

**Поз. t021**

**База грунтов**

Описание грунтов

N	Название	Тип грунта
1	ИГЭ 2 Крупный песок	
2	ИГЭ 3 Мелкий песок	

Характеристики грунтов

Вес и влажность

N	$\gamma$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$\gamma_{s3}$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$\gamma_{d3}$ [кН/м <sup>3</sup> ]	e	w [%]	w <sub>sat</sub> [%]	S <sub>r</sub> [%]
1	18.0	26.0	15.7	0.66	15.0	24.9	0.60
2	20.0	27.0	17.5	0.54	14.0	19.6	0.72

Механические характеристики

N	$\phi$ [град]	c [кН/м <sup>2</sup> ]	E [МПа]	E <sub>e</sub> [МПа]	v
1	37.0	2.0	30.0	150.0	0.30
2	30.0	5.0	28.0	140.0	0.25

Коэффициенты надежности

N	$\gamma_g(g)$	$\gamma_g(\phi)$	$\gamma_g(c)$	N	$\gamma_g(g)$	$\gamma_g(\phi)$	$\gamma_g(c)$
1	1.10	1.30	1.40	2	1.10	1.20	1.30

**Поз. t026**

**Проектные воздействия**

Воздействия

согласно СП 20.13330.2016

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Собственный вес ж/б конструкций
2	Кратковременное	Равномерно распределенная нагрузка - жилые помещения
3	Особое	Особое воздействие

Характеристики воздействий

№	$\gamma_f$	k <sub>1</sub>	учет С	учет О	группа несоч.	знак	распред по прол
1	1.10						
2	1.30	0.35	+	+			неблаг.
3	1.00					±	

Коэффициент

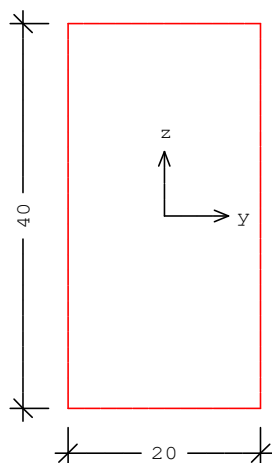
учет С - кратковр. нагрузка учитывают в сейсм. РСН  
 учет О - кратковр. нагрузка учитывают в особом РСН  
 надежности по ответственности сооружения  $\gamma_n = 1.00$

**Поз. t100**

**Элементы деревянных конструкций**

Расчетная схема

Длина балки	l	=	5.00	м
Ширина сечения	b	=	20.0	см
Высота сечения	h	=	40.0	см



Характеристики сечения

$I_y$ [см <sup>4</sup> ]	$W_y$ [см <sup>3</sup> ]	$S_y$ [см <sup>3</sup> ]
106667	5333	4000

Закрепления

x [м]	Вид закрепления
0.00	Шарнирное
5.00	Шарнирное

Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Знак
1	Постоянная	1.10	
2	Длительная	1.20	

Сосредоточенные нагрузки

№	x [м]	$Q_z$ [кН]	$M_y$ [кНМ]
2	2.50	3.0	

Распределенные нагрузки

№	от x [м]	до x [м]	$q_z$ [кН/м]
1	0.00	5.00	15.00

Продольные растягивающие силы

№	N [кН]	№	N [кН]
2	0.2		

Комбинации нагрузок

K	Номер нагрузки (Коэффициент)
1	1 (1.10)
2	1 (1.10) 2 (1.20)

Расчет

Согласно СП 64.13330.2017

Материал

Клееный элемент из древесины  
 Толщина слоев - 5.0 см  
 Порода - лиственница европейская  
 Сорт - 1  
 Элемент подвергнут пропитке антипиреном  
 Класс условий эксплуатации - 2  
 Температура воздуха - 20 °С  
 Срок службы сооружения - 10 лет

Коэффициенты условий работы	$m_B$	=	1.00	-
	$m_m$	=	1.00	-
	$m_a$	=	0.90	-

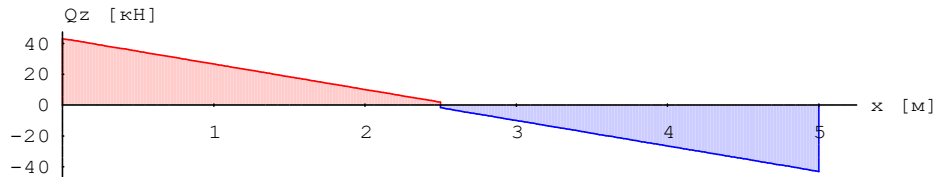
**Проверка прочности по нормальному напряжению**



Расчетная комбинация	Номер нагрузки (Коэффициент)	
	1 (1.10)	2 (1.20)

Поперечная сила

x [м]	Q <sub>z</sub> [кН]	Q <sub>z, дл</sub> [кН]
0.00	43.05	43.05
1.00	26.55	26.55
2.00	10.05	10.05
2.50	1.80	1.80
	-1.80	-1.80
3.00	-10.05	-10.05
4.00	-26.55	-26.55
5.00	-43.05	-43.05



Расчетная поперечная сила Q<sub>z</sub> = 43.05 кН  
 Q<sub>z, дл</sub> = 43.05 кН

Касательное напряжение τ = 0.81 МПа  
 τ<sub>дл</sub> = 0.81 МПа  
 τ<sub>дл</sub> / τ = 1.000 -

Коэффициенты условий работы

Вид деформации	m <sub>дл</sub>	m <sub>n</sub>	m <sub>б</sub>	m <sub>сл</sub>	m <sub>с.с</sub>
Скалывание	0.53	1.00	1.00	0.95	1.00

Расчетное сопротивление R = R<sup>A</sup> m<sub>дл</sub> Γ m<sub>б</sub> = 1.09 МПа  
 R<sup>A</sup> = 2.40 МПа

Условие прочности τ / R = 0.81 / 1.09 = **0.742** ≤ 1

**Проверка устойчивости балки по условию (30) не проводится при φ<sub>М</sub> > 1**

**Несущая способность балки обеспечена**

**Определение прогиба**

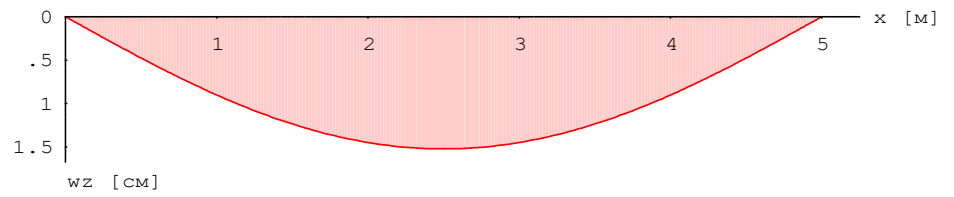
Норматив. комбинация	Номер нагрузки (Коэффициент)	
	1 (1.00)	2 (1.00)

Модуль упругости E<sup>II</sup> = E<sub>ср</sub> m<sub>дл</sub>, E<sub>мв</sub> m<sub>m</sub> m<sub>с.с</sub> = 8.00 ГПа  
 E<sub>ср</sub> = 10.00 ГПа  
 m<sub>дл, E</sub> = 0.80 -  
 m<sub>с.с</sub> = 1.00 -

Изгибная жесткость EI<sub>y</sub> = 8.53 МНм<sup>2</sup>

Прогиб и поворот

x [м]	w <sub>z</sub> [см]	d <sub>y</sub> [-]
0.00	0.00	0.00970
1.00	0.90	0.00771
2.00	1.45	0.00291
2.50	1.52	0.00000
3.00	1.45	-0.00291
4.00	0.90	-0.00771
5.00	0.00	-0.00970



Максимальный прогиб  $w_{max} = 1.52$  см

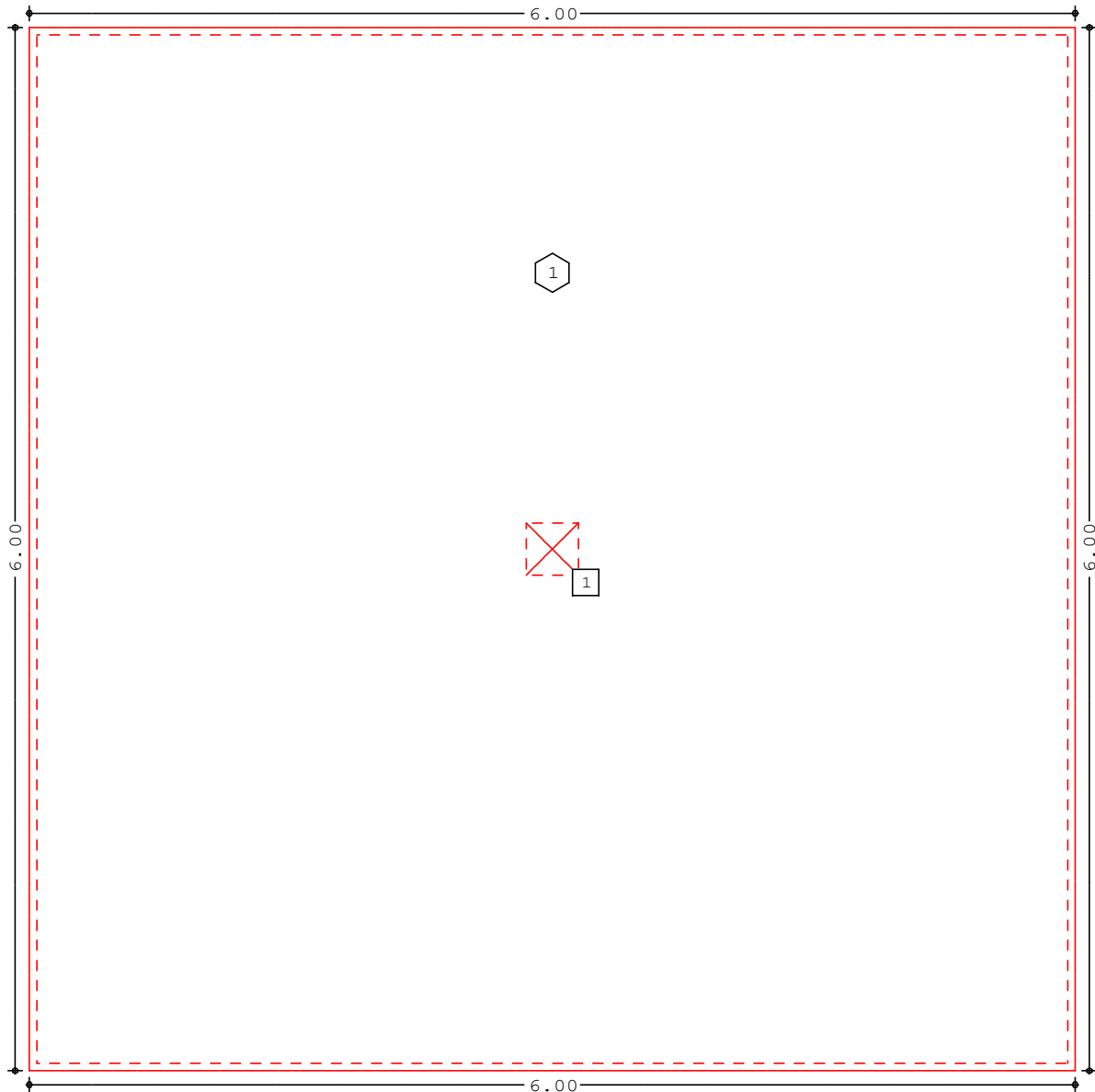
Расчет выполнен модулем 100 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t200K**

**Квадратная плита**

Расчетная схема

М = 1 : 40



Плиты

№	Размеры		Толщина [см]	Координаты	
	lx [м]	ly [м]		x [м]	y [м]
1	6.00	6.00	20.0	0.00	0.00

Условия закрепления

№ плиты	Ширина опирания [см]				Закрепления сторон [-, %]			
	Н	П	В	Л	Н	П	В	Л
1	30.0	30.0	30.0	30.0	0	0	0	0

Обозначения : Н - снизу, П - справа,  
 В - сверху, Л - слева

Опирание плиты : -1 - свободный край  
 0 - шарнирное опирание  
 100 - заделка

Колонны

№	lx	ly	x	y	П	В	М	Жёсткость
	[см]	[см]						
1	30.0	30.0	3.00	3.00	1	1	1	5.000e+06

x, y - координаты центра колонны, заданные относительно вершины (В) плиты (П)

Модель колонны (М) :

- 1 - упругое основание по всей площади колонны  
( жёсткость в кН/м<sup>3</sup> )
- 2 - жёсткая точечная опора в центре колонны
- 3 - точечные пружины в центре колонны  
( жёсткости в кН/м и кНм соответственно )

Капители колонн

№ колонны	Вид	l <sub>x</sub> [см]	l <sub>y</sub> [см]	h [см]
1	плавн.	50.0	50.0	30.0

Нагружение

№	Вид	K <sub>l</sub>	γ <sub>f</sub>	Распределение по пролётам	p [кПа]	P [кН]
1	постоянная		1.10	Заданное	5.00	180.00
2	кратковременная	0.35	1.20	Неблагопр.	20.00	720.00

P - суммарная нагрузка

K<sub>l</sub> - коэффициент длительной части

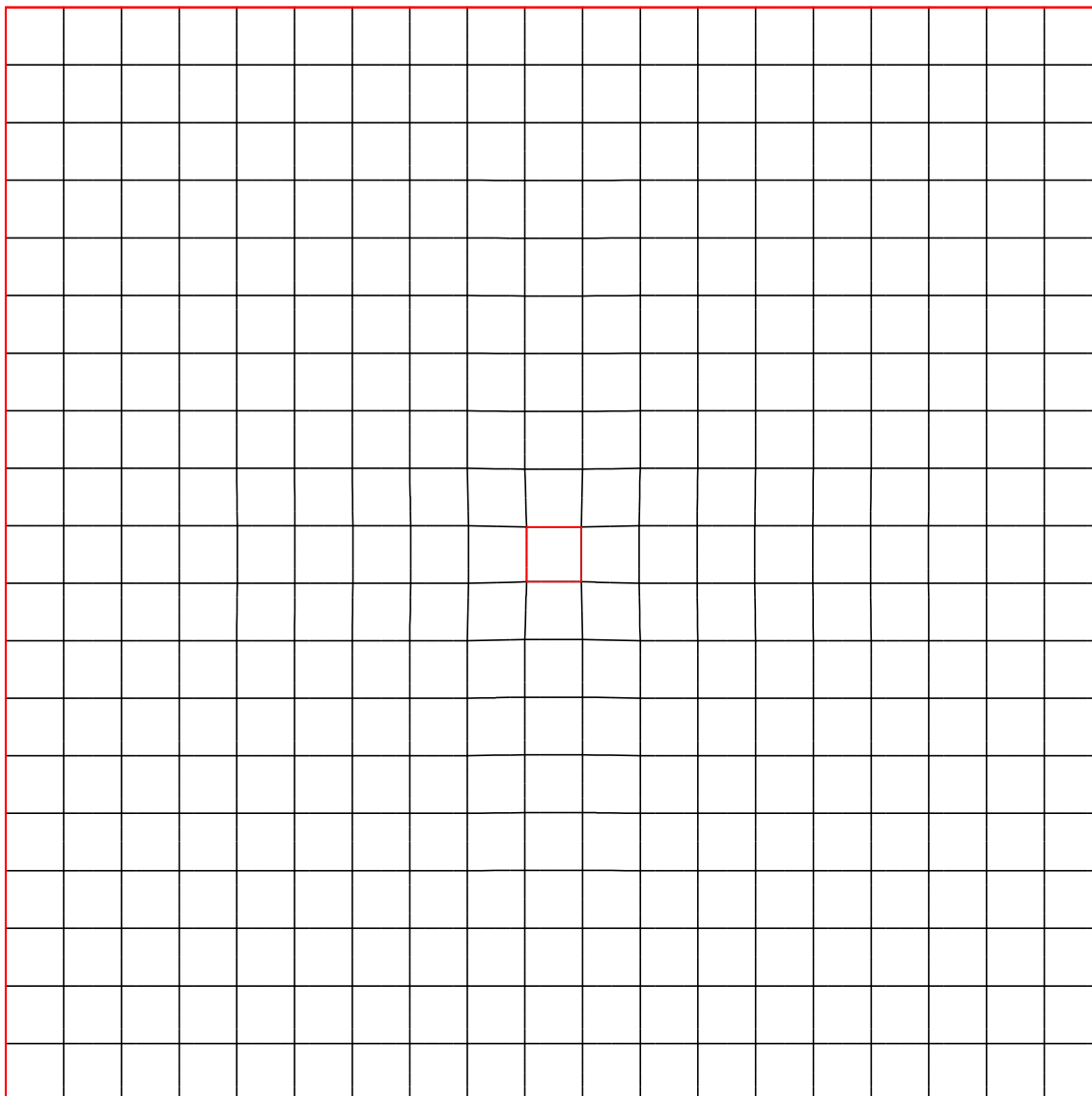
Внутренние усилия

по каждой нагрузке

(расчёт методом конечных элементов)

КЭ-сетка

M = 1 :40



Характерный размер элемента сетки  $l = 0.30$  м

Модуль упругости  $E_b = 30000$  МПа

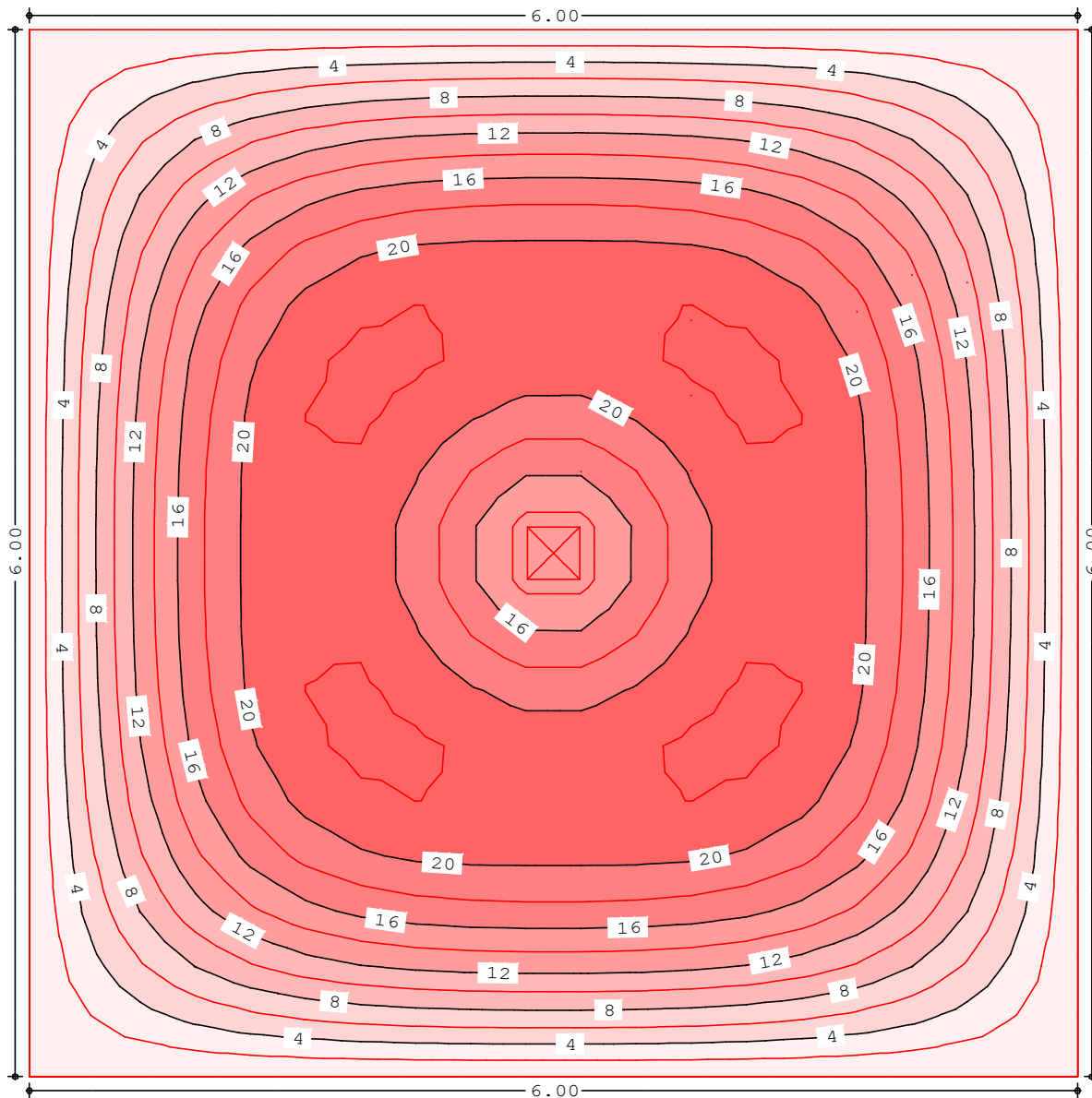
Коэффициент Пуассона  $\nu = 0.20$

Коэффициент учета кручения  $0.0$



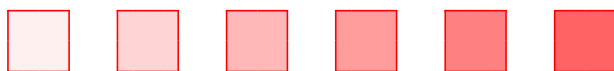
Нагрузка № 1  
 Перемещения  
 М = 1 : 40

Постоянная нагрузка  
 [мм]



Все значения умножены на 100

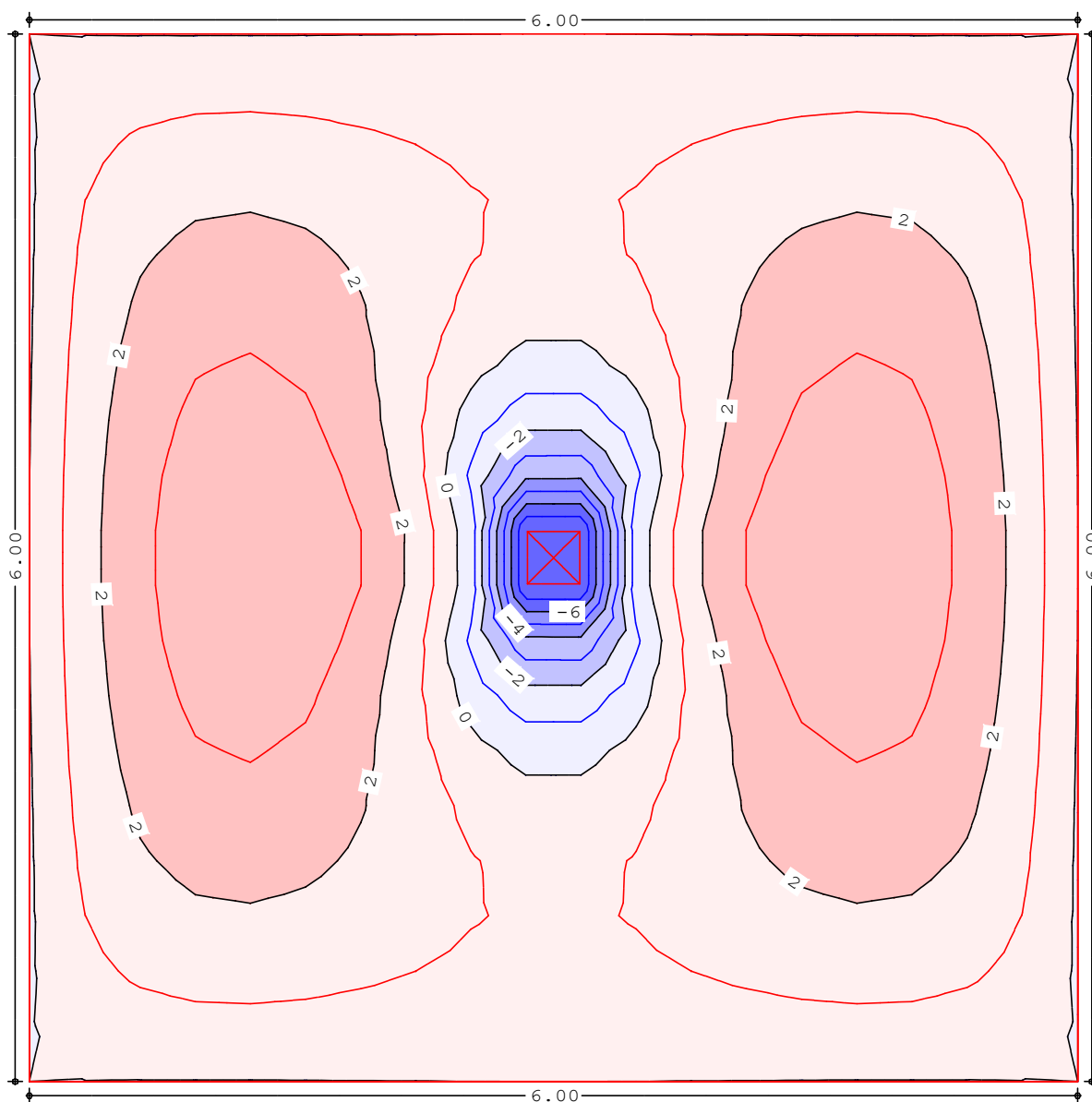
0.0    4.0    8.0    12.0    16.0    20.0    22.4



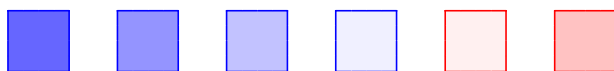
Перемещения

№ ПЛИТЫ	w [мм]
1	0.22

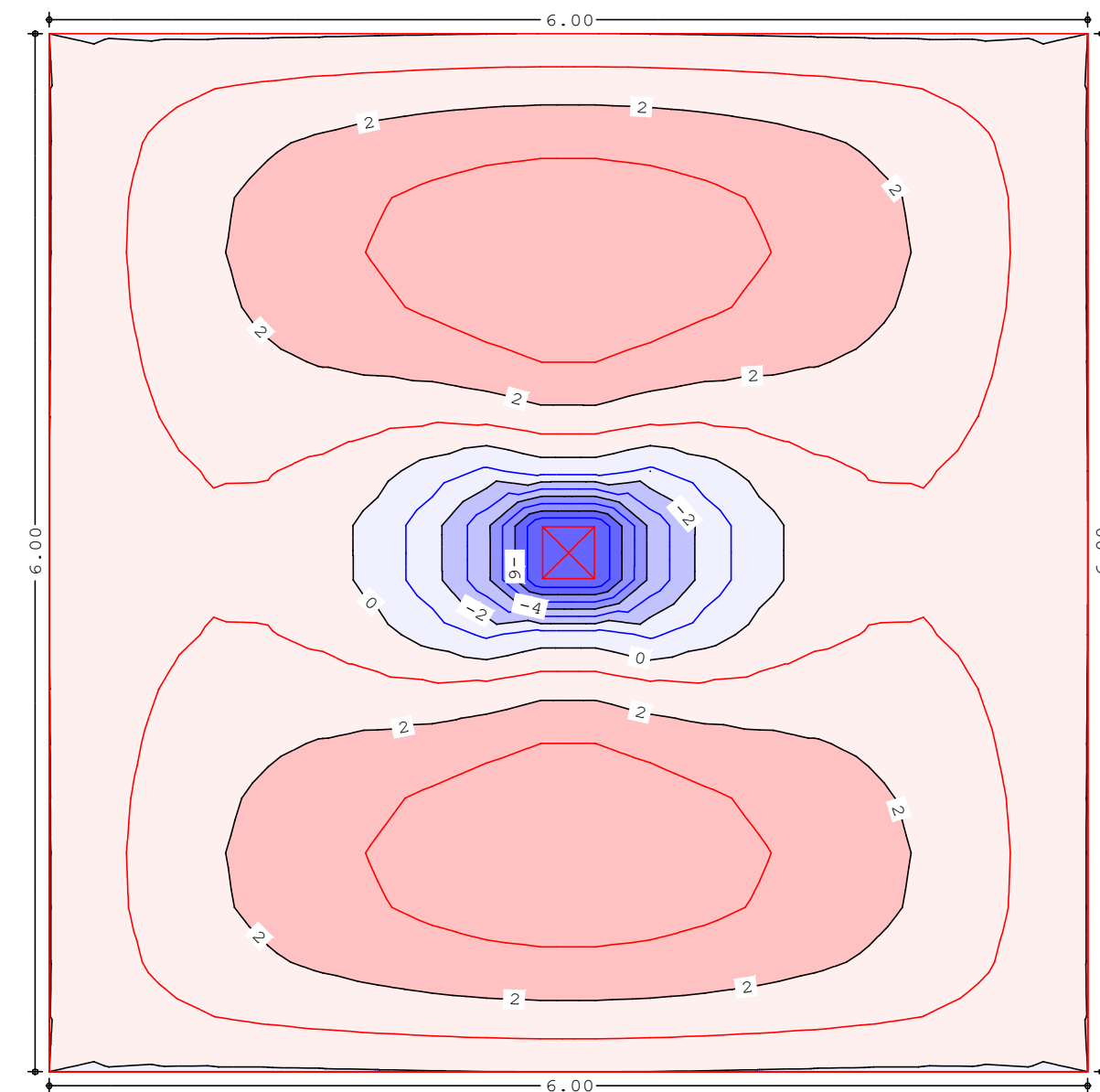
Моменты  $M_x$  [кНм/м]  
М = 1 : 40



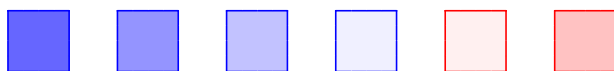
-8.21 -6.00 -4.00 -2.00 0.00 2.00 3.79



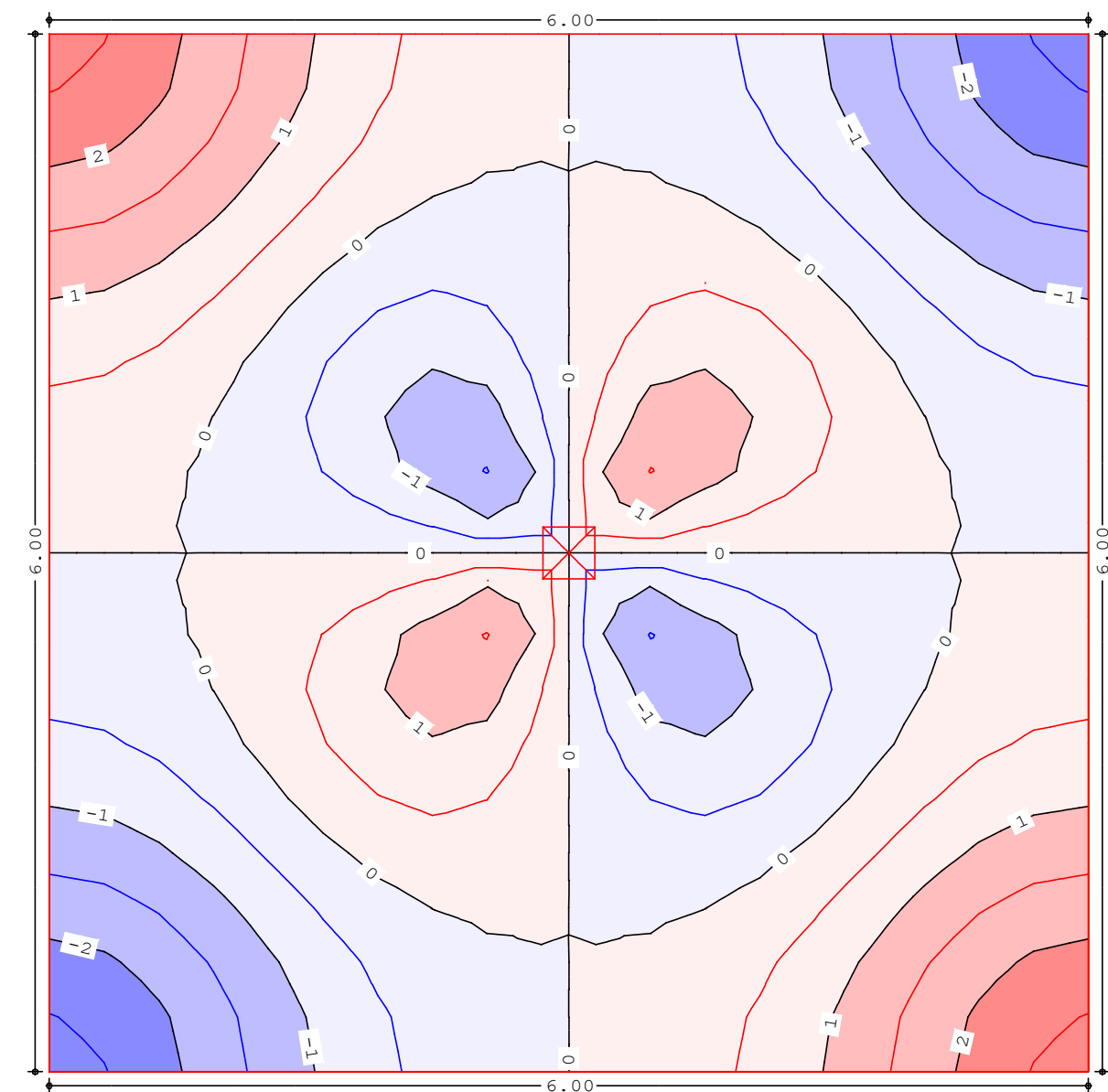
Моменты  $M_y$  [кНм/м]  
М = 1 : 40



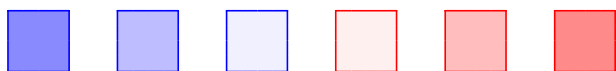
-8.21 -6.00 -4.00 -2.00 0.00 2.00 3.79



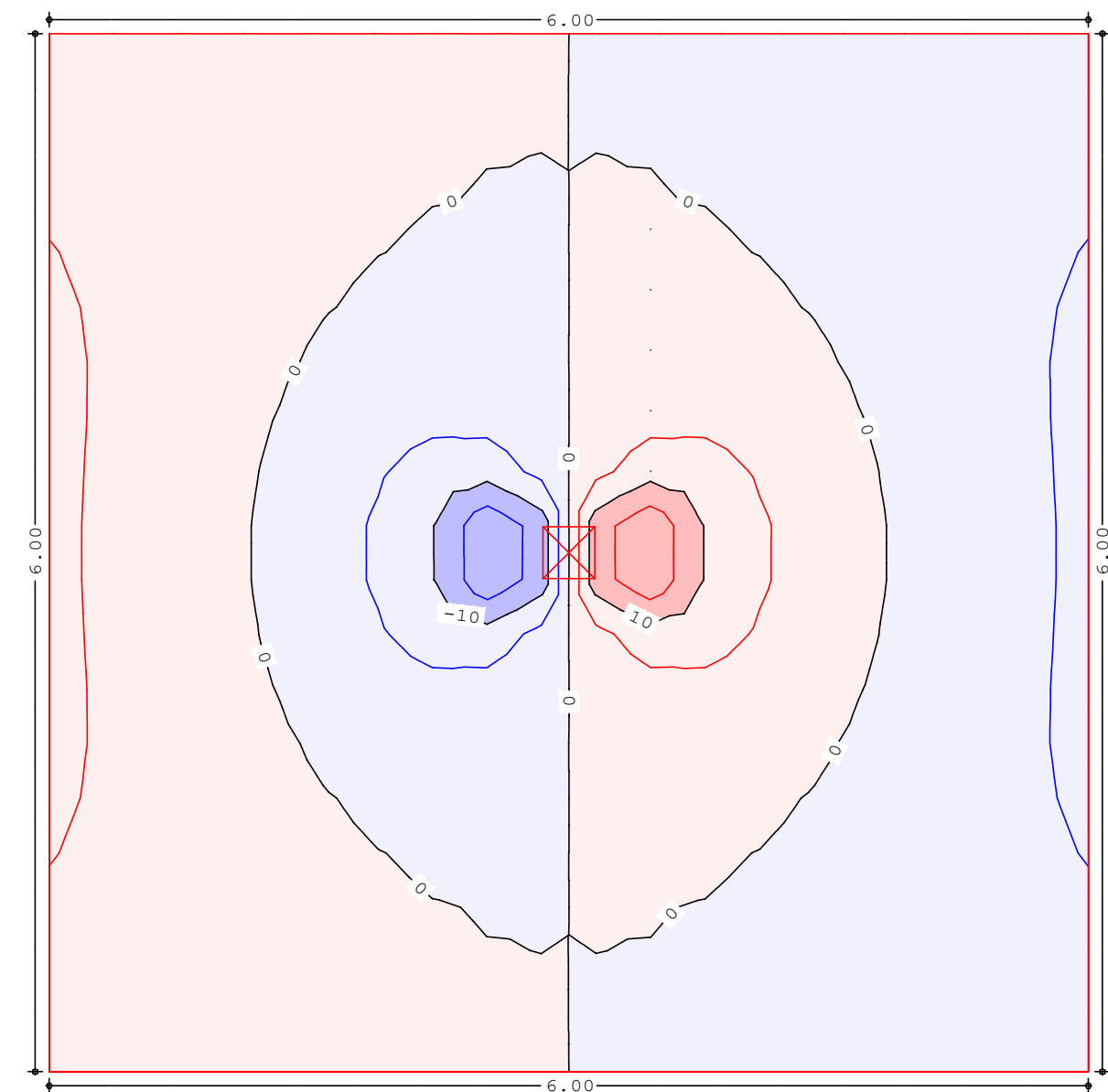
Моменты  $M_{xy}$  [кНм/м]  
М = 1 : 40



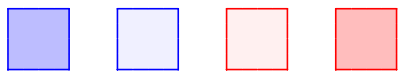
-2.68 -2.00 -1.00 0.00 1.00 2.00 2.68



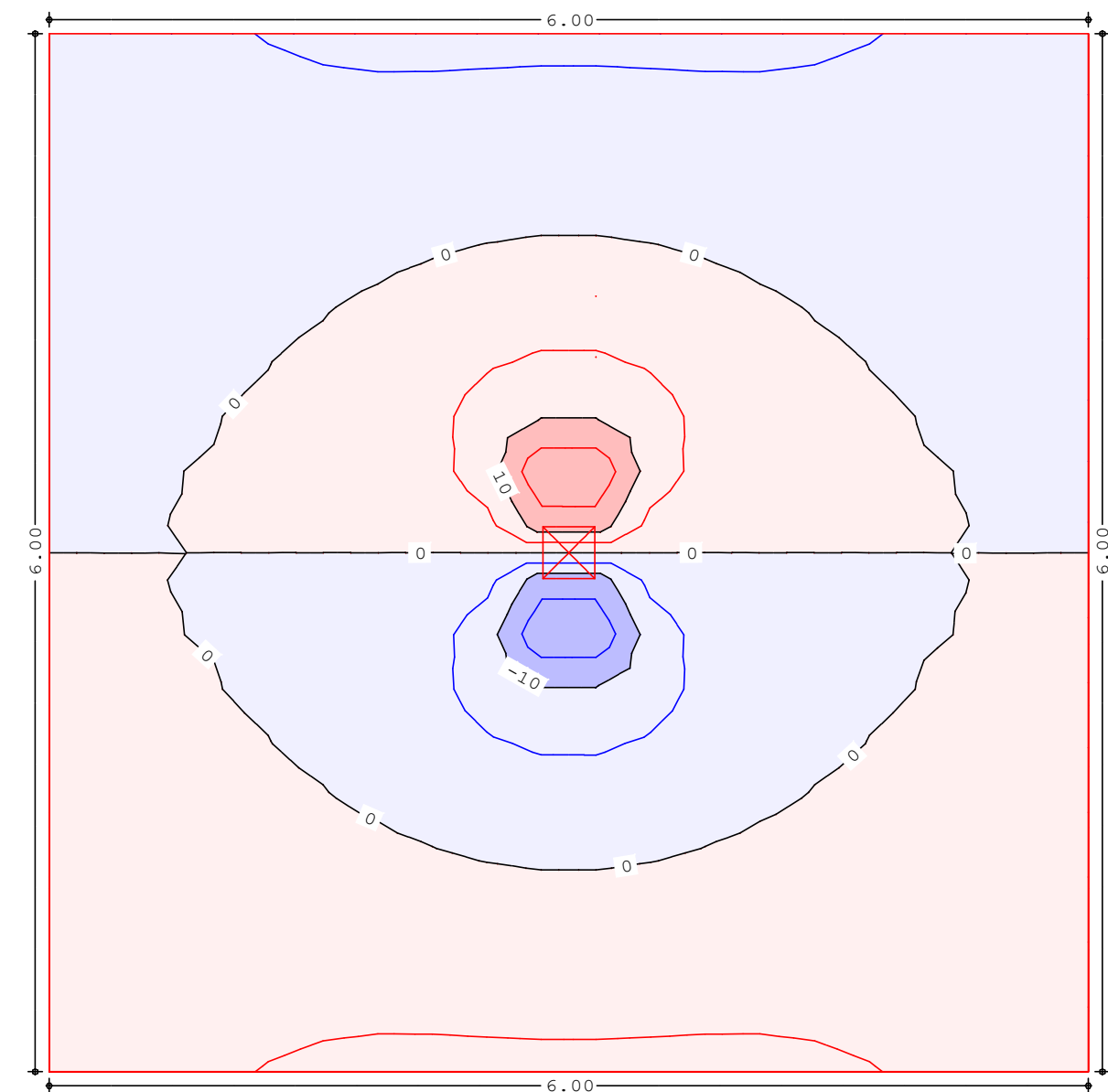
Поперечные силы Qx [кН/м]  
М = 1 : 40



-19.0   -10.0   0.0   10.0   19.0



Поперечные силы  $Q_y$  [кН/м]  
 М = 1 : 40



-19.0   -10.0   0.0   10.0   19.0



Опорные реакции  
по отрезкам

№ плиты	Сторона	a [м]	l [м]	q [кН/м]
1	Нижняя	0.00	6.00	5.13
	Правая	0.00	6.00	5.13
	Верхняя	0.00	6.00	5.13
	Левая	0.00	6.00	5.13

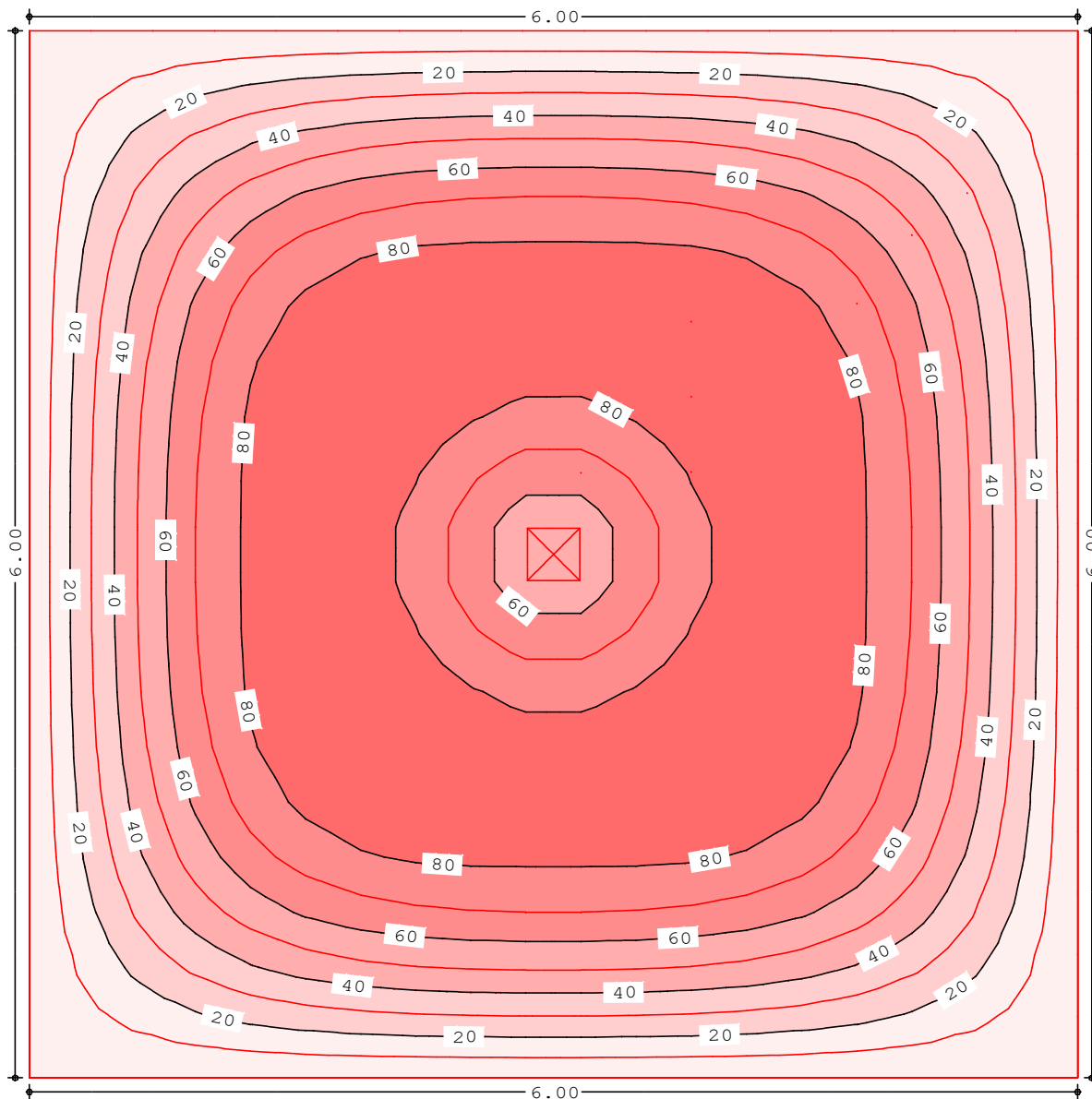
Опорные реакции  
колонн

№	Q [кН]	Mx [кНм]	My [кНм]
1	56.88	0.00	-0.00

Сумма всех опорных реакций Q = 180.0 кН

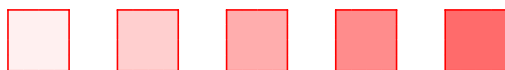
Нагрузка № 2  
 Перемещения  
 M = 1 : 40

Кратковременная нагрузка  
 [мм]



Все значения умножены на 100

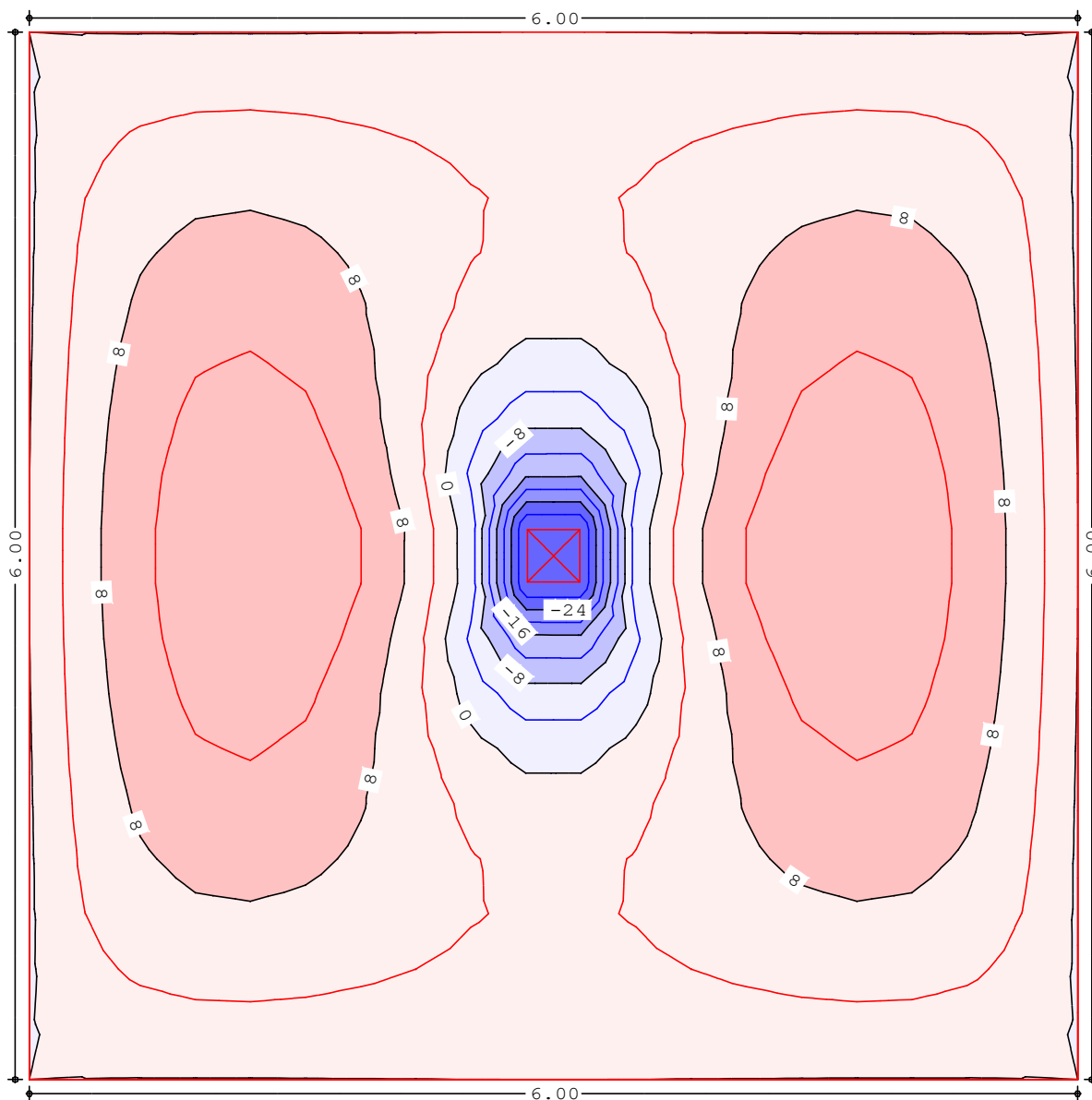
0.0 20.0 40.0 60.0 80.0 89.7



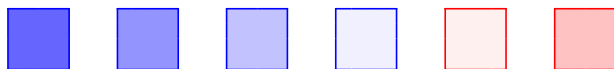
Перемещения

№ плиты	w [мм]
1	0.90

Моменты  $M_x$  [кНм/м]  
М = 1 : 40

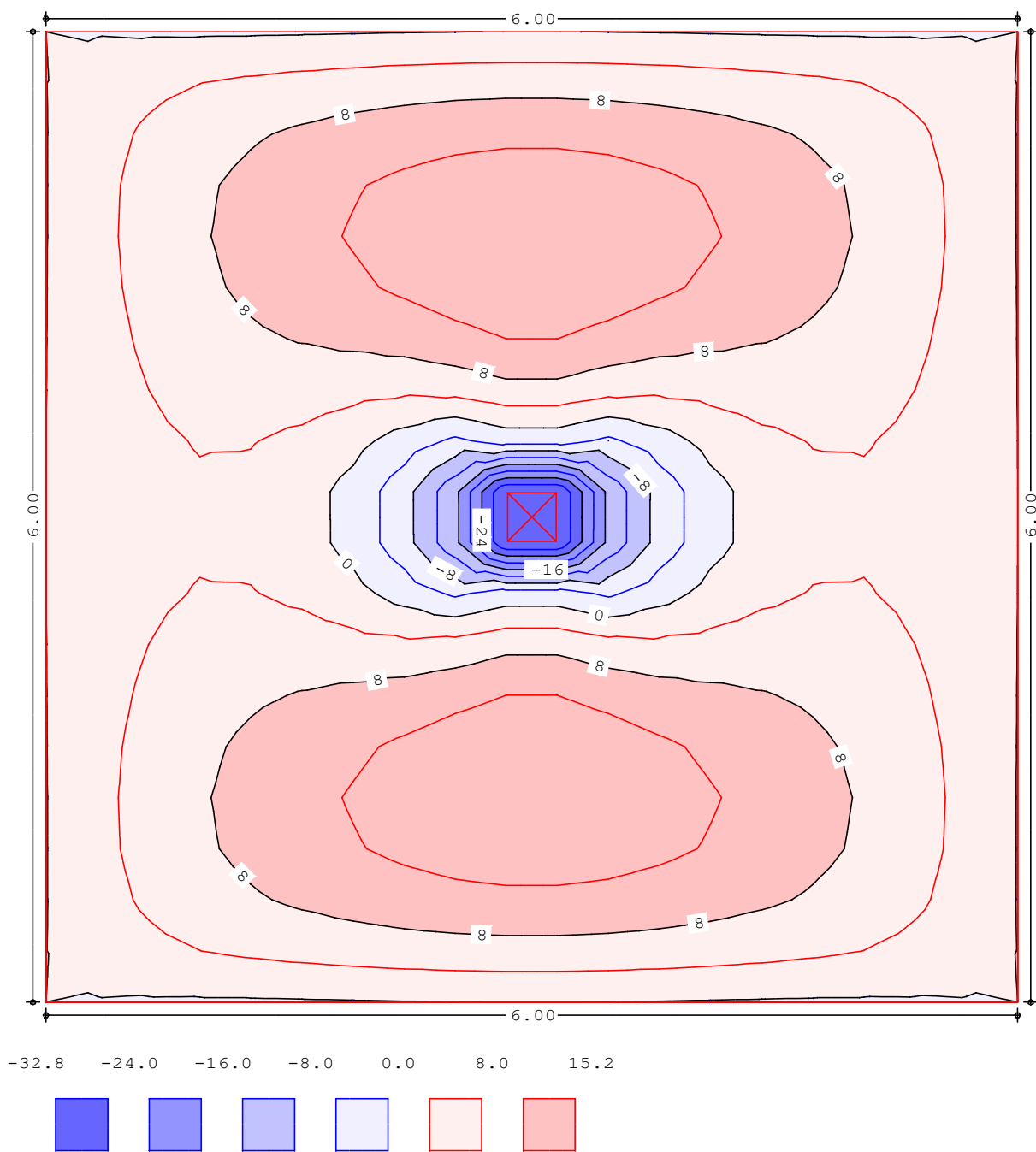


-32.8   -24.0   -16.0   -8.0   0.0   8.0   15.2

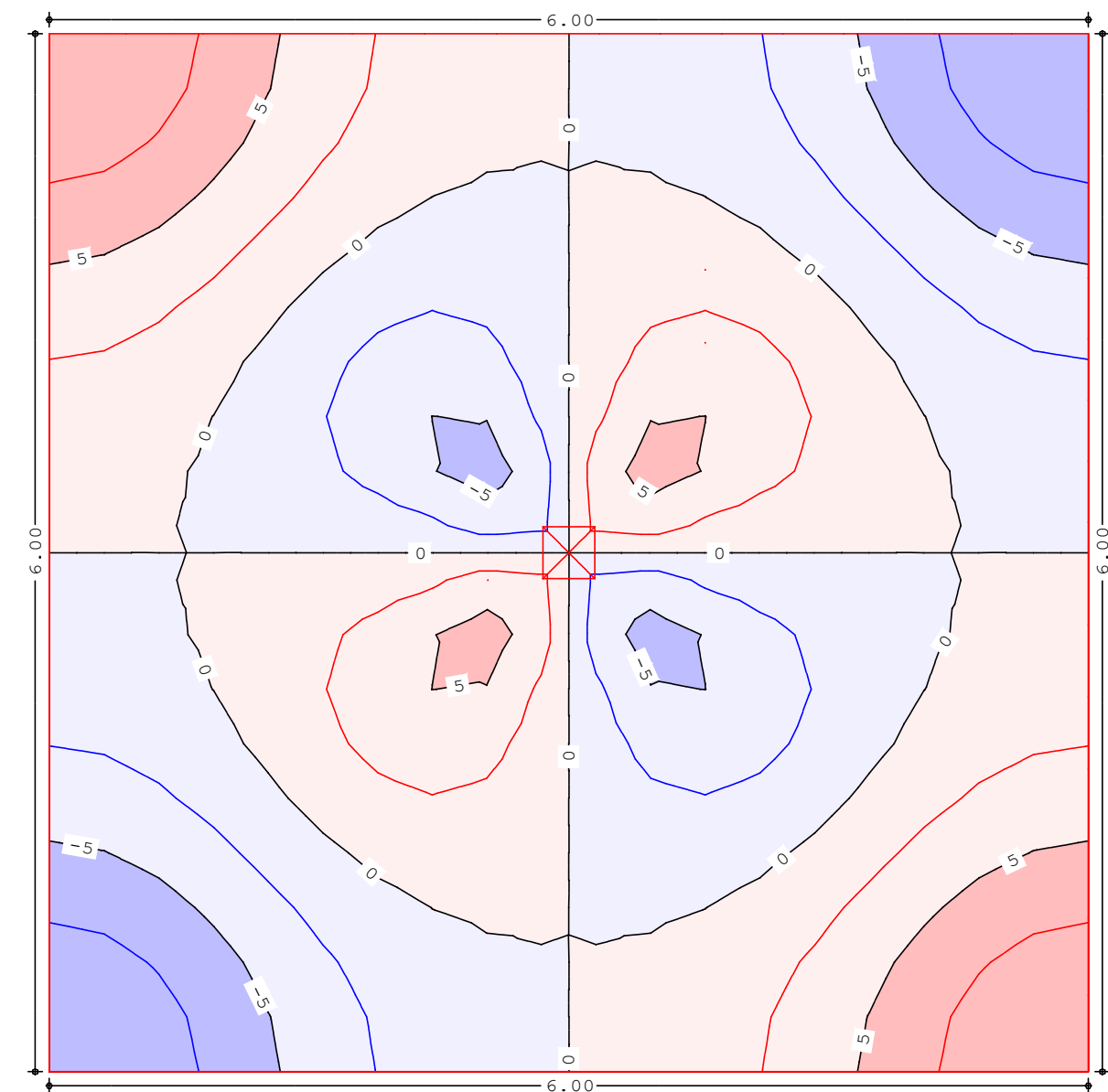




Моменты  $M_y$  [кНм/м]  
М = 1 : 40



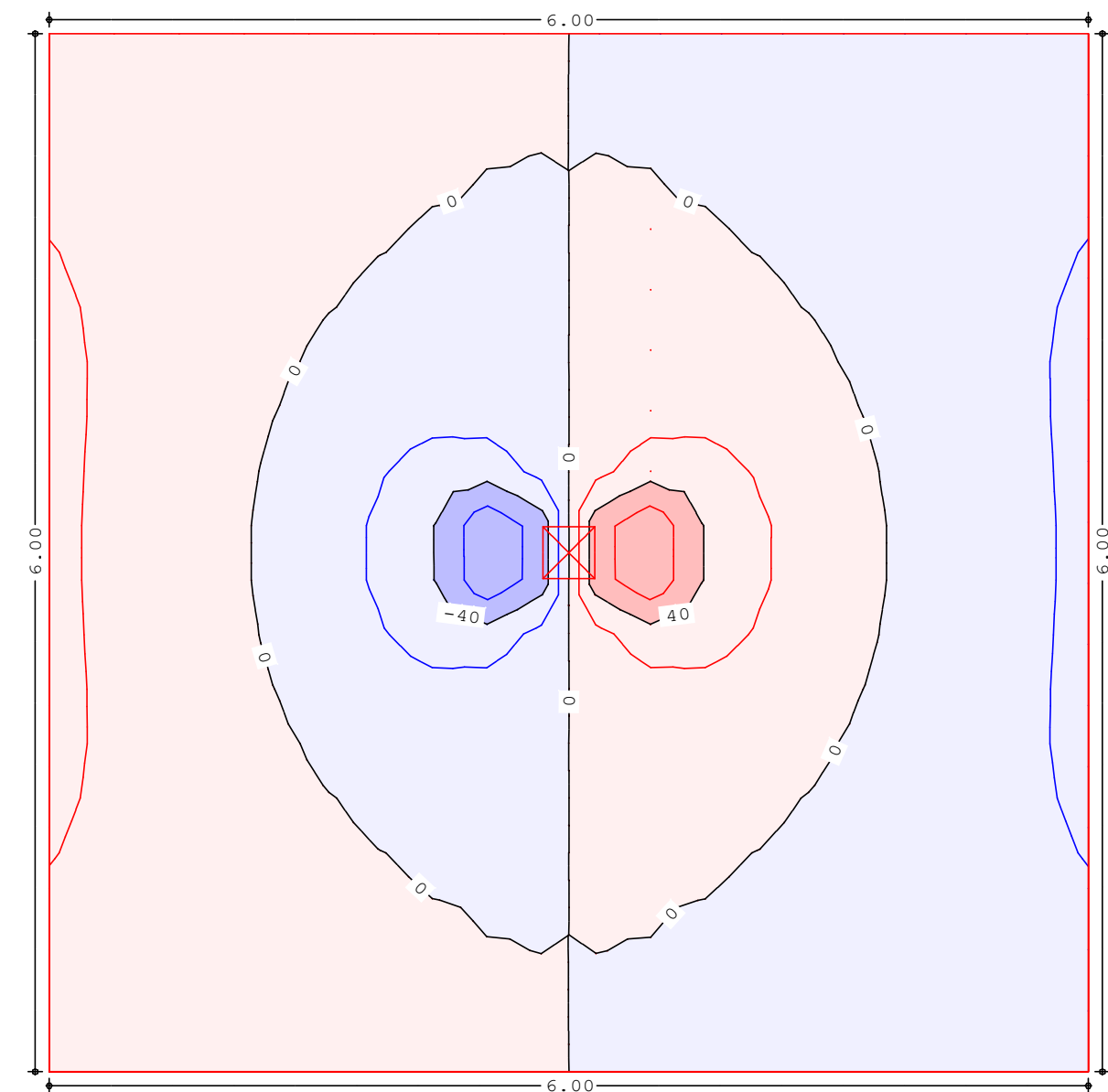
Моменты  $M_{xy}$  [кНм/м]  
М = 1 : 40



-10.7 -5.0 0.0 5.0 10.7



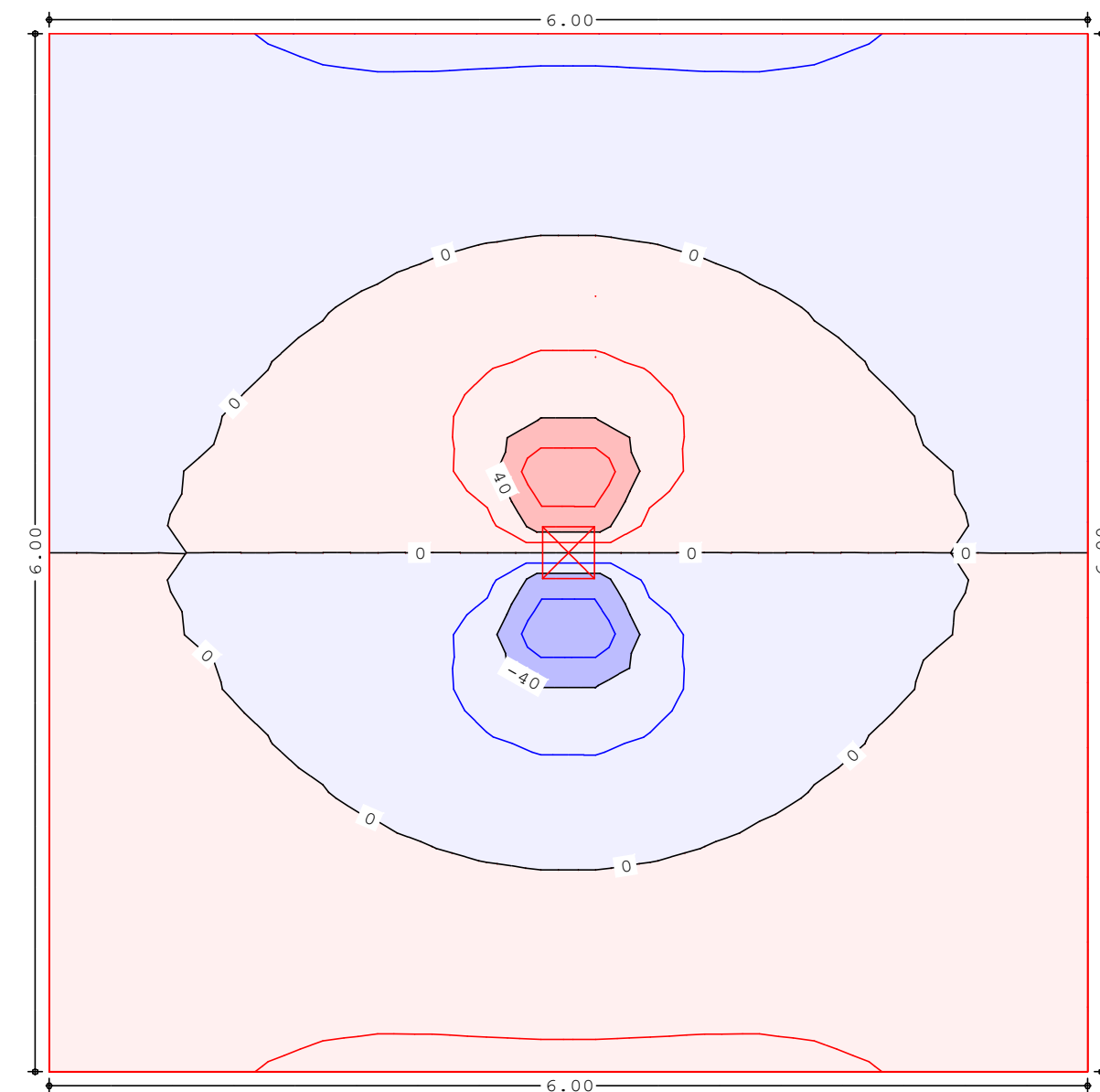
Поперечные силы Qx [кН/м]  
М = 1 : 40



-76.0   -40.0   0.0   40.0   76.0



Поперечные силы  $Q_y$  [кН/м]  
 М = 1 : 40



-76.0   -40.0   0.0   40.0   76.0



Опорные реакции  
 по отрезкам

№ плиты	Сторона	а [м]	l [м]	q [кН/м]
1	Нижняя	0.00	6.00	20.52
	Правая	0.00	6.00	20.52
	Верхняя	0.00	6.00	20.52
	Левая	0.00	6.00	20.52

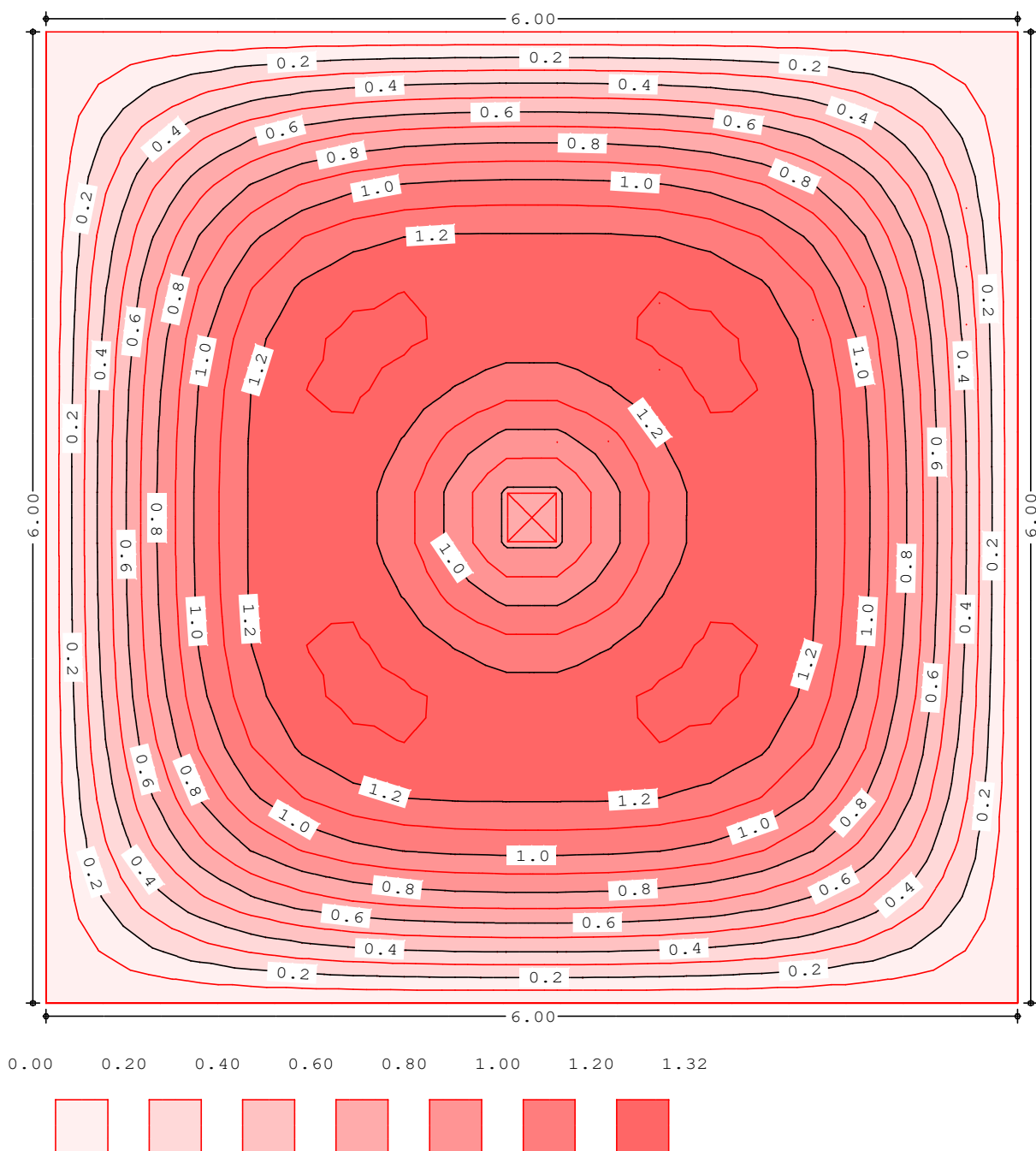
Опорные реакции  
 колонн

№	Q [кН]	Mx [кНм]	My [кНм]
1	227.54	0.00	-0.00

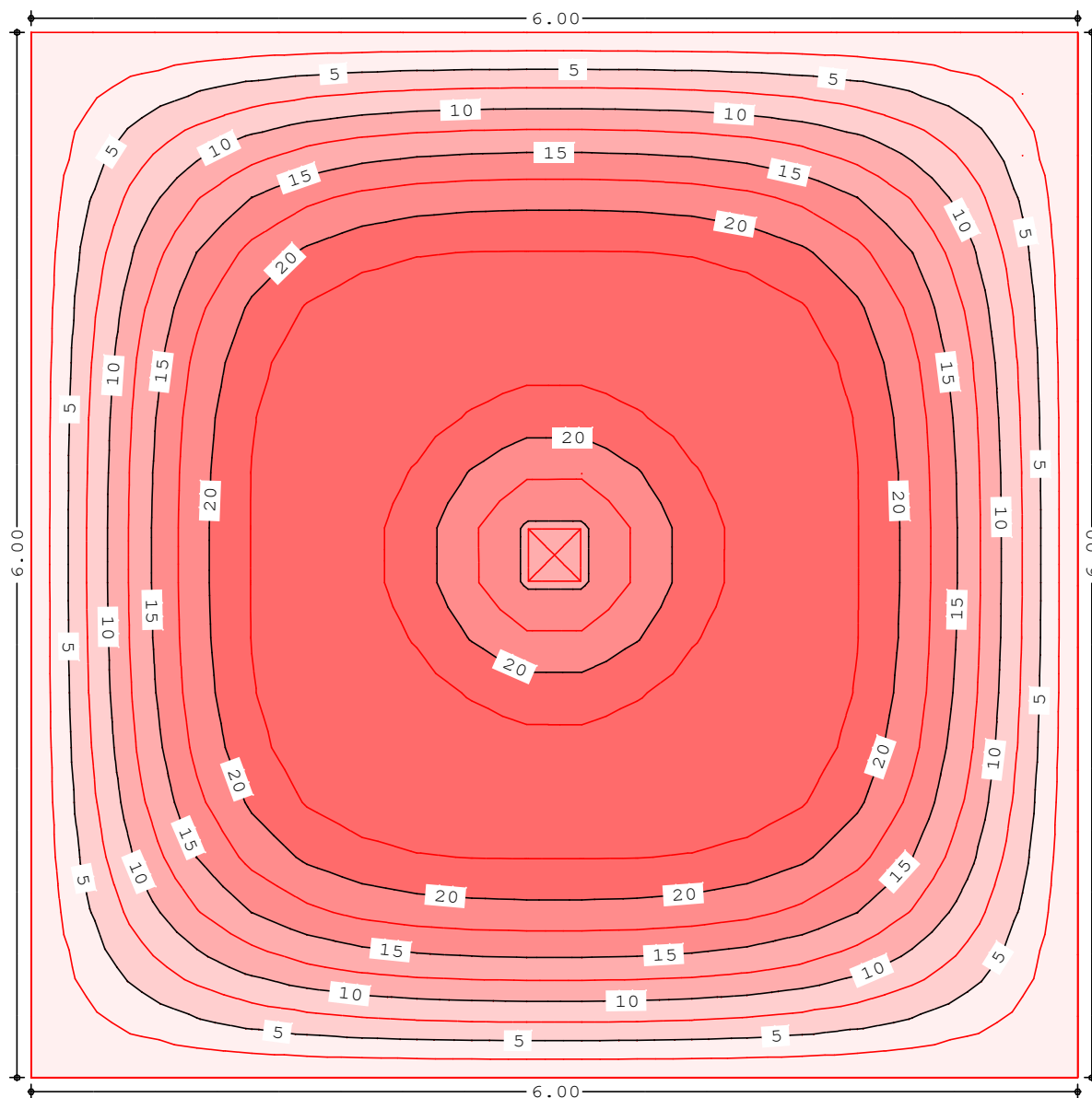
Сумма всех опорных реакций  $Q = 720.0$  кН

Расч. сочет. усилий согласно СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия.  
Перемещения ( максимальные значения ) [мм]

М = 1 : 40



Перемещения ( минимальные значения ) [мм]  
 М = 1 : 40



Все значения умножены на 100

0.0 5.0 10.0 15.0 20.0 24.7

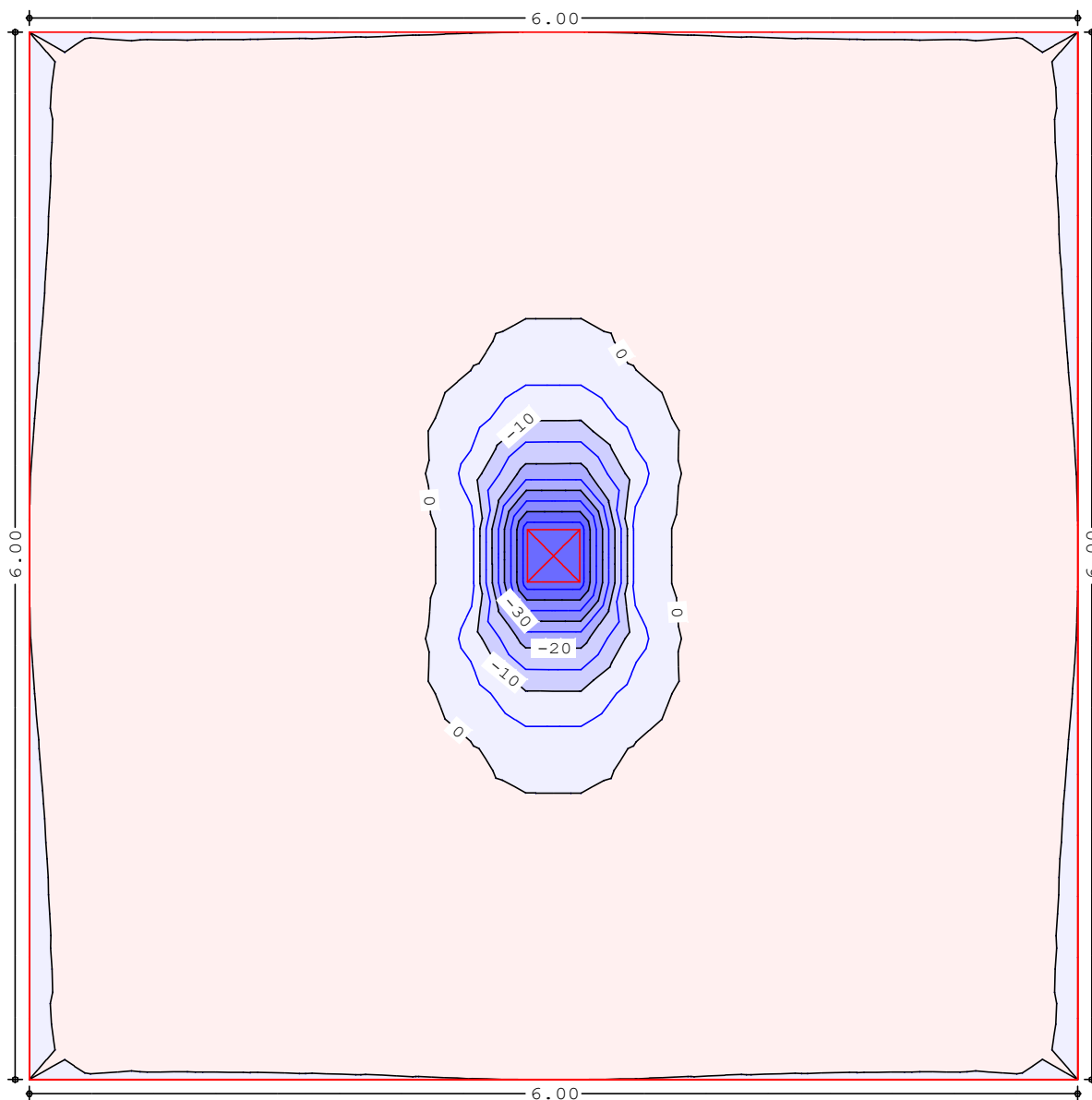


Перемещения

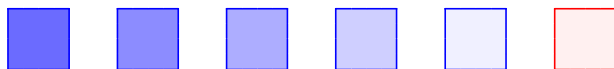
№ плиты	max w [мм]	min w [мм]
1	1.32	0.00



Моменты  $M_x$  (минимальные значения) [кНм/м]  
М = 1 : 40

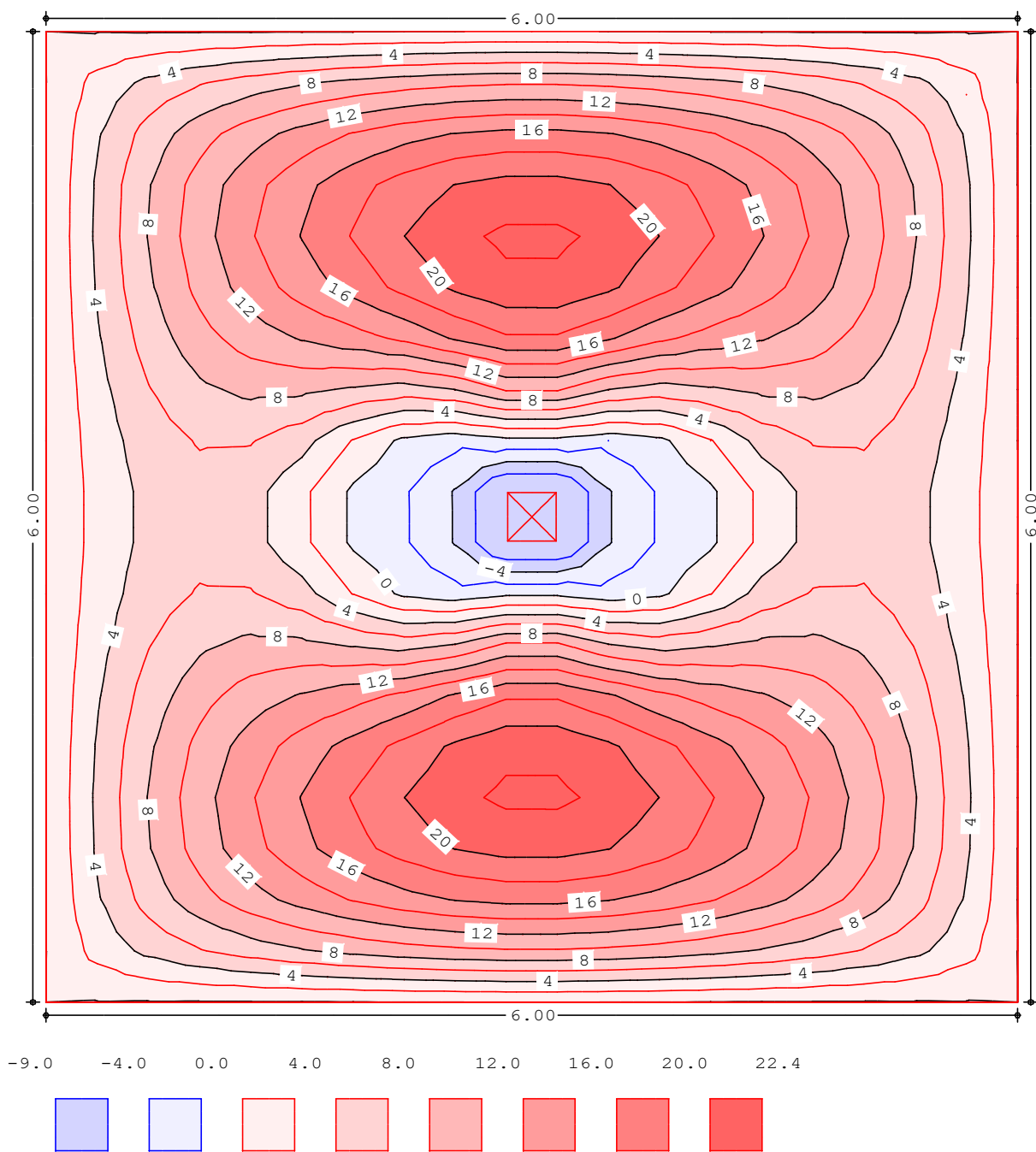


-48.4 -40.0 -30.0 -20.0 -10.0 0.0 4.2

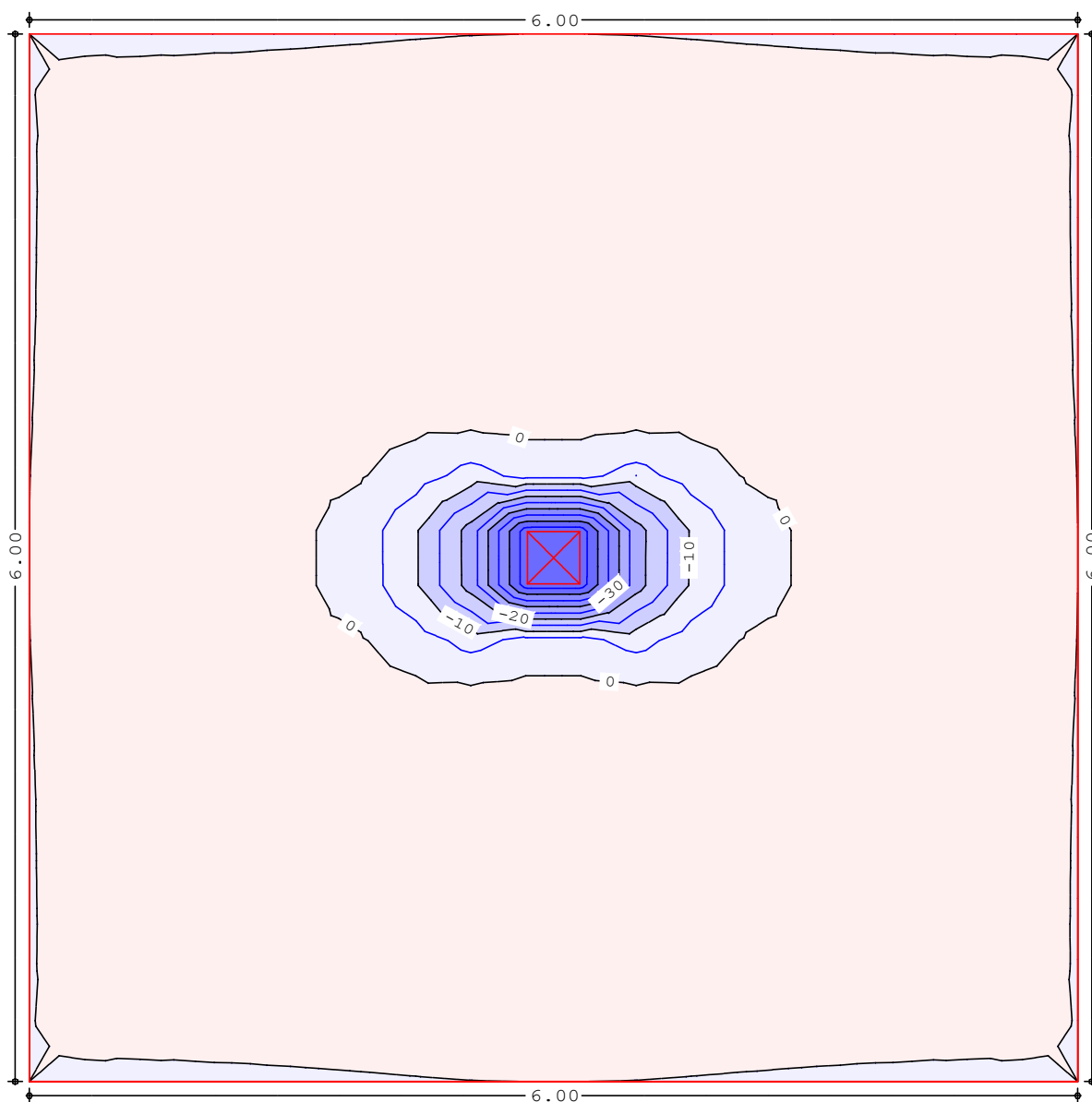




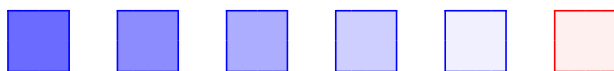
Моменты  $M_u$  (максимальные значения) [кНм/м]  
М = 1 : 40



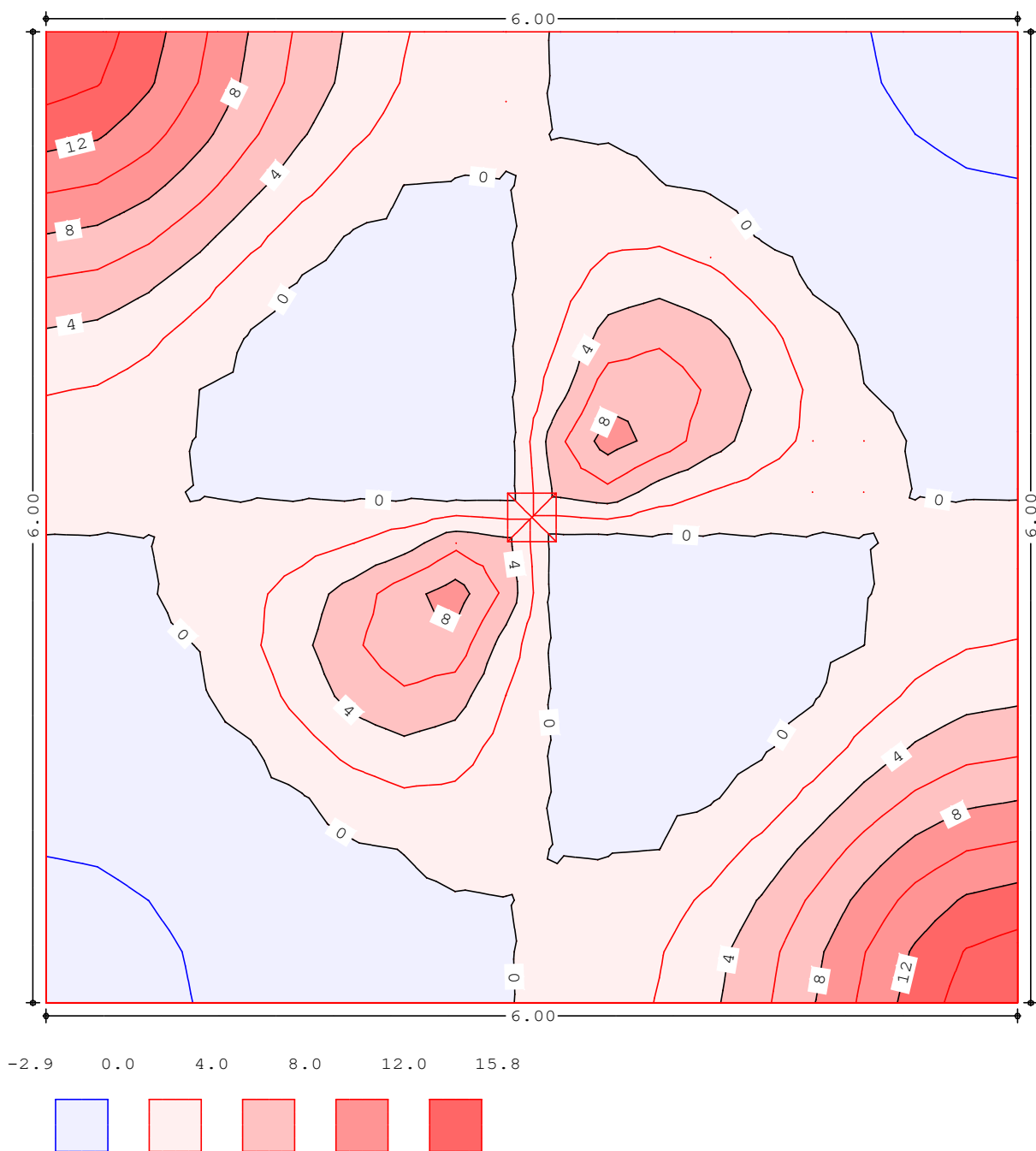
Моменты  $M_y$  ( минимальные значения ) [кНм/м]  
М = 1 : 40



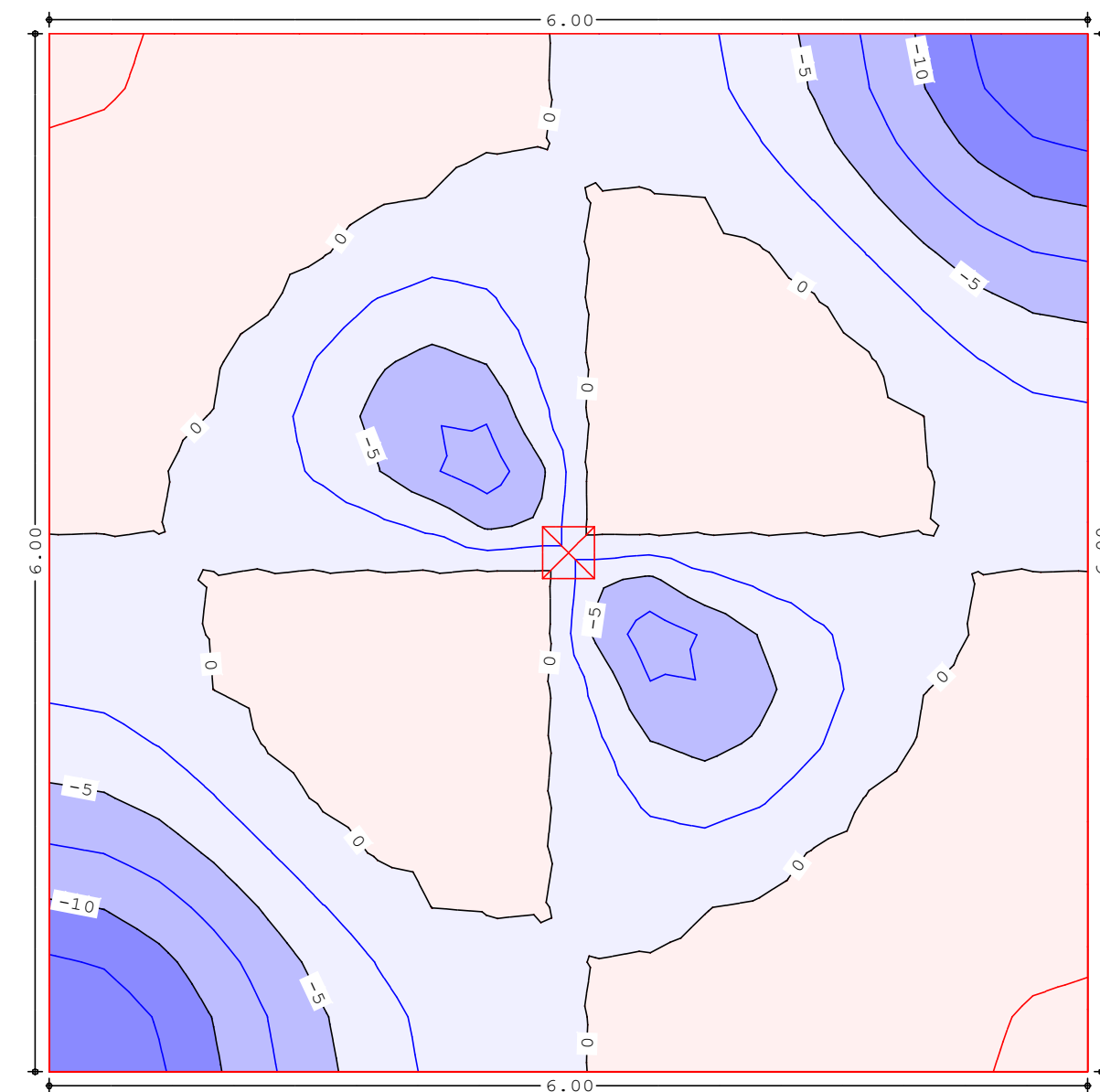
-48.4   -40.0   -30.0   -20.0   -10.0   0.0   4.2



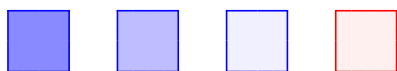
Моменты  $M_{xy}$  ( максимальные значения ) [кНм/м]  
М = 1 : 40



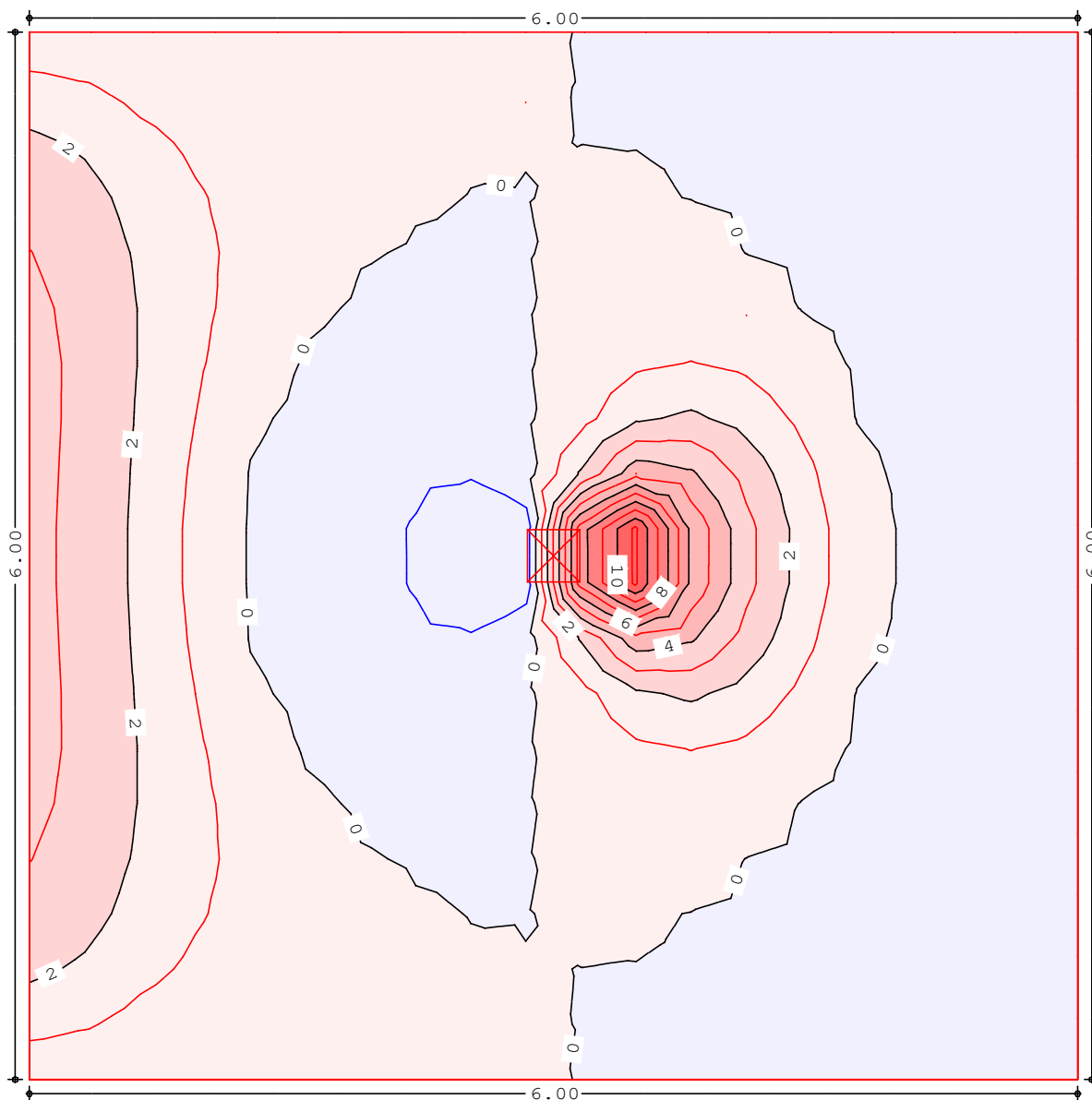
Моменты  $M_{xy}$  ( минимальные значения ) [кНм/м]  
М = 1 : 40



-15.8   -10.0   -5.0   0.0   2.9



Поперечные силы Qx (максимальные значения) [кН/м]  
М = 1 :40



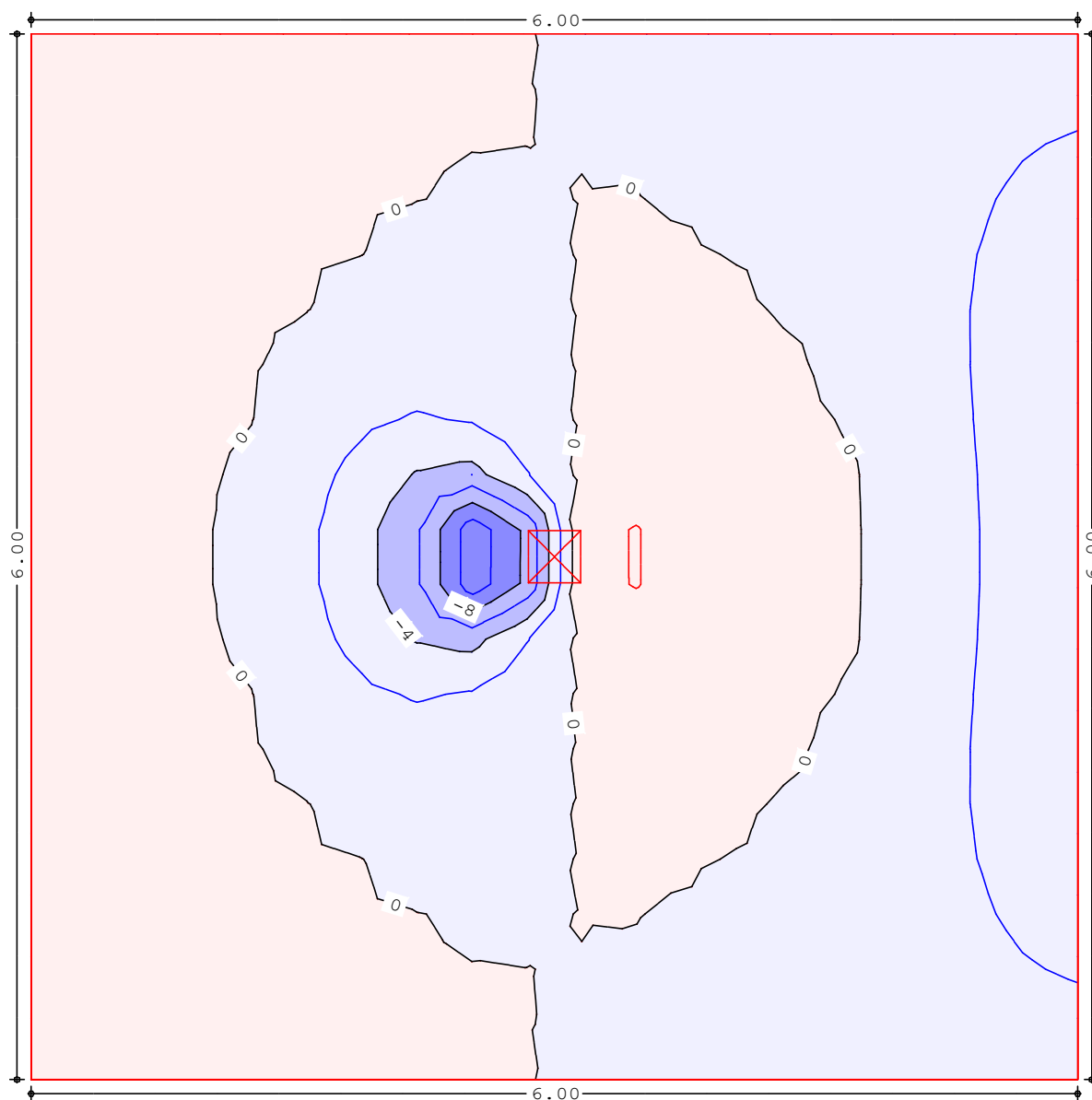
Все значения умножены на 0.1

-2.1 0.0 2.0 4.0 6.0 8.0 10.0 11.2



Поперечные силы Qx ( минимальные значения ) [кН/м]

M = 1 :40

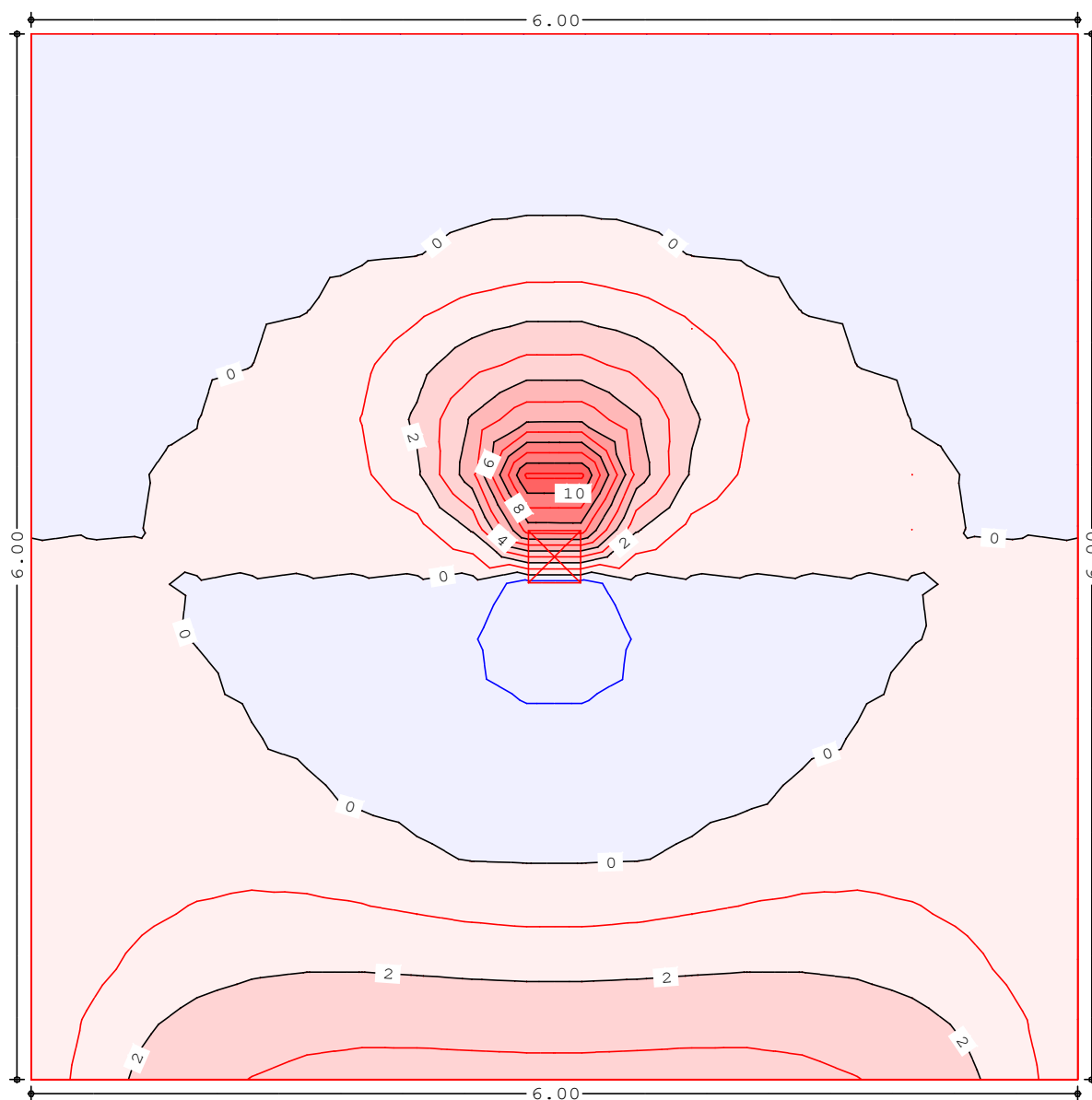


Все значения умножены на 0.1

-11.2   -8.0   -4.0   0.0   2.1



Поперечные силы  $Q_y$  (максимальные значения) [кН/м]  
М = 1 : 40

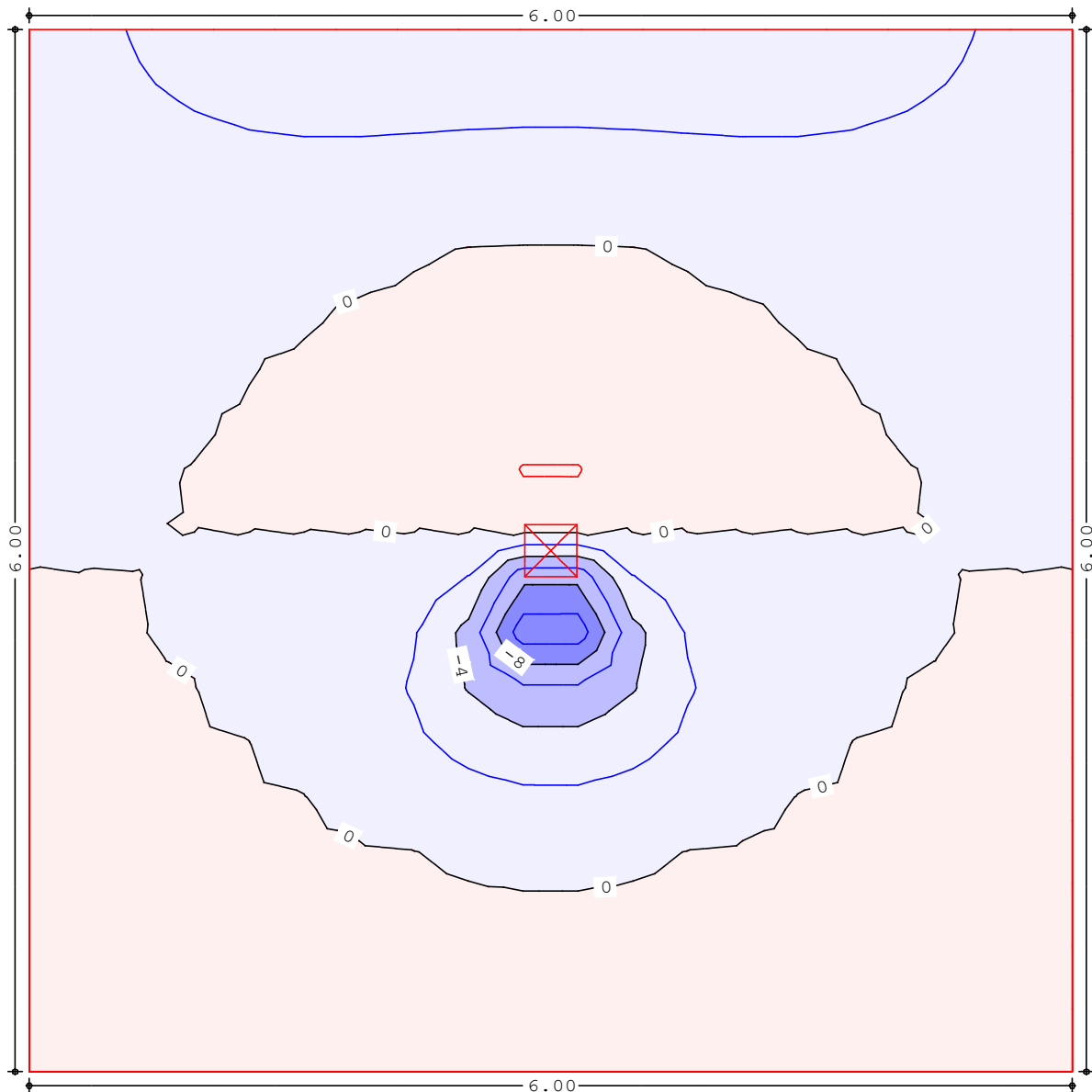


Все значения умножены на 0.1

-2.1 0.0 2.0 4.0 6.0 8.0 10.0 11.2



Поперечные силы  $Q_y$  ( минимальные значения ) [кН/м]  
 М = 1 : 40



Все значения умножены на 0.1

-11.2   -8.0   -4.0   0.0   2.1



Опорные реакции  
 (по отрезкам)

№ плиты	Сторона	a [м]	l [м]	max q [кН/м]	min q [кН/м]
1	Нижняя	0.00	6.00	30.27	5.64
	Правая	0.00	6.00	30.27	5.64
	Верхняя	0.00	6.00	30.27	5.64
	Левая	0.00	6.00	30.27	5.64

Опорные реакции  
 колонн

№	max Q [кН]	min Q [кН]	max Mx [кНм]	min Mx [кНм]	max My [кНм]	min My [кНм]
1	335.62	62.57	0.00	0.00	-0.00	-0.00



Расчётные моменты

Существенные сочетания усилий

№ сочетания	№ нагрузки	Коэффициент	Нагружение пролётов
1	1	1.10	+
	2	1.20	+

Расчётные моменты для определения нижней арматуры

№ плиты	Н	№ сочет.	М [кНм/м]	Соответствующие моменты		
				Мх [кНм/м]	Му [кНм/м]	Мху [кНм/м]
1	X	1	23.36	20.37	4.76	-2.99
	Y	1	23.36	4.76	20.37	-2.99

Расчётные моменты для верхней арм. по сторонам плит

№ плиты	Сторона	Н	№ соч.	М [кНм/м]	Соответствующие моменты		
					Мх [кНм/м]	Му [кНм/м]	Мху [кНм/м]
1	Нижняя	X	1	-15.80	0.00	0.00	15.80
		Y	1	-15.80	0.00	0.00	15.80
	Правая	X	1	-15.80	0.00	0.00	-15.80
		Y	1	-15.80	0.00	0.00	-15.80
	Верхняя	X	1	-15.80	0.00	0.00	-15.80
		Y	1	-15.80	0.00	0.00	-15.80
	Левая	X	1	-15.80	0.00	0.00	15.80
		Y	1	-15.80	0.00	0.00	15.80

Расчётные моменты для верхней арм. над колоннами

№ колонны	Н	№ сочет.	М [кНм/м]	Соответствующие моменты		
				Мх [кНм/м]	Му [кНм/м]	Мху [кНм/м]
1	X	1	-52.88	-48.43	-48.43	4.45
	Y	1	-52.88	-48.43	-48.43	4.45

Расчёт по прочности  
 Коэффициент

согласно СП 63.13330.2018 Бет. и железоб. констр. надёжности по ответственности сооружения  $\gamma_n = 1.00$

Бетон класса

**В 25**

Определение продольной арматуры

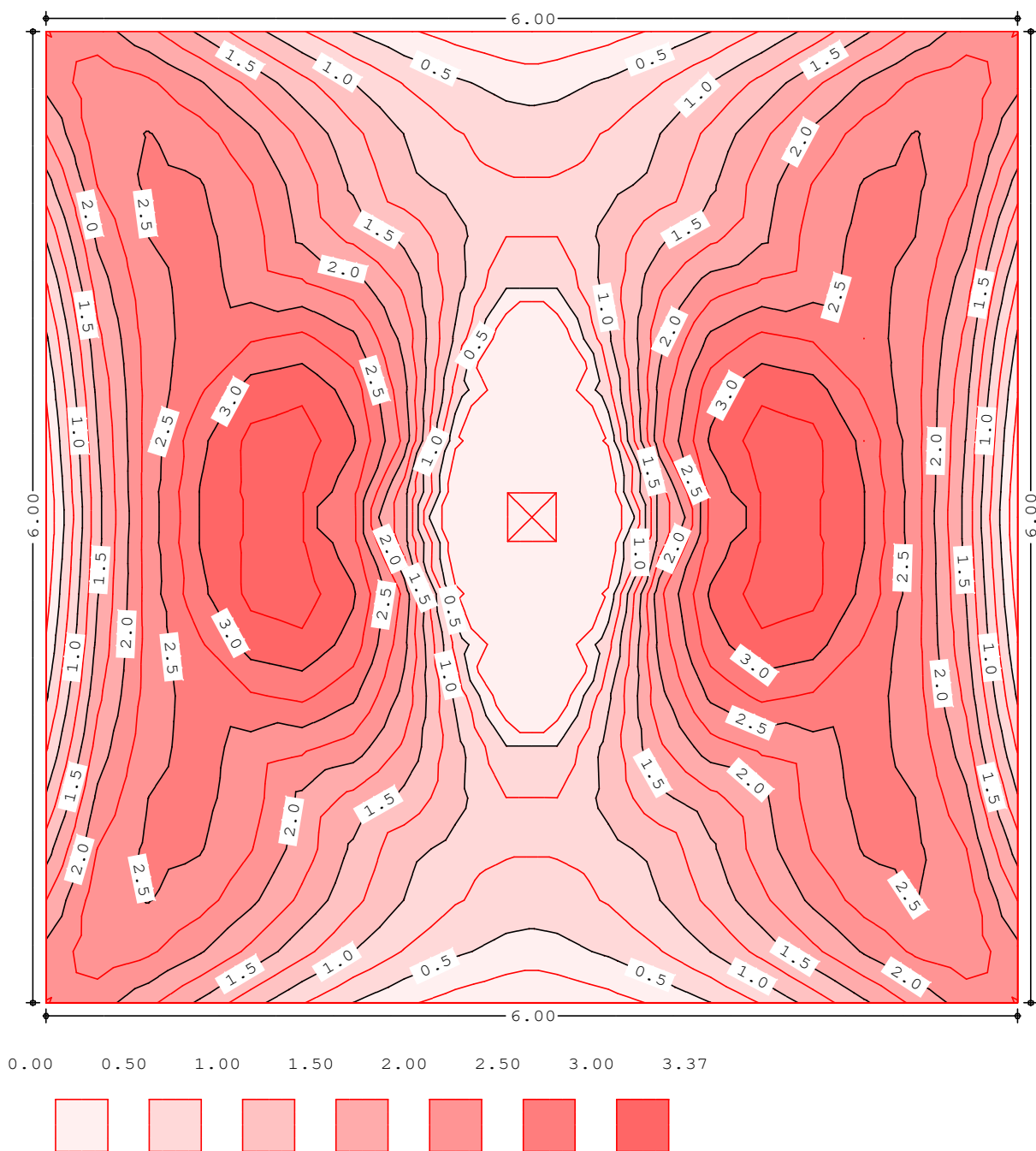
Продольная арматура класса

**А 500**

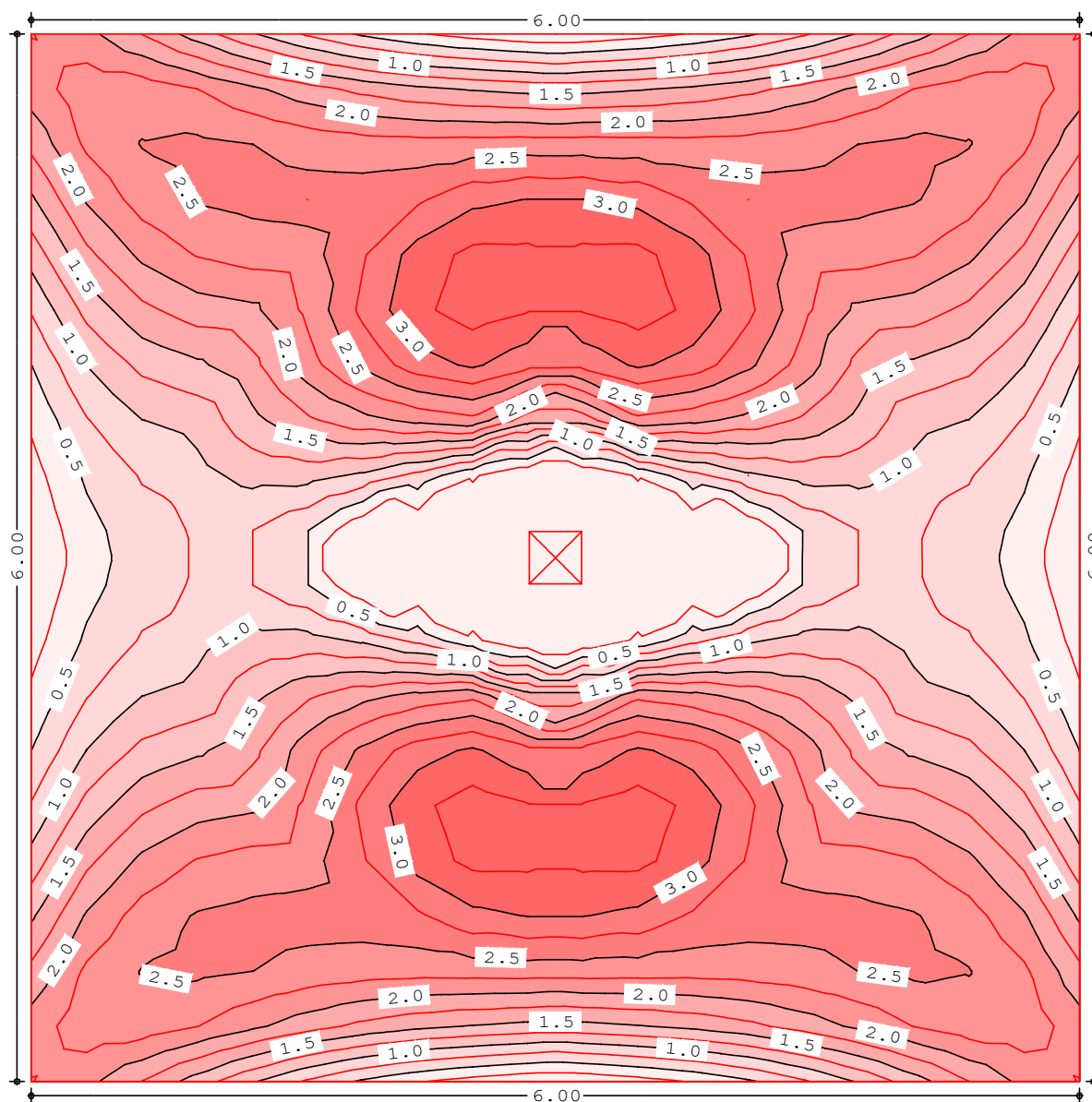
Расстояния до ц.т. продольной арматуры

№ плиты	Нижняя арматура		Верхняя арматура	
	ах [см]	ау [см]	ах [см]	ау [см]
1	3.5	3.5	3.5	3.5

Нижняя арматура  $A_{sx}$  [ $\text{см}^2/\text{м}$ ]  
М = 1 : 40



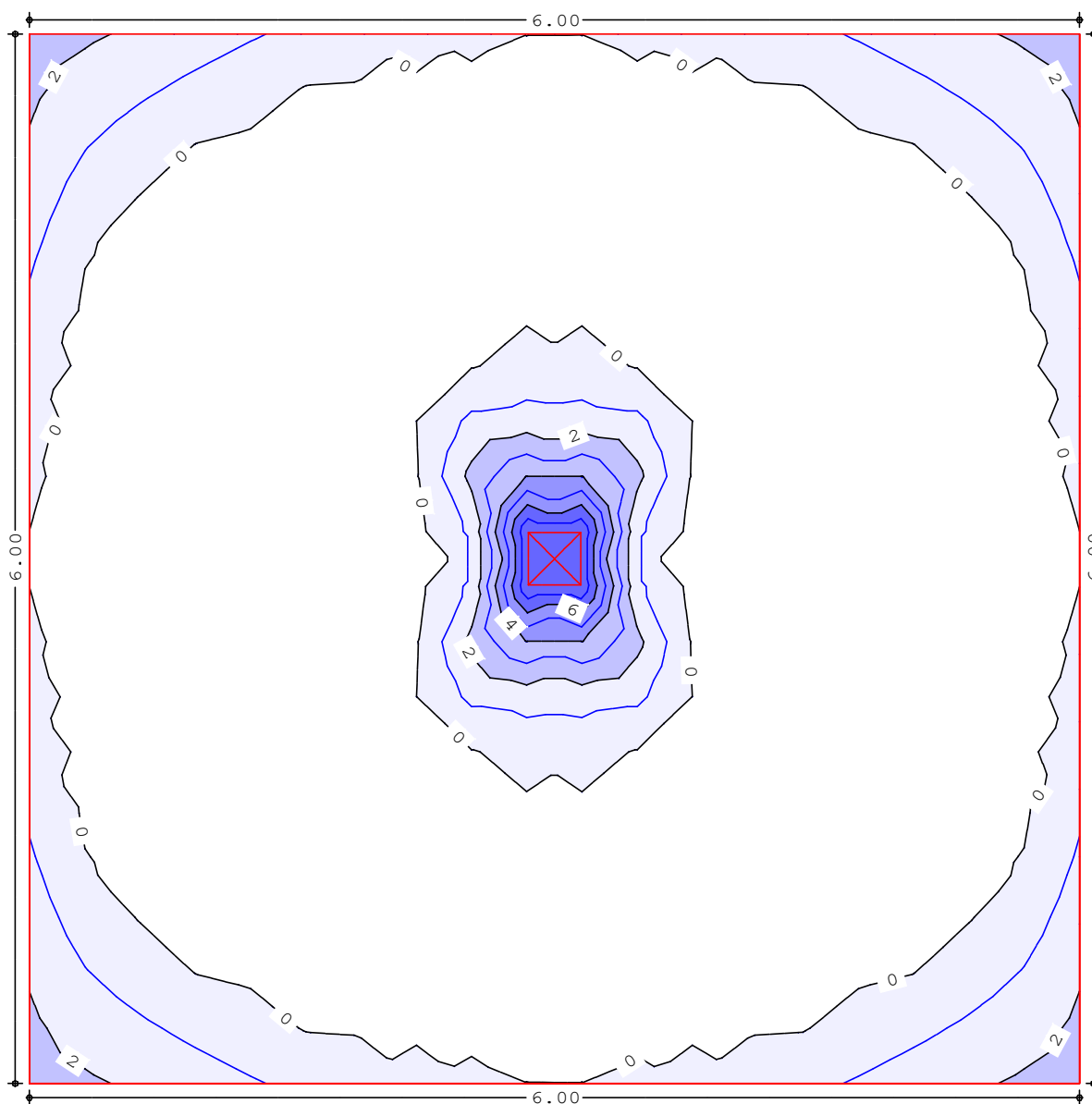
Нижняя арматура  $A_{sy}$  [ $\text{см}^2/\text{м}$ ]  
М = 1 : 40



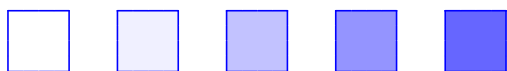
0.00 0.50 1.00 1.50 2.00 2.50 3.00 3.37



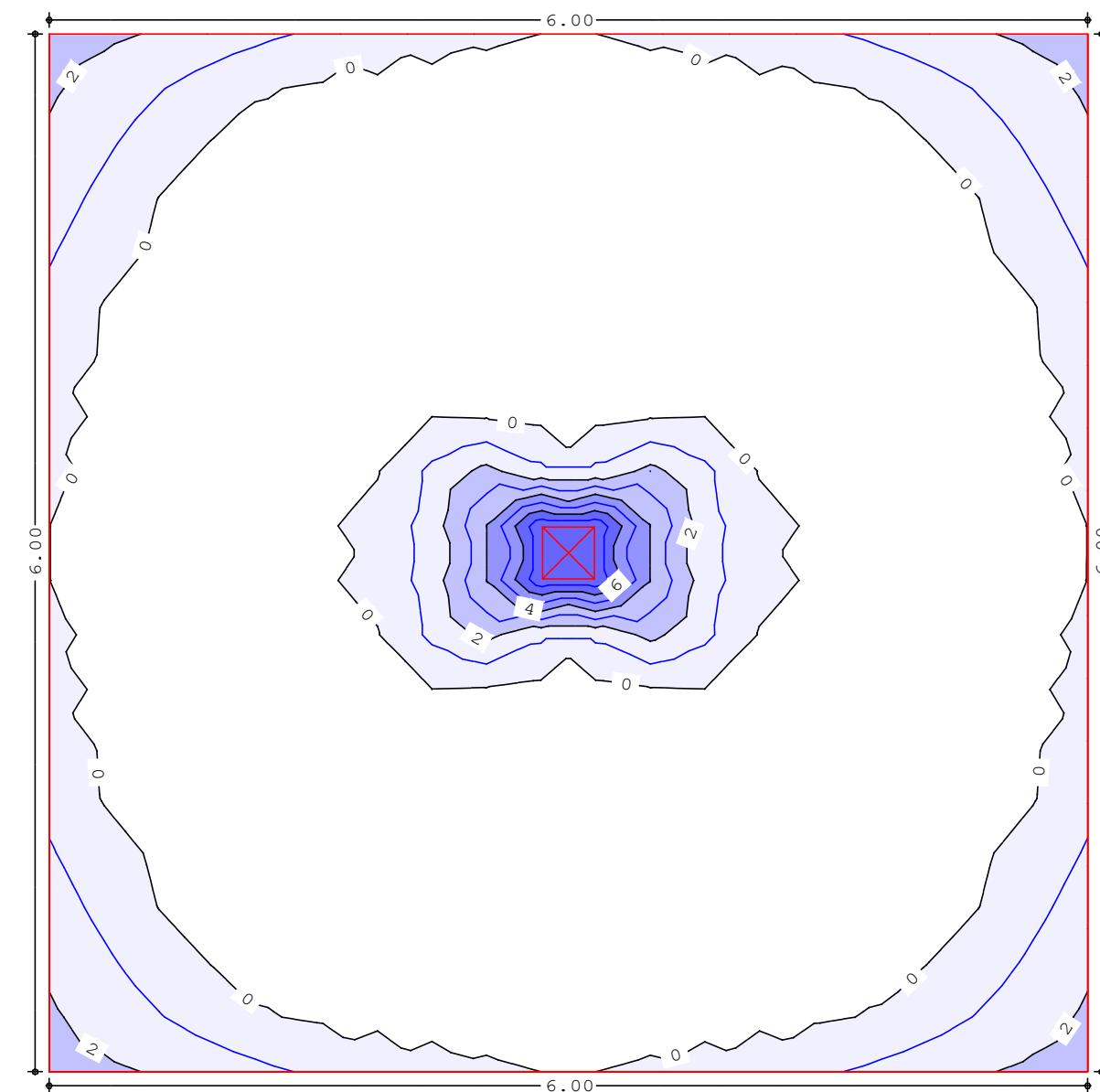
Верхняя арматура  $A_{sx}$  [см<sup>2</sup>/м]  
М = 1 : 40



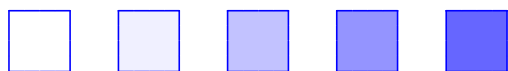
0.00    0.00    2.00    4.00    6.00    7.97



Верхняя арматура  $A_{sy}$  [см<sup>2</sup>/м]  
 М = 1 : 40



0.00 0.00 2.00 4.00 6.00 7.97



Нижняя арматура

№ плиты	$M_x$ [кНм/м]	$A_{sx}$ [см <sup>2</sup> /м]	$M_y$ [кНм/м]	$A_{sy}$ [см <sup>2</sup> /м]
1	23.36	3.37	23.36	3.37

Верхняя арматура по сторонам плит

№ плиты	Сторона	$M_x$ [кНм/м]	$A_{sx}$ [см <sup>2</sup> /м]	$M_y$ [кНм/м]	$A_{sy}$ [см <sup>2</sup> /м]
1	Нижняя	-15.80	2.26	-15.80	2.26
	Правая	-15.80	2.26	-15.80	2.26
	Верхняя	-15.80	2.26	-15.80	2.26
	Левая	-15.80	2.26	-15.80	2.26

Верхняя арматура  
над колоннами

№	Мх	Аsx	My	Asy
колонны	[кНм/м]	[см <sup>2</sup> /м]	[кНм/м]	[см <sup>2</sup> /м]
1	-52.88	7.97	-52.88	7.97

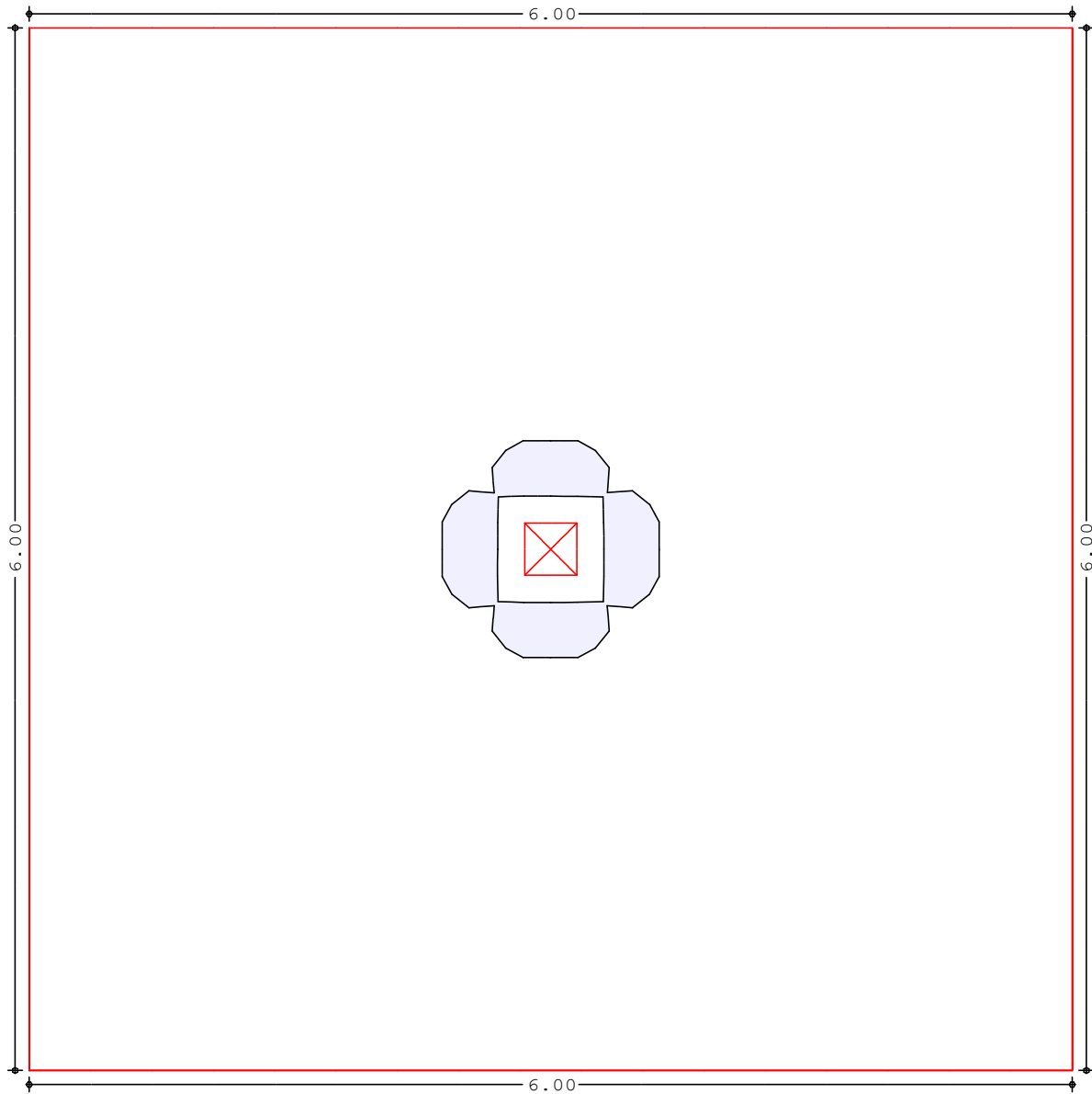
Определение поперечной арматуры

Поперечная арматура класса

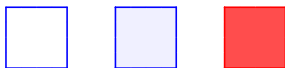
**A 400**

Поперечная арматура  $A_{sw}$  [см<sup>2</sup>/м<sup>2</sup>]

$M = 1 : 40$



0.0    9.4     $Q > Q_{max}$



Поперечная арматура по сторонам плит

№ плиты	Сторона	a [м]	l [м]	Q [кН/м]	Qb [кН/м]	Qmax [кН/м]	Asw [см <sup>2</sup> /м <sup>2</sup> ]
1	Нижняя	0.00	6.00	13.0	130.2	717.8	0.00
	Правая	0.00	6.00	13.1	130.2	717.8	0.00
	Верхняя	0.00	6.00	13.0	130.2	717.8	0.00
	Левая	0.00	6.00	13.1	130.2	717.8	0.00

Поперечная арматура над колоннами

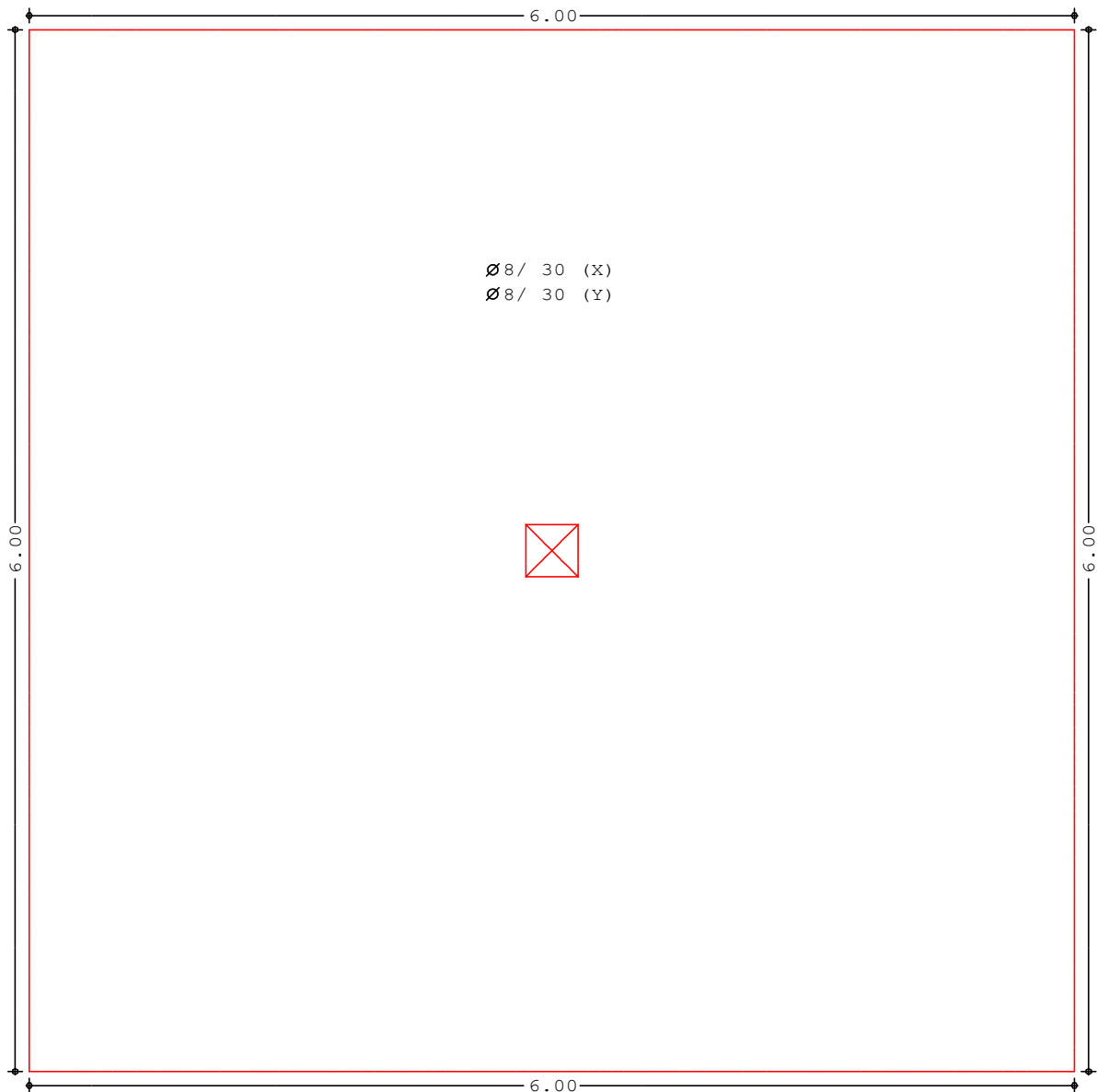
№	c [м]	Q [кН/м]	Qmin [кН/м]	Qmax [кН/м]	Asw [см <sup>2</sup> /м <sup>2</sup> ]
1	0.33	105.3	130.2	717.8	0.00

c - длина проекции наиболее опасного сечения  
 Qmin - несущая способность при отсутствии поперечной арматуры (СНиП 2.03.01-84\*, условие 84)  
 Qmax - максимально допустимая поперечная сила

Конструирование

Подобранная нижняя арматура

M = 1 : 40



Области дополнительной арматуры





**СТАТИКА/200**

Сверху 3.7	Y	1.68	8	30	16.76
	X	1.68	8	30	16.76
Слева 0.8	Y	1.75	8	30	16.76
	X	1.75	8	30	16.76
Угол (Н Л)	Y	1.68	8	30	16.76
	X	2.26	8	30	16.76
Угол (Н П)	Y	2.26	8	30	16.76
	X	2.26	8	30	16.76
Угол (В Л)	Y	2.26	8	30	16.76
	X	2.26	8	30	16.76
Угол (В П)	Y	2.26	8	30	16.76
	X	7.97	8	30	16.76
	Y	7.97	8	30	16.76

Н - направление

Обозначения :

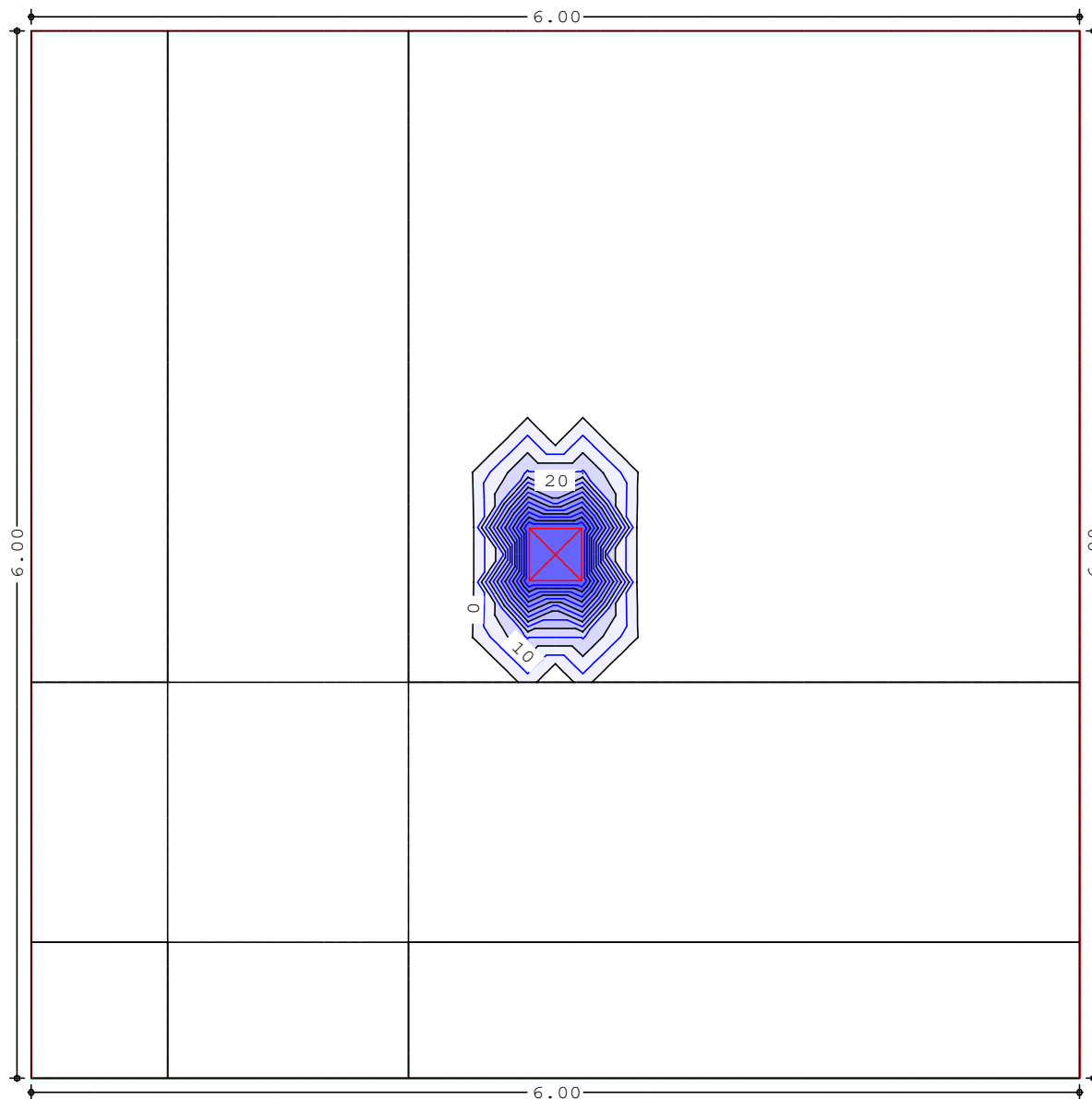
(Н Л) - снизу-слева, (Н П) - снизу-справа

(В Л) - сверху-слева, (В П) - сверху-справа

Трещиностойкость

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин:  
непродолжительное раскрытие  $a_{crc1} = 0.40$  мм  
продолжительное раскрытие  $a_{crc2} = 0.30$  мм

Ширина непродолжительного раскрытия трещин сверху по направл. X [мм]  
M = 1 : 40

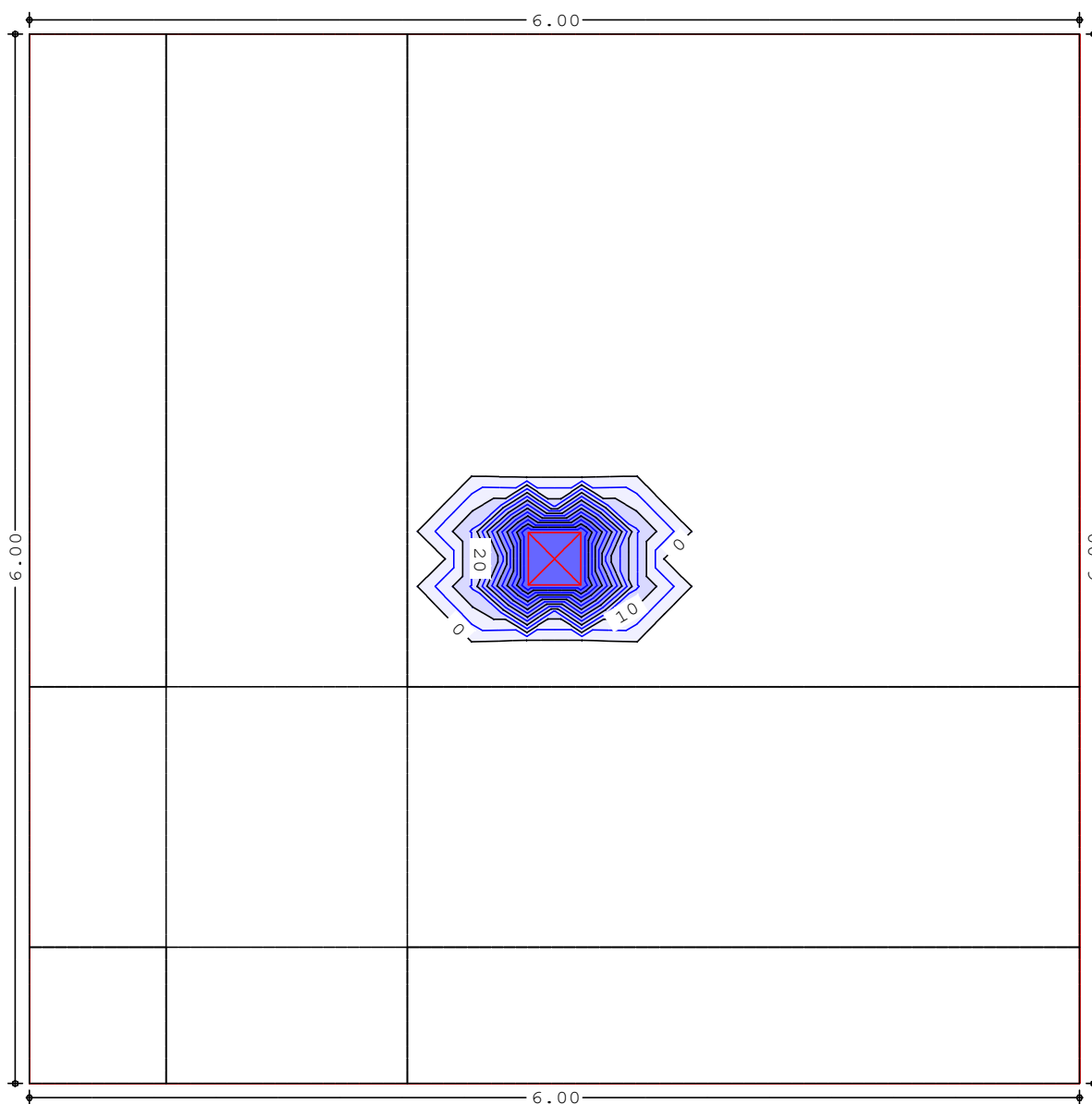


Все значения умножены на 1000

0.0    0.0    10.0    20.0    30.0    40.0    50.0    60.0    71.3

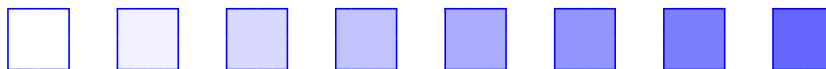


Ширина непродолжительного раскрытия трещин сверху по направл. Y [мм]  
M = 1 : 40

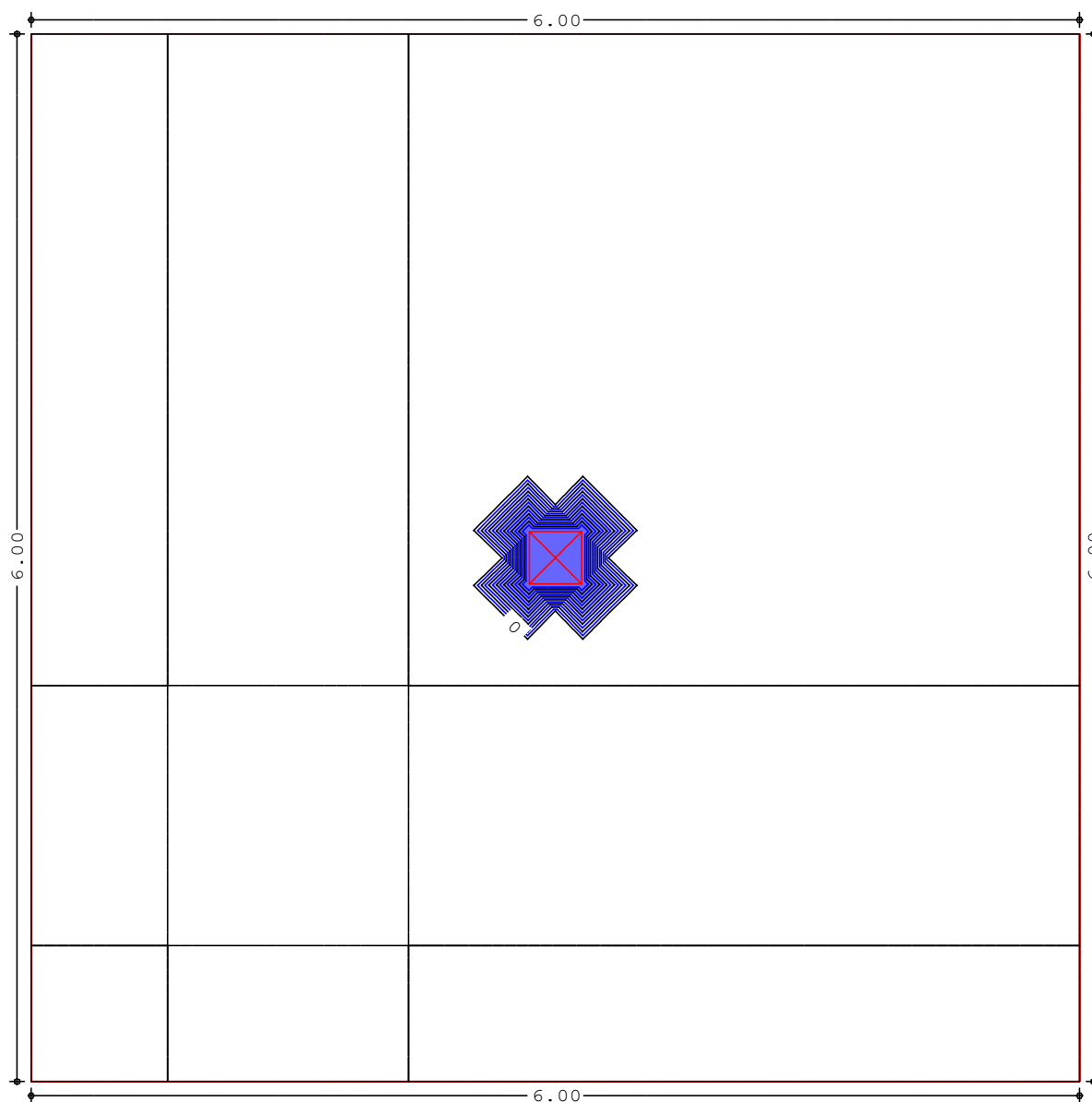


Все значения умножены на 1000

0.0    0.0    10.0    20.0    30.0    40.0    50.0    60.0    71.3

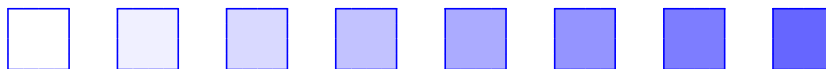


Ширина продолжительного раскрытия трещин сверху по направлению X [мм]  
M = 1 : 40

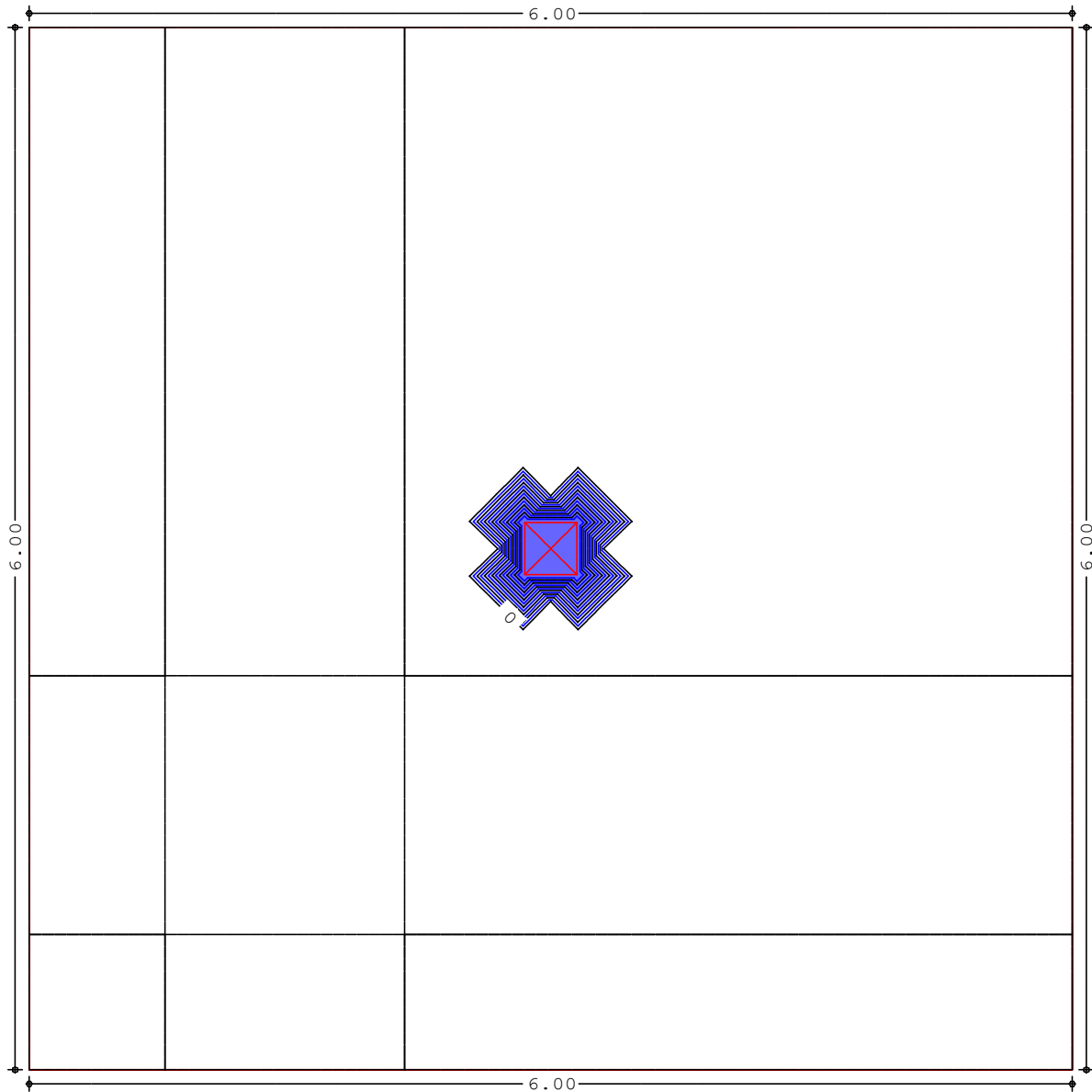


Все значения умножены на 1000

0.0    0.0    2.0    4.0    6.0    8.0    10.0    12.0    14.8

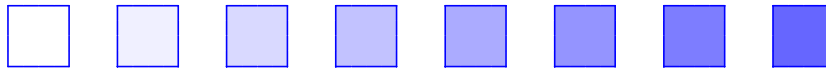


Ширина продолжительного раскрытия трещин сверху по направлению Y [мм]  
 M = 1 : 40



Все значения умножены на 1000

0.0    0.0    2.0    4.0    6.0    8.0    10.0    12.0    14.8



Раскрытие трещин  
снизу

№ плиты	Н	М [кНм/м]	Ml [кНм/м]	Mcrс [кНм/м]	acrс1 [мм]	acrс2 [мм]
1	X	19.8	9.5	21.5	0.000	0.000
	Y	19.8	9.5	21.5	0.000	0.000

Раскрытие трещин  
сверху

№ плиты	Н	М [кНм/м]	Ml [кНм/м]	Mcrс [кНм/м]	acrс1 [мм]	acrс2 [мм]
1	X	-44.8	-21.5	21.5	0.071	0.015
	Y	-44.8	-21.5	21.5	0.071	0.015

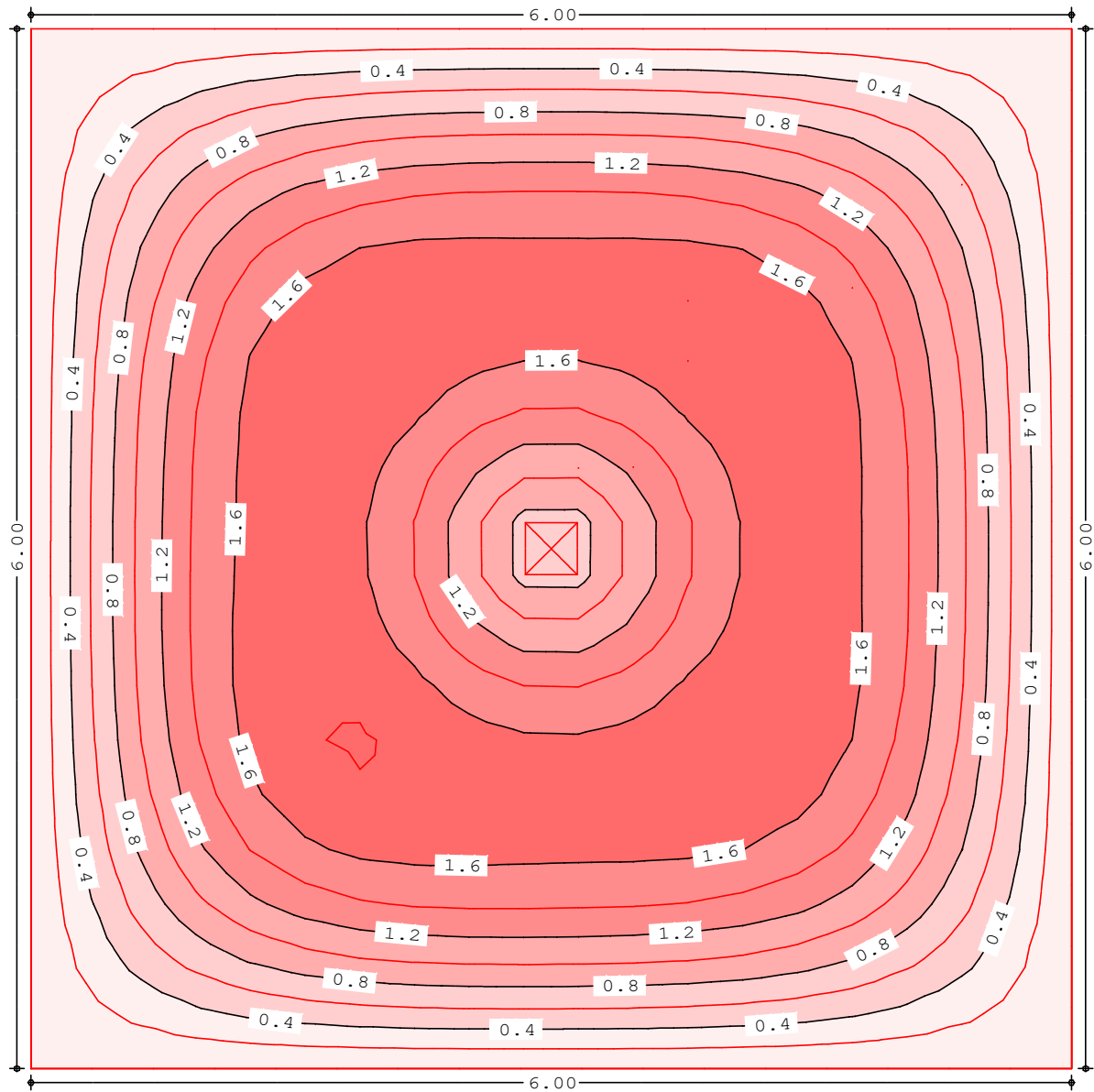
Максимальная ширина раскрытия трещин:  
 непродолжительное раскрытие  $a_{crc1} = 0.071$  мм  
 продолжительное раскрытие  $a_{crc2} = 0.015$  мм

Трещиностойкость обеспечена

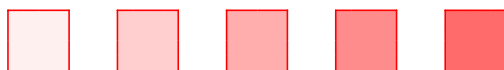
Расчёт по деформациям

Максимальные прогибы [мм]

M = 1 : 40



0.00    0.40    0.80    1.20    1.60    1.82



Прогибы

№ плиты	Допустимый прогиб [мм]	Максимальный прогиб [мм]
1	20.00	1.82

Проверка по деформациям выполняется

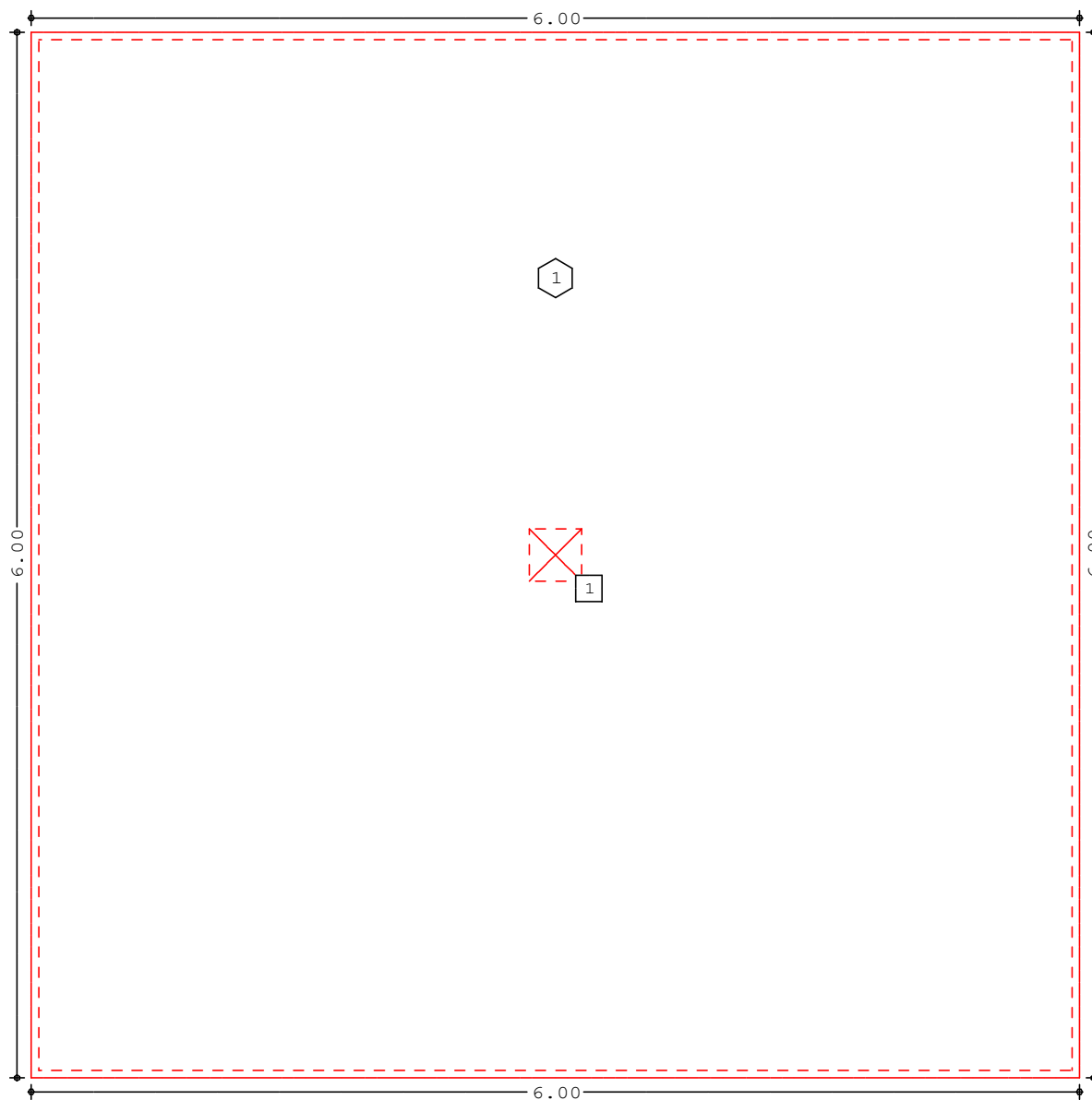
Расчет выполнен модулем 200 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t201**

**Квадратная плита**

Расчетная схема

М = 1 : 40



Плиты

№	Размеры		Толщина [см]	Координаты	
	lx [м]	ly [м]		x [м]	y [м]
1	6.00	6.00	20.0	0.00	0.00

Условия закрепления

№ плиты	Ширина опирания [см]				Закрепления сторон [-, %]			
	Н	П	В	Л	Н	П	В	Л
1	30.0	30.0	30.0	30.0	0	0	0	0

Обозначения : Н - снизу, П - справа,  
 В - сверху, Л - слева  
 Опирание плиты : -1 - свободный край  
 0 - шарнирное опирание  
 100 - заделка

Колонны

№	l <sub>x</sub>	l <sub>y</sub>	x	y	П	В	М	Жёсткость
	[см]	[см]	[м]	[м]				
1	30.0	30.0	3.00	3.00	1	1	1	5.000e+06

x, y - координаты центра колонны, заданные относительно вершины (В) плиты (П)

Модель колонны (М) :

- 1 - упругое основание по всей площади колонны ( жёсткость в кН/м<sup>3</sup> )
- 2 - жёсткая точечная опора в центре колонны
- 3 - точечные пружины в центре колонны ( жёсткости в кН/м и кНм соответственно )

Капители колонн

№ колонны	Вид	l <sub>x</sub> [см]	l <sub>y</sub> [см]	h [см]
1	плавн.	50.0	50.0	30.0

Нагружение

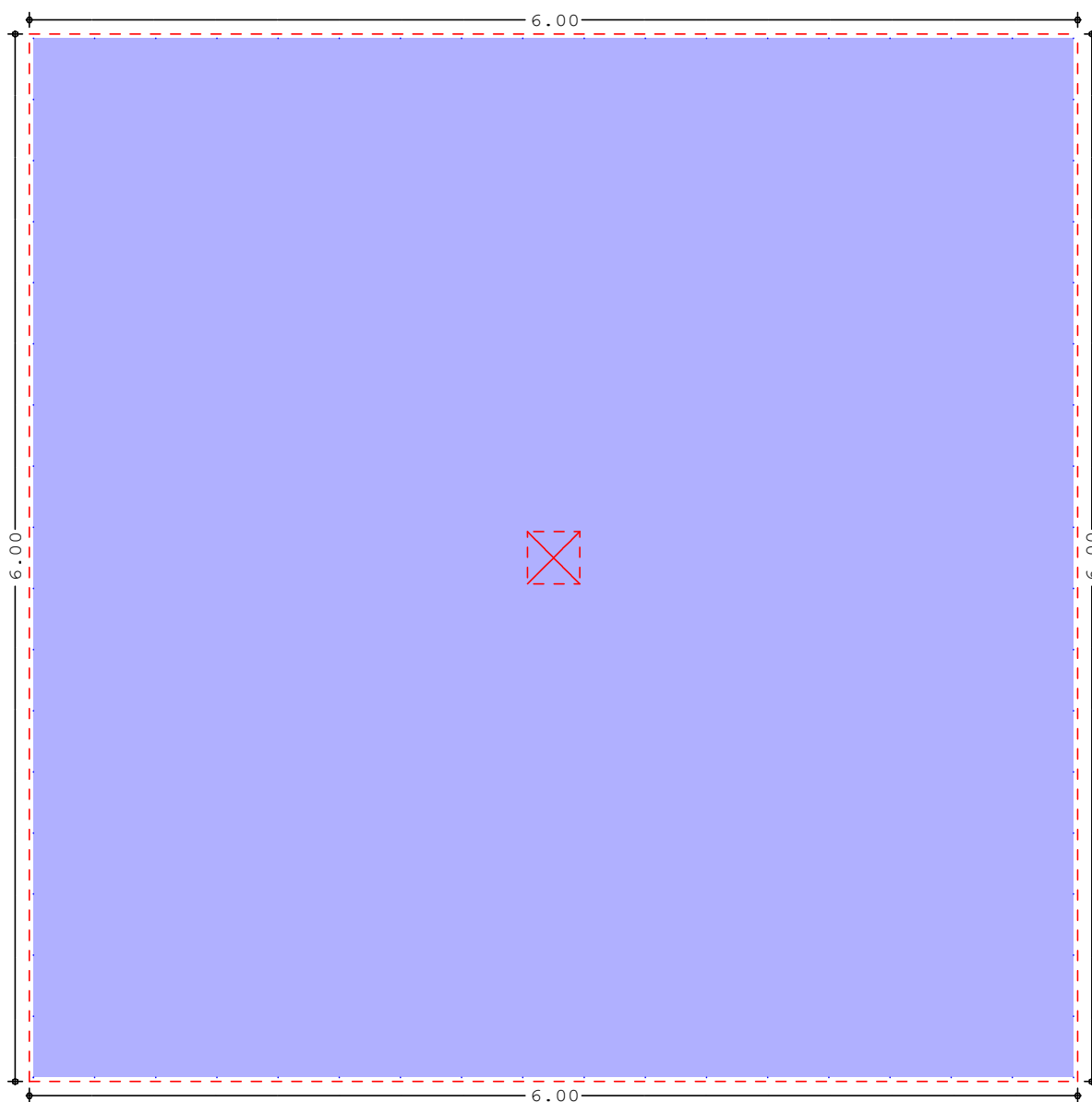
№	Вид	Коефф. сочет.	γ <sub>f</sub>	Распределение	P [кН]
				по пролётам	
1	постоянная		1.35	Заданное	180.00
2	постоянная	0.00 0.00 0.00	1.50	Неблагопр.	720.00

P - суммарная нагрузка



Нагрузка № 1

М = 1 : 40



Равномерно распределенная нагрузка [кПа]

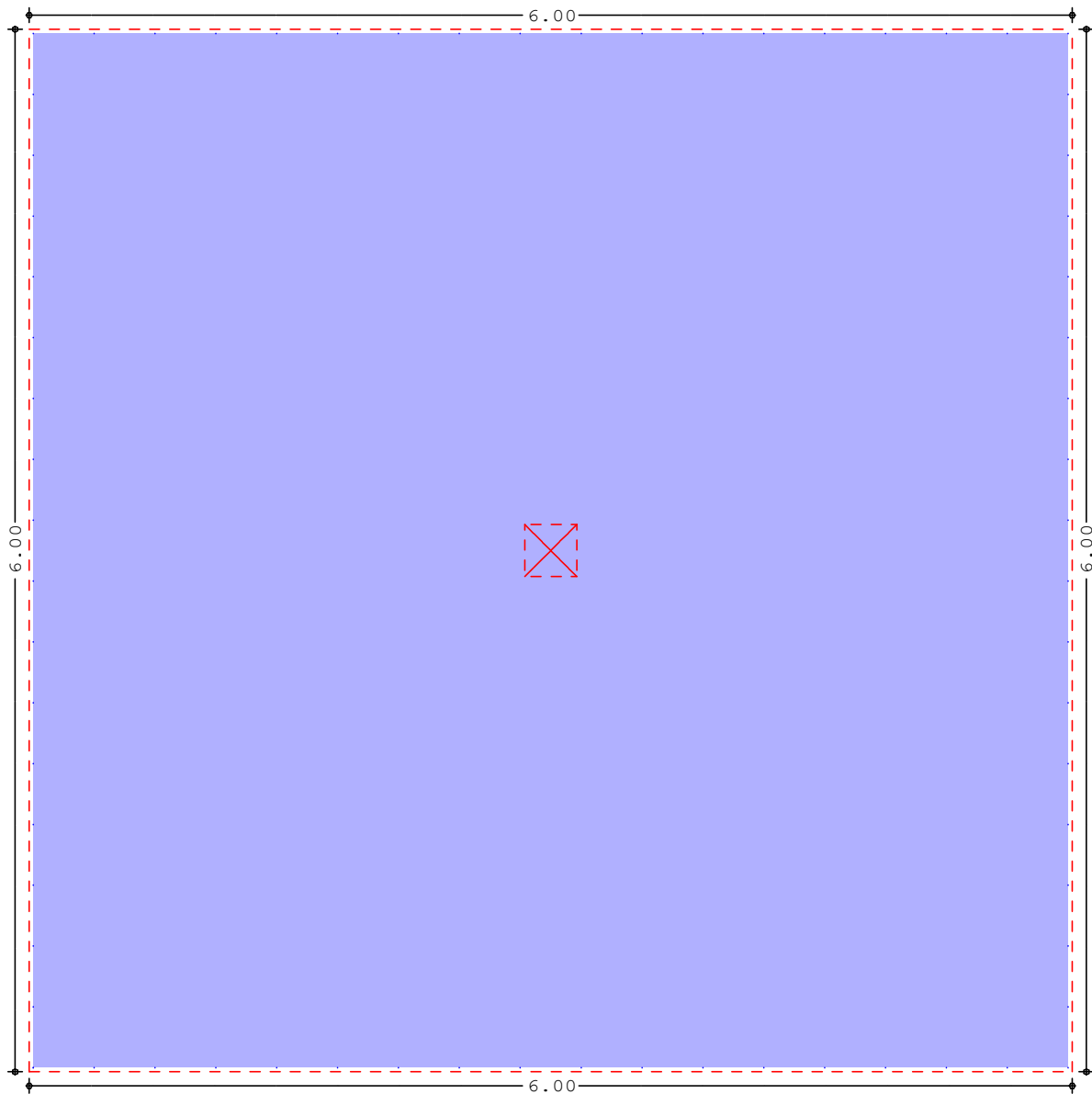
5.00



Равномерно распределённая нагрузка

№ плиты	p [кПа]
1	5.00

Нагрузка № 2                    0.00 0.00 0.00  
 М = 1 :40



Равномерно распределенная нагрузка [кПа]

20.00

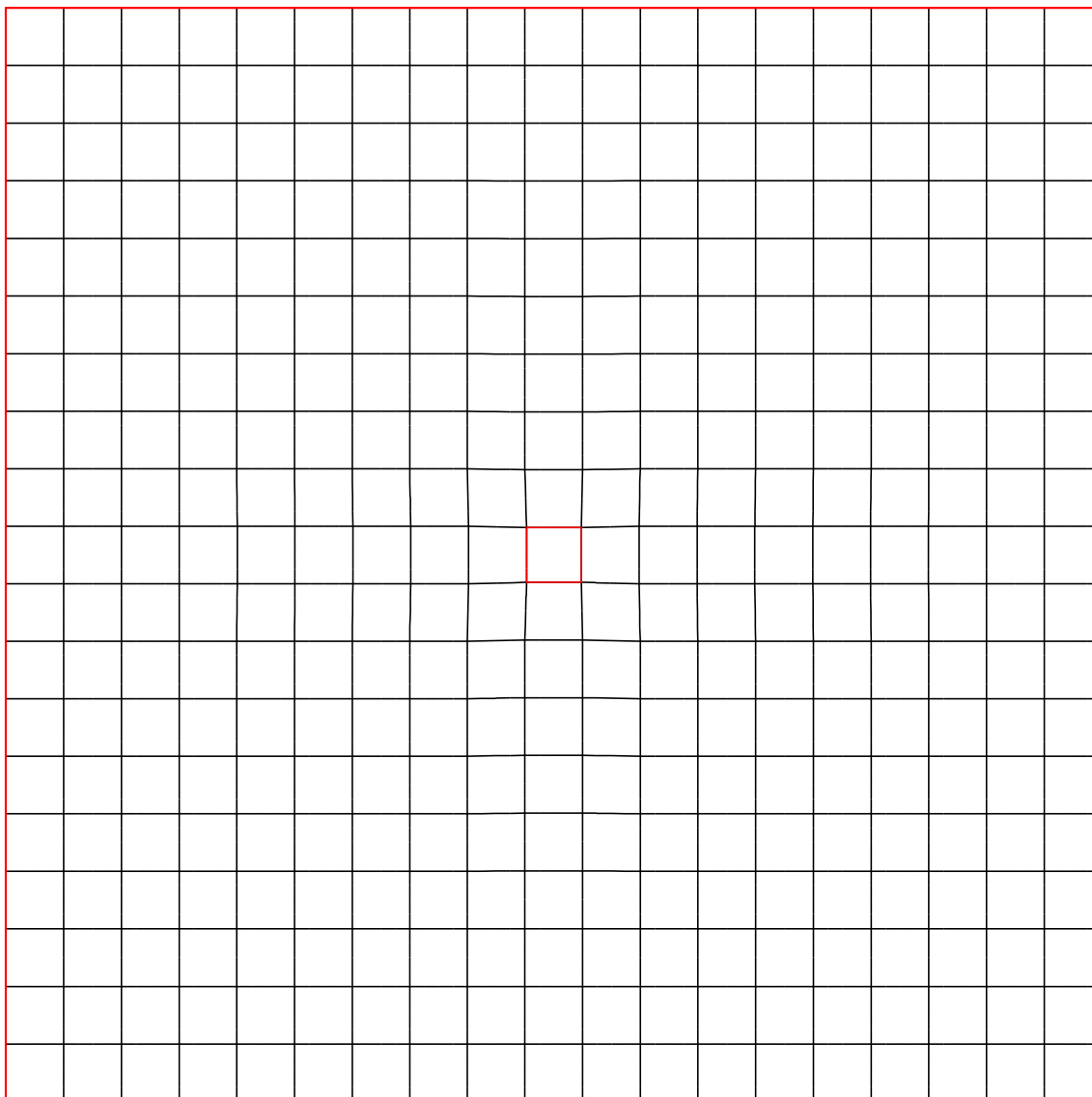


Равномерно распределённая нагрузка

№ плиты	p [кПа]
1	20.00

Внутренние усилия по каждой нагрузке  
(расчёт методом конечных элементов)

КЭ-сетка  
М = 1 : 40



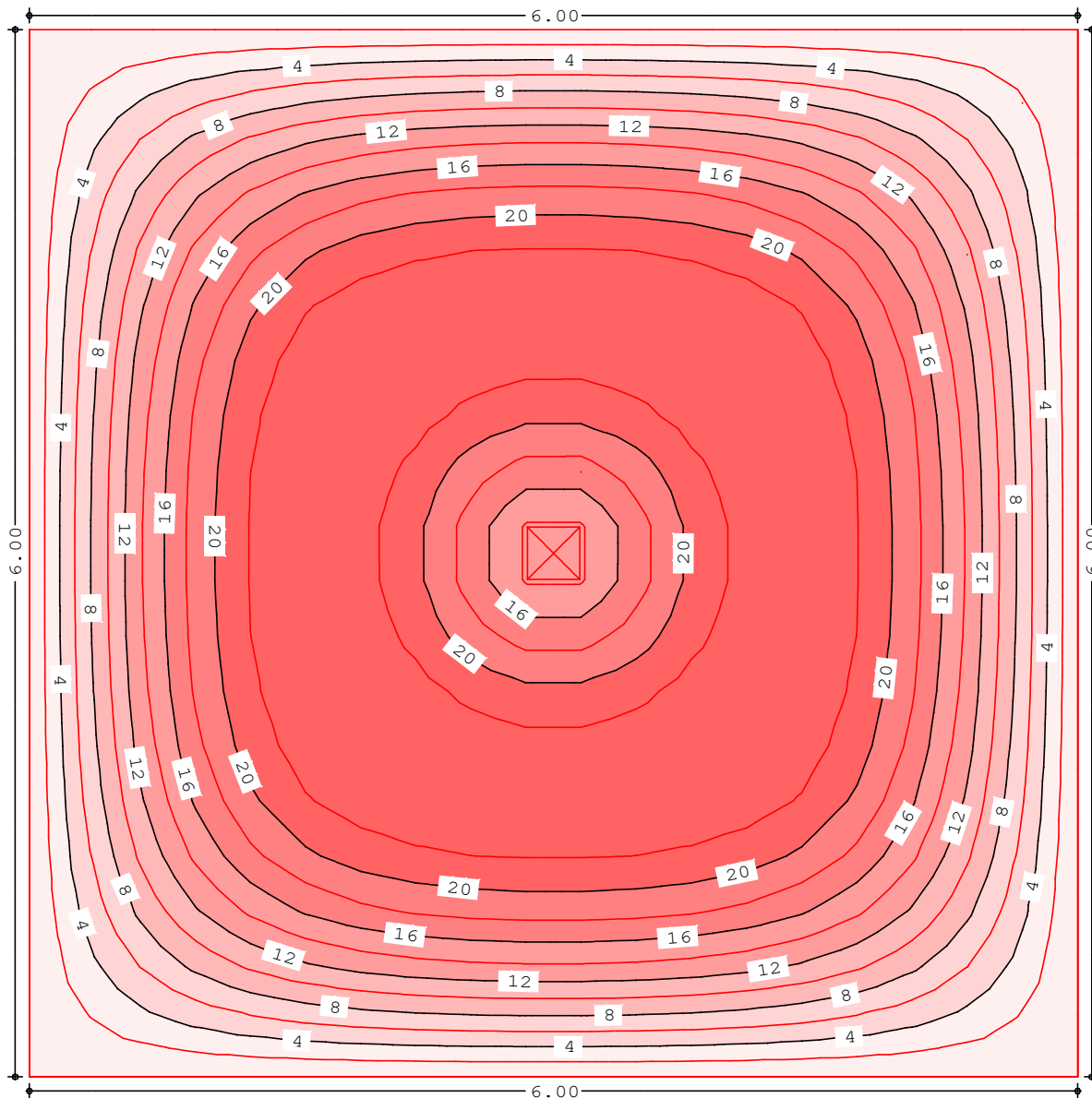
Характерный размер элемента сетки  $l = 0.30$  м

Модуль упругости  $E_{cm} = 31000$  МПа  
Коэффициент Пуассона  $\nu = 0.20$   
Коэффициент учета кручения 0.5

Нагрузка № 1

Перемещения [мм]

M = 1 : 40



Все значения умножены на 100

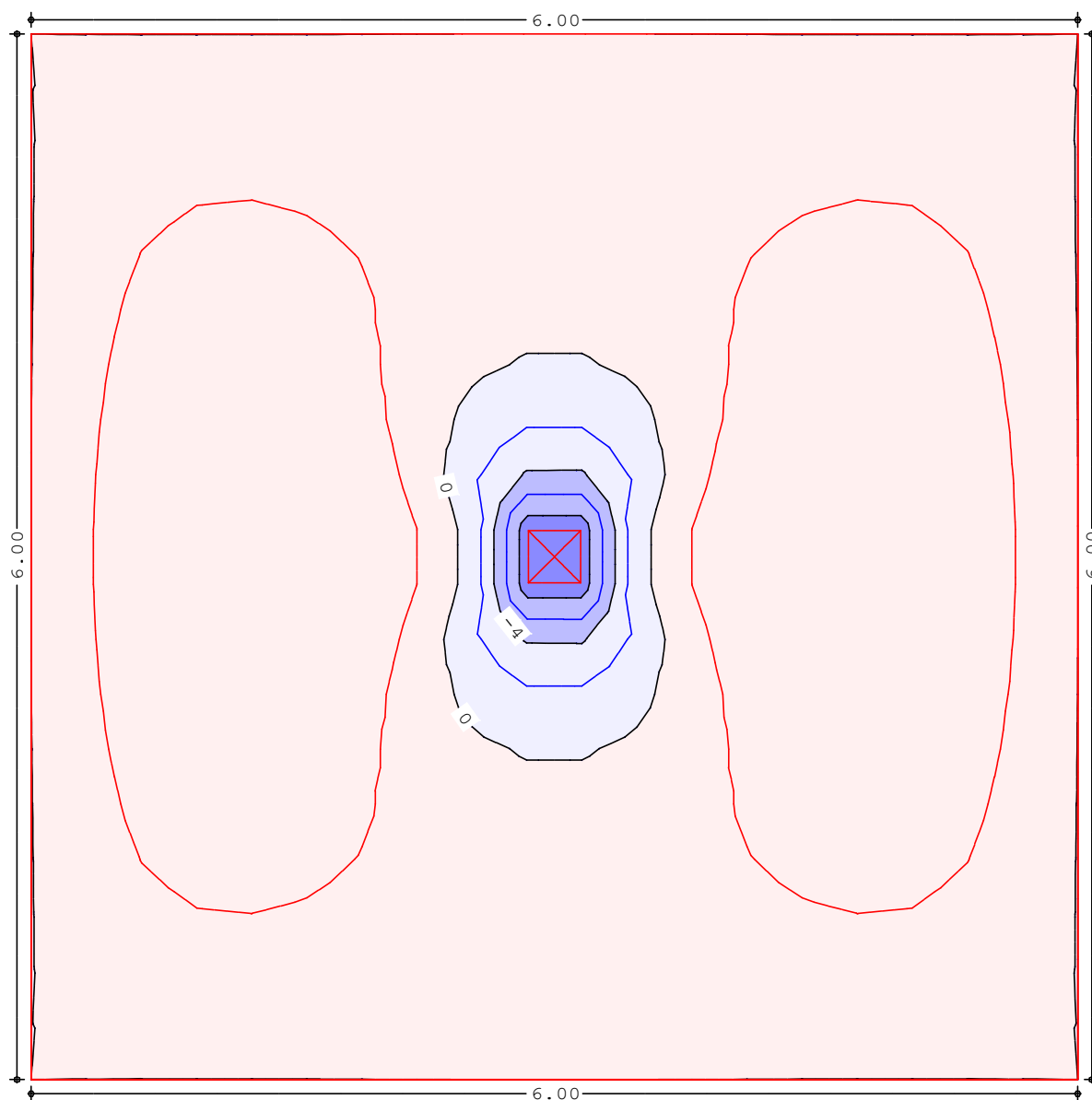
0.0    4.0    8.0    12.0    16.0    20.0    23.8



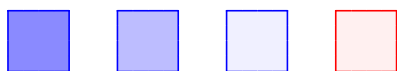
Перемещения

№ ПЛИТЫ	w [мм]
1	0.24

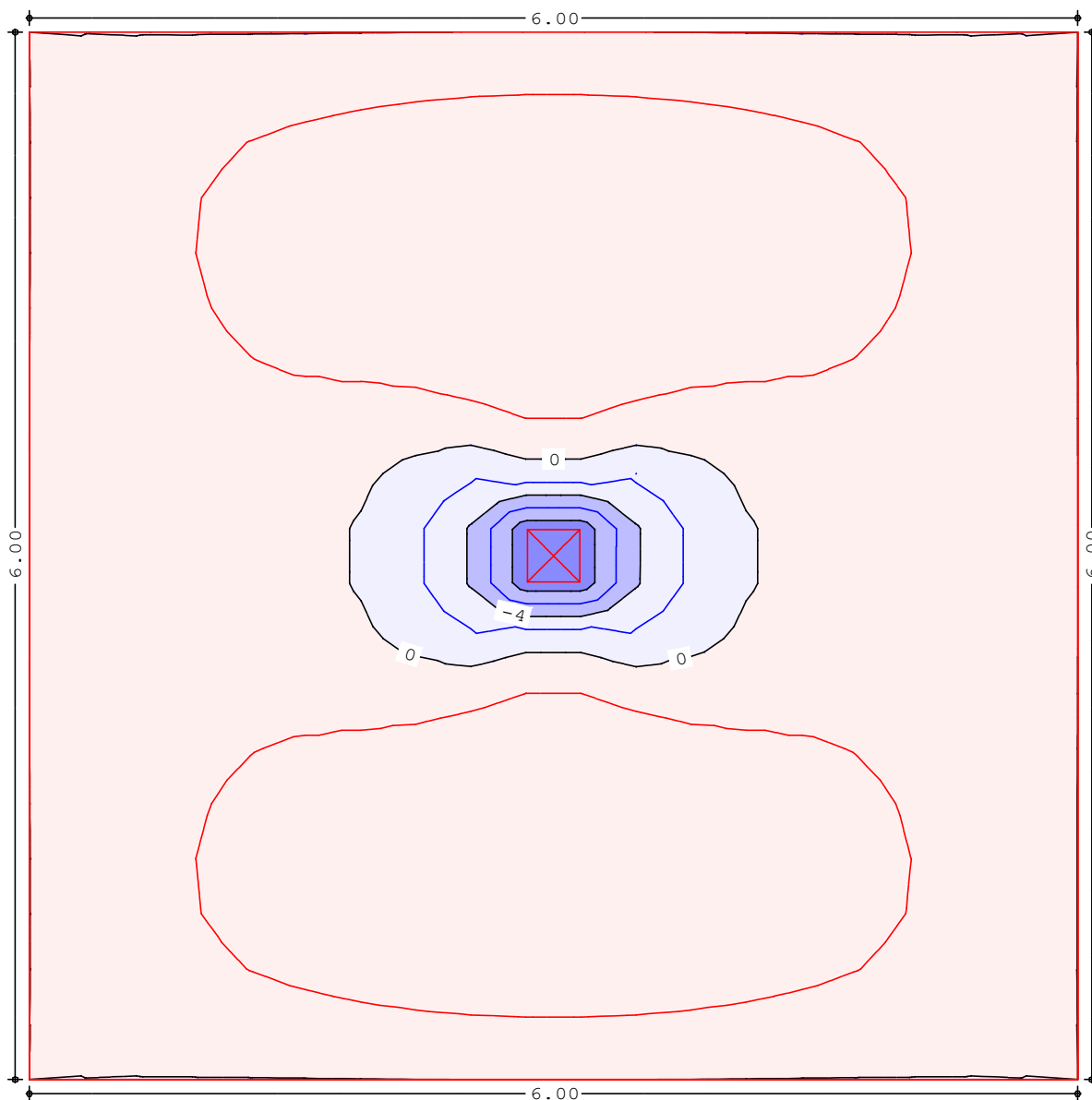
Моменты  $M_x$  [кНм/м]  
М = 1 : 40



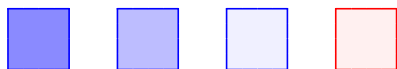
-9.41   -8.00   -4.00   0.00   4.32



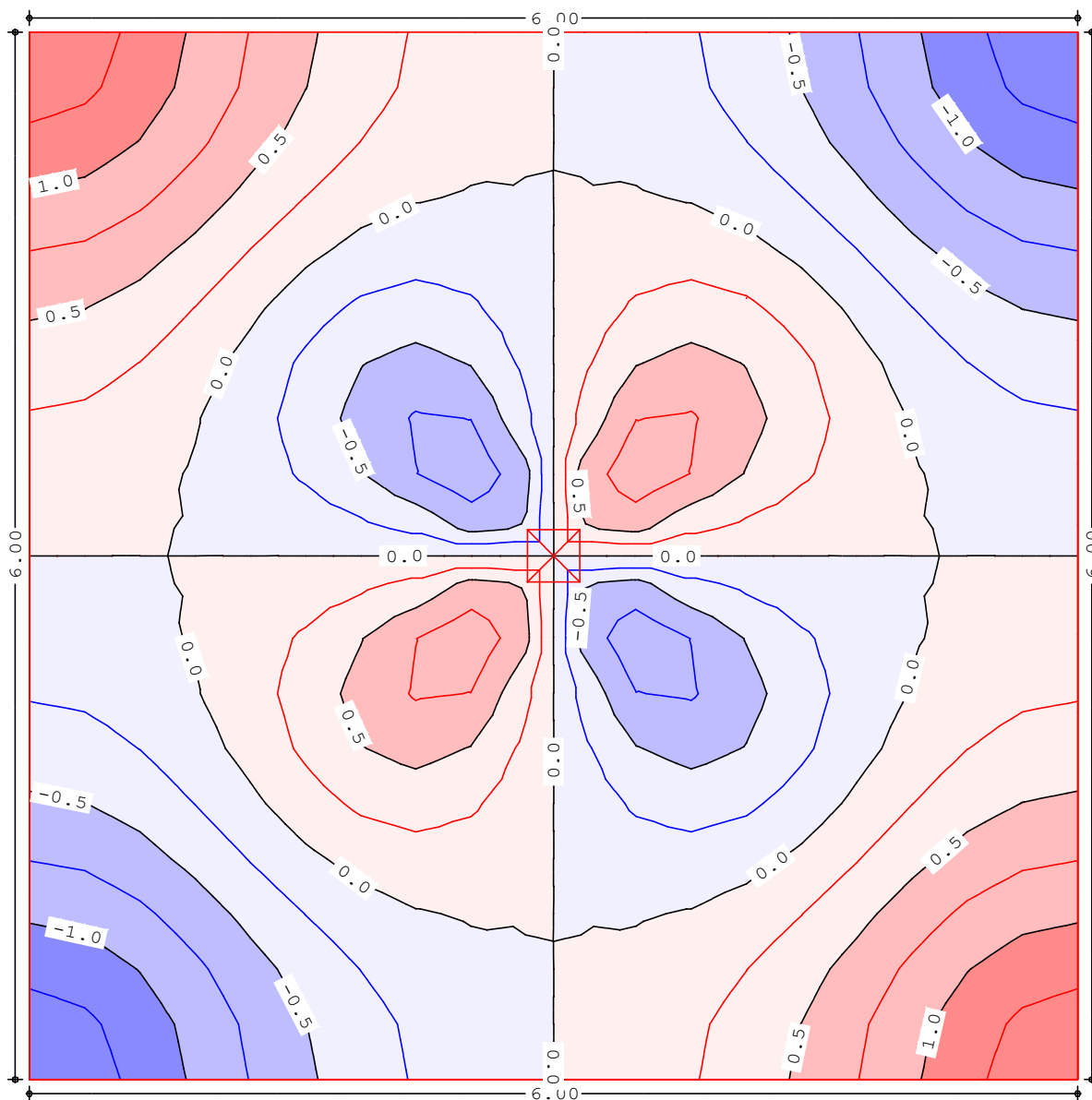
Моменты  $M_y$  [кНм/м]  
М = 1 : 40



-9.41   -8.00   -4.00   0.00   4.32



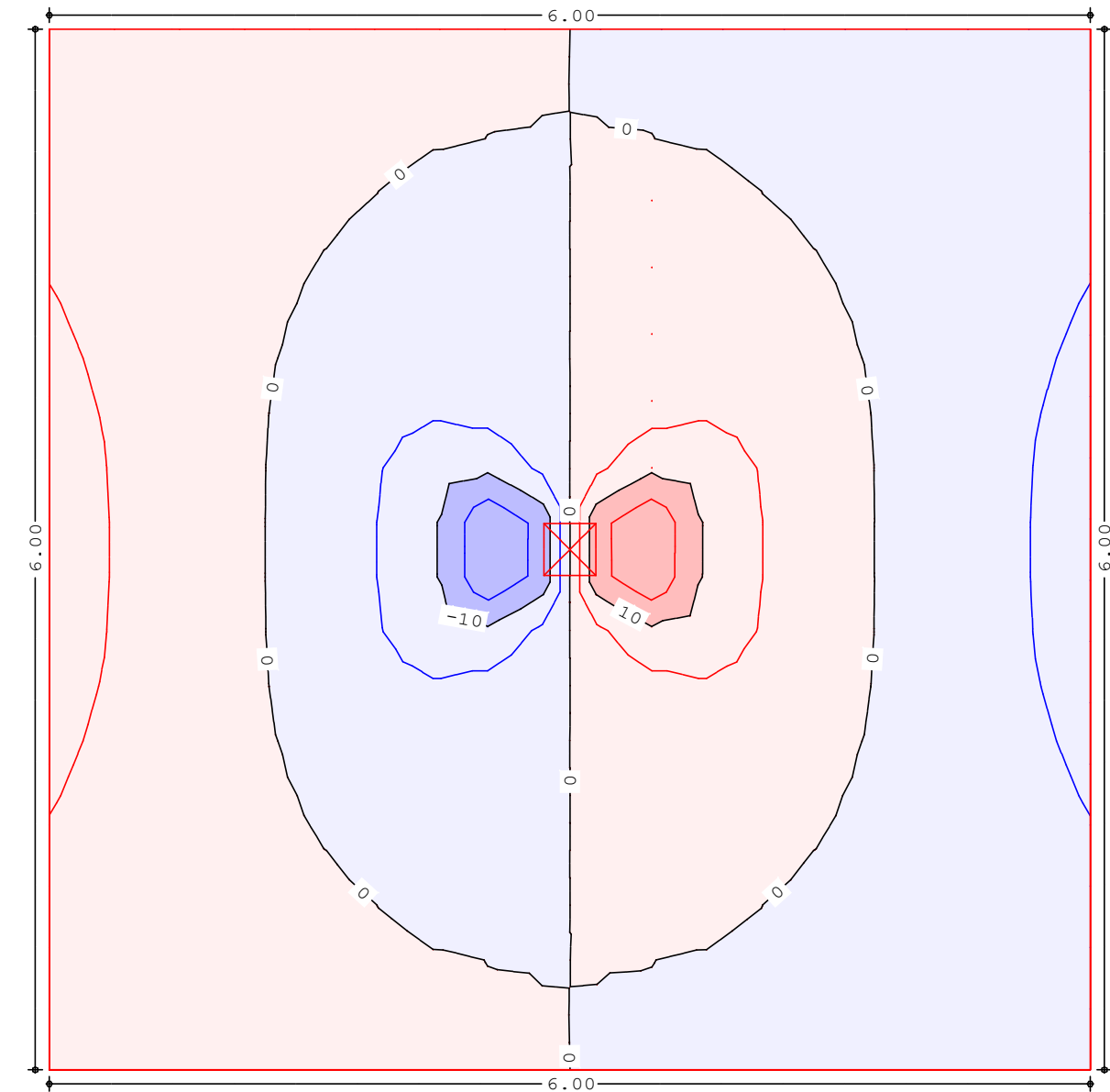
Моменты  $M_{xy}$  [кНм/м]  
М = 1 : 40



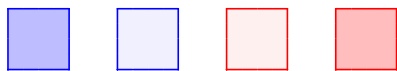
-1.46 -1.00 -0.50 0.00 0.50 1.00 1.46



Поперечные силы Qx [кН/м]  
М = 1 : 40



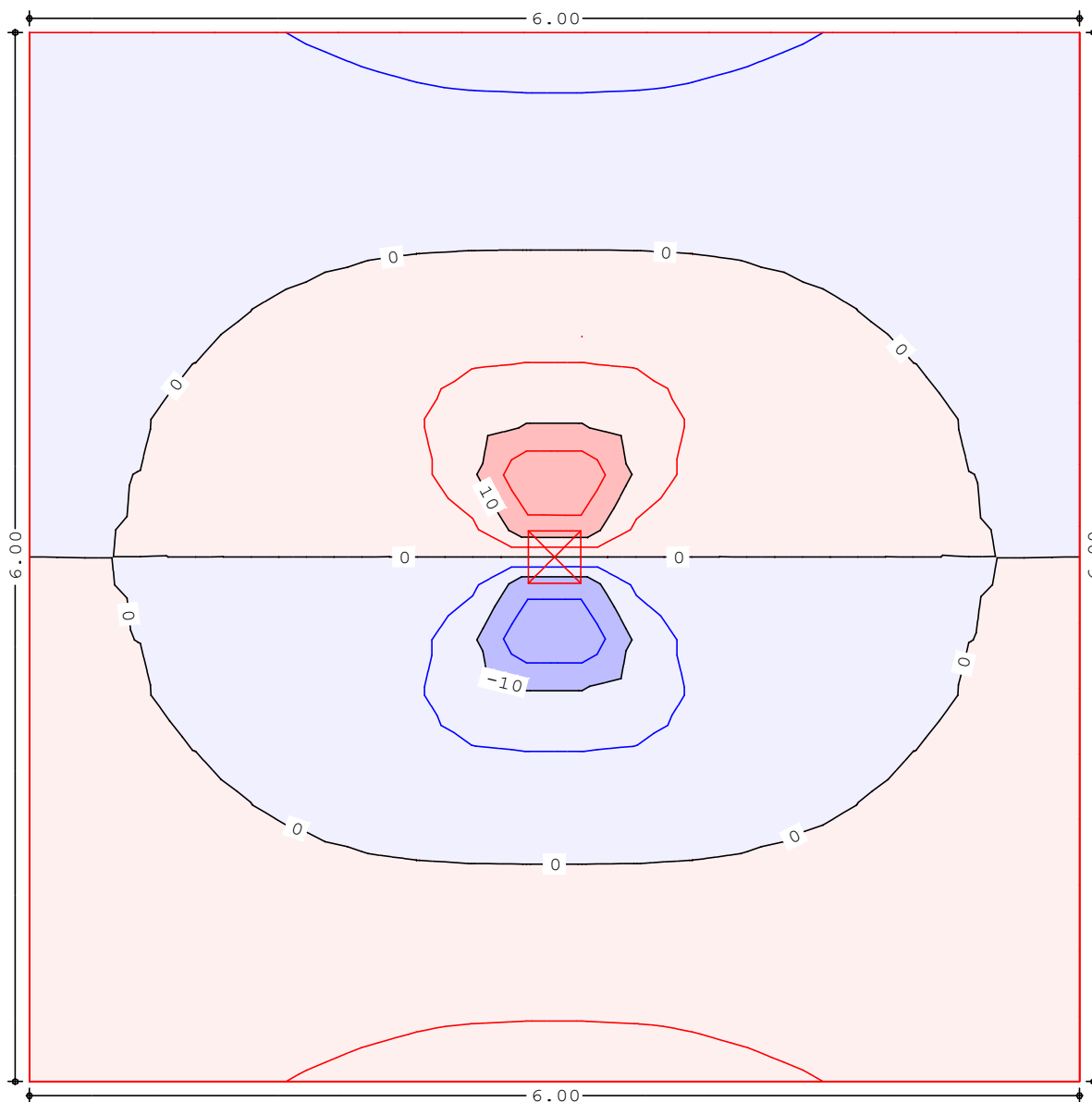
-19.4 -10.0 0.0 10.0 19.4



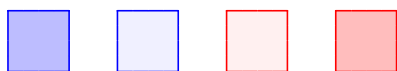


Поперечные силы  $Q_y$  [кН/м]

$M = 1 : 40$



-19.4   -10.0   0.0   10.0   19.4



Опорные реакции  
по отрезкам

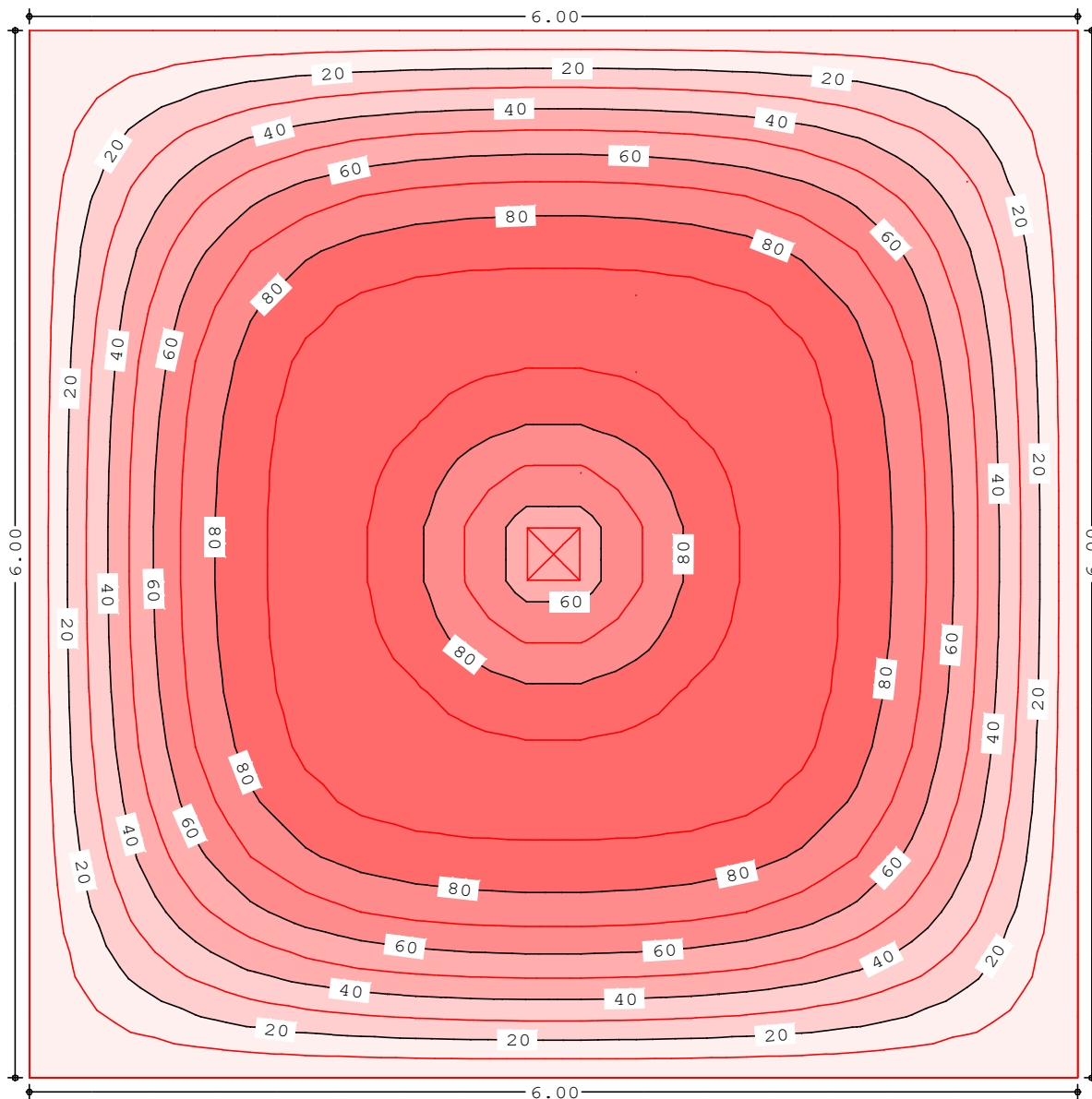
№ плиты	Сторона	a [м]	l [м]	q [кН/м]
1	Нижняя	0.00	6.00	5.05
	Правая	0.00	6.00	5.05
	Верхняя	0.00	6.00	5.05
	Левая	0.00	6.00	5.05

Опорные реакции  
колонн

№	Q [кН]	Mx [кНм]	My [кНм]
1	58.83	0.00	-0.00

Сумма всех опорных реакций Q = 180.0 кН

Нагрузка № 2 0.00 0.00 0.00  
 Перемещения [мм]  
 М = 1 : 40



Все значения умножены на 100

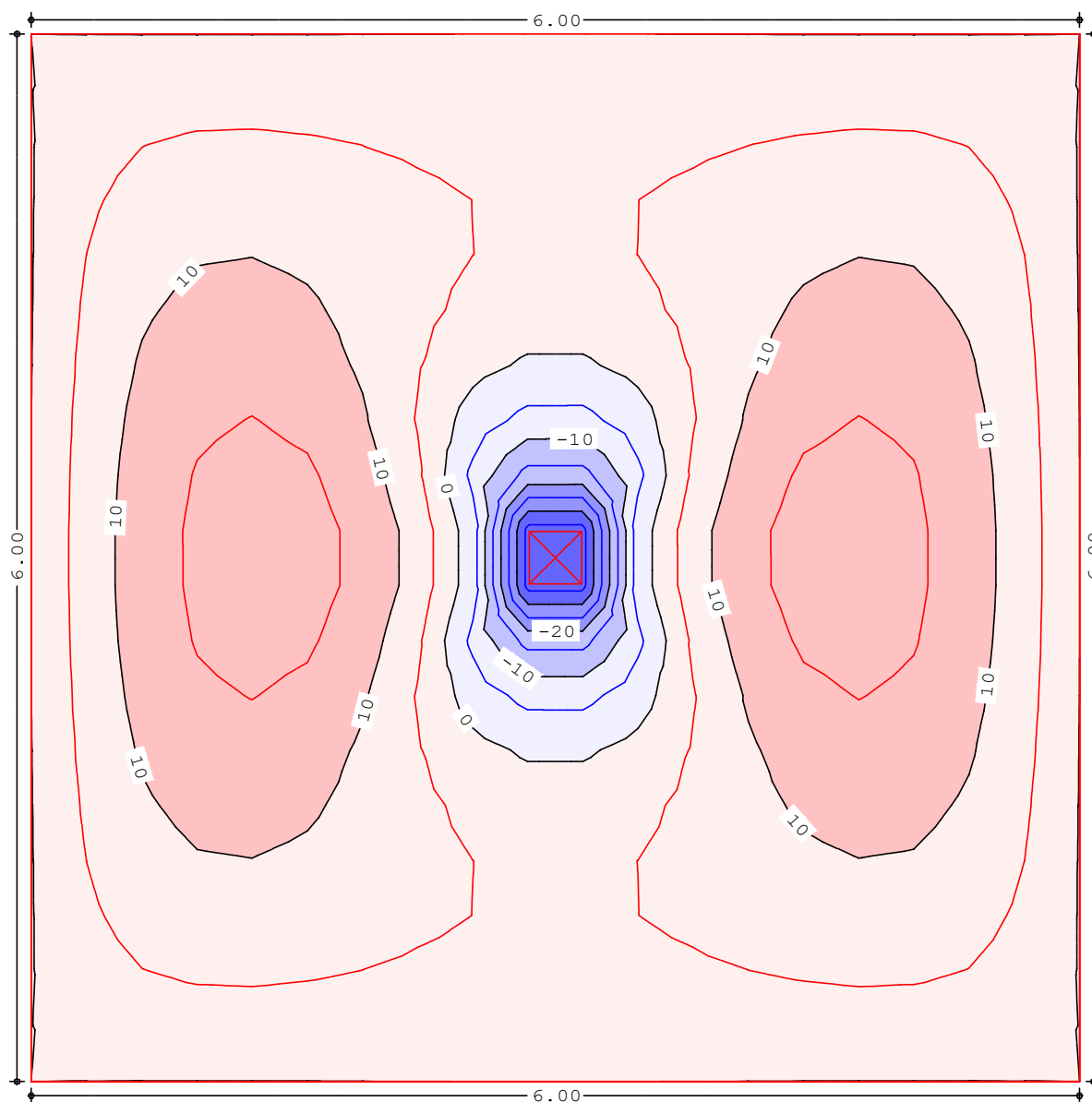
0.0 20.0 40.0 60.0 80.0 95.1



Перемещения

№ плиты	w [мм]
1	0.95

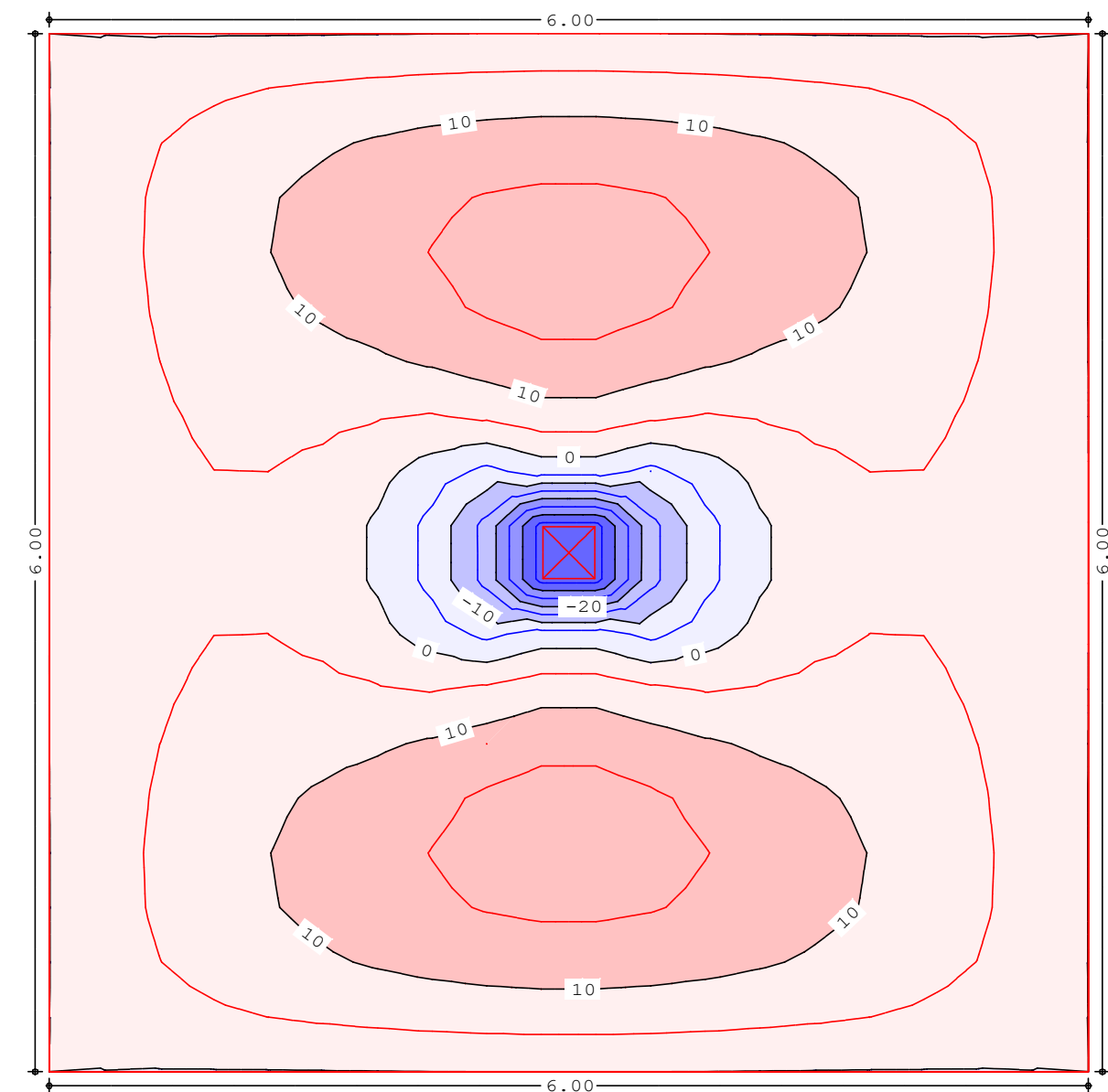
Моменты  $M_x$  [кНм/м]  
М = 1 : 40



-37.6   -30.0   -20.0   -10.0   0.0   10.0   17.3



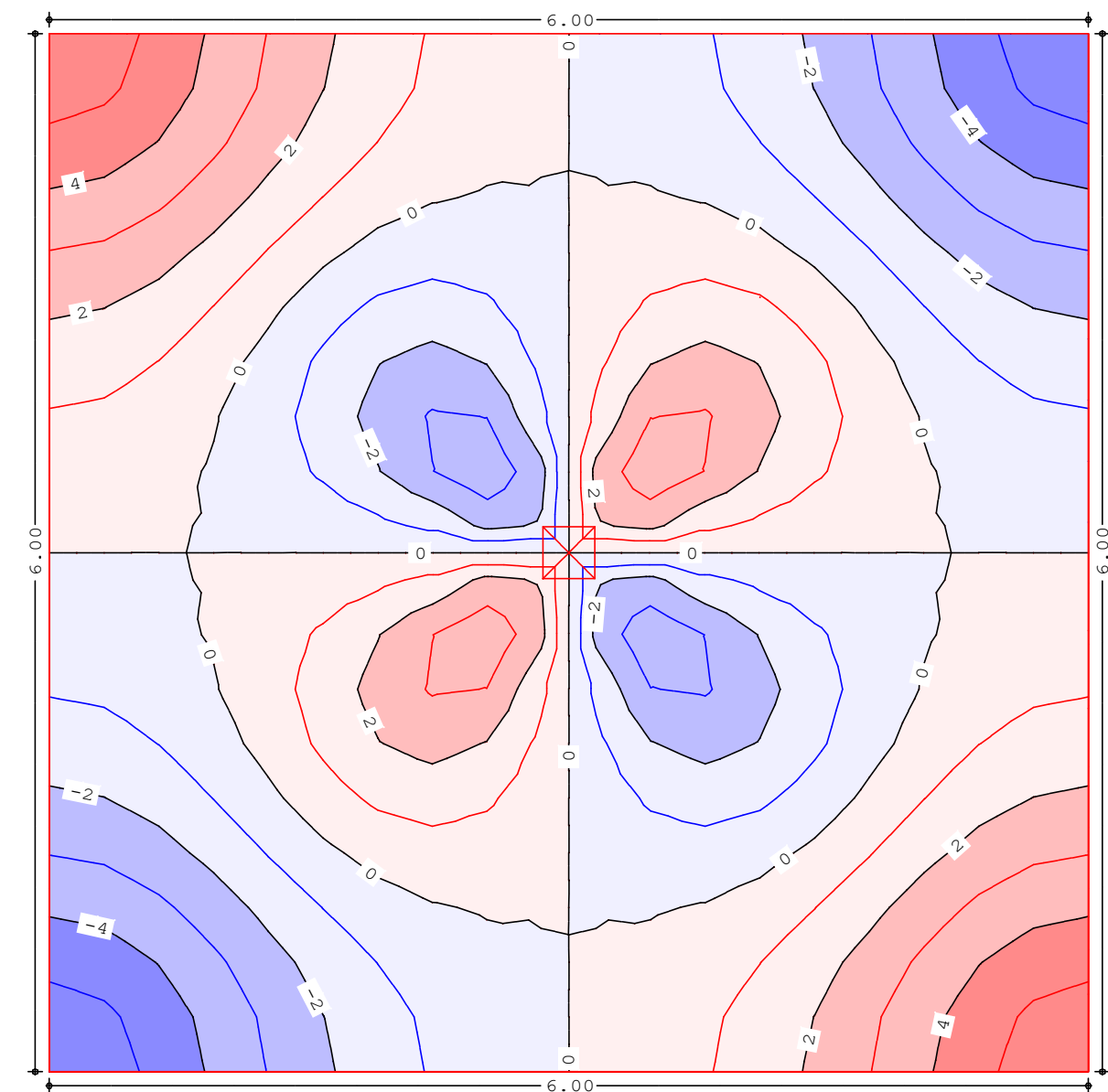
Моменты  $M_y$  [кНм/м]  
М = 1 : 40



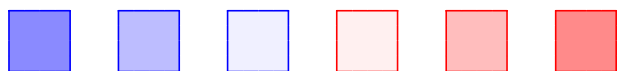
-37.6 -30.0 -20.0 -10.0 0.0 10.0 17.3



Моменты  $M_{xy}$  [кНм/м]  
М = 1 : 40

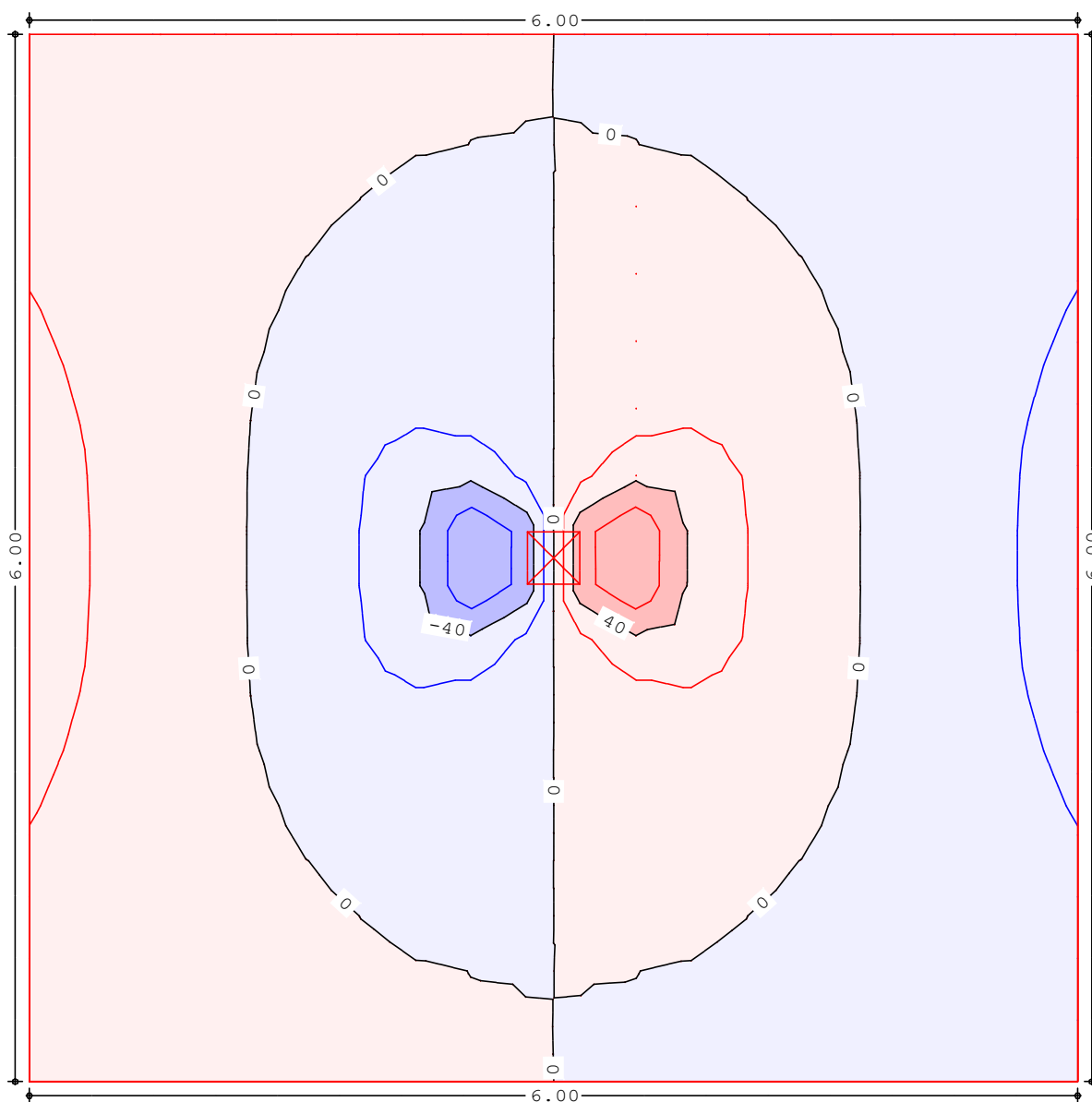


-5.82 -4.00 -2.00 0.00 2.00 4.00 5.82

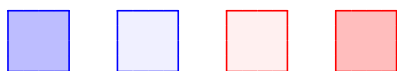


Поперечные силы Qx [кН/м]

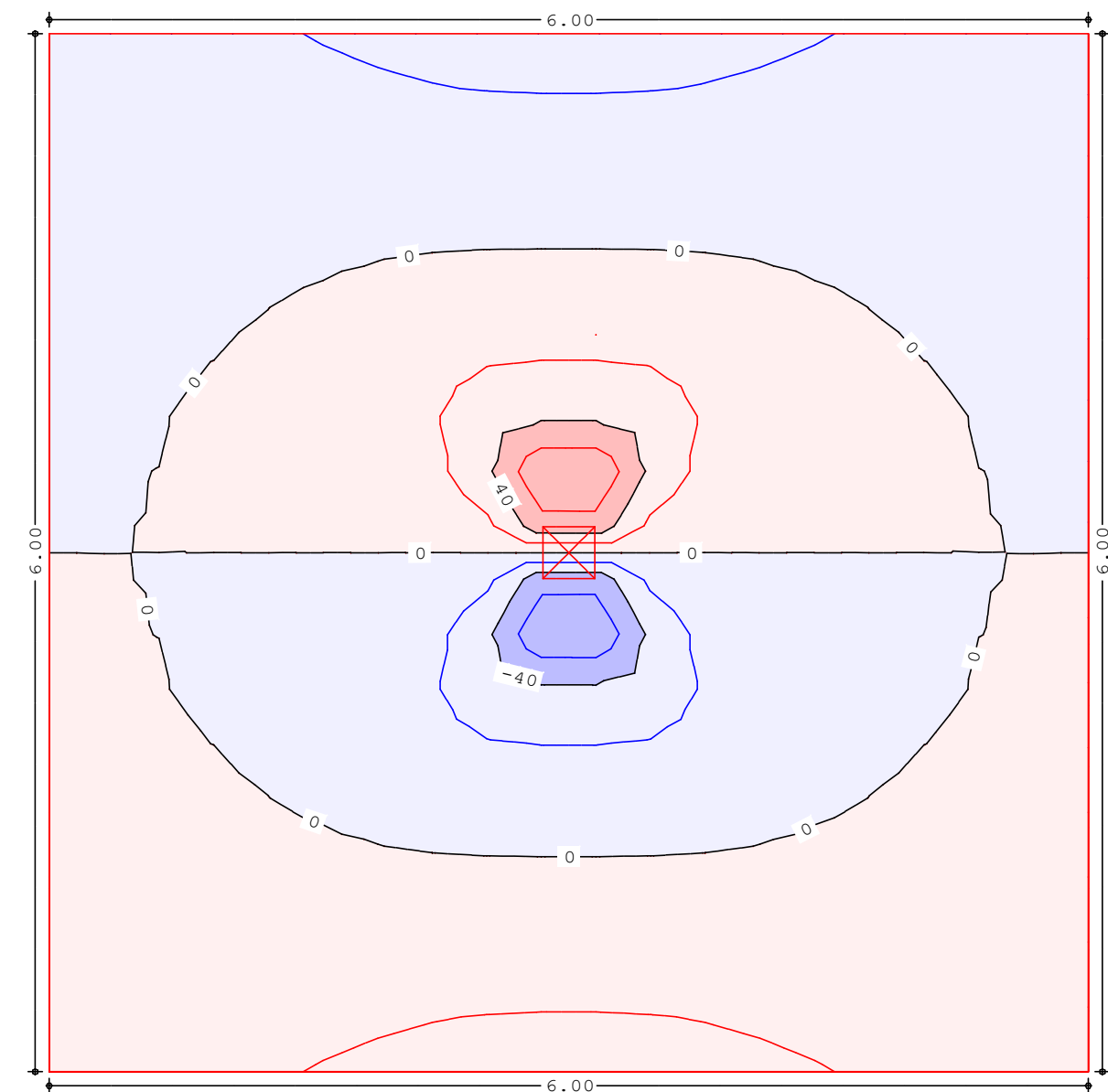
M = 1 : 40



-77.5   -40.0   0.0   40.0   77.6



Поперечные силы  $Q_y$  [кН/м]  
 М = 1 : 40



-77.5   -40.0   0.0   40.0   77.6



Опорные реакции  
по отрезкам

№ плиты	Сторона	а [м]	l [м]	q [кН/м]
1	Нижняя	0.00	6.00	20.19
	Правая	0.00	6.00	20.19
	Верхняя	0.00	6.00	20.19
	Левая	0.00	6.00	20.19

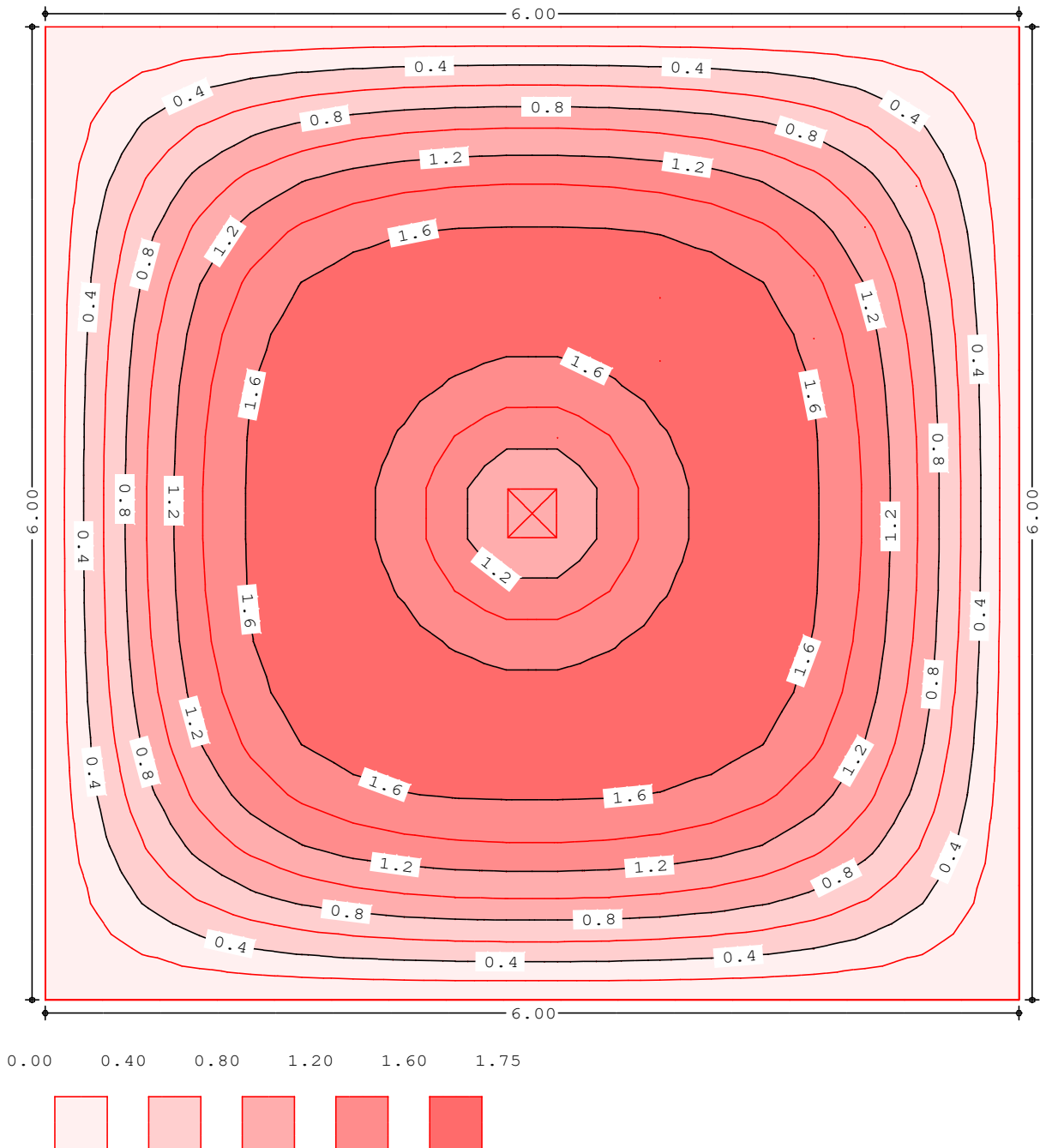
Опорные реакции  
колонн

№	Q [кН]	Mx [кНм]	My [кНм]
1	235.33	0.00	-0.00

Сумма всех опорных реакций  $Q = 720.0$  кН

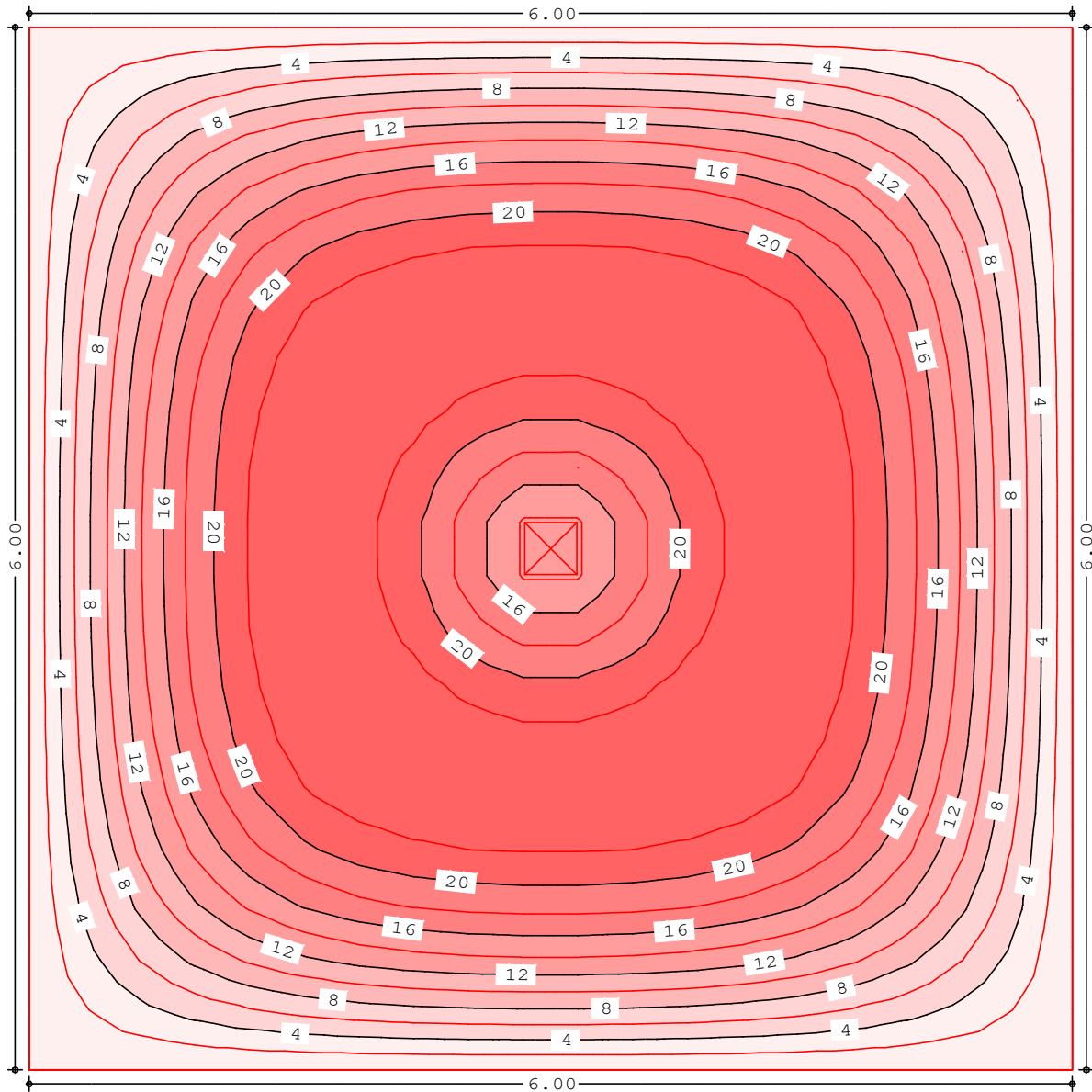
Расч. сочет. усилий согласно п.6.4.3 MSZ EN 1990:2011.  
 Коэффициент управления надежностью конструкции  $K_{FI} = 0.00$   
 Сочетание воздейст. по формуле (6.10) EN 1990

Перемещения (максимальные значения) [мм]  
 М = 1 :40



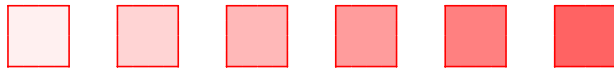


Перемещения ( минимальные значения ) [мм]  
 М = 1 : 40



Все значения умножены на 100

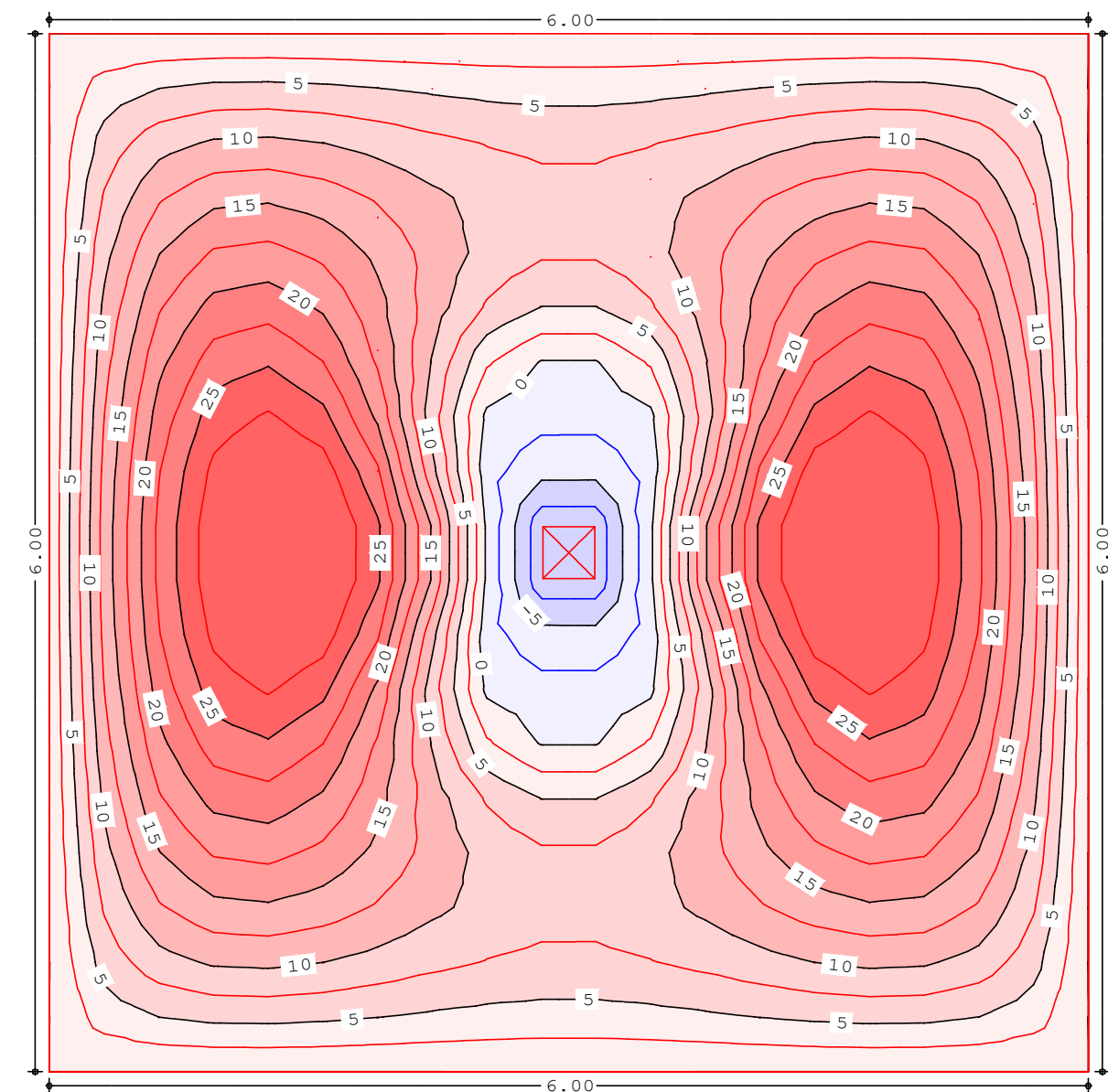
0.0 4.0 8.0 12.0 16.0 20.0 23.8



Перемещения

№ плиты	max w [мм]	min w [мм]
1	1.75	0.00

Моменты  $M_x$  ( максимальные значения ) [кНм/м]  
М = 1 : 40

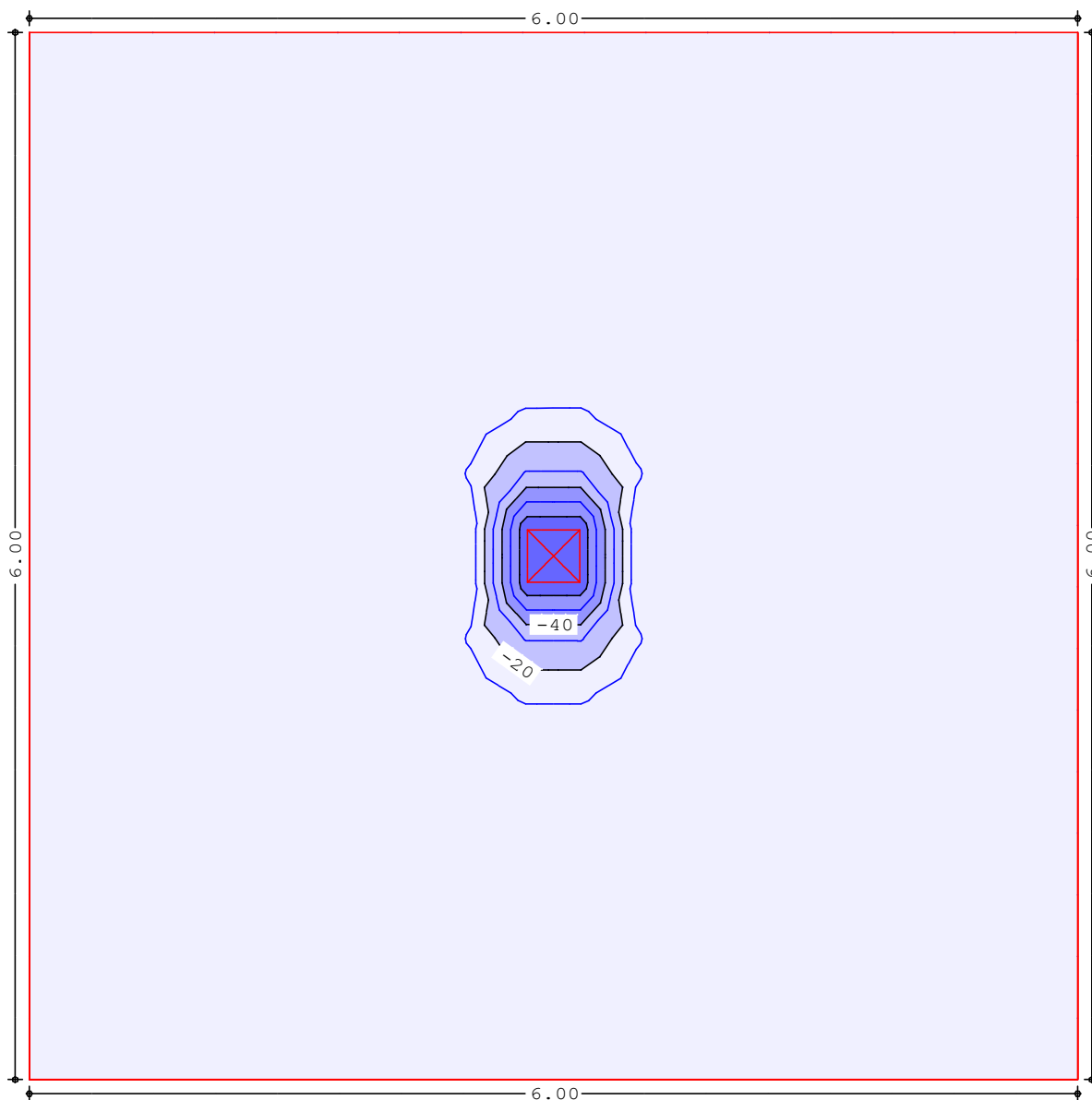


-9.4   -5.0   0.0   5.0   10.0   15.0   20.0   25.0   31.7



Моменты  $M_x$  (минимальные значения) [кНм/м]

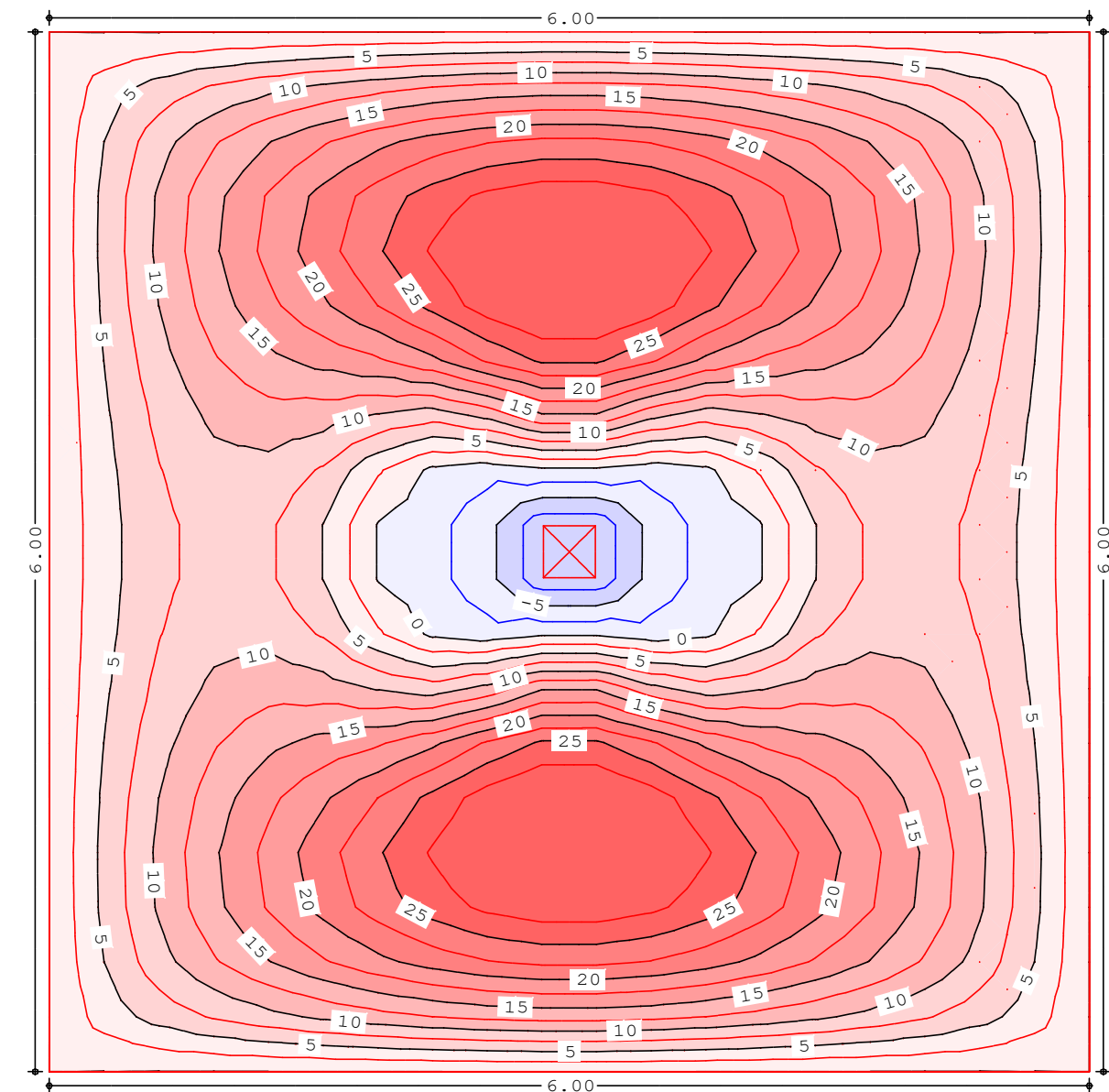
$M = 1 : 40$



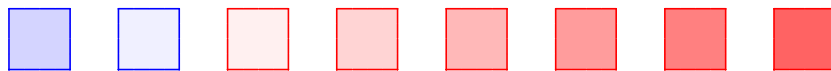
-69.1 -60.0 -40.0 -20.0 4.3



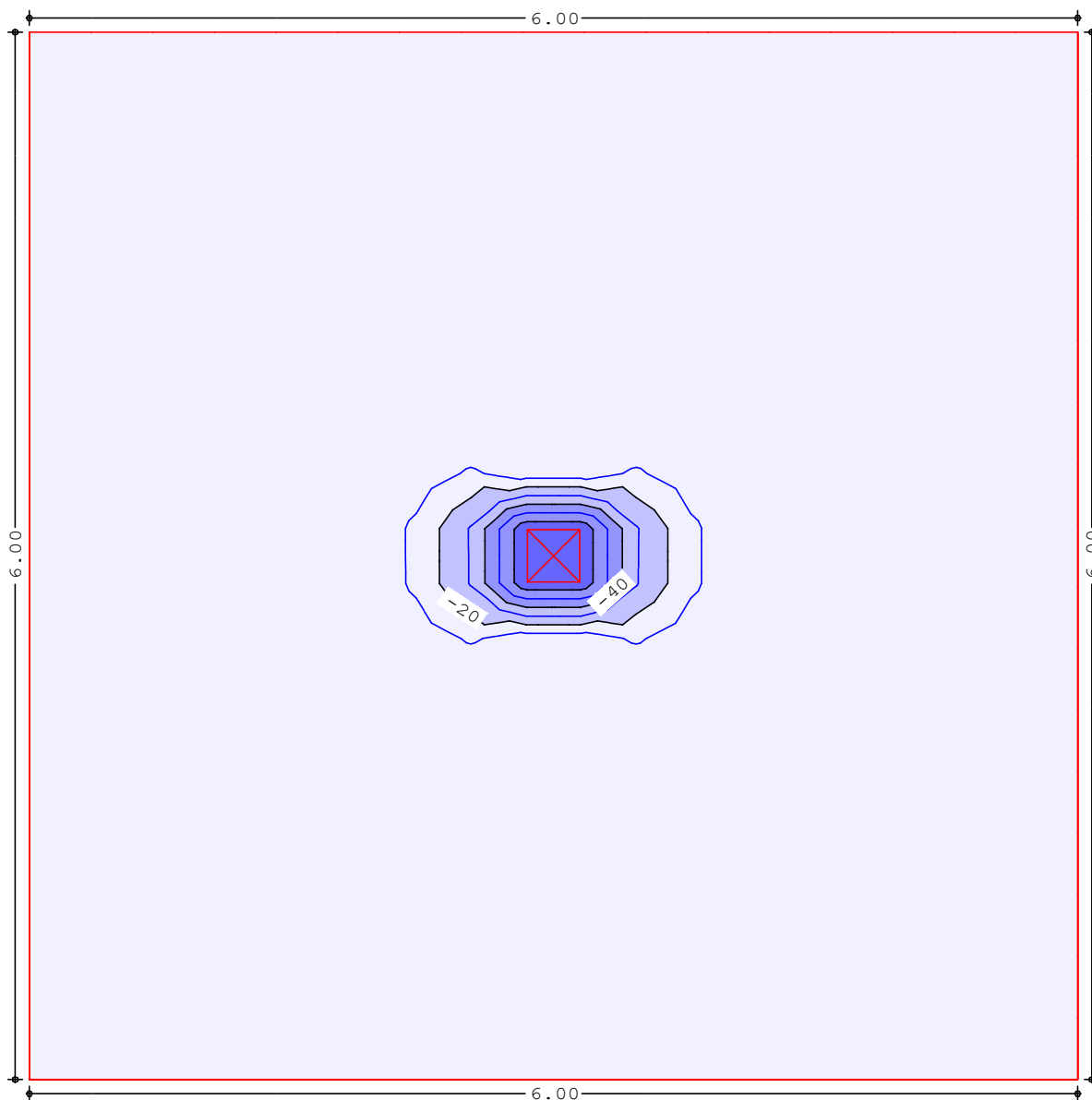
Моменты  $M_y$  ( максимальные значения ) [кНм/м]  
М = 1 : 40



-9.4 -5.0 0.0 5.0 10.0 15.0 20.0 25.0 31.7



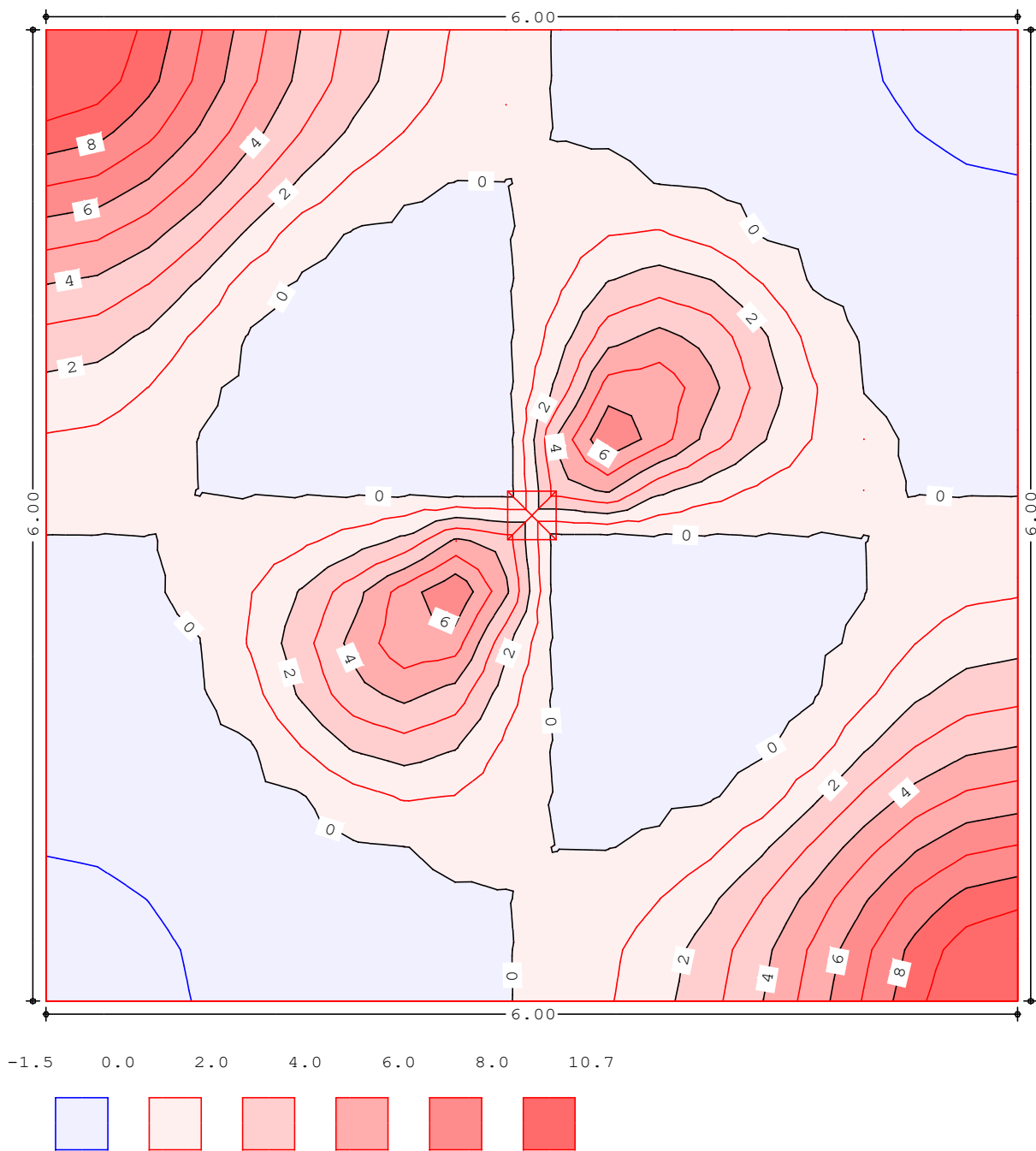
Моменты  $M_y$  ( минимальные значения ) [кНм/м]  
М = 1 : 40



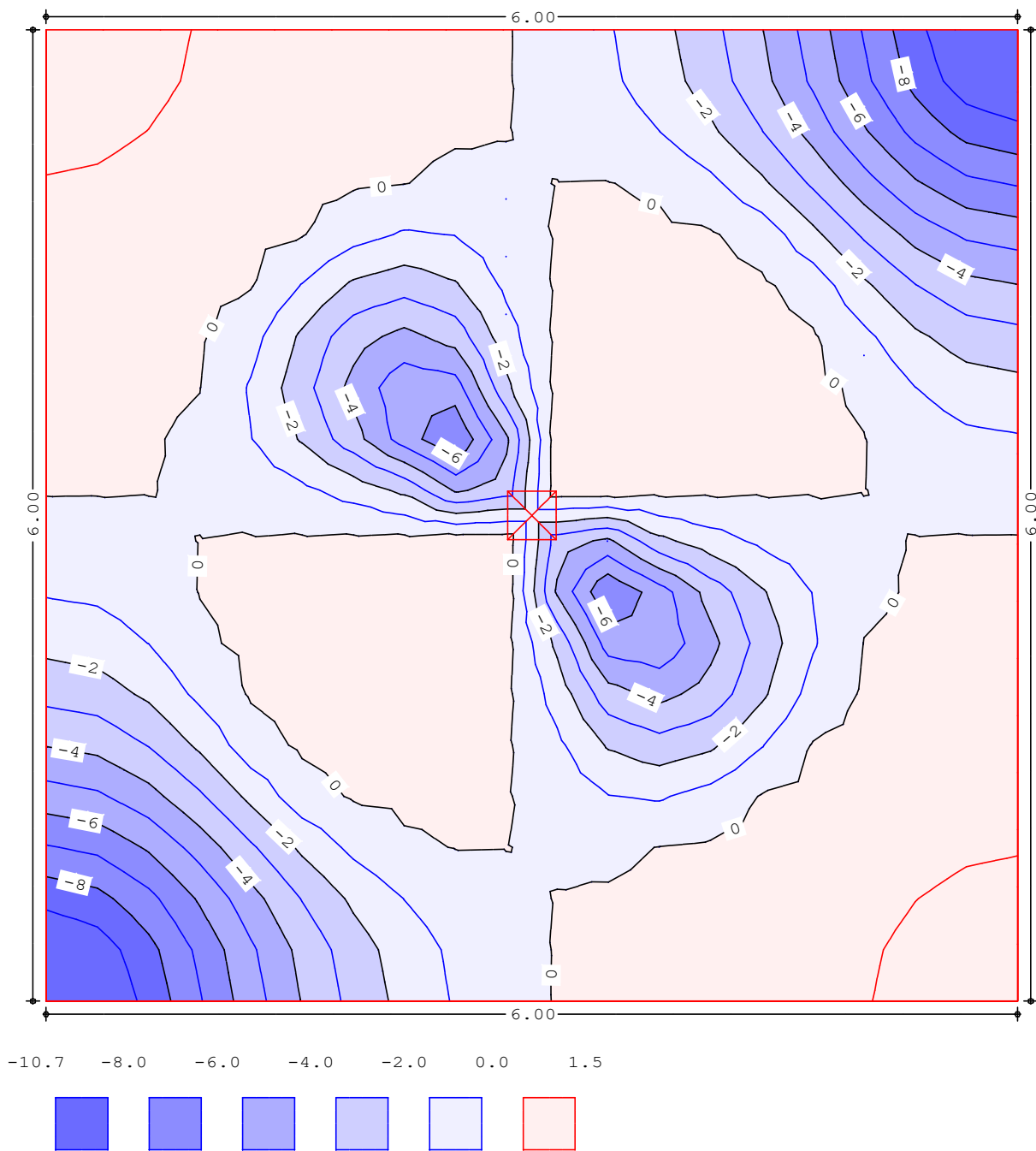
-69.1 -60.0 -40.0 -20.0 4.3



Моменты  $M_{xy}$  (максимальные значения) [кНм/м]  
М = 1 : 40

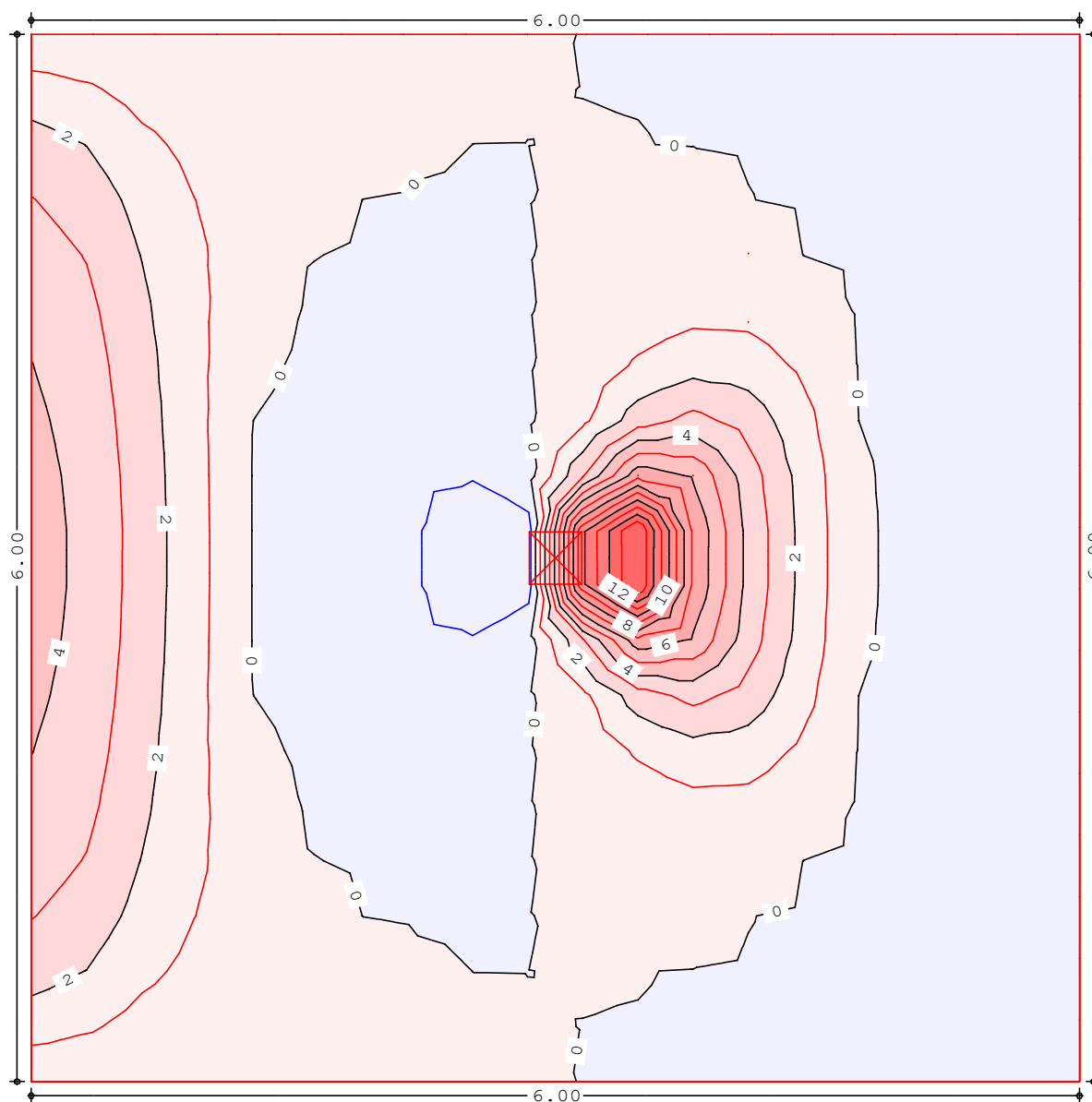


Моменты  $M_{xy}$  ( минимальные значения ) [кНм/м]  
М = 1 : 40



Поперечные силы Qx (максимальные значения) [кН/м]

M = 1 : 40



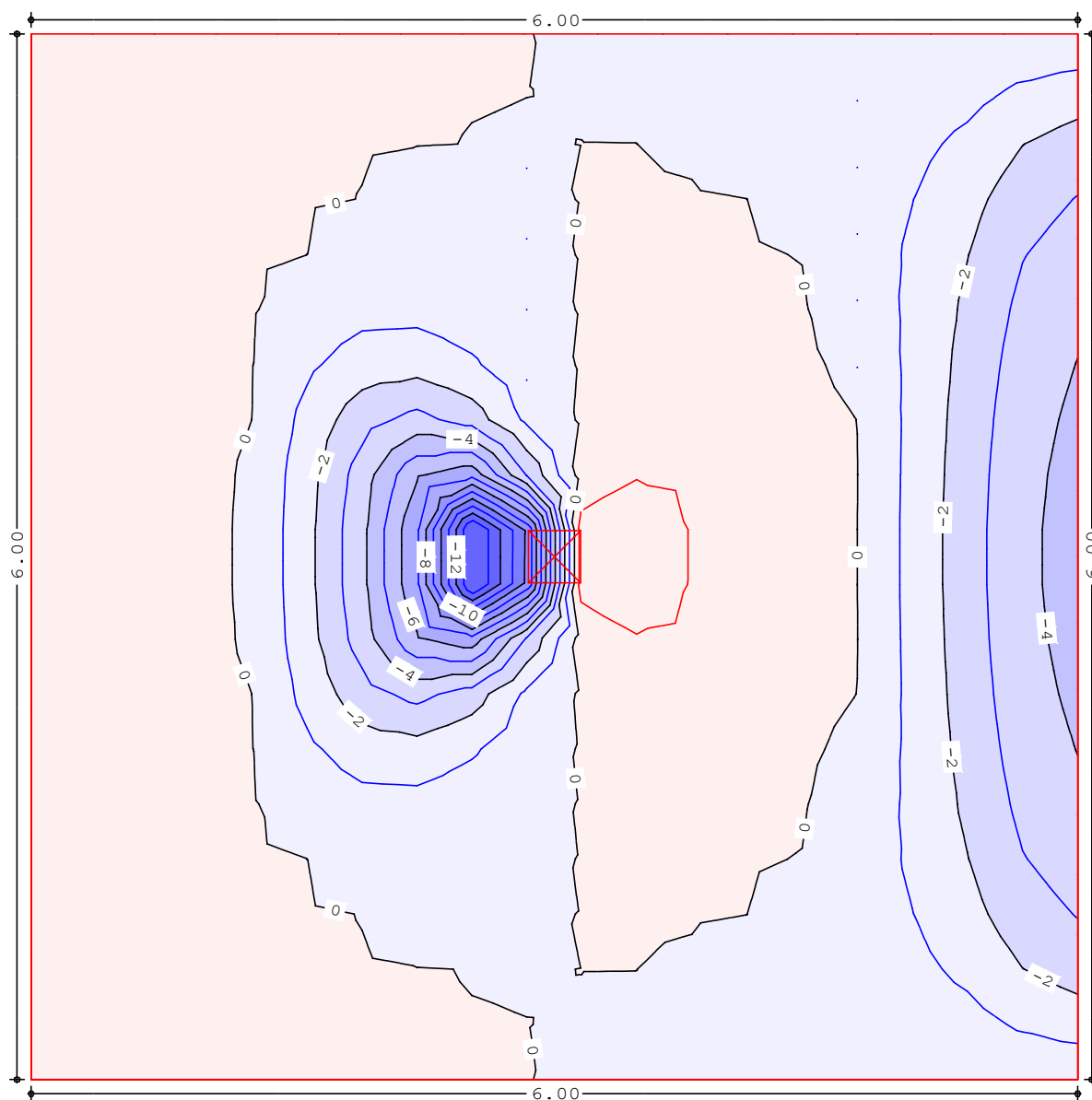
Все значения умножены на 0.1

-1.9 0.0 2.0 4.0 6.0 8.0 10.0 12.0 14.3





Поперечные силы Qx ( минимальные значения ) [кН/м]  
М = 1 :40

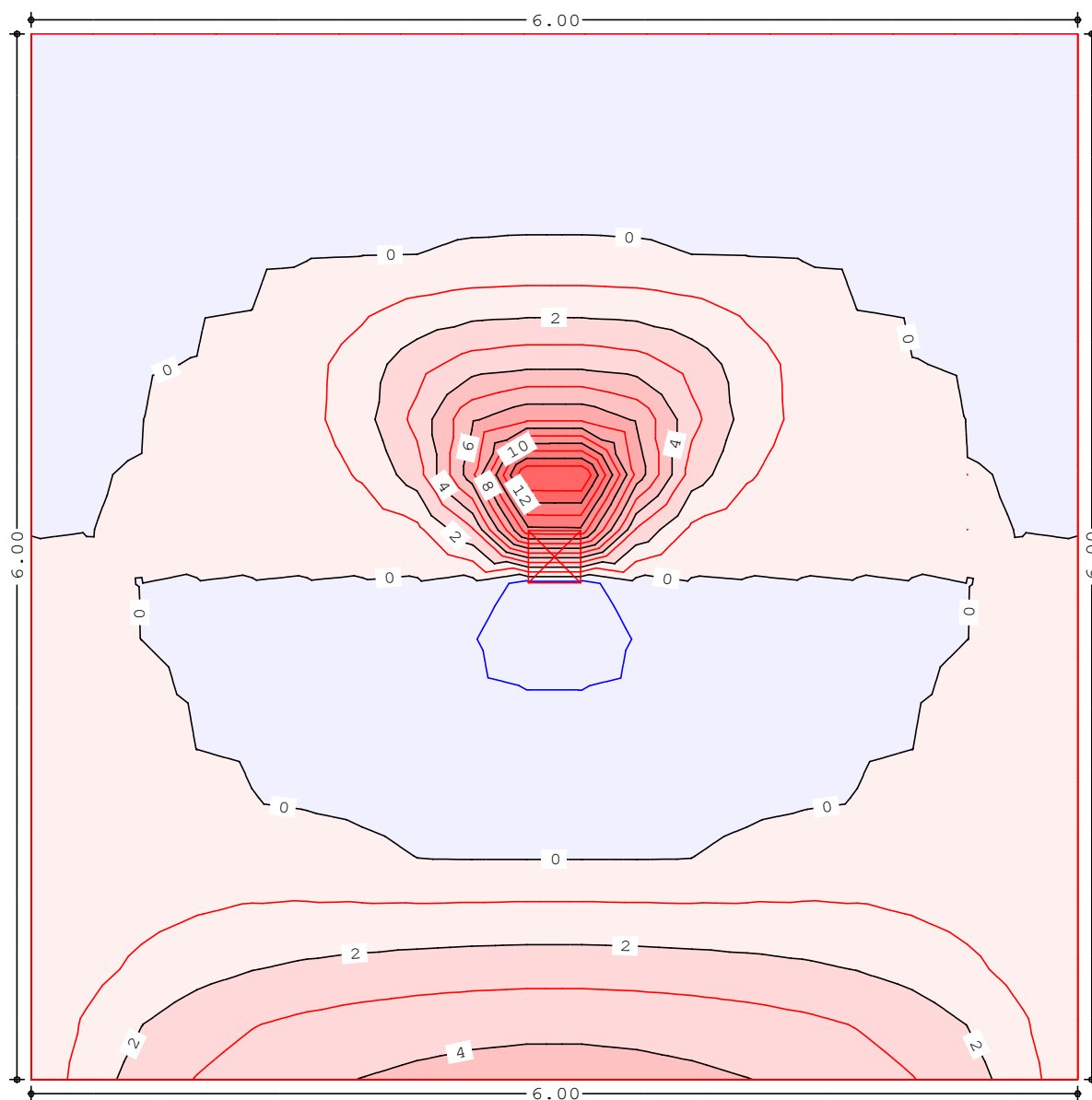


Все значения умножены на 0.1

-14.2 -12.0 -10.0 -8.0 -6.0 -4.0 -2.0 0.0 1.9



Поперечные силы  $Q_y$  (максимальные значения) [кН/м]  
М = 1 : 40

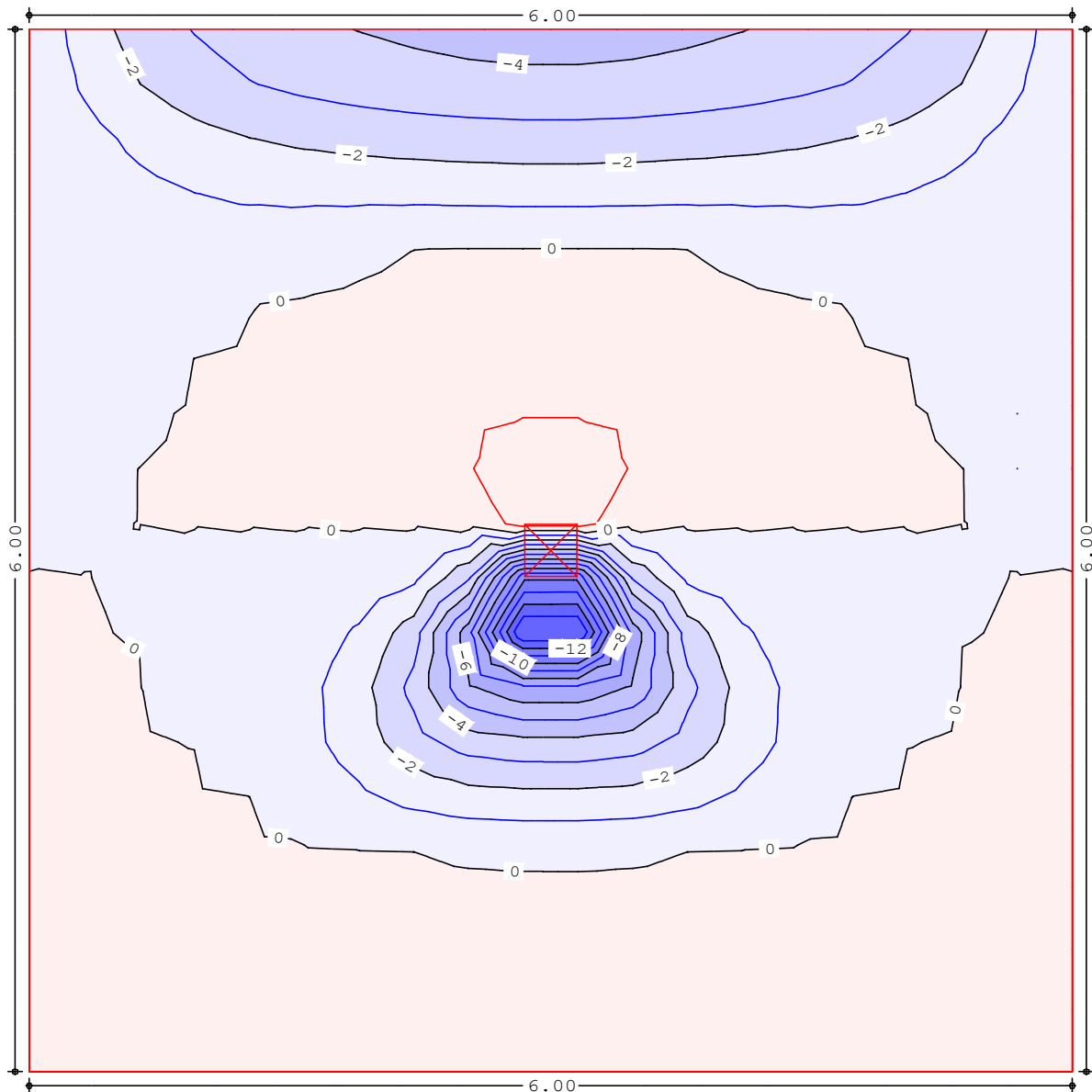


Все значения умножены на 0.1

-1.9 0.0 2.0 4.0 6.0 8.0 10.0 12.0 14.3

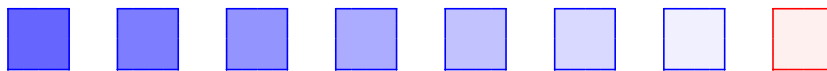


Поперечные силы  $Q_y$  ( минимальные значения ) [кН/м]  
 М = 1 : 40



Все значения умножены на 0.1

-14.2 -12.0 -10.0 -8.0 -6.0 -4.0 -2.0 0.0 1.9



Опорные реакции  
 (по отрезкам)

№ плиты	Сторона	a [м]	l [м]	max q [кН/м]	min q [кН/м]
1	Нижняя	0.00	6.00	37.11	5.05
	Правая	0.00	6.00	37.11	5.05
	Верхняя	0.00	6.00	37.11	5.05
	Левая	0.00	6.00	37.11	5.05

Опорные реакции  
 колонн

№	max Q [кН]	min Q [кН]	max Mx [кНм]	min Mx [кНм]	max My [кНм]	min My [кНм]
1	432.42	58.83	0.00	0.00	-0.00	-0.00

Расчётные моменты

Существенные сочетания усилий

№ сочетания	№ нагрузки	Коэффициент	Нагружение пролётов
1	1	1.35	+
	2	1.50	+

Расчётные моменты для определения нижней арматуры

№ плиты	Н	№ сочет.	М [кНм/м]	Соответствующие моменты		
				Мх [кНм/м]	Му [кНм/м]	Мху [кНм/м]
1	X	1	32.13	31.75	7.89	0.38
	Y	1	32.13	7.89	31.75	0.38

Расчётные моменты для верхней арм. по сторонам плит

№ плиты	Сторона	Н	№ соч.	М [кНм/м]	Соответствующие моменты		
					Мх [кНм/м]	Му [кНм/м]	Мху [кНм/м]
1	Нижняя	X	1	-10.70	0.00	0.00	10.70
		Y	1	-10.70	0.00	0.00	10.70
	Правая	X	1	-10.70	0.00	0.00	-10.70
		Y	1	-10.70	0.00	0.00	-10.70
	Верхняя	X	1	-10.70	0.00	0.00	-10.70
		Y	1	-10.70	0.00	0.00	-10.70
	Левая	X	1	-10.70	0.00	0.00	10.70
		Y	1	-10.70	0.00	0.00	10.70

Расчётные моменты для верхней арм. над колоннами

№ колонны	Н	№ сочет.	М [кНм/м]	Соответствующие моменты		
				Мх [кНм/м]	Му [кНм/м]	Мху [кНм/м]
1	X	1	-72.54	-69.13	-69.13	3.40
	Y	1	-72.54	-69.13	-69.13	3.40

Расчёт по прочности согласно MSZ EN 1992-1-1: Проект. бетонных констр.

Бетон тяжёлый класса

**C 25/30**

Определение продольной арматуры

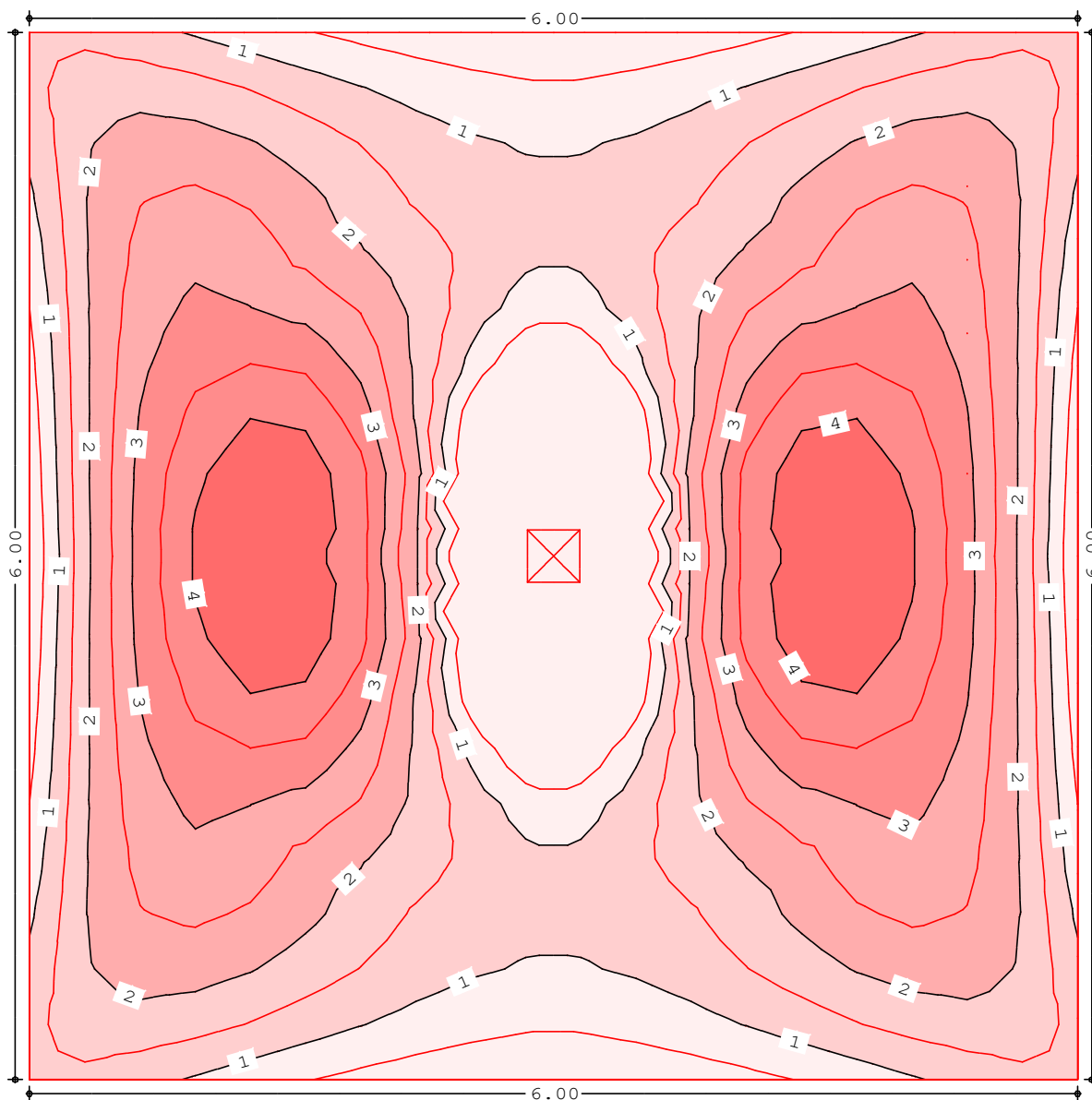
Продольная арматура класса

**S 500**

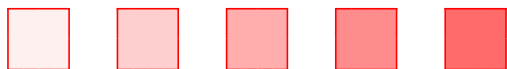
Расстояния до ц.т. продольной арматуры

№ плиты	Нижняя арматура		Верхняя арматура	
	ах [см]	ау [см]	ах [см]	ау [см]
1	3.5	3.5	3.5	3.5

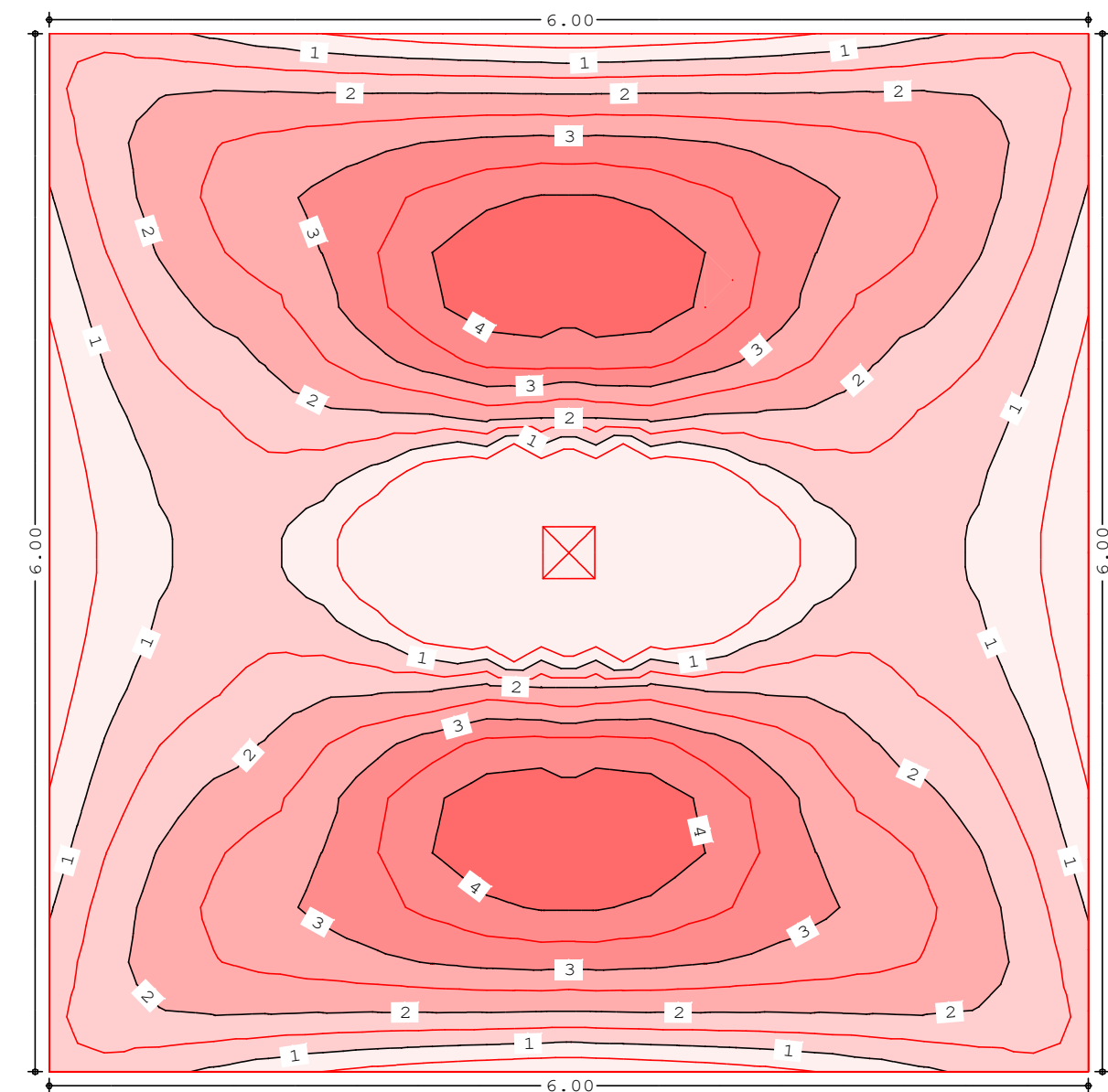
Нижняя арматура  $A_{sx}$  [ $cm^2/m$ ]  
М = 1 : 40



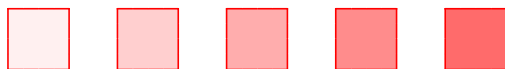
0.00 1.00 2.00 3.00 4.00 4.46



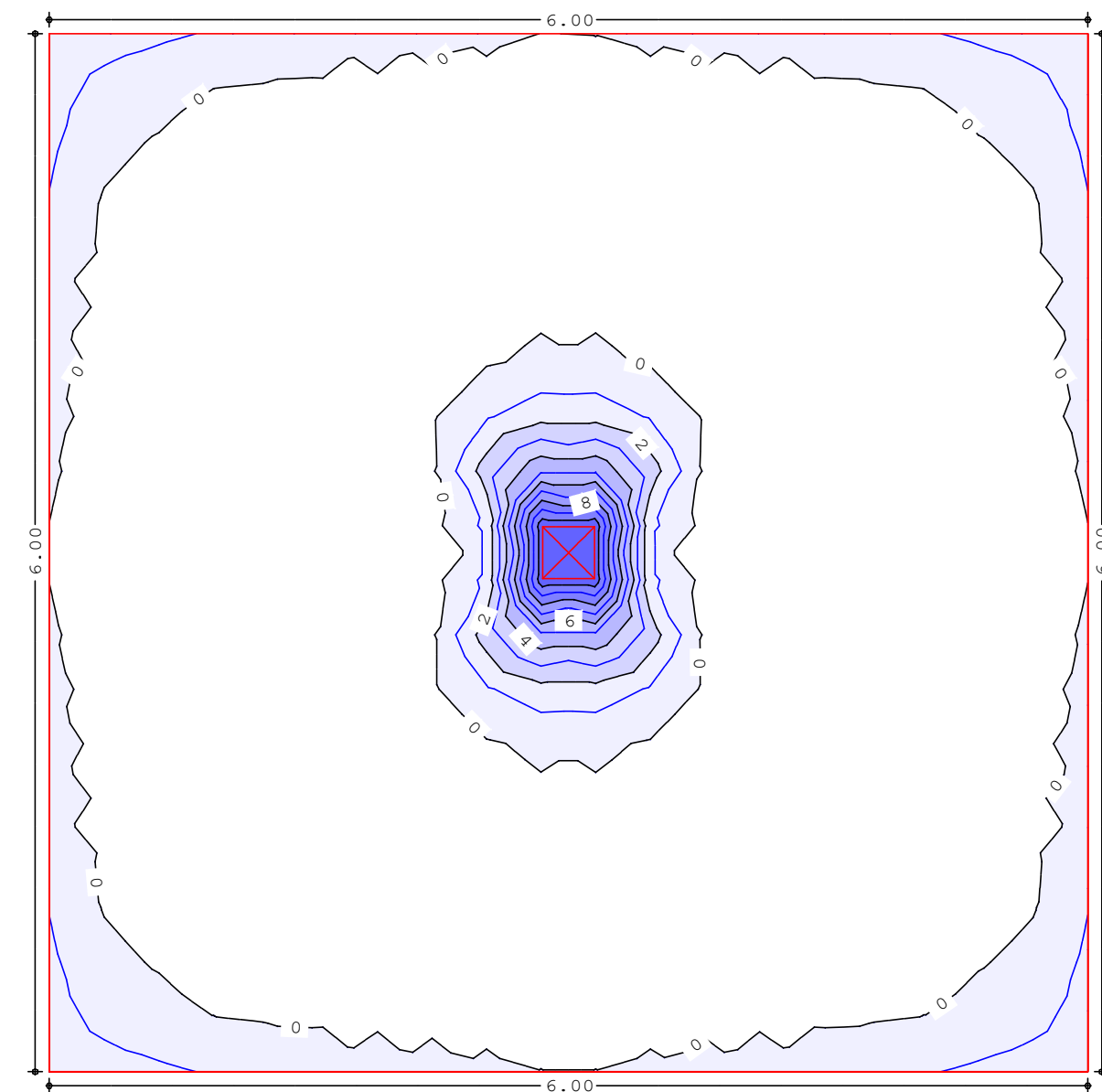
Нижняя арматура  $A_{sy}$  [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]  
М = 1 : 40



0.00 1.00 2.00 3.00 4.00 4.46



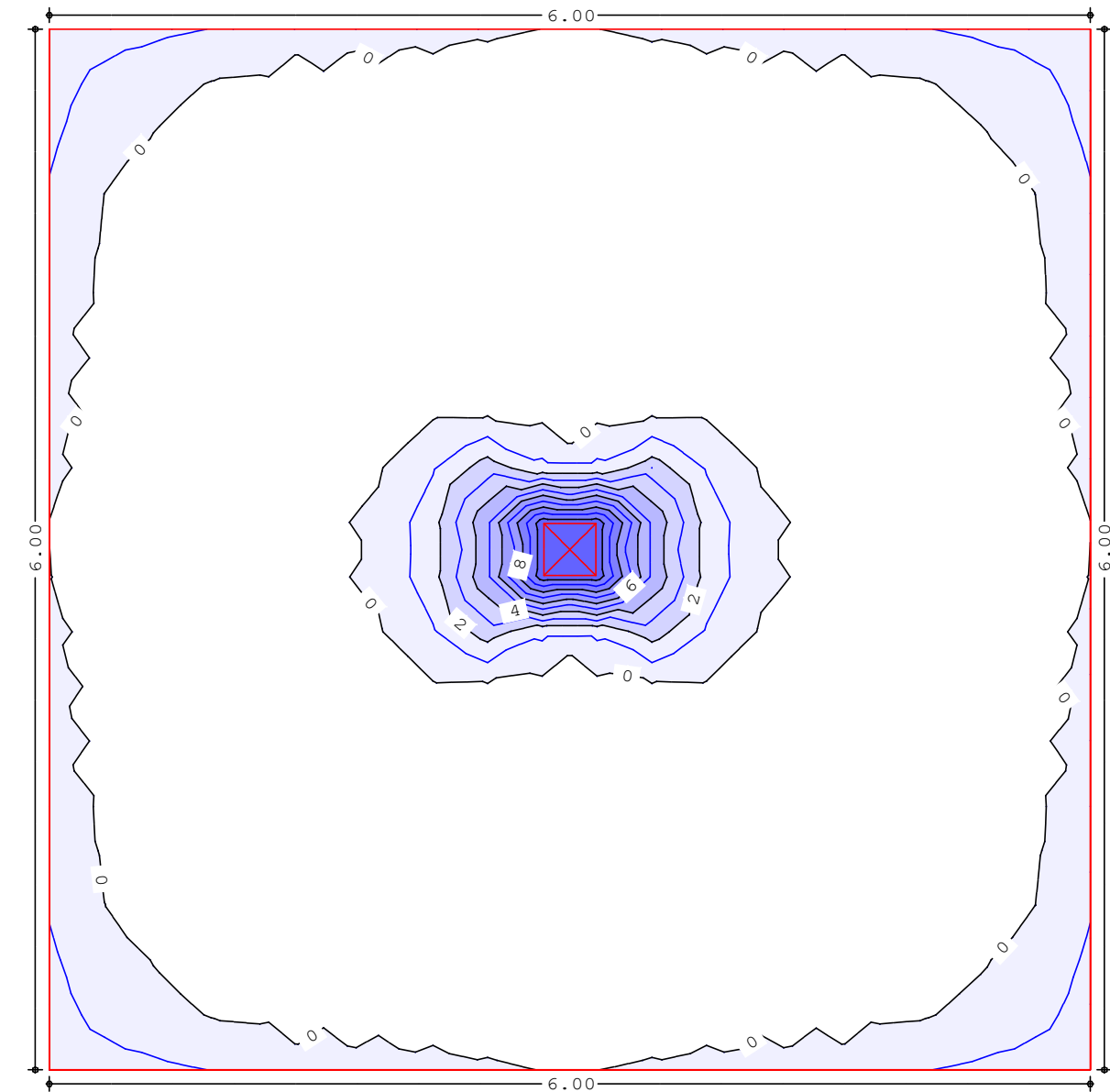
Верхняя арматура  $A_{sx}$  [см<sup>2</sup>/м]  
М = 1 : 40



0.0 0.0 2.0 4.0 6.0 8.0 10.0 10.9



Верхняя арматура  $A_{sy}$  [см<sup>2</sup>/м]  
 М = 1 : 40



0.0 0.0 2.0 4.0 6.0 8.0 10.0 10.9



Нижняя арматура

№ плиты	Мх [кНм/м]	Аsx [см <sup>2</sup> /м]	My [кНм/м]	Asy [см <sup>2</sup> /м]
1	32.13	4.46	32.13	4.46

Верхняя арматура по сторонам плит

№ плиты	Сторона	Мх [кНм/м]	Аsx [см <sup>2</sup> /м]	My [кНм/м]	Asy [см <sup>2</sup> /м]
1	Нижняя	-10.70	1.45	-10.70	1.45
	Правая	-10.70	1.45	-10.70	1.45
	Верхняя	-10.70	1.45	-10.70	1.45
	Левая	-10.70	1.45	-10.70	1.45



Верхняя арматура  
 над колоннами

№ колонны	Mx [кНм/м]	Asx [см <sup>2</sup> /м]	My [кНм/м]	Asy [см <sup>2</sup> /м]
1	-72.54	10.87	-72.54	10.87

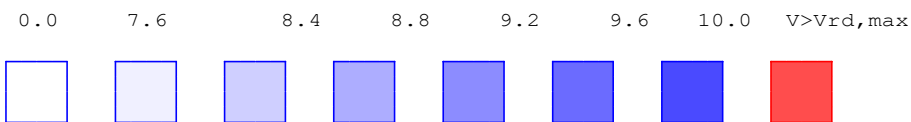
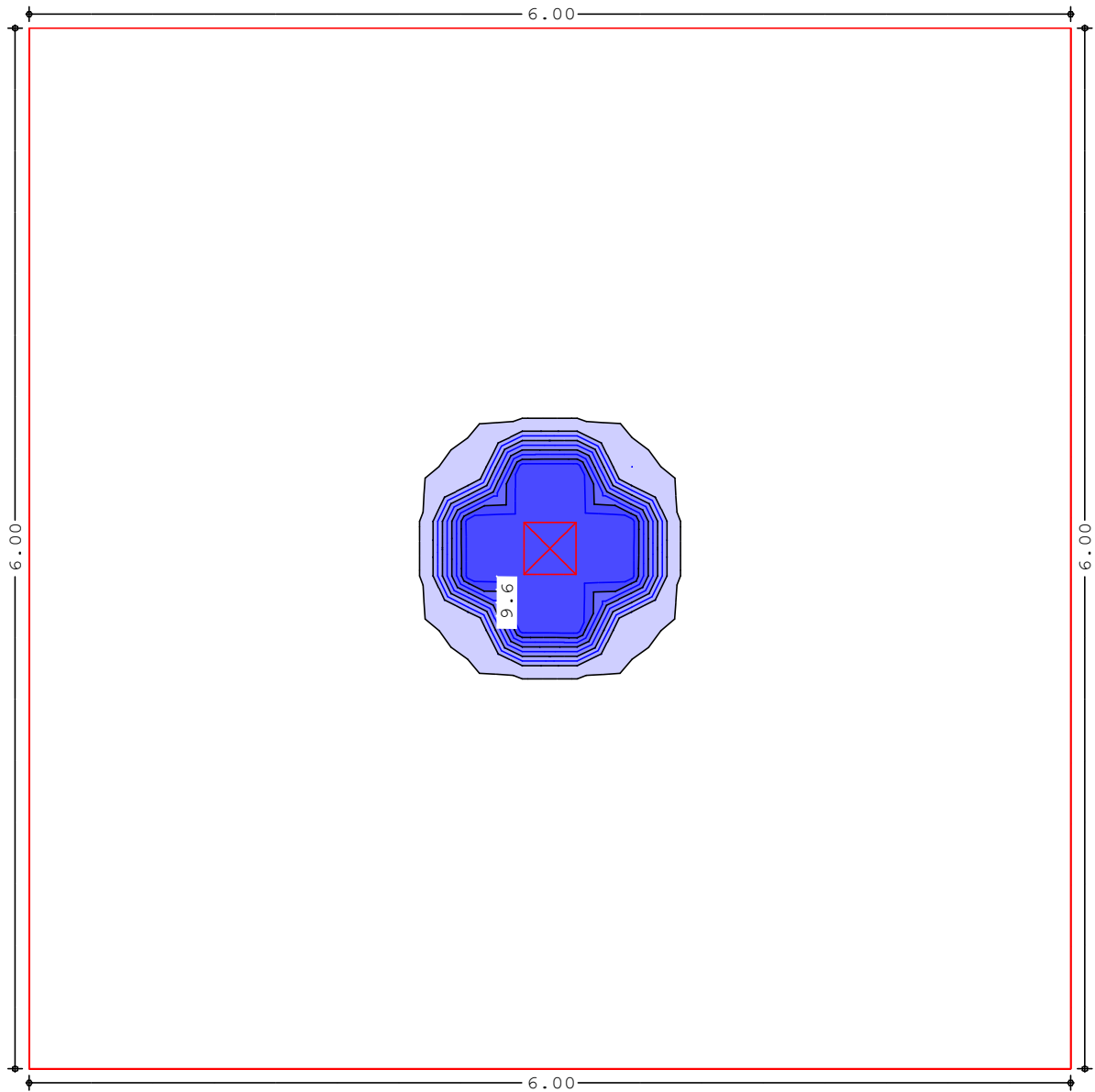
Определение поперечной арматуры

Поперечная арматура класса

**S 500**

Поперечная арматура Asw [см<sup>2</sup>/м<sup>2</sup>]

M = 1 : 40



Поперечная арматура по сторонам плит

№ плиты	Сторона	a [м]	l [м]	Vsd [кН/м]	Vrd,ct [кН/м]	Vrd,max [кН/м]	Asw [см <sup>2</sup> /м <sup>2</sup> ]
1	Нижняя	0.00	6.00	14.1	81.7	742.5	0.00
	Правая	0.00	6.00	14.1	81.7	742.5	0.00
	Верхняя	0.00	6.00	14.0	81.7	742.5	0.00
	Левая	0.00	6.00	14.0	81.7	742.5	0.00

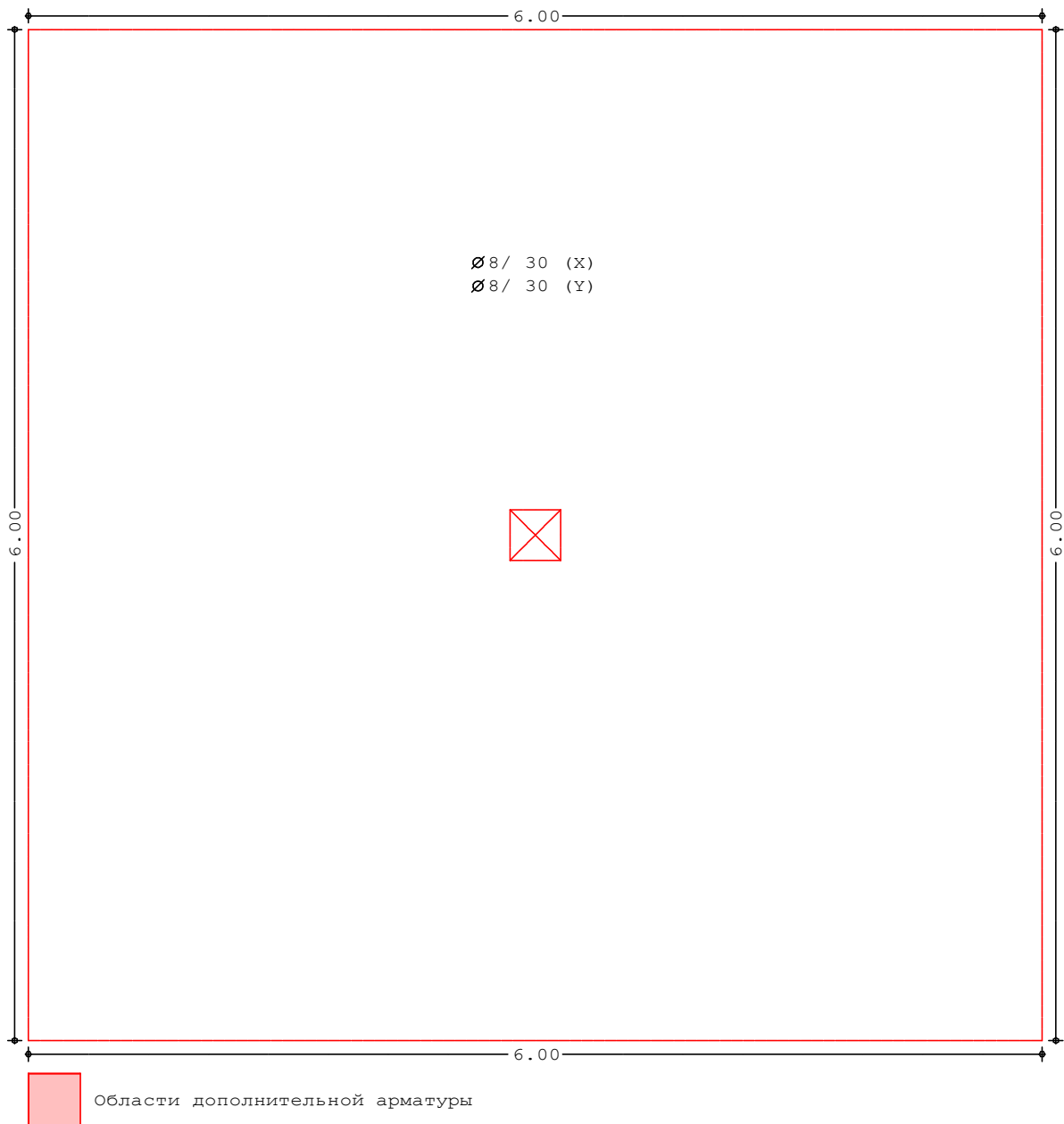
Поперечная арматура над колоннами

№	Vsd [кН/м]	Vrd,ct [кН/м]	Vrd,max [кН/м]	Asw [см <sup>2</sup> /м <sup>2</sup> ]
1	137.8	100.7	451.9	10.01

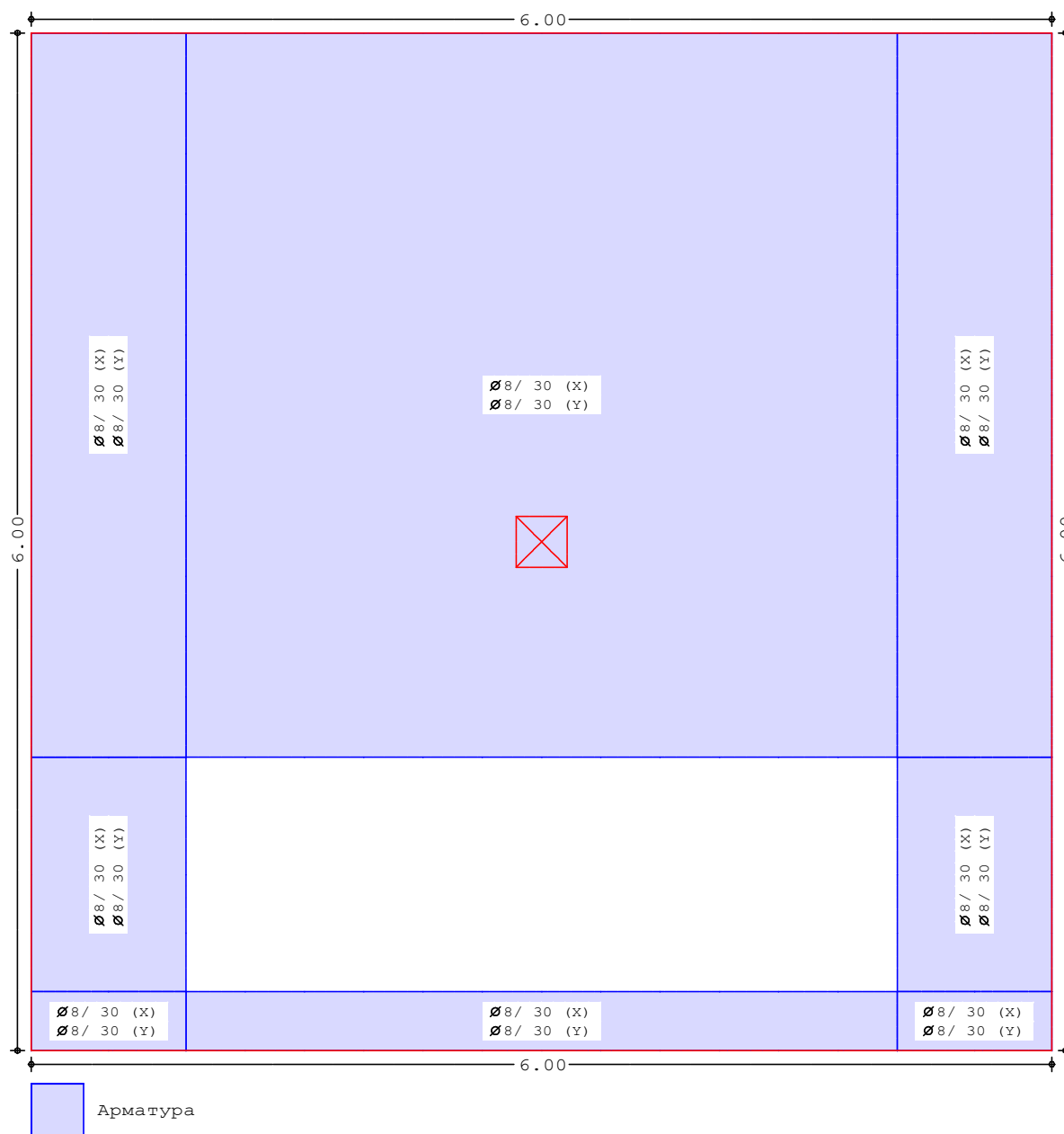
Конструирование

Подобранная нижняя арматура

M = 1 : 40



Подобранная верхняя арматура  
 М = 1 : 40



Основная нижняя арматура

№ плиты	Н	Требуемая		Подобранная		As [см <sup>2</sup> /м]
		As [см <sup>2</sup> /м]	Диаметр [мм]	Шаг [мм]	As [см <sup>2</sup> /м]	
1	X	4.46	8	30	16.76	
	Y	4.46	8	30	16.76	

Н - направление

Верхняя арматура

№ плиты	Положение	l [м]	Требуемая		Подобранная		As [см <sup>2</sup> /м]
			As [см <sup>2</sup> /м]	Диаметр [мм]	Шаг [мм]	As [см <sup>2</sup> /м]	
1	Снизу	0.3	X	1.00	8	30	16.76
			Y	1.04	8	30	16.76
	Справа	0.9	X	1.37	8	30	16.76
			Y	1.35	8	30	16.76

Сверху 4.3	X	10.87	8	30	16.76
	Y	10.87	8	30	16.76
Слева 0.9	X	1.37	8	30	16.76
	Y	1.35	8	30	16.76
Угол (Н Л)	X	1.45	8	30	16.76
	Y	1.45	8	30	16.76
Угол (Н П)	X	1.45	8	30	16.76
	Y	1.45	8	30	16.76
Угол (В Л)	X	1.45	8	30	16.76
	Y	1.45	8	30	16.76
Угол (В П)	X	1.45	8	30	16.76
	Y	1.45	8	30	16.76

H - направление

Обозначения :

(Н Л) - снизу-слева, (Н П) - снизу-справа

(В Л) - сверху-слева, (В П) - сверху-справа

Трещиностойкость

Предел. допустимая ширина раскрыт. трещин 0.40 мм

Раскрытие трещин  
снизу

№ плиты	Направление	M [кНм/м]	Mcrс [кНм/м]	acrс [мм]
1	X	3.1	17.9	0.000
	Y	4.4	17.9	0.000

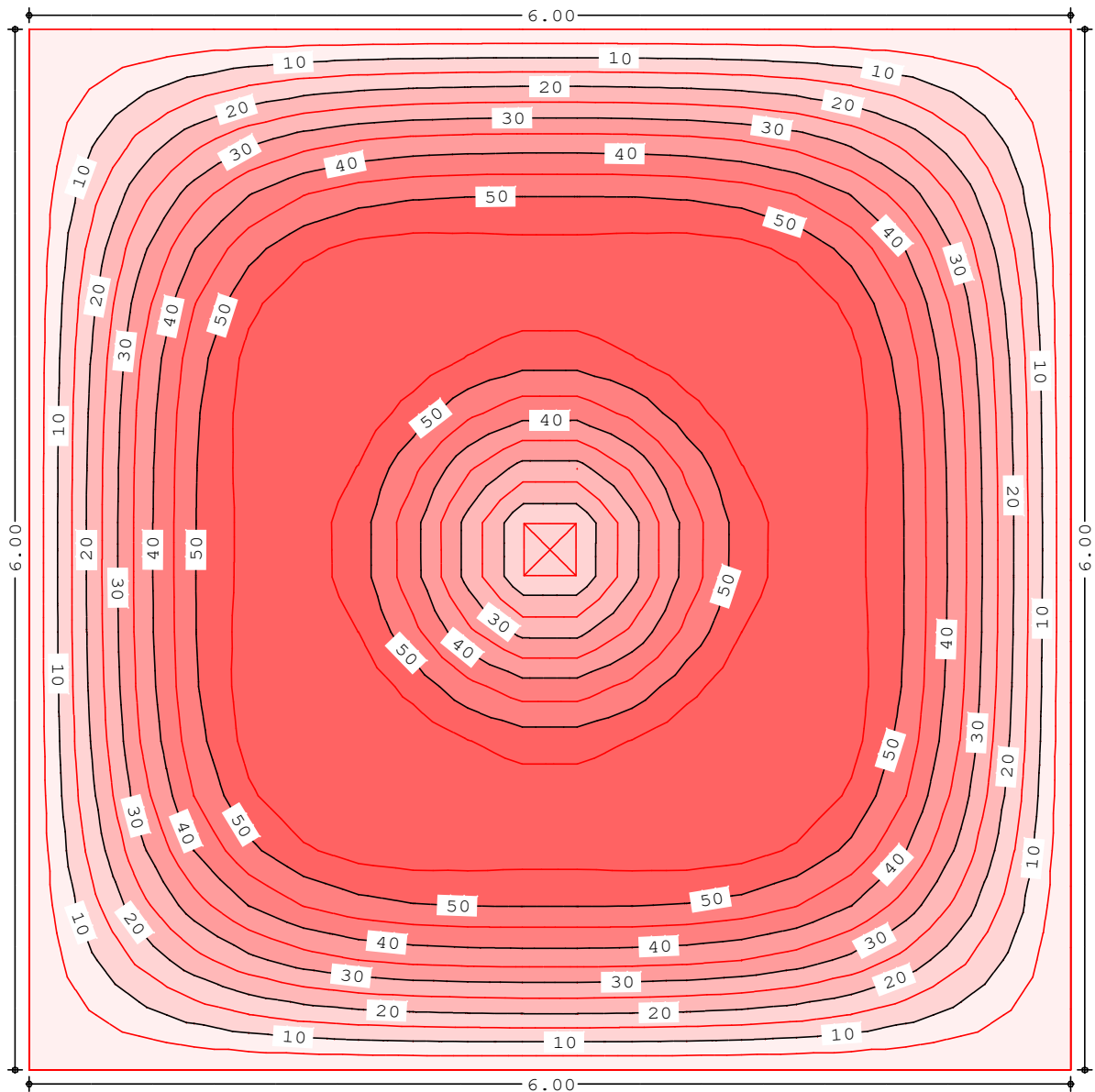
Раскрытие трещин  
сверху

№ плиты	Направление	M [кНм/м]	Mcrс [кНм/м]	acrс [мм]
1	X	2.2	0.0	0.000
	Y	2.5	0.0	0.000

Максимальная ширина раскрытия трещин 0.000 мм

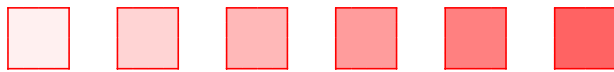
Трещиностойкость обеспечена

Расчёт по деформациям  
Максимальные прогибы [мм]  
М = 1 : 40



Все значения умножены на 100

0.0 10.0 20.0 30.0 40.0 50.0 61.4



Прогибы

№ плиты	Допустимый прогиб [мм]	Максимальный прогиб [мм]
1	20.00	0.61

Проверка по деформациям выполняется

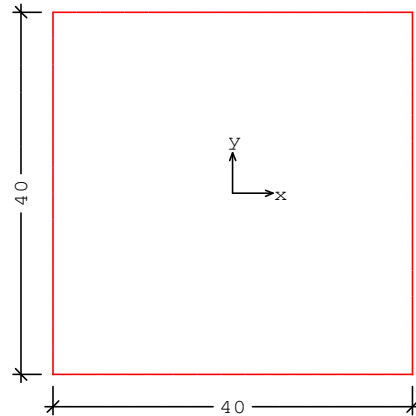
Расчет выполнен модулем 201 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t270**

**Проектирование капителей и банкеток**

Расчетная схема

Размеры сечения колонны	$c_x$	=	40	см
	$c_y$	=	40	см
Толщина плиты	$h_n$	=	25	см
Рабочая высота сечения плиты	$h_{0x}$	=	22.0	см
	$h_{0y}$	=	22.0	см



Нагрузка

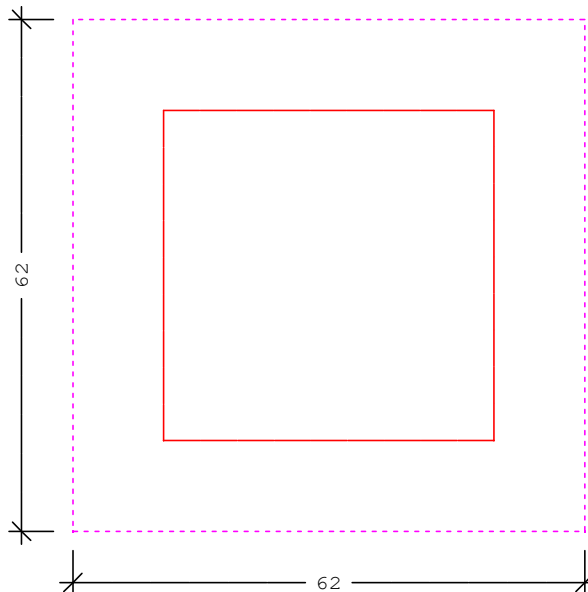
Продавливающая сила  $F = 500.0$  кН

Расчет

Согласно СП 63.13330.2018 Бетон и железобетон. кон. и Отчету ГУП "НИИЖБ" к договору №709 от 01.10.2002

Бетон	<b>В 25 (тяжелый)</b>	
Коэффициент условий работы	$\gamma_b$	= 0.900 -
Соппротивление бетона	$\gamma_b R_{bt}$	= 0.945 МПа

Расчетный контур



**Проверка прочности по контуру на расстоянии 11.0 см от грани колонны**

Расчетный периметр  $u = 248.0$  см

Моменты сопротивления расчетного контура  
 $W_x = 5125$  см<sup>2</sup>  $W_y = 5125$  см<sup>2</sup>

Предельные усилия  
 в бетоне

$h_0$ [см]	$F_{b,ult}$ [кН]	$M_{bx,ult}$ [кНМ]	$M_{by,ult}$ [кНМ]
22.0	515.6	106.6	106.6

Условие прочности

$$F / F_{ult} + M_x / M_{x,ult} + M_y / M_{y,ult} = 0.9698 + 0.0000 + 0.0000 = 0.970 \leq 1$$

**По расчету на продавливание капитель не требуется**

Расчет выполнен модулем 270 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

### Поз. t271

### Расчет на продавливание стеной

Расчетная схема

Продавливание плиты краем стены

Толщина стены  $d = 20$  см  
 Рабочая высота сечения плиты  $h_0 = 20.0$  см

Нагрузка

Принимается по усилиям вдоль расчетного контура

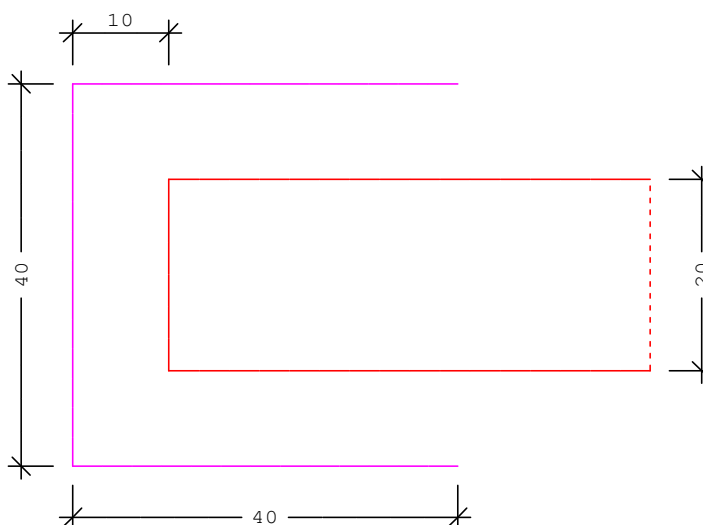
Продавливающая сила  $F = 200.0$  кН

Расчет

Согласно СП 63.13330.2018 Бетон.и железобетон.кон. и Отчету ГУП "НИИЖБ" к договору №709 от 01.10.2002

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Арматура **A400**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -  
 Сопротивление бетона  $\gamma_b R_{bt} = 0.945$  МПа  
 арматуры  $R_{sw} = 280$  МПа

Расчетный контур



Длина расчетного контура  $u = 120.0$  см

Моменты инерции и сопротивления расчетного контура  
 $I = 37333 \text{ см}^3$        $W = 1867 \text{ см}^2$

Предельные усилия в бетоне  
 $F_{b,ult} = 226.8 \text{ кН}$        $M_{b,ult} = 35.3 \text{ кНм}$

Условие прочности  $F/F_{b,ult} + M/M_{b,ult} = 0.882 + 0.000 = \mathbf{0.882} \leq 1$

**По расчету на продавливание арматура не требуется**

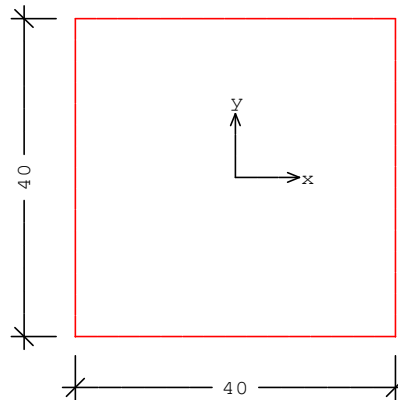
Расчет выполнен модулем 271 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t272**

**Проектирование капителей и банкеток (MSZ EN 1992)**

Расчетная схема

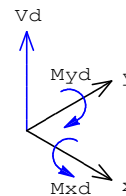
Размеры сечения колонны  $c_x = 40.0 \text{ см}$   
 $c_y = 40.0 \text{ см}$   
 Высота плиты  $h_{\text{п}} = 25.0 \text{ см}$   
 Средняя рабочая высота плиты  $d = 22.0 \text{ см}$   
 Коэфф. продольного армирования  $\rho_x = 0.50 \%$   
 $\rho_y = 0.50 \%$



Усилия

K	$V_d$ [кН]	$M_{xd}$ [кНм]	$M_{yd}$ [кНм]
1	800.0	10.0	10.0

Положительные направления силы и моментов





Расчет согласно MSZ EN 1992-1-1, 6.4

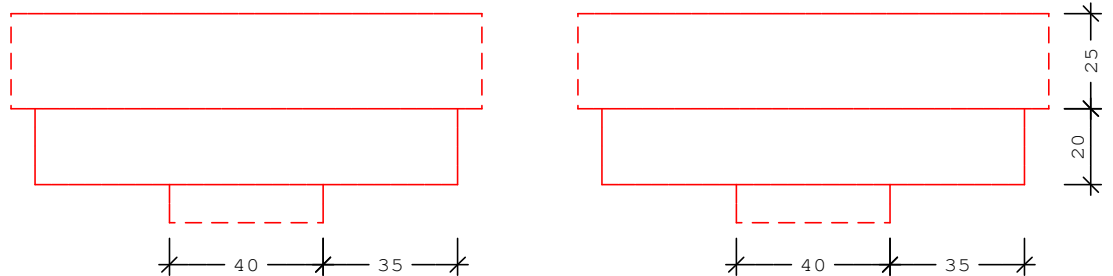
Бетон

**C25/30**

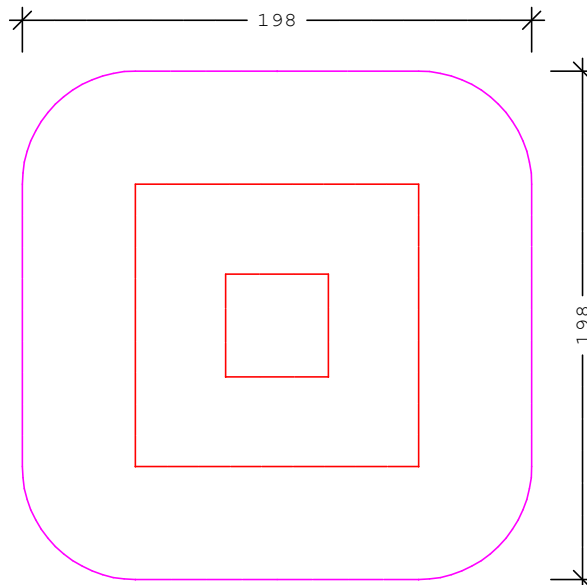
Размеры капители

Ширина	b	=	35.0	см
Высота	h	=	20.0	см
Соотношение	b	<=	2h	

Сечения в плоскостях осей x и y



Контрольный контур



Контрольный периметр	u	=	716.3	см
Поперечное усилие (рис.6.19)	$\tau$	=	1.72	кН/м
Коэффициент учета моментов	$\beta = 1 + \tau u / V_d$	=	1.015	-
Расчетное напряжение	$v_{Ed} = \beta V_d / ud$	=	0.515	МПа
Расчетное сопротивление	$v_{Rd,c}$	=	0.544	МПа
Условие прочности	$v_{Ed} / v_{Rd,c}$	=	<b>0.947</b>	$\leq 1$

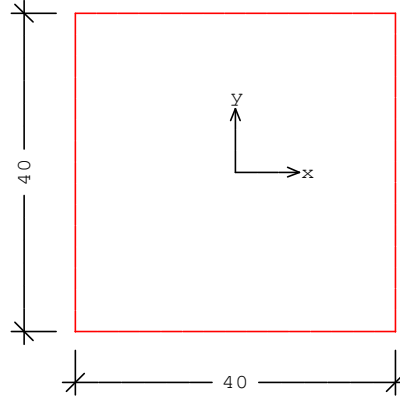
**Прочность плиты обеспечена**

**Поз. t273**

**Проектирование капителей и банкеток (ТКП EN 1992)**

Расчетная схема

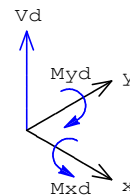
Размеры сечения колонны	$c_x$	=	40.0	см
	$c_y$	=	40.0	см
Высота плиты	$h_{пл}$	=	25.0	см
Средняя рабочая высота плиты	$d$	=	22.0	см
Кoeff. продольного армирования	$\rho_x$	=	0.50	%
	$\rho_y$	=	0.50	%



Усилия

К	$V_d$ [кН]	$M_{xd}$ [кНм]	$M_{yd}$ [кНм]
1	800.0	10.0	10.0

Положительные направления силы и моментов



Расчет

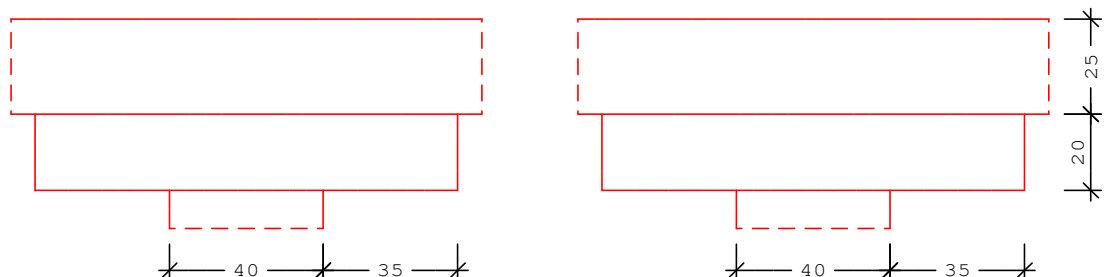
согласно ТКП EN 1992-1-1, 6.4

Бетон **C25/30**

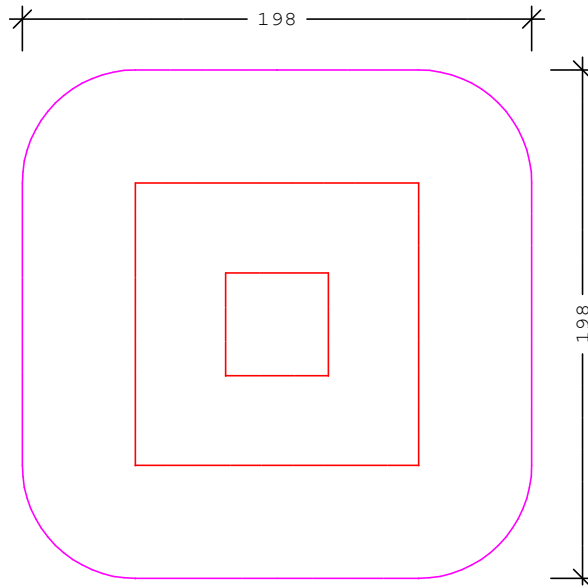
Размеры капители

Ширина	$b$	=	35.0	см
Высота	$h$	=	20.0	см
Соотношение	$b \leq$		$2h$	

Сечения в плоскостях осей x и y



Контрольный контур



Контрольный периметр	$u$	=	716.3	см
Поперечное усилие (рис.6.19)	$\tau$	=	1.72	кН/м
Коэффициент учета моментов	$\beta = 1 + \tau u / V_d$	=	1.015	-
Расчетное напряжение	$v_{Ed} = \beta V_d / ud$	=	0.515	МПа
Расчетное сопротивление	$v_{Rd,c}$	=	0.544	МПа
Условие прочности	$v_{Ed} / v_{Rd,c}$	=	<b>0.947</b>	$\leq 1$

**Прочность плиты обеспечена**

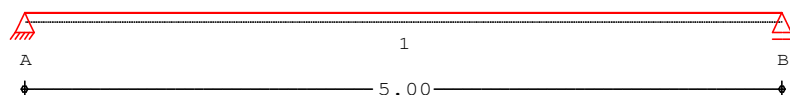
Расчет выполнен модулем 273 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t300 1**

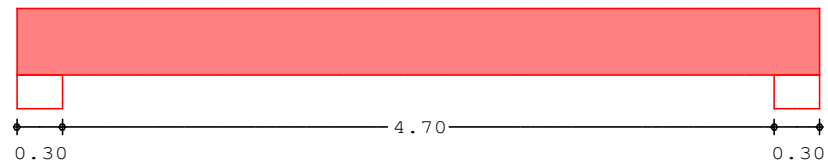
**Однопролётная балка**

Расчётная схема

M = 1 : 50



М = 1 : 50



Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Собственный вес ж/б конструкций
2	Длительное	Вес складированных материалов и изделий

Характеристики  
 воздействий

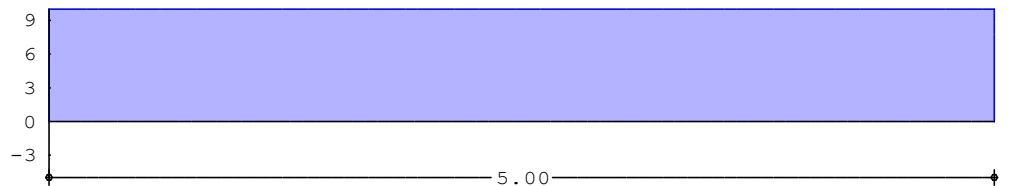
№	$\gamma_f$	$k_1$	учет	группа	знак	распред
			С	О	несоч.	по прол.
1	1.10					
2	1.05					неблаг.

учет С - кратковр. нагрузка учитывают в сейсм. РСН  
 учет О - кратковр. нагрузка учитывают в особом РСН

Нагружение

Нагружение 1  
 М = 1 : 40

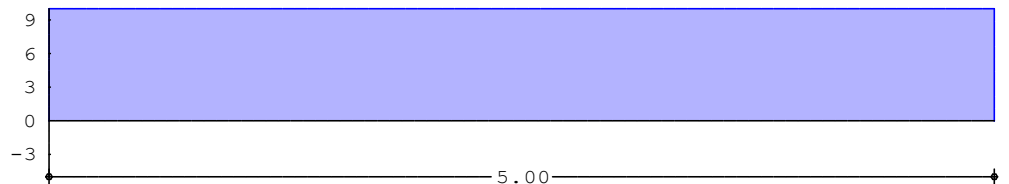
постоянные нагрузки  $\gamma_f = 1.10$



	№	Пролёт опора	a [м]	s [м]	рл/Р [кН/м, кН, кНм]	рп/М
Равномерн.	1	1			10.00	

Нагружение 2  
 М = 1 : 40

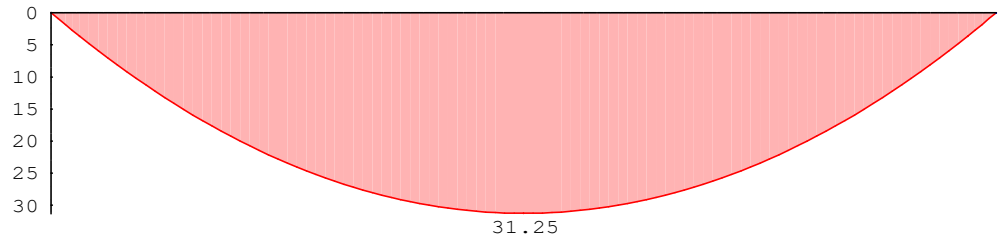
длит. нагрузки равномерного нагружения  $\gamma_f = 1.05$



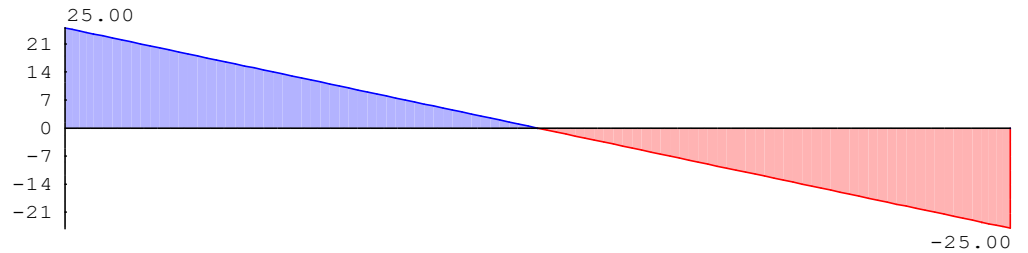
	№	Пролёт опора	a [м]	s [м]	рл/Р [кН/м, кН, кНм]	рп/М
Равномерн.	1	1			10.00	

Усилия в сечении по линейно упругой теории

Нагружение 1 моменты  $M_{упр}$  [кНм]  
 М = 1 : 40



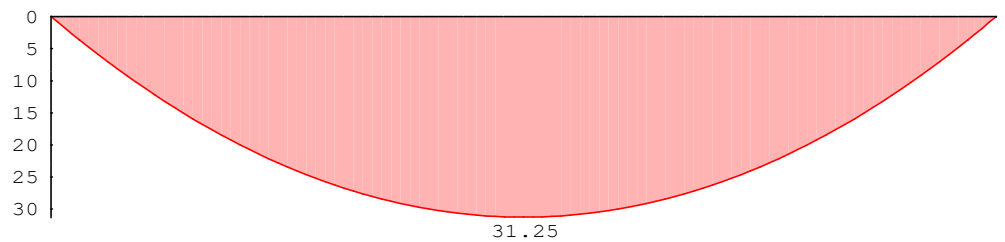
Нагружение 1 поперечные силы  $Q_{упр}$  [кН]  
 М = 1 : 40



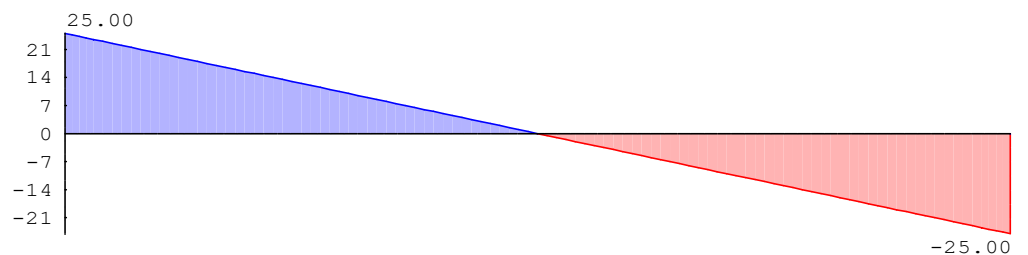
Нагружение 1

Пролёт	x [м]	max $M_{упр}$ [кНм]	min $M_{упр}$ [кНм]	max $Q_{упр}$ [кН]	min $Q_{упр}$ [кН]
1	0.00	0.00	0.00	25.00	25.00
	0.15 о	3.64	3.64	23.50	23.50
	0.65 h0	14.14	14.14	18.50	18.50
	1.25	23.44	23.44	12.50	12.50
	2.50 *	31.25	31.25	0.00	0.00
	3.75	23.44	23.44	-12.50	-12.50
	4.35 h0	14.14	14.14	-18.50	-18.50
	4.85 о	3.64	3.64	-23.50	-23.50
	5.00	0.00	0.00	-25.00	-25.00

Нагружение 2 огибающая моментов  $M_{упр}$  [кНм]  
 М = 1 : 40



Нагружение 2 огибающая поперечных сил  $Q_{упр}$  [кН]  
 М = 1 : 40



Нагружение 2

Пролёт	x	max Мупр	min Мупр	max Qупр	min Qупр
	[м]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]
1	0.00	0.00	0.00	25.00	25.00
	0.15 о	3.64	3.64	23.50	23.50
	0.65 h0	14.14	14.14	18.50	18.50
	1.25	23.44	23.44	12.50	12.50
	2.50 *	31.25	31.25	0.00	0.00
	3.75	23.44	23.44	-12.50	-12.50
	4.35 h0	14.14	14.14	-18.50	-18.50
	4.85 о	3.64	3.64	-23.50	-23.50
	5.00	0.00	0.00	-25.00	-25.00

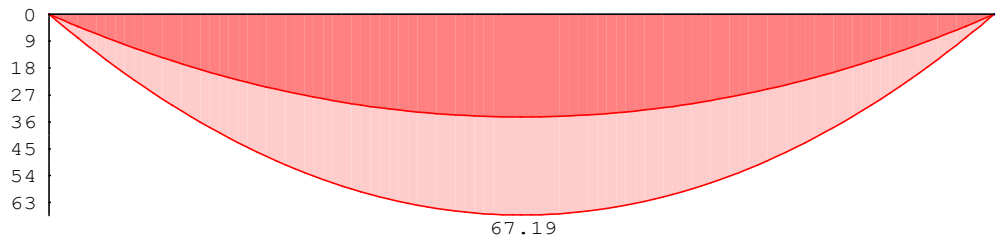
Реакции опор

Нагружение	опора	max	min
		[кН]	[кН]
1	A	25.00	25.00
	B	25.00	25.00
2	A	25.00	25.00
	B	25.00	25.00

PCY

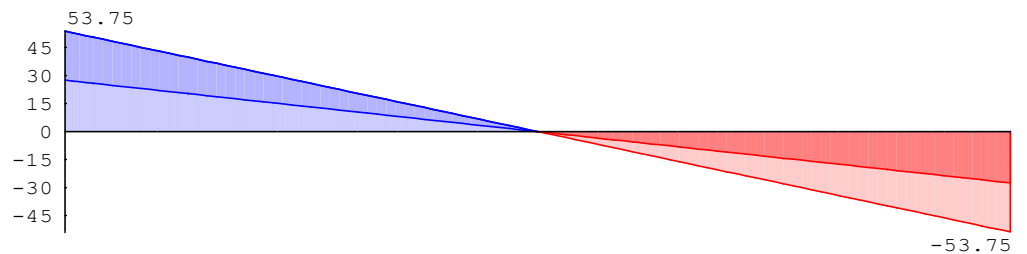
Момент М [кНм]  
 М = 1 : 40

Сочетания усилий согласно СП 20.13330.2016  
 основные сочетания усилий



Попер. сила Q [кН]  
 М = 1 : 40

основные сочетания усилий



Пролёт	x	max Мрсy	min Мрсy	max Qрсy	min Qрсy
	[м]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]
1	0.00	0.00	0.00	53.75	27.50
	0.15 о	7.82	4.00	50.53	25.85
	0.65 h0	30.40	15.55	39.77	20.35
	1.25	50.39	25.78	26.88	13.75
	2.50 *	67.19	34.37	0.00	0.00
	3.75	50.39	25.78	-13.75	-26.87
	4.35 h0	30.40	15.55	-20.35	-39.77
	4.85 о	7.82	4.00	-25.85	-50.52
	5.00	0.00	0.00	-27.50	-53.75

Сочетания  
 реакций в опорах

Сочетание	опора	max	min
		[кН]	[кН]
основные РСУ	A	53.75	27.50
	B	53.75	27.50

Расчёт по прочности По СП 63.13330.2018 с использованием трехлинейной диаграммы состояния бетона и условия (8.56) СП 63.13330.2018 для расчета поперечной арматуры.  
**Бетон В 25 (тяжелый)**  
**Арматурная сталь : продольная/хомуты А500/А400.**

Защитный слой

Пролёт	аз н [мм]	аз в [мм]	аз б [мм]	а н [см]	а в [см]
1	23	20	15	2.9	

Пролёт 1

х [м]	max M [кНм]	min M [кНм]	Asн(I) [см2]	Asв(I) [см2]	Asн [см2]	Asв [см2]
0.00	0.0	0.0	1.41	0.00	1.41	0.00
0.15 о	<b>7.8</b>	4.0	<b>1.41</b>	0.00	1.41	0.00
1.25	<b>50.4</b>	25.8	<b>2.55</b>	0.00	2.55	0.00
2.50 *	<b>67.2</b>	34.4	<b>3.43</b>	0.00	3.60	0.00
3.75	<b>50.4</b>	25.8	<b>2.55</b>	0.00	2.55	0.00
4.85 о	<b>7.8</b>	4.0	<b>1.41</b>	0.00	1.41	0.00
5.00	0.0	0.0	1.41	0.00	1.41	0.00

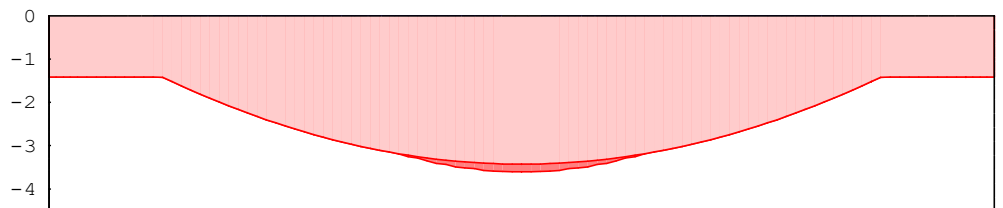
х [м]	с [см]	Q [кН]	Qb [кН]	Qsw [кН]	Asw/s расч. [см2/м]	Asw/s макс. [см2/м]
0.00						
0.15 о	141.3	20.1	74.2			
0.57 h0	141.3	11.1	74.2			
1.25	125.0	0.0	83.9			
2.50	27.3	5.9	370.9			
3.75	125.0	0.0	83.9			
4.43 h0	141.3	0.0	74.2			
4.85 о	141.3	0.0	74.2			
5.00						

**Выделенные результаты получены при продолжительном действии нагрузок с коэффициентом  $\gamma_b = 0.90$**

Констр. арматуры

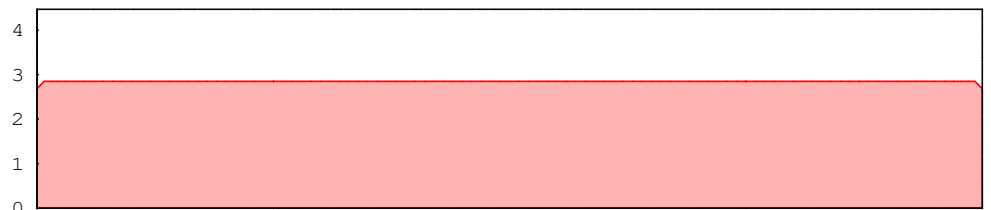
As [см2]  
 M = 1 :40

Продольная арматура



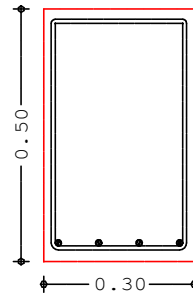
Asw/s [см2/м]  
 M = 1 :40

Поперечная арматура



Пролет 1  
 М = 1 :15

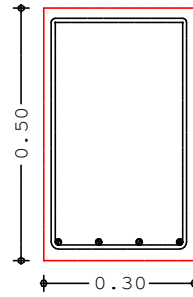
схема армирования сечения с координатой  $x = 1.25$



Нижняя арматура 4Ø12  
 Хомут Ø8

Пролет 1  
 М = 1 :15

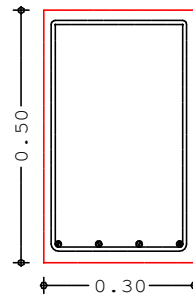
схема армирования сечения с координатой  $x = 2.50$



Нижняя арматура 4Ø12  
 Хомут Ø8

Пролет 1  
 М = 1 :15

схема армирования сечения с координатой  $x = 3.75$



Нижняя арматура 4Ø12  
 Хомут Ø8

Продольн. арм.

пролёт	тип	кол.	$d_s$	ряд	$A_{s1}$	$a$	$l$
			[мм]		[см <sup>2</sup> ]	[м]	[м]
1	н	4	12	1	4.52	-0.20	5.40

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

Пролёт	кол.	срез.	$d_s$	$s$	$A_{sw}/s$	$a$	$l$
			[мм]	[см]	[см <sup>2</sup> /м]	[м]	[м]
1	24	2	8	23	4.47	0.00	5.17

Тип арматуры	$d$	длина	кол.	вес
	[мм]	[м]		[кН]
стержневая арматура	12	21.60		0.19
хомуты	8		24	



Трещиностойкость

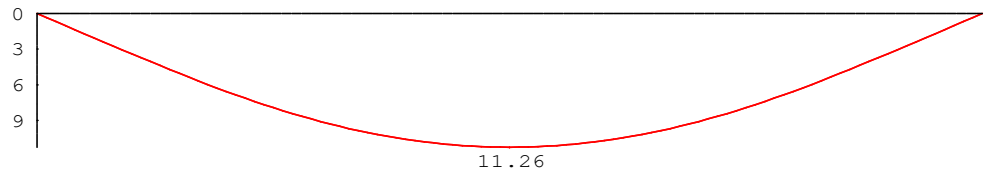
Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия обеспечения сохранности арматуры  $a_{срс1}=0.40\text{мм}$   $a_{срс2}=0.30\text{мм}$

Нормальные трещины

Пролет	x [м]	Образование		Продолжительные		Непрод. $a_{срс1}$ [мм]
		M [кНм]	M <sub>срс</sub> [кНм]	M [кНм]	$a_{срс2}$ [мм]	
1	0.00	0.0	36.3			
	0.15	7.3	36.3			
	1.25	46.9	36.3	46.9	0.13	0.13
	2.50	62.5	36.3	62.5	0.23	0.23
	3.75	46.9	36.3	46.9	0.13	0.13
	4.85	7.3	36.3			
	5.00	0.0	36.3			

Прогибы [мм]

M = 1 : 40



Прогибы

Пролет	x [м]	M [кНм]	Мдл. [кНм]	100/r [1/м]	w [мм]
1	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00
	1.25	46.9	46.9	0.33	7.92
	2.50	62.5	62.5	0.44	11.26
	3.75	46.9	46.9	0.33	7.92
	5.00	0.0	0.0	0.00	0.00

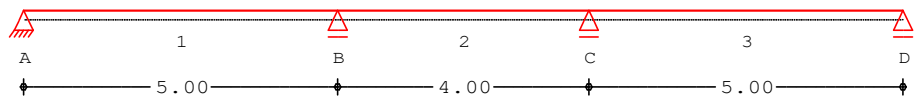
Расчет выполнен модулем 300 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t300 3**

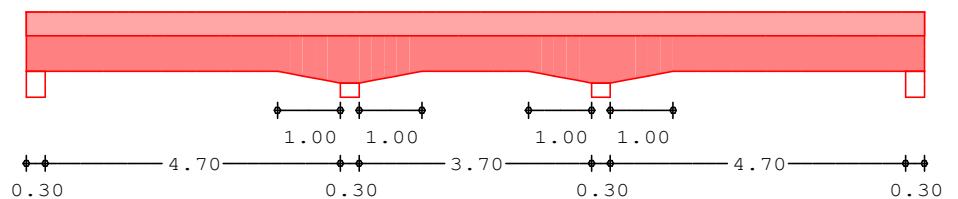
**Трехпролетная балка**

Расчётная схема

M = 1 : 120



M = 1 : 120



Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Собственный вес ж/б конструкций
2	Кратковременное	Равномерно распределенная нагрузка - жилые помещения

Характеристики  
 воздействий

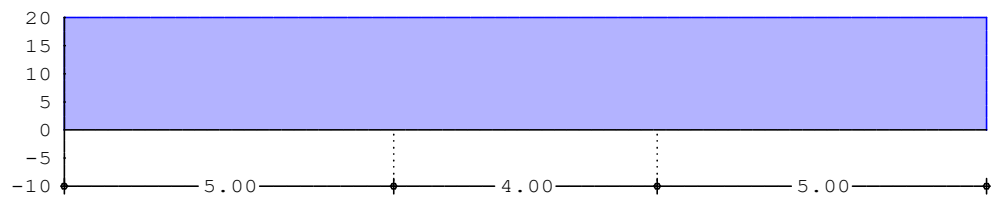
№	$\gamma_f$	$k_1$	учет	группа	знак	распред
1	1.10		С	О	несоч.	по прол
2	1.30	0.35	+	+		неблаг.

учет С - кратковр. нагрузка учитывают в сейсм. РСН  
 учет О - кратковр. нагрузка учитывают в особом РСН

Нагружение

Нагружение 1  
 М = 1 :115

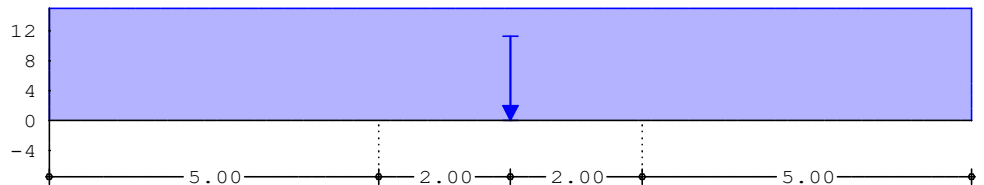
постоянные нагрузки  $\gamma_f = 1.10$



N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	рл/Р [кН/м, кН, кНм]	рп/М
Равномерн.	1	1-3		20.00	

Нагружение 2  
 М = 1 :115

кратковременные нагрузки  $\gamma_f = 1.30$



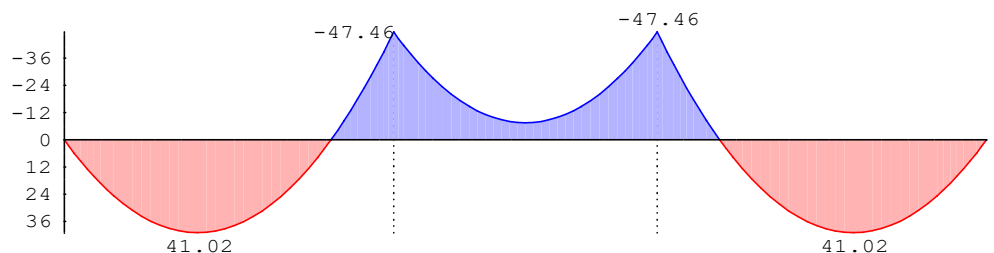
N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	рл/Р [кН/м, кН, кНм]	рп/М
Равномерн.	1	1-3		15.00	
Сосредот.	1	2	2.00	100.00	

Усилия в сечении

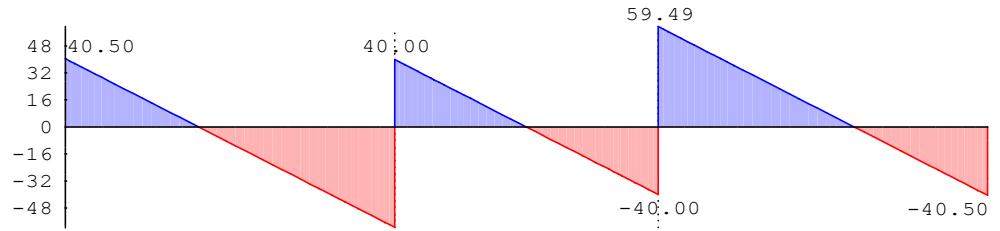
по линейно упругой теории

Нагружение 1  
 М = 1 :115

моменты  $M_{упр}$  [кНм]



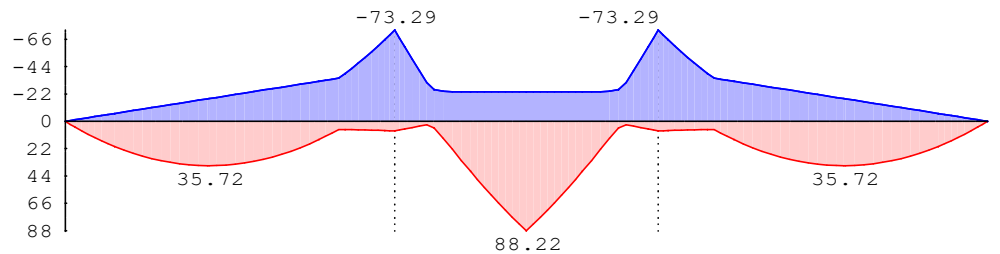
Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]  
 М = 1 :115



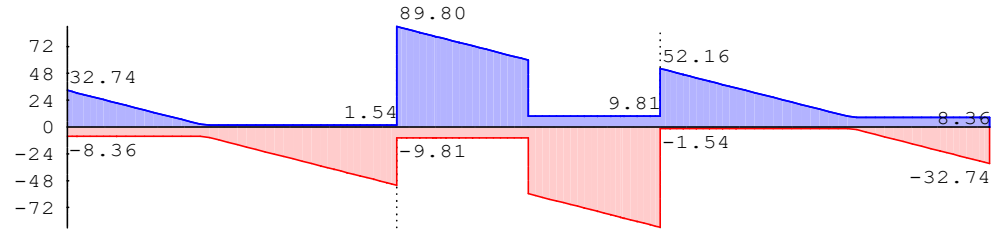
Нагружение 1

Пролёт	x [м]	max Мупр [кНм]	min Мупр [кНм]	max Qупр [кН]	min Qупр [кН]
1	0.00	0.00	0.00	40.51	40.51
	0.15 o	5.85	5.85	37.51	37.51
	0.65 h0	22.10	22.10	27.51	27.51
	1.25	34.96	34.96	15.51	15.51
	2.03 *	41.02	41.02	0.00	0.00
	2.50	38.72	38.72	-9.49	-9.49
	3.75	11.23	11.23	-34.49	-34.49
	4.25 h0	-8.47	-8.47	-44.49	-44.49
	5.00	-47.47	-47.47	-59.49	-59.49
2	0.00	-47.47	-47.47	40.00	40.00
	0.15 o	-41.69	-41.69	37.00	37.00
	0.75 h0	-23.11	-23.11	25.00	25.00
	1.00	-17.48	-17.48	20.00	20.00
	2.00	-7.47	-7.47	0.00	0.00
	3.00	-17.48	-17.48	-20.00	-20.00
	3.25 h0	-23.11	-23.11	-25.00	-25.00
	4.00	-47.47	-47.47	-40.00	-40.00
3	0.00	-47.47	-47.47	59.49	59.49
	0.15 o	-38.77	-38.77	56.49	56.49
	0.75 h0	-8.47	-8.47	44.49	44.49
	1.25	11.23	11.23	34.49	34.49
	2.50	38.72	38.72	9.49	9.49
	2.97 *	41.02	41.02	-0.00	-0.00
	3.75	34.96	34.96	-15.51	-15.51
	4.35 h0	22.10	22.10	-27.51	-27.51
	5.00	0.00	0.00	-40.51	-40.51

Нагружение 2 огибающая моментов Мупр [кНм]  
 М = 1 :115



Нагружение 2 огибающая поперечных сил Qупр [кН]  
 М = 1 :115



Нагружение 2

Пролёт	x [м]	max Мупр [кНм]	min Мупр [кНм]	max Qупр [кН]	min Qупр [кН]
1	0.00	0.00	-0.00	32.74	-8.36
	0.15 о	4.74	-1.25	30.49	-8.36
	0.65 h0	18.11	-5.43	22.99	-8.36
	1.25	29.17	-10.44	13.99	-8.36
	2.18 *	35.72	-18.24	1.54	-9.90
	2.50	34.93	-20.89	1.54	-14.66
	3.75	17.27	-31.33	1.54	-33.41
	4.25 h0	6.55	-38.40	1.54	-40.91
	4.85 о	7.48	-65.64	1.54	-49.91
2	5.00	7.71	-73.30	1.54	-52.16
	0.00	7.71	-73.30	89.81	-9.81
	0.15 о	6.24	-60.00	87.56	-9.81
	0.75 h0	14.42	-24.24	78.56	-9.81
	1.00	30.71	-23.81	74.81	-9.81
	2.00 *	88.22	-23.81	59.81	-9.81
	3.00	30.71	-23.81	9.81	-74.81
	3.25 h0	14.42	-24.24	9.81	-78.56
	3.85 о	6.24	-60.00	9.81	-87.56
3	4.00	7.71	-73.30	9.81	-89.81
	0.00	7.71	-73.30	52.16	-1.54
	0.15 о	7.48	-65.64	49.91	-1.54
	0.75 h0	6.55	-38.40	40.91	-1.54
	1.25	17.27	-31.33	33.41	-1.54
	2.50	34.93	-20.89	14.66	-1.54
	2.82 *	35.72	-18.24	9.90	-1.54
	3.75	29.17	-10.44	8.36	-13.99
	4.35 h0	18.11	-5.43	8.36	-22.99
4.85 о	4.74	-1.25	8.36	-30.49	
5.00	0.00	-0.00	8.36	-32.74	

Реакции опор

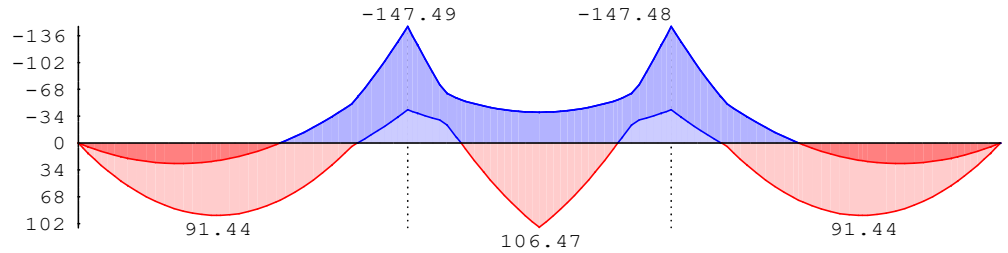
Нагружение	опора	max [кН]	min [кН]
1	A	40.51	40.51
	B	99.49	99.49
	C	99.49	99.49
	D	40.51	40.51
2	A	32.74	-8.36
	B	141.97	-11.35
	C	141.97	-11.35
	D	32.74	-8.36

PCY

Сочетания усилий согласно СП 20.13330.2016

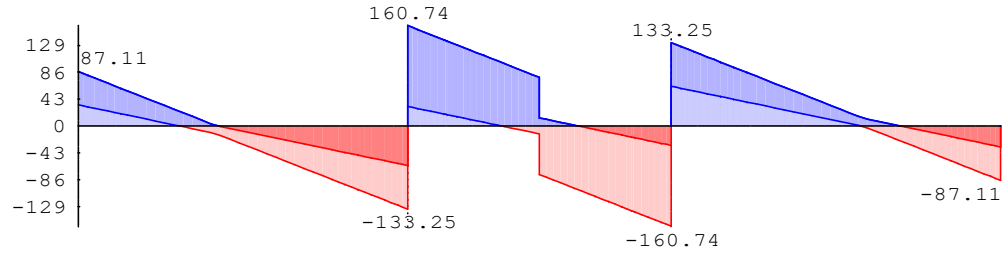
Момент М [кНм]  
 М = 1 :115

основные сочетания усилий



Попер. сила Q [кН]  
 М = 1 :115

основные сочетания усилий



Пролёт	x [м]	max М <sub>рсу</sub> [кНм]	min М <sub>рсу</sub> [кНм]	max Q <sub>рсу</sub> [кН]	min Q <sub>рсу</sub> [кН]
1	0.00	0.00	0.00	87.12	33.69
	0.15	o 12.60	4.81	80.89	30.39
	0.65	h0 47.86	17.25	60.14	19.39
	1.25	76.37	24.88	35.24	6.19
	2.10	* 91.44	22.26	0.89	-13.38
	2.50	88.00	15.43	-8.44	-29.50
	3.75	34.80	-28.38	-35.94	-81.38
	4.25	h0 -0.80	-59.23	-46.94	-102.13
	4.85	o -32.93	-127.98	-60.14	-127.03
5.00	-42.20	-147.50	-63.44	-133.25	
2	0.00	-42.20	-147.50	160.75	31.25
	0.15	o -37.76	-123.86	154.52	27.95
	0.75	h0 -6.74	-56.81	129.62	14.75
	1.00	20.69	-50.19	119.25	9.25
	2.00	* 106.47	-39.17	77.75	-12.75
	3.00	20.69	-50.19	-9.25	-119.25
	3.25	h0 -6.74	-56.81	-14.75	-129.62
	3.85	o -37.76	-123.86	-27.95	-154.52
	4.00	-42.20	-147.50	-31.25	-160.75
3	0.00	-42.20	-147.50	133.25	63.44
	0.15	o -32.93	-127.98	127.03	60.14
	0.75	h0 -0.80	-59.23	102.13	46.94
	1.25	34.80	-28.38	81.38	35.94
	2.50	88.00	15.43	29.50	8.44
	2.90	* 91.44	22.26	13.38	-0.89
	3.75	76.37	24.88	-6.19	-35.24
	4.35	h0 47.86	17.25	-19.39	-60.14
	4.85	o 12.60	4.81	-30.39	-80.89
5.00	0.00	0.00	-33.69	-87.12	

Сочетания реакций в опорах

Сочетание	опора	max [кН]	min [кН]
основные РСУ	A	87.12	33.69
	B	294.00	94.69
	C	294.00	94.69
	D	87.12	33.69

Расчёт по прочности По СП 63.13330.2018 с использованием трехлинейной диаграммы состояния бетона и условия (8.56) СП 63.13330.2018 для расчета поперечной арматуры.

**Бетон В 25 (тяжелый)**  
**Арматурная сталь : продольная/хомуты А500/А400.**

Защитный слой

Пролёт	аз н [мм]	аз в [мм]	аз б [мм]	а н [см]	а в [см]
1	23	23	15	2.9	2.9
2	23	23	15	2.9	2.9
3	23	23	15	2.9	2.9

Пролёт 1

х [м]	max M [кНм]	min M [кНм]	Asн(I) [см2]	Asв(I) [см2]	Asн [см2]	Asв [см2]
0.00	0.0	0.0	1.41	0.00	1.41	0.00
0.15 о	12.6	4.8	1.41	0.00	1.41	0.00
1.25	76.4	24.9	3.76	0.00	3.76	0.00
2.10 *	91.4	22.3	4.51	0.00	4.51	0.00
2.50	88.0	15.4	4.34	0.00	4.34	0.00
3.75	34.8	-28.4	1.72	1.49	1.72	1.49
4.85 о	-32.9	-128.0	0.00	5.42	0.00	5.42
5.00	-42.2	-147.5	0.00	6.30	0.00	6.30

х [м]	с [см]	Q [кН]	Qb [кН]	Qsw [кН]	Asw/s расч. [см2/м]	Asw/s макс. [см2/м]
0.00						
0.15 о	141.3	22.3	74.2			
0.57 h0	141.3	4.9	74.2			
1.25	87.8	0.0	119.3			
2.50	96.1	23.3	109.6			
3.75	141.3	0.0	74.2			
4.28 h0	154.2	0.0	80.9			
4.85 о	171.3	0.0	89.9			
5.00						

Пролёт 2

х [м]	max M [кНм]	min M [кНм]	Asн(I) [см2]	Asв(I) [см2]	Asн [см2]	Asв [см2]
0.00	-42.2	-147.5	0.00	6.30	0.00	6.30
0.15 о	-37.8	-123.9	0.00	5.24	0.00	5.24
1.00	20.7	-50.2	1.46	2.45	1.46	2.45
2.00 *	106.5	-39.2	5.26	1.96	5.26	1.96
3.00	20.7	-50.2	1.46	2.45	1.46	2.45
3.85 о	-37.8	-123.9	0.00	5.24	0.00	5.24
4.00	-42.2	-147.5	0.00	6.30	0.00	6.30

х [м]	с [см]	Q [кН]	Qb [кН]	Qsw [кН]	Asw/s расч. [см2/м]	Asw/s макс. [см2/м]
0.00						
0.15 о	171.3	83.4	89.9			
0.72 h0	154.2	7.0	80.9			
1.00	145.8	2.7	76.5			
2.00	57.3	101.5	183.0			
3.00	145.8	0.0	76.5			
3.28 h0	154.2	0.0	80.9			
3.85 о	171.3	0.0	89.9			
4.00						

Пролёт 3

х [м]	max M [кНм]	min M [кНм]	Asн(I) [см2]	Asв(I) [см2]	Asн [см2]	Asв [см2]
0.00	-42.2	-147.5	0.00	6.30	0.00	6.30
0.15 о	-32.9	-128.0	0.00	5.42	0.00	5.42
1.25	34.8	-28.4	1.72	1.49	1.72	1.49
2.50	88.0	15.4	4.34	0.00	4.34	0.00
2.90 *	91.4	22.3	4.51	0.00	4.51	0.00
3.75	76.4	24.9	3.76	0.00	3.76	0.00

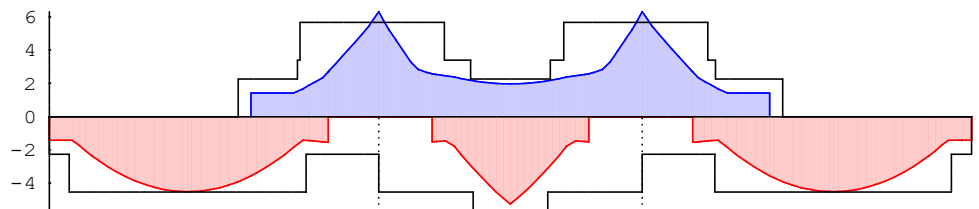
4.85	o	12.6	4.8	1.41	0.00	1.41	0.00
5.00		0.0	0.0	1.41	0.00	1.41	0.00

x		c	Q	Qb	Qsw	Asw/s расч.	Asw/s макс.
[м]		[см]	[кН]	[кН]	[кН]	[см <sup>2</sup> /м]	[см <sup>2</sup> /м]
0.00							
0.15	o	171.3	55.9	89.9			
0.72	h0	154.2	39.3	80.9			
1.25		141.3	22.7	74.2			
2.50		96.8	0.0	108.8			
3.75		87.3	14.2	120.1			
4.43	h0	141.3	0.0	74.2			
4.85	o	141.3	0.0	74.2			
5.00							

Констр. арматуры

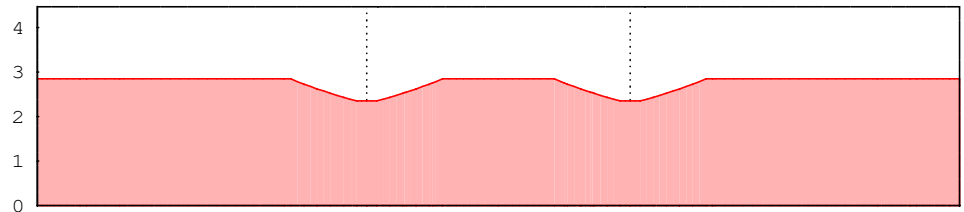
As [см<sup>2</sup>]  
 M = 1 :115

Продольная арматура



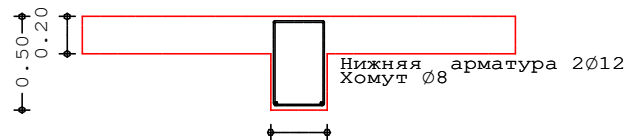
Asw/s [см<sup>2</sup>/м]  
 M = 1 :115

Поперечная арматура



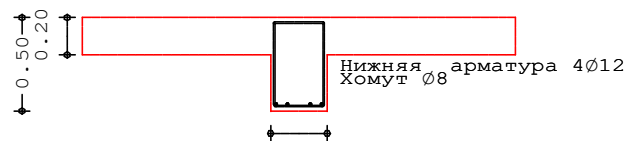
Пролет 1  
 M = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 0.00



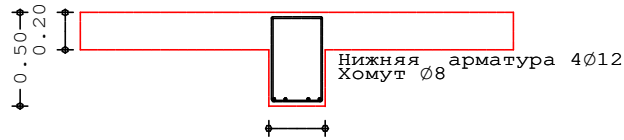
Пролет 1  
 M = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 1.25



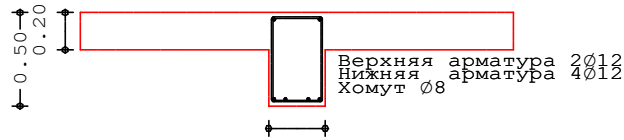
Пролет 1  
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 2.50



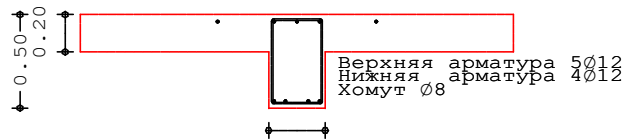
Пролет 1  
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 3.06



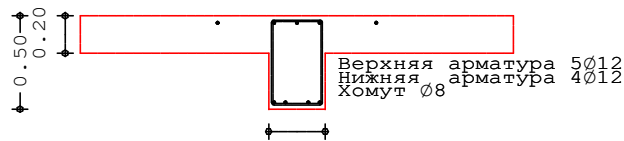
Пролет 1  
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 3.75



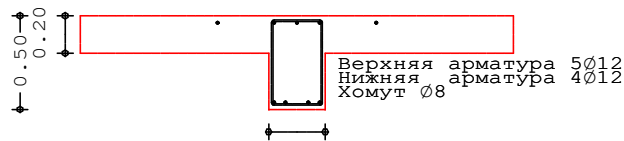
Пролет 1  
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 3.84



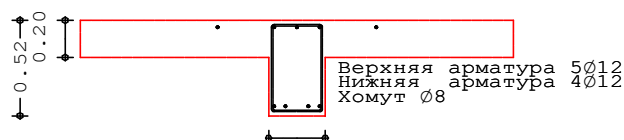
Пролет 1  
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 3.86



Пролет 2  
М = 1 :40

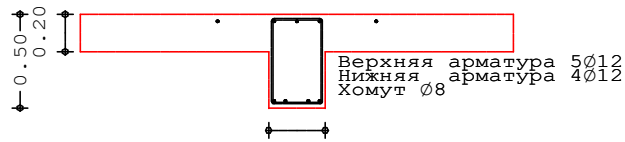
схема армирования сечения с координатой x = 1.00





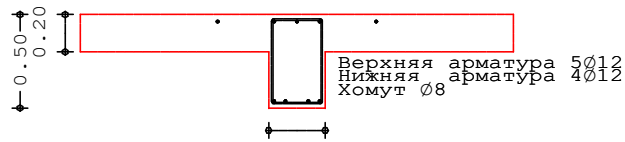
Пролет 2  
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 1.14



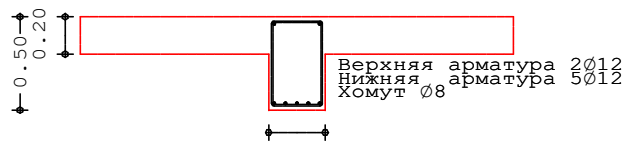
Пролет 2  
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 1.16



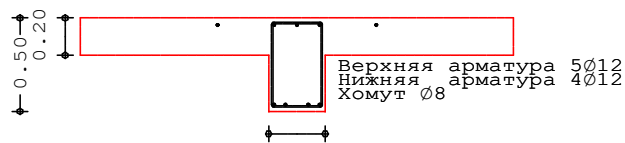
Пролет 2  
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 2.00



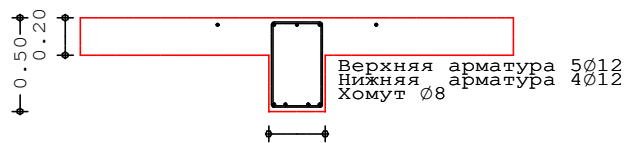
Пролет 2  
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 2.84



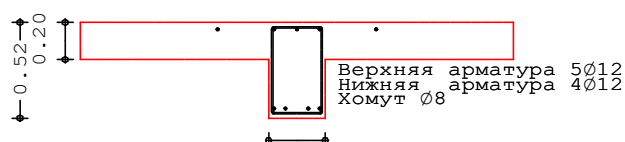
Пролет 2  
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 2.86



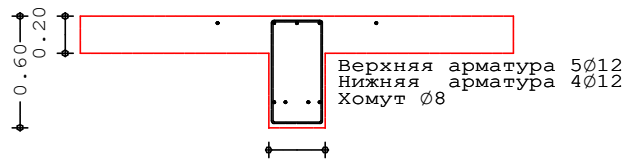
Пролет 2  
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой x = 3.00



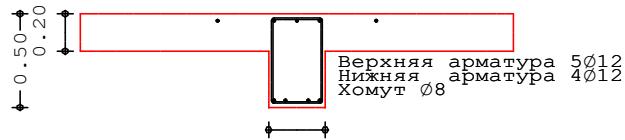
Пролет 3  
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой  $x = 0.15$



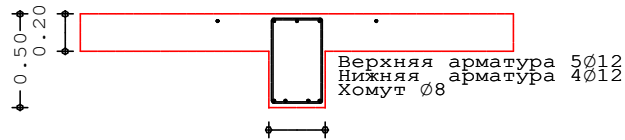
Пролет 3  
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой  $x = 1.14$



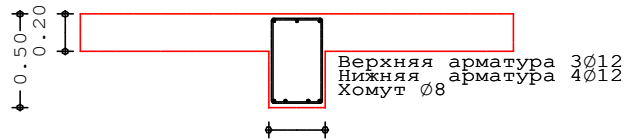
Пролет 3  
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой  $x = 1.16$



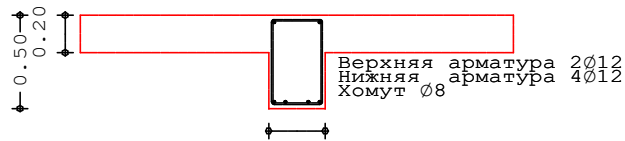
Пролет 3  
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой  $x = 1.25$



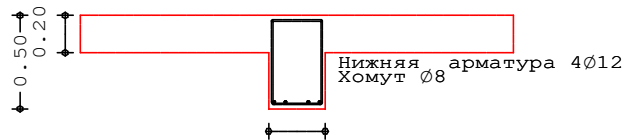
Пролет 3  
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой  $x = 1.94$



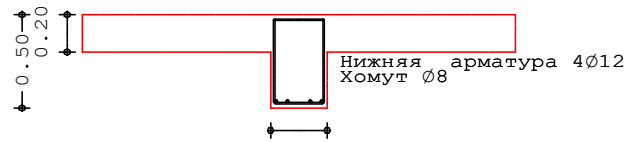
Пролет 3  
М = 1 :40

схема армирования сечения с координатой  $x = 2.50$



Пролет 3  
 М = 1 : 40

схема армирования сечения с координатой x = 3.75



Продольн. арм.

пролёт	тип	кол.	ds	ряд	Asl	a	l
опора			[мм]		[см <sup>2</sup> ]	[м]	[м]
2	н	2	12	1	2.26	-5.20	14.40
1	н	2	12	1	4.52	0.11	3.99
2	н	2	12	1	4.52	-0.20	4.40
2	н	1	12	1	5.65	1.16	1.68
3	н	2	12	1	4.52	0.90	3.99
В	в	2	12	1	2.26	2.67	8.66
В	в	1	12	1	3.39	3.55	3.17
В	в	2	12	1	5.65	3.61	2.60
С	в	1	12	1	3.39	2.29	3.08
С	в	2	12	1	5.65	2.60	2.59

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

Пролёт	кол.	срез.	ds	s	Asw/s	a	l
			[мм]	[см]	[см <sup>2</sup> /м]	[м]	[м]
1	24	2	8	23	4.47	0.00	5.17
2	18	2	8	23	4.47	0.18	4.05
3	22	2	8	23	4.47	0.23	4.95

Тип арматуры	d	длина	кол.	вес
	[мм]	[м]		[кН]
стержневая арматура	12	89.22		0.78
хомуты	8		65	

Трещиностойкость

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия обеспечения сохранности арматуры  $\sigma_{сr1}=0.40\text{мм}$   $\sigma_{сr2}=0.30\text{мм}$

Нормальные трещины

Про-лет	x	Образование М	Мсrс	Продолжительные М	Непрод. асrс2	асrс1
	[м]	[кНМ]	[кНМ]	[кНМ]	[мм]	[мм]
1	0.00	0.0	52.9			
	0.15	10.6	52.9			
	1.25	64.1	55.3	45.2	0.01	0.10
	2.10	76.6	55.3	53.5	0.06	0.17
	2.50	73.7	55.3	50.9	0.05	0.15
	3.06	60.1	55.4	40.7	0.00	0.08
	3.75	28.5	55.4			
	3.84	23.2	53.1			
	3.86	22.0	53.2			
	4.85	-104.4	219.6			
	5.00	-120.8	219.6			
2	0.00	-120.8	219.6			
	0.15	-101.7	219.6			
	1.00	13.2	57.6			
	1.14	24.8	55.6			
	1.16	26.4	55.5			
	2.00	80.8	56.6	23.4	0.00	0.14
	2.84	26.4	55.5			
	2.86	24.8	55.6			
	3.00	13.2	57.7			
	3.85	-101.7	219.6			
	4.00	-120.8	219.6			
3	0.00	-120.8	219.6			

0.15	o	-104.4	219.6			
1.14		22.0	55.5			
1.16		23.2	55.4			
1.25		28.5	55.4			
1.94		60.2	55.4	40.7	0.00	0.08
2.50		73.7	55.3	50.9	0.05	0.15
2.90	*	76.6	55.3	53.5	0.06	0.17
3.75		64.1	55.3	45.2	0.01	0.10
4.85	o	10.6	52.9			
5.00		0.0	52.9			

Прогибы

Пролет	x [м]	M [кНм]	Мдл. [кНм]	100/r [1/м]	w [мм]	
1	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	
	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	
	1.25	64.2	45.2	0.34	0.00	
	2.31	*	75.8	52.7	0.41	0.00
	2.50		73.7	51.0	0.39	0.00
	3.06		60.1	40.7	0.32	0.00
	3.06		60.1	40.7	0.32	0.00
	3.75		28.5	17.3	0.03	0.00
	3.84		23.2	13.4	0.03	0.00
	3.86		22.0	12.5	0.02	0.00
	5.00		-71.3	-55.8	-0.05	0.00
2	0.00	-89.2	-62.1	-0.06	0.00	
	1.00	13.2	-6.8	0.01	0.00	
	1.14	24.8	-1.0	0.01	0.00	
	1.16	26.4	-0.2	0.01	0.00	
	2.00	*	0.0	0.0	-0.00	0.00
	2.84		0.0	0.0	-0.00	0.00
	2.86		0.0	0.0	-0.00	0.00
	3.00		0.0	0.0	-0.00	0.00
	4.00		0.0	0.0	-0.00	0.00
3	0.00	0.0	0.0	-0.00	0.00	
	1.14	0.0	0.0	-0.00	0.00	
	1.16	0.0	0.0	-0.00	0.00	
	1.25	0.0	0.0	-0.00	0.00	
	1.94	0.0	0.0	-0.00	0.00	
	1.94	0.0	0.0	-0.00	0.00	
	2.50	0.0	0.0	-0.00	0.00	
	2.69	*	0.0	0.0	-0.00	0.00
	3.75	0.0	0.0	-0.00	0.00	
5.00	0.0	0.0	-0.00	0.00		

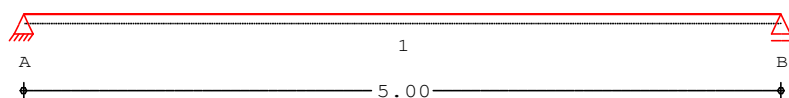
Расчет выполнен модулем 300 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t301\_1**

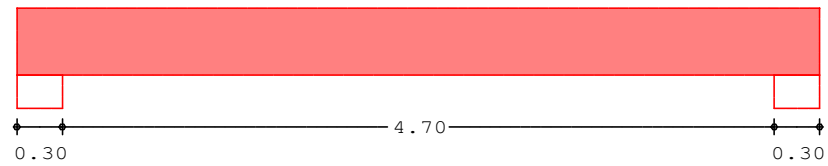
**Однопролетная балка**

Расчётная схема

M = 1 : 50



М = 1 : 50



Размеры

Пролёт	l	x	b	h	I
	[м]	[м]	[см]	[см]	[см <sup>4</sup> ]
1	5.00		30.0	50.0	312500

Опоры

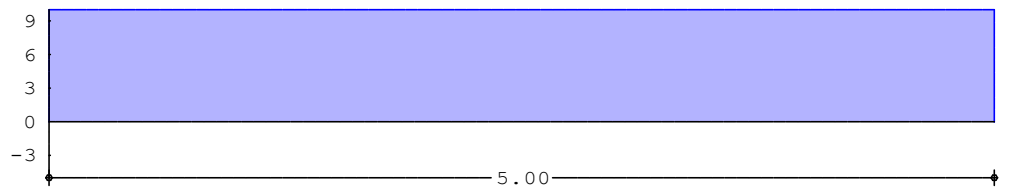
Опора	t [см]	Опора	t [см]
A	30.0	B	30.0

Модуль упругости бетона  $E = 30000.0$  МПа

Нагружение

Нагружение 1  
 М = 1 : 40

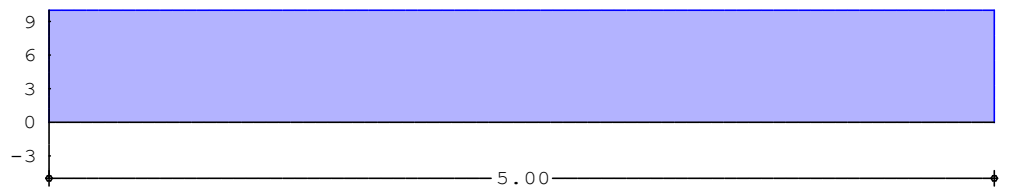
постоянные нагрузки  $\gamma_f = 1.10$



N.	Пролёт	a	s	рл/Р	рп/М
	опора	[м]	[м]	[кН/м, кН, кНм]	
Равномерн.	1	1		10.00	

Нагружение 2  
 М = 1 : 40

Ветровая № 0, среднее значение  $\gamma_f = 1.25$

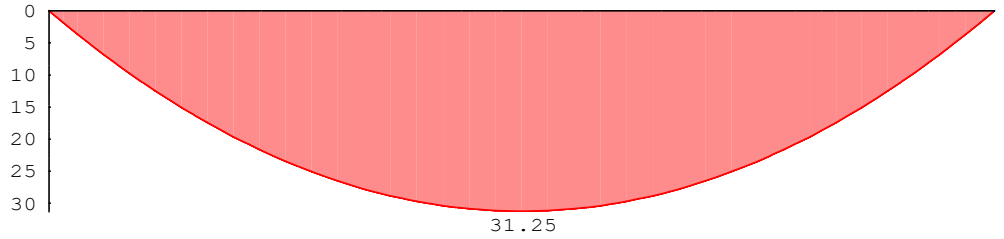


N.	Пролёт	a	s	рл/Р	рп/М
	опора	[м]	[м]	[кН/м, кН, кНм]	
Равномерн.	1	1		10.00	

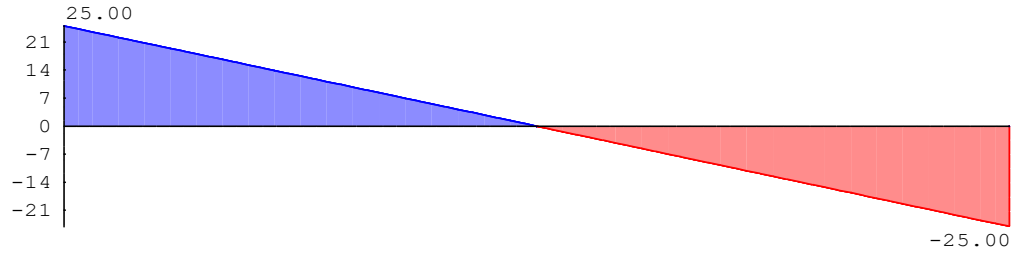
Усилия в сечении

по линейно упругой теории

Нагружение 1 моменты Мупр [кНм]  
 М = 1 :40



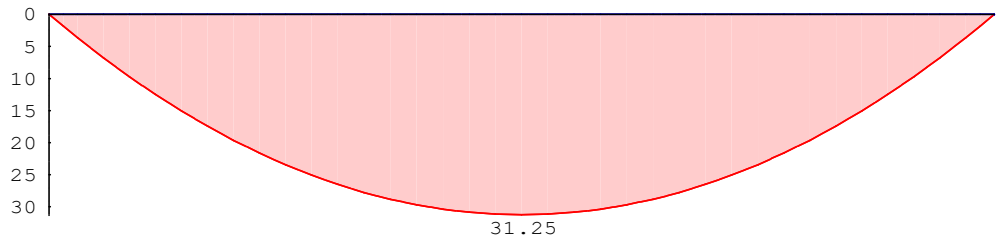
Нагружение 1 поперечные силы Quпр [кН]  
 М = 1 :40



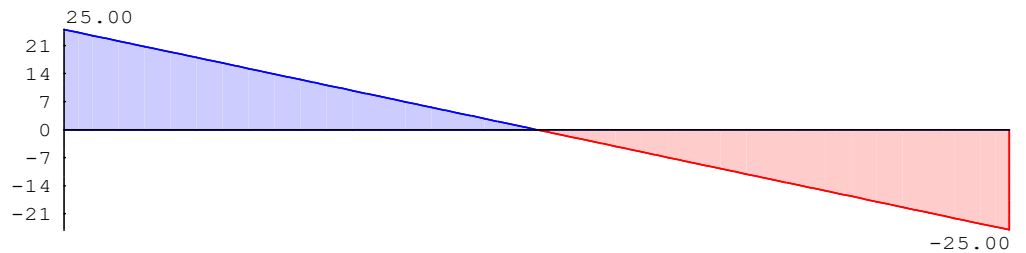
Нагружение 1

Пролёт	x [м]	max Мупр [кНм]	min Мупр [кНм]	max Quпр [кН]	min Quпр [кН]
1	0.00	0.00	0.00	25.00	25.00
	0.15 о	3.64	3.64	23.50	23.50
	0.65 h0	14.14	14.14	18.50	18.50
	1.25	23.44	23.44	12.50	12.50
	2.50 *	31.25	31.25	-0.00	-0.00
	3.75	23.44	23.44	-12.50	-12.50
	4.35 h0	14.14	14.14	-18.50	-18.50
	4.85 о	3.64	3.64	-23.50	-23.50
	5.00	0.00	0.00	-25.00	-25.00

Нагружение 2 огибающая моментов Мупр [кНм]  
 М = 1 :40



Нагружение 2 огибающая поперечных сил Quпр [кН]  
 М = 1 :40



Нагружение 2

Пролёт	x	max Мупр	min Мупр	max Qупр	min Qупр
	[м]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]
1	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00
	0.15 о	3.64	0.00	23.50	0.00
	0.65 h0	14.14	0.00	18.50	0.00
	1.25	23.44	0.00	12.50	0.00
	2.50 *	31.25	0.00	0.00	-0.00
	3.75	23.44	0.00	0.00	-12.50
	4.35 h0	14.14	0.00	0.00	-18.50
	4.85 о	3.64	0.00	0.00	-23.50
	5.00	0.00	0.00	0.00	-25.00

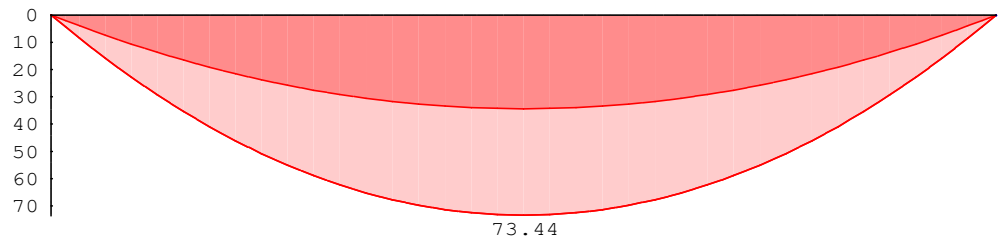
Реакции опор

Нагружение	опора	max [кН]	min [кН]
1	A	25.00	25.00
	B	25.00	25.00
2	A	25.00	0.00
	B	25.00	0.00

PCY

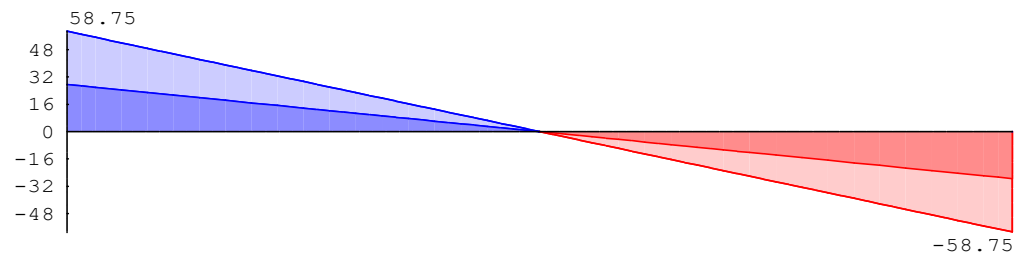
Момент М [кНм]  
 М = 1 : 40

Сочетания усилий согласно СНиП 2.01.07-85  
 основные сочетания усилий



Попер. сила Q [кН]  
 М = 1 : 40

основные сочетания усилий



Пролёт	x	max Мpcy	min Мpcy	max Qpcy	min Qpcy
	[м]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]
1	0.00	0.00	0.00	58.75	27.50
	0.15 о	8.55	4.00	55.22	25.85
	0.65 h0	33.17	15.53	43.47	20.35
	1.25	55.08	25.78	29.37	13.75
	2.50 *	73.44	34.37	-0.00	-0.00
	3.75	55.08	25.78	-13.75	-29.38
	4.35 h0	33.17	15.53	-20.35	-43.47
	4.85 о	8.55	4.00	-25.85	-55.22
	5.00	0.00	0.00	-27.50	-58.75

Сочетания реакций в опорах

Сочетание	опора	max [кН]	min [кН]
основные PCY	A	58.75	27.50
	B	58.75	27.50

Существенные РСУ

N	наг.коэф.	наг.коэф.	наг.коэф.	наг.коэф.	наг.коэф.
1	1	1.10			
2	1	1.10	2	1.25	

Расчёт по прочности По СП 52-101-03 с использованием трехлинейной диаграммы состояния бетона и условия (3.2-56) СП 52-101-03 для расчета поперечной арматуры.  
**Бетон В 25 (тяжелый)**  
**Арматурная сталь : продольная/хомуты А500/А240.**

Защитный слой

Пролёт	аз н	аз в	аз б	а н	а в
	[мм]	[мм]	[мм]	[см]	[см]
1	23	20	15	2.9	

Пролёт 1

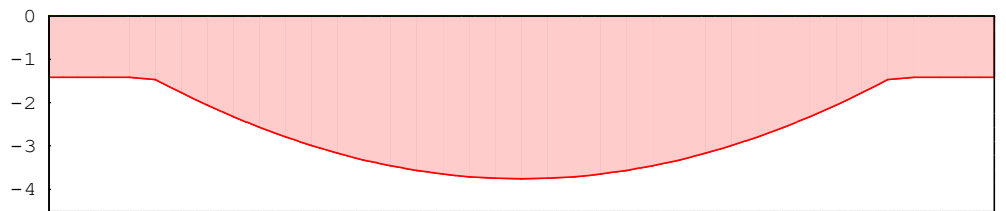
x	max M	min M	Asн(I)	Asв(I)	Asн	Asв
[м]	[кНм]	[кНм]	[см2]	[см2]	[см2]	[см2]
0.00	0.0	0.0	1.41	0.00	1.41	0.00
0.15 о	8.5	4.0	1.41	0.00	1.41	0.00
1.25	55.1	25.8	2.79	0.00	2.79	0.00
2.50 *	73.4	34.4	3.76	0.00	3.76	0.00
3.75	55.1	25.8	2.79	0.00	2.79	0.00
4.85 о	8.5	4.0	1.41	0.00	1.41	0.00
5.00	0.0	0.0	1.41	0.00	1.41	0.00

x	c	Q	Qb	Qsw	Asw/s расч.	Asw/s макс.
[м]	[см]	[кН]	[кН]	[кН]	[см2/м]	[см2/м]
0.00						
0.15 о	141.3	22.0	66.8			
0.62 h0	141.3	11.0	66.8			
1.25	125.0	0.0	75.5			
2.50	27.3	3.0	333.8			
3.75	125.0	0.0	75.5			
4.38 h0	141.3	0.0	66.8			
4.85 о	141.3	0.0	66.8			
5.00						

Констр. арматуры

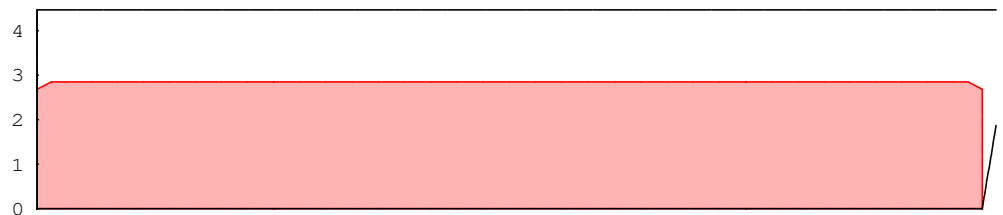
As [см2]  
 M = 1 :40

Продольная арматура



Asw/s [см2/м]  
 M = 1 :40

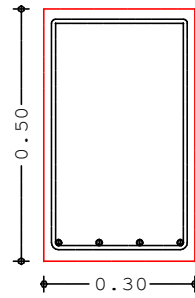
Поперечная арматура





Пролет 1  
 М = 1 :15

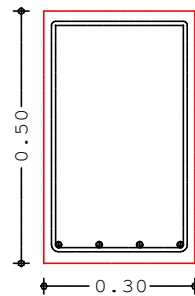
схема армирования сечения с координатой x = 1.25



Нижняя арматура 4Ø12  
 Хомут Ø8

Пролет 1  
 М = 1 :15

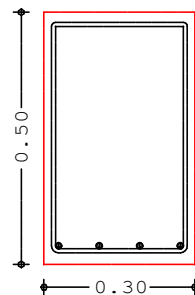
схема армирования сечения с координатой x = 2.50



Нижняя арматура 4Ø12  
 Хомут Ø8

Пролет 1  
 М = 1 :15

схема армирования сечения с координатой x = 3.75



Нижняя арматура 4Ø12  
 Хомут Ø8

Продольн. арм.

пролёт	тип	кол.	ds	ряд	Asl	a	l
			опора			[мм]	[
1	н	4	12	1	4.52	-0.20	5.40

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

Пролёт	кол.	срез.	ds	s	Asw/s	a	l
			[мм]	[см]	[см <sup>2</sup> /м]	[м]	[м]
1	24	2	8	23	4.47	0.00	5.17

Тип арматуры	d	длина	кол.	вес
		[мм]	[м]	[кН]
стержневая арматура	12	21.60		0.19
хомуты	8		24	

Трещиностойкость

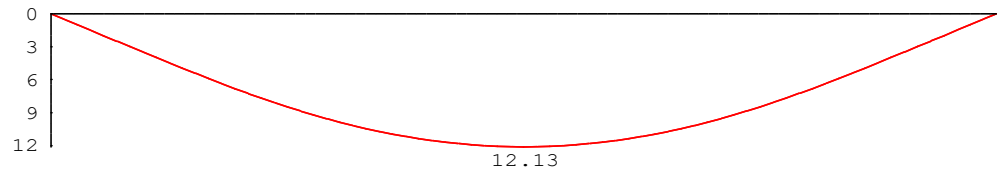
Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия обеспечения сохранности арматуры  $a_{срс1}=0.40\text{мм}$   $a_{срс2}=0.30\text{мм}$

Нормальные трещины

Пролет	x [м]	Образование		Продолжительные		Непрод. $a_{срс1}$ [мм]
		M [кНм]	$M_{срс}$ [кНм]	M [кНм]	$a_{срс2}$ [мм]	
1	0.00	0.0	36.3			
	0.15	7.3	36.3			
	1.25	46.9	36.3	35.2	0.04	0.10
	2.50	62.5	36.3	46.9	0.13	0.20
	3.75	46.9	36.3	35.2	0.04	0.10
	4.85	7.3	36.3			
	5.00	0.0	36.3			

Прогибы [мм]

M = 1 : 40



Прогибы

Пролет	x [м]	M [кНм]	Мдл. [кНм]	100/r [1/м]	w [мм]
1	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00
	1.25	46.9	35.2	0.36	8.49
	2.50	62.5	46.9	0.49	12.13
	3.75	46.9	35.2	0.36	8.49
	5.00	0.0	0.0	0.00	0.00

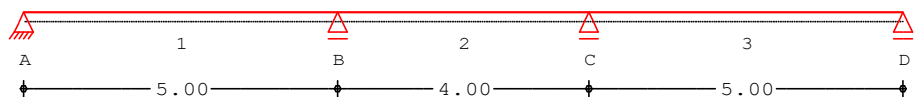
Расчет выполнен модулем 301 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t301 3**

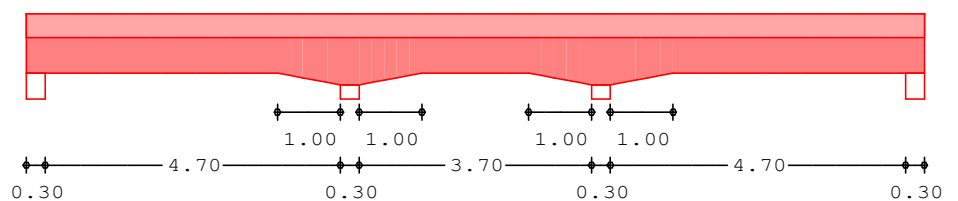
**Трехпролетная балка**

Расчётная схема

M = 1 : 120



M = 1 : 120



Размеры

Пролёт	l [м]	x [м]	bf [см]	hf [см]	b [см]	h [см]	I [см <sup>4</sup> ]
1	5.00	0.00	230.0	20.0	30.0	50.0	691288
		3.85	230.0	20.0	30.0	50.0	691288
2	4.00	5.00	230.0	20.0	30.0	60.0	1169885
		1.15	230.0	20.0	30.0	50.0	691288
		2.85	230.0	20.0	30.0	50.0	691288
3	5.00	4.00	230.0	20.0	30.0	60.0	1169885
		0.00	230.0	20.0	30.0	60.0	1169885
		1.15	230.0	20.0	30.0	50.0	691288
		5.00	230.0	20.0	30.0	50.0	691288

Опоры

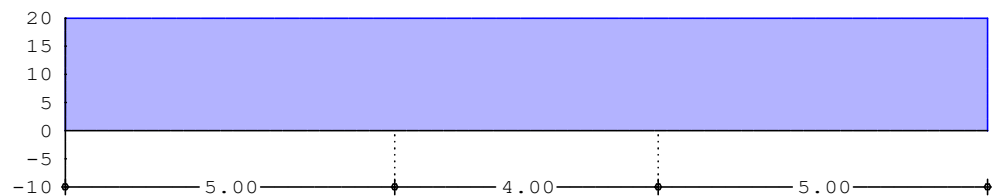
Опора	t [см]	Опора	t [см]
A	30.0	B	30.0
C	30.0	D	30.0

Модуль упругости бетона  $E = 30000.0$  МПа

Нагружение

Нагружение 1  
 $M = 1 : 115$

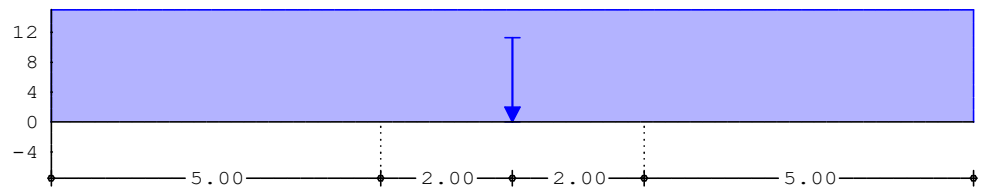
постоянные нагрузки  $\gamma_f = 1.10$



N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	рл/Р [кН/м, кН, кНм]	рп/М
Равномерн.	1 1-3			20.00	

Нагружение 2  
 $M = 1 : 115$

Ветровая № 0, среднее значение  $\gamma_f = 1.25$

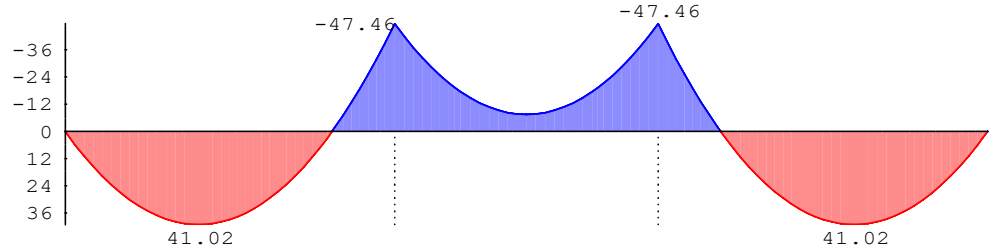


N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	рл/Р [кН/м, кН, кНм]	рп/М
Равномерн.	1 1-3			15.00	
Сосредот.	1 2	2.00		100.00	

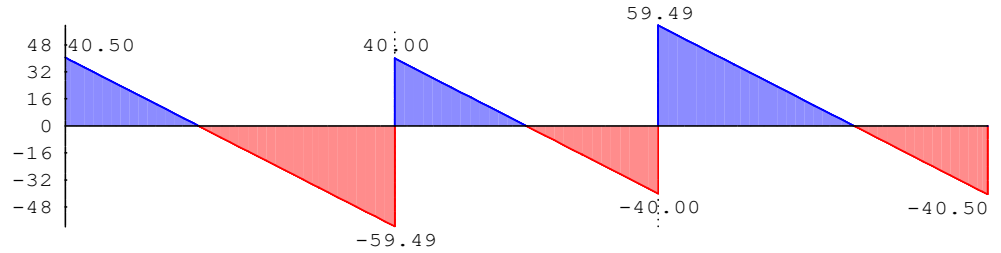
Усилия в сечении

по линейно упругой теории

Нагружение 1 моменты Мупр [кНм]  
 М = 1 :115



Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]  
 М = 1 :115

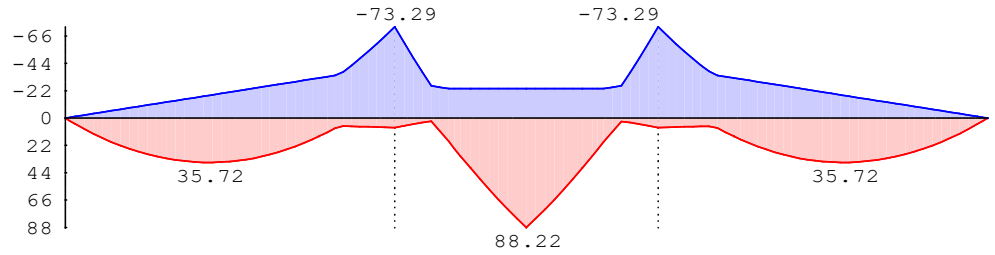


Нагружение 1

Пролёт	x [м]	max Мупр [кНм]	min Мупр [кНм]	max Qупр [кН]	min Qупр [кН]
1	0.00	0.00	0.00	40.51	40.51
	0.15 о	5.85	5.85	37.51	37.51
	0.65 h0	22.10	22.10	27.51	27.51
	1.25	35.01	35.01	15.51	15.51
	2.03 *	41.02	41.02	-0.00	-0.00
	2.50	38.77	38.77	-9.49	-9.49
	3.75	11.27	11.27	-34.49	-34.49
	4.25 h0	-8.47	-8.47	-44.49	-44.49
	4.85 о	-38.77	-38.77	-56.49	-56.49
5.00	-47.47	-47.47	-59.49	-59.49	
2	0.00	-47.47	-47.47	40.00	40.00
	0.15 о	-41.69	-41.69	37.00	37.00
	0.75 h0	-23.09	-23.09	25.00	25.00
	1.00	-17.47	-17.47	20.00	20.00
	1.80 *	-7.87	-7.87	4.00	4.00
	2.00	-7.47	-7.47	0.00	0.00
	3.00	-17.47	-17.47	-20.00	-20.00
	3.25 h0	-23.09	-23.09	-25.00	-25.00
	3.85 о	-41.69	-41.69	-37.00	-37.00
4.00	-47.47	-47.47	-40.00	-40.00	
3	0.00	-47.47	-47.47	59.49	59.49
	0.15 о	-38.77	-38.77	56.49	56.49
	0.75 h0	-8.47	-8.47	44.49	44.49
	1.25	11.27	11.27	34.49	34.49
	2.50	38.77	38.77	9.49	9.49
	2.97 *	41.02	41.02	0.00	0.00
	3.75	35.01	35.01	-15.51	-15.51
	4.35 h0	22.10	22.10	-27.51	-27.51
	4.85 о	5.85	5.85	-37.51	-37.51
5.00	0.00	0.00	-40.51	-40.51	

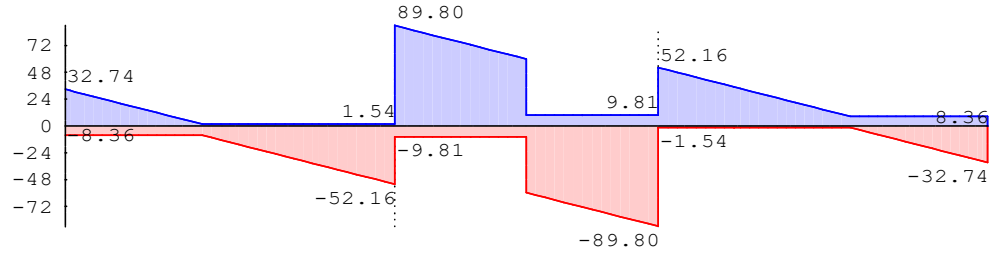
Нагружение 2  
 М = 1 :115

огibaющая моментов Мупр [кНм]



Нагружение 2  
 М = 1 :115

огibaющая поперечных сил Quпр [кН]



Нагружение 2

Пролёт	x [м]	max Мупр [кНм]	min Мупр [кНм]	max Quпр [кН]	min Quпр [кН]	
1	0.00	0.00	-0.00	32.74	-8.36	
	0.15	o	4.74	30.49	-8.36	
	0.65	h0	18.11	22.99	-8.36	
	1.25		29.20	13.99	-8.36	
	2.18	*	35.72	1.54	-9.90	
	2.50		34.97	-20.89	1.54	-14.66
	3.75		17.30	-31.33	1.54	-33.41
	4.25	h0	6.55	-38.40	1.54	-40.91
	5.00		7.71	-73.30	1.54	-52.16
2	0.00	7.71	-73.30	89.81	-9.81	
	0.15	o	6.24	87.56	-9.81	
	0.75	h0	14.35	78.56	-9.81	
	1.00		30.72	74.81	-9.81	
	2.00	*	88.22	59.81	-9.81	
	3.00		30.72	9.81	-74.81	
	3.25	h0	14.35	-24.16	9.81	-78.56
	3.85	o	6.24	-60.00	9.81	-87.56
	4.00		7.71	-73.30	9.81	-89.81
3	0.00	7.71	-73.30	52.16	-1.54	
	0.15	o	7.48	49.91	-1.54	
	0.75	h0	6.55	40.91	-1.54	
	1.25		17.30	33.41	-1.54	
	2.50		34.97	14.66	-1.54	
	2.82	*	35.72	9.90	-1.54	
	3.75		29.20	8.36	-13.99	
	4.35	h0	18.11	-5.43	8.36	-22.99
	5.00		0.00	-0.00	8.36	-32.74

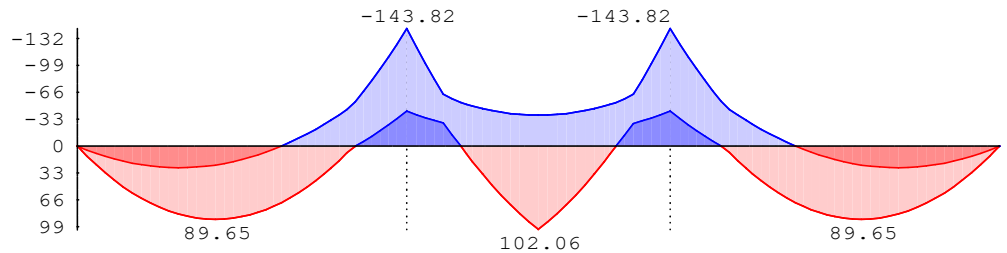
Реакции опор

Нагружение	опора	max [кН]	min [кН]
1	A	40.51	40.51
	B	99.49	99.49
	C	99.49	99.49
	D	40.51	40.51
2	A	32.74	-8.36
	B	141.97	-11.35
	C	141.97	-11.35

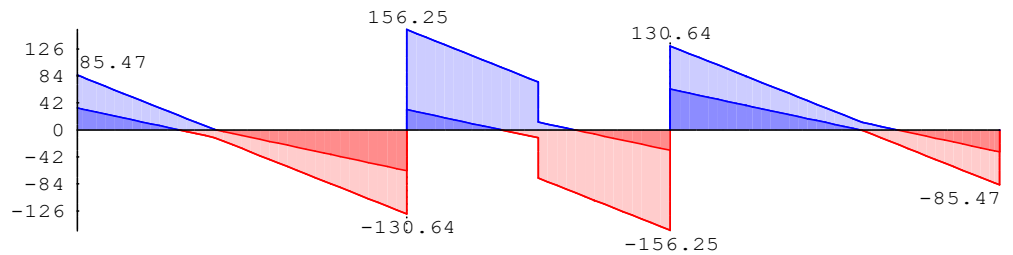
D	32.74	-8.36
---	-------	-------

PCY  
 Момент M [кНм]  
 M = 1 :115

Сочетания усилий согласно СНиП 2.01.07-85  
 основные сочетания усилий



Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий  
 M = 1 :115



Пролёт	x [м]	max Mpcy [кНм]	min Mpcy [кНм]	max Qpcy [кН]	min Qpcy [кН]
1	0.00	0.00	0.00	85.48	34.11
	0.15 o	12.36	4.87	79.37	30.81
	0.65 h0	46.86	17.48	58.99	19.81
	1.25	75.01	25.45	34.54	6.61
	2.10 *	89.65	23.15	0.34	-12.37
	2.50	86.35	16.53	-8.52	-28.77
	3.75	34.02	-26.77	-36.02	-79.70
	4.25 h0	-1.16	-57.37	-47.02	-100.08
	4.85 o	-33.30	-124.70	-60.22	-124.53
5.00	-42.58	-143.84	45.27	-50.26	
2	0.00	-42.58	-143.84	47.47	-48.64
	0.15 o	-38.07	-120.86	150.15	28.44
	0.75 h0	-7.35	-55.86	125.70	15.24
	1.00	19.19	-48.98	115.51	9.74
	2.00 *	102.06	-37.98	74.76	-12.26
	3.00	19.19	-48.98	-9.74	-115.51
	3.25 h0	-7.33	-55.88	-15.24	-125.70
	3.85 o	-38.07	-120.86	-28.44	-150.15
4.00	-42.58	-143.84	48.64	-47.47	
3	0.00	-42.58	-143.84	50.26	-45.27
	0.15 o	-33.30	-124.70	124.53	60.22
	0.75 h0	-1.16	-57.36	100.08	47.02
	1.25	34.02	-26.77	79.70	36.02
	2.50	86.35	16.53	28.77	8.52
	2.90 *	89.65	23.15	12.37	-0.34
	3.75	75.01	25.45	-6.61	-34.54
	4.35 h0	46.86	17.48	-19.81	-58.99
	4.85 o	12.36	4.87	-30.81	-79.37
5.00	0.00	0.00	-34.11	-85.48	

Сочетания реакций в опорах

Сочетание	опора	max [кН]	min [кН]
основные PCY	A	85.48	34.11
	B	286.90	95.26

C	286.90	95.26
D	85.48	34.11

Существенные РСУ

N	наг.коэф.	наг.коэф.	наг.коэф.	наг.коэф.	наг.коэф.
1	1	1.10			
2	1	1.10	2	1.25	
3	1	1.10	2	1.25	
4	1	1.10	2	1.25	
5	1	1.10	2	1.25	
6	1	1.10	2	1.25	
7	1	1.10	2	1.25	

Нагруженные пролеты

PCY	нагружение	1	2	3
2	2	*****		*****
3	2			*****
4	2		*****	
5	2		*****	
6	2	*****		
7	2	*****		

Расчёт по прочности

По СП 52-101-03 с использованием трехлинейной диаграммы состояния бетона и условия (3.2-56) СП 52-101-03 для расчета поперечной арматуры.  
**Бетон В 25 (тяжелый)**  
**Арматурная сталь : продольная/хомуты А500/А240.**

Защитный слой

Пролёт	аз н	аз в	аз б	а н	а в
	[мм]	[мм]	[мм]	[см]	[см]
1	23	23	15	2.9	2.9
2	23	23	15	2.9	2.9
3	23	23	15	2.9	2.9

Пролёт 1

x	max M	min M	Asн(I)	Asв(I)	Asн	Asв
[м]	[кНм]	[кНм]	[см2]	[см2]	[см2]	[см2]
0.00	0.0	0.0	1.41	0.00	1.41	0.00
0.15	12.4	4.9	1.41	0.00	1.41	0.00
1.25	75.0	25.5	3.69	0.00	3.69	0.00
2.10	89.7	23.2	4.42	0.00	4.42	0.00
2.50	86.4	16.5	4.26	0.00	4.26	0.00
3.75	34.0	-26.8	1.67	1.41	1.67	1.41
4.85	-33.3	-124.7	0.00	5.31	0.00	5.31
5.00	-42.6	-143.8	0.00	6.18	0.00	6.18

x	c	Q	Qb	Qsw	Asw/s расч.	Asw/s макс.
[м]	[см]	[кН]	[кН]	[кН]	[см2/м]	[см2/м]
0.00						
0.15	141.3	21.8	66.8			
0.62	141.3	2.9	66.8			
1.25	86.3	0.0	109.3			
2.50	94.9	0.0	99.4			
3.75	141.3	0.0	66.8			
4.28	154.2	0.0	72.8			
4.85	171.3	0.0	80.9			
5.00						

Пролёт 2

x	max M	min M	Asн(I)	Asв(I)	Asн	Asв
[м]	[кНм]	[кНм]	[см2]	[см2]	[см2]	[см2]
0.00	-42.6	-143.8	0.00	6.18	0.00	6.18
0.15	-38.1	-120.9	0.00	5.13	0.00	5.13
1.00	19.2	-49.0	1.46	2.39	1.46	2.39
2.00	102.1	-38.0	5.04	1.91	5.04	1.91
3.00	19.2	-49.0	1.46	2.39	1.46	2.39
3.85	-38.1	-120.9	0.00	5.13	0.00	5.13
4.00	-42.6	-143.8	0.00	6.18	0.00	6.18

x	c	Q	Qb	Qsw	Asw/s расч.	Asw/s макс.
[м]	[см]	[кН]	[кН]	[кН]	[см <sup>2</sup> /м]	[см <sup>2</sup> /м]
0.00						
0.15	o 171.3	80.3	80.9			
0.72	h0 154.2	6.5	72.8			
1.00	145.8	2.2	68.9			
2.00	55.7	0.0	169.3			
3.00	145.8	0.0	68.9			
3.28	h0 154.2	0.0	72.8			
3.85	o 171.3	0.0	80.9			
4.00						

Пролёт 3

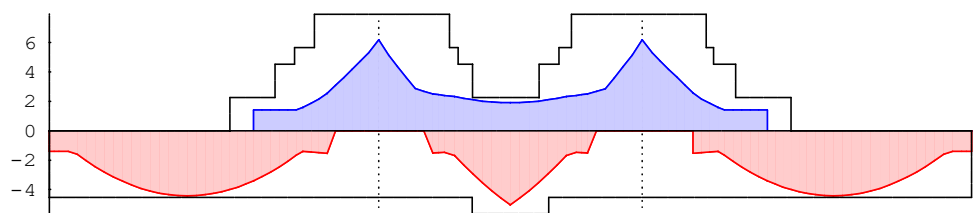
x	max M	min M	Asн(I)	Asв(I)	Asн	Asв
[м]	[кНм]	[кНм]	[см <sup>2</sup> ]	[см <sup>2</sup> ]	[см <sup>2</sup> ]	[см <sup>2</sup> ]
0.00	-42.6	-143.8	0.00	6.18	0.00	6.18
0.15	o -33.3	-124.7	0.00	5.31	0.00	5.31
1.25	34.0	-26.8	1.67	1.41	1.67	1.41
2.50	86.4	16.5	4.26	0.00	4.26	0.00
2.90	* 89.7	23.2	4.42	0.00	4.42	0.00
3.75	75.0	25.5	3.69	0.00	3.69	0.00
4.85	o 12.4	4.9	1.41	0.00	1.41	0.00
5.00	0.0	0.0	1.41	0.00	1.41	0.00

x	c	Q	Qb	Qsw	Asw/s расч.	Asw/s макс.
[м]	[см]	[кН]	[кН]	[кН]	[см <sup>2</sup> /м]	[см <sup>2</sup> /м]
0.00						
0.15	o 171.3	54.7	80.9			
0.72	h0 154.2	38.4	72.8			
1.25	141.3	22.1	66.8			
2.50	94.9	0.0	99.4			
3.75	86.3	0.0	109.3			
4.38	h0 141.3	0.0	66.8			
4.85	o 141.3	0.0	66.8			
5.00						

Констр. арматуры

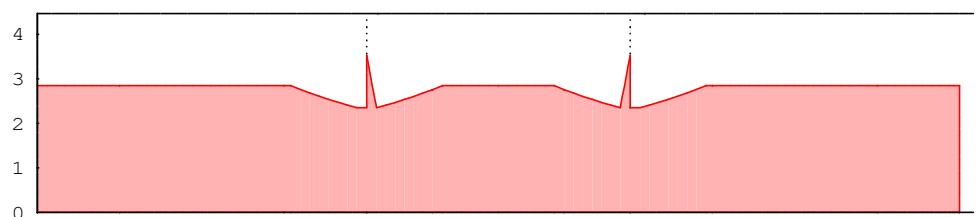
As [см<sup>2</sup>]  
 M = 1 :115

Продольная арматура



Asw/s [см<sup>2</sup>/м]  
 M = 1 :115

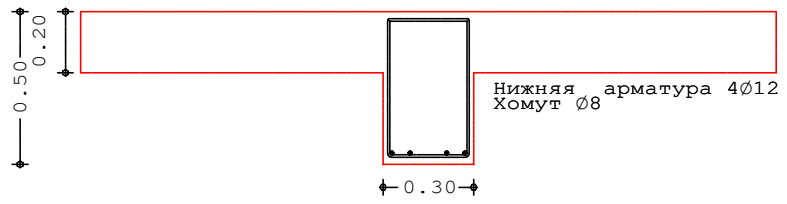
Поперечная арматура





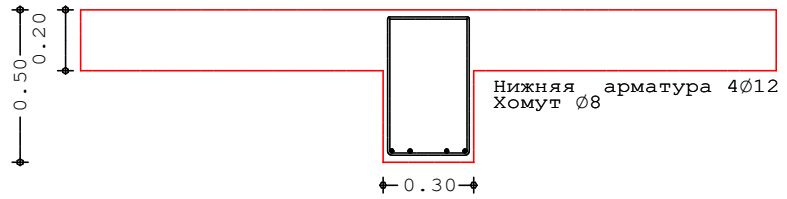
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой  $x = 0.00$



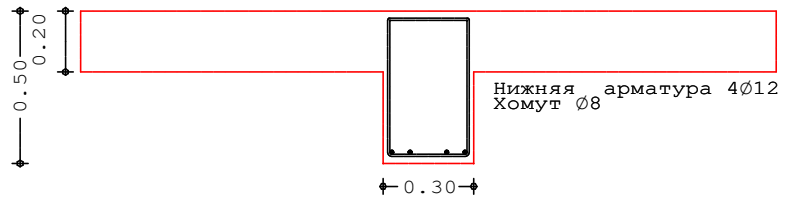
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой  $x = 1.25$



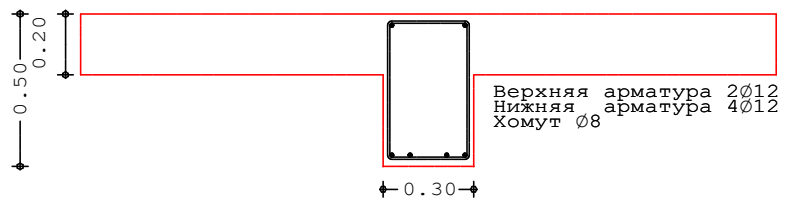
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой  $x = 2.50$



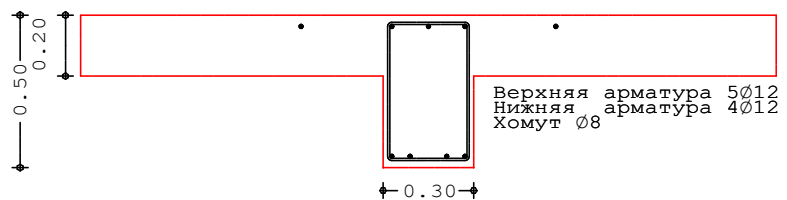
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой  $x = 3.10$



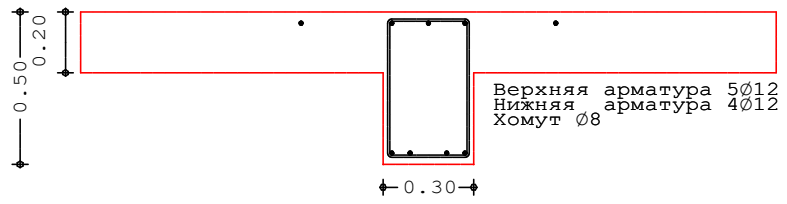
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой  $x = 3.75$



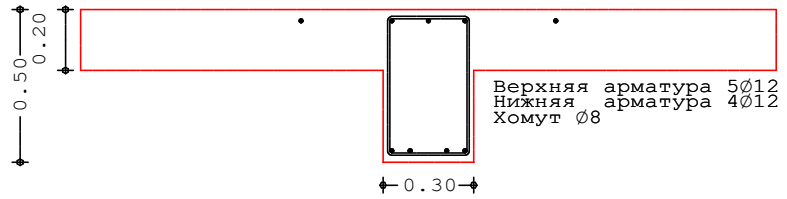
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 3.84



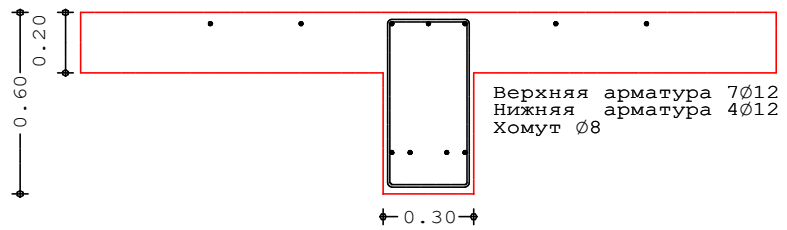
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 3.86



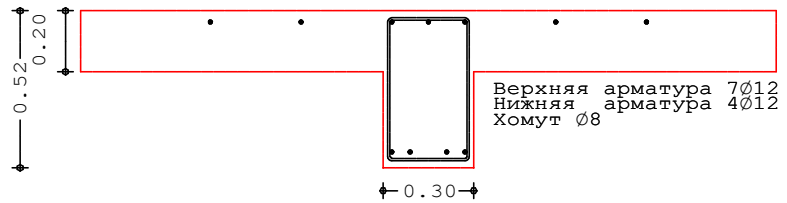
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 4.85



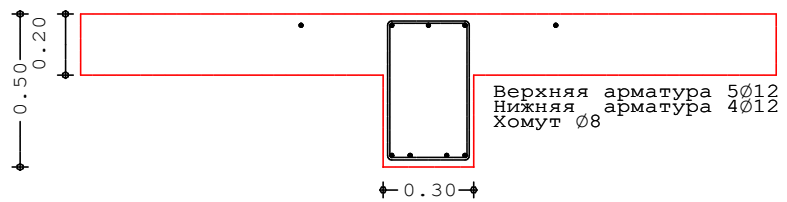
Пролет 2  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.00



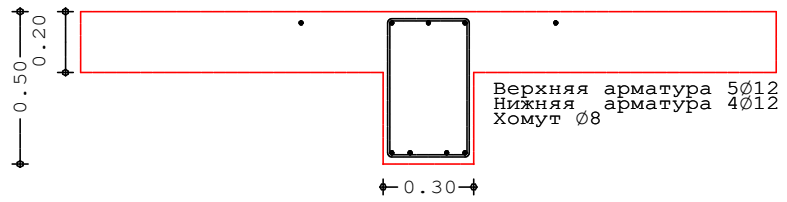
Пролет 2  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.14



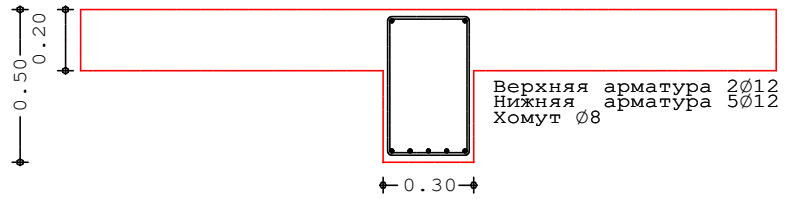
Пролет 2  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.16



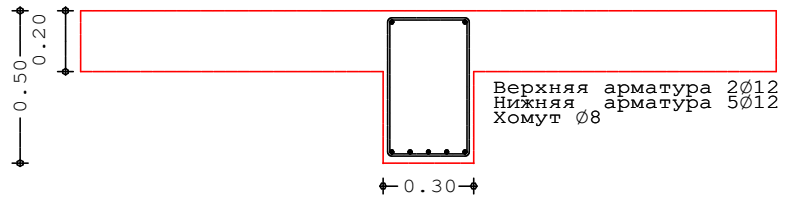
Пролет 2  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.57



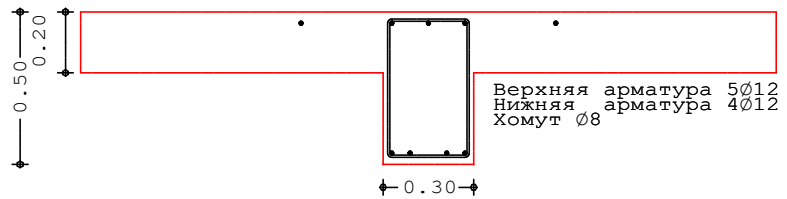
Пролет 2  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 2.00



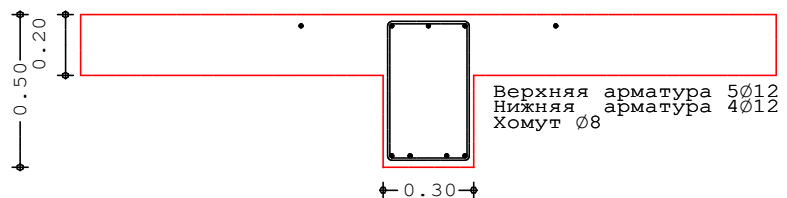
Пролет 2  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 2.84



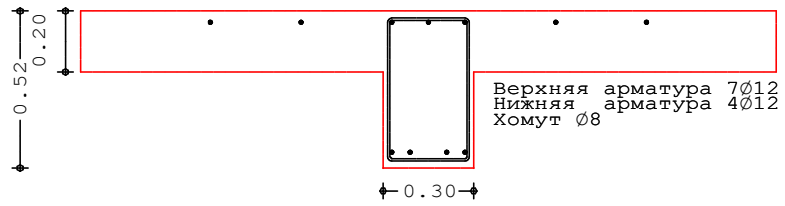
Пролет 2  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 2.86



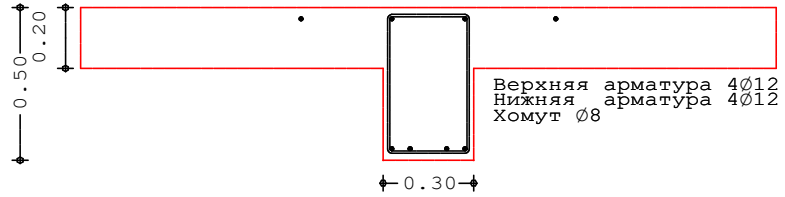
Пролет 2  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 3.00



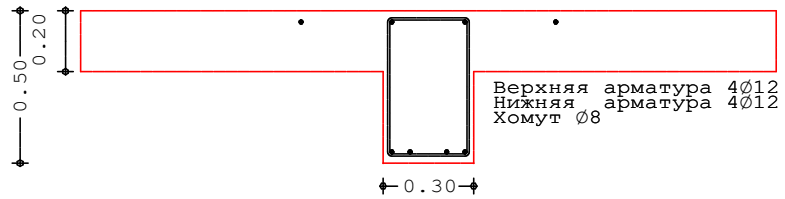
Пролет 3  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.14



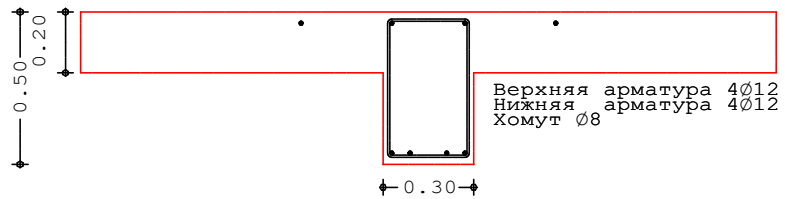
Пролет 3  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.16



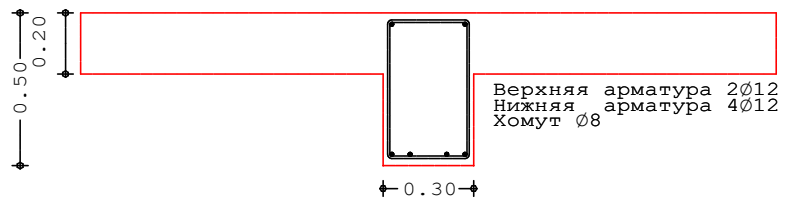
Пролет 3  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.25



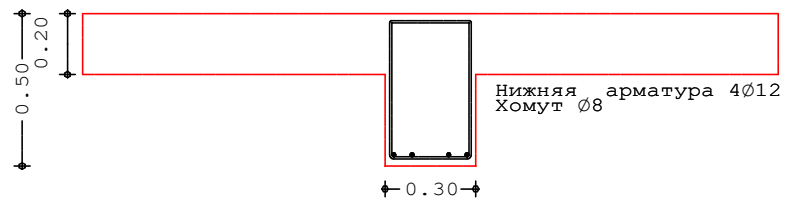
Пролет 3  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.90



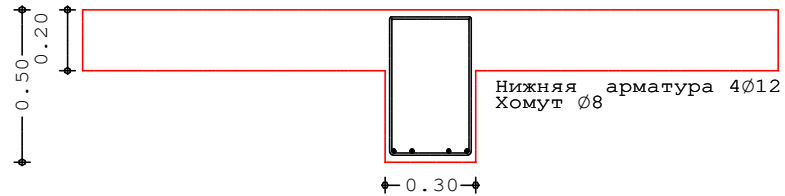
Пролет 3  
 М = 1 : 25

схема армирования сечения с координатой x = 2.50



Пролет 3  
 М = 1 : 25

схема армирования сечения с координатой x = 3.75



Продольн. арм.

пролёт	тип	кол.	ds	ряд	Asl	a	l
				опора			
						[мм]	[м]
2	н	4	12	1	4.52	-5.20	14.40
2	н	1	12	1	5.65	1.14	1.73
!	в	2	12	1	2.26	2.54	8.92
!	в	2	12	1	4.52	3.23	3.45
!	в	1	12	1	5.65	3.53	2.90
!	в	2	12	1	7.92	3.82	2.45
"	в	2	12	1	4.52	2.19	3.43
"	в	1	12	1	5.65	2.52	2.76
"	в	2	12	1	7.92	2.73	2.45

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

Пролёт	кол.	срез.	ds	s	Asw/s	a	l
			[мм]	[см]	[см <sup>2</sup> /м]	[м]	[м]
1	24	2	8	23	4.47	0.00	5.17
2	18	2	8	23	4.47	0.18	4.05
3	23	2	8	23	4.47	0.23	5.18

Тип арматуры	d	длина	кол.	вес
		[мм]	[м]	[кН]
стержневая арматура	12	106.40		0.93
хомуты	8		65	

Трещиностойкость

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия обеспечения сохранности арматуры  
 $асrc1=0.40мм$   $асrc2=0.30мм$

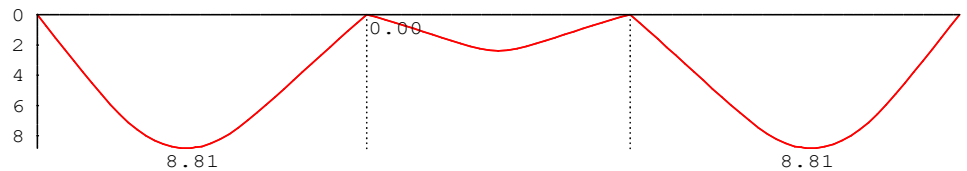
Нормальные трещины

Про-лет	x	Образование	Продолжительные	Непрод.
		M	M	асrc1
		[кНм]	[кНм]	[мм]
1	0.00	0.0	55.3	
	0.15	10.6	55.3	
	1.25	64.2	55.3	0.11
	2.10	76.6	55.3	0.18
	2.50	73.7	55.3	0.16
	3.10	58.8	55.4	0.07
	3.75	28.6	55.6	
	3.84	23.2	55.6	
	3.86	22.0	55.7	
	4.85	-104.4	221.5	

**СТАТИКА/301**

	5.00	-120.8	221.5			
2	0.00	-120.8	221.5			
	0.15	o	-101.7	221.5		
	1.00		13.3	57.8		
	1.14		24.8	55.7		
	1.16		26.4	55.6		
	2.00	*	80.8	56.6	36.6	0.00
	2.84		26.4	55.6		
	2.86		24.8	55.7		
	3.00		13.3	57.8		
	3.85	o	-101.7	221.5		
	4.00		-120.8	221.5		
3	0.00	-120.8	221.5			
	0.15	o	-104.4	221.5		
	1.14		22.0	55.7		
	1.16		23.2	55.5		
	1.25		28.6	55.5		
	1.90		58.9	55.4	44.2	0.00
	2.50		73.7	55.3	56.3	0.08
	2.90	*	76.6	55.3	58.8	0.10
	3.75		64.2	55.3	49.6	0.04
	4.85	o	10.6	55.3		
	5.00		0.0	55.3		

Прогибы [мм]  
 M = 1 :115



Прогибы

Пролет	x [м]	M [кНм]	Мдл. [кНм]	100/r [1/м]	w [мм]	
1	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	
	0.00	0.0	0.0	0.00	0.00	
	1.25	64.2	49.6	0.38	6.57	
	2.33	*	75.6	57.8	0.45	8.81
	2.50		73.7	56.3	0.43	8.70
	3.10		58.8	44.1	0.26	7.30
	3.10		58.8	44.1	0.26	7.30
	3.75		28.6	19.9	0.03	4.89
	3.84		23.1	15.6	0.03	4.54
	3.86		21.9	14.6	0.02	4.46
2	5.00		-71.3	-59.4	-0.05	0.00
	0.00	*	-71.3	-59.4	-0.05	0.00
	1.00		13.3	-2.1	0.01	1.32
	1.14		24.8	5.0	0.02	1.52
	1.16		26.4	5.9	0.02	1.54
	2.00		80.8	36.6	0.38	2.39
	2.84		26.4	5.9	0.02	1.54
	2.86		24.8	5.0	0.02	1.52
	3.00		13.3	-2.1	0.01	1.32
	4.00		-71.3	-59.4	-0.05	0.00
3	0.00		-71.3	-59.4	-0.05	0.00
	1.14		21.9	14.6	0.02	4.46
	1.16		23.1	15.6	0.03	4.54
	1.25		28.6	19.9	0.03	4.89
	1.90		58.7	44.1	0.26	7.30
	1.90		58.8	44.1	0.27	7.31
	2.50		73.7	56.3	0.43	8.70
	2.67	*	75.6	57.8	0.45	8.81
	3.75		64.2	49.6	0.38	6.57
	5.00		0.0	0.0	0.00	0.00

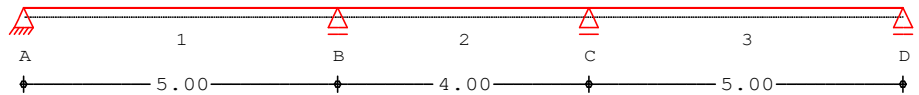
Расчет выполнен модулем 301 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t304**

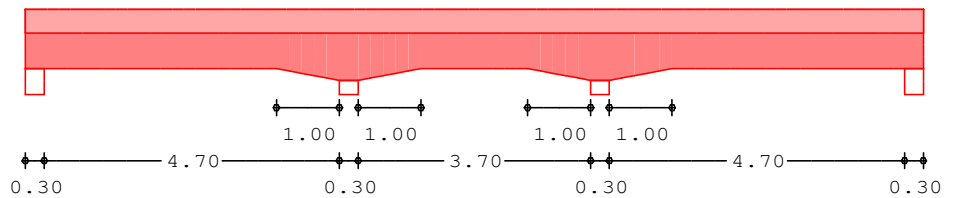
**Трехпролетная балка**

Расчётная схема

M = 1 :120



M = 1 :120



Размеры

Пролёт	l [м]	x [м]	b <sub>f</sub> [см]	h <sub>f</sub> [см]	b [см]	h [см]	I [см <sup>4</sup> ]
1	5.00	0.00	155.0	20.0	30.0	50.0	606771
		3.85	155.0	20.0	30.0	50.0	606771
		5.00	84.0	20.0	30.0	60.0	846000
2	4.00	0.00	84.0	20.0	30.0	60.0	846000
		1.15	126.0	20.0	30.0	50.0	565974
		2.85	126.0	20.0	30.0	50.0	565974
3	5.00	4.00	84.0	20.0	30.0	60.0	846000
		0.00	84.0	20.0	30.0	60.0	846000
		1.15	155.0	20.0	30.0	50.0	606771
		5.00	155.0	20.0	30.0	50.0	606771

Опоры

Опора	t [см]	Опора	t [см]
A	30.0	B	30.0
C	30.0	D	30.0

Модуль упругости бетона E =31000.0 МПа

Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Постоянное воздействие постоянное -
2	Переменное	Категория А: жилые здания переменное Категория-А

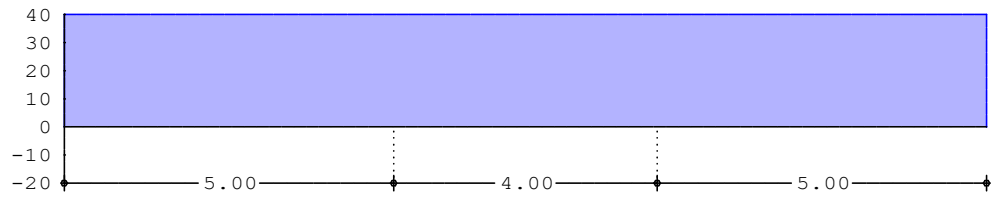
Характеристики

№	γ <sub>F</sub>	ψ <sub>0</sub> ξ	ψ <sub>1</sub>	ψ <sub>2</sub>	группа несоч.	знак	распред по прол.
1	1.35	0.85					
2	1.50	0.70	0.50	0.30			заданн.

Коэффициент управления надежностью конструкции K<sub>FI</sub> = 1.00  
 Сочетание воздейст. по формуле (6.10) EN 1990

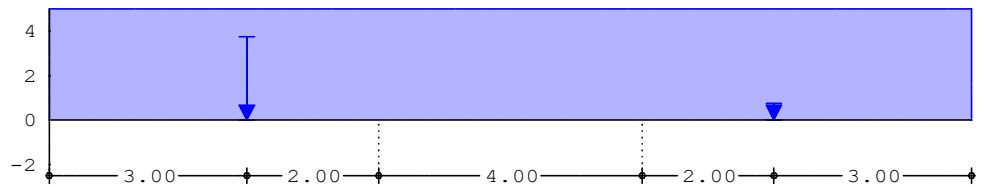
Нагружение

Нагружение 1 постоянное -  $\gamma_f = 1.35$   
 М = 1 :115



	N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	р <sub>л</sub> /Р [кН/м, кН, кНм]	р <sub>п</sub> /М
Равномерн.	1	1-3			40.00	

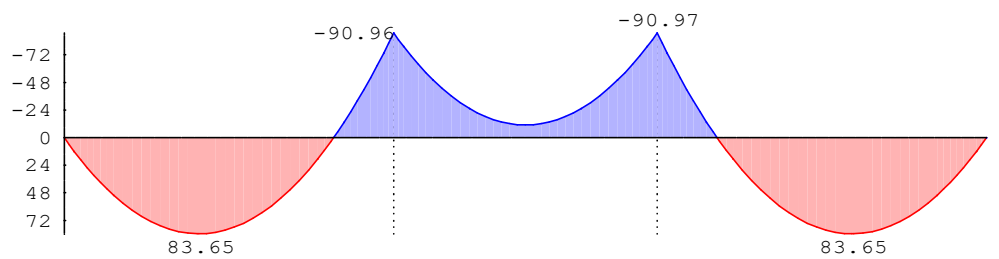
Нагружение 2 переменное Категория-А  $\gamma_f = 1.50$   
 М = 1 :115



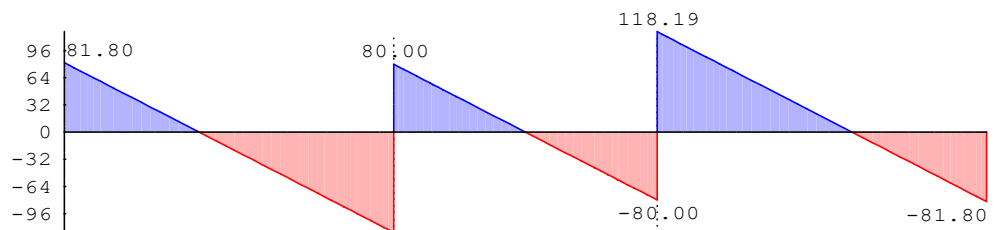
	N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	р <sub>л</sub> /Р [кН/м, кН, кНм]	р <sub>п</sub> /М
Равномерн.	1	1-3			5.00	
Сосредот.	1	1	3.00		100.00	
	2	3	2.00		20.00	

Усилия в сечении по линейно упругой теории

Нагружение 1 моменты  $M_{yпр}$  [кНм]  
 М = 1 :115



Нагружение 1 поперечные силы  $Q_{yпр}$  [кН]  
 М = 1 :115



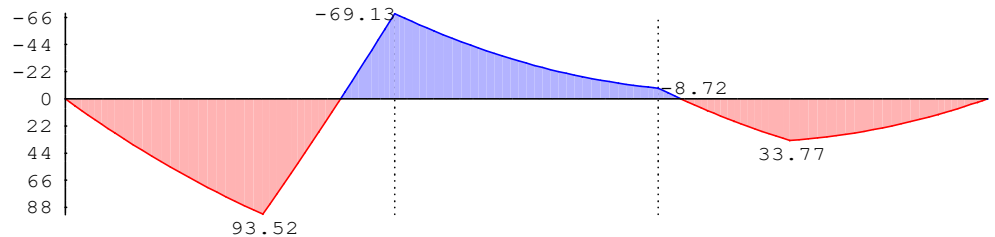


Нагружение 1

Пролёт	x [м]	max $M_{упр}$ [кНм]	min $M_{упр}$ [кНм]	max $Q_{упр}$ [кН]	min $Q_{упр}$ [кН]
1	0.00	0.00	0.00	81.81	81.81
	0.15 o	11.82	11.82	75.81	75.81
	0.62 h0	42.93	42.93	57.05	57.05
	1.00	61.74	61.74	41.81	41.81
	2.00	83.57	83.57	1.81	1.81
	2.05 *	83.65	83.65	-0.00	-0.00
	3.00	65.40	65.40	-38.19	-38.19
	4.00	7.17	7.17	-78.19	-78.19
	4.28 h0	-16.37	-16.37	-89.43	-89.43
	4.85 o	-73.69	-73.69	-112.19	-112.19
5.00	-90.97	-90.97	-118.19	-118.19	
2	0.00	-90.97	-90.97	80.00	80.00
	0.15 o	-79.42	-79.42	74.00	74.00
	0.72 h0	-43.84	-43.84	51.24	51.24
	1.00	-31.00	-31.00	40.00	40.00
	2.00	-10.97	-10.97	0.00	0.00
	3.00	-31.00	-31.00	-40.00	-40.00
	3.28 h0	-43.84	-43.84	-51.24	-51.24
	3.85 o	-79.42	-79.42	-74.00	-74.00
	4.00	-90.97	-90.97	-80.00	-80.00
3	0.00	-90.97	-90.97	118.19	118.19
	0.15 o	-73.69	-73.69	112.19	112.19
	0.72 h0	-16.37	-16.37	89.43	89.43
	1.00	7.17	7.17	78.19	78.19
	2.00	65.40	65.40	38.19	38.19
	2.95 *	83.65	83.65	-0.00	-0.00
	3.00	83.57	83.57	-1.81	-1.81
	4.00	61.74	61.74	-41.81	-41.81
	4.38 h0	42.93	42.93	-57.05	-57.05
	4.85 o	11.82	11.82	-75.81	-75.81
5.00	0.00	0.00	-81.81	-81.81	

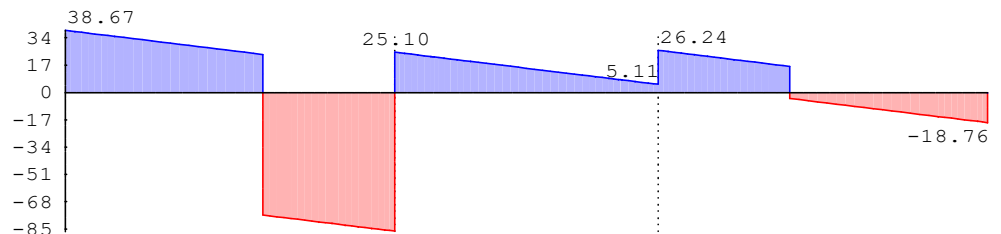
Нагружение 2  
 M = 1 :115

моменты  $M_{упр}$  [кНм]



Нагружение 2  
 M = 1 :115

поперечные силы  $Q_{упр}$  [кН]



Нагружение 2

Пролёт	x [м]	max $M_{упр}$ [кНм]	min $M_{упр}$ [кНм]	max $Q_{упр}$ [кН]	min $Q_{упр}$ [кН]
1	0.00	0.00	0.00	38.67	38.67
	0.15 o	5.74	5.74	37.92	37.92
	0.62 h0	22.98	22.98	35.58	35.58
	1.00	36.16	36.16	33.67	33.67
	2.00	67.34	67.34	28.67	28.67

	3.00	*	93.52	93.52	23.67	23.67
	4.00		14.68	14.68	-81.33	-81.33
	4.28	h0	-8.37	-8.37	-82.73	-82.73
	4.85	o	-56.24	-56.24	-85.58	-85.58
	5.00		-69.14	-69.14	-86.33	-86.33
2	0.00		-69.14	-69.14	25.11	25.11
	0.15	o	-65.43	-65.43	24.36	24.36
	0.72	h0	-52.38	-52.38	21.51	21.51
	1.00		-46.54	-46.54	20.11	20.11
	2.00		-28.93	-28.93	15.11	15.11
	3.00		-16.33	-16.33	10.11	10.11
	3.28	h0	-13.69	-13.69	8.70	8.70
	3.85	o	-9.54	-9.54	5.86	5.86
	4.00		-8.72	-8.72	5.11	5.11
3	0.00		-8.72	-8.72	26.24	26.24
	0.15	o	-4.84	-4.84	25.49	25.49
	0.72	h0	8.85	8.85	22.65	22.65
	1.00		15.02	15.02	21.24	21.24
	2.00	*	33.77	33.77	-3.76	-3.76
	3.00		27.51	27.51	-8.76	-8.76
	4.00		16.25	16.25	-13.76	-13.76
	4.38	h0	10.65	10.65	-15.66	-15.66
	4.85	o	2.76	2.76	-18.01	-18.01
	5.00		0.00	0.00	-18.76	-18.76

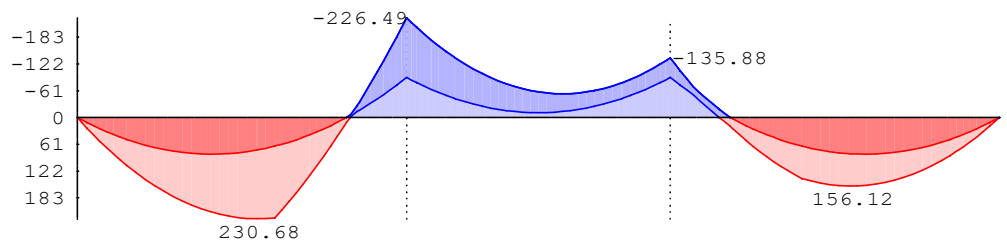
Реакции опор

Нагружение	опора	max [кН]	min [кН]
1	A	81.81	81.81
	B	198.19	198.19
	C	198.19	198.19
	D	81.81	81.81
2	A	38.67	38.67
	B	111.43	111.43
	C	21.14	21.14
	D	18.76	18.76

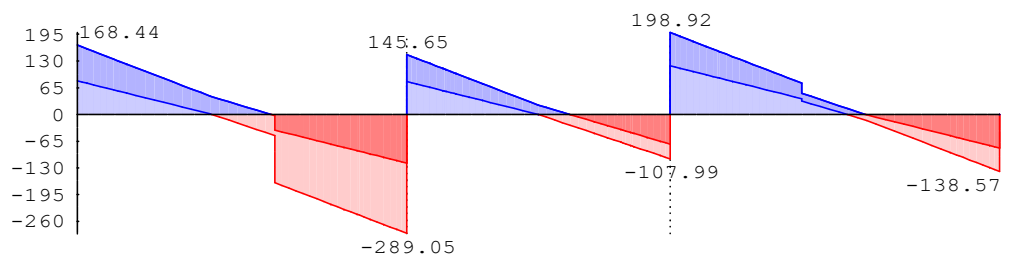
PCY

Сочетания усилий согласно п.6.4.3 ТКП ЕН 1990-2011  
 Основы проектирования несущих конструкций.  
 основные сочетания усилий

Момент M [кНм]  
 M = 1 :115



Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий  
 M = 1 :115



Основные сочетания усилий

Пролёт	x [м]	max $M_{pcy}$ [кНм]	min $M_{pcy}$ [кНм]	max $Q_{pcy}$ [кН]	min $Q_{pcy}$ [кН]	
1	0.00	0.00	0.00	168.45	81.81	
	0.15	o	24.58	159.22	75.81	
	0.62	h0	92.49	130.38	57.05	
	1.00		137.59	106.95	41.81	
	2.00		213.83	45.45	1.81	
	2.74	*	230.68	74.02	9.71	-37.47
	3.00		228.59	65.42	-2.69	-51.56
	4.00		31.71	7.17	-78.19	-227.55
	4.28	h0	-16.33	-34.59	-89.43	-244.84
	4.85	o	-73.69	-183.85	-112.19	-279.83
5.00		-90.97	-226.52	-118.19	-289.05	
2	0.00	-90.97	-226.52	145.66	80.00	
	0.15	o	-79.42	-205.36	136.43	74.00
	0.72	h0	-43.79	-137.69	101.44	51.24
	1.00		-31.00	-111.66	84.16	40.00
	2.00		-10.97	-58.20	22.66	0.00
	3.00		-31.00	-66.34	-24.84	-54.00
	3.28	h0	-43.79	-79.64	-38.19	-69.17
	3.85	o	-79.42	-121.53	-65.22	-99.90
	4.00		-90.97	-135.89	-72.34	-108.00
3	0.00	-90.97	-135.89	198.93	118.19	
	0.15	o	-73.69	-106.74	189.70	112.19
	0.72	h0	-3.04	-22.05	154.71	89.43
	1.00		32.21	7.17	137.43	78.19
	2.00		138.97	65.42	75.93	38.19
	2.75	*	156.12	82.79	11.24	-2.91
	3.00		154.08	83.57	-1.81	-15.57
	4.00		107.72	61.74	-41.81	-77.07
	4.38	h0	73.99	42.97	-57.05	-100.50
	4.85	o	20.09	11.82	-75.81	-129.35
5.00		0.00	0.00	-81.81	-138.57	

Сочетания реакций в опорах

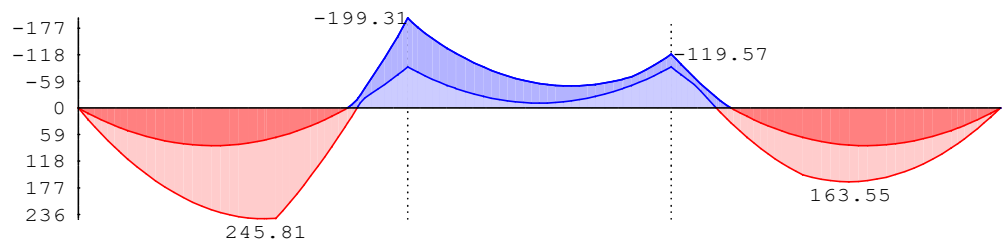
Сочетание	опора	max [кН]	min [кН]
основные РСУ	A	168.45	81.81
	B	434.71	198.19
	C	299.27	198.19
	D	138.57	81.81
особые РСУ	A	120.48	81.81
	B	309.63	198.19
	C	219.33	198.19
	D	100.56	81.81

Перераспр. моментов

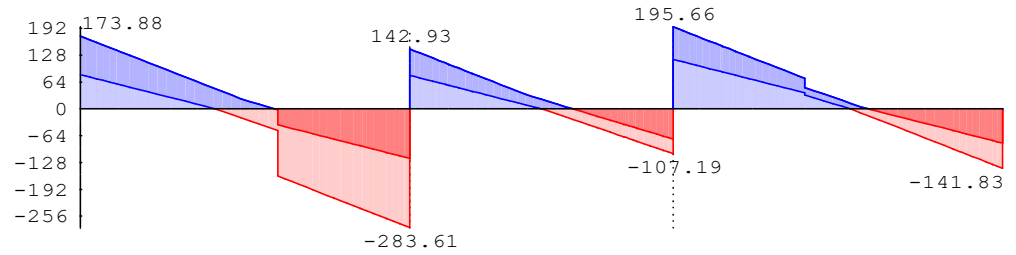
В            С  
 -----  
 12.0% 12.0%

Результаты после перераспределения моментов.  
 основные сочетания усилий

Момент M [кНм]  
 M = 1 :115



Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий  
 M = 1 :115



Основные сочетания усилий

Пролёт	x [м]	max M <sub>рсу</sub> [кНм]	min M <sub>рсу</sub> [кНм]	max Q <sub>рсу</sub> [кН]	min Q <sub>рсу</sub> [кН]	
1	0.00	0.00	0.00	173.88	81.81	
	0.15	o	25.39	11.82	164.66	75.81
	0.56	h0	88.26	39.76	139.20	59.25
	1.00		143.03	61.74	112.38	41.81
	2.00		224.70	83.57	50.88	1.81
	2.83	*	245.81	71.41	5.52	-42.24
	3.00		244.90	65.42	-2.69	-51.56
	4.00		53.45	7.17	-78.19	-222.13
	4.28	h0	-11.81	-29.52	-89.55	-239.58
	4.85	o	-73.69	-158.06	-112.19	-274.36
5.00		-90.97	-199.34	-118.19	-283.62	
2	0.00	-90.97	-199.34	142.94	80.00	
	0.15	o	-79.42	-178.59	133.71	74.00
	0.72	h0	-43.95	-122.62	98.88	51.36
	1.00		-31.00	-100.81	81.42	40.00
	2.00		-10.97	-54.36	22.66	0.00
	3.00		-31.00	-55.49	-24.84	-53.18
	3.28	h0	-43.95	-64.43	-38.33	-68.52
	3.85	o	-79.42	-104.82	-65.22	-99.07
	4.00		-90.97	-119.58	-72.34	-107.19
	3	0.00	-90.97	-119.58	195.67	118.19
0.15		o	-73.69	-96.35	186.44	112.19
0.72		h0	4.75	-19.64	151.63	89.55
1.00			45.26	7.17	134.18	78.19
2.00			148.75	65.42	72.67	38.19
2.69		*	163.55	82.29	13.45	-0.39
3.00			160.61	83.57	-1.81	-18.83
4.00			110.98	61.74	-41.81	-80.33
4.43		h0	70.40	39.88	-59.17	-107.02
4.85		o	20.58	11.82	-75.81	-132.61
5.00		0.00	0.00	-81.81	-141.83	

Сочетания реакций в опорах

Сочетание	опора	max [кН]	min [кН]
основные РСУ	A	173.88	81.81
	B	426.56	198.19
	C	298.73	198.19
	D	141.83	81.81
особые РСУ	A	120.48	81.81
	B	309.63	198.19
	C	219.33	198.19
	D	100.56	81.81

Расчёт по прочности Согласно ТКП EN 1992-1-1: Проект. ж/б конструкций  
**Бетон С25/30, хомуты S400** **f<sub>yk</sub>=400МПа**  
**верхняя S500** **f<sub>yk</sub>=500МПа f<sub>tk</sub>=525МПа**  
**нижняя S500** **f<sub>yk</sub>=500МПа f<sub>tk</sub>=525МПа**

Защитный слой

Пролёт	a <sub>з,н</sub> [мм]	a <sub>з,в</sub> [мм]	a <sub>з,б</sub> [мм]	a <sub>н</sub> [см]	a <sub>в</sub> [см]
1	28	28	15	3.6	3.4
2	28	28	15		3.4
3	28	28	15	3.4	3.4

Пролёт 1

x [м]	max M [кНм]	min M [кНм]	A <sub>сн</sub> (I) [см <sup>2</sup> ]	A <sub>св</sub> (I) [см <sup>2</sup> ]	A <sub>сн</sub> [см <sup>2</sup> ]	A <sub>св</sub> [см <sup>2</sup> ]
0.00	0.0	0.0	2.82	0.00	2.82	0.00
0.15	25.4	11.8	2.82	0.00	2.82	0.00
1.00	143.0	61.7	6.92	0.00	6.92	0.00
2.00	224.7	83.6	10.94	0.00	10.94	0.00
2.83	245.8	71.4	11.99	0.00	11.99	0.00
3.00	244.9	65.4	11.94	0.00	11.94	0.00
3.84	88.3	19.2	4.25	0.00	4.25	0.00
3.86	84.0	17.8	4.06	0.00	4.06	0.00
4.00	53.5	7.2	2.89	0.00	2.89	0.00
4.09	33.3	0.0	2.72	0.00	2.72	4.79
4.85	-73.7	-158.1	0.00	6.50	0.00	6.50
5.00	-91.0	-199.3	0.00	8.41	0.00	8.41

x [м]	V <sub>ed</sub> [кН]	V <sub>rdc</sub> [кН]	V <sub>rds</sub> [кН]	V <sub>rdmax</sub> [кН]	A <sub>sw</sub> /s [см <sup>2</sup> /м]
0.00					
0.15	164.7	67.4	164.7	410.2	3.64
0.56	139.2	67.4	139.2	410.0	3.64
1.00	112.4	77.1	114.8	405.4	3.03
2.00	50.9	77.1			3.00
3.00	51.6	77.1			3.00
3.84	212.3	77.1	212.3	405.9	5.60
3.86	213.5	77.2	213.5	406.8	5.62
4.00	222.1	73.3	222.1	421.7	5.64
4.09	227.6	67.5	227.7	427.0	5.71
4.28	239.6	73.2	239.6	432.6	5.93
4.85	274.4	77.0	274.4	475.6	4.77
5.00					

Пролёт 2

x [м]	max M [кНм]	min M [кНм]	A <sub>сн</sub> (I) [см <sup>2</sup> ]	A <sub>св</sub> (I) [см <sup>2</sup> ]	A <sub>сн</sub> [см <sup>2</sup> ]	A <sub>св</sub> [см <sup>2</sup> ]
0.00	-91.0	-199.3	0.00	8.41	0.00	8.41
0.15	-79.4	-178.6	0.00	7.43	0.00	7.43
1.00	-31.0	-100.8	0.00	4.84	0.00	4.84
1.14	-25.8	-91.4	0.00	4.52	0.00	4.52
1.16	-25.1	-90.2	0.00	4.46	0.00	4.46
2.00	-11.0	-54.4	0.00	4.04	0.00	4.04
2.84	-25.1	-52.1	0.00	4.04	0.00	4.04
2.86	-25.8	-52.5	0.00	4.05	0.00	4.05
3.00	-31.0	-55.5	0.00	4.11	0.00	4.11
3.85	-79.4	-104.8	0.00	4.23	0.00	4.23
4.00	-90.9	-119.5	0.00	4.85	0.00	5.68

x [м]	V <sub>ed</sub> [кН]	V <sub>rdc</sub> [кН]	V <sub>rds</sub> [кН]	V <sub>rdmax</sub> [кН]	A <sub>sw</sub> /s [см <sup>2</sup> /м]
0.00					
0.15	133.7	77.0	133.7	472.0	4.16
0.72	98.9	73.2	118.6	423.5	3.00
1.00	81.4	64.8	113.3	404.4	3.00
1.14	72.8	63.9	109.9	392.2	3.00
1.16	71.6	63.8	109.7	391.3	3.00
2.00	22.7	55.7			3.00
2.84	44.6	55.7			3.00
2.86	45.6	55.8			3.00

3.00	53.2	56.6			3.00
3.28 h0	68.5	58.1	121.8	434.5	3.00
3.85 o	99.1	70.0	133.5	476.4	3.29
4.00					

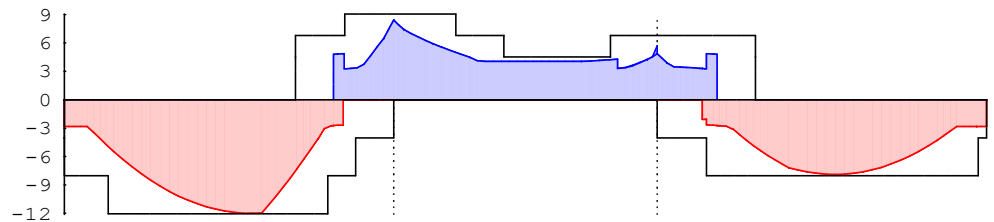
Пролёт 3

x [м]	max M [кНм]	min M [кНм]	A <sub>сн</sub> (I) [см <sup>2</sup> ]	A <sub>св</sub> (I) [см <sup>2</sup> ]	A <sub>сн</sub> [см <sup>2</sup> ]	A <sub>св</sub> [см <sup>2</sup> ]
-0.00	-91.0	-119.6	0.00	4.85	0.00	5.68
0.00	-91.0	-119.6	0.00	4.85	0.00	4.85
0.15 o	-73.7	-96.4	0.00	3.88	0.00	3.88
0.91	32.8	-0.1	2.72	4.79	2.72	4.79
0.91	33.1	0.1	2.72	0.00	2.72	0.00
1.00	45.3	7.2	2.76	0.00	2.76	0.00
1.14	63.5	17.8	3.08	0.00	3.08	0.00
1.16	66.0	19.2	3.16	0.00	3.16	0.00
2.00	148.7	65.4	7.17	0.00	7.17	0.00
2.69 *	163.6	82.3	7.89	0.00	7.89	0.00
3.00	160.6	83.6	7.74	0.00	7.74	0.00
4.00	111.0	61.7	5.33	0.00	5.33	0.00
4.85 o	20.6	11.8	2.82	0.00	2.82	0.00
5.00	0.0	0.0	2.82	0.00	2.82	0.00

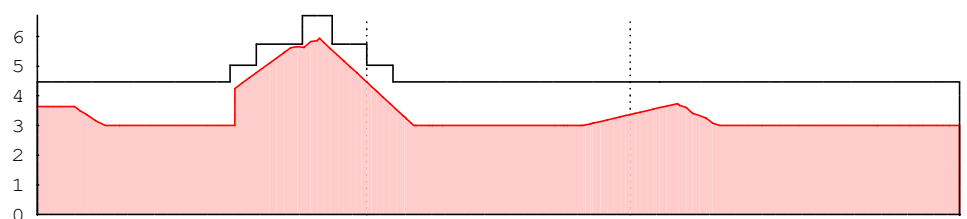
x [м]	V <sub>ed</sub> [кН]	V <sub>rdc</sub> [кН]	V <sub>rds</sub> [кН]	V <sub>rdmax</sub> [кН]	A <sub>sw</sub> /s [см <sup>2</sup> /м]
-0.00					
0.00					
0.15 o	186.4	70.0	186.4	483.8	3.45
0.72 h0	151.6	66.5	151.6	434.5	3.74
0.91	139.8	67.6	139.8	428.4	3.49
0.91	139.7	67.6	139.7	428.4	3.49
1.00	134.2	68.5	134.2	425.6	3.37
1.14	125.6	67.6	125.6	412.9	3.26
1.16	124.3	67.5	124.3	411.9	3.23
2.00	72.7	67.5	115.3	411.6	3.00
3.00	18.8	67.5			3.00
4.00	80.3	67.5	115.3	411.3	3.00
4.43 h0	107.0	67.5	115.3	411.6	3.00
4.85 o	132.6	67.5	132.6	411.9	3.00
5.00					

Констр. арматуры

Продольная арматура A<sub>s</sub> [см<sup>2</sup>]  
 M = 1 :115

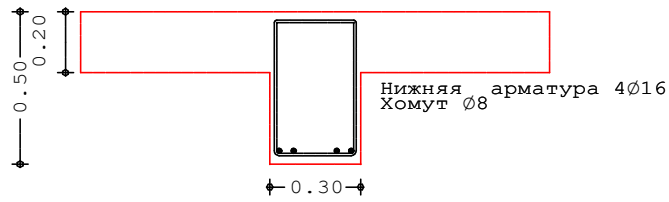


Поперечная арматура A<sub>sw</sub>/s [см<sup>2</sup>/м]  
 M = 1 :115



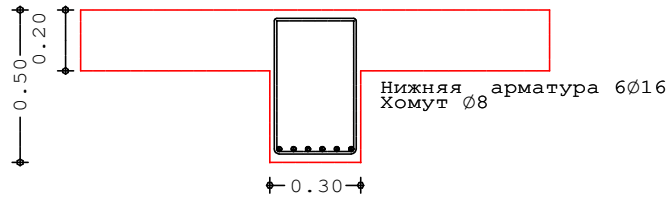
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой  $x = 0.00$



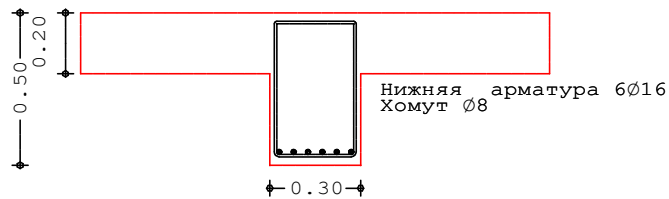
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой  $x = 1.00$



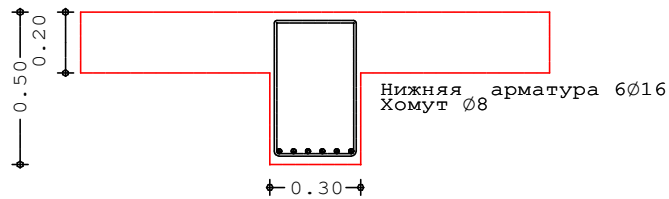
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой  $x = 2.00$



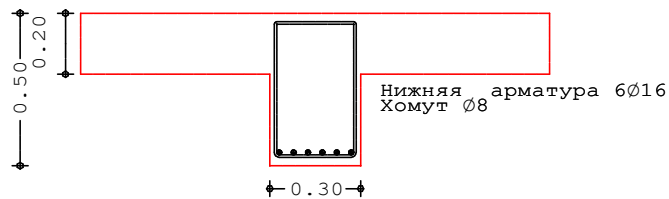
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой  $x = 2.83$



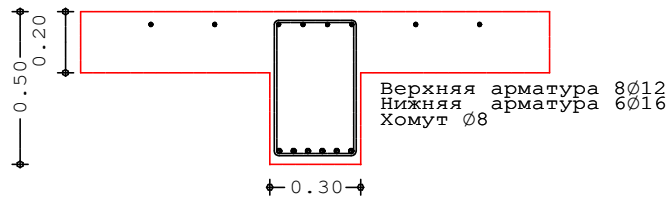
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой  $x = 3.00$



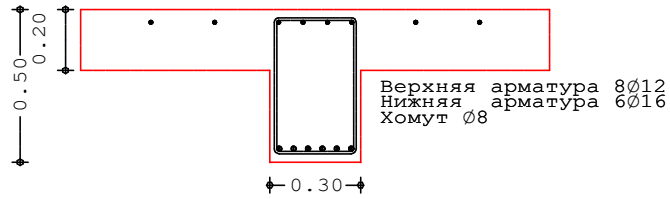
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 3.84



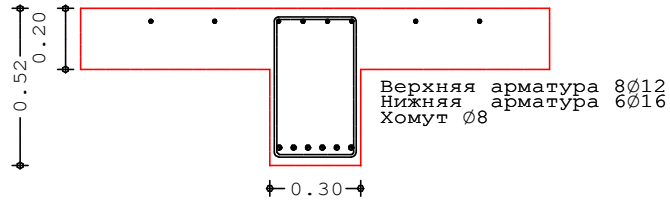
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 3.86



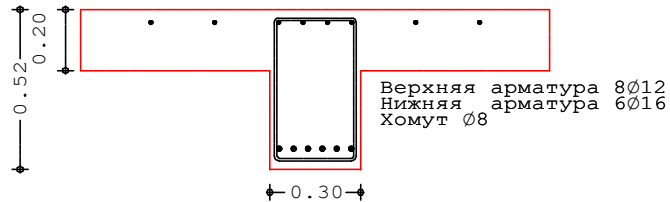
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 4.00



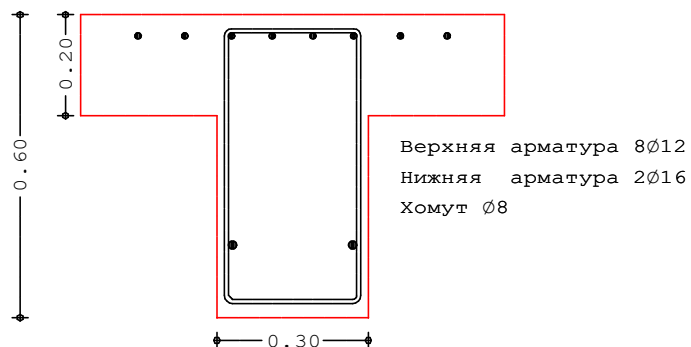
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 4.09



Пролет 2  
М = 1 :15

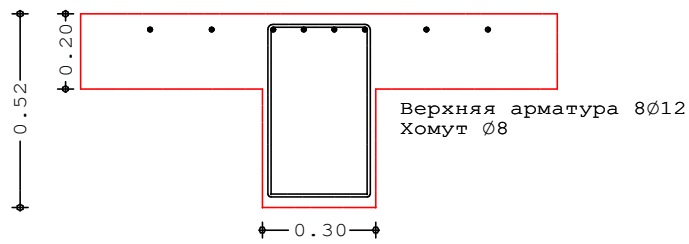
схема армирования сечения с координатой x = 0.15





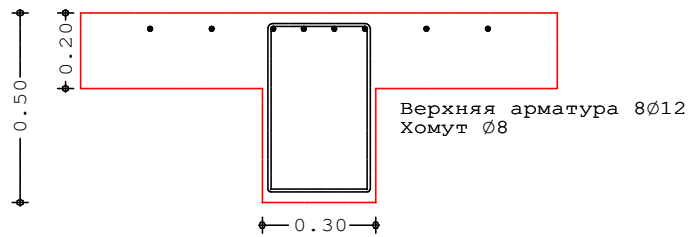
Пролет 2  
М = 1 : 20

схема армирования сечения с координатой  $x = 1.00$



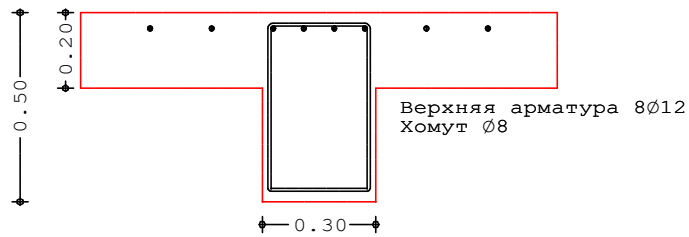
Пролет 2  
М = 1 : 20

схема армирования сечения с координатой  $x = 1.14$



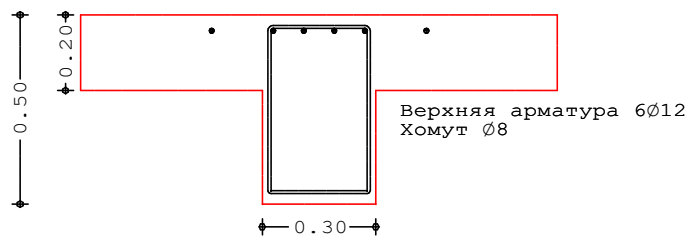
Пролет 2  
М = 1 : 20

схема армирования сечения с координатой  $x = 1.16$



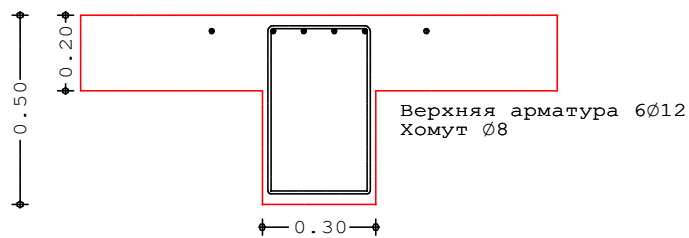
Пролет 2  
М = 1 : 20

схема армирования сечения с координатой  $x = 2.00$



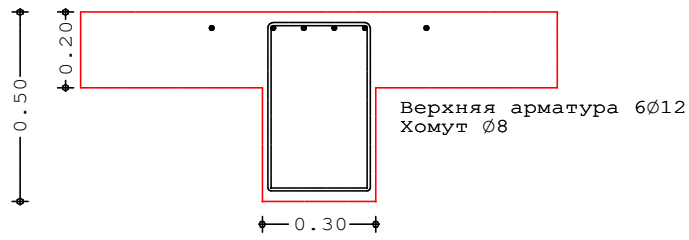
Пролет 2  
М = 1 : 20

схема армирования сечения с координатой  $x = 2.84$



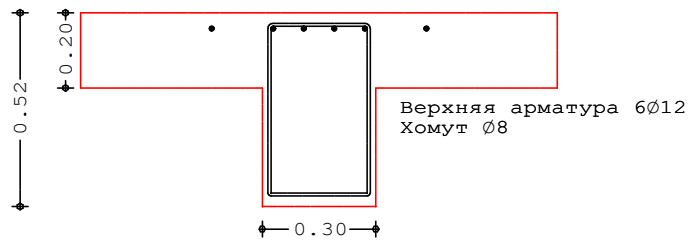
Пролет 2  
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой  $x = 2.86$



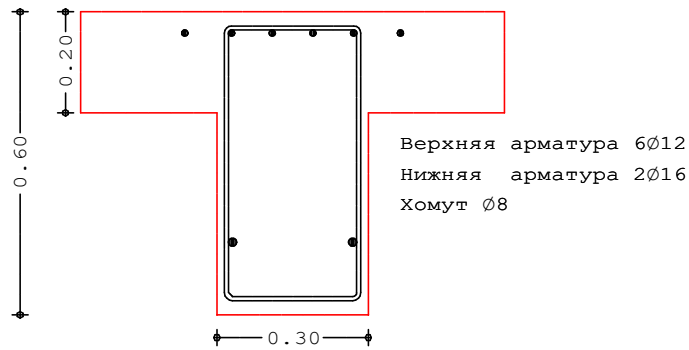
Пролет 2  
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой  $x = 3.00$



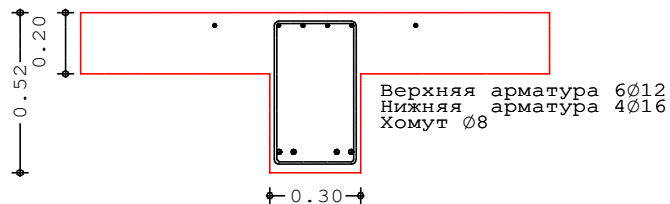
Пролет 2  
М = 1 :15

схема армирования сечения с координатой  $x = 4.00$



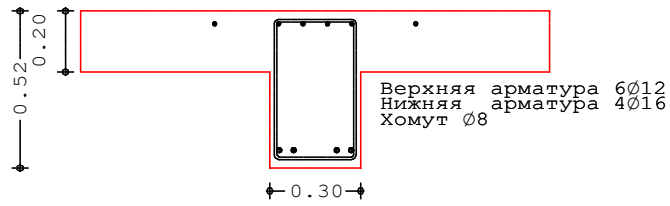
Пролет 3  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой  $x = 0.91$



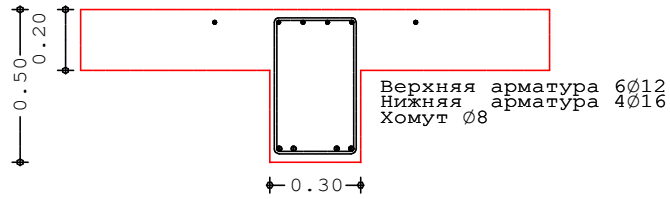
Пролет 3  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.00



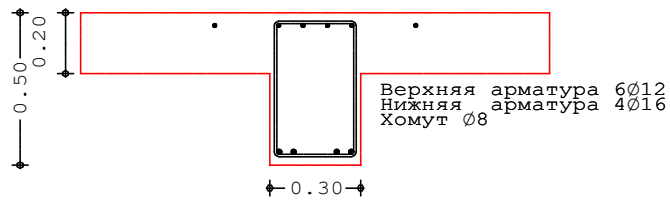
Пролет 3  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.14



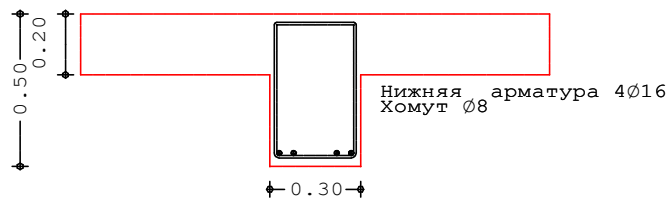
Пролет 3  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 1.16



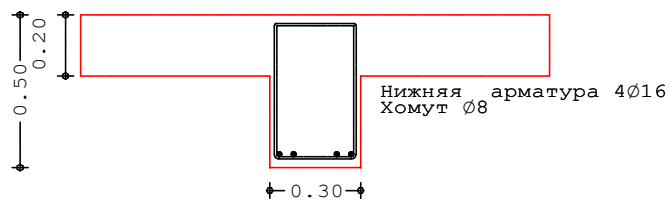
Пролет 3  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 2.00



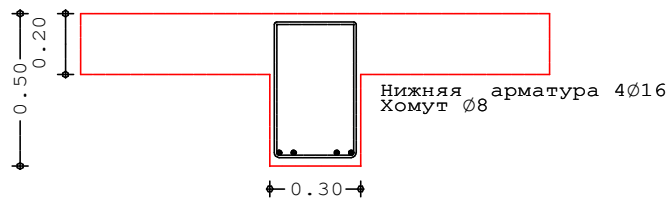
Пролет 3  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 3.00



Пролет 3  
 М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 4.00



Продольн. арм.

пролёт	тип	кол.	$d_s$	ряд	$A_{s1}$	a	l
опора			[мм]		[см <sup>2</sup> ]	[м]	[м]
1	н	2	16	1	4.02	-0.31	5.93
1	н	2	16	1	8.04	-0.31	5.35
1	н	2	16	1	12.06	0.36	3.96
3	н	2	16	1	4.02	-0.62	5.93
3	н	2	16	1	8.04	0.44	4.75

Продольн. арм.

пролёт	тип	кол.	$d_s$	ряд	$A_{s1}$	a	l
опора			[мм]		[см <sup>2</sup> ]	[м]	[м]
В	в	2	12	1	6.79	3.28	3.86
С	в	4	12	1	4.52	-1.72	7.45
В	в	2	12	1	9.05	3.79	2.62
С	в	2	12	1	6.79	2.83	2.90

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

Пролёт	кол.	срез.	$d_s$	s	$A_{sw}/s$	a	l
			[мм]	[см]	[см <sup>2</sup> /м]	[м]	[м]
1	14	2	8	23	4.47	0.00	2.93
1	2	2	8	20	5.03	2.93	0.40
1	4	2	8	18	5.74	3.33	0.70
1	3	2	8	15	6.70	4.03	0.45
1	3	2	8	18	5.74	4.48	0.53
1	2	2	8	20	5.03	5.00	0.40
2	18	2	8	23	4.47	0.40	4.05
3	21	2	8	23	4.47	0.45	4.72

Тип арматуры	d	длина	кол.	вес
	[мм]	м		[кН]
стержневая арматура	12	48.56		0.42
стержневая арматура	16	51.84		0.80
хомуты	8		68	

Поперечная арматура препятствующая срезу между полкой и стенкой

$V_{rdc} = 0.48 \text{ МПа}$ ,  $V_{rdmax} = 4.50 \text{ МПа}$ ,  $d = 8 \text{ мм}$

Про-лет	x	$V_{ed}$	$A_{sw}/S$	S	n	$A_{sw}/S$
	[м]	[МПа]	[см <sup>2</sup> /м]	[см]		[см <sup>2</sup> /м]
1	0.00	0.75	4.29	22	1x2	4.57
	0.22	0.69	3.99	24	1x2	4.19
	0.46	0.49	2.53	38	1x2	2.65
	3.11	0.44	0.00	20	1x2	5.03
	3.31	0.86	4.92	18	2x2	5.59
	3.67	0.95	5.44	16	3x2	6.28
	4.15	0.93	5.32	6	4x2	16.76
	4.39	2.18	12.55	8	1x2	12.57
	4.47	2.07	11.88	6	9x2	16.76
2	0.01	1.32	7.59	12	1x2	8.38
	0.13	1.23	7.10	14	5x2	7.18
	0.83	1.06	6.10	16	2x2	6.28
	1.15	0.88	5.09	18	1x2	5.59
	1.33	0.73	4.19	22	1x2	4.57
	1.55	0.22	0.80	32	1x2	3.14
	2.99	0.44	0.00	28	1x2	3.59
	3.27	0.60	3.45	24	1x2	4.19

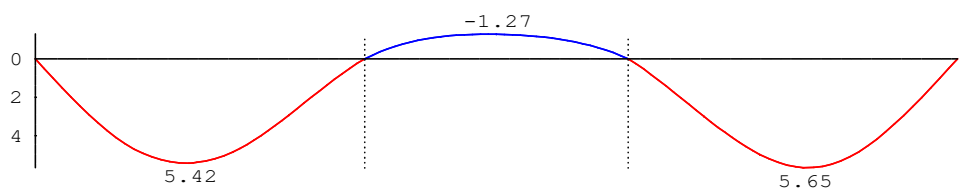
	3.51	0.71	4.09	20	1x2	5.03
	3.71	0.81	4.65	18	1x2	5.59
	3.89	0.90	5.18	10	1x2	10.05
	3.99	0.96	5.52	8	3x2	12.57
3	0.23	1.69	9.74	10	4x2	10.05
	0.63	1.12	6.43	14	1x2	7.18
	0.77	0.93	5.35	18	1x2	5.59
	0.95	0.60	3.45	28	1x2	3.59
	1.23	0.55	3.18	30	1x2	3.35
	1.53	0.47	1.26	40	1x2	2.51
	4.55	0.28	0.00	30	1x2	3.35
	4.85	0.58	3.33	15	1x2	6.70

Трещиностойкость допустимая ширина раскрытия трещин  $w_{lim}=0.30$  мм

Нормальные трещины

Пролет	x [м]	M [кНм]	$M_{срс}$ [кНм]	$\sigma_s$ [МПа]	$A_{c,eff}$ [см <sup>2</sup> ]	$w_k$ [мм]	
1	0.00	0.0	48.1				
	0.15	o	13.5	48.1			
	1.00		72.6	48.1	14.9	270.00	0.15
	2.00		103.8	50.2	14.9	270.00	0.13
	2.83	*	98.2	50.2	14.9	270.00	0.12
	3.00		93.5	50.2	14.9	270.00	0.11
	3.84		27.5	48.1			
	3.86		25.6	48.3			
	4.00		11.6	51.1			
	4.09		2.2	50.6			
	4.85	o	-90.6	-96.9	0.0	0.00	0.00
	5.00		-111.7	-96.9	14.0	714.00	0.19
	2	0.00	-111.7	-96.9	14.0	714.00	0.19
		0.15	o	-99.1	-96.9	14.0	714.00
1.00			-45.0	-88.4	0.0	0.00	0.00
1.14			-38.9	-83.5	0.0	0.00	0.00
1.16			-38.1	-83.2	0.0	0.00	0.00
2.00			-19.7	-82.4	0.0	0.00	0.00
2.84			-30.5	-82.4	0.0	0.00	0.00
2.86			-31.1	-82.8	0.0	0.00	0.00
3.00			-35.9	-87.6	0.0	0.00	0.00
3.85		o	-82.3	-96.0	0.0	0.00	0.00
4.00			-93.5	-96.0	0.0	0.00	0.00
3	0.00	-93.6	-96.0	0.0	0.00	0.00	
	0.15	o	-75.1	-96.0	0.0	0.00	0.00
	0.91		4.0	50.5			
	1.00		11.7	48.9			
	1.14		23.1	46.2			
	1.16		24.7	46.1			
	2.00		75.5	48.1	14.9	270.00	0.16
	2.69	*	91.3	48.1	14.9	270.00	0.20
	3.00		91.8	48.1	14.9	270.00	0.20
	4.00		66.6	48.1	14.9	270.00	0.14
	4.85	o	12.6	48.1			
5.00		0.0	48.1				

Прогибы [мм]  
 M = 1 :115



Прогибы

	Пролет x [м]	M [кНм]	100/ρ <sub>I</sub> [1/m]	100/ρ <sub>II</sub> [1/m]	100/ρ [1/m]	w [мм]
1	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.00	72.6	0.14	0.25	0.20	3.47
	2.00	103.7	0.20	0.25	0.23	5.30
	2.33 *	105.0	0.20	0.25	0.24	5.42
	3.00	93.5	0.18	0.22	0.21	4.84
	3.84	27.5	0.05	0.00	0.05	2.95
	3.86	25.6	0.05	0.00	0.05	2.90
	4.00	11.6	0.02	0.00	0.02	2.52
	4.09	2.2	0.00	0.00	0.00	2.28
	4.09	2.1	0.00	0.00	0.00	2.27
	5.00	-111.7	-0.16	0.00	-0.16	0.00
2	0.00	-111.7	-0.16	0.00	-0.16	-0.00
	1.00	-45.0	-0.09	0.00	-0.09	-1.07
	1.14	-38.9	-0.08	0.00	-0.08	-1.14
	1.16	-38.1	-0.08	0.00	-0.08	-1.14
	2.00 *	-19.7	-0.04	0.00	-0.04	-1.27
	2.84	-30.5	-0.06	0.00	-0.06	-1.07
	2.86	-31.1	-0.06	0.00	-0.06	-1.06
	3.00	-35.9	-0.07	0.00	-0.07	-0.99
	4.00	-93.5	-0.13	0.00	-0.13	-0.00
	4.00	-93.6	-0.13	0.00	-0.13	-0.00
3	0.00	-93.6	-0.13	0.00	-0.13	0.00
	0.00	-93.5	-0.13	0.00	-0.13	0.00
	0.91	3.8	0.01	0.00	0.01	2.33
	0.91	4.0	0.01	0.00	0.01	2.34
	1.00	11.7	0.02	0.00	0.02	2.59
	1.14	23.1	0.04	0.00	0.04	2.97
	1.16	24.7	0.05	0.00	0.05	3.02
	2.00	75.5	0.15	0.26	0.21	4.98
	2.67 *	91.0	0.18	0.31	0.27	5.65
	3.00	91.8	0.18	0.32	0.27	5.54
	4.00	66.6	0.13	0.00	0.13	3.52
	5.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00

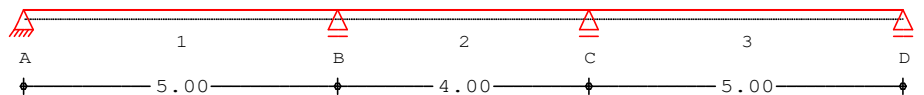
Расчет выполнен модулем 304 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t305**

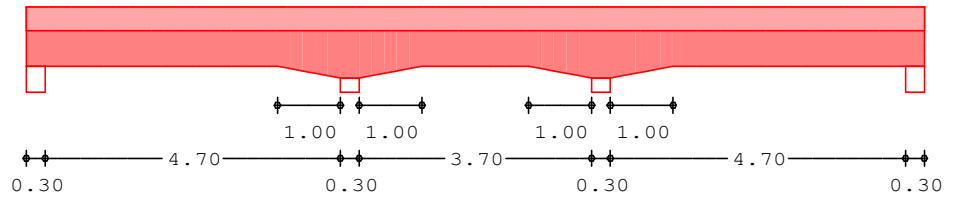
**Трехпролетная балка**

Расчётная схема

M = 1 : 120



M = 1 :120



Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Постоянное воздействие постоянное -
2	Переменное	Категория А: жилые здания переменное Категория-А

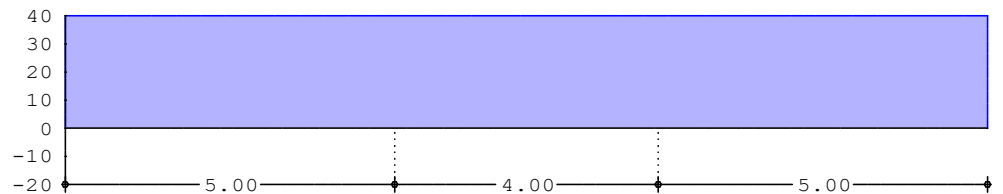
Характеристики

№	$\gamma_F$	$\psi_0$ $\xi$	$\psi_1$	$\psi_2$	группа несоч.	знак	распред по прол.
1	1.35	0.85					
2	1.50	0.70	0.50	0.30			заданн.

Коэффициент управления надежностью конструкции  $K_{FI} = 1.00$   
 Сочетание воздейст. по формуле (6.10) EN 1990

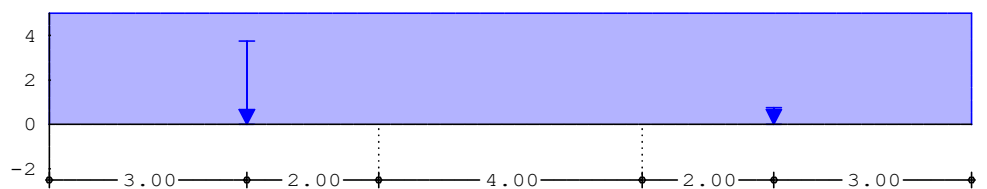
Нагружение

Нагружение 1 постоянное -  $\gamma_f = 1.35$   
 M = 1 :115



	№ Пролёт	a [м]	s [м]	$p_L/P$ [кН/м, кН, кНм]	$p_H/M$
Равномерн.	1 1-3			40.00	

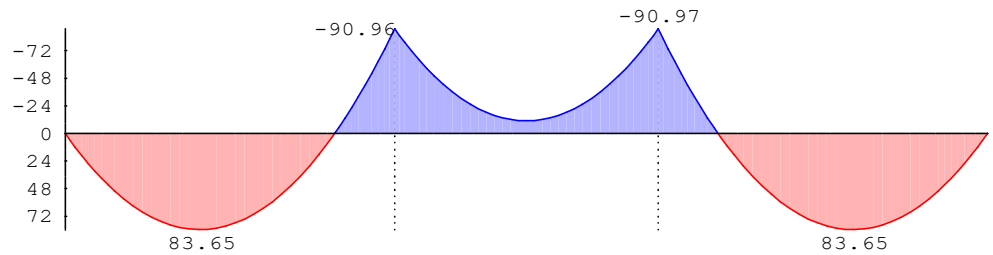
Нагружение 2 переменное Категория-А  $\gamma_f = 1.50$   
 M = 1 :115



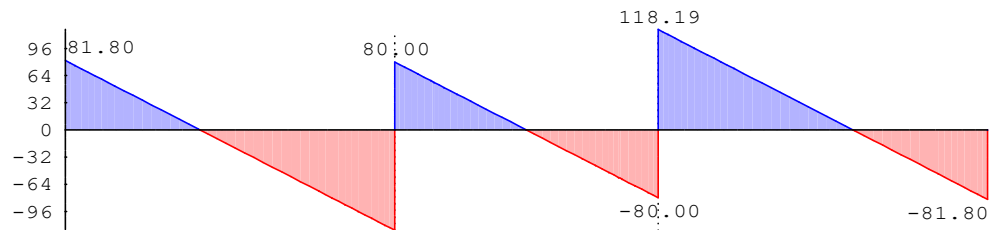
	№ Пролёт	a [м]	s [м]	$p_L/P$ [кН/м, кН, кНм]	$p_H/M$
Равномерн.	1 1-3			5.00	
Сосредот.	1 1	3.00		100.00	
	2 3	2.00		20.00	

Усилия в сечении по линейно упругой теории

Нагружение 1 моменты  $M_{упр}$  [кНм]  
 М = 1 :115



Нагружение 1 поперечные силы  $Q_{упр}$  [кН]  
 М = 1 :115



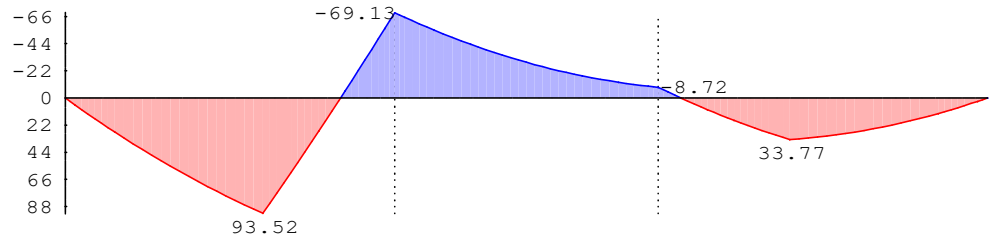
Нагружение 1

Пролёт	x [м]	max $M_{упр}$ [кНм]	min $M_{упр}$ [кНм]	max $Q_{упр}$ [кН]	min $Q_{упр}$ [кН]
1	0.00	0.00	0.00	81.81	81.81
	0.15 о	11.82	11.82	75.81	75.81
	0.62 h0	42.93	42.93	57.05	57.05
	1.00	61.74	61.74	41.81	41.81
	2.00	83.57	83.57	1.81	1.81
	2.05 *	83.65	83.65	-0.00	-0.00
	3.00	65.40	65.40	-38.19	-38.19
	4.00	7.17	7.17	-78.19	-78.19
	4.28 h0	-16.37	-16.37	-89.43	-89.43
4.85 о	-73.69	-73.69	-112.19	-112.19	
5.00	-90.97	-90.97	-118.19	-118.19	
2	0.00	-90.97	-90.97	80.00	80.00
	0.15 о	-79.42	-79.42	74.00	74.00
	0.72 h0	-43.84	-43.84	51.24	51.24
	1.00	-31.00	-31.00	40.00	40.00
	2.00	-10.97	-10.97	0.00	0.00
	3.00	-31.00	-31.00	-40.00	-40.00
	3.28 h0	-43.84	-43.84	-51.24	-51.24
	3.85 о	-79.42	-79.42	-74.00	-74.00
4.00	-90.97	-90.97	-80.00	-80.00	
3	0.00	-90.97	-90.97	118.19	118.19
	0.15 о	-73.69	-73.69	112.19	112.19
	0.72 h0	-16.37	-16.37	89.43	89.43
	1.00	7.17	7.17	78.19	78.19
	2.00	65.40	65.40	38.19	38.19
	2.95 *	83.65	83.65	-0.00	-0.00
	3.00	83.57	83.57	-1.81	-1.81
	4.00	61.74	61.74	-41.81	-41.81
	4.38 h0	42.93	42.93	-57.05	-57.05
	4.85 о	11.82	11.82	-75.81	-75.81
5.00	0.00	0.00	-81.81	-81.81	



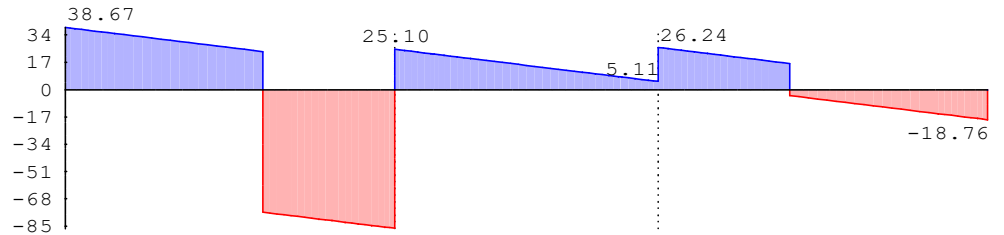
Нагружение 2  
 М = 1 :115

моменты  $M_{упр}$  [кНм]



Нагружение 2  
 М = 1 :115

поперечные силы  $Q_{упр}$  [кН]



Нагружение 2

Пролёт	x [м]	max $M_{упр}$ [кНм]	min $M_{упр}$ [кНм]	max $Q_{упр}$ [кН]	min $Q_{упр}$ [кН]	
1	0.00	0.00	0.00	38.67	38.67	
	0.15	o	5.74	37.92	37.92	
	0.62	h0	22.98	22.98	35.58	35.58
	1.00		36.16	36.16	33.67	33.67
	2.00		67.34	67.34	28.67	28.67
	3.00	*	93.52	93.52	23.67	23.67
	4.00		14.68	14.68	-81.33	-81.33
	4.28	h0	-8.37	-8.37	-82.73	-82.73
	4.85	o	-56.24	-56.24	-85.58	-85.58
5.00		-69.14	-69.14	-86.33	-86.33	
2	0.00		-69.14	25.11	25.11	
	0.15	o	-65.43	24.36	24.36	
	0.72	h0	-52.38	21.51	21.51	
	1.00		-46.54	20.11	20.11	
	2.00		-28.93	15.11	15.11	
	3.00		-16.33	10.11	10.11	
	3.28	h0	-13.69	8.70	8.70	
	3.85	o	-9.54	5.86	5.86	
	4.00		-8.72	5.11	5.11	
3	0.00		-8.72	26.24	26.24	
	0.15	o	-4.84	25.49	25.49	
	0.72	h0	8.85	22.65	22.65	
	1.00		15.02	21.24	21.24	
	2.00	*	33.77	-3.76	-3.76	
	3.00		27.51	-8.76	-8.76	
	4.00		16.25	-13.76	-13.76	
	4.38	h0	10.65	-15.66	-15.66	
	4.85	o	2.76	-18.01	-18.01	
5.00		0.00	-18.76	-18.76		

Реакции опор

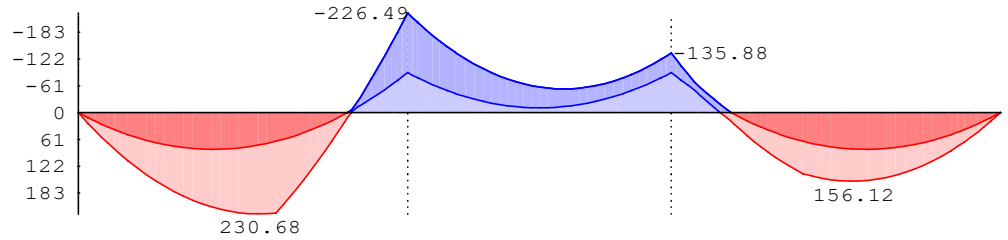
Воздействие	опора	max [кН]	min [кН]
1	A	81.81	81.81
	B	198.19	198.19
	C	198.19	198.19
	D	81.81	81.81
2	A	38.67	38.67
	B	111.43	111.43
	C	21.14	21.14

D	18.76	18.76
---	-------	-------

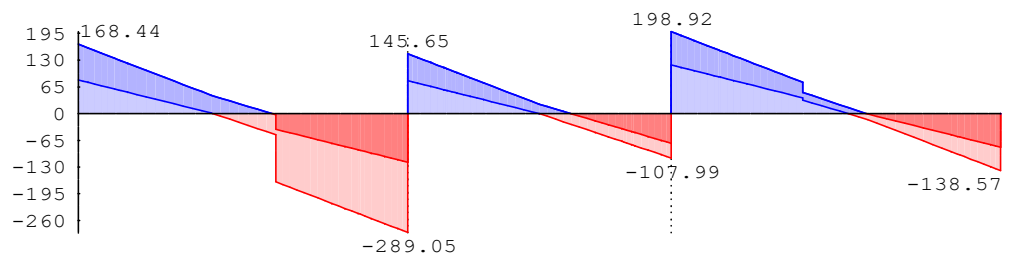
PCY

Сочетания усилий согласно п.6.4.3 MSZ EN 1990:2011  
 Основы проектирования несущих конструкций.  
 основные сочетания усилий

Момент M [кНм]  
 M = 1 :115



Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий  
 M = 1 :115



Пролёт	x [м]	max Mpcy [кНм]	min Mpcy [кНм]	max Qpcy [кН]	min Qpcy [кН]
1	0.00	0.00	0.00	168.45	81.81
	0.15	24.58	11.82	159.22	75.81
	0.62	92.49	42.97	130.38	57.05
	1.00	137.59	61.74	106.95	41.81
	2.00	213.83	83.57	45.45	1.81
	2.74	230.68	74.02	9.71	-37.47
	3.00	228.59	65.42	-2.69	-51.56
	4.00	31.71	7.17	-78.19	-227.55
	4.28	-16.33	-34.59	-89.43	-244.84
	4.85	-73.69	-183.85	-112.19	-279.83
5.00	-90.97	-226.52	-118.19	-289.05	
2	0.00	-90.97	-226.52	145.66	80.00
	0.15	-79.42	-205.36	136.43	74.00
	0.72	-43.79	-137.69	101.44	51.24
	1.00	-31.00	-111.66	84.16	40.00
	2.00	-10.97	-58.20	22.66	0.00
	3.00	-31.00	-66.34	-24.84	-54.00
	3.28	-43.79	-79.64	-38.19	-69.17
	3.85	-79.42	-121.53	-65.22	-99.90
4.00	-90.97	-135.89	-72.34	-108.00	
3	0.00	-90.97	-135.89	198.93	118.19
	0.15	-73.69	-106.74	189.70	112.19
	0.72	-3.04	-22.05	154.71	89.43
	1.00	32.21	7.17	137.43	78.19
	2.00	138.97	65.42	75.93	38.19
	2.75	156.12	82.79	11.24	-2.91
	3.00	154.08	83.57	-1.81	-15.57
	4.00	107.72	61.74	-41.81	-77.07
	4.38	73.99	42.97	-57.05	-100.50
	4.85	20.09	11.82	-75.81	-129.35
5.00	0.00	0.00	-81.81	-138.57	

Сочетания  
реакций в опорах

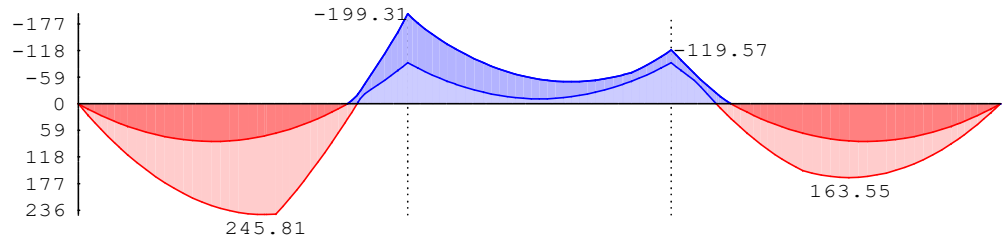
Сочетание	опора	max [кН]	min [кН]
основные РСУ	A	168.45	81.81
	B	434.71	198.19
	C	299.27	198.19
	D	138.57	81.81

Перераспр. моментов

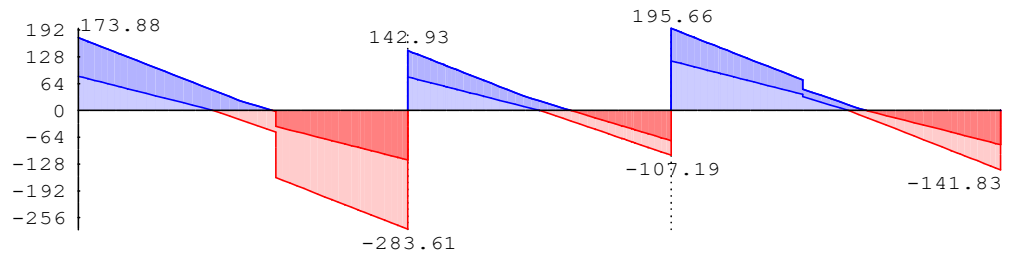
В      С  
 -----  
 12.0% 12.0%

Результаты после перераспределения моментов.  
основные сочетания усилий

Момент М [кНм]  
М = 1 :115



Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий  
М = 1 :115



Пролёт	x [м]	max М <sub>рсу</sub> [кНм]	min М <sub>рсу</sub> [кНм]	max Q <sub>рсу</sub> [кН]	min Q <sub>рсу</sub> [кН]	
1	0.00	0.00	0.00	173.88	81.81	
	0.15	o	25.39	164.66	75.81	
	0.56	h0	88.26	39.76	139.20	59.25
	1.00		143.03	61.74	112.38	41.81
	2.00		224.70	83.57	50.88	1.81
	2.83	*	245.81	71.41	5.52	-42.24
	3.00		244.90	65.42	-2.69	-51.56
	4.00		53.45	7.17	-78.19	-222.13
	4.28	h0	-11.81	-29.52	-89.55	-239.58
	4.85	o	-73.69	-158.06	-112.19	-274.36
5.00		-90.97	-199.34	-118.19	-283.62	
2	0.00	-90.97	-199.34	142.94	80.00	
	0.15	o	-79.42	-178.59	133.71	74.00
	0.72	h0	-43.95	-122.62	98.88	51.36
	1.00		-31.00	-100.81	81.42	40.00
	2.00		-10.97	-54.36	22.66	0.00
	3.00		-31.00	-55.49	-24.84	-53.18
	3.28	h0	-43.95	-64.43	-38.33	-68.52
	3.85	o	-79.42	-104.82	-65.22	-99.07
	4.00		-90.97	-119.58	-72.34	-107.19
3	0.00	-90.97	-119.58	195.67	118.19	
	0.15	o	-73.69	-96.35	186.44	112.19
	0.72	h0	4.75	-19.64	151.63	89.55
	1.00		45.26	7.17	134.18	78.19
	2.00		148.75	65.42	72.67	38.19
	2.69	*	163.55	82.29	13.45	-0.39

3.00	160.61	83.57	-1.81	-18.83
4.00	110.98	61.74	-41.81	-80.33
4.43 h0	70.40	39.88	-59.17	-107.02
4.85 o	20.58	11.82	-75.81	-132.61
5.00	0.00	0.00	-81.81	-141.83

Сочетания  
реакций в опорах

Сочетание	опора	max [кН]	min [кН]
основные РСУ	A	173.88	81.81
	B	426.56	198.19
	C	298.73	198.19
	D	141.83	81.81

Расчёт по прочности

Согласно MSZ EN 1992-1-1: Проект. бетонных констр.  
**Бетон C25/30, хомуты S400** **f<sub>yk</sub>=400МПа**  
**верхняя S500** **f<sub>yk</sub>=500МПа f<sub>tk</sub>=525МПа**  
**нижняя S500** **f<sub>yk</sub>=500МПа f<sub>tk</sub>=525МПа**

Защитный слой

Пролёт	аз н [мм]	аз в [мм]	аз б [мм]	а н [см]	а в [см]
1	28	28	15	3.6	3.4
2	28	28	15		3.4
3	28	28	15	3.4	3.4

Пролёт 1

x [м]	max M [кНм]	min M [кНм]	A <sub>sh</sub> (I) [см <sup>2</sup> ]	A <sub>sv</sub> (I) [см <sup>2</sup> ]	A <sub>sh</sub> [см <sup>2</sup> ]	A <sub>sv</sub> [см <sup>2</sup> ]
0.00	0.0	0.0	2.82	0.00	2.82	0.00
0.15 o	25.4	11.8	2.82	0.00	2.82	0.00
1.00	143.0	61.7	6.92	0.00	6.92	0.00
2.00	224.7	83.6	10.94	0.00	10.94	0.00
2.83 *	245.8	71.4	11.99	0.00	11.99	0.00
3.00	244.9	65.4	11.94	0.00	11.94	0.00
3.84	88.3	19.2	4.25	0.00	4.25	0.00
3.86	84.0	17.8	4.06	0.00	4.06	0.00
4.00	53.5	7.2	2.89	0.00	2.89	0.00
4.09	33.3	0.0	2.72	0.00	2.72	5.32
4.85 o	-73.7	-158.1	0.00	6.50	0.00	6.50
5.00	-91.0	-199.3	0.00	8.41	0.00	8.41

x [м]	V <sub>Ed</sub> [кН]	V <sub>rdc</sub> [кН]	V <sub>rds</sub> [кН]	V <sub>rdmax</sub> [кН]	A <sub>sw</sub> /s [см <sup>2</sup> /м]
0.00					
0.15 o	164.7	67.4	164.7	410.2	3.64
0.56 h0	139.2	67.4	139.2	410.0	3.64
1.00	112.4	77.1	114.8	405.4	3.03
2.00	50.9	77.1			3.00
3.00	51.6	77.1			3.00
3.84	212.3	77.1	212.3	405.9	5.60
3.86	213.5	77.2	213.5	406.8	5.62
4.00	222.1	73.3	222.1	421.7	5.64
4.09	227.6	67.5	227.7	427.0	5.71
4.28 h0	239.6	73.2	239.6	432.6	5.93
4.85 o	274.4	77.0	274.4	475.6	4.77
5.00					

Пролёт 2

x [м]	max M [кНм]	min M [кНм]	A <sub>sh</sub> (I) [см <sup>2</sup> ]	A <sub>sv</sub> (I) [см <sup>2</sup> ]	A <sub>sh</sub> [см <sup>2</sup> ]	A <sub>sv</sub> [см <sup>2</sup> ]
0.00	-91.0	-199.3	0.00	8.41	0.00	8.41
0.15 o	-79.4	-178.6	0.00	7.43	0.00	7.43
1.00	-31.0	-100.8	0.00	4.84	0.00	4.84
1.14	-25.8	-91.4	0.00	4.52	0.00	4.52
1.16	-25.1	-90.2	0.00	4.49	0.00	4.49
2.00	-11.0	-54.4	0.00	4.49	0.00	4.49
2.84	-25.1	-52.1	0.00	4.49	0.00	4.49
2.86	-25.8	-52.5	0.00	4.49	0.00	4.49
3.00	-31.0	-55.5	0.00	4.55	0.00	4.55

3.85	o	-79.4	-104.8	0.00	4.23	0.00	4.23
4.00		-90.9	-119.5	0.00	4.85	0.00	5.68

x [м]		V <sub>Ed</sub> [кН]	V <sub>rdc</sub> [кН]	V <sub>rds</sub> [кН]	V <sub>rdmax</sub> [кН]	A <sub>sw</sub> /s [см <sup>2</sup> /м]
0.00						
0.15	o	133.7	77.0	133.7	472.0	4.16
0.72	h0	98.9	73.2	118.6	423.5	3.00
1.00		81.4	64.8	113.3	404.4	3.00
1.14		72.8	63.9	109.9	392.2	3.00
1.16		71.6	63.8	109.7	391.3	3.00
2.00		22.7	55.7			3.00
2.84		44.6	63.8			3.00
2.86		45.6	63.9			3.00
3.00		53.2	64.8			3.00
3.28	h0	68.5	66.5	119.8	427.6	3.00
3.85	o	99.1	70.0	133.5	476.4	3.29
4.00						

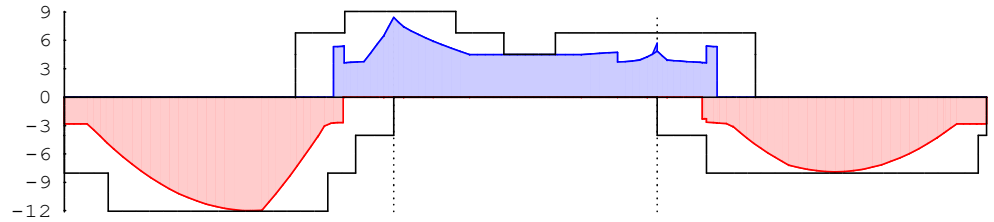
Пролёт 3

x [м]		max M [кНм]	min M [кНм]	A <sub>sh</sub> (I) [см <sup>2</sup> ]	A <sub>sb</sub> (I) [см <sup>2</sup> ]	A <sub>sh</sub> <sup>2</sup> [см <sup>2</sup> ]	A <sub>sb</sub> <sup>2</sup> [см <sup>2</sup> ]
-0.00		-91.0	-119.6	0.00	4.85	0.00	5.68
0.00		-91.0	-119.6	0.00	4.85	0.00	4.85
0.15	o	-73.7	-96.4	0.00	3.89	0.00	3.89
0.91		32.8	-0.1	2.72	5.32	2.72	5.32
0.91		33.1	0.1	2.72	0.00	2.72	0.00
1.00		45.3	7.2	2.76	0.00	2.76	0.00
1.14		63.5	17.8	3.08	0.00	3.08	0.00
1.16		66.0	19.2	3.16	0.00	3.16	0.00
2.00		148.7	65.4	7.17	0.00	7.17	0.00
2.69	*	163.6	82.3	7.89	0.00	7.89	0.00
3.00		160.6	83.6	7.74	0.00	7.74	0.00
4.00		111.0	61.7	5.33	0.00	5.33	0.00
4.85	o	20.6	11.8	2.82	0.00	2.82	0.00
5.00		0.0	0.0	2.82	0.00	2.82	0.00

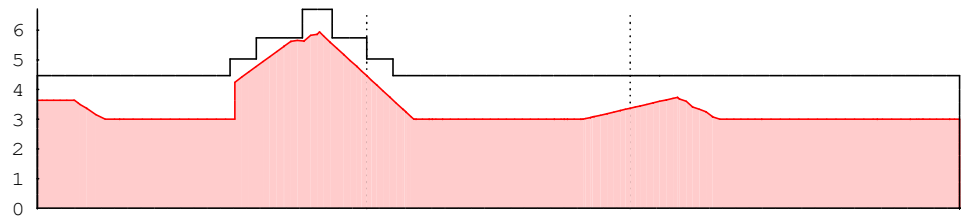
x [м]		V <sub>Ed</sub> [кН]	V <sub>rdc</sub> [кН]	V <sub>rds</sub> [кН]	V <sub>rdmax</sub> [кН]	A <sub>sw</sub> /s [см <sup>2</sup> /м]
-0.00						
0.00						
0.15	o	186.4	70.0	186.4	483.8	3.45
0.72	h0	151.6	66.5	151.6	434.5	3.74
0.91		139.8	67.6	139.8	428.4	3.49
0.91		139.7	67.6	139.7	428.4	3.49
1.00		134.2	68.5	134.2	425.6	3.37
1.14		125.6	67.6	125.6	412.9	3.26
1.16		124.3	67.5	124.3	411.9	3.23
2.00		72.7	67.5	115.3	411.6	3.00
3.00		18.8	67.5			3.00
4.00		80.3	67.5	115.3	411.3	3.00
4.43	h0	107.0	67.5	115.3	411.6	3.00
4.85	o	132.6	67.5	132.6	411.9	3.00
5.00						

Констр. арматуры

Продольная арматура  $A_s$  [см<sup>2</sup>]  
М = 1 :115

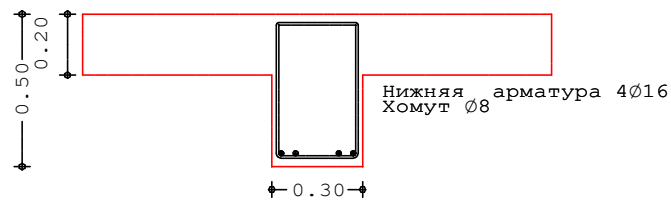


Поперечная арматура  $A_{sw}/s$  [см<sup>2</sup>/м]  
М = 1 :115



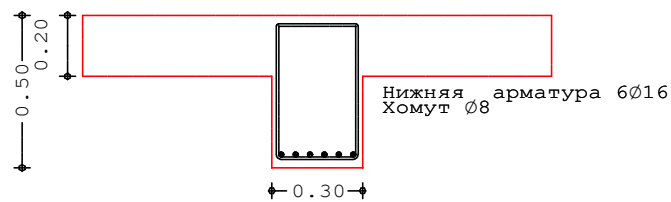
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой  $x = 0.00$



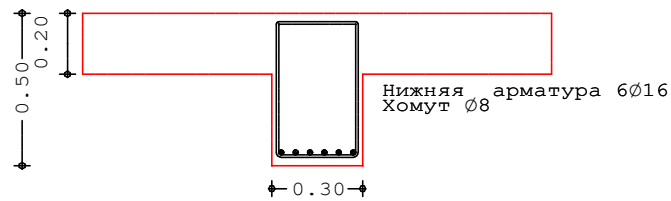
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой  $x = 1.00$



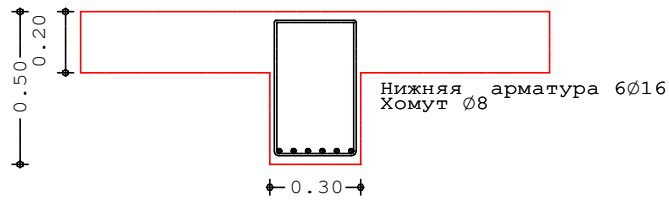
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой  $x = 2.00$



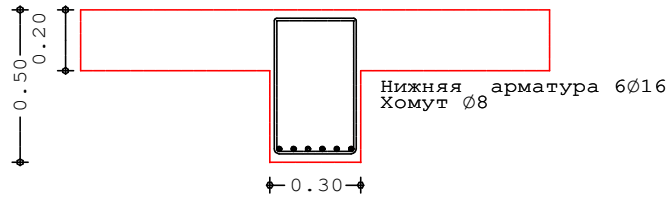
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 2.83



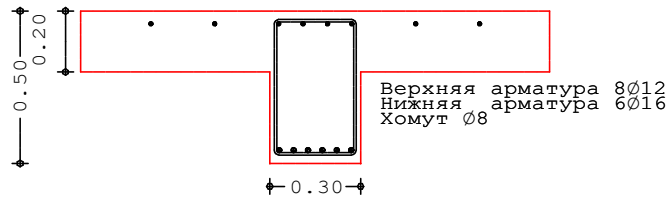
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 3.00



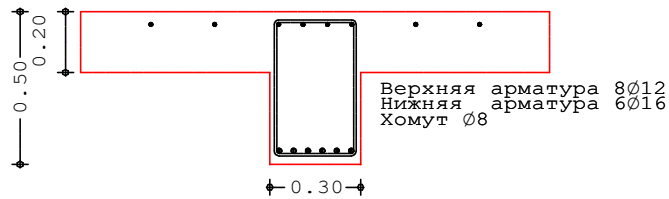
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 3.84



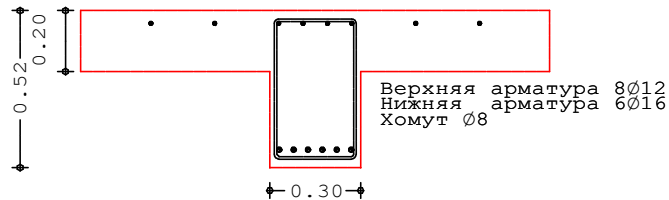
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 3.86



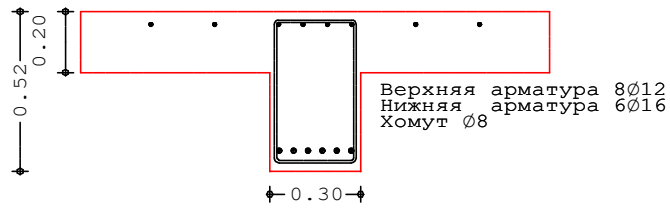
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 4.00



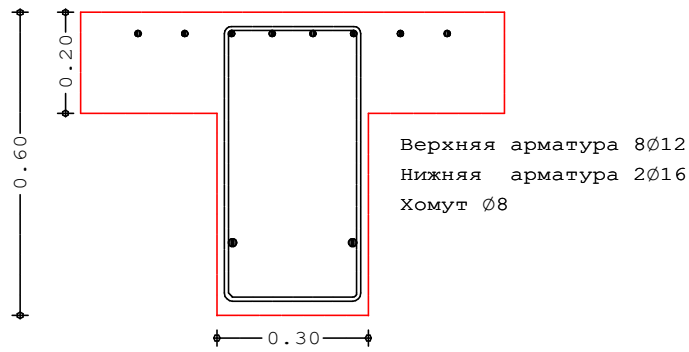
Пролет 1  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 4.09



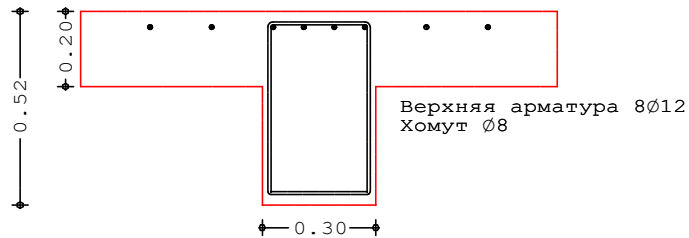
Пролет 2  
М = 1 :15

схема армирования сечения с координатой x = 0.15



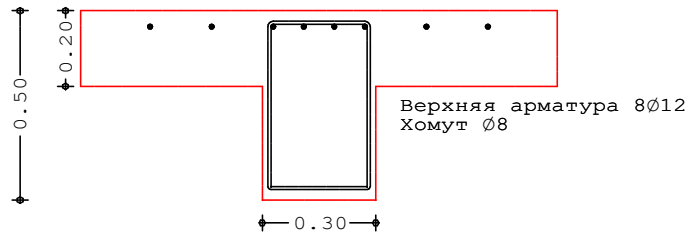
Пролет 2  
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой x = 1.00



Пролет 2  
М = 1 :20

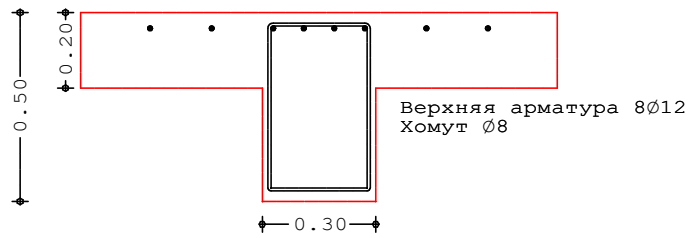
схема армирования сечения с координатой x = 1.14





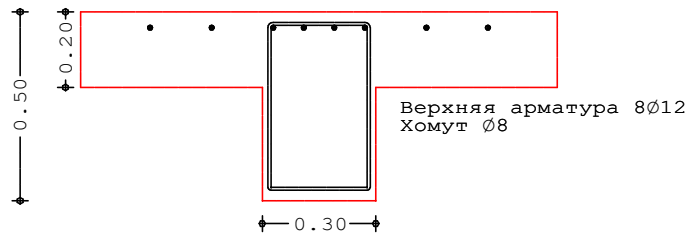
Пролет 2  
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой  $x = 1.16$



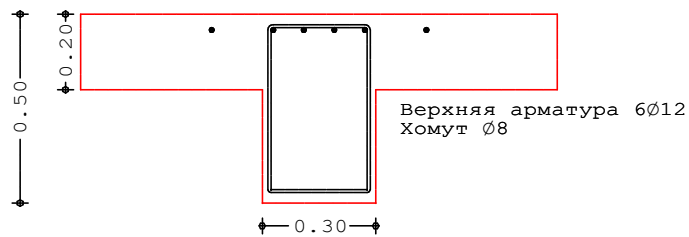
Пролет 2  
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой  $x = 2.00$



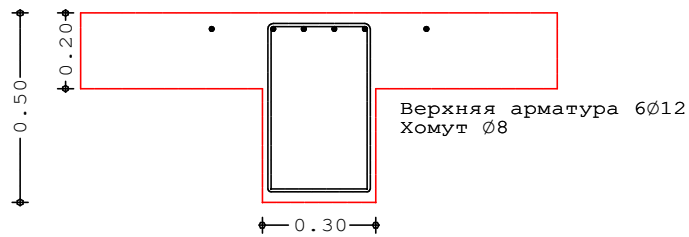
Пролет 2  
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой  $x = 2.84$



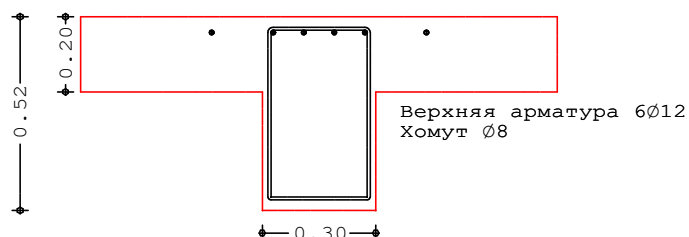
Пролет 2  
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой  $x = 2.86$



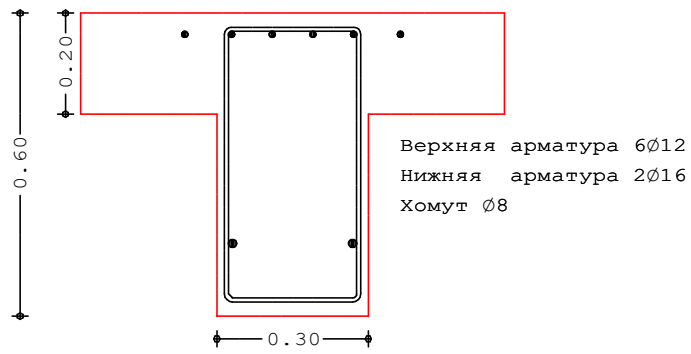
Пролет 2  
М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой  $x = 3.00$



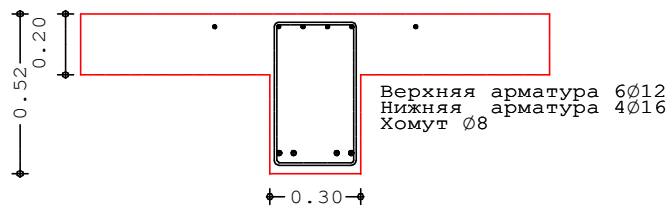
Пролет 2  
М = 1 :15

схема армирования сечения с координатой  $x = 4.00$



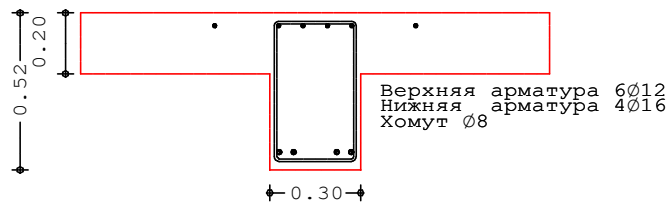
Пролет 3  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой  $x = 0.91$



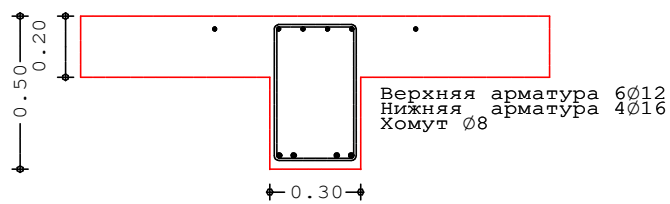
Пролет 3  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой  $x = 1.00$



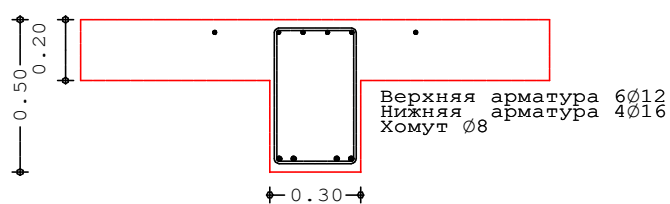
Пролет 3  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой  $x = 1.14$



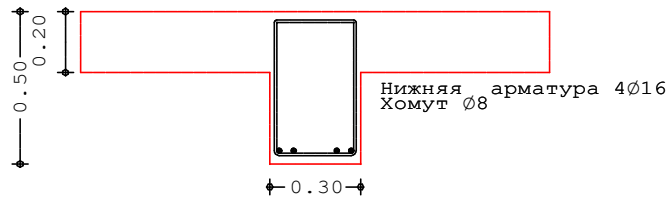
Пролет 3  
М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой  $x = 1.16$



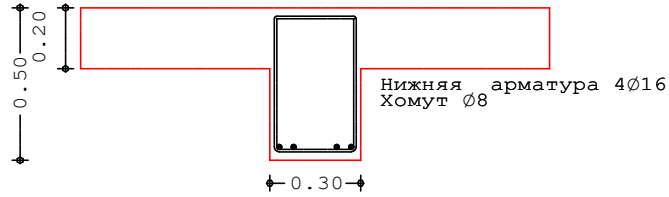
Пролет 3  
 М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 2.00



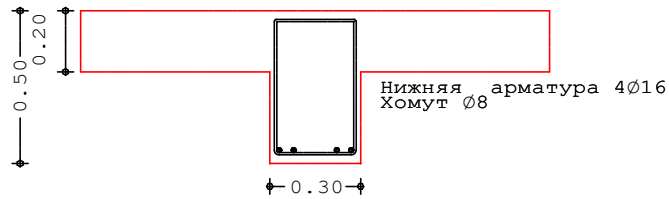
Пролет 3  
 М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 3.00



Пролет 3  
 М = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 4.00



Продольн. арм.

пролёт	тип	кол.	$d_s$	ряд	$A_{s1}$	a	l
опора			[мм]		[ $см^2$ ]	[м]	[м]
1	н	2	16	1	4.02	-0.31	5.93
1	н	2	16	1	8.04	-0.31	5.35
1	н	2	16	1	12.06	0.36	3.96
3	н	2	16	1	4.02	-0.62	5.93
3	н	2	16	1	8.04	0.44	4.75

Продольн. арм.

пролёт	тип	кол.	$d_s$	ряд	$A_{s1}$	a	l
опора			[мм]		[ $см^2$ ]	[м]	[м]
В	в	2	12	1	6.79	3.28	3.86
С	в	4	12	1	4.52	-1.72	7.45
В	в	2	12	1	9.05	3.79	2.62
С	в	2	12	1	6.79	1.99	3.73

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

Пролёт	кол.	срез.	$d_s$	s	$A_{sy}/s$	a	l
			[мм]	[см]	[ $см^2/м$ ]	[м]	[м]
1	14	2	8	23	4.47	0.00	2.93
1	2	2	8	20	5.03	2.93	0.40
1	4	2	8	18	5.74	3.33	0.70
1	3	2	8	15	6.70	4.03	0.45
1	3	2	8	18	5.74	4.48	0.53
1	2	2	8	20	5.03	5.00	0.40
2	18	2	8	23	4.47	0.40	4.05
3	21	2	8	23	4.47	0.45	4.72

Тип арматуры	d [мм]	длина [м]	кол.	вес [кН]
стержневая арматура	12	50.22		0.44
стержневая арматура	16	51.84		0.80
хомуты	8		68	

Поперечная арматура препятствующая срезу между полкой и стенкой

$$V_{rdc} = 0.48 \text{ МПа}, \quad V_{rdmax} = 4.50 \text{ МПа}, \quad d = 8 \text{ мм}$$

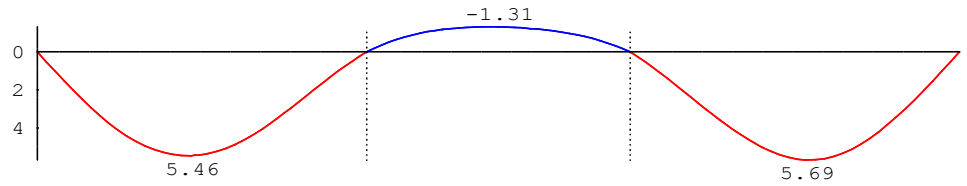
Пролет	x [м]	$V_{Ed}$ [МПа]	$A_{sw}/s$ [см <sup>2</sup> /м]	s [см]	n	$A_{sw}/S$ [см <sup>2</sup> /м]
1	0.00	0.75	4.34	22	1x2	4.57
	0.22	0.69	3.99	24	1x2	4.19
	0.46	0.49	2.53	38	1x2	2.65
	3.11	0.44	0.00	20	1x2	5.03
	3.31	0.86	4.92	18	2x2	5.59
	3.67	0.95	5.44	16	4x2	6.28
	4.31	0.83	4.80	20	2x2	5.03
	4.71	0.84	4.86	18	2x2	5.59
2	0.07	0.47	0.33	40	1x2	2.51
	4.00	0.31	0.00	28	1x2	3.59
3	0.28	0.28	0.97	30	1x2	3.35
	0.58	0.47	2.18	28	2x2	3.59
	1.14	0.57	3.30	30	1x2	3.35
	1.44	0.50	2.86	34	1x2	2.96
	4.55	0.28	0.00	30	1x2	3.35
	4.85	0.58	3.33	15	1x2	6.70

Трещиностойкость допустимая ширина раскрытия трещин  $w_{lim}=0.30$  мм

Нормальные трещины

Пролет	x [м]	M [кНм]	$M_{cr,c}$ [кНм]	$\sigma_s$ [МПа]	$A_{c,eff}$ [см <sup>2</sup> ]	$w_k$ [мм]
1	0.00	0.0	48.1			
	0.15	13.5	48.1			
	1.00	72.6	48.1	14.9	270.00	0.15
	2.00	103.8	50.2	14.9	270.00	0.13
	2.83	98.2	50.2	14.9	270.00	0.12
	3.00	93.5	50.2	14.9	270.00	0.11
	3.84	27.5	48.1			
	3.86	25.6	48.3			
	4.00	11.6	51.1			
	4.09	2.2	50.6			
	4.85	-90.6	-96.9	0.0	0.00	0.00
	5.00	-111.7	-96.9	14.0	714.00	0.19
2	0.00	-111.7	-96.9	14.0	714.00	0.19
	0.15	-99.1	-96.9	14.0	714.00	0.16
	1.00	-45.0	-88.4	0.0	0.00	0.00
	1.14	-38.9	-83.5	0.0	0.00	0.00
	1.16	-38.1	-83.2	0.0	0.00	0.00
	2.00	-19.7	-82.4	0.0	0.00	0.00
	2.84	-30.5	-83.2	0.0	0.00	0.00
	2.86	-31.1	-83.5	0.0	0.00	0.00
	3.00	-35.9	-88.4	0.0	0.00	0.00
	3.85	-82.3	-96.0	0.0	0.00	0.00
	4.00	-93.5	-96.0	0.0	0.00	0.00
	3	0.00	-93.6	-96.0	0.0	0.00
0.15		-75.1	-96.0	0.0	0.00	0.00
0.91		4.0	50.5			
1.00		11.7	48.9			
1.14		23.1	46.2			
1.16		24.7	46.1			
2.00		75.5	48.1	14.9	270.00	0.16
2.69		91.3	48.1	14.9	270.00	0.20
3.00		91.8	48.1	14.9	270.00	0.20
4.00		66.6	48.1	14.9	270.00	0.14
4.85		12.6	48.1			
5.00		0.0	48.1			

Прогибы [мм]  
 М = 1 :115



Прогибы

Пролет	x	M	100/ρ <sub>I</sub>	100/ρ <sub>II</sub>	100/ρ	w
	[м]	[кНм]	[1/м]	[1/м]	[1/м]	[мм]
1	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.00	72.6	0.15	0.00	0.15	3.50
	2.00	103.7	0.21	0.25	0.24	5.35
	2.33 *	105.0	0.21	0.25	0.24	5.46
	3.00	93.5	0.19	0.22	0.21	4.89
	4.00	11.6	0.02	0.00	0.02	2.55
2	5.00	-111.7	-0.16	0.00	-0.16	0.00
	0.00	-111.7	-0.16	0.00	-0.16	-0.00
	1.00	-45.0	-0.09	0.00	-0.09	-1.10
	2.00 *	-19.7	-0.04	0.00	-0.04	-1.31
	3.00	-35.9	-0.07	0.00	-0.07	-1.01
	4.00	-93.6	-0.13	0.00	-0.13	-0.00
3	0.00	-93.6	-0.13	0.00	-0.13	0.00
	1.00	11.7	0.02	0.00	0.02	2.61
	2.00	75.5	0.15	0.26	0.21	5.02
	2.67 *	91.0	0.18	0.31	0.27	5.69
	3.00	91.8	0.18	0.32	0.28	5.58
	4.00	66.6	0.13	0.00	0.13	3.55
5.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	

Расчет выполнен модулем 305 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

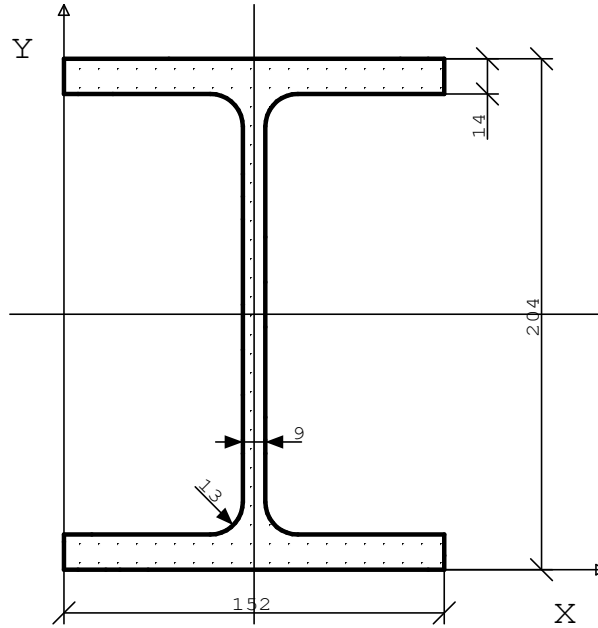
**Поз. t308**

**Предельные кривые стального сечения**

Сечение

Профиль 20Ш3  
 М = 1 : 3

двутавр широкополочный, ГОСТ Р 57837-2017



Параметры сечения

высота  $h = 204\text{мм}$  ширина  $b = 152\text{мм}$   
 толщ. полки  $t = 14.0\text{мм}$  толщ. стенки  $t_w = 9.0\text{мм}$   
 Площадь  $A = 59.9\text{см}^2$   
 Моменты инерции  
 $I_x = 4362\text{см}^4$   
 $I_y = 821\text{см}^4$   
 Моменты сопротивления  
 $W_x = 428\text{см}^3$   $W_y = 108\text{см}^3$   
 $W_{plx} = 486\text{см}^3$   $W_{ply} = 166\text{см}^3$

Диаграмма

Материал сечения **сталь С255 ГОСТ 27772-2015**  
 мод.упруг.  $E = 206\text{ ГПА}$  расч.сопр.  $R_y = 250\text{МПа}$   
 деформирования стали.

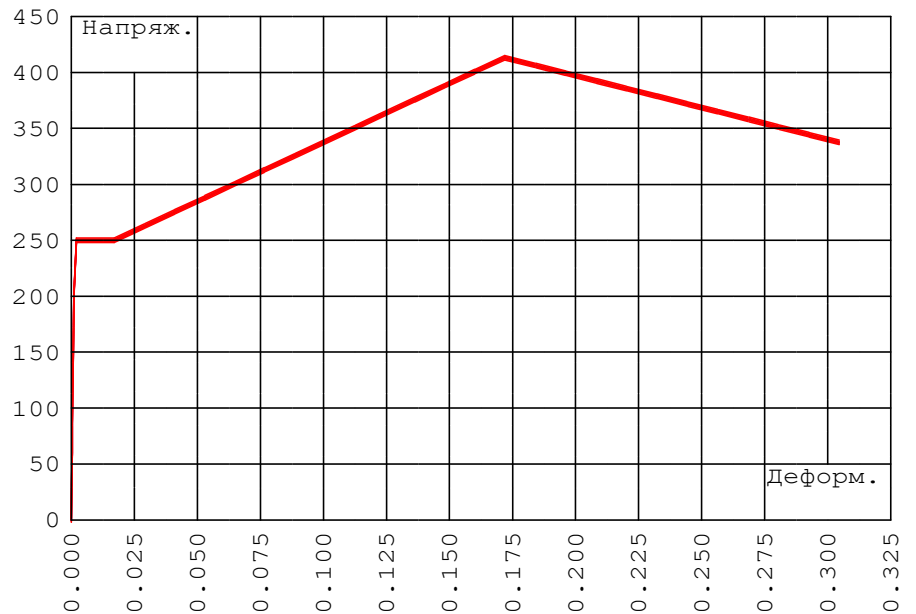


Диаграмма  $M_x - N$  область допустимых значений при  $M_y = 0.0$  кН\*м.

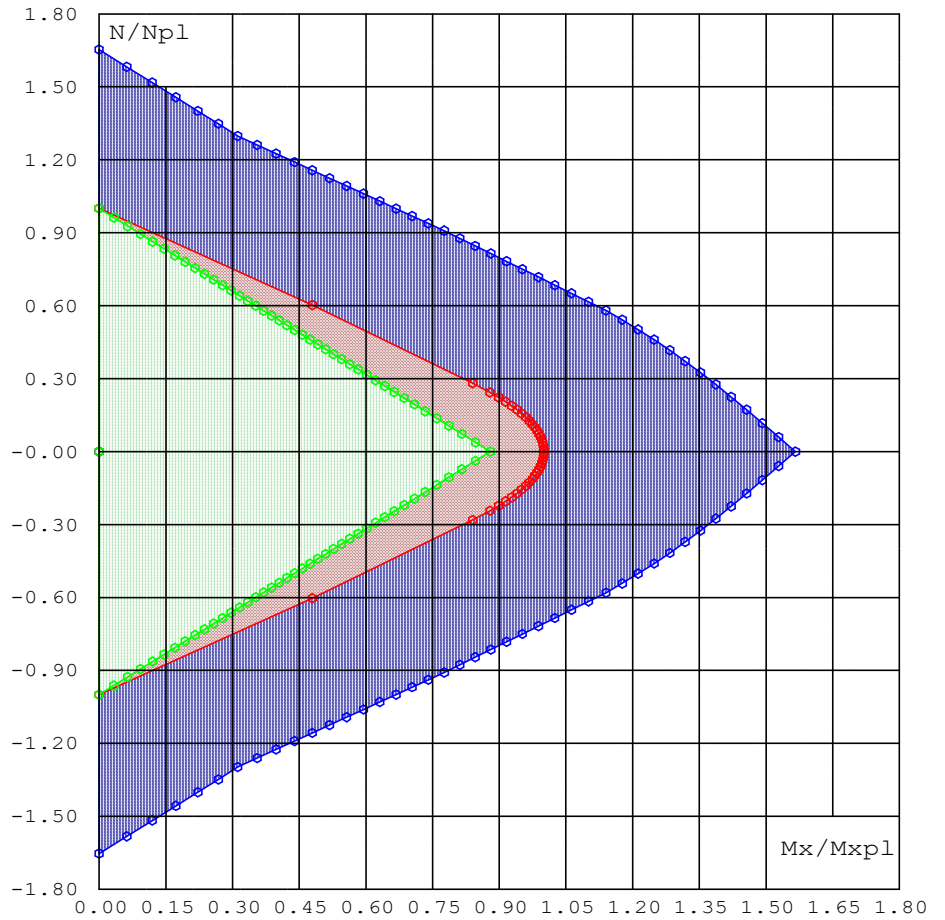


Таблица  $M_x - N$

$M_x$	$N_{e1}$	$N_{p1}$	$N_{dg}$	$M_x$	$N_{e1}$	$N_{p1}$	$N_{dg}$
----	---	---	---	----	---	---	---
$M_{xp1}$	$R_{yA}$	$R_{yA}$	$R_{yA}$	$M_{xp1}$	$R_{yA}$	$R_{yA}$	$R_{yA}$
0.00	-1.00	-1.00	-1.65	0.00	1.00	1.00	1.65
0.16	-0.82	-0.87	-1.48	0.16	0.82	0.87	1.48
0.31	-0.64	-0.74	-1.30	0.31	0.64	0.74	1.30
0.47	-0.47	-0.61	-1.17	0.47	0.47	0.61	1.17
0.63	-0.29	-0.47	-1.03	0.63	0.29	0.47	1.03
0.78	-0.11	-0.33	-0.90	0.78	0.11	0.33	0.90
0.94		-0.17	-0.76	0.94		0.17	0.76
1.10			-0.62	1.10			0.62
1.25			-0.45	1.25			0.45
1.41			-0.24	1.41			0.24
1.57			0.00	1.57			0.00

Диаграмма  $M_y - N$  область допустимых значений при  $M_x = 0.0$  кН\*м.

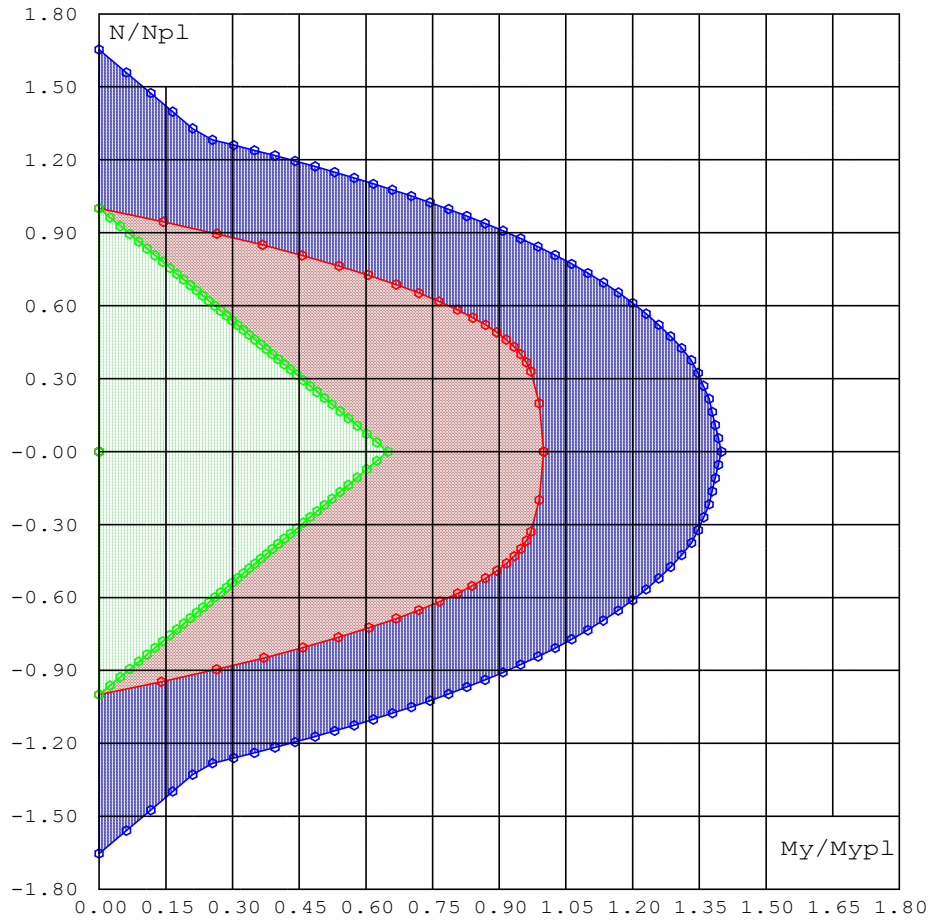


Таблица  $M_y - N$

$M_y$	$N_{e1}$	$N_{p1}$	$N_{dg}$	$M_y$	$N_{e1}$	$N_{p1}$	$N_{dg}$
----	----	----	----	----	----	----	----
$M_{yp1}$	$R_{yA}$	$R_{yA}$	$R_{yA}$	$M_{yp1}$	$R_{yA}$	$R_{yA}$	$R_{yA}$
0.00	-1.00	-1.00	-1.65	0.00	1.00	1.00	1.65
0.14	-0.78	-0.95	-1.44	0.14	0.78	0.95	1.44
0.28	-0.57	-0.89	-1.27	0.28	0.57	0.89	1.27
0.42	-0.35	-0.82	-1.21	0.42	0.35	0.82	1.21
0.56	-0.14	-0.75	-1.13	0.56	0.14	0.75	1.13
0.70		-0.67	-1.05	0.70		0.67	1.05
0.84		-0.55	-0.96	0.84		0.55	0.96
0.98		-0.27	-0.85	0.98		0.27	0.85
1.12			-0.71	1.12			0.71
1.26			-0.52	1.26			0.52
1.40			0.00	1.40			0.00



Диаграмма  $M_y - M_x$  область допустимых значений при  $N = 0.0$  кН.

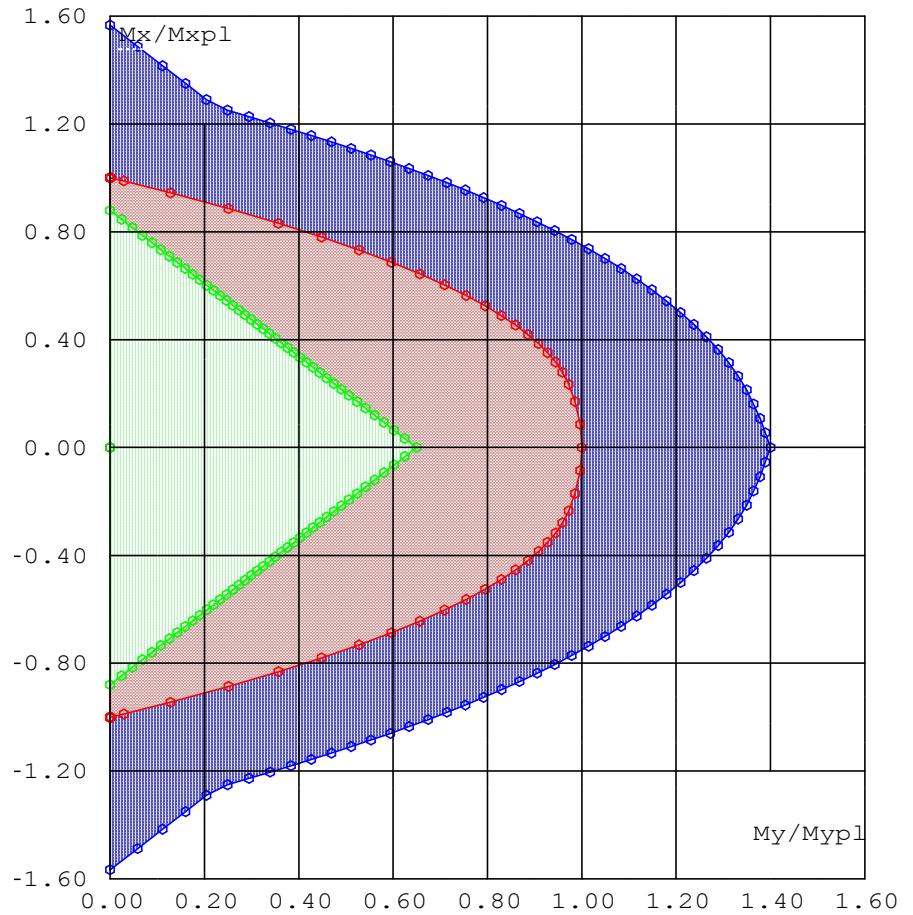


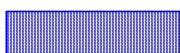


Таблица  $M_y - M_x$

$M_y$	$M_{xe1}$	$M_{xp1}$	$M_{xdg}$	$M_y$	$M_{xe1}$	$M_{xp1}$	$M_{xdg}$
$M_{yp1}$	$M_{xp1}$	$M_{xp1}$	$M_{xp1}$	$M_{yp1}$	$M_{xp1}$	$M_{xp1}$	$M_{xp1}$
0.00	-0.88	-nan(ind)	-1.57	0.00	0.88	1.00	1
0.14	-0.69	-0.94	-1.38	0.14	0.69	0.94	1.38
0.28	-0.50	-0.87	-1.23	0.28	0.50	0.87	1.23
0.42	-0.31	-0.80	-1.16	0.42	0.31	0.80	1.16
0.56	-0.12	-0.71	-1.08	0.56	0.12	0.71	1.08
0.70		-0.61	-0.99	0.70		0.61	0.99
0.84		-0.48	-0.89	0.84		0.48	0.89
0.98		-0.20	-0.77	0.98		0.20	0.77
1.12			-0.62	1.12			0.62
1.26			-0.42	1.26			0.42
1.40				1.40			

Примечание: штриховка областей допустимых значений

-  сечение 3-го класса
-  сечение 1-го класса
-  обобщённая диаграмма деформирования

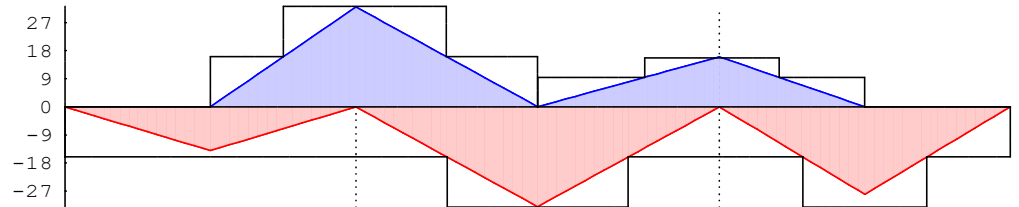
**Поз. t309**

**Конструирование арматуры в балке**

Констр. арматуры

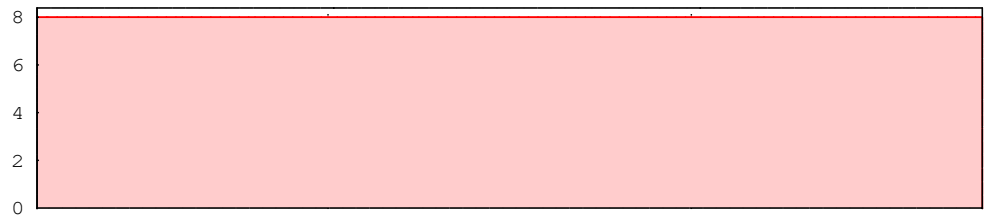
$A_s$  [см<sup>2</sup>]  
М = 1 :104

Продольная арматура



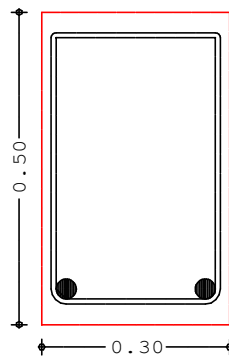
$A_{sw}/s$  [см<sup>2</sup>/м]  
М = 1 :104

Поперечная арматура



Пролет 1  
М = 1 :12

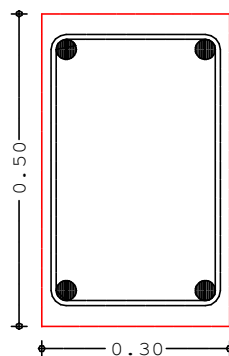
схема армирования сечения с координатой  $x = 0.00$



Нижняя арматура 2Ø32  
Хомут Ø8

Пролет 1  
М = 1 :12

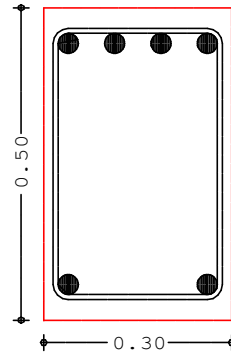
схема армирования сечения с координатой  $x = 2.00$



Верхняя арматура 2Ø32  
Нижняя арматура 2Ø32  
Хомут Ø8

Пролет 2  
М = 1 :12

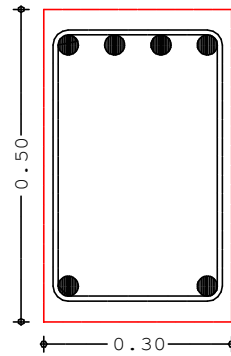
схема армирования сечения с координатой  $x = 0.00$



Верхняя арматура 4Ø32  
Нижняя арматура 2Ø32  
Хомут Ø8

Пролет 2  
М = 1 :12

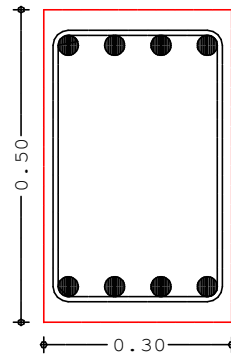
схема армирования сечения с координатой  $x = 0.15$



Верхняя арматура 4Ø32  
Нижняя арматура 2Ø32  
Хомут Ø8

Пролет 2  
М = 1 :12

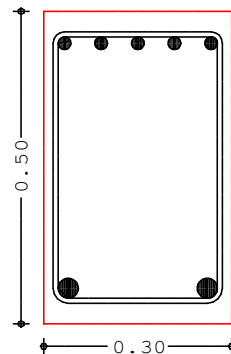
схема армирования сечения с координатой  $x = 2.50$



Верхняя арматура 4Ø32  
Нижняя арматура 4Ø32  
Хомут Ø8

Пролет 2  
М = 1 :12

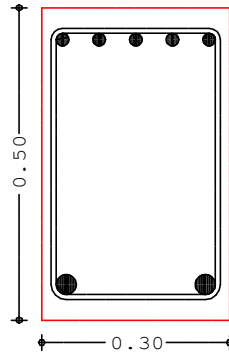
схема армирования сечения с координатой  $x = 4.85$



Верхняя арматура 5Ø20  
Нижняя арматура 2Ø32  
Хомут Ø8

Пролет 3  
 М = 1 :12

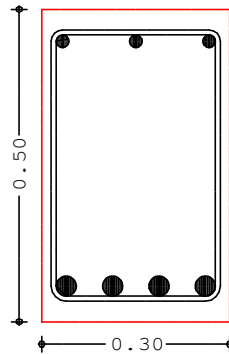
схема армирования сечения с координатой  $x = 0.00$



Верхняя арматура 5Ø20  
 Нижняя арматура 2Ø32  
 Хомут Ø8

Пролет 3  
 М = 1 :12

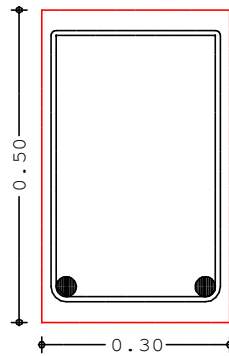
схема армирования сечения с координатой  $x = 2.00$



Верхняя арматура 3Ø20  
 Нижняя арматура 4Ø32  
 Хомут Ø8

Пролет 3  
 М = 1 :12

схема армирования сечения с координатой  $x = 4.00$



Нижняя арматура 2Ø32  
 Хомут Ø8

Продольн. арм.

пролёт	тип	кол.	$d_s$	ряд	$A_{s1}$	$a$	$l$
опора			[мм]		[см <sup>2</sup> ]	[м]	[м]
2	н	2	32	1	16.08	-4.48	13.96
2	н	2	32	1	32.17	0.65	3.70
3	н	2	32	1	32.17	0.54	2.91
В	в	2	32	1	16.08	1.52	5.46
В	в	2	32	1	32.17	2.40	3.45
С	в	3	20	1	9.42	2.20	5.10
С	в	2	20	1	15.71	3.52	2.76

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

Пролёт	кол.	срез.	$d_s$	$s$	$A_{sw}/s$	$a$	$l$
			[мм]	[см]	[см <sup>2</sup> /м]	[м]	[м]
1	35	2	8	12	8.38	0.00	4.08
2	42	2	8	12	8.38	0.08	5.04
3	33	2	8	12	8.38	0.12	3.96

Тип арматуры	d [мм]	длина [м]	кол.	вес [кН]
стержневая арматура	32	58.96		3.65
стержневая арматура	20	20.81		0.50
хомуты	8		111	

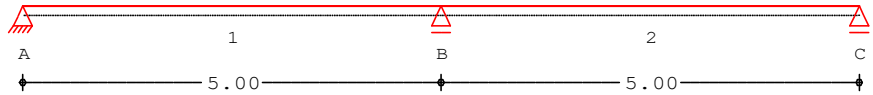
Расчет выполнен модулем 309 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t310**

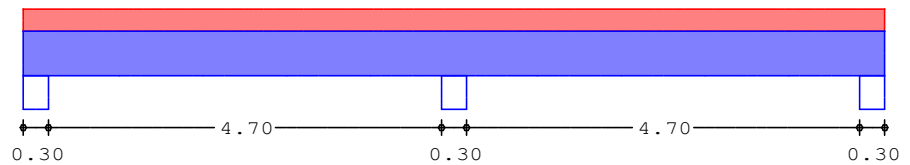
**Двухпролетная балка**

Расчётная схема

M = 1 : 90



M = 1 : 90



Размеры

Пролёт опора	l [м]	b <sub>п</sub> [см]	h <sub>п</sub> [см]	b <sub>р</sub> [см]	h <sub>р</sub> [см]	EI [кН*м <sup>2</sup> ]
1	5.00	118.3	20.0	0.0	0.0	221638
2	5.00	118.3	20.0	0.0	0.0	221638
A		91.7	20.0	0.0	0.0	207448
B		74.5	20.0	0.0	0.0	195961
C		91.7	20.0	0.0	0.0	207448

Опоры

Опора	t [см]	Опора	t [см]
A	30.0	B	30.0
C	30.0		

Модуль упругости бетона E = 30000.0 МПа

Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Собственный вес ж/б конструкций
2	Кратковременное	Равномерно распределенная нагрузка - жилые помещения

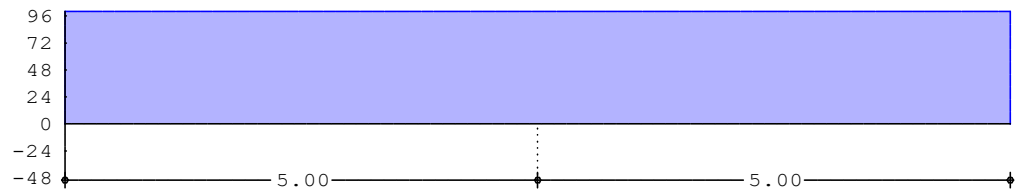
Характеристики  
воздействий

№	γ <sub>f</sub>	k <sub>1</sub>	учет С О	группа несоч.	знак	распред по прол
1	1.10					
2	1.30	0.35	+	+		неблаг.

учет С - кратковр. нагрузка учитывают в сейсм. РСН  
 учет О - кратковр. нагрузка учитывают в особом РСН

Нагружение

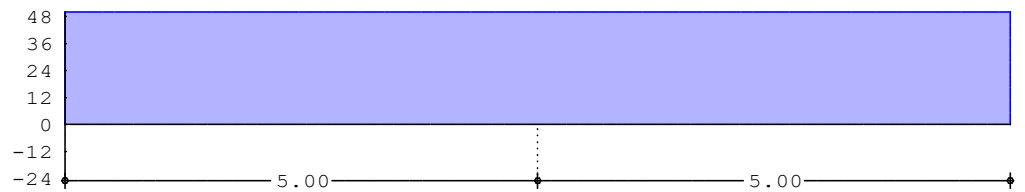
Нагружение 1 постоянные нагрузки  $\gamma_f = 1.10$   
 M = 1 :80



N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	p <sub>л</sub> /P [кН/м, кН, кНм]	p <sub>п</sub> /M
Равномерн.	1 1-2			100.00	

Нагружение 2  
 M = 1 :80

кратковременные нагрузки  $\gamma_f = 1.30$



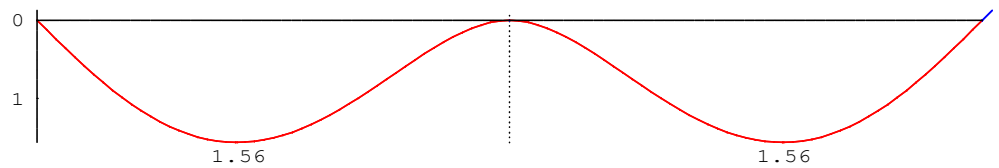
N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	p <sub>л</sub> /P [кН/м, кН, кНм]	p <sub>п</sub> /M
Равномерн.	1 1-2			50.00	

Усилия в сечении

по линейно упругой теории

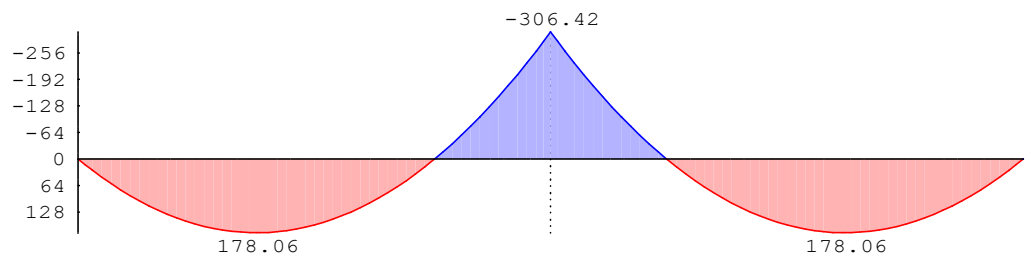
Нагружение 1  
 M = 1 :80

прогибы f<sub>упр</sub> [мм]

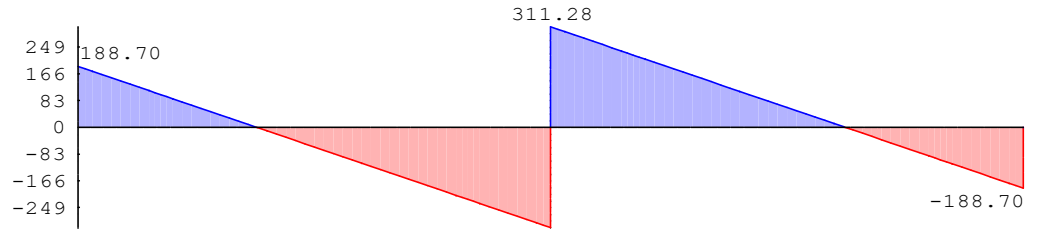


Нагружение 1  
 M = 1 :80

моменты M<sub>упр</sub> [кНм]



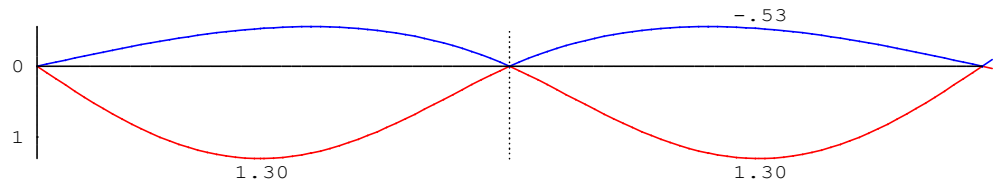
Нагружение 1 поперечные силы Q<sub>упр</sub> [кН]  
 М = 1 :80



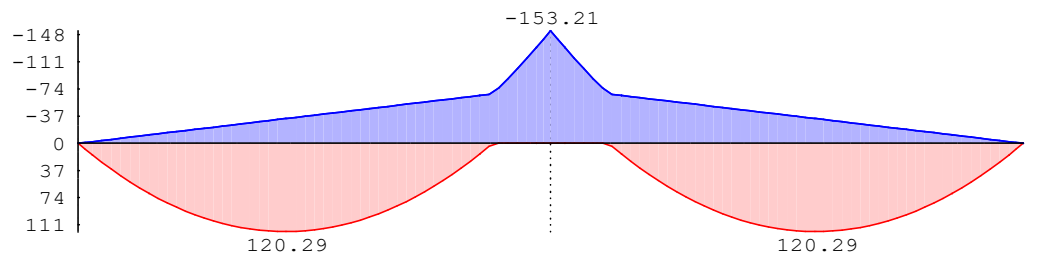
Нагружение 1

Пролёт	x [м]	max M <sub>упр</sub> [кНм]	min M <sub>упр</sub> [кНм]	max Q <sub>упр</sub> [кН]	min Q <sub>упр</sub> [кН]
1	0.00	0.00	0.00	188.71	188.71
	0.15 о	27.18	27.18	173.71	173.71
	1.25	157.70	157.70	63.71	63.71
	1.89 *	178.06	178.06	-0.00	-0.00
	2.50	159.27	159.27	-61.29	-61.29
	3.75	4.48	4.48	-186.29	-186.29
	4.85 о	-260.89	-260.89	-296.29	-296.29
2	5.00	-306.45	-306.45	-311.29	-311.29
	5.00 *	-306.45	-306.45	-311.29	-311.29
	0.00	-306.45	-306.45	311.29	311.29
	0.15 о	-260.89	-260.89	296.29	296.29
	1.25	4.48	4.48	186.29	186.29
	2.50	159.27	159.27	61.29	61.29
	3.11 *	178.06	178.06	-0.00	-0.00
3.75	157.70	157.70	-63.71	-63.71	
4.85 о	27.18	27.18	-173.71	-173.71	

Нагружение 2 огибающая прогибов f<sub>упр</sub> [мм]  
 М = 1 :80

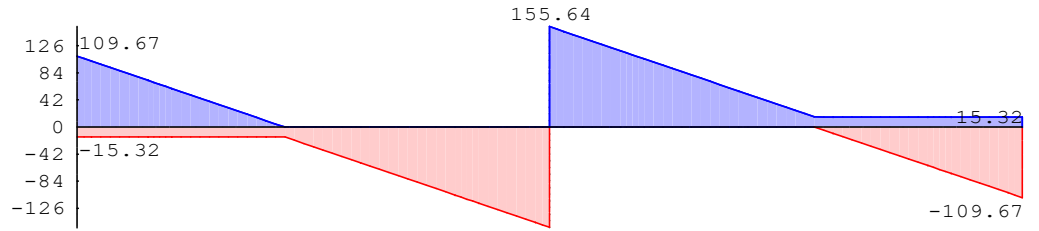


Нагружение 2 огибающая моментов M<sub>упр</sub> [кНм]  
 М = 1 :80



Нагружение 2  
 М = 1 :80

оггибающая поперечных сил Q<sub>упр</sub> [кН]



Нагружение 2

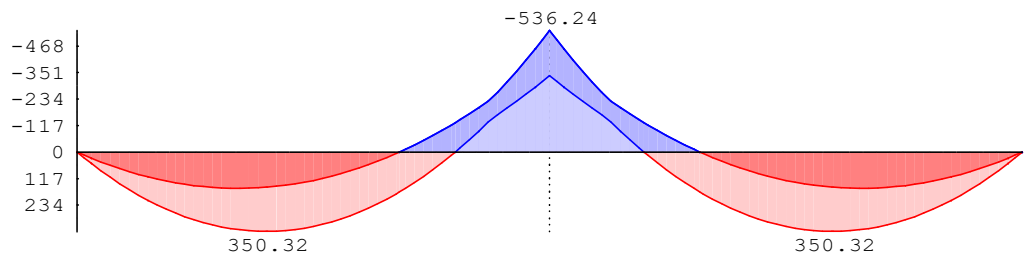
Пролёт	x [м]	max M <sub>упр</sub> [кНм]	min M <sub>упр</sub> [кНм]	max Q <sub>упр</sub> [кН]	min Q <sub>упр</sub> [кН]
1	0.00	0.00	-0.00	109.68	-15.32
	0.15	15.89	-2.30	102.18	-15.32
	1.25	98.01	-19.15	47.18	-15.32
	2.19	120.29	-33.61	0.30	-15.62
	2.50	117.94	-38.31	0.00	-30.65
	3.75	59.70	-57.46	0.00	-93.15
	4.85	0.00	-130.44	0.00	-148.15
	5.00	0.00	-153.23	0.00	-155.64
2	0.00	0.00	-153.23	155.64	0.00
	0.15	0.00	-130.44	148.15	0.00
	1.25	59.70	-57.46	93.15	0.00
	2.50	117.94	-38.31	30.65	0.00
	2.81	120.29	-33.61	15.62	-0.30
	3.75	98.01	-19.15	15.32	-47.18
	4.85	15.89	-2.30	15.32	-102.18

Реакции опор

Нагружение	опора	max [кН]	min [кН]
1	A	188.71	188.71
	B	622.58	622.58
	C	188.71	188.71
2	A	109.68	-15.32
	B	311.29	0.00
	C	109.68	-15.32

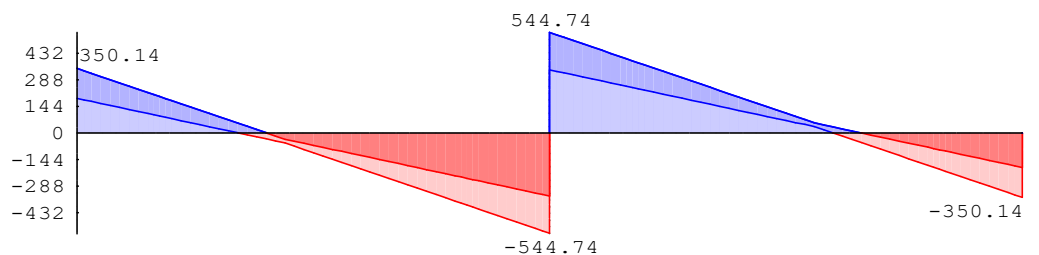
PCY  
 Момент M [кНм]  
 М = 1 :80

Сочетания усилий согласно СП 20.13330.2016  
 основные сочетания усилий



Попер. сила Q [кН]  
 М = 1 :80

основные сочетания усилий





Пролёт	x [м]	max M <sub>pcy</sub> [кНм]	min M <sub>pcy</sub> [кНм]	max Q <sub>pcy</sub> [кН]	min Q <sub>pcy</sub> [кН]
1	0.00	0.00	0.00	350.16	187.66
	0.15 о	50.56	26.91	323.91	171.16
	1.25	300.88	148.57	131.41	50.16
	2.00 *	350.32	155.29	0.00	-32.44
	2.50	328.53	125.40	-67.42	-107.26
	3.75	82.53	-69.77	-204.92	-326.01
	4.85 о	-286.97	-456.55	-325.92	-518.51
	5.00	-337.10	-536.29	-342.42	-544.76
2	0.00	-337.10	-536.29	544.76	342.42
	0.15 о	-286.97	-456.55	518.51	325.92
	1.25	82.53	-69.77	326.01	204.92
	2.50	328.53	125.40	107.26	67.42
	3.00 *	350.32	155.29	32.44	-0.00
	3.75	300.88	148.57	-50.16	-131.41
	4.85 о	50.56	26.91	-171.16	-323.91

Сочетания  
реакций в опорах

Сочетание	опора	max [кН]	min [кН]
основные РСУ	A	350.16	187.66
	B	1089.52	684.84
	C	350.16	187.66

Расчёт по прочности По СП 63.13330.2018 с использованием трехлинейной диаграммы состояния бетона и СП 20.13330.2016.

**Бетон В 25 (тяжелый). Арматурная сталь А500.**  
 Коэффициент условий работы бетона  $\gamma_b = 0.90$   
 Профиль: сварной двутавр  $h = 400$  мм  
 $b = 200$  мм  
 $t = 14$  мм  
 Сталь С 255  $s = 12$  мм  
 Коэффициент условий работы стали  $\gamma_c = 1.00$

Нижняя арматура

Пролёт	x [м]	M [кНм]	h <sub>0</sub> [мм]	d [мм]	s/n [мм]	A <sub>s</sub> [см <sup>2</sup> ]	M <sub>пред</sub> [кНм]
1 п	2.00	350	179	12	285	4.5	686
2 п	3.00	350	179	12	285	4.5	686

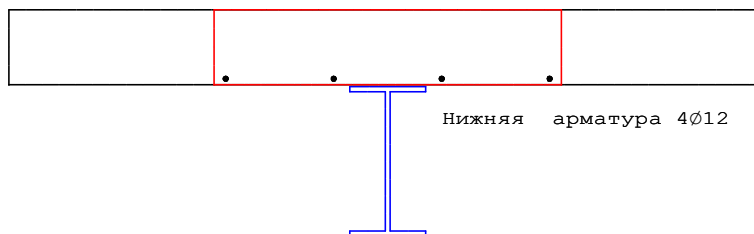
Верхняя арматура

Опора	x [м]	l [м]	M [кНм]	h <sub>0</sub> [мм]	d [мм]	s [мм]	A <sub>s</sub> [см <sup>2</sup> ]	M <sub>пред</sub> [кНм]
В	-1.88	3.76	536	179	12	60	12.4	538

Длина стержней приведена с учетом анкеровки.

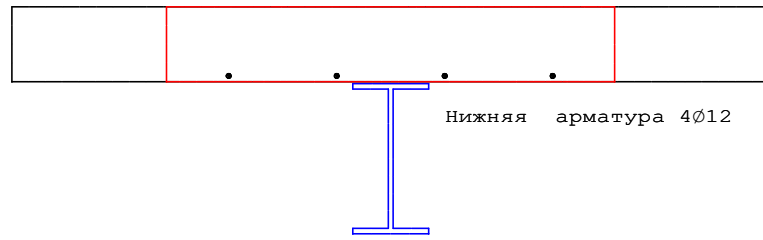
Опора А  
M = 1 :20

схема армирования сечения



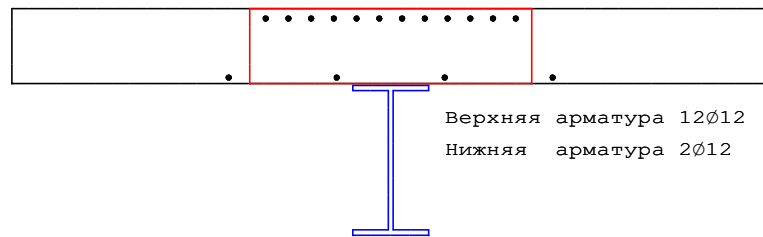
Пролет 1  
 М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой x = 2.00



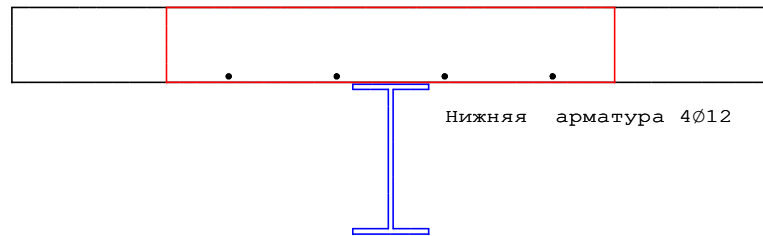
Опора В  
 М = 1 :20

схема армирования сечения



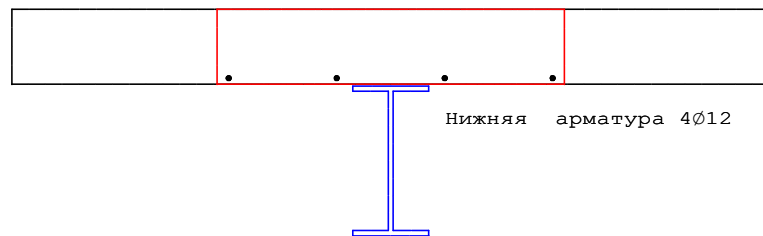
Пролет 2  
 М = 1 :20

схема армирования сечения с координатой x = 3.00



Опора С  
 М = 1 :20

схема армирования сечения



Проверка прочности

Коорд. x [м]	Усилия		Плита		Профиль		Кoeff.	
	M <sub>y</sub> [кНм]	Q <sub>z</sub> [кН]	M [кНм]	N [кН]	M [кНм]	использ. нор.	кас.	
0.00	0.0	350.2	-0.0	0.0	-0.0	0.00	0.57	
1.25	300.9	131.4	29.8	660.7	72.9	0.44	0.21	
2.00	350.3	-32.4	34.7	769.3	84.9	0.51	0.05	

2.50	328.5	-107.3	32.5	721.4	79.6	0.48	0.17
3.75	-69.8	-326.0	-14.4	-80.4	-41.2	0.13	0.53
5.00	-536.3	-544.8	-145.8	-646.7	-300.1	1.00	0.88
5.00	-536.3	544.8	-145.8	-646.7	-300.1	1.00	0.88
6.25	-69.8	326.0	-14.4	-80.4	-41.2	0.13	0.53
7.50	328.5	107.3	32.5	721.4	79.6	0.48	0.17
8.00	350.3	32.4	34.7	769.3	84.9	0.51	0.05
8.75	300.9	-131.4	29.8	660.7	72.9	0.44	0.21
10.00	0.0	-350.2	-0.0	0.0	-0.0	0.00	0.57

Трещиностойкость

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия обеспечения сохранности арматуры  $a_{cr1}=0.40\text{мм}$   $a_{cr2}=0.30\text{мм}$

Нормальные трещины

Пролет опора	x [м]	Образование		Продолжительные		Непрод. $a_{cr1}$ [мм]
		M [кНм]	$M_{cr1}$ [кНм]	M [кНм]	$a_{cr2}$ [мм]	
1	2.00	296.8	680.2	219.4	0.000	0.000
2	3.00	296.8	680.2	219.4	0.000	0.000
B		459.7	110.3	360.1	0.232	0.302

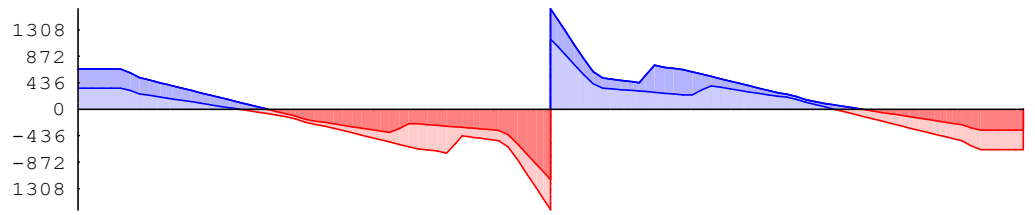
Соединение плиты

со стальным профилем с помощью гибких упоров диаметром 20мм и длиной 120мм по 8 упоров в ряду  
 Расчетное сопротивление стали упоров  $R_y=200\text{МПа}$

Пролет	x [м]	S [кН/м]	s [мм]	n	P [кН/м]
1	0.00	662.7	60	12	672.0
	0.72	493.1	80	3	504.0
	0.96	401.5	100	2	403.2
	1.16	324.6	120	1	336.0
	1.28	277.7	140	1	288.0
	1.42	223.2	180	1	224.0
	1.60	154.1	260	1	155.1
	1.86	54.2	320	1	126.0
	2.18	117.7	200	1	201.6
	2.38	200.1	140	1	288.0
	2.52	253.2	120	2	336.0
	2.76	334.0	100	1	403.2
	2.86	372.2	80	4	504.0
	3.18	494.7	60	9	672.0
	3.72	675.4	40	6	1008.0
	3.96	622.1	60	10	672.0
	4.56	641.4	40	4	1008.0
4.72	995.7	20	14	2016.0	
5.00	248.0	20	14	2016.0	
2	0.28	995.7	40	4	1008.0
	0.44	641.4	60	3	672.0
	0.62	502.6	80	4	504.0
	0.94	443.1	60	2	672.0
	1.06	656.9	40	6	1008.0
	1.30	672.0	60	9	672.0
	1.84	487.0	80	3	504.0
	2.08	395.2	100	2	403.2
	2.28	318.7	120	1	336.0
	2.40	272.8	140	1	288.0
	2.54	233.2	160	1	252.0
	2.70	158.7	240	1	168.0
	2.94	85.5	340	1	118.6
	3.28	107.9	200	1	201.6
	3.48	184.8	160	1	252.0
3.64	246.5	120	1	336.0	
3.76	293.4	100	2	403.2	
3.96	370.9	80	4	504.0	
4.28	493.1	60	11	672.0	

Общее количество гибких упоров 1168 штук

Погонная сдвиг. сила  $S$  [кН/м], основные сочетания усилий  
 $M = 1 : 80$



Несущая способность гибких упоров  $P$  [кН/м]  
 $M = 1 : 80$

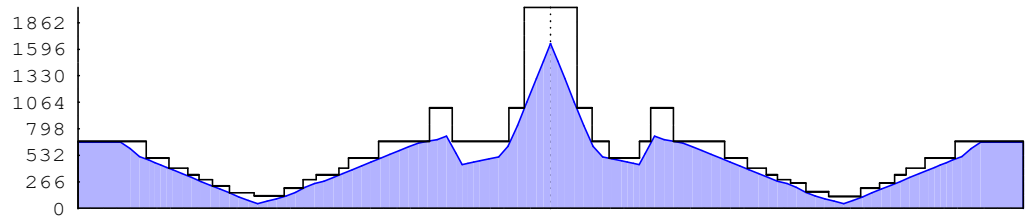
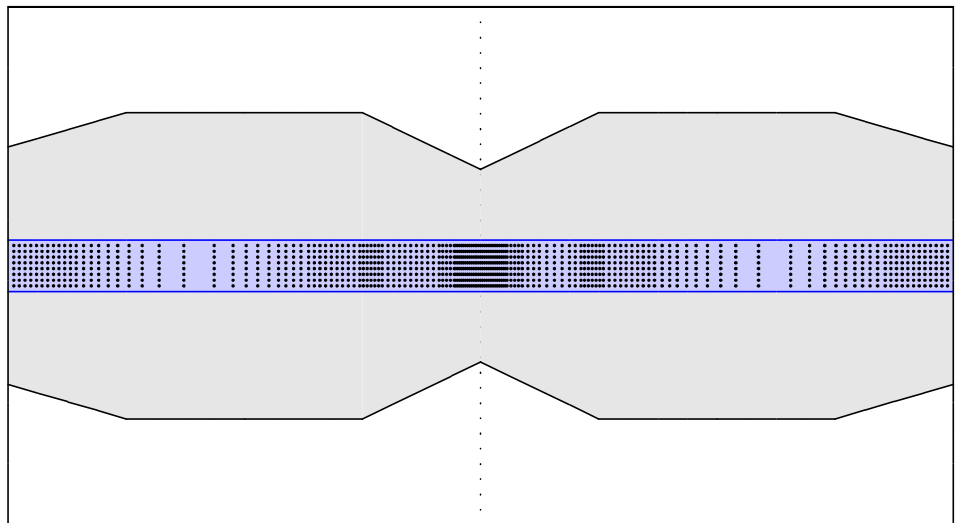
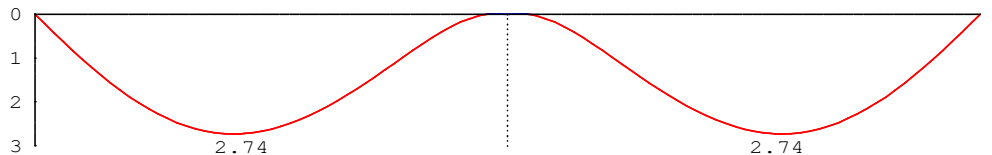


Схема установки  
 $M = 1 : 80$

гибких упоров и эффективная ширина плиты



Прогибы [мм]  
 $M = 1 : 80$



Прогибы

Пролет	$x$ [м]	$w_0$ [мм]	$M$ [кНм]	$1000/r$ [1/м]	$w_1$ [мм]	$w$ [мм]
1	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00
	1.25	0.00	191.9	1.26	2.22	2.22
	2.17 *	0.00	294.4	1.41	2.74	2.74

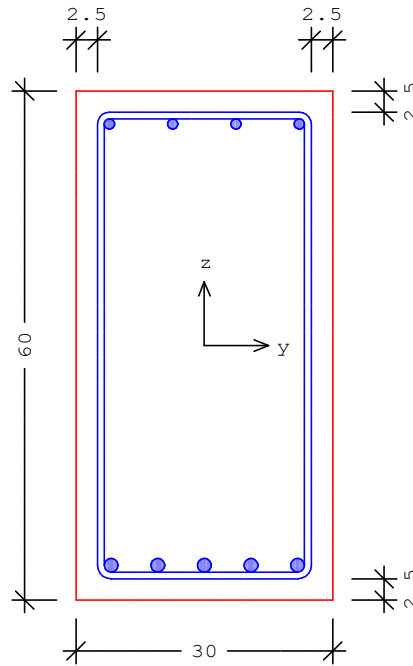
	2.50	0.00	200.6	1.31	2.63	2.63
	3.75	0.00	25.3	0.15	1.20	1.20
	5.00	0.00	-333.3	-3.73	-0.00	-0.00
2	0.00	0.00	-333.3	-3.73	-0.00	-0.00
	1.25	0.00	25.3	0.15	1.20	1.20
	2.50	0.00	200.6	1.31	2.63	2.63
	2.83 *	0.00	294.4	1.41	2.74	2.74
	3.75	0.00	191.9	1.26	2.22	2.22
	5.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00

Расчет выполнен модулем 310 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t313**

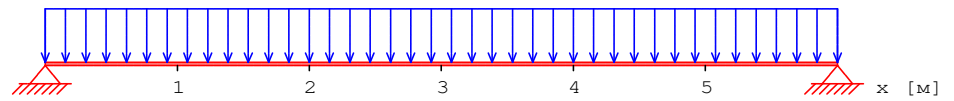
**Расчет ж/б балки по огнестойкости**

<u>Расчетная схема</u>	Длина балки	l	=	6.00	м
	Закрепление краев балки				шарнирное
Сечение	Ширина	b	=	30.0	см
	Высота	h	=	60.0	см
Верхняя арматура	Диаметр крайних стержней	$d_{s, kp}$	=	12	мм
	Диаметр проежут. стержней	$d_{s, np}$	=	12	мм
	Число проежут. стержней	$n_{np}$	=	2	-
Нижняя арматура	Диаметр крайних стержней	$d_{s, kp}$	=	16	мм
	Диаметр проежут. стержней	$d_{s, np}$	=	16	мм
	Число проежут. стержней	$n_{np}$	=	3	-
Поперечная арматура	Диаметр	$d_{sw}$	=	8	мм
	Число ветвей	$n_w$	=	2	-
	Шаг	$s_w$	=	10	см
	Погонная площадь	$A_{sw} / s_w$	=	10.05	см <sup>2</sup> /м
	Защитный слой сверху	$a_{зв}$	=	25	мм
	снизу	$a_{зн}$	=	25	мм
	сбоку	$a_{зб}$	=	25	мм



Нагрузки

Распределенная нагрузка  $q = 10.00$  кН/м



Расчет

Согласно СП 468.1325800.2019, СП 63.13330.2018  
 Изменение температуры среды при пожаре принимается  
 согласно ГОСТ 30247.0-94

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 на силикатном заполнителе  
 Плотность бетона  $\rho = 2300$  кг/м<sup>3</sup>  
 Бетон сухой

Продольная арматура **A500**  
 Поперечная арматура **A400**

Сопротивления при нормальной температуре

$R_{bn}$	=	18.50	МПа
$R_{b,tn}$	=	1.55	МПа
$R_{sn}$	=	500	МПа
$R_{sc}$	=	400	МПа
$R_{sw}$	=	280	МПа

Диаграмма для бетона при нормальной температуре

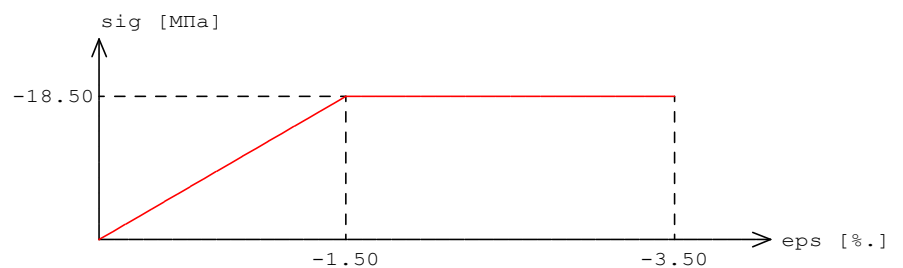
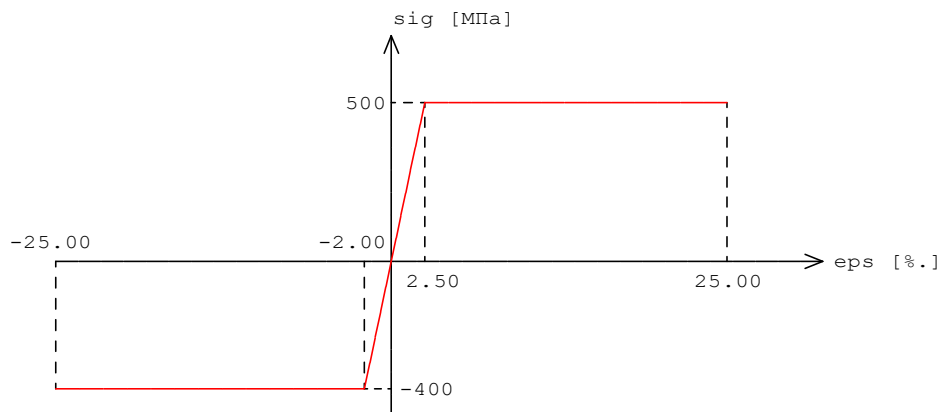


Диаграмма для арматуры при нормальной температуре



Коэффициент условий работы бетона

№	T [°C]	$\gamma_{bt}$	№	T [°C]	$\gamma_{bt}$	№	T [°C]	$\gamma_{bt}$
1	100	1.00	2	200	0.98	3	300	0.95
4	400	0.85	5	500	0.80	6	600	0.60
7	700	0.20	8	800	0.00	9	900	0.00
10	1000	0.00	11	1100	0.00	12	1200	0.00

Параметры диаграммы сжатого бетона

T [°C]	20	100	200	300	400	500	600
$\epsilon_{b1}$ [%.]	1.5	1.9	2.6	3.8	4.9	6.8	10.7
$\epsilon_{b2}$ [%.]	3.5	4.4	6.1	8.8	11.4	15.8	25.0

Коэффициент условий работы арматуры

№	T [°C]	$\gamma_{st}$	№	T [°C]	$\gamma_{st}$	№	T [°C]	$\gamma_{st}$
1	100	1.00	2	200	1.00	3	300	1.00
4	400	0.85	5	500	0.60	6	600	0.37
7	700	0.22	8	800	0.10	9	900	0.00
10	1000	0.00	11	1100	0.00	12	1200	0.00

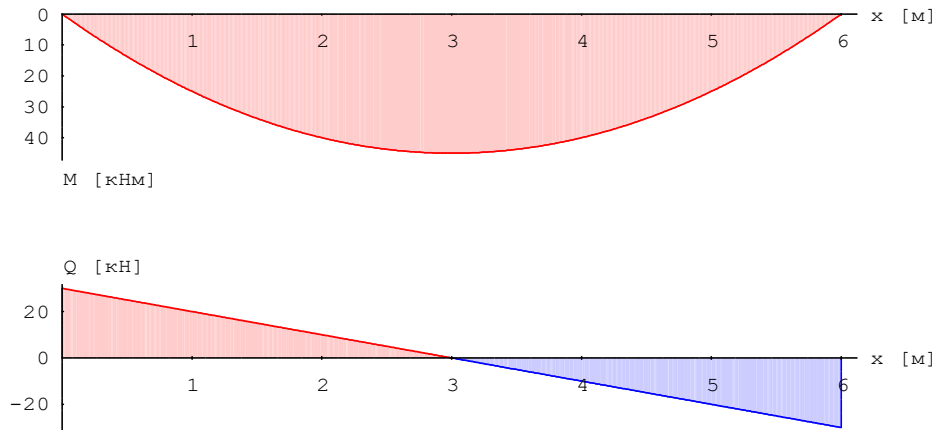
Коэффициент редукции модуля упругости арматуры

№	T [°C]	$\beta_s$	№	T [°C]	$\beta_s$	№	T [°C]	$\beta_s$
1	100	1.00	2	200	0.92	3	300	0.90
4	400	0.85	5	500	0.80	6	600	0.77
7	700	0.72	8	800	0.65	9	900	0.00
10	1000	0.00	11	1100	0.00	12	1200	0.00

Линейный расчет усилий в балке при нормальной температуре

Усилия

x [м]	M [кНм]	Q [кН]
0.00	0.0	30.0
0.50	13.8	25.0
1.00	25.0	20.0
1.50	33.8	15.0
2.00	40.0	10.0
2.50	43.8	5.0
3.00	45.0	0.0
3.50	43.8	-5.0
4.00	40.0	-10.0
4.50	33.8	-15.0
5.00	25.0	-20.0
5.50	13.8	-25.0
6.00	0.0	-30.0



**Проверка прочности балки при пожаре**

Рассматривается трехсторонний нагрев балки

Расчетный момент  $M_+$  = 45.0 кНм

Коэффициент  
запаса прочности

t [мин]	T среды [°C]	$\gamma_u$
0	20	5.864
3	502	5.864
6	603	5.863
9	663	5.861
12	705	5.858
15	739	5.855
18	766	5.852
21	789	5.849
24	809	5.846
27	826	5.843
30	842	5.839
33	856	5.739
36	869	5.644
39	881	5.555
42	892	5.453
45	902	5.320
48	912	5.136
51	921	4.934
54	930	4.740
57	938	4.560
60	945	4.391
63	953	4.228
66	960	4.041
69	966	3.859
72	973	3.670
75	979	3.495
78	985	3.342
81	990	3.195
84	996	3.052
87	1001	2.914
90	1006	2.785
93	1011	2.659
96	1016	2.537
99	1020	2.421
102	1025	2.313
105	1029	2.210
108	1033	2.109
111	1037	2.011
114	1041	1.916
117	1045	1.823

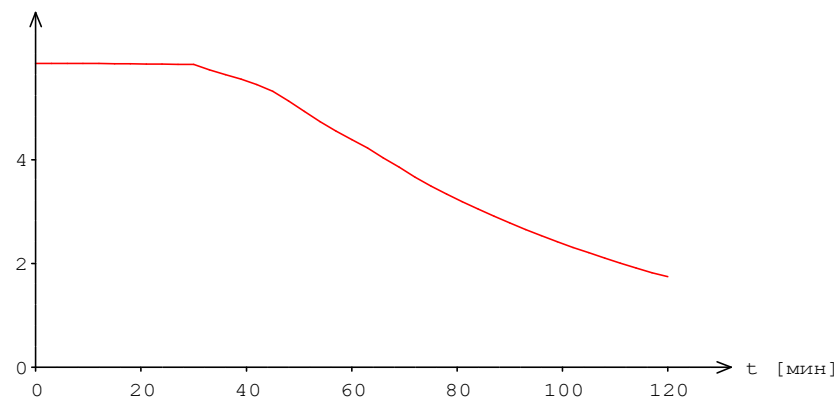


120

1049

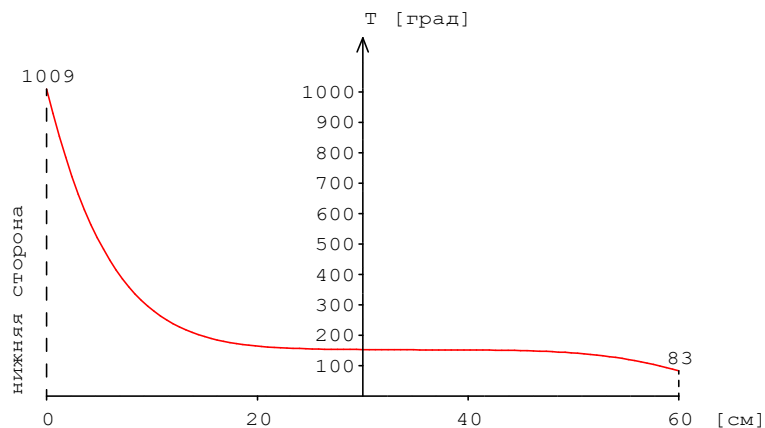
1.748

Коэффициент запаса прочности  $\gamma_u$

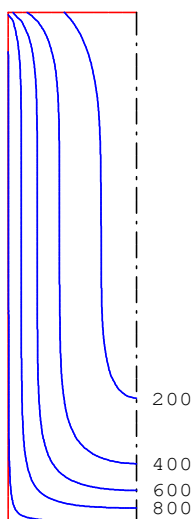


**Температурное поле при t = 120 мин**

Температура T на вертикальной оси



Изотермы



Температура  
 верхней арматуры

y [см]	z [см]	T [°C]
-11.10	26.10	478.5
-3.70	26.10	146.2
3.70	26.10	146.2
11.10	26.10	478.5

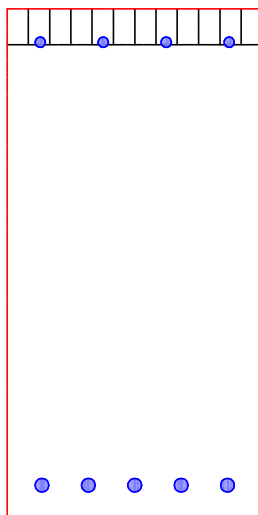
Температура  
 нижней арматуры

y [см]	z [см]	T [°C]
-10.90	-25.90	758.5
-5.45	-25.90	608.8
0.00	-25.90	571.7
5.45	-25.90	608.8
10.90	-25.90	758.5

**Проверка прочности при действии изгибающего момента при t = 120 мин**

Условие прочности  $M_+ / M_{u+} = 45.0 / 78.7 = 0.572 \leq 1$   
 $\gamma_u = 1.748$

Сжатая зона при действии  $M_{u+} = 78.7$  кНм



Деформации бетона  
 в углах сечения

Максимальная деформация			Минимальная деформация		
$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	T [°C]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	T [°C]
53.96	0.00	1038	-4.05	-0.95	732

Деформации арматуры

Максимальная деформация			Минимальная деформация		
$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	T [°C]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	T [°C]
50.00	74.9	759	-0.28	-45.6	479

**Проверка прочности при действии поперечной силы при t = 120 мин**

Глубина прогрева снизу  $a_{тн} = 5.12$  см  
 сбоку  $a_{тб} = 4.59$  см  
 Критическая температура  $T_{b, cr} = 500$  °C

Примечание. Значение  $a_{тб}$  определяется на уровне  
 середины высоты сечения

Расчетная ширина сечения  $b_t = 20.8$  см

Рабочая высота при  $M < 0$   $h_{0-} = 51.0$  см  
 при  $M > 0$   $h_{0+} = 55.9$  см

Температура хомутов T = 864.9 °C

Расчетное сопротивление  $R_{sw}\gamma_{st} = 10$  МПа

Условие прочности бетонной полосы между наклонными сечениями

$$Q_{\max} / \varphi_{b1} R_{bn} b_t h_0 = 30.0 / 646.1 = 0.046 \leq 1$$

при  $h_0 = 55.9$  см

Условие прочности по наклонному сечению в левой приопорной части

$$Q / (Q_b + Q_{sw}) = 15.0 / (135.3 + 0.0) = 0.149 \leq 1$$

при  $x = 1.50$  м,  $c = 111.8$  см,  $h_0 = 55.9$  см  
 Арматура не учитывается согласно СП 63, 8.1.33

Условие прочности по наклонному сечению в правой приопорной части

$$Q / (Q_b + Q_{sw}) = 15.0 / (135.3 + 0.0) = 0.149 \leq 1$$

при  $x = 4.50$  м,  $c = 111.8$  см,  $h_0 = 55.9$  см  
 Арматура не учитывается согласно СП 63, 8.1.33

**Огнестойкость балки обеспечена**

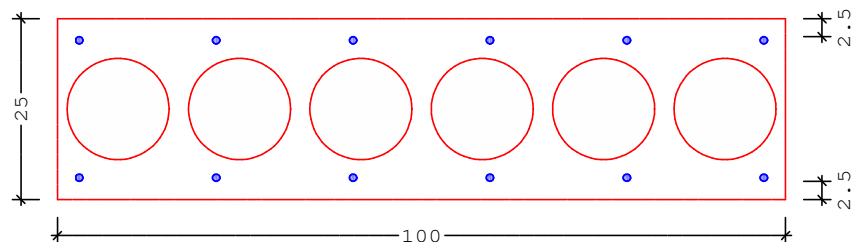
Расчет выполнен модулем 313 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t315**

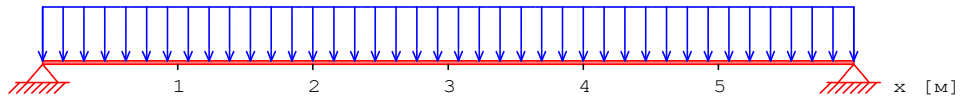
**Многopустотная плита**

Сечение

Ширина сечения	b	=	100.0	см
Высота сечения	h	=	25.0	см
Число полостей	n	=	6	-
Диаметр полостей	D	=	14.0	см
Диаметр арматуры	$d_{sb}$	=	10	мм
	$d_{sh}$	=	10	мм
Число стержней	$n_{sb}$	=	6	-
	$n_{sh}$	=	6	-
Защитный слой	$a_{zb}$	=	25	мм
	$a_{zh}$	=	25	мм
Расстояние до ц.т. арматуры	$a_b$	=	3.00	см
	$a_h$	=	3.00	см
Площадь арматуры	$A_{sb}$	=	4.71	см <sup>2</sup>
	$A_{sh}$	=	4.71	см <sup>2</sup>



Расчетная схема	Длина плиты	1	=	6.00	м
	Закрепление краев плиты				шарнирное
Распределенная нагрузка	расчетная	q	=	8.00	кН/м
	нормативная	q <sub>n</sub>	=	7.00	кН/м
	длительн.часть норм.нагрузки	q <sub>n1</sub>	=	6.00	кН/м
Расчетная нагрузка					



Расчет

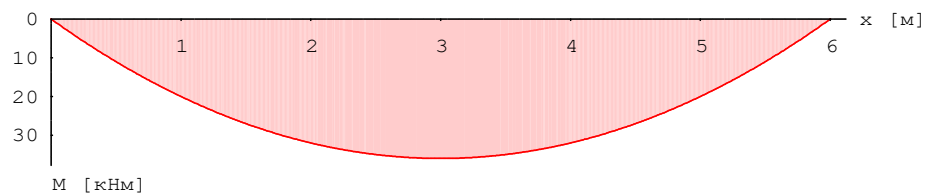
Согласно СП 63.13330.2018

Бетон В 25 (тяжелый)  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 1.000$   
 Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 14.50$  МПа  
 Для бетона применяется трехлинейная диаграмма

Арматура А500  
 Сопротивление арматуры  $R_s = 435$  МПа  
 $R_{sc} = 400$  МПа  
 Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

**Проверка прочности плиты**

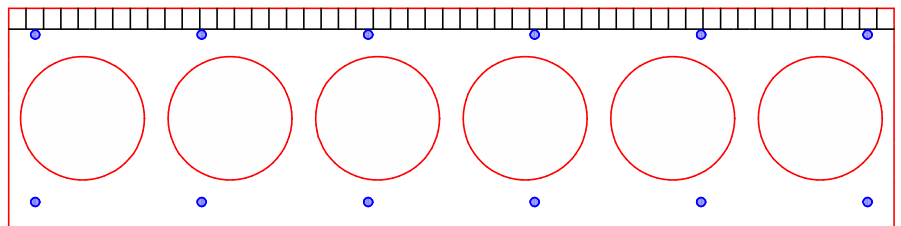
Изгибающий момент от расчетной нагрузки



Изгибающий момент от расчетной нагрузки  $M_+ = 36.0$  кНм

Положительный предельный момент  $M_{u+} = 44.5$  кНм

Сжатая зона



Деформация бетона

Нижняя сторона		Верхняя сторона	
ε [%.]	σ [МПа]	ε [%.]	σ [МПа]
28.82	0.00	-3.01	-14.50

Деформация арматуры

Нижняя арматура		Верхняя арматура	
$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
25.00	435.0	0.81	161.4

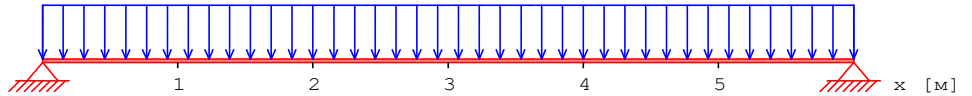
Условие прочности

$$M_+ / M_{u+} = 36.0 / 44.5 = 0.809 \leq 1$$

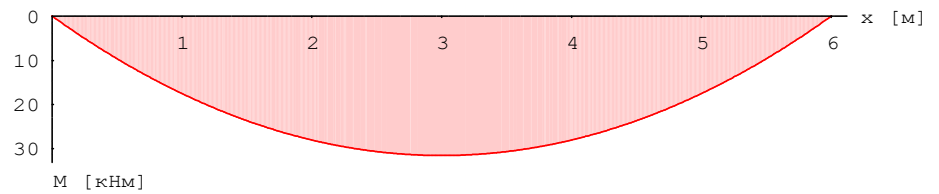
**Прочность плиты обеспечена**

**Проверка трещиностойкости плиты**

Нормативная нагрузка



Изгибающий момент от нормативной нагрузки



Изгибающий момент от нормативной нагрузки

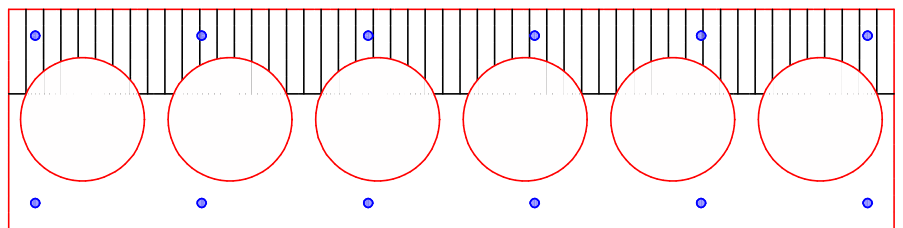
$$M_{n+} = 31.5 \text{ кНм}$$

**Определение момента образования трещин**

Положительный момент образования трещин

$$M_{crс+} = 23.4 \text{ кНм}$$

Сжатая зона



Деформация бетона

Нижняя сторона		Верхняя сторона	
$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
0.15	1.55	-0.09	-2.81

Деформация арматуры

Нижняя арматура		Верхняя арматура	
$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
0.12	24.2	-0.06	-12.9

Площадь растянутой зоны

$$A_{bt} = 1250.0 - 458.9 = 791.1 \text{ см}^2$$

Учтено минимальное значение высоты растянутой зоны

$$\text{Площадь растянутой арматуры } A_{st} = 4.71 \text{ см}^2$$

**Определение ширины раскрытия трещин**

Предельная ширина раскрытия трещин  $a_{crc1} = 0.30$  мм  
 Непродолжительное раскрытие  
 Продолжительное раскрытие  $a_{crc2} = 0.20$  мм

Момент от длительной части нормативной нагрузки  $M_{n1+} = 27.0$  кНм

Ширина раскрытия трещин на уровне нижней арматуры

$\sigma_{s, crc}$ [МПа]	$\sigma_s$ [МПа]	$\sigma_{s1}$ [МПа]	$d_s$ [мм]	$l_s$ [см]	$a_{crc}$ [мм]	$a_{crc, l}$ [мм]
238.5	320.9	275.0	10	40.0	<b>0.164</b>	<b>0.118</b>

**Трещиностойкость плиты обеспечена**

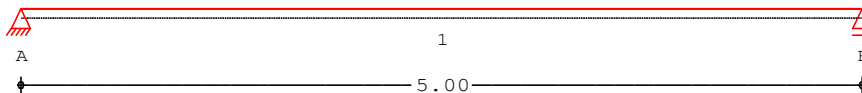
Расчет выполнен модулем 315 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

### **Поз. t320 1**

### **Однопролетная балка**

Расчётная схема

M = 1 : 45



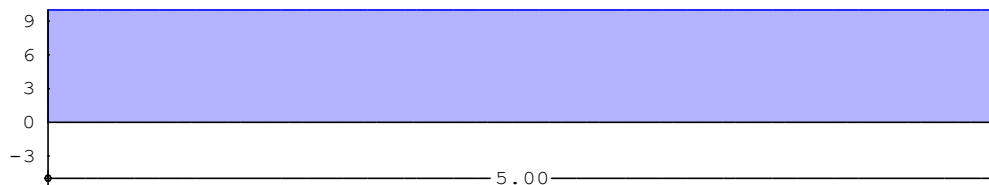
### Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Собственный вес металлических конструкций
2	Кратковременное	Равномерно распределенная нагрузка - жилые помещения

### Нагружение

Нагружение 1 постоянные нагрузки  $\gamma_f = 1.05$

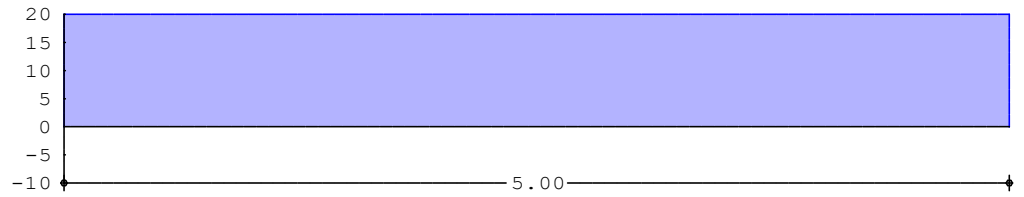
M = 1 : 40



N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	$p_L/P$ [кН/м, кН, кНм]	$p_M/M$
Равномерн.	1	1		10.00	

Нагружение 2  
 М = 1 :40

кратковременные нагрузки  $\gamma_f = 1.30$



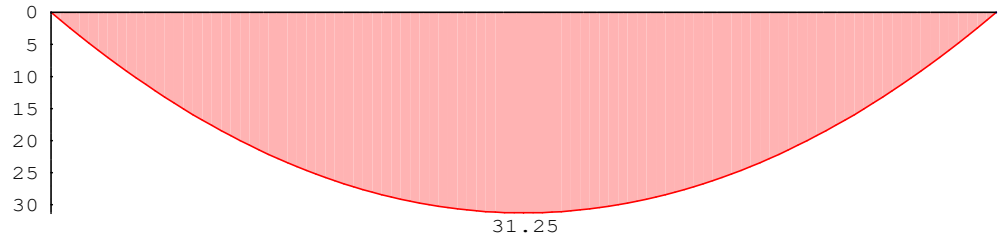
	N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	$p_{л}/P$ [кН/м, кН, кНм]	$p_{п}/M$
Равномерн.	1	1			20.00	

Усилия в сечении

по линейно упругой теории

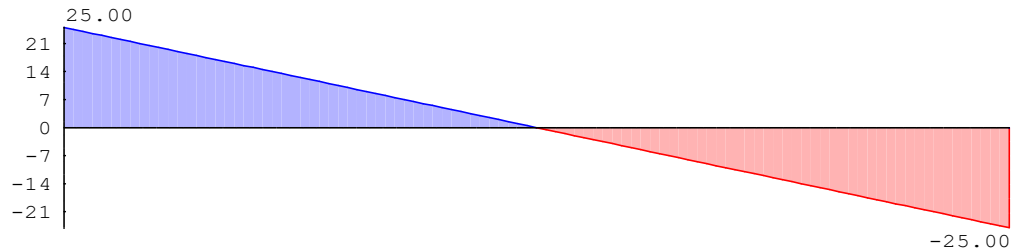
Нагружение 1  
 М = 1 :40

моменты  $M_{упр}$  [кНм]



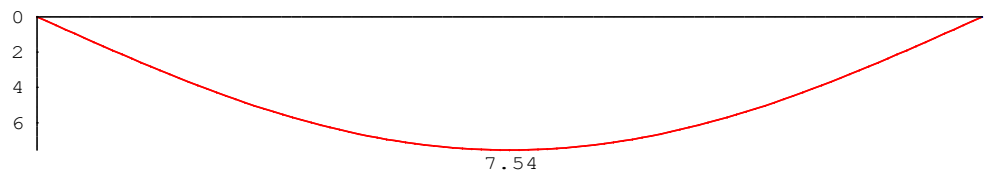
Нагружение 1  
 М = 1 :40

поперечные силы  $Q_{упр}$  [кН]



Нагружение 1  
 М = 1 :40

прогибы  $f_{упр}$  [мм]

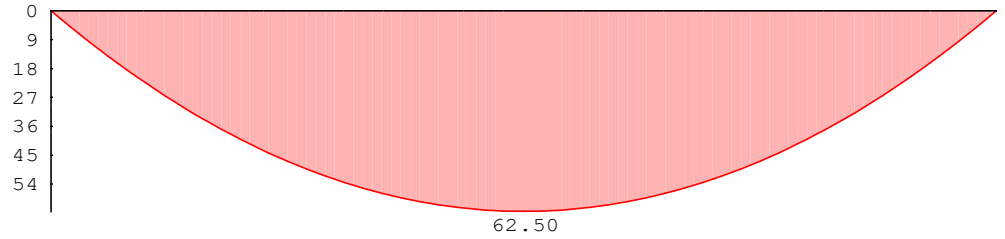


Нагружение 1

Про лет	x [м]	max			min		
		$M_1$ [кНм]	$Q_1$ [кН]	$w_1$ [мм]	$M_1$ [кНм]	$Q_1$ [кН]	$w_1$ [мм]
1	0.00	0.00	25.00	0.00	0.00	25.00	0.00
1	1.25	23.44	12.50	5.37	23.44	12.50	5.37
1	2.50*	31.25	0.00	7.54	31.25	0.00	7.54
1	3.75	23.44	-12.50	5.37	23.44	-12.50	5.37
1	5.00	0.00	-25.00	0.00	0.00	-25.00	0.00

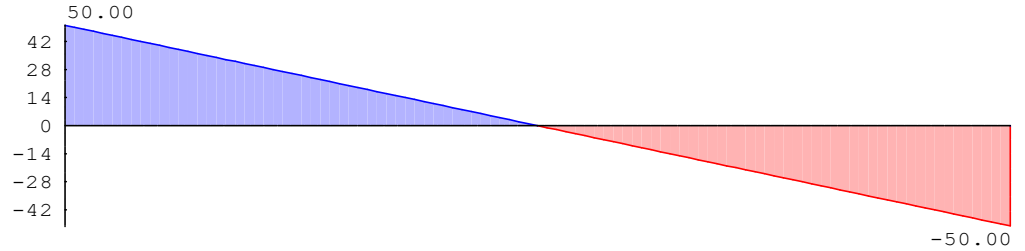
Нагружение 2  
 М = 1 : 40

огibaющая моментов  $M_{yпр}$  [кНм]



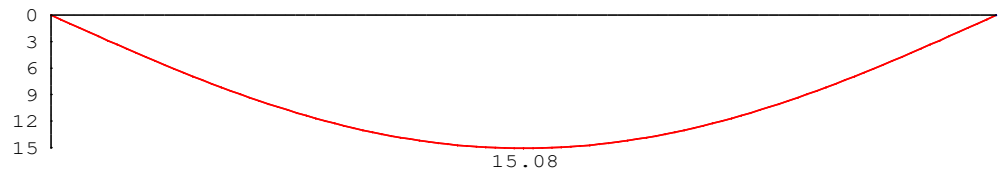
Нагружение 2  
 М = 1 : 40

огibaющая поперечных сил  $Q_{yпр}$  [кН]



Нагружение 2  
 М = 1 : 40

огibaющая прогибов  $f_{yпр}$  [мм]



Нагружение 2

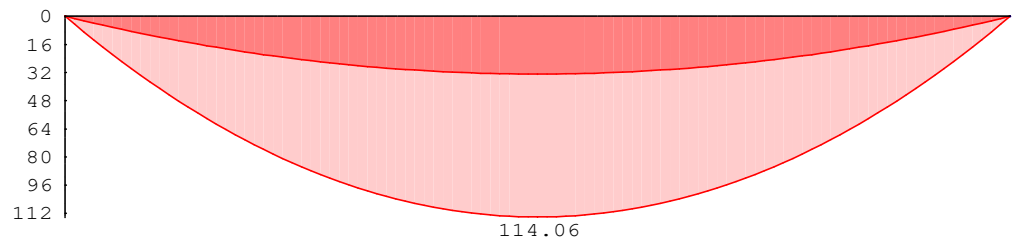
Пролет	x [м]	max			min		
		$M_2$ [кНм]	$Q_2$ [кН]	$w_2$ [мм]	$M_2$ [кНм]	$Q_2$ [кН]	$w_2$ [мм]
1	0.00	0.00	50.00	0.00	0.00	50.00	0.00
1	1.25	46.88	25.00	10.75	46.88	25.00	10.75
1	2.50*	62.50	0.00	15.08	62.50	0.00	15.08
1	3.75	46.88	-25.00	10.75	46.88	-25.00	10.75
1	5.00	0.00	-50.00	0.00	0.00	-50.00	0.00

Реакции опор

Нагружение	опора	max		min	
		[кН]		[кН]	
1	А	25.00	25.00		
	В	25.00	25.00		
2	А	50.00	50.00		
	В	50.00	50.00		

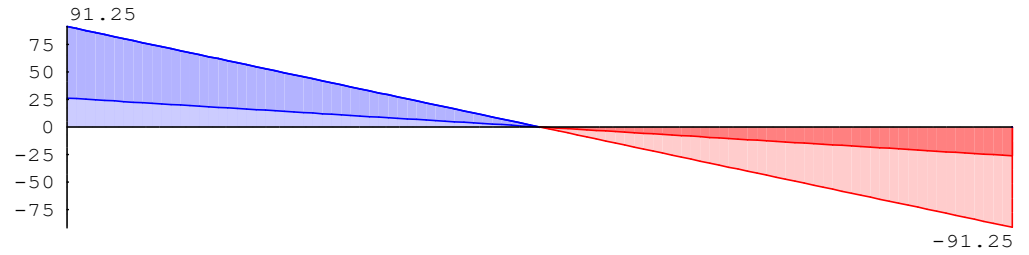
PCY  
 Момент М [кНм]  
 М = 1 : 40

Сочетания усилий согласно СП 20.13330.2016  
 основные сочетания усилий

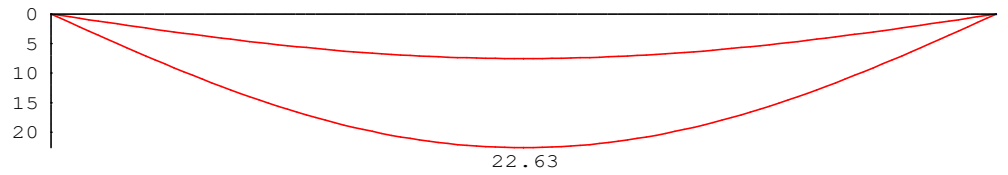




Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий  
 М = 1 : 40



Прогибы [мм] основные сочетания усилий  
 М = 1 : 40



Расчетные сочетания усилий и перемещений

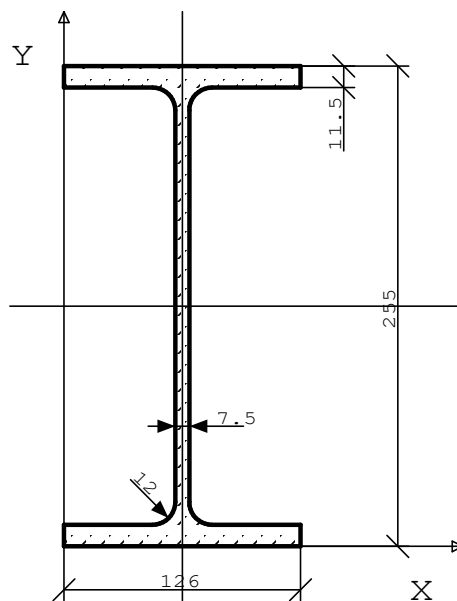
Пролет	x [м]	max			min		
		M <sub>PCY</sub> [кНм]	Q <sub>PCY</sub> [кН]	w <sub>PCY</sub> [мм]	M <sub>PCY</sub> [кНм]	Q <sub>PCY</sub> [кН]	w <sub>PCY</sub> [мм]
1	0.00	0.0	91.2	0.00	0.0	26.2	0.00
1	1.25	85.5	45.6	16.12	24.6	13.1	5.37
1	2.50*	114.1	0.0	22.63	32.8	0.0	7.54
1	3.75	85.5	-13.1	16.12	24.6	-45.6	5.37
1	5.00	0.0	-26.2	0.00	0.0	-91.2	0.00

Сочетания реакций в опорах

Сочетание	опора	max		min	
		[кН]		[кН]	
основные РСУ	A	91.25	26.25		
	B	91.25	26.25		

Сечение балки  
 Профиль 25В3  
 М = 1 : 4

двутавр балочный, ГОСТ Р 57837-2017

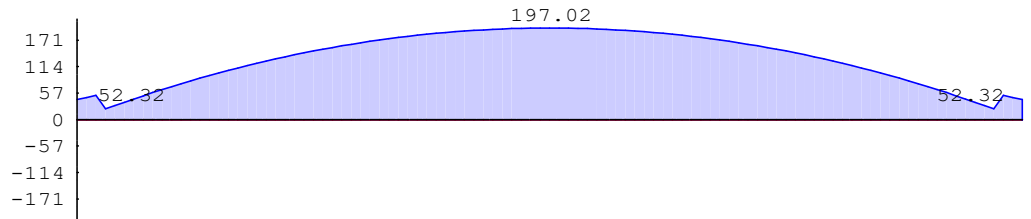


высота h = 255мм ширина b = 126мм  
 толщ. полки t = 11.5мм толщ. стенки t<sub>w</sub> = 7.5мм



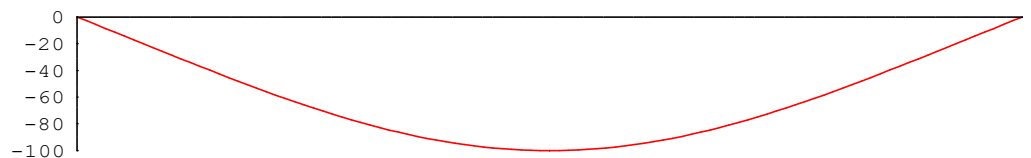
макс. эквивал. напряжения достигаются в пролете 1 при РСУ N 1 в сечении с координатой  $x = 2.50\text{м}$   
 $\sigma_x = -226\text{МПа}$   $\sigma_y = -0\text{МПа}$   $\tau_{xy} = 0\text{МПа}$   
 условие (44)  $\sigma_{\text{экв}} * 0.87 / (R_y * \gamma_c) = 0.91$  условие выполнено

Напряжения эквивалентные  $\sigma_{\text{экв}}$  [МПа]  
 М = 1 :40



Устойчивость балки наиболее опасное РСУ N 1 макс.момент  $M = 114\text{кНм}$   
 коэф.  $\psi = 3.75$  коэф.устойч.  $\varphi_D = 0.61$   
 условие (69)  $M / (\varphi_D * W_c * R_y * \gamma_c) = 2.09$  **УСЛОВИЕ НЕ ВЫПОЛНЕНО!**

Форма потери устойчивости [условные единицы]  
 М = 1 :40



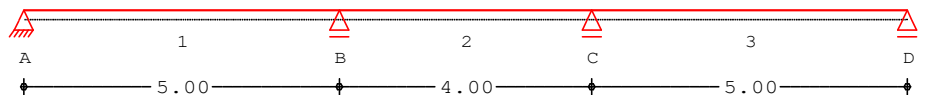
Расчет выполнен модулем 320 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t320 3**

**Трехпролетная балка**

Расчётная схема

М = 1 :120

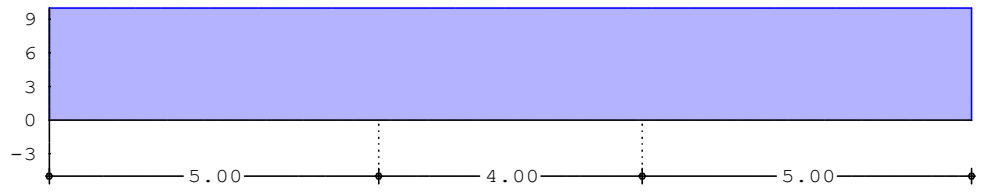


Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Собственный вес металлических конструкций
2	Кратковременное	Равномерно распределенная нагрузка - жилые помещения

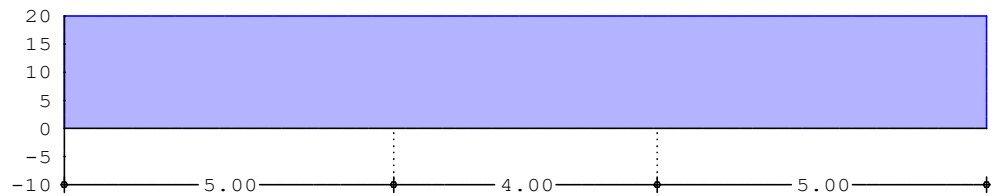
Нагружение

Нагружение 1 постоянные нагрузки  $\gamma_f = 1.05$   
 М = 1 :115



	N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	р <sub>л</sub> /Р [кН/м, кН, кНм]	р <sub>п</sub> /М
Равномерн.	1	1-3			10.00	

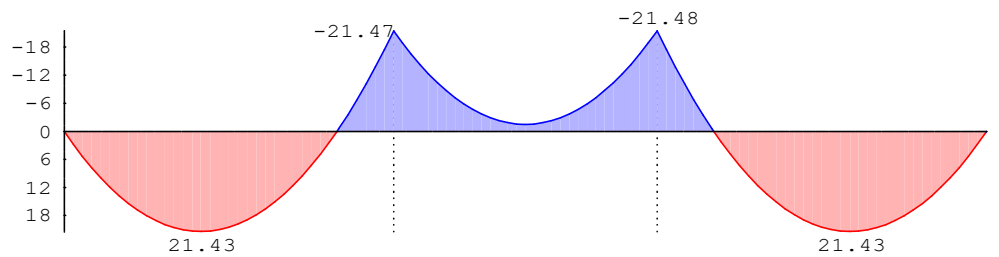
Нагружение 2 кратковременные нагрузки  $\gamma_f = 1.30$   
 М = 1 :115



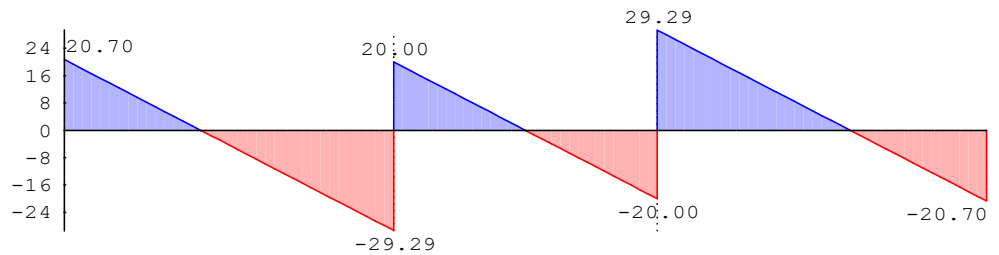
	N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	р <sub>л</sub> /Р [кН/м, кН, кНм]	р <sub>п</sub> /М
Равномерн.	1	1-3			20.00	

Усилия в сечении по линейно упругой теории

Нагружение 1 моменты  $M_{упр}$  [кНм]  
 М = 1 :115

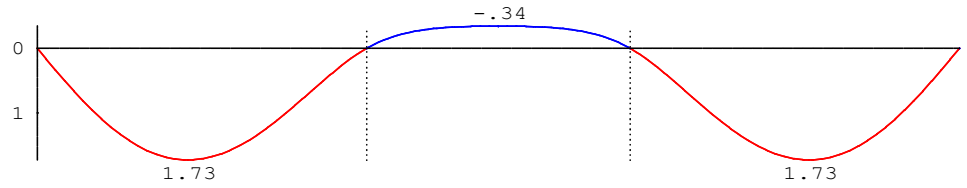


Нагружение 1 поперечные силы  $Q_{упр}$  [кН]  
 М = 1 :115



Нагружение 1  
 М = 1 :115

прогибы  $f_{упр}$  [мм]

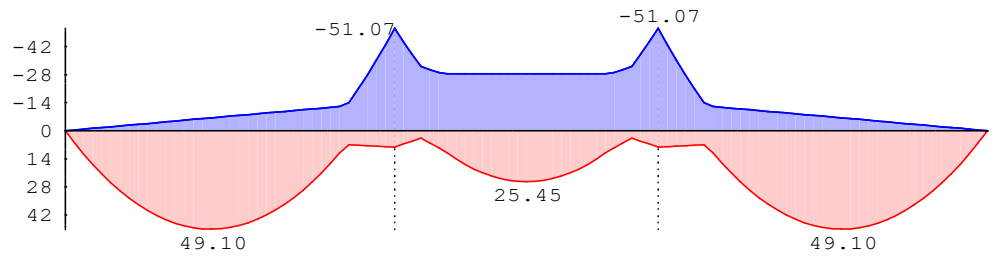


Нагружение 1

Про-лет	x [м]	max			min		
		M <sub>1</sub> [кНм]	Q <sub>1</sub> [кН]	w <sub>1</sub> [мм]	M <sub>1</sub> [кНм]	Q <sub>1</sub> [кН]	w <sub>1</sub> [мм]
1	0.00	0.00	20.70	0.00	0.00	20.70	0.00
1	1.25	18.07	8.20	1.33	18.07	8.20	1.33
1	2.07*	21.43	-0.00	1.71	21.43	-0.00	1.71
1	2.29*	21.18	-2.15	1.73	21.18	-2.15	1.73
1	2.50	20.51	-4.30	1.71	20.51	-4.30	1.71
1	3.75	7.33	-16.80	1.02	7.33	-16.80	1.02
1	5.00	-21.48	-29.30	0.00	-21.48	-29.30	0.00
2	0.00	-21.48	20.00	0.00	-21.48	20.00	0.00
2	1.00	-6.50	10.00	-0.30	-6.50	10.00	-0.30
2	2.00*	-1.48	0.00	-0.34	-1.48	0.00	-0.34
2	3.00	-6.50	-10.00	-0.30	-6.50	-10.00	-0.30
2	4.00	-21.48	-20.00	0.00	-21.48	-20.00	0.00
3	0.00	-21.48	29.30	0.00	-21.48	29.30	0.00
3	1.25	7.33	16.80	1.02	7.33	16.80	1.02
3	2.50	20.51	4.30	1.71	20.51	4.30	1.71
3	2.71*	21.18	2.15	1.73	21.18	2.15	1.73
3	2.93*	21.43	0.00	1.71	21.43	0.00	1.71
3	3.75	18.07	-8.20	1.33	18.07	-8.20	1.33
3	5.00	0.00	-20.70	0.00	0.00	-20.70	0.00

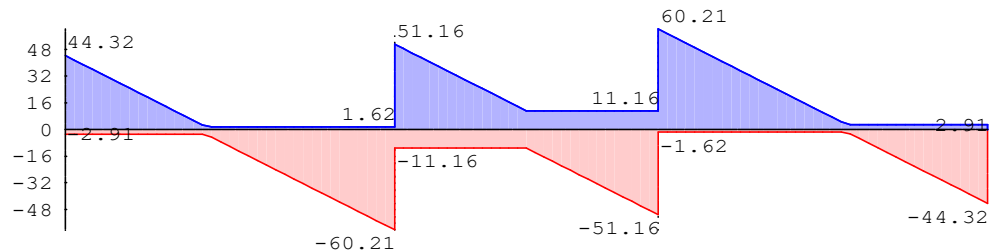
Нагружение 2  
 М = 1 :115

огibaющая моментов  $M_{упр}$  [кНм]



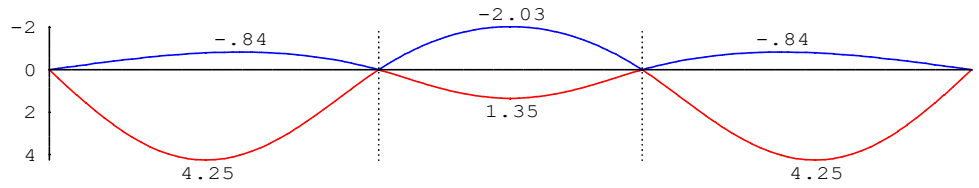
Нагружение 2  
 М = 1 :115

огibaющая поперечных сил  $Q_{упр}$  [кН]



Нагружение 2  
 М = 1 :115

огibaющая прогибов  $f_{yпр}$  [мм]



Нагружение 2

Пролет	x [м]	max			min		
		M <sub>2</sub> [кНм]	Q <sub>2</sub> [кН]	w <sub>2</sub> [мм]	M <sub>2</sub> [кНм]	Q <sub>2</sub> [кН]	w <sub>2</sub> [мм]
1	0.00	0.00	44.32	0.00	0.00	-2.91	0.00
1	1.25	39.77	19.32	3.16	-3.64	-2.91	-0.51
1	2.22*	49.10	1.67	4.23	-6.45	-4.58	-0.77
1	2.38*	48.82	1.62	4.25	-6.92	-7.78	-0.80
1	2.50	48.30	1.62	4.24	-7.27	-10.21	-0.81
1	2.89*	44.57	1.62	4.03	-8.40	-17.95	-0.84
1	3.75	25.57	1.62	2.76	-10.91	-35.21	-0.71
1	5.00	8.12	1.62	0.00	-51.07	-60.21	0.00
2	0.00	8.12	51.16	0.00	-51.07	-11.16	0.00
2	1.00	15.41	31.16	0.92	-28.41	-11.16	-1.52
2	2.00*	25.45	11.16	1.35	-28.41	-11.16	-2.03
2	3.00	15.41	11.16	0.92	-28.41	-31.16	-1.52
2	4.00	8.12	11.16	0.00	-51.07	-51.16	0.00
3	0.00	8.12	60.21	0.00	-51.07	-1.62	0.00
3	1.25	25.57	35.21	2.76	-10.91	-1.62	-0.71
3	2.11*	44.57	17.95	4.03	-8.40	-1.62	-0.84
3	2.50	48.30	10.21	4.24	-7.27	-1.62	-0.81
3	2.62*	48.82	7.78	4.25	-6.92	-1.62	-0.80
3	2.78*	49.10	4.58	4.23	-6.45	-1.67	-0.77
3	3.75	39.77	2.91	3.16	-3.64	-19.32	-0.51
3	5.00	0.00	2.91	0.00	0.00	-44.32	0.00

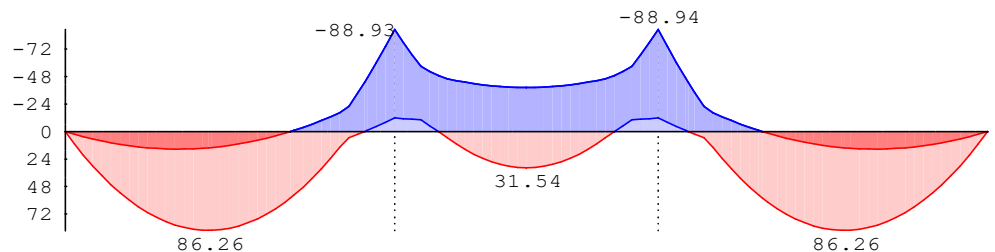
Реакции опор

Нагружение	опора	max		min	
		[кН]		[кН]	
1	A	20.70	20.70	20.70	20.70
	B	49.30	49.30	49.30	49.30
	C	49.30	49.30	49.30	49.30
	D	20.70	20.70	20.70	20.70
2	A	44.32	44.32	-2.91	-2.91
	B	111.37	111.37	-12.78	-12.78
	C	111.37	111.37	-12.78	-12.78
	D	44.32	44.32	-2.91	-2.91

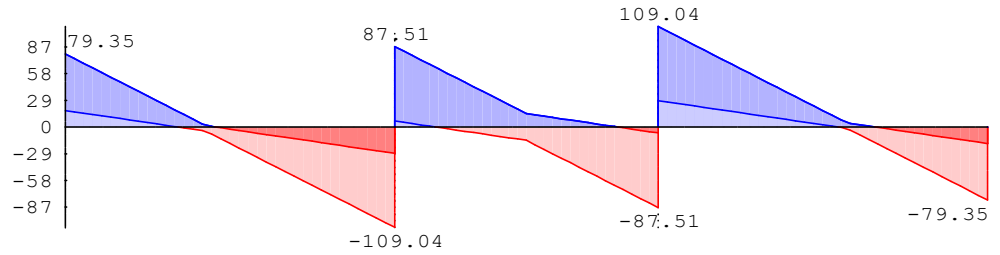
PCY

Момент M [кНм]  
 М = 1 :115

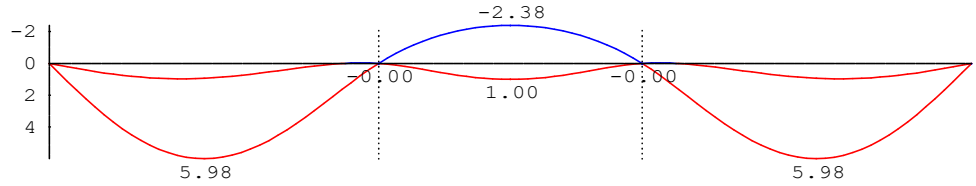
Сочетания усилий согласно СП 20.13330.2016  
 основные сочетания усилий



Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий  
 М = 1 :115



Прогибы [мм] основные сочетания усилий  
 М = 1 :115



Расчетные сочетания усилий и перемещений

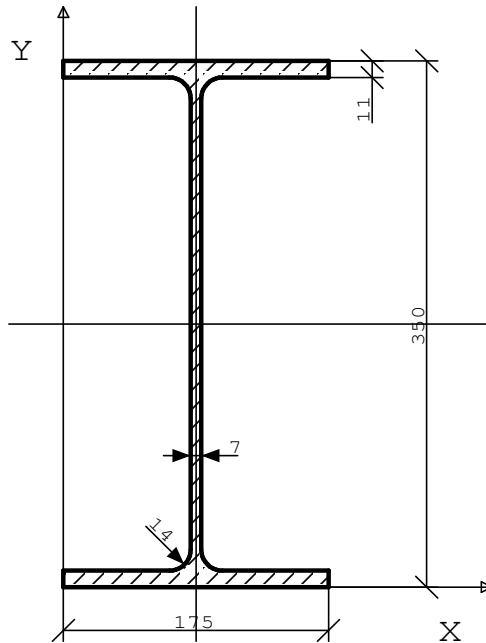
Пролет	x [м]	max			min		
		M <sub>PCY</sub> [кНм]	Q <sub>PCY</sub> [кН]	w <sub>PCY</sub> [мм]	M <sub>PCY</sub> [кНм]	Q <sub>PCY</sub> [кН]	w <sub>PCY</sub> [мм]
1	0.00	0.00	79.35	0.00	0.00	17.96	0.00
1	1.25	70.68	33.73	4.48	14.24	4.83	0.82
1	2.17*	86.26	1.49	5.93	14.23	-6.36	0.96
1	2.35*	85.67	-0.83	5.98	13.20	-12.33	0.93
1	2.50	84.32	-2.40	5.95	12.08	-17.79	0.90
1	3.75	40.93	-15.52	3.79	-6.49	-63.41	0.31
1	5.00	-12.00	-28.65	0.00	-88.94	-109.04	0.00
2	0.00	-12.00	-28.65	0.00	-88.94	-109.04	0.00
2	1.00	13.21	51.01	0.62	-43.76	-4.01	-1.83
2	2.00*	31.54	14.51	1.00	-38.48	-14.51	-2.38
2	3.00	13.21	4.01	0.62	-43.76	-51.01	-1.83
2	4.00	-12.00	-6.49	0.00	-88.94	-87.51	0.00
3	0.00	-12.00	-6.49	0.00	-88.94	-87.51	0.00
3	1.25	40.93	63.41	3.79	-6.49	15.52	0.31
3	2.50	84.32	17.79	5.95	12.08	2.40	0.90
3	2.65*	85.67	12.33	5.98	13.20	0.83	0.93
3	2.83*	86.26	6.36	5.93	14.23	-1.49	0.96
3	3.75	70.68	-4.83	4.48	14.24	-33.73	0.82
3	5.00	0.00	-17.96	0.00	0.00	-79.35	0.00

Сочетания реакций в опорах

Сочетание	опора	max	min
		[кН]	[кН]
основные РСУ	A	79.35	17.96
	B	196.55	35.14
	C	196.55	35.14
	D	79.35	17.96

Сечение балки  
 Профиль 35Б2  
 М = 1 : 5

двутавр балочный, ГОСТ Р 57837-2017



Параметры сечения

высота  $h = 350$  мм ширина  $b = 175$  мм  
 толщ. полки  $t = 11.0$  мм толщ. стенки  $t_w = 7.0$  мм  
 площадь  $A = 63.1$  см<sup>2</sup> мом. инерции  $I_x = 1.356e4$  см<sup>4</sup>  
 ст. момент  $S_x = 434$  см<sup>3</sup> мом. инерции  $I_y = 984.3$  см<sup>4</sup>  
 св. круч.  $I_t = 22.1$  см<sup>4</sup> сект. момент  $I_\omega = 2.797e5$  см<sup>6</sup>  
 момент сопротивления  $W = 774.8$  см<sup>3</sup>

Материал балки

**сталь С 255, С255 ГОСТ 27772-2015**

мод. упруг.  $E = 206$  ГПа мод. сдвига  $G = 79.2$  ГПа  
 сопр. изг.  $R_y = 240$  МПа сопр. сдвигу  $R_s = 139$  МПа

Результаты расчета  
 Критические РСУ

балки 1 класса по СП 16.13330.2017,  $\gamma_m = 1.00$

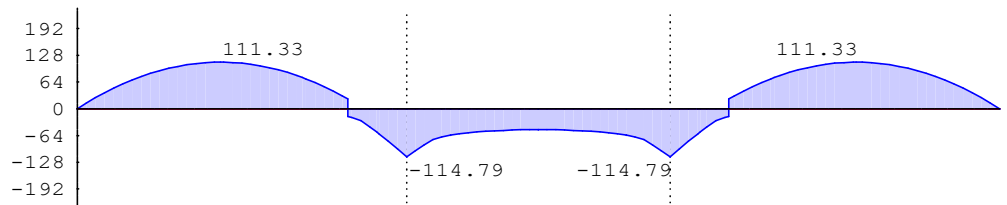
N	нагр	коэф.	пролеты	N	нагр	коэф.	пролеты
1	1	1.05	123	2	1	1.05	123
	2	1.30	12	2	1.30		23
3	1	1.05	123				
	2	1.30	13				

Расчет на прочность  
 условие (41)

макс. момент  $M = 88.9$  кНм в опоре В при РСУ N 1  
 $M / (W * R_y * \gamma_c) = 0.48$  условие выполнено

Напряжения  
 М = 1 : 115

нормальные  $\sigma_x$  [МПа]

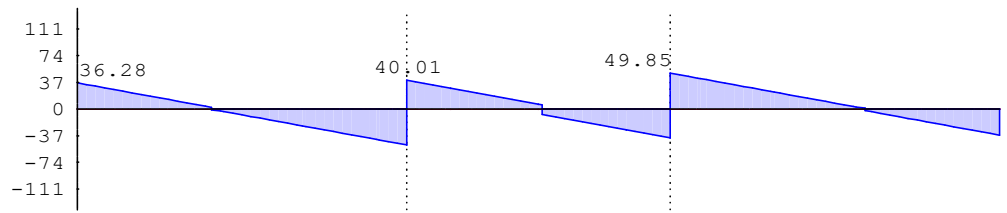


условие (42)

макс. попер. сила  $Q = 109$  кН в опоре В при РСУ N 1  
 $Q * S / (I_t * t_w * R_s * \gamma_c) = 0.36$  условие выполнено

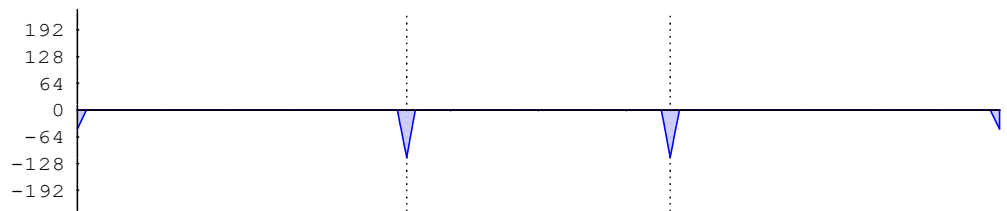


Напряжения касательные tau\_xy [МПа]  
 М = 1 :115



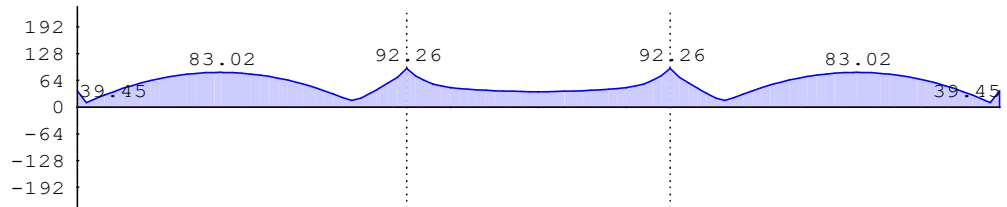
условие (46) макс.лок.нагр. Q = 786кН/м в опоре С при РСУ N 2  
 $\sigma_{loc} / (R_Y * \gamma_C) = 0.47$  условие выполнено

Напряжения локальные sigma\_loc [МПа]  
 М = 1 :115



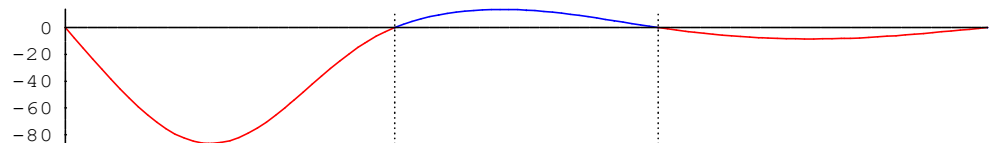
условие (44) макс.эквивалентн. напряжения в опоре С при РСУ N 2  
 $\sigma_x = -98\text{МПа}$   $\sigma_y = -112\text{МПа}$   $\tau_{xy} = 41\text{МПа}$   
 $\sigma_{\text{экв}} * 0.87 / (R_Y * \gamma_C) = 0.38$  условие выполнено

Напряжения эквивалентные sigma\_экв [МПа]  
 М = 1 :115



Устойчивость балки наиболее опасное РСУ N 3 макс.момент M = 86.3кНм  
 коэф.  $\psi = 2.58$  коэф.устойч.  $\phi_B = 0.79$   
 условие (69)  $M / (\phi_B * W_C * R_Y * \gamma_C) = 0.59$  условие выполнено

Форма потери устойчивости [условные единицы]  
 М = 1 :115



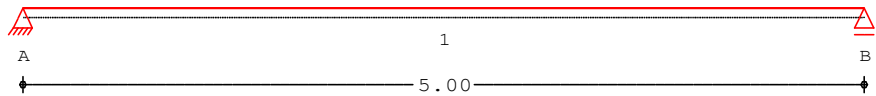
Расчет выполнен модулем 320 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t321**

**Однопролетная балка ТКП EN 1993-1-1**

Расчётная схема

M = 1 : 45



Опоры

Опора	t [см]	Опора	t [см]
A	20.0	B	20.0

Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Постоянное воздействие постоянное -
2	Переменное	Категория А: жилые здания переменное Категория-А

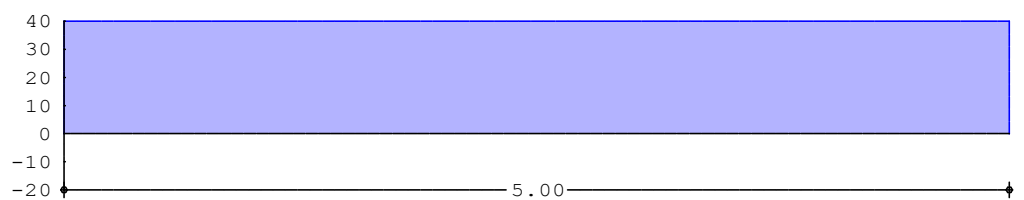
Характеристики

№	$\gamma_F$	$\psi_0$ $\xi$	$\psi_1$	$\psi_2$	группа несоч.	знак	распред по прол.
1	1.35	0.85					
2	1.50	0.70	0.50	0.30			неблаг.

Коэффициент управления надежностью конструкции  $K_{FI} = 1.00$   
 Сочетание воздейст. по формуле (6.10) EN 1990

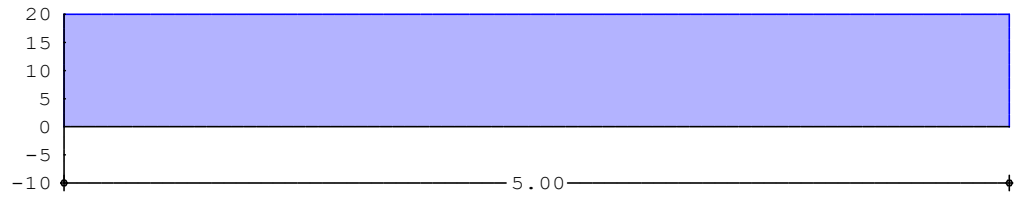
Нагружение

Нагружение 1 постоянное -  $\gamma_F = 1.35$   
 M = 1 : 40



N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	$p_L/P$ [кН/м, кН, кНм]	$p_{II}/M$
Равномерн.	1	1		40.00	

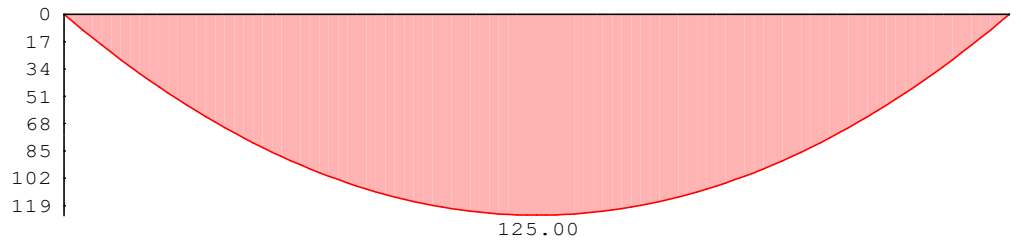
Нагружение 2 переменное Категория-А  $\gamma_f = 1.50$   
 М = 1 :40



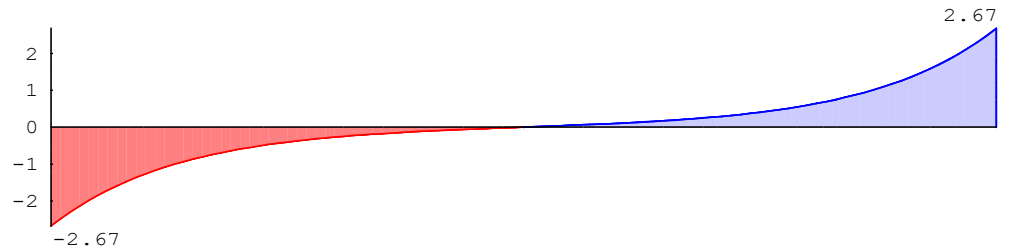
	№	Пролёт опора	a [м]	s [м]	$p_{л/р}$ [кН/м, кН, кНм]	$p_{п/м}$
Равномерн.	1	1			20.00	

Усилия в сечении по линейно упругой теории

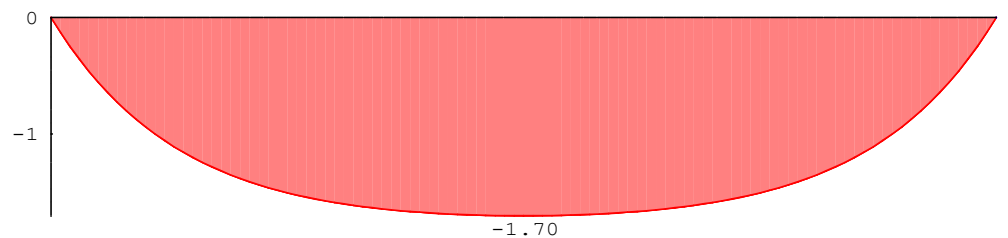
Нагружение 1 моменты  $M_{упр}$  [кНм]  
 М = 1 :40



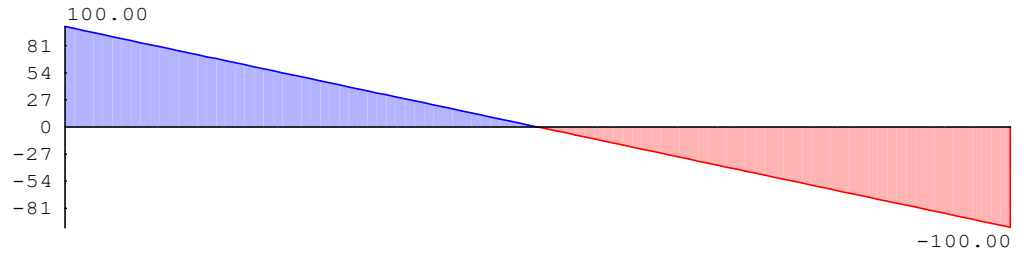
Нагружение 1 Моменты  $M_w$ , соответствующие моментам  $M_{упр}$  [кНм]  
 М = 1 :40



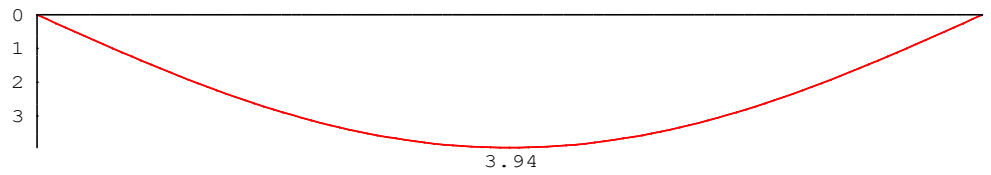
Нагружение 1 Бимоменты В, соответствующие моментам  $M_{упр}$  [кНм<sup>2</sup>]  
 М = 1 :40



Нагружение 1 поперечные силы  $Q_{yпр}$  [кН]  
 М = 1 : 40



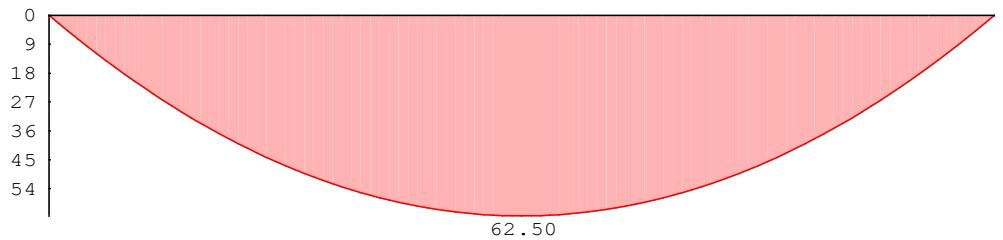
Нагружение 1 прогибы  $f_{yпр}$  [мм]  
 М = 1 : 40



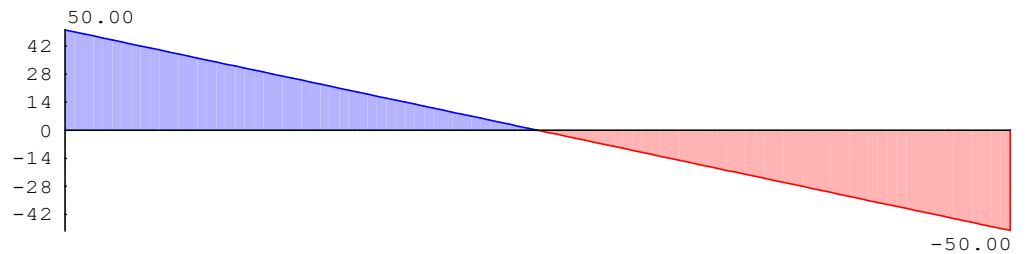
Нагружение 1

Пролет	x [м]	max			min		
		$M_1$ [кНм]	$Q_1$ [кН]	$w_1$ [мм]	$M_1$ [кНм]	$Q_1$ [кН]	$w_1$ [мм]
1	0.00	0.0	100.0	0.00	0.0	100.0	0.00
1	1.25	93.8	50.0	2.81	93.8	50.0	2.81
1	2.50*	125.0	0.0	3.94	125.0	0.0	3.94
1	3.75	93.8	-50.0	2.81	93.8	-50.0	2.81
1	5.00	0.0	-100.0	0.00	0.0	-100.0	0.00

Нагружение 2 огибающая моментов  $M_{yпр}$  [кНм]  
 М = 1 : 40

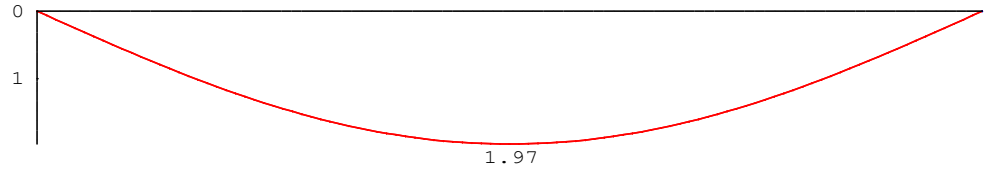


Нагружение 2 огибающая поперечных сил  $Q_{yпр}$  [кН]  
 М = 1 : 40



Нагружение 2  
 М = 1 : 40

огИБающая прогибов  $f_{упр}$  [мм]



Нагружение 2

Пролет	x [м]	max			min		
		$M_2$ [кНм]	$Q_2$ [кН]	$w_2$ [мм]	$M_2$ [кНм]	$Q_2$ [кН]	$w_2$ [мм]
1	0.00	0.00	50.00	0.00	0.00	50.00	0.00
1	1.25	46.88	25.00	1.40	46.88	25.00	1.40
1	2.50*	62.50	0.00	1.97	62.50	0.00	1.97
1	3.75	46.88	-25.00	1.40	46.88	-25.00	1.40
1	5.00	0.00	-50.00	0.00	0.00	-50.00	0.00

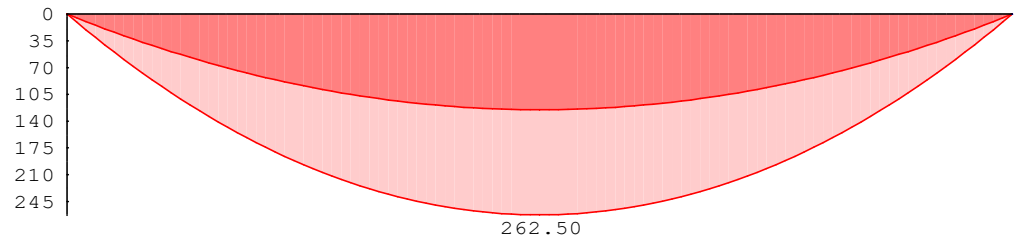
Реакции опор

Нагружение	опора	max		min	
		[кН]		[кН]	
1	A	100.00	100.00		
	B	100.00	100.00		
2	A	50.00	50.00		
	B	50.00	50.00		

PCY

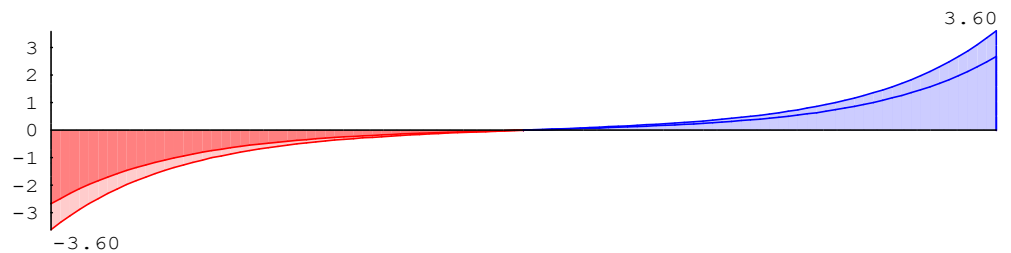
Сочетания усилий согласно СТБ EN 1990-2007  
 Основы проектирования несущих конструкций.  
 основные сочетания усилий [кНм]

Момент M  
 М = 1 : 40



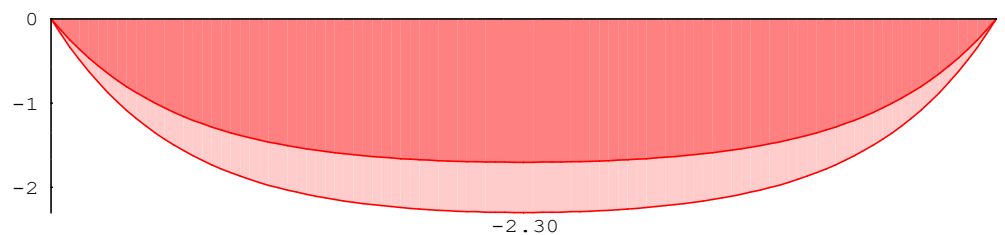
Момент Mw  
 М = 1 : 40

соответствующий моментам M основных PCY [кНм]

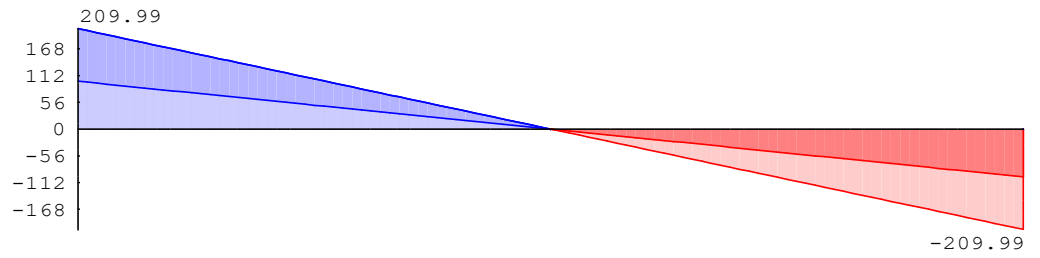


Бимомент B  
 М = 1 : 40

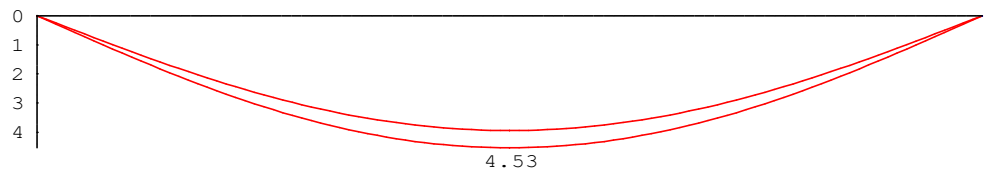
соответствующий моментам M основных PCY [кНм<sup>2</sup>]



Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий  
 М = 1 : 40



Прогибы основные сочетания усилий [mm]  
 М = 1 : 40



Расчетные сочетания усилий и перемещений

Про-лет	x [м]	max			min		
		$M_{Ed}$ [кНМ]	$Q_{Ed}$ [кН]	$w_{Ed}$ [мм]	$M_{Ed}$ [кНМ]	$Q_{Ed}$ [кН]	$w_{Ed}$ [мм]
1	0.00	0.0	210.0	0.00	0.0	100.0	0.00
1	1.25	196.9	105.0	3.23	93.8	50.0	2.81
1	2.50*	262.5	0.0	4.53	125.0	0.0	3.94
1	3.75	196.9	-50.0	3.23	93.8	-105.0	2.81
1	5.00	0.0	-100.0	0.00	0.0	-210.0	0.00

Сочетания реакций в опорах

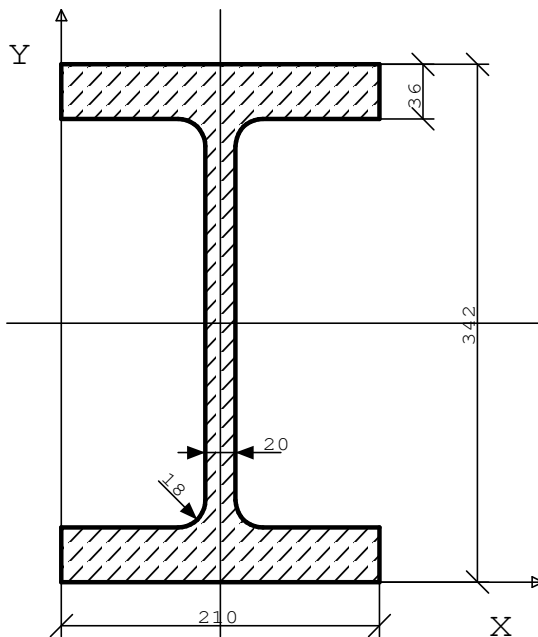
Сочетание	опора	max	min
		[кН]	[кН]
основные РСУ	А	210.00	100.00
	В	210.00	100.00

Сечение балки

Профиль 30Ш6

M = 1 : 5

двутавр широкополочный, ГОСТ Р 57837–2017



Параметры сечения

высота	$h = 342\text{мм}$	ширина	$b = 210\text{мм}$
толщ.полки	$t = 36.0\text{мм}$	толщ.стенки	$t_w = 20.0\text{мм}$
площадь	$A = 208\text{ см}^2$	мом.инерции	$I_x = 3.932\text{e}4\text{см}^4$
ст.момент	$S_x = 1.36\text{e}3\text{см}^3$	мом.инерции	$I_y = 5580\text{ см}^4$
св.круч.	$I_t = 741\text{ см}^4$	сект.момент	$I_\omega = 1.274\text{e}6\text{см}^6$
мом.сопр.	$W_{p1} = 2.71\text{e}3\text{см}^3$	сект. площ.	$\omega = 174.6\text{см}^2$
пл.сдвига	$A_v = 76.9\text{см}^2$		

Материал балки

**S 275**

мод.упруг.  $E = 210\text{ ГПа}$  мод.сдвига  $G = 80.8\text{ ГПа}$   
 сопр.изг.  $f_y = 275\text{ МПа}$  сопр.сдвигу  $f_s = 159\text{ МПа}$

Частные коэффициенты безопас.  $\gamma_{M0} = 1$

$\gamma_{M1} = 1$

Результаты расчета

балки 1-го класса по ТКП EN 1993-1-1-2015.

Критическое PCY

N нагр	коэф.	пролеты
1	1	1.35
	2	1.50

Расчет на прочность

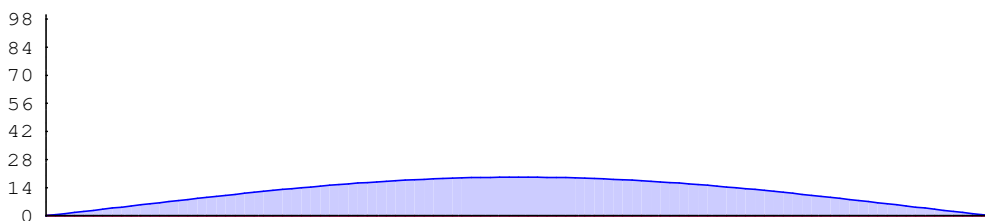
макс.момент  $M = 262\text{кНм}$  достигается в пролете 1  
 бимомент  $B = 2.3\text{кНм}^2$

условие прочности

при PCY N 1 в сечении с координатой  $x = 2.50\text{м}$   
 $B\omega/W_\omega / (f_y/\gamma_{M0}) + (M/W / (f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0.19$  выполнено

Коэфф. использования по изгибающему моменту и бимоменту [%]

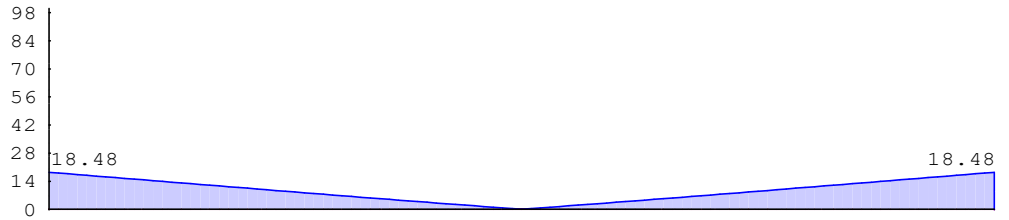
M = 1 : 40



условие (6.17)

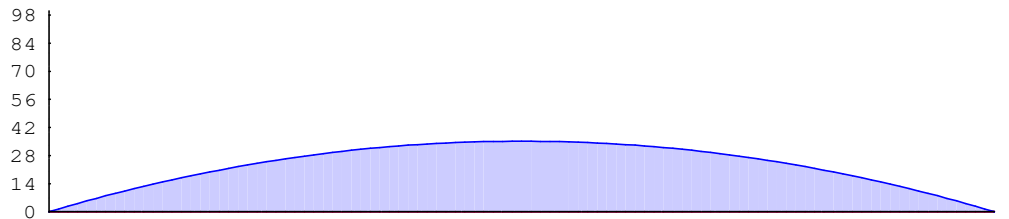
макс.попер.сила  $Q = 210\text{кН}$  в опоре B при PCY N 1  
 соотв. момент  $M_t = 9.89\text{кНм}$   
 $Q / (A_v * f_s / \gamma_{M0}) = 0.18$  условие выполнено

Коэфф. использования по поперечной силе и крутящему моменту [%]  
 М = 1 : 40



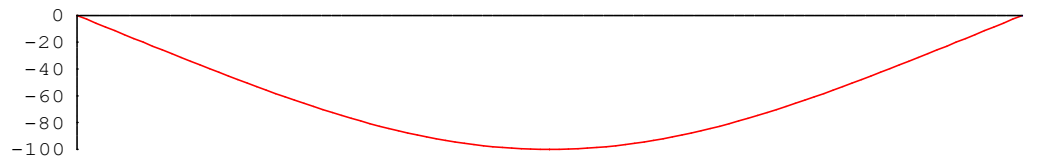
критич. расчетный случай возникает в пролете 1 при РСУ N 1 в сечении с координатой  $x = 2.50\text{м}$   
 $M = 262.5\text{кНм}$   $Q = 0.0\text{кН}$   $\rho = 0.00$   $W_{p1,y,v} = 2714\text{см}^3$   
 условие (6.12)  $M / (W * f_y / \gamma_{M0}) = 0.35$  условие выполнено

Коэфф. использования по изгибающему моменту и поперечной силе [%]  
 М = 1 : 40



Устойчивость балки наиболее опасное РСУ N 1 макс. момент  $M = 262\text{кНм}$   
 $M_{cr} = 1671.8\text{кНм}$   $\lambda_{LT} = 0.67$   $\chi_{LT} = 0.86$   
 условие (6.54)  $M / (\chi_{LT} * W * f_y / \gamma_{M1}) = 0.41$  условие выполнено

Форма потери устойчивости [условные единицы]  
 М = 1 : 40



Расчет выполнен модулем 321 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

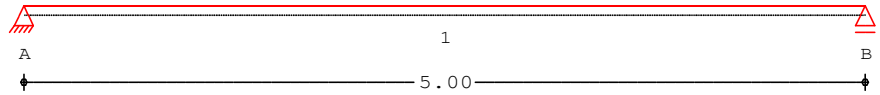


**Поз. t322**

**Однопролетная балка MSZ EN 1993-1-1**

Расчётная схема

M = 1 : 45



Опоры

Опора	t [см]	Опора	t [см]
A	20.0	B	20.0

Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Постоянное воздействие постоянное -
2	Переменное	Категория А: жилые здания переменное Категория-А

Характеристики

№	$\gamma_F$	$\psi_0$ $\xi$	$\psi_1$	$\psi_2$	группа несоч.	знак	распред по прол.
1	1.35	0.85					
2	1.50	0.70	0.50	0.30			неблаг.

Коэффициент

управления надежностью конструкции

$K_{FI} = 1.00$

Сочетание воздейст.

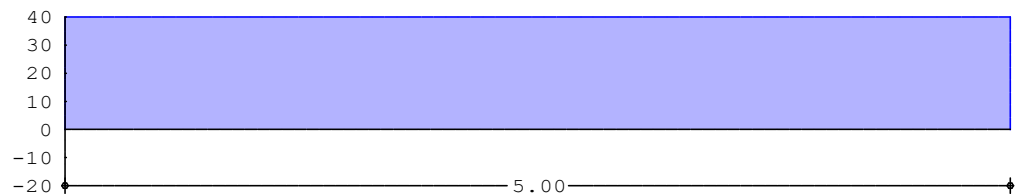
по формулам (6.10a)/(6.10б) EN 1990 без учета переменных воздействий в (6.10a)

Нагружение

Нагружение 1

M = 1 : 40

постоянное -  $\gamma_f = 1.35$

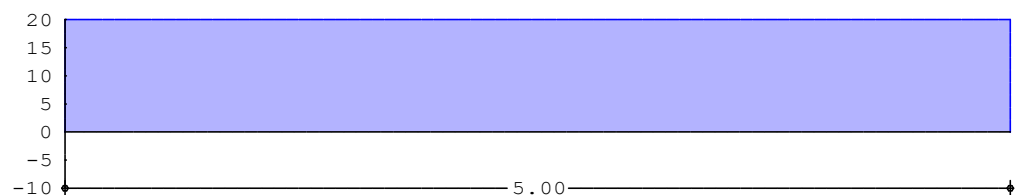


	N. Пролёт	a	s	$p_L/P$	$p_L/M$
	опора	[м]	[м]	[кН/м, кН, кНм]	
Равномерн.	1	1		40.00	

Нагружение 2

M = 1 : 40

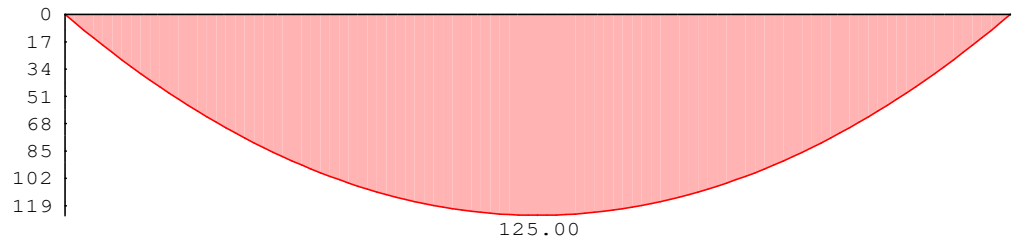
переменное Категория-А  $\gamma_f = 1.50$



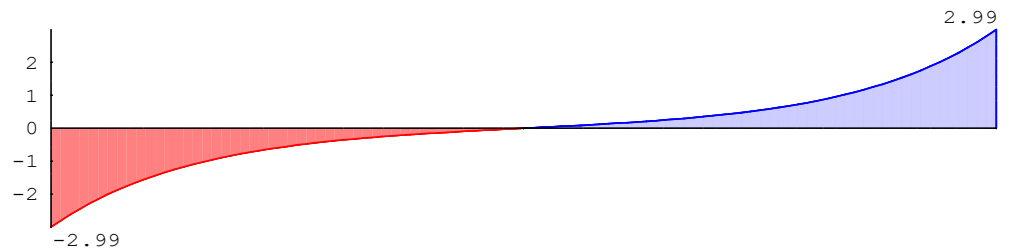
	N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	$p_{л}/P$ [кН/м, кН, кНм]	$p_{п}/M$
Равномерн.	1	1			20.00	

Усилия в сечении по линейно упругой теории

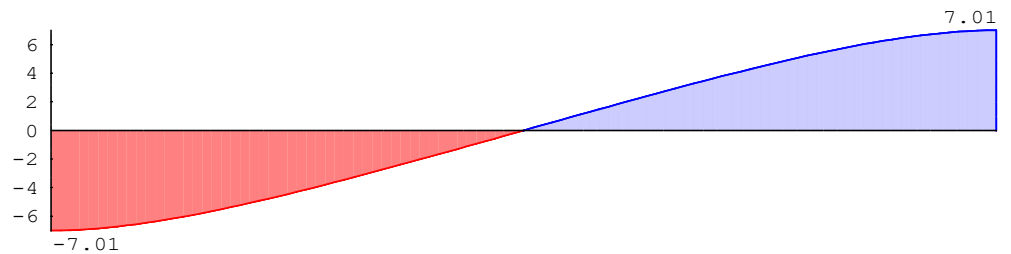
Нагружение 1 моменты  $M_{yпр}$  [кНм]  
 M = 1 :40



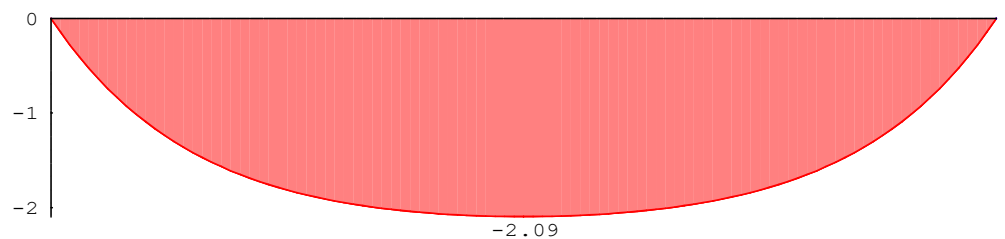
Нагружение 1 Моменты  $M_w$ , соответствующие моментам  $M_{yпр}$  [кНм]  
 M = 1 :40



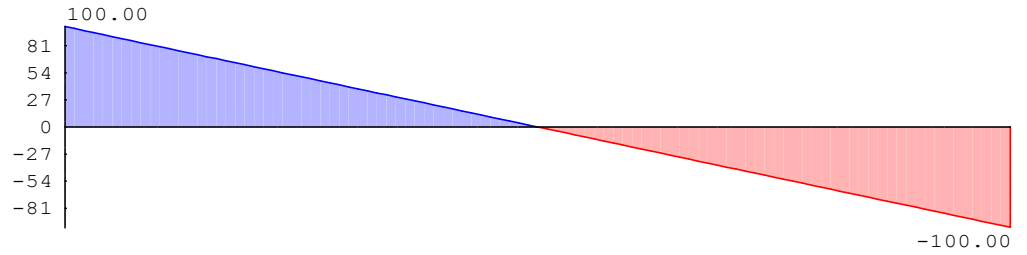
Нагружение 1 Моменты  $M_t$ , соответствующие моментам  $M_{yпр}$  [кНм]  
 M = 1 :40



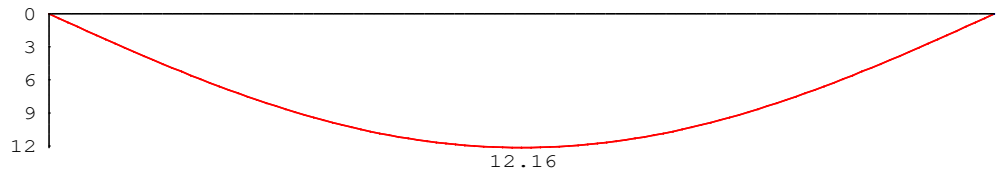
Нагружение 1 Бимоменты  $B$ , соответствующие моментам  $M_{yпр}$  [кНм<sup>2</sup>]  
 M = 1 :40



Нагружение 1 поперечные силы  $Q_{yпр}$  [кН]  
 М = 1 : 40



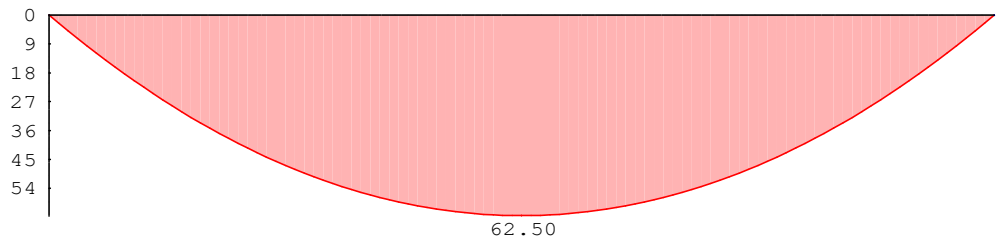
Нагружение 1 прогибы  $f_{yпр}$  [мм]  
 М = 1 : 40



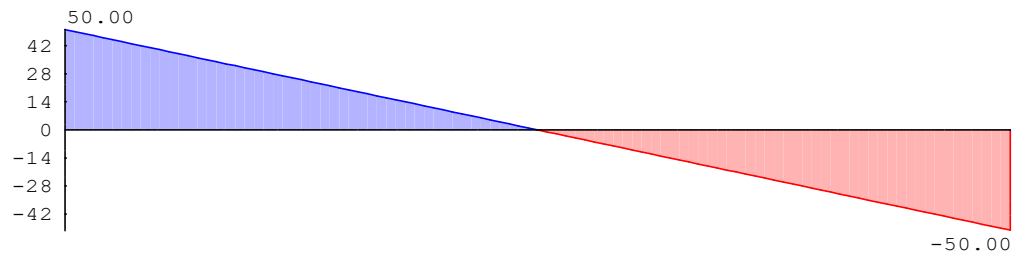
Нагружение 1

Пролет	x [м]	max			min		
		$M_1$ [кНм]	$Q_1$ [кН]	$w_1$ [мм]	$M_1$ [кНм]	$Q_1$ [кН]	$w_1$ [мм]
1	0.00	0.0	100.0	0.00	0.0	100.0	0.00
1	1.25	93.8	50.0	8.66	93.8	50.0	8.66
1	2.50*	125.0	0.0	12.16	125.0	0.0	12.16
1	3.75	93.8	-50.0	8.66	93.8	-50.0	8.66
1	5.00	0.0	-100.0	0.00	0.0	-100.0	0.00

Нагружение 2 огибающая моментов  $M_{yпр}$  [кНм]  
 М = 1 : 40

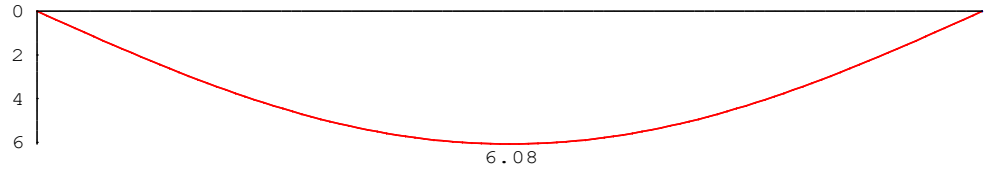


Нагружение 2 огибающая поперечных сил  $Q_{yпр}$  [кН]  
 М = 1 : 40



Нагружение 2  
 М = 1 :40

огibaющая прогибов  $f_{yпр}$  [мм]



Нагружение 2

Пролет	x [м]	max			min		
		M <sub>2</sub> [кНм]	Q <sub>2</sub> [кН]	w <sub>2</sub> [мм]	M <sub>2</sub> [кНм]	Q <sub>2</sub> [кН]	w <sub>2</sub> [мм]
1	0.00	0.00	50.00	0.00	0.00	50.00	0.00
1	1.25	46.88	25.00	4.33	46.88	25.00	4.33
1	2.50*	62.50	0.00	6.08	62.50	0.00	6.08
1	3.75	46.88	-25.00	4.33	46.88	-25.00	4.33
1	5.00	0.00	-50.00	0.00	0.00	-50.00	0.00

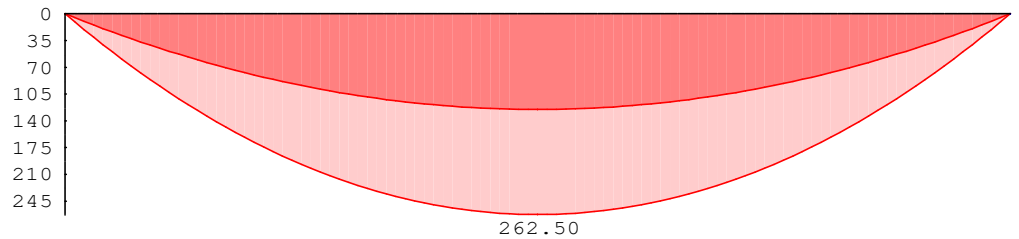
Реакции опор

Нагружение	опора	max		min	
		[кН]		[кН]	
1	A	100.00	100.00		
	B	100.00	100.00		
2	A	50.00	50.00		
	B	50.00	50.00		

PCY

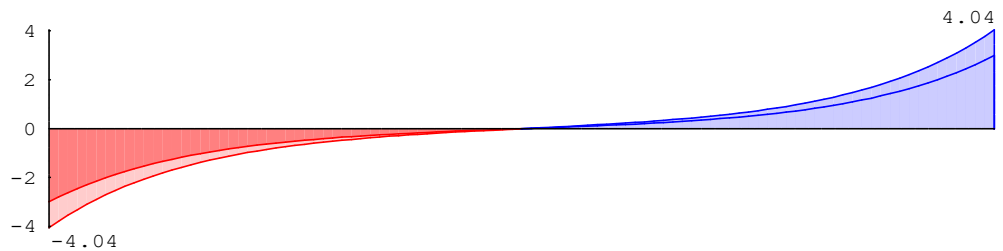
Сочетания усилий согласно п.6.4.3 MSZ EN 1990:2011  
 Основы проектирования несущих конструкций.  
 основные сочетания усилий [кНм]

Момент M  
 М = 1 :40



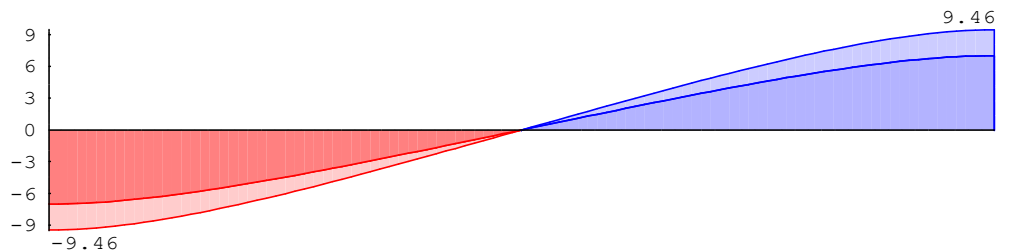
Момент Mw  
 М = 1 :40

соответствующий моментам M основных PCY [кНм]



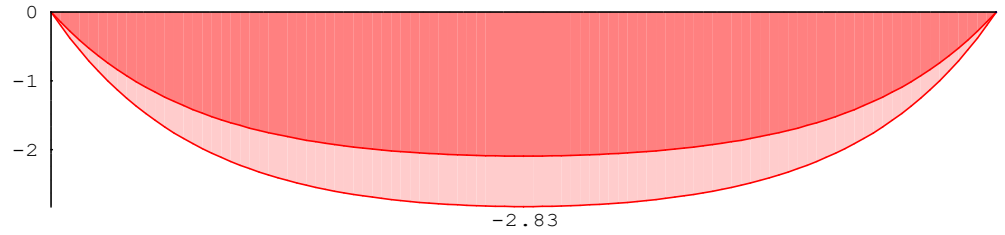
Момент Mt  
 М = 1 :40

соответствующий моментам M основных PCY [кНм]

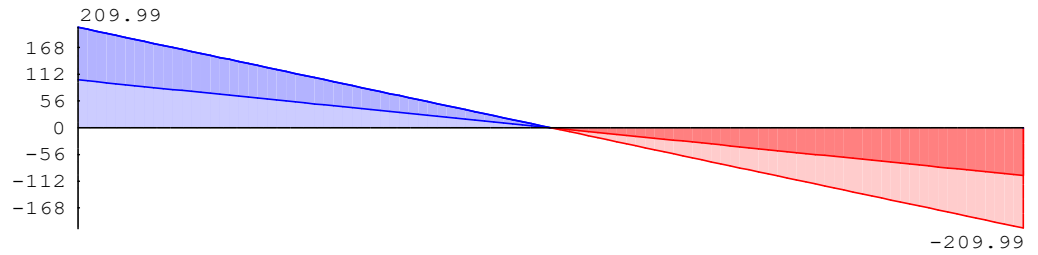


Бимомент В  
 М = 1 : 40

соответствующий моментам М основных РСУ [кНм<sup>2</sup>]

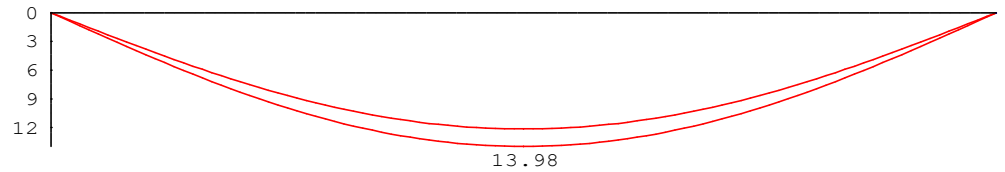


Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий  
 М = 1 : 40



Прогибы  
 М = 1 : 40

основные сочетания усилий [mm]



Расчетные сочетания усилий и перемещений

Про лет	x [м]	max			min		
		M <sub>Ed</sub> [кНм]	Q <sub>Ed</sub> [кН]	w <sub>Ed</sub> [мм]	M <sub>Ed</sub> [кНм]	Q <sub>Ed</sub> [кН]	w <sub>Ed</sub> [мм]
1	0.00	0.0	210.0	0.00	0.0	100.0	0.00
1	1.25	196.9	105.0	9.96	93.8	50.0	8.66
1	2.50*	262.5	0.0	13.98	125.0	0.0	12.16
1	3.75	196.9	-50.0	9.96	93.8	-105.0	8.66
1	5.00	0.0	-100.0	0.00	0.0	-210.0	0.00

**ПРЕДУПРЕЖДЕНИЕ**

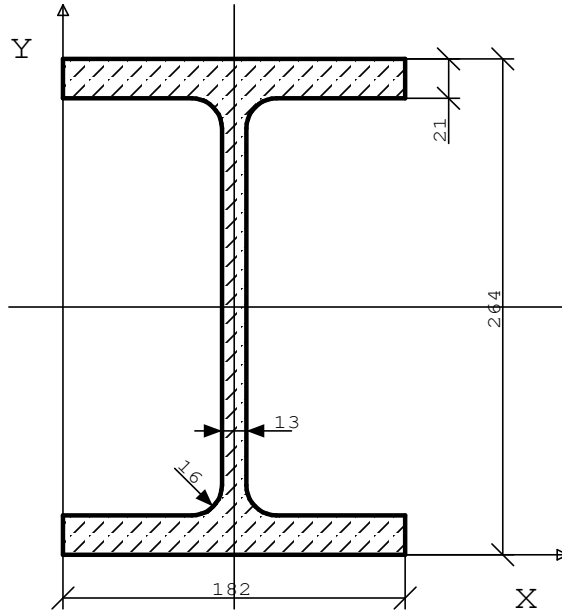
**Превышен допустимый прогиб в пролете 1**

Сочетания реакций в опорах

Сочетание	опора	max	min
		[кН]	[кН]
основные РСУ	A	210.00	100.00
	B	210.00	100.00

Сечение балки  
 Профиль 25Ш4  
 М = 1 : 4

двутавр широкополочный, ГОСТ Р 57837-2017



Параметры сечения

высота	$h = 264 \text{ мм}$	ширина	$b = 182 \text{ мм}$
толщ. полки	$t = 21.0 \text{ мм}$	толщ. стенки	$t_w = 13.0 \text{ мм}$
площадь	$A = 107 \text{ см}^2$	мом. инерции $I_x$	$= 1.275 \text{e}4 \text{ см}^4$
ст. момент $S_x$	$= 556 \text{ см}^3$	мом. инерции $I_y$	$= 2116 \text{ см}^4$
св. круч. $I_t$	$= 141 \text{ см}^4$	сект. момент $I_\omega$	$= 3.052 \text{e}5 \text{ см}^6$
мом. сопр. $W_{p1}$	$= 1.11 \text{e}3 \text{ см}^3$	сект. площ. $\omega$	$= 118.0 \text{ см}^2$
пл. сдвига $A_v$	$= 40.5 \text{ см}^2$		

Материал балки

**S 275**

мод. упруг. $E = 210 \text{ ГПа}$	мод. сдвига $G = 80.8 \text{ ГПа}$
сопр. изг. $f_y = 275 \text{ МПа}$	сопр. сдвигу $f_s = 159 \text{ МПа}$

Частные коэффициенты безопас.  $\gamma_{M0} = 1$

$\gamma_{M1} = 1$

Результаты расчета

балки 1-го класса по MSZ EN 1993-1-1-2005.

Критическое PCY

N	нагр	коэф.	пролеты
1	1	1.35	1
2	1.50		1

Расчет на прочность

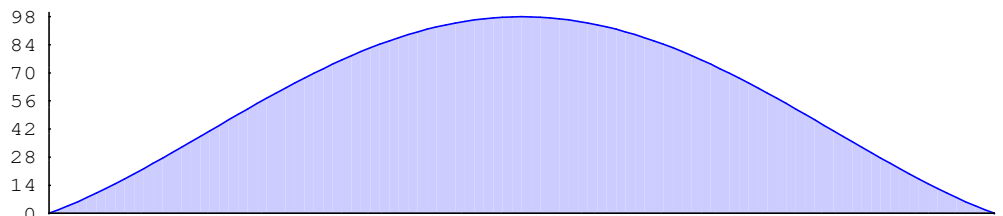
макс. момент  $M = 262 \text{ кНм}$  достигается в пролете 1  
 бимомент  $B = 2.83 \text{ кНм}^2$

условие прочности

при PCY N 1 в сечении с координатой  $x = 2.50 \text{ м}$   
 $B\omega/W_\omega / (f_y/\gamma_{M0}) + (M/W / (f_y/\gamma_{M0}))^2 = 0.98$  выполнено

Коэфф. использования по изгибающему моменту и бимоменту [%]

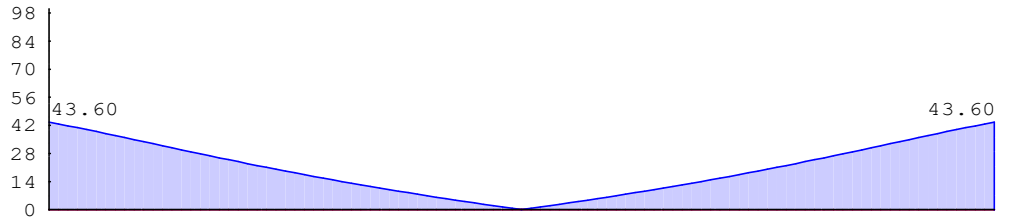
М = 1 : 40



условие (6.17)

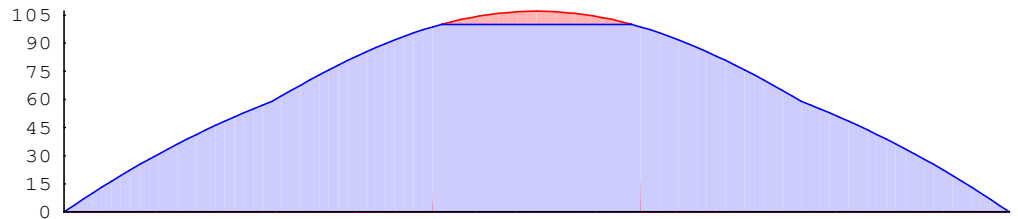
макс. попер. сила  $Q = 210 \text{ кН}$  в опоре В при PCY N 1  
 соотв. момент  $M_t = 9.46 \text{ кНм}$   
 $Q / (A_v * f_s / \gamma_{M0}) = 0.44$  условие выполнено

Коэфф. использования по поперечной силе и крутящему моменту [%]  
 М = 1 : 40



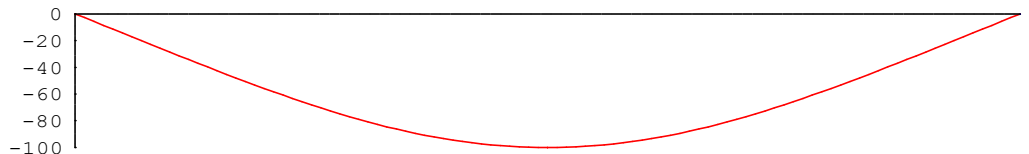
критич. расчетный случай возникает в пролете 1 при РСУ N 1 в сечении с координатой  $x = 2.50\text{м}$   
 $M = 262.5\text{кНм}$   $Q = 0.0\text{кН}$   $M_{\omega} = 0.0\text{кНм}^2$   $V = 2.8\text{кНм}^2$   
 Условие (6.32)  $M_f = 11.6\text{кНм}$   $N_f = 956.0\text{кН}$   $\tau_f = 0.00\text{МПа}$   $\rho = 0.00$   
 для верхней полки  $M_f / M_{fpl,Rd} + (N_f / N_{f,Rd})^2 = 1.07$  **УСЛОВИЕ НЕ ВЫПОЛНЕНО!**

Коэфф. использования по изгибающему моменту и поперечной силе [%]  
 М = 1 : 40



Устойчивость балки наиболее опасное РСУ N 1 макс.момент  $M = 262\text{кНм}$   
 $M_{cr} = 451.3\text{кНм}$   $\lambda_{LT} = 0.82$   $\chi_{LT} = 0.78$   
 условие (6.54)  $M / (\chi_{LT} * W * f_y / \gamma_{M1}) = 1.10$  **УСЛОВИЕ НЕ ВЫПОЛНЕНО!**

Форма потери устойчивости [условные единицы]  
 М = 1 : 40

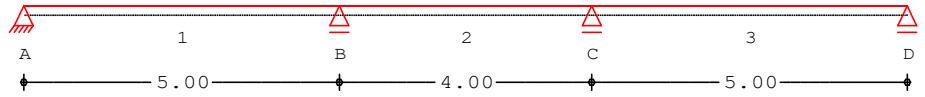


**Поз. t325**

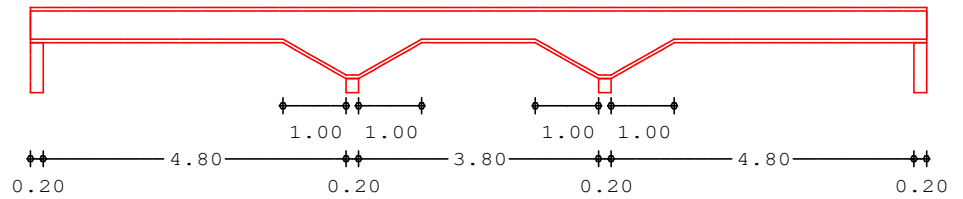
**Трехпролетная балка**

Расчётная схема

М = 1 :120



М = 1 :120



Опоры

Опора	t [см]	Вут слева [м]	справа [м]	высота [см]
A	20.0			
B	20.0	1.0	1.0	40.0
C	20.0	1.0	1.0	40.0
D	20.0			

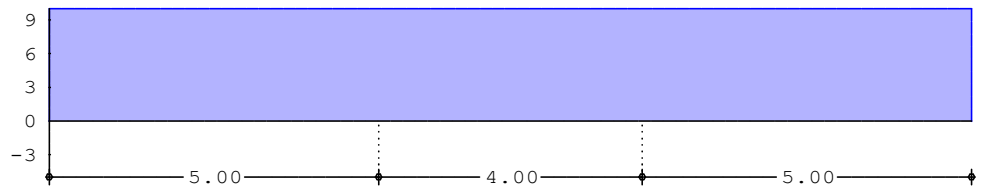
Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Собственный вес металлических конструкций
2	Кратковременное	Равномерно распределенная нагрузка - жилые помещения

Нагружение

Нагружение 1 постоянные нагрузки  $\gamma_f = 1.05$

М = 1 :115

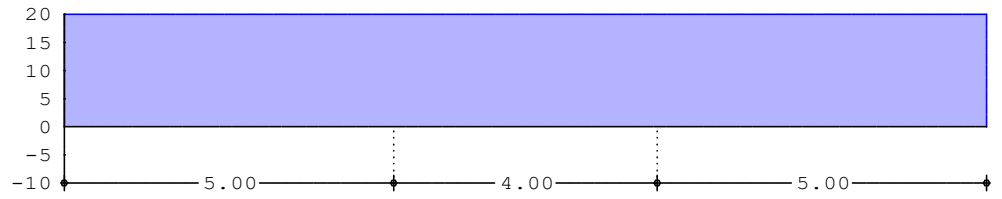


	№. Пролёт опора	a [м]	s [м]	$p_{л/Р}$ [кН/м, кН, кНм]	$p_{п/М}$
Равномерн.	1 1-3			10.00	



Нагружение 2  
 М = 1 :115

кратковременные нагрузки  $\gamma_f = 1.30$



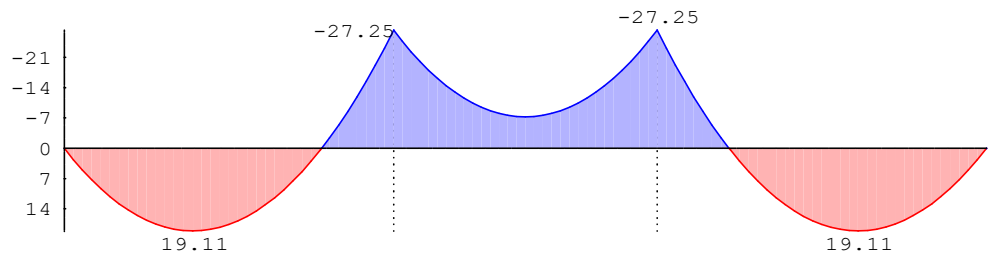
	N.	Пролёт опора	a [м]	s [м]	$p_{л}/P$ [кН/м, кН, кНм]	$p_{п}/M$
Равномерн.	1	1-3			20.00	

Усилия в сечении

по линейно упругой теории

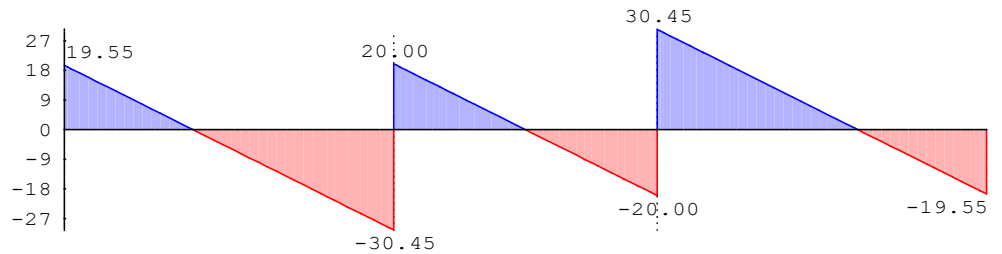
Нагружение 1  
 М = 1 :115

моменты  $M_{упр}$  [кНм]



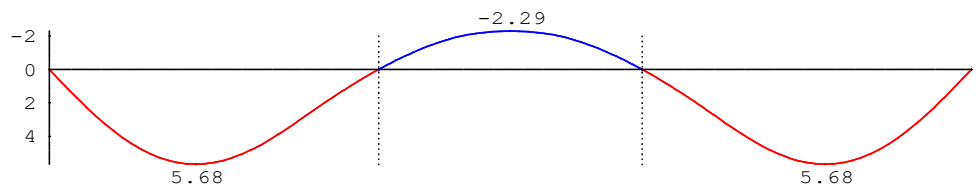
Нагружение 1  
 М = 1 :115

поперечные силы  $Q_{упр}$  [кН]



Нагружение 1  
 М = 1 :115

прогибы  $f_{упр}$  [мм]



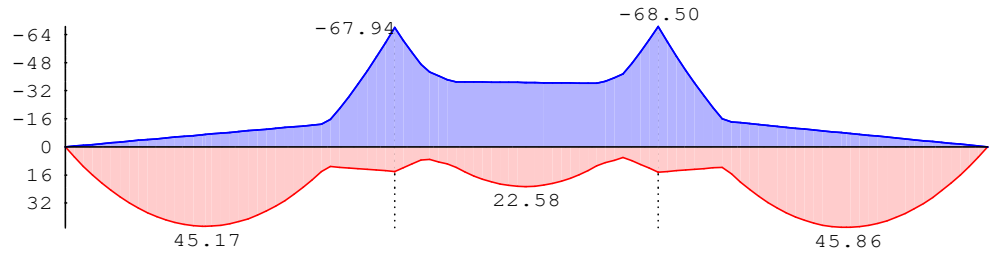
Нагружение 1

Про лет	x [м]	max			min		
		$M_1$ [кНм]	$Q_1$ [кН]	$w_1$ [мм]	$M_1$ [кНм]	$Q_1$ [кН]	$w_1$ [мм]
1	0.00	0.00	19.55	0.00	0.00	19.55	0.00
1	1.25	16.62	7.05	4.45	16.62	7.05	4.45
1	1.95*	19.11	0.00	5.59	19.11	0.00	5.59
1	2.22*	18.75	-2.66	5.68	18.75	-2.66	5.68
1	2.50	17.62	-5.45	5.58	17.62	-5.45	5.58
1	3.75	3.00	-17.95	3.17	3.00	-17.95	3.17
1	5.00	-27.25	-30.45	0.00	-27.25	-30.45	0.00

2	0.00	-27.25	20.00	0.00	-27.25	20.00	0.00
2	1.00	-12.27	10.00	-1.73	-12.27	10.00	-1.73
2	2.00*	-7.25	-0.00	-2.29	-7.25	-0.00	-2.29
2	3.00	-12.27	-10.00	-1.73	-12.27	-10.00	-1.73
2	4.00	-27.25	-20.00	0.00	-27.25	-20.00	0.00
3	0.00	-27.25	30.45	0.00	-27.25	30.45	0.00
3	1.25	3.00	17.95	3.17	3.00	17.95	3.17
3	2.50	17.62	5.45	5.58	17.62	5.45	5.58
3	2.78*	18.75	2.66	5.68	18.75	2.66	5.68
3	3.05*	19.11	0.00	5.59	19.11	0.00	5.59
3	3.75	16.62	-7.05	4.45	16.62	-7.05	4.45
3	5.00	0.00	-19.55	0.00	0.00	-19.55	0.00

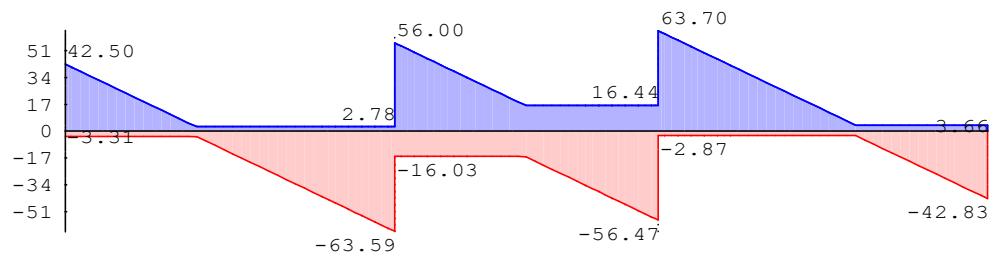
Нагружение 2  
 M = 1 :115

огibaющая моментов  $M_{yпр}$  [кНм]



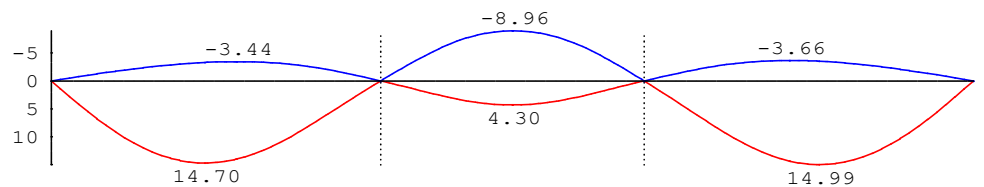
Нагружение 2  
 M = 1 :115

огibaющая поперечных сил  $Q_{yпр}$  [кН]



Нагружение 2  
 M = 1 :115

огibaющая прогибов  $f_{yпр}$  [мм]



Нагружение 2

Про лет	x [м]	max			min		
		$M_2$ [кНм]	$Q_2$ [кН]	$w_2$ [мм]	$M_2$ [кНм]	$Q_2$ [кН]	$w_2$ [мм]
1	0.00	0.00	42.51	0.00	0.00	-3.31	0.00
1	1.25	37.51	17.51	11.09	-4.14	-3.31	-2.14
1	2.13*	45.17	2.78	14.56	-7.04	-6.10	-3.15
1	2.34*	44.70	2.78	14.70	-7.73	-10.29	-3.30
1	2.50	43.76	2.78	14.62	-8.28	-13.59	-3.38
1	2.82*	40.26	2.78	13.98	-9.35	-20.05	-3.44
1	3.75	18.77	2.78	9.24	-12.42	-38.59	-2.82
1	5.00	13.92	2.78	0.00	-67.95	-63.59	0.00
2	0.00	13.92	56.00	0.00	-67.95	-16.03	0.00
2	1.00	12.96	36.00	2.84	-37.07	-16.03	-6.36
2	1.98*	22.58	16.80	4.30	-36.67	-16.39	-8.95
2	2.00	22.57	16.44	4.30	-36.66	-16.47	-8.96
2	2.00*	22.57	16.44	4.30	-36.66	-16.53	-8.96
2	2.01*	22.55	16.44	4.30	-36.66	-16.69	-8.96

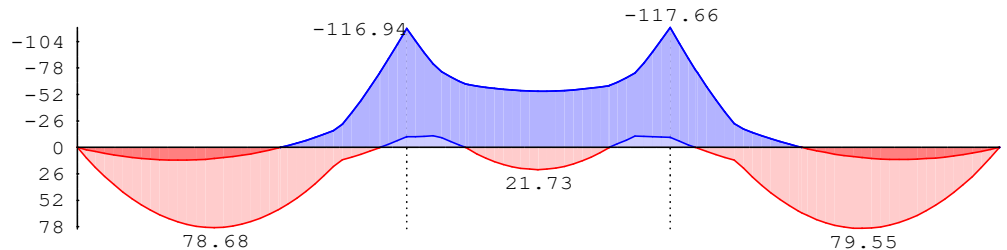
2	3.00	12.09	16.44	2.87	-36.25	-36.47	-6.48
2	4.00	14.36	16.44	0.00	-68.50	-56.47	0.00
3	0.00	14.36	63.70	0.00	-68.50	-2.87	0.00
3	1.25	19.99	38.70	9.46	-13.72	-2.87	-2.93
3	2.21*	41.68	19.44	14.38	-10.20	-2.87	-3.66
3	2.50	44.58	13.70	14.92	-9.15	-2.87	-3.60
3	2.66*	45.44	10.54	14.99	-8.57	-2.87	-3.53
3	2.86*	45.86	6.53	14.86	-7.84	-2.87	-3.39
3	3.75	37.91	3.66	11.28	-4.57	-17.83	-2.30
3	5.00	0.00	3.66	0.00	0.00	-42.83	0.00

Реакции опор

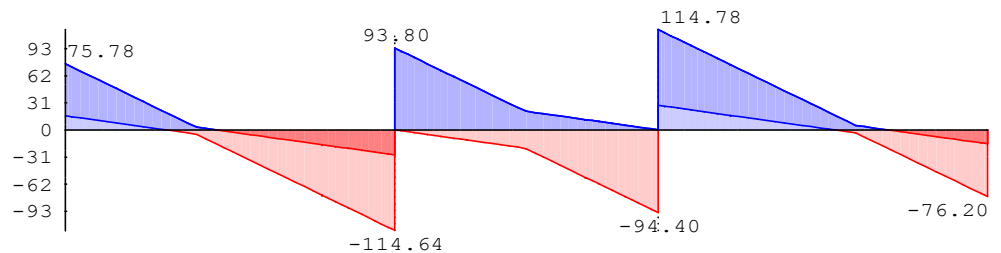
Напряжение	опора	max		min	
		[кН]		[кН]	
1	A	19.55	19.55	19.55	19.55
	B	50.45	50.45	50.45	50.45
	C	50.45	50.45	50.45	50.45
	D	19.55	19.55	19.55	19.55
2	A	42.51	42.51	-3.31	-3.31
	B	119.59	119.59	-18.82	-18.82
	C	120.17	120.17	-19.31	-19.31
	D	42.83	42.83	-3.66	-3.66

PCY  
 Момент M [кНм]  
 M = 1 :115

Сочетания усилий согласно СП 20.13330.2016  
 основные сочетания усилий

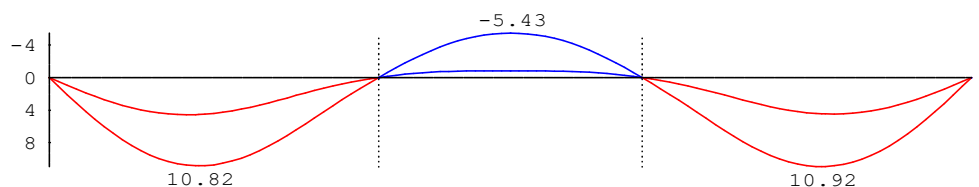


Попер. сила Q [кН] основные сочетания усилий  
 M = 1 :115



Прогибы [мм]  
 M = 1 :115

основные сочетания усилий



Расчетные сочетания усилий и перемещений

Про лет	x [м]	max			min		
		M <sub>PCY</sub> [кНм]	Q <sub>PCY</sub> [кН]	w <sub>PCY</sub> [мм]	M <sub>PCY</sub> [кНм]	Q <sub>PCY</sub> [кН]	w <sub>PCY</sub> [мм]
1	0.00	0.00	75.78	0.00	0.00	16.22	0.00
1	1.25	66.22	30.16	8.33	12.08	3.10	3.70
1	2.08*	78.68	2.35	10.72	11.05	-7.92	4.56

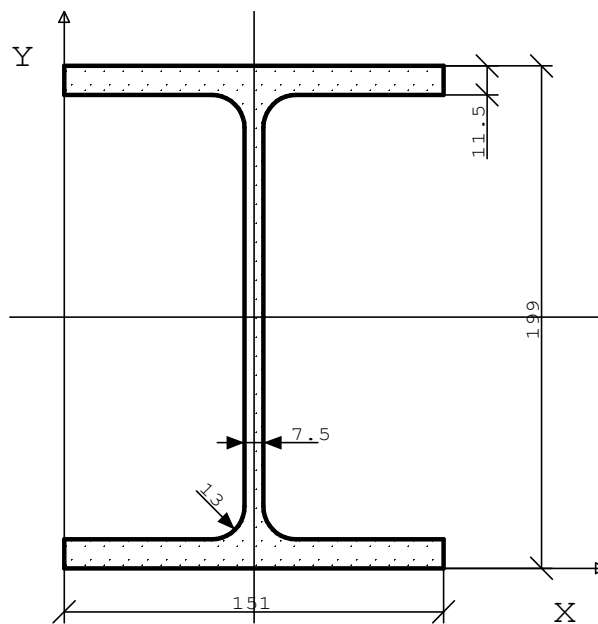
1	2.27*	77.89	0.28	10.82	9.73	-15.11	4.53
1	2.50	75.40	-2.10	10.70	7.74	-23.39	4.40
1	3.75	27.55	-15.23	6.41	-12.99	-69.01	2.19
1	5.00	-10.52	-28.35	0.00	-116.95	-114.64	0.00
2	0.00	-10.52	-28.35	0.00	-116.95	-114.64	0.00
2	1.00	3.97	57.30	-0.74	-61.07	-10.34	-3.95
2	1.98*	21.73	21.87	-0.79	-55.28	-21.18	-5.43
2	2.00	21.73	21.37	-0.79	-55.27	-21.41	-5.43
2	2.01*	21.71	21.29	-0.79	-55.27	-21.66	-5.43
2	3.00	2.83	10.87	-0.73	-60.02	-57.91	-4.00
2	4.00	-9.95	0.37	0.00	-117.67	-94.41	0.00
3	0.00	-9.95	0.37	0.00	-117.67	-94.41	0.00
3	1.25	29.13	69.16	6.49	-14.69	15.12	2.15
3	2.50	76.45	23.53	10.80	6.61	1.99	4.32
3	2.72*	78.82	15.38	10.92	8.67	-0.36	4.45
3	2.91*	79.55	8.49	10.83	10.04	-2.34	4.48
3	3.75	66.74	-2.64	8.40	11.51	-30.58	3.64
3	5.00	0.00	-15.77	0.00	0.00	-76.21	0.00

Сочетания  
реакций в опорах

Сочетание	опора	max [кН]	min [кН]
основные РСУ	A	75.78	16.22
	B	208.44	28.51
	C	209.19	27.87
	D	76.21	15.77

Сечение балки  
Профиль 20Ш2  
М = 1 : 3

двутавр широкополочный, ГОСТ Р 57837-2017



Параметры сечения

высота	$h = 199\text{мм}$	ширина	$b = 151\text{мм}$
толщ.полки	$t = 11.5\text{мм}$	толщ.стенки	$t_w = 7.5\text{мм}$
площадь	$A = 49.4\text{см}^2$	мом.инерции	$I_x = 3502\text{см}^4$
ст.момент	$S_x = 198\text{см}^3$	мом.инерции	$I_y = 661.2\text{см}^4$
св.круч.	$I_t = 20.8\text{см}^4$	сект.момент	$I_\omega = 5.6964\text{см}^6$
		момент сопротивления	$W = 352.0\text{см}^3$

Материал балки **сталь С 255, С255 ГОСТ 27772-2015**  
 мод.упруг.  $E = 206\text{ ГПа}$  мод.сдвига  $G = 79.2\text{ ГПа}$   
 сопр.изг.  $R_y = 240\text{ МПа}$  сопр.сдвигу  $R_s = 139\text{ МПа}$

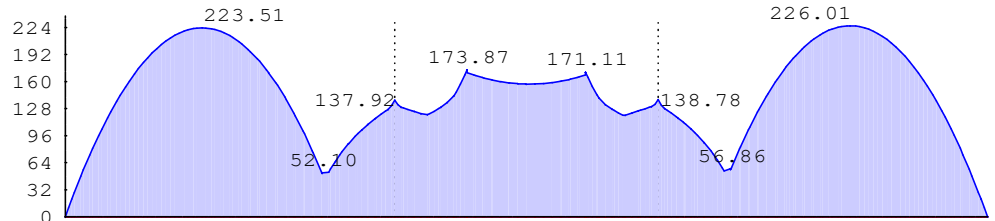
Результаты расчета балки 1 класса по СП 16.13330.2017,  $\gamma_m = 1.00$

Критические РСУ

N	нагр	коэф.	пролеты	N	нагр	коэф.	пролеты
1	1	1.05	123	2	1	1.05	123
	2	1.30	13	2	2	1.30	23

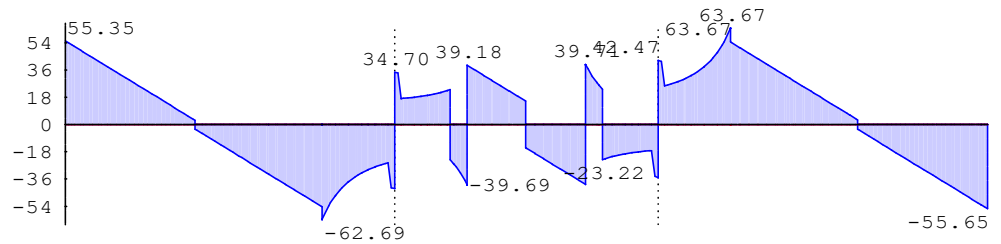
Расчет на прочность макс.момент  $M = 79.6 \text{ кНм}$  достигается в пролете 3 при РСУ N 1 в сечении с координатой  $x = 2.91 \text{ м}$   
 условие (6.12)  $M / (W \cdot R_y \cdot \gamma_{m0}) = 0.94$  условие выполнено

Напряжения нормальные  $\sigma_x$  [МПа]  
 $M = 1 : 115$



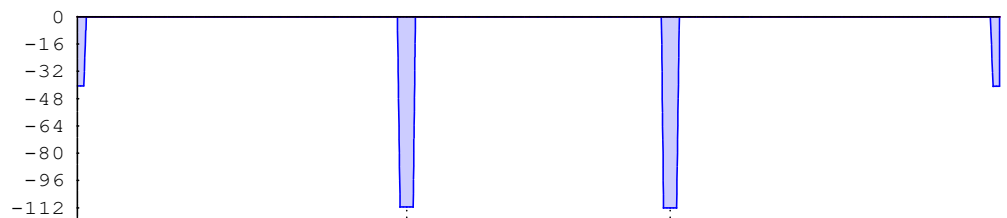
макс.поп.сила  $Q = 87.2 \text{ кН}$  достигается в пролете 3 при РСУ N 1 в сечении с координатой  $x = 1.10 \text{ м}$   
 условие (42)  $Q \cdot S / (I \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c) = 0.46$  условие выполнено

Напряжения касательные  $\tau_{xy}$  [МПа]  
 $M = 1 : 115$



макс.лок.нагр.  $Q = 840 \text{ кН/м}$  в опоре С при РСУ N 2  
 условие (46)  $\sigma_{loc} / (R_y \cdot \gamma_c) = 0.47$  условие выполнено

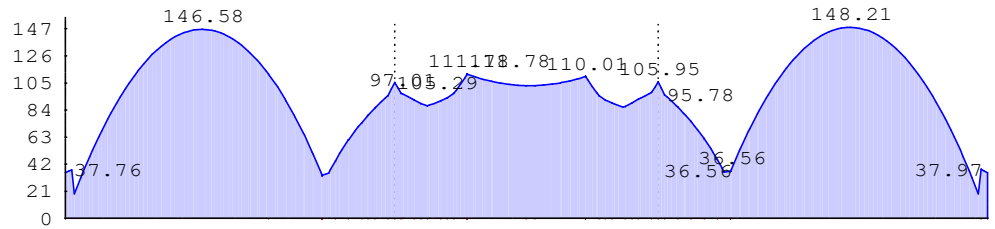
Напряжения локальные  $\sigma_{loc}$  [МПа]  
 $M = 1 : 115$



макс. эквивал. напряжения достигаются в пролете 3 при РСУ N 1 в сечении с координатой  $x = 2.91 \text{ м}$   
 $\sigma_x = -170 \text{ МПа}$   $\sigma_y = -0 \text{ МПа}$   $\tau_{xy} = 0 \text{ МПа}$   
 условие (44)  $\sigma_{\text{экв}} \cdot 0.87 / (R_y \cdot \gamma_c) = 0.62$  условие выполнено

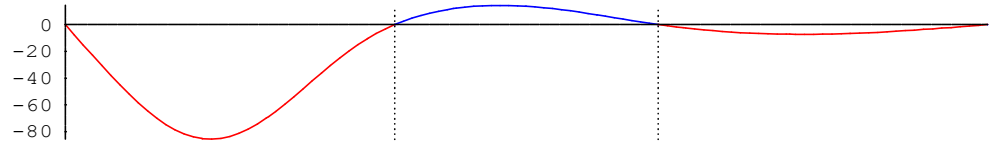
Напряжения  
 М = 1 :115

эквивалентные  $\sigma_{\text{экв}}$  [МПа]



Устойчивость балки наиболее опасное РСУ N 1 макс.момент  $M = 79.6 \text{ кНм}$   
 критический момент  $M = 101 \text{ кНм}$   
 коэффиц.  $\psi = 4.07$  коэф.устойч.  $\varphi_D = 0.90$   
 условие (69)  $M / (\varphi_D * W_c * R_y * \gamma_c) = 1.05$  **УСЛОВИЕ НЕ ВЫПОЛНЕНО!**

Форма потери устойчивости [условные единицы]  
 М = 1 :115

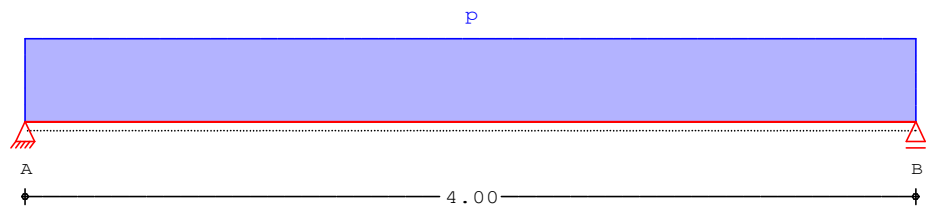


Расчет выполнен модулем 325 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t330**

**Два тонкостенных швеллера полками друг к другу**

Расчётная схема  
 М = 1 :34



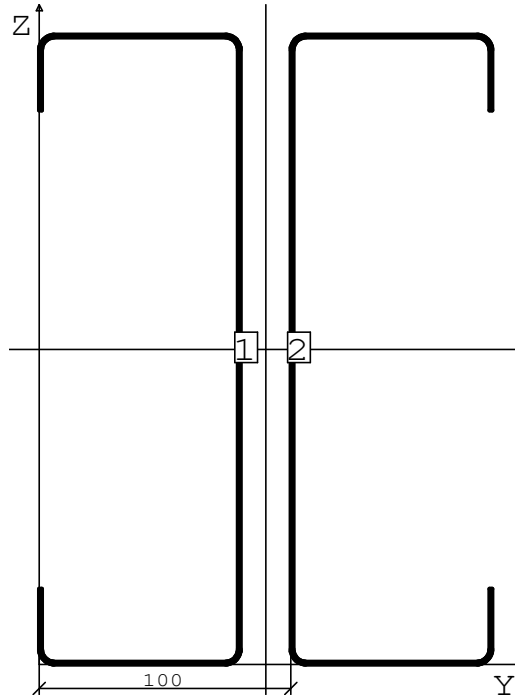
Края свободно оперты, длина элемента  $l = 4.00 \text{ м}$

Нагружение

Продольная сила  $N = 10.0 \text{ кН}$   
 Равномерно распределенная нагрузка  $p = 4.00 \text{ кН/м}$   
 Расчетный изгибающий момент  $M_y = 8.00 \text{ кН*м}$   
 Расчетная поперечная сила  $Q_z = 8.0 \text{ кН}$

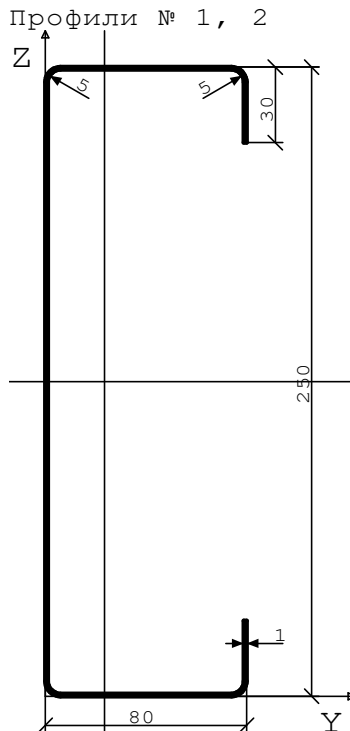
Сечение элемента

М = 1:3



Высота сечения	$h = 250$ мм
Ширина сечения	$b = 180$ мм
Площадь сечения	$A = 9.1$ см <sup>2</sup>
Моменты сопротивления сечения	$W_y = 69$ см <sup>3</sup>
	$W_z = 21$ см <sup>3</sup>
Моменты инерции сечения	$I_y = 860$ см <sup>4</sup>
	$I_z = 188$ см <sup>4</sup>
Момент инерции свободного кручения	$I_t = 0.0$ см <sup>4</sup>
Секториальный момент инерции	$I_w = 22931$ см <sup>6</sup>

М = 1:3



Высота профиля	$h = 250$ мм
Ширина профиля	$b = 80$ мм
Координата центра тяжести профиля	$y_c = 23.6$ мм
Площадь сечения	$A = 4.57$ см <sup>2</sup>

Моменты сопротивления профиля  $W_y = 34.42 \text{ см}^3$   
 $W_z = 7.51 \text{ см}^3$   
 Моменты инерции профиля  $I_y = 430.2 \text{ см}^4$   
 $I_z = 42.4 \text{ см}^4$

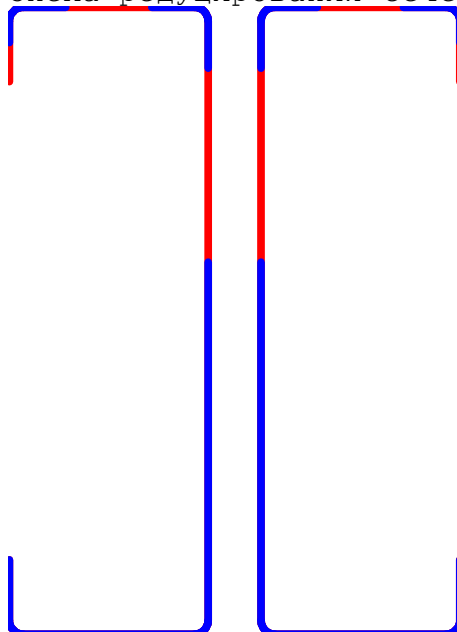
Материал элемента **сталь 320 320 ГОСТ Р 52246**  
 Модуль упругости  $E = 206 \text{ ГПа}$   
 Расчетное сопротивление  $R_y = 310 \text{ МПа}$   
 Расчетное сопротивление сдвигу  $R_s = 179 \text{ МПа}$   
 Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1.00$

Результаты расчета  
Исходное сечение проверка прочности при действии момента и силы  
 $(N/A + M_y/W) / (R_y \gamma_c) = 0.41 < 1$  **УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО**  
 проверка прочности при действии поперечной силы  
 $Q_z < h_w t R_s \gamma_c = 9.2$  **УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО**  
 Здесь  $R_s$  принято по табл. 7.4 СП 260.1325800.2016

Плоскость XZ Условная гибкость  $\lambda_y = 1.62$   
 Коэффициент устойчивости  $\phi_y = 0.88$   
 Коэффициент устойчивости  $\chi_{LT} = 0.54$   
 Коэффициент взаимодействия  $k_{yy} = 1.01$   
 $(N / (\phi_y A) + k_{yy} M_y / (\chi_{LT} W_y)) / (R_y \gamma_c) = 0.74$   
**УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО**

Плоскость XY Условная гибкость  $\lambda_z = 3.48$   
 Коэффициент устойчивости  $\phi_z = 0.53$   
 Коэффициент взаимодействия  $k_{zy} = 0.99$   
 $(N / (\phi_z A) + k_{zy} M_y / (\chi_{LT} W_y)) / (R_y \gamma_c) = 0.76$   
**УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО**

Редуцированное сеч. Редуцирование по причине локальной потери устойчив.  
 $M = 1:3$  Схема редуцирования сечения



Координаты центра тяжести сечения  $y_c = 90.0 \text{ мм}$   
 $z_c = 92.8 \text{ мм}$   
 Площадь сечения  $A_{eff} = 6.6 \text{ см}^2$   
 Моменты сопротивления сечения  $W_{y,eff} = 37 \text{ см}^3$   
 $W_{z,eff} = 16 \text{ см}^3$   
 Моменты инерции сечения  $I_{y,eff} = 587 \text{ см}^4$   
 $I_{z,eff} = 143 \text{ см}^4$   
 Новое значение момента в редуцированном сечении  
 Расчетный изгибающий момент  $M_y = 8.32 \text{ кН*м}$

Проверка прочности при действии момента и силы  
 $(N/A + M_y/W) / (R_y \gamma_c) = 0.77 < 1$  **УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО**  
 проверка прочной при действии поперечной силы  
 $Q_z < h_w t R_s \gamma_c = 9.2$  **УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО**  
 Здесь  $R_s$  принято по табл. 7.4 СП 260.1325800.2016



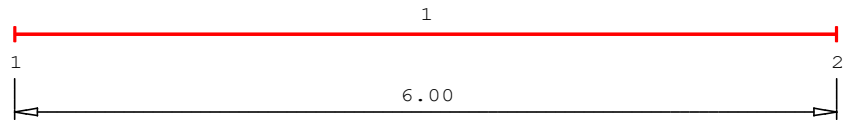
Плоскость XZ	Условная гибкость	$\lambda_y = 1.67$
	Коэффициент устойчивости	$\varphi_y = 0.87$
	Коэффициент устойчивости	$\chi_{LT} = 0.70$
	Коэффициент взаимодействия	$k_{yy} = 1.01$
	$(N / (\varphi_y A) + k_{yy} M_y / (\chi_{LT} W_y)) / (R_y \cdot \gamma_c)$	$= 1.09$
<b>УСЛОВИЕ НЕ ВЫПОЛНЕНО</b>		
Плоскость XY	Условная гибкость	$\lambda_z = 3.38$
	Коэффициент устойчивости	$\varphi_z = 0.55$
	Коэффициент взаимодействия	$k_{zy} = 0.99$
	$(N / (\varphi_z A) + k_{zy} M_y / (\chi_{LT} W_y)) / (R_y \cdot \gamma_c)$	$= 1.10$
	<b>УСЛОВИЕ НЕ ВЫПОЛНЕНО</b>	

Расчет выполнен модулем 330 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t340**

**Однопролетная балка**

Расчётная схема  
 M = 1 : 55



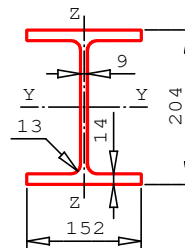
Длины пролётов [м]  $l_1 = 6.00$

Жёсткое закрепление

№ опоры	Степени свободы							Точка закрепления	
	X	Y	Z	Rx	Ry	Rz	B	y[см]	z[см]
1	+	+	+	+				0.0	0.0
2		+	+	+				0.0	0.0

Сечение  
 M = 1 : 10

двутавр широкополочный, ГОСТ Р 57837-201 **I 20Ш3**



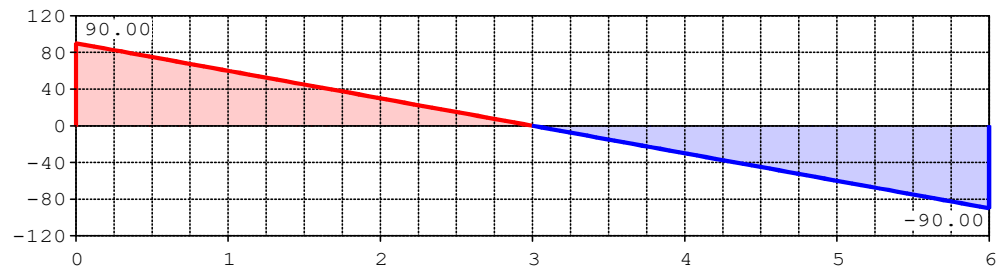
Площадь	A = 59.85	см <sup>2</sup>
Главные моменты инерции	$I_y = 4362$	см <sup>4</sup>
	$I_z = 821$	см <sup>4</sup>
	$I_t = 36$	см <sup>4</sup>
Геометрическая жёсткость на кручение	$C_m = 72545$	см <sup>6</sup>
Секториальный момент инерции	$y_m = -0.0$	см
Координаты центра кручения	$z_m = -0.0$	см
	Линейная плотность	47.0
Дополнительные параметры	$i_m = 9.3$	см
	$r_y = 0.0$	см
	$r_z = 0.0$	см
	$r_\varphi = 0.0$	



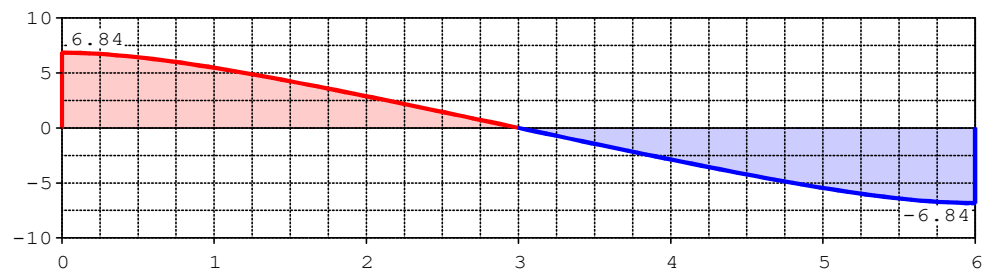
Перемещения

$x$ [м]	$w$ [мм]	$\theta$ [рад]
0.00	0.00	0.0000
0.50	14.82	0.1163
1.00	28.52	0.2200
1.50	40.14	0.3045
2.00	48.97	0.3664
2.50	54.47	0.4040
3.00	56.34	0.4167
3.50	54.47	0.4040
4.00	48.97	0.3664
4.50	40.14	0.3045
5.00	28.52	0.2200
5.50	14.82	0.1163
6.00	0.00	0.0000

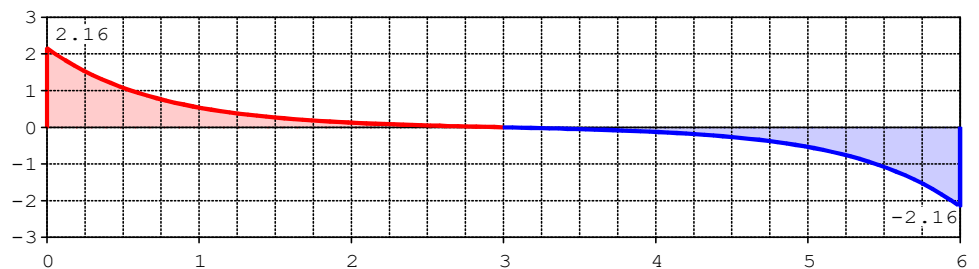
Поперечная сила  $Q_z$ , [кН]



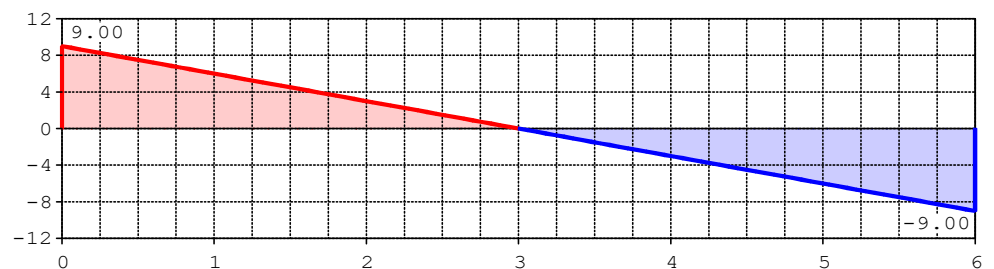
Крутящий момент чистого кручения  $M_t$ , [кНм]



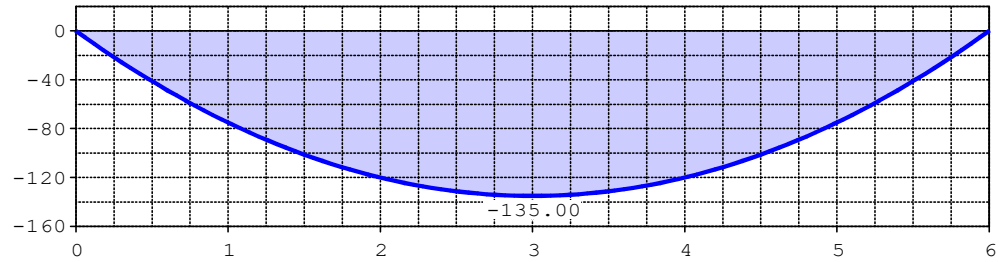
Крутящий момент стеснённого кручения  $M_h$ , [кНм]



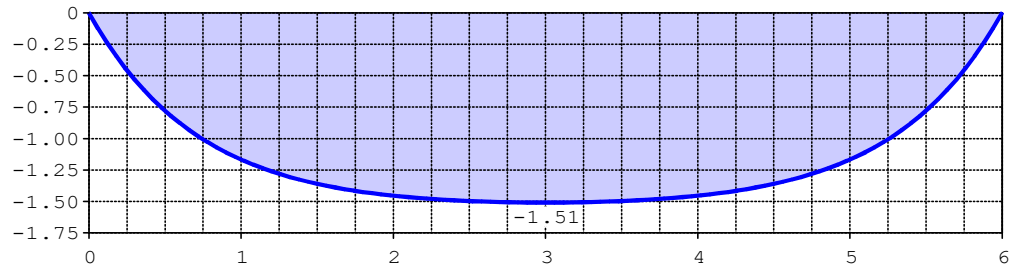
Крутящий момент  $M_x$ , [кНм]



Изгибающий момент  $M_y$ , [кНм]



Бимомент, [кНм<sup>2</sup>]



Внутренние усилия

x [м]	$Q_z$ [кН]	$M_x$ [кНм]	$M_y$ [кНм]	$B$ [кНм <sup>2</sup> ]
0.00	90.00	9.00	0.00	0.00
0.50	75.00	7.50	-41.25	-0.78
1.00	60.00	6.00	-75.00	-1.17
1.50	45.00	4.50	-101.25	-1.36
2.00	30.00	3.00	-120.00	-1.45
2.50	15.00	1.50	-131.25	-1.50
3.00	0.00	0.00	-135.00	-1.51
3.50	-15.00	-1.50	-131.25	-1.50
4.00	-30.00	-3.00	-120.00	-1.45
4.50	-45.00	-4.50	-101.25	-1.36
5.00	-60.00	-6.00	-75.00	-1.17
5.50	-75.00	-7.50	-41.25	-0.78
6.00	-90.00	-9.00	0.00	0.00

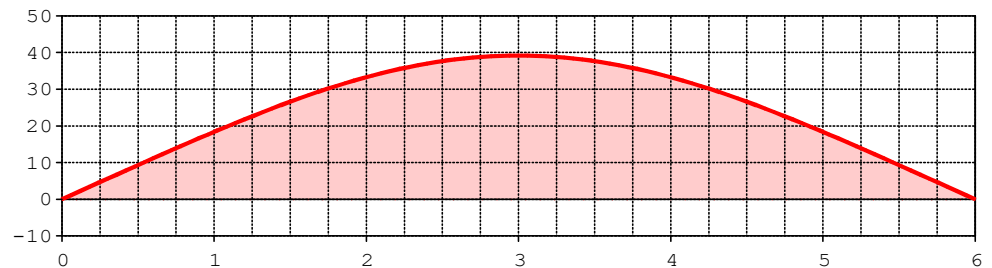
Расчёт

по теории II порядка

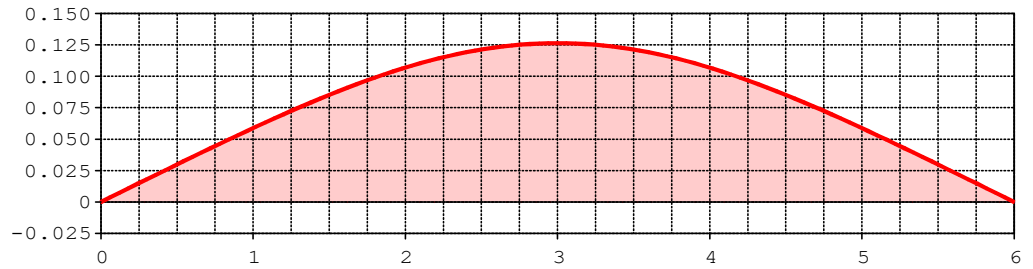
Система устойчива

Коэффициент критической нагрузки  $\eta = 1.22$

Перемещение  $v$  (форма потери устойчивости), [мм]



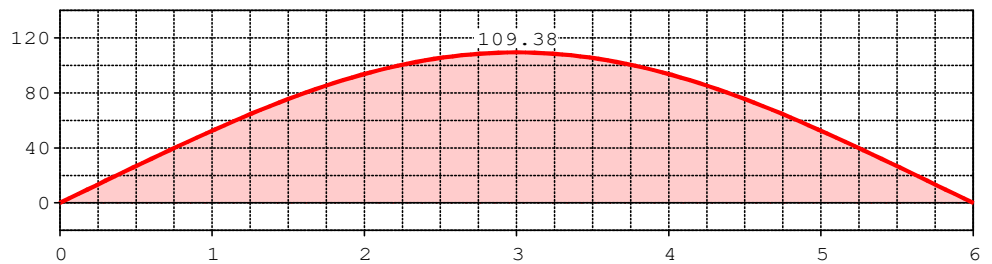
Угол поворота сечения  $\theta$  (форма потери устойчивости), [рад]



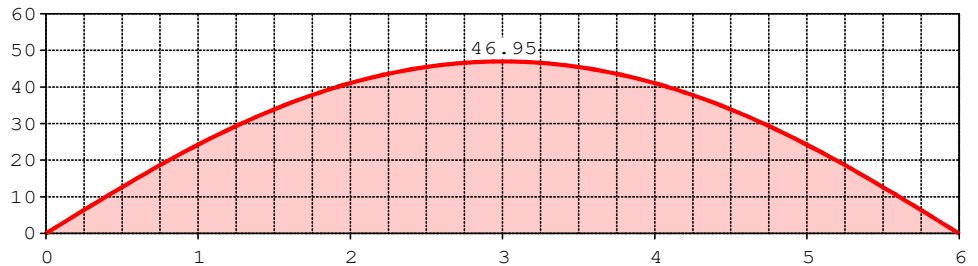
Реакции опор

Опора	$Pz$ [кН]	$Mx$ [кНм]
1	-90.00	-10.19
2	-90.00	-10.19

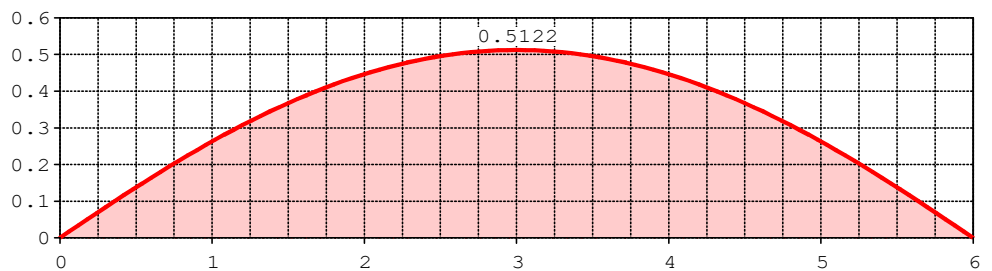
Перемещение  $v$ , [мм]



Перемещение  $w$ , [мм]



Угол поворота сечения  $\theta$ , [рад]

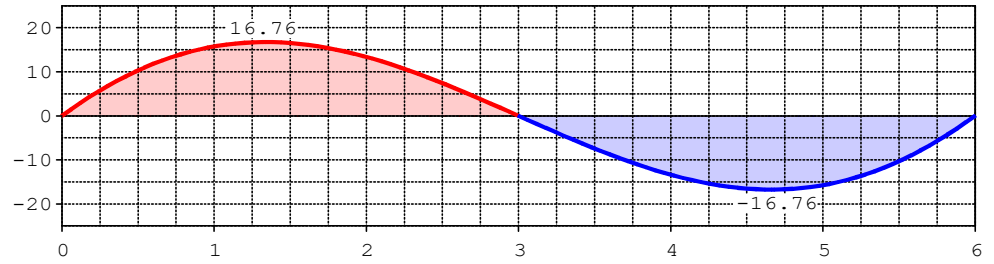


Перемещения

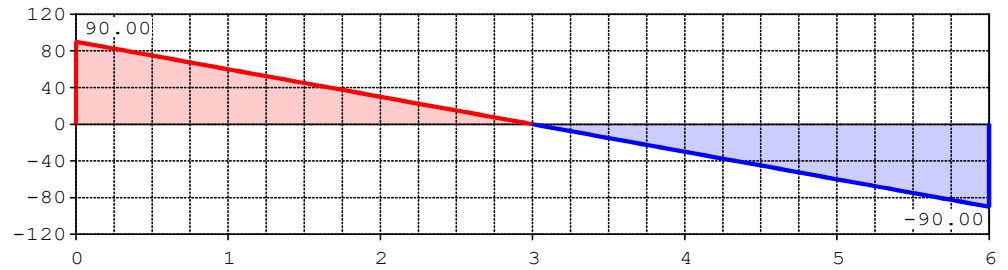
$x$ [м]	$v$ [мм]	$w$ [мм]	$\theta$ [рад]
0.00	0.00	0.00	0.0000
0.50	26.68	12.67	0.1377
1.00	52.45	24.24	0.2628
1.50	75.48	33.88	0.3676
2.00	93.70	41.06	0.4465
2.50	105.36	45.46	0.4956
3.00	109.38	46.95	0.5122
3.50	105.36	45.46	0.4956
4.00	93.70	41.06	0.4465
4.50	75.48	33.88	0.3676
5.00	52.45	24.24	0.2628

5.50	26.68	12.67	0.1377
6.00	0.00	0.00	0.0000

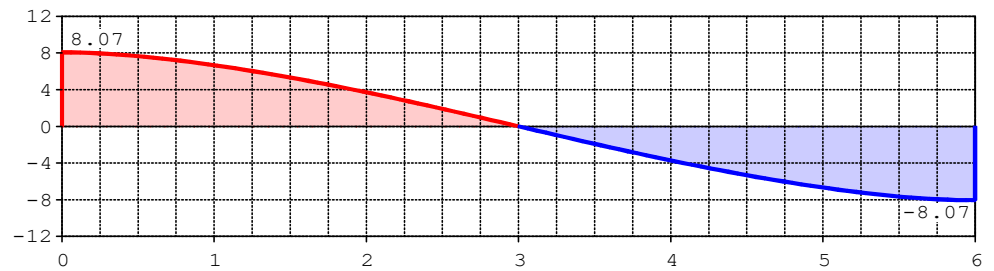
Поперечная сила  $Q_y$ , [кН]



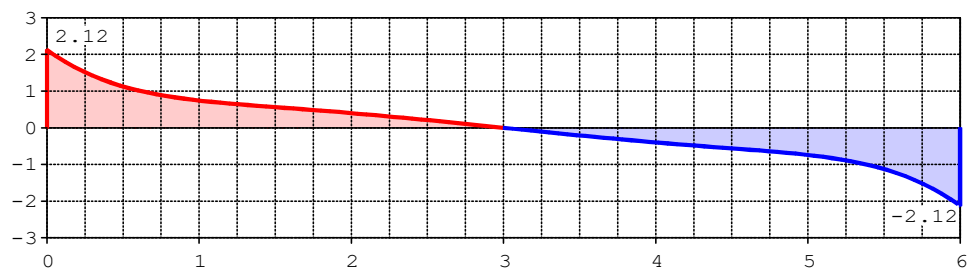
Поперечная сила  $Q_z$ , [кН]



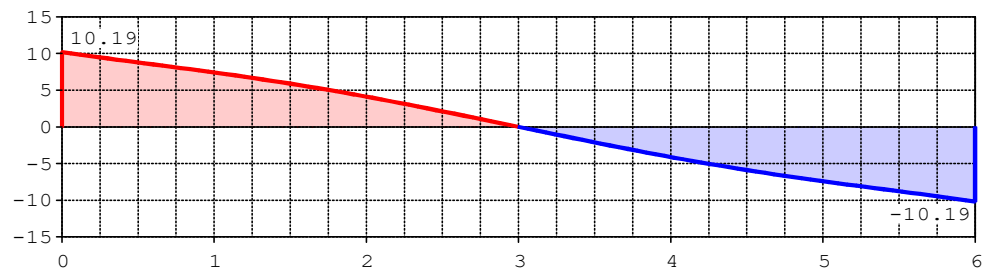
Крутящий момент чистого кручения  $M_t$ , [кНм]



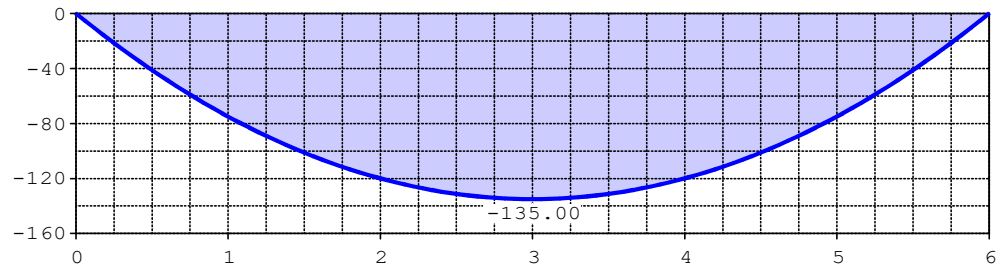
Крутящий момент стеснённого кручения  $M_h$ , [кНм]



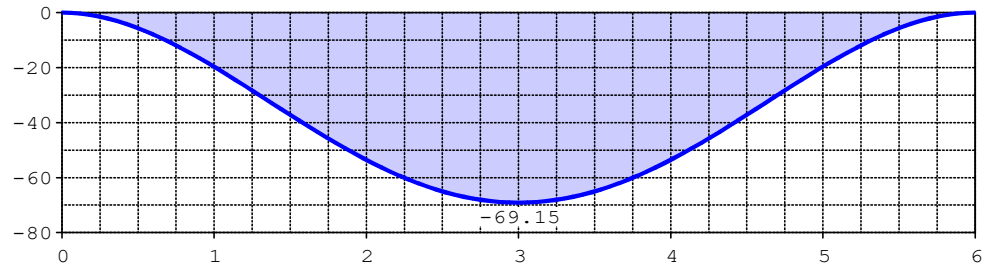
Крутящий момент  $M_x$ , [кНм]



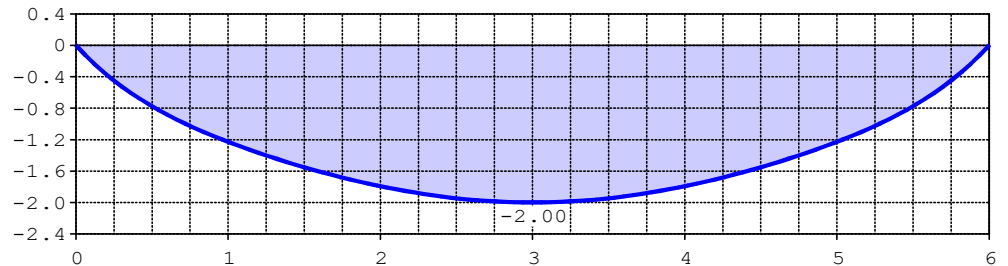
Изгибающий момент  $M_y$ , [кНм]



Изгибающий момент  $M_z$ , [кНм]



Бимомент, [кНм<sup>2</sup>]



Внутренние усилия

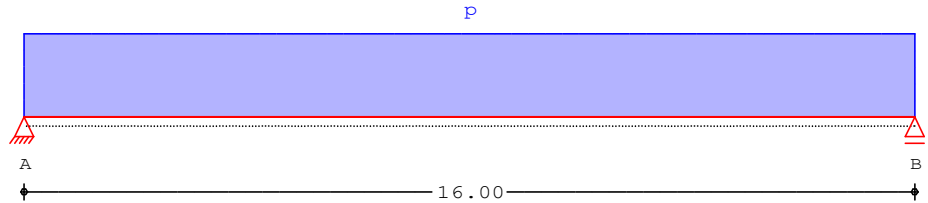
x[м]	$Q_y$ [кН]	$Q_z$ [кН]	$M_x$ [кНм]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]	$B$ [кНм <sup>2</sup> ]
0.00	0.00	90.00	10.19	0.00	0.00	0.00
0.50	10.33	75.00	8.78	-41.25	-5.68	-0.78
1.00	15.77	60.00	7.42	-75.00	-19.71	-1.23
1.33	16.76	50.10	6.44	-93.17	-31.18	-1.45
1.50	16.54	45.00	5.89	-101.25	-37.22	-1.55
2.00	13.40	30.00	4.11	-120.00	-53.58	-1.79
2.50	7.43	15.00	2.12	-131.25	-65.04	-1.95
3.00	0.00	0.00	0.00	-135.00	-69.15	-2.00
3.50	-7.43	-15.00	-2.12	-131.25	-65.04	-1.95
4.00	-13.40	-30.00	-4.11	-120.00	-53.58	-1.79
4.50	-16.54	-45.00	-5.89	-101.25	-37.22	-1.55
4.67	-16.76	-50.10	-6.44	-93.17	-31.18	-1.45
5.00	-15.77	-60.00	-7.42	-75.00	-19.71	-1.23
5.50	-10.33	-75.00	-8.78	-41.25	-5.68	-0.78
6.00	0.00	-90.00	-10.19	0.00	0.00	0.00

Расчет выполнен модулем 340 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t341**

**Расчет двутавра с гофрированной стенкой**

Расчётная схема  
 М = 1 : 136



Свободное опирание, длина элемента  $l = 16.00$  м  
 Расчетные длины элемента: в пл. XZ  $l_y = 16.00$  м  
 для расчета уст. плоск. формы изг.  $l_1 = 16.00$  м

Нагружение

учтен собственный вес балки  $p = 2.05$  кН/м  
 Продольная сила  $N = 10.0$  кН  
 Равномерно распределенная нагрузка  $p = 10.00$  кН/м  
 Расчетный изгибающий момент  $M_y = 385.5$  кН\*м  
 Расчетная поперечная сила  $Q_z = 96.4$  кН

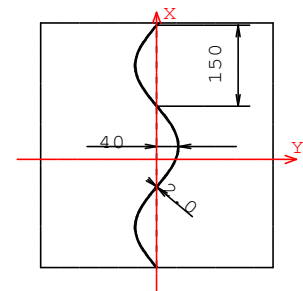
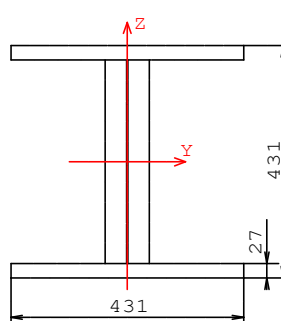
Сечение

характеристики выбранного сечения

Ширина полок  $b = 431$  мм  
 Толщина полок  $t = 27$  мм  
 Условная гибкость свеса полки  $\lambda_f = 0.27$   
 Толщина стенки  $s = 2.0$  мм  
 Длина полуволны стенки  $a = 150.0$  мм  
 Высота полуволны стенки  $f = 40.0$  мм  
 Момент инерции полуволны стенки  $J = 27.0$  см<sup>4</sup>  
 Условная гибкость панели гофра  $\lambda_c = 2.90$   
 Условная гибкость стенки  $\lambda_w = 6.32$   
 Эффективная площадь  $A = 228$  см<sup>2</sup>

Сечение

М = 1 : 14



Моменты инерции

$I_y = 93439$  см<sup>4</sup>  
 $I_z = 35361$  см<sup>4</sup>

Моменты сопротивления

$I_k = 535$  см<sup>4</sup>  
 $W_y = 4336$  см<sup>3</sup>  
 $W_z = 1641$  см<sup>3</sup>

Материал полок

**сталь С 255 С255 ГОСТ 27772-2015**

Расчетное сопротивление

$R_y = 230$  МПа

Расчетное сопротивление сдвигу

$R_s = 133$  МПа

Материал стенки

**сталь С 235 С235 ГОСТ 27772-2015**

Расчетное сопротивление

$R_y = 230$  МПа

Расчетное сопротивление сдвигу

$R_s = 133$  МПа

Модуль упругости

$E = 206$  ГПа



Коэффициент Пуассона  $\nu = 0.30$   
 Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1.00$

Результаты расчета

балки согласно п.20.6.3 СП 294.1325800.2017  
 Усилие в сжатом поясе  $N_f = 1021$  кН  
 Напряжение в сжатом поясе  $\sigma_c = 89.4$  МПа  
 Коэффициент устойчивости  $\varphi_f = 0.41$   
 Касательное напряжение в стенке  $\tau_{yz} = 127.5$  МПа  
 Критическое напряжения в стенке  $\tau_{cr} = 419.3$  МПа  
 $M_y / (A_f \cdot h_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c) = 0.39 < 1$   
 УСЛОВИЕ (178) ВЫПОЛНЕНО  
 $Q_z / (h_w \cdot s \cdot k_\lambda \cdot R_s \cdot \gamma_c) = 0.96 < 1$   
 УСЛОВИЕ (179) ВЫПОЛНЕНО  
 $0,87 / (R_y \cdot \gamma_c) \cdot \sqrt{(\sigma_y^2 + 3 \cdot \tau_{yz}^2)} = 0.87 < 1$   
 УСЛОВИЕ (44) СП 16.13330.2017 ВЫПОЛНЕНО  
 $N_f / (\varphi_f \cdot A_f \cdot R_y \cdot \gamma_c) = 0.95 < 1$   
 УСЛОВИЕ (182) ВЫПОЛНЕНО  
 $\tau_{yz} / (\tau_{cr} \cdot \gamma_c) = 0.30 < 1$   
 УСЛОВИЕ (185) ВЫПОЛНЕНО  
 Предельная гибкость сжатого пояса  $\lambda_{uf} = 0.80$   
 $\lambda_f < \lambda_{uf}$  УСЛОВИЕ (97) СП 16.13330.2017 ВЫПОЛНЕНО  
 Прогиб в середине пролета  $f = 44.33$  мм  
 прогиб рассчитан по линейно-упругой теории.

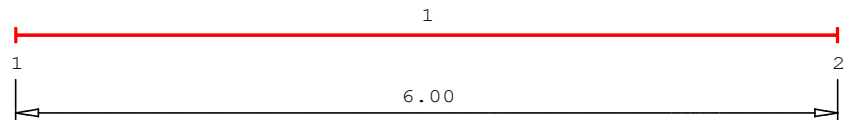
Расчет выполнен модулем 341 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t342**

**Однопролетная балка**

Расчётная схема

M = 1 :55



Длины пролётов [м]  $l_1 = 6.00$

Жёсткое закрепление

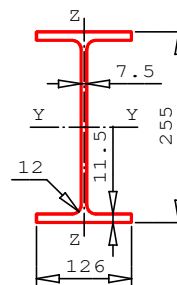
№ опоры	Степени свободы							Точка закрепления	
	X	Y	Z	Rx	Ry	Rz	B	y[см]	z[см]
1	+	+	+	+				0.0	0.0
2		+	+	+				0.0	0.0

Сечение

M = 1 :10

двутавр балочный, ГОСТ Р 57837–2017

**I 25Б3**



Площадь  $A = 47.62$  см<sup>2</sup>  
 Главные моменты инерции  $I_y = 5238$  см<sup>4</sup>

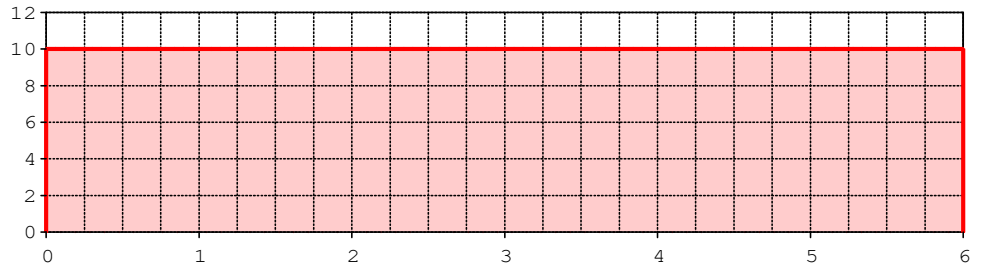
Геометрическая жёсткость на кручение	$I_z =$	385	см <sup>4</sup>
Секториальный момент инерции	$I_t =$	19	см <sup>4</sup>
Координаты центра кручения	$I_\omega =$	56037	см <sup>6</sup>
	$Y_m =$	-0.0	см
	$Z_m =$	-0.0	см
Линейная плотность		37.4	кг/м
Дополнительные параметры	$i_m =$	10.9	см
	$r_y =$	0.0	см
	$r_z =$	0.0	см
	$r_\phi =$	0.0	

Материал

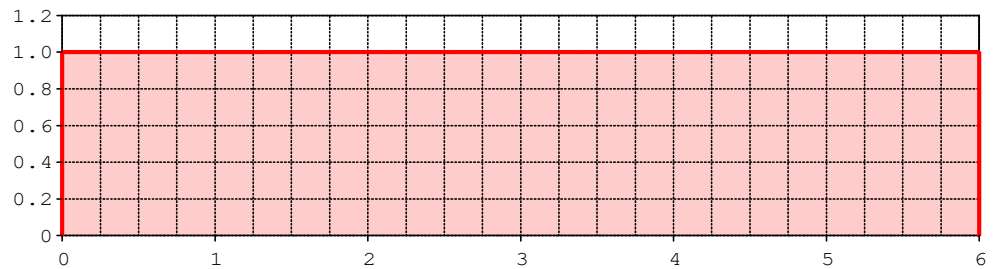
Модуль упругости	$E =$	$2.06 \cdot 10^5$	МПа
Модуль сдвига	$G =$	$7.9 \cdot 10^4$	МПа
Кoeff. линейного расширения	$\alpha =$	$1.2 \cdot 10^{-5}$	°C <sup>-1</sup>
Расчетное сопротивление	$R_y =$	240.0	МПа
Кoeff. условия работы	$\gamma_c =$	1.00	

Нагружение

Нагрузка вдоль оси Z, [кН/м]



Моменты вокруг оси X, [кНм/м]



Равномерно распределённая нагрузка

От пролёта	До пролёта	Направл.	$P$ [кН/м]	$Y$ [см]	$Z$ [см]
1	1	Z	10.00	10.0	10.0

В нагружении балки собственный вес не учитывается

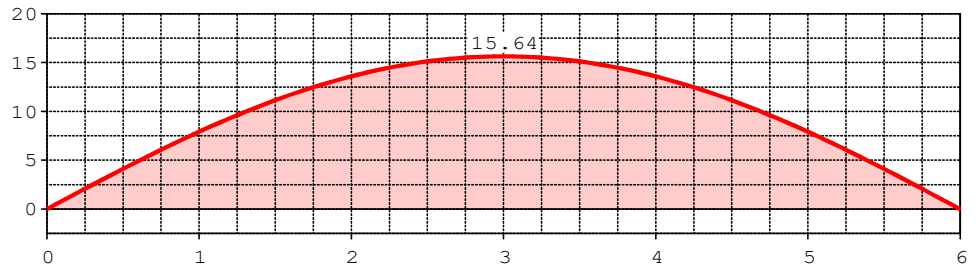
Расчёт

по линейной теории

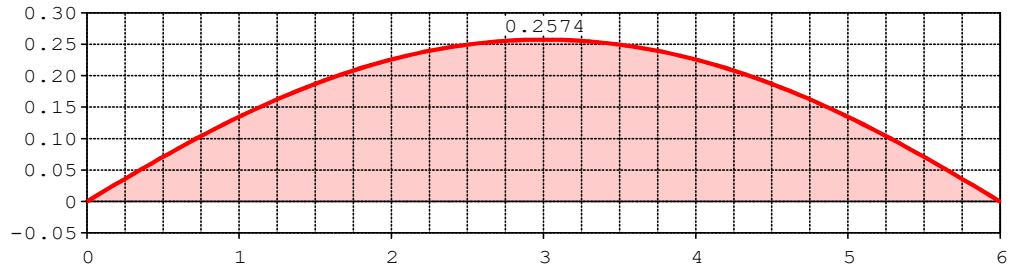
Реакции опор

Опора	$Pz$ [кН]	$Mx$ [кНм]
1	-30.00	-3.00
2	-30.00	-3.00

Перемещение  $w$ , [мм]



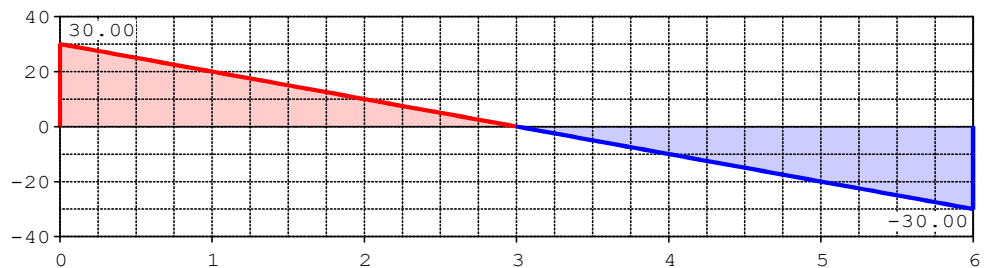
Угол поворота сечения  $\theta$ , [рад]



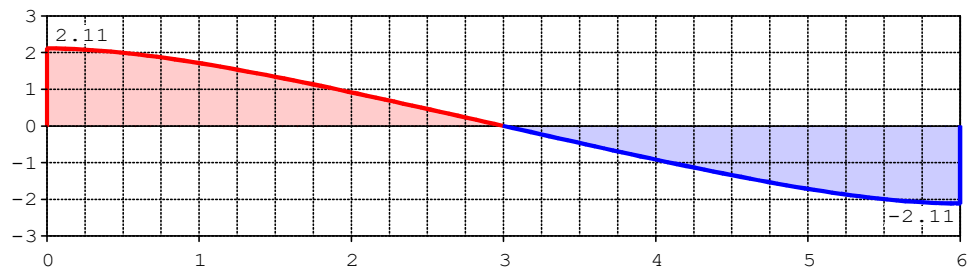
Перемещения

x [м]	w [мм]	$\theta$ [рад]
0.00	0.00	0.0000
0.50	4.11	0.0709
1.00	7.92	0.1346
1.50	11.14	0.1871
2.00	13.59	0.2258
2.50	15.12	0.2494
3.00	15.64	0.2574
3.50	15.12	0.2494
4.00	13.59	0.2258
4.50	11.14	0.1871
5.00	7.92	0.1346
5.50	4.11	0.0709
6.00	0.00	0.0000

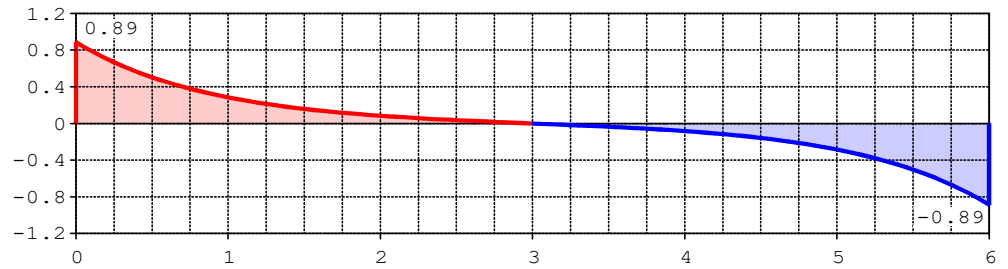
Поперечная сила  $Q_z$ , [кН]



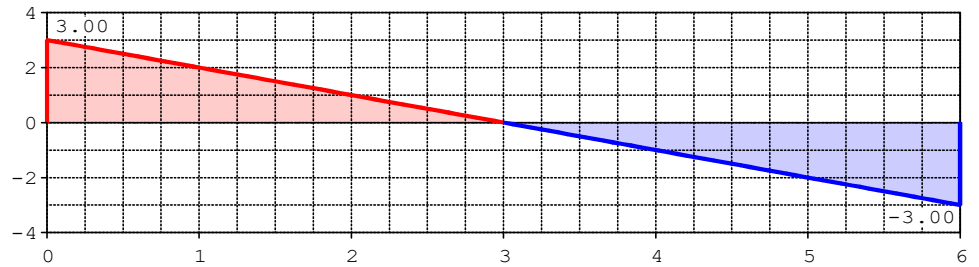
Крутящий момент чистого кручения  $M_t$ , [кНм]



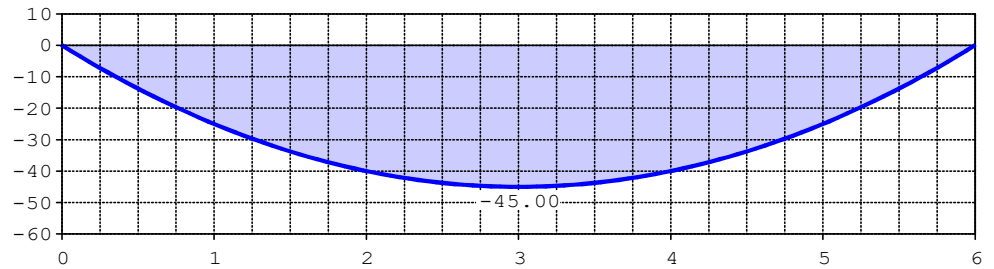
Крутящий момент стеснённого кручения  $Mh$ , [кНм]



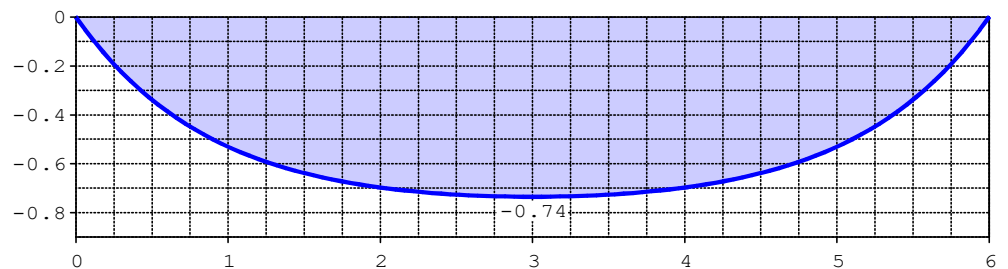
Крутящий момент  $Mx$ , [кНм]



Изгибающий момент  $Mу$ , [кНм]



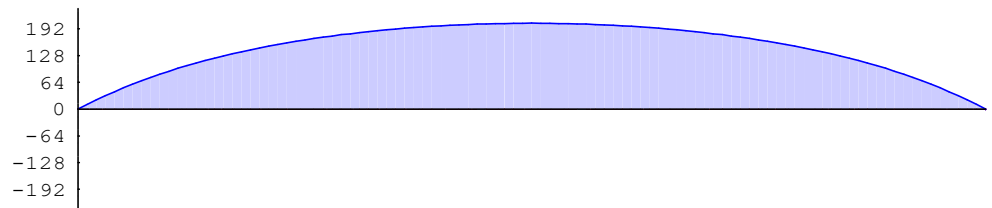
Бимомент, [кНм<sup>2</sup>]



Внутренние усилия

$x$ [м]	$Qz$ [кН]	$Mx$ [кНм]	$My$ [кНм]	$B$ [кНм <sup>2</sup> ]
0.00	30.00	3.00	0.00	0.00
0.50	25.00	2.50	-13.75	-0.34
1.00	20.00	2.00	-25.00	-0.53
1.50	15.00	1.50	-33.75	-0.64
2.00	10.00	1.00	-40.00	-0.70
2.50	5.00	0.50	-43.75	-0.73
3.00	0.00	0.00	-45.00	-0.74
3.50	-5.00	-0.50	-43.75	-0.73
4.00	-10.00	-1.00	-40.00	-0.70
4.50	-15.00	-1.50	-33.75	-0.64
5.00	-20.00	-2.00	-25.00	-0.53
5.50	-25.00	-2.50	-13.75	-0.34
6.00	-30.00	-3.00	0.00	0.00

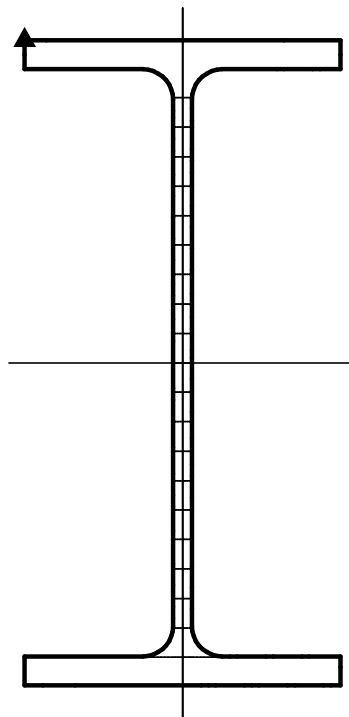
Расчет на прочность балки 1-го класса по п. 8.2.1 СП 16.13330.2017.  
Напряжения нормальные  $\sigma_x$  [МПа]  
М = 1 : 50



Максимум нормальных напряжений по формуле (43)  
достигается в сечении с координатой  $x = 3.00\text{м}$   
 $\sigma_x / (R_y * \gamma_c) = 0.86$  условие выполнено

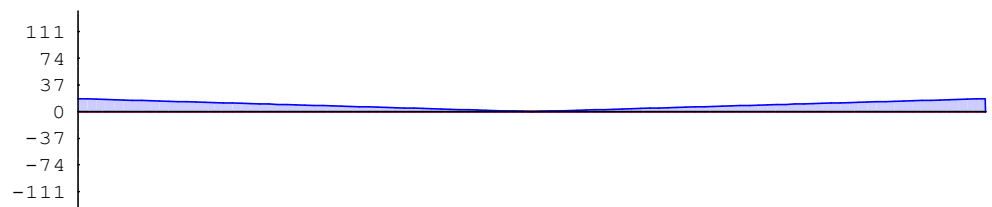
М = 1 : 3

Нормальные напряжения в сечении  $x = 3.00\text{м}$



Напряжения  
М = 1 : 50

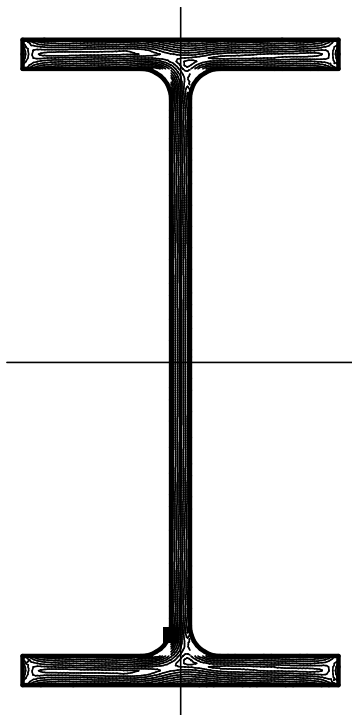
касательные  $\tau$  [МПа]



Максимум касательных напряжений по формуле (42)  
с учетом двухосного изгиба и стененного кручения  
достигается в сечении с координатой  $x = 3.00\text{м}$   
 $\tau / (R_s * \gamma_c) = 0.13$  условие выполнено

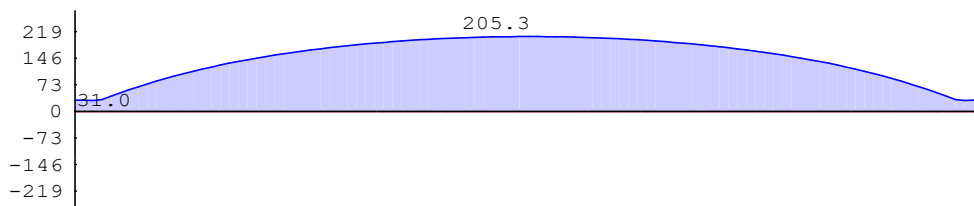
М = 1 : 3

Касательные напряжения в сечении  $x = 3.00\text{м}$



Напряжения  
M = 1 : 50

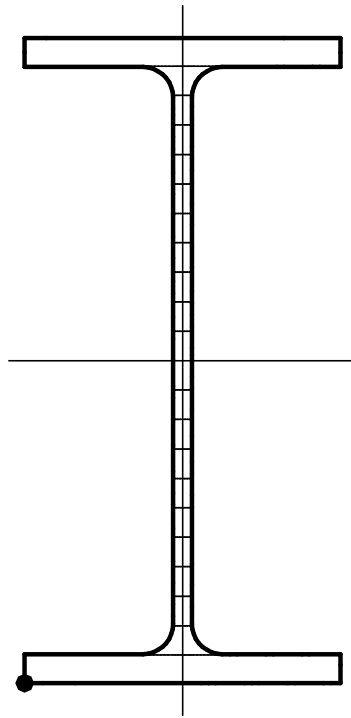
эквивалентные  $\sigma_{\text{э}}$  [МПа]



Максимум эквивалентных напряжений по формуле (44) достигается в сечении с координатой  $x = 3.00\text{м}$   
 $0.87 \cdot \sigma_{\text{э}} / (R_y \cdot \gamma_c) = 0.74$  условие выполнено

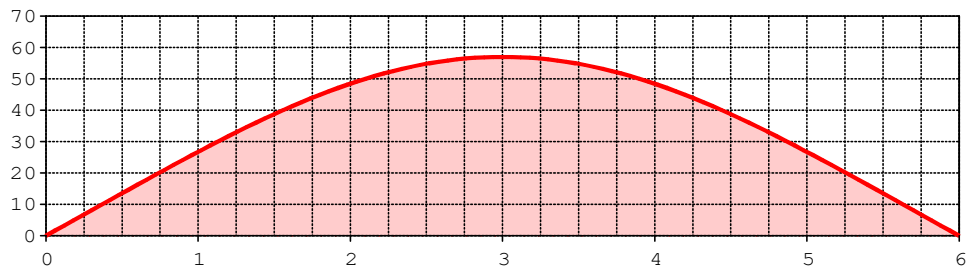
M = 1 : 3

Эквивалентные напряжения в сечении  $x = 3.00\text{м}$

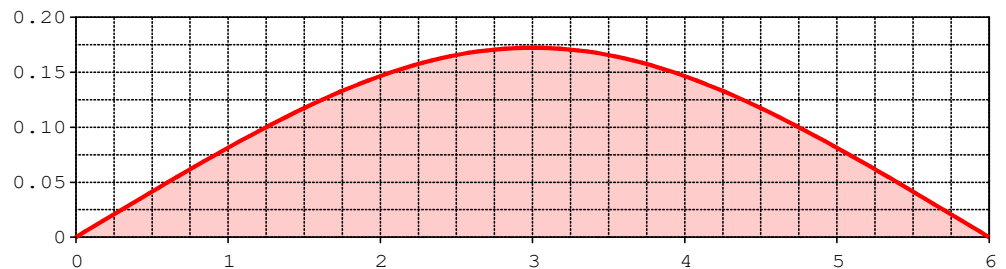


Расчет устойчивости балки 1-го класса по п. 8.4.1 СП 16.13330.2017.

Перемещение  $v$  (форма потери устойчивости), [мм]



Угол поворота сечения  $\theta$  (форма потери устойчивости), [рад]



Момент потери устойчивости	$M_{cr} = 82.3 \text{ кН*м}$
Коэффициент	$\varphi_b = 0.73$
Изгибающий момент	$M_y = -45.0 \text{ кН*м}$
Бимомент	$B_\omega = 0.7 \text{ кН*м}^2$
$(M_y / (\varphi_b * W_{cy}) + B_\omega / W_{c\omega}) / (R_y * \gamma_c) = 1.06 > 1$	
<b>УСЛОВИЕ (70) НЕ ВЫПОЛНЕНО!</b>	

**\*\*\*\* ВНИМАНИЕ \*\*\* Не все проверки выполнены удовлетворительно**

Расчет выполнен модулем 342 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

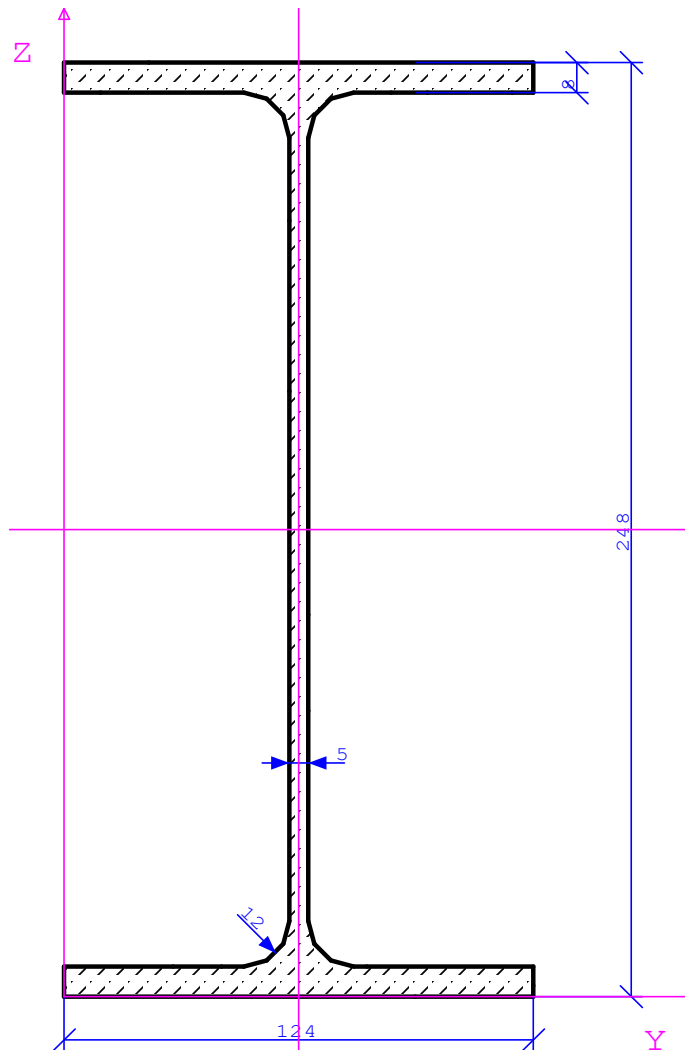
**Поз. t345**

**Проверка сечения стального элемента**

Сечение

Профиль I 25B1  
 М = 1 : 2

двутавр балочный, ГОСТ Р 57837-2017



Габариты сечения	высота	$h = 248.0\text{мм}$	ширина	$b = 124.0\text{мм}$	
	толщ.полки	$t = 8.0\text{мм}$	толщ.стенки	$t_w = 5.0\text{мм}$	
Расчётные	высота	$h_{ef} = 208.0\text{мм}$	свес полки	$b_{ef} = 47.5\text{мм}$	
Параметры сечения	Площади	$A = 32.7\text{см}^2$			
	сдвига	$A_y = 19.8\text{см}^2$		$A_z = 15.2\text{см}^2$	
	Моменты и радиусы инерции		$I_y = 3537\text{см}^4$		$I_z = 255\text{см}^4$
			$i_y = 10.40\text{см}$		$i_z = 2.79\text{см}$
			$I_w = 36160\text{см}^6$		$I_t = 255\text{см}^4$
	Моменты сопротивления		$W_y = 285\text{см}^3$		$W_z = 41\text{см}^3$
			$W_{ply} = 319\text{см}^3$		$W_{plz} = 64\text{см}^3$
			$W_w = 474\text{см}^4$		
	Коэф. пластичности по Таблице Е.1 СП 16.13330.2017		$c_y = 1.09$		$c_z = 1.47$
Показатель степени в проверке (105)				$n = 1.50$	
Материал сечения	<b>сталь С255 ГОСТ 27772-2015</b>				
мод.упруг.	$E = 206$ ГПА расч.сопр.		$R_y = 250\text{МПа}$		
коэффиц.	$\gamma_c = 1.00$		$R_s = 145\text{МПа}$		



Шарнирно опертая балка с равномерной нагрузкой  
 Расчётная длина балки  $l_1 = 6.0$  м

Усилия в сечении

№	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]	$B_w$ [кНм <sup>2</sup> ]	$Q_y$ [кН]	$Q_z$ [кН]	$F$ [кН]	$b_F$ [см]
1	60.0	10.0	4.0	40.0	10.0	0.0	0.0

Расчёт элемента

типа **балка 3 класса** по разделу 8 СП 16.13330.2017.  
 Расчётная длина балки  $l_1 = 6.0$  м  
 Проверка прочности полков  $Q_y / 2A_f R_s \gamma_c = 0.14$   
 Проверка прочности сечения  $\beta = 1.00$   
 $(M_y / \beta c_y W_y + M_z / c_z W_z) / R_y \gamma_c = 1.59$

Устойчивость балки

$$M_{cr} = 25.2 \text{ кНм} \quad \varphi_b = 0.32$$

$$(M_y / \varphi_b W_y + M_z / W_z + B_w / W_w) / R_y \gamma_c = 3.59$$

Проверка устойчивости стенки и поясных листов. Условная гибкость:

$$\text{стенки } \lambda_w = 0.00 \quad \text{свеса полки } \lambda_f = 0.26$$

$$\alpha_f = 0.80 \quad \alpha = 0.00$$

$$M / [R_y \gamma_c h_{ef}^2 t_w (\alpha_f + \alpha)] = 0.00$$

**\*\*\*\* ВНИМАНИЕ \*\*\* Не выполняется условие прочности сечения**

**\*\*\*\* ВНИМАНИЕ \*\*\* Не выполняется условие устойчивости элемента**

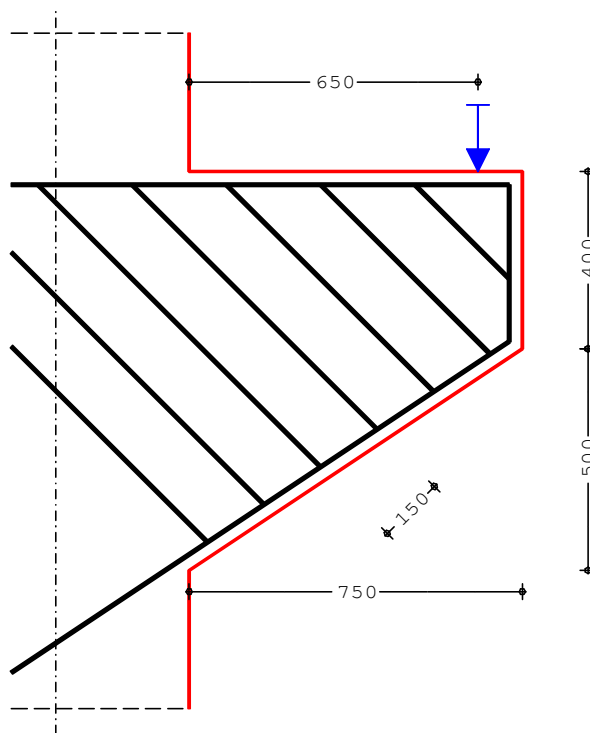
Расчет выполнен модулем 345 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t351**

**Расчёт короткой консоли**

Расчётная схема

M = 1 :17



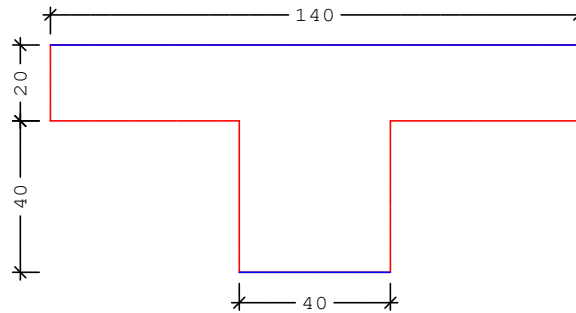
Размеры консоли	длина $l = 750$ мм, ширина $b = 400$ мм высота консоли у колонны $h = 900$ мм с краю $h_1 = 400$ мм
<u>Нагружение</u>	нормативное значение $Q_n = 400$ кН длительная часть $Q_d = 300$ кН коэффициент безопасности нагрузки $\gamma_f = 1.20$ расстояние до колонны $a = 650$ мм длина зоны приложения нагрузки $l_{sup} = 200$ мм
<u>Арматура</u>	по результатам расчёта
Продольная сверху	4 стержня диаметром $d = 20$ мм площадь арматуры $A_s = 1.26$ см <sup>2</sup>
Поперечная	наклонные под 45° хомуты с шагом $S = 150$ мм из 2-х стержней диаметром $d_s = 12$ мм площадь арматуры $A_{sw}/S = 0.15$ см
Допустимая ширина	толщина защитного слоя бетона $a_z = 20$ мм раскрытия трещин непродолжительных $w_s = 0.40$ мм продолжительных $w_l = 0.20$ мм
<u>Расчёт прочности</u>	по СП 63.13330.2018 и п. 3.34 СНиП 2.03.01-84*. Материалы: <b>бетон В 25 (тяжелый)</b> <b>арматурная сталь: продольная/хомуты А 500/А 400.</b> Предельное значение момента $M_u = 449$ кНм $M = \gamma_f * l_Q * Q_n = 360 < M_u$ <b>УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО</b>
Трещиностойкость	Ширина сжатой наклонной полосы $l_b = 0.15$ см угол наклона полосы к горизонтали $\theta = 49.24^\circ$ коэффициент $\varphi = 1 + 5 * \alpha * A_{sw} / (S * b) = 1.13$ $Q_n * \gamma_f < 0.8 * \varphi * R_b * b * l_b * \sin \theta = 599$ кН <b>УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО</b>
Расчётная ширина	Момент образования трещин $M_{cr,c} = 161$ кНм раскрытия трещин: продолжительного $a_n = 0.13$ мм непродолжительного $a_h = 0.20$ мм

Расчет выполнен модулем 351 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t400**

**Расчёт ж/б полки тавра**

Сечение



Ширина ребра	$b_w$	=	40.0	см
Высота сечения	$h$	=	60.0	см
Ширина полки	$b_{fl}$	=	140.0	см
Высота полки	$h_{fl}$	=	20.0	см
Расстояние до ц.т. арматуры	$a_B$	=	0.0	см
	$a_H$	=	0.0	см
Площадь арматуры	$A_{S_B}$	=	20.00	см <sup>2</sup>
	$A_{S_H}$	=	6.00	см <sup>2</sup>

Расчет

Согласно MSZ EN 1992-1-1

Бетон **C25/30**  
 Продольная арматура **S500**

Предел прочности бетона	$f_{cd}$	=	16.67	МПа
	$f_{ctd}$	=	1.20	МПа
Предел текучести арматуры	$f_{yd}$	=	434.8	МПа

Напряжение сдвига

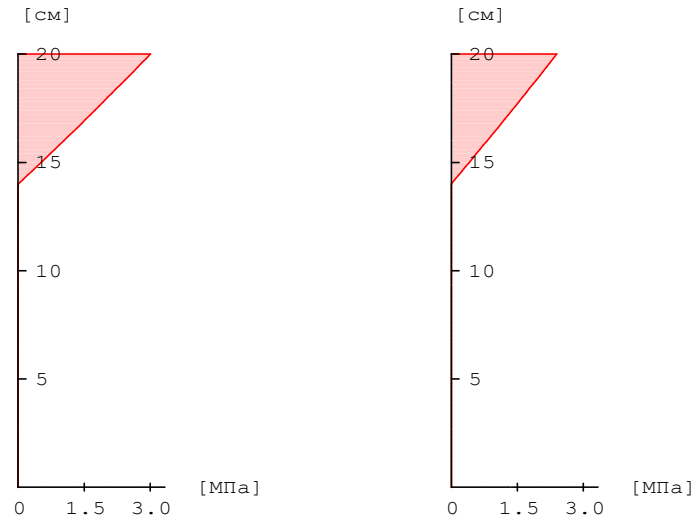
M	V	$F_{d1}$	$F_{d2}$	$\Delta x$	$v_{Ed}$
[кНм]	[кН]	[кН]	[кН]	[м]	[МПа]
120.0	500.0	73.0	57.8	0.05	1.52

Напряжения в полке и составляющие  $F_d$

M	$\sigma_{c, max}$	$\sigma_s$	$F_{dc}$	$F_{ds}$
[кНм]	[МПа]	[МПа]	[кН]	[кН]
120.0	3.01	37.9	45.9	27.1
95.0	2.40	29.9	36.4	21.4

Примечание. В свесе полки принято  $A_s = 7.14$  см<sup>2</sup>

Эпюры напряжений в бетоне полки на концах расчетного участка



Требуемая площадь арматуры  $A_{sf}/s_f = 3.50$  см<sup>2</sup>/м

Проверка условия (6.21)  $v_{Ed}h_f / (\cot\theta_f(A_{sf}/s_f)f_{yd}) = 1.000 \leq 1$

Проверка условия (6.22)  $v_{Ed} / (vf_{cd}\sin\theta_f\cos\theta_f) = 0.422 \leq 1$

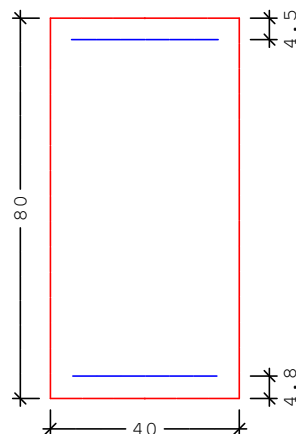
$v = 0.540$  -  
 $\cot\theta_f = 2.000$  -  
 $\sin\theta_f = 0.894$  -  
 $\cos\theta_f = 0.447$  -

Расчет выполнен модулем 400 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

### **Поз. t401**

### **Подбор поперечной арматуры (MSZ EN 1992)**

Сечение



Ширина  $b = 40.0$  см  
 Высота  $h = 80.0$  см  
 Диаметр продольной арматуры  $d_{sb} = 20$  мм  
 $d_{sh} = 25$  мм

Толщина защитного слоя  $c_{ном,в} = 35$  мм  
 $c_{ном,н} = 35$  мм  
 Расстояние до ц.т. арматуры  $a_в = 4.5$  см  
 $a_н = 4.8$  см

Площадь продольной арматуры	Участок	l [м]	$n_в$	$n_н$	$A_{св}$ [см <sup>2</sup> ]	$A_{сн}$ [см <sup>2</sup> ]
		1	1.00	4	4	12.57
	2	1.50	2	6	6.28	29.45

Нагрузки

Усилия от основной комбинации воздействий

Изгибающий момент  $M_o = 400.0$  кНм  
 Поперечная сила  $V_o = 400.0$  кН  
 Равномерная нагрузка  $q = 40.00$  кН/м

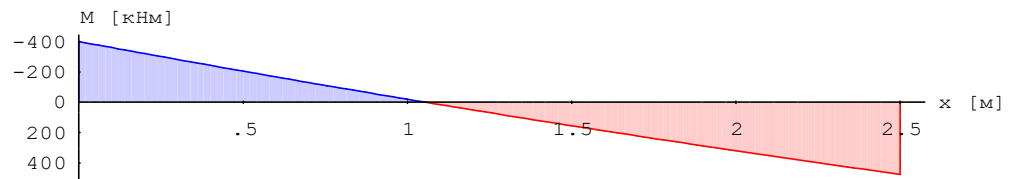
Расчет

Согласно MSZ EN 1992-1-1

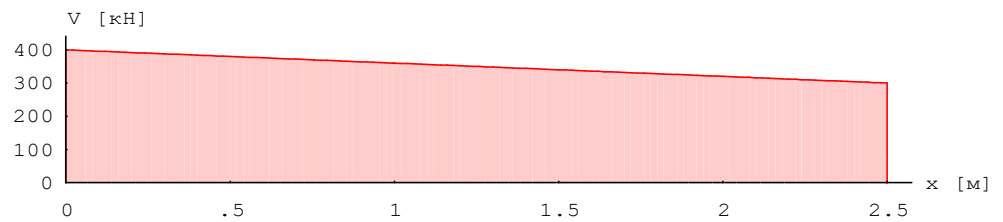
Бетон **C25/30**  
 Продольная арматура **S500**  
 Поперечная арматура **S400**

Предел прочности бетона  $f_{cd} = 16.67$  МПа  
 Предел текучести арматуры  $f_{ywd} = 347.8$  МПа

Изгибающий момент



Поперечная сила



Проверка прочности сечения над опорой по условию  $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$  (6.5)

$$V_{Rd,max} = 0.5bdvf_{cd} = 1359 \text{ кН}$$

$$d = 75.5 \text{ см}$$

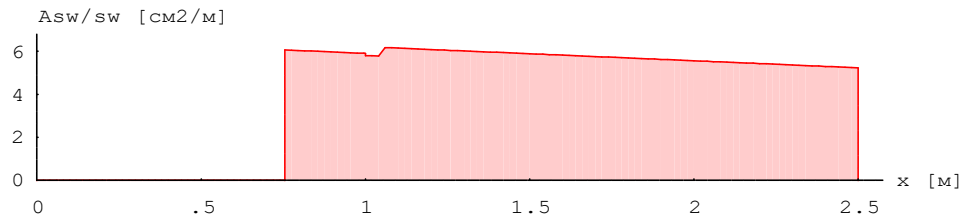
$$v = 0.540$$

Условие прочности  $V_o / V_{Rd,max} = 0.294 \leq 1$

Требуемая площадь поперечной арматуры

x [м]	M [кНм]	V [кН]	$V_{Rd,c}$ [кН]	z [см]	$\cot\theta$ [-]	$V_{Rd,max}$ [кН]	$V_{Rd,s}$ [кН]	$A_{sw}/s$ [см <sup>2</sup> /м]
0.76	-109.4	369.8	119.8	70.0	2.50	869.5	369.8	6.07
0.86	-72.6	365.8	119.8	70.1	2.50	869.8	365.8	6.00
0.96	-36.2	361.8	119.8	70.1	2.50	870.0	361.8	5.94
1.00	-20.0	360.0	119.8	70.1	2.50	870.1	360.0	5.91
1.00	-20.0	360.0	98.5	71.3	2.50	884.6	360.0	5.81

1.10	15.8	356.0	158.9	66.5	2.50	826.0	356.0	6.15
1.20	51.2	352.0	158.9	66.5	2.50	825.5	352.0	6.09
1.30	86.2	348.0	158.9	66.5	2.50	825.0	348.0	6.02
1.40	120.8	344.0	158.9	66.4	2.50	824.4	344.0	5.96
1.50	155.0	340.0	158.9	66.4	2.50	823.9	340.0	5.89
1.60	188.8	336.0	158.9	66.3	2.50	823.4	336.0	5.83
1.70	222.2	332.0	158.9	66.3	2.50	822.8	332.0	5.76
1.80	255.2	328.0	158.9	66.2	2.50	822.2	328.0	5.69
1.90	287.8	324.0	158.9	66.2	2.50	821.6	324.0	5.63
2.00	320.0	320.0	158.9	66.1	2.50	821.1	320.0	5.56
2.10	351.8	316.0	158.9	66.1	2.50	820.5	316.0	5.50
2.20	383.2	312.0	158.9	66.0	2.50	819.8	312.0	5.43
2.30	414.2	308.0	158.9	66.0	2.50	819.2	308.0	5.37
2.40	444.8	304.0	158.9	65.9	2.50	818.6	304.0	5.30
2.50	475.0	300.0	158.9	65.9	2.50	817.9	300.0	5.24



Наибольшая площадь  $\max A_{sw}/s = 6.18 \text{ см}^2/\text{м}$

Увеличение площади продольной арматуры при учете усилия  $\Delta F_{td}$  (6.18)

Участок	x [м]	$\Delta M$ [кНм]	M+ $\Delta M$ [кНм]	$\Delta A_{св}$ [см <sup>2</sup> ]	$\Delta A_{сн}$ [см <sup>2</sup> ]
1	0.76	-323.8	-433.2	0.70	
2	1.00	-320.7	-340.7	4.12	

Примечание.  $\Delta M = \Delta F_{td}z = 0.5V_{Ed}z\cot\theta$

Требуемая площадь продольной арматуры

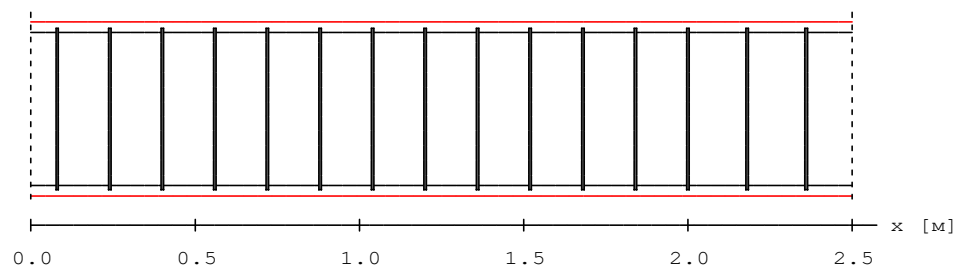
Участок	$A_{св}$ [см <sup>2</sup> ]	$A_{сн}$ [см <sup>2</sup> ]
1	13.27	
2	10.40	

Конструирование

$d_{sw}$ [мм]	Число ветвей	$s_{max}$ [см]	$\Delta s$ [см]	$a_1$
8	2	30		s/2

Подобранная поперечная арматура

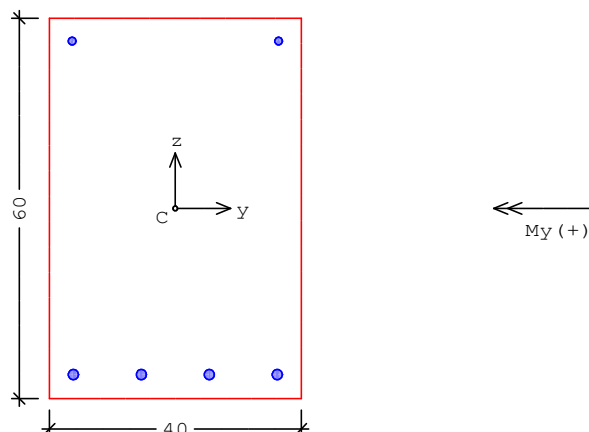
от x [м]	до x [м]	Число хомутов	s [см]	$A_{sw}/s$ [см <sup>2</sup> /м]
0.000	2.000	13	16	6.28
2.000	2.360	2	18	5.59



**Поз. t402**

**Расчет по трещиностойкости (MSZ EN 1992)**

Сечение



	Ширина	b	=	40.0	см
	Высота	h	=	60.0	см
Верхняя арматура	Число стержней	$n_s$	=	2	-
	Диаметр стержней	$d_s$	=	12	мм
	Толщина защитного слоя	c	=	30	мм
	Площадь арматуры	$A_s$	=	2.26	см <sup>2</sup>
Нижняя арматура	Число стержней	$n_s$	=	4	-
	Диаметр стержней	$d_s$	=	16	мм
	Толщина защитного слоя	c	=	30	мм
	Площадь арматуры	$A_s$	=	8.04	см <sup>2</sup>

Расчет

согласно MSZ EN 1992-1-1

Бетон **C25/30**  
 Арматура **S500**

Среднее значение предела прочности бетона при растяжении  $f_{ctm} = 2.60$  МПа

Предельная деформация бетона при растяжении  $\epsilon_{ctu} = f_{ctm} / E_{cm} = 0.084$  %.

Предельная ширина раскрытия трещин  $w_{max} = 0.40$  мм

Коэффициенты (7.11)

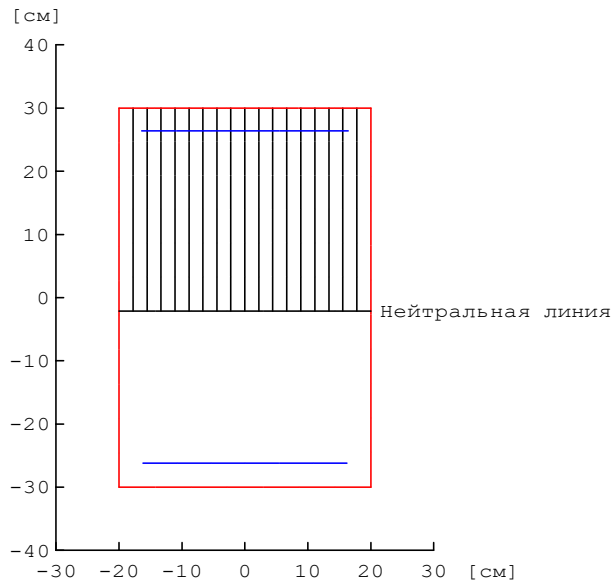
$k_t$	$k_1$	$k_3$	$k_4$
0.4	0.8	3.4	0.425

Усилия при образовании трещин

$N_d$ [кН]	$M_{yd}$ [кНм]	$N_c$ [кН]	$M_{yc}$ [кНм]
	100.0		63.5

**Результаты расчета усилий при образовании трещин**

Сжатая зона сечения непосредственно перед образованием трещин



Расстояние от нижней стороны сечения до нейтральной линии = 27.88 см

Кривизна  $\kappa$  = 0.00030 1/м

Деформации бетона

Верхняя сторона сечения		Нижняя сторона сечения	
$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
-0.097	-2.36	0.084	2.60

Деформации арматуры

Верхняя арматура		Нижняя арматура	
$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
-0.086	-17.2	0.072	14.5

**Ширина раскрытия трещин при определении  $s_{r, \max}$  по формуле (7.11)**

$\sigma_s$ [МПа]	$x_t$ [см]	$h_{c, ef}$ [см]	$A_{c, eff}$ [см <sup>2</sup> ]	$A_s$ [см <sup>2</sup> ]	$d_s$ [мм]	$c$ [мм]	$k_2$	$s_{r, \max}$ [мм]	$w_k$ [мм]
238.3	48.1	9.5	380.0	8.04	16.0	30	0.500	231	<b>0.210</b>

**Трещиностойкость сечения обеспечена**

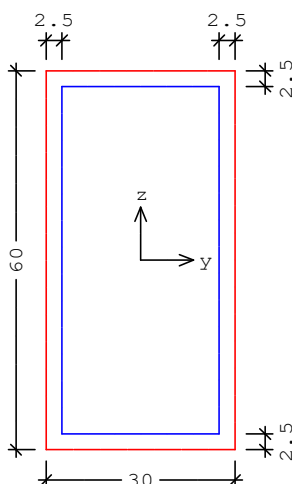
Расчет выполнен модулем 402 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт



**Поз. t403**

**Подбор поперечной арматуры**

Сечение



Ширина	b	=	30.0	см
Высота	h	=	60.0	см
Расстояние до ц.т. арматуры	a	=	2.5	см

Нагрузки

Усилия от основной комбинации воздействий

Крутящий момент	T	=	5.0	кНм
Поперечная сила по оси y	V <sub>y</sub>	=	20.0	кН
Поперечная сила по оси z	V <sub>z</sub>	=	20.0	кН

Расчет

Согласно ТКП EN 1992-1-1

Бетон **C25/30**  
 Продольная арматура **S500**  
 Поперечная арматура **S400**

Предел прочности бетона	f <sub>cd</sub>	=	16.67	МПа
Предел текучести арматуры	f <sub>ywd</sub>	=	347.8	МПа

Предельные усилия

cotθ	T <sub>Rd,max</sub> [кНм]	V <sub>y,Rd,max</sub> [кН]	V <sub>z,Rd,max</sub> [кН]
2.50	62.1	460.9	481.8

T / T <sub>Rd,max</sub>	=	0.081	-
V <sub>y</sub> / V <sub>y,Rd,max</sub>	=	0.043	-
V <sub>z</sub> / V <sub>z,Rd,max</sub>	=	0.042	-

Условие прочности (6.29)  $T / T_{Rd,max} + V_y / V_{y,Rd,max} = 0.124 \leq 1$

Арматура, требуемая для восприятия крутящего момента

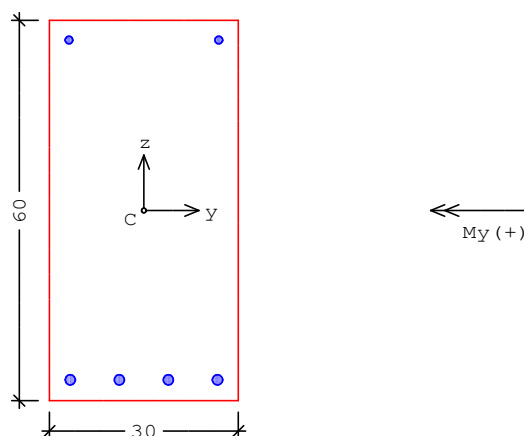
Поперечная арматура	A <sub>sw</sub> /s	=	0.29	см <sup>2</sup> /м
Продольная арматура	A <sub>s</sub>	=	2.01	см <sup>2</sup>

Расчет выполнен модулем 403 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t404**

**Расчет по трещиностойкости**

Сечение



	Ширина	b	=	30.0	см
	Высота	h	=	60.0	см
Верхняя арматура	Число стержней	$n_s$	=	2	-
	Диаметр стержней	$d_s$	=	12	мм
	Толщина защитного слоя	$c_{nom}$	=	25	мм
	Площадь арматуры	$A_s$	=	2.26	см <sup>2</sup>
Нижняя арматура	Число стержней	$n_s$	=	4	-
	Диаметр стержней	$d_s$	=	16	мм
	Толщина защитного слоя	$c_{nom}$	=	25	мм
	Площадь арматуры	$A_s$	=	8.04	см <sup>2</sup>

Расчет

согласно ТКП EN 1992-1-1

Бетон **C25/30**  
 Арматура **S500**

Среднее значение предела прочности бетона при растяжении  $f_{ctm} = 2.60$  МПа

Предельная деформация бетона при растяжении  $\epsilon_{ctu} = f_{ctm} / E_{cm} = 0.084$  %.

Предельная ширина раскрытия трещин  $w_{max} = 0.40$  мм

Усилия при образовании трещин

$N_d$ [кН]	$M_{yd}$ [кНм]	$N_c$ [кН]	$M_{yc}$ [кНм]
	100.0		49.0

**Ширина раскрытия трещин при определении  $s_{r,max}$  по формуле (7.11)**

$\sigma_s$ [МПа]	$x_t$ [см]	$h_{c,ef}$ [см]	$A_{c,eff}$ [см <sup>2</sup> ]	$A_s$ [см <sup>2</sup> ]	$d_s$ [мм]	$c$ [мм]	$k_2$	$s_{r,max}$ [мм]	$w_k$ [мм]
238.2	46.4	8.2	247.5	8.04	16.0	25	0.500	169	<b>0.168</b>

**Трещиностойкость сечения обеспечена**

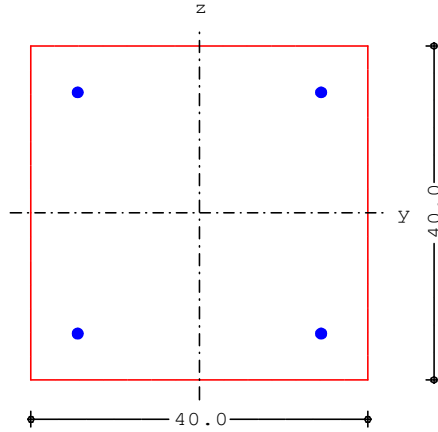
**Поз. t405**

**Железобетонная колонна (Eurocode 2)**

Расчетная схема Длина колонны  $L = 4.00$  м

Закрепления	В плоскости Y		В плоскости Z	
	Вверху	шарнирное	шарнирное	шарнирное
Внизу	жесткое	жесткое	жесткое	жесткое

Сечение  
 Ширина  $b = 40.0$  см  
 Высота  $h = 40.0$  см



Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Постоянное воздействие постоянное -
2	Переменное	Категория А: жилые здания переменное Категория-А

Коэффициент упр. надежностью  $K_{FI} = 1.0$  -

При комбинировании применяется формула (6.10)

Характеристики

№	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	Группа	Знак
1	1.35	1.00					
2	1.50		0.70	0.50	0.30		
3*	1.35	1.00					

\* собственный вес колонны

Вертикальные силы

№	x [м]	V [кН]	$e_y$ [см]	$e_z$ [см]
1	4.00	1000.0		
2	4.00	10.0	25.0	25.0

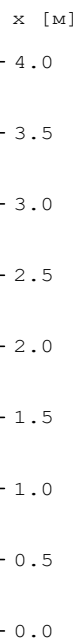
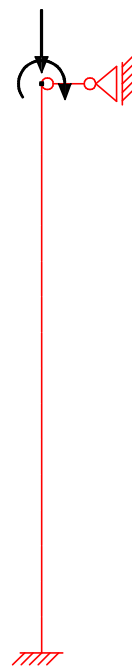
Горизонтальные силы и моменты

№	x [м]	$H_y$ [кН]	$H_z$ [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]
1	4.00			100.0	

Воздействие 1

Плоскость Y

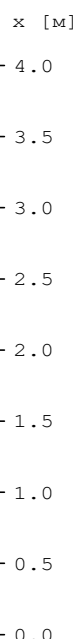
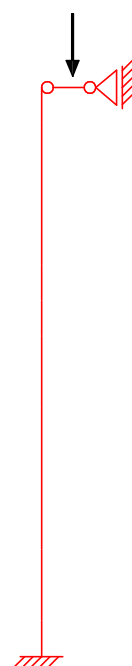
Плоскость Z



Воздействие 2

Плоскость Y

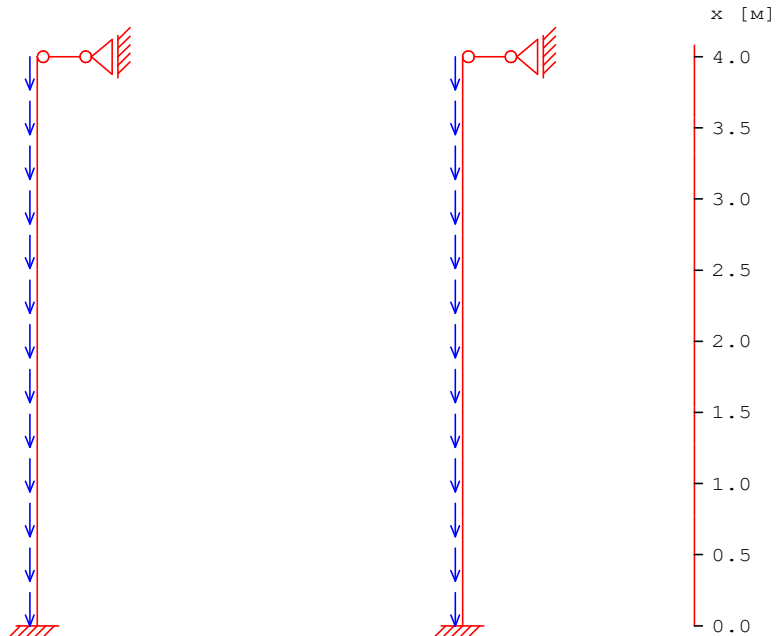
Плоскость Z



Воздействие 3

Плоскость Y

Плоскость Z



Расчет

согласно ТКП EN 1992-1-1, 5.7, 5.8.6

Учет эффектов второго порядка для плоскостей Y и Z  
 Учет несовершенств по форме потери устойчивости  
 Учет деформаций ползучести бетона

Материалы

Бетон **C25/30**  
 Арматура **S500**

Для бетона применяется диаграмма (3.14)

Удельный вес железобетона  $\gamma = 25.0$  кН/м<sup>3</sup>

Влажность воздуха окружающей среды = 50 %

Возраст бетона в момент нагружения = 28 сут

Коэффициент ползучести

$2A_c/u$ [мм]	$\beta(f_{cm})$ [-]	$\beta(t_0)$ [-]	$\Phi_{RH}$ [-]	$\Phi$ [-]
200.0	2.925	0.488	1.855	2.650

Выбор комбинаций

K	Номер воздействия (Коэффициент)		
1	1 (1.35)	2 (1.50)	3 (1.35)
2	1 (1.35)	3 (1.35)	

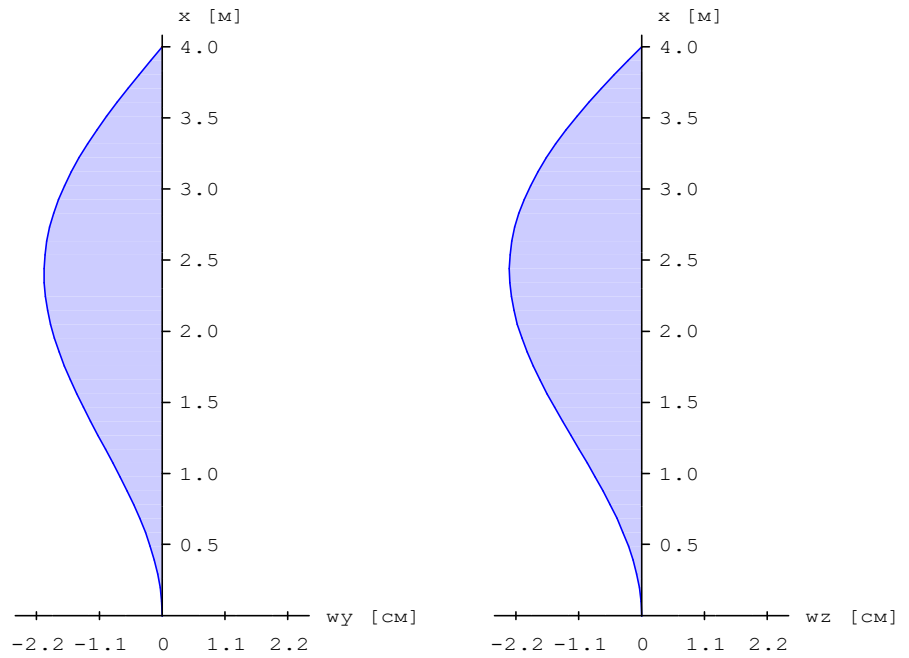
**Расчет для комбинации воздействий K = 1**

Погрешность расчета  $\epsilon = 0.02$  %

K 1

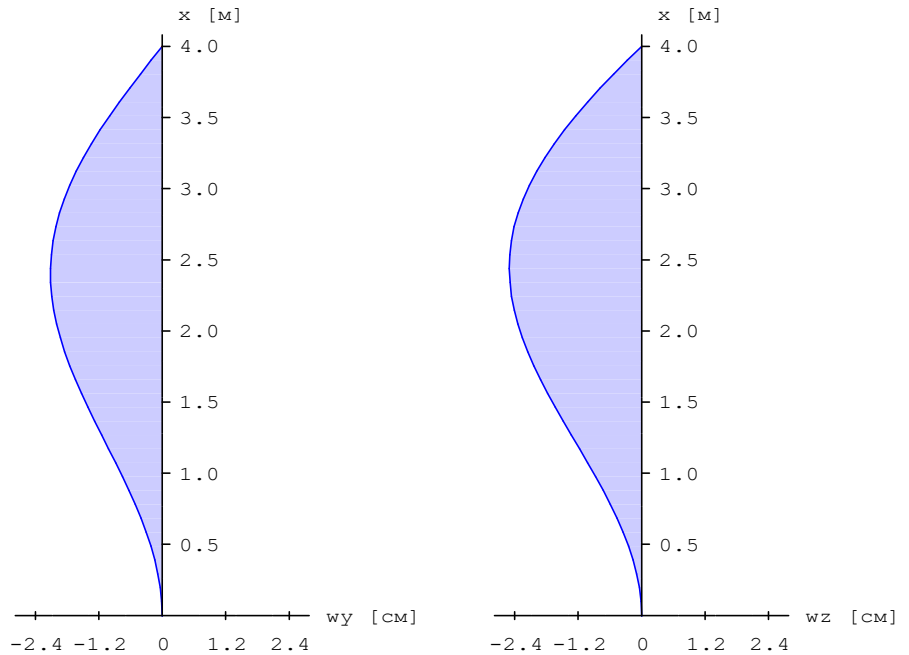
Начальные прогибы

x [м]	$w_{y0}$ [см]	$w_{z0}$ [см]	$w_{yп}$ [см]	$w_{zп}$ [см]
4.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.33	-1.24	-1.24	-0.04	-0.24
2.67	-1.94	-1.94	-0.07	-0.32
2.00	-1.86	-1.86	-0.06	-0.28
1.33	-1.17	-1.17	-0.04	-0.17
0.67	-0.36	-0.36	-0.01	-0.05
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



К 1  
Прогибы

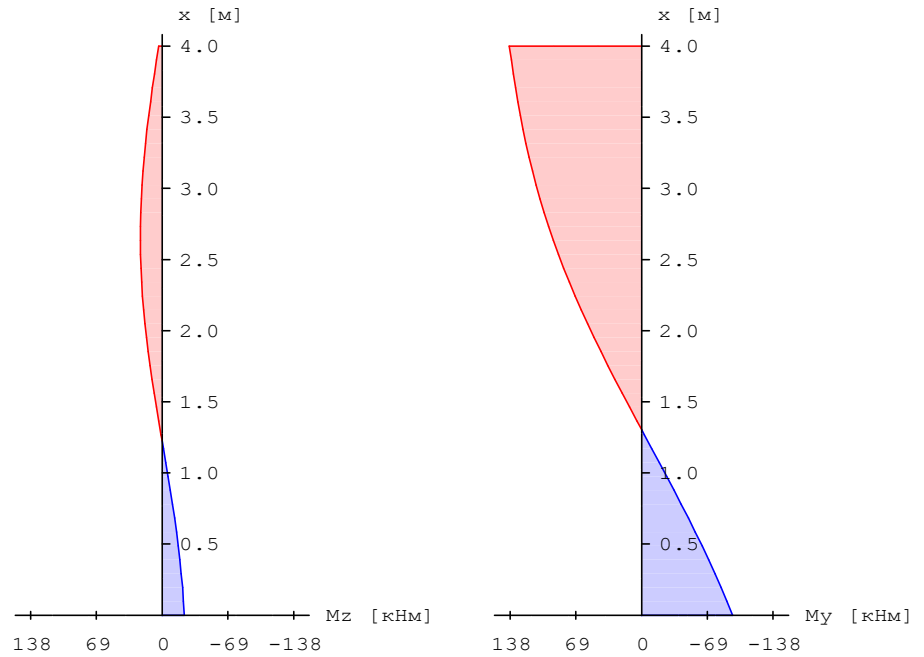
x [м]	w <sub>y</sub> [см]	w <sub>z</sub> [см]	d <sub>y</sub> [рад]	d <sub>z</sub> [рад]
4.00	0.00	0.00	0.02798	0.02125
3.33	-1.31	-1.62	0.01928	0.01650
2.67	-2.05	-2.44	0.00502	0.00501
2.00	-1.96	-2.30	-0.00876	-0.00709
1.33	-1.23	-1.43	-0.01563	-0.01339
0.67	-0.38	-0.44	-0.01220	-0.01053
0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00000



К 1  
Усилия

x [м]	N [кН]	M <sub>y</sub> [кНм]	M <sub>z</sub> [кНм]	H <sub>y</sub> [кН]	H <sub>z</sub> [кН]
4.00	1365.0	138.8	3.8	-6.7	-58.5
3.33	1368.6	121.9	17.2	-6.7	-58.5
2.67	1372.2	94.2	22.9	-6.7	-58.5

2.00	1375.8	53.2	17.2	-6.7	-58.5
1.33	1379.4	2.3	2.7	-6.7	-58.5
0.67	1383.0	-50.3	-13.4	-6.7	-58.5
0.00	1386.6	-95.5	-23.1	-6.7	-58.5



К 1 Предельные усилия

x [м]	$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$M_{zu}$ [кНм]	$\gamma_u$	$\epsilon_{c, min}$ [%]	$\epsilon_{s, max}$ [%]	a [см]	$A_{s, tot}$ [см <sup>2</sup> ]
4.00	1397.5	142.1	3.8	1.024	-3.50	1.47	4.90	3.20
3.33	1525.9	135.9	19.1	1.115	-3.50	1.21	4.90	3.20
2.67	1748.7	120.0	29.1	1.274	-3.50	0.79	4.90	3.20
2.00	2141.2	82.8	26.8	1.556	-3.50	0.13	4.90	3.20
1.33	2745.7	4.5	5.5	1.991	-2.75	-1.33	4.90	3.20
0.67	2177.8	-79.3	-21.1	1.575	-3.50	0.02	4.90	3.20
0.00	1746.0	-120.2	-29.1	1.259	-3.50	0.79	4.90	3.20

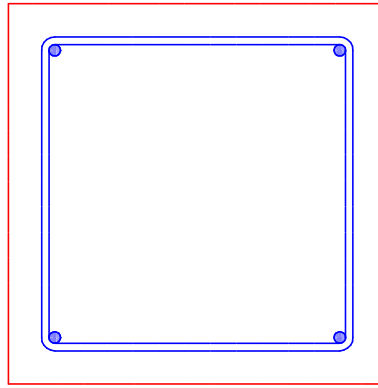
Требуемая арматура	Площадь на каждый угол	$A_s$	=	0.80	см <sup>2</sup>
	Общая площадь арматуры	$A_{s, tot}$	=	3.20	см <sup>2</sup>
	Коэффициент армирования	$\rho$	=	0.20	%

Конструирование

Данные для подбора арматуры

$d_{min}$ [мм]	$d_{max}$ [мм]	$n_{max}$	$a_{min}$ [мм]
8	40	20	20

Диаметр поперечной арматуры	$d_{sw}$	=	8	мм	
Мин. толщина защитного слоя	$c_{min}$	=	25	мм	
Допускаемое отклонение	$\Delta c$	=	10	мм	
Подобранная арматура	Диаметр арматуры	$d_s$	=	12	мм
	Число стержней	$n_{tot}$	=	4	-
	Площадь арматуры	$A_{s, tot}$	=	4.52	см <sup>2</sup>
	Коэффициент армирования	$\rho$	=	0.28	%
	Защитный слой бетона	$c_{nom}$	=	35	мм



Стержни: 4  $\Phi 12$   
 Хомут:  $\Phi 8$   
 Защитный слой:  
 спот = 35 мм

Расчет выполнен модулем 405 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t406**

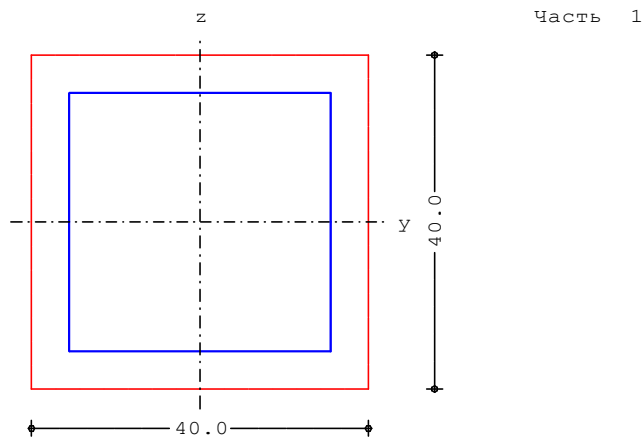
**Многоярусная колонна общего вида**

Расчетная схема

Часть	от x [м]	до x [м]	Длина [м]	Смещение y/z [см]	Сеч [см]
1	0.00	6.00	6.00		1

Сечения

№	Форма	Арматура	b/D [см]	h/D <sub>1</sub> [см]
1	Прямоугольник	По контуру	40.0	40.0



Закрепления

	В плоскости Y	В плоскости Z
Сверху	шарнирное	шарнирное
Снизу	шарнирное	шарнирное

Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

Вертикальные силы

№	x [м]	V [кН]	e <sub>y</sub> [см]	e <sub>z</sub> [см]
1	6.00	1000.0		



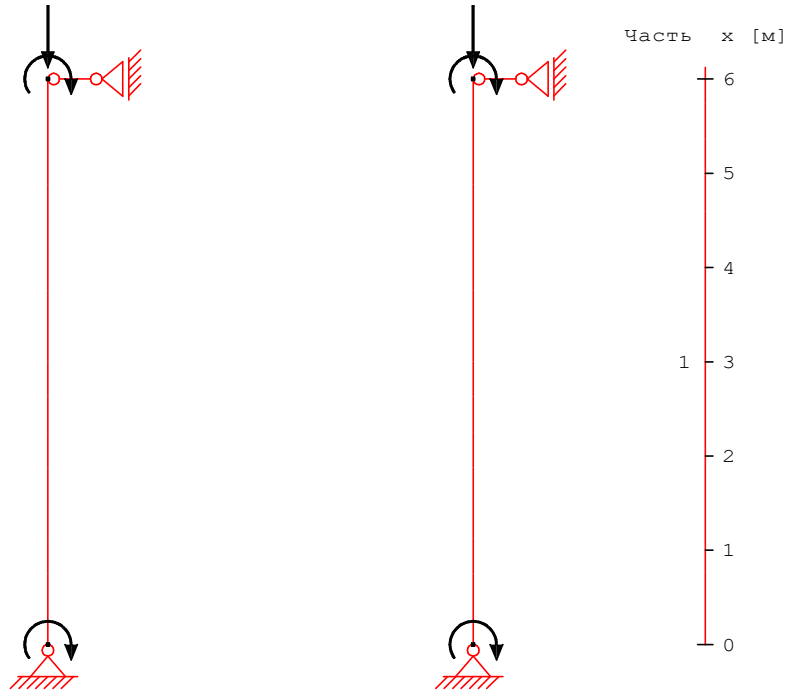
Горизонтальные силы  
и моменты

№	x [м]	H <sub>y</sub> [кН]	H <sub>z</sub> [кН]	M <sub>y</sub> [кНм]	M <sub>z</sub> [кНм]
1	0.00 6.00			50.0 50.0	50.0 50.0

Нагрузка 1

в плоскости Y

в плоскости Z



Расчет

Согласно СП 63.13330.2018 Бетон и железобетон.кон.

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.765$  -  
 Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 11.09$  МПа  
 Для бетона применяется трехлинейная диаграмма

Продольная арматура **A500**  
 Сопротивление арматуры  $R_s = 435$  МПа  
 $R_{sc} = 400$  МПа  
 Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

Поперечная арматура **A400**  
 Сопротивление арматуры  $R_{sw} = 280$  МПа

Гибкости в пл. Y, Z

от x [м]	до x [м]	$\lambda_y$	$\lambda_z$
0.00	6.00	52.0	52.0

**Расчет**

**для комбинации нагрузок K = 1**

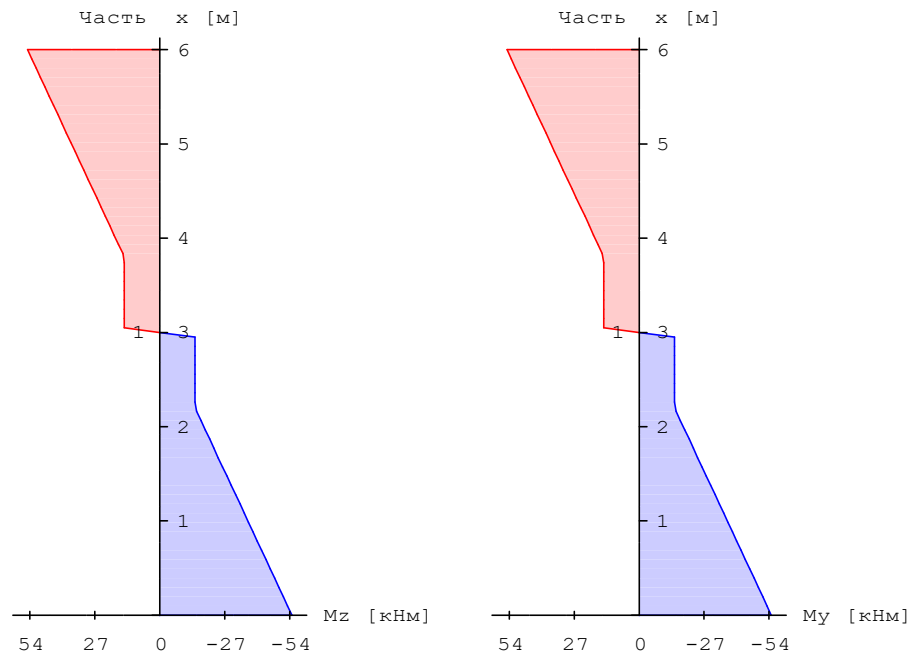
K 1 Усилия от полной нагрузки и ее длительной части (с учетом  $e_a$ )

x [м]	N [кН]	M <sub>y</sub> [кНм]	M <sub>z</sub> [кНм]	N <sub>1</sub> [кН]	M <sub>y1</sub> [кНм]	M <sub>z1</sub> [кНм]
6.00	1100.00	55.00	55.00	1100.00	55.00	55.00
4.50	1100.00	27.50	27.50	1100.00	27.50	27.50
3.00	1100.00	0.00	0.00	1100.00	0.00	0.00
1.50	1100.00	-27.50	-27.50	1100.00	-27.50	-27.50
0.00	1100.00	-55.00	-55.00	1100.00	-55.00	-55.00

Моменты

в плоскости Y

в плоскости Z



К 1 Расчетный момент в плоскости Y

x [м]	$l_0$ [м]	$\varphi_1$ [-]	$\delta_e$ [-]	D [МНм <sup>2</sup> ]	$N_{cr}$ [кН]	$\eta$ [-]	$\eta^*M_z$ [кНм]
6.00	6.00	2.000	0.150	13.60	3727.2	1.419	78.0
4.50	6.00	2.000	0.150	13.60	3727.2	1.419	39.0
3.00	6.00	2.000	0.150	13.60	3727.2	1.419	0.0
1.50	6.00	2.000	0.150	13.60	3727.2	1.419	-39.0
0.00	6.00	2.000	0.150	13.60	3727.2	1.419	-78.0

К 1 Расчетный момент в плоскости Z

x [м]	$l_0$ [м]	$\varphi_1$ [-]	$\delta_e$ [-]	D [МНм <sup>2</sup> ]	$N_{cr}$ [кН]	$\eta$ [-]	$\eta^*M_y$ [кНм]
6.00	6.00	2.000	0.150	13.60	3727.2	1.419	78.0
4.50	6.00	2.000	0.150	13.60	3727.2	1.419	39.0
3.00	6.00	2.000	0.150	13.60	3727.2	1.419	0.0
1.50	6.00	2.000	0.150	13.60	3727.2	1.419	-39.0
0.00	6.00	2.000	0.150	13.60	3727.2	1.419	-78.0

К 1 Предельные усилия

x [м]	$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$M_{zu}$ [кНм]	$\gamma_u$ [-]	$\epsilon_{b,min}$ [%]	$\epsilon_{s,max}$ [%]	$A_{s,tot}$ [см <sup>2</sup> ]	$\mu$ [%]
6.00	1099.9	78.0	78.0	1.00	-3.50	1.77	10.48	0.66
4.50	1560.6	55.4	55.4	1.42	-3.50	0.67	10.48	0.66
3.00	2194.1	0.0	0.0	1.99	-2.00	-2.00	10.48	0.66
1.50	1560.6	-55.4	-55.4	1.42	-3.50	0.67	10.48	0.66
0.00	1099.9	-78.0	-78.0	1.00	-3.50	1.77	10.48	0.66

Требуемая арматура

от x [м]	до x [м]	Сечение	Арматура	a [см]	$A_{s,tot}$ [см <sup>2</sup> ]	$\mu$ [%]	
0.00	6.00	1	Прям.	По конт.	2.70	10.48	0.66

По расчету на действие поперечной силы для обеспечения прочности поперечная арматура не требуется.

Конструирование

от x	до x	$d_{min}$	$d_{max}$	$n_{max}$	$a_{min}$	$d_{sw}$
[м]	[м]	[мм]	[мм]		[мм]	[мм]
0.00	6.00	12	28	12	25	6

Минимальная толщина защитного слоя  
 для продольной арматуры  $\min a_z = 20$  мм  
 для поперечной арматуры  $\min a_{zw} = 15$  мм

Размещение стержней

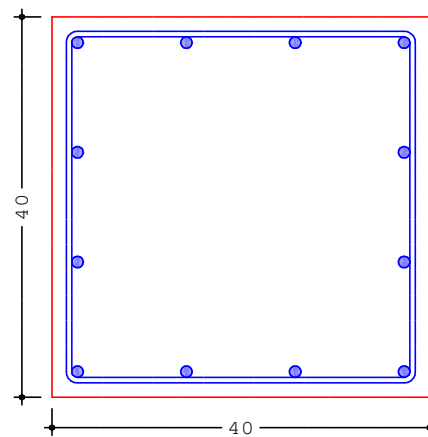
от x	до x	Сечение	Арматура	n	$a_z$
[м]	[м]				[мм]
0.00	6.00	1 Прямоуг.	На угол	1	15
			На b-сторону	2	
			На h-сторону	2	

Подобранная арматура

от x	до x	$d_s$	Анкер.	$n_{tot}$	$A_{s,tot}$	$\mu$
[м]	[м]	[мм]	[мм]		[см <sup>2</sup> ]	[%]
0.00	6.00	12	376	12	13.57	0.85

Длина анкеровки определена для сжатых стержней.

Сечение 1



Стержни: 12 Ø12  
 Хомут: Ø6  
 Защитный слой:  
 $a_z = 15$  мм

Расчет выполнен модулем 406 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t407**

**Расчет ж/б колонны по огнестойкости**

Расчетная схема Длина колонны  $l = 6.00$  м

Закрепления	В плоскости Y		В плоскости Z	
	Вверху	шарнирное	шарнирное	шарнирное
Внизу	шарнирное	шарнирное	шарнирное	шарнирное

Сечение Ширина  $b = 40.0$  см  
 Высота  $h = 40.0$  см

Арматура Диаметр стержней  $d_s = 18$  мм  
 Число стержней  $n = 12$  -  
 Толщина защитного слоя  $a_z = 30$  мм

Нагрузки

Относительно центральных осей бетонного сечения

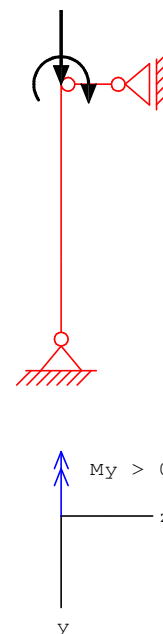
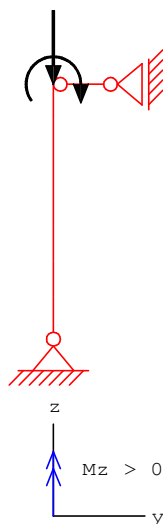
Вертикальная сила  $V = 500.0$  кН

Горизонтальные силы  
и моменты

	$H_y$ [кН]	$H_z$ [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]
Вверху			100.0	100.0

в плоскости Y

в плоскости Z



Расчет

Согласно СП 468.1325800.2019, СП 63.13330.2018

Применяется метод расчета согласно СП 468, 8.6

Изменение температуры среды при пожаре принимается согласно ГОСТ 30247.0-94

Бетон  
на силикатном заполнителе  
Плотность бетона  
Бетон сухой

**В 25 (тяжелый)**

$\rho = 2300$  кг/м<sup>3</sup>

Продольная арматура

**A500**

Сопротивления при нормальной температуре

$R_{bn} = 18.50$  МПа  
 $R_{sn} = 500$  МПа  
 $R_{sc} = 400$  МПа

Модули упругости при нормальной температуре

$E_b = 30.0$  ГПа  
 $E_s = 200.0$  ГПа

Диаграмма для бетона при нормальной температуре

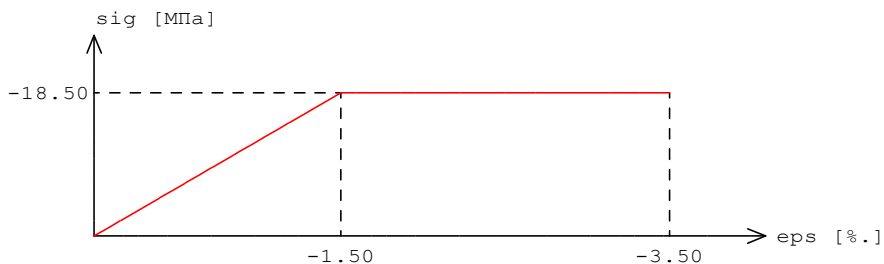
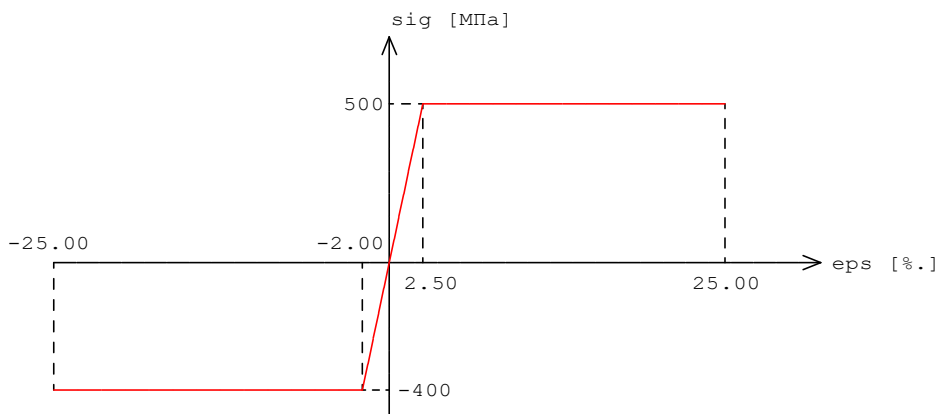


Диаграмма для арматуры при нормальной температуре



Коэффициент условий работы бетона

№	T [°C]	$\gamma_{bt}$	№	T [°C]	$\gamma_{bt}$	№	T [°C]	$\gamma_{bt}$
1	100	1.00	2	200	0.98	3	300	0.95
4	400	0.85	5	500	0.80	6	600	0.60
7	700	0.20	8	800	0.00	9	900	0.00
10	1000	0.00	11	1100	0.00	12	1200	0.00

Параметры диаграммы сжатого бетона

T [°C]	20	100	200	300	400	500	600
$\epsilon_{b1}$ [%.]	1.5	1.9	2.6	3.8	4.9	6.8	10.7
$\epsilon_{b2}$ [%.]	3.5	4.4	6.1	8.8	11.4	15.8	25.0

Коэффициент редукции модуля упругости бетона

T °C	20	200	300	400	500	600	700	800
$\beta_b$	1.00	0.70	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.05

Коэффициент условий работы арматуры

№	T [°C]	$\gamma_{st}$	№	T [°C]	$\gamma_{st}$	№	T [°C]	$\gamma_{st}$
1	100	1.00	2	200	1.00	3	300	1.00
4	400	0.85	5	500	0.60	6	600	0.37
7	700	0.22	8	800	0.10	9	900	0.00
10	1000	0.00	11	1100	0.00	12	1200	0.00

Коэффициент редукции модуля упругости арматуры

№	T [°C]	$\beta_s$	№	T [°C]	$\beta_s$	№	T [°C]	$\beta_s$
1	100	1.00	2	200	0.92	3	300	0.90
4	400	0.85	5	500	0.80	6	600	0.77
7	700	0.72	8	800	0.65	9	900	0.00
10	1000	0.00	11	1100	0.00	12	1200	0.00

Расчет усилий по деформированной схеме проводится для плоскостей Y и Z

**Линейный расчет усилий в колонне при нормальной температуре**

Жесткости приведенного сечения  $D_y = 75.1$  МНм<sup>2</sup>  
 $D_z = 75.1$  МНм<sup>2</sup>

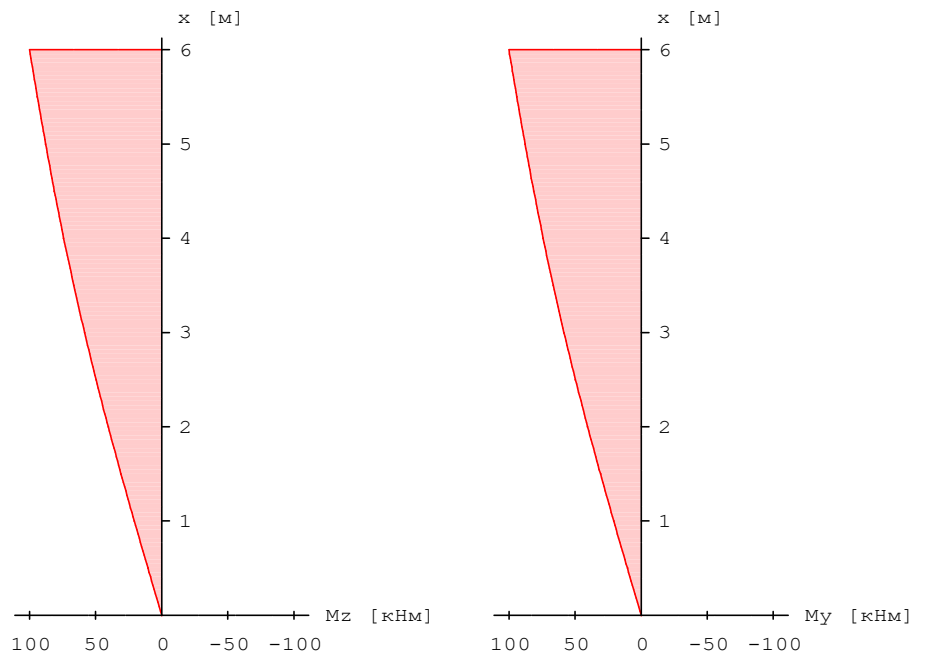
Начальные прогибы, суммарные прогибы и моменты

x [м]	w <sub>y0</sub> [см]	w <sub>z0</sub> [см]	w <sub>y</sub> [см]	w <sub>z</sub> [см]	M <sub>y</sub> [кНм]	M <sub>z</sub> [кНм]
6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	100.0	100.0
5.50	-0.35	-0.35	-0.47	-0.47	94.0	94.0
5.00	-0.67	-0.67	-0.89	-0.89	87.8	87.8
4.50	-0.94	-0.94	-1.23	-1.23	81.2	81.2
4.00	-1.15	-1.15	-1.49	-1.49	74.1	74.1
3.50	-1.29	-1.29	-1.63	-1.63	66.5	66.5
3.00	-1.33	-1.33	-1.67	-1.67	58.4	58.4
2.50	-1.29	-1.29	-1.60	-1.60	49.7	49.7
2.00	-1.15	-1.15	-1.43	-1.43	40.5	40.5
1.50	-0.94	-0.94	-1.16	-1.16	30.8	30.8
1.00	-0.67	-0.67	-0.82	-0.82	20.8	20.8
0.50	-0.35	-0.35	-0.42	-0.42	10.4	10.4
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0

Моменты

в плоскости Y

в плоскости Z



**Проверка прочности колонны при пожаре**

Нагрев всесторонний

Расчетные усилия

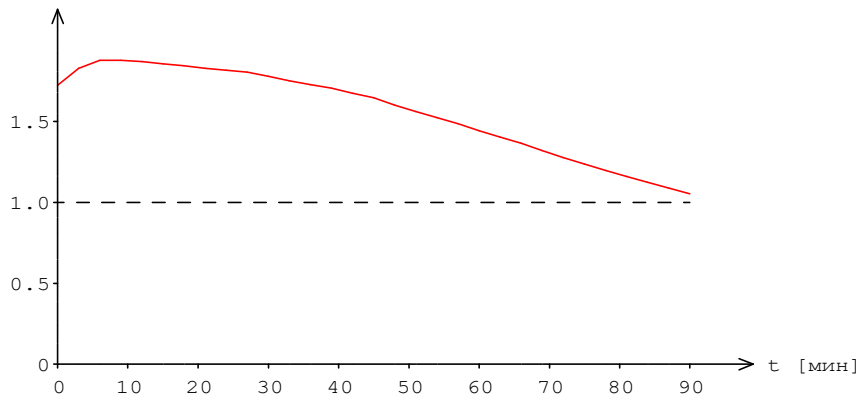
N [кН]	M <sub>y</sub> [кНм]	M <sub>z</sub> [кНм]
500.0	100.0	100.0

Коэффициент запаса прочности

t [мин]	T среды [°C]	γ <sub>u</sub>
0	20	1.724
3	502	1.829
6	603	1.879
9	663	1.879
12	705	1.871
15	739	1.857

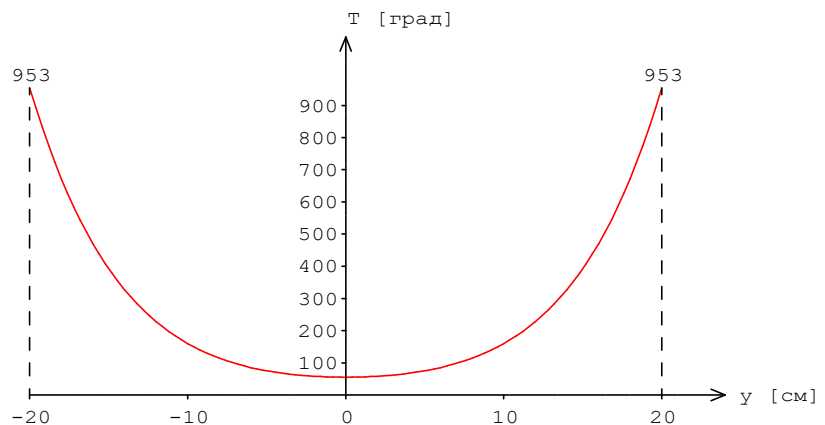
18	766	1.844
21	789	1.829
24	809	1.816
27	826	1.804
30	842	1.780
33	856	1.751
36	869	1.729
39	881	1.707
42	892	1.675
45	902	1.645
48	912	1.602
51	921	1.561
54	930	1.524
57	938	1.486
60	945	1.443
63	953	1.404
66	960	1.365
69	966	1.320
72	973	1.278
75	979	1.237
78	985	1.198
81	990	1.161
84	996	1.125
87	1001	1.090
90	1006	1.053

Коэффициент запаса прочности  $\gamma_u$

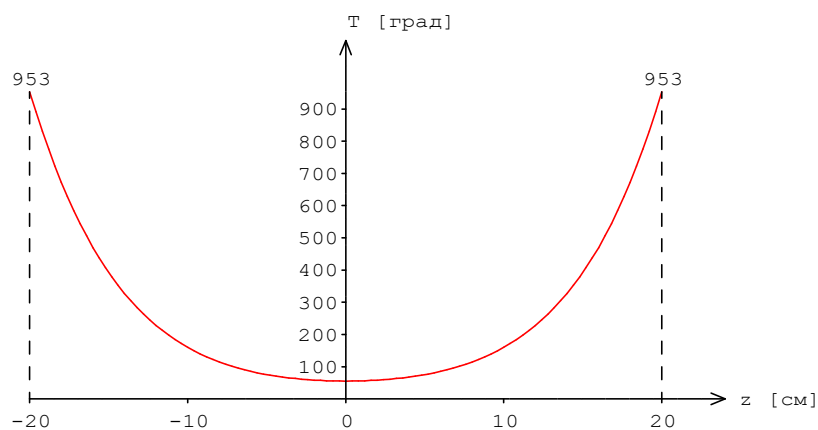


**Температурное поле при  $t = 90$  мин**

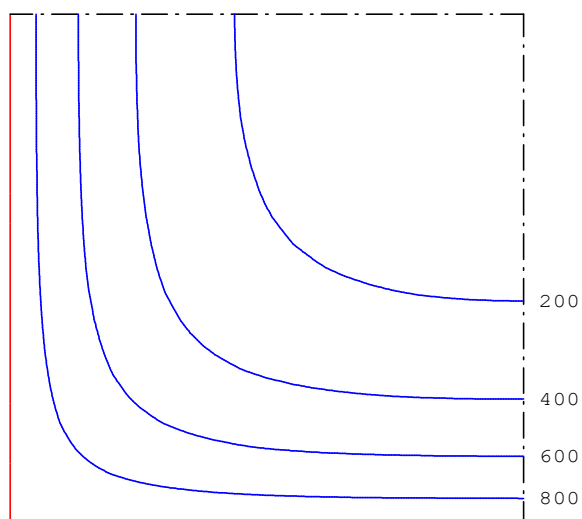
Температура  $T$  на оси  $y$



Температура  $T$  на оси  $z$



Изотермы



**Нелинейный расчет усилий в колонне при  $t = 90$  мин**

**Усилия в колонне превышают предельные усилия**

**Огнестойкость колонны не обеспечена**

Расчет выполнен модулем 407 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт



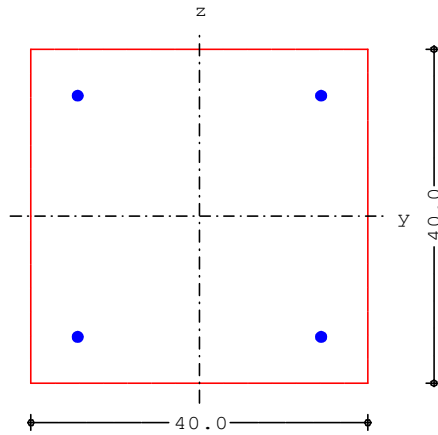
**Поз. t408**

**Железобетонная колонна (MSZ EN 1992)**

Расчетная схема Длина колонны  $L = 4.00$  м

Закрепления	В плоскости Y		В плоскости Z	
	Вверху	шарнирное	шарнирное	шарнирное
Внизу	жесткое	жесткое	жесткое	жесткое

Сечение  
 Ширина  $b = 40.0$  см  
 Высота  $h = 40.0$  см



Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Постоянное воздействие постоянное -

Коэффициент упр. надежностью  $K_{FI} = 0.9$  -

При комбинировании применяются формулы (6.10a, b)

№	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	Группа	Знак
1	1.35	1.00					
2*	1.35	1.00					

\* собственный вес колонны

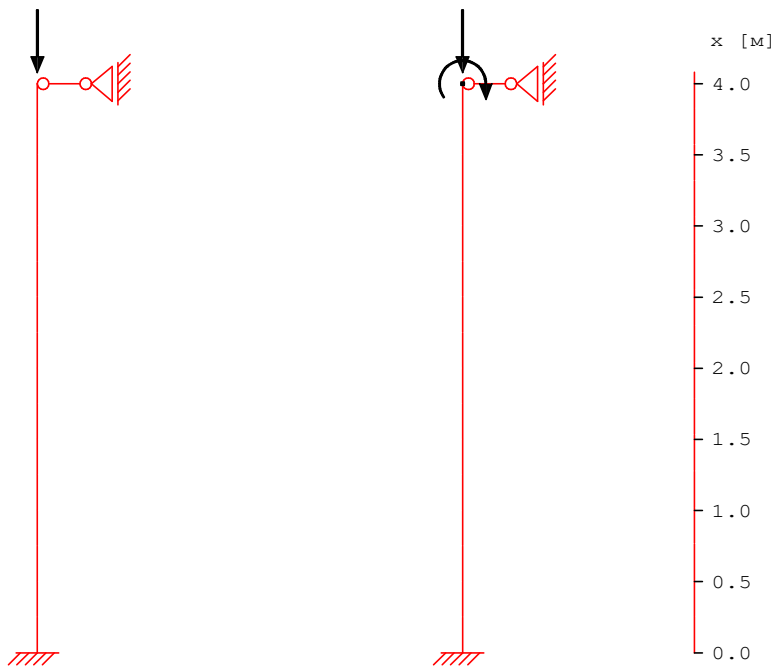
№	x [м]	V [кН]	$e_y$ [см]	$e_z$ [см]
1	4.00	1000.0		

№	x [м]	$H_y$ [кН]	$H_z$ [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]
1	4.00			100.0	

Воздействие 1

Плоскость Y

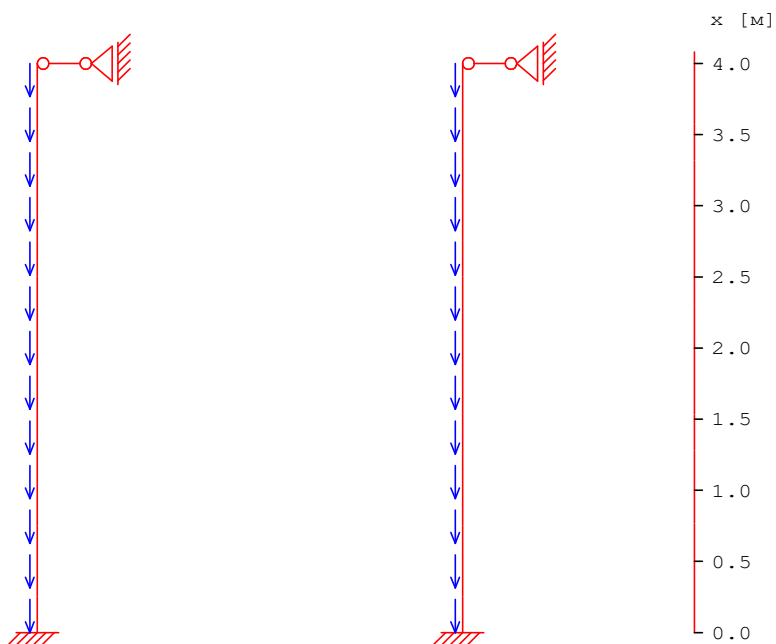
Плоскость Z



Воздействие 2

Плоскость Y

Плоскость Z



Комбинации

К	Номер воздействия (Коэффициент)			
1	1	(1.22)	2	(1.22)
2	1	(1.00)	2	(1.22)
3	1	(1.22)	2	(1.00)
4	1	(1.00)	2	(1.00)
5	1	(1.03)	2	(1.03)
6	1	(1.00)	2	(1.03)
7	1	(1.03)	2	(1.00)
8	1	(1.00)	2	(1.00)

Расчет

согласно MSZ EN 1992-1-1, 5.7, 5.8.6

Учет эффектов второго порядка для плоскостей Y и Z  
 Учет несовершенств по форме потери устойчивости  
 Учет деформаций ползучести бетона

Материалы

Бетон **C25/30**  
 Арматура **S500**

Для бетона применяется диаграмма (3.14)

Удельный вес железобетона  $\gamma = 25.0$  кН/м<sup>3</sup>

Влажность воздуха окружающей среды = 50 %

Возраст бетона в момент нагружения = 28 сут

Коэффициент ползучести

$2A_c/u$ [мм]	$\beta(f_{cm})$ [-]	$\beta(t_0)$ [-]	$\Phi_{RH}$ [-]	$\Phi$ [-]
200.0	2.925	0.488	1.855	2.650

Выбор комбинаций

K	Номер воздействия (Коэффициент)			
1	1 (1.22)	2 (1.00)		
2	1 (1.22)	2 (1.22)		
3	1 (1.00)	2 (1.00)		

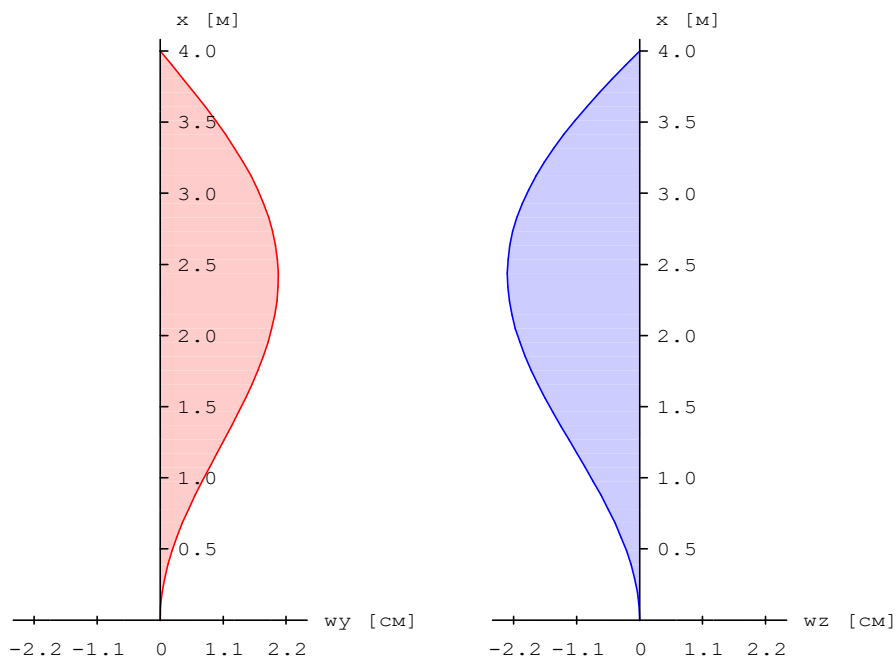
**Расчет для комбинации воздействий K = 1**

Погрешность расчета  $\epsilon = 0.01$  %

K 1

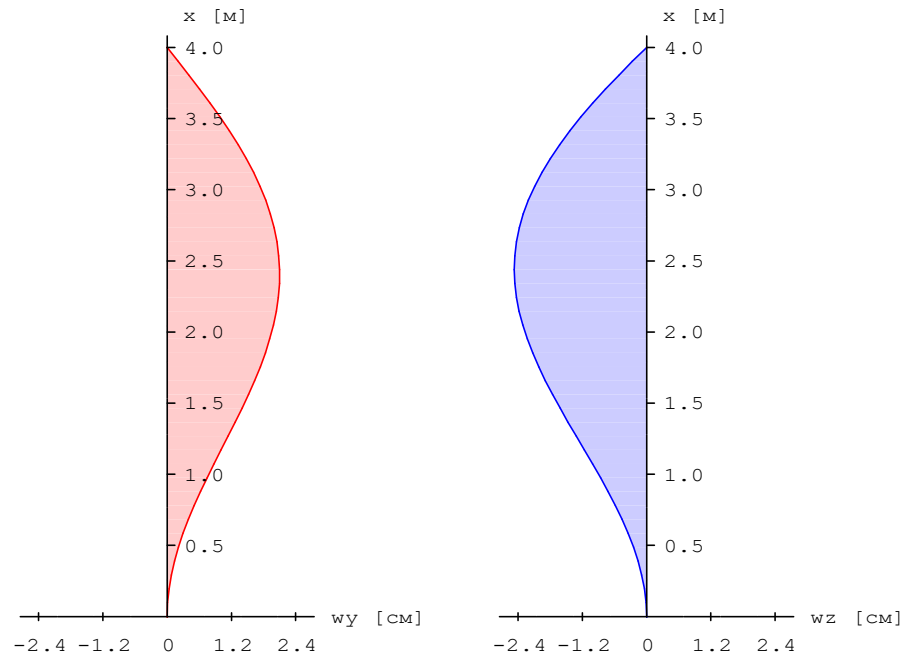
Начальные прогибы

x [м]	$w_{y0}$ [см]	$w_{z0}$ [см]	$w_{yп}$ [см]	$w_{zп}$ [см]
4.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.33	1.24	-1.24	0.04	-0.24
2.67	1.94	-1.94	0.06	-0.32
2.00	1.86	-1.86	0.06	-0.28
1.33	1.17	-1.17	0.04	-0.17
0.67	0.36	-0.36	0.01	-0.05
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



К 1  
 Прогибы

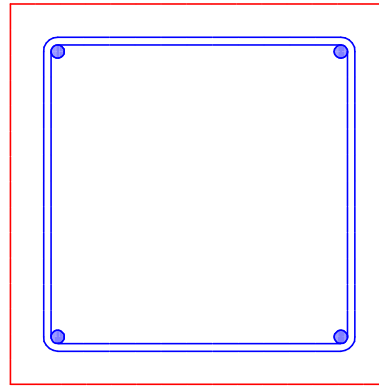
x [м]	w <sub>y</sub> [см]	w <sub>z</sub> [см]	d <sub>y</sub> [рад]	d <sub>z</sub> [рад]
4.00	0.00	0.00	0.02742	-0.02106
3.33	1.30	-1.59	0.01906	-0.01641
2.67	2.03	-2.41	0.00502	-0.00500
2.00	1.95	-2.27	-0.00863	0.00704
1.33	1.22	-1.41	-0.01544	0.01332
0.67	0.38	-0.44	-0.01206	0.01047
0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00000



К 1  
 Усилия

x [м]	N [кН]	M <sub>y</sub> [кНм]	M <sub>z</sub> [кНм]	H <sub>y</sub> [кН]	H <sub>z</sub> [кН]
4.00	1215.0	121.5	0.0	4.6	-51.2
3.33	1217.7	106.8	-12.7	4.6	-51.2
2.67	1220.3	82.6	-18.6	4.6	-51.2
2.00	1223.0	46.8	-14.5	4.6	-51.2
1.33	1225.7	2.2	-2.6	4.6	-51.2
0.67	1228.3	-43.8	10.8	4.6	-51.2
0.00	1231.0	-83.3	18.6	4.6	-51.2





Стержни: 4  $\Phi 14$   
 Хомут:  $\Phi 8$   
 Защитный слой:  
 спом = 35 мм

Расчет выполнен модулем 408 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t409**

**Конструирование арматуры в колонне**

Сечение

Ширина сечения  $b = 40.0$  см  
 Высота сечения  $h = 40.0$  см

Общая площадь арматуры  $A_{s, tot} = 18.00$  см<sup>2</sup>

Данные для подбора арматуры

$d_{min}$ [мм]	$d_{max}$ [мм]	$n_{max}$	$a_{min}$ [мм]
12	28	10	20

Диаметр хомута  $d_{sw} = 8$  мм  
 Минимальная толщина защитного слоя для продольной арматуры  $\min a_s = 20$  мм  
 для поперечной арматуры  $\min a_{sw} = 15$  мм

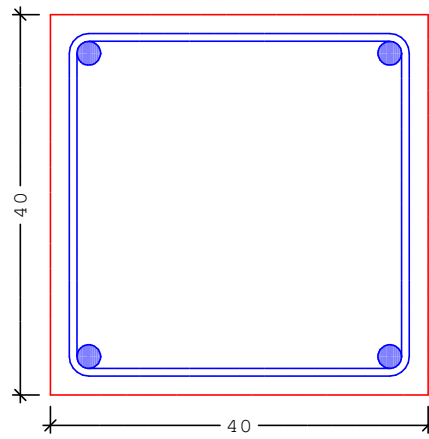
Выбранные стержни

Место	$n$	$d_s$ [мм]	$A_s$ [см <sup>2</sup> ]
На угол	1	25	4.91

Общее число стержней  $n_{tot} = 4$  -

Защитный слой для хомута  $a_s = 20$  мм

Общая площадь арматуры  $A_{s, tot} = 19.63$  см<sup>2</sup>



Стержни: 4  $\Phi 25$   
 Хомут:  $\Phi 8$   
 Защитный слой:  
 аз = 20 мм

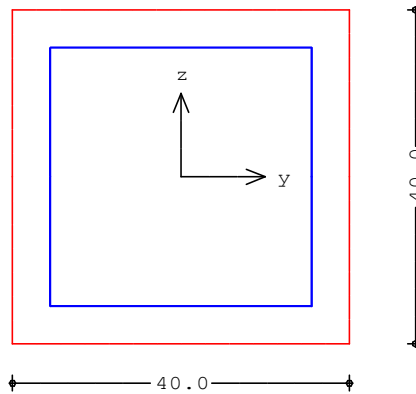
Расчет выполнен модулем 409 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t410**

**Одноярусная колонна общего вида**

Расчётная схема

Длина колонны  $l = 6.00$  м  
 Ширина и высота сечения  $b = h = 40.0$  см



Закрепления

	В плоскости Y	В плоскости Z
Вверху	шарнирное	шарнирное
Внизу	шарнирное	шарнирное

Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

Вертикальные силы

№	x [м]	V [кН]	$e_y$ [см]	$e_z$ [см]
1	6.00	500.0		

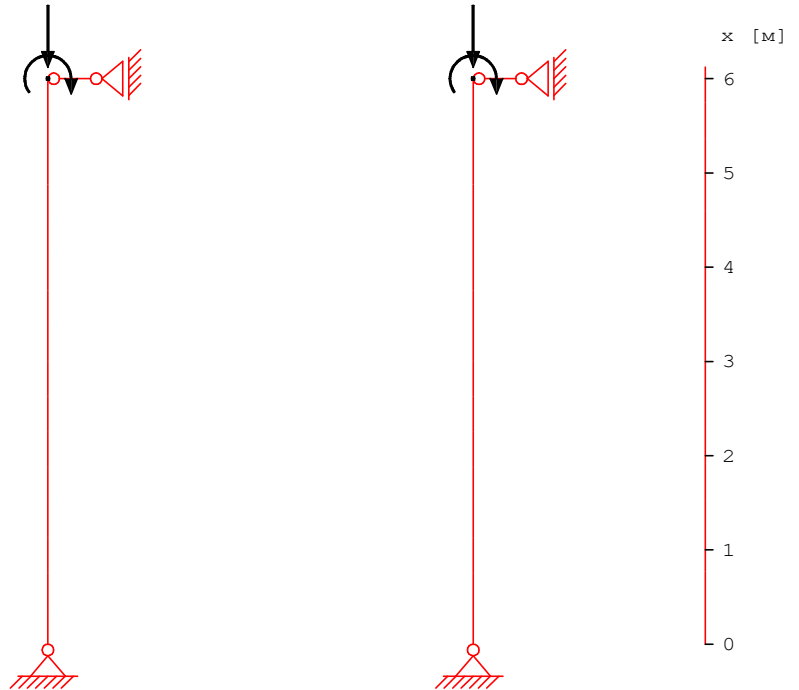
Горизонтальные силы  
и моменты

№	x [м]	$H_y$ [кН]	$H_z$ [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]
1	6.00			100.0	100.0

Нагрузка 1

в плоскости Y

в плоскости Z



Расчёт

Согласно СП 63.13330.2018 Бетон.и железобетон.кон.

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 1.000$  -  
 Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 14.50$  МПа  
 Для бетона применяется трёхлинейная диаграмма

Продольная арматура **A500**  
 Сопротивление арматуры  $R_s = 435$  МПа  
 $R_{sc} = 400$  МПа  
 Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

Поперечная арматура **A400**  
 Сопротивление арматуры  $R_{sw} = 280$  МПа

**Вычисление минимального коэффициента продольного армирования**

Гибкость в плоскости Y  $\lambda_y = 52.0$  -  
 Гибкость в плоскости Z  $\lambda_z = 52.0$  -  
 Мин.коэффициент армирования  $\mu_{min} = 0.35$  %

**Расчёт для комбинации нагрузок K = 1**

K = 1 Усилия от полной нагрузки и от её длительной части (с учётом  $e_a$ )

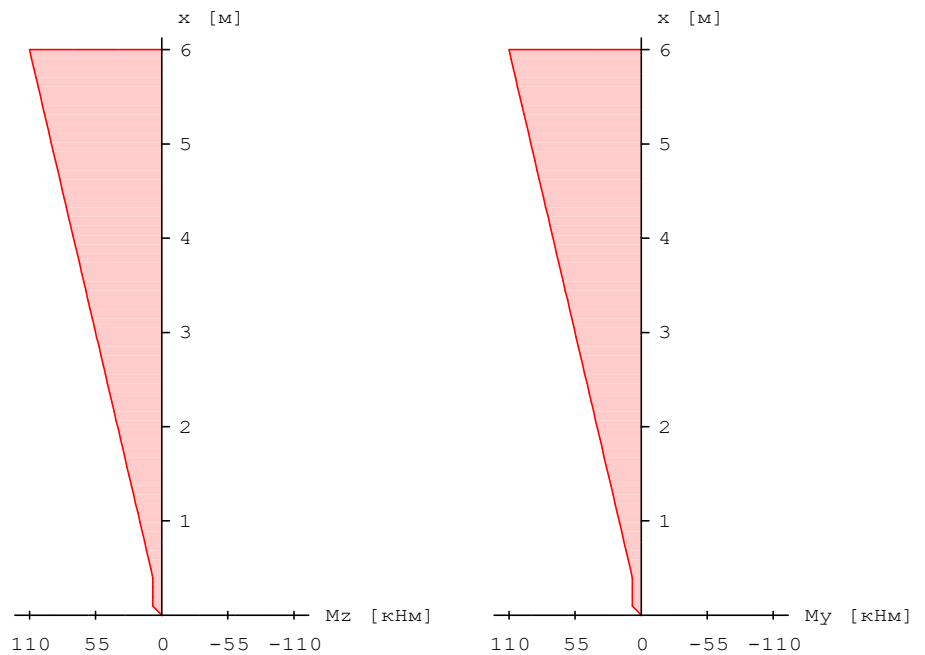
x [м]	N [кН]	M <sub>y</sub> [кНм]	M <sub>z</sub> [кНм]	N <sub>1</sub> [кН]	M <sub>y1</sub> [кНм]	M <sub>z1</sub> [кНм]
6.00	550.00	110.00	110.00	550.00	110.00	110.00
4.50	550.00	82.50	82.50	550.00	82.50	82.50
3.00	550.00	55.00	55.00	550.00	55.00	55.00
1.50	550.00	27.50	27.50	550.00	27.50	27.50
0.00	550.00	0.00	0.00	550.00	0.00	0.00



Моменты

в плоскости Y

в плоскости Z



K = 1 Расчётный момент в плоскости Y

x [м]	$l_0$ [м]	$\varphi_1$ [-]	$\delta_e$ [-]	D [МНм <sup>2</sup> ]	$N_{cr}$ [кН]	$\eta$ [-]	$\eta M_z$ [кНм]
6.00	6.00	2.000	0.500	12.05	3304.8	1.200	132.0
4.50	6.00	2.000	0.375	13.17	3609.4	1.180	97.3
3.00	6.00	2.000	0.250	14.78	4052.6	1.157	63.6
1.50	6.00	2.000	0.150	16.72	4584.2	1.136	31.2
0.00	6.00	2.000	0.150	16.72	4584.2	1.136	0.0

K = 1 Расчётный момент в плоскости Z

x [м]	$l_0$ [м]	$\varphi_1$ [-]	$\delta_e$ [-]	D [МНм <sup>2</sup> ]	$N_{cr}$ [кН]	$\eta$ [-]	$\eta M_y$ [кНм]
6.00	6.00	2.000	0.500	12.05	3304.8	1.200	132.0
4.50	6.00	2.000	0.375	13.17	3609.4	1.180	97.3
3.00	6.00	2.000	0.250	14.78	4052.6	1.157	63.6
1.50	6.00	2.000	0.150	16.72	4584.2	1.136	31.2
0.00	6.00	2.000	0.150	16.72	4584.2	1.136	0.0

K = 1 Предельные усилия  $N_u = \gamma_u N$ ,  $M_{yu} = \gamma_u M_y$ ,  $M_{zu} = \gamma_u M_z$

x [м]	N [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]	$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$M_{zu}$ [кНм]	$\gamma_u$ [-]
6.00	550.0	132.0	132.0	549.8	131.9	131.9	<b>1.00</b>
4.50	550.0	97.3	97.3	761.9	134.8	134.8	<b>1.39</b>
3.00	550.0	63.6	63.6	1144.9	132.5	132.5	<b>2.08</b>
1.50	550.0	31.2	31.2	1879.7	106.8	106.8	<b>3.42</b>
0.00	550.0	0.0	0.0	3217.8	0.0	0.0	<b>5.85</b>

Требуемая арматура	Расстояние до ц.т. арматуры	a	=	3.00	см
	Площадь на каждую b-сторону	$A_{s1}$	=	5.61	см <sup>2</sup>
	на каждую h-сторону	$A_{s2}$	=	5.61	см <sup>2</sup>
	Общая площадь арматуры	$A_{s, tot}$	=	22.45	см <sup>2</sup>
	Коэффициент армирования	$\mu_{tot}$	=	1.40	%

Конструирование

dmin	dmax	nmax	amin
[мм]	[мм]		[мм]
12	28	12	25

Диаметр хомута  $d_{sw} = 6$  мм  
 Минимальная толщина защитного слоя для продольной арматуры  $\min a_s = 20$  мм  
 для поперечной арматуры  $\min a_{sw} = 15$  мм

Выбранные стержни

Место	n	$d_s$ [мм]	$A_s$ [см <sup>2</sup> ]
На угол	1	16	2.01
На b-сторону	2	16	4.02
На h-сторону	2	16	4.02

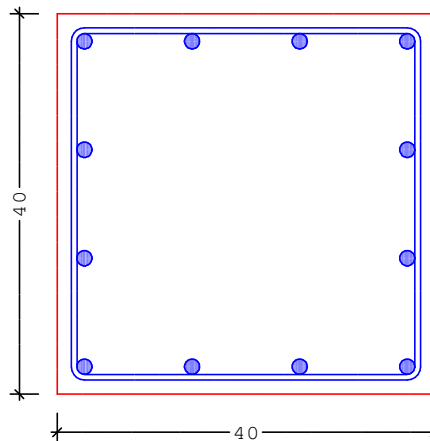
Общее число стержней  $n_{tot} = 12$  -

Защитный слой для хомута  $a_s = 15$  мм

Длина анкеровки сжатых стержней = 462 мм

Общая площадь арматуры  $A_{s,tot} = 24.13$  см<sup>2</sup>

Коэффициент армирования  $\mu_{tot} = 1.51$  %



Стержни: 12  $\Phi 16$   
 Хомут:  $\Phi 6$   
 Защитный слой:  
 $a_s = 15$  мм

**Выбор нормативных комбинаций нагрузок для расчёта по трещиностойкости**

К	x [м]	Критерий	Нагрузка (Коэффициент)
1	6.00	max  M <sub>y</sub>	1 (1.00)

Усилия от полной нормативной нагрузки и от её длительной части

К	N [кН]	M <sub>y</sub> [кНм]	M <sub>z</sub> [кНм]	N <sub>1</sub> [кН]	M <sub>y1</sub> [кНм]	M <sub>z1</sub> [кНм]
1	500.00	100.00	100.00	500.00	100.00	100.00

Предельная ширина раскрытия трещин Непродолжительное раскрытие  $a_{c1,u} = 0.40$  мм  
 Продолжительное раскрытие  $a_{c2,u} = 0.30$  мм

**Результаты расчёта по трещиностойкости**

К	N <sub>crc</sub> [кН]	M <sub>y,crc</sub> [кНм]	M <sub>z,crc</sub> [кНм]	g [-]	a <sub>crc,1</sub> [мм]	a <sub>crc,2</sub> [мм]
1	500.00	42.10	42.10	0.421	<b>0.412</b>	<b>0.412</b>

$M_{y,crc} = gM_y$ ,  $M_{z,crc} = gM_z$  - изгибающие моменты при образовании трещин

**Подбор арматуры по ограничению ширины раскрытия трещин**

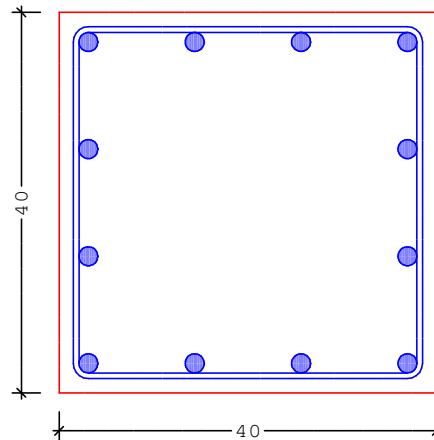
Выбранные стержни

Место	n	$d_s$ [мм]	$A_s$ [см <sup>2</sup> ]
На угол	1	20	3.14
На b-сторону	2	20	6.28

На h-сторону 2 20 6.28

Длина анкеровки сжатых стержней = 505 мм

Общая площадь арматуры  $A_{s, tot} = 37.70 \text{ см}^2$   
 Коэффициент армирования  $\mu_{tot} = 2.36 \%$



Стержни: 12  $\Phi 20$   
 Хомут:  $\Phi 6$   
 Защитный слой:  
 аз = 15 мм

**Результаты расчёта по трещиностойкости**

K	$N_{срс}$ [кН]	$M_{y, срс}$ [кНм]	$M_{z, срс}$ [кНм]	$\sigma$ [-]	$a_{срс, 1}$ [мм]	$a_{срс, 2}$ [мм]
1	500.00	44.26	44.26	0.443	<b>0.269</b>	<b>0.269</b>

**Трещиностойкость колонны обеспечена**

**Выбор комбинаций нагрузок для расчёта на действие поперечных сил**

K	x [м]	Критерий	Нагрузка (Коэффициент)
1	0.00	max   $Q_y$	1 (1.10)

K = 1 Усилия

x [м]	N [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]	$Q_y$ [кН]	$Q_z$ [кН]
6.00	550.00	110.00	110.00	-18.33	-18.33
4.50	550.00	82.50	82.50	-18.33	-18.33
3.00	550.00	55.00	55.00	-18.33	-18.33
1.50	550.00	27.50	27.50	-18.33	-18.33
0.00	550.00	0.00	0.00	-18.33	-18.33

**Поперечная арматура не требуется**

**Поз. t411**

**Сталежелезобетонная колонна**

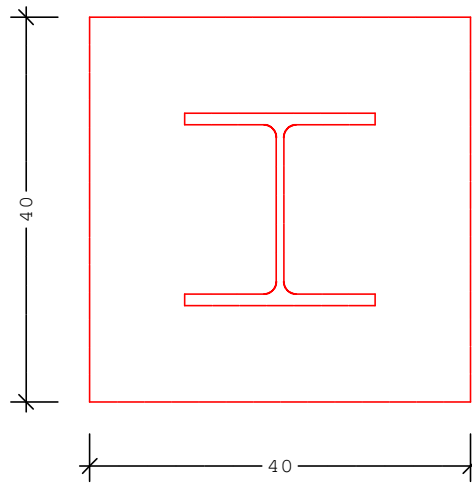
Расчетная схема      Длина колонны      1      =      6.00      м

Закрепления

	В плоскости Y	В плоскости Z
вверху	шарнирное	шарнирное
внизу	шарнирное	шарнирное

Сечение

Ширина	$b_0$	=	40.0	см
Высота	$h_0$	=	40.0	см
Двутавр 20К2			СТО АСЧМ 20-93	
Ширина	$b$	=	200	мм
Высота	$h$	=	200	мм
Толщина полок	$t_f$	=	12.0	мм
Толщина стенки	$t_w$	=	8.0	мм



Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

Вертикальные силы

№	x [м]	V [кН]	$e_y$ [см]	$e_z$ [см]
1	6.00	2500.0		

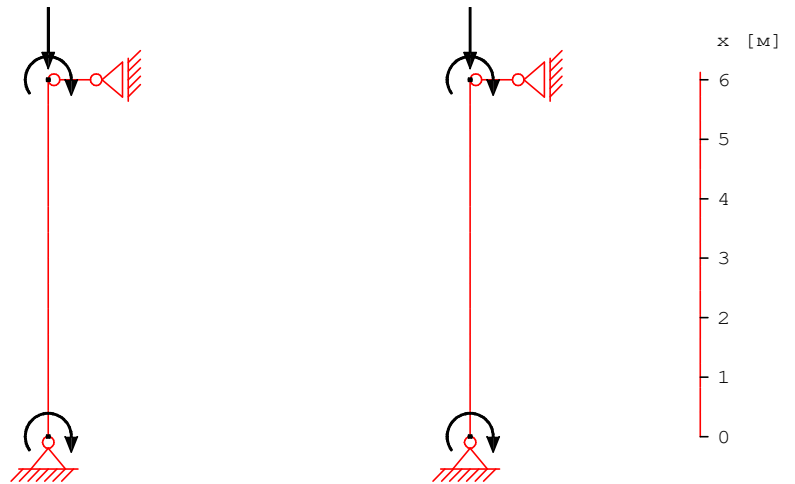
Горизонтальные силы и моменты

№	x [м]	$H_y$ [кН]	$H_z$ [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]
1	0.00			50.0	50.0
	6.00			50.0	50.0

Нагрузка 1

в плоскости Y

в плоскости Z



Материалы	Бетон	В 25 (тяжелый)
	Арматура	A500
	Соппротивление бетона	$R_b = 14.50$ МПа
	Соппротивление арматуры	$R_s = 435$ МПа
		$R_{sc} = 400$ МПа
	Коеффициент условий работы	$\gamma_b = 0.800$ -
	Для бетона применяется	трехлинейная диаграмма
	Для арматуры применяется	двухлинейная диаграмма
	Модуль упругости бетона	$E_b = 30.0$ ГПа
	Модуль упругости арматуры	$E_s = 200$ ГПа
	Сталь	C 255
	Соппротивление стали	$R_y = 240$ МПа
	Модуль упругости стали	$E = 206$ ГПа
	Коеффициент условий работы	$\gamma_c = 1.000$ -
	Предельная деформация стали	$\epsilon_{lim} = 25.00$ %.

<u>Расчет</u>	Согласно СП 63.13330.2018, СП 266.1325800.2016
	Расчет по деформированной схеме для плоскостей Y, Z
	Учет несовершенств по форме потери устойчивости
	Гибкость в плоскости Y $\lambda_y = 56.3$ -
	Гибкость в плоскости Z $\lambda_z = 54.2$ -

Комбинации нагрузок	K	Номера нагрузок и коеффициенты
	1	1 (1.10)

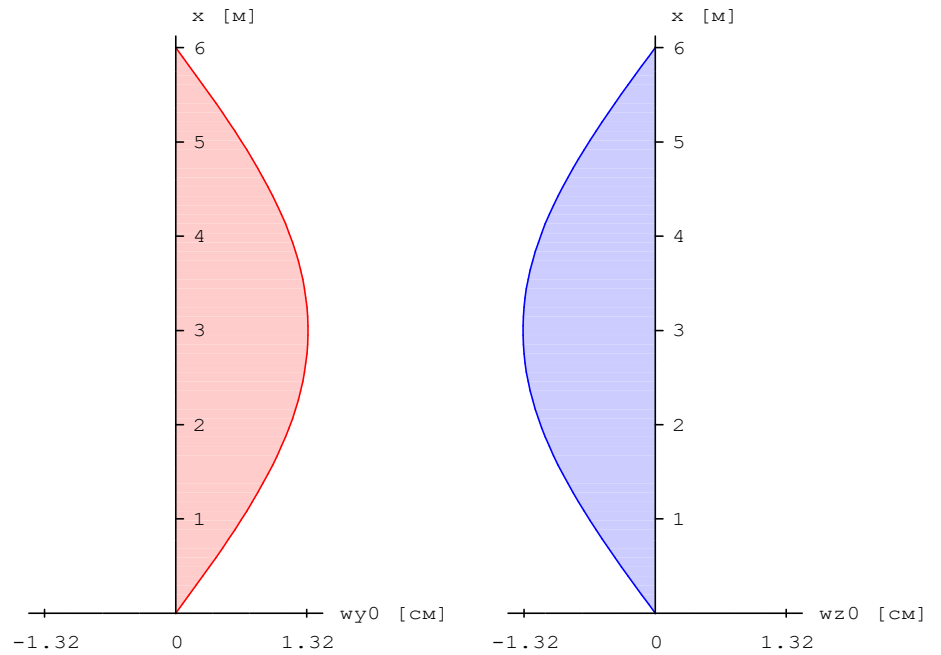
**Расчет для комбинации нагрузок K = 1**

K 1	x	$w_{y0}$	$w_{z0}$
Начальные прогибы	[м]	[см]	[см]
	6.00	0.00	0.00
	4.50	0.94	-0.94
	3.00	1.33	-1.33
	1.50	0.94	-0.94
	0.00	0.00	0.00

Начальные прогибы

в плоскости Y

в плоскости Z



**Нелинейный расчет**

Погрешность расчета  $\epsilon = 0.24 \%$

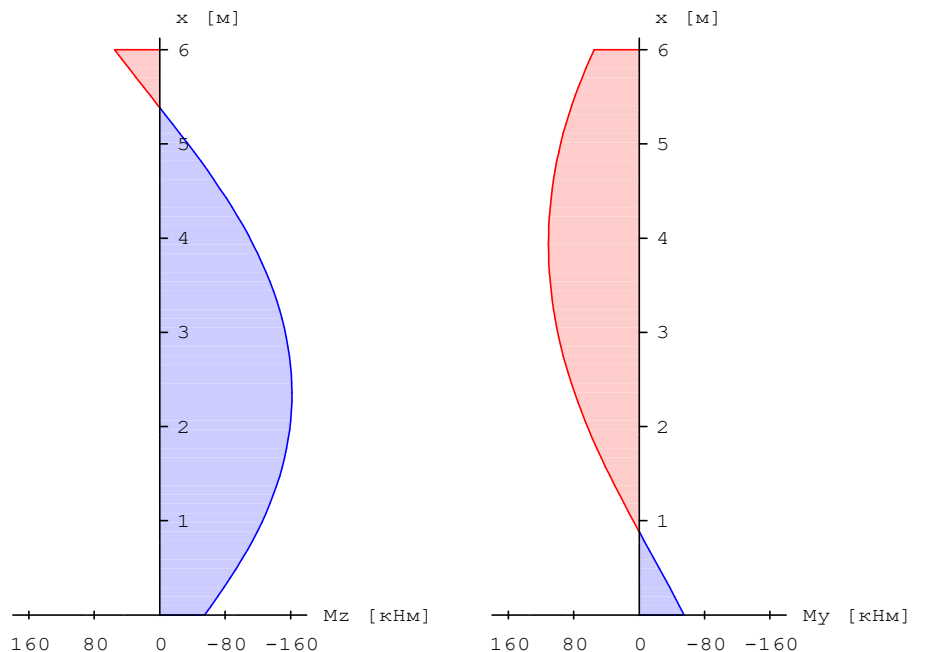
К 1 нелин. расчет  
 Усилия

x [м]	N [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]	$Q_y$ [кН]	$Q_z$ [кН]
6.00	2750.0	55.0	55.0	-86.6	51.1
4.50	2750.0	106.6	-75.8	-76.4	14.5
3.00	2750.0	99.5	-153.5	-24.8	-24.4
1.50	2750.0	37.0	-147.5	33.8	-56.7
0.00	2750.0	-55.0	-55.0	84.7	-59.1

Моменты

в плоскости Y

в плоскости Z



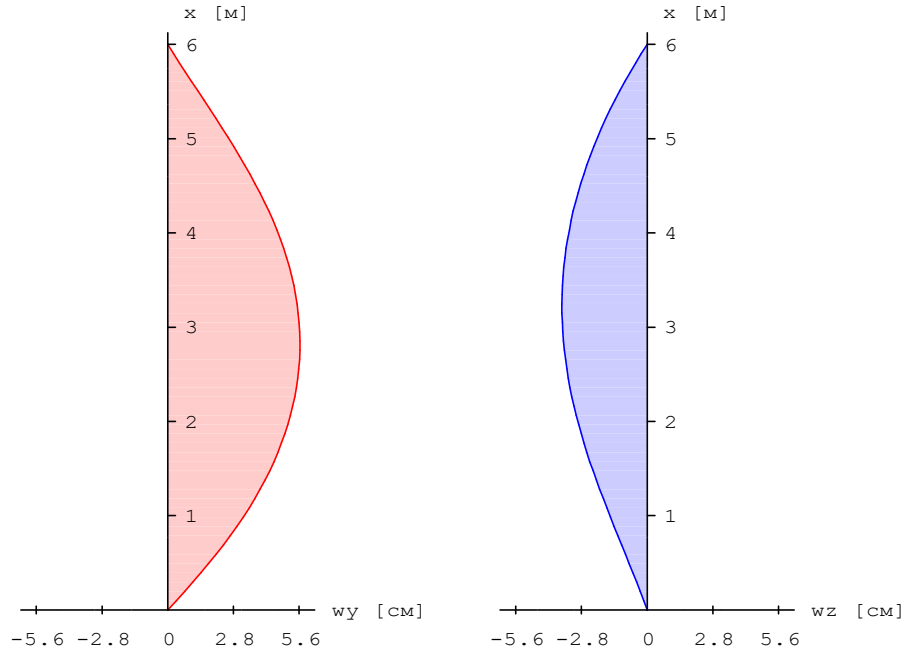
К 1 нелин.расчет  
 Прогибы

x [м]	w <sub>y</sub> [см]	w <sub>z</sub> [см]	d <sub>y</sub> [рад]	d <sub>z</sub> [рад]
6.00	0.00	0.00	0.02534	-0.02489
4.50	3.77	-2.86	0.01204	-0.02118
3.00	5.61	-3.60	-0.00209	-0.00244
1.50	4.39	-2.34	-0.01384	0.01889
0.00	0.00	0.00	-0.01473	0.03739

Прогибы

в плоскости Y

в плоскости Z



К 1 нелин.расчет  
 Предельные усилия

x [м]	N <sub>u</sub> [кН]	M <sub>yu</sub> [кНм]	M <sub>zu</sub> [кНм]	γ <sub>u</sub>
6.00	2620.2	52.4	52.4	<b>0.95</b>
4.50	2195.0	85.1	-60.5	<b>0.80</b>
3.00	1755.9	63.5	-98.0	<b>0.64</b>
1.50	1982.9	26.7	-106.4	<b>0.72</b>
0.00	2620.2	-52.4	-52.4	<b>0.95</b>

$$N_u = \gamma_u N, \quad M_{yu} = \gamma_u M_y, \quad M_{zu} = \gamma_u M_z$$

Наименьший  
 коэффициент запаса

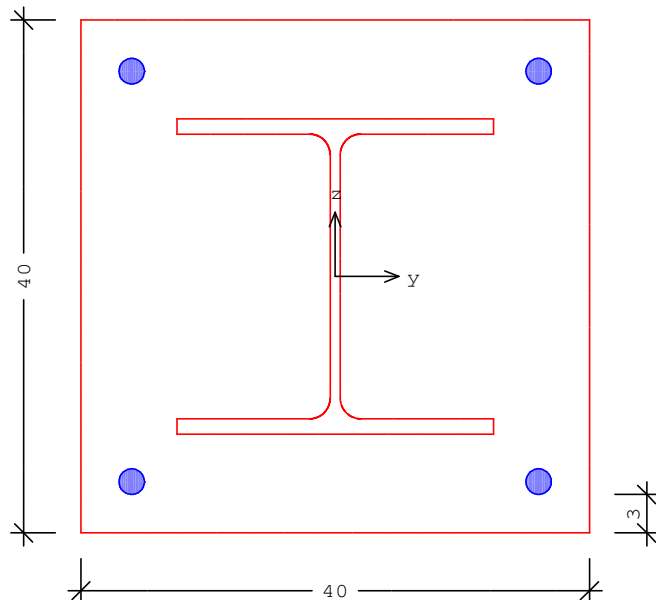
K	x [м]	N <sub>u</sub> [кН]	M <sub>yu</sub> [кНм]	M <sub>zu</sub> [кНм]	γ <sub>u</sub>
1	2.75	1747.9	59.0	-100.8	<b>0.64</b>

**Несущая способность колонны не обеспечена**

**Поз. t412**

**Расчет сталежелезобетонной колонны по огнестойкост**

Расчетная схема	Длина колонны	$l$	=	6.00	м
Закрепления		В плоскости Y		В плоскости Z	
	Вверху	шарнирное		шарнирное	
	Внизу	шарнирное		шарнирное	
Сечение	Ширина	$b$	=	40.0	см
	Высота	$h$	=	40.0	см
Арматура	Диаметр стержней	$d_s$	=	20	мм
	Толщина защитного слоя	$a_s$	=	30	мм
Профиль	Двутавр 25К1			ГОСТ Р 57837-2017	
	Ширина	$b$	=	249	мм
	Высота	$h$	=	246	мм
	Толщина полок	$t$	=	12.0	мм
	Толщина стенки	$s$	=	8.0	мм



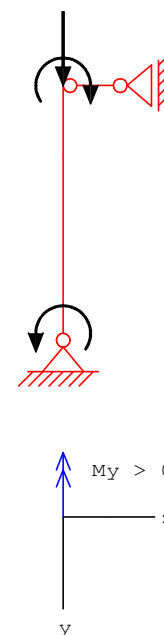
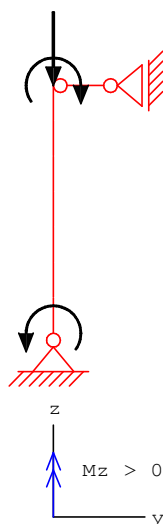
Нагрузки Относительно центральных осей бетонного сечения  
 Вертикальная сила  $V$  = 1000.0 кН

Горизонтальные силы и моменты	$H_y$	$H_z$	$M_y$	$M_z$
	[кН]	[кН]	[кНм]	[кНм]
Вверху			50.0	50.0
Внизу			-50.0	-50.0



в плоскости Y

в плоскости Z



Расчет

Согласно СП 468.1325800.2019, СП 63.13330.2018, СП 266.1325800.2016

Применяется метод расчета согласно СП 468, 8.6

Изменение температуры среды при пожаре принимается согласно ГОСТ 30247.0-94

Бетон на силикатном заполнителе **В 25 (тяжелый)**  
Плотность бетона  $\rho = 2300$  кг/м<sup>3</sup>  
Бетон сухой

Продольная арматура **A500**

Сталь **C 375**

Сопротивления при нормальной температуре  
 $R_{bn} = 18.50$  МПа  
 $R_{sn} = 500$  МПа  
 $R_{sc} = 400$  МПа  
 $R_{yn} = 355$  МПа

Модули упругости при нормальной температуре  
 $E_b = 30.0$  ГПа  
 $E_s = 200.0$  ГПа  
 $E = 206.0$  ГПа

Расчет усилий по деформированной схеме проводится для плоскостей Y и Z

**Линейный расчет усилий в колонне при нормальной температуре**

Жесткости приведенного сечения  $D_y = 88.8$  МНм<sup>2</sup>  
 $D_z = 76.8$  МНм<sup>2</sup>

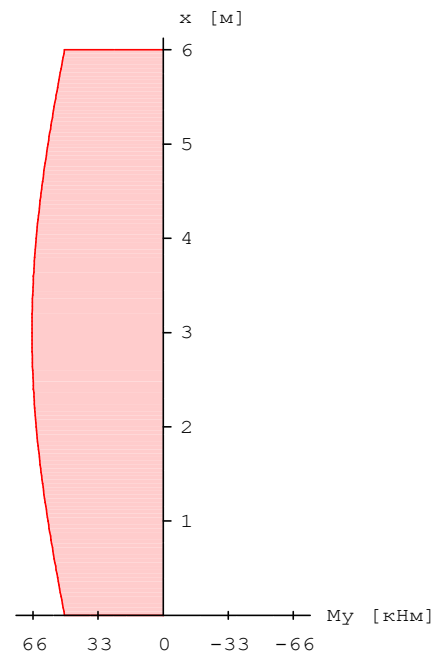
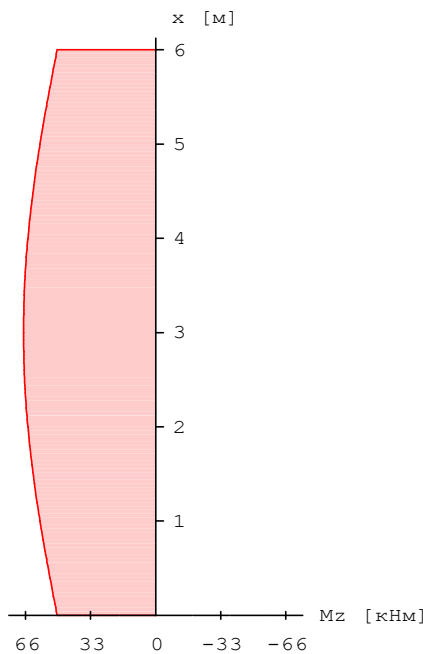
Начальные прогибы, суммарные прогибы и моменты

x [м]	w <sub>y0</sub> [см]	w <sub>z0</sub> [см]	w <sub>y</sub> [см]	w <sub>z</sub> [см]	M <sub>y</sub> [кНм]	M <sub>z</sub> [кНм]
6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	50.0	50.0
5.80	-0.14	-0.14	-0.19	-0.18	51.8	51.9
5.60	-0.28	-0.28	-0.37	-0.35	53.5	53.7
5.40	-0.41	-0.41	-0.54	-0.52	55.2	55.4
5.20	-0.54	-0.54	-0.71	-0.69	56.9	57.1
5.00	-0.67	-0.67	-0.87	-0.84	58.4	58.7
4.80	-0.78	-0.78	-1.02	-0.99	59.9	60.2
4.60	-0.89	-0.89	-1.16	-1.12	61.2	61.6
4.40	-0.99	-0.99	-1.28	-1.24	62.4	62.8
4.20	-1.08	-1.08	-1.39	-1.35	63.5	63.9
4.00	-1.15	-1.15	-1.49	-1.44	64.4	64.9
3.80	-1.22	-1.22	-1.56	-1.52	65.2	65.7
3.60	-1.27	-1.27	-1.63	-1.58	65.8	66.3
3.40	-1.30	-1.30	-1.67	-1.62	66.2	66.7
3.20	-1.33	-1.33	-1.70	-1.65	66.5	67.0
3.00	-1.33	-1.33	-1.71	-1.65	66.6	67.1
2.80	-1.33	-1.33	-1.70	-1.65	66.5	67.0
2.60	-1.30	-1.30	-1.67	-1.62	66.2	66.7
2.40	-1.27	-1.27	-1.63	-1.58	65.8	66.3
2.20	-1.22	-1.22	-1.56	-1.52	65.2	65.7
2.00	-1.15	-1.15	-1.49	-1.44	64.4	64.9
1.80	-1.08	-1.08	-1.39	-1.35	63.5	63.9
1.60	-0.99	-0.99	-1.28	-1.24	62.4	62.8
1.40	-0.89	-0.89	-1.16	-1.12	61.2	61.6
1.20	-0.78	-0.78	-1.02	-0.99	59.9	60.2
1.00	-0.67	-0.67	-0.87	-0.84	58.4	58.7
0.80	-0.54	-0.54	-0.71	-0.69	56.9	57.1
0.60	-0.41	-0.41	-0.54	-0.52	55.2	55.4
0.40	-0.28	-0.28	-0.37	-0.35	53.5	53.7
0.20	-0.14	-0.14	-0.19	-0.18	51.8	51.9
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	50.0	50.0

Моменты

в плоскости Y

в плоскости Z



**Проверка прочности колонны при пожаре**

Нагрев всесторонний

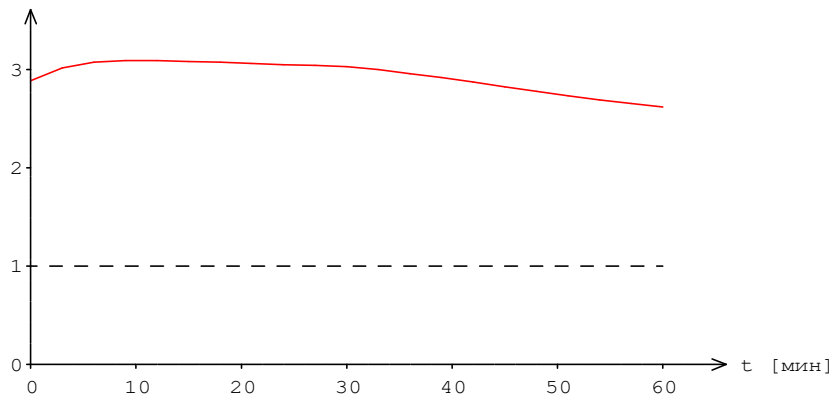
Расчетные усилия

N [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]
1000.0	66.6	67.1

Коэффициент  
запаса прочности

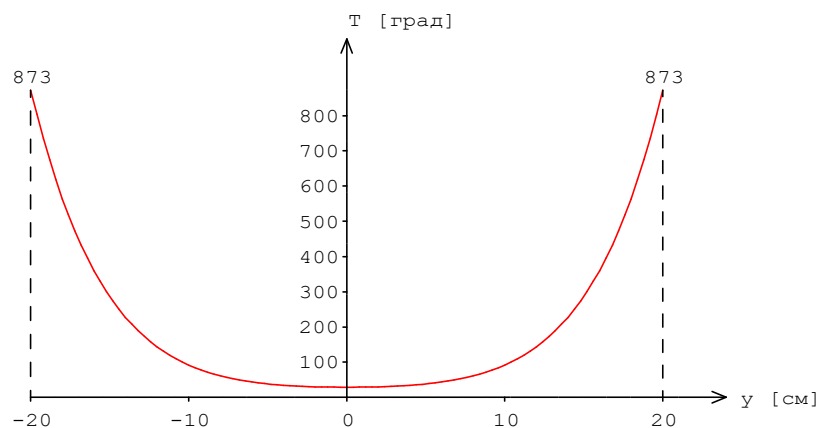
t [мин]	T среды [°C]	$\gamma_u$
0	20	2.886
3	502	3.016
6	603	3.076
9	663	3.093
12	705	3.092
15	739	3.083
18	766	3.073
21	789	3.061
24	809	3.051
27	826	3.041
30	842	3.029
33	856	3.000
36	869	2.958
39	881	2.919
42	892	2.873
45	902	2.824
48	912	2.778
51	921	2.734
54	930	2.692
57	938	2.656
60	945	2.618

Коэффициент запаса прочности  $\gamma_u$

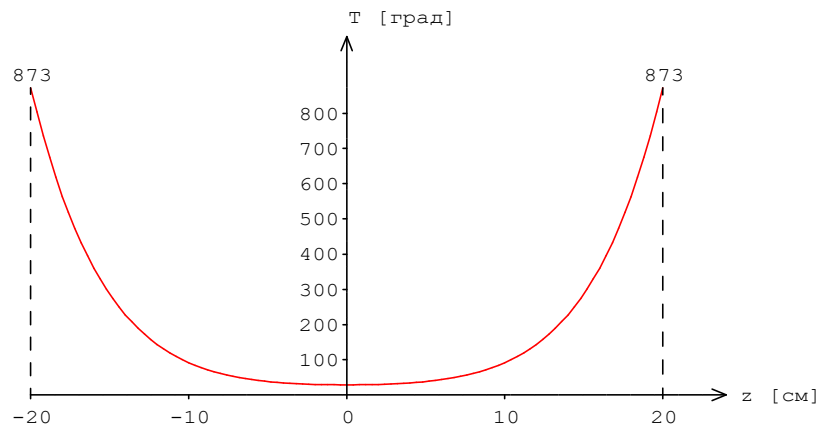


**Температурное поле при t = 60 мин**

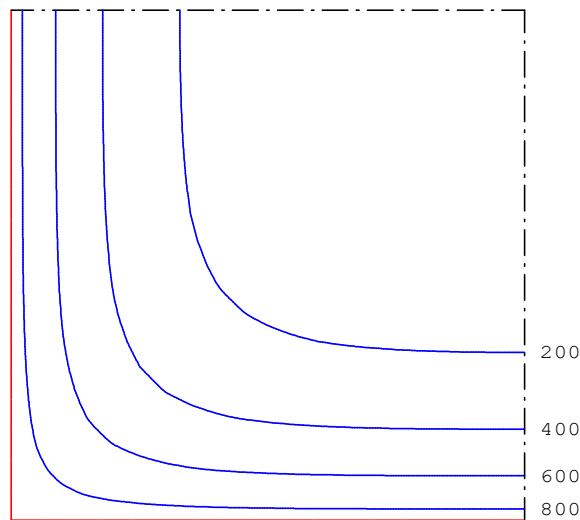
Температура T на оси y



Температура T на оси z



Изотермы



Параметры диаграммы для стали

Температура, сопротивление, модуль упругости

T [°C]	$\gamma_{st}$ [-]	$\beta_{st}$ [-]	$R_{ynt}$ [МПа]	$E_t$ [ГПа]
251	1.000	0.849	355.0	175.0

$$R_{ynt} = \gamma_{st} R_{yn}, E_t = \beta_{st} E$$

$\gamma_{st}$ ,  $\beta_{st}$  принимаются по EN 1994-1-2, Table 3.2

**Нелинейный расчет усилий в колонне при t = 60 мин**

Погрешность расчета  $\epsilon = 0.16 \%$

Начальные прогибы, суммарные прогибы и моменты

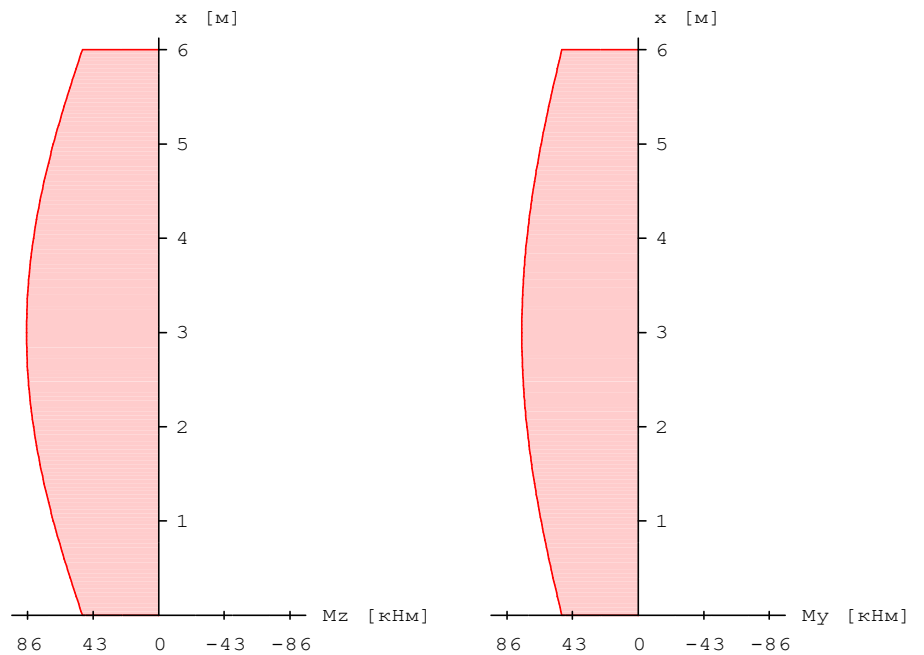
x [м]	$w_{y0}$ [см]	$w_{z0}$ [см]	$w_y$ [см]	$w_z$ [см]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]
6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	50.0	50.0
5.80	-0.14	-0.14	-0.42	-0.29	52.9	54.2
5.60	-0.28	-0.28	-0.82	-0.58	55.8	58.2
5.40	-0.41	-0.41	-1.20	-0.85	58.5	62.0
5.20	-0.54	-0.54	-1.57	-1.11	61.1	65.7
5.00	-0.67	-0.67	-1.91	-1.36	63.6	69.1
4.80	-0.78	-0.78	-2.23	-1.59	65.9	72.3
4.60	-0.89	-0.89	-2.52	-1.80	68.0	75.2
4.40	-0.99	-0.99	-2.78	-1.99	69.8	77.8

4.20	-1.08	-1.08	-3.02	-2.15	71.5	80.1
4.00	-1.15	-1.15	-3.21	-2.30	72.9	82.1
3.80	-1.22	-1.22	-3.38	-2.41	74.1	83.7
3.60	-1.27	-1.27	-3.51	-2.51	75.1	85.0
3.40	-1.30	-1.30	-3.60	-2.57	75.7	86.0
3.20	-1.33	-1.33	-3.66	-2.61	76.1	86.5
3.00	-1.33	-1.33	-3.68	-2.63	76.3	86.7
2.80	-1.33	-1.33	-3.66	-2.61	76.1	86.5
2.60	-1.30	-1.30	-3.60	-2.57	75.7	86.0
2.40	-1.27	-1.27	-3.51	-2.51	75.1	85.0
2.20	-1.22	-1.22	-3.38	-2.41	74.1	83.7
2.00	-1.15	-1.15	-3.21	-2.30	72.9	82.1
1.80	-1.08	-1.08	-3.02	-2.15	71.5	80.1
1.60	-0.99	-0.99	-2.78	-1.99	69.8	77.8
1.40	-0.89	-0.89	-2.52	-1.80	68.0	75.2
1.20	-0.78	-0.78	-2.23	-1.59	65.9	72.3
1.00	-0.67	-0.67	-1.91	-1.36	63.6	69.1
0.80	-0.54	-0.54	-1.57	-1.11	61.1	65.7
0.60	-0.41	-0.41	-1.20	-0.85	58.5	62.0
0.40	-0.28	-0.28	-0.82	-0.58	55.8	58.2
0.20	-0.14	-0.14	-0.42	-0.29	52.9	54.2
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	50.0	50.0

Моменты

в плоскости Y

в плоскости Z



Расчетные усилия

N [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]
1000.0	76.3	86.7

Проверка прочности

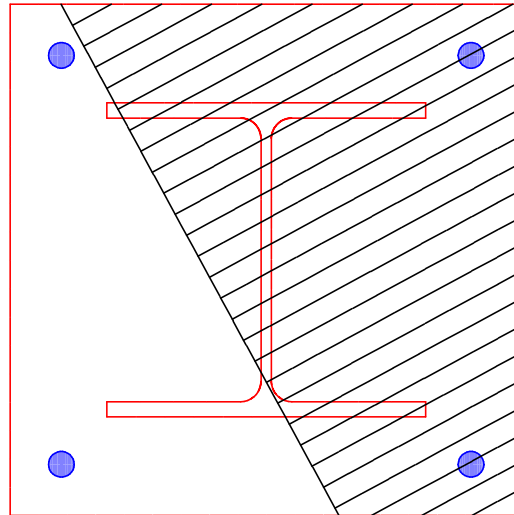
Предельные усилия  $N_u = \gamma_u N$ ,  $M_{yu} = \gamma_u M_y$ ,  $M_{zu} = \gamma_u M_z$

N [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]	$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$M_{zu}$ [кНм]	$\gamma_u$
1000.0	76.3	86.7	2244.5	171.2	194.6	<b>2.245</b>

Нейтральная линия

$y_1$ [см]	$z_1$ [см]	$y_2$ [см]	$z_2$ [см]
-16.02	20.00	5.68	-20.00

Сжатая зона при действии предельных усилий



Кривизны  $\kappa_y / \kappa_z = -0.01300 / -0.02397 \quad 1/\text{м}$

Деформация  $\varepsilon(y, z) = -0.1300z - 0.2397y - 1.239, \quad \text{‰}$

Деформации бетона на контуре сечения

Максимальная деформация			Минимальная деформация		
$\varepsilon$	$\sigma$	T	$\varepsilon$	$\sigma$	T
[‰.]	[МПа]	[°C]	[‰.]	[МПа]	[°C]
6.16	0.00	919	-8.63	-0.01	919

Предельная деформация бетона

y	z	T	$\varepsilon_{b2}$	d	$\varepsilon_{b2}/d$
[см]	[см]	[°C]	[‰.]	[м]	[1/м]
9.68	7.90	111	-4.59	0.168	-0.02727

y, z - координаты точки, в которой достигается предельная деформация с учетом температуры  
 d - расстояние от нейтральной линии до точки (y, z)

Деформации арматуры

Максимальная деформация			Минимальная деформация		
$\varepsilon$	$\sigma$	T	$\varepsilon$	$\sigma$	T
[‰.]	[МПа]	[°C]	[‰.]	[МПа]	[°C]
4.68	256.2	538	-7.16	-205.0	538

Деформации стали

Максимальная деформация			Минимальная деформация		
$\varepsilon$	$\sigma$	T	$\varepsilon$	$\sigma$	T
[‰.]	[МПа]	[°C]	[‰.]	[МПа]	[°C]
3.34	355.0	251	-5.82	-355.0	251

Усилия

	N	$M_y$	$M_z$
	[кН]	[кНм]	[кНм]
в бетоне	1121.65	38.06	81.05
в арматуре	22.77	8.79	37.57
в стали	1100.10	124.35	75.99
суммарные	2244.51	171.20	194.61

**Огнестойкость колонны обеспечена**

**Поз. t413**

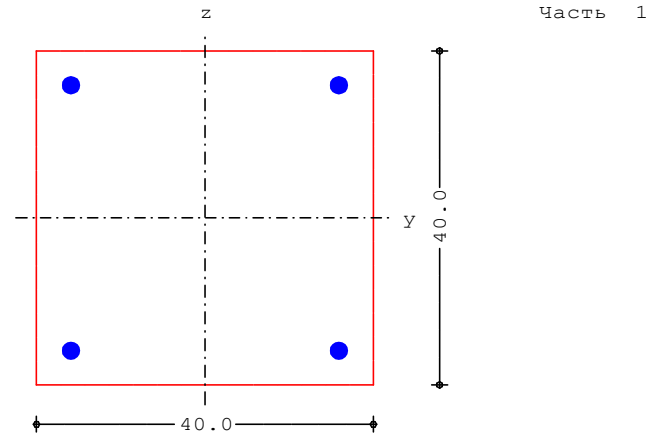
**Проверка железобетонной колонны**

Расчетная схема

Часть	от x	до x	Длина	Смещение y/z	Сеч
	[м]	[м]	[м]	[см]	[см]
1	0.00	6.00	6.00		1

Сечение

Ширина	b	=	40.0	см
Высота	h	=	40.0	см
Диаметр арматуры	$d_s$	=	22	мм
Толщина защитного слоя	$a_s$	=	30	мм



Закрепления

	В плоскости Y	В плоскости Z
Сверху	шарнирное	шарнирное
Снизу	шарнирное	шарнирное

Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

Вертикальные силы

№	x	V	$e_y$	$e_z$
	[м]	[кН]	[см]	[см]
1	6.00	1000.0		

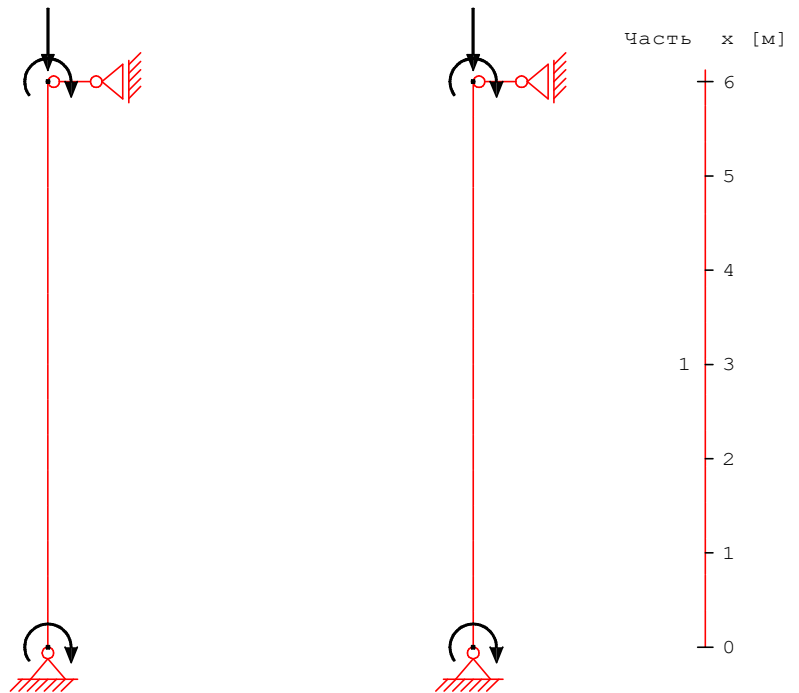
Горизонтальные силы и моменты

№	x	$H_y$	$H_z$	$M_y$	$M_z$
	[м]	[кН]	[кН]	[кНм]	[кНм]
1	0.00			50.0	50.0
	6.00			50.0	50.0

Нагрузка 1

в плоскости Y

в плоскости Z



Расчет

Согласно СП 63.13330.2018 Бетон.и железобетон.кон.

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.810$  -  
 Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 11.75$  МПа  
 Для бетона применяется трехлинейная диаграмма

Продольная арматура **A500**  
 Сопротивление арматуры  $R_s = 435$  МПа  
 $R_{sc} = 400$  МПа  
 Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

**Линейный расчет колонны по недеформированной схеме**

Опасная комбинация

Номера нагрузок и коэффициенты			
1 (1.10)			

Гибкости в пл. Y, Z

от x [м]	до x [м]	$\lambda_y$	$\lambda_z$
0.00	6.00	52.0	52.0

Усилия от полной нагрузки и ее длительной части (с учетом  $e_a$ )

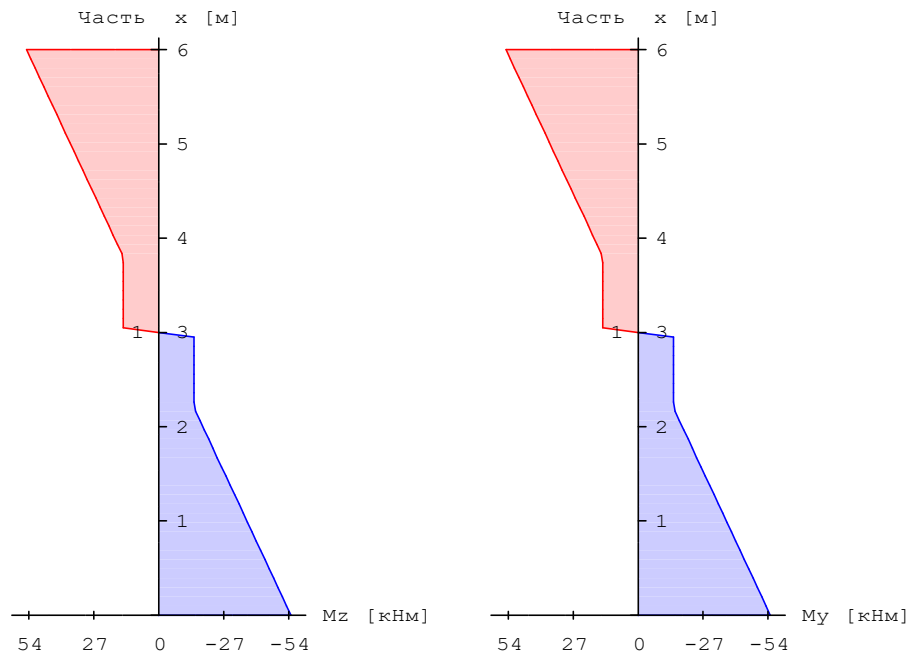
x [м]	N [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]	$N_l$ [кН]	$M_{y1}$ [кНм]	$M_{z1}$ [кНм]
6.00	1100.00	55.00	55.00	1100.00	55.00	55.00
4.50	1100.00	27.50	27.50	1100.00	27.50	27.50
3.00	1100.00	0.00	0.00	1100.00	0.00	0.00
1.50	1100.00	-27.50	-27.50	1100.00	-27.50	-27.50
0.00	1100.00	-55.00	-55.00	1100.00	-55.00	-55.00



Моменты

в плоскости Y

в плоскости Z



Расчетный момент в плоскости Y

x [м]	$l_0$ [м]	$\varphi_1$ [-]	$\delta_e$ [-]	D [МНм <sup>2</sup> ]	$N_{cr}$ [кН]	$\eta$ [-]	$\eta^*M_z$ [кНм]
6.00	6.00	2.000	0.150	16.05	4399.7	1.333	73.3
4.50	6.00	2.000	0.150	16.05	4399.7	1.333	36.7
3.00	6.00	2.000	0.150	16.05	4399.7	1.333	0.0
1.50	6.00	2.000	0.150	16.05	4399.7	1.333	-36.7
0.00	6.00	2.000	0.150	16.05	4399.7	1.333	-73.3

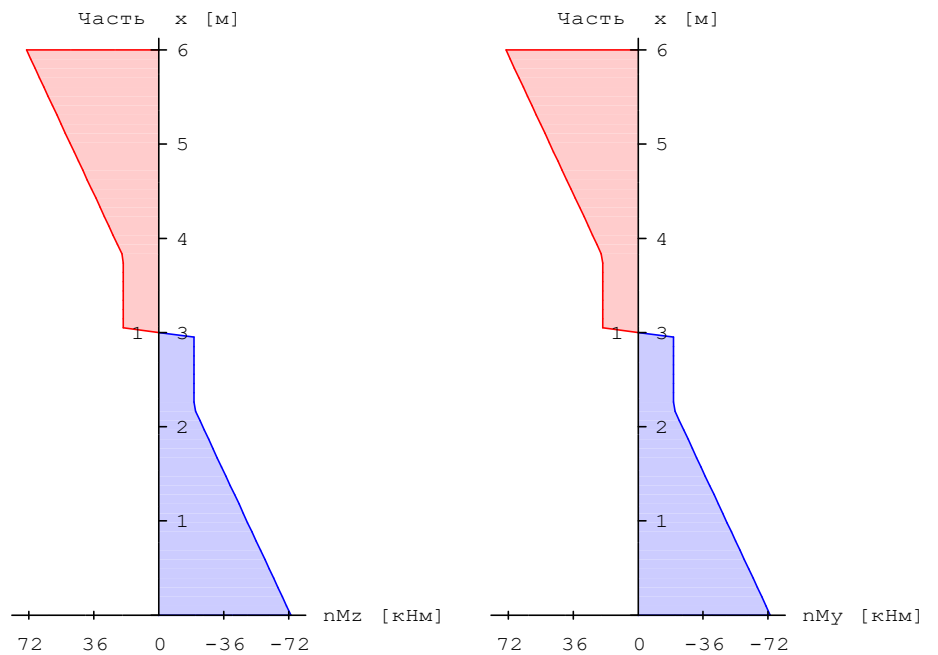
Расчетный момент в плоскости Z

x [м]	$l_0$ [м]	$\varphi_1$ [-]	$\delta_e$ [-]	D [МНм <sup>2</sup> ]	$N_{cr}$ [кН]	$\eta$ [-]	$\eta^*M_y$ [кНм]
6.00	6.00	2.000	0.150	16.05	4399.7	1.333	73.3
4.50	6.00	2.000	0.150	16.05	4399.7	1.333	36.7
3.00	6.00	2.000	0.150	16.05	4399.7	1.333	0.0
1.50	6.00	2.000	0.150	16.05	4399.7	1.333	-36.7
0.00	6.00	2.000	0.150	16.05	4399.7	1.333	-73.3

Расчетные моменты

в плоскости Y

в плоскости Z



Предельные усилия

$$N_u = \gamma_u N, M_{yu} = \gamma_u \eta M_y, M_{zu} = \gamma_u \eta M_z$$

x [м]	$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$M_{zu}$ [кНм]	$\gamma_u$ [-]
6.00	1360.7	90.7	90.7	<b>1.237</b>
4.50	1836.7	61.2	61.2	<b>1.670</b>
3.00	2487.4	0.0	0.0	<b>2.261</b>
1.50	1836.7	-61.2	-61.2	<b>1.670</b>
0.00	1360.7	-90.7	-90.7	<b>1.237</b>

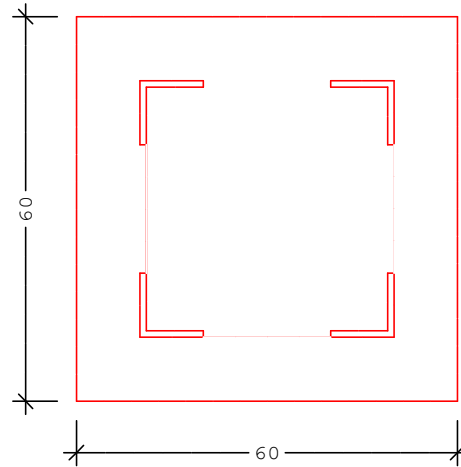
**Прочность колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 406 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t414**

**Сталезелобетонная колонна (жесткая арматура)**

Расчетная схема	Длина колонны	l	=	4.00	м
Закрепления		В плоскости Y		В плоскости Z	
	вверху	шарнирное		шарнирное	
	внизу	шарнирное		шарнирное	
Сечение	Ширина	$b_0$	=	60.0	см
	Высота	$h_0$	=	60.0	см
Уголок	Ширина полки	b	=	100	мм
	Толщина полки	t	=	10.0	мм
	Расстояние от уголка до контура сечения	a	=	10.0	см



Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

Вертикальные силы

№	x [м]	V [кН]	$e_y$ [см]	$e_z$ [см]
1	4.00	3000.0		

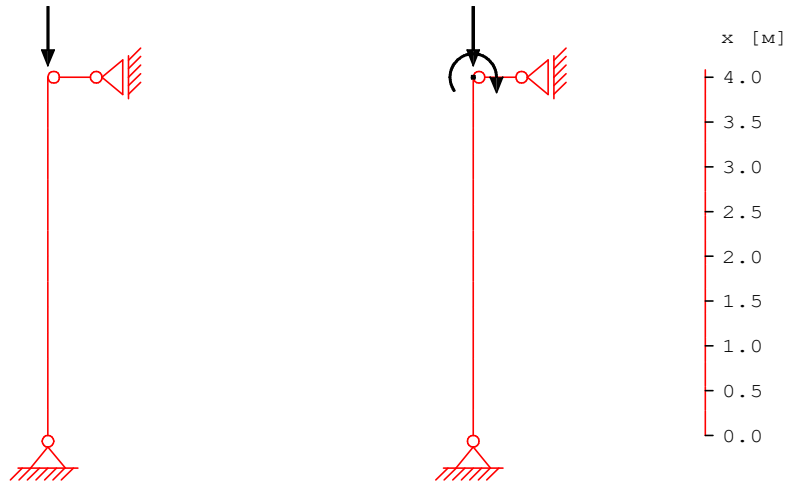
Горизонтальные силы и моменты

№	x [м]	$H_y$ [кН]	$H_z$ [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]
1	4.00			200.0	

Нагрузка 1

в плоскости Y

в плоскости Z



Материалы

Бетон	В 25 (тяжелый)		
Арматура	А500		
Сопротивление бетона	$R_b$	= 14.50	МПа
Сопротивление арматуры	$R_s$	= 435	МПа
	$R_{sc}$	= 400	МПа
Коэффициент условий работы	$\gamma_b$	= 1.000	-
Для бетона применяется	трехлинейная	диаграмма	
Для арматуры применяется	двухлинейная	диаграмма	
Модуль упругости бетона	$E_b$	= 30.0	ГПа
Модуль упругости арматуры	$E_s$	= 200	ГПа

Сталь С 255

Соппротивление стали  $R_y = 250$  МПа  
 Модуль упругости стали  $E = 206$  ГПа  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1.000$  -  
 Предельная деформация стали  $\epsilon_{lim} = 25.00$  %.

Расчет

Согласно СП 63.13330.2018, СП 266.1325800.2016

Расчет по деформированной схеме для плоскости Z  
 Учет несовершенств по форме потери устойчивости

Гибкость в плоскости Z  $\lambda_z = 23.1$  -

Жесткости

Плоск.	$E_b I_b$ [МНм <sup>2</sup> ]	$E_s I_s$ [МНм <sup>2</sup> ]	$E I_{st}$ [МНм <sup>2</sup> ]	$E I$ [МНм <sup>2</sup> ]
Z	317.09	0.00	47.43	364.52
Y	317.09	0.00	47.43	364.52

Примечание. Учитывается вытеснение бетона арматурой

Комбинации нагрузок

К	Номера нагрузок и коэффициенты
1	1 (1.10)

**Расчет для комбинации нагрузок К = 1**

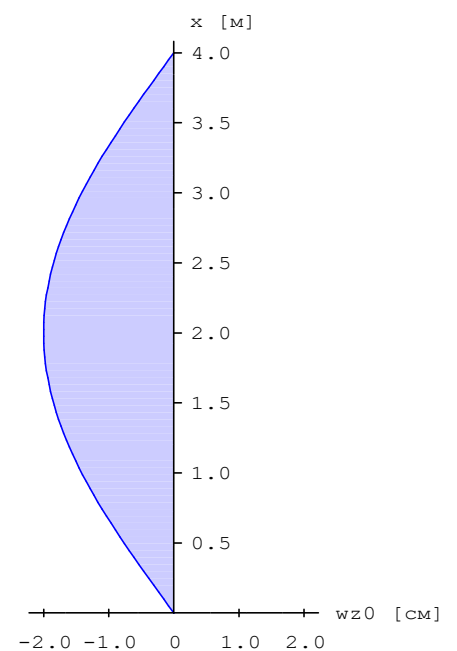
К 1

Начальные прогибы

x [м]	$w_{y0}$ [см]	$w_{z0}$ [см]
4.00	0.00	0.00
3.64	0.00	-0.56
3.27	0.00	-1.08
2.91	0.00	-1.51
2.55	0.00	-1.82
2.18	0.00	-1.98
1.82	0.00	-1.98
1.45	0.00	-1.82
1.09	0.00	-1.51
0.73	0.00	-1.08
0.36	0.00	-0.56
0.00	0.00	0.00

Начальный прогиб

в плоскости Z



**Нелинейный расчет**

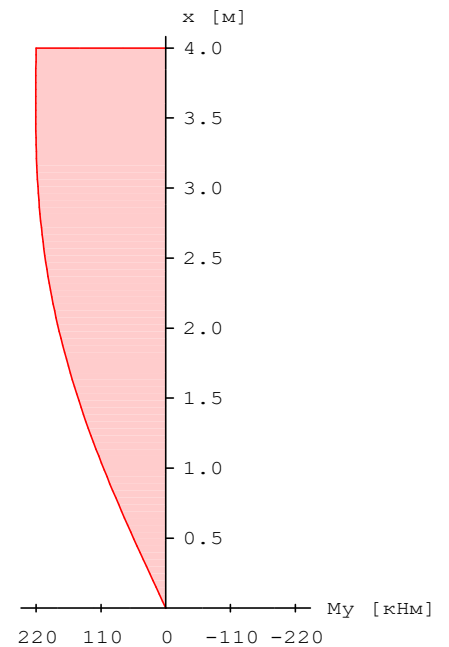
Погрешность расчета  $\varepsilon = 0.00 \%$

К 1 нелин.расчет  
 Усилия

x [м]	N [кН]	M <sub>y</sub> [кНм]	M <sub>z</sub> [кНм]	Q <sub>y</sub> [кН]	Q <sub>z</sub> [кН]
4.00	3300.0	220.0	0.0	0.0	4.2
3.64	3300.0	221.0	0.0	0.0	0.5
3.27	3300.0	219.9	0.0	0.0	-7.1
2.91	3300.0	215.4	0.0	0.0	-18.3
2.55	3300.0	206.2	0.0	0.0	-32.2
2.18	3300.0	191.7	0.0	0.0	-47.8
1.82	3300.0	171.4	0.0	0.0	-63.8
1.45	3300.0	145.4	0.0	0.0	-79.0
1.09	3300.0	114.2	0.0	0.0	-92.3
0.73	3300.0	78.7	0.0	0.0	-102.5
0.36	3300.0	40.1	0.0	0.0	-108.9
0.00	3300.0	0.0	0.0	0.0	-111.1

Момент

в плоскости Z

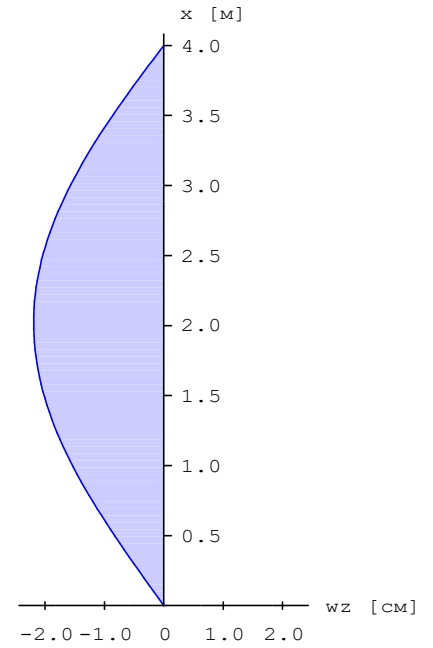


К 1 нелин.расчет  
 Прогибы

x [м]	w <sub>y</sub> [см]	w <sub>z</sub> [см]	d <sub>y</sub> [рад]	d <sub>z</sub> [рад]
4.00	0.00	0.00	0.01794	0.00000
3.64	0.00	-0.64	0.01683	0.00000
3.27	0.00	-1.21	0.01450	0.00000
2.91	0.00	-1.68	0.01111	0.00000
2.55	0.00	-2.01	0.00690	0.00000
2.18	0.00	-2.17	0.00219	0.00000
1.82	0.00	-2.16	-0.00266	0.00000
1.45	0.00	-1.98	-0.00727	0.00000
1.09	0.00	-1.64	-0.01129	0.00000
0.73	0.00	-1.17	-0.01439	0.00000
0.36	0.00	-0.61	-0.01634	0.00000
0.00	0.00	0.00	-0.01700	0.00000

Прогиб

в плоскости Z



К 1 нелин. расчет  
 Предельные усилия

x [м]	$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$M_{zu}$ [кНм]	$\gamma_u$
4.00	5215.1	347.7	0.0	<b>1.58</b>
3.64	5208.7	348.8	0.0	<b>1.58</b>
3.27	5215.9	347.5	0.0	<b>1.58</b>
2.91	5245.6	342.3	0.0	<b>1.59</b>
2.55	5305.8	331.6	0.0	<b>1.61</b>
2.18	5402.9	313.9	0.0	<b>1.64</b>
1.82	5541.1	287.8	0.0	<b>1.68</b>
1.45	5722.3	252.2	0.0	<b>1.73</b>
1.09	5940.8	205.6	0.0	<b>1.80</b>
0.73	6214.6	148.2	0.0	<b>1.88</b>
0.36	6580.5	80.0	0.0	<b>1.99</b>
0.00	7120.0	0.0	0.0	<b>2.16</b>

$$N_u = \gamma_u N, M_{yu} = \gamma_u M_y, M_{zu} = \gamma_u M_z$$

Наименьший  
 коэффициент запаса

K	x [м]	$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$M_{zu}$ [кНм]	$\gamma_u$
1	3.60	5208.7	348.8	0.0	<b>1.58</b>

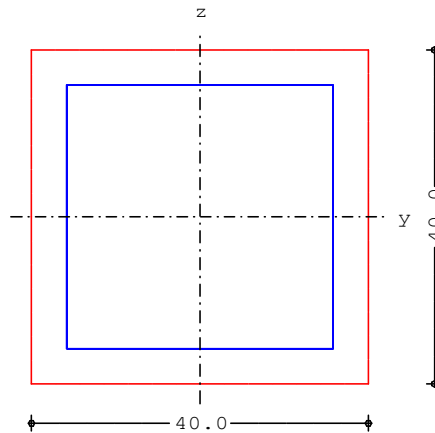
**Несущая способность колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 414 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t415**

**Колонна (сейсмика, пульсации ветра)**

Расчетная схема      Длина колонны       $l = 6.00$       м  
 Ширина и высота сечения       $b = h = 40.0$       см

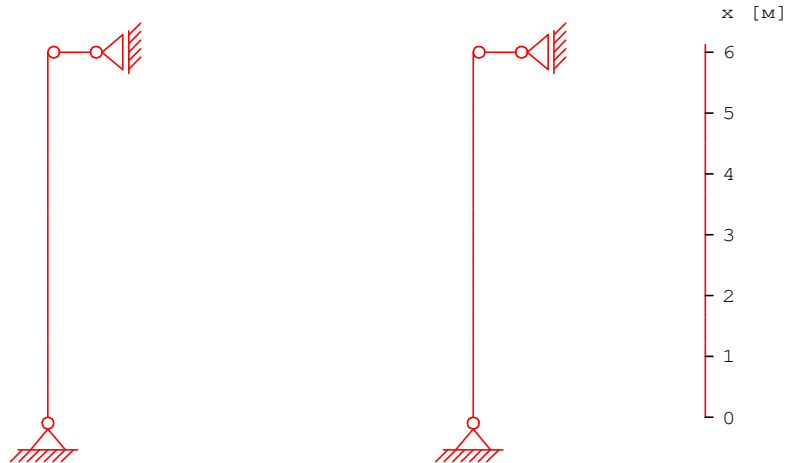


Закрепления

	В плоскости Y	В плоскости Z
Сверху	шарнирное	шарнирное
Снизу	шарнирное	шарнирное

в плоскости Y

в плоскости Z



Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

Вертикальные силы

№	x [м]	V [кН]	$e_y$ [см]	$e_z$ [см]
1	6.00	100.0	5.0	5.0

Горизонтальные силы и моменты

№	x [м]	$H_y$ [кН]	$H_z$ [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]
1	3.00	4.0	6.0		

Расчет

Согласно СП 63.13330.2018 Бетон.и железобетон.кон.

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.765$  -  
 Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 11.09$  МПа  
 Для бетона применяется трехлинейная диаграмма

Продольная арматура **A500**  
 Сопротивление арматуры  $R_s = 435$  МПа  
 $R_{sc} = 400$  МПа  
 Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

Поперечная арматура **A400**  
 Сопротивление арматуры  $R_{sw} = 280$  МПа

Гибкость в плоскости Y  $\lambda_y = 52.0$  -  
 Гибкость в плоскости Z  $\lambda_z = 52.0$  -

Выбранная комбинация Номера нагрузок и коэффициенты  
1 (1.10)

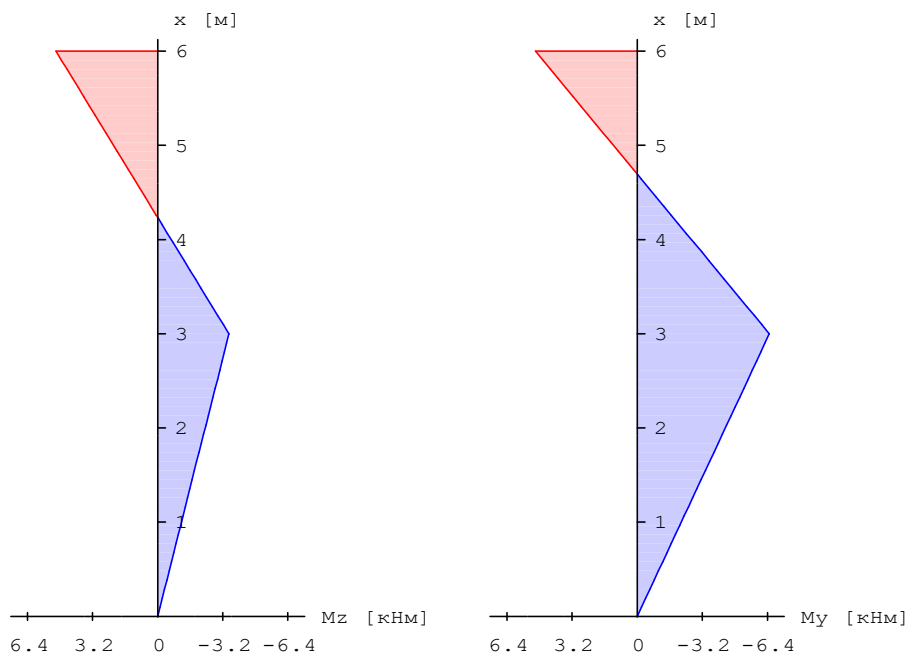
Усилия от нагрузки 1

x [м]	N [кН]	M <sub>y</sub> [кНм]	M <sub>z</sub> [кНм]
6.00	100.00	5.00	5.00
4.50	100.00	-0.75	0.75
3.00	100.00	-6.50	-3.50
1.50	100.00	-3.25	-1.75
0.00	100.00	0.00	0.00

Нагрузка 1: моменты

в плоскости Y

в плоскости Z



Наибольшие усилия от комбинаций нагрузок

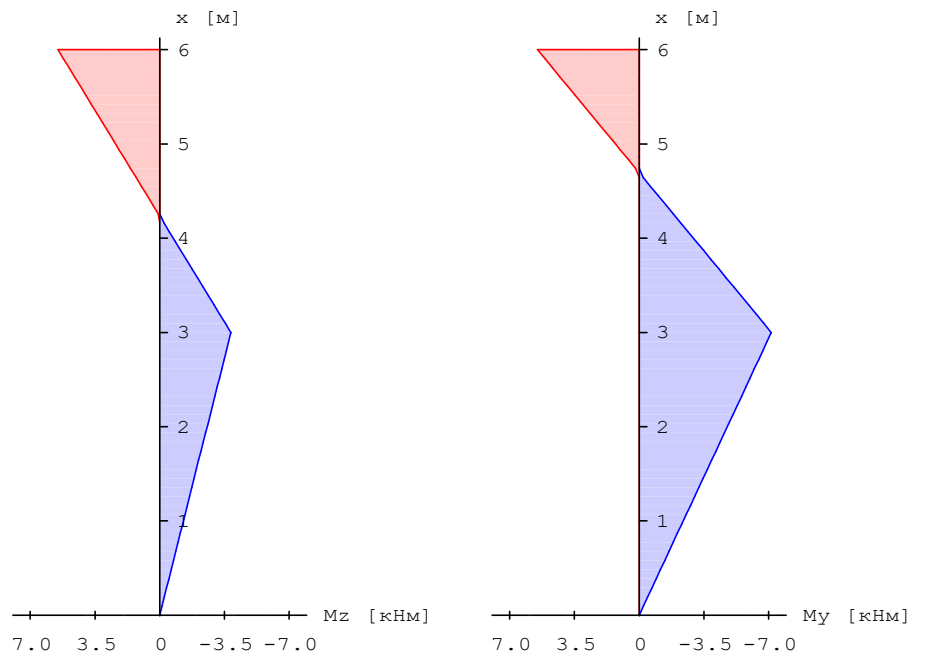
x [м]	N <sub>+</sub> [кН]	M <sub>y+</sub> [кНм]	M <sub>z+</sub> [кНм]	N <sub>-</sub> [кН]	M <sub>y-</sub> [кНм]	M <sub>z-</sub> [кНм]
6.00	110.00	5.50	5.50	0.00	0.00	0.00
4.50	110.00	0.00	0.83	0.00	-0.83	0.00
3.00	110.00	0.00	0.00	0.00	-7.15	-3.85
1.50	110.00	0.00	0.00	0.00	-3.58	-1.93
0.00	110.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



Огибающие эпюры M

в плоскости Y

в плоскости Z



**Расчет для выбранной комбинации нагрузок**

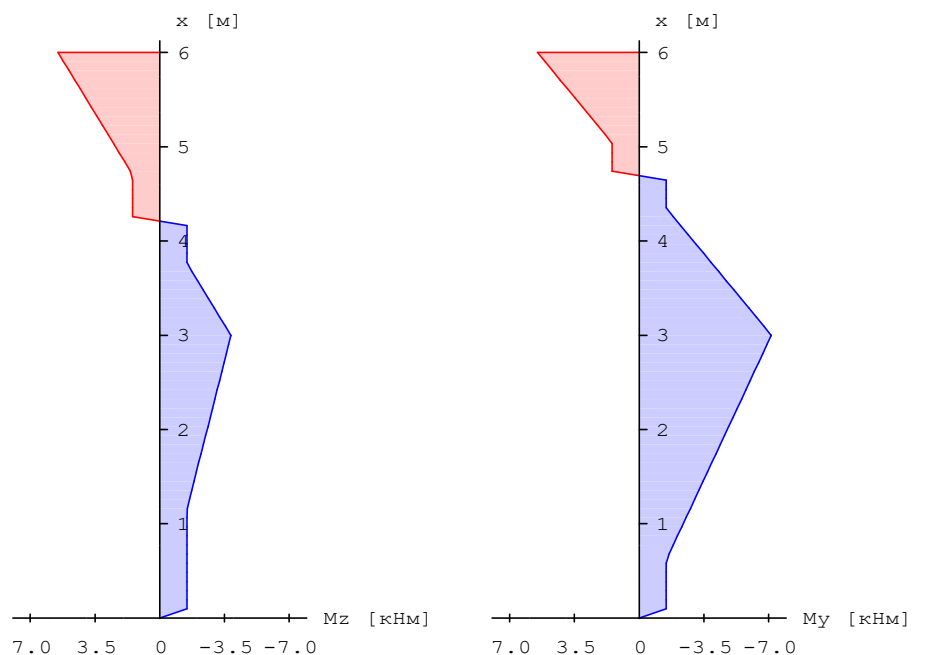
Усилия от полной нагрузки и ее длительной части (с учетом  $e_a$ )

x [м]	N [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]	$N_1$ [кН]	$M_{y1}$ [кНм]	$M_{z1}$ [кНм]
6.00	110.00	5.50	5.50	110.00	5.50	5.50
4.50	110.00	-1.47	1.47	110.00	-1.47	1.47
3.00	110.00	-7.15	-3.85	110.00	-7.15	-3.85
1.50	110.00	-3.58	-1.93	110.00	-3.58	-1.93
0.00	110.00	0.00	0.00	110.00	0.00	0.00

Моменты

в плоскости Y

в плоскости Z



Расчетный момент в плоскости Y

x [м]	l <sub>0</sub> [м]	φ <sub>1</sub> [-]	δ <sub>e</sub> [-]	D [МНм <sup>2</sup> ]	N <sub>cr</sub> [кН]	η [-]	η*M <sub>y</sub> [кНм]
6.00	6.00	2.000	0.150	12.19	3343.1	1.034	5.7
4.50	6.00	2.000	0.150	12.19	3343.1	1.034	1.5
3.00	6.00	2.000	0.150	12.19	3343.1	1.034	-4.0
1.50	6.00	2.000	0.150	12.19	3343.1	1.034	-2.0
0.00	6.00	2.000	0.150	12.19	3343.1	1.034	0.0

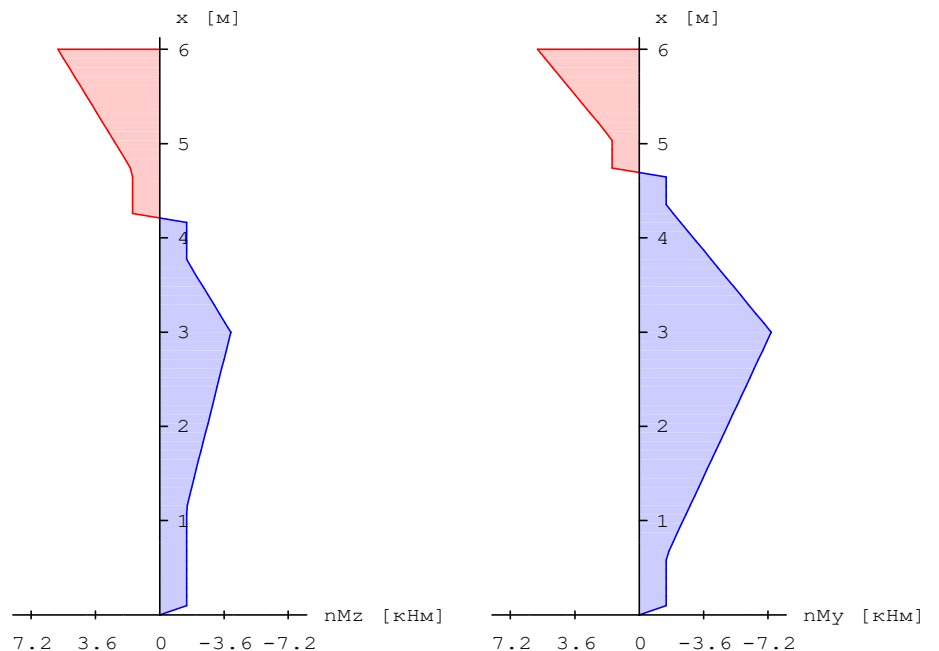
Расчетный момент в плоскости Z

x [м]	l <sub>0</sub> [м]	φ <sub>1</sub> [-]	δ <sub>e</sub> [-]	D [МНм <sup>2</sup> ]	N <sub>cr</sub> [кН]	η [-]	η*M <sub>z</sub> [кНм]
6.00	6.00	2.000	0.150	12.19	3343.1	1.034	5.7
4.50	6.00	2.000	0.150	12.19	3343.1	1.034	-1.5
3.00	6.00	2.000	0.162	11.91	3264.1	1.035	-7.4
1.50	6.00	2.000	0.150	12.19	3343.1	1.034	-3.7
0.00	6.00	2.000	0.150	12.19	3343.1	1.034	0.0

Расчетные моменты

в плоскости Y

в плоскости Z



Предельные усилия

x [м]	N <sub>u</sub> [кН]	M <sub>yu</sub> [кНм]	M <sub>zu</sub> [кНм]	γ <sub>u</sub> [-]	ε <sub>b, min</sub> [%.]	ε <sub>s, max</sub> [%.]
6.00	1184.1	61.2	61.2	10.76	-3.50	1.36
4.50	1736.2	-23.9	23.9	15.78	-3.50	-0.14
3.00	1170.8	-78.8	-42.4	10.64	-3.50	1.35
1.50	1538.9	-51.7	-27.8	13.99	-3.50	0.38
0.00	1998.7	0.0	0.0	18.17	-2.00	-2.00

Требуемая арматура      Расстояние до ц.т. арматуры      a      =      2.90      см

Площадь на каждую b-сторону      A<sub>s1</sub>      =      1.40      см<sup>2</sup>

на каждую h-сторону      A<sub>s2</sub>      =      1.40      см<sup>2</sup>

Общая площадь арматуры      A<sub>s, tot</sub>      =      5.60      см<sup>2</sup>

Коэффициент армирования      μ<sub>tot</sub>      =      0.35      %

Площадь арматуры определяется по нижней границе

По расчету на действие поперечной силы для обеспечения прочности поперечная арматура не требуется.

Конструирование

$d_{min}$ [мм]	$d_{max}$ [мм]	$n_{max}$	$a_{min}$ [мм]
12	28	12	25

Диаметр хомута  $d_{sw} = 8$  мм  
 Минимальная толщина защитного слоя для продольной арматуры  $\min a_s = 20$  мм  
 для поперечной арматуры  $\min a_{sw} = 15$  мм

Выбранные стержни

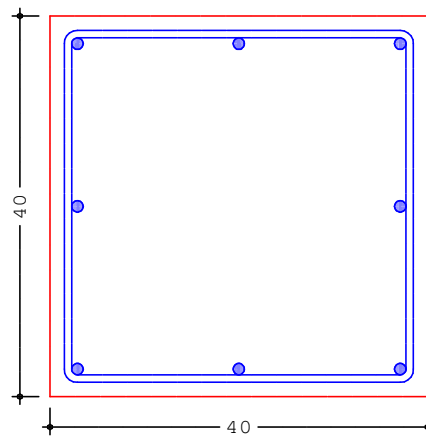
Место	n	$d_s$ [мм]	$A_s$ [см <sup>2</sup> ]
На угол	1	12	1.13
На b-сторону	1	12	1.13
На h-сторону	1	12	1.13

Общее число стержней  $n_{tot} = 8$  -

Защитный слой для хомута  $a_s = 15$  мм

Длина анкеровки сжатых стержней = 302 мм

Общая площадь арматуры  $A_{s,tot} = 9.05$  см<sup>2</sup>  
 Коэффициент армирования  $\mu_{tot} = 0.57$  %



Стержни: 8  $\phi 12$   
 Хомут:  $\phi 8$   
 Защитный слой:  
 $a_s = 15$  мм

Расчет выполнен модулем 415 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t416**

**Сталежелезобетонная колонна (сейсмика, пульсации)**

Расчетная схема

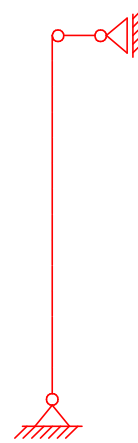
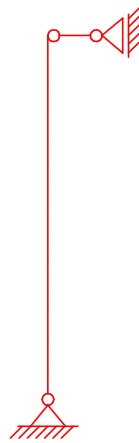
Длина колонны 1 = 4.00 м

Закрепления

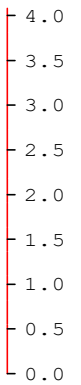
	В плоскости Y	В плоскости Z
вверху	шарнирное	шарнирное
внизу	шарнирное	шарнирное

В ПЛОСКОСТИ Y

В ПЛОСКОСТИ Z

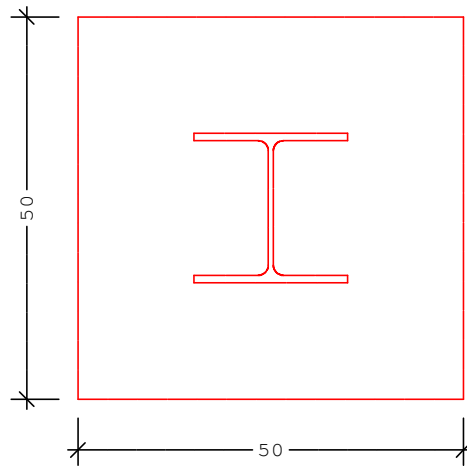


x [м]



Сечение

Ширина	$b_0$	=	50.0	см
Высота	$h_0$	=	50.0	см
Двутавр 20К1				
Ширина	$b$	=	199	мм
Высота	$h$	=	196	мм
Толщина полок	$t_f$	=	10.0	мм
Толщина стенки	$t_w$	=	6.5	мм
			ГОСТ Р 57837-2017	



Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		
2	Ветровая	1.40		

Вертикальные силы

№	V [кН]
1	2000.0

Горизонтальные силы и моменты

№	x [м]	$H_y$ [кН]	$H_z$ [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]
2.1	4.00			80.0	80.0
2.2	4.00			50.0	50.0
2.3	4.00			25.0	25.0

За номером нагрузки указан номер формы колебаний

<u>Материалы</u>	Бетон	В 25 (тяжелый)		
	Арматура	A500		
	Сопротивление бетона	$R_b$	= 14.50	МПа
	Сопротивление арматуры	$R_s$	= 435	МПа
		$R_{sc}$	= 400	МПа
	Коэффициент условий работы	$\gamma_b$	= 1.000	-
	Для бетона применяется	трехлинейная	диаграмма	
	Для арматуры применяется	двухлинейная	диаграмма	
	Модуль упругости бетона	$E_b$	= 30.0	ГПа
	Модуль упругости арматуры	$E_s$	= 200	ГПа
	Сталь	C 255		
	Сопротивление стали	$R_y$	= 250	МПа
	Модуль упругости стали	$E$	= 206	ГПа
	Коэффициент условий работы	$\gamma_c$	= 1.000	-
	Предельная деформация стали	$\epsilon_{lim}$	= 25.00	%.

Расчет Согласно СП 63.13330.2018, СП 266.1325800.2016

Учитывается влияние прогиба в плоскости Z

Гибкость колонны

Расчетная длина	Гибкость
в пл. Y	в пл. Y
в пл. Z	в пл. Z
[м]	[ - ]
4.00	28.7

#### Определение усилий от отдельных нагрузок

#### Определение наибольших усилий от комбинаций нагрузок

#### Выбор наиболее опасной комбинации нагрузок

Комбинация нагрузок 

Номера нагрузок и коэффициенты
1 (1.10) 2+ (1.40)

  
 За номером указан знак пульсационной составляющей

#### Проверка несущей способности колонны

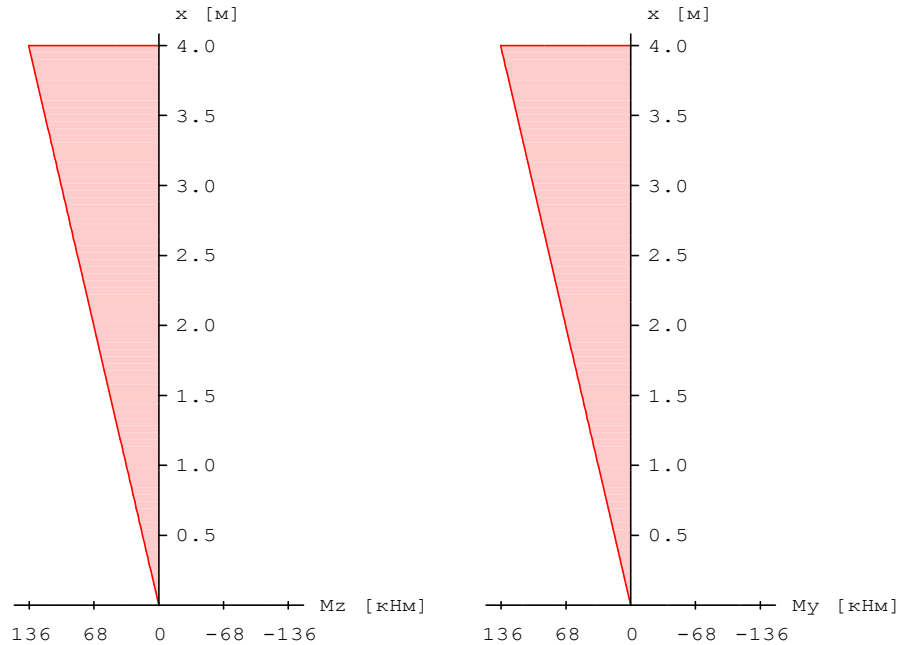
Усилия от комбинации нагрузок и от её длительной части

x	N	$M_y$	$M_z$	$N_1$	$M_{y1}$	$M_{z1}$
[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кНм]	[кНм]
4.00	2200.00	136.63	136.63	2200.00	0.00	0.00
3.64	2200.00	124.21	124.21	2200.00	0.00	0.00
3.27	2200.00	111.79	111.79	2200.00	0.00	0.00
2.91	2200.00	99.37	99.37	2200.00	0.00	0.00
2.55	2200.00	86.95	86.95	2200.00	0.00	0.00
2.18	2200.00	74.53	74.53	2200.00	0.00	0.00
1.82	2200.00	62.11	62.11	2200.00	0.00	0.00
1.45	2200.00	49.69	49.69	2200.00	0.00	0.00
1.09	2200.00	37.26	37.26	2200.00	0.00	0.00
0.73	2200.00	24.84	24.84	2200.00	0.00	0.00
0.36	2200.00	12.42	12.42	2200.00	0.00	0.00
0.00	2200.00	0.00	0.00	2200.00	0.00	0.00

Моменты

в плоскости Y

в плоскости Z



Жесткости

Плоскость	$E_b I_b$ [МНм <sup>2</sup> ]	$E_s I_s$ [МНм <sup>2</sup> ]	$E I_{st}$ [МНм <sup>2</sup> ]
Z	155.13	0.00	7.70
Y	155.86	0.00	2.71

Расчетный момент в плоскости Z

x [м]	$\varphi_1$ [-]	$\delta_e$ [-]	D [МНм <sup>2</sup> ]	$N_{cr}$ [кН]	$\eta$ [-]	$\eta M_y$ [кНм]
4.00	1.80	0.15	29.79	18378.6	1.136	155.2
3.64	1.82	0.15	29.60	18256.2	1.137	141.2
3.27	1.83	0.15	29.39	18131.4	1.138	127.2
2.91	1.85	0.15	29.19	18003.9	1.139	113.2
2.55	1.86	0.15	28.98	17873.8	1.140	99.2
2.18	1.88	0.15	28.76	17740.9	1.142	85.1
1.82	1.90	0.15	28.54	17605.2	1.143	71.0
1.45	1.92	0.15	28.32	17466.6	1.144	56.8
1.09	1.94	0.15	28.09	17324.9	1.145	42.7
0.73	1.96	0.15	27.85	17180.1	1.147	28.5
0.36	1.98	0.15	27.61	17032.1	1.148	14.3
0.00	2.00	0.15	27.37	16880.8	1.150	0.0

Предельные усилия и коэффициент запаса

x [м]	$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$M_{zu}$ [кНм]	$\gamma_u$
4.00	2434.9	171.8	151.2	<b>1.11</b>
3.64	2615.1	167.9	147.7	<b>1.19</b>
3.27	2810.6	162.5	142.8	<b>1.28</b>
2.91	3019.4	155.4	136.4	<b>1.37</b>
2.55	3238.6	146.0	128.0	<b>1.47</b>
2.18	3464.0	134.0	117.3	<b>1.57</b>
1.82	3690.6	119.1	104.2	<b>1.68</b>
1.45	3915.4	101.2	88.4	<b>1.78</b>
1.09	4136.7	80.3	70.1	<b>1.88</b>
0.73	4353.3	56.4	49.2	<b>1.98</b>
0.36	4575.5	29.7	25.8	<b>2.08</b>
0.00	4831.7	0.0	0.0	<b>2.20</b>

$$N_u = \gamma_u N, \quad M_{yu} = \gamma_u M_y, \quad M_{zu} = \gamma_u M_z$$

**Несущая способность колонны обеспечена**

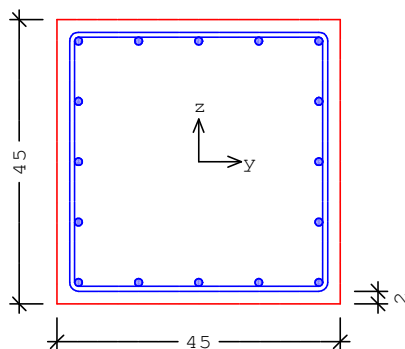
Расчет выполнен модулем 416 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t420**

**Группа колонн**

Колонны

Длина колонн	$l$	=	6.00	м
Расчетная длина в пл. Y	$l_{0y}$	=	6.00	м
в пл. Z	$l_{0z}$	=	6.00	м
Ширина сечения	$b$	=	45	см
Высота сечения	$h$	=	45	см
Число стержней	$n_s$	=	16	-
Диаметр стержней	$d_s$	=	12	мм
Диаметр хомута	$d_{sw}$	=	8	мм
Толщина защитного слоя	$a_s$	=	20	мм
Площадь арматуры	$A_s$	=	18.10	см <sup>2</sup>
Коэффициент армирования	$\mu_s$	=	0.89	%



Стержни: 16  $\Phi$  12  
 Хомут:  $\Phi$  8  
 Защитный слой: 20 мм

Расчет

Согласно СП 63.13330.2018 Бетон.и железобетон.кон.

Бетон	<b>В 25 (тяжелый)</b>	
Коэффициент условий работы	$\gamma_b$	= 0.765 -
Соппротивление бетона	$\gamma_b R_b$	= 11.09 МПа
Для бетона применяется	трехлинейная диаграмма	
Арматура	<b>A500</b>	
Соппротивление арматуры	$R_s$	= 435 МПа
	$R_{sc}$	= 400 МПа
Для арматуры применяется	двухлинейная диаграмма	

**Проверка прочности колонн**

Колонна	N [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]	$\eta_y$	$\eta_z$	Коэффициент надежности
1	500.0	100.0	100.0	1.123	1.123	<b>1.188</b>

**Несущая способность колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 420 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t421**

**Расчет бетонного элемента**

Сечение

Прямоугольное сечение

Ширина  $b = 40.0$  см  
 Высота  $h = 80.0$  см

Усилия

относительно центральных осей бетонного сечения

N [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]	$N_1$ [кН]	$M_{y1}$ [кНм]	$M_{z1}$ [кНм]
	50.0			50.0	

Расчет

Согласно СП 63.13330.2018

Бетон В 25 (тяжелый)  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -  
 Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 13.05$  МПа  
 $\gamma_b R_{bt} = 0.95$  МПа  
 Для бетона применяется трехлинейная диаграмма

Предельные усилия

$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$M_{zu}$ [кНм]	$\gamma_u$ [-]
0.0	74.9	0.0	<b>1.497</b>

Нейтральная линия

$y_1$ [см]	$z_1$ [см]	$y_2$ [см]	$z_2$ [см]
0.00	50.60	40.00	50.60

Деформации бетона

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
0.150	0.95	-0.087	-2.61

**Прочность элемента обеспечена**

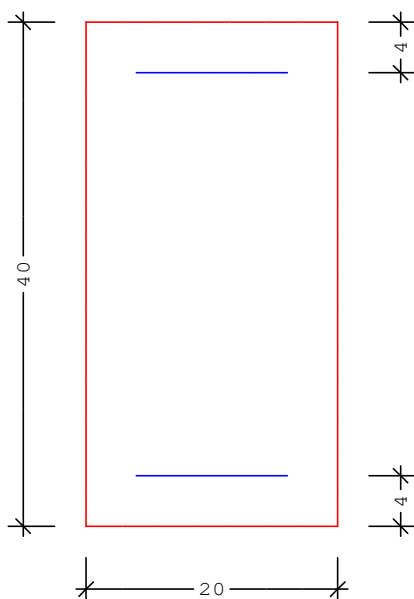
Расчет выполнен модулем 421 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t422**

**Усиление наклонных сечений ж/б балки композитной а**

Балка





Ширина сечения	$b$	=	20.0	см
Высота сечения	$h$	=	40.0	см
Расстояния до ц.т. арматуры	$a_B$	=	4.0	см
	$a_H$	=	4.0	см
Диаметр хомутов	$d_{sw}$	=	8	мм
Число ветвей хомута	$n$	=	2	-
Шаг хомутов	$s_w$	=	20	см
Длина приопорного участка	$l$	=	2.00	м

Нагрузки

Усилия в опорном сечении

Действующие усилия		Проектные усилия	
$M_o$	$Q_o$	$M_{on}$	$Q_{on}$
[кНм]	[кН]	[кНм]	[кН]
160.0	100.0	180.0	130.0

Сосредоточенная нагрузка

$x$	$Q$	$Q_n$
[м]	[кН]	[кН]
1.00	15.0	20.0

Распределённая нагрузка

$q$	$q_n$
[кН/м]	[кН/м]
15.0	20.0

Расчет

Согласно СП 63.13330.2018, СП 164.1325800.2014

Бетон	<b>В 25 (тяжелый)</b>
Коэффициент условий работы	$\gamma_b = 1.000$ -
Стальная арматура	<b>A240</b>
Коэффициент условий работы	$\gamma_s = 1.000$ -

Характеристики композита

Тип	Вид	Эксплуатация	$\gamma_f$	$\gamma_{f1}$	$\gamma_{f2}$	$\gamma_{f3}$
Стеклокомпозит	Холст	В помещении	1.8	0.70	1.00	0.3

Число слоёв композита	$n = 2$ -
Толщина одного слоя	$t_f = 4.00$ мм

Композитные хомуты двухсторонние  
 Высота наклейки хомутов  $h_{fw} = 20.0$  см  
 Нормативное сопротивление  $R_{f,n} = 200.0$  МПа  
 Модуль упругости  $E_f = 100$  ГПа

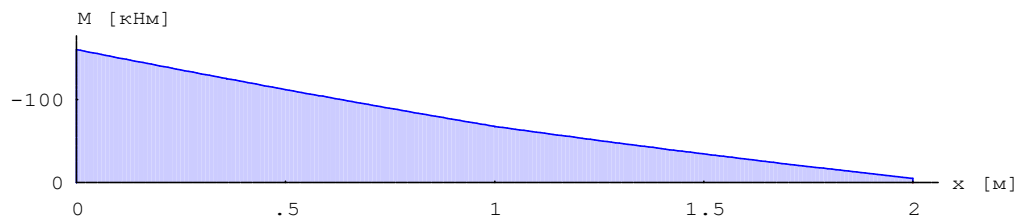
Учёт условия (6.79)  $R_{fw} \leq \gamma_{f4} R_f$

$R_b$ [МПа]	$R_f$ [МПа]	$R_{fw}$ [МПа]	$L_f$ [мм]	$k_1$ [-]	$k_2$ [-]	$\gamma_{f4}$ [-]	$\gamma_{f4} R_f$ [МПа]
14.50	77.8	58.3	8.8	1.281	0.956	0.750	58.3

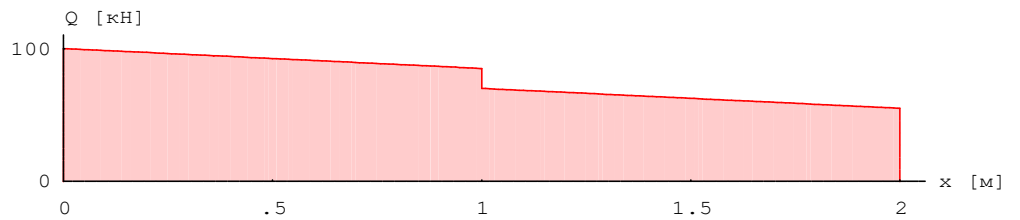
Расчётное сопротивление  $R_{fw} = 58.3$  МПа

### Проверка несущей способности балки при действующих нагрузках

Изгибающий момент



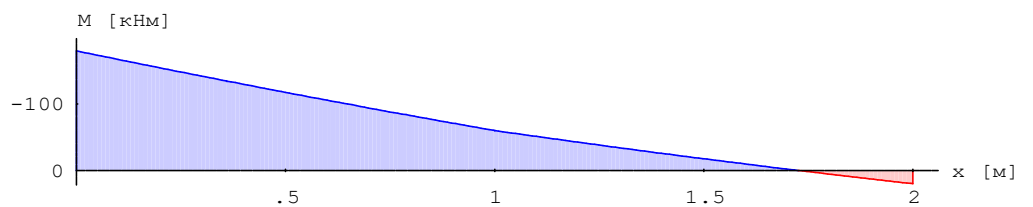
Поперечная сила



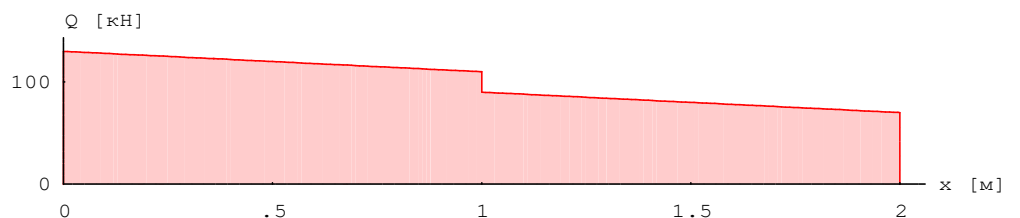
Условие проверки  $Q / (Q_b + Q_{sw}) = 85.0 / 87.0 = 0.977 \leq 1$   
 при  $x = 1.00$  м

### Проверка несущей способности балки при проектных нагрузках

Изгибающий момент



Поперечная сила

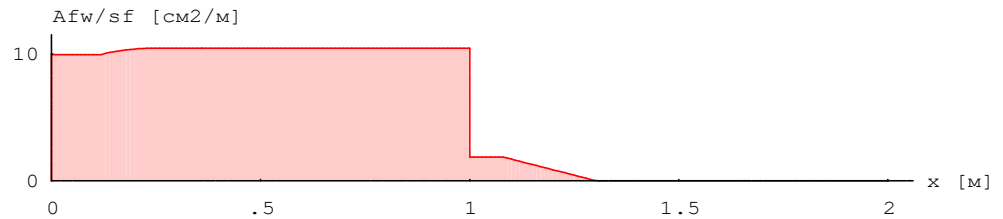


Условие проверки  $Q / (Q_b + Q_{sw}) = 110.0 / 87.0 = 1.265 > 1$   
при  $x = 1.00$  м

**Требуется усиление балки**

### Определение требуемой площади композитной арматуры

Площадь арматуры с учётом длины проекции наклонного сечения



Примечание. При определении требуемой площади арматуры учтено условие (6.86)

Проверка несущей способности усиленной балки при проектных нагрузках по условию  $Q / Q_u = Q / (Q_b + Q_{sw} + Q_{fw}) \leq 1$  с учётом условия (6.85)

x [м]	Afw/sf [см2/м]	C [м]	Q [кН]	Q <sub>b</sub> [кН]	Q <sub>sw</sub> [кН]	Q <sub>fw</sub> [кН]	Q/Q <sub>u</sub> [-]
0.360	10.46	0.360	122.8	113.4	23.1	8.3	<b>0.848</b>
0.688	10.46	0.684	116.2	59.7	43.8	15.8	<b>0.974</b>
0.967*	10.46	0.967	110.7	42.2	46.1	22.3	<b>1.000</b>
1.016	1.87	1.016	89.7	40.2	46.1	4.2	<b>0.991</b>
1.344	0.00	1.080	83.1	37.8	46.1	0.0	<b>0.990</b>
1.672	0.00	1.080	76.6	37.8	46.1	0.0	<b>0.912</b>
2.000	0.00	1.080	70.0	37.8	46.1	0.0	<b>0.834</b>

\* сечение с наибольшим значением Q/Q<sub>u</sub>

**Несущая способность балки обеспечена**

Расчет выполнен модулем 422 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

### Поз. t423

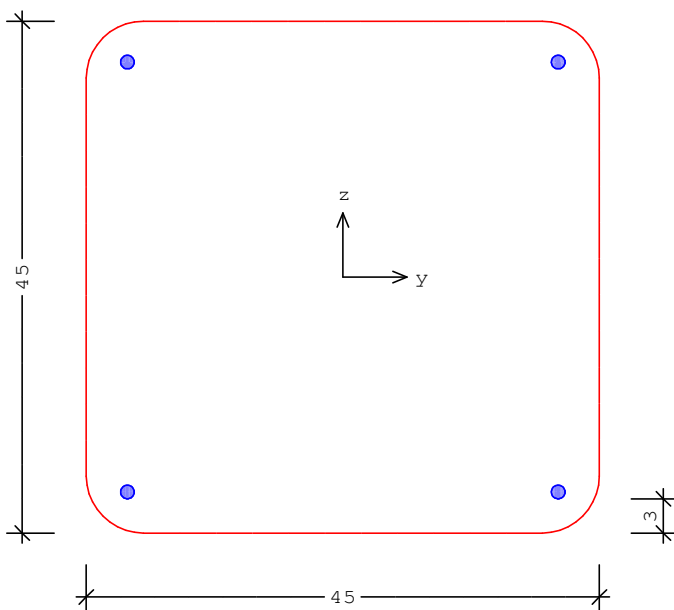
### Усиление ж/б колонны композитной арматурой

Расчётная схема Длина колонны  $l = 6.00$  м

Закрепления	В плоскости Y		В плоскости Z	
	Вверху	шарнирное	шарнирное	шарнирное
Внизу	шарнирное	шарнирное	шарнирное	

Сечение

Ширина сечения	b	=	45.0	см
Высота сечения	h	=	45.0	см
Радиус закругления углов	r	=	5.0	см
Диаметр арматуры	d <sub>s</sub>	=	12	мм
Толщина защитного слоя	a <sub>з</sub>	=	30	мм



Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$
1	Постоянная	1.10

Вертикальные силы

№	N [кН]
1	2500.0

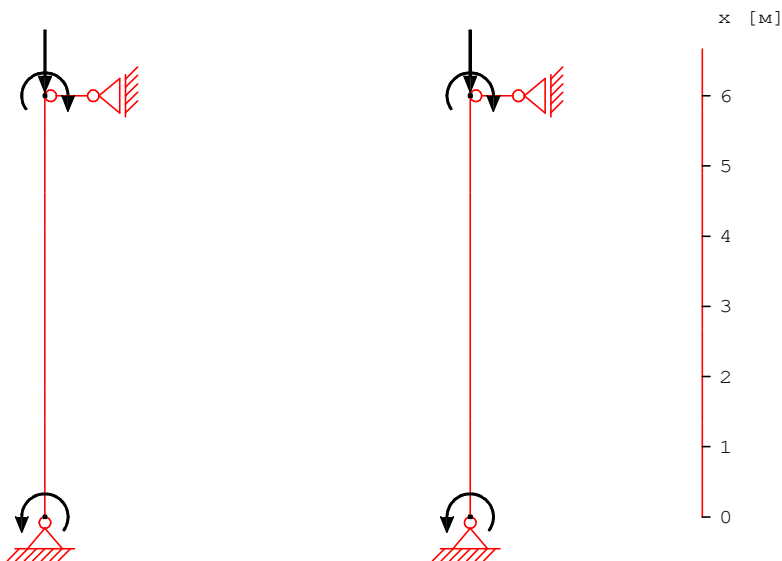
Горизонтальные силы и моменты

№	x [м]	$H_y$ [кН]	$H_z$ [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]
1	0.00			-50.0	-50.0
	6.00			50.0	50.0

Нагрузка 1

в плоскости Y

в плоскости Z



Расчёт

Согласно СП 63.13330.2018, СП 164.1325800.2014

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 1.000$  -  
 Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 14.50$  МПа  
 Для бетона применяется трёхлинейная диаграмма

Стальная арматура **A400**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_s = 1.000$  -  
 Сопротивление арматуры  $\gamma_s R_s = 350$  МПа  
 $\gamma_s R_{sc} = 350$  МПа  
 Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

Композитная арматура

Тип	Вид	Эксплуатация	$\gamma_f$	$\gamma_{f1}$	$\gamma_{f2}$
Углекомпозит	Холст	В помещении	1.2	0.9	1.0

Толщина одного слоя  $t_f = 0.50$  мм

Нормативное сопротивление  $R_{f,n} = 1500.0$  МПа  
 Сопротивление согласно (5.1)  $R_f = 1125.0$  МПа

**Выбор расчётной комбинации нагрузок**

Расчётная комбинация	Номер нагрузки (Коэффициент)
	1 (1.10)

**Определение усилий в колонне**

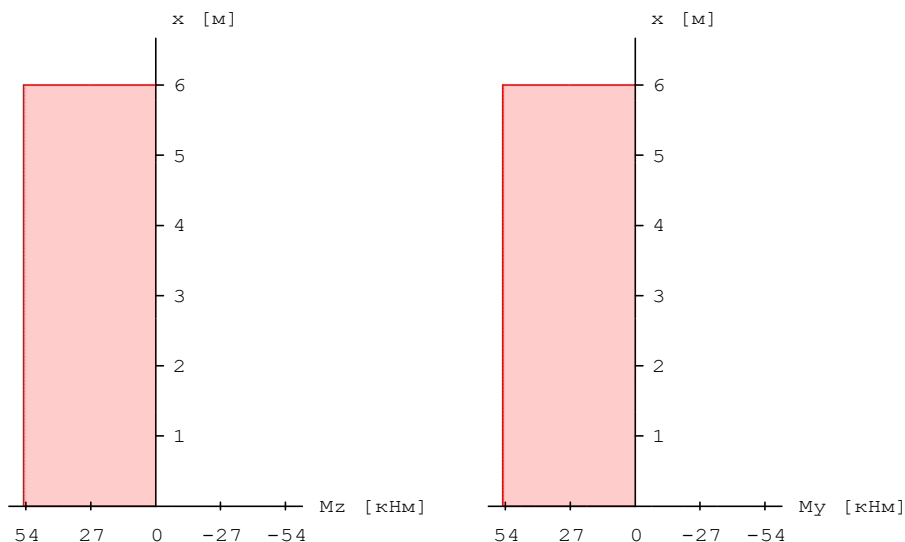
Усилия от полной нагрузки и от её длительной части (с учётом  $e_a$ )

x [м]	N [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]	$N_1$ [кН]	$M_{y1}$ [кНм]	$M_{z1}$ [кНм]
6.00	2750.00	55.00	55.00	2750.00	55.00	55.00
5.25	2750.00	55.00	55.00	2750.00	55.00	55.00
4.50	2750.00	55.00	55.00	2750.00	55.00	55.00
3.75	2750.00	55.00	55.00	2750.00	55.00	55.00
3.00	2750.00	55.00	55.00	2750.00	55.00	55.00
2.25	2750.00	55.00	55.00	2750.00	55.00	55.00
1.50	2750.00	55.00	55.00	2750.00	55.00	55.00
0.75	2750.00	55.00	55.00	2750.00	55.00	55.00
0.00	2750.00	55.00	55.00	2750.00	55.00	55.00

Изгибающие моменты

в плоскости Y

в плоскости Z



**Определение расчётных изгибающих моментов**

Учитывается влияние прогибов в плоскостях Y и Z

Расчётная длина в пл. Y  $l_{0Y} = 6.00$  м  
 в пл. Z  $l_{0Z} = 6.00$  м

Расчётный момент в плоскости Y

x [м]	$\Phi_1$ [-]	$\delta_e$ [-]	D [МНм <sup>2</sup> ]	$N_{Cr}$ [кН]	$\eta$ [-]	$\eta M_z$ [кНм]	$\eta M_z / hN$ [-]
6.00	2.000	0.150	18.85	5167.8	2.137	117.6	0.095
5.25	2.000	0.150	18.85	5167.8	2.137	117.6	0.095
4.50	2.000	0.150	18.85	5167.8	2.137	117.6	0.095
3.75	2.000	0.150	18.85	5167.8	2.137	117.6	0.095
3.00	2.000	0.150	18.85	5167.8	2.137	117.6	0.095
2.25	2.000	0.150	18.85	5167.8	2.137	117.6	0.095
1.50	2.000	0.150	18.85	5167.8	2.137	117.6	0.095
0.75	2.000	0.150	18.85	5167.8	2.137	117.6	0.095
0.00	2.000	0.150	18.85	5167.8	2.137	117.6	0.095

Расчётный момент в плоскости Z

x [м]	$\Phi_1$ [-]	$\delta_e$ [-]	D [МНм <sup>2</sup> ]	$N_{Cr}$ [кН]	$\eta$ [-]	$\eta M_y$ [кНм]	$\eta M_y / hN$ [-]
6.00	2.000	0.150	18.85	5167.8	2.137	117.6	0.095
5.25	2.000	0.150	18.85	5167.8	2.137	117.6	0.095
4.50	2.000	0.150	18.85	5167.8	2.137	117.6	0.095
3.75	2.000	0.150	18.85	5167.8	2.137	117.6	0.095
3.00	2.000	0.150	18.85	5167.8	2.137	117.6	0.095
2.25	2.000	0.150	18.85	5167.8	2.137	117.6	0.095
1.50	2.000	0.150	18.85	5167.8	2.137	117.6	0.095
0.75	2.000	0.150	18.85	5167.8	2.137	117.6	0.095
0.00	2.000	0.150	18.85	5167.8	2.137	117.6	0.095

Предельные усилия  $N_u = \gamma_u N$ ,  $M_{yu} = \gamma_u M_y$ ,  $M_{zu} = \gamma_u M_z$

x [м]	$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$M_{zu}$ [кНм]	$\gamma_u$
6.00	2115.3	90.4	90.4	<b>0.769</b>
5.25	2115.3	90.4	90.4	<b>0.769</b>
4.50	2115.3	90.4	90.4	<b>0.769</b>
3.75	2115.3	90.4	90.4	<b>0.769</b>
3.00	2115.3	90.4	90.4	<b>0.769</b>
2.25	2115.3	90.4	90.4	<b>0.769</b>
1.50	2115.3	90.4	90.4	<b>0.769</b>
0.75	2115.3	90.4	90.4	<b>0.769</b>
0.00	2115.3	90.4	90.4	<b>0.769</b>

**Требуется усиление колонны**

**Определение требуемой композитной арматуры**

Усиление колонны проводится путём устройства обоймы из композитного материала

Периметр сечения  $u = 171.4$  см  
 Площадь сечения  $A = 2019.6$  см<sup>2</sup>

Число слоёв композита  $n_f = 3$  -

Площадь поперечного сечения обоймы из композита  
 $A_f = n_f t_f u = 25.7$  см<sup>2</sup>

Коэффициент армирования  $\mu_f = A_f / A = 1.27$  %  
 Коэффициент эффективности  $k_{ef} = 0.393$  -

Характеристики диаграммы состояния сжатого бетона  
 $R_{b3} = R_b + k_{ef}k_e R_f \mu_f = 20.14$  МПа  
 $\epsilon_{b3} = 2.95$  %  
 $\epsilon_{b2} = 5.17$  %

Пределные усилия

x [м]	$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$M_{zu}$ [кНм]	$\gamma_u$
6.00	2906.2	124.2	124.2	<b>1.057</b>
5.25	2906.2	124.2	124.2	<b>1.057</b>
4.50	2906.2	124.2	124.2	<b>1.057</b>
3.75	2906.2	124.2	124.2	<b>1.057</b>
3.00	2906.2	124.2	124.2	<b>1.057</b>
2.25	2906.2	124.2	124.2	<b>1.057</b>
1.50	2906.2	124.2	124.2	<b>1.057</b>
0.75	2906.2	124.2	124.2	<b>1.057</b>
0.00	2906.2	124.2	124.2	<b>1.057</b>

Мин. коэффициент надёжности  $\gamma_u = 1.057$  -  
 при x = 0.00 м

Деформации бетона

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
1.74	0.00	-5.17	-20.14

Деформации стали

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
1.39	277.39	-4.82	-350.00

**Несущая способность колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 423 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t425**

**Каменные конструкции**

Вид расчета

Расчет кладки на смятие

Расчетный случай

Смятие стены при опирании конца балки на распределительную плиту через прокладку

Толщина стены  $h = 60.0$  см  
 Расстояние между осями балок  $b = 150.0$  см  
 Длина балки  $l = 6.00$  м  
 Жесткость балки  $EI = 10.000$  МНм<sup>2</sup>  
 Закрепление другого конца балки защемление

Распределенные нагрузки на балку

№	от x [м]	до x [м]	q [кН/м]
1	0.00	6.00	50.00

Материал распределительной плиты железобетон  
 Класс бетона В20  
 Класс арматуры А240  
 Длина плиты  $l_p = 50.0$  см  
 Ширина плиты  $b_p = 40.0$  см  
 Высота плиты  $h_p = 25.0$  см  
 Начальный модуль упругости  $E_p = 27.5$  ГПа  
 Длина прокладки  $l_n = 20.0$  см  
 Ширина прокладки  $b_n = 15.0$  см

Расчет

Согласно СП 15.13330.2012 с Изменениями № 1, 2, 3

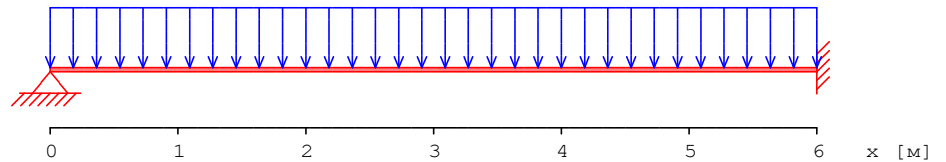
Марка кирпича 150  
Марка раствора 75

Расчетное сопротивление  $R$  принимается по таблице 2  
 $R = 2.000$  МПа

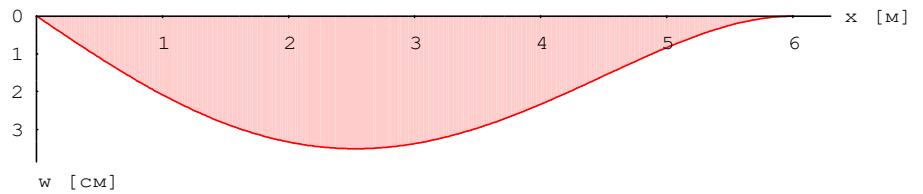
Упругая характеристика  $\alpha = 1000$  -

### Определение усилия в опорном сечении балки

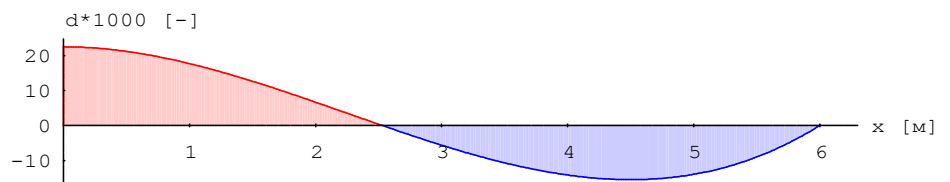
Нагружение балки



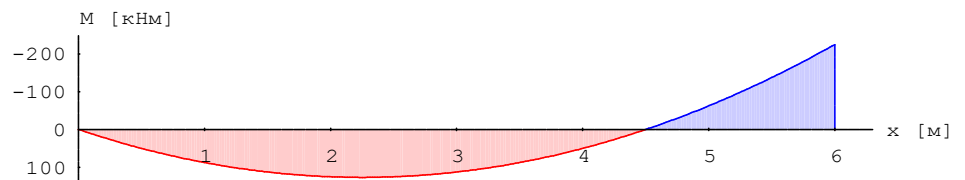
Прогиб балки



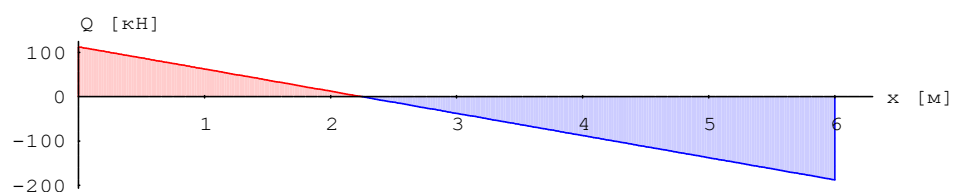
Поворот сечения



Изгибающий момент



Поперечная сила





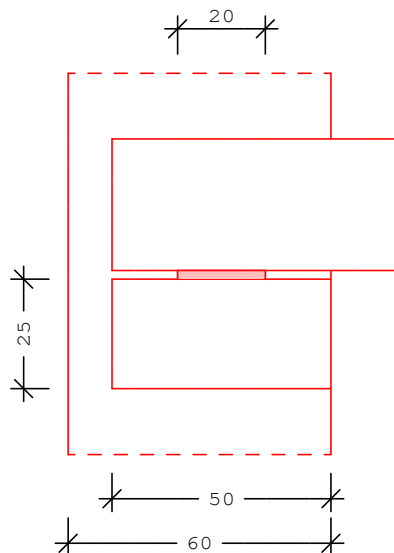
Опорная реакция  $Q_0 = 112.5$  кН

**Проверка прочности при смятии согласно Пособию к СНиП II-22-81, 4.18**

Модуль упругости плиты  $E_p = 0.85E_b = 23.38$  ГПа  
 Модуль упругости кладки  $E = 0.5\alpha R_u = 2.00$  ГПа  
 Временное сопротивление кладки  $R_u = 4.00$  МПа

Высота пояса кладки, эквивалентного по жесткости распределительной плите

$$H_0 = 2(E_p I_p / E d)^{1/3} = 2(E_p h_p^3 / 12E)^{1/3} = 49.56 \text{ см}$$



Фиксирующая прокладка размещается по центральным осям распределительной плиты

Давление на распределительную плиту под прокладкой принимается равномерным

Распределение напряжений под плитой вдоль оси балки по таблице 6

Схема табл. 6	a [см]	b [см]	d [см]	$\sigma_{max}$ [МПа]	$\psi_1$ [-]
8	25.00	20.00	40.00	0.608	0.925

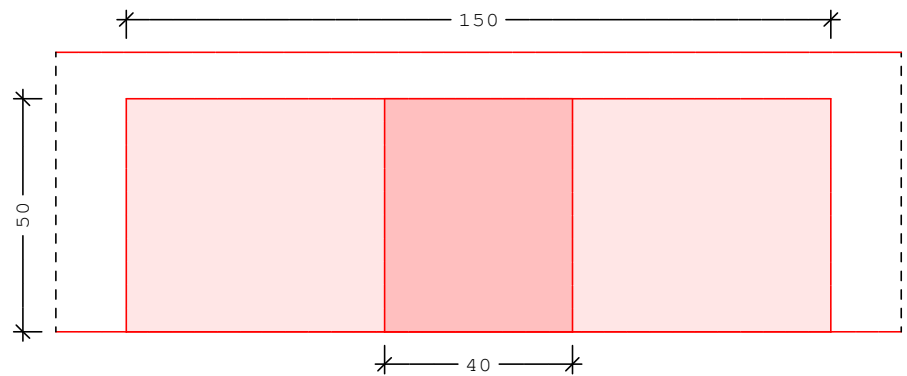
$$a = l_p / 2, b = l_n, d = b_p$$

Распределение напряжений под плитой вдоль оси стены по таблице 6

Схема табл. 6	a [см]	b [см]	d [см]	$\sigma_{max}$ [МПа]	$\psi_2$ [-]
8	20.00	15.00	50.00	0.593	0.948

$$a = b_p / 2, b = b_n, d = l_p$$

Площадь смятия  $A_c$  и расчетная площадь  $A$



Данные для расчета на смятие

$A_c$ [см <sup>2</sup> ]	$A$ [см <sup>2</sup> ]	$\xi$ [-]	$\xi_1$ [-]	$\psi$ [-]	$d$ [-]	$R_c$ [МПа]
2000.0	7500.0	1.554	2.00	0.877	1.062	3.107

$\psi = \psi_1 \psi_2$  - коэффициент полноты эпюры давления

Условие прочности  $Q_0 / (\psi d R_c A_c) = 0.194 \leq 1$

**Прочность кладки обеспечена**

**Проверка допустимости напряжений под плитой согласно Пособию, 4.22**

Условие (28)  $\sigma_{max} / (0.8 \xi R_u) = 0.608 / (0.8 * 1.554 * 4.00) = 0.122 \leq 1$

**Расчет на смятие распределительной плиты согласно СП 63.13330.2018**

Расчетные сопротивления  $R_b = 11.50$  МПа  
 $R_s = 210$  МПа

Размеры площади смятия  $c_x = 20.0$  см  
 $c_y = 15.0$  см

Предельная сила при отсутствии косвенной арматуры

$$N_b = \psi R_{b,loc} c_x c_y = 712.6 \text{ кН}$$

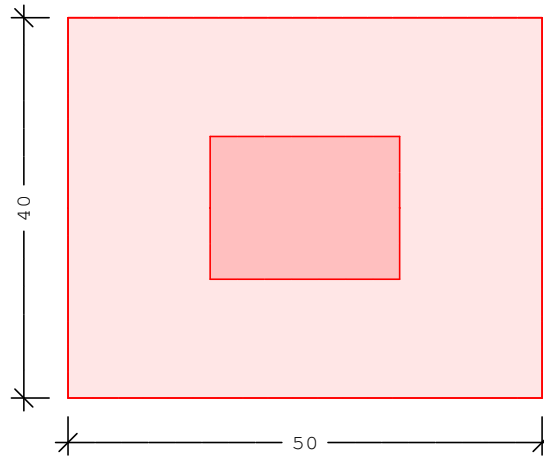
$$\psi = 1.00$$

$$R_{b,loc} = \varphi_b R_b = 23.75 \text{ МПа}$$

$$\varphi_b = 0.8 (A_{b,max} / c_x c_y)^{1/2} = 2.07$$

$$A_{b,max} = 2000 \text{ см}^2$$

Площадь смятия  $c_x c_y$  и расчетная площадь  $A_{b,max}$



Условие прочности (8.80)  $Q_0 / N_b = 0.158 \leq 1$

**По расчету на смятие арматура не требуется**

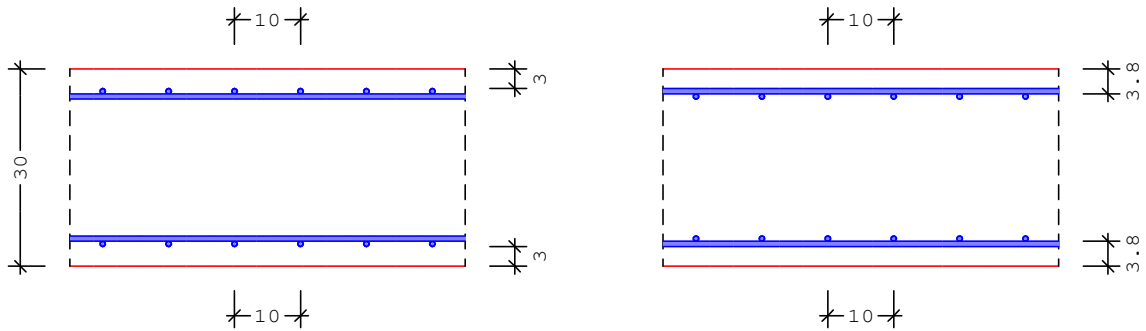
Расчет выполнен модулем 425 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t427**

**Подбор продольной арматуры в плитах и стенах EN**

<u>Плита</u>	Высота плиты	$h$	=	30.0	см
	Диаметр арматуры				
	верхней по оси x	$d_{sx,в}$	=	8	мм
	нижней по оси x	$d_{sx,н}$	=	8	мм
	верхней по оси y	$d_{sy,в}$	=	8	мм
	нижней по оси y	$d_{sy,н}$	=	8	мм
	Шаг арматуры				
	верхней по оси x	$s_{x,в}$	=	10	см
	нижней по оси x	$s_{x,н}$	=	10	см
	верхней по оси y	$s_{y,в}$	=	10	см
	нижней по оси y	$s_{y,н}$	=	10	см
	Погонная площадь арматуры				
	верхней по оси x	$A_{sx,в}$	=	5.03	см <sup>2</sup> /м
	нижней по оси x	$A_{sx,н}$	=	5.03	см <sup>2</sup> /м
	верхней по оси y	$A_{sy,в}$	=	5.03	см <sup>2</sup> /м
	нижней по оси y	$A_{sy,н}$	=	5.03	см <sup>2</sup> /м
	Толщина защитного слоя				
	верхнего	$c_{ном,в}$	=	30	мм
	нижнего	$c_{ном,н}$	=	30	мм

Сечения плиты, нормальные к осям x и y



Расчет согласно MSZ EN 1992-1-1

Бетон  
 Арматура

**C20/25**  
**S500**

**Проверка прочности при действии моментов  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_{xy}$**

Условия прочности  $M_x/M_{xu} \leq 1$ ,  $M_y/M_{yu} \leq 1$

К	$M_x$ [кНм/м]	$N_x$ [кН/м]	$M_y$ [кНм/м]	$N_y$ [кН/м]	$M_{xu}$ [кНм/м]	$M_{yu}$ [кНм/м]	$M_x/M_{xu}$	$M_y/M_{yu}$
1	10.0	0.0	10.0	0.0	59.4	59.0	<b>0.168</b>	<b>0.170</b>

Условие прочности  $M_{xy} \cdot M_{xy} / (|M_{xu} - M_x| \cdot |M_{yu} - M_y|) \leq 1$

К	$M_x$ [кНм/м]	$M_y$ [кНм/м]	$M_{xy}$ [кНм/м]	Условие прочности
1	10.0	10.0	10.0	<b>0.041</b> $\leq 1$

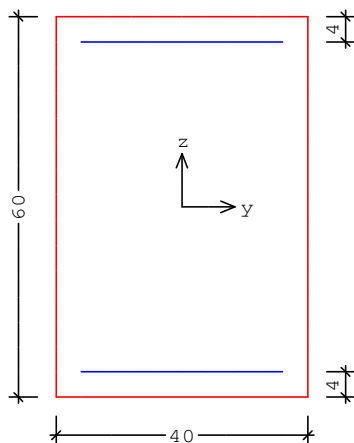
**Прочность плиты обеспечена**

Расчет выполнен модулем 427 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t428**

**Усиление ж/б элемента композитной арматурой**

Сечение



Ширина сечения	$b$	=	40.0	см
Высота сечения	$h$	=	60.0	см
Площадь стальной арматуры	$A_{св}$	=	5.00	см <sup>2</sup>
	$A_{сн}$	=	10.00	см <sup>2</sup>
Расстояние до ц.т. арматуры	$a_{в}$	=	4.00	см
	$a_{н}$	=	4.00	см

Усилия

Относительно центральных осей бетонного сечения

Действующие усилия		Проектные усилия	
$N$	$M$	$N_n$	$M_n$
[кН]	[кНм]	[кН]	[кНм]
	100.0		300.0

Расчет

Согласно СП 63.13330.2018, СП 164.1325800.2014

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 1.000$  -  
 Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 14.50$  МПа  
 Для бетона применяется трехлинейная диаграмма

Стальная арматура **A500**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_s = 1.000$  -  
 Сопротивление арматуры  $\gamma_s R_s = 435$  МПа  
 $\gamma_s R_{sc} = 400$  МПа  
 Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

Композитная арматура

Тип	Вид	Эксплуатация	$\gamma_f$	$\gamma_{f1}$	$\gamma_{f2}$	$\gamma_{f3}$
Углекомпозит	Ламинат	В помещении	1.2	0.95	0.900	0.8

Число слоёв композита  $n = 3$  -  
 Толщина одного слоя  $t_f = 0.20$  мм

Сопротивление арматуры  $R_{f,n} = 1000.0$  МПа  
 $R_f = \gamma_{f1} \gamma_{f2} R_{f,n} / \gamma_f = 712.5$  МПа

Модуль упругости  $E_f = 150$  ГПа  
 Предельная деформация  $\epsilon_{f,ult} = 4.750$  %.

**Проверка несущей способности элемента при действующих усилиях**

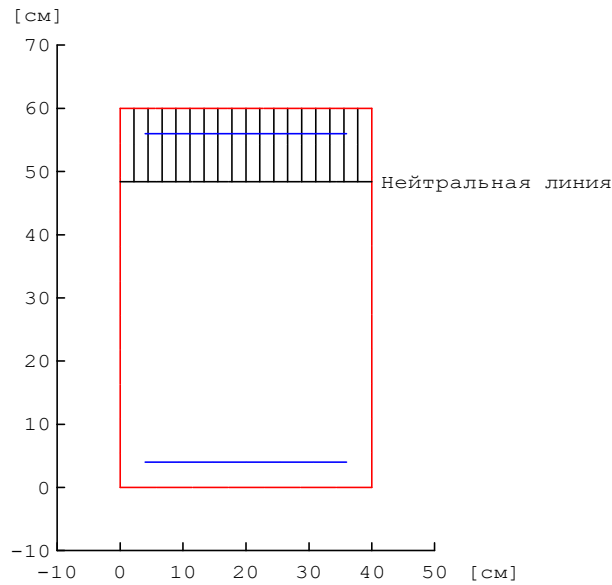
Предельные усилия

$N$	$M$	$N_u$	$M_u$	$\gamma_u$
[кН]	[кНм]	[кН]	[кНм]	
0.0	100.0	0.0	229.9	<b>2.299</b>

$N_u = \gamma_u N, M_u = \gamma_u M$

**Определение деформаций от действующих усилий**

Сжатая зона



Расстояние от нижней стороны до нейтральной линии  
 $a_0 = 48.4$  см

Деформация  $\epsilon(z) = -0.02162z + 0.397, \%$

Деформация бетона

Нижняя сторона		Верхняя сторона	
$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
1.046	0.00	-0.251	-7.54

1%. = 0.1% = 0.001

Деформация  
 стальной арматуры

Нижняя арматура		Верхняя арматура	
$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
0.959	191.9	-0.165	-33.0

**Проверка несущей способности элемента при проектных усилиях**

Предельные усилия

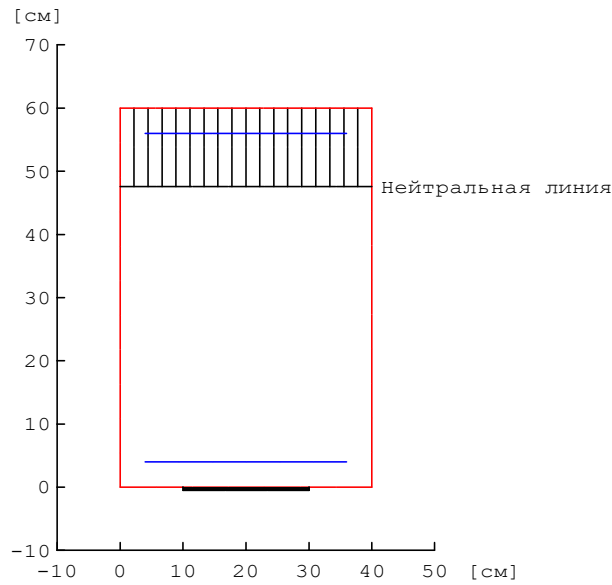
$N_n$ [кН]	$M_n$ [кНм]	$N_u$ [кН]	$M_u$ [кНм]	$\gamma_u$
0.0	300.0	0.0	229.9	<b>0.766</b>

$N_u = \gamma_u N_n, M_u = \gamma_u M_n$

**Требуется усиление элемента**

**Определение требуемой площади композитной арматуры**

Сжатая зона



Расстояние от нижней стороны до нейтральной линии  
 $a_0 = 47.6$  см

Деформация  $\varepsilon(z) = -0.12184z + 2.141, \%$

Деформация бетона

Нижняя сторона		Верхняя сторона	
$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
5.796	0.00	-1.514	-12.85

Деформация стальной арматуры

Нижняя арматура		Верхняя арматура	
$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
5.309	435.0	-1.027	-205.4

Деформация композитной арматуры

$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
4.750*	712.5

\* Предельная деформация

Требуемая площадь арматуры  $A_f = 2.00$  см<sup>2</sup>

Расчет выполнен модулем 428 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t429**

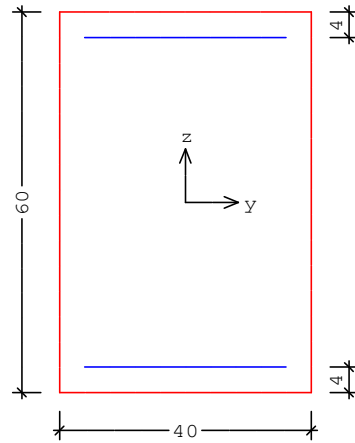
**Усиление ж/б балки композитной арматурой**

Расчётная схема

Однопролётная балка

Длина балки 1 = 6.00 м

Сечение



Ширина сечения  $b = 40.0$  см  
 Высота сечения  $h = 60.0$  см

Стальная арматура

от x [м]	до x [м]	$A_{св}$ [см <sup>2</sup> ]	$A_{сн}$ [см <sup>2</sup> ]	$a_{в}$ [см]	$a_{н}$ [см]
0.00	6.00	5.00	10.00	4.00	4.00

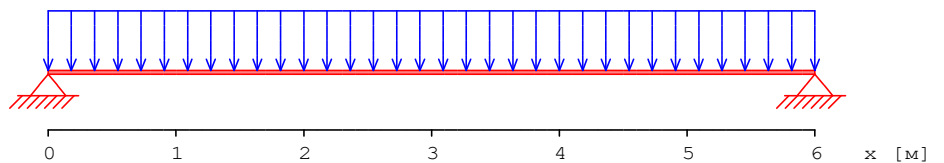
Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$
1	Постоянная	1.10

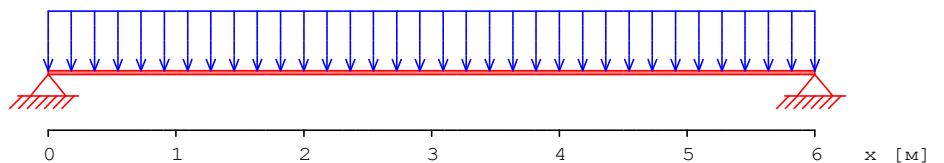
Распределенные нагрузки

№	от x [м]	до x [м]	$q$ [кН/м]	$q_n$ [кН/м]
1	0.00	6.00	10.00	50.00

Действующая нагрузка 1



Проектная нагрузка 1





Расчет Согласно СП 63.13330.2018, СП 164.1325800.2014

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 1.000$  -  
 Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 14.50$  МПа  
 Для бетона применяется трехлинейная диаграмма

Стальная арматура **A500**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_s = 1.000$  -  
 Сопротивление арматуры  $\gamma_s R_s = 435$  МПа  
 $\gamma_s R_{sc} = 400$  МПа  
 Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

Композитная арматура

Тип	Вид	Эксплуатация	$\gamma_f$	$\gamma_{f1}$	$\gamma_{f2}$	$\gamma_{f3}$
Углекомпозит	Ламинат	В помещении	1.2	0.95	0.785	0.8

Число слоёв композита  $n = 3$  -  
 Толщина одного слоя  $t_f = 0.30$  мм

Нормативное сопротивление  $R_{f,n} = 1000.0$  МПа  
 Сопротивление согласно (5.1)  $R_f = 621.8$  МПа  
 $R_{f,II} = 746.2$  МПа  
 (5.3)  $R_{f1} = 597.0$  МПа  
 Модуль упругости  $E_f = 150$  ГПа

**Проверка несущей способности балки при действующих нагрузках**

Предельный момент  $M_u = \gamma_u M$

от x	до x	$M_-$	$M_+$	$M_{u-}$	$M_{u+}$	$\gamma_{u-}$	$\gamma_{u+}$
[м]	[м]	[кНм]	[кНм]	[кНм]	[кНм]		
0.00	6.00		49.5		229.9		<b>4.645</b>

**Определение деформации на растянутой стороне сечения**

от x	до x	Сторона	$\epsilon_0$
[м]	[м]		[%.]
0.00	6.00	нижняя	0.471

Примечание. Учтено указание 6.1.6

**Проверка несущей способности балки при проектных нагрузках**

Предельный момент  $M_u = \gamma_u M$

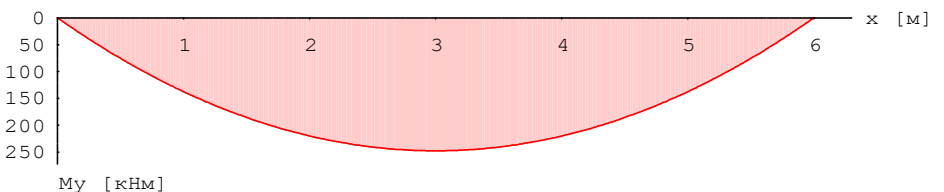
от x	до x	$M_-$	$M_+$	$M_{u-}$	$M_{u+}$	$\gamma_{u-}$	$\gamma_{u+}$
[м]	[м]	[кНм]	[кНм]	[кНм]	[кНм]		
0.00	6.00		247.5		229.9		<b>0.929</b>

**Требуется усиление балки**

**Определение требуемой площади композитной арматуры**

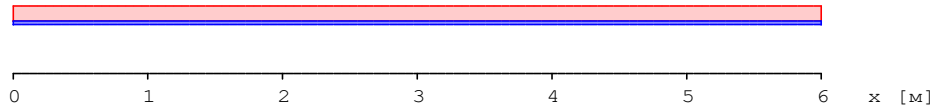
Расчетная комбинация	Номер нагрузки (Коэффициент)
	1 (1.10)

Изгибающий момент от расчетной комбинации проектных нагрузок



Требуемая площадь композитной арматуры	от x	до x	Арматура	$A_f$
	[м]	[м]		[см <sup>2</sup> ]
	0.00	6.00	нижняя	<b>0.75</b>

Размещение арматуры

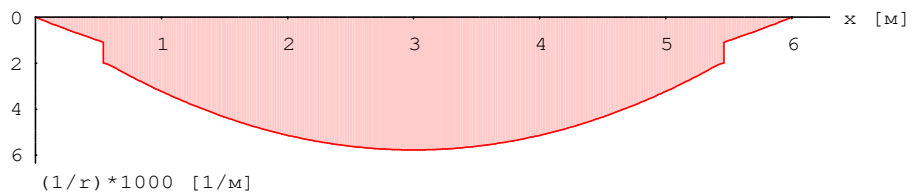


**Определение прогиба балки при действии проектных нагрузок**

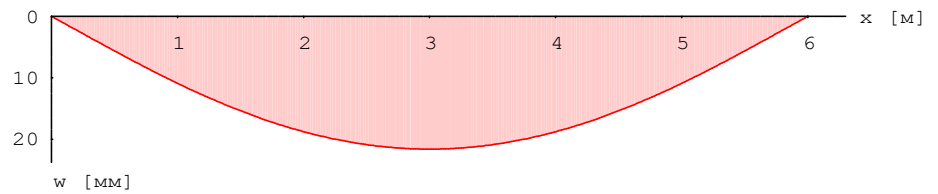
Норматив. комбинация	Номер нагрузки (Коэффициент)	
	Номер	Коэффициент
	1	(1.00)

Момент при образовании трещин	от x	до x	$M_{max}$	$M_{cr,c}$
	[м]	[м]	[кНм]	[кНм]
	0.00	6.00	225.0	73.5

Кривизна от нормативной комбинации проектных нагрузок



Прогиб от нормативной комбинации проектных нагрузок

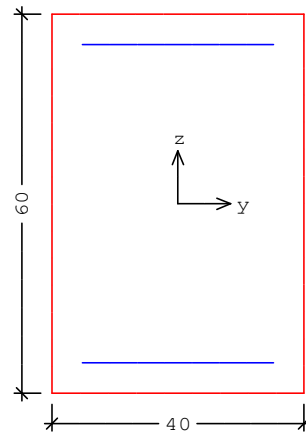


Прогиб балки  $f = 21.6$  мм

**Поз. t430**

**Сечение с композитной арматурой**

Сечение



Ширина сечения  $b = 40$  см  
 Высота сечения  $h = 60$  см

Усилия

K	N [кН]	$M_y$ [кНм]
1		300.0

Расчет

Согласно СП 63.13330.2018, СП 295.1325800.2017

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -  
 Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 13.05$  МПа  
 Для бетона применяется трехлинейная диаграмма

Композитная  
арматура

Нормативное сопротивление  $R_{fn} = 900$  МПа  
 Расчетное сопротивление  $R_f = 700$  МПа  
 Модуль упругости  $E_f = 100$  ГПа

**Подбор арматуры по условиям прочности и трещиностойкости**

Данные  
для подбора

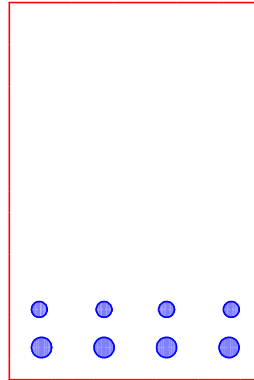
$d_{min}$ [мм]	$d_{max}$ [мм]	$n_{max}$	$a_{min}$ [мм]
10	32	4	0

Подобранная  
арматура

Место	Ряд	n	$d_f$ [мм]	$A_f$ [см <sup>2</sup> ]
Внизу	1-й	4	32	32.17
	2-й	4	25	19.63

Защитный слой внизу  $a_{zn} = 35$  мм

Подобранная арматура



Стержни:  
 1-й ряд 4  $\Phi 32$   
 2-й ряд 4  $\Phi 25$   
 Защитный слой:  
 азн = 35 мм

**Проверка прочности сечения с подобранной арматурой**

Расстояние до ц.т. арматуры  $a_n = 7.39$  см

Предельные усилия

K	$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$\gamma_u$
1	0.0	526.2	<b>1.754</b>

**Прочность сечения обеспечена**

**Проверка трещиностойкости сечения**

Предельная ширина раскрытия трещин  
 Непродолжительное раскрытие  $a_{cr1} = 0.40$  мм  
 Продолжительное раскрытие  $a_{cr2} = 0.20$  мм

K 1 Усилия при образовании трещин

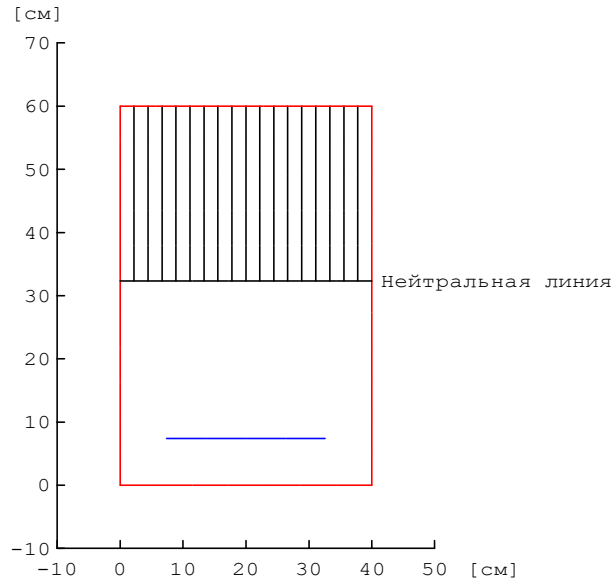
N [кН]	$M_y$ [кНм]	$N_1$ [кН]	$M_{y1}$ [кНм]	$N_{cr1}$ [кН]	$M_{y,cr1}$ [кНм]
	200.0		200.0		83.7

Результаты расчета усилий при образовании трещин

Нейтральная линия

$y_1$ [см]	$z_1$ [см]	$y_2$ [см]	$z_2$ [см]
0.00	32.34	40.00	32.34

Сжатая зона



Кривизна  $\kappa_y = 0.00046 \text{ 1/м}$

Деформации  
бетона

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
0.15	1.55	-0.13	-3.85

Деформации  
композитной арматуры

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
0.12	11.6	0.12	11.6

Ширина раскрытия трещин

$\sigma_{f,src}$ [МПа]	$\sigma_f$ [МПа]	$\sigma_{f1}$ [МПа]	$A_{bt}$ [см <sup>2</sup> ]	$A_{ft}$ [см <sup>2</sup> ]	$d_f$ [мм]	$l_f$ [см]	$a_{src}$ [мм]	$a_{src,1}$ [мм]
34.5	82.6	82.6	1200.0*	51.80	28.9#	33.5	<b>0.181</b>	<b>0.181</b>

\* Учтены ограничения на высоту растянутой зоны

# Приведенный диаметр  $d_f = \Sigma(n_i * d_{fi} * d_{fi}) / \Sigma(n_i * d_{fi})$

**Трещиностойкость сечения обеспечена**

Расчет выполнен модулем 430 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t431**

**Плита с композитной арматурой**

Плита Толщина плиты  $h = 25$  см

Расчет Согласно СП 63.13330.2018, СП 295.1325800.2017

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -  
 Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 13.05$  МПа  
 Для бетона применяется трехлинейная диаграмма

Композитная арматура Нормативное сопротивление  $R_{fn} = 900$  МПа  
 Расчетное сопротивление  $R_f = 700$  МПа  
 Модуль упругости  $E_f = 100$  ГПа

Площадь арматуры, требуемой по условию прочности

$A_{fxв}$ [см <sup>2</sup> /м]	$A_{fxн}$ [см <sup>2</sup> /м]	$A_{fyв}$ [см <sup>2</sup> /м]	$A_{fyн}$ [см <sup>2</sup> /м]
1.43	7.17	1.43	7.49

**Подбор арматуры по условиям прочности и трещиностойкости**

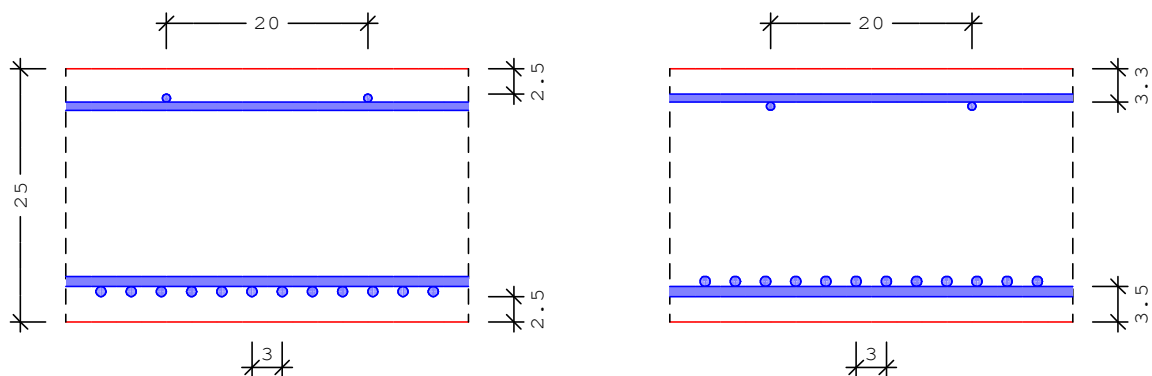
Данные для подбора арматуры

min $d_f$ [мм]	max $d_f$ [мм]	min $s$ [см]	max $s$ [см]	min $a_з$ [мм]
8	20	3	20	25

Подобранная арматура по осям  $x$  и  $y$

Ось	Арматура	$d_f$ [мм]	Шаг [см]	$A_f$ [см <sup>2</sup> /м]	$a_з$ [мм]	$h_0$ [см]	$\mu_f$ [%]
$x$	верхняя	8	20	2.51	25	22.1	0.11
$x$	нижняя	10	3	26.18	25	22.0	1.19
$y$	верхняя	8	20	2.51	33	21.3	0.12
$y$	нижняя	10	3	26.18	35	21.0	1.25

Сечения плиты, нормальные к осям  $x$  и  $y$



**Проверка прочности**

Условия прочности  $M_x/M_{xu} \leq 1$ ,  $M_y/M_{yu} \leq 1$

К	$M_x$ [кНм/м]	$M_y$ [кНм/м]	$M_{xu}$ [кНм/м]	$M_{yu}$ [кНм/м]	$M_x/M_{xu}$	$M_y/M_{yu}$
1	50.0	50.0	194.4	179.3	<b>0.257</b>	<b>0.279</b>

Условие прочности  $(|M_{xu}| - |M_x|) \cdot (|M_{yu}| - |M_y|) / M^2 - M_{xy} \cdot M_{xy} / M^2 \geq 0$   
 при  $M = 194.4$  кНм/м

К	$M_x$ [кНм/м]	$M_y$ [кНм/м]	$M_{xy}$ [кНм/м]	Условие прочности
1	50.0	50.0	50.0	<b>0.428</b> $\geq 0$

Условие прочности  $|M_{xy}| / M_{fxy,u} = 0.115 \leq 1$

$$M_{fxy,u} = 0.5R_f(A_{fx} + A_{fy})h_0 = 433.8 \text{ кНм/м}$$

Условие прочности  $|M_{xy}| / M_{bxy,u} = 0.613 \leq 1$

$$M_{bxy,u} = 0.1R_b h^2 = 81.6 \text{ кНм/м}$$

**Прочность плиты обеспечена**

**Проверка трещиностойкости**

Предельная ширина раскрытия трещин  
 Непродолжительное раскрытие  $a_{crc1} = 0.40$  мм  
 Продолжительное раскрытие  $a_{crc2} = 0.20$  мм

Расчет для сечения, нормального к оси x

К	$M_x$ [кНм/м]	$M_{x1}$ [кНм/м]	$M_{x,crc}$ [кНм/м]	$a_{crc}$ [мм]	$a_{crc,l}$ [мм]
1	50.0	50.0	31.5	<b>0.110</b>	<b>0.110</b>

Расчет для сечения, нормального к оси y

К	$M_y$ [кНм/м]	$M_{y1}$ [кНм/м]	$M_{y,crc}$ [кНм/м]	$a_{crc}$ [мм]	$a_{crc,l}$ [мм]
1	50.0	50.0	30.8	<b>0.118</b>	<b>0.118</b>

**Трещиностойкость плиты обеспечена**

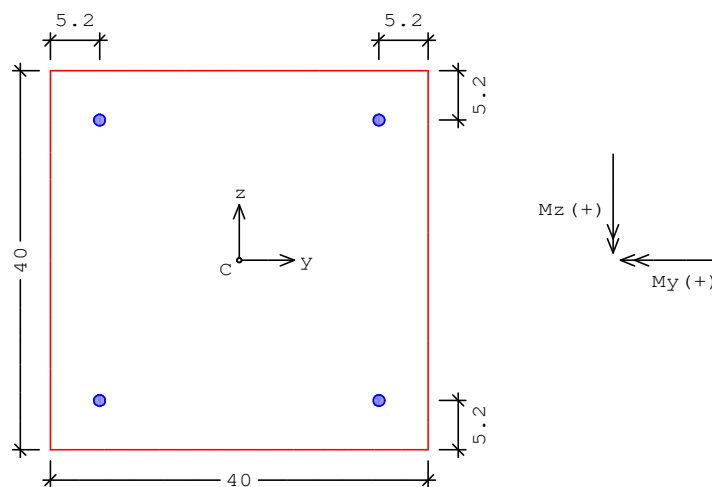
Расчет выполнен модулем 431 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t432**

**Подбор продольной арматуры**

Сечение

Прямоугольное сечение



Ширина  $b = 40.0$  см  
 Высота  $h = 40.0$  см

Усилия

относительно главных осей бетонного сечения

K	$N_d$ [кН]	$M_{yd}$ [кНм]	$M_{zd}$ [кНм]
1		100.0	

Расчет

согласно MSZ EN 1992-1-1

Бетон	<b>C25/30</b>		
Арматура	<b>S500</b>		
Предел текучести арматуры	$f_{yk}$	= 500	МПа
Предел прочности арматуры	$f_{tk}$	= 525	МПа
Предельная деформация	$\epsilon_{uk}$	= 25	%.
Расстояние до ц.т. арматуры	a	= 5.2	см
Требуемая арматура	Площадь на каждый угол	$A_s$	= 3.42 $см^2$
	Общая площадь арматуры	$A_{s, tot}$	= 13.70 $см^2$
	Коэффициент армирования	$\rho$	= 0.86 %

**Расчет для сочетания усилий K = 1**

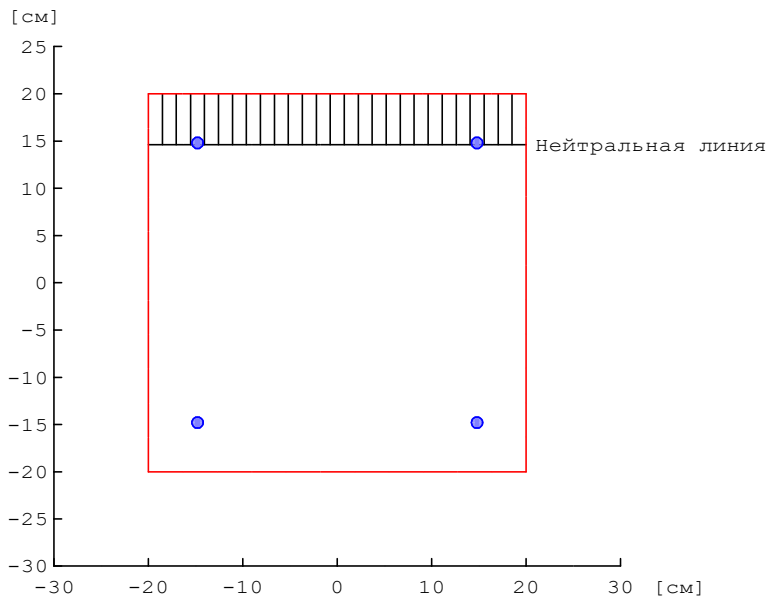
Пределные усилия

$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$M_{zu}$ [кНм]	$\gamma_u$
0.0	100.0	0.0	<b>1.000</b>

Нейтральная линия

$y_1$ [см]	$z_1$ [см]	$y_2$ [см]	$z_2$ [см]
-20.00	14.60	20.00	14.60

Сжатая зона



Кривизны

$$\kappa_y / \kappa_z = 0.06485 / 0.00000 \quad 1/м$$

Деформации бетона

Максимальная деформация $\epsilon$ [%.]	Минимальная деформация $\epsilon$ [%.]	Максимальная деформация $\sigma$ [МПа]	Минимальная деформация $\sigma$ [МПа]
22.44	-3.50	0.00	-16.67

Деформации стали

Максимальная деформация $\epsilon$ [%.]	Минимальная деформация $\epsilon$ [%.]	Максимальная деформация $\sigma$ [МПа]	Минимальная деформация $\sigma$ [МПа]
19.07	-0.13	450.87	-25.55



Конструирование

Данные для подбора продольной арматуры

$d_{min}$ [мм]	$d_{max}$ [мм]	$n_{max}$	$a_{min}$ [мм]
8	40	12	25

Диаметр поперечной арматуры  $d_{sw} = 6$  мм

Мин. толщина защитного слоя  $c_{min} = 25$  мм

Допускаемое отклонение  $\Delta c = 10$  мм

Выбранные стержни

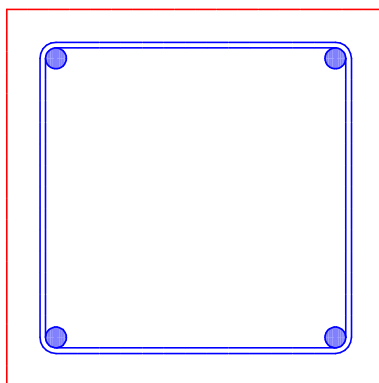
Размещение	n	$d_s$ [мм]	$A_s$ [см <sup>2</sup> ]
На угол	1	22	3.80

Общее число стержней  $n_{tot} = 4$  -

Общая площадь арматуры  $A_{s, tot} = 15.21$  см<sup>2</sup>

Коэффициент армирования  $\rho = 0.95$  %

Защитный слой бетона  $c_{nom} = 35$  мм



Стержни: 4  $\Phi 22$

Хомут:  $\Phi 6$

Защитный слой:

спом = 35 мм

**Проверка несущей способности сечения с выбранными стержнями**

Предельные усилия

K	$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$M_{zu}$ [кНм]	$\gamma_u$
1	0.0	110.0	0.0	<b>1.100</b>

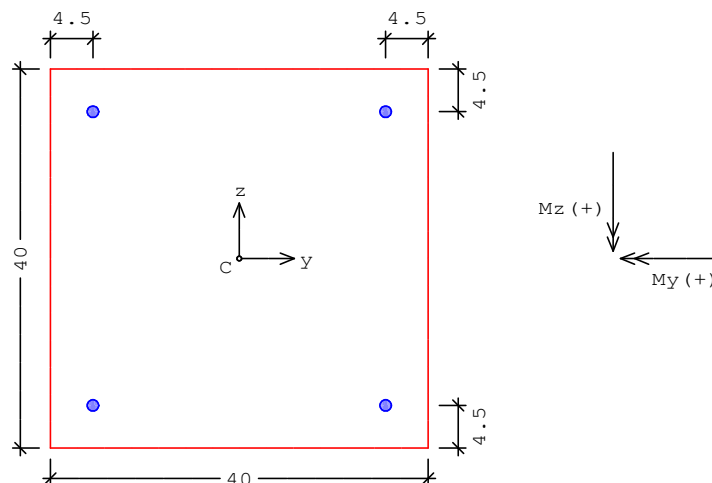
Расчет выполнен модулем 432 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t433**

**Подбор продольной арматуры**

Сечение

Прямоугольное сечение



Ширина  $b = 40.0$  см  
 Высота  $h = 40.0$  см

Усилия

относительно главных осей бетонного сечения

K	$N_d$ [кН]	$M_{y,d}$ [кНм]	$M_{z,d}$ [кНм]
1	1000.0	100.0	100.0

Расчет

согласно ТКП EN 1992-1-1

Бетон **C25/30**  
 Арматура **S500**

Предел текучести арматуры  $f_{yk} = 500$  МПа  
 Предел прочности арматуры  $f_{tk} = 525$  МПа

Предельная деформация  $\epsilon_{uk} = 25$  %

Расстояние до ц.т. арматуры  $a = 4.5$  см

Требуемая арматура  
 Площадь на каждый угол  $A_s = 1.48$  см<sup>2</sup>  
 Общая площадь арматуры  $A_{s, tot} = 5.92$  см<sup>2</sup>  
 Коэффициент армирования  $\rho = 0.37$  %

**Расчет для сочетания усилий K = 1**

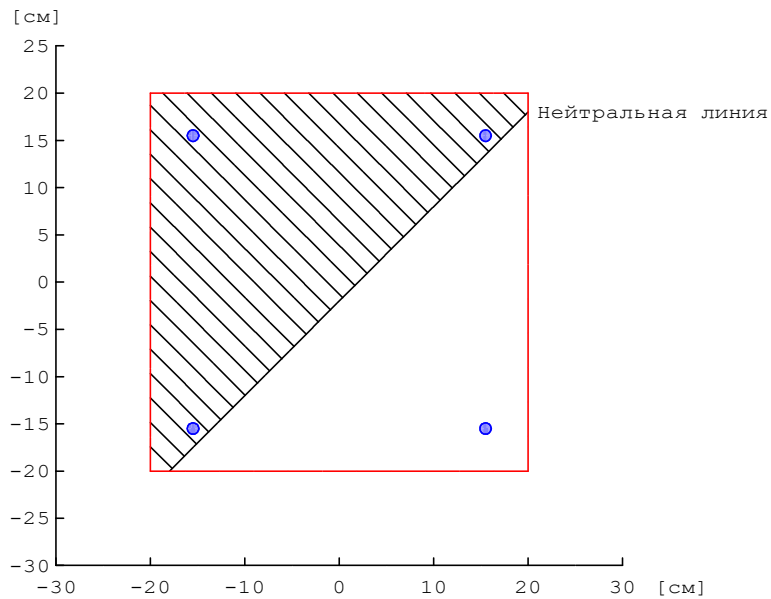
Предельные усилия

$N_u$ [кН]	$M_{y,u}$ [кНм]	$M_{z,u}$ [кНм]	$\gamma_u$
1000.0	100.0	100.0	<b>1.000</b>

Нейтральная линия

$y_1$ [см]	$z_1$ [см]	$y_2$ [см]	$z_2$ [см]
-17.99	-20.00	20.00	17.99

Сжатая зона



Кривизны

$$\kappa_y / \kappa_z = 0.00833 / 0.00833 \quad 1/\text{м}$$

Деформации бетона

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
3.17	0.00	-3.50	-16.67

Деформации стали

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
2.42	435.01	-2.75	-435.33

Конструирование

Данные для подбора продольной арматуры

$d_{\min}$ [мм]	$d_{\max}$ [мм]	$n_{\max}$	$a_{\min}$ [мм]
8	40	20	20

Диаметр поперечной арматуры  $d_{sw} = 8$  мм

Мин. толщина защитного слоя  $c_{\min} = 20$  мм

Допускаемое отклонение  $\Delta c = 10$  мм

Выбранные стержни

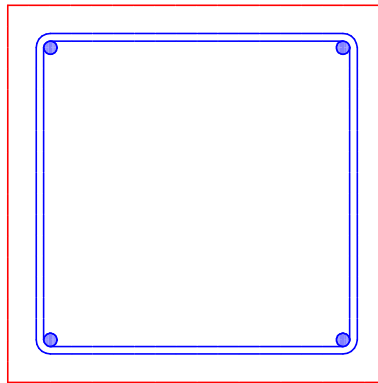
Размещение	$n$	$d_s$ [мм]	$A_s$ [см <sup>2</sup> ]
На угол	1	14	1.54

Общее число стержней  $n_{tot} = 4$  -

Общая площадь арматуры  $A_{s, tot} = 6.16$  см<sup>2</sup>

Коэффициент армирования  $\rho = 0.38$  %

Защитный слой бетона  $c_{nom} = 30$  мм



Стержни: 4  $\phi$  14  
 Хомут:  $\phi$  8  
 Защитный слой:  
 спот = 30 мм

**Проверка несущей способности сечения с выбранными стержнями**

Предельные усилия

K	$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$M_{zu}$ [кНм]	$\gamma_u$
1	1010.0	101.0	101.0	<b>1.010</b>

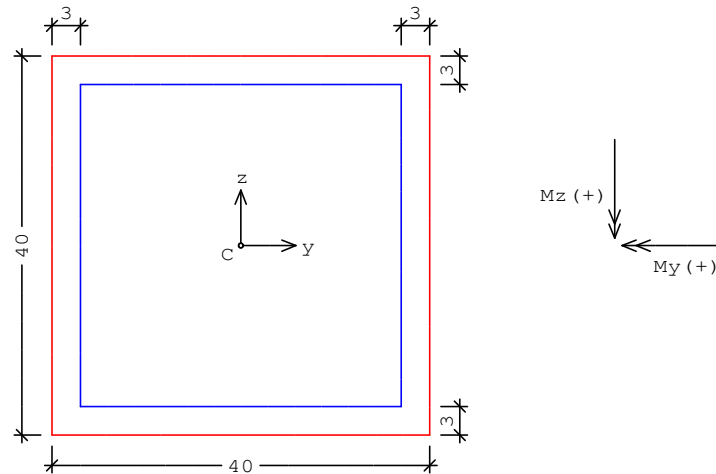
Расчет выполнен модулем 433 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t434**

**Подбор продольной арматуры**

Сечение

Прямоугольное сечение



Ширина и высота

$b = h = 40.0$  см

Усилия

Относительно главных осей бетонного сечения

K	N [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]
1	500.0	100.0	100.0

Расчет

Согласно СП 63.13330.2018 Бетон.и железобетон.кон.

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Арматура **A500**  
 Для бетона применяется трехлинейная диаграмма  
 Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$

Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 13.05$  МПа  
 Сопротивление арматуры  $R_s = 435$  МПа  
 $R_{sc} = 400$  МПа

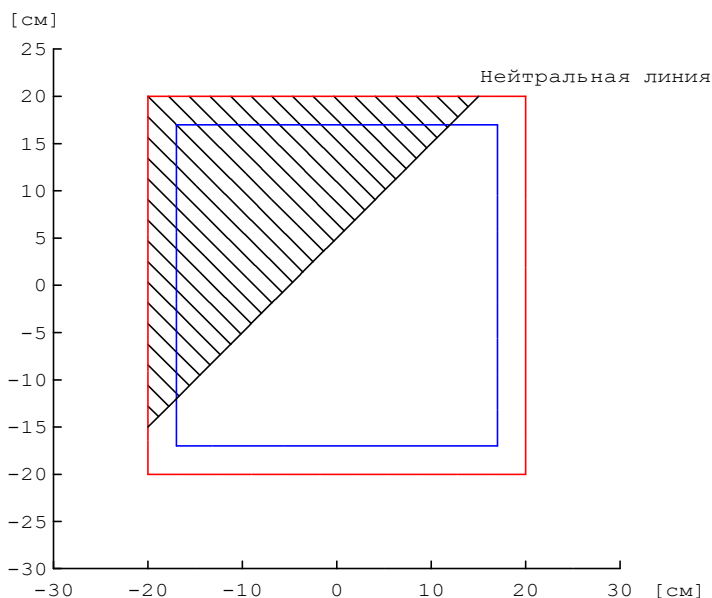
Расстояние до ц.т. арматуры  $a = 3.00$  см

Требуемая арматура  
 Площадь на каждую b-сторону  $A_{s1} = 3.57$  см<sup>2</sup>  
 на каждую h-сторону  $A_{s2} = 3.57$  см<sup>2</sup>  
 Общая площадь арматуры  $A_{s, tot} = 14.29$  см<sup>2</sup>  
 Коэффициент армирования  $\mu_{tot} = 0.89$  %

Предельные усилия	$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$M_{zu}$ [кНм]	$\gamma_u$
	500.0	100.0	100.0	1.000

Нейтральная линия	$y_1$ [см]	$z_1$ [см]	$y_2$ [см]	$z_2$ [см]
	-20.00	-14.99	14.99	20.00

Сжатая зона



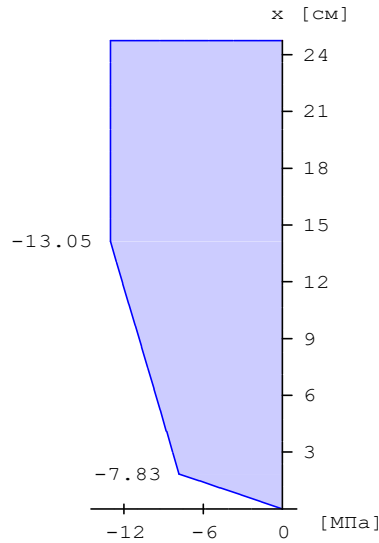
Кривизны  $\kappa_y / \kappa_z = -0.01000 / 0.01000$  1/м

Деформация  $\epsilon(y, z) = -0.1000z + 0.1000y + 0.501$

Деформации бетона	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
	4.50	0.00	-3.50	-13.05

Деформации стали	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
	3.90	435.00	-2.90	-400.00

Напряжение в бетоне



x - расстояние от нейтральной линии

Усилия

	N [кН]	M <sub>y</sub> [кНм]	M <sub>z</sub> [кНм]
в бетоне	597.52	56.42	56.42
в арматуре	-97.52	43.58	43.58
суммарные	500.00	100.00	100.00

Конструирование

d <sub>min</sub> [мм]	d <sub>max</sub> [мм]	n <sub>max</sub>	a <sub>min</sub> [мм]
12	28	12	25

Диаметр поперечной арматуры d<sub>sw</sub> = 8 мм

Минимальная толщина защитного слоя  
 для продольной арматуры min a<sub>з</sub> = 20 мм  
 для поперечной арматуры min a<sub>зw</sub> = 15 мм

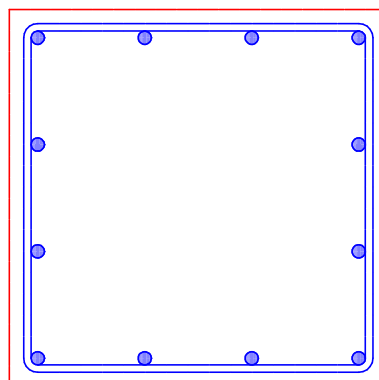
Выбранные стержни

Место	n	d <sub>s</sub> [мм]	A <sub>s</sub> [см <sup>2</sup> ]
На угол	1	14	1.54
На b-сторону	2	14	3.08
На h-сторону	2	14	3.08

Общее число стержней n<sub>tot</sub> = 12 -

Защитный слой бетона a<sub>з</sub> = 15 мм

Общая площадь арматуры **A<sub>s,tot</sub> = 18.47 см<sup>2</sup>**  
 Коэффициент армирования **μ<sub>tot</sub> = 1.15 %**



Стержни: 12 Ø 14  
 Хомут: Ø 8  
 Защитный слой:  
 a<sub>з</sub> = 15 мм

Предельные усилия для сечения с подобранными арматурными стержнями

$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$M_{zu}$ [кНм]	$\gamma_u$
581.6	116.3	116.3	<b>1.163</b>

Расчет выполнен модулем 434 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t435**

**Подбор продольной арматуры в плитах и стенах**

Плита Толщина плиты  $h = 25$  см

Расчет согласно СП 63.13330.2018, 8.1.54, 8.1.57

Бетон	<b>В 25 (тяжелый)</b>
Арматура	<b>A500</b>
Коэффициент условий работы	$\gamma_b = 0.900$ -
Сопротивление бетона	$\gamma_b R_b = 13.05$ МПа
Сопротивление арматуры	$R_s = 435$ МПа
	$R_{sc} = 400$ МПа

Площадь арматуры, требуемой по условию прочности

$A_{sxв}$ [см <sup>2</sup> /м]	$A_{sxн}$ [см <sup>2</sup> /м]	$A_{syв}$ [см <sup>2</sup> /м]	$A_{syн}$ [см <sup>2</sup> /м]
21.60	21.60	19.90	19.90

Коэффициент армирования

$\mu_{sxв}$ [%]	$\mu_{sxн}$ [%]	$\mu_{syв}$ [%]	$\mu_{syн}$ [%]
* 1.00	* 1.00	* 1.00	* 1.00

\* Нижняя граница коэффициента армирования

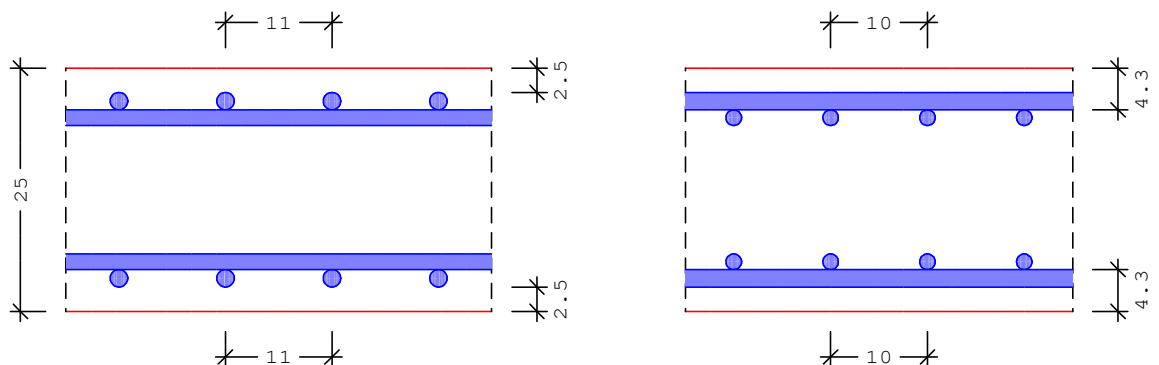
Данные для подбора арматуры

$\min d_s$ [мм]	$\max d_s$ [мм]	$\min s$ [см]	$\max s$ [см]	$\min a_3$ [мм]
10	18	10	20	25

Подобранная арматура по осям x и y

Ось	Арматура	$d_s$ [мм]	Шаг [см]	$A_s$ [см <sup>2</sup> /м]	$a_3$ [мм]	$h_0$ [см]	$\mu_s$ [%]
x	верхняя	18	11	23.13	25	21.6	1.07
x	нижняя	18	11	23.13	25	21.6	1.07
y	верхняя	16	10	20.11	43	19.9	1.01
y	нижняя	16	10	20.11	43	19.9	1.01

Сечения плиты, нормальные к осям x и y



**Проверка прочности при действии моментов  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_{xy}$**

Условия прочности  $M_x/M_{xu} \leq 1$ ,  $M_y/M_{yu} \leq 1$

К	$M_x$ [кНм/м]	$N_x$ [кН/м]	$M_y$ [кНм/м]	$N_y$ [кН/м]	$M_{xu}$ [кНм/м]	$M_{yu}$ [кНм/м]	$M_x/M_{xu}$	$M_y/M_{yu}$
1	50.0	0.0	50.0	0.0	190.0	145.8	<b>0.263</b>	<b>0.343</b>

Условие прочности  $(|M_{xu}| - |M_x|) \cdot (|M_{yu}| - |M_y|) / M^2 - M_{xy} \cdot M_{xy} / M^2 \geq 0$   
при  $M = 190.0$  кНм/м

К	$M_x$ [кНм/м]	$M_y$ [кНм/м]	$M_{xy}$ [кНм/м]	Условие прочности
1	50.0	50.0	25.0	<b>0.354</b> $\geq 0$

Условие прочности  $|M_{xy}| / M_{sxy,u} = 0.064 \leq 1$

$$M_{sxy,u} = 0.5R_s(A_{sx} + A_{sy})h_0 = 390.3 \text{ кНм/м}$$

Условие прочности  $|M_{xy}| / M_{bxy,u} = 0.307 \leq 1$

$$M_{bxy,u} = 0.1R_b h^2 = 81.6 \text{ кНм/м}$$

**Прочность плиты обеспечена**

**Проверка трещиностойкости**

Предельная ширина раскрытия трещин Непродолжительное раскрытие  $a_{crc1} = 0.30$  мм  
Продолжительное раскрытие  $a_{crc2} = 0.20$  мм

К	$N_x$ [кН/м]	$M_x$ [кНм/м]	$N_{x1}$ [кН/м]	$M_{x1}$ [кНм/м]	$N_{x,crc}$ [кН/м]	$M_{x,crc}$ [кНм/м]	$a_{crc}$ [мм]	$a_{crc,1}$ [мм]
1	0.0	50.0	0.0	50.0	0.0	35.9	<b>0.067</b>	<b>0.067</b>

К	$N_y$ [кН/м]	$M_y$ [кНм/м]	$N_{y1}$ [кН/м]	$M_{y1}$ [кНм/м]	$N_{y,crc}$ [кН/м]	$M_{y,crc}$ [кНм/м]	$a_{crc}$ [мм]	$a_{crc,1}$ [мм]
1	0.0	50.0	0.0	50.0	0.0	32.3	<b>0.095</b>	<b>0.095</b>

**Трещиностойкость плиты обеспечена**

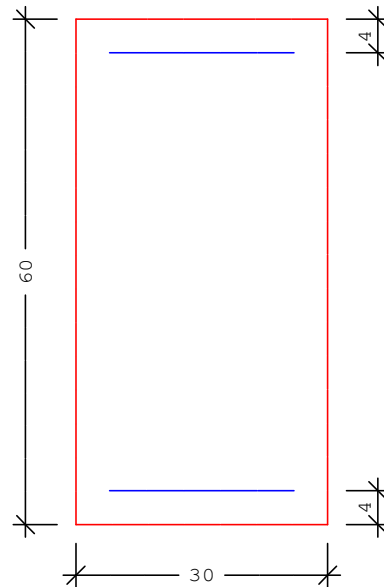
Расчет выполнен модулем 435 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t436**

**Подбор поперечной арматуры**

Сечение





Ширина сечения	$b$	=	30	см
Высота сечения	$h$	=	60	см
Расстояния до ц.т. арматуры	$a_{\text{в}}$	=	4.00	см
	$a_{\text{н}}$	=	4.00	см
Площади продольной арматуры	$A_{\text{св}}$	=	5.00	см <sup>2</sup>
	$A_{\text{сн}}$	=	15.00	см <sup>2</sup>
Длина приопорного участка	$l$	=	2.00	м

Нагрузки

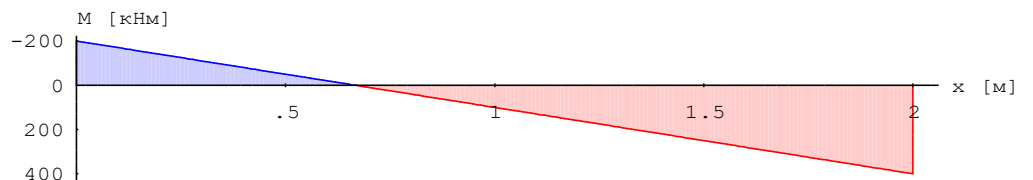
Усилия в опорном сечении				
Изгибающий момент	$M_0$	=	200.0	кНм
Поперечная сила	$Q_0$	=	300.0	кН

Расчет

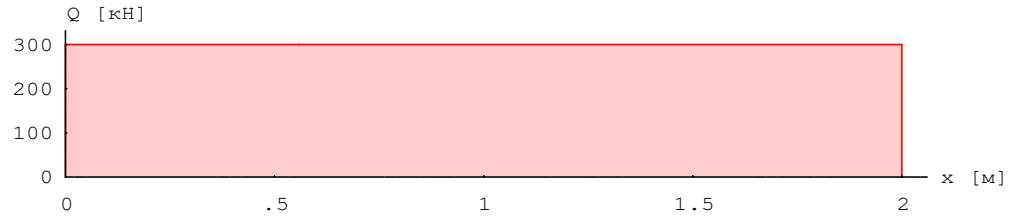
Согласно СП 63.13330.2018 Бетон и железобетон.кон.

Бетон	<b>В 25 (тяжелый)</b>		
Продольная арматура	<b>A500</b>		
Поперечная арматура	<b>A400</b>		
Коэффициент условий работы	$\gamma_b$	=	0.900 -
Расчетные сопротивления	$\gamma_b R_b$	=	13.05 МПа
	$\gamma_b R_{bt}$	=	0.95 МПа
	$R_s$	=	435 МПа
	$R_{sc}$	=	400 МПа
	$R_{sw}$	=	280 МПа

Изгибающий момент



Поперечная сила



Требуемая площадь поперечной арматуры

x [м]	C [см]	C <sub>sw</sub> [см]	тр. A <sub>sw</sub> /s <sub>w</sub> [см <sup>2</sup> /м]	s <sub>w, max</sub> [см]	A <sub>sw</sub> /s <sub>w</sub> [см <sup>2</sup> /м]
0.560	56.0	56.0	5.26	29.6	9.37
0.570	57.0	57.0	5.52	29.6	9.38
0.920	88.9	88.9	8.03	29.6	9.38
1.280	128.0	112.0	8.33	29.6	9.38
1.640	164.0	112.0	9.30	29.6	9.38
2.000	168.0	112.0	9.38	29.6	9.38

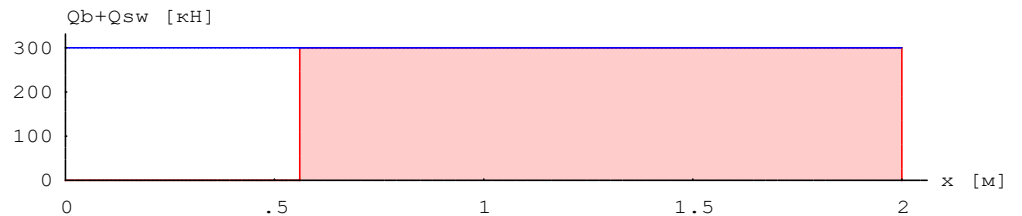
C<sub>sw</sub> - длина участка размещения поперечной арматуры  
 s<sub>w, max</sub> - расчетный верхний предел для шага хомутов

Проверка прочности

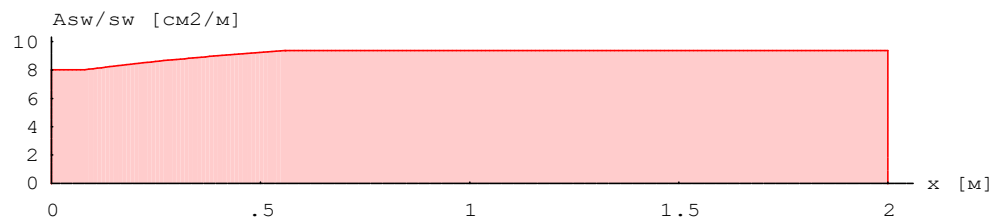
x [м]	Q [кН]	Q <sub>b</sub> [кН]	Q <sub>sw</sub> [кН]	Q / (Q <sub>b</sub> + Q <sub>sw</sub> )
0.560	300.0	238.1	61.9	1.000
0.560*	300.0	238.1	61.9	1.000
0.920	300.0	150.0	150.0	1.000
1.280	300.0	104.2	195.8	1.000
1.640	300.0	81.3	218.7	1.000
2.000	300.0	79.4	220.6	1.000

\* сечение с наибольшим значением Q / (Q<sub>b</sub> + Q<sub>sw</sub>)

Усилие, воспринимаемое бетоном и арматурой



Требуемая площадь арматуры с учетом C<sub>sw</sub>

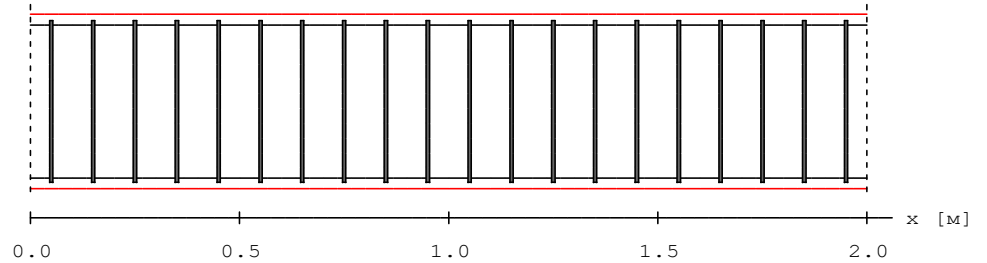


Конструирование

$d_{sw}$ [мм]	Число ветвей	$s_{w, max}$ [см]	$s_{w+}$ [см]	$s_1$ [см]
8	2	15	5	$s_w/2$

Подобранная  
поперечная арматура

от x [м]	до x [м]	Число хомутов	Шаг [см]	$A_{sw}/s_w$ [см <sup>2</sup> /м]
0.000	1.950	20	10	10.05



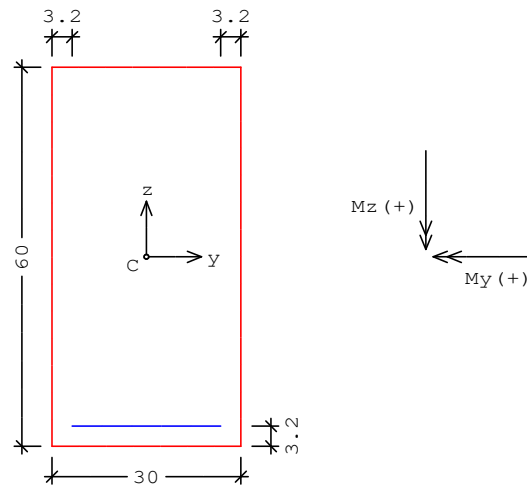
Расчет выполнен модулем 436 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t437**

**Расчет по прочности и трещиностойкости**

Сечение

Прямоугольное сечение



Ширина  $b = 30.0$  см  
 Высота  $h = 60.0$  см

Усилия

Относительно центральных осей бетонного сечения

Расчетные усилия

K	N [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]
1		200.0	

Нормативные усилия

$K_n$	N [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]	$N_1$ [кН]	$M_{y1}$ [кНм]	$M_{z1}$ [кНм]
1		150.0			120.0	

Расчет

Согласно СП 63.13330.2018

Бетон В 25 (тяжелый)  
 Верхняя арматура А400  
 Нижняя арматура А500  
 Для бетона применяется трехлинейная диаграмма  
 Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -

Сопротивление бетона  $R_{bn} = 18.50$  МПа  
 $R_{b\tau n} = 1.55$  МПа  
 $\gamma_b R_b = 13.05$  МПа

Сопротивление арматуры  
 верхней  $R_{snb} = 400$  МПа  
 $R_{sb} = 350$  МПа  
 $R_{scb} = 350$  МПа  
 нижней  $R_{snh} = 500$  МПа  
 $R_{sh} = 435$  МПа  
 $R_{sch} = 400$  МПа

Требуемая арматура Площадь арматуры верхней  $A_{sb} = 0.00$   $cm^2$   
 нижней  $A_{sh} = 8.90$   $cm^2$   
 Общая площадь арматуры  $A_{s,tot} = 8.90$   $cm^2$   
 Коэффициент армирования  $\mu_{tot} = 0.49$  %

К	$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$M_{zu}$ [кНм]	$\gamma_u$
1	0.0	200.0	0.0	1.000

Место	$d_{min}$ [мм]	$d_{max}$ [мм]	$n_{max}$	$a_{min}$ [мм]
Вверху	12	28	4	25
Внизу	12	28	4	25

Диаметр поперечной арматуры  $d_{sw} = 8$  мм

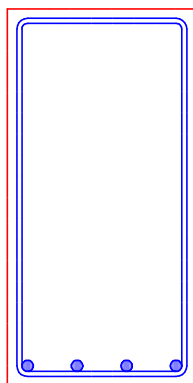
Минимальная толщина защитного слоя  
 для продольной арматуры  $\min a_{zb} = 20$  мм  
 $\min a_{zh} = 20$  мм  
 для поперечной арматуры  $\min a_{zw} = 15$  мм

Место	n	$d_s$ [мм]	$A_s$ [см <sup>2</sup> ]
Внизу	4	18	10.18

Общее число стержней  $n_{tot} = 4$  -

Защитный слой вверху  $a_{zb} = 15$  мм  
 внизу  $a_{zh} = 15$  мм

Общая площадь арматуры  $A_{s,tot} = 10.18$   $cm^2$   
 Коэффициент армирования  $\mu_{tot} = 0.57$  %



Стержни: 4  $\phi 18$   
 Хомут:  $\phi 8$   
 Защитный слой:  
 $a_{zb} = 15$  мм  
 $a_{zh} = 15$  мм

Предельные усилия для сечения с подобранными арматурными стержнями

K	$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$M_{zu}$ [кНм]	$\gamma_u$
1	0.0	225.5	0.0	<b>1.127</b>

**Проверка трещиностойкости сечения с выбранной арматурой**

Предельная ширина раскрытия трещин  
 Непродолжительное раскрытие  $a_{crc1} = 0.30$  мм  
 Продолжительное раскрытие  $a_{crc2} = 0.20$  мм

Расчет по образованию трещин

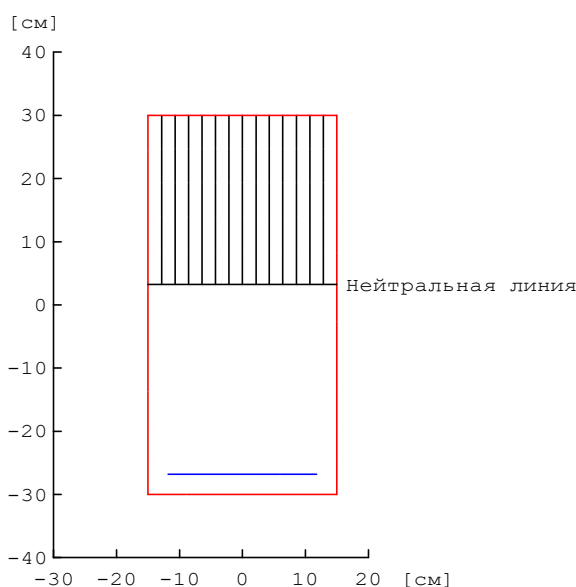
$K_n$	$N_{crc}$ [кН]	$M_{y,crc}$ [кНм]	$M_{z,crc}$ [кНм]	Условие проверки
1	0.0	57.6	0.0	<b>не выполняется</b>

Нейтральная линия

$y_1$ [см]	$z_1$ [см]	$y_2$ [см]	$z_2$ [см]
-15.00	3.23	15.00	3.23

Сжатая зона

сечения непосредственно перед образованием трещин



Деформации бетона

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
0.15	1.55	-0.12	-3.62

Деформации стали

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
0.14	27.11	0.14	27.11

Расчет по непродолж. раскрытию трещин

$K_n$	$\sigma_s$ [МПа]	$a_{crc}$ [мм]	Условие проверки
1	283.8	<b>0.253</b>	<b>выполняется</b>

Данные для расчета

$K_n$	$\sigma_{s,crc}$ [МПа]	$\psi_s$ [-]	$A_{bt}$ [см <sup>2</sup> ]	$A_s$ [см <sup>2</sup> ]	$d_s$ [мм]	$l_s$ [см]
1	108.5	0.694	900.0*	10.18	18	40.0

\* Учтены ограничения на высоту растянутой зоны

Расчет по продолж. раскрытию трещин

$K_n$	$\sigma_{s1}$ [МПа]	$\psi_s$ [-]	$a_{crc}$ [мм]	Условие проверки
1	226.0	0.616	<b>0.195</b>	<b>выполняется</b>

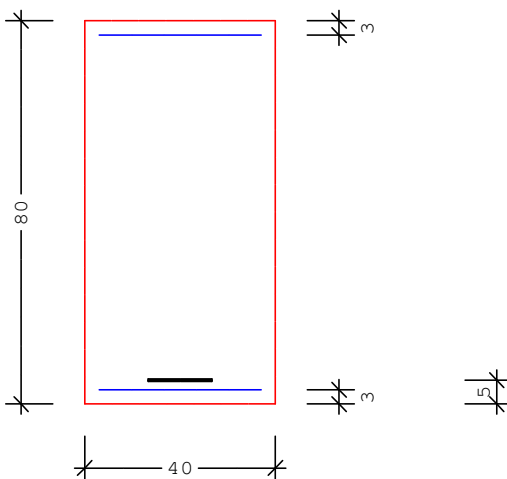
**Прочность и трещиностойкость сечения обеспечены**

Расчет выполнен модулем 437 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t438**

**Преднапряженный элемент**

<u>Сечение</u>	Ширина сечения	b	=	40.0	см
	Высота сечения	h	=	80.0	см
<b>Ненапрягаемая арматура</b>					
	Площадь арматуры	$A_{св}$	=	3.00	см <sup>2</sup>
		$A_{сн}$	=	3.00	см <sup>2</sup>
	Расстояние до ц.т. арматуры	$a_{в}$	=	3.00	см
		$a_{н}$	=	3.00	см
	Диаметр арматуры	$d_{св}$	=	12	мм
		$d_{сн}$	=	12	мм
<b>Напрягаемая арматура</b>					
	Площадь арматуры	$A_{спн}$	=	15.00	см <sup>2</sup>
	Расстояние до ц.т. арматуры	$a_{рн}$	=	5.00	см
	Диаметр арматуры	$d_{спн}$	=	20	мм



<u>Преднапряжение</u>	Натяжение арматуры на упоры механическим способом				
	Длина напрягаемой арматуры	l	=	6.00	м
	Предварительное напряжение	$\sigma_{спн}$	=	900	МПа

Расчет Согласно СП 63.13330.2018 (с изменением №1)  
 Расчет на основе нелинейной деформационной модели

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Для бетона применяется трехлинейная диаграмма

<b>Ненапрягаемая арматура А500</b>	
Соппротивление арматуры	$R_s$ = 435 МПа
	$R_{sc}$ = 400 МПа
Модуль упругости арматуры	$E_s$ = 200 ГПа
Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма	

<b>Напрягаемая арматура А1000</b>	
Соппротивление арматуры	$R_s$ = 870 МПа
	$R_{sc}$ = 400 МПа
Модуль упругости арматуры	$E_s$ = 200 ГПа
Для арматуры применяется трехлинейная диаграмма	

**Определение напряжений в стадии предварительного обжатия**

Характеристики бетона в момент обжатия

Передаточная прочность	$R_{bp}$	=	10.0	МПа
Расчетное сопротивление	$R_b$	=	6.00	МПа
Модуль упругости	$E_b$	=	19.00	ГПа

Значения  $R_b, E_b$  определяются как для класса бетона, численно равного передаточной прочности бетона

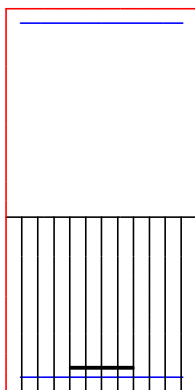
Первые потери предварительного напряжения

от релаксации напряжения	$\Delta\sigma_{sp1}$	=	70.0	МПа
от деформации упоров	$\Delta\sigma_{sp3}$	=	30.0	МПа
от деформации анкеров	$\Delta\sigma_{sp4}$	=	66.7	МПа

Предварительные напряжения, деформации и усилия с учетом первых потерь

$\sigma_{spv}$ [МПа]	$\sigma_{spn}$ [МПа]	$\epsilon_{spv}$ [%.]	$\epsilon_{spn}$ [%.]	$P_v$ [кН]	$P_n$ [кН]
	733.3		3.67		1100.0

Сжатая зона



Расстояние от нижней стороны бетонного сечения до нейтральной линии 36.47 см

Деформация бетона

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
1.52	0.00	-1.28	-5.04

Деформация ненапряг. арматуры

Нижняя арматура		Верхняя арматура	
$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
-1.17	-234.4	1.42	283.9

Деформация напряг. арматуры

Нижняя арматура		Верхняя арматура	
$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
2.56	512.9		

Напряжение в бетоне на уровне напрягаемой арматуры

$$\sigma_{brn} = -4.81 \text{ МПа}$$

**Проверка прочности элемента в стадии предварительного обжатия**

Условие прочности  $\sigma_{b, max} / 0.9R_{bp} = 5.04 / 9.00 = 0.560 \leq 1$

**Определение предельного изгибающего момента в стадии эксплуатации**

Сопротивление бетона	$\gamma_b R_b$	=	13.05	МПа
	при $\gamma_b$	=	0.900	-
Модуль упругости бетона	$E_b$	=	30.00	ГПа
Влажность воздуха окружающей среды		от	40% до 75%	
Коэффициент ползучести	$\Phi_{b, cr}$	=	2.50	-

Характеристики приведенного сечения	a [см]	Y <sub>в</sub> [см]	Y <sub>н</sub> [см]	A <sub>red</sub> [см <sup>2</sup> ]	I <sub>red</sub> [см <sup>4</sup> ]
	39.0		-34.0	3340.0	1.880·10 <sup>+6</sup>

a - расстояние от нижней стороны бетонного сечения до центра тяжести приведенного сечения  
 y - координата центра тяжести напрягаемой арматуры

Вторые потери предварительного напряжения от усадки бетона	$\Delta\sigma_{sp5н}$	= 40.0	МПа
от ползучести бетона	$\Delta\sigma_{sp6н}$	= 49.9	МПа

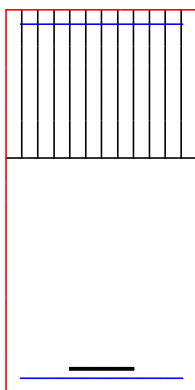
Предварительные напряжения, деформации и усилия с учетом полных потерь

$\sigma_{spв}$ [МПа]	$\sigma_{spн}$ [МПа]	$\epsilon_{spв}$ [%.]	$\epsilon_{spн}$ [%.]	P <sub>в</sub> [кН]	P <sub>н</sub> [кН]
	476.8		2.38		715.2

**Положительный предельный момент**

$M_{ц+} = 929.8$  кНм

Сжатая зона



Расстояние от нижней стороны бетонного сечения до нейтральной линии 49.06 см

Деформация бетона	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
	5.55	0.00	-3.50	-13.05

Деформация ненапряг. арматуры	Нижняя арматура		Верхняя арматура	
	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
	5.21	435.0	-3.16	-400.0

Деформация напряг. арматуры	Нижняя арматура		Верхняя арматура	
	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
	7.37	906.4		

**Отрицательный предельный момент**

$M_{ц-} = -101.2$  кНм

Сжатая зона





Расстояние от нижней стороны бетонного сечения до нейтральной линии 8.37 см

Деформация бетона	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
	26.09	0.00	-3.05	-13.05

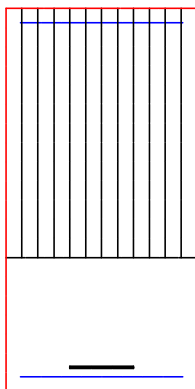
Деформация ненапряг. арматуры	Нижняя арматура		Верхняя арматура	
	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
	-1.95	-390.9	25.00	435.0

Деформация напряг. арматуры	Нижняя арматура		Верхняя арматура	
	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
	1.16	231.6		

### Определение изгибающего момента при образовании трещин

Сопротивление бетона  $R_{bn} = 18.50$  МПа  
 $R_{bTn} = 1.55$  МПа

Положительный момент  $M_{crc+} = 508.3$  кНм  
 Сжатая зона



Расстояние от нижней стороны бетонного сечения до нейтральной линии 27.89 см

Деформация бетона	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
	0.15	1.55	-0.28	-8.41

Деформация ненапряг. арматуры	Нижняя арматура		Верхняя арматура	
	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
	0.13	26.8	-0.26	-52.8

Деформация напряг. арматуры	Нижняя арматура		Верхняя арматура	
	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
	2.51	501.4		

Площадь растянутой зоны  $A_{bt} = 1116$  см<sup>2</sup>  
 Приведенная площадь растянутой арматуры  $A_{st} = 16.79$  см<sup>2</sup>

### Проверка трещиностойкости элемента

Заданные моменты	K	M	M <sub>1</sub>	M <sub>crc</sub>
		[кНм]	[кНм]	[кНм]
	1	800.0	400.0	508.3

Предельная ширина раскрытия трещин  
 Непродолжительное раскрытие  $a_{crc1} = 0.30$  мм  
 Продолжительное раскрытие  $a_{crc2} = 0.20$  мм

Ширина раскрытия трещин

К	$\sigma_{s, crc}$ [МПа]	$\sigma_s$ [МПа]	$\sigma_{s1}$ [МПа]	$d_s$ [мм]	$l_s$ [см]	$a_{crc}$ [мм]	$a_{crc, l}$ [мм]
1	61.5	312.8	9.7	12	39.9	<b>0.263</b>	<b>0.000</b>

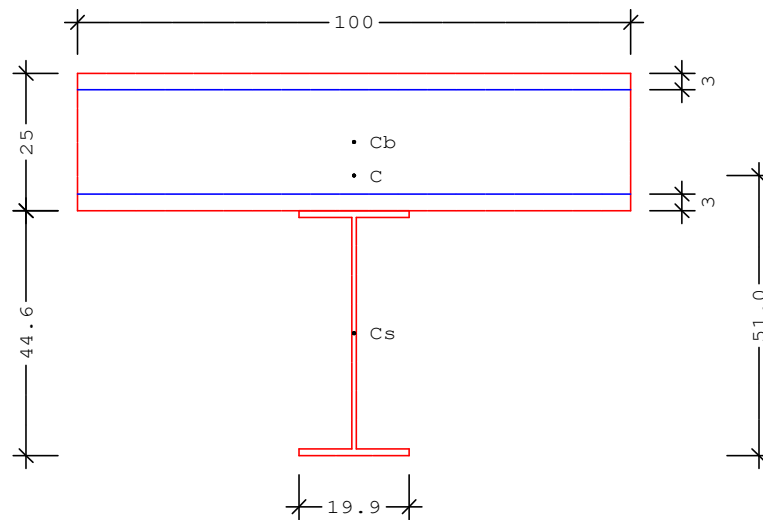
**Трещиностойкость элемента обеспечена**

Расчет выполнен модулем 438 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t439**

**Сталежелезобетонный элемент**

Сечение



Плита	Ширина	$b_n$	=	100.0	см
	Высота	$h_n$	=	25.0	см
Верхняя арматура	Погонная площадь	$a_{св}$	=	10.00	см <sup>2</sup> /м
	Расстояние до ц.т.	$a_v$	=	3.00	см
Нижняя арматура	Погонная площадь	$a_{сн}$	=	10.00	см <sup>2</sup> /м
	Расстояние до ц.т.	$a_n$	=	3.00	см
Профиль	Двутавр 45Б1				ГОСТ Р 57837-2017
	Ширина	$b$	=	199	мм
	Высота	$h$	=	446	мм
	Толщина полок	$t$	=	12.0	мм
	Толщина стенки	$s$	=	8.0	мм
Расстояние	от нижней стороны сечения до центра тяжести железобетонной части	$a_{Cb}$	=	57.1	см
	стальной части	$a_{Cs}$	=	22.3	см
	приведенного сечения	$a_c$	=	51.0	см

Расчет Согласно СП 266.1325800.2016

Материалы Бетон В 25 (тяжелый)  
 Арматура А500

Сопротивления бетона и арматуры	$R_{bn}$ [МПа]	$R_b$ [МПа]	$R_{b\tau n}$ [МПа]	$R_{sn}$ [МПа]	$R_s$ [МПа]	$R_{sc}$ [МПа]
	18.50	14.50	1.55	500	435	400

Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -

Для бетона применяется трехлинейная диаграмма  
 Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

Модуль упругости бетона  $E_b = 30.0$  ГПа  
 Модуль упругости арматуры  $E_s = 200$  ГПа

Сталь С 255

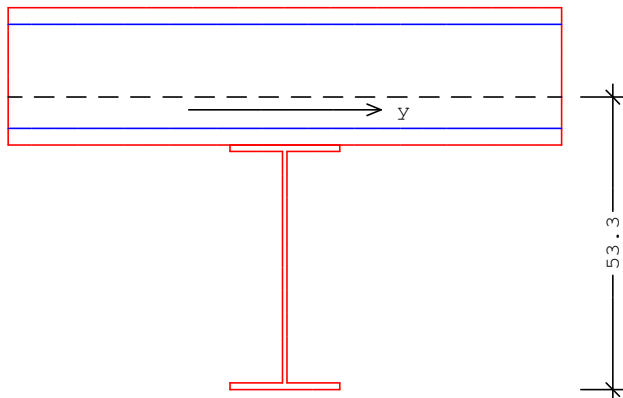
Сопротивление стали  $R_y = 240$  МПа  
 Модуль упругости стали  $E = 206$  ГПа  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1.000$  -  
 Предельная деформация стали  $\varepsilon_{lim} = 25.00$  %.

**Проверка несущей способности элемента**

Пределные усилия	N [кН]	$M_y$ [кНм]	$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$\gamma_u$
	0.0	1000.0	0.0	838.2	<b>0.838</b>

**Деформации и напряжения для предельных усилий**

Нейтральная линия



Кривизна  $\kappa_y = -0.02150$  1/м

Деформации бетона	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
	1.87	0.00	-3.50	-13.05

Деформации арматуры	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
	1.23	245.98	-2.86	-400.00

Деформации стали	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
	11.46	240.00	1.87	240.00

Знак '+' при растяжении, знак '-' при сжатии

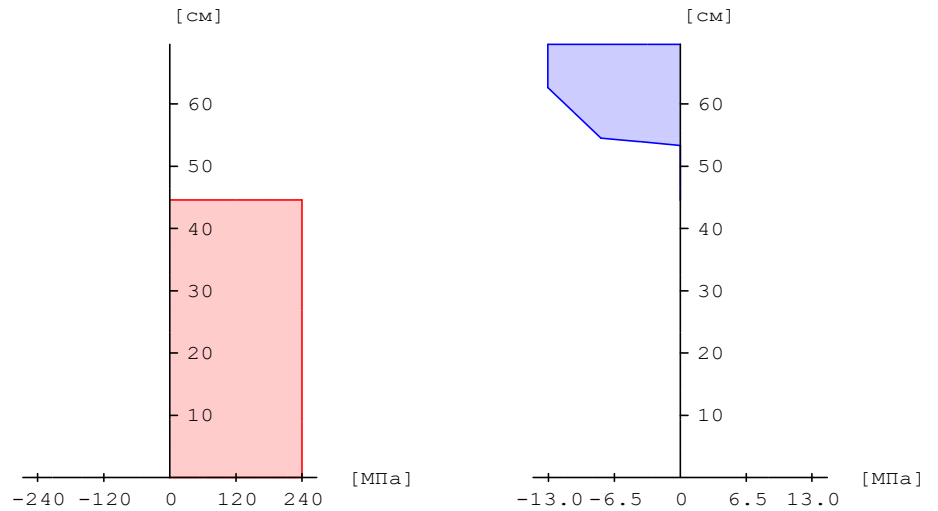
Усилия в частях сечения относительно их центральных осей

$N_D$ [кН]	$M_D$ [кНм]	$N_S$ [кН]	$M_S$ [кНм]
-1956.5	157.3	1956.5	

Эпюры напряжений

в стали

в бетоне



**Несущая способность элемента не обеспечена**

Расчет выполнен модулем 439 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t440**

**Расчет на продавливание**

Расчетная схема

Размеры сечения колонны

$c_x = 40$  см

Толщина плиты

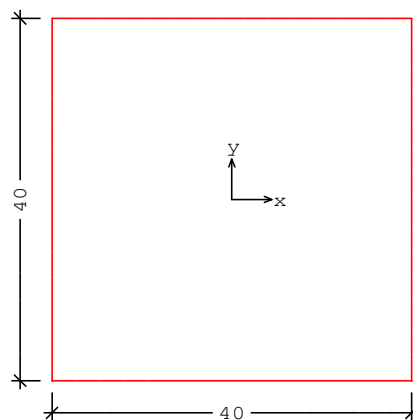
$c_y = 40$  см

Рабочая высота сечения плиты

$h = 25$  см

$h_{0x} = 22.0$  см

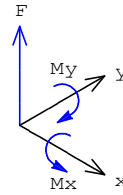
$h_{0y} = 22.0$  см



Нагрузка

Продавливающая сила	$F$	=	500.0	кН
Момент относительно оси x	$M_x$	=	50.0	кНм
Момент относительно оси y	$M_y$	=	50.0	кНм

Положительные направления силы и моментов



Расчет

Согласно СП 63.13330.2018

Бетон	<b>В 25 (тяжелый)</b>		
Коэффициент условий работы	$\gamma_b$	=	0.900 -
Соппротивление бетона	$\gamma_b R_{bt}$	=	0.945 МПа
Поперечная арматура	<b>A400</b>		
Соппротивление арматуры	$R_{sw}$	=	280 МПа
Расчетный периметр	$u$	=	248.0 см
Моменты инерции расчетного контура			
$I_x$	=	0.1589 м <sup>3</sup>	$I_y$ = 0.1589 м <sup>3</sup>
Моменты сопротивления расчетного контура			
$W_x$	=	0.5125 м <sup>2</sup>	$W_y$ = 0.5125 м <sup>2</sup>

Предельные усилия в бетоне

$F_{b,ult}$ [кН]	$M_{bx,ult}$ [кНм]	$M_{by,ult}$ [кНм]
515.6	106.6	106.6

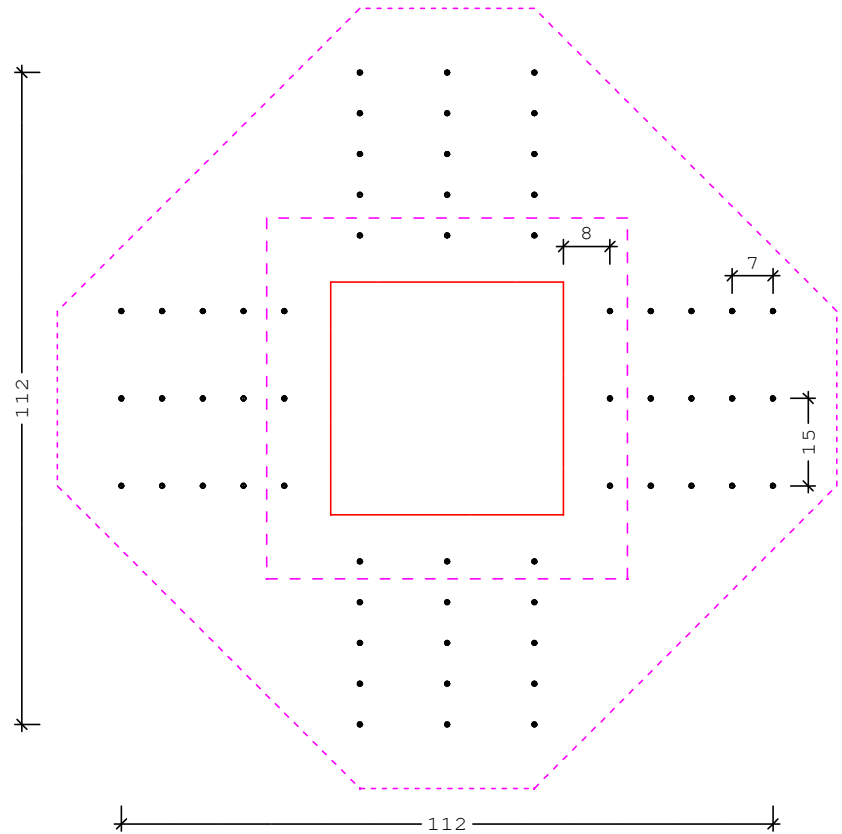
Условие прочности

$$F / F_{ult} + M_x / M_{x,ult} + M_y / M_{y,ult} = 0.9698 + 0.2424 + 0.2424 = \mathbf{1.455} > 1$$

Вклад моментов ограничен согласно 8.1.46

Конструирование

Диаметр хомутов	$d_{sw}$	=	8	мм
Шаг хомутов				
вдоль контура	$s_{w1}$	=	15	см
перпендикулярно контуру	$s_{w2}$	=	7	см
Расстояние от колонны до ближайших хомутов	$s_{w0}$	=	8	см
Погонная площадь арматуры	$A_{sw}/s_{w1}$	=	10.05	см <sup>2</sup> /м
	$A_{sw} = 3 * 0.50$	=	1.51	см <sup>2</sup>
Число хомутов	$n_w$	=	60	-



Проверка прочности плиты с учетом крестообразного размещения арматуры

Характеристики участков с поперечной арматурой

$L_{swx} = 30$ см	$L_{swy} = 30$ см
$I_{swx} = 0.0622$ м <sup>3</sup>	$I_{swy} = 0.0622$ м <sup>3</sup>
$W_{swx} = 0.2005$ м <sup>2</sup>	$W_{swy} = 0.2005$ м <sup>2</sup>

Предельные усилия в арматуре

$F_{sw, ult}$ [кН]	$M_{sw, x, ult}$ [кНм]	$M_{sw, y, ult}$ [кНм]
270.2	45.2	45.2

Условие прочности

$$F / F_{ult} + M_x / M_{x, ult} + M_y / M_{y, ult} = 0.6363 + 0.1591 + 0.1591 = 0.954 \leq 1$$

Вклад моментов ограничен согласно 8.1.46

Проверка прочности плиты за границей расположения поперечной арматуры

Расчетный периметр  $u = 414.2$  см

Моменты инерции расчетного контура

$I_x = 0.8346$ м <sup>3</sup>	$I_y = 0.8346$ м <sup>3</sup>
-------------------------------	-------------------------------

Моменты сопротивления расчетного контура

$W_x = 1.2457$ м <sup>2</sup>	$W_y = 1.2457$ м <sup>2</sup>
-------------------------------	-------------------------------

Предельные усилия в бетоне

$F_b, ult$ [кН]	$M_{bx, ult}$ [кНм]	$M_{by, ult}$ [кНм]
861.0	259.0	259.0

Условие прочности  $F / F_{ult} + M_x / M_{x,ult} + M_y / M_{y,ult} =$   
 $0.5807 + 0.1452 + 0.1452 = 0.871 \leq 1$

Вклад моментов ограничен согласно 8.1.46

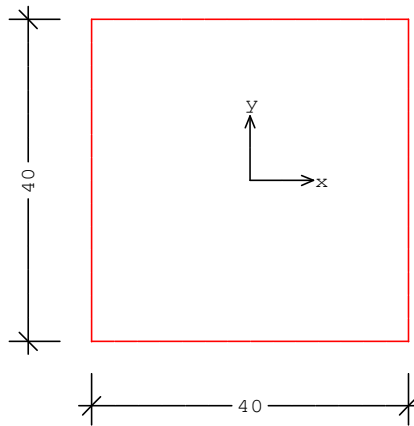
Расчет выполнен модулем 440 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t441**

**Расчет на продавливание (ТКП EN 1992)**

Расчетная схема

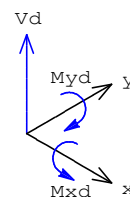
Размеры сечения колонны	$c_x$	=	40.0	см
	$c_y$	=	40.0	см
Средняя рабочая высота плиты	$d$	=	22.0	см
Коэфф.продольного армирования	$\rho_x$	=	0.50	%
	$\rho_y$	=	0.50	%



Усилия

K	$V_d$ [кН]	$M_{xd}$ [кНм]	$M_{yd}$ [кНм]
1	500.0	50.0	50.0

Положительные направления силы и моментов

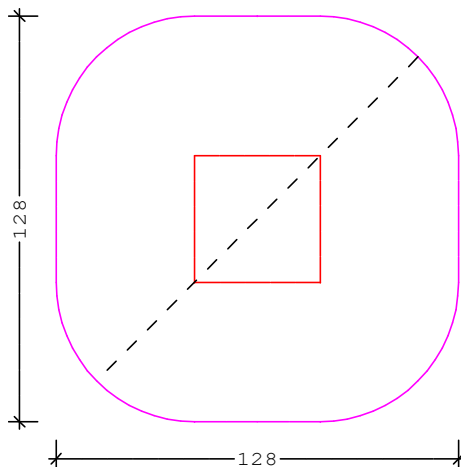


Расчет

согласно ТКП EN 1992-1-1, 6.4

Бетон **C30/37**  
 Поперечная арматура **S500**

Контрольный контур



Примечание

Приведена нулевая линия распределения поперечного усилия от действия моментов согласно рис. 6.19

Контрольный периметр  $u = 436.3$  см

**Проверка прочности плиты без поперечной арматуры**

Поперечное усилие (рис.6.19)  $\tau = 22.47$  кН/м

Коэффициент учета моментов  
 $\beta = 1 + \tau u / V_d = 1.196$  -

Расчетное напряжение  $v_{Ed} = \beta V_d / u d = 0.623$  МПа

Расчетное сопротивление  $v_{Rd,c} = 0.578$  МПа

Условие прочности  $v_{Ed} / v_{Rd,c} = 1.078 > 1$

**Проверка прочности плиты по контуру колонны**

Расчетный периметр  $u_0 = 160.0$  см

Расчетное напряжение  $v_{Ed} = \beta V_d / u_0 d = 1.699$  МПа

Максимальное сопротивление  $v_{Rd,max} = 5.280$  МПа

Условие прочности  $v_{Ed} / v_{Rd,max} = 0.322 \leq 1$

Конструирование

с учетом требований 9.4.3

Диаметр хомутов  $d_{sw} = 8$  мм

Расст. от колонны до хомутов  $s_1 = 11$  см

Радиальный шаг хомутов  $s_r = 5$  см

Тангенциальный шаг хомутов  $s_{t,max} = 32.9$  см

Число хомутов вдоль контура  $n_t = 8$  -

Число контуров с хомутами  $n_r = 2$  -

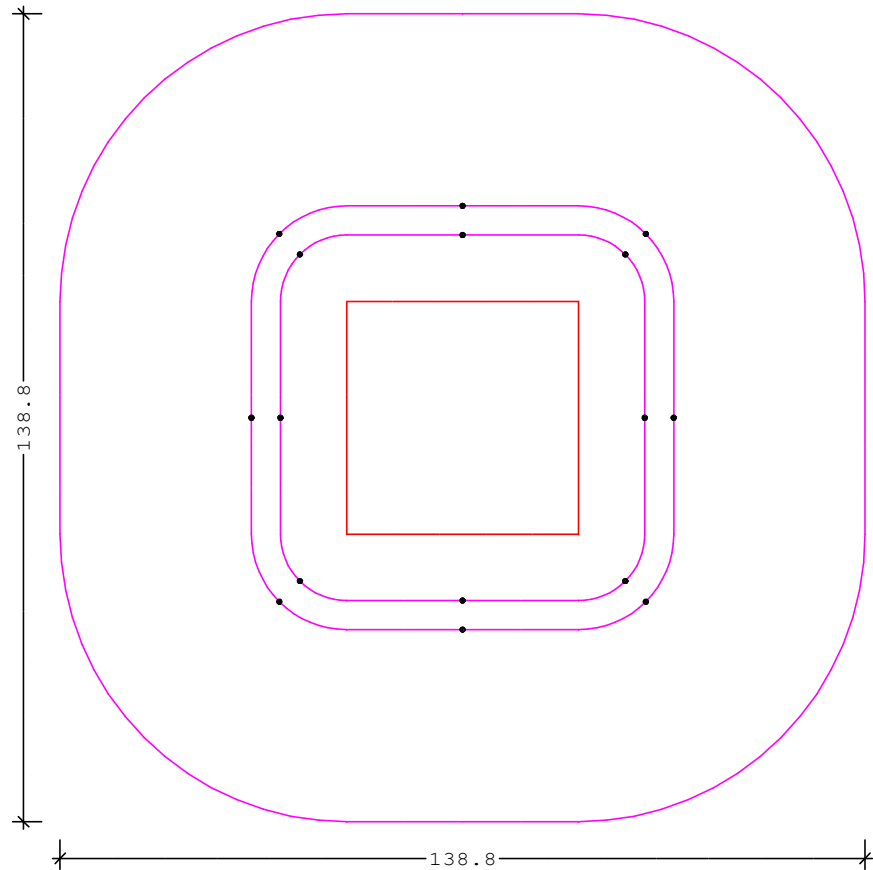
Условие (9.11)  $1.5 A_s / (s_r s_t) / (0.08 (f_{ck})^{1/2} / f_{yk}) = 5.234 \geq 1$

Площадь сечения хомута  $A_s = 0.50$  см<sup>2</sup>

Расчетная площадь  $A_{sw} = n_t A_s = 4.02$  см<sup>2</sup>

Сопротивление арматуры  $f_{yd,ef} = 305.0$  МПа





**Проверка прочности плиты с поперечной арматурой**

Расчетное сопротивление  $v_{Rd,cs} = 1.277$  МПа

Условие прочности  $v_{Ed} / v_{Rd,cs} = 0.488 \leq 1$

**Проверка прочности плиты по внешнему контуру**

Расстояние от арматуры до контура = 32.6 см

Расчетный периметр  $u_{out} = 470.2$  см

Расчетное напряжение  $v_{Ed} = \beta V_d / u_{out} d = 0.578$  МПа

Условие прочности  $v_{Ed} / v_{Rd,c} = 1.000 \leq 1$

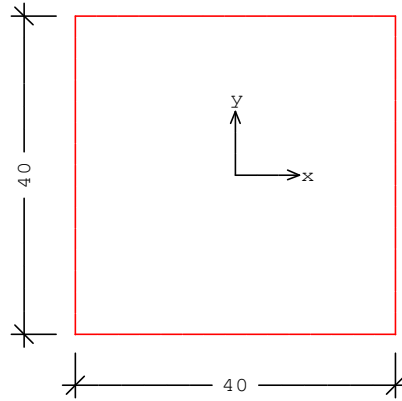
Расчет выполнен модулем 441 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t442**

**Расчет на продавливание (MSZ EN 1992)**

Расчетная схема

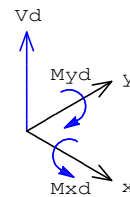
Размеры сечения колонны  $c_x = 40.0$  см  
 $c_y = 40.0$  см  
 Средняя рабочая высота плиты  $d = 22.0$  см  
 Коэфф. продольного армирования  $\rho_x = 0.50$  %  
 $\rho_y = 0.50$  %



Усилия

K	$V_d$ [кН]	$M_{xd}$ [кНм]	$M_{yd}$ [кНм]
1	500.0	50.0	50.0

Положительные направления силы и моментов



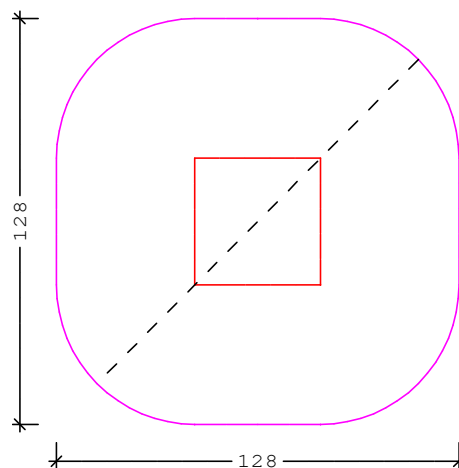
Расчет

согласно MSZ EN 1992-1-1, 6.4

Бетон  
 Поперечная арматура

**C25/30**  
**S400**

Контрольный контур



Примечание Приведена нулевая линия распределения поперечного усилия от действия моментов согласно рис. 6.19

$$\text{Контрольный периметр } u = 436.3 \text{ см}$$

**Проверка прочности плиты без поперечной арматуры**

$$\text{Поперечное усилие (рис.6.19) } \tau = 22.47 \text{ кН/м}$$

$$\text{Коэффициент учета моментов } \beta = 1 + \tau u / V_d = 1.196 \text{ -}$$

$$\text{Расчетное напряжение } v_{Ed} = \beta V_d / u d = 0.623 \text{ МПа}$$

$$\text{Расчетное сопротивление } v_{Rd,c} = 0.544 \text{ МПа}$$

$$\text{Условие прочности } v_{Ed} / v_{Rd,c} = 1.145 > 1$$

**Проверка прочности плиты по контуру колонны**

$$\text{Расчетный периметр } u_0 = 160.0 \text{ см}$$

$$\text{Расчетное напряжение } v_{Ed} = \beta V_d / u_0 d = 1.699 \text{ МПа}$$

$$\text{Максимальное сопротивление } v_{Rd,max} = 3.600 \text{ МПа}$$

$$\text{Условие прочности } v_{Ed} / v_{Rd,max} = 0.472 \leq 1$$

Конструирование с учетом требований 9.4.3

$$\text{Диаметр хомутов } d_{sw} = 8 \text{ мм}$$

$$\text{Расст. от колонны до хомутов } s_1 = 11 \text{ см}$$

$$\text{Радиальный шаг хомутов } s_r = 10 \text{ см}$$

$$\text{Тангенциальный шаг хомутов } s_{t,max} = 32.7 \text{ см}$$

$$\text{Число хомутов вдоль контура } n_t = 9 \text{ -}$$

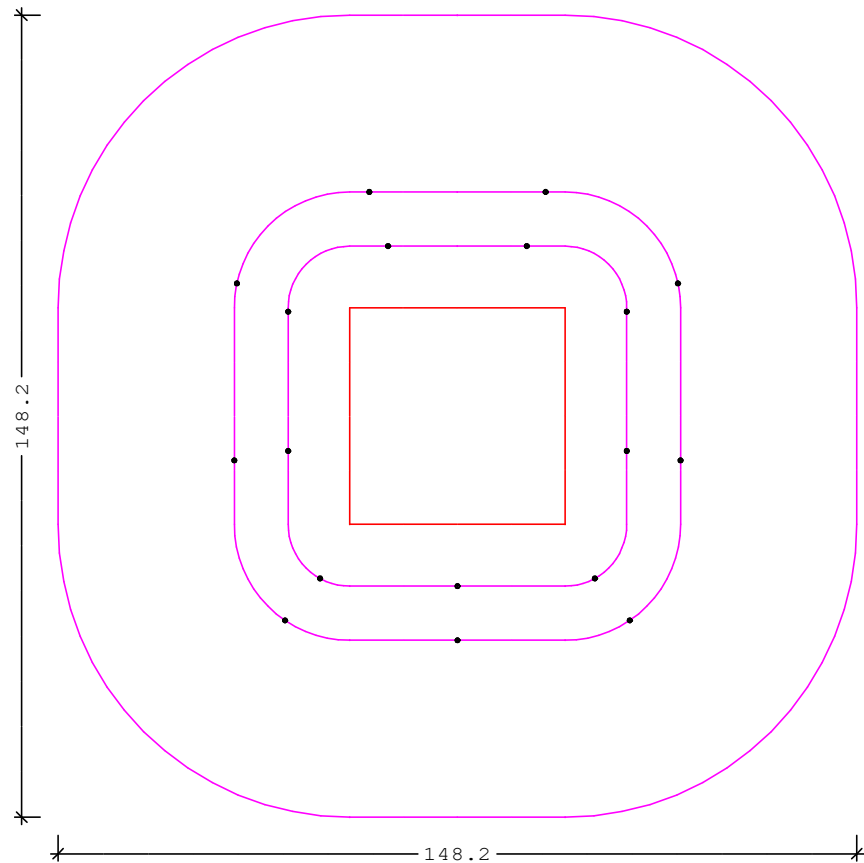
$$\text{Число контуров с хомутами } n_r = 2 \text{ -}$$

$$\text{Условие (9.11) } 1.5 A_s / (s_r s_t) / (0.08 (f_{ck})^{1/2} / f_{yk}) = 2.305 \geq 1$$

$$\text{Площадь сечения хомута } A_s = 0.50 \text{ см}^2$$

$$\text{Расчетная площадь } A_{sw} = n_t A_s = 4.52 \text{ см}^2$$

$$\text{Сопротивление арматуры } f_{yd,ef} = 305.0 \text{ МПа}$$



**Проверка прочности плиты с поперечной арматурой**

Расчетное сопротивление  $v_{Rd,cs} = 0.882$  МПа  
Условие прочности  $v_{Ed} / v_{Rd,cs} = 0.706 \leq 1$

**Проверка прочности плиты по внешнему контуру**

Расстояние от арматуры до контура = 32.3 см  
Расчетный периметр  $u_{out} = 499.7$  см  
Расчетное напряжение  $v_{Ed} = \beta V_d / u_{out} d = 0.544$  МПа  
Условие прочности  $v_{Ed} / v_{Rd,c} = 1.000 \leq 1$

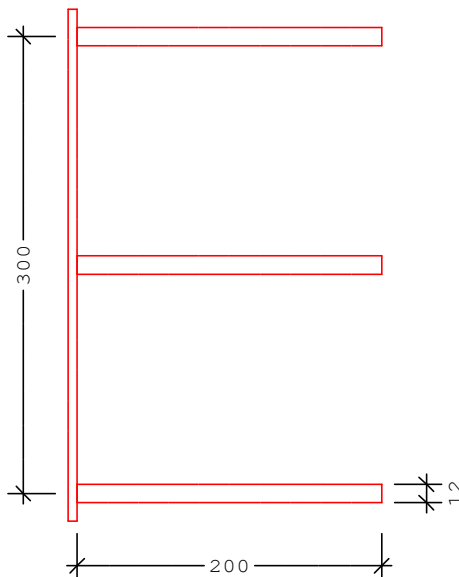
Расчет выполнен модулем 442 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t444**

**Закладная деталь**

Анкеры

Диаметр анкеров	$d_{an}$	=	12	мм
Длина анкеров	$l_{an}$	=	200	мм
Число рядов анкеров	$n$	=	3	-
Расстояние между крайними рядами анкеров	$z$	=	300	мм
Число анкеров в ряду	$n_1$	=	2	-



Усилия

Нормальная сила	$N$	=	10.0	кН
Момент	$M$	=	10.0	кНм
Сдвигающая сила	$Q$	=	10.0	кН

Расчет

Согласно СП 63.13330.2018

Бетон	<b>В 25 (тяжелый)</b>			
Соппротивление бетона	$R_b$	=	14.50	МПа
	$R_{bt}$	=	1.05	МПа
Арматурная сталь	<b>A500</b>			
Соппротивление стали	$R_s$	=	435	МПа

**Проверка прочности нормальных анкеров**

Наибольшая растягивающая сила в одном ряду анкеров	$N_{an,j}$	=	36.7	кН
Наибольшая сжимающая сила в одном ряду анкеров	$N'_{an,j}$	=	-30.0	кН
Сдвигающая сила, приходящаяся на один ряд анкеров	$Q_{an,j}$	=	0.3	кН

Условие прочности  $Q_{an,j} / Q_{an,j,0} + N_{an,j} / N_{an,j,0} =$   
 $0.3 / 29.6 + 36.7 / 98.4 = 0.384 \leq 1$

**Проверка допустимости нагрузки на бетон**

Растягивающая сила в анкере	$N_{an1}$	=	18.3	кН
-----------------------------	-----------	---	------	----

Расчетное сопротивление сцепления анкера с бетоном

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2.6 \text{ МПа}$$

$$\eta_1 = 2.5 \text{ -}$$

$$\eta_2 = 1.0 \text{ -}$$

Предельное усилие сцепления

$$N_{bond} = \pi d_{an} l_{an} R_{bond} = 19.8 \text{ кН}$$

Условие допустимости  $N_{an1} / N_{bond} = 18.3 / 19.8 = \mathbf{0.926} \leq 1$

**Работоспособность закладной детали обеспечена**

Расчет выполнен модулем 444 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

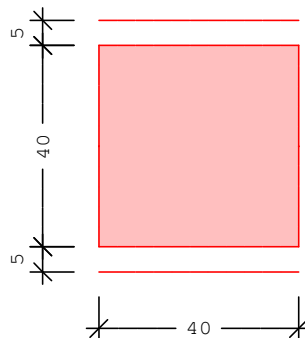
**Поз. t445**

**Расчет на местное сжатие**

Расчетная схема

Толщина элемента	$h$	=	50	см
Размеры грузовой площади	$c_x$	=	40	см
	$c_y$	=	40	см

Расстояния от грузовой площади до краев элемента	$a_b$	=	5	см
	$a_n$	=	5	см



Нагрузка

Сжимающая сила	$N$	=	1500	кН
Сила распределена по грузовой площади неравномерно				

Расчет

Согласно СП 63.13330.2018

Бетон	<b>В 25 (тяжелый)</b>			
Арматура	<b>A240</b>			
Коэффициент условий работы	$\gamma_b$	=	0.900	-
Расчетные сопротивления	$\gamma_b R_b$	=	13.050	МПа
	$R_{s, xy}$	=	210	МПа

Предельная сила при отсутствии косвенной арматуры

$$N_b = \psi R_{b,loc} c_x c_y = 2426 \text{ кН}$$

$$\psi = 0.75 \text{ -}$$

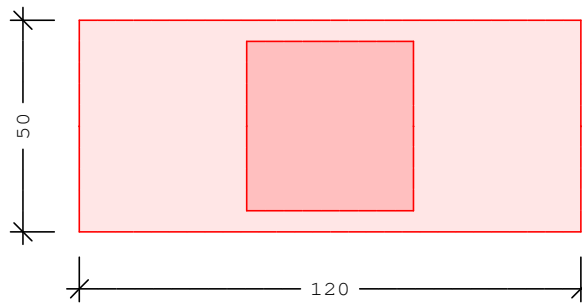
$$R_{b,loc} = \varphi_b R_b = 20.22 \text{ МПа}$$

$$\varphi_b = 0.8 (A_{b,max} / c_x c_y)^{1/2} = 1.55 \text{ -}$$

$$A_{b,max} = 6000 \text{ см}^2$$

Условие прочности (8.80)  $N / N_b = \mathbf{0.618} \leq 1$

**По расчету на местное сжатие арматура не требуется**



Расчет выполнен модулем 445 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t446**

**Расчет огнестойкости преднапряжённой плиты**

Сечение

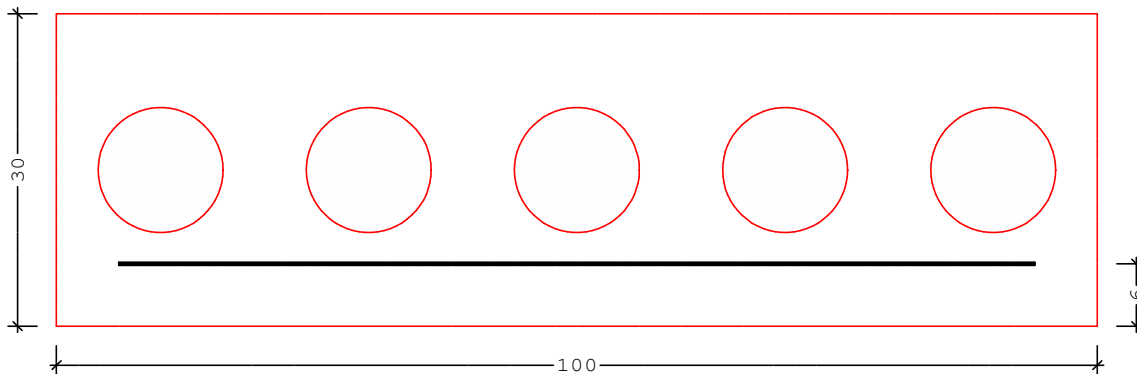
Ширина сечения	b	=	100.0	см
Высота сечения	h	=	30.0	см
Число полостей	n	=	5	-
Диаметр полостей	D	=	12.0	см

Ненапрягаемая арматура

Площадь арматуры	$A_s$	=	30.00	см <sup>2</sup>
Расстояние до ц.т. арматуры	a	=	6.00	см

Напрягаемая арматура

Площадь арматуры	$A_{sp}$	=	10.00	см <sup>2</sup>
Расстояние до ц.т. арматуры	$a_p$	=	6.00	см



Преднапряжение

Натяжение арматуры на упоры механическим способом				
Длина напрягаемой арматуры	l	=	6.00	м
Предварительное напряжение	$\sigma_{sp}$	=	400	МПа

Расчет

Согласно СП 63.13330.2018 (с изменением №1)  
 Расчет на основе нелинейной деформационной модели

Бетон	<b>В 30 (тяжелый)</b>		
на силикатном заполнителе			
Плотность бетона	$\rho$	=	2500 кг/м <sup>3</sup>
Для бетона применяется двухлинейная диаграмма			

Ненапрягаемая арматура **A500**  
 Сопротивление арматуры  $R_s = 435$  МПа  
 Модуль упругости арматуры  $E_s = 200$  ГПа  
 Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

Напрягаемая арматура **A800**  
 Сопротивление арматуры  $R_s = 695$  МПа  
 Модуль упругости арматуры  $E_s = 200$  ГПа  
 Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

**Определение напряжений в стадии предварительного обжатия**

Характеристики бетона в момент обжатия

Передаточная прочность  $R_{bp} = 20.0$  МПа  
 Расчетное сопротивление  $R_b = 11.50$  МПа  
 Модуль упругости  $E_b = 27.50$  ГПа

Значения  $R_b, E_b$  определяются как для класса бетона, численно равного передаточной прочности бетона

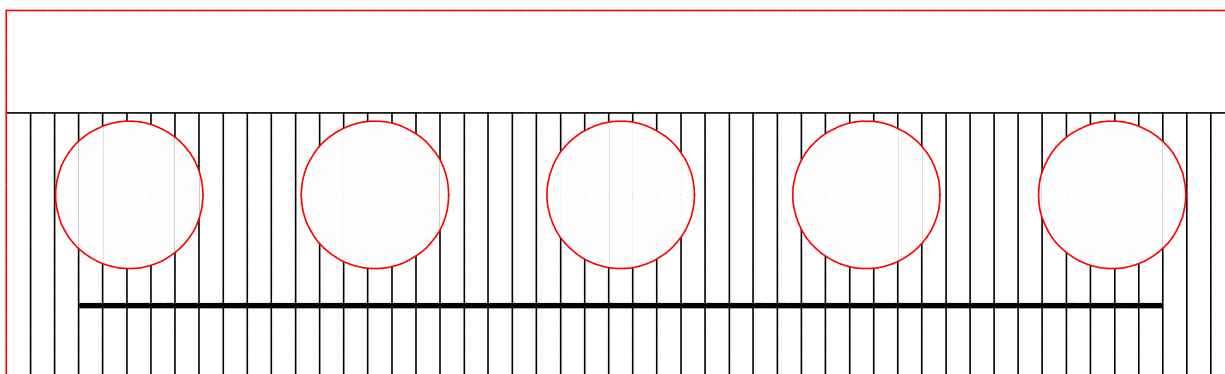
Первые потери предварительного напряжения

от релаксации напряжения  $\Delta\sigma_{sp1} = 20.0$  МПа  
 от деформации упоров  $\Delta\sigma_{sp3} = 30.0$  МПа  
 от деформации анкеров  $\Delta\sigma_{sp4} = 66.7$  МПа

Предварительное напряжение, деформация и усилие с учетом первых потерь

$\sigma_{sp}$ [МПа]	$\epsilon_{sp}$ [%.]	P [кН]
283.3	1.42	283.3

Сжатая зона



Деформация бетона

Максимальная деформация		Минимальная деформация	
$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
0.04	0.00	-0.09	-2.53

Деформация ненапрягаемой арматуры

$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
-0.07	-13.3

Деформация напрягаемой арматуры

$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
1.35	270.0

Напряжение в бетоне на уровне напрягаемой арматуры

$\sigma_{bp} = -1.83$  МПа

**Проверка прочности плиты в стадии предварительного обжатия**

Условие прочности  $\sigma_{b, max} / 0.9R_{bp} = 2.53 / 18.00 = 0.140 \leq 1$



**Определение предельного изгибающего момента в стадии эксплуатации**

Сопротивление бетона  $R_b = 17.00$  МПа  
 Влажность воздуха окружающей среды от 40% до 75%  
 Коэффициент ползучести  $\Phi_{b, cr} = 2.30$  -

Характеристики приведенного сечения  
 $A_{red} = 2680.7 \text{ см}^2$   $I_{red} = 2.380 \cdot 10^5 \text{ см}^4$

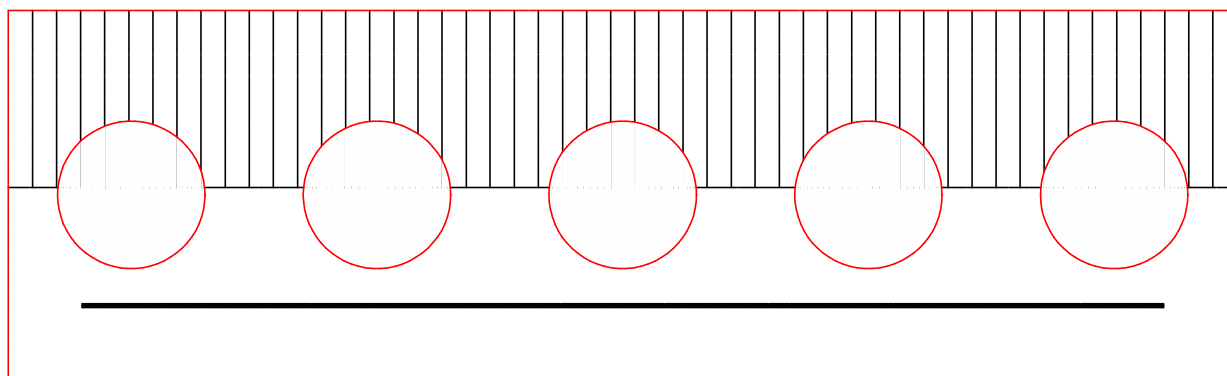
Вторые потери предварительного напряжения  
 от усадки бетона  $\Delta\sigma_{sp5} = 40.0$  МПа  
 от ползучести бетона  $\Delta\sigma_{sp6} = 18.4$  МПа

Предварительное напряжение, деформация и усилие с учетом полных потерь

$\sigma_{sp}$ [МПа]	$\epsilon_{sp}$ [%.]	P [кН]
183.3	0.92	183.3

**Предельный момент**  $M_u = 353.9$  кНм

Сжатая зона



Деформация бетона	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
	3.79	0.00	-3.50	-17.00

Деформация ненапрягаемой арматуры	
$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
2.33	435.0

Деформация напрягаемой арматуры	
$\epsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
3.25	649.8

**Расчет по огнестойкости согласно СП 468.1325800.2019, 8.7**

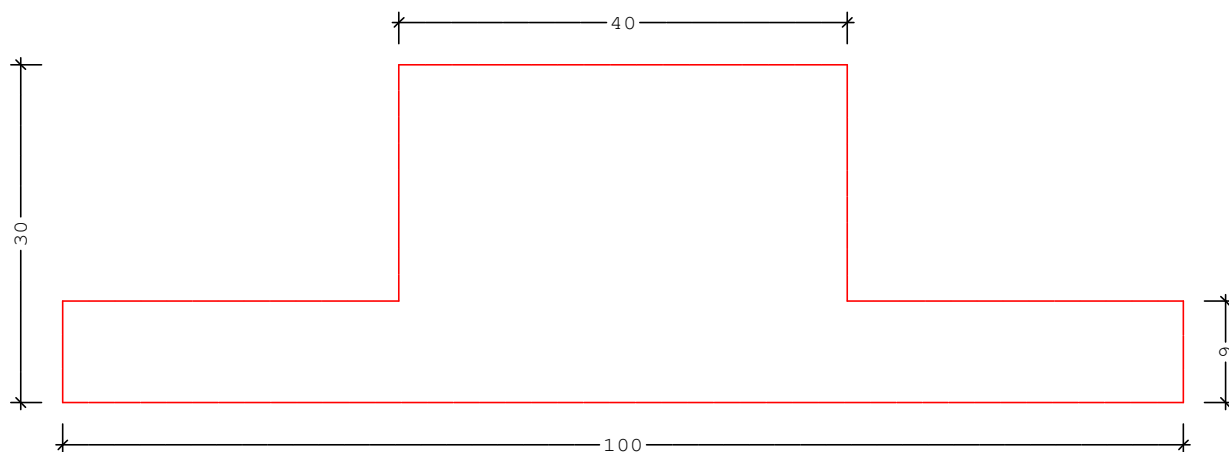
Рассматривается нагрев нижней поверхности плиты

При расчете многопустотной плиты рассматривается редуцированное сечение плиты

Изменение температуры среды при пожаре принимается согласно ГОСТ 30247.0-94

Изгибающий момент  $M = 150.0$  кНм

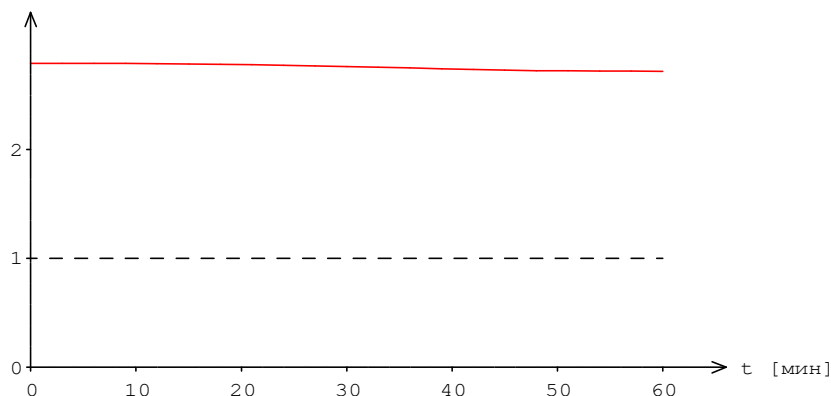
Сечение при расчете температурного поля



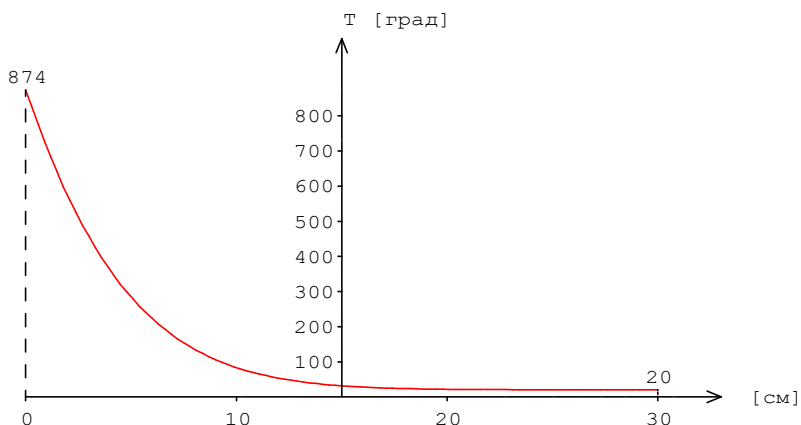
Коэффициент  
запаса прочности

t [МИН]	T среды [°C]	$\gamma_u$
0	20	2.792
3	502	2.792
6	603	2.791
9	663	2.790
12	705	2.788
15	739	2.785
18	766	2.781
21	789	2.777
24	809	2.772
27	826	2.767
30	842	2.761
33	856	2.755
36	869	2.748
39	881	2.741
42	892	2.734
45	902	2.727
48	912	2.724
51	921	2.722
54	930	2.720
57	938	2.719
60	945	2.717

Коэффициент запаса прочности  $\gamma_u$



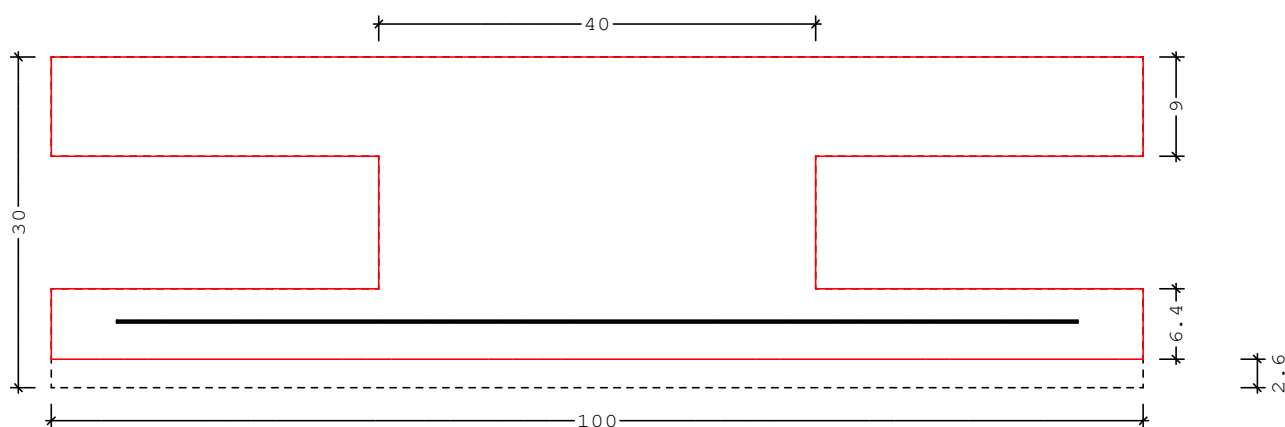
Температура при  $t = 60$  мин



**Определение предельного момента при  $t = 60$  мин**

Глубина прогрева бетона до критической температуры  
 $a_t = 2.6$  см

Сечение при определении предельного момента



**Характеристики ненапрягаемой арматуры**

Температура	$T$	=	224	$^{\circ}C$
Коэффициент условий работы	$\gamma_{bt}$	=	1.00	-
Сопротивление	$R_{snt}$	=	500	МПа
Коэффициент условий работы	$\beta_s$	=	0.92	-
Модуль упругости	$E_{st}$	=	183	ГПа

**Характеристики напрягаемой арматуры**

Температура	$T$	=	224	$^{\circ}C$
Коэффициент условий работы	$\gamma_{bt}$	=	0.99	-
Сопротивление	$R_{snt}$	=	792	МПа
Коэффициент условий работы	$\beta_s$	=	0.89	-
Модуль упругости	$E_{st}$	=	178	ГПа

Коэффициент температурного расширения арматуры	$\alpha_{st} \cdot 10^6$	=	12.6	$1/^{\circ}C$
бетона	$\alpha_{bt} \cdot 10^6$	=	8.4	$1/^{\circ}C$

Дополнительные потери предварительного напряжения от температурной усадки бетона

$\Delta\sigma_{sp,t} = 40.0$  МПа

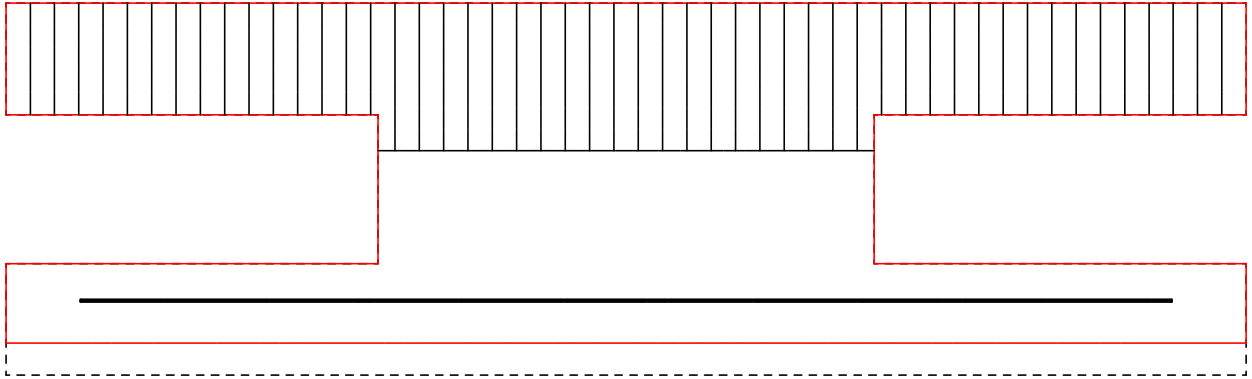
от релаксации напряжений при нагреве арматуры  
 $\Delta\sigma_{sp,t} = 0.001T\sigma_{sp} = 41.0$  МПа

от разности температурных деформаций  
 $\Delta\sigma_{sp,t} = (\alpha_{st} - \alpha_{bt})TE_{st} = 168.4$  МПа

Деформация напрягаемой арматуры, определенная с учетом полных потерь предварительного напряжения  
 $\varepsilon_{sp} = 0.00$  %.

**Пределный момент**  $M_{u,t} = 407.5$  кНм

Сжатая зона



Деформация бетона	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
	4.57	0.00	-3.50	-22.00

Деформация ненапрягаемой арматуры	$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
	3.56	500.0

Деформация напрягаемой арматуры	$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
	3.56	633.2

Условие прочности  $M / M_{u,t} = 0.368 \leq 1$

**Огнестойкость плиты обеспечена**

Расчет выполнен модулем 446 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t450**

**Расчет по огнестойкости**

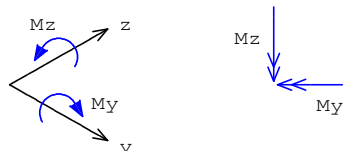
Сечение колонны      Ширина сечения       $b$       =      40.0      см  
 Высота сечения       $h$       =      40.0      см

Арматура      Диаметр стержней       $d_s$       =      28      мм  
 Толщина защитного слоя       $a_s$       =      40      мм

Усилия      Относительно центральных осей бетонного сечения

№	N [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]
1	200.0	100.0	

Положительные направления моментов



Расчет

Согласно СП 468.1325800.2019, СП 63.13330.2018

Применяется метод расчета согласно СП 468, 8.6

Изменение температуры среды при пожаре принимается согласно ГОСТ 30247.0-94

Бетон      **В 25 (тяжелый)**  
 на силикатном заполнителе  
 Плотность бетона       $\rho$       =      2300      кг/м<sup>3</sup>  
 Бетон сухой

Продольная арматура      **A500**

Сопротивления при нормальной температуре  
 $R_{bn}$       =      18.50      МПа  
 $R_{sn}$       =      500      МПа  
 $R_{sc}$       =      400      МПа

Модули упругости при нормальной температуре  
 $E_b$       =      30.0      ГПа  
 $E_s$       =      200.0      ГПа

Коэффициент условий работы бетона

№	T [°C]	$\gamma_{bt}$	№	T [°C]	$\gamma_{bt}$	№	T [°C]	$\gamma_{bt}$
1	100	1.00	2	200	0.98	3	300	0.95
4	400	0.85	5	500	0.80	6	600	0.60
7	700	0.20	8	800	0.00	9	900	0.00
10	1000	0.00	11	1100	0.00	12	1200	0.00

Параметры диаграммы сжатого бетона

T [°C]	20	100	200	300	400	500	600
$\epsilon_{b1}$ [%.]	1.5	1.9	2.6	3.8	4.9	6.8	10.7
$\epsilon_{b2}$ [%.]	3.5	4.4	6.1	8.8	11.4	15.8	25.0

Коэффициент редукции модуля упругости бетона

T °C	20	200	300	400	500	600	700	800
$\beta_b$	1.00	0.70	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.05

Коэффициент условий работы арматуры

№	T [°C]	$\gamma_{st}$	№	T [°C]	$\gamma_{st}$	№	T [°C]	$\gamma_{st}$
1	100	1.00	2	200	1.00	3	300	1.00
4	400	0.85	5	500	0.60	6	600	0.37
7	700	0.22	8	800	0.10	9	900	0.00
10	1000	0.00	11	1100	0.00	12	1200	0.00

Коэффициент редукции модуля упругости арматуры

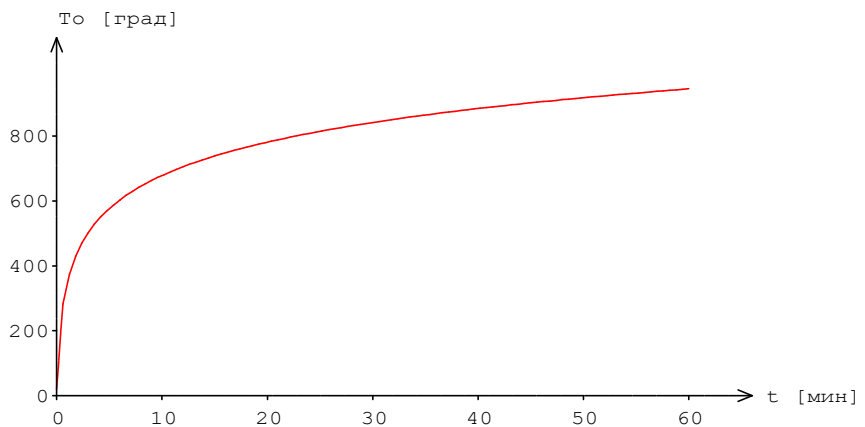
№	T [°C]	$\beta_s$	№	T [°C]	$\beta_s$	№	T [°C]	$\beta_s$
1	100	1.00	2	200	0.92	3	300	0.90
4	400	0.85	5	500	0.80	6	600	0.77
7	700	0.72	8	800	0.65	9	900	0.00
10	1000	0.00	11	1100	0.00	12	1200	0.00

Данные для учета прогибов колонны в плоскостях Y и Z

Длина колонны	$l$	=	4.00	м
Случайные эксцентриситеты	$e_{ay}$	=	13.3	мм
	$e_{az}$	=	13.3	мм
Расчетные длины	$l_{0y}$	=	4.00	м
	$l_{0z}$	=	4.00	м
Эксцентриситет $e_0$ принимается не менее $e_a$				

Проверка прочности при пожаре

Зависимость температуры среды от времени



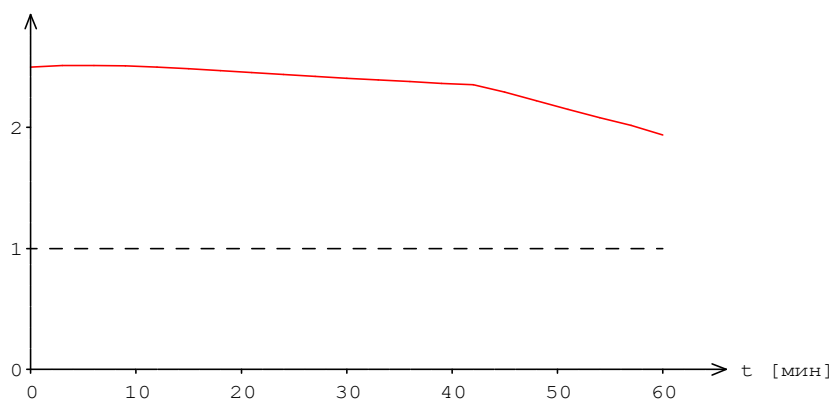
Нагрев всесторонний

Коэффициент  
запаса прочности

t [мин]	T среды [°C]	$\gamma_u$
0	20	2.497
3	502	2.513
6	603	2.512
9	663	2.508
12	705	2.498
15	739	2.486
18	766	2.469
21	789	2.453
24	809	2.438
27	826	2.422
30	842	2.407
33	856	2.393
36	869	2.379
39	881	2.365
42	892	2.352
45	902	2.292
48	912	2.219

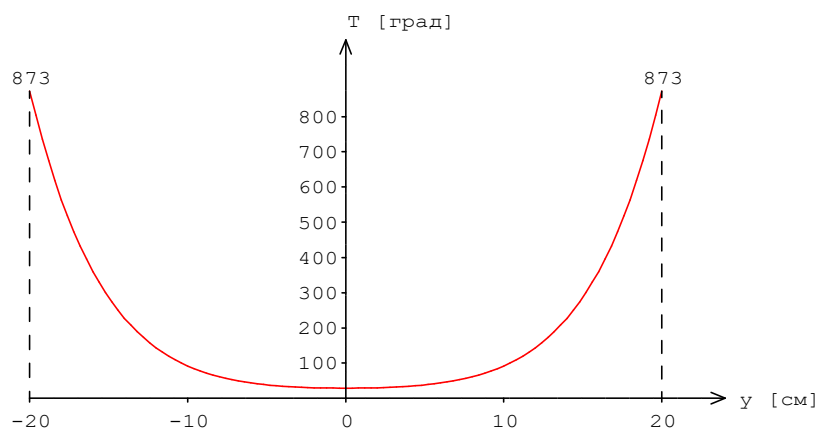
51	921	2.149
54	930	2.081
57	938	2.017
60	945	1.938

Коэффициент запаса прочности  $\gamma_u$

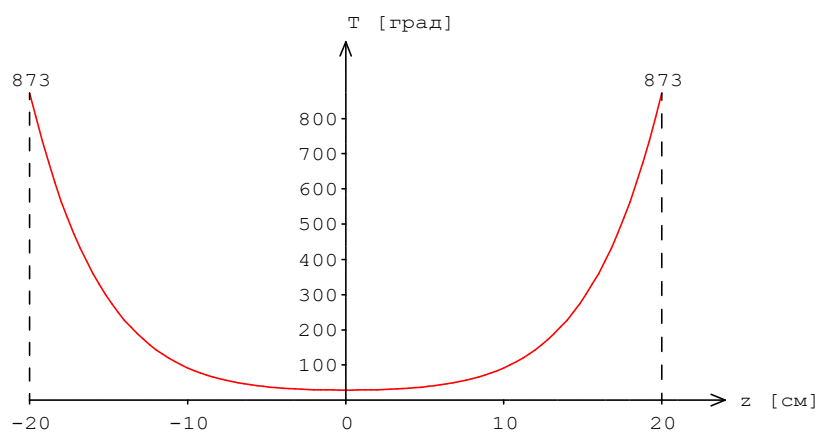


**Температурное поле при  $t = 60$  мин**

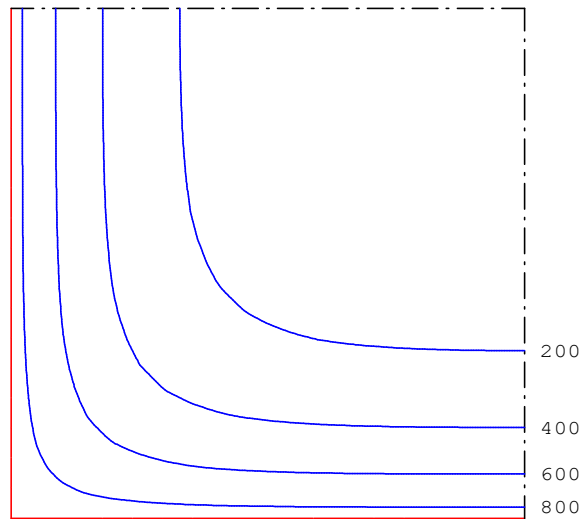
Температура  $T$  на оси  $y$



Температура  $T$  на оси  $z$



Изотермы



**Проверка прочности для сочетания усилий 1**

Расчетные моменты с учетом случайного эксцентриситета и прогиба

Плоск.	M [кНм]	$\delta_e$ [-]	$D_b$ [МНм <sup>2</sup> ]	$D_s$ [МНм <sup>2</sup> ]	D [МНм <sup>2</sup> ]	$N_{cr}$ [кН]	$\eta$ [-]	$\eta M$ [кНм]
Y	2.7	0.150	23.516	8.882	10.137	6253	1.03	2.8
Z	100.0	1.250	23.516	8.882	7.355	4537	1.05	104.6

Примечание.  $D = 0.15 / [\varphi_1 (0.3 + \delta_e)] D_b + 0.7 D_s$ ,  $\varphi_1 = 2.0$

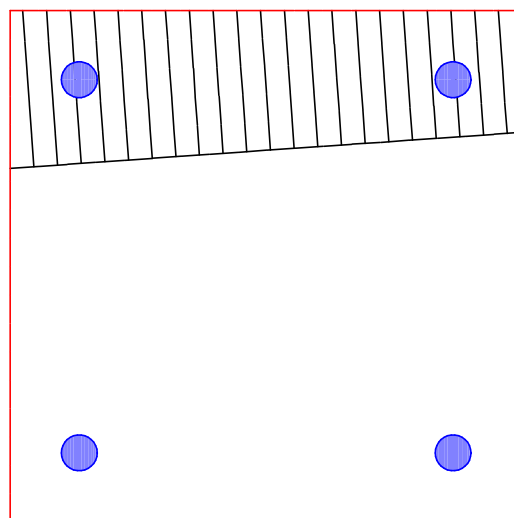
Предельные усилия  $N_u = \gamma_u N$ ,  $M_{yu} = \gamma_u M_y$ ,  $M_{zu} = \gamma_u M_z$

N [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]	$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$M_{zu}$ [кНм]	$\gamma_u$
200.0	104.6	2.8	387.6	202.7	5.3	<b>1.938</b>

Нейтральная линия

$Y_1$ [см]	$Z_1$ [см]	$Y_2$ [см]	$Z_2$ [см]
-20.00	7.66	20.00	10.48

Сжатая зона при действии предельных усилий



Кривизны  $\kappa_y / \kappa_z = -0.13162 / 0.00928$  1/м



Деформация  $\varepsilon(y, z) = -1.3162z + 0.0928y + 11.941, \text{ } \circ/\circ$

Деформации бетона на контуре сечения

Максимальная деформация			Минимальная деформация		
$\varepsilon$	$\sigma$	T	$\varepsilon$	$\sigma$	T
[%.]	[МПа]	[°C]	[%.]	[МПа]	[°C]
40.12	0.00	919	-16.24	-0.02	919

Предельная деформация бетона

y	z	T	$\varepsilon_{b2}$	d	$\varepsilon_{b2}/d$
[см]	[см]	[°C]	[%.]	[м]	[1/м]
-5.71	13.96	232	-6.96	0.053	-0.13195

y, z - координаты точки, в которой достигается предельная деформация с учетом температуры  
 d - расстояние от нейтральной линии до точки (y, z)

Деформации арматуры

Максимальная деформация			Минимальная деформация		
$\varepsilon$	$\sigma$	T	$\varepsilon$	$\sigma$	T
[%.]	[МПа]	[°C]	[%.]	[МПа]	[°C]
32.51	414.7	408	-8.63	-331.8	408

Усилия

	N	$M_y$	$M_z$
	[кН]	[кНм]	[кНм]
в бетоне	489.75	68.53	5.34
в арматуре	-102.14	134.22	0.00
суммарные	387.61	202.74	5.34

**Огнестойкость обеспечена**

Расчет выполнен модулем 450 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

### **Поз. t451**

### **Расчет по огнестойкости (сталежелезобетонное сечен**

Сечение

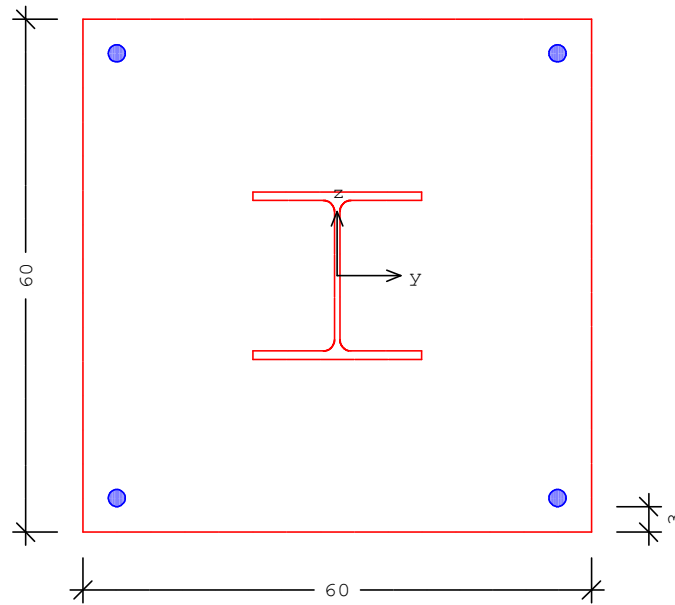
Ширина сечения  $b = 60.0$  см  
 Высота сечения  $h = 60.0$  см

Арматура

Диаметр стержней  $d_s = 20$  мм  
 Толщина защитного слоя  $a_s = 30$  мм

Профиль

Двутавр 20К1 ГОСТ Р 57837-2017  
 Ширина  $b = 199$  мм  
 Высота  $h = 196$  мм  
 Толщина полка  $t = 10.0$  мм  
 Толщина стенки  $s = 6.5$  мм

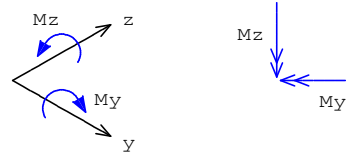


Усилия

Относительно центральных осей бетонного сечения

№	N [кН]	M <sub>y</sub> [кНм]	M <sub>z</sub> [кНм]
1	2500.0		300.0

Положительные направления моментов



Расчет

Согласно СП 468.1325800.2019, СП 63.13330.2018, СП 266.1325800.2016

Применяется метод расчета согласно СП 468, 8.6

Изменение температуры среды при пожаре принимается согласно ГОСТ 30247.0-94

Бетон на силикатном заполнителе **В 25 (тяжелый)**  
 Плотность бетона  $\rho = 2350$  кг/м<sup>3</sup>  
 Бетон сухой

Продольная арматура **A500С марки 25Г2С**

Сталь **С 355Б**

Сопротивления при нормальной температуре

$R_{bn}$	=	18.50	МПа
$R_{sn}$	=	500	МПа
$R_{sc}$	=	400	МПа
$R_{yn}$	=	355	МПа

Модули упругости при нормальной температуре

$E_b$	=	30.0	ГПа
$E_s$	=	200.0	ГПа
$E$	=	206.0	ГПа

Изгибные жесткости при нормальной температуре

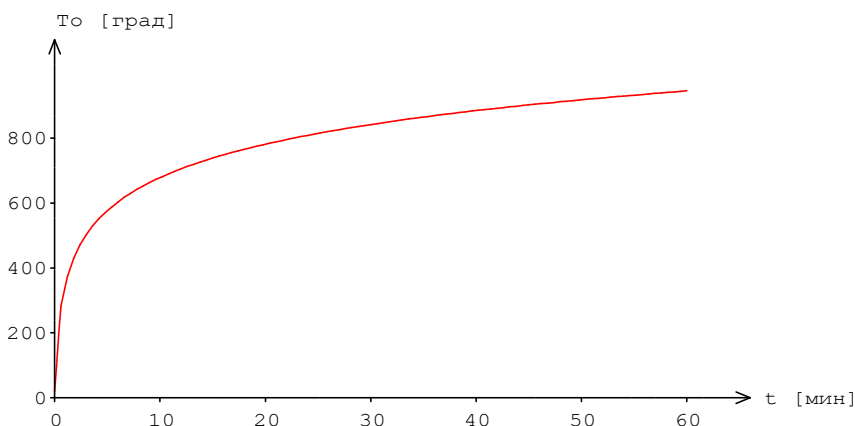
Плоскость изгиба	$E_b I_b$ [МНм <sup>2</sup> ]	$E_s I_s$ [МНм <sup>2</sup> ]	$E I_{st}$ [МНм <sup>2</sup> ]
Y	324.00	16.99	2.71
Z	324.00	16.99	7.92

**Данные для учета прогиба колонны в плоскости Z**

Длина колонны	$l$	=	6.00	м
Случайный эксцентриситет	$e_{az}$	=	20.0	мм
Расчетная длина	$l_{0z}$	=	6.00	м
Эксцентриситет $e_0$ принимается не менее $e_a$				

**Проверка прочности при пожаре**

Зависимость температуры среды от времени



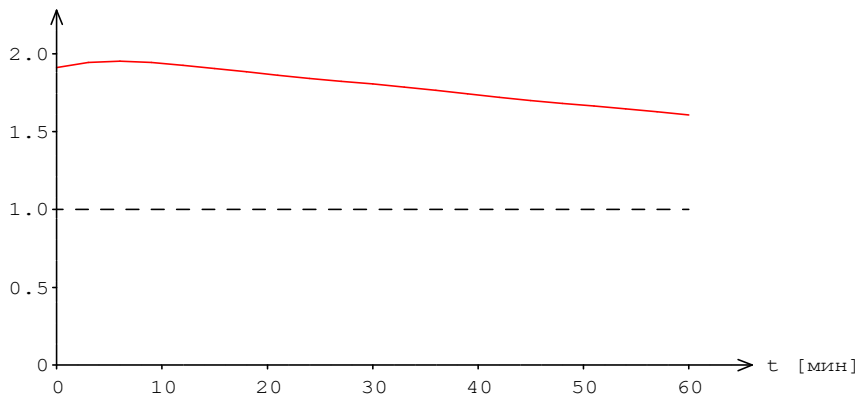
Нагрев всесторонний

Температура профиля принимается равной наибольшей температуре на контуре профиля

Коэффициент запаса прочности

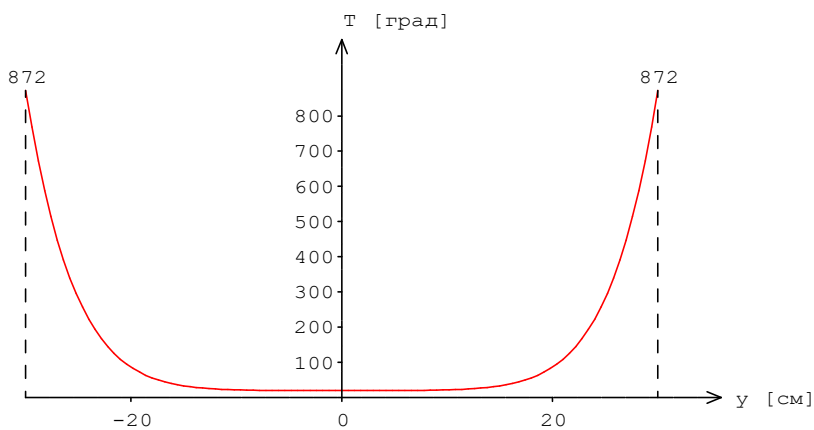
t [мин]	T среды [°C]	$\gamma_u$
0	20	1.911
3	502	1.944
6	603	1.954
9	663	1.945
12	705	1.926
15	739	1.906
18	766	1.885
21	789	1.863
24	809	1.842
27	826	1.824
30	842	1.805
33	856	1.785
36	869	1.765
39	881	1.742
42	892	1.720
45	902	1.700
48	912	1.681
51	921	1.663
54	930	1.646
57	938	1.627
60	945	1.608

Коэффициент запаса прочности  $\gamma_u$

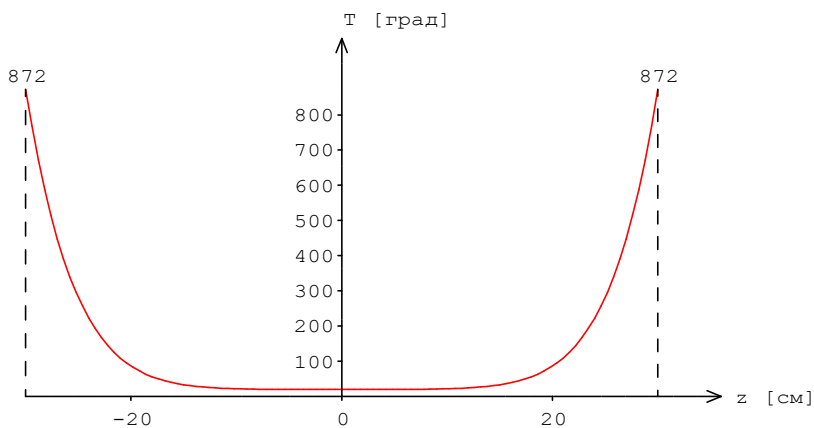


**Температурное поле при t = 60 мин**

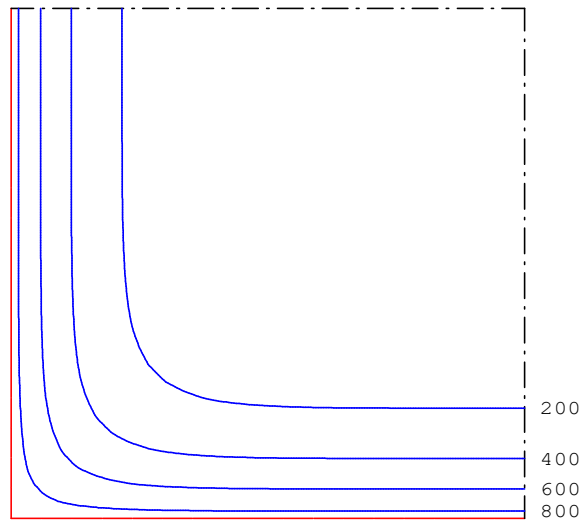
Температура T на оси y



Температура T на оси z



Изотермы



Температура, сопротивление, модуль упругости

Параметры диаграммы для стали

T [°C]	$\gamma_{st}$ [-]	$\beta_{st}$ [-]	$R_{ynt}$ [МПа]	$E_t$ [ГПа]
24	1.000	1.000	355.0	206.0

$R_{ynt} = \gamma_{st} R_{yn}$ ,  $E_t = \beta_{st} E$   
 $\gamma_{st}$ ,  $\beta_{st}$  принимаются по EN 1994-1-2, Table 3.2

**Проверка прочности для сочетания усилий 1**

Расчетные моменты с учетом случайного эксцентриситета и прогиба

Пл.	M [кНм]	$\delta_e$ [-]	$D_b$ [МНм <sup>2</sup> ]	$D_s$ [МНм <sup>2</sup> ]	$D_{st}$ [МНм <sup>2</sup> ]	D [МНм <sup>2</sup> ]	$N_{cr}$ [кН]	$\eta$ [-]	$\eta M$ [кНм]
Y	300.0							1.00	300.0
Z	50.0	0.150	164.966	15.914	7.923	40.056	10982	1.29	64.7

Примечание.  $D = 0.15 / [\phi_1 (0.3 + \delta_e)] 0.85 D_b + 0.7 (D_s + D_{st})$ ,  $\phi_1 = 2.0$   
 $D_b = \sum \beta_{b,i} E_b I_{b,i}$ ,  $D_s = \sum \beta_{s,i} E_s I_{s,i}$ ,  $D_{st} = \beta_{st} EI$

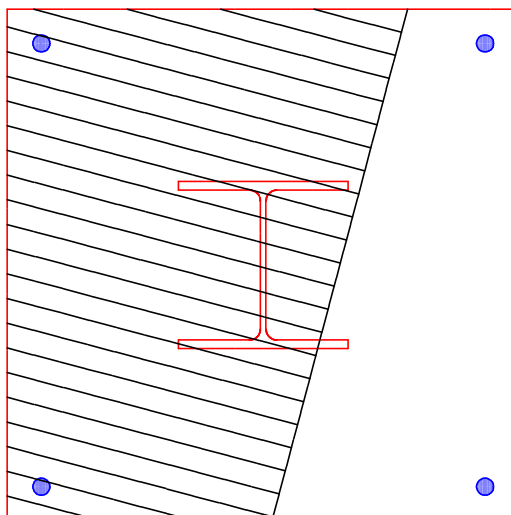
Предельные усилия  $N_u = \gamma_u N$ ,  $M_{yu} = \gamma_u M_y$ ,  $M_{zu} = \gamma_u M_z$

N [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]	$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$M_{zu}$ [кНм]	$\gamma_u$
2500.0	64.7	300.0	4019.3	104.1	482.3	<b>1.608</b>

Нейтральная линия

Y1 [см]	Z1 [см]	Y2 [см]	Z2 [см]
1.04	-30.00	16.92	30.00

Сжатая зона при действии предельных усилий



Кривизны  $\kappa_y / \kappa_z = -0.00344 / 0.01299 \quad 1/\text{м}$

Деформация  $\varepsilon(y, z) = -0.0344z + 0.1299y - 1.166, \quad \text{‰}$

Деформации бетона на контуре сечения

Максимальная деформация			Минимальная деформация		
$\varepsilon$	$\sigma$	T	$\varepsilon$	$\sigma$	T
[‰.]	[МПа]	[°C]	[‰.]	[МПа]	[°C]
3.76	0.00	918	-6.10	-0.01	918

Предельная деформация бетона

y	z	T	$\varepsilon_{b2}$	d	$\varepsilon_{b2}/d$
[см]	[см]	[°C]	[‰.]	[м]	[1/м]
-17.92	14.00	62	-3.98	0.296	-0.01344

y, z - координаты точки, в которой достигается предельная деформация с учетом температуры  
 d - расстояние от нейтральной линии до точки (y, z)

Деформации арматуры

Максимальная деформация			Минимальная деформация		
$\varepsilon$	$\sigma$	T	$\varepsilon$	$\sigma$	T
[‰.]	[МПа]	[°C]	[‰.]	[МПа]	[°C]
3.11	416.7	533	-5.44	-333.4	533

Деформации стали

Максимальная деформация			Минимальная деформация		
$\varepsilon$	$\sigma$	T	$\varepsilon$	$\sigma$	T
[‰.]	[МПа]	[°C]	[‰.]	[МПа]	[°C]
0.46	95.5	24	-2.80	-355.0	24

Усилия

	N	$M_y$	$M_z$
	[кН]	[кНм]	[кНм]
в бетоне	2889.20	70.66	346.10
в арматуре	0.98	13.87	108.67
в стали	1129.12	19.55	27.55
суммарные	4019.31	104.08	482.32

**Огнестойкость обеспечена**

**Поз. t453**

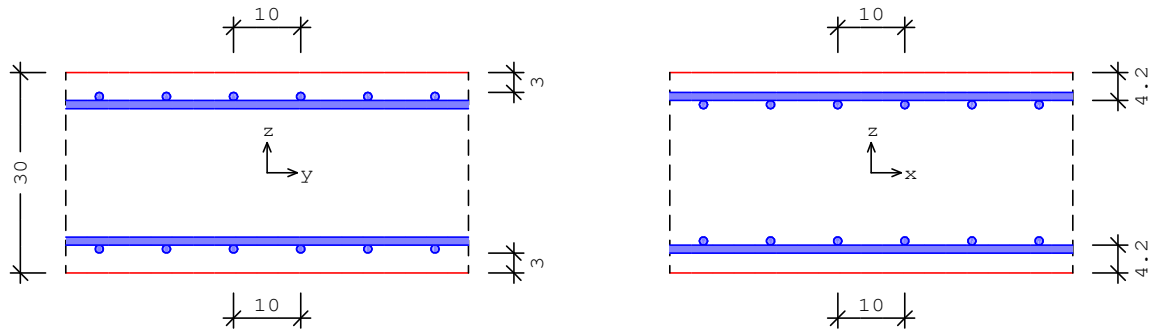
**Расчет по огнестойкости плит и стен**

Плита Высота сечения  $h = 30.0$  см

Верхняя арматура	По оси	$d_s$	$s$	$A_s$	$a_s$
		[мм]	[см]	[см <sup>2</sup> /м]	[мм]
	x	12	10	11.31	30.0
	y	12	10	11.31	42.0

Нижняя арматура	По оси	$d_s$	$s$	$A_s$	$a_s$
		[мм]	[см]	[см <sup>2</sup> /м]	[мм]
	x	12	10	11.31	30.0
	y	12	10	11.31	42.0

Сечения плиты, нормальные к осям x и y



Усилия

В сечениях, нормальных к осям x и y

№	$M_x$	$M_y$	$M_{xy}$	$N_x$	$N_y$
	[кНм/м]	[кНм/м]	[кНм/м]	[кН/м]	[кН/м]
1	50.0	50.0	25.0		

Расчет

Согласно СП 468.1325800.2019, СП 63.13330.2018

Применяется метод расчета согласно СП 468, 8.6

Изменение температуры среды при пожаре принимается согласно ГОСТ 30247.0-94

Бетон  
 на силикатном заполнителе  
 Плотность бетона  
 Бетон сухой

**В 25 (тяжелый)**

$\rho = 2350$  кг/м<sup>3</sup>

Продольная арматура

**A500С марки 25Г2С**

Сопротивления при нормальной температуре

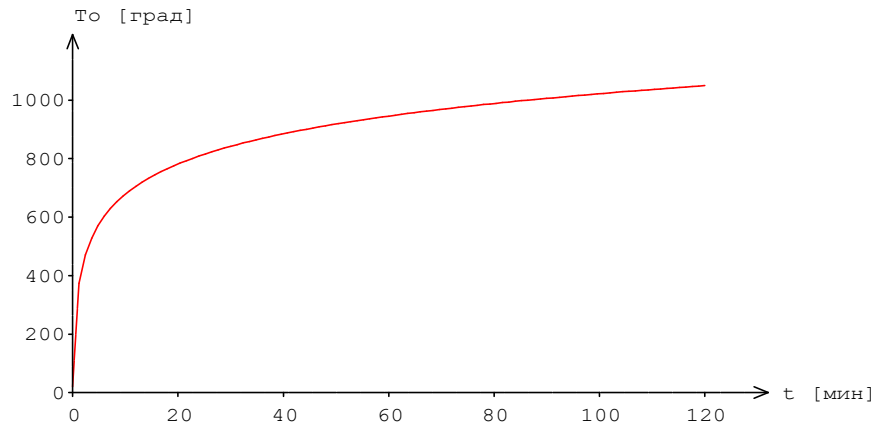
$R_{bn} = 18.50$  МПа

$R_{sn} = 500$  МПа

$R_{sc} = 400$  МПа

**Проверка прочности при пожаре**

Зависимость температуры среды от времени



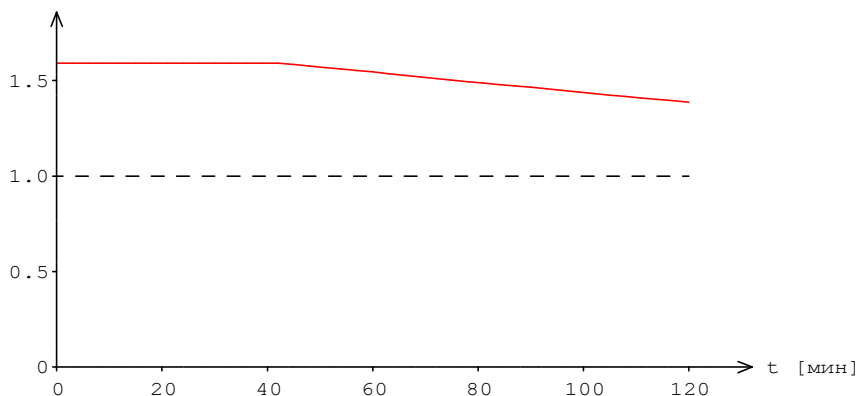
Нагрев нижней стороны сечения

Коэффициент  
запаса прочности

t [мин]	T среды [°C]	$\gamma_u$
0	20	1.591
3	502	1.591
6	603	1.591
9	663	1.591
12	705	1.591
15	739	1.591
18	766	1.591
21	789	1.591
24	809	1.591
27	826	1.591
30	842	1.591
33	856	1.591
36	869	1.591
39	881	1.591
42	892	1.591
45	902	1.582
48	912	1.574
51	921	1.567
54	930	1.559
57	938	1.552
60	945	1.545
63	953	1.536
66	960	1.527
69	966	1.518
72	973	1.509
75	979	1.501
78	985	1.493
81	990	1.486
84	996	1.478
87	1001	1.471
90	1006	1.464
93	1011	1.456
96	1016	1.447
99	1020	1.439
102	1025	1.431
105	1029	1.423
108	1033	1.415
111	1037	1.408
114	1041	1.401
117	1045	1.394
120	1049	1.387

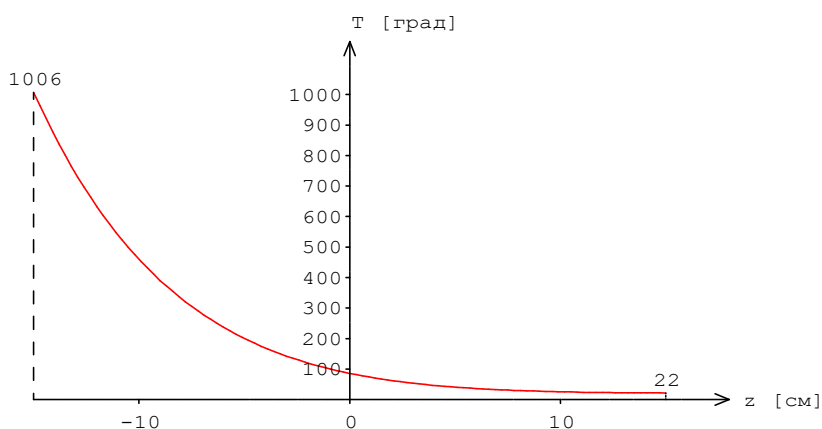


Коэффициент запаса прочности  $\gamma_u$



**Температурное поле при t = 120 мин**

Температура T на оси z



**Проверка прочности для сочетания усилий 1**

Условие прочности

$$\gamma_{xu} = N_{xu}/N_x = M_{xu}/M_x \geq 1$$

$N_x$ [кН/м]	$M_x$ [кНм/м]	$N_{xu}$ [кН/м]	$M_{xu}$ [кНм/м]	$\gamma_{xu}$
0.0	50.0	0.0	112.3	<b>2.245</b>

Условие прочности

$$\gamma_{yu} = N_{yu}/N_y = M_{yu}/M_y \geq 1$$

$N_y$ [кН/м]	$M_y$ [кНм/м]	$N_{yu}$ [кН/м]	$M_{yu}$ [кНм/м]	$\gamma_{yu}$
0.0	50.0	0.0	120.8	<b>2.415</b>

Условие прочности  $\gamma_u \geq 1$  согласно СП 63, (8.100)

$N_x$ [кН/м]	$M_x$ [кНм/м]	$N_y$ [кН/м]	$M_y$ [кНм/м]	$M_{xu}$ [кНм/м]	$M_{yu}$ [кНм/м]	$M_{xy}$ [кНм/м]	$\gamma_u$
0.0	50.0	0.0	50.0	112.3	120.8	25.0	<b>1.387</b>

Предельные моменты  $M_{xu}$ ,  $M_{yu}$  определены при заданных значениях  $N_x$ ,  $N_y$

$$\gamma_u = 1 / [M_x/M_{xu} + M_y/M_{yu} - M_x M_y / (M_{xu} M_{yu}) + M_{xy}^2 / (M_{xu} M_{yu})]$$

Условие прочности

$$\gamma_u = M_{bxy,u} / M_{xy} \geq 1 \text{ согласно СП 63, (8.104)}$$

$R_{bt, cp}$ [МПа]	$M_{bxy,u}$ [кНм/м]	$M_{xy}$ [кНм/м]	$\gamma_u$
16.19	145.7	25.0	<b>5.830</b>

$R_{bt, cp}$  - среднее сопротивление бетона  
 $M_{bxy,u} = 0.1 R_{bt, cp} h^2$

Условие прочности  $\gamma_u = M_{sxy,u} / M_{xy} \geq 1$  согласно СП 63, (8.105)

$T_v$ [°C]	$T_n$ [°C]	$R_{st,v}$ [МПа]	$R_{st,n}$ [МПа]	$h_0$ [см]	$M_{sxy,u}$ [кНм/м]	$M_{xy}$ [кНм/м]	$\gamma_u$
25	576	500.0	393.0	25.8	260.6	25.0	<b>10.422</b>

$T_v, T_n$  - температура верхней и нижней арматуры  
 $R_{st,v}, R_{st,n}$  - сопротивление верхней и нижней арматуры  
 $M_{sxy,u} = 0.5 [R_{st,v} (A_{sx} + A_{sy})_v + R_{st,n} (A_{sx} + A_{sy})_n] h_0$

**Огнестойкость плиты обеспечена**

Расчет выполнен модулем 453 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

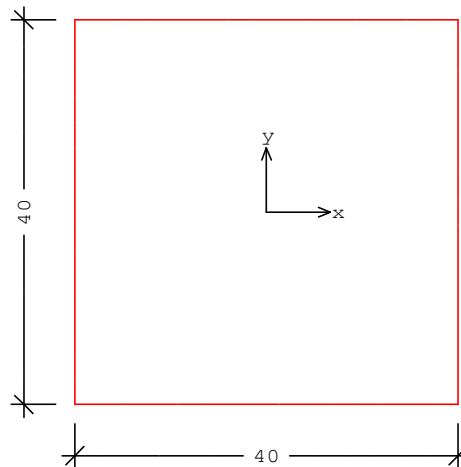
**Поз. t454**

**Расчет на продавливание при огневом воздействии**

Расчетная схема

Размеры сечения колонны

$c_x = 40.0$  см  
 $c_y = 40.0$  см



Высота плиты  $h = 25.0$  см  
Рабочая высота плиты  $h_0 = 20.0$  см

Нагрузки

№	F [кН]	$M_x$ [кНм]	$M_y$ [кНм]
1	500.0		

Расчет

Согласно СП 468.1325800.2019, СП 63.13330.2018  
Изменение температуры среды при пожаре принимается  
согласно ГОСТ 30247.0-94

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
на силикатном заполнителе  
Плотность бетона  $\rho = 2300$  кг/м<sup>3</sup>  
Бетон сухой

Сопротивление при нормальной температуре  
 $R_{btn} = 1.55$  МПа

Коэффициент условий  
работы бетона

№	T [°C]	$\gamma_{btt}$	№	T [°C]	$\gamma_{btt}$	№	T [°C]	$\gamma_{btt}$
1	20	1.00	2	50	0.80	3	100	0.75
4	150	0.70	5	200	0.65	6	300	0.50
7	400	0.35	8	500	0.20	9	600	0.05

Коэффициент условий  
 работы арматуры

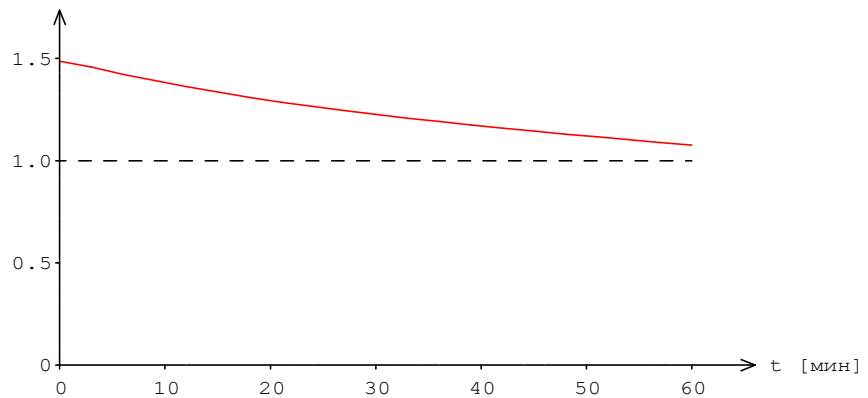
№	T [°C]	$\gamma_{st}$	№	T [°C]	$\gamma_{st}$	№	T [°C]	$\gamma_{st}$
1	100	1.00	2	200	1.00	3	300	1.00
4	400	0.85	5	500	0.60	6	600	0.37
7	700	0.22	8	800	0.10	9	900	0.00
10	1000	0.00	11	1100	0.00	12	1200	0.00

**Проверка прочности плиты при пожаре**

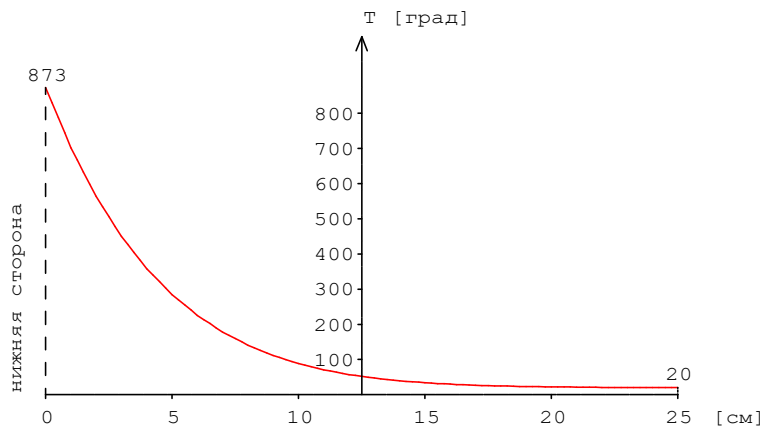
Коэффициент  
 запаса прочности

t [мин]	T среды [°C]	$\gamma_u$
0	20	1.488
3	502	1.459
6	603	1.423
9	663	1.392
12	705	1.363
15	739	1.336
18	766	1.310
21	789	1.287
24	809	1.266
27	826	1.246
30	842	1.227
33	856	1.209
36	869	1.192
39	881	1.176
42	892	1.160
45	902	1.145
48	912	1.131
51	921	1.116
54	930	1.102
57	938	1.089
60	945	1.077

Коэффициент запаса прочности  $\gamma_u$

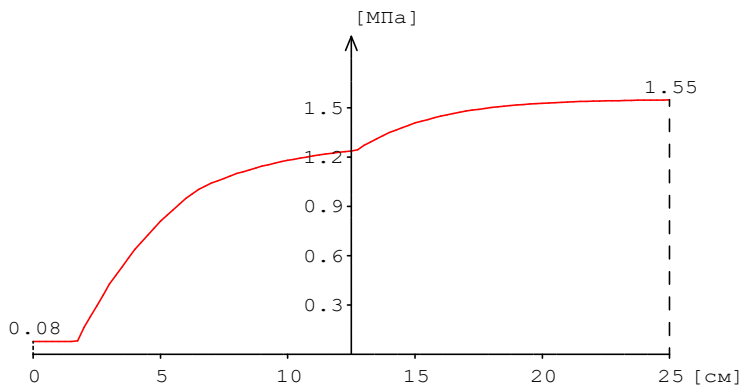


**Температурное поле при t = 60 мин**



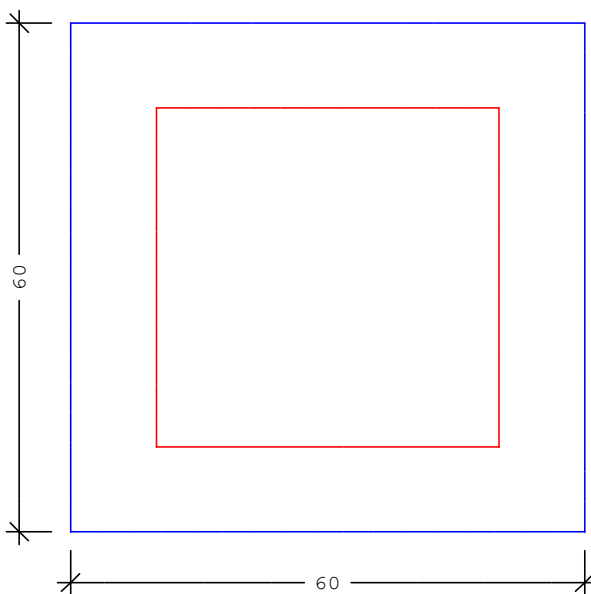
**Расчет на продавливание при  $t = 60$  мин**

Изменение сопротивления бетона  $R_{btnt}$



Среднее сопротивление бетона  $R_{btnt} = 1.12$  МПа

Расчетный контур



Расчетный периметр  $u = 240.0$  см

Моменты сопротивления расчетного контура  
 $W_x = 4800 \text{ см}^2$   $W_y = 4800 \text{ см}^2$

Предельные усилия  
 в бетоне

$F_{b,ult}$ [кН]	$M_{bx,ult}$ [кНм]	$M_{by,ult}$ [кНм]
538.3	107.7	107.7

Условие прочности

$$F / F_{ult} + M_x / M_{x,ult} + M_y / M_{y,ult} = 0.9288 + 0.0000 + 0.0000 = 0.929 \leq 1$$

$$\gamma_u = 1.077$$

**Огнестойкость плиты обеспечена**

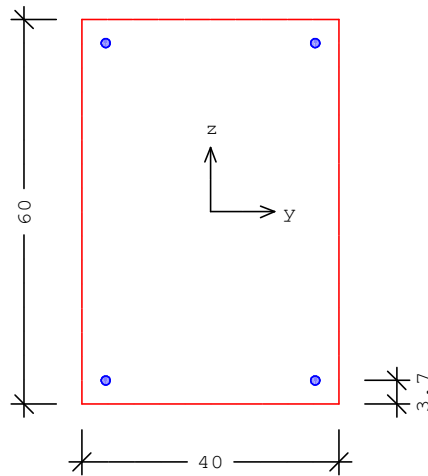
Расчет выполнен модулем 454 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t455**

**Расчет по огнестойкости согласно СТО НИИЖБ**

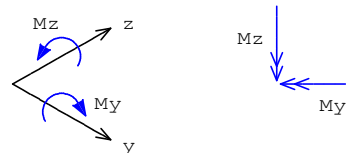
Сечение

Ширина  $b = 40.0 \text{ см}$   
 Высота  $h = 60.0 \text{ см}$   
 Диаметр стержней  $d_s = 14 \text{ мм}$   
 Толщина защитного слоя  $a_z = 30 \text{ мм}$



Усилия

Относительно центральных осей бетонного сечения  
 Положительные направления моментов



K	N [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]
1	500.0	100.0	

Материал

Бетон В 25 (тяжелый)  
 на силикатном заполнителе  
 Плотность бетона  $\rho = 2300$  кг/м<sup>3</sup>  
 Бетон сухой  
 Продольная арматура А500  
 Норматив. сопротивления при нормальной температуре  
 $R_{bn} = 18.50$  МПа  
 $R_{sn} = 500$  МПа

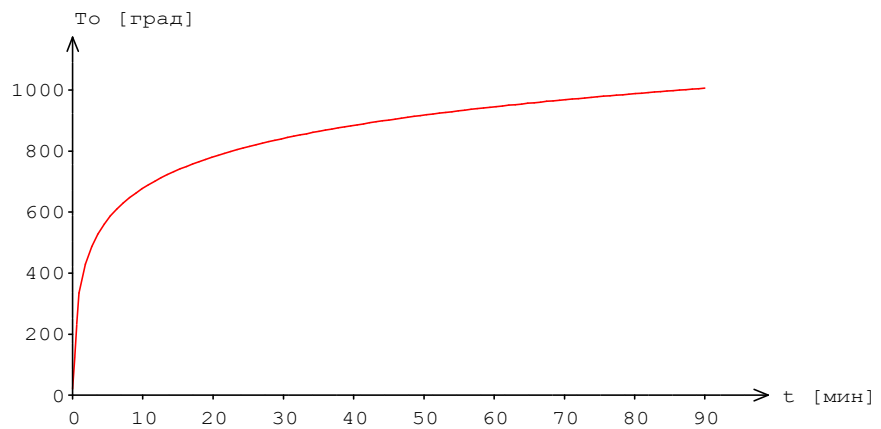
Расчет

**Согласно СТО 36554501-006-2006**

Изменение температуры среды при пожаре принимается согласно ГОСТ 30247.0-94

Рассматривается всесторонний нагрев сечения

Зависимость температуры среды от времени

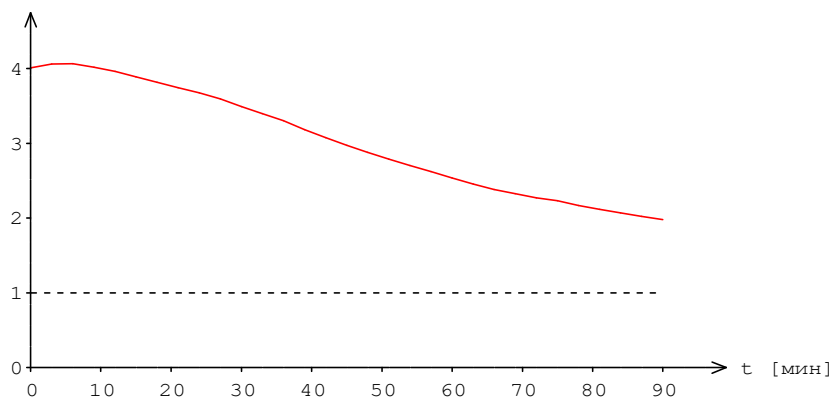


Коэффициент  
запаса прочности

№	t [мин]	$T_0$ [град]	$\gamma_u$
1	0	20	4.009
2	3	502	4.062
3	6	603	4.069
4	9	663	4.021
5	12	705	3.964
6	15	739	3.888
7	18	766	3.818
8	21	789	3.744
9	24	809	3.673
10	27	826	3.595
11	30	842	3.491
12	33	856	3.396
13	36	869	3.304
14	39	881	3.185
15	42	892	3.075
16	45	902	2.975
17	48	912	2.878
18	51	921	2.790
19	54	930	2.705
20	57	938	2.621
21	60	945	2.539
22	63	953	2.456
23	66	960	2.384
24	69	966	2.327
25	72	973	2.271
26	75	979	2.234
27	78	985	2.167
28	81	990	2.118

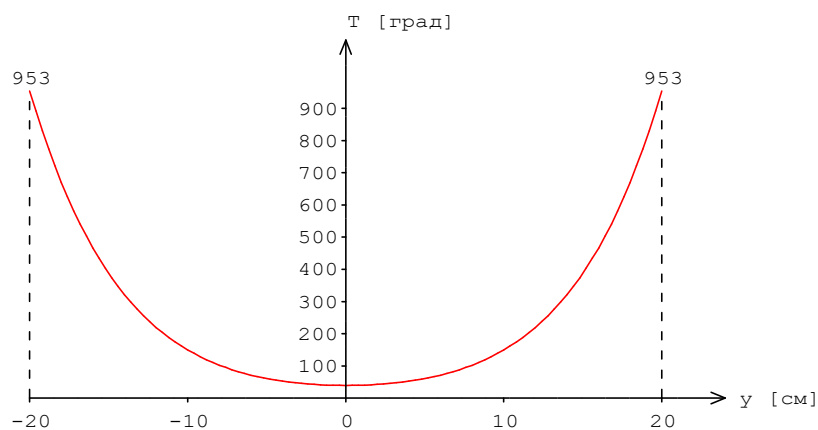
29	84	996	2.071
30	87	1001	2.023
31	90	1006	1.978

Коэффициент запаса прочности  $\gamma_u$

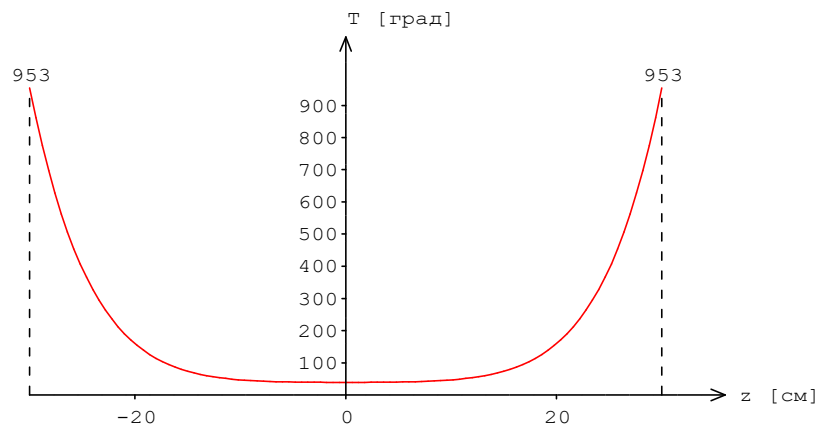


Температурное поле при  $t = 90$  мин

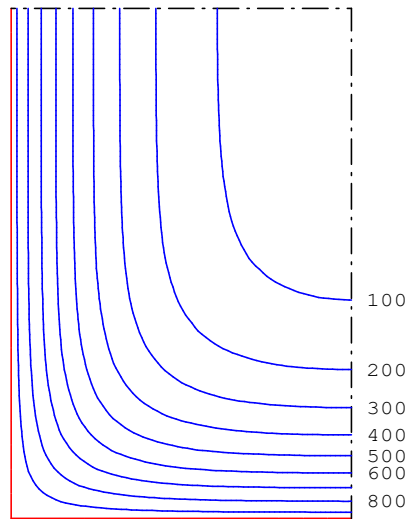
Температура  $T$  на оси  $y$



Температура  $T$  на оси  $z$



Изотермы



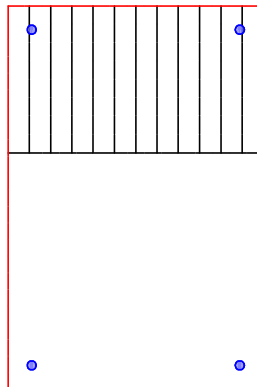
Расстояние от поверхности по y [мм] (Температура)		
121.1 (100)	85.0 (200)	63.8 (300)
48.3 (400)	36.4 (500)	26.3 (600)
17.7 (700)	10.0 (800)	3.5 (900)

Расстояние от поверхности по z [мм] (Температура)		
128.4 (100)	87.4 (200)	65.0 (300)
48.9 (400)	36.8 (500)	26.5 (600)
17.8 (700)	10.0 (800)	3.5 (900)

Несущая способность при  $t = 90$  мин

Пределные усилия	$N_u$ [кН]	$M_{yu}$ [кНм]	$M_{zu}$ [кНм]	$\gamma_u$
	988.9	197.77	0.00	<b>1.978</b>

Сжатая зона



Кривизны

$$\kappa_y / \kappa_z = -0.04154 / 0.00000 \quad 1/m$$

Деформации бетона

Максимальная деформация			Минимальная деформация		
$\epsilon$	$\sigma$	T	$\epsilon$	$\sigma$	T
[%.]	[МПа]	[град]	[%.]	[МПа]	[град]
15.37	0.00	990	-9.55	-0.53	990



Деформации стали

Максимальная деформация			Минимальная деформация		
$\varepsilon$	$\sigma$	T	$\varepsilon$	$\sigma$	T
[%.]	[МПа]	[град]	[%.]	[МПа]	[град]
13.83	106.6	706	-8.02	-106.6	706

**Огнестойкость сечения обеспечена**

Расчет выполнен модулем 455 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t462**

**База колонны двутаврового сечения**

Сечение колонны

Двутавр 25К2

СТО АСЧМ 20-93

h [мм]	b [мм]	$t_w$ [мм]	$t_f$ [мм]	r [мм]
250	250	9.0	14.0	16

Усилия

K	N	$M_y$	$M_z$	$Q_y$	$Q_z$
	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]
1	500.0	50.0			

Расчет

Согласно СП 16.13330.2017

Сталь для колонны **C 255**  
 Расчетное сопротивление  $R_y = 240$  МПа

Сталь для плиты **C 235**  
 Расчетное сопротивление  $R_y = 230$  МПа  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1.10$  -

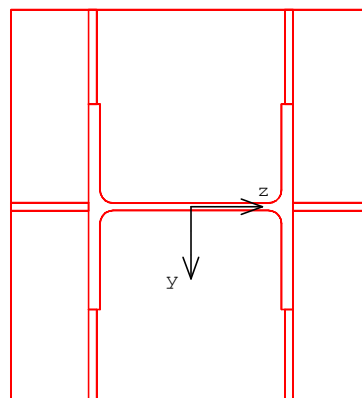
Бетон для фундамента **B20**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.90$  -  
 Расчетное сопротивление  $\gamma_b R_b = 10.35$  МПа

Вид сварки ручная сварка  
 Расчетное сопротивление  $R_{wf} = 200$  МПа

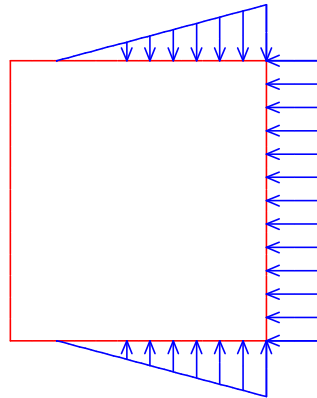
Опорная плита  
 Ширина по оси y  $b_y = 480$  мм  
 по оси z  $b_z = 440$  мм  
 Толщина  $t_n = 25$  мм

Рёбра в пл. полук  $b_p = 115$  мм  
 Высота  $h_p = 115$  мм

Рёбра в пл. стенки  $b_{pc} = 95$  мм  
 Высота  $h_{pc} = 115$  мм  
 Толщина рёбер  $t_p = 10$  мм



Отпор фундамента  $K = 1$



**Проверка прочности опорной плиты**

Отпор фундамента

K	max $\sigma_b$ [МПа]	min $\sigma_b$ [МПа]	$N_b$ [кН]	$e_y$ [мм]	$e_z$ [мм]
1	5.79	0.00	500.0	0.0	100.0

Поворот опорной плиты  $\varphi = 0.00058 -$

K	Тип плиты	$p$ [МПа]	max M [кНм/м]	max $\sigma / R_{y\gamma c}$	Условие прочности
1	5	5.79	25.0	240.2 / 242.0	выполнено

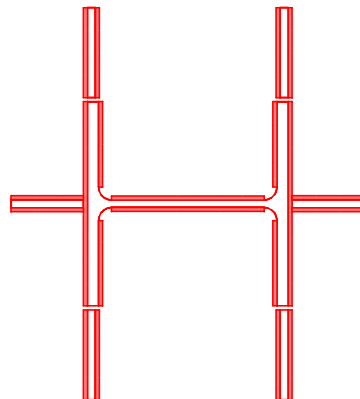
Тип 5 - плита с двумя заземленными смежными краями

**Сварное соединение колонны и ребер с опорной плитой**

Катет шва полки	$k_f$	=	5*	мм
Катет шва стенки	$k_f$	=	5*	мм
Катет шва ребра полки	$k_f$	=	5*	мм
Катет шва ребра стенки	$k_f$	=	5*	мм

\* Минимальное значение

Сварные швы



Проверка прочности швов (случай  $\beta_f R_{wf} \leq \beta_z R_{wz}$ )

Характеристики сечения швов

A	$I_y$	$I_z$	$A_y$	$A_z$
[см <sup>2</sup> ]	[см <sup>4</sup> ]	[см <sup>4</sup> ]	[см <sup>2</sup> ]	[см <sup>2</sup> ]
81.8	12124	11427	58.0	12.6

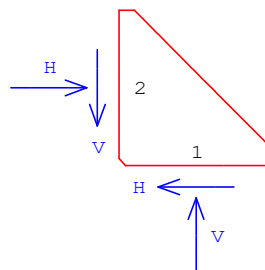
Примечание. Значения определены с учетом  $\beta_f = 0.7$

Примечание. Расчетные длины швов уменьшены на 10мм

K	$\sigma_w$ [МПа]	$\tau_w$ [МПа]	$\tau_f / R_{wf}$	Условие прочности
1	151.8	0.0	151.8 / 200.0	выполнено

Примечание.  $\tau_f = (\sigma_w^2 + \tau_w^2)^{1/2}$

**Проверка прочности рёбер в плоскостях полок**



Силы и напряжения на гранях ребра

K	V [кН]	H [кН]	$\sigma_1$ [МПа]	$\tau_1$ [МПа]	$\sigma_2$ [МПа]	$\tau_2$ [МПа]
1	90.7	90.7	78.9	78.9	78.9	78.9

K	$\sigma_{n1} / R_y$	$\sigma_{n2} / R_y$	Условия прочности
1	157.7 / 240.0	157.7 / 240.0	выполнены

Примечание.  $\sigma_n = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2}$

**Сварное соединение колонны и рёбер полок стыковыми швами**

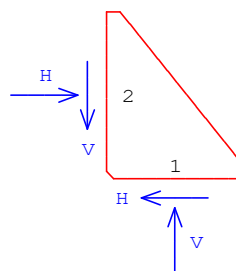
Рабочая толщина шва  $t = 10$  мм  
 Расчетная длина шва  $l_w = 90$  мм

Проверка прочности сварных швов

K	$\sigma$ [МПа]	$\tau$ [МПа]	$\sigma_n / R_{wy}$	Условие прочности
1	100.8	100.8	201.5 / 204.0	выполнено

Примечание.  $\sigma_n = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2}$

**Проверка прочности рёбер в плоскости стенки**



Силы и напряжения на гранях ребра

K	V [кН]	H [кН]	$\sigma_1$ [МПа]	$\tau_1$ [МПа]	$\sigma_2$ [МПа]	$\tau_2$ [МПа]
1	87.9	76.2	106.3	80.2	66.3	76.5

K	$\sigma_{n1} / R_y$	$\sigma_{n2} / R_y$	Условия прочности
1	175.0 / 240.0	148.1 / 240.0	выполнены

Примечание.  $\sigma_n = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2}$

**Сварное соединение колонны и рёбер стенки двусторонними угловыми швами**

Катет шва  $k_f = 6$  мм  
 Расчетная длина шва  $l_w = 100$  мм

Проверка прочности сварных швов (случай  $\beta_f R_{wf} \leq \beta_z R_{wz}$ )

К	$\sigma_w$ [МПа]	$\tau_w$ [МПа]	$\tau_f / R_{wf}$	Условие прочности
1	127.1	146.6	194.0 / 200.0	выполнено

Примечание.  $\tau_f = (\sigma_w^2 + \tau_w^2)^{1/2}$

**Несущая способность базы колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 462 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t463**

**База колонны трубчатого сечения**

Сечение колонны Диаметр  $D = 200$  мм  
 Толщина стенки  $t = 10.0$  мм

Усилия

К	N [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]	$Q_y$ [кН]	$Q_z$ [кН]
1	500.0	50.0			

Расчет Согласно СП 16.13330.2017

Сталь для колонны **C 255**  
 Расчетное сопротивление  $R_y = 240$  МПа

Сталь для плиты **C 235**  
 Расчетное сопротивление  $R_y = 230$  МПа  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1.10$  -

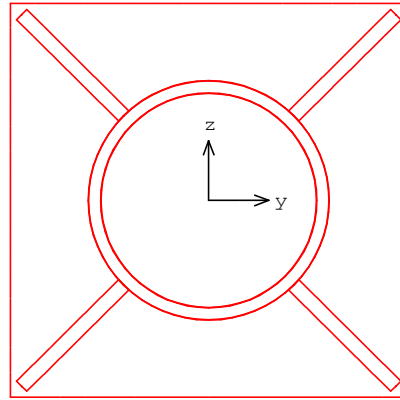
Сталь для рёбер **C 255**  
 Расчетное сопротивление  $R_y = 250$  МПа

Бетон для фундамента **B25**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.90$  -  
 Расчетное сопротивление  $\gamma_b R_b = 13.05$  МПа

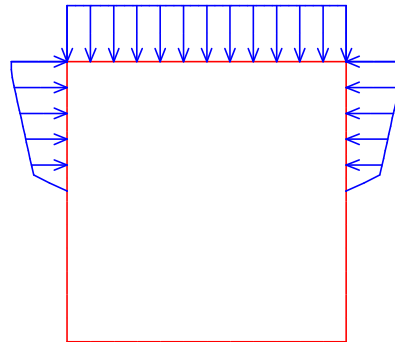
Вид сварки ручная сварка  
 Расчетное сопротивление  $R_{wf} = 200$  МПа

Опорная плита Ширина  $b_n = 330$  мм  
 Толщина  $t_n = 45$  мм

Рёбра Ширина  $b_p = 120$  мм  
 Высота  $h_p = 115$  мм  
 Толщина  $t_p = 12$  мм



Отпор фундамента  $K = 1$



**Проверка прочности опорной плиты**

Отпор фундамента

K	max $\sigma_b$ [МПа]	min $\sigma_b$ [МПа]	$N_p$ [кН]	$e_y$ [мм]	$e_z$ [мм]
1	13.05	0.00	500.0	-0.0	100.0

Поворот опорной плиты  $\varphi = 0.01461$  -

K	Тип плиты	$p$ [МПа]	max M [кНм/м]	max $\sigma / R_y \gamma_c$	Условие прочности
1	3	13.05	66.2	196.2 / 231.0	<b>выполнено</b>

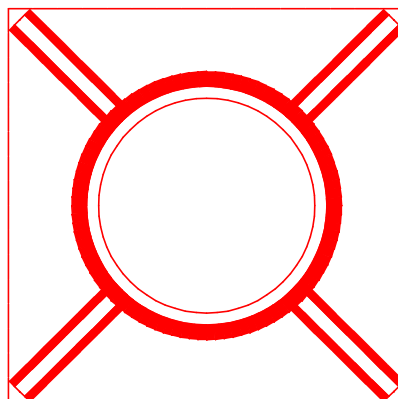
Тип 3 - плита, имеющая форму равнобокой трапеции

**Сварное соединение колонны и рёбер с опорной плитой**

Катет шва колонны  $k_f = 12^*$  мм  
 Катет швов рёбер  $k_f = 6^*$  мм

\* Минимальное значение

Сварные швы



Проверка прочности швов (случай  $\beta_f R_{wf} \leq \beta_z R_{wz}$ )

Характеристики при расчете на действие $N, M_y, M_z$		
$A$ [см <sup>2</sup> ]	$I_y$ [см <sup>4</sup> ]	$I_z$ [см <sup>4</sup> ]
85.71	7038	7038

Характеристики при расчете на действие $Q_y, Q_z$			
$A_{yk}$ [см <sup>2</sup> ]	$A_{yp}$ [см <sup>2</sup> ]	$A_{zk}$ [см <sup>2</sup> ]	$A_{zp}$ [см <sup>2</sup> ]
26.39	23.28	26.39	23.28

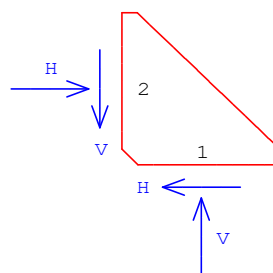
Примечание. Значения определены с учетом  $\beta_f = 0.7$

Примечание. Расчетные длины швов уменьшены на 10мм

K	$\sigma_w$ [МПа]	$\tau_w$ [МПа]	$\tau_f / R_{wf}$	Условие прочности
1	168.8	0.0	168.8 / 200.0	<b>выполнено</b>

Примечание.  $\tau_f = (\sigma_w^2 + \tau_w^2)^{1/2}$

Проверка прочности рёбер



Силы и напряжения на гранях ребра

K	V [кН]	H [кН]	$\sigma_1$ [МПа]	$\tau_1$ [МПа]	$\sigma_2$ [МПа]	$\tau_2$ [МПа]
1	139.8	156.5	118.2	108.7	113.4	101.3

K	$\sigma_{n1} / R_y$	$\sigma_{n2} / R_y$	Условия прочности
1	222.2 / 240.0	208.9 / 240.0	<b>выполнены</b>

Примечание.  $\sigma_n = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2}$

Сварное соединение колонны и рёбер

Катет швов	$k_f$	=	9	мм
Расчетная длина швов	$l_w$	=	93	мм

Швы двусторонние

Проверка прочности швов (случай  $\beta_f R_{wf} \leq \beta_z R_{wz}$ )

К	$\sigma_w$ [МПа]	$\tau_w$ [МПа]	$\tau_f / R_{wf}$	Условие прочности
1	133.5	119.3	179.1 / 200.0	<b>выполнено</b>

Примечание.  $\tau_f = (\sigma_w^2 + \tau_w^2)^{1/2}$

**Несущая способность базы колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 463 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t465**

**Подбор сечения стального элемента**

Усилия

К	$M_y$ [кНм]	$Q_z$ [кН]	F [кН]	$b_F$ [мм]
1	100.0	100.0		

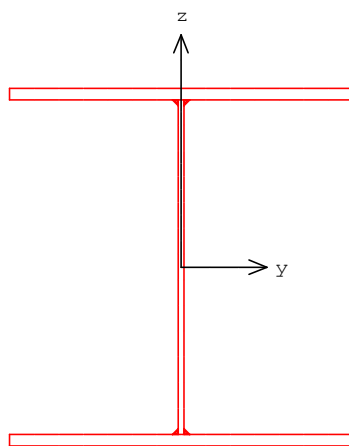
Расчет

Согласно СП 16.13330.2017

Сталь **С 255**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1.000$  -  
 Расчетные сопротивления  $R_y = 240$  МПа  
 $R_s = 139$  МПа

Сечение балки

**Двутавр сварной**



Размеры сечения

h [мм]	b [мм]	$t_w$ [мм]	$t_f$ [мм]
250	240	4.0	8.0

Поперечные ребра жесткости не требуются.

Катет поясных швов  $k_f = 4^*$  мм

\* Минимальное значение

A [см <sup>2</sup> ]	$I_y$ [см <sup>4</sup> ]	$I_z$ [см <sup>4</sup> ]	$W_y$ [см <sup>3</sup> ]	$W_z$ [см <sup>3</sup> ]	$S_y$ [см <sup>3</sup> ]	$I_t$ [см <sup>4</sup> ]
47.76	6051	1843	484.1	153.6	259.7	8.69

Жесткость сечения в плоскости Z  $EI_y = 12.47$  МНм<sup>2</sup>  
в плоскости Y  $EI_z = 3.80$  МНм<sup>2</sup>

**Проверка прочности балки по напряжениям  $\sigma$  и  $\tau$**

$$\begin{aligned} \sigma / R_y \gamma_c &= 206.6 / 240.0 = \mathbf{0.861} \leq 1 \\ \tau / R_s \gamma_c &= 107.3 / 139.2 = \mathbf{0.771} \leq 1 \end{aligned}$$

**Проверка прочности стенки балки по напряжению  $\sigma_v$**

$$\sigma_v = (\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_z + \sigma_z^2 + 3\tau_{xz}^2)^{1/2}$$

Напряжения в стенке  $\sigma_x = 193.3$  МПа  
 $\tau_{xz} = 96.0$  МПа  
 $\sigma_z = 0.0$  МПа

$$\sigma_v / 1.15 R_y \gamma_c = 255.0 / 276.0 = \mathbf{0.924} \leq 1$$

**Проверка устойчивости плоской формы изгиба балки в плоскости Z**

Расчетная длина по п. 8.4.2  $l_{ef} = 6.00$  м

$$M_y / \Phi_b W_y R_y \gamma_c = \mathbf{0.996} \leq 1$$

Коэффициенты

Нагруж. пояс	$\alpha$	$\psi$	$\Phi_1$	$\Phi_b$
Верхний	5.808	2.065	0.878	0.864

**Проверка устойчивости стенки двутавра**

Расчетная высота стенки  $h_{ef} = 234.0$  мм

$\lambda_w = h_{ef} / t_w * (R_y / E)^{1/2}$  - условная гибкость стенки

Расчетные напряжения  $\sigma = 193.3$  МПа  
 $\tau = 106.8$  МПа

Критические напряжения

$\beta$	$\delta$	$C_{cr}$	$\sigma_{cr}$ [МПа]	$\tau_{cr}$ [МПа]
0.80	6.56	34.84	2097.3	359.6

Левая часть условия (80) = 0.311 -

$$\lambda_w / \lambda_{uw} = 2.00 / 3.58 = \mathbf{0.558} \leq 1$$

**Проверка устойчивости полки двутавра**

Расчетная ширина свеса полки  $b_{ef} = 118.0$  мм

$\lambda_f = b_{ef} / t_f * (R_y / E)^{1/2}$  - условная гибкость свеса

$$\lambda_f / \lambda_{uf} = 0.50 / 0.54 = \mathbf{0.934} \leq 1$$

**Проверка прочности сварного соединения полки и стенки**

Поясные швы двусторонние угловые швы  
Вид сварки автоматическая сварка

Расчетные сопротивления  $R_{wf} = 245.0$  МПа  
 $R_{wz} = 171.0$  МПа

Коэффициенты для расчета шва  $\beta_f = 0.70$  -  
 $\beta_z = 1.00$  -

Расчетное усилие согласно СП, табл.43

$$T = Q_z b t_f (h - t_f) / 2 I_y = 383.9 \text{ кН/м}$$

Напряжения  $\tau_f = T / 2 \beta_f k_f = 68.6$  МПа  
 $\tau_z = T / 2 \beta_z k_f = 48.0$  МПа

$$\tau_f / R_{wf} \gamma_c = 68.6 / 245.0 = \mathbf{0.280} \leq 1$$



$$\tau_z / R_{wz} \gamma_c = 48.0 / 171.0 = 0.281 \leq 1$$

**Несущая способность элемента обеспечена**

Расчет выполнен модулем 465 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t466**

**Подбор сечения стального элемента**

Усилия

K	N [кН]	M <sub>y</sub> [кНм]	M <sub>z</sub> [кНм]	V <sub>y</sub> [кН]	V <sub>z</sub> [кН]
1	100.0	40.0	30.0		

Расчет

согласно ТКП EN 1993-1-1

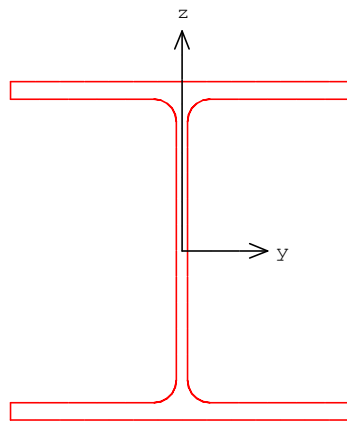
Сталь

**S 275**

Сечение колонны

**Двутавр 20К1**

**СТО АСЧМ 20-93**



Размеры сечения

h [мм]	b [мм]	t <sub>w</sub> [мм]	t <sub>f</sub> [мм]	r [мм]
196	199	6.5	10.0	13

Предел текучести  $f_y = 275$  МПа

Сечение класса 1

Характеристики сечения

A [см <sup>2</sup> ]	I <sub>y</sub> [см <sup>4</sup> ]	I <sub>z</sub> [см <sup>4</sup> ]	I <sub>T</sub> [см <sup>4</sup> ]	I <sub>ω</sub> [см <sup>6</sup> ]
52.69	3846	1314	17.34	112100

Моменты сопротивления

W <sub>e1,y</sub> [см <sup>3</sup> ]	W <sub>e1,z</sub> [см <sup>3</sup> ]	W <sub>p1,y</sub> [см <sup>3</sup> ]	W <sub>p1,z</sub> [см <sup>3</sup> ]
392.4	132.1	432.8	199.9

**Проверка прочности элемента по условию для сечений классов 1 и 2**

Предельные усилия

N <sub>p1,Rd</sub> [кН]	M <sub>N,y,Rd</sub> [кНм]	M <sub>N,z,Rd</sub> [кНм]
1449.0	119.0	55.0

M<sub>N,i,Rd</sub> - предельный момент с учетом N

Условие (6.41)  $(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})\beta = 0.659 \leq 1$

$\alpha = 2.00 -$   
 $\beta = 1.00 -$

**Проверка устойчивости элемента по условиям (6.61), (6.62)**

Предельные усилия	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{pl,z,Rd}$	$N_{Rk}$	$M_{y,Rk}$	$M_{z,Rk}$
	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	119.0	55.0	1449.0	119.0	55.0

Критические силы и условные гибкости	$L_{cr,y}$	$L_{cr,z}$	$N_{cr,y}$	$N_{cr,z}$	$N_{cr,T}$	$\lambda_y$	$\lambda_z$
	[м]	[м]	[кН]	[кН]	[кН]		
	6.00	6.00	2214	757	2089	0.809	1.384

Критический момент и условная гибкость	$L_{cr,LT}$	$M_{cr}$	$C_1$	$\lambda_{LT}$	$\lambda_{0*}$	$\lambda_0$
	[м]	[кНм]				
	6.00	227.7	1.830	0.723	0.258	0.978

Примечание. Значение  $M_{cr}$  вычислено для заданного  $\Psi_y$   
Кривая потери устойчивости в плоскости Z - b  
в плоскости Y - c  
из плоскости Z - a

Коэффициенты	$\chi_y$	$\chi_z$	$\chi_{LT}$	$\mu_y$	$\mu_z$
	0.719	0.355	0.837	0.987	0.911

Коэффициенты	$w_y$	$w_z$	$n_{pl}$
	1.103	1.500	0.069

Коэффициенты	$\Psi_y$	$\Psi_z$	$C_{m,y,0}$	$C_{m,z,0}$	$C_{m,y}$	$C_{m,z}$	$C_{m,LT}$
	0.00	0.00	0.785	0.774	0.935	0.774	1.000

Коэффициенты	$a_{LT}$	$b_{LT}$	$c_{LT}$	$d_{LT}$	$e_{LT}$
	0.995	0.104	0.472	0.157	0.189

Коэффициенты	$C_{yy}$	$C_{yz}$	$C_{zy}$	$C_{zz}$
	0.974	0.760	0.896	0.990

Коэффициенты	$k_{yy}$	$k_{yz}$	$k_{zy}$	$k_{zz}$
	0.992	0.811	0.512	0.821

$(N_{Ed} / (\chi_y N_{Rk}) + k_{yy} M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk}) + k_{yz} M_{z,Ed} / M_{z,Rk}) \gamma_{M1} = 0.096 + 0.399 + 0.443 = 0.937 \leq 1$

$(N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk}) + k_{zy} M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk}) + k_{zz} M_{z,Ed} / M_{z,Rk}) \gamma_{M1} = 0.194 + 0.206 + 0.448 = 0.848 \leq 1$

**Несущая способность элемента обеспечена**

**Поз. t467**

**Расчетные длины колонн**

Расчетная схема

Одноэтажная свободная рама

Рассматривается крайняя колонна

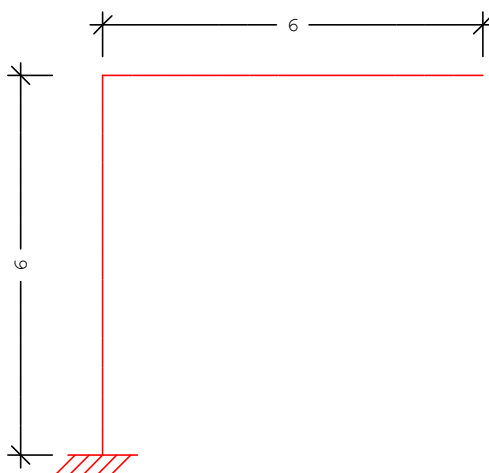
Длина колонны  $l_c = 6.00$  м  
 Момент инерции сечения  $I_c = 5000$  см<sup>4</sup>

Нижний конец колонны жестко закреплён

Пролет  $l = 6.00$  м

Момент инерции

ригеля сверху  $I_s = 5000$  см<sup>4</sup>



Расчет

Согласно СП 16.13330.2011, таблица 31

Параметры

$\rho$  не ограничено  $n = 1.000$  -

Коэффициент расчётной длины  $\mu = 1.17$  -

Расчётная длина колонны  $l_{ef} = 7.02$  м

Расчет выполнен модулем 467 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t468**

**Стальная колонна**

Расчетная схема

Длина колонны  $l = 6.00$  м

Закрепления

	В плоскости Y	В плоскости Z
Вверху	шарнирное	шарнирное
Внизу	шарнирное	шарнирное

Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа	Знак
1	Постоянная	1.05		

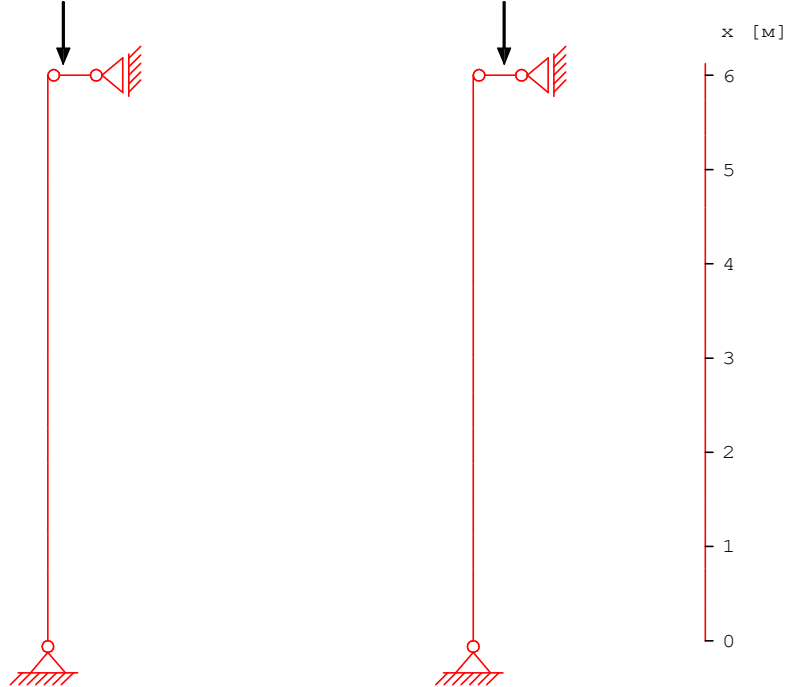
Вертикальные силы

№	x [м]	V [кН]	$e_y$ [см]	$e_z$ [см]
1	6.00	500.0	5.0	10.0

Нагрузка 1

в плоскости Y

в плоскости Z



Расчет

Согласно СП 16.13330.2017

Сталь  
 Коэффициент условий работы

**C 255**  
 $\gamma_c = 1.000$  -

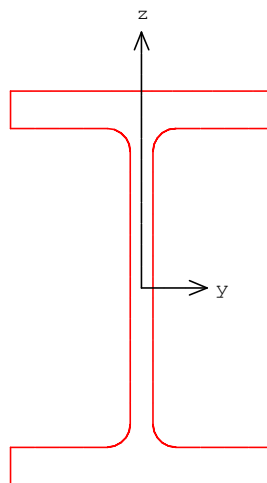
Расчетные сопротивления

$R_y = 230$  МПа  
 $R_s = 133$  МПа

Сечение

**Двутавр 25Ш5**

**ГОСТ Р 57837-2017**



Размеры сечения	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r
	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]
	274	184	16.0	26.0	16

Характеристики сечения	A	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>y</sub>	W <sub>z</sub>
	[см <sup>2</sup> ]	[см <sup>4</sup> ]	[см <sup>4</sup> ]	[см <sup>3</sup> ]	[см <sup>3</sup> ]
	133.40	16480	2710	1202.9	294.6

Жесткость сечения	в плоскости Z	EI <sub>y</sub>	=	33.95	МНм <sup>2</sup>
	в плоскости Y	EI <sub>z</sub>	=	5.58	МНм <sup>2</sup>

Усилия от нагрузки 1	x	N	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	Q <sub>y</sub>	Q <sub>z</sub>
	[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]
	6.00	500.00	50.00	25.00	-4.17	-8.33
	0.00	500.00	0.00	0.00	-4.17	-8.33

**Проверка прочности колонны по напряжениям σ и τ**

Напряжение	Комбинация	x	N	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	Q <sub>y</sub>	Q <sub>z</sub>
		[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]
Нормальное	1	6.00	525.00	52.50	26.25	-4.38	-8.75
Касательное	1	0.00	525.00	0.00	0.00	-4.38	-8.75

$$\sigma / R_y \gamma_c = 172.1 / 230.0 = 0.748 \leq 1$$

$$\tau / R_s \gamma_c = 2.3 / 133.4 = 0.018 \leq 1$$

**Проверка устойчивости колонны в плоскостях Z и Y**

Расчетные усилия	Плоскость	Комбинация	x	N	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
			[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	Z	1	6.00	525.00	52.50	
	Y	1	6.00	525.00		26.25

Расчетные длины и гибкость колонны	Плоскость	N <sub>кр</sub> /N	l <sub>ef</sub>	Гибкость	Предельная гибкость
			[м]		
	Z	17.73	6.00	54.0	150.0
	Y	2.92	6.00	133.1	133.9

$$\text{В плоскости Z} \quad N / \varphi_e A R_y \gamma_c = 0.391 \leq 1$$

$$\text{В плоскости Y} \quad N / \varphi_e A R_y \gamma_c = 0.768 \leq 1$$

**Проверка устойчивости плоской формы изгиба колонны в плоскости Z**

Расчетные усилия	Комбинация	x	N	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
		[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	1	6.00	525.00	52.50	26.25

$$N / \varphi_{eyz} A R_y \gamma_c = 0.852 \leq 1$$

**Проверка устойчивости стенки двутавра**

$$\text{Расчетная высота стенки} \quad h_{ef} = 190.0 \text{ мм}$$

$$\lambda_w = h_{ef} / t_w * (R_y / E)^{1/2} - \text{условная гибкость стенки}$$

$$\lambda_{uw} \text{ определяется по таблице 9 при } \lambda = 4.448$$

$$\lambda_w / \lambda_{uw} = 0.40 / 2.30 = 0.173 \leq 1$$

**Проверка устойчивости полки двутавра**

$$\text{Расчетная ширина свеса полки} \quad b_{ef} = 68.0 \text{ мм}$$

$$\lambda_f = b_{ef} / t_f * (R_y / E)^{1/2} - \text{условная гибкость свеса}$$

$$\lambda_f / \lambda_{uf} = 0.09 / 0.73 = 0.120 \leq 1$$

**Несущая способность колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 468 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t469**

**Стальная колонна (Eurocode 3)**

Расчетная схема Длина колонны  $L = 4.00$  м

Закрепления	В плоскости Y		В плоскости Z	
	Вверху	шарнирное	шарнирное	шарнирное
Внизу	жесткое	жесткое	жесткое	жесткое

Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Постоянное воздействие постоянное -

Коэффициент упр. надежностью  $K_{FI} = 1.0$  -

При комбинировании применяются формулы (6.10a,b)

Характеристики

№	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	Группа	Знак
1	1.35	1.00					

Нагрузки

Вертикальные силы

№	x [м]	V [кН]	$e_y$ [см]	$e_z$ [см]
1	4.00	1000.0		

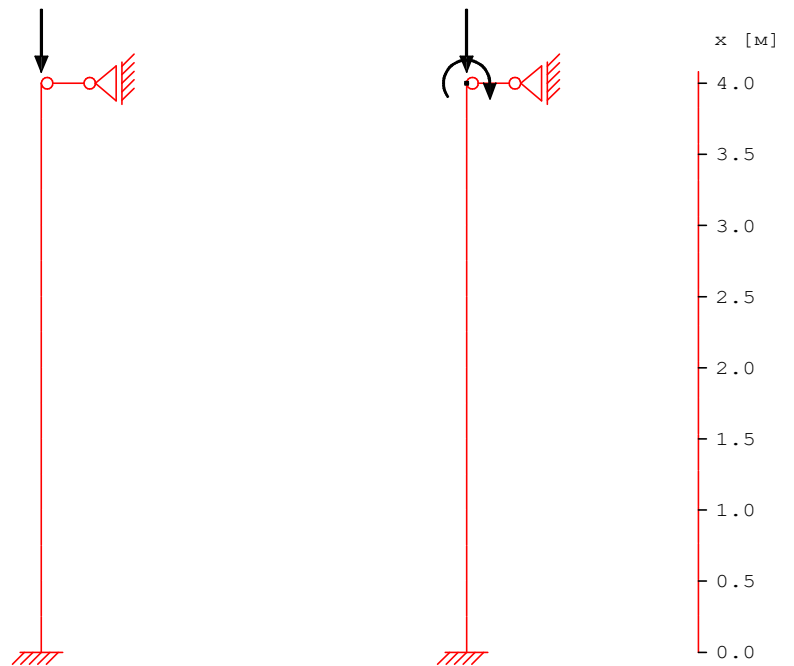
Горизонтальные силы и моменты

№	x [м]	$H_y$ [кН]	$H_z$ [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]
1	4.00			100.0	

Воздействие 1

Плоскость Y

Плоскость Z



Расчет согласно ТКП ЕН 1993-1-1

Сталь **S 275**

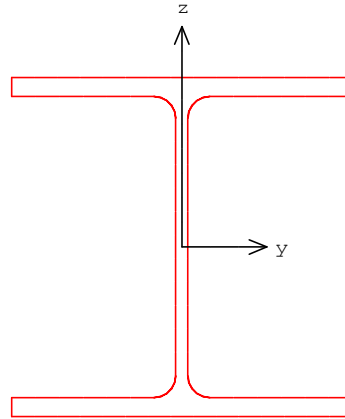
Комбинации

К	Номер воздействия (Коэффициент)
1	1 (1.35)
2	1 (1.00)
3	1 (1.15)
4	1 (1.00)

Сечение

Двутавр 25К2

СТО АСЧМ 20-93



Размеры сечения

h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r
[мм]	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]
250	250	9.0	14.0	16

Предел текучести  $f_y = 275$  МПа

Сечение класса 1

Моменты инерции

A	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	I <sub>T</sub>	I <sub>ω</sub>
[см <sup>2</sup> ]	[см <sup>4</sup> ]	[см <sup>4</sup> ]	[см <sup>4</sup> ]	[см <sup>6</sup> ]
92.18	10830	3649	58.02	501000

Моменты сопротивления

W <sub>e1,y</sub>	W <sub>e1,z</sub>	W <sub>p1,y</sub>	W <sub>p1,z</sub>
[см <sup>3</sup> ]	[см <sup>3</sup> ]	[см <sup>3</sup> ]	[см <sup>3</sup> ]
866.4	291.9	960.4	442.0

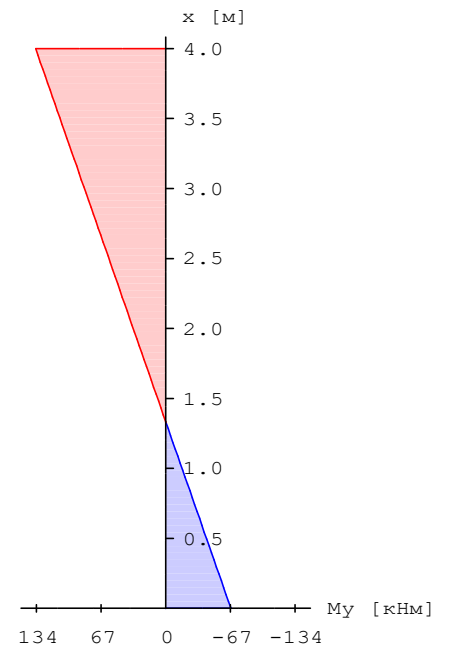
**Проверка прочности колонны по условию для сечений классов 1 и 2**

Комбинация

Номер воздействия (Коэффициент)
1 (1.35)

Усилия

x	N	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	V <sub>y</sub>	V <sub>z</sub>
[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]
4.00	1350.0	135.0	0.0	0.0	-50.6
3.33	1350.0	101.2	0.0	0.0	-50.6
2.67	1350.0	67.5	0.0	0.0	-50.6
2.00	1350.0	33.8	0.0	0.0	-50.6
1.33	1350.0	0.0	0.0	0.0	-50.6
0.67	1350.0	-33.8	0.0	0.0	-50.6
0.00	1350.0	-67.5	0.0	0.0	-50.6



Усилия в сечении

x [м]	N [кН]	My [кНм]	Mz [кНм]	Vy [кН]	Vz [кН]
4.00	1350.0	135.0	0.0	0.0	-50.6

Учет поперечной  
силы

Плоскость изгиба	Av [см2]	Vp1,Rd [кН]	ρ
z	27.9	443.3	0.000

Предельные усилия

Np1,Rd [кН]	MV,y,Rd [кНм]	MV,z,Rd [кНм]	MN,y,Rd [кНм]	MN,z,Rd [кНм]
2535.0	264.1	121.5	140.3	103.6

MV,i,Rd - предельный момент с учетом V  
 MN,i,Rd - предельный момент с учетом V и N

Условие (6.41)  $(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})\beta = 0.925 \leq 1$

α = 2.00 -  
β = 2.66 -

**Проверка устойчивости колонны по условиям (6.61), (6.62)**

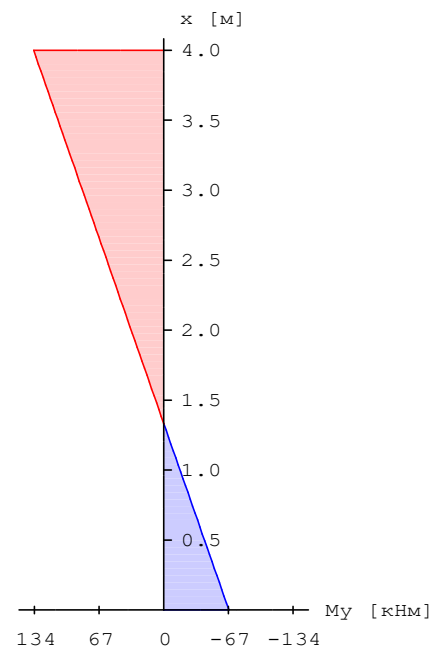
Комбинация

Номер воздействия (Коэффициент)
1 (1.35)

Усилия и прогибы

x [м]	N [кН]	My [кНм]	Mz [кНм]	Wy [мм]	Wz [мм]
4.00	1350.0	135.0	0.0	0.0	0.0
3.33	1350.0	101.2	0.0	0.0	-2.7
2.67	1350.0	67.5	0.0	0.0	-3.5
2.00	1350.0	33.8	0.0	0.0	-3.0
1.33	1350.0	0.0	0.0	0.0	-1.8
0.67	1350.0	-33.8	0.0	0.0	-0.6
0.00	1350.0	-67.5	0.0	0.0	0.0





Максимальные усилия и прогибы	$N_{max}$ [кН]	$M_{y, max}$ [кНм]	$M_{z, max}$ [кНм]	$W_{y, max}$ [мм]	$W_{z, max}$ [мм]
	1350.0	135.0	0.0	0.0	3.5

Предельные усилия	$M_{pl, y, Rd}$ [кНм]	$M_{pl, z, Rd}$ [кНм]	$N_{Rk}$ [кН]	$M_{y, Rk}$ [кНм]	$M_{z, Rk}$ [кНм]
	264.1	121.5	2535.0	264.1	121.5

Критические силы и условные гибкости	$N_{cr, y}$ [кН]	$N_{cr, z}$ [кН]	$N_{cr, T}$ [кН]	$\lambda_y$	$\lambda_z$
	28700	9670	11440	0.297	0.512

Расчетные длины	$L_{cr, y}$ [м]	$L_{cr, z}$ [м]	$L_{cr, T}$ [м]
	2.797	2.797	2.796

Критический момент и условная гибкость	$M_{cr}$ [кНм]	$M_{cr, 0}$ [кНм]	$C_1$	$\lambda_{LT}$	$\lambda_{0*}$	$\lambda_0$
	2370.9	726.8	2.582	0.334	0.300	0.603

$M_{cr, 0}$  - критический момент при  $M_y(x) = const$  и при шарнирном закреплении концов  
 $\lambda_{0*}$  - граничное значение  $\lambda_0$  по таблице А.1

Кривая потери устойчивости в плоскости Z - b  
 в плоскости Y - c  
 из плоскости Z - a

Коэффициенты	$\chi_y$	$\chi_z$	$\chi_{LT}$	$\mu_y$	$\mu_z$
	0.965	0.836	0.969	0.998	0.974

Коэффициенты	$w_y$	$w_z$	$n_{pl}$
	1.108	1.500	0.533

Коэффициенты	$C_{m, y, 0}$	$C_{m, z, 0}$	$C_{m, y}$	$C_{m, z}$	$C_{m, LT}$
	0.671	1.034	0.838	1.034	1.000

Коэффициенты	$a_{LT}$	$b_{LT}$	$c_{LT}$	$d_{LT}$	$e_{LT}$
	0.995	0.000	0.449	0.000	3.803

Коэффициенты	$C_{yy}$	$C_{yz}$	$C_{zy}$	$C_{zz}$
	1.070	1.171	1.027	0.660

Коэффициенты	$k_{yy}$	$k_{yz}$	$k_{zy}$	$k_{zz}$
	0.820	0.715	0.430	1.772

$$(N_{Ed} / (\chi_y N_{Rk})) + k_{yy} M_{y, Ed} / (\chi_{LT} M_{y, Rk}) + k_{yz} M_{z, Ed} / M_{z, Rk} \gamma_{M1} = 0.552 + 0.432 + 0.000 = \mathbf{0.984} \leq 1$$

$$(N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk})) + k_{zy} M_{y, Ed} / (\chi_{LT} M_{y, Rk}) + k_{zz} M_{z, Ed} / M_{z, Rk} \gamma_{M1} = 0.637 + 0.227 + 0.000 = \mathbf{0.864} \leq 1$$

**Несущая способность колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 469 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t470**

**Сквозная колонна**

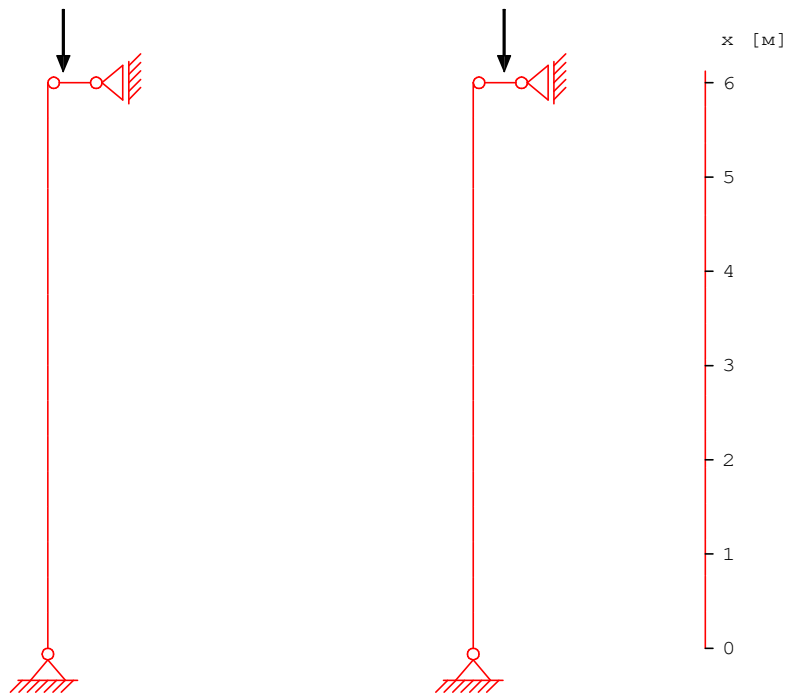
Расчетная схема Длина колонны  $l_c = 6.00$  м

Закрепления	В плоскости Y		В плоскости Z	
	Вверху	шарнирное	шарнирное	шарнирное
	Внизу	шарнирное	шарнирное	шарнирное

Нагрузки	№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа	Знак
	1	Постоянная	1.10		

Вертикальные силы	№	x	V	$e_y$	$e_z$
		[м]	[кН]	[см]	[см]
	1	6.00	1000.0	10.0	20.0

Нагрузка 1 в плоскости Y в плоскости Z



Расчет Согласно СП 16.13330.2017

Сталь **C 255**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1.000$  -  
 Расчетные сопротивления  $R_y = 240$  МПа  
 $R_s = 139$  МПа

Сечение ветви **Швеллер 40П** **ГОСТ 8240-97**

Размеры швеллера

h [мм]	b [мм]	t <sub>w</sub> [мм]	t <sub>f</sub> [мм]
400	115	8.0	13.5

Расстояние от наружной грани стенки швеллера до центра тяжести  $z_0 = 30.5$  мм

Высота сечения колонны  $h_c = 730$  мм  
 Расстояние между полками  $a_f = 500$  мм  
 Расстояние между осями ветвей  $a_b = 669.0$  мм

Решетка

Соединительные элементы **раскосы из уголка**  
**Уголок равнополочный 36x4** **ГОСТ 8509-93**

Длина раскосов  $l_p = 681$  мм  
 Расстояние между узлами  $l_b = 785.7$  мм  
 Число раскосов одной грани  $n = 14$  -  
 Длина участка размещения  $l = 5.50$  м  
 Угол между осью ветви и осью раскоса  $\alpha = 59.6$  град  
 Коэффициент условий работы раскосов  $\gamma_{cp} = 0.750$  -

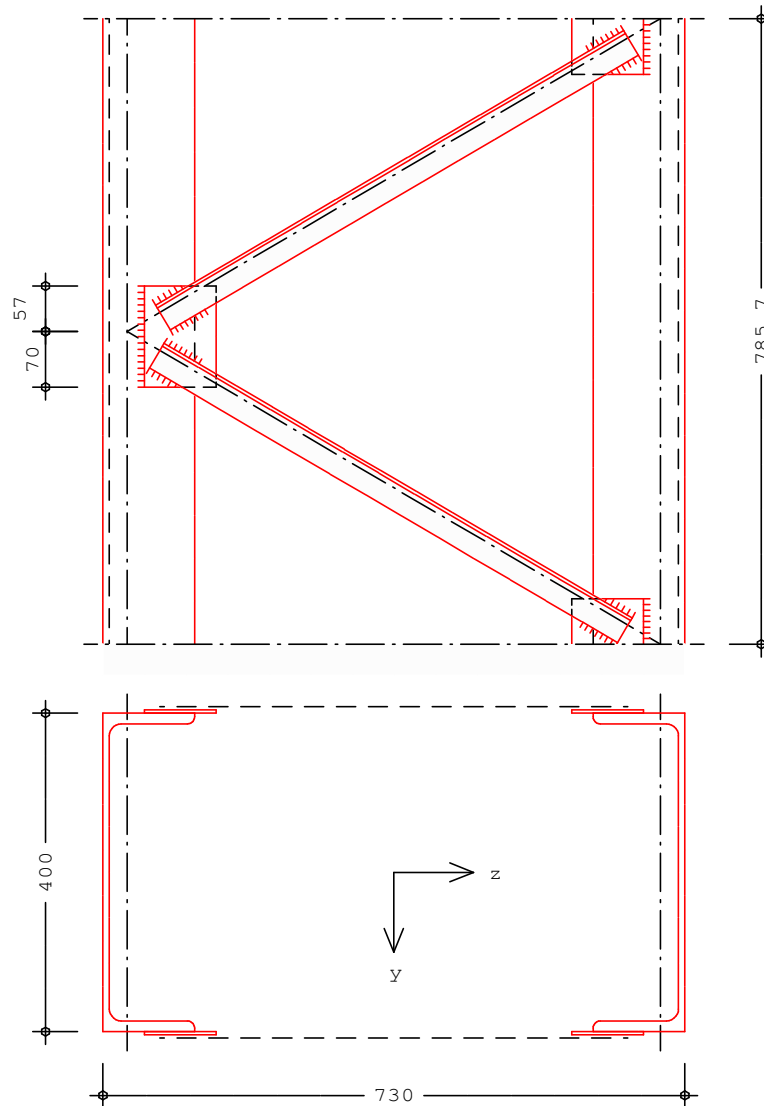
Примечание. Раскосы центрируются на оси ветвей

Для прикрепления раскосов применяются фасонки.  
 Ширина фасонки  $b_f = 90$  мм  
 Высота фасонки  $h_f = 127$  мм  
 Толщина фасонки  $t_f = 4$  мм  
 Расстояние от наружной грани ветви до края фасонки  $a_f = 52$  мм  
 Расстояние от узла до верхнего края фасонки  $a_{f0} = 57$  мм

Катет сварных швов на обушке  $k_{fo} = 4$  мм  
 на пере  $k_{fn} = 4$  мм

Зазор между сварными швами смежных раскосов  $a_c = 10.1$  мм

Фасонки прикрепляются к полкам ветвей **внахлестку**  
 Катет сварных швов фасонки  $k_{ff} = 4$  мм



Вес двух ветвей колонны  $G_D = 5.68$  кН  
 Общий вес конструкции  $G = 6.19$  кН

Характеристики сечения раскосов

Площадь  $A_p = 2.75$  см<sup>2</sup>  
 Минимальный момент инерции  $I_p = 1.36$  см<sup>4</sup>  
 Расстояние от наружной грани полки до центра тяжести  $z_{0p} = 10.4$  мм

Характеристики сечения ветви

$A_p$ [см <sup>2</sup> ]	$I_1$ [см <sup>4</sup> ]	$I_2$ [см <sup>4</sup> ]	$W_1$ [см <sup>3</sup> ]	$W_2$ [см <sup>3</sup> ]
61.51	15260	760	763.0	89.9

Характеристики сечения колонны

$A$ [см <sup>2</sup> ]	$I_y$ [см <sup>4</sup> ]	$I_z$ [см <sup>4</sup> ]	$W_y$ [см <sup>3</sup> ]	$W_z$ [см <sup>3</sup> ]
123.02	139167	30520	3812.8	1526.0

Жесткость сечения

в плоскости Z  $EI_y = 286.68$  МНм<sup>2</sup>  
 в плоскости Y  $EI_z = 62.87$  МНм<sup>2</sup>

**Проверка прочности колонны по напряжениям  $\sigma$  и  $\tau$**

Напря- жение	Комби- нация	x [м]	N [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]	$Q_y$ [кН]	$Q_z$ [кН]
$\sigma$	1	6.00	1100.0	220.0	110.0	-18.3	-36.7
$\tau$	1	0.00	1100.0	0.0	0.0	-18.3	-36.7

$$\sigma / R_y \gamma_c = 219.2 / 240.0 = 0.913 \leq 1$$

$$\tau / R_s \gamma_c = 6.6 / 139.2 = 0.048 \leq 1$$

**Проверка устойчивости колонны в плоскостях Z и Y**

Расчетные усилия	Плос- кость	Комби- нация	x [м]	N [кН]	M <sub>y</sub> [кНм]	M <sub>z</sub> [кНм]
	Z	1	6.00	1100.0	220.0	
	Y	1	6.00	1100.0		110.0

Расчетные длины и гибкость колонны	Плос- кость	l <sub>ef</sub> [м]	Гибкость λ	Предельная гибкость
	Z	13.05	38.8	140.6
	Y	6.00	38.1	140.6

Гибкость в плоскости Z определена по формуле (15)

$$\alpha = 26.56 \quad -$$

$$\lambda_y = 17.8 \quad -$$

В плоскости Z  $N / \varphi_e A R_y \gamma_c = 0.657 \leq 1$   
 В плоскости Y  $N / \varphi_e A R_y \gamma_c = 0.657 \leq 1$

Кoeffициенты	Плоск.	m	η	m <sub>ef</sub>	φ <sub>e</sub>	φ
	Z	0.638			0.567	
	Y	0.806	1.565	1.262	0.567	

Примечание. Коэффициент m для пл. Z определяется по формуле (123) при a = 361 мм

**Проверка устойчивости ветви в плоскости Z**

Расчетные усилия	Комби- нация	x [м]	N [кН]	M <sub>y</sub> [кНм]
	1	6.00	1100.0	220.0

Расчетная длина и гибкость ветви	l <sub>ef</sub> [м]	Гибкость λ	Предельная гибкость
	0.786	22.4	79.1

Примечание. Расчетная длина принята равной l<sub>b</sub>.

Продольная сила в ветви  $N_b = N / 2 + |M_y| / a_b = 878.8 \quad \text{кН}$

Условие (7)  $N_b / \varphi A_b R_y \gamma_c = 0.637 \leq 1$

$\varphi = 0.934 \quad -$

**Проверка устойчивости плоской формы изгиба ветви в плоскости Y**

Расчетные усилия	Комби- нация	x [м]	N [кН]	M <sub>y</sub> [кНм]	M <sub>z</sub> [кНм]
	1	6.00	1100.0	220.0	110.0

Продольная сила в ветви  $N_b = N / 2 + |M_y| / a_b = 878.8 \quad \text{кН}$

Изгибающий момент в ветви  $M_b = |M_z| / 2 = 55.0 \quad \text{кНм}$

Условие (111)  $N_b / c \varphi A_b R_y \gamma_c = 0.863 \leq 1$

Кoeffициенты	m	α	β	c	φ
	0.505	0.700	1.000	0.739	0.934

**Проверка устойчивости стенки ветви**

Расчетная высота стенки  $h_{ef} = 343.0 \quad \text{мм}$

$\lambda_w = h_{ef} / t_w * (R_y / E)^{1/2}$  - условная гибкость стенки

$\lambda_{uw}$  определяется согласно табл. 22 (тип сечения 3)

$N_b$ [кН]	$M_b$ [кНм]	$Q_b$ [кН]	$\sigma_1$ [МПа]	$\sigma_2$ [МПа]	$\tau$ [МПа]	$\alpha$
878.8	55.0	9.2	204.7	81.1	3.1	0.60

При  $0.5 < \alpha < 1$  значение  $\lambda_{uw}$  определяется интерполяцией по значениям  $\lambda_{uw0} = 1.260$  и  $\lambda_{uw1} = 2.320$ , принимаемым при  $\alpha = 0.5$  и  $\alpha = 1$ .  
Значение  $\lambda_{uw0}$  определяется по таблице 9 при  $\lambda = 1.300$ .

$$\lambda_w / \lambda_{uw} = 1.46 / 1.48 = 0.989 \leq 1$$

#### Проверка устойчивости полок ветви

Расчетная ширина свеса полки  $b_{ef} = 92.0$  мм

$\lambda_f = b_{ef}/t_f * (R_y/E)^{1/2}$  - условная гибкость свеса

$$\lambda_f / \lambda_{uf} = 0.23 / 0.53 = 0.436 \leq 1$$

#### Проверка устойчивости раскосов

Расчетные усилия	Комбинация	x [м]	N [кН]	$Q_z$ [кН]
	1	0.00	1100.0	-36.7

Расчетная длина и гибкость раскосов	$l_{ef}$ [м]	Гибкость $\lambda$	Предельная гибкость
	0.613	87.2	158.4

Условная поперечная сила в колонне по формуле (18)  
 $Q_{fic} = 12.7$  кН  
при  $\varphi = 0.914$  -

Поперечная сила, воспринимаемая одним раскосом  
 $Q_p = \max(Q_{fic}, |Q_z|) / 2 = 18.3$  кН

Усилие в раскосе  $N_p = Q_p / \sin \alpha + N \cos^2 \alpha A_p / A = 27.6$  кН

Условие (7)  $N_p / \varphi_p A_p R_y \gamma_{cp} = 0.860 \leq 1$   
 $\varphi_p = 0.648$  -

#### Проверка прочности сварного соединения раскосов с фасонками

Вид сварки ручная сварка  
Расчетные сопротивления  $R_{wf} = 200.0$  МПа  
 $R_{wz} = 166.5$  МПа  
Коэффициенты для расчета швов  $\beta_f = 0.70$  -  
 $\beta_z = 1.00$  -

Расчетные усилия в сварных швах  
на обушке  $N_o = 19.6$  кН  
на пере  $N_n = 8.0$  кН

Расчетные длины сварных швов  
на обушке  $l_{wo} = 40.6$  мм  
на пере  $l_{wn} = 40.4$  мм

$$\tau_{fo} / R_{wf} \gamma_c = 172.3 / 200.0 = 0.861 \leq 1$$

$$\tau_{zo} / R_{wz} \gamma_c = 120.6 / 166.5 = 0.724 \leq 1$$

$$\tau_{fn} / R_{wf} \gamma_c = 70.4 / 200.0 = 0.352 \leq 1$$

$$\tau_{zn} / R_{wz} \gamma_c = 49.3 / 166.5 = 0.296 \leq 1$$

#### Проверка прочности сварного соединения фасонки с полками ветвей

Расчетное усилие, действующее в одном шве фасонки  
 $F = N_p \cos \alpha = 14.0$  кН

Расчетная длина шва  $l_w = 117.0$  мм

$$\begin{aligned} \tau_f / R_{wf} \gamma_c &= 42.6 / 200.0 = 0.213 \leq 1 \\ \tau_z / R_{wz} \gamma_c &= 29.8 / 166.5 = 0.179 \leq 1 \end{aligned}$$

**Несущая способность колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 470 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t476**

**Подбор сечения стального элемента (MSZ EN 1993)**

Усилия

К	$M_y$ [кНм]	$V_z$ [кН]
1	100.0	100.0

Расчет

согласно MSZ EN 1993-1-1

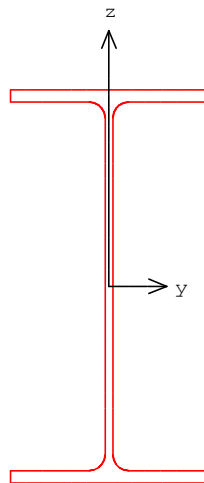
Сталь

**S 275**

Сечение балки

**Двутавр 35Б2**

**СТО АСЧМ 20-93**



Размеры сечения

h [мм]	b [мм]	$t_w$ [мм]	$t_f$ [мм]	r [мм]
350	175	7.0	11.0	14

Предел текучести

$f_y = 275$  МПа

Сечение класса 3

Характеристики сечения

A [см <sup>2</sup> ]	$I_y$ [см <sup>4</sup> ]	$I_z$ [см <sup>4</sup> ]	$I_T$ [см <sup>4</sup> ]	$I_\omega$ [см <sup>6</sup> ]
63.14	13560	984	22.35	279700

Моменты сопротивления

$W_{e1,y} = 774.9$  см<sup>3</sup>  
 $W_{p1,y} = 868.0$  см<sup>3</sup>

**Проверка прочности элемента по условию для сечений класса 3**

Условие (6.1)  $(\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2} / (f_y / \gamma_{M0}) = 129.1 / 275.0 = 0.469 \leq 1$

$\sigma = 129.1$  МПа  
 $\tau = 0.0$  МПа

**Проверка устойчивости элемента по условию (6.54)**

Критический момент и условная гибкость	$L_{cr,LT}$ [м]	$M_{cr}$ [кНм]	$\lambda_{LT}$
	6.00	139.1	1.238

Примечание. Значение  $M_{cr}$  вычислено для  $M_y(x) = \text{const}$   
 Кривая потери устойчивости из плоскости - а

Коэффициенты	$k_c$	$f$	$\chi_{LT}$	$\chi_{LT,mod}$
	0.940	0.981	0.507	0.516

Несущая способность  $M_{b,Rd} = 110.0$  кНм

Условие устойчивости  $M_{y,Ed} / M_{b,Rd} = 0.909 \leq 1$

**Несущая способность элемента обеспечена**

Расчет выполнен модулем 476 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t479**

**Стальная колонна (MSZ EN 1993)**

Расчетная схема Длина колонны  $L = 6.00$  м

Закрепления	В плоскости Y	В плоскости Z
Внизу	жесткое	жесткое

Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Постоянное воздействие постоянное -

Коэффициент упр. надежностью  $K_{FI} = 1.0$  -  
 При комбинировании применяется формула (6.10)

Характеристики	№	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	Группа	Знак
	1	1.35	1.00					

Нагрузки

Вертикальные силы	№	$x$ [м]	$V$ [кН]	$e_y$ [см]	$e_z$ [см]
	1	6.00	100.0		

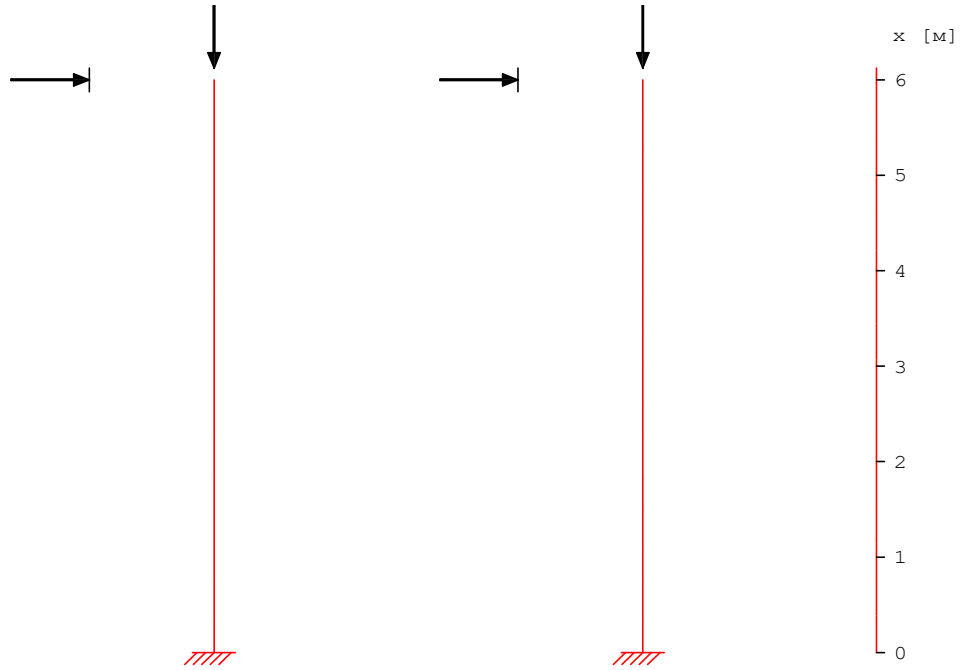
Горизонтальные силы и моменты	№	$x$ [м]	$H_y$ [кН]	$H_z$ [кН]	$M_y$ [кНм]	$M_z$ [кНм]
	1	6.00	5.0	5.0		



Воздействие 1

Плоскость Y

Плоскость Z



Расчет

согласно MSZ EN 1993-1-1

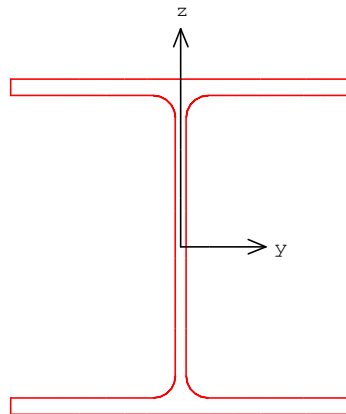
Сталь

**S 275**

Сечение

Двутавр 25К1

СТО АСЧМ 20-93



Размеры сечения

h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r
[мм]	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]
246	249	8.0	12.0	16

Предел текучести  $f_y = 275$  МПа

Сечение класса 2

Моменты инерции

A	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	I <sub>T</sub>	I <sub>ω</sub>
[см <sup>2</sup> ]	[см <sup>4</sup> ]	[см <sup>4</sup> ]	[см <sup>4</sup> ]	[см <sup>6</sup> ]
79.72	9171	3090	37.98	417300

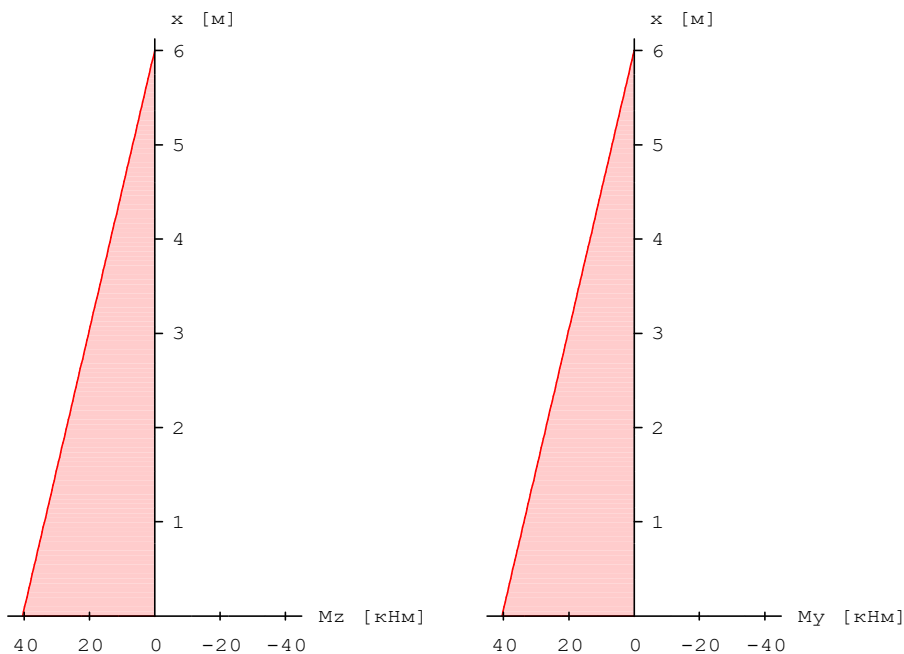
Моменты  
сопротивления

W <sub>e1,y</sub>	W <sub>e1,z</sub>	W <sub>p1,y</sub>	W <sub>p1,z</sub>
[см <sup>3</sup> ]	[см <sup>3</sup> ]	[см <sup>3</sup> ]	[см <sup>3</sup> ]
745.6	248.2	821.4	375.6

**Проверка прочности колонны по условию для сечений классов 1 и 2**

Комбинация	Номер воздействия (Коэффициент)
	1 (1.35)

Усилия	x [м]	N [кН]	M <sub>y</sub> [кНм]	M <sub>z</sub> [кНм]	V <sub>y</sub> [кН]	V <sub>z</sub> [кН]
	6.00	135.0	0.0	0.0	6.8	6.8
	4.50	135.0	10.1	10.1	6.8	6.8
	3.00	135.0	20.2	20.3	6.8	6.8
	1.50	135.0	30.4	30.4	6.8	6.8
	0.00	135.0	40.5	40.5	6.8	6.8



Усилия в сечении	x [м]	N [кН]	M <sub>y</sub> [кНм]	M <sub>z</sub> [кНм]	V <sub>y</sub> [кН]	V <sub>z</sub> [кН]
	0.00	135.0	40.5	40.5	6.8	6.8

Учет поперечной силы	Плоскость изгиба	A <sub>v</sub> [см <sup>2</sup> ]	V <sub>p1,Rd</sub> [кН]	ρ
	Z	24.8	393.1	0.000
Y	59.8	948.8	0.000	

Предельные усилия	N <sub>p1,Rd</sub> [кН]	M <sub>V,y,Rd</sub> [кНм]	M <sub>V,z,Rd</sub> [кНм]	M <sub>N,y,Rd</sub> [кНм]	M <sub>N,z,Rd</sub> [кНм]
		2192.3	225.9	103.3	225.9

M<sub>V,i,Rd</sub> - предельный момент с учетом V  
 M<sub>N,i,Rd</sub> - предельный момент с учетом V и N

Условие (6.41)  $(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})\beta = 0.424 \leq 1$

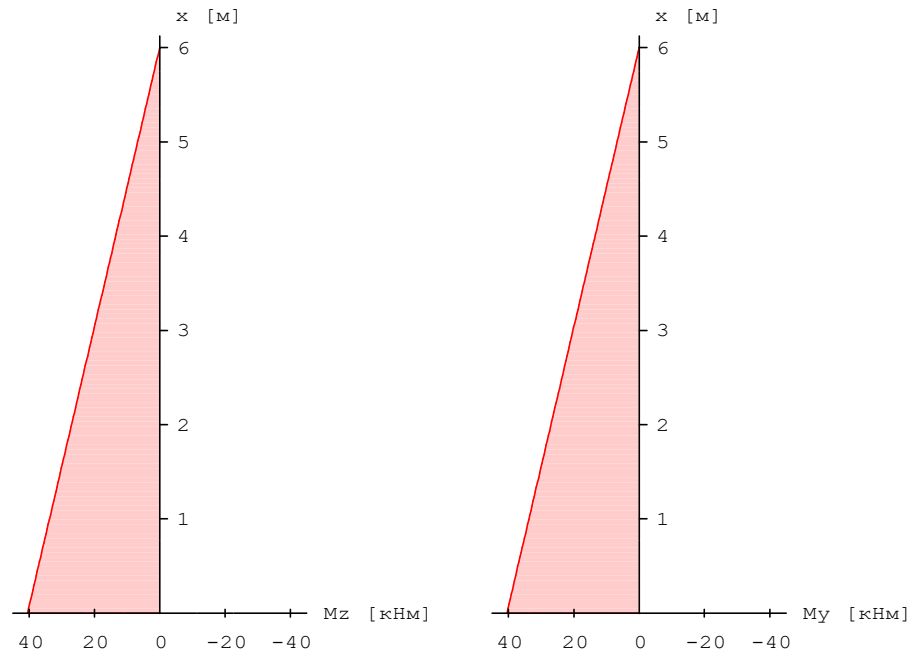
$\alpha = 2.00$  -  
 $\beta = 1.00$  -

**Проверка устойчивости колонны по условиям (6.61), (6.62)**

Комбинация	Номер воздействия (Коэффициент)
	1 (1.35)

Усилия и прогибы	x [м]	N [кН]	M <sub>y</sub> [кНм]	M <sub>z</sub> [кНм]	W <sub>y</sub> [мм]	W <sub>z</sub> [мм]
	6.00	135.0	0.0	0.0	74.9	25.2
	4.50	135.0	10.1	10.1	47.4	16.0

3.00	135.0	20.2	20.3	23.4	7.9
1.50	135.0	30.4	30.4	6.4	2.2
0.00	135.0	40.5	40.5	0.0	0.0



Максимальные усилия и прогибы

$N_{max}$ [кН]	$M_{y,max}$ [кНм]	$M_{z,max}$ [кНм]	$W_{y,max}$ [мм]	$W_{z,max}$ [мм]
135.0	40.5	40.5	74.9	25.2

Предельные усилия

$M_{pl,y,Rd}$ [кНм]	$M_{pl,z,Rd}$ [кНм]	$N_{Rk}$ [кН]	$M_{y,Rk}$ [кНм]	$M_{z,Rk}$ [кНм]
225.9	103.3	2192.3	225.9	103.3

Критические силы и условные гибкости

$N_{cr,y}$ [кН]	$N_{cr,z}$ [кН]	$N_{cr,T}$ [кН]	$\lambda_y$	$\lambda_z$
1320	445	2385	1.289	2.220

Расчетные длины

$L_{cr,y}$ [м]	$L_{cr,z}$ [м]	$L_{cr,T}$ [м]
12.000	12.000	12.000

Критический момент и условная гибкость

$M_{cr}$ [кНм]	$M_{cr,0}$ [кНм]	$C_1$	$\lambda_{LT}$	$\lambda_{0*}$	$\lambda_0$
535.4	312.0	1.839	0.650	0.244	0.851

$M_{cr,0}$  - критический момент при  $M_y(x) = const$  и при шарнирном закреплении концов  
 $\lambda_{0*}$  - граничное значение  $\lambda_0$  по таблице А.1

Кривая потери устойчивости в плоскости Z - b  
 в плоскости Y - c  
 из плоскости Z - a

Коэффициенты

$\chi_y$	$\chi_z$	$\chi_{LT}$	$\mu_y$	$\mu_z$
0.432	0.164	0.870	0.939	0.733

Коэффициенты

$w_y$	$w_z$	$n_{pl}$
1.102	1.500	0.062

Коэффициенты

$C_{m,y,0}$	$C_{m,z,0}$	$C_{m,y}$	$C_{m,z}$	$C_{m,LT}$
0.778	0.754	0.920	0.754	1.040

Коэффициенты	$a_{T,T}$	$b_{T,T}$	$c_{T,T}$	$d_{T,T}$	$e_{T,T}$
	0.996	0.029	0.055	0.008	0.013
Коэффициенты	$C_{yy}$	$C_{yz}$	$C_{zy}$	$C_{zz}$	
	0.955	0.875	0.786	0.928	
Коэффициенты	$k_{yy}$	$k_{yz}$	$k_{zy}$	$k_{zz}$	
	1.049	0.814	0.511	0.855	

$$(N_{Ed}/(\chi_y N_{Rk}) + k_{yy} M_{y,Ed}/(\chi_{LT} M_{y,Rk}) + k_{yz} M_{z,Ed}/M_{z,Rk}) \gamma_{M1} = 0.142 + 0.216 + 0.319 = \mathbf{0.678} \leq 1$$

$$(N_{Ed}/(\chi_z N_{Rk}) + k_{zy} M_{y,Ed}/(\chi_{LT} M_{y,Rk}) + k_{zz} M_{z,Ed}/M_{z,Rk}) \gamma_{M1} = 0.376 + 0.105 + 0.335 = \mathbf{0.817} \leq 1$$

**Несущая способность колонны обеспечена**

Расчет выполнен модулем 479 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

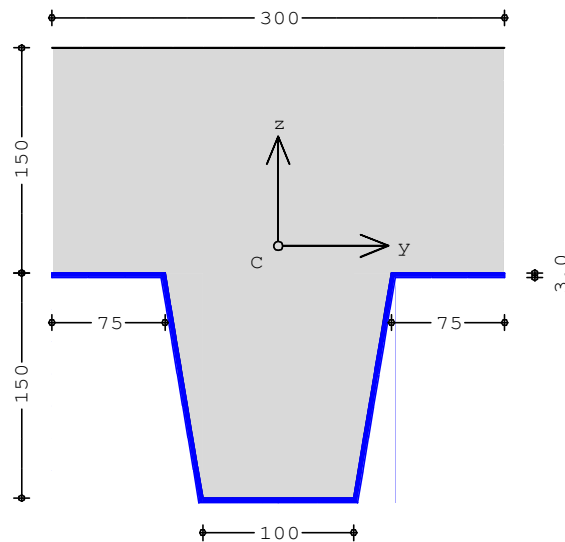
### Поз. t480

### Сталежелезобетонное сечение с профнастилом

Сечение

Поперечное сечение

M = 1 : 5



Высота сечения	$h$	=	300	мм
Шаг гофра	$S_n$	=	300	мм
Координата ц.т. сечения	$z_c$	=	168	мм
Высота бетона над настилом	$h_f$	=	150	мм

Профилированный настил с гофром открытого типа

Толщина настила	$t_n$	=	3.0	мм
Высота настила	$h_n$	=	150	мм
Ширина нижней полки	$b$	=	100	мм
Ширина бетонного ребра	$b'$	=	150	мм
Координата ц.т. настила	$z_{c,n}$	=	82	мм
Площадь сечения настила на 1 м	$A$	=	55.4	см <sup>2</sup>
Момент инерции настила на 1 м	$I_y$	=	1944.4	см <sup>4</sup>
Момент сопротивления настила на 1 м	$W_y$	=	237.8	см <sup>3</sup>

Количество пролётов	$n_{пр}$	=	4	-
Длина пролёта	$l$	=	600.0	см
Ширина опоры настила	$l_a$	=	60	мм
Радиусгиба в гофрах	$r_n$	=	5	мм

### Нагрузки

Нагрузка от веса бетона	$q_б$	=	5.212	кПа
Коэффициент надёжности	$\gamma_f$	=	1.2	-
Нагрузка от веса настила	$q_c$	=	0.427	кПа
Коэффициент надёжности	$\gamma_f$	=	1.05	-
Монтажная нагрузка	$q_m$	=	0.500	кПа
Коэффициент надёжности	$\gamma_f$	=	1.3	-
Нормативная нагрузка на настил	$q_n$	=	6.138	кПа
Расчётная нагрузка на настил	$q_p$	=	7.352	кПа

### Расчёт

Согласно СП 266.1325800.2016 КОНСТРУКЦИИ СЖБ

Бетон	<b>В 25 (тяжелый)</b>		
Плотность бетона	$\rho_b$	=	2500.0 кг/м <sup>3</sup>
Профилированный настил	<b>О 250</b>		
Плотность стали	$\rho_s$	=	7850.0 кг/м <sup>3</sup>
Предел текучести стали	$R_{yn}$	=	250.0 МПа
Модуль упругости стали	$E_{st}$	=	206.0 ГПа
Соппротивление настила	$R_y$	=	245.0 МПа
Расчётное сопротивление сдвигу	$R_s$	=	142.1 МПа

#### Расчёт настила на жёсткость:

Условие жёсткости:	$f_n \leq 1/200$		
Прогиб настила	$f_n$	=	17.5 мм
Правая часть неравенства	$1/200$	=	30.0 мм

**Жёсткость настила обеспечена**

#### Расчёт на устойчивость стенок гофров настила:

Условие устойчивости:	$Q \leq Q_{кр}$		
Поперечная сила	$Q$	=	10.115 кН
Поперечная критическая сила	$Q_{кр}$	=	30.583 кН

**Устойчивость стенок настила обеспечена**

#### Расчёт настила на прочность:

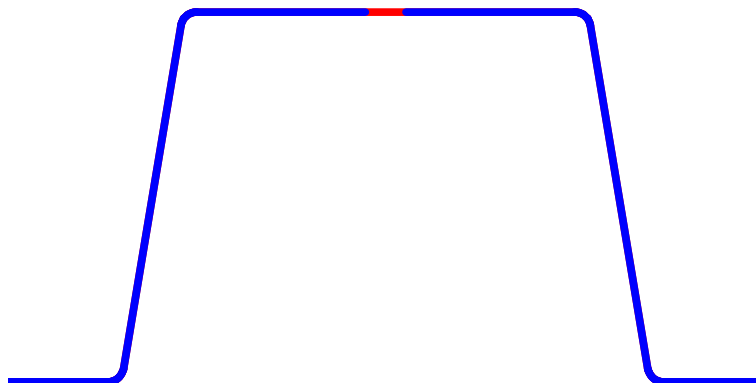
Условие прочности:	$M/W_y \leq R_y$		
Изгибающий момент от расчётных нагрузок на 1 м	$M$	=	28.320 кНм
Левая часть неравенства	$M/W_y$	=	119.094 МПа
Правая часть неравенства	$R_y$	=	245.0 МПа

**Прочность настила обеспечена**

### Редуцирование

$M = 1:3$

Схема редуцирования сечения настила



Координата ц.т. редуц. настила  $z_{c,ef} = 83$  мм  
 Площадь сечения настила на 1 м  $A_{ef} = 52.5$  см<sup>2</sup>  
 Момент инерции настила на 1 м  $I_{y,ef} = 1732.3$  см<sup>4</sup>  
 Момент сопротивления настила на 1 м  $W_{y,ef} = 213.4$  см<sup>3</sup>

**Расчёт редуцированного сечения настила на прочность :**

Условие прочности:  $M/W_{y,ef} \leq R_y$   
 Изгибающий момент от расчётных нагрузок на 1 м  $M = 28.320$  МПа  
 Левая часть неравенства  $M/W_{y,ef} = 132.707$  МПа  
 Правая часть неравенства  $R_y = 245.0$  МПа

**Прочность настила обеспечена**

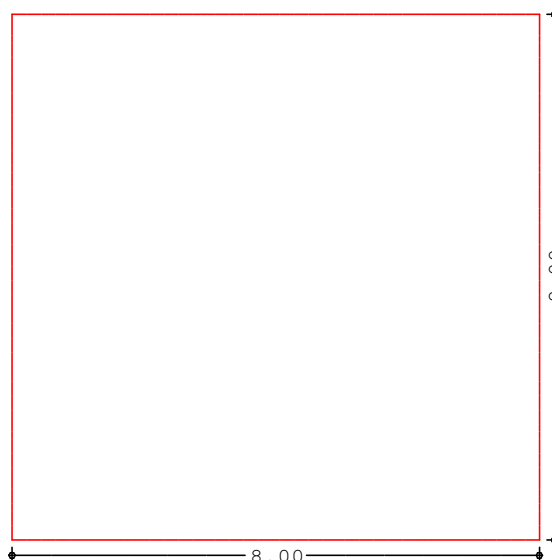
Расчет выполнен модулем 480 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t500**

**Плитный фундамент**

Расчетная схема

M = 1 :115



Размеры плиты  $l_x = 8.00$  м  
 $l_y = 8.00$  м  
 Толщина плиты  $h = 40$  см

Слой грунта

№	h [м]	E [МПа]
1	4.00	20.00
2	6.00	18.00
3	10.00	22.00

Нагружение

№	Вид нагрузки	K1	$\gamma f$
1	постоянная		1.10
2	длительная		1.20

K1 - коэфф. длительной части кратковременной нагрузки

Сосредоточенные силы

Нагр. №	№	x [м]	y [м]	lx [см]	ly [см]	P [кН]
1	1	2.00	2.00	30.0	30.0	1000.0
	2	2.00	6.00	30.0	30.0	1000.0
	3	6.00	2.00	30.0	30.0	1000.0
	4	6.00	6.00	30.0	30.0	1000.0
2	1	2.00	2.00	30.0	30.0	1000.0
	2	2.00	6.00	30.0	30.0	1000.0
	3	6.00	2.00	30.0	30.0	1000.0
	4	6.00	6.00	30.0	30.0	1000.0

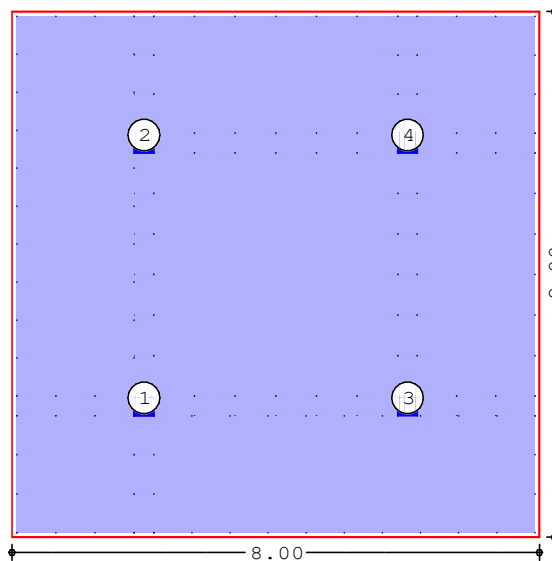
x, y - координаты центра

Равномерно распределённые нагрузки

Нагрузка	p [кПа]
1	20.00
2	20.00

Нагрузка № 1  
 M = 1 :115

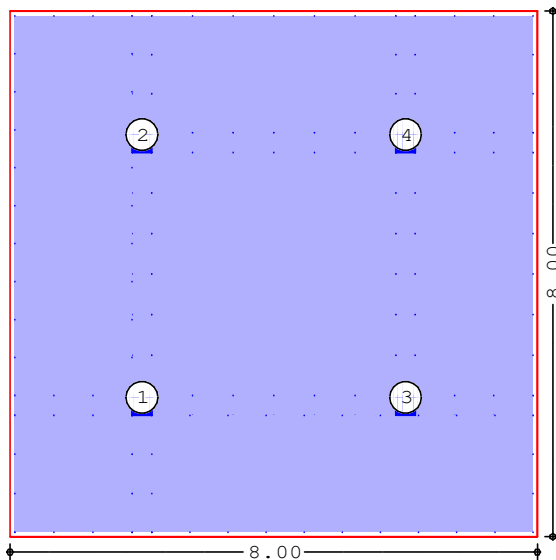
Постоянная нагрузка



Равномерно распределенная нагрузка 20.00 кПа

Нагрузка № 2  
М = 1 :115

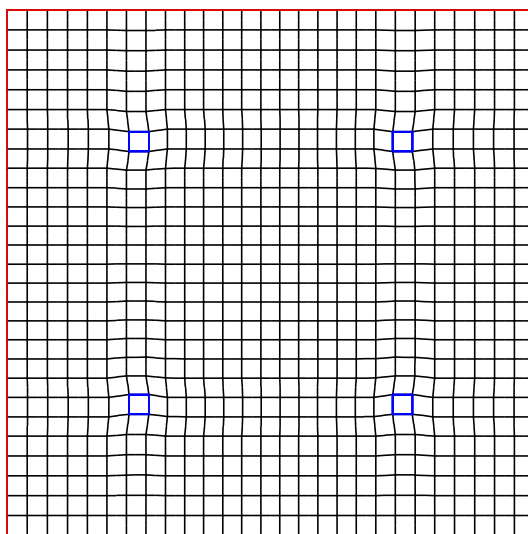
Длительная нагрузка



Равномерно распределенная нагрузка 20.00 кПа

Расчёт усилий

КЭ-сетка  
М = 1 :115



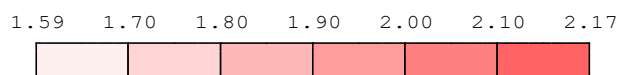
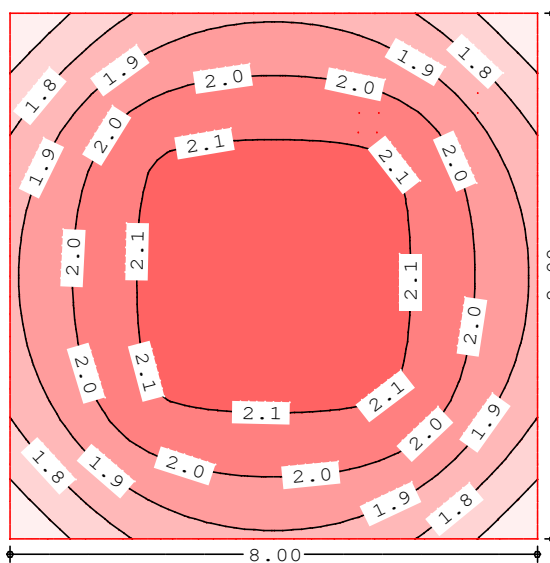
Характерный размер элемента сетки  $l = 0.27$  м

Модуль упругости  $E_b = 30000$  МПа  
Коэффициент Пуассона  $\nu = 0.20$

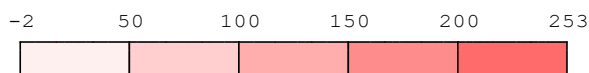
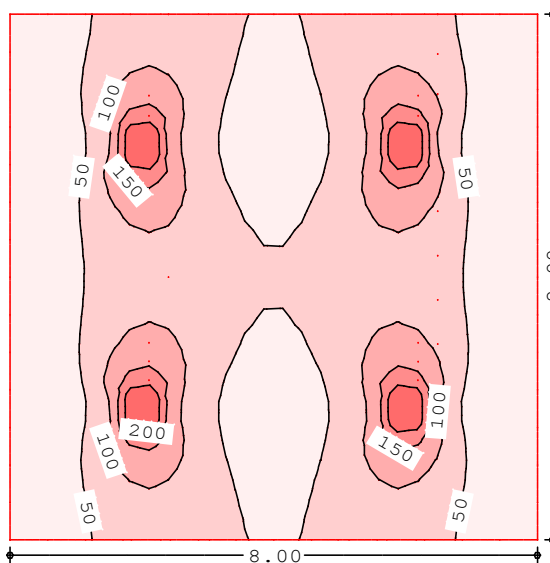


Нагрузка № 1  
Осадка, см  
М = 1 :115

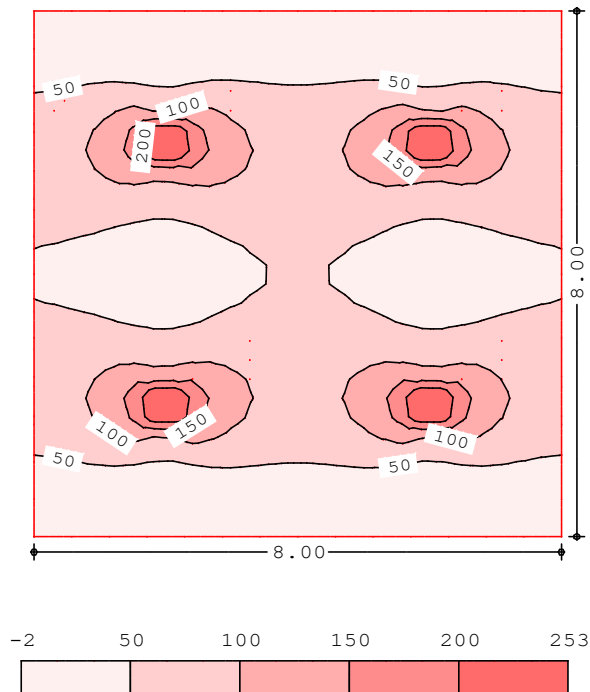
Постоянная нагрузка



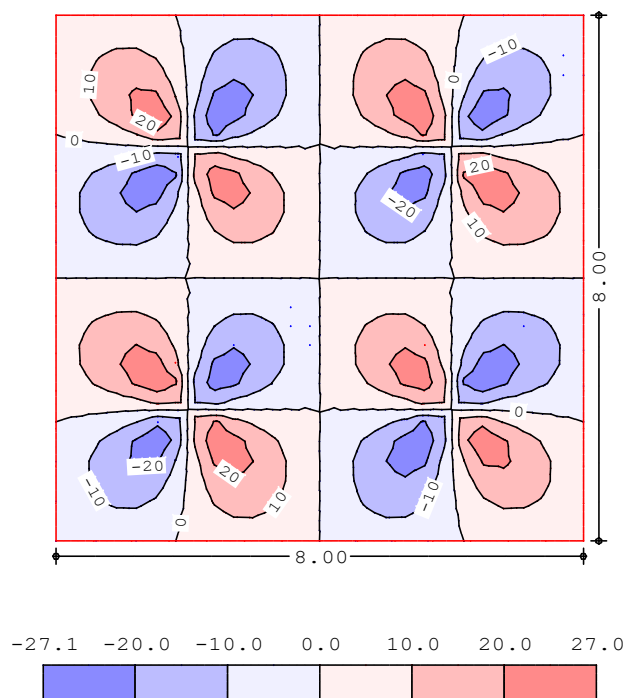
Момент  $M_x$ , кНм/м  
М = 1 :115



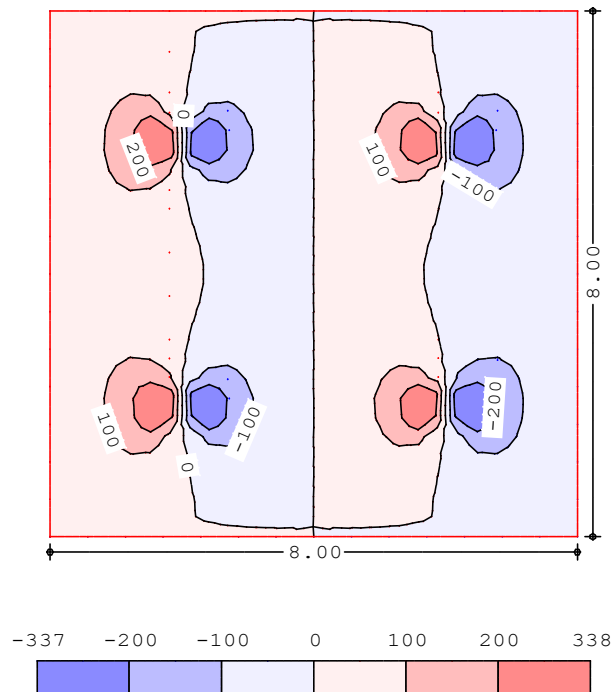
Момент  $M_y$ , кНм/м  
М = 1 :115



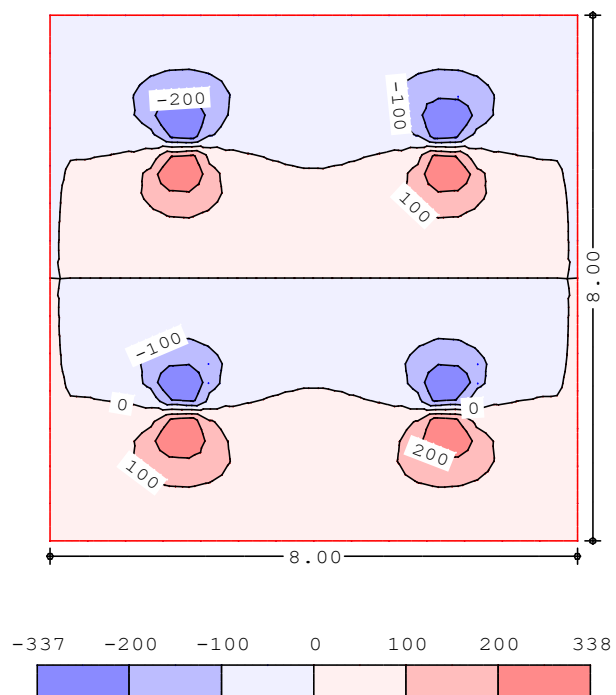
Момент  $M_{xy}$ , кНм/м  
М = 1 :115



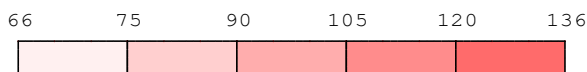
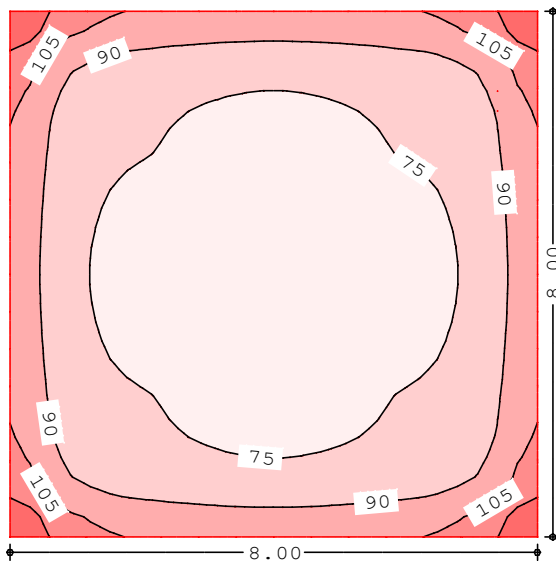
Поперечная сила  $Q_x$ , кН/м  
М = 1 :115



Поперечная сила  $Q_y$ , кН/м  
М = 1 :115

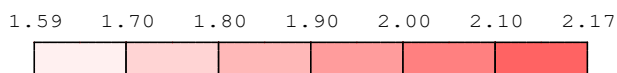
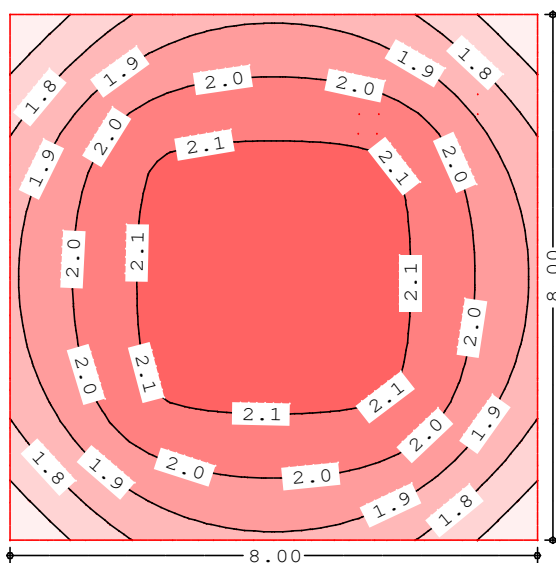


Давление, кПа  
М = 1 :115

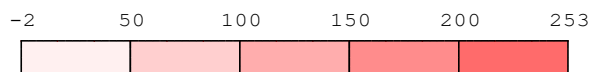
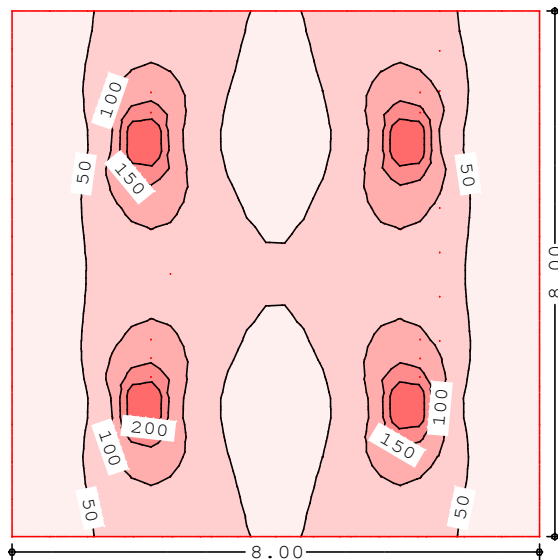


Нагрузка № 2  
Осадка, см  
М = 1 :115

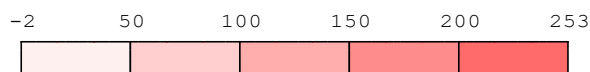
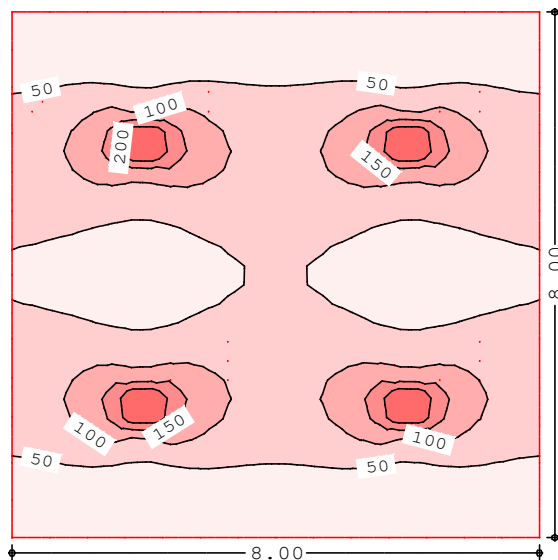
Длительная нагрузка



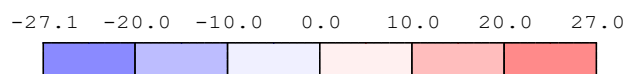
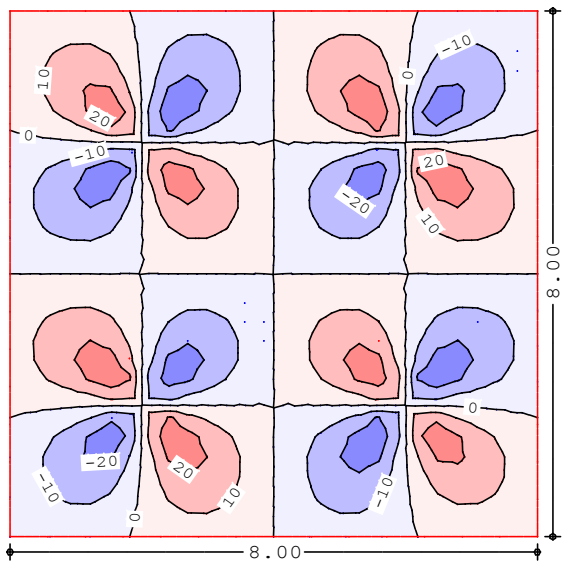
Момент  $M_x$ , кНм/м  
М = 1 :115



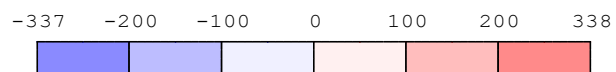
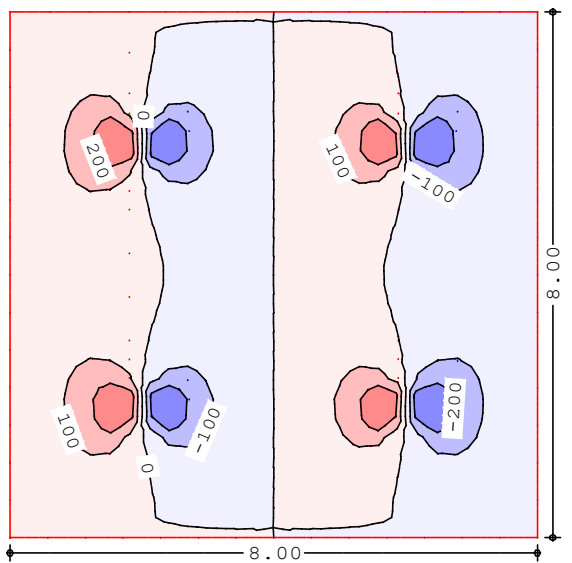
Момент  $M_y$ , кНм/м  
М = 1 :115



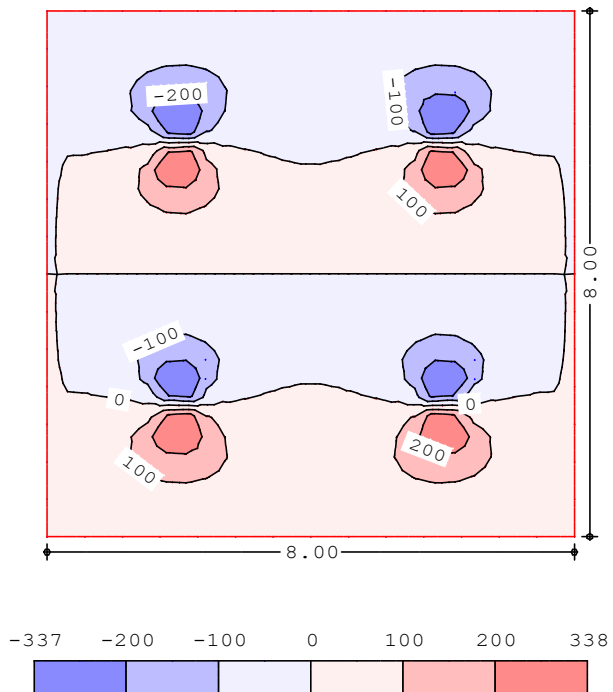
Момент  $M_{xy}$ , кНм/м  
М = 1 :115



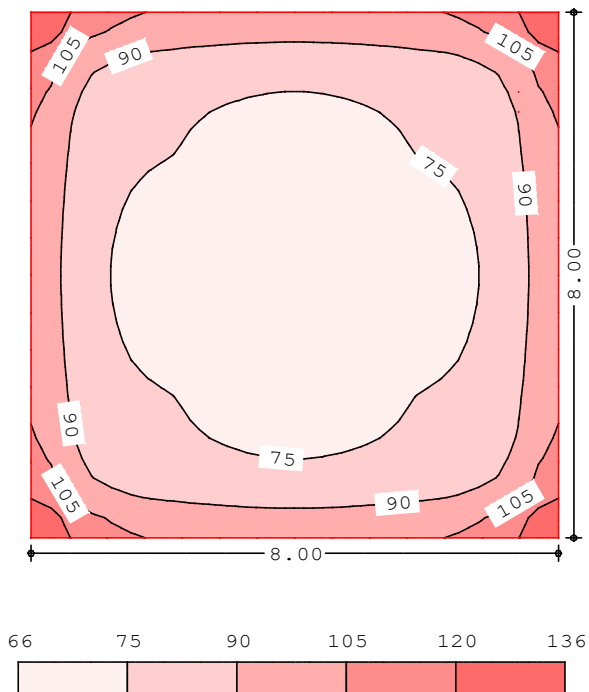
Поперечная сила  $Q_x$ , кН/м  
М = 1 :115



Поперечная сила  $Q_y$ , кН/м  
 М = 1 :115



Давление, кПа  
 М = 1 :115

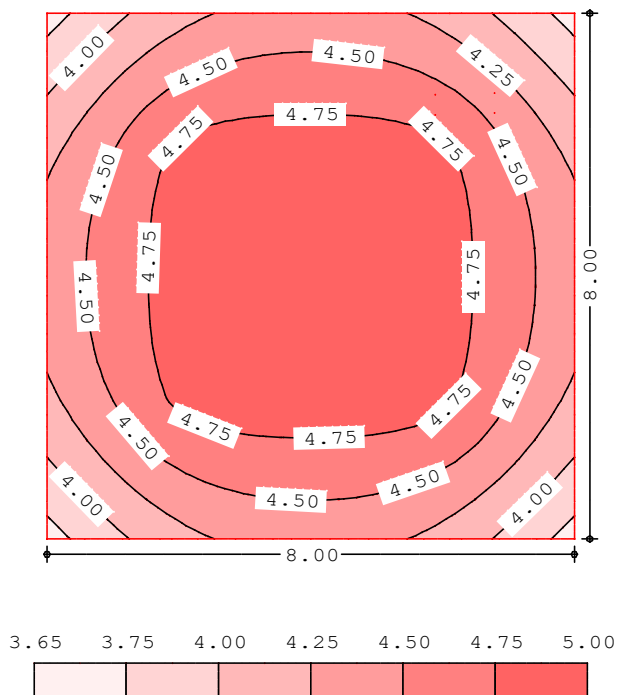


Осадка, давление

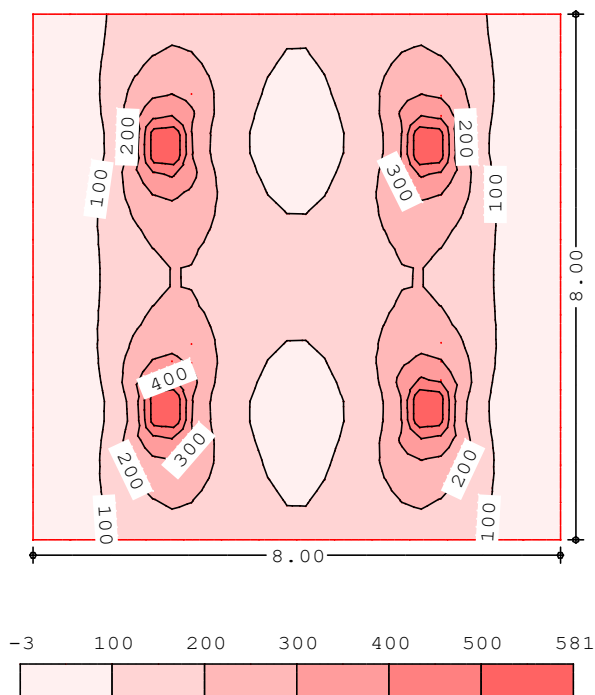
Нагрузка	max w [см]	min w [см]	max p [кПа]	min p [кПа]
1	2.17	1.59	136.1	65.8
2	2.17	1.59	136.1	65.8

Расч. сочет. усилий согласно СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.

Максимальные значения осадки, см  
M = 1 :115



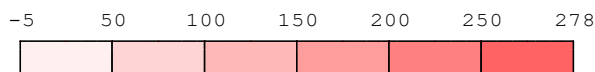
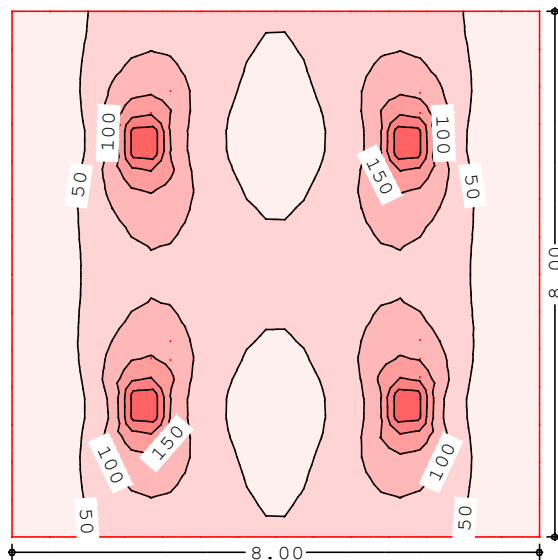
Максимальные значения момента Mx, кНм/м  
M = 1 :115





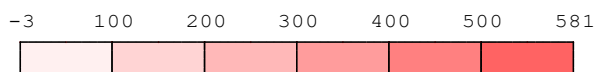
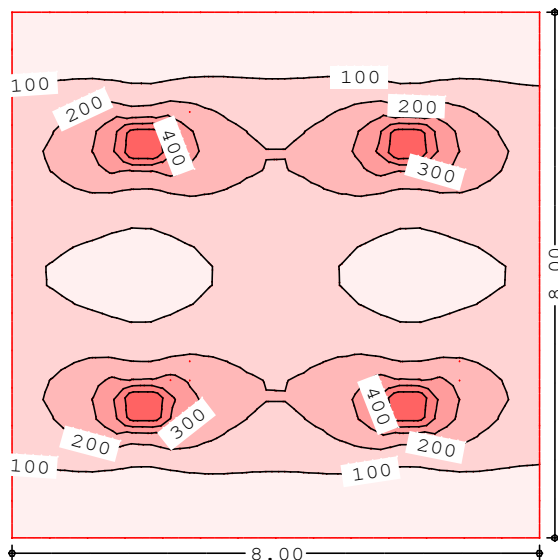
Минимальные значения момента  $M_x$ , кНм/м

$M = 1 : 115$



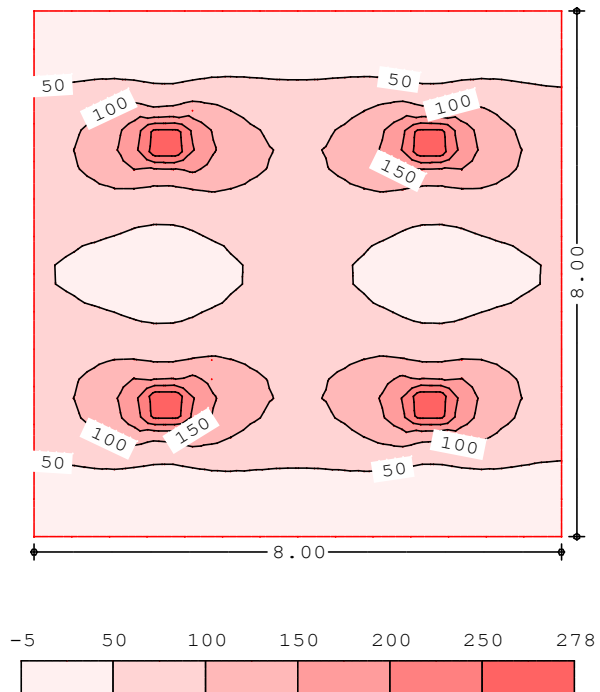
Максимальные значения момента  $M_y$ , кНм/м

$M = 1 : 115$



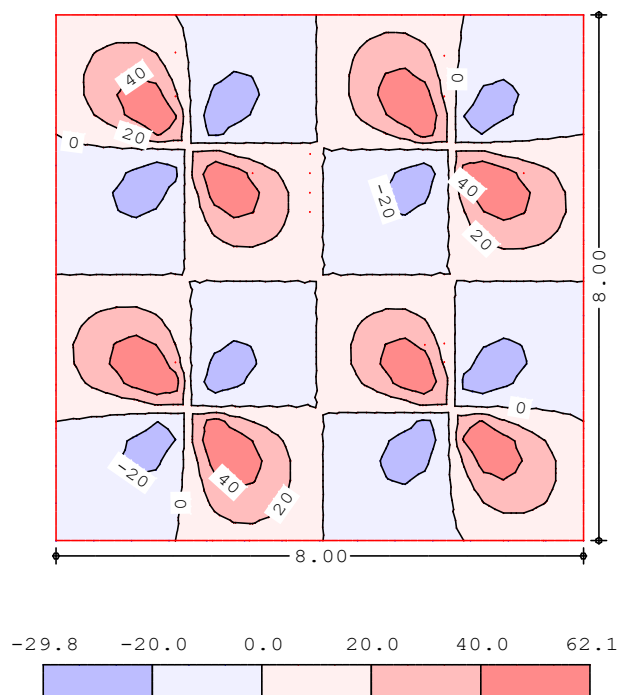
Минимальные значения момента  $M_y$ , кНм/м

$M = 1 : 115$

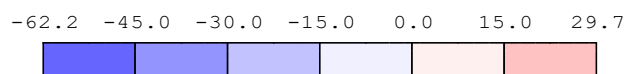
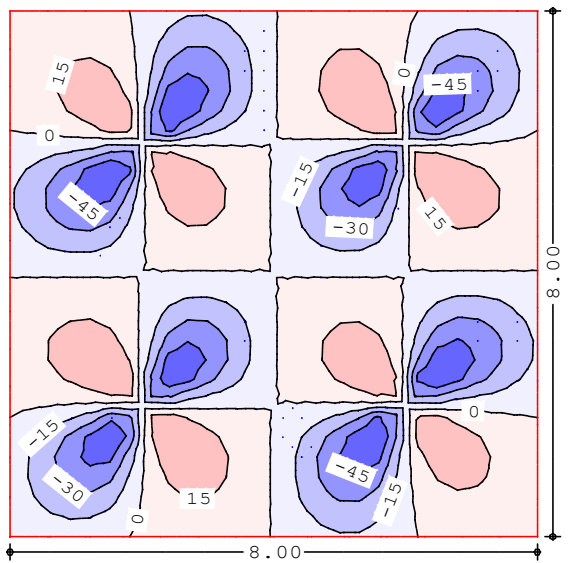


Максимальные значения момента  $M_{xy}$ , кНм/м

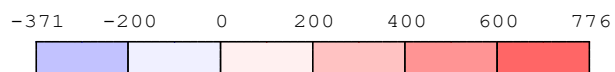
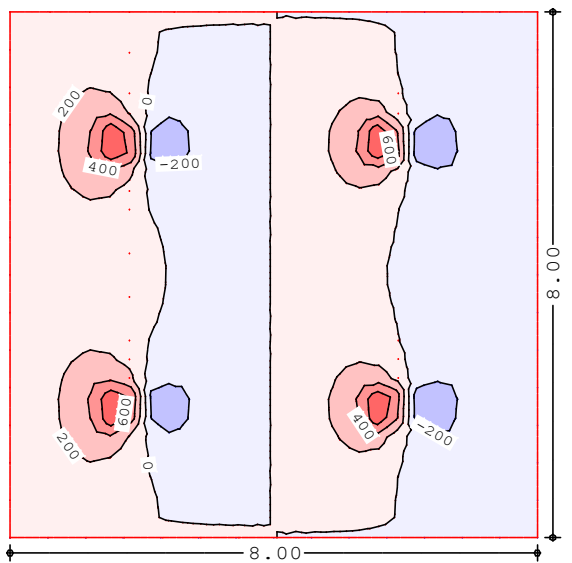
$M = 1 : 115$



Минимальные значения момента  $M_{xu}$ , кНм/м  
М = 1 :115

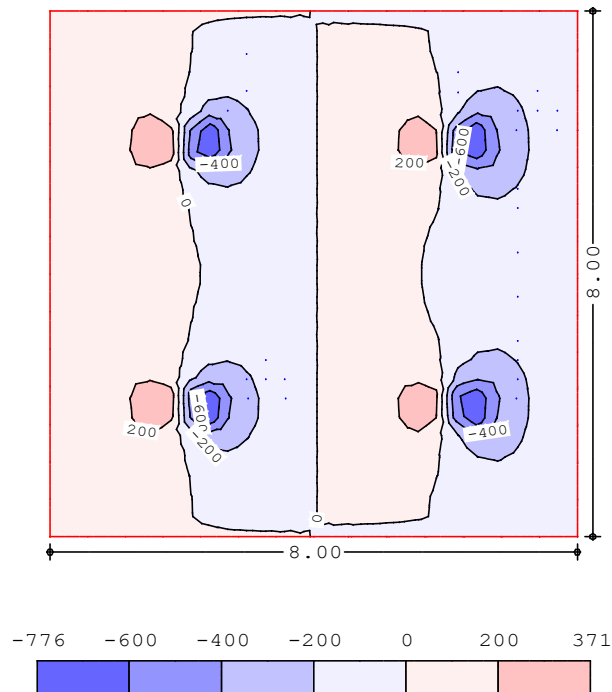


Максимальные значения поперечной силы  $Q_x$ , кН/м  
М = 1 :115



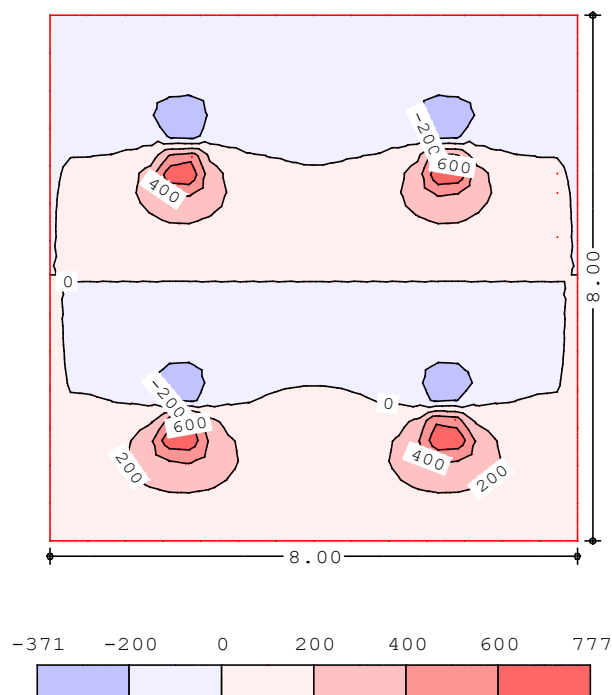
Минимальные значения поперечной силы  $Q_x$ , кН/м

М = 1 :115

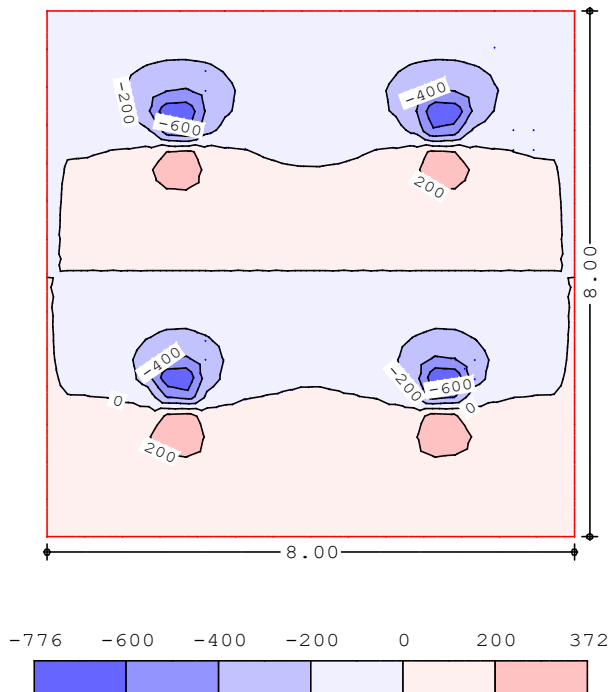


Максимальные значения поперечной силы  $Q_y$ , кН/м

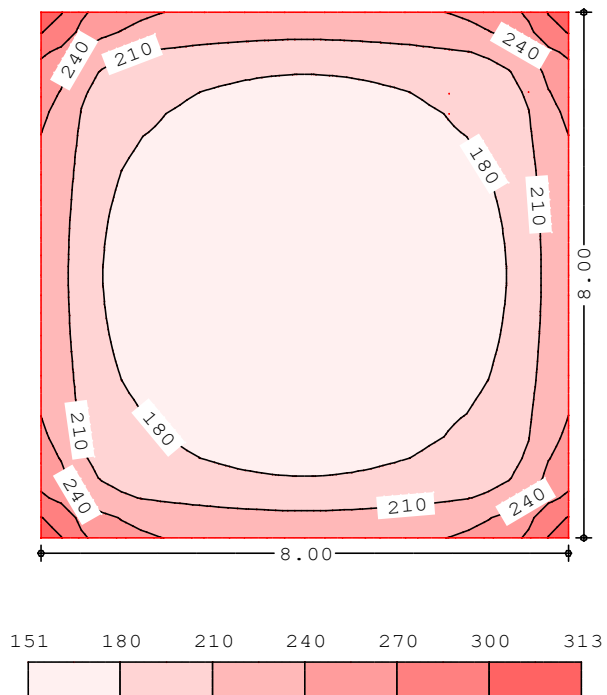
М = 1 :115



Минимальные значения поперечной силы  $Q_y$ , кН/м  
 М = 1 :115



Максимальные значения давления, кПа  
 М = 1 :115



Максимальная осадка  $w_{max} = 5.00$  см  
 Максимальное давление  $p_{max} = 313.1$  кПа

Расчёт по прочности согласно СНиП 52-01-03. Бет. и железобет. констр.

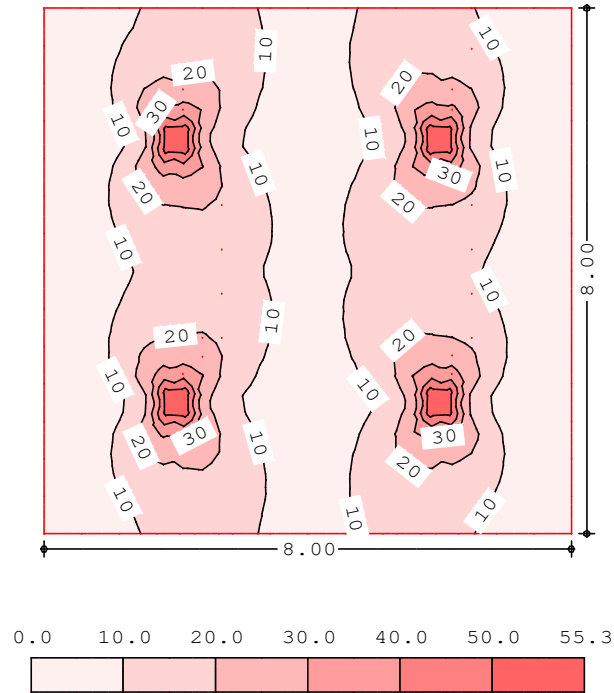
Бетон класса  
 Продольная арматура класса

**В 25**  
**А 500**

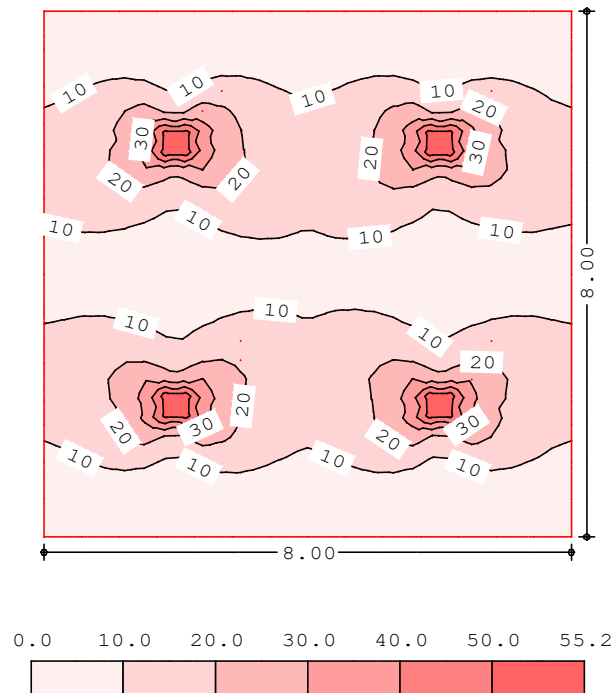
Расстояния до ц.т.  
 продольной арматуры

Верхняя арматура		Нижняя арматура	
ax [см]	ay [см]	ax [см]	ay [см]
5.0	5.0	5.0	5.0

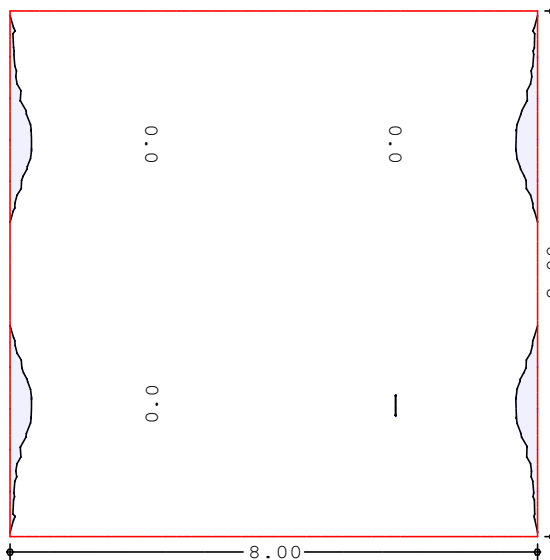
Нижняя арматура  $A_{sx}$ , см<sup>2</sup>/м  
 М = 1 :115



Нижняя арматура  $A_{sy}$ , см<sup>2</sup>/м  
 М = 1 :115

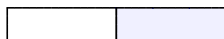


Верхняя арматура  $A_{sx}$ ,  $\text{см}^2/\text{м}$   
 М = 1 :115

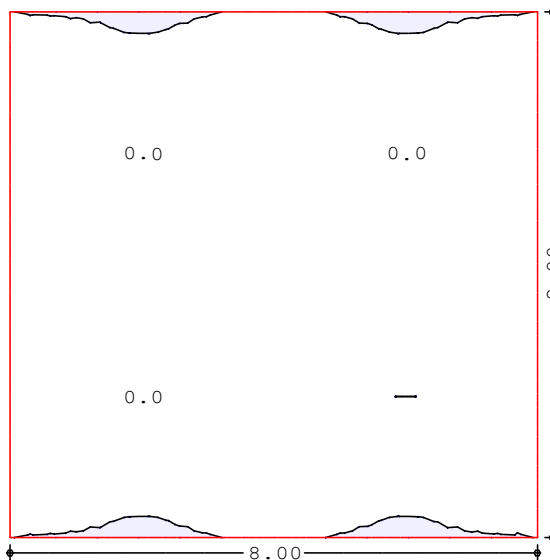


Все значения умножены на 100

0.0    0.0    37.4

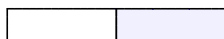


Верхняя арматура  $A_{sy}$ ,  $\text{см}^2/\text{м}$   
 М = 1 :115



Все значения умножены на 100

0.0    0.0    37.4



Нижняя арматура

Мхн [кНм/м]	Мун [кНм/м]	$A_{sx}$ [ $\text{см}^2/\text{м}$ ]	$A_{sy}$ [ $\text{см}^2/\text{м}$ ]
613.16	613.11	55.25	55.25

Верхняя арматура

Мхв [кНм/м]	Мув [кНм/м]	Asx [см <sup>2</sup> /м]	Asy [см <sup>2</sup> /м]
-5.67	-5.67	0.37	0.37

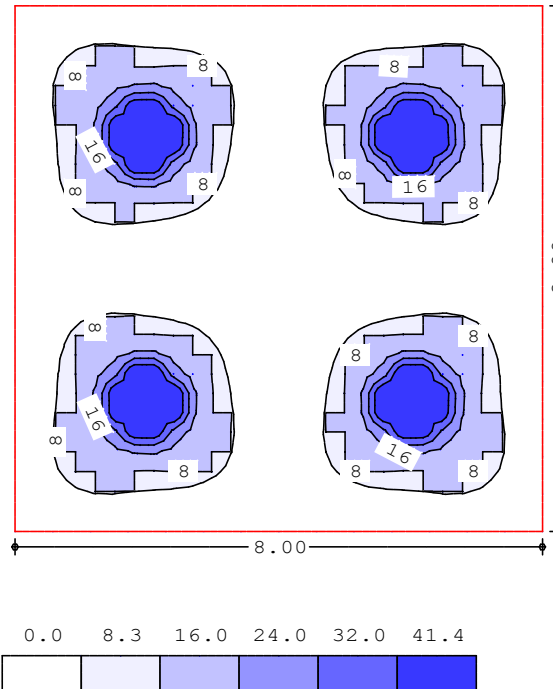
Определение поперечной арматуры

Поперечная арматура класса

**A 400**

Поперечная арматура Asw, см<sup>2</sup>/м<sup>2</sup>

M = 1 :115



Поперечная арматура под нагрузками

Нагрузка	Тип	№	Q [кН/м]	Qb [кН/м]	Qmax [кН/м]	Asw [см <sup>2</sup> /м <sup>2</sup> ]
1	Сосредоточенная	1	754.1	165.4	1370.3	39.35
		2	752.7	165.4	1370.3	39.25
		3	752.6	165.4	1370.3	39.25
		4	751.2	165.4	1370.3	39.15
2		1	754.1	165.4	1370.3	39.35
		2	752.7	165.4	1370.3	39.25
		3	752.6	165.4	1370.3	39.25
		4	751.2	165.4	1370.3	39.15

Конструирование

Нижняя арматура

Вдоль	Требуемая		Подобранная		
	As [см <sup>2</sup> /м]		Диаметр [мм]	Шаг [мм]	As [см <sup>2</sup> /м]
x	55.25		12	20	56.55
y	55.25		12	20	56.55

Верхняя арматура

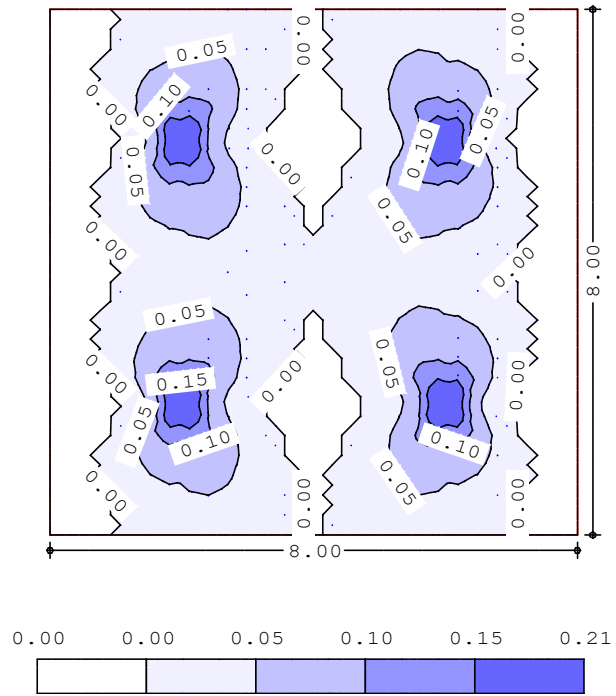
Вдоль	Требуемая		Подобранная		
	As [см <sup>2</sup> /м]		Диаметр [мм]	Шаг [мм]	As [см <sup>2</sup> /м]
x	0.37		12	300	3.77
y	0.37		12	300	3.77



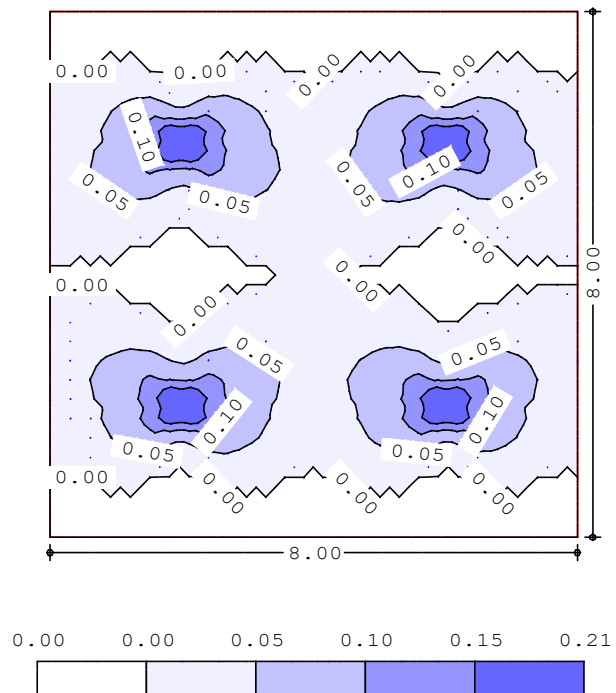
Трещиностойкость

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин:  
непродолжительное раскрытие  $a_{crc1} = 0.40$  мм  
продолжительное раскрытие  $a_{crc2} = 0.30$  мм

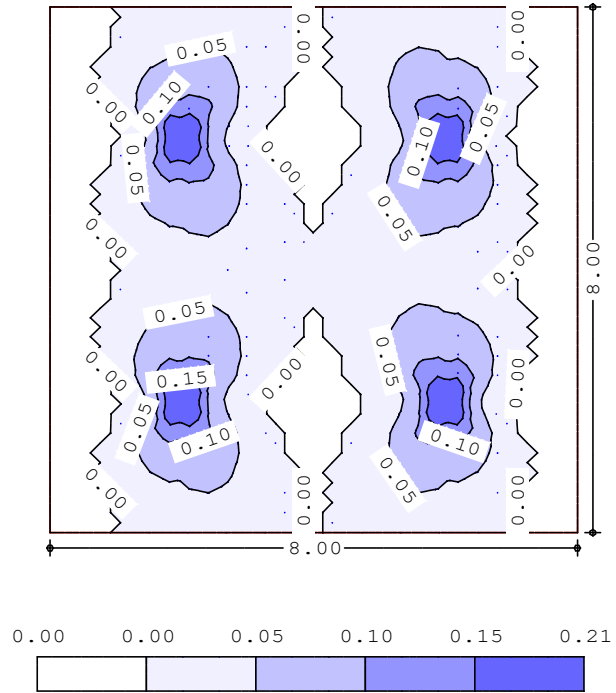
Ширина непродолжительного раскрытия трещин снизу по направл. x, [мм]  
M = 1 :115



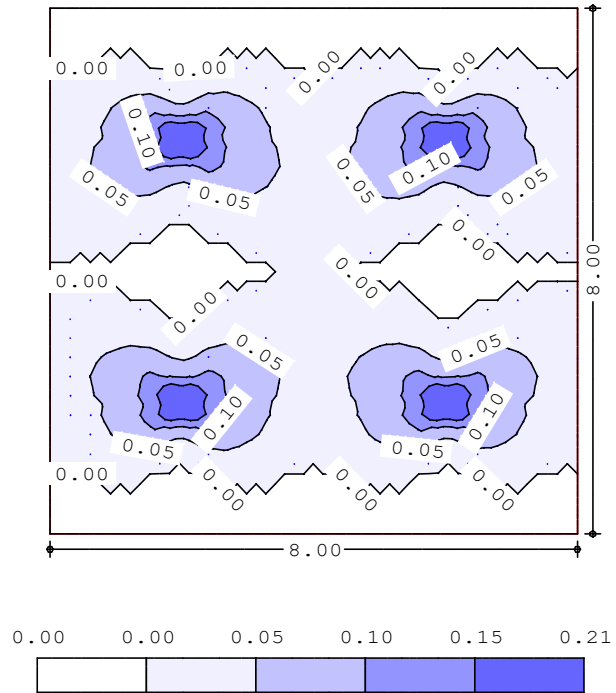
Ширина непродолжительного раскрытия трещин снизу по направл. y, [мм]  
M = 1 :115



Ширина продолжительного раскрытия трещин снизу по направлению x, [мм]  
 M = 1 :115



Ширина продолжительного раскрытия трещин снизу по направлению y, [мм]  
 M = 1 :115



Раскрытие трещин  
 снизу

От	M	Ml	Msrc	acrc1	acrc2
	[кНм/м]	[кНм/м]	[кНм/м]	[мм]	[мм]
Mx	533.2	533.2	100.5	0.211	0.211
My	533.1	533.1	100.5	0.211	0.211

Раскрытие трещин  
сверху

От	M	M1	Msrc	acrc1	acrc2
	[кНм/м]	[кНм/м]	[кНм/м]	[мм]	[мм]
Mx	3.6	3.6	0.0	нет трещин	
Mу	3.6	3.6	0.0	нет трещин	

Трещиностойкость обеспечена

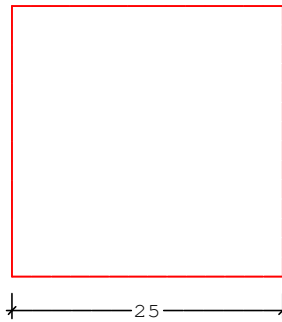
Расчет выполнен модулем 500 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t507**

**Расчёт сваи на действие вертикальной нагрузки**

Свая

Вид сваи висячая забивная свая  
 Ширина сечения сваи d = 25 см  
 Длина сваи l = 5.00 м



Свая погружается молотом

Глубина заложения ростверка  
 от поверхности рельефа d<sub>n</sub> = 1.00 м  
 от уровня планировки d<sub>0</sub> = 0.00 м

Грунт

Слой	h [м]	Вид грунта
1	7.00	Супесь пластичная

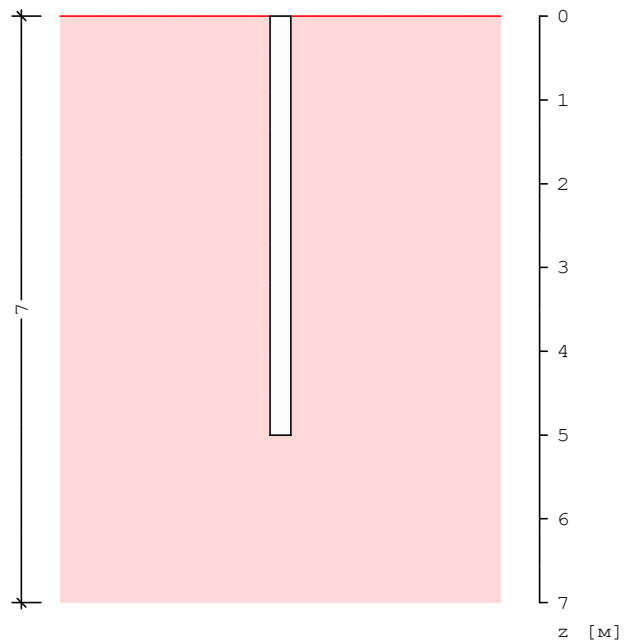
Удельный вес  
грунта

Слой	W [%]	e [-]	S <sub>r</sub> [-]	γ <sub>s</sub> [кН/м <sup>3</sup> ]	γ [кН/м <sup>3</sup> ]
1	5.0	0.52	0.25	26.0	18.0

Консистенция  
глинистого грунта

Слой	W <sub>p</sub> [%]	W <sub>L</sub> [%]	I <sub>p</sub> [%]	I <sub>L</sub> [-]
1	4.0	9.0	5.0	0.20

Схема геологического разреза



Расчет

Согласно СП 24.13330.2021

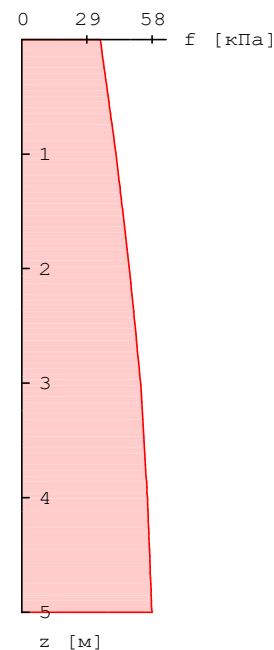
Вес сваи  $G = 7.8$  кН  
Коэффициент надежности  $\gamma_f = 1.10$  -

**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

Сопротивление грунта под концом сваи  $R = 4.15$  МПа  
при глубине заложения  $h = 6.00$  м

Коэффициент условий работы  $\gamma_{R,R} = 1.00$  -

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи  $f$



Сопротивление на боковой поверхности	Слой	$z_1$	$z_2$	$\gamma_{R, f}$	$f_1$	$f_2$
		[м]	[м]	[-]	[кПа]	[кПа]
	1	0.00	5.00	1.00	35.0	58.0

Площадь опирания на грунт  $A = 625.0$  см<sup>2</sup>  
Периметр сечения сваи  $u = 100.0$  см

Коэффициент условий работы сваи при сжатии  $\gamma_c = 1.00$  -

Несущая способность сваи  
 $F_d = F_{dR} + F_{df} = 259.4 + 245.5 = 504.9$  кН

Условие прочности  $N_0 \gamma_n \gamma_{c, g} / F_d =$   
 $308.6 * 1.00 * 1.40 / 504.9 = 0.856 \leq 1$

**Работоспособность сваи обеспечена**

Расчет выполнен модулем 507 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

### **Поз. t508**

### **Винтовая свая**

Свая Вид сваи винтовая однолопастная свая

Диаметр ствола  $d = 120$  мм  
Толщина ствола  $t = 10.0$  мм

Диаметр лопасти  $D = 800$  мм

Длина части сваи над грунтом  $l_0 = 1.50$  м  
Глубина погружения лопасти  $l = 5.00$  м

Фундамент с однорядным расположением свай

### Грунт

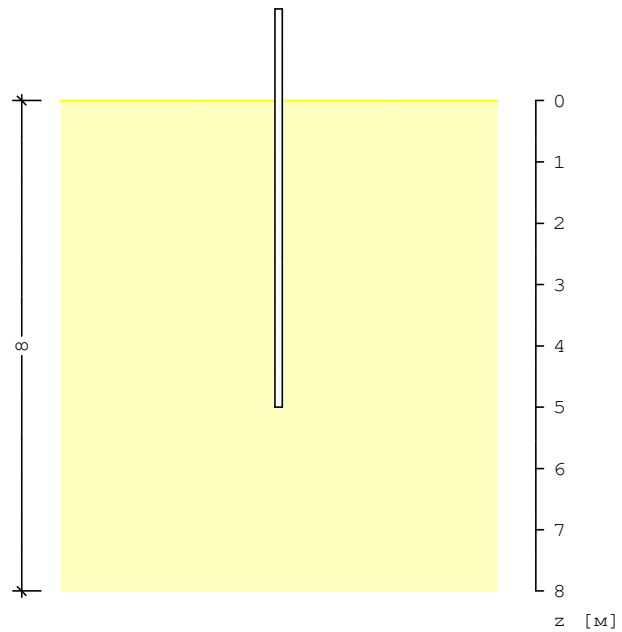
Слой	Название слоя	h [м]	Вид грунта
1	ИГЭ 927	8.00	Песок пылеватый плотный

Удельный вес грунта	Слой	$w$	$e$	$S_r$	$\gamma_s$	$\gamma$
		[%]	[-]	[-]	[кН/м <sup>3</sup> ]	[кН/м <sup>3</sup> ]
	1	16.0	0.51	0.82	26.0	20.0

Коэфф. надежности	$\gamma_g(c)$	$\gamma_g(\phi)$	$\gamma_g(\gamma)$
	1.50	1.10	1.10

Характеристики грунта	Слой	$c_{II}$	$\phi_{II}$	$\gamma_{II}$	$c_I$	$\phi_I$	$\gamma_I$
		[кПа]	[град]	[кН/м <sup>3</sup> ]	[кПа]	[град]	[кН/м <sup>3</sup> ]
	1	7.0	35.0	20.0	4.7	31.8	18.2

Схема геологического разреза



Рабочая зона лопасти сваи  $4.20 \leq z \leq 5.00$  м

Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

№	N [кН]	H [кН]	M [кНм]
1	150.0	2.0	

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 16.13330.2017

Сталь	C 255		
Коэффициент условий работы	$\gamma_c = 1.00$		-
Расчетное сопротивление	$R_y = 250$		МПа

**Проверка прочности грунта основания сваи при вдавливающей нагрузке**

Комбинация нагрузок

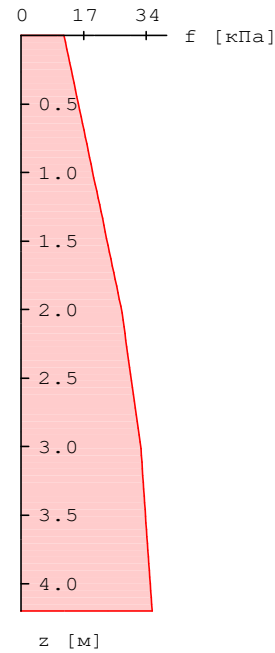
N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
165.0	1 (1.10)

Несущая способность лопасти сваи по формуле (7.18)  
 $F_{d0} = (\alpha_1 c_1 + \alpha_2 \gamma_1 h_1) A = 1271.58$  кН

Данные для расчета

$\alpha_1$ [-]	$c_1$ [кПа]	$\alpha_2$ [-]	$\gamma_1$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$h_1$ [м]	A [м <sup>2</sup> ]
47.45	4.7	30.23	18.2	4.20	0.5027

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи f



Сопротивление на боковой поверхности

Слой	$z_1$ [м]	$z_2$ [м]	$f_1$ [кПа]	$f_2$ [кПа]
1	0.00	4.20	11.7	35.6

Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 0.60$  -

Несущая способность сваи

$F_d = \gamma_c (F_{d0} + F_{df}) = 762.9 + 24.8 = 787.8$  кН

Условие прочности  $N \gamma_n \gamma_{c,g} / F_d =$

$165.0 * 1.00 * 1.40 / 787.8 = 0.293 \leq 1$

**Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи**

Комбинация нагрузок

N [кН]	M [кНм]	Нагрузка (Коэффициент)
2.2	0.0	1 (1.10)

Коэффициент постели

Слой	от z [м]	до z [м]	K [кН/м <sup>4</sup> ]	$c_z$ [кН/м <sup>3</sup> ]
1	0.00	5.00	4000	0 - 20000

Примечание

Коэффициент постели  $c_z = Kz$

Условная ширина сваи  $b_p = 1.5d + 50 = 68.0$  см

Жесткость сваи EI = 1.09 МНм<sup>2</sup>

Коэффициент деформации

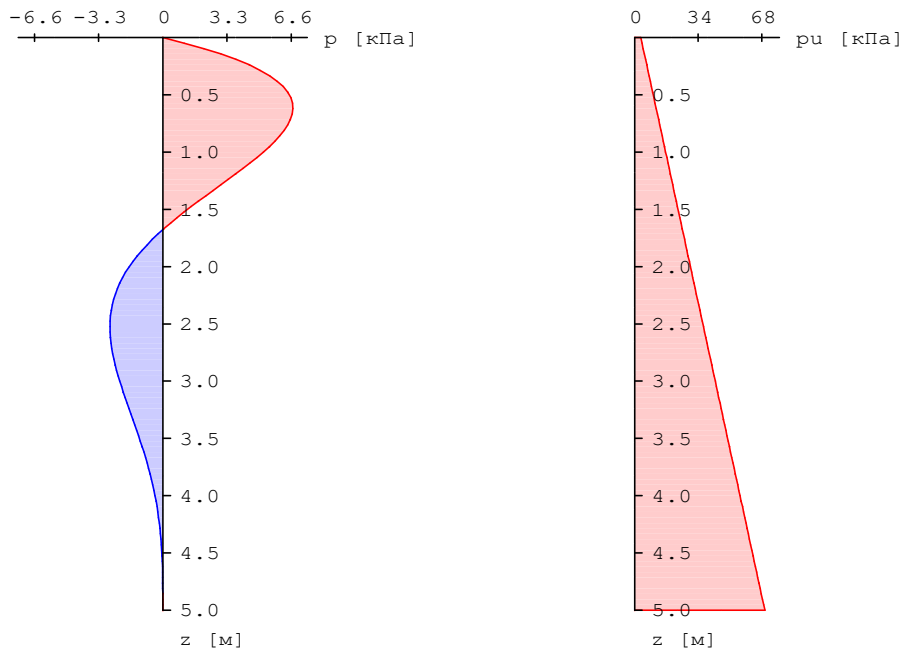
$\alpha_\varepsilon = 1.202$  1/м

при K = 4000 кН/м<sup>4</sup>

$1\alpha_\varepsilon = 6.01$  -

Давление p

Предельное давление  $p_u$



Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)

$$\eta_1 = 1.0 \quad \eta_2 = 0.250 \quad \xi = 0.6$$

$\eta_2$  определяется по формуле (Б.9) приложения Б при

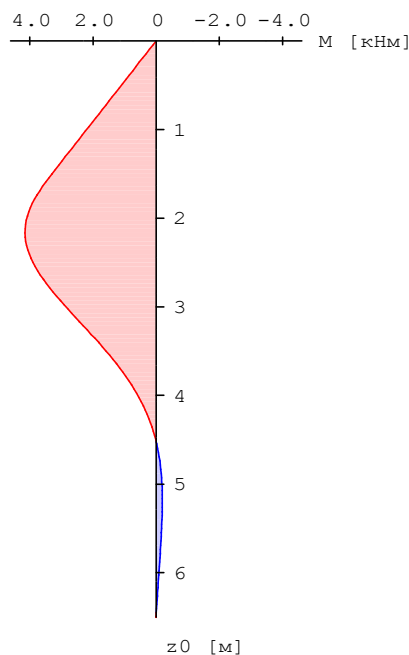
$$M_c = 7.0 \text{ кНм} \quad n = 4.00 \text{ -} \quad M_t = 0.0 \text{ кНм}$$

Условие допустимости  $p / p_u = 6.6 / 12.7 = 0.519 \leq 1$   
 при  $z = 0.85 / \alpha_\varepsilon = 0.71 \text{ м}$

**Проверка прочности и устойчивости ствола сваи**

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	165.0	1 (1.10)

Изгибающий момент





Расчетный момент  $M$  = 4.2 кНм  
 при  $z_0$  = 2.17 м

Координата  $z_0$  отсчитывается от подошвы ростверка

Условие прочности  $\sigma / R_y \gamma_c = 95.0 / 250.0 = 0.380 \leq 1$

Длина стержня (7.1)  $l_1 = l_0 + 2/\alpha_\epsilon = 3.16$  м  
 Расчетная длина  $l_{ef} = 6.33$  м  
 Условная гибкость  $\lambda = 5.646$  -

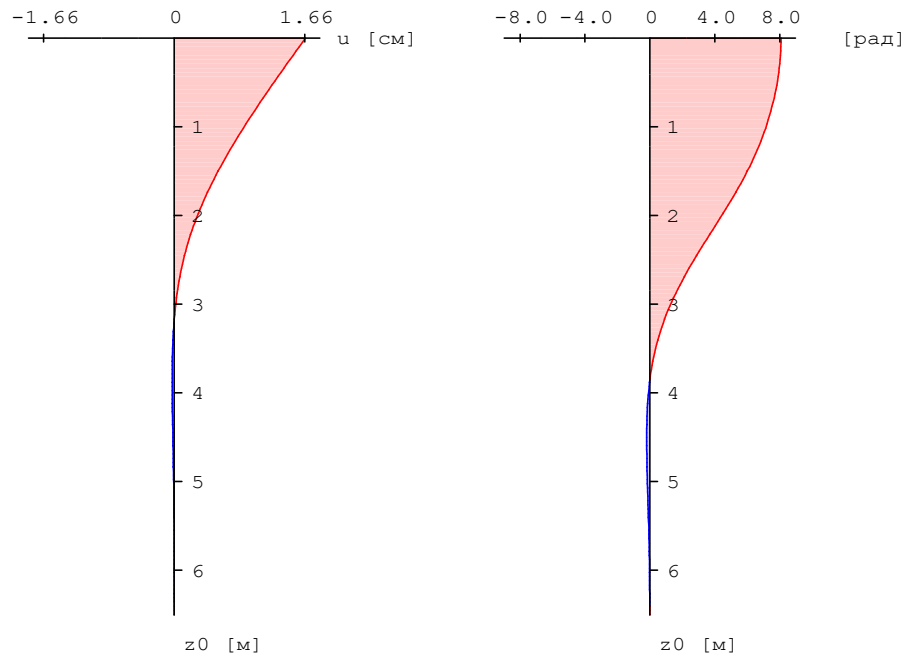
Условие устойчивости  $N / \varphi_e A R_y \gamma_c = 0.899 \leq 1$

**Проверка допустимости перемещения и угла поворота головы сваи**

Комбинация нагрузок	N [кН]	M [кНм]	Нагрузка (Коэффициент)
	2.0	0.0	1 (1.00)

Перемещение  $u$

Угол поворота  $\psi \times 1000$



Перемещение  $u_0 / u_u = 1.67 / 5.00 = 0.333 \leq 1$

Угол поворота  $\psi_0 / \psi_u = 0.0081 / 0.0100 = 0.808 \leq 1$

**Работоспособность сваи обеспечена**

**Поз. t509**

**Расчет сваи по результатам полевых испытаний**

Свая

Вид сваи **висячая забивная железобетонная свая**

Ширина сечения сваи  $d = 30$  см

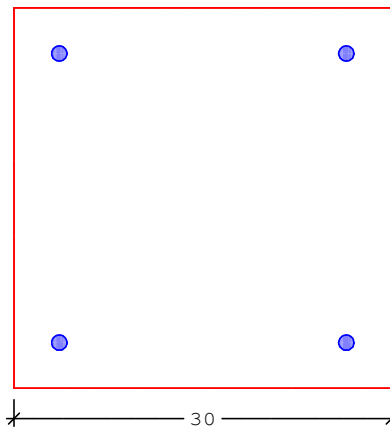
Длина сваи  $l = 6.00$  м

Арматура

Число стержней  $n_s = 4$  -

Диаметр стержней  $d_s = 12$  мм

Защитный слой бетона  $a_s = 30$  мм



Стержни: 4  $\Phi 12$

Защитный слой:

$a_s = 30$  мм

Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Глубина заложения ростверка

от поверхности рельефа  $d_n = 1.50$  м

от уровня планировки  $d_0 = 1.50$  м

Грунт

Слой	Название слоя	h [м]	Вид грунта
1	ИГЭ 922	9.00	Песок средней крупности плотный

Удельный вес грунта выше уровня подошвы ростверка  
 расчетное значение  $\gamma_0 = 18.0$  кН/м<sup>3</sup>

Удельный вес  
 грунта

Слой	W [%]	e [-]	$S_r$ [-]	$\gamma_s$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [кН/м <sup>3</sup> ]
1	10.0	0.51	0.51	26.0	19.0

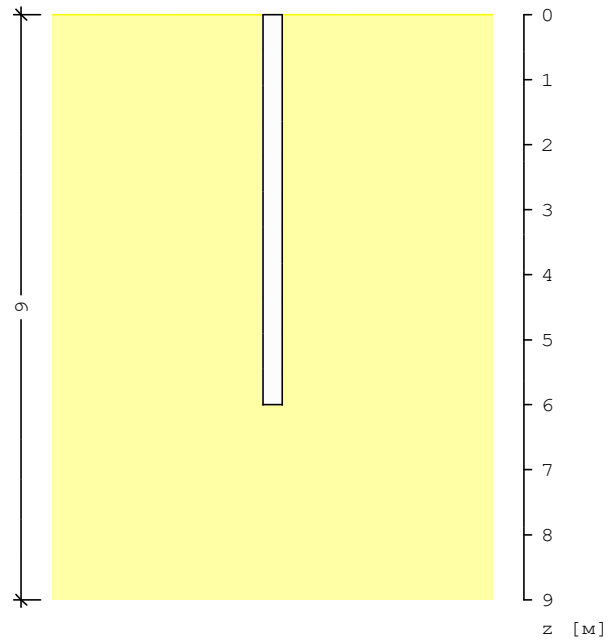
Кэфф. надежности

$\gamma_g(c)$	$\gamma_g(\phi)$	$\gamma_g(\gamma)$
1.50	1.15	1.10

Характеристики  
 грунта

Слой	$c_{II}$ [кПа]	$\phi_{II}$ [град]	$\gamma_{II}$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$c_I$ [кПа]	$\phi_I$ [град]	$\gamma_I$ [кН/м <sup>3</sup> ]
1	2.0	39.0	19.0	1.3	33.9	17.3

Схема геологического разреза



Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

№	N [кН]	N <sub>1</sub> [кН]	N <sub>2</sub> [кН]	M <sub>1</sub> [кНм]	M <sub>2</sub> [кНм]
1	80.0	10.0			

Вес свай  $G = 13.5$  кН  
 Коэффициент надежности  $\gamma_f = 1.10$  -

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

Бетон **В 30 (тяжелый)**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -

Арматура **A500**

Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 15.30$  МПа  
 Сопротивление арматуры  $R_s = 435$  МПа  
 $R_{sc} = 400$  МПа

**Определение предельного сопротивления свай по данным испытаний**

Способ погружения свай забивка молотом  
 Вид молота подвесной или одиночного действия

Данные для формулы (7.22)

$m_1$ [т]	$m_2$ [т]	$m_3$ [т]	$m_4$ [т]	G [кН]	H [м]
1.500	1.000	0.500	0.300	2.94	2.00

$\eta$ [кН/м <sup>2</sup> ]	A [м <sup>2</sup> ]	M [-]	E <sub>d</sub> [кДж]	$\varepsilon^2$ [-]	s <sub>a</sub> [м]
1500.0	0.090	1.00	5.89	0.2	0.005

Предельное сопротивление свай  $F_u = 248.6$  кН

**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	88.0	1 (1.10)

Условие прочности  $N_0 \gamma_n \gamma_{c, g} / F_d =$   
 $102.8 * 1.00 * 1.20 / 248.6 = 0.496 \leq 1$

**Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи**

Комбинация нагрузок	N [кН]	M [кНм]	Нагрузка (Коэффициент)
	11.0	0.0	1 (1.10)

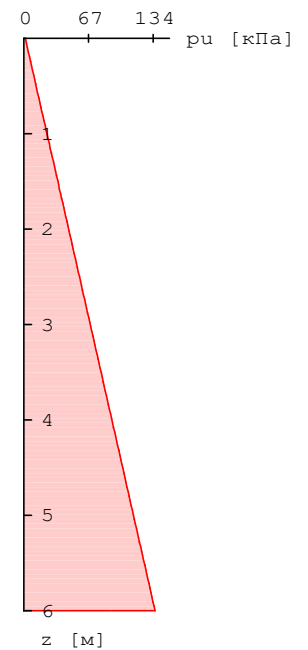
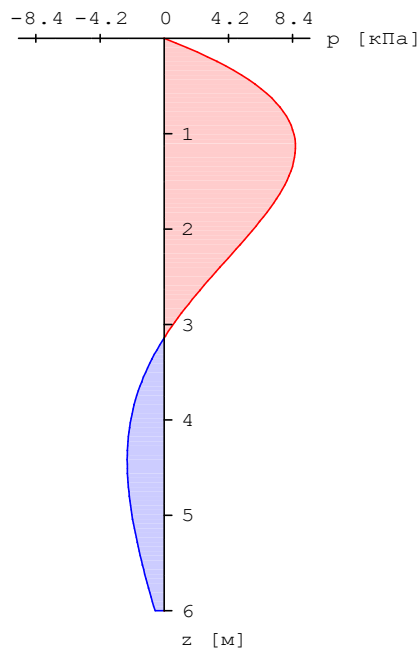
Коэффициент постели	Слой	от z [м]	до z [м]	K [кН/м4]	$c_z = Kz$ [кН/м3]
	1	0.00	6.00	6000	0 - 36000

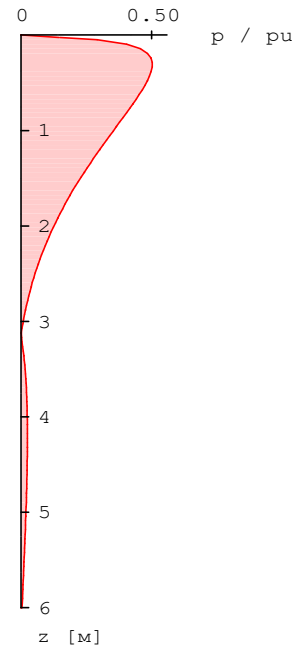
Условная ширина сваи  $b_p = 1.5d + 50 = 95.0$  см  
 Модуль упругости  $E = 32.50$  ГПа  
 Жесткость сваи  $EI = 21.94$  МНм<sup>2</sup>

Коэффициент деформации  $\alpha_\varepsilon = 0.764$  1/м  
 при K = 6000 кН/м4  
 $1\alpha_\varepsilon = 4.58$  -

Давление p

Предельное давление  $p_u$





Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)  
 $\eta_1 = 1.0$        $\eta_2 = 0.400$        $\xi = 0.6$

$\eta_2$  определяется по формуле (Б.9) приложения Б при  
 $n = 2.50$  -  
 $M_c = 28.8$  кНм       $M_t = 0.0$  кНм

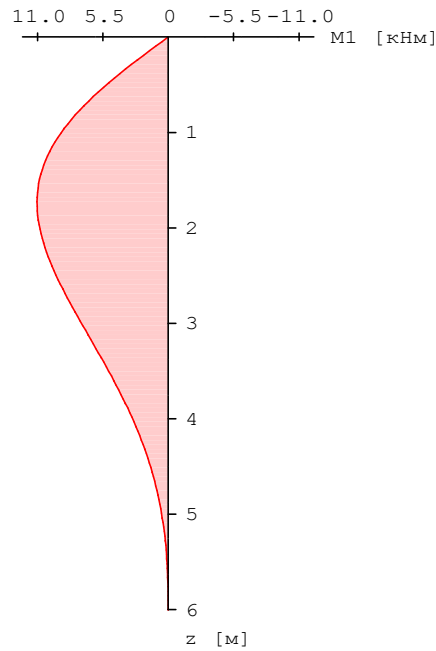
Условие допустимости       $p / p_u = 8.6 / 26.5 = 0.324 \leq 1$   
 при  $z = 0.85 / \alpha_\varepsilon = 1.11$  м

Примечание      Проверка проведена для глубины, указанной в нормах

**Проверка прочности материала сваи**

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	88.0	1 (1.10)

Изгибающий момент



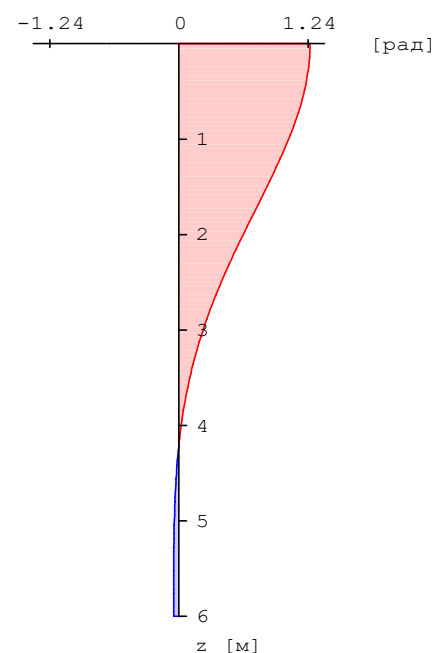
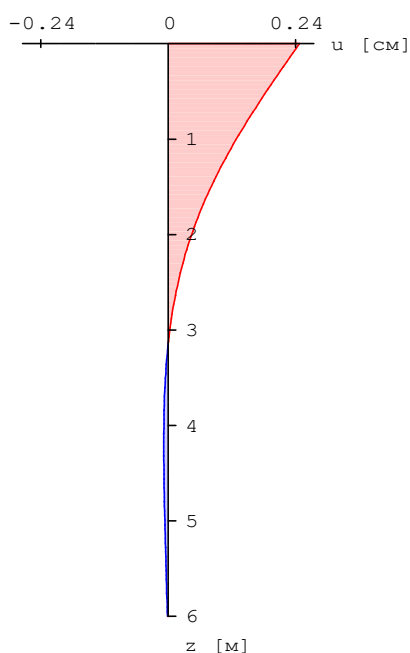
Сжимающая сила  $N_0 / N_{0u} = 88.0 / 559.9 = 0.157 \leq 1$   
 Момент  $M_1$   $M_1 / M_{1u} = 11.0 / 70.2 = 0.157 \leq 1$   
 при  $z = 1.73$  м

**Проверка допустимости перемещения и угла поворота головы сваи**

Комбинация нагрузок	N [кН]	M [кНм]	Нагрузка (Коэффициент)
	10.0	0.0	1 (1.00)

Перемещение  $u$

Угол поворота  $\psi \times 1000$



Перемещение  $u_0 / u_u = 0.25 / 5.00 = 0.049 \leq 1$

Угол поворота  $\psi_0 / \psi_u = 0.0013 / 0.0100 = 0.126 \leq 1$

**Проверка трещиностойкости сваи**

Комбинация нагрузок	Нагрузка (Коэффициент)		
	1 (1.00)		

Усилия в свае	z	N	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>
	[м]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	1.73	80.0	10.0	0.0

Расчет по образованию трещин	N <sub>срс</sub>	M <sub>1,срс</sub>	M <sub>2,срс</sub>	Трещины
	[кН]	[кНм]	[кНм]	
	80.0	19.5	0.0	<b>не образуются</b>

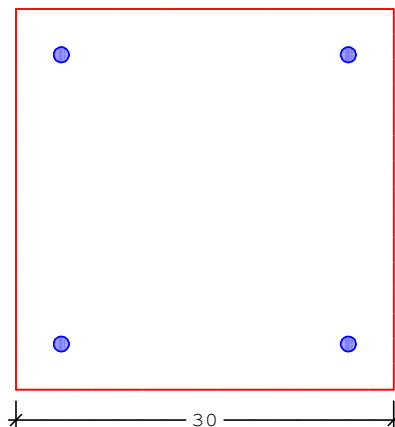
**Работоспособность сваи обеспечена**

Расчет выполнен модулем 509 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t510**

**Подбор сваи**

<u>Свая</u>	Вид сваи	висячая забивная железобетонная свая		
	Ширина сечения сваи	d	=	30 см
	Длина сваи	l	=	8.00 м
Арматура	Число стержней	n <sub>s</sub>	=	4 -
	Диаметр стержней	d <sub>s</sub>	=	12 мм
	Защитный слой бетона	a <sub>з</sub>	=	30 мм



Стержни: 4  $\Phi$ 12  
 Защитный слой:  
 a<sub>з</sub> = 30 мм

Свая погружается молотом

Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Глубина заложения ростверка от поверхности рельефа	d <sub>n</sub>	=	3.00	м
от уровня планировки	d <sub>0</sub>	=	3.00	м

Грунт

Слой	Название слоя	h [м]	Вид грунта
1	тиот	3.00	Суглинок просадочный
2		10.00	Глина полутвердая

Удельный вес грунта выше уровня подошвы ростверка  
 нормативное значение  $\gamma_{0n} = 20.0$  кН/м<sup>3</sup>  
 расчетное значение  $\gamma_0 = 18.0$  кН/м<sup>3</sup>

Удельный вес  
 грунта

Слой	W [%]	e [-]	S <sub>r</sub> [-]	$\gamma_s$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [кН/м <sup>3</sup> ]
1	4.0	0.50	0.21	26.0	18.0	20.7
2	15.0	0.66	0.59	26.0	18.0	

$\gamma_{sat}$  - удельный вес водонасыщенного грунта

Консистенция  
 глинистого грунта

Слой	W <sub>p</sub> [%]	W <sub>L</sub> [%]	I <sub>p</sub> [%]	I <sub>L</sub> [-]	I <sub>Lsat</sub> [-]
1	5.0	13.0	8.0	-0.12	1.55
2	10.0	30.0	20.0	0.25	

I<sub>Lsat</sub> - показатель текучести водонасыщенного грунта

Примечание

Сопротивление просадочного грунта определяется при показателе текучести I<sub>Lsat</sub>

**Примечание**

**Сопротивление грунта при показателе текучести > 1 не учитывается**

Коэфф. надежности

$\gamma_g(c)$	$\gamma_g(\phi)$	$\gamma_g(\gamma)$
1.50	1.15	1.10

Характеристики грунта

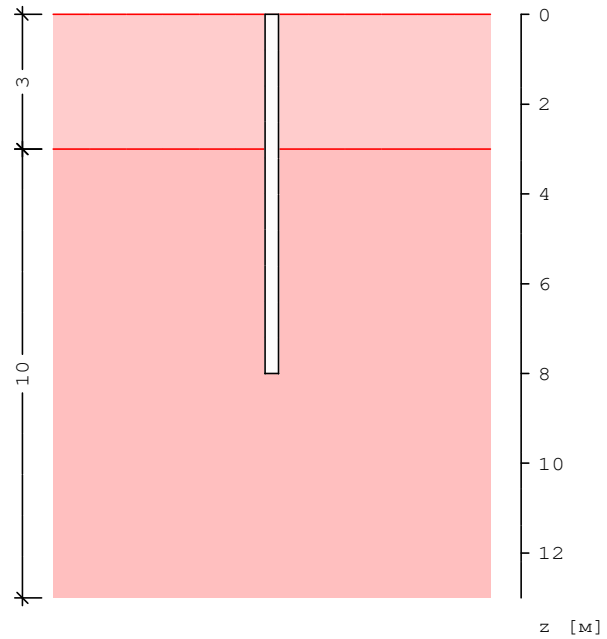
Слой	c <sub>II</sub> [кПа]	φ <sub>II</sub> [град]	γ <sub>II</sub> [кН/м <sup>3</sup> ]	c <sub>I</sub> [кПа]	φ <sub>I</sub> [град]	γ <sub>I</sub> [кН/м <sup>3</sup> ]	E [МПа]	ν [-]
1	5.0	20.0	20.7	3.3	17.4	18.8	29.0	0.35
2	15.0	25.0	18.0	10.0	21.7	16.4	20.0	0.30

Примечание

Значения c и φ для просадочного грунта задаются для состояния грунта при полном водонасыщении



Схема геологического разреза



Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

№	N [кН]	$H_1$ [кН]	$H_2$ [кН]	$M_1$ [кНм]	$M_2$ [кНм]
1	300.0	10.0			

Вес сваи  $G = 18.0$  кН  
 Коэффициент надежности  $\gamma_f = 1.10$  -

Расчет

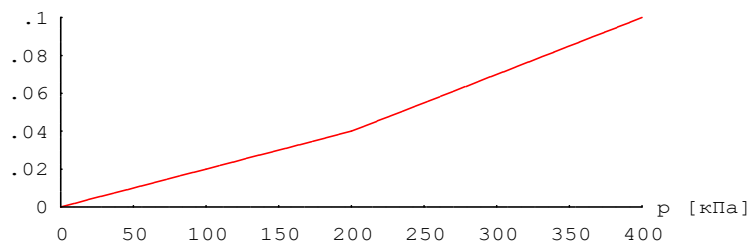
Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -  
 Арматура **A500**  
 Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 13.05$  МПа  
 Сопротивление арматуры  $R_s = 435$  МПа  
 $R_{sc} = 400$  МПа

**Определение отрицательной силы трения просадочного грунта согласно СП 24.13330.2011**

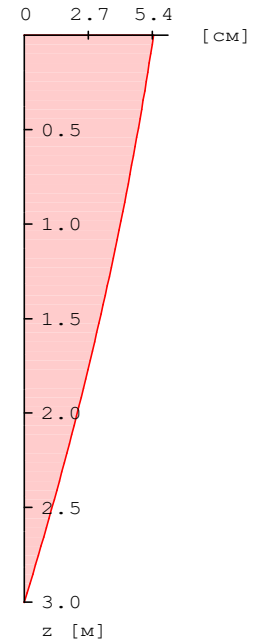
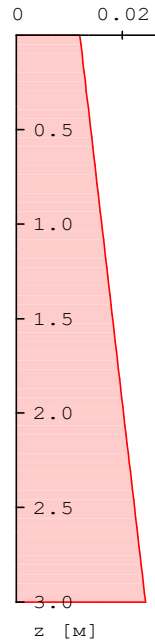
Слой	Относительная просадочность $\epsilon_{s1}$ (Давление p)
1	0.020 (100.0) 0.040 (200.0) 0.100 (400.0)

График зависимости  $\epsilon_{s1} = f(p)$



Относительная просадочность  $\varepsilon_{s1}$

Просадка  $s_{s1}$

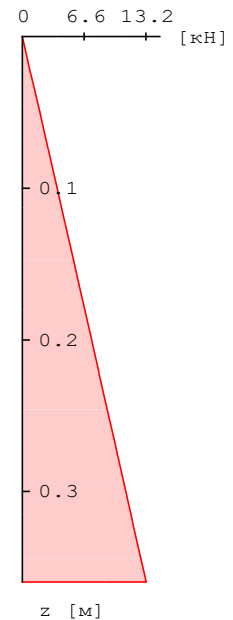


Тип грунтовых условий по просадочности **II тип**

Просадка грунта  $s_{s1} = 5.5$  см

Отрицательное трение грунта учитывается до глубины  $h_{s1} = 0.36$  м

Погонная сила трения  $u\tau$  Суммарная сила трения



Погонная сила трения

Слой	$z_1$ [м]	$z_2$ [м]	$\zeta_1$ [-]	$\zeta_2$ [-]	$u\tau_1$ [кН/м]	$u\tau_2$ [кН/м]
1	0.00	0.36	1.65	1.41	37.4	36.2

Сила трения  $P_n = u\sum \tau_i h_i = 13.2$  кН

при  $u = 120.0$  см

Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 0.03$  -

$$\gamma_c P_n = 0.4 \quad \text{кН}$$

Примечание                      Значение  $\gamma_c$  определено при  $s_u = 8.0$  см

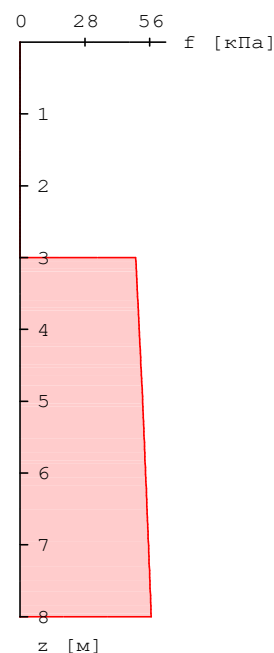
**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	330.0	1 (1.10)

Сопротивление грунта под концом сваи  
 $R = 4.36$  МПа  
 при глубине заложения  $h = 11.00$  м

Коэффициент условий работы  $\gamma_{R,R} = 1.00$  -

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи  $f$



Слой	$z_1$ [м]	$z_2$ [м]	$\gamma_{R,f}$ [-]	$f_1$ [кПа]	$f_2$ [кПа]
2	3.00	8.00	1.00	50.0	56.7

Примечание                      Значение  $f$  для просадочного грунта при глубине расположения слоя  $> 5$  м принимается для глубины 5м

Площадь опирания на грунт  $A = 900.0$  см<sup>2</sup>  
 Периметр сечения сваи  $u = 120.0$  см

Коэффициент условий работы сваи при сжатии  
 $\gamma_c = 1.00$  -

Несущая способность сваи  
 $F_d = F_{dR} + F_{df} = 392.4 + 321.1 = 713.5$  кН

Условие прочности  $N_0 \gamma_n \gamma_c, g / F_d =$

$$350.2 * 1.00 * 1.40 / 713.5 = 0.687 \leq 1$$

**Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи**

Комбинация нагрузок	N [кН]	M [кНм]	Нагрузка (Коэффициент)
	11.0	0.0	1 (1.10)

Коэффициент постели

Слой	от z [м]	до z [м]	K [кН/м4]	$c_z$ [кН/м3]
1	0.00	3.00	0	0 - 0
2	3.00	8.00	5000	15000 - 40000

Примечание

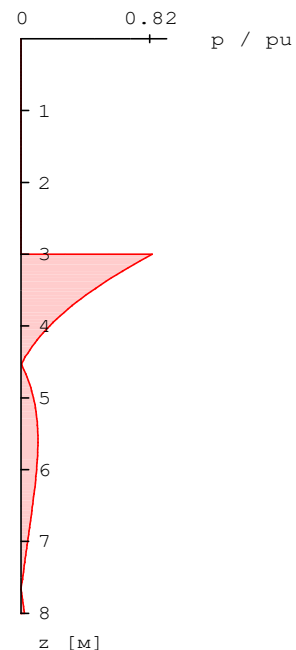
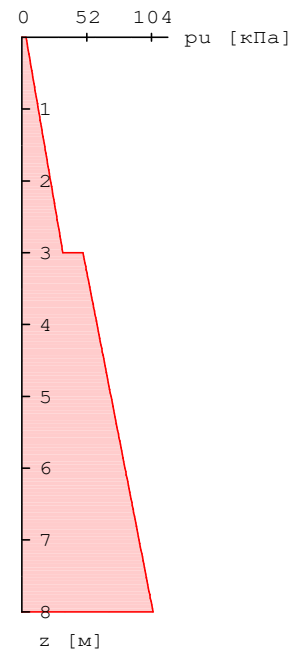
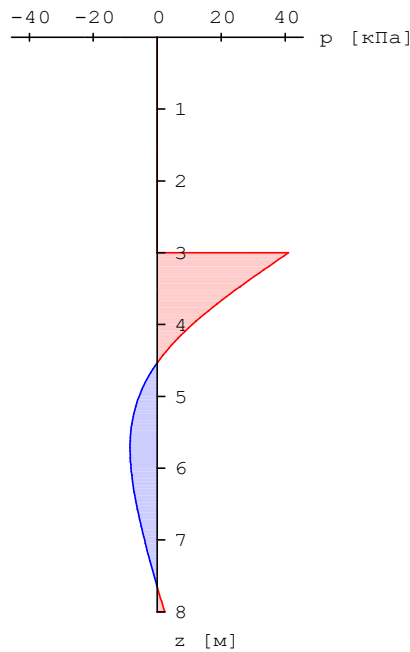
Коэффициент постели  $c_z = Kz$

Условная ширина сваи  $b_p = 1.5d + 50 = 95.0$  см  
 Модуль упругости  $E = 30.00$  ГПа  
 Жесткость сваи  $EI = 20.25$  МНм<sup>2</sup>

Коэффициент деформации  $\alpha_\varepsilon = 0.748$  1/м  
 при K = 5000 кН/м<sup>4</sup>  
 $(1 - 3.00) \alpha_\varepsilon = 3.74$  -

Давление  $p$

Предельное давление  $p_u$



Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)  
 $\eta_1 = 1.0$        $\eta_2 = 0.400$        $\xi = 0.6$

$\eta_2$  определяется по формуле (Б.9) приложения Б при  
 $n = 2.50$  -  
 $M_c = 62.4$  кНм       $M_t = 0.0$  кНм

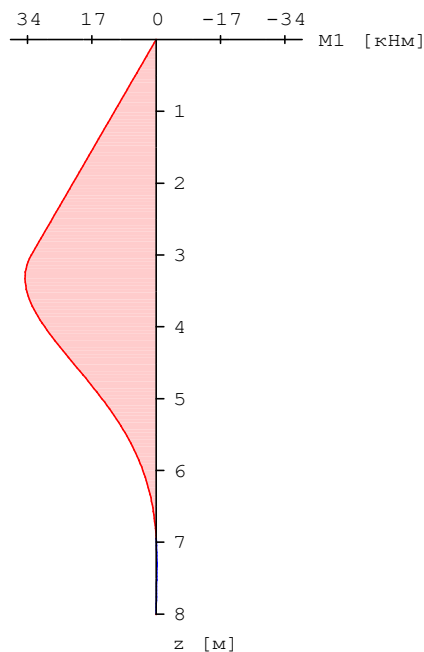
Условие допустимости       $p / p_u = 7.7 / 61.8 = 0.125 \leq 1$   
 при  $z = 3.00 + 0.85 / \alpha_g = 4.14$  м

Примечание      Проверка проведена для глубины, указанной в нормах

**Проверка прочности материала сваи**

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	330.0	1 (1.10)

Изгибающий момент



Сжимающая сила       $N_0 / N_{0u} = 330.0 / 589.4 = 0.560 \leq 1$

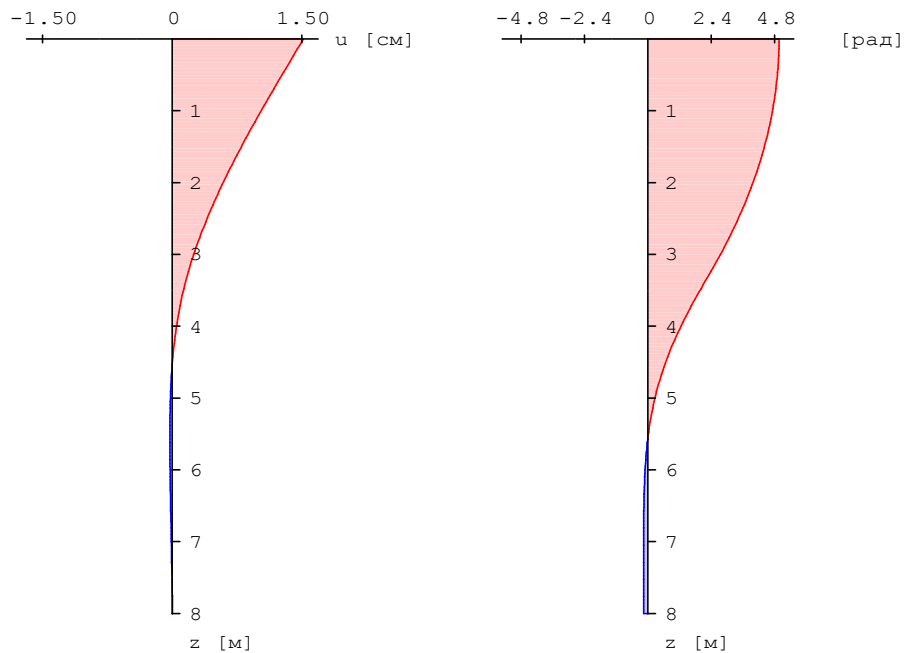
Момент  $M_1$        $M_1 / M_{1u} = 34.7 / 61.9 = 0.560 \leq 1$   
 при  $z = 3.33$  м

**Проверка допустимости перемещения и угла поворота головы сваи**

Комбинация нагрузок	N [кН]	M [кНм]	Нагрузка (Коэффициент)
	10.0	0.0	1 (1.00)

Перемещение  $u$

Угол поворота  $\psi \times 1000$



Перемещение  $u_0 / u_u = 1.52 / 3.00 = 0.506 \leq 1$

Угол поворота  $\psi_0 / \psi_u = 0.0050 / 0.0050 = 0.994 \leq 1$

**Проверка трещиностойкости сваи**

Комбинация нагрузок	Нагрузка (Коэффициент)		
	1 (1.00)		

z [м]	N [кН]	M <sub>1</sub> [кНм]	M <sub>2</sub> [кНм]
3.33	300.0	31.5	0.0

Расчет по образованию трещин	N <sub>срс</sub> [кН]	M <sub>1,срс</sub> [кНм]	M <sub>2,срс</sub> [кНм]	Трещины
	300.0	31.6	0.0	не образуются

**Проверка допустимости осадки сваи**

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	300.0	1 (1.00)

Расчетный диаметр сваи  $d = 33.9$  см

Модули сдвига и коэфф. Пуассона	G <sub>1</sub> [МПа]	$\nu_1$ [-]	G <sub>2</sub> [МПа]	$\nu_2$ [-]
	8.84	0.32	7.69	0.30

Расчетная нагрузка  $N = 331.2$  кН

Параметр  $\kappa = G_1 l / G_2 d = 30.63$  -

Осадка сваи (7.34)  $s = \beta N / G_1 l = 0.36$  см  
 $\beta = 0.761$  -

Условие допустимости  $s / s_u = 0.36 / 8.0 = 0.045 \leq 1$

**Работоспособность сваи обеспечена**

Расчет выполнен модулем 510 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t511**

**Свая в вечномерзлом грунте**

Свая

Вид сваи буроопускная железобетонная свая

Ширина сечения сваи  $d = 30$  см

Длина сваи  $l = 10.00$  м

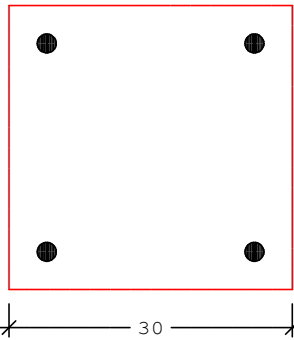
Длина верхней части сваи  $l_0 = 1.50$  м

Арматура

Число стержней  $n_s = 4$  -

Диаметр стержней  $d_s = 20$  мм

Защитный слой бетона  $a_z = 30$  мм



Стержни: 4  $\phi 20$   
 Защитный слой:  
 $a_z = 30$  мм

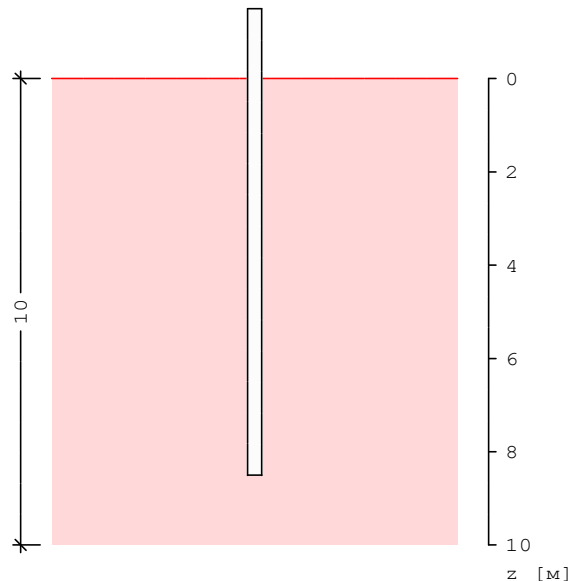
Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Грунт

Слой	Название слоя	h [м]	Вид грунта
1	грунт 1	10.00	Супесь

Грунт континентального типа засоления

Схема геологического разреза

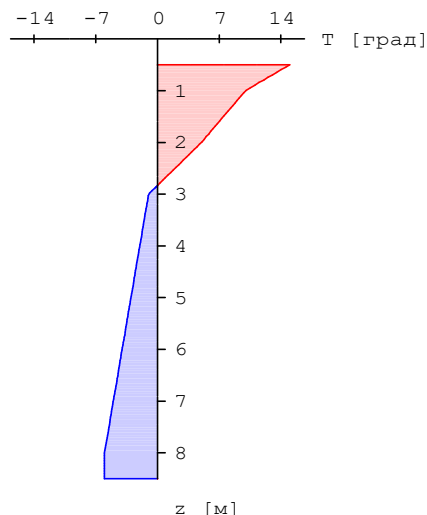


Характеристики грунта

Слой	$\rho_s$ [кг/м <sup>3</sup> ]	$\rho$ [кг/м <sup>3</sup> ]	$\rho_d$ [кг/м <sup>3</sup> ]	$W_{tot}$ [%]	$W_m$ [%]	$W_p$ [%]	$I_p$ [%]	$D_{sa1}$ [%]
1	2700	1800	1636	10.0	5.0	5.0	5.0	0.005

Температура  
грунта

z [м]	T [°C]	z [м]	T [°C]	z [м]	T [°C]
0.50	15.00	1.00	10.00	2.00	5.00
3.00	-1.00	4.00	-2.00	5.00	-3.00
6.00	-4.00	7.00	-5.00	8.00	-6.00



Глубина оттаивания грунта  $d_{th} = 2.86$  м

Температура при  $z = d_{th}$   $T = -0.17$  °C

Средняя по глубине температура мерзлого грунта  
 $T_{cp} = -3.65$  °C

Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа
1	Постоянная	1.10	

№	N [кН]	$H_1$ [кН]	$H_2$ [кН]	$M_1$ [кНм]	$M_2$ [кНм]
1	200.0	5.0	5.0		

Вес свай  $G = 22.5$  кН

Коэффициент надежности  $\gamma_f = 1.10$  -

Расчет

Согласно СП 25.13330.2020, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

Грунт используется в мерзлом состоянии (принцип I)

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -  
 Арматура **A500**  
 Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 13.05$  МПа  
 Сопротивление арматуры  $R_s = 435$  МПа  
 $R_{sc} = 400$  МПа

Определение температурного коэффициента согласно приложению П

Среднегодовая температура мерзлого грунта  
 $T_0 = -5.00$  °C

Амплитуда колебаний температуры воздуха  
 $A = 30.00$  °C



Среднеквадратическое отклонение средней температуры воздуха  $\sigma = 5.00$  °C

Число лет эксплуатации  $\tau = 50$  -

Данные для определения температурного коэффициента  $\gamma_t$  по формуле (П.1)

$$\gamma_t = 1.15(1 + v^2) - 1.61v[\ln(\tau/v)]^{1/2}$$

$$v = 0.45[(T_{bф} - T_0')/A]^{1/3} \sigma D_e / [T_{bф} - T_e - 0.24(T_{bф} - T_e)^{1/2}]$$

$z'$ [м]	$C_f \cdot 10^{-6}$ [Дж/(м <sup>3</sup> °C)]	$\lambda_f$ [Вт/(м°С)]	$T_{bф}$ [°C]	$T_0'$ [°C]	$D_e$ [-]	$T_e$ [°C]	$v$ [-]
5.64	1.781	1.338	-0.17	-5.00	0.640	-3.65	0.258

$C_f, \lambda_f$  - средние по глубине характеристики грунта  
 $T_0' = T_0 + \Delta T$  согласно (Д.1а),  $\Delta T$  принимается по табл.Д.2  
 $T_e = T_{ср}$

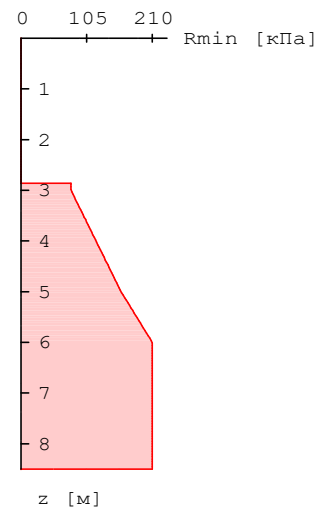
Температурный коэффициент  $\gamma_t = 0.272$  -

### Проверка прочности грунта основания сваи

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	220.0	1 (1.10)

Сопротивление грунта нормальному давлению по таблице В.5  $R = 1376$  кПа  
при глубине погружения  $z' = 5.64$  м  
 $T = -6.00$  °C

Сопротивление сдвигу  $R_{min} = \min(R_{af}, R_{sh})$



Сопротивление сдвигу

Слой	$z_1$ [м]	$z_2$ [м]	$T_1$ [°C]	$T_2$ [°C]	$R_{min,1}$ [кПа]	$R_{min,2}$ [кПа]
1	2.86	8.50	-0.17	-6.00	80.0	210.0

Значения  $R_{af}$  принимаются по табл. В.6

Значения  $R_{sh}$  принимаются по табл. В.6

Суммарная сила сопротивления сдвигу

$$u \sum R_{min, i} h_i = 1153.2 \quad \text{кН}$$

Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1.00$  -

Несущая способность сваи

$$F_u = F_{uR} + F_{uRmin} = 33.7 + 313.9 = 347.6 \quad \text{кН}$$

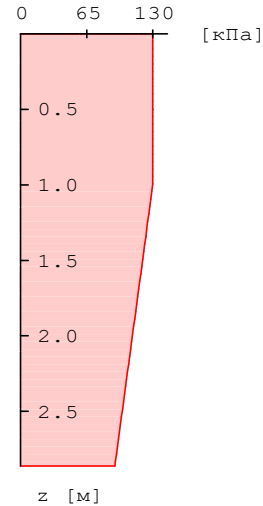
Условие прочности  $F_{\gamma_n} / F_u = 244.8 \cdot 1.10 / 347.6 = 0.775 \leq 1$

**Проверка устойчивости сваи при морозном пучении**

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	220.0	1 (1.10)

Расчетная нагрузка  $F = 0.9 \cdot (N + G) = 218.3$  кН

Силы пучения  $\tau_{fh}$



Силы пучения

Слой	z <sub>1</sub> [м]	z <sub>2</sub> [м]	I <sub>L</sub> [-]	S <sub>r</sub> [-]	$\tau_{fh,1}$ [кПа]	$\tau_{fh,2}$ [кПа]
1	0.00	2.86	1.00	0.42	130.0	92.8

Силы пучения принимаются по табл.7.8

Суммарная сила пучения  $F_{fh} = 405$  кН  
 Суммарная удерживающая сила  $F_r = 1153$  кН

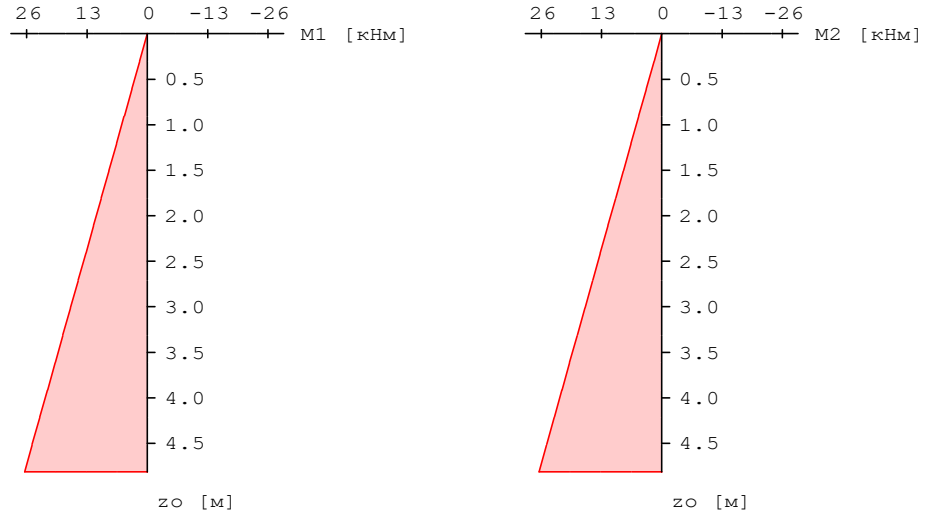
Условие устойчивости  $\gamma_n \cdot (F_{fh} - F) / F_r = 0.178 \leq 1$

**Проверка прочности материала сваи согласно СП 63**

Комбинация нагрузок	Нагрузка (Коэффициент)
	1 (1.10)

Изгибная длина сваи  $l_1 = l_o + d_{th} + 1.5d = 4.81$  м

Изгибающие моменты



Усилия

$z_0$ [м]	N [кН]	$M_1$ [кНм]	$M_2$ [кНм]	$N_{дл}$ [кН]	$M_{1дл}$ [кНм]	$M_{2дл}$ [кНм]
4.81	220.0	26.5	26.5	220.0	26.5	26.5

Координата  $z_0$  отсчитывается от подошвы ростверка

Расчетная длина сваи  $l_0 = 9.62$  м

Жесткости  $E_b I = 20.25$  МНм<sup>2</sup>  
 $E_s I_s = 3.04$  МНм<sup>2</sup>

Расчетные моменты

Пл.	$\delta_e$	$\varphi_1$	D [МНм <sup>2</sup> ]	$N_{cr}$ [кН]	$\eta$	$\eta^* M$ [кНм]
1	0.401	2.000	4.30	458	1.926	51.0
2	0.401	2.000	4.30	458	1.926	51.0

Условия прочности

$$N / N_u = 220.0 / 224.3 = 0.981 \leq 1$$

$$M_1 / M_{1u} = 51.0 / 52.0 = 0.981 \leq 1$$

$$M_2 / M_{2u} = 51.0 / 52.0 = 0.981 \leq 1$$

Проверка трещиностойкости сваи

Комбинация нагрузок

Нагрузка (Коэффициент)
1 (1.00)

Усилия

$z_0$ [м]	N [кН]	$M_1$ [кНм]	$M_2$ [кНм]	$N_{дл}$ [кН]	$M_{1дл}$ [кНм]	$M_{2дл}$ [кНм]
4.81	200.0	24.1	24.1	200.0	24.1	24.1

Расчет по образованию трещин

$N_{срс}$ [кН]	$M_{1,срс}$ [кНм]	$M_{2,срс}$ [кНм]	Трещины
200.0	15.3	15.3	образуются

Непродолж. раскрытие  $a_{c1} / a_{c1,u} = 0.118 / 0.300 = 0.395 \leq 1$

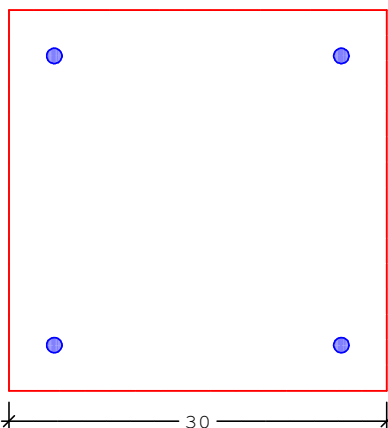
Продолж. раскрытие  $a_{c2} / a_{c2,u} = 0.118 / 0.200 = 0.592 \leq 1$

**Работоспособность сваи обеспечена**

**Поз. t512**

**Короткая железобетонная свая**

<u>Свая</u>	Вид сваи	висячая забивная железобетонная свая		
	Ширина сечения сваи	d	=	30 см
	Длина сваи	l	=	2.00 м
<u>Арматура</u>	Число стержней	n <sub>s</sub>	=	4 -
	Диаметр стержней	d <sub>s</sub>	=	12 мм
	Защитный слой бетона	a <sub>з</sub>	=	30 мм



Стержни: 4 Ø12  
 Защитный слой:  
 аз = 30 мм

Свая погружается молотом

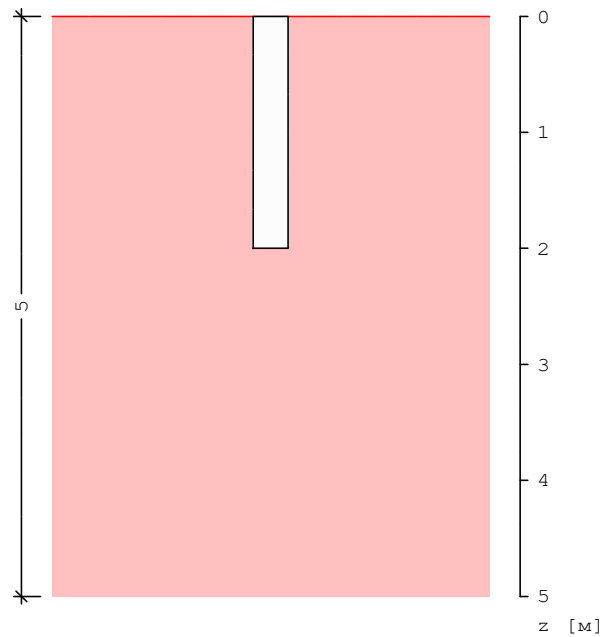
Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

<u>Грунт</u>	Слой	h [м]	Вид грунта			
	1	5.00	Глина полутвердая			
Удельный вес грунта	Слой	W [%]	e [-]	S <sub>r</sub> [-]	γ <sub>s</sub> [кН/м3]	γ [кН/м3]
	1	15.0	0.66	0.59	26.0	18.0
Консистенция глинистого грунта	Слой	W <sub>p</sub> [%]	W <sub>L</sub> [%]	I <sub>p</sub> [%]	I <sub>L</sub> [-]	
	1	10.0	30.0	20.0	0.25	
Коэффициенты надёжности	γ <sub>g</sub> (c)	γ <sub>g</sub> (φ)	γ <sub>g</sub> (γ)			
	1.50	1.15	1.10			

Характеристики грунта

Слой	c <sub>II</sub> [кПа]	φ <sub>II</sub> [град]	γ <sub>II</sub> [кН/м3]	c <sub>I</sub> [кПа]	φ <sub>I</sub> [град]	γ <sub>I</sub> [кН/м3]	E [МПа]	ν [-]
1	15.0	25.0	18.0	10.0	21.7	16.4	20.0	0.30

Схема геологического разреза



Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

№	N [кН]	H <sub>1</sub> [кН]	H <sub>2</sub> [кН]	M <sub>1</sub> [кНм]	M <sub>2</sub> [кНм]
1	200.0				

Вес свай  $G = 4.5$  кН  
 Коэффициент надёжности  $\gamma_f = 1.10$  -

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -  
 Арматура **A500**  
 Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 13.05$  МПа  
 Сопротивление арматуры  $R_s = 435$  МПа  
 $R_{sc} = 400$  МПа

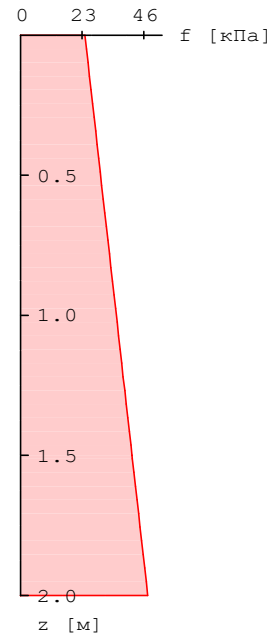
**Проверка прочности грунта основания свай при сжимающей нагрузке**

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	220.0	1 (1.10)

Сопротивление грунта под концом свай по таблице 7.21  $R = 2.981$  МПа

Коэффициент условий работы  $\gamma_{R,R} = 1.00$  -

Сопротивление грунта на боковой поверхности свай  $f$



Сопротивление на боковой поверхности по табл. 7.22

Слой	$z_1$ [м]	$z_2$ [м]	$\gamma_{R, f}$ [-]	$f_1$ [кПа]	$f_2$ [кПа]
1	0.00	2.00	1.00	24.0	47.5

Коэффициент условий работы сваи при сжатии  $\gamma_c = 1.00$  -  
 Несущая способность сваи  $F_d = F_{dR} + F_{df} = 268.3 + 85.8 = 354.1$  кН

Условие прочности  $N_0 \gamma_n \gamma_c, g / F_d = 225.0 * 1.00 * 1.40 / 354.1 = 0.889 \leq 1$

**Проверка устойчивости сваи при морозном пучении**

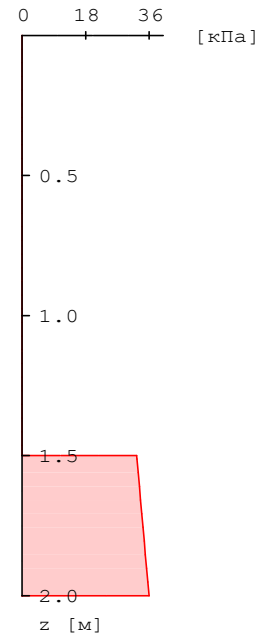
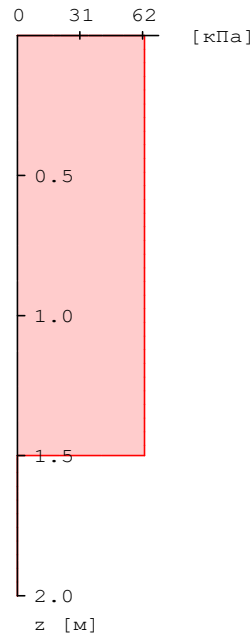
Глубина сезонного промерзания-оттаивания  $d_{th} = 1.50$  м

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	220.0	1 (1.10)

Расчетная нагрузка  $F = 0.9 * (N + G) = 202.1$  кН

Силы пучения  $\tau_{fh}$

Удерживающие силы  $f$



Силы пучения и удерживающие силы

Слой	$z_1$ [м]	$z_2$ [м]	$\tau_{fh1}$ [кПа]	$\tau_{fh2}$ [кПа]	$f_1$ [кПа]	$f_2$ [кПа]
1	0.00	1.50	63.0	63.0	0.0	0.0
	1.50	2.00	0.0	0.0	32.5	36.0

Коэффициент при определении  $\tau_{fh}$  = 0.900 -

Суммарная сила пучения  $F_{fh}$  = 113.4 кН

Суммарная удерживающая сила  $F_{rf}$  = 20.5 кН

Условие устойчивости  $1.1 * (F_{fh} - F) / F_{rf} = -4.745 \leq 1$

**Проверка прочности материала сваи**

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	220.0	1 (1.10)

Сжимающая сила  $N_0 / N_{0u} = 225.0 / 1355 = 0.166 \leq 1$

**Проверка допустимости осадки сваи**

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	200.0	1 (1.00)

Расчетный диаметр сваи  $d = 33.9$  см

$G_1$ [МПа]	$\nu_1$ [-]	$G_2$ [МПа]	$\nu_2$ [-]
7.69	0.30	7.69	0.30

Расчетная нагрузка  $N = 204.5$  кН

Параметр  $\kappa = G_1 l / G_2 d = 6.67$  -

Осадка сваи (7.38)  $s = \zeta' N / G_2 d = 0.57$  см

$\zeta' = 0.073$  -

Условие допустимости  $s / s_u = 0.57 / 5.0 = 0.114 \leq 1$

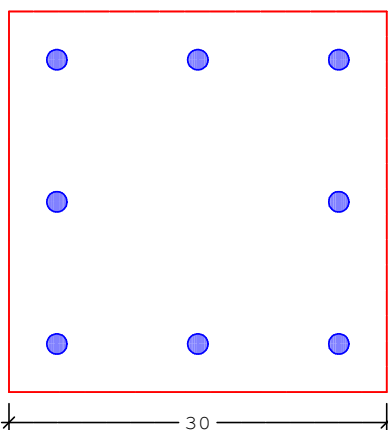
**Работоспособность сваи обеспечена**

Расчет выполнен модулем 512 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t513**

**Свая опоры ЛЭП**

	Опора ЛЭП			анкерная
Размеры сваи	Ширина сечения	d	= 30	см
	Длина	l	= 6.00	м
Арматура	Число стержней	n <sub>s</sub>	= 8	-
	Диаметр стержней	d <sub>s</sub>	= 16	мм
	Защитный слой бетона	аз	= 30	мм



Стержни: 8 Ø16  
 Защитный слой:  
 аз = 30 мм

Свая погружается молотом

Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Грунт	Слой	h [м]	Вид грунта
	1	10.00	Глина полутвердая

Удельный вес грунта	Слой	W [%]	e [-]	S <sub>r</sub> [-]	γ <sub>s</sub> [кН/м3]	γ [кН/м3]
	1	15.0	0.66	0.59	26.0	18.0

Консистенция глинистого грунта	Слой	W <sub>p</sub> [%]	W <sub>L</sub> [%]	I <sub>p</sub> [%]	I <sub>L</sub> [-]
	1	10.0	30.0	20.0	0.25

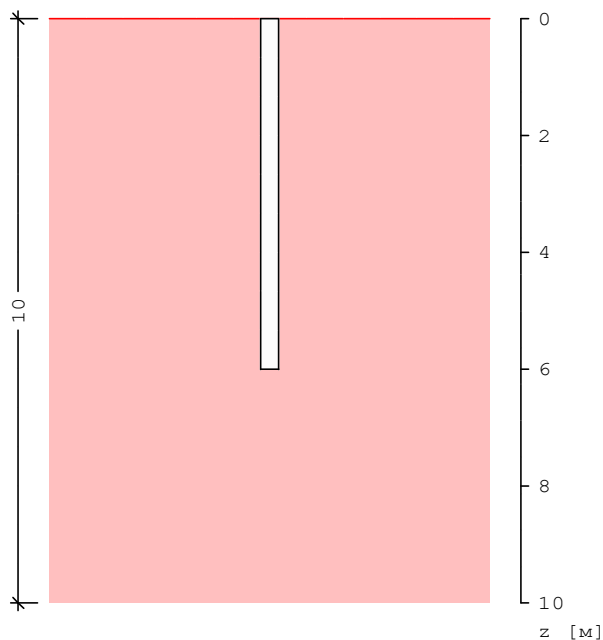
Кoeff. надежности	γ <sub>g(c)</sub>	γ <sub>g(φ)</sub>	γ <sub>g(γ)</sub>
	1.50	1.15	1.10

Характеристики грунта

Слой	c <sub>II</sub> [кПа]	φ <sub>II</sub> [град]	γ <sub>II</sub> [кН/м3]	c <sub>I</sub> [кПа]	φ <sub>I</sub> [град]	γ <sub>I</sub> [кН/м3]	E [МПа]	ν [-]
1	15.0	25.0	18.0	10.0	21.7	16.4	20.0	0.30



Схема геологического разреза



Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma f$	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

№	N [кН]	H <sub>1</sub> [кН]	H <sub>2</sub> [кН]	M <sub>1</sub> [кНм]	M <sub>2</sub> [кНм]
1	100.0	20.0		20.0	

Вес сваи  $G = 13.5$  кН  
 Коэффициент надежности  $\gamma_f = 1.10$  -

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -  
 Арматура **A500**  
 Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 13.05$  МПа  
 Сопротивление арматуры  $R_s = 435$  МПа  
 $R_{sc} = 400$  МПа

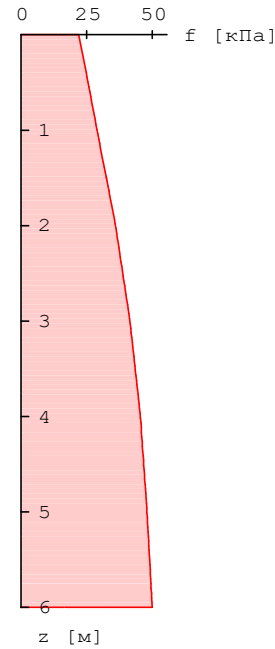
**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	110.0	1 (1.10)

Сопротивление грунта под концом сваи  $R = 3.60$  МПа

Коэффициент условий работы  $\gamma_{R,R} = 1.00$  -

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи  $f$



Сопротивление на боковой поверхности

Слой	$z_1$ [м]	$z_2$ [м]	$\gamma_{R, f}$ [-]	$\gamma_{R, f1}$ [-]	$f_1$ [кПа]	$f_2$ [кПа]
1	0.00	6.00	1.00	1.00	22.0	50.0

$\gamma_{R, f1}$  - дополнительный коэффициент условий работы  
 Коэффициент условий работы сваи при сжатии  $\gamma_c = 1.00$   
 Несущая способность сваи  
 $F_d = F_{dR} + F_{df} = 324.0 + 283.2 = 607.2$  кН

Условие прочности  $N_0 \gamma_n \gamma_{c, g} / F_d = 124.9 * 1.00 * 1.40 / 607.2 = 0.288 \leq 1$

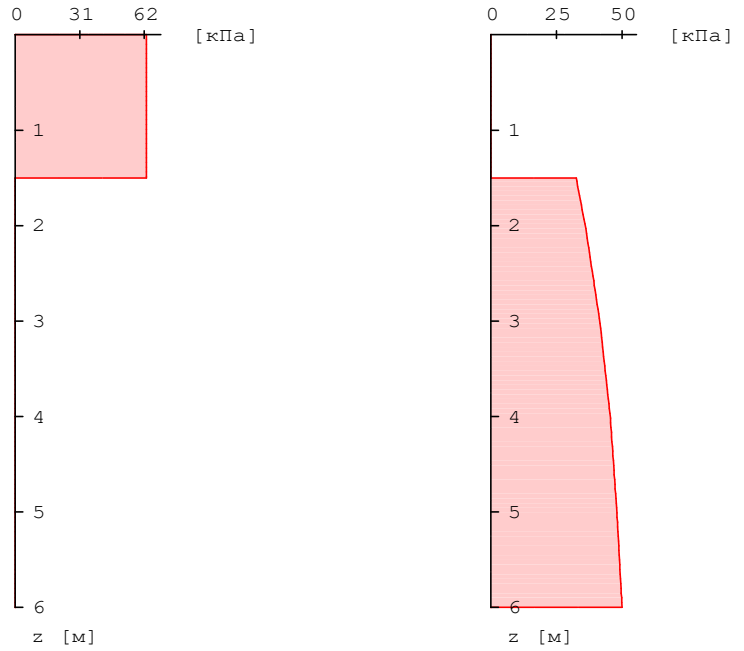
**Проверка устойчивости сваи при морозном пучении**

Глубина сезонного промерзания-оттаивания  $d_{th} = 1.50$  м

Комбинация нагрузок	$N$ [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	110.0	1 (1.10)

Расчетная нагрузка  $F = 0.9 * N = 99.0$  кН

Силы пучения  $\tau_{fh}$       Удерживающие силы  $f$



Силы пучения и удерживающие силы

Слой	z <sub>1</sub> [м]	z <sub>2</sub> [м]	τ <sub>fh1</sub> [кПа]	τ <sub>fh2</sub> [кПа]	f <sub>1</sub> [кПа]	f <sub>2</sub> [кПа]
1	0.00	1.50	63.0	63.0	0.0	0.0
1	1.50	6.00	0.0	0.0	32.5	50.0

Коэффициент при определении τ<sub>fh</sub> = 0.900 -

Суммарная сила пучения F<sub>fh</sub> = τ<sub>fh</sub>A<sub>fh</sub> = 113.4 кН  
 Суммарная удерживающая сила F<sub>rf</sub> = 234.1 кН

Условие устойчивости 1.1 \* (F<sub>fh</sub> - F) / F<sub>rf</sub> = 0.068 <= 1

**Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи**

Комбинация нагрузок	H [кН]	M [кНм]	Нагрузка (Коэффициент)
	22.0	22.0	1 (1.10)

Слой	от z [м]	до z [м]	K [кН/м <sup>4</sup> ]	c <sub>z</sub> [кН/м <sup>3</sup> ]
1	0.00	6.00	5000	0 - 30000

Примечание

Коэффициент постели c<sub>z</sub> = Kz

Условная ширина сваи b<sub>p</sub> = 1.5d + 50 = 95.0 см

Модуль упругости E = 30.00 ГПа

Жесткость сваи EI = 20.25 МНм<sup>2</sup>

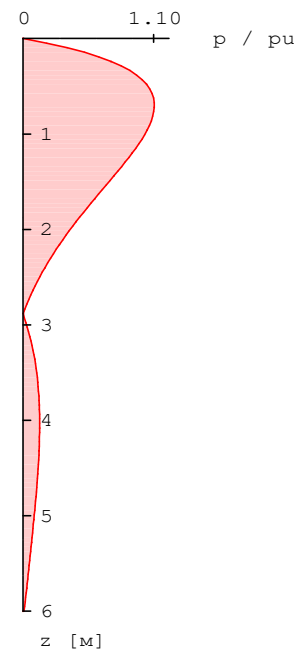
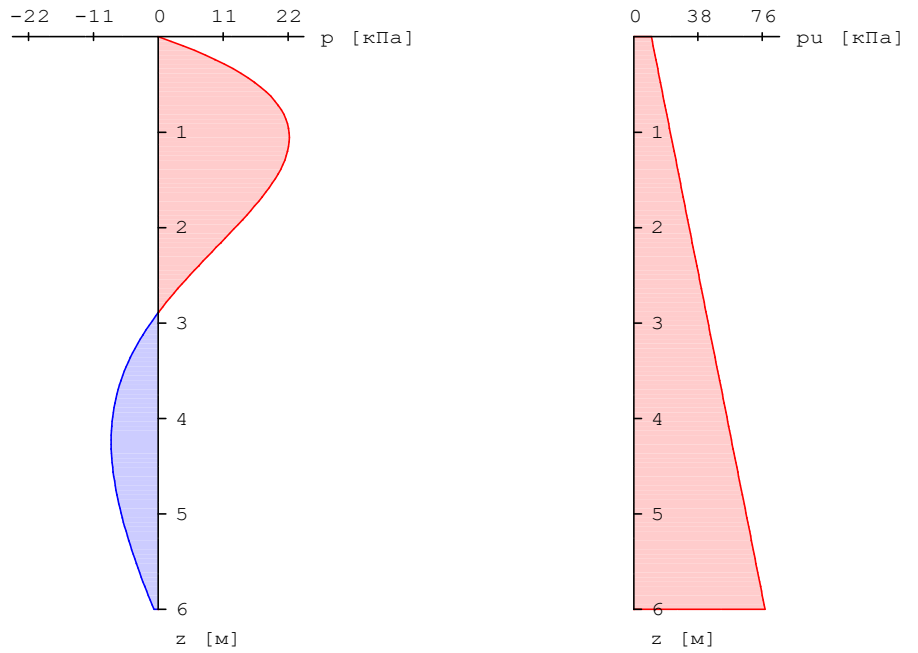
Коэффициент деформации α<sub>ε</sub> = 0.748 1/м

при K = 5000 кН/м<sup>4</sup>

1α<sub>ε</sub> = 4.49 -

Давление p

Предельное давление p<sub>u</sub>



Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)  
 $\eta_1 = 1.0$        $\eta_2 = 0.400$        $\xi = 0.6$

$\eta_2$  определяется по формуле (Б.9) приложения Б при  
 $n = 2.50$  -  
 $M_c = 80.8$  кНм       $M_t = 0.0$  кНм

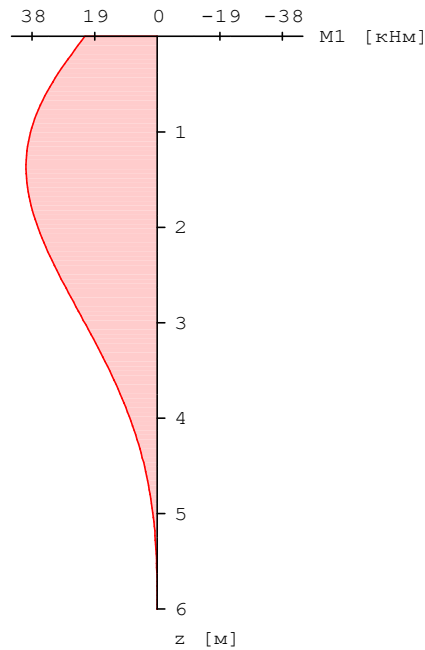
Условие допустимости       $p / p_u = 22.2 / 23.1 = 0.959 \leq 1$   
 при  $z = 0.85 / \alpha_c = 1.14$  м

Примечание      Проверка проведена для глубины, указанной в нормах

**Проверка прочности материала свай**

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	110.0	1 (1.10)

Изгибающий момент



Сжимающая сила  $N_0 / N_{0u} = 110.0 / 259.6 = 0.424 \leq 1$   
 Момент  $M_1$   $M_1 / M_{1u} = 39.8 / 94.0 = 0.424 \leq 1$   
 при  $z = 1.34$  м

**Определение длины анкеровки арматуры в верхнем сечении сваи**

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	110.0	1 (1.10)

Изгибающие моменты в верхнем сечении сваи  
 $M_1 = 22.0$  кНм  $M_2 = 0.0$  кНм

Требуемая площадь арматуры  $A_s = 1.43$  см<sup>2</sup>

Длина анкеровки  $l_{an} = 240$  мм

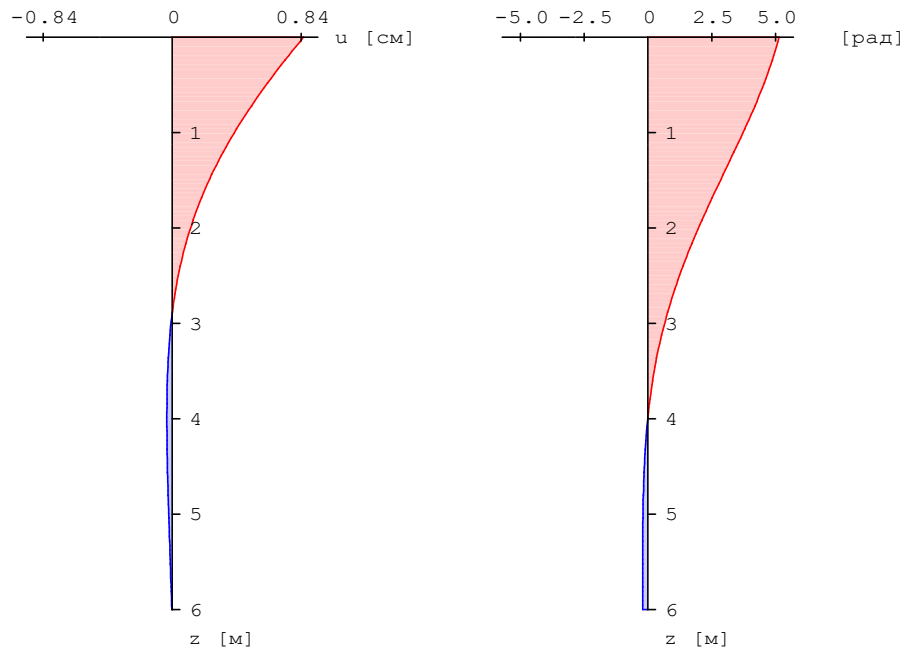
Примечание: Значение  $l_{an}$  определено для растянутых стержней

**Проверка допустимости перемещения и угла поворота головы сваи**

Комбинация нагрузок	N [кН]	M [кНм]	Нагрузка (Коэффициент)
	20.0	20.0	1 (1.00)

Перемещение  $u$

Угол поворота  $\psi \times 1000$



Перемещение  $u_0 / u_u = 0.85 / 3.00 = 0.285 \leq 1$

Угол поворота  $\psi_0 / \psi_u = 0.0051 / 0.0100 = 0.514 \leq 1$

**Проверка трещиностойкости сваи**

Комбинация нагрузок	Нагрузка (Коэффициент)					
	1 (1.00)					

z [м]	N [кН]	M <sub>1</sub> [кНм]	M <sub>2</sub> [кНм]	N <sub>дл</sub> [кН]	M <sub>1дл</sub> [кНм]	M <sub>2дл</sub> [кНм]
1.34	100.0	36.2	0.0	100.0	36.2	0.0

Расчет по образованию трещин	N <sub>срс</sub> [кН]	M <sub>1,срс</sub> [кНм]	M <sub>2,срс</sub> [кНм]	Трещины
		100.0	21.3	0.0

Непродолж. раскрытие  $a_{c1} / a_{c1,u} = 0.147 / 0.300 = 0.489 \leq 1$

Продолж. раскрытие  $a_{c2} / a_{c2,u} = 0.147 / 0.200 = 0.734 \leq 1$

**Проверка допустимости осадки сваи**

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	100.0	1 (1.00)

Расчетный диаметр сваи  $d = 33.9$  см

Модули сдвига и коэфф. Пуассона	G <sub>1</sub> [МПа]	$\nu_1$ [-]	G <sub>2</sub> [МПа]	$\nu_2$ [-]
		7.69	0.30	7.69

Расчетная нагрузка  $N = 113.5$  кН

Параметр  $\kappa = G_1 l / G_2 d = 20.00$  -

Осадка сваи (7.34)  $s = \beta N / G_1 l = 0.16$  см  
 $\beta = 0.647$  -

Условие допустимости  $s / s_u = 0.16 / 5.0 = 0.032 \leq 1$

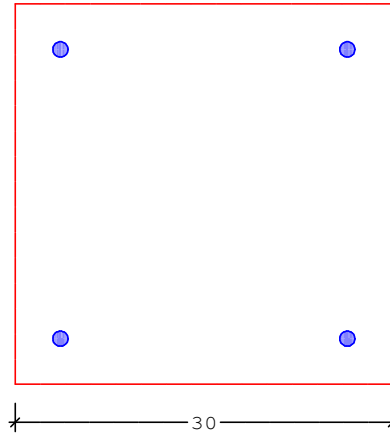
**Работоспособность сваи обеспечена**

Расчет выполнен модулем 513 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t514**

**Забивная свая при высоком ростверке**

<u>Свая</u>	Вид сваи	висячая забивная железобетонная свая		
	Ширина сечения сваи	d	=	30 см
	Длины частей сваи	l <sub>0</sub>	=	1.00 м
		l	=	5.00 м
<u>Арматура</u>	Число стержней	n <sub>s</sub>	=	4 -
	Диаметр стержней	d <sub>s</sub>	=	12 мм
	Защитный слой бетона	a <sub>s</sub>	=	30 мм



Стержни: 4  $\Phi$ 12  
 Защитный слой:  
 a<sub>s</sub> = 30 мм

Свая погружается молотом

Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Грунт

Слой	Название слоя	h [м]	Вид грунта
1	ИГЭ 921	10.00	Песок крупный средней плотности

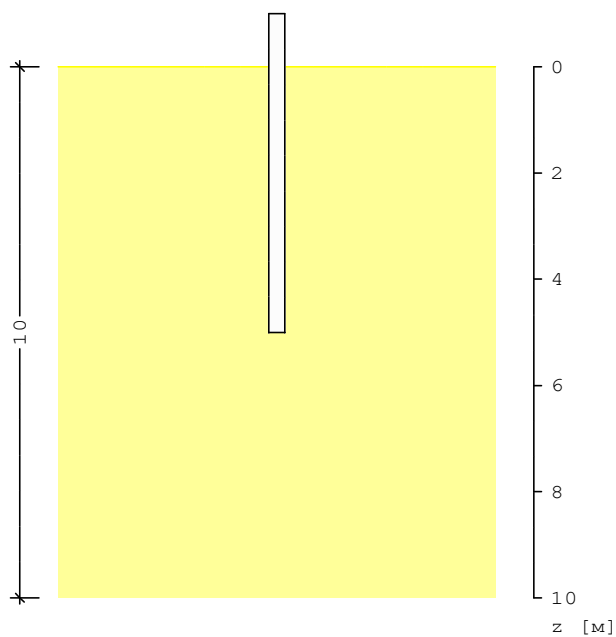
Удельный вес грунта	Слой	W	e	S <sub>r</sub>	γ <sub>s</sub>	γ
		[%]	[-]	[-]	[кН/м3]	[кН/м3]
	1	16.0	0.68	0.62	26.0	18.0

Кoeff. надежности	γ <sub>g(c)</sub>	γ <sub>g(φ)</sub>	γ <sub>g(γ)</sub>
		1.50	1.10

Характеристики грунта

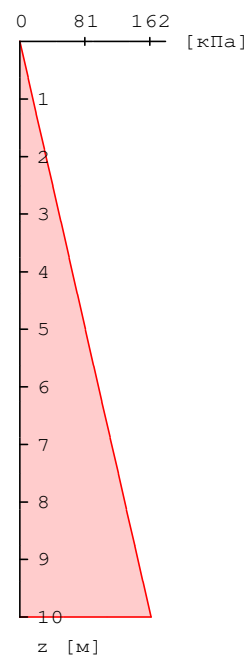
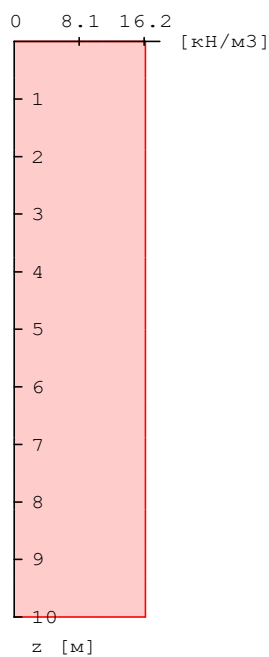
Слой	c <sub>II</sub>	φ <sub>II</sub>	γ <sub>II</sub>	c <sub>I</sub>	φ <sub>I</sub>	γ <sub>I</sub>	E	v
	[кПа]	[град]	[кН/м3]	[кПа]	[град]	[кН/м3]	[МПа]	[-]
1	2.0	38.0	18.0	1.3	34.5	16.4	30.0	0.25

Схема геологического разреза



Удельный вес  $\gamma_I$

Напряжение от веса  $\sigma_{zg}$



Напряжение от веса грунта

Слой	$z_1$ [м]	$z_2$ [м]	$\sigma_{zg1}$ [кПа]	$\sigma_{zg2}$ [кПа]
1	0.00	10.00	0.0	163.6



Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа	Знак
1	Постоянная	1.05		

№	N [кН]	H <sub>1</sub> [кН]	H <sub>2</sub> [кН]	M <sub>1</sub> [кНм]	M <sub>2</sub> [кНм]
1	300.0	10.0			

Вес сваи  $G = 13.5$  кН  
 Коэффициент надежности  $\gamma_f = 1.10$  -

Комбинации нагрузок

К	Номера нагрузок и коэффициенты
1	1 (1.05)

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018,  
 СП 20.13330.2016

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -  
 Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 13.05$  МПа  
 Для бетона применяется трехлинейная диаграмма

Арматура **A500**  
 Сопротивление арматуры  $R_s = 435$  МПа  
 $R_{sc} = 400$  МПа

Примечание

Координата  $z_0$  отсчитывается от подошвы ростверка  
 Координата  $z$  отсчитывается от поверхности грунта

**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

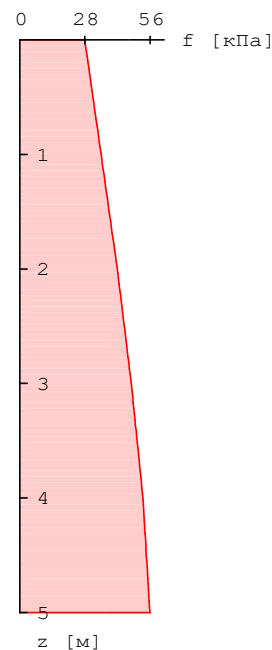
Комбинация нагрузок

N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
315.0	1 (1.05)

Сопротивление грунта под концом сваи  $R = 7.00$  МПа  
 при глубине заложения  $h = 5.00$  м

Коэффициент условий работы  $\gamma_{R,R} = 1.00$  -

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи  $f$



Соппротивление на боковой поверхности

Слой	$z_1$ [м]	$z_2$ [м]	$\gamma_{R, f}$ [-]	$f_1$ [кПа]	$f_2$ [кПа]
1	0.00	5.00	1.00	28.0	56.0

Коэффициент условий работы сваи при сжатии  $\gamma_c = 1.00$  -

Несущая способность сваи  $F_d = F_{dR} + F_{df} = 630.0 + 264.0 = 894.0$  кН

Условие прочности  $N_0 \gamma_n \gamma_c \gamma_g / F_d = 329.9 * 1.00 * 1.40 / 894.0 = 0.517 \leq 1$

**Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи**

Комбинация нагрузок

N [кН]	M [кНм]	Нагрузка (Коэффициент)
10.5	0.0	1 (1.05)

Коэффициент постели

Слой	от z [м]	до z [м]	K [кН/м <sup>4</sup> ]	$c_z$ [кН/м <sup>3</sup> ]
1	0.00	5.00	6652	0 - 33259

Примечание

Коэффициент постели  $c_z = Kz$

Условная ширина сваи  $b_p = 1.5d + 50 = 95.0$  см

Модуль упругости  $E = 30.00$  ГПа

Жесткость сваи  $EI = 20.25$  МНм<sup>2</sup>

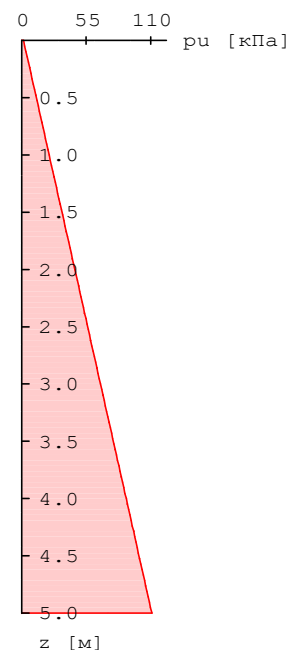
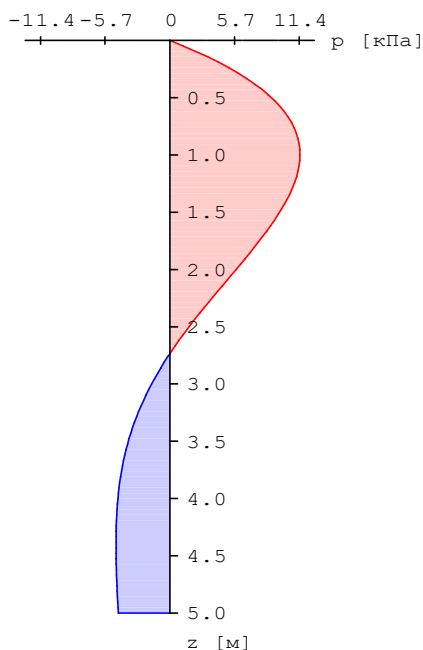
Коэффициент деформации  $\alpha_\epsilon = 0.792$  1/м

при K = 6652 кН/м<sup>4</sup>

$1\alpha_\epsilon = 3.96$  -

Давление p

Предельное давление  $p_u$



Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)  
 $\eta_1 = 1.0$        $\eta_2 = 0.400$        $\xi = 0.6$

$\eta_2$  определяется по формуле (Б.9) приложения Б при

$n = 2.50$  -

$M_c = 37.0$  кНм

$M_t = 0.0$  кНм

Условие допустимости

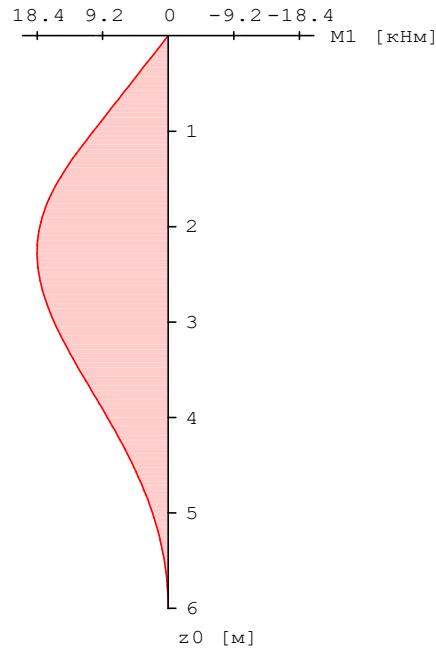
$$p / p_u = 11.4 / 25.0 = 0.456 \leq 1$$

при  $z = 0.85 / \alpha_\varepsilon = 1.07$  м

**Проверка прочности материала сваи**

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	315.0	1 (1.05)

Изгибающий момент



Сжимающая сила  $N_0 / N_{0u} = 315.0 / 843.7 = 0.373 \leq 1$

Момент  $M_1 / M_{1u} = 18.4 / 49.3 = 0.373 \leq 1$

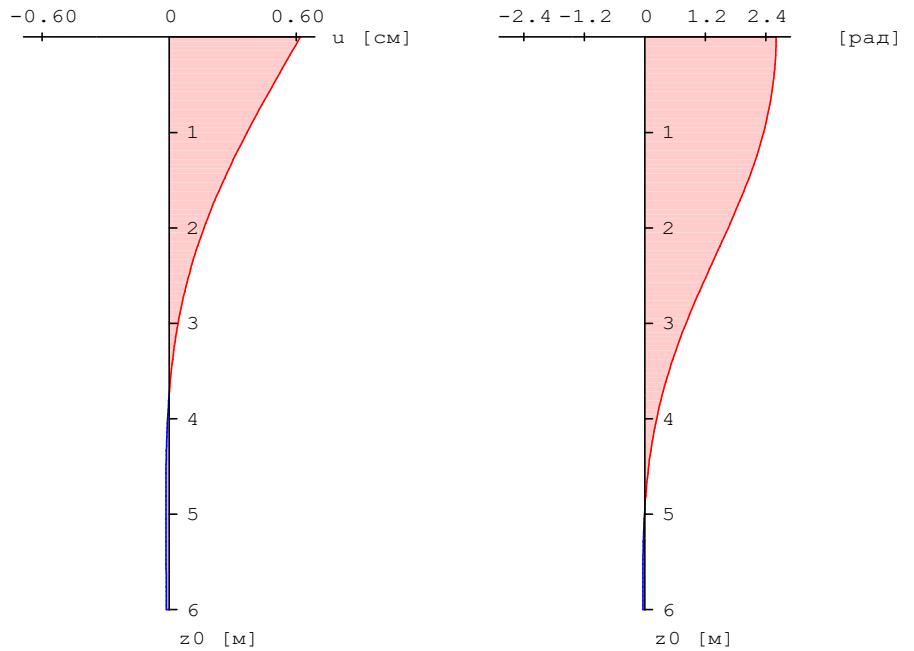
при  $z_0 = 2.29$  м

**Проверка допустимости перемещения и угла поворота головы сваи**

Комбинация нагрузок	N [кН]	M [кНм]	Нагрузка (Коэффициент)
	10.0	0.0	1 (1.00)

Перемещение  $u$

Угол поворота  $\psi \times 1000$



Перемещение  $u_0 / u_u = 0.62 / 3.00 = 0.206 \leq 1$

Угол поворота  $\psi_0 / \psi_u = 0.0026 / 0.0100 = 0.260 \leq 1$

**Проверка трещиностойкости сваи**

Комбинация нагрузок	Нагрузка (Коэффициент)		
	1 (1.00)		

Усилия в свае	$z_0$ [м]	N [кН]	$M_1$ [кНм]	$M_2$ [кНм]
	2.29	300.0	17.5	0.0

Расчет по образованию трещин	$N_{срс}$ [кН]	$M_{1,срс}$ [кНм]	$M_{2,срс}$ [кНм]	Трещины
	300.0	31.6	0.0	не образуются

**Проверка допустимости осадки сваи**

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	300.0	1 (1.00)

Расчетный диаметр сваи  $d = 33.9$  см

Модули сдвига и коэфф. Пуассона	$G_1$ [МПа]	$\nu_1$ [-]	$G_2$ [МПа]	$\nu_2$ [-]
	12.00	0.25	12.00	0.25

Расчетная нагрузка  $N = 313.5$  кН

Параметр  $\kappa = G_1 l / G_2 d = 16.67$  -

Осадка сваи (7.34)  $s = \beta N / G_1 l = 0.33$  см  
 $\beta = 0.629$  -

Условие допустимости  $s / s_u = 0.33 / 3.0 = 0.110 \leq 1$

**Работоспособность сваи обеспечена**

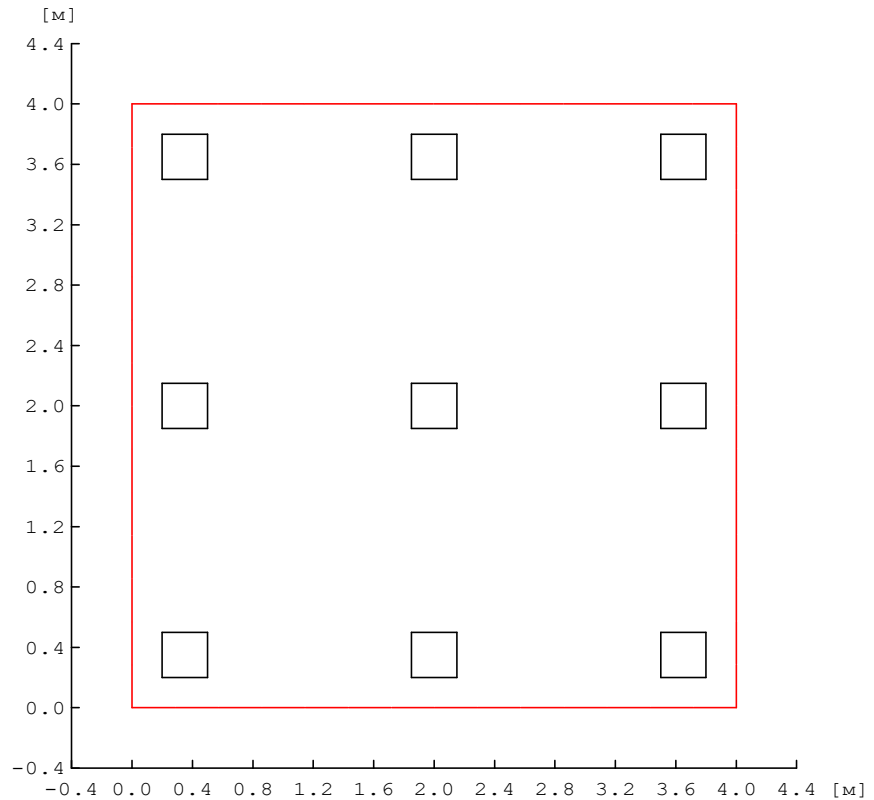
Расчет выполнен модулем 514 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t515**

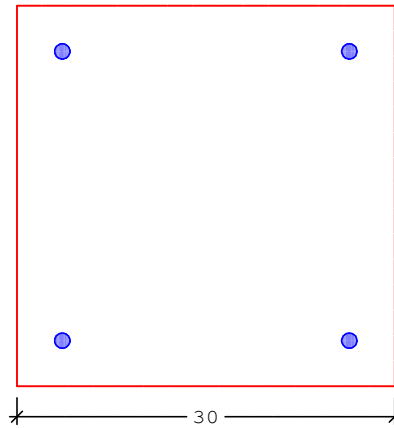
**Свайный фундамент с плитным ростверком**

Фундамент

Свайный куст



	Размеры ростверка в плане	$l_x$	=	<b>4.00</b>	м
		$l_y$	=	<b>4.00</b>	м
	Толщина ростверка	$h$	=	<b>45</b>	см
Размещение свай	Число свай в ряду по оси x	$n_x$	=	<b>3</b>	-
	по оси y	$n_y$	=	<b>3</b>	-
	Расстояние от грани ростверка до осей крайних свай по оси x	$a_x$	=	35	см
	по оси y	$a_y$	=	35	см
	Расстояние между осями свай в ряду по оси x	$s_x$	=	1.65	м
	по оси y	$s_y$	=	1.65	м
	Вид свай	висячие забивные железобетонные сваи			
	Ширина сечения сваи	$d$	=	<b>30</b>	см
	Длина сваи	$l$	=	<b>4.00</b>	м
Арматура в свае	Число стержней	$n_s$	=	4	-
	Диаметр стержней	$d_s$	=	12	мм
	Защитный слой бетона	$a_s$	=	30	мм



Стержни: 4  $\Phi 12$   
 Защитный слой:  
 аз = 30 мм

Свая погружается молотом

Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Глубина заложения ростверка

от поверхности рельефа  $d_n = 3.00$  м

от уровня планировки  $d_0 = 3.00$  м

Грунт

Слой h [м] Вид грунта

1	10.00	Глина полутвердая
---	-------	-------------------

Удельный вес грунта выше уровня подошвы ростверка  
 нормативное значение  $\gamma_{0n} = 20.0$  кН/м<sup>3</sup>

расчетное значение  $\gamma_0 = 18.0$  кН/м<sup>3</sup>

Удельный вес  
 грунта

Слой	W [%]	e [-]	$S_r$ [-]	$\gamma_s$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [кН/м <sup>3</sup> ]
1	15.0	0.66	0.59	26.0	18.0

Консистенция  
 глинистого грунта

Слой	$W_p$ [%]	$W_L$ [%]	$I_p$ [%]	$I_L$ [-]
1	10.0	30.0	20.0	0.25

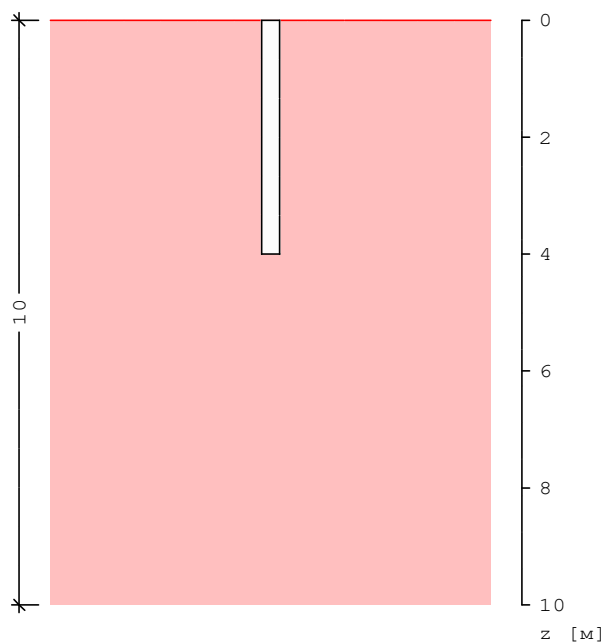
Кoeff. надежности

$\gamma_g(c)$	$\gamma_g(\phi)$	$\gamma_g(\gamma)$
1.50	1.15	1.10

Характеристики грунта

Слой	$c_{II}$ [кПа]	$\phi_{II}$ [°]	$\gamma_{II}$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$c_I$ [кПа]	$\phi_I$ [°]	$\gamma_I$ [кН/м <sup>3</sup> ]	E [МПа]	$E_e$ [МПа]	$\nu$ [-]
1	15.0	25.0	18.0	10.0	21.7	16.4	20.0	100.0	0.30

Схема геологического разреза



№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

№	x [м]	y [м]	N [кН]	$H_x$ [кН]	$H_y$ [кН]	$M_x$ [кНм]	$M_y$ [кНм]
1	2.00	2.00	3000.0				

№	N [кН]	$H_x$ [кН]	$H_y$ [кН]	$M_x$ [кНм]	$M_y$ [кНм]
1	3000.0				

Вес ростверка	$G_p$	=	180.0	кН
Коэффициент надежности	$\gamma_f$	=	1.10	-
Вес свай	$G_c$	=	9.0	кН
Коэффициент надежности	$\gamma_f$	=	1.10	-

Расчет Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

Материал ростверка	Бетон	<b>В 25 (тяжелый)</b>
Коэффициент условий работы	$\gamma_b$	= 0.900 -

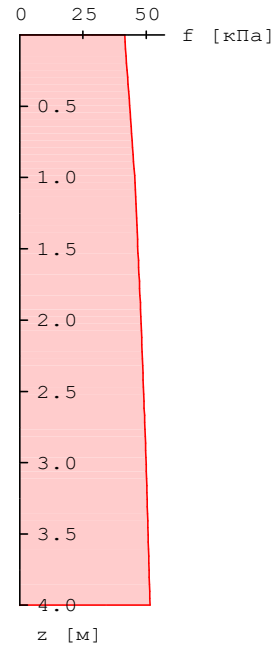
Материал свай	Бетон	<b>В 20 (тяжелый)</b>
Коэффициент условий работы	$\gamma_b$	= 0.900 -
Арматура		<b>A500</b>
Сопротивление бетона	$\gamma_b R_b$	= 10.35 МПа
Сопротивление арматуры	$R_s$	= 435 МПа
	$R_{sc}$	= 400 МПа

**Проверка прочности грунта основания свай при сжимающей нагрузке**

Комбинация нагрузок	Номера нагрузок и коэффициенты
	1 (1.10)

Нагрузка на куст свай	N [кН]	$M_x$ [кНм]	$M_y$ [кНм]
	3498.0		

Нагрузка на сваю сжимающая  $N = 388.7$  кН  
 Сопротивление грунта под концом сваи  $R = 3.80$  МПа  
 при глубине заложения  $h = 7.00$  м  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_{R,R} = 1.00$  -  
 Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи  $f$



Сопротивление на боковой поверхности

Слой	$z_1$ [м]	$z_2$ [м]	$\gamma_{R,f}$ [-]	$f_1$ [кПа]	$f_2$ [кПа]
1	0.00	4.00	1.00	41.5	51.5

Площадь опирания на грунт  $A = 900.0$  см<sup>2</sup>  
 Периметр сечения сваи  $u = 120.0$  см

Коэффициент условий работы сваи при сжатии  $\gamma_c = 1.00$  -

Несущая способность сваи  
 $F_d = F_{dR} + F_{df} = 342.0 + 228.0 = 570.0$  кН

Условие прочности  $N_0 \gamma_n \gamma_{c,g} / F_d = 398.6 * 1.00 * 1.40 / 570.0 = 0.979 \leq 1$

**Проверка прочности материала сваи**

Комбинация нагрузок

Номера нагрузок и коэффициенты	
1 (1.10)	

Нагрузка на куст свай

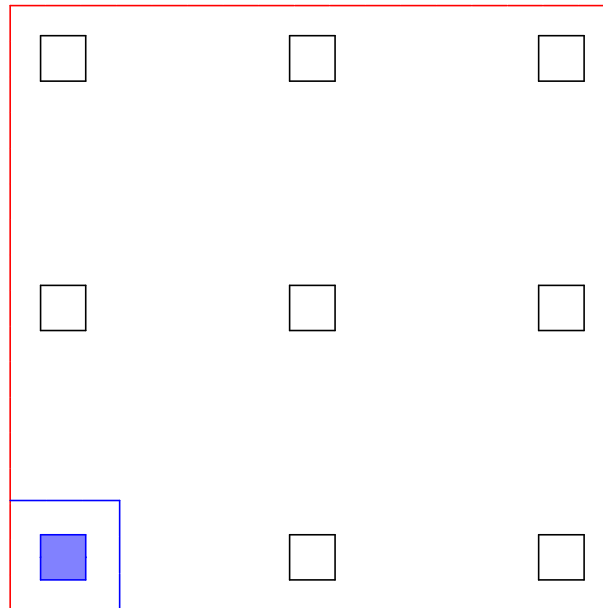
$N$ [кН]	$H_x$ [кН]	$H_y$ [кН]	$M_x$ [кНм]	$M_y$ [кНм]
3498.0				

Нагрузки на сваи  $N_{max} = 388.7$  кН  $N_{min} = 388.7$  кН

Сжимающая сила  $N_0 / N_{0u} = 398.6 / 1112 = 0.358 \leq 1$

**Проверка прочности ростверка при продавливании свай**



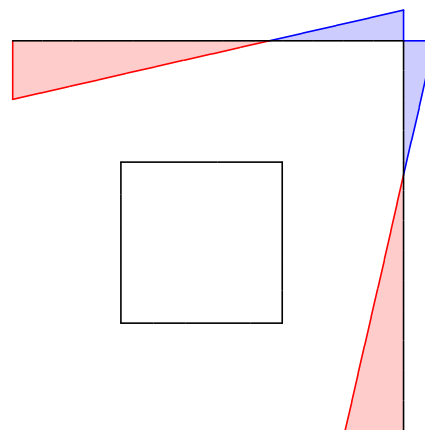


Периметр расчетного контура  $u = 145.0$  см

Продавливающая сила  $F = 388.7$  кН

$$\tau_F = F/uh = 0.596 \text{ МПа}$$

Распределение напряжения  $\tau$  в расчетном сечении



$$\tau_{\min} = -1.315 \text{ МПа} \quad \tau_{\max} = 2.506 \text{ МПа}$$

Условие прочности  $\max|\tau| / \gamma_b R_{bt} = 0.893 / 0.945 = 0.945 \leq 1$

Примечание Значение  $\max|\tau|$  принимается не более  $1.5\tau_F$

**Проверка допустимости осадок свай в кусте**

Комбинация нагрузок	Номера нагрузок и коэффициенты
	1 (1.00)

Нагрузка  
на куст свай

N	$M_x$	$M_y$
[кН]	[кНм]	[кНм]
3180.0		

Модули сдвига и  
коэфф. Пуассона

$G_1$	$\nu_1$	$G_2$	$\nu_2$
[МПа]	[-]	[МПа]	[-]
7.69	0.30	7.69	0.30

Осадка свай

№	x	y	N	s
	[м]	[м]	[кН]	[см]
1	0.35	0.35	362.3	1.14
2	2.00	0.35	362.3	1.37
3	3.65	0.35	362.3	1.14
4	0.35	2.00	362.3	1.37
5	2.00	2.00	362.3	1.70
6	3.65	2.00	362.3	1.37
7	0.35	3.65	362.3	1.14
8	2.00	3.65	362.3	1.37
9	3.65	3.65	362.3	1.14

Условие допустимости  $s / s_u = 1.70 / 8.0 = 0.212 \leq 1$

**Работоспособность фундамента обеспечена**

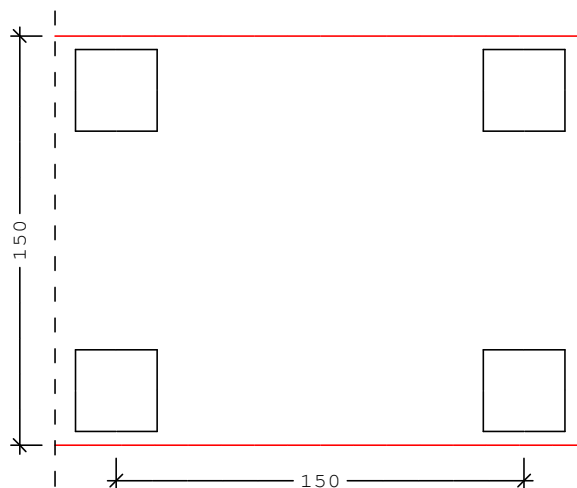
Расчет выполнен модулем 515 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

### Поз. t516

### Свайный фундамент с ленточным ростверком

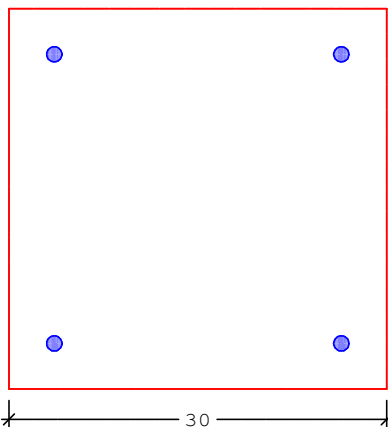
Фундамент

Свайная лента



Ширина ростверка	b	=	150	см
Толщина ростверка	h	=	50	см
Число рядов свай	n	=	2	-
Рядовое размещение свай				
Шаг свай в ряду	s	=	150	см
Расстояние от грани ростверка до осей свай	a	=	20.0	см

Вид свай	висячие забивные железобетонные сваи			
Ширина сечения сваи	d	=	30	см
Длина сваи	l	=	6.00	м
Арматура в свае	Число стержней	n <sub>s</sub>	=	4
	Диаметр стержней	d <sub>s</sub>	=	12
	Защитный слой бетона	a <sub>s</sub>	=	30



Стержни: 4 Ø12  
 Защитный слой:  
 аз = 30 мм

Свая погружается молотом

Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Глубина заложения ростверка			
от поверхности рельефа	d <sub>n</sub>	=	3.00 м
от уровня планировки	d <sub>0</sub>	=	3.00 м

Грунт	Слой	h [м]	Вид грунта
	1	10.00	Глина полутвердая

Удельный вес грунта выше уровня подошвы ростверка			
нормативное значение	γ <sub>0n</sub>	=	20.0 кН/м <sup>3</sup>
расчетное значение	γ <sub>0</sub>	=	18.0 кН/м <sup>3</sup>

Удельный вес грунта	Слой	W [%]	e [-]	S <sub>r</sub> [-]	γ <sub>s</sub> [кН/м <sup>3</sup> ]	γ [кН/м <sup>3</sup> ]
	1	15.0	0.66	0.59	26.0	18.0

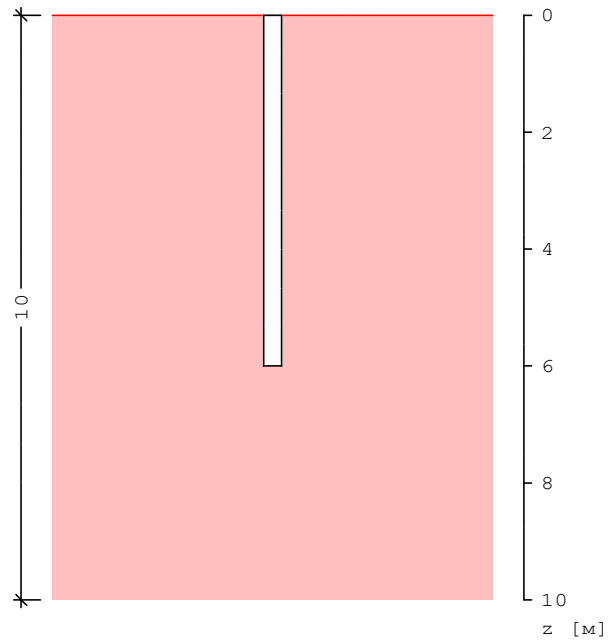
Консистенция глинистого грунта	Слой	W <sub>p</sub> [%]	W <sub>L</sub> [%]	I <sub>p</sub> [%]	I <sub>L</sub> [-]
	1	10.0	30.0	20.0	0.25

Коэфф. надежности	γ <sub>g(c)</sub>	γ <sub>g(φ)</sub>	γ <sub>g(γ)</sub>
	1.50	1.15	1.10

Характеристики грунта

Слой	c <sub>II</sub> [кПа]	φ <sub>II</sub> [град]	γ <sub>II</sub> [кН/м <sup>3</sup> ]	c <sub>I</sub> [кПа]	φ <sub>I</sub> [град]	γ <sub>I</sub> [кН/м <sup>3</sup> ]	E [МПа]
1	15.0	25.0	18.0	10.0	21.7	16.4	20.0

Схема геологического разреза



Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

Распределенные силы и момент

№	N [кН/м]	H [кН/м]	M [кНм/м]
1	500.0	25.0	25.0

Погонный вес ростверка	$G_p$	=	18.8	кН/м
Коэффициент надежности	$\gamma_f$	=	1.10	-
Вес сваи	$G_c$	=	13.5	кН
Коэффициент надежности	$\gamma_f$	=	1.10	-

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

Материал ростверка

Бетон	<b>В 25 (тяжелый)</b>			
Коэффициент условий работы	$\gamma_b$	=	0.900	-
Арматура	<b>A500</b>			
Сопротивление бетона	$\gamma_b R_b$	=	13.05	МПа
Сопротивление арматуры	$R_s$	=	435	МПа
	$R_{sc}$	=	400	МПа

Материал сваи

Бетон	<b>В 20 (тяжелый)</b>			
Коэффициент условий работы	$\gamma_b$	=	0.900	-
Арматура	<b>A500</b>			
Сопротивление бетона	$\gamma_b R_b$	=	10.35	МПа
Сопротивление арматуры	$R_s$	=	435	МПа
	$R_{sc}$	=	400	МПа

**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

Комбинация нагрузок

N [кН/м]	H [кН/м]	M [кНм/м]	Нагрузка (Коэффициент)
550.0	27.5	27.5	1 (1.10)

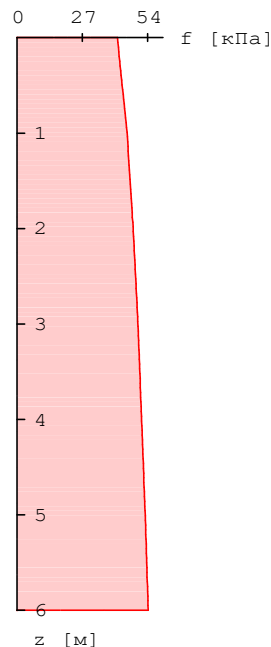
Нагрузка на сваю

наибольшая сжимающая	N	=	484.2	кН
----------------------	---	---	-------	----

Сопrotивление грунта под концом сваи  
 $R = 4.10$  МПа  
 при глубине заложения  $h = 9.00$  м

Кoэффициент условий работы  $\gamma_{R,R} = 1.00$  -

Сопrotивление грунта на боковой поверхности сваи  $f$



Сопrotивление на боковой поверхности

Слой	$z_1$ [м]	$z_2$ [м]	$\gamma_{R,f}$ [-]	$f_1$ [кПа]	$f_2$ [кПа]
1	0.00	6.00	1.00	41.5	54.2

Площадь опирания на грунт  $A = 900.0$  см<sup>2</sup>  
 Периметр сечения сваи  $u = 120.0$  см

Кoэффициент условий работы сваи при сжатии  
 $\gamma_c = 1.00$  -

Несущая способность сваи  
 $F_d = F_{dR} + F_{df} = 369.0 + 355.0 = 724.0$  кН

Условие прочности  $N_0 \gamma_n \gamma_{c,g} / F_d = 499.1 * 1.00 * 1.40 / 724.0 = 0.965 \leq 1$

**Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи**

Комбинация нагрузок	$H$ [кН/м]	Нагрузка (Кoэффициент)
	27.5	1 (1.10)

Нагрузка на сваю  $H = 20.6$  кН

Слой	от $z$ [м]	до $z$ [м]	$K$ [кН/м <sup>4</sup> ]	$c_z$ [кН/м <sup>3</sup> ]
1	0.00	6.00	5000	0 - 30000

Примечание Кoэффициент постели  $c_z = Kz$

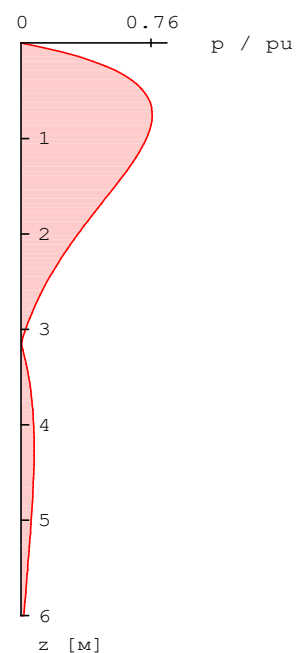
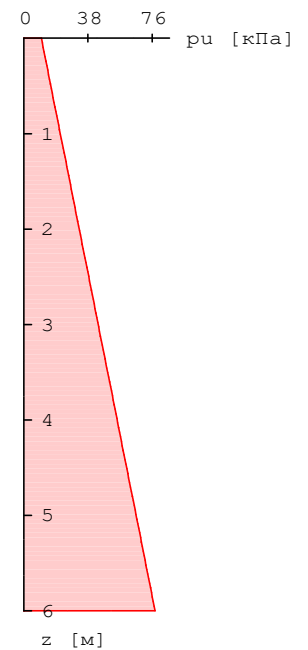
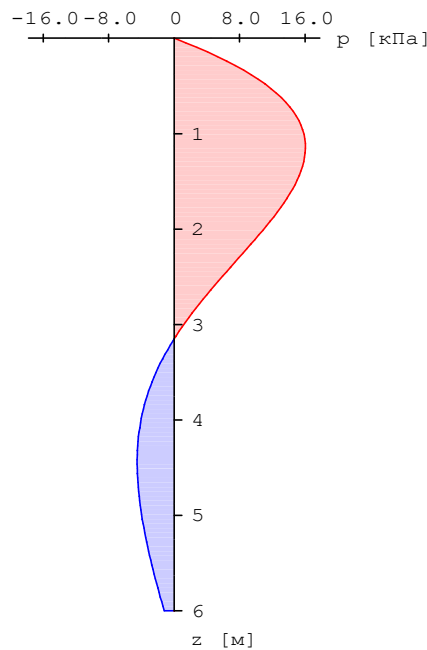
Условная ширина сваи  $b_p = 1.5d + 50 = 95.0$  см  
 Модуль упругости  $E = 27.50$  ГПа  
 Жесткость сваи  $EI = 18.56$  МНм<sup>2</sup>

Коэффициент деформации

$$\begin{aligned} \alpha_{\varepsilon} &= 0.761 \text{ 1/м} \\ \text{при } K &= 5000 \text{ кН/м}^4 \\ 1\alpha_{\varepsilon} &= 4.57 \text{ -} \end{aligned}$$

Давление  $p$

Предельное давление  $p_u$



Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)  
 $\eta_1 = 1.0$        $\eta_2 = 0.400$        $\xi = 0.6$

$\eta_2$  определяется по формуле (Б.9) приложения Б при  
 $M_c = 54.2 \text{ кНм}$        $n = 2.50 \text{ -}$   
 $M_t = 0.0 \text{ кНм}$

Условие допустимости

$$p / p_u = 16.0 / 22.9 = \mathbf{0.700} \leq 1$$

при  $z = 0.85 / \alpha_{\varepsilon} = 1.12 \text{ м}$

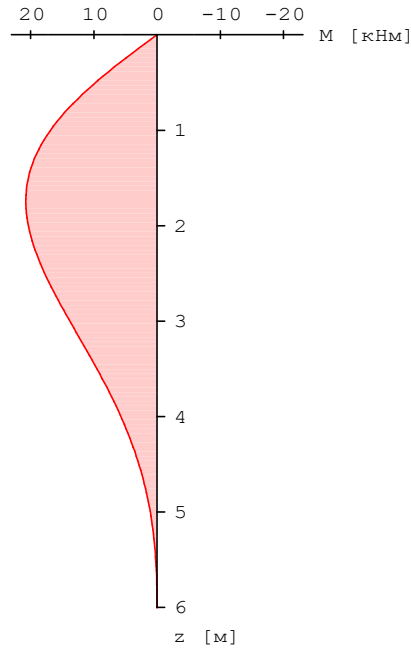
Примечание Проверка проведена для глубины, указанной в нормах

**Проверка прочности материала сваи**

Комбинация нагрузок	N	H	M	Нагрузка (Коэффициент)
	[кН/м]	[кН/м]	[кНм/м]	
	550.0	27.5	27.5	1 (1.10)

Нагрузка на сваи  $N_{max} = 484.2$  кН  $N_{min} = 371.7$  кН  
 $H = 20.6$  кН

Изгибающий момент



Сжимающая сила  $N_0 / N_{0u} = 484.2 / 786.4 = 0.616 \leq 1$   
 Изгибающий момент  $M / M_u = 20.8 / 33.7 = 0.616 \leq 1$   
 при  $z = 1.73$  м

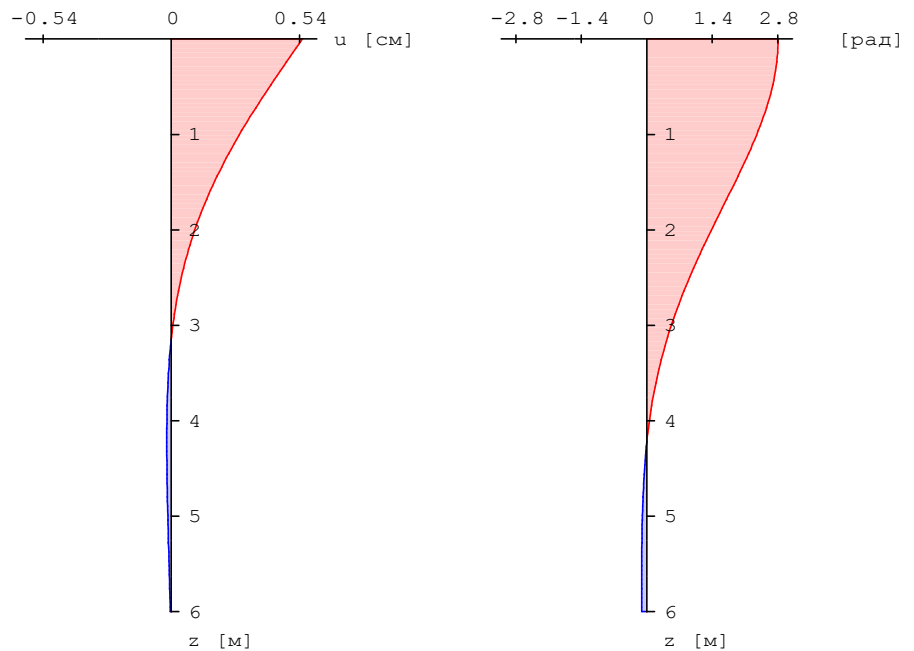
**Проверка допустимости перемещения и угла поворота головы сваи**

Комбинация нагрузок	H [кН/м]	Нагрузка (Коэффициент)
	25.0	

Нагрузка на сваю  $H = 18.8$  кН

Перемещение  $u$

Угол поворота  $\psi \times 1000$



Перемещение  $u_0 / u_u = 0.55 / 3.00 = 0.184 \leq 1$

Угол поворота  $\psi_0 / \psi_u = 0.0028 / 0.0050 = 0.561 \leq 1$

**Проверка трещиностойкости сваи**

Комбинация нагрузок	N [кН/м]	H [кН/м]	M [кНм/м]	Нагрузка (Коэффициент)
	500.0	25.0	25.0	1 (1.00)

Нагрузка на сваи  $N_{max} = 440.2$  кН  $N_{min} = 337.9$  кН  
 $H = 18.8$  кН

Усилия в свае	z [м]	N [кН]	M [кНм]
	1.73	337.9	18.9

Расчет по образованию трещин	$N_{crс}$ [кН]	$M_{crс}$ [кНм]	Трещины
	337.9	31.6	не образуются

**Проверка допустимости осадки свайной ленты**

Комбинация нагрузок	N [кН/м]	Нагрузка (Коэффициент)
	500.0	1 (1.00)

Погонный вес фундамента  $G_{\phi} = 36.8$  кН/м

Ширина условного фундамента  $b = 2.00$  м

Среднее давление  $p = 268.4$  кПа

Глубина сжимаемой толщи  $H_c = 2.89$  м

Напряжение при  $z = H_c$   $\sigma_{zp} = 110.0$  кПа

$\sigma_{zp} / \sigma_{zg} = 0.50$  -

Осадка условного фундамента  $s = 2.09$  см

Условие допустимости  $s / s_u = 2.09 / 8.0 = 0.261 \leq 1$

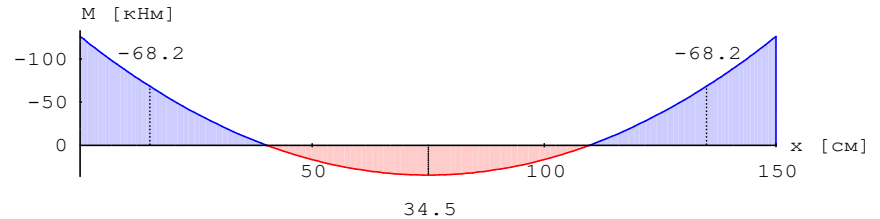


**Расчет ростверка как многопролетной балки с учетом ширины опор**

Модуль упругости  $E = 30.00$  ГПа  
 Жесткость ростверка  $EI = 468.75$  МНм<sup>2</sup>

Комбинация нагрузок	$N$ [кН/м]	Нагрузка (Коэффициент)
	550.0	1 (1.10)

Изгибающий момент	$q$ [кН/м]	$M_0$ [кНм]	$M_{\text{п}}$ [кНм]
	570.6	-68.2	34.5

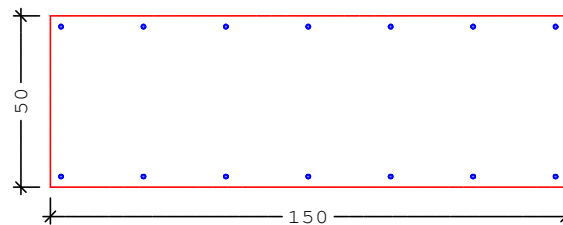


Требуемая площадь арматуры  
 верхней  $A_{св} = 3.39$  см<sup>2</sup>  
 нижней  $A_{сн} = 1.70$  см<sup>2</sup>

Подобранная арматура

Арматура	$n_s$	$d_s$ [мм]	$a_s$ [мм]	$A_s$ [см <sup>2</sup> ]
верхняя	7	12	25	7.92
нижняя	7	12	25	7.92

Процент содержания арматуры  
 верхней  $\mu_{св} = 0.11$  %  
 нижней  $\mu_{сн} = 0.11$  %



Стержни:  
 вверху 7  $\phi 12$   
 внизу 7  $\phi 12$   
 Защитный слой:  
 $a_s = 25$  мм

**Проверка прочности ростверка**

$$M_0 / M_{u-} = 68.2 / 157.9 = 0.432 \leq 1$$

$$M_{\text{п}} / M_{u+} = 34.5 / 157.9 = 0.218 \leq 1$$

**Проверка трещиностойкости ростверка**

Комбинация нагрузок	$N$ [кН/м]	Нагрузка (Коэффициент)
	500.0	1 (1.00)

Изгибающий момент	$q$ [кН/м]	$M_0$ [кНм]	$M_{\text{п}}$ [кНм]
	518.8	-62.0	31.3

Расчет по образованию трещин	$M$ [кНм]	$M_{\text{срс}}$ [кНм]	$M/M_{\text{срс}}$	Трещины
	-62.0	-169.4	0.366	не образуются
	31.3	169.4	0.185	не образуются

**Работоспособность фундамента обеспечена**

Расчет выполнен модулем 516 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t517**

**Трубобетонная свая**

Свая

Вид сваи висячая забивная трубобетонная свая

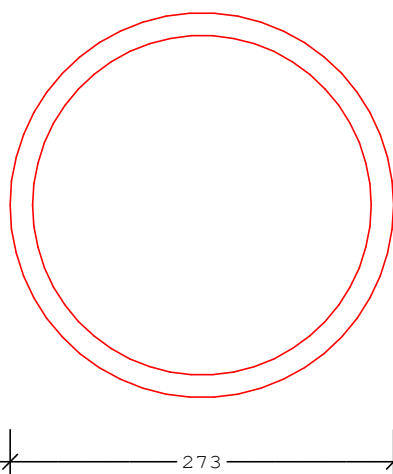
Сортамент труба горячекатаная - ГОСТ 8732-78\*

Диаметр трубы  $d = 273$  мм

Толщина трубы  $t = 16.0$  мм

Длины частей сваи  $l_0 = 2.00$  м

$l = 4.50$  м



Фундамент с одnorядным расположением свай

Грунт

Слой	Название слоя	h [м]	Вид грунта
1	ИГЭ 922	10.00	Песок средней крупности плотный

Удельный вес грунта

Слой	W [%]	e [-]	$S_r$ [-]	$\gamma_s$ [кН/м3]	$\gamma$ [кН/м3]
1	10.0	0.51	0.51	26.0	19.0

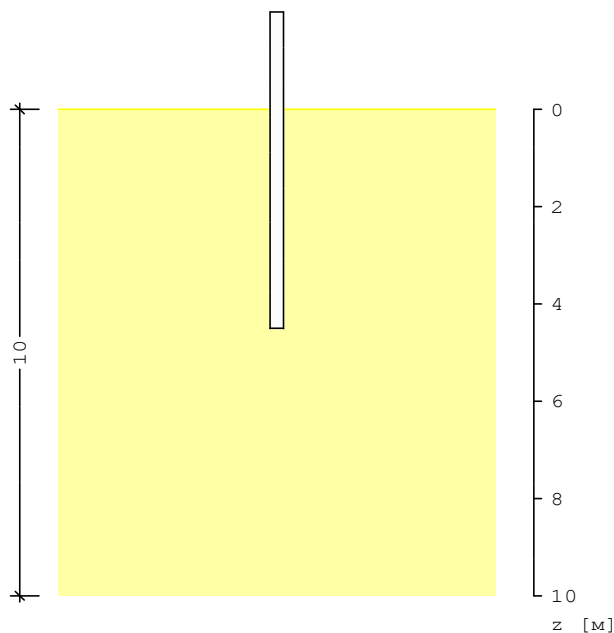
Коэфф. надежности

$\gamma_g(c)$	$\gamma_g(\phi)$	$\gamma_g(\gamma)$
1.50	1.15	1.10

Характеристики грунта

Слой	$c_{II}$ [кПа]	$\phi_{II}$ [град]	$\gamma_{II}$ [кН/м3]	$c_I$ [кПа]	$\phi_I$ [град]	$\gamma_I$ [кН/м3]	E [МПа]	$\nu$ [-]
1	2.0	39.0	19.0	1.3	33.9	17.3	45.0	0.25

Схема геологического разреза



Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа	Знак
1	Постоянная	1.05		

№	N [кН]	H [кН]	M [кНм]
1	100.0	10.0	10.0

Вес свай  $G = 14.0$  кН  
 Коэффициент надежности  $\gamma_f = 1.10$  -

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016, СП 266.1325800.2016

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -  
 Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 13.05$  МПа

Для бетона применяется трехлинейная диаграмма

Сталь **С 255**  
 Сопротивление стали  $R_y = 240$  МПа  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1.000$  -  
 Предельная деформация стали  $\epsilon_{lim} = 1.17$  %.

Примечание

Координата  $z_0$  отсчитывается от подошвы ростверка  
 Координата  $z$  отсчитывается от поверхности грунта

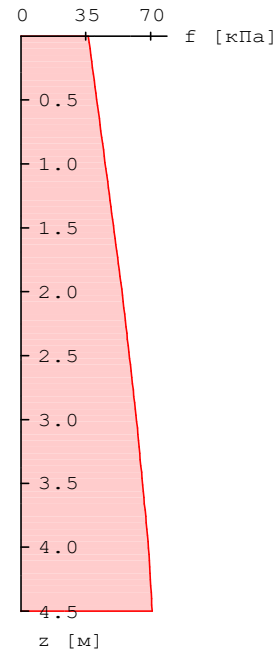
**Проверка прочности грунта основания свай при сжимающей нагрузке**

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	105.0	1 (1.05)

Сопротивление грунта под концом свай  $R = 5.28$  МПа  
 при глубине заложения  $h = 4.50$  м

Коэффициент условий работы  $\gamma_{R,R} = 1.00$  -

Соппротивление грунта на боковой поверхности сваи  $f$



Соппротивление на боковой поверхности

Слой	$z_1$ [м]	$z_2$ [м]	$\gamma_{R, f}$ [-]	$f_1$ [кПа]	$f_2$ [кПа]
1	0.00	4.50	0.52	36.4	70.9

Коэффициент условий работы сваи при сжатии

$$\gamma_c = 1.00 \quad -$$

Несущая способность сваи

$$F_d = F_{dR} + F_{df} = 309.1 + 111.5 = 420.6 \quad \text{кН}$$

Условие прочности  $N_0 \gamma_n \gamma_{c, g} / F_d =$

$$120.4 * 1.00 * 1.40 / 420.6 = \mathbf{0.401} \leq 1$$

**Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи**

Комбинация нагрузок

N [кН]	M [кНм]	Нагрузка (Коэффициент)
10.5	10.5	1 (1.05)

Коэффициент постели

Слой	от z [м]	до z [м]	K [кН/м4]	$c_z$ [кН/м3]
1	0.00	4.50	6000	0 - 27000

Примечание

Коэффициент постели  $c_z = Kz$

Условная ширина сваи  $b_p = 1.5d + 50 = 91.0 \quad \text{см}$

Жесткость сваи  $EI = 27.02 \quad \text{МНм}^2$

Коэффициент деформации

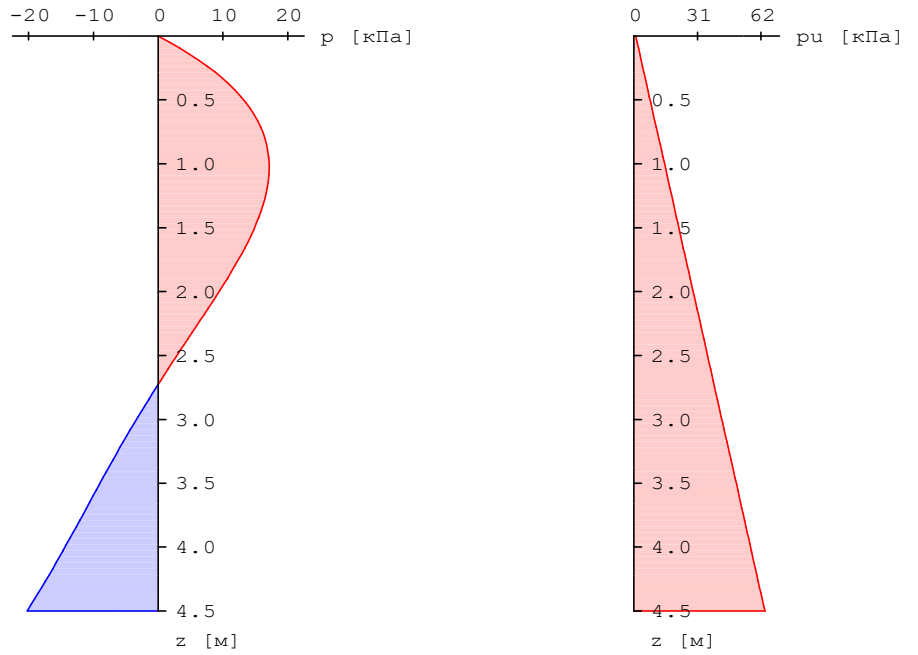
$$\alpha_\varepsilon = 0.726 \quad 1/\text{м}$$

при  $K = 6000 \quad \text{кН/м}^4$

$$1\alpha_\varepsilon = 3.27 \quad -$$

Давление  $p$

Предельное давление  $p_u$



Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)  
 $\eta_1 = 1.0$        $\eta_2 = 0.250$        $\xi = 0.6$

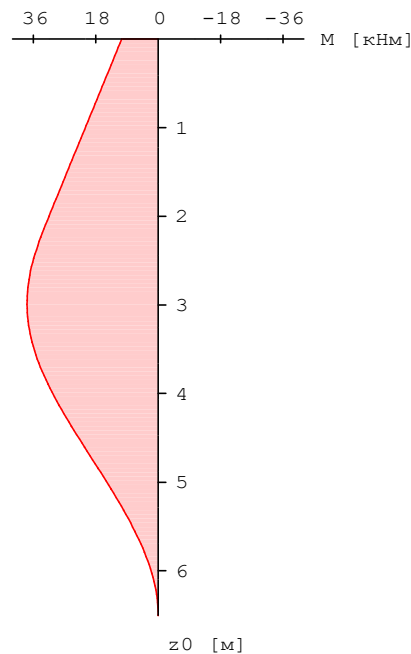
$\eta_2$  определяется по формуле (Б.9) приложения Б при  
 $n = 4.00$  -  
 $M_c = 60.4$  кНм       $M_t = 0.0$  кНм

Условие допустимости       $p / p_u = 16.9 / 17.3 = 0.974 \leq 1$   
 при  $z = 0.85 / \alpha_\varepsilon = 1.17$  м

**Проверка прочности материала сваи**

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	105.0	1 (1.05)

Изгибающий момент



Деформации и напряжения в предельном состоянии по несущей способности

Деформации бетона	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
	0.81	0.00	-1.04	-10.17

Деформации стали	Максимальная деформация		Минимальная деформация	
	$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]	$\varepsilon$ [%.]	$\sigma$ [МПа]
	0.94	192.66	-1.17	-240.00

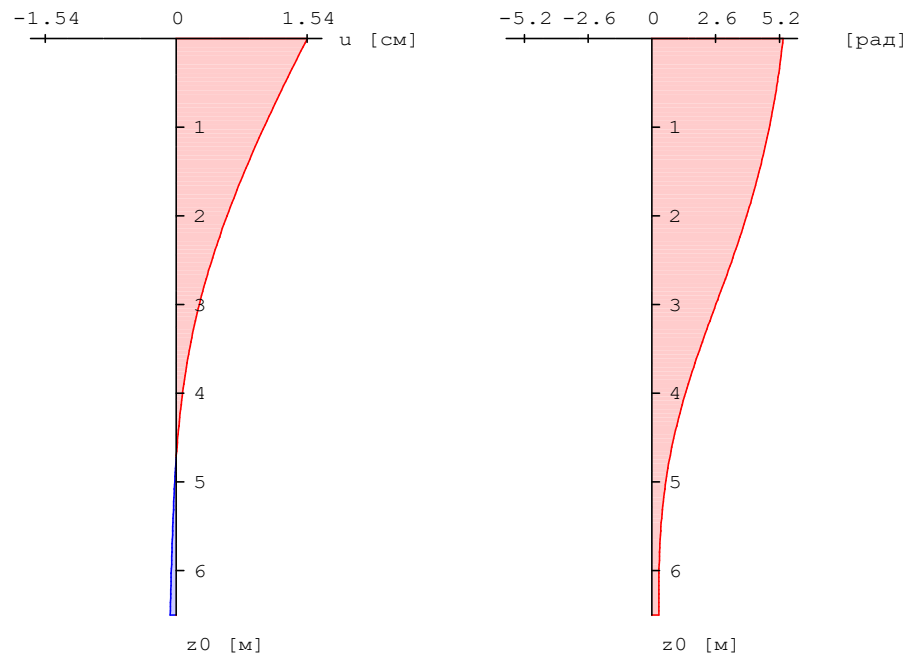
Сжимающая сила  $N_0 / N_{0u} = 105.0 / 498.0 = 0.211 \leq 1$   
 Изгибающий момент  $M / M_u = 37.8 / 179.3 = 0.211 \leq 1$   
 при  $z_0 = 2.99$  м

**Проверка допустимости перемещения и угла поворота головы сваи**

Комбинация нагрузок	N [кН]	M [кНм]	Нагрузка (Коэффициент)
	10.0	10.0	1 (1.00)

Перемещение  $u$

Угол поворота  $\psi \times 1000$



Перемещение  $u_0 / u_u = 1.54 / 3.00 = 0.515 \leq 1$   
 Угол поворота  $\psi_0 / \psi_u = 0.0053 / 0.0100 = 0.535 \leq 1$

**Проверка допустимости осадки сваи**

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	100.0	1 (1.00)

Модули сдвига и коэфф. Пуассона	$G_1$	$\nu_1$	$G_2$	$\nu_2$
	[МПа]	[-]	[МПа]	[-]
	18.00	0.25	18.00	0.25

Расчетная нагрузка  $N = 114.0$  кН

Параметр  $\kappa = G_1 l / G_2 d = 16.48$  -

$$\text{Осадка сваи (7.34)} \quad s = \beta N / G_1 l = 0.09 \quad \text{см}$$

$$\beta = 0.641 \quad -$$

$$\text{Условие допустимости} \quad s / s_u = 0.09 / 3.0 = 0.030 \leq 1$$

**Работоспособность сваи обеспечена**

Расчет выполнен модулем 517 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

### **Поз. t518**

### **Стальная свая**

#### Свая

Вид сваи висячая забивная стальная свая

Сортамент труба горячекатаная - ГОСТ 8732-78\*

Диаметр трубы d = 325 мм

Толщина трубы t = 8.0 мм

Длины частей сваи l<sub>0</sub> = 2.00 м

l = 4.50 м

Свая погружается с открытым нижним концом

Фундамент с однорядным расположением свай

#### Грунт

Слой	Название слоя	h [м]	Вид грунта
1	ИГЭ 927	10.00	Песок пылеватый плотный

Удельный вес  
грунта

Слой	W [%]	e [-]	S <sub>r</sub> [-]	γ <sub>s</sub> [кН/м <sup>3</sup> ]	γ [кН/м <sup>3</sup> ]
1	16.0	0.51	0.82	26.0	20.0

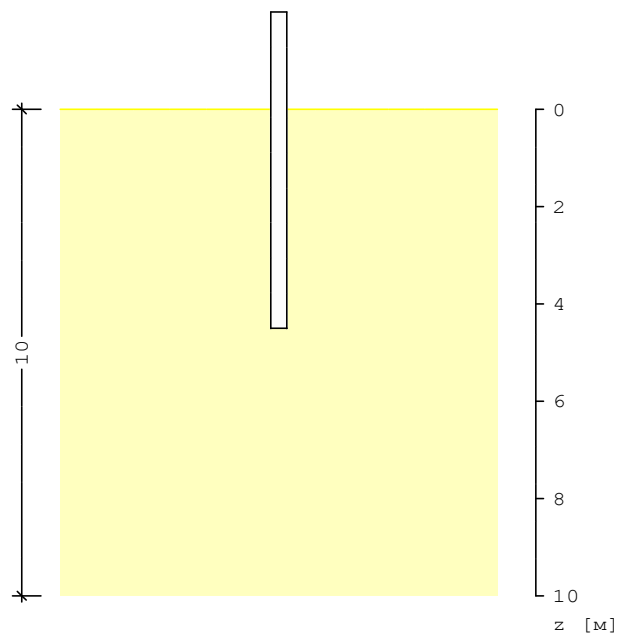
Кoeff. надежности

γ <sub>g(c)</sub>	γ <sub>g(φ)</sub>	γ <sub>g(γ)</sub>
1.50	1.10	1.10

Характеристики грунта

Слой	c <sub>II</sub> [кПа]	φ <sub>II</sub> [град]	γ <sub>II</sub> [кН/м <sup>3</sup> ]	c <sub>I</sub> [кПа]	φ <sub>I</sub> [град]	γ <sub>I</sub> [кН/м <sup>3</sup> ]	E [МПа]	ν [-]
1	7.0	35.0	20.0	4.7	31.8	18.2	33.0	0.25

Схема геологического разреза



Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа	Знак
1	Постоянная	1.05		

№	N [кН]	H [кН]	M [кНм]
1	100.0	10.0	10.0

Вес свай  $G = 4.1$  кН  
 Коэффициент надежности  $\gamma_f = 1.10$  -

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 16.13330.2017, СП 20.13330.2016

Сталь **C 245**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1.00$  -  
 Расчетное сопротивление  $R_y = 240$  МПа

Примечание

Координата  $z_0$  отсчитывается от подошвы ростверка  
 Координата  $z$  отсчитывается от поверхности грунта

**Проверка прочности грунта основания свай при сжимающей нагрузке**

Предполагается формирование грунтовой пробки

Комбинация нагрузок

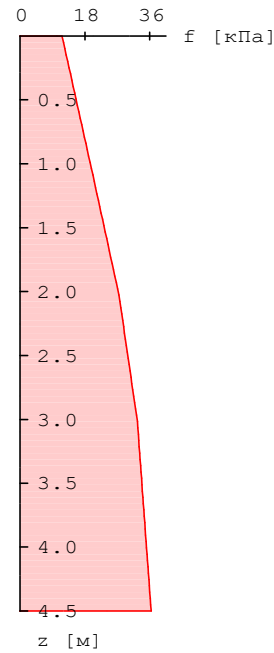
N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
105.0	1 (1.05)

Сопротивление грунта под концом свай  $R = 2.23$  МПа  
 при глубине заложения  $h = 4.50$  м

Коэффициент условий работы  $\gamma_{R,R} = 0.50$  -

Сопротивление грунта на боковой поверхности свай  $f$





Сопротивление на боковой поверхности

Слой	z <sub>1</sub> [м]	z <sub>2</sub> [м]	γ <sub>R, f</sub> [-]	f <sub>1</sub> [кПа]	f <sub>2</sub> [кПа]
1	0.00	4.50	0.52	11.7	36.4

Коэффициент условий работы сваи при сжатии γ<sub>c</sub> = 1.00 -  
 Несущая способность сваи F<sub>d</sub> = F<sub>dR</sub> + F<sub>df</sub> = 92.5 + 64.0 = 156.6 кН

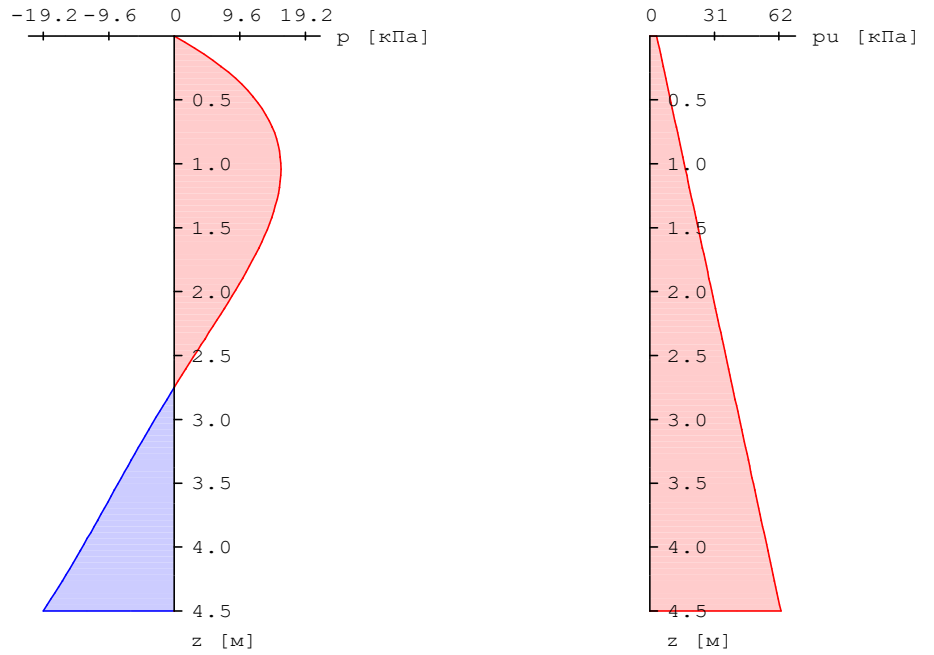
Условие прочности N<sub>0</sub>γ<sub>n</sub>γ<sub>c, g</sub> / F<sub>d</sub> =  
 109.5 \* 1.00 \* 1.40 / 156.6 = **0.979** ≤ 1

**Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи**

Комбинация нагрузок	N [кН]	M [кНм]	Нагрузка (Коэффициент)
	10.5	10.5	1 (1.05)

Коэффициент постели	Слой	от z [м]	до z [м]	K [кН/м <sup>4</sup> ]	c <sub>z</sub> [кН/м <sup>3</sup> ]
	1	0.00	4.50	4000	0 - 18000

Примечание Коэффициент постели c<sub>z</sub> = Kz  
 Условная ширина сваи b<sub>p</sub> = 1.5d + 50 = 98.8 см  
 Жесткость сваи EI = 20.63 МНм<sup>2</sup>  
 Коэффициент деформации α<sub>ε</sub> = 0.718 1/м  
 при K = 4000 кН/м<sup>4</sup>  
 lα<sub>ε</sub> = 3.23 -  
 Давление p Предельное давление p<sub>u</sub>



Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)  
 $\eta_1 = 1.0$        $\eta_2 = 0.250$        $\xi = 0.6$

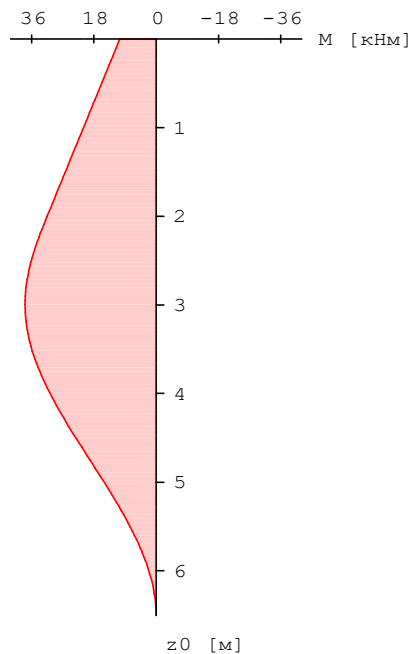
$\eta_2$  определяется по формуле (Б.9) приложения Б при  
 $n = 4.00$  -  
 $M_c = 60.7$  кНм       $M_t = 0.0$  кНм

Условие допустимости       $p / p_u = 15.4 / 19.0 = 0.812 \leq 1$   
 при  $z = 0.85 / \alpha_\varepsilon = 1.18$  м

**Проверка прочности и устойчивости свай**

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	105.0	1 (1.05)

Изгибающий момент



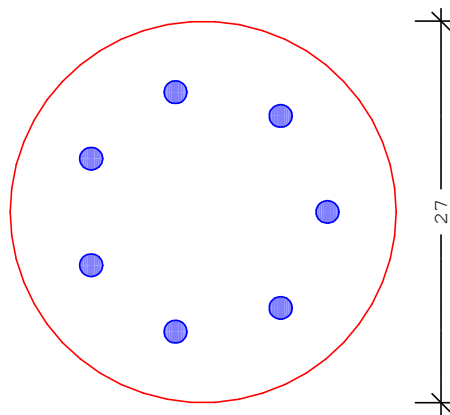


Расчет выполнен модулем 518 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t519**

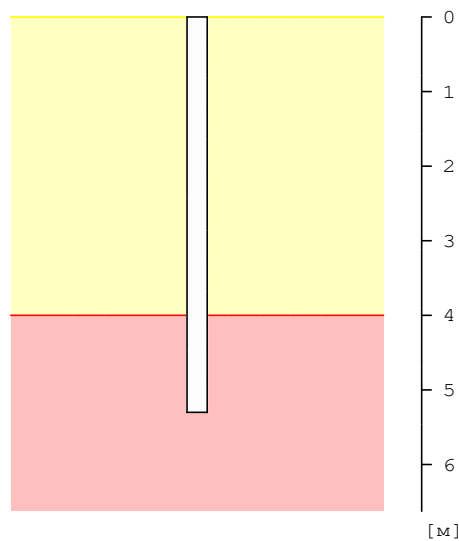
**Свая в полускальном грунте**

<u>Свая</u>	Диаметр сваи	$d$	=	27.0	см
	Длина сваи	$l$	=	5.30	м
	Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком				
<u>Арматура</u>	Число стержней	$n_s$	=	7	-
	Диаметр стержней	$d_s$	=	16	мм
	Защитный слой бетона	$a_z$	=	40	мм



Грунт

Глубина залегания скального грунта	$h_0$	=	4.00	м
------------------------------------	-------	---	------	---



Нормативное и расчетное значения предела прочности при сжатии грунта в водонасыщенном состоянии

$$R_{c,n} = 30.0 \text{ МПа}$$

$$R_c = R_{c,n} / \gamma_g = 21.4 \text{ МПа}$$

Коэффициент надежности	$\gamma_g$	=	1.4	-
Показатель качества скальной породы	RQD	=	50	%
Коэффициент снижения прочности скального грунта	$K_s$	=	0.32	-
<u>Нагрузки</u>	Вертикальная нагрузка	N	= 700.0	кН
	Горизонтальная нагрузка	H	= 5.0	кН
	Удельный вес свай	$\gamma$	= 25.00	кН/м <sup>3</sup>
	Коэффициент надежности	$\gamma_f$	= 1.10	-
	Вес свай	G	= 7.6	кН

<u>Расчет</u>	Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018			
	Бетон	<b>В 25 (тяжелый)</b>		
	Коэффициент условий работы	$\gamma_b$	= 0.765	-
	Арматура	<b>A500</b>		
	Сопротивление бетона	$\gamma_b R_b$	= 11.09	МПа
	Сопротивление арматуры	$R_s$	= 435	МПа
		$R_{sc}$	= 400	МПа
	Модуль упругости бетона	$E_b$	= 30.0	ГПа
	Модуль упругости арматуры	$E_s$	= 200.0	ГПа

Для бетона применяется трехлинейная диаграмма  
Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

#### Проверка прочности грунта основания свай при вдавливающей нагрузке

Сопротивление грунта под концом свай  

$$R = K_s R_c (1 + 0.4 l_d / d) = 20.06 \text{ МПа}$$

$$l_d = l - h_0 = 1.30 \text{ м}$$

Сопротивление грунта на боковой поверхности свай  

$$R_s = 0.63 (p_a R_c)^{1/2} = 0.52 \text{ МПа}$$

$$p_a = 100 \text{ кПа}$$

Несущая способность свай при учете сопротивления под нижним концом свай  

$$F_{db} = \pi d^2 / 4 = 1149 \text{ кН}$$

Несущая способность свай при учете сопротивления на боковой поверхности  

$$F_{ds} = R_s \pi d l_d = 575.3 \text{ кН}$$

Расчетная нагрузка  

$$N_0 = N + \gamma_f G = 708.3 \text{ кН}$$

Расчетная несущая способность свай  

$$F_d = \max(F_{db}, F_{ds}) = 1149 \text{ кН}$$

Условие прочности  

$$N_0 \gamma_n \gamma_{c, g} / F_d =$$

$$708.3 * 1.10 * 1.40 / 1149 = 0.950 \leq 1$$

#### Проверка прочности материала свай

Принимается, что свая закреплена на глубине  $h_0$

Жесткость сечения бетона  

$$EI_b = 7.83 \text{ МНм}^2$$
Жесткость сечения арматуры  

$$EI_s = 1.07 \text{ МНм}^2$$

Расчетный момент

$M_0$ [кНм]	$\delta_e$ [-]	$\varphi_1$ [-]	$D$ [МНм <sup>2</sup> ]	$l_0$ [м]	$N_{cr}$ [кН]	$\eta$ [-]	$M=\eta M_0$ [кНм]
20.0	0.15	2.00	2.050	2.80	2588.2	1.37	27.4

$$D = 0.15 / [\varphi_1 (0.3 + \delta_e)] EI_b + 0.7 EI_s, \quad l_0 = \mu h_0, \quad \eta = 1 / (1 - N / N_{cr})$$

Условия прочности  $N / N_u = 700.0 / 736.0 = 0.951 \leq 1$

$M / M_u = 27.4 / 28.8 = 0.951 \leq 1$

**Несущая способность свай обеспечена**

Расчет выполнен модулем 519 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

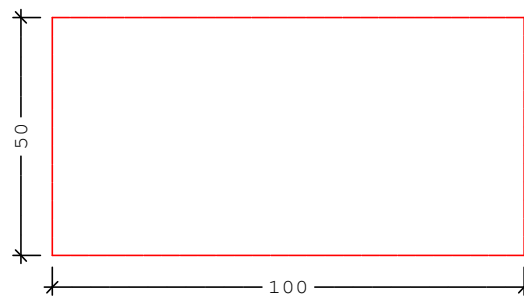
**Поз. t520**

**Ленточный фундамент**

Фундамент

$l$ [м]	$b$ [см]	$h$ [см]	$b_f$ [см]	$h_{f1}$ [см]	$h_{f2}$ [см]
10.00	100	50			

Сечение



Глубина заложения фундамента от уровня планировки  $d = 3.00$  м  
 от поверхности рельефа  $d_n = 3.00$  м

Конструктивная схема сооружения является гибкой

Колонны

№	$x_k$ [м]	$h_k$ [см]
1	2.00	40
2	5.00	40
3	8.00	40

Грунт

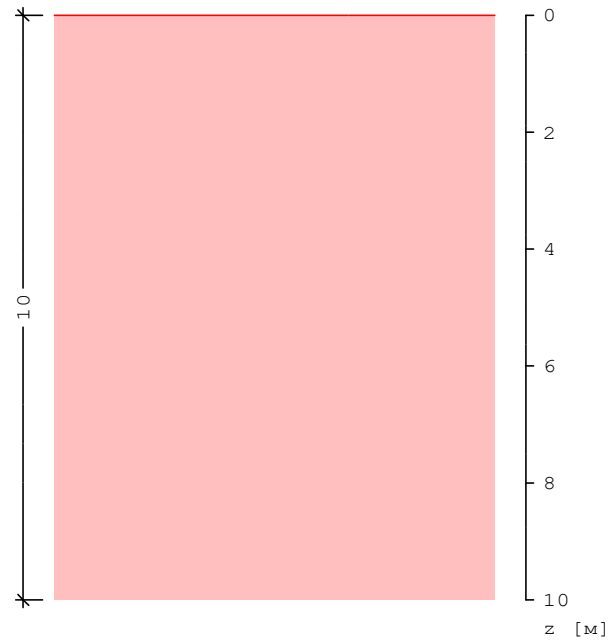
Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента  $\gamma_0 = 18.0$  кН/м<sup>3</sup>

Слой	Название	$h$ [м]	Вид грунта	$\gamma_s$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$W$ [%]	$I_L$ [-]
1		10.00	Глина	26.0	18.0	3.0	0.25

Характеристики грунта

Слой	$c_{II}$ [кПа]	$\varphi_{II}$ [град]	$E$ [МПа]	$E_e$ [МПа]
1	15.0	25.0	20.0	100.0

Схема геологического разреза



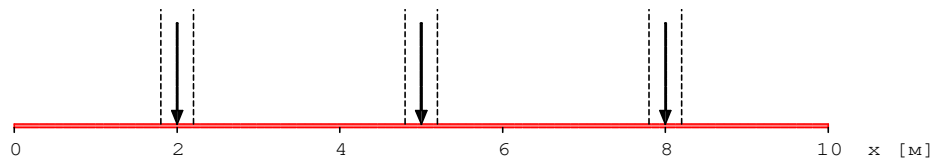
Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

Силы и моменты

Нагрузка	Колонна	V [кН]	M [кНм]
1	1	1000.0	
	2	1000.0	
	3	1000.0	

Нагрузка 1



Расчет

СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016, СП 22.13330.2016

Расчетная модель

Балка на упругом основании с переменным коэффициентом постели  $k(x)$   
 При определении  $k(x)$  учитывается вся толща грунта

Материалы

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Продольная арматура **A500**  
 Поперечная арматура **A400**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -  
 Для бетона применяется трехлинейная диаграмма  
 Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

Расчетные сопротивления  $\gamma_b R_b = 13.05$  МПа  
 $\gamma_b R_{bt} = 0.95$  МПа  
 $R_s = 435$  МПа  
 $R_{sc} = 400$  МПа  
 $R_{sw} = 280$  МПа

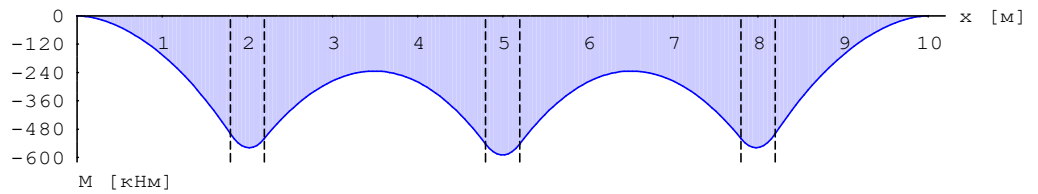
Комбинации нагрузок	К	Номер нагрузки (Коэффициент)
	1	1 (1.10)

Изгибная жесткость с учетом арматуры	$A_{св}$	$A_{сн}$	$EI_c$	$EI_{прив}$
	[см <sup>2</sup> ]	[см <sup>2</sup> ]	[МНм <sup>2</sup> ]	[МНм <sup>2</sup> ]
	4.69	29.99	312.50	344.48

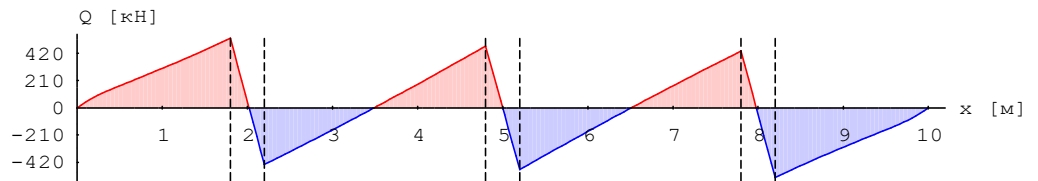
**Расчет для комбинации нагрузок К = 1**

К 1 Усилия, осадка, давление	x	M	Q	w	p
	[м]	[кНм]	[кН]	[см]	[кПа]
	0.00	0.0	0.0	1.72	442.6
	1.80	-499.6	536.7	2.47	309.0
	2.20	-519.4	-436.6	2.60	323.4
	4.80	-542.5	475.5	3.01	371.9
	5.20	-542.5	-475.5	3.01	371.9
	7.80	-519.4	436.6	2.60	323.4
	8.20	-499.6	-536.7	2.47	309.0
	10.00	0.0	0.0	1.72	442.6

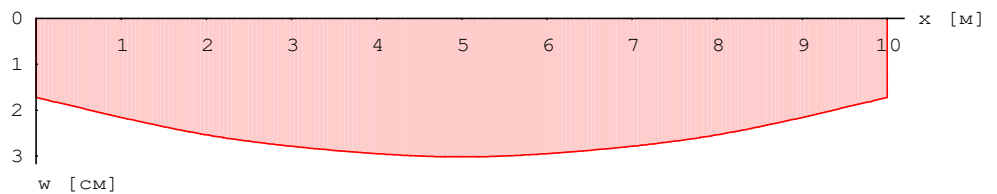
Изгибающий момент



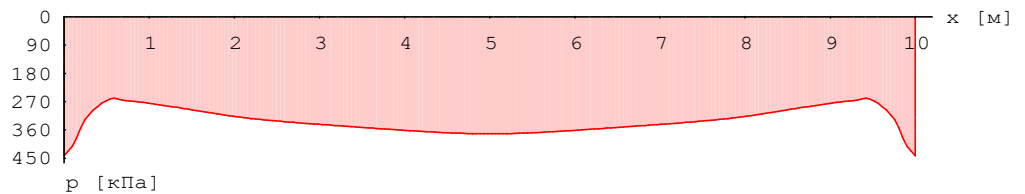
Поперечная сила



Осадка



Давление





Требуемая продольная арматура	$a_v$	$a_n$	$A_{sv}$	$A_{sn}$	$\mu_{sv}$	$\mu_{sn}$
	[см]	[см]	[см <sup>2</sup> ]	[см <sup>2</sup> ]	[%]	[%]
	3.10	3.30	4.69	30.05	*0.10	0.64

\* Минимальная площадь арматуры

**По расчету на действие поперечной силы для обеспечения прочности поперечная арматура не требуется.**

Конструирование

Данные для подбора продольной арматуры

Место	$d_{min}$	$d_{max}$	$n_{max}$	$a_{min}$
	[мм]	[мм]		[мм]
Вверху	12	28	15	25
Внизу	12	28	15	25

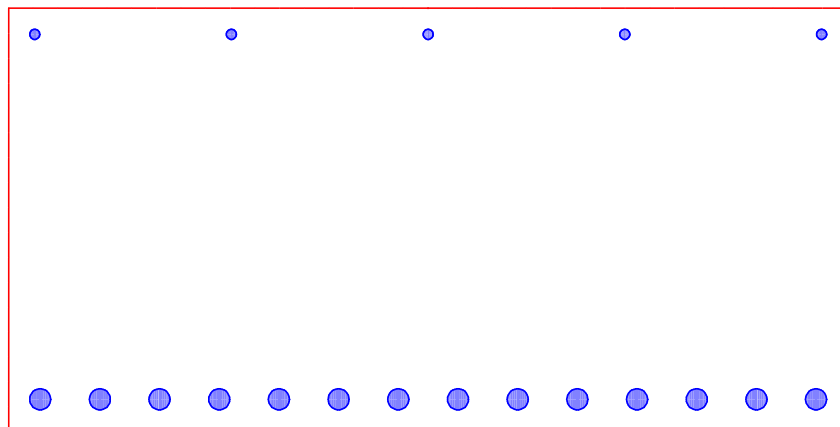
**Арматура подобрана по ограничению ширины трещин**

Размещение стержней

Место	Ряд	$n$	$d_s$	$a_z$
			[мм]	[мм]
Вверху		<b>5</b>	<b>12</b>	25
Внизу		<b>14</b>	<b>25</b>	25

Подобранная продольная арматура

$A_{sv}$	$A_{sn}$	$\mu_{sv}$	$\mu_{sn}$
[см <sup>2</sup> ]	[см <sup>2</sup> ]	[%]	[%]
5.65	68.72	0.12	1.49



Стержни:  
 вверху 5  $\Phi$ 12  
 внизу 14  $\Phi$ 25  
 Защитный слой:  
 $a_{zv} = 25$  мм  
 $a_{zn} = 25$  мм

Трещиностойкость

Расчет по образованию и раскрытию трещин

Предельная ширина раскрытия трещин	Непродолжительное раскрытие	$a_{c1,u} =$	0.30	мм
	Продолжительное раскрытие	$a_{c2,u} =$	0.20	мм

Комбинации нагрузок

К	Номер нагрузки (Коэффициент)
1	1 (1.00)

Изгибная жесткость с учетом арматуры

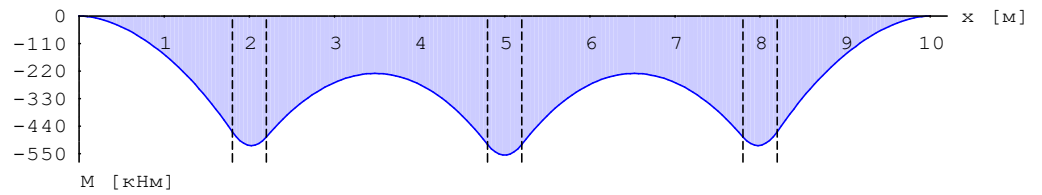
$A_{sv}$	$A_{sn}$	$EI_c$	$EI_{прив}$
[см <sup>2</sup> ]	[см <sup>2</sup> ]	[МНм <sup>2</sup> ]	[МНм <sup>2</sup> ]
5.65	68.72	312.50	375.66

**Расчет для комбинации нагрузок К = 1**

К 1 Момент, осадка, давление

$x$	$M$	$w$	$p$
[м]	[кНм]	[см]	[кПа]
0.00	0.0	1.60	416.3
1.80	-462.6	2.24	280.5
2.20	-483.0	2.36	292.9
4.80	-513.1	2.72	335.3
5.20	-513.1	2.72	335.3
7.80	-483.0	2.36	292.9
8.20	-462.6	2.24	280.5
10.00	0.0	1.60	416.3

Изгибающий момент



К 1 Ширина раскрытия трещин

x [м]	M [кНм]	M <sub>1</sub> [кНм]	M <sub>срс</sub> [кНм]	a <sub>срс1</sub> [мм]	a <sub>срс2</sub> [мм]
1.80	-462.6	-462.6	-166.6	<b>0.165</b>	<b>0.165</b>
2.20	-483.0	-483.0	-166.6	<b>0.176</b>	<b>0.176</b>
4.80	-513.1	-513.1	-166.6	<b>0.192</b>	<b>0.192</b>
5.20	-513.1	-513.1	-166.6	<b>0.192</b>	<b>0.192</b>
7.80	-483.0	-483.0	-166.6	<b>0.176</b>	<b>0.176</b>
8.20	-462.6	-462.6	-166.6	<b>0.165</b>	<b>0.165</b>

Осадка

Расчет осадки основания по формуле (5.16)

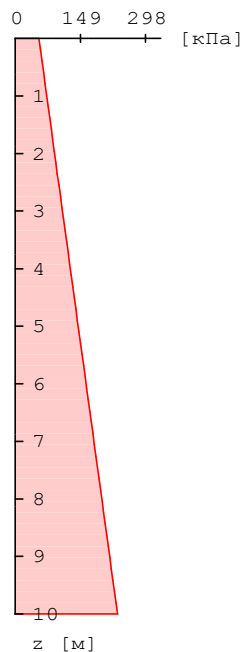
Вертикальная нагрузка  $V_{max} = 3000$  кН  
 Среднее давление на грунт  $p = 300.0$  кПа

Расчетное сопротивление грунта основания  $R = 458.2$  кПа

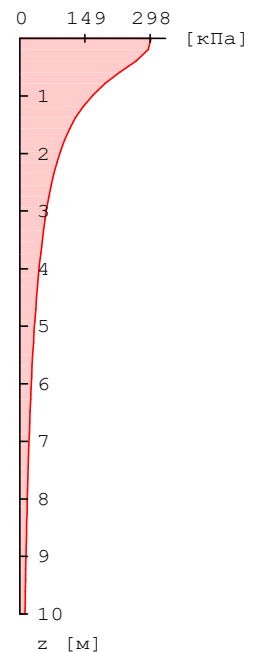
Примечание. Значение R увеличено на 20% по 5.6.24

Проверка допустимости давления на грунт  
 $p / R = 300.0 / 458.2 = 0.655 \leq 1$

$\sigma_{zg}$



$\sigma_{zp}$



Глубина сжимаемой толщи  $H_c = 3.23$  м

Напряжение при  $z = H_c$   
 $\sigma_{zp} / \sigma_{zg} = 56.1 / 112.0 = 0.500$  кПа

Осадка основания  $s = 1.55$  см

$$s / s_u = 1.55 / 8.00 = 0.193 \leq 1$$

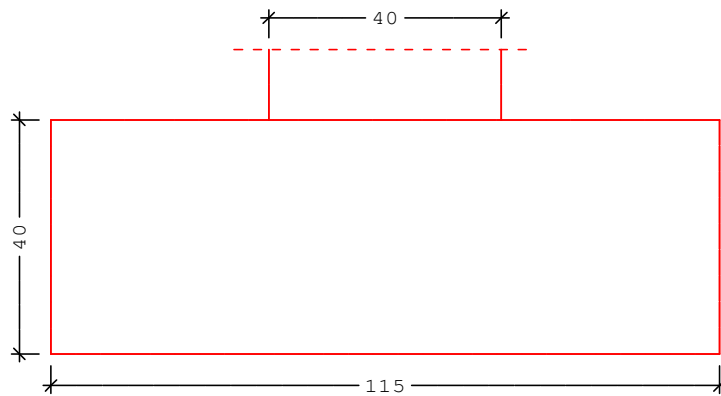
Расчет выполнен модулем 520 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t521**

**Ленточный фундамент под стену**

Фундамент

Толщина стены	$b_c$	=	40	см
Ширина сечения	$b$	=	115	см
Высота сечения	$h$	=	40	см



Глубина заложения фундамента от уровня планировки	$d$	=	3.00	м
от поверхности рельефа	$d_n$	=	3.00	м

Конструктивная схема сооружения является гибкой

Грунт

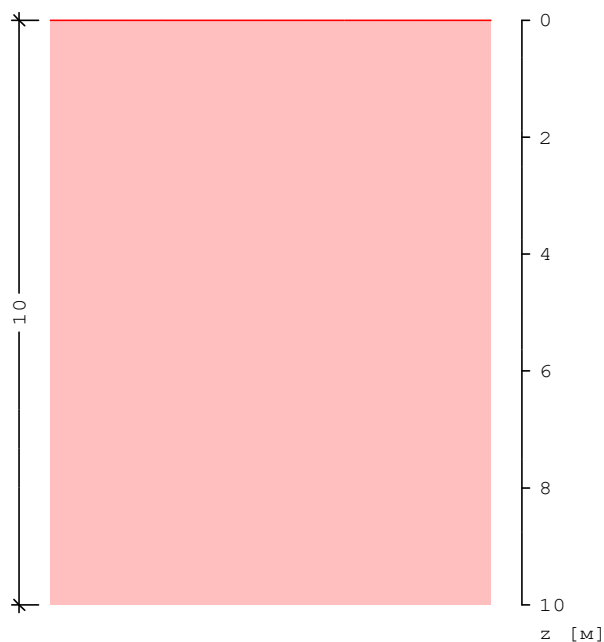
Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента	$\gamma_0$	=	18.0	кН/м <sup>3</sup>
--	------------	---	------	-------------------

Слой	Название	h [м]	Вид грунта	$\gamma_s$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [кН/м <sup>3</sup> ]	W [%]	$I_L$ [-]
1		10.00	Глина	26.0	18.0	3.0	0.25

Характеристики грунта

Слой	$c_{II}$ [кПа]	$\varphi_{II}$ [град]	E [МПа]	$E_e$ [МПа]	$\nu$ [-]
1	15.0	25.0	20.0	100.0	0.30

Схема геологического разреза



Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		
2	Вес фундамента	1.10		

№	N [кН/м]	M [кНм/м]
1	500.0	10.0
2	11.5	

Расчет

СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016, СП 22.13330.2016

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Арматура **A500**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -  
 Для бетона применяется трехлинейная диаграмма  
 Для арматуры применяется двухлинейная диаграмма

Расчетные сопротивления  $\gamma_b R_b = 13.05$  МПа  
 $\gamma_b R_{bt} = 0.95$  МПа  
 $R_s = 435$  МПа  
 $R_{sc} = 400$  МПа

Данные для определения расчетного сопротивления грунта основания R по формуле (5.7)

$\gamma_{c1}$	$\gamma_{c2}$	k	$M_\gamma$	$M_\alpha$	$M_c$	$k_z$
1.25	1.00	1.10	0.780	4.110	6.670	1.00

b [м]	$d_1$ [м]	$d_b$ [м]	$\gamma_{II}$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$\gamma'_{II}$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$\phi_{II}$ [град]	$c_{II}$ [кПа]
1.15	3.00	0.00	18.0	18.0	25.0	15.0

Учтено, что  $\phi_{II}$  и  $c_{II}$  приняты по таблицам прилож.Б

Значение по формуле (5.7)  $R = 384.2$  кПа

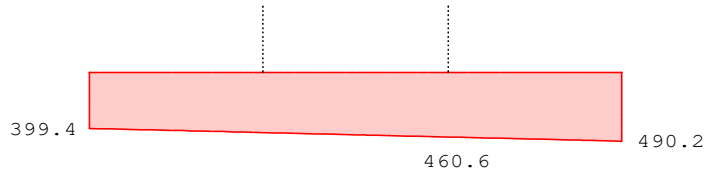
Значение R увеличивается на 20% согласно 5.6.24  
 При  $p = R$   $s = 2.46$  см <  $0.4s_u = 3.20$  см  
 При  $p = 1.20R$   $s = 3.13$  см <  $0.8s_u = 6.40$  см

Расчетное сопротивление  $R = 461.1$  кПа

**Проверка допустимости давления на грунт от нормативных нагрузок**

Комбинация нагрузок	N	M	Давление [кПа]		Нагрузка (Коэффициент)
	[кН/м]	[кНм/м]	max	min	
	511.5	10.0	490.2	399.4	1 (1.00)
					2 (1.00)

Давление на грунт



$$p_{\min} / p_{\max} = 0.815 \quad -$$

Среднее давление на грунт  $p = 444.8$  кПа

$$p_{\max} / 1.2R = 490.2 / 553.3 = 0.886 \leq 1$$

$$p / R = 444.8 / 461.1 = 0.965 \leq 1$$

**Подбор арматуры поперечного направления**

Комбинация нагрузок	N	M	Давление [кПа]		Нагрузка (Коэффициент)
	[кН/м]	[кНм/м]	max	min	
	562.6	11.0	539.2	439.4	1 (1.10)
					2 (1.10)

Вылет консоли фундамента  $c = 37.5$  см

$$c / h = 0.94 \quad -$$

Изгибающий момент  $M_0 = 37.1$  кНм/м

Требуемая площадь арматуры  $A_s = 2.38$  см<sup>2</sup>/м

Данные для подбора арматуры	min $d_s$	max $d_s$	min $s$	max $s$
	[мм]	[мм]	[см]	[см]
	12	28	5	15

Подобранная арматура	$d_s$	$s$	$A_s$	$\mu$	$a_z$
	[мм]	[см]	[см <sup>2</sup> /м]	[%]	[мм]
	12	15	7.54	0.21	30

Примечание Учтен минимальный коэффициент армирования

**Проверка прочности фундамента при действии поперечных сил**

$$Q / Q_b = 196.1 / 860.0 = 0.228 \leq 1$$

**Проверка трещиностойкости консолей фундамента**

Комбинация нагрузок	N	M	$N_1$	$M_1$	Нагрузка (Коэффициент)
	[кН/м]	[кНм/м]	[кН/м]	[кНм/м]	
	511.5	10.0	511.5	10.0	1 (1.00)
					2 (1.00)

Момент образования трещин  $M_{cr,c} = 73.5$  кНм/м

Изгибающий момент  $M_0 = 33.8$  кНм/м

Трещины не образуются

Расчет осадки основания по формуле (5.16)

Вертикальная нагрузка	N	=	511.5	кН/м
Глубина сжимаемой толщи	$H_c$	=	4.48	м
Напряжение при $z = H_c$	$\sigma_{zp}$	=	67.4	кПа
	$\sigma_{zg} / \sigma_{zp}$	=	0.500	-
Осадка основания	s	=	2.99	см
	$s / s_u$	=	2.99 / 8.00	= <b>0.373</b> <= 1

**Расчет крена фундамента по формуле (5.24)**

Моментная нагрузка	M	=	10.0	кНм/м
Коэффициент в формуле (5.24)	$D \cdot 10^3$	=	45.5	1/МПа
Коэффициент по табл. 5.9	$k_e$	=	0.070	-
Крен фундамента	i	=	0.00193	-
	$i / i_u$	=	0.00193 / 0.005	= <b>0.385</b> <= 1

Расчет выполнен модулем 521 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

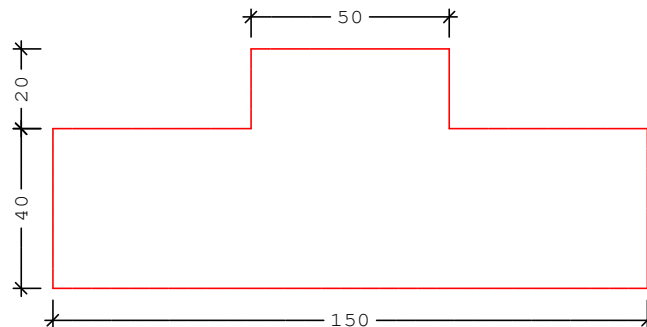
**Поз. t522**

**Ленточный фундамент под колонны**

Фундамент

l	b	h	$b_f$	$h_{f1}$	$h_{f2}$
[м]	[см]	[см]	[см]	[см]	[см]
10.00	50	60	150	40	40

Сечение



Колонны

№	$x_k$	$h_k$
	[м]	[см]
1	2.00	40
2	5.00	40
3	8.00	40

Глубина заложения фундамента от уровня планировки	d	=	3.00	м
от поверхности рельефа	$d_n$	=	3.00	м

Грунт Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента  
 $\gamma_0 = 18.0 \text{ кН/м}^3$

Слой	h [м]	$\gamma_s$ [кН/м <sup>3</sup> ]	e [-]	$\gamma$ [кН/м <sup>3</sup> ]	c [кПа]	$\phi$ [град]	E [МПа]
1	5.00	26.0	0.00	18.0	15.0	25.0	20.0

Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Постоянное воздействие постоянное -

Коэффициент упр. надежностью  $K_{FT} = 1.1$  -

При комбинировании применяется формула (6.10)

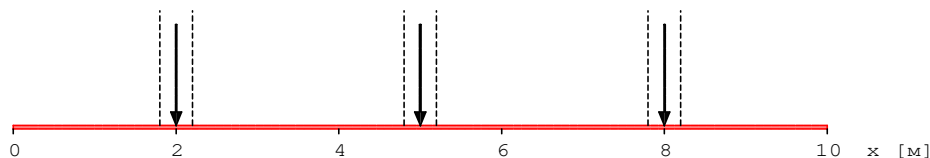
Коэффициенты

№	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	Группа	Знак
1	1.35	1.00					

Вертикальные силы и моменты

№	Колонна	V [кН]	M [кНм]
1	1	1000.0	
	2	1000.0	
	3	1000.0	

Воздействие 1



Расчет

согласно MSZ EN 1992-1-1, MSZ EN 1997-1

Расчетная модель

Балка на упругом основании с переменным коэффициентом постели  $k(x)$   
 При определении  $k(x)$  учитывается вся толща грунта

Материалы

Бетон **C25/30**  
 Продольная арматура **S500**  
 Предел текучести арматуры  $f_{yk} = 500$  МПа  
 Предел прочности арматуры  $f_{tk} = 525$  МПа  
 Поперечная арматура **S400**  
 Предел текучести арматуры  $f_{ywk} = 400$  МПа

Выбранные комбинации

K	Номер воздействия (Коэффициент)
1	1 (1.49)

Изгибная жесткость с учетом арматуры

$A_{св}$ [см <sup>2</sup> ]	$A_{сн}$ [см <sup>2</sup> ]	$EI_c$ [МНм <sup>2</sup> ]	$EI_{прив}$ [МНм <sup>2</sup> ]
0.00	41.83	497.48	523.83

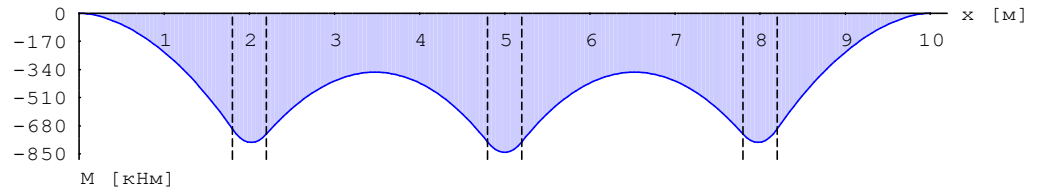
**Расчет для комбинации воздействий K = 1**

K 1 Усилия, осадка, давление

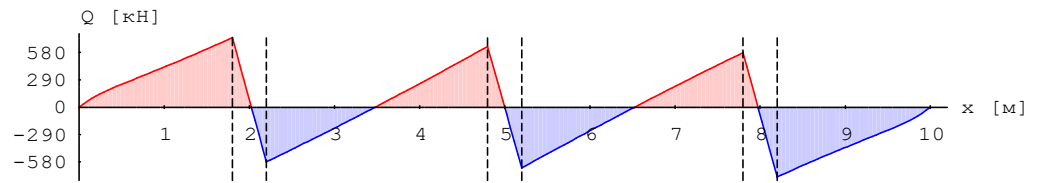
x [м]	M [кНм]	Q [кН]	w [см]	p [кПа]
0.00	0.0	0.0	1.68	441.1
1.80	-698.9	737.7	2.39	275.0
2.20	-730.6	-578.1	2.51	287.9
4.80	-777.6	642.8	2.91	331.6
5.20	-777.6	-642.8	2.91	331.6
7.80	-730.6	578.1	2.51	287.9

8.20	-698.9	-737.7	2.39	275.0
10.00	0.0	0.0	1.68	441.1

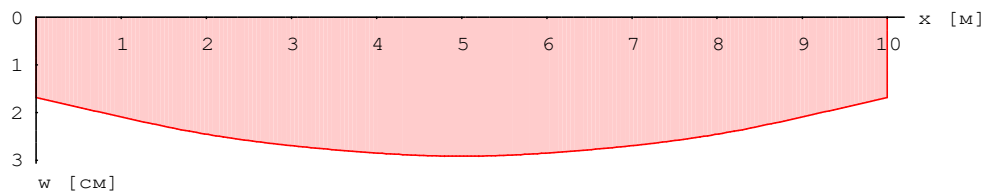
Изгибающий момент



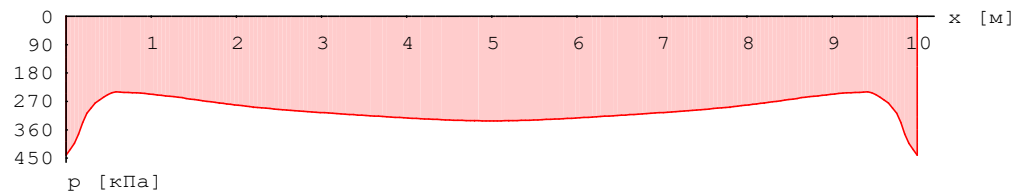
Поперечная сила



Осадка



Давление



К 1 Условие (6.5)  $V_{Ed} / V_{Rd,max} = 738 / 1211 = 0.609 \leq 1$   
 при  $x = 1.80$  м

Требуемая продольная арматура

$a_B$ [см]	$a_H$ [см]	$A_{sB}$ [см <sup>2</sup> ]	$A_{sH}$ [см <sup>2</sup> ]	$\rho_{sB}$ [%]	$\rho_{sH}$ [%]
	6.20		41.88		1.56

Требуемая арматура в полке

Свес [см]	$p_{cp}$ [кПа]	M [кНм/м]	$a_H$ [см]	$A_s$ [см <sup>2</sup> /м]
50.0	297.2	37.2	4.60	2.35

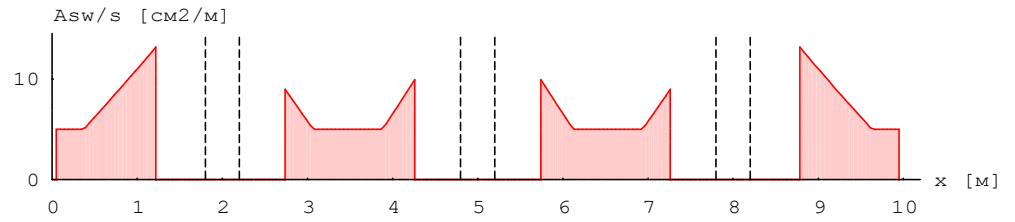
Требуемая поперечная арматура

x [м]	$V_{Ed}$ [кН]	$V_{Rd,c}$ [кН]	z [см]	$\cot\theta$ [-]	$V_{Rd,s}$ [кН]	$V_{Rd,max}$ [кН]	$A_{sw}/s$ [см <sup>2</sup> /м]	$\rho_w$ [%]
1.22	506.6	176.1	44.19	2.50	506.6	685.7	13.18	0.26
2.74	339.7	176.1	43.60	2.50	339.7	676.5	8.96	0.18
4.26	376.3	176.1	43.50	2.50	376.3	675.0	9.95	0.20
5.74	376.3	176.1	43.50	2.50	376.3	675.0	9.95	0.20



7.26	339.7	176.1	43.60	2.50	339.7	676.5	8.96	0.18
8.78	506.6	176.1	44.19	2.50	506.6	685.7	13.18	0.26

Расчет проведен для сечений не ближе  $d$  от колонны  
 ( $d$  - рабочая высота сечения)



Расчет свеса полки на поперечную силу

$d$ [см]	$P_{ср}$ [кПа]	$Q$ [кН/м]	$V_{Rd,c}$ [кН/м]	$Q/V_{Rd,c}$
35.4	297.2	43.4	259.9	<b>0.167</b>

$d$  - расстояние от ребра до расчетного сечения

При расчете свеса  $V_{Rd,c}$  определяется по формуле (6.2а) с учетом указаний 6.2.2 (6)

Конструирование

Данные для подбора продольной арматуры

Место	$d_{min}$ [мм]	$d_{max}$ [мм]	$n_{max}$	$a_{min}$ [мм]
Вверху	12	28	15	25
Внизу	12	28	15	25

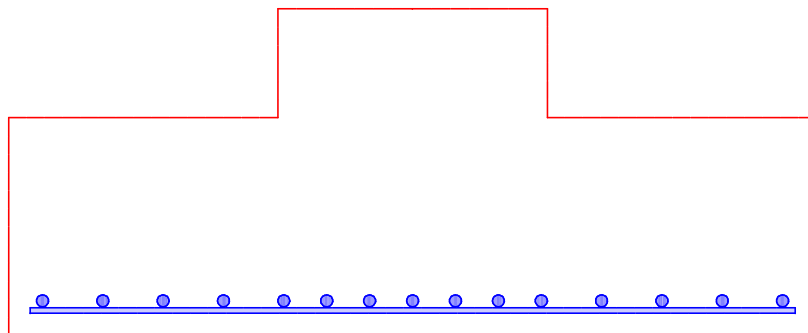
**Арматура подобрана по ограничению ширины трещин**

Размещение стержней

Место	Ряд	$n$	$d_s$ [мм]	$C_{ном}$ [мм]
Внизу		<b>15</b>	<b>22</b>	52

Подобранная продольная арматура

$A_{св}$ [см²]	$A_{сн}$ [см²]	$\rho_{св}$ [%]	$\rho_{сн}$ [%]
	57.02		2.12



Стержни: 15  $\Phi 22$   
 Защитный слой:  
 спол  $n = 40$  мм

Подобранная арматура в полке

$d_s$ [мм]	$s$ [см]	$A_s$ [см²/м]	$\rho_s$ [%]	$C_{ном}$ [мм]
<b>12</b>	<b>15</b>	7.54	0.21	40

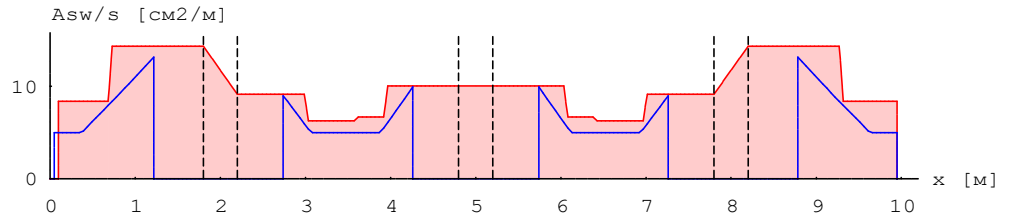
Данные для подбора поперечной арматуры

$d_{sw}$ [мм]	Число ветвей	$s_{max}$ [см]	$\Delta s$ [см]	$s_1$ [см]
8	2	30	5	$s/2$

Размещение хомутов

Колонна	Место	Участок	Длина [м]	Число хомутов	$s$ [см]	$A_{св}/s$ [см²/м]
1	Слева	1-й	1.085	16	7	14.36
		2-й	0.600	5	12	8.38
	Справа	1-й	0.825	8	11	9.14

2	Слева	2-й	0.320	2	16	6.28
		1-й	0.850	9	10	10.05
	Справа	2-й	0.300	2	15	6.70
		1-й	0.850	9	10	10.05
3	Слева	2-й	0.300	2	15	6.70
		1-й	0.825	8	11	9.14
	Справа	2-й	0.320	2	16	6.28
		1-й	1.085	16	7	14.36
		2-й	0.600	5	12	8.38



Трещиностойкость

Расчет по образованию и раскрытию трещин

Предельная ширина трещин  $w_{max} = 0.30$  мм

Постоян. комбинации

К	Номер воздействия (Коэффициент)
1	1 (1.00)

Изгибная жесткость с учетом арматуры

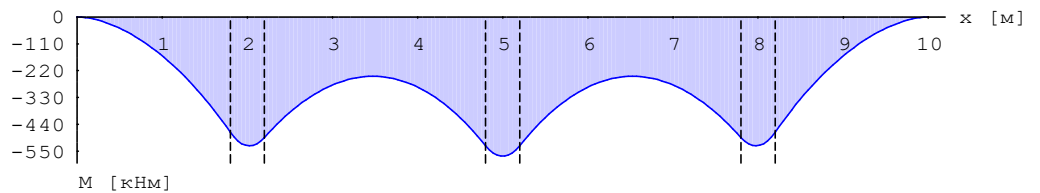
$A_{св}$ [см <sup>2</sup> ]	$A_{сн}$ [см <sup>2</sup> ]	$EI_c$ [МНм <sup>2</sup> ]	$EI_{прив}$ [МНм <sup>2</sup> ]
0.00	57.02	497.48	532.52

**Расчет для комбинации воздействий K = 1**

К 1 Момент, осадка, давление

x [м]	M [кНм]	w [см]	p [кПа]
0.00	0.0	1.14	298.9
1.80	-472.3	1.61	185.2
2.20	-494.0	1.69	193.7
4.80	-527.4	1.96	223.0
5.20	-527.4	1.96	223.0
7.80	-494.0	1.69	193.7
8.20	-472.3	1.61	185.2
10.00	0.0	1.14	298.9

Изгибающий момент



К 1 Ширина трещин

x [м]	M [кНм]	$M_c$ [кНм]	$w_k$ [мм]
1.80	-472.3	-177.6	<b>0.215</b>
2.20	-494.0	-177.6	<b>0.228</b>
4.80	-527.4	-177.6	<b>0.248</b>
5.20	-527.4	-177.6	<b>0.248</b>
7.80	-494.0	-177.6	<b>0.228</b>
8.20	-472.3	-177.6	<b>0.215</b>

К 1 Ширина трещин  
 в свесах полки

$p_{ср}$ [кПа]	$M$ [кНм/м]	$M_c$ [кНм/м]	$w_k$ [мм]
200.1	25.0	67.3	0.000

Прочность грунта

Проверка несущей способности грунта

Применяется проектный принцип 3

Выбранная комбинация

Номер воздействия (Коэффициент)
1 (1.49)

Вертикальная нагрузка  $V = 4455$  кН  
 Среднее давление на грунт  $p = 297.0$  кПа

Определение несущей способности грунта согласно  
 EN 1997-1, Приложение D

Данные  
 для формулы (D.2)

$B'$ [м]	$c$ [кПа]	$q$ [кПа]	$\gamma$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$tg\phi$ [-]
1.50	12.0	54.0	18.0	0.373

Коэффициенты

$s_c$	$s_q$	$s_\gamma$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
1.000	1.000	1.000	15.27	6.70	4.25

Предельное давление  $p_u = 602.3$  кПа

Условие прочности

$$p / p_u = 297.0 / 602.3 = 0.493 \leq 1$$

Осадка

Проверка допустимости осадки и крена колонн

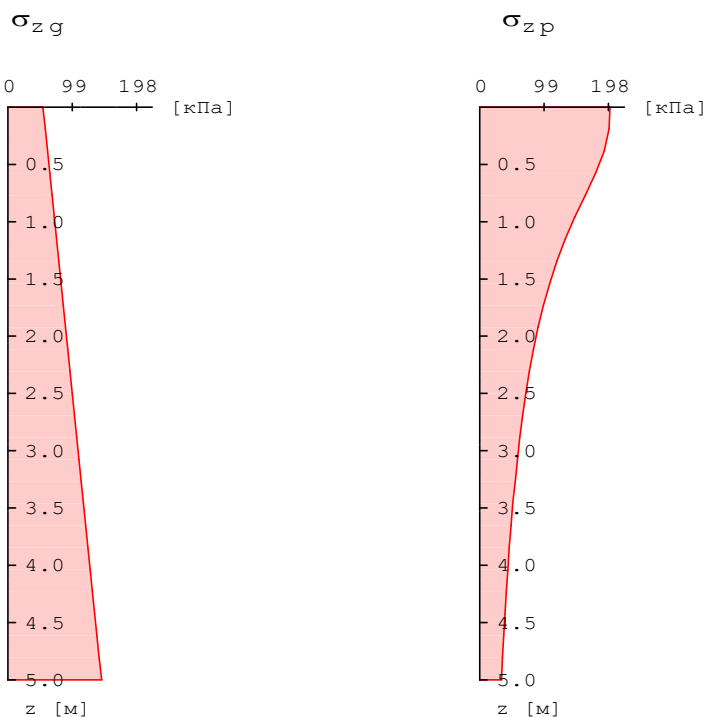
Норматив. комбинация

К	Номер воздействия (Коэффициент)
1	1 (1.00)

**Расчет для комбинации воздействий  $K = 1$**

Вертикальная нагрузка  $V = 3000$  кН  
 Среднее давление на грунт  $p = 200.0$  кПа

Напряжения в грунте



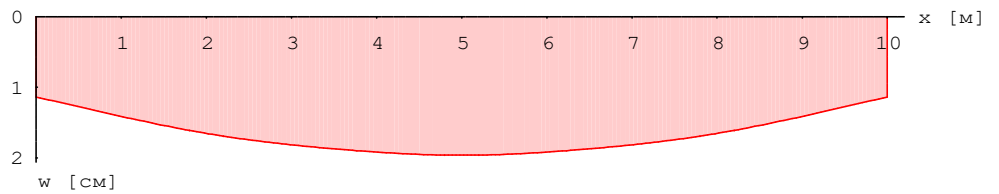
Глубина сжимаемой толщи  $H_c = 5.00$  м

Напряжение при  $z = H_c$   $\sigma_{zP} = 33.2$  кПа  
 $\sigma_{zP} / \sigma_{zg} = 0.231$  -

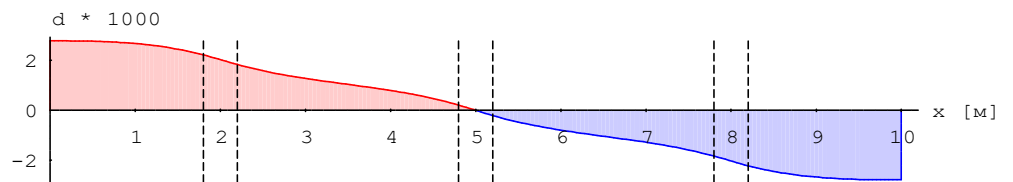
К 1 Осадка, крен,  
 давление

x [м]	w [см]	d [-]	p [кПа]
0.00	1.14	0.00278	298.9
1.80	1.61	0.00222	185.2
2.20	1.69	0.00183	193.7
4.80	1.96	0.00021	223.0
5.20	1.96	-0.00021	223.0
7.80	1.69	-0.00183	193.7
8.20	1.61	-0.00222	185.2
10.00	1.14	-0.00278	298.9

Осадка



Поворот



Осадка и крен  
 колонн

К	Колонна	Осадка [см]	Крен [-]
1	1	1.65	0.00202
	2	1.96	0.00000
	3	1.65	0.00202

**Деформация превышает предельное значение**

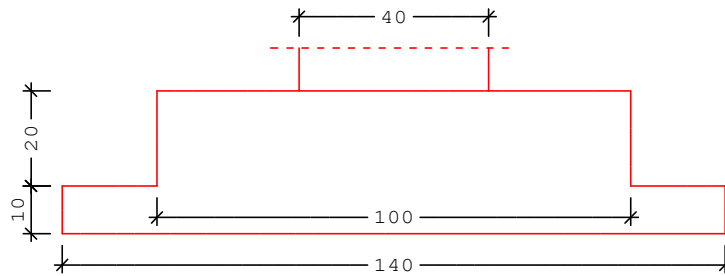
Расчет выполнен модулем 522 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t523**

**Ленточный фундамент под стену (MSZ EN 1992)**

Фундамент

Толщина стены	$b_c$	=	40	см
Ширина верхней ступени	$b_B$	=	100	см
Высота верхней ступени	$h_B$	=	20	см
Ширина нижней ступени	$b_H$	=	140	см
Высота нижней ступени	$h_H$	=	10	см



Глубина заложения фундамента  
 от уровня планировки  $d = 3.00$  м  
 от поверхности рельефа  $d_n = 3.00$  м

Грунт Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента  
 $\gamma_0 = 18.0$  кН/м<sup>3</sup>

Слой	h [м]	$\gamma_s$ [кН/м <sup>3</sup> ]	e [-]	$\gamma$ [кН/м <sup>3</sup> ]	c [кПа]	$\phi$ [град]	E [МПа]
1	8.00	26.0	0.50	18.0	10.0	25.0	30.0

Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Постоянное воздействие постоянное -

Коэффициент упр. надежностью  $K_{FI} = 1.0$  -

При комбинировании применяется формула (6.10)

Коэффициенты

№	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	Группа	Знак
1	1.35	1.00					
2*	1.35	1.00					

\* - вес фундамента

Нагрузки

№	V [кН/м]	M [кНм/м]
1	500.0	20.0
2	8.5	

Расчет

согласно MSZ EN 1992-1-1, MSZ EN 1997-1

Бетон

**C25/30**

Арматура

**S500**

Предел текучести арматуры  $f_{yk} = 500$  МПа

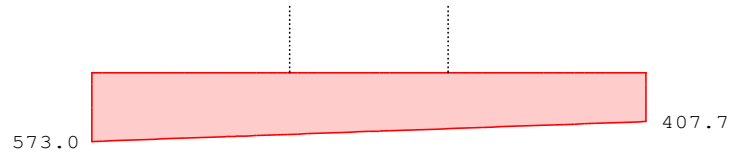
Предел прочности арматуры  $f_{tk} = 525$  МПа

**Проверка прочности грунта основания**

Применяется проектный принцип 3

Выбранная комбинация	$V_d$ [кН/м]	$M_d$ [кНм/м]	Воздействие (Коэффициент)
	686.5	27.0	1 (1.35) 2 (1.35)

Давление на грунт



Наименьшее давление  $p_{min} = 407.7$  кПа  
 Наибольшее давление  $p_{max} = 573.0$  кПа  
 $p_{min} / p_{max} = 0.712$  -

Определение несущей способности грунта согласно EN 1997-1, Приложение D

Эксцентриситет  $e_B = 0.039$  м

Данные для формулы (D.2)

B'	c	q	$\gamma$	tg $\phi$
[м]	[кПа]	[кПа]	[кН/м <sup>3</sup> ]	[-]
1.32	8.0	54.0	18.0	0.373

Коэффициенты

$s_c$	$s_q$	$s_\gamma$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
1.000	1.000	1.000	15.27	6.70	4.25

Предельное давление  $R_d/A' = 534.4$  кПа

Условие прочности (6.1)  $V_d / R_d = 686.5 / 706.1 = 0.972 \leq 1$

**Определение требуемой площади арматуры**

Выбранная комбинация

$V_d$	$M_d$	Воздействие (Коэффициент)	
[кН/м]	[кНм/м]	1	2
686.5	27.0	(1.35)	(1.35)

Расстояние до ц.т. арматуры  $a = 3.90$  см

Вылет консоли фундамента  $c_0 = 50.0$  см

Изгибающий момент  $M_0 = 69.2$  кНм/м

Требуемая площадь арматуры  $A_{s0} = 6.04$  см<sup>2</sup>/м

Вылет консоли нижней ступени  $c_1 = 20.0$  см

Изгибающий момент  $M_1 = 11.3$  кНм/м

Требуемая площадь арматуры  $A_{s1} = 4.67$  см<sup>2</sup>/м

**Подбор арматуры и проверка прочности при изгибе**

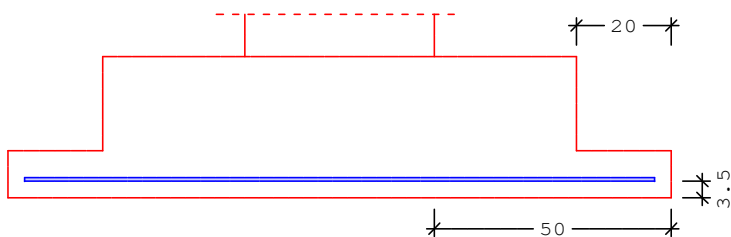
Данные для подбора арматуры

min $d_s$	max $d_s$	min s	max s
[мм]	[мм]	[см]	[см]
8	20	5	30

Подобранная арматура

$d_s$	s	$A_s$	$\rho$	$c_{nom}$
[мм]	[см]	[см <sup>2</sup> /м]	[%]	[мм]
8	7	7.18	0.28	35

**Арматура подобрана по ограничению ширины трещин**



Условия прочности  $M_0 / M_{0u} = 69.2 / 81.7 = 0.846 \leq 1$   
 $M_1 / M_{1u} = 11.3 / 16.1 = 0.700 \leq 1$

**Проверка прочности при действии поперечной силы**

Выбранная комбинация	$V_d$	$M_d$	Воздействие (Коэффициент)	
	[кН/м]	[кНм/м]	1	2
	686.5	27.0	(1.35)	(1.35)

Рабочая высота	$d_0$	=	26.1	см
Расстояние от края	$c_0 - d_0$	=	23.9	см
Поперечная сила	$V_0$	=	133.6	кН/м

Условие прочности  $V_0 / V_{Rd,c} = 133.6 / 223.4 = 0.598 \leq 1$

Рабочая высота	$d_1$	=	6.1	см
Расстояние от края	$c_1 - d_1$	=	13.9	см
Поперечная сила	$V_1$	=	78.5	кН/м

Условие прочности  $V_1 / V_{Rd,c} = 78.5 / 90.4 = 0.868 \leq 1$

Примечание. Значение  $V_{Rd,c}$  определяется по формуле (6.2a) с учетом указаний 6.2.2(6)

**Проверка трещиностойкости**

Предельная ширина трещин  $w_{max} = 0.30$  мм

Выбранная комбинация	$V_d$	$M_d$	Воздействие (Коэффициент)	
	[кН/м]	[кНм/м]	1	2
	508.5	20.0	(1.00)	(1.00)

Ширина раскрытия трещин	$s$	$M$	$M_c$	$w_k$
	[см]	[кНм/м]	[кНм/м]	[мм]
	50.0	51.2	38.1	0.243
	20.0	8.4	4.1	0.146

**Проверка допустимости осадки основания**

Рассматривается линейное распределение давления  $p$   
 Определяется осадка в центре подошвы фундамента

Выбранная комбинация	$V_d$	$M_d$	Воздействие (Коэффициент)	
	[кН/м]	[кНм/м]	1	2
	508.5	20.0	(1.00)	(1.00)

Напряжения в грунте	$z$	$\sigma_{zg}$	$\sigma_{zp}$	$\sigma_{zp} / \sigma_{zg}$
	[м]	[кПа]	[кПа]	
	0.00	54.0	363.2	6.726
	0.50	63.0	328.2	5.210
	1.00	72.0	250.0	3.472
	1.50	81.0	189.8	2.343
	2.00	90.0	149.8	1.664
	2.50	99.0	122.6	1.239

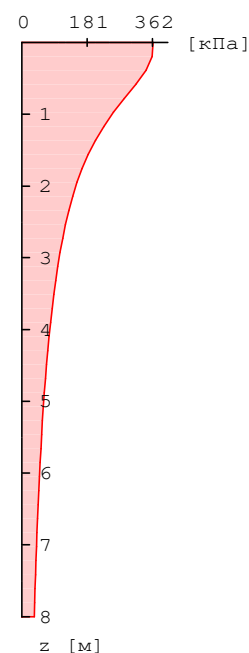
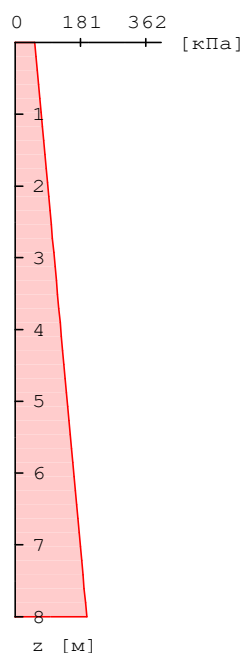
3.00	108.0	103.2	0.956
3.50	117.0	88.6	0.758
4.00	126.0	77.4	0.614
4.50	135.0	68.2	0.505
5.00	144.0	60.8	0.422
5.50	153.0	54.5	0.356
6.00	162.0	49.2	0.304
6.50	171.0	44.6	0.261
7.00	180.0	40.6	0.225
7.50	189.0	37.1	0.196
8.00	198.0	34.0	0.172

$\sigma_{zg}$  - напряжение от веса грунта  
 $\sigma_{zp}$  - напряжение от нагрузки

Напряжения в грунте

$\sigma_{zg}$

$\sigma_{zp}$



Глубина сжимаемой толщи  $H_c = 7.43$  м

Напряжение при  $z = H_c$   $\sigma_{zp} = 37.5$  кПа  
 $\sigma_{zp} / \sigma_{zg} = 0.200$  -

Осадка основания  $s = 2.43$  см

Условие допустимости  $s / s_u = 2.43 / 5.00 = 0.486 \leq 1$

**Проверка допустимости крена фундамента**

Принимается линейное распределение осадки  $s(y)$

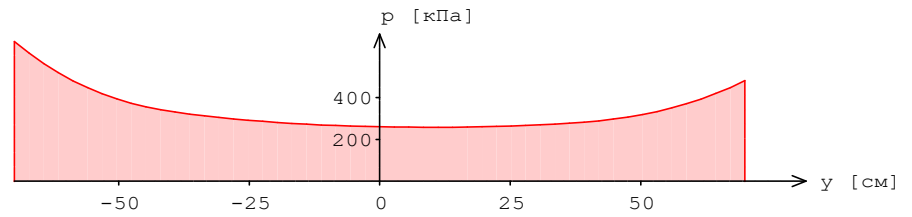
Выбранная комбинация	$V_d$	$M_d$	Воздействие (Коэффициент)	
	[кН/м]	[кНм/м]	1 (1.00)	2 (1.00)
	508.5	20.0		

Применяется итерационный метод  
 Итерационная погрешность  $\epsilon = 0.68$  %

Осадка  $s(y) = 2.03 - 0.00138 * y$



Давление на грунт  $p(y)$



Условие допустимости  $i / i_u = 0.00138 / 0.0020 = 0.691 \leq 1$

**Работоспособность фундамента обеспечена**

Расчет выполнен модулем 523 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

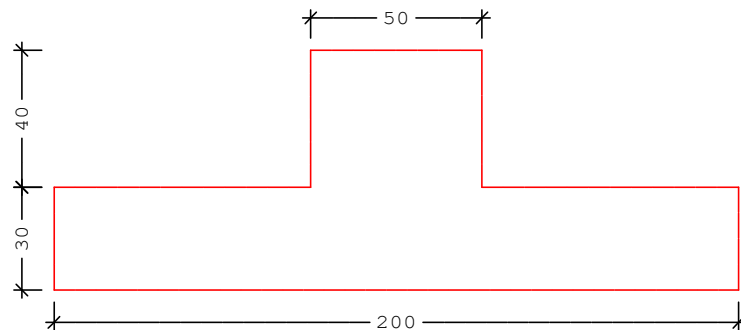
**Поз. t524**

**Ленточный фундамент под колонны (ТКП EN 1992)**

Фундамент

l [м]	b [см]	h [см]	b <sub>f</sub> [см]	h <sub>f1</sub> [см]	h <sub>f2</sub> [см]
10.00	50	70	200	30	30

Сечение



Колонны

№	x <sub>k</sub> [м]	h <sub>k</sub> [см]
1	2.00	40
2	5.00	40
3	8.00	40

Глубина заложения фундамента

от уровня планировки  $d = 3.00$  м  
 от поверхности рельефа  $d_n = 3.00$  м

Грунт Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента  
 $\gamma_0 = 18.0 \text{ кН/м}^3$

Слой	h [м]	$\gamma_s$ [кН/м <sup>3</sup> ]	e [-]	$\gamma$ [кН/м <sup>3</sup> ]	c [кПа]	$\phi$ [град]	E [МПа]
1	8.00	26.0	0.50	18.0	10.0	30.0	20.0

Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Постоянное воздействие постоянное -

Коэффициент упр. надежностью  $K_{FT} = 1.0$  -

При комбинировании применяются формулы (6.10a,b)

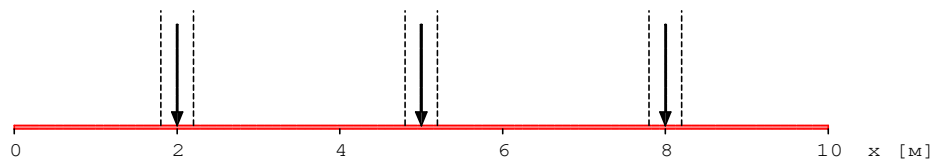
Коэффициенты

№	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	Группа	Знак
1	1.35	1.00					

Вертикальные силы и моменты

№	Колонна	V [кН]	M [кНм]
1	1	1000.0	
	2	1000.0	
	3	1000.0	

Воздействие 1



Расчет

согласно ТКП EN 1992-1-1, ТКП EN 1997-1

Расчетная модель

Балка на упругом основании с переменным коэффициентом постели  $k(x)$   
 При определении  $k(x)$  учитывается вся толща грунта

Материалы

Бетон **C20/25**

Продольная арматура **S500**  
 Предел текучести арматуры  $f_{yk} = 500$  МПа  
 Предел прочности арматуры  $f_{tk} = 525$  МПа

Поперечная арматура **S400**  
 Предел текучести арматуры  $f_{ywk} = 400$  МПа

Выбранные комбинации

K	Номер воздействия (Коэффициент)
1	1 (1.35)

Изгибная жесткость с учетом арматуры

$A_{св}$ [см <sup>2</sup> ]	$A_{сн}$ [см <sup>2</sup> ]	$EI_c$ [МНм <sup>2</sup> ]	$EI_{прив}$ [МНм <sup>2</sup> ]
0.00	37.81	766.25	791.89

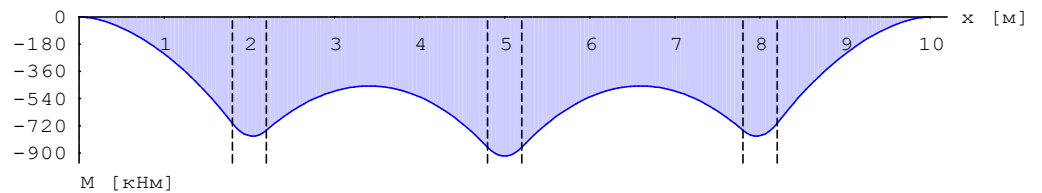
**Расчет для комбинации воздействий K = 1**

K 1 Усилия, осадка, давление

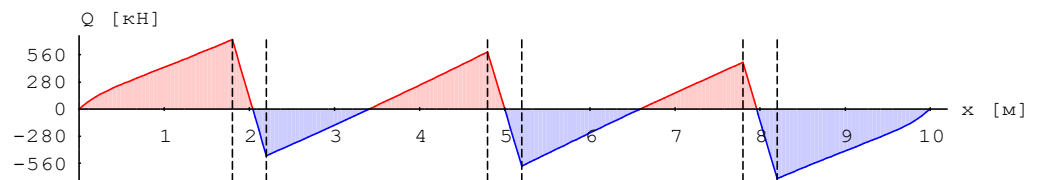
x [м]	M [кНм]	Q [кН]	w [см]	p [кПа]
0.00	0.0	0.0	1.69	349.7
0.30	-29.0	175.8	1.79	225.2
0.60	-99.9	291.7	1.88	177.1
0.90	-203.3	397.5	1.97	174.3
1.20	-338.1	501.3	2.06	176.8
1.50	-504.4	608.0	2.14	180.7

1.80	-703.1	717.8	2.22	185.6
2.20	-750.3	-481.1	2.31	192.0
2.63	-578.3	-312.1	2.40	197.5
3.07	-480.4	-139.0	2.47	202.1
3.50	-458.3	37.8	2.52	206.3
3.93	-513.7	218.3	2.57	210.3
4.37	-647.9	402.0	2.61	213.8
4.80	-862.4	588.4	2.62	216.0
5.20	-862.4	-588.4	2.62	216.0
5.63	-647.9	-402.0	2.61	213.8
6.07	-513.7	-218.3	2.57	210.3
6.50	-458.3	-37.8	2.52	206.3
6.93	-480.4	139.0	2.47	202.1
7.37	-578.3	312.1	2.40	197.5
7.80	-750.3	481.1	2.31	192.0
8.20	-703.1	-717.8	2.22	185.6
8.50	-504.4	-608.0	2.14	180.7
8.80	-338.1	-501.3	2.06	176.8
9.10	-203.3	-397.5	1.97	174.3
9.40	-99.9	-291.7	1.88	177.1
9.70	-29.0	-175.8	1.79	225.2
10.00	0.0	0.0	1.69	349.7

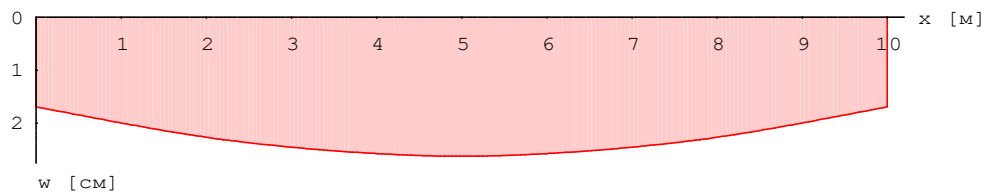
Изгибающий момент



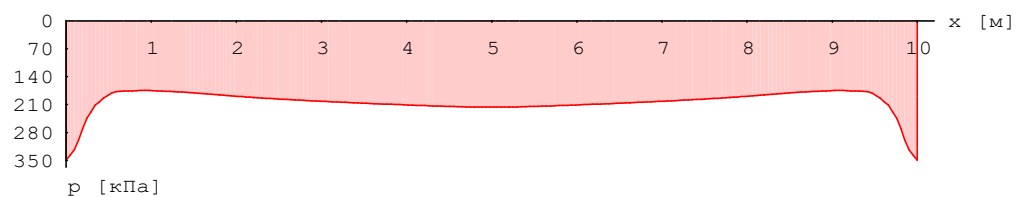
Поперечная сила



Осадка



Давление



К 1 Условие (6.5)

$$V_{Ed} / V_{Rd,max} = 718 / 1195 = 0.601 \leq 1$$

при  $x = 1.80$  м

Требуемая продольная арматура

$a_b$ [см]	$a_n$ [см]	$A_{sb}$ [см <sup>2</sup> ]	$A_{sn}$ [см <sup>2</sup> ]	$\rho_{sb}$ [%]	$\rho_{sn}$ [%]
	5.05		37.84		1.17

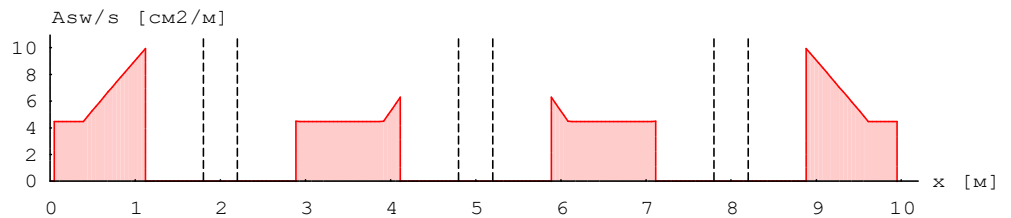
Требуемая арматура в полке

Свес [см]	$\rho_{cp}$ [кПа]	M [кНм/м]	$a_n$ [см]	$A_s$ [см <sup>2</sup> /м]
75.0	202.7	57.0	3.40	4.89

Требуемая поперечная арматура

x [м]	$V_{Ed}$ [кН]	$V_{Rd,c}$ [кН]	z [см]	$\cot\theta$ [-]	$V_{Rd,s}$ [кН]	$V_{Rd,max}$ [кН]	$A_{sw}/s$ [см <sup>2</sup> /м]	$\rho_w$ [%]
1.12	472.9	173.1	54.73	2.50	472.9	694.5	9.94	0.20
2.89	211.5	173.1	54.06	2.50	211.5	686.0	4.50	0.09
4.11	294.2	173.1	53.86	2.50	294.2	683.5	6.28	0.13
5.89	294.2	173.1	53.86	2.50	294.2	683.5	6.28	0.13
7.11	211.5	173.1	54.06	2.50	211.5	686.0	4.50	0.09
8.88	472.9	173.1	54.73	2.50	472.9	694.5	9.94	0.20

Расчет проведен для сечений не ближе d от колонны (d - рабочая высота сечения)



Расчет свеса полки на поперечную силу

d [см]	$\rho_{cp}$ [кПа]	Q [кН/м]	$V_{Rd,c}$ [кН/м]	$Q/V_{Rd,c}$
26.6	202.7	98.1	185.7	<b>0.528</b>

d - расстояние от ребра до расчетного сечения

При расчете свеса  $V_{Rd,c}$  определяется по формуле (6.2а) с учетом указаний 6.2.2 (6)

Конструирование

Данные для подбора продольной арматуры

Место	$d_{min}$ [мм]	$d_{max}$ [мм]	$n_{max}$	$a_{min}$ [мм]
Вверху	8	28	4	25
Внизу	8	28	10	25

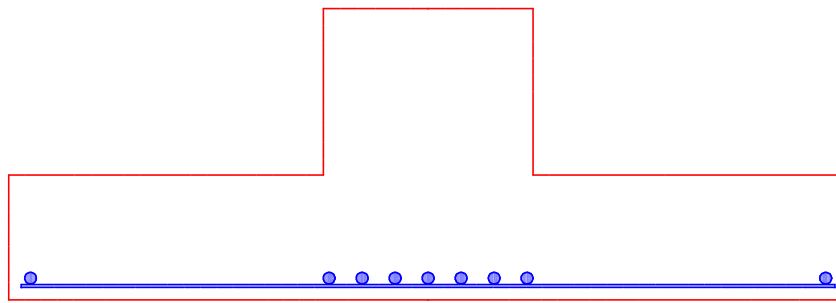
**Арматура подобрана по ограничению ширины трещин**

Размещение стержней

Место	Ряд	n	$d_s$ [мм]	$c_{nom}$ [мм]
Внизу		<b>9</b>	<b>28</b>	38

Подобранная продольная арматура

$A_{sb}$ [см <sup>2</sup> ]	$A_{sn}$ [см <sup>2</sup> ]	$\rho_{sb}$ [%]	$\rho_{sn}$ [%]
	55.42		1.71



Стержни: 9  $\Phi 28$   
 Защитный слой:  
 спом н = 30 мм

Подобранная  
арматура в полке

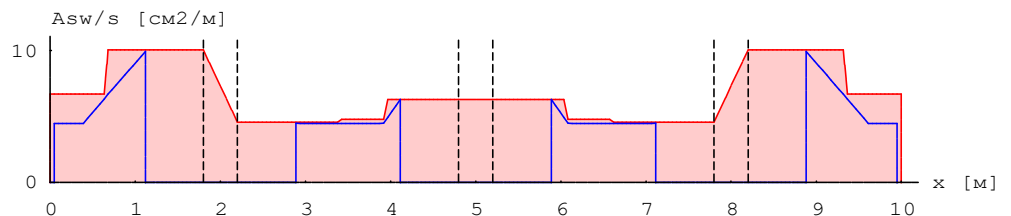
$d_s$ [мм]	$s$ [см]	$A_s$ [см <sup>2</sup> /м]	$\rho_s$ [%]	$C_{nom}$ [мм]
8	9	5.59	0.21	30

Данные для подбора  
поперечной арматуры

$d_{sw}$ [мм]	Число ветвей	$s_{max}$ [см]	$\Delta s$ [см]	$s_1$ [см]
8	2	30	5	$s/2$

Размещение  
хомутов

Колонна	Место	Участок	Длина [м]	Число хомутов	$s$ [см]	$A_{sw}/s$ [см <sup>2</sup> /м]
1	Слева	1-й	1.150	12	10	10.05
		2-й	0.600	4	15	6.70
2	Справа	1-й	0.990	5	22	4.57
		2-й	0.420	2	21	4.79
3	Слева	1-й	0.880	6	16	6.28
		2-й	0.420	2	21	4.79
3	Справа	1-й	0.990	5	22	4.57
		2-й	1.150	12	10	10.05
		2-й	0.600	4	15	6.70



Трещиностойкость

Расчет по образованию и раскрытию трещин

Предельная ширина трещин  $w_{max} = 0.30$  мм

Постоян. комбинации

К	Номер воздействия (Коэффициент)
1	1 (1.00)

Изгибная жесткость  
с учетом арматуры

$A_{св}$ [см <sup>2</sup> ]	$A_{сн}$ [см <sup>2</sup> ]	$EI_c$ [МНм <sup>2</sup> ]	$EI_{прив}$ [МНм <sup>2</sup> ]
0.00	55.42	766.25	802.71

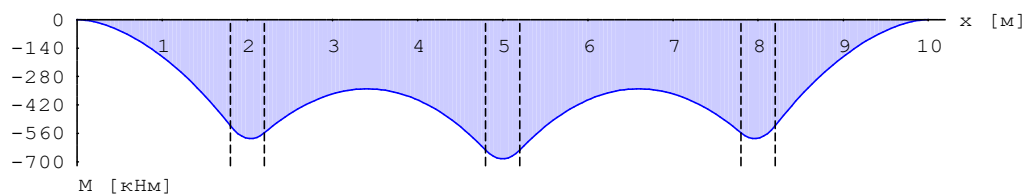
**Расчет для комбинации воздействий К = 1**

К 1 Момент, осадка,  
давление

$x$ [м]	$M$ [кНм]	$w$ [см]	$p$ [кПа]
0.00	0.0	1.26	260.3
0.30	-21.6	1.33	167.3
0.60	-74.3	1.39	131.5
0.90	-151.2	1.46	129.3
1.20	-251.3	1.52	131.1
1.50	-374.8	1.59	133.9
1.80	-522.3	1.64	137.4
2.20	-557.6	1.71	142.2

2.63	-430.6	1.77	146.2
3.07	-358.4	1.82	149.5
3.50	-342.4	1.87	152.6
3.93	-383.6	1.90	155.6
4.37	-483.2	1.93	158.1
4.80	-642.2	1.94	159.8
5.20	-642.2	1.94	159.8
5.63	-483.2	1.93	158.1
6.07	-383.6	1.90	155.6
6.50	-342.4	1.87	152.6
6.93	-358.4	1.82	149.5
7.37	-430.6	1.77	146.2
7.80	-557.6	1.71	142.2
8.20	-522.3	1.64	137.4
8.50	-374.8	1.59	133.9
8.80	-251.3	1.52	131.1
9.10	-151.2	1.46	129.3
9.40	-74.3	1.39	131.5
9.70	-21.6	1.33	167.3
10.00	0.0	1.26	260.3

Изгибающий момент



К 1 Ширина трещин

x [М]	M [кНМ]	M <sub>c</sub> [кНМ]	w <sub>к</sub> [ММ]
0.30	-21.6	-218.9	0.000
0.60	-74.3	-218.9	0.000
0.90	-151.2	-218.9	0.000
1.20	-251.3	-218.9	0.087
1.50	-374.8	-218.9	0.134
1.80	-522.3	-218.9	0.221
2.20	-557.6	-218.9	0.242
2.63	-430.6	-218.9	0.167
3.07	-358.4	-218.9	0.125
3.50	-342.4	-218.9	0.119
3.93	-383.6	-218.9	0.140
4.37	-483.2	-218.9	0.198
4.80	-642.2	-218.9	0.293
5.20	-642.2	-218.9	0.293
5.63	-483.2	-218.9	0.198
6.07	-383.6	-218.9	0.140
6.50	-342.4	-218.9	0.119
6.93	-358.4	-218.9	0.125
7.37	-430.6	-218.9	0.167
7.80	-557.6	-218.9	0.242
8.20	-522.3	-218.9	0.221
8.50	-374.8	-218.9	0.134
8.80	-251.3	-218.9	0.087
9.10	-151.2	-218.9	0.000
9.40	-74.3	-218.9	0.000
9.70	-21.6	-218.9	0.000

К 1 Ширина трещин  
в свесах полки

Р <sub>ср</sub> [кПа]	M [кНМ/М]	M <sub>c</sub> [кНМ/М]	w <sub>к</sub> [ММ]
150.1	42.2	30.5	0.277

Прочность грунта Проверка несущей способности грунта

Применяется проектный принцип 3

Выбранная комбинация 

	Номер воздействия (Коэффициент)
	1 (1.35)

Вертикальная нагрузка  $V = 4050$  кН  
 Среднее давление на грунт  $p = 202.5$  кПа

Определение несущей способности грунта согласно EN 1997-1, Приложение D

Данные для формулы (D.2) 

B'	c	q	γ	tgφ
[м]	[кПа]	[кПа]	[кН/м3]	[-]
2.00	8.0	54.0	18.0	0.462

Коэффициенты 

s <sub>c</sub>	s <sub>q</sub>	s <sub>γ</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>γ</sub>
1.000	1.000	1.000	20.42	10.43	8.71

Предельное давление  $p_u = 883.4$  кПа

Условие прочности  $p / p_u = 202.5 / 883.4 = 0.229 \leq 1$

Осадка Проверка допустимости осадки и крена колонн

Норматив. комбинация 

	Номер воздействия (Коэффициент)
K	
1	1 (1.00)

**Расчет для комбинации воздействий K = 1**

Вертикальная нагрузка  $V = 3000$  кН  
 Среднее давление на грунт  $p = 150.0$  кПа

Напряжения в грунте 

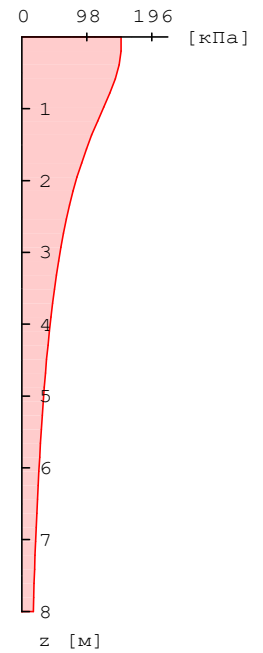
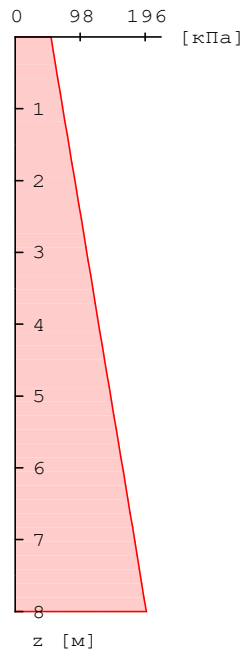
z [м]	σ <sub>zg</sub> [кПа]	σ <sub>zp</sub> [кПа]	σ <sub>zp</sub> /σ <sub>zg</sub>
0.00	54.0	150.0	2.778
0.50	63.0	143.6	2.279
1.00	72.0	122.6	1.703
1.50	81.0	100.0	1.234
2.00	90.0	81.8	0.909
2.50	99.0	68.1	0.688
3.00	108.0	57.6	0.533
3.50	117.0	49.3	0.422
4.00	126.0	42.7	0.339
4.50	135.0	37.3	0.276
5.00	144.0	32.8	0.228
5.50	153.0	29.1	0.190
6.00	162.0	25.9	0.160
6.50	171.0	23.1	0.135
7.00	180.0	20.8	0.116
7.50	189.0	18.8	0.099
8.00	198.0	17.0	0.086

σ<sub>zg</sub> - напряжение от веса грунта  
 σ<sub>zp</sub> - напряжение от нагрузки при x = 5.00 м

Напряжения в грунте

$\sigma_{zg}$

$\sigma_{zp}$



Глубина сжимаемой толщи  $H_c = 5.36$  м

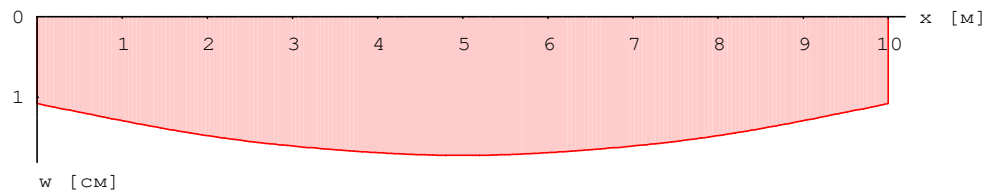
Напряжение при  $z = H_c$   $\sigma_{zp} = 30.1$  кПа  
 $\sigma_{zp} / \sigma_{zg} = 0.200$  -

К 1 Осадка, крен,  
давление

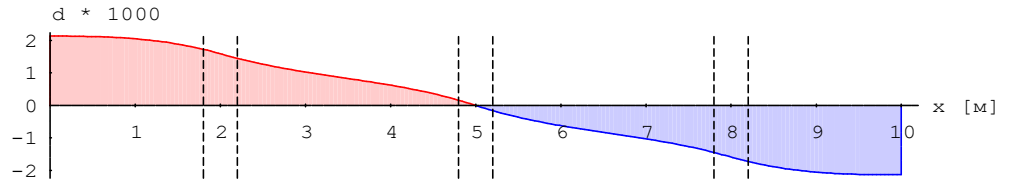
x [м]	w [см]	d [-]	p [кПа]
0.00	1.08	0.00213	261.0
0.30	1.14	0.00213	160.2
0.60	1.21	0.00212	127.1
0.90	1.27	0.00208	126.7
1.20	1.33	0.00200	129.5
1.50	1.39	0.00189	133.2
1.80	1.44	0.00173	137.5
2.20	1.51	0.00145	143.0
2.63	1.57	0.00120	147.5
3.07	1.61	0.00100	151.2
3.50	1.65	0.00083	154.6
3.93	1.68	0.00065	157.7
4.37	1.71	0.00044	160.5
4.80	1.72	0.00016	162.2
5.20	1.72	-0.00016	162.2
5.63	1.71	-0.00044	160.5
6.07	1.68	-0.00065	157.7
6.50	1.65	-0.00083	154.6
6.93	1.61	-0.00100	151.2
7.37	1.57	-0.00120	147.5
7.80	1.51	-0.00145	143.0
8.20	1.44	-0.00173	137.5
8.50	1.39	-0.00189	133.2
8.80	1.33	-0.00200	129.5
9.10	1.27	-0.00208	126.7
9.40	1.21	-0.00212	127.1
9.70	1.14	-0.00213	160.2
10.00	1.08	-0.00213	261.0



Осадка



Поворот



Осадка и крен колонн

К	Колонна	Осадка [см]	Крен [-]
1	1	<b>1.48</b>	<b>0.00159</b>
	2	<b>1.72</b>	<b>0.00000</b>
	3	<b>1.48</b>	<b>0.00159</b>

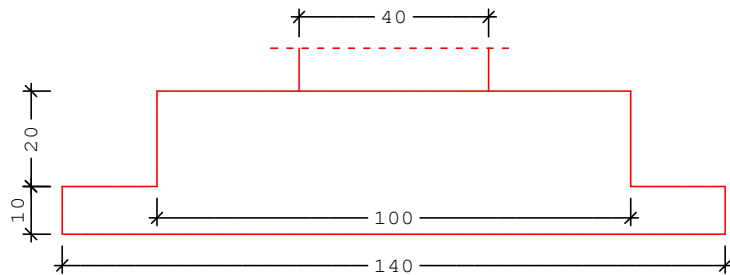
Расчет выполнен модулем 524 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t525**

**Ленточный фундамент под стену (ТКП EN 1992)**

Фундамент

Толщина стены	$b_c$	=	40	см
Ширина верхней ступени	$b_B$	=	100	см
Высота верхней ступени	$h_B$	=	20	см
Ширина нижней ступени	$b_H$	=	140	см
Высота нижней ступени	$h_H$	=	10	см



Глубина заложения фундамента от уровня планировки	$d$	=	3.00	м
от поверхности рельефа	$d_n$	=	3.00	м

Грунт Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента  
 $\gamma_0 = 18.0$  кН/м<sup>3</sup>

Слой	h [м]	$\gamma_s$ [кН/м <sup>3</sup> ]	e [-]	$\gamma$ [кН/м <sup>3</sup> ]	c [кПа]	$\phi$ [град]	E [МПа]
1	8.00	26.0	0.50	18.0	10.0	25.0	30.0

Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Постоянное воздействие постоянное -

Коэффициент упр. надежностью  $K_{FT} = 1.0$  -

При комбинировании применяются формулы (6.10a,b)

Коэффициенты

№	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	Группа	Знак
1	1.35	1.00					
2*	1.35	1.00					

\* - вес фундамента

Нагрузки

№	V [кН/м]	M [кНм/м]
1	500.0	20.0
2	8.5	

Расчет

согласно ТКП EN 1992-1-1, ТКП EN 1997-1

Бетон

**C20/25**

Арматура

**S500**

Предел текучести арматуры

$f_{yk} = 500$  МПа

Предел прочности арматуры

$f_{tk} = 525$  МПа

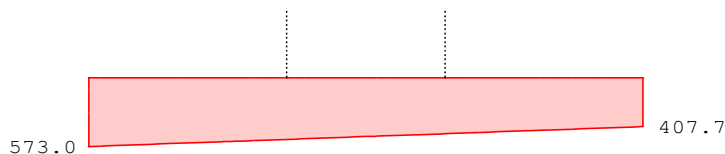
**Проверка прочности грунта основания**

Применяется проектный принцип 3

Выбранная комбинация

$V_d$ [кН/м]	$M_d$ [кНм/м]	Воздействие (Коэффициент)	
686.5	27.0	1 (1.35)	2 (1.35)

Давление на грунт



Наименьшее давление

$p_{min} = 407.7$  кПа

Наибольшее давление

$p_{max} = 573.0$  кПа

$p_{min} / p_{max} = 0.712$  -

Определение несущей способности грунта согласно EN 1997-1, Приложение D

Эксцентриситет

$e_B = 0.039$  м

Данные для формулы (D.2)

B'	c	q	$\gamma$	tg $\phi$
[м]	[кПа]	[кПа]	[кН/м <sup>3</sup> ]	[-]
1.32	8.0	54.0	18.0	0.373

Коэффициенты	$s_c$	$s_d$	$s_y$	$N_c$	$N_d$	$N_y$
	1.000	1.000	1.000	15.27	6.70	4.25

Предельное давление  $R_d/A' = 534.4$  кПа

Условие прочности (6.1)  $V_d / R_d = 686.5 / 706.1 = 0.972 \leq 1$

### Определение требуемой площади арматуры

Выбранная комбинация	$V_d$	$M_d$	Воздействие (Коэффициент)	
	[кН/м]	[кНм/м]	1 (1.35)	2 (1.35)
	686.5	27.0		

Расстояние до ц.т. арматуры  $a = 3.90$  см

Вылет консоли фундамента  $c_0 = 50.0$  см

Изгибающий момент  $M_0 = 69.2$  кНм/м

Требуемая площадь арматуры  $A_{s0} = 6.09$  см<sup>2</sup>/м

Вылет консоли нижней ступени  $c_1 = 20.0$  см

Изгибающий момент  $M_1 = 11.3$  кНм/м

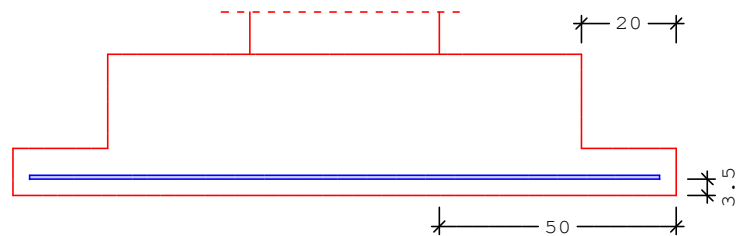
Требуемая площадь арматуры  $A_{s1} = 4.87$  см<sup>2</sup>/м

### Подбор арматуры и проверка прочности при изгибе

Данные для подбора арматуры	$\min d_s$	$\max d_s$	$\min s$	$\max s$
	[мм]	[мм]	[см]	[см]
	8	20	5	30

Подобранная арматура	$d_s$	$s$	$A_s$	$\rho$	$C_{nom}$
	[мм]	[см]	[см <sup>2</sup> /м]	[%]	[мм]
	8	7	7.18	0.28	35

**Арматура подобрана по ограничению ширины трещин**



Условия прочности  $M_0 / M_{0u} = 69.2 / 81.0 = 0.854 \leq 1$

$M_1 / M_{1u} = 11.3 / 15.3 = 0.737 \leq 1$

### Проверка прочности при действии поперечной силы

Выбранная комбинация	$V_d$	$M_d$	Воздействие (Коэффициент)	
	[кН/м]	[кНм/м]	1 (1.35)	2 (1.35)
	686.5	27.0		

Рабочая высота  $d_0 = 26.1$  см

Расстояние от края  $c_0 - d_0 = 23.9$  см

Поперечная сила  $V_0 = 133.6$  кН/м

Условие прочности  $V_0 / V_{Rd,c} = 133.6 / 207.4 = 0.644 \leq 1$

Рабочая высота  $d_1 = 6.1$  см

Расстояние от края  $c_1 - d_1 = 13.9$  см

Поперечная сила  $V_1 = 78.5$  кН/м

Условие прочности  $V_1 / V_{Rd,c} = 78.5 / 83.9 = 0.935 \leq 1$

Примечание. Значение  $V_{Rd,c}$  определяется по формуле (6.2а) с учетом указаний 6.2.2 (6)

### Проверка трещиностойкости

Предельная ширина трещин  $w_{max} = 0.30$  мм

Выбранная комбинация	$V_d$	$M_d$	Воздействие (Коэффициент)	
	[кН/м]	[кНм/м]	1 (1.00)	2 (1.00)
	508.5	20.0		

Ширина раскрытия трещин	$s$	$M$	$M_c$	$w_k$
	[см]	[кНм/м]	[кНм/м]	[мм]
	50.0	51.2	30.6	0.259
	20.0	8.4	3.3	0.154

### Проверка допустимости осадки основания

Рассматривается линейное распределение давления  $p$   
Определяется осадка в центре подошвы фундамента

Выбранная комбинация	$V_d$	$M_d$	Воздействие (Коэффициент)	
	[кН/м]	[кНм/м]	1 (1.00)	2 (1.00)
	508.5	20.0		

Напряжения в грунте	$z$	$\sigma_{zg}$	$\sigma_{zp}$	$\sigma_{zp} / \sigma_{zg}$
	[м]	[кПа]	[кПа]	
	0.00	54.0	363.2	6.726
	0.50	63.0	328.2	5.210
	1.00	72.0	250.0	3.472
	1.50	81.0	189.8	2.343
	2.00	90.0	149.8	1.664
	2.50	99.0	122.6	1.239
	3.00	108.0	103.2	0.956
	3.50	117.0	88.6	0.758
	4.00	126.0	77.4	0.614
	4.50	135.0	68.2	0.505
	5.00	144.0	60.8	0.422
	5.50	153.0	54.5	0.356
	6.00	162.0	49.2	0.304
	6.50	171.0	44.6	0.261
	7.00	180.0	40.6	0.225
	7.50	189.0	37.1	0.196
	8.00	198.0	34.0	0.172

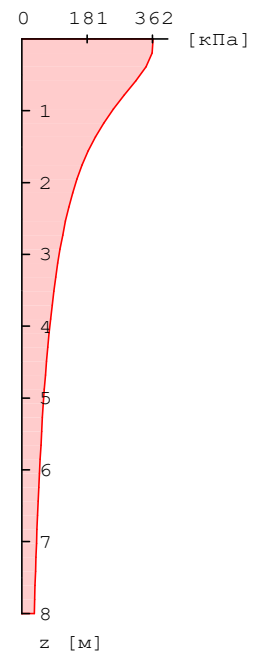
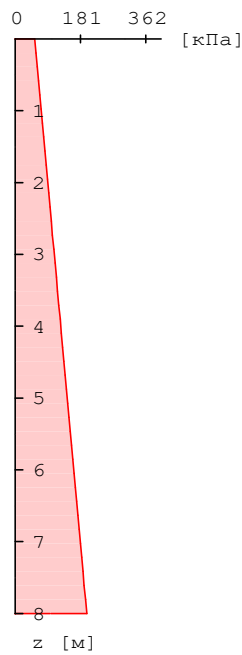
$\sigma_{zg}$  - напряжение от веса грунта

$\sigma_{zp}$  - напряжение от нагрузки

Напряжения в грунте

$\sigma_{zg}$

$\sigma_{zp}$



Глубина сжимаемой толщи  $H_c = 7.43$  м

Напряжение при  $z = H_c$   $\sigma_{zp} = 37.5$  кПа  
 $\sigma_{zp} / \sigma_{zg} = 0.200$  -

Осадка основания  $s = 2.43$  см

Условие допустимости  $s / s_u = 2.43 / 5.00 = 0.486 \leq 1$

**Проверка допустимости крена фундамента**

Принимается линейное распределение осадки  $s(y)$

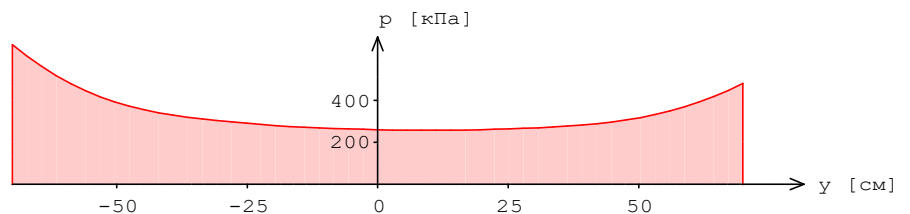
Выбранная комбинация

$V_d$ [кН/м]	$M_d$ [кНм/м]	Воздействие (Коэффициент)	
508.5	20.0	1 (1.00)	2 (1.00)

Применяется итерационный метод  
 Итерационная погрешность  $\epsilon = 0.68$  %

Осадка  $s(y) = 2.03 - 0.00138 * y$

Давление на грунт  $p(y)$



Условие допустимости  $i / i_u = 0.00138 / 0.0020 = 0.691 \leq 1$

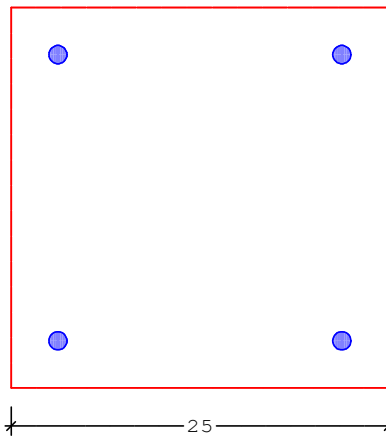
**Работоспособность фундамента обеспечена**

Расчет выполнен модулем 525 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t526**

**Расчет сваи на изгиб (схема с дискретными опорами)**

<u>Свая</u>	Вид сваи	висячая забивная железобетонная свая		
	Ширина сечения сваи	d	=	25 см
<u>Арматура</u>	Число стержней	n <sub>s</sub>	=	4 -
	Диаметр стержней	d <sub>s</sub>	=	12 мм
	Защитный слой бетона	a <sub>з</sub>	=	25 мм
	Длина сваи	l	=	6.00 м



Стержни: 4  $\Phi$ 12  
 Защитный слой:  
 a<sub>з</sub> = 25 мм

Грунт

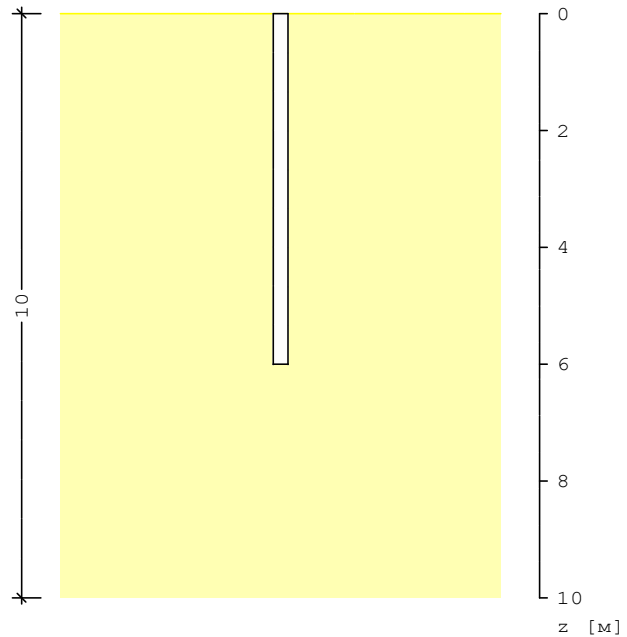
Слой	Название слоя	h [м]	Вид грунта
1	Грунт 1	10.00	Песок мелкий плотный

Удельный вес грунта	Слой	W	e	S <sub>r</sub>	γ <sub>s</sub>	γ
		[%]	[-]	[-]	[кН/м3]	[кН/м3]
	1	5.0	0.46	0.27	25.0	18.0

Кoeff. надежности	γ <sub>g(c)</sub>	γ <sub>g(φ)</sub>	γ <sub>g(γ)</sub>
		1.50	1.10

Характеристики грунта	Слой	c <sub>II</sub>	φ <sub>II</sub>	γ <sub>II</sub>	c <sub>I</sub>	φ <sub>I</sub>	γ <sub>I</sub>
		[кПа]	[град]	[кН/м3]	[кПа]	[град]	[кН/м3]
	1	0.0	30.0	18.0	0.0	27.3	16.4

Схема геологического разреза



Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	N	H	M
			[кН]	[кН]	[кНм]
1	Постоянная	1.10		15.0	

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021

Свая рассчитывается как стержень на упругих опорах с учетом указаний в примечании к пункту Б.8

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -

Арматура **A500**

Комбинация нагрузок

N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
0.0	1 (1.10)

Результаты расчета при 3 итерациях

z [м]	S [кН/м]	S* [кН/м]	w [см]	M [кНм]	p [кПа]	$p_u$ [кПа]	$p/p_u$ [-]
0.25	328	122	0.67	4.13	3.72	3.80	0.979
0.50	656	290	0.56	8.05	7.44	7.59	0.980
0.75	984	530	0.46	11.56	11.19	11.39	0.982
1.00	1312	887	0.37	14.46	14.95	15.19	0.984
1.25	1641	1438	0.28	16.55	18.73	18.98	0.987
1.50	1969	1969	0.21	17.61	19.03	22.78	0.836
1.75	2297	2297	0.15	17.63	15.67	26.57	0.590
2.00	2625	2625	0.10	16.79	11.78	30.37	0.388
2.25	2953	2953	0.06	15.31	7.80	34.17	0.228
2.50	3281	3281	0.03	13.40	4.07	37.96	0.107
2.75	3609	3609	0.01	11.27	0.83	41.76	0.020
3.00	3938	3938	-0.01	9.10	1.77	45.56	0.039
3.25	4266	4266	-0.02	7.02	3.68	49.35	0.075
3.50	4594	4594	-0.02	5.14	4.91	53.15	0.092
3.75	4922	4922	-0.02	3.53	5.53	56.95	0.097
4.00	5250	5250	-0.02	2.23	5.64	60.74	0.093
4.25	5578	5578	-0.02	1.23	5.34	64.54	0.083
4.50	5906	5906	-0.02	0.52	4.75	68.34	0.070
4.75	6234	6234	-0.01	0.07	3.95	72.13	0.055

5.00	6562	6562	-0.01	-0.16	3.02	75.93	0.040
5.25	6891	6891	-0.01	-0.22	2.00	79.73	0.025
5.50	7219	7219	-0.00	-0.18	0.92	83.52	0.011
5.75	7547	7547	0.00	-0.08	0.24	87.32	0.003
6.00	7875	7875	0.00	-0.00	1.49	91.11	0.016

$c$  - исходная жесткость опор

$c_*$  - жесткость опор, скорректированная по формуле (Б.10)

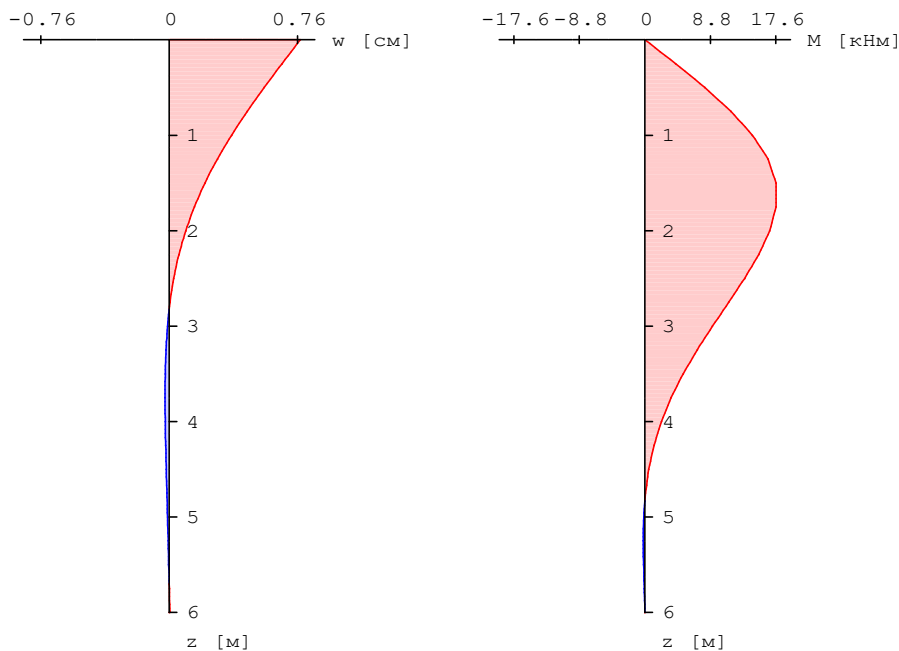
$p$  - давление на грунт, определяемое по формуле  $p = c_* w / (b_p h_*)$

$b_p$  - условная ширина сваи,  $h_*$  - расстояние между опорами

$p_u$  - предельное давление на грунт, равное правой части условия (Б.8)

Прогиб сваи

Изгибающий момент



### Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи

Условная ширина сваи  $b_p = 1.5d + 50 = 87.5$  см  
 Жесткость сваи  $EI = 9.77$  МНм<sup>2</sup>

Коэффициент деформации (Б.3)  $\alpha_\varepsilon = 0.883$  1/м  
 при  $K = 6000$  кН/м<sup>4</sup>  
 $\alpha_\varepsilon l = 5.30$  -

Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)  
 $\eta_1 = 1.0$      $\eta_2 = 0.400$      $\xi = 0.6$

$\eta_2$  определяется по формуле (Б.9) приложения Б при  
 $n = 2.50$  -  
 $M_c = 37.4$  кНм     $M_t = 0.0$  кНм

Условие проверки  $(p / p_u)_{\max} = 18.73 / 18.98 = 0.987 \leq 1$   
 при  $z = 1.25$  м

### Проверка прочности материала сваи

Условие проверки  $M / M_u = 17.63 / 20.00 = 0.882 \leq 1$   
 при  $z = 1.75$  м

### Проверка допустимости перемещения головы сваи от нормативной нагрузки

Условие проверки  $u_0 / u_u = 0.71 / 5.00 = 0.141 \leq 1$



**Работоспособность сваи обеспечена**

Расчет выполнен модулем 526 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. 527**

**Свая ТИТАН**

Свая

Тип буроинъекционной штанги ТИТАН 127/103

Диаметр буровой коронки  $d_k$  = 200 мм

Расчетный диаметр сваи  $d$  = 22.0 см

Рабочая длина сваи  $l$  = 3.00 м

Свая расположена вертикально

Нагрузка на пределе текучести материала штанги  
 $N_y$  = 2030.0 кН

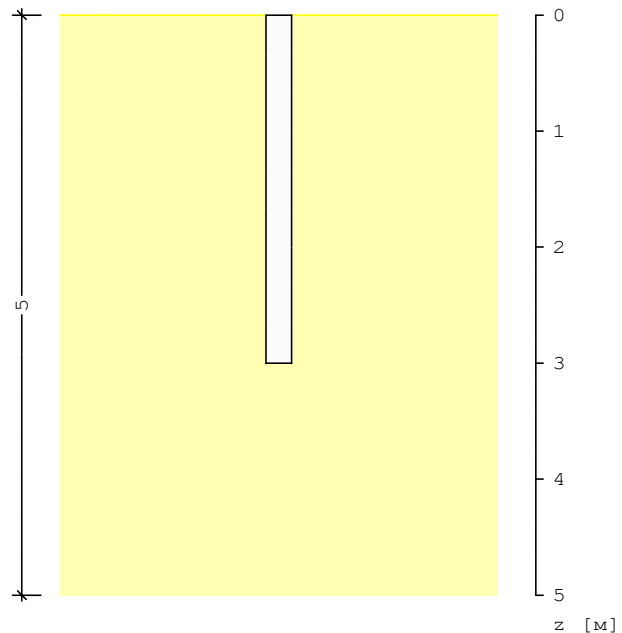
Грунт

Слой	h [м]	Вид грунта
1	5.00	Песок мелкий плотный

Удельный вес  
грунта

Слой	W [%]	e [-]	$S_r$ [-]	$\gamma_s$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [кН/м <sup>3</sup> ]
1	10.0	0.56	0.48	27.0	19.0

Схема геологического разреза





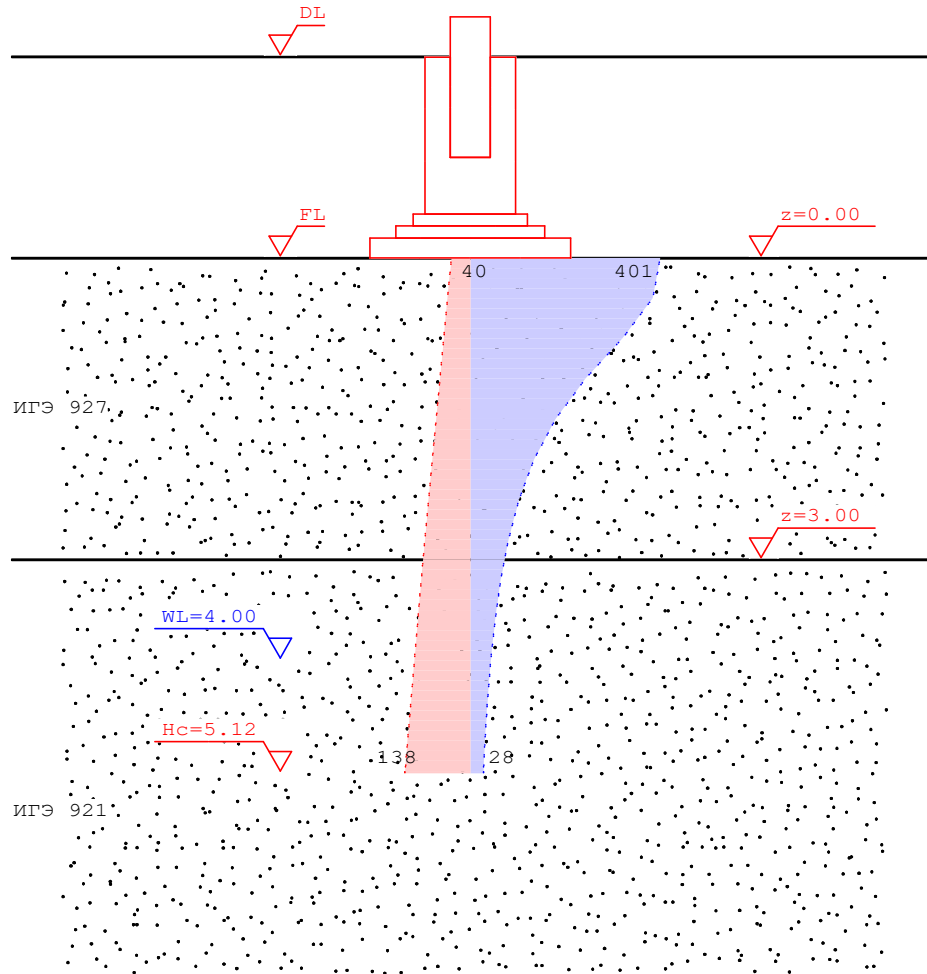
**Поз. t534**

**Столбчатый фундамент**

Данные для расчета

Схема расположения слоев грунта

M = 1 : 75



Грунт

N	Слой	Тип грунта в слое
1	ИГЭ 927	Пылеватый песок
2	ИГЭ 921	Крупный песок
3	ИГЭ 923	Глина
4	ИГЭ 926	Мелкий песок

Нормативные значения характеристик по слоям.

тип	z [м]	g [кН/м <sup>3</sup> ]	E [МПа]	fi [град]	c/Rc [кПа]	e [%]	IL
ИГЭ 927	0.00	20.0	33.0	35.0	7.0	40.0	
ИГЭ 921	3.00	18.0	30.0	38.0	2.0	40.0	
ИГЭ 923	8.00	17.0	17.0	17.0	48.0	40.0	0.40
ИГЭ 926	12.00	20.0	28.0	32.0	2.0	40.0	

Размеры

Объект	размеры по X и по Y [см]	высота/глубина h/dc [см]
плита	200.0 200.0	20.0
подколонник	90.0 90.0	180.0
колонна	40.0 40.0	100.0

Высота фундамента от подошвы 200.0 см

Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Постоянное воздействие постоянное -
2	Переменное	Категория А: жилые здания переменное Категория-А

Характеристики

№	$\gamma_F$	$\xi$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	группа несоч.	знак
1	1.35	0.85					
2	1.50		0.70	0.50	0.30		

Коэффициент управления надежностью конструкции  $K_{FI} = 1.00$   
 Сочетание воздейст. по формуле (6.10) EN 1990

Нагрузки

N	Нагрузка	N [кН]	Mx [кН*м]	My [кН*м]	Qx [кН]	Qy [кН]
1	постоянное -	1000.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	переменное Категория-А	2000.0			2.0	2.0

PCY  
 Усилия и моменты

расчетные сочетания усилий по MSZ EN 1990:2011 для опасных PCY на высоте H от подошвы фундамента.

N	Тип PCY	табл. PCY коэф.	N [кН]	Mx [кН*м]	My [кН*м]	Qx [кН]	Qy [кН]
1	п.пос.	1	1600.0	0.6	0.6	0.0	0.0
2	основ.	2	3000.0	2.0	2.0	0.0	0.0
3	основ.	3	4350.0	3.0	3.0	0.0	0.0
4	основ.	4	1350.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Наиболее опасные сочетания усилий

Наг- руж.	Коэффициенты PCY				Наг- руж.	Коэффициенты PCY			
	1	2	3	4		1	2	3	4
1	1.00	1.00	1.35	1.35	2	0.30	1.00	1.50	0.00

Результаты расчета

геометрических характеристик фундамента.

Объект	размеры по X и по Y		высота h
	[см]	[см]	
плита 1	200.0	200.0	20.0
плита 2	148.0	148.0	12.0
плита 3	114.0	114.0	12.0
подколонник	90.0	90.0	156.0

Схема фундамента вид сбоку  
М = 1 : 20

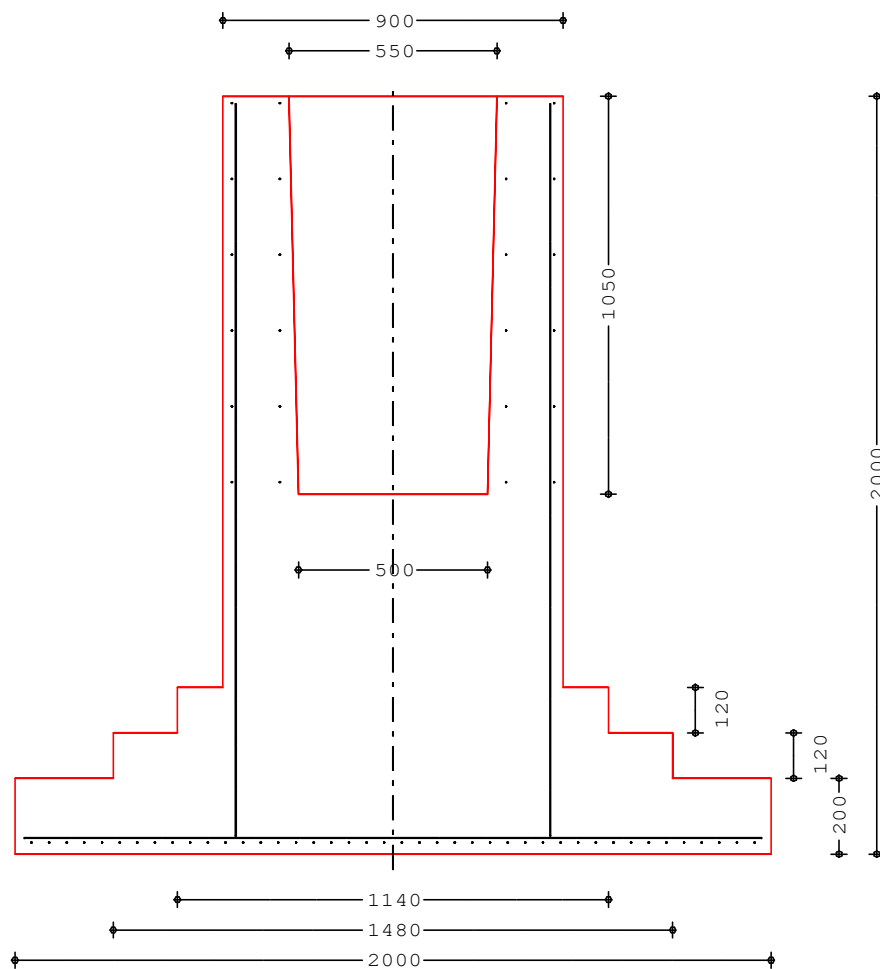
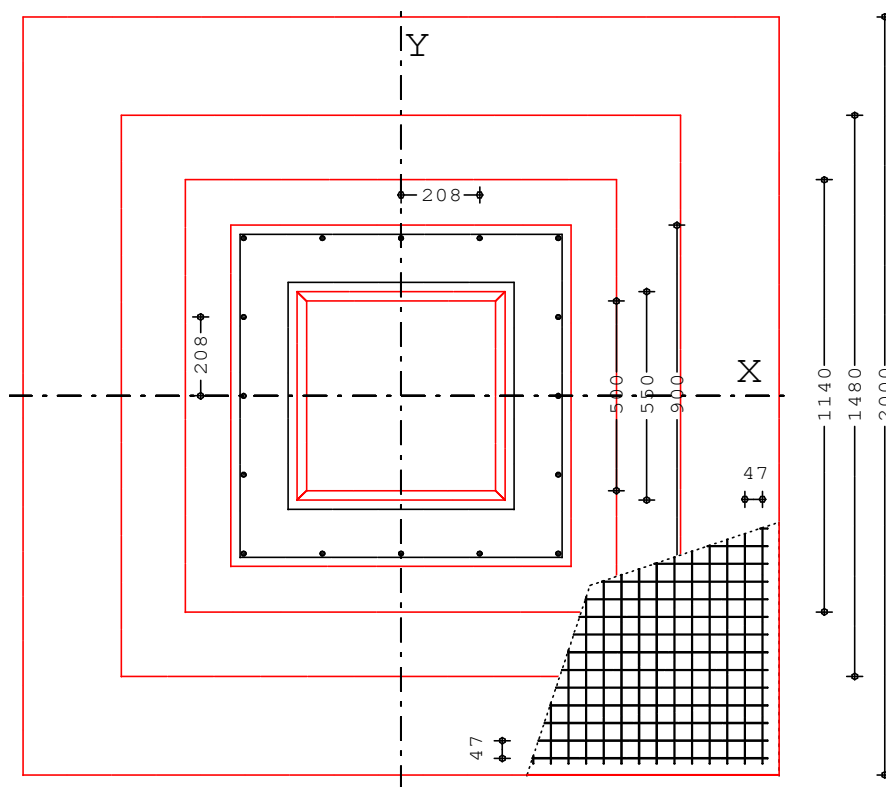


Схема фундамента вид сверху  
 М = 1 : 20



Расчет основания

Схема линейно деформируемого полупространства.

Расчет по деформациям

Наибольшая осадка достигается при РСУ № 1.  
 Глубина сжимаемой толщи  $\sigma_{zg}=0.2*\sigma_{zp}$   $H_c=5.12$  м  
 Среднее давление под подошвой  $p=441.4$  кПа  
 Эксцентриситеты равнодействующей  $e_x=0.00$  м  
 $e_y=0.00$  м  
 Краевое давление вдоль оси y  $p_y=441.9$  кПа  
 Краевое давление вдоль оси x  $p_x=441.9$  кПа  
 Давление в угловой точке  $p_{xy}=442.3$  кПа  
 Осадка фундамента  $s=1.9$  см  $< s_u=5.0$  см  
 Наибольший крен достигается при РСУ № 1,  
 Крен фундамента  $i=0.0000 < i_u=0.0050$

Расчет по несущей

способности с использованием проектного принципа 2 и аналитического метода, приведенного Приложении D. Наиболее опасным по устойчивости является РСУ № 3.  
 Частный коэффициент сопротивления  $\gamma_{R2}=1.40$   
 Макс. глубина поверхности скольжения  $z_m=4.00$  м  
 Осредненные по области скольжения параметры грунта  $\gamma=16.1$  кН/м<sup>3</sup>  $\phi=36.3$  град.  $c=5.0$  кПа  
 Опасное направление по оси Y, эксц.  $e_y=0.00$  м  
 Приведенная ширина фундамента  $b'=2.00$  м  
 Сила предельного сопротивления грунта  $R=12019$  кН  
 $N=4537 < R/\gamma_{R2}=8585$  УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО

Продавливание.

Расчет по разделу 6.4.4 MSZ EN 1992-1-1.

**Бетон C25/30**

Плита	PCY	$\beta$	$h_0$ [см]	$u$ [см]	$V_{ed}$ [кН/м]	$V_{rd}$ [кН/м]
1	3	1.02	16.1	673.2	1011.62	1852.12
2	3	1.01	28.1	588.3	1059.52	1563.71
3	3	1.00	40.1	525.5	1048.29	1484.55

Расчет арматуры

по MSZ EN 1992-1-1 с использованием параболически-прямоугольной диаграммы состояния сжатого бетона.

Арматура плиты

**Сталь S500**

Ось прутка	Коорд. [м]	PCY	$M_{изг}$ [кН*м]	$h_0$ [см]	$A_s$ [см <sup>2</sup> ]	$d$ [мм]	$n$
X	0.74	3	73.7	15.7	0.0		
X	0.57	3	201.4	27.7	19.4		
X	0.00	3	1089.0	39.7	69.2	12	42
Y	0.74	3	73.7	-2.9	0.0		
Y	0.57	3	201.4	-2.8	0.0		
Y	0.00	3	1089.0	-2.7	1426.7	12	42

Нижние прутки ориентированы по оси Y.

Поперечная арматура стакана

**Сталь S400**

Ось	Z [см]	PCY	$p$ [кН/м]	$A_s/s$ [см <sup>2</sup> /м]	$s$ [мм]	$d$ [мм]	$n$
Y	2.6	3	18.0	0.5	200	8	4
Y	22.6	3	9.9	0.3	200	8	4
Y	42.6	3	2.7	0.1	200	8	4
Y	62.6	3	4.5	0.1	200	8	4
Y	82.6	3	11.7	0.3	200	8	4
Y	102.6	3	18.0	0.5	200	8	4

Координата Z принимается от верхнего края стакана.

Продольная арматура подколонника: **сталь S500**

Наиболее опасное PCY №4 . Диаметр прутков 12мм. 16 прутков с шагом по оси X 208мм, по оси Y 208мм.

Трещиностойкость  
Плита

допусимое раскрытие трещин  $w_k=0.3\text{мм}$

Ось	Коорд. [м]	PCY	$M_{изг}$ [кН*м]	$M_{сгс}$ [кН*м]	$a_{сгс}$ [мм]
X	0.74	1	27.1	36.2	0.00
X	0.57	1	74.0	84.9	0.00
X	0.45	1	121.1	147.3	0.00
Y	0.74	1	27.1	37.7	0.00
Y	0.57	1	74.0	86.7	0.00
Y	0.45	1	121.1	149.3	0.00

Ограничение напряж.  
Плита

по п. 7.2 MSZ EN 1992-1-1:2010

Ось	Коор. [м]	PCY	$M_p$ [кН*м]	$M_{кп}$ [кН*м]	$\sigma_{рс}$ [МПа]	$\sigma_{рб}$ [МПа]	$\sigma_{кпб}$ [МПа]
X	0.74	2 1	50.8	27.1	78.5	-5.9	-3.2
X	0.57	2 1	138.9	74.0	120.0	-7.6	-4.1
X	0.45	2 1	227.2	121.1	136.3	-8.1	-4.4
Y	0.74	2 1	50.8	27.1	72.6	-5.3	-2.8
Y	0.57	2 1	138.9	74.0	114.7	-7.1	-3.9
Y	0.45	2 1	227.2	121.1	132.1	-7.7	-4.2

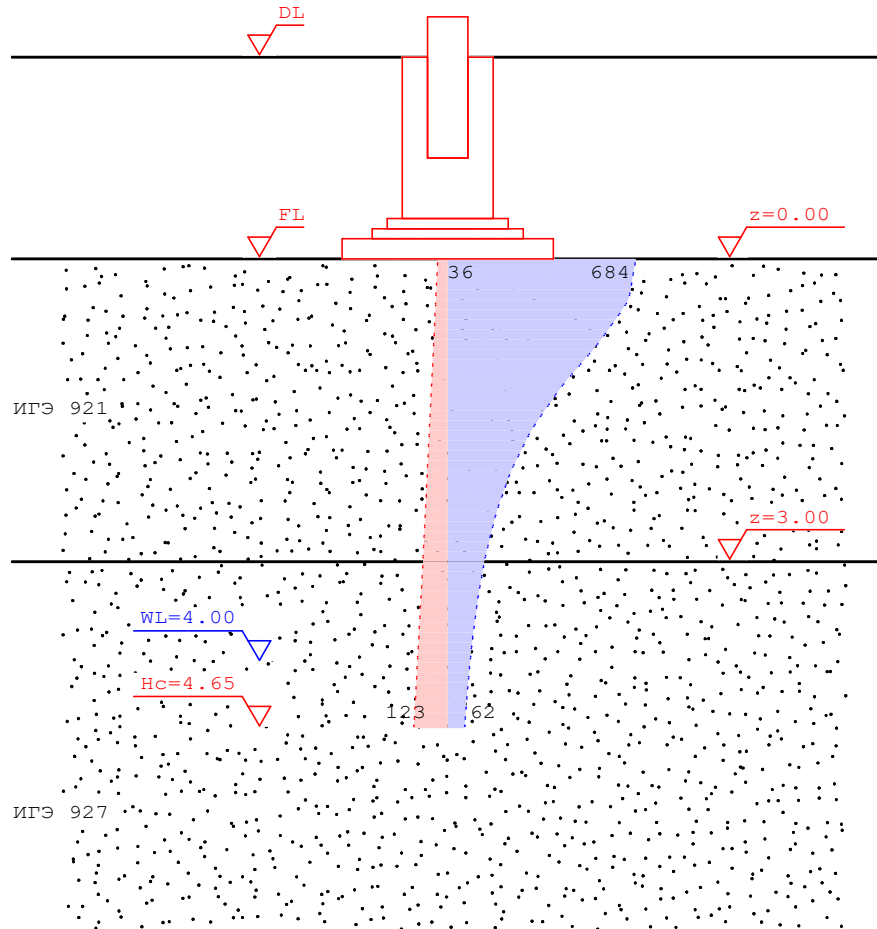
**Поз. t535**

**Столбчатый фундамент**

Данные для расчета

Схема расположения слоев грунта

M = 1 : 75



Грунт

N	Слой	Тип грунта в слое
1	ИГЭ 921	Крупный песок
2	ИГЭ 927	Пылеватый песок
3	ИГЭ 923	Глина
4	ИГЭ 926	Мелкий песок

Нормативные значения характеристик по слоям.

тип	z [м]	g [кН/м <sup>3</sup> ]	E [МПа]	fi [град]	c/Rc [кПа]	e [%]	IL
ИГЭ 921	0.00	18.0	30.0	38.0	2.0	40.0	
ИГЭ 927	3.00	20.0	33.0	35.0	7.0	40.0	
ИГЭ 923	8.00	17.0	17.0	17.0	48.0	40.0	0.40
ИГЭ 926	12.00	20.0	28.0	32.0	2.0	40.0	

Размеры

Объект	размеры по X и по Y [см]	высота/глубина h/dc [см]
плита	200.0 200.0	20.0
подколонник	90.0 90.0	180.0
колонна	40.0 40.0	100.0

Высота фундамента от подошвы 200.0 см



Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Собственный вес ж/б конструкций
2	Кратковременное	Равномерно распределенная нагрузка - жилые помещения

Характеристики  
воздействий

№	$\gamma_f$	$k_1$	учет	группа	знак
			С	О	несоч.
1	1.10				
2	1.30	0.35	+	+	

учет С - кратковр. нагрузка учитывают в сейсм. РСН  
 учет О - кратковр. нагрузка учитывают в особом РСУ

Нагрузки

N	Нагрузка.	N	Mx	My	Qx	Qy
		[кН]	[кН*м]	[кН*м]	[кН]	[кН]
1	Постоянная	1000.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	Кратковрем.	2000.0	2.0	2.0	0.0	0.0

PCY

Усилия и моменты

расчетные сочетания усилий по СП 20.13330.2016 для опасных PCY на высоте Н от подошвы фундамента.

N	Тип PCY	табл.	N	Mx	My	Qx	Qy
		коэф.	[кН]	[кН*м]	[кН*м]	[кН]	[кН]
1	тр.кр.	1	3700.0	2.6	2.6	0.0	0.0
2	основ.	2	3000.0	2.0	2.0	0.0	0.0

Наиболее опасные  
сочетания усилий

Наг- руж.	Коэффициенты PCY				Наг- руж.	Коэффициенты PCY			
	1	2	3	4		1	2	3	4
1	1.10	1.00			2	1.30	1.00		

Результаты расчета

геометрических характеристик фундамента.

Объект	размеры по X и по Y		высота h
	[cm]	[cm]	[cm]
плита 1	210.0	210.0	20.0
плита 2	150.0	150.0	10.0
плита 3	120.0	120.0	10.0
подколонник	90.0	90.0	160.0

Схема фундамента вид сбоку  
М = 1 : 20

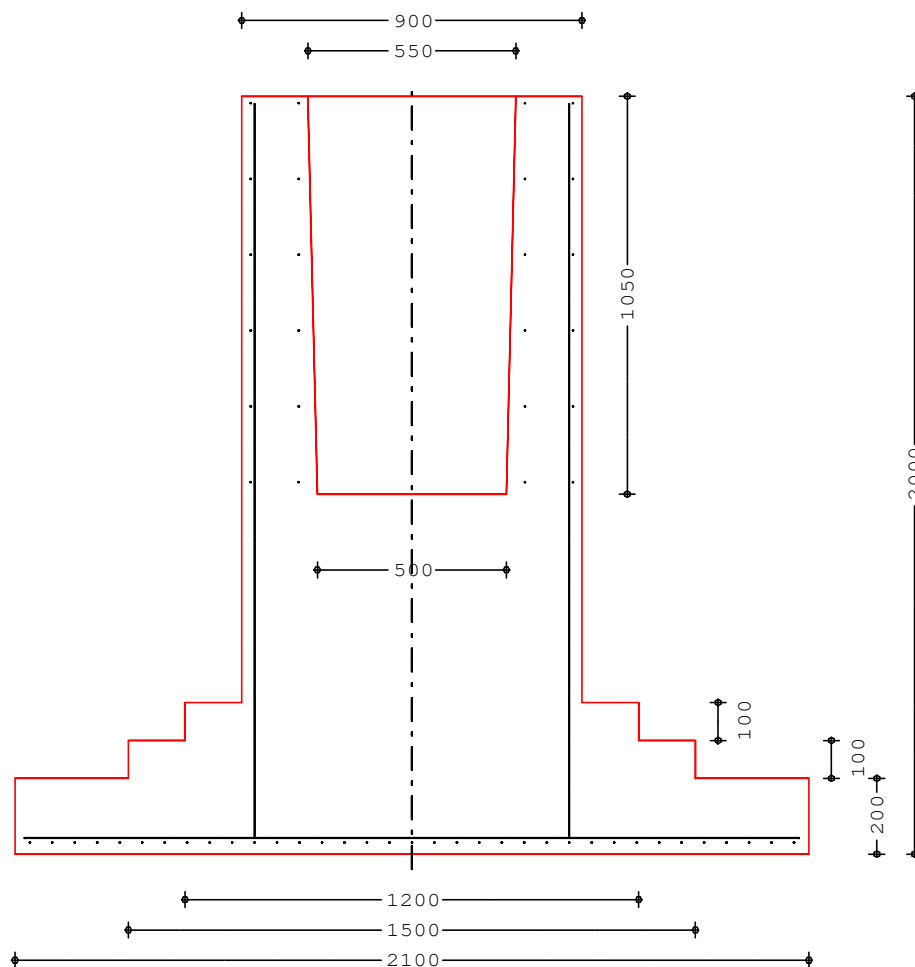
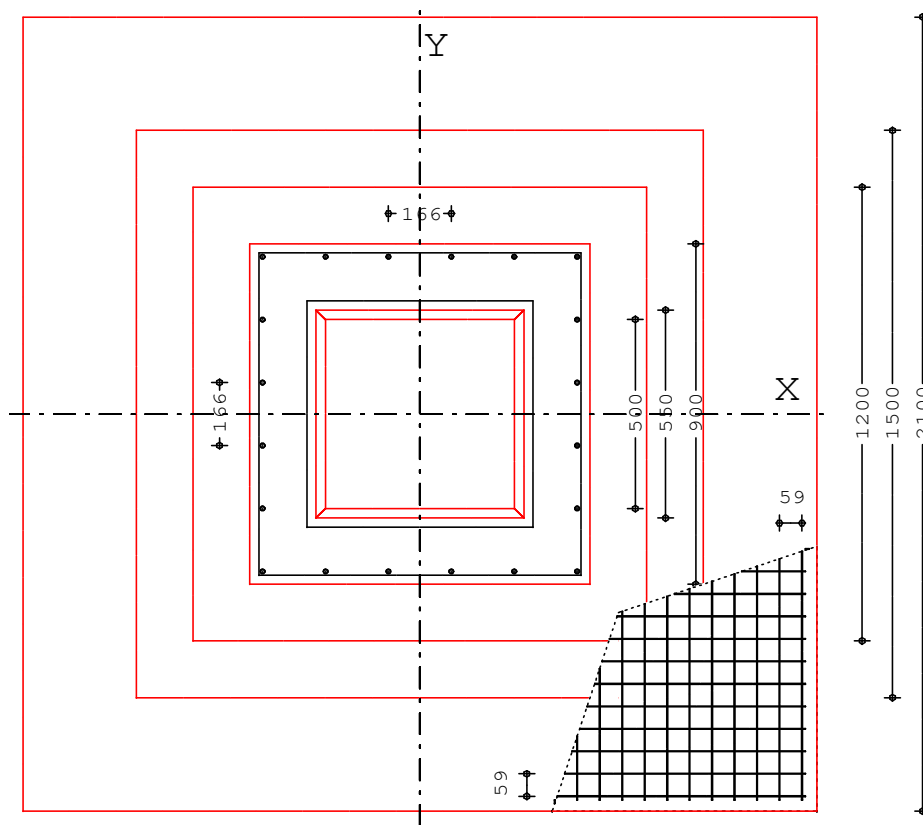


Схема фундамента вид сверху  
 М = 1 : 20



Расчет основания по СП 22.13330.2016

Расчет по деформациям

Схема линейно деформируемого полупространства.  
 Наибольшая осадка достигается при РСУ № 2.  
 Глубина сжимаемой толщи  $H_c=4.65$  м  
 Среднее давление под подошвой  $p=720.0$  кПа  
 Эксцентриситеты равнодействующей  $e_x=0.00$  м  
 $e_y=0.00$  м  
 Расчетн. сопротивление грунта по 5.6.7  $R=755.2$  кПа  
 Сопротивление грунта с учетом 5.6.24  $R=794.0$  кПа  
 Краевое давление вдоль оси x  $p_x=721.3$  кПа  
 Краевое давление вдоль оси y  $p_y=721.3$  кПа  
 Давление в угловой точке  $p_{xy}=722.6$  кПа  
 Сопротивление на глубине  $z=3.0$  м  $R_z=1056.0$  кПа  
 Напряжения на глубине  $z=3.0$  м  $\sigma=223.5$  кПа  
 Сопротивление на глубине  $z=8.0$  м  $R_z=1223.9$  кПа  
 Напряжения на глубине  $z=8.0$  м  $\sigma=191.4$  кПа  
 Осадка фундамента  $s=3.1$  см  $< s_u=5.0$  см  
 Наибольший крен достигается при РСУ № 2,  
 Крен фундамента  $i=0.0000 < i_u=0.0050$

Расчет по несущей способности

Наиболее опасным по устойчивости является РСУ № 1.  
 Макс. глубина поверхности скольжения  $z_m=3.78$  м  
 Коэф. надежн. по назначению сооруж.  $\gamma_n=1.15$   
 Осредненные по области скольжения параметры грунта  
 $\gamma=16.5$  кН/м<sup>3</sup>  $\varphi=33.6$  град.  $c=3.8$  кПа  
 Опасное направление по оси Y, эксц.  $e_y=0.00$  м  
 Приведенная ширина фундамента  $b'=2.10$  м  
 Сила предельного сопротивления грунта  $N_u=14009$  кН  
 $N=3898 < \gamma_c N_u / \gamma_n=12182$  УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО

Продавливание.

Расчет на продавливание по СП 63.13330.2018.

**Бетон В 25 (тяжелый)**

Плита	ось	PCY	h <sub>0</sub> [cm]	L <sub>x</sub> [cm]	L <sub>y</sub> [cm]	η
1	Y	1	16.1	166.1	166.10	0.91
2	Y	1	26.1	146.1	146.10	0.84
3	Y	1	36.1	126.1	126.10	0.87

Расчет арматуры

по СП 63.13330.2018 с использованием трехлинейной диаграммы состояния сжатого бетона.

Арматура плиты

**Сталь А500**

Ось прутка	Коорд. [м]	PCY	M <sub>изг</sub> [кН*м]	h <sub>0</sub> [cm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	d [мм]	n
X	0.75	1	79.4	15.7	12.4		
X	0.60	1	178.7	25.7	16.9		
X	0.45	1	317.7	35.7	21.5	12	35
Y	0.75	1	79.4	16.9	11.4		
Y	0.60	1	178.7	26.9	16.1		
Y	0.45	1	317.7	36.9	20.8	12	35

Нижние прутки ориентированы по оси Y.

Поперечная арматура стакана

**Сталь А400**

Ось	Z [cm]	PCY	p [кН/м]	A <sub>s</sub> /s [cm <sup>2</sup> /м]	s [мм]	d [мм]	n
Y	2.6	1	15.6	0.6	200	8	4
Y	22.6	1	8.5	0.3	200	8	4
Y	42.6	1	2.3	0.1	200	8	4
Y	62.6	1	3.9	0.1	200	8	4
Y	82.6	1	10.2	0.4	200	8	4
Y	102.6	1	15.6	0.6	200	8	4

Координата Z принимается от верхнего края стакана.

Продольная арматура подколонника: **сталь А500**

Диаметр прутков 12мм.

20 прутков с шагом по оси X 166мм, по оси Y 166мм.

Трещиностойкость

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается по СП 63.13330.2018 из условия обеспечения сохранности арматуры асрс1=0.4мм асрс2=0.3мм

Плита

Ось	Коорд. [м]	PCY	Mизг2 [кН*м]	Mизг1 [кН*м]	Mсрс [кН*м]	асрс2 [мм]	асрс1 [мм]
X	0.75	1 1	79.4	79.4	43.5	0.09	0.09
X	0.60	1 1	178.7	178.7	89.7	0.16	0.16
X	0.45	1 1	317.7	317.7	149.2	0.22	0.22
Y	0.75	1 1	79.4	79.4	45.9	0.08	0.08
Y	0.60	1 1	178.7	178.7	92.3	0.15	0.15
Y	0.45	1 1	317.7	317.7	152.0	0.21	0.21

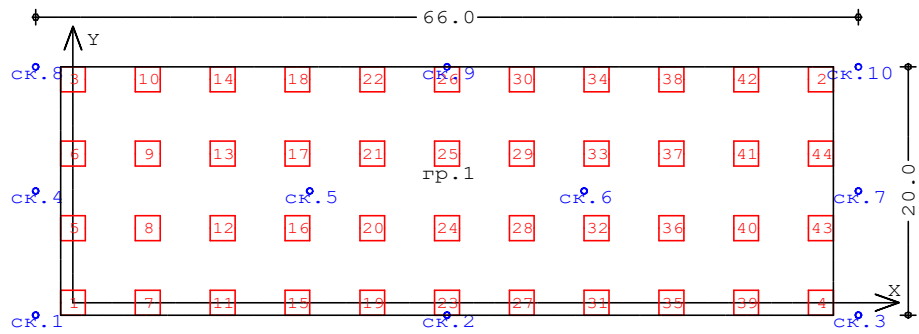
**Поз. t536**

**Под прямоугольное здание**

Данные для расчета

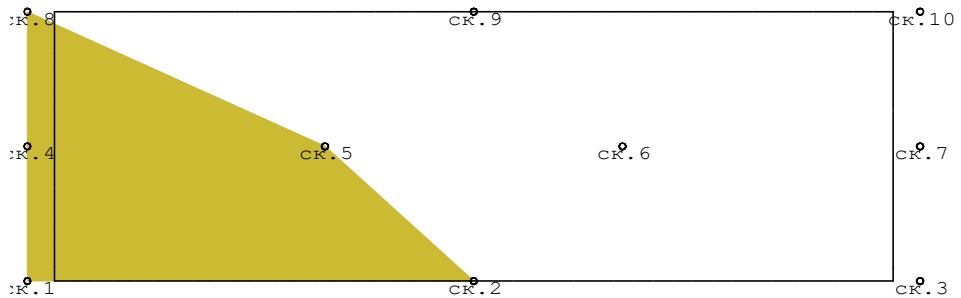
План площадки

M = 1 : 605



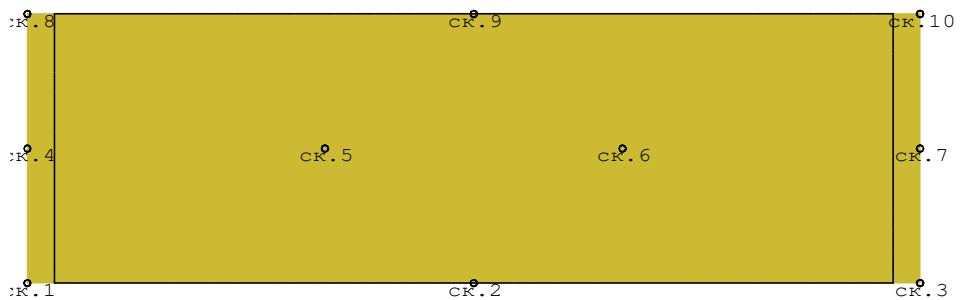
План слоя №2  
M = 1 : 560

ИГЭ 927



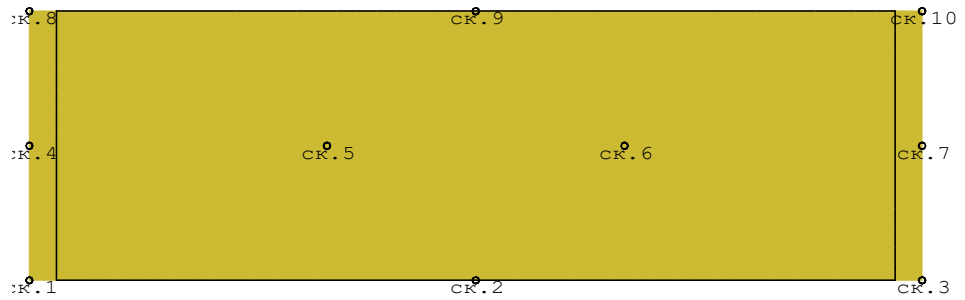
План слоя №3  
M = 1 : 560

ИГЭ 923



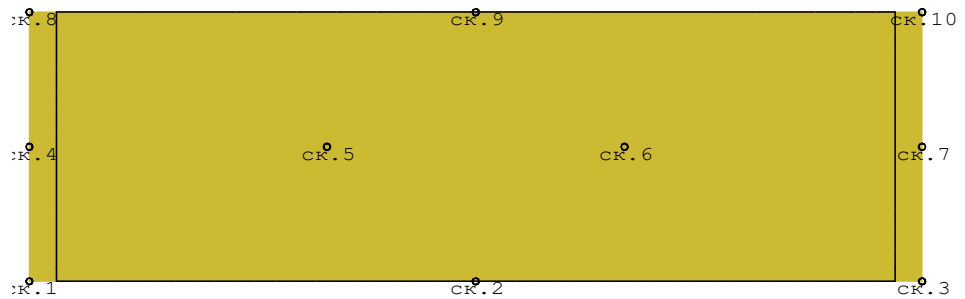
План слоя №4  
 М = 1 : 560

ИГЭ 922



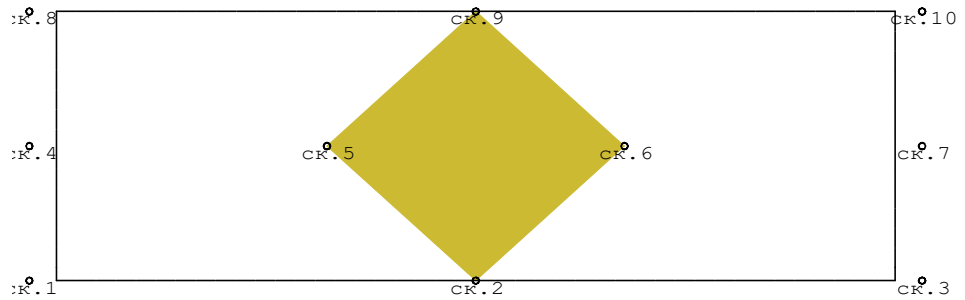
План слоя №5  
 М = 1 : 560

ИГЭ 927



План слоя №1  
 М = 1 : 560

ИГЭ 921



Колонны: положение  
 и нумерация

№ кол.	№ грп.	х [м]	у [м]	угол грд.	№ кол.	№ грп.	х [м]	у [м]	угол грд.
1	1	0.0	0.0	0.0	2	1	60.0	18.0	0.0
3	1	0.0	18.0	0.0	4	1	60.0	0.0	0.0
5	1	0.0	6.0	0.0	6	1	0.0	12.0	0.0
7	1	6.0	0.0	0.0	8	1	6.0	6.0	0.0
9	1	6.0	12.0	0.0	10	1	6.0	18.0	0.0
11	1	12.0	0.0	0.0	12	1	12.0	6.0	0.0
13	1	12.0	12.0	0.0	14	1	12.0	18.0	0.0
15	1	18.0	0.0	0.0	16	1	18.0	6.0	0.0
17	1	18.0	12.0	0.0	18	1	18.0	18.0	0.0
19	1	24.0	0.0	0.0	20	1	24.0	6.0	0.0
21	1	24.0	12.0	0.0	22	1	24.0	18.0	0.0
23	1	30.0	0.0	0.0	24	1	30.0	6.0	0.0
25	1	30.0	12.0	0.0	26	1	30.0	18.0	0.0

27	1	36.0	0.0	0.0	28	1	36.0	6.0	0.0
29	1	36.0	12.0	0.0	30	1	36.0	18.0	0.0
31	1	42.0	0.0	0.0	32	1	42.0	6.0	0.0
33	1	42.0	12.0	0.0	34	1	42.0	18.0	0.0
35	1	48.0	0.0	0.0	36	1	48.0	6.0	0.0
37	1	48.0	12.0	0.0	38	1	48.0	18.0	0.0
39	1	54.0	0.0	0.0	40	1	54.0	6.0	0.0
41	1	54.0	12.0	0.0	42	1	54.0	18.0	0.0
43	1	60.0	6.0	0.0	44	1	60.0	12.0	0.0

**Грунт**

N	Слой	Тип грунта в слое
1	ИГЭ 921	Крупный песок
2	ИГЭ 927	Насыщенный водой пылеватый песок
3	ИГЭ 923	Пылевато-глинистый, глина
4	ИГЭ 922	Песок средней крупности
5	ИГЭ 927	Насыщенный водой пылеватый песок

Нормативные значения характеристик по слоям.  
 Уд. вес грунта выше подошвы фундамента 16.0 кН/м3.

N	тип	g [кН/м3]	E [МПа]	fi [град]	c/Rc [кПа]	e [%]	IL
1	ИГЭ 921	18.0	30.0	38.0	2.0	40.0	
2	ИГЭ 927	20.0	33.0	35.0	7.0	40.0	
3	ИГЭ 923	17.0	17.0	17.0	48.0	40.0	0.40
4	ИГЭ 922	19.0	45.0	39.0	2.0	40.0	
5	ИГЭ 927	20.0	33.0	35.0	7.0	40.0	

Сооружение II класса  $\gamma_n=1.15$   
 Коэффициенты условий работы: основные РСУ  $\gamma_c=1.00$   
 особые РСУ  $\gamma_c=1.00$

Коэффициенты надежности по грунту:  
 $\gamma_g(\gamma)=1.10$        $\gamma_g(\phi)=1.10$        $\gamma_g(c)=1.50$

**Скважины**

№	координаты скважин и расположение слоев				
1	x=-3.00м	y=-1.00м			
	z [м]	0.00	4.00	6.00	8.00
	№грн	2	3	4	5
2	x=30.00м	y=-1.00м			
	z [м]	0.00	3.50	4.00	6.00
	№грн	1	2	3	4
3	x=63.00м	y=-1.00м			
	z [м]	0.00	5.00	9.00	
	№грн	3	4	5	
4	x=-3.00м	y=9.00м			
	z [м]	0.00	3.50	6.00	7.00
	№грн	2	3	4	5
5	x=19.00м	y=9.00м			
	z [м]	0.00	2.00	3.00	7.00
	№грн	1	2	3	4
6	x=41.00м	y=9.00м			
	z [м]	0.00	2.00	8.00	9.00
	№грн	1	3	4	5
7	x=63.00м	y=9.00м			
	z [м]	0.00	6.00	9.50	
	№грн	3	4	5	
8	x=-3.00м	y=19.00м			
	z [м]	0.00	3.00	5.00	7.00
	№грн	2	3	4	5
9	x=30.00м	y=19.00м			
	z [м]	0.00	5.00	7.00	9.00

№грн	1	3	4	5
10	x=63.00м y=19.00м			
	z [м]	0.00	5.00	10.00
	№грн	3	4	5

Уровень грунтовых вод WL=5.00 м

**Нагрузки**

№	№	N	Mx	My	Qx	Qy
нагр.	колонны	[кН]	[кН*м]	[кН*м]	[кН]	[кН]
1	Постоянная	$\gamma_f=1.10$				
	1	1000.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	2	1000.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	3	1000.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	4	1000.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	Кратковрем.	$\gamma_f=1.30$				
	1	1000.0	12.0	5.0	-20.0	20.0
	2	1000.0	-12.0	-2.0	20.0	-20.0
	3	1000.0	-2.0	2.0	-20.0	-20.0
	4	1000.0	2.0	-5.0	20.0	20.0

**Коэффициенты  
существенных РСУ**

Наг- руж.	Коэффициенты РСУ				Наг- руж.	Коэффициенты РСУ			
	1	2	3	4		1	2	3	4
1	1.00	1.10			2	1.00	1.30		

**Существенные РСУ**

№	№	№	N	Mx	My	Qx	Qy
	коэф.	фунд.	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]
1	1	4	2000.0	2.0	-5.0	20.0	20.0
2	1	3	2000.0	-2.0	2.0	-20.0	-20.0
3	2	1	2400.0	15.6	6.5	-26.0	26.0
4	2	1	1100.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	2	2	2400.0	-15.6	-2.6	26.0	-26.0
6	2	3	2400.0	-2.6	2.6	-26.0	-26.0
7	2	44	2400.0	-9.5	-3.9	26.0	-8.7
8	1	37	2000.0	-5.3	-1.8	12.0	-6.7
9	1	2	2000.0	-12.0	-2.0	20.0	-20.0

В РСУ для расчета осадок распределенные нагрузки включены в вертикальное усилие N.

**Расчет основания**

по СП 22.13330.2016

**Расчет по деформациям**

Схема линейно деформируемого полупространства.  
 Наибольшая осадка достигается при РСУ №8  
 у фундамента №37  
 Осадка фундамента  $s=3.9$  см <  $s_u=15.0$  см  
 Наибольший крен достигается при РСУ №9 ,  
 у фундамента №2  
 Крен фундамента  $i=0.0012$  <  $i_u=0.0050$   
 Наибольшая неравномерность осадок при РСУ №8  
 между фундаментами № 37 и № 1  
 Неравномерность осадок  $i=0.0003$  <  $i_u=0.0010$

**Расчет по несущей способности**

Наиболее опасным по устойчивости является РСУ №6 для фундамента №3 .  
 Сила предельного сопротивления грунта  $N_u=3693$  кН  
 Сила, действующая на фундамент  $N =2579$  кН

**Исходные данные  
Размеры**

и результаты расчета

Объект	размеры по X	размеры по Y	высота/глубина h/dc
	[см]	[см]	[см]
плита	120.0	120.0	40.0
подколонник	80.0	80.0	210.0
колонна	40.0	40.0	100.0

Высота фундамента от подошвы 250.0 см

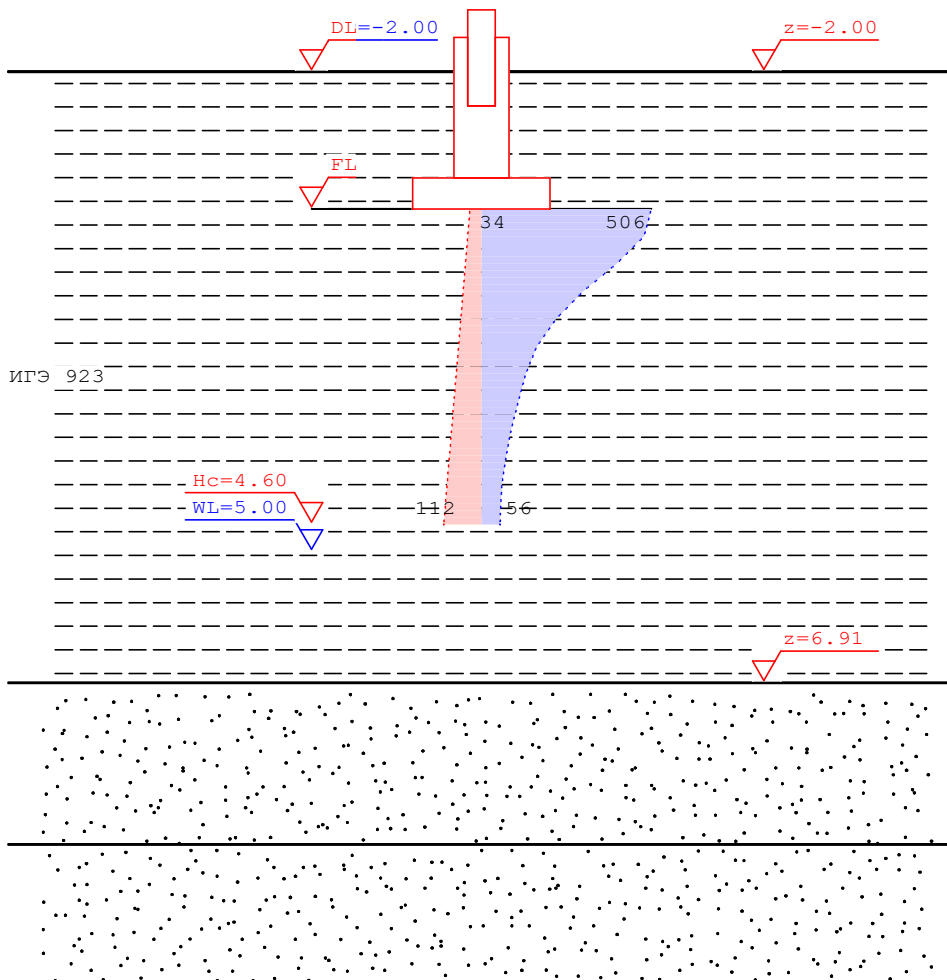


Результаты расчета геометрических характеристик фундамента.

Объект	размеры по X и по Y		высота h
	[см]	[см]	[см]
плита 1	200.0	200.0	45.0
подколонник	80.0	80.0	205.0

Фундамент №37  
 М = 1 :110

Схема расположения слоев грунта



Расчет основания по СП 22.13330.2016

Расчет по деформациям

Схема линейно деформируемого полупространства.  
 Наибольшая осадка достигается при РСУ №8  
 Глубина сжимаемой толщи  $H_c=4.60$  м  
 Среднее давление под подошвой  $p=539.9$  кПа  
 Краевое давление вдоль оси y  $p_y=561.1$  кПа  
 Краевое давление вдоль оси x  $p_x=548.4$  кПа  
 Давление в угловой точке  $p_{xy}=569.6$  кПа  
 Расчетн. сопротивление грунта по 5.6.7  $R=452.4$  кПа  
 Сопротивление грунта с учетом 5.6.24  $R=542.8$  кПа  
 Сопротивление на глубине  $z=6.9$  м  $R_z=622.4$  кПа  
 Напряжения на глубине  $z=6.9$  м  $\sigma=211.4$  кПа  
 Сопротивление на глубине  $z=9.3$  м  $R_z=669.5$  кПа  
 Напряжения на глубине  $z=9.3$  м  $\sigma=211.5$  кПа  
 Осадка фундамента  $s=3.9$  см  $< s_u=15.0$  см  
 Наибольший крен достигается при РСУ №9  
 Крен фундамента  $i=0.0012 < i_u=0.0050$

Расчет по несущей Наиболее опасным по устойчивости является РСУ N6

способности

Макс. глубина поверхности скольжения  $z_m=1.92$  м  
Коэф. надежн. по назначению сооруж.  $\gamma_n=1.15$   
Опасное направление по оси Y, эксц.  $e_y=0.02$  м  
Приведенная ширина фундамента  $b^*=1.95$  м  
Сила предельного сопротивления грунта  $N_u=3693$  кН  
 $N=2579 < \gamma_c N_u / \gamma_n = 3211$  УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО

Схема фундамента  
М = 1 : 20

вид сбоку

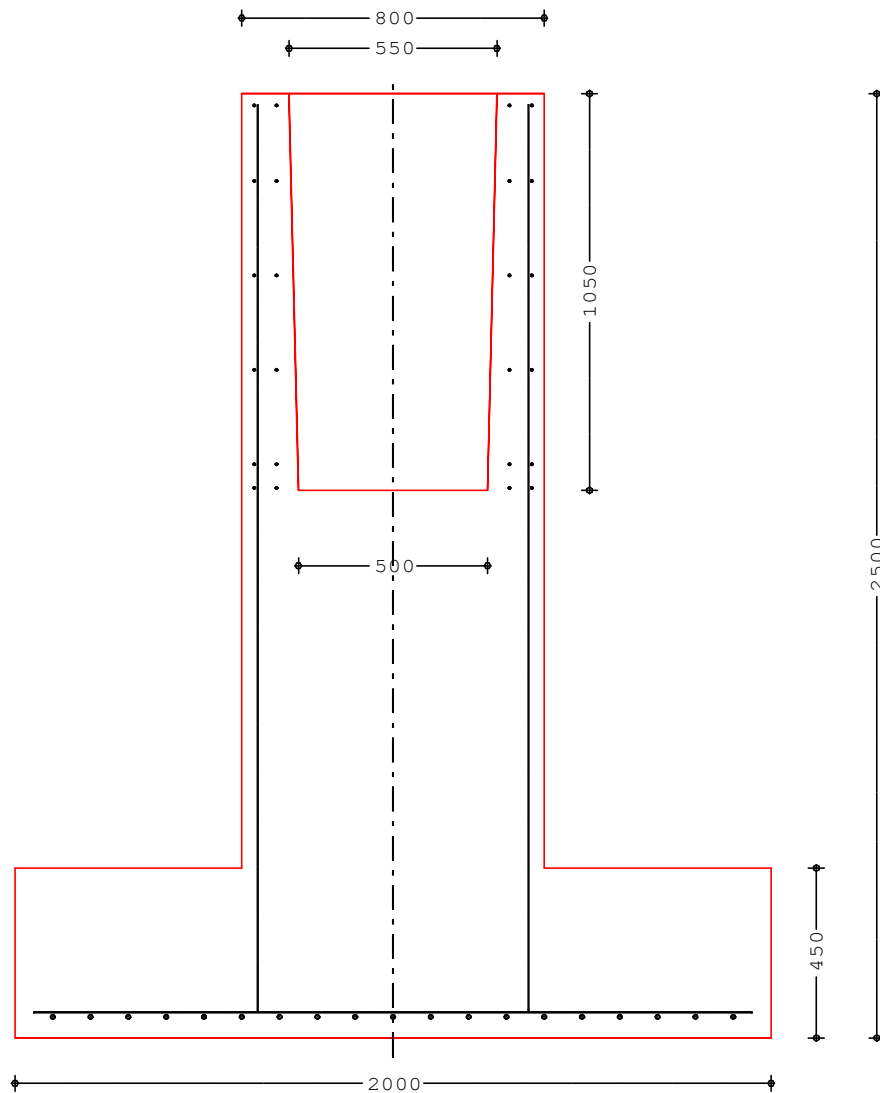
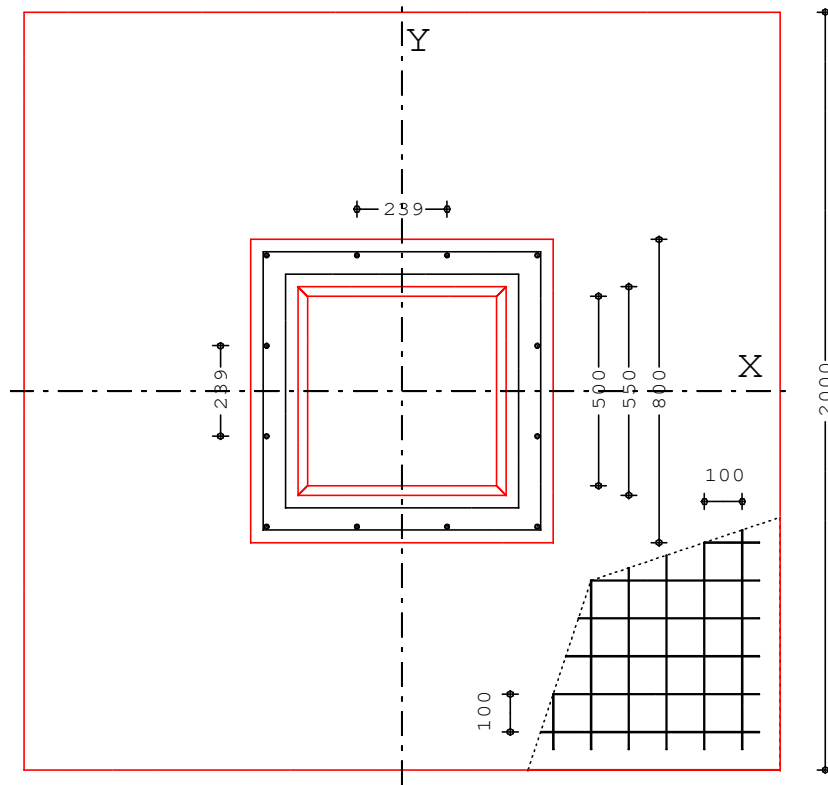


Схема фундамента вид сверху  
 М = 1 : 20



Осадка и крен

№ кол.	осадка [мм]	PCY	крен [x100]	PCY	№ кол.	осадка [мм]	PCY	крен [x100]	PCY
1	18.6		0.0621		2	37.9	9	0.1208	9
3	37.9	2	0.1208	2	4	37.9	1	0.1208	1
5	19.0		0.0644		6	19.2		0.0666	
7	18.7		0.0539		8	19.1		0.0518	
9	19.2		0.0530		10	38.2		0.1183	
11	18.7		0.0553		12	19.3		0.0391	
13	19.3		0.0400		14	38.2		0.1158	
15	18.7		0.0567		16	19.3		0.0262	
17	38.5		0.0473		18	38.2		0.1132	
19	18.7		0.0580		20	22.1		0.0209	
21	21.8		0.0237		22	38.2		0.1107	
23	21.3		0.0654		24	21.8		0.0221	
25	21.6		0.0219		26	21.2		0.0652	
27	38.2		0.1107		28	22.9		0.0248	
29	22.4		0.0211		30	38.2		0.1057	
31	38.2		0.1132		32	38.5		0.0463	
33	38.5		0.0473		34	38.2		0.1032	
35	38.2		0.1158		36	38.5		0.0695	
37	38.5	8	0.0710	8	38	38.2		0.1007	
39	38.2		0.1183		40	38.5		0.0926	
41	38.5		0.0946		42	38.2		0.0981	
43	38.2		0.1158		44	38.2		0.1183	

Продавливание

Расчет на продавливание по СП 63.13330.2018.

**Бетон В 25 (тяжелый)**

Плита	ось	PCY	h0 [см]	Lx [см]	Ly [см]	eta
1	Y	3	38.4	118.4	118.40	0.93

Расчет арматуры

по СП 63.13330.2018 с использованием трехлинейной диаграммы состояния сжатого бетона.

Арматура плиты

**Сталь А500**

Ось прутка	Коорд. [м]	PCY	Мизг [кН*м]	h [см]	As [см2]	d [мм]	n
X	0.40	5	227.0	38.2	14.1	12	19
Y	0.40	4	227.0	39.4	13.7	12	19

Нижние прутки ориентированы по оси Y.

Поперечная арматура стакана

**Сталь А240**

Ось	Z [см]	PCY	p [кН/м]	As/s [см2/м]	s [мм]	d [мм]	n
Y	3.7	6	88.4	5.2	200	6	4
Y	23.7	6	58.8	3.5	250	6	4
Y	48.7	6	27.6	1.6	250	6	4
Y	73.7	7	23.5	1.4	250	6	4
Y	98.7	7	39.1	2.3	63	6	4
Y	105.0	7	39.9	2.3	63	6	4

Координата Z принимается от верхнего края стакана.

Продольная арматура

подколонника: **сталь А500**

Наиболее опасное PCY N3 . Диаметр прутков 12мм. 12 прутков с шагом по оси X 238мм, по оси Y 238мм.

Трещиностойкость

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия обеспечения сохранности арматуры по СП 63.13330.12 асрс1=0.4мм асрс2=0.3мм

Плита

Ось	Коорд. [м]	PCY	Мизг2 [кН*м]	Мизг1 [кН*м]	Мсрс [кН*м]	асрс2 [мм]	асрс1 [мм]	
X	0.40	1	1	190.4	190.4	186.1	0.08	0.08
Y	0.40	2	2	190.4	190.4	187.5	0.07	0.07

Расчет выполнен модулем 536 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t537**

**Несимметричный столбчатый фундамент**

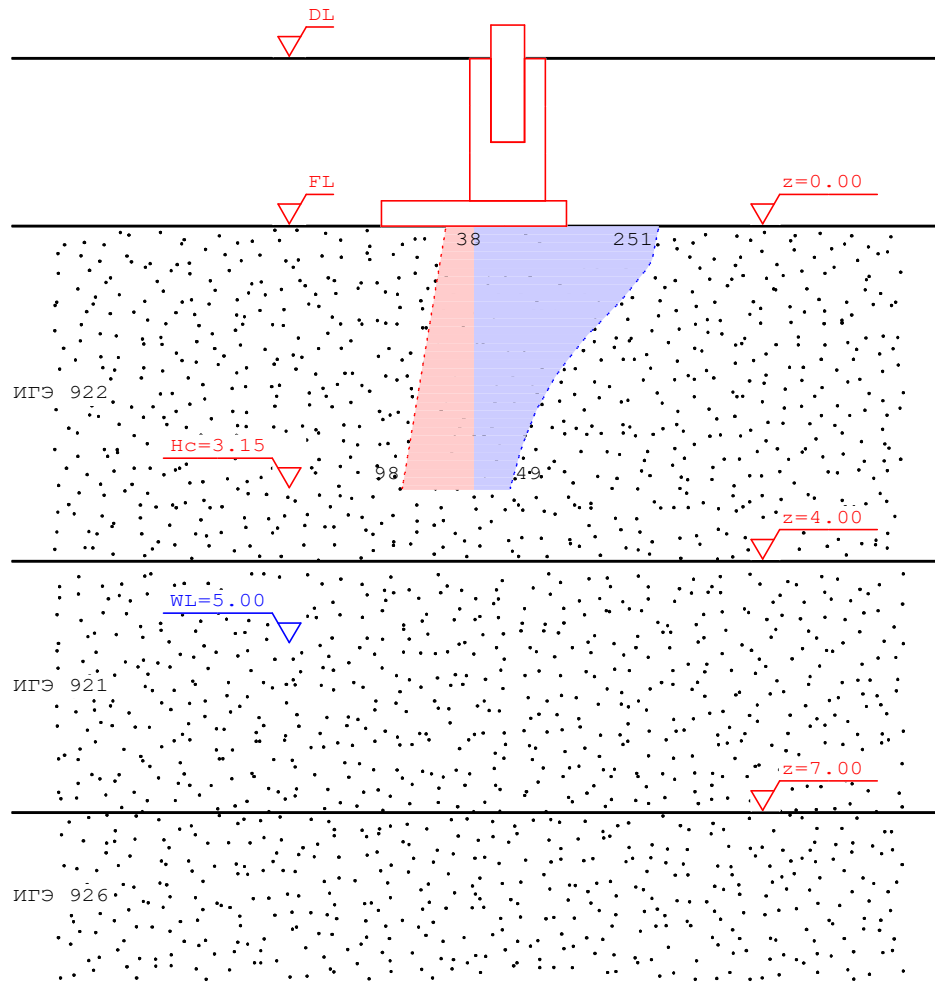
**ПРЕДУПРЕЖДЕНИЕ**

Данные для расчета

**Не выполняется проверка на продавливание.**

Схема расположения слоев грунта

М = 1 : 90



Грунт

N	Слой	Тип грунта в слое
1	ИГЭ 922	Песок средней крупности
2	ИГЭ 921	Крупный песок
3	ИГЭ 926	Мелкий песок

Нормативные значения характеристик по слоям.

тип	z [м]	g [кН/м <sup>3</sup> ]	E [МПа]	fi [град]	c/Rc [кПа]	e [%]	IL
ИГЭ 922	0.00	19.0	45.0	39.0	2.0	40.0	
ИГЭ 921	4.00	18.0	30.0	38.0	2.0	40.0	
ИГЭ 926	7.00	20.0	28.0	32.0	2.0	40.0	

Размеры

Объект	размеры по X и по Y [см]	высота/глубина h/dc [см]
плита	200.0 200.0	30.0
подколонник	90.0 90.0	170.0
колонна	40.0 40.0	100.0

Высота фундамента от подошвы 200.0 см

Нагрузки

N	Нагрузка.	N [кН]	Mx [кН*м]	My [кН*м]	Qx [кН]	Qy [кН]
1	Постоянная	1000.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	Кратковрем.	200.0	0.0	0.0	0.0	0.0

PCY  
 Усилия и моменты

расчетные сочетания усилий по СП 20.13330.2016 для опасных PCY на высоте H от подошвы фундамента.

N	Тип PCY	табл. коэф.	N [кН]	Mx [кН*м]	My [кН*м]	Qx [кН]	Qy [кН]
1	тр.кр.	1	1200.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	основ.	2	1360.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	основ.	3	1160.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Наиболее опасные сочетания усилий

Наг- руж.	Коэффициенты PCY				Наг- руж.	Коэффициенты PCY			
	1	2	3	4		1	2	3	4
1	1.00	1.10	0.90		2	1.00	1.30	1.30	

Результаты расчета

геометрических характеристик фундамента.

Объект	размеры по X и по Y		высота h
	[cm]	[cm]	
плита 1	220.0	220.0	30.0
подколонник	90.0	90.0	170.0

Схема фундамента  
 М = 1 :20

вид сбоку

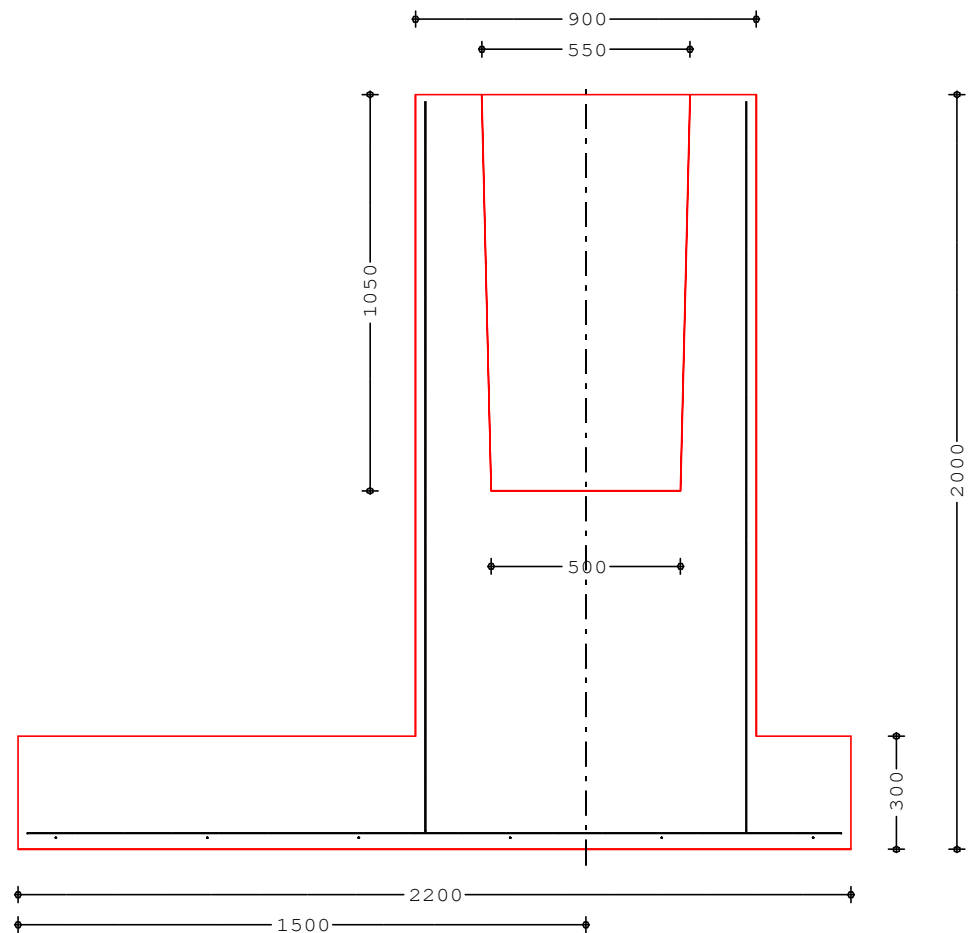
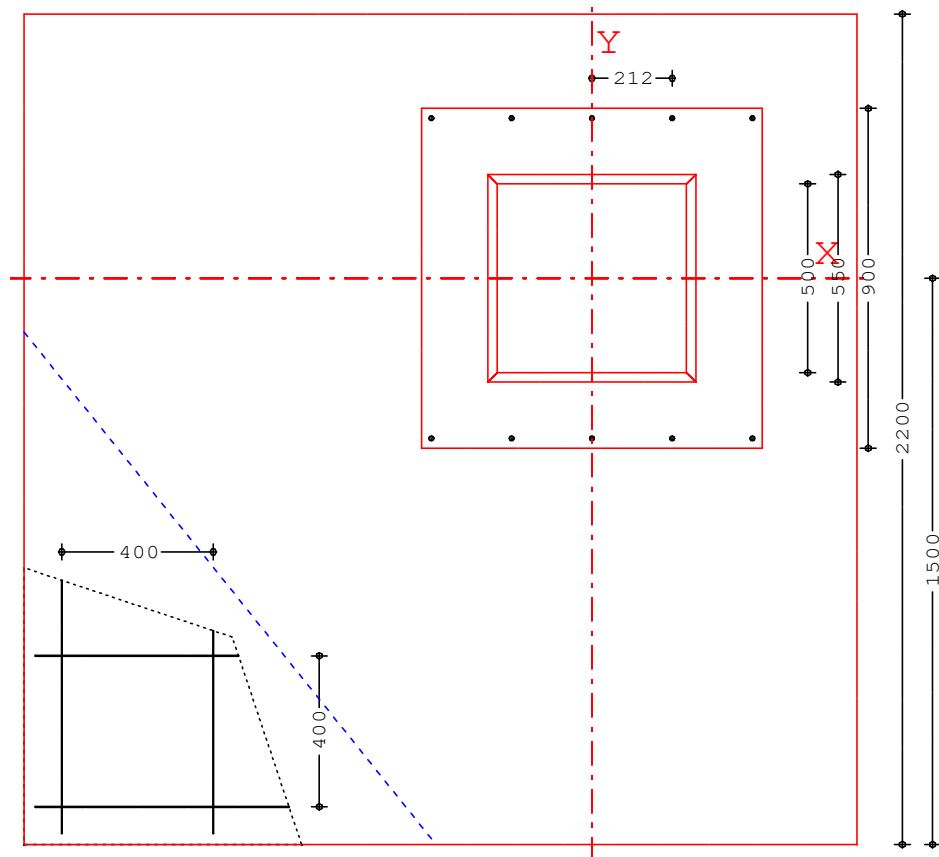


Схема фундамента вид сверху  
 М = 1 : 20



Расчет основания по СП 22.13330.2016

Расчет по деформациям

Схема линейно деформируемого полупространства.  
 Наибольшая осадка достигается при РСУ № 1.  
 Глубина сжимаемой толщи  $H_c = 3.15$  м  
 Среднее давление под подошвой  $p = 289.2$  кПа  
 Эксцентриситеты равнодействующей  $e_x = 0.35$  м  
 $e_y = 0.35$  м  
 Краевое давление вдоль оси  $y$   $p_y = 567.2$  кПа  
 Краевое давление вдоль оси  $x$   $p_x = 567.2$  кПа  
 Давление в угловой точке  $p_{xy} = 916.9$  кПа  
 Расчетн. сопротивление грунта по 5.6.7  $R = 858.9$  кПа  
 Сопротивление грунта с учетом 5.6.24  $R = 1030.7$  кПа  
 Осадка фундамента  $s = 0.6$  см  $< s_u = 10.0$  см  
 Наибольший крен достигается при РСУ № 1,  
 Крен фундамента  $i = 0.0037 < i_u = 0.0050$   
 Наибольший отрыв подошвы фундамента от основания достигается при РСУ №1 и составляет 15% её площади

Расчет по несущей способности

Наиболее опасным по устойчивости является РСУ № 2.  
 Макс. глубина поверхности скольжения  $z_m = 2.73$  м  
 Коэф. надежн. по назначению сооруж.  $\gamma_n = 1.15$   
 Опасное направление по оси  $Y$ , эксц.  $e_y = 0.35$  м  
 Приведенная ширина фундамента  $b' = 1.49$  м  
 Сила предельного сопротивления грунта  $N_u = 7095$  кН  
 $N = 1586 < \gamma_c N_u / \gamma_n = 6170$  УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО

Продавливание.

Расчет на продавливание по СП 63.13330.2018.

**Бетон В 25 (тяжелый)**

Плита	ось	PCY	h <sub>0</sub> [см]	L <sub>x</sub> [см]	L <sub>y</sub> [см]	η
<b>1</b>	<b>Y</b>	<b>2</b>	<b>26.1</b>	<b>173.1</b>	<b>173.05</b>	<b>1.47</b>

**Не обеспечена**

**прочность на действие поперечной силы в плите №1**

Расчет арматуры

по СП 63.13330.2018 с использованием трехлинейной диаграммы состояния сжатого бетона.

Арматура плиты  
 Нижняя арматура

**Сталь А500**

Ось прутка	Коорд. [м]	PCY	M <sub>изг</sub> [кН*м]	h <sub>0</sub> [см]	A <sub>s</sub> [см <sup>2</sup> ]	d [мм]	n
X	0.00	3	0.0	25.7	0.0	12	6
Y	0.00	3	0.0	26.9	0.0	12	6

Нижние прутки ориентированы по оси Y.

Верхняя арматура

и проверка плиты на действие обратного момента.

Плита	Ось	PCY	M <sub>изг</sub> [кН*м]	R <sub>bt</sub> *W <sub>p1</sub> [кН*м]	A <sub>s</sub> [см <sup>2</sup> ]	n	d [мм]	s [мм]
1	Y	2	0.16	48.11				
1	X	2	0.16	48.11				

Продольная арматура

подколонника: **сталь А500**

Наиболее опасное PCY №3 . Диаметр прутков 12мм. 10 прутков с шагом по оси X 212мм, по оси Y 848мм.

Трещиностойкость

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается по СП 63.13330.2018 из условия обеспечения сохранности арматуры асрс1=0.4мм асрс2=0.3мм

Плита

Ось	Коорд. [м]	PCY	Mизг2 [кН*м]	Mизг1 [кН*м]	Mсрс [кН*м]	асрс2 [мм]	асрс1 [мм]
X	-0.45	1 1	77.0	77.0	87.6	0.00	0.00
Y	0.45	1 1	77.0	77.0	88.1	0.00	0.00

Расчет выполнен модулем 537 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

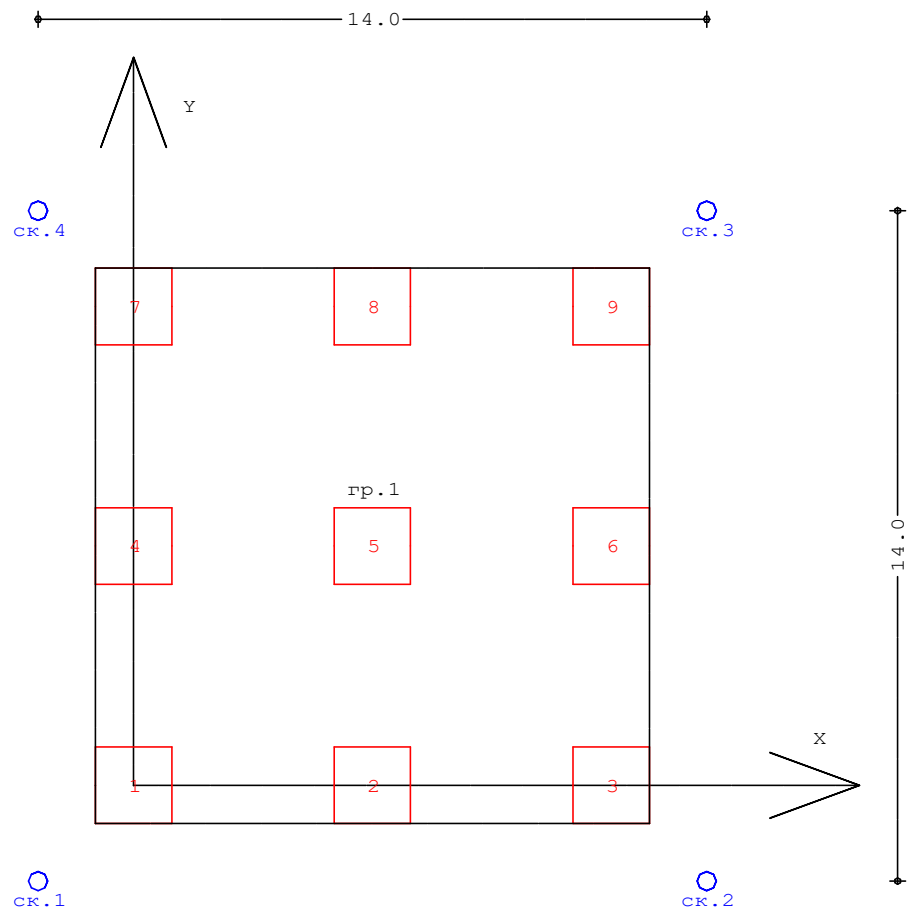
**Поз. t538**

**Поле свайных фундаментов**

Данные для расчета

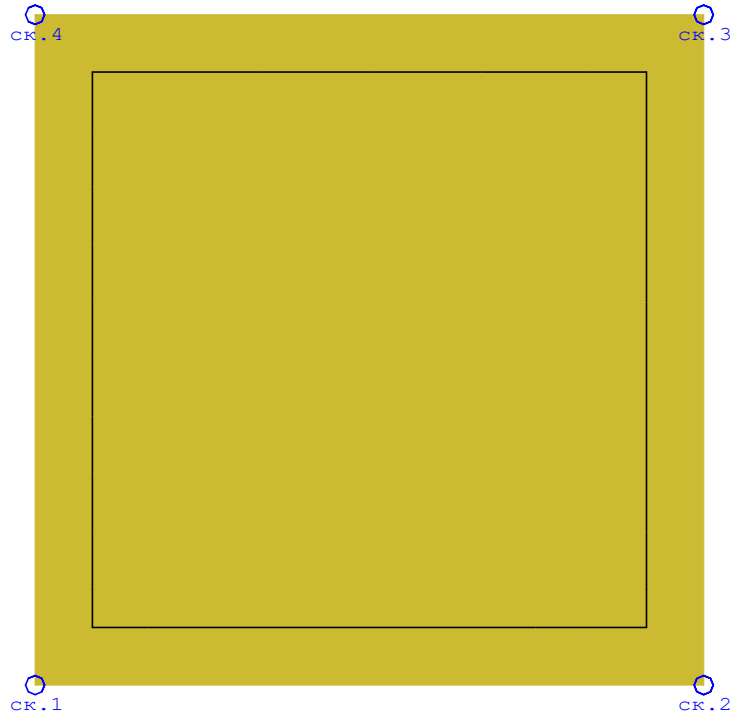


План площадки  
М = 1 : 158



План слоя 1  
 М = 1 :158

игэ 1



Колонны: положение  
и нумерация

№ кол.	№ грп.	х [м]	у [м]	№ кол.	№ грп.	х [м]	у [м]
1	1	0.0	0.0	2	1	5.0	0.0
3	1	10.0	0.0	4	1	0.0	5.0
5	1	5.0	5.0	6	1	10.0	5.0
7	1	0.0	10.0	8	1	5.0	10.0
9	1	10.0	10.0				

Грунт

№	Слой	Вид грунта
1	игэ 1	Глина

Нормативные значения характеристик по слоям

№	метка	γ [кН/м3]	Е [МПа]	φ [град]	с [кПа]	w <sub>p</sub> [%]	w <sub>L</sub> [%]
1	игэ 1	18.0	20.0	25.0	15.0	10.0	30.0

Скважины

№	координаты скважин и расположение слоев	
1	x=-2.00м	y=-2.00м
	z [м]	0.00
	№гр.	1
-----		
2	x=12.00м	y=-2.00м
	z [м]	0.00
	№гр.	1
-----		
3	x=12.00м	y=12.00м
	z [м]	0.00
	№гр.	1

4	x=-2.00м	y=12.00м
	z [м]	0.00
	№гр.	1

Координата z отсчитывается от подошвы фундамента.

Уровень грунтовых вод WL=100.00м

Нагрузки

№	№	N	Mx	My	Qx	Qy
нагр.	колонны	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кН]
1 Постоянная $\gamma_f=1.10$						
	1	1000.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	2	1000.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	3	1000.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	4	1000.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	5	1000.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	6	1000.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	7	1000.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	8	1000.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	9	1000.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2 Кратковрем. $\gamma_f=1.30$						
	1	10.0	-15.0	15.0	20.0	-10.0
	2	10.0	-15.0	0.0	5.0	-10.0
	3	10.0	-15.0	-15.0	-10.0	-10.0
	4	10.0	0.0	15.0	20.0	0.0
	5	10.0	3.8	3.8	7.5	2.5
	6	10.0	7.5	-7.5	-5.0	5.0
	7	10.0	15.0	15.0	20.0	10.0
	8	10.0	22.5	7.5	10.0	15.0
	9	10.0	30.0	0.0	0.0	20.0
3 Длительная $\gamma_f=1.05$						
	1	200.0	30.0	-30.0	-40.0	-40.0
	2	200.0	30.0	0.0	0.0	-40.0
	3	200.0	30.0	30.0	40.0	-40.0
	4	200.0	0.0	-30.0	-40.0	0.0
	5	200.0	0.0	-7.5	-10.0	0.0
	6	200.0	0.0	15.0	20.0	0.0
	7	200.0	-30.0	-30.0	-40.0	40.0
	8	200.0	-30.0	-15.0	-20.0	40.0
	9	200.0	-30.0	0.0	0.0	40.0

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

Вид свай висячие забивные железобетонные сваи

Свая погружается молотом

Принимается шарнирное сопряжение свай с ростверком

Глубина заложения ростверка

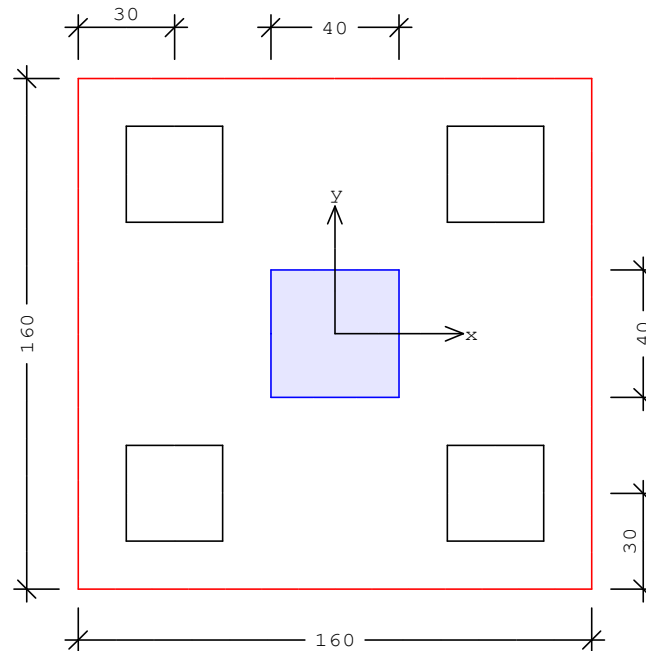
от поверхности рельефа  $d_n = 3.00$  м  
 от уровня планировки  $d_0 = 3.00$  м

Материал ростверка

Бетон В 25 (тяжелый)  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -  
 Продольная арматура А500  
 Косвенная арматура А400  
 Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 13.05$  МПа  
 $\gamma_b R_{bt} = 0.95$  МПа  
 Сопротивление арматуры  $R_s = 435$  МПа  
 $R_{sc} = 400$  МПа  
 $R_{s,xy} = 350$  МПа

Материал сваи	Бетон	В 25 (тяжелый)	
	Коэффициент условий работы	$\gamma_b$	= 0.900 -
	Арматура	A500	
	Соппротивление бетона	$\gamma_b R_b$	= 13.05 МПа
	Соппротивление арматуры	$R_s$	= 435 МПа
		$R_{sc}$	= 400 МПа

План фундамента

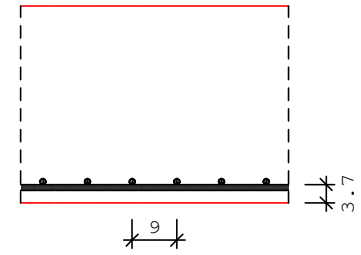
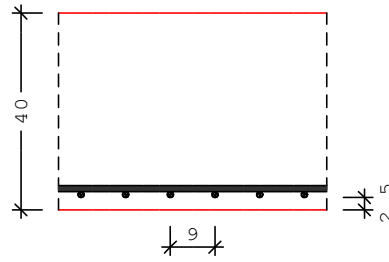


Размеры сечения колонны	$c_x$	= 40	см
	$c_y$	= 40	см
Размеры ростверка	$l_x$	= <b>160</b>	см
	$l_y$	= <b>160</b>	см
Толщина ростверка	$h$	= <b>40</b>	см
Число свай	$n$	= <b>4</b>	-
Расстояние от грани ростверка до осей крайних свай	по оси x	$a_x$	= 30.0 см
	по оси y	$a_y$	= 30.0 см
Ширина сечения сваи	$d$	= <b>30</b>	см
Наименьшее расстояние между осями свай	$a_{min}$	= 100	см
Длина сваи	$l$	= <b>3.50</b>	м

Арматура в ростверке по осям x и y

Ось	Арматура	$d_s$ [мм]	Шаг [см]	Число стерж.	$A_s$ [см <sup>2</sup> ]	$a_s$ [мм]	$h_0$ [см]	$\mu$ [%]
x *	нижняя	12	9	18	20.36	25	36.9	0.34
y *	нижняя	12	9	18	20.36	37	35.7	0.36

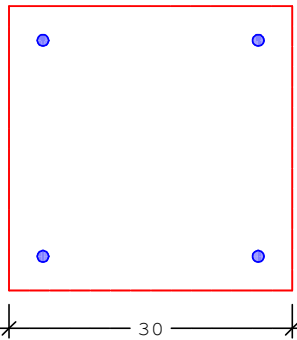
\* арматура подобрана с учетом ограничения ширины раскрытия трещин



Арматура в свае

Число стержней  
 Диаметр стержней  
 Защитный слой бетона

$n_s = 4$  -  
 $d_s = 12$  мм  
 $a_z = 30$  мм



Стержни: 4  $\Phi 12$   
 Защитный слой:  
 $a_z = 30$  мм

Вес ростверка и сваи не учитывается.

**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

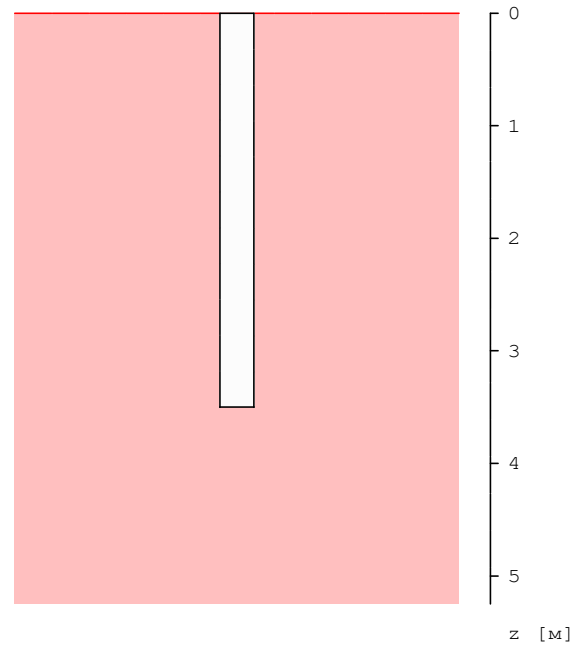
Колонна 1

Удельный вес грунта выше уровня подошвы ростверка  
 нормативное значение  $\gamma_{0n} = 0.0$  кН/м<sup>3</sup>  
 расчетное значение  $\gamma_0 = 0.0$  кН/м<sup>3</sup>

Толщина слоев

Слой	h [м]	Вид грунта
1		Глина полутвердая

Схема геологического разреза



Комбинация нагрузок	Номер нагрузки (Коэффициент)	
	1 (1.10)	3 (1.05)

Нагрузка на фундамент	N	H <sub>x</sub>	H <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
	[кН]	[кН]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	1310.0	-42.0	-42.0	-31.5	-31.5

Условие прочности  $N_0 \gamma_n \gamma_c, g / F_d =$   
 $375.8 * 1.00 * 1.40 / 530.3 = 0.992 \leq 1$

**Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи**

Колонна 9

Комбинация нагрузок	Номер нагрузки (Коэффициент)		
	1 (1.10)	2 (1.30)	3 (1.05)

Нагрузка на фундамент	N	H <sub>x</sub>	H <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
	[кН]	[кН]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	1323.0		68.0	-7.5	

Условие допустимости  $p / p_u = 17.0 / 59.9 = 0.283 \leq 1$

**Проверка прочности материала сваи**

Колонна 1

Комбинация нагрузок	Номер нагрузки (Коэффициент)		
	1 (1.10)	2 (1.30)	3 (1.05)

Нагрузка на фундамент	N	H <sub>x</sub>	H <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
	[кН]	[кН]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	1323.0	-16.0	-55.0	-12.0	-12.0

Сжимающая сила  $N_0 / N_{0u} = 375.8 / 996.0 = 0.377 \leq 1$

Момент M<sub>x</sub>  $M_x / M_{xu} = 9.0 / 23.7 = 0.377 \leq 1$

Момент  $M_y$   $M_y / M_{yu} = 9.0 / 23.7 = 0.377 \leq 1$

**Проверка допустимости перемещения и угла поворота головы сваи**

Колонна 9

Комбинация нагрузок	Номер нагрузки (Коэффициент)		
	1 (1.00)	2 (1.00)	3 (1.00)

Нагрузка на фундамент	N	$H_x$	$H_y$	$M_x$	$M_y$
	[кН]	[кН]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	1210.0		60.0		

Перемещение  $u_0 / u_u = 0.55 / 3.00 = 0.183 \leq 1$

Угол поворота  $\psi_0 / \psi_u = 0.0027 / 0.0050 = 0.533 \leq 1$

**Проверка трещиностойкости сваи**

Колонна 1

Комбинация нагрузок	Номер нагрузки (Коэффициент)		
	1 (1.00)		3 (1.00)

Нагрузка на фундамент	N	$H_x$	$H_y$	$M_x$	$M_y$
	[кН]	[кН]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	1200.0	-40.0	-40.0	-30.0	-30.0

Образование трещин	$N/N_{crc}$	$M_x/M_{x,crc}$	$M_y/M_{y,crc}$	Трещины
	1.000	0.538	0.538	<b>не образуются</b>

**Проверка допустимости осадок свай в кусте**

Колонна 1

Комбинация нагрузок	Номер нагрузки (Коэффициент)		
	1 (1.00)		3 (1.00)

Нагрузка на фундамент	N	$H_x$	$H_y$	$M_x$	$M_y$
	[кН]	[кН]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	1200.0	-40.0	-40.0	-30.0	-30.0

Условие допустимости  $s / s_u = 1.26 / 8.0 = 0.157 \leq 1$

**Проверка прочности сечений ростверка, нормальных к осям x и y**

Колонна 1

Комбинация нагрузок	Номер нагрузки (Коэффициент)		
	1 (1.10)		3 (1.05)

Нагрузка на фундамент	N	$H_x$	$H_y$	$M_x$	$M_y$
	[кН]	[кН]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	1310.0	-42.0	-42.0	-31.5	-31.5

Условие прочности	Ось	M	$M_u$	$M/M_u \leq 1$
		[кНм]	[кНм]	
	x	211.0	307.3	<b>0.687</b> $\leq 1$
	y	211.0	296.6	<b>0.711</b> $\leq 1$

**Проверка ширины раскрытия трещин в ростверке, нормальных к осям x и y**

Колонна 1

Комбинация нагрузок	Номер нагрузки (Коэффициент)		
	1 (1.00)		3 (1.00)

Нагрузка на фундамент	N [кН]	H <sub>x</sub> [кН]	H <sub>y</sub> [кН]	M <sub>x</sub> [кНм]	M <sub>y</sub> [кНм]
	1200.0	-40.0	-40.0	-30.0	-30.0

Ширина раскрытия трещин	Ось	M [кНм]	M <sub>l</sub> [кНм]	M <sub>срс</sub> [кНм]	a <sub>c1</sub> [мм]	a <sub>c2</sub> [мм]
	x	193.8	193.8	123.6	<b>0.189</b>	<b>0.189</b>
	y	193.8	193.8	122.2	<b>0.198</b>	<b>0.198</b>

**Проверка прочности сечений ростверка, наклонных к осям x и y**

Колонна 1

Комбинация нагрузок	Номер нагрузки (Коэффициент)	
	1 (1.10)	3 (1.05)

Нагрузка на фундамент	N [кН]	H <sub>x</sub> [кН]	H <sub>y</sub> [кН]	M <sub>x</sub> [кНм]	M <sub>y</sub> [кНм]
	1310.0	-42.0	-42.0	-31.5	-31.5

Условия прочности  $Q_x / Q_{bx} = 703 / 1395 = 0.504 \leq 1$   
 $Q_y / Q_{by} = 703 / 1349 = 0.521 \leq 1$

**Проверка прочности ростверка на смятие колонной**

Колонна 1

Комбинация нагрузок	Номер нагрузки (Коэффициент)		
	1 (1.10)	2 (1.30)	3 (1.05)

Нагрузка на фундамент	N [кН]	H <sub>x</sub> [кН]	H <sub>y</sub> [кН]	M <sub>x</sub> [кНм]	M <sub>y</sub> [кНм]
	1323.0	-16.0	-55.0	-12.0	-12.0

Условие прочности  $N / N_b = 1323 / 3758 = 0.352 \leq 1$

**Проверка прочности ростверка на продавливание колонной**

Колонна 1

Комбинация нагрузок	Номер нагрузки (Коэффициент)		
	1 (1.10)	3 (1.05)	

Нагрузка на фундамент	N [кН]	H <sub>x</sub> [кН]	H <sub>y</sub> [кН]	M <sub>x</sub> [кНм]	M <sub>y</sub> [кНм]
	1310.0	-42.0	-42.0	-31.5	-31.5

Условие прочности  $F / F_{ult} + M_x / M_{x,ult} + M_y / M_{y,ult} = 0.7173 + 0.0941 + 0.0941 = 0.905 \leq 1$

**Проверка прочности ростверка на продавливание угловой сваей**

Колонна 1

Комбинация нагрузок	Номер нагрузки (Коэффициент)		
	1 (1.10)	3 (1.05)	

Нагрузка на фундамент	N [кН]	H <sub>x</sub> [кН]	H <sub>y</sub> [кН]	M <sub>x</sub> [кНм]	M <sub>y</sub> [кНм]
	1310.0	-42.0	-42.0	-31.5	-31.5

Условие прочности  $F / F_{ult} + M_x / M_{x,ult} + M_y / M_{y,ult} = 0.3752 + 0.0938 + 0.0938 = 0.563 \leq 1$

**Работоспособность фундамента обеспечена**



Расчет выполнен модулем 538 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

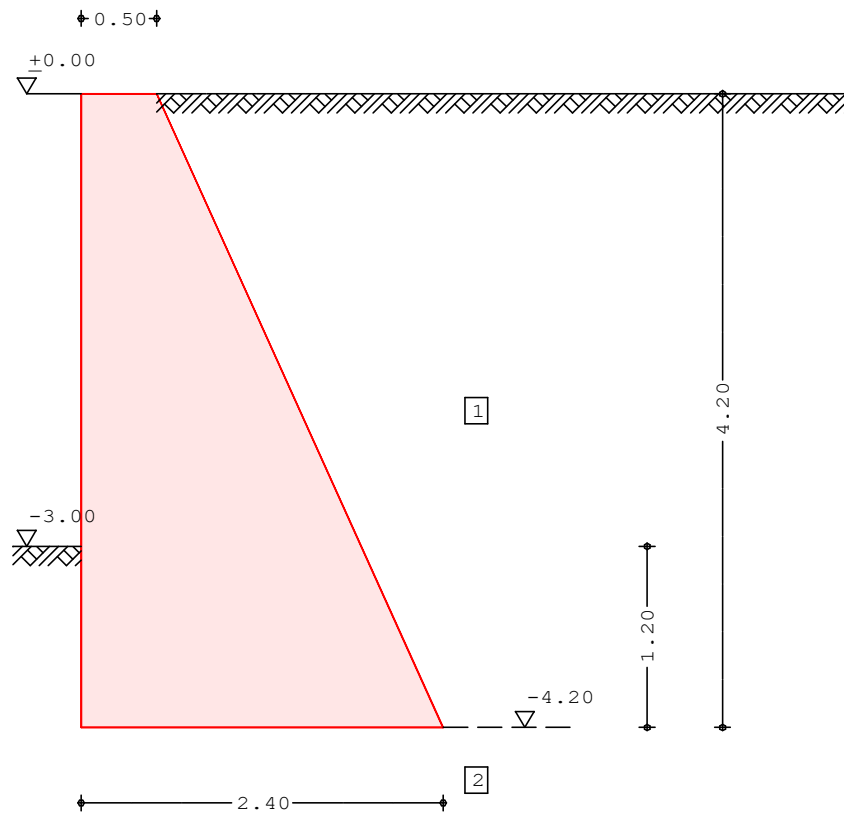
**Поз. t542**

**Массивная подпорная стенка. Пример 1 Пособия**

Расчётная схема

Размеры стенки и грунт

M = 1 : 50



Геометрия	Высота стенки	$h$	=	4.20	м	
	Толщина стенки сверху	$b_v$	=	0.50	м	
	Толщина стенки внизу	$b_n$	=	2.40	м	
	Наклон задней поверхности	$\epsilon$	=	24.34	°	
	Удельный вес стенки	$\gamma$	=	17.10	кН/м <sup>3</sup>	
Поверхность	слева:	глубина заложения стенки	$d$	=	1.20	м
	справа:	горизонтальна				

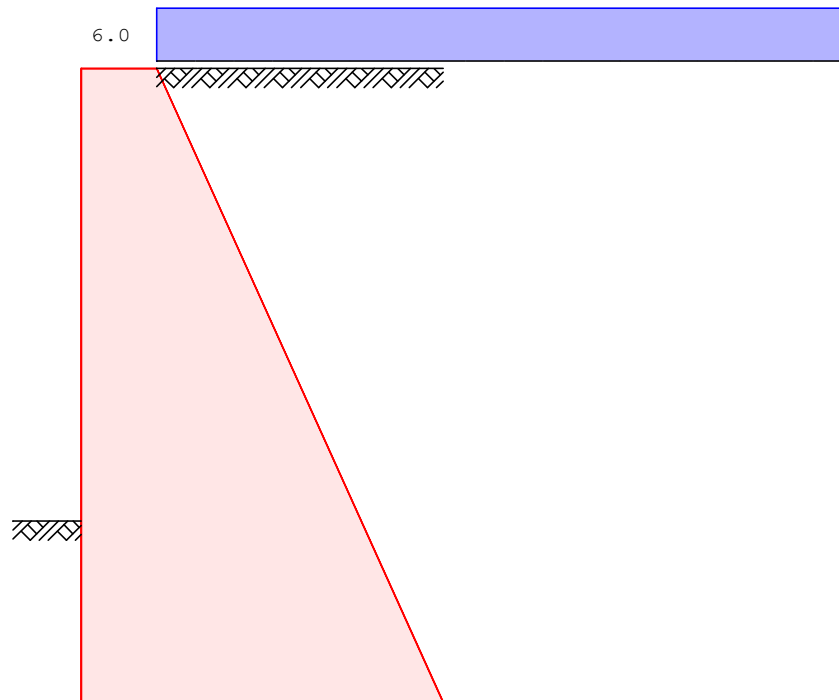
Характерист. слоев	слой	выс. [м]	уд.вес [кН/м <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]	$\delta_a$ [°]	$\delta_p$ [°]	$c$ [кН/м <sup>2</sup> ]
	1	4.20	18.00	26.00	26.00	0.00	0.00
	2	10.00	18.9/11.2	22.73	15.15	-16.67	8.00

Угол трения подошвы  $\delta_{sf} = \varphi$

Нагружение

Нагрузки

M = 1 : 50



Вид нагрузки	место прилож.	a [м]	s [м]	p [кН/м2]	P [кН/м]
равномерн.	на пов.			6.00	

Уровень воды

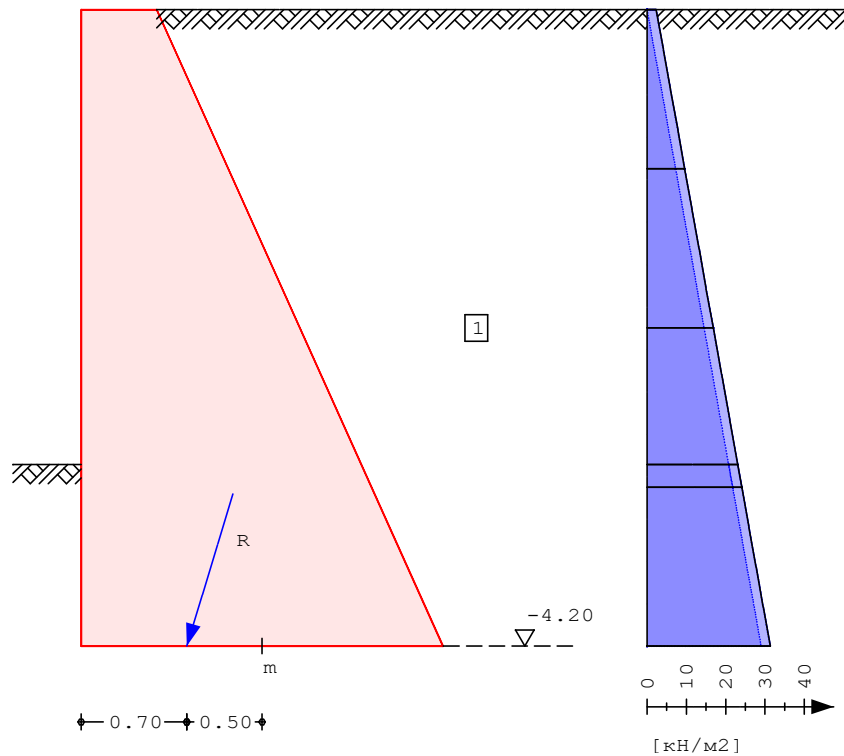
расст. от верха стены справа  $w_r$  = 12.00 м  
 расст. от верха стены справа  $w_l$  = 12.00 м

Давление грунта

активное давление грунта для расчета устойчивости  
 с учетом сопротивления грунта с лицевой стороны.  
 наклон поверхности сдвига  $\theta$  = 57.50 °

Давление грунта на стенку

М = 1 : 50



Давление грунта на стенку

Граница слоя	Отметка [м]	$eagh$ [кН/м <sup>2</sup> ]	$eaph$ [кН/м <sup>2</sup> ]	$ph$ [кН/м <sup>2</sup> ]	$ephr$ [кН/м <sup>2</sup> ]
1а верхн.	-0.00	-0.00	2.30	0.00	
нижн.	-1.05	7.26	2.30	0.00	
1b верхн.	-1.05	7.26	2.30	0.00	
нижн.	-2.10	14.51	2.30	0.00	
1c верхн.	-2.10	14.51	2.30	0.00	
нижн.	-3.00	20.73	2.30	0.00	0.00
нижн.	-3.15	21.77	2.30	0.00	-2.70
1d верхн.	-3.15	21.77	2.30	0.00	-2.70
нижн.	-4.20	29.02	2.30	0.00	-21.60

Результ. усилия на стенку

Граница слоя	Отметка [м]	$Eagh$ [кН/м]	$Eaph$ [кН/м]	$Fwh$ [кН/м]	$Eah$ [кН/м]
1а нижн.	-1.05	3.81	2.42	0.00	6.23
1b нижн.	-2.10	15.24	4.84	0.00	20.07
1c нижн.	-3.15	34.28	7.26	0.00	41.54
1d нижн.	-4.20	60.94	9.67	0.00	70.62

Собственный вес стенки	G	=	104.14	кН/м
Верт. составл. акт. давления	$Eav$	=	85.18	кН/м
-----				
Сумма вертикальных сил	V	=	189.32	кН/м
Гориз. составл. акт. давления	$Eah$	=	70.62	кН/м
Гориз. составл. пас. давления	$Ephr$	=	-12.96	кН/м
-----				
Сумма горизонтальных сил	H	=	57.66	кН/м
Сумма моментов	Mm	=	94.54	кНм/м

Подошва стенки

Равнодействующая	R	=	197.90	кН/м
Угол наклона равнодейств.	$\delta_R$	=	16.94	°
Допуст. эксцентриситет d/3	e доп.	=	0.80	м
Эксцентриситет равнодейств.	e	=	0.50	м
Приведенная ширина подошвы	b'	=	1.40	м

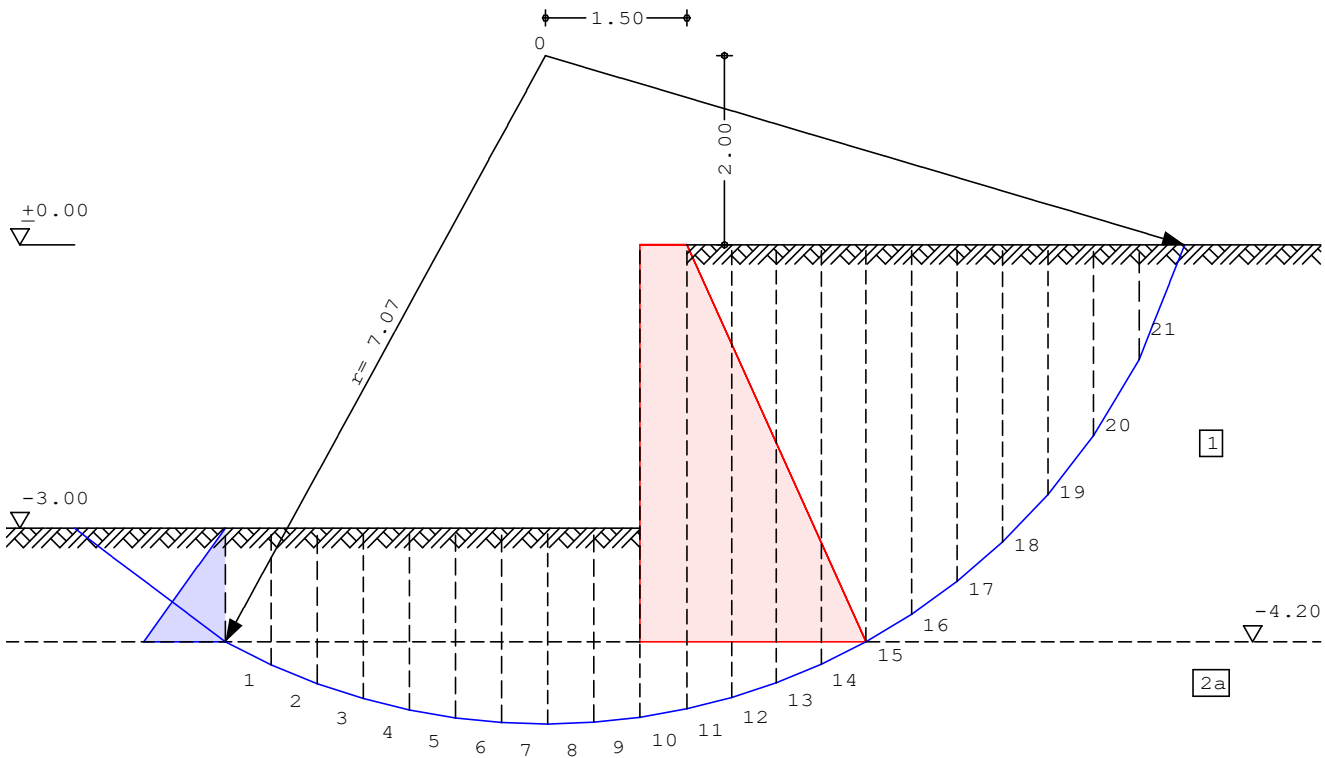
Момент опрокидывающих сил  $M_k = 105.63$  кНм/м  
 Момент удерживающих сил  $M_s = 238.28$  кНм/м  
 $M_k = 105.6 < (0.90/1.10)M_s = 195.0$  **Условие выполнено**  
 Предельное сопротивл. грунта  $N_u = 271.58$  кН/м  
 $F_v = 189.3 < (0.90/1.10)N_u = 222.2$  **Условие выполнено**  
 Наименьшая удерживающая сила  $F_{sr} = 104.26$  кН/м  
 реализуется при угле  $\beta = 0.00^\circ$   
 Пассивное сопротивление  $E_r = 12.96$  кН/м  
 $F_{sa} = 70.62 < (0.90/1.10)F_{sr} = 85.30$  **Условие выполнено**

Устойчивость грунта на сдвиг по круглоцилиндрической поверхности.

Количество исследованных окружностей = 228

Определяющая окружность координаты центра  $x = -1.50$  м  
 $y = 2.00$  м  
 радиус  $r = 7.07$  м

$M = 1 : 80$



N	Слой 1 $\gamma=18.0$		Слой 2а $\gamma=18.9$		Слой 2б $\gamma=11.2$	
	высота [м]	$\rho$ [кН/м <sup>2</sup> ]	высота [м]	$\rho$ [кН/м <sup>2</sup> ]	высота [м]	$\rho$ [кН/м <sup>2</sup> ]
1	1.20	21.60	0.12	2.31	-	-
2	1.20	21.60	0.34	6.49	-	-
3	1.20	21.60	0.52	9.87	-	-
4	1.20	21.60	0.66	12.51	-	-
5	1.20	21.60	0.76	14.44	-	-
6	1.20	21.60	0.83	15.70	-	-
7	1.20	21.60	0.86	16.32	-	-
8	1.20	21.60	0.86	16.29	-	-
9	1.20	21.60	0.83	15.62	-	-
10	-	-	0.76	14.27	-	-
11	0.53	9.45	0.65	12.28	-	-
12	1.58	28.35	0.51	9.66	-	-
13	2.62	47.25	0.34	6.34	-	-
14	3.68	66.15	0.12	2.25	-	-
15	4.05	72.98	-	-	-	-
16	3.74	67.24	-	-	-	-
17	3.35	60.37	-	-	-	-
18	2.89	52.11	-	-	-	-
19	2.33	41.99	-	-	-	-

20	1.62	29.11	-	-	-	-
21	0.61	10.91	-	-	-	-

N	Бетон	gam=17.1
	высота	g
	[м]	[кН/м2]
1	-	-
2	-	-
3	-	-
4	-	-
5	-	-
6	-	-
7	-	-
8	-	-
9	-	-
10	4.20	71.82
11	3.67	62.84
12	2.62	44.89
13	1.58	26.93
14	0.52	8.98
15	-	-
16	-	-
17	-	-
18	-	-
19	-	-
20	-	-
21	-	-

N	Сумм. g	Ширина	Собств.	Нагруз.	G	theta
	[кН/м2]	[м]	[кН/м]	[кН/м]	[кН/м]	[°]
1	23.91	0.49	11.69	-	11.69	-26.53
2	28.09	0.49	13.74	-	13.74	-22.17
3	31.47	0.49	15.39	-	15.39	-17.95
4	34.11	0.49	16.68	-	16.68	-13.83
5	36.04	0.49	17.62	-	17.62	-9.78
6	37.30	0.49	18.24	-	18.24	-5.78
7	37.92	0.49	18.54	-	18.54	-1.80
8	37.89	0.49	18.52	-	18.52	2.16
9	37.22	0.49	18.19	-	18.19	6.14
10	86.09	0.50	43.05	-	43.05	10.19
11	84.58	0.48	40.17	-	40.17	14.23
12	82.90	0.48	39.38	-	39.38	18.25
13	80.52	0.48	38.25	-	38.25	22.35
14	77.37	0.48	36.75	1.80	38.55	26.59
15	72.98	0.48	35.27	2.90	38.16	31.02
16	67.24	0.48	32.49	2.90	35.39	35.72
17	60.37	0.48	29.17	2.90	32.07	40.72
18	52.11	0.48	25.18	2.90	28.08	46.13
19	41.99	0.48	20.29	2.90	23.19	52.14
20	29.11	0.48	14.07	2.90	16.96	59.16
21	10.91	0.48	5.27	2.90	8.17	68.27

N	G*sin(theta)	phi	c	T
	[кН/м]	[°]	[кН/м2]	[кН/м]
1	-5.22	22.73	8.00	11.06
2	-5.18	22.73	8.00	11.47
3	-4.74	22.73	8.00	11.72
4	-3.99	22.73	8.00	11.87
5	-2.99	22.73	8.00	11.91
6	-1.84	22.73	8.00	11.87
7	-0.58	22.73	8.00	11.76
8	0.70	22.73	8.00	11.58
9	1.95	22.73	8.00	11.33
10	7.61	22.73	8.00	21.53
11	9.88	22.73	8.00	20.15
12	12.33	22.73	8.00	19.92
13	14.55	22.73	8.00	19.65

14	17.26	22.73	8.00	20.09
15	19.67	26.00	-	18.81
16	20.66	26.00	-	17.94
17	20.92	26.00	-	16.90
18	20.24	26.00	-	15.59
19	18.31	26.00	-	13.85
20	14.57	26.00	-	11.28
21	7.59	26.00	-	6.55
	161.68			306.83

Момент от тангенциальных сил  $r*STi = 2169.65$  кНм/м  
 от собственн. веса и нагруз.  $r*SGi = 1143.27$  кНм/м  
 $M_{сдв} = 1143.3 < ( 0.90 / 1.10 ) M_{соп} = 1775.17$

**Условие выполнено**

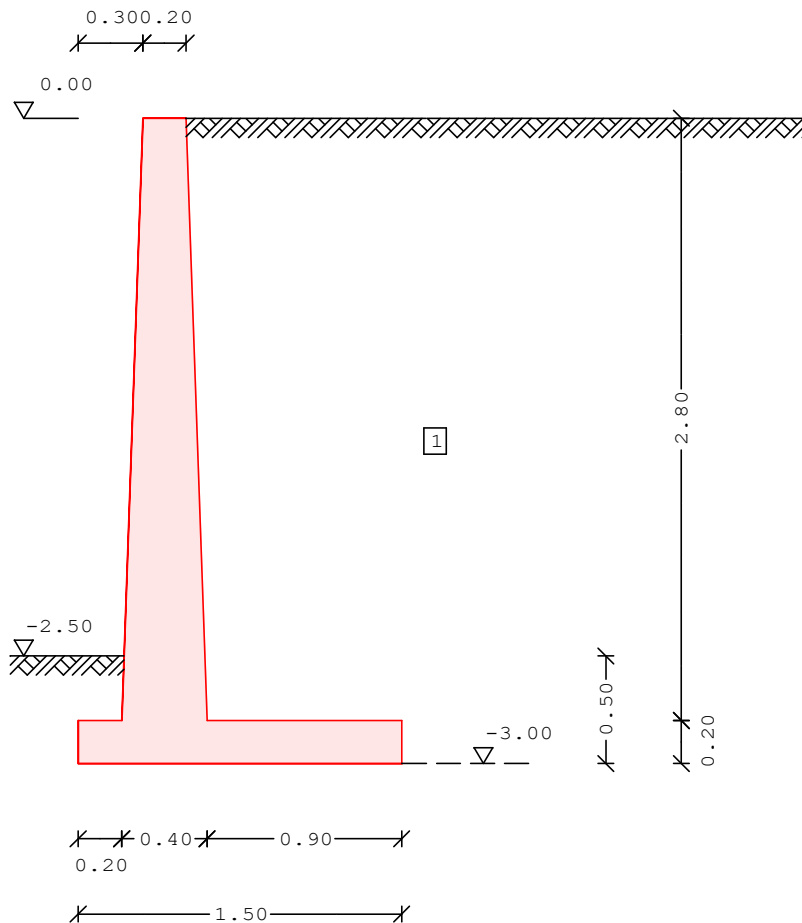
Расчет выполнен модулем 542 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t543**

**Подпорная стенка на сваях**

Расчётная схема

Размеры стенки



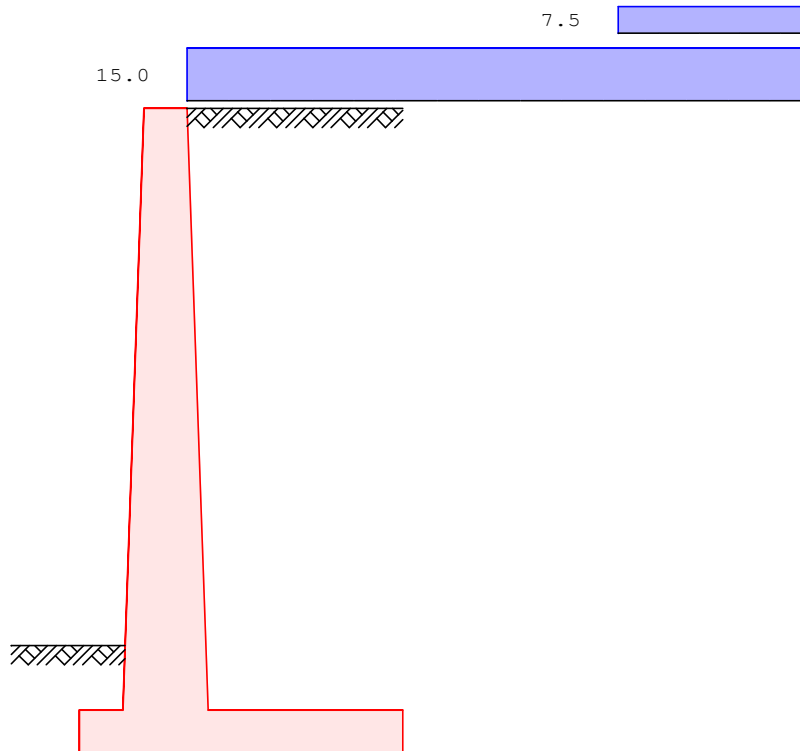
Высота стенки	$h_s$	=	3.00	м
Длина передней консоли	$l_v$	=	0.20	м
Длина задней консоли	$l_r$	=	0.90	м

Толщина ростверка	$h_r$	=	0.20	м
Толщина стенки сверху	$d_o$	=	0.20	м
Толщина стенки внизу	$d_u$	=	0.40	м
Наклон передней грани	$\alpha'$	=	2.00	°
Наклон задней грани	$\alpha$	=	2.00	°
Удельный вес стенки	$\gamma$	=	25.0	кН/м <sup>3</sup>
Поверхность слева: глубина заложения стенки	$h_0$	=	0.50	м
справа: горизонтальная				

Расчетные значения  
 грунт засыпки

толщ. [м]	уд.вес [кН/м <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$\delta_a$ [°]	$\delta_p$ [°]	c [кПа]
3.00	22.00	25.45	16.97	-16.97	2.00

Нагружение



Вид нагрузки	место прилож.	a [м]	s [м]	p [кПа]	P [кН/м]
равномерн.	на пов.			15.00	
блоковая	на пов.	2.00	6.00	7.50	

Давление грунта

Активное давление грунта для расчета устойчивости без учета сопротивления грунта с лицевой стороны.  
 Наклон 1-й поверхн. сдвига  $\theta'$  = 71.57 °  
 Наклон 2-й поверхн. сдвига  $\theta$  = 55.16 °

Давление грунта на 1-ю поверхность

Граница слоя	Отметка [м]	$e_{agh}$ [кПа]	$e_{aph}$ [кПа]	$P_h$ [кПа]	$e_{phr}$ [кПа]
1 верхн. *	-0.00	0.00	4.71	0.00	
*	-0.39	1.73	5.21	0.00	
нижн.	-3.00	23.42	8.54	0.00	

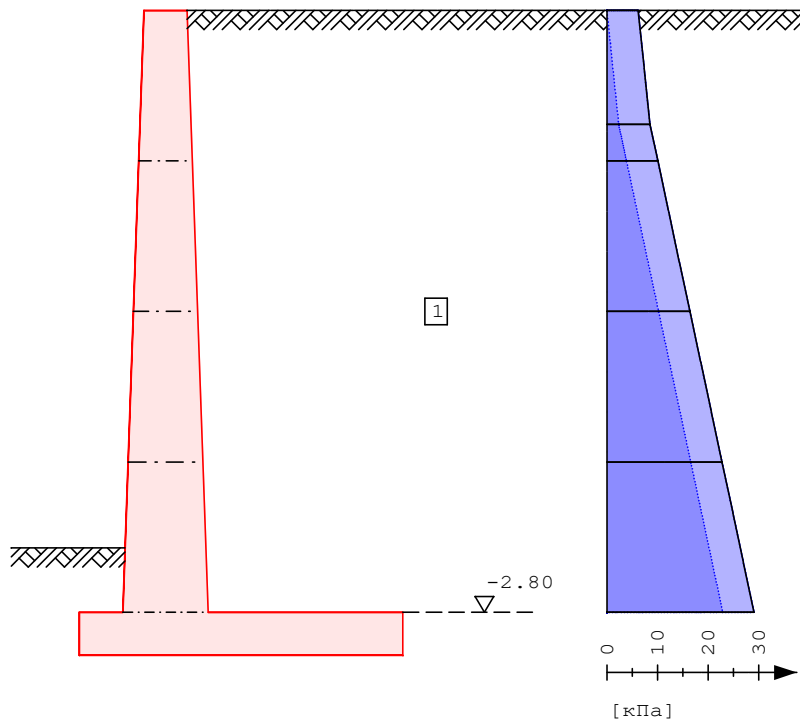
\* = Минимальное давление  $\lambda_{agh} = 0.20$

Граница слоя	Отметка [м]	$E_{agh}$ [кН/м]	$E_{aph}$ [кН/м]	$F_{wh}$ [кН/м]	$E_{ah}$ [кН/м]
1 нижн.	-3.00	33.12	19.88	0.00	53.00

Собственный вес стенки	G	=	28.34	кН/м
Вес грунта справа от стенки	G <sub>br</sub>	=	25.74	кН/м
Вес грунта слева от стенки	G <sub>bl</sub>	=	1.37	кН/м
Верт. составл. акт. давления	E <sub>av</sub>	=	50.99	кН/м
-----				
Сумма вертикальных сил	V	=	106.44	кН/м
Гориз. состав. акт. давления	E <sub>ah</sub>	=	53.00	кН/м
-----				
Сумма горизонтальных сил	H	=	53.00	кН/м
Сумма моментов	M	=	44.56	кНм/м

Расчет прочности

стенки  
 Давление грунта на стенку



Давление на стенку

Граница слоя	отметка [м]	e <sub>aqh</sub> [кПа]	e <sub>apv</sub> [кПа]	P <sub>h</sub> [кПа]	e <sub>ah</sub> [кПа]
1a верх *	-0.00	0.00	6.16	0.00	6.16
* низ	-0.53 -0.70	2.33 3.87	6.18 6.19	0.00 0.00	8.51 10.06
1b верх	-0.70	3.87	6.18	0.00	10.05
низ	-1.40	10.22	6.18	0.00	16.40
1c верх	-1.40	10.22	6.18	0.00	16.40
низ	-2.10	16.56	6.18	0.00	22.75
1d верх	-2.10	16.56	6.18	0.00	22.75
низ	-2.80	22.91	6.18	0.00	29.09

Усилия в сечении



Сечение [м]	объект	M [кНм/м]	Q [кН/м]
-0.70	стенка	1.74	5.47
-1.40	стенка	8.50	14.72
-2.10	стенка	23.25	28.43
-2.80	стенка	49.08	46.57
0.60	плита	-31.75	

Расчет арматуры

стенки по СП 63.13330.2018  
 Расстояние до оси арматуры  $a_c = 4.0$  см  
**Бетон В 25 (тяжелый)**  $\gamma_b = 0.900$   
**Арматура: продольн./попер. А500/А400**

Продольная арматура

Сечение [м]	M [кНм/м]	N [кН/м]	h0 [см]	As [см <sup>2</sup> /м]	As' [см <sup>2</sup> /м]
-0.70 с	1.74	4.12	24.9	0.14	0.00
-1.40 с	8.50	9.23	29.8	0.64	0.00
-2.10 с	23.25	15.34	34.7	1.57	0.00
-2.80 с	49.08	22.47	39.6	2.95	0.00

Максимальная арматура стенки:

справа d=12мм с шагом 330мм  
 слева d=12мм с шагом 1000мм

Арматура плиты

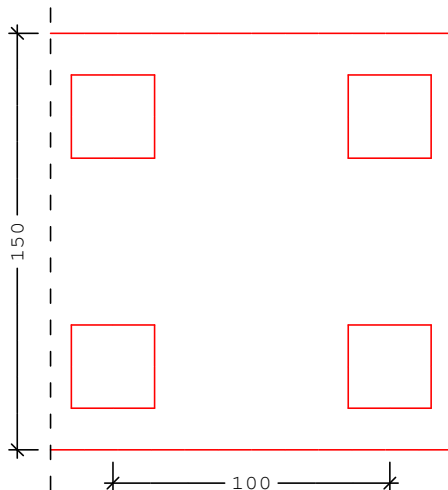
сверху d=12мм с шагом 250мм

Поперечная арматура

Сечение [м]	Q [кН/м]	N [кН/м]	Qb [кН/м]	c [см]	Asw/sw [см <sup>2</sup> /м]
-0.70	0.51	4.30	99.62	63.33	0.00
-1.40	4.85	9.45	122.72	78.11	0.00
-2.10	11.52	15.60	145.83	92.90	0.00
-2.80	20.90	22.77	168.92	107.72	0.00

Фундамент

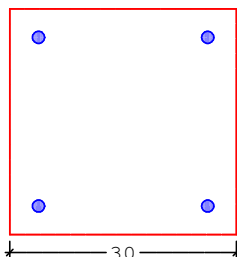
Свайная лента



Ширина ростверка  $b = 150$  см  
 Толщина ростверка  $h_r = 20$  см  
 Число рядов свай  $n = 2$  -  
 Рядовое размещение свай  
 Шаг свай в ряду  $s = 100$  см  
 Расстояние от грани ростверка до осей свай  
 $a = 30.0$  см  
 Вид свай забивные сваи

Свая погружается молотом

Ширина сечения сваи	d	=	30	см
Длина сваи	l	=	7.00	м
Арматура в свае	Число стержней	$n_s$	=	4
	Диаметр стержней	$d_s$	=	16
	Защитный слой бетона	$a_s$	=	30



Стержни: 4  $\Phi 16$   
 Защитный слой:  
 $a_s = 30$  мм

Грунт

Слой	Название слоя	h [м]	Вид грунта
1	bbb	3.00	Суглинок просадочный
2	sss	10.00	Песок крупный средней плотности

Удельный вес  
грунта

Слой	W [%]	e [-]	$S_r$ [-]	$\gamma_s$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [кН/м <sup>3</sup> ]
1	5.0	0.37	0.36	26.0	20.0	21.7
2	4.0	0.56	0.19	27.0	18.0	

$\gamma_{sat}$  - удельный вес водонасыщенного грунта

Консистенция  
глинистого грунта

Слой	$W_p$ [%]	$W_L$ [%]	$I_p$ [%]	$I_L$ [-]	$I_{Lsat}$ [-]
1	9.0	19.0	10.0	-0.40	0.36

$I_{Lsat}$  - показатель текучести водонасыщенного грунта

Примечание

Сопротивление просадочного грунта определяется при показателе текучести  $I_{Lsat}$

Примечание

При определении сопротивления просадочного грунта значение  $I_{Lsat}$  принимается не менее 0.4

Кoeff. надежности

Слой	$\gamma_g(c)$	$\gamma_g(\phi)$	$\gamma_g(\gamma)$
1	1.50	1.15	1.10
2	1.50	1.10	1.10

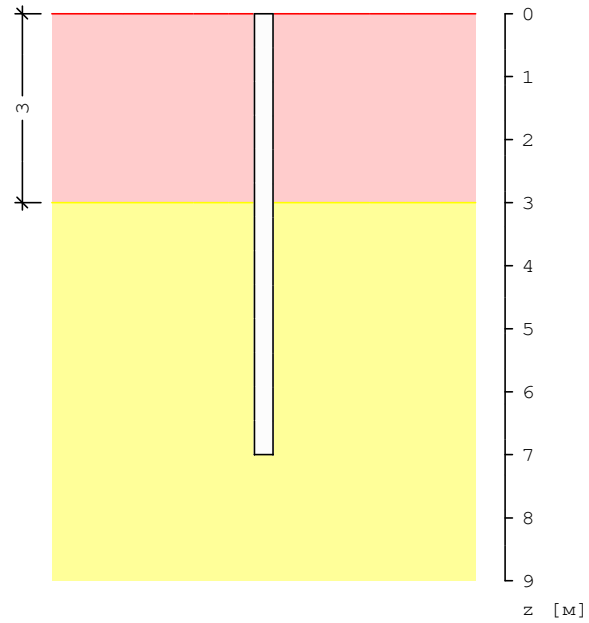
Характеристики  
грунта

Слой	$c_{II}$ [кПа]	$\phi_{II}$ [град]	$\gamma_{II}$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$c_I$ [кПа]	$\phi_I$ [град]	$\gamma_I$ [кН/м <sup>3</sup> ]
1	7.0	37.0	21.7	4.7	32.2	19.7
2	7.0	27.0	18.0	4.7	24.5	16.4

Примечание

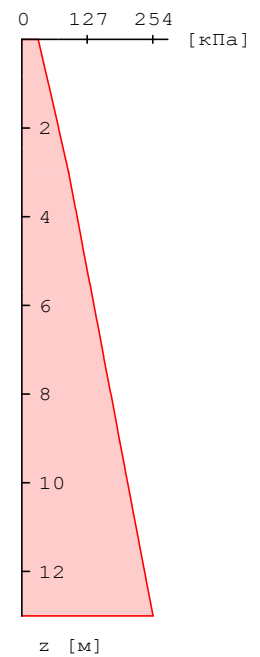
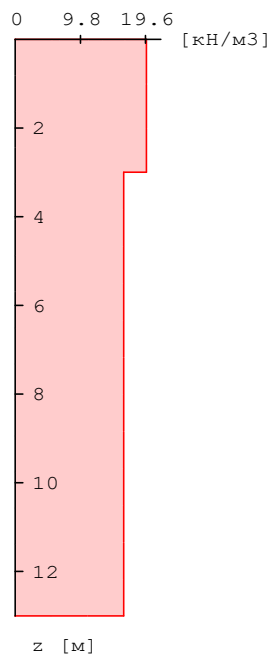
Значения  $c$  и  $\phi$  для просадочного грунта задаются для состояния грунта при полном водонасыщении

Схема геологического разреза



Удельный вес  $\gamma_I$

Напряжение от веса  $\sigma_{zg}$



Напряжение от веса грунта

Слой	$z_1$ [м]	$z_2$ [м]	$\sigma_{zg1}$ [кПа]	$\sigma_{zg2}$ [кПа]
1	0.00	3.00	31.8	91.1
2	3.00	13.00	91.1	254.7

Нагрузка на уровне подошвы

N [кН/м]	H [кН/м]	M [кНм/м]
106.44	53.00	-44.56

Вес свай  $G_c = 15.75$  кН  
 Коэффициент надежности  $\gamma_f = 1.10$  -

Нагрузка на сваю

$N_{max} = 102.73$  кН

$N_{min} = 3.70$  кН  
 $H = 26.50$  кН

Коэффициент нормативной нагрузки = 0.70 -

Расчет Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018

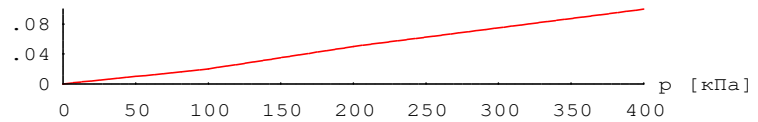
Материал ростверка Бетон В 25 (тяжелый)  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -  
 Арматура А500

Материал сваи Бетон В 25 (тяжелый)  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -  
 Арматура А500

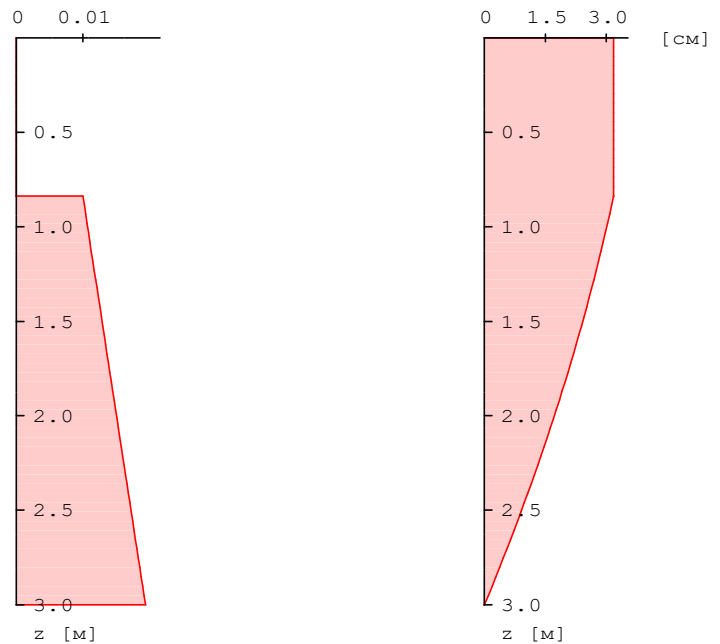
**Определение отрицательной силы трения просадочного грунта**

Слой	Относительная просадочность $\epsilon_{s1}$ (Давление p)
1	0.020 (100.0) 0.050 (200.0) 0.100 (400.0)

График зависимости  $\epsilon_{s1} = f(p)$



Относительная просадочность  $\epsilon_{s1}$       Просадка  $s_{s1}$



Тип грунтовых условий по просадочности I тип

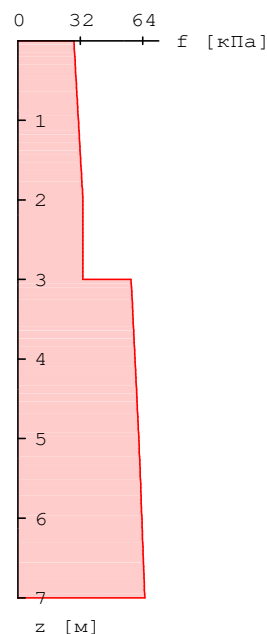
Отрицательная сила трения принимается равной нулю

**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

Сопротивление грунта под концом сваи  $R = 7.70$  МПа  
 при глубине заложения  $h = 10.00$  м

Коэффициент условий работы  $\gamma_{R,R} = 1.00$  -

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи  $f$



Сопротивление на боковой поверхности

$z_1$ [м]	$z_2$ [м]	$\gamma_{R,f}$ [-]	$f_1$ [кПа]	$f_2$ [кПа]
0.00	3.00	1.00	28.7	33.3
3.00	7.00	1.00	58.0	65.0

Примечание

Значение  $f$  увеличивается на 15% для супесей и суглинков при  $e < 0.5$  и для глин при  $e < 0.6$

Коэффициент условий работы сваи при сжатии

$$\gamma_c = 1.00 \quad -$$

Несущая способность сваи

$$F_d = F_{dR} + F_{df} = 693 + 411 = 1104 \quad \text{кН}$$

Условие прочности

$$N_0 \gamma_n \gamma_{c,g} / F_d =$$

$$120.1 * 1.00 * 1.40 / 1104 = \mathbf{0.152} \leq 1$$

**Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи**

Коэффициент постели

от z [м]	до z [м]	K [кН/м <sup>4</sup> ]	$c_z$ [кН/м <sup>3</sup> ]
0.00	3.00	4400	0 - 13200
3.00	7.00	9733	29200 - 68133

Примечание

Коэффициент постели  $c_z = Kz$

Условная ширина сваи  $b_p = 1.5d + 50 = 95.0$  см

Модуль упругости  $E = 30.00$  ГПа

Жесткость сваи  $EI = 20.25$  МНм<sup>2</sup>

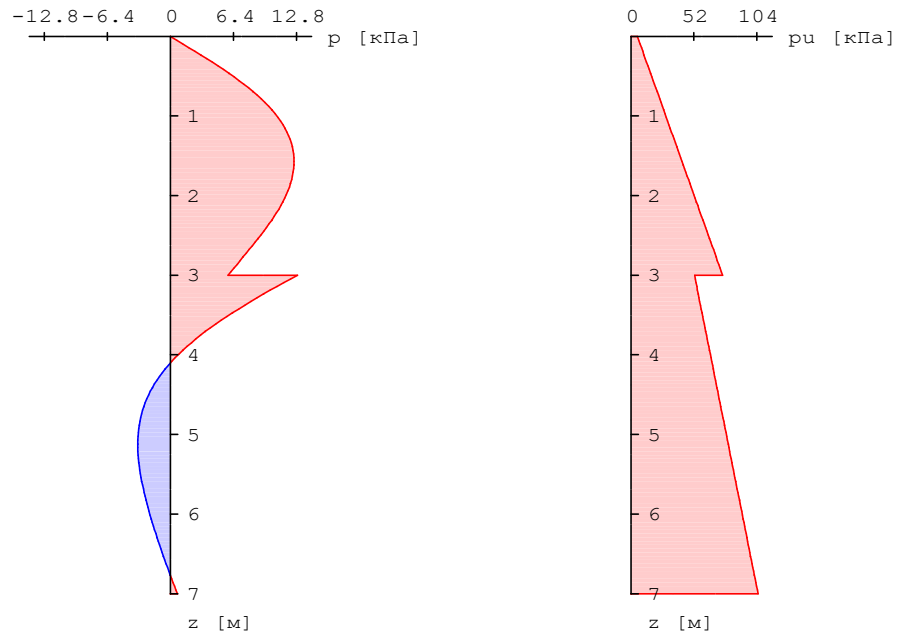
Коэффициент деформации  $\alpha_\varepsilon = 0.729$  1/м

при  $K = 4400$  кН/м<sup>4</sup>

$1\alpha_\varepsilon = 5.11$  -

Давление  $p$

Предельное давление  $p_u$



Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)

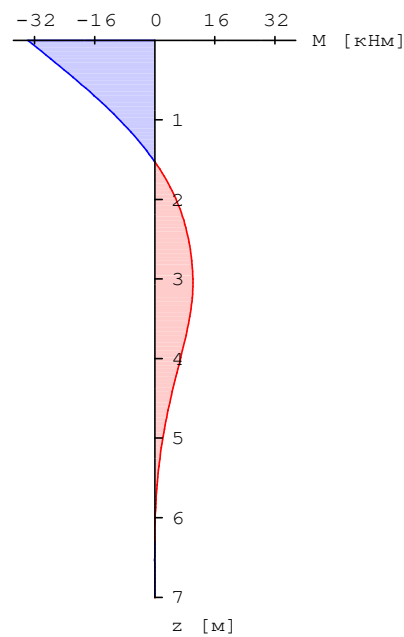
$$\eta_1 = 1.0 \quad \eta_2 = 0.400 \quad \xi = 0.6$$

\$\eta\_2\$ определяется по формуле (Б.9) приложения Б при  
 $n = 2.50$  -

Условие допустимости  $p / p_u = 11.7 / 32.7 = 0.357 \leq 1$   
 при  $z = 0.85 / \alpha_\varepsilon = 1.17$  м

**Проверка прочности материала сваи**

Изгибающий момент



Сжимающая сила  $N_0 / N_{0u} = 3.7 / 4.6 = 0.797 \leq 1$

Изгибающий момент  $M / M_u = 33.8 / 42.4 = 0.797 \leq 1$

**Определение длины анкеровки арматуры в верхнем сечении сваи**

Требуемая площадь арматуры  $A_s = 6.30$  см<sup>2</sup>

Длина анкеровки  $l_{an} = 577$  мм

Примечание Значение  $l_{an}$  определено для растянутых стержней

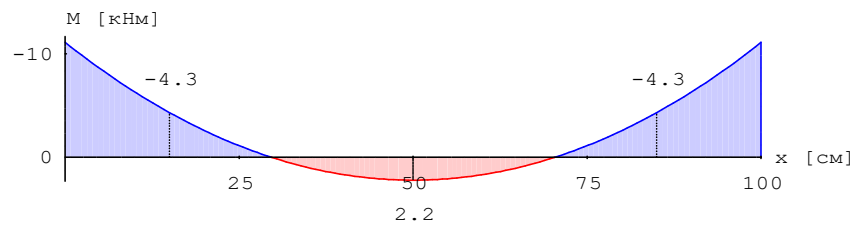
**Проверка трещиностойкости сваи**

Расчет по образованию трещин	N [кН]	M [кНм]	$N_{crс}$ [кН]	$M_{crс}$ [кНм]	Трещины
	2.6	-23.7	1.5	-13.7	образуются

Условие трещиностойкости  $a_{crс} / a_{crс,u} = 0.181 / 0.200 = 0.907 \leq 1$

**Расчет ростверка как многопролетной балки с учетом ширины опор**

Изгибающий момент	q [кН/м]	$M_o$ [кНм]	$M_{п}$ [кНм]
	106.4	-4.3	2.2

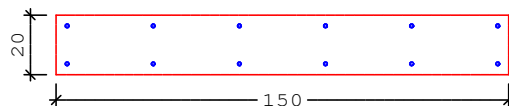


Требуемая площадь арматуры  
 верхней  $A_{св} = 0.61$  см<sup>2</sup>  
 нижней  $A_{сн} = 0.31$  см<sup>2</sup>

Подобранная арматура	Арматура	$n_s$	$d_s$ [мм]	$a_s$ [мм]	$A_s$ [см <sup>2</sup> ]
	верхняя	6	12	30	6.79
	нижняя	6	12	30	6.79

Примечание Учтено ограничение расстояния между осями стержней

Процент содержания арматуры  
 верхней  $\mu_{св} = 0.28$  %  
 нижней  $\mu_{сн} = 0.28$  %



**Проверка прочности ростверка**

$M_o / M_{u-} = 4.3 / 48.6 = 0.089 \leq 1$

$M_n / M_{u+} = 2.2 / 48.6 = 0.045 \leq 1$

**Проверка трещиностойкости ростверка**

Ширина раскрытия трещин

М [кНм]	$M_{срс}$ [кНм]	$a_{срс} / a_{срс, u}$
-3.0	-27.4	Трещины не образуются
1.5	27.4	Трещины не образуются

**Работоспособность фундамента обеспечена**

Расчет выполнен модулем 543 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

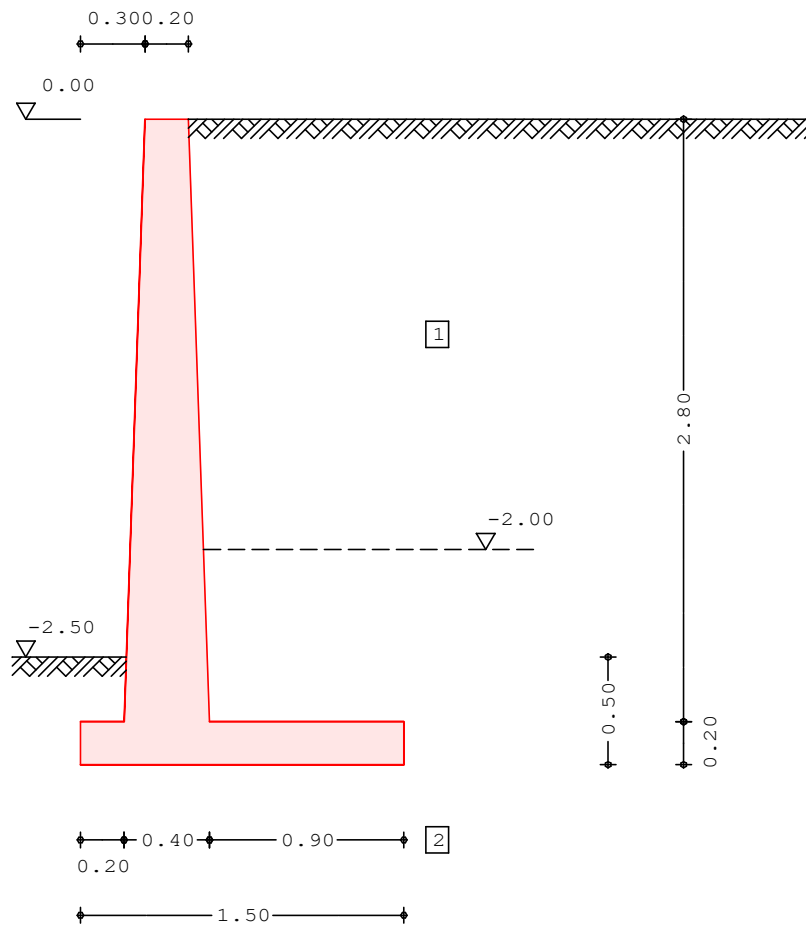
**Поз. t544**

**Подпорная стенка на сваях**

Расчётная схема

Размеры стенки

М = 1 : 35



Высота стенки	$h_s$	=	3.00	м
Длина передней консоли	$l_v$	=	0.20	м
Длина задней консоли	$l_r$	=	0.90	м
Толщина ростверка	$h_r$	=	0.20	м
Толщина стенки вверху	$d_o$	=	0.20	м
Толщина стенки внизу	$d_u$	=	0.40	м
Наклон передней грани	$\alpha'$	=	2.00	°
Наклон задней грани	$\alpha$	=	2.00	°
Удельный вес стенки	$\gamma$	=	25.0	кН/м <sup>3</sup>
Поверхность слева: глубина заложения стенки	$h_0$	=	0.50	м
справа: горизонтальная				

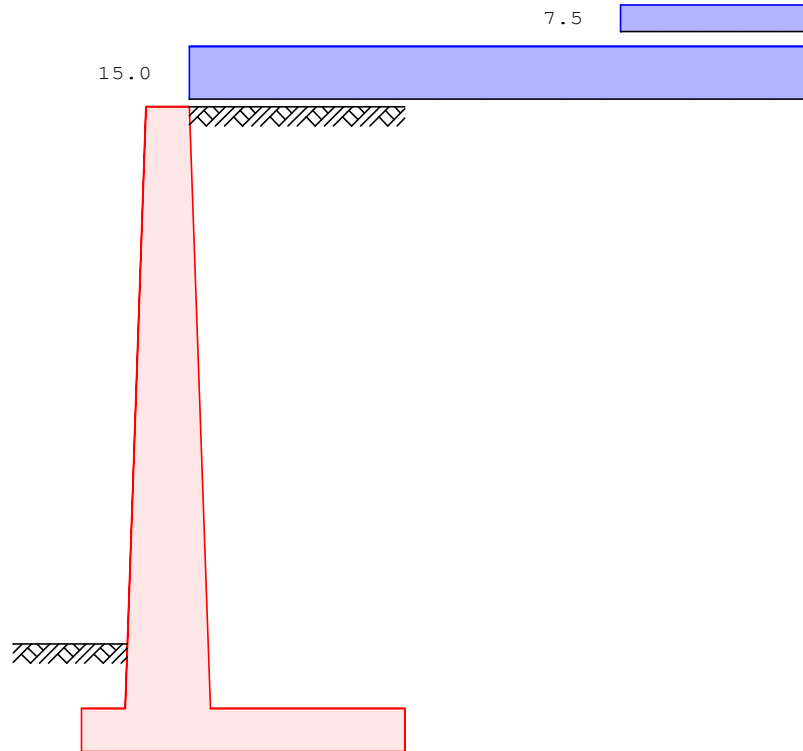


Расчетные значения  
 характерист. слоев

Слой №	толщ. [м]	уд.вес [кН/м <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]	$\delta_a$ [°]	$\delta_p$ [°]	c [кПа]
1	2.00	19.80	34.55	23.03	-23.03	1.33
2	2.00	20.90	33.91	22.61	-22.61	1.33

Нагружение

M = 1 : 35



Вид нагрузки	место прилож.	a [м]	s [м]	p [кПа]	P [кН/м]
равномерн.	на пов.			15.00	
блоковая	на пов.	2.00	6.00	7.50	

Давление грунта

Активное давление грунта для расчета устойчивости  
 Коэффициент безопасности  $e_{ар}$  = 1.00 -  
 Наклон 1-й поверхн. сдвига  $\theta'$  = 71.57 °  
 Наклон 2-й поверхн. сдвига  $\theta$  = 60.07 °

Давление грунта  
 на 1-ю поверхность

Граница слоя	Отметка [м]	$e_{agh}$ [кПа]	$e_{aph}$ [кПа]	$P_h$ [кПа]	$e_{phr}$ [кПа]
1 верхн. *	-0.00	0.00	3.96	0.00	
*	-0.62	2.45	3.98	0.00	
нижн.	-2.00	9.69	4.01	0.00	
2 верхн.	-2.00	9.95	4.63	0.00	
	-2.50	12.81	5.57	0.00	0.00
нижн.	-3.00	15.66	6.52	0.00	-18.49

\* = Минимальное давление  $\lambda_{agh} = 0.20$

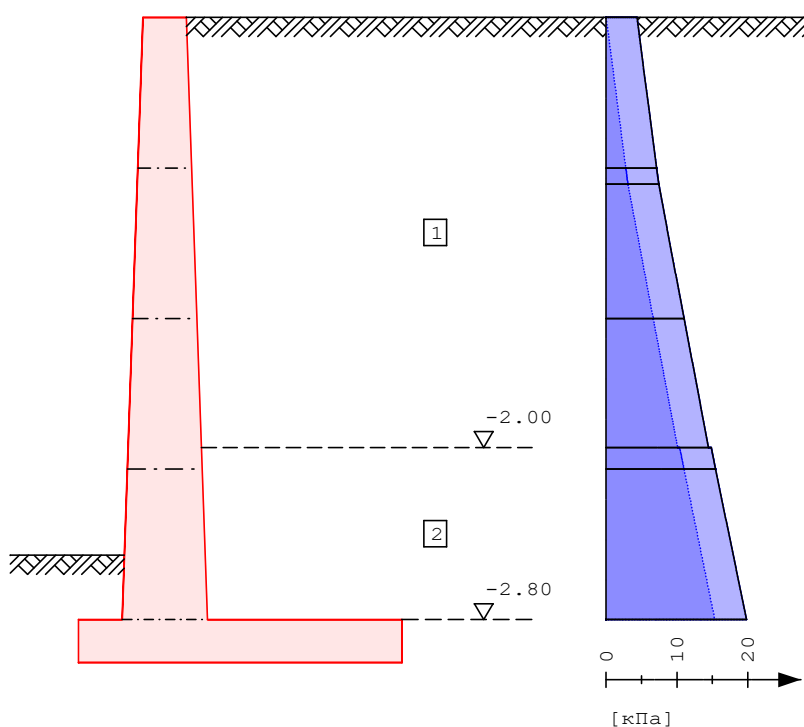
Граница слоя	Отметка [м]	$E_{agh}$ [кН/м]	$E_{aph}$ [кН/м]	$F_{wh}$ [кН/м]	$E_{ah}$ [кН/м]
1 нижн.	-2.00	9.14	7.97	0.00	17.11
2 нижн.	-3.00	21.95	13.55	0.00	35.50

Собственный вес стенки	G	=	28.34	кН/м
Вес грунта справа от стенки	G <sub>br</sub>	=	23.79	кН/м
Вес грунта слева от стенки	G <sub>bl</sub>	=	1.30	кН/м
Верт. составл. акт. давления	E <sub>av</sub>	=	46.52	кН/м
Верт. составл. пас. давления	E <sub>pvr</sub>	=	-2.56	кН/м
-----				
Сумма вертикальных сил	V	=	97.40	кН/м
Гориз. составл. акт. давления	E <sub>ah</sub>	=	35.50	кН/м
Гориз. составл. пас. давления	E <sub>phr</sub>	=	-6.14	кН/м
-----				
Сумма горизонтальных сил	H	=	29.35	кН/м
Сумма моментов	M	=	-24.53	кНм/м

Расчет прочности

M = 1 :35

стенки  
 Давление грунта на стенку



Давление на стенку

Граница слоя	отметка [м]	e <sub>agh</sub> [кПа]	e <sub>aph</sub> [кПа]	p <sub>n</sub> [кПа]	e <sub>ah</sub> [кПа]
1a верх *	-0.00	0.00	4.33	0.00	4.33
1a низ *	-0.70	2.77	4.35	0.00	7.12
1b верх *	-0.70	2.77	4.34	0.00	7.12
1b * низ	-0.78	3.07	4.34	0.00	7.42
1c верх	-1.40	6.65	4.34	0.00	11.00
1c низ	-2.00	10.09	4.34	0.00	14.44
2a верх	-2.00	10.37	4.46	0.00	14.83
2a низ	-2.10	10.99	4.46	0.00	15.45
2b верх	-2.10	10.99	4.46	0.00	15.45
2b низ	-2.80	15.34	4.46	0.00	19.79

Усилия в сечении

Сечение [м]	объект	M [кНм/м]	Q [кН/м]
-0.70	стенка	1.27	4.01
-1.40	стенка	6.08	10.30
-2.10	стенка	16.25	19.45
-2.80	стенка	33.90	31.78
0.60	плита	-19.91	

Расчет арматуры

в плоскости чертежа по СП 63.13330.2018  
 Расстояние до оси арматуры  $a_c = 4.0$  см  
**Бетон В 25 (тяжелый)**  $\gamma_b = 0.900$   
**Арматура: продольн./попер. А500/А400**

Продольная арматура

Сечение [м]	M [кНм/м]	N [кН/м]	h0 [см]	As [см <sup>2</sup> /м]
-0.70 с	1.27	4.07	24.9	0.08
-1.40 с	6.08	9.07	29.8	0.43
-2.10 с	16.25	15.03	34.7	1.04
-2.80 с	33.90	21.95	39.6	1.95

Максимальная арматура стенки:

справа d=12мм с шагом 500мм  
 слева d=12мм с шагом 1000мм

Арматура плиты

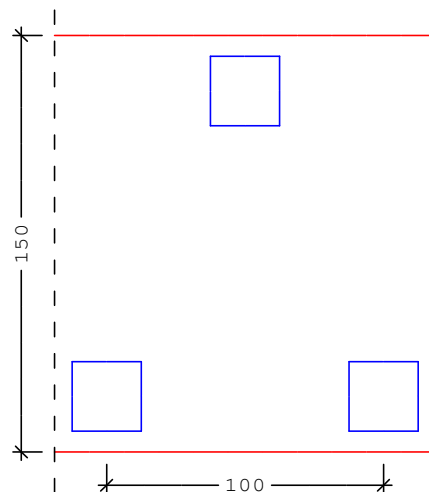
сверху d=12мм с шагом 330мм

Поперечная арматура

Сечение [м]	Q [кН/м]	N [кН/м]	Qb [кН/м]	c [см]
0.36	4.25	99.62	63.33	0.00
3.57	9.29	122.72	78.10	0.00
8.15	15.28	145.82	92.89	0.00
14.42	22.25	168.92	107.71	0.00

Фундамент

Свайная лента



Ширина ростверка  $b = 150$  см  
 Толщина ростверка  $h_r = 20$  см

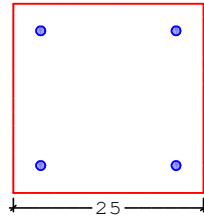
Шахматное размещение свай  
 Шаг свай в ряду  $s = 100$  см

Расстояние от грани ростверка до осей свай  
 $a = 20.0$  см

Вид свай забивные сваи

Свая погружается молотом

Ширина сечения сваи	$d$	=	25	см
Длина сваи	$l$	=	4.00	м
Арматура в свае	Число стержней	$n_s$	=	4
	Диаметр стержней	$d_s$	=	12
	Защитный слой бетона	$a_s$	=	30



Стержни: 4  $\Phi$ 12  
 Защитный слой:  
 $a_s = 30$  мм

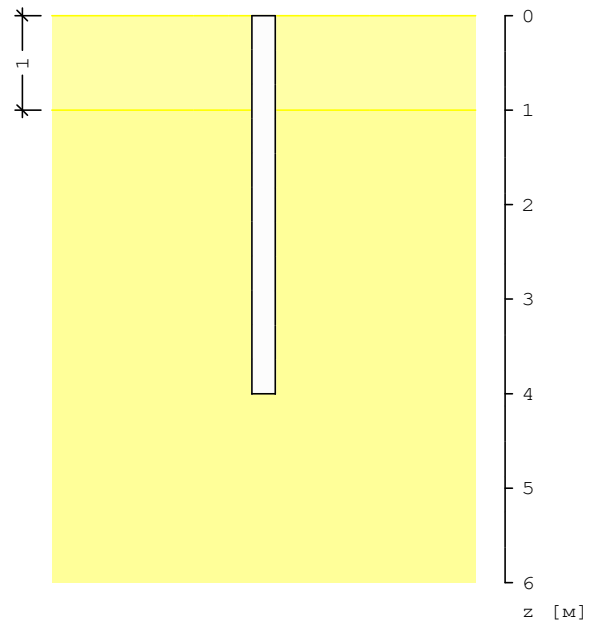
Удельный вес  
 грунта

от $z$ [м]	до $z$ [м]	$W$ [%]	$e$ [-]	$S_r$ [-]	$\gamma_s$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [кН/м <sup>3</sup> ]
0.00	1.00	10.0	0.51	0.51	26.0	19.0
1.00		16.0	0.68	0.62	26.0	18.0

Характеристики грунта

от $z$ [м]	до $z$ [м]	$c_{II}$ [кПа]	$\phi_{II}$ [град]	$\gamma_{II}$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$c_I$ [кПа]	$\phi_I$ [град]	$\gamma_I$ [кН/м <sup>3</sup> ]
0.00	1.00	2.0	39.0	19.0	1.3	33.9	17.3
1.00		2.0	38.0	18.0	1.3	34.5	16.4

Схема геологического разреза



Нагрузка  
 на уровне подошвы

$N$ [кН/м]	$H$ [кН/м]	$M$ [кНм/м]
97.40	29.35	-24.53

Вес сваи	$G_c$	=	6.25	кН
Коэффициент надежности	$\gamma_f$	=	1.10	-

Нагрузка на сваю  $N_{max} = 71.00$  кН  
 $N_{min} = 26.40$  кН  
 $H = 14.68$  кН

Коэффициент нормативной нагрузки = 0.70 -

Расчет Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

Материал ростверка Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -  
 Арматура **A500**

Материал сваи Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -  
 Арматура **A500**

**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

Сопротивление грунта под концом сваи  $R = 7.30$  МПа  
 при глубине заложения  $h = 7.00$  м

Коэффициент условий работы  $\gamma_{R,R} = 1.00$  -

Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи  $f$



Сопротивление на боковой поверхности	$z_1$ [м]	$z_2$ [м]	$\gamma_{R,f}$ [-]	$f_1$ [кПа]	$f_2$ [кПа]
	0.00	1.00	1.00	62.4	68.9
	1.00	4.00	1.00	53.0	60.0

Коэффициент условий работы сваи при сжатии  $\gamma_c = 1.00$  -

Несущая способность сваи  $F_d = F_{dR} + F_{df} = 456.2 + 236.1 = 692.4$  кН

Условие прочности  $N_0 \gamma_n \gamma_{c,g} / F_d = 77.9 * 1.00 * 1.40 / 692.4 = 0.157 \leq 1$

**Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи**

Коэффициент постели

от z [м]	до z [м]	K [кН/м <sup>4</sup> ]	$c_z$ [кН/м <sup>3</sup> ]
0.00	1.00	6000	0 - 6000
1.00	4.00	6652	6652 - 26607

Примечание

Коэффициент постели  $c_z = Kz$

Условная ширина сваи  $b_p = 1.5d + 50 = 87.5$  см  
 Модуль упругости  $E = 30.00$  ГПа  
 Жесткость сваи  $EI = 9.77$  МНм<sup>2</sup>

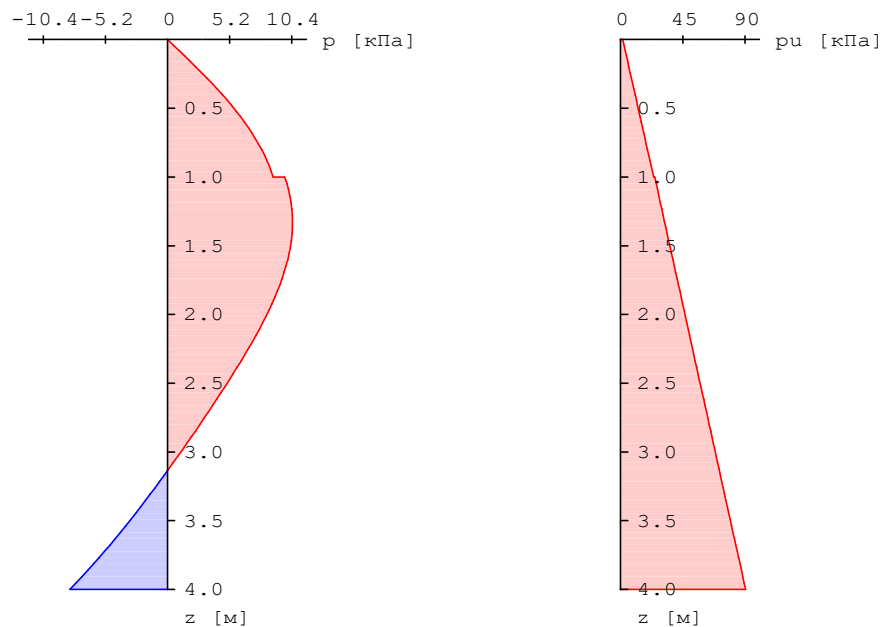
Коэффициент деформации  $\alpha_\epsilon = 0.890$  1/м  
 при K = 6218 кН/м<sup>4</sup>  
 $l\alpha_\epsilon = 3.56$  -

Примечание

Значение K определено по (Д.5) СП 50-102-2003 при  $l_K = 2.38$  м

Давление p

Предельное давление  $p_u$



Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)

$$\eta_1 = 1.0 \quad \eta_2 = 0.400 \quad \xi = 0.6$$

$\eta_2$  определяется по формуле (Б.9) приложения Б при  $n = 2.50$  -

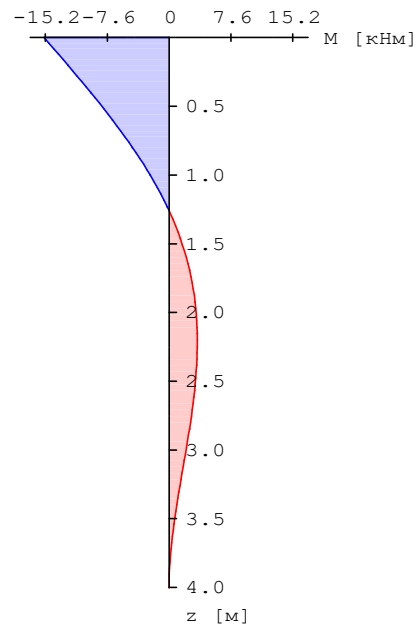
Условие допустимости

$$p / p_u = 8.7 / 22.9 = 0.378 \leq 1$$

при  $z = 0.85 / \alpha_\epsilon = 0.96$  м

**Проверка прочности материала сваи**

Изгибающий момент



Сжимающая сила  $N_0 / N_{0u} = 26.4 / 39.7 = 0.665 \leq 1$   
 Изгибающий момент  $M / M_u = 15.4 / 23.1 = 0.665 \leq 1$

**Определение длины анкерки арматуры в верхнем сечении сваи**

Требуемая площадь арматуры  $A_s = 2.85 \text{ см}^2$   
 Длина анкерки  $l_{an} = 348 \text{ мм}$

Примечание: Значение  $l_{an}$  определено для растянутых стержней

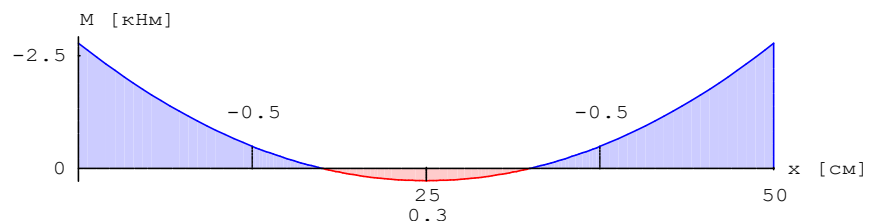
**Проверка трещиностойкости сваи**

Расчет по образованию трещин	N [кН]	M [кНм]	$N_{crс}$ [кН]	$M_{crс}$ [кНм]	Трещины
	18.5	-10.8	14.4	-8.4	образуются

Условие трещиностойкости  $a_{crс} / a_{crс,u} = 0.104 / 0.200 = 0.521 \leq 1$

**Расчет ростверка как многопролетной балки с учетом ширины опор**

Изгибающий момент	q [кН/м]	$M_o$ [кНм]	$M_{п}$ [кНм]
	97.4	-0.5	0.3



Требуемая площадь арматуры  
 верхней  $A_{св} = 0.07 \text{ см}^2$   
 нижней  $A_{сн} = 0.04 \text{ см}^2$

Подобранная  
арматура

Арматура	$n_s$	$d_s$ [мм]	$a_s$ [мм]	$A_s$ [см <sup>2</sup> ]
верхняя	<b>6</b>	<b>12</b>	42	6.79
нижняя	<b>6</b>	<b>12</b>	30	6.79

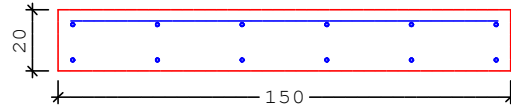
Примечание

Учтено ограничение расстояния между осями стержней

Процент содержания арматуры  
 верхней  
 нижней

$$\mu_{св} = 0.30 \quad \%$$

$$\mu_{сн} = 0.28 \quad \%$$



**Проверка прочности ростверка**

$$M_o / M_{u-} = 0.5 / 45.1 = \mathbf{0.011} \leq 1$$

$$M_n / M_{u+} = 0.3 / 52.3 = \mathbf{0.005} \leq 1$$

**Проверка трещиностойкости ростверка**

Ширина раскрытия  
трещин

M [кНм]	$M_{срс}$ [кНм]	$a_{срс} / a_{срс,u}$
-0.3	-27.0	Трещины не образуются
0.2	27.3	Трещины не образуются

**Работоспособность фундамента обеспечена**

Расчет выполнен модулем 544 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t545**

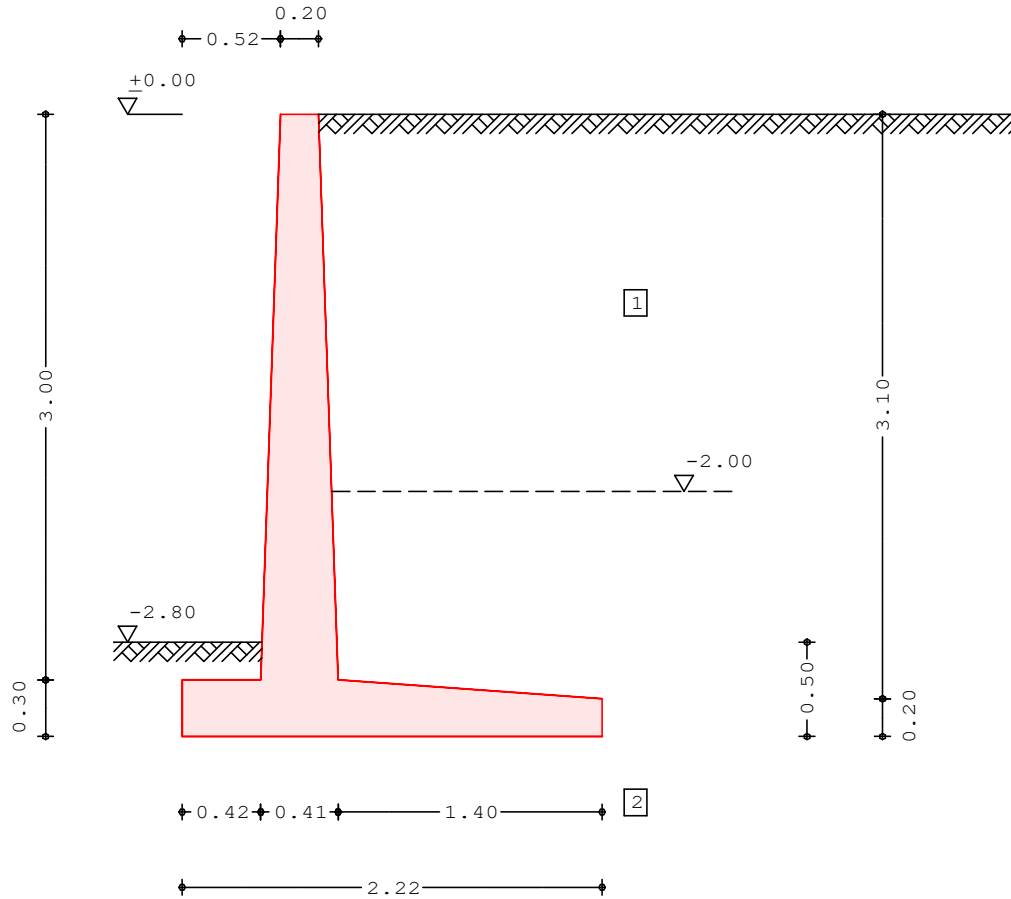
**Подпорная стенка**

Расчётная схема



Размеры стенки и грунт

М = 1 : 40



Геометрия

Высота стенки	h	=	3.00	м
Длина передней консоли	lv	=	0.42	м
Толщина передней консоли	hv	=	0.30	м
Длина задней консоли	lr	=	1.40	м
Толщина задней консоли	hr	=	0.20	м
Толщина консоли у стенки	hra	=	0.30	м
Толщина стенки вверху	do	=	0.20	м
Толщина стенки внизу	du	=	0.41	м
Наклон передней поверхности	alpha'	=	2.00	°
Наклон задней поверхности	alpha	=	-2.00	°
Удельный вес стенки	gamma	=	24.53	кН/м <sup>3</sup>

Поверхность слева: глубина заложения стенки  
 справа: горизонтальна

h0 = 0.50 м

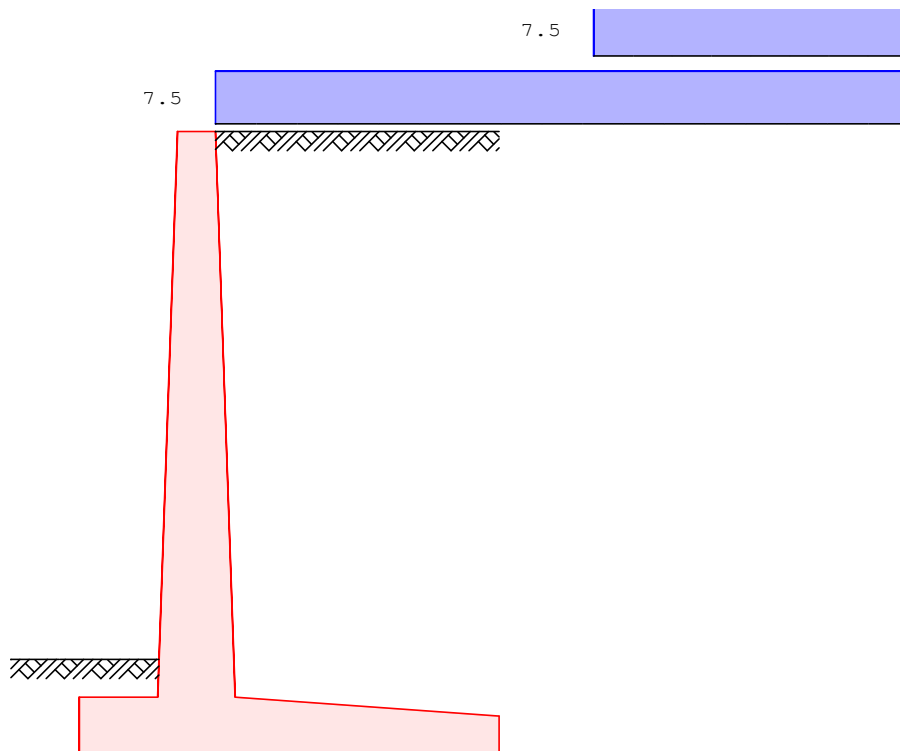
Характерист. слоев

слой	выс. [м]	уд.вес [кН/м <sup>3</sup> ]	phi [°]	delta_a [°]	delta_p [°]	c [кН/м <sup>2</sup> ]
1	2.00	18.70	14.78	9.86	-11.33	32.00
2	6.00	20.9/12.7	33.91	22.61	-26.00	1.33

Угол трения подошвы  $\text{deltasf} = \text{phi}$

Нагружение

М = 1 : 40



Вид нагрузки	место прилож.	a [м]	s [м]	p [кН/м <sup>2</sup> ]	P [кН/м]
равномерн.	на пов.			7.50	
блоковая	на пов.	2.00	6.00	7.50	

Уровень воды                      расст. от верха стены справа  $w_r$                       =                      6.00                      м  
 расст. от верха стены слева  $w_l$                       =                      6.00                      м

Давление грунта                      активное давление грунта для расчета устойчивости без учета сопротивления грунта с лицевой стороны. Проверка устойчивости стенки  
 наклон 1-й поверхн. сдвига                       $\theta_1 = 65.56$                       °  
 наклон 2-й поверхн. сдвига                       $\theta_2 = 63.38$                       °

Давление грунта на 1-ю поверхность

Граница слоя	Отметка [м]	$e_{agh}$ [кН/м <sup>2</sup> ]	$e_{aph}$ [кН/м <sup>2</sup> ]	$p_h$ [кН/м <sup>2</sup> ]	$e_{phr}$ [кН/м <sup>2</sup> ]
1 верхн. *	-0.00	0.00	4.04	0.00	
нижн. *	-2.00	7.48	4.21	0.00	
2 верхн.	-2.00	9.64	5.06	0.00	
нижн.	-3.30	17.29	6.26	0.00	

\* = Минимальное давление                       $\lambda_{agh} = 0.20$

Результ. усилия на 1-ю поверхность

Граница слоя	Отметка [м]	$E_{agh}$ [кН/м]	$E_{aph}$ [кН/м]	$F_{wh}$ [кН/м]	$E_{ah}$ [кН/м]
1 верхн.	-0.00	-0.03	0.00	0.00	-0.03
1 нижн.	-2.00	7.45	8.25	0.00	15.70
2 нижн.	-3.30	24.96	15.61	0.00	40.56

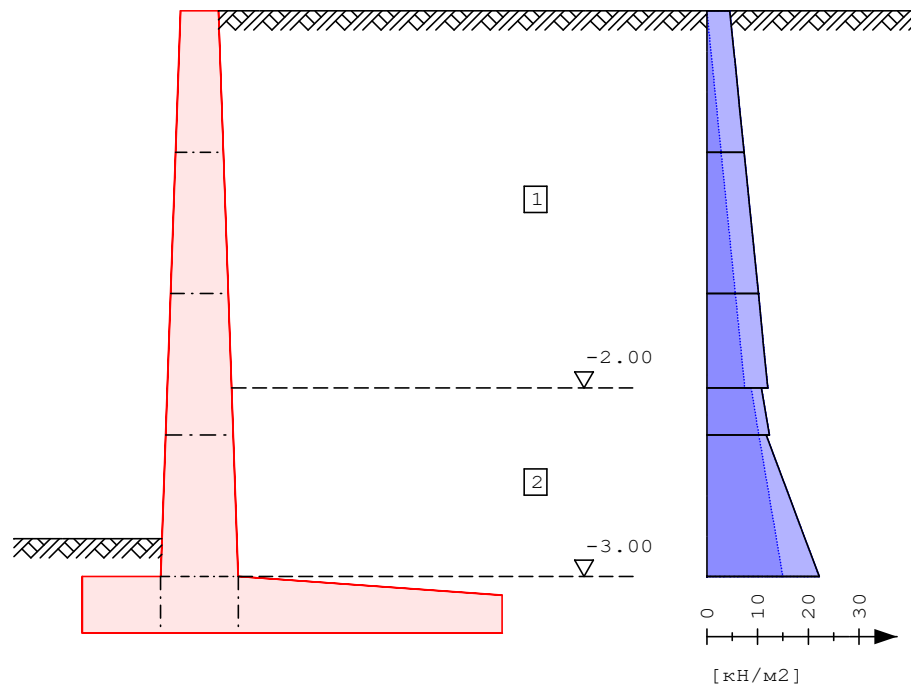
Собственный вес стенки                       $G$                       =                      37.05                      кН/м  
 Вес грунта справа от стенки                       $G_{br}$                       =                      38.93                      кН/м  
 Вес грунта слева от стенки                       $G_{bl}$                       =                      1.75                      кН/м  
 Верт. составл. акт. давления                       $E_{av}$                       =                      53.17                      кН/м  
 -----  
 Сумма вертикальных сил                       $V$                       =                      130.90                      кН/м  
 -----  
 Гориз. состав. акт. давления                       $E_{ah}$                       =                      40.56                      кН/м  
 -----  
 Сумма горизонтальных сил                       $H$                       =                      40.56                      кН/м

	Сумма моментов	Mm	=	28.08	кНм/м
Подोшва стенки	Равнодействующая	R	=	137.04	кН/м
	Угол наклона равнодейств.	deltaR	=	17.22	°
	Допуст. эксцентриситет d/3	e доп.	=	0.74	м
	Эксцентриситет равнодейств.	e	=	0.21	м
	Приведенная ширина подошвы	b'	=	1.79	м
	Момент опрокидывающих сил	Mk	=	48.44	кНм/м
	Момент удерживающих сил	Ms	=	165.65	кНм/м
	Mk=48.44 < (0.50/1.00)Ms=82.83				<b>Условие выполнено</b>
	Предельное сопротивл. грунта Nu		=	805.03	кН/м
	Fv=130.9 < (0.50/1.00)Nu=402.5				<b>Условие выполнено</b>
	Наименьшая удерживающая сила Fsr		=	81.15	кН/м
	реализуется при угле beta		=	0.00	°
	Пассивное сопротивление Er		=	2.61	кН/м
	Fsa=40.56 ~ (0.50/1.00)Fsr=40.57				<b>Условие выполнено</b>

Расчет прочности

железобетонной стенки  
 Давление грунта на стенку

M = 1 : 40



Давление на стенку

Граница слоя	отметка [м]	eagh [кН/м²]	earh [кН/м²]	ph [кН/м²]	eah [кН/м²]
1a верх *	-0.00	0.00	4.51	0.00	4.51
1a низ *	-0.75	2.80	4.54	0.00	7.34
1b верх *	-0.75	2.80	4.53	0.00	7.34
1b низ *	-1.50	5.61	4.53	0.00	10.14
1c верх *	-1.50	5.61	4.53	0.00	10.14
1c низ *	-2.00	7.48	4.53	0.00	12.01
2a верх	-2.00	8.72	2.04	0.00	10.76
2a низ	-2.25	10.26	2.07	0.00	12.33
2b верх	-2.25	10.25	1.42	0.00	11.67
2b низ	-3.00	14.97	7.17	0.00	22.15

Усилия в сечении

Сечение [м]	M [кНм/м]	Q [кН/м]	N [кН/м]
-0.75	1.52	-4.45	-4.32
-1.50	7.14	-11.00	-9.67
-2.25	18.41	-19.43	-16.05
-3.00	37.13	-32.11	-23.54
Зад. конс.	-27.34	31.70	11.55
Пер. конс.	6.67	31.22	-11.16

Расчет арматуры

по СП 63.13330.2018 с использованием трехлинейной диаграммы состояния сжатого бетона и расстояния до оси арматуры в стенке ас=4.0 см, подошве ап=4.0 см

**Бетон В 25 (тяжелый)**

**Арматурная сталь: продольн./попер. А500/А400**

Продольная арматура

Сечение [м]	M [кНм/м]	N [кН/м]	h0 [см]	As [см <sup>2</sup> /м]	As' [см <sup>2</sup> /м]
-0.75	1.52	-4.32	21.2	0.11	0.00
-1.50	7.14	-9.67	26.5	0.50	0.00
-2.25	18.41	-16.05	31.7	1.14	0.00
-3.00	37.13	-23.54	37.0	2.05	0.00
Зад. конс.	-27.34	11.55	26.0	0.00	2.62
пер. конс.	6.67	-11.16	26.0	0.45	0.00

Прим.: арматура стенки: As - справа, As' - слева  
 плиты: As - снизу, As' - сверху

Поперечная арматура

Сечение [м]	Q [кН/м]	N [кН/м]	Qb [кН/м]	c [см]	Asw/sw [см <sup>2</sup> /м]
-0.75	0.57	-4.51	101.34	64.42	0.00
-1.50	4.21	-9.90	126.09	80.25	0.00
-2.25	9.22	-16.05	149.86	95.46	0.00
-3.00	15.38	-23.87	175.59	111.97	0.00
Зад. конс.	14.33	11.55	122.85	76.42	0.00
пер. конс.	0.14	-11.16	232.44	41.34	0.00

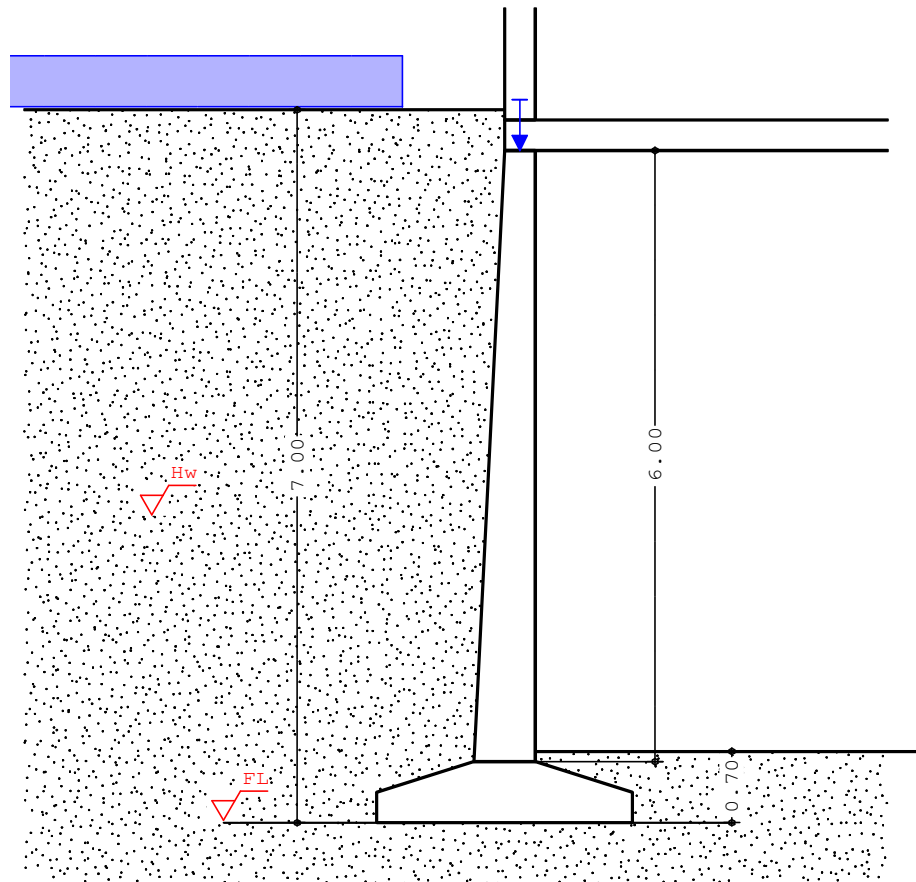
Расчет выполнен модулем 545 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

Комментарий

Расчётная схема

Расчетная схема стенки и нагрузки

M = 1 : 74



Высота стенки	$h$	=	6.00	м
Толщина стенки сверху	$d_{\text{в}}$	=	30.00	см
Толщина стенки внизу	$d_{\text{н}}$	=	60.00	см
Ширина подошвы фундамента	$b$	=	2.50	м
Высота фундамента	$h_{\text{ф}}$	=	60.00	см
Высота поверхности грунта от подошвы фундамента (FL)	$h_{\text{г}}$	=	7.00	м
Высота пола подвала от FL	$h_1$	=	0.70	м
Уровень грунтовых вод от FL	$h_w$	=	3.00	м
Сейсмичность района - 7 баллов.				
Коэффициент условий работы	$\gamma_c$	=	0.90	
Коэфф. надёжности по ответс.	$\gamma_n$	=	1.20	

Грунт

Характеристики грунта

тип	$\gamma$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$W$ [%]	$\phi$ [град]	$c$ [кПа]	$E$ [МПа]	$E_e$ [МПа]
засыпка	20.0	20.0	30.0	2.00		
основание	20.0	40.0	33.0	4.00	40.0	200.0

Угол трения грунта о стенку	$\delta$	=	0.00	град
Коэффициенты надёжности	$\gamma_{\text{г}}(\phi)$	=	1.00	
	$\gamma_{\text{г}}(c)$	=	1.00	

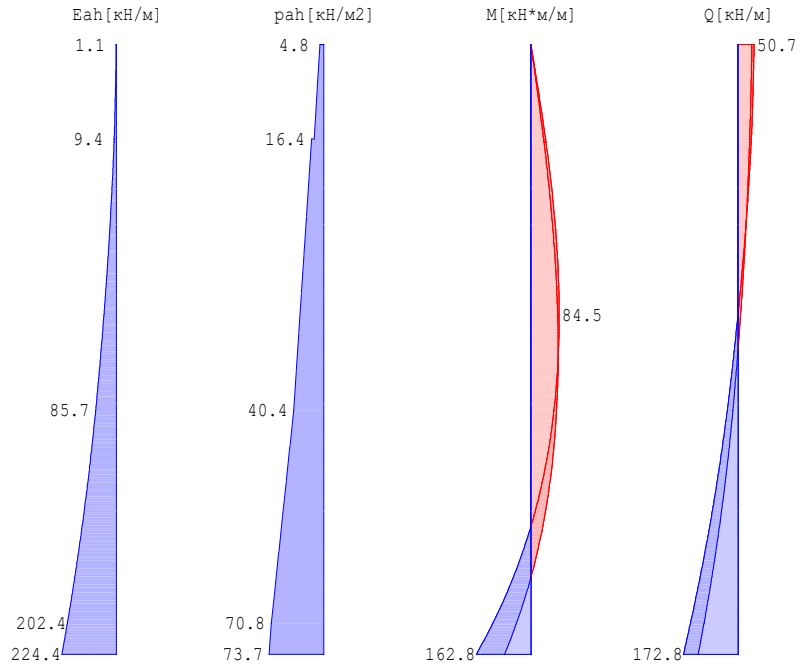
Нагружение

Длительн. нагрузка на стенку	$N_1$	=	10.00	кН/м
коэффициент надежности	$\gamma_{N1}$	=	1.10	
Кратковр. нагрузка на стенку	$N_t$	=	10.00	кН/м
коэффициент надежности	$\gamma_{Nt}$	=	1.20	
Длительн. нагрузка на грунт	$p_1$	=	10.00	кН/м <sup>2</sup>
коэффициент надежности	$\gamma_{p1}$	=	1.00	
Кратковр. нагрузка на грунт	$p_t$	=	10.00	кН/м <sup>2</sup>
коэффициент надежности	$\gamma_{pt}$	=	1.20	
расстояние от стенки	$a_t$	=	1.00	м
протяженность	$s_t$	=	4.00	м

Давление грунта

Давление на стенку и усилия в сечениях

M = 1 :102



z [м]	симметричное			одностороннее		
	$E_{ah}$ [кН/м]	$\theta$ [град]	$p_{ah}$ [кПа]	$E_{ah}$ [кН/м]	$\theta$ [град]	$p_{ah}$ [кПа]
0.00	1.1	58.24	4.84	0.0	58.24	0.0
0.93	9.4	59.25	12.89	0.0	59.25	0.0
2.66	44.7	59.47	27.88	7.0	56.77	4.3
3.60	74.6	59.50	35.98	11.1	57.71	4.4
5.70	182.0	59.58	66.37	20.4	58.64	4.5
6.00	202.9	59.58	70.77	21.5	59.97	2.9
6.60	248.0	59.59	79.43	22.3	62.33	0.0

Реакции в верхней опоре от давления грунта:

симметричного	$R_1$	=	47.53	кН/м
одностороннего	$R_2$	=	3.12	кН/м

Усилия в сечении

z [м]	$N_{min}$ [кН/м]	$N_{max}$ [кН/м]	$Q_{min}$ [кН/м]	$Q_{max}$ [кН/м]	$M_{min}$ [кН]	$M_{max}$ [кН]
0.00	16.4	32.8	-50.7	-43.7	0.0	0.0
0.93	20.9	38.1	-42.4	-37.0	-43.9	-38.0
2.66	33.4	52.9	-8.1	-0.0	-84.5	-80.2
3.60	42.1	63.2	16.3	34.1	-76.8	-69.1
5.70	66.4	92.3	108.0	150.8	42.9	113.5
6.00	70.5	97.2	126.3	172.8	78.6	162.8

<u>Расчет арматуры</u>	по СП 63.13330.2018. <b>Бетон В 25 (тяжелый)</b>			
	<b>арматурная сталь А500</b>			
	толщина защитного слоя	$a_s$	= 40.00	мм
Внутр. поверхность	расчет по прочности, сечение	$z$	= 2.66	м
	изгибающий момент	$M_I$	= 84.48	кН
	продольная сила	$N_I$	= 33.42	кН/м
	расчетная арматура	$A_s$	= 4.71	см <sup>2</sup> /м
	6 арматурных стержней $\varnothing 10$ мм на метр длины стенки			
	расчет по образованию трещин	$z$	= 2.86	м
	продольная сила	$N_{II}$	= 38.11	кН/м
	изгибающий момент	$M_{II}$	= 82.97	кН
	момент образования трещин	$M_{cr}$	= 88.21	кН
	Наруж. поверхность	расчет по прочности, момент	$M_I$	= 162.82
продольная сила		$N_I$	= 70.45	кН/м
расчетная арматура		$A_s$	= 6.04	см <sup>2</sup> /м
8 арматурных стержней $\varnothing 10$ мм на метр длины стенки				
расчет по образованию трещин		$M_{II}$	= 105.22	кН
продольная сила		$N_{II}$	= 77.50	кН/м
момент образования трещин		$M_{cr}$	= 172.81	кН

Устойчивость

1. На сдвиг по контакту подошвы с основанием:  
 сила давления грунта  $E_a$  = 270.29 кН/м  
 сдвигающая сила  $F_{sa}$  = 219.63 кН/м  
 сумма вертикальных сил  $F_v$  = 170.38 кН/м  
 пассивное сопротивл. грунта  $E_p$  = 270.29 кН/м  
 удерживающая сила  $F_{sr}$  = 332.92 кН/м  
 $F_{sa} = 219.6 < (\gamma_c / \gamma_n) * F_{sr} = 249.7$  **УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО**

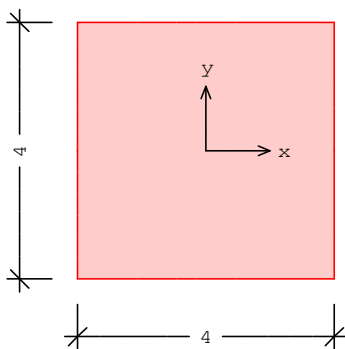
2. Устойчивость основания под подошвой фундамента:  
 расчетная вертикальная сила  $F_v$  = 206.22 кН/м  
 эксцентриситет приложения  $e$ , = 79.0 см  
 приведенная ширина фундамен.  $b'$  = 92.1 см  
 предельное сопрот. основания  $F_u$  = 375.63 кН/м  
 $F_v = 206.2 < (\gamma_c / \gamma_n) * N_u = 281.7$  **УСЛОВИЕ ВЫПОЛНЕНО**

Расчет выполнен модулем 546 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t550**

**Расчет оснований**

<u>Фундамент</u>	Размеры фундамента	$l_x$	= 4.00	м
		$l_y$	= 4.00	м



Глубина заложения фундамента				
от уровня планировки	$d$	= 3.00	м	
от поверхности рельефа	$d_n$	= 3.00	м	

Конструктивная схема сооружения является гибкой

Грунт

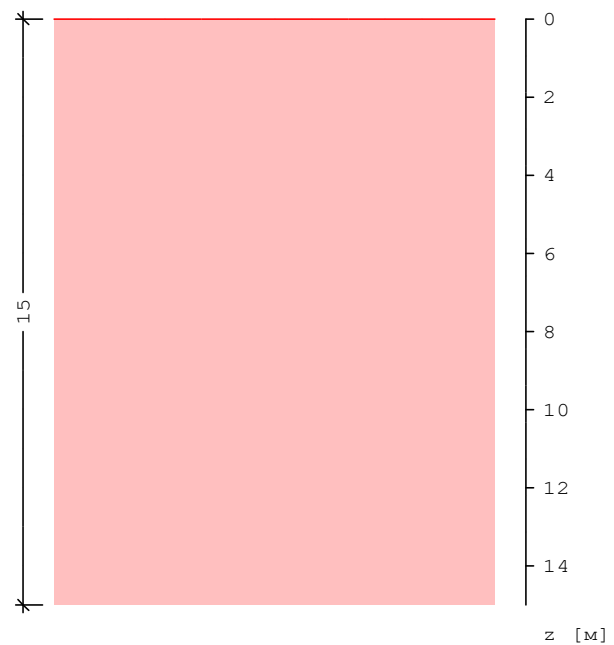
Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента  
 нормативное значение  $\gamma_0 = 20.0$  кН/м<sup>3</sup>

Слой	Название	h [м]	Вид грунта	$\gamma_s$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [кН/м <sup>3</sup> ]	W [%]	$I_L$ [-]
1	грунт 1	15.00	Глина	26.0	18.0	3.0	0.25

Характеристики  
 грунта

Слой	$c_{II}$ [кПа]	$\phi_{II}$ [град]	E [МПа]	$E_e$ [МПа]	$\nu$ [-]
1	15.0	25.0	20.0	100.0	0.30

Схема геологического разреза



Нагрузка

N = 2000 кН  
 $M_x = 200.0$  кНм  
 $M_y = 200.0$  кНм

Расчет

согласно СП 22.13330.2016

Данные для определения расчетного сопротивления  
 грунта основания R по формуле (5.7)

$\gamma_{c1}$	$\gamma_{c2}$	k	$M_\gamma$	$M_\phi$	$M_c$	$k_z$
1.25	1.00	1.10	0.780	4.110	6.670	1.00

b [м]	$d_1$ [м]	$d_b$ [м]	$\gamma_{II}$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$\gamma'_{II}$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$\phi_{II}$ [град]	$c_{II}$ [кПа]
4.00	3.00	0.00	18.0	20.0	25.0	15.0

Примечание

Учтено, что  $\phi_{II}$  и  $c_{II}$  приняты по таблицам прилож.Б

Значение по формуле (5.7) R = 457.7 кПа

Значение R увеличивается на 2% согласно 5.6.24

При  $p = R$   $s = 5.37$  см <  $0.7s_u = 5.60$  см

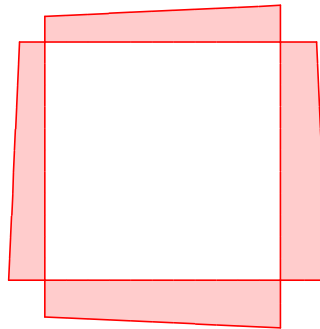
При  $p = 1.02R$   $s = 5.50$  см <  $0.8s_u = 6.40$  см

Расчетное сопротивление R = 466.6 кПа



**Проверка допустимости давления на грунт**

Давление на грунт



Наименьшее давление	$p_{min} = 87.5$	кПа
Наибольшее давление по оси x	$p_{max, x} = 143.8$	кПа
Наибольшее давление по оси y	$p_{max, y} = 143.8$	кПа
Наибольшее давление	$p_{max} = 162.5$	кПа
	$p_{min} / p_{max} = 0.538$	-
Среднее давление на грунт	$p = 125.0$	кПа
	$p / R = 125.0 / 466.6 = 0.268$	$\leq 1$
	$p_{max, x} / 1.2R = 143.8 / 559.9 = 0.257$	$\leq 1$
	$p_{max, y} / 1.2R = 143.8 / 559.9 = 0.257$	$\leq 1$
	$p_{max} / 1.5R = 162.5 / 699.9 = 0.232$	$\leq 1$

**Расчет осадки основания**

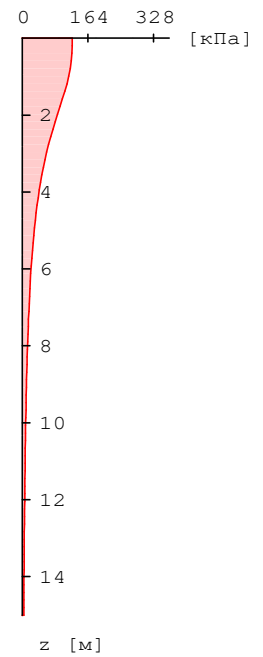
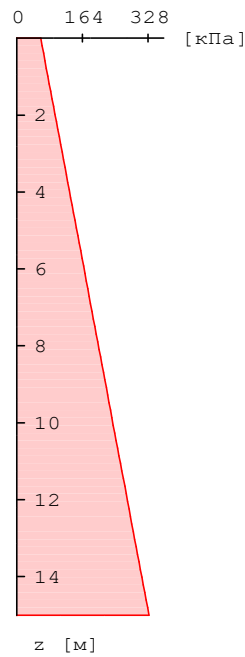
Напряжения в грунте

z [м]	$\sigma_{zg}$ [кПа]	$\sigma_{z\gamma}$ [кПа]	$\sigma_{zp}$ [кПа]	$\sigma_{zp} / \sigma_{zg}$
0.00	60.0	60.0	125.0	2.083
1.00	78.0	55.8	116.2	1.490
2.00	96.0	42.1	87.6	0.913
3.00	114.0	29.1	60.5	0.531
4.00	132.0	20.2	42.0	0.318
5.00	150.0	14.5	30.1	0.201
6.00	168.0	10.7	22.4	0.133
7.00	186.0	8.2	17.2	0.092
8.00	204.0	6.5	13.5	0.066
9.00	222.0	5.2	10.9	0.049
10.00	240.0	4.3	9.0	0.037
11.00	258.0	3.6	7.5	0.029
12.00	276.0	3.0	6.3	0.023
13.00	294.0	2.6	5.4	0.018
14.00	312.0	2.3	4.7	0.015
15.00	330.0	2.0	4.1	0.012

Напряжения в грунте

$\sigma_{zg}$

$\sigma_{zp}$



Глубина сжимаемой толщи	$H_c$	=	3.11	м
Напряжение при $z = H_c$	$\sigma_{zp}$	=	58.0	кПа
	$\sigma_{zp} / \sigma_{zg}$	=	0.500	-
Осадка основания	$s$	=	0.75	см
	$s / s_u$	=	0.75 / 8.00	= <b>0.094</b> <= 1

**Расчет крена фундамента по формуле (5.24)**

Коэффициент в формуле (5.24)	$D \cdot 10^3$	=	45.5	1/МПа
Коэффициенты по табл. 5.9	$k_{e,x}$	=	0.500	-
	$k_{e,y}$	=	0.500	-
Крен в плоскости оси x	$i_x$	=	0.00057	-
оси y	$i_y$	=	0.00057	-
	$i_x / i_u$	=	0.00057 / 0.001	= <b>0.569</b> <= 1
	$i_y / i_u$	=	0.00057 / 0.001	= <b>0.569</b> <= 1

Расчет выполнен модулем 550 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t551**

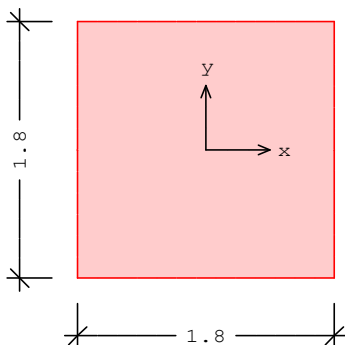
**Расчет оснований (MSZ EN 1997)**

Фундамент

Размеры фундамента

$$l_x = 1.80 \text{ м}$$

$$l_y = 1.80 \text{ м}$$



Глубина заложения фундамента

от уровня планировки  $d = 3.00 \text{ м}$   
 от поверхности рельефа  $d_n = 3.00 \text{ м}$

Грунт

Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента

$$\gamma_0 = 18.0 \text{ кН/м}^3$$

Слой	h [м]	$\gamma_s$ [кН/м <sup>3</sup> ]	e [-]	$\gamma$ [кН/м <sup>3</sup> ]	c [кПа]	$\phi$ [град]	E [МПа]
1	10.00	26.0	0.50	18.0	15.0	30.0	30.0

Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Постоянное воздействие постоянное -

Коэффициент упр. надежностью  $K_{FI} = 1.0$  -

При комбинировании применяется формула (6.10)

Коэффициенты

№	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	Группа	Знак
1	1.35	1.00					

Нагрузки

№	V [кН]	$M_x$ [кНм]	$M_y$ [кНм]
1	3000.0		

Расчет

согласно MSZ EN 1997-1

**Проверка прочности грунта основания**

Применяется проектный принцип 3

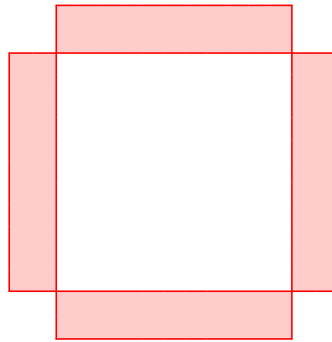
Выбранная комбинация

Номер воздействия (Коэффициент)
1 (1.35)

Расчетная нагрузка

$V_d$ [кН]	$M_{xd}$ [кНм]	$M_{yd}$ [кНм]
4050.0		

Давление на грунт при линейном распределении давления



Наименьшее давление  $p_{min} = 1250.0$  кПа  
 Наибольшее давление  $p_{max} = 1250.0$  кПа  
 $p_{min} / p_{max} = 1.000$  -

Определение несущей способности грунта согласно EN 1997-1, Приложение D

Эксцентриситеты  $e_L = 0.000$  м  
 $e_B = 0.000$  м

Данные для формулы (D.2)

L'	B'	c	q	γ	tgφ
[м]	[м]	[кПа]	[кПа]	[кН/м3]	[-]
1.80	1.80	12.0	54.0	18.0	0.462

Коэффициенты

$s_c$	$s_q$	$s_\gamma$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
1.464	1.419	0.874	20.42	10.43	8.71

Предельное давление  $R_d / A' = 1281$  кПа

Условие прочности (6.1)  $V_d / R_d = 4050.0 / 4152.0 = 0.975 \leq 1$

**Проверка допустимости осадки основания**

Принимается линейное распределение давления  $p(x, y)$

Выбранная комбинация

Номер воздействия (Коэффициент)
1 (1.00)

Расчетная нагрузка

$V_d$ [кН]	$M_{xd}$ [кНм]	$M_{yd}$ [кНм]
3000.0		

Напряжения в грунте

z [м]	$\sigma_{zg}$ [кПа]	$\sigma_{zp}$ [кПа]	$\sigma_{zp} / \sigma_{zg}$
0.00	54.0	925.9	17.147
1.00	72.0	599.9	8.332
2.00	90.0	267.8	2.976
3.00	108.0	138.6	1.283
4.00	126.0	82.7	0.656
5.00	144.0	54.4	0.378
6.00	162.0	38.4	0.237
7.00	180.0	28.5	0.158
8.00	198.0	21.9	0.111
9.00	216.0	17.4	0.081
10.00	234.0	14.1	0.060

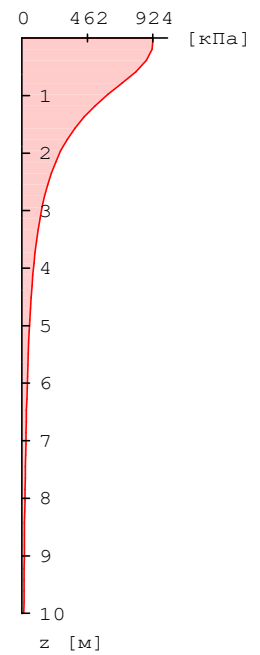
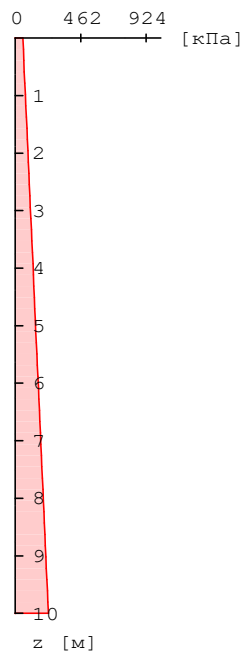
$\sigma_{zg}$  - напряжение от веса грунта

$\sigma_{zp}$  - напряжение от нагрузки

Напряжения в грунте

$\sigma_{zg}$

$\sigma_{zp}$



Глубина сжимаемой толщи  $H_c = 6.40$  м

Напряжение при  $z = H_c$   $\sigma_{zp} = 33.8$  кПа  
 $\sigma_{zp} / \sigma_{zg} = 0.200$  -

Осадка основания  $s = 4.40$  см

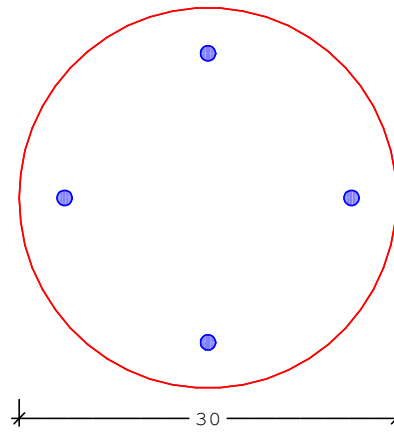
Условие допустимости  $s / s_u = 4.40 / 5.00 = 0.879 \leq 1$

Расчет выполнен модулем 551 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t552**

**Свая РИТ**

<u>Свая</u>	Вид сваи			свая РИТ
	Диаметр скважины	$d$	$= 30$	см
	Длина сваи	$l$	$= 5.00$	м
Арматура	Число стержней	$n_s$	$= 4$	-
	Диаметр стержней	$d_s$	$= 12$	мм
	Защитный слой бетона	$аз$	$= 30$	мм



Стержни: 4  $\Phi$ 12  
 Защитный слой:  
 аз = 30 мм

Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Глубина заложения ростверка  
 от поверхности рельефа  $d_n = 3.00$  м  
 от уровня планировки  $d_0 = 3.00$  м

Грунт

Слой	h [м]	Вид грунта
1	8.00	Суглинок тугопластичный

Удельный вес  
 грунта

Слой	W [%]	e [-]	$S_r$ [-]	$\gamma_s$ [кН/м3]	$\gamma$ [кН/м3]
1	10.0	0.59	0.44	26.0	18.0

Консистенция  
 глинистого грунта

Слой	$W_p$ [%]	$W_L$ [%]	$I_p$ [%]	$I_L$ [-]
1	5.0	15.0	10.0	0.50

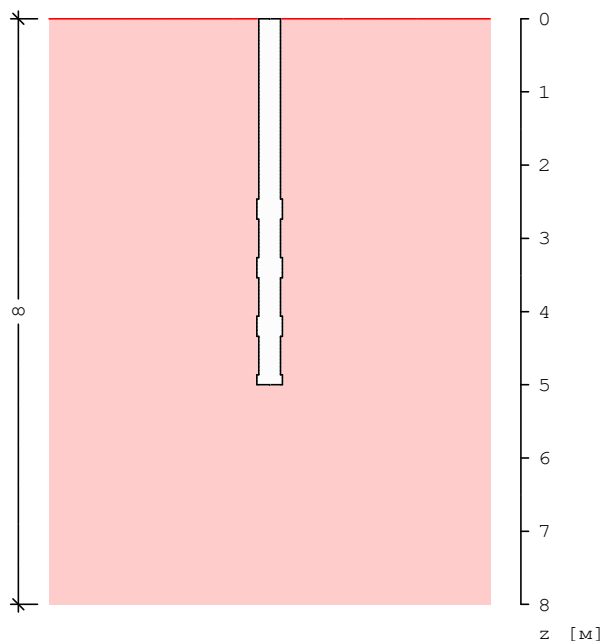
Коэфф. надежности

$\gamma_g(c)$	$\gamma_g(\phi)$	$\gamma_g(\gamma)$
1.50	1.15	1.10

Характеристики

Слой	$c_{II}$ [кПа]	$\phi_{II}$ [град]	$\gamma_{II}$ [кН/м3]	$c_I$ [кПа]	$\phi_I$ [град]	$\gamma_I$ [кН/м3]
1	5.0	35.0	18.0	3.3	30.4	16.4

Схема геологического разреза



Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа	Знак
1	Постоянная	1.10		

№	N [кН]	$H_1$ [кН]	$H_2$ [кН]	$M_1$ [кНм]	$M_2$ [кНм]
1	200.0				

Вес сваи без учета уширений  $G = 8.8$  кН  
 Коэффициент надежности  $\gamma_f = 1.10$  -

Расчет

Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018,  
 СП 20.13330.2016, ТР 50-180-06

Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.612$  -  
 Арматура **A500**  
 Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 8.87$  МПа  
 Сопротивление арматуры  $R_s = 435$  МПа  
 $R_{sc} = 400$  МПа

Разрядно-импульсная  
 обработка

№	z [м]	D/d	D [см]	от z [м]	до z [м]
1	2.60	1.1	34.5	2.46	2.74
2	3.40	1.1	34.5	3.26	3.54
3	4.20	1.1	34.5	4.06	4.34
4	5.00	1.1	34.5	4.86	5.00

Шаг обработки  $s = 0.80$  м

Отношение длины уширения к его диаметру  
 $l_y/D = 0.80$  -

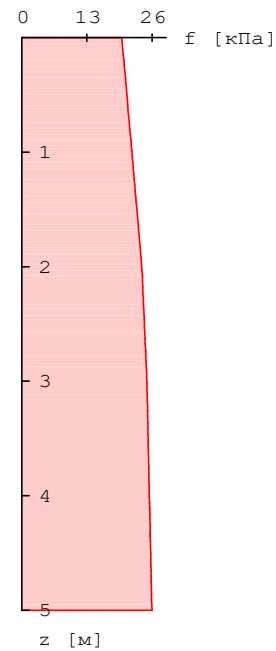
**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	220.0	1 (1.10)

Сопротивление грунта под концом сваи  
 $R = 1.43$  МПа  
 при глубине заложения  $h = 8.00$  м

Площадь опирания на грунт  $A = 934.8 \text{ см}^2$

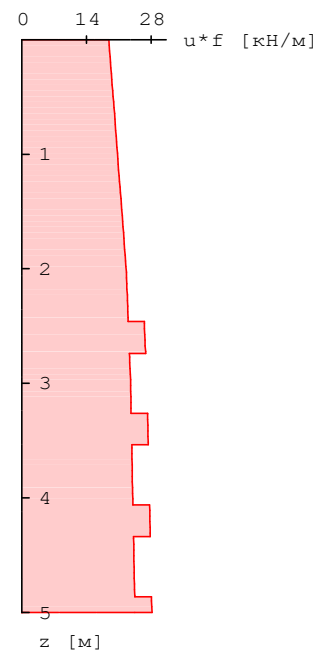
Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи  $f$



Сопротивление на боковой поверхности

Слой	$z_1$ [м]	$z_2$ [м]	$f_1$ [кПа]	$f_2$ [кПа]
1	0.00	5.00	20.0	26.0

Погонное сопротивление  $u f$



Несущая способность  $F_d = F_{dR} + F_{df} = 1.3RA + 1.3\sum u_i f_i h_i =$   
 $= 174.2 + 150.9 = 325.1 \text{ кН}$

Условие прочности  $N_0 \gamma_n \gamma_{c, g} / F_d =$   
 $= 229.7 * 1.00 * 1.40 / 325.1 = 0.989 \leq 1$



**Проверка прочности сваи как стержня, заземленного в грунте**

Комбинация нагрузок	N [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	220.0	1 (1.10)

Коэффициент деформации  $\alpha_\epsilon$  = 0.796 1/м  
 при K = 4000 кН/м4

Длина стержня  $l_1 = 2 / \alpha_\epsilon$  = 2.51 м  
 Расчетная длина  $l_0 = 0.7l_1$  = 1.76 м

Жесткость  $D = k_b E_b I_b + 0.7 E_s I_s$  = 2.40 МНм2  
 $k_b$  = 0.167 -  
 $E_b$  = 30.0 ГПа  
 $I_b = \pi d^4 / 64$  = 39761 см4  
 $I_s = A_s r^2 / 2$  = 294 см4  
 при r = 11.40 см

Критическая сила  $N_{Cr} = \pi^2 D / l_0^2$  = 7647 кН  
 Коэффициент  $\eta = 1 / (1 - N_0 / N_{Cr})$  = 1.031 -

Эксцентриситет  $e_0$  = 1.0 см  
 Расчетный момент  $M = \eta N_0 e_0$  = 2.4 кНм

Условия прочности  $N_0 / N_{0u} = 229.7 / 716.4 = 0.321 \leq 1$   
 $M / M_u = 2.4 / 7.4 = 0.321 \leq 1$

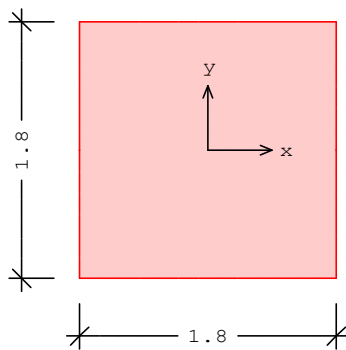
**Работоспособность сваи обеспечена**

Расчет выполнен модулем 552 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t553**

**Расчет оснований (ТКП EN 1997)**

Фундамент Размеры фундамента  $l_x = 1.80$  м  
 $l_y = 1.80$  м



Глубина заложения фундамента от уровня планировки d = 3.00 м  
 от поверхности рельефа  $d_n = 3.00$  м

Грунт Удельный вес грунта выше уровня подошвы фундамента  
 $\gamma_0 = 18.0$  кН/м<sup>3</sup>

Слой	h [м]	$\gamma_s$ [кН/м <sup>3</sup> ]	e [-]	$\gamma$ [кН/м <sup>3</sup> ]	c [кПа]	$\phi$ [град]	E [МПа]
1	10.00	26.0	0.50	18.0	15.0	30.0	30.0

Воздействия

№	Тип воздействия	Описание
1	Постоянное	Постоянное воздействие постоянное -

Коэффициент упр. надежностью  $K_{FT} = 1.0$  -

При комбинировании применяются формулы (6.10a,b)

Коэффициенты

№	$\gamma_{sup}$	$\gamma_{inf}$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	Группа	Знак
1	1.35	1.00					

Нагрузки

№	V [кН]	$M_x$ [кНм]	$M_y$ [кНм]
1	3000.0		

Расчет

согласно ТКП EN 1997-1

**Проверка прочности грунта основания**

Применяется проектный принцип 3

Выбранная комбинация

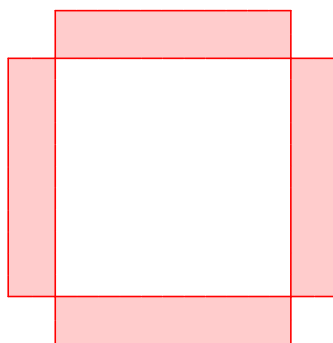
Номер воздействия (Коэффициент)
1 (1.35)

Расчетная нагрузка

$V_d$ [кН]	$M_{xd}$ [кНм]	$M_{yd}$ [кНм]
4050.0		

Давление на грунт

при линейном распределении давления



Наименьшее давление  $p_{min} = 1250.0$  кПа  
 Наибольшее давление  $p_{max} = 1250.0$  кПа  
 $p_{min} / p_{max} = 1.000$  -

Определение несущей способности грунта согласно EN 1997-1, Приложение D

Эксцентриситеты  $e_L = 0.000$  м  
 $e_B = 0.000$  м

Данные для формулы (D.2)	L' [м]	B' [м]	c [кПа]	q [кПа]	γ [кН/м3]	tgφ [-]
	1.80	1.80	12.0	54.0	18.0	0.462

Коэффициенты	s <sub>c</sub>	s <sub>q</sub>	s <sub>γ</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>γ</sub>
	1.464	1.419	0.874	20.42	10.43	8.71

Предельное давление  $R_d/A' = 1281$  кПа

Условие прочности (6.1)  $V_d / R_d = 4050.0 / 4152.0 = 0.975 \leq 1$

**Проверка допустимости осадки основания**

Принимается линейное распределение давления p(x, y)

Выбранная комбинация	Номер воздействия (Коэффициент)
	1 (1.00)

Расчетная нагрузка	V <sub>d</sub> [кН]	M <sub>xd</sub> [кНм]	M <sub>yd</sub> [кНм]
	3000.0		

Напряжения в грунте	z [м]	σ <sub>zg</sub> [кПа]	σ <sub>zp</sub> [кПа]	σ <sub>zp</sub> / σ <sub>zg</sub>
	0.00	54.0	925.9	17.147
	1.00	72.0	599.9	8.332
	2.00	90.0	267.8	2.976
	3.00	108.0	138.6	1.283
	4.00	126.0	82.7	0.656
	5.00	144.0	54.4	0.378
	6.00	162.0	38.4	0.237
	7.00	180.0	28.5	0.158
	8.00	198.0	21.9	0.111
	9.00	216.0	17.4	0.081
	10.00	234.0	14.1	0.060

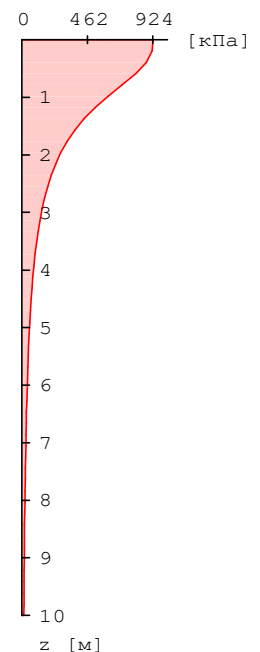
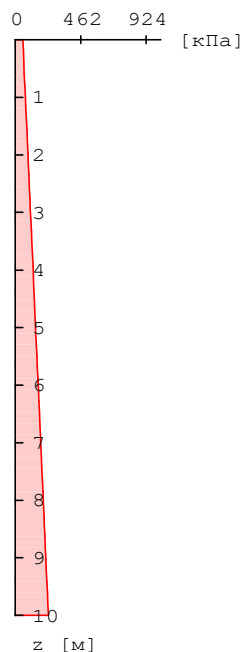
σ<sub>zg</sub> - напряжение от веса грунта

σ<sub>zp</sub> - напряжение от нагрузки

Напряжения в грунте

σ<sub>zg</sub>

σ<sub>zp</sub>



Глубина сжимаемой толщи  $H_c = 6.40$  м

Напряжение при  $z = H_c$   $\sigma_{zP} / \sigma_{zG} = 33.8 / 0.200 = 0.200$  кПа -  
 Осадка основания  $s = 4.40$  см  
 Условие допустимости  $s / s_u = 4.40 / 5.00 = 0.879 \leq 1$

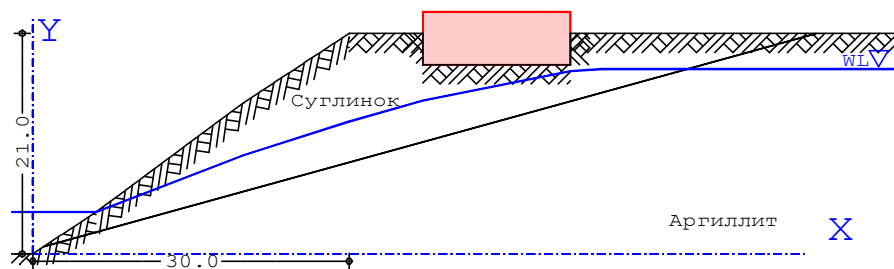
Расчет выполнен модулем 553 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t560**

**Устойчивость откоса**

Расчётная схема

M = 1 : 717



Поверхность откоса

		Координаты точек						
коорд.		1	2	3	4	5	6	7
x [м]		0.00	1.00	6.00	20.00	30.00	37.00	37.00
y [м]		0.00	0.67	4.00	14.40	21.00	21.00	18.00
коорд.		8	9	10	11	12	13	14
x [м]		51.00	51.00	74.32				
y [м]		18.00	21.00	21.00				

Грунт

№	Описание	h [м]	$\gamma$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$\gamma_w$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$\phi$ [грд]	c [кН/м <sup>2</sup> ]
1	Суглинок	19.60	19.60	10.00	10.00	15.60
	Аргиллит	40.00	20.00	10.00	45.00	50.00

Граница грунта "Суглинок" наклонена под углом 15.50° к горизонту и начинается в точке №2 поверхности.

Грунтовые воды

		Координаты точек кривой депрессии						
коорд.		1	2	3	4	5	6	7
x <sub>w</sub> [м]		0.00	6.00	20.00	30.00	37.00	51.00	54.00
y <sub>w</sub> [м]		4.00	4.00	9.40	12.60	14.60	17.40	17.60

Нагрузки

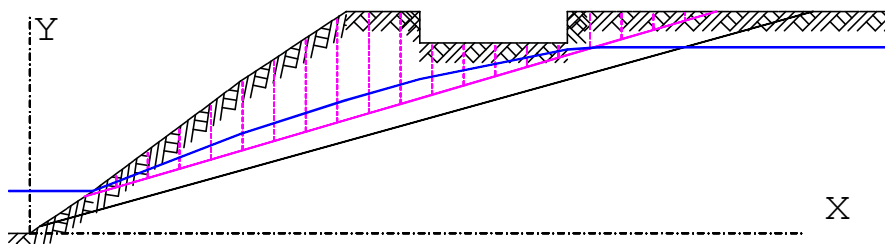
№	Y-коорд. [м]	Z-коорд. [м]	протяжён. [м]	величина [кН/м]
1	37.00	18.00	14.00	100.00

Коэффициент безопасности  $\eta = 1.00$

Результаты расчёта

устойчивости откоса.  
 Обрушение откоса по плоской поверхности скольжения выходящей на склон в в точке с координатми  
 $x = 5.20\text{м}$   $y = 3.47\text{м}$   
 и углом наклона к горизонту  $\alpha = 15.50^\circ$

Схема обрушения откоса по плоской поверхности скольжения  
 М = 1 : 717



№	X [м]	Y [м]	G [кН/м <sup>2</sup> ]	N <sub>G</sub> [кН/м]	N <sub>p</sub> [кН/м]	N <sub>w</sub> [кН/м]	N <sub>r</sub> [кН/м]
1	6.70	3.91	25.57	6.83	0.00	3.09	53.05
2	9.70	4.78	96.80	25.87	0.00	7.44	65.16
3	12.69	5.66	168.04	44.91	0.00	10.67	77.26
4	15.69	6.54	239.27	63.94	0.00	13.89	89.36
5	18.69	7.41	310.50	82.98	0.00	16.94	101.47
6	21.68	8.29	376.73	100.68	0.00	15.82	112.72
7	24.68	9.16	439.04	117.33	0.00	16.61	123.31
8	27.68	10.04	501.35	133.98	0.00	17.40	133.90
9	30.67	10.92	538.26	143.84	0.00	16.57	140.17
10	33.67	11.79	487.35	130.24	0.00	15.87	131.52
11	36.67	12.67	436.45	116.64	31.12	13.86	142.66
12	39.66	13.55	215.90	57.70	80.09	9.50	136.31
13	42.66	14.43	172.38	46.07	80.09	7.83	128.92
14	45.66	15.30	128.87	34.44	80.09	6.17	121.53
15	48.65	16.18	85.36	22.81	80.09	4.51	114.13
16	51.65	17.05	220.54	58.94	22.67	1.22	100.60
17	54.65	17.93	180.22	48.16	0.00	0.00	79.33
18	57.64	18.81	128.73	34.40	0.00	0.00	70.58
19	60.64	19.68	77.24	20.64	0.00	0.00	61.83
20	63.64	20.56	25.75	6.88	0.00	0.00	53.08
<b>Σ</b>				<b>1297.27</b>	<b>374.13</b>	<b>177.40</b>	<b>2036.88</b>

Сдвигающая сила  $N_e = N_G + N_p + N_w = 1848.80$  кН/м  
 Проверка устойчивости  $N_r / N_e = 1.10 > \eta$   
**УСЛОВИЕ УСТОЙЧИВОСТИ ВЫПОЛНЕНО.**

Расчет выполнен модулем 560 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t570**

**Шпунтовая стенка**

Расчётная схема

М = 1 :120



Поверхность Рельеф местности горизонтальный.  
 Верх стенки находится на отметке 340.00 м

Котлован Отметка дна котлована 334.00 м

N	Отметка		Наклон
	[м]		
1	338.00		10.0

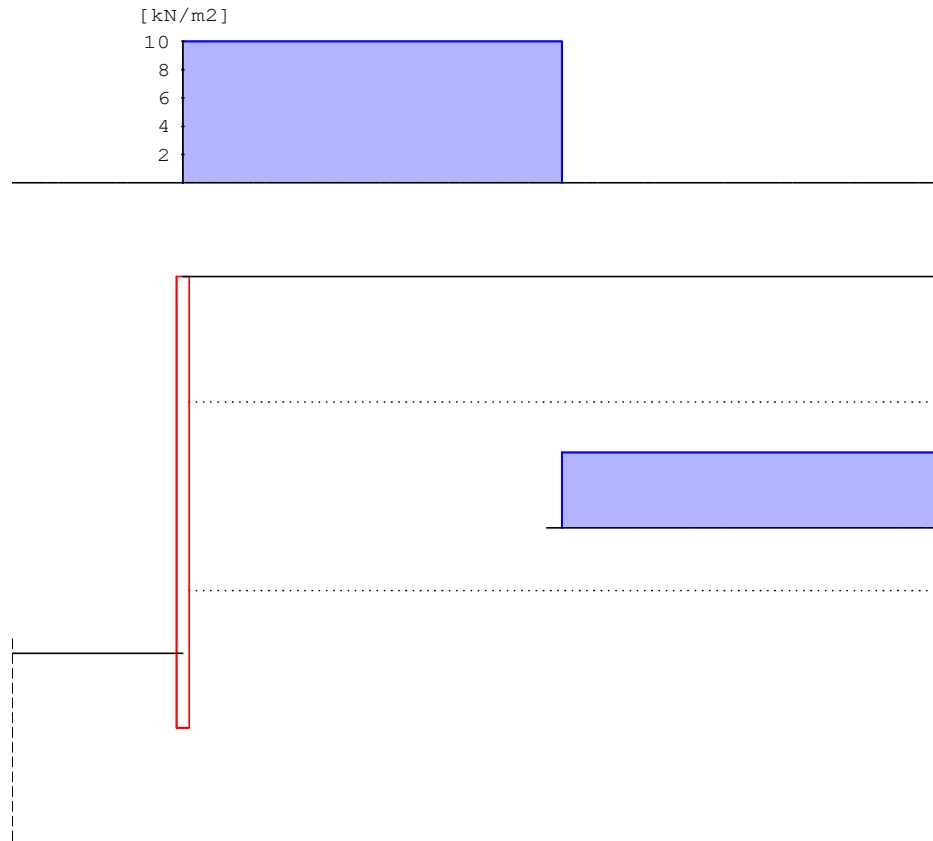
Отметки уровня грунта в слоях  
 справа от стенки Kwr = 328.00 м  
 слева от стенки Kw1 = 328.00 м

N	Выше отметки [м]	Gamma [kN/m3]	Phi [°]	Delta		C [кН/м2]
				акт. [°]	пасс. [°]	
1	338.00	22.0	29.1	19.4		1
2	335.00	22.0	31.8	21.2		5
3а	328.00	16.4/19.8	34.5	23.0	-23.0	1
3б	310.00	10.5/12.7	34.5	23.0	-23.0	1

../.. = слева/справа от стенки

Угол пассивного трения о стенку справа  
 для гладкой стенки  $DpC = +1/3 * Phi$

Нагружение  
 М = 1 :120



Тип нагрузки	N.	Отм. [м]	a [м]	s [м]	p/eh1 [кН/м <sup>2</sup> ]	P/eh2 [кН/м]
Распределен.	1		0.00	6.00	10.0	
От фундамента	1	336.00	6.00	10.00	100.0	

Давление грунта

По методу Кульмана, с одной плоскостью сползания.

Коэффициент безопасности для сопротивления грунта:  
 слева от стенки  $e_{таp} = 1.50$   
 справа от стенки  $e_{таpC} = 1.50$

Сила давления

Отметка [м]	E <sub>аgh</sub> [кН/м]	E <sub>арh</sub> [кН/м]	Theta <sub>а</sub> [°]	E <sub>рgh</sub> [кН/м]	Theta <sub>р</sub> [°]
340.00	-0.0	0.0			
339.00	1.9	2.9	56.6		
338.00	10.1	5.8	56.2		
336.50	26.9	9.7	57.5		
335.00	56.6	13.5	57.7		
334.00				-0.0	-16.7
331.50	168.3	21.5	58.4		
331.00				-454.5	-15.0
328.00	335.7	24.1	60.0	-1765.9	-14.9
319.00	955.5	199.1	56.2	-9464.3	-14.9
310.00	1811.4	397.1	58.4	-22120.3	-14.9

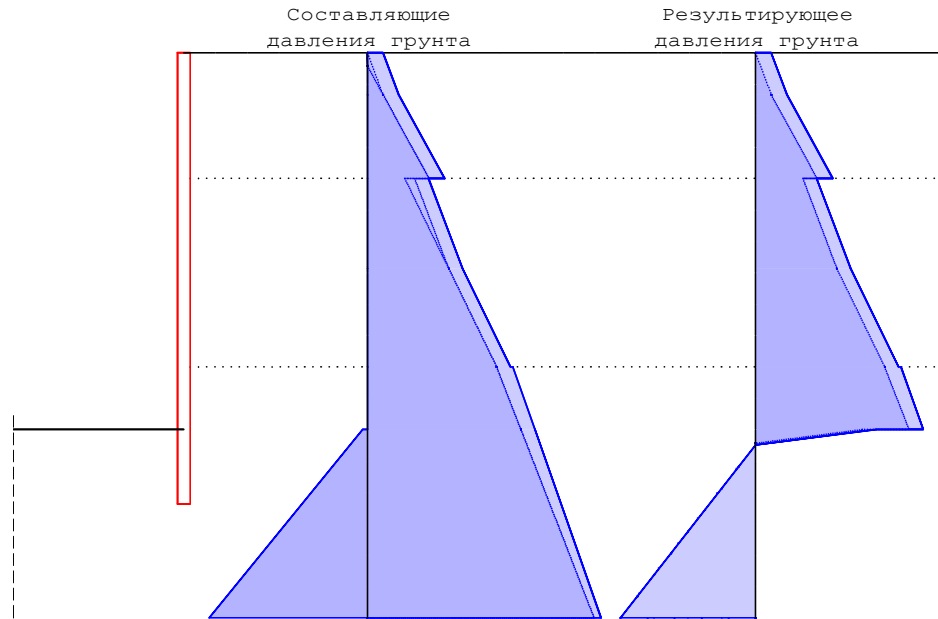
Эпюра давлений

Отметка [м]	e <sub>аgh</sub>	e <sub>арh</sub> [кН/м <sup>2</sup> ]	e <sub>аwh</sub>	e <sub>рgh</sub> [кН/м <sup>2</sup> ]	e <sub>h</sub> [кН/м <sup>2</sup> ]
340.00	0.0*	2.9	0.0		2.9
339.33	2.9*	2.9	0.0		5.8
338.00	11.4	2.9	0.0		14.3
338.00	8.8*	2.6	0.0		11.4
336.56	15.1*	2.6	0.0		17.7
335.00	24.0	2.6	0.0		26.6
335.00	24.0	3.1	0.0		27.0
334.00	28.5	2.6	0.0		31.1

334.00	28.5	2.6	0.0	-8.7	22.5
328.00	55.8	-0.0	0.0	-580.0	-524.2
328.00	55.7	18.2	0.0	-580.0	-506.0
310.00	108.2	23.3	0.0	-1681.6	-1550.1

\* = минимальное давление грунта

М = 1 :120

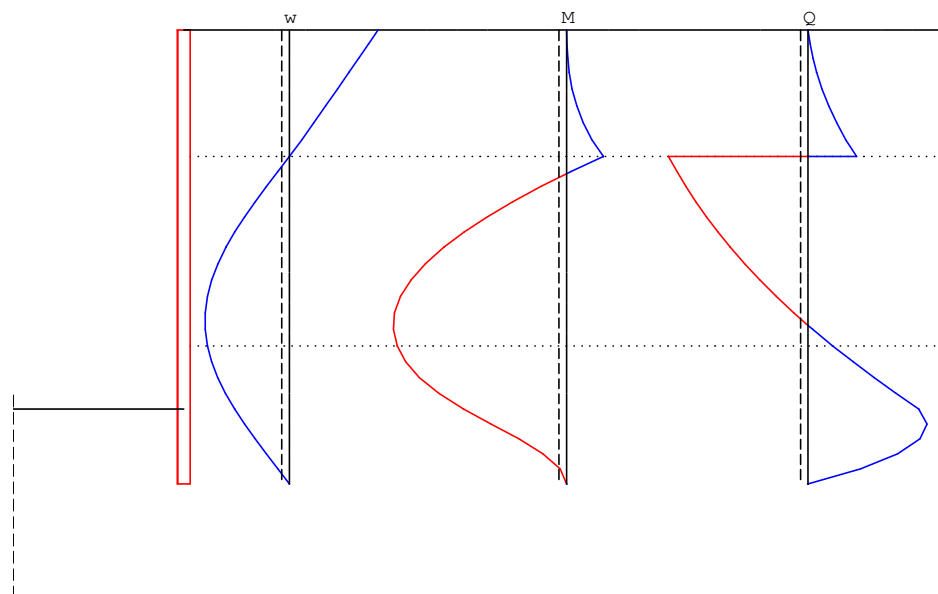


Сопротивл. грунта  
справа от стенки

Отметка [м]	EphC [кН/м2]	ThetapC [°]	epghC [кН/м2]	epphC [кН/м2]	ephC [кН/м2]
-716.5	-35.0	-216.0	66.0	-150.0	
-1529.5	-39.8				
-3068.7	-44.5	-411.6	-222.4	-634.1	
-8305.7	-32.9	-411.6	-111.7	-523.3	
-14597.3	-34.7	-788.8	31.1	-757.7	

Усилия в сечении  
М = 1 :120

для свободного опирания в грунте





Отметка [м]	w [мм]	M [кНм/м]	Q [кН/м]
340.00	<b>-2.4</b>	0.0	0.0
339.33	-1.6	-0.9	-2.9
338.00	0.0	<b>-12.4</b>	-16.4
			<b>47.2</b>
336.56	1.7	41.4	26.3
335.32	2.3	<b>58.7</b>	0.0
335.00	<b>2.2</b>	57.3	-8.3
334.00	1.5	34.8	-37.4
333.75	1.2	25.1	<b>-40.2</b>
332.81	0.0	0.0	0.0
max.	2.2	58.7	47.2
min.	-2.4	-12.4	-40.2

Реакции опор

1. Анкер 1

A1h = 63.5 kN/m

Глубина котлована H = 6.00 м  
 Глубина точки нулевого давл. u = 0.25 м  
 Расчетная глубина заделки t1 = 1.19 м  
 Расчетная высота стенки L = 7.19 м

Расчёт по прочности

стены в грунте по СП 63.13330.12 с использованием трехлинейной диаграммы состояния бетона.

**Бетон В 25 (тяжелый)**

**Арматурная сталь : А500**

Толщина стенки 300мм, защитный слой бетона 30мм

Арматура со стороны грунта:

Наибольшее значение получено на отметке 340.0м

Изг. момент 12.4кНм/м, продольная сила 0.0кН/м

Минимальная продольная арматура 3.00см<sup>2</sup>/м

Прутки диаметром 12мм, установлены с шагом 300мм

Момент образования трещин -42.4кНм/м

Арматура со стороны котлована:

Наибольшее значение получено на отметке 340.0м

наибольшее значение получено на отметке 340.0м

Изг. момент 58.7кНм/м, продольная сила 0.0кН/м

Расчетная продольная арматура I пр.с. 5.14см<sup>2</sup>/м

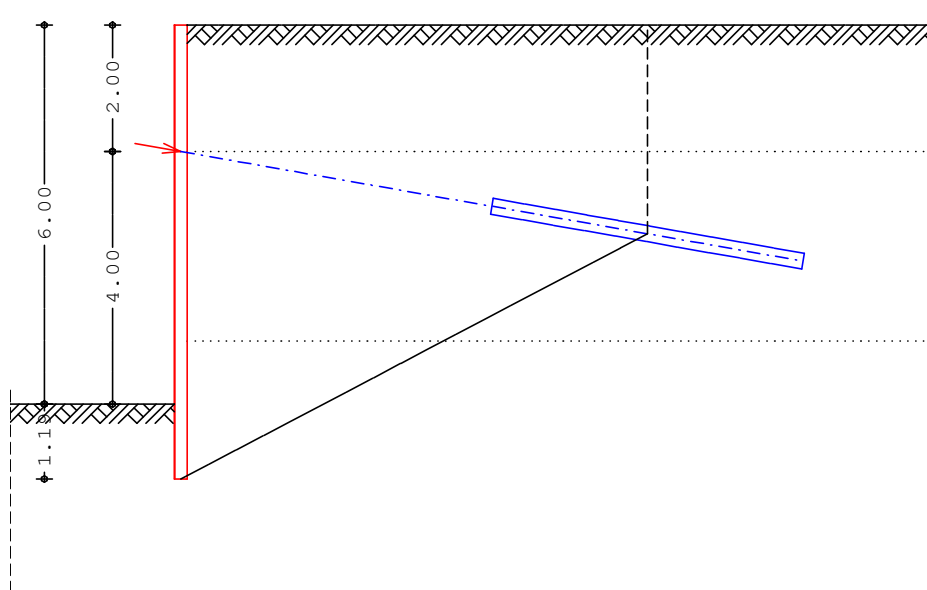
Прутки диаметром 12мм, установлены с шагом 40мм

Ширина раскрытия трещин 0.028мм

Проверки

Крепление анкера  
 M = 1 :120

проверка на глубинный сдвиг при поступат. движении



Номер анкера	Погон. усилие [кН/м]	Шаг в анк. [м]	Усилие в анкере [кН]	допус. в анк. [кН]	Длина анкерна. тяги [м]	Длина рабочей части [м]
1	64.5	15.40	993.6	1000.0	5.00	5.00

Проверка анкера 1      Расстояние до условной стенки  $l = 7.39$  м  
 Угол наклона плоскости сдвига  $\theta = 27.7$  °

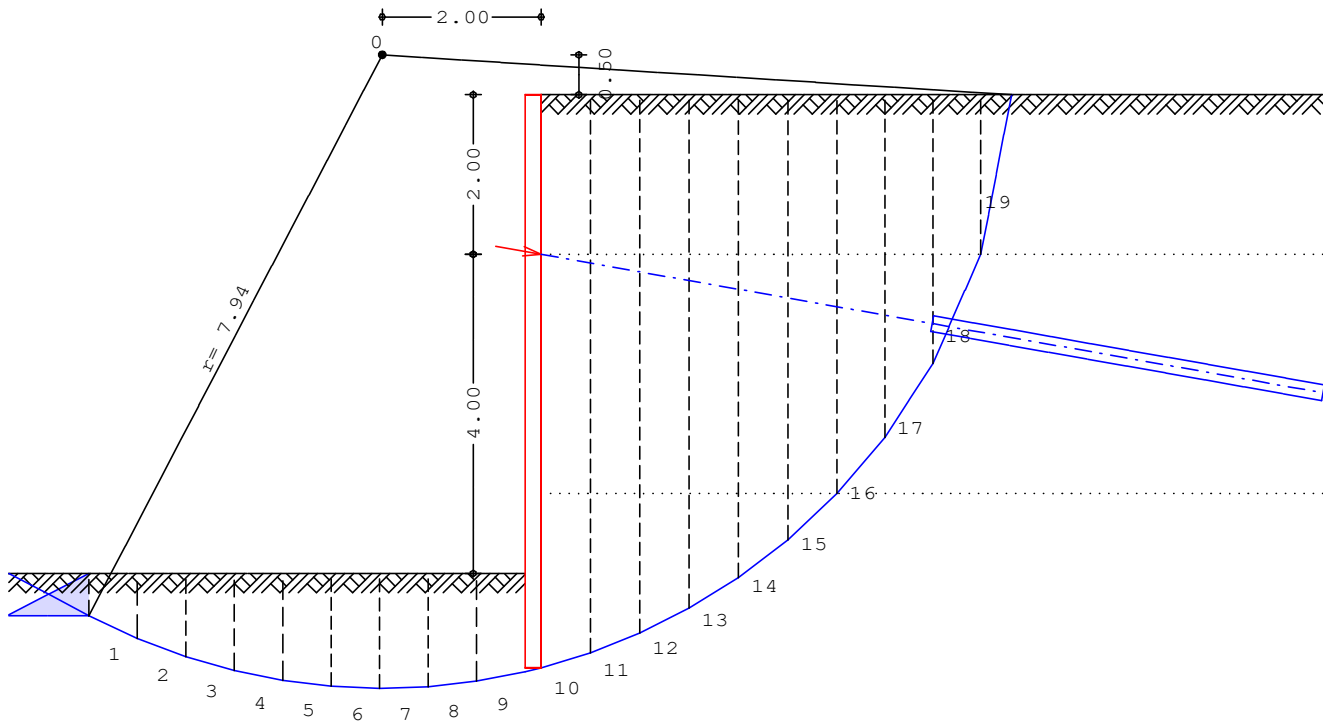
	Высота [м]	$E_h$ [кН/м]	$E_v$ [кН/м]
Стенка до уровня с $Q=0$	7.19	138.3	55.6
Условная стенка	3.30	25.3	9.5

Слой	$\phi$ [°]	$c$ [кН/м <sup>2</sup> ]	$G$ [кН/м]	$P$ [кН/м]	$C$ [кН/м]
1	31.8	4.7	294.9	0.0	17.0
2	34.5	1.3	547.2	0.0	6.3

Возмож. гориз. усилие в анкере  $A_h = 208.9$  кН/м  
 Расчет. гориз. усилие в анкере  $A_h = 63.5$  кН/м  
 коэфф. запаса  $\eta = a = 208.9 / 63.5 = 3.29 > 1.2$

Устойчивость стенки на сдвиг по круглоцилиндрической поверхности скольж.

$M = 1 : 95$



N	Слой 1 $\gamma=22.0$		Слой 2 $\gamma=22.0$		Слой 3а $\gamma=19.8$	
	Высота [м]	$g$ [кН/м <sup>2</sup> ]	Высота [м]	$g$ [кН/м <sup>2</sup> ]	Высота [м]	$g$ [кН/м <sup>2</sup> ]
1	-	-	-	-	0.67	13.34
2	-	-	-	-	0.93	18.46
3	-	-	-	-	1.13	22.43
4	-	-	-	-	1.28	25.36
5	-	-	-	-	1.38	27.30
6	-	-	-	-	1.43	28.28
7	-	-	-	-	1.43	28.33
8	-	-	-	-	1.39	27.44
9	-	-	-	-	1.29	25.61
10	2.00	44.00	3.00	66.00	2.09	41.40
11	2.00	44.00	3.00	66.00	1.87	37.08
12	2.00	44.00	3.00	66.00	1.59	31.55

**СТАТИКА/570**

13	2.00	44.00	3.00	66.00	1.25	24.66
14	2.00	44.00	3.00	66.00	0.82	16.18
15	2.00	44.00	3.00	66.00	0.29	5.76
16	2.00	44.00	2.65	58.23	-	-
17	2.00	44.00	1.83	40.30	-	-
18	2.00	44.00	0.69	15.07	-	-
19	1.00	22.00	-	-	-	-

N	Слой3b	gam=12.7
	Высота	g
	[м]	[кН/м2]
1	-	-
2	-	-
3	-	-
4	-	-
5	-	-
6	-	-
7	-	-
8	-	-
9	-	-
10	-	-
11	-	-
12	-	-
13	-	-
14	-	-
15	-	-
16	-	-
17	-	-
18	-	-
19	-	-

N	Сумма g	Ширина	Собств.	Внешн.	G	theta
	[кН/м2]	[м]	[кН/м]	[кН/м]	[кН/м]	[°]
1	13.34	0.61	8.14	-	8.14	-25.29
2	18.46	0.61	11.27	-	11.27	-20.50
3	22.43	0.61	13.70	-	13.70	-15.86
4	25.36	0.61	15.48	-	15.48	-11.32
5	27.30	0.61	16.67	-	16.67	-6.86
6	28.28	0.61	17.27	-	17.27	-2.43
7	28.33	0.61	17.30	-	17.30	1.98
8	27.44	0.61	16.75	-	16.75	6.40
9	25.61	0.61	15.63	-	15.63	10.86
10	151.40	0.62	94.08	-	94.08	16.93
11	147.08	0.62	91.40	-	91.40	21.69
12	141.55	0.62	87.96	0.03	87.99	26.61
13	134.66	0.62	83.68	6.21	89.89	31.75
14	126.18	0.62	78.41	6.21	84.63	37.21
15	115.76	0.62	71.93	6.21	78.15	43.09
16	102.23	0.60	61.65	6.03	67.68	49.52
17	84.30	0.60	50.84	6.03	56.87	56.85
18	59.07	0.60	35.62	6.03	41.65	66.24
19	22.00	0.39	8.54	3.88	12.42	79.02

N	G*sin(theta)	phi	c	T
	[кН/м]	[°]	[кН/м2]	[кН/м]
1	-3.48	34.5	1.33	9.04
2	-3.95	34.5	1.33	11.02
3	-3.74	34.5	1.33	12.23
4	-3.04	34.5	1.33	12.87
5	-1.99	34.5	1.33	13.09
6	-0.73	34.5	1.33	12.96
7	0.60	34.5	1.33	12.53
8	1.87	34.5	1.33	11.82
9	2.94	34.5	1.33	10.84
10	27.40	34.5	1.33	60.24
11	33.78	34.5	1.33	58.11
12	39.41	34.5	1.33	55.95

13	47.31	34.5	1.33	57.57
14	51.17	34.5	1.33	55.17
15	53.39	34.5	1.33	52.50
16	51.48	31.8	4.67	46.65
17	47.61	31.8	4.67	42.83
18	38.12	31.8	4.67	36.86
19	12.19	29.1	1.33	13.48
	390.36			586.11

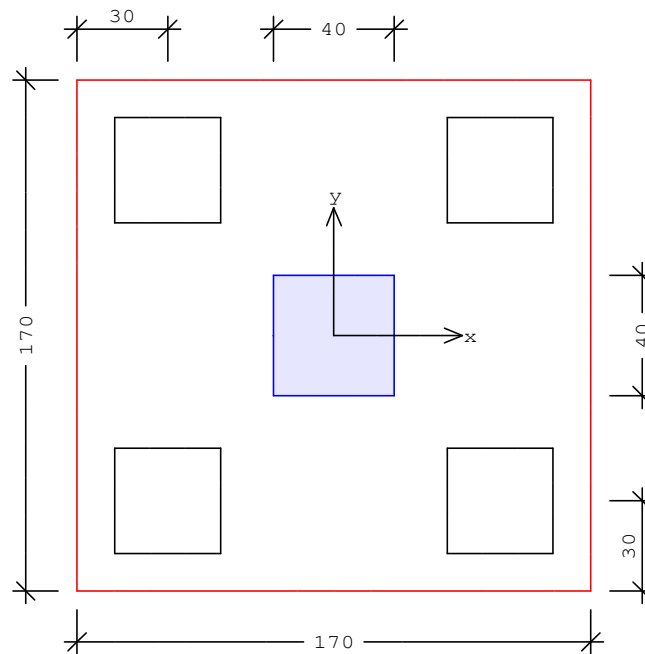
Радиус окружности скольжения  $r = 7.94$  м  
 Момент от касательных сил  $r \cdot ST_i = 4654.49$  kNm/m  
 Момент от пассивного давления  $ME_p = 47.66$  kNm/m  
 Момент от веса и внешних сил  $r \cdot SG_i = 3099.98$  kNm/m  
 Запас устойчив. грунта на сдвиг  $\eta =$   
 $(4654 + 48) / (3100 + 0) = 1.52 > 1.2$

Расчет выполнен модулем 570 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t580**

**Свайный фундамент под колонну**

Фундамент



Размеры сечения колонны  $C_x = 40$  см  
 $C_y = 40$  см  
 Размеры ростверка  $l_x = 170$  см  
 $l_y = 170$  см  
 Толщина ростверка  $h = 50$  см  
 Число свай  $n = 4$  -  
 Расстояние от грани ростверка до осей крайних свай  
 по оси x  $a_x = 30$  см  
 по оси y  $a_y = 30$  см  
 Вид свай **висячие забивные железобетонные сваи**

Ширина сечения сваи  $d = 35$  см

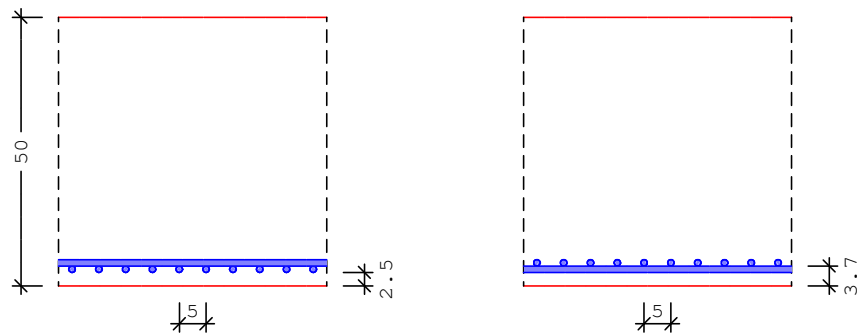
Наименьшее расстояние между осями свай  
 $a_{min} = 110$  см

Длина сваи  $l = 5.00$  м

Арматура в ростверке по осям x и y

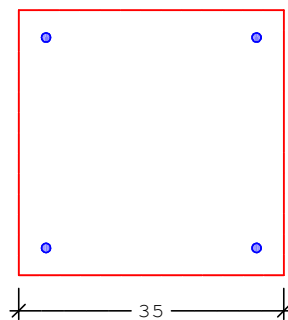
Ось	Арматура	$d_s$ [мм]	Шаг [см]	Число стерж.	$A_s$ [см <sup>2</sup> ]	$a_z$ [мм]	$h_0$ [см]	$\mu$ [%]
x *	нижняя	12	5	33	37.32	25	46.9	0.47
y *	нижняя	12	5	33	37.32	37	45.7	0.48

\* арматура подобрана с учетом ограничения ширины раскрытия трещин



Арматура в свае

Число стержней  $n_s = 4$  -  
 Диаметр стержней  $d_s = 12$  мм  
 Защитный слой бетона  $a_z = 30$  мм



Стержни: 4  $\Phi 12$   
 Защитный слой:  
 $a_z = 30$  мм

Свая погружается молотом

Принимается шарнирное сопряжение сваи с ростверком

Глубина заложения ростверка  
 от поверхности рельефа  $d_n = 3.00$  м  
 от уровня планировки  $d_0 = 3.00$  м

Грунт

Слой	h [м]	Вид грунта
1	8.00	Глина полутвердая

Удельный вес грунта выше уровня подошвы ростверка  
 нормативное значение  $\gamma_{0n} = 20.0$  кН/м<sup>3</sup>  
 расчетное значение  $\gamma_0 = 18.0$  кН/м<sup>3</sup>

Удельный вес  
грунта

Слой	W [%]	e [-]	S <sub>r</sub> [-]	$\gamma_s$ [кН/м <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [кН/м <sup>3</sup> ]
1	15.0	0.66	0.59	26.0	18.0

Консистенция  
глинистого грунта

Слой	W <sub>p</sub> [%]	W <sub>L</sub> [%]	I <sub>p</sub> [%]	I <sub>L</sub> [-]
1	10.0	30.0	20.0	0.25

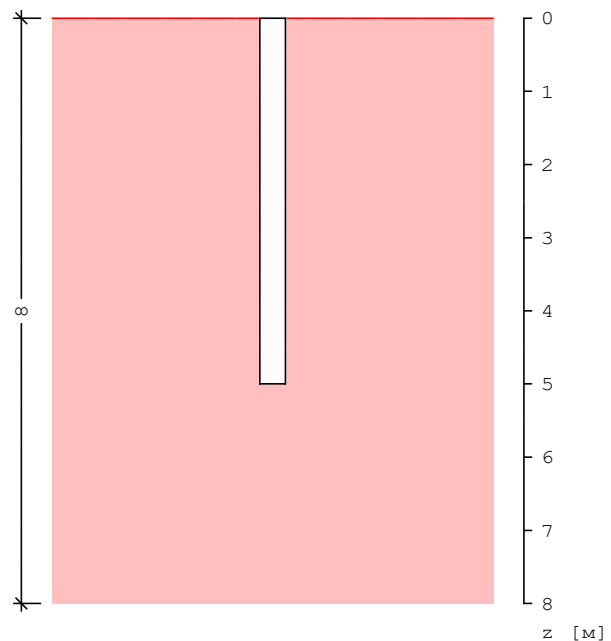
Кэфф. надежности

$\gamma_g(c)$	$\gamma_g(\phi)$	$\gamma_g(\gamma)$
1.50	1.15	1.10

Характеристики грунта

Слой	c <sub>II</sub> [кПа]	φ <sub>II</sub> [град]	γ <sub>II</sub> [кН/м <sup>3</sup> ]	c <sub>I</sub> [кПа]	φ <sub>I</sub> [град]	γ <sub>I</sub> [кН/м <sup>3</sup> ]	E [МПа]	ν [-]
1	15.0	25.0	18.0	10.0	21.7	16.4	20.0	0.30

Схема геологического разреза



Нагрузки

№	Вид нагрузки	$\gamma_f$	Группа	Знак
1	Постоянная	1.05		

№	N [кН]	N <sub>x</sub> [кН]	N <sub>y</sub> [кН]	M <sub>x</sub> [кНм]	M <sub>y</sub> [кНм]
1	2000.0	100.0			

Вес ростверка  $G_p = 36.1$  кН  
 Коэффициент надежности  $\gamma_f = 1.10$  -  
 Вес свай  $G_c = 15.3$  кН  
 Коэффициент надежности  $\gamma_f = 1.10$  -

Расчет Согласно СП 24.13330.2021, СП 63.13330.2018, СП 20.13330.2016

Материал ростверка Бетон **В 20 (тяжелый)**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -  
 Продольная арматура **A500**  
 Косвенная арматура **A400**  
 Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 10.35$  МПа  
 $\gamma_b R_{bt} = 0.81$  МПа  
 Сопротивление арматуры  $R_s = 435$  МПа  
 $R_{sc} = 400$  МПа  
 $R_{s,xy} = 350$  МПа

Материал сваи Бетон **В 25 (тяжелый)**  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_b = 0.900$  -  
 Арматура **A500**  
 Сопротивление бетона  $\gamma_b R_b = 13.05$  МПа  
 Сопротивление арматуры  $R_s = 435$  МПа  
 $R_{sc} = 400$  МПа

**Проверка прочности грунта основания сваи при сжимающей нагрузке**

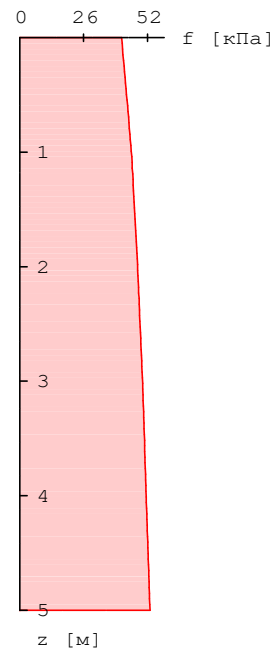
Комбинация нагрузок 

Номера нагрузок и коэффициенты
1 (1.05)

Нагрузка на куст свай 

N [кН]	$M_x$ [кНм]	$M_y$ [кНм]
2139.7		52.5

Нагрузка на сваю наибольшая сжимающая  $N = 558.8$  кН  
 Сопротивление грунта под концом сваи  $R = 3.95$  МПа  
 при глубине заложения  $h = 8.00$  м  
 Коэффициент условий работы  $\gamma_{R,R} = 1.00$  -  
 Сопротивление грунта на боковой поверхности сваи  $f$



Слой	$z_1$ [м]	$z_2$ [м]	$\gamma_{R,f}$ [-]	$f_1$ [кПа]	$f_2$ [кПа]
1	0.00	5.00	1.00	41.5	53.0

Площадь опирания на грунт  $A = 1225$  см<sup>2</sup>  
 Периметр сечения сваи  $u = 140.0$  см

Коэффициент условий работы сваи при сжатии  $\gamma_c = 1.00$  -

Несущая способность сваи  
 $F_d = F_{dR} + F_{df} = 483.9 + 339.1 = 823.0$  кН

Условие прочности  $N_0 \gamma_n \gamma_{c, g} / F_d =$   
 $575.6 * 1.00 * 1.40 / 823.0 = 0.979 \leq 1$

**Проверка допустимости давления на грунт боковой поверхностью сваи**

Комбинация нагрузок	$N_x$ [кН]	$N_y$ [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	105.0	0.0	

Нагрузка на сваю  $N_x = 26.2$  кН  $N_y = 0.0$  кН

Слой	от z до z		K [кН/м <sup>4</sup> ]	$c_z$	
	[м]	[м]		[кН/м <sup>3</sup> ]	
1	0.00	5.00	5000	0	25000

Примечание Коэффициент постели  $c_z = Kz$

Условная ширина сваи  $b_p = 1.5d + 50 = 102.5$  см

Модуль упругости  $E = 30.00$  ГПа

Жесткость сваи  $EI = 37.52$  МНм<sup>2</sup>

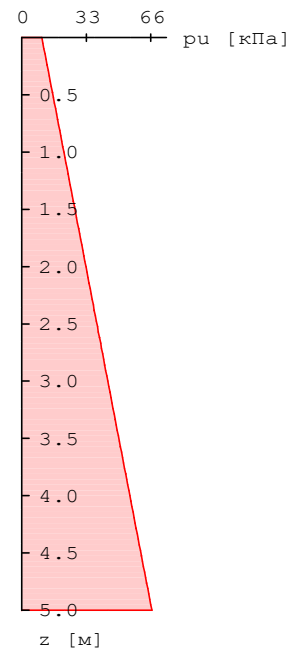
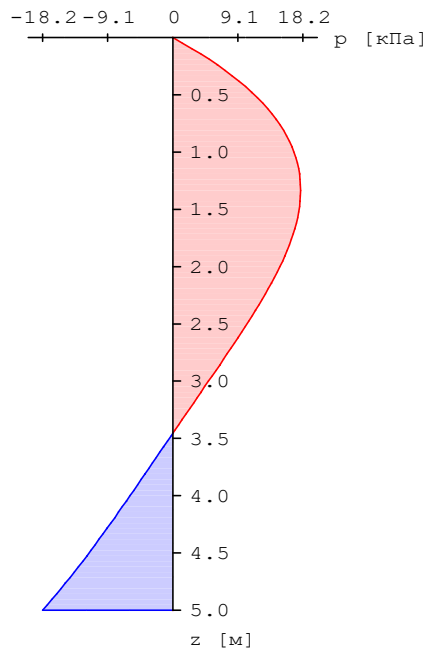
Коэффициент деформации  $\alpha_\epsilon = 0.672$  1/м

при K = 5000 кН/м<sup>4</sup>

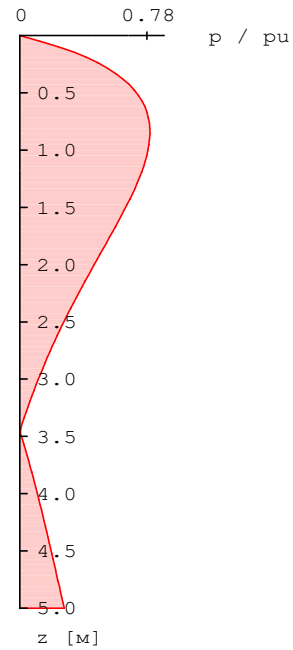
$l\alpha_\epsilon = 3.36$  -

Давление  $p$

Предельное давление  $p_u$







Коэффициенты в условии допустимости давления (Б.8)  
 $\eta_1 = 1.0$        $\eta_2 = 0.400$        $\xi = 0.6$

$\eta_2$  определяется по формуле (Б.9) приложения Б при  
 $n = 2.50$  -  
 $M_c = 78.2$  кНм       $M_t = 0.0$  кНм

Условие допустимости       $p / p_u = 17.8 / 24.6 = 0.726 \leq 1$   
 при  $z = 0.85 / \alpha_\varepsilon = 1.27$  м

Примечание      Проверка проведена для глубины, указанной в нормах

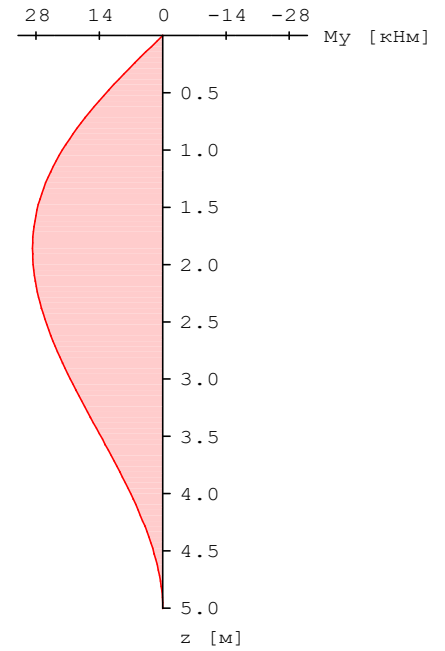
**Проверка прочности материала сваи**

Комбинация нагрузок	Номера нагрузок и коэффициенты				
	1 (1.05)				

Нагрузка на куст свай	N	H <sub>x</sub>	H <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
	[кН]	[кН]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	2139.7	105.0			52.5

Нагрузки на сваи       $N_{max} = 558.8$  кН       $N_{min} = 511.1$  кН  
 $H_x = 26.2$  кН       $H_y = 0.0$  кН

Изгибающий момент



Сжимающая сила  $N_0 / N_{0u} = 558.8 / 1240 = 0.451 \leq 1$   
 Момент  $M_y$   $M_y / M_{yu} = 28.8 / 63.9 = 0.451 \leq 1$   
 при  $z = 1.86$  м

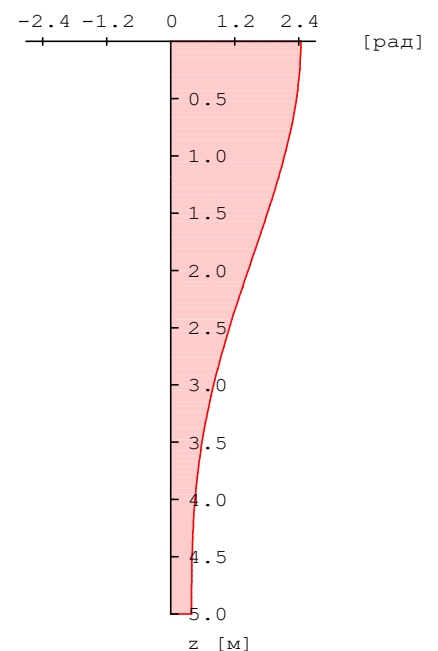
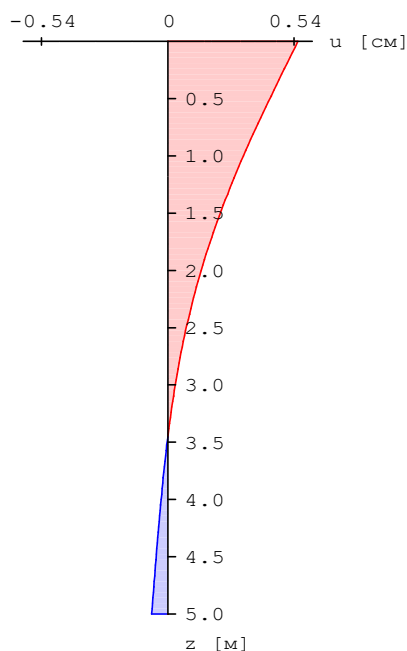
**Проверка допустимости перемещения и угла поворота головы сваи**

Комбинация нагрузок	$N_x$ [кН]	$N_y$ [кН]	Нагрузка (Коэффициент)
	100.0	0.0	1 (1.00)

Нагрузка на сваю  $N_x = 25.0$  кН  $N_y = 0.0$  кН

Перемещение  $u$

Угол поворота  $\psi \times 1000$



Перемещение  $u_0 / u_u = 0.56 / 3.00 = 0.185 \leq 1$

Угол поворота  $\psi_0 / \psi_u = 0.0024 / 0.0050 = 0.487 \leq 1$

**Проверка трещиностойкости свай**

Проверка не требуется, так как отсутствует зона растяжения

**Проверка допустимости осадок свай в кусте**

Комбинация нагрузок	Номера нагрузок и коэффициенты			
	1 (1.00)			

Нагрузка на куст свай	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
	[кН]	[кНм]	[кНм]
	2036.1		50.0

Модули сдвига и коэфф. Пуассона	G <sub>1</sub>	v <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	v <sub>2</sub>
	[МПа]	[-]	[МПа]	[-]
	7.69	0.30	7.69	0.30

Осадка свай	Свая	x	y	N	s
		[см]	[см]	[кН]	[см]
	1	-55.0	-55.0	501.6	1.68
	2	55.0	-55.0	547.1	1.73
	3	-55.0	55.0	501.6	1.68
	4	55.0	55.0	547.1	1.73

Условие допустимости  $s / s_u = 1.73 / 8.0 = 0.216 \leq 1$

**Проверка прочности сечений ростверка, нормальных к осям x и y**

Комбинация нагрузок	Номера нагрузок и коэффициенты			
	1 (1.05)			

Нагрузка на куст свай	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
	[кН]	[кНм]	[кНм]
	2139.7		52.5

Условие прочности	Ось	M	M <sub>u</sub>	M/M <sub>u</sub> <= 1
		[кНм]	[кНм]	
	x	391.2	683.6	0.572 <= 1
	y	374.5	664.1	0.564 <= 1

**Проверка ширины раскрытия трещин в ростверке, нормальных к осям x и y**

Предельная ширина раскрытия трещин	Непродолжительное раскрытие	a <sub>c1,u</sub> =	0.30	мм
	Продолжительное раскрытие	a <sub>c2,u</sub> =	0.20	мм

Комбинация нагрузок	Номера нагрузок и коэффициенты			
	1 (1.00)			

Нагрузка на куст свай	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N <sub>1</sub>	M <sub>x1</sub>	M <sub>y1</sub>
	[кН]	[кНм]	[кНм]	[кН]	[кНм]	[кНм]
	2036.1		50.0	2036.1		50.0

Ширина раскрытия трещин	Ось	M	M <sub>1</sub>	M <sub>crс</sub>	a <sub>c1</sub>	a <sub>c2</sub>
		[кНм]	[кНм]	[кНм]	[мм]	[мм]
	x	372.2	372.2	194.5	0.188	0.188
	y	356.3	356.3	191.8	0.181	0.181

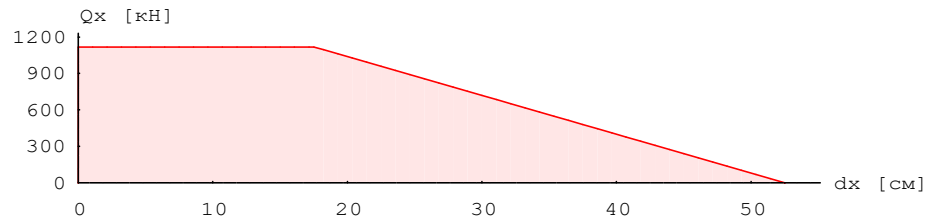
**Проверка прочности сечений ростверка, наклонных к осям x и y**

Комбинация нагрузок	Номера нагрузок и коэффициенты			
	1 (1.05)			

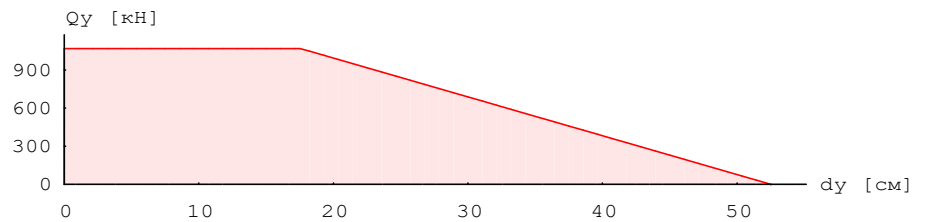
Нагрузка  
на куст свай

N [кН]	M <sub>x</sub> [кНм]	M <sub>y</sub> [кНм]
2139.7		52.5

Поперечная сила Q<sub>x</sub>



Поперечная сила Q<sub>y</sub>



d - расстояние от колонны вдоль указанной оси

Ось	C [см]	Q [кН]	Q <sub>b</sub> [кН]
x	17.5	1117.6	1614.5
y	17.5	1069.9	1573.2

Условия прочности

$$Q_x / Q_{bx} = 0.692 \leq 1$$

$$Q_y / Q_{by} = 0.680 \leq 1$$

**Проверка прочности** **ростверка на смятие колонной**

Комбинация нагрузок

Номера нагрузок и коэффициенты
1 (1.05)

Сжимающая сила N = 2100 кН

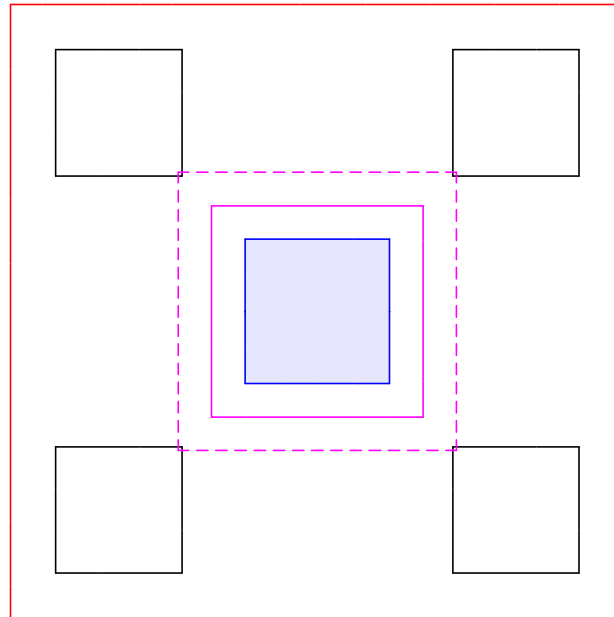
Предельная сила при отсутствии косвенной арматуры N<sub>b</sub> = 3974 кН

Условие прочности

$$N / N_b = 0.528 \leq 1$$

**Проверка прочности** **ростверка на продавливание колонной**

Расчетный контур



Расстояние от грани колонны до расчетного контура  
 $d = 9.3$  см

Средняя рабочая высота  $h_0 = 46.3$  см

Периметр и моменты сопротивления контура  
 $u = 585.2$  см  
 $W_x = 11415$  см<sup>2</sup>  $W_y = 11415$  см<sup>2</sup>

Примечание. Значения  $u$ ,  $W_x$ ,  $W_y$  определены с учетом  $h_0 / 2d = 2.50$

Комбинация нагрузок	Номера нагрузок и коэффициенты		
	1 (1.05)		

Нагрузка на куст свай	N [кН]	$M_x$ [кНм]	$M_y$ [кНм]
	2139.7		52.5

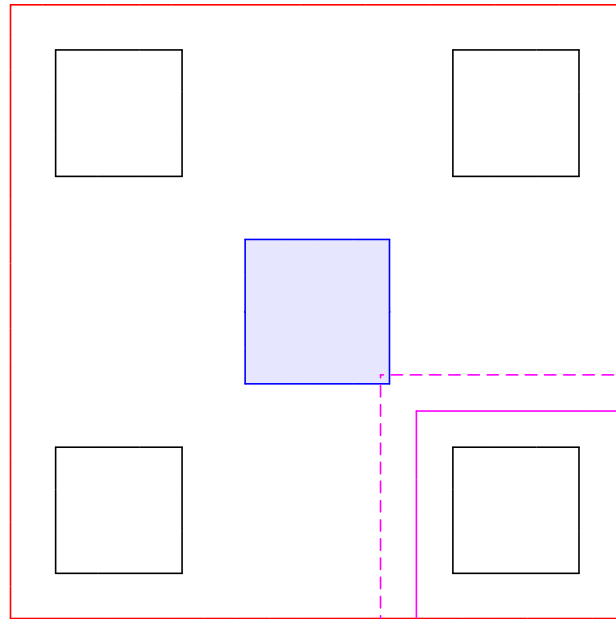
Продавливающая нагрузка	F [кН]	$M_x$ [кНм]	$M_y$ [кНм]
	2100.0	0.0	0.0

Предельные усилия в бетоне	$F_{ult}$ [кН]	$M_{x,ult}$ [кНм]	$M_{y,ult}$ [кНм]
	2194.7	428.1	428.1

Условие прочности  $F / F_{ult} + M_x / M_{x,ult} + M_y / M_{y,ult} =$   
 $0.9569 + 0.0000 + 0.0000 = 0.957 \leq 1$

**Проверка прочности ростверка на продавливание угловой свай**

Расчетный контур



Расстояние от угловой сваи до расчетного контура  
 $d = 10.0$  см

Периметр и моменты сопротивления контура  
 $W_x = 2296$  см<sup>2</sup>       $u = 287.5$  см  
 $W_y = 2296$  см<sup>2</sup>

Примечание. Значения  $u$ ,  $W_x$ ,  $W_y$  определены с учетом  $h / 2d = 2.50$

Комбинация нагрузок	Номера нагрузок и коэффициенты		
	1 (1.05)		

Нагрузка на куст свай	N [кН]	$M_x$ [кНм]	$M_y$ [кНм]
	2139.7		52.5

Продавливающая нагрузка	F [кН]	$M_x$ [кНм]	$M_y$ [кНм]
	558.8	73.3	73.3

Предельные усилия в бетоне	$F_{ult}$ [кН]	$M_{x,ult}$ [кНм]	$M_{y,ult}$ [кНм]
	1164.4	93.0	93.0

Условие прочности  $F / F_{ult} + M_x / M_{x,ult} + M_y / M_{y,ult} =$   
 $0.4799 + 0.1200 + 0.1200 = 0.720 \leq 1$

Вклад моментов ограничен согласно указаниям 8.1.46

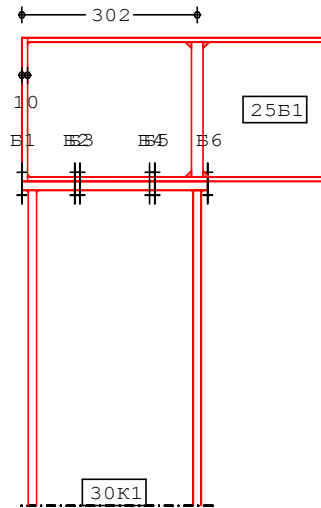
**Работоспособность фундамента обеспечена**

**Поз. t670**

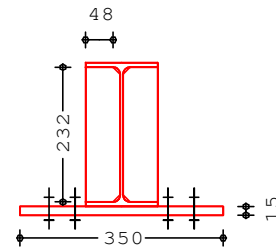
**Расчет жесткости болтового узла**

Болтовой узел рамы **Двутавр равнополочный**  
 Графика (сечения)  
 М = 1 : 52

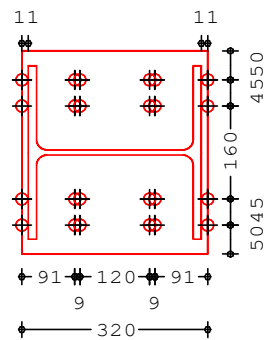
Вид сбоку



Вид спереди



Вид снизу



Материалы/сечения

Строительный элемент	Материал	Сечение [mm]
балки	С 255	25B1
колонны	С 255	30K1
я плита	С 255	320/350/15
а	С 255	284/299/10
есткости	С 255	232/ 48/20

Характеристики материалов

Строительный элемент	$R_y$ [МПа]	$R_u$ [МПа]	$E$ [Мпа]
балки	255.0	380.0	206000
колонны	245.0	370.0	206000
я плита	255.0	380.0	206000
а	245.0	370.0	206000
есткости	245.0	370.0	206000

Характеристики профиля

$I_y$ [см <sup>4</sup> ]	$A$ [см <sup>2</sup> ]	$W_y$ [см <sup>3</sup> ]	$S_y$ [см <sup>3</sup> ]
3537.0	32.68	2852.4	159.7
18850.0	110.80	12651.0	694.6

Болты

Маркировка	$A$ [мм <sup>2</sup> ]	$A_S$ [мм <sup>2</sup> ]	$d$ [мм]	$R_{bu}$ [МПа]	$R_{by}$ [МПа]
	314	245	20	1220000	1100000

Сварные швы

Тип шва	$n$	$l_w$ [мм]	$k_f$ [мм]
алки, наружный	2	124	5
балки	2	208	5
алки, внутренний	4	48	5
а, продольный	2	234	5
а, поперечный внутренний	4	127	5
а, поперечный наружный	2	299	5
ест., поперечный	4	30	5
ест., продольный	2	196	5

Стенка колонны при с  
А

Компонент k1	$K1$	$t_{SUB+SUB-}$
6	--	[cm 9 200.9

Стенка колонны при р

Компонент k3	Ряд	$A_{vc}$ [см <sup>2</sup> ]	$b_{eff}$ [мм]	$\omega$	$t_w$ [мм]	$K3$ [мм]	$F_{t, wc, Rd}$ [кН]
		5.16	44.0	0.987	9.0	0.7	55.3
		5.16	426.6	0.529	9.0	6.4	287.7
		5.16	249.1	0.730	9.0	3.8	231.8
		5.16	249.1	0.730	9.0	3.8	231.8
		5.16	426.6	0.529	9.0	6.4	287.7
		5.16	426.6	0.529	9.0	6.4	287.7
		5.16	222.3	0.767	9.0	3.4	217.5
		5.16	222.3	0.767	9.0	3.4	217.5

Изгиб полки

Компонент k4	Ряд	$greek>l_1$	$\lambda_2$	$\alpha$ [мм]	$n_1$ [мм]	$n_2$ [мм]	$m$ [мм]	$l_{eff,}$ [мм]
		-	-	45.0	0.0	7.0	-4.0	-4.0
		6	0.13	8.00	45.0	50.0	116.5	449.2
		-	-	45.0	50.0	116.5	263.5	263.5
		-	-	45.0	50.0	116.5	263.5	263.5
		6	0.13	8.00	45.0	50.0	116.5	449.2
		-	-	45.0	0.0	7.0	-4.0	-4.0
		-	-	45.0	50.0	116.5	375.0	672.2
		-	-	45.0	50.0	116.5	375.0	672.2



			Ряд	M		
Nm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
.06	-0.06	-32.8	-16.4	1076.0	-32.8	
.44	8.20	360.5	556.5	1076.0	360.5	
.78	3.78	211.4	480.5	1076.0	211.4	
.78	3.78	211.4	480.5	1076.0	211.4	
.44	8.20	360.5	556.5	1076.0	360.5	
.06	-0.06	-32.8	-16.4	1076.0	-32.8	
.38	9.64	300.9	581.2	1076.0	300.9	
.38	9.64	300.9	581.2	1076.0	300.9	

Полка и стенка балки **Компонент K7**

Ряд	M <sub>c, Rd</sub> [кНм]	F <sub>c, fb, Rd</sub> [кН]
	340.4	1198.4

Стенка балки при расч **Компонент K8**

Ряд	l <sub>eff, 1</sub> [mm]	F <sub>t, wb, Rd</sub> [кН]
1	449.2	990.6
	263.5	581.0
	263.5	581.0
	449.2	990.6
	375.0	826.9
	375.0	826.9

Коэффициенты жесткости

Ряд	K <sub>1</sub> [mm]	K <sub>3</sub> [mm]	K <sub>4</sub> [mm]	K <sub>5</sub> [mm]	K <sub>10</sub> [mm]	K <sub>eff</sub> [mm]
	2.0	0.7	0.1	-35.4	20.1	0.1
	1.0	6.4	0.6	3.7	20.1	0.5
	2.0	3.8	0.4	2.2	20.1	0.3
	2.0	3.8	0.4	2.2	20.1	0.3
	1.0	6.4	0.6	3.7	20.1	0.5
	2.0	6.4	0.6	-35.4	20.1	0.5

Ряд

Ряд	z <sub>eq</sub> [mm]	k <sub>eq</sub> [mm]	S <sub>j</sub> [МНм/рад]
	02.0	0.8	7.9
	02.0	1.4	13.6

Проверка соединения **Сварное соединение :**

$$\eta = M / W R_{wf} \gamma_c \leq 1$$

Коэффициент эффективности	$\eta_f$	=	1.3	
Коэффициент эффективности	$\eta_z$	=	0.9	
Момент сопротивления св.соед	W	=	353.7	см <sup>3</sup>
Предельный изг. момент балки	M	=	72.7	кНм
Расчетное сопротивление срезу	R <sub>wf</sub>	=	235.0	МПа

**Болтовое соединение при срезе :**

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c$$

Расчетное сопротивление	R <sub>bs</sub>	=	425.0	МПа
Число расчетных срезов болта	n <sub>s</sub>	=	1	
Коэффициент условий работы	$\gamma_b$	=	1.00	
Коэффициент условий работы	$\gamma_c$	=	1.00	
Несущая способность узла	N <sub>bs</sub>	=	3202.8	кН
Предельное усилие	N <sub>max</sub>	=	171.6	кН

**Болтовое соединение при растяжении :**

$$N_{bt} = R_{bt} A_{bn} \gamma_c$$

Расчетное сопротивление	$R_{bt}$	=	560.0	МПа
Коэффициент условий работы	$\gamma_c$	=	1.00	
Несущая способность узла	$N_{bt}$	=	1646.4	кН
Предельное усилие	$N_{max}$	=	283.6	кН

Классификация узла

**Болтовое соединение узла рамы :**

Момент инерции сечения балки	$I_b$	=	3537	см <sup>4</sup>
Момент инерции сечения стойки	$I_c$	=	18850	см <sup>4</sup>
Пролет балки	$L_b$	=	6.0	м
Высота колонны	$L_c$	=	4.0	м
Среднее значение $I_b/L_b$	$K_b$	=	0.58950	
Среднее значение $I_c/L_c$	$K_c$	=	4.71250	

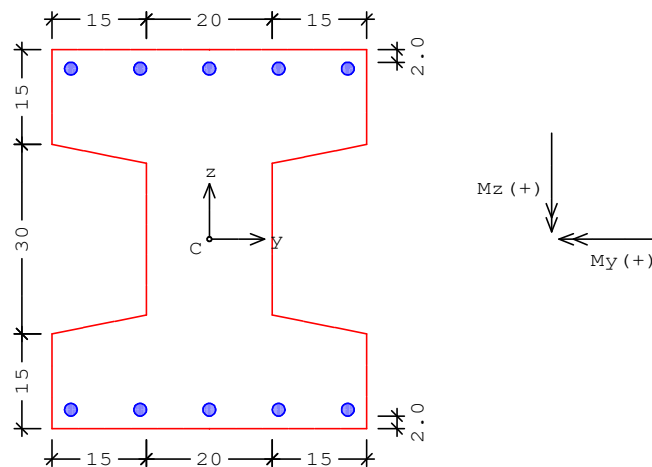
Расчет выполнен модулем 670 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t671**

**Предельные кривые ж/б сечения**

Сечение

Двутавровое сечение



Ширина ребра	$b$	=	20.0	см
Высота сечения	$h$	=	60.0	см
Ширина верхней полки	$b_{fB}$	=	50.0	см
Толщина верхней полки	$h_{fB1}$	=	15.0	см
	$h_{fB2}$	=	18.0	см
Ширина нижней полки	$b_{fH}$	=	50.0	см
Толщина нижней полки	$h_{fH1}$	=	15.0	см
	$h_{fH2}$	=	18.0	см
Диаметр арматуры	$d_{sB}$	=	20	мм
вверху	$d_{sH}$	=	20	мм
Толщина защитного слоя	$a_{zB}$	=	20	мм
внизу	$a_{zH}$	=	20	мм

Общая площадь арматуры	$A_{s, tot}$	=	31.42	см <sup>2</sup>
Коэффициент армирования	$\mu_{tot}$	=	1.43	%

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин:  
 непродолжительных  $a_{cr,cs}$  = 0.40 мм

продолжительных  $a_{crcl} = 0.20$  мм

Коэффициенты безопасности нагрузок:

продольной силы  $k_{fN} = 1.00$   
 изгибающего момента  $k_{fMy} = 1.20$   
 изгибающего момента  $k_{fMz} = 1.20$

Коэффициенты длительной части нагрузок:

продольной силы  $k_{dN} = 0.90$   
 изгибающего момента  $k_{dMy} = 0.60$   
 изгибающего момента  $k_{dMz} = 0.60$

Диаграмма  $M_y - N_x$

область допустимых значений при  $M_z = 0.0$  кН\*м.

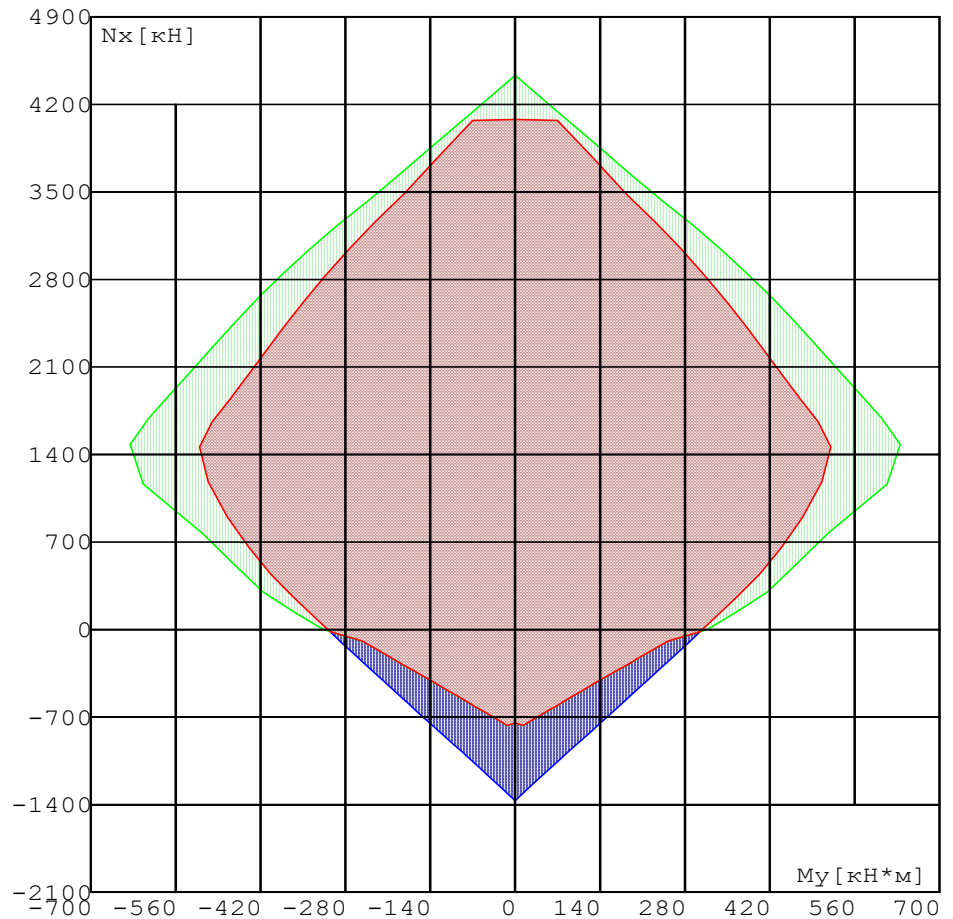


Таблица  $M_y - N_x$

$M_y$ [кНм]	$N_{x,max}$ [кН]	$N_{x,min}$ [кН]	$M_y$ [кНм]	$N_{x,max}$ [кН]	$N_{x,min}$ [кН]
-520.7	1459.4		200.0	3406.3	-238.3
-400.0	2301.4	428.9	400.0	2301.4	428.9
-200.0	3406.3	-238.3	520.7	1459.4	
0.0	4078.5	-745.7			

Диаграмма  $M_z - N_x$  область допустимых значений при  $M_y = 0.0$  кН\*м.

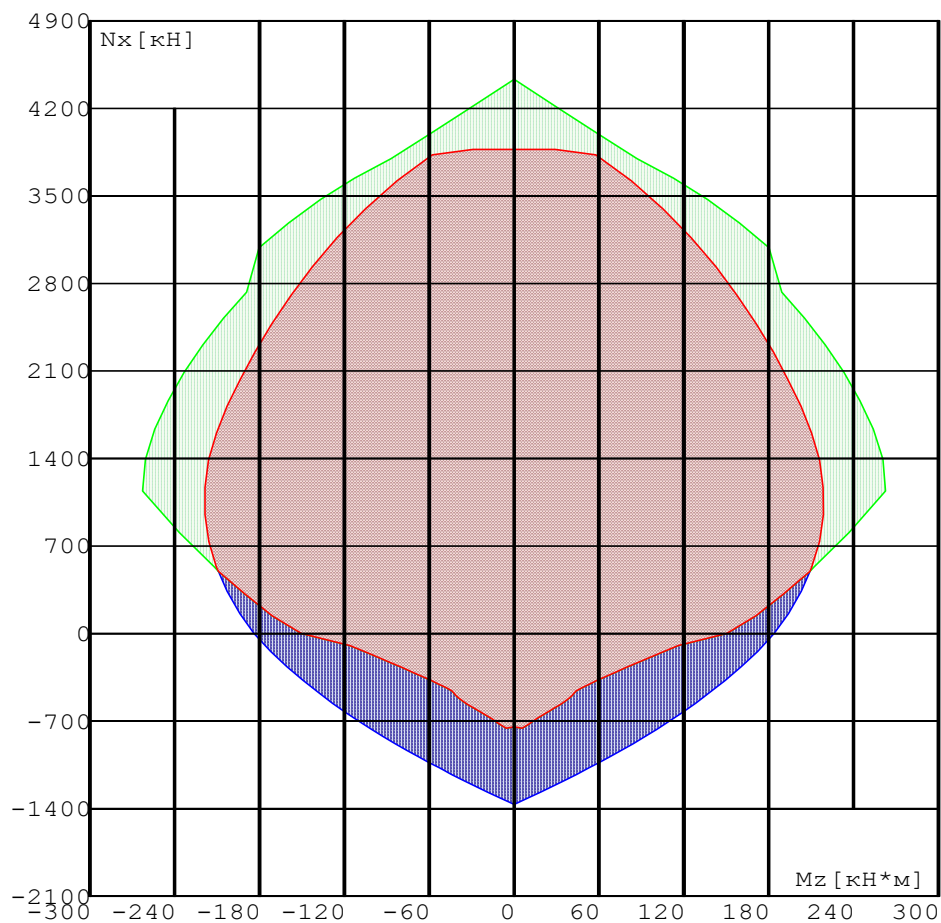


Таблица  $M_z - N_x$

$M_z$ [кНм]	$N_{x, \max}$ [кН]	$N_{x, \min}$ [кН]	$M_z$ [кНм]	$N_{x, \max}$ [кН]	$N_{x, \min}$ [кН]
-218.7	950.0		60.0	3811.7	-368.4
-150.0	2821.5	-0.8	130.0	3103.4	-56.4
-80.0	3645.1	-267.5	200.0	1882.9	409.3
-10.0	3871.7	-726.5	218.7	950.0	

Диаграмма  $M_z - M_y$  область допустимых значений при  $N_x = 50.0$  кН.

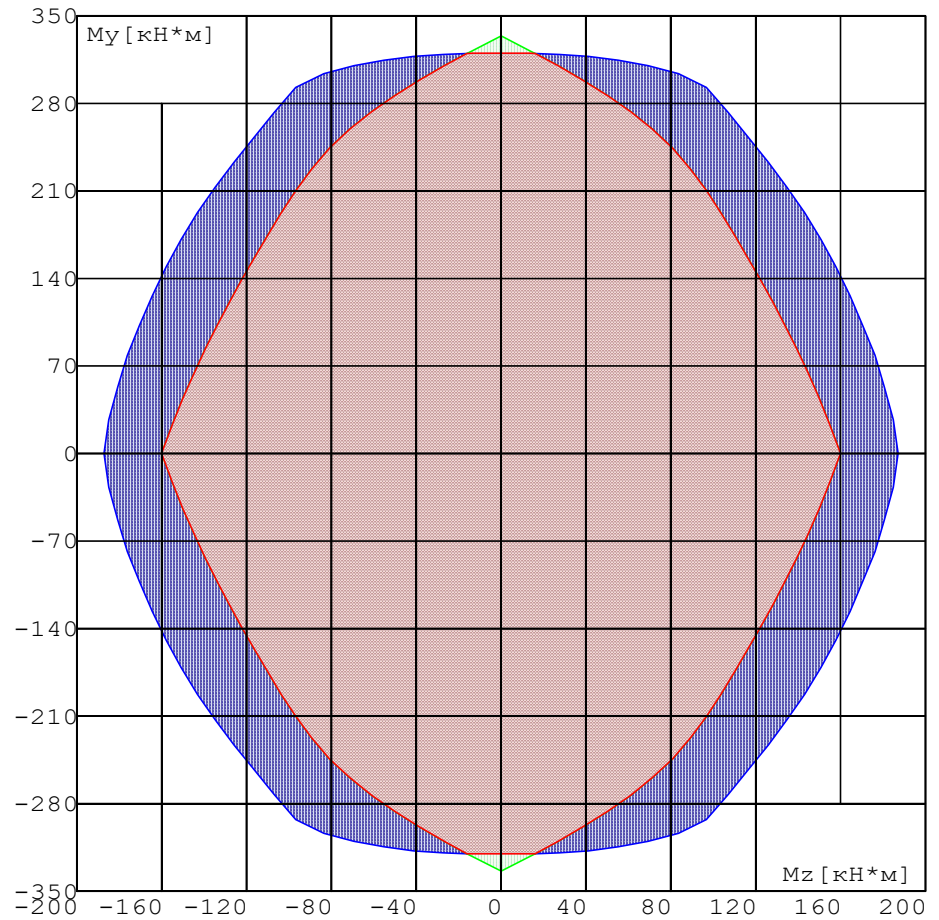





Таблица  $M_z - M_y$

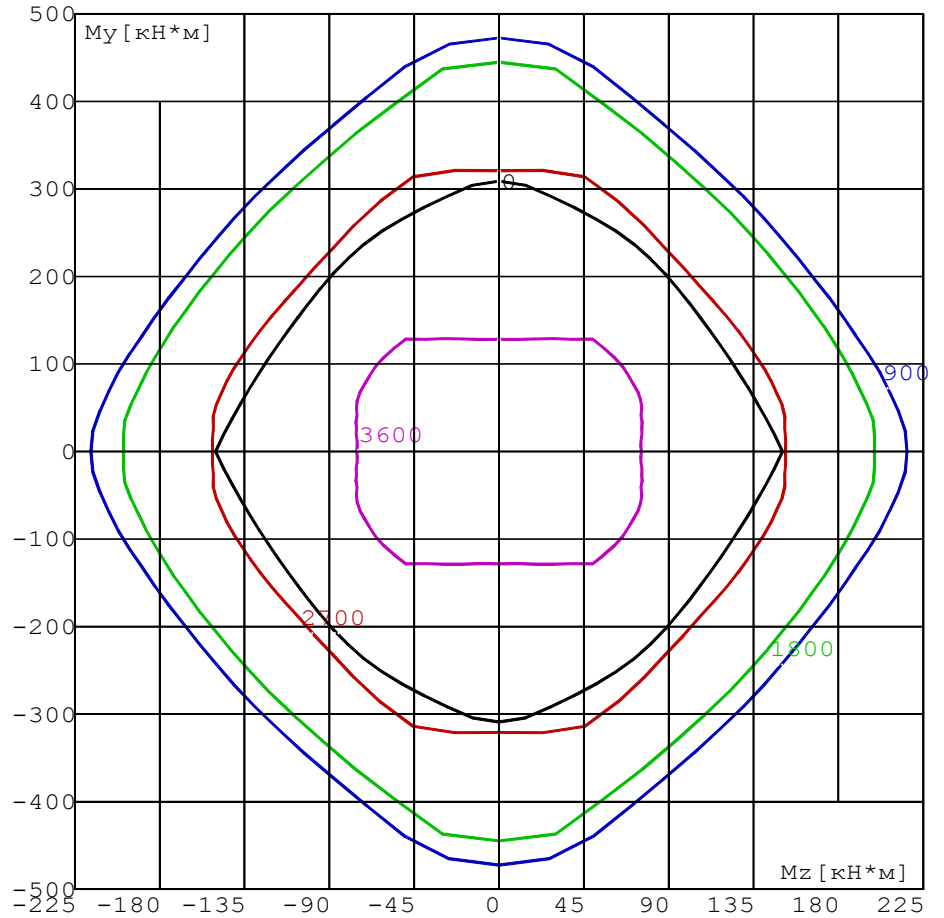
$M_z$ [кНм]	$M_{y, \max}$ [кНм]	$M_{y, \min}$ [кНм]	$M_z$ [кНм]	$M_{y, \max}$ [кНм]	$M_{y, \min}$ [кНм]
-160.0	0.0	-307.0	30.0	307.0	-307.0
-120.0	145.7	-245.6	80.0	245.6	-245.6
-70.0	261.2	-114.7	130.0	114.7	-114.7
-20.0	316.4	0.0	160.0	0.0	0.0

Примечание:

штриховка областей допустимых значений

-  по прочности и трещиностойкости сечения
-  по трещиностойкости сечения
-  по прочности сечения

Семейство диаграмм Mz-My, область допустимых значений при различных Nx



Расчет выполнен модулем 671 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

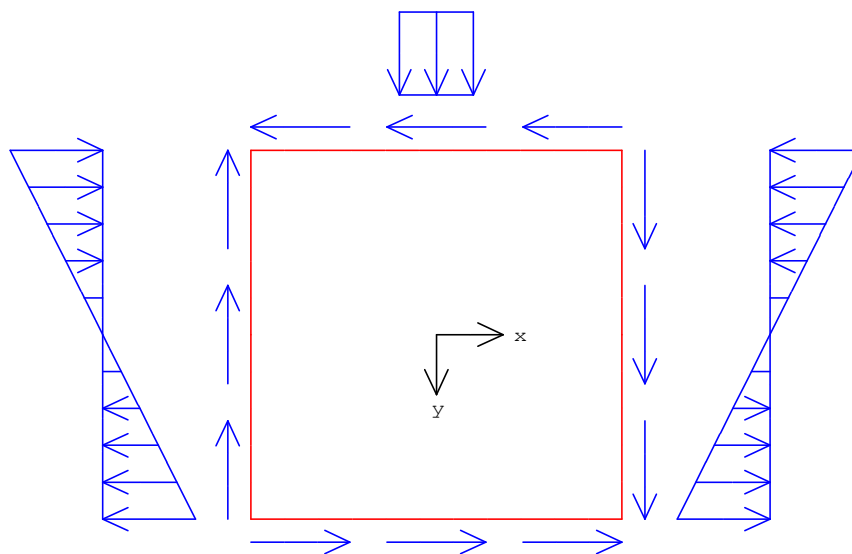
**Поз. t685**

**Проверка устойчивости стенки балки**

Отсек стенки	Длина	a	=	500.0	мм
	Высота	h <sub>ef</sub>	=	500.0	мм
	Толщина	t	=	10.0	мм
Верхний пояс	Ширина	b <sub>fв</sub>	=	200.0	мм
	Толщина	t <sub>fв</sub>	=	10.0	мм
Нижний пояс	Ширина	b <sub>fн</sub>	=	200.0	мм
	Толщина	t <sub>fн</sub>	=	10.0	мм

Напряжения

$\sigma_x$ верх	$\sigma_x$ нижн	$\sigma_y$	l <sub>ef</sub>	$\tau$
[МПа]	[МПа]	[МПа]	[мм]	[МПа]
200.0	-200.0	100.0	100.0	50.0



Расчет

Согласно СП 16.13330.2017

Сталь	<b>C 255</b>		
Расчетные сопротивления	$R_y$	= 240	МПа
	$R_s$	= 139	МПа
Коэффициент условий работы	$\gamma_c$	= 1.00	-
Расчетные напряжения	$\sigma$	= 200.0	МПа
	$\sigma_{loc}$	= 100.0	МПа
	$\tau$	= 50.0	МПа

$a/h_{ef}$	$\lambda_w$	$\delta$	$\rho$	$c_{cr}$	$c_1$	$c_2$	$\sigma_{cr}$ [МПа]	$\sigma_{loc, cr}$ [МПа]	$\tau_{cr}$ [МПа]
1.00	1.71	0.32	0.21	39.20	15.00	1.56	3230.1	1928.2	866.4

Согласно п. 8.5.5 условие (80) проверяется дважды  
 Значение  $c_{cr}$  определено по таблице 16  
 Значения  $c_1, c_2$  определены при заданном значении  $a$

Проверка по условию (80) **0.128** <= 1.000

**Устойчивость стенки обеспечена**

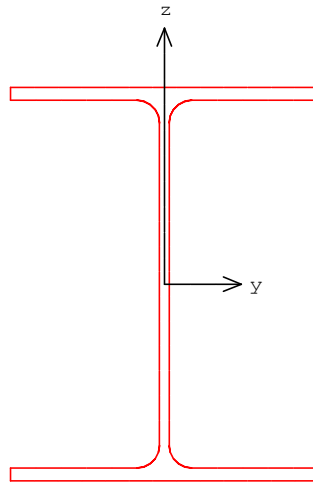
**Поз. t690**

**Фланцевое соединение**

Профиль

Двутавр 40Ш1

ГОСТ Р 57837-2017



Размеры профиля

h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r
[мм]	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]
383	299	9.5	12.5	22

Характеристики профиля

A	I <sub>y</sub>	W <sub>y</sub>	S <sub>y</sub>
[см <sup>2</sup> ]	[см <sup>4</sup> ]	[см <sup>3</sup> ]	[см <sup>3</sup> ]
112.9	30550	1595	880.7

Усилия

K	N	M <sub>y</sub>	Q <sub>z</sub>
	[кН]	[кНм]	[кН]
1	400.0	250.0	50.0

Расчет

Согласно СП 16.13330.2017 с учетом Рекомендаций по расчету фланцевых соединений (ЦНИИПСК, 1989)

Сталь профиля **С 255**  
 Расчетные сопротивления R<sub>y</sub> = 240 МПа  
 R<sub>s</sub> = 139 МПа

Сталь фланца **С 255**

Коэффициент условий работы γ<sub>c</sub> = 1.000 -

Диаметр болтов d<sub>b</sub> = 24 мм

Наружный диаметр шайб d<sub>s</sub> = 50 мм

Минимальное расстояние от профиля до оси болта

a<sub>min</sub> = 40 мм

Нормативное сопротивление R<sub>bun</sub> = 1078 МПа

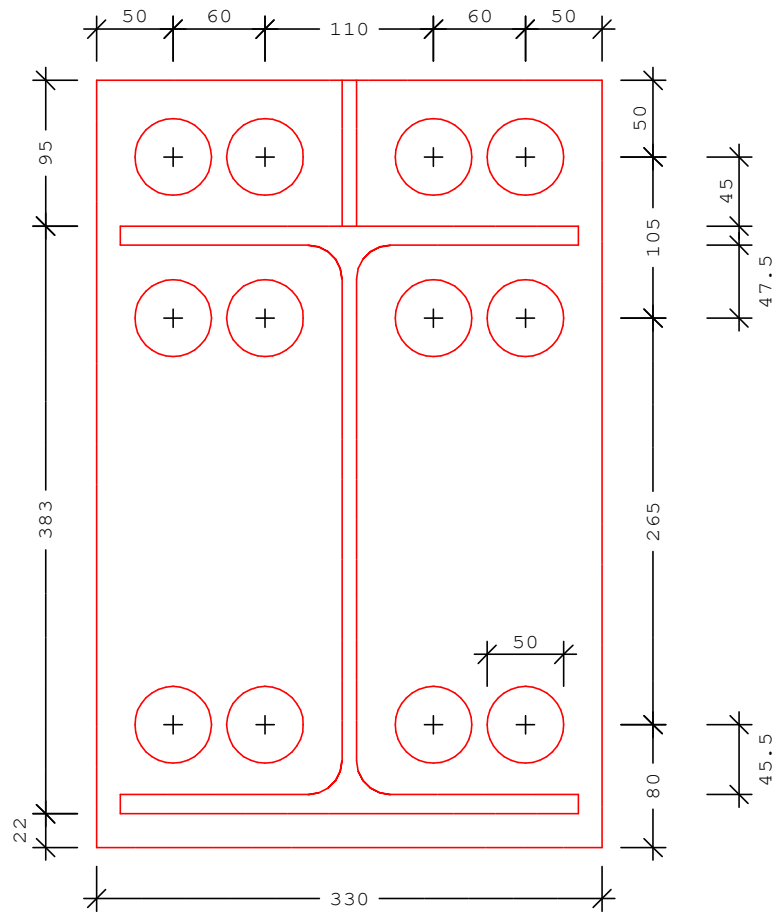
Расчетное усилие растяжения B<sub>p</sub> = 267 кН

**Конструирование фланцевого соединения**

Размеры фланца

h <sub>ф</sub>	b <sub>ф</sub>	t <sub>ф</sub>	Выступ
[мм]	[мм]	[мм]	[мм]
500	330	20	95





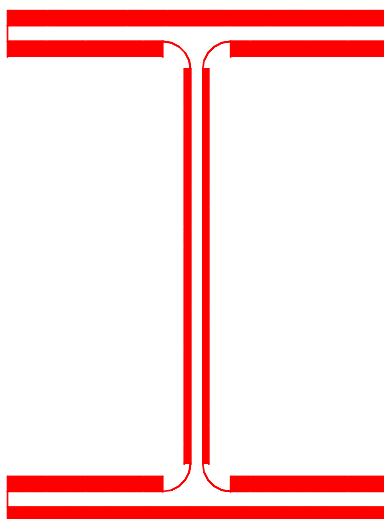
**Проверка прочности сварных швов**

Вид сварки	автоматическая сварка	
Сопротивление по металлу шва	$R_{wf} = 200$	МПа
Сопротивление по металлу границы сплавления с профилем	$R_{wz} = 166$	МПа
с фланцем	$R_{wz} = 166$	МПа

Коэффициенты для расчета шва	$\beta_f = 0.70$	-
	$\beta_z = 1.00$	-

Проверка проводится по металлу сварного шва

Катет шва полки	$k_f = 12$	мм
Катет шва стенки	$k_f = 5$	мм



Площадь сечения швов  $A_w = 107.7$  см<sup>2</sup>  
 Площадь сечения швов стенки  $A_{wc} = 21.3$  см<sup>2</sup>  
 Момент инерции сечения швов  $I_{yw} = 31582$  см<sup>4</sup>

Примечание. Расчетные длины швов уменьшены на 10мм

Напряжения в шве полки  $\tau_f = 188.7$  МПа  
 в шве стенки  $\tau_f = 163.1$  МПа

Условие прочности  $\tau_f / R_{wf} \gamma_c = 188.7 / 200.0 = 0.944 \leq 1$

**Проверка прочности фланцевого соединения при действии N, M<sub>y</sub>**

Сопротивление стали фланца  $R_{y\phi} = 240$  МПа

Верхний пояс Усилие в поясе  $N_f = 874.8$  кН

Предельное усилие определяется при помощи формул

$$N_{fp} = 1.8 \cdot B_p \cdot (K_1 + h_2 / h_1) + N_n \cdot (n_{n1} + n_{n2} \cdot h_2 / h_1)$$

$$N_n = \min(N_\phi, N_\sigma)$$

$$N_\phi = 1.3 \cdot (\alpha + 1) \cdot B_p / (\mu \cdot \alpha), N_\sigma = \lambda \cdot B_p$$

$$\lambda = 0.5088 - 0.2356 \cdot \lg(\kappa)$$

$$\kappa = d_b^2 / w / (t_\phi + d_b / 2) \cdot (b_f / t_\phi)^3$$

$$\mu = 0.9 \cdot B_p \cdot b_f / M, M = w \cdot t_\phi^2 / 6 \cdot R_{y\phi} \gamma_c$$

$$b_f = b - k_f$$

$$1.4 \cdot \kappa \cdot (\alpha - 1)^3 - \alpha^2 + \mu \cdot \alpha \cdot (\alpha - 1) = 0$$

$$h_1 = h_0 + b, h_2 = h_0 - a - t_f, h_0 = h / (1 - m)$$

$$m = \sigma_{min} / \sigma_{max}$$

b, a - расстояния от осей болтов до граней полки

w - ширина фланца, приходящаяся на один болт

n<sub>n1</sub>, n<sub>n2</sub> - числа болтов наружной зоны

$$K_1 = 0.8$$

b	b <sub>f</sub>	w	κ	λ	μ	α
[мм]	[мм]	[мм]	[-]	[-]	[-]	[-]
45.0	33.0	60.0	1.348	0.478	8.245	1.137

σ <sub>max</sub>	σ <sub>min</sub>	m	a	h <sub>0</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>
[МПа]	[МПа]	[-]	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]
192.1	-121.3	-0.63	47.5	234.8	279.8	174.8

$N_{\phi}$ [кН]	$N_{\sigma}$ [кН]	$n_{H1}$ [-]	$n_{H2}$ [-]	$N_{fp}$ [кН]
79.0	127.5	2	2	940.1

Условие прочности  $N_f / N_{fp} = 874.8 / 940.1 = 0.931 \leq 1$

Проверка нижнего пояса не требуется

**Проверка прочности фланцевого соединения при действии  $Q_z$**

Коэффициент трения  $\mu = 0.35$  -

Усилие в верхнем поясе  $N_f = 874.8$  кН

Усилие в нижнем поясе  $N_f = -474.8$  кН

Условие прочности  $|Q_z| / (\mu |N_f|) = 50.0 / 166.2 = 0.301 \leq 1$

Расчет выполнен модулем 690 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t692**

**Болтовой узел рамы**

Конструкция

Болтовой Г-образный узел рамы

Ригель

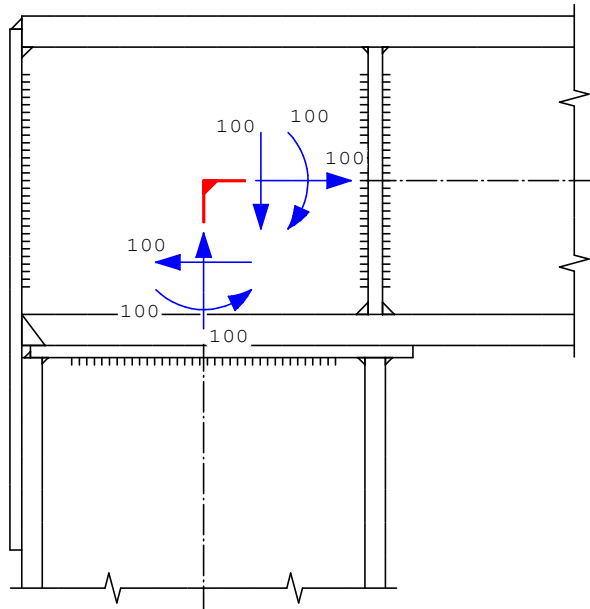
Профиль	h [мм]	b [мм]	$t_w$ [мм]	$t_f$ [мм]	R [мм]
25Ш5	274	184	16	26	16

Стойка

Профиль	h [мм]	b [мм]	$t_w$ [мм]	$t_f$ [мм]	R [мм]
30К4	304	301	11	17	18

Нагружение

Усилия задаются в центре узла



Усилия

Место	N [кН]	M [кНм]	Q [кН]
справа	100.0	-100.0	100.0
снизу	-100.0	-100.0	100.0

Расчет Согласно СП 16.13330.2017

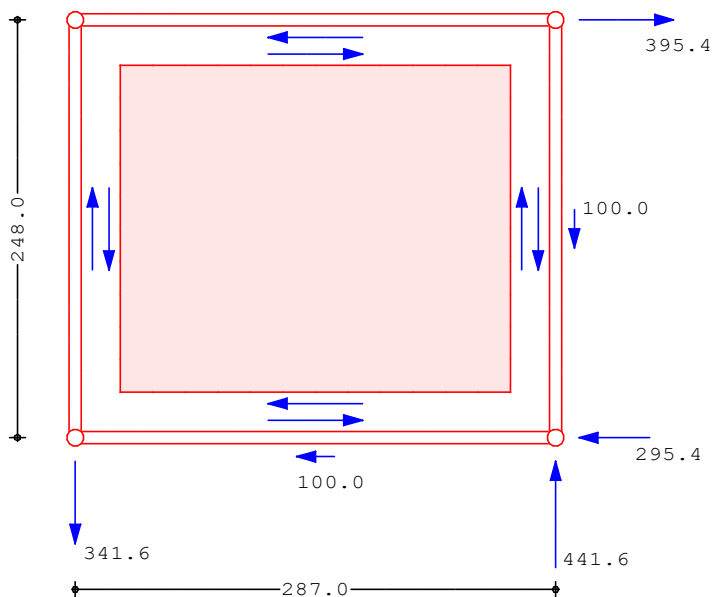
Сталь	<b>C 255</b>		
Расчетное сопротивление	$R_y = 230$	МПа	
Коэффициент условий работы	$\gamma_c = 1.00$	-	
Класс прочности болтов	8.8		
Диаметр болтов	$d_b = 24$	мм	
Диаметр отверстий	$d = 25$	мм	
Диаметр шайб	$D = 35$	мм	
Вид сварки		ручная сварка	
Расчетные сопротивления	$R_{wf} = 200$	МПа	
	$R_{wz} = 166$	МПа	

**Проверка прочности профилей**

Сечение	N [кН]	M [кНм]	Q [кН]	$\sigma$ [МПа]	$\tau$ [МПа]	$\sigma_v$ [МПа]	$\sigma/R_y\gamma_c$	$\tau/R_s\gamma_c$	$\sigma_v/R_y\gamma_c$
справа	100.0	-84.8	100.0	78.0	26.7	70.3	<b>0.339</b>	<b>0.200</b>	<b>0.306</b>
снизу	-100.0	-113.7	100.0	81.3	33.2	83.1	<b>0.354</b>	<b>0.249</b>	<b>0.361</b>

**Проверка прочности стенки узла на основе стержневой модели**

Расчетная модель



Краевые моменты	справа	$- 100.0 + 100.0 * 0.144 = -85.7$	кНм
	снизу	$- 100.0 - 100.0 * 0.124 = -112.4$	кНм
Касательные силы	сверху, снизу	$T_B = T_H = 395.4$	кН
	слева, справа	$T_L = T_P = 341.6$	кН
Уд.касательная сила		$t = 1377.6$	Н/мм
Условие прочности	Стенка	$86.1 / 133.4 = 0.645$	$\leq 1$

**Проверка прочности ребер жесткости**

Нагрузка на ребра	Элемент	$F_B$ [кН]	$F_H$ [кН]	$F_L$ [кН]	$F_P$ [кН]
	Ригель	-0.0	-441.6		

Ребра жесткости ригеля	Ребро	t	b	h	c	k <sub>fПВ</sub>	k <sub>fПН</sub>	k <sub>fС</sub>
		[мм]	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]
	1, 2	12	80	220	18	5	10	4

Усилия на гранях ребер	Ребро	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>
		[кН]	[кН]	[кН]	[мм]	[мм]
	1, 2	155.6	34.7	0.0	49.0	220.0

Напряжения [МПа]	Ребро	σ <sub>v1</sub>	σ <sub>v2</sub>	σ <sub>v3</sub>	σ <sub>wv1</sub>	σ <sub>wv2</sub>	σ <sub>wv3</sub>
	1, 2	224.1	122.0	80.7	183.6	151.0	79.8

Условие прочности	Ребра 1,2	224.1 / 230.0	=	0.974	<= 1
	Шов полки сверху	79.8 / 200.0	=	0.399	<= 1
	Шов полки снизу	183.6 / 200.0	=	0.918	<= 1
	Шов стенки	151.0 / 200.0	=	0.755	<= 1

**Проверка прочности накладки**

Накладка	t [мм]	b [мм]	l [мм]	l <sub>a</sub> [мм]
	10	305	433	170

Число рядов болтов	m	=	2
Число болтов в ряду	n	=	2

Расстояния	№	До края [мм]	Между центрами [мм]
	1	50	
	2	115	65

Расстояние до бокового края	a <sub>2</sub>	=	55	мм
-----------------------------	----------------	---	----	----

Воспринимаемая сила	F	=	346.2	кН
---------------------	---	---	-------	----

Площадь сечения нетто	A <sub>нт</sub>	=	25.5	см <sup>2</sup>
-----------------------	-----------------	---	------	-----------------

Условие прочности	Накладка	135.8 / 230.0	=	0.590	<= 1
-------------------	----------	---------------	---	-------	------

Катет шва стенки	k <sub>f</sub>	=	7	мм
Расчетная длина шва	l <sub>w</sub>	=	190	мм

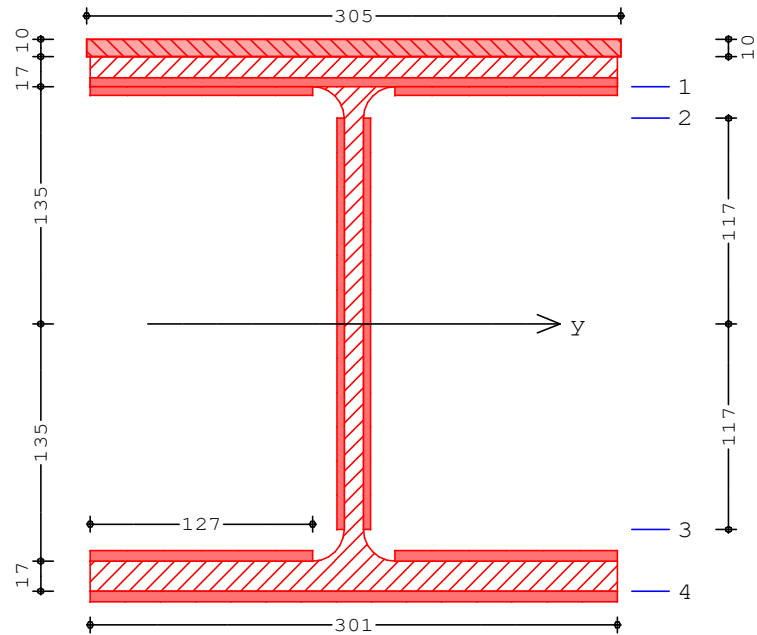
Условие прочности	Шов стенки	185.9 / 200.0	=	0.930	<= 1
-------------------	------------	---------------	---	-------	------

Условие прочности	Срез болтов	86.5 / 149.2	=	0.580	<= 1
	Смятие отверстий	86.5 / 105.3	=	0.822	<= 1

**Проверка прочности сварных швов приварки стойки**

Швы стойки	Место	k <sub>f</sub> [мм]
	Полка слева	5
	Полка справа	6
	Стенка	4

Сварные швы



Характеристики	Площадь сечения швов	$A = 86.3$	см <sup>2</sup>
	Статический момент сечения	$S_y = 404.9$	см <sup>3</sup>
	Момент инерции сечения	$I_y = 16521$	см <sup>4</sup>
	Площадь сечения швов стенки	$A_c = 13.1$	см <sup>2</sup>

Примечание. Для данной формы исполнения при определении характеристик сечения сварных швов учитывается сечение накладки

Усилия	Продольная сила	$N = -100.0$	кН
	Изгибающий момент	$M = -114.7$	кНм
	Поперечная сила	$Q = 100.0$	кН
Нормальные напряжения		$\sigma_1 = 60.4$	МПа
		$\sigma_2 = 45.7$	МПа
		$\sigma_3 = -145.4$	МПа
		$\sigma_4 = -174.0$	МПа
Касательные напряжения	$\tau_2 = \tau_3 = 76.3$	МПа	
Приведенные напряжения		$\sigma_{v2} = 88.9$	МПа
		$\sigma_{v3} = 164.2$	МПа

Условие прочности	Шов полки	$174.0 / 200.0 = 0.870$	$\leq 1$
	Шов стенки	$164.2 / 200.0 = 0.821$	$\leq 1$

**Проверка прочности торцевой плиты стойки**

Плита	t	b	h	$u_{Д1}$	$u_{Д2}$
	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]
	10	305	320	-7	23

Число рядов болтов	$m = 2$
Число болтов в ряду	$n = 3$

Расстояния	№	До края [мм]	Между центрами [мм]
	1	50	
	2	145	95
	3	240	95

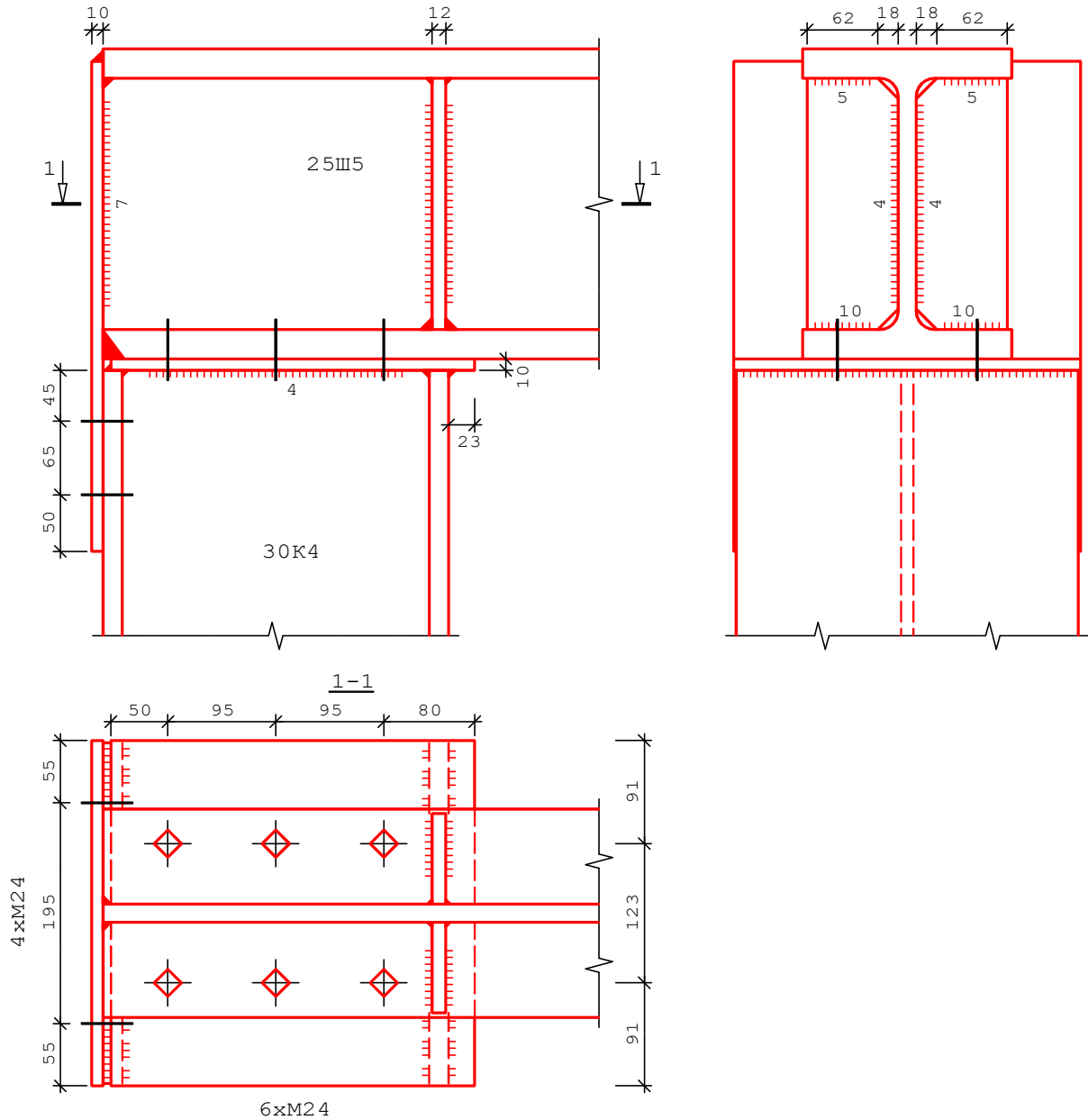
Расстояние до бокового края	$a_2 = 91$	мм
-----------------------------	------------	----

Усилия	Продольная сила	N	=	-100.0	кН
	Изгибающий момент	M	=	-113.7	кНм
	Поперечная сила	Q	=	100.0	кН

Условие прочности	Срез болтов	16.7 / 149.2	=	<b>0.112</b>	<= 1
	Смятие отверстий	16.7 / 105.3	=	<b>0.158</b>	<= 1

**Несущая способность узла рамы обеспечена**

M = 1 : 6



Спецификация	Ригель 25Ш5	b x h = 184 x 274 мм
	Стойка 30К4	b x h = 301 x 304 мм
	Ребро ригеля	2 x b x h x t = 80 x 220 x 12 мм, c = 18 мм
	Накладка	b x l x t = 305 x 433 x 10 мм
	Плита стойки	b x l x t = 305 x 320 x 10 мм

Расчет выполнен модулем 692 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t693**

**Сварной узел рамы**

Конструкция

Сварной Г-образный узел рамы

Ригель

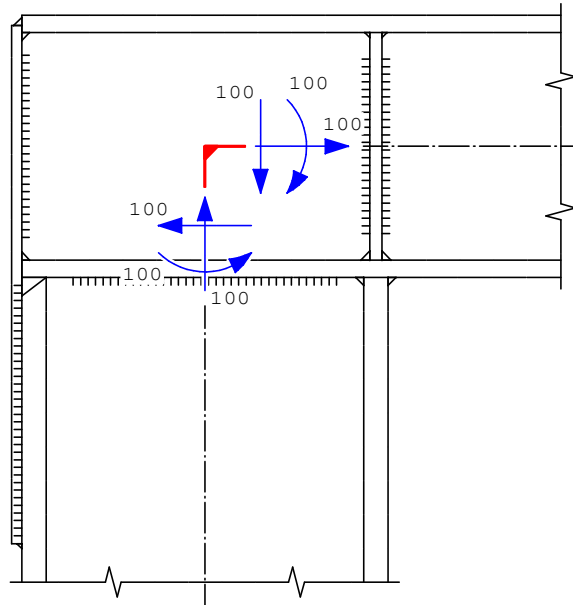
Профиль	h [мм]	b [мм]	t <sub>w</sub> [мм]	t <sub>f</sub> [мм]	R [мм]
25Ш3	256	177	10.5	17	16

Стойка

Профиль	h [мм]	b [мм]	t <sub>w</sub> [мм]	t <sub>f</sub> [мм]	R [мм]
35К4	360	352	15	24	20

Нагружение

Усилия задаются в центре узла



Усилия

Место	N [кН]	M [кНм]	Q [кН]
справа	100.0	-100.0	100.0
снизу	-100.0	-100.0	100.0

Расчет

Согласно СП 16.13330.2017

Сталь

**C 255**

Расчетное сопротивление

R<sub>y</sub> = 230 МПа

Коэффициент условий работы

γ<sub>c</sub> = 1.00 -

Вид сварки

ручная сварка

Расчетное сопротивление

R<sub>wf</sub> = 200 МПа

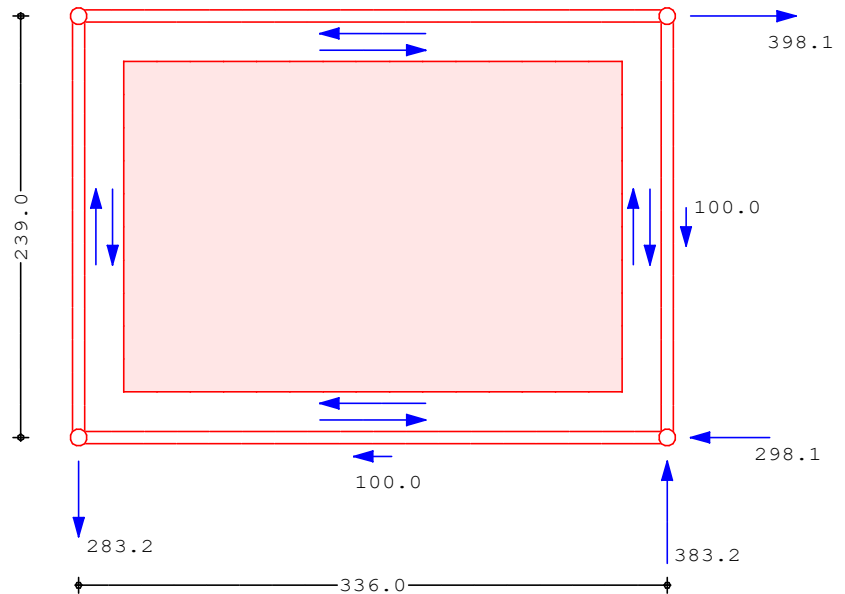
**Проверка прочности профилей**

Сечение	N [кН]	M [кНм]	Q [кН]	σ [МПа]	τ [МПа]	σ <sub>v</sub> [МПа]	σ/R <sub>y</sub> γ <sub>c</sub>	τ/R <sub>s</sub> γ <sub>c</sub>	σ <sub>v</sub> /R <sub>y</sub> γ <sub>c</sub>
справа	100.0	-82.0	100.0	118.6	42.3	112.4	<b>0.515</b>	<b>0.317</b>	<b>0.489</b>
снизу	-100.0	-112.8	100.0	43.3	20.7	47.2	<b>0.188</b>	<b>0.155</b>	<b>0.205</b>

**Проверка прочности стенки узла на основе стержневой модели**



Расчетная модель



Краевые моменты      справа      - 100.0 + 100.0 \* 0.168 = -83.2      кНм  
                                  снизу      - 100.0 - 100.0 \* 0.120 = -112.0      кНм

Касательные силы      сверху, снизу       $T_B = T_H = 398.1$       кН  
                                  слева, справа       $T_L = T_P = 283.2$       кН

Уд.касательная сила       $t = 1184.9$       Н/мм

Условие прочности      Стенка      112.8 / 133.4 = **0.846** <= 1

**Проверка прочности ребер жесткости**

Нагрузка на ребра	Элемент	$F_B$	$F_H$	$F_L$	$F_P$
		[кН]	[кН]	[кН]	[кН]
	Ригель	-0.0	-383.2		

Ребра жесткости ригеля	Ребро	t	b	h	c	$k_{fPB}$	$k_{fPH}$	$k_{fC}$
		[мм]	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]
	1,2	12	80	220	18	5	9	4

Усилия на гранях ребер	Ребро	$F_1$	$F_2$	$F_3$	$e_1$	$e_2$
		[кН]	[кН]	[кН]	[мм]	[мм]
	1,2	139.3	31.0	0.0	49.0	220.0

Напряжения [МПа]	Ребро	$\sigma_{v1}$	$\sigma_{v2}$	$\sigma_{v3}$	$\sigma_{wv1}$	$\sigma_{wv2}$	$\sigma_{wv3}$
	1,2	200.7	109.3	72.2	182.7	135.2	71.5

Условие прочности      Ребра 1,2      200.7 / 230.0 = **0.873** <= 1  
                                  Шов полки сверху      71.5 / 200.0 = **0.358** <= 1  
                                  Шов полки снизу      182.7 / 200.0 = **0.914** <= 1  
                                  Шов стенки      135.2 / 200.0 = **0.676** <= 1

**Проверка прочности накладки**

Накладка	t	b	l	$l_a$
	[мм]	[мм]	[мм]	[мм]
	10	180	506	260

Воспринимаемая сила       $F = 285.7$       кН

Условие прочности      Накладка      158.7 / 230.0 = **0.690** <= 1

Сварные швы  
накладки

$k_{fc}$	$l_c$	$A_c$	$k_{fII}$	$l_{II}$	$A_{II}$
[мм]	[мм]	[см <sup>2</sup> ]	[мм]	[мм]	[см <sup>2</sup> ]
6	190	16.0	5	700	24.5

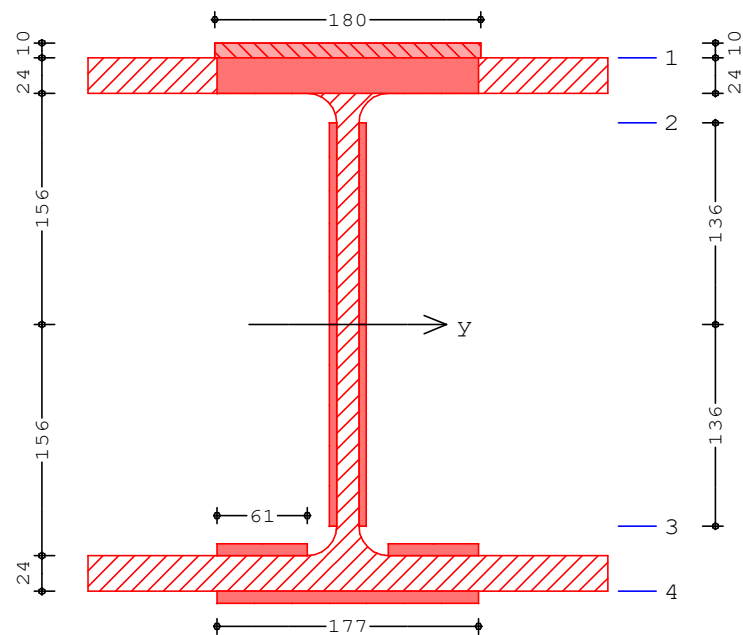
Условие прочности Шов стенки ригеля 179.0 / 200.0 = **0.895** <= 1  
 Шов полки стойки 116.6 / 200.0 = **0.583** <= 1

**Проверка прочности сварных швов приварки стойки**

Швы стойки

Место	$k_f$	[мм]
Полка слева	Стыковой шов	24
Полка справа		8
Стенка		5

Сварные швы



Характеристики

Площадь сечения швов  $A = 96.3$  см<sup>2</sup>  
 Статический момент сечения  $S_y = 761.7$  см<sup>3</sup>  
 Момент инерции сечения  $I_y = 24198$  см<sup>4</sup>  
 Площадь сечения швов стенки  $A_c = 19.0$  см<sup>2</sup>

Примечание. Для данной формы исполнения при определении характеристик сечения сварных швов учитывается сечение накладки

Примечание. Длина швов полки ограничена шириной полки ригеля и составляет 177 мм

Усилия

Продольная сила  $N = -100.0$  кН  
 Изгибающий момент  $M = -112.8$  кНм  
 Поперечная сила  $Q = 100.0$  кН

Нормальные напряжения  $\sigma_1 = 56.6$  МПа  
 $\sigma_2 = 27.4$  МПа  
 $\sigma_3 = -153.3$  МПа  
 $\sigma_4 = -182.5$  МПа  
 Касательные напряжения  $\tau_2 = \tau_3 = 52.5$  МПа

Приведенные напряжения  $\sigma_{v2} = 59.2$  МПа  
 $\sigma_{v3} = 162.0$  МПа

Условие прочности Стыковой шов 56.6 / 230.0 = **0.246** <= 1  
 Шов стенки 162.0 / 200.0 = **0.810** <= 1

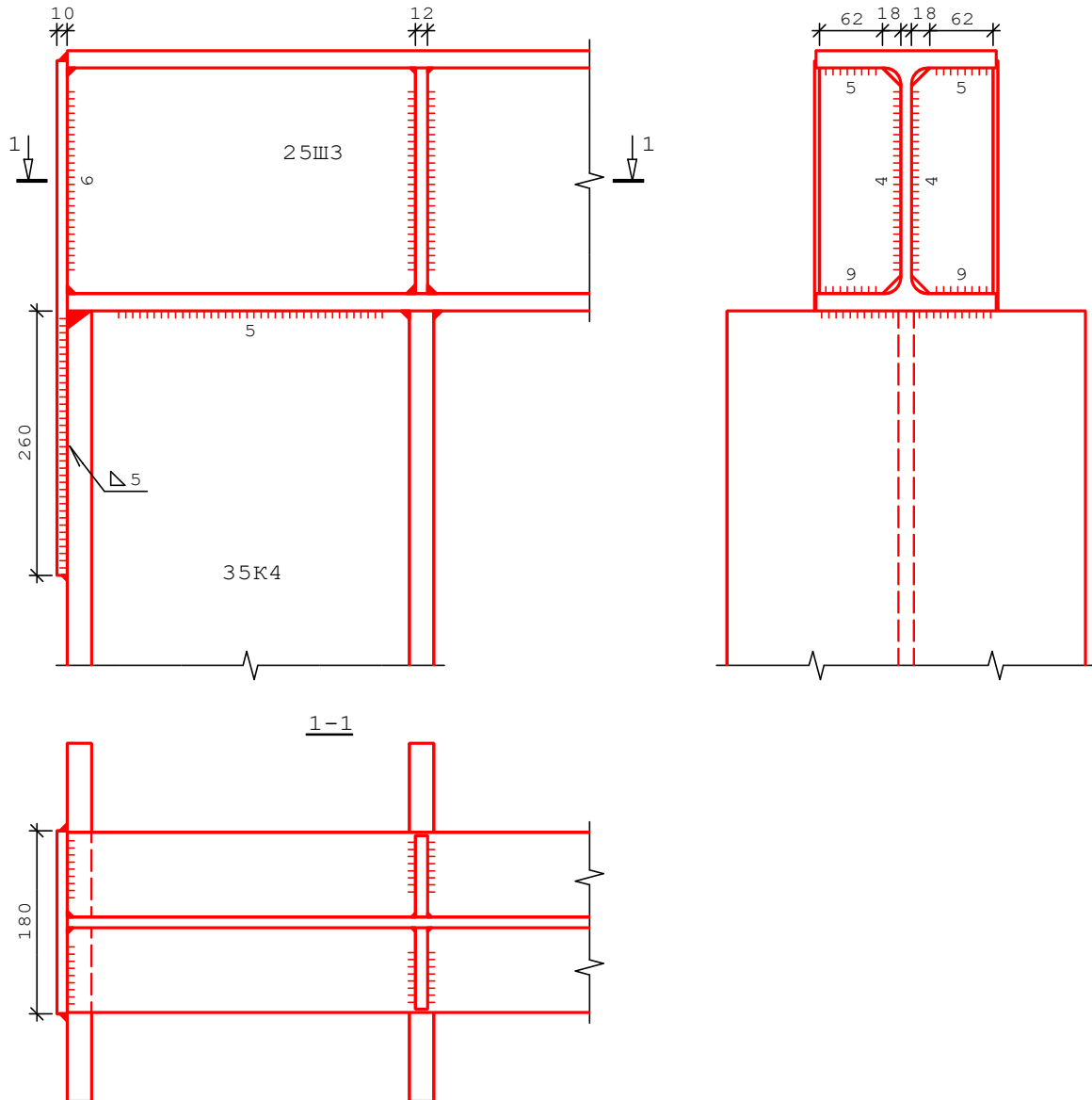
Шов полки

182.5 / 200.0

= **0.913** <= 1

**Несущая способность узла рамы обеспечена**

M = 1 : 7



Спецификация

Ригель 25Ш3  $b \times h = 177 \times 256$  мм

Стойка 35К4  $b \times h = 352 \times 360$  мм

Ребро ригеля  $2 \times b \times h \times t = 80 \times 220 \times 12$  мм,  $c=18$  мм

Накладка  $b \times l \times t = 180 \times 506 \times 10$  мм

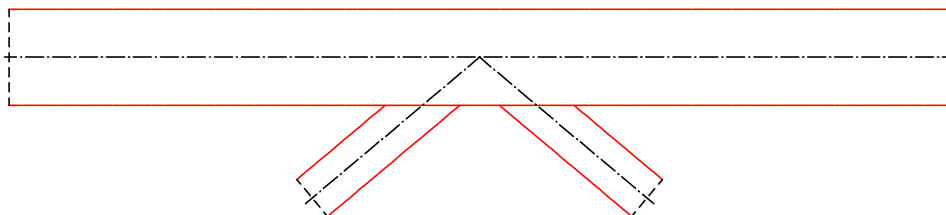
Расчет выполнен модулем 693 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт

**Поз. t694**

**Расчёт узла фермы из гнутосварных профилей**

Узел

К-образный при треугольной решётке



Размеры сечения пояса	Высота	$h$	=	200	мм
	Ширина	$b$	=	100	мм
	Толщина	$t$	=	8.0	мм
	Площадь	$A$	=	43.24	см <sup>2</sup>
Размеры сечения элемента решётки	Высота	$h$	=	100	мм
	Ширина	$b$	=	60	мм
	Толщина	$t$	=	5.0	мм
	Площадь	$A$	=	14.36	см <sup>2</sup>
	Угол примыкания раскоса к поясу		=	40	град
	Расстояние между смежными стенками элементов решётки	$2g$	=	82.8	мм
	Отношение	$g / b = 41.4 / 155.6$	=	0.266	-

Усилия

	Продольная сила в поясе со стороны растянутого элемента решётки	$F$	=	100.0	кН
Усилия в раскосе	Продольная сила	$N$	=	10.0	кН
	Изгибающий момент	$M$	=	5.0	кНм

Расчет

Согласно СП 294.1325800.2017, 14.3

Сталь пояса	<b>C 245</b>			
Расчетное сопротивление	$R_y$	=	230	МПа
Сталь элемента решётки	<b>C 245</b>			
Расчетное сопротивление	$R_{yd}$	=	230	МПа
Коэффициент условий работы	$\gamma_c$	=	1.000	-
Катет сварных швов	$k_f$	=	4	мм
Сопротивление металла швов	$R_{wf}$	=	200	МПа
Коэффициент для расчета шва	$\beta_f$	=	1.00	-

**Проверка несущей способности стенки пояса**

Проверка для раскоса по условию (87) **0.294** <= 1

**Проверка несущей способности элемента решётки**

Проверка для раскоса по условию (90) **0.082** <= 1  
 при  $k = 1.000$  -

**Проверка прочности сварных швов**

Проверка для раскоса по условию (92) **0.105** <= 1

**Несущая способность узла фермы обеспечена**

Расчет выполнен модулем 694 программы СТАТИКА 2025 © ООО Техсофт