

ПРИЛОЖЕНИЕ В
(обязательное)

**Пример расчета пределов огнестойкости железобетонных
элементов покрытий, на 17-ти листах**

1. Расчет пределов огнестойкости железобетонных элементов покрытий

Для подтверждения правильности выбранных минимальных размеров железобетонных плит и балок, в соответствии с параметрами таблицы 2 и 3 настоящего заключения, проведен расчет пределов огнестойкости этих конструкций.

1.1. Общие расчетные положения

Расчет выполнялся на основании ранее проведенных испытаний железобетонных конструкций, "Инструкции по расчету фактических пределов огнестойкости железобетонных строительных конструкций на основе применения ЭВМ", М., ВНИИПО, 1975, а также СТО 36554501-006-2006.

Расчет прогрева конструкций производился при воздействии стандартного температурного режима по ГОСТ 30247.0-94 по зависимости:

$$T - T_0 = 345 \lg(8t + 1)$$

В расчете на огнестойкость, исследуемых железобетонных строительных ограждающих конструкций, рассматривается тепловое воздействие (рис. 1 настоящего приложения) со стороны, обращенной при эксплуатации к помещению.

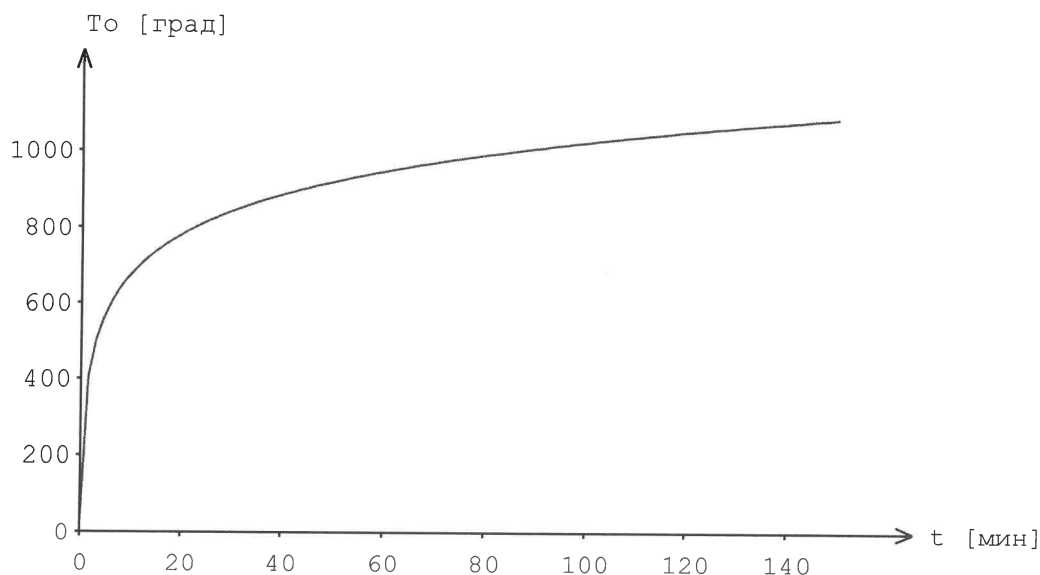


Рис. 1. Зависимость температуры "стандартного пожара" от времени

В расчете на огнестойкость исследуемых железобетонных строительных ограждающих конструкций рассматривается тепловое воздействие (рис. 1 настоящего приложения) со стороны, обращенной при эксплуатации к помещению.

Изменение теплофизических и прочностных характеристик бетона и арматуры от температуры представлены на рис. 2-10 настоящего приложения.

При расчетах влажность бетона принимается равной 1,5 %, что исключает взрывообразное разрушение бетона при пожаре (СТО 36554501-006-2006 и отчет НИИЖБ ГНЦ "Строительство" Минстроя РФ от 12.8.1996 г.).

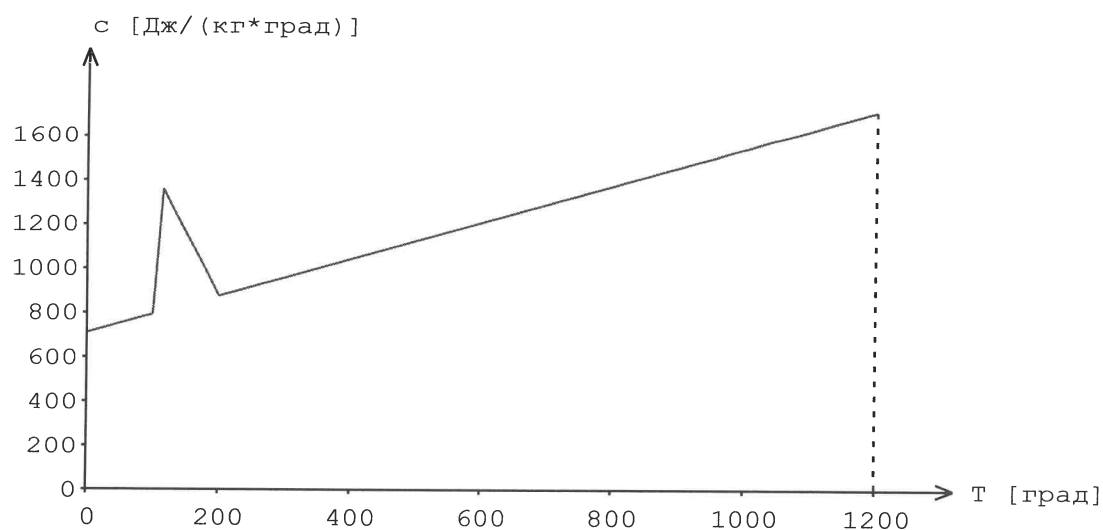


Рис. 2. Зависимость удельной теплоемкости C бетона от температуры

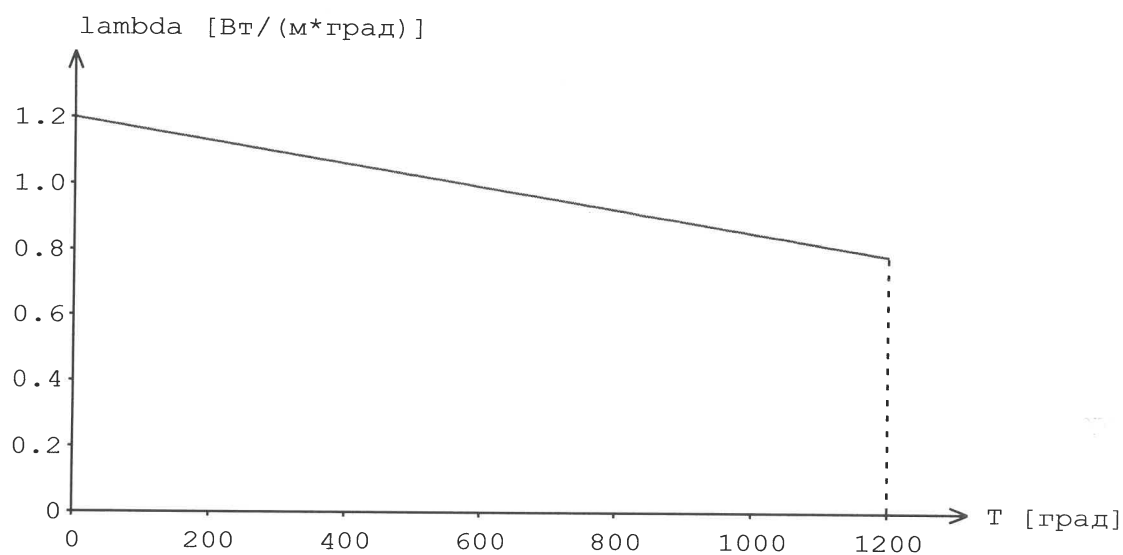


Рис. 3. Зависимость коэффициента теплопроводности λ бетона от температуры.

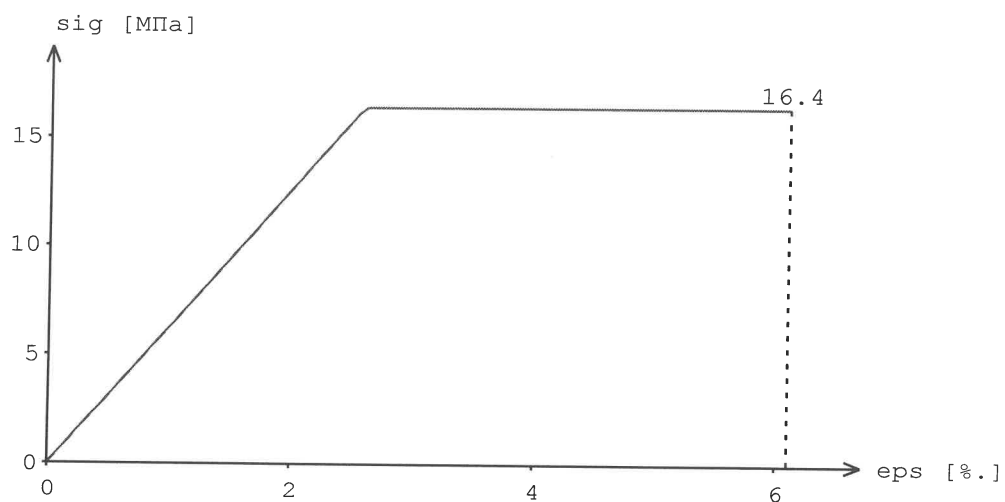


Рис. 4. Диаграмма деформирования s-е бетона при температуре 200 °С

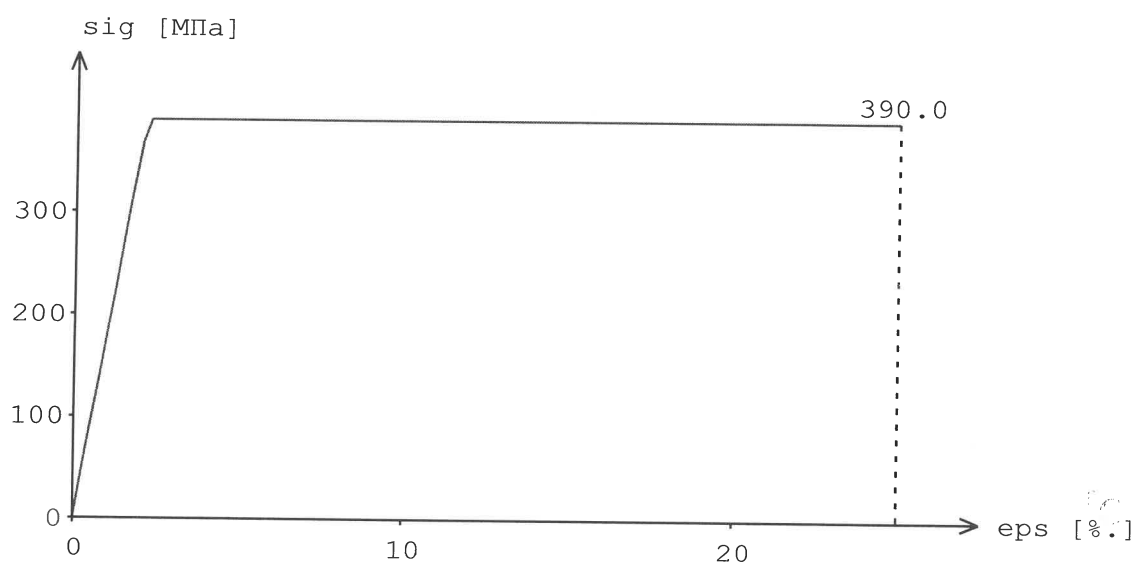


Рис. 5. Диаграмма деформирования s-е стали при температуре 200 °С.

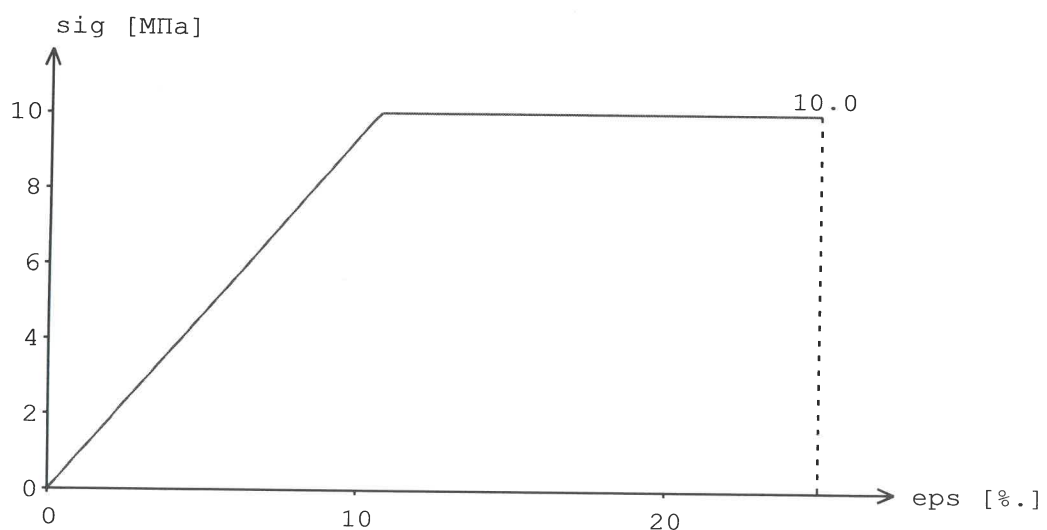


Рис. 6. Диаграмма деформирования s-е бетона при температуре 600 °С

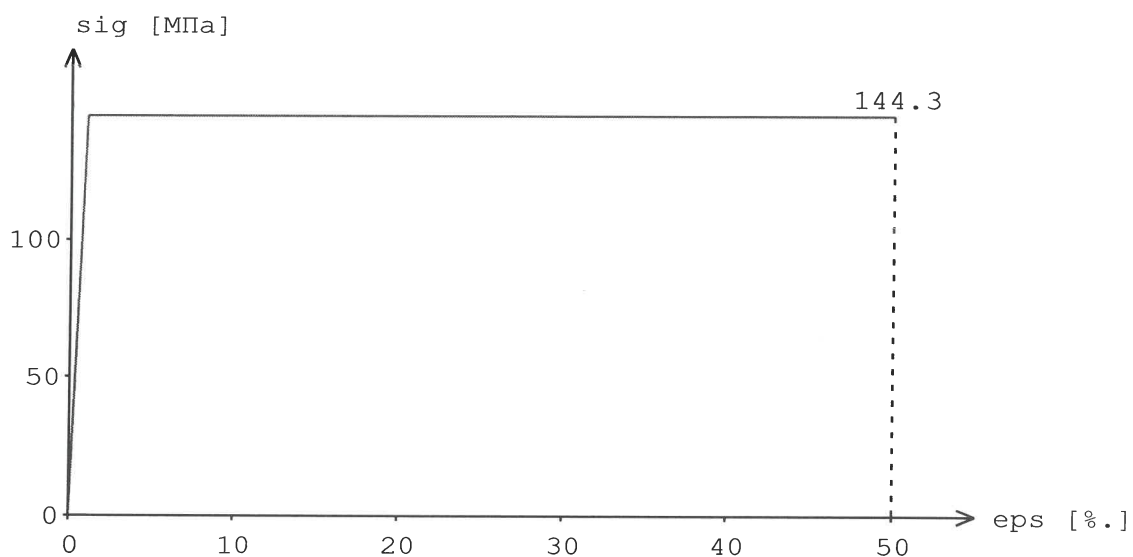


Рис. 7. Диаграмма деформирования s-е стали при температуре 600 °C

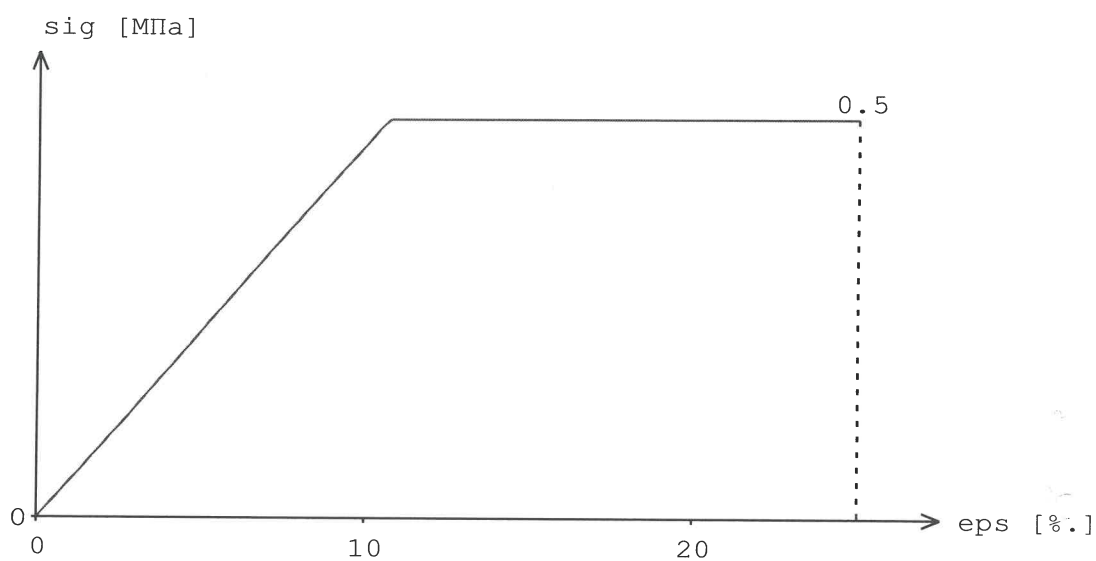


Рис. 8. Диаграмма деформирования s-е бетона при температуре 1000 °C.

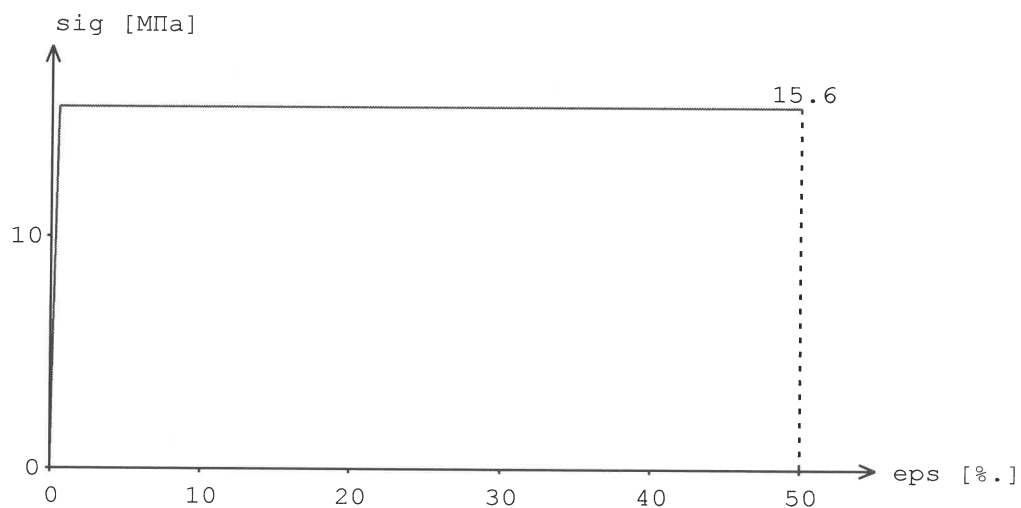


Рис. 9. Диаграмма деформирования s-е стали при температуре 1000 °С.

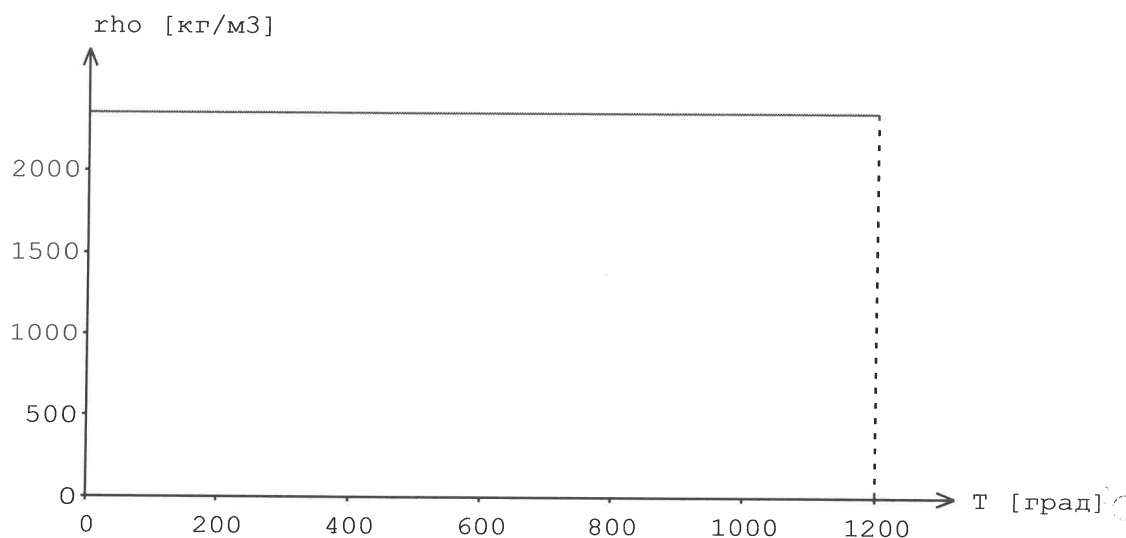


Рис. 10. Зависимость плотности бетона ρ от температуры

1.2. Железобетонная сплошная плита покрытия

Расчет несущей способности и прогрева сплошной плиты при воздействии "стандартного пожара" в течение 90 мин

<u>Сечение</u>	Толщина	h	= 10.0
Верхняя арматура	Диаметр стержней	d_s	= 4
	Шаг стержней	s	= 100
	Толщина защитного слоя	a_z	= 15
Нижняя арматура	Диаметр стержней	d_s	= 10
	Шаг стержней	s	= 100
	Толщина защитного слоя	a_z	= 30

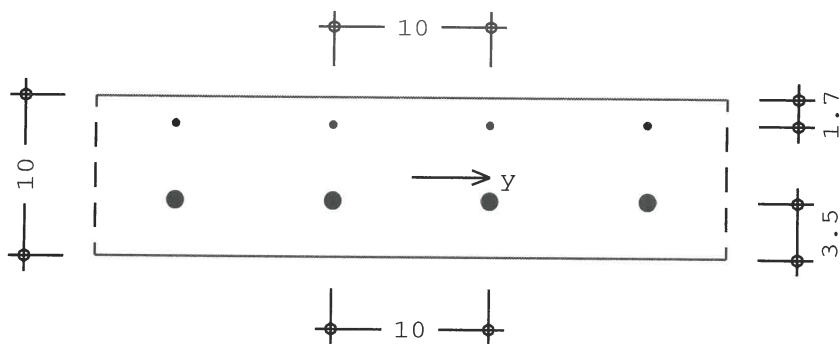
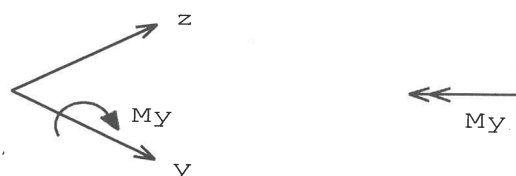


Рис.11. Расчетное сечение плиты перекрытия

Усилия

Относительно центральной оси бетонного сечения
Положительное направление момента



K	N [кН/м]	M _y [кНм]
1		1

Материал

Бетон тяжелый B25

на силикатном заполнителе

Плотность бетона $\rho = 2350$
кг/м³

Влажность бетона W = 1.5

Арматурная сталь
A400

Нормативные сопротивления

$R_{bn} = 18.50$

$R_{sn} = 400$

Изменение коэффициента запаса прочности плиты γ_u от температуры представлено в табл. 1 и на рис. 12 настоящего приложения.

Коэффициент
запаса прочности

№

t
[мин]

T₀
[град]

Таблица 2

γ_u

1	0	20	1.468
2	3	502	1.468
3	6	603	1.468
4	9	663	1.468
5	12	705	1.468
6	15	739	1.468
7	18	766	1.468
8	21	789	1.467
9	24	809	1.467
10	27	826	1.467
11	30	842	1.467
12	33	856	1.467
13	36	869	1.467
14	39	881	1.466

15	42	892	1.466
16	45	902	1.466
17	48	912	1.466
18	51	921	1.464
19	54	930	1.431
20	57	938	1.400
21	60	945	1.371
22	63	953	1.343
23	66	960	1.315
24	69	966	1.289
25	72	973	1.257
26	75	979	1.217
27	78	985	1.178
28	81	990	1.141
29	84	996	1.106
30	87	1001	1.071
31	90	1006	1.038

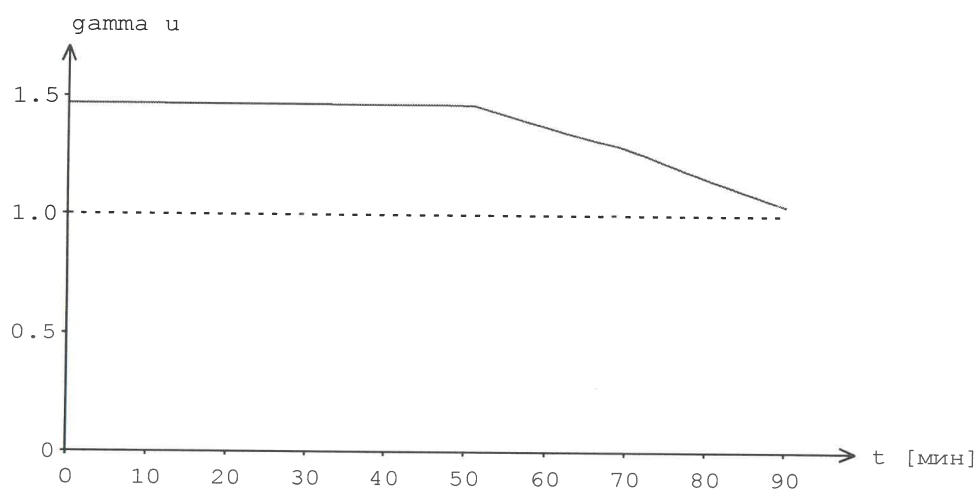


Рис. 12. Изменение коэффициента запаса прочности γ_u от времени, в сечении плиты перекрытия при воздействии "стандартного пожара"

На рис. 13 и 14 настоящего приложения представлены температурные поля в расчетном сечении плиты при $t = 90$ мин "стандартного пожара".

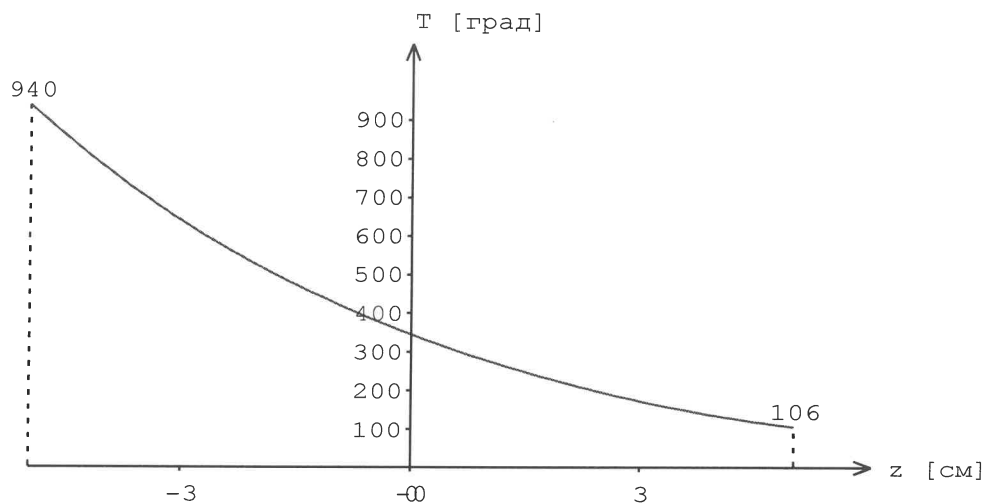


Рис. 13. Температура T по оси z (по толщине сечения)

Из номограммы изменения температуры по толщине сечения стеновой панели (рис. 14 настоящего приложения) видно, что температура на необогреваемой стороне панели не превысила 106°C , при воздействии 90 минут "стандартного пожара".

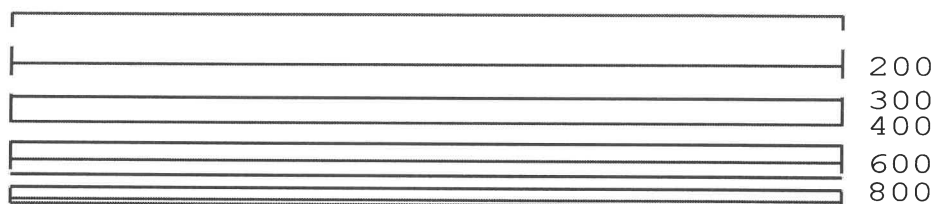


Рис. 14. Изотермы в расчетном сечении

Распределение температуры T в сечении на расстоянии Z от обогреваемой поверхности представлено в табл. 2 настоящего приложения.

Расстояние от поверхности [мм]		Таблица 2 (Температура)
73.9 (200)	56.4 (300)	43.0 (400)
32.3 (500)	23.2 (600)	15.4 (700)
8.5 (800)	2.3 (900)	

Несущая способность при $t=90$ мин

Предельные усилия	N_u [кН/м]	M_u [кНм/м]	ξ_u
	0.0	12.46	1.038

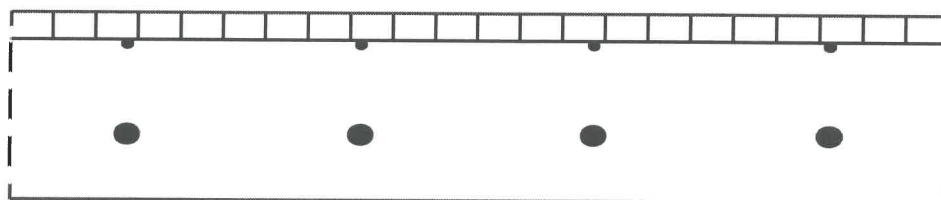


Рис. 15. Высота сжатой зоны в расчетном сечении плиты

Кривизна
1/м

$$\chi_y = -0.42265$$

Деформации бетона

Максимальная деформация

Минимальная деформация

ϵ	ϵ	T	ϵ	ϵ	T
[%.]	[МПа]	[град]	[%.]	[МПа]	[град]
36.05	0.00	940	-6.22	-11.41	10

Деформации стали

Максимальная деформация

Минимальная деформация

ϵ	ϵ	T	ϵ	ϵ	T
[%.]	[МПа]	[град]	[%.]	[МПа]	[град]
21.25	267.2	473	0.97	181.2	10

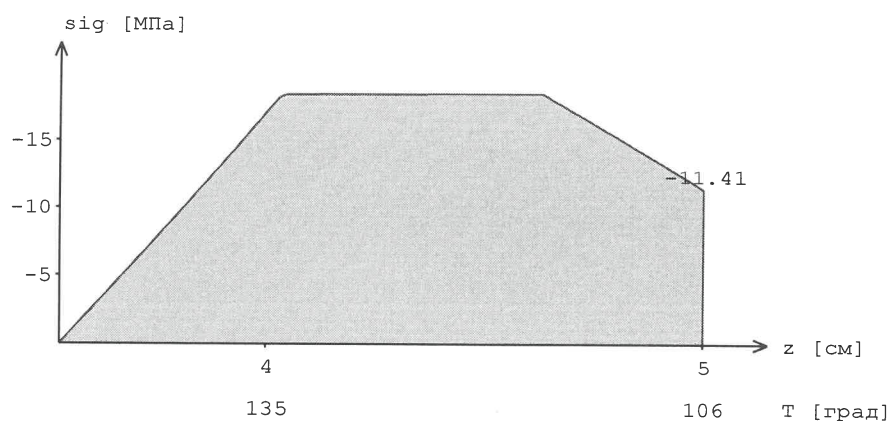


Рис. 16. Напряжения в сжатом бетоне плиты

Проведенный расчет подтверждает, что огнестойкость сплошной железобетонной плиты толщиной 100 мм и минимальным расстоянием до оси арматуры 30 мм составляет RE 90.

1.3. Железобетонная балка (элемент ребристый плиты)

Расчет несущей способности железобетонной балки при воздействии "стандартного пожара" в течение 90 мин

Расчетная схема

Длина балки

$$l = 3.00 \text{ м}$$

Закрепление краев балки шарнирное

Сечение

Ширина

$$b = 15 \text{ см}$$

Высота

$$h = 40 \text{ см}$$

Нижняя арматура

Диаметр крайних стержней

$$d_{s,kr} = 12 \text{ мм}$$

Защитный слой:

$$\text{снизу} \quad a_{zn} = 35 \text{ мм}$$

$$\text{сбоку} \quad a_{zb} = 35 \text{ мм}$$

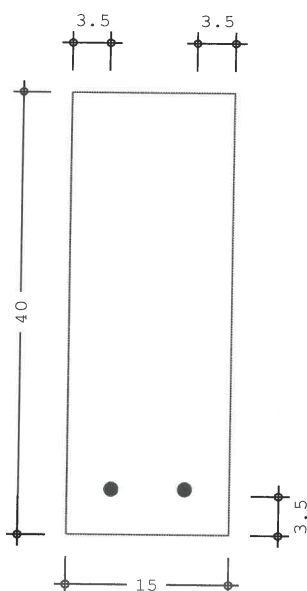
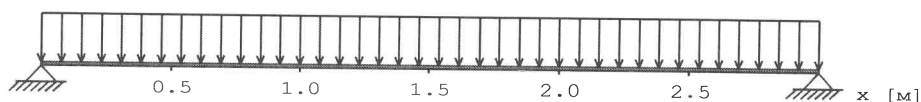


Рис. 17. Расчетное сечение балки

Нагрузки

Распределенная нагрузка

$$q = 5.00 \text{ кН/м}$$



Материал

Бетон тяжелый

B25

на силикатном заполнителе

$$\text{Плотность бетона} \quad \rho = 2350 \text{ г/м}^3$$

$$\text{Влажность бетона} \quad W = 1.5 \%$$

$$\text{Продольная арматура} \quad A400$$

$$\text{Поперечная арматура} \quad A240$$

Норматив. сопротивление при нормальной температуре

$$R_{bn} = 18.50 \text{ МПа}$$

$$R_{btn} = 1.55 \text{ МПа}$$

$$R_{sn} = 400 \text{ МПа}$$

$$R_{swn} = 192 \text{ МПа}$$

В табл. 3 настоящего приложения представлены величины моментов и поперечных сил для балки, имеющей свободное опирание по концам, и нагруженной равномерно распределенной нагрузкой.

Таблица 3

Усилия	x [м]	M [кНм]	Q [кН]
	0.00	0.00	7.50
	0.50	3.13	5.00
	1.00	5.00	2.50
	1.50	5.63	0.00
	2.00	5.00	-2.50
	2.50	3.13	-5.00
	3.00	0.00	-7.50

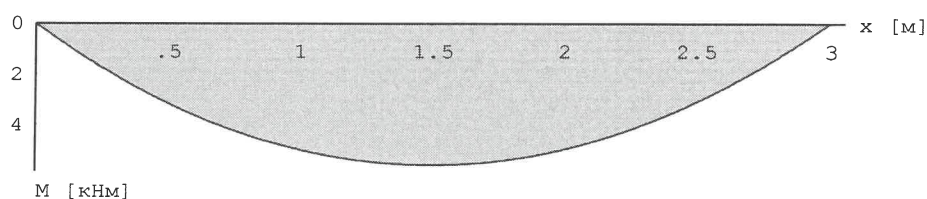


Рис. 18. Эпюра изгибающего момента

Проверка прочности при действии изгибающего момента

Расчетный момент $M_{\max} = 5.6 \text{ кНм}$

Изменение коэффициента запаса прочности балки $\square_u$ от температуры представлено в табл. 4 и рис. 19 настоящего приложения.

Таблица 4

Коэффициент запаса прочно- сти	t [мин]	T среды [град]	$\square_u$
	0	20	5.502
	3	502	5.502
	6	603	5.496
	9	663	5.499
	12	705	5.491
	15	739	5.485
	18	766	5.478
	21	789	5.476
	24	809	5.468
	27	826	5.463
	30	842	5.449
	33	856	5.356
	36	869	5.132

39	881	4.911
42	892	4.701
45	902	4.391
48	912	4.074
51	921	3.773
54	930	3.487
57	938	3.230
60	945	2.975
63	953	2.740
66	960	2.516
69	966	2.302
72	973	2.096
75	979	1.961
78	985	1.836
81	990	1.717
84	996	1.602
87	1001	1.510
90	1006	1.443

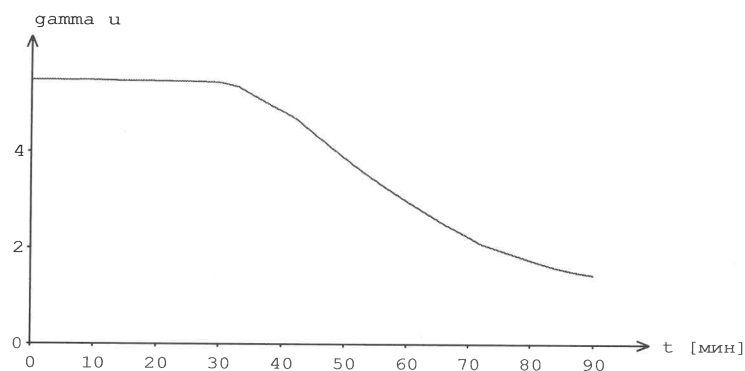


Рис. 19. Изменение коэффициента запаса прочности γ_u от времени балки при воздействии "стандартного пожара"

Условие прочности при $t = 90$ мин

$$M_{\max} / M_{\max,u} = 5.6 / 8.1 = 0.693 \leq 1$$

Проверка прочности при действии поперечной силы при $t = 90$ мин

Глубина прогрева снизу $a_{t1} = 7.2$ см

сбоку $a_{t2} = 4.3$ см

Расчетная ширина $b_t = 6.4$ см

Расчетная высота $h_t = 32.8$ см

Результаты расчетов на прочность при действии поперечной силы представлены в табл. 5.

Таблица 5

Прочность обеспечена, так как выполняется условие:
 $Q_{\max} = 7.5 \text{ кН} < Q_{b,\min} = 0.5R_{bt}b_th_0 = 17.8 \text{ кН}$ при $h_0 = 35.9 \text{ см}$