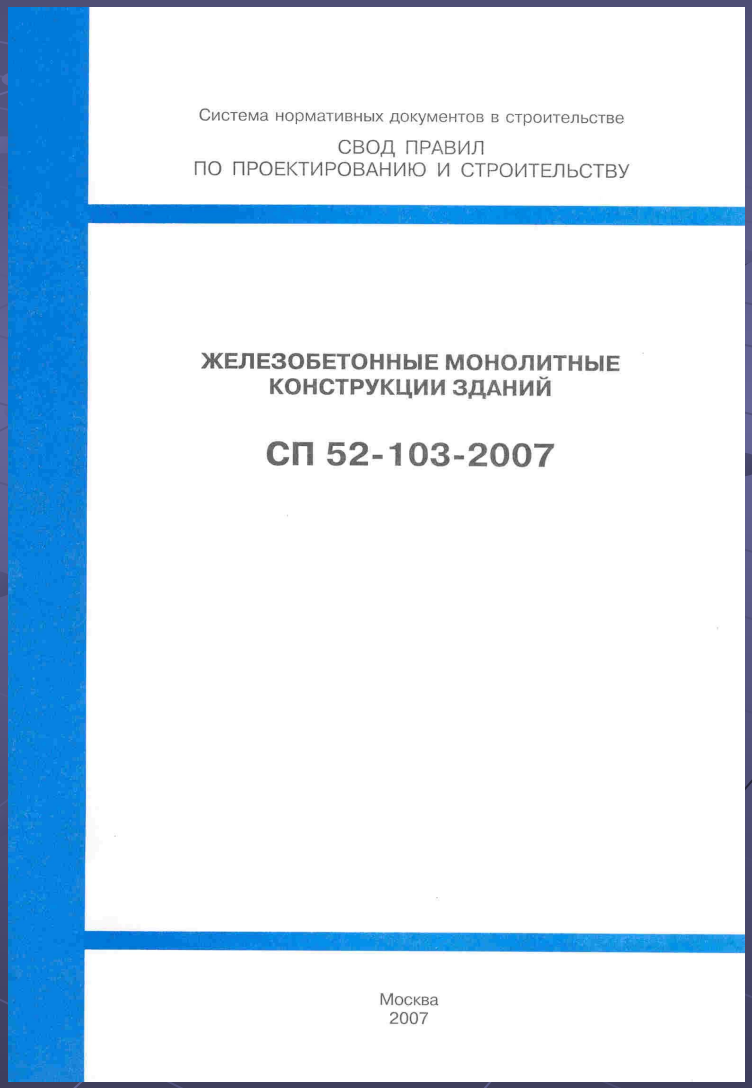
Новые нормативные документы РФ по проектированию зданий

Кабанцев О.В.,
к.т.н., Главный конструктор
«МонолитСтройПроект»

•Новые нормативные документы РФ по проектированию зданий

1. СП 52-103-2007 Железобетонные монолитные конструкции зданий.



Система нормативных документов в строительстве

СВОД ПРАВИЛ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И СТРОИТЕЛЬСТВУ

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ МОНОЛИТНЫЕ
КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ

СП 52-103-2007

Москва
2007

•Новые нормативные документы РФ по проектированию зданий

1. СП 52-103-2007 Железобетонные монолитные конструкции зданий.

6.2 Требования к расчету

6.2.1 Расчет несущих конструктивных систем включает:

- определение усилий в элементах конструктивной системы (колоннах, плитах перекрытий и покрытия, фундаментных плитах, стенах, ядрах) и усилий, действующих на основания фундаментов;
- определение перемещений конструктивной системы в целом и отдельных ее элементов, а также ускорений колебания перекрытий верхних этажей;
- расчет на устойчивость конструктивной системы (устойчивость формы и положения);
- оценку сопротивляемости конструктивной системы прогрессирующему разрушению;
- оценку несущей способности и деформации основания.

•Новые нормативные документы РФ по проектированию зданий

1. СП 52-103-2007 Железобетонные монолитные конструкции зданий.

6.2.2 Расчет несущей конструктивной системы, включающей надземные и подземные конструкции и фундамент, следует производить для всех последовательных стадий возведения (в случае существенного изменения расчетной ситуации) и для стадии эксплуатации, принимая расчетные схемы, отвечающие рассматриваемым стадиям. При этом следует учитывать:

- порядок приложения и изменения вертикальной нагрузки и жесткостей элементов в процессе монтажа и эксплуатации;

•Новые нормативные документы РФ по проектированию зданий

1. СП 52-103-2007 Железобетонные монолитные конструкции зданий.

На первой стадии расчета для оценки усилий в элементах конструктивной системы допускается принимать приближенные значения жесткостей элементов, имея в виду, что распределение усилий в элементах конструктивных систем зависит не от величины, а, в основном, от соотношения жесткостей этих элементов. Для более точной оценки распределения усилий в элементах конструктивной системы рекомендуется принимать уточненные значения жесткостей с понижающими коэффициентами. При этом необходимо учитывать существенное снижение жесткостей в изгибаемых плитных элементах (в результате возможного образования трещин) по сравнению с внецентренно сжатыми элементами. В первом приближении рекомендуется принимать модуль упругости материала равным $E_в$ с понижающими коэффициентами: 0,6 — для вертикальных сжатых элементов; 0,3 — для плит перекрытий (покрытий) с учетом длительности действия нагрузки.

•Новые нормативные документы РФ по проектированию зданий

1. СП 52-103-2007 Железобетонные монолитные конструкции зданий.

Определение вертикальных перемещений (прогибов) перекрытий и покрытий производят от действия нормативных постоянных и длительных вертикальных нагрузок. При этом на первой стадии расчета рекомендуется принимать пониженные значения жесткостей элементов конструктивной системы, в частности плит перекрытий, поскольку вертикальные перемещения (прогибы) напрямую зависят от деформационных свойств плит.

В первом приближении значения понижающих коэффициентов относительно начального модуля упругости бетона с учетом длительности действия нагрузки рекомендуется принимать: для вертикальных несущих элементов — 0,6, а для плит перекрытий (покрытий) — 0,2 при наличии трещин или 0,3 — при отсутствии трещин.

На последующих стадиях расчета при известном армировании следует принимать уточненные жесткости плит с учетом армирования, наличия трещин и неупругих деформаций в бетоне и арматуре, определяемые согласно действующим нормативным документам.

Ускорения колебаний перекрытий верхних этажей здания следует определять при действии пульсационной составляющей ветровой нагрузки.

•Новые нормативные документы РФ по проектированию зданий

1. СП 52-103-2007 Железобетонные монолитные конструкции зданий.

При расчете устойчивости формы конструктивной системы рекомендуется принимать пониженные жесткости элементов конструктивной системы (учитывая нелинейную работу материала), поскольку устойчивость конструктивной системы связана с деформативностью системы и отдельных элементов. При этом значение понижающих коэффициентов в первом приближении рекомендуется принимать, как указано в пп. 6.2.6, 6.2.7 с учетом того, что устойчивость конструктивной системы зависит от сопротивления в основном внецентренно сжатых вертикальных элементов при длительном действии нагрузки и в стадии, приближающейся к предельной. Запас по устойчивости должен быть не менее чем двукратным.

•Новые нормативные документы РФ по проектированию зданий

1. СП 52-103-2007 Железобетонные монолитные конструкции зданий.

6.2.9 Расчет на прогрессирующее разрушение должен обеспечивать прочность и устойчивость конструктивной системы в целом при выходе из строя одного какого-либо элемента конструктивной системы (колонны, участка стены, участка перекрытия) и возможном последующем разрушении близлежащих элементов. Кроме того, в обоснованных случаях рассматривается расчетная ситуация с выходом из строя части основания под фундаментами (например, в случае образования карстовых провалов).

Расчет на прогрессирующее разрушение следует производить при действии нормативных вертикальных нагрузок с нормативными значениями сопротивления бетона и арматуры, принимая линейные жесткости элементов конструктивной системы.

•Новые нормативные документы РФ по проектированию зданий

1. СП 52-103-2007 Железобетонные монолитные конструкции зданий.

8.3 Расчет по прочности плоских плит перекрытий, покрытий и фундаментных плит следует производить как плоских выделенных элементов на совместное действие изгибающих моментов в направлении взаимно перпендикулярных осей и крутящих моментов, приложенных по боковым сторонам плоского выделенного элемента, а также на действие продольных и поперечных сил, приложенных по боковым сторонам плоского элемента, полученных из статического расчета несущей конструктивной системы методом конечных элементов (рис. 8.2).

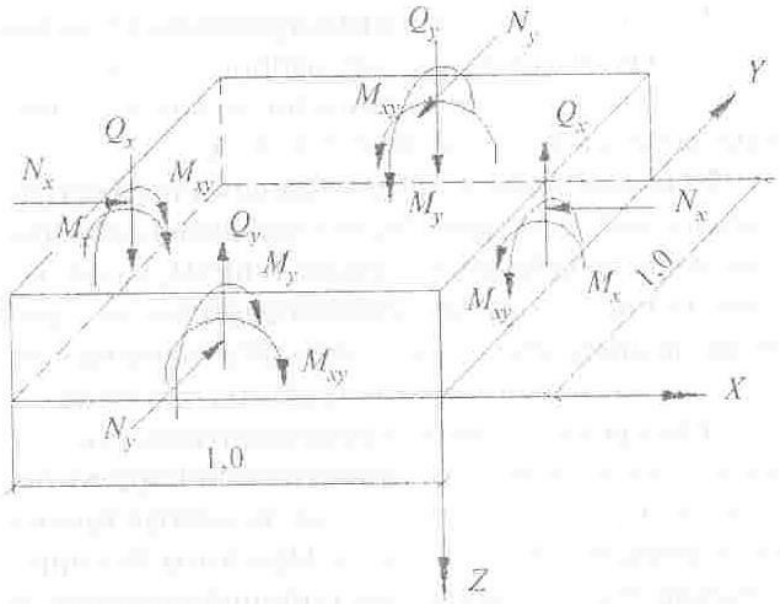
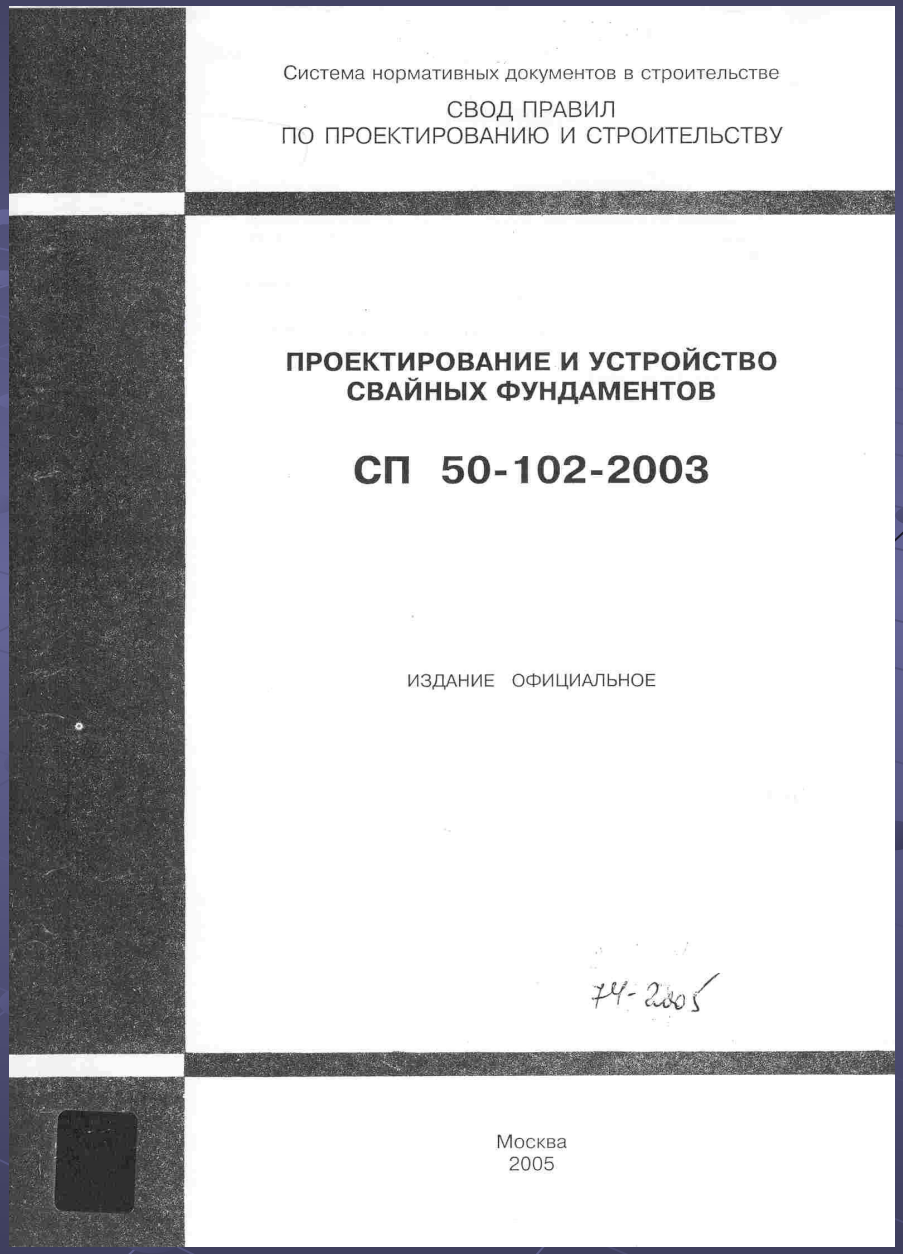


Рисунок 8.2 — Схема усилий, действующих на выделенный плоский элемент единичной ширины

•Новые нормативные документы РФ по проектированию зданий

2. СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов.



Система нормативных документов в строительстве

СВОД ПРАВИЛ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И СТРОИТЕЛЬСТВУ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И УСТРОЙСТВО СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

СП 50-102-2003

ИЗДАНИЕ ОФИЦИАЛЬНОЕ

74-2005

Москва
2005

2. СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов.

7.4 РАСЧЕТ СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

7.4.1 Осадка фундамента из висячих свай может быть определена как осадка условного фундамента на естественном основании в соответствии с 7.4.2 и 7.4.3.

При однородных или улучшающихся по физико-механическим характеристикам с глубиной грунтах основания расчет осадки свайного фундамента рекомендуется выполнять по методике, учитывающей взаимное влияние свай в кусте (7.4.4—7.4.9).

Осадку комбинированных свайно-плитных фундаментов рекомендуется рассчитывать по 7.4.10—7.4.14.

•Новые нормативные документы РФ по проектированию зданий

2. СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов.

Расчет осадки условного фундамента производят на дополнительное вертикальное давление, передаваемое на основание подошвой условного фундамента, т.е. за вычетом вертикального напряжения от собственного веса грунта на уровне этой подошвы, при этом в собственный вес условного фундамента включают вес свай, ростверка и грунта в объеме условного фундамента.

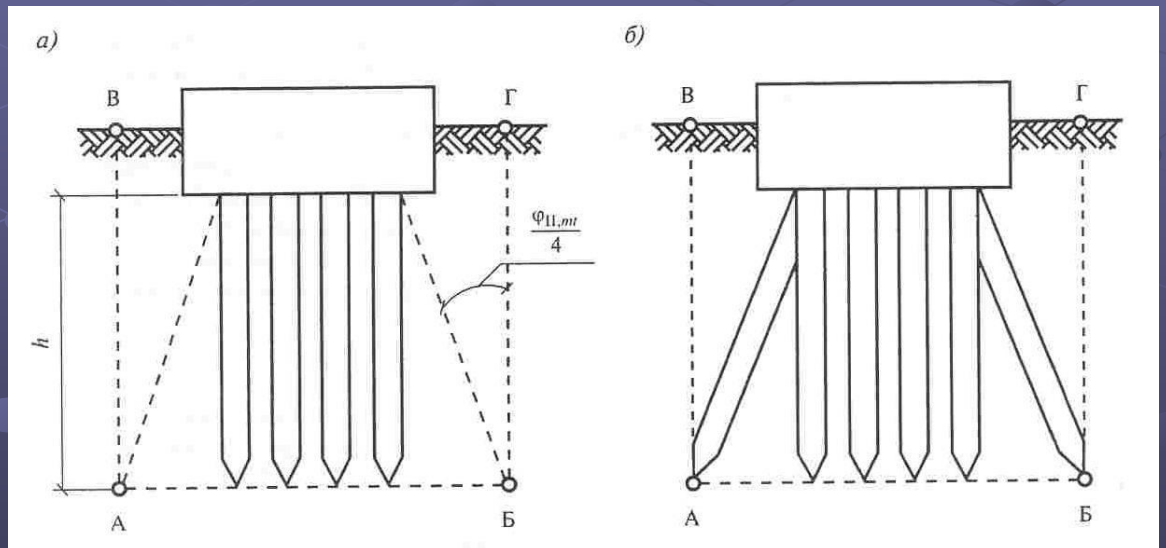


Рисунок 1 — Определение границ условного фундамента при расчете осадки свайных фундаментов

2. СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов.

Расчет осадки свайного фундамента с учетом взаимного влияния свай в кусте

7.4.4 Для расчета осадки свайного фундамента с учетом взаимного влияния свай в кусте необходимо определить осадку одиночной сваи.

Осадку s, м, одиночной висячей сваи следует определять по формуле

$$s = \frac{PI_s}{E_{SL}d}, \qquad (7.35)$$

где P — нагрузка на сваю, кН;

I_s — коэффициент влияния осадки, зависящий:
для жесткой сваи — от отношения l/d,
для сжимаемой сваи — от отношения l/d и от относительной жесткости сваи $\lambda = E_P / E_{SL}$, где E_P — модуль упругости материала сваи, кПа;

E_{SL} — модуль деформации грунта на уровне подошвы сваи, кПа;

2. СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов.

d — диаметр или сторона квадратной сваи, м;

l — длина сваи, м.

7.4.5 Коэффициент влияния осадки I_s в формуле (7.35) для жесткой сваи определяют по формуле

$$I_s = \frac{2,6}{l/d + 4}. \qquad (7.36)$$

Значения коэффициента I_s для сжимаемой сваи приведены в таблице 7.18.

Таблица 7.18

l/d	Значения I_s при λ, равном		
	100	1000	10000
10	0,19	0,16	0,15
25	0,18	0,10	0,08
50	0,17	0,06	0,05

7.4.6 При определении модуля деформации грунта E_{SL} следует учитывать, что наиболее достоверное его значение может быть получено по результатам полевых испытаний свай (при наличии на объекте более 100 свай).

При использовании результатов статического зондирования рекомендуется принимать следующие минимальные значения E_{SL} в зависимости от сопротивления зондированию q_c:

- в песках $E_{SL} = 6\ q_c$;
- в глинистых грунтах $E_{SL} = 10\ q_c$.

•Новые нормативные документы РФ по проектированию зданий

2. СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов.

Таблица 7.19

Число свай n	Значения коэффициента R_s											
	$l/d = 10$; $\lambda = 100$				$l/d = 25$; $\lambda = 1000$				$l/d = 50$; $\lambda = 10000$			
	a/d				a/d				a/d			
	3	5	7	10	3	5	7	10	3	5	7	10
4	1,40	1,30	1,20	1,10	2,45	2,00	1,80	1,70	2,75	2,25	2,00	1,80
9	2,25	2,00	1,90	1,80	3,90	3,25	2,90	2,65	4,35	3,55	3,15	2,85
16	2,85	2,50	2,35	2,25	4,90	4,10	3,65	3,30	5,50	4,50	4,00	3,60
25	3,30	3,00	2,75	2,60	5,60	4,75	4,25	3,90	6,50	5,25	4,70	4,25
36	3,70	3,30	3,10	2,90	6,40	5,35	4,80	4,30	7,20	5,85	5,25	4,70
49	4,00	3,55	3,30	3,15	6,90	5,75	5,10	4,70	7,75	6,35	5,60	5,10
100	4,70	4,20	4,00	3,70	8,20	6,80	6,10	5,50	9,20	7,50	6,70	6,00
196	5,40	4,80	4,50	4,25	9,35	7,75	7,00	6,35	10,50	8,60	7,65	6,90
400	6,15	5,50	5,10	4,85	10,60	8,85	7,90	7,20	12,00	9,80	8,70	7,80
1000	7,05	6,30	6,00	5,55	12,30	10,00	9,15	8,25	13,80	11,25	10,05	9,00

Примечания

1 В каждом столбце при других значениях n коэффициент R_s определяют по формуле $R_s(n) = 0,5\ R_s(100)\lg n$.

2 Таблица составлена для свайных кустов квадратной формы. Для кустов прямоугольной формы число свай n принимают равным квадрату числа свай по короткой стороне фундамента.

7.4.7 Осадку группы свай s_G, м, при расстоянии между сваями до $7d$ с учетом взаимного влияния свай в кусте определяют на основе численного решения, учитывающего увеличение осадки сваи в кусте против осадки одиночной сваи при той же нагрузке, гибкость l/d и жесткость λ свай, по формуле

$$s_G = s_1\ R_s\,, \qquad (7.37)$$

где s_1 — осадка одиночной сваи при принятой на нее нагрузке, определяемая по формуле (7.35);

R_s — коэффициент увеличения осадки (7.4.8).

7.4.8 При использовании осадки одиночной сваи для проектирования свайных кустов и полей следует учитывать, что осадка группы свай в результате их взаимодействия в свайном фундаменте увеличивается, что учитывают коэффициентом увеличения осадки R_s (таблица 7.19).

Общее число свай n определяют с учетом удовлетворения двух условий: осадка группы свай s_G должна быть в пределах допустимой, а нагрузка на одиночную сваю P_1 должна соответствовать нагрузке, определяемой по формуле (7.35) при осадке, равной $s_1 = s_G / R_s$.

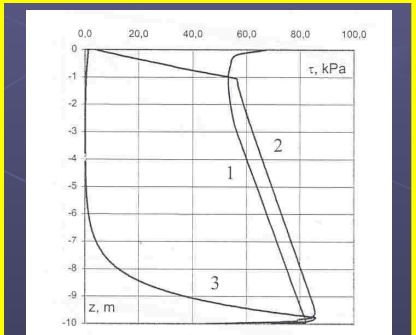


Рис. 3. Эпюры контактного трения по длине сваи для одиночной сваи (1), сваи из поля с шагом 1 м (3) и для одиночной сваи под плитой (2)

2. СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов.

Расчет осадки комбинированных свайно-плитных фундаментов

7.4.10 Для уменьшения общей и неравномерной осадки сооружений с большой нагрузкой на фундамент следует при проектировании рассмотреть вариант устройства комбинированного свайно-плитного (КСП) фундамента.

В практике наибольшее применение нашли буронабивные сваи диаметром 0,8—1,2 м, возможно также применение забивных свай квадратного сечения.

Длину свай следует принимать от 0,5B до B (B — ширина фундамента), расстояние между осями свай a = (5—7) d и более.

2. СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов.

7.4.11 Расчет осадки КСП фундамента производят на основе определения частных значений жесткости всех свай и ростверка, коэффициента их взаимодействия и коэффициента жесткости всего фундамента:

а) жесткость всех свай K_p определяют по формуле

$$K_p = \frac{K_1 n}{R_s}, \qquad (7.38)$$

где K_1 — жесткость одной сваи, определяемая как отношение нагрузки на сваю к ее осадке

$K_1 = P_1 / s_1 = E_{SL}\, d / I_s$ (см. формулу (7.35);

n — общее число свай в фундаменте;

R_s — см. таблицу 7.19;

2. СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов.

б) жесткость плиты K_c определяют по формуле

$$K_c = \frac{E_s\sqrt{A}}{(1-\nu^2)m_0}, \qquad (7.39)$$

где E_s — средний модуль деформации грунта на глубине до B, м (B — ширина плиты), кПа;

A — площадь плиты ($A = BL$, где L — длина плиты, м), м^2;

ν — коэффициент Пуассона грунта;

m_0 — коэффициент площади, зависящий от отношения L/B:

L/B	1	2	3	5	10
m_0	0,88	0,86	0,83	0,77	0,67

в) общую жесткость КСП фундамента K_f вычисляют по формуле

$$K_f = K_p + K_c\,. \qquad (7.40)$$

2. СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов.

7.4.12 Осадку КСП фундамента вычисляют по формуле

$$s_f = \frac{\sum P}{K_f}. \qquad (7.41)$$

При этом часть нагрузки, воспринимаемой сваями, составит

$$P_p = \frac{K_p}{K_f} \sum P, \qquad (7.42)$$

а часть нагрузки, воспринимаемой плитой, составит

$$P_c = \frac{K_c}{K_f} \sum P. \qquad (7.43)$$

7.4.13 Определение расчетных показателей КСП фундамента производят методом последовательных приближений:

а) имея площадь ростверка здания A и задавшись расстоянием между сваями a порядка (5—7) d, находим число свай в фундаменте

$$n = A / a^2 ; \qquad (7.44)$$

б) при максимально допустимой осадке свайного фундамента $s_ф$ расчетная осадка одиночной сваи s_1 равна

$$s_1 = s_ф / R'_s , \qquad (7.45)$$

где в первом приближении принимают значение R'_s по таблице 7.19, имея значения n и a при l/d =25 и λ = 1000;

в) определяют расчетную нагрузку на сваю P_1 по формуле

$$P_1 = \frac{E_{SL} d s_1}{I'_s}, \qquad (7.46)$$

где значение I'_s принимают по таблице 7.18, которое в первом приближении при принятом значении R'_s равно I'_s = 0,10;

г) определяют расчетную нагрузку на одиночную сваю свайного фундамента $P_1^{наг}$, приходящуюся от внешней расчетной нагрузки на фундамент (ΣP). При этом принимается, что сваи воспринимают 85 % ΣP

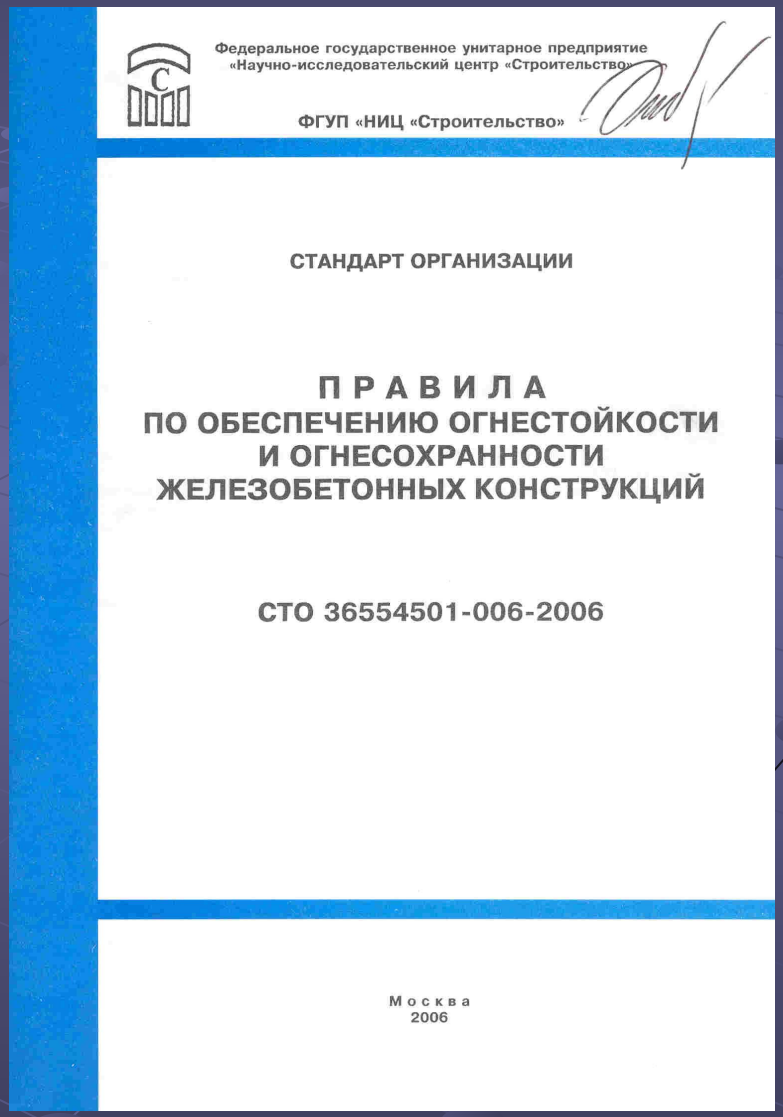
$$P_1^{наг} = \frac{0,85 \sum P}{n R'_s}. \qquad (7.47)$$

Полученное расхождение между значениями P_1 и $P_1^{наг}$ указывает направление уточнения расчета главным образом за счет изменения значения n с включением в расчет фактических значений l/d и λ.

Выполненные расчеты осадки КСП фундаментов рекомендуется дополнительно проверить на осадку как условного фундамента.

•Новые нормативные документы РФ по проектированию зданий

3. СТО 36554501-006-2006 Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций.



Федеральное государственное унитарное предприятие
«Научно-исследовательский центр «Строительство»

ФГУП «НИЦ «Строительство»

СТАНДАРТ ОРГАНИЗАЦИИ

ПРАВИЛА
ПО ОБЕСПЕЧЕНИЮ ОГНЕСТОЙКОСТИ
И ОГНЕСОХРАННОСТИ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

СТО 36554501-006-2006

Москва
2006

•Новые нормативные документы РФ по проектированию зданий

3. СТО 36554501-006-2006 Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций.

МДС 21-2.2000 Методические рекомендации по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций.

ОТМЕНЕНЫ!

СНиП-2,2 к.о.

ГОССТРОЙ РОССИИ

ГОСУДАРСТВЕННОЕ УНИТАРНОЕ ПРЕДПРИЯТИЕ

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ, ПРОЕКТНО-КОНСТРУКТОРСКИЙ И ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

ГУП «НИИЖБ»

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ ОГНЕСТОЙКОСТИ И ОГНЕСОХРАННОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

МДС 21-2.2000

Второе издание

Москва 2000 г.

РАЗРАБОТАНЫ Государственным унитарным предприятием «Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона» ГУП «НИИЖБ» (доктор техн. наук, проф. Милованов А.Ф., канд. техн. наук Соломонов В.В. и Кузнецова И.С., вед. инж. Малкина Т.Н.)

ОДОБРЕНЫ конструкторской секцией Научно-технического совета ГУП «НИИЖБ» (от 27 апреля 2000 г., протокол № 4/2000)

ИЗДАНЫ в ГУП «НИИЖБ»

ЗАРЕГИСТРИРОВАНЫ в ГУП «Центр проектной продукции в строительстве» 09.06.2000.

МДС 21-2.2000

Методические Рекомендации по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций

Fire Resistance and Fire Safety of Reinforced Concrete Constructions.

ВВЕДЕНИЕ

Настоящие «Методические рекомендации по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций» разработаны в соответствии с требованиями СНиП 10-01-94 и СНиП 21-01-97, норм международных организаций по стандартизации и нормированию и являются нормативным документом комплекса 21 «Пожарная безопасность» системы нормативных документов в строительстве.

Основными отличиями этих «Методических рекомендаций...» от ранее разработанных рекомендаций, инструкции и пособий являются:

приоритетность требований СНиП 21-01-97 «Пожарная безопасность зданий и сооружений» по сравнению с другими нормативными требованиями;

применимость противопожарных требований к объектам на стадии проектирования, строительства и эксплуатации, включая реконструкцию и ремонт;

главные требования к бетону и арматуре, к диаграммам деформирования бетона на сжатие и арматуры на сжатие и растяжение от огневого воздействия в диапазоне температур от 20 до 1100 °С, как в нагретом состоянии во время пожара, так и в охлажденном состоянии после пожара;

конструктивные требования, повышающие пределы огнестойкости и обеспечивающие огнесохранность конструкций;

•Новые нормативные документы РФ по проектированию зданий

3. СТО 36554501-006-2006 Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций.

МДС 21-2.2000 Методические рекомендации по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций.

ОТМЕНЕНЫ!

Длительность стандартного пожара, мин

Рис. 4. Предел огнестойкости по теплоизолирующей способности плит (стен) при одностороннем нагреве из бетона:

1 - тяжелого на гранитном заполнителе; 2 - то же, на известняковом заполнителе; 3 - конструкционного керамзитобетона.

8. РАСЧЕТ ПРЕДЕЛА ОГНЕСТОЙКОСТИ ПО ПОТЕРЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

БАЛОЧНЫЕ ПЛИТЫ

8.1. Плиты считаются балочными, если

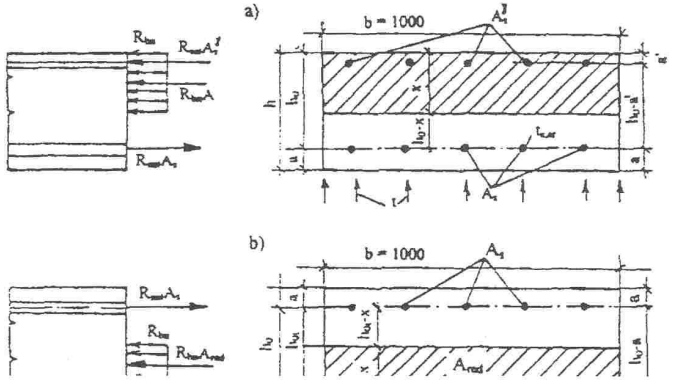
$$l_y / l_x \geq 2 .$$

Для обеспечения требуемого предела огнестойкости плит они должны иметь высоту h и расстояние от нагреваемой поверхности до оси арматуры «а» не менее значений, указанных в *Табл. 10*.

Таблица 10.

Вид бетона	Вид плиты и опирания	Минимальная толщина плиты h и расстояние до оси арматуры а, мм, при пределе огнестойкости, мин					
		30	60	90	120	180	240
	Толщина плиты, мм	60	80	100	120	150	175
Тяжелый гранитным заполнителем с	Балочная плита. Опирание по двум сторонам.	10	25	35	45	60	70
	Опирание по контуру при $l_y/l_x \leq 1{,}5$	10	10	15	20	30	40
	Опирание по контуру при $l_y/l_x > 2{,}0$	10	25	35	45	60	70
	Толщина плиты, мм	60	65	80	95	120	140
Конструкционный керамзитобетон D 1400-1600	Балочная плита. Опирание по двум сторонам.	10	20	30	40	50	55
	Опирание по контуру при $l_y/l_x \leq 1{,}5$	10	10	10	15	25	30
	Опирание по контуру при $l_y/l_x > 2{,}0$	10	20	30	40	50	55

8.2. Балочные статически определимые плиты, опертые по двум противоположным сторонам, при одностороннем нагреве разрушаются в результате образования пластического шарнира в середине пролета из-за снижения нормативного сопротивления арматуры растяжению до критического значения, т.е. до напряжения от нормативной нагрузки (*Рис. 5*).



•Новые нормативные документы РФ по проектированию зданий

3. СТО 36554501-006-2006 Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций.

МДС 21-2.2000 Методические рекомендации по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций.

ОТМЕНЕНЫ!

8.18. Колонны, находящиеся в стенах, могут подвергаться огневому воздействию с одной, двух и трех сторон. Отдельно стоящие колонны, как правило, подвергаются огневому воздействию с четырех сторон.

Требования к минимальным размерам железобетонных колонн и толщине защитного слоя бетона до оси арматуры приведены в *Табл. 14*.

Таблица 14.

Вид бетона	Огневое воздействие при пожаре	Ширина колонны *b* в мм (над чертой) и расстояние до оси арматуры *a* в мм (под чертой) с пределами огнестойкости, в мин					
		30	60	90	120	180	240
Тяжелый с гранитным заполнителем	со всех сторон	150/25	200/35	240/50	300/50	400/50	450/55
	с одной стороны	100/20	120/25	140/40	160/40	200/40	240/45
Конструкционный керамзитобетон Д1400-1600	со всех сторон	150/25	160/35	190/50	240/50	320/50	360/55
	с одной стороны	100/20	110/25	130/40	150/40	180/40	200/45

Примечание:

1. Колонна должна иметь гибкость l/b ≤25 и армирование не более 3 %. !

2. Колонна, подвергаемая огневому воздействию с одной стороны, находится в стене, и нагреваемые поверхности колонны и стены расположены на одном уровне.

8.19. Огневое воздействие вызывает неравномерное распределение температур в бетоне по поперечному сечению колонны. Периферийные слои бетона прогреваются значительно больше, чем внутренние, что приводит к снижению прочности и сильному развитию деформаций бетона у краев сечения колонны. Менее нагретый бетон центральной части сечения обладает большей прочностью и меньшей деформативностью. Разрушение колонн происходит по менее нагретому, более прочному бетону, при деформации сжатия, близкой к предельной.

В арматуре, расположенной у краев сечения колонны, при высоких температурах нагрева развиваются большие пластические деформации, и она перестает воспринимать усилия от внешней нагрузки, которые передаются на менее нагретый бетон в центральной части сечения колонны.

8.20. Расчет огнестойкости по потере несущей способности колонны должен производиться по предельному состоянию с учетом изменения механических свойств арматуры, прогрева бетона до критической температуры и гибкости колонны при огневом воздействии.

Несущую способность сжатого элемента при нормативной продольной силе со случайным эксцентриситетом $e_a \le b/30 \le l/600 \le 1$ см и $l_0 \le 20h$ определяют из условия:

$$N \le \varphi\left(R_{bn}A_{red} + R_{sc}\gamma'_{st}A'_s\right) \qquad (79)$$

Несущую способность сжатых колонн со случайным эксцентриситетом, обогреваемых с одной, двух смежных и трех сторон, рассчитывают как внецентренно сжатые с малым эксцентриситетом.

8.21. Несущая способность внецентренно сжатого элемента прямоугольного сечения (*Рис. 8*) при $\xi = x/h_0 \le \xi_R$ определяется из условия:

$$Ne \le R_{bn}b_t x\left(h_0 - 0{,}5x\right) + R_{sc}\gamma'_{st}A'_s\left(h_0 - a'\right) \qquad (80)$$

При этом высоту сжатой зоны определяют из условия:

$$x = \left(N + R_{sn}\gamma_{st}A_s - R_{sc}\gamma'_{st}A'_s\right)/R_{bn}b_t \qquad (81)$$

•Новые нормативные документы РФ по проектированию зданий

3. СТО 36554501-006-2006 Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций.

МДС 21-2.2000 Методические рекомендации по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций.

ОТМЕНЕНЫ!

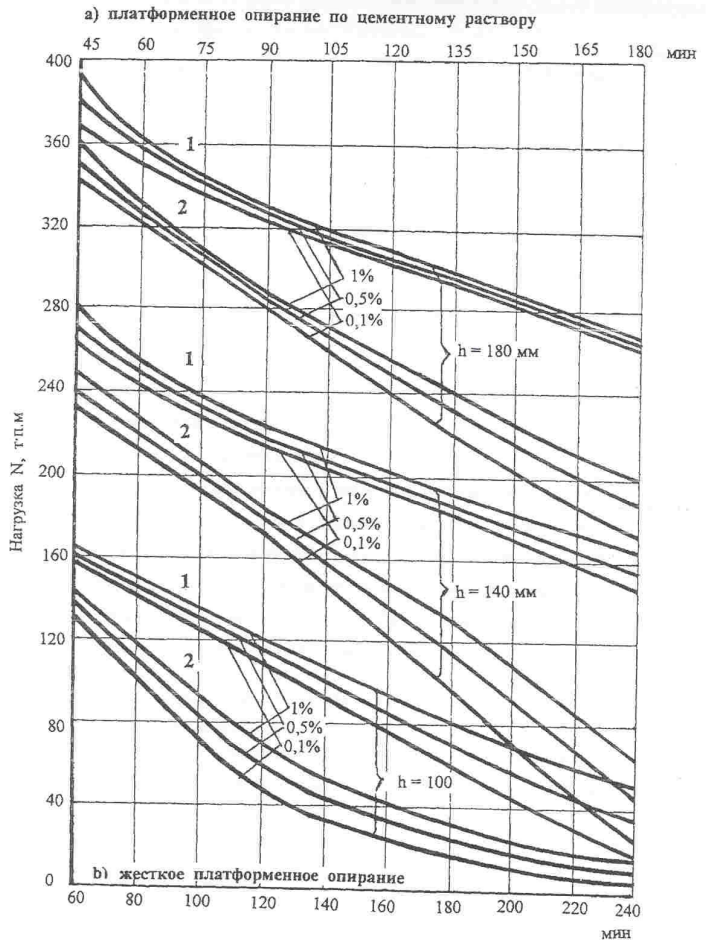


Рис. 68. Пределы огнестойкости железобетонных стен толщиной 100, 140 и 180 мм, с армированием 0,1, 0,5 и 1 %, из тяжелого бетона класса В35 с заполнителями:

1 - из известняка; 2 - из гранита, при одностороннем огневом воздействии стандартного пожара.

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Усилия от нагрузки и температуры в поперечном сечении элемента при огневом воздействии

M_n, M, M_t - изгибающий момент от нормативной и расчетной нагрузок и от температуры;

N_n, N, N_t - продольная сила от нормативной и расчетной нагрузок и от температуры;