

Казанский Государственный архитектурно-строительный университет
Кафедра железобетонных и каменных конструкций

Учебно-методическое пособие по выполнению
лабораторных работ по дисциплинам:
Б1.Б.30. Железобетонные и каменные конструкции
Б1.В.10. Железобетонные и каменные конструкции

Разработал:
Антаков А.Б.

Казань, 2014

СОДЕРЖАНИЕ

Наименование лабораторных работ	Стр.
ЛЗ 1. Испытание железобетонной балки на изгиб с разрушением по нормальному сечению.	3
ЛЗ 2. Испытание предварительно напряженной балки с разрушением по нормальному сечению.	18
ЛЗ 3. Испытание железобетонной балки на изгиб с разрушением по наклонному сечению.	31
ЛЗ 4. Испытание железобетонной стойки на внецентренное сжатие	40
ЛЗ 5. Определение ширины раскрытия трещин в железобетонных конструкциях	49
ЛЗ 6. Определение прогибов изгибаемых элементов и конструкций	55

ЛР №1. Испытания железобетонной балки с разрушением по нормальному сечению

ЦЕЛЬ РАБОТЫ

Экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния железобетонной балки в зоне чистого изгиба на всех стадиях ее загрузки.

В ходе выполнения первой лабораторной работы решаются следующие задачи:

- изучение работы балки до появления трещин в растянутой зоне (первая стадия напряженно-деформированного состояния);
- изучение особенностей напряженно-деформированного состояния железобетонной балки при образовании трещин и их последующее раскрытие (вторая стадия напряженно-деформированного состояния);
- исследование характера образования и развития трещин и разрушения балки по нормальному сечению;
- определение экспериментального и теоретического разрушающего моментов, сравнение их величин;
- обработка и анализ полученных экспериментальных данных.

Испытание железобетонной балки выполняется в соответствии с требованиями ГОСТ 8829-95 «Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Методы испытания на нагружением и оценка прочности, жесткости и трещиностойкости».

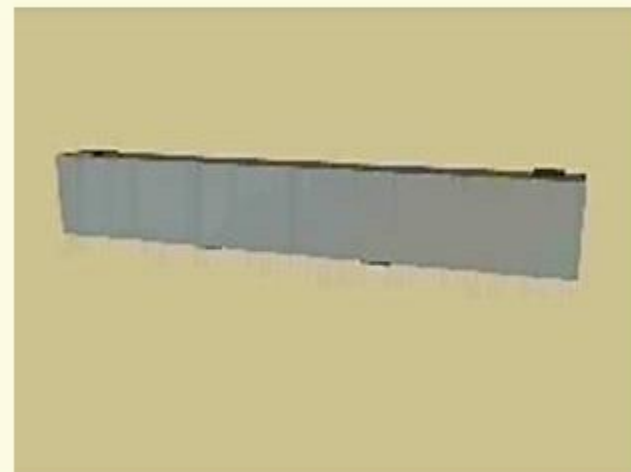


ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ ОБРАЗЕЦ

Для реализации поставленных задач используется железобетонная балка прямоугольного сечения из тяжелого бетона, армированная плоским сварным каркасом. Продольная рабочая арматура - стержневая, диаметром 10 мм, класс А240. Длина балки $L=120,0$ см, ширина сечения $B=8,0$ см, высота сечения $h=17,0$ см.

Загружение балки осуществляется гидравлическим домкратом ДГ-25 с диаметром поршня 90 мм.

Измерение длин производится с помощью рулетки, диаметры измеряются с помощью штангенциркуля, вертикальные перемещения балки фиксируются индикаторами часового типа ИЧ-25; деформации (удлинение или укорочение) - индикаторами часового типа ИЧ-10. Ширина раскрытия трещин определяется с помощью микроскопа МПБ-3.



ХОД ЛАБОРАТОРНОЙ РАБОТЫ

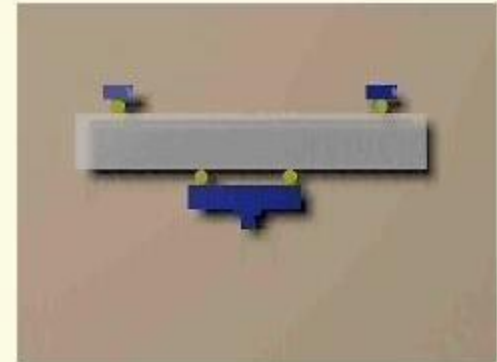
Балку устанавливают на стенде, осматривают и помечают начальные (нулевые) трещины и сколы бетона. Затем снимают начальные показания прогибомеров и индикаторов и заносят данные в журнал испытаний.

Загружение балки осуществляют поэтапно, ступенями. На каждом этапе приращение нагрузки составляет 10-20% от величины ожидаемой разрушающей нагрузки.

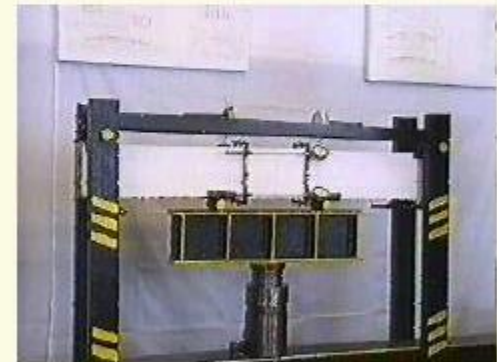
После каждого этапа загрузки дается выдержка, в течение которой производят наблюдения за состоянием поверхности балки и запись показаний приборов. Обнаруженные трещины прорисовывают на поверхности балки и помечают номером этапа. Ширину раскрытия трещин измеряют на уровне растянутой арматуры, отметив место установки микроскопа для использования на следующих этапах.



Верхний видеоклип иллюстрирует схематическую модель испытания балки. Обратите внимание на расположение опор и соотношения размеров, определяющих разрушение балки именно по нормальному сечению.



На нижнем видеоклипе демонстрируется реальная картина динамики разрушения железобетонной балки под действием нарастающей нагрузки.



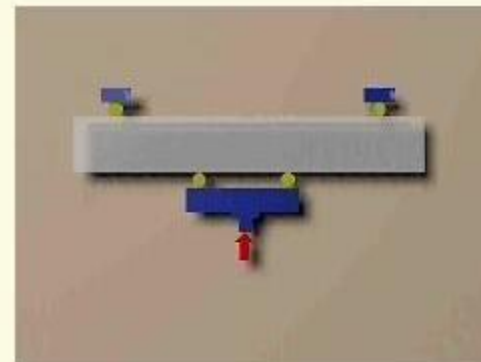
Для демонстрации динамики раскрытия трещин и изменения стадий напряженно-деформированного состояния балки используется анимационная модель.

Подробное описание каждой из стадий с анимационными иллюстрациями происходящих процессов приводится на последующих страницах.

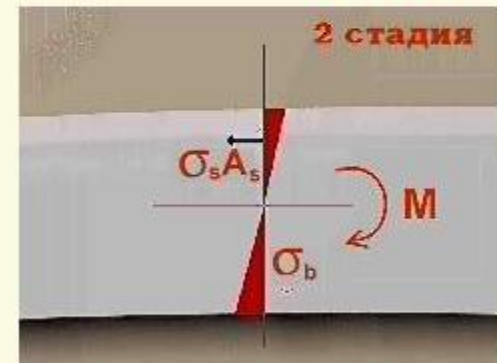
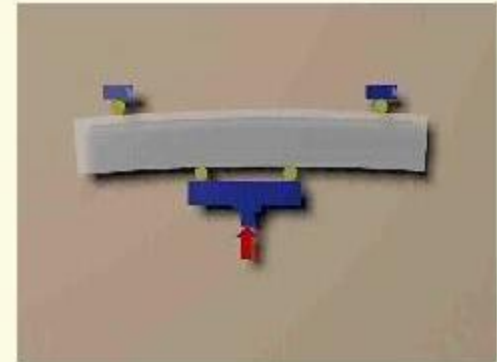


В процессе испытания железобетонной балки можно выявить все три стадии ее напряженно-деформированного состояния:

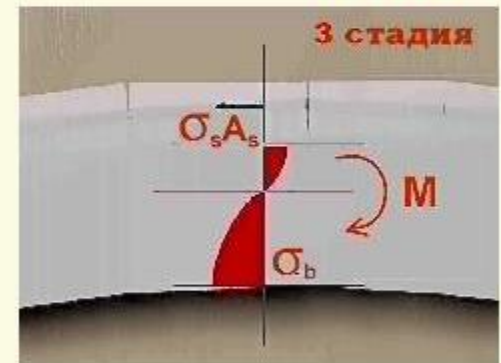
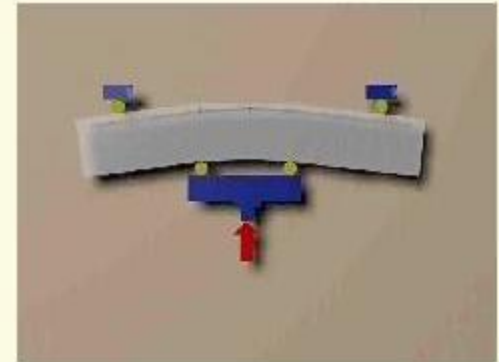
I стадия - от начала загрузки до момента образования первой трещины. В начальной стадии загрузки балки эпюра нормальных напряжений в бетоне близка к треугольной, усилия в растянутой зоне, в основном, воспринимаются бетоном. Роль растянутой арматуры на данном этапе незначительна. Нулевая линия проходит ниже геометрической оси балки. По мере увеличения нагрузки в бетоне растянутой зоны балки развиваются неупругие деформации. За расчетную эпюру I стадии принимают треугольную эпюру напряжений в сжатой зоне и прямоугольную - в растянутой зоне нормального сечения железобетонной балки.



II стадия - от начала появления трещин в растянутой зоне бетона до появления заметных неупругих деформаций в растянутой арматуре. С увеличением нагрузки в бетоне растянутой зоны балки появляются и интенсивно развиваются нормальные трещины. В сечениях с трещинами растягивающие усилия воспринимаются арматурой, на участках между трещинами - совместно бетоном и арматурой. При дальнейшем увеличении нагрузки возрастает ширина раскрытия трещин и их длина. Высота сжатой зоны бетона уменьшается. Конец стадии II характеризуется началом заметных неупругих деформаций в арматуре. По мере увеличения нагрузки эпюра нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны постепенно искривляется. Величина максимального значения напряжения перемещается с края в глубину сечения.



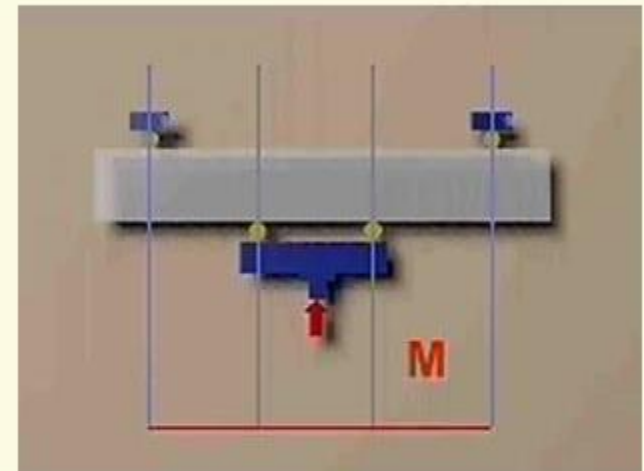
III стадия — стадия разрушения. Данная стадия самая непродолжительная. В этой стадии напряжения в растянутой арматуре достигают величины расчетного сопротивления, а в бетоне сжатой зоны - временного сопротивления сжатию. Криволинейность эпюры нормальных напряжений в сжатой зоне бетона становится ярко выраженной. Бетон растянутой зоны из работы почти полностью исключается. Сокращается высота сжатой зоны бетона вследствие образования пластического шарнира, резко увеличивается прогиб балки. Разрушение железобетонной балки по первому случаю (нормально армированный элемент) начинается с арматуры растянутой зоны и заканчивается раздроблением бетона сжатой зоны. Разрушение носит пластический характер.



В нормальных сечениях железобетонной балки, по мере ее загрузки, возникают изгибающие моменты.

Значение моментов постепенно увеличивается от опор балки к ее середине. На участке между опорами траверсы эпюра моментов имеет вид прямоугольника - зона чистого изгиба. По мере увеличения нагрузки, величина $M_{изг}$. Постепенно растет и достигает предельных значений.

Динамика изменений эпюры моментов на протяжении всех этапов загрузки смоделирована на видеоклипе.



ОБРАБОТКА И ОЦЕНКА РЕЗУЛЬТАТОВ ИСПЫТАНИЙ

По окончании испытаний производится обработка полученных экспериментальных данных. На основании показаний приборов, приведенных в таблице, производится определение нормальных и перерезывающих сил и изгибающих моментов; вычисление деформаций и прогибов, завершающееся построением графиков.

Номер этапа	Показания приборов								Примечания
	Манометр	Прогибомер		Микроскоп	Индикатор				
		П1	П2		И1	И2	И3	И4	
0	0	700	600	0	100	90	100	900	образование трещин
1	5	720	617	0	99	901	98	901	
2	10	756	654	2	96	903	94	905	
3	15	827	721	4	89	909	88	906	
4	20	890	788	5,5	84	915	81	910	
5	25	940	832	7	80	917	76	913	
6	30	996	885	—	—	—	—	—	разрушение



Оценка результатов испытаний производится на основании всестороннего анализа и сопоставления с данными теоретических расчетов, уточненных в соответствии с фактическими размерами, характеристиками материала и состоянием конструкций.

Обработка результатов испытаний при проведении лабораторной работы №1 производится в следующей последовательности:

1. Определяются усилия, создаваемые домкратом

$$F = pA$$

где p - величина давления в гидросистеме на каждом этапе нагружения балки,
 A - площадь поршня

2. Вычисляется изгибающий момент в зоне чистого изгиба

$$M = 0,5 F_i L_2$$

где F_i - нагрузка на этапе загрузки,

L_2 - расстояние от опор до точки приложения силы



3. Определяются прогибы балки на каждом этапе загрузки

$$f_i = (N_i - N_0) \gamma$$

где N_i - показания приборов на i -том этапе испытаний,

N_0 - показания приборов на начальном этапе,

γ - цена деления приборов (индикаторов)

4. Вычисляются относительные деформации сжатия и растяжения бетона балки

$$\varepsilon_i = (N_i - N_0) \gamma / K = f_i / K$$

где: K - база измерения прибора (мессуры)

5. Определяется кривизна продольной оси балки по упрощенной формуле

$$1/r = \operatorname{tg} \alpha = (|\varepsilon_c| + |\varepsilon_t|) / H$$

где: ε_c и ε_t - относительные деформации сжатия и растяжения бетона,

H - расстояния между осями индикаторов (мессур).

Полученные результаты заносят в таблицу журнала испытаний, приведенную на следующей странице.

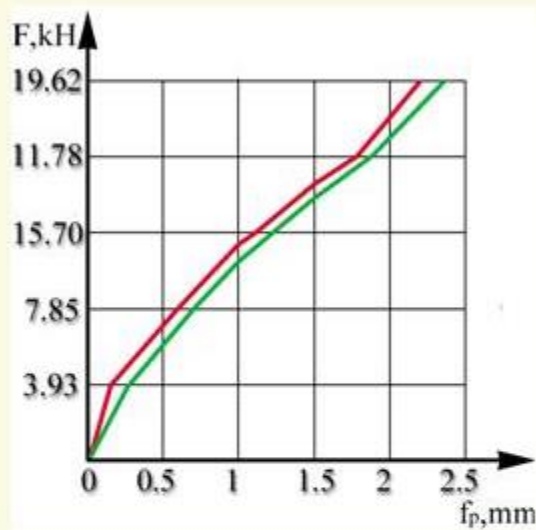


Результаты испытаний

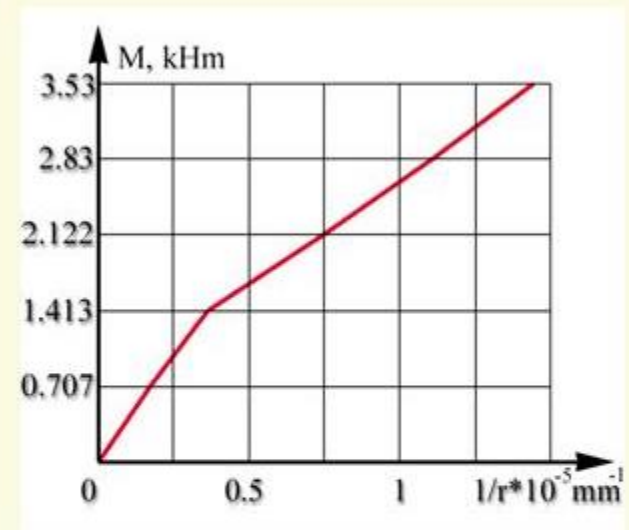
Номер этапа	Нагрузка, F, кН	Изгибающий момент M, кН·м	Прогиб f, мм	Относительные деформации сжатия ϵ_c	Относительные деформации растяжения ϵ_t	Кривизна продольной оси $1/r$, мм ⁻¹	Ширина раскрытия трещин δ_{cr} , мм
1	3,93	0,7065	0,18	0,00005	0,000075	0,0000096	—
2	7,85	1,413	0,55	0,00020	0,00025	0,00000346	0,08
3	11,78	2,1215	1,24	0,00040	0,000575	0,0000075	0,16
4	15,70	2,83	1,89	0,000625	0,000876	0,0000115	0,22
5	19,62	3,53	2,36	0,00075	0,0011	0,0000142	0,28
6	23,55	4,24	—	—	—	—	—



На основе полученных экспериментальных данных строятся диаграммы
и вычерчивается схема развития трещин:



Нагрузка (F) – прогиб (f_p)



Изгибающий момент (M) – кривизна (1/r)



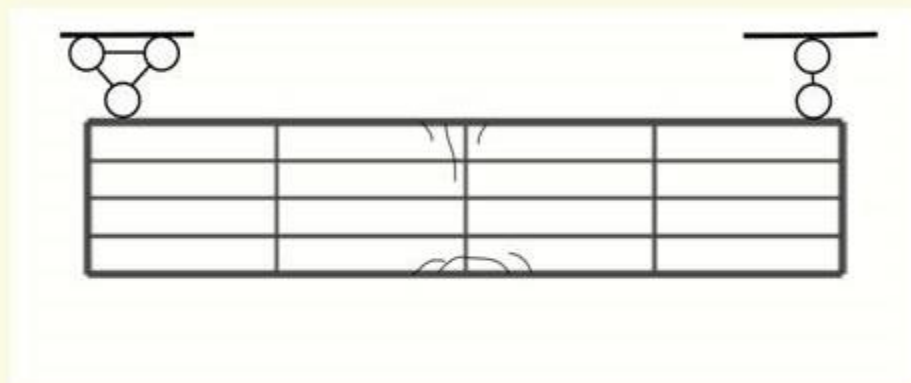
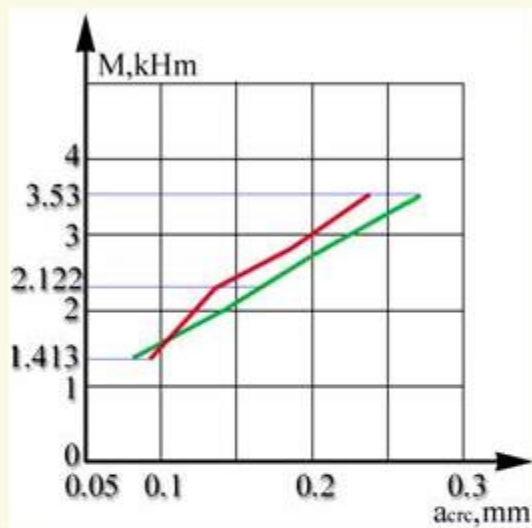


Схема развития трещин

Нагрузка (F) – ширина раскрытия трещин (a_{cr})



ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Разрушение железобетонной балки произошло по нормальному сечению в середине пролета. Балка потеряла несущую способность при достижении предела текучести в растянутой арматуре и предела прочности бетона в сжатой зоне. (Случай первый - пластический характер разрушения). Максимальный изгибающий момент (опытный) составил $M_{np}^{оп} = 4,24$ кНм.

Теоретический разрушающий момент, вычисленный с учетом фактических прочностных характеристик бетона и арматуры, равен $M_{np}^т = 3,04$ кНм, что ниже экспериментального на 28,3%.

Визуальные наблюдения и измерения деформаций по приборам показали, что первая трещина образовалась на 2 этапе загрузки при $M_{cpc}^{оп} = 1,413$ кНм. Расчетная величина момента образования трещин в нормальном сечении балки составила $M_{cpc}^т = 1,348$ кНм, что на 4,6 % меньше опытного значения момента образования трещин.

Теоретические значения прогибов балки $f^т$ и ширины раскрытия трещин $a_{cpc}^т$ – удовлетворительно совпадают с опытными значениями $f^{оп}$ и $a_{cpc}^{оп}$.

ЛЗ №2. Испытания железобетонной балки с разрушением по наклонному сечению

ЦЕЛЬ РАБОТЫ

Изучение напряженно-деформированного состояния железобетонной балки при изгибе по наклонному сечению.

В ходе выполнения второй лабораторной работы решаются следующие основные задачи:

- изучение работы балки до и после появления наклонных трещин;
- исследование характера образования и раскрытия наклонных трещин;
- исследование характера разрушения балки по наклонному сечению;
- определение экспериментального и теоретического значений поперечных сил и их

сравнение:

- обработка и анализ полученных экспериментальных данных.

Для балочных конструкций на опорах участках характерны напряженные состояния, связанные с проявлением деформации сдвига. Разрушение конструкций происходит по сечению наклонному к продольной оси от воздействия поперечной силы и изгибающего момента.

В лабораторной работе №2 исследуется случай разрушения от среза сжатой зоны бетона при действии поперечной силы.



ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ ОБРАЗЕЦ

Железобетонная балка изготовлена из тяжелого бетона прямоугольного сечения, армированная плоским каркасом.

Рабочая продольная арматура - стержневая диаметром 10 мм класса А240, поперечная арматура - диаметром 6 мм класса А240.

Длина балки $L = 120$ см

Ширина сечения $b = 8.0$ см

Высота сечения $h = 17.0$ см

СХЕМА ЗАГРУЖЕНИЯ БАЛКИ

Загружение балки осуществляется гидравлическим домкратом ДГ-25 с помощью металлической траверсы. Схема загрузки балки при проведении лабораторной работы №2 отличается от загрузки ее в первой работе тем, что сосредоточенные силы прикладываются к балке на расстоянии $1/4 L$ от опоры

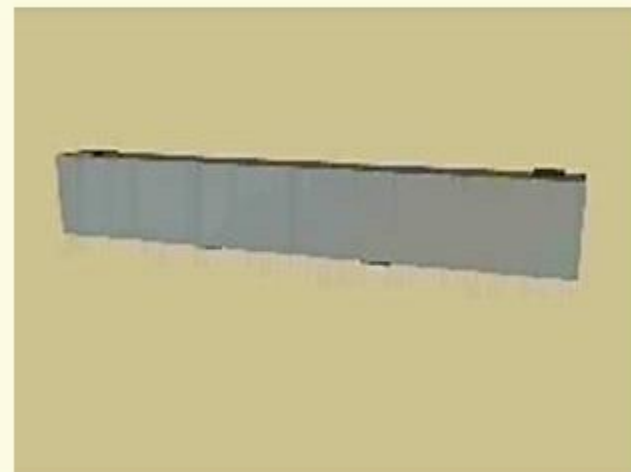
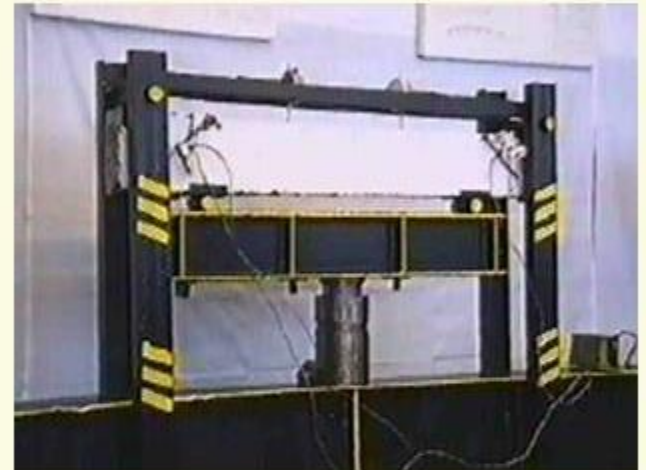


СХЕМА РАССТАНОВКИ ПРИБОРОВ

Вертикальные перемещения балки при ее загрузении измеряются с помощью индикаторов часового типа ИЧ-25.

Деформации волокон на приопорных участках железобетонной балки измеряются установленными в этих зонах тензомерами ТА-2.

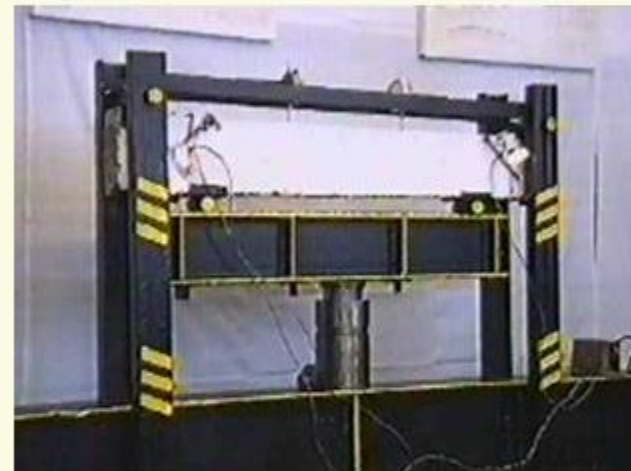
Ширина раскрытия трещин определяется микроскопом МПБ-3.



ПОРЯДОК ПРОВЕДЕНИЯ РАБОТЫ

Балку устанавливают на стенд, осматривают, отмечают начальные (нулевые) трещины и сколы бетона. Затем снимают начальные показания прогибомеров, тензометров и заносят данные в журнал испытаний. При загрузке балки испытательной нагрузкой в ведомость испытаний заносят показания манометра и отсчеты по приборам.

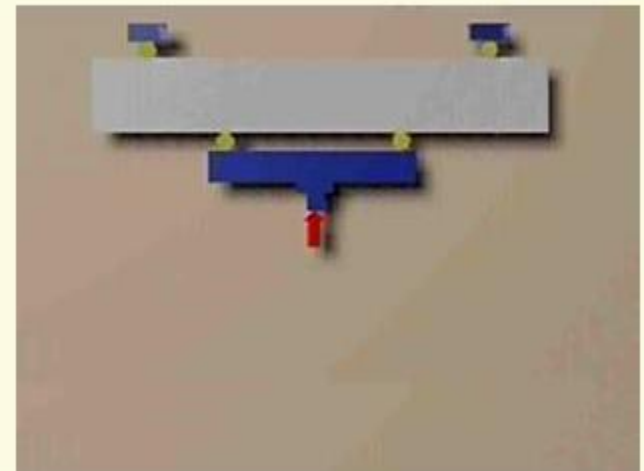
Загрузка балки осуществляется поэтапно, ступенями. На каждом этапе приращение нагрузки составляет 10-20 % от величины ожидаемой разрушающей нагрузки. После каждого этапа загрузки делается выдержка, в течение которой фиксируются изменения состояния поверхности балки и запись показаний приборов. Зарисовываются трещины непосредственно на поверхности балки и помечаются номером этапа. Ширину раскрытия наклонной трещины измеряют в одном месте, отметив место установки микроскопа.



От совместного действия изгибающих моментов и поперечных сил на пропорных участках балки создается сложное напряженное состояние. В сечениях балки возникают касательные главные сжимающие и растягивающие напряжения.

По мере увеличения внешней нагрузки, значения $M_{изг}$ и Q в сечениях балки растут и достигают предельных значений.

Динамика изменений эпюр изгибающих моментов и поперечных сил смоделирована в видеоклипе.



ОБРАБОТКА И ОЦЕНКА РЕЗУЛЬТАТОВ ИСПЫТАНИЙ

По окончании испытаний производится обработка полученных экспериментальных данных. На основании показаний приборов, приведенных в таблице, производится определение нормальных и перерезывающих сил и изгибающих моментов; вычисление деформаций и прогибов, завершающееся построением графиков.

Номер этапа	Показания приборов						Примечания
	Манометр Р, кПа	Прогибомер		Микроскоп	Тензомер		
		П1	П2		Т1	Т2	
1	0	100	232		78	66	2 этап – появление нормальных трещин в середине пролета 3 этап – появление наклонных трещин у опор в пределах пролетов среза с. 6 этап – тензометры Т1, Т2 демонтированы. 7,8 этап – раскрытие наклонных трещин сопровождается нарушением анкеровки продольной растянутой арматуры на опорах.
2	1000	137	274		72	60	
3	2000	185	318		71	58	
4	3000	240	407	2	44	57	
5	4000	302	419	3	04	55	
6	5000	356	499	5			
7	6000	404	509	6			
8	7000	410	598	7			
9	8000	412	621				



Обработка результатов испытаний при проведении лабораторной работы №2 производится в следующей последовательности:

Усилие, создаваемое домкратом, определяется, как произведение величины давления в гидросистеме p на площадь поршня A

$$F = p A$$

2. Вычисляется поперечная сила в балке

$$Q_i = 0,5 F_i$$

где F_i – нагрузка на i -ом этапе.

3. Прогобы по каждому прогибомеру определяются разностью отсчетов по приборам ($N_i - N_0$), умноженной на цену деления γ

$$f_i = (N_i - N_0) \gamma$$

Величина прогиба балки определяется на каждом этапе как среднее арифметическое прогибов, рассчитанных по показаниям прогибомеров П1 и П2.

4. Относительные деформации растяжения определяются по показаниям тензометров Т1 и Т2 как разность отсчетов по приборам ($N_i - N_0$), умноженной на цену деления γ и поделенным на базу прибора K

$$\varepsilon_i = (N_i - N_0) \gamma / K$$



Например, для прибора Т1 начальный отсчет равен $N_0=174$, на первом этапе загрузения $N_1=170$, цена деления прибора ТА-2 $\gamma=0,001$.

Тогда относительные деформации на первом этапе загрузения равняются

$$\varepsilon_1 = (174-170) 0,001/150 = - 0,0000266$$

где $K=150$ мм – база измерения удлинений волокон бетона или расстояние между точками опоры тензометра.

Величины ε_1 заносятся в таблицу журнала испытаний, приведенную на следующей странице.

5. По полученным данным строятся диаграммы:

«Нагрузка F – прогиб f »;

«Поперечная сила Q – ширина раскрытия трещин $a_{скс}$ ».

6. Устанавливается погрешность измерения нагрузки, соответствующая разрушению балки

$$\Delta Q = \Delta P \pi D^2 / 4 + \Delta D P \pi D / 2$$

где P – давление, при котором произошло разрушение балки по наклонному сечению.

Остальные обозначения аналогичны представленным в первой лабораторной работе.

7. Определяется поперечная сила (прочность балки) с учетом погрешности измерения

$$Q = Q_{изм} + \Delta Q$$

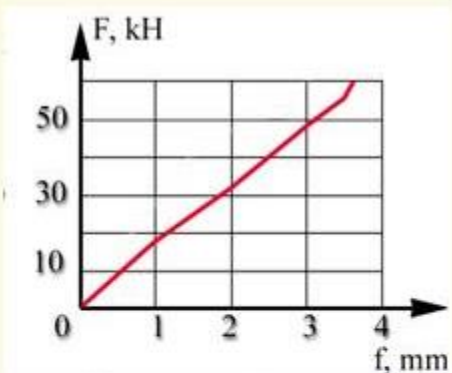


Результаты испытаний

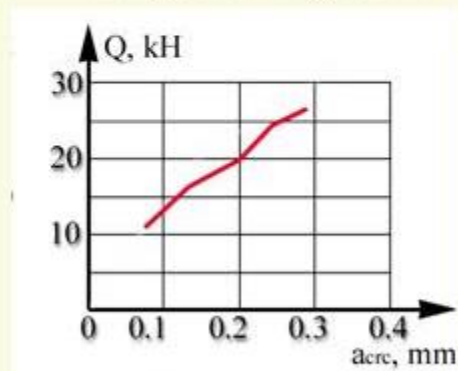
Номер этапа	Нагрузка, F, кН	Поперечная сила, Q, кН	Прогиб, f, мм	Относительные деформации растяжения по показаниям тензометра		Ширина раскрытия наклонной трещины, $a_{кр}$, мм
				T1	T2	
2	7,8 ±1,1	3,9 ±0,5	0,4	0,00040	0,00040	
3	15,8 ±1,4	7,9 ±0,7	0,9	0,00047	0,00053	
4	23,6 ±1,7	11,8 ±0,9	1,6	0,00227	0,00060	0,08
5	31,4 ±2,0	15,7 ±1,0	1,9	0,00493	0,00073	0,12
6	39,2 ±2,4	19,6 ±1,2	2,6			0,2
7	47,2 ±2,7	23,6 ±1,3	2,9			0,24
8	55,0 ±3,0	27,5 ±1,5	3,4			0,28
9	62,8 ±3,3	31,4 ±1,6	3,5			



На основе полученных экспериментальных данных строятся диаграммы
и вычерчивается схема развития трещин:



Нагрузка F – прогиб f



Поперечная сила Q – ширина раскрытия трещин $a_{срк}$

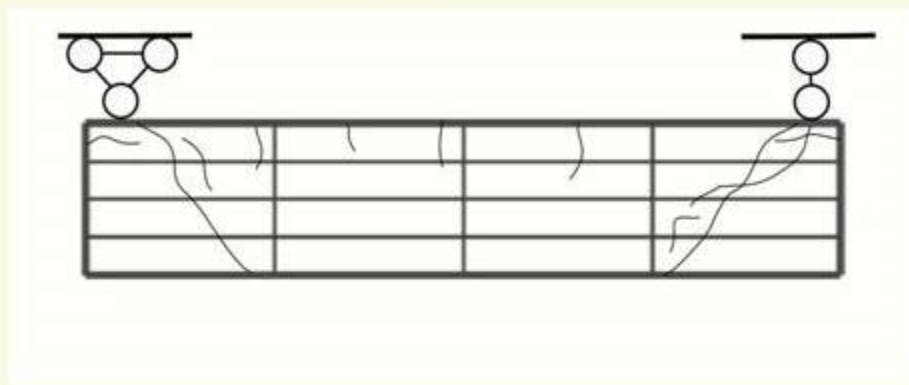


Схема развития трещин



ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Сопротивление испытанной балочной конструкции характеризуется образованием и последующим раскрытием нормальных и наклонных трещин. Концентрация усилий в приопорных участках приводит к прогрессирующему накоплению повреждений с раскрытием магистральных наклонных трещин. В общем сопротивлении на грузкам первая стадия работы (без трещин) составляет 12-25% от величины разрушающей нагрузки 62,8 кН. Нормальные трещины, образовавшиеся на 2 этапе, в последующем не развиваются, процесс дальнейшего деформирования обусловлен деформациями сдвига и изгиба на приопорных участках, где имеет место увеличение длины и ширины раскрытия трещин. В общей картине трещин на приопорных участках выделяются по 2 трещины, вершины которых впоследствии смыкаются у сжатой зоны. Эти магистральные трещины определяют расчетное наклонное сечение с проекцией на продольную ось балки 16 см. Разрушение балки хрупкого характера от среза сжатой зоны бетона в наклонном сечении. При нагрузках близких к разрушающей образуются и раскрываются продольные трещины – признак нарушения сцепления с бетоном растянутой продольной арматуры. Недостаточная анкеровка сказалась на картине разрушения – заметен поворот опорной части балки относительно вершины наклонной трещины.



Теоретические расчеты балки в целом сопоставимы с результатами испытания.

Сопротивление образованию наклонных трещин характеризуется величинами от 8,7 до 36,2 кН по расчету и значением 7,9 кН из испытания. При проекции наклонной трещины 16 см большей, чем рабочая высота сечения 15 см, следует принять во внимание меньшее значение прочности по расчету. На расхождении опытных и теоретических результатов сказывается фактор передачи сосредоточенных сил. Силы передаются на балку через стальные пластины конечных размеров. Размеры пластин сопоставимы с размерами сечения балки. В результате имеет место эффект локальных нормальных напряжений на площадках вдоль оси балки, что искажает усложняет напряженное состояние в сжатой наклонного сечения, способствуя повышению прочности при ее срезе.

Ширина раскрытия наклонных трещин до 7 этапа испытания хорошо согласуется с опытом. В расчете при нагрузке 7 этапа напряжения в поперечной арматуре достигают предела текучести, таким образом теоретически арматура теряет способность к сопротивлению удлинению. Таким образом увеличение ширины раскрытия наклонных трещин, имеющее место в эксперименте, можно теоретически оценить только до 7 этапа испытания.



Прогибы балки в испытании превышают теоретические на всем диапазоне нагружения. Следует отметить, что величины составляющих прогибов от изгиба и сдвига одного порядка. На расхождении результатов сказались недостаточная анкеровка продольной арматуры. В связи с нарушением сцепления арматуры и бетона имели место дополнительные углы сдвига опорных участков балки.

Прочность балки по расчету, устанавливаемая как сумма усилий в сжатой зоне бетона и поперечной арматуре 35,6 кН, экспериментально прочность 31,4 кН. Такое расхождение следует считать приемлемым. Поскольку для небольших значений отношения пролета среза к проекции наклонного сечения именно бетон вносит основной вклад в прочность сечения. Естественно, что нестабильность прочностных характеристик бетонов в сравнение со сталями, привела к расхождению результатов расчета и опыта.



ЛЗ №3. Испытания преднапряженной железобетонной балки с разрушением по нормальному сечению

ЦЕЛЬ РАБОТЫ:

Изучение напряженно-деформированного состояния предварительно напряженной балки в зоне чистого изгиба до и после образования нормальных трещин.

В ходе выполнения этой лабораторной работы решаются следующие задачи:

- изучение работы балки до появления трещин в растянутой зоне;
- изучение особенности напряженного состояния при образовании трещин;
- определение опытного и теоретического моментов трещинообразования, сравнение их величин;
- определение теоретического момента трещинообразования в балке без предварительного напряжения;
- определение опытного и теоретического значения прогиба балки, сравнение их величин;
- обработка и анализ полученных данных.



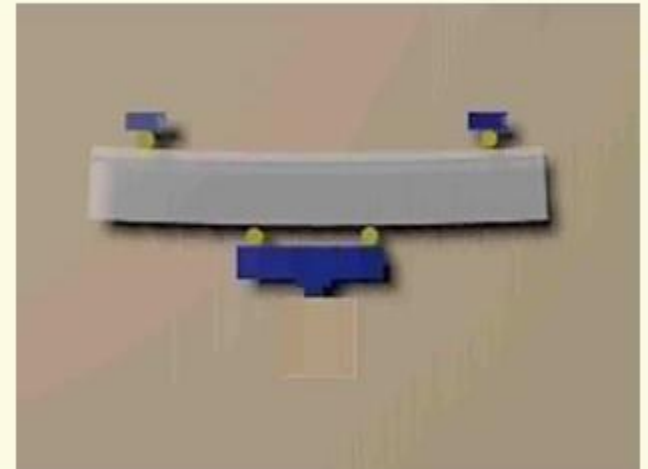
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ ОБРАЗЕЦ

Для реализации поставленной задачи используется железобетонная балка прямоугольного сечения из тяжелого бетона, армированная стержневой предварительно напряженной арматурой класса А600 и пространственными каркасами на опорных участках. Предварительное напряжение в арматуре создается электротермическим способом.

Длина балки $l=138$ см.

Ширина сечения $b=9$ см.

Высота сечения $h=18$ см.



Прогибы балки фиксируются прогибомером бПАО, деформации в растянутой зоне – тензомерами ТА-2. Смещение концов предварительно напряженного арматурного стержня относительно бетона контролируется с помощью индикаторов часового типа ИЧ-10. Ширина раскрытия трещин определяется микроскопом МПБ-3.



ХОД ЛАБОРАТОРНОЙ РАБОТЫ

Усилие от гидравлического домкрата к балке передается в двух точках через распределительную траверсу. На участке балки между парой сосредоточенных сил создается зона чистого изгиба, в которой изучаются деформативные свойства железобетона. Перед загрузением балку осматривают, отмечают начальные трещины, измеряют следующие параметры:

L_0 - расчетный пролет балки;

L_1 - расстояние между точками приложения нагрузки;

L_2 - расстояние от опоры до точки приложения нагрузки и прогибомеров.

Данные заносятся в журнал испытаний.



ОБРАБОТКА И ОЦЕНКА РЕЗУЛЬТАТОВ ИСПЫТАНИЙ

По окончании испытаний производится обработка полученных экспериментальных данных. На основании показаний приборов, приведенных в таблице, производится определение изгибающих моментов; вычисление деформаций и прогибов и построение графиков.

Номер этапа	Показания приборов								Примечания
	Манометр насосной станции	Прогибомеры		Микроскоп	Тензометры				
		П1	П2		Т1		Т2		
0	0	7,05	1,54		08	0	91	0	
1	10	7,85	2,36		01	7	84	7	
2	20	8,27	2,86		95	13	66	25	
3	30	8,68	3,27		69	39	38	53	Появились трещины
4	40	9,12	3,42	0,08	45	63	192	99	
5	50	9,59	4,32	0,12	183	125	133	158	0,12
6	60	10,10	4,76	0,20	129	179	275	216	0,20
7	70	10,52	5,22	0,25	283	225	228	263	0,25
8									
9									
10									



Обработка результатов эксперимента производится в следующей последовательности:

1. Определяется изгибающий момент в зоне чистого изгиба

$$M=0,5F_iL_2,$$

где F_i – нагрузка на этапе загрузения, кН; L_2 – расстояние от опор до точки приложения силы, м.

2. Величина прогибов определяется по формуле

$$f_i=(N_i-N_0) \gamma,$$

где N_i - показания приборов на i -ом этапе загрузения; N_0 – начальные показания прибора; γ – цена деления прибора.

3. Относительные деформации бетона определяются по показаниям тензометров **T1** и **T2**

$$\varepsilon_i=(N_i-N_0) \gamma / K,$$

где N_i - показания тензометров на i -ом этапе загрузения; N_0 - начальные показания тензометров; γ - цена деления тензометра, мм; K - база измерения деформаций, мм.

4. Строятся диаграммы «Нагрузка F - прогиб f » и «Изгибающий момент M - ширина раскрытия трещин a_{cr} ».

5. По показаниям индикаторов **И1** и **И2** контролируется совместная работа стержневой арматуры периодического профиля в зоне передачи напряжений.

6. Вычисляется погрешность измерения $\Delta F, \Delta M, \Delta f$.



Результаты расчетов по показаниям приборов

Номер этапа	Нагрузка, F, кН	Изгибающий момент, M, кН·м	Прогиб, f, мм	Относительные деформации растяжения по показаниям тензометра, $\varepsilon_i \cdot 10^{-3}$		Ширина раскрытия трещины, $a_{кр}$, мм
				T1	T2	
1	7,85	1,52	0,81	0,467	0,467	0,08
2	15,70	3,04	1,27	0,867	1,667	0,12
3	23,55	4,56	1,68	2,600	3,533	0,20
4	31,40	6,08	1,97	3,938	6,600	0,25
5	39,25	7,60	2,65	8,333	10,533	
6	47,10	9,12	3,14	11,933	14,400	
7	54,95	10,64	3,57	15,000	17,533	
8						
9						
10						



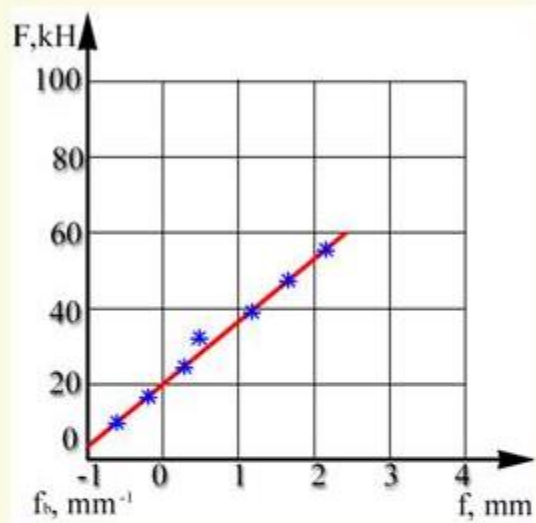


Диаграмма “Нагрузка F – прогиб f”

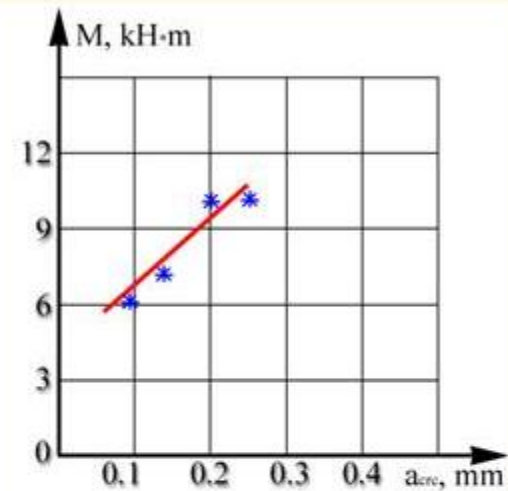


Диаграмма “Изгибающий момент M – ширина раскрытия трещин a”



ЗАКЛЮЧЕНИЕ

При испытании преднапряженной балки на четвертом этапе при $F=31,4$ кН появились трещины величиной $0,08$ мм, на седьмом этапе испытания прекратили, когда $F=54,95$ кН и величина трещины составила $0,25$ мм.

По результатам испытания выявлены картина и характер развития трещин. Смещения арматуры относительно бетона не происходило.



ЛЗ №4. Испытания внецентрично-сжатой стойки

ЦЕЛЬ РАБОТЫ

Изучение напряженно-деформированного состояния внецентрично-сжатого элемента с большим эксцентриситетом.

В ходе выполнения третьей лабораторной работы решаются следующие основные задачи:

- изучение работы колонны до и после появления нормальных к продольной оси трещин;
- исследование характера образования и развития нормальных трещин;
- исследование характера разрушения колонны;
- определение теоретической и экспериментальной разрушающих сил, сравнение их величин;
- обработка и анализ полученных данных.

Для конструкций колонн характерны напряженные состояния, связанные с проявлением осевых деформаций в растянутой и сжатой зонах поперечных относительно продольной оси.

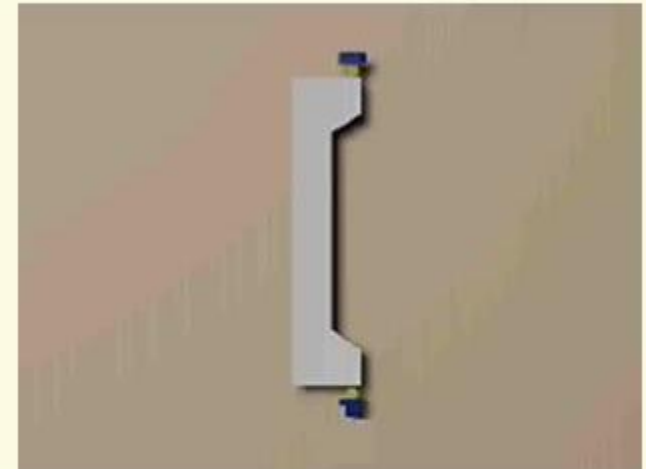
Напряженное состояние описывается условиями совместности деформаций и равновесия.



ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ ОБРАЗЕЦ

Для реализации поставленной цели и задач используется железобетонная колонна прямоугольного сечения с уширениями в опорных частях из тяжелого бетона, армированная пространственным каркасом. Продольная рабочая арматура в растянутой и сжатой зонах – стержневая класса А240 диаметром 10 мм.

Длина колонны	L	120 см
Длина участка постоянного сечения	L_1	80 см
Ширина сечения	b	10 см
Высота сечения	h	17 см
Рабочая высота сечения	h_0	15 см



ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ УСТАНОВКА И ПРИБОРЫ

Испытание железобетонной колонны производится на специальном металлическом стенде.

Загружение колонны осуществляется гидравлическим домкратом ДГ-25 с диаметром поршня 100 мм.

Измерение длин производится рулеткой, диаметры – штангенциркулем; горизонтальные перемещения (выгиб колонны) определяются прогибомером б.п.а.о.; относительные деформации сжатия и растяжения – мессурами с индикаторами часового типа ИЧ-10. Для измерения ширины раскрытия трещин применяется микроскоп МПБ-3.



В процессе испытания колонны наблюдаются три стадии напряженно-деформированного состояния в ее нормальном сечении.

В начале загрузки напряжения в бетоне и арматуре невелики. Затем в бетоне растянутой зоны развиваются неупругие деформации. Напряжения приближаются к пределу прочности бетона на растяжение – R_{bt} (стадия I).

В бетоне, в растянутой зоне, образуются трещины - в начале в середине, а затем по всей длине участка постоянного сечения колонны (стадия II). В местах образования трещин совместность работы бетона и арматуры нарушается.

Высота сжатой зоны сечения постепенно уменьшается, увеличивается ширина раскрытия трещин. Конец стадии II характеризуется началом заметных неупругих деформаций в растянутой арматуре. Напряжения в растянутой арматуре достигают физического предела текучести. При увеличении выгиба колонны величина эксцентриситета e_0 также увеличивается, т. е. изгибающий момент в колонне возрастает

$$M = F(e_0 + f),$$

где f – перемещение середины элемента.

Разрушение железобетонной колонны начинается с арматуры растянутой зоны и заканчивается раздроблением бетона сжатой зоны. Разрушение носит пластический характер. После разрушения колонны уточняется диаметр растянутой и сжатой арматуры d и толщины защитных слоев a .



ОБРАБОТКА И ОЦЕНКА РЕЗУЛЬТАТОВ ИСПЫТАНИЙ

Номер этапа	Показание приборов							Примечание
	Манометр	Прогибомер	Микроскоп	Индикатор				
				И1	И2	И3	И4	
0	0	6234		911	197	903	100	образовались трещины
1	10	6250		907	208	897	110	
2	20	6289		903	215	892	116	
3	30	6325		901	219	889	119	
4	40	6360		898	224	886	123	
5	50	6395		896	228	882	126	
6	60	6422		894	232	879	128	
7	70	6459		893	235	876	132	
8	80	6486		892	239	873	134	
9	90	6508		890	242	871	137	
10	100	6528		887	246	867	139	
11	110	6555		885	249	864	142	
12	120	6582		882	252	862	146	
13	130	6607		878	256	859	148	
14	140	6638		875	259	856	153	
15	150	6671		871	262	853	157	
16	160	6708		866	266	851	163	
17	170	6752		861	269	849	169	



Усилие, создаваемое домкратом, определяется как произведение величины давления в гидросистеме p на площадь поршня A

$$F = p A.$$

Выгиб колонны вычисляется по разности отсчетов прогибомеров, умноженной на цену деления γ

$$\varphi = (N_c - N_d) \gamma$$

Вычисляются относительные деформации растяжения ε_t и сжатия ε_c , являющиеся средними арифметическими деформациями, рассчитанными по показаниям мессур $M1$, $M3$ и $M2$, $M4$.

Расчеты, выполненные по показаниям приборов, заносятся в таблицу журнала испытаний.

На основе обработанных данных строится диаграмма «Нагрузка F – выгиб колонны φ ».

Устанавливается погрешность измерения нагрузки, соответствующая разрушению колонны

$$\Delta F = \Delta P \pi D^2 / 4 + \Delta D P \pi D / 2,$$

где P – давление, при котором произошло разрушение колонны,

D , ΔD , ΔP – обозначения, аналогичные использованным в лабораторных работах №1 и №2.

Фиксируется предельная сила (прочность колонны) с учетом погрешностей измерения.



Результаты расчетов по показаниям измерительных приборов

Номер этапа	Нагрузка F , кН	Выгиб, f , мм	Относительные деформации сжатия, $\varepsilon_c \cdot 10^5$	Относительные деформации растяжения, $\varepsilon_r \cdot 10^5$
1	7.85	0.16	27	14,2
2	15.70	0.55	44	24,5
3	23.55	0.91	53	31
4	31.40	1.26	65	39
5	39.25	1.61	73,5	46,5
6	47.10	1.88	81,3	53
7	54.95	2.25	90,3	58
8	62.80	2.52	98	63,2
9	70.65	2.74	106	68,4
10	78.50	2.94	113,5	72,2
11	86.35	3.21	121,3	83,8
12	94.20	3.48	130,3	90,3
13	102.65	3.73	138,0	99,3
14	109.90	4.04	148,4	107
15	117.75	4.37	160,0	116,1
16	125.60	4.74	170,3	125,1
17	133.50	5.18	181,9	134,2



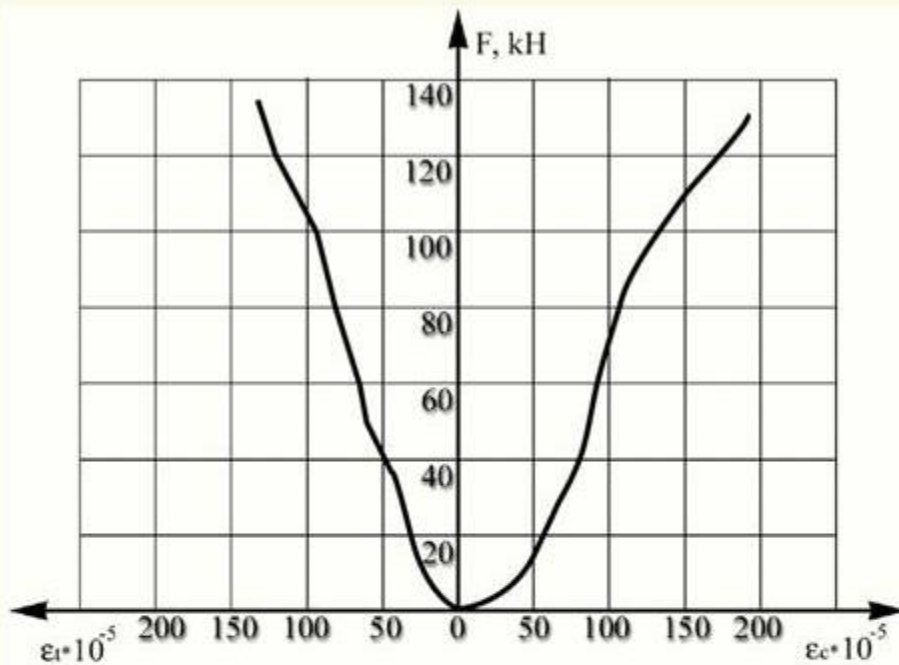


График зависимости «Нагрузка-относительные деформации сжатия ϵ_c и растяжения ϵ_ρ »

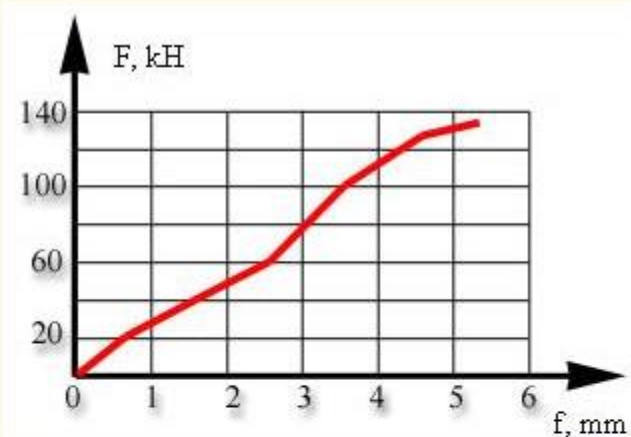


График зависимости «Нагрузка F - выгиб колонны f »





Схема развития трещин

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Разрушение железобетонной колонны произошло в сжатой зоне при потере несущей способности бетона.

Экспериментальная предельная сила составила $F_{\text{к}}^{\text{ex}}=144,75$ кН, теоретическая сила с учетом фактических характеристик бетона и арматуры $F_{\text{к}}=134,14$ кН, что на 7,9% меньше экспериментальной.

Визуальное наблюдение позволили установить начало образования трещин при силе $F_{\text{срс}}^{\text{ex}}=39,25$ кН на 5-ом этапе нагружения. Теоретическая сила, вызывающая появление трещин составила $F_{\text{срс}}=36,84$ кН, что ниже опытного на 6,5%.



ЛЗ №5. Определение ширины раскрытия трещин

Цель работы – ознакомление с методами определения ширины раскрытия трещин в железобетонных конструкциях

Задачи:

- ознакомление с нормативными требованиями;
- ознакомление с существующими приборами и методами измерений;
- ответы на контрольные вопросы по тематике работы.

Ознакомление с нормативными требованиями

1. СНиП 52-01-2003 [1] – п. 4.3, п. 6.4.5 (файл в папке ЛР-8);
2. ГОСТ 8829-94 [2] – п. 8.10 (файл в папке ЛР-8).

СИСТЕМА НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

**СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

**БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ
КОНСТРУКЦИИ**

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

СНиП 52-01-2003

Москва

2004

ПРЕДИСЛОВИЕ

1 РАЗРАБОТАНЫ Государственным унитарным предприятием - Научно-исследовательским, проектно-конструкторским и технологическим институтом бетона и железобетона «ГУП НИИЖБ» Госстроя России

ВНЕСЕНЫ Управлением технормирования Госстроя России

2 УТВЕРЖДЕНЫ И ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ постановлением Государственного комитета Российской Федерации по строительству и жилищно-коммунальному комплексу от 30.06.2003 г. № 127

3 ВЗАМЕН [СНиП 2.03.01-84](#)

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	2
1 Область применения	2
2 Нормативные ссылки	2
3 Термины и определения	3
4 Общие требования к бетонным и железобетонным конструкциям	3
5 Требования к бетону и арматуре	4
5.1 Требования к бетону	4
5.2 Нормативные и расчетные значения прочностных и деформационных характеристик бетона	5
5.3 Требования к арматуре	7
5.4 Нормативные и расчетные значения прочностных и деформационных характеристик арматуры	8
6 Требования к расчету бетонных и железобетонных конструкций	9
6.1 Общие положения	9
6.2 Расчет бетонных и железобетонных элементов по прочности	12
6.3 Расчет железобетонных элементов по образованию трещин	14
6.4 Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин	15
6.5 Расчет железобетонных элементов по деформациям	16
7 Конструктивные требования	17
7.1 Общие положения	17
7.2 Требования к геометрическим размерам	17
7.3 Требования к армированию	18
7.4 Защита конструкций от неблагоприятного влияния воздействий среды	19
8 Требования к изготовлению, возведению и эксплуатации бетонных и	

ГОСТ 8829-94

МЕЖГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТАНДАРТ

ИЗДЕЛИЯ СТРОИТЕЛЬНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И БЕТОННЫЕ ЗАВОДСКОГО ИЗГОТОВЛЕНИЯ

МЕТОДЫ ИСПЫТАНИЙ НАГРУЖЕНИЕМ ПРАВИЛА ОЦЕНКИ ПРОЧНОСТИ, ЖЕСТКОСТИ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ

Межгосударственная научно-техническая комиссия по стандартизации, техническому нормированию и сертификации в строительстве (МНТКС)

Москва
Предисловие

1 РАЗРАБОТАН Научно-исследовательским, проектно-конструкторским и технологическим институтом бетона и железобетона (НИИЖБ) Российской Федерации

ВНЕСЕН Минстроем России

2 ПРИНЯТ Межгосударственной научно-технической комиссией по стандартизации, техническому нормированию и сертификации в строительстве (МНТКС) 17 ноября 1994 г.

За принятие проголосовали:

Наименование государства	Наименование органа государственного управления строительством
Азербайджанская Республика	Госстрой Азербайджанской Республики
Республика Армения	Министерство градостроительства Республики Армения
Республика Беларусь	Министерство строительства Республики Беларусь
Республика Казахстан	Минстрой Республики Казахстан
Кыргызская Республика	Министерство Кыргызской Республики
Республика Молдова	Департамент архитектуры и строительства Республики Молдова
Российская Федерация	Минстрой России
Республика Таджикистан	Госстрой Республики Таджикистан
Республика Узбекистан	Госкомархитектуры Республики Узбекистан
Украина	Госкомархитектуры Украины

3 ВЗАМЕН ГОСТ 8829-85

4 ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ в качестве государственного стандарта Российской Федерации постановлением Госстроя России от 17.07.97 № 18-39.

Введение

Методы определения контрольных нагрузок, использованные для оценки прочности, жесткости и трещиностойкости бетонных и железобетонных изделий по результатам их испытаний нагружением, приведенные в настоящем стандарте, основаны на требованиях нормативных документов, действующих на момент принятия данного стандарта.

ГОСТ 8829-94

МЕЖГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТАНДАРТ

ИЗДЕЛИЯ СТРОИТЕЛЬНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И БЕТОННЫЕ ЗАВОДСКОГО ИЗГОТОВЛЕНИЯ

Методы испытаний нагружением
Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости

REINFORCED CONCRETE AND PREFABRICATED CONCRETE BUILDING PRODUCTS.
Loading test methods.
Assessment of strength, rigidity and crack resistance

Дата введения 1998-01-01

1 Область применения

Настоящий стандарт распространяется на методы контрольных статических испытаний нагружением для оценки прочности, жесткости и трещиностойкости бетонных и железобетонных строительных изделий (далее – изделий) с ненапрягаемой и напрягаемой стальной арматурой, а также со смешанным армированием, изготавливаемых из всех видов бетонов по ГОСТ 25192, кроме жаростойких.

Ознакомление с существующими приборами и методами измерений

Измерительный микроскоп Бриннеля МПБ-2



Микроскоп Бриннеля МПБ-2 снят с производства.
Предлагаем посмотреть замену «[Микроскоп измерительный МПБ-3](#)»

Микроскоп Бриннеля МПБ-2

Микроскоп Бриннеля увеличением $24 \pm 5\%$ МПБ-2 крат предназначен для рассматривания (наблюдения) и измерения линейных размеров предметов.

Предназначен для использования:

- в лабораториях различного профиля;
- в различных отраслях промышленности;
- в учебных учреждениях;
- филателистами и т.д.

Технические характеристики микроскопа:

Максимальный размер измеряемого отпечатка, мм	6,5
Поле зрения, мм, не менее	8,5
Цена деления шкалы, мм	0,05
Увеличение микроскопа МПБ-2, крат	$24 \pm 5\%$
Основная погрешность микроскопа МПБ-2 на длине до 2 мм (на любом интервале шкалы), мм	0,01
на всей длине шкалы, мм	0,02
Оцифровка шкалы	через 1 мм
Запас хода тубуса, мм, не менее	1
Диоптрийное перемещение окуляра, дптр	± 4
Мертвый ход установочного кольца, мм, не более	1,2
Габаритные размеры: - высота (в нижнем положении), мм	202
- диаметр, мм	50
Масса, кг, не более	0,48

Ознакомление с существующими приборами и методами измерений

Измерительный микроскоп МПБ-3

10 500,00 руб.

Микроскоп измерительный МПБ-3



МПБ-3 – это измерительный микроскоп с увеличением 50х и 25х, предназначенный для наблюдения (рассматривания) различных мелких предметов и измерения отпечатка (лунки) с максимальным диаметром 3,5 мм и 7,0 мм образуемого на поверхности различных металлов при определении твердости по методу Бринелля.

Принцип работы микроскопа при измерении отпечатка основан на сравнении изображения отпечатка, получаемого от вдавливания шарика в исследуемый материал под определенной нагрузкой, со шкалой сетки.

МПБ-3 используется:

- при определении твердости материалов;
- ювелирами натуральными;
- в лабораториях;
- физическими;
- в школах;
- при выполнении граверных и ювелирных работ;
- в различных отраслях промышленности.

Технические характеристики измерительного микроскопа Бринелля:

	объектив 4х	объектив 2х
Диапазон измерений, мм	от 0 до 3,5	от 0 до 7,0
Цена деления, мм	0,02 ±0,0025	0,04 ±0,005
Поле зрения, мм, не менее	4,5	9,0
Увеличение, крат	50±2,5	25±1,2
Предел допустимой абсолютной погрешности, мм:		
- на диапазоне измерений 0-1,5 (на любом интервале)	±0,006	
- на диапазоне измерений 0-3,0 (на любом интервале)	±0,012	
- на диапазоне измерений 0-3,5	±0,02	
- на диапазоне измерений 0-2,0 (на любом интервале)		±0,01
- на диапазоне измерений 0-7,0		±0,02
Пределы установки окуляра, дптр	±4	±4
Мертвый ход установочного кольца, мм, не более	1,2	1,2
Боковое смещение точки наводки, мм, не более	0,04	0,04
Габаритные размеры, мм, не более		
- высота (в крайнем нижнем положении микроскопа)	203	203
- диаметр	53	53
Масса микроскопа, гр, не более	300	300
Масса микроскопа с принадлежностями, кг, не более	2,0	2,0

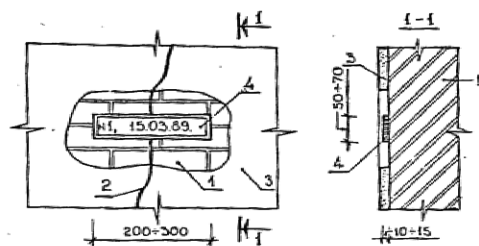
Измерительные микроскопы МПБ-3 имеются на складе в наличии. Купить микроскопы Бринелля можно в нашей организации НПО «ЛабКомплект» на условиях самовывоза или оформить доставку в любой регион России.

Ознакомление с существующими приборами и методами измерений [3]

ПРИСПОСОБЛЕНИЯ И ПРИБОРЫ ДЛЯ НАБЛЮДЕНИЯ ЗА РАСКРЫТИЕМ ТРЕЩИН В БЕТОННЫХ, ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

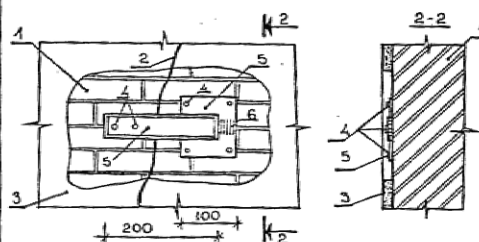
ЛИСТ 35

ГИПСОВЫЙ МАЯК (ОДИНОЧНЫЙ)



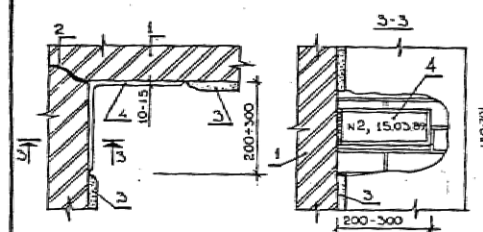
I - строительная конструкция, в которой имеется трещина; 2 - трещина; 3 - штукатурка; 4 - гипсовый маяк

МЕТАЛЛИЧЕСКИЙ МАЯК



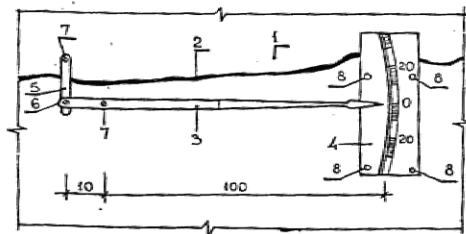
I - конструкция стены, испытывающая неравномерные деформации; 2 - трещина; 3 - штукатурка; 4 - гвозди; 5 - металлический (из кровельной стали) маяк; 6 - риски через 1 мм

ГИПСОВЫЙ МАЯК (УГЛОВОЙ)



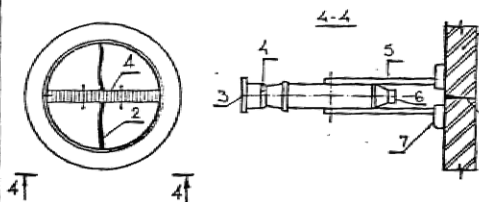
I - строительная конструкция; 2 - трещина; 3 - штукатурка; 4 - гипсовый угловой маяк

СТРЕЛОЧНЫЙ РЫЧАЖНЫЙ МАЯК



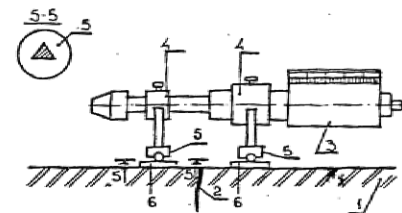
I - строительная конструкция; 2 - трещина в конструкции; 3 - стрелка; 4 - мерная шкала, градуированная через 1,0 мм; 5 - планка; 6 - шарнирное крепление стрелки к планке; 7 - шарнирное крепление стрелки и планки к конструкции; 8 - гвозди для крепления мерной шкалы к конструкции с одной стороны от трещины

ОТСЧЕТНЫЙ МИКРОСКОП МПБ-2



I - строительная конструкция; 2 - трещина; 3 - окуляр; 4 - шкала; 5 - штатив; 6 - лупа; 7 - основание

ИНДИКАТОР ЧАСОВОГО ТИПА С НАСАДКАМИ



I - строительная конструкция; 2 - трещина; 3 - индикатор часового типа; 4 - насадки, крепящиеся на винтах; 5 - опорная часть насадок с треугольным углублением; 6 - пластинки с шариками, прикрепленные к поверхности конструкции

Контрольные вопросы

Контрольные вопросы:

1. Для чего производятся измерения ширины раскрытия трещин?
2. Каковы ограничения по ширине раскрытия трещин для железобетонных конструкций?
3. В каких зонах производится измерение ширины раскрытия трещин?
4. Какие способы и методы измерения ширины раскрытия трещин существуют?

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М, 2004.
2. ГОСТ 8829-94. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости.
3. Плевков В.С., Мальганов А.И., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: ЦНТИ, 1990. – 317 с.

ЛЗ №6. Определение прогибов изгибаемых элементов

Цель работы – ознакомление с методами определения прогибов изгибаемых железобетонных элементов и конструкций

Задачи:

- ознакомление с нормативными требованиями;
- ознакомление с существующими приборами и методами измерений;
- обработка результатов измерений по индивидуальным данным;
- ответы на контрольные вопросы по тематике работы.

Ознакомление с нормативными требованиями

1. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. [1] – п. 15 (файл в папке ЛР-9);
2. ГОСТ 8829-94 [2] – п. 6, 8.11, 9.2, Приложение Б (файл в папке ЛР-9).

**МИНИСТЕРСТВО РЕГИОНАЛЬНОГО РАЗВИТИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

СВОД ПРАВИЛ СП 20.13330.2011

НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ
Актуализированная редакция
СНиП 2.01.07-85*
Москва 2011

ПРЕДИСЛОВИЕ

Цели и принципы стандартизации в Российской Федерации установлены Федеральным законом от 27 декабря 2002 г. № 184-ФЗ «О техническом регулировании», а правила разработки - постановлением Правительства Российской Федерации от 19 ноября 2008 г. № 858 «О порядке разработки и утверждения сводов правил.

Сведения о своде правил

- 1 ИСПОЛНИТЕЛИ: Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций им. В.А. Кучеренко - институт ОАО «НИИ «Строитель», при участии РААСН и Государственной геофизической обсерватории (ГГО) им. А.И. Воейкова
- 2 ВНЕСЕН Техническим комитетом по стандартизации ТК 465 «Строительство»
- 3 ПОДГОТОВЛЕН к утверждению Департаментом архитектуры, строительства и градостроительной политики
- 4 УТВЕРЖДЕН приказом Министерства регионального развития Российской Федерации (Минрегион России) от 27 декабря 2010 г. № 787 и введен в действие с 20 мая 2011 г.
- 5 ЗАРЕГИСТРИРОВАН Федеральным агентством по техническому регулированию и метрологии (Росстандарт). Пересмотр СП 20.13330.2010

Информация об изменениях к настоящему своду правил публикуется в ежегодно издаваемом информационном указателе «Национальные стандарты», а текст изменений и поправок - в ежемесячно издаваемых информационных указателях «Национальные стандарты». В случае пересмотра (замены) или отмены настоящего свода правил соответствующее уведомление будет опубликовано в ежемесячно издаваемом информационном указателе «Национальные стандарты». Соответствующая информация, уведомление и тексты размещаются также в информационной системе общего пользования - на официальном сайте разработчика (Минрегион России) в сети Интернет

Содержание

- 1 Область применения
- 2 Нормативные ссылки
- 3 Термины и определения
- 4 Общие требования
- 5 Классификация нагрузок
- 6 Сочетания нагрузок
- 7 Вес конструкций и грунтов
- 8 Нагрузки от оборудования, людей, животных, складываемых материалов и изделий
 - 8.1 Определение нагрузок от оборудования, складываемых материалов и изделий
 - 8.2 Равномерно распределенные нагрузки
 - 8.3 Сосредоточенные нагрузки и нагрузки на перила
 - 8.4 Нагрузки от транспортных средств
- 9 Нагрузки от мостовых и подвесных кранов

ГОСТ 8829-94

МЕЖГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТАНДАРТ

ИЗДЕЛИЯ СТРОИТЕЛЬНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И БЕТОННЫЕ ЗАВОДСКОГО ИЗГОТОВЛЕНИЯ
МЕТОДЫ ИСПЫТАНИЙ НАГРУЖЕНИЕМ ПРАВИЛА ОЦЕНКИ ПРОЧНОСТИ, ЖЕСТКОСТИ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ

Межгосударственная научно-техническая комиссия по стандартизации, техническому нормированию и сертификации в строительстве (МНТКС)
Москва
Предисловие

- 1 РАЗРАБОТАН Научно-исследовательским, проектно-конструкторским и технологическим институтом бетона и железобетона (НИИЖБ) Российской Федерации
- 2 ПРИНЯТ Межгосударственной научно-технической комиссией по стандартизации, техническому нормированию и сертификации в строительстве (МНТКС) 17 ноября 1994 г.

За принятие проголосовали:

Наименование государства	Наименование органа государственного управления строительством
Азербайджанская Республика	Госстрой Азербайджанской Республики
Республика Армения	Министерство градостроительства Республики Армения
Республика Беларусь	Минстройархитектуры Республики Беларусь
Республика Казахстан	Минстрой Республики Казахстан
Кыргызская Республика	Минстрой Кыргызской Республики
Республика Молдова	Департамент архитектуры и строительства Республики Молдова
Российская Федерация	Минстрой России
Республика Таджикистан	Госстрой Республики Таджикистан
Республика Узбекистан	Госкомархитектуры Республики Узбекистан
Украина	Госкомархитектуры Украины

- 3 ВЗАМЕН ГОСТ 8829-85
- 4 ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ в качестве государственного стандарта Российской Федерации постановлением Госстроя России от 17.07.97 № 18-39.

Введение

Методы определения контрольных нагрузок, использованные для оценки прочности, жесткости и трещиностойкости бетонов и железобетонных изделий по результатам их испытаний нагружением, приведенные в настоящем стандарте, основаны на требованиях нормативных документов, действующих на момент принятия данного стандарта.

ГОСТ 8829-94

МЕЖГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТАНДАРТ

ИЗДЕЛИЯ СТРОИТЕЛЬНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И БЕТОННЫЕ ЗАВОДСКОГО ИЗГОТОВЛЕНИЯ
Методы испытаний нагружением
Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости

REINFORCED CONCRETE AND PREFABRICATED CONCRETE BUILDING PRODUCTS.
Loading test methods.
Assessment of strength, rigidity and crack resistance

Дата введения 1998-01-01

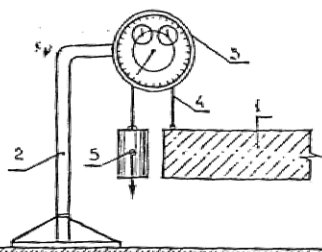
1 Область применения

Настоящий стандарт распространяется на методы контрольных статических испытаний нагружением для оценки прочности, жесткости и трещиностойкости бетонных и железобетонных строительных изделий (далее – изделий) с неармируемой и армируемой стальной арматурой, а также со смешанным армированием, изготавливаемых из всех видов бетонов по ГОСТ 25192, кроме жаростойких.

Ознакомление с существующими приборами и методами измерений [3]

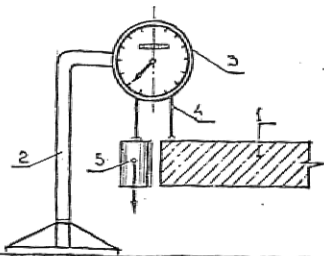
ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ИСПЫТЫВАЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЛИСТ 33

ПРОГИБОМЕР Н.Н.АИСТОВА



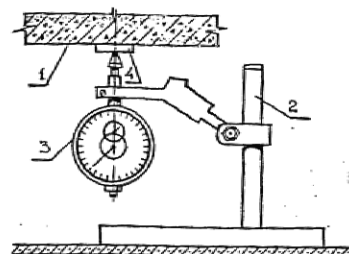
- 1 - конструкция, перемещение которой измеряется;
- 2 - стойка (неподвижная опора);
- 3 - прогибомер Н.Н.Аистова (цена деления 0,01 мм);
- 4 - стальная проволока диаметром 0,4 мм;
- 5 - гиря массой 1 кг

ПРОГИБОМЕР Н.Н.МАКСИМОВА



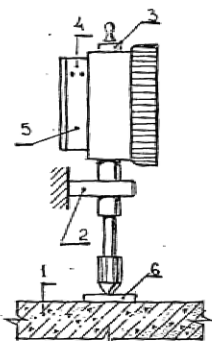
- 1 - конструкция, перемещение которой измеряется;
- 2 - стойка (неподвижная опора);
- 3 - прогибомер Н.Н.Максимова (цена деления 0,1 мм);
- 4 - стальная проволока диаметром 0,4 мм;
- 5 - гиря массой 1 кг

ИНДИКАТОР ЧАСОВОГО ТИПА



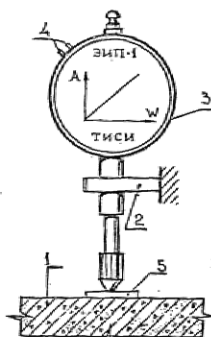
- 1 - конструкция, перемещение которой измеряется;
- 2 - штатив (неподвижная опора);
- 3 - индикатор часового типа (цена деления 0,01 мм);
- 4 - подкладка

ИНДИКАТОР ЧАСОВОГО ТИПА С ЭЛЕКТРОМЕХАНИЧЕСКОЙ ПРИСТАВКОЙ (КОНСТРУКЦИИ В.С.ПЛЕВКОВА И С.И.ДОМРАЧЕВА)



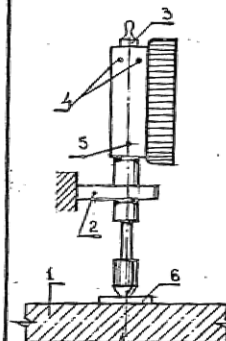
- 1 - конструкция, перемещение которой измеряется;
- 2 - неподвижная опора;
- 3 - индикатор часового типа;
- 4 - электромеханическая приставка, соединяемая с тензометрической установкой (АИД-1М, ЦТМ, ИВК-2, и др.);
- 5 - винты регулировки точности приставки;
- 6 - подкладка

ЭЛЕКТРОМЕХАНИЧЕСКИЙ ИНДИКАТОР ПЕРЕМЕЩЕНИЙ - ЭИП-1 (КОНСТРУКЦИИ В.С.ПЛЕВКОВА И И.И.ПОДИВАЛОВА)



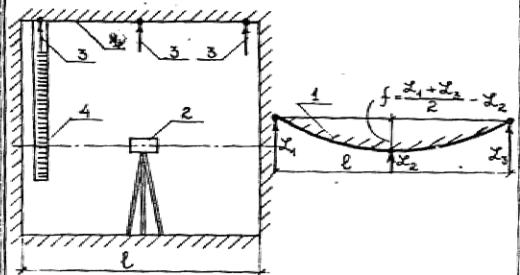
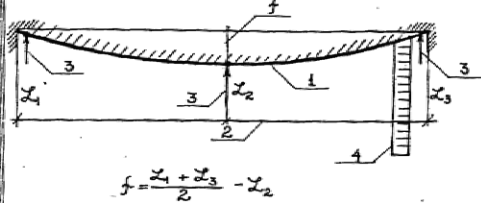
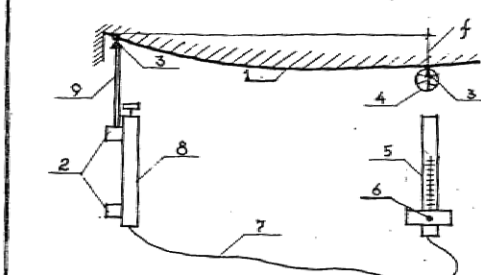
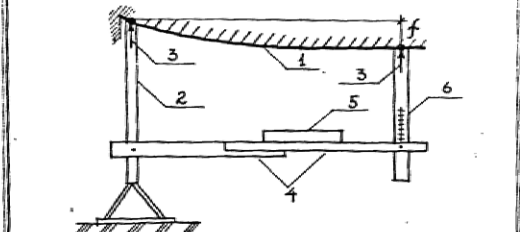
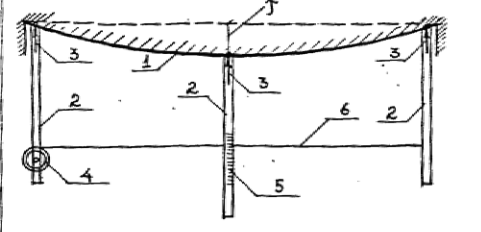
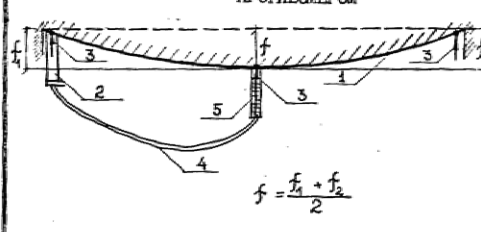
- 1 - конструкция, перемещение которой измеряется;
- 2 - неподвижная опора;
- 3 - электромеханический индикатор перемещений ЭИП-1;
- 4 - выводы для соединения ЭИП-1 с тензометрической установкой (АИД-1М, ЦТМ, ИВК-2 и др.);
- 5 - подкладка

ЭЛЕКТРОМЕХАНИЧЕСКИЕ ИНДИКАТОРЫ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ - ЭИП-2, ЭИП-3 (КОНСТРУКЦИИ В.С.ПЛЕВКОВА И С.И.ДОМРАЧЕВА)



- 1 - конструкция, перемещение которой измеряется;
- 2 - неподвижная опора;
- 3 - электромеханический индикатор перемещений с внутренним (ЭИП-2) и внешним (ЭИП-3) регулированием;
- 4 - выводы для соединения ЭИП-2 и ЭИП-3 с тензометрической установкой (ИВК-2, ЦТМ, АИД-1М и т.п.);
- 5 - винты внешнего регулирования прибора (ЭИП-3);
- 6 - подкладка

Ознакомление с существующими приборами и методами измерений [3]

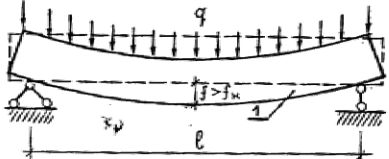
ИЗМЕРЕНИЕ ОТКЛОНЕНИЙ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ ОТ ПРОЕКТНОГО ПОЛОЖЕНИЯ			ЛИСТ 37
<p style="text-align: center;">ИЗМЕРЕНИЕ ПРОГИБОВ КОНСТРУКЦИЙ ГЕОДЕЗИЧЕСКИМИ ПРИБОРАМИ</p>  <p style="text-align: center;">$f = \frac{x_1^2 + x_2^2 - x_3^2}{2}$</p> <p>1-конструкция, прогибы которой измеряются; 2-нивелир с оптической насадкой; 3-точки измерения; 4- измерительная рейка</p>	<p style="text-align: center;">ИЗМЕРЕНИЕ ПРОГИБОВ КОНСТРУКЦИЙ СТАЛЬНОЙ СТРУНОЙ И ЛИНЕЙКОЙ</p>  <p style="text-align: center;">$f = \frac{x_1^2 + x_3^2 - x_2^2}{2}$</p> <p>1-конструкция, прогибы которой измеряются; 2-стальная струна; 3-точки измерения; 4-измерительная линейка</p>	<p style="text-align: center;">ИЗМЕРЕНИЕ ПРОГИБОВ КОНСТРУКЦИЙ ПРОГИБОМЕРОМ П-1</p>  <p>1-конструкция, прогибы которой измеряются; 2-зажим; 3-точки измерения; 4-мерный диск; 5-стеклянная трубка со шкалой; 6-винт крепления шкалы прибора; 7-гибкая резиновая трубка; 8-металлическая трубка; 9- шток</p>	
<p style="text-align: center;">ИЗМЕРЕНИЕ ПРОГИБОВ КОНСТРУКЦИЙ ШАРНИРНЫМ ПРОГИБОМЕРОМ</p>  <p>1-конструкция, прогибы которой измеряются; 2-неподвижная рейка; 3- точки измерения; 4-горизонтальная раздвижная рейка; 5-уровень; 6-неподвижная рейка со шкалой</p>	<p style="text-align: center;">ИЗМЕРЕНИЕ ПРОГИБОВ КОНСТРУКЦИЙ ПРИБОРОМ ИЗ ТАРИРОВАННЫХ СТОЕК</p>  <p>1-конструкция, прогибы которой измеряются; 2-штатги (металлические или деревянные); 3-точки измерения; 4-бабина для нити; 5-шкала для средней планки; 6-горизонтальная нить, установленная по уровню</p>	<p style="text-align: center;">ИЗМЕРЕНИЕ ПРОГИБОВ КОНСТРУКЦИЙ ГИДРАВЛИЧЕСКИМ ПРОГИБОМЕРОМ</p>  <p style="text-align: center;">$f = \frac{f_1 + f_2}{2}$</p> <p>1-конструкция, прогибы которой измеряются; 2-базовая стеклянная трубка; 3-точки измерения; 4-резиновая трубка; 5- мерная стеклянная трубка</p>	

Ознакомление с существующими методами оценки состояния конструкций по величинам прогибов [3]

ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ИХ ПРОГИБАМ

ЛИСТ 24

КОНСТРУКЦИЯ НЕ ОТВЕЧАЕТ ТРЕБОВАНИЯМ НОРМАЛЬНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ



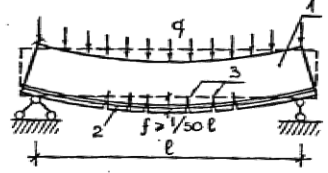
Если прогиб конструкции f превышает предельно допустимый прогиб f_k (таблица 1) и больше $\ell/150$, то конструкция требует усиления.

КОНСТРУКЦИЯ НАХОДИТСЯ В АВАРИЙНОМ СОСТОЯНИИ

Если прогиб конструкции f превышает величины прогибов, приведенных в таблице 2, то конструкция находится в аварийном состоянии и требует усиления или замены.

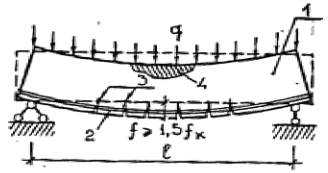
ТАБЛИЦА 2
ХАРАКТЕРИСТИКА ПРОГИБОВ

Текучесть арматуры, которая характеризуется прогибом конструкции на величину, превышающую $1/50$ пролета



1 - обследуемая железобетонная конструкция;
2 - рабочая арматура, напряжения в которой достигли предела текучести;
3 - трещины в растянутой зоне.

Раздробление бетона от сжатия одновременно с текучестью арматуры, что характеризуется прогибом конструкции в 1,5 и более раз, превышающим прогиб от контрольной нагрузки



1 - обследуемая железобетонная конструкция;
2 - рабочая арматура, напряжения в которой достигли предела текучести;
3 - трещины в растянутой зоне;
4 - раздробление бетона сжатой зоны.

ТАБЛИЦА 1
ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫЕ ПРОГИБЫ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Позиция	ЭЛЕМЕНТЫ КОНСТРУКЦИИ	f_k
1	Перекрытия с плоским потолком и элементы покрытия (кроме указанных в позиции 3) при пролетах, м: $\ell < 6$; $6 \leq \ell < 7,5$; $\ell > 7,5$;	$\ell/200$; 30 мм $\ell/250$
2	Перекрытия с ребристым потолком и элементы лестниц при пролетах, м: $\ell < 5$ $5 \leq \ell < 10$; $\ell > 10$	$\ell/200$ 25 мм $\ell/400$
3	Элементы покрытий сельскохозяйственных зданий производственного назначения при пролетах, м: $\ell < 6$ $6 \leq \ell < 10$ $\ell > 10$	$\ell/150$ 40 мм $\ell/250$

ℓ - пролет балок или плит; для консолей значение ℓ принимается равным удвоенному вылету консоли.

Предельно допустимые прогибы f_k обусловлены эстетическими требованиями.

Из условия зыбкости добавочный прогиб для не связанных с соседними элементами плит перекрытий, лестничных маршей, площадок и т.п. от кратковременно действующей сосредоточенной нагрузки 1 кН при наиболее невыгодной схеме её приложения должен быть не более 0,7мм.

Обработка результатов измерений прогибов по индивидуальным данным

Индивидуальный номер варианта по списку группы	Пролет, м	Выгиб, мм	Отсчеты приборов «опора 1»/ «пролет» / «опора 2»
1	6,0	12	1,0 / 22,5 / 1,3
2	5,4	6	2,0 / 18,3 / 1,5
3	7,2	15	1,5 / 28,5 / 0,6
4	4,8	5	1,2 / 19,1 / 1,0
5	5,7	7	0,5 / 20,5 / 1,2
6	6,3	8	1,0 / 24,5 / 1,6
7	6,0	14	1,0 / 22,5 / 1,3
8	5,4	7	2,0 / 18,3 / 1,5
9	7,2	14	1,5 / 28,5 / 0,6
10	4,8	6	1,2 / 19,1 / 1,0
11	5,7	8	0,5 / 20,5 / 1,2
12	6,3	9	1,0 / 24,5 / 1,6
13	6,1	12	1,0 / 22,5 / 1,3
14	5,2	6	2,0 / 18,3 / 1,5
15	7,6	15	1,5 / 28,5 / 0,6
16	4,5	5	1,2 / 19,1 / 1,0
17	5,3	7	0,5 / 20,5 / 1,2
18	6,0	8	1,0 / 24,5 / 1,6
19	6,5	14	1,0 / 22,5 / 1,3
20	5,2	7	2,0 / 18,3 / 1,5
21	7,4	14	1,5 / 28,5 / 0,6
22	4,7	6	1,2 / 19,1 / 1,0
23	5,3	8	0,5 / 20,5 / 1,2
24	6,1	9	1,0 / 24,5 / 1,6
25	6,8	10	1,1 / 28,5 / 1,3

1. Необходимо выполнить расчет величины прогиба.
2. Произвести сопоставление измеренной величины прогиба с допустимым значением [1]

Оформление результатов работы:

- исходные данные;
- расчет;
- сопоставление результатов с нормативным значением;
- вывод о допустимости измеренной величины прогиба.

Контрольные вопросы:

1. Дайте определение понятиям «прогиб», «выгиб».
2. При какой относительной величине прогиба техническое состояние конструкции считается аварийным?
3. Какие приборы и инструменты применяются для определения прогибов, испытываемых нагружением конструкций?

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП2.01.07-85*. М, 2011.
2. ГОСТ 8829-94. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости.
3. Плевков В.С., Мальганов А.И., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: ЦНТИ, 1990. – 317 с.

МЕЖГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТАНДАРТ

**ИЗДЕЛИЯ СТРОИТЕЛЬНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И БЕТОННЫЕ ЗАВОДСКОГО ИЗГОТОВЛЕНИЯ
МЕТОДЫ ИСПЫТАНИЙ НАГРУЖЕНИЕМ ПРАВИЛА ОЦЕНКИ ПРОЧНОСТИ, ЖЕСТКОСТИ И
ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ**

**Межгосударственная научно-техническая комиссия по стандартизации, техническому нормированию и
сертификации в строительстве (МНТКС)**

Москва

Предисловие

1 РАЗРАБОТАН Научно-исследовательским, проектно-конструкторским и технологическим институтом бетона и железобетона (НИИЖБ) Российской Федерации

ВНЕСЕН Минстроем России

2 ПРИНЯТ Межгосударственной научно-технической комиссией по стандартизации, техническому нормированию и сертификации в строительстве (МНТКС) 17 ноября 1994 г.

За принятие проголосовали:

Наименование государства	Наименование органа государственного управления строительством
Азербайджанская Республика	Госстрой Азербайджанской Республики
Республика Армения	Министерство градостроительства Республики Армения
Республика Беларусь	Минстройархитектуры Республики Беларусь
Республика Казахстан	Минстрой Республики Казахстан
Кыргызская Республика	Минстрой Кыргызской Республики
Республика Молдова	Департамент архитектуры и строительства Республики Молдова
Российская Федерация	Минстрой России
Республика Таджикистан	Госстрой Республики Таджикистан
Республика Узбекистан	Госкомархитектстрой Республики Узбекистан
Украина	Госкомградостроительства Украины

3 ВЗАМЕН ГОСТ 8829-85

4 ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ в качестве государственного стандарта Российской Федерации постановлением Госстроя России от 17.07.97 № 18-39.

Введение

Методы определения контрольных нагрузок, использованные для оценки прочности, жесткости и трещиностойкости бетонных и железобетонных изделий по результатам их испытаний нагружением, приведенные в настоящем стандарте, основаны на требованиях нормативных документов, действующих на момент принятия данного стандарта.

ГОСТ 8829-94

МЕЖГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТАНДАРТ

ИЗДЕЛИЯ СТРОИТЕЛЬНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И БЕТОННЫЕ ЗАВОДСКОГО ИЗГОТОВЛЕНИЯ

**Методы испытаний нагружением
Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости**

REINFORCED CONCRETE AND PREFABRICATED CONCRETE BUILDING PRODUCTS.

Loading test methods.

Assesment of strength, rigidity and crack resistance

Дата введения 1998-01-01

1 Область применения

Настоящий стандарт распространяется на методы контрольных статических испытаний нагружением для оценки прочности, жесткости и трещиностойкости бетонных и железобетонных строительных изделий (далее – изделий) с ненапрягаемой и напрягаемой стальной арматурой, а также со смешанным армированием, изготавливаемых из всех видов бетонов по ГОСТ 25192, кроме жаростойких.

Методы статических испытаний и правила оценки их результатов, приведенные в настоящем стандарте, должны применяться для изделий, запроектированных для эксплуатации при статических нагрузках. Допускается их применять также для оценки прочности, жесткости и трещиностойкости изделий, запроектированных для эксплуатации при переменных многократных нагрузках (например, подкрановые балки, элементы покрытий с подвесным транспортом и др.).

Стандарт должен применяться лабораториями, осуществляющими контрольные статические испытания изделий нагружением, а также проектными организациями, разрабатывающими проектную документацию, в которой предусматриваются такие испытания. Допускается использовать методы испытаний и правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости изделий, установленные в настоящем стандарте, при проведении исследовательских испытаний вновь проектируемых изделий.

2 Нормативные ссылки

В настоящем стандарте использованы ссылки на следующие стандарты:

ГОСТ 166-89 Штангенциркули. Технические условия

ГОСТ 577-68 Индикаторы часового типа с ценой деления 0,01 мм. Технические условия

ГОСТ 2405-88 Манометры, вакуумметры, мановакуумметры, напорометры, тягомеры и тягонапорометры. Общие технические условия

ГОСТ 10528-90 Нивелиры. Общие технические условия

ГОСТ 10529-96 Теодолиты. Общие технические условия

ГОСТ 13015.1-81 Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Приемка

ГОСТ 13837-79 Динамометры общего назначения. Технические условия

ГОСТ 18105-86 Бетоны. Правила контроля прочности

ГОСТ 25192-82 Бетоны. Классификация и общие технические требования

3 Определения

В настоящем стандарте применены термины и определения согласно приложению Г.

4 Общие положения

4.1 Испытания нагружением выполняются с целью комплексной проверки обеспечения технологическими процессами производства изделий требуемых показателей их прочности, жесткости и трещиностойкости, предусмотренных в проектной документации на эти изделия. В результате испытаний должны определяться фактические значения разрушающих нагрузок при испытаниях изделий по прочности (первая группа предельных состояний) и фактические значения прогибов и ширины раскрытия трещин под контрольной нагрузкой при испытаниях по жесткости и трещиностойкости (вторая группа предельных состояний).

4.2 Оценка прочности, жесткости и трещиностойкости изделия осуществляется по результатам испытаний на основании сопоставления фактических значений разрушающей нагрузки, прогиба и ширины раскрытия трещин под контрольной нагрузкой с соответствующими контрольными значениями, установленными в проектной документации на изделие.

4.3 Контрольные испытания нагружением проводят по схемам, предусмотренным в проектной документации, перед началом массового изготовления изделий, при внесении в них конструктивных изменений или при изменении технологии изготовления, вида и качества применяемых материалов, а также периодически в процессе производства изделий в соответствии с ГОСТ 13015.1.

Проведение предусмотренных в настоящем стандарте контрольных испытаний изделий не освобождает предприятие-изготовитель от выполнения в процессе производства операционного и приемочного контроля изделий по показателям, характеризующим их соответствие техническим требованиям, установленным в стандартах и проектной документации на эти изделия.

4.4 Перечень данных для проведения испытаний, которые должны содержаться в проектной документации на изделия, приведен в приложении А.

5 Порядок отбора изделий для испытаний

5.1 Отбор изделий для испытаний следует производить в соответствии с требованиями стандартов или проектной документации на изделия конкретных видов в количестве, установленном этими документами, но не менее:

для испытаний, проводимых перед началом массового изготовления изделий и в дальнейшем при внесении в них конструктивных изменений или при изменении технологии изготовления, – 1 шт;

для периодических испытаний (если их проведение предусмотрено стандартами и техническими условиями) – в соответствии с таблицей 1.

Таблица 1

В штуках

Число изделий, изготавливаемых в течение	Число образцов изделий, отбираемых для
--	--

периода между испытаниями	испытаний, не менее
До 250	1
От 251 до 1000	2
« 1001 « 3000	3
« 3001 и более	4

Примечание – Период между испытаниями принимается согласно стандарту или проектной документации на изделия.

5.2 Для испытаний в качестве образцов следует отбирать изделия одной марки, принятой по согласованию с проектной организацией – автором рабочих чертежей в качестве представителя изделий данного типа. При числе образцов более одного в выборку следует включать изделия одной марки.

6 Средства испытаний и вспомогательные устройства

6.1 При проведении испытаний для нагружения следует использовать оборудование, обеспечивающее возможность опирания конструкций и приложения к ним нагрузки по заданной схеме и позволяющее производить нагружение с погрешностью не более $\pm 5\%$ величины контрольной нагрузки.

Рекомендуется использовать для нагружения гидравлические прессы или стенды с гидравлическими домкратами и насосными станциями, а также механические рычажные установки, в которых нагружающие усилия получают за счет массы штучных грузов, уложенных на платформу установок или непосредственно на испытываемый элемент, и пневматические установки, в которых нагружающие усилия обеспечиваются сжатым воздухом.

6.2 При использовании для нагружения штучных грузов (металлических чушек, бетонных блоков) эти грузы должны быть предварительно взвешены и замаркированы. Погрешность взвешивания не должна превышать $\pm 0,1$ кг. Допускается использовать для нагружения емкости с водой, ящики с песком или другими сыпучими материалами.

6.3 Для измерения усилий следует применять манометры по ГОСТ 2405 и динамометры по ГОСТ 13837. В качестве динамометров допускается применять предварительно проградуированные по деформациям распределительные траверсы или металлические тяги, передающие нагружающее усилие на испытываемое изделие.

6.4 Для измерения прогибов и перемещений следует применять измерительные приборы и инструменты с ценой деления не более 0,1 мм. Рекомендуется использовать:

- прогибомеры механические и электрические;
- индикаторы часового типа по ГОСТ 577;
- штангенциркули по ГОСТ 166;
- нивелиры и теодолиты по ГОСТ 10528, ГОСТ 10529.

6.5 Для измерения ширины раскрытия трещин следует применять измерительные микроскопы или лупы с ценой деления не более 0,05 мм. Допускается использовать металлические щупы.

7 Порядок подготовки к проведению испытаний

7.1 Испытания изделий следует проводить при положительной температуре воздуха при требуемой прочности бетона (устанавливаемой согласно ГОСТ 18105), соответствующей его классу по прочности, принятому в проекте.

Изделия, хранившиеся при отрицательной температуре или поступившие на испытания непосредственно после термовлажностной обработки, должны быть предварительно выдержаны не менее одних суток в помещении при температуре не ниже 15°C.

7.2 Схемы опирания и нагружения

7.2.1 Схемы опирания и нагружения изделий при испытаниях должны соответствовать установленным в стандартах или в проектной документации на изделия.

7.2.2 Схему опирания и нагружения изделия следует выбирать при проектировании таким образом, чтобы она соответствовала условиям работы изделия в конструкциях зданий или сооружений на стадии эксплуатации и чтобы при испытаниях по этой схеме достигались контролируемые предельные состояния.

Если при испытаниях по одной схеме опирания и нагружения нельзя проконтролировать все расчетные предельные состояния изделия, то следует предусматривать разные схемы испытаний для контроля разных предельных состояний.

При проведении испытаний, по согласованию с проектной организацией – разработчиком проектной документации на изделия, допускается:

- принимать схему опирания и нагружения, отличающуюся от указанной в проектной документации (при условии, что соотношения усилий в расчетных сечениях будут такими же, как при расчете конструкций);
- при наличии в проектной документации двух схем испытания для контроля разных предельных состояний проводить соответствующие испытания на одном изделии при выполнении необходимого усиления по месту разрушения после испытания по первой схеме разрушения.

7.2.3 Испытания изделий следует предусматривать, как правило, в том положении, в котором они будут эксплуатироваться в конструкциях зданий или сооружений.

При проведении испытаний, по согласованию с проектной организацией – разработчиком проектной документации на изделия, допускается испытывать изделия под углом 90° или 180° к их рабочему положению при условии, что в них не появляются трещины до нагружения. При этом следует соответственно изменить направление прикладываемой нагрузки и учесть влияние нагрузки от собственной массы изделия и массы загрузочных устройств.

7.2.4 Балки, фермы, плиты, указанные на схемах испытаний и в пояснениях к ним как однопролетные свободно опертые и работающие в одном направлении, следует опирать при испытаниях на две шарнирные линейные опоры, расположенные по концам изделия, одна из которых должна быть неподвижной, а другая – подвижной, допускающей перемещение изделия вдоль пролета.

Изделия, которые на схемах испытаний и в пояснениях к ним указаны как консоли или с защемлением по концам, следует испытывать с обеспечением соответствующего защемления концевых участков изделия.

Плиты, которые на схемах испытаний и в пояснениях к ним указаны как свободно опертые, работающие в двух направлениях и опирающиеся по четырем углам, следует опирать на четыре шарнирные опоры, расположенные в углах изделия, при этом в двух противоположных по диагонали углах изделия устанавливаются шарнирные шаровые опоры, допускающие поворот в двух взаимно перпендикулярных направлениях, – одна подвижная опора, другая неподвижная, – а в двух остальных углах изделия устанавливаются шарнирные линейные подвижные опоры, допускающие поворот в одном из взаимно перпендикулярных направлений.

Плиты, которые на схемах испытаний и в пояснениях к ним указываются как свободно опертые, работающие в двух направлениях и опирающиеся по четырем сторонам, следует опирать на шарнирные опоры, расположенные по контуру изделия. При этом по контуру изделия устанавливаются шарнирные подвижные шаровые опоры, а посередине трех сторон изделия – шарнирные подвижные линейные опоры, две из которых, расположенные на противоположных сторонах, допускают поворот в одном направлении, а третья, расположенная на примыкающей стороне, допускает поворот в противоположном направлении.

Плиты, которые на схемах испытаний и в пояснениях к ним указаны как опирающиеся по трем сторонам, следует опирать на шарнирные шаровые и линейные опоры, расположенные по трем сторонам изделия так же, как для плит, опертых по четырем сторонам.

Ребристые плиты, которые на схемах испытаний и в пояснениях к ним указаны как опертые по четырем углам и работающие в продольном направлении, следует опирать таким образом, чтобы обеспечивать возможность поворота плиты на опорах и перемещения плиты в продольном направлении, а также предотвращение перемещения ребер плиты в поперечном направлении.

7.2.5 В случаях когда свободному перемещению испытываемых изделий вдоль пролета препятствуют загрузочные устройства, опоры должны быть подвижными.

7.2.6 При проведении испытаний изделий в горизонтальном положении силами, направленными горизонтально, изделие должно быть уложено на часто расположенные шаровые подвижные опоры, исключающие его изгиб в вертикальной плоскости от собственного веса.

7.2.7 В качестве шарнирных подвижных шаровых и линейных опор следует применять стальные шары и катки, свободно укладываемые между стальными плитами. Неподвижные опоры могут быть получены путем предотвращения свободного перемещения таких же шаров или катков, а также использованием неподвижно закрепленных стальных профилей.

7.2.8 Расположение и размеры опор испытываемых изделий должны при испытаниях соответствовать указанным на схемах испытаний и в пояснениях к ним или определяться в зависимости от данных, принятых при расчете изделий.

7.2.9 Опираемое испытываемое изделие на шарнирные опоры должно осуществляться через стальные плиты, симметрично расположенные относительно оси опоры.

Площадь стальных опорных плит принимают равной минимальной площади опирания, предусмотренной в проектной документации. При этом размер плит в направлении пролета принимают равным минимальной длине опирания, а толщину плит – не менее $1/6$ этого размера.

На опорные плиты перед установкой на них испытываемого изделия должен быть уложен выравнивающий слой цементного раствора, прочность которого должна быть достаточной для восприятия нагрузки на опорах.

8 Порядок проведения испытаний

8.1 При контрольных испытаниях изделия следует доводить до исчерпания несущей способности (до разрушения), что характеризуется следующими признаками:

а) при испытаниях в гидравлических и пневматических установках:

непрерывное нарастание прогибов, развитие и раскрытие трещин в бетоне при практически неизменной достигнутой максимальной нагрузке либо резкое снижение нагрузки после достижения ее максимального значения, при котором происходят разрыв арматуры, проскальзывание ее в бетоне или раздробление бетона сжатой зоны;

б) при испытаниях нагружением штучными грузами:

резкое нарастание прогибов, развитие и раскрытие трещин при последнем этапе нагрузки, разрыв арматуры, проскальзывание арматуры в бетоне или раздробление бетона.

8.2 В процессе испытаний следует регистрировать:

значение нагрузки и соответствующий прогиб, при котором появляются поперечные и наклонные трещины в бетоне;

величину прогиба и ширину раскрытия трещин при достижении контрольных значений нагрузок;

значение нагрузки и соответствующий прогиб при разрушении и характер разрушения изделия.

8.3 Значения нагрузок в процессе испытаний должны регистрироваться либо по показаниям приборов и приспособлений, установленных на испытательном оборудовании (см.6.3), либо по массе штучных грузов, используемых для нагружения.

8.4 Нагружение испытываемых изделий должно соответствовать схемам испытаний, приведенным в стандартах или проектной документации на эти изделия. По согласованию с проектной организацией – разработчиком рабочих чертежей изделий допускается указанную на схемах испытаний равномерно распределенную нагрузку заменять эквивалентными нагрузками, создаваемыми равными сосредоточенными силами.

Сосредоточенные силы создаются посредством системы рычагов и распределительных балок, передающих на испытываемое изделие нагрузку от домкратов или платформ с грузами.

8.5 При нагружении изделий штучными грузами должны соблюдаться следующие правила:

- для балочных изделий длина грузов в направлении пролета не должна превышать $1/6$ пролета;

- нагружение следует производить в направлении от опор к середине, симметрично относительно середины пролета;

- между штучными грузами по всей высоте рядов должны быть зазоры не менее 50 мм.

8.6 При нагружении сыпучими материалами, засыпаемыми в ящики без дна, расположенные на испытываемых изгибаемых изделиях, вдоль пролета следует устанавливать не менее двух ящиков, а на изделиях, работающих в двух направлениях, – не менее четырех ящиков. Между ящиками по всей высоте должны быть зазоры не менее $0,1$ пролета испытываемого изделия, но не менее 250 мм.

8.7 Последовательность загрузки испытываемых изделий должна быть указана в проектной документации, а при отсутствии такого указания испытание необходимо проводить с учетом следующих требований:

а) определить расчетом или прямым взвешиванием нагрузку от собственной массы изделия;

б) нагрузку следует прикладывать поэтапно ступенями (долями), каждая из которых не должна превышать 10% контрольной нагрузки по прочности и по образованию и ширине раскрытия трещин и 20% контрольной нагрузки по жесткости;

в) при испытании изделий, в которых согласно указаниям в проектной документации не допускаются трещины в стадии эксплуатации, после приложения нагрузки, составляющей 90% контрольной по прочности или по образованию и по ширине раскрытия трещин, каждая последующая доля нагрузки должна составлять не более 5% этой нагрузки;

г) при каждом этапе нагружения нагрузка во всех точках ее приложения должна возрастать пропорционально величинам нагрузок, прикладываемых в соответствии со схемой испытаний на соответствующих участках испытываемого изделия;

д) при испытании конструкций вертикальными и горизонтальными силами в заданном соотношении в начале испытания необходимо приложить горизонтальную силу, составляющую требуемое соотношение с нагрузкой от собственной массы конструкции.

8.8 После приложения каждой доли нагрузки испытываемое изделие следует выдерживать под нагрузкой не менее 10 мин.

После приложения контрольной нагрузки при контроле жесткости следует выдерживать изделие под этой нагрузкой не менее 30 мин. Изделия, в которых не допускаются трещины в стадии эксплуатации, после приложения контрольной нагрузки по образованию трещин должны выдерживаться под этой нагрузкой в течение 30 мин, после чего следует продолжать поэтапное нагружение.

8.9 Во время выдержки под нагрузкой следует производить тщательный осмотр поверхности изделия и фиксировать величину нагрузки, появившиеся трещины, результаты измерения прогиба, осадки опор, ширины раскрытия трещин и смещения арматуры относительно бетона на торцах изделия. Контролируемые показатели следует фиксировать в начале и в конце каждой выдержки.

Непосредственное измерение прогибов и ширины раскрытия трещин разрешается производить до достижения уровня нагрузки, составляющего 80% контрольной разрушающей нагрузки. При нагрузках, превышающих этот уровень, наблюдение за приборами следует производить на безопасном расстоянии от испытываемого изделия с использованием оптических приборов (биноклей, нивелиров, теодолитов).

8.10. В изгибаемых изделиях ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси изделия, следует измерять на уровне нижнего ряда арматуры, а ширину раскрытия трещин, наклонных к продольной оси изделия, – на уровне нижнего ряда продольной арматуры и в местах пересечения наклонными трещинами хомутов, а также отогнутых стержней.

Во внецентренно сжатых изделиях ширину раскрытия трещин следует определять на уровне наиболее нагруженного ряда растянутой арматуры.

Для улучшения фиксации момента появления трещин в бетоне поверхности изделия перед испытанием должны быть покрыты жидким раствором мела или извести.

8.11 При проверке жесткости изгибаемых изделий, опирающихся по концам, следует измерять прогибы в середине пролета и осадку опор, а изделий, работающих как консоль, – прогибы свободного конца консоли, а также осадку и поворот опоры.

Сопоставляемое с контрольным значение прогиба изделия, опирающегося по концам, следует определять как разность между значением прогиба, измеренного в пролете, и полусуммой значений осадок опор, а для изделия, работающего как консоль, – с учетом осадки и поворота опор.

В плоских плитах, опертых по двум сторонам, прогибы следует измерять по середине ширины изделия и по противоположным краям изделия в середине его пролета, принимая за значения прогиба среднее арифметическое этих измерений.

В ребристых плитах должны измеряться значения прогибов каждого продольного ребра в середине пролета, при этом за значение прогиба конструкции принимают среднее арифметическое прогибов продольных ребер.

В плитах, опертых по контуру или по четырем углам, прогибы измеряются в центре плиты.

В плитах, опертых по трем сторонам, измеряют прогибы середины свободного края.

8.12 Смещение (в продольном направлении) концов арматурных стержней относительно бетона на торцах изделия при контрольной нагрузке по прочности следует измерять при испытании предварительно напряженных изделий с самоанкерующейся арматурой без дополнительных анкеров на торцах изделия. Смещение концов арматуры следует измерять не менее чем на 10% стержней, но не менее чем на двух стержнях каждого изделия. Измерения производят индикатором перемещений, прикрепленным на торце испытываемого изделия и упирающимся в арматуру либо закрепленным на стержне и упирающимся в торец изделия.

8.13 Во время проведения испытания необходимо принимать меры к обеспечению безопасности работ.

Испытания должны проводиться на специально отведенном участке, куда запрещается доступ посторонним лицам.

Испытания рекомендуется проводить на установках, обеспечивающих дистанционное загрузку конструкций и проведение необходимых измерений.

При испытании должны приниматься меры по предотвращению обрушения испытываемой конструкции, загрузочных устройств и загружающих материалов (штучных грузов, сыпучих материалов и т.п.).

Для этого следует:

- установить страховочные опоры вблизи несущих опор и в середине пролета конструкции или под свободным концом консоли;
- поддерживать в процессе нагружения минимально возможное по условиям испытания расстояние между конструкцией и страховочными опорами для предотвращения удара разрушения конструкции;
- раскреплять тросами к основанию, соединять между собой или подвешивать к установке элементы загрузочных устройств.

Все предохранительные приспособления не должны препятствовать свободному прогибу конструкции до момента разрушения.

8.14 При испытании ферм, балок и других конструкций больших пролетов должны приниматься меры к обеспечению их устойчивости. Применяемые для этих целей устройства не должны препятствовать их перемещению в плоскости действия сил.

9 Правила оценки результатов испытаний

9.1 Правила оценки прочности

9.1.1 Прочность испытываемого изделия оценивают по значениям максимальной (разрушающей) нагрузки, зарегистрированной к моменту проявления признаков, свидетельствующих об исчерпании несущей способности (8.1 а, б).

9.1.2 Оценка прочности проводится на основании сопоставления фактической разрушающей нагрузки с контрольной разрушающей нагрузкой, которая установлена в стандарте или проектной документации на изделия.

9.1.3 Контрольные значения разрушающей нагрузки определяются в соответствии с положениями, изложенными в приложении Б к настоящему стандарту.

9.1.4 Изделия признают удовлетворяющими предъявляемым требованиям по прочности, если выполняются следующие условия:

при испытании одного изделия разрушающая нагрузка должна составлять не менее 100% контрольной, определенной согласно приложению Б;

при испытании двух изделий минимальная разрушающая нагрузка должна составлять не менее 95%, а при испытании трех изделий и более – не менее 90% контрольной, определенной согласно приложению Б.

9.1.5 Определение контрольных нагрузок для более точной оценки прочности рекомендуется производить согласно положениям, изложенным в приложении В к настоящему стандарту.

9.1.6 При фактических характеристиках бетона и арматуры, превышающих проектные, следует производить дополнительную проверку с учетом фактических характеристик бетона и арматуры согласно приложению В.

9.1.7 Предварительно напряженные изделия с самоанкерующейся арматурой без дополнительных анкеров признают удовлетворяющими предъявляемым требованиям по прочности, если выполняется следующее дополнительное условие:

при испытании одного изделия под нагрузкой, равной контрольной нагрузке, смещение концов арматуры относительно бетона на торцах составляет не более 0,1 мм, а в случае испытания двух и большего количества изделий максимальное указанное смещение составляет не более 0,2 мм.

При невыполнении указанного условия изделие признается не выдержавшим испытание.

9.2 Правила оценки жесткости

9.2.1 Жесткость следует оценивать, сравнивая фактический прогиб изделия под контрольной нагрузкой с контрольным значением прогиба. Контрольная нагрузка и контрольные прогибы определяются в соответствии с приложением Б.

9.2.2 Фактический прогиб следует определять после выдержки изделия под контрольной нагрузкой по проверке жесткости согласно 8.8.

9.2.3 Фактическое значение нагрузки признается равным контрольному значению, когда суммарная нагрузка на изделие, включающая дополнительно прикладываемую нагрузку, а также нагрузку от собственной массы и от массы загрузочных устройств, достигает контрольного значения.

При испытании изделий, установленных под углом 90° или 180° к их рабочему положению, необходимо учитывать влияние нагрузки от собственной массы изделия и массы загрузочных устройств на значение дополнительно прикладываемой нагрузки и на значение контрольного прогиба. В этом случае значение дополнительно прикладываемой нагрузки и контрольное значение прогиба необходимо согласовывать с проектной организацией.

9.2.4 Изделия признают выдержавшими испытание при выполнении следующих условий:

при испытании одного изделия фактический прогиб не превышает контрольный более чем на 10%;

при испытании двух изделий максимальный фактический прогиб не превышает контрольный более чем на 15%;

при испытании трех и большего количества изделий – более чем на 20%.

Если указанные условия не выполняются, проверяемые изделия признают не выдержавшими испытания.

9.3 Правила оценки трещиностойкости

9.3.1 Трещиностойкость испытываемых изделий следует оценивать по нагрузке, при которой образуются первые трещины в бетоне, и по ширине раскрытия трещин. Фактическую нагрузку образования трещин следует сопоставлять со значениями контрольной нагрузки по образованию трещин, а измеренные значения ширины раскрытия трещин – с контрольными величинами раскрытия. Контрольная нагрузка по образованию и раскрытию трещин, а также контрольные значения ширины раскрытия трещин принимаются согласно приложению Б.

9.3.2 При проведении испытаний и оценке ширины раскрытия трещин должна учитываться схема испытаний аналогично 9.2.3.

9.3.3 Изделия, к трещиностойкости которых предъявляются требования 1-й категории, признают выдержавшими испытания, если выполняются следующие условия:

в случае испытаний одного изделия нагрузка при появлении первой трещины должна быть не менее 95% контрольной;

в случае испытаний двух изделий минимальная из нагрузок при появлении первой трещины составляет не менее 90% контрольной, а в случае испытаний трех изделий и более – не менее 85% контрольной.

9.3.4 Изделия и (или) их части, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й и 3-й категорий, признают годными, если при действии прикладываемой нагрузки выполняется следующее условие:

в случае испытаний одного, двух, трех изделий и более максимальная ширина раскрытия трещин не должна превышать контрольную, умноженную соответственно на коэффициенты 1,05; 1,10; 1,15, и, кроме того, не должна превышать нормируемое значение предельно допустимой ширины непродолжительного раскрытия трещин. При невыполнении указанного условия изделия признают не выдержавшими испытания.

9.4 Правила комплексной оценки изделий по результатам испытаний

9.4.1 Проверяемые изделия признают годными по показателям прочности, жесткости и трещиностойкости, если отобранные для испытаний образцы выдержали все предусмотренные в проектной документации испытания по этим показателям.

10 Правила оформления результатов испытаний

10.1 Результаты испытаний, проведенных в соответствии с настоящим стандартом, должны заноситься в протокол, хранящийся в лаборатории предприятия-изготовителя или в отделе технического контроля, и оформляться актом.

10.2 Протокол испытаний должен содержать следующие сведения по испытаниям каждого изделия:

- дату проведения испытаний;

- наименование и марку испытываемого изделия;
- дату изготовления изделия, номер партии;
- условия хранения изделия до испытаний;
- класс или марку бетона по прочности на сжатие;
- фактические прочностные характеристики бетона на день проведения испытаний;
- вид армирования, классы арматурной стали для рабочей арматуры;
- фактические прочностные характеристики арматуры по данным заводских сертификатов или испытаний арматурных образцов;
- категорию трещиностойкости, указанную в проектной документации;
- принятую схему испытаний;
- массу изделия (расчетную или измеренную);
- массу грузочных устройств;
- контрольные значения нагрузок, указанные в проектной документации:
 - по прочности (при первом и втором случае разрушения);
 - по жесткости;
 - по образованию трещин;
 - по ширине раскрытия трещин;
- контрольные значения прогибов и ширины раскрытия трещин;
- контрольные значения нагрузок, полученные с учетом фактических характеристик бетона и арматуры при их отклонении от проектных значений;
- результаты испытаний:
 - разрушающую нагрузку и характер разрушения изделия;
 - нагрузку образования трещин и характер образовавшихся трещин;
 - прогиб при соответствующей контрольной нагрузке;
 - ширину раскрытия трещин при соответствующей контрольной нагрузке;
 - смещение концов арматуры в бетоне.

10.3 При испытаниях двух и более образцов изделий одной марки общие сведения указываются в протоколе один раз, а регистрируемые значения характеристик должны приводиться для каждого образца в отдельности. При испытаниях разных образцов изделий одной марки по разным группам показателей регистрируемые значения характеристик должны приводиться для каждого испытания.

10.4 Протокол испытания должен быть заверен лицом, ответственным за проведение испытания.

10.5 Результаты оценки прочности, жесткости и трещиностойкости изделий на основании проведенных испытаний должны быть оформлены актом, в котором указываются максимальные отклонения зарегистрированных показателей от соответствующих контрольных значений и выводы о соответствии изготавливаемых изделий, образцы которых подвергнуты испытаниям, стандарту или проектной документации по характеристикам прочности, жесткости и трещиностойкости. Акт должен быть подписан руководителем или главным инженером предприятия, руководителем службы технического контроля, начальником лаборатории, проводившей испытания, а также представителем проектной организации – разработчика изделия или проектной организации, применяющей эти изделия в проектах зданий или сооружений.

Приложение А (обязательное)

Перечень сведений, необходимых для проведения испытаний изделий нагружением, которые должны содержаться в проектной документации

A.1 Схема опирания и загрузки испытываемого изделия.

A.2 Указания о характере работы изделия в конструкциях зданий или сооружений, учтенном в расчете несущей способности. Минимальная длина опирания или заземления, принятая в расчете.

A.3 Значения контрольных нагрузок по прочности; при этом следует указывать ожидаемый характер разрушения изделия при испытании.

A.4 Значение контрольной нагрузки по жесткости, контрольное значение прогиба.

A.5 Значение контрольной нагрузки по образованию трещин.

A.6 Значение контрольной нагрузки по ширине раскрытия трещин, а также значение контрольной ширины раскрытия трещин. Указания об участках испытываемых изделий, на которых следует измерять ширину раскрытия трещин.

A.7 В случае, если предусматривается испытание изделия в проектном положении нагрузкой, действующей сверху вниз, в проектной документации должно быть указано значение дополнительно прикладываемой нагрузки, равное контрольной нагрузке за вычетом нагрузки от собственной массы конструкции.

A.8 Периодичность испытаний и число изделий, подлежащих испытаниям.

Приложение Б (обязательное)

Указания по назначению контрольных нагрузок, прогибов и ширины раскрытия трещин

Б.1 Значение контрольной нагрузки по проверке прочности изделия следует определять умножением на коэффициент безопасности C значения нагрузки, соответствующей несущей способности изделия, определенной расчетом с учетом расчетных сопротивлений материалов и принятой схемы нагружения.

Значения коэффициента безопасности C для изгибаемых и внецентренно сжатых изделий для 1-го случая разрушения определяют по таблице Б.1.

Таблица Б.1

Класс арматуры	Коэффициент C
A-I, A-II	1,25
A-III, Ат-III, А-IIIв с контролем удлинений и напряжений, Вр-I	1,30
A-IV, Ат-IV, A-V, Ат-V, А-IIIв с контролем только удлинений	1,35
A-VI, Ат-VI, Ат-VII, В-II, Вр-II, К-7, К-19	1,40

Для 2-го случая значение коэффициента безопасности C определяют по таблице Б.2.

Таблица Б.2

Вид бетона	Коэффициент C
Тяжелый, легкий, мелкозернистый, силикатный	1,60
Ячеистый	1,90

Б.2 Для изделий со смешанным армированием коэффициент безопасности C допускается определять по следующей формуле:

$$C = \frac{C_1 A_{s1} + C_2 A_{s2} + C_3 A_{s3} + \dots + C_n A_{sn}}{A_{s1} + A_{s2} + A_{s3} + \dots + A_{sn}}, \quad (\text{Б.1})$$

где $C_i (i = 1, 2, 3, \dots, n)$ – коэффициент безопасности C , определяемый по таблице Б.1 для арматуры i -го класса;

$A_{si} (i = 1, 2, 3, \dots, n)$ – площадь поперечного сечения арматуры i -го класса.

Б.3 В качестве упомянутых в п.Б.1 основных характерных случаев разрушения изделия под нагрузкой рассматриваются:

а) 1-й случай – разрушение от достижения в рабочей арматуре нормального или наклонного сечения напряжений, соответствующих пределу текучести (условному пределу текучести) стали, ранее раздробления сжатого бетона;

б) 2-й случай – разрушение от раздробления бетона сжатой зоны над нормальной или наклонной трещиной в изделии до достижения предела текучести (условного предела текучести) стали в растянутой арматуре, что соответствует хрупкому характеру разрушения.

Б.4 При назначении контрольных значений разрушающей нагрузки должна учитываться возможность разрушения испытываемого изделия как по первому, так и по второму случаю, т.е. в проектной документации должны указываться значения контрольной разрушающей нагрузки, принятые для первого и второго случаев разрушения.

Б.5 При оценке прочности изделий по результатам испытаний в качестве контрольного должно учитываться то значение разрушающей нагрузки из числа указанных в стандарте или в проектной документации, которое соответствует фактическому характеру разрушения испытанного изделия.

Фактический характер разрушения испытываемых изделий оценивается путем сопоставления фактических значений прогиба и ширины раскрытия трещин с соответствующими граничными значениями. При этом учитывается:

при оценке прочности изделия по нормальным сечениям – значение прогиба при фактической разрушающей нагрузке;

при оценке прочности по наклонным сечениям – ширина раскрытия трещин при фактической разрушающей нагрузке.

Б.6 Граничное значение прогиба принимают равным контрольному прогибу, определяемому для оценки жесткости конструкции, умноженному на соотношение контрольной разрушающей нагрузки и контрольной нагрузки при оценке жесткости, а также на коэффициенты, принимаемые равными:

для 1-го случая разрушения:

- при арматуре класса А-III и ниже -2,5;

- при арматуре класса А-IV, А-IIIв и выше -2,0;

для 2-го случая разрушения -1,15.

Граничное значение ширины раскрытия трещин принимают равным контрольной ширине раскрытия трещин, определяемой при оценке трещиностойкости, умноженной на соотношение контрольной разрушающей нагрузки и контрольной нагрузки при оценке трещиностойкости, а также на коэффициенты, принимаемые при определении граничных значений прогибов, указанные выше.

Б.7 Если измеренные при испытании на прочность значения прогибов или ширины раскрытия трещин при фактической разрушающей нагрузке равны или превышают граничные значения, отвечающие 1-му случаю разрушения, то фактическое значение разрушающей нагрузки должно сопоставляться с контрольным значением, принятым для этого случая разрушения (т.е. с учетом коэффициента безопасности C для этого случая по таблице Б.1).

Если измеренные значения прогибов или ширины раскрытия трещин при фактической разрушающей нагрузке равны или меньше граничных значений, отвечающих 2-му случаю разрушения, фактическое значение разрушающей нагрузки сопоставляют с контрольным значением, принятым для этого случая разрушения (т.е. с учетом коэффициента безопасности C для этого случая по таблице Б.1).

При промежуточных значениях прогибов и ширины раскрытия трещин контрольные значения разрушающих нагрузок, указанные в проектной документации, допускается пересчитывать, принимая значение коэффициента безопасности C по линейной интерполяции, но не менее 1,4.

Б.8 Значение контрольной нагрузки по проверке жесткости следует определять как наиболее невыгодное сочетание нормативных нагрузок (коэффициент безопасности $C=1$). Контрольную нагрузку принимают кратковременно действующей.

Б.9 Контрольный прогиб следует вычислять по принятой методике расчета при нагрузке, равной контрольной по проверке жесткости.

Б.10 Контрольный прогиб предварительно напряженных изделий f_k следует определять по формуле

$$f_k = f_1 + f_2, \text{ (Б.2)}$$

где f_1 – полный прогиб изделия от действия контрольной нагрузки (дополнительно прикладываемой и, при необходимости, нагрузки от собственной массы) и от усилия предварительного обжатия;

f_2 – выгиб (принимается со знаком "плюс") или прогиб (принимается со знаком "минус") от собственной массы и от усилия предварительного обжатия; при этом, если в верхней зоне изделия образуются начальные трещины, значение f_2 определяются как для элементов с трещинами в верхней зоне.

Б.11 Контрольную нагрузку по образованию трещин следует определять умножением на коэффициент безопасности C значения нагрузки, при которой, согласно расчету, образуется первая трещина. При этом для изделий, к которым предъявляются требования 1-й категории трещиностойкости, коэффициент безопасности C принимается равным 1,4 для изделий из ячеистого бетона и 1,3 – для изделий из других видов бетонов.

Б.12 Контрольную нагрузку по ширине раскрытия трещин следует определять как наиболее невыгодное сочетание нормативных нагрузок, при этом все нагрузки принимают кратковременно действующими.

Контрольную ширину раскрытия трещин следует определять умножением ширины раскрытия трещин, полученной расчетом при действии контрольной нагрузки, на коэффициент безопасности $C=0,7$.

В изгибаемых изделиях с принятой в проектной документации толщиной защитного слоя бетона до продольной рабочей арматуры, превышающей значение a_H , равное 25 мм, контрольную ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси конструкций, допускается увеличивать путем деления значения ширины раскрытия трещин, полученного, как указано в предыдущем абзаце данного пункта, на коэффициент q , определяемый по таблице Б.3.

Таблица Б.3

a_H / a_{II}	0,8	0,6	0,5 и менее
q	0,95	0,85	0,75
<i>Примечание</i> – a_H – значение толщины защитного слоя бетона, принимаемое равным 25 мм; a_{II} – проектное значение толщины защитного слоя бетона, мм.			

Приложение В (рекомендуемое)

Оценка пригодности изделий по прочности на основе комплексного учета прочностных характеристик бетона и арматуры

В.1 Для оценки пригодности изделия по прочности по результатам испытаний нагружением могут применяться контрольные нагрузки, установленные исходя из среднего значения несущей способности изделия.

В.2 В общем случае среднее значение несущей способности рекомендуется определять методом статистического моделирования.

Расчет производится в следующем порядке:

а) устанавливается распределение прочностных характеристик бетона и арматуры; при этом принимается, что распределение этих характеристик является нормальным;

б) определяется расчетная совокупность сочетаний случайных значений прочностных характеристик бетона и арматуры;

в) для каждого расчетного сочетания прочностных характеристик бетона и арматуры на основе имеющихся в нормативных документах расчетных зависимостей определяется соответствующая расчетная несущая способность изделия;

г) для определенной описанным способом совокупности расчетных значений несущей способности изделия вычисляется среднее значение несущей способности изделия.

Указанный порядок определения среднего значения несущей способности изделия может реализовываться как на стадии проектирования, так и в условиях производства.

На стадии проектирования распределение прочностных характеристик бетона и арматуры устанавливается на основе их нормативных значений (с обеспеченностью 0,95) и коэффициентов вариации прочности бетона и арматуры.

Нормативные значения сопротивления бетона и арматуры определяются по строительным нормам и правилам [1], а коэффициенты вариации – на основе данных, приведенных в ГОСТ 18105, в стандартах на арматурную сталь, а также в Рекомендациях [2] и соответствующих статистических исследованиях.

В условиях производства распределение прочностных характеристик бетона и арматуры устанавливается на основе их средних значений и коэффициентов вариации, получаемых непосредственно по результатам испытаний материалов или по данным, приведенным в документации, сопровождающей партии материалов (арматурной стали).

В.3 В тех случаях когда это не приводит к существенным погрешностям, средняя величина несущей способности изделия может определяться по расчетным зависимостям, приведенным в нормативных документах, с использованием в них вместо расчетных сопротивлений арматуры и бетона их средних значений, получаемых на стадии проектирования расчетным путем, а в условиях производства – непосредственно по результатам испытаний.

Средние значения характеристик бетона и арматуры на стадии проектирования определяются по нормативным сопротивлениям бетона и арматуры (с обеспеченностью 0,95) и средним значениям коэффициентов вариации прочности бетона и арматуры исходя из нормального закона распределения прочностных характеристик материалов.

В.4 При испытании изделий нагружением в качестве контрольной нагрузки используют:

- при испытании одного изделия – величину, определяемую исходя из средней несущей способности изделия согласно указанным выше правилам;

- при испытании двух и более изделий одной марки – ту же величину, умноженную на понижающий коэффициент, определяемый с использованием методов математической статистики в зависимости от числа испытываемых изделий и относительного разброса значений разрушающей нагрузки.

Изделия признаются удовлетворяющими установленным требованиям, если при испытании одного изделия разрушающая нагрузка равна или выше контрольной, а при испытании двух изделий и более – средняя величина разрушающей нагрузки равна или выше соответствующей контрольной нагрузки.

В.5 Оценка пригодности изделий по прочности на основе комплексного учета прочностных характеристик бетона и арматуры с использованием методов математической статистики осуществляется с применением вычислительной техники. При этом рекомендуется использовать специально разработанные программы [3].

Приложение Г
(обязательное)

Определения терминов, использованных в настоящем стандарте

Контрольные статические испытания нагружением – испытания с помощью постепенно возрастающей прикладываемой к изделию внешней нагрузки, предназначенные для установления соответствия между фактическими и проектными значениями характеристик прочности, жесткости и трещиностойкости изделий.

Контрольная нагрузка – значение нагрузки, служащее одним из критериев для оценки пригодности изделий по результатам испытаний нагружением. Контрольные значения устанавливаются для: нагрузки, при которой происходит разрушение, т.е. исчерпание несущей способности (контрольная нагрузка по прочности или контрольная разрушающая нагрузка); нагрузки, при которой регистрируется величина прогиба изделия (контрольная нагрузка по жесткости); нагрузки, при которой регистрируется появление трещин (контрольная нагрузка по образованию трещин); нагрузки, при которой регистрируется ширина трещин (контрольная нагрузка по ширине раскрытия трещин).

Коэффициент безопасности C – коэффициент, определяющий степень повышения контрольной нагрузки по отношению к нагрузке на изделие, соответствующей его расчетной несущей способности.

Контрольный прогиб – значение прогиба, с которым сопоставляется фактический прогиб изделия под контрольной нагрузкой для оценки пригодности этого изделия по жесткости.

Контрольная ширина раскрытия трещин – значение, с которым сопоставляется фактическая ширина трещин под контрольной нагрузкой для оценки пригодности изделия по трещиностойкости.

НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

Актуализированная редакция

СНиП 2.01.07-85*

Москва 2011

ПРЕДИСЛОВИЕ

Цели и принципы стандартизации в Российской Федерации установлены Федеральным законом от 27 декабря 2002 г. № [184-ФЗ](#) «О техническом регулировании», а правила разработки - постановлением Правительства Российской Федерации от 19 ноября 2008 г. № [858](#) «О порядке разработки и утверждения сводов правил».

Сведения о своде правил

1 ИСПОЛНИТЕЛИ: Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций им. В.А. Кучеренко - институт ОАО «НИЦ «Строительство», при участии РААСН и Государственной геофизической обсерватории (ГГО) им. А.И. Воейкова

2 ВНЕСЕН Техническим комитетом по стандартизации ТК 465 «Строительство»

3 ПОДГОТОВЛЕН к утверждению Департаментом архитектуры, строительства и градостроительной политики

4 УТВЕРЖДЕН приказом Министерства регионального развития Российской Федерации (Минрегион России) от 27 декабря 2010 г. № 787 и введен в действие с 20 мая 2011 г.

5 ЗАРЕГИСТРИРОВАН Федеральным агентством по техническому регулированию и метрологии (Росстандарт). Пересмотр СП 20.13330.2010

Информация об изменениях к настоящему своду правил публикуется в ежегодно издаваемом информационном указателе «Национальные стандарты», а текст изменений и поправок - в ежемесячно издаваемых информационных указателях «Национальные стандарты». В случае пересмотра (замены) или отмены настоящего свода правил соответствующее уведомление будет опубликовано в ежемесячно издаваемом информационном указателе «Национальные стандарты». Соответствующая информация, уведомление и тексты размещаются также в информационной системе общего пользования - на официальном сайте разработчика (Минрегион России) в сети Интернет

Содержание

- 1 Область применения
- 2 Нормативные ссылки
- 3 Термины и определения
- 4 Общие требования
- 5 Классификация нагрузок
- 6 Сочетания нагрузок
- 7 Вес конструкций и грунтов
- 8 Нагрузки от оборудования, людей, животных, складироваемых материалов и изделий
 - 8.1 Определение нагрузок от оборудования, складироваемых материалов и изделий
 - 8.2 Равномерно распределенные нагрузки
 - 8.3 Сосредоточенные нагрузки и нагрузки на перила
 - 8.4 Нагрузки от транспортных средств
- 9 Нагрузки от мостовых и подвесных кранов

- 10 Снеговые нагрузки
- 11 Воздействия ветра
 - 11.1 Расчетная ветровая нагрузка
 - 11.2 Пиковая ветровая нагрузка
 - 11.3 Резонансное вихревое возбуждение
 - 11.4 Динамическая комфортность
- 12 Гололедные нагрузки
- 13 Температурные климатические воздействия
- 14 Прочие нагрузки
- 15 Прогибы и перемещения
 - 15.1 Общие указания
 - 15.2 Предельные прогибы
- Приложение А (справочное)_Нормативные документы
- Приложение Б (справочное)_Термины и определения
- Приложение В (обязательное)_В.1 Мостовые и подвесные краны
- Приложение Г (обязательное)_Схемы снеговых нагрузок и коэффициенты μ
- Приложение Д (обязательное)_Ветровые нагрузки
- Приложение Е (обязательное)_Прогибы и перемещения
- Приложение Ж (рекомендуемое)_Карты районирования территории Российской Федерации по климатическим характеристикам

Введение

Настоящий свод правил составлен с учетом обязательных требований технических регламентов, отраженных в федеральных законах от 27 декабря 2002 г. № [184-ФЗ](#) «О техническом регулировании», от 22 июня 2008 г. № [123-ФЗ](#) «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности», от 30 декабря 2009 г. № [384-ФЗ](#) «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».

Актуализация выполнена авторским коллективом ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко - институтом ОАО «НИЦ «Строительство»: канд. техн. наук Н.А. Попов - руководитель темы, канд. техн. наук И.В. Лебедева, д-р техн. наук И.И. Ведяков при участии РААСН (д-р техн. наук В.И. Травуш) и Государственной геофизической обсерваторией им. А.И. Воейкова (д-р геогр. наук Н.В. Кобышева).

СП 20.13330.2011

С В О Д П Р А В И Л

НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

Loads&actions

Дата введения 2011-05-20

1 Область применения

1.1 Настоящий свод правил устанавливает требования по назначению нагрузок, воздействий и их сочетаний, учитываемых при расчетах зданий и сооружений по предельным состояниям первой и второй групп, в соответствии с положениями [ГОСТ 27751](#).

1.2 Дополнительные требования по назначению расчетных нагрузок допускается устанавливать в нормативных документах на отдельные виды сооружений, строительных конструкций и оснований.

1.3 Для зданий и сооружений I и II уровней ответственности дополнительные требования к нагрузкам и воздействиям на строительные конструкции и основания необходимо устанавливать в соответствующих нормативных документах, технических заданиях на проектирование с учетом рекомендаций, разработанных специализированными

организациями.

Примечание - Далее по тексту, где это возможно, термин «воздействие» опущен и заменен термином «нагрузка», а слова «здания и сооружения» заменены словом «сооружения».

1.4 При проектировании следует учитывать нагрузки, возникающие при возведении и эксплуатации сооружений, а также при изготовлении, хранении и перевозке строительных конструкций.

2 Нормативные ссылки

Нормативные документы, на которые в тексте настоящих норм имеются ссылки, приведены в [приложении А](#).

Примечание - При пользовании настоящим СП целесообразно проверить действие ссылочных стандартов и классификаторов в информационной системе общего пользования на официальном сайте национального органа Российской Федерации по стандартизации в сети Интернет или по ежегодно издаваемому информационному указателю «Национальные стандарты», который опубликован по состоянию на 1 января текущего года, и по соответствующим ежемесячно издаваемым информационным указателям, опубликованным в текущем году. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим СП следует руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

3 Термины и определения

В настоящем СП приняты термины и определения, приведенные в [приложении Б](#).

4 Общие требования

4.1 Основными характеристиками нагрузок, установленными в настоящих нормах, являются их нормативные (базовые) значения.

При необходимости учета влияния длительности нагрузок, при проверке на выносливость и в других случаях, оговоренных в нормах проектирования конструкций и оснований, кроме того, устанавливаются пониженные нормативные значения нагрузок от людей, животных, оборудования на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий, от мостовых и подвесных кранов, снеговых, температурных климатических воздействий.

4.2 Расчетное значение нагрузки следует определять как произведение ее нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке γ_f , соответствующий рассматриваемому предельному состоянию. Минимальные значения коэффициента надежности γ_f определяются следующим образом:

а) при расчете по предельным состояниям 1-й группы - в соответствии с [6.4](#), [7.2](#), [8.2.2](#), [8.3.4](#), [8.4.4](#), [9.8](#), [10.8](#), [11.1.12](#), [12.5](#) и [13.8](#);

б) при расчете по предельным состояниям 2-й группы - принимаются равными единице, если в нормах проектирования конструкций и оснований не установлены другие значения.

4.3 В особых сочетаниях (см. [6.2](#)) коэффициент надежности по нагрузке для постоянных, длительных и кратковременных нагрузок следует принимать равным единице, за исключением случаев, оговоренных в других нормативных документах.

4.4 Расчетные значения климатических нагрузок и воздействий (снеговые и гололедные нагрузки, воздействия ветра, температуры и др.) допускается назначать в установленном порядке на основе анализа соответствующих климатических данных для места строительства.

4.5 При расчете конструкций и оснований для условий возведения зданий и сооружений расчетные значения снеговых, ветровых, гололедных нагрузок и температурных климатических воздействий следует снижать на 20 %.

5 Классификация нагрузок

5.1 В зависимости от продолжительности действия нагрузок следует различать постоянные P_d и временные (длительные P_l , кратковременные P_t , особые P_s) нагрузки.

5.2 Нагрузки, возникающие при изготовлении, хранении и перевозке конструкций, а также

при возведении сооружений, следует учитывать в расчетах как кратковременные нагрузки.

Нагрузки, возникающие на стадии эксплуатации сооружений, следует учитывать в соответствии с указаниями 5.3 - 5.6.

5.3 К постоянным P_d нагрузкам следует относить:

а) вес частей сооружений, в том числе вес несущих и ограждающих строительных конструкций;

б) вес и давление грунтов (насыпей, засыпок), горное давление;

в) гидростатическое давление.

Сохраняющиеся в конструкции или основании усилия от предварительного напряжения следует учитывать в расчетах как усилия от постоянных нагрузок.

5.4 К длительным P_l нагрузкам следует относить:

а) вес временных перегородок, подливок и подбетонок под оборудование;

б) вес стационарного оборудования: станков, аппаратов, моторов, емкостей, трубопроводов с арматурой, опорными частями и изоляцией, ленточных конвейеров, постоянных подъемных машин с их канатами и направляющими, а также вес жидкостей и твердых тел, заполняющих оборудование;

в) давление газов, жидкостей и сыпучих тел в емкостях и трубопроводах, избыточное давление и разрежение воздуха, возникающее при вентиляции шахт;

г) нагрузки на перекрытия от складываемых материалов и стеллажного оборудования в складских помещениях, холодильниках, зернохранилищах, книгохранилищах, архивах и подобных помещениях;

д) температурные технологические воздействия от стационарного оборудования;

е) вес слоя воды на плоских водонаполненных покрытиях;

ж) вес отложений производственной пыли, если не предусмотрены соответствующие мероприятия по ее удалению;

з) пониженные нагрузки, перечисленные в 4.1;

и) воздействия, обусловленные деформациями основания, не сопровождающимися коренным изменением структуры грунта, а также оттаиванием вечномерзлых грунтов;

к) воздействия, обусловленные изменением влажности, усадкой и ползучестью материалов.

5.5 К кратковременным нагрузкам P_t следует относить:

а) нагрузки от оборудования, возникающие в пускоостановочном, переходном и испытательном режимах, а также при его перестановке или замене;

б) вес людей, ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования;

в) нагрузки от людей, животных, оборудования на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий с полными нормативными значениями, кроме нагрузок, указанных в 5.4, а, б, г, д;

г) нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования (погрузчиков, электрокаров, кранов-штабелеров, тельферов, а также от мостовых и подвесных кранов с полным нормативным значением), включая вес транспортируемых грузов;

д) нагрузки от транспортных средств;

е) климатические (снеговые, ветровые, температурные и гололедные) нагрузки.

5.6 К особым P_s нагрузкам следует относить:

а) сейсмические воздействия;

б) взрывные воздействия;

в) нагрузки, вызываемые резкими нарушениями технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования;

г) воздействия, обусловленные деформациями основания, сопровождающимися коренным изменением структуры грунта (например, при замачивании просадочных грунтов) или оседанием его в районах горных выработок и в карстовых;

д) нагрузки, обусловленные пожаром;

е) нагрузки от столкновений транспортных средств с частями сооружения.

Расчетные значения особых нагрузок устанавливаются в соответствующих нормативных документах или в задании на проектирование.

6 Сочетания нагрузок

6.1 Расчет конструкций и оснований по предельным состояниям первой и второй групп следует выполнять с учетом неблагоприятных сочетаний нагрузок или соответствующих им усилий.

Эти сочетания устанавливаются из анализа реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок для рассматриваемой стадии работы конструкции или основания.

6.2 В зависимости от учитываемого состава нагрузок следует различать:

а) основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных

$$C_m = P_d + (\psi_{11}P_{11} + \psi_{12}P_{12} + \psi_{13}P_{13} + \dots) + (\psi_{t1}P_{t1} + \psi_{t2}P_{t2} + \psi_{t3}P_{t3} + \dots); \quad (6.1)$$

б) особые сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок

$$C_s = C_m + P_s, \quad (6.2)$$

где C_m - нагрузка для основного сочетания;

C_s - нагрузка для особого сочетания;

ψ_{1l} ($l = 1, 2, 3, \dots$) - коэффициенты сочетаний для длительных нагрузок;

ψ_{t1} ($l = 1, 2, 3, \dots$) - коэффициенты сочетаний для кратковременных нагрузок.

6.3 Для основных и особых сочетаний нагрузок, за исключением случаев, оговоренных в нормах проектирования сооружений в сейсмических районах и в нормах проектирования конструкций и оснований, коэффициент сочетаний длительных нагрузок ψ_l определяется следующим образом:

- для равномерно распределенных длительных нагрузок (5.4)

$$\psi_{11} = 1,0; \psi_{12} = \psi_{13} = \dots = 0,95,$$

где ψ_{11} - коэффициент сочетаний, соответствующий основной по степени влияния длительной нагрузке;

ψ_{12}, ψ_{13} - коэффициенты сочетаний для остальных длительных нагрузок:

для крановых нагрузок в соответствии с указаниями 9.19;

для остальных нагрузок $\psi_l = 1,0$.

6.4 Для основных сочетаний необходимо использовать следующие значения коэффициентов сочетаний кратковременных нагрузок

$$\psi_{t1} = 1,0; \psi_{t2} = 0,9; \psi_{t3} = \psi_{t4} = \dots = 0,7,$$

где ψ_{t1} - коэффициент сочетаний, соответствующий основной по степени влияния кратковременной нагрузке;

ψ_{t2} - коэффициент сочетаний, соответствующий второй кратковременной нагрузке;

ψ_{t3}, ψ_{t4} - коэффициенты сочетаний для остальных кратковременных нагрузок.

6.5 Для особых сочетаний коэффициенты сочетаний для всех кратковременных нагрузок принимаются равными 0,8, за исключением случаев, оговоренных в нормах проектирования сооружений в сейсмических районах и в нормах проектирования конструкций и оснований.

В особых сочетаниях нагрузок, включающих взрывные воздействия, нагрузки, вызываемые пожаром, столкновением транспортных средств с частями сооружений, кратковременные нагрузки допускается не учитывать.

6.6 При учете сочетаний нагрузок в соответствии с указаниями 6.3 - 6.5 за одну временную нагрузку следует принимать:

а) нагрузку определенного рода от одного источника (давление или разрежение в емкости, снеговую, ветровую, гололедную нагрузки, температурные климатические воздействия,

нагрузку от одного погрузчика, электрокара, мостового или подвесного крана);

б) нагрузку от нескольких источников, если их совместное действие учтено в расчетных значениях нагрузки (нагрузку от оборудования, людей и складированных материалов на одно или несколько перекрытий с учетом коэффициентов $\varphi_1 - \varphi_4$, приведенных в 8.2.4 и 8.2.5; нагрузку от нескольких мостовых или подвесных кранов с учетом коэффициента ψ_1 , приведенного в 9.19; гололедно-ветровую нагрузку, определяемую в соответствии с (12.3).

7 Вес конструкций и грунтов

7.1 Нормативное значение веса конструкций заводского изготовления следует определять на основании стандартов, рабочих чертежей или паспортных данных заводов-изготовителей, других строительных конструкций и грунтов - по проектным размерам и удельному весу материалов и грунтов с учетом их влажности в условиях возведения и эксплуатации сооружений.

7.2 Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для веса строительных конструкций и грунтов приведены в таблице 7.1.

Таблица 7.1

Конструкции сооружений и вид грунтов	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
<i>Конструкции</i>	
Металлические, за исключением случаев, указанных в 2.3	1,05
Бетонные (со средней плотностью свыше 1600 кг/м ³), железобетонные, каменные, армокаменные, деревянные	1,1
Бетонные (со средней плотностью 1600 кг/м ³ и менее), изоляционные, выравнивающие и отделочные слои (плиты, материалы в рулонах, засылки, стяжки и т.п.), выполняемые:	
в заводских условиях	1,2
на строительной площадке	1,3
<i>Грунты</i>	
В природном залегании	1,1
На строительной площадке	1,15

Примечание - При определении нагрузок от грунта следует учитывать нагрузки от складированных материалов, оборудования и транспортных средств, передаваемые на грунт.

7.3 Для металлических конструкций, в которых усилия от собственного веса превышают 50 % общих усилий, следует принимать $\gamma_f = 1,1$.

7.4 При проверке конструкций на устойчивость положения против опрокидывания, а также в других случаях, когда уменьшение веса конструкций и грунтов может ухудшить условия работы конструкций, следует произвести расчет, принимая для веса конструкции или ее части коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 0,9$, если иное значение не указано в нормах проектирования этих конструкций.

8 Нагрузки от оборудования, людей, животных, складированных материалов и изделий

Нормы настоящего раздела распространяются на нагрузки от людей, животных, оборудования, изделий, материалов, временных перегородок, действующие на перекрытия, покрытия, лестницы зданий и сооружений и полы на грунтах.

Варианты загрузки перекрытий этими нагрузками следует принимать в соответствии с предусмотренными условиями возведения и эксплуатации зданий. Если на стадии проектирования данные об этих условиях недостаточны, при расчете конструкций и оснований необходимо рассмотреть следующие варианты загрузки отдельных перекрытий:

 сплошное загрузку принятой нагрузкой;

 неблагоприятное частичное загрузку при расчете конструкций и оснований, чувствительных к такой схеме загрузки;

отсутствие временной нагрузки.

При этом суммарная временная нагрузка на перекрытия многоэтажного здания при неблагоприятном частичном их загрузении не должна превышать нагрузку при сплошном загрузении перекрытий, определенную с учетом коэффициентов сочетаний $\varphi_3 - \varphi_4$, значения которых вычисляются по формулам (8.3) и (8.4).

8.1 Определение нагрузок от оборудования, складированных материалов и изделий

8.1.1 Нагрузки от оборудования (в том числе трубопроводов, транспортных средств), складированных материалов и изделий устанавливаются в строительном задании на основании технологических решений, в котором должны быть приведены:

а) возможные на каждом перекрытии и полах на грунте места расположения и габариты опор оборудования, размеры участков складирования и хранения материалов и изделий, места возможного сближения оборудования в процессе эксплуатации или перепланировки;

б) нормативные значения нагрузок и коэффициенты надежности по нагрузке, принимаемые в соответствии с указаниями настоящих норм, для машин с динамическими нагрузками - нормативные значения инерционных сил и коэффициенты надежности по нагрузке для инерционных сил, а также другие необходимые характеристики.

Фактические нагрузки на перекрытия допускается заменять эквивалентными равномерно распределенными нагрузками, рассчитанные значения которых должны обеспечивать несущую способность и жесткость элементов конструкций, требуемые по условиям их загрузения фактическими нагрузками.

Учет перспективного увеличения нагрузок от оборудования и складированных материалов допускается при технико-экономическом обосновании.

8.1.2 Нормативное значение веса оборудования, в том числе трубопроводов, следует определять на основании стандартов или каталогов, а для нестандартного оборудования - на основании паспортных данных заводов-изготовителей или рабочих чертежей.

В состав нагрузки от веса оборудования следует включать собственный вес установки или машины (в том числе привода, постоянных приспособлений, опорных устройств, подливок и подбетонок), вес изоляции, заполнителей оборудования, возможных при эксплуатации, наиболее тяжелой обрабатываемой детали, вес транспортируемого груза, соответствующий номинальной грузоподъемности, и т.п.

Нагрузки от оборудования на перекрытия и полы на грунтах необходимо принимать в зависимости от условий его размещения и возможного перемещения при эксплуатации. При этом следует предусматривать мероприятия, исключающие необходимость усиления несущих конструкций, связанного с перемещением технологического оборудования во время монтажа или эксплуатации здания.

Число учитываемых одновременно погрузчиков или электрокаров и их размещение на перекрытии при расчете различных элементов следует принимать по строительному заданию на основании технологических решений.

Динамическое воздействие вертикальных нагрузок от погрузчиков и электрокаров допускается учитывать путем умножения нормативных значений статических нагрузок на коэффициент динамичности, равный 1,2.

8.1.3 При задании нормативных значений нагрузок в складских помещениях необходимо учитывать эквивалентную равномерно распределенную нагрузку на перекрытия, покрытия и полы на грунтах, а также вертикальную и, при необходимости, горизонтальную сосредоточенные нагрузки, прикладываемые для учета возможного неблагоприятного влияния местных нагрузок и воздействий.

Эти нагрузки следует определять по строительному заданию на основании технологических решений, с учетом удельного веса складированных материалов и изделий, возможного их размещения по площади помещений и максимальных значений высоты складирования и принимать не менее нормативных значений, приведенных в таблице 8.1.

Таблица 8.1

Здания и помещения	Нормативные значения равномерно распределенных нагрузок P_f , кПа	Нормативные значения сосредоточенных нагрузок Q_f , кН
Торговые склады	Не менее 5,0	Не менее 6,0
Производственные и промышленные складские помещения	По строительному заданию, но не менее, кПа: 3 - для плит и второстепенных балок; 2 - для ригелей, колонн и фундаментов	По строительному заданию, но не менее 3,0

8.1.4 Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для веса оборудования и материалов приведен в таблице 8.2.

Т а б л и ц а 8.2

Оборудование и материалы	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Стационарное оборудование	1,05
Изоляция стационарного оборудования	1,2
Заполнители оборудования (в том числе резервуаров и трубопроводов):	
жидкости	1,0
суспензии, шламы, сыпучие тела	1,1
Погрузчики и электрокары (с грузом)	1,2
Складируемые материалы и изделия	1,2

8.2 Равномерно распределенные нагрузки

8.2.1 Нормативные значения равномерно распределенных временных нагрузок на плиты перекрытий, лестницы и полы на грунтах приведены в таблице 8.3.

8.2.2 Нормативные значения нагрузок на ригели и плиты перекрытий от веса временных перегородок следует принимать в зависимости от их конструкции, расположения и характера опирания на перекрытия и стены. Указанные нагрузки допускается учитывать как равномерно распределенные добавочные нагрузки, принимая их нормативные значения на основании расчета для предполагаемых схем размещения перегородок, но не менее 0,5 кПа.

Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для равномерно распределенных нагрузок следует принимать:

- 1,3 - при полном нормативном значении менее 2,0 кПа;
- 1,2 - при полном нормативном значении 2,0 кПа и более.

Коэффициент надежности по нагрузке от веса временных перегородок следует принимать в соответствии с указаниями [7.2](#).

Т а б л и ц а 8.3

№ п.п.	Помещения зданий и сооружений	Нормативные значения равномерно распределенных нагрузок P_f , кПа
1	Квартиры жилых зданий; спальные помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов; жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц; палаты больниц и санаториев; террасы	1,5
2	Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений; офисы, классные помещения учреждений просвещения; бытовые помещения (гардеробные, душевые, умывальные, уборные) промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений	2,0
3	Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения, лаборатории учреждений просвещения, науки; помещения электронно-вычислительных машин; кухни общественных зданий; помещения учреждений бытового обслуживания населения (парикмахерские, ателье и т.п.); технические этажи жилых и общественных зданий высотой менее 75 м; подвальные помещения	Не менее 2,0
4	Залы:	

	а) читальные б) обеденные (в кафе, ресторанах, столовых и т.п.) в) собраний и совещаний, ожидания, зрительные и концертные, спортивные, фитнес-центры, бильярдные г) торговые, выставочные и экспозиционные	2,0 3,0 4,0 Не менее 4,0
5	Книгохранилища; архивы	Не менее 5,0
6	Сцены зрелищных предприятий	Не менее 5,0
7	Трибуны: а) с закрепленными сиденьями б) для стоящих зрителей	4,0 5,0
8	Чердачные помещения	0,7
9	Покрытия на участках: а) с возможным скоплением людей (выходящих из производственных помещений, залов, аудиторий и т.п.) б) используемых для отдыха в) прочих	4,0 1,5 0,5
10	Балконы (лоджии) с учетом нагрузки: а) полосовой равномерной на участке шириной 0,8 м вдоль ограждения балкона (лоджии) б) сплошной равномерной на площади балкона (лоджии), воздействие которой не благоприятнее, чем определяемое по 10,а	4,0 2,0
11	Участки обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях	Не менее 1,5
12	Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям, указанным в позициях: а) 1, 2 и 3 б) 4, 5, 6 и 11 в) 7	3,0 4,0 5,0
13	Перроны вокзалов	4,0
14	Помещения для скота: а) мелкого б) крупного	Не менее 2,0 Не менее 5,0

Примечания

1 Нагрузки, указанные в поз. 8, следует учитывать на площади, не занятой оборудованием и материалами.

2 Нагрузки, указанные в поз. 9, не следует учитывать одновременно со снеговой нагрузкой.

3 Нагрузки, указанные в поз. 10, следует учитывать при расчете несущих конструкции балконов (лоджий) и участков стен в местах защемления этих конструкций. При расчете нижележащих участков стен, фундаментов и оснований нагрузки на балконы (лоджии) следует принимать равными нагрузкам примыкающих основных помещений зданий и снижать их с учетом указаний [8.2.4](#) и [8.2.5](#).

4 Нормативные значения нагрузок для зданий и помещений, указанных в позициях 3, 4г, 5, 6, 11 и 14, следует принимать по строительному заданию на основании технологических решений.

8.2.3 Пониженные нормативные значения равномерно распределенных нагрузок (см. позицию 4) определяются умножением их нормативных значений на коэффициент 0,35. Для нагрузок, указанных в позициях 5, 8, 9,в и 11 таблицы 8.3, пониженные значения не устанавливаются.

8.2.4 При расчете балок, ригелей, плит, стен, колонн и фундаментов, воспринимающих нагрузки от одного перекрытия, нормативные значения нагрузок, указанные в таблице 8.3, допускается снижать в зависимости от грузовой площади A , m^2 , с которой передаются нагрузки на рассчитываемый элемент, умножением на коэффициент φ_1 или φ_2 , равный:

а) для помещений, указанных в позициях 1, 2, 12,а (при $A > A_1 = 9 m^2$)

$$\varphi_1 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A/A_1}}; \quad (8.1)$$

б) для помещений, указанных в позициях 4, 11, 12, б (при $A > A_2 = 36 m^2$)

$$\varphi_2 = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{A/A_2}}. \quad (8.2)$$

8.2.5 При определении усилий для расчета колонн, стен и фундаментов, воспринимающих нагрузки от двух перекрытий и более, полные нормативные значения нагрузок, указанные в позициях 1, 2, 4, 11, 12,а и 12,б таблицы 8.3, допускается снижать умножением на коэффициенты сочетания φ_3 или φ_4 :

а) для помещений, указанных в позициях 1, 2, 12,а

$$\varphi_3 = 0,4 + \frac{\varphi_1 - 0,4}{\sqrt{n}}; \quad (8.3)$$

б) для помещений, указанных в позициях 4, 11, 12,б

$$\varphi_4 = 0,5 + \frac{\varphi_2 - 0,5}{\sqrt{n}}. \quad (8.4)$$

где φ_1, φ_2 - определяются в соответствии с [8.2.4](#);

n - общее число перекрытий, нагрузки от которых учитываются при расчете рассматриваемого сечения колонны, стены, фундамента.

8.3 Сосредоточенные нагрузки и нагрузки на перила

8.3.1 Несущие элементы перекрытий, покрытий, лестниц и балконов (лоджий) должны быть проверены на сосредоточенную вертикальную нагрузку, приложенную к элементу, в неблагоприятном положении на квадратной площадке со сторонами не более 10 см (при отсутствии других временных нагрузок). Если в строительном задании на основании технологических решений не предусмотрены более высокие нормативные значения сосредоточенных нагрузок, их следует принимать равными, кН:

а) для перекрытий и лестниц - 1,5;

б) для чердачных перекрытий, покрытий, террас и балконов - 1,0;

в) для покрытий, по которым можно передвигаться только с помощью трапов и мостиков, - 0,5.

Элементы, рассчитанные на возможные при возведении и эксплуатации местные нагрузки от оборудования и транспортных средств, допускается не проверять на указанную сосредоточенную нагрузку.

8.3.2 Нормативные значения горизонтальных нагрузок на поручни перил лестниц и балконов следует принимать равными, кН/м:

а) для жилых зданий, дошкольных учреждений, домов отдыха, санаториев, больниц и других лечебных учреждений - 0,3;

б) для трибун и спортивных залов - 1,5;

в) для других зданий и помещений при отсутствии специальных требований - 0,8.

8.3.3 Для обслуживающих площадок, мостиков, ограждений крыш, предназначенных для непродолжительного пребывания людей, нормативное значение горизонтальной нагрузки на поручни перил следует принимать 0,3 кН/м, если по строительному заданию на основании технологических решений не требуется большее значение нагрузки.

8.3.4 Для нагрузок, указанных в 8.3.1, 8.3.2 и 8.3.3, следует принимать коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$.

8.4 Нагрузки от транспортных средств

8.4.1 Настоящий раздел регламентирует значения вертикальных строительных нагрузок на перекрытия, покрытия и полы на грунтах от колесных транспортных средств, движущихся как свободно, так и по рельсовым путям.

В случаях, оговоренных в нормах на проектирование конструкций, необходим также учет горизонтальных нагрузок, передаваемых на элементы несущих конструкций зданий и

сооружений. Расчетные значения таких нагрузок включают собственный вес транспортных средств и полезные нагрузки, определяемые их техническими параметрами в соответствии с паспортной документацией заводов-изготовителей. Вертикальные, горизонтальные нагрузки, способы их приложения и расположение должны определяться в каждом конкретном случае специальным расчетом.

Нормативные значения эквивалентных вертикальных равномерно распределенных и местных сосредоточенных нагрузок на перекрытия, покрытия и полы на грунтах автостоянок следует определять по таблице 8.4.

Т а б л и ц а 8.4

№ п.п.	Помещения зданий и сооружений	Нормативные значения равномерно распределенных нагрузок P_t , кПа	Нормативные значения сосредоточенных нагрузок Q_t , кН
1	Встроенные автостоянки для автомашин общим весом до 3 тс включительно: площади парковки пандусы и подъездные пути	3,5	20,0
2		5,0	25,0
3	Встроенные автостоянки для автомашин общим весом от 3 до 16 т: площади парковки пандусы и подъездные пути	Не менее 5,0	Не менее 90,0
4		Не менее 7,0	Не менее 100,0
5	Автостоянки для автомашин общим весом свыше 16 т	По строительному заданию	
<p>Примечания</p> <p>1 Общий вес - совокупность собственного веса автомобиля и максимальной полезной нагрузки.</p> <p>2 Нормативные значения нагрузок для зданий и помещений, указанных в 3, 4, следует принимать по строительному заданию на основании технологических решений.</p> <p>3 Внутригаражные проезды (за исключением пандусов) следует относить к площадям парковки в тех случаях, когда они недоступны для проезда постороннего автотранспорта.</p>			

8.4.2 При расчете плит перекрытий на продавливание и в других случаях учета местных воздействий наряду с равномерно распределенной нагрузкой P_t следует учитывать сосредоточенные нагрузки $Q_t/2$, приложенные на две квадратные площадки стороной 100 мм для позиций 1 и 2 таблицы 8.4 и 200 мм для позиций 3 и 4 таблицы 8.4, расположенные на расстоянии 1,8 м друг от друга, в наиболее неблагоприятном возможном положении.

8.4.3 Допускается уточнять расчетные значения нагрузок в соответствии с техническими данными транспортных средств.

8.4.4 Пониженные значения равномерно распределенных нагрузок от транспортных средств (см. 4.1) следует устанавливать умножением их нормативных значений на коэффициент 0,35.

8.4.5 Для нагрузок, указанных в 8.4.1, следует принимать коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$.

9 Нагрузки от мостовых и подвесных кранов

9.1 Нагрузки от мостовых и подвесных кранов следует определять в зависимости от групп режимов их работы, устанавливаемых [ГОСТ 25546](#), от вида привода и от способа подвеса груза. Примерный перечень мостовых и подвесных кранов разных групп режимов работы приведен в В.1 приложения В.

9.2 Нормативные значения вертикальных нагрузок, передаваемых колесами кранов на балки кранового пути, и другие необходимые для расчета данные следует принимать в соответствии с требованиями государственных стандартов на краны, а для нестандартных кранов - в соответствии с данными, указанными в паспортах заводов-изготовителей.

Примечание - Под крановым путем понимаются обе балки, несущие один мостовой кран, и все балки, несущие один подвесной кран (две балки - при однопролетном, три - при двухпролетном подвесном кране и

т.п.).

9.3 Нормативное значение горизонтальной нагрузки, направленной вдоль кранового пути и вызываемой торможением моста электрического крана, следует принимать равным 0,1 полного нормативного значения вертикальной нагрузки на тормозные колеса рассматриваемой стороны крана.

9.4 Нормативное значение горизонтальной нагрузки, направленной поперек кранового пути и вызываемой торможением электрической тележки, следует принимать равным:

- для кранов с гибким подвесом груза - 0,05 суммы подъемной силы крана и веса тележки;
- для кранов с жестким подвесом груза - 0,1 суммы подъемной силы крана и веса тележки.

Эту нагрузку следует учитывать при расчете поперечных рам зданий и балок крановых путей. При этом принимается, что нагрузка передается на одну сторону (балку) кранового пути, распределяется поровну между всеми опирающимися на нее колесами крана и может быть направлена как внутрь, так и наружу рассматриваемого пролета.

9.5 Нормативное значение горизонтальной нагрузки, направленной поперек кранового пути и вызываемой перекосами мостовых электрических кранов и непараллельностью крановых путей (боковой силой), для каждого ходового колеса крана следует принимать равным 0,2 полного нормативного значения вертикальной нагрузки на колесо.

Эту нагрузку необходимо учитывать только при расчете прочности и устойчивости балок крановых путей и их креплений к колоннам в зданиях с кранами групп режимов работы 7К, 8К. При этом принимается, что нагрузка передается на балку кранового пути от всех колес одной стороны крана и может быть направлена как внутрь, так и наружу рассматриваемого пролета здания. Нагрузку, указанную в 9.4, не следует учитывать совместно с боковой силой.

9.6 Горизонтальные нагрузки от торможения моста и тележки крана и боковые силы считаются приложенными в месте контакта ходовых колес крана с рельсом.

9.7 Нормативное значение горизонтальной нагрузки, направленной вдоль кранового пути и вызываемой ударом крана о тупиковый упор, следует определять в соответствии с указаниями, приведенными в [В.2](#) приложения В. Эту нагрузку необходимо учитывать только при расчете упоров и их креплений к балкам кранового пути.

9.8 Коэффициент надежности по нагрузке для крановых нагрузок следует принимать равным $\gamma_f = 1,2$ для всех режимов работы.

9.9 При учете местного и динамического действия сосредоточенной вертикальной нагрузки от одного колеса крана полное нормативное значение этой нагрузки следует умножать при расчете прочности балок крановых путей на дополнительный коэффициент, равный:

- 1,8 - для группы режима работы кранов 8К с жестким подвесом груза;
- 1,7 - для группы режима работы кранов 3К с гибким подвесом груза;
- 1,6 - для группы режима работы кранов 7К;
- 1,4 - для группы режима работы кранов 6К;
- 1,2 - для остальных групп режимов работы кранов.

9.10 При проверке местной устойчивости стенок балок значение коэффициента надежности по нагрузке следует принимать равным 1,2.

9.11 При расчете прочности и устойчивости балок кранового пути и их креплений к несущим конструкциям расчетные значения вертикальных крановых нагрузок следует умножать на коэффициент динамичности, равный 1,2 независимо от шага колонн.

При расчете конструкций на выносливость, проверке прогибов балок крановых путей и смещений колонн, а также при учете местного действия сосредоточенной вертикальной нагрузки от одного колеса крана коэффициент динамичности учитывать не следует.

9.12 Вертикальные нагрузки при расчете прочности и устойчивости балок крановых путей следует учитывать не более чем от двух наиболее неблагоприятных по воздействию мостовых или подвесных кранов.

9.13 Вертикальные нагрузки при расчете прочности и устойчивости рам, колонн, фундаментов, а также оснований в зданиях с мостовыми кранами в нескольких пролетах (в

каждом пролете на одном ярусе) следует принимать на каждом пути не более чем от двух наиболее неблагоприятных по воздействию кранов, а при учете совмещения в одном створе кранов разных пролетов - не более чем от четырех наиболее неблагоприятных по воздействию кранов.

9.14 Вертикальные нагрузки при расчете прочности и устойчивости рам, колонн, стропильных и подстропильных конструкций, фундаментов, а также оснований зданий с подвесными кранами на одном или нескольких путях следует принимать на каждом пути не более чем от двух наиболее неблагоприятных по воздействию кранов. При учете совмещения в одном створе подвесных кранов, работающих на разных путях, вертикальные нагрузки следует принимать:

не более чем от двух кранов:

- для колонн, подстропильных конструкций, фундаментов и оснований крайнего ряда при двух крановых путях в пролете;

не более чем от четырех кранов:

- для колонн, подстропильных конструкций, фундаментов и оснований среднего ряда;

- для колонн, подстропильных конструкций, фундаментов и оснований крайнего ряда при трех крановых путях в пролете;

- для стропильных конструкций при двух или трех крановых путях в пролете.

9.15 Горизонтальные нагрузки при расчете прочности и устойчивости балок крановых путей, колонн, рам, стропильных и подстропильных конструкций, фундаментов, а также оснований следует учитывать не более чем от двух наиболее неблагоприятных по воздействию кранов, расположенных на одном крановом пути или на разных путях в одном створе. При этом для каждого крана необходимо учитывать только одну горизонтальную нагрузку (поперечную или продольную).

9.16 Число кранов, учитываемое в расчетах прочности и устойчивости при определении вертикальных и горизонтальных нагрузок от мостовых кранов на двух или трех ярусах в пролете, при одновременном размещении в пролете как подвесных, так и мостовых кранов, а также при эксплуатации подвесных кранов, предназначенных для передачи груза с одного крана на другой с помощью перекидных мостиков, следует принимать по строительному заданию на основании технологических решений.

9.17 При определении вертикальных и горизонтальных прогибов балок крановых путей, а также горизонтальных смещений колонн нагрузку следует учитывать от одного наиболее неблагоприятного по воздействию крана.

9.18 При наличии на крановом пути одного крана и при условии, что второй кран не будет установлен во время эксплуатации сооружения, нагрузки на этом пути должны быть учтены только от одного крана.

9.19 При учете двух кранов нагрузки от них необходимо умножить на коэффициент сочетаний:

$\psi_I = 0,85$ - для групп режимов работы кранов 1К-6К;

$\psi_I = 0,95$ - для групп режимов работы кранов 7К, 8К.

При учете четырех кранов нагрузки от них необходимо умножить на коэффициент сочетаний:

$\psi_I = 0,7$ - для групп режимов работы кранов 1К-6К;

$\psi_I = 0,8$ - для групп режимов работы кранов 7К, 8К.

При учете одного крана вертикальные и горизонтальные нагрузки от него необходимо принимать без снижения.

9.20 Пониженные значения крановых нагрузок определяются умножением нормативного значения вертикальной нагрузки от одного крана (см. [9.2](#)) в каждом пролете здания на коэффициент: 0,5 - для групп режимов работы кранов 4К-6К; 0,6 - для группы режима работы кранов 7К; 0,7 - для группы режима работы кранов 8К. Группы режимов работы кранов принимаются по [ГОСТ 25546](#).

9.21 При расчете на выносливость балок крановых путей под электрические мостовые

краны и креплений этих балок к несущим конструкциям следует учитывать пониженные значения нагрузок в соответствии с 9.20, и при этом для проверки выносливости стенок балок в зоне действия сосредоточенной вертикальной нагрузки от одного колеса крана пониженные значения вертикального усилия колеса следует умножать на коэффициент, учитываемый при расчете прочности балок крановых путей в соответствии с 9.9. Группы режимов работы кранов, при которых следует производить расчет на выносливость, устанавливаются нормами на конструкции.

10 Снеговые нагрузки

10.1 Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле

$$S_0 = 0,7 c_e c_t \mu S_g, \quad (10.1)$$

где c_e - коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с 10.5;

c_t - термический коэффициент, принимаемый в соответствии с 10.6;

μ - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с 10.4;

S_g - вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимаемый в соответствии с 10.2.

10.2 Вес снегового покрова S_g на 1 м² горизонтальной поверхности земли для площадок, расположенных на высоте не более 1500 м над уровнем моря, принимается в зависимости от снегового района Российской Федерации по данным таблицы 10.1.

Т а б л и ц а 10.1

Снеговые районы (принимаются по карте 1 приложения Ж)	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
S_g , кПа	0,8	1,2	1,8	2,4	3,2	4,0	4,8	5,6

В горных и малоизученных районах, обозначенных на карте 1 приложения Ж, в пунктах с высотой над уровнем моря более 1500 м, в местах со сложным рельефом и иных случаях (см. 4.4) вес снегового покрова допускается определять в установленном порядке на основе данных ближайших метеостанций Росгидромета. При этом значение S_g следует принимать как превышаемый в среднем один раз в 25 лет ежегодный максимум веса снегового покрова, определяемый на основе данных маршрутных снегосъемок о запасах воды на защищенных от прямого воздействия ветра участках (в лесу под кронами деревьев или на лесных полянах) за период не менее 20 лет.

10.3 В расчетах необходимо рассматривать схемы как равномерно распределенных, так и неравномерно распределенных снеговых нагрузок, образуемых на покрытиях вследствие перемещения снега под действием ветра или других факторов, в их наиболее неблагоприятных расчетных сочетаниях.

10.4 Схемы распределения снеговой нагрузки и значения коэффициента μ для покрытий, имеющих наибольший характерный размер в плане не более 100 м, следует принимать в соответствии с приложением Г, при этом промежуточные значения коэффициента μ определяются линейной интерполяцией.

В тех случаях, когда более неблагоприятные условия работы элементов конструкций возникают при частичном загрузении покрытия, следует рассматривать схемы со снеговой нагрузкой, действующей на половине или четверти его площади (для покрытий с фонарями - на участках шириной b).

П р и м е ч а н и я

1 В необходимых случаях снеговые нагрузки следует определять с учетом предусмотренного дальнейшего расширения здания.

2 В тех случаях, когда в приложении Г не приводятся схемы распределения снеговой нагрузки по покрытиям рассматриваемого типа, например для пространственных покрытий сложной геометрической

формы, а также для покрытий, имеющих наибольший характерный размер в плане более 100 м. их необходимо определять по данным испытаний на основе специально разработанных рекомендаций.

3 Нормативное значение снеговой нагрузки S_0 на схемах приложения Г следует принимать без учета коэффициентов c_e , c_t и μ .

4 При расчетах конструкций допускается применение упрощенных схем снеговых нагрузок, эквивалентных по воздействию схемам нагрузок, приведенным в приложения Г.

10.5 Для пологих (с уклонами до 12 % или с $f/l \leq 0,05$) покрытий однопролетных и многопролетных зданий без фонарей, проектируемых в районах со средней скоростью ветра за три наиболее холодных месяца $V \geq 2$ м/с (см. схемы [Г.1](#), [Г.2](#), [Г.5](#) и [Г.6](#) приложения Г), следует установить коэффициент сноса снега

$$c_e = (1,2 - 0,1V\sqrt{k})(0,8 + 0,002b), \quad (10.2)$$

где k - принимается по таблице 10.2;

b - ширина покрытия, принимаемая не более 100 м.

10.6 Для покрытий с уклонами от 12 до 20 % однопролетных и многопролетных зданий без фонарей, проектируемых в районах с $V \geq 4$ м/с (см. схемы [Г.1](#) и [Г.5](#) приложения Г) следует установить коэффициент сноса

$$c_e = 0,85. \quad (10.3)$$

Средняя скорость ветра V за три наиболее холодных месяца принимается по [карте 2](#) обязательного [приложения Ж](#).

10.7 Для покрытий высотных зданий высотой свыше 75 м с уклонами до 20 % (см. схемы [Г.1](#), [Г.2](#), [Г.5](#) и [Г.6](#) приложения Г) допускается принимать $c_e = 0,7$.

10.8 Для купольных сферических и конических покрытий зданий на круглом плане, регламентируемых схемами [Г.13](#), [Г.14](#) приложения Г, при задании равномерно распределенной снеговой нагрузки значения коэффициента c_e следует устанавливать в зависимости от диаметра d основания купола:

$$c_e = 0,85 \text{ при } d \leq 60 \text{ м;}$$

$$c_e = 1,0 \text{ при } d > 100 \text{ м;}$$

$$c_e = 0,85 + 0,00375(d - 60) \text{ - в промежуточных случаях.}$$

10.9 Снижение снеговой нагрузки, предусматриваемое пунктами [10.5](#)-[10.8](#), не распространяется:

а) на покрытия зданий в районах со среднемесячной температурой воздуха в январе выше минус 5 °С (см. [карту 5](#) приложения Ж);

б) на покрытия зданий, защищенных от прямого воздействия ветра соседними более высокими зданиями, удаленными менее чем на $10h_1$, где h_1 - разность высот соседнего и проектируемого зданий;

в) на участки покрытий длиной b , b_1 и b_2 , у перепадов высот зданий и парапетов (см. схемы [Г.8](#) - [Г.11](#) приложения Г).

В остальных случаях, не указанных [10.5](#)-[10.8](#), следует принимать

$$c_e = 1,0. \quad (10.4)$$

10.10 Термический коэффициент C_t следует применять для учета понижения снеговых нагрузок на покрытия с высоким коэффициентом теплопередачи (> 1 Вт/(м²°С) вследствие таяния, вызванного потерей тепла.

При определении снеговых нагрузок для неутепленных покрытий зданий с повышенными тепловыделениями при уклонах кровли свыше 3 % и обеспечении надлежащего отвода талой воды следует вводить термический коэффициент

$$c_t = 0,8. \quad (10.5)$$

Примечание - Допускаемые пониженные значения C_e , основанные на термоизоляционных свойствах

материалов и форме конструктивных элементов, могут быть заданы в специальных рекомендациях.

В остальных случаях

$$c_t = 1,0. \quad (10.6)$$

10.11 Для районов со средней температурой января минус 5°C и ниже (по [карте 5 приложения Ж](#)) пониженное нормативное значение снеговой нагрузки (см. [4.1](#)) определяется умножением ее нормативного значения на коэффициент 0,7.

Для районов со средней температурой января выше минус 5 °С пониженное значение снеговой нагрузки не учитывается.

10.12 Коэффициент надежности по снеговой нагрузке γ_f следует принимать равным 1,4.

11 Воздействия ветра

Для зданий и сооружений необходимо учитывать следующие воздействия ветра:

- а) основной тип ветровой нагрузки (в дальнейшем - «ветровая нагрузка»);
- б) пиковые значения ветровой нагрузки, действующие на конструктивные элементы ограждения и элементы их крепления;
- в) резонансное вихревое возбуждение;
- г) аэродинамические неустойчивые колебания типа галопирования, дивергенции и флаттера (см. также [раздел 14](#)).

Резонансное вихревое возбуждение и аэродинамические неустойчивые колебания типа галопирования необходимо учитывать для зданий и сплошностенчатых сооружений, у которых $h/d > 10$, где h - высота, d - характерный поперечный размер.

11.1 Расчетная ветровая нагрузка

11.1.1 Нормативное значение ветровой нагрузки w следует задавать в одном из двух вариантов. В первом случае нагрузка w представляет собой совокупность:

- а) нормального давления w_e , приложенного к внешней поверхности сооружения или элемента;
- б) сил трения w_f , направленных по касательной к внешней поверхности и отнесенных к площади ее горизонтальной (для шедовых или волнистых покрытий, покрытий с фонарями) или вертикальной проекции (для стен с лоджиями и подобных конструкций);
- в) нормального давления w_i , приложенного к внутренним поверхностям сооружений с проницаемыми ограждениями, с открывающимися или постоянно открытыми проемами.

Во втором случае нагрузка w рассматривается как совокупность:

- а) проекций w_x и w_y , внешних сил в направлении осей x и y , обусловленных общим сопротивлением сооружения;
- б) крутящего момента w_z относительно оси z .

При разработке архитектурно-планировочных решений городских кварталов, а также при планировании возведения зданий внутри существующих городских кварталов рекомендуется провести оценку комфортности пешеходных зон в соответствии с требованиями норм или технических условий.

11.1.2 Нормативное значение ветровой нагрузки w следует определять как сумму средней w_m и пульсационной w_p составляющих

$$w = w_m + w_p. \quad (11.1)$$

При определении внутреннего давления w_i пульсационную составляющую ветровой нагрузки допускается не учитывать.

11.1.3 Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки w_m в зависимости от эквивалентной высоты z_e над поверхностью земли следует определять по формуле

$$w_m = w_0 k(z_e) c, \quad (11.2)$$

где w_0 - нормативное, значение ветрового давления (см. [11.1.4](#));

$k(z_e)$ - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты z_e (см.

11.1.5 и [11.1.6](#));

c - аэродинамический коэффициент (см. [11.1.7](#)).

11.1.4 Нормативное значение ветрового давления w_0 принимается в зависимости от ветрового района по таблице 11.1. Нормативное значение ветрового давления допускается определять в установленном порядке на основе данных метеостанций Росгидромета (см. [4.4](#)). В этом случае w_0 , Па, следует определять по формуле

$$w_0 = 0,43v_{30}^2, \quad (11.3)$$

где v_{30}^2 - давление ветра, соответствующее скорости ветра, м/с, на уровне 10 м над поверхностью земли для местности типа А ([11.1.6](#)), определяемой с 10-минутным интервалом осреднения и превышаемой в среднем один раз в 50 лет.

Таблица 11.1

Ветровые районы (принимаются по карте 3 приложения Ж)	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
w_0 , кПа	0,17	0,23	0,30	0,38	0,48	0,60	0,73	0,85

11.1.5 Эквивалентная высота z_e определяется следующим образом.

1. Для башенных сооружений, мачт, труб и т.п. сооружений

$$z_e = z.$$

2. Для зданий:

а) при $h \leq d \rightarrow z_e = h$;

б) при $h \leq 2d$:

для $z \geq h - d \rightarrow z_e = h$;

для $0 < z < h - d \rightarrow z_e = d$;

в) при $h > 2d$:

для $z \geq h - d \rightarrow z_e = h$;

для $d < z < h - d \rightarrow z_e = z$;

для $0 < z \leq d \rightarrow z_e = d$.

Здесь z - высота от поверхности земли;

d - размер здания (без учета его стилобатной части) в направлении, перпендикулярном расчетному направлению ветра (поперечный размер);

h - высота здания.

11.1.6 Коэффициент $k(z_e)$ определяется по таблице 11.2 или по формуле ([11.4](#)), в которых принимаются следующие типы местности:

А - открытые побережья морей, озер и водохранилищ, сельские местности, в том числе с постройками высотой менее 10 м, пустыни, степи, лесостепи, тундра;

В - городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м;

С - городские районы с плотной застройкой зданиями высотой более 25 м.

Сооружение считается расположенным в местности данного типа, если эта местность сохраняется с наветренной стороны сооружения на расстоянии $30h$ - при высоте сооружения h до 60 м и на расстоянии 2 км - при $h > 60$ м.

Примечание - Типы местности могут быть различными для разных расчетных направлений ветра.

Таблица 11.2

Высота z_e , м	Коэффициент k для типов местности		
	А	В	С
≤ 5	0,75	0,5	0,4
10	1,0	0,65	0,4
20	1,25	0,85	0,55
40	1,5	1,1	0,8

60	1,7	1,3	1,0
80	1,85	1,45	1,15
100	2,0	1,6	1,25
150	2,25	1,9	1,55
200	2,45	2,1	1,8
250	2,65	2,3	2,0
300	2,75	2,5	2,2
350	2,75	2,75	2,35
≥ 480	2,75	2,75	2,75

$$k(z_e) = k_{10}(z_e/10)^{2\alpha}. \quad (11.4)$$

Значения параметров k_{10} и α для различных типов местностей приведены в таблице 11.3.

Таблица 11.3

Параметр	Тип местности		
	А	В	С
α	0,15	0,20	0,25
k_{10}	1,0	0,65	0,4
ζ_{10}	0,76	1,06	1,78

11.1.7 При определении компонентов ветровой нагрузки w_e , w_f , w_i , w_x , w_y и w_z следует использовать соответствующие значения аэродинамических коэффициентов: внешнего давления c_e , трения c_f , внутреннего давления c_i и лобового сопротивления c_x , поперечной силы c_y , крутящего момента c_z , принимаемых по приложению Д.1, где стрелками показано направление ветра. Знак «плюс» у коэффициентов c_e или c_i соответствует направлению давления ветра на соответствующую поверхность (активное давление), знак «минус» - от поверхности (отсос). Промежуточные значения нагрузок следует определять линейной интерполяцией.

При определении ветровой нагрузки на поверхности внутренних стен и перегородок при отсутствии наружного ограждения (на стадии монтажа) следует использовать аэродинамические коэффициенты внешнего давления c_e или лобового сопротивления c_x .

Для сооружений повышенного уровня ответственности, а также во всех случаях, не предусмотренных Д.1 приложения Д (иные формы сооружений, учет при надлежащем обосновании других направлений ветрового потока или составляющих общего сопротивления тела по другим направлениям, необходимость учета влияния рядом стоящих зданий и сооружений и т.п. случаях), аэродинамические коэффициенты необходимо принимать по справочным данным или на основе результатов продувок моделей сооружений в аэродинамических трубах.

Примечания

1 При назначении коэффициентов c_x , c_y и c_m необходимо указать размеры сооружения, к которым они отнесены.

2 Значения аэродинамических коэффициентов, указанных в приложении Д.1, допускается уточнять на основе данных модельных аэродинамических испытаний сооружений.

11.1.8 Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки w_p на эквивалентной высоте z_e следует определять следующим образом:

а) для сооружений (и их конструктивных элементов), у которых первая частота собственных колебаний f_1 , Гц, больше предельного значения собственной частоты f_1 (см. 11.1.10), - по формуле

$$w_p = w_m \zeta(z_e) v, \quad (11.5)$$

где w_m - определяется в соответствии с 11.1.3;

$\zeta(z_e)$ - коэффициент пульсации давления ветра, принимаемый по таблице 11.4 или формуле (11.6) для эквивалентной высоты z_e (см. 11.1.5);

v - коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра (см. 11.1.11);

Таблица 11.4

Высота z_e , м	Коэффициент пульсаций давления ветра ζ для типов местности		
	А	В	С
≤ 5	0,85	1,22	1,78
10	0,76	1,06	1,78
20	0,69	0,92	1,50
40	0,62	0,80	1,26
60	0,58	0,74	1,14
80	0,56	0,70	1,06
100	0,54	0,67	1,00
150	0,51	0,62	0,90
200	0,49	0,58	0,84
250	0,47	0,56	0,80
300	0,46	0,54	0,76
350	0,46	0,52	0,73
≥ 480	0,46	0,50	0,68

$$\zeta(z_e) = \zeta_{10}(z_e/10)^{-\alpha}. \quad (11.6)$$

Значения параметров ζ_{10} и α для различных типов местностей приведены в таблице 11.4;

б) для всех сооружений (и их конструктивных элементов), у которых $f_1 < f_l < f_2$, - по формуле

$$w_p = w_m \xi \zeta(z_e) v, \quad (11.7)$$

где f_2 - вторая собственная частота;

ξ - коэффициент динамичности, определяемый по рисунку 11.1 в зависимости от параметра логарифмического декремента колебаний δ (см. 11.1.1) и параметра ε_1 , который определяется по формуле (11.8) для первой собственной частоты f_1 ;

$$\varepsilon_1 = \frac{\sqrt{w_0 k(z_{\text{ЭК}}) \gamma_f}}{940 f_1}. \quad (11.8)$$

Здесь w_0 (Па) - нормативное значение давления ветра (11.1.4);

$k(z_{\text{ЭК}})$ - коэффициент, учитывающий изменение давления ветра для высоты $z_{\text{ЭК}}$ (11.1.6);

γ_f - коэффициент надежности по нагрузке (11.1.12).

Для конструктивных элементов $z_{\text{ЭК}}$ - высота z , на которой они расположены; для зданий и сооружений $z_{\text{ЭК}} = 0,7/h$, где h - высота сооружений;

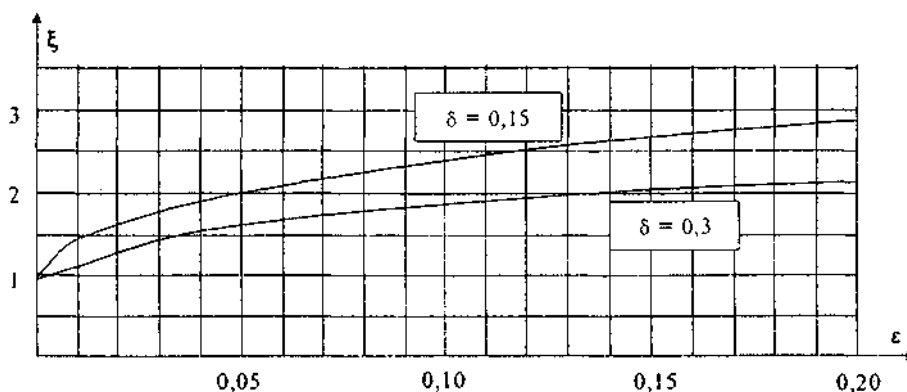


Рисунок 11.1 - Коэффициенты динамичности

в) для сооружений, у которых вторая собственная частота меньше предельной, необходимо производить динамический расчет с учетом s первых форм собственных колебаний. Число s следует определять из условия

$$f_s < f_l < f_{s+1};$$

г) при расчете зданий допускается учитывать динамическую реакцию по трем низшим собственным формам колебаний (двум изгибным и одной крутильной или смешанным крутильно-изгибным).

Примечание - При расчете многоэтажных зданий высотой до 40 м и одноэтажных производственных зданий высотой до 36 м при отношении высоты к пролету менее 1,5, размещаемых в местностях типа А и В (см. 11.1.6), пульсационную составляющую ветровой нагрузки допускается определять по формуле (11.5).

11.1.9 Усилия и перемещения при учете динамической реакции по s собственным формам определяются по формуле

$$X^2 = \sum X_s^2, \quad (11.9)$$

где X - суммарные усилия или перемещения;

X_s - усилия или перемещения по s -й форме колебаний.

11.1.10 Предельное значение частоты собственных колебаний f_i , Гц, следует определять по таблице 11.5.

Таблица 11.5

Ветровые районы (принимаются по карте 3 приложения Ж)	f_i , Гц	
	$\delta = 0,3$	$\delta = 0,15$
Ia	0,85	2,6
I	0,95	2,9
II	1,1	3,4
III	1,2	3,8
IV	1,4	4,3
V	1,6	5,0
VI	1,7	5,6
VII	1,9	5,9

Значение логарифмического декремента колебаний δ следует принимать:

а) для железобетонных и каменных сооружений, а также для зданий со стальным каркасом при наличии ограждающих конструкций $\delta = 0,3$;

б) для стальных сооружений футерованных дымовых труб, аппаратов колонного типа, в том числе на железобетонных постаментов $\delta = 0,15$.

11.1.11 Коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ν следует определять для расчетной поверхности коэффициента сооружения или отдельной конструкции, для которой учитывается корреляция пульсаций.

Расчетная поверхность включает в себя те части наветренных и подветренных поверхностей, боковых стен, кровли и подобных конструкций, с которых давление ветра передается на рассчитываемый элемент сооружения.

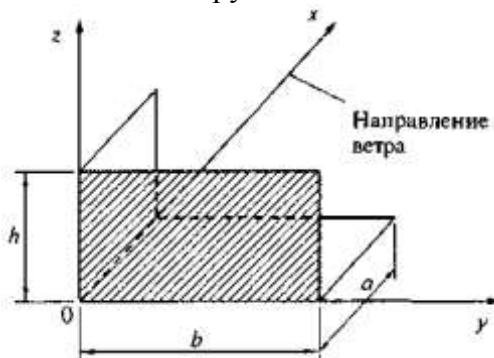


Рисунок 11.2 - Основная система координат при определении корреляции ν

Если расчетная поверхность близка к прямоугольнику, ориентированному так, что его стороны параллельны основным осям (рисунок 11.2), то коэффициент ν следует определять по таблице 11.6 в зависимости от параметров ρ и χ , принимаемых по таблице 11.7.

Таблица 11.6

ρ , м	Коэффициент v при χ , м, равном						
	5	10	20	40	80	160	350
0,1	0,95	0,92	0,88	0,83	0,76	0,67	0,56
5	0,89	0,87	0,84	0,80	0,73	0,65	0,54
10	0,85	0,84	0,81	0,77	0,71	0,64	0,53
20	0,80	0,78	0,76	0,73	0,68	0,61	0,51
40	0,72	0,72	0,70	0,67	0,63	0,57	0,48
80	0,63	0,63	0,61	0,59	0,56	0,51	0,44
160	0,53	0,53	0,52	0,50	0,47	0,44	0,38

При расчете сооружения в целом размеры расчетной поверхности следует определять с учетом указаний [Д.1](#) приложения Д, при этом для решетчатых сооружений в качестве расчетной поверхности необходимо принимать размеры расчетной поверхности по его внешнему контуру.

Таблица 11.7

Основная координатная плоскость, параллельно которой расположена расчетная поверхность	ρ	χ
zoy	b	h
zox	$0,4a$	h
$хоу$	b	a

11.1.12 Коэффициент надежности по ветровой нагрузке следует принимать равным 1,4.

11.2 Пиковая ветровая нагрузка

Для элементов ограждения и узлов их крепления необходимо учитывать пиковые положительные w_+ и отрицательные w_- воздействия ветровой нагрузки, нормативные значения которых определяются по формуле

$$w_{+(-)} = w_0 k(z_e) [1 + \zeta(z_e)] c_{p,+(-)} v_{+(-)}, \quad (1.10)$$

где w_0 - расчетное значение давления ветра ([11.1.4](#));

z_e - эквивалентная высота ([11.1.5](#));

$k(z_e)$ и $\zeta(z_e)$ - коэффициенты, учитывающие, соответственно, изменение давления и пульсаций давления ветра на высоте z_e ([11.1.6](#) и [11.1.8](#));

$c_{p,+(-)}$ - пиковые значения аэродинамических коэффициентов положительного давления (+) или отсоса (-);

$v_{+(-)}$ - коэффициенты корреляции ветровой нагрузки, соответствующие положительному давлению (+) и отсосу (-); значения этих коэффициентов приведены в таблице 11.8 в зависимости от площади ограждения A , с которой собирается ветровая нагрузка.

Таблица 11.8

A , м	< 2	5	10	> 20
v_+	1,0	0,9	0,8	0,75
v_-	1,0	0,85	0,75	0,65

Аэродинамические коэффициенты $c_{p,+}$ и $c_{p,-}$, как правило, определяются на основе результатов модельных испытаний сооружений в аэродинамических трубах. Для отдельно стоящих прямоугольных в плане зданий значения этих коэффициентов приведены на схеме [Д.1.17](#) приложения [Д.1](#).

Примечание - При определении пиковой ветровой нагрузки (формула (11.10)) принято, что конструктивные элементы ограждения и узлы их крепления к зданию является достаточно жесткими и в них не возникает заметных динамических усилий и перемещений. В случае если собственные частоты системы «элементы ограждения - их несущие конструкции - элементы их крепления» менее 1,5 Гц, расчетные значения пиковой ветровой нагрузки должны быть уточнены на основе результатов динамического расчета указанной системы конструктивных элементов.

11.3 Резонансное вихревое возбуждение

11.3.1 Для зданий и сооружений, удовлетворяющих условию $h/d > 10$, необходимо проводить их поверочный расчет на резонансное вихревое возбуждение; здесь h - высота сооружения, d - его характерный поперечный размер в направлении, перпендикулярном средней скорости ветра.

11.3.2 Критические скорости ветра $V_{cr,i}$, при которых происходит резонансное вихревое возбуждение по i -й собственной форме колебаний, определяются по формуле

$$V_{cr,i} = f_i d/St, \text{ м/с}, \quad (11.11)$$

где f_i , Гц, - собственная частота колебаний по i -й изгибной собственной форме;

d , м, - поперечный размер сооружения;

St - число Струхала поперечного сечения, определяемое экспериментально или по справочным данным; для круглых поперечных сечений $St = 0,2$; для сечений с острыми кромками (в т.ч. и прямоугольных) - $St = 0,11$.

11.3.3 Резонансное вихревое возбуждение не возникает в том случае, если

$$V_{cr,i} > V_{max}(z_{эк}), \quad (11.12)$$

где $V_{max}(z_{эк})$ - максимальная скорость ветра на уровне $z_{эк}$, определяемая по формуле

$$V_{max}(z_{эк}) = 1,3\sqrt{w_0 k(z_e)}, \quad (11.13)$$

где w_0 , Па, и $k(z_e)$ определяются в соответствии с указаниями [11.1.4](#) и [11.1.6](#).

Для зданий и башенных сооружений с плавно изменяющейся формой поперечного сечения, а также труб и мачт без оттяжек $z_{эк} = 0,8h$.

11.3.4 Ветровые нагрузки, возникающие при резонансном вихревом возбуждении, допускается определять в соответствии с указаниями [Д.2](#) приложения Д.

11.4 Динамическая комфортность

При оценке комфортности пребывания людей в зданиях (динамическая комфортность) расчетные значения ветровой нагрузки w_c принимаются равными

$$w_c = 0,7w_p, \quad (11.14)$$

где w_p - нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки ([11.1.8](#)).

При этом максимальное ускорение этажа здания не должно превышать величины

$$a_{c,max} = 0,08 \text{ м/с}^2. \quad (11.15)$$

12 Гололедные нагрузки

12.1 Гололедные нагрузки необходимо учитывать для воздушных линий электропередачи и связи, контактных сетей электрифицированного транспорта, антенно-мачтовых устройств, шпилей, вентилируемых фасадов зданий, для решетчатых ограждений балконов, стен и покрытий высотных зданий, расположенных на высоте 150 м и более, и подобных сооружений.

12.2 Нормативное значение линейной гололедной нагрузки для элементов кругового сечения диаметром до 70 мм включительно (проводов, тросов, оттяжек, мачт, вант и др.) i , Н/м, следует определять по формуле

$$i = \pi b k \mu_1 (d + b k \mu_1) \rho g 10^{-3}. \quad (12.1)$$

Нормативное значение поверхностной гололедной нагрузки i' , Па, для вентилируемых фасадов зданий и других элементов следует определять по формуле

$$i' = b k \mu_2 \rho g. \quad (12.2)$$

В (12.1) и (12.2):

b - толщина стенки гололеда, мм (превышаемая один раз в 5 лет), на элементах кругового

сечения диаметром 10 мм, расположенных на высоте 10 м над поверхностью земли, принимаемая по таблице 12.1, а на высоте 200 м и более - по таблице 12.2. Для других периодов повторяемости или при наличии метеорологических данных для района строительства толщину стенки гололеда следует принимать по специальным техническим условиям, утвержденным в установленном порядке;

k - коэффициент, учитывающий изменение толщины стенки гололеда по высоте и принимаемый по таблице [12.3](#);

d , мм, - диаметр провода, троса;

μ_1 - коэффициент, учитывающий изменение толщины стенки гололеда в зависимости от диаметра элементов кругового сечения и определяемый по таблице 12.4;

μ_2 - коэффициент, учитывающий отношение площади поверхности элемента, подверженной обледенению, к полной площади поверхности элемента и принимаемый равным 0,6;

ρ - плотность льда, принимаемая равной 0,9 г/см³;

g , м/с², - ускорение свободного падения.

Таблица 12.1

Гололедные районы (принимаются по карте 4 приложения Ж)	I	II	III	IV	V
Толщина стенки гололеда b , мм	Не менее 3	5	10	15	Не менее 20

Таблица 12.2

Высота над поверхностью земли, м	Толщина стенки гололеда b , мм, для разных районов			
	I района гололедности азиатской части	V района гололедности и горных местностей	северной части европейской территории	остальных
200	15	Принимается на основании специальных обследований	Принимается по карте 4, з приложения Ж	35
300	20	То же	То же, по карте 4. д	45
400	25	»	» по карте 4, е	60

Таблица 12.3

Высота над поверхностью земли, м	5	10	20	30	50	70	100
Коэффициент k	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0

Таблица 12.4

Диаметр провода, троса или каната, мм	5	10	20	30	50	70
Коэффициент μ_1	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6

Примечания (к таблицам 12.1- 12.4)

1 В V районе, горных и малоизученных районах, обозначенных на карте 4 [приложения Ж](#), а также в сильнопересеченных местностях (на вершинах гор и холмов, на перевалах, на высоких насыпях, в закрытых горных долинах, котловинах, глубоких выемках и т.п.) толщину стенки гололеда необходимо определять на основании данных специальных обследований и наблюдений.

2 Промежуточные значения величин следует определять линейной интерполяцией.

3 Толщину стенки гололеда на подвешенных горизонтальных элементах кругового сечения (тросах, проводах, канатах) допускается принимать на высоте расположения их приведенного центра тяжести.

Для определения гололедной нагрузки на горизонтальные элементы круговой цилиндрической формы диаметром до 70 мм толщину стенки гололеда, приведенную в таблице 12.2, следует снижать на 10 %.

12.3 Нормативное значение ветровой нагрузки на покрытые гололедом элементы следует принимать равным 25 % нагрузки w , определяемой согласно [11.1](#).

Примечания

1 В отдельных районах, где наблюдаются сочетания значительных скоростей ветра с большими размерами

гололедно-изморозевых отложений, толщину стенки гололеда и его плотность, а также давление ветра следует принимать в соответствии с фактическими данными.

2 При определении ветровых нагрузок на элементы сооружений, расположенных на высоте более 100 м над поверхностью земли, диаметр обледенелых проводов и тросов, установленный с учетом толщины стенки гололеда, приведенной в таблице 12.2, необходимо умножать на коэффициент, равный 1,5.

12.4 Температуру воздуха при гололеде независимо от высоты сооружений следует принимать в горных районах с отметкой: более 2000 м - минус 15 °С, от 1000 до 2000 м - минус 10 °С; для остальной территории для сооружений высотой до 100 м - минус 5 °С, более 100 м - минус 10 °С.

Примечание - В районах, где при гололеде наблюдается температура ниже минус 15 °С, ее следует принимать по фактическим данным.

12.5 Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для гололедной нагрузки следует принимать равным 1,3, за исключением случаев, оговоренных в других нормативных документах.

13 Температурные климатические воздействия

13.1 Для конструкций, не защищенных от суточных и сезонных изменений температуры, следует учитывать изменение во времени Δt средней температуры и перепад температуры ϑ по сечению элемента, за исключением случаев, предусмотренных нормами проектирования конструкций. Для конструкций, защищенных от суточных и сезонных изменений температуры, температурные климатические воздействия не учитываются.

13.2 Нормативные значения изменений средних температур по сечению элемента в теплое Δt_w и холодное Δt_c время года соответственно следует определять по формулам:

$$\Delta t_w = t_w - t_{0c}; \quad (13.1)$$

$$\Delta t_c = t_c - t_{0w}; \quad (13.2)$$

где t_w, t_c - нормативные значения средних температур по сечению элемента в теплое и холодное время года, принимаемые в соответствии с 13.3;

t_{0w}, t_{0c} - начальные температуры в теплое и холодное время года, принимаемые в соответствии с 13.6.

13.3 Нормативные значения средних температур t_w и t_c и перепадов температуры по сечению элемента в теплое ϑ_w и холодное ϑ_c время года для однослойных конструкций следует определять по таблице 13.1.

Примечание - Для многослойных конструкций $t_w, t_c, \vartheta_w, \vartheta_c$ определяются расчетом. Конструкции, изготовленные из нескольких материалов, близких по теплофизическим параметрам, допускается рассматривать как однослойные.

Таблица 13.1

Конструкции зданий	Здания и сооружения в стадии эксплуатации		
	неотапливаемые здания (без технологических источников тепла) и открытые сооружения	отапливаемые здания	здания с искусственным климатом или с постоянными технологическими источниками тепла
Не защищенные от воздействия солнечной радиации (в том числе наружные ограждающие)	$t_w = t_{ew} + \theta_1 + \theta_4$		$t_w = t_{iw} + 0,6(t_{ew} - t_{iw}) \pm \theta_2 + \theta_4$
	$\vartheta_w = \theta_5$		$\vartheta_w = 0,8(t_{ew} - t_{iw}) + \theta_3 \pm \theta_5$
	$t_c = t_{ec} - 0,5\theta_1$	$t_c = t_{ic} + 0,6(t_{ec} - t_{ic}) - 0,5\theta_2$	
	$\vartheta_c = 0$	$\vartheta_c = 0,8(t_{ec} - t_{ic}) - 0,5\theta_3$	
Защищенные от воздействия солнечной радиации (в том числе внутренние)	$t_w = t_{ew}$		$t_w = t_{iw}$
	$\vartheta_w = 0$		
	$t_c = t_{ec}$	$t_c = t_{ic}$	
	$\vartheta_c = 0$		
<p><i>Обозначения, принятые в таблице 13.1:</i> t_{ew}, t_{ec} - средние суточные температуры наружного воздуха и теплое и холодное время года соответственно, принимаемые в соответствии с 13.4;</p>			

t_{iw} , t_{ic} - температуры внутреннего воздуха помещений в теплое и холодное время года соответственно принимаемые по [ГОСТ 12.1.005](#) или по заданию на проектирование с учетом технологических решений;
 θ_1 , θ_2 , θ_3 - приращения средних по сечению элемента температур и перепада температуры от суточных колебаний температуры наружного воздуха, принимаемые по таблице 13.2;
 θ_4 , θ_5 - приращения средних по сечению элемента температур и перепада температуры от солнечной радиации, принимаемые в соответствии с [13.5](#).

Примечания

1 При наличии исходных данных о температуре конструкций в стадии эксплуатации зданий с постоянными технологическими источниками тепла значения t_w , t_c , ϑ_w , ϑ_c следует принимать на основе этих данных.
 2 Для зданий и сооружений в стадии возведения t_w , t_c , ϑ_w , ϑ_c определяются как для неотапливаемых зданий в стадии их эксплуатации.

Таблица 13.2

Конструкции зданий	Приращения температуры θ , °С		
	θ_1	θ_2	θ_3
Металлические	8	6	4
Железобетонные, бетонные, армокаменные и каменные толщиной, см:			
до 15	8	6	4
от 15 до 39	6	4	6
свыше 40	2	2	4

13.4 Средние суточные температуры наружного воздуха в теплое t_{ew} и холодное t_{ec} время года следует определять по формулам:

$$t_{ew} = t_{VII} + \Delta_{VII}; \tag{13.3}$$

$$t_{ec} = t_I + \Delta_I, \tag{13.4}$$

где t_I , t_{VII} - многолетние средние месячные температуры воздуха в январе и июле, принимаемые соответственно по [картам 5](#) и [6 приложения Ж](#);

Δ_I , Δ_{VII} - отклонения средних суточных температур от средних месячных (Δ_I принимается по [карте 7 приложения Ж](#), $\Delta_{VII} = 6$ °С).

Примечание - В отапливаемых производственных зданиях на стадии эксплуатации для конструкций, защищенных от воздействия солнечной радиации, Δ_{VII} допускается не учитывать.

Для горных и малоизученных районов, обозначенных на картах [5-7 приложения Ж](#), t_{ec} , t_{ew} определяются по формулам:

$$t_{ec} = t_{I,\min} + 0,5A_I; \tag{13.5}$$

$$t_{ew} = t_{VII,\max} - 0,5A_{VII}, \tag{13.6}$$

где $t_{I,\min}$, $t_{VII,\max}$ - средние из абсолютных значений минимальной температуры воздуха в январе и максимальной - в июле соответственно;

A_I , A_{VII} - средние суточные амплитуды температуры воздуха в январе и в июле соответственно при ясном небе;

$t_{I,\min}$, $t_{VII,\max}$, A_I , A_{VII} - принимаются по данным органа гидрометеорологии.

13.5 Приращения θ_4 и θ_5 °С, следует определять по формулам:

$$\theta_4 = 0,05\rho S_{\max}k; \tag{13.7}$$

$$\theta_5 = 0,05\rho S_{\max}(1 - k); \tag{13.8}$$

где ρ - коэффициент поглощения солнечной радиации материалом наружной поверхности конструкции, принимаемый по таблице [13.3](#);

S_{\max} - максимальное значение суммарной (прямой, рассеянной и отраженной) солнечной радиации, Вт·ч/м², принимаемое для горизонтальных поверхностей - по таблице [13.4](#), для вертикальных поверхностей различной ориентации - по таблице [13.5](#);

k - коэффициент, принимаемый по таблице [13.6](#).

Таблица 13.3- Коэффициенты поглощения солнечной радиации материалом наружной поверхности ограждающей конструкции

Материал наружной поверхности ограждающей конструкции		Коэффициент поглощения солнечной радиации ρ
1	Алюминий	0,5
2	Асбестоцементные (хризотилцементные) листы	0,65
3	Асфальтобетон	0,9
4	Бетоны	0,7
5	Дерево неокрашенное	0,6
6	Защитный слой рулонной кровли из светлого гравия	0,65
7	Кирпич глиняный красный	0,7
8	Кирпич силикатный	0,6
9	Облицовка природным камнем белым	0,45
10	Окраска силикатная темно-серая	0,7
11	Окраска известковая белая	0,3
12	Плитка облицовочная керамическая	0,8
13	Плитка облицовочная стеклянная синяя	0,6
14	Плитка облицовочная белая или палевая	0,45
15	Рубероид с песчаной посыпкой	0,9
16	Сталь листовая, окрашенная белой краской	0,45
17	Сталь листовая, окрашенная темно-красной краской	0,8
18	Сталь листовая, окрашенная зеленой краской	0,6
19	Сталь кровельная оцинкованная	0,65
20	Стекло облицовочное	0,7
21	Штукатурка известковая темно-серая или терракотовая	0,7
22	Штукатурка цементная светло-голубая	0,3
23	Штукатурка цементная темно-зеленая	0,6
24	Штукатурка цементная кремовая	0,4

Таблица 13.4 - Суммарная солнечная радиация (прямая и рассеянная) в июле месяце на горизонтальную поверхность при безоблачном небе, Вт·ч/м² (максимальная часовая сумма)

Географическая широта, град. с. ш.							
38	40	42	44	46	48	50	52
987	968	950	931	913	895	876	858
Географическая широта, град. с. ш.							
54	56	58	60	62	64	66	68
839	821	803	784	766	748	729	711

Таблица 13.5 - Суммарная солнечная радиация (прямая, рассеянная и отраженная), поступающая в июле месяце на вертикальную поверхность при безоблачном небе, Вт·ч/м² (максимальная часовая сумма)

Географическая широта, град. с. ш.								
	38	40	42	44	46	48	50	52
Южная ориентация	389	415	440	465	490	515	540	566
Восточная и западная ориентации	731	737	742	748	754	760	765	771
Северная ориентация	209	209	205	203	204	206	211	219
Географическая широта, град. с. ш.								
	54	56	58	60	62	64	66	68
Южная ориентация	591	616	641	666	691	717	742	767
Восточная и западная ориентации	777	783	789	794	800	806	812	817
Северная ориентация	228	240	254	270	288	309	331	356

Таблица 13.6

Конструкции зданий	Коэффициент k
Металлические	0,7
Железобетонные, бетонные, армокаменные и каменные толщиной, см:	
до 15	0,6
от 15 до 39	0,4
свыше 40	0,3

13.6 Начальную температуру, соответствующую замыканию конструкции или ее части в законченную систему, в теплое t_{0w} и холодное t_{0c} время года следует определять по формулам:

$$t_{0w} = 0,8t_{VII} + 0,2t_I; \quad (13.9)$$

$$t_{0c} = 0,2t_{VII} + 0,8t_I, \quad (13.10)$$

Примечание - При наличии данных о календарном сроке замыкания конструкции, порядке производства работ и др. начальную температуру допускается уточнять в соответствии с этими данными.

13.7 Температурные климатические воздействия с пониженными нормативными значениями необходимо устанавливать в соответствии с указаниями [13.2-13.6](#) при условии: $\theta_1 = \theta_2 = \theta_3 = \theta_4 = \theta_5 = 0$, $\Delta_I = \Delta_{VII} = 0$.

13.8 Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для температурных климатических воздействий Δt и ϑ следует принимать равным 1,1.

14 Прочие нагрузки

В необходимых случаях, предусматриваемых нормативными документами или устанавливаемых в зависимости от условий возведения и эксплуатации сооружений, следует учитывать прочие нагрузки, не включенные в настоящие нормы (специальные технологические нагрузки; вибрационные нагрузки от всех видов транспорта, влажностные и усадочные воздействия; ветровые воздействия, вызывающие аэродинамически неустойчивые колебания типа галопирования, бафтинга, дивергенции и флаттера).

15 Прогобы и перемещения

Нормы настоящего раздела устанавливают предельные прогибы и перемещения несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений при расчете по второй группе предельных состояний независимо от применяемых строительных материалов.

Положения настоящего раздела не распространяются на сооружения гидротехнические, транспорта, атомных электростанций, а также опор воздушных линий электропередачи, открытых распределительных устройств и антенных сооружений связи.

15.1 Общие указания

15.1.1 При расчете строительных конструкций должно быть выполнено условие

$$f \leq f_u, \quad (15.1)$$

где f - прогиб (выгиб) и перемещение элемента конструкции (или конструкции в целом), определяемые с учетом факторов, влияющих на их значения, в соответствии с [приложением Е](#);

f_u - предельный прогиб (выгиб) или перемещение, устанавливаемые настоящими нормами. Расчет необходимо производить исходя из следующих требований:

- технологических (обеспечение условий нормальной эксплуатации технологического и подъемно-транспортного оборудования, контрольно-измерительных приборов и т.д.);
- конструктивных (обеспечение целостности примыкающих друг к другу элементов конструкций и их стыков, обеспечение заданных уклонов);
- физиологических (предотвращение вредных воздействий и ощущений дискомфорта при колебаниях);
- эстетико-психологических (обеспечение благоприятных впечатлений от внешнего вида

конструкций, предотвращение ощущения опасности).

Каждое из указанных требований должно быть выполнено при расчете независимо от других.

Ограничения колебаний конструкций следует устанавливать в соответствии с нормативными документами [Е.1.4](#) приложения Е.

15.1.2 Расчетные ситуации, для которых следует определять прогибы и перемещения, соответствующие им нагрузки, а также требования, касающиеся строительного подъема, приведены в [Е.1.5](#) приложения Е.

15.1.3 Прогибы элементов конструкций не ограничиваются исходя из эстетико-психологических требований, если не ухудшают внешний вид конструкций (например, мембранные покрытия, наклонные козырьки, конструкции с провисающим или приподнятым нижним поясом) или если элементы конструкций скрыты от обзора. Прогибы не ограничиваются исходя из указанных требований и для конструкций перекрытий и покрытий над помещениями с непродолжительным пребыванием людей (например, трансформаторных подстанций, чердаков).

Примечание - Для всех типов покрытий целостность кровельного ковра следует обеспечивать конструктивными мероприятиями (например, использованием компенсаторов, созданием неразрезности элементов покрытия), а не повышением жесткости несущих элементов.

15.1.4 Прогибы элементов покрытий должны быть такими, чтобы, несмотря на их наличие, был обеспечен уклон кровли не менее 1/200 в одном из направлений (кроме случаев, оговоренных в других нормативных документах).

15.1.5 Коэффициент динамичности для нагрузок от погрузчиков, электрокаров, мостовых и подвесных кранов следует принимать равным единице.

15.2 Предельные прогибы

15.2.1. Предельные прогибы элементов конструкций покрытий и перекрытий, ограничиваемые исходя из технологических, конструктивных и физиологических требований, следует отсчитывать от изогнутой оси, соответствующей состоянию элемента в момент приложения нагрузки, от которой вычисляется прогиб, а ограничиваемые исходя из эстетико-психологических требований - от прямой, соединяющей опоры этих элементов (см. также [Е.1.7](#) приложения Е).

15.2.2. Расстояние (зазор) от верхней точки тележки мостового крана до нижней точки прогнутых несущих конструкций покрытий (или предметов, прикрепленных к ним) должно быть не менее 100 мм.

15.2.3. Предельные прогибы для различных расчетных ситуаций приведены в [Е.2.2](#) приложения Е.

Для элементов конструкций зданий и сооружений, предельные прогибы и перемещения которых не оговорены настоящим и другими нормативными документами, вертикальные и горизонтальные прогибы и перемещения от постоянных, длительных и кратковременных нагрузок не должны превышать 1/150 пролета или 1/75 вылета консоли.

Приложение А (справочное)

Нормативные документы

Федеральный закон от 27 декабря 2002 г. № [184-ФЗ](#) «О техническом регулировании»

Федеральный закон от 30 декабря 2009 г. № [384-ФЗ](#) «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»

[ГОСТ 27751-88*](#) Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету

[ГОСТ 12.1.005-88*](#) ССБТ. Общие санитарно-гигиенические требования к воздуху рабочей зоны

[ГОСТ 25546-82*](#) Краны грузоподъемные. Режимы работы

[ГОСТ 12.1.012-90](#) ССБТ. Вибрационная безопасность. Общие требования
[СН 2.2.4/2.1.8.566-96](#) Производственная вибрация в помещениях жилых и общественных зданий.

Приложение Б (справочное)

Термины и определения

В настоящем документе использованы следующие термины с соответствующими определениями:

воздействия: Нагрузки, изменения температуры, влияния на строительный объект окружающей среды, действие ветра, осадка оснований, смещение опор, деградация свойств материалов во времени и другие эффекты, вызывающие изменения напряженно-деформированного состояния строительных конструкций. При проведении расчетов воздействия допускается задавать, как эквивалентные нагрузки;

коэффициент надежности по нагрузке: Коэффициент, учитывающий в условиях нормальной эксплуатации сооружений возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную (большую или меньшую) сторону от нормативных значений;

коэффициент сочетаний нагрузок: Коэффициент, учитывающий уменьшение вероятности одновременного достижения несколькими нагрузками их расчетных значений;

нагрузки: Внешние механические силы (вес конструкций, оборудования, снегоотложений, людей и т.п.), действующие на строительные объекты;

нагрузки длительные: Нагрузки, изменения расчетных значений которых в течение расчетного срока службы строительного объекта пренебрежимо малы по сравнению с их средними значениями;

нагрузки кратковременные: Нагрузки, длительность действия расчетных значений которых существенно меньше срока службы сооружения;

нормативное (базовое) значение нагрузок: Основная базовая характеристика, устанавливаемая соответствующими нормами проектирования, техническими условиями или заданием на проектирование;

особые нагрузки: Нагрузки и воздействия (например, взрыв, столкновение с транспортными средствами, авария оборудования, пожар, землетрясение и отказ работы несущего элемента конструкций), создающие аварийные ситуации с возможными катастрофическими последствиями;

расчетное значение нагрузки: Предельное (максимальное или минимальное) значение нагрузки в течение срока эксплуатации объекта;

расчетные сочетания нагрузок: Все возможные неблагоприятные комбинации нагрузок, которые необходимо учитывать при проектировании объекта.

Приложение В (обязательное)

В.1 Мостовые и подвесные краны

Таблица В.1 - Мостовые и подвесные краны различных групп режимов работы (примерный перечень)

Краны	Группы режимов работы	Условия использования
Ручные всех видов	1К-3К	Любые
С приводными подвесными талями, в том числе с навесными захватами		Ремонтные и перегрузочные работы ограниченной интенсивности
С лебедочными грузовыми тележками, в том числе с навесными захватами		Машинные залы электростанций, монтажные работы, перегрузочные работы ограниченной интенсивности
То же	4К-6К	Перегрузочные работы средней интенсивности,

		технологические работы в механических цехах, склады готовых изделий предприятий строительных материалов, склады металлообработки
С грейферами двухканатного типа, магнитно-грейферные		Смешанные склады, работа с разнообразными грузами
Магнитные		Склады полуфабрикатов, работа с разнообразными грузами
Закалочные, ковочные, штыревые, литейные	7К	Цехи металлургических предприятий
С грейферами двухканатного типа, магнитно-грейферные		Склады насыпных грузов и металлолома с однородными грузами (при работе в одну или две смены)
С лебедочными грузовыми тележками, в том числе с навесными захватами		Технологические краны при круглосуточной работе
Траверсные, мультдогрейферные, мультдозавалочные, для разведения слитков, копровые, ваграночные, колодезные	8К	Цехи металлургических предприятий
Магнитные		Цехи и склады металлургических предприятий, крупные металлобазы с однородными грузами
С грейферами двухканатного типа, магнитно-грейферные		Склады насыпных грузов и металлолома с однородными грузами (при круглосуточной работе)

В.2 Нагрузка от удара крана о тупиковый упор

Нормативное значение горизонтальной нагрузки F , кН, направленной вдоль кранового пути и вызываемой ударом крана о тупиковый упор, следует определять по формуле

$$F = \frac{mv^2}{f},$$

где v - скорость передвижения крана в момент удара, принимаемая равной половине номинальной, м/с;

f - возможная наибольшая осадка буфера, принимаемая равной 0,1 м для кранов с гибким подвесом груза грузоподъемностью не более 50 т групп режимов работы 1К-7К и 0,2 м - в остальных случаях;

m - приведенная масса крана, определяемая по формуле

$$m = \frac{m_b}{2} + (m_c + km_q) \frac{l-l_1}{l},$$

здесь m_b - масса моста крана, т;

m_c - масса тележки, т;

m_q - грузоподъемность крана, т;

k - коэффициент; $k = 0$ - для кранов с гибким подвесом; $k = 1$ - для кранов с жестким подвесом груза;

l - пролет крана, м;

l_1 - приближение тележки, м.

Расчетное значение рассматриваемой нагрузки с учетом коэффициента надежности по нагрузке γ (см. 9.8) принимается не более предельных значений, указанных в таблице В.2.

Т а б л и ц а В.2

Краны	Предельные значения нагрузок F , кН
Подвесные (ручные и электрические) и мостовые ручные	10
Электрические мостовые:	
общего назначения групп режимов работы 1К-3К	50
общего назначения и специальные группы режимов работы 4К-7К, а также литейные	150
Специальные группы режима работы 8К с подвесом груза:	

Приложение Г (обязательное)

Схемы снеговых нагрузок и коэффициенты μ

Г.1 Здания с односкатными и двускатными покрытиями

а) Для зданий с односкатными и двускатными покрытиями (рисунок Г.1) коэффициент μ определяется по таблице Г.1. Промежуточные значения определяются линейной интерполяцией.

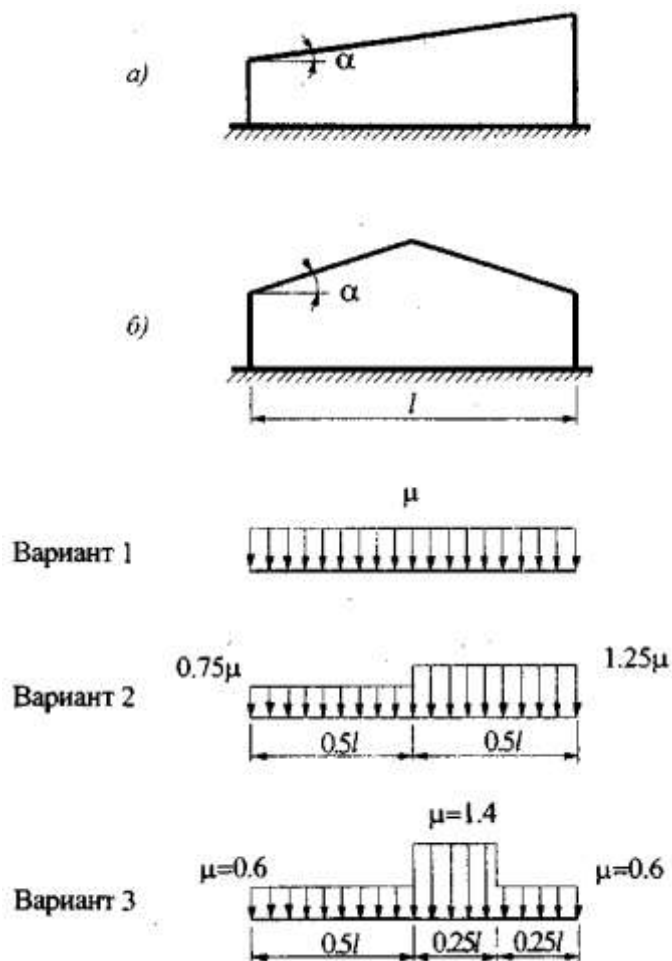


Рисунок Г.1

Таблица Г.1

Уклон покрытия α , град.	μ
$\alpha < 30^\circ$	1
$\alpha > 60^\circ$	0

б) Варианты 2 и 3 следует учитывать для зданий с двускатными покрытиями (профиль б), при этом вариант 2 - при $20^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$; вариант 3 - при $10^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ только при наличии ходовых мостиков или аэрационных устройств по коньку покрытия.

Г.2 Здания со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями

Г.2.1 Здания со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями

Для зданий со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями (рисунок Г.2.2) следует принимать

$$\mu_1 = \cos 1,5\alpha; \mu_2 = 2 \sin 3\alpha,$$

где α - уклон покрытия, град.

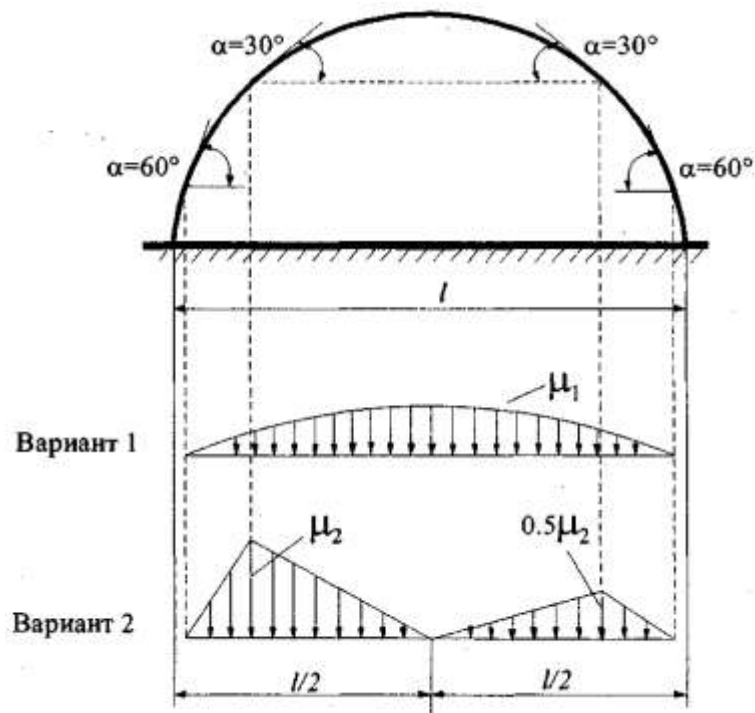


Рисунок Г.2

Г.2.2 Покрытия в виде стрельчатых арок

Для покрытий в виде стрельчатых арок (рисунок Г.3) при $\beta \geq 15^\circ$ необходимо использовать схему - [рисунок Г.1, b](#), принимая $l = l'$, при $\beta < 15^\circ$ схему - рисунок Г.3.

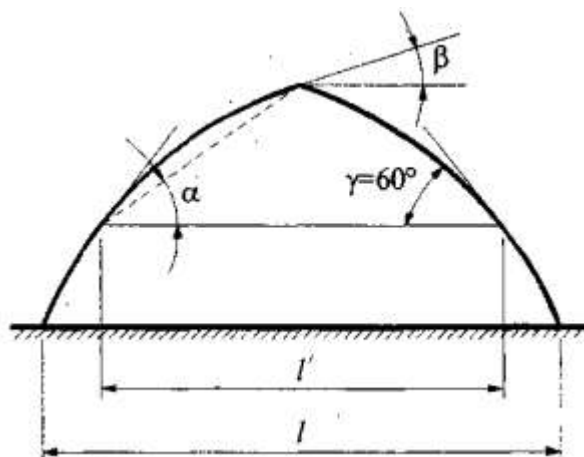


Рисунок Г.3

Г.3 Здания с продольными фонарями

Г.3.1 Здания с продольными фонарями, закрытыми сверху

Для зданий с продольными фонарями, закрытыми сверху (рисунок Г.4), для двух схем снеговой нагрузки (рисунок Г.5) коэффициенты и, следует определять как:

$$\mu_1 = 0,8; \quad \mu_2 = 1 + 0,1 \frac{a}{b};$$

$$\mu_3 = 1 + 0,5 \frac{a}{b_1},$$

но не более:

4,0 - для ферм и балок при нормативном значении веса покрытия 1,5 кПа и менее;

2,5 - для ферм и балок при нормативном значении веса покрытия свыше 1,5 кПа; для железобетонных плит пролетом свыше 6 м, для стального профилированного настила, а также для прогонов независимо от пролета;

2,0 - для железобетонных плит покрытий пролетом 6 м и менее;

$b_1 = h_i$, но не более b .

При определении нагрузки у торца фонаря для зоны В значение коэффициента μ в обоих вариантах следует принимать равным 1,0.

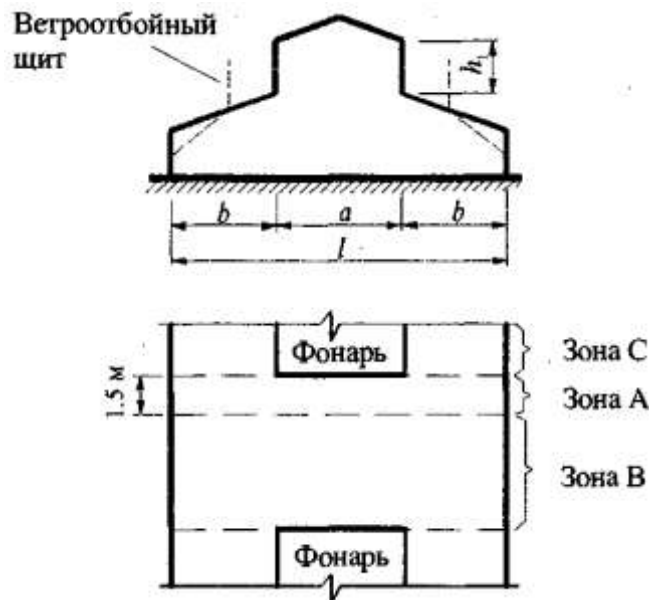


Рисунок Г.4

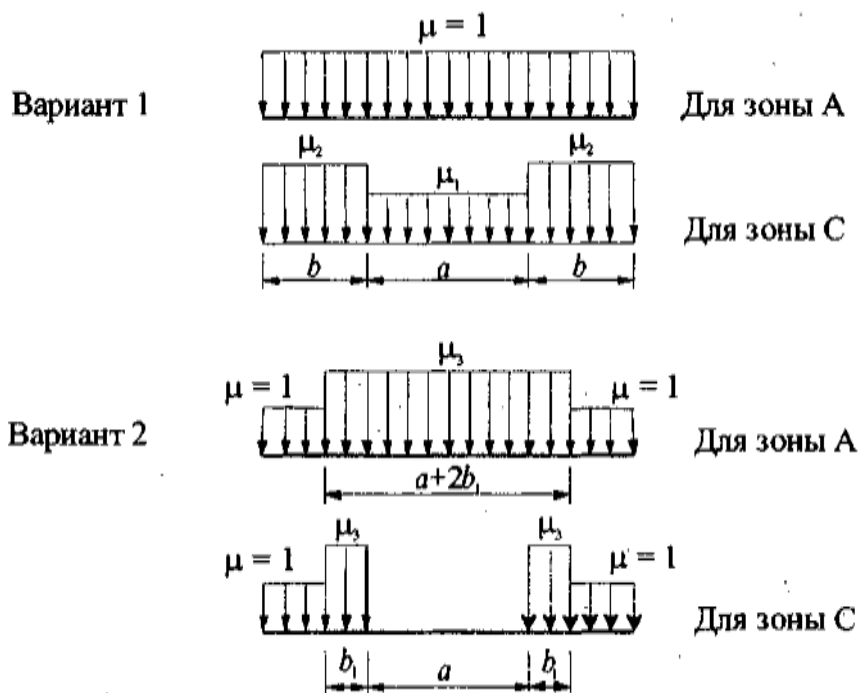


Рисунок Г.5

Примечания

1 Схемы вариантов 1, 2 (рисунок Г.5) следует также применять для двускатных и сводчатых покрытий двух- или трехпролетных зданий с фонарями в середине зданий.

2 Влияние ветроотбойных щитов на распределение снеговой нагрузки возле фонарей не учитывать.

3 Для плоских скатов при $b > 48$ м следует учитывать местную повышенную нагрузку у фонаря, как у перепадов (см. [рисунки Г.11,а,б](#)).

Г.3.2 Здания с продольными фонарями, открытыми сверху

Для зданий с продольными фонарями, открытыми сверху (рисунок Г.6):

$$\mu_1 = 1 + m \left(2 + \frac{l_1}{h_1} \right);$$

$$\mu_2 = 1 + m \left(2 + \frac{l_1}{h_2} \right).$$

Значения b (b_1, b_2) и m следует определять в соответствии с указаниями к схеме [Г.11](#); пролет l принимается равным расстоянию между верхними кромками фонарей.

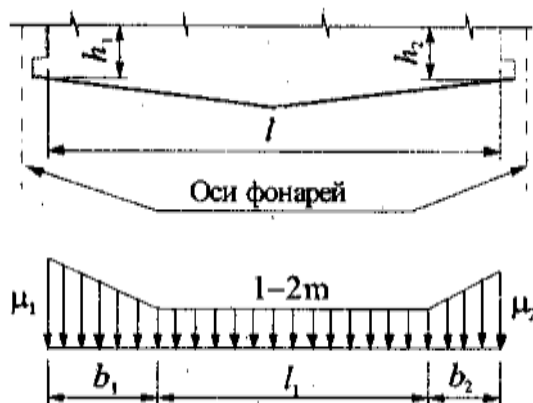


Рисунок Г.6

Г.4 Шедовые покрытия

Схемы рисунка Г.7 следует применять для шедовых покрытий, в том числе с наклонным остеклением и сводчатым очертанием кровли.

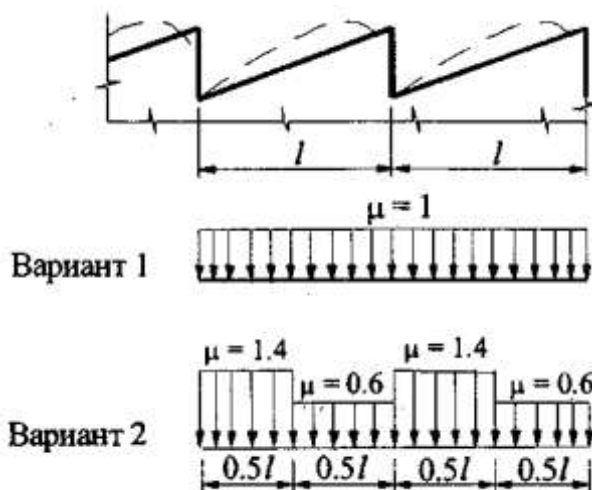


Рисунок Г.7

Г.5 Двух- и многопролетные здания с двускатными покрытиями

Для двух- и многопролетных зданий с двускатными покрытиями (рисунок Г.8) вариант 2 следует учитывать при $\alpha \geq 15^\circ$.

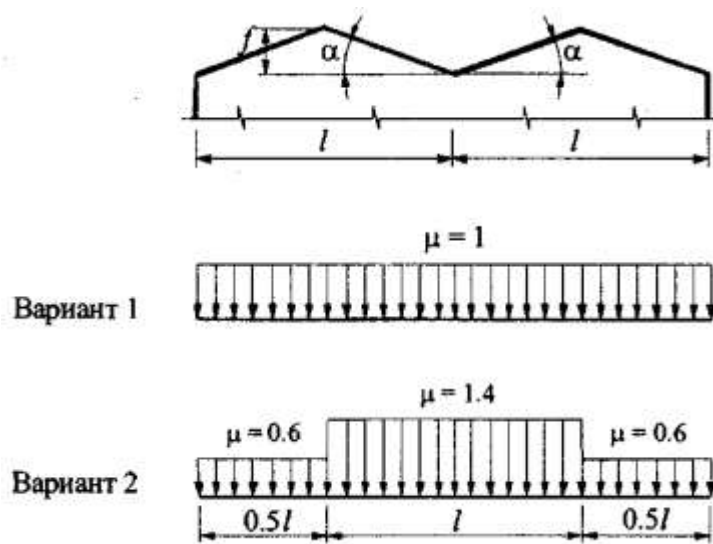


Рисунок Г.8

Г.6 Двух- и многопролетные здания со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями

Для двух- и многопролетных зданий со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями (рисунок Г.9) вариант 2 следует учитывать при $\frac{f}{l} > 0,1$.

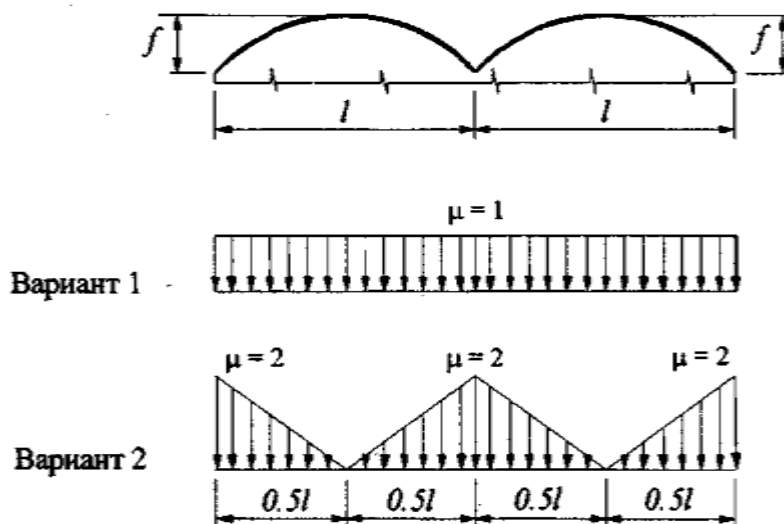


Рисунок Г.9

Г.7 Двух- и многопролетные здания с двускатными и сводчатыми покрытиями с продольным фонарем

а) Для пролетов с фонарем двух- и многопролетных зданий с двускатными и сводчатыми покрытиями (рисунок Г.10) коэффициент μ следует принимать в соответствии с вариантами 1 и 2 схемы Г.3.1 (рисунок Г.5), для пролетов без фонаря - с вариантами 1 и 2 схем Г.5 и Г.6 (рисунки Г.8, Г.9).

б) Для плоских двускатных ($\alpha < 15^\circ$) и сводчатых $\frac{f}{l} < 0,1$ покрытий при $l' > 48$ м следует учитывать местную повышенную нагрузку, как у перепадов высоты (см. Г.8, рисунок Г.11,а).

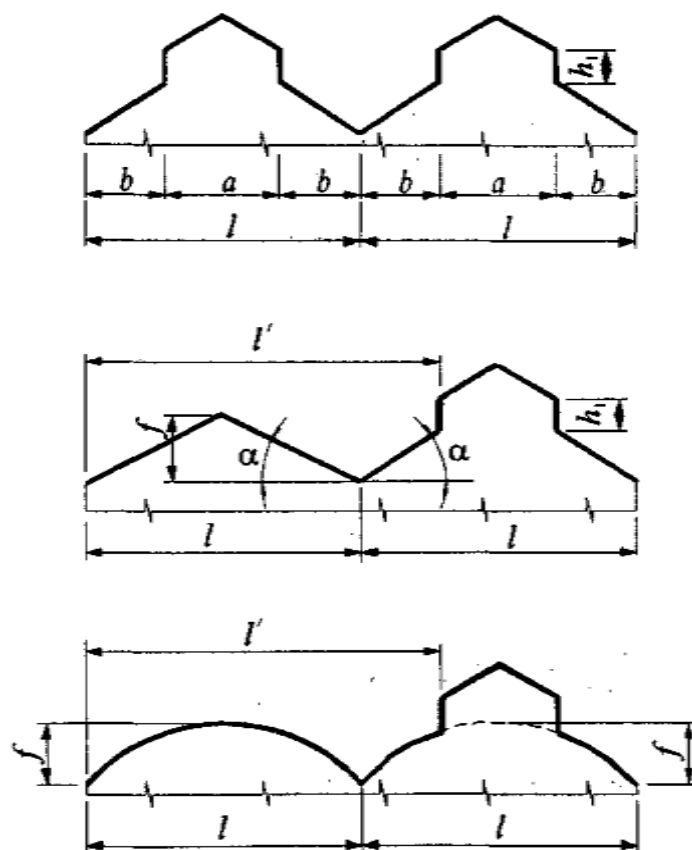


Рисунок Г.10

Г.8 Здания с перепадом высоты

а) Для зданий с перепадом высоты снеговую нагрузку на верхнее покрытие следует принимать в соответствии со схемами Г.1 - Г.7, а на нижнее - в двух вариантах: по схемам Г.1 - Г.7 и схеме Г.8 (для зданий - профили «а», «б» (рисунки Г.8,а, Г.8,б), для навесов - профиль «в» (рисунок Г.8,в)).

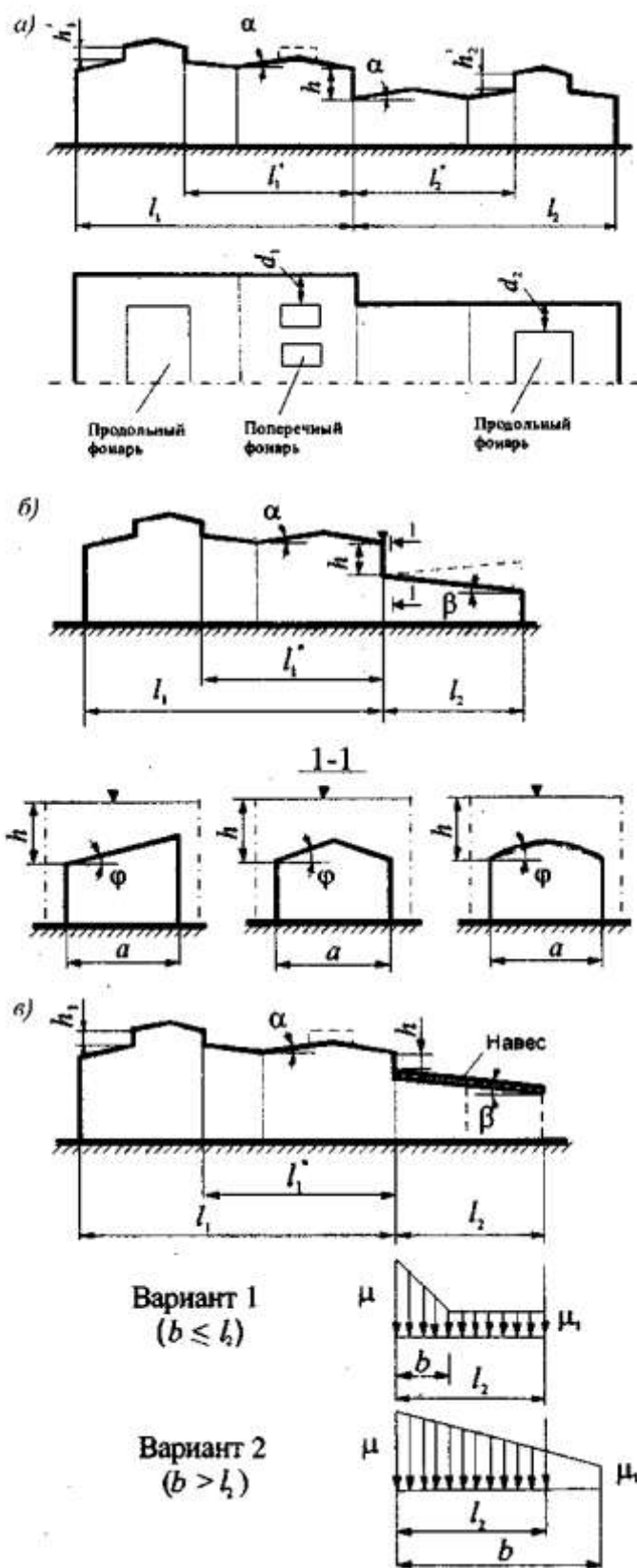


Рисунок Г.11

б) Коэффициент μ следует принимать равным

$$\mu = 1 + \frac{1}{p} (m_1 l_1' + m_2 l_2')$$

где h - высота перепада, м, отсчитываемая от карниза верхнего покрытия до кровли

нижнего и при значении более 8 м принимаемая при определении μ равной 8 м;

l'_1 ; l'_2 - длины участков верхнего l'_1 и нижнего l'_2 покрытий, с которых переносится снег в зону перепада высоты, м. Их следует принимать:

для покрытий без продольных фонарей или с поперечными фонарями

$$l'_1 = l_1; l'_2 = l_2;$$

для покрытий с продольными фонарями

$$l'_1 = l_1^* - 2h'_1; l'_2 = l_2^* - 2h'_2.$$

При этом l_1 и l_2 следует принимать не менее 0;

m_1 ; m_2 - доли снега, переносимого ветром к перепаду высоты; их значения для верхнего m_1 и нижнего m_2 покрытий следует принимать в зависимости от их профиля:

0,4 - для плоского покрытия с $\alpha \leq 20^\circ$, сводчатого с $f/l_1 \leq 1/8$;

0,3 - для плоского покрытия с $\alpha > 20^\circ$, сводчатого с $f/l_1 > 1/8$ и покрытий с поперечными фонарями.

в) Для пониженных покрытий шириной $a < 21$ м (см. рисунок [Г.11,б](#)) значение m_2 следует принимать:

$$m_2 = 0,5 k_1 k_2 k_3, \text{ но не менее } 0,1, \text{ где } k_1 = \sqrt{\frac{a}{21}}, k_2 = 1 - \frac{\beta}{35} \text{ (при обратном уклоне, показанном}$$

на чертеже пунктиром, $k_2 = 1$); $k_3 = 1 - \frac{\varphi}{30}$, но не менее 0,3 (a - в м; β , φ - в град).

г) Длину зоны повышенных снегоотложений b следует принимать равной:

$$\text{при } \mu \leq \frac{2h}{S_0} \quad b = 2h, \text{ но не более } 16 \text{ м};$$

$$\text{при } \mu > \frac{2h}{S_0} \quad b = \frac{\mu - 1 + 2m_2}{\frac{2h}{S_0} - 1 + 2m_2} 2h, \text{ но не более } 5h \text{ и не более } 16 \text{ м}.$$

д) Коэффициенты μ , принимаемые для расчетов (показанные на схемах для трех вариантов), не должны превышать:

$$\frac{2h}{S_0} \text{ (где } h \text{ - в м; } S_0 \text{ - в кПа);}$$

4 - если нижнее покрытие является покрытием здания и $l'_1 + l'_2 \leq 48$ м;

6 - если нижнее покрытие является навесом или покрытием здания и $l'_1 + l'_2 > 72$ м.

Промежуточные значения определяются по интерполяции.

е) Коэффициент μ_1 следует принимать: $\mu_1 = 1 - 2m_2$.

ж) При наличии разрыва между нижерасположенным покрытием и стенкой перепада шириной не более 1,5 м местную повышенную снеговую нагрузку на покрытие в зоне у перепада следует определять так же, как для покрытий без разрыва. При этом для нижерасположенного покрытия принимается только приходящаяся на него часть трапецевидной эпюры коэффициента μ .

Примечания

1 При d_1 (d_2) > 12 м значение μ для участка перепада длиной d_1 (d_2) (рисунок [Г.11,а](#)) следует определять без учета влияния фонарей на повышенном (пониженном) покрытии.

2 Если пролеты верхнего (нижнего) покрытия имеют разный профиль, то при определении μ , необходимо принимать соответствующее значение m_1 (m_2) для каждого пролета в пределах l'_1 (l'_2).

3 Местную нагрузку у перепада не следует учитывать, если высота перепада, м, между двумя смежными покрытиями менее $\frac{S_0}{2}$ (где S_0 - в кПа).

Г.9 Здания с двумя перепадами высоты

Для зданий с двумя перепадами высоты снеговую нагрузку на верхние и нижние покрытия следует принимать по схеме [Г.8](#). Значения μ_1 , b_1 , μ_2 , b_2 следует определять для каждого перепада независимо, принимая: m_1 и m_2 в схеме Г.9 (при определении нагрузок возле перепадов h_1 и h_2) соответствующими m_1 в схеме [Г.8](#) и m_3 (доля снега, переносимого ветром по пониженному покрытию) соответствующим m_2 в схеме [Г.8](#). При этом:

$$b_3 = b_1 + b_2 - l_3;$$

$$\mu'_1 = (\mu_1 + 2m_3 - 1) \frac{b_3}{b_1} + 1 - 2m_3;$$

$$\mu'_2 = (\mu_2 + 2m_3 - 1) \frac{b_3}{b_2} + 1 - 2m_3.$$

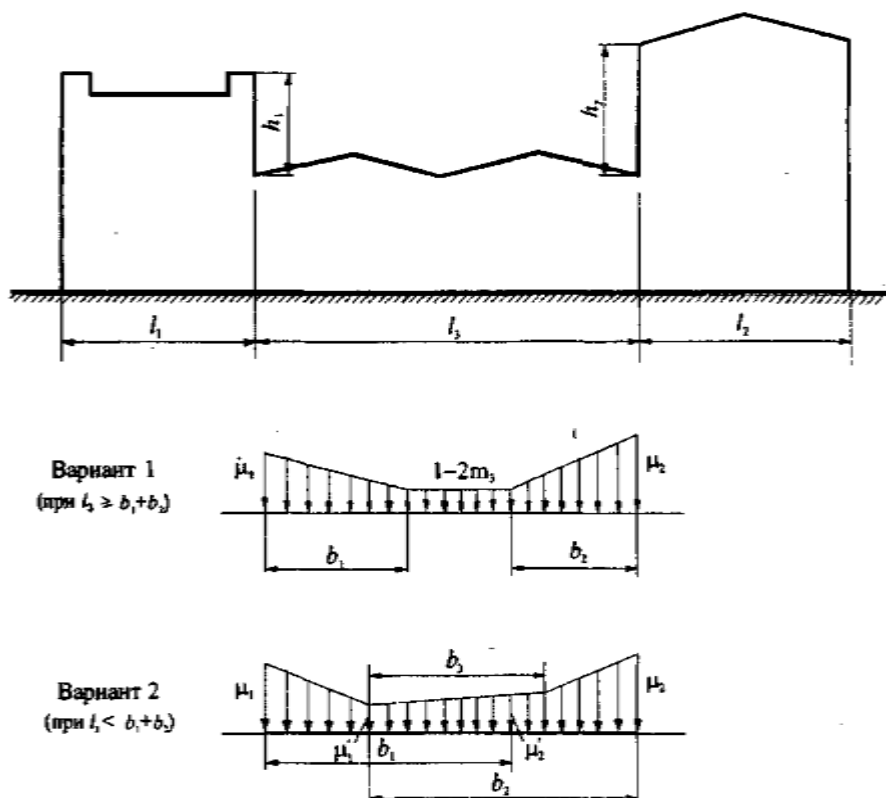


Рисунок Г.12

Г.10 Покрытие с парапетами

а) Снеговую нагрузку на покрытие возле парапетов следует принимать по схеме, приведенной на рисунке Г.13.

б) Схему на рисунке Г.13 для покрытий с парапетами следует применять при $h > \frac{S_0}{2}$ (h - в м; S_0 - в кПа);

$$\mu = \frac{2h}{S_0}, \text{ но не более } 3.$$

в) Для плоских ($\alpha < 15^\circ$) и сводчатых ($\frac{f}{l} < 0,1$) покрытий при длине зоны переноса снега $l > 48$ м, а также при высоте парапета более 1,2 м следует учитывать местную повышенную нагрузку, как у перепадов высоты (см. на рисунке [Г.11](#)), в том случае, если эта схема более неблагоприятна, чем на рисунке Г.13.

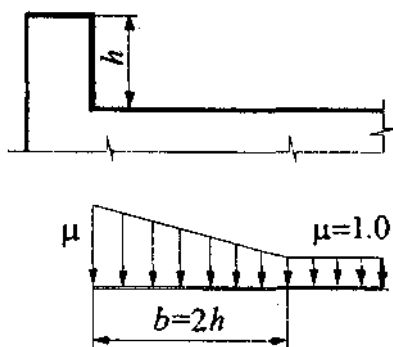


Рисунок Г.13

Г.11 Участки покрытий, примыкающие к возвышающимся над кровлей вентиляционным шахтам и другим надстройкам

а) Схема на рисунке Г.14 относится к участкам с надстройками с диагональю основания не более 15 м.

б) В зависимости от рассчитываемой конструкции (плит покрытия, подстропильных и стропильных конструкций) необходимо учитывать самое неблагоприятное положение зоны повышенной нагрузки (при произвольном угле β).

в) Коэффициент μ для участков покрытий, примыкающих к возвышающимся над кровлей вентиляционным шахтам, зенитным фонарям и другим надстройкам (рисунок Г.14), постоянный в пределах указанной зоны, следует принимать равным:

$$1,0 \text{ при } d \leq 1,5 \text{ м;}$$

$$\frac{2h}{S_0} \text{ при } d > 1,5 \text{ м,}$$

но не менее 1,0 и не более:

$$1,5 \text{ при } 1,5 < d \leq 1,5 \text{ м;}$$

$$2,0 \text{ при } 5 < d \leq 10 \text{ м;}$$

$$2,5 \text{ при } 10 < d \leq 15 \text{ м;}$$

$$b_1 = 2h, \text{ но не более } 2d.$$

Наличие зенитных фонарей и надстроек с диагональю не более 5 м, возвышающихся над кровлей не более чем на 0,4 м, допускается не учитывать.

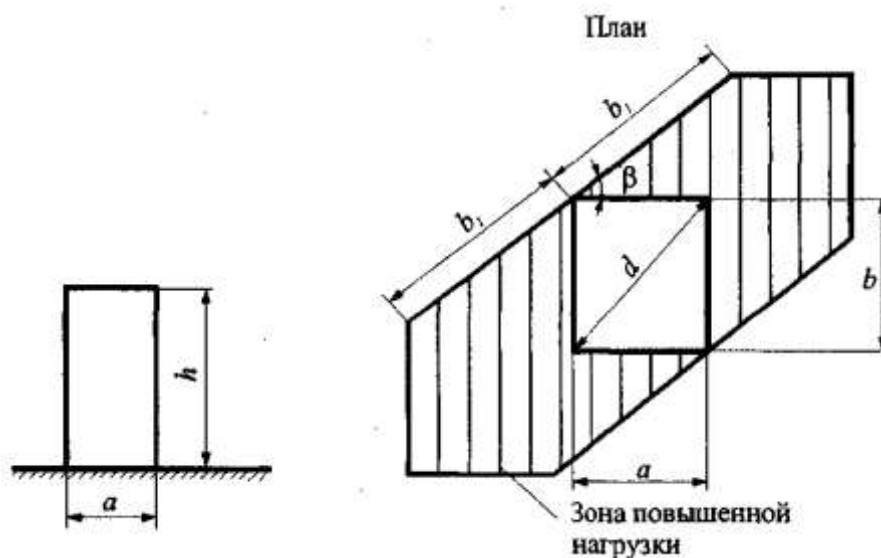


Рисунок Г.14

Г.12 Висячие покрытия цилиндрической формы

Для висячих покрытий цилиндрической формы (рисунок Г.15) следует принимать:

$$\mu_1 = 1,0;$$

$$\mu_2 = \frac{l}{d}.$$

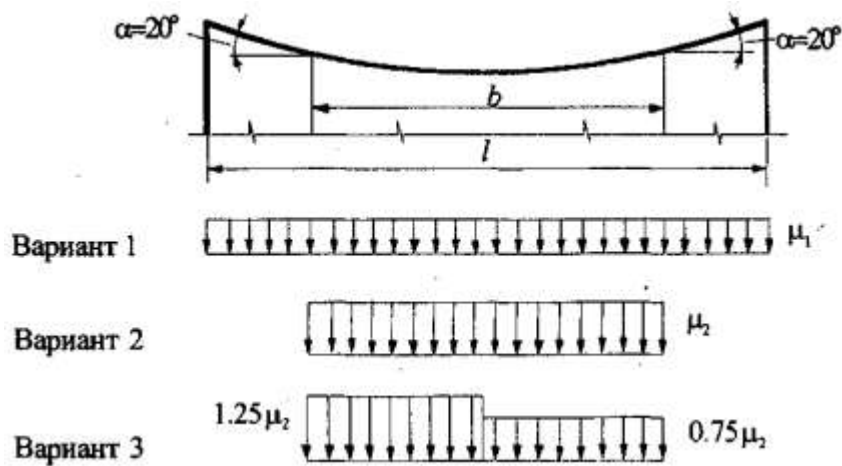


Рисунок Г.15

Г.13 Здания с купольными круговыми и близкими к ним по очертанию покрытиями

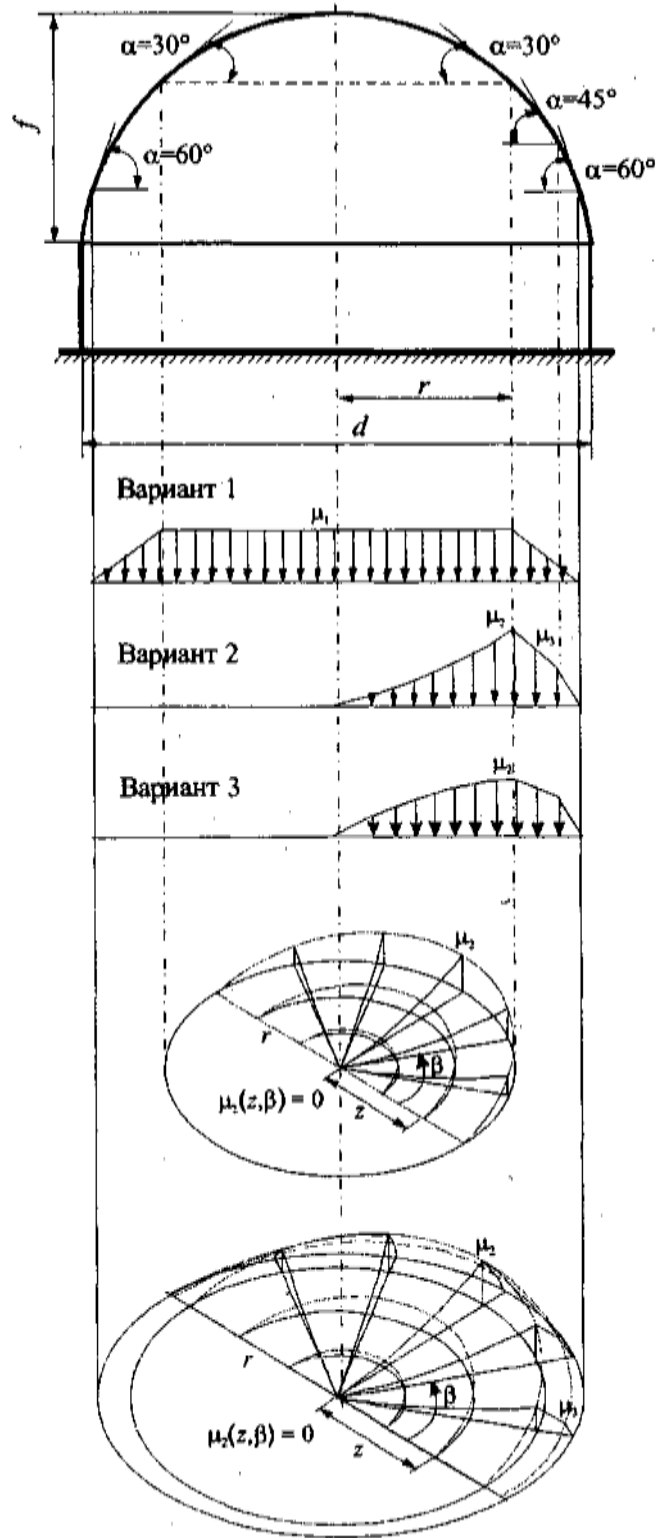


Рисунок Г.16

Для зданий с купольными круговыми и близкими к ним по очертанию покрытиями (рисунок Г.16) коэффициент μ_1 определяется по таблице Г.2. Промежуточные значения определяются линейной интерполяцией.

Таблица Г.2

Уклон покрытия α , град.	μ_1
$\alpha \leq 30^\circ$	1
$\alpha \geq 60^\circ$	0

Для пологих куполов с отношением $f/d \leq 0,05$ следует учитывать только вариант 1.

Для куполов с отношением $f/d > 0,05$ следует учитывать варианты 1, 2 и 3 при уклонах $\alpha < 60^\circ$.

Для варианта 2 на рисунке Г.16 следует принимать при $z \leq r_1$ $\mu_2 = C_{r1} (z/r_1)^2 \sin\beta$, где $C_{r1} = 2,55 - \exp(0,8-14 f/d)$; при $z > r_1$ $\mu_3 = 1,5 \sin\beta$, при $\alpha = 45^\circ$; $\mu_3 = 0$, при $\alpha > 60^\circ$.

Промежуточные значения определяются линейной интерполяцией.

Для варианта 3 следует принимать

$$\mu_2 = 3\sqrt{\frac{2f}{d}} \sin 3\alpha \sin \beta.$$

Вариант 3 следует учитывать для куполов с $f/d > 0,05$ при сильно шероховатой поверхности покрытия, наличии на нем возвышающихся надстроек, фонарей или снегозадерживающих преград, а также для покрытий, защищенных от ветра соседними более высокими зданиями или объектами окружающей застройки.

Г.14 Здания с коническими круговыми покрытиями

Для зданий с коническими круговыми покрытиями (рисунок Г.17) коэффициент μ_1 определяется по таблице Г.3. Промежуточные значения определяются линейной интерполяцией.

Таблица Г.3

Уклон покрытия α , град.	μ_1
$\alpha \leq 30^\circ$	1
$\alpha \geq 60^\circ$	0

Для пологих куполов при $\alpha \leq 7^\circ$ следует учитывать только вариант 1.

Для менее пологих куполов при $7^\circ < \alpha \leq 30^\circ$ для варианта 2 следует принимать

$$\mu_2 = C_{r2} (z/r) \sin\beta,$$

где $C_{r2} = 2,153 \sqrt{\frac{\alpha\pi}{180^\circ}}$.

При $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ для варианта 2 следует принимать:

$$\mu_2 = C_{r2} (z/r) \sin\beta; C_{r2} = 1,7 \times 30^\circ / \alpha.$$

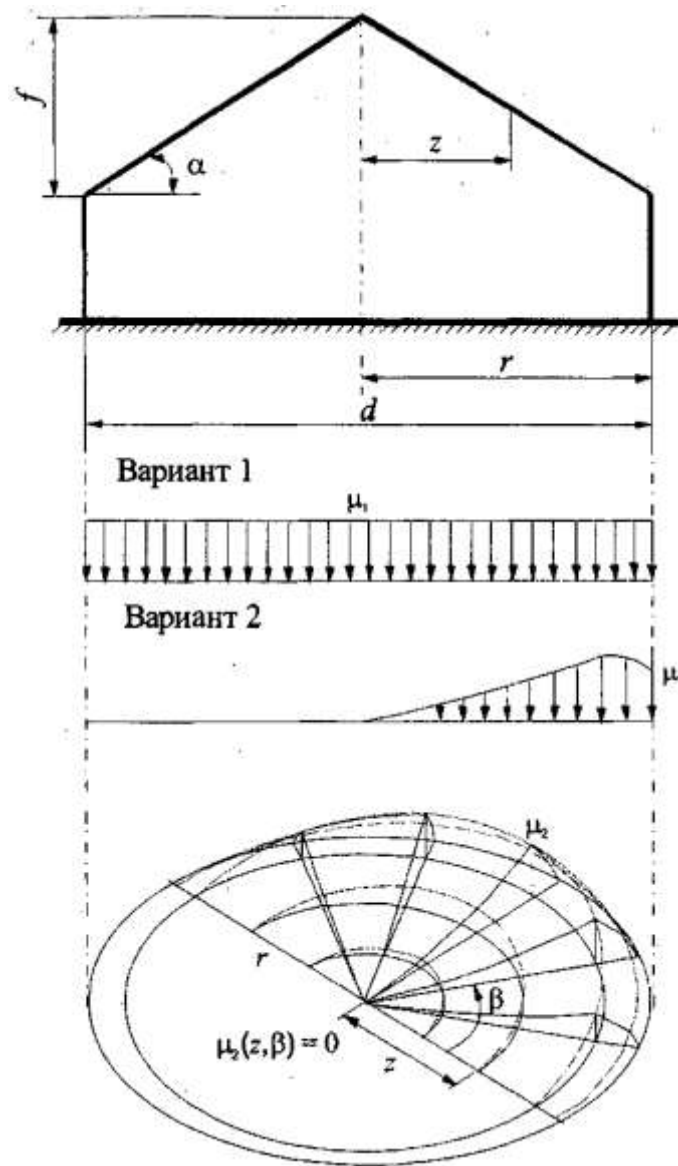


Рисунок Г.17

**Приложение Д
(обязательное)**

Ветровые нагрузки

Д.1 Аэродинамические коэффициенты

Д.1.1 Отдельностоящие плоские сплошные конструкции

Отдельностоящие плоские сплошные конструкции на земле (стены, заборы и т.д.)

Для различных участков конструкций (рисунок Д.1) коэффициент c_x определяется по таблице Д.1;

$$z_e = h.$$

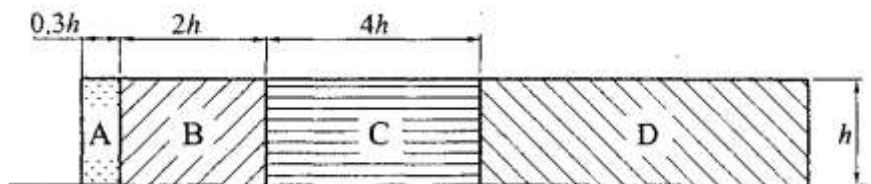


Рисунок Д.1

Таблица Д.1

Участки плоских сплошных конструкций на земле (см. рисунок Д.1)			
A	B	C	D
2,1	1,8	1,4	1,2

Рекламные щиты

Для рекламных щитов, поднятых над землей на высоту не менее $d/4$ (рисунок Д.2):

$c_x = 2,5k_\lambda$, где k_λ - определено в Д.1.15.

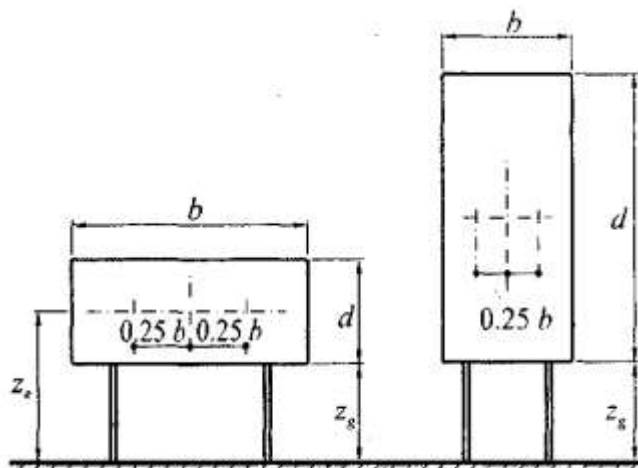


Рисунок Д.2

Равнодействующую нагрузку, направленную по нормали к плоскости щита, следует прикладывать на высоте его геометрического центра с эксцентриситетом в горизонтальном направлении $e = \pm 0,25b$.

$$z_e = z_g + d/2.$$

Д.1.2 Прямоугольные в плане здания с двускатными покрытиями

Вертикальные стены прямоугольных в плане зданий

Таблица Д.2

Боковые стены			Наветренная стена	Подветренная стена
Участки				
A	B	C	D	E
-1,0	-0,8	-0,5	0,8	-0,5

Для наветренных, подветренных и различных участков боковых стен (рисунок Д.3) аэродинамические коэффициенты c_e приведены в таблице Д.2.

Для боковых стен с выступающими лоджиями аэродинамический коэффициент трения $c_f = 0,1$.

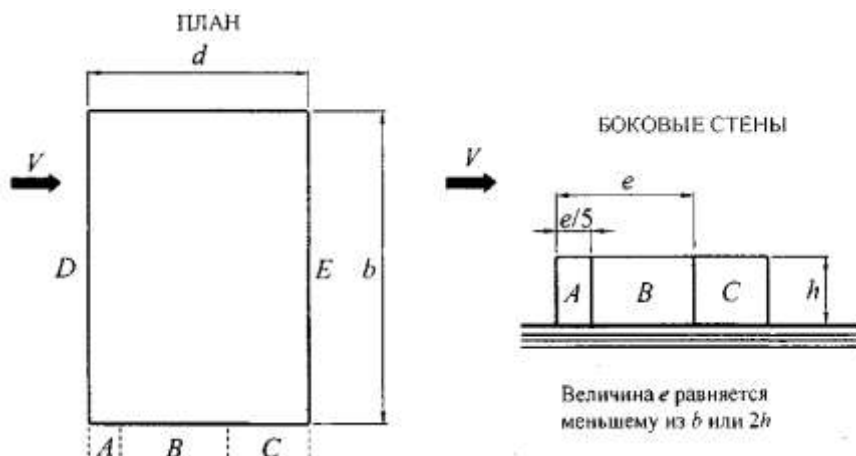


Рисунок Д.3

Двускатные покрытия

Для различных участков покрытия (рисунок Д.4) коэффициент c_e определяется по таблицам Д.3.а и Д.3.б в зависимости от направления средней скорости ветра.

Для углов $15^\circ \leq \beta \leq 30^\circ$ при $\alpha = 0^\circ$ необходимо рассмотреть два варианта распределения расчетной ветровой нагрузки.

Для протяженных гладких покрытий при $\alpha = 90^\circ$ (рисунок Д.4,б) аэродинамические коэффициенты трения $c_e = 0,02$.

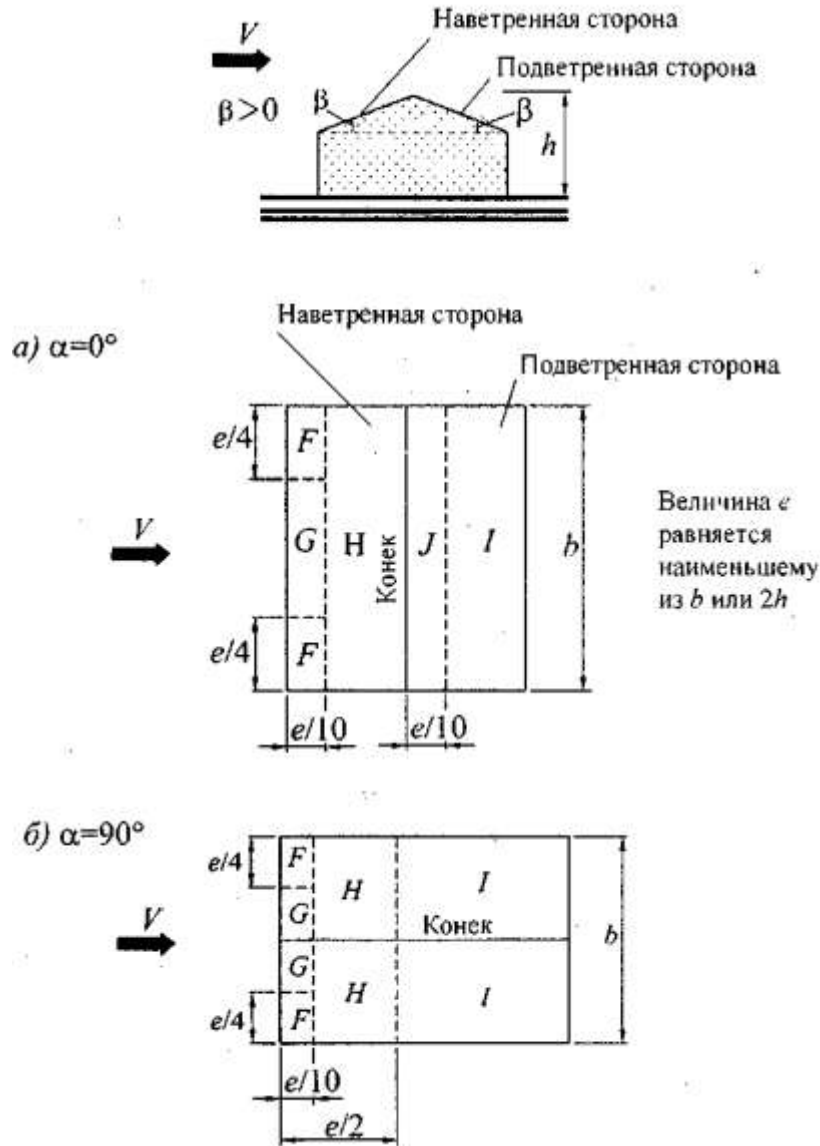


Рисунок Д.4

Таблица Д.3а

$\alpha = 0^\circ$

Уклон β	F	G	H	I	J
15°	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1,0
	0,2	0,2	0,2		
30°	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
	0,7	0,7	0,4		
45°	0,7	0,7	0,6	-0,2	-0,3
60°	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
75°	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3

Таблица Д.36

 $\alpha = 90^\circ$

Уклон β	F	G	H	I
0°	-1,8	-1,3	-0,7	-0,5
15°	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5
30°	-1,1	-1,4	-0,8	-0,5
45°	-1,1	-1,4	-0,9	-0,5
60°	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
75°	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5

Д.1.3 Прямоугольные в плане здания со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями

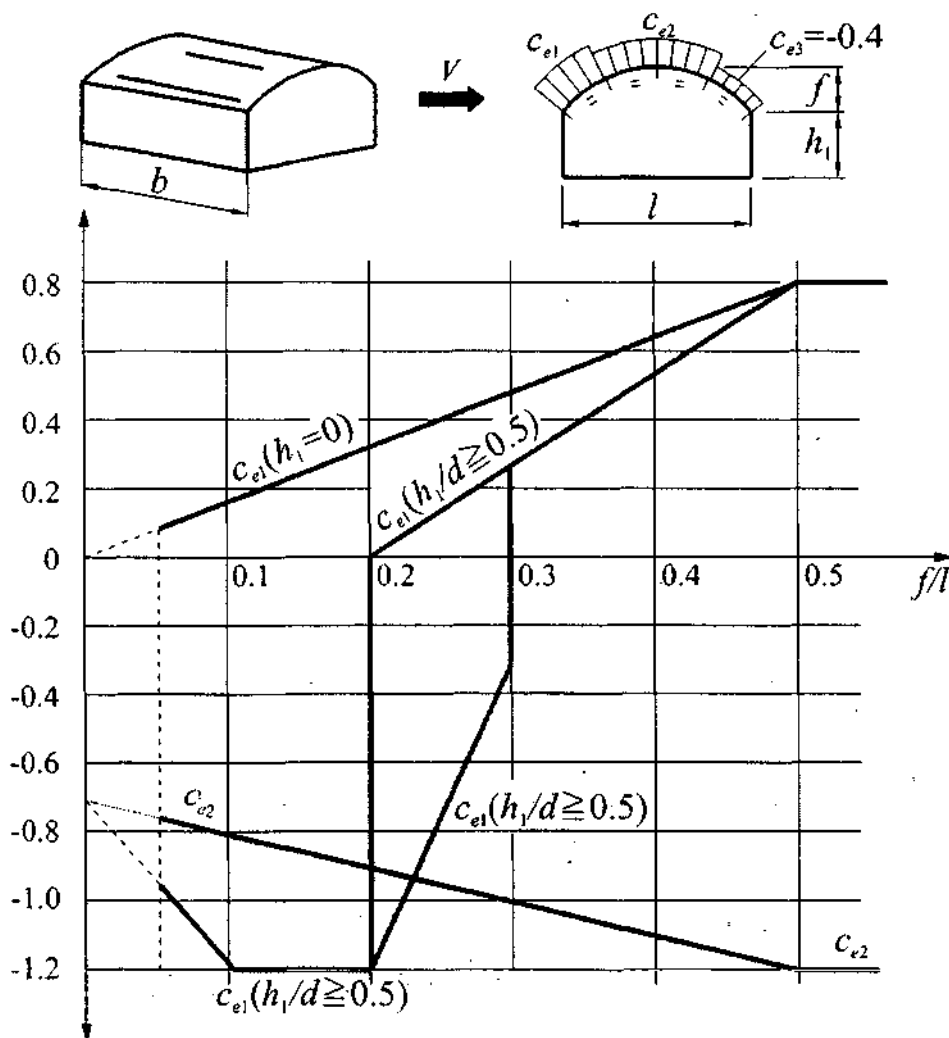


Рисунок Д.5

Примечание - При $0,2 \leq f/d \leq 0,3$ и $h_1/l \geq 0,5$ необходимо учитывать два значения коэффициента c_{e1} .

Распределение аэродинамических коэффициентов по поверхности покрытия приведено на рисунке Д.5.

Аэродинамические коэффициенты для стен принимаются в соответствии с таблицей Д.2.

При определении эквивалентной высоты (11.1.5) и коэффициента ν в соответствии с 11.1.1: $h = h_1 + 0,7f$.

Д.1.4 Круглые в плане здания с купольными покрытиями

Значения коэффициентов c_e в точках А и С, а также в сечении ВВ приведены на рисунке Д.6. Для промежуточных сечений коэффициенты c_e определяются линейной интерполяцией.

При определении эквивалентной высоты (11.1.5) и коэффициента v в соответствии с 11.1.1: $h = h_1 + 0,7f$.

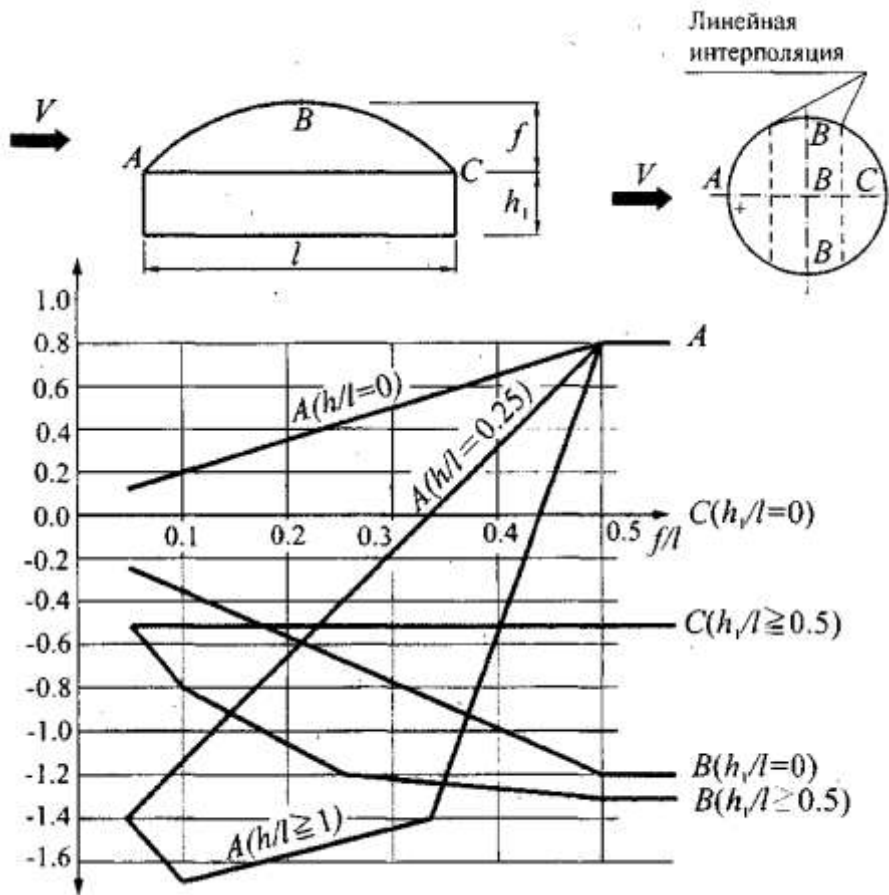


Рисунок Д.6

Д.1.5 Здания с продольными фонарями

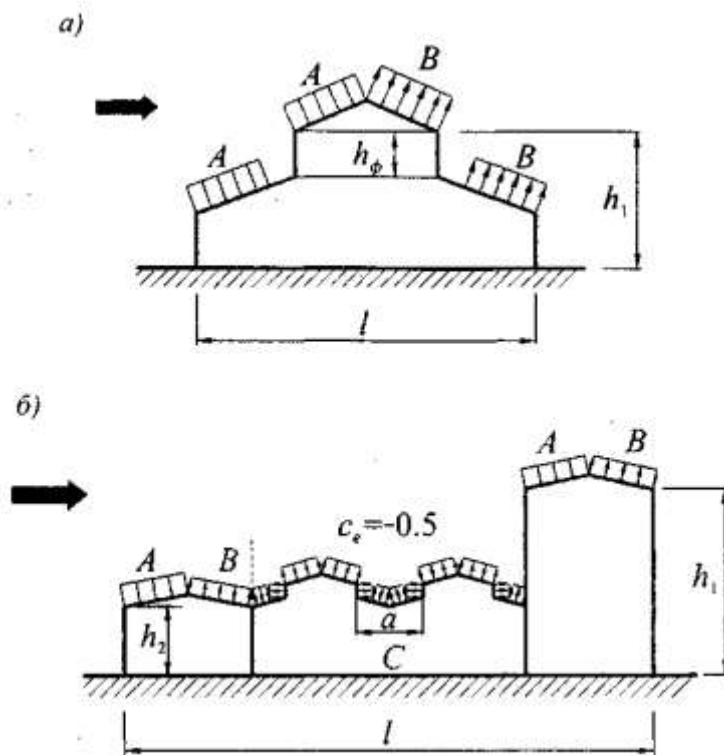


Рисунок Д.7

Для участков А и В (рисунок Д.7) коэффициенты c_e следует определять в соответствии с таблицами [Д.3.а](#) и [Д.3.б](#).

Для фонарей участка С при $\lambda \leq 2$ $c_x = 0,2$; при $2 \leq \lambda \leq 8$ для каждого фонаря $c_x = 0,1\lambda$; при $\lambda > 8$ $c_x = 0,8$, здесь $\lambda = a/h_f$.

Для остальных участков покрытия $c_e = -0,5$.

Для вертикальных поверхностей и стен зданий коэффициенты c_e следует определять в соответствии с таблицей [Д.2](#).

При определении эквивалентной высоты z_e ([11.1.5](#)) и коэффициента v ([11.1.1](#)) $h = h_1$.

Д.1.6 Здания с зенитными фонарями

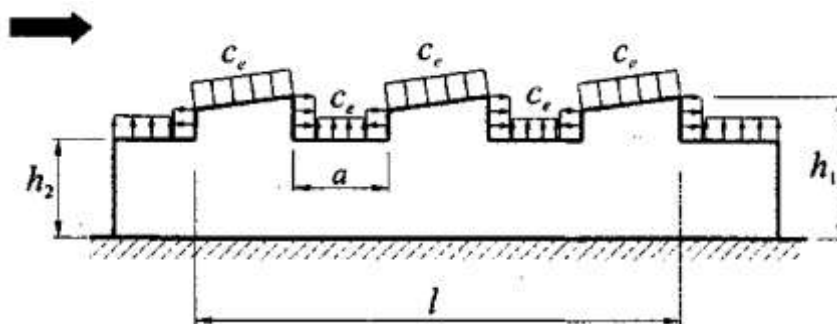


Рисунок Д.8

Для наветренного фонаря коэффициент c_e следует определять в соответствии с таблицами [Д.3.а](#) и [Д.3.б](#).

Для остальных фонарей коэффициенты c_x определяются так же, как и для участка С (раздел [Д.1.5](#)).

Для остальной части покрытия $c_e = -0,5$.

Для вертикальных поверхностей и стен зданий коэффициенты c_e следует определять в соответствии с таблицей [Д.2](#).

При определении эквивалентной высоты z_e ([11.1.5](#)) и коэффициента v ([11.1.1](#)) $h = h_1$.

Д.1.7 Здания с шедовыми покрытиями

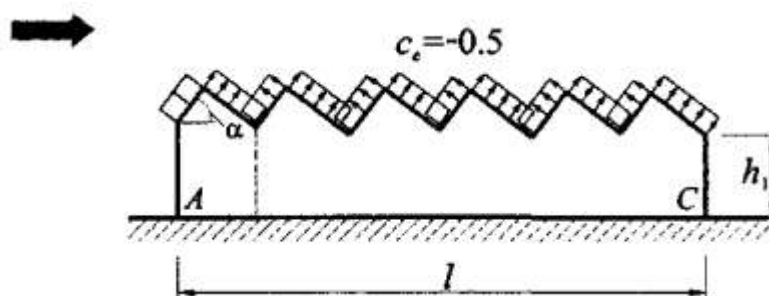


Рисунок Д.9

Для участка А коэффициент c_e следует определять в соответствии с таблицами [Д.3.а](#) и [Д.3.б](#).

Для остальной части покрытия $c_e = -0,5$.

Для вертикальных поверхностей и стен зданий коэффициенты c_e следует определять в соответствии с таблицей [Д.2](#).

При определении эквивалентной высоты z_e ([11.1.5](#)) и коэффициента v ([11.1.1](#)) $h = h_1$.

Д.1.8 Здания с уступами

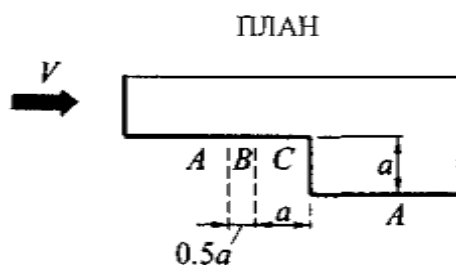


Рисунок Д.10

Для участка С коэффициент $c_e = 0,8$.

Для участка Л коэффициент c_e следует принимать в соответствии с таблицей [Д.2](#).

Для участка В коэффициент c_e следует определять линейной интерполяцией.

Для остальных вертикальных поверхностей коэффициент c_e необходимо определять в соответствии с таблицей [Д.2](#).

Для покрытия зданий коэффициенты c_e определяются в соответствии с таблицами [Д.3,а](#) и [Д.3.б](#).

Д.1.9 Здания, постоянно открытые с одной стороны

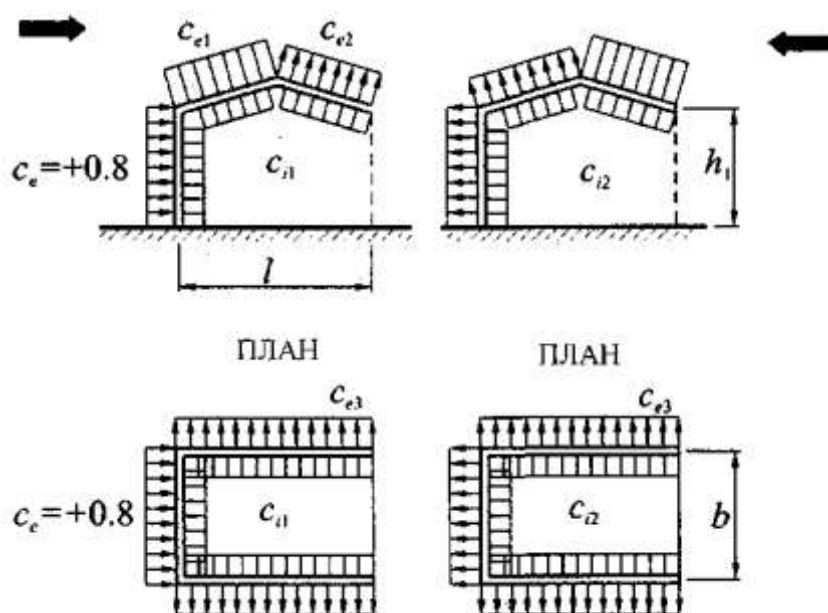


Рисунок Д.11

При проницаемости ограждения $\mu \leq 5\%$ $c_{i1} = c_{i2} = \pm 0,2$. Для каждой стены здания знак «плюс» или «минус» следует выбирать из условия реализации наиболее неблагоприятного варианта нагружения.

При $\mu \geq 30\%$ $c_{i1} = -0,5$; $c_{i2} = 0,8$.

Коэффициент c_e на внешней поверхности следует принимать в соответствии с таблицей [Д.2](#).

Примечание - Проницаемость ограждения μ следует определять как отношение суммарной площади имеющихся в нем проемов к полной площади ограждения.

Д.1.10 Навесы

Аэродинамические коэффициенты c_e для четырех типов навесов (рисунок Д.12) без сплошностенчатых вертикальных ограждающих конструкций определяются по таблице Д.4.

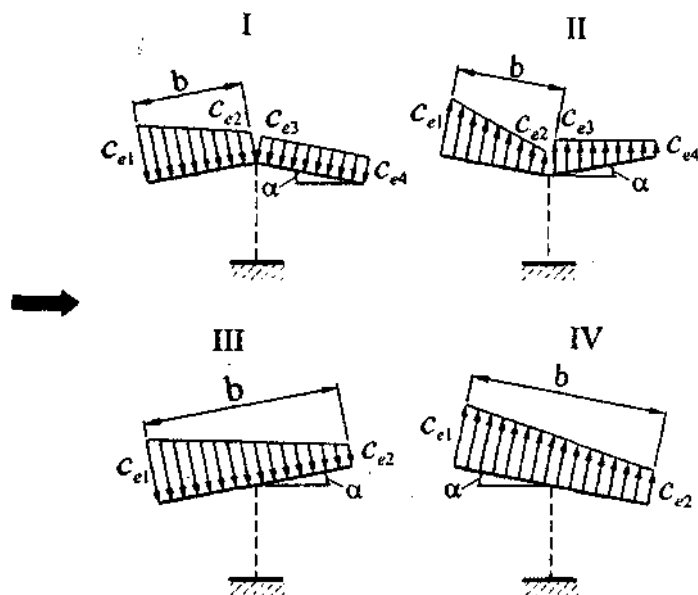


Рисунок Д.12

Таблица Д.4

Тип схемы	α , град	Значения коэффициентов			
		c_{e1}	c_{e2}	c_{e3}	c_{e4}
I	10	0,5	-1,3	-1,1	0
	20	1,1	0	0	-0,4
	30	2,1	0,9	0,6	0
II	10	0	-1,1	-1,5	0
	20	1,5	0,5	0	0
	30	2	0,8	0,4	0,4
III	10	1,4	0,4	-	-
	20	1,8	0,5	-	-
	30	2,2	0,6	-	-
IV	10	1,3	0,2	-	-
	20	1,4	0,3	-	-
	30	1,6	0,4	-	-

Примечания

1 Коэффициенты c_{e1} , c_{e2} , c_{e3} , c_{e4} соответствуют суммарному давлению на верхнюю и нижнюю поверхности навесов.

2 Для отрицательных значений c_{e1} , c_{e2} , c_{e3} , c_{e4} направление давления на схемах следует изменять на противоположное.

3 Для навесов с волнистыми покрытиями аэродинамический коэффициент трения $c_f = 0,04$.

Д.1.11 Сфера

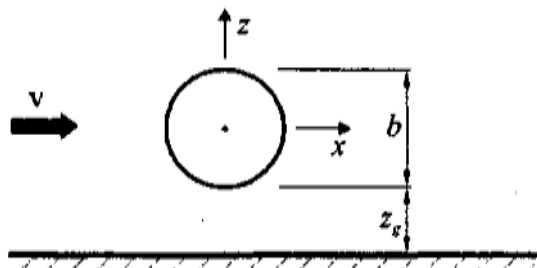


Рисунок Д.13

Аэродинамические коэффициенты лобового сопротивления c_x сферы при $z_g > d/2$ (рисунок Д.13) приведены на рисунке Д.14 в зависимости от числа Рейнольдса Re и относительной шероховатости $\delta = \Delta/d$, где Δ , м, - шероховатость поверхности (см. [Д.1.15](#)). При $z_g < d/2$

коэффициент c_x следует увеличить в 1,6 раза.

Коэффициент подъемной силы сферы c_z принимается равным:

при $z_g > b/2 - c_z = 0$;

при $z_g < b/2 - c_z = 0,6$.

Эквивалентная высота (11.1.5) $z_e = z_g + d/2$.

При определении коэффициента ν в соответствии с 11.1.11 следует принимать

$$b = h = 0,7d.$$

Число Рейнольдса Re определяется по формуле

$$Re = 0,88d \sqrt{w_0 k(z_e) \gamma_f} \cdot 10^5,$$

где d , м, - диаметр сферы;

w_0 , Па, - определяется в соответствии с 11.1.4;

z_e , м, - эквивалентная высота;

$k(z_e)$ - определяется в соответствии с 11.1.6;

γ_f - коэффициент надежности по нагрузке (11.1.12).

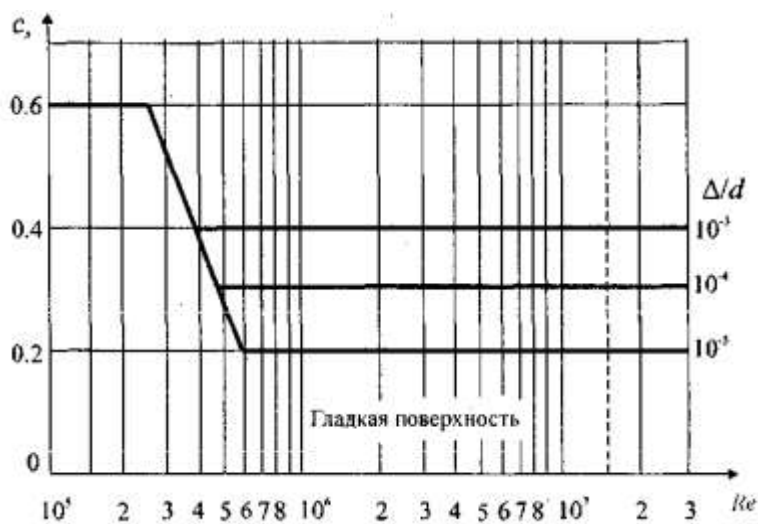


Рисунок Д.14

Д.1.12 Сооружения и конструктивные элементы с круговой цилиндрической поверхностью

Аэродинамический коэффициент c_{e1} внешнего давления определяется по формуле

$$c_{e1} = k_{\lambda 1} c_{\beta},$$

где $k_{\lambda 1} = 1$ при $c_{\beta} > 0$; для $c_{\beta} < 0 - k_{\lambda 1} = k_{\lambda 2}$, определено в Д.1.15.

Распределение коэффициентов c_{β} по поверхности цилиндра при $\delta = \Delta/d < 5 \cdot 10^{-4}$ (см. Д.1.16) приведено на рисунке Д.16 для различных чисел Рейнольдса Re . Значение указанных на этом рисунке углов β_{\min} и β_b , а также соответствующее им значение коэффициентов c_{\min} и c_b , приведены в таблице Д.5.

Значения аэродинамических коэффициентов давления c_{e2} и c_i (рисунок Д.14) приведены в таблице Д.6. Коэффициент c_i следует учитывать для опущенного покрытия («плавающая кровля»), а также при отсутствии покрытия.

Аэродинамические коэффициенты лобового сопротивления определяются по формуле

$$c_x = k_{\lambda} c_{x\infty},$$

где k_{λ} - определено в Д.1 в зависимости от относительного удлинения сооружения (см. Д.1.15). Значения коэффициентов $c_{x\infty}$ приведены на рисунке Д.17 в зависимости от числа Рейнольдса Re и относительной шероховатости $\Delta = \delta/d$ (см. Д.1.16).

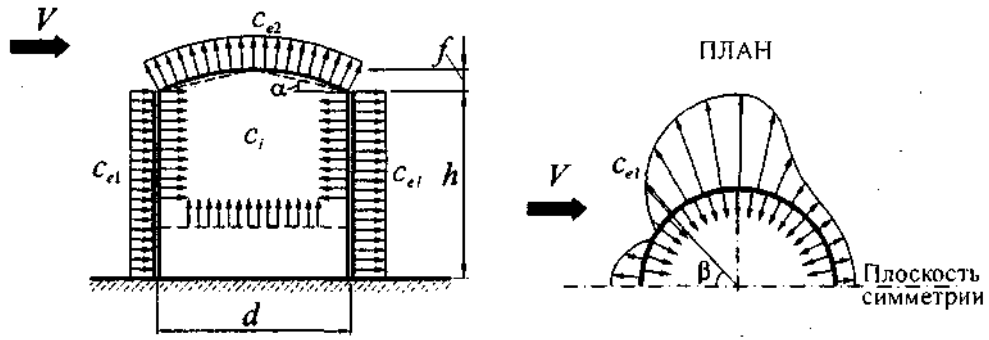


Рисунок Д.15

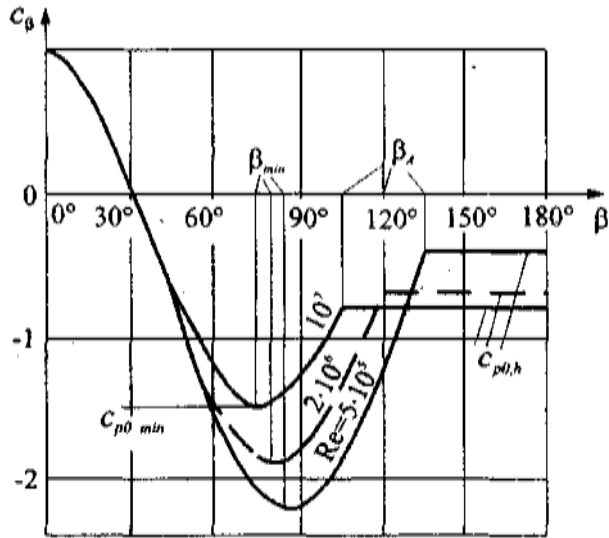


Рисунок Д.16

Таблица Д.5

Re	β_{min}	c_{min}	β_b	c_b
$5 \cdot 10^5$	85	-2,2	135	-0,4
$2 \cdot 10^6$	80	-1,9	120	-0,7
10^7	75	-1,5	105	-0,8

Таблица Д.6

h/d	1/6	1/4	1/2	1	2	≥ 5
c_{e2}, c_i	-0,5	-0,55	-0,7	-0,8	-0,9	-1,05

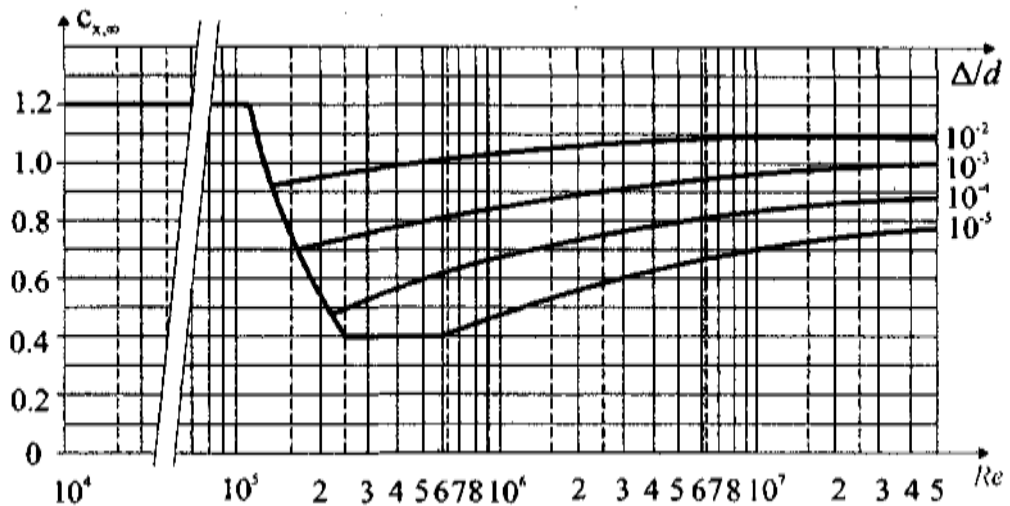


Рисунок Д.17

Для проводов и тросов (в том числе покрытых гололедом) $c_x = 1,2$.

Аэродинамические коэффициенты наклонных элементов (рисунок Д.18) определяются по формуле

$$c_{x\beta} = c_x \sin^2\beta \sin^2\theta,$$

где c_x - определяется в соответствии с данными рисунка Д.17;

ось x параллельна скорости ветра V ;

ось z направлена вертикально вверх;

β - угол между проекцией элемента на плоскость XU и осью x ;

θ - угол между осью элемента и осью z .

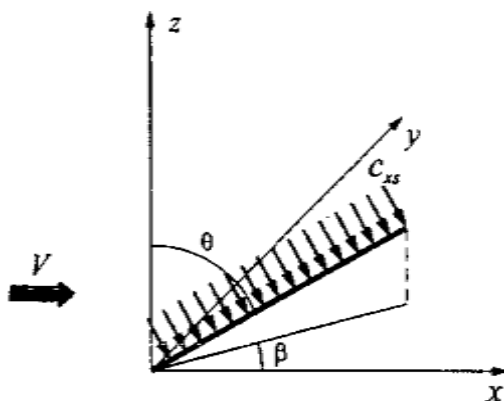


Рисунок Д.18

При определении коэффициента v в соответствии с [11.1.1](#):

$$b = 0,7d; \quad h = h_1 + 0,7f.$$

Число Рейнольдса Re определяется по формуле, приведенной в [Д.1.11](#), где $z_e = 0,8h$ для вертикально расположенных сооружений;

z_e равно расстоянию от поверхности земли до оси горизонтально расположенного сооружения.

Г.1.13 Призматические сооружения

Аэродинамические коэффициенты лобового сопротивления призматических сооружений определяются по формуле

$$c_x = k_\lambda c_{x\infty},$$

где k_λ определено в [Д.1.15](#) в зависимости от относительного удлинения сооружения λ_e .

Значения коэффициента $c_{x\infty}$ для прямоугольных сечений приведены на рисунке Д.19, а для n -угольных сечений и конструктивных элементов (профилей) - в таблице Д.7.

Таблица Д.7

Эскизы сечений и направлений ветра	β , град.	n (число сторон)	$c_{x\infty}$ при $Re > 4 \cdot 10^5$
<p>Правильный многоугольник</p>	Произвольный	5	1,8
		6-8	1,5
		10	1,2
		12	1,0

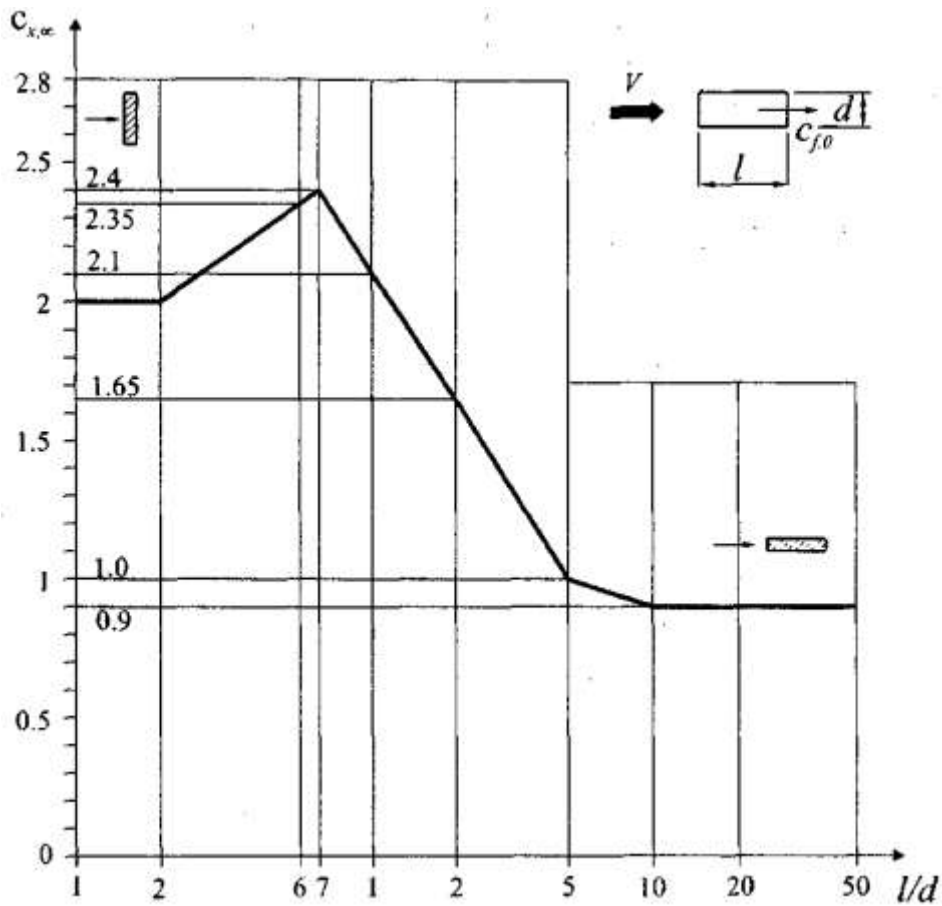


Рисунок Д.19

Д.1.14 Решетчатые конструкции

Аэродинамические коэффициенты решетчатых конструкций отнесены к площади граней пространственных ферм или площади контура плоских ферм.

Направление оси x для плоских ферм совпадает с направлением ветра и перпендикулярно плоскости конструкции; для пространственных ферм расчетные направления ветра показаны в таблице Д.8.

Аэродинамические коэффициенты c_x отдельно стоящих плоских решетчатых конструкций определяются по формуле

$$c_x = \frac{1}{A_k} \sum c_{xi} A_i,$$

где c_{xi} - аэродинамический коэффициент i -го элемента конструкций, определяемый в соответствии с указаниями [Д.1.13](#) для профилей и [Д.1.12](#), в для трубчатых элементов; при этом $k_\lambda = 1$;

A_i - площадь проекции i -го элемента конструкции;

A_k - площадь, ограниченная контуром конструкции.

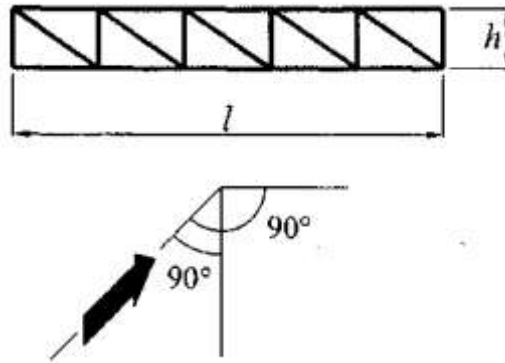


Рисунок Д.20

Ряд плоских параллельно расположенных решетчатых конструкций

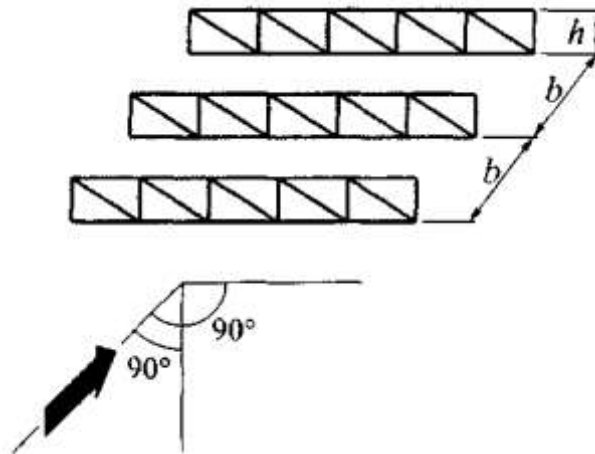


Рисунок Д.21

Для наветренной конструкции коэффициент c_{x1} определяется так же, как и для отдельной стоящей фермы.

Для второй и последующих конструкций $c_{x2} = c_{x1}\eta$.

Для ферм из профилей из труб при $Re < 4 \cdot 10^5$ коэффициент η определяется по таблице Д.8 в зависимости от относительного расстояния между фермами b/h (рисунок Д.19) и коэффициента проницаемости ферм $\varphi = \sum \frac{A_i}{A_k}$.

Таблица Д.8

φ	b/h				
	1/2	1	2	4	6
0,1	0,93	0,99	1	1	1
0,2	0,75	0,81	0,87	0,9	0,93
0,3	0,56	0,65	0,73	0,78	0,83
0,4	0,38	0,48	0,59	0,65	0,72
0,5	0,19	0,32	0,44	0,52	0,61
0,6	0	0,15	0,3	0,4	0,5

Для ферм из труб при $Re \geq 4 \cdot 10^5$ $\eta = 0,95$.

Примечание - Число Рейнольдса Re следует определять по формуле в подразделе Д.1.11, где d - средний диаметр трубчатых элементов.

Решетчатые башины и пространственные фермы

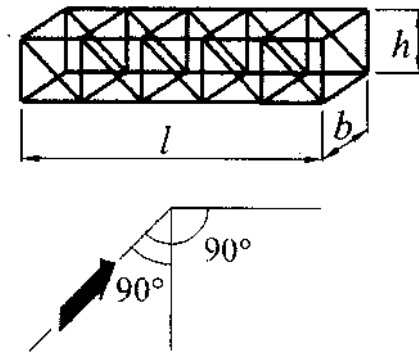


Рисунок Д.22

Аэродинамические коэффициенты c_t решетчатых башен и пространственных ферм определяются по формуле

$$c_t = c_x (1 + \eta) k_1,$$

где c_x - определяется так же, как и для отдельностоящей фермы;

η - определяется так же, как и для ряда плоских ферм.

Значения коэффициента k_1 приведены в таблице Д.9.

Таблица Д.9

Форма контура поперечного сечения и направление ветра	k_1
	1
	0,9
	1,2

Д.1.15 Учет относительного удлинения

Значения коэффициента k_λ в зависимости от относительного удлинения λ_e элемента или сооружения приведены на рисунке Д.23. Относительное удлинение λ_e зависит от параметра λ

$= l/b$ и определяется по таблице Д.10; степень проницаемости $\varphi = \sum \frac{A_i}{A_k}$.

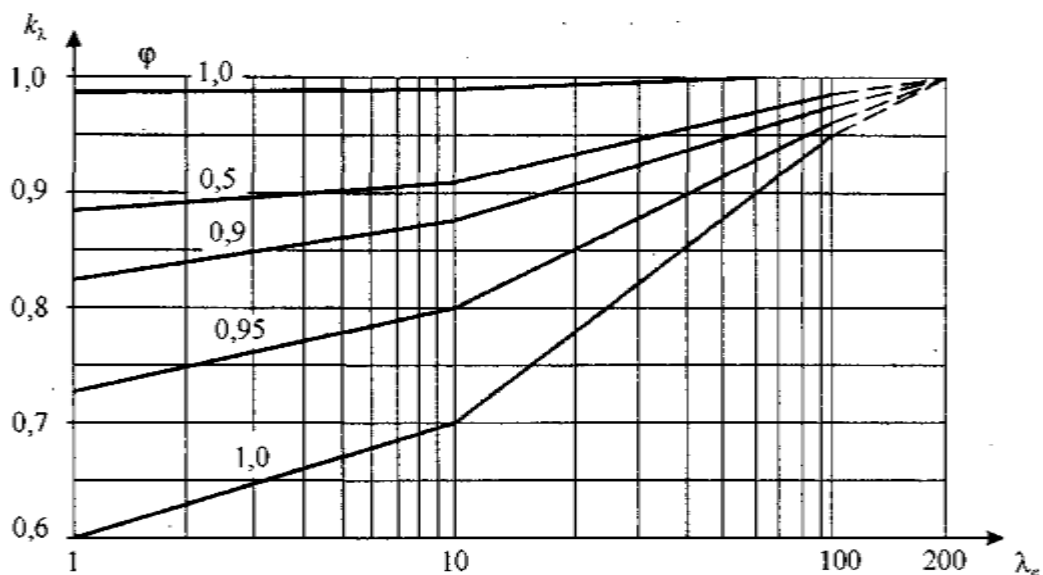


Рисунок Д.23

Таблица Д. 10

$\lambda_e = \lambda/2$	$\lambda_e = \lambda$	$\lambda_e = 2\lambda$

Примечание - l, b - соответственно максимальный и минимальный размеры сооружения или его элемента в плоскости, перпендикулярной направлению ветра.

Д.1.16 Учет шероховатости внешней поверхности

Значения коэффициента Δ , характеризующего шероховатость поверхностей конструкций, в зависимости от их обработки и материала, из которого они изготовлены, приведены в таблице Д.11.

Таблица Д. 11

Тип поверхности	Относительная шероховатость δ , мм	Тип поверхности	Относительная шероховатость δ , мм
Стекло	0,0015	Оцинкованная сталь	0,2
Полированный металл	0,002	Шлифованный бетон	0,2
Тонкомолотая масляная краска	0,006	Шероховатый бетон	1,0
Распыленная краска	0,02	Ржавчина	2,0
Литейный чугун	0,2	Каменная кладка	3,0

Д.1.17 Пиковые значения аэродинамических коэффициентов для прямоугольных в плане зданий

а) Для стен прямоугольных в плане зданий пиковое положительное значение аэродинамического коэффициента $c_{p,+} = 1,2$.

б) Пиковые значения отрицательного аэродинамического коэффициента $c_{p,-}$ для стен и плоских покрытий (рисунок Д.24) приведены в таблице Д.12.

Таблица Д.12

Участок	А	В	С	Д	Е
$c_{p,-}$	-2,2	-1,2	-3,4	-2,4	-1,5

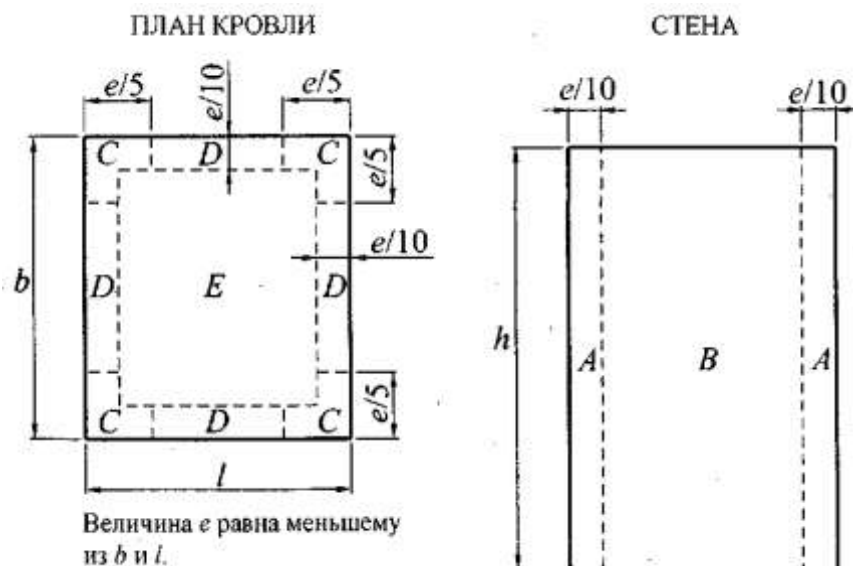


Рисунок Д.24

Д.2 Резонансное вихревое возбуждение

Д.2.1 Для однопролетных сооружений и конструктивных элементов интенсивность воздействия $F(z)$, действующего при резонансном вихревом возбуждении по i -й собственной форме в направлении, перпендикулярном средней скорости ветра, определяется по формуле

$$F_i(z) = 0,75\pi V_{cr,i}^2 c_{y,cr} \varphi_i(z) d / \delta \text{ Н/м}, \quad (\text{Д.2.1})$$

где d , м, - размер сооружения или конструктивного элемента в направлении, перпендикулярном средней скорости ветра;

$V_{cr,i}$, м/с, - см. 11.3.2;

$c_{y,cr}$ - аэродинамический коэффициент поперечной силы при резонансном вихревом возбуждении;

δ - логарифмический декремент колебаний, принимаемый равным:

$\delta = 0,05$ - для металлических сооружений; $\delta = 0,1$ - для железобетонных сооружений;

z - координата, изменяющаяся вдоль оси сооружения;

$\varphi_i(z)$ - i -я форма собственных колебаний в поперечном направлении, удовлетворяющая условию

$$\max [\varphi(z)] = 1. \quad (\text{Д.2.2})$$

Примечание - Воздействие при резонансном вихревом возбуждении (в первую очередь высотных зданий) рекомендуется уточнить на основе данных модельных аэродинамических испытаний.

Д.2.2 Аэродинамические коэффициенты c_y поперечной силы определяются следующим образом:

а) Для круглых поперечных сечений $c_y = 0,3$.

б) Для прямоугольных поперечных сечений при $b/d > 0,5$:

$$c_y = 1,1 \text{ для } V_{cr,i} / V_{\max}(z_{эк}) < 0,8;$$

$$c_y = 0,6 \text{ для } V_{cr,i}/V_{\max}(z_{\text{ЭК}}) \geq 0,8;$$

здесь b - размер сооружения в направлении средней скорости ветра.

При $b/d \leq 0,5$ расчет на резонансное вихревое возбуждение допускается не проводить.

Д.2.3 При расчете сооружения на резонансное вихревое возбуждение наряду с воздействием (Д.2.1) необходимо учитывать также действие ветровой нагрузки, параллельной средней скорости ветра. Средняя $w_{m,cr}$ и пульсационная $w_{p,cr}$ составляющие этого воздействия определяются по формулам:

$$w_{m,cr} = (V_{cr}/V_{\max})^2 w_m; w_{p,cr} = (V_{cr}/V_{\max})^2 w_p, \quad (\text{Д.2.3})$$

где V_{\max} - расчетная скорость ветра на высоте $z_{\text{ЭК}}$, на которой происходит резонансное вихревое возбуждение, определяемое по формуле (11.13);

w_m и w_p - расчетные значения средней и пульсационной составляющих ветровой нагрузки, определяемые в соответствии с указаниями 11.1.

Д.2.4 Критические скорости $V_{cr,i}$ могут иметь достаточно большую повторяемость в течение расчетного срока эксплуатации сооружения и, в связи с этим, резонансное вихревое возбуждение может привести к накоплению усталостных повреждений.

Для предотвращения резонансного вихревого возбуждения могут быть использованы различные конструктивные мероприятия: установка вертикальных и спиралевидных ребер, перфорация ограждения и установка соответствующим образом настроенных гасителей колебаний.

Приложение Е (обязательное)

Прогибы и перемещения

Е.1 Определение прогибов и перемещений

Е.1.1 При определении прогибов и перемещений следует учитывать все основные факторы, влияющие на их значения (неупругие деформации материалов, образование трещин, учет деформированной схемы, учет смежных элементов, податливость узлов сопряжения и оснований). При достаточном обосновании отдельные факторы можно не учитывать или учитывать приближенным способом.

Е.1.2 Для конструкций из материалов, обладающих ползучестью, необходимо учитывать увеличение прогибов во времени. При ограничении прогибов исходя из физиологических требований следует учитывать только кратковременную ползучесть, проявляемую сразу после приложения нагрузки, а исходя из технологических и конструктивных (за исключением расчета с учетом ветровой нагрузки) и эстетико-психологических требований - полную ползучесть.

Е.1.3 При определении прогибов колонн одноэтажных зданий и эстакад от горизонтальных крановых нагрузок расчетную схему колонн следует принимать с учетом условий их закрепления, считая, что колонна:

а) в зданиях и крытых эстакадах не имеет горизонтального смещения на уровне верхней опоры (если покрытие не создает жесткого в горизонтальной плоскости диска, следует учитывать горизонтальную податливость этой опоры);

б) в открытых эстакадах рассматривается как консоль.

Е.1.4 При наличии в зданиях (сооружениях) технологического и транспортного оборудования, вызывающих колебания строительных конструкций, и других источников вибраций предельные значения виброперемещений, виброскорости и виброускорения следует принимать в соответствии с [ГОСТ 12.1.012](#), [СН 2.2.4/2.1.8.566](#).

При наличии высокоточного оборудования и приборов, чувствительных к колебаниям конструкций, на которых они установлены, предельные значения виброперемещений, виброскорости, виброускорения следует определять в соответствии со специальными техническими условиями.

Е.1.5 Расчетные ситуации, для которых необходимо определять прогибы и перемещения и соответствующие им нагрузки, следует принимать в зависимости от того, исходя из каких требований производится расчет.

Расчетная ситуация характеризуется расчетной схемой конструкции, видами нагрузок, значениями коэффициентов условий работы и коэффициентов надежности, перечнем предельных состояний, которые следует рассматривать в данной ситуации.

Если расчет производится исходя из технологических требований, расчетная ситуация должна соответствовать действию нагрузок, влияющих на работу технологического оборудования.

Если расчет производится исходя из конструктивных требований, расчетная ситуация должна соответствовать действию нагрузок, которые могут привести к повреждению смежных элементов в результате значительных прогибов и перемещений.

Если расчет производится исходя из физиологических требований, расчетная ситуация должна соответствовать состоянию, связанному с колебаниями конструкций, и при этом необходимо учитывать нагрузки, влияющие на колебания конструкций, ограничиваемые требованиями настоящего свода правил и нормативных документов, указанных в [Е.1.4](#).

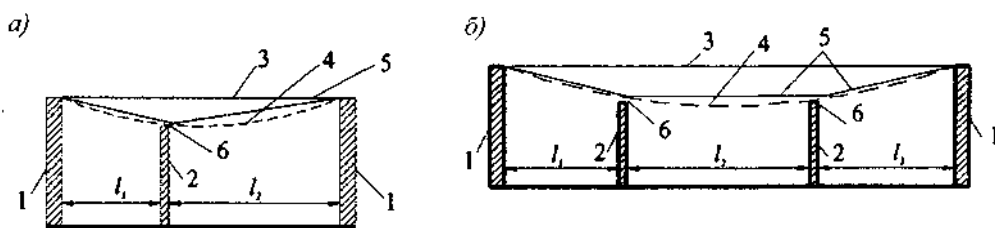
Если расчет производится исходя из эстетико-психологических требований, расчетная ситуация должна соответствовать действию постоянных и длительных нагрузок.

Для конструкций покрытий и перекрытий, проектируемых со строительным подъемом при ограничении прогиба эстетико-психологическими требованиями, определяемый вертикальный прогиб следует уменьшать на размер строительного подъема.

Е.1.6 Прогиб элементов покрытий и перекрытий, ограниченный исходя из конструктивных требований, не должен превышать расстояния (зазора) между нижней поверхностью этих элементов и верхом перегородок, витражей, оконных и дверных коробок и др. конструктивных элементов, расположенных под несущими элементами.

Зазор между нижней поверхностью элементов покрытий и перекрытий и верхом перегородок, расположенных под элементами, как правило, не должен превышать 40 мм. В тех случаях, когда выполнение указанных требований связано с увеличением жесткости покрытий и перекрытий, необходимо конструктивными мероприятиями избежать этого увеличения (например, размещением перегородок не под изгибаемыми балками, а рядом с ними).

Е.1.7 При наличии между стенами капитальных перегородок (практически такой же высоты, как и стены) значения l в позиции 2,а [таблицы Е.1](#) следует принимать равными расстояниям между внутренними поверхностями несущих стен (или колонн) и этими перегородками (или между внутренними поверхностями перегородок, рисунок Е.1).



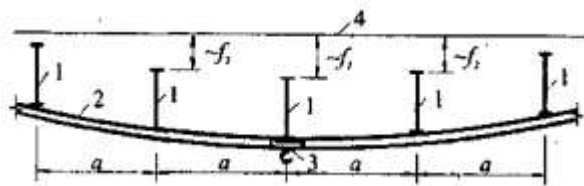
а - одной в пролете; *б* - двух в пролете; 1 - несущие стены (или колонны); 2 - капитальные перегородки; 3 - перекрытие (покрытие) до приложения нагрузки; 4 - перекрытие (покрытие) после приложения нагрузки; 5 - линии отсчета прогибов; 6 - зазор

Рисунок Е.1 - Схемы для определения значений l (l_1 , l_2 , l_3) при наличии между стенами капитальных перегородок

Е.1.8 Прогибы стропильных конструкций при наличии подвесных крановых путей (см. таблицу [Е.1](#), позиция 2,г) следует принимать как разность между прогибами f_1 и f_2 смежных стропильных конструкций (рисунок Е.2).

Е.1.9 Горизонтальные перемещения каркаса следует определять в плоскости стен и перегородок, целостность которых должна быть обеспечена.

При связевых каркасах многоэтажных зданий высотой более 40 м перекося этажных ячеек, примыкающих к диафрагмам жесткости, равный $f_1/h_s + f_2/l$ (рисунок Е.3), не должен превышать (см. таблицу Е.4): 1/300 для позиции 2, 1/500 - для позиции 2,а и 1/700 - для позиции 2,б.



1 - стропильные конструкции; 2 - балка подвесного кранового пути; 3 - подвесной кран; 4 - исходное положение стропильных конструкций; f_1 - прогиб наиболее нагруженной стропильной конструкции; f_2 - прогибы смежных с наиболее нагруженной стропильных конструкций

Рисунок Е.2 - Схема для определения прогибов стропильных конструкций при наличии подвесных крановых путей

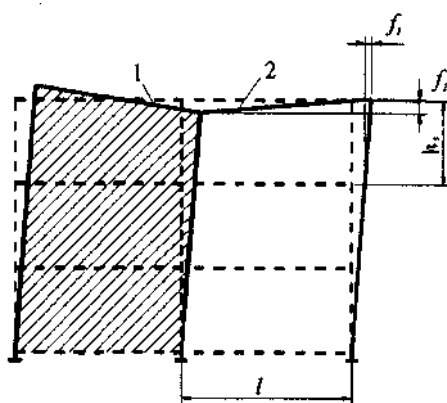


Рисунок Е.3 - Схема перекося этажных ячеек 2, примыкающих к диафрагмам жесткости 1 в зданиях со связевым каркасом (пунктиром показана исходная схема каркаса до приложения нагрузки)

Е.2 Предельные прогибы

Е.2.1 Вертикальные предельные прогибы элементов конструкций

Вертикальные предельные прогибы элементов конструкций и нагрузки, от которых следует определять прогибы, приведены в таблице Е.1. Требования к зазорам между смежными элементами приведены в Е.1.6 приложения Е.1.

Таблица Е.1

Элементы конструкций	Предъявляемые требования	Вертикальные предельные прогибы f_u	Нагрузки для определения вертикальных прогибов
1 Балки крановых путей подмостовые и подвесные краны, управляемые: с пола, в том числе тельферы (тали) из кабины при группах режимов работы (по ГОСТ 25546): 1К - 6К 7К 8К	Технологические	1/250	От одного крана
	Физиологические и технологические	1/400	То же
		1/500	»
		1/600	»

Продолжение таблицы Е.1

Элементы конструкций	Предъявляемые требования	Вертикальные предельные прогибы f_u	Нагрузки для определения вертикальных прогибов
----------------------	--------------------------	---------------------------------------	--

2 Балки, фермы, ригели, прогоны, плиты, настилы (включая поперечные ребра плит и настилов): а) покрытий и перекрытий, открытых для обзора, при пролете l , м: $l \leq 1$ $l = 3$ $l = 6$ $l = 24$ (12) $l \geq 36$ (24)	Эстетико-психологические	$l/120$ $l/150$ $l/200$ $l/250$ $l/300$	Постоянные и длительные
б) покрытий и перекрытий при наличии перегородок под ними	Конструктивные	Принимаются в соответствии приложением Е.1	Приводящие к уменьшению зазора между несущими элементами конструкций и перегородками, расположенными под элементами
в) покрытий и перекрытий при наличии на них элементов, подверженных растрескиванию (стяжек, полов, перегородок)	То же	$l/150$	Действующие после выполнения перегородок, полов, стяжек
г) покрытий и перекрытий при наличии тельферов (талей), подвесных кранов, управляемых: с пола из кабины	Технологические Физиологические	$l/300$ или $a/150$ (меньшее из двух) $l/400$ или $a/200$ (меньшее из двух)	Временные с учетом нагрузки от одного крана или тельфера (тали) на одном пути От одного крана или тельфера (тали) на одном пути
д) перекрытий, подверженных действию: перемещаемых грузов, материалов, узлов и элементов оборудования и других подвижных нагрузок (в том числе при безрельсовом напольном транспорте) нагрузок от рельсового транспорта: узкоколейного ширококолейного	Физиологические и технологические	$l/350$ $l/400$ $l/500$	0,7 полных нормативных значений временных нагрузок или нагрузки от одного погрузчика (более неблагоприятное из двух) От одного состава вагонов (или одной напольной машины) на одном пути То же
3 Элементы лестниц (марши, площадки, косоуры), балконов, лоджий	Эстетико-психологические Физиологические	Те же, что и в позиции 2,а Определяются в соответствии с Е.2.2	

Окончание таблицы Е.1

Элементы конструкций	Предъявляемые требования	Вертикальные предельные прогибы f_u	Нагрузки для определения вертикальных прогибов
4 Плиты перекрытий, лестничные марши и площадки, прогибу которых не препятствуют смежные элементы	То же	0,7 мм	Сосредоточенная нагрузка 1 кН в середине пролета
5 Перемычки и навесные стеновые панели над оконными и дверными проемами (ригели и прогоны)	Конструктивные	$l/200$	Приводящие к уменьшению зазора между несущими элементами и

остекления)		оконным или дверным заполнением, расположенным под элементами
	Эстетико- психологические	Те же, что и в позиции 2,а

Обозначения, принятые в таблице Е.1:

l - расчетный пролет элемента конструкции;

a - шаг балок или ферм, к которым крепятся подвесные крановые пути.

Примечания

1 Для консоли вместо l следует принимать удвоенный ее вылет.

2 Для промежуточных значений l в позиции 2,а предельные прогибы следует определять линейной интерполяцией, учитывая требования Е.1.7 приложения Е.

3 В позиции 2,а цифры, указанные в скобках, следует принимать при высоте помещений до 6 м включительно.

4 Особенности вычисления прогибов по позиции 2,г указаны в Е.1.8 приложения Е.

5 При ограничении прогибов эстетико-психологическими требованиями допускается пролет l принимать равным расстоянию между внутренними поверхностями несущих стен (или колонн).

Е.2.2 Предельные прогибы (физиологические)

Предельные прогибы элементов перекрытий (балок, ригелей, плит), лестниц, балконов, лоджий, помещений жилых и общественных зданий, а также бытовых помещений производственных зданий исходя из физиологических требований следует определять по формуле

$$f_u = \frac{g(p + p_1 + q)}{30n^2(bp + p_1 + q)},$$

где g - ускорение свободного падения;

p - нормативное значение нагрузки от людей, возбуждающих колебания, принимаемое по таблице Е.2;

p_1 - пониженное нормативное значение нагрузки на перекрытия, принимаемое по таблице Е.2;

q - нормативное значение нагрузки от веса рассчитываемого элемента и опирающихся на него конструкций;

n - частота приложения нагрузки при ходьбе человека, принимаемая по таблице Е.2;

b - коэффициент, принимаемый по таблице Е.2.

Таблица Е.2

Помещения, принимаемые по таблице 8.3	p , кПа	p_1 , кПа	n , Гц	b
Позиции 1, 2, кроме классных и бытовых Позиции 3, 4,а, 9,б, 10,б	0,25	Принимается по 8.2.3	1,5	$125 \sqrt{\frac{Q}{\alpha pal}}$
Позиция 2 - классные и бытовые Позиция 4,б-г, кроме танцевальных Позиции 9,а, 10,а, 12, 13	0,5	Тоже	1,5	$125 \sqrt{\frac{Q}{\alpha pal}}$
Позиция 4 - танцевальные Позиции 6, 7	1,5	0,2	2,0	50

Обозначения, принятые в таблице Е.2:

Q - вес одного человека, принимаемый равным 0,8 кН;

α - коэффициент, принимаемый равным 1,0 для элементов, рассчитываемых по балочной схеме, 0,5 - в остальных случаях (например, при опирании плит по трем или четырем сторонам);

a - шаг балок, ригелей, ширина плит (настилов), м;

l - расчетный пролет элемента конструкции, м.

Прогибы следует определять от суммы нагрузок $\phi_1 p + p_1 + q$, где ϕ_1 - коэффициент, определяемый по формуле (8.1).

Е.2.3 Горизонтальные предельные прогибы колонн и тормозных конструкций от крановых нагрузок

Е.2.3.1 Горизонтальные предельные прогибы колонн зданий, оборудованных мостовыми кранами, крановых эстакад, а также балок крановых путей и тормозных конструкций (балок или ферм) следует принимать по таблице Е.3, но не менее 6 мм.

Прогибы следует проверять на отметке головки крановых рельсов от сил торможения тележки одного крана, направленных поперек кранового пути, без учета крена фундаментов.

Т а б л и ц а Е.3

Группы режимов работы кранов	Предельные прогибы f_u		
	колонн		балок крановых путей и тормозных конструкций, зданий и крановых эстакад (крытых и открытых)
	зданий и крытых крановых эстакад	открытых крановых эстакад	
1К-3К	$h/500$	$h/1500$	$l/500$
4К-6К	$h/1000$	$h/2000$	$l/1000$
7К-8К	$h/2000$	$h/2500$	$l/2000$

Обозначения, принятые в таблице Е.3:
 h - высота от верха фундамента до головки кранового рельса (для одноэтажных зданий и крытых и открытых крановых эстакад) или расстояние от оси ригеля перекрытия до головки кранового рельса (для верхних этажей многоэтажных зданий);
 l - расчетный пролет элемента конструкции (балки).

Е.2.3.2 Горизонтальные предельные сближения крановых путей открытых эстакад от горизонтальных и внецентренно приложенных вертикальных нагрузок от одного крана (без учета крена фундаментов), ограничиваемые исходя из технологических требований, следует принимать равными 20 мм.

Е.2.4 Горизонтальные предельные перемещения и прогибы зданий, отдельных элементов конструкций и опор конвейерных галерей от ветровой нагрузки, крена фундаментов и температурных климатических воздействий

Е.2.4.1 Горизонтальные предельные перемещения зданий, ограничиваемые исходя из конструктивных требований (обеспечение целостности заполнения каркаса стенами, перегородками, оконными и дверными элементами), приведены в таблице Е.4. Указания по определению перемещений приведены в [Е.1.9](#) приложения Е.

Горизонтальные перемещения зданий следует определять с учетом крена (неравномерных осадок) фундаментов. При этом нагрузки от веса оборудования, мебели, людей, складированных материалов и изделий следует учитывать только при сплошном равномерном загрузении всех перекрытий многоэтажных зданий этими нагрузками (с учетом их снижения в зависимости от числа этажей), за исключением случаев, при которых по условиям нормальной эксплуатации предусматривается иное загрузение.

Для зданий высотой до 40 м (и опор конвейерных галерей любой высоты), расположенных в ветровых районах I-IV, крен фундаментов, вызываемый ветровой нагрузкой, допускается не учитывать.

Т а б л и ц а Е.4

Здания, стены и перегородки	Крепление стен и перегородок к каркасу здания	Предельные перемещения f_u
1 Многоэтажные здания	Любое	$h/500$
2 Один этаж многоэтажных зданий: а) стены и перегородки из кирпича, гипсобетона,	Податливое Жесткое	$h_s/300$ $h_s/500$

железобетонных панелей б) стены, облицованные естественным камнем, из керамических блоков, из стекла (витражи)	То же	$h_s/700$
3 Одноэтажные здания (с самонесущими стенами) высотой этажа h_s , м: $h_s \leq 6$ $h_s = 15$ $h_s \geq 30$	Податливое	$h_s/150$ $h_s/200$ $h_s/300$
<p><i>Обозначения, принятые в таблице Е.4:</i> h - высота многоэтажных зданий, равная расстоянию от верха фундамента до оси ригеля покрытия; h_s - высота этажа в одноэтажных зданиях, равная расстоянию от верха фундамента до низа стропильных конструкций; в многоэтажных зданиях: для нижнего этажа - равная расстоянию от верха фундамента до оси ригеля перекрытия; для остальных этажей - равная расстоянию между осями смежных ригелей.</p> <p>Примечания 1 Для промежуточных значений h_s (по позиции 3) горизонтальные предельные перемещения следует определять линейной интерполяцией. 2 Для верхних этажей многоэтажных зданий, проектируемых с использованием элементов покрытий одноэтажных зданий, горизонтальные предельные перемещения следует принимать такими же, как и для одноэтажных зданий. При этом высота верхнего этажа h_s принимается от оси ригеля междуэтажного перекрытия до низа стропильных конструкций. 3 К податливым креплениям относятся крепления стен или перегородок к каркасу, не препятствующие смещению каркаса (без передачи на стены или перегородки усилий, способных вызвать повреждения конструктивных элементов); к жестким - крепления, препятствующие взаимным смещениям каркаса, стен или перегородок. 4 Для одноэтажных зданий с навесными стенами (а также при отсутствии жесткого диска покрытия) и многоэтажных этажей предельные перемещения допускается увеличивать на 30 % (но принимать не более $h_s/150$).</p>		

Е.2.4.2 Для 2-го предельного состояния горизонтальные перемещения бескаркасных зданий от ветровых нагрузок не ограничиваются.

Е.2.4.3 Горизонтальные предельные прогибы стоек и ригелей фахверка, а также навесных стеновых панелей от ветровой нагрузки, ограничиваемые исходя из конструктивных требований, следует принимать равными $l/200$, где l - расчетный пролет стоек или панелей.

Е.2.4.4 Горизонтальные предельные прогибы опор конвейерных галерей от ветровых нагрузок, ограничиваемые исходя из технологических требований, следует принимать равными $h/250$, где h - высота опор от верха фундамента до низа ферм или балок.

Е.2.4.5 Горизонтальные предельные прогибы колонн (стоек) каркасных зданий от температурных климатических и усадочных воздействий следует принимать равными:

$h_s/150$ - при стенах и перегородках из кирпича, гипсобетона, железобетона и навесных панелей;

$h_s/200$ - при стенах, облицованных естественным камнем, из керамических блоков, из стекла (витражи), где h_s - высота этажа, а для одноэтажных зданий с мостовыми кранами - высота от верха фундамента до низа балок кранового пути.

При этом температурные воздействия следует принимать без учета суточных колебаний температуры наружного воздуха и перепада температуры от солнечной радиации.

При определении горизонтальных прогибов от температурных климатических и усадочных воздействий их значения не следует суммировать с прогибами от ветровых нагрузок и от крена фундаментов.

Е.2.5 Предельные выгибы элементов междуэтажных перекрытий от усилий предварительного обжатия

Предельные выгибы f_u элементов междуэтажных перекрытий, ограничиваемые исходя из конструктивных требований, следует принимать равными 15 мм при $l \leq 3$ м и 40 мм - при $l \geq 12$ м (для промежуточных значений l предельные выгибы следует определять линейной интерполяцией).

Выгибы f следует определять от усилий предварительного обжатия, собственного веса

элементов перекрытий и веса пола.

**Приложение Ж
(рекомендуемое)**

Карты районирования территории Российской Федерации по климатическим характеристикам

(Издано отдельной брошюрой)

Ключевые слова: нагрузка, воздействие, сочетание нагрузок, постоянная, длительная, кратковременная, особая нагрузка, прогиб, перемещение.

**Министерство регионального развития
Российской Федерации**

СВОД ПРАВИЛ

СП 20.13330.2011

НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

Актуализированная редакция

СНиП 2.01.07-85*

**Приложение Ж
(рекомендуемое)**

**Карты районирования территории Российской Федерации
по климатическим характеристикам**

Москва 2011

[Карта 1](#)

Районирование территории Российской Федерации по весу снегового покрова

[Карта 2](#)

Районирование территории Российской Федерации по средней скорости ветра, м/с, за зимний период

[Карта 3](#)

Районирование территории Российской Федерации по давлению ветра

[Карта 4](#)

Районирование территории Российской Федерации по толщине стенки гололеда

[Карта 5](#)

Районирование территории Российской Федерации по средней месячной температуре воздуха, °С, в январе

[Карта 6](#)

Районирование территории Российской Федерации по средней месячной температуре воздуха, °С, в июле

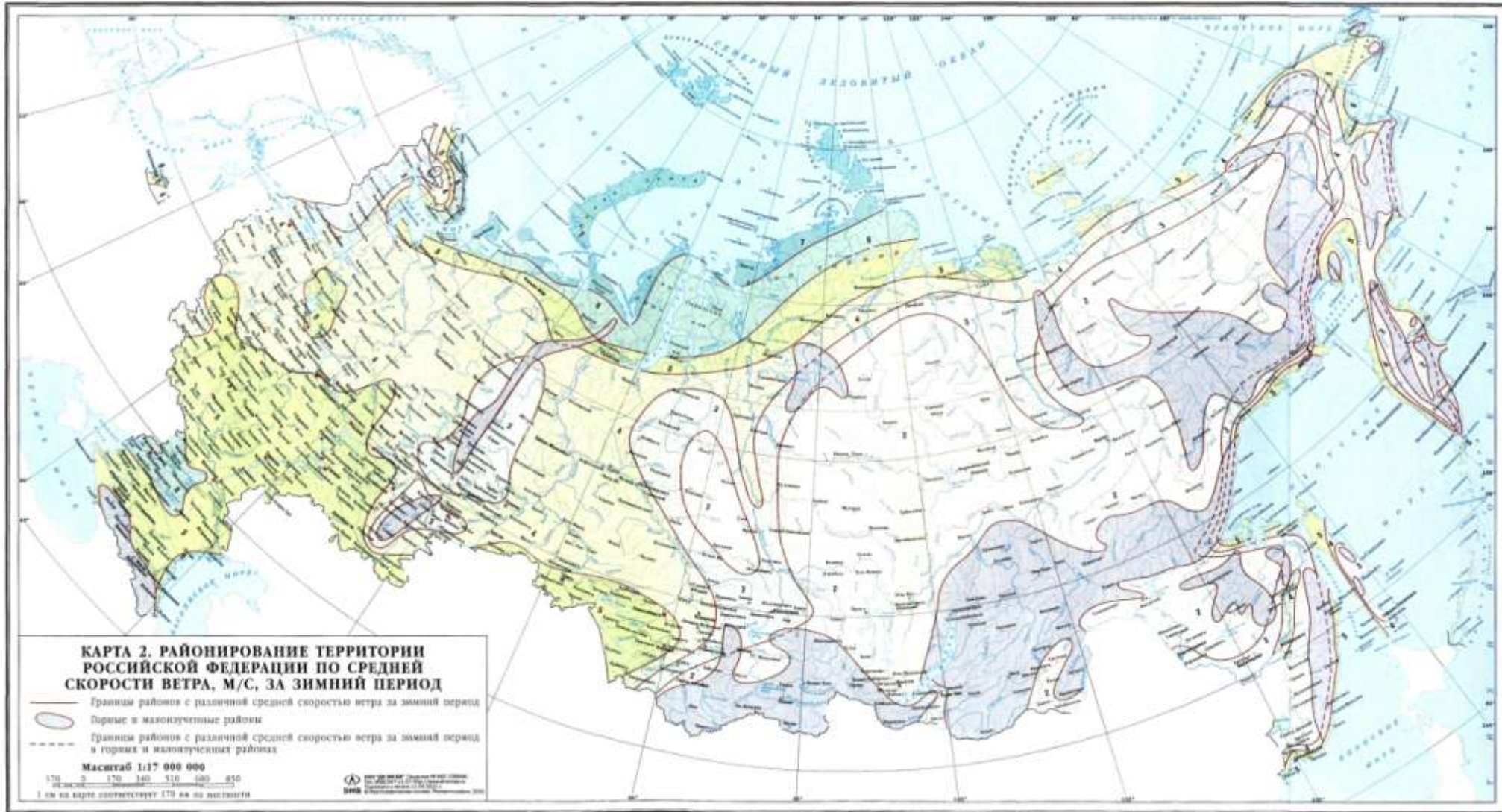
[Карта 7](#)

Районирование территории Российской Федерации по отклонениям средней температуры воздуха наиболее холодных суток от средней месячной температуры, °С, в январе

[Дополнения к картам 1, 3 и 4](#)

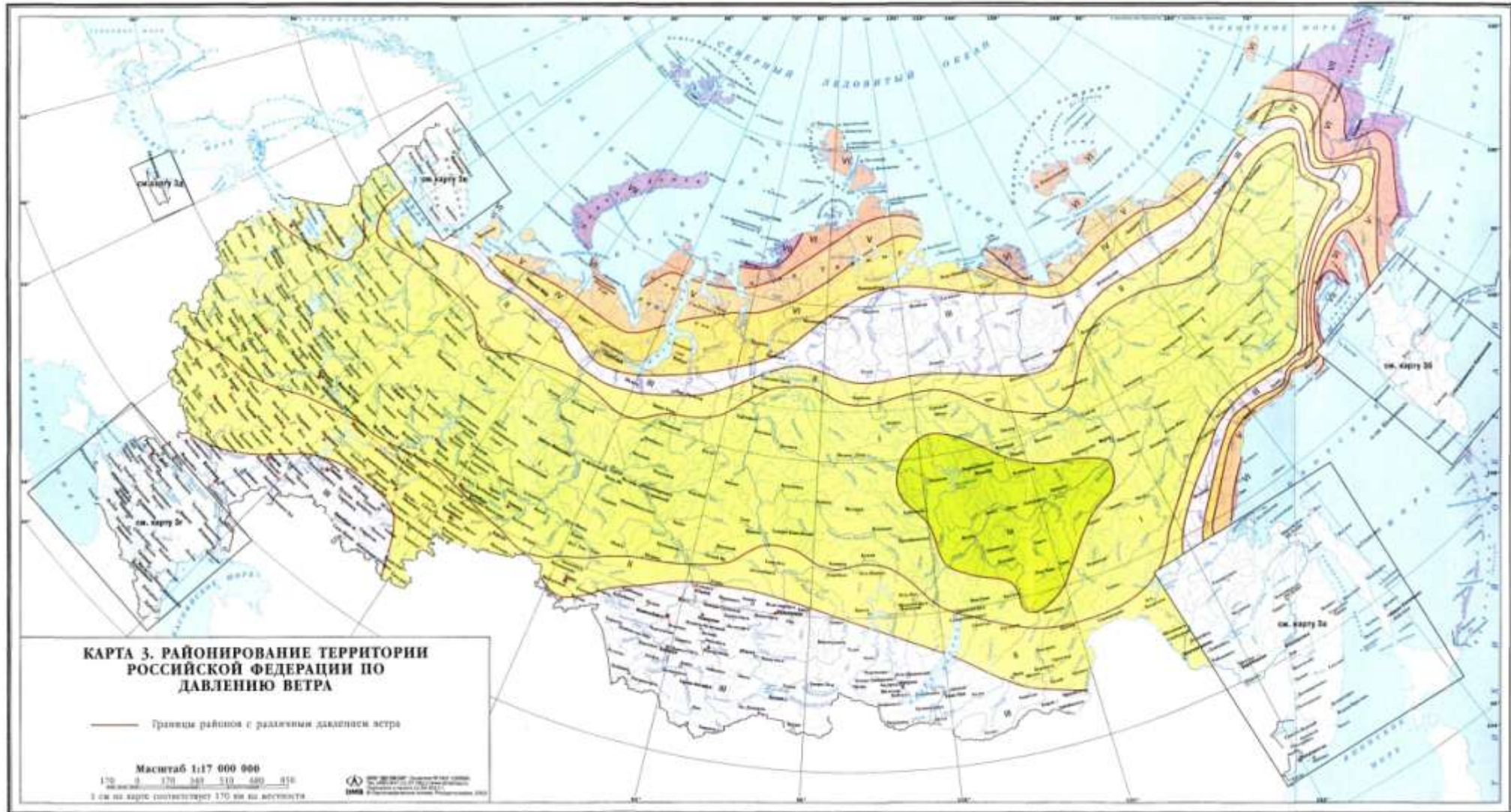
Карта 2

Районирование территории Российской Федерации по средней скорости ветра, м/с, за зимний период



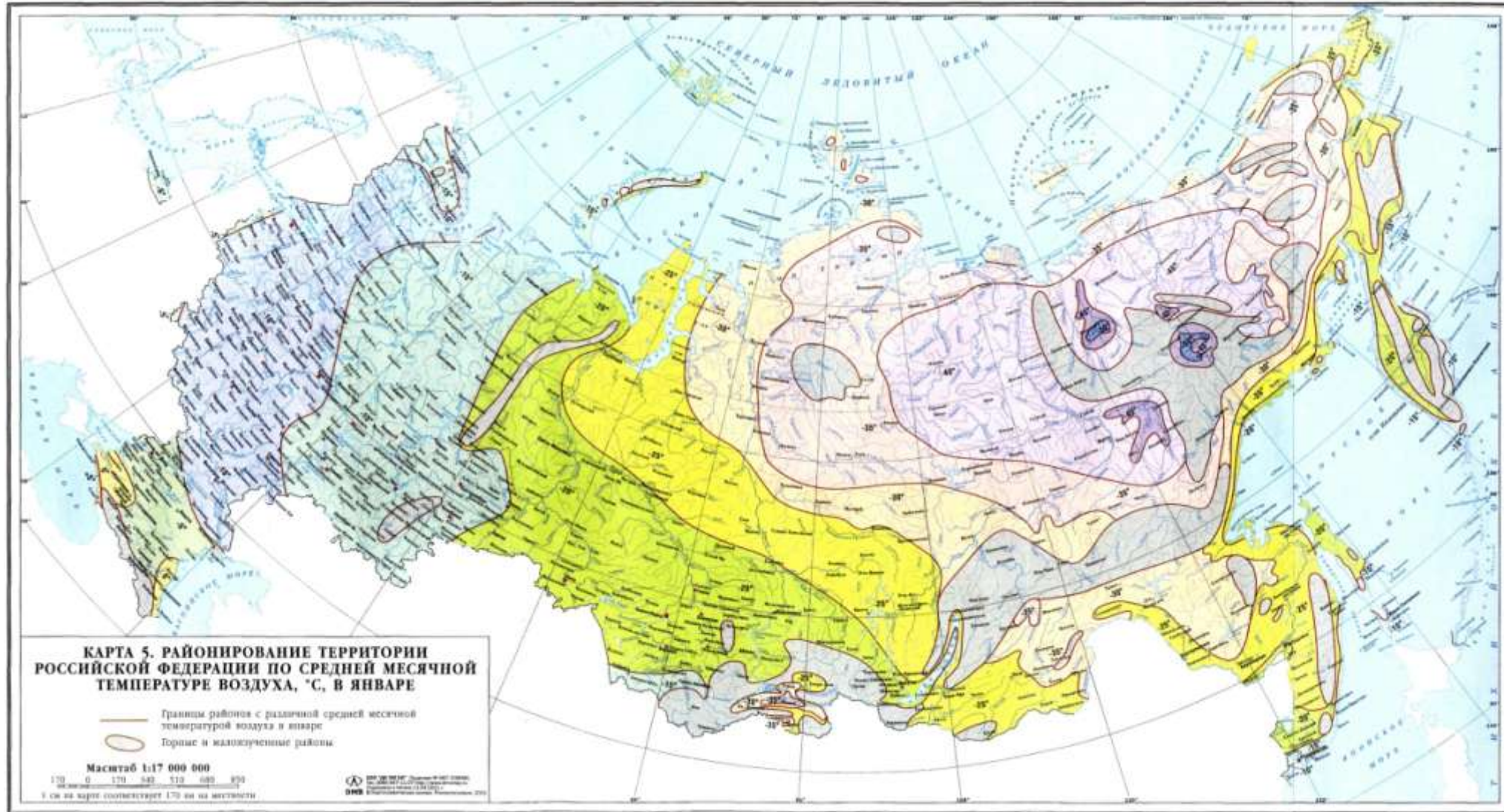
Карта 3

Районирование территории Российской Федерации по давлению ветра



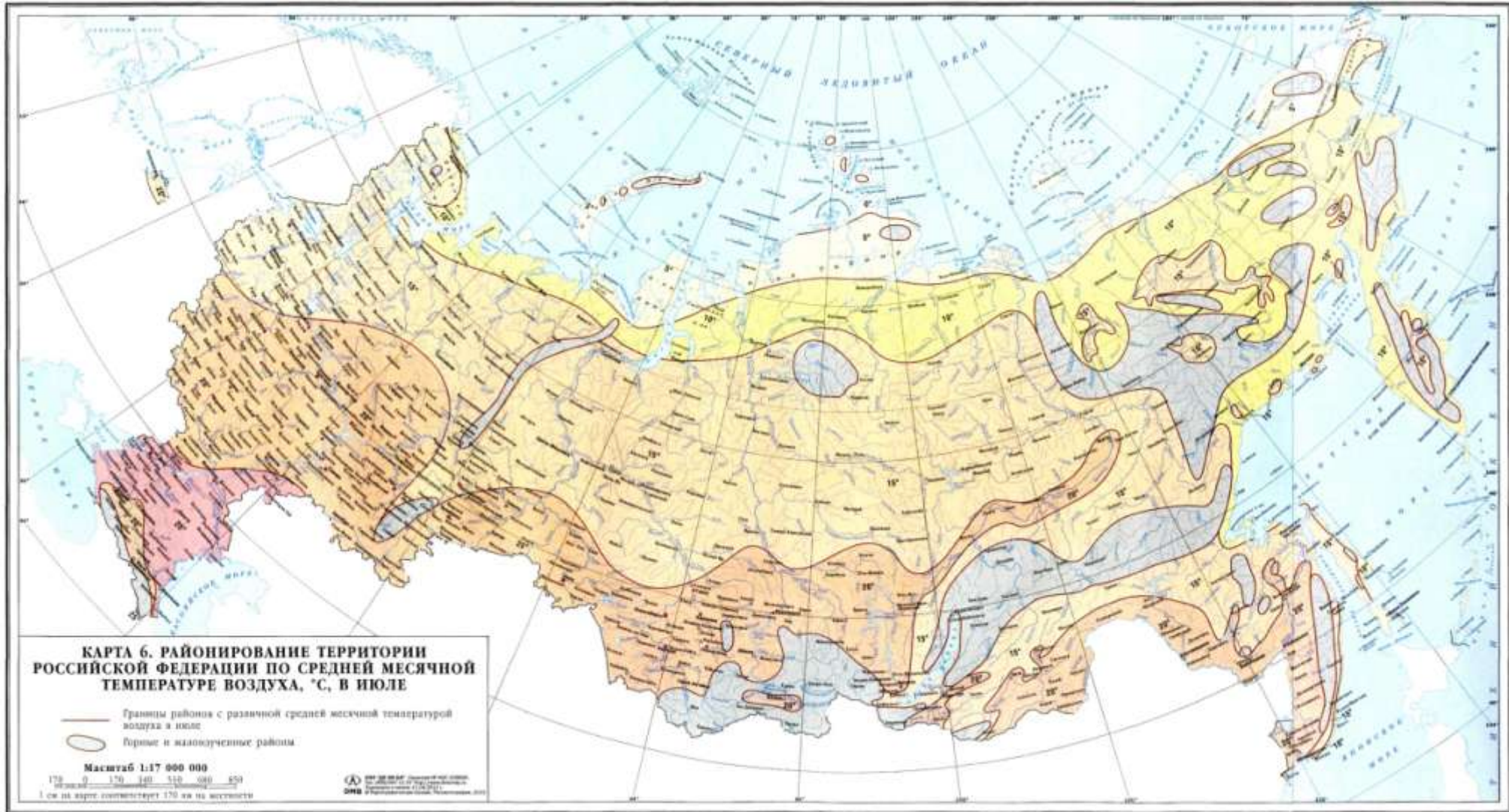
Карта 5

Районирование территории Российской Федерации по средней месячной температуре воздуха, °С, в январе



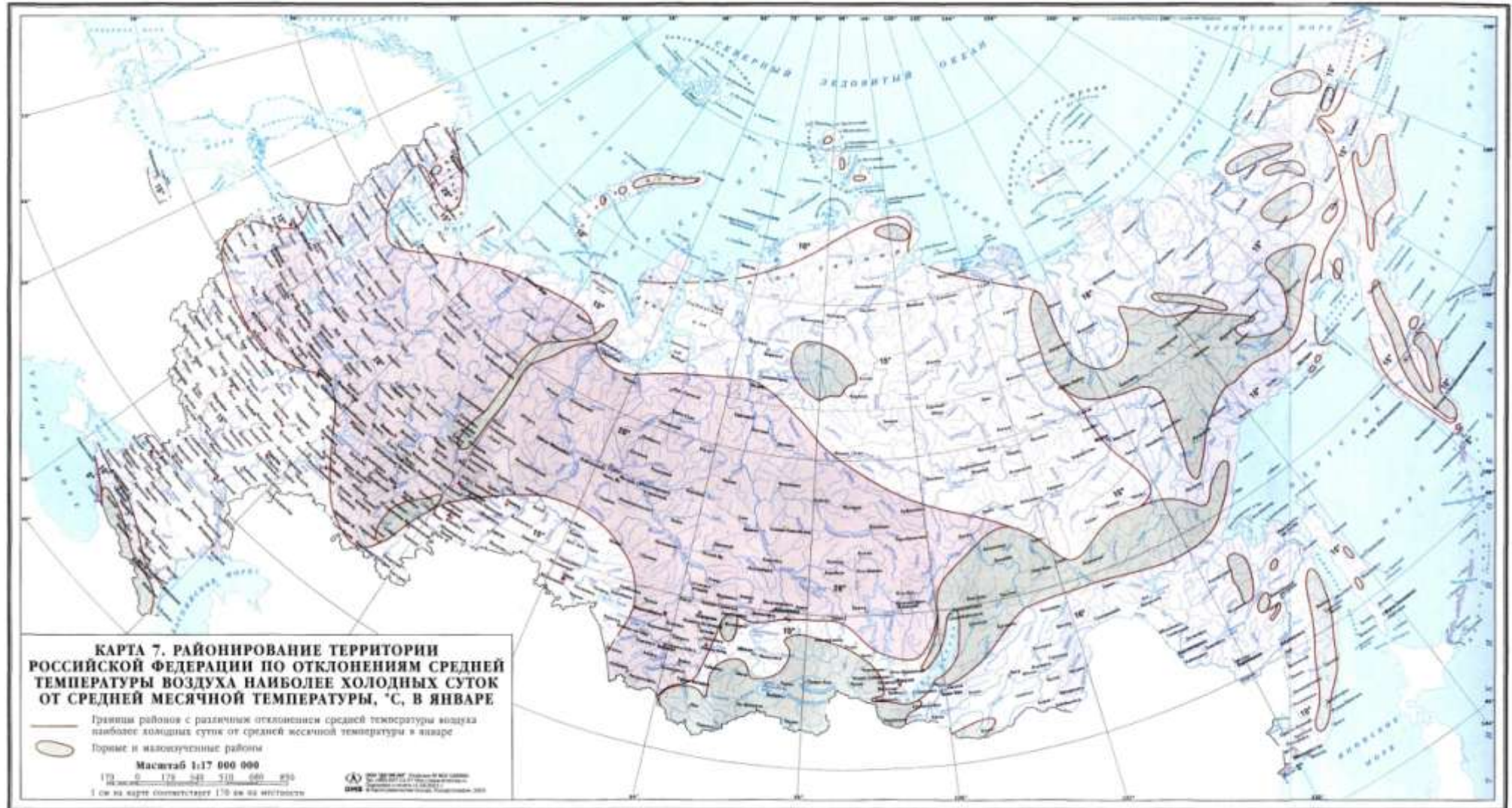
Карта 6

Районирование территории Российской Федерации по средней месячной температуре воздуха, °С, в июле



Карта 7

Районирование территории Российской Федерации по отклонениям средней температуры воздуха наиболее холодных суток от средней месячной температуры, °С, в январе



Дополнения к картам 1, 3 и 4

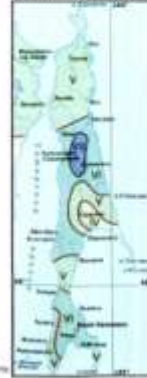
ДОПОЛНЕНИЯ К КАРТАМ 1 И 4. РАЙОНИРОВАНИЕ ТЕРРИТОРИИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ ПО РАСЧЕТНОМУ ЗНАЧЕНИЮ ВЕСА СНЕГОВОГО ПОКРОВА И ТОЛЩИНЕ СТЕНКИ ГОЛОЛЕДА

— Границы районов
○ Горные и малонаселенные районы

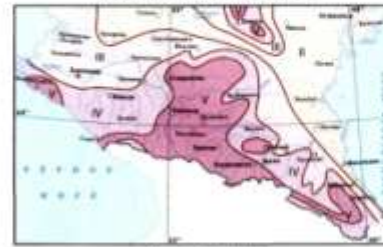
© 2008 ООО «НИИГМ»
© 2008 Федеральное геодезическое агентство
0040

Масштаб 1:10 000 000
1:00 000 200 300
1 см на карте соответствует 100 км на местности

КАРТА 1а.
РАЙОНИРОВАНИЕ ТЕРРИТОРИИ
ОСТРОВА САХАЛИН
ПО РАСЧЕТНОМУ ЗНАЧЕНИЮ
ВЕСА СНЕГОВОГО ПОКРОВА



КАРТА 4а.
РАЙОНИРОВАНИЕ ТЕРРИТОРИИ
ГОРНОГО КАВКАЗА
ПО ТОЛЩИНЕ СТЕНКИ ГОЛОЛЕДА



Масштаб 1:10 000 000
1:00 000 200 300
1 см на карте соответствует 100 км на местности



КАРТА 4б. РАЙОНИРОВАНИЕ
ТЕРРИТОРИИ ПРИМОРСКОГО КРАЯ
И ОСТРОВА САХАЛИН ПО
ТОЛЩИНЕ СТЕНКИ ГОЛОЛЕДА



КАРТА 4в. РАЙОНИРОВАНИЕ
СЕВЕРНОЙ ЧАСТИ
ЕВРОПЕЙСКОЙ ТЕРРИТОРИИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ ПО
ТОЛЩИНЕ СТЕНКИ ГОЛОЛЕДА
НА ВЫСОТЕ 200 М

Масштаб 1:17 000 000
1:00 000 200 300
1 см на карте соответствует 170 км на местности



КАРТА 4г. РАЙОНИРОВАНИЕ
СЕВЕРНОЙ ЧАСТИ
ЕВРОПЕЙСКОЙ ТЕРРИТОРИИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ ПО
ТОЛЩИНЕ СТЕНКИ ГОЛОЛЕДА
НА ВЫСОТЕ 300 М

Масштаб 1:17 000 000
1:00 000 200 300
1 см на карте соответствует 170 км на местности



КАРТА 4д. РАЙОНИРОВАНИЕ
СЕВЕРНОЙ ЧАСТИ
ЕВРОПЕЙСКОЙ ТЕРРИТОРИИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ ПО
ТОЛЩИНЕ СТЕНКИ ГОЛОЛЕДА
НА ВЫСОТЕ 400 М

Масштаб 1:17 000 000
1:00 000 200 300
1 см на карте соответствует 170 км на местности

**ДОПОЛНЕНИЯ К КАРТЕ 3.
РАЙОНИРОВАНИЕ ТЕРРИТОРИИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ПО ДАВЛЕНИЮ ВЕТРА**

Границы районов

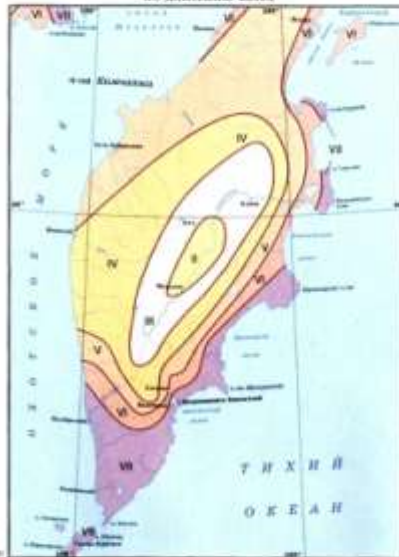
© 2008 ООО «ИД «Искусство»
Издательство «Искусство»
ИД «Искусство»

**КАРТА 3а.
РАЙОНИРОВАНИЕ ТЕРРИТОРИИ
ПРИМОРСКОГО КРАЯ И ОСТРОВА САХАЛИН
ПО ДАВЛЕНИЮ ВЕТРА**



Масштаб 1:10 000 000
1 см на карте соответствует 100 км на местности

**КАРТА 3б.
РАЙОНИРОВАНИЕ ТЕРРИТОРИИ
ПОЛУОСТРОВА КАМЧАТКА
ПО ДАВЛЕНИЮ ВЕТРА**



Масштаб 1:7 000 000
1 см на карте соответствует 70 км на местности

**КАРТА 3в.
РАЙОНИРОВАНИЕ ТЕРРИТОРИИ
КОЛЬСКОГО ПОЛУОСТРОВА
ПО ДАВЛЕНИЮ ВЕТРА**



Масштаб 1:7 000 000
1 см на карте соответствует 70 км на местности

**КАРТА 3г.
РАЙОНИРОВАНИЕ ТЕРРИТОРИИ
КАВКАЗА
ПО ДАВЛЕНИЮ ВЕТРА**



Масштаб 1:7 000 000
1 см на карте соответствует 70 км на местности

**КАРТА 3д.
РАЙОНИРОВАНИЕ ТЕРРИТОРИИ
КАЛИНИНГРАДСКОЙ ОБЛАСТИ
ПО ДАВЛЕНИЮ ВЕТРА**



Масштаб 1:7 000 000
1 см на карте соответствует 70 км на местности

СИСТЕМА НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

СНиП 52-01-2003

Москва

2004

ПРЕДИСЛОВИЕ

1 РАЗРАБОТАНЫ Государственным унитарным предприятием - Научно-исследовательским, проектно-конструкторским и технологическим институтом бетона и железобетона «ГУП НИИЖБ» Госстроя России

ВНЕСЕНЫ Управлением технормирования Госстроя России

2 УТВЕРЖДЕНЫ И ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ постановлением Государственного комитета Российской Федерации по строительству и жилищно-коммунальному комплексу от 30.06.2003 г. № 127

3 ВЗАМЕН [СНиП 2.03.01-84](#)

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	2
1 Область применения.....	2
2 Нормативные ссылки	2
3 Термины и определения.....	3
4 Общие требования к бетонным и железобетонным конструкциям.....	3
5 Требования к бетону и арматуре.....	4
5.1 Требования к бетону	4
5.2 Нормативные и расчетные значения прочностных и деформационных характеристик бетона.....	5
5.3 Требования к арматуре	7
5.4 Нормативные и расчетные значения прочностных и деформационных характеристик арматуры.....	8
6 Требования к расчету бетонных и железобетонных конструкций	9
6.1 Общие положения	9
6.2 Расчет бетонных и железобетонных элементов по прочности.....	12
6.3 Расчет железобетонных элементов по образованию трещин	14
6.4 Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин	15
6.5 Расчет железобетонных элементов по деформациям	16
7 Конструктивные требования	17
7.1 Общие положения	17
7.2 Требования к геометрическим размерам	17
7.3 Требования к армированию.....	18
7.4 Защита конструкций от неблагоприятного влияния воздействий среды	19
8 Требования к изготовлению, возведению и эксплуатации бетонных и	

железобетонных конструкций.....	20
8.1 Бетон.....	20
8.2 Арматура.....	21
8.3 Опалубка.....	22
8.4 Бетонные и железобетонные конструкции.....	22
8.5 Контроль качества.....	23
9 Требования к восстановлению и усилению железобетонных конструкций.....	24
9.1 Общие положения.....	24
9.2 Натурные обследования конструкций.....	24
9.3 Поверочные расчеты конструкций.....	24
9.4 Усиление железобетонных конструкций.....	25
Приложение А Нормативные ссылки.....	26
Приложение Б Термины и определения.....	28
Приложение В Примерный перечень сводов правил, разрабатываемых в развитие СНИП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».....	28

ВВЕДЕНИЕ

Настоящий нормативный документ (СНиП) содержит основные положения, определяющие общие требования к бетонным и железобетонным конструкциям, включая требования к бетону, арматуре, расчетам, конструированию, изготовлению, возведению и эксплуатации конструкций.

Детальные указания по расчетам, конструированию, изготовлению и эксплуатации содержат соответствующие нормативные документы (СНиП, своды правил), разрабатываемые для отдельных видов железобетонных конструкций в развитие данного СНиП (приложение В).

До издания соответствующих сводов правил и других развивающих СНиП документов допускается для расчета и конструирования бетонных и железобетонных конструкций использовать действующие в настоящее время нормативные, и рекомендательные документы.

В разработке настоящего документа принимали участие: А.И. Звездов, д-р техн. наук - руководитель темы; д-ра техн. наук: А.С. Залесов, Т.А. Мухамедиев, Е.А. Чистяков - ответственные исполнители.

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Основные положения

CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Principal rules

Дата введения 2004-03-01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Настоящие нормы и правила распространяются на все типы бетонных и железобетонных конструкций, применяемых в промышленном, гражданском, транспортном, гидротехническом и других областях строительства, изготавливаемых из всех видов бетона и арматуры и подвергаемых любым видам воздействий.

2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В настоящих нормах и правилах использованы ссылки на нормативные документы, приведенные в приложении А.

3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящих нормах и правилах использованы термины и определения в соответствии с приложением [Б](#).

4 ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ К БЕТОННЫМ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМ КОНСТРУКЦИЯМ

4.1 Бетонные и железобетонные конструкции всех типов должны удовлетворять требованиям:

- по безопасности;
- по эксплуатационной пригодности;
- по долговечности, а также дополнительным требованиям, указанным в задании на проектирование.

4.2 Для удовлетворения требованиям по безопасности конструкции должны иметь такие начальные характеристики, чтобы с надлежащей степенью надежности при различных расчетных воздействиях в процессе строительства и эксплуатации зданий и сооружений были исключены разрушения любого характера или нарушения эксплуатационной пригодности, связанные с причинением вреда жизни или здоровью граждан, имуществу и окружающей среде.

4.3 Для удовлетворения требованиям по эксплуатационной пригодности конструкция должна иметь такие начальные характеристики, чтобы с надлежащей степенью надежности при различных расчетных воздействиях не происходило образование или чрезмерное раскрытие трещин, а также не возникали чрезмерные перемещения, колебания и другие повреждения, затрудняющие нормальную эксплуатацию (нарушение требований к внешнему виду конструкции, технологических требований по нормальной работе оборудования, механизмов, конструктивных требований по совместной работе элементов и других требований, установленных при проектировании).

В необходимых случаях конструкции должны иметь характеристики, обеспечивающие требования по теплоизоляции, звукоизоляции, биологической защите и др.

Требования по отсутствию трещин предъявляют к железобетонным конструкциям, у которых при полностью растянутом сечении должна быть обеспечена непроницаемость (находящихся под давлением жидкости или газов, испытывающих воздействие радиации и т.п.), к уникальным конструкциям, к которым предъявляют повышенные требования по долговечности, а также к конструкциям, эксплуатируемым при воздействии сильно агрессивной среды.

В остальных железобетонных конструкциях образование трещин допускается и к ним предъявляют требования по ограничению ширины раскрытия трещин.

4.4 Для удовлетворения требованиям долговечности конструкция должна иметь такие начальные характеристики, чтобы в течение установленного длительного времени она удовлетворяла бы требованиям по безопасности и эксплуатационной пригодности с учетом влияния на геометрические характеристики конструкций и механические характеристики материалов различных расчетных воздействий (длительное действие нагрузки, неблагоприятные климатические, технологические, температурные и влажностные воздействия, попеременное замораживание и оттаивание, агрессивные воздействия и др.).

4.5 Безопасность, эксплуатационную пригодность, долговечность бетонных и железобетонных конструкций и другие устанавливаемые заданием на проектирование требования должны быть обеспечены выполнением:

- требований к бетону и его составляющим;
- требований к арматуре;
- требований к расчетам конструкций;

- конструктивных требований;
- технологических требований;
- требований по эксплуатации.

Требования по нагрузкам и воздействиям, по пределу огнестойкости, по непроницаемости, по морозостойкости, по предельным показателям деформаций (прогибам, перемещениям, амплитуде колебаний), по расчетным значениям температуры наружного воздуха и относительной влажности окружающей среды, по защите строительных конструкций от воздействия агрессивных сред и др. устанавливаются соответствующими нормативными документами ([СНиП 2.01.07](#), [СНиП 2.06.04](#), [СНиП II-7](#), [СНиП 2.03.11](#), [СНиП 21-01](#), [СНиП 2.02.01](#), [СНиП 2.05.03](#), [СНиП 33-01](#), [СНиП 2.06.06](#), [СНиП 23-01](#), [СНиП 32-04](#)).

4.6 При проектировании бетонных и железобетонных конструкций надежность конструкций устанавливают согласно [ГОСТ 27751](#) полувероятностным методом расчета путем использования расчетных значений нагрузок и воздействий, расчетных характеристик бетона и арматуры (или конструкционной стали), определяемых с помощью соответствующих частных коэффициентов надежности по нормативным значениям этих характеристик, с учетом уровня ответственности зданий и сооружений.

Нормативные значения нагрузок и воздействий, значения коэффициентов надежности по нагрузке, а также коэффициентов надежности по назначению конструкций устанавливают соответствующими нормативными документами для строительных конструкций.

Расчетные значения нагрузок и воздействий принимают в зависимости от вида расчетного предельного состояния и расчетной ситуации.

Уровень надежности расчетных значений характеристик материалов устанавливают в зависимости от расчетной ситуации и от опасности достижения соответствующего предельного состояния и регулируют значением коэффициентов надежности по бетону и арматуре (или конструкционной стали).

Расчет бетонных и железобетонных конструкций можно производить по заданному значению надежности на основе полного вероятностного расчета при наличии достаточных данных об изменчивости основных факторов, входящих в расчетные зависимости.

5 ТРЕБОВАНИЯ К БЕТОНУ И АРМАТУРЕ

5.1 Требования к бетону

5.1.1 При проектировании бетонных и железобетонных сооружений в соответствии с требованиями, предъявляемыми к конкретным конструкциям, должны быть установлены вид бетона, его нормируемые и контролируемые показатели качества ([ГОСТ 25192](#), [ГОСТ 4.212](#)).

5.1.2 Для бетонных и железобетонных конструкций следует применять виды бетона, отвечающие функциональному назначению конструкций и требованиям, предъявляемым к ним, согласно действующим стандартам ([ГОСТ 25192](#), [ГОСТ 26633](#), [ГОСТ 25820](#), [ГОСТ 25485](#), [ГОСТ 20910](#), [ГОСТ 25214](#), [ГОСТ 25246](#), [ГОСТ Р 51263](#)).

5.1.3 Основными нормируемыми и контролируемыми показателями качества бетона являются:

- класс по прочности на сжатие В;
- класс по прочности на осевое растяжение В_т;
- марка по морозостойкости F;
- марка по водонепроницаемости W;
- марка по средней плотности D.

Класс бетона по прочности на сжатие В соответствует значению кубиковой прочности бетона на сжатие в МПа с обеспеченностью 0,95 (нормативная кубиковая прочность) и принимается в пределах от В 0,5 до В 120.

Класс бетона по прочности на осевое растяжение B_f соответствует значению прочности бетона на осевое растяжение в МПа с обеспеченностью 0,95 (нормативная прочность бетона) и принимается в пределах от $B_f 0,4$ до $B_f 6$.

Допускается принимать иное значение обеспеченности прочности бетона на сжатие и осевое растяжение в соответствии с требованиями нормативных документов для отдельных специальных видов сооружений (например, для массивных гидротехнических сооружений).

Марка бетона по морозостойкости F соответствует минимальному числу циклов попеременного замораживания и оттаивания, выдерживаемых образцом при стандартном испытании, и принимается в пределах от $F 15$ до $F 1000$.

Марка бетона по водонепроницаемости W соответствует максимальному значению давления воды (МПа $\cdot 10^{-1}$), выдерживаемому бетонным образцом при испытании, и принимается в пределах от $W 2$ до $W 20$.

Марка по средней плотности D соответствует среднему значению объемной массы бетона в кг/м^3 и принимается в пределах от $D 200$ до $D 5000$.

Для напрягающих бетонов устанавливают марку по самонапряжению.

При необходимости устанавливают дополнительные показатели качества бетона, связанные с теплопроводностью, температуростойкостью, огнестойкостью, коррозионной стойкостью (как самого бетона, так и находящейся в нем арматуры), биологической защитой и с другими требованиями, предъявляемыми к конструкции ([СНиП 23-02](#), [СНиП 2.03.11](#)).

Показатели качества бетона должны быть обеспечены соответствующим проектированием состава бетонной смеси (на основе характеристик материалов для бетона и требований к бетону), технологией приготовления бетона и производства работ. Показатели бетона контролируют в процессе производства и непосредственно в конструкции.

Необходимые показатели бетона следует устанавливать при проектировании бетонных и железобетонных конструкций в соответствии с расчетом и условиями эксплуатации с учетом различных воздействий окружающей среды и защитных свойств бетона по отношению к принятому виду арматуры.

Классы и марки бетона следует назначать в соответствии с их параметрическими рядами, установленными нормативными документами.

Класс бетона по прочности на сжатие B назначают во всех случаях.

Класс бетона по прочности на осевое растяжение B_f назначают в случаях, когда эта характеристика имеет главенствующее значение и ее контролируют на производстве.

Марку бетона по морозостойкости F назначают для конструкций, подвергающихся действию попеременного замораживания и оттаивания.

Марку бетона по водонепроницаемости W назначают для конструкций, к которым предъявляют требования по ограничению водопроницаемости.

Возраст бетона, отвечающий его классу по прочности на сжатие и по прочности на осевое растяжение (проектный возраст), назначают при проектировании исходя из возможных реальных сроков загрузки конструкций проектными нагрузками с учетом способа возведения и условий твердения бетона. При отсутствии этих данных класс бетона устанавливают в проектном возрасте 28 суток.

5.2 Нормативные и расчетные значения прочностных и деформационных характеристик бетона

5.2.1 Основными показателями прочности и деформативности бетона являются нормативные значения их прочностных и деформационных характеристик.

Основными прочностными характеристиками бетона являются нормативные значения:

- сопротивления бетона осевому сжатию $R_{b,n}$;

- сопротивления бетона осевому растяжению $R_{bt,n}$.

Нормативное значение сопротивления бетона осевому сжатию (призменная прочность) следует устанавливать в зависимости от нормативного значения прочности образцов-кубов (нормативная кубиковая прочность) для соответствующего вида бетона и контролируемого на производстве.

Нормативное значение сопротивления бетона осевому растяжению при назначении класса бетона по прочности на сжатие следует устанавливать в зависимости от нормативного значения прочности на сжатие образцов-кубов для соответствующего вида бетона и контролируемого на производстве.

Соотношение между нормативными значениями призменной и кубиковой прочностями бетона на сжатие, а также соотношение между нормативными значениями прочности бетона на растяжение и прочности бетона на сжатие для соответствующего вида бетона следует устанавливать на основе стандартных испытаний.

При назначении класса бетона по прочности на осевое растяжение нормативное значение сопротивления бетона осевому растяжению принимают равным числовой характеристике класса бетона по прочности на осевое растяжение, контролируемой на производстве.

Основными деформационными характеристиками бетона являются нормативные значения:

- предельных относительных деформаций бетона при осевом сжатии и растяжении $\varepsilon_{bo,n}$ и $\varepsilon_{bto,n}$;

- начального модуля упругости бетона $E_{b,n}$.

Кроме того, устанавливают следующие деформационные характеристики:

- начальный коэффициент поперечной деформации бетона ν ;

- модуль сдвига бетона G ;

- коэффициент температурной деформации бетона α_{bt} ;

- относительные деформации ползучести бетона ε_{cr} (или соответствующие им характеристику ползучести $\varphi_{b,cr}$, меру ползучести $C_{b,cr}$);

- относительные деформации усадки бетона ε_{shr} .

Нормативные значения деформационных характеристик бетона следует устанавливать в зависимости от вида бетона, класса бетона по прочности на сжатие, марки бетона по средней плотности, а также в зависимости от технологических параметров бетона, если они известны (состава и характеристики бетонной смеси, способов твердения бетона и других параметров).

5.2.2 В качестве обобщенной характеристики механических свойств бетона при одноосном напряженном состоянии следует принимать нормативную диаграмму состояния (деформирования) бетона, устанавливающую связь между напряжениями $\sigma_{b,n}$ ($\sigma_{bt,n}$) и продольными относительными деформациями $\varepsilon_{b,n}$ ($\varepsilon_{bt,n}$) сжатого (растянутого) бетона при кратковременном действии однократно приложенной нагрузки (согласно стандартным испытаниям) вплоть до их нормативных значений.

5.2.3 Основными расчетными прочностными характеристиками бетона, используемыми в расчете, являются расчетные значения сопротивления бетона:

- осевому сжатию R_b ;

- осевому растяжению R_{bt} .

Расчетные значения прочностных характеристик бетона следует определять делением нормативных значений сопротивления бетона осевому сжатию и растяжению на соответствующие коэффициенты надежности по бетону при сжатии и растяжении.

Значения коэффициентов надежности следует принимать в зависимости от вида бетона, расчетной характеристики бетона, рассматриваемого предельного состояния, но не менее:

для коэффициента надежности по бетону при сжатии:

1,3 - для предельных состояний первой группы;

1,0 - для предельных состояний второй группы;
для коэффициента надежности по бетону при растяжении:

1,5 - для предельных состояний первой группы при назначении класса бетона по прочности на сжатие;

1,3 - то же, при назначении класса бетона по прочности на осевое растяжение;

1,0 - для предельных состояний второй группы.

Расчетные значения основных деформационных характеристик бетона для предельных состояний первой и второй групп следует принимать равными их нормативным значениям.

Влияние характера нагрузки, окружающей среды, напряженного состояния бетона, конструктивных особенностей элемента и других факторов, не отражаемых непосредственно в расчетах, следует учитывать в расчетных прочностных и деформационных характеристиках бетона коэффициентами условий работы бетона γ_{bi} .

5.2.4 Расчетные диаграммы состояния (деформирования) бетона следует определять путем замены нормативных значений параметров диаграмм на их соответствующие расчетные значения, принимаемые по указаниям [5.2.3](#).

5.2.5 Значения прочностных характеристик бетона при плоском (двухосном) или объемном (трехосном) напряженном состоянии следует определять с учетом вида и класса бетона из критерия, выражающего связь между предельными значениями напряжений, действующих в двух или трех взаимно перпендикулярных направлениях.

Деформации бетона следует определять с учетом плоского или объемного напряженных состояний.

5.2.6 Характеристики бетона - матрицы в дисперсно-армированных конструкциях следует принимать как для бетонных и железобетонных конструкций.

Характеристики фибробетона в фибробетонных конструкциях следует устанавливать в зависимости от характеристик бетона, относительного содержания, формы, размеров и расположения фибр в бетоне, ее сцепления с бетоном и физико-механических свойств, а также в зависимости от размеров элемента или конструкции.

5.3 Требования к арматуре

5.3.1 При проектировании железобетонных зданий и сооружений в соответствии с требованиями, предъявляемыми к бетонным и железобетонным конструкциям, должны быть установлены вид арматуры, ее нормируемые и контролируемые показатели качества.

5.3.2 Для железобетонных конструкций следует применять следующие виды арматуры, установленные соответствующими стандартами:

- горячекатаную гладкую и периодического профиля диаметром 3-80 мм;
- термомеханически упрочненную периодического профиля диаметром 6-40 мм;
- механически упрочненную в холодном состоянии (холоднодеформированная) периодического профиля или гладкая, диаметром 3-12 мм;
- арматурные канаты диаметром 6-15 мм;
- неметаллическую композитную арматуру.

Кроме того, в большепролетных конструкциях могут быть применены стальные канаты (спиральные, двойной свивки, закрытые).

Для дисперсного армирования бетона следует применять фибру или частые сетки.

Для сталежелезобетонных конструкций (конструкций, состоящих из стальных и железобетонных элементов) применяют листовую и профильную сталь по соответствующим нормам и стандартам ([СНиП II-23](#)).

Вид арматуры следует принимать в зависимости от назначения конструкции, конструктивного решения, характера нагрузок и воздействий окружающей среды.

5.3.3 Основным нормируемым и контролируемым показателем качества стальной арматуры является класс арматуры по прочности на растяжение, обозначаемый:

А - для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры;

В - для холоднодеформированной арматуры;

К - для арматурных канатов.

Класс арматуры соответствует гарантированному значению предела текучести (физического или условного) в МПа, устанавливаемому в соответствии с требованиями стандартов и технических условий, и принимается в пределах от А 240 до А 1500, от В 500 до В 2000 и от К 1400 до К 2500.

Классы арматуры следует назначать в соответствии с их параметрическими рядами, установленными нормативными документами.

Кроме требований по прочности на растяжение к арматуре предъявляют требования по дополнительным показателям, определяемым по соответствующим стандартам: свариваемость, выносливость, пластичность, стойкость против коррозионного растрескивания, релаксационная стойкость, хладостойкость, стойкость при высоких температурах, относительное удлинение при разрыве и др.

К неметаллической арматуре (в том числе фибре) предъявляют также требования по щелочестойкости и адгезии к бетону.

Необходимые показатели принимают при проектировании железобетонных конструкций в соответствии с требованиями расчетов и изготовления, а также в соответствии с условиями эксплуатации конструкций с учетом различных воздействий окружающей среды.

5.4 Нормативные и расчетные значения прочностных и деформационных характеристик арматуры

5.4.1 Основными показателями прочности и деформативности арматуры являются нормативные значения их прочностных и деформационных характеристик.

Основной прочностной характеристикой арматуры при растяжении (сжатии) является нормативное значение сопротивления $R_{s,n}$, равное значению физического предела текучести или условного, соответствующего остаточному удлинению (укорочению), равному 0,2 %. Кроме того, нормативные значения сопротивления арматуры при сжатии ограничивают значениями, отвечающими деформациям, равным предельным относительным деформациям укорочения бетона, окружающего рассматриваемую сжатую арматуру.

Основными деформационными характеристиками арматуры являются нормативные значения:

- относительных деформаций удлинения арматуры $\varepsilon_{s0,n}$ при достижении напряжениями нормативных значений $R_{s,n}$;

- модуля упругости арматуры $E_{s,n}$.

Для арматуры с физическим пределом текучести нормативные значения относительной деформации удлинения арматуры $\varepsilon_{s0,n}$ определяют как упругие относительные деформации при нормативных значениях сопротивления арматуры и ее модуля упругости.

Для арматуры с условным пределом текучести нормативные значения относительной деформации удлинения арматуры $\varepsilon_{s0,n}$ определяют как сумму остаточного удлинения арматуры, равного 0,2 %, и упругих относительных деформаций при напряжении, равном условному пределу текучести.

Для сжатой арматуры нормативные значения относительной деформации укорочения принимают такими же, как при растяжении, за исключением специально оговоренных случаев, но не более предельных относительных деформаций укорочения бетона.

Нормативные значения модуля упругости арматуры при сжатии и растяжении принимают одинаковыми и устанавливают для соответствующих видов и классов арматуры.

5.4.2 В качестве обобщенной характеристики механических свойств арматуры следует принимать нормативную диаграмму состояния (деформирования) арматуры, устанавливающую связь между напряжениями $\sigma_{s,n}$ и относительными деформациями $\varepsilon_{s,n}$ арматуры при кратковременном действии однократно приложенной нагрузки (согласно стандартным испытаниям) вплоть до достижения их установленных нормативных значений.

Диаграммы состояния арматуры при растяжении и сжатии принимают одинаковыми, за исключением случаев, когда рассматривается работа арматуры, в которой ранее были неупругие деформации противоположного знака.

Характер диаграммы состояния арматуры устанавливают в зависимости от вида арматуры.

5.4.3 Расчетные значения сопротивления арматуры R_s определяют делением нормативных значений сопротивления арматуры на коэффициент надежности по арматуре.

Значения коэффициента надежности следует принимать в зависимости от класса арматуры и рассматриваемого предельного состояния, но не менее:

при расчете по предельным состояниям первой группы - 1,1;

при расчете по предельным состояниям второй группы - 1,0.

Расчетные значения модуля упругости арматуры E_s принимают равными их нормативным значениям.

Влияние характера нагрузки, окружающей среды, напряженного состояния арматуры, технологических факторов и других условий работы, не отражаемых непосредственно в расчетах, следует учитывать в расчетных прочностных и деформационных характеристиках арматуры коэффициентами условий работы арматуры γ_{si} .

5.4.4 Расчетные диаграммы состояния арматуры следует определять путем замены нормативных значений параметров диаграмм на их соответствующие расчетные значения, принимаемые по указаниям [5.4.3](#).

6 ТРЕБОВАНИЯ К РАСЧЕТУ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

6.1 Общие положения

6.1.1 Расчеты бетонных и железобетонных конструкций следует производить в соответствии с требованиями [ГОСТ 27751](#) по методу предельных состояний, включающему:

- предельные состояния первой группы, приводящие к полной непригодности эксплуатации конструкций;

- предельные состояния второй группы, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций или уменьшающие долговечность зданий и сооружений по сравнению с предусматриваемым сроком службы.

Расчеты должны обеспечивать надежность зданий или сооружений в течение всего срока их службы, а также при производстве работ в соответствии с требованиями, предъявляемыми к ним.

Расчеты по предельным состояниям первой группы включают:

- расчет по прочности;

- расчет по устойчивости формы (для тонкостенных конструкций);

- расчет по устойчивости положения (опрокидывание, скольжение, всплывание).

Расчеты по прочности бетонных и железобетонных конструкций следует производить из условия, по которому усилия, напряжения и деформации в конструкциях от различных воздействий с учетом начального напряженного состояния (преднапряжение, температурные и другие воздействия) не должны превышать соответствующих значений, установленных нормами.

Расчеты по устойчивости формы конструкции, а также по устойчивости положения (с учетом совместной работы конструкции и основания, их деформационных свойств, сопротивления сдвигу по контакту с основанием и других особенностей) следует производить согласно указаниям нормативных документов на отдельные виды конструкций.

В необходимых случаях в зависимости от вида и назначения конструкции должны быть произведены расчеты по предельным состояниям, связанным с явлениями, при которых возникает необходимость прекращения эксплуатации (чрезмерные деформации, сдвиги в соединениях и другие явления).

Расчеты по предельным состояниям второй группы включают:

- расчет по образованию трещин;
- расчет по раскрытию трещин;
- расчет по деформациям.

Расчет бетонных и железобетонных конструкций по образованию трещин следует производить из условия, по которому усилия, напряжения или деформации в конструкциях от различных воздействий не должны превышать соответствующих их предельных значений, воспринимаемых конструкцией при образовании трещин.

Расчет железобетонных конструкций по раскрытию трещин производят из условия, по которому ширина раскрытия трещин в конструкции от различных воздействий не должна превышать предельно допустимых значений, устанавливаемых в зависимости от требований, предъявляемых к конструкции, условий ее эксплуатации, воздействия окружающей среды и характеристик материалов с учетом особенностей коррозионного поведения арматуры.

Расчет бетонных и железобетонных конструкций по деформациям следует производить из условия, по которому прогибы, углы поворота, перемещения и амплитуды колебания конструкций от различных воздействий не должны превышать соответствующих предельно допустимых значений.

Для конструкций, в которых не допускается образование трещин, должны быть обеспечены требования по отсутствию трещин. В этом случае расчет по раскрытию трещин не производят.

Для остальных конструкций, в которых допускается образование трещин, расчет по образованию трещин производят для определения необходимости расчета по раскрытию трещин и учета трещин при расчете по деформациям.

6.1.2 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по долговечности (исходя из расчетов по предельным состояниям первой и второй групп) следует производить из условия, по которому при заданных характеристиках конструкции (размерах, количестве арматуры и других характеристиках), показателях качества бетона (прочности, морозостойкости, водонепроницаемости, коррозионной стойкости, температуростойкости и других показателях) и арматуры (прочности, коррозионной стойкости и других показателях) с учетом влияния окружающей среды продолжительность межремонтного периода и срока службы конструкций здания или сооружения должна быть не менее установленной для конкретных типов зданий и сооружений.

Кроме того, в необходимых случаях следует производить расчеты по теплопроводности, звукоизоляции, биологической защите и другим параметрам.

6.1.3 Расчет бетонных и железобетонных конструкций (линейных, плоскостных, пространственных, массивных) по предельным состояниям первой и второй групп производят по напряжениям, усилиям, деформациям и перемещениям, вычисленным от внешних воздействий в конструкциях и образуемых ими системах зданий и сооружений с учетом физической нелинейности (неупругих деформаций бетона и арматуры), возможного образования трещин и в необходимых случаях - анизотропии, накопления повреждений и геометрической нелинейности (влияние деформаций на

изменение усилий в конструкциях).

Физическую нелинейность и анизотропию следует учитывать в определяющих соотношениях, связывающих между собой напряжения и деформации (или усилия и перемещения), а также в условиях прочности и трещиностойкости материала.

В статически неопределимых конструкциях следует учитывать перераспределение усилий в элементах системы вследствие образования трещин и развития неупругих деформаций в бетоне и арматуре вплоть до возникновения предельного состояния в элементе. При отсутствии методов расчета, учитывающих неупругие свойства железобетона, или данных о неупругой работе железобетонных элементов допускается производить определение усилий и напряжений в статически неопределимых конструкциях и системах в предположении упругой работы железобетонных элементов. При этом рекомендуется учитывать влияние физической нелинейности путем корректировки результатов линейного расчета на основе данных экспериментальных исследований, нелинейного моделирования, результатов расчета аналогичных объектов и экспертных оценок.

При расчете конструкций по прочности, деформациям, образованию и раскрытию трещин на основе метода конечных элементов должны быть проверены условия прочности и трещиностойкости для всех конечных элементов, составляющих конструкцию, а также условия возникновения чрезмерных перемещений конструкции. При оценке предельного состояния по прочности допускается полагать отдельные конечные элементы разрушенными, если это не влечет за собой прогрессирующего разрушения здания или сооружения и по истечении действия рассматриваемой нагрузки эксплуатационная пригодность здания или сооружения сохраняется или может быть восстановлена.

Определение предельных усилий и деформаций в бетонных и железобетонных конструкциях следует производить на основе расчетных схем (моделей), наиболее близко отвечающих реальному физическому характеру работы конструкций и материалов в рассматриваемом предельном состоянии.

Несущую способность железобетонных конструкций, способных претерпевать достаточные пластические деформации (в частности, при использовании арматуры с физическим пределом текучести), допускается определять методом предельного равновесия.

6.1.4 При расчетах бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям следует рассматривать различные расчетные ситуации в соответствии с [ГОСТ 27751](#).

6.1.5 Расчеты бетонных и железобетонных конструкций следует производить на все виды нагрузок, отвечающих функциональному назначению зданий и сооружений, с учетом влияния окружающей среды (климатических воздействий и воды - для конструкций, окруженных водой), а в необходимых случаях - с учетом воздействия пожара, технологических температурных и влажностных воздействий и воздействий агрессивных химических сред.

6.1.6. Расчеты бетонных и железобетонных конструкций производят на действие изгибающих моментов, продольных сил, поперечных сил и крутящих моментов, а также на местное действие нагрузки.

6.1.7 При расчетах бетонных и железобетонных конструкций следует учитывать особенности свойств различных видов бетона и арматуры, влияния на них характера нагрузки и окружающей среды, способов армирования, совместность работы арматуры и бетона (при наличии и отсутствии сцепления арматуры с бетоном), технологию изготовления конструктивных типов железобетонных элементов зданий и сооружений.

Расчет предварительно напряженных конструкций следует производить с учетом начальных (предварительных) напряжений и деформаций в арматуре и бетоне, потерь предварительного напряжения и особенностей передачи предварительного напряжения

на бетон.

Расчет сборно-монолитных и сталежелезобетонных конструкций следует производить с учетом начальных напряжений и деформаций, полученных сборными железобетонными или стальными несущими элементами от действия нагрузок при укладке монолитного бетона до набора его прочности и обеспечения совместной работы со сборными железобетонными или стальными несущими элементами. При расчете сборно-монолитных и сталежелезобетонных конструкций должна быть обеспечена прочность контактных швов сопряжения сборных железобетонных и стальных несущих элементов с монолитным бетоном, осуществляемая за счет трения, сцепления по контакту материалов или путем устройства шпоночных соединений, выпусков арматуры и специальных анкерных устройств.

В монолитных конструкциях должна быть обеспечена прочность конструкции с учетом рабочих швов бетонирования.

При расчете сборных конструкций должна быть обеспечена прочность узловых и стыковых сопряжений сборных элементов, осуществленная путем соединения стальных закладных деталей, выпусков арматуры и замоноличивания бетоном.

Расчет дисперсно-армированных конструкций (фибробетонных, армоцементных) следует производить с учетом характеристик дисперсно-армированного бетона, дисперсной арматуры и особенностей работы дисперсно-армированных конструкций.

6.1.8 При расчете плоских и пространственных конструкций, подвергаемых силовым воздействиям в двух взаимно перпендикулярных направлениях, рассматривают отдельные, выделенные из конструкции плоские или пространственные малые характерные элементы с усилиями, действующими по боковым сторонам элемента. При наличии трещин эти усилия определяют с учетом расположения трещин, жесткости арматуры (осевой и тангенциальной), жесткости бетона (между трещинами и в трещинах) и других особенностей. При отсутствии трещин усилия определяют как для сплошного тела.

Допускается при наличии трещин определять усилия в предположении упругой работы железобетонного элемента.

Расчет элементов следует производить по наиболее опасным сечениям, расположенным под углом по отношению к направлению действующих на элемент усилий, на основе расчетных моделей, учитывающих работу растянутой арматуры в трещине и работу бетона между трещинами в условиях плоского напряженного состояния.

Расчет плоских и пространственных конструкций допускается производить для конструкции в целом на основе метода предельного равновесия, в том числе с учетом деформированного состояния к моменту разрушения, а также с использованием упрощенных расчетных моделей.

6.1.9 При расчете массивных конструкций, подвергаемых силовым воздействиям в трех взаимно перпендикулярных направлениях, рассматривают отдельные выделенные из конструкции малые объемные характерные элементы с усилиями, действующими по граням элемента. При этом усилия следует определять на основе предпосылок, аналогичных принятым для плоскостных элементов (см. [6.1.8](#)).

Расчет элементов следует производить по наиболее опасным сечениям, расположенным под углом по отношению к направлению действующих на элемент усилий, на основе расчетных моделей, учитывающих работу бетона и арматуры в условиях объемного напряженного состояния.

6.1.10 Для конструкций сложной конфигурации (например, пространственных), кроме расчетных методов оценки несущей способности, трещиностойкости и деформативности, могут быть использованы также результаты испытания физических моделей.

6.2 Расчет бетонных и железобетонных элементов по прочности

6.2.1. Расчет бетонных и железобетонных элементов по прочности производят:

- по нормальным сечениям (при действии изгибающих моментов и продольных сил) по нелинейной деформационной модели, а для простых по конфигурации элементов - по предельным усилиям;

- по наклонным сечениям (при действии поперечных сил), по пространственным сечениям (при действии крутящих моментов), на местное действие нагрузки (местное сжатие, продавливание) - по предельным усилиям.

Расчет по прочности коротких железобетонных элементов (коротких консолей и других элементов) производят на основе каркасно-стержневой модели.

6.2.2 Расчет по прочности бетонных и железобетонных элементов по предельным усилиям производят из условия, по которому усилие F от внешних нагрузок и воздействий в рассматриваемом сечении не должно превышать предельного усилия F_{ult} , которое может быть воспринято элементом в этом сечении

$$F \leq F_{ult}. \quad (6.1)$$

Расчет бетонных элементов по прочности

6.2.3 Бетонные элементы в зависимости от условий их работы и требований, предъявляемых к ним, следует рассчитывать по нормальным сечениям по предельным усилиям без учета (6.2.4) или с учетом (6.2.5) сопротивления бетона растянутой зоны.

6.2.4 Без учета сопротивления бетона растянутой зоны производят расчет внецентренно сжатых бетонных элементов при значениях эксцентриситета продольной силы, не превышающих 0,9 расстояния от центра тяжести сечения до наиболее сжатого волокна. При этом предельное усилие, которое может быть воспринято элементом, определяют по расчетным сопротивлениям бетона сжатию R_b , равномерно распределенным по условной сжатой зоне сечения с центром тяжести, совпадающим с точкой приложения продольной силы.

Для массивных бетонных конструкций гидротехнических сооружений следует принимать в сжатой зоне треугольную эпюру напряжений, не превышающих расчетного значения сопротивления бетона сжатию R_b . При этом эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести сечения не должен превышать 0,65 расстояния от центра тяжести до наиболее сжатого волокна бетона.

6.2.5 С учетом сопротивления бетона растянутой зоны производят расчет внецентренно сжатых бетонных элементов с эксцентриситетом продольной силы, большим указанных в 6.2.4, изгибаемых бетонных элементов (которые допускаются к применению), а также внецентренно сжатых элементов с эксцентриситетом продольной силы, указанным в 6.2.4, но в которых по условиям эксплуатации не допускается образование трещин. При этом предельное усилие, которое может быть воспринято сечением элемента, определяют как для упругого тела при максимальных растягивающих напряжениях, равных расчетному значению сопротивления бетона растяжению R_{bt} .

6.2.6 При расчете внецентренно сжатых бетонных элементов следует учитывать влияние продольного изгиба и случайных эксцентриситетов.

Расчет железобетонных элементов по прочности нормальных сечений

6.2.7 Расчет железобетонных элементов по предельным усилиям следует производить, определяя предельные усилия, которые могут быть восприняты бетоном и арматурой в нормальном сечении, из следующих положений:

- сопротивление бетона растяжению принимают равным нулю;
- сопротивление бетона сжатию представляется напряжениями, равными расчетному сопротивлению бетона сжатию и равномерно распределенными по условной сжатой зоне бетона;
- растягивающие и сжимающие напряжения в арматуре принимаются не более

расчетного сопротивления соответственно растяжению и сжатию.

6.2.8 Расчет железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели производят на основе диаграмм состояния бетона и арматуры исходя из гипотезы плоских сечений. Критерием прочности нормальных сечений является достижение предельных относительных деформаций в бетоне или арматуре.

6.2.9 При расчете внецентренно сжатых элементов следует учитывать случайный эксцентриситет и влияние продольного изгиба.

Расчет железобетонных элементов по прочности наклонных сечений

6.2.10 Расчет железобетонных элементов по прочности наклонных сечений производят: по наклонному сечению на действие поперечной силы, по наклонному сечению на действие изгибающего момента и по полосе между наклонными сечениями на действие поперечной силы.

6.2.11 При расчете железобетонного элемента по прочности наклонного сечения на действие поперечной силы предельную поперечную силу, которая может быть воспринята элементом в наклонном сечении, следует определять как сумму предельных поперечных сил, воспринимаемых бетоном в наклонном сечении и поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение.

6.2.12 При расчете железобетонного элемента по прочности наклонного сечения на действие изгибающего момента предельный момент, который может быть воспринят элементом в наклонном сечении, следует определять как сумму предельных моментов, воспринимаемых пересекающей наклонное сечение продольной и поперечной арматурой, относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне.

6.2.13 При расчете железобетонного элемента по полосе между наклонными сечениями на действие поперечной силы предельную поперечную силу, которая может быть воспринята элементом, следует определять исходя из прочности наклонной бетонной полосы, находящейся под воздействием сжимающих усилий вдоль полосы и растягивающих усилий от поперечной арматуры, пересекающей наклонную полосу.

Расчет железобетонных элементов по прочности пространственных сечений

6.2.14 При расчете железобетонных элементов по прочности пространственных сечений предельный крутящий момент, который может быть воспринят элементом, следует определять как сумму предельных крутящих моментов, воспринимаемых продольной и поперечной арматурой, расположенной у каждой грани элемента и пересекающей пространственное сечение. Кроме того, следует производить расчет по прочности железобетонного элемента по бетонной полосе, расположенной между пространственными сечениями и находящейся под воздействием сжимающих усилий вдоль полосы и растягивающих усилий от поперечной арматуры, пересекающей полосу.

Расчет железобетонных элементов на местное действие нагрузки

6.2.15 При расчете железобетонных элементов на местное сжатие предельную сжимающую силу, которая может быть воспринята элементом, следует определять исходя из сопротивления бетона при объемном напряженном состоянии, создаваемым окружающим бетоном и косвенной арматурой, если она установлена.

6.2.16 Расчет на продавливание производят для плоских железобетонных элементов (плит) при действии сосредоточенных силы и момента в зоне продавливания. Предельное усилие, которое может быть воспринято железобетонным элементом при продавливании, следует определять как сумму предельных усилий, воспринимаемых бетоном и поперечной арматурой, расположенной в зоне продавливания.

6.3 Расчет железобетонных элементов по образованию трещин

6.3.1 Расчет железобетонных элементов по образованию нормальных трещин производят по предельным усилиям или по нелинейной деформационной модели. Расчет по образованию наклонных трещин производят по предельным усилиям.

6.3.2 Расчет по образованию трещин железобетонных элементов по предельным усилиям производят из условия, по которому усилие F от внешних нагрузок и воздействий в рассматриваемом сечении не должно превышать предельного усилия F_{crc} , которое может быть воспринято железобетонным элементом при образовании трещин

$$F \leq F_{crc,ult}. \quad (6.2)$$

6.3.3 Предельное усилие, воспринимаемое железобетонным элементом при образовании нормальных трещин, следует определять исходя из расчета железобетонного элемента как сплошного тела с учетом упругих деформаций в арматуре и неупругих деформаций в растянутом и сжатом бетоне при максимальных нормальных растягивающих напряжениях в бетоне, равных расчетным значениям сопротивления бетона растяжению R_{bt} .

6.3.4 Расчет железобетонных элементов по образованию нормальных трещин по нелинейной деформационной модели производят на основе диаграмм состояния арматуры, растянутого и сжатого бетона и гипотезы плоских сечений. Критерием образования трещин является достижение предельных относительных деформаций в растянутом бетоне.

6.3.5 Предельное усилие, которое может быть воспринято железобетонным элементом при образовании наклонных трещин, следует определять исходя из расчета железобетонного элемента как сплошного упругого тела и критерия прочности бетона при плоском напряженном состоянии «сжатие - растяжение».

6.4 Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин

6.4.1 Расчет железобетонных элементов производят по раскрытию различного вида трещин в тех случаях, когда расчетная проверка на образование трещин показывает, что трещины образуются.

6.4.2 Расчет по раскрытию трещин производят из условия, по которому ширина раскрытия трещин от внешней нагрузки a_{crc} не должна превосходить предельно допустимого значения ширины раскрытия трещин $a_{crc,ult}$

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}. \quad (6.3)$$

6.4.3 Расчет железобетонных элементов следует производить по продолжительному и по непродолжительному раскрытию нормальных и наклонных трещин.

Ширину продолжительного раскрытия трещин определяют по формуле

$$a_{crc} = a_{crc1}, \quad (6.4)$$

а непродолжительного раскрытия трещин - по формуле

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}, \quad (6.5)$$

где a_{crc1} - ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

a_{crc2} - ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок;

a_{crc3} - ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

6.4.4 Ширину раскрытия нормальных трещин определяют как произведение средних относительных деформаций арматуры на участке между трещинами и длины этого участка. Средние относительные деформации арматуры между трещинами определяют с учетом работы растянутого бетона между трещинами. Относительные деформации

арматуры в трещине определяют из условно упругого расчета железобетонного элемента с трещинами с использованием приведенного модуля деформации сжатого бетона, установленного с учетом влияния неупругих деформаций бетона сжатой зоны, или по нелинейной деформационной модели. Расстояние между трещинами определяют из условия, по которому разность усилий в продольной арматуре в сечении с трещиной и между трещинами должна быть воспринята усилиями сцепления арматуры с бетоном на длине этого участка.

Ширину раскрытия нормальных трещин следует определять с учетом характера действия нагрузки (повторяемости, длительности и т.п.) и вида профиля арматуры.

6.4.5 Предельно допустимую ширину раскрытия трещин следует устанавливать исходя из эстетических соображений, наличия требований к проницаемости конструкций, а также в зависимости от длительности действия нагрузки, вида арматурной стали и ее склонности к развитию коррозии в трещине.

При этом предельно допустимое значение ширины раскрытия трещин $a_{cr,ult}$ следует принимать не более:

а) из условия сохранности арматуры:

0,3 мм - при продолжительном раскрытии трещин;

0,4 мм - при непродолжительном раскрытии трещин;

б) из условия ограничения проницаемости конструкций:

0,2 мм - при продолжительном раскрытии трещин;

0,3 мм - при непродолжительном раскрытии трещин.

Для массивных гидротехнических сооружений предельно допустимые значения ширины раскрытия трещин устанавливают по соответствующим нормативным документам в зависимости от условий работы конструкций и других факторов, но не более 0,5 мм.

6.5 Расчет железобетонных элементов по деформациям

6.5.1 Расчет железобетонных элементов по деформациям производят из условия, по которому прогибы или перемещения конструкций f от действия внешней нагрузки не должны превышать предельно допустимых значений прогибов или перемещений f_{ult}

$$f \leq f_{ult}. \quad (6.6)$$

6.5.2 Прогибы или перемещения железобетонных конструкций определяют по общим правилам строительной механики в зависимости от изгибных, сдвиговых и осевых деформационных (жесткостных) характеристик железобетонного элемента в сечениях по его длине (кривизны, углов сдвига и т.д.).

6.5.3 В тех случаях, когда прогибы железобетонных элементов в основном зависят от изгибных деформаций, значения прогибов определяют по жесткостям или по кривизнам элементов.

Жесткость рассматриваемого сечения железобетонного элемента определяют по общим правилам сопротивления материалов: для сечения без трещин - как для условно упругого сплошного элемента, а для сечения с трещинами - как для условно упругого элемента с трещинами (принимая линейную зависимость между напряжениями и деформациями). Влияние неупругих деформаций бетона учитывают с помощью приведенного модуля деформаций бетона, а влияние работы растянутого бетона между трещинами - с помощью приведенного модуля деформаций арматуры.

Кривизну железобетонного элемента определяют как частное от деления изгибающего момента на жесткость железобетонного сечения при изгибе.

Расчет деформаций железобетонных конструкций с учетом трещин производят в тех случаях, когда расчетная проверка на образование трещин показывает, что трещины образуются. В противном случае производят расчет деформаций как для железобетонного элемента без трещин.

Кривизну и продольные деформации железобетонного элемента также определяют

по нелинейной деформационной модели исходя из уравнений равновесия внешних и внутренних усилий, действующих в нормальном сечении элемента, гипотезы плоских сечений, диаграмм состояния бетона и арматуры и средних деформаций арматуры между трещинами.

6.5.4 Расчет деформаций железобетонных элементов следует производить с учетом длительности действия нагрузок, устанавливаемых соответствующими нормативными документами.

Кривизну элементов при действии постоянных и длительных нагрузок следует определять по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1}, \quad (6.7)$$

а кривизну при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок - по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3}, \quad (6.8)$$

где $\frac{1}{r_1}$ - кривизна элемента от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

$\frac{1}{r_2}$ - кривизна элемента от непродолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок;

$\frac{1}{r_3}$ - кривизна элемента от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

6.5.5 Предельно допустимые прогибы f_{ult} определяют по соответствующим нормативным документам ([СНиП 2.01.07](#)). При действии постоянных и временных длительных и кратковременных нагрузок прогиб железобетонных элементов во всех случаях не должен превышать 1/150 пролета и 1/75 вылета консоли.

7 КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

7.1 Общие положения

7.1.1 Для обеспечения безопасности и эксплуатационной пригодности бетонных и железобетонных конструкций помимо требований к расчету следует также выполнять конструктивные требования к геометрическим размерам и армированию.

Конструктивные требования устанавливают для тех случаев, когда:

расчетом не представляется возможным достаточно точно и определенно полностью гарантировать сопротивление конструкции внешним нагрузкам и воздействиям;

конструктивные требования определяют граничные условия, в пределах которых могут быть использованы принятые расчетные положения;

конструктивные требования обеспечивают выполнение технологии изготовления бетонных и железобетонных конструкций.

7.2 Требования к геометрическим размерам

Геометрические размеры бетонных и железобетонных конструкций должны быть не менее величин, обеспечивающих:

- возможность размещения арматуры, ее анкеровки и совместной работы с бетоном с учетом требований [7.3.3-7.3.11](#);

- ограничение гибкости сжатых элементов;
- требуемые показатели качества бетона в конструкции ([ГОСТ 4.250](#)).

7.3 Требования к армированию

Защитный слой бетона

7.3.1 Защитный слой бетона должен обеспечивать:

- совместную работу арматуры с бетоном;
- анкеровку арматуры в бетоне и возможность устройства стыков арматурных элементов;
- сохранность арматуры от воздействий окружающей среды (в том числе при наличии агрессивных воздействий);
- огнестойкость и огнесохранность конструкций.

7.3.2 Толщину защитного слоя бетона следует принимать исходя из требований [7.3.1](#) с учетом роли арматуры в конструкциях (рабочая или конструктивная), типа конструкций (колонны, плиты, балки, элементы фундаментов, стены и т.п.), диаметра и вида арматуры.

Толщину защитного слоя бетона для арматуры принимают не менее диаметра арматуры и не менее 10 мм.

Минимальное расстояние между стержнями арматуры

7.3.3 Расстояние между стержнями арматуры следует принимать не менее величины, обеспечивающей:

- совместную работу арматуры с бетоном;
- возможность анкеровки и стыкования арматуры;
- возможность качественного бетонирования конструкции.

7.3.4 Минимальное расстояние между стержнями арматуры в свету следует принимать в зависимости от диаметра арматуры, размера крупного заполнителя бетона, расположения арматуры в элементе по отношению к направлению бетонирования, способа укладки и уплотнения бетона.

Расстояние между стержнями арматуры следует принимать не менее диаметра арматуры и не менее 25 мм.

При стесненных условиях допускается располагать стержни арматуры группами-пучками (без зазора между стержнями). При этом расстояние в свету между пучками следует принимать не менее приведенного диаметра условного стержня, площадь которого равна площади сечения пучка арматуры.

Продольная арматура

7.3.5 Относительное содержание расчетной продольной арматуры в железобетонном элементе (отношение площади сечения арматуры к рабочей площади поперечного сечения элемента) следует принимать не менее величины, при которой элемент можно рассматривать и рассчитывать как железобетонный.

Минимальное относительное содержание рабочей продольной арматуры в железобетонном элементе определяют в зависимости от характера работы арматуры (сжатая, растянутая), характера работы элемента (изгибаемый, внецентренно сжатый, внецентренно растянутый) и гибкости внецентренно сжатого элемента, но не менее 0,1 %. Для массивных гидротехнических сооружений меньшие значения относительного содержания арматуры устанавливаются по специальным нормативным документам.

7.3.6 Расстояние между стержнями продольной рабочей арматуры следует принимать с учетом типа железобетонного элемента (колонны, балки, плиты, стены), ширины и высоты сечения элемента и не более величины, обеспечивающей эффективное вовлечение в работу бетона, равномерное распределение напряжений и деформаций по ширине сечения элемента, а также ограничение ширины раскрытия

трещин между стержнями арматуры. При этом расстояние между стержнями продольной рабочей арматуры следует принимать не более двукратной высоты сечения элемента и не более 400 мм, а в линейных внецентренно сжатых элементах в направлении плоскости изгиба - не более 500 мм. Для массивных гидротехнических сооружений большие значения расстояния между стержнями устанавливаются по специальным нормативным документам.

Поперечное армирование

7.3.7 В железобетонных элементах, в которых поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, следует устанавливать поперечную арматуру с шагом не более величины, обеспечивающей включение в работу поперечной арматуры при образовании и развитии наклонных трещин. При этом шаг поперечной арматуры следует принимать не более половины рабочей высоты сечения элемента и не более 300 мм.

7.3.8 В железобетонных элементах, содержащих расчетную сжатую продольную арматуру, следует устанавливать поперечную арматуру с шагом не более величины, обеспечивающей закрепление от выпучивания продольной сжатой арматуры. При этом шаг поперечной арматуры следует принимать не более пятнадцати диаметров сжатой продольной арматуры и не более 500 мм, а конструкция поперечной арматуры должна обеспечивать отсутствие выпучивания продольной арматуры в любом направлении.

Анкеровка и соединения арматуры

7.3.9 В железобетонных конструкциях должна быть предусмотрена анкеровка арматуры, обеспечивающая восприятие расчетных усилий в арматуре в рассматриваемом сечении. Длину анкеровки определяют из условия, по которому усилие, действующее в арматуре, должно быть воспринято силами сцепления арматуры с бетоном, действующими по длине анкеровки, и силами сопротивления анкерующих устройств в зависимости от диаметра и профиля арматуры, прочности бетона на растяжение, толщины защитного слоя бетона, вида анкерующих устройств (загиб стержня, приварка поперечных стержней), поперечного армирования в зоне анкеровки, характера усилия в арматуре (сжимающее или растягивающее) и напряженного состояния бетона на длине анкеровки.

7.3.10 Анкеровку поперечной арматуры следует осуществлять путем ее загиба и охвата продольной арматуры или приваркой к продольной арматуре. При этом диаметр продольной арматуры должен быть не менее половины диаметра поперечной арматуры.

7.3.11 Соединение арматуры внахлестку (без сварки) должно быть осуществлено на длину, обеспечивающую передачу расчетных усилий от одного стыкуемого стержня к другому. Длину нахлестки определяют по базовой длине анкеровки с дополнительным учетом относительного количества стыкуемых в одном месте стержней, поперечной арматуры в зоне стыка внахлестку, расстояния между стыкуемыми стержнями и между стыковыми соединениями.

7.3.12 Сварные соединения арматуры следует выполнять по соответствующим нормативным документам ([ГОСТ 14098](#), [ГОСТ 10922](#)).

7.4 Защита конструкций от неблагоприятного влияния воздействий среды

7.4.1 В тех случаях когда требуемая долговечность конструкций, работающих в условиях неблагоприятного воздействия среды (агрессивные воздействия), не может быть обеспечена коррозионной стойкостью самой конструкции, должна быть предусмотрена дополнительная защита поверхностей конструкции, выполняемая по указаниям [СНиП 2.03.11](#) (обработка поверхностного слоя бетона стойкими к агрессивным воздействиям материалами, нанесение на поверхности конструкции стойких к агрессивным воздействиям покрытий и т.п.).

8 ТРЕБОВАНИЯ К ИЗГОТОВЛЕНИЮ, ВОЗВЕДЕНИЮ И ЭКСПЛУАТАЦИИ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

8.1 Бетон

8.1.1 Подбор состава бетонной смеси производят с целью получения в конструкциях бетона, отвечающего техническим показателям, установленным в разделе [5](#) и принятым в проекте.

За основу при подборе состава бетона следует принимать определяющий для данного вида бетона и назначения конструкции показатель бетона. При этом должны быть обеспечены и другие установленные проектом показатели качества бетона.

Проектирование и подбор состава бетонной смеси по требуемой прочности бетона следует производить, руководствуясь соответствующими нормативными документами ([ГОСТ 27006](#), [ГОСТ 26633](#) и др.).

При подборе состава бетонной смеси должны быть обеспечены требуемые показатели качества (удобоукладываемость, сохраняемость, нерасслаиваемость, воздухо содержание и другие показатели).

Свойства подобранной бетонной смеси должны соответствовать технологии производства бетонных работ, включающей сроки и условия твердения бетона, способы, режимы приготовления и транспортирования бетонной смеси и другие особенности технологического процесса ([ГОСТ 7473](#), [ГОСТ 10181](#)).

Подбор состава бетонной смеси следует производить на основе характеристик материалов, используемых для ее приготовления, включающих вяжущие, заполнители, воду и эффективные добавки (модификаторы) ([ГОСТ 30515](#), [ГОСТ 23732](#), [ГОСТ 8267](#), [ГОСТ 8736](#), [ГОСТ 24211](#)).

При подборе состава бетонной смеси следует применять материалы с учетом их экологической чистоты (ограничение по содержанию радионуклидов, радона, токсичности и т.п.).

Расчет основных параметров состава бетонной смеси производят с помощью зависимостей, установленных экспериментально.

Подбор состава фибробетона следует производить согласно приведенным выше требованиям с учетом вида и свойств армирующих фибр.

8.1.2 При приготовлении бетонной смеси должна быть обеспечена необходимая точность дозировки входящих в бетонную смесь материалов и последовательность их загрузки ([СНиП 3.03.01](#)).

Перемешивание бетонной смеси следует выполнять так, чтобы обеспечить равномерное распределение компонентов по всему объему смеси. Продолжительность перемешивания принимают в соответствии с инструкциями предприятий - изготовителей бетоносмесительных установок (заводов) или устанавливают опытным путем.

8.1.3 Транспортирование бетонной смеси следует осуществлять способами и средствами, обеспечивающими сохранность ее свойств и исключаящими ее расслоение, а также загрязнение посторонними материалами. Допускается восстановление отдельных показателей качества бетонной смеси на месте укладки за счет введения химических добавок или использования технологических приемов при условии обеспечения всех других требуемых показателей качества.

8.1.4 Укладку и уплотнение бетона следует выполнять таким образом, чтобы можно было гарантировать в конструкциях достаточную однородность и плотность бетона, отвечающих требованиям, предусмотренным для рассматриваемой строительной конструкции ([СНиП 3.03.01](#)).

Применяемые способы и режимы формования должны обеспечивать заданную плотность и однородность и устанавливаются с учетом показателей качества бетонной смеси, вида конструкции и изделия и конкретных инженерно-геологических и

производственных условий.

Порядок бетонирования следует устанавливать, предусматривая расположение швов бетонирования с учетом технологии возведения сооружения и его конструктивных особенностей. При этом должна быть обеспечена необходимая прочность контакта поверхностей бетона в шве бетонирования, а также прочность конструкции с учетом наличия швов бетонирования.

При укладке бетонной смеси при пониженных положительных и отрицательных или повышенных положительных температурах должны быть предусмотрены специальные мероприятия, обеспечивающие требуемое качество бетона.

8.1.5 Твердение бетона следует обеспечивать без применения или с применением ускоряющих технологических воздействий (с помощью тепловлажностной обработки при нормальном или повышенном давлении).

В бетоне в процессе твердения следует поддерживать расчетный температурно-влажностный режим. При необходимости для создания условий, обеспечивающих нарастание прочности бетона и снижение усадочных явлений, следует применять специальные защитные мероприятия. В технологическом процессе тепловой обработки изделий должны быть приняты меры по снижению температурных перепадов и взаимных перемещений между опалубочной формой и бетоном.

В массивных монолитных конструкциях следует предусматривать мероприятия по уменьшению влияния температурно-влажностных полей напряжений, связанных с экзотермией при твердении бетона, на работу конструкций.

8.2 Арматура

8.2.1 Арматура, используемая для армирования конструкций, должна соответствовать проекту и требованиям соответствующих стандартов. Арматура должна иметь маркировку и соответствующие сертификаты, удостоверяющие ее качество.

Условия хранения арматуры и ее перевозки должны исключать механические повреждения или пластические деформации, ухудшающее сцепление с бетоном загрязнение, коррозионные поражения.

8.2.2 Установку вязаной арматуры в опалубочные формы следует производить в соответствии с проектом. При этом должна быть предусмотрена надежная фиксация положения арматурных стержней с помощью специальных мероприятий, обеспечивающая невозможность смещения арматуры в процессе ее установки и бетонирования конструкции.

Отклонения от проектного положения арматуры при ее установке не должны превышать допустимых значений, установленных [СНиП 3.03.01](#).

8.2.3. Сварные арматурные изделия (сетки, каркасы) следует изготавливать с помощью контактно-точечной сварки или иными способами, обеспечивающими требуемую прочность сварного соединения и не допускающими снижения прочности соединяемых арматурных элементов ([ГОСТ 14098](#), [ГОСТ 10922](#)).

Установку сварных арматурных изделий в опалубочные формы следует производить в соответствии с проектом. При этом должна быть предусмотрена надежная фиксация положения арматурных изделий с помощью специальных мероприятий, обеспечивающих невозможность смещения арматурных изделий в процессе установки и бетонирования.

Отклонения от проектного положения арматурных изделий при их установке не должны превышать допустимых значений, установленных [СНиП 3.03.01](#).

8.2.4 Загиб арматурных стержней следует осуществлять с помощью специальных оправок, обеспечивающих необходимые значения радиуса кривизны.

8.2.5 Сварные стыки арматуры выполняют с помощью контактной, дуговой или ванной сварки. Применяемый способ сварки должен обеспечивать необходимую

прочность сварного соединения, а также прочность и деформативность примыкающих к сварному соединению участков арматурных стержней.

8.2.6 Механические соединения (стыки) арматуры следует выполнять с помощью спрессованных и резьбовых муфт. Прочность механического соединения растянутой арматуры должна быть такой же, что и стыкуемых стержней.

8.2.7 При натяжении арматуры на упоры или затвердевший бетон должны быть обеспечены установленные в проекте контролируемые значения предварительного напряжения в пределах допускаемых значений отклонений, установленных нормативными документами или специальными требованиями.

При отпуске натяжения арматуры следует обеспечивать плавную передачу предварительного напряжения на бетон.

8.3 Опалубка

8.3.1 Опалубка (опалубочные формы) должна выполнять следующие основные функции: придать бетону проектную форму конструкции, обеспечить требуемый вид внешней поверхности бетона, поддерживать конструкцию пока она не наберет распалубочную прочность и, при необходимости, служить упором при натяжении арматуры.

При изготовлении конструкций применяют инвентарную и специальную, переставную и передвижную опалубку ([ГОСТ 23478](#), [ГОСТ 25781](#)).

Опалубку и ее крепления следует проектировать и изготавливать таким образом, чтобы они могли воспринять нагрузки, возникающие в процессе производства работ, позволяли конструкциям свободно деформироваться и обеспечивали соблюдение допусков в пределах, установленных для данной конструкции или сооружения.

Опалубка и крепления должны соответствовать принятым способам укладки и уплотнения бетонной смеси, условиям преднапряжения, твердения бетона и тепловой обработки.

Съемную опалубку следует проектировать и изготавливать таким образом, чтобы была обеспечена распалубка конструкции без повреждения бетона.

Распалубку конструкций следует производить после набора бетоном распалубочной прочности.

Несъемную опалубку следует проектировать как составную часть конструкции.

8.4 Бетонные и железобетонные конструкции

8.4.1 Изготовление бетонных и железобетонных конструкций включает опалубочные, арматурные и бетонные работы, проводимые в соответствии с указаниями подразделов [8.1](#), [8.2](#) и [8.3](#).

Готовые конструкции должны отвечать требованиям проекта и нормативных документов ([ГОСТ 13015.0](#), [ГОСТ 4.250](#)). Отклонения геометрических размеров должны укладываться в пределах допусков, установленных для данной конструкции.

8.4.2 В бетонных и железобетонных конструкциях к началу их эксплуатации фактическая прочность бетона должна быть не ниже требуемой прочности бетона, установленной в проекте.

В сборных бетонных и железобетонных конструкциях должна быть обеспечена установленная проектом отпускная прочность бетона (прочность бетона при отправке конструкции потребителю), а для преднапряженных конструкций - установленная проектом передаточная прочность (прочность бетона при отпуске натяжения арматуры).

В монолитных конструкциях должна быть обеспечена распалубочная прочность бетона в установленном проектом возрасте (при снятии несущей опалубки).

8.4.3 Подъем конструкций следует осуществлять с помощью специальных устройств (монтажных петель и других приспособлений), предусмотренных проектом. При этом должны быть обеспечены условия подъема, исключающие разрушение, потерю

устойчивости, опрокидывание, раскачивание и вращение конструкции.

8.4.4 Условия транспортировки, складирования и хранения конструкций должны отвечать указаниям, приведенным в проекте. При этом должна быть обеспечена сохранность конструкции, поверхностей бетона, выпусков арматуры и монтажных петель от повреждений.

8.4.5 Возведение зданий и сооружений из сборных элементов следует производить в соответствии с проектом производства работ, в котором должны быть предусмотрены последовательность установки конструкций и мероприятия, обеспечивающие требуемую точность установки, пространственную неизменяемость конструкций в процессе их укрупнительной сборки и установки в проектное положение, устойчивость конструкций и частей здания или сооружения в процессе возведения, безопасные условия труда.

При возведении зданий и сооружений из монолитного бетона следует предусматривать последовательность бетонирования конструкций, снятия и перестановки опалубки, обеспечивающие прочность, трещиностойкость и жесткость конструкций в процессе возведения. Кроме этого, следует предусматривать мероприятия (конструктивные и технологические, а при необходимости - выполнение расчета), ограничивающие образование и развитие технологических трещин.

Отклонения конструкций от проектного положения не должны превышать допустимых значений, установленных для соответствующих конструкций (колонн, балок, плит) зданий и сооружений ([СНиП 3.03.01](#)).

8.4.6 Конструкции следует содержать таким образом, чтобы они выполняли свое назначение, предусмотренное в проекте, за весь установленный срок службы здания или сооружения. Необходимо соблюдать режим эксплуатации бетонных и железобетонных конструкций зданий и сооружений, исключающий снижение их несущей способности, эксплуатационной пригодности и долговечности вследствие грубых нарушений нормируемых условий эксплуатации (перегрузка конструкций, несоблюдение сроков проведения планово-предупредительных ремонтов, повышение агрессивности среды и т.п.). Если в процессе эксплуатации обнаружены повреждения конструкции, которые могут вызвать снижение ее безопасности и препятствовать ее нормальному функционированию, следует выполнить мероприятия, предусмотренные в разделе [9](#).

8.5 Контроль качества

8.5.1 Контроль качества конструкций должен устанавливать соответствие технических показателей конструкций (геометрических размеров, прочностных показателей бетона и арматуры, прочности, трещиностойкости и деформативности конструкции) при их изготовлении, возведении и эксплуатации, а также параметров технологических режимов производства показателям, указанным в проекте, нормативных документах и в технологической документации ([СНиП 12-01](#), [ГОСТ 4.250](#)).

Способы контроля качества (правила контроля, методы испытаний) регламентируются соответствующими стандартами и техническими условиями ([СНиП 3.03.01](#), [ГОСТ 13015.1](#), [ГОСТ 8829](#), [ГОСТ 17625](#), [ГОСТ 22904](#), [ГОСТ 23858](#)).

8.5.2 Для обеспечения требований, предъявляемых к бетонным и железобетонным конструкциям, следует производить контроль качества продукции, включающий в себя входной, операционный, приемочный и эксплуатационный контроль.

8.5.3 Контроль прочности бетона следует производить, как правило, по результатам испытания специально изготовленных или отобранных из конструкции контрольных образцов ([ГОСТ 10180](#), [ГОСТ 28570](#)).

Для монолитных конструкций, кроме того, контроль прочности бетона следует производить по результатам испытаний контрольных образцов, изготавливаемых на

месте укладки бетонной смеси и хранящихся в условиях, идентичных твердению бетона в конструкции, или неразрушающими методами ([ГОСТ 18105](#), [ГОСТ 22690](#), [ГОСТ 17624](#)).

Контроль прочности следует производить статистическим методом с учетом фактической неоднородности прочности бетона, характеризуемой величиной коэффициента вариации прочности бетона на предприятии - производителе бетона или на строительной площадке, а также при неразрушающих методах контроля прочности бетона в конструкциях.

Допускается применять нестатистические методы контроля по результатам испытаний контрольных образцов при ограниченном объеме контролируемых конструкций, на начальном этапе их контроля, при дополнительном выборочном контроле на площадке возведения монолитных конструкций, а также при контроле неразрушающими методами. При этом класс бетона устанавливают с учетом указаний [9.3.4](#).

8.5.4 Контроль морозостойкости, водонепроницаемости и плотности бетона следует производить, руководствуясь требованиями [ГОСТ 10060.0](#), [ГОСТ 12730.5](#), [ГОСТ 12730.1](#), [ГОСТ 12730.0](#), [ГОСТ 27005](#).

8.5.5 Контроль показателей качества арматуры (входной контроль) следует производить в соответствии с требованиями стандартов на арматуру и норм оформления актов оценки качества железобетонных изделий.

Контроль качества сварочных работ производят согласно [СНиП 3.03.01](#), [ГОСТ 10922](#), [ГОСТ 23858](#).

8.5.6 Оценку пригодности конструкций по прочности, трещиностойкости и деформативности (эксплуатационной пригодности) следует производить по указаниям [ГОСТ 8829](#) путем пробного нагружения конструкции контрольной нагрузкой или путем выборочного испытания нагружением до разрушения отдельных сборных изделий, взятых из партии однотипных конструкций. Оценку пригодности конструкции можно также производить на основе результатов контроля комплекса единичных показателей (для сборных и монолитных конструкций), характеризующих прочность бетона, толщину защитного слоя, геометрические размеры сечений и конструкций, расположение арматуры и прочность сварных соединений, диаметр и механические свойства арматуры, основные размеры арматурных изделий и величину натяжения арматуры, получаемых в процессе входного, операционного и приемочного контроля.

8.5.7 Приемку бетонных и железобетонных конструкций после их возведения следует осуществлять путем установления соответствия выполненной конструкции проекту ([СНиП 3.03.01](#)).

9 ТРЕБОВАНИЯ К ВОССТАНОВЛЕНИЮ И УСИЛЕНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

9.1 Общие положения

Восстановление и усиление железобетонных конструкций следует производить на основе результатов их натурного обследования, поверочного расчета, расчета и конструирования усиливаемых конструкций.

9.2 Натурные обследования конструкций

Путем натурных обследований в зависимости от задачи должны быть установлены: состояние конструкции, геометрические размеры конструкций, армирование конструкций, прочность бетона, вид и класс арматуры и ее состояние, прогибы конструкций, ширина раскрытия трещин, их длина и расположение, размеры и характер дефектов и повреждений, нагрузки, статическая схема конструкций.

9.3 Поверочные расчеты конструкций

9.3.1 Поверочные расчеты существующих конструкций следует производить при изменении действующих на них нагрузок, условий эксплуатации и объемно-планировочных решений, а также при обнаружении серьезных дефектов и повреждений в конструкциях.

На основе поверочных расчетов устанавливают пригодность конструкций к эксплуатации, необходимость их усиления или снижения эксплуатационной нагрузки или полную непригодность конструкций.

9.3.2 Поверочные расчеты необходимо производить на основе проектных материалов, данных по изготовлению и возведению конструкций, а также результатов натурных обследований.

Расчетные схемы при проведении поверочных расчетов следует принимать с учетом установленных фактических геометрических размеров, фактического соединения и взаимодействия конструкций и элементов конструкций, выявленных отклонений при монтаже.

9.3.3 Поверочные расчеты следует производить по несущей способности, деформациям и трещиностойкости. Допускается не производить поверочные расчеты по эксплуатационной пригодности, если перемещения и ширина раскрытия трещин в существующих конструкциях при максимальных фактических нагрузках не превосходят допустимых значений, а усилия в сечениях элементов от возможных нагрузок не превышают значений усилий от фактически действующих нагрузок.

9.3.4 Расчетные значения характеристик бетона принимают в зависимости от класса бетона, указанного в проекте, или условного класса бетона, определяемого с помощью переводных коэффициентов, обеспечивающих эквивалентную прочность по фактической средней прочности бетона, полученной по испытаниям бетона неразрушающими методами или по испытаниям отобранных из конструкции образцов.

9.3.5 Расчетные значения характеристик арматуры принимают в зависимости от класса арматуры, указанного в проекте, или условного класса арматуры, определяемого с помощью переводных коэффициентов, обеспечивающих эквивалентную прочность по фактическим значениям средней прочности арматуры, полученной по данным испытаний образцов арматуры, отобранных из обследуемых конструкций.

При отсутствии проектных данных и невозможности отбора образцов допускается класс арматуры устанавливать по виду профиля арматуры, а расчетные сопротивления принимать на 20 % ниже соответствующих значений действующих нормативных документов, отвечающих данному классу.

9.3.6 При проведении поверочных расчетов должны быть учтены дефекты и повреждения конструкции, выявленные в процессе натурных обследований: снижение прочности, местные повреждения или разрушения бетона; обрыв арматуры, коррозия арматуры, нарушение анкеровки и сцепления арматуры с бетоном; опасное образование и раскрытие трещин; конструктивные отклонения от проекта в отдельных элементах конструкции и их соединениях.

9.3.7 Конструкции, не удовлетворяющие требованиям поверочных расчетов по несущей способности и эксплуатационной пригодности, подлежат усилению либо для них должна быть снижена эксплуатационная нагрузка.

Для конструкций, не удовлетворяющих требованиям поверочных расчетов по эксплуатационной пригодности, допускается не предусматривать усиления либо снижения нагрузки, если фактические прогибы превышают допустимые значения, но не препятствуют нормальной эксплуатации, а также если фактическое раскрытие трещин превышает допустимые значения, но не создает опасности разрушения.

9.4 Усиление железобетонных конструкций

9.4.1 Усиление железобетонных конструкций осуществляют с помощью стальных элементов, бетона и железобетона, арматуры и полимерных материалов.

9.4.2 При усилении железобетонных конструкций следует учитывать несущую способность как элементов усиления, так и усиливаемой конструкции. Для этого должны быть обеспечены включение в работу элементов усиления и совместная их работа с усиливаемой конструкцией. Для сильно поврежденных конструкций несущую способность усиливаемой конструкции не учитывают.

При заделке трещин с шириной раскрытия более допустимой и других дефектов бетона следует обеспечить равнопрочность участков конструкций, подвергнувшихся восстановлению, с основным бетоном.

9.4.3 Расчетные значения характеристик материалов усиления принимают по действующим нормативным документам.

Расчетные значения характеристик материалов усиливаемой конструкции принимают исходя из проектных данных с учетом результатов обследования согласно правилам, принятым при поверочных расчетах.

9.4.4 Расчет усиливаемой железобетонной конструкции следует производить по общим правилам расчета железобетонных конструкций с учетом напряженно-деформированного состояния конструкции, полученного ею до усиления.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Справочное

НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

СНиП 2.01.07-85*	Нагрузки и воздействия
СНиП 2.02.01-83*	Основания зданий и сооружений
СНиП 2.03.11-85	Защита строительных конструкций от коррозии
СНиП 2.05.03-84*	Мосты и трубы
СНиП 2.06.04-82*	Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов)
СНиП 2.06.06-85	Плотины бетонные и железобетонные
СНиП 3.03.01-87	Несущие и ограждающие конструкции
СНиП 12-01-2004	Организация строительства
СНиП 21-01-97*	Пожарная безопасность зданий и сооружений
СНиП 23-01-99*	Строительная климатология
СНиП 23-02-2003	Тепловая защита зданий
СНиП 32-04-97	Тоннели железнодорожные и автодорожные
СНиП 33-01-2003	Гидротехнические сооружения. Основные положения
СНиП II-7-81*	Строительство в сейсмических районах
СНиП II-23-81*	Стальные конструкции
ГОСТ 4.212-80	СПКП. Строительство. Бетоны. Номенклатура показателей
ГОСТ 4.250-79	СПКП. Строительство. Бетонные и железобетонные изделия и конструкции. Номенклатура показателей
ГОСТ 5781-82	Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия
ГОСТ 6727-80	Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций. Технические условия
ГОСТ 7473-94	Смеси бетонные. Технические условия
ГОСТ 8267-93	Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия
ГОСТ 8736-93	Песок для строительных работ. Технические условия
ГОСТ 8829-94	Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытания нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости
ГОСТ 10060.0-95	Бетоны. Методы определения морозостойкости. Общие положения

ГОСТ 10180-90	Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам
ГОСТ 10181-2000	Смеси бетонные. Методы испытаний
ГОСТ 10884-94	Сталь арматурная термомеханически упрочненная для железобетонных конструкций. Технические условия
ГОСТ 10922-90	Арматурные и закладные изделия сварные, соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Общие технические условия
ГОСТ 12730.0-78	Бетоны. Общие требования к методам определения плотности, пористости и водонепроницаемости
ГОСТ 12730.1-78	Бетоны. Методы определения плотности
ГОСТ 12730.5-84	Бетоны. Методы определения водонепроницаемости
ГОСТ 13015.0-83	Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Общие технические требования
ГОСТ 13015.1-81	Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Приемка
ГОСТ 14098-91	Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкция и размеры
ГОСТ 17624-87	Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности
ГОСТ 17625-83	Конструкции и изделия железобетонные. Радиационный метод определения толщины защитного слоя бетона, размеров и расположения арматуры
ГОСТ 18105-86	Бетоны. Правила контроля прочности
ГОСТ 20910-90	Бетоны жаростойкие. Технические условия
ГОСТ 22690-88	Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля
ГОСТ 22904-93	Конструкции железобетонные. Магнитный метод определения толщины защитного слоя бетона и расположения арматуры
ГОСТ 23478-79	Опалубка для возведения монолитных бетонных и железобетонных конструкций. Классификация и общие технические требования
ГОСТ 23732-79	Вода для бетонов и растворов. Технические условия
ГОСТ 23858-79	Соединения сварные стыковые и тавровые арматуры железобетонных конструкций. Ультразвуковые методы контроля качества. Правила приемки
ГОСТ 24211-91	Добавки для бетонов. Общие технические требования
ГОСТ 25192-82	Бетоны. Классификация и общие технические требования
ГОСТ 25214-82	Бетон силикатный плотный. Технические условия
ГОСТ 25246-82	Бетоны химически стойкие. Технические условия
ГОСТ 25485-89	Бетоны ячеистые. Технические условия
ГОСТ 25781-83	Формы стальные для изготовления железобетонных изделий. Технические условия
ГОСТ 25820-2000	Бетоны легкие. Технические условия
ГОСТ 26633-91	Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия
ГОСТ 27005-86	Бетоны легкие и ячеистые. Правила контроля средней плотности
ГОСТ 27006-86	Бетоны. Правила подбора составов
ГОСТ 27751-88	Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету
ГОСТ 28570-90	Бетоны. Методы определения прочности по образцам, отобраным из конструкций
ГОСТ 30515-97	Цементы. Общие технические условия
ГОСТ Р 51263-99	Полистиролбетон. Технические условия

ПРИЛОЖЕНИЕ Б*Справочное***ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ**

Конструкции бетонные -	конструкции, выполненные из бетона без арматуры или с арматурой, устанавливаемой по конструктивным соображениям и не учитываемой в расчете, расчетные усилия от всех воздействий в бетонных конструкциях должны быть восприняты бетоном.
Конструкции железобетонные -	конструкции, выполненные из бетона с рабочей и конструктивной арматурой (армированные бетонные конструкции), расчетные усилия от всех воздействий в железобетонных конструкциях должны быть восприняты бетоном и рабочей арматурой.
Конструкции сталежелезобетонные -	железобетонные конструкции, включающие отличные от арматурной стали стальные элементы, работающие совместно с железобетонными элементами.
Конструкции дисперсно-армированные (фибробетонные, армоцементные) -	железобетонные конструкции, включающие дисперсно-расположенные фибры или мелкоячеистые сетки из тонкой стальной проволоки.
Арматура рабочая -	арматура, устанавливаемая по расчету.
Арматура конструктивная -	арматура, устанавливаемая без расчета из конструктивных соображений.
Арматура предварительно напряженная -	арматура, получающая начальные (предварительные) напряжения в процессе изготовления конструкций до приложения внешних нагрузок в стадии эксплуатации.
Анкеровка арматуры -	обеспечение восприятия арматурой действующих на нее усилий путем заведения ее на определенную длину за расчетное сечение или устройства на концах специальных анкеров.
Стыки арматуры внахлестку -	соединение арматурных стержней по их длине без сварки путем заведения конца одного арматурного стержня относительно конца другого.
Рабочая высота сечения -	расстояние от сжатой грани элемента до центра тяжести растянутой продольной арматуры.
Защитный слой бетона -	толщина слоя бетона от грани элемента до ближайшей поверхности арматурного стержня.
Предельное усилие -	наибольшее усилие, которое может быть воспринято элементом, его сечением при принятых характеристиках материалов.

ПРИЛОЖЕНИЕ В*Справочное***ПРИМЕРНЫЙ ПЕРЕЧЕНЬ СВОДОВ ПРАВИЛ, РАЗРАБАТЫВАЕМЫХ В
РАЗВИТИЕ СНиП 52-01-2003 «БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ
КОНСТРУКЦИИ. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ»**

1. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры.
2. Предварительно напряженные железобетонные конструкции.

3. Сборно-монолитные конструкции.
4. Дисперсно-армированные железобетонные конструкции.
5. Сталежелезобетонные конструкции.
6. Самонапряженные железобетонные конструкции.
7. Реконструкция, восстановление и усиление бетонных и железобетонных конструкций.
8. Бетонные и железобетонные конструкции, подвергающиеся воздействию агрессивных сред.
9. Бетонные и железобетонные конструкции, подвергающиеся воздействию пожара.
10. Бетонные и железобетонные конструкции, подвергающиеся технологическим и климатическим температурно-влажностным воздействиям.
11. Бетонные и железобетонные конструкции, подвергающиеся воздействию повторных и динамических нагрузок.
12. Бетонные и железобетонные конструкции из бетонов на пористых заполнителях и пористой структуры.
13. Бетонные и железобетонные конструкции из мелкозернистого бетона.
14. Бетонные и железобетонные конструкции из высокопрочного бетона (класса выше В60).
15. Железобетонные каркасные здания и сооружения.
16. Бетонные и железобетонные бескаркасные здания и сооружения.
17. Пространственные бетонные и железобетонные конструкции.

Ключевые слова: требования к бетонным и железобетонным конструкциям, нормативные и расчетные значения прочностных и деформационных характеристик бетона, требования к арматуре, расчет бетонных и железобетонных элементов по прочности, образованию трещин и деформациям, защита конструкций от неблагоприятных воздействий
