СССР
МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

ВСЕСОЮЗНЫЙ ОРДЕНА ОКТЯБРЬСКОЙ РЕВОЛЮЦИИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

УТВЕРЖДАЮ
Директора института
А. П. Кожевников
25 ноября 1989 г.

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОЦЕНКЕ И ОБЕСПЕЧЕНИЮ НАДЕЖНОСТИ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Одобрены Главным научно-техническим управлением,
Главным управлением проектирования
и капитального строительства

Москва 1989

gost.e-ecolog.ru

ПРЕДИСЛОВИЕ

Одной из главных задач при создании конструкций транспортных сооружений является обеспечение их высокого качества. Однако существующие методы расчета конструкций, регламентированные строительными нормами и правилами на соответствующие виды сооружений, не отражают такого важного свойства, характеризующего качество, как надежность.

В настоящих Рекомендациях рассмотрены вопросы оценки и обеспечения надежности при проектировании конструкций транспортных сооружений (мостов, тоннелей и метрополитенов, защитных и противообвальных сооружений, контактной сети железных дорог, автомобильных дорог) с использованием вероятностных методов расчета, даны рекомендации по определению статистических характеристик нагрузок и материалов, приведены коэффициенты надежности по назначению для отдельных сооружений транспорта.

Рекомендации разработали доктора техн.наук Б.А.Бондарович (руководитель темы), А.А.Потапкин, Е.Н.Щербаков; кандидаты техн.наук Б.П.Виноградов, А.П.Чучев, В.А.Тельтевская, А.И.Песов Н.Г.Хубова, Ф.И.Целиков, А.Н.Звягинцев, Г.К.Лурье, А.И.Цимеринов, Д.И.Колин, В.М.Кононов, В.В.Новак инженеры М.Л.Палагин, Л.Н.Колина, Л.А.Бологова, С.С.Ходь, Ю.В.Новак (ЦНИИС); кандидаты техн.наук Л.А.Марков, М.Е.Корсунский, П.И.Теляев, А.Е.Мерзликин, М.Т.Работяга (СоюздорНИИ) ; канд.техн.наук М.И.Застава (ОИСИ) с учетом замечаний и предложений Гипротрансмоста, Ленгипротрансмоста, Союздорпроекта, Метрогипротранса, Ленметрогипротранса, Ленгипротранса, Кавгипротранса, Трансэлектропроекта, Гипропромтрансстроя, ЦНИИСК им.В.А.Кучеренко, НИИЖБ, ВНИИГ им. Б.Е.Веденеева.

Зав.отделением
моделирования и испытаний
конструкций **Е.Г.Игнатьев**

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.I. Настоящие Рекомендации устанавливают основные положения по оценке и обеспечению конструктивной надежности при проектировании сооружений транспорта, включая мосты, тоннели, метрополитены защитные и противообвальные сооружения, контактную сеть железных дорог, автомобильные дороги.

I.2. Под конструктивной надежностью сооружения следует понимать свойство сопротивляться внешним и внутренним нагрузкам и воздействиям без нарушений регламентированных нормами предельных состояний при соблюдении правил производства работ, эксплуатации, технического содержания и ремонта.

I.3. Под отказом следует подразумевать нарушение любого из оговоренных в действующих нормативных документах на проектирование сооружений транспорта предельных состояний. Допускается перечень предельных состояний уточнять по мере изучения фактической надежности сооружений с использованием расчетных схем сооружений, более полно учитывающих особенности взаимодействия элементов.

I.4. Уровень конструктивной надежности количественно определяется величиной вероятности безотказной работы, т.е. вероятности того, что в период строительства и в течение заданного срока эксплуатации сооружения не наступит отказ.

I.5. Обеспечение заданного уровня надежности при проектировании необходимо для повышения безотказности сооружений за счет более рационального перераспределения материала в конструкции, дифференцированного подбора типовых конструкций для данных условий строительства и эксплуатации, разработки оптимальных по надежности типовых рядов конструкций.

I.6. Заданный уровень надежности обеспечивается путем введения в расчет по предельным состояниям коэффициента надежности по назначению учитывающего степень экономической ответственности сооружения.

В соответствии с СТ 384-76 на коэффициент надежности по назначению умножается расчетное значение силового воздействия или делится расчетное значение несущей способности.

I.7. Условия введения коэффициента надежности можно представить следующим образом.

При расчетах по первой группе предельных состояний

$$S^{P} \leq \frac{\gamma_c^{I}}{\gamma_n} R^{P}, \qquad (I)$$

где S^{P} – расчетное значение обобщенного силового воздействия;

γ_c^{I} – коэффициент условий работы

R^{P} – расчетное значение обобщенной несущей способности;

γ_n – коэффициент надежности по назначению конструкции.

S^{P}, R^{P}, γ_c определяются в соответствии с действующими нормативными документами.

При расчетах по второй группе предельных состояний

$$S \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R, \qquad (2)$$

где S – перемещения или деформации всего сооружения или его элементов, определяемые при расчетных эксплуатационных нагрузках

γ_c^{II} – коэффициент условий работы, устанавливаемый в расчетах по второй группе предельных состояний нормативными документами на проектирование отдельных видов сооружений и конструкций

R – предельная величина перемещений и деформаций, определяемая согласно требованиям соответствующих глав СНиП

γ_n^{II} – коэффициент надежности по назначению по второй группе предельных состояний.

I.8. Коэффициент надежности по назначению конструкций, выполненных из конкретных материалов с определенными свойствами и находящихся под действием определенных нагрузок и воздействий, зависит от заданного уровня надежности.

I.9. Уровень надежности устанавливают на основе опыта проектирования и эксплуатации расчетов с использованием методов теории вероятностей и экономических критериев и задают в соответствии с классом надежности сооружения.

I.IO. В зависимости от назначения сооружения и общих технических требований к безотказности (для заданных условий строительства и эксплуатации объекта) класс надежности устанавливают по табл. I.

Таблица I

Наименование сооружения	Категория дороги	Класс надежности
Мосты:	I,II	I
железнодорожные	III	2
	IУ	3
автодорожные и городские	I	I
	II	2
	III,IУ	3
пешеходные	-	2
Трубы:		
на железных дорогах	-	I
на автомобильных дорогах	-	2
Железнодорожный путь	I,II	I
	III	2
	IУ	3
Автомобильные дороги *	I,II,IIIп,Iс	I
	III,IУ,IУп, Iс	2
	III,IУ,IУп, IIс	3
	IУ,У,IIс,IIIс	
Транспортные тоннели и противообвальные сооружения	I,II	I
	III,IУ	2
Метрополитены	-	I

* 2 и 3 классы надежности для автомобильных дорог различаются типом дорожных одежд (см.п.6.40)

I.II. Методики определения коэффициентов надежности и оценки надежности с использованием методов теории вероятностей представлены в разд. 2,3.

I.I2. Коэффициенты надежности по назначению для сооружений одного класса зависят от статистических характеристик действующих нагрузок и воздействий и несущей способности, определяемых в основном прочностными и деформационными характеристиками материалов. Рекомендации по определению прочностных и деформационных характеристик материалов представлены в разд. 4. Статистические

характеристики действующих на сооружения транспорта нагрузок представлены в разд. 5. Особенности расчета коэффициентов надежности по назначению и их величины для отдельных сооружений транспорта представлены в разд. 6.

2. МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ НАДЕЖНОСТИ

2.1. При расчетах на прочность по первой группе предельных состояний в соответствии с выражением (I) расчетное значение обобщенного силового воздействия S^{IP} определяется как произведение среднего значения обобщенной нагрузки $\bar{S}^{I}$ на коэффициент надежности по этой нагрузке γ_f^{I}.

$$S^{IP} = \bar{S}^{I}\gamma_f^{I}. \qquad (3)$$

2.2. Среднее значение обобщенной нагрузки $\bar{S}^{I}$ определяется по нормативным значениям i-х нагрузок S^{IH} и коэффициентов K_i, η_i и μ_i

$$\bar{S}^{I} = \sum \frac{S_i^{IH}}{K_{ri}}\eta_i(1+\mu_i), \qquad (4)$$

где η_i – коэффициент сочетаний;

μ_i – коэффициент динамичности;

K_{ri} – отношение нормативных и средних i-х нагрузок.

2.3. Коэффициент K_{ri} определяется как $K_{ri} = I + \gamma_{si}^{H}\psi_i$,

где γ_{si}^{H} – обеспеченность нормативного значения i-й нагрузки, выраженная числом стандартов нормального распределения;

ψ_i – коэффициент вариации i-й нагрузки.

2.4. Коэффициент надежности по обобщенной нагрузке определяют по формуле

$$\gamma_f^{I} = \frac{[1+\gamma\sqrt{\varphi^2+\nu^2-(\gamma\varphi\nu)^2}\,](1-3\nu)}{(1-\gamma^2\nu^2)}, \qquad (5)$$

где ν – коэффициент вариации прочностных характеристик материала.

2.5. Характеристика безопасности γ является функцией нормативной вероятности безотказной работы P, назначаемой в соответствии с классом надежности конструкции.

Если нагрузки представлены распределением случайных амплитуд, зафиксированных в течение некоторого времени $t_н$, то γ находится по значению функции Лапласа $\Phi(\gamma)$, определяемой из выражения

$$\Phi(\gamma) = 2e^{-\frac{t_н}{T}\ell n\rho} - 1, \qquad (6)$$

где $t_н$ – время наблюдения.

Если нагрузки представлены в виде случайного процесса, то γ определяется из выражения

$$\gamma = \sqrt{-2\ell n\left[-\frac{\ell n\rho}{\bar{n}_{\bar{n}}/\sqrt{2}}\right]}, \qquad (7)$$

где $\bar{n}$ – средняя частота обобщенной нагрузки

$$\bar{n} = \sqrt{\frac{\Sigma D_{si}\cdot \bar{n}_{si}^2}{\Sigma D_{si}}}, \qquad \text{здесь} \qquad (8)$$

$\bar{n}_{si}$ – средняя частота i-й нагрузки.

Срок службы T, вводимый в формулу, определяется по времени действия основной для данной расчетной ситуации нагрузки.

2.6. Нормативный уровень конструктивной надежности принимают по табл. 2.

Таблица 2

Тип сооружения	Нормативный уровень конструктивной надежности ρ по классам		
	I	2	3
Стальные железнодорожные мосты	0,999997	0,999970	–
Бетонные железнодорожные, автодорожные и городские мосты	0,999970	0,999743	–
Тоннельные конструкции	0,9999999	0,999999	–
Противообвальные защитные сооружения	0,999953	0,99953	0,9953
Конструкции контактной сети железных дорог	–	0,99953	

2.7. Допускается определять расчетное значение обобщенной нагрузки по формуле

$$S^{IP} = \Sigma \varrho_i \gamma_{fi} S_i^{H} (1 + \mu_i). \qquad (9)$$

2.8. Коэффициент условия работы γ_c, вводимый в расчет (I), учитывает неопределенность моделей, степень соответствия расчетной модели реальным условиям работы, например масштабный эффект, чувствительность конструкции к местным повреждениям, особенности технологии изготовления, изменение расчетных значений под влиянием температуры, влажности и агрессивности среды, длительности воздействия его многократной повторяемости и другие факторы. Значения коэффициента γ_c устанавливают по СНиП на проектирование отдельных видов сооружений, их конструкции или другими нормативными документами.

2.9. Коэффициент надежности по назначению γ_n учитывает степень экономической и социальной ответственности: $\gamma_n' = \gamma_{n3}', \gamma_{nc}'$

Коэффициент надежности по назначению, учитывающий степень экономической ответственности, определяют из выражения

$$\gamma_{n3}' = \frac{\gamma_c'}{K^{H}(1 - 3\nu)}, \qquad (10)$$

где

$$K^{H} = \frac{\Sigma[\frac{S_i}{\Sigma S_i}(1 + \gamma_{si}^{R} \cdot \varphi_i)]}{1 - \gamma_{Ri}^{P} \nu}, \qquad (11)$$

$\gamma_{si}^{R}, \gamma_{Ri}^{P}$ – обеспеченность расчетных значений i-х нагрузок и несущей способности, выраженные в числе стандартов нормального распределения.

Коэффициент надежности по назначению учитывающий степень социальной ответственности, устанавливают индивидуально.

2.10. Коэффициент снижения расчетных сопротивлений для обеспечения условий сохранения усталостной прочности вычисляют из выражения

$$K_u = \frac{\gamma_c' \cdot K_3}{(1 - 3\nu) K_{uc} K_{\ni\varphi}} \cdot \frac{S_{уст}}{S}, \qquad (12)$$

где K_3 – отношение пределов усталости и текучести материала;

$K_{эф}$ – эффективные коэффициенты концентрации напряжений определяемые по СНиП;

$\bar{S}_{уст}$, $\bar{S}'$ – среднее значение нагрузок в расчетах на усталость и прочность.

2.II. Коэффициент $K_{ч.о}$ определяют по формуле

$$K_{ч.о} = \sqrt[m]{\frac{t \cdot \bar{n}_{экв}}{N_{-1}}\,\psi(m+2)} + \rho, \qquad (I3)$$

где t – реальное время эксплуатации под нагрузкой;

$\bar{n}_{экв}$ эквивалентная частота нагрузки для расчетов на усталость;

ψ – коэффициент вариации приведенных напряжений.

$$\psi(m+2) = \begin{cases} I \cdot 3 \ldots (m-2) \cdot m\sqrt{\frac{\pi}{2}}, & \text{если } m \text{ – нечетное} \\ 2^{m/2}\left(\frac{m}{2}\right), & \text{если } m \text{ – четное} \end{cases}$$

при $m = 8$, $\psi(m+2) = 384$;

$N_{-1} = I0^7$.

2.I2. Коэффициент надежности по назначению, учитывающий снижение расчетных сопротивлений по усталости, определяют из выражения

$$\gamma_n' = \frac{\gamma_{n3}' \cdot \epsilon}{K_ч}, \qquad (I4)$$

где ϵ – коэффициент снижения расчетных сопротивлений по усталости по действующим нормативным документам.

2.I3. Для расчета коэффициентов надежности по назначению рекомендуется программа составленная на языке ФОРТРАН-IУ для машин серии ЕС и отлаженная на машине ЕС-I033.

2.I4. При расчете устойчивости конструкций коэффициент надежности по назначению определяют из условия безотказной работы сооружения как при сдвиге, так и при опрокидывании.

2.I5. Характеристика безопасности при сдвиге

$$\gamma_т = \frac{K_т - 1}{\sqrt{\vartheta_{туд}^2 K_т^2 + \varphi_{тсд}^2 - 2n_т \varphi_{тсд} \vartheta_{туд} K_т}}, \qquad (I5)$$

при опрокидывании

$$\gamma_м = \frac{K_м - 1}{\sqrt{\nu^2_{M_{уд}} K_м^2 + \varphi^2_{мол} - 2R_м \varphi_{пот} \nu_{M_{уд}} K_м}}, \qquad (16)$$

где $K_т$ и $K'_м$ – соответствующие коэффициенты надежности при сдвиге и опрокидывании.

$$K_т = \frac{\bar{T}_{уд}}{\bar{T}_{сд}}, \qquad K_м = \frac{\bar{M}_{уд}}{\bar{M}_{сд}}, \qquad (17)$$

$\nu_{T_{уд}}$ и $\nu_{M_{уд}}$ – соответствующие коэффициенты вариации $T_{уд}$ и $M_{уд}$
$\varphi_{T_{сд}}$ и $\varphi_{мол}$ – соответствующие коэффициенты вариации $T_{сд}$ и $M_{сд}$
$R_т$ и $R_м$ – коэффициенты корреляции сдвигающих и удерживающих сил, опрокидывающих и удерживающих моментов.

Статистические характеристики $T_{уд}$ и $T_{сд}$, а также $M_{уд}$ и $M_{сд}$, коэффициенты корреляции между ними для различных расчетных схем определяются методом Монте-Карло.

Математическое выражение для подсчета коэффициента надежности по назначению определяется в каждом конкретном случае для заданного вида конструкции.

2.16. Определение коэффициентов надежности и проверка устойчивости конструкции в целом реализованы в программах ЦНИИСа V4KOVS, V4KO8Д.

2.17. Бетонные и железобетонные конструкции транспортных сооружений следует рассчитывать на температурные и влажностные воздействия по несущей способности, деформациям и перемещениям и трещиностойкости.

2.18. Расчетные температурные воздействия различны для сооружений разной массивности. В диапазоне толщин 3–8 м основным расчетным воздействием являются годовые колебания температуры воздуха, в диапазоне 0,5–4 м – декадные колебания, а при толщинах менее 0,5 м – суточные колебания температуры воздуха.

2.19. Расчет образования трещин в бетонных и железобетонных конструкциях от температурных и влажностных воздействий проводят по формуле

$$\sigma \le R/\kappa, \qquad (18)$$

где σ – температурно-усадочные напряжения в бетоне с учетом ползучести;

R – критерий температурно-усадочной трещиностойкости;

κ – общий коэффициент запаса, который целесообразно расчленить на две составляющие (γ_f – коэффициент надежности по нагрузке и γ_m – коэффициент надежности по материалу).

2.20. Напряжения в бетоне от температурно-усадочных воздействий определяются методами строительной механики сплошных сред с учетом в необходимых случаях неупругих деформаций.

2.21. В качестве критерия температурно-усадочной трещиностойкости следует согласно СНиП II-56-77 принимать условную прочность бетона на растяжение

$$R = \varepsilon_{пр} E, \qquad (19)$$

где $\varepsilon_{пр}$ – предельная растяжимость бетона;

E – модуль упругости бетона.

2.22. В табл. 3 представлены средние значения и дисперсии для прочности бетона R и напряжений σ из формулы (18).

Таблица 3

Характеристики	R	σ
Средние значения, МПа	3,5	0-5
Дисперсия, $МПа^2$	1,46	0,15

2.23. Рекомендуемые величины коэффициентов надежности в расчетах на температурные воздействия представлены в табл. 4 в зависимости от уровня вероятности безотказной работы P.

Таблица 4

Коэффициенты надежности	Значения коэффициентов в зависимости от вероятности безотказной работы				
	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95
κ	1,32	1,44	1,60	1,87	2,46
γ_m	1,13	1,13	1,13	1,13	1,13
γ_f	1,17	1,28	1,42	1,65	2,18

Примечание. Данные табл. 3,4 рекомендуются для расчетов в конструкциях, для которых расчетным температурным воздействием являются декадные колебания температуры воздуха (диапазон толщин 0,5–4 м, см. п.2.18). До получения дополнительных данных рекомендуется пользоваться этими значениями и для конструкций другой массивности.

3. МЕТОДИКА ОЦЕНКИ НАДЕЖНОСТИ

3.1. Надежность конструкций оценивается при сопоставлении различных вариантов проекта сооружения, диагностики существующих конструкций для выявления резервов их несущей способности или обосновании возможности дальнейшей эксплуатации.

3.2. В зависимости от решаемых задач может рассматриваться и нормироваться как надежность сооружения в целом, так и поэлементная надежность. В Рекомендациях рассматривается поэлементная надежность.

3.3. Вероятность ненаступления ни одного из предельных состояний (отказов) элементов определяется параметрической надежностью или вероятностью безотказной работы по n параметрам функционирования, в качестве которых выступают группы предельных состояний.

3.4. Вероятность ненаступления совокупности предельных состояний для элемента p_i определяется исходя из представления об отказах по каждому предельному состоянию j как о несовместных случайных событиях, причины возникновения которых различны. В соответствии с теоремой сложения вероятностей

$$p_i = 1 - \sum_{j=1}^{m'} (1 - p_{ij}), \qquad (20)$$

где m' – количество предельных состояний.

3.5. Вероятность ненаступления предельного состояния при расчетах по прочности находят по следующим зависимостям:

$$p = e^{-\lambda t}, \qquad (21)$$

где $\lambda = \begin{cases} n_{экв} \cdot Q \cdot \alpha \\ \text{(если нагрузка представлена в виде случайного процесса);} \\ -\dfrac{\ln[0,5+0,5\Phi(\gamma)]}{t_н} \\ \text{(если нагрузка представлена в виде распределения случайных величин);} \end{cases}$ (22)

t – время нахождения конструкции под действием нагрузки.

Здесь

$$Q = \frac{1}{\sqrt{1 + D_R / D_S}}, \quad \alpha = e^{-\frac{\bar{R} - \bar{S}}{2(D_R + D_S)}}; \qquad (23)$$

$\bar{R}$ – среднее значение несущей способности;

$\bar{S}$ – среднее значение нагрузки (моментов, сил, напряжений).

$D_R = (\bar{R} \cdot \nu)^2$ – дисперсия несущей способности;

$D_S = (\bar{S} \cdot \varphi_S)^2$ – дисперсия нагрузки;

$n_{экв}$ – эквивалентная частота изменения нагрузки;

$\Phi(\gamma)$ – функция Лапласа, связанная с вероятностью безотказной работы за время t выражением

$$P = \frac{1 + \Phi(\gamma)}{2},$$

γ – характеристика безопасности

$$\gamma = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sqrt{D_R + D_S}};$$

$t_н$ – время наблюдения.

3.6. Вероятность ненаступления предельного состояния при расчетах по усталости подсчитывают по следующим формулам:

$$P = \frac{1 + \Phi(\gamma)}{2}, \qquad (24)$$

$$\gamma = \frac{\sqrt[m]{\frac{N}{N_0}} - K}{K \sqrt{\sigma_{-1g}}},$$

$$N = t \bar{n}, \quad K = \frac{\bar{\sigma}_{-1g}}{\sigma_{экв}}$$

$$\bar{\sigma}_{-1g} = \frac{\bar{\sigma}_{-1} \varepsilon_R}{k_{эф}},$$

$$\sigma_{экв} = \sqrt[m]{\frac{D_R t \bar{n}_{экв} \Psi(m+2)}{N_0}} + \bar{\sigma} p,$$

где m – показатель кривой усталости материала;

N_0 – базовое число циклов;

$n_{экв}$ – коэффициент вариации действительного предела выносливости;

$\bar{\sigma}$ – среднее значение напряжений;

$\sigma_{экв}$ – эквивалентное напряжение;

$\sigma_{-1д}$ – предел выносливости;

$k_{эф}$ – эффективный коэффициент концентрации напряжений;

ρ – коэффициент чувствительности к асимметрии цикла;

$P[\nu^2;(m+2)]$ – табулированная функция x^2 распределения Пирсона.

Величины, входящие в формулы, выбираются в соответствии с рекомендациями разд. 4,5 для наиболее опасных случаев загружения и принятых расчетных режимов.

Наименьшая из полученных значений вероятностей безотказной работы должна соответствовать нормативной для данного класса сооружений.

4. ПРОЧНОСТНЫЕ И ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ

4.1. Выбор строительных материалов и их технических характеристик должен обеспечивать с заданной вероятностью нормальную эксплуатацию сооружений в течение заданного срока службы. При этом необходимо выполнение условия

$$\frac{1}{J} > \gamma, \qquad (25)$$

где γ – характеристика безопасности, соответствующая нормативной вероятности безотказной работы (вычисляется в соответствии с п. 2.6).

4.2. Нормативные и расчетные значения прочностных и деформационных характеристик, коэффициенты надежности по материалу следует принимать в соответствии с действующими нормативными документами.

Статистические характеристики материалов (математическое ожидание m_R, среднее квадратическое отклонение σ_R и коэффициент вариации ν) вычисляют по следующим формулам:

$$\bar{R} = R^{н} \frac{\gamma_R^{р} - \gamma_R^{н}/\gamma_m}{\gamma_R^{р} - \gamma_R^{н}},$$

$$\sigma_R = R^{н} \frac{1 - 1/\gamma_m}{\gamma_R^{р} - \gamma_R^{н}}, \qquad (\text{при } \gamma_m > 1) \qquad (26)$$

$$\nu = \frac{1 - 1/\gamma_m}{\gamma_R^{р} - \gamma_R^{н}/\gamma_m},$$

где $R^{н}$ - нормативное значение;

$\gamma_R^{н}$, $\gamma_R^{р}$ - обеспеченность нормативного и расчетного значений, выраженная в числе стандартов нормального распределения вероятностей;

γ_m - коэффициент надежности по материалу.

4.3. В зависимости от специфики работы конструкций для материала устанавливаются коэффициенты условий работы, учитывающие, кроме факторов, перечисленных в действующих нормативных документах, изменение статистических характеристик с течением времени.

4.4. Обеспеченность нормативного значения для металла принимают не менее 0,95, что соответствует $\gamma_R^{н}$ = 1,65, а обеспеченность расчетного - 0,9986, что соответствует $\gamma_R^{н}$ = 3. Эти значения должны быть обеспечены приемочным статистическим контролем (ОСТ 14-34-78). При статистическом контроле вероятность соответствия показателей качества металлопродукции требованиям стандартов и технических условий устанавливается не ниже 0,97.

4.5. Прочностные и деформационные характеристики бетона, необходимые для расчета железобетонных конструкций, определяют исходя из предусмотренного проектом класса бетона по прочности на сжатие В, контролируемой на кубах с размером ребра 15 см (согласно СТ СЭВ 1406-78). При наличии соответствующих данных учитывают, кроме того, особенности структурных характеристик бетона данного класса, обусловленные влиянием дозировки и качества составляющих бетонной смеси или другими факторами. Класс бетона по прочности на сжатие устанавливается в возрасте 28 сут. При нормировании величин длительных деформаций ползучести и усадки учитывают также гарантированную прочность или возраст бетона к моменту приложения длительной нагрузки (начала высыхания), размеры поперечного сечения элемента и влажность окружающей среды.

4.6. Вводимые в расчет класс бетона по прочности на сжатие B и нормативное значение призменной прочности $R_{b,n}$ принимают с обеспеченностью, равной 0,95, а значения модуля упругости $E_b(t)$, предельной деформативности при сжатии $\varepsilon_{b,R}(t)$, предельной меры линейной ползучести $C_n(28)$ и деформации усадки $\varepsilon_{s,n}(7)$ принимаются, как правило, с обеспеченностью 0,5 и соответствуют базовым условиям согласно ГОСТ 24452-80 и ГОСТ 24544-81.

4.7. Нормативное значение призменной прочности бетона $R_{b,n}$, МПа, принимают по СНиП 2.03.01.83 или вычисляют по формуле

$$R_{b,n} = (0,77 - 0,001B)B \qquad (27)$$

4.8. Гарантированное (с обеспеченностью 0,95) значение кубиковой прочности бетона при сжатии R_b^c, МПа, соответствующее возрасту бетона t (при твердении в нормальных условиях), определяют из выражения

$$R_b^c(t) = \left[1 + \frac{a}{c+B}\left(\frac{t-28}{t+d}\right)\right]\cdot B, \qquad (28)$$

где a, c, d – коэффициенты, числовые значения которых назначаются в зависимости от вида используемого цемента согласно данным табл. 5.

Таблица 5

Вид портландцемента	Числовые значения коэффициентов		
	a, МПа	c, МПа	d, сут
Нормальный	23	55	11
Быстротвердеющий	9	31	6
Шлаковый	39	62	15
Пуццолановый	35	93	8

Соответствующие значения нормативного сопротивления бетона осевому сжатию вычисляют по формуле

$$R_{b,n}(t) = [0,77 - 0,001R_b^c(t)]\cdot R_b^c(t). \qquad (29)$$

4.9. Коэффициенты вариации прочности бетона в возрасте 28 сут. в зависимости от класса бетона и вида его твердения

принимаются по табл. 6.

Таблица 6

Условия твердения	Коэффициенты вариации прочности бетона при классе бетона					
	$B15$	$B20$	$B30$	$B40$	$B50$	$B60$
Естественное	0,129	0,118	0,083	0,063	0,053	0,051
С помощью тепловлажностной обработки	0,111	0,108	0,099	0,075	0,062	0,054

При вычислении коэффициентов вариации прочности бетонов, загруженных в возрасте меньшем 28 сут, значения из табл. 6 умножаются на соответствующие коэффициенты из табл. 7.

Таблица 7

t, сут	3–4	5–6	7–8	14	21	28
$\delta(t)/\delta(28)$	2,4	1,8	1,5	1,15	1,05	1,0

4.10. Значения начального модуля упругости бетона, МПа, при загружении в возрасте t при известных характеристиках бетонной смеси и ее составляющих определяют по формуле

$$E_б(t) = \frac{400\,S\,R_б^c(t)}{S P_г + R_б(t)}\,, \qquad (30)$$

где $P_г$ – удельное (по массе) содержание цементного теста в бетонной смеси;

S – коэффициент, учитывающий влияние вида заполнителя, принимаемый равным 135 для тяжелого бетона на гранитном щебне и кварцевом песке и 115 для мелкозернистого бетона.

При наличии данных о максимальной крупности заполнителя, используемого для изготовления бетона, значения $E_б(t)$ по формуле (30) умножаются на коэффициенты в соответствии с табл. 8.

Таблица 8

Максимальная крупность заполнителя	Значения коэффициентов	Максимальная крупность заполнителя	Значения коэффициентов
3 и менее	0,92	20	I,00
5	0,94	30	I,05
I0	0,96	40	I,I0
I5	0,98	70 и более	I,24

4.II. Если необходимые данные для расчетов по формуле (30) отсутствуют, значения начального модуля упругости бетона $E_{\beta}(t)$ допускается приближенно принимать в зависимости от гарантированной прочности бетона на сжатие по данным табл. 9.

Таблица 9

Подвижность бетонной смеси		Значения $E_{\beta}(t)$, ГПа, при гарантированной прочности бетона R сут, в возрасте t, МПа										
ОК, см	Ж, с	В12,5	В15	В20	В25	В30	В35	В40	В45	В50	В55	В60
–	80–60	–	–	–	–	36,5	38	39,5	4I	42	43	44
–	35–30	–	–	30	33	35	36,5	38	39,5	40,5	4I,5	42,5
I–2	I5–I0	–	25,5	29	3I,5	33,5	35,5	36,5	37,5	39	39,5	40
3–4	–	22	24	28	30,5	32,5	34,5	36	36,5	37,5	38	38,5
5–6	–	2I,5	23,5	27	30	3I,5	33	34,5	35,5	36	–	–
9–I0	–	2I	23	26,5	29	30,5	32	33	34	–	–	–

Примечания: I. Данные таблицы соответствуют тяжелым бетонам на гранитном щебне (D_{max} = 40 мм) и кварцевом песке с модулем крупности 2,5.

2. ОК – осадка нормального конуса, Ж – жесткость по техническому вискозиметру (согласно ГОСТ I0I8I.I–8I).

3. Для бетонов, подвергнутых тепловлажностной обработке, значения $E_{\beta}(t)$, найденные по формуле (30) или табл. 9, следует умножить на коэффициент 0,9.

4. Очерченные в таблице значения соответствуют приведенным в СНиП 2.03.0I–84.

4.I2. Значения предельной деформативности бетона при сжатии $\varepsilon_{bR}(t)$ в возрасте t при известных характеристиках бетонной смеси и ее составляющих определяют по формулам:

для случая центрального сжатия

$$\varepsilon_{bR}(t)\cdot 10^5 = \frac{R_{bn}(t)}{E_b(t)}\ 10^5 + 0{,}274\ \frac{R_b E_b(t)}{R_{bn}(t)}\ ; \qquad (3I)$$

для случая внецентренного сжатия

$$\varepsilon_{bR}(t)\ 10^5 = \frac{R_b(t)}{E_b(t)}\cdot 10^5 + 0{,}274\ \frac{R_b E_b(t)}{R_{bn}(t)}\cdot\frac{0{,}3+1{,}8\,e_o}{0{,}3+e_o}\ , \qquad (32)$$

где $R_{bn}(t)$ – нормативное сопротивление бетона осевому сжатию, определяемое по формуле (29);

$E_b(t)$ – начальный модуль упругости бетона, определяемый по формуле (30)

P_z – удельное (по массе) содержание цементного теста в бетонной смеси

e_o – относительный эксцентриситет приложения нагрузки.

4.I3. При отсутствии необходимых данных для расчетов по формулам (3I) и (32) значения предельной деформации бетона при сжатии $\varepsilon_{bR}(t)$ допускается приближенно принимать в зависимости от гарантированной прочности бетона на сжатие согласно данным табл. I0

Таблица I0

Подвижность бетонной смеси		Значения $\varepsilon_{bR}(t)\,10^5$ при гарантированной прочности бетона R_b^c сут в возрасте МПа										
ОК, см	Ж, с	В12,5	В15	В20	В25	В30	В35	В40	В45	В50	В55	В60
–	80–60	–	–	–	–	I45	I55	I65	I75	I85	I95	205
–	35–30	–	–	I40	I45	I55	I65	I75	I85	I95	205	2I5
I–2	I5–I0	–	I40	I45	I65	I60	I70	I80	I95	205	220	230
3–4	–	I43	I45	I50	I60	I70	I80	I90	200	2I0	230	240
5–6	–	I48	I50	I55	I66	I75	I85	I95	2I0	225	–	–
9–I0	–	I53	I55	I60	I70	I80	I95	205	220	–	–	–

4.I4. Предельные (при $t \to \infty$) нормативные значения меры линейной ползучести $C_n(28)$ бетона, загруженного в возрасте 28 сут после твердения в нормальных условиях и относительных деформаций усадки $\varepsilon_{sn}(7)$ бетона, подверженного высыханию после окончания влажного хранения, с возраста 7 сут вычисляют по формулам:

$$C_n(28) = K_c \frac{W + V}{4 + B}, \qquad (33)$$

$$\varepsilon_{sn}(7) = K_s (W + V)^{3/2}, \qquad (34)$$

где W – удельное (по объему) количество воды затворения в бетонной смеси, л/м^3;

V – удельное (по объему) количество вовлеченного воздуха в уплотненной бетонной смеси, л/м^3;

K_c – безразмерный коэффициент, принимаемый равным I5,5 · I0^{-6} для тяжелого и мелкозернистого бетона;

K_s – безразмерный коэффициент, принимаемый равным 0,I4·I0^{-6} для бетонов на гранитном щебне и кварцевом песке и 0,I55·I0^{-6} для мелкозернистых бетонов на кварцевом песке.

4.I5. Количество вовлеченного воздуха в уплотненной бетонной смеси в формулах (33) и (34) принимают:

для бетонов с воздухововлекающими химическими добавками – по фактическим данным, а при их отсутствии – 30 л/м^3;

для бетонов с пластифицирующими добавками (включая добавки суперпластификаторов) – I0 л/м^3.

4.I6. При отсутствии данных о составе бетонной смеси предельные значения $C_n(28)$ и $\varepsilon_{sn}(7)$ для бетонов на крупном заполнителе принимают по табл. II.

Таблица II

Подвижность бетонной смеси		Значения $C_n(28)\cdot 10^6$, МПа$^{-1}$ при гарантированной прочности бетона R_b^6 в возрасте 28 сут для бетонов класса									Значения $\varepsilon_{sn}(7)\cdot 10$
ОК, см	Ж, с	В12,5	В15	В20	В30	В40	В45	В50	В55	В60	В20	В20
–	80–60	–	–	–	62	43	43	39	36	33	–	250
–	35–30	–	–	97	68	53	48	43	41	39	–	300
1–2	15–10	–	135	107	75	58	55	50	45	43	300	330
3–4	–	166	143	113	80	63	57	53	50	47	325	365
5–6	–	175	151	115	84	67	62	58	–	–	350	400
9–10	–	187	159	126	91	73	67	–	–	–	380	430

Примечания. 1. Для бетонов, подвергнутых тепловлажностной обработке значения $C_n(28)$ и $\varepsilon_{sn}(7)$, вычисленные по формуле (33) и (34) или принятые по табл. II, следует умножить на коэффициент 0,9.

2. Значения $C_n(28)$ по формуле (33) или табл. II следует, кроме того, умножить на коэффициент, принимаемый равным:

а) для бетонов, изготовленных на пуццолановом портландцементе – 1,35;

б) для бетонов, изготовленных на шлакопортландцементе – 1,15 (при загружении их в условиях атмосферной влажности) и 0,85 (при загружении во влагонасыщенной среде);

в) для бетонов, изготовленных на крупном заполнителе из известняка – 0,85.

4.17. Предельные (при $t \to \infty$) значения меры линейной ползучести $C(t_o)$ и относительных деформаций усадки $\varepsilon_s(t_w)$, соответствующие фактическим условиям изготовления и эксплуатации конструкций, вычисляют по формулам:

$$C(t_o) = C_n(28)\cdot \varepsilon_{1c}\cdot \varepsilon_{2c}\cdot \varepsilon_{3c}\ ; \qquad (35)$$

$$\varepsilon_s(t_w) = \varepsilon_{sn}(7)\cdot \varepsilon_{1s}\cdot \varepsilon_{2s}\cdot \varepsilon_{3s}\ , \qquad (36)$$

где $C_n(28)$ и $\varepsilon_{sn}(7)$ – нормативные значения по формулам (33) и (34);

$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ – числовые значения функций, учитывающих влияние на ползучесть и усадку зрелости бетона, размеров поперечного сечения элемента и относитель-

ной влажности среды и принимаемых согласно табл. I2-I6.

Таблица I2

№ п/п	Относительная прочность бетона в момент загружения	ε_{1c} ($t \leq 28$ сут)	№ п/п	Относительная прочность бетона в момент загружения	ε_{1c} ($t \leq 28$ сут)
I	0,4	I,6	5	0,8	I,2
2	0,5	I,5	6	0,9	I,I
3	0,6	I,4	7	I,0 и более	I,0
4	0,7	I,3			

Таблица I3

№ п/п	Возраст бетона в момент загружения, сут	ε_{1c} ($t \geq 28$ сут)	№ п/п	Возраст бетона в момент загружения, сут	ε_{1c} ($t \geq 28$ сут)
I	28 и менее	I,0	5	I80	0,60
2	45	0,90	6	360	0,50
3	60	0,80	7	720 и более	0,40
4	90	0,70			

Таблица I4

№ п/п	Возраст бетона к моменту окончания тепловлажностной обработки t_w, сут	ε_{1s}	№ п/п	Возраст бетона к моменту окончания тепловлажностной обработки t_w, сут	ε_{1s}
I	3 и менее	I,I0	5	90	0,92
2	7	I,00	6	I80	0,9I
3	28	0,95	7	360 и более	0,90
4	60	0,93			

Таблица I5

№ п/п	Модуль открытой поверхности элемента M_0, м$^{-1}$	ε_{2c}	ε_{2s}	№ п/п	Модуль открытой поверхности элемента M_0, м$^{-1}$	ε_{2c}	ε_{2s}
I	0	0,5I	0,22	5	40	I,II	I,I0
2	5	0,65	0,54	6	60	I,23	I,28
3	I0	0,76	0,66	7	80 и более	I,30	I,22
4	20	0,93	0,92				

Таблица I6

№ п/п	Относительная влажность среды θ %	ε_{3c}	ε_{3s}	№ п/п	Относительная влажность среды θ %	ε_{3c}	ε_{3s}
I	40 и менее	I,27	I,I4	5	80	0,73	0,79
2	50	I,I3	I,08	6	90	0,60	0,63
3	60	I,00	I,00	7	I00	0,47	0
4	70	0,87	0,9I				

Примечания: I. При назначении коэффициента ε_{1c} отличным от единицы принимают во всех случаях только одно из двух рядов значений, приведенных в строках I и 2 (при $R_g^c/B = I$ и $t_0 = 28$ сут принимают $\varepsilon_{1c} = I$).

2. Модуль открытой поверхности элемента M_0 вычисляют как отношение $M_0 = A_0/V$ (A_0 – площадь поверхности элемента, открытой для испарения влаги, м^2; V – объем элемента, м^3). Для стержневых элементов модуль открытой поверхности M_0 вычисляют по формуле $M_0 = P_0/A$ (P_0 – периметр поперечного сечения, соответствующий указанной открытой поверхности, м; A – площадь поперечного сечения элемента, м^2).

3. Относительную влажность среды θ принимают с учетом указаний задания на проектирование или по отраслевым техническим условиям; для конструкций, эксплуатируемых на открытом воздухе, значение θ устанавливают в зависимости от климатического района расположения сооружения согласно СНиП 2.0I.0I-82, как среднюю относительную влажность наружного воздуха наиболее жаркого месяца.

Для районов, относящихся согласно СНиП 2.0I.0I-82 к IУ климатической зоне, относительную влажность воздуха рекомендуется устанавливать как среднемесячную влажность, соответствующую фактическому времени загружения (начала высыхания) бетона в элементах конструкции.

5. Для типовых конструкций, климатический район эксплуатации которых неизвестен, допускается принимать коэффициенты ε_{3c} и ε_{3s} равными I.

6. Для массивных элементов с открытой удельной поверхностью менее 4 м$^{-1}$ вне зависимости от влажности воздуха принимают $\varepsilon_{3c} = \varepsilon_{3s} = I$.

7. Для элементов, постоянно находящихся в воде или насыщенном водой грунте независимо от их массивности, принимают $\varepsilon_{2c} = \varepsilon_{2s} = 1$.

4.18. Коэффициенты надежности по материалу для прочностных характеристик тяжелых, мелкозернистых и легких бетонов принимают по табл. 11 СНиП 2.03.01-84; для деформационных характеристик (с обеспеченностью 0,9) их определяют по формуле

$$\kappa = \frac{1}{1 + 1{,}28\delta}, \qquad (37)$$

где δ - коэффициент вариации, принимаемый по табл. 17.

Таблица 17

№ п/п	Деформационная характеристика	Коэффициент вариации δ
1	Начальный модуль упругости	0,13
2	Предельная сжимаемость	0,12
3	Предельное значение меры линейной ползучести	0,22
4	Предельное значение относительных деформаций усадки	0,16

5. СТАТИСТИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ОСНОВНЫХ НАГРУЗОК И ВОЗДЕЙСТВИЙ

5.1. Перечень нагрузок, учитываемых в расчетах надежности транспортных сооружений, должен соответствовать положениям действующих нормативных документов.

5.2. Характеристиками нагрузок для расчета надежности являются следующие:

распределение плотности вероятности либо параметры распределения (для постоянных нагрузок);

длительность действия, повторяемость в течение срока службы сооружения, распределение плотности вероятностей либо параметры распределения (для временных нагрузок);

для нагрузок от подвижного железнодорожного состава и других транспортных средств, представляемых в виде случайных процессов - математическая модель процесса законы распределения и их параметры, основные параметры корреляционных функций и спект-

дельных плотностей процессов, длительность действия процесса в течение срока эксплуатации сооружения.

5.3. При оценке надежности вновь проектируемых, реконструируемых или эксплуатируемых транспортных сооружений статистические характеристики нагрузок должны соответствовать прогнозируемым условиям загружения с учетом технологических схем возведения сооружения.

5.4. Распределение плотности вероятности постоянных нагрузок от собственного веса конструкции принимают нормальной. Коэффициент вариации постоянной нагрузки от собственного веса для ориентировочных расчетов принимают равным 0,1. Уточненные значения определяют по данным конструкторской документации, принимая обеспеченность нормативного значения 1,65, расчетного 3.

5.5. Предварительное натяжение арматуры представляет собой внешнюю нагрузку на конструкцию. Коэффициент вариации предварительного натяжения по данным ЦНИПа равен 0,02-0,05.

5.6. Статистические характеристики железнодорожной подвижной нагрузки получены в ЦНИИСе на основе статистического моделирования случайного перспективного грузопотока. Коэффициенты вариации усилий на ось и отношение среднего значения к номинальному в зависимости от рода груза представлены в табл. 18.

Таблица 18

Вид груза	Коэффициенты вариации	Отношение среднего и номинального значений
Металл	0,1	0,93
Мазут	0,11	0,89
Щебень, песок	0,06	0,94
Цемент	0,04	0,97
Уголь, руда	0,13	0,96

5.7. Процесс изменения интенсивности временной подвижной железнодорожной нагрузки не стационарен. Математическая модель процесса представляет собой сумму составляющих его: низкочастотного - тренда, высокочастотного - флуктуаций.

Тренд рассматривается как импульсный процесс и определяется в основном средними осевыми нагрузками. Флуктуации рассматриваются как случайный, стационарный процесс и для данной длины ли-

нии влияния определяются в основном типом, загрузкой вагонов и характером их чередования. Закон распределения флуктуаций – нормальный.

Статистические характеристики интенсивности временной подвижной вертикальной железнодорожной нагрузки в зависимости от длины линии влияния и отношение полного загружения линии влияния ко времени прохождения состава даны в табл. 19.

Таблица 19

λ	Статистические характеристики для расчета надежности						
	по прочности					по выносливости	
	q_1 т/м					q_1 т/м	
	$\alpha = 0$	$\alpha = 0{,}5$	ψ	$n_{экв}$, 1/с	$t_з/t_ч$	$\alpha = 0$	$\alpha = 0{,}5$
30	16,426	15,197	0,0839	5,85	0,89	10,19	9,511
35	15,835	13,857	0,0771	5,25	0,879	9,879	8,531
40	15,363	13,445	0,0705	4,76	0,868	9,306	8,144
45	14,996	13,115	0,0640	4,29	0,857	8,938	7,816
50	14,711	12,876	0,0576	3,96	0,846	8,627	7,551
60	14,116	12,825	0,0555	3,40	0,833	8,234	7,480
70	13,738	12,865	0,0535	2,95	0,804	7,970	7,464
80	13,495	12,906	0,0514	2,62	0,774	7,787	7,450
90	13,335	12,946	0,0493	2,33	0,745	7,654	7,430
100	13,246	12,987	0,0473	2,10	0,714	7,562	7,414
110	13,213	13,027	0,0452	1,92	0,703	7,503	7,397
120	13,189	13,068	0,0432	1,81	0,693	7,449	7,381
130	13,183	13,108	0,0412	1,72	0,682	7,406	7,364
140	13,205	13,148	0,0392	1,50	0,671	7,379	7,348
150	13,194	13,194	0,0370	1,43	0,660	7,333	7,333

Примечание. Для промежуточных значений длин загружения λ и промежуточных положений вершин линий влияния α статистические характеристики следует определять по интерполяции.

5.8. Надежность по прочности рассчитывают из условия прохождения одного состава из перспективных единиц за срок эксплуатации сооружения.

Время нахождения конструкций под нагрузкой и эквивалентная частота в расчетах по выносливости определяются из условия про-

хождения 72 поездов в сутки. Коэффициент вариации интенсивности временной подвижной вертикальной нагрузки в расчетах на выносливость 0,33.

5.9. Уточненные статистические характеристики нагрузок и воздействий определяют путем отработки экспериментальных данных. Объем информации должен быть достаточным для получения исходных характеристик с заданной доверительной вероятностью и относительной погрешностью.

5.10. Статистические характеристики других нагрузок ориентировочно могут быть вычислены по их нормативным значениям, коэффициентам надежности по нагрузке и обеспеченности нормативных и расчетных величин, представленных в действующих документах. Для нормального распределения:

$$S = S^{н}\,\frac{(\gamma_S^{p} - \gamma_f\,\gamma_S^{н})}{\gamma_S^{p} - \gamma_S^{н}}\,,$$

$$\delta = S^{н}\,\frac{(\gamma_f - 1)}{\gamma_S^{p} - \gamma_S^{н}}\,, \qquad (\text{при } \gamma > 1) \qquad (38)$$

$$\varphi_s = \frac{(\gamma_f - 1)}{\gamma_S^{p} - \gamma_f\,\gamma_S^{н}}\,,$$

где $S^{н}$ – нормативное значение нагрузки;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

$\gamma_S^{н}$, γ_S^{p} – обеспеченности нормативного и расчетного значений нагрузки, выраженные в числе стандартов нормального распределения.

6. КОЭФФИЦИЕНТЫ НАДЕЖНОСТИ ПО НАЗНАЧЕНИЮ ДЛЯ ОТДЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ ТРАНСПОРТА

Мосты и трубы

6.1. Условия введения коэффициентов надежности по назначению при проверке несущей способности по первой и второй группам предельных состояний определяются выражениями (1) и (2) соответственно.

6.2. Коэффициенты надежности по назначению для первой γ_n^{I} и второй γ_n^{II} групп предельных состояний в зависимости от класса надежности сооружения, коэффициентов вариации обобщенной нагрузки φ и несущей способности ν элемента представлены в табл. 20–24.

Таблица 20

ν	Коэффициенты надежности по назначению γ_n^I стальных мостовых конструкций для первой группы предельных состояний при φ					
	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
0,05	0,920 0,882	0,978 0,934	1,004 0,945	1,020 0,959	1,041 0,972	1,059 0,984
0,10	1,023 0,936	1,03 0,941	1,013 0,870	1,009 0,916	1,011 0,915	1,017 0,916
0,15	1,338 1,088	1,298 1,058	1,225 1,001	1,179 0,966	1,148 0,943	1,129 0,928

Примечание. В числителе условной дроби в табл. 20,21 даны значения коэффициентов для железнодорожных мостов I класса надежности; в знаменателе – 2 класса надежности.

Таблица 21

ν	Коэффициенты надежности по назначению γ_n^I бетонных мостовых конструкций для первой группы предельных состояний при φ				
	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
0,05	0,902 0,861	0,882 0,834	0,891 0,835	0,903 0,841	0,916 0,848
0,10	0,909 0,836	0,812 0,787	0,851 0,774	0,850 0,770	0,854 0,770
0,15	1,021 0,862	0,935 0,789	0,897 0,758	0,877 0,741	0,865 0,730
0,20	1,419 0,967	1,283 0,865	1,194 0,811	1,134 0,776	1,089 0,750

Таблица 22

ν	Коэффициенты надежности γ_n^I по назначению мостовых сооружений для первой группы предельных состояний при Ψ										
	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
0,00	1,000 *1,000*	1,022 *1,043*	1,038 *1,077*	1,052 *1,103*	1,062 *1,125*	1,071 *1,143*	1,079 *1,158*	1,085 *1,171*	1,091 *1,182*	1,096 *1,181*	1,100 *1,200*
0,05	1,030 1,062	0,950 0,986	0,935 0,981	0,935 0,980	0,938 1,0	0,942 1,012	0,945 1,022	0,949 1,031	0,952 1,039	0,955 1,046	0,958 1,052
0,10	1,077 1,167	0,962 1,043	0,908 0,989	0,882 0,966	0,862 0,956	0,862 0,952	0,858 0,952	0,856 0,953	0,855 0,955	0,854 0,957	0,854 0,959
0,15	1,158 1,375	1,021 1,211	0,937 1,111	0,885 1,048	0,851 1,008	0,829 0,982	0,814 0,964	0,803 0,952	0,795 0,943	0,788 0,936	0,783 0,931
0,20	1,333 2,000	1,167 1,748	1,052 1,569	0,970 1,439	0,912 1,342	0,869 1,270	0,836 1,214	0,811 1,171	0,792 1 136	0,776 1,108	0,763 1,085

Примечание. В числителе условной дроби даны значения коэффициентов для автодорожных и городских мостов 2 класса надежности; в знаменателе – I класса надежности.

Таблица 23

ν	Коэффициенты надежности γ_n по назначению мостовых сооружений для второй группы предельных состояний для железнодорожных, автодорожных и городских мостов при φ										
	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
0,00	I,000	I,0I6	I,030	I,042	I,053	I,062	I,070	I,078	I,084	I,090	I,096
0,05	I,0I9	0,977	0,973	0,977	0,983	0,989	0,995	I,00I	I,006	I,0II	I,0I6
0,10	I,044	0,982	0,956	0,945	0,942	0,942	0,943	0,945	0,948	0,95I	0,953
0,15	I,075	I,004	0,962	0,938	0,924	0,9I5	0,9II	0,908	0,907	0,906	0,906
0,20	I,II7	I,039	0,986	0,950	0,925	0,908	0,896	0,888	0,882	0,877	0,874
0,25	I,I75	I,09I	I,028	0,982	0,947	0,92I	0,902	0,887	0,875	0,866	0,858

Таблица 24

γ	Коэффициенты надежности γ_n, по назначению железобетонных автодорожных мостов для расчетов по прочности наклонных сечений при φ			
	0,05	0,10	0,15	0,20
0,05	0,876 0,844	0,985 0,940	1,109 1,047	1,238 1,160
0,10	0,927 0,855	0,993 0,912	1,018 0,989	1,182 1,075
0,15	1,077 0,907	1,116 0,941	1,174 0,991	1,247 1,053

Примечание. В числителе условной дроби даны значения для I класса надежности; в знаменателе - для 2 класса надежности.

6.3. Коэффициенты вариации обобщенной нагрузки определяют через статистические характеристики i нагрузок по формуле

$$\psi_s = \sqrt{\Sigma\left(\psi_i \frac{\bar{S}_i n_i}{\Sigma \bar{S}_i \eta_i}\right)^2}, \qquad (39)$$

где ψ_i - коэффициент вариации i-й нагрузки;

$\bar{S}_i$ - среднее значение i-й нагрузки;

η_i - коэффициент сочетания нагрузок со СНиП 2.05.03-84.

6.4. Коэффициенты вариации отдельных видов нагрузок даны в табл. 25-28.

Таблица 25

№ п/п	Нагрузки и воздействия на мостовые конструкции	Коэффициенты вариации
I	Все нагрузки и воздействия, кроме указанных ниже в данной таблице	0,03
2	Вес мостового полотна с ездой на балласте под железную дорогу, а также пути метрополитена и трамвая	0,10
3	Вес балластного мостового полотна под трамвайные пути на бетонных и железобетонных плитах	0,07

Продолжение табл. 25

№ п/п	Нагрузки и воздействия на мостовые конструкции*	Коэффициенты вариации
4	Вес выравнивающего, изоляционного и защитного слоев автодорожных и городских мостов	0,10
5	Вес покрытия ездового полотна и тротуаров автодорожных мостов	0,17
6	То же городских мостов	0,33
7	Вес деревянных конструкций в мостах	0,07
8	Давление грунта от веса насыпи:	
	на опоры мостов	0,13
	на звенья труб	0,10
9	Воздействие усадки и ползучести бетона	0,03
10	Воздействие осадки грунта	0,17

* Перечень нагрузок и воздействий дан в соответствии с табл.8 СНиП 2.05.03-84.

Таблица 26

Воздействие*	Коэффициент вариации воздействий				
	для конструкций мостов в зависимости от длины загружения				для звеньев труб
	0	30	50	150 и более	
Вертикальное	0,35	0,084	0,058	0,037	0,35
Горизонтальное	0,20	0,05	0,037	0,037	0,20
Давление грунта от подвижного состава на призме обрушения	0,20 независимо от длины загружения				

* Перечень воздействий дан по СНиП 2.05.03-84, табл. 13.

Таблица 27

Нагрузки*	Случай применения	Коэффициент вариации
От тележки	При расчете элементов проезжей части мостов	0,17
	При расчете всех других элементов мостов	0,17 при λ < 30м; 0,07 при $\lambda \geq 30$м
	При определении веса в расчетах на сейсмические воздействия	0,07
Равномерно распределенная	При всех расчетах конструкции мостов и звеньев труб на вертикальные и горизонтальные воздействия	0,20
От одиночной оси	При проверке элементов проезжей части мостов, проектируемых на нагрузку А 8	0,07

* Перечень нагрузок дан по СНиП 2.05.03-84, табл. 14.

Таблица 28

№ п/п	Прочие временные нагрузки и воздействия	Коэффициент вариации
1	Ветровые нагрузки	
	при эксплуатации моста	0,17
	при строительстве и монтаже	0,17
2	Ледовая нагрузка	0,07
3	Нагрузка от навала судов	0,07
4	Температурные климатические деформации и воздействия	0,07
5	Воздействие морозного пучения грунта	0,10
6	Воздействие сопротивления от трения в подвижных опорных частях	По п.2.28
7	Строительные нагрузки:	
	собственный вес вспомогательных обустройств	0,03
	вес складируемых строительных материалов и воздействие искусственного регулирования во вспомогательных сооружениях	0,10

Продолжение табл. 28

№ п/п	Прочие временные нагрузки и воздействия*	Коэффициент вариации
	вес работающих модулей, инструментов, мелкого оборудования	0,10
	вес кранов, копров и транспортных средств	0,03
	усилия от гидравлических домкратов и электрических лебедок при подъеме и передвижке	0,10
	усилия от трения при перемещении пролетных строений и других грузов:	
	на салазках и по фторопласту,	0,10
	на катках	0,03
	на тележках	0,07

* Перечень нагрузок и воздействий дан по СНиП 2.05.03-84, табл. 17.

6.5. Обеспеченность нормативных значений вертикальной подвижной железнодорожной нагрузки, представленной в СНиП 2.05.03-84, принимается равной 1,65 для всего диапазона длин линий влияния, обеспеченность расчетной нагрузки 4,5, если длина линии влияния больше 30 м и 3, если длина линии влияния меньше 30.

Обеспеченность нормативных и расчетных значений иных видов нагрузок принимается 1,65 и 3 соответственно.

6.6. Коэффициенты вариации несущей способности стальных элементов в расчетах по первой группе предельных состояний следует принимать 0,07 для углеродистой стали, 0,09 для низколегированной стали и 0,14 для отливок.

Коэффициенты вариации несущей способности железобетонных конструкций всех типов в расчетах по первой группе предельных состояний следует принимать равными 0.13, а в расчетах на образование трещин (по второй группе) - 0,18.

6.7. Коэффициенты вариации несущей способности наклонных сечений ребристых конструкций из обычного железобетона рекомендуется принимать равными 0,15.

Расчет прочности наклонных сечений железобетонных элементов с поперечной арматурой при совместном действии изгибающего

момента, продольных и поперечных сил производится по наиболее опасному сечению согласно формуле

$$\kappa^{N} Q \le Q_{b1} + Q_{sw} + Q_{sj} , \qquad (46)$$

где Q_{b1} – поперечная сила в сжатой при изгибе зоне бетона над критической наклонной трещиной ;

Q_{sw} – сумма проекций усилий на вертикальную ось элемента всей арматуры, пересекаемой наклонной трещиной;

Q_{sj} – величина нагельного усилия в продольной арматуре;

Q – поперечная сила в расчетном сечении от внешних нагрузок;

κ^{N} – общий коэффициент запаса.

Примеры расчета надежности мостовых конструкций даны в рекомендуемом и справочном приложениях I и 2.

Тоннели и метрополитены

6.8. Конструкции транспортных тоннелей и метрополитенов рассчитывают по методу предельных состояний на заданные нагрузки. Коэффициент надежности по назначению вводится в расчет в соответствии с выражением (I).

6.9. Значения коэффициентов для конструкций различных классов надежности в зависимости от статистических характеристик внутренних усилий и несущей способности представлены в табл.29 и 30.

Таблица 29

Коэффициент вариации по несущей способности	Коэффициент надежности по назначению для сооружений I класса надежности при коэффициенте вариации внутренних усилий					
	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
0,06	0,978	0,985	0,994	I,002	I,0I0	I,0I7
0,07	0,970	0,974	0,980	0,986	0,992	0,998
0,08	0,965	0,965	0,968	0,972	0,977	0,98I
0,09	0,963	0,959	0,959	0,962	0,963	0,966
0,I	0,966	0,956	0,952	0,952	0,953	0,955
0,II	0,972	0,957	0,950	0,946	0,945	0,945
0,I2	0,982	0,962	0,950	0,944	0,94I	0,939
0,I3	0,997	0,97I	0,956	0,946	0,940	0,936

Продолжение табл. 29

Коэффициент вариации по несущей способности	Коэффициент надежности по назначению для сооружений I класса надежности при коэффициенте вариации внутренних усилий					
	0,I5	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
0,I4	I,0I9	0,986	0,966	0,952	0,943	0,937
0,I5	I,048	I,008	0,982	0,964	0,952	0,943

Таблица 30

Коэффициент вариации по несущей способности	Коэффициенты надежности по назначению для 2 класса надежности сооружений при коэффициенте вариации внутренних усилий					
	0,I5	0,2	0,25	0,30	0,35	0,4
0,06	0,943	0,946	0,950	0,955	0,960	0,964
0,07	0,932	0,932	0,934	0,937	0,94I	0,944
0,08	0,923	0,9I9	0,9I9	0,92I	0,923	0,925
0,09	0,9I7	0,9I0	0,907	0,907	0,907	0,908
0,I	0,9I4	0,903	0,897	0,895	0,894	0,894
0,II	0,9I3	0,898	0,889	0,884	0,88I	0,880
0,I2	0,9I6	0,896	0,884	0,876	0,872	0,869
0,I3	0,922	0,896	0,88I	0,87I	0,864	0,860
0,I4	0,93I	0,900	0,88I	0,868	0,859	0,853
0,I5	0,944	0,908	0,885	0,869	0,857	0,849

6.I0. Для подсчета промежуточных значений коэффициентов надежности рекомендуется использовать программу, разработанную в ЦНИИСе. В соответствии с программой статистические характеристики внутренних усилий в конструкциях (моментов, нормальных сил) определяют по статистическим характеристикам исходных данных (рекомендуется использовать метод статистического моделирования на ЭВМ - метод Монте-Карло). В качестве базовой программы использована программа РК 6, разработанная Метрогипротрансом и Ленметрогипротрансом, с помощью которой реализован расчет методом перемещений на заданные нагрузки с учетом упругого отпора грунта; на ЭВМ ЕС-I045 просчет одного варианта идет $\approx$ 2 с, что обеспечивает возможность использования программы для статистичес-

кого моделирования статической работы подземных сооружений.

6.II. В качестве исходных данных при расчете рассматривают три группы случайных величин:

нагрузки (горное давление, вес насыпного грунта, гидростатическое давление подземных вод, вес надземных и подземных сооружений и зданий собственный вес конструкций и устройств рассчитываемого объекта, предварительное напряжение конструкций);

характеристики грунта (прочностные, деформационные и др.);

характеристики тоннельных конструкций (геометрические, прочностные и деформационные характеристики материалов).

6.I2. Статистические характеристики нагрузок от горного давления принимают на основании результатов инженерно-геологических изысканий и экспериментальных исследований для условий строительства. При отсутствии таких данных можно принимать коэффициенты вариации нагрузок от горного давления в соответствии с табл. 3I.

Таблица 3I

№ п/п	Виды грунтов в сечении и кровле выработок	Коэффициенты вариации
I	Скальные грунты	0,4
2	Плотные глины	0,35
3	Пески плотные, крупнообломочные грунты	0,25
4	Пески и супеси водонасыщенные	0,I5

Примечание. Данные получены по результатам экспериментальных исследований, проведенных в ЦНИИСе.

6.I3. Обеспеченность нормативных и расчетных значений нагрузок от горного давления γ_f^H, принятых в действующих нормативных документах, следует назначать соответственно 1 и 3.

6.I4. При определении горизонтальных нагрузок p от горного давления путем расчета по СНиП II-40-80 используют статистические данные по вертикальной нагрузке q (см.п.6.I0) и углу внутреннего трения φ.

6.I5. Статистические характеристики грунта принимают на основании данных инженерно-геологических изысканий и экспериментальных исследований. При отсутствии таких данных допускается

при соответствующем обосновании использовать данные нормативных и рекомендательных материалов, принимая интервал неопределенности (варьирования) табличных данных $\bar{a} \pm 3\sigma$ ($\bar{a}$ - среднее значение параметра, σ - среднеквадратическое отклонение), полагая распределение параметра нормальным.

6.16. В горно-геологических и технологических условиях, обеспечивающих работу конструкции и скального грунта в режиме взаимовлияющих деформаций, расчет транспортных тоннелей и метрополитенов допускается проводить методами механики сплошной среды, принятыми в механике подземных сооружений. Скальный грунт, окружающий тоннельную выработку, рассматривается как сплошная среда, но ее модель учитывает физико-механические свойства скального грунта, установленные при изыскательских работах и отражающие влияние технологических режимов горнопроходческих работ.

Структурное ослабление массива скального грунта учитывают коэффициентом K_c, который определяют по формуле

$$K_c = \frac{R_c}{R}, \qquad (41)$$

где R_c - расчетное сопротивление скального грунта сжатию в массиве, МПа;

R - сопротивление в образце одноосному сжатию, устанавливаемое экспериментально по результатам испытаний образцов пород, МПа.

6.17. Значение коэффициента K_c определяют в соответствии с нормами проектирования подземных горных выработок по добыче полезных ископаемых (СНиП II-94-80, п.2.16, табл. I), причем среднее расстояние a, м, между поверхностями ослабления в массиве при проходке тоннелей буровзрывным способом рекомендуется определять с учетом техногенной трещиноватости от воздействия взрыва на скальный грунт, окружающий тоннельную выработку, по формуле

$$a = \frac{1}{\gamma_r + \gamma_т}, \qquad (42)$$

где γ_r - удельная трещиноватость массива, принятая по результатам количественного анализа нарушенности массива в зоне расположения проектируемой тоннельной выработки, на основании данных инженерно-геологических изысканий, $м^{-1}$;

$r_т$ - удельная техногенная трещиноватость массива от воздействия взрыва, $м^{-1}$, определяется по формуле

$$r_т = \frac{1}{30 \cdot \left(\frac{\bar{r}}{G^{0,333}}\right)^{2,45} \cdot G^{0,166}}$$

Здесь $\bar{r}$ - расстояние от центра контурных шпуров до поверхности тоннельной выработки, м;

G - масса тротилового заряда в контурном шпуре, кг (определяется из паспорта буровзрывных работ).

6.18. Коэффициент надежности по назначению в расчете учитывают аналогично формуле (I), где под S^p следует понимать расчетную величину действующих напряжений, а под R^p - расчетную величину предельных напряжений.

Пример расчета тоннельной крепи методами механики сплошных сред с определением коэффициентов надежности, а также краткое описание программы приведены в справочном приложении 3.

Противообвальные улавливающие сооружения

6.19. При проектировании противообвальных улавливающих и защитных сооружений определяют габаритные размеры сооружений а также рассчитывают их на устойчивость.

6.20. Габаритные размеры улавливающих сооружений назначают из условия исключения возможности перелета, выскакивания и выкатывания обломков скального грунта, падающих со склона (откоса) Расчетом на перелет определяются высота сооружения и его месторасположение в плане. Расчетом на выкатывание и подскакивание устанавливается необходимая глубина улавливающих пазух, при которой исключается возможность попадания обломков скального грунта на защищаемый объект.

6.21. Устойчивость конструкций улавливающих стен против сдвига и опрокидывания проверяется на статическую нагрузку от амортизирующей отсыпки и обвальных масс, а также на удар обломков скального грунта.

6.22. Для определения габаритных размеров улавливающих сооружений и расчета их на устойчивость определяют расчетную скорость падающих обломков скального грунта в зоне расположения сооружения и устанавливают их расчетный вес.

6.23. Расчетная скорость падающих обломков скального грунта зависит от типа поперечного профиля нагорного склона (откоса)

6.24. Расчетный вес обломков скального грунта определяют на основании статистических характеристик распределения их фактической крупности по многолетним наблюдениям за падением обломков в пределах защищаемого участка. При отсутствии многолетних наблюдений за падением скальных обломков их расчетный вес определяют в зависимости от потенциальной блочности скальных грунтов, слагающих склон или откос. Полученная величина уточняется путем опытного обрасывания обломков скального грунта с нагорного склона (откоса) по направлению эксплуатируемого или проектируемого объекта. Определение указанных параметров для расчета противообвальных улавливающих сооружений осуществляется по программе "Определение основных расчетных параметров воздействия камнепадов на противообвальные защитные сооружения на ЭВМ по методу ЦНИИС" в ФАП № 50850000379.

6.25. Противообвальные улавливающие стены рассчитывают на устойчивость против сдвига по выражению

$$n_i T^p \le \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R^p,$$

где n_i – коэффициент сочетаний нагрузок;

T^p – расчетное значение обобщающей активной сдвигающей силы;

γ_c – коэффициент условий работы;

γ_n – коэффициент надежности по назначению, учитывающий степень социальной значимости (ответственность сооружения, его капитальность). Принимается в соответствии с "Руководством по проектированию противообвальных защитных сооружений";

R^p – расчетное значение обобщенной силы предельного сопротивления сдвигу (T^p, R^p определяют с учетом коэффициентов надежности по нагрузке и назначению $\gamma_{n_э}$, учитывающей степень экономической ответственности сооружения).

6.26. Противообвальные улавливающие стены рассчитывают на устойчивость против опрокидывания по аналогичной зависимости, но расчетные значения обобщающей активной сдвигающей силы и силы предельного сопротивления заменяют соответственно на значе-

ния опрокидывающего и удерживающего моментов.

6.27. При расчете учитываются следующие нагрузки:

постоянные (от веса конструкций стен и грунтовой отсыпки);

временные (длительные - от бокового давления грунта при накоплении его в застенной пазухе под углом $\alpha = 20^{\circ}$);

кратковременные (от воздействия удара одиночного обломка скального грунта расчетной крупности).

6.28. Расчет выполняется на нормативную вероятность безотказной работы (п.2.6). Срок службы принимается равным 100 годам. Для типовых конструкций стен коэффициент надежности по нагрузке представлен в табл.32. Для других схем и инженерно-геологических условий коэффициент надежности определяют по разработанной в ЦНИИСе программе.

6.29. Расчет противообвальных сооружений на ударную нагрузку от воздействия обломков скального грунта выполняют с учетом коэффициента надежности по нагрузке, определяемого в зависимости от интенсивности обвалов, скоростей падения и объема обломков скального грунта.

6.30. Противообвальные галереи рассчитывают на следующие нагрузки:

постоянные (от веса конструкции, вертикального и бокового давления амортизирующей отсыпки на кровле галереи, бокового давления с нагорной стороны);

кратковременные (от воздействия удара одиночного обломка скального грунта);

особые (от сейсмического воздействия).

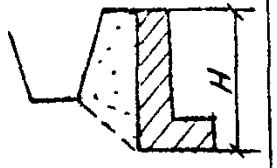
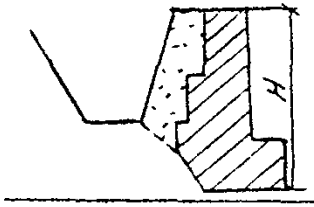
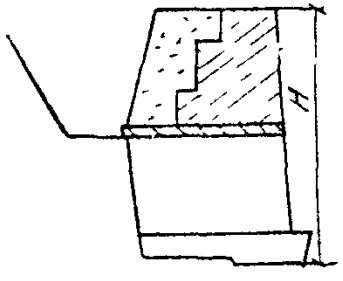
6.31. Расчетом на прочность и устойчивость галерей проверяют нагорные и низовые опоры, перекрытия галерей и ригеля.

Автомобильные дороги

6.32. Надежность автомобильной дороги как комплексного транспортного сооружения - это ее способность обеспечивать безопасное движение со средней скоростью (близкой к оптимальной) в течение нормативного или заданного срока службы.

6.33. Поскольку наиболее ответственным сооружением дороги является дорожная одежда, от состояния которой в наибольшей мере зависит средняя скорость движения автомобилей по дороге, а

Таблица 32

Тип конструкции	Высота стены H, м	Характеристика грунтов			Вероятность безотказной работы	Коэффициент надежности по назначению
		угол внутреннего трения φ, °С	удельное сцепление С, МПа/м^2	удельный вес γ, г/см^3		
	5	35	0,005	2	0,9999 0,999 0,99 0,9	0,96 0,93 0,9 0,85
	7	35	0,005	2	0,9999 0,999 0,99 0,9	0,97 0,94 0,91 0,86
	I0	35	0,005	2	0,9999 0,999 0,99 0,9	0,93 0,92 0,88 0,84

следовательно, технико-экономические и эксплуатационные ее характеристики, нормативные показатели надежности в разделе представлены для проектирования дорожных одежд.

6.34. Под надежностью дорожной одежды понимается вероятность безопасной работы конструкции в течение всего периода между капитальными ремонтами.

6.35. Отказ - это такое состояние дорожной одежды, при котором требуется проведение капитального ремонта одежды ранее срока, установленного действующими нормами.

6.36. Количественным показателем служит уровень надежности $K_н$, представляющий собой отношение протяженности прочных (не требующих капитального ремонта) конструкций к общей протяженности участка с данным значением запаса прочности.

6.37. Допустимый уровень надежности дорожных одежд установлен на основе анализа результатов расчета прочности многочисленных участков дорог, расположенных в различных регионах и грунтово-гидрологических условиях, с учетом их фактического поведения в эксплуатации.

6.38. Для основных случаев проектирования уровень надежности $K_н$, определяющий минимальное значение коэффициента прочности $K_{пр}$, который дорожная одежда должна иметь к концу срока службы между капитальными ремонтами, нормирован в зависимости от категории дороги, типа одежды и покрытия (табл. 33).

Таблица 33

Тип одежды	Категория дороги	$K_н$	$K_{пр}$
Дорожные одежды капитального типа	I,II,IIIп,Iс III,IУп,Iс	0,95 0,90	I,0 0,94
Одежды облегченного типа	III,IУ,IУп,Пс	0,85	0,90
Переходные дорожные одежды	IУ,У,Пс,IIIс	0,60	0,63

6.39. Характеристики материалов с учетом уровня надежности определяют с заданной вероятностью по формуле

$$M_p = \bar{M}(1 \pm t'\nu_M)_n$$

при

$$\bar{M} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} M_i \,, \qquad (43)$$

где $\bar{M}$ – среднее значение характеристики по результатам испытаний;

t' – коэффициент нормированного отклонения от M при допустимом уровне надежности в зависимости от числа лет наблюдений или количества опытов (табл.31,34, 35);

ν_M – коэффициент вариации характеристики;

σ_M – среднее квадратическое отклонение характеристики.

Знак перед вторым членом в скобках формулы (43) должен приниматься тот, который обеспечивает большую надежность.

Таблица 34

Уровень проектной надежности, Кн	0,60	0,85	0,90	0,95
Коэффициент нормированного отклонения	0,26	I,06	I,32	I,7I

Таблица 35

Число степеней свободы $(n-1)$	Коэффициент нормированного отклонения при односторонней доверительной вероятности при уровне проектной надежности				
	0,60	0,85	0,90	0,95	0,98
2	0,35	I,34	I,89	2,92	4,87
3	0,34	I,25	I,64	2,35	3,45
4	0,33	I,I9	I,53	2,I3	3,02
5	0,33	I,I6	I,48	2,0I	2,74
6	0,33	I,I3	I,44	I,94	2,63
7	0,32	I,I2	I,4I	I,90	2,54
8	0,32	I,II	I,40	I,86	2,49
9	0,3I	I,I0	I,38	I,83	2,44
I0	0,3I	I,I0	I,37	I,8I	2,40
II	0,30	I,09	I,36	I,80	2,36
I2	0,30	I,08	I,36	I,78	2,33
I3	0,30	I,08	I,35	I,77	2,30
I4	0,29	I,08	I,34	I,76	2,28
I5	0,29	I,07	I,34	I,75	2,27
I6	0,28	I,07	I,34	I,75	2,26

Продолжение табл. 35

Число степеней свободы (n -I)	Коэффициент нормированного отклонения при односторонней доверительной вероятности при уровне проектной надежности				
	0,60	0,85	0,90	0,95	0,98
I7	0,27	I,07	I,33	I,74	2,25
I8	0,27	I,07	I,33	I,73	2,24
I9	0,26	I,07	I,33	I,73	2,23
20	0,26	I,06	I,22	I,72	2,22
25	0,26	I,06	I,32	I,7I	2,I9

Примечание. n - число опытов или количество лет наблюдений.

6.40. Расчетные значения влажности грунта, сопротивления растяжению при изгибе асфальтобетона определяют по формуле (43) с учетом условий работы этих материалов в конструкции дорожных одежд под действием подвижной нагрузки.

6.4I. Расчетные значения всех остальных прочностных и деформационных характеристик материалов (зернистых материалов, материалов и грунтов, укрепленных вяжущими) в расчетах дорожных одежд принимают равными их математическому ожиданию, поскольку влияние варьируемых параметров этих материалов на уровень надежности дорожной одежды очень мало по сравнению с параметрами, указанными в п. 6.39.

6.42. Нежесткие дорожные одежды на прочность рассчитывают по трем критериям:

сопротивлению сдвигу в грунтах и слоях из слабосвязных материалов;

сопротивлению растяжению при изгибе монолитных слоев;

сопротивлению упругому прогибу всей конструкции.

6.43. Конструкция дорожной одежды считается прочной, если коэффициент прочности по каждому из критериев больше или равен $K_{пр}$, найденному с учетом требуемого уровня надежности проектируемой одежды (см.табл.33).

6.44. Вся конструкция дорожной одежды под воздействием нагрузки и природных факторов будет удовлетворять требованиям надежности и прочности по критерию упругого прогиба, если

$$K_{пр} \leq \frac{E_{общ}}{E_{тр}}, \qquad (44)$$

где $K_{пр}$ – коэффициент прочности дорожной одежды, найденный по табл. 32 в зависимости от допустимого уровня надежности;

$E_{общ}$ – общий модуль упругости конструкции;

$E_{тр}$ – требуемый модуль упругости конструкции, назначаемый по результатам статистической обработки экспериментальных данных в зависимости от расчетной интенсивности движения.

6.45. Общий модуль упругости конструкции вычисляют из произведения $K_{пр} E_{тр} = E_{общ}$ и по номограмме, связывающей толщину слоев, нагрузку и модули упругости материалов слоев и грунта, подбирают минимальные толщины слоев одежды.

6.46. Расчет дорожной одежды по сдвигу в грунте земляного полотна и слоях из слабосвязных материалов ведут с условием, чтобы под действием нагрузки в грунте и слоях не возникали остаточные деформации, вызванные пластическими смещениями. Сдвиг не произойдет, если

$$K_{пр} \leq \frac{T_{доп}}{T}, \qquad (45)$$

где $K_{пр}$ – минимальное значение коэффициента прочности, определяемое с учетом заданного уровня надежности (п.6.39);

$T_{доп}$ – допускаемое напряжение сдвига, обусловленное сцеплением в грунте или слабосвязном материале;

$T_{доп} = C \cdot K$, где K – обобщенный коэффициент (интенсивность движения, характер сцепления между конструктивными слоями и неоднородность материалов);

T – активное напряжение сдвига в грунте или материале слоя от действующей нагрузки, определяемое по специальной номограмме в зависимости от p/D, φ° и модуля упругости.

6.47. Расчет монолитных слоев на растяжение при изгибе из асфальтобетона, материалов и грунтов, укрепленных вяжущим, ведут из условия, чтобы возникающие при изгибе одежды напряжения под действием структуры материала не приводили к образованию

трещин. Условие обеспечивается, если

$$K_{пр} \leq \frac{R_н}{\sigma_z}, \qquad (46)$$

где $K_{пр}$ – требуемый коэффициент прочности с учетом заданного уровня надежности, принимаемого по табл. 24;

$R_н$ – предельное допустимое растягивающее напряжение материала слоя с учетом усталостных явлений;

σ_z – наибольшее растягивающее напряжение в рассматриваемом слое от нагрузки, определяемое по номограммам в зависимости от n/D и E материалов.

6.48. Допустимое растягивающее напряжение при изгибе асфальтобетона

$$R_{доп} = R_р, \qquad (47)$$

где $R_р$ – расчетное сопротивление растяжению асфальтобетона, определяемое с учетом надежности по формуле (43).

Для материалов и грунтов, укрепленных неорганическими или комплексными вяжущими материалами,

$$R_{доп} = \bar{R} \cdot K_у, \qquad (48)$$

где $\bar{R}$ – прочность на растяжение при изгибе;

$K_у$ – коэффициент усталости.

6.49. Подбор материалов слоев и назначение их толщин производится из условия минимального допустимого коэффициента прочности по каждому критерию, обеспечивающего заданный уровень надежности дорожной одежды.

6.50. Последовательность проведения расчета нежестких дорожных одежд, нормативные и расчетные характеристики материалов конструктивных слоев и грунтов, а также примеры расчета изложены в "Инструкции по проектированию дорожных одежд нежесткого типа" (ВСН 46-83 Минтрансстроя СССР).

6.51. При расчете монолитных цементобетонных покрытий и оснований исходят из условия обеспечения заданной надежности по трещиностойкости в зависимости от планируемого срока службы покрытия до капитального ремонта и выносливости покрытия с учетом значений и повторяемости суммарных напряжений от нагрузок авто-

мобилей и температуры, суточных колебаний температуры воздуха и интенсивности солнечной радиации.

6.52. Надежность цементобетонного покрытия по трещиностойкости выражают через расчетную прочность бетона при изгибе $R_р$ в зависимости от допускаемого количества плит с трещинами до капитального ремонта. В этом случае

$$R_р = 0{,}85, \qquad R^н K_п \pm n_н \sigma \quad \text{при } 0 \leq n_н \leq 3, \qquad (49)$$

где $R^н$ – проектная (марочная) прочность бетона;

$K_п$ – коэффициент нарастания прочности бетона во времени;

$n_н$ – коэффициент надежности;

σ – среднеквадратичное отклонение прочности бетона;

0,85 – коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона в покрытии за счет масштабного фактора.

6.53. Коэффициент надежности $K_п$ для практических расчетов определяют по функции Лапласа, исходя из предположения, что надежность покрытия по условию трещиностойкости равна обеспеченности расчетной прочности бетона.

Контактная сеть электрифицированных железных дорог

6.54. Расчет опорных, поддерживающих и фиксирующих устройств контактной сети следует выполнять по прочности несущей способности и деформациям.

Железобетонные опоры рассчитывают кроме этого по образованию или раскрытию трещин.

6.55. Нормативное значение климатических нагрузок для определения их расчетной величины следует принимать обеспеченностью 0,90 (повторяемостью один раз в 10 лет).

6.56. Следует принимать следующую обеспеченность (повторяемость) климатических нагрузок при расчете:

прочности – расчетные нагрузки обеспеченностью 0,97 (повторяемостью один раз в 25-30 лет);

деформаций – нормативные нагрузки обеспеченностью 0,80 (повторяемостью один раз в 5 лет);

образования или раскрытия трещин в железобетонных опорах – нормативные нагрузки обеспеченностью 0,25 (повторяемостью один раз в год);

механическом расчете проводов контактной сети выполняют – нормативное значение нагрузок.

6.57. Параметры нагрузок на опорные, поддерживающие и фиксирующие конструкции следует определять с учетом статистических характеристик климатических нагрузок, динамических нагрузок, возникающих при колебании проводов, возможного отклонения натяжения провода и параметров контактной сети при ее сооружении и монтаже.

Параметры нагрузок (нормативное значение и коэффициенты вариации) на контактную сеть приведены в табл. 36.

Таблица 36

Вид нагрузки	Расчетный режим	Нормативное значение	Коэффициент вариации
	Постоянные нагрузки		
Вес проводов, изоляторов, поддерживающих и анкеровочных устройств	–	По ГОСТам, заводским сертификатам и проектной документации	0,1
Усилие от натяжения некомпенсированных проводов при изменении их направления на кривых участках пути, при отводах на анкеровку, при зигзагах	–	Усилие от натяжения провода при нормативном значении среднегодовой температуры воздуха, принимаемой по СНиП, и отсутствии добавочных нагрузок	0,04
Усилие от натяжения компенсированных проводов при изменении их направления	–	Усилие от натяжения провода при принятой величине его номинального натяжения	0,05
	Временные нагрузки		
Давление ветра на провода и конструкции	Наибольшая ветровая нагрузка	Скоростной напор ветра, принимаемый по "Нормам проектирования конструкций контактной сети"	0,45
	Наибольшая гололедная нагрузка в районе по толщине стенки гололеда:	Скоростной напор ветра при гололеде принимаемый по "Нормам проектирования конструкций контактной сети"	

Продолжение табл. 36

Вид нагрузки	Расчетный режим	Нормативное значение	Коэффициент вариации
	I-II III-IУ У		0,45 0,65 0,80
Вес гололеда на проводах и конструкциях в районе по толщине стенки гололеда: I-II III-IУ У	–	Нагрузка от гололеда при толщине стенки отложения гололеда, принимаемой по "Нормам проектирования конструкций контактной сети"	 0,85 0,65 0,50
Дополнительное усилие от натяжения некомпенсированных проводов при изменении их направления на кривых участках пути при отводах на анкеровку и при зигзагах при отклонении температуры воздуха от среднегодового значения	Наибольшая ветровая нагрузка	Дополнительное усилие от натяжения некомпенсированных проводов при воздействии нормативного значения добавочной нагрузки в режиме наибольшей ветровой нагрузки	0,07 0,05
	Наибольшая гололедная нагрузка в районе по толщине стенки отложения: I-II III-IУ У	Дополнительное усилие при воздействии нормативного значения добавочной нагрузки в режиме гололеда с ветром	 0,05/0,15 0,06/0,10 0,10/0,20
	Низшая температура воздуха	Дополнительное усилие при изменении температуры воздуха от среднегодового значения до нормативного значения минимальной температуры воздуха	0,05
Вес монтера с инструментом		I кН по "Нормам проектирования конструкций контактной сети	0,1

Примечание. В числителе условных дробей даны значения коэффициента вариации для несущих тросов полукомпенсированных цепных контактных подвесок, в знаменателе - для свободно подвешенных проводов.

6.58. Механический расчет проводов контактной сети, расчет опорных и поддерживающих конструкций следует выполнять для следующих сочетаний нагрузок:

низшая температура воздуха при отсутствии добавочных нагрузок;

наибольшая нагрузка от гололеда с одновременным воздействием скоростного напора ветра при температуре воздуха минус 5 °С;

наибольшая ветровая нагрузка при температуре воздуха минус 5 °С.

6.59. Коэффициенты условий работы устройств контактной сети приведены в "Нормах проектирования конструкций контактной сети".

Для проводов контактной сети коэффициенты условий работы даны в табл. 37.

Таблица 37

№ п/п	Тип проводов	Коэффициент условий работы
	Несущие тросы цепных контактных подвесок марки:	
I	Сталемедные (ПБСМ)	0,75
2	Сталеалюминиевые биметаллические (ПБСА)	0,75
3	Медные (М)	0,9
	Свободно подвешенные провода марки:	
4	Алюминиевые (А)	0,8
5	Сталеалюминиевые комбинированные (АС)	0,8

6.60. Исходный расчетный режим при механическом расчете проводов контактной сети следует определять по критическому пролету или критической нагрузке, исходя из максимальных за срок службы действующих нагрузок и натяжения проводов.

6.61. Величину наибольшего допускаемого по прочности натяжения проводов необходимо определять, исходя из условия, что

максимальное за срок службы провода натяжение при любом исходном расчетном режиме во всех климатических районах должно быть одинаковым.

6.62. Наибольшее допустимое по прочности значение натяжения свободно подвешенных проводов и несущих тросов контактных подвесок определяют в зависимости от расчетного режима и марки провода по выражению

$$H_{доп} = \frac{R}{K_з K_н},$$

где R – величина разрушающей нагрузки при растяжении провода, принимаемая по государственным стандартам или заводским сертификатам;

$K_з$ – коэффициент запаса прочности принимаемый по "Правилам технического обслуживания и ремонта контактной сети электрифицированных железных дорог" для многопроволочных проводов равным 2;

$K_н$ – коэффициент надежности по назначению, принимаемый по табл. 38.

Величину наибольшего допускаемого натяжения несущих тросов и свободно подвешенных проводов следует принимать по табл. 39.

6.63. Для новых марок несущих тросов контактных подвесок и одиночно подвешенных проводов, не приведенных в табл. 38, коэффициент надежности по назначению может быть выражен формулой

$$K_н = \frac{\gamma_f \cdot K_o}{m \cdot K_{пу} \cdot K_з},$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый по табл. 40 или определяемый по пункту 6.66;

K_o – коэффициент надежности по материалу, принимаемый по табл. 40;

m – коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 28;

$K_{пу}$ – коэффициент, равный отношению предела упругости материала провода к его временному сопротивлению при растяжении, принимают по табл. 40.

6.64. В исходном расчетном режиме при нормативных нагрузках следует принимать величину наибольшего допускаемого по прочности натяжения провода $H_{доп}$.

Таблица 38

Расчетный режим	Климатический район	Коэффициенты надежности по назначению для свободно подвешенных проводов и марок несущих тросов полукомпенсированных цепных контактных подвесок				
		(ПБСМ)	(ПБСА)	(М)	(А)	(АС)
Наибольшая ветровая нагрузка	-	I,50	I,45	I,I0	I,35	I,55
Низшая температура воздуха	-	I,45	I,35	I,05	I,35	I,50
Наибольшая нагрузка от гололеда с ветром	I-II	I,45	I,35	I,05	I,35	I,50
	III-IУ	I,55	I,50	I,I0	I,50	I,85
	У	I,65	I,60	I,20	I,75	2,I5

Примечания: I. Для несущих тросов компенсированных контактных подвесок величину $K_н$ следует принимать равной I,50 для троса марки ПБСМ; I,45 для ПБСА; I,I0 для М.

2. Значения коэффициентов надежности по назначению определены для коэффициента запаса прочности 2

Таблица 39

Расчетный режим	Климатический район	Наибольшее допускаемое натяжение, кН, при марках несущих тросов полукомпенсированных контактных подвесок и свободно подвешенных проводов											
		ПБСМ-70	ПБСМ-95	ПБСА-50/70	М-120	М-95	А-120	А-150	А-185	АС-25/4,2	АС-35/6,2	АС-50/8	АС-70/11
Наибольшая ветровая нагрузка	-	16,67	19,60	18,62	19,60	15,68	7,35	8,33	10,29	2,94	4,41	5,39	7,35
Низшая температура воздуха	-	16,66	20,58	19,60	20,58	16,66	7,35	8,33	10,29	2,94	4,41	5,39	7,84
Наибольшая нагрузка от гололеда	I-II	16,66	20,58	19,60	20,58	16,66	7,35	8,33	10,29	2,94	4,41	5,39	7,84
	III-IV	15,68	19,60	17,64	19,60	15,68	6,37	7,35	9,31	2,45	3,49	4,41	6,37
	У	14,70	17,29	16,66	18,62	14,70	5,39	6,37	7,84	1,96	2,94	3,92	5,39

Примечание. Для несущих тросов компенсированных контактных подвесок величину номинального натяжения следует принимать равной 17 для ПБСМ-70-16; 19,60 для М-120; 62 для ПБСА-50 70-18; 90 кН для ПБСМ-95-16.

Таблица 40

Параметр	Значения коэффициентов надежности для проводов контактной сети							
	несущих тросов цепных контактных подвесок						свободно подвешенных проводов	
	полукомпенсированных марок			компенсированных марок				
	(ПБСМ)	(ПБСА)	(М)	(ПБСМ)	(ПБСА)	(М)	(А)	(АС)
Коэффициент надежности по материалу K_o	I,02	I,I2	I,02	I,02	I,I2	I,02	I,04	I,03
Коэффициент K_{ny}	0,52	0,57	0,60	0,52	0,57	0,60	0,53	0,45
Коэффициент надежности по нагрузке K_n при расчетном режиме:								
наибольшей ветровой нагрузки	I,I5	I,I0	I,I5	I,I5	I,I0	I,I5	I,I0	I,I0
низшей температуры воздуха	I.I0	I,05	I,I0	I,I5	I,I0	I,I5	I,I0	I,05
наибольшей нагрузки от гололеда с ветром в районе по толщине стенки гололеда:								
I-II	I,I0	I,05	I,I0	I,I5	I,I0	I,I5	I,I0	I,05
III-IУ	I,20	I,I5	I,I5	I,I5	I,I0	I,I5	I,20	I,30
У	I,25	I,20	I,25	I,I5	I,I0	I,I5	I,40	I,50

6.65. Максимальное за срок службы натяжение провода равно наибольшему допускаемому натяжению при исходном расчетном режиме, умноженному на соответствующий коэффициент надежности по нагрузке

$$T_{max} = H_{доп} \cdot \gamma_f$$

6.66. Для расчетных условий, отличающихся от принятых в табл. 35, коэффициент надежности по нагрузке

$$\gamma_f = \frac{1+3,3\sqrt{\nu^2 + \mu^2 - 3,3^2 \nu^2 \mu^2}}{(1-3,3^2 \nu^2)} \cdot \frac{1-3\nu}{1+1,3\mu},$$

где μ – коэффициент вариации натяжения провода, учитывающий изменчивость климатических нагрузок, колебания провода, случайное отклонение натяжения провода при монтаже;

ν – коэффициент вариации предела упругости материала провода, бывшего в эксплуатации.

6.68. Расчет проводов контактной сети выполняют на прочностные характеристики провода в конце срока его службы

6.69. Напряжения в проводе не должны превышать величины предела упругости материала провода.

6.70. Наименьшее за время эксплуатации провода значение разрушающей нагрузки

$$R_м = R \cdot m / K_0.$$

6.71. Для новых марок несущих тросов контактных подвесок и свободно подвешенных проводов, не приведенных в табл. 35, коэффициент надежности по материалу

$$K_0 = \frac{1 - \gamma_2 \nu}{1 - 3\nu},$$

где $\gamma_2 = (1 - \frac{R}{\bar{R}}) \frac{1}{\nu}$ – число стандартов распределения разрушающей при растяжении провода нагрузки, определяющее значение $\bar{R}$, принятое в государственных стандартах.

Здесь $\bar{R}$ – среднее значение разрушающей нагрузки.

Значения $\bar{R}$ и ν определяют на основании экспериментальных исследований прочности проводов при растяжении.

Приложение I
Справочное

ПРИМЕР ОЦЕНКИ НАДЕЖНОСТИ ЭЛЕМЕНТА НИЖНЕГО ПОЯСА ТИПОВОЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОЙ ФЕРМЫ ПОД I ПУТЬ КОНСТРУКЦИИ ГИПРОТРАНСМОСТА

Оценивается надежность элемента нижнего пояса ($H_4 - H_6$) фермы, представленной на рисунке.

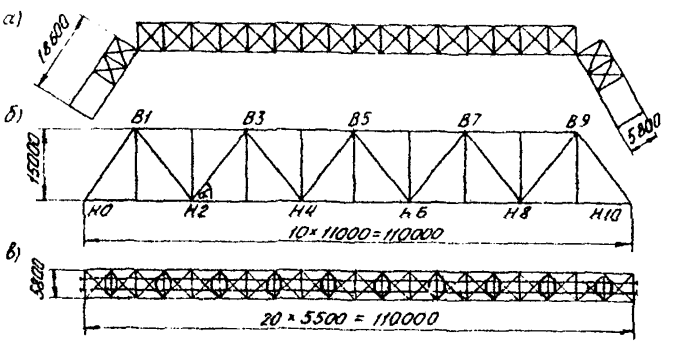


Схема пролетного строения

Геометрические характеристики элемента, прочностные характеристики материала, а также данные по нагрузкам и напряжениям взяты из типового проекта.

Поперечное сечение элемента - коробчатое с площадью поперечного сечения A_n - 461,8 см^2.

Площадь линии влияния ω - 100,89 м.

Материал - сталь 15ХСНД с нормативным значением прочности $R_н$ 3065 кг/см^2.

Расчетное значение прочности $R_ф$ - 2700 кг/см^2.

Коэффициент надежности по материалу

$$\gamma_R = \frac{3065}{2700} = 1{,}135.$$

Интенсивность постоянной нагрузки g_p - 2,8 т/м.

Интенсивность нормативной временной нагрузки v - 7 т/м.

Нормативное усилие от постоянной нагрузки

$$N_н^п = \gamma_р \cdot \omega = 282{,}36 \text{ т.}$$

Расчетное усилие от постоянной нагрузки

$$N_р^п = N_н^п \cdot \gamma_с = 310{,}6 \text{т.}$$

Нормативное усилие от временной нагрузки

$$N_н^в = \gamma \omega = 705 \text{т.}$$

Расчетное усилие от временной нагрузки $N_р^в$ (коэффициент надежности γ равен I,I2, динамический коэффициент $(1+\mu)$ равен I,2)

$$N_р^в = \gamma_f (1+\mu) \cdot N_н^в = 948{,}6 \text{ т.}$$

Напряжение в элементе от воздействия нормативных нагрузок $\sigma_н$

$$\sigma_н = \frac{N_н^п + N_н^в}{A_п} = 2144{,}5 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в элементе от воздействия расчетных нагрузок

$$\sigma_р = \frac{N_р^п \cdot N_р^в}{A_п} = 2726{,}72 \text{ кг/см}^2.$$

Коэффициент надежности по напряжению $\gamma_{f_\sigma} = 1{,}271$.

Среднее значение напряжений в элементе, стандарт и коэффициент вариации определяются в соответствии с п.5.10 настоящей методики по формулам 38.

$$\bar{\sigma} = 2144{,}5 \frac{3 - 1{,}271 \cdot 1{,}65}{3 - 1{,}65} = 1434{,}23 \text{ кг/см}^2.$$

$$\sigma_\sigma = 2144{,}5 \cdot \frac{1{,}271 - 1}{3 - 1{,}65} = 430{,}5 \text{ кг/см}^2.$$

$$\psi_\sigma = \frac{1{,}271 - 1}{3 - 1{,}271 \cdot 1{,}65} = 0{,}3.$$

Среднее значение, стандарт и коэффициент вариации прочности стали 15ХСНД определяют в соответствии с п. 4.2. по формулам 26:

$$\bar{R} = 3065 \cdot \frac{3 - 1{,}65/1{,}135}{3 - 1{,}65} = 3510 \text{ кг/см}^2.$$

$$\sigma_R = 3065 \cdot \frac{1 - 1/1{,}135}{3 - 1{,}65} = 270 \text{ кг/см}^2.$$

$$\nu = \frac{1 - 1/1{,}135}{3 - 1{,}65/1{,}135} = 0{,}077.$$

Затем среднее значение напряжений корректируют с учетом коэффициента надежности по назначению γ_n^I, определяемого по табл. 20. При коэффициенте вариации несущей способности $\nu_R = 0{,}77$ и коэффициенте вариации напряжений $\varphi = 0{,}3$ $\gamma_n^I = 0{,}957$ для 2-го класса надежности (определено по интерполяции).

С учетом корректировки:

$$S_\rho' = S_\rho \gamma_n^I = 2726{,}72 \cdot 0{,}957 = 2608{,}93 \text{ кг/см}^2.$$

Отношение $\gamma_c = \frac{S_\rho'}{S_H}$ равно 1,217.

После корректировки величина среднего значения и стандарт напряжений составят:

$$\bar{\sigma}' = 2144{,}5 \frac{3 - 1{,}65 \cdot 1{,}217}{3 - 1{,}65} = 1706{,}8 \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma_\sigma = 2144{,}5 \frac{1{,}217 - 1}{3 - 1{,}65} = 282 \text{ кг/см}^2.$$

Характеристику безопасности определяем в соответствии с п. 3.5:

$$\gamma = \frac{3510 - 1706{,}8}{\sqrt{270^2 + 282^2}} = 4{,}621.$$

По таблице функции Лапласа $\Phi(\gamma) = 0{,}999995$.

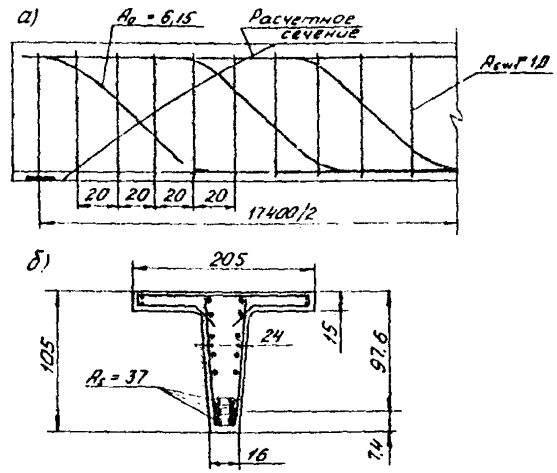
$$\rho = \frac{\Phi(\gamma) + 1}{2} = \frac{0{,}999995 + 1}{2} = 0{,}9999975.$$

Уровень надежности оцениваемого элемента выше нормативного для элементов стальных железнодорожных мостов 2 класса надежности.

Приложение 2
Справочное

ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ МОСТОВОЙ АВТОДОРОЖНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ ПРОЛЕТОМ 17,4 м (ТИПОВОЙ ПРОЕКТ ИНВ. № 710/5)

Оценивалась надежность нормальных и наклонных сечений железобетонной балки пролетом 17,4 м (рисунок). Материал - бетон класса В35, арматура класса А-I и А-III.



Общий вид (а) и схема армирования железобетонной балки (б) типового проекта (инв.№ 710/5)

Исходные характеристики бетона и арматурной стали определены по СНиП 2.05.03-84, СНиП 2.03.01-84 и приведены в табл.1.

Геометрические параметры арматуры и бетона в расчетном сечении балки вычислены на основе данных типового проекта. Так, в обозначениях СНиП 2.05.03-84 и настоящих Рекомендаций имеем:

$A_s = 37$ см^2; $A_{sw1} = 1,00$ см^2; $A_{a1} = 6,15$ см^2; $C_o = 2h_o$;
$h_f' = 16,3$ см^2; $h = E_s/E_b = 6,04$; $h_o = 97,6$ см; $S = 20$ см.

Таблица 1

Параметры	Бетон			Арматура		
	Прочность, кг/см^2		Модуль упругости	Прочность, кг/см^2		Модуль упругости
	сжатие	растяжение		поперечная	продольная	
Нормативное значение	226,3	I8,4	$0,33I \cdot I0^6$	4000	2400	$2,0 \cdot I0^6$
Расчетное значение	I73,0	I2,2	-	3750	I800	-

Статистические характеристики внешней нагрузки определены по данным типового проекта (инв. № 7I0/5) под габарит движения транспорта Г I0,5 + 2xI,0; СНиП 2.05.03-84 и с учетом настоящих Рекомендаций (р. 5,6).

Результаты приведены в табл. 2.

Таблица 2

Параметры усилий	Поперечная сила $Q_{бн}$, т	Изгибающий момент $M_{бн}$, тм
Нормативное значение	72,I7	I09,7I
Расчетное значение	87,58	I34,83
Среднее значение	53,34	79,00
Среднее квадратическое отклонение	2,77	4,52
Коэффициент вариации	0,052	0,052

По формулам расчета прочности нормальных сечений (СНиП 2.05-03-84) определяем предельный изгибающий момент:

по нормативным характеристикам:

$$x = \frac{R_{sn} A_s}{R_{бn} b} = \frac{4000 \cdot 37}{236,3 \cdot 90} = 7,27 \text{ см},$$

$$M_n = R_{bn} b x (h_o - 0{,}5x) = 226{,}3 \cdot 90 \cdot 7{,}27 (97{,}6 - 0{,}5 \cdot 7{,}27) =$$

$$= 139{,}13 \text{ тм};$$

то же по расчетным характеристикам:

$$x_p = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{3750 \cdot 37}{173{,}0 \cdot 90} = 8{,}91 \text{ см},$$

$$M_p = 173{,}0 \cdot 90 \cdot 8{,}91 \ (97{,}6 - 0{,}5 \cdot 8{,}91) = 129{,}22 \text{ тм}.$$

Предельную несущую способность наклонных сечений железобетонных элементов с поперечной арматурой Q_{lim} рассчитывают по формуле

$$Q_{lim} = Q_{b1} + Q_{sw} + Q_{sj},$$

где Q_{b1} – поперечная сила в сжатой при изгибе зоне бетона над критической наклонной трещиной;

Q_{sw} – сумма проекции усилий на вертикальную ось элемента всей арматуры, пересеченной трещиной;

Q_{sj} – величина нагельного усилия в продольной арматуре.

I. Определим нормативную несущую способность балки по наклонному сечению Q_{lim}^{n}.

Нормальные напряжения σ_{bx} под наклонной трещиной составят

$$\bar{\sigma}_{bx} = (0{,}35 \ell g R_{bn} - 0{,}175) R_{bn} = (0{,}35 \ell g \ 226{,}3 - 0{,}175) \ 226{,}3 =$$

$$= 146{,}9 \text{ кг/см}^2.$$

Напряженное состояние балки в нормальном сечении, проходящем через вершину наклонной трещины

$$x_o = \frac{2 h_o n A_s + b h_n^2}{2 (n A_s + b h_n)} = \frac{2 \cdot 97{,}6 \cdot 6{,}04 \cdot 37 + 90 \cdot 16{,}3^2}{2(6{,}04 \cdot 37 + 16{,}3 \cdot 90)} = 20 \text{ см};$$

$$x_2 = \frac{R_{sn} A_s - R_{bn} b x_o}{\bar{\sigma}_{bx} b - 2 R_{bn} b} + \sqrt{\left(\frac{R_{sn} A_s - R_{bn} b x_o}{\bar{\sigma}_{bx} b - 2 R_{bn} b}\right)^2 - \frac{\bar{\sigma}_{bx} (x_o - h_n)(b_1 - b)}{\bar{\sigma}_{bx} b - 2 b R_{bn}}} = 18{,}58 \text{ см};$$

$$x_1 = x_o - x_2 = 20 - 18{,}58 = 1{,}42 \text{ см}.$$

Нормальные напряжения σ_{by} от колеса НК-80:

$P_{1k} = 10^4$ кг; $\ell_{on} = 20$ см; $b_c = 80$ см; $y_1 = 0$; $y_2 = y_1 + \ell_{on}$

$$\sigma_{by} = \frac{P_{1k}}{\pi \ell_{on} b_c}\left[arctg\,\frac{x_1}{y_1} - \frac{x_1 y_1}{x_1^2 + y_1^2} - arctg\,\frac{x_1}{y_2} + \frac{x\,y_2}{x_1^2 + y_2^2}\right] = 0{,}312 \text{ МПа.}$$

Касательные напряжения $\bar{\tau}_b^{пр}$ у вершины наклонной трещины:

$$K_1 = \frac{0{,}58 \cdot R_{bn} - 0{,}7 \cdot R_{btn}}{\ln(1{,}58 + 0{,}7 R_{b+n}/R_{bn})} = \frac{0{,}58 \cdot 226{,}3 - 0{,}7 \cdot 18{,}4}{\ln(1{,}58 + 0{,}7 \cdot 18{,}4/226{,}3)} = 24{,}02 \text{ МПа.}$$

$$K = 0{,}72 + 0{,}62\,(R_{b+n}/R_{bn}) = 0{,}72 + 0{,}62(18{,}4/226{,}3) = 0{,}7704.$$

$$T = 0{,}7 \cdot R_{b+n} + K_1 \ln(1 + 0{,}7\,\frac{R_{b+n}}{R_{bn}} + 0{,}87\,\frac{\bar{\sigma}_{bx}^{пр} + \sigma_{by}}{R_{bn}}) \quad 13{,}078 \text{ МПа.}$$

$$\bar{\tau}_b^{пр} = \sqrt{T^2 K^2 - 1/3(\bar{\sigma}_{bx}\,\bar{\sigma}_{bx} + \sigma_{by}^2 - \bar{\sigma}_{bx}\,\sigma_{by}} = 5{,}575 \text{ МПа.}$$

Поперечная сила в бетоне сжатой зоны Q_{b1} может быть определена по следующей формуле:

$$Q_{b1} = \frac{2}{3} - \bar{\tau}_b^{пр} \cdot A_{b1},$$

где A_{b1} – площадь сжатой зоны бетона над наклонной трещиной;
$\bar{\tau}_b^{пр}$ – предельные касательные напряжения в бетоне.

$$Q_{b1} = 2/3 \cdot 55{,}75 \cdot 90 \cdot 1{,}420 = 4{,}75 \text{ т.}$$

Усилия в поперечной арматуре, пересеченной наклонной трещиной, определяют из следующего выражения:

$$Q_{sw} = Q_o + Q_x = n_o R_{sn} A_o \sin\alpha + n_{sw} R_{swn} A_{sw} =$$

$$= 4 \cdot 4000 \cdot 6{,}15 \cdot 0{,}5127 + 2400 \cdot 1{,}02 \cdot 2 \cdot 97{,}6/20 = 73{,}874 \text{ т,}$$

где $n_o = 4$ – число отгибов продольной арматуры;

$\sin\alpha = 0{,}5127$; $h_{sw} = c_o/s = 2h_o/s$.

Нагельный эффект в продольной арматуре вычисляют следующим образом:

$$Q_{sz} = M_{b_2}/C_o,$$

$$M_{b_2} = 0{,}5\,(\bar{\sigma}_{bx} + \frac{x_o - h_n}{x_o}\,\bar{\sigma}_{bx})\,b\,(h_n - x_1)(h_o - x_1 - 0{,}5\,x_2) =$$

$$= 10{,}47 \cdot 10^6 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$Q_{sj} = \frac{10,47 \cdot 10^6}{2 \cdot 97,6} = 53,64 \text{ т.}$$

Нормативная несущая способность балки по наклонному сечению составит:

$$Q^{n}_{lim} = Q_{b1} + Q_{sw} + Q_{sj} = 4,75+73,874+53,64 = 132,264 \text{ т.}$$

2. Предельную несущую способность наклонных сечений вычисляют по расчетным характеристикам Q_{lim}:

$$\bar{\sigma}_{bx} = (0,35 \ \ 173 - 0,175) = 105,24 \text{ кг/см}^2;$$

$$x_o = 20 \text{ см;}$$

$$x_2 = \frac{3750 \cdot 37 - 173 \cdot 90 \cdot 20}{105,24 \cdot 90 - 2 \cdot 173 \cdot 90} + \sqrt{\left(\frac{3750 \cdot 37 - 173 \cdot 90 \cdot 20}{105,24 \cdot 90 - 2 \cdot 173 \cdot 90}\right)^2 - \frac{105,24(20-16,3)^2 (20-90)}{105,24 \ 90 - \ 2 \cdot 90 \cdot 173}} = 15,64 \text{ см;}$$

$$x_1 = x_o - x_2 = 20-15,64 = 4,36 \text{ см.}$$

Нормальные напряжения σ_{bq} от колеса НК-80:

$$\sigma_{bq} = \frac{10 \cdot 10^3}{20 \ 80}\left[arctg \frac{4,36}{0} - 0 - arctg \frac{4,36}{20} + \frac{20 \cdot 4,36}{20^2+4,36^2}\right] = 3,12 \text{ кг/см}^2;$$

$$\varkappa_1 = \frac{0,58 \cdot 173 - 0,7 \cdot 12,2}{(1,58 + 0,7 \cdot 12,2/173)} = 188,04;$$

$$\bar{\varkappa} = 0,72 + 0,62 \ 12,2/173 = 0,764;$$

$$\gamma = 0,7 \cdot 12,2 + 188,04 \ \ ln(1+0,7 \cdot 12,2/173+0,87 \frac{105,24+3,12}{173}) = 96,42;$$

$$\bar{\tau}_b^{np} = \sqrt{96,42^2 \cdot 0,764^2 - 1/3(105,24^2+3,12^2-105,24 \cdot 3,12)} = 40,27 \text{ кг/см}^2.$$

Предельные поперечные усилия в сжатом бетоне

$$Q_{b1} = 2/3 \cdot 40,27 \cdot 4,36 \cdot 90 = 10,53 \text{ т.}$$

Усилия в поперечной арматуре

$$Q_{sw} = Q_o + Q_x = 4 \cdot 3000 \cdot 6,15 \cdot 0,5127 + 1800 \cdot 1,0 \cdot 2,97,6/20 =$$

$$= 55,136 \text{ т.}$$

Вычисление нагельного усилия в продольной арматуре:

$$M_{б_2} = 0,5 \cdot (105,24 + 24,9)\ 90 \cdot 11,94(97,6 - 4,36 - 0,5 \cdot 11,94) =$$

$$= 6,102 \cdot 10^6 \text{ кг} \cdot \text{см.}$$

$$Q_{сд} = M_{б_2} / C_o = \frac{6,102 \cdot 10^6}{2 \cdot 97,6} = 31,261 \text{ т.}$$

Предельная расчетная несущая способность наклонного сечения

$$Q^{p}_{lim} = 10,53 + 55,136 + 31,26 = 96,93 \text{ т.}$$

3. Оценка надежности по прочности наклонных и нормальных сечений железобетонной балки.

Коэффициент надежности по несущей способности:

$$\gamma_m^Q = \frac{Q^{n}_{lim}}{Q^{p}_{lim}} = \frac{132,264}{96,930} = 1,3645 \text{ (наклонные сечения);}$$

$$\gamma_m^M = \frac{M^{н}}{M^{p}} = \frac{139,130}{129,220} = 1,0767 \text{ (нормальные сечения).}$$

Характеристики распределения несущей способности наклонных сечений определены по формуле (29).

Коэффициент вариации

$$\gamma_Q = \frac{1 - 1/\gamma_Q}{\gamma_R^{p} - \gamma_R^{н}/\gamma_m^{Q}} = \frac{1 - 1/1,3645}{3 - 1,65/1,3645} = 0,149.$$

Среднеквадратическое отклонение

$$\sigma_{Q_{сеч}} = Q^{н}\ \frac{1 - 1/\gamma_Q}{\gamma_R^{p} - \gamma_R^{н}} = 132,264;\ \frac{1 - 1/1,3645}{3 - 1,65} = 26,17.$$

Среднее значение

$$\bar{Q}_{сеч} = Q^{н}\ \frac{\gamma_R^{p} - \gamma_R^{н}/\gamma_m^{Q}}{\gamma_R^{p} - \gamma_R^{н}} = 132,264;\ \frac{3 - 1,65/1,3645}{3 - 1,65} = 175,45 \text{ т.}$$

Характеристики распределения несущей способности нормальных сечений:

Коэффициент вариации $v_M = 0,04855$.

Среднеквадратическое отклонение $\sigma_{M_{сеч}} = 7,3416$.

Среднее значение $\bar{M}_{сеч} = 151,24$ тм.

Расчет вероятности безотказной работы.

Для нормальных сечений по табл. 18 определяем коэффициент надежности $\gamma_n^I = 0,951$ (2 класс надежности). Тогда произведение расчетного значения усилия в нормальном сечении от внешней нагрузки M^{P1} на γ_n^I составит:

$$M^{P1} = \gamma_n' M^P = 0,951 \cdot 134,83 = 128,22 \text{ тм.}$$

Отношение $\frac{M^{P1}}{M^H}$, γ_f' равно

$$\gamma_{f_M}' = \frac{M^{P1}}{M^H} = \frac{128,22}{109,71} = 1,169.$$

Уточненное с учетом γ_{f_M}' и формул (38) среднее значение нагрузки

$$\bar{M}' = 109,71 \frac{3 - 1,65\ 1,169}{3 - 1,65} = 87,05 \text{ тм.}$$

Среднеквадратическое отклонение

$$\sigma_M' = 109,71 \frac{1,169 - 1}{3 - 1,65} = 13,73 \text{ тм.}$$

Характеристика безопасности в соответствии с п. 3.5:

$$\gamma_{нор} = \frac{\bar{M}_{сеч} - \bar{M}}{\sqrt{\sigma_{M'}^2 + \sigma_{сеч}^2}} = \frac{151,24 - 87,05}{\sqrt{13,73^2 + 7,3416^2}} = 4,12.$$

Функция Лапласа $\Phi(\gamma_{нор}) = 0,999962$.

Вероятность безотказной работы балки по нормальному сечению

$$P_{нор} = 0,5\ (1 + \Phi(\gamma_{нор})) = 0,999981.$$

Для наклонных сечений по табл. 20 определяем $\gamma_n^I = 0,908$ (2 класс надежности). Произведение расчетного усилия на γ_n^I составит:

$$Q^{P1} = 0,908 \cdot 87,58 = 79,52 \text{ т.}$$

Отношение $\frac{Q^{P1}}{Q^H}$:

$$\gamma'_{fQ} = \frac{79,52}{72,17} = 1,102 .$$

Уточненные с учетом γ'_{fQ} и формул (38):

Среднее значение

$$\bar{Q}' = 72,17 \frac{3 - 1,65\ 1,102}{3-1,65} = 63,17 \text{ т.}$$

Среднеквадратическое отклонение

$$\sigma'_Q = 72,17 \frac{1,102-1}{3-1,65} = 5,453 \text{ т.}$$

Характеристика безопасности в соответствии с п. 3.5.

$$\gamma_{нак} \frac{\bar{Q}_{сеч} - \bar{Q}'}{\sqrt{\sigma^2_{Q'} + \sigma^2_{сеч}}} = \frac{175,45 - 63,17}{\sqrt{26,17^2+5,453^2}} = 4,20.$$

Функция Лапласа $\Phi(\gamma_{нак}) = 0,9999733.$

Вероятность безотказной работы балки по наклонному сечению

$$P_{нак} = 0,5 (1 + \Phi(\gamma_{нак})) = 0,99998665.$$

ВЫВОД. Несущая способность железобетонной балки по нормальному и наклонному сечениям обеспечена. Уровень надежности оцениваемой балки больше нормативного (п.2.6) для железобетонных мостов 2-го класса надежности.

Приложение 3
Справочное

ПРИМЕР РАСЧЕТА ТОННЕЛЬНОЙ КРЕПИ С ОПРЕДЕЛЕНИЕМ КОЭФФИЦИЕНТОВ НАДЕЖНОСТИ

Краткие сведения о программе

Программа "Оценка надежности комбинированной анкер-набрызг-бетонной крепи" предназначена для определения коэффициентов надежности, характеристики безопасности и вероятности безотказной работы комбинированной анкер-набрызг-бетонной крепи по статистическим данным, полученным методом Монте-Карло.

В программе при расчете усилий, возникающих в анкерах и набрызг-бетоне, учитывается несущая способность окружающего выработку грунта. Расчет конструкции в этом случае производится в режиме взаимовлияющих деформаций грунта и крепи. Нагрузка, действующая на крепь, определяется из решения контактной задачи конструкции и массива.

Для данной модели система коэффициентов запаса в настоящее время еще не разработана.

Программа может быть использована при оценке надежности комбинированной крепи в условиях, когда нельзя не учитывать несущую способность окружающего выработку грунта, это относится к тоннелям, проходка которых осуществляется в скальном массиве.

Программа написана на языке ФОРТРАН для машин серии ЕС В ОС. Внешняя память в виде дисков и лент не используется. Программа содержит 185 операторов. Максимальный объем памяти: 100 К. Время трансляции, редактирования и счета контрольного примера на ЕС-1033 6 мин.

Программа состоит из головной программы и подпрограмм:

YPC – для организации вычисления параметров и теоретических частот нормального распределения;

H – для вычисления коэффициента χ-квадрат;

ASM – для вычисления среднего и среднего квадратического;

AKP – для вычисления коэффициентов запаса.

Программа использует подпрограммы математического обеспечения машин серии ЕС:

INDTR2 и AINTP – для вычисления теоретических частот и интеграла вероятности нормального закона;

RRTEM – для нахождения корней трансцендентного уравнения;

GAUSS – для получения случайных чисел, распределенных нормально.

Описание задачи

Для определения напряжений, возникающих в элементах крепи была выбрана следующая модель:

грунт заменяется упругопластической средой;

бытовые напряжения равнокомпонентные;

выработка заменяется круговым вырезом;

набрызг-бетон заменяется упругим кольцом, вставленным в вырез;

анкера заменяются упругими стержнями, один конец которых закреплен в глубине массива, а другой – на поверхности выреза.

В процессе взаимодействия крепи и грунта в анкерах возникают усилия F_1, а в набрызг-бетоне F_2. Из условия совместности деформаций крепи и грунта и уравнения равновесия элементов крепи было получено соотношение

$$F = f(L),$$

где $F = F_1 + F_2$, L – параметры, входящие в расчет: характеристики крепи, грунта и материала, из которого изготовлена крепь.

Вероятность безотказной работы за время при нормальном законе распределения случайной величины определяется по формуле

$$P(T) = \int_{-\infty}^{T} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left[-\frac{(S-\bar{X})^2}{2\sigma}\right] dS,$$

где $\bar{X}$ и σ – среднее и среднее квадратичное F_1 или F_2

Значения параметров L принимаются случайными величинами и изменяются по нормальному закону. Средние значения и средние квадратичные отклонения их являются параметрами этого закона и взяты из СНиПа.

Исходными данными к программе являются:

средние значения параметров, входящих в расчет;

коэффициенты вариации этих параметров.

Результатами решения являются:

математическое ожидание, среднее квадратичное отклонение и коэффициент вариации усилий, возникающих в анкере и набрызг-бетоне;

коэффициенты надежности и безопасности.

Контрольный пример

Для контрольного примера был выбран случай, когда сравнивались коэффициенты надежности двух крепей, отличающихся количеством анкеров и толщиной набрызг-бетона при прочих равных условиях.

NU		GAMMA		RPA		RCH
0,282E+00		0,220E-02		0, 56E+04		0,30IE+03
E	RK	H	R	P2Z	NAH	NOTK
0,5E+04	0,5	0,IE+05	2I0	2,0	I9	I822

Показатели			
Вероятность безотказной работы	0,96895	0,999989	0,9999985
Коэффициент запаса по напряжениям:			
набрызг-бетона	I,II6*	I,340	I,999
	I,252	2,2I8	2,285
анкера	I,204	I,784	I,8I7
	I,I07	I,597	I,626
Коэффициент однородности материала:			
набрызг-бетона	I,309	I,309	I,309
анкера	I,I43	I,I43	I,I43

* В числителе условной дроби даны менателе - для I9 анкеров при толщине набрызг-с9-ти анкеров совпадают.

ПРОГРАММА РАСЧЕТА НАДЕЖНОСТИ АНКЕР-НАБРЫЗГ-БЕТОННОЙ КРЕПИ

Исходные данные

NU	GAMMA	RO	RLZ	RH	EH	EA	TC	RPA	RCH
0,282E+00	0,220E-02	0,422E+00	0,634E+02	0,I47E+0I	0,I87E+06	0,23IE+07	0,405E+02	0, 56E+04	0,30IE+03

E	RK	H	R	HM	FA	ZYA	ZYH	A	P L	P	P1	P1Z	P2	P2Z	NAH	NOTK
0,5E+04	0,5	0,IE+05	2I0	5,0	6,6	I00,0	I00,0	80,0	98,2	6,9	3,6	8,3	4,5	2,0	I9	I822

Показатели	Значения коэффициентов надежности для анкера и бетона								
Вероятность безотказной работы	0,96895	0,99325	0,99976	0,99984	0,99988	0,99993	0,99998	0,999989	0,9999985
Коэффициент запаса по напряжениям:									
набрызг-бетона	I,II6*	I,I73	I,265	I,6I3	I,66I	I,7II	I,764	I,940	I,999
	I,252	I,32I	I,432	I,842	I,898	I,956	2,0I7	2,2I8	2,285
анкера	I,204	I,252	I,328	I,583	I,6I4	I,647	I,680	I,784	I,8I7
	I,I07	I,I47	I,2I0	I,425	I,452	I,479	I,508	I,597	I,626
Коэффициент однородности материала:									
набрызг-бетона	I,309	I,309	I,309	I,309	I,309	I,309	I,309	I,309	I,309
анкера	I,I43	I,I43	I,I43	I,I43	I,I43	I,I43	I,I43	I,I43	I,I43

* В числителе условной дроби даны значения коэффициентов для I5 анкеров при толщине набрызг-бетона I0 см ; в знаменателе – для I9 анкеров при толщине набрызг-бетона – 5 см ; значения коэффициентов в I-й и 2-х последних строках для I5-ти и I9-ти анкеров совпадают.

gost.e-ecolog.ru