

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства»

В.Н. Мигунов

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ
ИССЛЕДОВАНИЕ КОРРОЗИИ
И ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ С ТРЕЩИНАМИ
Часть 2**

Пенза 2013

УДК 624.21.012.4(043.3)

ББК 38.74

М57

Рецензенты: академик РААСН, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Теория сооружений и строительных конструкций» В.В. Петров (Саратовский государственный технический университет им. Ю.А. Гагарина);
доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Механика» А.И. Шеин (ПГУАС)

Мигунов В.Н.

М57 Экспериментально-теоретическое исследование коррозии и долговечности железобетонных конструкций с трещинами. Часть 2: моногр. / В.Н. Мигунов. – Пенза: ПГУАС, 2013. – 304 с.

ISBN 978-5-9282-0935-3 (Ч.2)

ISBN 978-5-9282-0931-5

Монография посвящена экспериментально-теоретическим исследованиям долговечности железобетонных конструкций с трещинами, эксплуатирующихся в различных агрессивных условиях. Монография состоит из двух частей.

Во второй части получено обоснование применения прямых и косвенных моделей железобетонных конструкций для моделирования железобетонных конструкций в различных средах. Проведён анализ исследований по моделированию железобетонных конструкций в агрессивных средах, в том числе с поперечными силовыми трещинами. Даны результаты длительных и кратковременных испытаний железобетонных элементов без трещин и с силовыми поперечными трещинами на их долговечность.

Книга представляет интерес для широкого круга специалистов, занимающихся вопросами долговечности железобетонных конструкций, с учётом реальных условий их эксплуатации, а также для студентов и магистров, обучающихся по направлению 270800 «Строительство».

ISBN 978-5-9282-0935-3 (Ч.2)

ISBN 978-5-9282-0931-5

© Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, 2013

© Мигунов В.Н., 2013

Глава 5. ИССЛЕДОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА МОДЕЛЯХ

5.1. Общая часть

Применение методов моделирования в изучении строительных конструкций упрощает или полностью исключает трудоёмкие и дорогостоящие экспериментальные испытания и позволяет снизить стоимость исследований до 10 раз [84]. Использование моделей строительных конструкций позволяет исследовать напряжённо – деформированное состояние вплоть до стадии разрушения. Особенно эффективно использование моделей при изучении работы железобетонных конструкций, испытывающих воздействие различных агрессивных сред.

Исследования прочностных и деформационных свойств железобетонных конструкций осуществляются следующими способами:

- на основе математического моделирования, рассматривающего решения систем уравнений, отображающих механические свойства конструкций. Математическое моделирование, являясь универсальным средством обобщения экспериментально накопленных фактов, позволяет совершенствовать методы расчета железобетонных конструкций на различного рода силовые и агрессивные воздействия внешней среды;
- непосредственно на самих конструкциях с помощью измерительной аппаратуры при их загрузке по определенной программе;
- на основе физического моделирования путем подбора какого-либо физического поля, например, электрического, однозначно отображающего механические свойства железобетонных конструкций;
- с помощью экспериментов на моделях железобетонных конструкций на основе механического подобия.

При испытании на модельных образцах подобие для моделей и её прототипов железобетонных элементов действует до достижения конструкцией предельных состояний по несущей способности, по деформации и трещинообразованию.

Задачи по исследованию железобетонных элементов, решаемые с помощью моделей, разделяются на четыре группы [84]:

- 1) прямые задачи анализа влияния отклика задаваемых параметров модели и её прототипа на действующие силы возмущения;
- 2) обратные задачи анализа определения величины возмущения по известным параметрам модели и её прототипа;
- 3) инверсные задачи определения параметров модели и её прототипа, при которых процессы в системе описываются дифференциальными уравнениями;

4) индуктивные задачи проверки научных гипотез через уточнение уравнений, описывающих деформационные процессы, происходящие в конструкциях. К этой группе задач относится и апробация программ (алгоритмов) для расчётов на персональных компьютерах.

Моделирование создаётся двумя системами: система оригинала (первая система) и система модели (вторая система). Эти системы связаны соотношениями подобия.

Теория подобия является теоретическим обоснованием физического и математического эксперимента. Являясь методологией эксперимента, теория подобия развивается по двум направлениям:

- статистическая обработка данных, характеризующаяся, как методика расчёта и построения достоверных характеристик на основе случайных величин опытных данных;

- теория планирования экспериментов, определяющая методику проведения пассивного и активного экспериментов [585, 586, 573, 291, 292, 7].

Теория подобия применяется:

- 1) при аналитическом определении зависимостей и соотношений в физико-математических задачах;

- 2) при создании моделей, воспроизводящих явления в их прототипах.

- 3) при обработке результатов экспериментальных исследований;

Основой теории подобия является анализ уравнений, математически описывающих изучаемые явления и анализ размерностей физических величин, характеризующих эти явления, так как моделирование требует соответствия математических соотношений (критериев подобия) у модели и её прототипа.

Моделирование бывает детерминированным, отражающим детерминированные процессы с однозначно определёнными причинами и следствиями, и стохастическим, отражающим вероятностные события. При стохастическом моделировании через вероятностный расчёт определяется средний суммарный результат некоторого числа однородных случайных явлений.

Математические модели являются основой планирования эксперимента по исследованию строительных конструкций. Натурное моделирование включает исследования строительных элементов в естественной природной среде, при специально подобранных подобных условиях. При натурном моделировании в исследуемый объект не вносятся специальные изменения и не создаются специальные установочные предпосылки, как это делается при физическом или математическом моделировании. Не обязательным для натурного моделирования является требование применения критериев подобия при обработке результатов экспериментов [84]. Физическое моделирование предусматривает наличие физического подобия, соединяющего полностью или частично природу изучаемых явлений. При

аналого-цифровом моделировании физика исследуемого процесса не сохраняется. Моделирование основывается на способности одних и тех же уравнений описывать различные по своей природе явления с выявлением различных функциональных связей.

5.2. Свойства подобных явлений

Моделирование во всех его видах и формах осуществляется на основе математических соотношений, то есть критериев подобия, количественно фиксирующих условия подобия и представляющих собой безразмерные значения комбинации параметров, численно одинаковые для всех подобных процессов [84].

Для процессов, описываемых дифференциальными и интегральными уравнениями, соотношения пропорциональности, используемые при установлении подобия, являются справедливыми как на малых, так и на больших участках изменения исследуемых функций. Поэтому, при нахождении условий подобия символы дифференцирования и интегрирования опускаются, из-за отсутствия размерности [84]:

$$\frac{d^n(m_x x)}{d(m_t t)^n} = \frac{m_x d^n x}{m_t^n dt^n}, \quad (5.1)$$

$$\int m_x x dx = m_x \int x dx, \quad (5.2)$$

или
$$\int m_x x d(m_y y) = m_x m_y \int x dy. \quad (5.3)$$

В уравнениях, используемых для выявления подобия, правило интегральных анализов позволяет отбрасывать все символы дифференцирования и интегрирования, заменяя, например, d^n/dx^n на $1/x^n$, $\int x dy$ на xy .

При условии соблюдения геометрического подобия при нахождении критериев подобия гармонический оператор Лапласа

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2},$$

где x, y, z – пространственные координаты, заменяются на $1/\ell^2$ (здесь ℓ – характерный размер). Символ grad соответственно заменяется на $1/\ell$, div grad на $1/\ell^2$ [84].

Подобию свойственны общие закономерности, отмеченные в первой и второй теоремах и в пяти дополнительных положениях к ним.

Первая теорема выявляет необходимые, но не достаточные свойства подобных систем, имеющих одинаковые критерии подобия [146, 197].

Вторая теорема, известная как π -теорема, представляет различные уравнения физического процесса в виде зависимостей между критериями подобия, т.е. уравнениями, связывающими безразмерные величины [84].

Первая и вторая теоремы подобия устанавливают соотношения между параметрами подобных явлений. Третья теорема о подобии или обратная теорема даёт способы реализации подобия при построении моделей и определяет условия однозначности, под которыми понимается группа параметров в виде чисел или функциональных зависимостей, выделяющих из всего возможного многообразия явлений данный вид конкретного явления. К этим условиям относятся факторы и условия, не зависящие от механизма самого явления [84]:

- а) геометрические свойства системы, в которой протекает процесс;
- б) физические параметры среды и тел, образующих систему;
- в) начальное состояние системы (начальные условия);
- г) граничные или краевые условия на границах системы;
- д) взаимодействие объекта и внешней среды.

К первому дополнительному положению относится положение о подобии сложных систем, ко второму – о подобии нелинейных систем, к третьему – о подобии анизотропных или неоднородных систем, к четвёртому – о подобии физических явлений при отсутствии геометрического подобия, к пятому – о подобии при вероятностном характере изучаемых явлений.

В соответствии с теоремами подобия критерии подобия определяются тремя способами:

- в приведении уравнений физического процесса к безразмерному виду;
- в использовании π -теоремы в случаях, когда известны только параметры, участвующие в исследуемом процессе, а уравнения процесса неизвестны;
- в модификации первого и второго способов.

Определение критериев подобия первым способом (с помощью приведения уравнения к безразмерному виду способом интегральных аналогов) является наиболее простым и поэтому часто применяется на практике. Он основывается на свойстве физических уравнений, определяющем одинаковый характер размерности относительно основных единиц измерения всех членов уравнения физического процесса. Первый способ определения критериев подобия применим не только к алгебраическим, но и дифференциальным и интегральным уравнениям, из-за не влияния операций дифференцирования и интегрирования на однородность уравнения.

Определение критериев подобия вторым способом на основе анализа размерностей (π -теорема) включает проведение следующих расчётных операций:

- выявление m параметров, характеризующих изучаемый процесс;

- составление матрицы размерностей m параметров;
- установление числа k независимых между собой параметров;
- представление описания изучаемого явления в критериальной форме $f(\pi_1, \pi_{s-k}, \pi_{m-k}) = 0$;
- составления выражения $m-k$ критериев подобия во всех формах записи.

Определение критериев подобия третьим способом является следствием основных двух теорем подобия и заключается в построении своей системы измерений для каждого изучаемого явления [84].

5.3. Способ уменьшения набора переменных. Анализ размерностей

Главной методической задачей при экспериментальных исследованиях в строительстве является уменьшение числа изучаемых переменных. Кроме уменьшения трудоёмкости и стоимости исследований это способствует повышению их качества. Используемый, например, для построения графика по некоторой совокупности экспериментальных точек метод наименьших квадратов максимально упрощается, когда неопределённость связана только с одной из переменных – x или y , а не с обеими. При этом две ошибки в переменных концентрируются только в одной из них [547].

Самым эффективным способом получения компактности плана эксперимента является использование анализа размерностей, который значительно уменьшает число переменных в рассматриваемой задаче. Согласно π -теореме число переменных определяется величиной выбранных основных размерностей. Выбор в эксперименте трёх размерностей способствует уменьшению числа переменных на три единицы.

Масштабы размеров строительных конструкций, свойства материалов модели и прототипа, прикладываемые нагрузки определяются условиями подобия. Масштабные коэффициенты получаются из законов подобия двумя способами. Первый способ получения законов подобия является более общим и заключается в использовании метода размерного анализа. Он применим для любого явления, включая динамические нагрузки. Второй – предусматривает использование законов строительной механики, т.е. статического равновесия, совместности деформаций и физических соотношений напряжение – деформация.

Использование метода размерного анализа основано на принципе безразмерности относительных деформаций и соответствии одинаковых их численных значений, как для прототипа, так и для модели.

Использование размерного анализа предусматривает выполнение следующих положений:

- выражения размерности любой переменной в виде степеней определённых независимых параметров: длины, массы, времени, температуры и электрического заряда (соответственно обозначаемых L, M, t, T, Q);
- независимости параметров;
- отсутствие размерности произведения переменных;
- совпадение физических размеров каждого члена в любом уравнении, являющееся функциональной основой размерного анализа.

5.4. Выбор переменных, влияющих на работу строительных материалов и конструкций

Для любой строительной конструкции при отсутствии динамических и электрических явлений независимыми параметрами для определения законов конструктивного подобия при моделировании строительных конструкций является масса, длина, температура и время (M, L, T, t) [434]:

1,2,3 $\rightarrow x, y, z$ – система координат, определяющая положение любой точки конструкции;

4 $\rightarrow u$ – деформация любой точки (x, y, z) конструкции;

5 $\rightarrow \sigma$ – напряжение в любой точке (x, y, z) конструкции;

6 $\rightarrow E$ – модуль упругости (модуль Юнга) для материала, из которого состоит конструкция;

7 $\rightarrow \varepsilon$ – относительная деформация в любой точке (x, y, z) конструкции;

8 $\rightarrow \rho$ – плотность материала конструкции;

9 $\rightarrow g$ – ускорение свободного падения;

10 $\rightarrow \alpha$ – коэффициент линейного расширения материала конструкции;

11 $\rightarrow T$ – температура конструкции;

12 $\rightarrow P$ – любая приложенная к конструкции сила;

13 $\rightarrow p$ – любое приложенное к конструкции давление;

14 $\rightarrow L$ – типовой размер конструкции;

15 $\rightarrow \nu$ – коэффициент Пуассона для материала конструкции;

16 $\rightarrow u_0$ – начальная деформация в любой точке (x, y, z) конструкции;

17 $\rightarrow \sigma_0$ – начальное напряжение в любой точке (x, y, z) конструкции.

При нелинейном характере зависимости напряжение – деформация модуль упругости (E) выражается в виде тангенса угла наклона к кривой зависимости напряжение – деформация для любой точки с заданным напряжением. Векторные переменные $u, \sigma, E, \varepsilon, \nu, u_0$ и σ_0 – выражаются в каждом из трёх направлениях $x, y,$ и z . Для нахождения этих переменных дополнительно задаётся определенное количество систем коэффициентов:

а) размер конструкции относительно к заданной длине L конструкции (L_1, L_2, \dots);

б) величину приложенных сил относительно к заданной силе P ($r'_1, r'_2 \dots$);

в) величина приложенных давлений относительно к заданному давлению p ($r''_1, r''_2 \dots$);

г) направление приложенных сил ($r'''_1, r'''_2 \dots$);

д) направление приложенных давлений ($r''''_1, r''''_2 \dots$).

Относительные размерности переменных независимых параметров приведены в табл.5.1.

Т а б л и ц а 5 . 1

Относительные размерности переменных независимых параметров

Независимые параметры	σ	ε	E	u	x	y	z	ρ	α	g	P	p	L	t	v	u_0	σ_0
M	1	0	1	0	0	0	0	1	0	0	1	1	0	0	0	0	1
L	-1	0	-1	1	1	1	1	-3	0	1	1	-1	1	0	0	1	-1
t	-2	0	-2	0	0	0	0	0	0	-2	-2	-2	0	0	0	0	-2
T	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	0	0	0	1	0	0	0

Конструктивное подобие модели и её прототипа определяется условием равенства нулю функционального соотношения между семнадцатью переменными, влияющими на решение задачи.

$$f(\sigma, \varepsilon, E, u, x, y, z, \rho, \alpha, g, P, p, L, t, v, u_0, \sigma_0) = 0, \quad (5.4)$$

где f – некоторая неизвестная функция конструктивного подобия между прототипом и моделью.

При составлении матрицы, например, четвертого порядка количество безразмерных произведений в полной системе будет составлять $(17-4)=13$. При этом каждое из значений переменных обязательно проявляется в одном из безразмерных произведений:

- 1) ε ; 2) v ; 3) x/L ; 4) y/L ; 5) z/L ;
- 6) α/T ; 7) u/L ; 8) u_0/L ; 9) σ_0/E ; 10) σ/E ;
- 11) EL^2/P ; 12) pL^2/P ; 13) $\rho gL/E$.

Согласно Пи-теореме это соотношение имеет вид:

$$\varphi(\varepsilon, v, x/L, y/L, z/L, \alpha/T, u/L, u_0/L, \sigma_0/E, \sigma/E, EL^2/P, pL^2/P, \rho gL/E) = 0, \quad (5.5)$$

где φ – некоторая неизвестная функция конструктивного подобия между прототипом конструкции и её моделью.

Окончательное уравнение с учётом обеспечения большей точности принимается в виде:

$$F(\varepsilon, v, x/L, y/L, z/L, \alpha/T, u/L, u_0/L, \sigma_0/E, \sigma/E, EL^2/P, pL^2/P, \rho gL/E, r_1, r'_1, r''_1, r'''_1, r''''_1 \dots) = 0. \quad (5.6)$$

5.5. Критериальные зависимости

5.5.1. Простейшие критерии подобия для строительных материалов с различными упругопластическими свойствами

При подобии материалов модели (M'_m) и прототипа модели (M_p) в механическом выражении имеет место соотношения [296]:

$$\sigma' = \beta\sigma, \quad \varepsilon' = \gamma\varepsilon, \quad t' = \eta t, \quad (5.7)$$

где σ , ε , t и σ' , ε' , t' – напряжение, деформация и время соответственно для материала прототипа и модели.

Значения σ и ε , в общем случае изображают все шесть компонентов напряжений и деформаций. Постоянные множители β , γ , η соответственно называются множителями подобия для напряжения, деформации и времени.

При выражении зависимости между напряжением и деформацией при некотором заданном законе загрузки для материала прототипа модели M в виде:

$$\sigma = F(\varepsilon, t), \quad (5.8)$$

для обеспечения механического подобия материала модели (M'_m) должно соблюдаться условие:

$$\frac{\sigma'}{\beta} = F\left(\frac{\varepsilon'}{\gamma}, \frac{t'}{\eta}\right), \quad (5.9)$$

где F – система функций, преобразующих компоненты деформаций в компоненты напряжений от начала загрузки до стадии разрушения.

Выражения (5.9) содержат в себе условия старения материала, то есть изменение его деформационных свойств во времени в виде ползучести, а также усадку, и релаксацию.

Для упругих материалов с модулем упругости E и модулем сдвига G критерии подобия определяются на основании (5.7), (5.8) и (5.9) принимают следующий вид:

$$E' = \frac{\beta}{\gamma} E, \quad G' = \frac{\beta}{\gamma} G, \quad (5.10)$$

где E' и G' относятся к модельному материалу M' , а E и G – к прототипу модели (P).

Отсюда следует, что коэффициенты Пуассона для (M_p) и (M'_m) равны между собою:

$$\nu' = \nu. \quad (5.11)$$

При рассмотрении постоянной Ламэ вместо модуля упругости соответствующая зависимость имеет вид:

$$\lambda' = \frac{\beta}{\gamma} \lambda, \quad (5.12)$$

Зависимости (5.10) и (5.11) показывают, что упругие материалы подобны, если равны их коэффициенты Пуассона. В частности, при соблюдении $\beta = \gamma$ для модели и оригинала может быть применён один и тот же материал, а при $\sigma' = \beta\sigma$, $\varepsilon' = \beta\varepsilon$, напряжения и деформации для моделей и оригинала будут отличаться в β раз, с принятием β произвольных значений.

В тоже время для хрупких тел, подчиняющихся закону Гука, величины множителей подобия β и γ не могут выбираться произвольно, так как они должны иметь вполне определенные значения. Условие равенства коэффициентов Пуассона для сравниваемых материалов остается в силе и в этом случае.

Для материалов, у которых диаграммы деформирования при одноосном напряженном состоянии соответствуют схеме Прандтля, критерии подобия определяются по условию равенства коэффициентов Пуассона,

причем $\beta = \frac{\sigma'_s}{\sigma_s}$; $\gamma = \frac{s'_s}{s_s}$. Здесь σ_s, σ'_s – пределы текучести для материалов

M_p и M'_m , а ε_s и ε'_s – соответствующие им деформации.

В частном случае при равенстве модулей упругости материалы будут подобны между собой, если выполняется условие $\beta = \gamma$:

$$\frac{\sigma'_s}{\sigma_s} = \frac{\varepsilon'_s}{\varepsilon_s} = \beta = \gamma. \quad (5.13)$$

Для упругопластичных материалов (бетон) при их одноосном напряженном состоянии принимается индикаторная кривая «напряжение – деформация» в виде [296]:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0 \left(-\lambda_p \frac{\sigma}{R_{np}} \right)} = \frac{\sigma}{\varepsilon_0 - c_{np} \sigma}, \quad (5.14)$$

где E_0 – модуль упругости (начальный); R_{np} – разрушающее напряжение (нормативная призменная прочность); λ_p – коэффициент пластичности в момент разрушения; C_{np} – относительный модуль пластичности в момент разрушения.

Соответственно для моделей упругопластических материалов аналогичная зависимость принимает вид [296]:

$$\varepsilon' = \frac{\sigma'}{E_0 \left(-\lambda'_p \frac{\sigma'}{R'_{np}} \right)} = \frac{\sigma'}{E_0 - c'_{np} \sigma'}, \quad (5.15)$$

Критерии подобия для упругопластических материалов представляются в виде следующих зависимостей:

$$\varepsilon' = \gamma \varepsilon, \quad E'_0 = \frac{\beta}{\gamma} E_0, \quad \lambda'_p = \lambda_p, \quad C'_{np} = \frac{1}{\gamma} C_{np}, \quad R'_{np} = \beta R_{np}, \quad (5.16)$$

Критерий подобия для упруго-ползучих материалов при отсутствии вязкого сопротивления определяются из рассмотрения механизма упруго-ползучих деформаций.

Упруго-ползучие деформации для материала прототипа моделей описываются следующим уравнением [296]:

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_0^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial t} \delta(t, \tau) d\tau, \quad (5.17)$$

где $\varepsilon(t)$ – продольная деформация вдоль оси x в момент t ; $\sigma(t)$ – нормальное напряжение вдоль оси x ; $E(t)$ – модуль продольной деформации; t – возраст тела.

При этом $\delta(t, \tau)$ имеет вид:

$$\delta(t, \tau) = \frac{1}{E(t)} + C(t, \tau), \quad (5.18)$$

где $C(t, \tau)$ – деформация ползучести к моменту времени t при единичном напряжении (мера ползучести).

Для модели аналогичная зависимость представляется в виде:

$$\varepsilon'(t') = \frac{\sigma'(t')}{E(t')} - \int_0^{t'} \sigma'(\tau') \frac{\partial}{\partial t'} \delta'(t', \tau') d\tau'. \quad (5.19)$$

Критерии подобия для упруго-ползучих материалов при отсутствии вязкого сопротивления определяются как:

$$E' \left(\frac{\tau'}{\eta} \right) = \frac{\beta}{\gamma} E(\tau), \quad (5.20)$$

$$C' \left(\frac{\tau'}{\eta}, \frac{\tau'}{\eta} \right) = \left(\frac{\gamma}{\beta} \right) C(t, \tau). \quad (5.21)$$

Для простейших реологических состояний, учитывающих деформации вязкопластической и релаксирующей сред, а также напряжения в упруго-вязкой среде, критерии подобия в прототипе модели и модели определяются с учётом следующих зависимостей [296]:

а) деформации вязко – пластической среды:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{\mu}(\sigma - \sigma_0), \quad \sigma > \sigma_0 \quad (5.22)$$

$$\frac{d\varepsilon'}{dt'} = \frac{1}{\mu}(\sigma' - \sigma'_0), \quad \sigma > \sigma_0 \quad (5.23)$$

где μ – постоянная Ляме [73];

б) деформации релаксирующей среды в прототипе модели и модели представляются зависимостями подобия:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{\mu}, \quad (5.24)$$

$$\frac{d\varepsilon'}{dt} = \frac{1}{E'} \frac{d\sigma'}{dt} + \frac{\sigma'}{\mu'}, \quad (5.25)$$

в) напряжения в упруго-вязкой среде описываются критериальными зависимостями:

$$\sigma = E\varepsilon + \mu \frac{d\varepsilon}{dt}, \quad (5.26)$$

$$\sigma' = E'\varepsilon' + \mu' \frac{d\varepsilon'}{dt'}, \quad (5.27)$$

Для всех этих состояний справедливы одни и те же критериальные условия:

$$\sigma' = \beta\sigma, \quad \sigma'_0 = \beta\sigma_0, \quad \varepsilon' = \gamma\varepsilon, \quad t' = \eta t, \quad \mu' = \frac{\beta\eta}{\gamma}\mu.$$

В случае исследования только предельного состояния конструкции вне зависимости от истории загрузки, например, для жестко-пластического тела, достаточно иметь модельным материал с подобием лишь в отношении условий текучести, то есть только при наличии множителя подобия β .

При статических нагрузках основные соотношения подобия для материала прототипа и модели требуют соблюдения следующих условий критериальных зависимостей [296]:

– для относительных усадочных деформаций:

$$\varepsilon'_{yc} = \gamma \varepsilon_{yc}. \quad (5.28)$$

– для температурных деформаций:

$$\varepsilon'_T = \gamma \varepsilon_T. \quad (5.29)$$

– для соотношения между температурными приращениями ΔT и $\Delta T'$ при коэффициентах линейных расширений α_T и α'_T соответственно:

$$\Delta T' = \gamma \frac{\alpha'_T}{\alpha_T} \Delta T. \quad (5.30)$$

– для подобных образцов с трещинами ширина трещины в модели a'_T отличается от ширины трещины в прототипе модели оригинале a_T в $\alpha\gamma$ раз.

Приведённые условия подобия обеспечивают подобие предельных состояний по несущей способности, деформации и трещинообразованию при статическом нагружении для подобных тел.

5.5.2. Критериальные зависимости подобия модели и прототипа модели строительной конструкции

Закон конструктивного подобия модели (M'_m) и прототипа модели (M_p) строительных конструкций предусматривает условие равенства численных значений для каждого из безразмерных произведений в полной системе безразмерных произведений для обеих рассматриваемых конструкций. Эти требования для модели и прототипа модели записываются в виде следующих уравнений [434]:

для относительных деформаций:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_m; \quad (5.31)$$

для коэффициента Пуассона:

$$\nu_p = \nu_m; \quad (5.32)$$

с учётом $x_p/L_p = x_m/L_m$, $y_p/L_p = y_m/L_m$, $z_p/L_p = z_m/L_m$ – равенство коэффициента масштаба длины S_L во всех направлениях:

$$L_p = S_L L_m; \quad (5.33)$$

с учётом равенства линейной величины температурного расширения модели и прототипа модели $\alpha_p T_p = \alpha_m T_m$ при соотношении коэффициентов линейного расширения между собой через величину $S_t = T_m/T_p$:

$$\alpha_p = S_t \cdot \alpha_m; \quad (5.34)$$

с учётом $u_p/L_p = u_m/L_m$ и $u_p/u_m = L_p/L_m$ при соотношении коэффициентов деформационного (поступательного) движения между собой $S_L = L_p/L_m$:

$$u_p = S_L u_m; \quad (5.35)$$

при равенстве деформаций и различии в материалах, приводящих к наличию коэффициента напряжения $S_f = E_p/E_m$, с учётом $\sigma_p/E_p = \sigma_m/E_m$ и $\sigma_p/\sigma_m = E_p/E_m$:

$$\sigma_p = \frac{E_p}{E_m} \cdot \sigma_m = S_f \sigma_m; \quad (5.36)$$

$$E_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_m} \cdot E_m = S_f E_m; \quad (5.37)$$

зависимости коэффициента силы от коэффициента масштаба длины и коэффициента масштаба напряжения при

$$\frac{E_p L_p^2}{P_p} = E_m L_m^2 / P_m, \text{ т.е. } \frac{P_p}{P_m} = \frac{E_p}{E_m} \left(\frac{L_p}{L_m} \right)^2 = S_f S_L^2; \quad (5.38)$$

$$P_p = S_f S_L^2 P_m;$$

коэффициента масштаба напряжения при соотношении приложенных давлений

$$\frac{P_p L_p^2}{P_p} = \frac{P_m L_m^2}{P_m} \cdot \frac{P_p}{P_m} = p_m \frac{\sigma_p}{\sigma_m}, \quad P_p = p_m \frac{L_m^2}{L_p^2} \text{ и } P_p = S_f P_m. \quad (5.39)$$

при соотношении плотности материалов с учётом коэффициентов масштаба длины и напряжения при $\rho_p g L_p / E_p = \rho_m g L_m / E_m$, т.е. $\rho_p / \rho_m = L_m / L_p \cdot E_p / E_m$:

$$P_p = \frac{1}{S_l} S_f \rho_m; \quad (5.40)$$

при соотношении площадей и объёмов соответствующих сечений, с учётом нелинейных коэффициентов масштаба длины условия (5.40):

$$A_p = S_L^2 A_m; \quad (5.41)$$

$$V_p = S_L^3 V_m; \quad (5.42)$$

деформации, рассматриваемой, как простое перемещения, с учётом коэффициента масштаба длины:

$$u_p = S_L u_m; \quad (5.43)$$

коэффициента масштаба относительной деформации равным единице и $u_p / L_p = S_\varepsilon u_m / L_m$:

$$S_\varepsilon = \frac{L_m u_p}{L_p u_m} = \frac{1}{S_L} S_L = 1; \quad (5.44).$$

соотношения сил при использовании двух независимых коэффициентов S_L и S_f , с учётом наличия физического выражения «сила = напряжение × площадь», то есть $P_p = \sigma_p A_m = S_f \sigma_m S_L^2 A_m$ и $P_m = \sigma_m A_m$:

$$\frac{P_p}{P_m} = S_f S_L^2; \quad (5.45)$$

соотношения силовых моментов, с учётом использования двух независимых коэффициентов S_L и S_f , при $M_p = P_p L_p = S_f \sigma_m S_L^2 A_m S_L L_m$ и $M_m = P_m L_m = \sigma_m A_m L_m$:

$$\frac{M_p}{M_m} = S_f S_L^3; \quad (5.46)$$

соотношения давлений с учётом использования независимого коэффициента:

$$\frac{P_p}{P_m} = S_f; \quad (5.47).$$

соотношения характеристики линейной нагрузки сила/длина, с учётом использования двух независимых коэффициентов S_L и S_f при

$$u_p = \frac{P_p}{L_p} = \frac{S_f \sigma_m S_L^2 A_m}{S_L L_m} = S_f S_L \sigma_m \frac{A_m}{L_m}; \text{ и } \omega_m = \frac{P_m}{L_m} = \sigma_m \frac{A_m}{L_m};$$

$$\frac{\omega_p}{\omega_m} = S_f S_L; \quad (5.48)$$

соотношения характеристики плотность = вес/объём, с учётом использования двух независимых коэффициентов S_L и S_f , при

$$\rho_p = \frac{P_p}{V_p} = \frac{S_f \sigma_m S_L^2 A_m}{S_L^3 V_m} \text{ и } \rho_m = \frac{P_m}{V_m} = \frac{\sigma_m A_m}{V_m};$$

$$\frac{\rho_p}{\rho_m} = \frac{S_f}{S_L}. \quad (5.49)$$

Требования и значения соответствующих характеристик модели и прототипа модели согласно закону подобия с учётом использования метода размерного анализа представлены с (5.31) по (5.40) уравнениями включительно и с учётом использования положений строительной механики – уравнениями (5.42)–(5.49). Коэффициенты масштаба, определённые двумя вышеизложенными способами, согласуются между собой. Однако метод размерного анализа имеет преимущество, заключающегося в возможностях начального включения любых переменных и учитывания динамических нагрузок.

5.6. Виды моделей для строительных конструкций и основные требования к ним

5.6.1. Общие положения

Модели строительных конструкций используются для проверки обоснованности выполняемых расчётов, применяемых в том числе при долгосрочных исследованиях для совершенствования расчётного анализа.

Различают косвенные и прямые модели строительных конструкций.

5.6.2. Косвенные модели строительных конструкций. Особенности условий подбора и выбора материала

Допущение линейного режима «напряжение – относительная деформация» в работе строительного элемента значительно упрощает требования подбора, позволяя использовать различные материалы. В косвенных моделях нагрузка до разрушения на модель не допускается в соответствии с её масштабом и это объясняет термин «косвенные».

Косвенные модели используются только для статических или квазистатических задач. Основной задачей этих моделей является получение линий влияния и поверхностей влияния для линейных конструкций. Теория косвенных моделей не отличается сложностью, экспериментальная техника сравнительно проста и не требует дорогостоящего оборудования. В то же время, действуя при тех же допущениях изотропности, однородности и упругости материалов конструкции прототипа, упругая физическая модель ни в чём не уступает по точности математической модели, построенной на тех же принципах.

Модели, используемые для имитации режима работы упругих конструкций прототипов, состоят из однородных, изотропных материалов, которые подчиняются закону Гука и не подвергаются напряжениям выше пределов пропорциональности. Однако упругие модели не показывают действительную работу конструкции при предельных нагрузках и картину трещинообразования на них. Измерения, полученные на упругой модели, могут использоваться только для определения результирующих сил в сечениях элементов, но без их распространения по сечению.

Для прогнозирования общего режима работы конструкции при линейном её режиме для модели и её прототипа могут использоваться строительные элементы с неодинаковой формой сечения, при условии, что соотношение их полной осевой жёсткости на изгиб и кручение будет воспроизводиться в точном соответствии с масштабом. При этом соотношения напряжений могут отличаться от соотношения модулей Юнга.

Наиболее точные результаты исследований получаются при использовании косвенных моделей в одномерных конструкциях для получения

линий и поверхностей влияния для линейных конструкций, работающих в упругой стадии, когда перемещения прямо пропорциональны нагрузкам. Для строительных конструкций, работающих по линейному упругому режиму, применима теорема взаимности, определяющая обобщённое смещение при действии двух групп обобщённых сил [434].

Использование косвенных моделей в плоскостных и пространственных трёхмерных конструкциях снижает точность результатов исследований, за счёт недостатков применяемой экспериментальной техники.

Целью и средствами использования косвенных моделей являются [434]:

- получение характеристик линий и поверхностей влияния средствами силовых воздействий при не обязательном прямом соотношении нагрузки на модель с нагрузкой прототипа модели;

- получение характеристик влияния обобщённых сил (осевых, поперечных моментов или моментов угла закручивания) в определённых сечениях. Процесс исследования состоит в «разрезе» модели в одном из этих сечений с вызовом его на расчётное смещение и получением теоретических результатов. Поэтому косвенные модели иначе называются моделями смещения;

- получение характеристик влияния обобщённых деформаций (прогибов или угла закручивания). В этом случае модель деформируется расчётным усилием, а результаты обрабатываются с помощью теоремы взаимности.

Методы анализа при испытании косвенных моделей, основанные на подчинении конструкции прототипа модели линейному упругому режиму, должны соответствовать трём условиям;

- 1) линейности отношения «напряжение – деформация» (применимость закона Гука);

- 2) обеспечение эффекта устойчивости, из-за отсутствия влияния деформации на действие нагрузок;

- 3) отсутствие значительных изменений в геометрии конструкции при незначительных деформациях и изменениях жёсткости конструкции.

Для любой линейной каркасной конструкции прогиб δ в любой точке от воздействия системы нагрузок P определяется осевой жёсткостью, жёсткостью на изгиб, срез и кручение. Количественные характеристики прогиба представляются в виде [434]:

$$\delta = P \left(K_1 \frac{L}{EA} + K_2 \frac{L^3}{EJ} + K_3 \frac{L}{GA} + K_4 \frac{L^3}{GH} \right), \quad (5.50)$$

где K_1, K_2, K_3, K_4 – постоянные коэффициенты, характеризующие общую форму конструкции; EA, EJ, GA, GH – соответственно жёсткости: осевая, на изгиб, на срез и кручение.

Для конструкции модели и прототипа модели:

$$\delta_p = P_p \left[K_1 \frac{L_p}{E_p A_p} + K_2 \frac{L_p^3}{E_p J_p} + K_3 \frac{L_p}{G_p A_p} + K_4 \frac{L_p^3}{G_p H_p} \right], \quad (5.51)$$

$$\delta_m = P_m \left[K_1 \frac{L_m}{E_m A_m} + K_2 \frac{L_m^3}{E_m J_m} + K_3 \frac{L_m}{G_m A_m} + K_4 \frac{L_m^3}{G_m H_m} \right], \quad (5.52)$$

Выполнение требования подобия деформаций соблюдается с учётом принятия постоянного отношения δ_p/δ_m в соответственных точках на конструкции модели и прототипа модели при соблюдении следующих зависимостей:

$$\frac{L_p}{E_p A_p} = K \frac{L_m}{E_m A_m}; \quad \frac{L_p^3}{E_p J_p} = K \frac{L_m^3}{E_m J_m}; \quad (5.53)$$

$$\frac{L_p}{G_p A_p} = K \frac{L_m}{G_m A_m}; \quad \frac{L_p^3}{G_p H_p} = K \frac{L_m^3}{G_m H_m}, \quad (5.54)$$

где K – постоянный множитель; отношение $\frac{\delta_p}{\delta_m}$ записывается в виде зависимости:

$$\frac{\delta_p}{\delta_m} = K \frac{P_p}{P_m}. \quad (5.55)$$

Для полного подобия постоянный множитель K имеет вид:

$$K = \frac{E_m A_m L_p}{E_p A_p L_m} = \frac{E_m J_m L_p^3}{E_p J_p L_m^3} = \frac{G_m A_m L_p}{G_p A_p L_m} = \frac{G_m H_m L_p^3}{G_p H_p L_m^3}, \quad (5.56)$$

С учётом соответствующих коэффициентов S постоянный коэффициент K определяется в виде:

$$K = \frac{S_L}{S_E S_A} = \frac{S_L^3}{S_E S_J} = \frac{S_L}{S_G S_A} = \frac{S_L^3}{S_G S_H}. \quad (5.57)$$

С учётом использования $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ [73] постоянный коэффициент K определяется как:

$$K = \frac{S_L}{S_E S_A} = \frac{S_L^3}{S_E S_J} = \frac{S_L(1+\nu_p)}{S_E S_A(1+\nu_m)} = \frac{S_L^3(1+\nu_p)}{S_E S_H(1+\nu_m)}. \quad (5.58)$$

При воспроизведении элементов сечения модели и прототипа модели в масштабе зависимости имеют вид:

$$\frac{S_L}{S_A} = \frac{S_L}{S_L^2} = \frac{1}{S_L}, \quad \frac{S_L^3}{S_J} = \frac{S_L^3}{S_L^4} = \frac{1}{S_L}, \quad \frac{S_L^3}{S_H} = \frac{S_L^3}{S_L^4} = \frac{1}{S_L}, \quad (5.59)$$

что при подстановке в (5.58) даёт:

$$v_m = v_p. \quad (5.60)$$

При имитировании линейного или линейного упругопластического режима работы строительных конструкций наиболее популярным материалом для изготовления косвенных моделей каркасных и ограждающих конструкций являются пластмассы. Широкое использование их для изготовления косвенных моделей объясняется низким модулем упругости и хорошими деформативными свойствами. Измеряемые деформации на модели возникают даже при небольших прикладываемых усилиях. «Пластмасса» с торговыми названиями – перспекс, плексиглас и целлулоид относится к материалам, получаемым химическим путём и содержащими соединения углерода (табл. 5.2).

Т а б л и ц а 5.2

Технические свойства пластмасс, используемых для косвенных моделей строительных конструкций

Пластмассы	Акриловые смолы (перспекс и плексиглас)	Целлулоид	Полиэфирные смолы	Бакелит	Резина (натуральная и искусственная)
Модуль упругости, МПа (фунт/дюйм ²)	844-1124 (120/160×10 ³)	2460 (350×10 ³)	2109-3164 (300-450×10 ³)	396 (550×10 ³)	1,41-2,46 (200-350)
Коэффициент Пуассона	0,35-0,38	0,41	0,35-0,45	0,35-0,38	<0,5
Прочность на растяжение, МПа (фунт/дюйм ²)	56,2-70,3 (8000-10000)	2,1-4,2 (300-600)	42,2 (6000)	105,5 (15000)	21,1-31,6 (3000-4500)
Удельный вес г/см ³	1.19	1,35-1,70	1,20-1.30	1,30-1.35	0,90-1,20
Температурная точка размягчения, °С	115-150	100	80	–	70
Коэффициент линейного расширения, °С ⁻¹	9×10 ⁻⁵	12-16×10 ⁻⁵	6×10 ⁻⁵	4×10 ⁻⁵	18-22×10 ⁻⁵
Термическая классификация	термопласт	термопласт	термореактив	термореактив	термопласт

К преимуществам пластмассы по сравнению с другими материалами при использовании в косвенных моделях относится:

- учёт широкого диапазона размеров конструкций;
- лёгкость механической обработки, формовки и склеивания;

- обладание низким модулем упругости с большим запасом деформативности.

Недостатками пластмасс при использовании в косвенных моделях являются:

- чувствительность к изменениям температуры;
- чувствительность к скорости деформирования;
- наличие значительных пластических деформаций под воздействием постоянной нагрузки.

Кроме пластмассы для изготовления косвенных моделей строительных конструкций применяются: сталь, лёгкие сплавы, бетон и гипс, работающие в линейно-упругом режиме. Допущение широкого выбора материала для использования в модели должно компенсироваться незначительным влиянием коэффициента Пуассона на совместную работу модели и прототипа модели.

5.6.3. Прямые модели.

Особенности условия подобия для прямых моделей

Для нелинейного режима работы железобетонных конструкций модельный анализ имеет значительные преимущества по сравнению с теоретическим анализом, из-за большей точности получаемых результатов исследований, по сравнению с данными рассчитываемых с помощью сложных систем нелинейных дифференциальных уравнений.

Измерения, полученные на косвенных упругих моделях, используются только для прогнозирования упругой работы железобетонных конструкций. В то же время, образующиеся поперечные трещины в железобетонных конструкциях при рабочих нагрузках, изменяют распределение напряжений в сечениях, что приводит к существенным различиям в результатах измерений на упругих моделях в случаях их применения.

Для получения полного подобия режима работы строительных железобетонных конструкций на моделях, включая период их разрушения, используются прямые модели. Прямые модели используются как при линейном режиме работы конструкции, так и при нелинейном. По сравнению с косвенными моделями они имеют большое преимущество при исследовании различных форм железобетонных конструкций. В то же время испытания прямых моделей требуют специального лабораторного оборудования.

Требования подобия для прямых железобетонных элементов включают следующие принципы [434]:

- равенство относительных деформаций в модели и в её прототипе;
- равенство коэффициентов Пуассона для модели и её прототипа;
- геометрическое подобие модели и её прототипа;

- равенство коэффициентов линейного расширения материала модели и её прототипа;
- равенство коэффициента деформации модели коэффициенту масштаба длины её прототипа;
- наличие коэффициента масштаба напряжений в модели и в её прототипе;
- зависимость коэффициентов силы в модели и в её прототипе от коэффициентов масштаба длины и напряжений;
- задание коэффициентом масштаба напряжения соотношения приложенных давлений между моделью и её прототипом;
- задание величинами коэффициентов масштаба длины и напряжения соотношения плотности материалов модели и её прототипа;
- равенство зависимостей, определяющих величину и направление действия приложенной нагрузки.

Условия подобия для прямых моделей целиком определяются размерным анализом. Для обеспечения полного подобия между прямой моделью и её прототипом при нагрузках вплоть до разрушения для прямых моделей допускаются некоторые упрощения отдельных условий подобия (5.31); (5.32) и (5.37), из-за различия упругих свойств конструктивных материалов в различных направлениях, в том числе при растяжении и сжатии [434]. Но при этом независимые переменные упругие характеристики материалов прямых моделей и их прототипов: модули упругости (Юнга) и коэффициенты Пуассона должны воспроизводиться в таком же масштабе. Исходя из этого, коэффициент масштаба напряжения S_f для материала модели теоретически должен был бы иметь соответствующую величину во всех одноосных силовых направлениях. В тоже время, благодаря использованию в практике исследований результатов простых одноосных испытаний на сжатие и растяжение простейших образцов из бетона требование подобия напряжения может быть сохранено при условии наложения любых кривых «напряжение относительная деформация» материалов модели и её прототипа с помощью изменения масштаба только на оси напряжений.

Условием геометрического подобия строительных конструкций является уравнение $L_p = S_L L_m$ (5.33), обязывающее воспроизведение в конструкции модели каждой детали прототипа модели. Однако, из-за трудоёмкости рабочих операций в модели небольшого масштаба это требование не выполнимо. Примером является затруднения в выборе соответствующего масштаба мелкого заполнителя и частичек цемента бетонной смеси.

Допущение (5.34) для прямых моделей позволяет получить равенство температурных деформаций в модели и прототипе, используя температуру в модели, которая отличается от предполагаемой температуры прототипа модели.

Условия (5.35) и (5.36) позволяют уменьшать силовые воздействия в модели до величин в соответствии с масштабом S_L и S_f . Условия (5.38) и (5.39). определяют усилия, прилагаемые к модели. Неравенства $S_f > 1$ и $S_L > 1$, приводят к тому, что усилия прилагаемые к модели, будут очень незначительными по сравнению с предполагаемыми усилиями в её прототипе. В то же время эти условия легко выполняются только для точечных нагрузок, по сравнению с распределительными нагрузками, из-за общих конструктивных трудностей приложения нагрузки.

Допущение к условию (5.40) относится к материалу, из которого изготавливается модель. Оно определяет взаимоотношения коэффициентов масштаба длины конструкции и плотности материалов модели и её прототипа. Условие трудно выполнимо на практике, так как требует при уменьшении масштаба модели повышения плотности материала. Например, при $S_f = 2$ и $S_L = 20$, плотность материала модели должно составлять $\rho_m = 10\rho_p$. В данном случае это условие не достижимо ни для одного из известных материалов, пригодных для имитации конструктивного режима. В то же время, являясь важным фактором в исследовании работы железобетонной конструкции, это условие может быть искусственно выполнено одним из нескольких способов:

- подвешиванием пригрузов к конструкциям;
- испытанием модели, погруженной в перевернутом положении в плотную жидкость. Возникающее выталкивающее усилие на модель превышает собственный вес модели;
- вращением модели в центрифуге для эффективного увеличения гравитационного ускорения. Однако серьёзным недостатком этого метода являются трудности в приложении дополнительных нагрузок к моделям и проведение измерений деформаций или прогибов на модели во время движения центрифуги.

В тех строительных конструкциях, где преобладает один вид деформирующего действия, требование геометрического подобия на прямых моделях может быть смягчено, за счёт использования двух коэффициентов масштаба длины: один по длине элементов, другой – в поперечных сечениях. Так, для фермы покрытия размеры элементов конструкции прототипа модели соотносятся с элементами модели выражением $L_p = S_{L1}L_m$ и площадью поперечного сечения выражением $A_p = S_{L2}^2 A_m$. Необходимым условием подобия является, равенство для всех элементов отношения жёсткостей при растяжении в модели и в её прототипе $\frac{A_p E_p}{A_m E_m}$. В таких

конструкциях равенство коэффициентов Пуассона для модели и прототипа модели необязательно.

Для балок или жёстко соединённых рам, где преобладают изгибающие действия, соблюдением условий подобия является постоянство отношений жёсткостей при изгибе для всех элементов прототипа и модели $\frac{E_p J_p}{E_m J_m}$.

Таким образом, и для этого случая равенство соответствующих коэффициентов Пуассона для материалов могут не соблюдаться.

При составлении перечня независимых переменных, которые могут воздействовать на конструктивный режим косвенных моделей, явление временной зависимости не учитывается. Однако, во всех железобетонных конструкциях вследствие физических факторов ползучести и усадки в бетоне имеет место релаксация напряжений в арматуре. Данное явление принимается во внимание при моделировании за счёт добавления независимой переменной времени (t) к уже выбранным переменным. Выбранное безразмерное произведение, содержащее временную переменную $\frac{Pt^2}{\rho L^4}$

определяет коэффициент масштаба времени в виде равенства, представляя зависимость коэффициента масштаба времени только от коэффициента масштаба длины:

$$\frac{P_m t_m^2}{\rho_m L_m^4} = \frac{P_p t_p^2}{\rho_p L_p^4}, \quad (5.61)$$

то есть

$$\left(\frac{t_p}{t_m}\right)^2 = \left(\frac{L_p}{L_m}\right)^4 \frac{\rho_p}{\rho_m} \frac{P_m}{P_p} = S_L, \quad (5.62)$$

$$\frac{t_p}{t_m} = \sqrt{S_L}. \quad (5.63)$$

Явление временной зависимости имеет место в конструкциях, подверженных динамическим или циклическим воздействиям, так как скорость нагрузки зависит от коэффициента масштаба времени.

Механический режим испытания любого материала зависит от размеров испытываемого образца. Например, для конструктивного бетона известно, что размеры испытываемых на сжатие кубиков или призм значительно влияют на прочность и вид разрушения. Исключение масштабных явлений определяется построением нескольких дополнительных моделей в разных масштабах. Однако, это приводит к возрастанию трудоёмкости и удорожанию работ при изготовлении моделей.

Материалы для прямых моделей

Особенности использования пластмасс, пемзоцементных растворов, а также гипса в прямых моделях

При использовании в модели и в её прототипе одного и того же материала имеет место простое подобие $\beta = \gamma = \alpha = 1$. В этом случае напряжения σ и деформации ε в модели и в её прототипе совпадают и все множители подобия зависят только от геометрического множителя подобия α [434]. В этих случаях величина множителя подобия линейных размеров (масштаб модели) зависит только от оснащённости силовым оборудованием лаборатории, где проводятся испытания моделей, так как большие масштабы модели влекут за собою большие нагрузки при доведении моделей до разрушения, а слишком малые – затрудняют установку измерительных приборов.

Использование пластмасс для прямого моделирования имитирует только линейный упругий режим работы прототипа модели. Пластмассовые модели в пределах упругости используются для имитации режима работы преднапряжённого бетона, но со строгим контролем в период испытаний температурных условий.

Ползучесть пластмассы учитывается путём выдерживания прямой модели в течение некоторого времени после приложения нагрузки до снятия показаний с измерительных приборов. Однако, пластмассовые модели не могут быть использованы для прогнозирования форм трещинообразования или режима предельных нагрузок при исследовании за пределами границ упругости. В этом случае используются армированные модели на строительном цементно-песчаном растворе или гипсе [434].

Модели конструкций из цементно-песчаных растворов или микробетона подразделяются на армированные и неармированные. Армированные модели из раствора используются для прогнозирования конструктивного режима вплоть до разрушения, а неармированные – только в диапазоне линейной упругости. Исключения составляют массивные конструкции, для которых неармированные модели используются при режимах, вплоть до разрушения.

Изучение режима работы конструкции, изготовленной из обычного или преднапряжённого железобетона, с помощью испытаний вплоть до разрушения предусматривает моделирование работы арматуры прототипа модели. При этом коэффициент масштаба напряжений в арматуре и бетоне модели принимается тождественным соответствующему коэффициенту для арматуры и бетона в прототипе модели. По этому коэффициенту материал на цементном растворе идеально удовлетворяет как модель железобетонной конструкции, так и её прототип.

В армированных моделях из цементного раствора свойства арматуры модели должны быть идентичными со свойствами арматуры прототипа

модели. При использовании в модели стальной арматуры это требование легко выполняется, так как свойства остаются неизменными при изменении размера испытываемого образца. Возможность использования сохраняется не только для стальной арматуры периодического профиля, но и для гладкой, имитирующей стальные стержни в конструкции прототипа модели, благодаря высокой усадке цементно-песчаного раствора, способствующей хорошему сцеплению его с арматурой.

При использовании в модели цементного раствора идентичность свойств материалов модели и её прототипа обеспечиваются коэффициентами масштаба:

$$\left. \begin{aligned} S_\epsilon &= 1 \\ S_f &= 1 \\ S_v &= 1 \end{aligned} \right\} \quad (5.64)$$

Условия геометрического подобия конструкционного бетона в полной мере распространяется и на гранулометрию заполнителей, образующих материал модели, по сравнению с мелким заполнителем, песком и цементом, где из-за практической невыполнимости этого условия геометрическое подобие теряет смысл. Для конкретного водоцементного отношения и подвижности смеси, определяющих качество растворной смеси, отношение цемента и заполнителя зависит от их масштаба. Чем меньше масштаб смеси, тем меньше должно быть отношение заполнителя и цемента.

При исследовании жёсткости железобетонной конструкции имитация образования поперечных трещин на модели является главным фактором, так как трещины существенно влияют на деформации железобетонных элементов. При использовании одного и того же материала с идентичными механическими свойствами в модели и её прототипе режим их работы исследуется не только в диапазоне упругости, но и вплоть до разрушения. Для определения характера развития поперечных трещин в модели они должны образовываться аналогично трещинам в её прототипе. Однако, модели на цементных растворах могут использоваться только при действии статических или медленно изменяющихся нагрузок, так как требуемая плотность не может быть достигнута в модельном материале, пока S_L не равно единице, величина которого свидетельствует о выборе полномасштабной модели. При отсутствии ограничения на собственный вес материал из цементных растворов может использоваться и для исследования динамических нагрузок на железобетонных конструкциях.

По сравнению с моделями из цементно-песчаного раствора, пемзоцементные растворы имеют более широкое применение благодаря возможным большим изменениям коэффициента масштаба напряжения. Этот фактор позволяет проводить экспериментальные исследования на сборных

моделях, материал отдельных частей которых имеет различную прочность. Пемзоцементные растворы для моделей железобетонных конструкций, впервые были разработаны в лабораториях ISMES (Лиссабон) в 1958г. Составляющими раствора в модели являются отсортированная по размеру пемза и цемент, с небольшим количеством порошкового известняка. Положительными факторами использования пемзоцементного раствора как модельного материала бетона являются:

- широкий спектр имитации свойств основных материалов конструкции, благодаря изменению в широких пределах его модуля упругости;
- получение необходимой прочности на растяжение модельного материала для соблюдения подобия режимов модели и её прототипа, в виду малой величины коэффициента Пуассона.

Величина модуля упругости пемзоцементных растворов, изменяясь в пределах $1 < S_f < 20$, позволяет осуществлять широкий выбор коэффициента масштаба напряжений, особенно на неармированных бетонных моделях. Величина коэффициента Пуассона для пемзоцементных растворов находится в пределах от 0,18 до 0,20, удовлетворяя условию равенства коэффициентов Пуассона для бетона и модели. Подобие механических свойств бетона и пемзоцементных растворов определяет использование этих растворов для модельных исследований вплоть до разрушения.

Отрицательными факторами использования пемзоцементных растворов в качестве модели бетона являются:

- возникновение усадки раствора с мелкозернистой пемзой, вызывающей в модели режим несоответствия с работой конструкции её прототипа;
- ограниченность применения обычного пемзоцементного раствора в армированных моделях, из-за трудности выбора соответствующей арматуры.

В то же время усадка устраняется с помощью покрытия модели водонепроницаемой плёнкой, которая предотвращает испарение воды, а трудность в выборе соответствующей арматуры – применением более прочных пемзоцементных растворов с S_f , находящимися в диапазоне от 1 до 2.

Тяжёлый модельный материал из тяжёлого пемзоцементного раствора особенно эффективен при динамических испытаниях, с учётом требования получения соответствующего распределения массы, а также при решении задач, связанных с увеличением собственного веса конструкции, когда не используются искусственные нагрузки.

Для пемзоцементного раствора с величиной S_p , требуемое соотношение $S_p = S_L / S_f$, может быть доведено до 1,7, за счёт ввода в смесь тяжёлых гранулированных материалов, например, окиси свинца, пирита. За счёт уменьшения модуля упругости может быть получено изменение S_L по величине до 100 [434].

Однако, изготовление моделей из материалов на цементно-песчаном или пемзоцементном растворах требует относительно длительного време-

ни выдерживания модели в естественных условиях для получения соответствующей прочности. Даже незначительное изменение формы модели на цементно-песчаном или пемзоцементном растворах после изготовления представляет трудоёмкий процесс. Эти недостатки отсутствуют у гипса.

Продолжительность схватывания гипса составляет около 10 мин. Отдельные виды гипса набирают удовлетворительную прочность на сжатие в пределах одного часа с момента отливки. Гипс легко обрабатывается после затвердения, что без особых затруднений позволяет изменять форму модели. В то же время гипс в сухом состоянии имеет большую хрупкость. Кривая «напряжение – деформация» для гипса практически линейная вплоть до разрушения. Материалом, имеющий криволинейную зависимость «напряжение – деформация» при сжатии является чистый гипс во влажном состоянии, которая по форме подобна кривой для бетона [343]. Данное свойство позволяет применять влажный гипс, как для упругих испытаний при относительно небольших нагрузках (неармированные модели), так и для испытаний до разрушения (армированные и неармированные модели). Однако при коэффициенте масштаба деформации $S_\epsilon = 1,2$ подобие режима работы моделей из гипса вплоть до разрушения соблюдаться не будут.

Основным недостатком моделей из гипса без добавок является его относительно высокая прочность на растяжение, составляющая приблизительно 1/4 от прочности на сжатие. Введение добавок уменьшает прочность гипса на растяжение. Прочность на растяжение образцов из гипсо-диатомитовой смеси составляет от 1/5 до 1/6 от прочности на сжатие, что значительно меньше, чем у чистого гипса [434].

Арматура должна обладать значительной текучестью и необходимым сцеплением с гипсом. Этим условиям в наибольшей степени удовлетворяет профилированный стальной стержень класса А-II или арматурная проволока Вр-I. При моделировании железобетонных конструкций, из-за условия сохранения коэффициента армирования, более эффективно изменять прочность гипса, чем осуществлять термическую обработку арматуры, которая соотносит её прочностные свойства в соответствии с прочностью гипса.

Особенности использования бетона и арматуры в качестве модельного материала для железобетонных конструкций

Моделирование железобетонных конструкций из упругопластичных материалов таких как бетон, производится с помощью общих критериальных параметров [296]:

$$\beta = \frac{\sigma'}{\sigma} = \frac{R'_{np}}{R_{np}}, \quad (5.65)$$

$$\gamma = \frac{\varepsilon'}{\varepsilon} = \frac{C_0}{C'_0} m, \quad (5.66)$$

$$\frac{\beta}{\gamma} = \frac{E'_1}{E_1} = \frac{E'_0}{mE_0}, \quad (5.67)$$

$$m \frac{1 - 0,5 \left(\frac{\sigma}{R_{np}} \right) (\lambda'_p + \lambda_p)}{1 - \lambda'_p \left(\frac{\sigma}{R_{np}} \right)}. \quad (5.68)$$

Здесь $C_0 = \frac{E_0}{R_{np}}$; $C'_0 = \frac{E'_0}{R'_{np}}$ – относительные модули упругости; $E_1 = \frac{\sigma}{\varepsilon}$;

$E'_1 = \frac{\sigma'}{\varepsilon'}$ – модули деформации; R_{np}, R'_{np} – нормативные призмные прочностности; m – коэффициент, учитывающий различие пластических свойств материалов оригинала и модели; при $\lambda' = \lambda_p$, $m = 1$; $\left(\frac{\sigma}{R_{np}} \right) = \left(\frac{\sigma}{R'_{np}} \right)$ – верхний предел рассматриваемого участка относительных напряжений.

Данные технических характеристик бетона, приведённые в табл.5.3 могут использоваться при предварительных расчетах по выбору модельного материала [296].

Т а б л и ц а 5 . 3

Расчётные технические характеристики бетона
для выбора модельного материала

Тип бетона	Коэффициенты		Используемые формулы
	K	λ_p , при сухом хранении	
Идеально упругие материалы	–	0	$C_0 = \frac{540000K}{150 + R_{np}}$
Тяжелый бетон	1	0,60	$E_0 = C_0 R_{np}$
Легкий бетон на искусственных заполнителях: при $\gamma_{O_{ц}} > 700 \text{ кг/м}^3$	0,583	0,60	$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0 \left(1 - \lambda_p \frac{\sigma}{R_{np}} \right)} = \frac{\sigma}{E_0 - C_{np} \sigma}$ где R_{np} – нормативная призмная прочность
при $\gamma_{O_{ц}} = 300 - 700 \text{ кг/м}^3$	0,426	0,60	
Легкий бетон на естественных заполнителях: При $\gamma_{O_{ц}} > 700 \text{ кг/м}^3$	0,426	0,40	
при $\gamma_{O_{ц}} = 300 - 700 \text{ кг/м}^3$	0,343	0,40	

Для получения более точных результатов моделирования конструкций при подборе модельного материала предпочтение отдаётся материалу, который имеет одинаковую или близкую к прототипу модели величину коэффициента пластичности при разрушении $\lambda'_p = \lambda_p$, в том числе $\lambda'_p = \lambda_p = 0$.

Экспериментальное моделирование на железобетонных элементах включает следующие этапы выбора расчетных и технологических предпосылок [296]:

- принятие следующих зависимостей моделирования железобетонных конструкций:

$$a = \frac{l'}{l} = \sqrt{\frac{F'_a}{F_a}}, \quad (5.69)$$

$$\beta = \frac{R'_{np}}{R_{np}} = \frac{R'_a}{R_a} = \frac{R'_p}{R_p}, \quad (5.70)$$

$$\gamma = \frac{C_0}{C'_0} m = \frac{E_0}{E'_0} \cdot \frac{R'_{np}}{R_{np}} m = \frac{E_a}{E'_a} \cdot \frac{R'_a}{R_a}, \quad (5.71)$$

$$\frac{\beta}{\gamma} = \frac{E'_0}{mE_0} = \frac{E'_a}{E_a}, \quad (5.72)$$

$$\frac{1 - 0,5 \left(\frac{\sigma}{\delta_{np}} \right) (\lambda'_p + \lambda_p)}{1 - \lambda'_p \left(\frac{\sigma}{R_{np}} \right)}. \quad (5.73)$$

где R_{np}, R_a – нормативные прочности бетона и арматуры ;

- подбор величин множителей подобия. Допустимым значением множителя подобия для железобетонных элементов является величина $\alpha = \frac{1}{3} \div \frac{1}{5}$.

Наличие величин α, β, γ позволяет получить множители подобия для всех физико-технических характеристик железобетонных конструкций (табл.5.4). Из-за отсутствия возможности в получении одинакового гранулометрического состава в моделях и в их прототипах применяется более мелкий заполнитель;

- подбор материала модели для железобетонных конструкций. Он начинается с выбора материала арматуры модели. Цветные металлы (латунь, медь, алюминий) являются более предпочтительными тем, что их прочности и модули деформаций в 2–3 раза ниже, чем у стали. При подборе вида и состава бетона предпочтение отдаётся как тяжёлому и легкому бетону, так и растворам на естественных и искусственных заполнителях.

Таблица 5.4

Множители подобия некоторых механических величин

Механическая величина	Множители подобия					
	Общий случай		Простое подобие	Ускорения равные для оригинала и модели		
	малые перемещения	большие перемещения		малые перемещения	большие перемещения	
Длина l	α	α	α	α	α	α
Напряжение, нагрузка распределенная по поверхности σ	β	β	1	$\beta = \alpha\delta$	$\beta = \alpha\delta$	$\beta = \alpha\delta$
Относительная деформация ε	γ	1	1	γ	1	1
Плотность (масса, отнесенная к единице объема) ρ	δ	δ	1	δ	δ	δ
Масса m	$\alpha^3\delta$	$\alpha^3\delta$	α^3	$\alpha^3\delta$	$\alpha^3\delta$	$\alpha^3\delta$
Время t для квазистатических процессов, когда напряжение и деформация не зависят от скорости приложения нагрузки (в этом случае η – производная величина)	η	η	η	η	η	η
Время t для квазистатических процессов, когда η предопределено условиями старения материала, ползучестью, релаксацией и усадкой (η фиксированная величина)	η	η	1	η	η	η
Модуль Юнга E , модуль сдвига G , постоянные Лямэ λ , μ	$\beta\gamma^{-1}$	β	1	$\alpha\beta\gamma^{-1}$	$\alpha\delta$	$\alpha\delta$
Коэффициент Пуассона ν	1	1	1	1	1	1
Погонная нагрузка q	$\alpha\beta$	$\alpha\beta$	α	$\alpha^2\delta$	$\alpha^2\delta$	$\alpha^2\delta$
Сосредоточенная нагрузка P	$\alpha^2\beta$	$\alpha^2\beta$	α^2	$\alpha^3\delta$	$\alpha^3\delta$	$\alpha^3\delta$
Объемная сила k	$\alpha^{-1}\beta$	$\alpha^{-1}\beta$	α^{-1}	δ	δ	δ
Момент силы M	$\alpha^3\beta$	$\alpha^3\beta$	α^3	$\alpha^4\delta$	$\alpha^4\delta$	$\alpha^4\delta$
Перемещение \bar{u}	$\alpha\gamma$	α	α	$\alpha\gamma$	α	α
Раскрытие трещины Δa_T	$\alpha\gamma$	α	α	$\alpha\gamma$	α	α
Работа энергии u	$\alpha^3\beta\gamma$	$\alpha^3\beta$	α^3	$\alpha^4\gamma\delta$	$\alpha^4\delta$	$\alpha^4\delta$

Задача моделирования существенно упрощается, если рассматриваются стержневые элементы из железобетона при одноосном напряженном состоянии. При моделировании стержневых систем равенство коэффициентов Пуассона для модели и её прототипа не обязательно, в связи с чем для модельного материала становится возможным применение любого упругого материала.

Примеры подбора материалов для моделей бетонных и железобетонных строительных конструкций

Пример 1. Определить правомерность выбора материала модели строительной конструкции из бетона. Материалы модели и прототипы модели обладают одинаковыми пластическими свойствами $\lambda'_p = \lambda_p$ [296].

Исходные данные:

- Физико-технические характеристики прототипа модели из тяжёлого бетона:

$$R_{np} = 280 \text{ кг/см}^2, E_0 = 350000 \text{ кг/см}^2, \lambda_p = 0,6;$$

- Физико-технические характеристики модели из тяжёлого бетона:

$$R'_{np} = 80 \text{ кг/см}^2, E'_0 = 190000 \text{ кг/см}^2, \lambda'_p = 0,6.$$

Подстановка данных в уже рассмотренные соответствующие формулы позволяет получить следующие значения:

$$\beta = \frac{R'_{np}}{R_{np}} = 0,286, C_0 = \frac{E_0}{R_{np}} = 1250, C_{np} = C_0 \lambda_p = 750;$$

$$C'_0 = \frac{E'_0}{R'_{np}} = 2375, C'_{np} = C'_0 \lambda'_p = 1425; \gamma = \frac{C_0}{C'_0} = 0,526.$$

Математические выражения определяемых относительных деформаций бетона на модели и её прототипе представляются в виде:

$$\varepsilon = \frac{\frac{\sigma}{R_{np}}}{C_0 - C_{np} \frac{\sigma}{R_{np}}} = \frac{\frac{\sigma}{R_{np}}}{1250 - 750 \frac{\sigma}{R_{np}}}; \quad (5.74)$$

$$\varepsilon' = \gamma \varepsilon = \frac{\frac{\sigma}{R_{np}}}{C'_0 - C'_{np} \frac{\sigma}{R_{np}}} = 0,526; \quad \varepsilon' = \frac{\frac{\sigma}{R_{np}}}{2375 - 1425 \frac{\sigma}{R_{np}}}, \quad (5.75)$$

или

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0 - C_{np}\sigma} = \frac{\sigma}{350000 - 750\sigma}; \quad (5.76)$$

$$\varepsilon' = \frac{\sigma'}{E_0 - C'_{np}\sigma'} = \frac{\sigma'}{190000 - 1425\sigma'}. \quad (5.77)$$

С учётом полученных условий: $\sigma' = \beta\sigma = 0,286\sigma$, $\varepsilon' = \gamma\varepsilon = 0,526\varepsilon$ на рис. 5.1 показаны графики аффинного преобразования деформаций бетонов модели и её прототипа. Стрелками отмечены преобразованные точки с интервалом относительных напряжений $\frac{\sigma}{R_{np}} = \frac{\sigma'}{R'_{np}} = 0,1$.

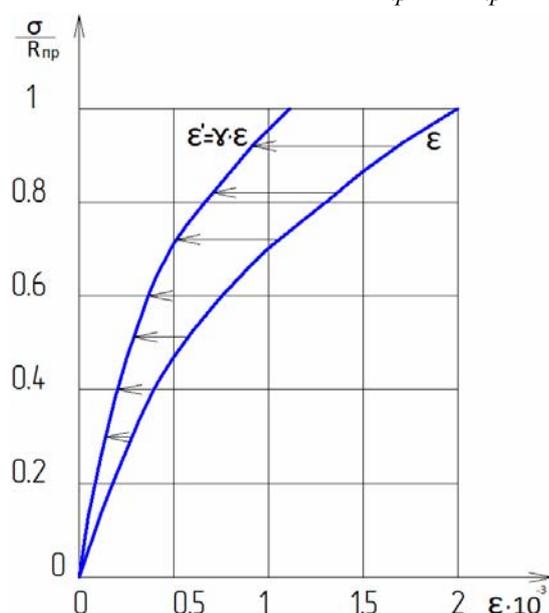


Рис. 5.1. Индикаторные кривые для подобных упругопластичных материалов при абсолютных значениях напряжений

Расчетно-графические результаты показывают возможность преобразования индикаторной кривой прототипа модели в соответствующую кривую модели с помощью указанной выше методики.

Пример 2. Определить правомерность выбора материала модели для её прототипа из бетона при разных уровнях нагружения.

Исходные данные:

- материалы модели и оригинала обладают разными пластическими свойствами – $\lambda'_p \neq \lambda_p$;
- физико-технические характеристики прототипа модели из тяжелого бетона:

$$R_{np} = 145 \text{ кг/см}^2; \quad E_0 = 265000 \text{ кг/см}^2; \quad \lambda_p = 0,60;$$

- физико-технические характеристики модели из легкого бетона:

$$R'_{np} = 80 \text{ кг/см}^2; E'_0 = 80000 \text{ кг/см}^2; \lambda'_p = 0,42.$$

Требуется провести сравнение индикаторных кривых модели и её прототипа в случаях когда:

а) нагрузка не превосходит эксплуатационной, т. е. при относительных напряжениях $0 \leq \frac{\sigma}{R_{np}} \leq 0,6$;

б) нагрузка доходит до разрушающей $0 \leq \frac{\sigma}{R_{np}} \leq 1$.

Подстановка данных в уже рассмотренные соответствующие формулы позволяет получить:

$$\sigma = \frac{R'_{np}}{R_{np}} = 0,552, C_0 = \frac{E_0}{R_{np}} = 1828, C_{np} = C_0 \lambda_p = 1097;$$

$$C'_0 = \frac{E'_0}{R_{np}} = 1000, C'_{np} = C' \lambda'_p = 420;$$

Для случая (а), когда относительные напряжения изменяются от 0 до 0,6:

$$m = \frac{1 - 0,5 \left(\frac{\sigma}{R_{np}} \right) (\lambda'_p + \lambda_p)}{1 - \lambda'_p \left(\frac{\sigma}{R_{np}} \right)} = 0,928 \text{ и } \gamma = \frac{C_0}{C'_0} = 1,696.$$

Выражения для расчета относительных деформаций бетона на модели и её прототипе определяются как:

$$\varepsilon = \frac{\frac{\sigma}{R_{np}}}{C_0 - C_{np} \frac{\sigma}{R_{np}}} = \frac{\frac{\sigma}{R_{np}}}{1828 - 1097 \frac{\sigma}{R_{np}}}; \quad (5.78)$$

$$\varepsilon' = \frac{\frac{\sigma}{R_{np}}}{C'_0 - C'_{np} \frac{\sigma}{R_{np}}} = \gamma \varepsilon; \quad \varepsilon' = \frac{\frac{\sigma}{R_{np}}}{1000 - 420 \sigma / R_{np}} \approx \frac{\frac{\sigma}{R_{np}}}{1078 - 647 \sigma / R_{np}}. \quad (5.79)$$

Для случая (б), когда относительные напряжения изменяются от 0 до 1 (σ/R_{np}) = 1: $m = 0,845$; $\gamma = 1,545$.

Выражения для расчета относительных деформаций бетона на модели и прототипе модели имеют вид:

$$\varepsilon = \frac{\frac{\sigma}{R_{np}}}{1828 - 1097 \frac{\sigma}{R_{np}}}; \quad (5.80)$$

$$\varepsilon' = \frac{\frac{\sigma}{R_{np}}}{1000 - 420 \frac{\sigma}{R_{np}}} = \frac{\frac{\sigma}{R_{np}}}{1183 - 710 \frac{\sigma}{R_{np}}}. \quad (5.81)$$

На рис. 5.2, 5.3 приведены графики индикаторных кривых для подобных упругопластичных материалов.

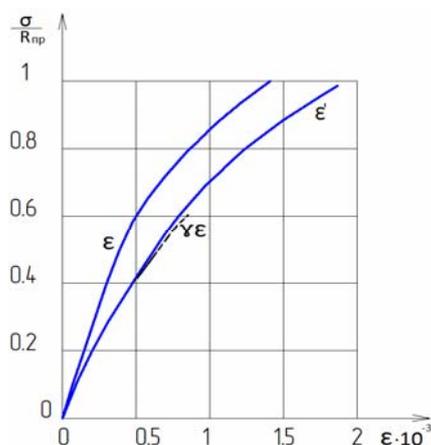


Рис. 5.2. Индикаторные кривые для подобных упругопластичных материалов в случае приближенного моделирования при $0 \leq \frac{\sigma}{R_{np}} \leq 0,6$

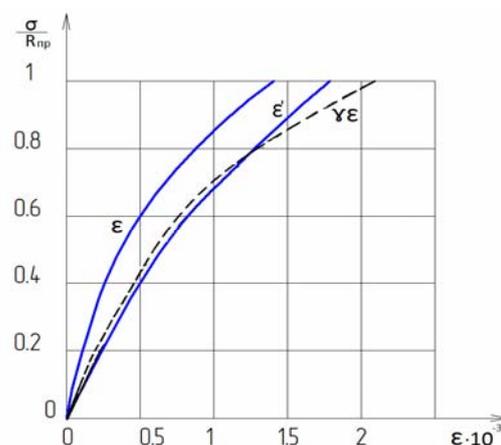


Рис. 5.3. Индикаторные кривые для подобных упругопластичных материалов в случае приближенного моделирования при $0 \leq \frac{\sigma}{R_{np}} \leq 1$

Средняя ошибка моделирования для индикаторных кривых на рис. 5.2 составляет 4 %, а для индикаторных кривых рис. 5.3 – 10 %, что имеет достаточную точность для решения практических задач .

Пример 3 Определить материал бетона железобетонной модели. Прототип модели выполнен из бетона с обычным армированием со следующими физико-техническими данными:

$$R_{np} = 145 \text{ кг/см}^2; E_0 = 0,265 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2; \lambda_p = 0,60;$$

$$R_a = 2500 \text{ кг/см}^2; E_a = 2 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2; \lambda_p = 0.$$

Арматура модели принята из латунных стержней со следующими физико-техническими данными:

$$R'_a = 1400 \text{ кг/см}^2; E'_a = 0,72 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2; \lambda'_p = 0.$$

Использование зависимостей: $\beta_a = \frac{R'_a}{R_a} = 0,56$; $\frac{\beta_a}{\gamma_a} = \frac{E'_a}{E_a} = 0,36$ позволяет получить: $\gamma_a = \frac{\beta_a}{\beta_a/\gamma_a} = 1,56$.

Материалом модели выбран легкий бетон на естественных заполнителях с коэффициентом пластичности в момент разрушения $\lambda'_p = 0,4$

С учётом рассмотрения всей индикаторной кривой деформации бетона модели, от начала загрузки до разрушения образца при $\left(\frac{\sigma}{R_{np}}\right) = 1$, значения соответствующих физико-технических характеристик составляют:

$$m = \frac{1 - 0,5 \left(\frac{\sigma}{R_{np}}\right) (\lambda'_p + \lambda_p)}{1 - \lambda'_p \left(\frac{\sigma}{R_{np}}\right)} = 0,83, \quad (5.82)$$

$$E'_0 = \frac{\beta_a}{\gamma_a} m E_0 = 79000 \text{ кг/см}^2, R'_{np} = \frac{\gamma_a E'_0 R_{np}}{E_0 m} = 81 \text{ кг/см}^2, C'_0 = \frac{E'_0}{R'_{np}} = 0,75.$$

Значения коэффициента K' для модели определяются из формулы, по которой находится величина относительного модуля упругости (табл. 5.3):

$$K' = \frac{C'_0 (150 + R'_{np})}{540000} = 0,42. \quad (5.83)$$

При $K' = 0,426$ (табл. 5.3) материал модели выбирается из легкого бетона на естественных заполнителях при объемном весе щебня $\gamma_{O_{щ}} > 700 \text{ кг/м}^3$.

Использование лёгкого бетона для модели с $R'_{np} = 80 \text{ кг/см}^2$ и $K' = 0,426$ позволяет получить для модели:

$$C'_0 = \frac{540000 K'}{150 + R'_{np}} = 1000, \text{ и } E'_0 = C'_0 R'_{np} = 80000 \text{ кг/см}^2.$$

Для прототипа модели $C_0 = \frac{E_0}{R_{np}} = 1830$.

Множители подобия для бетона составляют:

$$\beta_{\sigma} = \frac{R'_{np}}{R_{np}} = 0,55; \quad \gamma_{\sigma} = \frac{C_0}{C'_0} m = 1,52; \quad \frac{\beta_{\sigma}}{\gamma_{\sigma}} = 0,36.$$

Аналогичные множители подобия были получены ранее для арматуры:

$$\beta_a = 0,56; \quad \gamma_a = 1,56; \quad \frac{\beta_a}{\gamma_a} = 0,36.$$

Совпадение соответствующих множителей подобия для бетона и арматуры показывает правильность сделанного подбора материалов модели.

Глава 6. АНАЛИЗ ИССЛЕДОВАНИЙ ПО МОДЕЛИРОВАНИЮ ДОЛГОВЕЧНОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В РАЗЛИЧНЫХ СРЕДАХ

6.1. Анализ нормативных документов, являющихся расчетными моделями элементов железобетонных конструкций

Главной задачей расчета долговечности железобетонных конструкций является обеспечение надёжной их эксплуатации без специальной (вторичной) защиты, так как вторичная защита существенно удорожает конструкцию и не обладает стойкостью на весь период эксплуатации [159]. Выполнению этой задачи помогают модели долговечности железобетонных элементов, разработанные по результатам их экспериментальных исследований в агрессивных средах.

Расчетными моделями исследования долговечности железобетонных элементов в капитальных зданиях и сооружениях, а также на дорожно-мостовых объектах в России можно считать строительные нормативные документы.

Долговечность в стандарте организации СТО 36554501-014-2008 [500] рассматривается, как способность строительного объекта сохранять физические свойства, обеспечивающие его нормальную эксплуатацию, в течение расчётного срока службы. Нормативный документ СТО 36554501-014-2008 определяет дифференциацию сроков службы различных зданий и сооружений в соответствии с табл.6.1.

Т а б л и ц а 6 . 1

Примерные сроки службы зданий и сооружений

№ п/п	Наименования объекта	Примерные сроки службы
1	Временные здания и сооружения (бытовки строительных рабочих и вахтового персонала, склады временные, летние павильоны и т.п.)	10 лет
2	Сооружения, эксплуатируемые в условиях сильноагрессивных сред (сосуды и резервуары, трубопроводы предприятий нефтеперерабатывающей, газовой и химической промышленности, сооружения в условиях морской среды и т.п.)	Не менее 25 лет
3	Здания и сооружения массового строительства в обычных условиях эксплуатации (здания жилищно-гражданского и производственного строительства)	Не менее 50 лет
4	Уникальные здания и сооружения (здания основных музеев, хранилищ национальных и культурных ценностей, произведения монументального искусства, стадионы, театры, здания высотой более 75 м, большепролетные сооружения и т.п.)	100 лет и более

Впервые минимальный пятидесятилетний срок службы несущих железобетонных конструкций из обычного тяжёлого бетона в капитальных зданиях, эксплуатирующихся в газовой, жидкой и твёрдой средах с различной степенью агрессивности, установлен СНиПом 2.03.11-85* [477]. Для мостовых конструкций впервые нормативный срок службы железобетонных элементов установлен в Московских городских строительных нормах МГСН 5. 02-99 [234], которые были созданы как дополнение к СНиП 2.05.03-84* [478]. Согласно этому нормативному документу сроки службы пролётных конструкций принимаются следующими: для монолитного железобетона – 100, сборно-монолитного – 80 лет и из сборного – 70 лет.

В табл. 6.2 приведены основные нормативные документы, включающие требования к долговечности железобетонных конструкций.

Т а б л и ц а 6 . 2

Требования к долговечности железобетонных конструкций,
предъявляемые нормативными документами

Нормативный документ	Описание	Требования к долговечности	Год выпуска	Источник
1	2	3	4	5
СНиП 2.03.11-85*	Нормы распространяются на проектирование защиты от коррозии строительных бетонных и железобетонных конструкций при воздействии агрессивных сред	Проектирование защиты проводится с учётом анализа коррозионного состояния конструкции и защитных покрытий, а также с учётом вида и степени агрессивности среды	1985	[477]
СНиП 52-01-2003	Содержит основные положения, определяющие общие требования к бетонным и железобетонным конструкциям, включая бетон, арматуру, расчеты, конструирование, изготовление, возведение и эксплуатацию конструкций	Для обеспечения требований долговечности конструкция должна иметь начальные геометрические и механические характеристики, удовлетворяющие требованиям по безопасности и эксплуатационной пригодности в течение установленного длительного времени для различных расчетных воздействий	2004	[479]
СП 13-102-2003	Изложен регламент процедуры проведения обследования строительных конструкций зданий и сооружений жилищного, общественного, административно-бытового и производственного назначения. Приведена методика осмотра	Оценка долговечности несущих конструкций производится в зависимости от вида работоспособного состояния конструкций. различаются пять видов этого состояния	2004	[490]

Продолжение табл. 6.2

1	2	3	4	5
СНиП 2.05.03-84* Мосты и трубы	Нормы распространяются на проектирование новых и реконструкцию существующих мостов и труб	При проектировании новых и реконструкции существующих мостов и труб выполняются требования по обеспечению надежности, долговечности и бесперебойности эксплуатации сооружений...	1986	[478]
СНиП 32-05-2002 «Мосты и трубы»	Нормы распространяются на проектирование, строительство, реконструкцию и приемку в эксплуатацию постоянных мостовых сооружений	Долговечность и безотказность определяется как одна из потребительских функциональных свойств моста. СНиП устанавливает нормативные сроки службы мостовых конструкций.		[401]
ВСН 4-81	Изложены правила по текущим, периодическим и специальным осмотрам мостов и труб, эксплуатируемых на автомобильных дорогах. Дана методика осмотра сооружений	Оценка долговечности определяется в зависимости от категории неисправностей конструкции. Существует три категории неисправностей	1982	[180]
ВСН 32-89	Содержится методика расчёта грузоподъемности железобетонных балочных пролетных строений мостов, с дефектами, а также конструкций без дефектов, грузоподъемность которых неизвестна	Снижение долговечности рассматривается как следствие нарушения формы или целостности элемента конструкции, возникающего в результате силового, температурного или влажностного воздействия	1990	[232]
МГСН 5.02-99	Нормы распространяются на проектирование в Москве новых и реконструкцию существующих постоянных мостов, в том числе путепроводов	Расчетный срок службы мостовых сооружений должен составлять не менее 70 лет. Рекомендуемый прогнозируемый срок службы частей и элементов сооружений определяется по таблицам	1999	[234]
РДН 218.05.14-2000	Нормы оценивают тенденцию старения мостовых сооружений по объективным показателям состояния элементов конструкции	Содержится методика определения износа элементов мостов к сооружениям, нормы износа элементов, параметры долговечности элементов и конструкций. Приводится методика прогнозирования изменения во времени показателей износа эксплуатируемых мостовых сооружений	2000	[449]
Методика расчетного прогнозирования срока службы железобетонных автодорожных мостов	Методика расчетным путём определяет предельные сроки службы железобетонных пролетных строений на разных этапах их функционирования	Содержатся расчетные положения определения долговечности мостов	2001	[238]

Продолжение табл. 6.2

1	2	3	4	5
ОДН Нормы износа	Разработаны в развитии СНиП 2.05.03-84* для нормирования пороговых значений износа конструктивных элементов и мостового сооружения в целом, а также нормирования параметров долговечности	Показаны значения пороговых уровней износа элементов	2003	[350]
ОДМ 218.0.018-03	Методика предназначена для определения изменения состояния конструкций мостовых сооружений во времени. Она является частью нормативной базы системы управления эксплуатацией искусственных сооружений	Методика определяет фактический износ сооружения	2003	[349]
prEN 1992-1	Принципы и требования по безопасности и эксплуатационной пригодности конструкций применяются для проектирования железобетонных зданий и гидротехнических сооружений	Долговечная конструкция рассматривается, как выполнять требования эксплуатационной надежности, прочности и устойчивости в течение всего срока службы без существенной потери своих функций и непредвиденных ремонтов. Коррозионная защита арматуры определяется плотностью и качеством бетона, толщиной защитного слоя и трещиностойкостью	2001	[628]

Нормы проектирования бетонных и железобетонных конструкций, обеспечивая в целом высокий технико-экономический уровень проектных решений конструкций в неагрессивных условиях, вопросам эксплуатационной надежности сооружений с агрессивными эксплуатационными средами уделяют недостаточное внимание. Влияние агрессивных сред на сопротивление железобетона учитывается косвенным образом через аппарат коэффициентов надежности, имеющих достаточно грубую градацию.

В нормативных документах, представленных в табл. 6.2, отсутствуют методы расчета долговечности железобетонных конструкций. Например, в СНиП 2.03.11-85* [477] заложены только принципы выбора средств защиты железобетона в зависимости от степени агрессивного воздействия среды. В своде правил СП 28.13330.2012 [493] в актуализированной редакции СНиП 2.03.11-85 приведены только технические требования к защите строительных конструкций, выполненных из бетона и железобетона, с нормативными сроками эксплуатации в агрессивных средах 50-100 лет.

В СНиП 52-01-2003 [479] вопрос о долговечности при различных агрессивных воздействиях на конструкцию обеспечивается выполнением требований, устанавливаемых соответствующими нормативными документами по защите строительных конструкций от воздействия агрессивных сред:

- к бетону и его составляющим;
- к арматуре;
- к расчетам конструкций;
- к конструктивным требованиям;
- к технологическим требованиям;
- по эксплуатации.

СНиП 52-01-2003 [479] не устанавливает расчетные сроки службы конструкций. Он только констатирует, что расчет долговечных бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям первой и второй групп должен производиться с учетом влияния окружающей среды и продолжительности межремонтного периода. При этом минимальный срок службы конструкций согласно СНиП 52-01-2003 должен быть не менее нормативного срока, установленного для конкретных типов зданий и сооружений.

Положения действующих нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в условиях воздействия агрессивной среды, основаны на недопущении изменения физико-механических характеристик бетона и арматуры во времени в условиях протекания коррозионных процессов [120].

В методике расчёта по СНиП 52-01-2003 принято, что свойство бетона однородны по сечению. Однако, протекание сульфатной коррозии в бетоне вызывает в сечении железобетонной конструкции образование слоёв из бетонов, отличающихся не только различными прочностными и упруго-пластическими свойствами, но и предельной деформативностью. Поэтому в отличие от СНиП 52-01-2003 при расчёте элементов с учётом кинетики коррозионных процессов в бетоне при исследовании долговечности железобетонных элементов применяется деформационная теория расчёта, в которой используются результаты испытаний простейших образцов бетона и арматуры (уравнения механического состояния материалов) и модельные представления железобетонных элементов. При этом объём испытаний намного уменьшается [425, 426]. В своде правил СП 52-101-03 [491], выпущенных как дополнение к СНиП 52-01-2003 [479], требования к долговечности содержатся в виде:

- геометрических размеров элементов конструкций;
- коэффициента армирования;
- толщины защитного слоя бетона;
- защиты конструкций от неблагоприятного влияния воздействия среды.

Нормативные сроки службы без методики их расчета представлены в [234], в СНиП 32-05-2002 «Мосты и трубы» [401], разработанных вместо СНиП 2.05.03-84* [478], СНиП 3.06.04-91 [480], СНиП 3.06.07-86 [481]. Этими нормативными документами долговечность признана одним из потребительских функциональных свойств мостового сооружения. Положения СНиП 32-05-2002 устанавливают нормативные сроки службы мостовых конструкций, исходя из двух различных методических подходов: учёта морального износа пролетных строений, ориентируясь на истощение функциональных потребительских свойств, вследствие повышения со временем требований к ним по мере развития транспортных средств и роста интенсивности движения и рассмотрение сроков физического износа конструкций при рациональной системе эксплуатации мостов. Оба подхода предусматривают оптимальные сроки службы пролетных строений в диапазоне 50-80 лет, а для фундаментов и массивных столбчатых опор – 75-120 лет.

Существующая методика расчетного прогнозирования срока службы железобетонных пролетных строений автодорожных мостов предусматривает определение срока службы, с учётом их остаточного ресурса [238]. Срок службы определяется временем достижения предельного физического износа для отдельных элементов пролётных строений. Функция износа, представленная в [238] соответствует функции отказа из теории надёжности (рис. 6.1):

$$I_t = \left[e^{\lambda(t_i - T_0)} - 1 \right] \cdot 100\%. \quad (6.1)$$

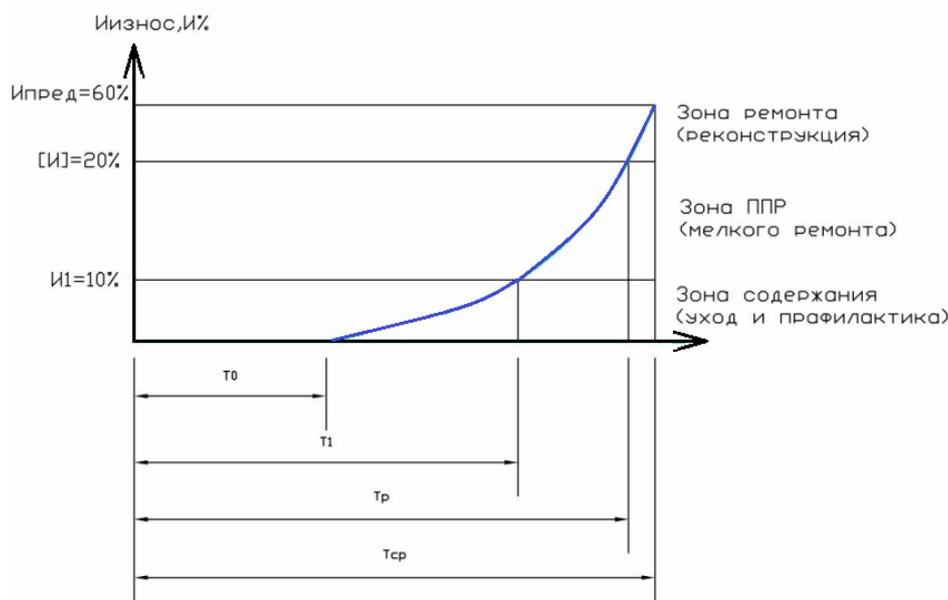


Рис. 6.1. Функция износа:

где e – натуральное число; t_i – временной параметр (годы); T_0 – период приработки; λ – показатель функции износа, отражающий качество конструкций после изготовления и монтажа, качество содержания, реальные транспортные и природно-климатические условия функционирования объекта

Недостатком методики является её применимость только для прогнозирования среднего срока службы группы мостов с одинаковыми характеристиками, а не для какого-то одного конкретного сооружения.

В нормах РВСН 20-01-2006 СПб даётся прямая оценка проектного ресурса железобетонных конструкций во вновь возводимых и эксплуатирующихся зданиях и сооружениях из железобетона [448]. В ГОСТ 31384-2008 [108] установленный нормативный срок службы конструкций в 50 лет не учитывает предельного состояния по глубине повреждения бетона в средах различной агрессивности.

Анализ приведённых нормативных документов показывает, что практически все они сводятся к назначению нормативных сроков службы, а не для прогнозирования реальных сроков службы.

6.2. Анализ исследований по разработке математических моделей долговечности материалов железобетонных конструкций

6.2.1. Общие положения

Целью математического моделирования долговечности железобетонных конструкций является определение значений будущих физико-технических параметров конструкций по фактическим физико-химическим характеристикам бетона арматуры и их взаимодействия, полученным на первоначальном участке времени.

Римшин В.И. [454] отмечает, что при учете прогнозирования долговечности железобетонных элементов должны использоваться методы численного моделирования. Особое внимание следует уделять изучению физико-химических и механических процессов в структуре материалов, ведущих к повышению хрупкости или наоборот к псевдопластичности материалов в условиях напряженного состояния. Предложен переход в расчетах конструкций от введения коэффициентов условий работы к математическим моделям, отражающим деградацию в зависимости от структурных, масштабных, технологических и эксплуатационных факторов.

Теоретической основой для проведения экспериментальных исследований особенностей коррозии бетона в различных агрессивных средах являются методы физической химии, с учётом определения фазового состава продуктов химических реакций процессов коррозии. Изучением поведения деформирования и разрушения материалов при воздействии внешних факторов занимается физико-химическая механика материалов (ФХММ). С позиций физико-химической механики дисперсных структур бетон является самым сложным строительным материалом, имея коагуляционно-кристаллизационную капиллярно-пористую иерархическую

конгломератную (композитную) структуру твердения. Исследования долговечности бетона невозможно проводить без применения физико-химической механики бетона [450, 511].

Принципы физико-химической механики успешно используются и при исследовании коррозии арматуры в бетоне. Процесс коррозии стали в бетоне подчиняется закономерностям электрохимии [447], являющейся разделом физической химии. Однако как отмечается в [187], ФХММ практически ничего нового не предложила вместо раскритикованных методов расчета, из-за отсутствия надежной физической теории, описывающая поведение материалов в агрессивных средах.

Математическое моделирование коррозионного разрушения материалов основывается на экспериментальных данных, полученных в натуральных условиях, и сводится к математическому описанию процесса изменения во времени параметров, характеризующих степень коррозионного поражения конструкции. В качестве параметров используется глубина коррозионного поражения δ , потеря массы G , изменение площади поперечного сечения A конструкции [316].

Классификация является наиболее важным методом модельного исследования [367, 404]. Научная заслуга В.М. Москвина по отношению к изучению долговечности бетона состоит в том, что он впервые предложил научную классификацию повреждений в пористой структуре бетона, выделив по характеру повреждений 3 главных вида [277]:

а) потеря бетоном массы при выносе из него растворимых соединений (коррозия 1 вида);

б) перерождение бетона при химическом взаимодействии компонентов его структуры с агентами среды (коррозия 2 вида);

в) внутривещное давление и напряжения в структуре бетона, превышающие его прочность, вследствие образования в порах бетона расширяющихся комплексов, в частности, кристаллов слаборастворимых солей (коррозия 3 вида).

В соответствии с общими принципами системного анализа бетон и происходящий в нём коррозионный процесс рассматриваются как единая целостная система с выявлением в структуре бетона иерархии композитов и их взаимодействия друг с другом [367].

Впервые приёмы моделирования для изучения коррозии строительных материалов были использованы А.Ф. Полаком и В.Б. Ратиновым [409, 410].

Разработка математических моделей долговечности железобетонных элементов, испытывающих воздействие агрессивной химической среды, основана на изучении [560, 159]:

- физических и химических процессов в структуре бетона;
- механизма коррозии арматуры;

- механизма образования трещин в бетоне и изучения их влияния на процессы коррозии;

- агрессивности окружающей среды;
- проницаемости защитного слоя бетона;
- механизма сцепления бетона и арматурой;
- взаимодействия силовых и несиловых факторов в структуре бетона.

К математическим моделям долговечности элементов железобетона предъявляются следующие требования [315, 353, 463]:

- обладание достаточной простотой, позволяющей получить замкнутые системы уравнений, описывающие поведение элементов конструкций с учетом воздействия среды;

- возможность учёта методов исследования макроскопических свойств материалов;

- возможность учёта допущений о материальном континууме в виде непрерывности движения во времени и по пространственным координатам, позволяющим использовать для решения поставленных задач дифференциальное и интегральное исчисление;

- возможность учёта физико-химических явлений при воздействии агрессивных сред не только на механические, но и физико-химические параметры, характеризующие состояние материала.

Впервые основные методики расчёта несущих железобетонных конструкций, взаимодействующих с агрессивной средой были предложены В.М. Москвиным, Е.А. Гузеевым и С.Н. Алексеевым [159, 276]. Методики предусматривают разработку:

- физических и математических моделей процесса массопереноса с учётом химических реакций, процессов накопления повреждения в структуре бетона, деформирования и разрушения элементов конструкций;

- аналитических, численных, численно-аналитических и инженерных методов исследования математических моделей;

- экспериментальную идентификацию характеристик бетона в моделях массопереноса;

- физико-механических и реологических характеристик бетона, как функций количественной характеристики коррозионного процесса;

- опытную проверку моделей напряженно-деформированного состояния элементов.

Основополагающие принципы математического моделирования сопротивления конструкций различным силовым и климатическим воздействиям, основанные на положениях строительной механики, деформируемого твёрдого тела, упругопластического деформирования разносопротивляющихся анизотропных материалов содержатся в работах: С.В. Александровского [8], Т.И. Барановой [33], В.М. Бондаренко [48], А.А. Гвоздева [100], Ю.П. Гущи [148], В.А. Игнатъева, И.И. Овчинникова [343], Н.И. Кар-

пенко [190], Л.Г. Комохова [206] И.Г. Овчинникова [316, 317], В.В. Петрова [375], А.М. Подвального [402,403], А.А. Прокоповича [435], Л.М. Пухонто [437], Ю.Н. Работнова [441], Б.С. Соколова [486]. Разработку моделей деформирования различных элементов железобетонных конструкций при совместном действии нагрузок и агрессивных сред в разное время проводили Ю.М. Баженов [29], В.И. Соломатов и В.П. Селяев [487, 488], В.И. Римшин [454], Б.В. Гусев [137], В.Ф. Степанова [499], Р.Б. Санжаровский [462], П.Г. Комохов [206], В.П. Селяев [467]. Моделирование процессов снижения долговечности железобетонных конструкций отражены в работах Е.А. Гузеева [115, 116, 117], К.А. Пирадова [379, 380], Савицкого [460] с использованием подходов механики разрушения теории трещин и основных параметров эффективной энергии разрушения G и коэффициентов интенсивности напряжений K_I .

Яковлев В.В. в работе [558] отмечает, что получение математических моделей любого процесса возможно двумя различными путями. Первый путь предусматривает разработку детерминированных математических моделей с учётом закономерностей физико-химических и физико-механических процессов, протекающих в исследуемом материале при коррозионном воздействии среды [206]. Второй путь является эмпирическим. По нему строятся статистические модели.

Овчинников И.Г. в работе [232] констатирует, что математические модели делятся на физико-химические модели причинно-следственного типа, устанавливающие зависимость между параметрами окружающей среды (температурой, влажностью, химическим составом) и параметрами коррозионного процесса и феноменологические модели, описывающие кинетику изменения параметров в виде некоторой функциональной или дифференциальной зависимости от времени.

Недостатками существующих физико-химических моделей [45, 183, 272] является то, что при их разработке в большинстве случаев учитываются данные о кинетике коррозионных процессов, полученные в результате лабораторных исследований на образцах с ограниченным набором воздействующих внешних факторов. При моделировании влияния каждого из факторов системы отдельной эмпирической функцией или коэффициентом смоделировать взаимное влияние факторов очень затруднительно, что способствует значительному отклонению результатов прогнозов. Методы физической химии являются в основном качественными и непосредственно в расчетах конструкций не используются.

Гусев В.Б., Файвусович А.С., Степанова В.Ф., Розенталь Н.К. констатируют, что возможности чисто экспериментальных методов исследований из-за большой трудоёмкости в значительной мере ограничены [135]. Поэтому в последние десятилетия ведется активная разработка эмпирических и полуэмпирических моделей, учитывающих накопление дефектов

в бетоне и арматуре в результате воздействия химико-физических процессов и нагрузки. Эти деградационные модели определяют надежность железобетонных конструкций, эксплуатируемых в агрессивных средах, при заданной продолжительности эксплуатации. Наиболее важными среди них являются математические модели процессов коррозии, определяющие долговечность конструкций.

Пухонто Л.М. подчёркивает, что эмпирические модели коррозии описывают кинетику коррозионного износа в виде законов изменения положения границы между неповрежденной и пораженной коррозией частями сечения [437].

Полуэмпирические модели в терминологии В.В. Болотина [46, 47] связывают скорости постепенного накопления повреждений с действующими силовыми и несиловыми воздействиями.

Более приемлемыми по сравнению с физико-химическими моделями для научных исследований коррозионного разрушения напряженных элементов конструкций по данным И.Г. Овчинникова являются математические феноменологические модели, построенные на основе феноменологического подхода в виде алгебраических выражений, связывающих параметры коррозионного повреждения со временем, либо дифференциальные, интегро-дифференциальные уравнения, описывающие кинетику изменения коррозионного процесса во времени с учетом различных факторов [316].

Основной недостаток феноменологических моделей по сравнению с моделями причинно-следственного типа состоит в том, что выбранная формула может не иметь ничего общего с «настоящей» закономерностью и не всегда может быть достаточно надежной основой для прогнозирования.

Теоретической основой при разработке феноменологических моделей долговечности железобетонных конструкций служат законы физической химии, теории тепломассопереноса и фазовых переходов, позволяющие получить количественные оценки, протекающих во времени химических и физических процессов. Эти модели совместимы с уравнениями механики бетона, так как содержат параметры, учитывающие вид и уровень действующих напряжений.

При расчете напряженно-деформированного состояния вязкоупругих тел, вызванного внешними нагрузками и воздействием газообразных и жидких агрессивных сред, диффузирующих через поверхность, различными исследователями предлагаются следующие подходы к описанию поведения материалов и конструкций, с учётом рассмотрения сущности физико-химических процессов, происходящих в материалах:

- использование аналогии между задачами термовязкоупругости и задачами влагуупругости. Влияние диффузирующей жидкой среды на механические свойства материала происходит через коэффициенты уравнений, являющиеся функциями концентрации агрессивной среды. Распре-

деление концентрации агрессивной среды по объему конструктивных элементов находится из решения нелинейного уравнения массопереноса [494, 495], коэффициенты которого зависят от уровня напряженно-деформированного состояния элементов конструкций. Однако, решение подобных задач из-за их сложности в большинстве случаев оказывается возможным осуществить лишь численными методами;

- рассмотрение материала, как твердого раствора с учетом взаимосвязи деформации, диффузии вещества и теплопроводности в рамках необратимых процессов механики сплошной среды [184, 185, 407];

- использование модели электропроводности тела, для описания процессов деформирования, теплопроводности, диффузии, электропроводности и поляризации с учетом химических реакций [90];

- рассмотрение механического разрушения, как химической реакции разрыва межатомных связей, несущих механическую нагрузку, с учётом как термической деструкции, так и величины растягивающего напряжения [155];

- принятие рабочей гипотезы, что механические напряжения не изменяют механизма реакций деструкции полимеров, а механодеструкция проходит те же стадии, что и деструкция в отсутствие напряжений, но с существенным изменением соотношений между стадиями [231, 155];

- построение математических моделей с использованием методов механики сплошной среды, с включением в систему определяющих параметров не только механических, но и физико-химических параметров, учитывающих влияние агрессивной среды на кинетику процессов деформирования и разрушения [194, 229];

- использование методики мониторинга эксплуатируемых мостов, путепроводов и других транспортных сооружений в рамках действующего СНиП по мостам с учетом климатических воздействий с помощью экспресс-метода прогноза поведения бетона [14];

- учёт влияния напряженно-деформированного состояния на скорость снижения прочности и модуля упругости бетона, оцениваемого введением понятия о безразмерном уровне напряжений в бетоне. Например, при вычислении σ_{\min} от относительного уровня напряжений учитывается минимальное напряжение в волокне, т.е. от действия только длительной нагрузки [325].

Преимуществом физико-химических моделей по сравнению с эмпирическими моделями по заключению В.В. Яковлева [558] является описание кинетики коррозии бетона в более широком спектре параметров агрессивной среды и характеристик бетона. В то же время учёт физико-химических явлений, описывающих поведение материалов и элементов конструкций в феноменологических математических моделях при воздействии агрессив-

ных сред, может происходить с помощью включения не только механических, но и физико-химических параметров [320, 315, 326].

Построение феноменологических моделей деформируемых тел с учетом физико-химических явлений на поверхности и в объеме происходит с учётом использования положений неравновесной термодинамики и механики сплошной среды. Развивающиеся в конструкциях с течением времени процессы деформирования и разрушения являются термодинамически необратимыми [165, 354, 419]. Для характеристики необратимых процессов в термодинамике применяется понятие энтропии. В работах [198, 199] предлагается использовать энтропию для исследования прочности. При этом наиболее общим методом при учете воздействия агрессивной среды являются два вида энтропийного подхода [545].

Первый подход описывает механическое разрушение влиянием химических реакций разрыва межатомных связей, несущих механическую нагрузку. Скорость разрыва напряженных связей зависит не только от температуры, но и величины растягивающего напряжения [3, 231]. При этом расчётная долговечность определится из решения уравнения кинетики деструкции с учетом температуры, напряжений и концентрации. Однако, из-за взаимовлияния рассматриваемых процессов эта зависимость является очень сложной [102, 345].

Второй подход к построению математических моделей учитывает воздействие агрессивной среды с помощью использования методов механики сплошной среды путём включения в систему определяющих параметров не только механических, но и физико-химических параметров поведения материалов и элементов конструкции, влияющих на кинетику процессов деформирования и разрушения железобетонных конструкций [194, 229]. Этот подход был развит в работах Саратовской школы механики [315, 318–320, 322, 326, 368, 376, 375]. При этом общая модель конструкции представляется в виде нескольких моделей: модели конструктивного элемента, модели материала, модели воздействия среды, модели наступления предельного состояния. Модель воздействия агрессивной среды представляется в виде модели слоистой неоднородности для описания кинетики коррозии металлов и модели наведенной распределенной неоднородности, применяющейся для описания кинетики деградации механических свойств композитов. Слоистая неоднородность определяется законом движения фронта изменения механических свойств, распределённая неоднородность – скалярной функцией пространственных координат и времени.

Разработка математических моделей с использованием второго подхода включает три самостоятельных этапа:

- структурная идентификация моделей;
- разработка алгоритмов построения моделей;

- написание программ для численных расчетов, на основе которых возможно выполнение компьютерного моделирования.

Структурная идентификация учитывает все наиболее важные особенности исследуемых процессов с помощью разработанной структуры модели, с обеспечением достаточной точности расчетов при относительной простоте численного решения. Научная ценность компьютерного моделирования определяется тем, что в натуральных условиях невозможно выполнить эксперименты, моделирующие поведение бетонов при длительности эксплуатации в течение десятков или сотен лет. В отличие от физического моделирования при компьютерном моделировании, заранее исключить переходные процессы не удастся, так как не известно начало установившегося устойчивого режима работы. При имитационном моделировании для снижения влияния искажения результатов необходимо либо увеличивать количество прогонов модели, либо за начало отсчета принимать некоторый фиксированный момент времени, а не начало испытаний.

6.2.2. Анализ исследований по разработке моделей коррозии ненапряжённого бетона

Впервые в нашей стране определение количественной оценки долговечности бетона в агрессивной среде было предпринято Г.К. Дементьевым [154]. Он предложил расчетные формулы состава бетона, в частности, расход цемента и количество пуццолановой добавки, в зависимости от требуемого срока эксплуатации сооружения.

Впервые феноменологический подход для создания моделей с учётом физико-химических процессов применительно к процессам твердения вяжущих веществ, а затем к вопросам коррозии строительных материалов был применен А.Ф. Полаком в работах [408–410, 412].

В основе моделирования физико-химических процессов коррозии бетона А.Ф. Полаком заложены три принципа [412]:

- 1) однородность участков при коррозии бетона. На основании физико-химического анализа массопереноса агрессивного вещества в жидкой среде и продуктов химической реакции предусматривается наличие трёх участков. На первом участке происходит диффузия агрессивного вещества, на втором – растворение исходного вещества, на третьем – диффузия и растворение исходной фазы бетона;

- 2) принцип допустимости Франка-Каменецкого, показывающий, что все поверхности, рассматриваемые в данном процессе равнодоступны;

- 3) аддитивность отдельных явлений, свидетельствующая о равенстве суммарной скорости переноса вещества сумме индивидуальных при условии переноса вещества в результате диффузии и конвекции.

Математическая модель коррозии бетона А.Ф. Полака состоит из двух структурных элементов [410]:

1) общий процесс коррозии рассматривается как ряд элементарных процессов, состоящих из растворения исходного материала, диффузии ионов растворенного вещества, *подвода* агрессивной внешней среды, химической реакции между исходным и агрессивным веществом, выпадения из пересыщенного раствора осадка новой фазы и рост ее кристаллов. Суммарный процесс совместного действия этих элементарных процессов отражается аналитической моделью;

2) наличие зональности в области коррозии в любой момент времени по сечению бетона. Постоянство значений параметров структуры корродирующего материала в пределах одной зоны.

Распределение концентрации агрессивного агента в объеме бетона по глубине образца и во времени А.Ф. Полак учитывает с помощью дифференциальных уравнений перемещения агрессивного фронта, основанных на первом и втором законах Фика. Модель скорости переноса жидкости в бетоне с помощью диффузии представляются уравнениями Фика для одномерного переноса:

$$V_1 = \frac{\partial c}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c}{\partial x^2}, \quad (6.2)$$

где c – концентрация жидкой агрессивной среды;

D – коэффициент диффузии.

Предложенное А.Ф. Полаком дифференциальное уравнение кинетики процесса углубления прокорродировавшего слоя бетона на величину dL представленное в виде: $(q_2 dt = \mu mdL)$ позволяет получить функциональные зависимости $L(t)$ при описании кинетики различных видов коррозии бетона с учетом определенных начальных и граничных условий. Аналогичные подходы в оценке коррозии бетона были использованы в дальнейшем С.Н. Алексеевым, Ф.М. Ивановым, Б.В. Гусевым, В.Ф. Степановой, Н.К. Розенталем, П.Г. Комоховым и В.М. Латыповым [136, 159, 206].

Расчетная схема массопереноса для трёх видов коррозии бетона, разработанная А.Ф. Полаком [411], представлена на рис. 6.2. Глубину продвижения границы коррозионного поражения для трех видов коррозии бетона в жидких средах А.Ф. Полак предлагает вычислять по одной универсальной формуле, параметры которой определяются экспериментом. Виды коррозии бетона, протекающие с участием веществ, наподобие Cl^- или SO_4^{2-} , ионы которых способны депассивировать сталь, А.Ф.Полак рекомендует проверять на значение концентрации агрессивного компонента в местах расположения арматуры.

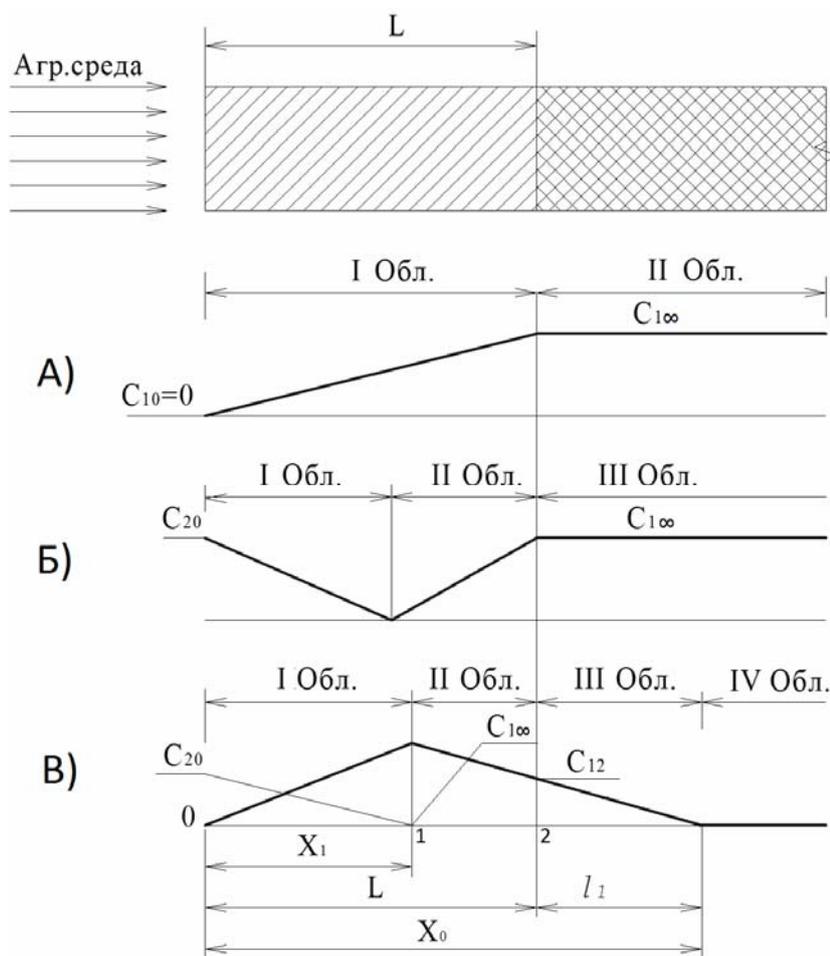


Рис.6.2 Схема массопереноса при коррозии бетона [411]:

А – в условиях омывания водой; Б – в растворах кислот; В – в растворах солей с образованием осадка; $C_{1\infty}, C_{12}, C_{31}$ – растворимость исходного вещества и новообразования; C_{10}, C_{20} – концентрация растворов; L – глубина коррозионного поражения; l_1 – глубина агрессивного фронта.

С помощью трёх принципов моделирования физико-химических процессов коррозии бетона и феноменологического подхода Полаком А.Ф. была получена математическая модель для определения критического срока службы бетона защитного слоя железобетонных конструкций, с учётом коррозионной сохранности арматуры:

$$t_k = \frac{1}{2} \left(\frac{C_{4K} \sqrt{D_4}}{\mu_4 q_1} + \frac{x_n}{\sqrt{D_4}} \right)^2, \quad (6.3)$$

где C_{4K} – предельно допустимая концентрация хлоридов; D_4 – коэффициент диффузии; μ_4 – стехиометрический коэффициент; q_1 – количество

агрессивного газа, поглощаемого единицей поверхности бетона в единицу времени; x_n – глубина заложения арматуры.

Для массивного бетона в гидротехнических сооружениях возникает необходимость оценки переноса жидкости путём фильтрации её через бетон. Модель переноса жидкости в бетоне путём фильтрации имеет вид уравнения Дарси:

$$V_2 = \frac{\partial c}{\partial t} = -D \frac{\Delta P}{\ell}, \quad (6.4)$$

где c – концентрация жидкой агрессивной среды; D – гидравлический диаметр; ΔP – потеря давления при гидравлическом сопротивлении; ℓ – длина пути фильтрации.

Модель, описывающая совместный процесс диффузии и фильтрации имеет вид:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \operatorname{div}(D_c \cdot \nabla c) + \frac{c}{\alpha} \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial c_c}{\partial t}, \quad (6.5)$$

где D_c – объемный коэффициент диффузии агрессивной среды, зависящий от адсорбционных явлений и от параметра α так же, как от влажности пор, температуры, степени гидратации цемента, степени реакции R и объединенного параметра повреждения d^* ; a – фактор вместимости, т.е. мера вяжущей способности бетона для отдельного диффузанта; w – составляющая воды; $\frac{\partial c_c}{\partial t} = \alpha_3 \frac{\partial R}{\partial t}$ – изменение концентрации диффундирующих веществ из-за химической реакции в единицу времени (параметр α_3 зависит от вида бетона и характеристик реагентов).

В формуле (6.5) первое слагаемое описывает чистый процесс диффузии, а остальные представляют собой изменение во времени полной концентрации агрессивного вещества из-за поступления его с водным потоком [638, 639].

Согласно экспериментальным и теоретическим исследованиям Розенталя Н.К. [457] расчёт скорости коррозионного процесса в бетоне должен выполняться в зависимости от свойств, образующихся в наружном слое солей с учётом фактора, вызывающего наибольшее повреждение железобетона. Для бетона в среде с газами первой и частично второй группы – это учёт толщины слоя бетона, утратившего щелочную реакцию и потерявшего защитное действие по отношению к стальной арматуре. Для сред с газами второй группы и газами второй подгруппы из третьей группы – это расчёт толщины слоя бетона, который может быть разрушен в заданное время. Для первой подгруппы третьей группы газов главной задачей

является расчёт периода, за который у поверхности арматуры произойдёт накопление критического количества агрессивных к стали солей [457].

В газах первой группы, с учётом полученной фактической толщины нейтрализованного (карбонизированного) слоя бетона, определённой пропорционально корню квадратному из времени и концентрации газа, может быть сделан прогноз глубины нейтрализации x и в большие сроки τ по результатам обследования бетона, находившегося в эксплуатации τ_1 лет, а также по результатам ускоренных испытаний бетона в течение времени τ_1 , в среде с повышенной концентрацией агрессивного газа C_1 по формулам:

$$x = x_1 \sqrt{\frac{\tau}{\tau_1}} \text{ и } x = x_1 \sqrt{\frac{C\tau}{C_1\tau_1}}. \quad (6.6)$$

Кишитани К. в работе [607] приводит эмпирическую модель, устанавливающую нелинейную зависимость между глубиной x (см) и временем карбонизации τ (годы) для бетонов при $B/C < 0,6$:

$$\tau = \frac{7,2}{4,6 \frac{B}{C} - 1,7} x^2. \quad (6.7)$$

Аналогичные нелинейные зависимости модели продвижения коррозионного фронта в бетоне в газоздушных средах, содержащих CO_2 , приведены в работах В.М. Москвина, Ф.М. Иванова, С.Н. Алексеева, Е.А. Гужеева и В.П. Чиркова [276, 527]. Модели продвижения коррозионного фронта в бетоне в хлорных и сернистых газоздушных средах содержатся в работах А.Ф. Полака, А.И. Попеско [418, 426].

Модель продвижения коррозионного фронта в мелкозернистом бетоне В15 в газоздушной хлорсодержащей среде с различной концентрацией приведена в [1]. Однако эти модели не применимы для решения задач с подвижной границей, т.к. не учитывают концентрации нейтрализуемого компонента, а также изменение пористости при коррозии.

В эмпирических моделях процессов коррозии бетона в газовых средах, разработанных с учётом феноменологического подхода А.Ф. Полаком [413–416] приняты допущения:

- процесс коррозии рассматривается как одномерный;
- влагосодержание бетона принимается постоянным и равномерно распределенным по объему;
- в качестве единственного уравнения модели принимается диффузионный массоперенос газообразной фазы с учетом кинетики сорбции агрессивного компонента;
- рассматривается только случай образования линейного фронта коррозии;

- условие типа Стефана на границе подвижного фронта коррозии заменено условием равенства потоков веществ для стационарного состояния;
- задача продвижения фронта коррозии решена самостоятельно на основе гипотезы Таманна.

Однако анализ исходных предпосылок показывает, что случай постоянного и равномерного по объему бетона влагосодержания практически не наблюдается. При диффузии газообразного вещества в капилляре, стенки которого покрыты пленкой воды, реализуется цилиндрический, а не линейный фронт коррозии [139].

Гусев Б.В., Файвусович А.С. и Рязанова В.А. в работе [139] отмечают, что до последнего времени теоретически и экспериментально исследовалась коррозия бетона в жидких агрессивных полностью насыщенных жидкостью бетонах с принятием линейного подвижного фронта коррозии, в котором соблюдается условие:

$$E_n D_1 \frac{\partial C_1}{\partial x} \mu_1 - E_H D_2 \frac{\partial C_2}{\partial x} = -m_0 \mu \frac{\partial \eta}{\partial t}, \quad (6.8)$$

где $E_n = E_H + m_0 \gamma_0$; E_n, E_H – начальное и конечное значение величины пористости; D_1, D_2, C_1, C_2 – коэффициенты диффузии и концентрации агрессивного и нейтрализуемого веществ в растворе; $m_0 \gamma$ – концентрация и объёмный вес растворимого компонента цементного камня в твёрдой фазе; μ, μ_1 – техиометрические коэффициенты; η – координата подвижного фронта коррозии; x – координата; t – время.

В уравнении (6.8) разность плотности потоков масс, соответствующих растворам веществ C_1, C_2 равна приращению количества растворяющегося компонента m_0 при перемещении фронта $x = \eta(t)$ на $d\eta$ за время dt .

Таким образом в исследованиях В.М. Москвина, Ф.М. Иванова, С.Н. Алексеева, А.Ф. Полака [276, 410, 411, 417] решаются только квази-стационарные задачи процессов коррозии бетона.

В отличие от линейного подвижного фронта коррозии бетона в работе [139] представлена модель для определения координаты подвижного цилиндрического фронта коррозии вокруг поры или капилляра:

$$\eta^2 \ln(\eta/r^0) - 0,5(\eta^2 - r_0^2) = \frac{2E_n D C_1 t}{m_0 \mu}, \quad (6.9)$$

где r^0 – эквивалентный радиус r_0 поры или капилляра, по которым осуществляется перенос раствора C_1 .

Модель позволяет в зависимости от особенности процессов коррозии реализовывать две принципиальные схемы коррозии бетона с образованием линейного или цилиндрического фронта. Причём при определён-

ных условиях, например при сульфатной коррозии, может происходить их взаимодействие с интенсификацией процесса коррозии.

Гусев Б.В., Степанова В.Ф., Черныщук Г.В. отмечают [137], что в научных разработках В.М. Москвина, Ф.М. Иванова, С.Н. Алексеева, Е.А. Гузеева, Б.В. Гусева, А.С. Файвусовича, В.Ф. Степановой, Н.К. Розенталя, А.Ф. Полака, В.Б. Ратинова, Г.Н. Гельфана, С. Модры, П. Шисля [136, 159, 276, 410, 411, 417] модель скорости продвижения фронта карбонизации получена в предположении, что скорость процессов карбонизации определяется скоростью диффузии газа в поровом пространстве. Однако в модели не учитывается, что коэффициент диффузии газов на несколько порядков выше, чем для ионов в растворах: так для газов $D \approx 10^{-1} - 10 \text{ см}^2/\text{с}$, а для ионов в растворе $D \approx 10^{-6} - 10 \text{ см}^2/\text{с}$.

Гусевым Б.В., Степановой В.Ф., Черныщук Г.В. предлагается [137] для инженерных расчётов определять скорость карбонизации бетона, для случаев, когда скорость процессов коррозии в газовых средах определяется влажностью газовой среды, т.е. степенью заполнения пор водой, по формуле:

$$\alpha_{\text{ж}} = \sqrt{\frac{2D_{\text{ж}}C_{\text{ж}}\varepsilon_n W}{m_0}}, \quad (6.10)$$

где $W < 0,8$ ($\varphi < 0,95$); ε_n – эффективная пористость; $C_{\text{ж}}$ – концентрация агрессивного компонента в жидкой фазе; $D_{\text{ж}}$ – молекулярный коэффициент диффузии в жидкой среде; W – степень заполнения пор водой; m_0 – реакционная ёмкость бетона; φ – относительная влажность воздуха.

Когда определяющими являются процессы диффузии в газовой среде, скорость карбонизации α_r рекомендуется рассчитывать по формуле:

$$\alpha_r = \sqrt{\frac{2D_r C_r \varepsilon_n (1 - W)}{m_0}}, \quad (6.11)$$

где $W > 0,8$ ($\varphi > 0,95$).

Для расчета глубины нейтрализации обычных тяжелых бетонов Степанова В.Ф. [499] предлагает модель, выведенную на основании законов диффузии для плотных конструктивных лёгких бетонов:

$$x = \sqrt{\frac{2D' C_0 t}{m_0}}, \quad (6.12)$$

где x – глубина нейтрализации бетона в см; D' – эффективный коэффициент диффузии CO_2 в карбонизированном слое бетона, рассчитанный на основании экспериментальных данных по формуле:

$$D' = \frac{m_0 \cdot x^2}{2 \cdot C_0 \cdot t}; \quad (6.13)$$

здесь C_0 – концентрация CO_2 в воздухе в относительных величинах; t – время в с; m_0 – реакционная емкость бетона по отношению к CO_2 .

Степановой В.Ф. экспериментально-теоретическим путём получен приведенный коэффициент скорости карбонизации Θ , показывающий относительную величину агрессивного газовой-жидкостного потока взаимодействующего с бетоном [499]. Формулы определения Θ позволяют сравнивать разрозненные экспериментальные данные, относящиеся к различным составам бетона, вместо используемой ранее ненормированной скорости карбонизации:

$$\theta_{\text{ж}} = \frac{a_{\text{ж}}}{\sqrt{D_{\text{ж}} \varepsilon_{\text{П}}}} = \sqrt{\frac{2C_{\text{ж}}W}{m_0}} W < 0,8 (\varphi < 0,95), \quad (6.14)$$

$$\theta_{\text{Г}} = \frac{a_{\text{Г}}}{\sqrt{D_{\text{Г}} \varepsilon_{\text{П}}}} = \sqrt{\frac{2C_{\text{Г}}(1-W)}{m_0}} W > 0,8 (\varphi > 0,95), \quad (6.15)$$

где $\theta_{\text{ж}}, \theta_{\text{Г}}$ – приведенная скорость карбонизации в жидкой фазе и в воздухе, характеризующая какая часть агрессивного потока взаимодействует с бетоном; $C_{\text{Г}}, C_{\text{ж}}$ – концентрация углекислого газа в воздухе и в жидкой фазе; m_0 – концентрация растворимого компонента в твёрдой фазе (реакционная ёмкость бетона); W – степень заполнения пор водой; φ – влажность среды эксплуатации; $a_{\text{ж}}, a_{\text{Г}}$ – координата центра фронта коррозии бетона в жидкой и газовой фазе бетона во времени; $\varepsilon_{\text{П}}$ – значение коэффициента пористости в зоне реакции.

Результаты расчетов по формулам (6.14), (6.15) и (6.13) отличаются друг от друга на множитель $(1-W)$, который учитывает влажностное состояние бетона.

Соломатов В.И. и Селяев В.П. в работе [487] определяют химическое сопротивление бетонов в агрессивных средах с помощью следующих факторов:

- 1) скоростью транспортирования жидкости в материал.
- 2) кинетикой химического взаимодействия реакционно-способных компонентов бетонов и агрессивной среды.

В зависимости от того, какой процесс преобладает, химическое взаимодействие или перенос, различают гомогенный, гетерогенный или диффузионный механизм разрушения.

С учётом положений [487] изложен метод количественной оценки химического сопротивления бетонов и прогноз их долговечности. В основе этого метода находится зависимость степени деградации бетона, т.е. изме-

нение его прочностных и деформационных свойств, в зависимости от уровня концентрации агрессивной среды и длительности её действия.

Моделью для описания деградации одномерного переноса при наличии градиента химических потенциалов является дифференциальное уравнение:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} - u_x \frac{\partial c}{\partial x} - kc^m, \quad (6.16)$$

где c – концентрация среды в заданных точках x и времени t ; D – коэффициент диффузии; u_x – скорость фазового переноса жидкости для бетонов как капиллярно-пористых тел; k – константа скорости реакции химического взаимодействия; m – порядок химической реакции.

Уравнение (6.16) описывает деградацию бетона. т.к.учитывает выравнивание разности концентрации и химических потенциалов благодаря переносу агрессивной жидкости и её химического взаимодействия с реакционно-способными компонентами бетонов.

Оценка долговечности бетонных и железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в условиях агрессивной среды определяется глубиной разрушения бетона. Разрушение бетона при коррозии I и II видов происходит постепенно с поверхности в глубину материала. Механизм переноса агрессивных сред к цементному камню и отвод продуктов коррозии определяют интенсивность разрушения бетона. Деструктивные процессы при сульфатной коррозии внешне сопровождаются расширением (деформированием) ненагруженных бетонных образцов на начальном этапе эксплуатации.

Гузев Е.А., Алексеев С.Н., Савицкий Н.В. в работе [120] рекомендуют накопление повреждений в структуре бетона разделять, в зависимости от природы вяжущих и пространственных изменений, происходящих в бетоне во времени, на три схемы:

1) свойства бетона изменяются во всём объёме, сечении элемента (коррозия I вида при фильтрации);

2) свойства бетона изменяются в слое ограниченной толщины (коррозия I вида при омывании бетона, коррозия II вида);

3) свойства бетона изменяются в некоторой части объёма по определённой закономерности в зависимости от количества проникающих и накапливающихся или вступающих во взаимодействие веществ (коррозия III вида).

Степанова В.Ф. в работе [499] подчёркивает недопустимость значительного разрушения бетона под действием агрессивных сред. При наличии прогнозируемой глубины разрушения бетона через 50 лет в 3 см необходимо на стадии проектирования применять специальные меры защиты: окраску специальными составами или пропитку поверхности.

С увеличением глубины поражения бетона и величины слоя продуктов коррозии решающее значение приобретает внутренняя диффузия агрессивных веществ к поверхности коррозии. Для этого периода характерна

прямолинейная зависимость глубины разрушения бетона от параметра \sqrt{t} (t – время воздействия агрессивных сред на бетон) [499] (рис. 6.3).

V_k , мг CaO/(см² · сут)

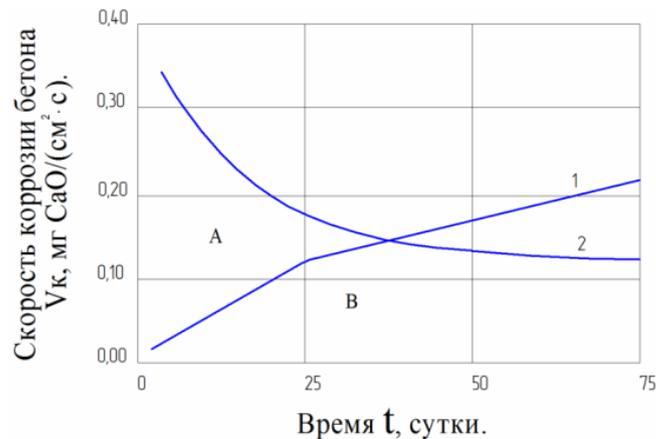


Рис. 6.3. Основные кинетические зависимости коррозии I и II видов:
 1 – количество разрушенного бетона, определяемое по потере бетоном CaO (P_{CaO}); 2 – скорость коррозии бетона V_k ;
 A – диффузионно-кинетический период;
 B – период внутренней диффузии

В зависимости от состава бетона, вида агрессивной среды, фазового состава, структуры и толщины слоя продуктов коррозии, длительность процесса коррозии бетона в диффузионно-кинетическом периоде колеблется от 6 до 60 суток.

При диффузионном механизме переноса агрессивных веществ скорость коррозии бетона имеет прямолинейную зависимость от параметра \sqrt{t} (где t – время испытания). При воздействии агрессивной среды в цементном камне или бетоне происходит послойное разрушение материала. При этом сохраняется четкая граница между доброкачественным бетоном и зонами коррозии. Влияние вида агрессивной среды на скорость коррозии бетона показано на рис. 6.4 [344].

Глубина разрушения бетона при диффузионно-кинетическом механизме коррозии к определенному сроку испытаний определяется по формуле [499]:

$$h = \frac{P_{CaO}}{\rho P'_{CaO}} 10^{-5}, \quad (6.17)$$

где P_{CaO} – количество прореагировавшего цементного камня в перерасчете на CaO, отнесенное к единице реагирующей поверхности образцов, г/см²; ρ – расход цемента в бетоне, кг/м³; P'_{CaO} – содержание CaO в цементе (по данным химического анализа), %.

$\Delta P_{CaO}, \text{мг/см}^2$

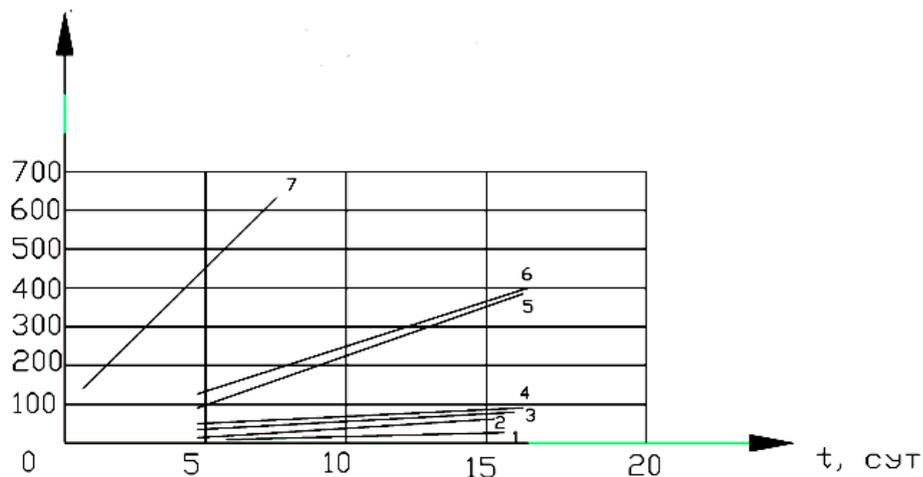


Рис. 6.4. Кинетическая зависимость процессов коррозии цементного камня в диффузионном периоде $P_{CaO} = f(\sqrt{t})$:

1 – 0,1 Н. Раствор $H_2C_3O_4$; 2 – дистиллированная вода; 3 – агрессивная CO_2 – 300 мг/л; 4 – 0,1Н (HF); 5 – 0,1 Н (H_2SO_4); 6 – 0,1 Н (HCl) бетон; 7 – 0,1 Н (HCl)

Зависимость $P_{CaO} = f\sqrt{t}$, исследуется путём предварительных испытаний на определение P_{CaO} не менее 6-8 раз.

Для прогнозирования глубины разрушения бетона в диффузионный период предлагается использовать формулу, чаще всего встречающуюся на практике [499]:

$$h_1 = \frac{(k\sqrt{t} - \alpha)}{(\Delta P'_{CaO})}, \quad (6.18)$$

где k – экспериментальный коэффициент, представляющий собой тангенс угла наклона кривых коррозии в диффузионный период к оси абсцисс и определяемый предварительными испытаниями; t – время, для которого прогнозируется глубина разрушения, сут; α – поправочный коэффициент.

В то же время В.Ф. Степанова в [499] отмечает, что в настоящее время еще не разработаны способы, позволяющие надежно определять глубину разрушения бетона при коррозии на основе данных о его составе и условиях агрессивного воздействия. Существующие методы прогнозирования глубины коррозии бетона основываются на данных глубины поражения при сравнительно кратковременных испытаниях с привязкой этих результатов к диффузионному переносу агрессивных веществ.

В общем случае все построенные модели включают уравнения процессов массопереноса, кинетики процессов растворения и химических реакций с образованием плоского фронта химического превращения. Однако они справедливы только для одномерных процессов коррозии бетона. В то

же время процессы коррозии являются неравновесными и необратимыми, определяющими кинетику реакций. Поэтому использование стационарных процессов является недопустимым [514, 516].

Существующие модели коррозии бетона имеют следующие недостатки [138]:

- отсутствие в моделях условия баланса веществ, участвующих в реакции нейтрализации на подвижной границе (условие Стефана для химического превращения);
- уравнение продвижения фронта химического превращения, полученное на основе гипотезы Таманна, допускает самостоятельное решение вне связи с разработанной моделью;
- определение величины потока агрессивного компонента в кинетическом уравнении баланса веществ только для стационарного состояния, без учёта величины потока нейтрализуемого компонента. Процессы коррозии являются неравновесными и необратимыми, что определяет особенности кинетики их протекания. Поэтому использование стационарных решений является недопустимым. В этом отношении более адекватной реальным процессам является модель, предложенная С.Н. Алексеевым и Н.К. Розенталь [10];
- построение математических моделей основываются на установлении структуры элементарных физических и химических процессов, связанных с протеканием конкретных химических реакций, которые записываются в кинетической форме и включаются в исходные уравнения массопереноса.

Предлагаемая Б.В. Гусевым классификация видов коррозии бетона [138], представленная в табл. 6.3, является обобщением предложенной ранее В.М. Москвиным классификации видов коррозии бетона [276].

Т а б л и ц а 6 . 3

Классификация видов коррозии бетона

Вид коррозии	Классификационные признаки		
	Степень водонасыщения бетона	Химическая активность среды	Дифференциальные уравнения
1	2	3	4
1	Водонасыщенный бетон	Водная среда химически нейтральна	Уравнение массопереноса растворимого компонента цементного камня
2		Водная среда химически активна	Два уравнения массопереноса агрессивной среды и растворимого компонента цементного камня
3	Не полностью водонасыщенный бетон	Газовая среда химически нейтральна	Уравнение влагопереноса и два уравнения массопереноса агрессивной жидкости и растворимого компонента цементного камня

Окончание табл. 6.3

1	2	3	4
4		Газовая среда химически активна	Уравнение влагопереноса, два уравнения массопереноса агрессивной жидкости и растворимого компонента цементного камня, и уравнение массопереноса газовой составляющей с учетом ее сорбции жидкой фазой

При выводе определяющей системы уравнений учитываются только элементарные процессы, лимитирующие коррозию в целом. В данном случае это процессы массопереноса и сорбции. Приведённые четыре вида коррозии отличаются видом уравнения массопереноса, видом граничных условий и фазовым составом продуктов коррозии.

Каждому виду коррозии соответствует строго определенное количество дифференциальных уравнений:

- первому виду – одно дифференциальное уравнение, описывающее изменение концентрации растворимого компонента цементного камня в поровом пространстве водонасыщенного бетона (диффузионное и фильтрационное выщелачивание);
- второму виду – два дифференциальных уравнения, описывающих изменение концентрации агрессивного и растворимого компонентов цементного камня в поровом пространстве водонасыщенного бетона;
- третьему виду – три дифференциальных уравнения, два из которых соответствуют предыдущему, а третье описывает процессы влагопереноса;
- четвертому виду – четыре дифференциальных уравнения, три из которых являются аналогичными предыдущему виду, а четвертое представляет уравнение массопереноса газообразного компонента с учетом процессов сорбции.

Математические модели первого и второго типов для полностью водонасыщенного бетона рассматриваются совместно. Так, в частном случае, при концентрации агрессивной жидкости, равной нулю, модель 2-го типа трансформируется в модель 1-го типа.

Наиболее общей является математическая модель процессов коррозии в газовых средах, включающая четыре дифференциальных уравнения. Она является базовой для получения моделей для других видов коррозии. Модифицированная классификация типов моделей процессов коррозии основывается на определенных классах уравнений, выражающих фундаментальные законы физической химии и теории массопереноса. В общем случае в математической модели решение дифференциальных уравнений осуществляется численными методами, т.к. наличие подвижной границы фронта коррозии (выщелачивания) переводит их в разряд нелинейных.

Автомодельное решение дифференциальных уравнений позволяет установить закон движения и ширину фронта коррозии, которая с течением времени увеличивается. Полученные решения в качестве частных случаев содержат все ранее известные формулы, выведенные без учёта баланса веществ, вступающих в реакцию.

Б.В.Гусев подчёркивает [138], что при разработке математических моделей должны учитываться следующие основные особенности процессов коррозии бетона:

- рассмотрение процессов коррозии бетона в агрессивных средах как для частичного, так и полного водонасыщенного порового пространства бетона;
- нахождение в твердой фазе растворимой (нейтрализуемой) составляющей цементной матрицы, равномерно распределённой по объёму;
- нейтрализация растворенной составляющей цементной матрицы агрессивным раствором во всех случаях коррозии;
- образование подвижного фронта химического превращения при процессах коррозии;
- зависимость скорости химических реакций только от концентрации раствора агрессивного вещества, т.е. отнесение их к реакциям первого порядка;
- гомогенность химических реакций, характеризующих процессы коррозии;
- изотермичность во всех случаях исследуемых химических процессов, ввиду их большой продолжительности;
- протекания процесса коррозии по двум принципиально различным схемам: параллельно смачиваемой поверхности с образованием линейного фронта и в поровом пространстве бетона с образованием вокруг капилляров и пор цилиндрического фронта химического превращения;
- возможность смены схем процессов коррозии в зависимости от начальных и граничных условий и размеров образцов;
- протекаемость процессов коррозии 1 и 2-го вида (по классификации В.М. Москвина) в водонасыщенных бетонах;
- описывание единственным уравнением процесса коррозии 1-го вида, характеризующим процессы массопереноса раствора гидроксида кальция и процессы растворения;
- дополнение уравнения процесса коррозии 1-го вида, характеризующим массоперенос раствора агрессивного вещества для описания процессов коррозии 2-го вида;
- протекание в неполностью водонасыщенных бетонах процессов коррозии 3-го вида, характеризующихся наличием испаряющей поверхности и газовой коррозии.

Наиболее сложным для исследования долговечности бетона является коррозия бетона 3-го вида. Описание процессов коррозии 3-го вида происходит с помощью трёх дифференциальных уравнений. Дифференциальные уравнения массопереноса нейтрализуемого компонента и агрессивных веществ дополняются уравнением влагопереноса.

При газовой коррозии учитывается кинетика процессов сорбции, зависящая от концентрации агрессивного вещества в газообразной фазе. Поэтому три предыдущих дифференциальных уравнения дополняются четвертым, характеризующим процессы массопереноса газообразной фазы.

Гусев Б.В., Файвусович А.С., Степанова В.Ф., Розенталь Н.К. [136] предлагают эмпирическую модель процессов солевой физической коррозии бетона, разработанную на основе феноменологического подхода на примере коррозии бетона в растворах солей сульфата натрия (табл. 6.4).

Т а б л и ц а 6 . 4

Физические и химические процессы солевой коррозии

Физический процесс или химическая реакция	Уравнение химической реакции	Вид дифференциального уравнения, описывающего процесс
Растворение в поровом пространстве		Уравнение влагопереноса с учетом влияния химических реакций и испарения на свободной поверхности
Растворение гидроксида кальция	$m \xrightarrow{\beta_{Dq}} C_A$	Дифференциальное уравнение процесса растворения первого
Массоперенос раствора сульфата натрия в поровом пространстве бетона, образование в результате гомогенной химической реакции гипса и щелочей $\text{Ca}(\text{OH})_2 + \text{Na}_2\text{SO}_4 + \text{H}_2\text{O} = \text{Ca}_2\text{SO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O} + 2\text{NaOH}$	$C_A + C_B \xrightarrow{k_1} C_c + C_F$	Для компонентов C_A и C_B уравнения массопереноса второго порядка с учетом влияния химических реакций
Растворение гидроалюмината кальция	$q \xrightarrow{\beta_{pA}} C_q$	Дифференциальное уравнение первого порядка
Гомогенная химическая реакция с образованием гидросульфалюмината $4\text{CaOAl}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O} + 3\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O} + 19\text{H}_2\text{O} = 3\text{CaOAlO}_3 + 3\text{CaSO}_4 \cdot 3\text{H}_2\text{O} + 2(\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O})$	$C_q + C_c \xrightarrow{k_2} C_E$	Дифференциальное уравнение гомогенной химической реакции первого порядка
Кристаллизация гидросульфалюмината	$C_E \xrightarrow{\beta_{kp}} Q$	Дифференциальное уравнение массопереноса первого порядка

$$\varepsilon_{kp} \frac{\partial (C_E W)}{\partial t} = \varepsilon_{kp} D_E \left(W \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \beta_{kp} (C_E - C_{EO}), \quad (6.19)$$

$$\frac{1}{\varepsilon W} \frac{\partial Q}{\partial t} = -\beta_{kp} (C_E - C_{EO}), \quad (6.20)$$

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} = \alpha_m \left[\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + \delta_\tau \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} \right] - (k_1 \mu_1 - k_2 \mu_2) C_c, \quad (6.21)$$

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial^2 T}{\partial x^2}, \quad (6.22)$$

где $\varepsilon = \varepsilon_H + \frac{m_0}{\gamma_1}$; $\varepsilon_n = \varepsilon_H + \frac{m_0}{\gamma_1} + \frac{q_0}{\gamma}$; $\varepsilon_{kp} = \varepsilon_n - \frac{Q_0}{\gamma_3} (m_0, \gamma_1, q_0, \gamma_3, Q_0, \gamma_3)$ – концентрация в бетоне и объемный вес соответственно гидроксида кальция, гидросульфатоалюмината кальция и образующегося в поровом пространстве бетона гидросульфатоалюмината кальция (в кристаллической фазе); $\varepsilon_H, \varepsilon_n$ – начальное и полное (конечное) значение коэффициента пористости бетона); D_i – коэффициент диффузии i -го вещества в растворе: $i = A \cdot \text{Ca}(\text{OH})_2$, $i = B \cdot \text{Na}_2\text{SO}_4$, $i = C \cdot \text{Ca}_2\text{SO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, $i = F \cdot 2\text{NaOH}$, $i = E$ – гидросульфатоалюминат кальция; C_i – концентрация вещества в растворе, C_0 – концентрация насыщения (растворимости); β_{kp}, β_p – массообменные коэффициенты скорости кристаллизации и растворения; k_i – коэффициент скорости i -й химической реакции; m_i – стехиометрический коэффициент i -й гомогенной химической реакции; ω – объемное влагосодержание бетона; W – коэффициент степени заполнения пор влагой; α_m – коэффициент потенциалопробности влагопередачи бетона; α – коэффициент влагопереноса бетона; T – температура; t – время; x – координата.

При взаимодействии сульфата натрия с бетоном имеют место два последовательно перемещающихся химических фронта и один фронт фазового перехода [136]. На начальном этапе первого химического фронта происходит взаимодействие гидроксида кальция с растворами солей сульфатов. На втором этапе продукты реакции в виде растворов солей вступают в гомогенную реакцию и образуют новые соединения в цементном камне (например, с алюминатами кальция). Второй фронт химического превращения перемещается со скоростью, отличной от скорости первого, и не совпадает с ним. Фронт фазового перехода связан с кристаллизацией продуктов реакции, увеличивающихся в объеме в результате образования кристаллогидратов в поровом пространстве бетона. Собственные напряжения в железобетонных конструкциях, возникающие

при фазовом переходе от увеличения объема новообразований, суммируясь с напряжениями от внешних нагрузок, способствуют интенсивному разрушению железобетонных конструкций.

Уравнения массопереноса для трёх видов коррозии бетона с учетом кинетики химических реакций, кристаллизации, а также изменения влагосодержания бетона записываются в виде:

$$\frac{1}{\varepsilon W} \frac{\partial m}{\partial t} = -\beta_{pA} (C_A - C_{AO}), \quad (6.23)$$

$$\varepsilon_1 \frac{\partial (C_A W)}{\partial t} = \varepsilon_1 D_A \left(W \frac{\partial C_A}{\partial x} \right) + \beta_{pA} (C_A - C_{AO}) - \varepsilon_1 W k_1 C_A, \quad (6.24)$$

$$\frac{\partial (C_B W)}{\partial t} = D_B \frac{\partial}{\partial x} \left(W \frac{\partial C_B}{\partial x} \right) - W k_1 C_B, \quad (6.25)$$

$$\frac{1}{\varepsilon W} \frac{\partial q}{\partial t} = -\beta_{pq} (C_q - C_{qO}), \quad (6.26)$$

$$\frac{\partial C_q}{\partial t} = -k_2 C_c C_q, \quad (6.27)$$

$$\frac{\partial (C_C W)}{\partial t} = D_C \frac{\partial}{\partial x} \left(W \frac{\partial C_C}{\partial x} \right) + W k_1 C_A C_B - W k_2 C_C C_q. \quad (6.28)$$

Принципиально новая модель коррозии бетона в полностью или частично водонасыщенных бетонах представлена в работах [138, 140, 141]. Разработанная модель коррозии бетона основывается на единой принципиальной схеме, согласно которой вокруг каждого капилляра при массопереносе в продольном направлении образуется расширяющаяся цилиндрическая граница химического превращения нейтрализуемого вещества (гидроксида кальция), равномерно распределенного по объему бетона.

Математическая модель для процессов коррозии бетонов различных видов представлена Б.В. Гусевым и А.С. Файвусовичем в [141]. Пространственная задача определения функции повреждаемости $\theta(x, t)$, характеризующей степень нейтрализации бетона, в модели сводится к решению одномерной задачи с массообменом на (фронте химического превращения) ФХП, положение которого определяется из решения плоской задачи Стефана, обобщенной на случай переменного значения концентраций:

$$\begin{aligned} \theta(x, t) = \ln(Fo_2 \cdot \varphi + 1) \sum_{n=i}^{\infty} M_j \left(\frac{1}{\tilde{C}_0} \right) \times \\ \times \exp \left[- \left(\frac{Bi_2 Dt}{h^2} - Fo_2 \mu_n^2 \right) \left(1 + \frac{1}{Fo_2 \cdot \varphi} \right) \right] \cos \mu_n \frac{x}{l}, \end{aligned} \quad (6.29)$$

где
$$Bi_1 = \frac{\alpha_M G l}{D}; Bi_2 = \frac{\alpha_M h G}{D};$$

$$Fo_1 = \frac{Dt}{l^2}; Fo_2 = \frac{D\omega}{r_0^2} r;$$

$$\varphi = \frac{2\tilde{C}_0}{\lambda m_0}; \theta(x, t) \leq 1.$$

Здесь Bi_1, Bi_2 – критерии Био, характеризующие массообмен в продольном и радиальном направлениях; G – коэффициент Генри; h – отношение площади сечения водной плёнки к периметру её внутренней поверхности; Fo_1, Fo_2 – числа Фурье, характеризующие протекание процесса во времени соответственно в продольном и радиальном направлениях; \tilde{C}_0 – усреднённое значение концентрации агрессивного вещества в жидкой фазе для фиксированных значений координат; M – масса структурного элемента; l – глубина зоны капиллярного всасывания; m_0 – концентрация растворимого компонента в цементном камне; D – коэффициент диффузии; ω – концентрация жидкой фазы в поровом пространстве бетона; μ_n – стехиометрический коэффициент; $\lambda = r_0^2$, где r_0 – радиус капилляра; φ – относительная влажность.

В частном решении (6.29) логарифмическая функция характеризует продвижение ФХП в радиальном направлении, а члены под знаком ряда – в продольном.

В отличие от существующих моделей коррозии бетона предлагаемая математическая модель учитывает одну из наиболее важных особенностей процессов коррозии 2-го рода – наличие фронта химических и фазовых переходов, которые характеризуются специальными условиями баланса веществ. В разработанной математической модели именно неравновесный и необратимый характер реакций определяет кинетику процессов коррозии. В рамках модели основные физические процессы и химические реакции определяются соответствующими дифференциальными уравнениями:

- растворение гидроксида кальция – дифференциальным уравнением растворения первого порядка;
- массоперенос гидроксида кальция и диффузии H_2CO_3 – уравнением массопереноса второго порядка с учётом кинетики химической реакции;
- химическая реакция нейтрализации растворимого компонента бетона с агрессивным компонентом $[2\text{H}_2\text{CO}_3 + \text{Ca}(\text{OH})_2 = \text{Ca}(\text{HCO}_3)_2 + 2\text{H}_2\text{O}]$ – уравнением кинетики гомогенной химической реакции;

- массоперенос растворимого продукта реакции $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ – дифференциальным уравнением массопереноса второго порядка.

6.2.3. Анализ исследований по разработке моделей длительной прочности и деформирования напряжённого бетона

6.2.3.1. Использование феноменологического подхода

Экспериментальные исследования по определению длительной прочности бетона при воздействии различных внешних сред требуют затрат большого количества времени и значительной трудоёмкости. Эти недостатки устраняются при использовании моделей для определения физико-химических характеристик бетона, влияющих на его длительную прочность. Исследованием данного вопроса занимались О.Я. Берг, В.М. Бондаренко, А.А. Гвоздев, С.Н. Журков, А.М. Качанов, И.Г. Овчинников, И.Е. Прокопович, Ю.Н. Работнов, А.Р. Ржаницын, В.Д. Харлаб, А.В. Яшин. Разработанные ими модели определения длительной прочности бетона основаны на следующих подходах:

- феноменологическом;
- подходе, с позиции механики разрушения;
- энергетическом;
- кинетическом (на молекулярном и макроуровне);
- многофакторном;
- экономическом;
- статистическом;
- комбинированном.

Острейковским В.А. [352] приводится классификация методов прогнозирования технического ресурса сложных систем, к которым относятся и бетонные конструкции:

- эмпирические статистические методы определения и прогнозирования ресурса имеют высокую степень определенности, однако требуют большого объема исходной информации;
- детерминированные методы оценки ресурса с помощью аналитических зависимостей связывают время до разрушения объекта с характеристиками эксплуатационных нагрузок и параметрами физико-химических процессов в конструкционных материалах. Однако они не принимают во внимание случайных изменений в конструкционных материалах, при воздействии эксплуатационных нагрузок;
- физико-статистические методы учитывают как физико-химические факторы, способствующие развитию деградиационных процессов в конструкционных материалах, так и действующие эксплуатационные нагрузки. Анализ несущей способности и эксплуатационных нагрузок происхо-

дит с помощью математической статистики. По данным В.А. Острейковского физико-статистические методы дают наиболее точные результаты;

- вероятностные методы оценки работоспособности конструкции, основанные на теории надёжности;
- факторный метод определения остаточного срока службы;
- экономический метод прогнозирования срока службы;
- экспертные методы оценки и прогнозирования технического ресурса, связанные с ограничениями в выборе экспертов, ввиду их субъективности.

Деформирование и разрушение есть не мгновенный акт, а длительный процесс, который начинает развиваться практически с момента приложения к телу внешней нагрузки [158]. Процессы деформирования и разрушения, развивающиеся в конструкциях с течением времени, являются термодинамически необратимыми. Поэтому построение моделей деформируемых тел с учетом физико-химических явлений на поверхности и в объеме производится с помощью использования положения неравновесной термодинамики и механики сплошной среды [118, 160, 463].

Карпенко Г.В. [187] отмечает, что, пока еще нет достаточно надежной физической теории, которая позволяет корректно описать поведение материалов в агрессивных средах и поэтому используется феноменологический подход при построении математических моделей поведения конструкций, учитывающих влияние агрессивной среды.

Бондаренко В.М. [64] подчёркивает, что используемые в настоящее время уравнения силового сопротивления строительных материалов являются феноменологическими. Логической базой феноменологических методов является опытно-статистическая оценка факторов и следствий процессов деформирования и разрушения бетонных элементов [49].

Методы механики сплошной среды и феноменологической термодинамики необратимых процессов используются при построении моделей деформирования и разрушения бетонных строительных элементов в присутствии агрессивной среды [25, 26, 162].

Вывод о том, что разрушение конструкции наступает в результате постепенного накопления повреждений и для его изучения необходимо принятие критериев оценки безопасной работы конструкции по восприятию действующих нагрузок содержится в работе В.П. Чиркова и М.В. Шавыкиной [528].

Подготовка математической модели коррозии бетона по данным Л.М. Пухонто невозможна без четкого представления о механизме деграционных процессов, в зависимости от взаимодействия конструкций и сооружения в целом с окружающей средой, выражающееся посредством моделей внешних воздействий в виде действия силовых и климатических нагрузок, агрессивных воздействий и их сочетания [437]. При этом скорость деградации отдельных элементов железобетонной конструкции зави-

сит от интенсивности, масштабности и продолжительности воздействия окружающей среды.

Деградация материала конструкции рассматривается как процесс ухудшения свойств, материала конструкции во времени. Интенсивность изменения этих свойств под действием жидких агрессивных сред зависит от механизма и скорости переноса жидкости в твердое тело и от скорости химического взаимодействия агрессивной среды с компонентами материала. В зависимости от того, какой процесс является основным, различают три типичных механизма деградации [325]: первый – когда скорость химического взаимодействия агрессивной среды с реакционно-способными компонентами материала значительно выше скорости переноса среды (гетерогенный механизм деградации); второй – когда скорость переноса жидкости значительно выше скорости химического взаимодействия (гомогенный) и третий – когда скорости химического взаимодействия и переноса жидкости сопоставимы. Условно третий механизм деградации назван диффузионным, так как он возможен при диффузионном переносе жидкости в плотные химически стойкие материалы.

Каждый механизм деградации имеет определенные модели, представляемые в виде изохрон деградации, показывающих изменение свойств по высоте, площади сечения или объему твердого тела. Модели деградации содержат деградационные функции несущей способности и жесткости, которые взаимосвязаны между собой. Зная одну из них, можно определить все другие. Например, параметрическая модель, представляющая основную функцию деградации по несущей способности сжатого элемента имеет выражение [325]:

$$\Phi(N) = \frac{N(t)}{N(0)} = \frac{1 - \beta(1 - \gamma)\alpha}{h}, \quad (6.30)$$

где β, α, γ, h – параметры, характеризующие соответственно нелинейность изохрон деградации; химическую активность среды; сорбционные свойства материала и среды; масштабный фактор.

Параметр β характеризующий нелинейность изохрон деградации меняется в пределах от 0 до 1.

Параметры деградации α и γ находятся из решения уравнений, определяющих скорость переноса жидкости в твердом теле V_1 . Скорость переноса жидкости в твердом теле моделируется в зависимости от механизма соответственно уравнениями Фика или Дарси:

$$V_1 = \frac{\partial c}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c}{\partial x^2}, \quad (6.31)$$

$$V_2 = \frac{\partial c}{\partial t} = -D \frac{\Delta P}{\ell}. \quad (6.32)$$

Скорости силовых и несиловых воздействий могут различаться с разновременной последовательностью их приложения. Комбинированный характер силовых и коррозионных воздействий в ряде случаев приводит к возникновению более заметных эффектов возрастания скорости повреждения, чем суммарный эффект от отдельных воздействий.

Полуэмпирические модели, представляющие деградационные функции изменения какого-либо свойства (прочности, жесткости), определяются отношением количественного показателя свойства в рассматриваемый момент к начальному моменту времени в результате деградации материала с течением времени.

К деградационным моделям относятся математические выражения, отражающие во времени изменение уровня деградации из-за накопления повреждений при изменении соответствующих расчетных параметров [294]:

$$\mu(D) = D(x_1; x_2; \dots; x_n; t), \quad (6.33)$$

где $\mu(D)$ – среднее деградации; $x_1; x_2; \dots; x_n$ – параметры материалов, железобетонных конструкций и окружающей среды; t – возраст конструкции.

Деградационные модели используются в расчёте долговечности железобетонных элементов при установлении предельного состояния конструкции через максимум деградации [437]. В то же время по данным А.Н. Маринина, Р.Б. Гарибова, И.Г. Овчинникова [232] кроме предельного износа может вводиться ещё один пороговый уровень – допустимый износ, характеризующий исчерпание нормируемых запасов конструкций. Достижение допустимого износа является показателем необходимости выполнения работ по усилению (реконструкции) конструкций.

Влияние нескольких факторов на деградационные процессы В.П. Чирковым учитывается введением многофакторной меры повреждений D [529]:

$$D = \frac{\Delta(x_1 \dots x_i; \sigma_i; t)}{\Delta_k - \Delta_0}, \quad (6.34)$$

где Δ_0 – значение меры повреждений в начальный период эксплуатации $t = 0$; Δ_k – конечное значение меры накапливаемых повреждений; $\Delta(x_1 \dots x_i; \sigma_i; t)$ – текущее значение меры в момент наступления отказа в течение времени t в зависимости от величины напряжений, переменных факторов режима нагружения и условий эксплуатации $x_1, x_2 \dots x_i$.

Для описания повреждений Л.М. Пухонто [437] предпочтение отдаёт экспоненциальной зависимости. Величина повреждений железобетонных конструкций $\varepsilon = 1 - y$ через t_F лет эксплуатации определяется по формуле:

$$\varepsilon = 1 - e^{-\lambda \cdot t}, \quad (6.35)$$

где $\lambda = \frac{-\ln y}{t_F}$ – постоянная износа, определяемая по данным обследования

изменения несущей способности в момент обследования; $y = \gamma/\gamma_0$ – относительная надёжность, определяемая по категориям технического состояния конструкции в зависимости от её повреждений; γ – фактический коэффициент надёжности конструкции с учётом имеющихся повреждений; t_F – срок эксплуатации конструкции к моменту обследования.

Значения y и ε для различных категорий технического состояния железобетонных конструкций приведены в табл. 6.5 на основании данных экспериментальных исследований Л.М. Пухонто [437].

Т а б л и ц а 6 . 5

Категории технического состояния

Категории технического состояния	Описание технического состояния	Относительная надёжность $y = \gamma/\gamma_0$	Поврежденность $\varepsilon = 1 - e^{-\lambda t}$,
1	Исправное (нормальное): повреждения отсутствуют.	1	0
2	Удовлетворительное: незначительное снижение несущей способности.	0,95	0,05
3	Неисправное: несущая способность понижена, требуется средний ремонт.	0,85	0,15
4	Недопустимое: непригодность конструкции к эксплуатации, требуется капитальный ремонт, усиление конструкции, ограничение нагрузки	0,75	0,25
5	Аварийное: немедленная разгрузка конструкции	0,65	0,35

Однако условность относительной надёжности и приближённость её величины из-за фиксированного значения λ является недостатком данного детерминированного подхода. Из-за оценки только эксплуатируемых конструкций эта методика ограничена в применении. Она не может использоваться при прогнозировании долговечности конструкций на стадии их проектирования.

В высотных зданиях и сооружениях более 30 этажей со сроком эксплуатации не менее 125-150 лет, особое внимание уделяется работе ограждающих конструкций, выполняющих функцию защитной оболочки здания. Две модели климатических воздействий и деградационных процессов материала ограждающих конструкций представлены Л.М. Пухонто и Д.К. Вишняковым в работе [438]. Первая модель в виде тригонометрического ряда определяет периодичность воздействий климатических параметров: температуры, влажности и ветрового давления воздуха, а также

концентрации газов. Она учитывает случайный характер формирования климатических параметров и аналитически описывает их во времени:

$$y = y_0 + \sum_{k=1}^N a_k \cos\left(K \frac{2}{T} Z\right) + \sum_{k=1}^N b_k \sin\left(K \frac{2}{T} Z\right), \quad (6.36)$$

где Z – время от начала расчетного интервала, сут; T – период изменения параметров, сут; y – среднее значение параметра за интервал; a_k, b_k – амплитуды k -й гармоники ряда.

Вторая деградационная модель учитывает изменение свойств материала конструкций под влиянием внешней среды с течением времени:

$$\mu(D) = D(x_1; x_2; \dots; x_n; t), \quad (6.37)$$

где $\mu(D)$ – среднее значение деградации; $x_1; x_2; \dots; x_n$ – соответственно параметры материала, конструкции и воздействий; t – время.

Коррозионная модель, как частный случай деградационной модели, связывающей толщину поврежденного слоя δ или скорость ее изменения $V_\tau = d\delta/dt$ с параметрами окружающей среды, рассматривается Л.М. Пухонто и Д.К. Вишняковым в работе [438], При этом процесс карбонизации защитного слоя бетона выражается зависимостью:

$$\mu(D) = K_c t^{1/2}, \quad (6.38)$$

где $\mu(D)$ – среднее значение глубины карбонизации; K_c – коэффициент, характеризующий скорость процесса; t – время.

Из всех компонентов тяжёлого бетона единственным пористым компонентом, занимающим не более 10 % его объёма, является гидратированная масса – продукт твердения портландцементного клинкера [404]. Поэтому, по заключению А.М. Подвального, определение растягивающих структурных напряжений, вызывающих образование микротрещин и трещин, вокруг зёрен заполнителей различного размера, является главным фактором, влияющим на образование фактического поля напряжений в бетоне. При коррозии 3 вида именно трещины повреждают бетон.

Гусев Б.В. с помощью эмпирической модели бетона, построенной с учётом феноменологического подхода и представляющего бетон как композиционный материал с четырьмя включениями различной формы, исследовал концентрации напряжений в бетоне в зависимости от структуры бетона [142].

Полученные результаты на расчётных моделях для тяжёлых и лёгких бетонов являются основой следующих выводов:

- рационально использование для тяжёлых бетонов составляющих с соотношением $\frac{E_b}{E_M} = 2 \dots 3$, где E_b и E_M – модули упругости включений и матрицы;

- нерационально применение заполнителей типа керамзита, модуль упругости которых составляет менее 0,7 модуля упругости растворной составляющей, так как при этом существенно увеличивается концентрация растягивающих напряжений;

- незначительно влияние объёмной концентрации и формы крупного заполнителя на напряжённо-деформированное состояние и предел прочности бетона. Поэтому их можно выбирать из условия экономической целесообразности.

Гусев Б.В. [143] на двух расчётных эмпирических математических моделях методом механики сплошной среды с помощью метода конечных элементов (МКЭ) определяет зависимости напряжённо-деформированного состояния от толщины плёнки цементного камня, с учётом её упругих свойств, наличия и распределения в ней пор. Моделью первого типа является зерно заполнителя, окружённое плёнкой цементного камня, моделью второго типа – деталь общей системы зерно заполнителя – цементный камень.

Результаты исследований показывают, что для снижения концентрации растягивающих напряжений в модели бетона необходимо:

- уменьшать толщину плёнки цементного камня вокруг заполнителя для минимизации усилия в контактной зоне, что рационально не только с технической, но и с экономической точки зрения;

- повышать модуль упругости цементного камня, благоприятно влияющего, как на напряжённо-деформированное состояние, так и на предел прочности бетона;

- обеспечивать максимальную плотность цементного камня, особенно на границе его контакта с заполнителем.

В процессе экспериментальных исследований Е.А. Гузеевым установлена зависимость прочностных и деформативных свойств бетона в условиях действия кислот от их концентрации и глубины проникания, только в поверхностный слой ограниченной толщины – для концентрированных кислот, либо в полный объем – для сильноразбавленных кислот и воды [127]. Для расчета глубины проникания кислоты в бетон δ за период взаимодействия $(\tau_j - \tau)$ при уровне напряжений от силовых воздействий менее 0,5 от предельных значений предложена зависимость:

$$\delta = 2Z\sqrt{D_{эф}(\tau_j - \tau)} + \Delta\delta, \quad (6.39)$$

где Z – параметр, характеризующий концентрацию кислоты; $D_{эф}$ – эффективный коэффициент диффузии; $\Delta\delta$ – максимальный размер случайного дефекта на поверхности бетона.

Эмпирическая модель изменения прочности бетона от ведущего химического процесса – связывания кислоты, определяемого её концентрацией, представляется в виде:

$$R_{np}(\tau) = R_{np} \left[1 - q \lg(\tau_j - \tau + 1) \right], \quad (6.40)$$

где R_{np} – призменная прочность бетона после воздействия кислоты, определенная при кратковременном испытании; $q = 0,2 - 0,012\sqrt{C}$ (C – концентрация кислоты).

Saetta A., Scotta R., Vitaliani R. [640] представлена модель деформирования бетонов с агрессивной среде в рамках механики сплошной среды. Физико-химическое разрушение и механическое поведение бетона рассматривается совместно с использованием объединенной механохимической модели повреждения, согласно которой вводится дополнительная внутренняя переменная, названная «повреждением от воздействия окружающей среды». При этом физические соотношения имеют вид:

$$\sigma_{ij} = (1 - d^*) E_{ijkl}^0 \varepsilon_{kl} = (1 - d_{chem}) E_{ijkl}^0 \varepsilon_{kl}, \quad (6.41)$$

где d^* – объединенный параметр повреждения; d – параметр механического повреждения; d_{chem} – параметр повреждения от окружающей среды, определяемый по формуле:

$$d_{chem} = (1 - \varphi) \left(1 - \frac{1}{1 + (2R)^4} \right) \text{ при } d_{chem} \geq 0, \quad (6.42)$$

где R – степень химической реакции (для процессов разрушения), определяемая как отношение между фактической концентрацией C и контрольной концентрацией агрессивного вещества c_{ref} : $R = [C] / [c_{ref}]$.

Контрольной считается концентрация диффузирующих веществ (c_{ref}), при которой деградиационный процесс достигает максимального эффекта. Параметр φ – представляет относительное остаточное сопротивление материала только из-за химических явлений, достигнутое после того, как химическая реакция полностью закончится.

Формула (6.42) определяет накопление повреждений из-за химического разрушения бетона. В частности, при сульфатной и хлоридной коррозии разрушение определяется концентрацией проникающего вещества C и остаточным сопротивлением полностью деградировавшего бетона.

Гузев Е.А. использует два подхода при построении модели прочности бетона при воздействии жидкой сульфатсодержащей среды и постоянной нагрузки [127]. В первом подходе на основании экспериментальных данных Е.А. Гузеева, В.М. Москвина, Ф.М. Иванова, С.Н. Алексеева, А.А. Мутина, И. Пепенара, А.И. Попезску, Д. Теодореску, М.Г. Булгаковой, А.А. Шаталова, А.М. Подвального, А.Ф. Полака, В.Б. Ратинова, Г.Н. Гельфмана, В.В. Яковлева, С. Mogy, Z. Kotzba, I. Jambor [276, 288, 366, 405, 410, 419, 559, 617, 604] построена модель изменения призменной

прочности в бетоне: от ведущего коррозионного процесса связывания сульфат-ионов в цементном камне из раствора сернокислого натрия:

$$R_{np}^c(\tau_j) = R_{np}^c \left(1, 1 - 0,1e^{\alpha Q_{SO_3}} \right), \quad (6.43)$$

где $R_{np}^c(\tau_j)$ – призмная прочность бетона, подвергавшегося воздействию растворов сульфатов в период времени τ_j ; R_{np}^c – призмная прочность бетона погруженного в воду в период времени τ_j ; α – коэффициент принимающий соответствующие значения: 23 – при минимальных значениях прочности и 20 – при средних; Q_{SO_3} – относительное количество сульфат-ионов, связанных цементным камнем, определяемое по формуле:

$$Q_{SO_3} = K \cdot m \left(1 - e^{0,55\sqrt{\xi_1\tau}} \right); \quad (6.44)$$

здесь K – параметр, характеризующий концентрацию среды и режим ее действия на бетон; m – комплексный параметр, характеризующий «реакционную ёмкость» бетона в условиях воздействия среды и нагрузки; τ – длительность, воздействия среды на бетон в годах; $\xi_1 = 1 \cdot \text{год}^{-1}$.

Эмпирическая модель (6.43) определяет минимальную прочность бетона в пределах слоя бетона ограниченного размера, без учёта геометрических размеров сечения элемента в зависимости от относительного количества сульфат-ионов, связанных в бетоне этого слоя. В то же время начальное повышение прочности бетона в результате развития коррозионных процессов, уплотняющих структуру, эмпирическая модель (6.43) не рассматривает. Одновременно, количество связанных сульфат – ионов в бетоне, рассчитываемое по формуле (6.43), определяется для «слоя» конкретного размера по глубине сечения, в зависимости от приведенных выше параметров внешних воздействий (концентрации сульфат-ионов и напряжений в бетоне от нагрузки) и параметров, определяющих внутреннее сопротивление бетона, его проницаемость и минералогию.

Второй подход к определению прочности бетона учитывает все фазы развития коррозионного процесса в бетоне. Он применяется для оценки состояния тонкостенных элементов, с учётом допущения равномерного в пределах сечения развития коррозионного процесса. Прочность бетонного элемента во времени в растворе сернокислого натрия выражается зависимостью:

$$\begin{aligned} R_{np}(\tau_j) = R_{np} \cdot m_{\text{бс}_1} \left[1 - \exp\left(-2 \cdot 10^{-3} \Pi \cdot \Delta\Pi_H (t - \tau_n) \xi_1\right) \right] \cdot (\Pi \cdot \Delta\Pi_H) + \\ + \left[\exp\left(0,14 \cdot 10^{-3}\right) \cdot \Pi \cdot K (t - \tau_n) \xi_1 \right] \cdot (1 - K) \times \\ \times \left[0,5 \cdot 10^3 \cdot Z \cdot \Pi \cdot \Delta\Pi_H (t - \tau_n) \xi_1 + (1,4\Pi - 0,85) \cdot 10^{-9} \right], \end{aligned} \quad (6.45)$$

где R_{np} – призмная прочность бетона в состоянии естественной влажности; $m_{\text{бс}_1}$ – коэффициент условий работы бетона при эпизодическом воз-

действии среды; Π – параметр, учитывающий влияние проницаемость бетона, выражаемый через сквозную пористость: $\Pi = 180 \Pi_{\text{СКВ}}$, где $\Pi_{\text{СКВ}}$ – сквозная пористость в относительные единицах; $\Delta\Pi_H$ – функция, учитывающая изменение проницаемости бетона от внешней нагрузки; K – параметр, характеризующий вид и концентрацию среды; для растворов сернокислого натрия $K = \rho \cdot \gamma C_s^h$ (C_s – концентрация сульфат-ионов в г/л; $\gamma = 0,033$ л/г); Z – функция, отражающая влияние минералогического состава; $Z = 0,6 + 7,0 \alpha_c$ (α_c – относительное количество трехкальциевого алюмината); τ_n – длительность действия среды в сут; $\xi_1 = 1 \text{ сут}^{-1}$.

Разработанная Е.А. Гузеевым, Н.В. Савицким и А.А.Тытюк [133, 117] расчётная эмпирическая модель с учётом феноменологического подхода оценки напряженно-деформированного состояния бетона железобетонных элементов через учёт специфики сульфатной коррозии бетона позволяет на всех стадиях развития процесса сульфатной коррозии бетона: упрочнения, разупрочнения, потери сплошности и разрушения с единых позиций оценивать прочность и деформативность нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов при длительном воздействии сульфатных растворов и кратковременном нагружении.

На основании выполненных экспериментально-теоретических исследований напряженно-деформированного состояния бетонных и железобетонных элементов конструкций в коррозионных средах Е.А. Гузеевым установлено, что совместное воздействие коррозионных сред и нагрузки вызывает более интенсивное образование и развитие дефектов в структуре цементирующего камня и на его контактах с заполнителем и арматурой. Это приводит к понижению сопротивления бетона к внешним силовым воздействиям и перераспределению усилий в сечениях элементов конструкций, образованию и раскрытию трещин, разрушению защитного слоя бетона, увеличению деформативности элементов конструкций и изменению характера их разрушения.

В условиях совместного действия нагрузки и растворов сернокислого натрия, (кислот) в бетонных элементах структурно-механические характеристики микротрещинообразования и коэффициенты стойкости бетона зависят от вида среды, её концентрации и интенсивности напряжений в бетоне от внешней нагрузки (при определённых сочетаниях воздействий и свойств бетона напряженно-деформированное состояние бетонных элементов стабилизируется во времени, что позволяет установить значения пределов длительной прочности бетона):

$$\frac{\partial C_1}{\partial \tau} = D \left[C; S; G; w/c; P_i; \alpha; \sigma(z, \tau); Q_{\text{SO}_3}(z, \tau); t \right] \frac{\partial^2 C_s}{\partial t^2} - \quad (6.46)$$

$$-k \left(n_{\text{C}_3\text{A}}; n_{\text{C}_3\text{S}}; n_{\text{C}_2\text{S}}; n_{\text{C}_4\text{AF}}; n_{\text{CaSO}_4}; n_{\alpha}; n_{\alpha k}; K_i^+; pH; C_i^-; t \right) C_s^m,$$

где C_s – концентрация сульфат-ионов; τ – время; Z – координата; m – порядок реакции; D – эффективный коэффициент диффузии, зависящий от

параметров: C, S, G – соответственно содержания цемента мелкого и крупного заполнителей в бетоне; w/c – водоцементное отношение; P_i – параметр, характеризующий режим твердения; α – степень гидратации цементного камня; $\sigma(z, \tau)$ – напряжение; $Q_{SO_3}(z, \tau)$ – количество связанных цементным камнем сульфат-ионов; t – температура; k – константа скорости реакции, зависящая от параметров: $n_{C_3A}; n_{C_3S}; n_{C_2S}; n_{C_4AF}; n_{CaSO_4}; n_{\alpha}; n_{\alpha k}$ – соответственно количество C_3A, C_3S, C_2S, C_4AF , гипса, активных добавок в цементе, активных заполнителей в бетоне; K_i^+ – вид катионов, связанных с сульфат-ионом; pH – кислотность раствора; C_i^{--} – вид и концентрация сопутствующих анионов.

По сведениям В.М.Бондаренко, В.Н. Прохорова [52] разработка единой теории сопротивления строительных бетонных элементов комплексу силовых и несиловых воздействий, по существу только начата. Основы такой теории заложены в публикациях С.Н. Алексеева, Т.В. Акимова, В.М. Бондаренко, П.И. Васильева, Е.А. Гузеева, В.А. Игнатъева, В.Д. Кинда, С.С. Ловшина, А.Ф. Милованова, В.М. Москвина, И.Г. Овчинникова, В.В. Петрова, А.Я. Поляна, А.И. Попеску, Л.М. Пухонто, Р.С. Санжаровского, В.П. Селяева, В.И. Соломатова, И.И. Улицкого, В.П. Чиркова.

Отмечается [52], что силовое и несиловое сопротивление бетона и арматуры железобетонных конструкций в неагрессивных и агрессивных условиях имеют как сходственные, так и противоположные стороны. Силовое сопротивление бетона определяется анизотропией механических свойств в зависимости от уровня и знака напряжений, нелинейностью связи между напряжениями и деформациями, неравновесностью и наследственностью деформирования во времени, значительной необратимостью деформаций. Несиловое (средовое) сопротивление бетона зависит от технологии изготовления с учётом структурообразующих процессов и термо- и гигрометрических характеристик среды и деструктивных процессов.

В отличие от силовых деформаций несиловые повреждения, связанные с несиловыми (средовыми) воздействиями, проявляются и накапливаются во времени, при этом процесс развития и накопления повреждений является неравновесным и необратимым. В качестве базы для изучения процесса накопления повреждений, обусловленных несиловыми воздействиями, В.М. Бондаренко принята простейшая энтропийная модель Гульдберга-Вааге определения скорости продвижения глубины повреждения пропорционально дефициту предельной глубины этого повреждения [52]:

$$V = -\frac{d(\delta_0 - \delta)}{dt} = \alpha(\delta_0 - \delta), \quad (6.47)$$

где α – некоторая эмпирическая характеристика скорости, зависящая от вида, частных характеристик и интенсивности агрессора, а также от качества

материалов конструкций; δ и δ_0 – текущая и предельная глубина повреждения (δ_0 зависит от тех же факторов, что и α); t – время; знак «минус» означает, что скорость проникновения повреждений во времени убывает.

В результате преобразования модели Гульдберга-Вааге получена универсальная модель неравновесного развития повреждений:

$$\delta = \delta_0 (1 - e^{-\alpha t}). \quad (6.48)$$

В качестве модели воздействия агрессивной среды принята фронтальная модель, в которой глубина коррозионного повреждения бетона нелинейно зависит от времени без учёта концентрации агрессивной среды в точке материала [52]:

$$z_\delta = z_\infty (1 - ce^{-\beta t}) < \delta = \delta_0 \cdot (1 - ce^{-\alpha t}), \quad (6.49)$$

где z_∞ и δ_0 – предельная глубина (толщина поверхностного слоя) полной потери силового сопротивления и глубина нейтрализации, определяемые экспериментально в зависимости от активности агрессора и номинации материала; $c \geq 1$, $\beta < 1$ – эмпирические коэффициенты, зависящие от вида материала и агрессора.

Бондаренко В.М., Назаренко В.Г., Чупмчев О.Б. [54] констатируют, что в настоящее время оценка коррозионных повреждений рассчитывается с помощью эмпирических зависимостей. Например, для прогнозирования глубины коррозионного повреждения бетона во времени используется зависимость, полученная с помощью гипотезы о пропорциональности скорости продвижения коррозионных повреждений с учётом дефицита глубины нейтрализации агрессивного воздействия [55]:

$$\delta = \delta_0 (1 - e^{-\alpha t}), \quad (6.50)$$

где α и δ_0 – некоторые эмпирические характеристики скорости и предельной глубины повреждения; t – время воздействия агрессора.

Однако в модели (6.50) отсутствует влияние величины и вида напряжённо-деформированного состояния элементов, а также возможных режимных изменений во времени интенсивности коррозионных воздействий, температуры и гигрометрии среды. В тоже время в работах [465, 466] подчёркивается, что уровень и вид напряжённо-деформированного состояния влияют на проницаемость бетона через изменение его коррозионного повреждения, а именно предельной глубины нейтрализации $\delta(\infty, t_0)$.

Путём аналитического обобщения, проведённых экспериментов В.П. Селяевым и Л.М. Ошкиной, получена следующая количественная зависимость коррозионного повреждения [466]:

$$\delta_0 = \sum_{i=0}^n \alpha_i \left(\frac{\delta_i}{R} \right)^i, \quad (6.51)$$

$$\alpha = \alpha_{0*} \cdot \left(\frac{\delta_0}{\delta_{0*}} \right), \quad (6.52)$$

где $n=2$, $\alpha = \delta_0$;

$$\alpha_1 = (\delta_{0.\min} - \delta_{0.n}) / (\sigma_1 / R) - \alpha_2 (\sigma_1 / R), \quad (6.53)$$

$$\alpha_2 = \left(R^2 / (\sigma_1 \sigma_T - \sigma_T^2) \right) (\sigma_1 / R) (\delta_{0.\min} - \delta_{0.n}) / (\sigma_1 / R - \delta_{0.T} + \delta_{0*}). \quad (6.54)$$

Здесь α_{0*} – параметр скорости повреждения при нулевом напряжённом состоянии; δ_{0*} – предельная глубина повреждения (глубокая нейтрализация) при нулевом напряженном состоянии; $\delta_{0.\min}$ – наименьшая предельная глубина повреждения, наблюдаемая при сжатии (ожидается при $\delta = \delta_{mp}$, т.е. у границы линейного деформирования, примерно σ/R ; $\delta_{0.T}$ – предельная глубина повреждения, соответствующая напряжённому состоянию на границе трещинообразования; σ , R – текущие напряжение сжатия и призменная прочность на сжатие.

Бондаренко В.М., Римшиным В.И., Прохоровым В.Н. предложена модель с учётом феноменологического подхода к оценке силового сопротивления железобетонных конструкций, подверженных коррозионным воздействиям [52, 53]. Модель рассматривает силовое сопротивление (деформирование) бетона с учётом анизотропии механических свойств в зависимости от уровня и знака напряжений, нелинейности связи между напряжениями и деформациями, разномодульности (разносопротивляемости сжатию и растяжению), неравновесности и наследственности деформирования во времени и необратимости деформаций. Силовое сопротивление арматурной стали деформированию, так же, как для бетона характеризуется нелинейностью, неравновесностью и необратимостью и подверженностью к коррозионному повреждению. Модель деформирования материала для бетона и арматуры принята в виде закона Гука. Исходными предпосылками разработки модели является зависимость несилового (средового) сопротивления бетона в зависимости от состава и технологии изготовления, характера и режима воздействия среды, структурообразующих и деструктивных процессов, температурных и гигрометрических характеристик среды. Констатируется, что повреждения, связанные с воздействием агрессивной среды, практически необратимы, и поэтому они накапливаются и проявляются во времени.

Бондаренко В.М., Ягупова Б.А. [56, 57] отмечают, что в настоящее время существуют две конкурирующие концепции о механике разрушения бетона под воздействием химической агрессивной среды: первая предусматривает разрушение бетона по схеме отрыва, чему способствуют малая растяжимость бетона, и вторая – по схеме среза за счёт преодоления

тангенциальных сопротивлений между конгломератными компонентами. Однако, эти концепции не принимают во внимание особенности влияния напряжённого состояния на коррозию бетона как фактора его деструкции. В то же время исследованиями П.А. Ребиндера, Б.В. Гусева, Е.А. Гузеева, П.Г. Комохова, И.Г. Овчинникова, В.П. Селяева, В.Ф. Степановой выявлено существенное влияние уровня напряжений на показатели силового сопротивления железобетонных конструкций в условиях развития химических коррозионных повреждений бетона.

Бондаренко В.М., Ягупов Б.А. [57] отмечают затухающий кольматационный характер развития повреждений при контакте бетона с химической агрессивной средой в глубину бетонного тела при малых и средних уровнях сжатия $(\sigma) < R_{дл}$ и фильтрационный, а затем лавинный с ростом этих напряжений $(\sigma) > R_{дл}$. Каждому уровню силового состояния образца соответствуют свои параметры противокоррозионного сопротивления и свои значения характеристик жёсткости и отпорности. В разработанной модели кинетика продвижения химических коррозионных повреждений от поверхности контакта агрессивной среды с бетоном в глубь его тела в полном диапазоне изменения напряжённого состояния, в отличие от известных моделей имеет вид [56]:

$$\frac{d\Delta\delta(t, t_0)}{dt} = \alpha [\Delta\delta(t, t_0)]^m \quad (6.55)$$

при

$$\Delta\delta(t, t_0) = \frac{\delta_{kp}(t_0) - \delta(t, t_0)}{\delta_{kp}(t_0)} = 1 - \frac{\delta(t, t_0)}{\delta_{kp}(t_0)},$$

где $\delta(t, t_0)$ – текущая глубина повреждений; $\delta_{kp}(t_0)$ – критическая (в частности, предельная глубина при кальматационном типе повреждения, зависящая от δ/R); $\Delta\delta(t, t_0)$ – текущий относительный дефицит повреждений; t_0, t – время начала отсчёта, время наблюдений; α, m – параметры кинетики повреждений, определяемые экспериментально для каждого варианта сочетания бетона и агрессора, зависящие от уровня напряжённого состояния.

Уровень напряжённого состояния, влияя на структурные параметры δ_{kp}, m и α , одновременно определяет интенсивность и тип повреждений, т.е. силовое сопротивление бетона. Сделан вывод, что рост глубины повреждений δ может привести как к лавинному развитию деформирования, так и к изменению структуры сооружения и даже к угрозе его живучести.

Согласно большинству исследований и действующим нормативным документам, в качестве уравнений силового сопротивления бетона принимается квазилинейное уравнение Ю.Н.Работнова [58]:

$$\varepsilon(t) = \frac{\bar{S}[\sigma(t)]}{E_{\text{врл}}(t, t_0)}, \quad (6.56)$$

где

$$\frac{1}{E_{\text{врл}}(t)} = \frac{1}{E_{\text{мг}}^0(t)} + C(t, \tau) - \int_{t_0}^t \frac{\sigma(\tau)}{\sigma(t)} \frac{dc(t, \tau)}{d\tau} d\tau; \quad (6.57)$$

здесь $\varepsilon(t)$ – полная относительная деформация к моменту наблюдения t ; $E_{\text{врл}}(t, t_0)$ – линейный временный модуль деформации Н.Н. Буданова – С.Е. Фрайфельда [59]; $\bar{S}[\sigma(t)]$ – функция напряжений к моменту наблюдений t ; t_0 – начало нагружения.

В уравнении (6.57) влияние уровня напряжений учитывается с помощью функции напряжения $\bar{S}[\sigma(t)]$ [60], а влияние режима и длительности нагружения – $E_{\text{врл}}(t, t_0)$ [59]. Функция напряжения $\bar{S}[\sigma(t)]$ подбирается на основе анализа экспериментальных данных.

В то же время В.М. Бондаренко и Б.А. Ягупов [58] устанавливают, что предельное напряжённое состояние железобетонных конструкций существенно зависит от неравновесных процессов деформирования и накопления повреждений. Для неравновесных процессов возможны две стадии: устойчивого развития и неустойчивого развития. Эти стадии определяются уровнями действующих напряжений.

Феноменологическая модель развития деформаций ползучести и накопления повреждений для неравновесных процессов деформирования предложена в виде зависимостей:

$$\frac{d\Delta L(t)}{dt} = \alpha(\eta) [\Delta L(t)]^{m(\eta)}, \quad (6.58)$$

где

$$\Delta L(t) = \frac{L_{kp}(\eta) - L(t)}{L_{kp}(\eta)}; \quad \eta = \frac{\sigma}{R_b}.$$

Здесь $L(t)$ – исследуемая характеристика: мера ползучести S или глубина коррозионных повреждений δ ; $\Delta L(t)$ – относительный дефицит этой характеристики в сравнении с некоторой её фиксированной величиной L_{kp} ; σ – действующие напряжения сжатия; R_b – предел прочности бетона; t – время наблюдений; α и m – эмпирические нелинейные параметры процесса, зависящие от уровня нагружения.

Для $\sigma = 0 \div (0,4 \div 0,5)R_b$ при действии агрессивной среды с учётом уплотнения структуры бетона и уменьшения его проницаемости значения $L_{kp}(\eta)$ и $\alpha(\eta)$ уменьшаются. При дальнейшем росте напряжений сжатия бетон разуплотняется, что приводит к увеличению $L(\eta)$ и $L_{kp}(\eta)$ и уменьшению $m(\eta)$, Приближение $m(\eta)$ к нулевому значению равноценно наступлению предельного эксплуатационного состояния.

Бондаренко В.М. подчёркивается [56], что при внешних агрессивных воздействиях коррозионных сред устойчивость силового сопротивления бетона обеспечивается кольматацией продуктами коррозии его поровой структуры, сопровождаемой снижением его проницаемости и, как следствие, затуханием и асимптотической стабилизацией процесса накопления повреждений

Бондаренко В.М. и Ивахнюк В.А. [48] отмечают, что повреждения бетона эксплуатируемых железобетонных конструкций, развиваясь во времени, зависят как от длительности, так и от интенсивности силовых и средовых воздействий. Базой для расчётной модели разрушения бетона, полученной с учётом феноменологического подхода, является гипотеза об энтропийном затухании во времени неравновесного силового деформирования при постоянных нагрузках и коррозионных повреждениях при неизменных агрессивных воздействиях:

$$\frac{d(\Delta A)}{dt} = -\alpha(\Delta A)^m \quad (6.59)$$

или

$$\frac{d(\Delta A)}{(\Delta A)^m} = -\alpha dt, \quad (6.60)$$

где $\Delta A = A(\infty; t_0) - A(t, t_0)$ – текущий дефицит исследуемого фактора A по отношению к его асимптотическому предельному значению $A(\infty; t_0)$, зависящему от уровня силового нагружения; α – эмпирический параметр скорости затухания, зависящий от номинации бетона и коррозионного агресора, размерность которого увязана со знанием второго эмпирического параметра m ; m – степень дефицита, определяет текущую скорость затухания процесса и зависит от возраста бетона и вида коррозии; t_0 и t – начальное и текущее время наблюдения; A – асимптотически стремится к некоторому фиксированному значению A_∞ .

Бондаренко В.М. и Ягуповым Б.А. [61] предлагается при построении феноменологических моделей, описывающих неравновесные процессы повреждений напряжённого бетона во времени при агрессивных средовых воздействиях на него, использовать количественную оценку при несило-

вых повреждениях бетона в условиях агрессивного воздействия на ненагруженный образец. При этом влияние уровня силового напряжённого состояния учитывается при назначении критической (предельной) глубины нейтрализации $\delta(t_{kp}, t_0)$ некоторым корректирующим множителем, зависящим от этого уровня:

$$\delta(t, t_0) = \delta(t_{kp}, t_0) f(\alpha, m, t), \quad (6.61)$$

где $\delta(t, t_0)$ – глубина нейтрализации при одностороннем расположении агрессивной среды; $\delta(t_{kp}, t_0)$ – экспериментально определяемая максимальная глубина нейтрализации и критическое (предельное) время процесса повреждения t_{kp} при некотором фиксированном уровне силового напряжённого состояния σ/R ; $f(\alpha, m, t)$ – функция развития во времени несиловых повреждений.

Время живучести конструкции предлагается определять по остаточному изгибающему моменту повреждённого агрессивной средой бетона относительно центра тяжести растянутой рабочей арматуры.

Модель коррозионного разрушения элемента статически определимой стержневой конструкции, находящейся в одноосном напряжённом состоянии, созданная Ю.М. Почтманом и В.Ю. Маловым имеет вид [432]:

$$d\delta/dt = k(1 + a\sigma)\delta(b - \delta), \quad (6.62)$$

где δ – величина коррозионного износа элемента; σ – величина внутренних напряжений; t – время; a, b, k – эмпирические коэффициенты.

Клюевой Н.В. предложена модель живучести железобетонных конструкций с внезапно выключающимися от коррозионных повреждений элементами [200]. Модель создана на основе предложения В.М. Бондаренко о феноменологическом единообразии кинетики неравновесных процессов продвижения повреждений и развития деформаций ползучести бетонов [62]:

$$\frac{d[\Delta L(t, t_0)]}{dt} = -\alpha[\Delta L(t, t_0)]^m, \quad (6.63)$$

где

$$\Delta L(t, t_0) = [L_{np} - L(t, t_0)]/L_{np};$$

здесь $L(t, t_0)$ – рассматриваемая глубина повреждения сечения железобетонного элемента коррозией; $\Delta L(t, t_0)$ – текущее значение параметра повреждений нагруженного железобетонного элемента с изменяющимися характеристиками силового сопротивления; t – текущее время; t_0 – время начала наблюдений; α, m – параметры скорости, вида повреждений, как функции уровня и знака напряженного состояния.

В качестве расчётных предпосылок разрабатываемой модели коррозионного повреждения учитываются особенности физических и химических внешних воздействий, состав бетона, а также уровни напряженного состояния $\left(\frac{\sigma}{R_b}\right)$ [56]:

- затухание энтропийности во времени, со стабилизацией на некоторой критической (предельной) глубине повреждения (глубине нейтрализации) δ_{kp} с кольматационным преобразованием структуры бетона;
- без стабилизационная постоянная скорость продвижения фронта повреждения, для которой величина δ_{kp} меняет первоначальный смысл и становится объективным эмпирическим параметром процесса повреждений;
- лавинная интенсификация повреждений во времени, приводящая к неизбежным разрушениям материалов и конструкций.

Здесь σ – действующее нормальное напряжение; R_b – предел прочности бетона на сжатие; δ_{kp} – некоторый эмпирический параметр процесса повреждений, связанный с уровнем нагружения (для кольматационного вида повреждений – предельная величина глубины повреждения для сжатого бетона).

Ключевым звеном предлагаемой расчетной модели является функция повреждений, которая в рамках традиционной модели железобетона позволяет определить момент исчерпания силового сопротивления наиболее напряженного сечения во времени, начало его хрупкого разрушения от внезапно выключающихся в результате коррозионных повреждений элементов.

Расчётная модель развития глубины повреждения бетона сечения железобетонного элемента с учётом зависимости (6.63) и константности режимных сжимающих силовых, термодинамических и физико-химических факторов внешних воздействий ($L_{np}, a, L(t_0)$ – постоянные величины, где a – характеризует вид повреждений; m – скорость повреждения, скачкообразно меняющаяся в зависимости от параметра времени t ($m = m_0$ и $m = m_1$ при $t \geq t_1$) имеет вид [201]:

при $t_0 \leq t < t_1$

$$L(t, t_0) = L_{np} \left\{ 1 - \left[a(m_0 - 1)(t - t_0) + \left(1 - \frac{L(t_0)}{L_{np}} \right) \right]^{1-m_0} \right\}^{\frac{1}{1-m_0}}; \quad (6.64)$$

при $t \geq t_1$

$$L(t, t_0) = L \left\{ 1 - a(m_1 - 1)(t - t_0) - \left(1 - \frac{L(t_0)}{L_{np}} \right)^{1-m_1} \right\}^{\frac{1}{1-m_1}}. \quad (6.65)$$

В качестве L рассматривается глубина повреждения сечения железобетонного элемента коррозией $\delta(t, t_0)$. При $m > 0$ функция $\delta(t, t_0)$ описывает энтропийно затухающую кинетику процесса L , при $m < 0$ его лавинно-прогрессирующее развитие, при $m = 0$ его линейные изменения во времени, то есть некоторое граничное положение применительно к повреждениям, вызванным фильтрационной кинетикой

Графически расчетная модель в виде функции (6.64) и (6.65) представлена на рис. 6.5.

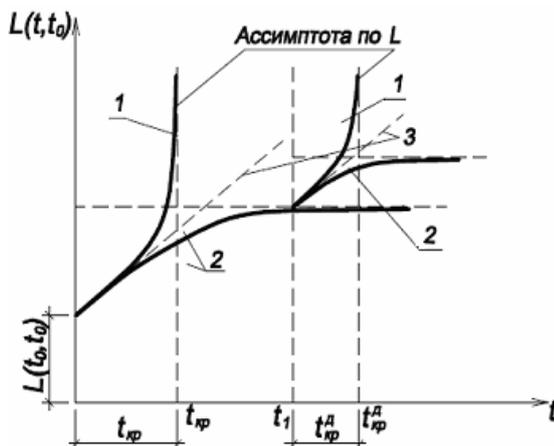


Рис.6.5. Схема кинетики повреждений в зависимости от параметров m и α :
 1 – область лавинообразного развития ($m < 0$); 2 – область затухающего развития ($m > 0$); 3 – граничная линия ($m = 0$)

Функциональные зависимости на рис. 6.5 показывают, что продвижение кинетики неравновесных процессов в глубь сечения и, соответственно, накопление повреждений в некоторый момент времени t может смениться внезапным лавинообразным разрушением сжатого бетона (кривая 1, при $t \geq t_1$).

Использование этой расчётной модели позволяет при определении ресурса силового сопротивления расчетным путём находить параметры функции повреждений только из геометрических соотношений, зависящих лишь от глубины повреждений и при этом оставаться едиными для всех характеристик силового сопротивления поврежденного бетона: прочности, модуля мгновенной деформации и ползучести.

Феноменологический подход при построении модели деформирования материала позволяет применить для описания механических свойств композиционных строительных материалов (КСМ) модель ортотропного нелинейного разномодульного материала [232, 316, 325]. При построении моделей взаимодействия агрессивной среды с железобетоном учитываются только процессы, определяющие кинетику изменения механических свойств материала – проникание агрессивной среды в образец материала и ее химическое взаимодействие с материалом. Распределение агрессивной среды в бетоне, в соответствии с теорией структурных параметров, связы-

вается с относительной концентрацией агрессивной среды в точке объема конструкции $C = C(x, y, z, t) / C_\infty$, где $C(x, y, z, t)$ – концентрация агрессивной среды в точке образца с координатами (x, y, z) в момент времени t ; C_∞ – равновесная концентрация ($0 \leq C \leq 1$).

Овчинниковым И.Г., Шагивалеевой Е.К. [327] представлена модель композитного материала, взаимодействующего с агрессивной средой в виде модели деформирования и модели воздействия агрессивной среды.

Модель воздействия агрессивной среды включает, в соответствии с теорией структурных параметров, процесс диффузии среды в объём образца и химическую реакцию среды с нестойкими компонентами композита, приводящей к деструкции композита.

Наиболее часто модели проникания агрессивной среды в конструктивный элемент представляются в виде следующих механизмов [316]:

- проникание агрессивной среды четким фронтом;
- проникание агрессивной среды размытым фронтом;
- проникание по механизму активированной диффузии, с учетом различных факторов, влияющих на скорость этого процесса;
- проникание по механизму фильтрации;
- проникание по механизму, отдельно описывающему процессы диффузии и процессы фильтрации.

Модель глубины проникания агрессивной среды чётким фронтом представляется в виде [421, 425]:

$$L(\tau) = K\tau_i^m < \left(a - \frac{d}{2} \right), \quad (6.66)$$

где K и m – параметры воздействия среды; a – толщина защитного слоя бетона; d – диаметр арматуры.

В качестве модели проникания углекислого газа в бетон И.Г. Овчинников, Р.Р. Инамов, Р.Б. Гарибов используют аппроксимацию решения уравнения диффузии в форме размытого фронта при одномерном процессе диффузии [325]:

$$C(x, t) = \begin{cases} 0, & x > L(t) \\ C_0 \left\{ 1 - \alpha \frac{x}{L} + \beta \frac{x^2}{L^2} \right\}, & x \leq L(t), \end{cases} \quad (6.67)$$

где x – координата точки сечения; t – время; C_0 – концентрация агрессивной среды на поверхности конструктивного элемента; α, β – коэффициенты; $L(t)$ – закон продвижения границы размытого фронта карбонизации вглубь конструктивного элемента:

$$L(t) = \lambda t^r; \quad (6.68)$$

здесь λ, r – эмпирические коэффициенты.

Модель проникания хлоридсодержащей агрессивной среды в незагруженный композитный материал в соответствии с концепцией размытого фронта представлена в виде [232, 316]:

$$C(x, t) = C_0 \left[1 \pm \frac{x}{L(t)} - \frac{a}{2L(t)} \right], \quad (6.69)$$

где x – координата рассматриваемой точки; t – время; C_0 – концентрация агрессивной среды на поверхности конструктивного элемента; a – размер элемента вдоль оси x ; $L(t)$ – закон продвижения границы размытого фронта в глубь конструктивного элемента (глубина проникания агрессивной среды):

$$L(t) = \alpha t^n; \quad (6.70)$$

здесь α, n – коэффициенты, определяемые из экспериментов.

Влияние уровня напряженного состояния конструктивного элемента на кинетику проникания агрессивной среды в бетон учитывается введением в (6.70) функции $f = f(\sigma, t)$. Учёт влияния вида напряжения (сжатия, растяжения) на кинетику диффузии агрессивной среды в растянутой и сжатой зонах, устанавливается зависимостью:

$$L_j(t) = \alpha_j t^{n_j}, \quad (6.71)$$

где $j = 1$ для растянутой зоны сечения, $j = 2$ – для сжатой.

Кинетика проникания хлоридсодержащих сред в композитные материалы описывается с помощью уравнения активированной диффузии, которое в общем случае имеет вид [328–330]:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(D \frac{\partial C}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(D \frac{\partial C}{\partial z} \right) - g(C), \quad (6.72)$$

где C – концентрация хлоридов в точке материала, зависящая от положения точки и времени t ; x, y, z – координаты рассматриваемой точки; D – коэффициент, зависящий от водоцементного отношения (ω), температуры (T) и напряжённого состояния (σ) бетона; $g(C) = kC$ – скорость изменения концентрации хлоридов вследствие химического взаимодействия с бетоном (k – константа).

На величину коэффициента диффузии сульфат-ионов наиболее существенное влияние оказывают следующие факторы [331]:

- водоцементное отношение (В/Ц). Повышение водоцементного соотношения увеличивает количество связанных цементным камнем сульфат-ионов;
- минералогический состав цемента (содержание гидроалюмината C_3A). Повышение содержания в цементе C_3A увеличивает количество связанных цементным камнем сульфат-ионов;

- концентрация сульфат-ионов в растворе. Увеличение концентрации приводит к более глубокому прониканию среды в бетон;
- уровень и вид напряженного состояния. Увеличение напряжений сжатия до уровня $0,4-0,6 R_{np}$ приводит к снижению количества связанных цементным камнем сульфат-ионов. Однако при дальнейшем возрастании уровня напряжений сжатия в бетоне с увеличением количества микро- и макродефектов в структуре бетона проникание сульфат-ионов во внутренние объемы интенсифицируется.

Математическое выражение срока службы показывает, что глубина проникновения агрессивной среды в бетон, определяющая степень износа защиты конструкции, носит характер степенной функции, затухающей во времени [437].

При увеличении пористости бетона до некоторого значения или наличии гидростатического напора) проникание сульфатосодержащей среды в бетон происходит по механизму фильтрации. Возможен смешанный случай, когда проникание сульфатосодержащей среды на определенную глубину происходит по механизму фильтрации, а затем в результате падения гидростатического напора, по механизму активированной диффузии. С учётом этого проникание сульфатосодержащей среды описывается уравнением активированной диффузии [331].

Экспериментальные исследования А.И. Попеско, Н.В. Савицкого, А.А. Тытюк [425, 460, 508] показывают, что проникание сульфатосодержащей среды в бетон сопровождается ее химическим взаимодействием с цементным камнем. Изменение физико-механических свойств бетона распределяется неоднородно по сечению элемента, в зависимости от уровнем химического взаимодействия в бетоне, который определяется относительной концентрацией проникающей агрессивной среды.

Согласно данным Ю.В. Моисеева, Г.Е. Зайкова, Н.Н. Семенова [273, 468] кинетика сложных химических реакций приближенно описывается суммарным кинетическим уравнением, составленным относительно некоторого определяющего параметра. Взаимодействие углекислоты и сульфатосодержащей среды с бетоном является физико-химическим процессом и поэтому суммарное кинетическое уравнение содержит интегральный скалярный параметр химического взаимодействия, учитывающий кинетику появления новообразований, приводящих к изменению механических свойств бетона.

Овчинниковым И.Г. [93] разработана модель, позволяющая рассматривать деградацию бетона на основе кинетики происходящих в бетоне химических взаимодействий, определяемых скалярным интегральным параметром химического взаимодействия, μ ($0 \leq \mu \leq 1$).

Скалярный параметр химического взаимодействия характеризует уровень химических превращений в точке конструкции при взаимодействии

углекислого газа с гидроксидом кальция, при котором образуется карбонат кальция, а также при взаимодействии сульфатов с бетоном, когда он является функцией концентрации сульфат-ионов и времени $\mu = \mu(C, t)$. Этот параметр идентифицируется со скоростью выделения новообразований или с количеством (концентрацией) связанных цементным камнем сульфат-ионов и соответствующим образом нормируется в пределах $0 < \mu < 1$ [232]:

$$\mu = \frac{C_{\text{Тек}}^{\text{CaCO}_3}}{C_{\text{max}}^{\text{CaCO}_3}}, \quad (6.73)$$

где $C_{\text{Тек}}^{\text{CaCO}_3}$ – концентрация CaCO_3 в заданной точке сечения; $C_{\text{max}}^{\text{CaCO}_3}$ – максимальная концентрация CaCO_3 , когда реакция уже завершилась.

Модель химического взаимодействия принимается в виде:

$$\frac{d\mu}{dt} = gC(1 - \mu), \quad (6.74)$$

где μ – параметр химического взаимодействия; g – коэффициент пропорциональности; C – концентрация агрессивной среды в точке сечения, определяемая из уравнения проникания (6.72).

При воздействии углекислого газа при $\mu=0$ – карбонизация в точке ещё не началась, при $0 < \mu < 1$ – происходит процесс карбонизации, при $\mu=1$ – процесс карбонизации завершился.

Проникая в тело бетона, концентрация сульфат-ионов достигает величины, при которой становится возможным взаимодействие сульфат-ионов с цементным камнем, сопровождающееся выделением новообразований [325]. Причем этот период весьма мал [215], так как уже через 1-3 суток после начала воздействия сульфатосодержащей среды на экспериментальные образцы в бетоне удастся обнаружить связанный цементным камнем сульфат-ион.

Результаты экспериментов Н.В. Савицкого, В.П. Селяева и Л.М. Ошкиной [460, 465] показывают, что при взаимодействии бетона с сульфатосодержащей средой наблюдается несколько стадий: упрочнение, разупрочнение (снижение прочности), потеря сплошности и разрушение.

Овчинниковым И.Г., Инамовым Р.Р. и Гарибовым Р.Б. [325] установлено, что по мере проникания и дальнейшего химического взаимодействия проникшей сульфатосодержащей среды с цементным камнем в каждом элементарном объеме бетона (по глубине проникания) проходят следующие стадии: упрочнение ($0 < \mu < \mu_r$), разупрочнение ($\mu_r < \mu < 1$) и разрушение ($\mu = 1$), где μ_r – граничное значение параметра химического взаимодействия, после которого происходит снижение прочности бетона.

Согласно экспериментальным данным Е.А. Гузеева, Н.В. Савицкого, А.А. Тытук [117] максимальное относительное упрочнение бетона, представляющего собой отношение прочности бетона, пораженного коррозией, к прочности исходного бетона, при различном содержании в нем связанного цементным камнем сульфат-иона SO_3 , различном составе, водоцементном отношении и виде цемента составляет от 1,1 до 1,4 (в зависимости от перечисленных параметров бетона). Этим значениям относительной прочности соответствует величина содержания в нем SO_3 от 1 до 4 % от веса цемента и параметр химического взаимодействия $\mu=0,12\div 0,30$.

Модель продвижения коррозионного фронта в бетоне без трещин с прочностью от 15,1 до 40,0 МПа в газоздушном промышленной среде, содержащей пары серной кислоты, сероводорода и сероуглерода при относительной влажности воздуха 80-85 %, приведена в работе Л.А. Вандаловской [72].

Наиболее опасными в бетоне, по заявлению А.М. Подвального [406], являются собственные напряжения и деформации, связанные с коррозией бетона, в результате которой в порах бетона образуются вещества, кристаллизующиеся с увеличением объема. Кроме коррозии третьего вида к ним относятся и морозное воздействие, при котором в порах бетона кристаллизуется лёд.

С помощью расчётной физической двухкомпонентной трёхмерной структурной модели, представляющей шаровое плотное ядро (заполнитель) и сферическую пористую оболочку (вяжущие), определены собственные упругие напряжения в бетоне при температурных воздействиях в виде следующих зависимостей для радиальных и тангенциальных напряжений соответственно [406]:

$$\sigma_r = \frac{-\Delta\varepsilon(1-m^2)}{\frac{1}{2E_2}[(2m^3+1)-\mu_2(4m^3-1)] + \frac{2}{E_1}(1-m^3)(1-2\mu)}, \quad (6.75)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\Delta\varepsilon(2m^3+1)}{\frac{1}{2E_2}[(2m^3+1)-\mu_2(4m^3-1)] + \frac{2}{E_1}(1-m^3)(1-2\mu)}, \quad (6.76)$$

где σ_r и σ_θ – соответственно радиальные и тангенциальные напряжения;

$\Delta\varepsilon = (\alpha_1 - \alpha_2)\Delta t$; $m = \frac{r_1}{r_2}$; r_1, r_2 – радиус ядра и наружный радиус оболочки

соответственно; α – коэффициент температурного расширения; $\Delta t = t_1 - t_0$ – разность между температурой t_j , при которой определяется напряжения, и температурой t_0 , при которой произошло нарушение равенства $\alpha_1 = \alpha_2$;

E – модуль упругости; μ – коэффициент Пуассона; 1 – индекс, относящийся к ядру, 2 – индекс, относящийся к оболочке.

Эти зависимости для радиальных и тангенциальных напряжений объясняют высокую морозостойкость бетона на керамзитовом песке и гравии, по сравнению с низкой морозостойкостью радиационнозащитных бетонов, изготавливаемых на металлическом заполнителе. Низкий модуль упругости керамзита демпфирует структурные напряжения, а высокий чугунного скрапа приводит к их повышению.

Долговечность ограждающей конструкции, определяемая с учётом деградиционной модели накопления повреждений, основанной на общности процессов разрушения при повторных температурно-влажностных и механических воздействиях, определяется выражением [293]:

$$T = 1/D, \quad (6.77)$$

где D – относительная мера повреждения, являющаяся изменением любого из параметров конструкции; $D_M, D_y, D_a, D_{agr.ср}$ – соответственно от повторной механической нагрузки, от повторного увлажнения и высушивания, от повторного воздействия агрессивной среды.

Модель механизма накопления повреждений в эксплуатируемой железобетонной конструкции, отражающая взаимосвязь циклов трещинообразования, коррозии и приращения трещинообразования, представленная в [437], учитывает два взаимовлияющих процесса: деформирования и разрушения, которые ускоряются из-за изменения свойств материала, вызванного прониканием агрессивной среды. В свою очередь, процессы деформирования, трещинообразования и разрушения влияют на кинетику проникновения среды и скорость взаимодействия с конструкцией [437, 440, 627]. В модели отражены положения, получившие экспериментальное подтверждение, что система микротрещин, образованная при малоцикловых длительных нагрузках, дополнительно повышает проницаемость бетона для внешней среды.

Александровский С.В., Бондаренко В.М., Пропокович И.Е., Бондаренко С.В., Гвоздев А.А., Кац А.С. [8, 50, 100, 193] установили, что при действии длительной переменной нагрузки деформации восстановления размеров образца включают в себя составляющие в виде необратимых деформаций. Необратимая часть упругих деформаций связана со старением бетона, необратимая часть деформаций ползучести – с проявлением во времени деструктивных процессов, в связи с уплотнением и разуплотнением цементного камня при первом или последующих нагружениях. По данным О.Я. Берга [44] технической характеристикой, позволяющей определять область нагружений, в которой процесс разуплотнения превосходит процесс упрочнения, являются границы микроразрушений.

Совершенно иной подход к оценке долговечности бетона предложен Ю.В. Зайцевым [176, 177], а затем Е.А. Гузеевым, К.А. Пирадовым, С.Н. Леоновичем, Н.В. Савицким [120–122, 124, 217, 218]. Зайцев Ю.В. ввёл понятие о «прорастании» или «зарастании» трещин в результате изменения напряжённого состояния бетона во времени в виде «меры деструкции» [178].

Для разработки методики расчета усталостной прочности и прогнозирования ресурса железобетонных элементов при действии циклических нагрузок с переменной амплитудой применяются гипотезы суммирования усталостных повреждений [71, 196, 622, 637]. Наиболее часто из них используется гипотеза линейного суммирования повреждений в относительных «временах», имеющая соответственно вид для дискретного и непрерывного законов изменения амплитуды циклической нагрузки [622]:

$$\sum_{i=1}^n \frac{N_i}{N_{R_i}} = 1, \quad \int_0^{N_R} \frac{dN}{N_R(\sigma_a)} = 1, \quad (6.78)$$

где N_i – количество циклов действия нагрузки i -го этапа с постоянной амплитудой; N_{R_i} – количество циклов нагружения до разрушения при этой нагрузке; n – число ступеней (этапов) изменения уровня нагружения; $N_R(\sigma_a)$ – количество циклов нагружения до разрушения, отвечающее мгновенному значению σ_a .

Для получения усталостного повреждения после N_i циклов нагружения с уровнем σ_{ai} при условии разрушения гипотеза линейного суммирования повреждений [622] усовершенствована за счёт введения отношения $\frac{N_i}{N_{R_i}} = d_i$ [16]:

$$\sum_{i=1}^n d_i = 1. \quad (6.79)$$

Применительно к ползучести и длительной прочности материалов накопление повреждений определяется отношением: $d_i = \frac{t_i}{t_{R_i}}$ и $d_i = \frac{dt}{t_R(\sigma)}$, с условием разрушения $\sum_{i=1}^n d_i = 1$ [637].

Гипотеза линейного накопления повреждений при переменном нагружении, описываемая в [103, 622, 637], называется законом «Пальмгрена–Майнера–Робинсона». Однако гипотеза линейного суммирования повреждений не учитывает предысторию нагружения [268].

При действии на железобетонные конструкции n -различных режимов циклической нагрузки, характеризуемой значениями P_i^{\max}, ρ_i , на основе линейного закона накопления усталостных повреждений количество циклов до разрушения на n -й ступени вычисляется по формуле [196]:

$$N'_n = N_n \left[1 - \frac{N'_1}{N_1} + \frac{N'_2}{N_2} + \dots + \frac{N'_{n-1}}{N_{n-1}} \right], \quad (6.80)$$

где N'_1, N'_2, N'_i – число циклов, пройденное на каждом i -м режиме; $N_1, N_2, \dots, N_i \dots N_n$ – долговечность бетона и арматуры на каждом i -м режиме, зависящие от относительного предела выносливости при заданном режиме.

При воздействии нестационарной циклической нагрузки, исходя из физических представлений работы бетона под нагрузкой, в качестве меры накопления повреждений, принимается дифференциальный коэффициент поперечной деформации бетона с зависимостью между дифференциальными коэффициентами поперечной деформации и числом циклов n нагрузки в виде показательной функции [530]:

$$V = V_s \left(\frac{V_k}{V_s} \right)^{n/N(s)}, \quad (6.81)$$

где V_s – коэффициент поперечной деформации при напряжениях S в бетоне от нагрузки; V_k – коэффициент поперечной деформации при разрушении бетона; $N(s)$ – число циклов, соответствующих усталостному разрушению при i -м режиме.

При этом кинетическое уравнение накопления усталостных повреждений имеет вид:

$$D = \frac{V_s}{V_k - V_s} \left[\exp \left(\frac{n}{N(s)} \ln \frac{V_k}{V_s} \right) - 1 \right], \quad (6.82)$$

где D – мера повреждения.

Выносливость бетона обеспечивается при $D \leq 1$. Время разрушения определяется из условия $D=1$ и, в соответствии с гипотезой линейного суммирования повреждений, определяется по уравнению:

$$T = \int_0^1 \left[\int_0^\infty \frac{dD}{dn} \left| \frac{dV_0(S)}{dS} \right| d \right]^{-1} \cdot dD. \quad (6.83)$$

Мера накопления повреждений в бетоне ψ при нестационарном циклическом нагружении при числе циклов нагружения N описывается выражением [551]:

$$\psi = \frac{k_{10}}{k_{10} - k_{1c}} \left(1 - N^{\frac{\alpha}{2}} \cdot \sqrt{\frac{E_N}{E_0}} \right), \quad (6.84)$$

где k_{10} и k_{1c} – коэффициенты интенсивности напряжений в начале и в конце многократно повторного нагружения; E_0 , E_N – начальные модули упругости бетона в начале и в конце многократно повторного нагружения.

Усталостная прочность бетона обеспечивается при $\psi \leq 1$. Время исчерпания ресурса прочностных свойств бетона описывается уравнением:

$$T = T_c \left(\frac{R_{bf}}{q} \right)^{\frac{1}{\alpha}} \cdot \left(1 - \frac{b^2}{\alpha} \right), \quad (6.85)$$

где $\alpha = \frac{k_{1c}}{k_{10} - k_{1c}}$; $b = \frac{k_{10}}{k_{1c}}$; T – длительность многократно повторяющегося нагружения, соответствующая числу циклов N_c , годы; R_{bf} – предел выносливости бетона на базе числа циклов N_c , МПа; q – максимальное напряжение цикла.

Процесс накопления усталостных малоцикловых («силовых») повреждений, происходящий в условиях агрессивных сред по данным В.М. Бондаренко и А. В. Боровских в [51], является функцией характера напряженно-состояния и уровня напряжений в бетоне. Силовые повреждения учитываются в деградационных уравнениях коэффициентами, определяющие не только разрыхление структуры бетона до начала коррозии арматуры, но и давление продуктов коррозии арматуры после её возникновения.

Влияние переменной температуры и влажности внутрипоровых материальных компонентов на давление внутри бетона определяется физической моделью при циклическом замораживании бетона, разработанной Л.М. Добшицем, И.Г. Портновым и А.И. Соломатовым [157]. Физическая модель допускает разделение всех пор в бетоне независимо от их диаметра и возникновения, на две группы: открытые и условно-замкнутые. Такое деление позволяет описать физический процесс циклического замораживания бетона и создать его математическую модель в виде функциональных зависимостей изменения его параметров.

Метод расчета композитных строительных конструкций с учетом действия агрессивных сред, предложенный В.И. Соломатовым и В.П. Селяевым [464, 487, 488], является наиболее корректным на современном этапе. При его разработке расчёта учитываются следующие положения:

- наличие дефектов структуры, локализирующих разрушение;

- применимость для нормальных сечений гипотезы плоских сечений до появления трещин. После появления трещин гипотеза выполняется для нормальных сечений над трещинами и на участках между ними;
- наличие различных значений модуля упругости бетона при сжатии и растяжении;
- нелинейную функцию зависимости между напряжениями и деформациями при растяжении и сжатии;
- возможность использования принципа суперпозиции при определении напряжений от действия нагрузок и объемных изменений, происходящих вследствие переноса агрессивных сред в бетонном элементе;
- использование деградационных функций жесткости и несущей способности, получаемых из анализа феноменологических моделей деградации поперечного сечения при учёте действия агрессивной среды на механические и геометрические характеристики бетонного элемента;
- представление феноменологических моделей в виде изохрон модуля упругости и прочности, изменяющихся в плоскости поперечного сечения элемента по определенному закону.

Соломатов В.И., Бобрышев А.Н., Прошин А.П. [489] приводят модель полимерного композитного материала с максимально возможной химической стойкостью матрицы и с дисперсным наполнителем, кольматирующим свободное структурное пространство с учётом подобных кинетических зависимостей химической стойкости:

$$\sigma = \sigma_0 \exp - (vt)^n, \quad (6.86)$$

где σ – среднее значение приложенного напряжения; σ_0 – начальная прочность композита перед экспозицией в агрессивной среде; v – величина частоты распада структурных связей; t – время; n – показатель, связанный с размерностью структуры композита, ответственной за кинетический процесс.

6.2.3.2. Использование концепции механики разрушения

Долговечность бетона снижается, в основном, из-за коррозионной деструкции. Известны случаи, когда железобетонные конструкции демонтировались уже через 10–30 лет их службы, несмотря на запланированную их долговечность более 100 лет [121].

Процессы уплотнения и разуплотнения бетона происходят одновременно с самых ранних уровней напряжений. Дефекты структуры бетона являются концентраторами нормальных и касательных напряжений и влияют на его прочность и трещиностойкость. Зайцев Ю.Н., Бондаренко В.М., Гузеев Е.А., Пирадов К.А. [123, 172, 380] поры и пустоты бетона рассмат-

ривают как трещиноподобные дефекты структуры, имеющие длину от 10 ангстрем до 10 мм.

Внешняя нагрузка вызывает дополнительные напряжения высокой интенсивности в вершинах микро- и мезодефектов, приводящих в течение продолжительного времени к их развитию в длину, ширину и образованию магистральных трещин. При $\sigma_{b,c} \geq 0,45R_b$ практически все микротрещины контактных зон объединяются между собой. Дальнейший рост напряжений сжатия способствует интенсификации образования микротрещин в цементном камне. При $\sigma_{b,c} \geq 0,75R_b$ начинается объединение макротрещин. Лавинообразный характер развития трещин в объемах материала приводит к полному разрушению бетона. [172].

Линейная механика разрушения по изучению изменения прочности бетона получила признание в 1990 годы после выхода европейских кодов ФИП-ЕКБ и введения в России ГОСТ 29167-91 [106].

В концепции закона сохранения энергии потенциальная долговечность бетонного композита рассматривается, как заданный при подборе состава композита и формовании его структуры ресурс упругой энергии G_i , а продолжительность её исчерпания, то есть фактическая долговечность, как работа разрушения $\Delta A(t)$, необходимая для образования (развития) новых трещин (δ) в структуре от силовых и несиловых воздействий. Пирадов К.А. и Гузеев Е.А. [386] отмечают, что по имеющимся трещинам можно определить ориентировочные сроки дальнейшей эксплуатации конструкции, её ресурсы по прочности и долговечности, безопасный уровень внешней нагрузки, необходимость и рентабельность работ по реконструкции, пути и способы устранения повреждений.

Теоретической основой научно-исследовательского направления механики разрушения являются фундаментальные работы Н.И.Мусхелишвили [287], В.В. Панасюка [361], Г.П. Черепанова [525], А.Гриффитса [590, 203] и Д.Ирвина [224].

В механике разрушения учет влияния дефектов структуры на прочностные свойства материалов производится двумя путями – феноменологическим и структурным. В первом направлении исследование непрерывного распределения различных дефектов происходит с помощью добавления функций поврежденности к традиционным физико-механическим характеристикам условно сплошной среды [275]. Второе направление изучает напряженно-деформированное состояние среды в окрестностях изолированных дефектов структуры. При этом анализируются процессы образования и развития трещин в зависимости от интенсивности поля напряжений и деформаций у устья трещин [17, 22, 70, 186, 194, 203, 204, 225, 239, 240, 274, 293, 361, 362, 433, 442, 461, 502, 513, 519, 525, 526].

В зависимости от упругопластических свойств материала, сложности геометрии конструктивного элемента, уровня и характера напряженно-деформированного состояния для описания разрушения тел с трещинами рассматриваются три основные теоретические модели: энергетическая [590], силовая [224], деформационная [361]. В этих моделях разрушение представляется в виде начальной трещины с постоянными коэффициентами, зависящие от её координат, длины и геометрии.

Сущность энергетической теории А.Гриффитса, являющейся одной из первых теорий о разрушении тел, содержащих дефекты, заключается в определении затраты энергии, расходуемой на обеспечение целостности структуры хрупкого материала в вершине трещины. Непосредственной причиной развития трещин в материале является различие между энергией, высвобождающейся при продвижении трещин и энергией, необходимой для создания новой поверхности разрушения [591, 590]:

$$dU = G \cdot dS, \quad (6.87)$$

где dU – энергия разрушения, затрачиваемая на образование новой поверхности разрыва площадью dS ; G – поток энергии, увеличивающей трещину и отнесенный к единице её площади и равный $G = 2\gamma$, где γ – эффективная плотность поверхностной энергии, являющаяся константой материала.

В соответствии с энергетической теорией трещина развивается в длину, если при малом изменении ее поверхности на dS выполняется неравенство $\frac{dU}{dS} > G$.

Возникающие пластические деформации в вершине трещины значительно увеличивают работу распространения трещин в квазихрупком материале. В этом случае поток упругой энергии вычисляется, исходя из упругого состояния, но вместо термодинамического значения поверхностной энергии должна вводиться эффективная поверхностная энергия [268].

При оценке трещиностойкости материалов с позиций механики разрушения достаточно широко используется как энергетический критерий – C_{IC} энергия разрушения, так и силовой критерий K_{IC} – критический коэффициент интенсивности напряжений [543]. Панченко А.И. [363] отмечает, что коэффициент интенсивности напряжений (K_I), оценивающий предельное значение коэффициента концентрации напряжений в вершине трещины, является одной из наиболее важных энергетических параметров линейной механики разрушения.

Силовой подход в линейной механике разрушения был выдвинут и развит Дж. Ирвином [224]. Он определяет напряжение в вершине острого трещины в критический момент нагружения, при начале её неустойчивого развития за счет запаса упругой энергии.

В общем случае силовой критерий используется для трёх типов трещин:

- 1) нормального разрыва или отрыва ;
- 2) поперечного сдвига;
- 3) продольного сдвига.

Применение линейной теории упругости позволяет реализовать в вершине трещины трехосное растяжение. Приток энергии, расходуемой на образование новой поверхности, выражается через коэффициент интенсивности напряжений K_I [505]:

$$-\delta U + \delta A_F + \delta Q = \frac{1-V^2}{E} K_I^2 \delta \ell, \quad (6.88)$$

где K_I – коэффициент интенсивности напряжений; ℓ – длина трещины; δA_F – работа внешних сил; δQ – общий внешний приток тепла; δ – расчётные в вершине трещины; $V = \sigma_{33}/\sigma_{11} + \sigma_{22}$; E – модуль упругости материала.

При нормальном отрыве коэффициент интенсивности напряжений K_I характеризует локальное повышение уровня растягивающего напряжения в вершине трещин, и не зависит от координат точек в вершине трещины. Его значение определяется внешними нагрузками, геометрией тела, местоположением и длиной трещин.

Критический коэффициент интенсивности напряжений K_{IC} , называемый силовым критерием Ирвина, связан с удельной поверхностной энергией γ_ℓ зависимостью [268]:

$$K_{IC} = \sqrt{\frac{2E\gamma_\ell}{1-V^2}}, \quad (6.89)$$

Коэффициент K_{IC} однозначно определяет процесс разрушения в вершине трещины. Он характеризует интенсивность пластических деформаций в пластической зоне трещины в виде константы материала. Однако силовой критерий разрушения K_{IC} справедлив при $\ell \gg r_{p\ell}$, где ℓ – длина трещины; $r_{p\ell}$ – радиус пластической зоны в вершине трещины.

По сравнению с энергетическими и силовыми критериями более точную оценку сопротивления разрушению пластичных материалов с трещинами, имеющих большие размеры пластической зоны в вершине трещины, дают деформационные критерии разрушения, физический смысл которых состоит в оценке условий достижения предельных деформаций вблизи вершины начинающейся развиваться трещины. Деформационный критерий Леонова-Панасюка-Дагдейла основан на притяжении силой σ_c , где σ_c – предел прочности материала в вершине трещины, берегов трещины в

пределах концевой пластической зоны. Принимается, что берега трещины в пределах концевой зоны взаимодействуют, если её раскрытие не превышает критического значения δ_{cr} , являющегося постоянной материала.

Критическое раскрытия трещины в её вершине δ_{cr} определяется из зависимости между основными постоянными материала σ_c и δ_c и с эффективной поверхностной энергией G , т.е. $\sigma_c \delta_{cr} = G = 2\gamma_\ell$ [268]:

$$\delta_{cr} = \frac{2\gamma_e}{\sigma_c} = \frac{K_{1C}^2 (1-V^2)}{E\sigma_c}. \quad (6.90)$$

Однако применение энергетического, силового и деформационного критериев разрушения тел с трещинами предполагает, что пластическая зона не оказывает существенного влияния на интенсивность выделения энергии. Использование инвариантного интеграла Черепанова-Райса (джей-интеграла), характеризующего напряжения и деформации в пределах концевой пластической зоны в вершине трещины, устраняет это ограничение. Он определяет уменьшение потенциальной энергии, расходуемой на развитие трещины, вычисляемую с помощью криволинейного интеграла по границе пластической зоны в вершине трещины в условиях плоского напряженного состояния [274, 525]:

$$J = \int_F \left[U_{\varepsilon_{ij}} dx_2 - \sigma_{ij} \left(\frac{dV_i}{dx_i} \right) n_i ds \right], \quad (6.91)$$

где J – инвариантный интеграл Черепанова-Райса (джей-интеграл); F – путь интегрирования по контуру пластической зоны в вершине трещины; σ_{ij} и U_i – составляющие тензора напряжений и вектора смещения на поверхности тела; вектор напряжений $\sigma_{ij} \cdot n_i$ направлен во внешнюю сторону от контура Γ ; S – площадь пластической зоны в вершине трещины; n_i – направляющие косинусы.

Первый член подынтегрального выражения представляет плотность внутренней энергии $U_{\varepsilon_{ij}}$, являющейся для упругого материала функцией деформации, а второй член подынтегрального выражения – удельную работу внешних сил. Развитие трещины зависит от выполнения условия $J \leq J_c$.

Модель развития трещины при циклическом нагружении основана на определении удельной энергии неупругой деформации, накапливаемой на расстояний $\Delta \ell_i$ от вершины трещины с учетом предварительного циклического деформирования на предыдущих этапах нагружения при различных коэффициентах асимметрии цикла нагружений [507].

Основы теории деформаций и прочности бетона с учётом физико-химического анализа процесса трещинообразования и разрушения определены концепцией Гриффитса – Ирвина и иерархической схемы структуры бетона [171, 172].

Исследование разрушения бетона с учетом процесса развития трещин необходимо:

- для оценки влияния дефектов структуры и силовых трещин на прочностные и деформативные свойства бетона;
- для получения бетона с более высоким сопротивлением нагрузке, особенно при растяжении;
- для проектирования бетонов с наперед заданной долговечностью.

В нашей стране первые основополагающие работы по механике разрушения цементного камня и бетона выполнены Ю.В. Зайцевым [170, 171, 174, 175]. Им установлена применимость основных положений механики разрушения к бетону и на основе этих методов смоделированы процессы изменения деформаций и прочности бетона под нагрузкой [170, 171]. Для описания развития трещины Ю.В. Зайцевым [170, 171] использована модель Леонова-Панасюка-Дагдейла, с учётом статической изменчивости размещения микротрещин в структуре бетона, а также влияние физической нелинейности материала на закономерности изменения трещины. Получены теоретические уравнения кратковременной и длительной прочности бетона при одно-, двух- и трехосном нагружении.

Основными характеристиками трещиностойкости бетона являются критические коэффициенты интенсивности напряжений при деформациях нормального отрыва K_{Ic}^b и поперечного сдвига K_{IIc}^b у вершины трещины, которые полностью определяют напряженно-деформированное состояние на контуре трещины и в окрестности её вершины, являясь константами материала и показателями его сопротивляемости образованию и развитию трещин. Методика определения величины K_{Ic}^b нормирована [106], а K_{IIc}^b – достаточно апробирована [385, 392]. Однозначность величин K_{Ic}^b и K_{IIc}^b гарантируется их инвариантностью, а статистическая эффективность – наименьшей из возможных при данных условиях дисперсией по измеренным значениям разрушающей опытной нагрузке.

Исследование процесса разрушения бетона с позиций механики разрушения ведётся в трех направлениях: технологическом, методологическом, и расчетном.

Технологические исследования определяют влияние характеристик бетонной смеси на основные параметры трещиностойкости в виде критического коэффициента интенсивности напряжений K_c и энергии разрушения G_c [99, 173, 290, 503, 544, 565, 574, 625, 637].

На основании результатов исследований развития трещин нормального отрыва [87, 126, 397, 598, 630] были разработаны методики определения параметров трещиностойкости бетона с помощью параметров K_c и G_c [106, 632, 634, 635, 576]. Стандарты позволяют перейти при расчете конструкции к инвариантным характеристикам его состояния.

Расчетное направление предусматривает разработку моделей развития и образования микро- и макротрещин при разрушении бетона в зонах концентрации напряжений [505].

Локальный процесс разрушения бетона при образовании трещины с учетом подхода развиваемого в механике разрушений Ирвина–Болотина определяется в зависимости от распределения напряжений в окрестностях дефекта [47, 122, 217, 360, 363]. Трещина не растет, если $K_I < K_{IC}$ где K_I и K_{IC} – коэффициент интенсивности напряжений и его критическое значение при нормальных температурно-влажностных условиях по форме разрушения в виде трещины отрыва:

$$K_{IC} = \left(\frac{\gamma E}{1 - \nu^2} \right)^{1/2}, \quad (6.92)$$

где E – модуль упругости; γ – удельная плотность поверхностной энергии (удельная работа разрушения).

В соответствии с теориями замедленного и усталостного разрушения В.В.Болотина соотношение для размера (полудлины) центральной трещины имеет вид [47]:

$$l(t) = \Lambda_{\tau=t}^{\tau=t^*} [S(\tau), \psi(\tau)], \quad (6.93)$$

где $l(t)$ – размер трещины в момент времени t есть функция истории нагружения и процесса накопления повреждений на отрезке времени $t^*; t$, $\psi(t)$ – мера повреждений, зависящая от истории нагружения.

Методика расчёта сопротивления бетона развитию трещин, в том числе по результатам экспериментальных исследований с учётом использования положений механики разрушения изложена работах [24, 28, 112–114, 168, 170–175, 202, 213, 214, 271, 356–359, 370–373, 397, 398, 506, 539–541, 543, 551, 552, 570, 571, 580, 582, 600, 601, 605, 606, 613–616, 623, 6244, 629, 645, 648, 655]. Результаты исследований показывают, что критическое значение коэффициента интенсивности напряжений K_c зависит от длины трещины ℓ , геометрических размеров образцов, схемы испытания, водоцементного отношения, крупности и количество заполнителей, возраста и прочности бетона. Длительное нагружение в зависимости от закономерностей изменения предела прочности на растяжение и деформаций ползучести бетона

приводит к соответствующему уменьшению значения коэффициента интенсивности напряжений.

Критическое раскрытие вершины трещины в зависимости от крупности заполнителя, предела прочности на растяжение и модуля упругости описывается эмпирической формулой [373]:

$$\delta_{cr} = \frac{K_c R_{bt,ser} d_s}{E_b}. \quad (6.94)$$

Критическая длина трещины, зависящая от предела прочности бетона на растяжение, модуля упругости и критического значения коэффициента интенсивности напряжений представляется в виде зависимости [540, 543]:

$$\ell_{cr} = \frac{K_{1c}^2}{\pi (R_{bt,ser})^2}. \quad (6.95)$$

Основное количество работ посвящено определению критического коэффициента интенсивности напряжений K_{1c} на основе методов линейной механики разрушения. Все вышеперечисленные исследования проведены с использованием однопараметрических моделей линейной механики разрушения без учета реальных упруго-пластических свойств бетона. Из-за проведения большинства экспериментов на малогабаритных образцах наблюдается несопоставимость результатов различных исследователей. Это и предопределило проведение исследования с помощью энергетического метода по изучению масштабного фактора на изменение трещиностойкости бетона, в котором получены уравнения для определения размеров опытного образца, обеспечивающее вязкое разрушение бетона [542].

Впервые модель разрушения бетона, в которой учтена его ползучесть разработана в [505]. В модели процесс разрушения на уровне макроструктуры состоит из следующих стадий:

- образование зоны предразрушения;
- подрастанию зоны предразрушения;
- образование начальной макротрещины;
- дальнейший устойчивый или неустойчивый рост макротрещины.

Теоретические модели А. Хиллерборга [599] и Л.П. Трапезникова [505], являясь двух и трехпараметрическими, описывают поведение бетонных элементов с трещиной при широком диапазоне изменения длины трещины. Двух- и трехпараметрические модели квазихрупкого разрушения бетона учитывают особенности структуры и реологические свойства бетона. Модели распространяются на все стадии работы бетона с трещинами.

В модели [599] для бетона в зоне предразрушения реализуется полностью равновесная диаграмма деформирования с нисходящей ветвью. Недостатком модели является не учёт ползучести бетона.

В трёхпараметрической модели разрушения бетона [505] предельная зона предразрушения, то есть зона микротрещинообразования, зависит от максимального размера крупного заполнителя d , удельной работы растягивающих напряжений нормальных к плоскости трещины и критического коэффициента интенсивности напряжений K_{Ic} . Модель учитывает влияние габаритных размеров конструктивного элемента на трещиностойкость, а так же определяет зависимость критического коэффициента интенсивности напряжений K_{Ic} от длины трещины, градиента напряжений, крупности структуры и длительности действия нагрузки. С её помощью выполнены практические расчеты трещиностойкости бетона на реальных гидротехнических сооружениях.

Ягустом В.И. [554, 555] на основании экспериментальных исследований трещиностойкости бетона на крупногабаритных образцах при устойчивом развитии трещины установлено, что модель Леонова-Панасюка-Дагдейла с достаточной для практического применения точностью может быть использована для изучения поведения бетонных элементов с трещинами, включая и случаи нарушения условий применения линейной механики разрушения, при $l/d > 2...3$ для различных схем нагружения.

Ключевой проблемой теории железобетона по заключению Карпенко Н.И. [188] является приведение многообразных расчётных эмпирических методов исследования железобетонных элементов с трещинами на общую аналитическую основу. До образования трещин железобетон считается либо изотропным, либо анизотропным материалом, а после появления трещин – только анизотропным. Разработанная Н.И. Карпенко теория деформирования железобетона с трещинами основана на расчётной модели полностью анизотропного тела, в которой все коэффициенты анизотропии определяются из феноменологических зависимостей с учётом специфики железобетона [189].

Наиболее важным направлением развития компьютерного материаловедения строительных композитов является моделирование образования, развития, закрытия трещин и пор. Это объясняется тем, что сложная геометрическая структура пористой среды делает практически неосуществимым аналитическое решение задачи моделирования пор и трещин, поскольку их зарождение, развитие и уменьшение является случайным фактором. Разработанная физическая модель бетона [27] позволяет получить видимую картину прохождения трещины в гипотетическом образце. Форма частиц заполнителя принимается сферической, из-за возможности определения её физических характеристик с помощью четырёх геометрических параметров: трёх координат центра сферы и радиуса.

Зайцев Ю.В., Кондращенко В.И., Грекова Т.Л. [174] представляют эмпирическую структурно-имитационную модель бетона, разработанную с учётом подхода с позиции механики разрушения. Она даёт представление

как о структуре материала, так и о процессах его разрушения и описывает взаимосвязь сжимающей нагрузки с размерами дефектов бетона. Нелинейная зависимость модели учитывает критические коэффициенты интенсивности напряжений при нормальном разрыве и плоском сдвиге K_{IC} и K_{IIC} . С помощью численных экспериментов установлена последовательность степени влияния параметров макроструктуры на прочность бетона: на характеристику пористости компонентов бетона, на однородность включений по свойствам и прочность зоны контакта матрицы с включениями. Выявлено, что неоднородность по размерам пор снижает нормативную прочность цементно-песчаного камня до 27 %.

Общая теоретическая оценка разрушения бетона от совместного действия нагрузки и агрессивной среды, согласно выводам К.А. Пирадова и Е.А. Гузеева, должна рассматриваться на основе положений механики разрушения твердого тела [380]. Это объясняется тем, что существующие теории прочности и трещиностойкости не дают полного объяснения процесса разрушения бетона [374]. Сложность проблемы трещиностойкости обусловлена многокомпонентностью бетонов и взаимным влиянием свойств составляющих его материалов. Методы механики разрушения (теории трещин) позволяют с помощью соответствующих силовых и энергетических критериев, комплексно характеризующих основные параметры роста трещин, количественно определять параметры трещиностойкости и долговечность бетонов. В основе методов исследования долговечности бетона с помощью механики разрушения лежат три принципиальных подхода [380]: силовой, энергетический и деформационный, позволяющие находить характеристики трещиностойкости с учётом критического развития трещин при разрушении бетонов.

Используемый Е.А. Гузеевым, К.А. Пирадовым, С.Н. Леоновичем, Н.В. Савицким подход механики разрушения определяет долговечность конструкции при силовых, температурно-влажностных и коррозионных воздействиях как понижающуюся в результате накопления структурных дефектов трещиностойкость бетона, при которых показатели трещиностойкости бетона K_{IC} и K_{IIC} релаксируют во времени. Долговечность определяется как время (или число циклов), за которое трещина от начальной длины $l_{cr,0}$ развивается до критической $l_{cr,cr}$ [122, 124, 217, 218]. В качестве теоретической основы метода приняты физические представления о механизме приращения объема пустотности и трещин в модели бетона.

При построении методов расчета напряженно-деформированного состояния бетонных элементов Е.А. Гузеевым и К.И. Пирадовым выбрано два направления: эмпирическое и модельное [120]. При достоинстве первого направления в виде надёжности, относительной простоты и доступности, второе направление по заключению авторов, более предпочтительно. Оно позволяет использовать модели для расчета долговечности реальных

конструкций на основании испытаний простейших образцов бетона и арматуры.

Трещиностойкость бетона после длительных силовых коррозионных воздействий определяется на образцах, извлечённых из конструкций, по константам $K_{ic}(t)$ и $G_{ic}(t)$ согласно ГОСТ 29167-91 [106]. Для арматурной стали параметры вязкости разрушения определяется по результатам стандартных испытаний в соответствии с ГОСТ 25.506-85 [107]. По величине коэффициента интенсивности напряжений происходит оценка срока безремонтной эксплуатации бетона в пределах категорий времени А, В, С (А – 30÷35 лет; В – 60-65 лет; С – 70÷75 лет).

В расчетных моделях К.А. Пирадова и Е.А. Гузеева [387] рассматривается только образование и накопление дефектов в структуре бетона. Накопление повреждений при воздействии внешней среды и нагрузок определяется запасом упругой энергии, аккумулированной в межосных связях кристаллических решёток и являющейся параметрической характеристикой структуры. Бетон с большим запасом упругой энергии G_c в связях между элементарными частицами имеет хрупкий характер разрушения, а с низким уровнем запаса G_c – вязкий. Поток этой энергии при сдвиге трещины напрямую связан с коэффициентами интенсивности напряжения для случая нормального отрыва K_I и поперечного сдвига K_{II} в вершине капилляров или трещин, именуемые «дефектами структуры». Критические величины энергетического критерия освобождающейся энергии $G_{c(t)}$ и силового критерия коэффициента интенсивности напряжений в вершине трещины (КИН) K_{ic} являются константами, характеризующими трещиностойкость бетона, сопротивление его структурных элементов накоплению и развитию структурных дефектов в виде трещин.

Разрушение бетона рассматривается, как растянутый во времени процесс непрерывного зарождения макроразрушения в высокоградиентных полях напряжений и деформаций, возникающих у растущих трещин, а долговечность – понижающейся во времени трещиностойкостью. Отмечается [387], что создание физико-механических моделей разрушения бетона и железобетона является одним из этапов построения интегрального критерия разрушения бетона.

За критерий длительной прочности бетона с учётом применения механики разрушения принимается суммарная длина трещин, приводящая к разрушению бетона, как при длительном, так и при кратковременном нагружении. При оценке длительной прочности бетонов этот подход одновременно учитывает не только деструктивные процессы, но и процесс упрочнения бетона, включающий энергию конструкции необходимой для развития трещин.

При теоретическом обосновании метода расчета долговечности бетона с использованием подходов механики разрушения по обобщенному критерию критической длины трещины приняты следующие допущения [122, 124, 217, 218].

1) бетон рассматривается как упругая квазиоднородная двухуровневая среда, состоящая из: а) конструктивной части: матрицы – цементного камня со структурными элементами щебня, песка; б) деструктивной части: пустот-трещин, капилляров, пор. Исходные физико-механические свойства бетона оцениваются прочностными и деформативными характеристиками R_b, R_{bb}, E_b и параметрами механики разрушения K_i, J_i, G_i ;

2) пустоты-трещины в матрице и контактных зонах представлены соподчиненной пятиуровневой системой по форме и размерам, кратным ширине (диаметру). При внешних воздействиях трещины достигают критических размеров и переходят из исходного уровня в последующий уровень;

3) процесс формирования и движения трещин рассматривается как результат внешних силовых и тепловых воздействий на основе принципов теории трещин. Допускается, что в вершине каждой трещины своего уровня в каноническом объеме бетона возникают поля деформаций и напряжений, создающие схемы нормального отрыва и сдвига. Возникающее состояние оценивается соответствующими затратами энергии разрушения G_{ij} и коэффициентами интенсивности напряжений $K_{ij} = \sqrt{G_{ij} E_{ij}}$;

4) в качестве обобщенной константы трещиностойкости бетона во времени принят параметр $K_{cij}(t)$, который характеризует его сопротивление образованию, накоплению в объемах микротрещин, и формированию магистральных трещин критических размеров. Параметр $K_{cij}(t)$ вычисляется как алгебраическая сумма критических значений K_{ij} во всей системе всех уровней трещин-пустот, заполняющих объем до критической концентрации. Значения коэффициентов интенсивности напряжений определяются в соответствии с ГОСТ 29167-91 «Бетоны. Методы определения характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении» [106];

5) внешние температурные, влажностные и коррозионные длительные воздействия создают поля напряжений в вершинах пустот-трещин;

б) процессы разрушения бетона трещинами рассматриваются как обобщенное напряженно-деформированное состояние в некотором каноническом объеме, обладающем физическими особенностями, присущими композиту с прочностными и деформативными свойствами R_b, R_{bt}, ν .

В расчетной эмпирической модели [124] рассматриваемый элементарный объем цементного камня включает в себя определённое количество замкнутых капилляров с вершинами-трещинами, которые, в зависимости

от внешних условий, содержат соответствующее количество свободной жидкости. В зависимости от температуры окружающей среды жидкость может переходить в газообразное или твердое состояние. Параметрами модели капилляра-трещины (концентратора напряжений, инициирующего структурный дефект матрицы – микротрещину), к стенкам которого приложены реактивные усилия, вызванные действием содержащихся в его объеме жидкости, пара, льда, являются: ℓ_c и a_c – начальные размеры пустоты-капилляра, W – влажность, t – температура цементного камня, P – давление.

При циклическом нагружении рост трещин рассматривается как переход на величину λ (λ – зона пластических и псевдопластических деформаций) из одного равновесного состояния в другое, который происходит скачкообразно при резком уменьшении сопротивления на локальном участке. По данным В.В. Новожилова, Ю.К. Кадашевича, В.Г. Орехова, М.Г. Зерцалова, Л.П. Трапезникова [307, 351, 505] резкое увеличение зоны пластических деформаций обусловлено тем, что в области вершины трещины формируется зона значительных микроповреждений с ослабленными межзерновыми связями или зона «предразрушения», которая распространяется на некоторую глубину впереди фронта трещин.

При определении долговечности бетона используется суммарная скорость равная арифметической сумме скоростей от действия циклической, статической нагрузок, а также от температурно-влажностных и коррозионных воздействий. Суммарная скорость за один сложный цикл численно равна приращению длины трещины за этот цикл [383, 388]:

$$\Delta l = \sum_i^n V_{ci} N_i + \sum_d^b V_{sj} \tau_j + \sum_i^m V_{twi} \tau_l, \quad (6.96)$$

где V_c, V_s, V_t – скорость роста трещины соответственно при циклическом, статическом нагружениях и при температурно-влажностном (коррозионном) воздействии; N_i – число циклов с одинаковой амплитудой нагрузки.

Для аналитического определения приращения объема структурных дефектов в бетоне, влияющего на долговечность бетона К.А. Пирадовым, Е.А. Гузеевым, В.В. Доркиным и Т.В. Павловой [390] разработана многоуровневая модель внутренней структуры бетона, построенная с учётом подхода механики разрушения. Она позволяет расчетным путём получить общий критерий трещиностойкости (K_c) в аналитическом виде, зависящем от коэффициента интенсивности напряжений для случая нормального отрыва K_I и коэффициента интенсивности напряжений для поперечного сдвига K_{II} :

$$K_c = \sqrt{K_I^2 + K_{II}^2}. \quad (6.97)$$

Критерий трещиностойкости K_C используется для сложных условий комплекса силовых, тепловых и влажностных воздействий и для подбора составов бетона.

Пиравовым К.А. установлено, что при циклическом нагружении развитие длины и ширины раскрытия поперечных трещин происходит за счёт повторяющихся необратимых пластических деформаций в концевой зоне предразрушения у вершины трещины [396]. Полученная эмпирическая зависимость «скорость роста трещины – коэффициент интенсивности напряжений» имеет вид:

$$d \ell_{crc} / dN = \beta \left[\left(K_{I \max}^2 - K_{I \min}^2 \right) / K_{IC}^2 + \ln \left(\left(K_{IC}^2 - K_{I \max}^2 \right) / \left(K_{IC}^2 - K_{I \min}^2 \right) \right) \right], \quad (6.98)$$

где $K_{I \max}$, $K_{I \min}$ – максимальное и минимальное значение коэффициента интенсивности напряжений за цикл; K_{IC} – критический коэффициент интенсивности напряжений; N – количество циклов нагружения; $d \ell_{crc} / dN$ – скорость роста трещины; β – численный коэффициент; ℓ_{crc} – длина трещины.

Приращение длины усталостной трещины в бетоне элементе определяется по формуле:

$$\Delta \ell_{crc} = A \left[\Theta N + \ln \left(1 + B \left(1 - e^{-\Theta N} \right) \right) \right] \left(1 - \rho^4 \right) F^2 \left(\ell_0 \right) / \left[2 \left(1 + B \right) \right], \quad (6.99)$$

где A – функциональная зависимость от прочности бетона на растяжение, уровня направления загрузки, критического коэффициента интенсивности напряжения и коэффициента нарастания скорости деформаций виброползучести (Θ); $B = 2 E_b D(\infty)$, здесь E_b – модуль упругости бетона, $D(\infty)$ – конечная мера виброползучести бетона; ρ – коэффициент асимметрии цикла напряжения $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$; $F(\ell_0)$ – поправочная функция.

Ширина раскрытия усталостной трещины в бетонном элементе определяется по зависимости:

$$a_{crc}(N) = \left[1 + E_b D(N) \right] a_{crc}, \quad (100)$$

где $D(N)$ – мера виброползучести бетона, численно равная деформации виброползучести, отнесённый к максимальному действующему напряжению; a_{crc} – начальная ширина раскрытия трещины.

Расчётные математические модели бетона, описывающие процессы развития усталостных трещин и усталостной прочности бетона во времени в зависимости от режима циклического нагружения, основываются на ряде предпосылок [268]:

- бетон рассматривается в виде однородного твёрдого тела с дефектами в виде пор (дефекты I типа) и трещин (дефекты II типа) на различных уровнях структуры материала;

- дефекты II типа для ненагруженного тела на микроуровне имеют размеры усадочных трещин. По мере увеличения уровня нагрузки и количества циклов нагружения они переходят на макроуровень;

- в начальной стадии нагружения бетон с микротрещинами рассматривается как условно однородное изотропное тело с эффективным модулем упругости;

- условием превращения микротрещины в макротрещину является выполнение неравенства $l(t, \tau) \geq 2d_s$, где $l(t, \tau)$ – длина трещины в рассматриваемый момент времени; d_s – максимальный размер крупного заполнителя или характерного размера структуры;

- в вершине трещины реализуется трехосное растяжение. Предельное напряжение, необходимое для разрушения материала в пластической зоне, принимается равным $2R_{bt}$, где R_{bt} – предел прочности бетона при одноосном растяжении;

- при циклическом нагружении в вершине трещины принимается «жесткое нагружение» материала с постоянной амплитудой деформаций;

- при вычислениях трехосное напряженное состояние в вершине трещины может заменяться плоским напряженным состоянием;

- интегральный учёт влияния структуры на трещиностойкость бетона происходит с помощью критического коэффициента интенсивности напряжений K_{IC} и критического значения контурного интеграла J_{IC} ;

- превращение микротрещины в макротрещину происходит с учётом влияния ортотропии бетона на развитие трещин и на изменение его прочности и деформации.

Результаты экспериментальных исследований процесса роста усталостных трещин на образцах-плитах из тяжёлого бетона и керамзитобетона показывают, что в образцах, где уровень загрузки был меньше усталостной прочности бетона, развитие трещин имеет затухающий характер. Стабилизация их параметров происходит после восприятия образцами 200–500 тысяч циклов загрузки [391].

Пирадов К.А., Мамаев Т.Л., Кожобеков Т.А., Марченко С.М. [394, 395] подчёркивают, что прогнозирование долговечности бетона зависит от решения двух основных задач:

- 1) подбора состава бетона, обеспечивающего требуемую долговечность бетона проектируемых конструкций;

- 2) определения остаточного ресурса долговечности бетона существующих конструкций.

В настоящее время решение первой задачи осуществляется на основе эмпирического подхода к подбору состава бетона по параметру его прочности на сжатие. Однако прочность на сжатие зависит от размеров образцов и условий испытаний, что обуславливает подбор состава бетона

по инвариантным параметрам трещиностойкости, которые отражают структуры и описывают механизмы разрушения бетона.

В результате экспериментальных исследований В.И. Шевченко сделан вывод, что энергетический подход к оценке вязкости разрушения цементного камня и бетона позволяет оценить влияние различных технологических факторов на трещиностойкость бетона [543].

С помощью многофакторного эксперимента проведено исследование влияния технологических параметров тяжёлого бетона в виде количества цемента на 1 м^3 ; водоцементного отношения; количества заполнителя в единице объёма и максимального размера крупного заполнителя на его долговечность через физико-механические характеристики и параметры трещиностойкости бетона: $K_{IC}, K_{IIC}, G_i, R_b, \Pi_{\text{микро}}$ (K_{IC} критический коэффициент интенсивности напряжений при деформациях нормального отрыва; K_{IIC} – тоже при поперечном сдвиге, G_i – удельные энергозатраты на статическое разрушение до момента начала движения магистральной трещины; Π – пористость) [394, 395]. Установлена прямо пропорциональная зависимость расчётной долговечности от параметра K_{IC} . При величине $K_{IC} = 0,40 \text{ МН/Н}^{2/3}$ долговечность соответствует $D=70$ годам, при $K_{IC} = 0,65 \text{ МН/Н}^{2/3}$ – $D = 140$ годам, $K_{IC} = 0,80 \text{ МН/Н}^{2/3}$ – $D = 195$ годам.

Разработанная модель расчёта состава бетона требуемой долговечности, с помощью проведённого многофакторного эксперимента по насыщенному трёхуровневому плану, определяет независимость технологии подбора состава бетона от условий испытаний и размеров образцов.

Эмпирическая модель косвенно учитывает связь параметра прочности и трещиностойкости с параметрами состава тяжёлого бетона:

$$D = 114,92 + 0,0032Ц^2 - 166800d_{\text{max}}^2 - 0,802Ц + 1082,8(В/Ц) + \\ + 54,89K_{\ell\alpha} + 20120,7d_{\text{max}} - 3,014Ц(В/Ц) - \\ - 16,747Ц \cdot d_{\text{max}} - 13933K_{\ell\alpha} \cdot d_{\text{max}}, \quad (6.101)$$

где D – долговечность бетона; $Ц$ – расход цемента; $В/Ц$ – водоцементное отношение; $K_{\ell\alpha}$ – объёмная доля щебня в бетонной смеси; d_{max} – максимальный размер крупного заполнителя.

Расчётная эмпирическая модель разработана Т.Л. Мамаевым, Е.А. Гужевым, К.А. Пирадовым с учётом подхода механики разрушения для прогнозирования долговечности бетона при коррозионных воздействиях сульфатсодержащей среды [230]. С помощью экспериментальных исследований мелкозернистого бетона из среднеалюминатного цемента в течение 1000 сут при полном его погружении в раствор сульфата натрия с концентрацией сульфат-ионов 33,8 г/л получены математические зависимости,

учитывающие развитие коррозионных процессов в структуре бетона по величине содержания продуктов коррозии, выраженных через Q_{CO_3} для значений K_{IC} и K_{IIIC} :

$$K_{IC}(\tau) = \gamma_{S1} K_{IC}, \quad (6.102)$$

$$K_{IIIC}(\tau) = \gamma_{S2} K_{IIIC}, \quad (6.103)$$

где γ_{S1} и γ_{S2} – функции, учитывающие развитие коррозионных процессов в структуре бетона по величине содержания продуктов коррозии, выраженных через Q_{SO_3}

$$\gamma_{S1} = 1 + 0,049 Q_{SO_3} (1 - 0,17 Q_{SO_3}), \quad (6.104)$$

$$\gamma_{S2} = 1 + 0,052 Q_{SO_3} (1 - 0,15 Q_{SO_3}), \quad (6.105)$$

где Q_{SO_3} – количество связанных цементным камнем сульфат-ионов в пересчете на SO_3 (в % по отношению к цементному камню).

Исследование с помощью расчетной модели показывает, что трещиностойкость к 600 сут воздействия среды снизилась при нормальном отрыве (K_{IC}) на 44 %, при поперечном сдвиге (K_{IIIC}) на 36 %. Критическое содержание сульфат-ионов в структуре бетона $Q_{SO_3} = 15$ % приводит к полной деструкции и разрушению образца. Полученные математические зависимости позволяют рассчитать долговечность железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в сульфатных средах, по методике предложенной в [122].

Прочностные характеристики и показатели трещиностойкости в лёгком бетоне не всегда коррелируют друг с другом [515].

Для лёгкого бетона величины K_{IC}^b и K_{IIIC}^b являются практически одинаковыми, в то время как прочность их на сжатие отличается более чем в 2 раза при равных прочностных технологических характеристиках составов. Это показывает недостаточность прочностных характеристик для изучения работы лёгкого бетона под нагрузкой. Поэтому контроль свойств лёгкого бетона предлагается проводить по основным характеристикам трещиностойкости K_{IC}^b и K_{IIIC}^b .

Для обоих коэффициентов интенсивности напряжений определяющее влияние оказывает легкой заполнитель: его количество и диаметр, а на прочностные и деформативные характеристики свойства матрицы в виде цементно-водного отношения (Ц/В). Высокая трещиностойкость легкого бетона зависит от количества заполнителя, а его прочность – от свойств и

прочности матрицы. Поэтому прочность легкого бетона, может превосходить на 20 % прочность пористого заполнителя. Параметры трещиностойкости легких бетонов, позволяют прогнозировать трещиностойкость бетона по характеристикам бетонной смеси и ее компонентов, без проведения предварительных лабораторных испытаний.

При исследовании двухслойных элементов из тяжёлого и легкого бетона с помощью параметров K_I и K_{II} установлено, что при развитии сдвиговых макротрещин по контакту двух слоев бетонов происходит уменьшение несущей способности двухслойных элементов на 20-30 % с увеличением их деформаций, в основном за счет раскрытия контактных трещин, на 15-25 % [515].

По данным Е.А. Гузеева, Л.А. Сейланова [125] контурный интеграл Черепанова–Райса (J -интеграл) является обобщённой функцией изменения энергии для продвижения трещины. Это подтверждается тем, что в отличие от силового критерия разрушения – коэффициента интенсивности напряжений K_I , который используется в линейной области трещиностойкости бетона, подход к анализу разрушения материала на основе J -интеграла сохраняет свою корректность и в случае, когда зона неупругих деформаций у вершины трещины имеет значительные размеры, что особенно важно при исследованиях трещиностойкости крупнозернистого бетона. Значение J -интеграла характеризует интенсивность убывания потенциальной энергии образца υ при росте трещины длиной ℓ по полностью равновесным диаграммам деформирования:

$$J_I = -\frac{1}{B} \frac{d\upsilon}{dt}, \quad (6.106)$$

где B – ширина образца.

Данные экспериментальных исследований показывают, что при применении J -интеграла корректно исследуется процесс разрушения бетона с учётом значительных неупругих деформаций в концевой области трещины [125]. Однако использование критического параметра J_{IC} не позволяет с достаточной точностью оценивать трещиностойкость бетона, подвергнутого воздействиям высоких или отрицательных температур, агрессивных сред, низкотемпературного и дисперсно-армированного бетона [125].

Подход с позиции механики разрушения, образования и накопления дефектов достаточно универсален для создания моделей прогнозирования долговечности различных материалов и композитов, в том числе и железобетона.

Методы расчета железобетонных конструкций с использованием принципов механики разрушения твердых тел, учитывая реальные физические процессы в железобетонных элементах, решают следующие задачи [515]:

- определяют прочность (несущую способность) железобетонных сечений и прогнозируют их долговечность при статической кратковременной и длительной нагрузках различной интенсивности;
- оптимизируют трещиностойкость и долговечность железобетонных элементов в зависимости от фактического уровня деформируемости и напряжений;
- определяют полный ресурс энергии, затрачиваемой на разрушение в нормальном или наклонном сечении конструкций по полной диаграмме деформирования;
- позволяют осуществить переход к единому коэффициенту надежности, вместо дифференцированных коэффициентов запаса по нагрузкам и материалам по нормируемому уровню энергии разрушения;
- прогнозируют и регулируют длину и ширину раскрытия трещин;
- определяют фактическую действующую нагрузку на конструкцию и её остаточный ресурс по фактическим параметрам трещин нормального отрыва и поперечного сдвига;
- определяют несущую способность и трещиностойкость нагруженных конструкций, испытывающих воздействие агрессивных сред;
- пересматривают существующую концепцию предельного состояния конструкций, благодаря дополнительному включению совместно с нагрузкой критических параметров развивающихся в железобетонном элементе трещин;
- позволяют перейти к нормированию характеристик бетона, арматуры и железобетонного элемента по параметрам трещиностойкости K_c и G_c .

Пирадовым К.А, Гузеевым Е.А. на основании нового подхода для построения единообразного расчета трещиностойкости, несущей способности и деформативности конструкций с использованием инвариантных силовых и энергетических характеристик трещиностойкости с помощью характеристик механики разрушения, и с учётом реальных физических процессов, происходящих в структуре бетона, арматуры и железобетонного элемента в целом разработан метод определения несущей способности, деформативности, ресурсов прочности и долговечности бетонных и железобетонных элементов, основанный на использовании принципов механики разрушения [383, 388]. Метод учитывает наличие и характер повреждений, остаточную несущую способность сечений железобетонных элементов по фактическим параметрам длины и ширины раскрытия трещин, и срок безопасной эксплуатации конструкции. В него вошло понятие ресурса конструкции, как гарантированное время её безопасной эксплуатации, который складывается из трёх слагаемых:

- ресурса на стадии до зарождения отрывных трещин;
- ресурса на стадии распространения этих трещин;

- ресурса на стадии понижения несущей способности элемента и интенсивного развития сдвиговых трещин в бетоне (сжатой части сечения).

На основе изменения интегральных характеристик действующего напряжения в бетоне в виде параметров трещиностойкости K_{IC}^b и K_{IIC}^b во времени, определяющих интенсивности напряжений соответственно на отрыв и сдвиг, К.А. Пирадовым, Е.А. Гузеевым сделан прогноз до 2037 года несущей способности и долговечности элементов железобетонных конструкций моста – метро в Лужниках, введённого в эксплуатацию в 1963 г. Из-за возникновения коррозионных процессов на арматуре и образования отрывных и сдвиго-отрывных трещин в защитном слое бетона в железобетонных конструкциях спустя 20 лет после ввода моста в эксплуатацию в 1983г., движение поездов в метро по мосту было закрыто [382].

Выполненный расчёт долговечности для крупноразмерных структурных горельефов и композиций из железобетона, установленных на фасаде храма Христа Спасителя в Москве с помощью коэффициентов интенсивности напряжений механики разрушения, К.А. Пирадовым, Е.А. Гузеевым, Т.Л. Мамаевым, В.Р. Фаликманом [384] показывает, что расчётная долговечность бетона для температурно-влажностных воздействий в пределах которого структурные параметры бетона принятого состава достигают предельных значений, составляет 152 года, а с учётом ветрового воздействия – 122,5 года. Ветровая нагрузка уменьшает долговечность бетона на 29,5 лет (19,4 %).

Восстановление послеаварийных местных разрушений и дефектов в сжатой и растянутой зонах сечения железобетонных элементов, а также в многослойных железобетонных конструкциях требует количественной информационной оценки распространения трещин по зоне контакта двух материалов, в том числе бетона и стальной арматуры. Расчётная модель параметра трещиностойкости зоны контакта двух материалов, качественно отличающихся друг от друга, предложенная К.А. Пирадовым, Е.А. Гузеевым, О.А Пирадовой, О.Ю. Казанцевой имеет следующий вид [393]:

$$K_C^{cz} = (K_{IC}^{cz} + K_{IIC}^{cz}) S_s / \pi^{5/2}, \quad (6.107)$$

где K_{IC}^{cz} и K_{IIC}^{cz} – соответственно критические коэффициенты интенсивности напряжений контактной зоны, характеризующие её сопротивляемость развитию трещин нормального отрыва в растянутом бетоне (K_{IC}^{cz}) и поперечного сдвига в сжатом бетоне (K_{IIC}^{cz}); S_s – удельная площадь поверхности контакта S_s .

Отмечается, что величины K_{IC}^{cz} и K_{IIC}^{cz} прошли экспериментальную проверку на бетонных образцах с двумя различными технологическими

составами и показали хорошую согласованность с результатами расчёта по формуле (6.107).

Для случая нарушения сцепления арматуры с бетоном К.А. Пирадовым предложена универсальная методика определения критического коэффициента интенсивности напряжений железобетона K_{IC}^r для всех элементов и схем их нагружения [391]:

$$K_{IC}^r = K_{IC}^b + \Delta K_{IC}^S, \quad (6.108)$$

где K_{IC}^b находится по испытаниям неармированных образцов; ΔK_{IC}^S – слагаемое, характеризующее сдерживающее влияние арматуры на развитие нормальных трещин в изгибаемых железобетонных элементах, в зависимости от ширины раскрытия трещины и её длины, толщины защитного слоя бетона, напряжения в растянутой арматуре и площади растянутой арматуры.

Методика подбора арматуры для зон концентрации напряжений вокруг водосбросных отверстий гидротехнических сооружений из условия допустимых ширины раскрытия и длины трещины представлена в [89, 398]. Однако в этих исследованиях по разрушению железобетона критический коэффициент интенсивности напряжений K_{IC}^r зависит от напряжения в арматуре, несмотря на то, что по своей сущности он является константой материала.

Аналитический расчет критического коэффициента интенсивности напряжений железобетона K_{IC}^r без элементов эмпирики К.А. Пирадов приводит в [399]:

$$K_{IC}^r = K_{IC}^\sigma + K_{IC}^S, \quad (6.109)$$

где K_{IC}^δ – критический коэффициент интенсивности напряжений в бетоне в вершине трещины; K_{IC}^S – критический коэффициент интенсивности напряжений, характеризующий сдерживающее влияние (продольной) арматуры на развитие трещин нормального отрыва.

Постоянное значение K_{IC}^r обеспечивается постепенным нарушением сцепления арматуры с бетоном при возрастании внешней нагрузки и соответственно напряжений в арматуре. Влияние этих усилий на критическую интенсивность напряжений в вершине трещины уменьшается с увеличением расстояния от точек приложения усилий в арматуре до трещины нормального отрыва:

$$K_{IC}^b = \frac{2\sigma_s A_s}{b\sqrt{\pi l_{cr}^v}} \left[\frac{3,52}{(1-l_0)^{3/2}} - \frac{4,35}{\sqrt{1-l_0}} + 2,13(1-l_0) + f(e) \right] \frac{1-e^2}{\sqrt{1-a_0^c}}, \quad (6.110)$$

где σ_s – напряжения в арматуре; A_s – площадь ее поперечного сечения; b – ширина элемента; l_{cr}^v – длина трещины нормального отрыва; $l_0 = l_{ac_2}^v/h$; h – высота элемента; $a_0 = a/l_{cr}^v$; a – высота защитного слоя; $e = g/(g + l_{cr}^v)$; g – расстояние от точек приложения усилия в арматуре до прямой проходящей через вершину трещины;

$$f(e) = e (0,0044 + 0,1289e + 10,89e^2 - 22,14e^3 + 10,96e^4).$$

Для определения несущей способности железобетонного элемента, при включении в неё характеристик вязкости разрушения G_c : G_{IC}^b – энергии разрушения бетона нормальным отрывом, G_{II}^b – энергии разрушения поперечным сдвигом, G_{IC}^{st} – энергии разрушения стали нормальным отрывом К.А. Пирадовым, Е.А. Гузеевым предлагается расчётная модель с учётом механики разрушения [389]. Расчёт учитывает баланс работ в системе «сила – железобетон» и базируется на определении инвариантной характеристики вязкости разрушения G_c . В общем случае значение потока энергии G_c численно равно работе, отнесённой к единице приращения длины трещины в теле единичной толщины:

$$G_c = (K_I^2 + K_{II}^2)(1 - \nu^2)/E, \quad (6.111)$$

где K_I и K_{II} – коэффициенты интенсивности напряжений при деформациях отрыва и сдвига; ν – коэффициент Пуассона; E – модуль упругости.

Долговечность тяжёлых бетонов имеет количественную связь трещинообразования с электрическими характеристиками. С помощью экспериментальных исследований В.А. Перфиловым [374] получена корреляционная зависимость между значениями удельной электрической энергии $W'_{эл}$ и прочности R_{bt} , а также параметрами трещиностойкости K_1 (критический коэффициент интенсивности напряжения) и G_1 (энергия нарушения):

$$R_{bt} = 1,42 \cdot e^{1,51W'_{эл}}, \quad (6.112)$$

$$K_1 = 1,53 \cdot W'_{эл}{}^{0,35}, \quad (6.113)$$

$$G_1 = 6,49 \cdot e^{4,161W'_{эл}}. \quad (6.114)$$

Корреляционные зависимости позволяют исключить использование датчиков нагрузки и деформации, тензостанции, двухкоординатного самописца для получения полностью равновесных диаграмм деформирования (ПРДД), с учётом использования только пишущего амперметра или стандартного электрического счетчика энергии.

При снижении В/Ц отношения бетона, а также при увеличении объема заполнителей и степени гидратации вяжущего, экспериментальные механические и электрические показатели бетона увеличиваются. Уменьшение величины В/Ц с 0,6 до 0,3, с учётом увеличения прочности на 48 %, приводит к возрастанию энергии разрушения G_c и удельной электрической энергии $W'_{эл}$ более, чем в 2 раза, а критического коэффициента интенсивности напряжений K_1 на 66 %.

С помощью методов механики разрушения в виде зависимостей (6.112), (6.113), (6.114) разработана модель времени до разрушения (долговечность) бетона τ :

$$\tau = \frac{4,68 \cdot (W'_{эл})^{0,7}}{(n-2) \cdot \sigma^2 \cdot Y^2 \cdot V'} \quad (6.115)$$

где τ – время до разрушения бетона; σ – приложенное напряжение; Y – коэффициент, зависящий от формы и размера образца, схемы испытаний; V' – скорость роста трещины.

С помощью тензометрического и акустико-эмиссионного методов определения параметров роста трещин, с учётом анализа полных диаграмм разрушения бетонных образцов на основе методов механики разрушения получена зависимость времени до разрушения τ от уровня приложенных напряжений σ [374]:

$$\tau = BR_{bfc}^{n-1} \cdot \sigma^{-n}, \quad (6.116)$$

где τ – время до разрушения бетона; B и n – структурно-чувствительные постоянные бетона; R_{bfc} – критическое значение предела прочности бетона, полученное при испытании образцов в условиях отсутствия подрастания трещин (определяется при высоких скоростях нагружения); σ – приложенное напряжение.

Результаты анализа исследований по механике разрушения бетона показывают, что поведение бетонного элемента с трещиной нельзя описать только одной из теорий: силовых, энергетических и деформационных, в зависимости от стадии развития трещины и режима нагружения. Наиболее предпочтительными на стадии зарождения трещины являются энергетическая теория, на стадии развития микротрещин – деформационная теория, и на стадии развития макротрещин – силовая теория.

6.2.3.3. Использование энергетического, кинетического, многофакторного, экономического и статистического подходов

Энергетический подход к разработке эмпирических моделей прочности бетона за критерий прочности принимает количество механической энергии, накопленной в единице объема образца за время нахождения под нагрузкой. Пирадовым К.А., Савицким Н.В. [400] обосновывается энергетическая основа параметра, характеризующего свойства бетона, в виде баланса энергии, затраченной на изготовление и разрушение бетона за вычетом тепловой энергии, выделяемой в процессе набора прочности.

Результаты экспериментов, проведенных Е.Н. Щербаковым, С.С. Ажидиновым [550] на образцах-призмах размерами 100×100×400 мм из тяжелого бетона, (класс по прочности на сжатие В40 для области постоянных напряжений, превышающих предел длительной прочности $\eta = \sigma/R_{pr}$ (0,75; 0,83; 0,85, 0,90; 0,96) показывают наличие зависимости между суммарным уровнем энергии разрушения материала и кинетикой накопления во времени микроразрушений в бетоне при выдержке нагрузки, а также идентичность деформаций и уровня энергии.

Отмечая [66], что современная теория расчета конструкции не учитывает энергию диссипации (рассеяния), В.М. Бондаренко рассмотрел применение энергетического подхода к построению математических моделей сопротивления бетонных элементов воздействию режимных нагрузок при действии агрессивной среды. Результаты исследований показывают, что коррозионные повреждения бетона увеличивают количество диссипированной энергии при силовом его деформировании.

Прочность неравновесно деформируемых материалов на восходящей ветви диаграммы материала (σ - ϵ) не зависит от режима и длительности нагружения. Количество потенциальной (обратимой энергии деформирования), соответствующее состоянию разрушения материала, инвариантно по отношению к режиму и длительности силового нагружения, В то же время на нисходящей ветви диаграммы материала (σ - ϵ) наблюдается теоретическая зависимость влияния фактора времени на длительную и динамическую прочность, выносливость и виброползучесть [50]. Это отмечается и в монографии [65], где запаздывающие деформации, т.е. деформации ползучести бетона, являются режимными деформациями, зависящими от закона изменения напряжений и механических свойств материала во времени.

Физической основой связи переменного нагружения с возникновением дефектов строительных конструкций по данным исследований В.М. Бондаренко являются физико-технические явления [63]:

- снятие (или уменьшение) нагрузки с неразрушившейся конструкции сопровождается восстановлением мгновенных запаздывающих деформаций и восстановлением затраченной энергии;

- возникновение явления диссипации энергии при деформировании твёрдых тел за счёт необратимых деформаций, когда значительная часть затраченной на первоначальное деформирование энергии не восстанавливается, а рассеивается;

- количество диссипированной в единице объёма твёрдого тела энергии за один полный цикл нагружения –разгружения определяется площадью петли гистерезиса диаграммы материала $(\sigma - \varepsilon)$ [50, 59]:

$$\Delta W = \int_{\varepsilon_{\min}}^{\varepsilon_{\max}} \bar{\sigma} d\varepsilon - \int_{\varepsilon_{\min}}^{\varepsilon_{\max}} \bar{\sigma} d\varepsilon = \int_{\delta_{\min}}^{\delta_{\max}} \bar{\varepsilon} d\sigma - \int_{\delta_{\min}}^{\delta_{\max}} \bar{\varepsilon} d\sigma, \quad (6.117)$$

Причём $\varepsilon = \varepsilon_M + \varepsilon_c$;

$$\varepsilon_M = \frac{\sigma(t) \varepsilon_M^0}{E_M^0(t)}; \varepsilon_c = - \int_{t_0}^t \sigma(\tau) S_c^0(\tau, T) \cdot C^*(t, \tau) dt; \quad (6.118)$$

$$S_m^0 = 1 + V_K \left(\frac{\sigma}{R} \right)^{m_K}; S_c^0 = 1 + V_C \left(\frac{\sigma}{R} \right)^{m_C}, \quad (6.119)$$

где ΔW – площадь петли гистерезиса; σ – нормальные напряжения; R – предел прочности материала; \rightarrow и \leftarrow – знаки, обозначающие соответственно нагружку и разгрузку; ε – реологическое уравнение механического состояния материалов; E_M^0 – модуль мгновенной деформации; $C^*(t, \tau)$ – мера деформации простой ползучести; V_K, V_C, m_K, m_C – параметры нелинейной мгновенной (M) и запаздывающей (C) частей силовых деформаций, зависящие от прочности бетона.

Доказанная возможность управления гистерезисными потерями энергии при высоком уровне напряжённого состояния может использоваться при перераспределении несущей способности конструкций.

В практическом отношении энергетический подход в виде количественной оценки энергией диссипации силового сопротивления режимам нагружения и коррозионным повреждениям может эффективно применяться при выборе конструктивных форм и энергетической оптимизации конструкций, испытывающих режимные и циклические нагружения,

Кинетический подход к построению моделей оценки прочности на молекулярном уровне определяет взаимодействие системы атомов (молекул) с внешней силой, которая не разрывает межатомные связи, а лишь активизирует процесс разрушения. Кинетический подход оценивает прочность на макроуровне путём учёта накоплений повреждений в материале. Однако, кинетическая теория прочности широко применяется в основном для металлов, пластмасс и грунтов [202].

Полаком А.Ф. отмечается [412], что число постоянных и переменных факторов, оказывающих влияние на кинетику коррозионного процесса бетона составляет более десяти.

Разработанная с учётом многофакторного подхода модель глубины коррозионного поражения бетона третьего вида (L) в виде количественных значений для соответствующих параметров: C , г/л – фактическая концентрация агрессивного раствора, W – водоцементное отношение, B – доля цементного камня, растворимая в данном растворителе, T – время наблюдения и K_0 – константа скорости процесса – включает в зависимости до девяти сочетаний каждого из параметров (табл.6.6) [411, 420].

Т а б л и ц а 6 . 6

Расчёт глубины поражения бетона в зависимости от сочетаний принятых параметров

T , годы	L , см, при сочетании								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	2,46	1,24	1,13	1,36	1,47	1,27	1,20	1,60	1,96
20	2,54	1,80	1,64	1,97	2,13	1,84	1,74	2,31	2,82
30	2,64	2,22	2,04	2,44	2,63	2,28	2,16	2,06	3,49
40	3,07	2,58	2,37	2,83	3,06	2,65	2,51	3,32	4,04
50	3,44	2,90	2,66	3,18	3,43	2,97	2,82	3,72	4,63

Эмпирическая модель оценивает процесс коррозии 3-го вида в широком диапазоне исходных данных. Так, например, допускаемая глубина поражения $L = 2,5$ см, для сочетания №9 будет достигнута через 15 лет, а для №3 – через 43 года.

Дубницким В.Ю., Чернявским В.Л. [163] отмечается отсутствие количественной оценки коррозионного состояния цементного бетона, если коррозионные процессы не могут быть отнесены к одному из трёх основных видов коррозии [276].

Для случаев, когда коррозионное разрушение бетона происходит по «смешанному механизму» и не удаётся выделить какой-либо вид коррозии в качестве определяющего условия предлагается использовать многопараметрическую оценку коррозионного состояния бетона, отражающая защитные (проницаемость, реакционная способность) и конструктивные (прочность, деформативность) свойства материала [163]:

$$S_t = \prod_{i=1}^n |x_{it} - x_{ik}| / x_{ik}; \quad i = 1, \dots, n; \quad (6.120)$$

где x_{it} – значение i -го предела на момент обследования (текущее значение x_i); x_{ik} – значение i -го признака, соответствующее исчерпанию ресурса (пороговое значение x_i). Ресурсом по данному параметру считается раз-

ность текущего и порогового значения $|x_{it} - x_{ik}|$. Величина x_{ik} определяется конкретными условиями службы бетона в конструкции, например отбором из строительных конструкций.

Полученные результаты исследований показывают, что многопараметрическая оценка коррозионного состояния позволяет обоснованно выбирать параметры строительной конструкции и обеспечивать требуемую его стойкость.

За рубежом применяется факторный метод определения остаточного срока службы, включенный в стандарт ISO 15686 «Прогнозирование срока службы» (ISO, 1998) [621]. Метод основан на взаимоотношении срока службы и переменных факторов, зависящих от состояния элементов конструкции:

$$L = L_{ref} \cdot A \cdot B \cdot C \cdot D_1 \cdot D_2 \cdot E \cdot F, \quad (6.121)$$

где L_{ref} – нормативный срок службы.

В Японии на основе многочисленных обследований железобетонных сооружений на основе многофакторного подхода построена эмпирическая модель, для расчёта долговечности железобетонных конструкций [104]:

$$Y = Y_1 ABCDEFGH, \quad (6.122)$$

где Y_1 – стандартная долговечность 60 лет; A – коэффициент вида бетона: $A=1$ – для обычного бетона, $A=0,85$ – для лёгкого бетона; B – вид цемента: $B=1$ для ПЦ, $B=0,85$ для ШПЦ и зольного цемента класса I (5-30 % шлака или 5-10 % золы), $B=0,8$ для цемента класса II (30-60 % шлака или 10-20 % золы); C – изменение В/Ц: $C=1$ при В/Ц =0,65, $C=1,5$ при В/Ц =0,55; D – толщина защитного слоя над арматурой: $D=1$ при 40 мм, $D=1,56$ при 50 мм, $D=0,56$ при 30 мм, $D=0,25$ при 20 мм; E – вид отделки поверхности бетона: $E=0,65$ без отделки, $E=1,5$ при отделке раствором толщиной > 15 мм, $E=3$ при отделке плиткой и камнем; F – методы строительства: $F=1$ – обычные; $F=1,5$ – качественные; G – условия эксплуатации: $G=0,5$ без ремонта; $G=1$ при ремонте дефектов и местных разрушений; H – климатическая зона: $H=1$ – обычная, $H=0,9$ – холодная; $H=0,8$ – прибрежная морская.

При стандартной долговечности $Y_1=60$ лет (все коэффициенты равны 1) интервал расчётной долговечности железобетонных конструкций, согласно представленной модели, составляет от 2,7 до 627 лет.

Влияние различных технологических факторов на долговечность железобетонных конструкций С.С. Гордон [104] оценивает с помощью коэффициента изменения долговечности в зависимости от факторов технологии изготовления бетона (K) (табл.6.7).

Таблица 6.7

Коэффициент изменения долговечности
в зависимости от факторов технологии изготовления бетона

Фактор	K
Применение цементов с различными характеристиками (Ф1)	1,8 – 0,5
Качество и однородность сырья (Ф2)	1,2 – 0,7
Приготовление бетонной смеси (Ф3)	1,2–0,7
Транспортирование смеси и формование (Ф4)	1,1 – 0,8
Твердение бетона (Ф5)	1,2–0,6
Уход за конструкциями (Ф6)	1,1 – 0,9
Однородность характеристик и свойств конструкций (Ф7)	1,2 – 0,9

Анализ соответствующих коэффициентов в табл. 6.7 показывает, что с учётом произведения наименьших величин коэффициентов минимальная долговечность составляет 5,4 г., что по заявлению С.С. Гордона фактически наблюдается на практике, а с учётом произведения наибольших коэффициентов – 269 лет.

Разработка модели долговечности бетона в конструкции с учётом многофакторного подхода включает расчётные этапы [654]:

- установление технических характеристик исследуемого материала;
- установление критерия повреждения и ожидаемого вида и степени деградации материала, с учётом эксплуатационных требований и критических характеристик эксплуатационной пригодности материала;
- проведение кратковременных испытаний при воздействиях агрессивной среды разной интенсивности для установления методов ускорения старения при сохранении подобия деградации в эксплуатационных условиях;
- проведение длительных испытаний в эксплуатационных условиях для сравнительного анализа разрушения, полученного при эксплуатации и в режиме ускоренных испытаний;
- разработка математической модели повреждения с учётом сравнительной скорости изменений деградации материалов в натуральных и лабораторных условиях;
- идентификация модели, с учетом полученного механизма разрушения;
- прогноз долговечности конструкции.

Анализ экспериментальных и расчётных этапов показывает, что обоснованный прогноз возможен только при наличии взаимосвязи различных факторов, характеризующих коррозионный процесс и проверку модели в натуральных условиях [654].

Эмпирическая модель с учётом экономического подхода для прогнозирования расчётного срока службы железобетонных мостов, с учётом определения суммарных затрат на установку и замену пролётных строений

мостов в течение всего расчётного срока их эксплуатации предложена А.И. Васильевым [75]:

$$C = C_{q(t_1)} + \sum_{i=1}^n C_{q(t_{i+1})} K_{\text{см}} (1 - \alpha_{t_i}) \frac{1}{1 + E^{t_i}}, \quad (6.123)$$

где t_i – момент i -й замены пролётного строения; n – число замен пролётных строений за срок T_M ; $C_{q(t_1)}$ – стоимость пролётного строения в момент времени t ; $K_{\text{см}}$ – коэффициент увеличения стоимости замены пролётного строения по сравнению с его первоначальной стоимостью; α – коэффициент, учитывающий возможность сокращения стоимости пролётных строений со временем за счёт роста производительности труда, сокращения стоимости материалов и т.д.; E – коэффициент экономической эффективности, принимаемый в соответствии с действующими нормами равным 0,08.

Гусев Б.В. [144] подчёркивает, что прогнозирование свойств композитных материалов на эмпирических моделях должно строиться на статистических подходах, так как неоднородные материалы имеют случайную структуру с различной степенью упорядоченности составляющих элементов. Все эмпирические модели, построенные на других подходах могут давать только приближённую оценку соответствующим реальным композитам.

Вероятностно-экономическую модель обоснования материалоёмкости железобетонных конструкций для минимизации приведённых затрат $Z_{\text{прив}}$ на изготовление $Z_{\text{изг}}$ и эксплуатацию $Z_{\text{экспл}}$ конструкции с учётом теории надёжности [453] представляется А.С. Лычёвым в виде [223]:

$$Z_{\text{прив}} = Z_{\text{изг}} + Z_{\text{экспл}} H \rightarrow \min, \quad (6.124)$$

где H – число отказов за срок эксплуатации.

Расчётная модель минимизации приведённых затрат состоит из следующих зависимостей:

$$1. \quad \bar{M} = \bar{K}_{\text{ош}} \bar{M}_{\text{норм}} \quad (6.125)$$

$$2. \quad \sigma_M^2 = \left[\left(\bar{M}_{\text{норм}} V_{K_{\text{ош}}} \right)^2 + \sigma_{M_{\text{норм}}}^2 \right] \bar{K}_{\text{ош}}^2. \quad (6.126)$$

$$3. \quad n_{\Psi_m} = \frac{\bar{M} - \bar{q}_m}{\sqrt{\sigma_M^2 + \sigma_q^2}}, \quad m = 1, T. \quad (6.127)$$

$$4. \quad n_{\Psi_m} = t_m - \frac{2,069 - 0,421 t_m}{1 + 0,315 t_m - 0,091 t_m^2}, \quad t_m = \sqrt{\ln \frac{1}{p_m^2}}, \quad m = 1, T. \quad (6.128)$$

$$5. \quad W_m = 1 - p_m. \quad (6.129)$$

$$6. H_n = \sum_{i=1}^T \sum_{j=1}^i p_i H_{i-j}. \quad (6.130)$$

$$H_0 = 1; H_{i-j} = \frac{H_{i-j}}{(1+E)^i}. \quad (6.131)$$

7. – по формуле (6.124)

$$Z_{\text{прив}} = Z_{\text{изг}} + Z_{\text{экспл}} H \rightarrow \min, \quad (6.132)$$

где $\bar{M}, \bar{M}_{\text{норм}}, \bar{q}$ – средняя несущая способность элемента, определённая с учётом и без учёта расчётных процедур, а также нагрузок; $\bar{K}_{\text{ош}}, V_{K_{\text{ош}}}$ – средняя ошибка расчётной процедуры и коэффициент её вариации; $\sigma_{\text{м}}^2, \sigma_{M_{\text{норм}}}^2, \sigma_q^2$ – дисперсия теоретических значений несущей способности и нагрузок; T – срок эксплуатации конструкции; P – вероятность отказа конструкции; E – коэффициент приведения равномерных затрат: $\varepsilon = 0,1$; H – число отказов за срок эксплуатации.

По данным А.Д. Беглова, Р.С. Санжаровского, В.М. Бондаренко [36] существующие модели ползучести бетона, рассматривают только мгновенные упругие свойства бетона. Это объясняется фактом утверждения линейной зависимости мгновенных деформаций бетона от напряжений даже при высоких уровнях загрузки в экспериментах. Данный подход использован при разработке модели Евростандарта (2 – СЕВ FIPMODEL CODE, 1990) для кратковременного нелинейного деформирования бетона, записанной в виде обратной функции, преобразованной с помощью ряда Лагранжа:

$$\varepsilon_b = f_2(\sigma_b) = B_1 \sigma_b + B_2 \sigma_b^2 + B_3 \sigma_b^3 + B_4 \sigma_b^4 + \dots, \quad (6.133)$$

$$\text{где } B_1 = \frac{1}{E_b}; B_2 = \frac{E_b \left(\frac{E_b}{R_b} - \frac{2}{\varepsilon_{b0}} \right) + \frac{R_b}{\varepsilon_{b0}^2}}{E_b^3} \text{ и т.д.}$$

В то же время изменения $E_{b(t)}, \varepsilon_{b0}(t), R_b(t)$ с течением времени способствуют изменению коэффициентов $B(t)$. В работе [36] предлагается ввести в европейскую модель понятие условного времени в виде функции нелинейности, зависящей от времени для режимных переменных нагрузжений.

Основное преимущество статистического моделирования деформаций ползучести бетона по сравнению с существующими, используемыми в феноменологических теориях ползучести бетона, по заключению Е.Н. Львовского [221], состоит в том, что они имеют обобщающий характер и не требуют определения констант из опыта, так как сами модели получены на

основе большого числа экспериментальных данных. После анализа известных моделей как в нашей стране, так и за рубежом Е.Н. Львовским выбрана форма модели, близкая к той, которая используется в феноменологической теории упругоползучего тела Маслова-Арутюняна. Удельные относительные деформации ползучести бетона представляются в виде произведения:

$$c(t, \tau) = \varphi(\tau)\theta(t - \tau), \quad (6.134)$$

где $\varphi(\tau) = C_0\theta(\tau)$; $C_0 = b_0 \prod_{j=1}^p A_j b_j$; J – число технологических факторов; A_j – уровни соответствующих факторов; b_j – коэффициенты регрессии в множественной мультипликативной модели; b_0 – свободный член модели; $\theta(\tau) = e^{-\alpha\tau}$; $\theta(t - \tau) = [1 - e^{-\gamma(t-\tau)}]$.

Чирков В.П в статистическую модель прогнозирования ресурса железобетонных конструкций с учётом случайных процессов накопления и развития повреждений предлагает закладывать пять принципов [529, 530]:

1) определение в общем виде несущей способности конструкции $\Phi_{(t)}$ с учётом фактора времени в виде зависимости:

$$\Phi_{(t)} = \alpha_\phi(t)\Phi_0, \quad (6.135)$$

где Φ_0 – несущая способность конструкций после её изготовления при $t = 0$; $\alpha_\phi(t)$ – функция времени, отражающая изменение несущей способности конструкции с течением времени при эксплуатации в связи с уменьшением прочности бетона при действия повторных и длительных нагрузок, а также влияния агрессивной среды;

2) рассмотрение всех действующих переменных нагрузок, имеющих характер повторного нагружения природного и технологического происхождения;

3) постепенное с течением времени Δt развитие в конструкции повреждений, ухудшающих её эксплуатационные качества и приводящие к выводу из строя:

$$\Delta(t) \leq \Delta_{\text{lim}} \text{ или } D \leq 1, \quad (6.136)$$

где D – мера накапливаемых повреждений; Δ_{lim} – их предельное значение;

4) описание стохастическими закономерностями случайных внутренних свойств конструкции, её несущей способности и действующих нагрузок, определяющих поведение конструкции в эксплуатации:

$$\Phi = \tilde{\Phi} \text{ или } F = \tilde{F}, \quad (6.137)$$

где $\tilde{\Phi}$, \tilde{F} – случайная несущая способность и случайная нагрузка, зависящая от t ;

5) принятие срока службы конструкции по всем возможным признакам выхода из строя, в течение которого обеспечивается надёжная её работа, в качестве обобщённого критерия предельного состояния:

$$T = T_H, \quad (6.138)$$

где T – срок службы конструкции, который принимается равным минимальному из сроков службы по различным признакам нарушения долговечности и выхода её из строя; T_H – нормативный срок службы, определяющийся из условия минимума приведённых затрат на строительство и эксплуатацию зданий и сооружений с учётом опыта эксплуатации и проектирования.

Изложенные подходы и наличие фактических данных о свойствах конструкции, действующих нагрузках и агрессивных воздействиях позволяют прогнозировать остаточный ресурс конструкции [529, 530].

Наиболее распространёнными методами прогнозирования ресурса конструкций являются вероятностные методы оценки работоспособности конструкции, разработанные В.В. Болотиным и А.Р. Ржаницыным и основанные на теории надёжности [46, 47, 453].

Надёжность конструкции в любой момент времени оценивается индексом надёжности, определяемым с помощью двух главных параметров элементов сооружения несущей способности \tilde{R}_t (случайная величина) и загруженности \tilde{S} (случайной величины):

$$\beta_1 = \frac{k_0 - 1}{\sqrt{V_{St}^2 + k_0^2 V_{Rt}^2}}, \quad (6.139)$$

где $k_0 = \frac{1 + \beta \sqrt{V_R^2 + V_S^2} - \beta_0^2 \cdot V_R^2 \cdot V_S^2}{1 - \beta_0^2 \cdot V_R^2}$ – начальный коэффициент запаса по средним значениям ($k_0 = \bar{R}_0 / \bar{S}_0$); V_R и V_S – проектные коэффициенты изменчивости прочности и нагрузки для момента времени t .

С течением времени, вследствие накопления дефектов и повреждений элементов их несущая способность уменьшается, с наличием вероятности увеличения нагрузки, приводящих к соответствующим изменениям их статистических параметров, что отражается коэффициентом V_{Rt} индекса надёжности β_{1t} (рис. 6.6, 6.7).

Для промышленных объектов, по данным А.М. Забегаева [169], фактическая вероятность катастрофических отказов строительных конструкций, за 20 – летний период их эксплуатации составила $2 \cdot 10^{-4}$ при теоретическом значении, равном $1 \cdot 10^{-6}$.

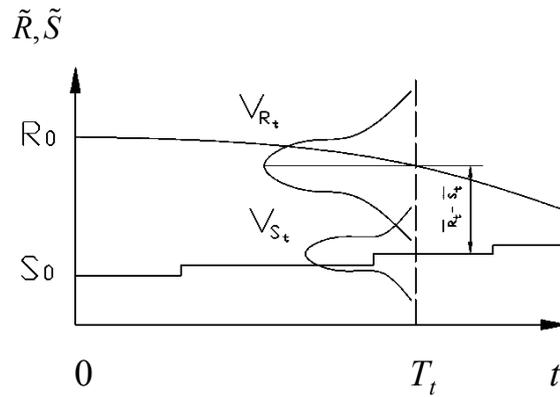


Рис 6.6. Изменение во времени несущей способности R и нагруженности S элементов сооружения

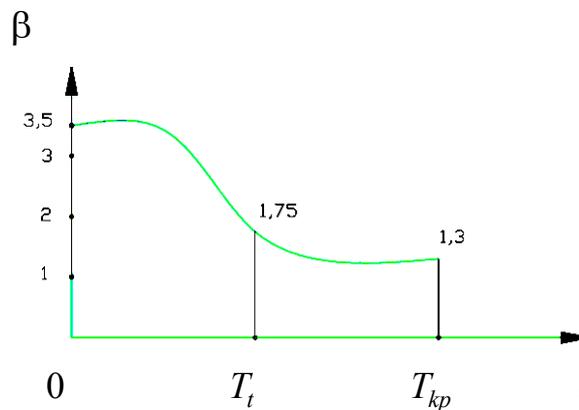


Рис. 6.7. Изменение во времени индекса надёжности

Закон старения элементов железобетонных мостов представлен в работе [181] в виде функции отказов:

$$U_{(t)} = e^{\lambda(t-T_0)} - 1, \quad (6.140)$$

где λ – нормируемый показатель функции; t – годы; T_0 – период приработки.

Величины λ и T_0 зависят не только от типа конструкций, но и от места расположения моста (климатический район), уровня эксплуатации, интенсивности движения.

Чирковым В.П., Зениным С.А. [531, 532] предложена вероятностная модель прогнозирования ширины раскрытия нормальных трещин с учётом фактора времени, построенная с позиции теории надёжности. Модель, определяет вероятность того, что за время t ширина раскрытия трещин не превысит предельно допустимую величину с обеспеченностью P_H :

$$P[Z(t) > M(t)] \geq P_H, \quad (6.141)$$

где $Z(t)$ и $M(t)$ – соответственно максимальный и действующий изгибающие моменты.

Статистические распределения $Z(t)$ и $M(t)$ описываются симметричными кривыми, т.к. величины ширины раскрытия трещин являются переменными значениями от действия нормальных напряжений и имеют нормальный закон распределения. Вероятностная модель прогнозирования ширины раскрытия трещин во времени представлена в виде неравенства, определяющего надёжность работы с учётом её оценки характеристикой безопасности [453]:

$$\frac{\bar{Z}(t) - \bar{M}(t)}{\sqrt{\hat{Z}^2(t) + \hat{M}^2(t)}} \geq \gamma_H, \quad (6.142)$$

где γ_H – заданное (нормативное) значение характеристики безопасности. Оно зависит от обеспеченности P_H . При $P_H = 0,95$ значение $\gamma_H = 1,64$; $\bar{Z}(t)$ и $\bar{M}(t)$ – математические ожидания соответственно, изгибающего момента, при котором раскрытие трещин достигнет предельно допустимой величины и изгибающего момента от нагрузок в момент времени t ; $\hat{Z}^2(t)$ и $\hat{M}^2(t)$ – дисперсии случайных величин $Z(t)$ и $M(t)$.

Разработанная модель позволяет:

- определять в любой момент времени вероятность не превышения раскрытия трещин предельно допустимой величины;
- определять случайные значения ширины раскрытия трещин в зависимости от вероятности их повторений в различные моменты времени;
- находить с заданной вероятностью время, при котором ширина раскрытия трещин не превышает предельно допустимую величину.

Райзер В.Д. рассматривает износ железобетонных элементов с помощью вероятностных моделей их коррозионного износа в агрессивных средах как конструкций с переменной во времени толщиной [443–445]:

$$\bar{h}(x, y) = h_0 - \varphi(t) \hat{\psi}(x, y), \quad (6.143)$$

где $\bar{h}(x, y)$ – случайная функция толщины оболочки; h_0 – начальная толщина оболочки; $\varphi(t)$ – функция, характеризующая износ во времени; $\hat{\psi}(x, y)$ – случайное поле, характеризующее коррозионный износ по поверхности оболочки.

В работах отмечается, что при инженерных расчётах глубина нейтрализации и толщина защитного слоя бетона должны рассматриваться, как независимые случайные величины.

Васильев А.И. отмечает [77], что в настоящее время имеет место два принципиальных направления исследований долговечности железобетонных мостов. Первое направление характеризует разработку детерминированных математических моделей и основывается на изучении анализа

износа и остаточного ресурса прочности и выносливости их различных конструктивных элементов [548, 579, 583].

Второе направление определяет построение статистических моделей с учётом комбинированного подхода к деградиационным процессам сооружений [18, 549], в которых с вероятностных позиций исследуется карбонизация бетона и диффузия хлоридов с учётом климатических и сезонных агрессивных воздействий на конструкции.

Васильевым А.И. [77] предложено три модели вероятностной оценки остаточного срока службы железобетонных мостовых конструкций с использованием статистических данных исследований толщины защитного слоя, процессов карбонизации бетона, диффузии хлоридов в бетоне, а также коррозии арматуры.

Первая вероятностная модель основывается на построении доверительных интервалов толщины защитного слоя бетона, процессов карбонизации и диффузии хлоридов в бетоне, а также коррозии арматуры.

Вторая вероятностная модель отличается от первой тем, что карбонизация и диффузия хлоридов рассматриваются как случайные функции времени. Момент времени достижения этими агрессивными процессами уровня рабочей арматуры определяется по формуле А.Р. Ржаницына [453] в виде характеристики, безопасности:

$$\gamma = \frac{m_{зс} - m_h(\tau)}{\sigma_{зс}^2 + \sigma_h^2(\tau)} = \frac{m_{зс} - m_h(\tau)}{\sqrt{\sigma_{зс}^2 + v^2 m_h^2(\tau)}}, \quad (6.144)$$

где γ – задаваемая величина «характеристика безопасности», то есть число стандартов, соответствующее вероятности $P(h_{зс} > h)$; $m_h(\tau)$ и $\sigma_h(\tau)$ – среднее и стандарт распределения глубины карбонизации или диффузии хлоридов на момент τ ; v – коэффициент вариаций соответствующего процесса, принимается независимо от времени τ .

Третья модель [78] рассматривает карбонизацию бетона, диффузию хлоридов в бетоне и коррозию арматуры как случайные процессы марковского типа [456].

Васильевым А.И. [76] разработана методика вероятностной оценки остаточного ресурса мостовых конструкций по данным их обследования. На основе статистического анализа толщин защитного слоя бетона и совместного воздействия случайных процессов карбонизации, морозного повреждения бетона, диффузии хлоридов, приводящей к коррозии арматуры построены эмпирические вероятностные модели с учётом вероятностного подхода.

Эмпирическая модель глубины проникания агрессивной среды в бетон железобетонных конструкций, имеющих нормальный закон распределения

для параметров бетона и арматуры и постоянный коэффициент вариации с учетом равномерного закона проникания среды в бетон, имеет вид [650]:

$$p_k(t) = v_{p,t,k} c_\varepsilon c_c c_q k_{qi} (t_{pen})^m, \quad (6.145)$$

где $p_k(t)$ – вероятность глубины проникания агрессивной среды в бетон; $v_{p,t,k}$ – характеристическое значение средней скорости проникания, мм год^{-m}; m – опытный коэффициент, принимаемый меньше или равным 0,5; $c_\varepsilon c_c c_q$ – коэффициенты, характеризующие соответственно влияние окружающей среды, качество изготовления и ухода за бетоном, геометрию конструкций; t_{pen} – продолжительность проникания в годах; k_{qi} – коэффициент, учитывающий влияние напряженного состояния на скорость проникания.

Коэффициенты моделирования $c_\varepsilon c_c c_q$ учитывают различие в реальном поведении инженерных сооружений в условиях эксплуатации в зависимости от состояния опытных образцов, из-за несоблюдения условий подобия геометрических и физических параметров.

Сопrotивление прониканию среды через защитный слой бетона толщиной d рассматривается как критериальное условие не достижения фронтом среды, с учетом обоснованных границ безопасности, поверхности арматурного стержня в течение времени воздействия:

$$d \geq l_{tk} \gamma_{el} \quad (6.146)$$

где l_{tk} – характеристическое значение глубины проникания в агрессивной среде, мм; γ_{el} – коэффициент надежности (безопасности) для глубины проникания.

Соответственно, предельное время проникания агрессивной среды, выраженное в годах, принимает вид:

$$t_{пред} \leq (d/\gamma_{el}) \cdot v_{p,t,k} \cdot C_\varepsilon \cdot c_c \cdot C_q \cdot k_{qi}. \quad (6.147)$$

Гарантированный уровень величины защитного слоя d записывается в виде:

$$d_m = d_c + ks \quad (6.148)$$

где d_c – нормированное значение толщины защитного слоя; k – константа: характеристика безопасности, связанная через нормальное распределение с уровнем, ниже которого встречаются дефекты в защитном слое; s – стандартное отклонение. Приближенные значения k : 1,28-2,33 при колебаниях количества дефектов от 10,0 % до 1,0 %.

Вероятностные модели отказа и оценки надежности бетонных конструкций в условиях равномерного и неравномерного коррозионного износа

с помощью методов численного интегрирования и «горячих» точек приводятся в работах В.Д. Райзера [443], А.И. Долганова [158], Ф.Х. Ахметзянова [23], Н.Б. Кудайбергенова [212].

Анализ моделей коррозионного износа бетона показывает, что в большинстве случаев они получены по данным лабораторных исследований в сульфатных и хлоридных средах, в кислотах различных видов и высоких концентраций, а также в условиях парогазовых сред при стационарных режимах без учёта влияния деградации бетона на его прочностные свойства. Поэтому основным направлением дальнейших исследований является накопление экспериментально обоснованных количественных значений прочностных и деформативных свойств бетонов различных составов в условиях действия силовых факторов и распространённых сред с различными катионами, с низкой концентрацией агрессивных веществ при нестационарных режимах испытания [127].

В табл. 6.8 приведены модели изменения прочности напряжённого бетона под влиянием агрессивных сред в виде воды, щелочных растворов или растворов кислот.

6.2.4. Анализ исследований по разработке моделей коррозионного поведения арматуры

6.2.4.1. Физико-химические и феноменологические модели коррозии открытой стали

При коррозии арматуры предельное состояние железобетонных элементов наступает вследствие достижения напряжениями в любой точке неповрежденной или поврежденной хлоридами части стального сечения некоторого опасного уровня. Для бетона этот уровень соответствует максимальным сжимающим или растягивающим напряжениям на диаграмме деформирования, для стальной арматуры – пределу текучести [325].

Моделирование коррозионного поведения арматуры представляет собой математическое описание процесса коррозионного износа арматуры во времени: потери массы, глубины или площади поражения, падения разрывного усилия и пластичности [335].

Пухонто Л.М. отмечает [437], что процессы коррозионных потерь металла в различных средах и арматуры в бетоне имеют общую феноменологическую основу. Одновременно, благодаря большей изотропности свойств мало- и среднеуглеродистых сталей, и достаточно четкой границе прокорродировавшего слоя, аналогичность вариантов моделирования и фактического сопротивления нагружению в процессе коррозионного износа арматуры значительно выше, по сравнению с бетоном.

Модели деградации напряжённого бетона.

№ п/п	автор	Математическая модель	Параметры модели	Краткие пояснения параметров модели
1	2	3	4	5
1	Ю.М.Баженов [29]	$R_{\text{тук}} = k \sqrt{\frac{1}{d_{\text{cp}}}}$	k, d_{cp}	$R_{\text{тук}}$ – прочность поврежденного бетона; k – коэффициент, учитывающий вид цемента и влияние модификатора; d_{cp} – средний размер кристаллитов, образующихся в процессе кристаллизации гидратированных минералов цемента
2	В.М. Москвин Ф.М. Иванов [276],[159]	$R_b(t) = R_{b0} (1 - k C_{\text{CaO}}^m)$	$R_{b0}; k; m$	$R_b(t)$ – прочность подверженного нейтрализации слоя бетона; R_{b0} – исходная прочность бетона; k – коэффициент факторов среды; m – коэффициент, зависящий от минерального состава, расхода, степени гидратации цемента и структуры пор
3	Н.А. Мошанский [279]	$R_{\text{corb}} = R_b a t^b$	a, b	R_{corb} – прочность бетона после испытания в ненагруженном состоянии в щелочных и кислотных растворах; R_b – исходная прочность бетона; a, b – коэффициенты, зависящие от вида и концентрации среды, плотности и минералогического состава цемента, условий твердения и масштаба фактора.
4	В.М. Бондаренко [50, 48, 67]	$R_b(z) = K_R(z) R_{b0};$ $E_b^M(z) K_E(z) E_{b0}^M;$ $C_b^*(\infty, t_0) = \frac{C_{b0}^*(\infty, t_0)}{K_0(z)}$	K, z, C_{b0}^*	$R_b(z), E_b^M, C_{b0}^*$ – соответственно прочность, деформативность и ползучесть бетона сжатой зоны в процессе износа. E_b^M – начальный модуль мгновенной деформации; C_{b0}^* – предельная мера ползучести; K – функция повреждений; Z – ордината слоя; $K(z) = \sum_{i=1}^{i=3} \alpha_i z_i, \alpha_i$ – параметры, определяемые из граничных условий.

Окончание табл. 6.8

1	2	3	4	5
5	А.И. Попеско [425, 426]	$\sigma_b(t) = A_0(t)\varepsilon_b + B_0(t)\varepsilon_b^2 C_0(t)\varepsilon_b^3$	$A_0(t),$ $B_0(t),$ $C_0(t)$	Модуль деформируемости $\sigma_b - \varepsilon_b$ для любого волокна корродирующего бетона без учета ползучести. $A_0(t), B_0(t), C_0(t)$ – коэффициенты, зависящие от прочности и деформативных характеристик корродирующего со временем бетона.
6	А.И. Попеско [425, 426]	$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_0} [1 + \varphi(\delta)] +$ $+ \int_0^t \frac{\partial \sigma(t)}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} + \frac{\varphi(t) - \varphi(\tau)}{E_0} \right] \partial \tau$	$\sigma^0, E_0, E(\tau),$ $\varphi(t), \varphi(\tau)$	Модуль деформируемости $\sigma_b - \varepsilon_b$ для длительного нагружения для любого волокна корродирующего бетона с учетом уравнения ползучести. σ_0 и E_0 – напряжение и модуль упругости в бетоне в момент нагружения; $E(\tau)$ – модуль упругости бетона в τ – момент наблюдения; $\varphi(t), \varphi(\tau)$ – характеристики ползучести бетона в моменты времени t и τ
7	И.Г. Овчинников [334]	$\sigma_b = \varphi(\varepsilon)\eta(C)$	$\varphi(\varepsilon), \eta(C)$	σ_b – напряжение в процессе его деформирования и деградации при его коррозионном износе; $\varphi(\varepsilon) = \begin{cases} A_p \varepsilon - B_p \varepsilon^3, \sigma > 0 \\ A_c \varepsilon - B_c \varepsilon^3, \sigma < 0 \end{cases}$ $\eta(C)$ – функция влияния, отражающая степень деградации механических свойств бетона при насыщении его хлоридами: $\eta(C) = 1 - aC^b$

По геометрической форме коррозионного поражения модели коррозионного износа сечения арматуры достаточно близки к моделям износа бетона, но скорости поражения в них на порядок ниже [496].

По данным И.Г. Овчинникова наибольшее распространение получили два вида параметров коррозионной поврежденности сталей: параметр непрерывной коррозионной поврежденности Ψ и глубина коррозионного поражения (износа) δ [232, 334, 336]. Параметр сплошности Ψ , учитывает неоднородность коррозионного поражения по глубине армирующего элемента. Он изменяется от 1 в начальный момент времени до 0 при полном коррозионном разрушении материала в конкретной точке арматурного стержня. Кинетическое уравнение для Ψ в общем случае имеет вид:

$$d\Psi/dt = -F(\Psi, \sigma, T, \bar{B}), \quad (6.149)$$

где \bar{B} – вектор коэффициентов.

С учётом уравнения массопереноса модель коррозионной поврежденности стальной арматуры в условиях воздействия хлоридсодержащей среды имеет вид [232, 336]:

$$\frac{\partial \psi}{\partial t} = -\text{div}(B \text{grad } \Psi), \quad (6.150)$$

где ψ – параметр коррозионной поврежденности; B – коэффициент, характеризующий коррозионное сопротивление материала; t – время. Чем меньше значение коэффициента коррозионной податливости B , тем выше коррозионная стойкость материала.

В случае применения модели (6.150), описывающей потерю сплошности материала в каждой точке сечения в результате коррозии, текущая площадь корродирующего сечения определяется выражением:

$$A(t) = \iint_{xy} \Psi(x, y, t) dx dy. \quad (6.151)$$

Математические модели коррозионного износа сталей делятся на два принципиально различных класса: модели, описывающие физико-химический процесс коррозии на причинном уровне, и феноменологические модели, дающие описание кинетики коррозии во времени [232].

Особенностью физико-химических моделей коррозии арматуры является их строго индивидуальная принадлежность. Это подтверждает анализ средних скоростей коррозии арматуры для разных условий окружающей среды, проведённый С. Бобом в работе [572], который показывает высокую зависимость скорости коррозии арматуры от колебаний влажности и температуры среды. Интервал значений скорости коррозии стали составляет от $0,04 \div 0,05$ до $4,8 \div 2,04$ мм / год, то есть с разницей в среднем в 43 раза. Поэтому при назначении статистического допуска между средними и случайными значениями скорости коррозии арматуры С. Боб пред-

лагает размах статистической обеспеченности принимать равным двум стандартам, то есть $2S$.

Физико-химические модели коррозионного износа арматуры, характеризуемой параметром δ или скоростью коррозии V в зависимости от метеорологических факторов и агрессивности атмосферы приведены в табл. 6.9.

Т а б л и ц а 6 . 9

Физико-химические модели коррозионного износа арматурной стали

Вид модели	Авторы	Источник
$\delta = \frac{\delta_k^\phi t_w m}{1000\Pi}$	П.С. Кадыров	[183]
$\delta = (0,035 + 0,70[SO_2]) \cdot t$	Ф.Н. Наунис., L.B. Upham	[596]
$V_9 = \left[V_{20} + \frac{\Delta k}{\Delta t} (T_1 - 20) \right] \cdot \tau$	Г.К. Берук- штис	[45]
$V = \left V_{01} + \Delta \tau \frac{\Delta k}{\Delta t} \right \cdot n$	Г.К. Берук- штис	[45]
$V_t = b_0 \cdot [W] \cdot [SO_2] + b_1 \cdot [W] + b_2 \cdot [SO_2] + b_3$	Ю.Н Михай- ловский	[272]
$\delta = a_1 (A_{адс}^B) \cdot ([SO_2] + \tau)$	Н., Guttman	[593]
$\delta = 9,013 \cdot \left[\exp(0,016)[SO_2] \right] \left[(4,768t)^{0,7512 - 0,00582Q_k} \right]$	Г.А Шварц	[538]
$\delta = A \exp\left(\frac{\theta}{\rho T_{адс}}\right) \cdot t^{\frac{1}{n}}$ где $n = \left[A_1 \exp\left(-\frac{A_2}{\rho T_{адс}}\right) \right] \cdot t^{(a+bT_{адс})}$	П.А. Антикайн	[19]

В формулах (табл. 6.9) обозначения соответствующих параметров: $a, a_1, A, A_1, A_2, b_1, b_2, b_3, b, m, n$ – постоянные коэффициенты; $\Delta k/\Delta t$ – температурный коэффициент коррозии; $W, л, з, \Delta \tau, адс, фаз, \tau_i$ – индексы, указывающие на влажность в летний (л), зимний (з) периоды, перепад температур $\Delta \tau$, наличие адсорбционной (адс) и фазовой (фаз) пленок; δ_k^ϕ – фактическая величина коррозии за 100 часов увлажнения при $5^\circ C$; T_B, T_t, T_0 – соответственно температура средняя, меняющаяся во времени и начальная; V_9, V_{20} – соответственно скорость коррозии для железа под непрерывно возобновляющейся пленкой влаги, скорость коррозии за один час смачивания при температуре $20^\circ C$; τ – продолжительность смачивания

в часах при данной температуре; T – средняя наиболее вероятная температура за время высыхания пленки влаги; n_1 – число увлажнений за рассматриваемый отрезок времени; τ_1 – продолжительность сохранения фазовой пленки воды в часах, $A_{\text{адс}}$ – время увлажнения.

Абсолютное большинство моделей коррозии арматуры из-за большой зависимости коррозии арматуры от класса арматуры её геометрического сечения и различных условий агрессивной среды относится ко второму классу, то есть феноменологическим моделям.

Эти математические модели представляются в виде алгебраических или трансцендентных выражений, описывающих кинетику изменения коррозионного процесса во времени, а также в виде дифференциальных или интегро-дифференциальных уравнений.

Феноменологические модели глубины коррозии открытой ненапряжённой арматурной стали после начала коррозионного процесса на её поверхности $\delta(t)$ приведены в табл. 6.10.

Т а б л и ц а 6 . 1 0

Феноменологические модели коррозионного износа арматурной стали

Вид модели	Авторы	Источник
$\frac{d\delta}{dt} = \frac{1}{dt^2 + bt + c}$	Л.Я Цикерман	[520]
$\frac{d\delta}{dt} = k\delta(b - \delta), 0 < \delta < b, k > 0,$	И.Г. Овчинников Л.Л. Елисеев	[344]
$\frac{d\delta}{dt} = k\delta(b - \delta) + \int_0^t F(t - \tau)\delta(t) d\tau$	И.Г. Овчинников Л.Л. Елисеев	[344]
$\delta = kt^n$	В.В. Агафонов	[5]
$\frac{d\delta}{dt} = k\delta$	И.Р.Рассулов, Э.М. Гасымов, Л.Р. Абдурахманов	[446]
$\frac{d\delta}{dt} = a \exp(-\beta\delta)$	С.А. Мадатян, В.И.Никитин, А.И. Лысяя	[222, 227, 300]
$\frac{d\delta}{dt} = \frac{k}{p} 10^{(c-d)}$	Д.Г. Зеленцов, Ю.М. Почтман	[179]
$\delta = k[1 - \exp(\alpha t)]$	Л.Я. Цикерман	[522]
$\delta = k \lg(a + t)$	A.G. Liddard	[608]
$\delta = \sqrt{a^2 + bt} - a$	Л.Я. Цикерман	[522]
$\delta = \frac{\delta_0 t}{t + T}$	Л.Я. Цикерман	[521]
$\delta = \alpha \ln^3 t + \beta \ln^2 t + \gamma \ln t + \chi$	Л.Я. Цикерман	[522]
$t = \frac{\delta}{k} - \left(\frac{\alpha}{2k^2}\right) \left[1 - \exp\left(-\frac{2k\delta}{\alpha}\right)\right]$	П. Коэн	[209]

В формулах табл. 6.10 все входящие величины, кроме δ и t , являются коэффициентами, определяемые по экспериментальным данным.

Математические модели, учитывающие эффект влияния напряжённо-деформированного состояния на скорость коррозионного разрушения металлических конструкций, [147, 160, 161, 191, 192, 194, 235, 337–339, 355] приведены в табл.6.11.

Т а б л и ц а 6 . 1 1

Феноменологические модели коррозионного износа напряжённой арматурной стали

Вид модели	Авторы	Источник
$\frac{d\delta}{dt} = V_0 + m\sigma$	В.М.Долинский	[160,161]
$\frac{d\delta}{dt} = \alpha\varphi(t) \cdot (1 + k\sigma)$	В.Г Карпунин., С.М. Клещёв, М.С. Корнишин	[191, 192]
$\frac{d\delta}{dt} = V_0 (1 + k\varepsilon) \exp\left(\frac{A\sigma_0}{RT}\right)$	Э.М. Гутман, Р.С. Зайнуллин, А.Т.Шаталов	[147]
$\sigma = at^2 \exp(\gamma\sigma)$	Г.Л. Мельников	[235]
$\frac{d\delta}{dt} = k \cdot f(\sigma)(b - \delta)$	И.Г. Овчинников, Х.А. Сабитов	[339]
$\frac{d\delta}{dt} = a\varepsilon(\sigma - \sigma_{нор}) + V_0$ $\frac{d\delta}{dt} = \begin{cases} A & \sigma < \sigma_{нор} \\ A - \kappa(\sigma - \sigma_{нор}), & \sigma > \sigma_{нор} \end{cases}$	И.Г. Овчинников	[338]
$\frac{d\delta}{dt} = (1 + k \cdot \mathcal{E}) \cdot T(t)$	И.Г. Овчинников	[337, 338]

В формулах табл.6.11: δ – глубина коррозии, t – время, σ – напряжение, T – температура, ε – деформация. Остальные параметры формул являются определяемыми коэффициентами или функциями.

6.2.4.2. Феноменологические модели коррозии арматурной стали в плотном бетоне

Моделирование инкубационного периода процесса коррозии стальной арматуры в плотном бетоне

Теоретические исследования коррозии арматуры в бетоне существенно отстают от экспериментальных [144]. Коррозионное состояние стали в бетоне оценивается по результатам электрохимических испытаний и параметрам диффузионной проницаемости бетона, зависящим от плотности

структуры, толщины слоя и химического состава цементного камня. Состояние активной низкопотенциальной коррозии арматурной стали в бетоне иллюстрируется диаграммой Эванса [553], благодаря которой долговечность железобетона по признаку коррозии арматуры в бетоне представляется как совокупность двух периодов: инкубационного и непосредственно коррозии стали.

Одной из первых публикаций, связанных с разработкой физической модели процессов коррозии арматуры в бетоне, является работа Z.P. Vazanta [564]. Модель в ней представлена в виде краевой задачи описания анодной реакции с соответствующими граничными условиями, что является её достоинством. К принципиальным недостаткам модели относится отсутствие в описании процессов массопереноса в диффузионном слое Нернста вдоль стержня количественных зависимостей, устанавливающих область катодного или анодного контроля.

Для описания коррозионного состояния арматуры применяются модели, в которых используются уравнения массопереноса и уравнения для электрических потенциалов Нернста [144]. Количественные показатели потери веса металла определяются на основе эмпирических зависимостей.

Однако, как отмечают Б.В. Гусев, А.С. Файвусович [144] построение модели коррозии арматуры железобетонных конструкций в агрессивных средах, включающих зависимости для определения количественных показателей процессов коррозии, являются неравновесными. В тоже время в полуэмпирических моделях используются уравнения электростатики, распространяющиеся на случай равновесных процессов.

Моделью непосредственного процесса коррозии арматуры в бетоне является рассмотрение коррозионного процесса как двух отдельных процессов: катодного и анодного. Протекание коррозионного электрохимического процесса представляется формулой [437]:

$$I_{cor} = \frac{U_{e.c} - U_{e.a}}{R_a + R_c + R_B}, \quad (6.152)$$

где I_{cor} – ток коррозии; $U_{e.c}$ – потенциал катодной реакции; $U_{e.a}$ – потенциал анодной реакции; R_a – поляризационное сопротивление анода; R_c – поляризационное сопротивление катодной реакции; R_B – электролитическое сопротивление бетона.

При построении математических моделей используются кинетические уравнения анодных и катодных процессов [144]. Соответствующие плотности тока для анодной i_a и катодной i_k реакций представляются в следующем виде:

$$i_a = k_1 \exp \left\{ \frac{-Q_0 - \alpha \left[(E_{Me})_{обр} + \Delta E - \psi_1 \right] nF}{RT} + \frac{nF const}{RT} \right\}, \quad (6.153)$$

$$i_k = k_2 C' \exp \left\{ \frac{-Q_0 - \beta \left[(E_{Me})_{\text{обр}} + \Delta E - \psi_1 \right] nF}{RT} + \frac{\beta nF \text{const}}{RT} \right\}, \quad (6.154)$$

где Q_0 – энергия (теплота) активации реакции; C' – зависимость, определяющаяся концентрацией ионов металла в объёме раствора; ψ – потенциал, приходящийся на диффузионную часть двойного электрического слоя; n – валентность металла; α и β – коэффициенты переноса носителей заряда; ΔE – поляризация электрода; T – температура измерений потенциала; $R = 8,31$ Дж/к – универсальная газовая постоянная; $F = 96500$ кл. – число Фарадея; E_{Me} – потенциал металла; k_1 и k_2 – константы скорости реакции.

Уравнения (6.153), (6.154) справедливы для любого окислительно-восстановительного электрода и показывают зависимость скоростей электродных процессов от потенциала и строения двойного электрического слоя.

Электрохимический процесс коррозии арматуры определяется массопереносом реагирующего вещества в растворе электролита. Он происходит по трем механизмам: молекулярной диффузии, конвективной диффузии и миграции. Молекулярная диффузия учитывается во всех случаях массопереноса, так как электрохимические процессы всегда сопровождаются изменением концентраций веществ. При наличии направленного влагопереноса наблюдается конвективная диффузия. Миграционный перенос связан с переносом электрически заряженных частиц в электролите при наличии градиентов электрического потенциала ($\text{grad } E$). Соответственно, суммарная плотность потока равна [144]:

$$j_{\Sigma} = j_d + j_M + j_k, \quad (6.155)$$

где j_d, j_M, j_k – плотности потока молекулярной диффузии, миграции и концентрации диффузии, соответственно.

Гусевым Б.В., Файвусовичем А.С. [144] разработана математическая феноменологическая модель процессов коррозии арматуры в бетоне в виде системы дифференциальных уравнений:

$$\frac{\partial C_1}{\partial t} = D_1 \nabla^2 C_1 + D_1 \frac{nF}{RT} \text{div}(C_1 \text{grad } E), \quad (6.156)$$

$$\frac{\partial C_2}{\partial t} = D_2 \nabla^2 C_2, \quad (6.157)$$

$$\frac{\partial C_3}{\partial t} = D_3 \nabla^2 C_3, \quad (6.158)$$

$$\frac{\partial C_4}{\partial t} = D_4 \nabla^2 C_4 + 4 \frac{nF}{RT} \text{div}(C_4 \text{grad } E), \quad (6.159)$$

$$\nabla^2 E = 0, \quad (6.160)$$

$$\frac{\partial C_5}{\partial t} = D_5 \nabla^2 C_5 - k C_2 C_4 - \beta_{kp} (C_5 - C_{50}), \quad (6.161)$$

$$\frac{\partial q}{\partial t} = \beta_{kp} (C_5 - C_{50}) - D_5 \text{grad} C_5, \quad (6.162)$$

где C_1 – концентрация ионов Cl^- ; C_2 – концентрация ионов (FeCl^+) ; C_3 – концентрация (O_2) ; C_4 – концентрация ионов (OH^-) ; C_5 – концентрация $\text{Fe}(\text{OH})_2$; D_i – коэффициент диффузии i -го вещества; C_{50} – концентрация растворимости $\text{Fe}(\text{OH})_2$; q – количество продуктов электрохимической реакции; R , E – универсальная газовая постоянная и энергия активации; F – постоянная Фарадея; T – абсолютная температура; $\nabla^2 = \frac{\partial}{\partial x^2} + \frac{\partial}{\partial y^2} + \frac{\partial}{\partial z^2}$.

В случае электрохимической коррозии арматуры в железобетонных конструкциях уравнения j_d, j_M, j_k должны дополняться уравнениями массопереноса растворов агрессивных веществ в поровом пространстве бетона. На основе этих уравнений определяется глубина нейтрализованной зоны бетона и, следовательно, начало процесса коррозии арматуры [144, 653]. Это объясняется тем, что хлористые, сернокислые и азотнокислые соли щелочных металлов образуют с железом хорошо растворимые продукты. Ионы SO_4^{1-} или ClO_4^{1-} на железе восстанавливаются с трудом и не пассивируют его.

Диффузия углекислого газа в бетоне относится к процессам внутренней массопереноса, протекающей совместно с химической реакцией связывания двуокси углерода в практически нерастворимый карбонат кальция. Васильев А.И. [79] отмечает, что процесс диффузии количественно описывается системой дифференциальных уравнений [153], продуктом которой является дифференциальное уравнение 1-го порядка, известное как 1-й закон Фика [642]. Эмпирическая феноменологическая модель расчёта длительности карбонизации бетона, полученная на основании 1-го закона Фика, для общих случаев представляется в виде нелинейной зависимости [159, 276]:

$$X = A\sqrt{\tau}, \quad (6.163)$$

где x – глубина (толщина) карбонизированного слоя см; τ – время (годы); A – эмпирический коэффициент ($\text{см}/\text{год}^{0,5}$).

Эта расчётная модель содержит эмпирический коэффициент, характеризующийся неопределённостью и большим разбросом значений. Кроме того, эта зависимость может использоваться в расчетах, только при

относительно постоянной и низкой влажности [159], так как коэффициент диффузии углекислого газа в воздухе составляет $0,139 \text{ см}^2/\text{с}$, а в воде его значение меньше на 4 порядка. При изменении относительной влажности воздуха от 30 до 70 % проницаемость бетона для газов почти не меняется, в то время как в интервале от 70 до 95 % она уменьшается на два порядка [79].

Гузеев Е.А., Алексеев С.Н., Савицкий С.В. в [120] отмечают, что из-за недостаточности уровня знаний и техники контроля состояния арматуры, возникновение процесса коррозии арматуры или нарушение сцепления арматуры с бетоном следует рассматривать как отказ конструкций, из-за преобладающего периода инкубационного периода коррозии арматуры в расчётном времени эксплуатации конструкции [117, 133, 134].

Примером феноменологической модели коррозии арматурной стали в бетоне является модель Тутти [653]. Она состоит из трёх периодов. Первый инкубационный период соответствует пассивному состоянию стали в бетоне. Второй период связан с началом коррозии арматуры. Третий период характеризует коррозию открытой арматуры, вследствие растрескивания защитного слоя бетона из-за давления продуктов коррозии металла. Процесс активной коррозии начинается после завершения инкубационного периода, из-за снижения рН поровой жидкости в контактном слое бетона с арматурой, вызванной процессом карбонизации. В то же время даже в некарбонизированном бетоне коррозионный процесс может инициироваться диффузией ионов хлора на глубину расположения арматурной стали.

Существенным ограничением модели Тутти является отсутствие учёта напряжённно-деформированного состояния конструкции при ее эксплуатации, а также процесса сорбции, который, как и диффузия, определяется зависимостью t в степени $1/2$.

Скорость коррозии арматурной стали, согласно модели Тутти, контролируется: 1) скоростью диффузии кислорода к катоду; 2) сопротивлением в порах, и 3) температурой. Время проникания фронта агрессивных сред в первом периоде обычно значительно больше, чем время активной коррозии стали во 2-м периоде. Отношение длительности первого периода к второму, например при оценке срока службы пролётных строений мостов, составляет более 5-ти [437].

Пухонто Л.М. [439] отмечает, что для оценки долговечности железобетонных элементов должна использоваться деградационная модель коррозии арматуры в бетоне с учетом стохастического характера процесса, Аналогом такой деградационной модели коррозии арматуры в бетоне является двухстадийная модель Тутти – Эванса – Андраде [650], состоящая из периодов последовательного проникания фронта коррозии в защитном слое бетона и распространения коррозии по объему, занимаемому арматурой. Первый период продолжается до момента времени, когда концентрация агрессивных составляющих среды становится больше критической

величины, необходимой для депассивации поверхностных слоев арматуры. В течение следующей временной фазы глубина слоя коррозии арматуры увеличивается с начального значения δ_0 , до критического значения δ_{cr} , выше которого критерии безопасности или эксплуатационной пригодности уже не могут быть удовлетворены. Максимально допустимая толщина слоя поврежденной части сечения арматуры, ограничивается условием сохранения 50 % от начальной площади сечения, т.е. $\delta_c = 0,146\varnothing$, где \varnothing – начальный диаметр арматуры. Это же значение приводится и в [522], где для предварительного прогноза долговечности железобетонных конструкций назначается параметр риска равный 50 % износа площади сечения арматуры, что соответствует равномерному уменьшению диаметра на 30 %.

Феноменологическая модель исчерпания несущей способности железобетонных конструкций в агрессивных средах в результате коррозии арматуры, по данным В.П. Чиркова и А.Н. Кардангушева состоит из двух алгебраических составляющих [533, 534]:

$$T_{\text{пол}} = T_{\text{carb}} + T_{\text{cor}}, \quad (6.164)$$

где T_{carb} – время, по истечении которого произойдет карбонизация бетона с утратой его защитных свойств по отношению к арматуре; T_{cor} – продолжительность развития коррозии арматуры (уменьшение площади поперечного сечения арматуры) в результате потери защитных свойств бетоном защитного слоя и действия напряжения от нагрузки, с учётом коэффициента вариации.

Время T_{cor} определяется интенсивностью развития коррозионных повреждений, видом арматурной стали и действующими напряжениями от эксплуатационных нагрузок. В качестве меры накапливаемых повреждений принимается снижение предельного растягивающего усилия арматуры в момент выхода железобетонной конструкции из строя, вследствие её коррозии.

Комохов П.Г., Латыпов В.М., Ватапов Р.Ф., Латыпова Т.В. [207] отмечают, что глубина карбонизации, определяемая по реакции индикатора опережает истинную глубину коррозионного фронта, то есть коррозионный фронт «запаздывает» по сравнению с глубиной карбонизации. По данным В.И. Новгородского [305] период запаздывания составляет примерно 10 лет. Предлагается это время запаздывания включать в инкубационный период коррозии арматуры для разрушения защитных плёнок на поверхности стали [216].

Комохов П.Г. [207] оценку долговечности железобетонных конструкций проводит с учётом определения глубины карбонизации бетона на стадии проектирования по существующей формуле с учётом введения в неё коэффициентов m_1, m_2, m_3 где m_1 – соотношение между глубиной про-

никания CO_2 в бетон и глубиной коррозионного фронта ($m_1 < 1$), m_2 – замедление диффузии при нестационарном режиме ($m_2 < 1$), и m_3 – влияние температуры среды ($m_3 \leq 1$).

Характеристические значения глубины нейтрализации бетона и глубины коррозии арматуры как значения случайных величин дают 95 % всей статистической информации о коррозионной сохранности арматуры. Одновременно уровень их достоверности 75 % при 2s (стандарта) от средних значений рассматривается РИЛЕМ – ФИБ как приемлемый [650].

Толщина защитного слоя бетона и глубина карбонизации являются случайными величинами [535]. Натурные измерения толщины защитного слоя бетона показывают, что она подчиняется нормальному закону распределения. При этом коэффициент вариации толщины защитного слоя бетона обычно составляет 0,15–0,20 А.И. Васильевым [79] сделан вывод, что статистический учёт значений карбонизации защитного слоя бетона и геометрических характеристик толщины защитного слоя бетона в железобетонных конструкциях позволяет эффективно нормировать толщину защитного слоя бетона для разных элементов железобетонных мостов, а также реально оценивать время начала коррозии арматуры в эксплуатируемых конструкциях.

Результаты обследования мостов свидетельствуют, что коэффициенты вариации v_d для глубины карбонизации бетона обычно находятся в пределах 0,25-0,35.

Данные прогноза коррозии арматуры железобетонных мостовых конструкций при карбонизации защитного слоя, сделанные А.И. Васильевым с помощью статистического расчёта [79], представлены в (табл.6.12).

Т а б л и ц а 6 . 1 2

Требования к толщине защитного слоя бетона с учётом вероятности не достижения процессом карбонизации поверхности арматуры во времени

В/Ц	Вероятная обеспеченность, %	годы	Толщина защитного слоя бетона, см
0,40	95	6	1,0
0,40	95	14	1,5
0,40	95	40	2,5
0,40	95	100	4,0
0,40	99	40	3,5
0,40	99	100	5,5
0,45	95	40	3,5
0,45	95	100	5,5
0,45	99	40	4,7
0,45	99	100	7,5

Согласно значений табл.6.12, исходя из традиционной для бетона 95 %-й обеспеченности, бетон с В/Ц=0,40 и толщиной 1,0 см будет прокарбонизирован за 6 лет, а с толщиной 1,5 см – за 14 лет. Для периодов 40 и 100 лет толщины прокарбонизированного слоя бетона соответственно составят 2,5 и 4,0 см.

В балочных мостах согласно СНиП 2.05.03-84* [478] минимальная толщина защитного слоя бетона составляет для рабочей ненапрягаемой арматуры 3 см, для хомутов – 2 см, а для конструктивной арматуры – 1,5 см что явно недостаточно для обеспечения нормативного срока службы мостовых сооружений [401].

В мировой практике строительства наблюдается тенденция повышения толщины защитных слоёв в железобетонных конструкциях эксплуатируемых под открытым небом [80]. В США [561, 646] в конструкциях, эксплуатирующихся в умеренной агрессивной среде, но контактирующих с грунтом, водой и с наружной атмосферой минимальная толщина защитного слоя бетона составляет 6 см для рабочей арматуры и 5 см для конструктивной. В мостовых сооружениях, постоянно контактирующих с грунтом, минимальный защитный слой бетона составляет 7 см.

Анализ результатов исследований [79] и данных стандарта США [646] показывает, что для недопущения полной карбонизации защитного слоя бетона в пределах нормативного срока эксплуатации необходимо увеличивать толщину защитного слоя бетона.

Во многих существующих методах прогнозирования срока службы железобетонных конструкций их долговечность связывается с инкубационным периодом коррозии арматуры, определяемым по кинетике распределения концентрации агрессивной среды по объему конструкции. Прежде всего это относится к периоду времени проникания хлорид – ионов через защитный слой бетона [159, 276, 345].

В то же время существующие модели определяют коррозионное разрушение арматуры в хлорид и сульфатсодержащих средах как инкубационным, так и активным периодами коррозии арматуры, а также видами коррозионного износа поперечного сечения стержня в активном периоде [316, 325].

Моделирование коррозионного поражения арматуры в железобетонном элементе, подвергающемся воздействию хлоридсодержащей среды, сводится к математическому описанию процесса изменения во времени параметров, характеризующих степень коррозионного поражения арматуры (глубина коррозионного поражения δ , потеря массы G , изменение площади поперечного сечения конструкции A). Параметры определяются экспериментальным путём в лабораторных или натуральных условиях.

Прогноз времени образования в приарматурном слое бетона критической концентрации хлорид-иона, при которой нарушаются пассивность стали и начинается её коррозия является основным фактором при хлоридной коррозии.

Полная модель коррозионного износа армирующих элементов, учитывающая влияние уровня концентрации хлоридов в месте расположения армирующих элементов предложена в [345]. При различных граничных условиях на поверхности конструктивного элемента она предлагает разработку следующих составляющих моделей:

- кинетики проникания агрессивной среды;
- кинетики коррозионного поражения арматуры;
- растрескивания и отслаивания защитного слоя;
- деформирования и разрушения армированных конструктивных элементов, взаимодействующих с хлоридсодержащей средой.

Впервые вопрос о предельно-допустимом содержании хлоридов в бетоне возник в связи с введением в состав бетона добавок хлористых солей, так как соединения хлора, являются эффективными ускорителями твердения минералов цемента. В то же время хлорид-ионы являются очень сильными активаторами коррозии стали. В Англии, Франции применение CaCl_2 в железобетоне не допускается. В Швеции и ФРГ использование хлоридов разрешается только при тщательном контроле, а в предварительно-напряженном железобетоне вообще запрещено. В России в соответствии со СНиП 2.03.11-85* [477] разрешено применение CaCl_2 до 2 % от массы цемента в обычных железобетонных конструкциях с диаметром арматуры > 5 мм [558].

Различные взгляды учёных на возможность применения хлоридов указывает на недостаточную изученность данного вопроса и представляет интерес для определения предельного содержания хлорид-ионов, при котором не происходит депассивация стальной арматуры [558].

Моделирование проникания хлоридов является одним из важных этапов расчетного анализа армированных конструкций, эксплуатирующихся в условиях воздействия хлоридсодержащих сред. Критической по опасности коррозии арматуры концентрацией хлорид-ионов в бетоне считается концентрация, при которой скорости процессов пассивации и депассивации одинаковы.

Инкубационный период в хлоридсодержащей среде зависит от критической концентрации хлоридов, при которой начинается коррозия арматуры, определяемой из уравнения диффузии, а также проницаемости и толщины защитного слоя бетона [316]. Задача прогнозирования заключается в определении времени, в течение которого концентрация ионов хлора у поверхности арматуры достигает критической величины.

В общем случае уровень критической концентрации хлорид-ионов в бетоне зависит от концентрации агрессивного агента, водородного показателя рН бетона и влажности бетона [159]. Критическое значение концентрации ионов наиболее часто откосится к критерию, полученному Хаусманном [595]: $\left| \text{Cl}^- \right| / \left| \text{OH}^- \right|$ – молекулярное отношение = 0.6.

Важным фактором недопущения образования критической концентрации хлорид-ионов на начальном этапе эксплуатации железобетонных конструкций является обладание цементом определённых связующих химических свойств по отношению к хлоридам в поровой влаге бетона в зависимости от химико-минералогического состава вяжущего. По данным Рихарта, Лохера и Шпрунга [609, 636] критическое содержание Cl^- , которое связывается цементным камнем, для цемента, применяемого в ФРГ, составляет 0,4 % от массы вяжущего. Р. Эванс [584] экспериментально определил, что применение хлористого кальция в количестве 2 % от массы цемента вызывает коррозию высокопрочной арматурной проволоки в бетоне.

Розенталь Н.К. и Шевяков В.П. [458] с помощью результатов натуральных исследований строительных конструкций в цехах по производству хлора и каустика определяют критическую концентрацию хлорид-ионов, вызывающая коррозию стали, равную 0,2...0,3 % от массы растворной части бетона.

Яковлевым В.В. установлено, что добавка $CaCl_2$ от 0,1 до 0,3 % (в пересчете на ионы Cl^- не вызывает депассивацию стали [558]. Наличие хлорид-ионов выше 0,4 % приводит к коррозии стали в цементном камне, в то время как добавка менее 0,4 % Cl^- от массы вяжущего полностью связывается при твердении цемента в труднорастворимое комплексное соединение – гидрохлоралюминат кальция, не опасное для арматурной стали. В результате экспериментальных исследований установлено, что критическая концентрация ионов Cl^- в бетоне на Стерлитамакском портландцементе находится в пределах 0,3...0,4 % от массы вяжущего.

Проникая через бетон, ионы хлора вступают в реакцию с продуктами гидратации. Более 50 % хлоридов в цементной пасте могут быть связаны, что задерживает их проникание. Проникание хлоридов изменяет структуру пор и, как следствие, влияет как на эффективный коэффициент диффузии, так и на механические свойства материала [652]. В результате экспериментального определения расчетного коэффициента диффузии на бетонных образцах с $V/C = 0,3$ коэффициент диффузии без учета связывания свободного хлорида имеет значение $1,5 \times 10^{-12} \text{ м}^2/\text{с}$, а с учетом – $3,7 \times 10^{-12} \text{ м}^2/\text{с}$ [612].

Рассчитанные Н.К. Розенталем для соответствующей длительности испытаний коэффициенты диффузии хлоридов приведены в табл. 6.13 [457].

Т а б л и ц а 6 . 1 3

Диффузионная проницаемость бетона для хлоридов
в условиях воздействия газообразного хлора и хлористого водорода
при разной влажности среды

Относительная влажность среды, %	Вид и концентрация агрессивных газов	Эффективный коэффициент диффузии, $\text{см}^2/\text{с}$	Время до накопления критического количества, хлоридов, годы
50	Cl_2 10 мг/м ³	$(0,36-1,51) \times 10^{-8}$	14-59
65-85	Cl_2 3-6 мг/м ³	$(0,46-3,7) \times 10^{-8}$	5-47
60-80	HCl 6 мг/м ³	$(1,63-7,42) \times 10^{-8}$	3-13

В табл. 6.13 приведены результаты расчёта периода накопления критического количества хлоридов 0,5 % от массы цемента при толщине защитного слоя бетона 2,5 см и содержании хлоридов в наружном слое 1,5 %. С увеличением влажности среды от 50 до 80 % диффузионная проницаемость бетона для хлоридов увеличивается до 4 раз.

На рис. 6.8 показаны кривые содержания хлоридов в бетоне, рассчитанные [569] для двух концентраций их у его поверхности (2,5 % по массе цемента) и двух сроков (1 и 10 лет).

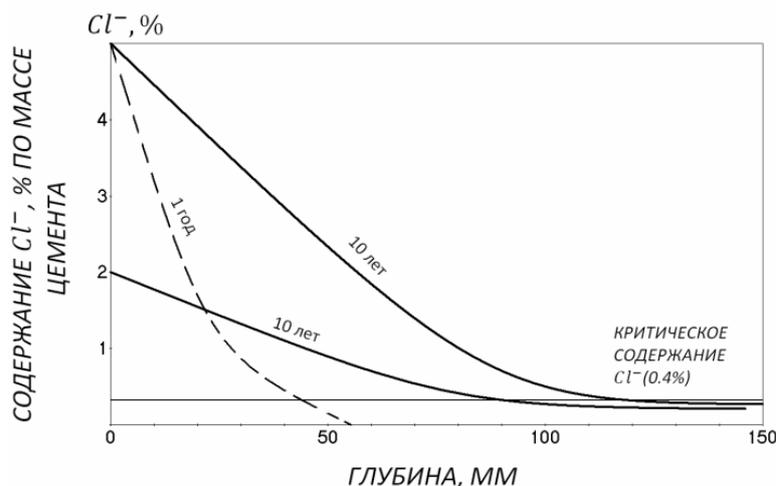


Рис. 6.8. Проникание хлорида в бетон с эффективным коэффициентом диффузии $5 \cdot 10^{-8} \text{ см}^2/\text{с}$ при уровнях концентрации 2,5 % за один год и десять лет

Хлоридная концентрация слоев бетона уменьшается с глубиной проникновения. Кинетика концентрации хлорид-ионов в бетоне после 8 лет экспериментальных испытаний в агрессивной газовой среде, содержащей хлор и хлористый водород, по данным В.П. Шевякова [546] изменяется пропорционально корню квадратному из времени.

В работе [567] предложена зависимость для коэффициента диффузии, как функции времени, полученная на экспериментальных данных, при восьмилетнем сроке исследования бетонов в условиях морского климата в Шотландии:

$$D(t) = k_t t^m. \quad (6.165)$$

В имеющихся сравнительно немногочисленных работах прогнозирование срока службы конструкции, с учетом процессов коррозии бетона и стальной арматуры, авторы стремятся связать его с инкубационным периодом, т.е. периодом времени, затрачиваемым на проникновение хлоридов через защитный слой бетона до начала процесса коррозии на арматуре [276, 562, 568, 588, 595, 602, 612, 626, 651].

В [276] расчетная модель инкубационного периода коррозии арматуры при воздействии хлоридсодержащего газа представлена в виде:

$$T_k = \frac{1}{2} \left(\frac{C_{4к} \sqrt{D_{4эф}}}{\mu_4 q_1} + \frac{B}{\sqrt{D_{4эф}}} \right), \quad (6.166)$$

где $C_{4к}$ – критическая концентрация хлорид – иона принимается равной 0,4 % массы цемента; $D_{4эф}$ – эффективный коэффициент диффузии хлорид-ионов в бетоне $\text{см}^2/\text{с}$ (определяется экспериментально); q_1 – удельный поток агрессивного газа, $\text{г}/\text{см}^2 \cdot \text{с}$ (определяется экспериментально); B – толщина защитного слоя, см ; μ_4 – стехиометрический коэффициент.

При карбонизации бетона критическая концентрация хлоридов, при которой начинается коррозия арматуры, уменьшается в два раза, т.е. $C_{кр}^к = C_{кр}^н / 2$. Соответственно уменьшается и инкубационный период коррозии арматуры, т.е. $t_{inc}^{карб} < t_{inc}^{безкарб}$ [316].

Наиболее корректным методом моделирования проникания агрессивной среды, содержащей хлорид – ионы в объем конструктивного элемента, является модель диффузии с помощью второго закона Фика [377, 566, 568, 578, 595, 602, 647, 652, 651]. Для случая одномерной диффузии второй закон Фика имеет вид:

$$\frac{\partial C(x,t)}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C(x,t)}{\partial x^2}, \quad (6.167)$$

где t – время экспозиции в условиях воздействия хлоридсодержащей среды, $C(x,t)$ – концентрация ионов хлора на расстоянии x от поверхности конструкции в момент времени t , D – коэффициент диффузии хлорида.

При условиях стационарности коэффициента диффузии и поверхностной концентрации хлорид-ионов, а также равенства нулю начальной концентрации хлорид-ионов аналитическое решение уравнения (6.167), соответствующее случаю проникания среды в полуограниченное тело, имеет вид [597, 642]:

$$C(x,t) = C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \right), \quad (6.168)$$

где C_0 – равновесная концентрация хлорида на поверхности бетона; erf – функция ошибок Гаусса (интеграл вероятности ошибки).

$$\operatorname{erf}(u) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^u e^{-u^2} du. \quad (6.169)$$

Инкубационный период коррозии арматуры с учётом имеющегося значение критической концентрации $C_{\text{корр}}$, определяющий начало коррозии арматуры, рассматривается по формуле:

$$T_{\text{инкуб}} = \frac{d^2}{4D} \left[\operatorname{erf}^{-1} \left(\frac{C_0 - C_{\text{корр}}}{C_0 - C_i} \right) \right]^{-2}. \quad (6.170)$$

Влияние напряжённно-деформированного состояния бетона рекомендуется оценивать с помощью диффузионной модели распределения концентрационного поля по объёму конструктивного элемента, учитывающей воздействие напряжённно-деформированного состояния материала конструкции на кинетику проникания агрессивной среды [95, 326]:

$$\frac{\partial C_i}{\partial t} = \operatorname{div} \left(\sum_{k=2}^N D_{ik} \operatorname{grad} C_k \right) - \operatorname{div}(C_i W) \pm Q_{Mi}, \quad (i=1, 2, \dots, N), \quad (6.171)$$

где C_i – концентрация i -го компонента агрессивной среды; t – время; D_{ik} – коэффициент диффузии i -го компонента агрессивной среды под действием диффузии k -го компонента, являющийся функцией локальных параметров состояния системы: температуры, давления, концентрации; W – скорость конвективного переноса массы; Q_{Mi} – параметр, учитывающий добавление или убыль i -го компонента среды за счёт химических реакций;

$$\operatorname{grad} C = \partial C / \partial x \cdot \bar{i} + \partial C / \partial y \cdot \bar{j} + \partial C / \partial z \cdot \bar{k}; \quad \operatorname{div} \bar{F} = \partial F_x / \partial x + \partial F_y / \partial y + \partial F_z / \partial z.$$

Величина коэффициента диффузии хлоридов в бетон, зависит от водоцементного отношения, температуры, количество добавок, напряженного состояния, концентрации агрессивной среды, уровня поврежденности [316, 317, 332, 612, 652]. Воздействие данных факторов на коэффициент диффузии предлагается учитывать с помощью функций влияния [316]. Зависимости коэффициента диффузии от водоцементного отношения (W), температуры (T) и напряженного состояния бетона (σ) определяется через базовое значение коэффициента диффузии в ненапряжённном бетоне:

$$D = D_0 f_W(W) f_T(T) f_{\text{НДС}}(\sigma), \quad (6.172)$$

где D_0 – коэффициент диффузии при базовых значениях водоцементного отношения и температуры в ненапряженном бетоне.

Концентрация хлоридов в бетоне описывается уравнением [597, 642]:

$$C_h = C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \frac{h}{2\sqrt{D\tau_h}} \right], \quad (6.173)$$

где C_0 и C_h – содержание хлорид-иона по отношению к массе цемента на поверхности конструкции и на расстоянии h см от неё, соответственно; $D, \text{см}^2/\text{год}$, – коэффициент диффузии хлорида в бетоне и τ – время, годы.

Преобразование (6.173) даёт расчётную модель продвижения хлорид-ионов во времени, которая будет справедливой и при воздействии агрессивных кислых газов, в том числе $\text{SO}_2, \text{H}_2\text{S}$ [81]:

$$h = 2\alpha\beta\sqrt{\tau_h}, \quad (6.174)$$

где h см – толщина в защитном слое; $\beta = \arg \left[\operatorname{erf} \frac{h}{2\sqrt{D\tau_n}} \right]$, численно равный

$$\beta = 1 - \frac{C_h}{C_0}; \quad \alpha = \sqrt{D}.$$

Формула (6.174) идентична экспериментальной зависимости, описывающей карбонизацию бетона [276]:

$$h_c = A\sqrt{\tau_{hc}}, \quad (6.175)$$

где h_c – глубина карбонизации; τ_{hc} – время диффузии углекислоты в бетон на глубину h_c ; $A, \text{см}/\text{год}^{1/2}$ – эмпирический коэффициент, зависящий от концентрации углекислого газа и характеристик проницаемости карбонирующего слоя бетона и его реакционной способности расчётная модель глубины карбонизации при действии циклических замораживания и оттаивания имеет зависимость [81]:

$$h_c = kA\sqrt{\tau_{hc}}, \quad (6.176)$$

где $k = \frac{1}{(1-p)^n}$, A – эмпирический коэффициент, имеющий размерность $\text{см}/\text{год}^{1/2}$; n – число циклов замораживания и оттаивания; p – относительное повреждение (вероятность повреждения) бетона в одном цикле.

Прогноз с помощью расчётной модели показывает, что 250 циклов замораживания и оттаивания увеличивает на 1/3 глубину карбонизации бетона.

Расчётная модель периода проникания критической концентрации хлорид-ионов при действии циклов замораживания и оттаивания представляется в виде [81]:

$$\tau_h = \frac{1}{4D} \left(\frac{h}{\beta} \right)^2 (1-p)^{2n}. \quad (6.177)$$

Для гарантированной защиты бетона ($\beta=95\%$) на всём протяжении арматуры с учётом нормального статистического распределения случай-

ных отклонений предлагается проектное значение толщины защитного слоя бетона увеличить на $\tau_\beta \sigma$ см [81]:

$$h_{np} = h_{\text{норм}} + t_\beta \sigma_h, \quad (6.178)$$

где $h_{\text{норм}}$ – нормируемое минимальное значение величины защитного слоя; $t_\beta = 1,96$ – табулированный коэффициент, соответствующий доверительной вероятности $\beta=0,95$; σ_h – средне квадратическое отклонение толщины защитного слоя.

Более простой является модель проникания агрессивной среды, содержащей хлорид-ионы в материал конструктивного элемента не по закону диффузии, а размытым фронтом [319]. В этом случае изменяющееся во времени концентрационное поле аппроксимируется функцией размытого фронта [316]:

$$C(x,t) = C_\infty \left[1 \pm \frac{x}{L(t)} - \frac{a}{2L(t)} \right], \quad (6.179)$$

где x – координата рассматриваемой точки; t – время; C_∞ – концентрация агрессивной среды на поверхности конструктивного элемента; a – размер элемента вдоль оси x ; $L(t)$ – закон продвижения границы размытого фронта вглубь конструктивного элемента (глубина проникания агрессивной среды), причем:

$$L(t) = \alpha t^n \cdot f(\sigma, t), \quad (6.180)$$

где α , n – коэффициенты, определяемые из экспериментов; $f(\sigma, t)$ – функция влияния усредненного по сечению напряжённого состояния конструктивного элемента на кинетику проникания агрессивной среды в бетон.

В то же время модель проникания размытым фронтом, отражая кинетику продвижения фронта хлоридами, дает неточную информацию о распределении поля концентрации хлоридов. Однако, несмотря на это, модель проникания размытым фронтом, достаточно хорошо описывает одномерный процесс проникания хлоридов в бетон [316, 325].

Специальные защитные покрытия на арматуре значительно снижают внезапный обрыв высокопрочной арматуры. Обязательным требованием к защитному покрытию является его долговечность, составляющая не менее расчётного срока службы конструкции, так как возобновление защитного покрытия невозможно без полного или частичного разрушения конструкции [159].

Нанесение защитного покрытия на арматуру железобетонных конструкций на практике встречается редко [32]. Наиболее распространенные из них: создание защитной оксидированной пленки (чернение); фосфа-

тирование поверхности; лакокрасочное покрытие грунтовкой по металлу ГФ-021 достаточно стойкое и к щелочам бетона; порошковые полимерные покрытия.

В [182] предлагаются две группы математических моделей, описывающих кинетику снижения защитных свойств антикоррозионного покрытия: модели снижения защитных свойств покрытия путем нарушения их сплошности и модели, предполагающие возможность образования очага коррозии под покрытием с возникновением коррозионных продуктов, расширяющихся в объеме.

Сплошность защитного покрытия описывается моделирующим параметром сплошности изменяющимся от 1 в начальном состоянии до некоторого предельного значения ψ_r .

Эмпирическая зависимость инкубационного периода срока службы защитного покрытия арматуры для модели коррозионного износа $\delta = k_1 \cdot t^n$ при условии разрушения покрытия $(\delta)_{\max} = \delta_{\text{разр}}$ предлагается в виде:

$$t_v = (1/k_1) \left[\delta_{\text{разр}} (5 + \nu) R^2 h^2 / 24D (1 + \nu) (3 + \nu) (\lambda - 1) \right]^{1/n}, \quad (6.181)$$

где R, h, D – радиус, толщина и цилиндрическая жесткость покрытия в месте отслаивания; ν – коэффициент поперечной деформации материала покрытия.

Моделирование активного периода коррозии арматуры в плотном бетоне

Несмотря на большое количество физико-химических и технических факторов, влияющих на сопротивление конструкции при нагружении в условиях воздействия агрессивных сред, большинство исследователей определяющим фактором долговечности железобетонных конструкций ставят коррозионный износ (уменьшение сечения) рабочей арматуры [496]. Однако, на сегодняшний день не существует четкой количественной модели оценки предельно допустимого безопасного коррозионного поражения арматуры как в плотном бетоне, так и в бетоне с силовыми трещинами. Имеются лишь разрозненные опытные данные по исследованию отдельных этапов развития процессов коррозии стальной арматуры в бетоне [426].

Физический износ арматуры как элемента сечения определяется [497, 498]:

- взаимодействием арматуры с бетоном;
- уровнем действующих в ней напряжений;
- характеристикой продвижения глубины коррозионного фронта бетона с $\text{pH}=9$.

Результаты существующих исследований показывают, что функция коррозионного износа арматуры в бетоне имеет затухающий во времени

характер при длительной эксплуатации как при действии постоянной нагрузки [496], так и малоцикловой [437].

Отсутствие влияния неагрессивных и агрессивных сред на характер кривой деформирования образцов ненапрягаемой арматуры позволяет коррозию арматуры в бетоне учитывать через уменьшение её площади поперечного сечения [232]. Модели коррозионного износа арматуры, учитывающие уменьшение её сечения пропорционально степени увеличения фронта коррозии бетона после достижения нейтрализации поверхности стальной арматуры в плотном бетоне, представлены в [411, 426, 467, 469, 470]. Они показывают, что коррозионное уменьшение сечения арматурного стержня в плотном бетоне, а также в бетоне с силовыми трещинами описываются дробно-линейными моделями. Коррозионный износ арматурных стержней представляется моделью, в которой глубина повреждения (уменьшение диаметра арматуры) нелинейно зависит от времени и параметра, отражающего влияние класса стали и агрессивности среды.

Коррозионный износ арматурных стержней И.Г. Овчинников в [325] описывает моделью, аналогичной модели коррозионного износа бетона, представленного В.М. Бондаренко в работе [52], но со сдвигом во времени начала коррозионного повреждения арматуры t_s , из-за удаления её от поверхности элемента:

$$\delta_s = d_s \cdot \left[1 - \varepsilon^{-\alpha_s(t-t_s)} \right], \quad (6.182)$$

где α_s – параметр скорости коррозионного повреждения арматуры, зависящий от класса стали и активности агрессора; t_s – время начала повреждения арматуры; d – диаметр арматурного стержня.

В работе [325] отмечается, что условием безопасной работы железобетонных конструкций, с учётом коррозионного поражения арматуры является выражение:

$$[a] \geq a_{ж} \cdot \gamma_{c,2}, \quad (6.183)$$

где $[a]$ – допустимое значение глубины коррозии арматуры в пределах границ безопасности, мм; $a_{ж}$ – характеристическое значение глубины коррозии арматуры; $\gamma_{c,2}$ – коэффициент надежности (безопасности).

Модель коррозионного разрушения арматурных стержней в бетоне в виде инкубационного периода t_{inc} , в течение которого концентрация хлоридов изменяется от начального значения до критического, и стадии интенсивной коррозии, чаще всего имеющий локальный характер, представлена в [345]:

$$\delta = \begin{cases} 0, & t < t_{inc}, \quad C < C_{кр}; \\ \delta(t), & t \geq t_{inc}, \quad C \geq C_{кр}. \end{cases} \quad (6.184)$$

Модель коррозионного износа арматуры после достижения критической концентрации хлоридов на поверхности арматуры (за время t_{inc}) в виде равномерного по периметру износа имеет вид [97, 316]:

$$\delta = \begin{cases} 0, & t \leq t_{inc} \\ \frac{\delta_0(t-t_{inc})}{(t-t_{inc})+T}, & t > t_{inc} \end{cases} \quad \text{либо} \quad \delta = \begin{cases} 0, & t \leq t_{inc}; \\ k(t-t_{inc}), & t > t_{inc}, \end{cases} \quad (6.185)$$

где δ – глубина коррозии; t – время; t_{inc} – инкубационный период, то есть время достижения концентрацией хлоридов в зоне расположения арматуры критического уровня; δ_0 , T , k – коэффициенты.

Феноменологическая модель коррозионной поврежденности стальной арматуры в условиях воздействия сульфат-ионов, а также от совместного воздействия хлоридсодержащих сред и карбонизации принимается в виде [97, 316]:

$$\delta = \begin{cases} 0, & t \leq t_{inc}; \\ \alpha(t-t_{inc})^\beta, & t > t_{inc}, \end{cases} \quad (6.186)$$

где δ – глубина коррозии арматуры; t_{inc} – инкубационный период в виде достижения концентрацией хлорид и сульфат-ионов в зоне расположения арматуры критического значения; α , β – коэффициенты моделей.

Для сульфатсодержащей среды инкубационный период составляет время, за которое происходит нейтрализация защитного слоя бетона при действии сернистого газа или достижение концентрацией сульфат-ионов в зоне расположения арматуры критического значения [325].

Модель коррозионного поражения арматуры принимается с учётом трёх видов коррозионного поражения арматуры в бетоне: равномерного, локального по хорде и локального серповидного [232, 316, 325]. Влияние коррозии выражается в уменьшении рабочей площади стержня: равномерном при карбонизации и неравномерном при хлоридной коррозии. Хлоридсодержащая среда из-за образования питтингов на арматуре в большей степени характеризуется локальным серповидным или по хорде коррозионным износом, чем сульфатсодержащая.

Модели коррозионного износа арматурного стержня по площади поперечного износа с учётом трёх видов коррозионного поражения и инкубационного периода представлены в виде следующих математических зависимостей [316, 325]:

при равномерном коррозионном износе арматурного стержня:

$$A(t) = \begin{cases} \frac{\pi}{4} \cdot d_0^2, & t \leq t_{inc}, \\ \frac{\pi}{4} \cdot (d_0 - 2\delta(t))^2, & t > t_{inc}, \\ 0, & t \gg t_{inc}, \end{cases} \quad (6.187)$$

при локальном коррозионном износе по хорде арматурного стержня:

$$A(t) = \begin{cases} \frac{\pi}{4} \cdot d_0^2, & t \leq t_{inc}, \\ \frac{\pi}{4} \cdot d_0^2 - \frac{d_0^2}{8} \cdot (\alpha - \sin \alpha), & t > t_{inc}, \\ 0, & t \gg t_{inc}, \end{cases} \quad (6.188)$$

где $\alpha = 2 \arccos \left(1 - \frac{2\delta(t)}{d_0} \right)$; d_0 – номинальный диаметр арматуры; δ – толщина прокоррозившего металла; t – время;

при локальном серповидном коррозионном износе арматурного стержня:

$$A(t) = \begin{cases} \frac{\pi}{4} \cdot d_0^2, & t \leq t_{inc}, \\ \frac{\pi}{4} \cdot d_0^2 - \frac{d_0^2}{8} \cdot (\alpha - \sin \alpha) + \frac{(d_0 - \delta(t))^2}{2} \left(\frac{\alpha}{2} - \sin \frac{\alpha}{2} \right), & t > t_{inc}, \\ 0, & t \gg t_{inc}, \end{cases} \quad (6.189)$$

где $\alpha = 4 \arccos \left(1 - \frac{\delta(t)}{d_0} \right)$, $\alpha = 2\beta$.

В соответствии с данными деградации для стальной арматуры, полученными в [587, 589] установлена зависимость уменьшения площади поперечного сечения арматуры [325]:

$$A_s(t) = \frac{N_s \pi [\varnothing_0 - nX_c(t - t_0)]^2}{4}, \quad (6.190)$$

где N_s – число арматурных стержней; \varnothing_0 – первоначальный диаметр арматурных стержней; n – коэффициент, который учитывает возможность одностороннего или двустороннего коррозионного износа; $X_c(t - t_0)$ – глубина коррозии арматуры; t_0 – инкубационный период (т.е. время, необходимое для того, чтобы агрессивные вещества, могли достичь арматурных стержней).

Значение X_c определяется с учётом скорости коррозии $v_c = d(X_c)/dt$, зависящей от условий внешней среды (относительной влажности, температуры, и т.д.), типа химико-физической коррозии (например, карбонизации, хлоридной коррозии, сульфатной коррозии), характеристик бетона, стали и раскрытия трещин. Однако предложенная модель предполагает абсолютное сцепление арматуры с бетоном, даже при вызванном коррозией уменьшении площади арматуры $A_s t$.

Модели коррозионного износа ненапряжённой арматуры в бетоне представлены в табл.6.14.

Таблица 6.14
Феноменологические модели коррозионного износа ненапряжённой арматуры в бетоне

№ п/п	Автор	Математическая модель	Параметры модели	Краткие пояснения параметров модели
1	2	3	4	5
1	И.Г. Овчинников [334]	$L_s = Q\sqrt{Bt}$	Q, B	L_s – глубина коррозии арматуры; Q – константа; B – коэффициент характеризует коррозионное сопротивление материала определяется по экспериментальным данным. Коэффициент B изменяется от $0,4592 \cdot 10^{-3}$ мм ² /год до $22,37$ мм ² /год трещин в бетоне
2	Н.А. Моцанский Е.А. Пучина [280]	$L_s = L_0 \left(1 - e^{-t/T} \right)$	T	T – 60 суток
3	В.Ю. Сетков И.С. Шибанова [469, 470, 473]	$L_s(t) = \frac{K}{\ln t}$	K	K – эмпирический коэффициент, зависящий от агрессивности среды
4	И.Г. Овчинников [340]	$\frac{dL_s}{dt} = KL_0(b - L_0)$	K, L_0, b	K, L_0, b – константы
5	А.Ф. Полак [411]	$\frac{dL_s}{dt} = KL_0$	K, L_0	K, L_0 – константы
6	Л.М. Пухонто [437]	$\frac{dL_s}{dt} = f(\sigma) L_s K K^*$	$f(\sigma), K, K^*$	$f(\sigma) = 1-2$, σ – линейная функция величины внутренних напряжений. K, K^* – эмпирические коэффициенты. Модель учитывает равномерный коррозионный износ арматуры в бетоне в условиях приложения малоцикловой нагрузки
7	Г.П. Вербецкий [85] В.Я. Шаповалова [537]	$L_s(t) = Kt^\alpha$	α, K	α – коэффициент агрессивности среды к определенному классу арматуры $0 < \alpha < 1$; K – коэффициент зависит от ширины раскрытия трещин

Арматурные стали в условиях отсутствия коррозионной среды деформируются не линейно, практически одинаково сопротивляясь растяжению и сжатию [149, 227, 455] И.Г. Овчинниковым, Р.Б. Гарибовым, Р.Р. Инамовым на основании результатов работ [31, 92, 377] в качестве модели деформирования ненапрягаемой арматуры принимается зависимость [325]:

$$\sigma = A_s \varepsilon^m \quad (6.191)$$

либо
$$\sigma = A_s \varepsilon - B_s \varepsilon^3 \quad (6.192)$$

где A_s, B_s, m – коэффициенты модели, определяемые из условия наилучшей аппроксимации экспериментальных кривых одноосного деформирования арматурной стали.

$$\sigma = A_s \varepsilon^m - B_s \varepsilon^3, \quad (6.193)$$

где A_s, B_s – коэффициенты модели, определяемые из условия наилучшей аппроксимации экспериментальной кривой деформирования

Анализ экспериментальных данных показывает отсутствие изменения механических характеристик арматурной стали от воздействия среды [325]. Поэтому коэффициенты A_s, B_s принимают постоянные значения.

Модели силового сопротивления арматуры в бетоне приведены в табл. 6.15.

Современный уровень знаний и техники контроля состояния арматуры не позволяют в расчётах долговечности конструкций учитывать потерю сцепления арматуры с бетоном. Это приводит к не рассмотрению оценки технического состояния конструкции с коррозионными повреждениями на стадии эксплуатации. Поэтому возникновение процессов коррозии арматуры или нарушение сцепления арматуры с бетоном рассматривается как отказ конструкции [120].

Несмотря на имеющиеся модели коррозии арматуры в плотном бетоне, существующие методы прогнозирования не отражают реальной долговечности конструкции, продолжающей работать с корродирующей арматурой до момента наступления предельного состояния по одному из параметров [95]. Предел долговечности железобетонных конструкций рассматривается в виде начала процесса коррозии арматуры или нарушения её сцепления с бетоном. Поэтому эффективная и безаварийная эксплуатация железобетонных конструкций в ряде сред может быть достигнута, только за счёт повышения способности бетона длительно защищать арматуру, так как скорость коррозионного процесса на арматуре определяется изолирующей способностью защитного слоя бетона, зависящей как от его плотности и толщины, так и от химического состава цемента.

Таблица 6.15

Феноменологические модели силового сопротивления арматуры в бетоне

№ п/п	Автор	Математическая модель	Параметры модели	Краткие пояснения параметров модели
1	2	3	4	5
1	И.Г. Овчинников [334]	$\sigma_s = \alpha \varepsilon^\beta$	α, β	σ_s – напряжение в арматуре в пределах стадии упруго-пластических деформаций; α, β – коэффициенты, определяемые из условий наилучшей аппроксимации кривых одноосного деформирования образцов
3	А.И. Полеско [425, 426]	$\sigma_s = R_s \left[1 + 0,01 \left(\frac{E_s \varepsilon_s}{R_s} - 1 \right) \right]$	R_s, E_s	σ_s – напряжение в арматуре в пределах стадии упруго-пластических деформаций
2	И.Г. Овчинников [334]	$\sigma_s = \alpha \varepsilon^\beta \xi(\psi)$	$\xi(\psi), \alpha, \beta$	$\xi(\psi)$ – функция влияния, отражающая степень деградации механических свойств арматуры при воздействии хлоридами. В качестве функции $\xi(\psi)$ могут приниматься следующие зависимости: $\xi = 1 - \alpha(1 - \psi)$; $\xi(\psi) = \Psi^\alpha$, $\xi = \exp[\alpha(\psi - 1)]$ α, β – коэффициенты

6.2.4.3. Модели образования продольных трещин в защитном слое бетона

Эффективная работа стальной арматуры и бетона в железобетонных элементах возможна только при наличии надежного сцепления между ними. Сцепление арматуры и бетона определяет:

- перераспределение усилий с арматуры на бетон;
- передачу усилий обжатия от напрягаемой арматуры на бетон;
- деформационные свойства железобетона;
- процесс трещинообразования в железобетонных элементах, то есть ширину раскрытия и шаг трещин.

Проблеме разработки теории сцепления арматуры с бетоном посвящены работы в нашей стране [310, 311, 517], за рубежом [611, 631]. Разработано несколько вариантов закона сцепления (рис. 6.9): 1 – упругий, 2 – степенной, 3 – нормальный и 4 – упруго-пластический.

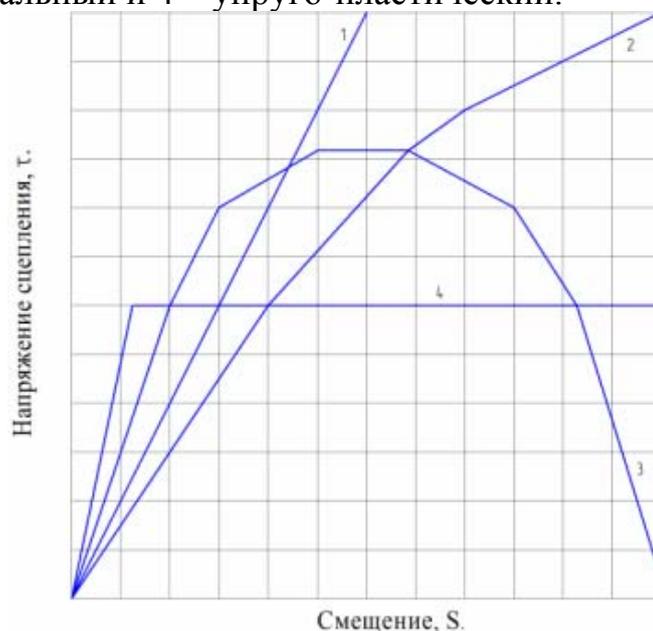


Рис. 6.9. Разработанные законы сцепления

В качестве основного закона сцепления в настоящее время принят нормальный закон сцепления, в основе которого лежит исходная гипотеза единой связи между напряжениями сцепления и смещениями между арматурой и бетоном (рис. 6.10) [523].

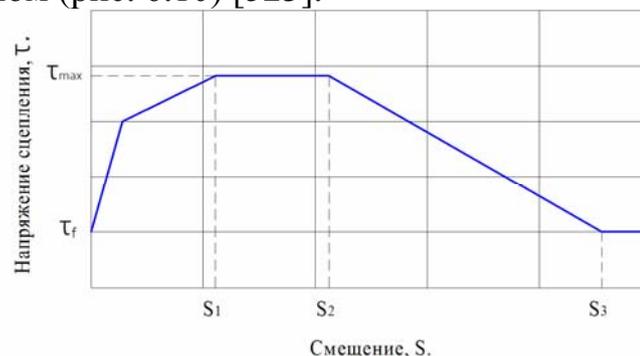


Рис. 6.10. Диаграмма напряжений при выдёргивании в зависимости от смещения

Нормальный закон сцепления арматуры с бетоном характеризуется следующими стадиями:

- зависимость между напряжениями сцепления и смещениями описывается нелинейным выражением: $\tau = \tau_{\max} (S/S_1)^\alpha$, для $0 \leq S \leq S_1$. Стадия характеризуется началом микроразрушения бетона и образованием трещин;

- напряжение сцепления при увеличивающемся смещении постоянно и равно прочности сцепления: $\tau = \tau_{\max}$ для $S_1 \leq S \leq S_2$. Стадия характеризуется началом срезки бетона между выступами арматуры;

- сцепление уменьшается при увеличивающемся смещении: $\tau = \frac{\tau_{\max} (\tau_{\max} - \tau_f)(S - S_2)}{(S_3 - S_2)}$ для $S_2 \leq S \leq S_3$. Стадия характеризуется срезкой

бетона под выступами арматуры;

- сцепление осуществляется только за счет сопротивления трению: $\tau = \tau_f$ для $S_3 < S$. Стадия характеризуется полным разрушением бетона под выступами арматуры

Оценке исследования анкеровки арматуры в бетоне посвящены экспериментальные и теоретические научные работы [21, 228, 281, 504, 518]. Методика расчета базовой длины анкеровки арматуры по отечественным нормам СП 52-101-2003 [491] не отличается от методики расчета по европейскому стандарту Еврокод 2 [167].

Расчёт длины анкеровки растянутой арматуры производится с использованием базовой (основной) длины анкеровки $l_{0,ан}$, обеспечивающей работу арматурного стержня с полным расчётным сопротивлением R_s :

$$l_{0,ан} = \frac{d}{4} \frac{R_s}{R_{bond}}, \quad (6.194)$$

где R_{bond} – расчётное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределённым по длине зоны анкеровки и определяемое из выражения;

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt}, \quad (6.195)$$

где η_1 – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры – гладкой или периодического профиля; η_2 – коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, который для наиболее употребляемых диаметров ($d < 32$ мм) равен 1,0.

Параметр в виде относительной площади смятия поперечных ребер арматуры f_R (критерий Рэма), представляет отношение площади смятия поперечных ребер к площади среза этих же ребер [631, 523]:

$$f_R = \frac{F_c}{\pi \cdot d \cdot t} \quad (6.196)$$

где d – номинальный диаметр стержня; t – расстояние между рёбрами арматуры.

Экспериментальные данные свидетельствуют, что прочность сцепления возрастает при увеличении параметра f_R [228, 610, 631]. На основании экспериментально-теоретических исследований по международной методике испытаний на вытягивание из бетона арматурных стержней РСБ ЕКБ/ФИП/РИЛЕМ [633], установлена математическая зависимость коэффициента η_1 от параметра f_R [523].

Влияние относительной площади смятия поперечных ребер арматуры f_R на поведение сцепления арматуры с бетоном сказывается на [523]:

- одновременном увеличении относительной прочности сцепления, и жесткости сцепления;
- достижении полной несущей способности бетонных консолей между ребрами арматуры при отношении между шагом ребер в свету и высотой ребер $c_1/h \geq 8$;
- на незначительном поведении раскалывания (клиновое действие) бетона параметра f_R в пределах изменения $0,05 < f_R < 0,12$;
- обеспечении условий сцепления для стержневой арматуры периодического профиля диаметром 12-40 мм, при $f_R > 0,056$.

Критерий f_R используется в российских (ГОСТ Р) и зарубежных стандартах (EN 10080), как одна из браковочных характеристик периодического профиля при производстве арматуры. Однако он не вошёл в отечественные нормативные документы по проектированию железобетонных конструкций (СП, СНиП).

В модели деградации сцепления арматуры с бетоном раскалывание бетонной обоймы защитного слоя бетона происходит под действием двух факторов – раскливающего эффекта при выходе профилированного арматурного стержня из бетона и избыточного давления продуктов коррозии металла (оксидные и гидроксидные слои железа), превышающий первоначальный объем металла по разным данным в 2-4 раза [302], в 2-2,5 раза [12] и 2,5–6 раз [496]. При увеличении взаимного смещения арматуры относительно бетона в сечении с трещиной g_L смещений g_{crc} , вызывающих раскалывание бетонной обоймы, ($g_L > g_{crc}$) происходит радиальное раскалывание бетонной обоймы арматурного стержня рис. 6.11.

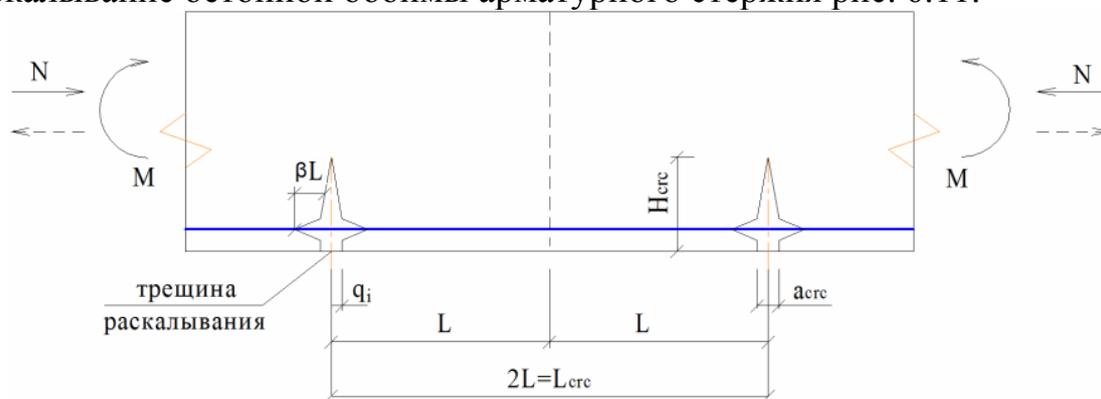


Рис. 6.11. Схема образования трещин раскалывания

При выходе трещины раскалывания на поверхность элемента касательные напряжения между арматурным стержнем и бетонным телом элемента снижаются от 40 % до полной потери сцепления [436, 577]. Параметр β , характеризующий снижение длины активного сцепления между арматурным стержнем и бетоном (рис. 6.11) определяется по формуле [302]:

$$\beta = \left(1 - \frac{g_{crc}}{g_L} \right). \quad (6.197)$$

Образующиеся продукты коррозии арматуры вызывают на поверхности арматурных стержней дополнительные радиальные напряжения, приводящих к снижению предельного смещения арматуры относительно бетона g_{crc} .

В рассматриваемой модели [302] увеличение зоны потери активного сцепления между арматурой и бетоном в результате коррозии арматуры происходит в соответствии с предложением [641]:

$$\beta = \left(1 - \frac{g_{crc}^{corr}}{g_L} \right) = 1 - \frac{g_{crc} - \Delta g}{g_L} = 1 - \frac{g_{crc} - m \cdot \Delta r_s}{g_L}, \quad (6.198)$$

где Δg – дополнительное смещение арматуры относительно бетона за счет коррозии арматуры; Δr_s – глубина коррозии арматуры; m – эмпирический коэффициент.

Разработанная Н.И. Карпенко [190] феноменологическая расчётная модель сцепления арматуры с бетоном, с учётом образующихся трещин в неагрессивных условиях, на примере исследования центрально-армированного цилиндрического бетонного образца стержнем периодического профиля работающего на растяжение, представляется в виде зависимостей, связывающих напряжения в арматуре σ_a и величины τ_K и v_a (поперечные перемещения точек поверхности арматуры) с u_a (перемещения арматуры вдоль своей цилиндрической оси z):

$$\left. \begin{aligned} \tau^K &= \frac{r_a}{2} \cdot \frac{d\sigma_a}{dz} = -\frac{r_a E_a}{2} \cdot \frac{d^2 u_a}{dz^2} \\ v_a &= -\frac{r_a v_a}{E_a} \cdot \frac{du_a}{dz} \end{aligned} \right\}, \quad (6.199)$$

где E_a и v_a – модуль упругости и коэффициент поперечной деформации арматуры.

Расчётная модель сцепления арматуры с бетоном, учитывающая контактные трещины, позволяет с единых позиций определять функции сцепления и депланации бетона вокруг арматуры, необходимые для уточнения ширины раскрытия трещин на поверхности арматуры.

Разработанная Ж.С. Нугужиновым [309] для неагрессивных условий феноменологическая модель определения силы сцепления арматуры для прогнозирования появления новой трещины в растянутой зоне бетона во времени с учётом нелинейного характера распределения нормальных напряжений в бетоне изгибаемой железобетонной балки, с учётом их релаксации в бетоне и в арматуре, включает определяемые расчётные зависимости в виде:

- параметра, характеризующего расположение нейтральной оси;
- нормальных и касательных напряжений в любой точке поперечного сечения;
- длины нормальной трещины с учётом релаксации напряжений в бетоне.

Пирадовым К.А. [391] предложена универсальная методика определения критического коэффициента интенсивности напряжений железобетона K_{IC}^r для всех элементов и схем их нагружения, в случае нарушения сцепления арматуры с бетоном:

$$K_{IC}^r = K_{IC}^b + \Delta K_{IC}^s, \quad (6.200)$$

где K_{IC}^b находится по испытаниям неармированных образцов; ΔK_{IC}^s – слабое, характеризующее сдерживающее влияние арматуры на развитие нормальных трещин в изгибаемых железобетонных элементах, в зависимости от ширины раскрытия трещины и её длины, толщины защитного слоя бетона, напряжения в растянутой арматуре и площади растянутой арматуры.

Модели взаимодействия ненапрягаемой арматуры и бетона представлены П.П. Назаренко, Г.Ф. Мышевым в [289, 295]. Однако, в расчетных моделях при рассмотрении 3 стадии НДС железобетонных элементов не учитывается влияние сцепления бетона с корродирующей арматурой, из-за неучёта работы бетона в растянутой зоне.

Модель деградации сцепления арматуры с бетоном в изгибаемых железобетонных элементах при коррозионных повреждениях арматуры в поперечных расчетных трещинах приведена в [301, 302]. Получены физико-технические факторы, влияющие на остаточный ресурс железобетонных элементов:

- поступление агрессивных сред в раскрытые трещины бетона;
- снижение от 0,4 до нуля полной прочности сцепления остаточных касательных напряжений между арматурой и бетоном в результате коррозии арматуры в поперечных трещинах;
- значения длины коррозионной трещины вдоль защитного слоя бетона, определяемой по формуле $\ell = \beta \cdot L$, где L – половина расчетной

длины железобетонного блока между поперечными трещинами; β – коэффициент, зависящий от глубины коррозии арматуры ($\beta \leq 1$);

• величины критических распорных и касательных напряжений от воздействия продуктов коррозии арматуры, определяемых соответственно

по нелинейной и линейной зависимостям: $\sigma_r = 2 \cdot \left(\frac{a}{d_s} \right)^k \cdot R_{bt}$; $\tau_{\text{сц}} = \frac{\sigma_r}{\text{tg } \theta}$, где

a – толщина защитного слоя бетона; d_s – диаметр растянутой арматуры; k – эмпирический коэффициент; θ – угол наклона трещины сцепления.

Параметры напряжённо-деформированного состояния бетона и арматуры в пределах расчетного железобетонного блока между поперечными трещинами определяют номенклатуру предельных состояний элемента [301]:

• достижение растянутой арматурой в поперечной трещине предела текучести при коррозионном повреждении арматуры;

• исчерпание несущей способности сжатого бетона в сечении с трещиной при коррозионном повреждении бетона;

• чрезмерное раскрытие поперечной трещины;

• отслоение защитного слоя бетона в результате образования коррозионных продольных трещин и потеря сцепления арматуры с бетоном ($\beta = 1$);

• чрезмерный прогиб конструкции.

Обеспечение безопасности конструкции по критерию сохранности арматуры достигается исключением образования коррозионных трещин, ограничением ширины раскрытия расчетных поперечных трещин и назначением определённой толщины защитного слоя бетона контролируемой проницаемости. Исходя из условия безотказной работы арматуры в бетоне эксплуатируемых железобетонных конструкций традиционные расчёты образования и раскрытия поперечных трещин в железобетонных элементах необходимо дополнить расчётом предельной коррозии арматуры, вызывающей нарушение её сцепления с бетоном. Даже если продукты взаимодействия среды с бетоном являются неагрессивными по отношению к арматуре, но вызывают влияние на физико-механические свойства бетона, то необходимо с помощью расчёта сделать оценку сохранности сцепления арматуры с бетоном.

Анализ известных экспериментальных и теоретических исследований показывает, что отсутствие сцепления рабочей арматуры с бетоном снижает прочность и трещиностойкость, увеличивает деформативность железобетонных элементов. Однако количественная оценка влияния нарушения сцепления арматуры с бетоном, из-за коррозии рабочей арматуры, на прочность и деформативность изгибаемых железобетонных элементов до настоящего времени выявлена недостаточно полно, в том числе из-за отсутствия в действующем СНиП 52-01-2003 [479] методики определения

несущей способности и жесткости конструкций с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном. За редким исключением [242–245] практически все экспериментальные данные получены на прямых моделях железобетонных конструкций с искусственно нарушенным сцеплением, не отражающих работу конструкций в ходе эксплуатации. Все прямые модели железобетонных элементов имеют прямоугольное сечение и средний процент армирования. Однако А.Б. Чаганов [524] констатирует, что наибольшее количество зафиксированных дефектов встречаются в железобетонных плитах покрытий и перекрытий, имеющих малый процент армирования.

Васильев А.И. [82] подчёркивает, что точное определение степени коррозии арматуры в бетоне может быть выполнено только на образцах арматурных стержней после их извлечения из железобетонных конструкций. Причиной является незначительное количество сколов бетона и невозможность выполнения точных измерений. Однако, учитывая неравномерность процесса коррозии, для достаточно надёжной оценки результатов экспериментальных исследований в соответствии с требованиями математической статистики [220] необходимо использование не менее 10 образцов. Выходом из этого положения является оценка степени коррозии арматуры по величине раскрытия продольной трещины, вызванной коррозией арматуры, на поверхности защитного слоя бетона.

С помощью геометрической модели образования и развития трещин в защитном слое бетона А.И. Васильевым получена зависимость ширины раскрытия продольной трещины a_T от глубины коррозионного поражения арматуры δ и геометрических характеристик толщины защитного слоя бетона [82]:

$$a_T = \frac{8\delta h}{\ell}, \quad (6.201)$$

где h – модифицированная толщина защитного слоя бетона; δ – глубина коррозионного поражения арматуры; ℓ – длина расчётной модельной балочки.

Теоретические результаты, полученные с помощью математической зависимости (6.201) имеют удовлетворительную сходимость с экспериментальными данными, определяющие влияние ширины раскрытия продольной трещины в защитном слое на коррозионный износ [563].

Расчёт с помощью полученной зависимости для модельных железобетонных образцов с толщиной защитного слоя бетона равной 2,5 см и глубиной коррозии арматуры $\delta = 25$ мкм показывает образование продольной трещины с $a_T = 86$ мкм, что свидетельствует об отсутствии депланации сечения коррозионной трещины, в виду полного нарушения сцепления арматуры с бетоном. Для тяжёлого бетона получена линейная зависимость между раскрытием трещины a_T и коррозией арматуры δ : $\delta = 0,36 a_T$ [82].

Пухонто Л.М. [437] отмечает, что усилие воздействия продуктов коррозии на бетон толщины защитного слоя зависит от площади коррозии арматуры. Сроки трещинообразования соотносятся с длинами дуг секторов коррозии арматурных стержней. Для случая общей коррозии арматуры время до образования коррозионных трещин в защитном слое бетона аппроксимируется зависимостью, основанной на предельно допустимой величине уменьшения радиуса кривизны арматурного стержня при трещинообразовании защитного слоя бетона [437]:

$$t_I = 80 \frac{C}{Dr}, \quad (6.202)$$

где C – толщина защитного слоя бетона, мм; D – диаметр стержня (мм); r – скорость коррозии бетона.

Вопросы моделирования образования коррозионной трещины в защитном слое бетона, вследствие постепенного роста давления продуктов коррозии на арматурных стержнях, рассмотрены в работах И.Г. Овчинникова, Р.Р. Инамова [341, 342, 619]. В принятых исходных расчётных предположениях продукты коррозии, увеличиваясь в объеме, создают в бетоне, считающимся нелинейно-упругим материалом, как растягивающие σ_r , так и сжимающие σ_r напряжения. Диаграмма деформирования $\sigma - \epsilon$ для случаев растяжения и сжатия принимается симметричной, причем $\sigma_b = \sigma_{bt}$, поскольку разрушение происходит от растягивающих напряжений σ_r , возникающих в бетоне на границе с арматурой. Зависимость между интенсивностями напряжений и деформаций имеет вид кубической параболы:

$$\sigma_u = A\epsilon_u^k - B\epsilon_u^n. \quad (6.203)$$

Расчетная схема бетона вокруг арматурного стержня принимается в виде толстостенной трубы, нагруженной равномерно распределенным давлением P от продуктов коррозии арматуры с внутренним радиусом, равным половине диаметра арматуры $d/2$ и наружным, равным толщине защитного слоя бетона h , отсчитываемого от центра тяжести арматурного стержня.

Модель движения трещины в бетоне $x(t)$ от арматуры к поверхности защитного слоя бетона имеет вид:

$$\frac{a^*G}{2} \left(\frac{1}{r^2} + \frac{1}{h^2} \right) + \frac{b^*G^3}{6} \left(\frac{5}{r^6} - \frac{1}{h^6} \right) = \sigma_{bt}, \quad (6.204)$$

где $r = d/2 + x$; a^*, b^* – коэффициенты, соответствующие растягивающим и сжимающим напряжениям в бетоне и в продуктах коррозии стали; G – постоянное интегрирование.

Для случая принятия в качестве расчётной схемы давления продуктов коррозии в виде элементарной полоски толстостенной трубы условие совместности деформаций продуктов коррозии и защитного слоя бетона имеет вид [325]:

$$\frac{\delta(m-1)}{a_z} = \varepsilon_u, \quad (6.205)$$

где δ – закон коррозионного поражения арматуры; m – коэффициент увеличения длины от коррозионного распухания; a_z – толщина защитного слоя, отсчитываемая от наружной поверхности конструкции до поверхности арматуры.

Модель давления продуктов коррозии арматуры с учетом не перемещения наружной поверхности защитного слоя бетона под действием продуктов коррозии и пренебрежением деформациями арматуры имеет вид [325]

$$P = A(\mu) \frac{\delta(m-1)}{a_z} - B(\mu) \frac{\delta^3(m-1)^3}{a_z^3}, \quad (6.206)$$

где $A(\mu)$ и $B(\mu)$ – эмпирические коэффициенты, соответствующие растягивающим напряжениям, определяемые по кривым деформирования образцов исходного бетона при растяжении.

Влияние продуктов коррозии арматуры в поперечных трещинах на характер образования продольных трещин показано в работе [242]. В результате принятого изменения радиального смещения продуктов коррозии по линейному закону вдоль арматурного стержня в зоне влияния поперечной трещины получены радиальное и тангенциальное напряжения в виде соответствующих математических зависимостей:

$$\sigma_r = K\varepsilon + 2G(\varepsilon_r - \varepsilon/3); \quad (6.207)$$

$$\sigma_\varphi = K\varepsilon + 2G(\varepsilon_\varphi - \varepsilon/3); \quad (6.208)$$

где K – коэффициент объёмного расширения бетона; G – модуль сдвига бетона при чистом сдвиге; $\varepsilon = \varepsilon_r + \varepsilon_\varphi$; $\varepsilon_r = \frac{\partial U_r}{\partial r}$; $\varepsilon_\varphi = \frac{U_r}{r}$.

Пахомовой Е.Г., Кретовой В.М., Гордеевым А.В., Маяковым А.С на основании условия $\varepsilon_0(t, t_0) > \varepsilon_{B,t,\mu}$, разработана феноменологическая модель образования коррозионной трещины в бетоне вдоль арматурного стержня в цилиндрической системе координат [364]:

$$\varepsilon_0(t, t_0) = \frac{1}{E_{b,c,r}(v, t)} \cdot [\sigma_0(z, v, t) + \mu\sigma_r(z, v, t)]. \quad (6.209)$$

В результате проведённого исследования сделан вывод о влиянии контактных трещин отрыва и трения при кратковременном действии нагрузок на напряжённо деформированное состояние разных видов арматурных стержней с коррозионными повреждениями. Наиболее опасными растягивающими напряжениями, вызывающими хрупкое разрушение контактного слоя раствора, являются напряжения, возникающие под поперечными выступами независимо от вида арматурных стержней.

Рысевой О.П., Сетковым В.Ю., Шибановой И.С., Дымченко В.Г., Старинской И.С. с помощью результатов натурных обследований строительных несущих железобетонных конструкций на Норильском горно-металлургическом комбинате (НГМК), испытывающих воздействие кислой газовой среды в виде углекислого газа и хлора, получены следующие зависимости кинетики глубины коррозии бетона и арматуры, времени эксплуатации конструкции при образовании продольных трещин в защитном слое бетона [164, 459, 471, 472]:

- глубина разрушения бетона защитного слоя от поверхности в глубь сечения в сборных железобетонных конструкциях до момента времени образования коррозионных трещин:

$$h_p = a \cdot \tau^{0,7} - b \cdot e^{-c/\tau}, \quad (6.210)$$

где h_p – глубина разрушения бетона, мм; τ – время эксплуатации конструкции, годы; a, b, c – эмпирические коэффициенты, зависящие от параметров эксплуатационной среды, материала и способа изготовления конструкций; e – основание натурального логарифма;

- глубина разрушения защитного слоя бетона в монолитных железобетонных конструкциях в момент времени образования коррозионных трещин:

$$h_p = (a_b + d) a \cdot (\tau - \tau_b)^{0,7} - h e^{-c(\tau - \tau_b)}, \quad (6.211)$$

где a_b – толщина защитного слоя, мм; d – диаметр рабочей арматуры, мм; τ_b – момент времени возникновения коррозионных трещин, годы;

- глубина поражения арматуры в результате сплошной коррозии при достижении около арматуры опасных концентраций хлоридов (0,3 % и более массы цемента) в момент образования продольных трещин:

$$\delta = \Delta \left[(\tau - \tau_b) + (\tau_b + \tau_0) e^{\frac{\tau - \tau_0}{\tau_b - \tau_0}} \right], \quad (6.212)$$

где δ – глубина коррозии арматуры, мм; Δ – множитель, зависящий от параметров газовой среды и свойств арматурной стали, для сильно агрессивной среды принимается равным – 0,25; τ_0 – время насыщения

защитного слоя бетона опасными для арматуры концентрациями хлоридов:

$$\tau_0 = \exp\left(142 \ln \frac{\alpha_B}{4,4}\right) \quad (\text{здесь } a_B - \text{толщина защитного слоя}); \quad \tau_b - \text{момент}$$

образования продольных трещин, годы;

- время эксплуатации по фактору допустимого коррозионного поражения арматуры:

$$\tau_s = \frac{\delta}{\Delta} + \tau_b - (\tau_b - \tau_0) \exp\left[\frac{\delta}{\Delta(\tau_0 - \tau_b)}\right], \quad (6.213)$$

где τ_s – время эксплуатации; Δ – скорость коррозии, мм/год; δ – допустимое коррозионное уменьшение диаметра рабочей арматуры.

Однако в полученных моделях не учитываются сравнительные относительные характеристики влияния хлора и углекислого газа на период образования коррозионных трещин.

6.2.4.4. Модели коррозии арматуры в поперечных трещинах

Напряженно-деформированное состояние существенно влияет на скорость проникновения агрессивных веществ в тело бетона. В бетоне сечения с расчётной поперечной трещиной, в связи с повышением сжимающих напряжений по сравнению с центральным сечением, ускоряется процесс коррозии. Локальный максимум потери площади растянутой арматуры наблюдается в нормальной трещине бетона за счет прямого проникновения агрессивных сред.

Изучению коррозии арматуры в расчётных поперечных трещинах железобетонных конструкций посвящены работы С.Н. Алексеева, В.М. Москвина, В. И. Новгородского, Г. П. Вербецкого, Е.А. Гузеева, В.Я. Шаповаловой, В.Н. Мигунова. Анализ проведённых экспериментальных исследований коррозии арматуры в силовых поперечных трещинах бетона показывает незначительное их количество, из-за трудоёмкости исполнения экспериментальных исследований [13, 159, 241, 276, 278]. Ещё в меньшем объёме представлены теоретические исследования [129, 301, 431, 437]. В железобетонных конструкциях с поперечными трещинами в бетоне, коррозионный процесс на арматурном стержне, протекающий по законам коррозии открытой стали, зависит от ширины раскрытия трещин, вида и концентрации агрессивной среды [13, 159, 416, 417].

Модели коррозионного износа арматуры в трещинах бетона, учитывающие уменьшение сечения арматуры с помощью мелко-линейных зависимостей приведены в [85, 425, 426, 431, 537, 558]. Однако, они не дают чёткую количественную оценку предельно допустимого поражения арматуры.

Коррозионное уменьшение сечения арматурного стержня в плотном бетоне, а также в бетоне с силовыми трещинами, по данным Л.Я. Цикермана [522], аппроксимируется выражением:

$$\delta_k = \delta_u \left(1 - e^{-\tau/T} \right), \quad (6.214)$$

или

$$\delta_k = \delta_0 \tau / (T + \tau), \quad (6.215)$$

где δ_k – глубина слоя коррозионного разрушения; τ – время воздействия среды; T – константа.

Вербецкий Г.П. и Шаповалова В.Я. [85, 537] на модели поперечной силовой трещины в железобетонных элементах в газовой среде в лабораторных условиях установили, что коррозионный процесс арматурного стержня протекает по законам коррозии открытой стали с зависимостью глубины коррозии арматуры от времени в виде степенной функции.

Феноменологическая модель глубины коррозии арматуры в трещинах бетона при диффузии агрессивных реагентов через слой продуктов коррозии и их реакцией с поверхностью металла, представляется в виде зависимости [431]:

$$h = \frac{1}{k} + \sqrt{\left(\frac{1}{k}\right)^2 + \frac{2 \cdot b}{k} T}, \quad (6.216)$$

где k – константа реакции коррозии стали; b – коэффициент, зависящий от концентрации агрессивного реагента и ширины раскрытия трещин; T – время.

Для учета снижения сцепления сильно коррозированной арматуры с бетоном рекомендуется вводить понижающие коэффициенты (0,8-0,9).

Потапов Ю.Б., Головинский П.А., Шмелев Г.Д. [431] объясняют замедление скорости развития процесса коррозии арматуры в трещинах бетона влиянием образующихся продуктов коррозии на арматуре, которые не отводятся, а накапливаются на поверхности корродирующей арматуры. Продукты коррозии постепенно затрудняют доступ реагентов к чистой поверхности металла.

Модель образования поперечных трещин в сборно-монолитных железобетонных конструкциях на основе деформационного критерия образования нормальных трещин с учётом действия нагрузок и коррозионных повреждений, разработана Е.Г. Смоляго [475]. В качестве критерия образования поперечных трещин в нормальном сечении принят деформационный критерий достижения крайним волокном бетона растянутой зоны предельной величины относительной деформации.

При разработке модели учитываются следующие допущения:

- влияние сжимающих статических напряжений на проницаемость бетона и соответственно глубину проникновения фронта коррозии;
- проникновение фронта коррозии бетона согласно нелинейных обобщений уравнений кинетики, предложенных В.М. Бондаренко [62]:

$$\frac{d\Delta\delta(t)}{dt} = \alpha [d\Delta\delta(t)]^m, \quad (6.217)$$

где $\Delta\delta(t) = 1 - \frac{d\Delta\delta(t, t_0)}{\delta_{кр}(t_0)}$; $\delta(t, t_0)$ – текущая глубина повреждения;

$\alpha, m, \delta_{кр}$ – параметры кинетики развития повреждений, зависящий от уровня действующих напряжений сжатия;

- повреждение только сжатой зоны тяжёлого бетона;
- коррозионное повреждение арматуры в виде снижения площади её сечения;

$$A_s^* = N_s \cdot \pi \cdot [D_0 - nX_c(t - t_0)]^2 / 4, \quad (6.218)$$

где N_s – количество армирующих стержней; D_0 – начальный диаметр арматуры; n – параметр, учитывающий, на какой части периметра армирующего элемента идет коррозионный процесс; $X_c(t - t_0)$ – глубина коррозионного износа.

- изменение кривизны нормального сечения поврежденного коррозией изгибаемого элемента согласно зависимости:

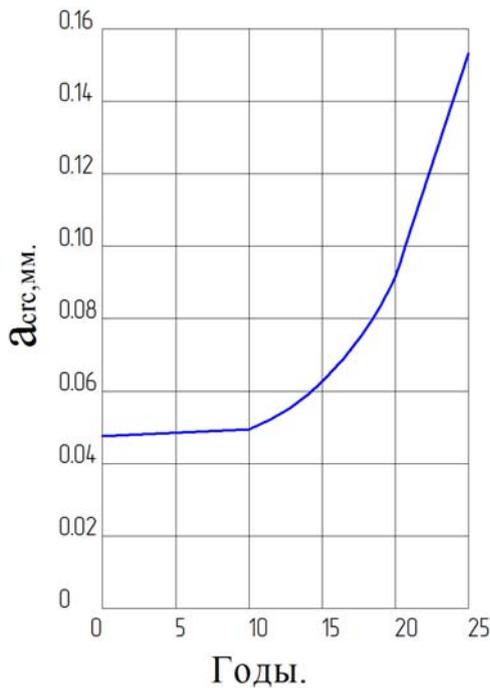
$$\frac{1}{P} = \frac{M}{D^*(\eta, \delta, \alpha)}, \quad (6.219)$$

где D^* – изгибная жесткость поврежденного коррозией нормального сечения.

В результате экспериментальных исследований установлены графические зависимости влияния коррозии арматуры (рис. 6.12, а) и глубины проникновения фронта коррозии сжатой зоны бетона (рис. 6.12, б) на ширину раскрытия нормальных трещин [475].

На основании экспериментальных исследований С.Н. Алексеевым [13] коррозионного износа арматуры ($\varnothing 5$ мм В-I) в железобетонных элементах с помощью эмпирической модели А.И. Попеско [426] исследуется влияние постоянно раскрытых трещин в газоздушных средах при периодическом увлажнении водой. Разработанная А.И. Попеско [425] модель глубины коррозии арматуры 35ГС в бетоне с трещинами фиксированной ширины раскрытия от 0,5 до 1,6 мм определяет влияние хлоридсодержащего раствора с $Cl^- = 0,2$ кг/м³.

а



б

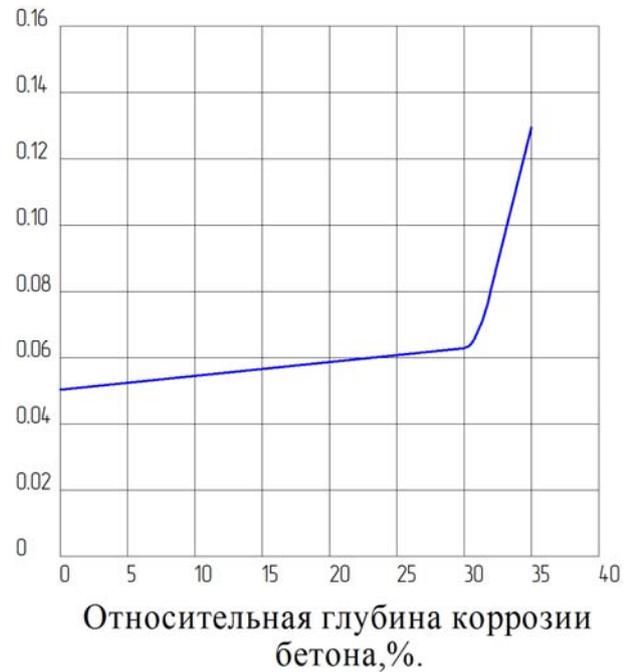


Рис.6.12. а – влияние коррозии арматуры на ширину раскрытия нормальных трещин; б – влияние относительной глубины проникновения фронта коррозии бетона на ширину раскрытия нормальных трещин

Дифференцированный подход к нормированию ширины раскрытия трещин в железобетонных конструкциях в зависимости от их расположения в жидких коррозионных средах заложен в СНиП 2.03.11-85* [477], благодаря результатам экспериментальных исследований В.М. Москвина, С.Н. Алексева, В.И. Новгородского, Г.П. Вербецкого, Е.А. Гузеева [276, 278].

Яковлевым В.В. [558] разработаны модели долговечности обычных железобетонных конструкций в среде кислых газов типа HCl , в том числе с поперечными трещинами.

Модель инкубационного периода коррозии арматуры в бетоне без трещин имеет вид:

$$t_x = \left(\frac{C_{4k} C_{ц} \sqrt{D_4^*}}{44,5 q_1 \sqrt{\Pi \omega}} + 0,635 x_k \sqrt{\frac{\Pi \omega}{D_4^*}} \right)^2, \quad (6.220)$$

где C_{4k} – предельно-допустимое содержание хлорид-ионов $C_{4k} = 0,4\%$ от массы цемента, см. п.5.1); x_k – толщина защитного слоя; $G_{ц}$ – расход вяжущего материала; Π – пористость; ω – коэффициент остаточной пористости; $\Pi \omega$ – объемное влагосодержание образцов; q_1 – поток газа, поглощаемого образцами; D_4^* – эффективный коэффициент диффузии агрессивного вещества в поровой жидкости; β – безразмерный постоянный

коэффициент моделирования, отражающий несоответствие между истинным и эффективным пористыми материалами, по аналогии с [410].

Модель инкубационного периода коррозии арматуры в бетоне с учетом возможного наличия поперечных трещин в защитном слое бетона представляется в виде математической зависимости:

$$t_k = \left(\frac{C_{4k} G_{\Pi}}{44,5 K_T q_1} \sqrt{\frac{D_4^*}{\Pi \omega}} + 0,635 x_k \sqrt{\frac{\Pi \omega}{D_4^*}} \right)^2, \quad (6.221)$$

где t_k – продолжительность сохранения пассивирующего действия бетона по отношению к стали с учётом наличия поперечных трещин в защитном слое бетона; G_{Π} – расход цемента; C_{4k} – концентрация хлорид-ионов; $\Pi \omega$ – объёмное влагосодержание образцов; q_1 – поток газа, поглощаемого образцами; D_4^* – эффективный коэффициент диффузии хлорид-ионов в поровой жидкости;

На основе данных натуральных обследований плит покрытий в железнодорожных зданиях В.П. Чирковым, А.Н. Кардангушевым [534] получена модель изменения относительной площади поперечного сечения арматуры $d=18$ мм в результате её коррозии при раскрытии трещин: поперечных $a_{crc}=0,4$ мм и продольных $a_T=2$ мм:

$$\lambda = \frac{T_k}{\frac{0,019 T_k + 0,24}{100}}, \quad (6.222)$$

где T_k – продолжительность эксплуатации конструкций с момента начала коррозии арматуры, годы; λ – степень коррозии арматуры, измеряется в долях от первоначальной площади поперечного сечения (до начала коррозии) арматуры.

В имеющихся экспериментальных исследованиях коррозия арматуры в поперечных трещинах бетона изучается при конкретных диаметрах с фиксированной степенью агрессивности среды. Для перехода к другим условиям эксплуатации предлагается [86] использовать результаты имеющихся различных лабораторных исследований и полученные в них закономерности.

Все рассмотренные модели коррозии арматуры в поперечных трещинах бетона получены в условиях постоянного их раскрытия. Математические зависимости характеристик коррозионного поражения горячекатаной арматуры класса А-III в поперечных трещинах бетона в зависимости от параметров ступенчато-повторной нагрузки приведены в [246]. Они показывают, что значения коррозионных характеристик арматуры в условиях воздействия переменной нагрузки превышают более, чем в 1,5 раза аналогичные коррозионные характеристики, полученные при постоянных

нагрузках. Одновременно отмечается [127, 242], что при переменном раскрытии трещин в коррозионных средах отсутствует полное закрытие кратковременно раскрытых трещин при снижении нагрузки, из-за влияния продуктов коррозии арматуры.

Гузеев Е.А., Алексеев С.Н., Савицкий Н.В. [120] рекомендуют требования безопасности железобетонных конструкций выполнять с помощью критерия сохранности арматуры, обеспечивающего его выполнение следующими положениями:

- 1) исключением образования коррозионных трещин;
- 2) ограничением ширины раскрытия поперечных трещин;
- 3) назначением необходимой толщины защитного слоя бетона с контролируемой проницаемостью.

6.2.5. Анализ исследований по разработке моделей железобетонных элементов

Основополагающие принципы моделирования сопротивления железобетонных конструкций различным воздействиям на основании положений строительной механики, упругопластического деформирования разносопротивляющихся анизотропных материалов разработаны С.В. Александровским [8]; Т.И. Барановой [33]; В.М. Бондаренко [50]; А.А. Гвоздевым [100]; Ю.П. Гуца [148]; Н.И. Карпенко [190]; И.Г. Овчинниковым, В.В. Петровым [315, 321, 334]; А.М. Подвальным [402, 403]; А.И. Попеско [425]; Л.А. Проккоповичем [435]; Л.М. Пухонто [437]; Б.С. Соколовым [486]; Р.С. Санжаровским [462] и др.

Модели силового сопротивления изгибаемых железобетонных элементов с трещинами, в зависимости от дисперсности распределения и относительных размеров макротрещин, представляется двумя типами моделей с напряженно-деформированным состоянием [302]:

- первый тип модели учитывает наличие системы дисперсных трещин и характеризуются различными параметрами напряженно-деформированного состояния в окрестностях трещин, которые интегрально учитываются;
- второй тип моделей учитывает наличие сравнительно редких трещин, рассматривающихся как локальные нарушения сплошности железобетона и моделирующихся в дискретной форме.

Метод определения прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных элементов основывается на классической теории – методе расчётных сечений [286], основателями которого были А.Ф. Лолейт, А.А. Гвоздев и В.И. Мурашов [100, 226, 286]. Он был принят за основу при разработке действующего метода расчёта по предельным состояниям. При безусловных достоинствах этого метода он не позволяет сделать единообразный расчёт прочности, жёсткости и трещиностойкости железобетонной конструкции, что способствует отсутствию обобщающей унификации в

расчётных предпосылках и методологии решения задач для первой и второй групп предельных состояний [269]. Невозможность стыковки этих подходов происходит из-за отсутствия условий перехода из состояния сплошности к состоянию сечения с трещиной, то есть при переходе в работе железобетонных элементов от стадии Ia к стадии II. Расчёт по двум группам предельных состояний практически игнорирует реальные физические свойства бетона, не учитывает особенности его напряжённно-деформированного состояния и физически адекватные условия перехода из одного состояния в другое.

Интегральная модель средней кривизны участка изгибаемого железобетонного стержня с трещинами выражается зависимостью [285, 286]:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{Z \cdot h_0} \cdot \left(\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{\psi_b}{\nu \cdot E_b \cdot A_b} \right), \quad (6.223)$$

где Z – плечо внутренней пары сил; ψ_b и ψ_s – коэффициенты неравномерности, учитывающие соответственно неупругие деформации сжатого бетона и работу растянутого бетона между трещинами.

Однако, несмотря на существенный вклад в развитие теории железобетона, интегральная модель В.И. Мурашева не является обобщающей, из-за допущения о неизменности количества трещин вплоть до наступления пластических деформаций в арматуре, ограниченности зоны влияния трещины по длине блока и не применимости к задачам раскрытия трещин в неармированных бетонных элементах.

Дальнейшее совершенствование макромасштабных интегральных моделей происходило благодаря введению в разрешающую систему уравнений закона сцепления арматуры с бетоном и нелинейных зависимостей « σ – ε » для бетона и арматуры, что позволяет рассматривать трещинообразование как непрерывный процесс [64]. В соответствии с методом В.М. Бондаренко [64] деформативность железобетонных элементов зависит от интегрального модуля деформации. Интегральный модуль деформации, являясь единой характеристикой расчетного сечения, определяется уровнем, характером действующих усилий и влияет на различные нелинейные процессы деформирования, в том числе и на трещинообразование в бетоне. В то же время зависимость коэффициентов разрешающих уравнений от схем и параметров трещин усложняют интегральные модели нетрещиностойких железобетонных конструкций.

Принципы и методы механики разрушения в расчете железобетонных конструкций начали применяться с конца 80-х годов XX века [83, 89, 211, 233, 373, 398]. Метод расчета изгибаемых железобетонных элементов на основе блочной схемы, рассматривающая изгибаемую балку как совокупность блоков, выделенных из элемента смежными трещинами, приведен в [83, 211, 373]. Блочные модели деформирования бетонных и железобе-

тонных элементов с трещинами приведены в работах [38–42, 68, 69, 74, 282, 283, 369, 592, 620].

В «шарнирных» блоках, выделенных в железобетонной балке прямоугольного сечения в зоне постоянных моментов, граничные нормальные сечения проходят по центру между поперечными трещинами и считаются абсолютно жесткими [282]. Деформированное состояние этого блока характеризуется углом взаимного наклона граничных плоскостей.

Во внецентренно сжатом с переменным по длине эксцентриситетом приложения продольной силы для двух длинных смежных блоков ($L_{crc} > 2h$) методом конечных элементов получены зависимости приращений глубины трещины и максимальных сжимающих напряжений в сечении с трещиной в зависимости от относительного изменения эксцентриситета по длине блока [74].

В блочно-контактных моделях деформирования напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных блоков устанавливается с привлечением заданных распределений касательных напряжений на контакте продольной растянутой арматуры с бетоном [38, 74].

Дальнейшее развитие блочно-контактная модель железобетонных элементов получила при исследовании поведения бетона в окрестностях вершины трещины с помощью использования позиций линейной механики разрушения, когда трещина рассматривается как свободная от напряжений переменная граница тела [373].

Достоинством этой блочно-контактной модели является единая взаимосвязь основных факторов, определяющих жесткость и прочность нетрещиностойких железобетонных элементов. Разработанная методика расчёта позволяет определять параметры раскрытия трещин, напряжения в сжатом бетоне и растянутой арматуре непосредственно в сечении с трещиной, находить шаг поперечных трещин и кривизну элемента на участке с трещинами, а также возможность образования продольных трещин в сжатой зоне бетона.

С помощью блочно-контактных моделей получены следующие результаты [302]:

- установлено, что развитие трещин при действии изгибающих моментов и продольных сил в эксплуатационной стадии происходит при линейной форме распределения нормальных напряжений;
- определена количественная оценка влияния масштабного фактора на трещиностойкость и прочность изгибаемых и внецентренно сжатых элементов,
- получена количественная оценка возможности образования вторичных трещин, в частности, трещин откола сжатой зоны бетона от остальной части элемента.

Образование трещины в растянутой зоне сечения изгибаемого элемента способствует качественному изменению работы самой конструкции:

уменьшению жёсткости сечения с трещиной, нарушению условий равновесия, приводящее к увеличению поперечных смещений за счёт неизменившейся поперечной нагрузки [6].

Высвобождающаяся энергия расходуется на изменение напряженно-деформированного состояния в области сечения с трещиной. При этом уравнение баланса плотности энергии в сечении с трещиной имеет вид:

$$W_b^* + W_s^* + \delta W_{cr} = W_b^d + W_s^d + \Delta W_{cr}^p, \quad (6.224)$$

где W_b^*, W_b^d – плотности энергии деформирования бетона в состоянии предразрушения и в «динамическом» состоянии; W_s^*, W_s^d – соответствующие плотности энергии арматуры; ΔW_{cr}^p – плотность рассеянной энергии деформирования разрушенной части; δW_{cr} – приращение плотности энергии деформирования в сечении с трещиной.

Уравнение баланса плотности энергии является интегральным уравнением, так как δW_{cr} зависит от распределения прогиба балки в «динамическом» состоянии.

В.М. Митасовым, В.В. Адищевым [270] предпринята попытка решения задачи перехода железобетонного сечения из состояния без трещин в состояние с трещиной в растянутой зоне с определением глубины образования трещины, с помощью использования диаграммно-энергетического подхода. Условиями решения задачи являются следующие факторы:

- нелинейность деформирования бетона и дискретность его армирования;
- площадь под графиком диаграммы деформирования материала представляет собой плотность энергии (или удельную энергию) деформирования;
- возможность использования диаграммы деформирования материалов, построенной с учётом энергетического подхода, при построении расчётной эмпирической модели, описывающей процессы деформирования железобетонных конструкций;
- возможность интегрального уравнения баланса плотности энергии деформирования в расчётном сечении определять напряженно-деформированное состояние на любом этапе нагружения – от начала нагружения до разрушения.

В нормативных документах [479, 491, 492] отсутствуют конкретные указания по учету влияния коррозионных повреждений бетона и арматуры на несущую способность железобетонных конструкций.

При разработке методики оценки долговечности строительных конструкций исходными данными являются реальные деформативные и прочностные характеристики материалов конструкций, подвергшихся коррозии. Существующие немногочисленные методы расчета сопротивления железобетонных элементов, поврежденных коррозией, отражают три характерных направления исследований.

Первое направление рассматривает трещиностойкие железобетонные элементы, работающие при относительно низком уровне эксплуатационной нагрузки в существенно агрессивном средовом режиме, с использованием моделей деградации бетона и арматуры [94, 219, 232, 316, 325].

Метод определения ресурса работы железобетонного элемента с помощью применения полувероятностного метода расчета срока службы железобетонных конструкций инженерных сооружений представлен в работах [437, 439, 440]. В расчётах используются численные коэффициенты надежности по сроку службы, назначаемые в зависимости от: формы конструкции, влияния окружающей среды, фронтальности её воздействия, выбранной модели долговечности, глубины коррозионного повреждения бетона и арматуры, толщины защитного слоя, диаметра арматурных стержней, расчетного сопротивления бетона и арматуры, проницаемости бетона, вида цемента и термообработки бетонной смеси.

Комплексная модель деформирования железобетонных элементов, работающих в агрессивных средах, учитывает изменение физических свойств бетонного тела элемента, образование равномерной и питтинговой коррозии, снижение сцепления арматуры с бетоном при образовании продуктов коррозии металла [594]. Изменение деформативности стали в комплексной модели определяется по [618]:

$$\varepsilon_{sR}^{\text{deg}r} = (1 - \alpha_1 \cdot \Delta A_s) \cdot \varepsilon_{sR}, \quad (6.225)$$

где α_1 – эмпирический коэффициент; ΔA_s – снижение площади арматурного стержня.

Однако эта теоретическая модель не рассчитывает остаточный ресурс железобетонной конструкции.

Второе направление рассматривает классические схемы предельных состояний нормальных сечений железобетонных элементов, использующих набор функций деградации отдельных параметров материалов.

Учитывать изменения физических свойств сжатого бетона и арматуры предлагается в комплексном подходе исследования напряженно-деформированного состояния изгибаемого железобетонного элемента [57, 61]. Остаточный ресурс силового сопротивления по несущей способности определяется из уравнения:

$$M_{np}(t) = b \cdot x_0 \cdot R_b \cdot \left(h_0 - \frac{x_0}{2} \right) + b \cdot \Delta x \cdot R_b \cdot \left[h_0 - \left(x_0 + \frac{\Delta x}{2} \right) - \frac{1 - k_1}{3} \cdot b \cdot \delta \cdot R_b \cdot (h_0 - \gamma) \right], \quad (6.226)$$

где Δx – приращение высоты сжатой зоны, связанное с силовой компенсацией за счет модификации эпюры напряжений в сжатом бетоне; γ – орди-

ната центра тяжести поврежденного сечения; δ – глубина нейтрализации; k_1 – численный параметр.

В развитие работ [57, 61] использование модели повреждений бетона [57] позволяет определить зависимость расчета остаточной прочности по нормальному сечению [556, 557]:

$$M = \left[\frac{7}{8} \delta^2 - \frac{2}{3} x_1 \delta + x_1 \left(h_0 - z^* - \frac{1}{2} \cdot x_1 \right) \right] \cdot b \cdot R_b, \quad (6.227)$$

где x_1 – высота сжатой зоны бетона при поврежденной растянутой арматуре.

Результаты исследований сопротивления внецентренно сжатых и изгибаемых железобетонных элементов, испытывающих воздействие агрессивной среды, приведены в [422–424, 427, 428]. Изученные поперечные сечения, состоят из двух бетонов с разными физико-механическими характеристиками: бетона, не подвергшегося влиянию агрессивной среды, и прокорродировавшегося бетона. Суммарные напряжения по нормальному сечению элемента возникают от воздействующей внешней нагрузки, протекающих коррозионных процессов и соответствующей продольной деформации в виде полинома пятой степени.

Глубина проникновения агрессивных ионов в бетоне происходит по законам диффузии [159]. Мерой коррозии арматуры является толщина продуктов коррозии стали [520]. Физико-механические характеристики арматуры предполагаются неизменяющимися.

Напряженно-деформированное состояние железобетонного элемента рассчитывается по условию равновесия для наиболее загруженного сечения элемента: главного вектора сил и главного момента. Предельное состояние элемента определяется как по достижению арматурой предела текучести, так и значения предельно допустимых деформаций бетона крайними сжатыми волокнами бетона.

Характеристики коррозионного поражения крайнего слоя бетона определяется с помощью степенной функции деградации:

$$\delta(t) = K \cdot t^m, \quad (6.228)$$

где δ – глубина нейтрализации бетона; K , m – коэффициенты агрессивности конкретной среды к определенному классу бетона.

$$R_b^{\text{degr}}(t) = R_b \cdot a \cdot t^b, \quad (6.229)$$

где a , b – коэффициенты модели.

Основным ограничением для использования указанных подходов в практику исследований является гипотеза подобия расчетных схем предельного равновесия коррозионно-поврежденных и «здоровых» сечений [302].

Третье направление представляет моделирование бетона, стержневой арматуры и их контактного взаимодействия, в том числе, после образования трещин в растянутых зонах бетона с помощью конечно-элементных программных комплексов промышленного типа [603] и [575, 581, 649]. Достоинством этого направления является возможность значительного выбора вида и режима агрессивного воздействия среды с помощью применения соответствующих эмпирических моделей деградации бетона, арматуры и сцепления арматуры с бетоном с возможной оценкой ресурса конструкции. Однако получаемые решения предъявляют повышенные требования как к моделям деформирования, так и к входным данным. В то же время направления исследований не рассматривают историю нагружения расчетного элемента и условия его работы, оказывающие существенное влияние на достижение предельного состояния, так как в основе определения предельного состояния находится классический принцип Лолейта [226]. Поэтому исследования долговечности железобетонных элементов с трещинами более эффективно проводить с позиций механики разрушения.

Диахронная модель деформирования изгибаемых коррозионно-поврежденных железобетонных элементов, разработанная на основе блочно-контактных моделей, с поперечными трещинами, позволяет определить параметры эксплуатационных и предельных напряженно-деформированных состояний железобетонных элементов при силовых и коррозионных воздействиях [37, 303, 304]. Она количественно оценивает влияние неравномерности повреждений как по длине железобетонного блока, так и в сечениях с поперечными трещинами.

В основу инженерно-ориентированной модели положен дискретный подход к моделированию макротрещин. Предполагаемое образование и развитие нормальных трещин в растянутой зоне бетона позволяет рассматривать изгибаемый элемент, как систему деформирующихся блоков. Блоки разделены равностоящими трещинами и взаимодействуют между собой по сохраняющему сплошность бетону в сжатой зоне, а также по сжатой и растянутой стержневой арматуре.

Диахронная модель деформирования по характеру и интенсивности деградационного воздействия окружающей среды определяет проектный ресурс вновь возводимых и остаточный ресурс эксплуатируемых изгибаемых железобетонных конструкций по наступлению следующих предельных состояний:

- достижение растянутой арматурой в трещине предела текучести по условию $\varepsilon_s = \varepsilon_{s,el}$, при коррозионном повреждении арматуры;
- исчерпание несущей способности сжатого бетона в сечении с трещиной при коррозионном повреждении бетона;
- нарушение сцепления с продергиванием растянутой арматуры;

- образование вторичных трещин откола сжатой зоны бетона, исходящих из вершины нормальной трещины;
- чрезмерность прогибов f ;
- чрезмерность раскрытия трещин a_{cre} .

Расчётными параметрами влияния агрессивной среды на железобетонные конструкции по результатам исследований В.М. Москвина, С.Н. Алексеева, Е.А. Гузеева, Ф.И. Иванова, Л.М. Пухонто, В.О. Алмазова, В.Ш. Барбакадзе являются [15, 34, 159, 276, 437]:

- скорость проникания агрессивной среды в тело бетона;
- глубина нейтрализации бетона агрессивным веществом, изменяющим физико-механические свойства бетона и характеристики его защитных функций по отношению к арматуре;
- глубина разрушения бетона, определяющая уменьшение поперечного сечения конструкции.

Разработанная Е.А. Гузеевым [127] методика проектирования первичной защиты от коррозии с учетом срока службы (до ремонта) железобетонной конструкции основана на следующих положениях:

- на оценке несущей способности конструкции с учетом кинетики коррозионных процессов в бетоне;
- предельной деформативности бетона в наиболее напряженных фибровых слоях;
- сохранности арматурной стали в бетоне.

При этом критериями прогнозирования срока службы железобетонных конструкций в коррозионных средах являются:

- несущая способность по нормальному и наклонному сечению с учетом кинетики коррозионных процессов в бетоне;
- предельная деформативность в наиболее напряженном слое бетона (с учётом ползучести) по высоте сечения с предельными величинами кривизны продольной оси прогибами элемента;
- условие обеспечения сохранности арматуры в бетоне, определяющее расчет проницаемости и накопление агрессивных веществ под защитным слоем бетона (или в трещине), вызывающих развитие электрохимических процессов и потерю прочности бетона защитного слоя.

Метод расчёта долговечности железобетонных конструкций с учётом кинетики коррозионных процессов состоит из ряда последовательно выполняемых операций [127]:

- определение главного фактора коррозионного процесса в зависимости от вида среды и её концентрации, нагрузки и срока её службы;
- расчёт глубины проникания в бетон агрессивных веществ по ведущему фактору коррозионного процесса за заданный срок службы конструкции;
- определение глубины разрушения бетона;

- подбор геометрических размеров сечения, характера армирования и толщины защитного слоя с учётом изменения свойств бетона от действия агрессивной среды;

- определение послойной прочности бетона и приведённой прочности для всего сечения или его части;

- вычисление характеристик прочности и деформативности бетона, с учётом приращения предельного уровня напряжений вследствие коррозии;

- расчёт прочности, трещиностойкости, ширины раскрытия трещин и деформаций.

Метод проектирования первичной защиты железобетонных элементов с известными размерами сечений и на заданные сроки службы (до ремонта) на воздействие силовых факторов и коррозионных сред включает следующие операции [127]:

- выбор вида вяжущего по химическому (минералогическому) составу: портландцемент, силикат натрия, полимеры и т.д.);

- выбор характеристик проницаемости бетона для агрессивных веществ ($P_{скв}$, V/C , $D_{эф}$);

- определение прочностных и деформативных свойств бетона в слоях и по сечению элемента,

- определение состояния арматурной стали в бетоне по глубине проникания агрессивных веществ, трещиностойкости сечений и раскрытия трещин;

- определение полных деформаций на крайних гранях в сечениях и прогибов элементов под нагрузкой заданного уровня;

- определение прочности нормальных и наклонных сечений элемента;

- оценку соответствия результатов расчета требованиям задания на проектирование.

Однако, разработанная методика расчёта предполагает и следующие ограничения:

- постоянную концентрацию агрессивных веществ во времени;

- интенсификацию коррозионных процессов в сечении бетона при увеличении концентрации;

- условное деление бетонного сечения железобетонного элемента на слои толщиной 1-3 см (порядка 20), различающиеся по прочностным и деформативным свойствам;

- рассмотрение предельного условия при расчёте прочности сечений нормальных к продольной оси элемента в предположении, что сопротивление бетона сжатию равномерно распределяется по высоте сжатой зоны;

- расчёт интегральной деформации, определяемой по суммарной величине напряжений в слоях бетона от нагрузки по соответствующим продольным деформациям и модулю деформации бетона, с учётом взаимодействия слоёв и перераспределения напряжений по сечению.

Зависимость кривизны продольной оси в условиях эпизодического действия растворов солей и кислот и кратковременного нагружения в зависимости от свойств бетона и характеристик сечения элемента имеет вид [127]:

$$\frac{1}{\rho_j} = \frac{M \cdot c}{k_n \cdot E(\tau_j) \cdot J(\tau_j)}, \quad (6.230)$$

где $1/\rho_j$ – кривизна продольной оси элемента в рассматриваемый период времени τ_j ; M – момент от внешней нагрузки; c – коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона; k_n – коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона; $E(\tau)$ – модуль упругости бетона в период времени τ_j ; $J(\tau_j)$; J – момент инерции сечения в период времени τ_j .

Деформации железобетонных конструкций повышенной стойкости, имеющих трещины в растянутой части сечения, в условиях коррозионных сред вычисляются по формуле, параметры которой учитывают изменение свойств бетона:

$$\frac{1}{\rho_j} = \frac{M_3}{h_0 Z_1(\tau_j)} \left[\frac{\psi_a(\tau_j)}{E_a \cdot F_a} + \frac{\psi_\delta}{b \cdot h_0 \cdot \xi(\tau_j) \cdot E_\delta(\tau_j) \cdot \nu_\delta^c} \right] - \frac{N_c \cdot \psi_a(\tau_j)}{h_0 \cdot E_a \cdot F_a}, \quad (6.231)$$

где $Z_1(\tau_j) = h_0 [1 - 0,05 \xi(\tau_j)]$; $\psi_a(\tau_j) = 1,25 - s \cdot m(\tau_j) - \Delta m(\tau_j)$;

$$m(\tau_j) = \frac{R_p(\tau_j) \cdot \bar{W}_0 \cdot \gamma_c}{M \pm [N_a \pm N_a^c(\tau_j)](e_a + r_a^\delta)} < 1; \quad \xi(\tau_j) = \frac{1}{B + \frac{0,1 + 5 \cdot Z}{10 \cdot \mu \cdot n}};$$

$$B = 2,25 - \nu_\delta^c; \quad Z = \frac{M_3}{b \cdot h_0^2 \cdot R_{np}(\tau_j)}.$$

Здесь M_3 , N_c – силовые факторы: момент внешних сил и продольная сила (усилие предварительного обжатия); $Z(\tau_j)$ – расстояние между равнодействующими усилий в бетоне сжатой части сечения и растянутой арматуре; $\psi_a(\tau_j)$ – параметр, учитывающий работу растянутого бетона на участках между трещинами; s – коэффициент, учитывающий режим нагрузки и среды; ψ_δ – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций крайнего сжатого слоя бетона сечения; $\xi(\tau_j)$ – относительная высота сжатой части сечения с трещиной; ν_δ^c – параметр, характеризующий упругопластические свойства бетона сжатой части сечения.

На основании экспериментально-теоретических исследований Е.А. Гужевым [117, 123, 128–132, 276, 460] разработана теория послойного изме-

нения прочностных и деформативных свойств бетона в сечениях железобетонных элементов для построения расчётной модели напряженно-деформированного состояния конструкций в коррозионных средах сульфатных растворов (сернокислого натрия) и агрессивного выщелачивания, учитывающая изменение свойств бетона и перераспределение внутренних усилий в сечении. За фактический показатель степени агрессивности среды Е.А. Гузеев принимает нормируемое понижение несущей способности железобетонных элементов за нормативный срок 50 лет от начальной несущей способности. Расчёт долговечности предусматривает шаговый способ задания времени dt и проверку выполнения указанных критериев в момент времени t . Время t принимается за прогнозируемый срок службы при нарушении хотя бы одного критерия в этот период.

Обеспечение необходимой долговечности железобетонных конструкций, согласно Е.А. Гузеева, С.Н. Алексеева и Н.В. Савицкого в [120], должно происходить на трёх уровнях проектирования:

- на первом теоретическом уровне с помощью математических моделей массопереноса происходит расчёт коррозионных полей;
- на втором инженерном уровне с помощью функции условий работы связывается изменение свойств конструкций во времени (прочность, деформативность, трещиностойкость) с технологическими параметрами бетона и интенсивностью внешних воздействий;
- на третьем рецептурном уровне с помощью нормативных конструктивных (толщина защитного слоя бетона, допустимая ширина раскрытия трещин) и технологических параметров (вид вяжущего, характеристика проницаемости и т.д.) исключается возникновение процесса коррозии арматуры для соответствующей степени агрессивности среды.

При наличии процесса коррозии арматуры после трёх уровней проектирования первичной защиты назначается вторичная защита.

Гузеевым Е.А., Алексеевым С.Н., Савицким Н.В. [120] отмечается существование двух направлений в построении методов расчёта напряжённо-деформированного состояния железобетонных элементов в специфических условиях воздействия внешних активных сред и силовой нагрузки.

Первое направление характеризуется широким использованием эмпирических зависимостей, полученных с помощью обобщения результатов многочисленных испытаний железобетонных элементов, с учётом принятия свойств бетона однородными по сечению. Он используется в СНиП 2.03.01-84 [484], а затем и в СНиП 52-01-2003 [479]. Однако такой подход не применим к бетону в условиях сульфатной коррозии, где слои бетона различаются не только прочностью и упругопластическими свойствами, но и предельной деформативностью.

Второе направление рассматривает деформационную теорию расчёта, в которой применяются результаты испытаний простейших образцов бетона

и арматуры (уравнения механического состояния материалов) и модельные представления железобетонных элементов. При этом объём экспериментальных испытаний намного уменьшается.

Аванесов М.П., Бондаренко В.М., Римшин В.И. [2] отмечают, что для бетонов и арматурной стали в условиях одноосного напряженного состояния характерна нелинейная связь между напряжениями и деформациями. Указанная нелинейность проявляется на всех уровнях напряженного состояния бетонных образцов, но резкое проявление нелинейности деформирования материалов связано с возникновением и развитием в теле бетона пластических деформаций. На это обращает внимание и О.Я. Берг, подчёркивая, что началом развития пластических деформаций является граница образования микротрещин в бетоне [44].

Негативное влияние агрессивных воздействий на железобетонный элемент определяется моделированием изменения характеристик бетона и арматуры. В общем случае деградация бетона и сечения элемента моделируется выделением зон с различными физико-механическими свойствами [302]:

- полностью разрушенного бетона, уменьшающего начальные габариты сечения;
- промежуточного слоя частично поврежденного бетона, в пределах которого деформационные и прочностные характеристики изменяются от нуля до номинального значения;
- неповрежденного бетона, сохранившего номинальные характеристики.

В переходном слое бетона трансформируется исходная диаграмма деформирования сжатого бетона за счёт изменения начального модуля деформации E_b , прочности R_b , R_{bt} и характеристик деформирования ϵ_R и ϵ_{bul} , (рис 6.13 и рис 6.14) [302].

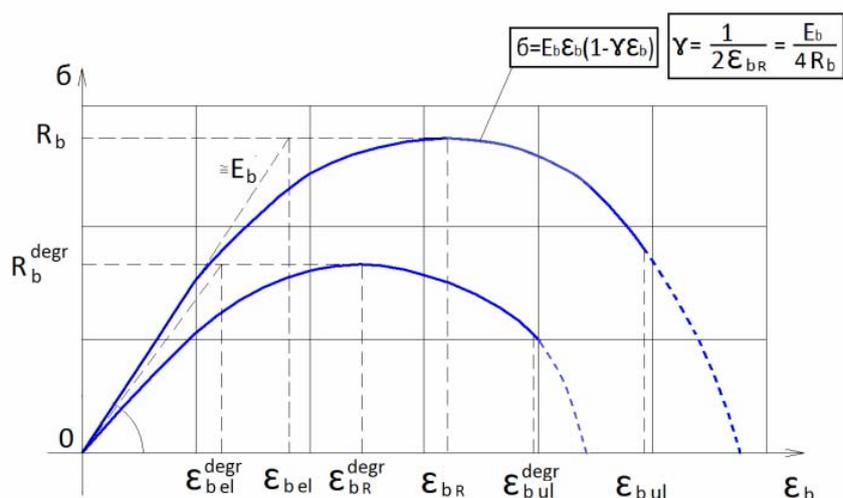


Рис. 6.13. Модификация диаграммы деформирования бетона при сжатии и исходная диаграмма деформирования растянутого бетона

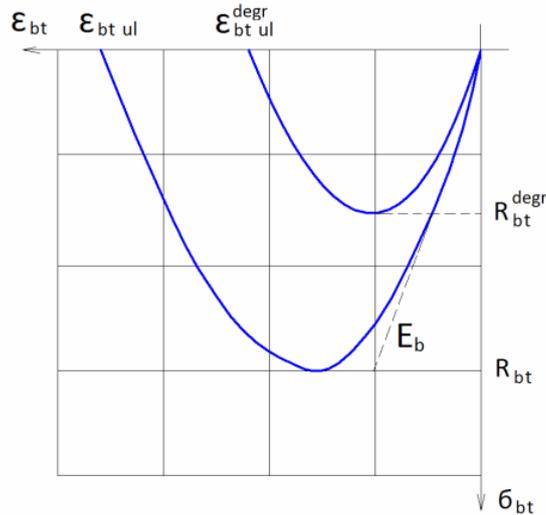


Рис. 6.14. Модификация диаграммы деформирования бетона при растяжении

Деградация арматуры моделируется снижением модуля упругости стали и площади сечения растянутых и сжатых стержней [302].

В армированных бетонных конструкциях процесс разрушения рассматривается как процесс накопления повреждений, приводящий к снижению несущей способности и повышению деформативности и сокращению срока службы.

Теория расчёта ресурса железобетонных конструкций, испытывающих воздействие агрессивных сред, согласно [529], основывается на физических процессах, отражающих постепенное накопление повреждений в эксплуатируемой конструкции.

Чирков В.П., Кардангушев А.Н. [533] констатируют, что с учётом накопившихся повреждений железобетонная конструкция выходит из строя по признакам:

- выносливости;
- истощения прочности при переменном замораживании и оттаивания;
- температурного изменения среды эксплуатации;
- коррозии арматуры и бетона;
- развития остаточных деформаций и прогибов.

В модели долговечности железобетонных конструкций В.П. Чирковым и А.Н. Кардангушевым [534] определяется суммированное количество накопленных повреждений D на арматуре под воздействием эксплуатационных факторов:

$$D = D_{j-1} + \frac{\rho_{cor,j} \cdot t}{1 - \frac{s}{R_s} \cdot \eta_0}, \quad (6.232)$$

где $t_{l-1} \leq t \leq t_j$; $l=1,2...m$; D_{j-1} – накопленная мера повреждений во времени $t = t_{j-1}$

Мера деструкции одновременно учитывает величину внешних напряжений и изменение прочностных и деформативных свойств арматуры во времени. За меру накапливаемых повреждений D принимается снижение площади сечения арматуры, из-за коррозии при напряжении S в арматуре. Расчётной феноменологической моделью скорости нарастания меры накапливаемых повреждений является зависимость:

$$D = \frac{\rho_{cor,j}}{1 - \frac{S}{R_S} \eta_0}, \quad (6.233)$$

где $\rho_{cor,j}$ – скорость коррозии арматуры в j -интервале, η_0 – соотношение плеч внутренней пары сил: $\eta_0=0,95$ для прямоугольного сечения).

Модель снижения несущей способности при длительном нагружении с учетом деградации характеристик прокорродировавших слоёв в жидких и газоздушных агрессивных средах на основе численного эксперимента с использованием равновесия усилий и моментов для наиболее загруженного сечения представлена в работах А.И. Попеско [425, 426].

Разработанная модель оценивает несущую неспособность внецентренно сжатых железобетонных элементов, подверженных коррозии, с помощью коэффициентов продольного изгиба и длительного сопротивления и позволяет более обоснованно учитывать характер перераспределения усилий на каждом этапе нагружения конструкции.

В расчётной модели рассматриваются:

- реальные диаграммы деформирования бетона;
- упругопластическая работа арматуры;
- процесс трещинообразования;
- влияние агрессивной среды на железобетон.

В качестве интегральных характеристик деформативных свойств конструкции, учитывающих деформированную схему конструкции, геометрические и физико-механические характеристики ее элементов, приняты эквивалентные модули деформации. Начальными условиями являются:

- кинетика проникания агрессивной среды в материал описывается с помощью фронтальной модели;
- глубина нейтрализации бетона и величина начального модуля упругости бетона зависят от времени;
- концентрация агрессивной среды в точке материала не учитывается;
- параметры напряженно-деформированного состояния элементов конструкций изменяются на всех стадиях нагружения вплоть до исчерпания несущей способности.

Модель глубины проникания агрессивной среды представляется в виде:

$$L(\tau) = K\tau_i^m < \left(a - \frac{d}{2} \right), \quad (6.234)$$

где a – толщина защитного слоя бетона; d – диаметр арматуры; K и m – опытные параметры воздействия среды.

Моделью глубины коррозионного износа арматурного стержня является зависимость:

$$\delta_k(\tau - \tau_0) = \frac{\delta_0 \cdot (\tau - \tau_0)}{T + (\tau - \tau_0)}, \quad (6.235)$$

где δ_0 , T – коэффициенты; τ_0 – время потери защитных свойств бетона по отношению к арматуре, определяемое по формуле:

$$\tau_0 = \left[\frac{a - \frac{d}{2}}{K} \right]^{\frac{1}{m}}. \quad (6.236)$$

Использование гипотезы плоских сечений позволяет выразить деформации бетона на границах участков и деформации арматуры через краевые деформации бетона. Зависимость между напряжениями и деформациями на границах зон здорового бетона описывается с помощью полиномов:

$$\begin{cases} \sigma_i = A_0 \cdot \varepsilon_i + B_0 \cdot \varepsilon_i^2 + C_0 \cdot \varepsilon_i^3; \\ \sigma'_i = A_0 \cdot \varepsilon'_i + B_0 \cdot \varepsilon'_i + C_0 \cdot \varepsilon_i'^3. \end{cases} \quad (6.237)$$

Зависимость между напряжениями и деформациями на границах зон корродирующего бетона выражается с помощью полиномов:

$$\begin{cases} \sigma_{cri}(\tau_i) = A_{cr}(\tau_i) \cdot \varepsilon_i + B_{cr}(\tau_i) \cdot \varepsilon_i^2 + C_{cr}(\tau_i) \cdot \varepsilon_i^3, \quad i = 1 \dots n; \\ \sigma'_{cri}(\tau_i) = A_{cr}(\tau_i) \cdot \varepsilon'_i + B_{cr}(\tau_i) \cdot \varepsilon_i'^2 + C_{cr}(\tau_i) \cdot \varepsilon_i'^3, \quad i = 1, \dots, n, \end{cases} \quad (6.238)$$

где A_0 , B_0 , C_0 – постоянные коэффициенты; $A_{cr}(\tau_i)$, $B_{cr}(\tau_i)$, $C_{cr}(\tau_i)$ – коэффициенты, зависящие от времени воздействия среды.

Связь между напряжениями и деформациями в арматуре имеет вид:

$$\begin{cases} \sigma'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s, \quad \sigma'_s \leq R_s, \\ \sigma'_s = R_s \cdot \left[1 + 0,01 \cdot \left(\frac{E_s}{R_s} \cdot \varepsilon'_s - 1 \right) \right], \quad \sigma'_s > R_s, \\ \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s, \quad \sigma_s < R_s, \end{cases} \quad (6.239)$$

Уравнения равновесия для средней части сечения железобетонного изгибаемого элемента прямоугольного поперечного сечения (размером $b \times h$) представляется в виде зависимостей:

$$\begin{cases} P^{BH}(\tau_i) = 0 & P_{BH}(\tau_i) = P_{OCH}^{BH}(\tau_i) \cdot 2 \cdot P_{cr}^{BH}(\tau_i) + P_r^{BH}(\tau_i); \\ M^{BH}(\tau_i) = M; & M^{BH}(\tau_i) = M_{OCH}^{BH}(\tau_i) + 2 \cdot M_{cr}^{BH}(\tau_i) + M_r^{BH}(\tau_i). \end{cases} \quad (6.240)$$

Формулы для определения $P_{OCH}^{BH}(\tau_i)$, $P_{cr}^{BH}(\tau_i)$, $P_r^{BH}(\tau_i)$, $M_{OCH}^{BH}(\tau_i)$, $M_{cr}^{BH}(\tau_i)$, $M_r^{BH}(\tau_i)$ являются в соответствии с конкретной схемой распределения нормальных напряжений в сечении элемента, эпюры которой предварительно разделены высоте h на $(n-1)$ участков.

Изменение напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента, определяется с помощью дифференцирования по параметру нагружения t :

$$\begin{cases} \frac{\partial P^{BH}(\tau_i)}{\partial \varepsilon_1} \cdot \varepsilon_1 + \frac{\partial P^{BH}(\tau_1)}{\partial \varepsilon_n} \cdot \varepsilon_n = 0; \\ \frac{\partial M^{BH}(\tau_i)}{\partial \varepsilon_1} \cdot \varepsilon_1 + \frac{\partial M^{BH}(\tau_1)}{\partial \varepsilon_n} \cdot \varepsilon_n = \frac{dM}{dt}. \end{cases} \quad (6.241)$$

Модель напряжённо-деформированного состояния статически неопределимых железобетонных рамных систем с коррозионными повреждениями с учётом физической и геометрической нелинейности, основанная на методе эквивалентных модулей деформаций Р.С. Санжаровского, предлагается в работах А.И. Попеско, Р.С. Санжаровского, С.И. Анцыгина и А.А. Дайлова [427, 462]. Эквивалентные модули деформаций являются интегральными характеристиками деформативных свойств конструкции, учитывающими деформированную схему конструкции, геометрические и физико-механические характеристики её элементов.

Расчётная модель позволяет рассчитать железобетонную рамную систему любой конфигурации и при любом сложном нагружении. В модели параметры напряжённо-деформированного состояния (НДС) элементов конструкции изменяются на всех стадиях нагружения вплоть до исчерпания несущей способности.

Влияние коррозионной среды на бетон рассматривается в моделях как фактор, изменяющий его деформативные и прочностные свойства. В тоже время принято допущение, что агрессивная среда не изменяет физико-механические характеристики стальной арматуры. Коррозия арматуры учитывается через уменьшение площади её рабочего сечения.

В расчётной модели используются реальные диаграммы деформирования бетона и арматуры, учитывается трещинообразование и влияние агрессивной среды на железобетон.

Сделан вывод об эквивалентном модуле деформаций как об интегральной характеристике деформативных свойств конструкции, учитывающей деформированную схему конструкции, геометрические и физико-механические характеристики её элементов.

Методика определения несущей способности под нагрузкой усиленных железобетонных стержней с коррозионными повреждениями приводится в [424]. В качестве модели для описания процесса работы корродирующего бетона при длительном нагружении принято объединённое нелинейное уравнение деформаций пластичности и ползучести Р. С. Санжаровского на базе теории старения:

$$f[\sigma_{bcr}(t, \tau)] = \sigma_{bcr}(t, \tau) \cdot \left[1 + \eta_{ncr} \left(\frac{\sigma_{bcr}(t, \tau)}{R_{bcr}(\tau)} \right)^{m_{ncr}} \right], \quad (6.242)$$

где η_{ncr} , m_{ncr} – параметры нелинейной ползучести корродирующего бетона;

$$\eta_{ncr} = \frac{45 \cdot K_c^{m_{ncr}}}{R_{bcr} \cdot r}; \quad m_{ncr} = 5 + 0,07 \cdot R_{bcr}(x).$$

Связь между напряжениями и деформациями арматурной стали принимается в виде идеализированной диаграммы Прандтля, с учётом не изменения физико-механических характеристик стальной арматуры под влиянием агрессивной среды. Коррозия арматуры учитывается через уменьшение площади её рабочего сечения по формуле:

$$A_{scr}(\tau_0, \tau) = \frac{\pi}{4} \cdot \left[\frac{d}{2} - \delta_k(\tau - \tau_0) \right]^2, \quad (6.243)$$

$$\text{где} \quad \delta_k(\tau - \tau_0) = \delta_0 \cdot (1 - e^{-\tau/T}); \quad (6.244)$$

здесь d – диаметр арматурного стержня по проекту; τ_0 – время полной нейтрализации защитного слоя бетона агрессивной средой; δ_0 , T – опытные константы среды, зависящие от вида среды и арматурной стали.

Методика расчета напряженно-деформированного состояния усиленных под нагрузкой стержневых железобетонных элементов с коррозионными повреждениями с учетом их физической и геометрической нелинейности и феноменологических зависимостей на всем диапазоне нагрузок и стадий коррозионных повреждений приводится О.И. Анцыгиным в [20]. Методика оценки напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов в условиях газовой коррозии предложена А.И. Попеско, О.А. Анцыгиным, А.А. Дайловым в работе [428].

Модель предельного состояния изгибаемой конструкции по допустимым напряжениям при длительном нагружении с учетом деградации характеристик прокорродировавших слоев в зависимости от концентрации в них агрессивных агентов показана И.Г. Овчинниковым и Н.С. Дядькиным в [334].

Пахомовой Е.Г. на основании проведенных экспериментальных исследований железобетонных элементов в условиях воздействия агрессивных сред и выполненных поверочных расчетов обосновывается необходимость введения коэффициентов, учитывающих снижение силового сопротивления железобетона [237]. В работах [236, 365] приводится разработанная методика расчета железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в агрессивных условиях с повреждениями бетона и рабочей арматуры.

Разработанный И.Г. Овчинниковым подход, основанный на сочетании деформационной теории железобетона и метода структурных параметров, позволяет строить корректные модели сопротивления железобетонных конструкций в действующих агрессивных эксплуатационных средах [315, 318–324, 326, 368, 375–377].

В соответствии с теорией структурных параметров, кроме параметров механического состояния (напряжение σ , деформация ϵ), при построении моделей вводятся дополнительные параметры: для модели коррозионного износа арматуры – глубина коррозионного поражения δ , задаваемого в виде функционального или дифференциального уравнения коррозионного износа. Для бетона вводятся два параметра: один, учитывающий характер распределения концентрации агрессивной среды по сечению S , и другой параметр μ , определяющий уровень химического взаимодействия поступившей среды в бетон. Закон распределения параметра μ задается из решения кинетического уравнения химического взаимодействия.

Полная модель железобетона, взаимодействующего с сульфатсодержащей средой представляется в виде совокупности моделей: модели проникания агрессивной среды в бетон; модели химического взаимодействия проникшей среды с бетоном; модели деформирования материала (бетона и арматуры); модели коррозионного износа арматуры; модели взаимодействия продуктов коррозии арматуры с окружающим бетоном и образования коррозионной трещины, вследствие увеличения в объеме продуктов коррозии металла.

Расчётная модель для описания процессов деформирования и разрушения конструктивного железобетонного элемента в агрессивной среде, разработанная Р.Б. Гарибовым и И.И. Овчинниковым представлена в [96]. В определяющие расчётные параметры, включающие напряжение σ , деформацию ϵ , температуру T , повреждённость Π , время t , вводятся дополнительные физические параметры $q_i (i=1..n)$, учитывающие характерные особенности воздействия агрессивной среды. Это q_1 – параметр, харак-

теризующий распределение влияния агрессивной среды по объёму конструктивного элемента; q_2 – параметр параметр химического взаимодействия, характеризующий уровень химических превращений при взаимодействии материалов конструкции с агрессивной средой, q_3 – параметр сплошности, характеризующий уровень коррозионного поражения армирующего компонента в железобетонном конструктивном элементе.

Реологическое уравнение расчётно-физической модели имеет вид:

$$\Phi(\sigma, \varepsilon, \sigma', \varepsilon', T, \Pi, q_1, q_2, q_3) = 0. \quad (6.245)$$

Особенность взаимодействия сульфатсодержащей среды с железобетоном заключается в том, что она влияет одновременно как на бетон, так и арматуру. Коррозионное поражение арматуры зависит непосредственно от уровня концентрации сульфат-ионов SO_4^{2-} , прошедших в тело бетона, в районе расположения арматуры. Влияние на физико-механические свойства бетона сульфатсодержащая среда оказывает в процессе ее химического взаимодействия с цементным камнем, благодаря образованию твердого осадка в виде сульфат-ионов, связанных цементным камнем, которые по объёму превышают объем исходных веществ [276].

Построение модели деформирования железобетона в условиях воздействия сульфатсодержащей среды базируется на феноменологическом подходе, основывающемся на рассмотрении железобетона как неоднородной среды с использованием традиционной методологии механики твердых деформируемых тел, в частности теории структурных параметров. Этот подход предполагает анализ экспериментальных данных по кинетике взаимодействия материал – агрессивная среда, идентификацию моделей, которые достаточно корректно описывают поведение материалов в соответствующей среде. Параметры моделей определяются на основе лабораторных испытаний специальных образцов из бетона и арматуры [325].

Сравнительный анализ относительного изменения прочности одного и того же бетона при сжатии и при растяжении в условиях воздействия сульфатсодержащей среды, проведённый Гузеевым Е.А., Рубецкой Т.В., Бубновой Л.С, Мальгановым А.И. в работе [119] показывает одинаковый характер этого изменения.

Модель деформирования нелинейного материала (бетона), подвергающегося воздействию сульфатсодержащей среды при растяжении и сжатии, принимается в виде [325]:

для материала, не содержащего сульфатов:

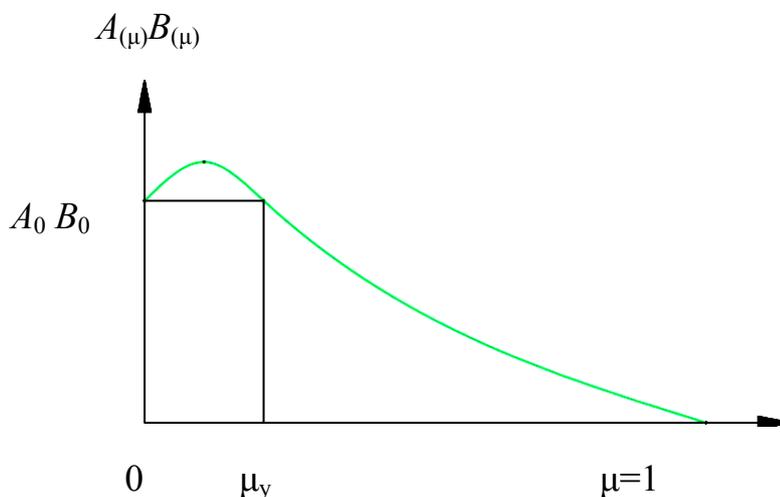
$$\sigma = \begin{cases} A_p \varepsilon - B_p \varepsilon^3, & \sigma > 0, \\ A_c \varepsilon - B_c \varepsilon^3, & \sigma < 0; \end{cases} \quad (6.246)$$

для материала с сульфатами:

$$\sigma = \begin{cases} A_p(\mu)\varepsilon - B_p(\mu)\varepsilon^3, \sigma > 0, \\ A_c(\mu)\varepsilon - B_c(\mu)\varepsilon^3, \sigma < 0; \end{cases} \quad (6.247)$$

где $A_p, A_c, B_p, B_c, A_p(\mu), A_c(\mu), B_p(\mu), B_c(\mu)$ – коэффициенты, определяющиеся по экспериментальным данным; σ, ε – напряжения и деформации; индекс «Р» относится к случаю растяжения, а «с» – к случаю сжатия.

Графический характер зависимости коэффициентов модели $A_p(\mu), A_c(\mu), B_p(\mu), B_c(\mu)$ отражающий экспериментально наблюдаемый эффект начального упрочнения бетона под влиянием сульфатсодержащей среды представлен на рис. 6.15.



6.15. Графический характер зависимости коэффициентов модели $A_p(\mu), A_c(\mu), B_p(\mu), B_c(\mu)$

Вследствие асимметричного проникания агрессивной среды, содержащей сульфат-ионы, в поперечном сечении бетона конструкции возникает дополнительный эксцентриситет от возникающего усилия. Однако, как отмечается в [345] это не принимается во внимание в исследованиях при расчете конструкций. В то же время в работах И.Г. Овчинникова и Н.С. Дядькина [166, 326, 333, 334] разработана и реализована методика расчета для железобетонного стержневого элемента работающего при комом изгибе или внецентренном сжатии под воздействием хлоридсодержащей агрессивной среды. Методика учитывает изменения силовой схемы работы стержня с течением времени, вследствие изменения положения или поворота главных осей инерции сечения, благодаря появлению наведённой неоднородности агрессивной среды.

Модель деформирования бетона, подвергающегося воздействию карбонизации, разработанная А.Н. Марининым, Р.Б. Гарибовым, И.Г. Овчинниковым, имеет вид [232]:

$$\sigma = \begin{cases} A_p(\mu)\varepsilon - B_p(\mu)\varepsilon^3, \sigma > 0, \\ A_c(\mu)\varepsilon - B_c(\mu)\varepsilon^3, \sigma < 0; \end{cases} \quad (6.248)$$

$$A(\mu) = A_0 x_1(\mu) = A_0(1 - f_1(\mu)), \quad B(\mu) = B_0 x_1(\mu) = B_0(1 - f_2(\mu)). \quad (6.249)$$

Значения коэффициентов A_0, B_0 и функций $f_1(\mu)$ и $f_2(\mu)$ определяются из условия наилучшей аппроксимации кривых одноосного деформирования образцов бетона (здорового при $\mu = 0$ и подверженного карбонизации различной степени ($\mu = 0-1$)) по методу наименьших квадратов [297].

Модель деформирования бетона при воздействии хлорид содержащей среды представлена И.Г. Овчинниковым, В.В. Раткиным, А.А. Землянским в [316]:

для бетона, не содержащего хлоридов:

$$\sigma = \begin{cases} A_p\varepsilon - B_p\varepsilon^3, \sigma > 0, \\ A_c\varepsilon - B_c\varepsilon^3, \sigma < 0; \end{cases} \quad (6.250)$$

для бетона с хлоридами:

$$\sigma = \begin{cases} A_p(C)\varepsilon - B_p(C)\varepsilon^3, \sigma > 0, \\ A_c(C)\varepsilon - B_c(C)\varepsilon^3, \sigma < 0; \end{cases} \quad (6.251)$$

Значения коэффициентов $A_p, A_c, B_p, B_c, A_p(C), A_c(C), B_p(C), B_c(C)$ по экспериментальным данным.

Модель деформирования бетона в условиях совместного воздействия хлоридсодержащей среды и карбонизации приведена А.Н. Марининым, Р.Б. Гарибовым, И.Г. Овчинниковым в [232]:

$$\sigma = \begin{cases} A_{0p}X_1(\mu)\Psi_1(C)\varepsilon - B_{0p}X_2(\mu)\psi_2(c)\varepsilon^3, \sigma > 0; \\ A_{0c}X_2(\mu)\psi_1(C)\varepsilon - B_{0c}X_2(\mu)\psi_2(c)\varepsilon^3, \sigma < 0, \end{cases} \quad (6.252)$$

где $\psi(C)$ – функция влияния хлоридной коррозии; $X(\mu)$ – функция влияния карбонизации; C – концентрация хлоридов.

Эмпирическая модель предельной несущей способности железобетонных конструкций, подверженных коррозии, вследствие одновременного разрушения бетона, уменьшения поперечного сечения арматуры и развития трещин-пустот на поверхности контакта стальной арматуры и бетона, показана в работе [656]. Сформулированные условия на кинематически допустимые поля перемещений и статически допустимые поля напряжений позволяют определить предельно допустимую внешнюю нагрузку.

В табл. 6.16 приведены модели силового сопротивления железобетонных конструкций.

Таблица 6.16

Модели силового сопротивления железобетонных конструкций

№ п/п	Автор	Математическая модель	Параметры модели	Краткие пояснения параметров модели
1	2	3	4	5
1	И.Г. Овчинников Н.С. Дядькин [334] Г.А. Наумова [298]	$\sigma_b(C) = R_b(C),$ $\sigma_s(C, t) = \sigma_{Tex}(C, t)$	R_b, C	σ_b, σ_c – допустимые напряжения в бетоне и арматуре модели предельного состояния изгибной конструкции при длительном нагружении с учетом деградации характеристик проророзированных слоев в зависимости от концентрации (С) агрессивных агентов σ_b, σ_c – определяются с помощью уравнений равновесия $M_z = \int_{F_b} \sigma_b y dF + \int_{F_s} \sigma_s y dF$ и $N = \int_{F_b} \sigma_b dF + \int_{F_s} \sigma_s dF$
2	Е.А. Гузев [115, 117, 116] К.А. Пирадов [379, 380] Н.В. Савицкий [460] А.А. Тыгток. [509]	$t_1 = \frac{2(K_I^{cr} - K_I^N)}{ K_{I,W}^{TW} - K_{I,S}^{TW} \psi}$ $\lg t_2 = K_I^{cr} \lg 28 \sqrt{1 + 2E_b C(t, 28)} / K_{I,C}$	$K_I^{cr}, K_I^N, K_{I,W}^{TW}, K_{I,S}^{TW}$	t_1 – долговечность конструкции без учета ползучести бетона; t_2 – долговечность конструкции с учетом ползучести бетона; K_I^{cr} – предельное значение коэффициента интенсивности напряжений (K_I) для заданного состава бетона до приложения внешней нагрузки; K_I^N – предельное значение (K_I) при действии силовой нагрузки; $K_{I,W}^{TW}, K_{I,S}^{TW}$ – предельное значение (K_I) в зависимости от температуры T и влажности соответственно для зимнего и летнего периодов; $C(t, 28)$ – мера ползучести бетона, рассчитанная по экспоненциальной зависимости

Окончание табл. 6.16

1	2	3	4	5
3	В.М. Бондаренко [50, 48, 67]	<p>а) $\sigma = \left(\frac{z}{x} \right)^{n_\sigma} \sigma_\phi$</p> <p>б) $\sigma(t) = \frac{K\varepsilon(t)e^{m^*(t)\varepsilon(t)}}{E_M^0 + A(\tau_0, \tau)}$</p>	<p>Z, x,</p> <p>$n_\sigma, E_M^0, k, m^*(t),$ $A(t_0, t)$</p>	<p>$\sigma, \sigma(t)$ – текущие по высоте нормальные напряжения при различных диаграммах сжатия соответственно с восходящей и нисходящими ветвями без учета коррозионного износа;</p> <p>σ_ϕ – текущие по высоте фибровые напряжения;</p> <p>Z, x – текущая ордината и высота сжатой зоны бетона;</p> <p>n_σ – параметр нелинейности нормальных напряжений $0 < n_\sigma < 1$;</p> <p>E_M^0 – модуль мгновенной деформации;</p> <p>$K, m^*(t)$ – опытные параметры характеризующие ползучесть;</p> <p>$A(t_0, t)$ – коэффициент, учитывающий режим нагружения</p>
4	А.И. Попеско [425, 426]	<p>$P_{OCH}^{BH}(\tau_1) = P_{OCH}^{BH}(\tau_1) + 2P_{cr}^{BH}(\tau_1) + P_s^{BH}(\tau_1)$;</p> <p>$M_{OCH}^{BH}(\tau_1) = M_{OCH}^{BH}(\tau_1) + 2M_{cr}^{BH}(\tau_1) + M_s^{BH}(\tau_1)$</p>	<p>$P_{OCH}^{BH}, P_{cr}^{BH}, P_s^{BH},$ $M_{OCH}^{BH}, M_{cr}^{BH}, M_s^{BH}$</p>	<p>$P_{OCH}^{BH}, P_{cr}^{BH}, P_s^{BH}, M_{OCH}^{BH}, M_{cr}^{BH}, M_s^{BH}$ – внутренние усилия и моменты в наиболее нагруженных сечениях при длительном нагружении с учетом деграционных характеристик прокоррозировавших слоев, определенных с учетом уравнений равновесия</p>
5	С.Н. Степанов [496]	<p>$M_{or} = \pi A_{sr} \frac{\sigma_{s0}}{D_s} H_{bsr}$</p>	<p>$A_{sr}, \sigma_{s0}, H_{bsr}, D_s$</p>	<p>M_{or} – разрушающий внешний момент с учетом износа элементов сечений;</p> <p>A_{sr} – площадь изношенной арматуры;</p> <p>σ_{s0} – постоянное напряжение при достижении в арматуре предела текучести;</p> <p>H_{bsr} – плечо между центрами масс приложения сжимающих и растягивающих напряжений;</p> <p>D_s – параметр, определяющий σ_s в растянутой арматуре</p>

Проведённый анализ моделей и методов прогнозирования долговечности железобетонных конструкций, работающих при длительном нагружении в различных агрессивных средах, показывает:

1) значительное различие лабораторных методов исследований [425], затрудняющих взаимовязывание результатов, полученных разными исследователями;

2) принятие при разработке моделей системы «среда-защита-конструкция», экспериментальных результатов только из лабораторных исследований, что создаёт сложность в описании и моделировании процессов коррозионного износа и сопротивления нагружению в сечениях реальных железобетонных конструкций.

Совокупное влияние многочисленных отдельных неравномерно распределенных по зонам конструкции и во времени факторов физико-химических характеристик материалов железобетона при эксплуатации железобетонных элементов в многокомпонентных средах, значительно затрудняет достоверную многомерную корреляцию. В комплексной модели зависимости и коэффициенты, полученные, как правило, в лабораторных условиях, перемножаясь, дают малую вероятность момента прогнозируемого события. Поэтому вопрос обобщения накопленного материала для создания единого метода расчета железобетонных конструкций, работающих в агрессивных средах, является достаточно актуальным.

ГЛАВА 7. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЛИЯНИЯ ПОПЕРЕЧНЫХ И ПРОДОЛЬНЫХ КОРРОЗИОННЫХ ТРЕЩИН В ОБЫЧНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ НА ИХ ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

7.1. Общая часть

Оценка степени агрессивности различных сред определяет выбор соответствующей защиты от коррозии железобетонных элементов. Первичная защита в экономическом отношении более эффективна, чем вторичная [4]. К первичной защите железобетонных конструкций, согласно СНиП 2.03.11-85* [477] относится применение арматуры из сталей разных марок, нормирование ширины раскрытия трещин и толщины защитного слоя бетона. В то же время СНиП 2.03.11-85* не регламентирует продолжительность воздействия агрессивной среды при оценке её степени агрессивности, дифференцированно не учитывает возникающие коррозионные характеристики повреждений арматуры и её напряжённое состояние.

Степень агрессивного воздействия жидкой неорганической среды на арматуру железобетонных конструкций без расчётных поперечных трещин, с учётом не допущения её коррозии, в СНиП 2.03.11-85* [477] и ГОСТ 31384-2008 [108] определяется в зависимости от содержания хлорид-ионов в бетоне и вида воздействия жидкой среды и подразделяется на неагрессивную, слабоагрессивную, среднеагрессивную и сильноагрессивную.

Подход к оценке степени агрессивности газообразных сред основан на тех же принципах, что и для жидких сред. Степень разрушения железобетона газовыми средами определяется видом и концентрацией кислоты, которая конденсируется на поверхности бетона. Особенно опасна хлористоводородная (соляная) кислота. Хлориды, мигрируя в порах цементного камня к поверхности арматуры, вызывают её коррозию.

Наибольшую опасность для коррозии арматуры в трещинах бетона железобетонных конструкций представляют жидкие среды, так как коррозия на арматуре является результатом протекания электрохимического процесса. Степень агрессивного воздействия жидкой и газообразной среды на арматуру в поперечных трещинах бетона согласно СНиП 2.03.11-85* [477] и ГОСТ 31384-2008 [108] учитывается косвенным путём через ограничение предельно допустимой ширины раскрытия поперечных трещин на поверхности бетона с учётом класса применяемой арматуры. В то же время в количественном отношении эта степень

ориентируется только на данные концентрации хлорид-ионов в жидкой среде, принятых для железобетонных элементов без поперечных трещин.

Нормами СНиП 2.03.11-85* и ГОСТ 31384-2008 рассматриваются два критерия опасности коррозионного поражения арматуры любого профиля в поперечных трещинах бетона. Первый критерий не допускает снижения механических характеристик арматуры, второй – образования продольных трещин в бетоне вдоль арматурных стержней [159]. Однако, первый критерий справедлив только для постоянно раскрытых трещин от действия длительной или кратковременной нагрузки. Р.Р. Schiessl допустимое коррозионное поражение определяет тоже по двум критериям: по первому коррозия стали не должна приводить к критической величине снижения механических характеристик арматуры, а по второму коррозия не может допускать образование коррозионных трещин в бетоне вдоль арматурных стержней [644].

Однако, фактическая долговечность железобетонных конструкций в агрессивных условиях, содержащих хлорид-ионы, определяемая коррозионным поражением арматуры, во многих случаях оказывается в несколько раз меньше нормативной [159]. Причинами несоответствия нормативной и фактической долговечности железобетонных элементов является не учёт при обосновании нормативной ширины раскрытия трещин (a'_{crc}) следующих факторов, влияющих на физико-технические характеристики арматуры в поперечных трещинах бетона [477]:

- концентрации хлорид-ионов;
- деформации стенок поперечных трещин с учётом различного профиля арматуры;
- амплитуды раскрытия поперечных трещин.

Важным отрицательным фактором является негативное влияние переменной нагрузки на скорость образования продольных трещин в защитном слое бетона, в результате увеличения скорости распространения продуктов коррозии арматуры в зоне влияния поперечных трещин.

Для изучения этих факторов на долговечность обычных железобетонных конструкций с поперечными трещинами были проведены экспериментально-теоретические исследования на железобетонных образцах и прямых моделях железобетонных элементов, в жидких и газообразных агрессивных средах при силовых и несиловых воздействиях.

7.2. Оценка степени агрессивности жидкой хлоридсодержащей среды на коррозионное поражение арматуры в поперечных трещинах бетона

Определение степени агрессивности жидкой агрессивной среды по отношению к арматуре в поперечной трещине фиксированного раскрытия в зависимости от концентрации хлорид-ионов проводилось на 66 железобетонных образцах с размерами 280×40×40 мм, изготовленных из алитового среднеалюминатного портландцемента и кварцевого песка с модулем крупности 2,2 [247]. Цементно-песчаный бетон имеет пониженную проницаемость с прочностью 31 МПа, водопоглощение по массе 5 %, эффективный коэффициент диффузии CO_2 в бетоне $0,53 \text{ см}^2/\text{с} \cdot 10^{-4}$ [430].

Призмы были армированы стержнями $1\text{Ø}5$ мм класса В–I и имели одну поперечную трещину с величиной раскрытия $a_{\text{crc}} = 0,20$ мм. Обоснованием выбора класса арматуры, соответствующего её диаметру и ширине раскрытия поперечной трещины являются следующие предпосылки:

- повышенная степень опасности к коррозионному поражению арматуры гладкого профиля в поперечной трещине с учётом особенностей деформации её стенок;
- получение максимальной величины относительного снижения несущей способности на растяжение арматурного стержня малого диаметра в результате его коррозионного поражения;
- экспериментальная величина $a_{\text{crc}} = 0,20$ мм, как максимальная нормативная ширина раскрытия при воздействии агрессивных сред [159, 477].

Опытные железобетонные элементы испытывали воздействие раствора хлористого натрия, имеющего различную нормальность: 0 (пресная вода); 0,01; 0,10; 0,25; 0,30; 0,40; 0,50 и 1Н. За время эксперимента выполнено 100 циклов увлажнения с последующим высушиванием. Периоды увлажнения и высушивания в одном цикле составляют соответственно 8 и 40 часов.

Полученные электрохимические и физические результаты испытания показывают увеличение коррозионного тока, глубины поражения арматуры, уменьшение массы металла и прочности стержня на растяжение в трещинах бетона при увеличении концентрации раствора NaCl до 0,2 нормального (12 г/л NaCl) (рис.7.1, 7.2). При этом максимальный коэффициент ускорения коррозионного процесса на арматуре составляет $K_{\text{к}}^{\text{max}} = 10$ [249].

Критическим значением относительного уменьшения диаметра арматуры, с учётом максимального уровня снижения её несущей способности, является величина 15 % [451]. Для арматуры в проведённом эксперименте эта величина соответствует значению 750 мкм, что равняется средней глубине коррозионного поражения арматуры $\delta_{\text{ср}} = 375$ мкм и шестипроцентному снижению её прочности. Согласно рис. 7.2 прямо пропорциональная

зависимость снижения прочности при растяжении арматурного стержня от глубины коррозионных язв сохраняется до величины 750 мкм, что также составляет 15 % снижения диаметра арматуры.

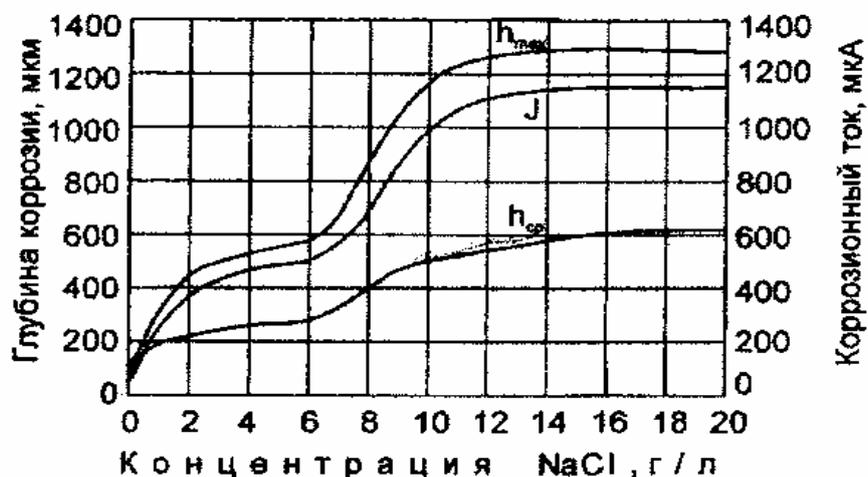


Рис. 7.1. Зависимости глубины коррозии арматуры и коррозионного тока в трещинах бетона от концентрации раствора NaCl:
 h_{cp} , h_{max} – соответственно средняя и максимальная глубина коррозии арматуры;
 j – коррозионный ток



Рис. 7.2. Зависимости прочности при растяжении арматуры и потери массы металла от глубины коррозионных язв:
 1 – прочность при растяжении; 2 – потеря массы металла

Предлагаемые степени агрессивности жидкой среды в трещине с $a_{crc} = 0,20$ мм для арматуры первой группы согласно СНиП 2.03.11-85* в зависимости от концентрации в растворе хлорид-ионов, физических и электрохимических показателей арматуры представлены в табл. 7.1.

Таблица 7.1

Предлагаемая степень агрессивного воздействия жидкой среды, содержащей хлорид-ионы, для арматуры первой группы, с учётом полученных экспериментальных электрохимических и физических характеристик жидкой агрессивной среды в трещинах бетона с $a_{crc} = 0,20$ см

Степень агрессивности среды	Средняя глубина поражения, мкм	Экспериментальная концентрация хлорид-ионов Cl^- , мг/л (NaCl, мг/л)	Концентрация хлорид-ионов Cl^- , мг/л, при периодическом увлажнении железобетона без трещин согласно СНиП 2.03.11-85*	Коррозионный ток, мкА	Снижение прочности стержня, %	Потеря металла	
						мг	%
Слабо-агрессивная	50	до 350 (до 580)	до 500	100	0	0,10	0,29
Средне-агрессивная	300	выше 350 (выше 580) до 3650 (до 6050)	свыше 500 до 5000	500	3,9	0,28	0,81
Сильно-агрессивная	более 300	свыше 3650 (свыше 6050)	свыше 5000	более 500	более 3,9	более 0,28	более 0,81
Критическая-экспериментальная (согласно 15 % снижения диаметра арматуры)	375	4500 (7460)	–	650	6,0	0,32	0,92

Данные эксперимента показывают, что несоответствие в значениях концентраций хлорид-ионов, определяющих степени агрессивности жидкой среды для железобетона с поперечными трещинами и без них, согласно СНиП 2.03.11-85*, составляет в сторону уменьшения соответственно для сред: слабоагрессивной – 10 %, для среднеагрессивной и сильноагрессивной – 13 %. Следовательно, нормативные данные по концентрации хлорид-ионов для железобетонных элементов без поперечных трещин являются справедливыми и для железобетонных конструкций с постоянно раскрытыми трещинами $a_{crc} \leq 0,20$ мм, по условию изменения физико-технических характеристик арматуры. В то же время, возникает вопрос о причинах несоответствия нормативных и фактических сроков эксплуатации обычных железобетонных конструкций в хлоридсодержащих средах иногда составляющие в десятки раз [159, 208, 232, 316].

7.3. Влияние депланации бетона нормальных трещин на коррозию арматуры

Методика расчёта ширины раскрытия нормальных трещин в железобетонных конструкциях, разработанная профессором В.И. Мурашовым [286], позволяет определить среднее значение раскрытия трещин на поверхности гладкой арматуры, когда процесс трещинообразования уже закончился. Дополненная расчётными коэффициентами для различных видов нагружения, она была включена в СНиП II-В.1-62* [482]. Расчётная ширина раскрытия трещин a_T в значительной степени зависела от диаметра арматуры, увеличиваясь с его ростом. Прочность бетона на величину a_T влияла через расстояния между трещинами l_T .

В отличие от СНиП II-В.1-62* при определении средней ширины раскрытия трещин по СН 365-67 [476] в расчёт вводился радиус армирования сечения, величина которого зависела от площади бетона, окружающей арматурные стержни, числа стержней и их диаметра.

В то же время надёжность конструкции, с учётом коррозионной сохранности арматуры в реальных условиях эксплуатации, определяется не средним, а максимальным раскрытием трещин. Эксперименты, проведённые С.А. Дмитриевым и Н.М. Мулиным в НИИЖБе на балках, армированных гладкой сталью и стержнями периодического профиля [150], выявляют наличие отношения между максимальной и средней шириной раскрытия трещин, составляющее от 1,546 до 1,744, при значениях напряжения в растянутой арматуре в пределах 1000–7000 кгс/см². Средние максимальные величины ширины раскрытия трещин статистически определяются как $a_{Tcp}^{max} = a_T^{cp} + 2\sigma$ (где σ – среднее квадратичное отклонение). При использовании стали периодического профиля в экспериментах ширина раскрытия трещин на поверхности бетона уменьшается не менее чем в 1,5 раза, по сравнению с арматурой гладкого профиля, в сопоставимых условиях испытания.

На основании статистического анализа результатов исследований, полученных на обычных железобетонных балках с толщиной защитного слоя бетона $\delta_k=25$ мм [150, 151, 156], составлена эмпирическая формула для определения максимальной ширины раскрытия трещин на поверхности бетона на уровне центра тяжести наиболее растянутой арматуры с доверительной вероятностью $\rho=0,95$, включённая сначала в СНиП II-21-75 [483], а затем в СНиП 2.03.01 – 84 [484].

В то же время действующий нормативный документ СП 52-101-2003 [491] определяет среднюю ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента на поверхности арматуры. Однако расчётные значения a_{crc} по СП 52-101-2003 не позволяют прогнозировать коррозионную сохранность арматуры в трещинах бетона, из-за включения в

СНиП 2.03 11-85* [477] нормативной ширины раскрытия трещин, рассматриваемой на поверхности защитного слоя бетона при $\delta_{зсб} = 20-30$ мм в зависимости от вида и степени агрессивности среды. Причиной является искривление стенок бетона в трещине по толщине защитного слоя, из-за влияния силы сцепления бетона с арматурой.

Величина a_T и форма (депланация) трещин по толщине защитного слоя бетона определяют проницаемость влаги, кислорода и различных агрессивных реагентов к арматуре и, в конечном счёте, величину коррозионного повреждения арматуры [11]. Фактическая ширина раскрытия трещин на поверхности бетона зависит от депланации бетона и толщины защитного слоя бетона. Необходимость учёта толщины защитного слоя бетона, состояния поверхности арматуры при расчёте ширины раскрытия трещин отмечается в [150].

Из действующих нормативных документов только межгосударственный стандарт ГОСТ 8829-94 [109] учитывает влияние депланации бетона трещин на ширину раскрытия нормальных трещин в изгибаемых элементах с помощью коэффициента q , определяемого по табл.7.2.

Т а б л и ц а 7 . 2

$\delta_{зс25}/\delta_{зсб}$	0,8	0,6	0,5 и менее
q	0,95	0,85	0,75

П р и м е ч а н и е . $\delta_{зс25}$ – толщина защитного слоя бетона, принимаемая равным 25 мм; $\delta_{зсб}$ – проектное значение толщины защитного слоя бетона, мм.

Расчётное значение $a_{срсб}$ на поверхности бетона защитного слоя, определяется, как частное значение от расчётной величины $a_{срс}$, полученной по СНиП 2.03. 01 –84 [484], умноженное на коэффициент q .

Депланация бетона, кроме величины толщины защитного слоя бетона, зависит от напряжения в арматуре и вида её поверхности. Коэффициент депланации торца растянутого железобетонного образца при защитном слое бетона $\delta_{зсб} = 60$ мм, равный отношению ширины раскрытия трещин на поверхности бетона к ширине раскрытия трещин на поверхности арматуры ($a_{Тб}/a_{Та}$), изменяется в зависимости от величины усилия от 1,5 до 6,3 [312]. Величина раскрытия трещин непосредственно у поверхности арматуры периодического профиля в железобетонной конструкции принимает в три раза меньшие значения, чем у гладкой арматуры при тех же напряжениях [278]. Причиной является образование вокруг стержня периодического профиля внутренних кольцевых трещин, не выходящих на поверхность бетона. Отмечается, что характер кривых депланации бетона изменяется с увеличением напряжений в арматуре (рис.7.3).

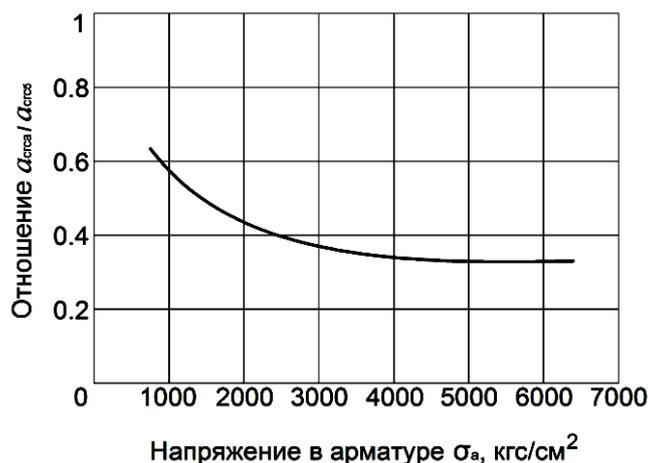


Рис. 7.3. Зависимость коэффициента депланации трещин от напряжения в арматуре периодического профиля

Экспериментальные исследования на прямых моделях изгибаемых железобетонных элементов [299, 510] показывают, что в балках с гладкими стержнями депланация наблюдается на участках непосредственно прилегающих к арматуре, т.е. 5–10 мм. На расстоянии от поверхности арматуры более $\delta = 10$ мм депланация отсутствует. Для случая гладкой арматуры при напряжениях близких к пределу текучести, ширина раскрытия трещин по всей толщине защитного слоя бетона за счёт нарушения сцепления арматуры с бетоном остаётся величиной постоянной.

В балках с арматурой периодического профиля изменение ширины трещины по всему сечению зависит от толщины защитного слоя бетона. Коэффициент депланации $K_D = a_{ср\sigma 25} / a_{ср\sigma \delta}$, где $a_{ср\sigma 25}$ – ширина раскрытия трещин на расстоянии 25 мм от поверхности арматуры, $a_{ср\sigma \delta}$ – ширина раскрытия трещин на поверхности защитного слоя бетона, при толщине защитного слоя бетона $\delta_{зсб} > 25$ мм, аппроксимируется линейной зависимостью [299, 510]:

$$K_D = \left[\frac{25}{\delta_{зсб}} \cdot (1 - \alpha) + \alpha \right] \text{ при } \delta_{зсб} = R_{вл} - \frac{d}{2}, \quad (7.1)$$

где $\alpha = \sqrt{\frac{6}{d}}$ – коэффициент, учитывающий диаметр арматуры d , мм;

$R_{вл}$ – радиус взаимодействия арматуры с бетоном. Значения $R_{вл}$ изменяются от $2,5d$ до $6d$ в зависимости от величины напряжения в арматуре [205, 312, 314, 348, 429]. Для практического использования рекомендуется принимать $R_{вл} = 5d$ [299, 510].

Графическое изображение изменения значений коэффициента депланации при $\delta_{зсб} > 25$ мм, вычисленных по формуле (7.1), приведено на рис. 7.4.

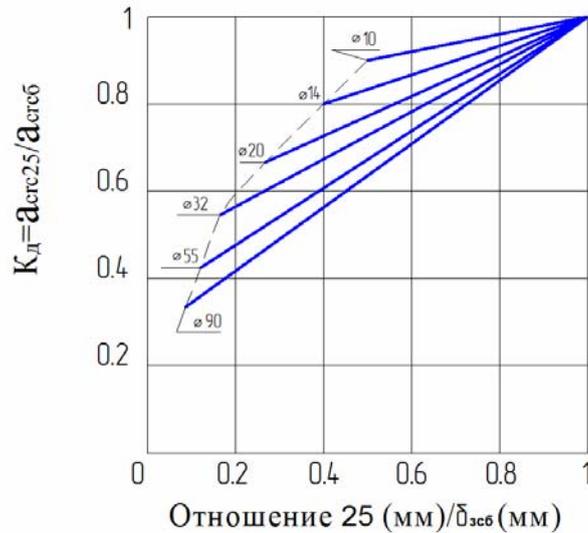


Рис.7.4. Изменение коэффициента депланации бетона трещин при $\delta_{зсб} > 25$ мм в зависимости от диаметра арматуры периодического профиля

На основании данных экспериментальных исследований, полученных на прямых моделях железобетонных балок [299, 510] и железобетонных призмах [205, 429], на рис. 7.5 приведено изменение коэффициента депланации при $\delta_{зсб} < 25$ мм.

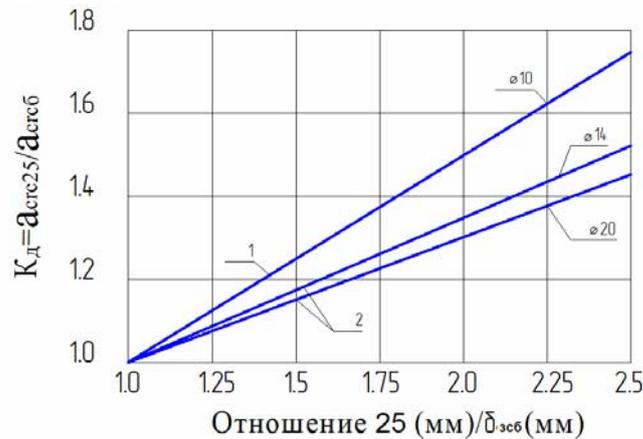


Рис. 7.5. Изменение коэффициента депланации бетона трещин $\delta_{зсб} < 25$ мм в зависимости от диаметра арматуры:
 1 – опыты В.М. Кельнера, А.Г. Фартушного;
 2 – опыты Э.Г. Портера, А.Г. Фартушного;
 класс арматуры: $\varnothing 10$ – А_T-VII; $\varnothing 14$ и $\varnothing 20$ – А-II

По степени опасности коррозионного поражения стали в поперечных трещинах бетона горячекатаная арматура гладкого и периодического профиля классов А-I и А-III располагаются в одной группе в СНиП 2.03.11-85* [477] и в межгосударственном стандарте ГОСТ 31384-2008 [108]. Разная величина депланации стенок трещин в бетоне для арматуры гладкого и периодического профиля является основанием для уточнения нормативных значений ширины раскрытия для этих арматурных сталей с

помощью дополнительных экспериментальных исследований коррозионного состояния арматуры в трещинах бетона.

Экспериментальные исследования влияния деформации бетона трещин на коррозионное поражение арматуры различного профиля классов А-1 и А-III проведены на прямых моделях изгибаемых железобетонных элементов с размерами 2000×200×70 мм и классе бетона В-30 при воздействии жидкой хлоридсодержащей среды [250]. Используется бетон пониженной проницаемости с эффективным коэффициентом диффузии CO_2 в бетоне $0,53 \times 10^{-4} \text{ см}^2/\text{с}$ [430]. Каждый образец армирован одним рабочим стержнем класса А-I или А-III. В зоне чистого изгиба образцов поперечная арматура отсутствует для получения независимых экспериментальных характеристик коррозионного поражения арматурных стержней в поперечных трещинах. Бетон изготовлен на портландцементе и гранитном щебне фракции 5-10 мм.

Расчётные физико-технические характеристики железобетонных образцов приведены в табл. 7.3.

Т а б л и ц а 7 . 3

Физико-технические характеристики железобетонных образцов

Σn , шт.	T (шт.), \varnothing (мм), K	$\delta_{зсб}$, мм	μ , %	$a_{срс}^{\max}$, мм
23	1 \varnothing 10	15	0,8	0,5
	1 \varnothing 14	20	1,4	
	1 \varnothing 18	25	2,4	
	А-I			
21	1 \varnothing 10	15	0,8	0,5
	1 \varnothing 14	20	1,4	
	1 \varnothing 18	25	2,4	
	А-III			

Примечание. Σn – количество балок; T , \varnothing , K – соответственно количество, диаметр и класс рабочей арматуры; $\delta_{зсб}$ – толщина защитного слоя бетона; μ – коэффициент армирования; $a_{срс}^{\max}$ – расчётное значение максимальной ширины раскрытия трещины.

Образцы испытывают воздействие постоянной нагрузки. Для стимуляции коррозии арматуры в трещинах бетона используется 3 % раствор NaCl, которым два раза в сутки увлажняется поверхность бетона. С учётом выбранной концентрации хлорид-ионов степень воздействия жидкой агрессивной среды на опытные образцы оценивается как сильноагрессивная [249].

Эксперимент проведён в атмосферных условиях в течение двух лет до появления на образцах, на уровне рабочей арматуры, волосяных продольных коррозионных трещин, свидетельствующих о предаварийном состоянии железобетонных конструкций [159]. Двухлетний период испытания опытных образцов в сильноагрессивной среде приравнивается к 15-20 годам эксплуатации аналогичных железобетонных конструкций в слабоагрессивной жидкой среде, содержащей хлорид-ионы [249].

По окончании натурального эксперимента железобетонные образцы и арматура были испытаны на прочность изгибающей и растягивающей нагрузками соответственно.

При средней глубине коррозионного поражения $\delta_{cp} = 300$ мкм арматуры $\varnothing 14$ мм (4,3 %) класса А-111 практически не отмечено уменьшение несущей способности железобетонных образцов и арматуры. Предельной 15 %-й величиной [451] снижения диаметра арматуры равного 14 мм является средняя глубина коррозии $\delta_{cp} = 1050$ мкм. Экспериментальная средняя глубина коррозионного поражения стальных стержней, при которых возникают продольные трещины, составляет от $\delta_{cp} = 240$ мкм до $\delta_{cp} = 350$ мкм, в зависимости от толщины защитного слоя бетона и класса арматуры. Следовательно, принимая во внимание величину критического снижения диаметра арматуры, долговечность обычных железобетонных конструкций с поперечными трещинами при средней глубине коррозионного поражения стержня $\delta_{cp} = 300$ мкм определяется только возникновением коррозионных продольных трещин.

Согласно методике экспериментальных исследований коррозионная стойкость арматуры в трещинах бетона определяется коэффициентом $K_0 = K_2 / K_1$, где K_1 и K_2 – соответственно глубины коррозионного поражения арматуры в трещинах бетона со стороны защитного слоя бетона и с противоположной стороны [250]. Данные эксперимента показывают, что величина K_0 зависит от класса арматуры, значений a_{crc} и $\delta_{зсб}$ (рис. 7.6, 7.7). Ширина раскрытия трещин, при которой $K_0 = 0$, является соответствующая величина a_{crc} : для гладкой арматуры класса А-I – 0,005 мм и ($\delta_{зсб} = 15$ мм), 0,025 мм ($\delta_{зсб} = 20$ мм) и 0,050 ($\delta_{зсб} = 25$ мм); для арматуры периодического профиля класса А-III – 0,050 мм ($\delta_{зсб} = 15$ мм), 0,10 ($\delta_{зсб} \geq 20$ мм).

Экспериментальные исследования показывают, что глубина (δ) и длина (ℓ) участка коррозионного поражения арматуры определяются классом арматуры, значением a_{crc} и величиной Φ ($\Phi = d_a / \delta_{зсб}$ – отношение диаметра арматуры к толщине защитного слоя бетона) рис. 7.8, 7.9.

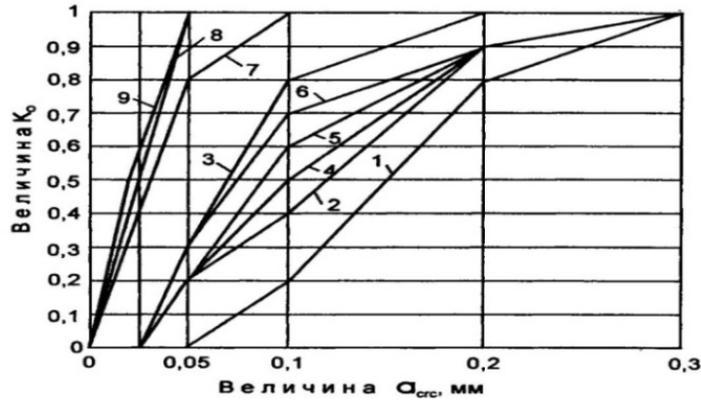


Рис. 7.6. Показатель коррозионной стойкости арматуры класса А-I в трещинах бетона K_0 :

1 – $d_a=18$ мм и $\delta_{зсб}=25$ мм; 2 – $d_a=14$ мм и $\delta_{зсб}=25$ мм; 3 – $d_a=10$ мм и $\delta_{зсб}=25$ мм; 4 – $d_a=18$ мм и $\delta_{зсб}=20$ мм; 5 – $d_a=14$ мм и $\delta_{зсб}=20$ мм; 6 – $d_a=10$ мм и $\delta_{зсб}=20$ мм; 7 – $d_a=18$ мм и $\delta_{зсб}=15$ мм; 8 – $d_a=14$ мм и $\delta_{зсб}=15$ мм; 9 – $d_a=10$ мм и $\delta_{зсб}=15$ мм

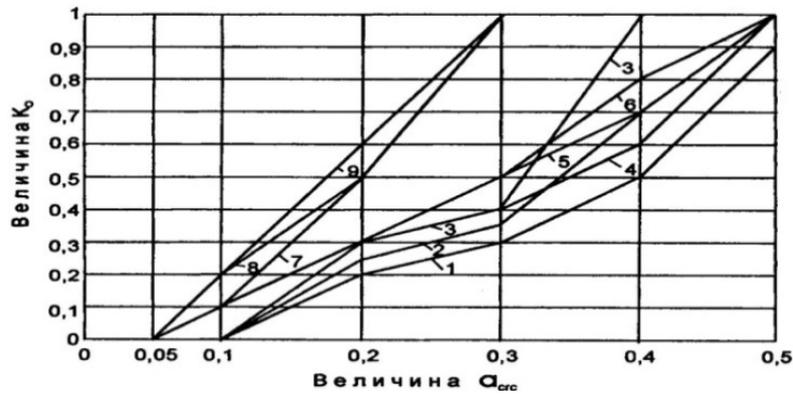


Рис. 7.7. Показатель коррозионной стойкости арматуры класса А-III в трещинах бетона K_0 :

1 – $d_a=18$ мм и $\delta_{зсб}=25$ мм; 2 – $d_a=14$ мм и $\delta_{зсб}=25$ мм; 3 – $d_a=10$ мм и $\delta_{зсб}=25$ мм; 4 – $d_a=18$ мм и $\delta_{зсб}=20$ мм; 5 – $d_a=14$ мм и $\delta_{зсб}=20$ мм; 6 – $d_a=10$ мм и $\delta_{зсб}=20$ мм; 7 – $d_a=18$ мм и $\delta_{зсб}=15$ мм; 8 – $d_a=14$ мм и $\delta_{зсб}=15$ мм; 9 – $d_a=10$ мм и $\delta_{зсб}=15$ мм

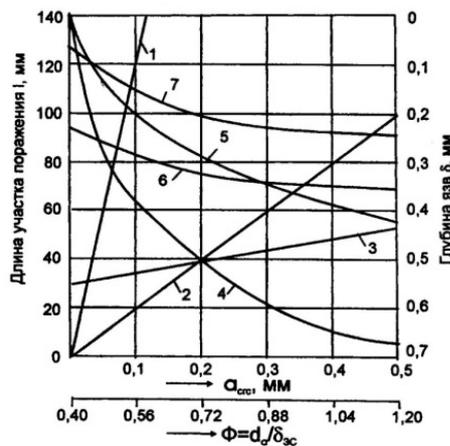


Рис. 7.8. Показатель коррозионного поражения арматуры класса А-I в зоне трещин бетона:

1 – $l_{\max}(a_{crc})$; 2 – $l_{cp}(a_{crc})$; 3 – $l_{cp}(\Phi)$; 4 – $\delta_{\max}(l_{crc})$; 5 – $\delta_{cp}(a_{crc})$; 6 – $\delta_{\max}(\Phi)$; 7 – $\delta_{cp}(\Phi)$

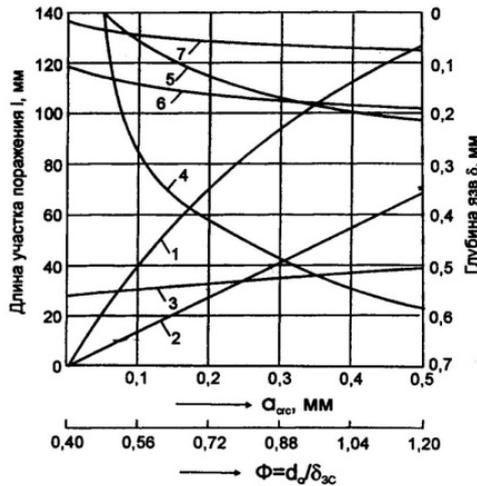


Рис. 7.9. Показатель коррозионного поражения арматуры класса А-III в зоне трещин бетона:

$$1 - l_{\max}(a_{crc}); \quad 2 - l_{cp}(a_{crc}); \quad 3 - l_{cp}(\Phi); \quad 4 - \delta_{\max}(l_{crc}); \quad 5 - \delta_{cp}(a_{crc}); \\ 6 - \delta_{\max}(\Phi); \quad 7 - \delta_{cp}(\Phi)$$

В действующих СНиП 2.03.11-85* [477] и ГОСТ 31384-2008 [108] приведена различная нормативная ширина длительного раскрытия трещин в обычных железобетонных конструкциях при воздействии сильноагрессивной среды, соответственно равная $a_{crc} = 10$ мм и $a_{crc} = 0,5$ мм. Результаты эксперимента показывают, что при действии постоянной нагрузки с учётом не допущения образования продольных коррозионных трещин для арматуры периодического профиля экономически обоснованной нормативной шириной раскрытия поперечных трещин в сильноагрессивной жидкой среде является величина $a_{crc} = 0,10$ мм.

Schiessl P.P. [644] на основании экспериментальных исследований также устанавливает допустимое раскрытие трещин $a_{crc} = 0,10$ мм. Причиной является то, что после 10 лет экспозиции образцов в атмосферных условиях города, промышленного района и морского побережья не увеличивается процент трещин со средним значением глубины поражения $a_{crc} \leq 0,10$ мм по сравнению с четырёхлетним сроком, из-за постепенного засорения трещин, влияющего на торможение диффузии углекислого газа в трещины с постоянным раскрытием.

Математическая обработка экспериментальных данных выявляет функциональную зависимость между средними величинами длины коррозионного поражения l_{cp} и глубины δ_{cp} в момент появления продольных трещин (табл. 7.4).

Данные эксперимента показывают, что в агрессивной среде, содержащей хлорид-ионы, определяющее влияние на появление и раскрытие продольных трещин оказывает расстояние между поперечными трещинами на уровне растянутой арматуры l_{crc} .

Таблица 7.4

Уравнения регрессии функциональной зависимости средней длины участка коррозионного поражения арматуры от средней её глубины

Класс арматуры	Уравнения $l_{cp} = f(\delta_{cp})$	Диаметр арматуры, мм
A-I	$l_{cp} = (\delta_{cp} - 50)^{0,83} - 45$	1Ø10 1Ø14 1Ø18
A-III	$l_{cp} = 0,280 \cdot \delta_{cp}$	1Ø10 1Ø14 1Ø18

Математическое распределение соответствующих выборок l_{crc} в зоне чистого изгиба опытных образцов для арматуры класса A-I и A-III имеет нормальный закон, так как $\chi_{набл}^2 < \chi_{кр}^2$ (рис. 7.10).

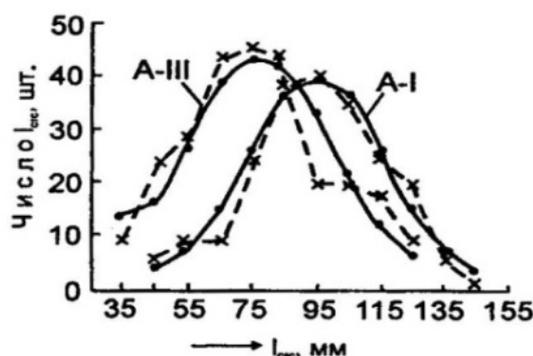


Рис. 7.10. Графики эмпирических (---) и теоретических (—) статистических распределений выборок l_{crc} для арматуры классов A-I и A-III

Результатами статистической обработки выборок l_{crc} в зоне чистого изгиба образцов приведены в табл. 7.5.

Таблица 7.5.

Результаты статистической обработки величины l_{crc}

Класс арматуры	$\sum l_{crc}$, шт.	M , мм	σ , мм	A	E	$\chi_{набл}^2$	$\chi_{кр}^2$	l'_{crc} , мм
A-I	215	95,05	21,40	0,208	-0,238	7,95	15,50	59,74
A-III	261	77,00	22,90	0,247	—	13,48	14,10	39,20

Примечание: M — величина математического ожидания; σ — среднее квадратическое отклонение; A и E — показатели асимметрии и эксцесса теоретического распределения; $\chi_{набл}^2$ и $\chi_{кр}^2$ соответственно теоретический и критический критерии согласия Пирсона, l'_{crc} — минимальное расстояние между поперечными трещинами при уровне значимости $\alpha = 0,95$.

Статистический расчёт l_{crc} показывает снижение расстояния между поперечными трещинами для арматуры периодического профиля в 1,53 раза по сравнению с арматурой гладкого профиля, что соответственно может интенсифицировать образование продольных трещин в защитном слое бетона в условиях применения арматуры периодического профиля.

Результаты экспериментально-теоретических исследований показывают:

- отсутствие в основных действующих нормативных документах по расчёту и защите железобетонных конструкций от коррозии единого системного подхода к назначению нормативной ширины раскрытия нормальных трещин;
- существенное влияние деформации бетона трещин на коррозионное поражение арматуры периодического профиля;
- наличие линейной зависимости коэффициента деформации бетона нормальных трещин от толщины защитного слоя бетона для арматуры периодического профиля;
- необходимость дифференциации нормативной ширины раскрытия нормальных трещин для арматуры различного профиля;
- определяющее влияние продольных коррозионных трещин в защитном слое бетона на долговечность обычных железобетонных элементов.

7.4. Экспериментальные исследования на опытных железобетонных элементах и прямых моделях обычных железобетонных конструкций влияния переменной нагрузки и жидкой хлоридсодержащей среды на коррозию арматуры в поперечных трещинах

7.4.1. Электрохимические и физические испытания опытных образцов

Одним из условий применения железобетонных конструкций с трещинами при эксплуатации в агрессивной среде является возможность допущения в определенных пределах коррозии арматуры в зоне поперечных трещин бетона для арматуры классов А-1, А-II, А-III и А-IV, не склонных к коррозионному растрескиванию, в нормативных документах [108, 477]. Это положение определяется затухающим характером процесса коррозии арматуры в трещинах бетона. Однако, все основополагающие результаты экспериментальных исследований коррозии арматуры в поперечных трещинах бетона для СНиП 2.03.11 – 85* [477] и ГОСТ 31384-2008 [108] были получены при действии постоянной длительной нагрузки и, следовательно, в постоянно раскрытых трещинах. В то же время в процессе эксплуатации железобетонные конструкции подвергаются воздействию различных переменных нагрузок. Железобетонные элементы зданий и ин-

женерных сооружений, например, мостов, в процессе эксплуатации в агрессивной среде, содержащей хлорид-ионы, испытывают воздействие также длительной циклической ступенчато-повторной нагрузки, когда в одном цикле нагружения в течение определенного времени действуют соответственно и максимальная эксплуатационная нагрузка и минимальная. Однако в нормативных документах [477, 479] режим действия этих нагрузок при обосновании допустимой ширины раскрытия поперечных трещин (a_{crc}), не учитывается.

В отдельных научных работах отмечается, что вероятность возникновения коррозии арматуры в трещинах бетона при переменном воздействии нагрузки больше, чем при постоянном [159]. Это связывается с периодическим нарушением оксидной пассивирующей плёнки на поверхности арматуры, механическим разрушением околоарматурного слоя бетона и вторичных продуктов коррозии металла. Поэтому проведение исследований по изучению коррозионного состояния арматуры в поперечных трещинах бетона, с учётом их переменного раскрытия, представляет особую ценность для выработки научных рекомендаций по повышению долговечности железобетонных конструкций.

Этот вопрос исследовался с помощью кратковременных и длительных экспериментов на железобетонных образцах и прямых моделях железобетонных конструкций. Предварительная оценка влияния переменной нагрузки на кинетику коррозии арматуры в зоне поперечных трещин проводилась на железобетонных образцах по кратковременным электрохимическим испытаниям арматуры с помощью:

- анодных поляризационных кривых;
- значений анодного коррозионного тока;
- потенциала арматуры.

Характеристики коррозионного поражения арматуры при переменном и постоянном раскрытии поперечных трещин определялись в процессе длительных натурных экспериментов. Электрохимические и физические испытания арматуры проводились в соответствии с разработанными методиками снятия анодных поляризационных кривых стали в бетоне и оценки коррозионного состояния арматуры в поперечных трещинах бетона [247, 306, 248].

Для проведения кратковременных электрохимических и длительных физических исследований коррозии арматуры в поперечных трещинах используются железобетонные балки размером 440×100×40 мм с одиночным арматурным стержнем класса В_p-1. Образцы изготавливаются на портландцементе марки 500 и гранитном щебне крупностью 5-10мм. Применяется бетон повышенной плотности с техническими характеристиками: класс В-39, водоцементное отношение 0,55; эффективный коэффициент диффузии CO₂ в бетоне 0,53 (см²/с·10⁻⁴). Повышенная плотность

бетона принята из-за условия исключения коррозии арматуры вне зоны влияния поперечной трещины при длительном воздействии жидкой среды с высокой агрессивностью.

Каждый опытный образец в процессе испытания имеет только одну поперечную трещину с шириной раскрытия $a_{crc}=0,20$ мм. Обоснованием принятого значения a_{crc} является его нормативная предельно допустимая величина при воздействии жидких агрессивных сред по СНиП 2.03.11-85* [477]. Измерение a_{crc} осуществляется индикаторами часового типа с ценой деления 10 мкм, стационарно установленными на образцах на уровне арматуры [252, 253].

Для ускорения процесса нарушения пассивного состояния поверхности стали в поперечной трещине используется раствор NaCl с концентрацией хлорид-ионов $Cl^- = 35$ г/л, располагаемый в зоне попеременного увлажнения арматуры на уровне её центральной оси.

Величина стационарного потенциала начала протекания анодного коррозионного тока на арматуре определяется с помощью анализа анодных поляризационных кривых стали, полученных на трех опытных образцах с постоянными раскрытыми трещинами ($a_{crc} = 0,20$ мм), равная $E = (+300)$ мВ (рис. 7.11) [251].

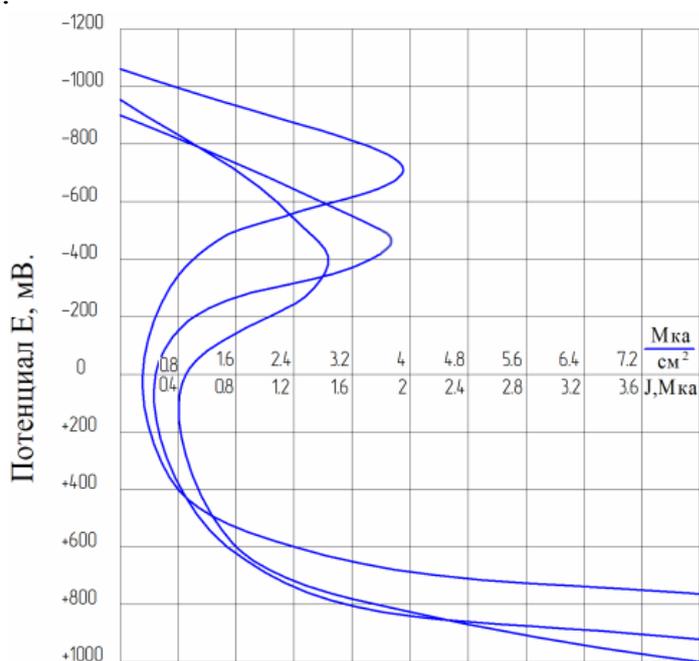
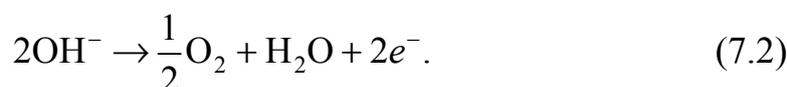


Рис.7.11. Анодные поляризационные кривые стали в бетоне с $a_{crc} = 0,20$ мм

Нарушение пассивного состояния стали в бетоне при потенциале, начиная с потенциала $E = (+300)$ мВ на рис. 7.11 связано с понижением рН поровой жидкости у поверхности металла, вследствие разряда ионов OH^- [501]:



Влияние переменного нагружения на изменение величины анодного тока на арматуре в трещинах бетона определяется на шести образцах – близнецах [248]. Каждый образец загружается двадцатью циклами кратковременной нагрузкой. Каждый цикл представляется в виде следующей схемы изменения ширины раскрытия трещин:

$$a_{crc} = 0,03 \rightarrow 0,10 \rightarrow 0,20 \rightarrow 0,30 \rightarrow 0,40 \rightarrow 0,30 \rightarrow 0,20 \rightarrow 0,10 \rightarrow 0,03 \text{ мм} .$$

Период между ступенями нагружения и разгружения для электрохимической стабилизации коррозии арматуры составляет не менее 1 ч (рис.7.12).

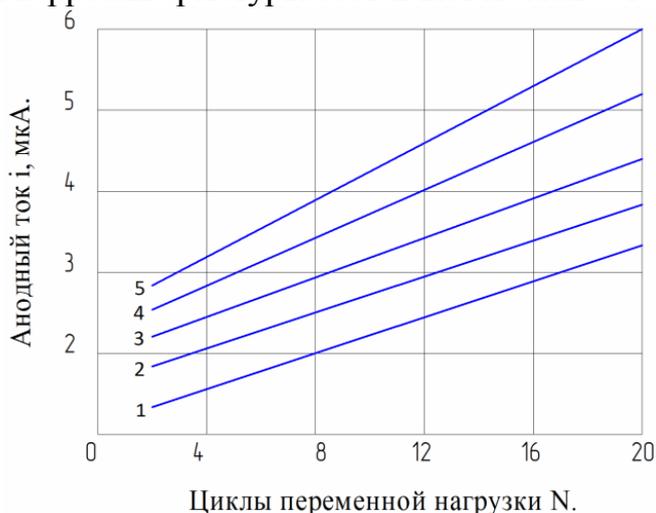


Рис.7.12. Изменение величины анодного тока при переменном раскрытии трещин:

$$1 - a_{crc} = 0,03; 2 - a_{crc} = 0,1; 3 - a_{crc} = 0,2; 4 - a_{crc} = 0,3; 5 - a_{crc} = 0,4 \text{ мм};$$

n – циклы нагружения

С увеличением a_{crc} коррозионный процесс на арматуре увеличивается по линейной зависимости рис. 7.12. После 20 циклов приложения переменной нагрузки величина приращения анодного тока (i) в трещинах бетона с $a_{crc} = 0,03; 0,10; 0,20; 0,30$ и $0,40$ мм соответственно составляет $i = 1,6; 2,2; 2,4; 2,9$ и $3,3$ мкА, что почти в 2,5 раза превышает первоначальные значения [251]. Увеличение анодного тока на арматуре в трещинах происходит со всеми значениями a_{crc} , как при их росте, так и убывании. Это свидетельствует о незначительном влиянии изменения омического сопротивления бетона на величину анодного тока при различных значениях a_{crc} .

Однако, наиболее достоверно количественную сторону коррозионного поражения арматуры показывают не кратковременные, а длительные электрохимические показатели в сочетании с физическими характеристиками коррозионного процесса на арматуре (глубина, длина и площадь поражения) арматуры [159].

Влияние режимов эксплуатационных нагрузок, действующих на железобетонные конструкции (снеговые и ветровые нагрузки, нагрузки на перекрытия и от подвижного транспорта), на электрохимические и физи-

ческие характеристики арматуры экспериментально исследовано с помощью длительных испытаний восемнадцати образцов в следующих режимах нагружения–разгружения: кратковременное нагружение–разгружение (к), два дня – два дня, месяц – месяц [152, 248]. Переменная нагрузка вызывает кратковременное изменение длительного раскрытия $a_{crc} = 0,20$ мм на величину $\Delta a_{crc} = 0,10$ мм. Для сравнения одновременно в аналогичных условиях испытаны 12 контрольных балочек с постоянно раскрытыми трещинами [248].

Результаты длительных экспериментальных исследований железобетонных образцов в течение 120 суток при постоянном воздействии на них 3 %-го раствора NaCl на уровне растянутой арматуры в поперечных трещинах бетона приведены в табл. 7.6 [248, 254].

Т а б л и ц а 7 . 6

Электрохимические и физические результаты длительных испытаний арматуры железобетонных образцов в зоне поперечных трещин бетона

Режим испытания	Ширина раскрытия трещины a_{crc} , мм	Потенциал E , мВ	Плотность анодного тока $I = \text{мкА/см}^2$	Глубина коррозии: средняя (максимальная) $\delta_{cp} (\delta_{max})$, мкм	Длина участка коррозии ℓ , см	Площадь участка коррозии S , см ²	Величина коррозионных потерь m , г
К	0,30/0,20	-470	1,3	80 (184)	1,5	0,9	0,040
2+2	0,30/0,20	-490	1,8	76 (139)	1,3	1,0	0,020
м+м	0,30/0,20	-480	1,6	79 (157)	1,3	0,8	0,030
пост	0,20	-390	0,8	42 (115)	0,7	0,5	0,015
пост	0,30	-420	1,0	69 (135)	0,9	0,7	0,020

Вероятность (p), математическое ожидание (M), доверительные верхние (ВИ) и нижние (НИ) интервалы для потенциала (E) и плотности анодного тока (I), а также соответствующих физических характеристик коррозионного поражения арматуры: δ_{cp} , $\delta_{(max)}$, ℓ , S и m для 18 образцов, нагруженных переменной нагрузкой, приведены в табл. 7.7 [145].

Т а б л и ц а 7 . 7

Вероятность и доверительные интервалы для оценки математического ожидания нормального распределения электрохимических и физических характеристик арматуры при переменном раскрытии трещин

Статистические характеристики	$E(I)$ мВ; (мкА/см ²)	$\delta_{cp} (\delta_{max})$, мкм	$\ell(S)$, см; (см ²)	m , г
P	0,97 (0,96)	0,96 (0,96)	0,97 (0,96)	0,95
M	-476 (1,57)	78 (160)	1,37 (0,90)	0,030
ВИ	-520 (1,73)	89 (185)	1,53 (1,03)	0,034
НИ	-416 (1,35)	66 (135)	1,22 (0,76)	0,026

Согласно [159] потенциал пассивной стали в плотном не карбонизированном бетоне составляет менее $E = (-200)$ мВ. Электрохимические и физические характеристики коррозионного процесса на арматуре в табл.7.6 свидетельствуют о более активном коррозионном состоянии арматуры при переменном раскрытии трещин, по сравнению с постоянным. Переход от постоянного к переменному виду нагружения увеличивает электрохимические и физические значения коррозионного поражения арматуры. Повышение этих значений по отношению к трещинам с постоянным раскрытием соответственно составляет для $a_{crc} = 0,20$ мм и $a_{crc} = 0,30$ мм:

- для потенциала в 1,22 и 1,13 раза;
- для плотности анодного тока в 1,96 и 1,57 раза;
- для средней глубины коррозии в 1,86 и 1,13 раза;
- для максимальной глубины коррозии в 1,39 и 1,19 раза;
- для длины коррозии в 1,96 и 1,52 раза;
- для площади коррозии в 1,80 и 1,29 раза;
- для величины коррозионных потерь в 2,00 и 1,5 раза.

Результаты длительного эксперимента показывают, что действие продолжительной циклической переменной нагрузки приводит к увеличению электрохимических и физических характеристик коррозионного поражения арматуры до 2,0 и 1,5 раз по сравнению с постоянным нагружением.

В работе [278] приведена методика расчета средней глубины поражения арматурной стали в бетоне по известным значениям коррозионного тока, ширине постоянно раскрытых трещин и диаметров арматуры. Согласно этой методике полученные экспериментальные значения плотности анодного тока достаточно хорошо соответствуют средним значениям глубины коррозионного поражения арматуры.

Затухание во времени процесса коррозии на арматуре в поперечных трещинах защитного слоя бетона железобетонных конструкций, рассчитываемых по третьей категории трещиностойкости, является надежной гарантией долговечности железобетонных элементов в агрессивной среде [159, 208, 278, 477]. Однако, нормированные значения ширины раскрытия поперечных трещин учитывают только результаты научных исследований коррозионного поражения арматуры в поперечных трещинах бетона, полученных при постоянном их раскрытии [159, 477].

Кинетика коррозии арматуры в поперечных трещинах при переменном их раскрытии при действии жидкой хлоридсодержащей среды экспериментально исследована на железобетонных образцах. Длительные экспериментальные исследования кинетики физических и электрохимических характеристик коррозионного поражения арматуры в переменном раскрытых поперечных трещинах проведены в течение трёх с половиной лет на сорока пяти железобетонных образцах, с размерами 440×100×40 мм, изго-

товленных из бетона повышенной плотности с арматурой 1Ø4 мм Вр-1 [249].

Каждый образец имеет только одну поперечную трещину. Образцы нагружаются на силовых установках, позволяющих обеспечивать необходимые пределы изменения ширины раскрытия трещин $a_{crc2} = 0,20$ мм и $a_{crc1} = 0,30$ мм [252]. Ширина раскрытия трещин в зоне чистого изгиба измеряется по реперным точкам с помощью микроскопа МБС-2 с ценой деления измерительной линейки 14 мкм.

Согласно разработанной методике исследования в качестве активатора и ускорителя процесса коррозии на арматуре в трещинах бетона принят раствор хлористого натрия. Обоснованием этого решения является щелочной характер межфазовой жидкости в капиллярно-пористом теле бетона серий опытных образцов, изготовленных из алитового среднеалюминатного портландцемента [208]. Опытные железобетонные элементы периодически (три раза в сутки) увлажняются раствором 0,5 % NaCl с режимом воздействия переменной нагрузки 1 сутки (a_{crc1}) и 6 суток (a_{crc2}), что позволяет получить коэффициент ускорения коррозии арматуры в трещинах бетона около пяти [249]. Электрохимические и физические экспериментальные характеристики коррозии арматуры в поперечных трещинах бетона приведены на рис. 7.13 и 7.14.

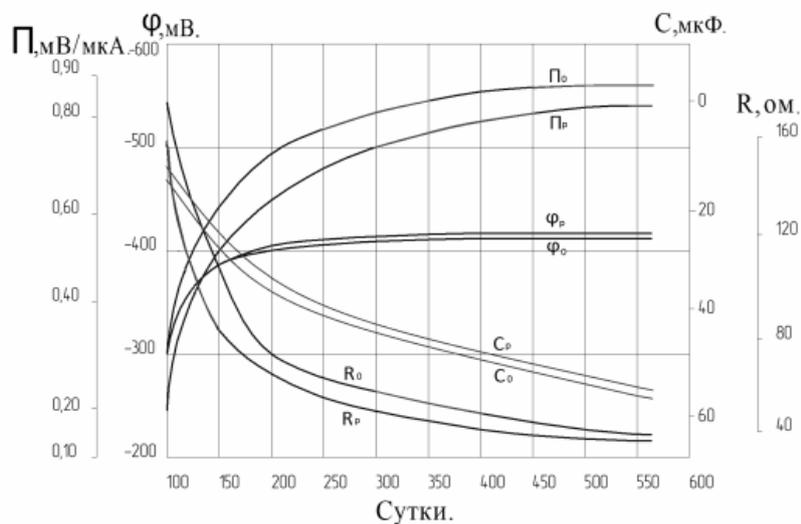


Рис. 7.13. Кинетика изменения параметров физических и электрохимических характеристик коррозионного процесса на арматуре в поперечных трещинах бетона:

Π, φ – соответственно поляризуемость и потенциал арматуры;

C, R – соответственно емкость и сопротивление системы.

Индексы: о, р – соответственно постоянное и переменное воздействие нагрузки

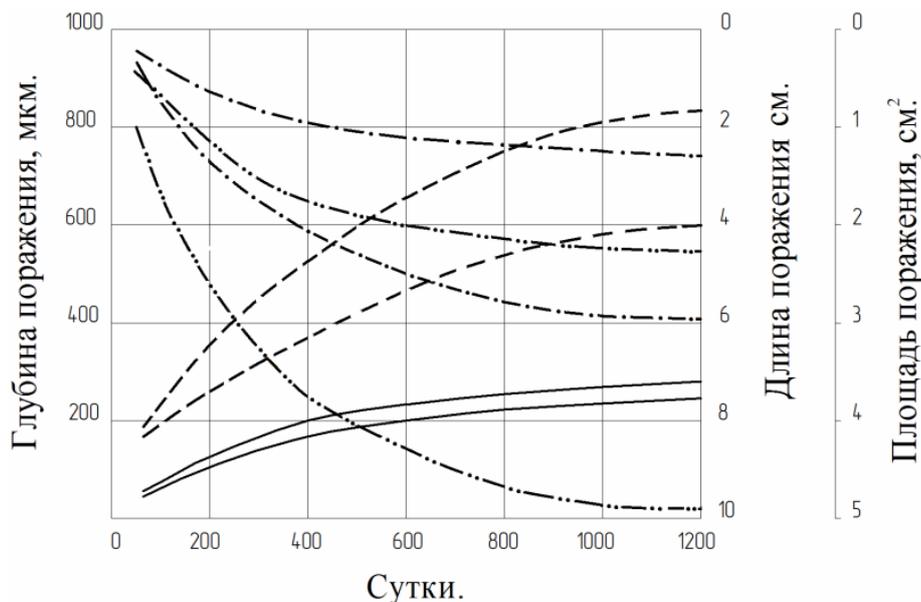


Рис. 7.14. Кинетика изменения характеристик коррозионного поражения арматуры в поперечных трещинах бетона:
 1,2 – соответственно постоянное и переменное раскрытие трещин;
 ————— — средняя глубина коррозии; - - - - - — максимальная глубина коррозии; ····· — · — длина поражения; - · - · - · — площадь поражения

Результаты экспериментальных исследований свидетельствуют о том, что потенциалы арматуры, сопротивление и емкость системы, средняя глубина коррозионных язв являются сопоставимыми по величине для условий постоянного и переменного раскрытия трещин. Кинетика коррозионного процесса на арматуре в поперечных трещинах бетона при переменном и постоянном их раскрытии имеет затухающий характер. В то же время для образцов, испытывающих воздействие переменной нагрузки, поляризуемость арматуры значительно меньше (12%), а максимальная глубина и длина с площадью коррозионного поражения больше, соответственно в 1,5 и 2 раза, по сравнению с постоянной нагрузкой (рис. 7.13, рис. 7.14) [249]. Это необходимо учитывать как дополнительное условие при корректировке нормативных значений ширины раскрытия поперечных трещин СНиП 2.03.11-85* [477].

7.4.2. Длительные экспериментальные исследования на прямых моделях обычных железобетонных конструкций

7.4.2.1. Исследования изменения несущей способности балок и характеристик коррозионного поражения арматуры на железобетонных моделях при действии переменной и постоянной нагрузки в условиях периодического воздействия жидкой хлоридсодержащей среды

Среди всех переменных нагрузок одного знака ступенчатый вид переменных воздействий при высоких уровнях нагрузок $\sigma_{\max} > 0,6 R_{B,6}$ представляет наибольшую опасность для железобетонных конструкций, из-за

повышенных деформаций ползучести арматуры и бетона. Согласно экспериментальным данным Л.А. Мурашко, А.Я. Барашикова, С.В. Александровского, В.Я. Багрия, Т.Ф. Гордеевой, П.П. Крамарчука величины этих деформаций определяются характеристиками циклов переменной нагрузки [284, 35, 9, 105, 210].

Длительные экспериментальные испытания на шести прямых моделях обычных железобетонных конструкций, рассчитываемых по третьей категории трещиностойкости, проведены в условиях воздействия переменной ступенчато-повторной и постоянной нагрузок, а также агрессивной жидкой среды [256]. Три балки испытаны при воздействии переменной нагрузки, а три балки – при воздействии постоянной нагрузки. Опытные образцы с размерами 200×20×7 см изготовлены из тяжелого бетона пониженной проницаемости на алитовом среднеалюминатном портландцементе с арматурой 1Ø14 мм класса А-III и толщиной защитного слоя бетона $\delta_{зс} = 25$ мм. Максимальная и минимальная составляющие ступенчато-повторной нагрузки приняты для всех образцов, испытывающих воздействие переменной нагрузки, соответственно равными $M_{\max} = 0,70 M_p$ и $M_{\min} = 0,40 M_p$, где M_p – величина разрушающего изгибающего момента. Продолжительность цикла действия переменной нагрузки составляет $t_{ц} = 60$ сут. Относительное время действия максимальной нагрузки в периоде цикла равняется $\eta = t_{M_{\min}} / t_{ц} = 0,5$. Постоянно загруженные железобетонные балки испытывают воздействие нагрузки $M_{\text{пост}} = 0,7 M_{\text{разр}}$.

Экспериментальные исследования проводятся на силовых установках, позволяющих осуществлять автономные опыты на прямых железобетонных моделях в натуральных атмосферных условиях Московской области с дополнительным воздействием жидкой агрессивной среды в виде периодического увлажнения поверхности конструкций раствором 3 %-го хлористого натрия не менее шести раз в сутки [255]. По концентрации хлорид-ионов в растворе данная среда по отношению к обычным железобетонным конструкциям с поперечными трещинами характеризуется как сильноагрессивная.

Общий период экспериментальных испытаний, ограниченный временем появления продольных трещин в защитном слое бетона ($a_T = 10$ мкм) составляет полтора года. При коэффициенте ускорения коррозионного процесса на арматурной стали, равном десяти [249], период до появления продольных трещин в реальных слабоагрессивных условиях эксплуатации железобетонных конструкций с поперечными трещинами ($a_{\text{срс}}$) и арматурой класса А-III диаметром 14 мм составляет пятнадцать лет.

Результаты эксперимента показывают линейную зависимость несущей способности опытных железобетонных балок и арматуры соответственно в виде: изгибающего момента и временного сопротивления, физического

предела текучести в зависимости от средней и максимальной величин глубины поражения арматуры (рис.7.15).



Рис. 7.15. Зависимости изменения величины несущей способности железобетонных балок и физико-механических характеристик арматуры класса А-III $\varnothing 14$ мм от глубины коррозионного поражения арматуры:
 σ_{su} и σ_y – соответственно среднее временное сопротивление и физический предел текучести арматуры; M_c – изгибающий момент для постоянного нагружения; M_m – изгибающий момент для переменной нагрузки; индексы C и M – соответственно постоянное и переменное нагружение; $\delta_{ср}$ и $\delta_{м}$ – соответственно средняя и максимальная глубина коррозионного поражения арматуры

Согласно экспериментальным данным на рис. 7.15 средняя (максимальная) глубина коррозии $\delta_{ср} = 300$ мкм ($\delta_{м} = 1200$ мкм) приводит к уменьшению несущей способности железобетонных моделей, временного сопротивления и физического предела текучести арматуры в момент появления продольных коррозионных трещин соответственно на:

- для переменного нагружения – 3,5 % и 5 %,
- для постоянного нагружения – 2,5 % и 4,5 %.

Характеристики коррозионного поражения арматуры: длина (ℓ), средняя глубина ($\delta_{ср}$) и относительная величина участка коррозионного поражения по периметру стержня (P) являются факторами, вызывающими образование продольных трещин. Результаты полученных экспериментальных характеристик коррозионного поражения арматуры в поперечных трещинах бетона показывают их нелинейную зависимость от ширины раскрытия трещин (рис.7.16) [256].

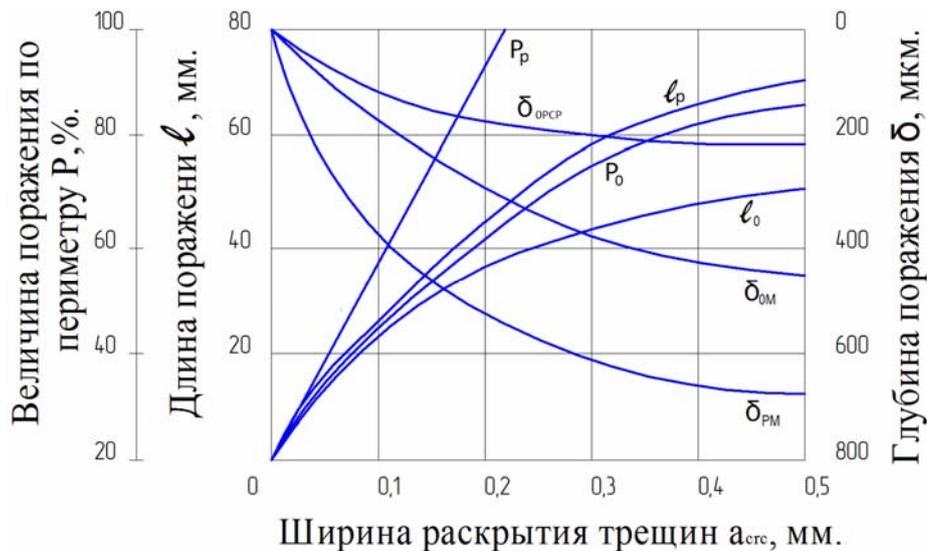


Рис. 7.16. Зависимости изменений характеристик коррозионного поражения арматуры в трещинах бетона от ширины раскрытия трещин:

P , l , δ_{cp} , δ_M – соответственно средняя относительная величина коррозионного поражения по периметру стержня, длина и средняя, максимальная глубина участка коррозионного поражения; O и P – соответственно постоянная и переменное воздействие нагрузки; C , M – соответственно средние и максимальные значения

Согласно данным на рис. 7.16 средняя, максимальная глубина и длина коррозионного поражения арматуры, а также средняя относительная величина коррозионного поражения по периметру стержня соответственно составляет:

для переменного нагружения.

$$a_{crc} = 0,1 \text{ мм} - \delta_{cp} = 100 \text{ мкм}; \delta_M = 380 \text{ мкм}; l = 30 \text{ мм}; P = 55\%,$$

$$a_{crc} = 0,2 \text{ мм} - \delta_{cp} = 180 \text{ мкм}; \delta_M = 520 \text{ мкм}; l = 45 \text{ мм}; P = 94\%,$$

$$a_{crc} = 0,3 \text{ мм} - \delta_{cp} = 200 \text{ мкм}; \delta_M = 615 \text{ мкм}; l = 59 \text{ мм}; P = 100\%,$$

$$a_{crc} = 0,4 \text{ мм} - \delta_{cp} = 210 \text{ мкм}; \delta_M = 630 \text{ мкм}; l = 64 \text{ мм}; P = 100\%,$$

$$a_{crc} = 0,5 \text{ мм} - \delta_{cp} = 220 \text{ мкм}; \delta_M = 640 \text{ мкм}; l = 66 \text{ мм}; P = 100\%;$$

для постоянного нагружения:

$$a_{crc} = 0,1 \text{ мм} - \delta_{cp} = 100 \text{ мкм}; \delta_M = 175 \text{ мкм}; l = 23 \text{ мм}; P = 45\%,$$

$$a_{crc} = 0,2 \text{ мм} - \delta_{cp} = 180 \text{ мкм}; \delta_M = 290 \text{ мкм}; l = 38 \text{ мм}; P = 65\%,$$

$$a_{crc} = 0,3 \text{ мм} - \delta_{cp} = 200 \text{ мкм}; \delta_M = 390 \text{ мкм}; l = 44 \text{ мм}; P = 73\%,$$

$$a_{crc} = 0,4 \text{ мм} - \delta_{cp} = 210 \text{ мкм}; \delta_M = 515 \text{ мкм}; l = 50 \text{ мм}; P = 81\%,$$

$$a_{crc} = 0,5 \text{ мм} - \delta_{cp} = 220 \text{ мкм}; \delta_M = 450 \text{ мкм}; l = 53 \text{ мм}; P = 87\%.$$

В целом результаты экспериментальных исследований показывают, что переменная нагрузка способствует более интенсивному, свыше полутора раз, распространению коррозии по периметру и длине стержня, а также

большой максимальной глубине поражения по сравнению с действием постоянной нагрузки. Переменная нагрузка способствует появлению продольных трещин в защитном слое бетона при средней глубине коррозии арматурного стержня $\delta_{cp} = 240$ мкм; (3.4 %), в то время как уменьшение прочности на действие изгибающего момента в железобетонных моделях составляет всего 1,5 %.

7.4.2.2. Комплексные длительные экспериментальные исследования железобетонных моделей при действии переменной и постоянной нагрузок в агрессивной и неагрессивной средах

Модельный анализ железобетонных конструкций наиболее эффективно используется при изучении их долговечности в агрессивных средах при различных видах нагружения. В этих условиях экспериментальные испытания на моделях прототипов реальных железобетонных конструкций дают более точные данные, чем на математических моделях. В зависимости от цели модельных исследований различаются косвенные и прямые модели. В отличие от косвенных моделей в прямых моделях характер приложенной нагрузки подобен ожидаемой в прототипе. Поэтому такие модели используются для получения полного подобия режима работы строительных железобетонных конструкций при сложных режимах нагружения, вплоть до разрушения.

Экспериментальные результаты комплексного влияния длительных эксплуатационных переменных нагрузок при воздействии неагрессивной и жидкой хлоридсодержащей среды на жёсткость, ширину раскрытия переменных трещин и несущую способность прямых моделей железобетонных конструкций, а также коррозионные характеристики арматуры и её несущую способность представлены в работах [246, 258]. Исследование влияния эксплуатационных ступенчато-повторных нагрузок с высоким уровнем нагружения проведено на прямых моделях обычных железобетонных конструкций из тяжелого бетона особо низкой проницаемости с размерами $1500 \times 200 \times 70$ мм, зона чистого изгиба которых была свободной от поперечной арматуры. При толщине защитного слоя бетона 25 мм изгибаемые образцы армированы одним рабочим стержнем диаметром 12 мм класса А-III и конструктивной – $\varnothing 5$ мм класса В-I.

Опытные образцы попарно испытаны на автономных силовых установках, позволяющих испытывать одну балку на воздействие агрессивной среды, а другую – неагрессивной [257]. Прогибы в зоне чистого изгиба образцов определяются с точностью 1 %, а ширина раскрытия поперечных трещин в зоне чистого изгиба с точностью отсчета – 7 мкм [253].

Математической основой методики испытания железобетонных элементов на воздействие переменной нагрузки является латинский квадрат с

усредненными логарифмами результатов исследований [291, 292, 547]. В сбалансированном многофакторном эксперименте три независимых параметра переменной ступенчато-повторной нагрузки в цикле загрузки: относительное время действия максимальной нагрузки в периоде цикла

$$\eta = \frac{t_{M_{\max}}}{t_{\text{ц}}}, \text{ уровень загрузки минимальной нагрузкой } (\rho) \text{ и продолжи-}$$

тельность цикла переменной нагрузки ($t_{\text{ц}}$) приняты на четырех уровнях:

- $\eta - 0,1; 0,2; 0,3; 0,4;$
- $\rho - 0,4; 0,533; 0,666; 0,8;$
- $t_{\text{ц}} - 3,5 \text{ сут}; 14 \text{ сут}; 28 \text{ сут}; 56 \text{ сут}.$

Режимы загрузки железобетонных образцов приведён на рис 7.17.

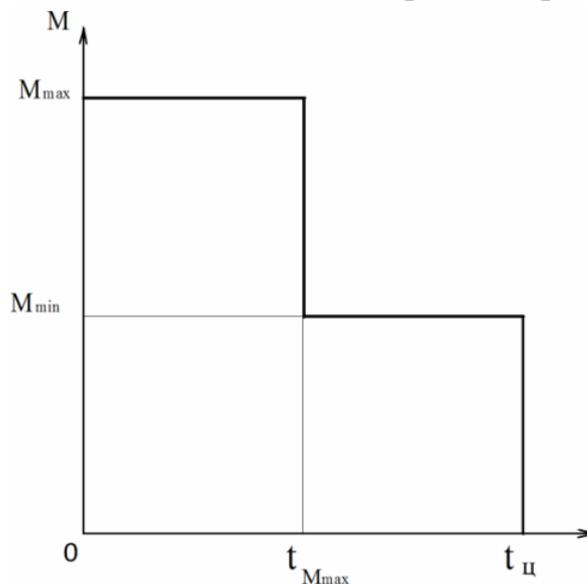


Рис. 7.17. Режимы загрузки ступенчато-повторной нагрузки: M_{\max}, M_{\min} – максимальный и минимальный изгибающие моменты, соответствующие максимальной и минимальной составляющих ступенчато-повторной переменной нагрузки; $t_{\text{ц}}, t_{M_{\max}}$ – соответственно продолжительность цикла переменной нагрузки и время действия максимальной составляющей переменной нагрузки в периоде цикла

Максимальная составляющая ступенчато-повторной нагрузки имеет значение $M_{\max} = 0,77M_{\text{разр}}$, где $M_{\text{разр}}$ – величина разрушающего изгибающего момента, принимаемая из условия получения $a_{\text{срс}}^{\max} = 0,25 \text{ мм}$ [477, 479].

Длительное влияние постоянной эксплуатационной изгибающей нагрузки, неагрессивной и агрессивной среды, содержащей хлорид-ионы, экспериментально исследовано на аналогичных железобетонных моделях в количестве 8 штук, в том числе половина из которых испытана в неагрессивной среде. Образцы загружены постоянной нагрузкой с относительными уровнями $M_{\text{пост}}/M_{\text{разр}}$ соответственно: 0,9; 0,533; 0,426 и 0,320.

Общее количество опытных образцов составляет сорок балок, двадцать из которых испытаны в условиях воздействия агрессивной среды, из них

16 штук при переменной нагрузке, а другие двадцать – в неагрессивной, в том числе 32 образца при переменной нагрузке. Эксперимент проведён в течение одного года в лабораторных условиях с периодическим шестиразовым воздействием в течении суток трёхпроцентного раствора NaCl. После появления волосяных продольных трещин ($a_T = 10$ мкм) в защитном слое бетона балок, испытывающих воздействие переменной нагрузки и агрессивной среды, натурная часть экспериментального исследования была завершена. При ускорении коррозии арматуры в поперечных трещинах бетона с $a_{crc} = 0,20$ мм в 10 раз ($K_K = 10$) фактическая долговечность железобетонных прототипов прямых моделей с $a_{crc}^{max} = 0,25$ мм в слабоагрессивной среде, содержащей хлорид-ионы, при действии переменной ступенчато-повторной нагрузки приблизительно составляет 10–15 лет, что в 3-4 раза меньше нормативной долговечности несущих обычных железобетонных конструкций из тяжелого бетона в капитальных зданиях [477].

Результаты опытных измерений показывают, что кинетика жёсткости балок и ширины раскрытия трещин как при действии постоянной, так и переменной нагрузки имеет затухающий характер во времени.

Жесткость сечений в зоне чистого изгиба рассчитывается как частное от деления величины изгибающего момента на кривизну железобетонного элемента. Интегральной характеристикой изменения деформативных свойств образцов во времени является отношение $n_{ж} = B_0/B$, где B_0 – начальная жёсткость элемента, B – конечная во времени жёсткость элемента, определяемая с помощью метода наименьших квадратов [547].

Анализ измеренных значений ширины раскрытия трещин установил, что кинетика во времени a_{crc} , расположенных в зоне чистого изгиба, хорошо аппроксимируется функциональной зависимостью типа $a_{crc} = C - Be^{-kt}$. Значение $(C-B)$ представляет величину a_{crc} в начальный момент времени испытания, которая впоследствии стремится к асимптоте C , определяемой с помощью наименьших квадратов [547]. Влияние нагрузки на предельное увеличение a_{crc} во времени учитывалось с помощью коэффициента $\varphi_\ell = C/(C - B)$.

Функциональные зависимости изменения жесткости ($n_{ж}$) и ширины раскрытия трещин (φ_ℓ) в зависимости от параметров переменной нагрузки и вида воздействующей среды в течение сравнительного большего срока эксплуатации железобетонных конструкций по сравнению с нормативным периодом, полученные при математическом анализе результатов многофакторного эксперимента, приведены в табл. 7.8.

Таблица 7.8

Функции регрессии деформативных характеристик железобетонных балок для верхнего (M_{\max}) и нижнего (M_{\min}) уровней загрузки в зависимости от параметров переменной нагрузки и условий испытания

Условия испытания (среда)	Для $a_{срс}$, мм	Уравнения функций: $n = f(\eta r t_u)$; $\varphi = f(\eta r t_u)$	Максимальные значения $n_{ж}$ и φ_{ℓ} для неблагоприятного спектра параметров опытной и существующих эксплуатационных нагрузок	
			для опытной нагрузки	для эксплуатационных нагрузок
Н	-	$n_{ж} = 0,526(1,3+0,5\eta)(1,0+0,6\rho)(1,3+0,2e^{-0,045t_u})$	1,75	2,27
А	-	$n_{ж} = 0,636(1,1+0,5\eta)(0,9+0,6\rho)(1,0+0,4e^{-0,021t_u})$	1,57	2,14
Н	$\geq 0,25$	$\varphi_{\ell} = 0,735(1,1+0,4\eta)(1,1+0,2\rho)(1,1+0,1e^{-0,043t_u})$	1,38	1,67
А	$\geq 0,25$	$\varphi_{\ell} = 0,609(1,2+0,6\eta)(1,2+0,2\rho)(1,2+0,1e^{-0,050t_u})$	1,52	1,99
Н	0,20–0,25	$\varphi_{\ell} = 0,704(1,0+0,6\eta)(1,0+0,3\rho)(1,2+0,1e^{-0,036t_u})$	1,41	1,88
А	0,20–0,25	$\varphi_{\ell} = 0,570(1,2+0,6\eta)(1,1+0,4\rho)(1,2+0,2e^{-0,035t_u})$	1,59	2,13
Н	0,15–0,20	$\varphi_{\ell} = 0,614(1,1+0,4\eta)(1,0+0,4\rho)(1,3+0,1e^{-0,059t_u})$	1,47	1,88
Н	0,10–0,15	$\varphi_{\ell} = 0,601(1,3+0,2\eta)(1,1+0,3\rho)(1,2+0,2e^{-0,029t_u})$	1,51	1,76
А	0,10–0,15	$\varphi_{\ell} = 0,459(1,4+0,3\eta)(1,4+0,1\rho)(1,3+0,4e^{-0,030t_u})$	1,67	1,94
Н	$\geq 0,25^*$	$\varphi_{\ell} = 0,603(1,4-0,3\eta)(1,4-0,4\rho)(1,4+0,2e^{-0,028t_u})$	1,39	1,64
А	$\geq 0,25^*$	$\varphi_{\ell} = 0,296(2,0-0,7\eta)(2,1-0,4\rho)(1,8+0,1e^{-0,045t_u})$	2,06	2,34

Примечание. Н, А – соответственно неагрессивные и агрессивные условия; * при минимальной составляющей переменной нагрузки.

Из параметров переменной нагрузки при верхнем уровне загрузки наибольшее влияние на жёсткость в агрессивной среде оказывает уровень загрузки минимальной нагрузкой (ρ) и длительность цикла загрузки ($t_{ц}$), а в неагрессивной – уровень загрузки минимальной нагрузкой (ρ). На ширину раскрытия поперечных трещин в агрессивных и неагрессивных условиях превалирующее влияние оказывает относительное время действия максимальной нагрузки (η) (табл. 7.9).

Т а б л и ц а 7 . 9

Влияние параметров опытной переменной нагрузки на показатели $n_{ж}$ и φ_{ℓ} при верхнем уровне загрузки

Показатели	Условия испытания	Данные, %		
		η	ρ	$t_{ц}$
$n_{н}$	Н	30	40	30
$n_{а}$	А	30	35	35
φ_{ℓ}	Н	55	35	10
φ_{ℓ}	А	50	35	15

Изменение величины жесткости образцов и ширины раскрытия трещин при длительном действии постоянной нагрузки в зависимости от относительного уровня загрузки по отношению к разрушающей нагрузки и условий испытания приведено в табл. 7.10 [258].

Т а б л и ц а 7 . 1 0

Изменение величины жесткости образцов и ширины раскрытия трещин

Условия испытания	Относительная постоянная экспериментальная нагрузка	$n = B_0/B$	φ_{ℓ}
Н	0,900	1,37	1,11
А	0,900	1,28	1,28
Н	0,533	1,57	1,19
А	0,533	1,16	1,34
Н	0,426	1,47	1,36
А	0,426	1,55	1,28
Н	0,320	1,54	1,23
А	0,320	1,56	1,44

П р и м е ч а н и е . Н, А – соответственно неагрессивные и агрессивные условия.

Результаты экспериментальных исследований, приведённые в табл. 7.10 показывают, что уменьшение жёсткости и увеличение ширины раскрытия трещин при воздействии постоянной нагрузки в агрессивных и неагрессивных условиях зависят от уровня приложенной нагрузки. Независимо от величины первоначального раскрытия ширина трещин в агрессивных и

неагрессивных условиях при действии постоянной нагрузки увеличивается не более чем в 1,5 раза, а итоговое уменьшение жёсткости в агрессивных и неагрессивных условиях, независимо от уровня загрузки, не превышает 1,56 раза.

Сравнительный анализ изменения жёсткости образцов при переменном и постоянном воздействии нагрузки (см. табл.7.8, 7.10) показывает, что действие длительной ступенчато-повторной нагрузки более чем в 1,5 раза снижает значение жесткости элементов по сравнению с постоянной нагрузкой, независимо от уровня её загрузки в различных средах. По сравнению с переменной нагрузкой включающей опытные значения параметров нагрузки (см. табл. 7.8), уменьшение величины жёсткости балок при действии постоянной нагрузки с $M_{\text{опыт}} = M_{\text{разр}} = 0,9$, составляет в неагрессивных условиях 1,28 раза, а в агрессивных – 1,23. По сравнению с граничными параметрами переменной нагрузки соответствующее уменьшение жёсткости составляет в неагрессивных условиях – 1,66 раза, а для агрессивных – 1,67. Увеличение жесткости образцов при переменном и постоянном воздействии нагрузки в агрессивной среде, по-видимому, связано с ростом на 12 % прочности бетона балок, подвергавшихся воздействию жидкой адсорбционно-активной среды.

По сравнению с переменной нагрузкой табл. 7.8 для $a_{crc} > 0,25$ мм воздействие постоянной нагрузки с уровнем загрузки $M_{\text{опыт}} = M_{\text{разр}} = 0,9$ уменьшает ширину раскрытия трещин для опытных параметров переменной нагрузки в неагрессивных условиях в 1,24 раза, в агрессивных условиях – в 1,19 раза, а по сравнению с граничными параметрами переменной нагрузки соответствующее уменьшение составляет в неагрессивных условиях – 1,50 раза, а в агрессивных условиях – 1,55 раза. Для остальных значений ширины раскрытия трещин воздействие переменной нагрузки по сравнению с постоянным загрузением приводит к дополнительному увеличению ширины раскрытия трещин (a_{crc}) не менее чем в 1,5 раза, не зависимо от вида среды.

Значение a_{crc} при действии минимальной составляющей нагрузки в периоде цикла переменной увеличиваются до полутора раз в агрессивных условиях по сравнению с неагрессивными (см. табл.7.8). Причиной являются продукты коррозии арматуры, препятствующие закрытию трещин [127].

Сопоставление фактических и расчётных значений жёсткости и ширины раскрытия поперечных трещин показывает, что неучёт параметров ступенчато-повторной нагрузки в расчетных нормативных документах железобетонных конструкций приводит к разнице между расчетными и фактическими значениями коэффициента $n_{ж}$ только для неагрессивной среды на 50 % и более, а для коэффициента φ_{ℓ} – до 30 % [479, 485, 491]. В неагрессивных условиях это приводит либо к необоснованному расходу

рабочей арматуры, а в агрессивных – кроме необоснованного расхода арматуры и к снижению долговечности железобетонных конструкций.

Экспериментальные исследования влияния параметров переменной ступенчато-повторной нагрузки на изменение несущей способности железобетонных балок произведены с помощью относительного коэффициента $n = \frac{M_{\text{разр}}^{\text{оп}}}{M_{\text{разр}}^{\text{контр}}}$ после одного года воздействия переменной нагрузки.

Общая оценка коррозионного состояния рабочей арматуры в зоне поперечных трещин экспериментальных образцов оценивается в баллах (табл.7.11).

Т а б л и ц а 7 . 1 1

Оценка физического состояния арматуры в зоне трещин в баллах

Баллы	Характеристика физического состояния поверхности арматуры	Длина участка коррозии, мм	Глубина язв, мкм
0	• отсутствие коррозии	0	0
1	• легкий поверхностный налет ржавчины	< 10	10-50
2	• уплотненный слой продуктов коррозии • небольшие язвы равномерно распределенные	10-20	50-250
3	• плотный слой продуктов коррозии • средние язвы	20-40	250-500
4	• то же • язвы крупные, отдельные	40-60	500-1000
5	• отслаивающиеся продукты коррозии • язвы крупные по периметру	> 60	> 1000

Зависимости коррозионных характеристик арматуры их от параметров переменной ступенчато-повторной нагрузки определены для трещин бетона с $a_{\text{ср}} = 0,20$ мм, как максимально допустимые в СНиП 2.03.11-85* [477].

Функциональные зависимости изменения прочности образцов в виде изгибающей нагрузки и характеристик коррозионного поражения арматуры от параметров переменной нагрузки и вида воздействующей среды, установленные при математическом анализе результатов многофакторного эксперимента [547], после 1 года испытания опытных железобетонных балок приведены в табл. 7.12.

Анализ эмпирических уравнений в табл.7.12 свидетельствует о неоднозначной зависимости снижения несущей способности железобетонных образцов от параметров переменной нагрузки в различных средах (табл. 7.13).

Таблица 7.12

Функции регрессии изменения несущей способности железобетонных образцов и характеристик коррозионного поражения арматуры в зоне $a_{erc} = 0,20$ мм от параметров переменной нагрузки и условий испытаний

Единица измерения	$n_H, \ell_K^{\max}, \ell_K^{\text{cp}}, \delta_K^{\max}, \delta_K^{\text{cp}}, F_K^{\text{cp}}, B = f(\eta r t_{\text{ц}})$	Максимальные значения функций регрессии для неблагоприятных спектров параметров опытной и существующих эксплуатационных нагрузок	
		Для опытной нагрузки	Для эксплуатационных нагрузок
%	$n_H \cdot 100 = 0,966(1,03 - 0,06\eta)(1,07 - 0,08\rho)(1,04 - 0,001t_{\text{ц}})$	96	90
%	$n_a \cdot 100 = 1,024(0,99 - 0,03\eta)(1,00 - 0,02\rho)(0,98 - 0,002t_{\text{ц}})$	95	94
мм	$\ell_K^{\max} = 0,00038(46,40 + 17,95\eta)(47,42 + 6,18\rho)(59,50 - 0,25t_{\text{ц}})$	62,50	77,99
мм	$\ell_K^{\text{cp}} = 0,0005(21,49 + 39,81\eta)(38,12 - 13,45\rho)(37,17 - 0,19t_{\text{ц}})$	25,49	49,51
мм	$\delta_K^{\max} = 1,534(0,614 + 0,540\eta)(0,55 + 1,5e^{-2,9\rho})(0,5 - 0,5e^{-0,06t_{\text{ц}}})$	0,635	3,629
мм	$\delta_K^{\text{cp}} = 39,98(0,135 + 0,098\eta)(0,149 + 0,061\rho)(0,105 + 0,12e^{-0,03t_{\text{ц}}})$	0,292	0,436
мм ² ·100	$F_K^{\text{cp}} = 0,04521(4,17 + 1,33\eta)(7,05 - 2,57\rho)(3,5 + 4,02e^{-0,055t_{\text{ц}}})$	8,70	13,15
баллы	$B = 0,155(2,09 + 1,74\eta)(3,66 - 1,81\rho)(2,97 - 0,012t_{\text{ц}})$	3,71	5,00

Примечание. Н, А – соответственно неагрессивные и агрессивные условия; $n = \frac{M_{\text{разр}}^{\text{оп}}}{M_{\text{контр}}^{\text{разр}}}$; ℓ_K – длина участка

коррозии; δ_K – глубина коррозионного поражения арматуры; F_K – площадь участка коррозии; Б – баллы участка коррозии арматуры, с учетом данных табл. 7.11.

Т а б л и ц а 7.13

Влияние параметров опытной переменной нагрузки на снижение несущей

$$\text{способности железобетонных образцов } n = \frac{M_{\text{разр}}^{\text{оп}}}{M_{\text{разр}}^{\text{контр}}}$$

Показатели	Условия испытания	Данные, %		
		η	ρ	$t_{\text{ц}}$
$n_{\text{н}}$	Н	40	35	25
$n_{\text{а}}$	А	25	40	35

Наибольшее влияние на снижение несущей способности железобетонных балок в неагрессивной среде оказывает параметр η (относительное время действия максимальной нагрузки в цикле) и ρ (уровень загрузки минимальной нагрузкой), а в агрессивных условиях – только параметр ρ . Причиной является разрушение структуры бетона сжатой зоны при увеличении амплитуды действующей сжимающей нагрузки высокого уровня.

Несущая способность опытных образцов, испытанных при воздействии постоянной нагрузки в различных средах, не уменьшается по сравнению с контрольными – разрушающими. В то же время, относительная несущая способность железобетонных балок, подвергавшихся воздействию агрессивной среды и переменной нагрузки, оказывается на 2,6 % меньше по сравнению с постоянным нагружением и больше чем на 1,9 %, для неагрессивных условий и переменной нагрузки. Это связано с повышением на 12 % прочности бетона образцов, подвергавшихся воздействию жидкой адсорбционно-активной среды.

Длина участка карбонизации контактного слоя бетона в зоне влияния поперечных трещин зависит от величины $a_{\text{срс}}$ и вида нагрузки. На рис 7.18 приведены кривые средних длин участков карбонизации бетона в поперечных трещинах по обе стороны от неё, полученные в зоне чистого изгиба на 20 железобетонных образцах, испытанных в агрессивных условиях при действии переменной и постоянной нагрузки в течение одного года [246].

Экспериментальные данные по карбонизации контактного бетонного слоя с арматурой на рис 7.18 показывают, что переменная нагрузка в три раза увеличивает длину участка карбонизации по сравнению с постоянной нагрузкой, что является косвенным свидетельством интенсивного микро-разрушения бетона в приарматурной зоне и нарушения усилий сцепления бетона с арматурой за счёт действия переменной нагрузки. Средняя и максимальная глубина карбонизации бетона балок за период испытаний составляет соответственно 5 и 7 мм, а средняя и максимальная глубина проникания хлорид-ионов в бетон – соответственно 4 и 6 мм.

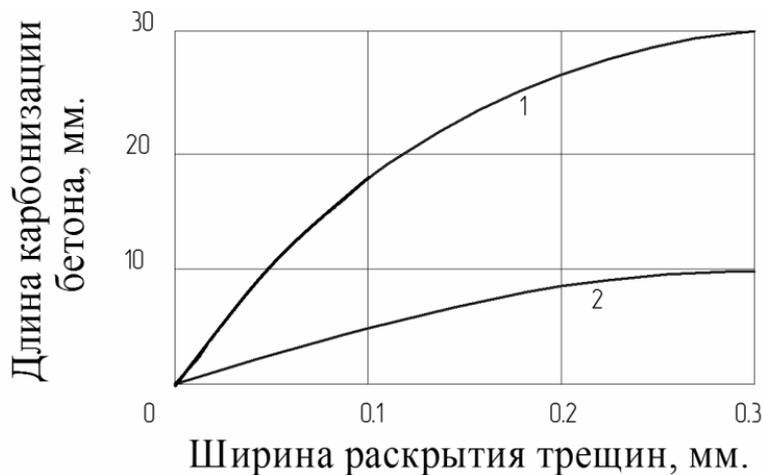


Рис.7.18. Средняя длина участка карбонизации контактного слоя бетона с арматурой в зоне влияния поперечных трещин в агрессивных условиях: 1 – переменное воздействие нагрузки; 2 – постоянное воздействие нагрузки

Экспериментальные результаты показывают, что в трещинах с шириной раскрытия $a_{cre} = 0,20$ мм максимальная и средняя длина участка коррозии вдоль арматуры, а также по периметру стержня, максимальная глубина коррозионных язв на арматуре и площадь коррозионного поражения увеличиваются не менее, чем в полтора раза при действии переменной нагрузки по сравнению с постоянной. Однако средняя глубина коррозии арматуры для обоих видов нагружения не изменяется.

Для арматуры класса А–III, $\varnothing 12$ мм, средняя глубина поражения δ_{cp} (% уменьшения диаметра) и средняя длина участка коррозионного поражения в зоне влияния поперечной трещины ℓ_{cp} при действии переменной нагрузки зависят от следующих значений ширины раскрытия трещин:

$$\begin{aligned}
 a_{cre} = 0,05 \text{ мм} - \delta_{cp} &= 45 \text{ мкм} (0,8\%) - \ell = 6 \text{ мм}, \\
 a_{cre} = 0,07 \text{ мм} - \delta_{cp} &= 84 \text{ мкм} (1,4\%) - \ell = 11 \text{ мм}, \\
 a_{cre} = 0,10 \text{ мм} - \delta_{cp} &= 125 \text{ мкм} (2,1\%) - \ell = 16 \text{ мм}, \\
 a_{cre} = 0,125 \text{ мм} - \delta_{cp} &= 185 \text{ мкм} (3,1\%) - \ell = 25 \text{ мм}, \\
 a_{cre} = 0,15 \text{ мм} - \delta_{cp} &= 240 \text{ мкм} (4,0\%) - \ell = 32 \text{ мм}, \\
 a_{cre} = 0,20 \text{ мм} - \delta_{cp} &= 300 \text{ мкм} (5,0\%) - \ell = 39 \text{ мм}.
 \end{aligned}$$

Данные результаты хорошо аппроксимируются линейной зависимостью длины участка коррозии, мм, от средней глубины поражения, мкм:

$$\ell = 0,13\delta_{cp}. \quad (7.3)$$

Одним из способов предотвращения появления продольных коррозионных трещин в защитном слое бетона конструкции, испытывающих воздействие сильноагрессивных сред с хлорид-ионами и переменной ступенчато-повторной нагрузки, с учётом данных на рис 7.18 и аппроксимирующего

уравнения является принятие допустимого значения ширины раскрытия трещин $a_{crc} < 0,10$ мм.

При испытании стержней арматуры, $\varnothing 12$ мм, класса А–III, извлеченных из железобетонных элементов, на прочность при растяжении их разрыв начинается на участках со средней глубиной коррозионных язв не менее 300 мкм. Однако разрывное усилие на прокорродировавших стержнях заметно не изменяется. Физический предел текучести (470 МПа) и временное сопротивление (680 МПа) арматуры в среднем уменьшается соответственно на 6 МПа (1,1 %) и 7 МПа (1,0 %) относительно данных, полученных на контрольных стержнях. Это объясняется тем, что фактические экспериментальные глубины коррозионного поражения арматуры значительно меньше предельного уменьшения диаметра арматуры, опасного для несущей способности железобетонного элемента, равного 15 %, что для арматуры с $\varnothing 12$ мм составляет 1,8 мм или $\delta_{кр} = 900$ мкм [451, 431].

Большое влияние на появление и раскрытие продольных трещин в агрессивной среде оказывает расстояние между поперечными трещинами l_{crc} . Статистическое распределение величин l_{crc} в зоне чистого изгиба, полученное в эксперименте, имеет нормальный закон (табл. 7.14).

Т а б л и ц а 7 . 1 4

Статистическое распределение l_{crc} в зоне чистого изгиба железобетонных образцов

Номер серии образцов	$\sum l_{crc}$, шт.	M , мм	δ , мм	A	E	$\chi^2_{набл}$	$\chi^2_{кр}$	l_{crc}
1	143	75,28	23,20	-0,01	-0,651	4,37	15,50	37,02
2	135	75,00	22,77	-0,03	-0,344	2,53	15,50	37,40
3	54	81,48	19,54	0,121	-0,069	2,57	14,10	49,30

П р и м е ч а н и е . $\sum l_{crc}$ – сумма расстояний между поперечными трещинами; M – величина математического ожидания; δ – среднее квадратическое отклонение; A и E – показатели асимметрии и эксцесса теоретического распределения; $\chi^2_{набл}$ и $\chi^2_{кр}$ – соответственно теоретический и критический критерий согласия Пирсона; l_{crc} – доверительный интервал выборки при уровне значимости $\alpha = 0,05$.

В табл. 7.14 балки серий №1 (16 шт.) и №2 (16 шт.) испытывают переменную нагрузку, а балки серии №3 (8 шт.) – постоянную. Результаты эксперимента показывают, что переменная нагрузка в 1,35 раза уменьшает расстояние между поперечными трещинами по сравнению с постоянной. Это соотношение распространяется и на железобетонные прототипы экспериментальных прямых моделей. Максимальное распространение продуктов коррозии вдоль арматурных стержней, не допускающее появления продольных трещин в защитном слое бетона на экспериментальных образцах, не должно превышать значений $l_{crc} = 37$ мм и $l_{crc} = 50$ мм соответственно при воздействии переменной и постоянной нагрузок.

Статистический анализ значений a_{crc} , измеренных с одной стороны образцов (рис. 7.19, а), свидетельствует о нормальном законе распределения, так как расхождение эмпирических и теоретических частот выборки незначительное $\chi_{кр}^2 = 0,600 > \chi_{набл}^2 = 1,02$. Величина математического ожидания $M = 0,218$ мм, среднее квадратическое отклонение $\sigma = 0,026$ мм, показатели асимметрии теоретического распределения $A = 0,16$, эксцесса – $E = -0,4$. Расчетная ширина раскрытия трещины составляет $a_{crc} = 0,240$ мм [484], с доверительной вероятностью появления расчетной a_{crc} в принятой выборке – $p = 0,82$. Величина максимальной a_{crc}^{max} при вероятности $p = 0,95$ равняется $a_{crc}^{max} = 0,261$ мм, что больше на 8 % расчетного значения.

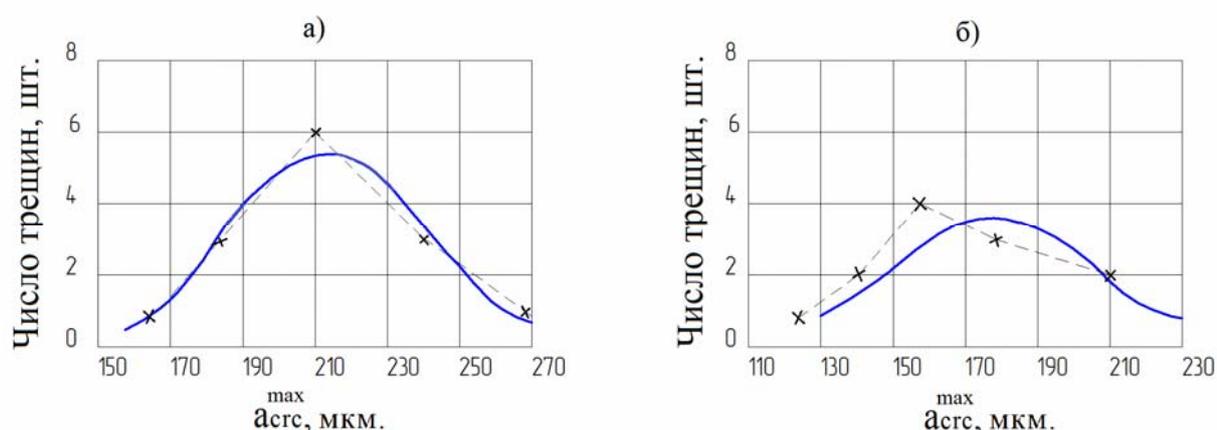


Рис. 7.19. Статистический анализ значений a_{crc} , измеренных с одной стороны (а) и с двух сторон (б) образцов

Более объективной величиной коррозионного поражения арматуры является её оценка по периметру стержня. Она предусматривает учёт ширины раскрытия трещин a_{crc}^{cp} , получаемых как средние величины от измерения a_{crc} на каждой их двух сторон образцов. Экспериментальная выборка a_{crc}^{cp} имеет нормальный закон распределения, так как $\chi_{кр}^2 = 21,00 > \chi_{набл}^2 = 4,56$ (рис. 7.19, б). Среднее квадратическое отклонение $\sigma = 0,031$ мм, величина математического ожидания $M = 0,177$ мм, показатель асимметрии $A = 0,40$, эксцесс $E = 0,70$. При вероятности $p = 0,95$ значение $a_{crc}^{cp} = 0,228$ мм, что на 5 % меньше расчетной величины [246].

Сравнительный анализ расчетных и экспериментальных значений ширины максимально раскрытых трещин показывает меньшее несоответствие для $a_{crc}^{cp max}$ (до 5 %) , по сравнению с a_{crc}^{max} (до 8 %).

Выводы

- Для обычных железобетонных элементов величины жесткости и ширины раскрытия трещин во времени (при действии как постоянной, так

и переменной ступенчато-повторной нагрузок, с высоким уровнем загрузки) в различных средах изменяются по экспоненциальной зависимости и имеют затухающий характер.

- При высоком уровне загрузки действие ступенчато-повторной нагрузки способствует снижению жесткости и увеличению ширины раскрытия трещин не менее чем в 1,5 раза по сравнению с действием длительной постоянной нагрузки в различных средах

- Неучет параметров ступенчато-повторной нагрузки при расчете жесткости и ширины раскрытия трещин приводит к несоответствию их расчетных и фактических значений в различных средах для жесткости не менее, чем на 50 %, а для ширины раскрытия трещин – до 43 % .

- Переменная ступенчато-повторная нагрузка влияет на долговечность обычных железобетонных конструкций в хлорид-содержащих средах через ускоренное распространение продуктов коррозии арматуры вдоль её стержня. Переменная нагрузка в изгибаемых железобетонных элементах в 1,35 раза уменьшает расстояние между поперечными трещинами по сравнению с постоянной.

- Долговечность прямых моделей обычных железобетонных элементов с $a_{crc}^{max} = 0,25$ мм, определяющаяся появлением продольных трещин в защитном слое бетона, равна 1 году при действии ступенчато-повторной нагрузки и сильноагрессивной жидкой среды, содержащей хлорид-ионы. В реальных железобетонных конструкциях в нейтральных условиях долговечность составляет не более 15 лет.

- Параметры переменной ступенчато-повторной нагрузки функционально влияют на изменение несущей способности образцов как в неагрессивной, так и в агрессивной средах.

- Для предотвращения появления продольных трещин в условиях воздействия сильноагрессивной жидкой среды, содержащей хлорид-ионы, и переменной ступенчато-повторной нагрузки необходимо принимать значение $a_{crc} < 0,10$ мм.

7.4.2.3. Экспериментальные исследования влияния амплитуды ширины раскрытия поперечных трещин на коррозионное состояние арматуры

Нормативная ширина между непродолжительным (a_{crc1}) и продолжительным (a_{crc2}) раскрытием трещин для всех групп арматурной стали и различных степеней агрессивного воздействия жидкой агрессивной среды унифицирована и составляет 50 мкм [477].

Влияние величины амплитуды изменения ширины раскрытия трещин ($a_{crc1} - a_{crc2}$) на коррозионное состояние арматуры исследовано в процессе длительных экспериментальных испытаний девяти прямых моделей желе-

зобетонных конструкций при действии переменной изгибающей нагрузки и агрессивной среды. Восемь контрольных образцов испытаны с постоянно раскрытыми трещинами в зоне чистого изгиба, по два образца в серии с соответствующими трещинами:

$$a_{crc} = 0,20 \text{ мм}; a_{crc} = 0,25 \text{ мм}; a_{crc} = 0,30 \text{ мм}; a_{crc} = 0,35 \text{ мм} [249].$$

Геометрические размеры балок $2000 \times 200 \times 70$ мм, толщина защитного слоя бетона 20 мм, несущая арматура 1 $\varnothing 14$ мм класса А-III. Образцы изготовлены из особоплотного бетона. Ширина раскрытия поперечных трещин в зоне чистого изгиба фиксируется индикаторами часового типа с ценой деления 10 мкм, стационарно установленными на трещинах в уровне рабочей арматуры.

Продолжительность испытания в лабораторных условиях составляет 183 суток при регулярном шестиразовом увлажнении в течение суток раствором 3 % NaCl и кратковременном увеличении ширины раскрытия трещин в зоне чистого изгиба $a_{crc2} = 0,20$ мм на трёх балках в каждой серии соответственно на 0,05; 0,10 и 0,15 мм, то есть до

$$a_{crc1} = 0,25 \text{ мм}; a_{crc1} = 0,30 \text{ мм}; a_{crc1} = 0,35 \text{ мм}.$$

Величина коррозионного поражения арматуры в зоне чистого изгиба определяется после вскрытия не менее шести трещин определенной ширины по следующим показателям: площади (S) и длине (ℓ) участка поражения, максимальной и средней глубине язв (d_{max} и d_{cp}), относительной величине поражения по периметру стержня (P). Изменение величины характеристик коррозионного поражения арматуры в поперечных трещинах бетона в зависимости от амплитуды их колебания представлено на рис. 7.20.

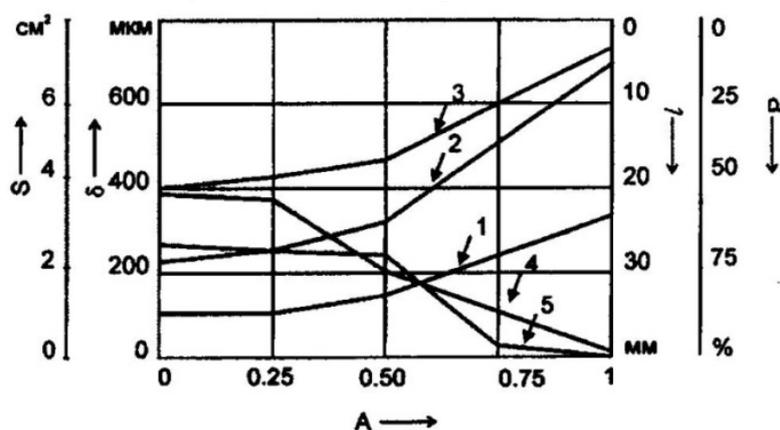


Рис. 7.20. Изменение характеристик коррозионного поражения арматуры в поперечных трещинах бетона в зависимости от относительной амплитуды изменения ширины раскрытия трещин A :
1, 2, 3, 4, 5 – соответственно средняя и максимальная глубина коррозии (δ) (площадь (S), длина (ℓ)) и относительная величина поражения по периметру стержня (P)

Результаты испытания (см. рис. 7.20) показывают, что при нормировании a_{crc} при переменном раскрытии трещин необходимо учитывать не только абсолютную, но и относительную величину амплитуды изменения ширины

раскрытия трещин $A = (a_{cr1} - a_{cr2}) / a_{cr2}$. Значительное увеличение показателей коррозионного поражения арматуры наблюдается при относительной амплитуде изменения ширины раскрытия трещин $A \geq 0,5$.

При действии переменной нагрузки максимальная глубина коррозии, длина участка коррозионного поражения вдоль арматуры и по периметру стержня увеличивается не менее чем в 1,5 раза по сравнению с постоянным воздействием нагрузки в трещинах бетона с одинаковой шириной раскрытия.

Снижение значений физического предела текучести и временного сопротивления арматуры на растяжение наблюдается при уменьшении диаметра стержня за счет коррозии арматуры более чем на 200 мкм (2,9 % снижения диаметра) и составляет около 3 % по отношению к аналогичным характеристикам контрольных стержней.

Выводы:

- длина участка коррозии вдоль арматуры и по периметру стержня, максимальная глубина коррозионных язв на арматуре в трещинах бетона при воздействии жидкой хлоридсодержащей среды увеличиваются не менее чем в 1,5 раза при действии переменной нагрузки по сравнению с постоянной, что необходимо учитывать при корректировке a_{cr} [477];
- при нормировании a_{cr} на обычных железобетонных элементах, испытывающих воздействие жидкой хлоридсодержащей среды, с учетом получения допустимого коррозионного поражения арматуры. необходимо учитывать не только абсолютную, но и относительную амплитуду изменения ширины раскрытия трещин, принимая величину $A < 0,5$.

7.5. Теоретические и экспериментальные исследования влияния газовой среды на коррозию арматуры в поперечных трещинах бетона

7.5.1. Математическое моделирование периода поступления углекислого газа в полость трещины бетона

Агрессивная газовая среда оказывает преимущественное влияние на снижение долговечности железобетонных конструкций из-за коррозии стальной арматуры [159]. Все существующие кислые газы воздействуют на железобетонные конструкции совместно с углекислым газом (CO_2). Содержание углекислого газа в обычном чистом воздухе составляет около 600 мг/м^3 . В промышленной атмосфере эта величина возрастает в десятки раз. Другие кислые газы присутствуют в газовой смеси в значительно меньшем количестве. В зависимости от вида газа их предельные допустимые по санитарным нормам концентрации составляют $0,1\text{--}10 \text{ мг/м}^3$ [208, 457].

Воздействие кислых газов на бетон вызывает его нейтрализацию, а образующиеся соли проникают вглубь со скоростью, зависящей как от их растворимости, так и от влажности бетона. В реальных условиях эксплуатации ведущая роль в нейтрализации бетона принадлежит углекислому газу. Остальные кислые газы лишь дополнительно ускоряют или замедляют данный процесс. Способы прогнозирования защитного действия бетона по отношению к арматуре, как в России, так и за рубежом в отсутствие действия на бетон хлорсодержащих газов основываются на изучении кинетических закономерностей нейтрализации бетона кислыми газами и, в основном, CO_2 [208, 457]. Длительность защитного действия бетона в атмосфере кислых газов рассчитывается по уравнениям диффузии в газовой фазе бетона [208]. Железобетонные конструкции в присутствии кислых газов повреждаются вследствие коррозии стальной арматуры после нейтрализации защитного слоя бетона.

Трещины в бетоне облегчают доступ внешней среды к поверхности арматуры и способствуют возникновению и развитию ее коррозии. Проницаемость бетона с трещинами для кислых газов намного выше, чем у бетона без трещин. Эффективный коэффициент диффузии углекислого газа в трещине бетона шириной раскрытия $a_T = 0,20$ мм равен коэффициенту диффузии его в воздухе $D_{\text{CO}_2} = 0,14 \text{ см}^2/\text{с}$. Это на три порядка выше, чем в бетонах средней плотности [159, 208].

В железобетонных элементах с расчетными поперечными трещинами в защитном слое бетона моделирование периода проникновения углекислого газа (CO_2) в полость трещины, с учётом поглощения его бетоном стенок трещин, является важным фактором, определяющим коррозионную сохранность арматуры. Математическая модель проникания углекислого газа в бетонную полость трещины представлена в работах [259, 260]. Методика расчета, поступления CO_2 в зону поперечных трещин основана на использовании первого закона Фика [159, 208].

В результате расчетов на физической модели поперечной трещины получены следующие функциональные зависимости относительной концентрации углекислого газа в полости трещины на границе карбонизации C_x в зависимости от соответствующих физических, геометрических и химических параметров бетона, поперечной трещины и времени:

$$\begin{aligned}
 K_1 = 0 &\rightarrow C_{1_x} = C_0; \\
 K_2 = 0,2 &\rightarrow C_{2_x} = 0,786C_0; \\
 K_3 = 0,4 &\rightarrow C_{3_x} = 0,540C_0; \\
 K_4 = 0,6 &\rightarrow C_{4_x} = 0,470C_0;
 \end{aligned}
 \tag{7.4}$$

$$K_5 = 0,8 \rightarrow C_{5_x} = 0,420C_0;$$

$$K_6 = 1 \rightarrow C_{6_x} = 0,380C_0;$$

$$K_7 = 2,0 \rightarrow C_{7_x} = 0,270C_0;$$

$$K_7 = 4,0 \rightarrow C_{8_x} = 0,170C_0;$$

где K – определяемое значение по формуле $K = \left[\frac{8D_B m_0 \delta^4}{D_B^2 a_T^2 T} \right]$; C_x – концен-

трация углекислого газа в полости трещины на границе карбонизации (относительные единицы); C_0 – содержание углекислого газа в воздухе (относительные единицы); D_B – эффективный коэффициент диффузии углекислого газа в карбонизированном слое бетона, $\text{см}^2/\text{с}$; D_B – коэффициент диффузии CO_2 в воздухе, $\text{см}^2/\text{с}$; m_0 – реакционная способность бетона, характеризующая объем газа, поглощаемый единицей объема бетона; δ – толщина защитного слоя бетона, см ; a_T – ширина раскрытия трещины, см ; T – время поступления газа в полость трещины, с .

Математическая модель периода времени (с), определяющая в полости трещины при соответствующем значении K соответствующую величину соотношения C_x/C_0 представляется в виде:

$$T = \left[\frac{8D_B m_0 \delta^4}{D_B^2 a_T^2 K} \right]. \quad (7.5)$$

Результаты расчетов, выполненные с помощью зависимости (7.4) с учетом принятых значений $m = 50$, $D_B = 1 \times 10^{-4} \text{ см}^2/\text{с}$, $D_B = 0,14 \times 10 \text{ см}^2/\text{с}$ представлены в табл. 7.15 [159, 208]. Данные табл. 7.15 показывают, что повышение концентрации углекислого газа в полости трещины происходит постепенно и тем быстрее, чем выше плотность бетона. В то же время, полученные относительно небольшие значения времени достижения соответствующей относительной концентрации углекислого газа в бетонной полости трещин, по сравнению с нормативным сроком эксплуатации железобетонных конструкций, не позволяет оказывать решающего влияния на увеличение долговечности железобетонных конструкций в эксплуатационных условиях. Однако, использование данного временного периода может быть полезно для разработки методики проведения ускоренных экспериментальных испытаний коррозионного поражения арматуры в трещинах бетона в агрессивной газовой среде, содержащей кислые газы.

Таблица 7.15

Расчетный период времени получения относительной концентрации углекислого газа (CO₂) в бетонной полости трещины

K	C _x /C ₀	D _б × 10 ⁻⁴ см ² /с	δ _{зсб} , см	T(с) × 10 ⁵ /сут при a _T (мм)			
				0,05	0,1	0,2	0,3
0,2	0,786	1,0	1	4,080/4,7	1,020/1,2	0,255/0,3	0,11/0,13
			2	65,306/75,6	16,327/18,9	4,082/4,7	1,814/2,1
			3	330,618/382,7	82,653/95,7	20,663/23,9	9,184/10,6
		0,2	1	0,816/0,9	0,204/0,2	0,051/0,1	0,023/0,01
			2	13,061/15,1	3,265/3,8	0,816/0,9	0,363/0,4
			3	66,122/76,5	16,531/19,1	4,133/4,8	1,837/2,1
		0,04	1	0,163/0,2	0,041/0,1	0,010/0,01	0,005/0,01
			2	2,612/3,0	0,653/0,8	0,163/0,2	0,073/0,1
			3	13,224/15,3	3,306/3,8	0,827/1,0	0,367/0,4
0,4	0,54	1,0	1	2,041/2,4	0,51/0,6	0,128/0,2	0,057/0,1
			2	32,653/37,8	8,164/9,5	2,041/2,4	0,907/1,1
			3	165,306/191,3	41,327/47,8	10,332/12,0	4,592/5,3
		0,2	1	0,408/0,5	0,102/0,1	0,026/0,03	0,012/0,01
			2	6,531/7,6	1,633/1,9	0,408/0,5	0,182/0,2
			3	33,061/38,3	8,266/9,6	2,067/2,4	0,919/1,1
		0,04	1	0,082/0,1	0,020/0,02	0,005/0,01	0,003/0,01
			2	1,306/1,5	0,326/0,4	0,082/0,1	0,037/0,04
			3	6,612/7,7	1,653/5,4	0,414/0,5	0,184/0,2
1	0,38	1,0	1	0,816/0,9	0,204/0,2	0,051/0,06	0,023/0,03
			2	13,061/15,1	3,265/3,8	0,816/0,9	0,363/0,4
			3	66,122/76,5	16,531/19,1	4,133/4,8	1,837/2,1
		0,2	1	0,163/0,2	0,041/0,1	0,010/0,01	0,005/0,006
			2	2,612/3,0	0,653/0,8	0,163/0,2	0,073/0,1
			3	13,224/15,3	3,306/3,8	0,827/1,0	0,367/0,4
		0,04	1	0,033/0,04	0,008/0,01	0,002/0,002	0,001/0,001
			2	0,522/0,6	0,131/0,2	0,033/0,04	0,015/0,02
			3	2,645/3,1	0,661/0,8	0,165/0,2	0,073/0,1

7.5.2. Влияние агрессивной газовой среды производственных зданий на долговечность обычных железобетонных конструкций и коррозию арматуры

Нормативные параметры газовой среды в животноводческих зданиях по содержанию крупного рогатого скота и в свиноводческих помещениях представлены в технологических нормах проектирования НТП 1-99 [308] и ВНТП 2-96 [88]. В этих нормах помещения животноводческих зданий разделены на соответствующие группы по наиболее неблагоприятным условиям.

гоприятным параметрам физико-химических характеристик газовой среды:

- 1) здания для взрослых животных и молодняка молочных пород (в районах с расчётной зимней температурой минус 25 °С и ниже);
- 2) помещения для животных мясных пород крупного рогатого скота;
- 3) здания коровников для молодняка и скота на откорме;
- 4) помещения для содержания холостых и супоросных свиноматок;
- 5) помещения для содержания хряков;
- 6) Помещения для свиней на откорме.

Нормативные параметры газовой среды для соответствующих групп животноводческих помещений приведены в табл. 7.16.

Т а б л и ц а 7 . 1 6

Нормативные параметры воздушной среды соответствующих групп животноводческих помещений

Группа помещений	Характеристика атмосферы				
	Влажность, %	Температура, °С	Концентрация		
			H ₂ S, мг/м ³	NH ₃ , мг/м ³	CO ₂ , % по объёму
1	85	3	1	20	0,25
2	85	3	1	20	0,25
3	75	10	5	15	0,25
4	75	13	10	20	0,20
5	75	13	10	20	0,20
6	70	14	10	20	0,20

Согласно СНиП 2.03.11-85*[477] степень агрессивного воздействия газовой среды по отношению к строительным металлическим конструкциям в шести группах животноводческих помещений оценивается как среднеагрессивная. Однако в данных газовой среде нормативный документ запрещает применение строительных металлических конструкций без вторичной защиты. Но, в процессе эксплуатации использование поверхностной противокоррозионной защиты строительных металлических конструкций в животноводческих зданиях является технически и экономически не эффективным. Одни виды покрытия, такие как лакокрасочные имеют сравнительно небольшой жизненный ресурс защитного действия, исчисляемый несколькими годами, другие, как теплоизоляционные – высокую стоимость, по сравнению с использованием альтернативных видов конструктивных материалов. Кроме того, некачественное нанесение защитного покрытия даже в одном месте металлической конструкции способствует её внезапному обрушению за счёт усиленного протекания электрохимического процесса коррозии именно в этом месте.

Обеспечение нормативной долговечности несущих конструкций в газовой среде животноводческих зданий может быть получено только за счёт применения железобетонных конструкций. Для приведённых шести групп животноводческих помещений согласно СНиП 2.03.11-85* степень агрессивного воздействия газообразных сред на конструкции из бетона оценивается как слабоагрессивная, а для железобетона – как среднеагрессивная. В то же время, условием соблюдения нормативного срока эксплуатации для железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в среднеагрессивной газовой среде, является требование СНиП 2.03.11-85* о применении вторичной защиты в виде кремнийорганических, полиуретановых, эпоксидных, перхлорвиниловых, хлоркаучуковых и тиоколовых лакокрасочных покрытий.

Главными причинами снижения нормативного срока эксплуатации обычных железобетонных конструкций в газовой среде в животноводческих зданиях является не соблюдение соответствующих нормативных требований по технологии изготовления и периодическому возобновлению вторичной защиты, не учёт в процессе проектирования последствий коррозионного поражения арматуры в расчётных поперечных трещинах бетона [262].

Результаты натурных исследований коррозионного износа не защищённых 12 тысяч обычных железобетонных ребристых плит покрытия на 85 животноводческих зданиях показывают, что общий период эксплуатации этих конструкций до наступления аварийного состояния, из-за образования продольных коррозионных трещин в защитном слое бетона вдоль несущих арматурных стержней в результате коррозии арматуры в поперечных трещинах бетона составляет 25 лет, вместо нормативных 50-ти [159, 195].

Результаты обследования обычных железобетонных полурам, изготовленных из тяжёлого бетона нормальной проницаемости, в газовой среде зданий свиноводческого комплекса «Тамалинский» в Пензенской области показывают определяющее влияние на долговечность строительных конструкций процесса коррозии арматуры в поперечных трещинах, способствующих появлению продольных коррозионных трещин в защитном слое бетона [261–263]. Из обследованных 86 полурам на одиннадцати из них в защитном слое бетона вдоль арматурных стержней зафиксированы продольные трещины с раскрытием 50 мкм и длиной более 1 м. За 13 лет эксплуатации производственных сельскохозяйственных объектов среднее значение глубины карбонизации защитного слоя бетона толщиной 30 мм составляет 17 мм.

Длительные экспериментальные исследования влияния эксплуатационной переменной нагрузки и газовой среды животноводческого здания (4 группа помещений, табл. 7.16) на долговечность, прочностные и деформационные свойства железобетонных элементов проведены на шести

прямых моделях обычных железобетонных конструкций [261–263]. В качестве контрольных образцов были испытаны девять опытных образцов, три из которых не подвергались воздействию нагрузки, а шесть – испытывали воздействие постоянной нагрузки. В качестве прямых моделей использованы балки с размерами 1500×200×70 мм из тяжёлого бетона класса В30 пониженной проницаемости с эффективным коэффициентом диффузии углекислого газа в бетоне $D=0,17 \cdot 10^{-4}$ см²/с, изготовленного из среднеалюминатного портландцемента, и толщиной защитного слоя бетона $\delta = 30$ мм. Плоский арматурный каркас имеет одиночную несущую арматуру класса А-III с маркой стали 35ГС и диаметром стержня 12 мм. Характеристики коррозионного поражения арматуры в поперечных трещинах определяются в зоне чистого изгиба, в которой поперечная арматура отсутствует.

Опытные образцы испытывают воздействие переменной ступенчато-повторной нагрузки с минимальным и максимальным уровнями загрузки соответственно $P_{\min} = 0,4P_{\text{разр}}$ и $P_{\max} = 0,7P_{\text{разр}}$ и режимом приложения соответствующих уровней нагрузки 14 сут – 14 сут в периоде цикла действия нагрузки. Переменная нагрузка моделирует воздействие снега на конструкции покрытия в реальных условиях их эксплуатации. Опытные образцы с постоянным загрузением испытывают воздействие нагрузки $P = 0,7P_{\text{разр}}$. Испытания прямых моделей проводится на силовых установках. Каждая установка рассчитана на одновременное загрузение двух балок на изгибающую нагрузку в автономных условиях длительного воздействия переменной нагрузки и газовой агрессивной среды [257].

Для стимуляции коррозии арматуры в трещинах бетона поверхность опытных образцов в течение первого года испытаний один раз в сутки увлажняется раствором аналогичным составу жидкой среды, получаемой в процессе жизнедеятельности животных, включающего 95,7 % воды и 4,3 % сухих веществ: мочевины – 2 %, мочевой кислоты – 0,05 %, натрий-ион – 0,35 %, калий-ион – 0,15 %, магний-ион – 0,04 %, кальций-ион – 0,06 %, хлорид-ион – 0,6 %, фосфат-ион – 0,27 %, сульфат-ион – 0,78 %.

Появление отдельных волосяных продольных трещин с шириной раскрытия 20 мкм на восемнадцатом году испытания на поверхности бетона защитного слоя конструкции, испытывающих воздействие переменной нагрузки, в зоне чистого изгиба вдоль арматурных стержней является причиной прекращения длительного эксперимента, из-за нарушения сцепления арматуры с бетоном [278].

Три серии образцов по пять балок в каждой серии в том числе по две балки, подвергавшиеся воздействию переменной нагрузки, две – постоянной нагрузки и одна не нагруженная, снимались с экспериментальных испытаний и подвергались разрушению с определением несущей способ-

ности железобетонных образцов и коррозионных характеристик арматуры в поперечных трещинах бетона.

После 18 лет выдержки железобетонных моделей с переменной нагрузкой ширина максимально раскрытых трещин $a_{crc} = 0,160$ мм при верхнем уровне загрузки увеличивается в 1,80 раза, а при нижнем – в 2,27 раза. Жёсткость балок при верхнем и нижнем уровне загрузки уменьшается в 1,82 раза. Экспериментальные данные изменения жёсткости и ширины раскрытия трещин при верхнем и нижнем уровне загрузки показывают существенное влияние продуктов коррозии арматуры на кинетику закрытия трещин при переходе с верхнего уровня переменной нагрузки на нижний. Увеличение жёсткости и ширины раскрытия трещин при постоянном нагружении соответственно составляет 1,62 и 1,38 раза. Несущая способность балок, нагруженных переменной нагрузкой, оказывается на 3,2 % ниже первоначальной прочности опытных образцов, на 6,3 % прочности балок с постоянным нагружением и 8,0 % прочности ненагруженных железобетонных элементов.

Прочность бетона при сжатии контрольных кубиков $150 \times 150 \times 150$ мм увеличивается к концу испытаний на 9 МПа, из-за воздействия на бетон газовой среды с высокой относительной влажностью, со средней глубиной карбонизации бетона 14 мм.

После восемнадцати лет испытания железобетонных образцов при переменной нагрузке средняя (максимальная) глубина поражения стальных стержней в поперечных трещинах с шириной раскрытия $a_{crc} = 0,30$ мм составляет $\delta_{cp} = 310$ мкм (1700 мкм) и длиной участка коррозии $\ell = 32$ мм. Снижение величины физико-механических характеристик арматуры диаметром 12 мм класса А-III наблюдается только при средней глубине коррозионного поражения более, чем на 200 мкм. По отношению к контрольным образцам арматуры, не подверженным коррозионному воздействию среды, физический предел текучести уменьшается на 20 МПа (4,2 %), а временное сопротивление – на 30 МПа (4,5 %).

Длина участка коррозии арматуры в постоянно раскрытых трещинах бетона с $a_{crc} = 24$ мм составляет $\ell = 14$ мм, что в 2,0 раза меньше длины участка коррозии арматуры в аналогичных трещинах с переменным раскрытием. По отношению к глубине поражения арматуры переменная нагрузка увеличивает только максимальную глубину поражения не менее полутора раз, по сравнению с постоянной нагрузкой в аналогичных по ширине трещинах.

Прочностные, деформативные характеристики экспериментальных железобетонных балок, а также коррозионного поражения арматуры при воздействии переменной нагрузки и газовой среды в момент появления продольных коррозионных трещин имеют достаточно хорошую корреляцию с аналогичными экспериментальными результатами, приведёнными в табл. 7.8 и 7.12.

Результаты натуральных обследований железобетонных полурам и экспериментальных исследований на прямых моделях железобетонных конструкций показывают необходимость использования в газовой среде животноводческих зданий ингибиторов коррозии арматуры в железобетонных конструкциях, так как применение ингибиторов коррозии арматуры в виде добавок в бетонную смесь практически не отражается на отпускной стоимости железобетонных конструкций [306].

Кроме углекислого газа наиболее типичным представителем кислотных газов, часто встречающимся в промышленности, сельском хозяйстве и природных условиях, является сернистый ангидрид (SO_2). Сернистый газ взаимодействует со щелочными компонентами цементного камня в бетоне и образует сульфит-сульфат кальция, который мало растворим в жидкой фазе. По механизму воздействия на коррозионный процесс стали сернистый ангидрид относится к эффективному деполяризатору катодного процесса. Поэтому уже при незначительной концентрации SO_2 в воздухе (0,015 %) его содержание в электролитах становится соизмеримым с концентрацией кислорода. Вместе с тем, наличие CO_2 мало изменяет скорость протекания анодного процесса на арматуре.

Экспериментальные исследования коррозионного поражения арматуры в поперечных трещинах бетона произведено в условиях длительного воздействия сернистого ангидрида на 20 (в том числе 10 контрольных) прямых моделях железобетонных элементов с размерами $2000 \times 200 \times 70$ мм [259]. Использован тяжёлый бетон класса В 30 пониженной проницаемости, с одиночным рабочим арматурным стержнем в плоском арматурном каркасе диаметром 12 мм класса А-III. В зоне чистого изгиба поперечная арматура отсутствует. Балки испытывают воздействие постоянной длительно действующей нагрузки, моделирующей вес промышленного технологического оборудования на перекрытие [265, 485].

Испытания образцов осуществлены в пяти герметичных камерах при постоянном воздействии агрессивной газовой среды [264]. В каждой экспериментальной камере располагаются по четыре образца, испытывающих постоянное воздействие газовой атмосферы в течение одного года с концентрацией газа SO_2 равной 100 мг/м^3 . По степени агрессивного воздействия газообразной среды на железобетонные конструкции согласно СНиП 2.03.11-85* [477] она оценивается как среднеагрессивная.

Коррозионное поражение арматуры в зоне поперечных трещин локализуется на ограниченном участке, длина которого с увеличением ширины раскрытия трещин до 0,30 мм составляет 17 мм. Средняя и максимальная глубина коррозионных язв на арматуре в зоне максимально раскрытых трещин соответственно составляют 50 и 70 мкм. Сравнительно низкая скорость коррозионного поражения арматуры объясняется присутствием в полости трещин продуктов коррозии цементного камня с сернистым ангидридом.

Результаты проведённых теоретических и экспериментальных исследований показывают [262]:

- в газовой среде животноводческих зданий наиболее долговечным материалом является железобетон. В этих условиях эксплуатации долговечность обычных железобетонных конструкций определяется соблюдением выполнения требования СНиП 2.03.11-85 по обеспечению их вторичной защитой и коррозионной сохранностью арматуры в расчётных поперечных трещинах;

- небольшой период достижения соответствующей относительной концентрации углекислого газа в бетонной полости трещин, определённый с помощью разработанной математической модели, практически не увеличивает инкубационного периода коррозии арматуры в поперечных трещинах;

- по степени агрессивного воздействия газовой среда животноводческих зданий по отношению к железобетонным конструкциям, испытывающим воздействие переменной нагрузки, является сильноагрессивной, из-за условия распространения коррозионного процесса вдоль арматурного стержня в зоне влияния поперечных трещин и возникновения продольных коррозионных трещин в защитном слое бетона;

- после 18 лет экспериментальных исследований прямых моделей железобетонных конструкций в атмосферных условиях животноводческого здания наибольшее различие между переменной и постоянной нагрузками наблюдается в увеличении ширины раскрытия трещин (на 40 %) и характеристик коррозионного поражения арматуры: длины – 2,0 раза и максимальной глубины поражения – более полутора раз;

- после 18 лет экспериментальных исследований железобетонных балок на воздействие переменной эксплуатационной нагрузки и газовой среды животноводческого здания не отмечено влияние характеристик коррозионного поражения арматуры, кроме параметра длины коррозионного поражения арматуры, на снижение их долговечности;

- длительные воздействия сернистого ангидрида и постоянной нагрузки на экспериментальные железобетонные балки не оказали определяющего влияния на снижение их долговечности, вследствие коррозионного поражения арматуры.

7.6. Влияние внутренних факторов железобетонных элементов на скорость образования коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона

Исследования влияния коррозионного поражения арматуры классов А-I и А-III на период появления и раскрытия продольных трещин в защитном слое бетона проведено с помощью длительных экспериментальных исследований ненагруженных железобетонных образцов в агрес-

сивной среде [266]. Испытано 18 серий образцов длиной 240 мм, по 6 балочек в каждой. Железобетонные элементы имеют один арматурный стержень класса А-I или А-III диаметром (d) 10; 14 и 18 мм и толщину защитного слоя бетона (a) 15; 25 и 35 мм. Применяется бетон с соответствующими техническими характеристиками: класс (В) 15; 22,5 и 30; водоцементное отношение 0,67; 0,55 и 0,45; эффективный коэффициент диффузии CO_2 в бетоне ($\text{см}^2/\text{с}\cdot 10^{-4}$) 0,17; 0,53 и 1,8 (табл. 7.17).

Т а б л и ц а 7 . 1 7

Технические характеристики железобетонных образцов

Номер серии	Размеры поперечного сечения, мм	Класс арматуры	d , мм	a , мм	$\Phi = d/a$	Коэффициент армирования μ , %
1(2)	100×80	А-I(А-III)	10	35	0,286	1,52
3(4)	100×60	А-I(А-III)	10	25	0,400	1,76
5(6)	100×40	А-I(А-III)	10	15	0,667	2,32
7(8)	100×84	А-I(А-III)	14	35	0,400	2,85
9(10)	100×64	А-I(А-III)	14	25	0,560	3,24
11(12)	100×44	А-I(А-III)	14	15	0,933	4,15
13(14)	100×88	А-I(А-III)	18	35	0,514	4,51
15(16)	100×68	А-I(А-III)	18	25	0,720	5,05
17(18)	100×48	А-I(А-III)	18	15	1,200	6,30

Для ускорения процесса коррозии арматуры при изготовлении образцов в бетонную смесь введён хлористый натрий – 5 % от массы цемента [159, 208]. Испытания железобетонных элементов проводятся в течение 22 месяцев в атмосферных условиях с периодическим, не реже двух раз в сутки, увлажнением водопроводной водой. По интенсивности коррозионного поражения арматуры данные условия характеризуются как сильноагрессивные [208].

Результаты экспериментальных исследований показывает, что продольные коррозионные трещины в защитном слое бетона образцов образуются в сроки от 2 до 18 месяцев. Раскрытие продольных трещин шириной 0,10 мм происходит при средней глубине поражения арматуры 300-600 мкм. На временной период возникновения продольных коррозионных трещин большое внимание оказывают конструктивные особенности железобетонных элементов: диаметр арматуры и толщина защитного слоя бетона

При эксплуатации железобетонных конструкций в слабо- или среднеагрессивной среде, когда процесс коррозии арматуры в бетоне протекает со сравнительно небольшой скоростью, экономически целесообразно увеличивать период до раскрытия продольных трещин в несколько раз за счет изменения показателя $\Phi = d/a$ (отношение диаметра арматуры к толщине защитного слоя бетона) (рис. 7.21).

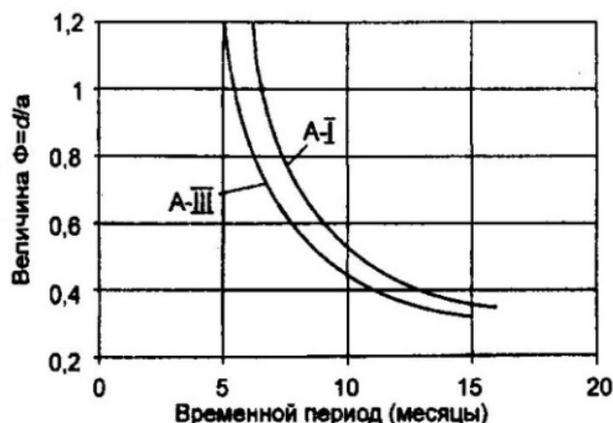


Рис.7.21. Влияние показателя $\Phi(d/a)$ на временной период до появления продольных трещин в бетоне защитного слоя

Для повышения долговечности конструкций при одновременном снижении расхода арматурной стали экономически целесообразно принимать значение показателя $\Phi = 0,4$. Эта величина определяет для защитного слоя бетона a (15; 20; 25; 30 и 35 мм) соответствующие диаметры стержней арматуры d (6; 8; 10; 12 и 14 мм). Учёт влияния показателя Φ на время до появления продольных трещин предполагает корректировку первой группы арматурной стали по степени опасности коррозионного поражения в табл.10 СНиП 2.03.11-85* [477].

С помощью опытных результатов в сбалансированном многофакторном эксперименте, где 3 независимых параметра внутренних факторов железобетонных элементов принимаются на трех уровнях: d – 10; 14 и 18 мм; a – 15; 25 и 35 мм; B – 15; 22,5 и 30, получены уравнения регрессии для арматуры классов А-I и А-III длительности временного периода до появления продольных трещин (T), средней (δ_{cp}) и максимальный (δ_{max}) глубины поражения арматуры от параметров внутренних факторов железобетонных конструкций: диаметра арматуры (d), толщины защитного слоя (a) и класса бетона (B) табл.7.18 [266].

Т а б л и ц а 7 . 1 8
Уравнение функций T (мес), δ_{cp} и δ_{max} (мкм)

Класс арматуры	Уравнение функции $T; \delta_{cp}; \delta_{max} = f(d, a, B)$	Для параметров опытных внутренних факторов	
		max	min
А-I	$T = 0,0126211(13,84 - 0,34d)(0,46a)(7,88 + 0,03B)$	18,7	5,6
А-III	$T = 0,0160762(11,00 - 0,21d)(0,38a)(7,00 + 0,04B)$	15,6	5,0
А-I	$\delta_{cp} = 0,0000059(556 - 14,0d)(141 + 8,8a)(292 + 4,1B)$	457	173
А-III	$\delta_{cp} = 0,0000049(727 - 16,9d)(216 + 9,5a)(421 + 2,3B)$	733	338
А-I	$\delta_{max} = 0,0000012(1128 - 15,0d)(559 + 12,8a)(700 + 9,2B)$	1150	722
А-III	$\delta_{max} = 0,0000013(1100 - 19,6d)(500 + 16,7a)(800 + 4,0B)$	1173	627

Анализ результатов функциональных зависимостей показывает, что для граничных параметров опытных внутренних факторов для арматуры классов А-I и А-III в момент времени появления продольных коррозионных трещин существенное расхождение наблюдается только в величинах средней глубины поражения δ_{cp} – соответственно 47 % и 95 %. Наибольшее влияние на соответствующие функциональные зависимости из параметров внутренних факторов оказывают диаметр арматуры и толщина защитного слоя бетона.

7.7. Экспериментальные исследования определения прочностных и деформационных характеристик центрально- и внецентренно сжатых железобетонных элементов с продольными трещинами в защитном слое бетона

Имеющиеся в научной литературе немногочисленные данные экспериментальных исследований на изгибаемых железобетонных элементах без предварительного напряжения показывают, что возникновение продольных трещин вдоль арматуры, вызванное её коррозией, нарушает сцепление арматуры с бетоном не менее чем на 70 % от первоначального значения. При этом снижение несущей способности нормальных сечений, за счёт нарушения сцепления арматуры с бетоном может составлять более 30 % [512]. Обращается внимание на возможность обрушения в этом случае железобетонных конструкций при действии нагрузки эксплуатационного уровня. На предаварийное состояние железобетонных конструкций при возникновении продольных трещин указывается и С.Н. Алексеев [159].

Влияние продольных коррозионных трещин в защитном слое бетона на изменение кратковременных деформационных и прочностных свойств центрально- и внецентренно сжатых конструкций изучено с помощью экспериментальных исследований на железобетонных элементах, являющихся по геометрическим размерам и техническим характеристикам прямыми моделями железобетонных колонн [242, 243, 267].

В верхней и нижней части опытные железобетонные образцы имеют консоли длиной 12 см. Длина образцов и размеры их поперечного сечения в центральной части соответственно составляют 100 см и 12×10 см с толщиной защитного слоя бетона 15 мм. Железобетонные элементы армированы объёмным каркасом с несущей арматурой 4 \varnothing 8мм класса А-III и распределительной \varnothing 5 мм класса В_p-1. Бетон изготовлен на портландцементе марки 400 и гранитном щебне фракции 5-10мм с водоцементным отношением В/Ц=0,45.

Методика экспериментальных исследований получения продольных коррозионных трещин в защитном слое бетона предусматривает нейтрализацию щёлочи поровой влаги в бетоне и активизацию коррозионного процесса на

арматуре с помощью введения в бетонную смесь хлорид-ионов в виде добавки 5 % NaCl от массы цемента [159, 208]. В контрольных образцах добавка отсутствует. Железобетонные элементы два раза в сутки увлажняются водопроводной водой. По интенсивности коррозионного поражения арматуры данные условия характеризуются как сильноагрессивные [208].

Ширина раскрытия трещин в процессе длительных испытаний определяется с точностью 25 мкм. Период до появления продольных трещин на образцах с добавками составляет 17 месяцев, что при эксплуатации в слабоагрессивной среде с хлорид-ионами приравнивается к 20 годам [242].

После 3,2 лет натуральных испытаний восемнадцать образцов подвергнуты в лабораторных условиях кратковременному испытанию до разрушения. На центральное сжатие испытаны одиннадцать образцов, в том числе три контрольных модели колонн без продольных трещин, на внецентренное сжатие – семь образцов, в том числе три контрольных модели без продольных трещин [243, 244]. Изгибающий момент возникает за счёт эксцентриситета $e = 30$ мм между геометрическим центром опорной части колонны и точкой приложения сжимающей нагрузки.

Величины деформации на растянутых и сжатых гранях образцов во время кратковременных испытаний определяются с помощью механических тензометров Гугенбергера, установленных в средней части высоты колонн. База и цена деления шкалы отсчёта деформаций на механических тензометрах – соответственно составляют 100 мм и 1 мкм.

Глубина нейтрализации (карбонизации) бетона и наличие в нём хлорид-ионов определялись после разрушения образцов способом нанесения на свежий скол бетона соответствующих индикаторов: 0,1 % раствора фенолфталеина в спирте и децинормального раствора азотнокислого серебра. Глубина карбонизации бетона на опытных образцах составляет в среднем 5-7 мм.

Прочность на сжатие бетона экспериментальных образцов определяется как разрушающим, так и неразрушающим методами с помощью контрольных бетонных кубов размерами 100×100×100 мм и прибора «Оникс-2,4» по ГОСТ 22690-88 [110] и ГОСТ 18105-86* [111]. Средняя прочность бетона на сжатие и её коэффициент вариации образцов, испытанных на центральное и внецентренное сжатие, соответственно составляет – $\bar{\sigma} = 32,4$ МПа, $\nu = 0,0095$ и $\bar{\sigma} = 32,8$ МПа, $\nu = 0,0190$.

Величина жёсткости является общей интегральной характеристикой деформативных свойств конструкции: прогибов и углов поворота. В общем случае величина жёсткости B внецентренно сжатых элементов выражается через изгибающий момент M и величину кривизны элемента K с радиусом R по формуле:

$$B = \frac{M}{K} = \frac{M}{1/R}. \quad (7.6)$$

Методика определения жёсткости (B) на опытных образцах предусматривает её нахождение по формуле (7.6) [267]. Жёсткость внецентренно сжатых железобетонных элементов определяется по линейным деформациям бетона на сжатой и растянутой гранях.

Анализ полученных данных экспериментальных исследований показывает наличие зависимостей изменения прочности $P_{\text{разр}}$, жёсткости B образцов, относительных деформаций бетона ε и соответствующих характеристик их изменения $\Delta P_{\text{разр}}$, $\Delta B_{\text{разр}}$ и $\Delta \varepsilon$ от значений ширины раскрытия (a_T^{cp}), ($a_{T \text{ max}}^{\text{cp}}$) и длины (ℓ_T^{cp}), ($\ell_{T \text{ max}}^{\text{cp}}$) продольных трещин. Полученные уравнения регрессии исследуемых характеристик образцов при действии центральной и внецентренно приложенной сжимающей нагрузки в зависимости от геометрических параметров продольных трещин приведены в табл. 7.19 и 7.20. В них используются следующие размерности технических характеристик: $P_{\text{разр}}$, кг; $\Delta \varepsilon$ и ΔP , %; a_T^{cp} , $a_{T \text{ max}}^{\text{cp}}$ и ℓ_T^{cp} , $\ell_{T \text{ max}}^{\text{cp}}$, мм.

Т а б л и ц а 7 . 1 9

Уравнения регрессии изменения прочности $P_{\text{разр}}$, деформаций бетона ε и соответствующих величин их уменьшения $\Delta P_{\text{разр}}$ и $\Delta \varepsilon$ образцов, испытанных на центральное сжатие, в зависимости от геометрических характеристик продольных трещин

$P_{\text{разр}} = f(a_T^{\text{cp}}); \Delta P_{\text{разр}} = f(a_T^{\text{cp}}); P_{\text{разр}} = f(\ell_T^{\text{cp}}); \Delta P_{\text{разр}} = f(\ell_T^{\text{cp}}); P_{\text{разр}} = f(a_{T \text{ max}}^{\text{cp}});$ $\Delta P_{\text{разр}} = f(a_{T \text{ max}}^{\text{cp}}); P_{\text{разр}} = f(\ell_{T \text{ max}}^{\text{cp}}); \Delta P_{\text{разр}} = f(\ell_{T \text{ max}}^{\text{cp}}); \varepsilon = f(a_T^{\text{cp}});$ $\Delta \varepsilon = f(a_T^{\text{cp}}); \varepsilon = f(\ell_T^{\text{cp}}); \Delta \varepsilon = f(\ell_T^{\text{cp}});$ $\varepsilon = f(a_{T \text{ max}}^{\text{cp}}); \Delta \varepsilon = f(a_{T \text{ max}}^{\text{cp}}); \varepsilon = f(\ell_{T \text{ max}}^{\text{cp}}); \Delta \varepsilon = f(\ell_{T \text{ max}}^{\text{cp}});$	
прочность	деформация
$P_{\text{разр}} = 35233 - 20667 a_T^{\text{cp}}$	$\varepsilon = 0,47 + 3,38 a_T^{\text{cp}}$
$\Delta P_{\text{разр}} = 58,5 (a_T^{\text{cp}} - 0,02)$	$\Delta \varepsilon = 600 \cdot a_T^{\text{cp}} - 10$
$P_{\text{разр}} = 35233 - 48 (\ell_T^{\text{cp}} - 23)$	$\varepsilon = 0,50 + 0,0088 \cdot \ell_T^{\text{cp}}$
$\Delta P_{\text{разр}} = 0,135 (\ell_T^{\text{cp}} - 25)$	$\Delta \varepsilon = 1,50 \cdot \ell_T^{\text{cp}}$
$P_{\text{разр}} = 35233 - 16444 a_{T \text{ max}}^{\text{cp}}$	$\varepsilon = 0,52 + 2,6 \cdot a_{T \text{ max}}^{\text{cp}}$
$\Delta P_{\text{разр}} = 48 (a_{T \text{ max}}^{\text{cp}} - 0,02)$	$\Delta \varepsilon = 470 \cdot a_{T \text{ max}}^{\text{cp}}$
$P_{\text{разр}} = 35233 - 50,75 \ell_{T \text{ max}}^{\text{cp}}$	$\varepsilon = 0,52 + 0,008 \cdot \ell_{T \text{ max}}^{\text{cp}}$
$\Delta P_{\text{разр}} = 0,148 (\ell_{T \text{ max}}^{\text{cp}} - 10)$	$\Delta \varepsilon = 1,5 \cdot \ell_{T \text{ max}}^{\text{cp}}$

Т а б л и ц а 7.20

Уравнения регрессии изменения жёсткости B , прочности $P_{\text{разр}}$ и соответствующих величин их уменьшения ΔB и $\Delta P_{\text{разр}}$ образцов, испытанных на внецентренно сжимающую нагрузку, в зависимости от геометрических характеристик продольных трещин

УРАВНЕНИЕ ФУНКЦИЙ:	
$B = f(a_{T \max}^{\text{cp}}); B = f(\ell_{T \max}^{\text{cp}}); \Delta B = f(a_{T \max}^{\text{cp}}); \Delta B = f(\ell_{T \max}^{\text{cp}}); P_{\text{разр}} = f(a_{T \max}^{\text{cp}});$ $P_{\text{разр}} = f(\ell_{T \max}^{\text{cp}}); \Delta P_{\text{разр}} = f(a_{T \max}^{\text{cp}}); \Delta P_{\text{разр}} = f(\ell_{T \max}^{\text{cp}})$	
Жёсткость	Прочность
$B = 0,8 + 1,1 e^{-5,5 a_{T \max}^{\text{cp}}}$	$P_{\text{разр}} = 20300 - 9264 \cdot a_{T \max}^{\text{cp}}$
$B = 0,7 + 1,2 e^{-0,018 \ell_{T \max}^{\text{cp}}}$	$P_{\text{разр}} = 21218 - 58,7 \cdot \ell_{T \max}^{\text{cp}}$
$\Delta B = 50 - 77 e^{-5,5 a_{T \max}^{\text{cp}}}$	$\Delta P_{\text{разр}} = 3 + \frac{a_{T \max}^{\text{cp}}}{0,0232}$
$\Delta B = 58 - 86 e^{-0,018 \ell_{T \max}^{\text{cp}}}$	$\Delta P_{\text{разр}} = \frac{\ell_{T \max}^{\text{cp}}}{3,68}$

Выводы.

1. Наличие продольных трещин на гранях образцов с усреднёнными показателями $a_{T \max}^{\text{cp}} = 0,750$ мм, $a_T^{\text{cp}} = 0,602$ мм и $\ell_{T \max}^{\text{cp}} = 243$ мм, $\ell_T^{\text{cp}} = 295$ мм при действии центральной нагрузки сжатия приводит к снижению прочности на 35,9 % и увеличению относительных деформаций бетона в 3,46 раза.

2. Образование продольных трещин с $a_{T \max}^{\text{cp}} = 0,788$ мм и $\ell_{T \max}^{\text{cp}} = 140$ мм способствует снижению жёсткости и прочности внецентренно сжатых с малым эксцентриситетом железобетонных элементов соответственно на 50,3 и 38,4 %.

3. По сравнению с одинаковыми геометрическими параметрами продольных трещин действие центрально-приложенной сжимающей нагрузки на 7 % меньше снижает их несущую способность по сравнению с действием приложенной сжимающей нагрузки с малым эксцентриситетом.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Абоймова, З.Г. Влияние параметров газовой среды хлористого водорода и пористости мелкозернистого бетона на кинетику продвижения агрессивного фронта / З.Г. Абоймова, В.М. Кравцов, А.Ф. Полак // Совершенствование и организация промышленного строительства: тр. науч. исслед. ин-та пром. стр-ва. Вып. 16. – М., 1975. – С. 278-283.
2. Аванесов, М.П. Теория силового сопротивления железобетона / М.П. Аванесов, В.М. Бондаренко, В.И. Римшин; под ред. В.М. Бондаренко // Алт. гос. техн.ун-т. – Барнаул: Изд-во Алт. ГТУ, 1996. – 169 с.
3. Аввакумов, Е.Г. Механические методы активизации химических процессов / Е.Г. Аввакумов. – Новосибирск: Наука, 1979. – 129 с.
4. Агаджанов, В.И. Экономика повышения долговечности и коррозионной стойкости строительных конструкций / В.И. Агаджанов – М.: Стройиздат, 1988. – 144 с.
5. Агафонов, В.В. Разработка физико-математической модели атмосферной коррозии металлов и метода прогнозирования их коррозионной стойкости в различных климатических районах: автореф. дис.... канд. техн. наук / В.В. Агафонов. – М.: НИФХИ, 1978. – 25 с.
6. Адищев, В.В. Энергетический подход к моделированию процесса образования трещин в изгибаемых железобетонных элементах / В.В. Адищев, В.М. Митасов // Изв. Вузов. – 2005. – №4. – С.26-31.
7. Адлер, Ю.П. Обзор прикладных работ по планированию эксперимента / Ю.П. Адлер. Ю.В. Грановский. – М.: Изд-во МГУ, 1967. – 96 с.
8. Александровский, С.В. Приложение теории ползучести к практическим задачам железобетонных конструкций / С.В. Александровский, В.М. Бондаренко, И.Е. Прокопович // Ползучесть и усадка бетона / НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1976. – С. 56-62.
9. Александровский, С.В. Ползучесть бетона при периодических воздействиях / С.В. Александровский, В.Я. Багрий. – М.: Стройиздат, 1970. – С. 5, 16-17.
10. Алексеев, С.Н. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде / С.Н. Алексеев, Н.К. Розенталь. – М.: Стройиздат, 1976. – 205 с.
11. Алексеев, С.Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне / С.Н. Алексеев. – М.: Стройиздат, 1968. – 231 с.
12. Алексеев, С.Н. Коррозия защиты арматуры в бетоне / С.Н. Алексеев. – М.: Стройиздат, 1962. – 187 с.
13. Алексеев, С.Н. Влияние трещин на интенсивность коррозии арматуры железобетонных конструкций / С.Н. Алексеев. В.И. Новгородский // Бетон и железобетон. – 1964. – №11. – С.511-514.
14. Алмазов, В.О. Надежность железобетонных мостов на основе климатического прогноза / В.О. Алмазов // Долговечность и защита кон-

струкций от коррозии: материалы междунар. конф., 25-27 мая 1999 г. – М., 1999. – С.139-145 .

15. Алмазов, В.О. Прогнозирование поведения железобетонных конструкций при сложных воздействиях природного и техногенного характера / В.О. Алмазов, А.В. Забегаев, Н. Н. Поной, Б.С. Расторгуев, Л.М. Пухонто. // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1994. – №11. – С.10-15.

16. Алтухов, В.Д. Связь предела усталости бетона с показателями прочности при однократном и малоцикловом нагружении / В.Д. Алтухов // Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона: межвузовский сборник. – Ростов н /Д: Ростовский ИСИ, 1979. – С. 61-69.

17. Андрейкив, А.Е. Пространственные задачи теории трещин / А.Е. Андрейкив. – Киев: Наукова думка, 1982. – 348 с.

18. Анисимов, А.В. Моделирование процессов карбонизации и проникновения хлоридов в рамках расчёта вероятности безотказной работы железобетонных элементов / А.В. Анисимов // Проблемы нормирования исследования потребительских свойств мостов: труды ЦНИИС. Вып. 208. – М., 2002. – С. 144-154.

19. Антикайн, П.А. Металлы и расчет на прочность котлов и трубопроводов / П.А. Антикайн. – М.: Энергия, 1980. – 424 с.

20. Анцыгин, О.И. Мониторинг железобетонных конструкций с коррозионными повреждениями при реконструкции / О.И. Анцыгин – Владивосток: Изд-во ДВГУ, 2003. – 139 с.

21. Астрова, Т.М. Анкеровка стержневой арматуры периодического профиля в обычном и предварительно напряженном железобетоне / Т.М. Астрова, С.А. Дмитриев, Н.М. Мулин //Сб.тр. НИИЖБ. Вып.23. – М.: 1961. – С. 102-106.

22. Атомный механизм разрушения: материалы международной конференции по вопросам разрушения. Апрель 1959 г. в Свомпскотте (США). – М.: Изд-во по цветной и черной металлургии, 1963. – 660 с.

23. Ахметзянов, Ф.Х. К оценке прочности и долговечности повреждаемых бетонных и железобетонных элементов / Ф.Х. Ахметзянов. – Казань: Новое знание, 1997.–68 с.

24. Ахметзянов, Ф.Х. К оценке концентрации усадочных микротрещин в цементном камне / Ф.Х. Ахметзянов //Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. –1986. – №II. – С.55-56.

25. Бабушкин, В.И. Коррозия бетона и железобетона и борьба с ней / В.И. Бабушкин О.И. Мchedlov-Петросян //Журнал ВХО им. Менделеева. – 1965. – №5. – С. 10.

26. Бабушкин, В.И. Термодинамика силикатов / В.И. Бабушкин, Г.М. Матвеев, О.И. Мchedlov-Петросян. – М: Стройиздат, 1972. – 351 с.

27. Баженов, Ю.М. Задачи компьютерного материаловедения строительных композитов / Ю.М. Баженов, В.А. Воробьёв, А.В. Илючин // Известие вузов Строительство .– 2000. – №12. – С. 25-30.

28. Баженов, Ю.М. Бетон при динамическом нагружении / Ю.М. Баженов. – М.: Стройиздат, 1972. – 271 с.

29. Баженов Ю.М. Бетоны повышенной долговечности / Ю.М. Баженов // Долговечность и защита конструкций от коррозии: сб. трудов по материалам конференции НИИЖБ. – М., 1999. – С. 43-48.

30. Байков, В.Н. Расчет изгибаемых элементов с учетом экспериментальных зависимостей между напряжениями и деформациями для бетона и высокопрочной арматуры / В.Н. Байков // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1981. – № 5. – С. 26-32.

31. Байков, В.Н. Об уточнении аналитических зависимостей диаграммы растяжения арматурных сталей / В.Н. Байков, С.А. Мадатян, Л.С. Дудолов, В.М. Митасов // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1983. – № 9. – С. 1-5.

32. Баланчук, В.Д. Порошковые полимерные покрытия для комплексной защиты арматуры и стальных металлоизделий от коррозии в бетоне / В.Д. Баланчук. – Новосибирск: НИИЖТ, 2001. – 224 с.

33. Баранова, Т.И. Расчет прочности и эффективное использование арматуры в перемычках железобетонных колонн / Т.И. Баранова, Б.С. Соколов, И.И. Мустафин, О.В. Лаврова / Деп. в ВНИИИС, 1983. – №3866-83.

34. Барбакадзе, В.Ш. Долговечность строительных конструкций и сооружений из композитных материалов / В.Ш. Барбакадзе [и др.]. – М.: Стройиздат, 1993. – 256 с.

35. Барашиков, А.Я. Исследование длительной работы железобетонных конструкций при переменных нагрузках: дис... д-ра техн. наук / А.Я. Барашиков. – Киев: КИСИ, 1977. – 297 с.

36. Беглов, А.Д. Ползучесть бетона и модели евростандартов / А.Д. Беглов, Р.С. Санжаровский, В.М. Бондаренко // Бетон и железобетон. – 2005. – №2. – С.29-30.

37. Белов, В.В. Оценка долговечности коррозионно-повреждённых железобетонных конструкций / В.В. Белов, С.Е. Никитин // Бетон и железобетон. – 2012. – №1. – С.50-53.

38. Белов, В.И. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных балок как систем, составленных из упругих блоков: дис. ... канд. техн. наук / В.И. Белов. – Киров: 1973. – 166 с.

39. Белов В.В. Особенности деформирования системы бетонных блоков при совместном действии изгибающего момента, продольного и поперечного усилий (плоская задача) / В.В. Белов, С.Е. Пересыпкин // Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций энергетических сооружений: матер. конф. и совещ. по гидротехнике. – СПб.: Изд-во ВНИИГидротехники, 1994. – С. 120-125.

40. Белов, В.В. Силовое сопротивление массивных бетонных и железобетонных конструкций с трещинами и швами: дис. ... д-ра техн. наук / В.В. Белов. – СПб., 1998. – 372 с.

41. Белов, В.В. Блочная модель деформирования массивных бетонных и железобетонных элементов с макротрещинами / В.В. Белов // Гидротехническое строительство. – 1994. – №9. – С. 26-30.
42. Белов, В.В. Расчет предельных состояний изгибаемых железобетонных элементов с позиции блочной модели деформирования / В.В. Белов, М.В. Бровкина // Межвуз. сб. научн. трудов по гидротехническому и специальному строительству. – М.: МГСУ, 2002. – С. 116–122.
43. Бендек, П. Научные основы химической технологии / П. Бендек, А. Ласло. – Ленинград: Химия, 1970. – 376 с.
44. Берг, О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / О.Я. Берг. – М.: Госстройиздат, 1961. – 176 с.
45. Берукштис, Г.К. Коррозионная устойчивость металлов и металлических покрытий в атмосферных условиях / Г.К. Берукштис, Г.Б. Кларк. – М.: Наука, 1971. – 159 с.
46. Болотин, В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений / В.В. Болотин. – М.: Стройиздат, 1982. – 351 с.
47. Болотин, В.В. Прогнозирование ресурса машин и конструкций / В.В. Болотин. – М.: Машиноведение, 1984. – 312 с.
48. Бондаренко, В.М. Фрагменты теории силового сопротивления бетона, поврежденного коррозии / В.М. Бондаренко, В.А. Ивахнюк // Бетон и железобетон. – 2003. – №5. – С.21-23.
49. Бондаренко, В.М. Диалектика механики железобетона / В.М. Бондаренко // Бетон и железобетон. – 2002. – №1. – С. 24-27.
50. Бондаренко, В.М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона / В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко. – М.: Стройиздат, 1982. – 287 с.
51. Бондаренко, В.М. Износ, повреждения и безопасность железобетонных сооружений / В.М. Бондаренко, А.В. Боровских. – М.: И.Д. Русанова, 2000. – 144 с.
52. Бондаренко, В.М. К вопросу об оценке силового сопротивления железобетона повреждению коррозионными воздействиями / В.М. Бондаренко, В.Н. Прохоров // Известия вузов. Строительство. – 1998. – № 3. – С. 30-41.
53. Бондаренко, И.М. Проблемы устойчивости железобетонных конструкций / В.М. Бондаренко, В.Н. Прохоров, В.И. Римшин // Бюллетень строительной техники. – 1998. – №5. – С. 13-16.
54. Бондаренко, В.М. О влиянии коррозионных повреждений на силовое сопротивление железобетонных конструкций / В.М. Бондаренко, В.Г. Назаренко, О.Б. Чупмчев // Бетон и железобетон. – 1999. – №6. – С. 27-30.
55. Бондаренко В.М. Развитие инженерных методов расчёта силового сопротивления железобетонных конструкций, ослабленных коррозионными повреждениями / В.М. Бондаренко, О.Б. Чупмчев // Вестник РААСН, Строительные науки. – М., 1998.

56. Бондаренко, В.М. Феноменология кинетики повреждений бетона железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в агрессивной среде / В.М. Бондаренко // Бетон и железобетон. – 2008. – №2. – С. 25-28.
57. Бондаренко, В.М. Жесткость и отпорность повреждённого коррозией железобетона, оцениваемые с учётом диссипации энергии / В.М. Бондаренко, Б.А. Ягупов // Бетон и железобетон. – 2008. – №6. – С. 24-28.
58. Бондаренко, В.М. К вопросу о предельных состояниях повреждённых коррозией железобетонных конструкций / В.М. Бондаренко, Б.А. Ягупов // Бетон и железобетон. – 2010. – №3. – С. 28-31.
59. Бондаренко, В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона / В.М. Бондаренко. – Харьков: Изд-во Харьковского гос. ун-та, 1968. – 323 с.
60. Бондаренко, С.В. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий / С.В. Бондаренко, Р.С. Санжаровский. – М.: Стройиздат, 1990. – 352 с.
61. Бондаренко, В.М. Некоторые вопросы несилловых повреждений, конструктивной безопасности и живучести железобетонных сооружений / В.М. Бондаренко, Б.А. Ягупов // Бетон и железобетон. – 2007. – №1. – С. 18-21.
62. Бондаренко, В.М. Еще раз о конструктивной безопасности и живучести зданий / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов, Н.В. Ключева // Вестник отделения строительных наук РААСН. Юбилейный выпуск к 15-летию РААСН. – 2007. – №11. – С.81-86.
63. Бондаренко, В.М. Вопросы управления гистерезисными энергопотерями строительных конструкций / В.М. Бондаренко // Бетон и железобетон. – 1995. – №2. – С.22-25.
64. Бондаренко, В.М. Начала теории энергетического управления силовым сопротивлением строительных конструкций / В.М. Бондаренко // Изв. вузов. – 1996. – №11. – С.3-12.
65. Бондаренко, С.В. Теория сопротивления строительных конструкций режимным нагружениям / С.В. Бондаренко. – М.: Стройиздат, 1984. – 392 с.
66. Бондаренко, В.М. О влиянии коррозионных повреждений на диссипацию энергии при силовом деформировании бетона / В.М. Бондаренко // Бетон и железобетон. – 2009. – №6. – С. 24-26.
67. Бондаренко, В.М. Элементы теории реконструкции железобетона / В.М. Бондаренко, А.В. Боровских, С.В. Марков, В.И. Римшин. – Н.Новгород: Нижегородский гос. архит.-строит. ун-т, 2002. – 190 с.
68. Бровкина, М.В. Прикладные методы расчета прочности и деформативности изгибаемых железобетонных элементов блочной структуры: дис. ... канд. техн. наук / М.В. Бровкина. – СПб., 2003. – 194 с.
69. Бровкина, М.В. Оценка эксплуатационных и предельных состояний изгибаемых железобетонных элементов с магистральными трещинами / М.В. Бровкина // Новое в архитектуре, проектировании строительных кон-

струкций и реконструкции: материалы третьей всероссийской конференции. – Ч. 1. – Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 2001. – С. 59-64.

70. Броек, А. Основы механики разрушения / А. Броек. – М.: Высшая школа, 1980. – 368 с.

71. Буданов, Н.А. Расчет железобетонных конструкций с учетом ползучести бетона / Н.А. Буданов. – М.: Госстройиздат, 1955. – 285 с.

72. Вандаловская, Л.А. Кинетика нейтрализации бетона в газовой среде прядильного цеха вискозного производства / Л.А. Вандаловская // Долговечность строительных конструкций. – Киев: Будівельник, 1972. – С. 57-62.

73. Варданян, Г.С. Сопротивление материалов с основами теории упругости и пластичности / Г.С. Варданян [и др.]. – М.: АСВ, 1995. – 572 с.

74. Васильев, П.И. Метод расчета раскрытия швов и трещин в массивных бетонных конструкциях / П.И. Васильев, Е.Н. Пересыпкин // Предельные состояния гидротехнических сооружений: труды координац. совещания. Вып. 58. – Л.: Энергия, 1970. – С. 47-53.

75. Васильев, А.И. Расчётные сроки эксплуатации мостов / А.И. Васильев // Транспортное строительство. – 1980. – №3. – С. 37-38.

76. Васильев, А.И. Методология системного подхода к нормированию и натурным исследованиям автодорожных мостов: автореф. дис.... д-ра техн. наук / А.И. Васильев. – М., 2003. – 65 с.

77. Васильев, А.И. Вероятностные оценки сроки службы эксплуатируемых автодорожных мостов в условиях коррозии арматуры / А.И. Васильев // Бетон и железобетон. – 2003. – №2. – С. 17-20.

78. Васильев, А.И. Вероятностная оценка остаточного ресурса физического срока службы железобетонных мостов / А.И. Васильев // Проблемы нормирования и исследования потребительских свойств мостов. Труды ЦНИИС. Вып 28. – М., 2002. – С. 101-120.

79. Васильев, А.И. Прогноз коррозии арматуры железобетонных мостовых конструкций при карбонизации защитного слоя / А.И. Васильев // Бетон и железобетон. – 2001. – №3. – С. 16-20.

80. Васильев, А.И. О выборе толщины защитного слоя бетона мостовых конструкций / А.И. Васильев, А.С. Бейвель, А.М. Подвальный // Бетон и железобетон. – 2001. – №5. – С. 25-27.

81. Васильев, А.И. Комплексное влияние агрессивных факторов среды на коррозию арматуры в защитном слое железобетонных конструкций / А.И. Васильев, А.М. Подвальный // Бетон и железобетон. – 2010 – №2 – С. 26-29.

82. Васильев, А.И. Оценка коррозионного износа рабочей арматуры в балках пролётных строящихся автодорожных мостов / А.И. Васильев // Бетон и железобетон. – 2000. – №2. – С.20-23.

83. Васильев, П.И. Напряженно-деформированное состояние железобетонной балки с трещинами / П.И. Васильев, Н.Е. Пересыпкин // Сборник трудов ЛПИ. Вып. 363. – Л.: ЛПИ, 1979. – С. 74-78.

84. Венников, В.А. Теория подобия и моделирования: учеб. пособие для вузов / В.А. Венников. – М.: Высшая школа, 1976. – 479 с.

85. Вербецкий, Г.П. Механизм и кинетика коррозии бетона и арматуры в гидротехнических сооружениях, эксплуатируемых с допущением трещинообразования: дис. ... д-ра техн. наук / Г.П. Вербецкий. – Тбилиси: Груз.НИИЭГС, 1979. – 409 с.

86. Вербецкий, Г.П. Расчёт допускаемой ширины раскрытия трещин в конструкциях, эксплуатируемых в агрессивных водах / Г.П. Вербецкий, В.Я. Шаповалова, О.А. Саралидзе // Бетон и железобетон. – 1990. – №3. – С.15-17.

87. Виркус, Х.М. К методике определения характеристик трещиностойкости для бетона / Х.М. Виркус, Э.Х. Варес // Исследования по строительству. Напряжения в бетоне. Испытание конструкций. – Таллин: Валгаус, 1985. – №11. – С. 141-151.

88. ВНТП 2-96 Ведомственные нормы технологического проектирования свиноводческих предприятий. – М.: НИПИАгропром, 1996. – 70 с.

89. Габуня, Г.Ш. Концентрация напряжений в зоне отверстий бетонных и железобетонных элементов при однослойном и двухслойном сжатии: дис... канд. техн. наук / Г.Ш. Габуня. – Тбилиси, 1989. – 216 с.

90. Галапац, Б.П. Математическое моделирование физико-механического состояния электропроводных тел в агрессивных средах / Б.П. Галапац // Мат. методы и физ.-мех. поля. -1982.- Вып. 16.- С. 24-30 .

91. Галатенко Г.В. Исследование роста усталостных трещин в материалах с упрочнением при ползучести / Г.В. Галатенко, А.А. Каминский // Прикладная механика. – 1985. – Т.21, №5. – С.50-57.

92. Ганага, П.Н. Предложения по аналитической зависимости между напряжениями и деформациями в арматуре / П.Н. Ганага // Бетон и железобетон. – 1983. – № 12. – С. 26-27.

93. Гарибов, Р.Б. Моделирование напряжённо-деформированного состояния железобетонных конструкций при совместном воздействии хлоридной коррозии и карбонизации / Р.Б. Гарибов, И.Г. Овчинников, А.Н. Маринин // Бетон и Железобетон. – 2007. – №6. – С. 25-29.

94. Гарибов, Р.Б. Сопротивление железобетонных элементов конструкций воздействию агрессивных сред / Р.Б. Гарибов. – Саратов: СГУ, 2003. – 228 с.

95. Гарибов, Р.Б. Моделирование проникания хлоридсодержащих сред в железобетонные конструктивные элементы / Р.Б. Гарибов, И.И. Овчинников // Бетон и железобетон. – 2010. – №4. – С.26-30.

96. Гарибов, Р.Б. Применение теории структурных параметров к моделированию взаимодействия железобетонных элементов конструкций с агрессивными средами / Р.Б. Гарибов, И.И. Овчинников // Бетон и железобетон. – 2010. – №3. – С.20-23.

97. Гарибов, Р.Б. Прочность и деформативность железобетонных несущих конструкций при агрессивных воздействиях окружающей среды / автореф. дис... д-ра техн. наук / Р.Б. Гарибов. – Пенза: ПГУАС, 2008. – 30 с.

98. Гарибов, Р.Б. Прогнозирование поведения сжатой железобетонной стойки в условиях сульфатной агрессии / Р.Б. Гарибов // Бетон и железобетон. – 2005. – №6. – С. 22-25 .

99. Гвелесиани, Л.О. Многофакторный анализ трещиностойкости и прочности бетона / Л.О. Гвелесиани, К.А. Пирадов // Материалы конференций и совещаний по гидротехнике. «Предсо-90». – СПб.: Энергоатомиздат, 1991. – С.279-282.

100. Гвоздев, А.А. О некоторых направлениях в теории деформирования и длительной прочности бетона / А.А. Гвоздев // Прочностные и деформативные характеристики бетона и железобетона. – М.: НИИЖБ, 1981. – С. 42-47.

101. Герасимов, Я.И. Курс физической химии. Т.1 / Я.И. Герасимов. – М.: Химия, 1969. – 502 с.

102. Гойхман, Б.Д. Прогнозирование свойств полимерных материалов при длительном хранении и эксплуатации / Б.Д. Гойхман, Т.П. Смехунова // Успехи химии. – 1980. – Т. 49. – Вып. 8. – С. 1554-1573.

103. Голуб, В.П. Повреждённость и одномерные задачи разрушения в условиях циклического нагружения / В.П. Голуб // Прикладная механика. – 1987. – Т. 23, №10. – С.19-29.

104. Гордон, С.С. Прогноз долговечности железобетонных конструкций / С.С. Гордон // Бетон и железобетон. – 1992. – №6 – С. 23-25.

105. Гордеева, Т.Ф. Исследование изгибаемых железобетонных элементов при повторных статических нагружениях: дис... канд. техн. наук / Т.Ф. Гордеева. – Киев: НИИСК, 1970. – С. 76-104.

106. ГОСТ 29167-91. Бетоны. Методы определения характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении. – М.: Изд-во стандартов, 1992. – 18 с.

107. ГОСТ 25.506-85. Рассчёты и испытания на прочность. Методы механических испытаний металлов. Определение характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении. – М.: Изд-во стандартов, 1985 – 180 с.

108. ГОСТ 31384-2008. Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. Общие технические требования. – М.: Стандартинформ, 2010. – 44 с.

109. ГОСТ 8829-94. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытания нагружением. Правила оценки прочности, жёсткости и трещиностойкости. – М.: Госстрой России ГУП ЦПП, 1997. – 28с.

110. ГОСТ 22690-88. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля.

111. ГОСТ 18105-86*. Бетоны. Правила контроля прочности.

112. Гузеев, Е.А. Виртуальный нелинейный критерий разрушения бетона для расчета конструкций на долговечность / Е.А. Гузеев, В.В. Жуков, В.И. Шевченко, Л.А. Сейлаков // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1989. – № I. – С.1-6.

113. Гузеев, Е.А. Исследование силовых и энергетических параметров разрушения бетона по полностью равновесным диаграммам его деформирования / Е.А. Гузеев, В.И. Шевченко // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1986. – № 8. – С. 1-5.

114. Гузеев, Е.А. Экспериментальные полностью равновесные диаграммы деформирования бетона / Е.А. Гузеев, В.И. Шевченко, Л.А. Сейланов // Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций энергетических сооружений. – Л.: Энергоатомиздат, 1987. – С.180-185.

115. Гузеев, Е.А. Основы расчета и проектирования железобетонных конструкций повышенной стойкости в коррозионных средах: автореф. дис... д-ра техн. наук / Е.А. Гузеев. – М.: НИИЖБ, 1981. – 49 с.

116. Гузеев, Е.А. Особенности проектирования железобетонных конструкций, эксплуатируемых в растворах сернистого натрия / Е.А. Гузеев // Коррозионностойкие бетоны и железобетонные конструкции: сб. научн. трудов. – М.: НИИЖБ, 198. – С. 102-110.

117. Гузеев, Е.А. Расчет железобетонных конструкций с учетом кинетики коррозии бетона третьего вида / Е.А. Гузеев, Н.В. Савицкий, А.А. Тытюк // Коррозионная стойкость бетона, арматуры и железобетона в агрессивных средах: сб. трудов. – М.: НИИЖБ, 1990. – С. 59-66.

118. Гузеев, Е.А. Феноменологическая термодинамика необратимых процессов (физические основы) / Е.А. Гузеев, Н.В. Савицкий, А.А. Тытюк. – М., 1988. – С. 16-19.

119. Гузеев, Е.А. Деформации и прочность пропаренного бетона в зависимости от его плотности в растворах сульфатов при длительном действии нагрузки / Е.А. Гузеев, Т.В. Рубецкая, Л.С. Бубнова, А.И. Мальганов // Защита строительных конструкций промышленных зданий от коррозии: тр. НИИЖБ. – 1972. – С. 65-73.

120. Гузеев, Е.А. Учёт агрессивных воздействий в нормах проектирования конструкций / Е.А. Гузеев, С.Н. Алексеев, Н.В. Савицкий // Бетон и железобетон. – 1992. – №10. – С-8-9.

121. Гузеев, Е.А. Механика разрушения в оценке долговечности бетона / Е.А. Гузеев // Бетон и железобетон. – 1997. – №5. – С.36-37.

122. Гузеев, Е.А. Разрушение бетона и его долговечность / Е.А. Гузеев, С.И. Леонович, А.Ф. Милованов, К.А. Пирадов. – Минск: Тыздзень, 1997. – 170 с.

123. Гузеев, Е.А. Интегральный метод оценки напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов в случае воздействия агрессивной среды и силовой нагрузки / Е.А. Гузеев, В.М. Бондаренко, Н.В. Савицкий. – М.: Стройиздат, 1984.

124. Гузеев, Е.А. Механика разрушения бетона: вопросы теории и практики / Е.А. Гузеев, С.М. Леонович, К.А. Пирадов. – Брест: Брест, политехн., ин-т, 1999. – 216 с.

125. Гузеев, Е.А. Применимость J-интеграла для анализа разрушения бетона / Е.А.Гузеев, Л.А. Сейланов // Изв. вузов. – 1987. – №5 – С. 1-5.

126. Гузеев, Е.А. Анализ разрушений бетона по полностью равновесным диаграммам деформирования / Е.А. Гузеев, Л.А. Сейланов, В.И. Шевченко // Бетон и железобетон. – 1985. – №10. – С. 10-11.

127. Гузеев, Е.А. Основы расчёта и проектирования железобетонных конструкций повышенной стойкости в коррозионных средах: дис...д-ра техн. наук / Е.А. Гузеев. – М.: НИИЖБ. – 349 с.

128. Гузеев, Е.А. Влияние среды на механические свойства бетона / Е.А.Гузеев // Прочность, структурные изменения и деформации бетона. – М.: Стройиздат, 1978. – С. 223-253.

129. Гузеев, Е.А. Железобетонные конструкции для эксплуатации в агрессивных газовых средах / Е.А. Гузеев // Бетон и железобетон. – 1969. – № 4. – С. 8-10.

130. Гузеев, Е.А. Особенности процессов деформирования и разрушения бетона и железобетона, подвергающегося действию нагрузки и агрессивной среды / Е.А. Гузеев // Защита строительных сооружений от коррозии: материалы V Межд. конф. – ЧССР, 1976. – С. 80-87.

131. Гузеев, Е.А. Исследование совместного действия длительного нагружения и агрессивной среды на деформации предварительно напряженных изгибаемых элементов / Е.А. Гузеев, С.В. Медведько, М.Г. Булгакова // Коррозия бетона в агрессивных средах: сб. науч. тр. НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1974. – С. 168-177.

132. Гузеев, Е.А. Железобетонные коррозионно-стойкие конструкции / Е.А. Гузеев // Бетон и железобетон. – 1978. – № 8. – С. 7-8.

133. Гузеев, Е.А. Расчет железобетонных конструкций с учетом кинетики коррозии бетона третьего вида / Е.А. Гузеев, Н.В. Савицкий // Коррозионная стойкость бетона, арматуры и железобетона в агрессивных средах: сб. науч. тр. НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1988. – С. 16-19.

134. Гузеев, Е.А. Прогноз ресурса бетона в условиях воздействия растворов сульфатов по результатам натурных обследований / Е.А. Гузеев, П.А. Михальчук, Н.В. Савицкий // Повышение долговечности строительных конструкций в агрессивных средах: тез. докладов. – Уфа: НИИЖБ, НИИпромстрой, 1987. – С. 42-44.

135. Гусев, В.Б. Математическая модель коррозии бетона в жидких средах / В.Б. Гусев, А.С. Файвусович, В.Ф. Степанова, Н.К. Розенталь // Известия вузов. – 1998. – №4-5. – С. 56-50

136. Гусев, В.Б. Математические модели процессов коррозии бетона / В.Б. Гусев, А.С. Файвусович, В.Ф. Степанова, Н.К. Розенталь. – М.: Тимр, 1996. – 104 с.

137. Гусев, Б.В. Модель расчёта коррозионной стойкости бетона при воздействии агрессивной углекислоты воздуха / Б.В. Гусев, В.Ф. Степанова, Г.В. Чернышук // Бетон и железобетон. – 1999. – №1. – С.27-28.

138. Гусев, Б.В. Формирование структуры и композиционных материалов и их свойства / Б.В. Гусев, В.И. Кондращенко, Б.П. Маслов, А.С. Файвусович. – М.: Научный мир, 2006. – 560 с.

139. Гусев, Б.В. Развитие фронта коррозии бетона в агрессивных средах / Б.В. Гусев, А.С. Файвусович, В.А. Рязанова // Бетон и железобетон. – 2005. – №5. – С. 23-27.

140. Гусев, Б.В. Математическая модель процессов биокоррозии бетонов в газовых агрессивных средах / Б.В. Гусев, А.С. Файвусович, И.В. Довгань // Проблемы долговечности зданий и сооружений в современном строительстве: материалы междунар. конф. 10–12 окт. 2007 г. – СПб.: РИФ «Роза мира», 2007. – С. 63-71.

141. Гусев, Б.В. Построение математической теории процессов коррозии бетона / Б.В. Гусев, А.С. Файвусович / Б.В. Гусев // Строительные материалы. – 2008. – №3. – С. 38-41.

142. Гусев, Б.В. Напряжённое состояние в бетоне как в композиционном материале / Б.В. Гусев // Промышленное и гражданское строительство. – 2003. – №9. – С. 24-25.

143. Гусев, Б.В. Изучение напряжённо-деформированного состояния в цементном камне с использованием механики сплошных сред и статистических методов / Б.В. Гусев // Промышленное и гражданское строительство. – 2007. – №11. – С. 37-40.

144. Гусев, Б.В. Физико-математическая модель процессов коррозии арматуры железобетонных конструкций в агрессивных средах. Теория / Б.В. Гусев, А.С. Файвусович. – М.: Научный мир, 2009. – 56 с.

145. Гмурман, В.Е. Теория вероятностей и математическая статистика / В.Е. Гмурман. – М.: Высшая школа, 1977. – С. 77-78, 95, 132-133.

146. Гухман, А.А. Введение в теорию подобия / А.А. Гухман. – М.: Высшая школа, 1963. – 254 с.

147. Гутман, Э.М. Прочность газопромысловых труб в условиях коррозионного износа / Э.М. Гутман, Р.С. Зайнуллин, А.Т. Шаталов. – М.: Недра, 1984. – 76 с.

148. Гуца, Ю.П. К вопросу о совершенствовании расчета деформации железобетонных элементов / Ю.П. Гуца, Л.Л. Лемыш // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций: сб. науч. тр. – М.: НИИЖБ, 1986. – С. 26-39.

149. Гуца, Ю.П. Исследование характера упруго-пластических деформаций стержневой арматуры / Ю.П. Гуца, Б.П. Горячев, ОМ. Рыбаков // Эффективные виды арматуры железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1970. – 246 с.

150. Гуца, Ю.П. Исследование ширины раскрытия нормальных трещин / Ю.П. Гуца // Труды НИИЖБа. – М.: НИИЖБ ОНТИ, 1971. – С. 72-97.

151. Гуца, Ю.П. Ширина раскрытия нормальных трещин в элементах железобетонных конструкций / Ю.П. Гуца // Предельные состояния элементов железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1976. – С. 30-44.
152. Гуца, Ю.П. Разработать рекомендации по расчёту ширины раскрытия и условиям закрытия трещин в изгибаемых элементах при сложных режимах загрузки / Ю.П. Гуца, И.Ю. Ларичева // Научно-технический отчёт. – М.: НИИЖБ, 1979.
153. Дельмон, Б. Кинетика гетерогенных реакций / Б. Дельмон. – М.: Мир, 1972. – 554 с.
154. Дементьев, Г.К. Условия устойчивости бетона в минерализованных водах / Г.К. Дементьев. – Нефтяное хозяйство. – 1929. – №9. – С.356-361.
155. Деюн, Е.В. Кинетические модели при прогнозировании долговечности полимерных материалов / Е.В. Деюн, Г.Б. Манелис, Е.В. Полианчик, Л.П. Смирнов. // Успехи химии. – 1980. – Т. 49. – Вып. 8. – С. 1574-1593.
156. Дмитриев, С.А. Разработать уточнённые предложения по расчёту образования трещин, ширине и раскрытия и условиям закрытия при снижении нагрузки / С.А. Дмитриев, Н.М. Мулин, Ю.П. Гуца // Раздел «Исследование ширины раскрытия трещин»: научно-технический отчёт. шифр 102-71, НИИЖБ. – М., 1971. – С.72-97.
157. Добшиц, Л.М. Физическая и математическая модели процесса сопротивления бетона циклическому замораживанию / Л.М. Добшиц, И.Г. Портнов, А.И. Соломатов // Известия вузов. – 1999. – №9 – С. 39-42.
158. Долганов, А.И. Оптимизация ЖБК с учетом критериев надежности и минимальной стоимости / А.И. Додганов. – Магадан: Северный международный университет, 2002. – 164 с.
159. Долговечность железобетона в агрессивных средах / С.Н. Алексеев, Ф.М. Иванов, С. Модры, П. Шиссль. – М.: Стройиздат, 1990. – 320 с.
160. Долинский, В.М. Расчет элементов конструкций, подверженных равномерной коррозии / В.М. Долинский // Исследования по теории оболочек. Вып.7. – Казань: КФТИ, 1976. – С. 37-42.
161. Долинский, В.М. Расчёт нагруженных труб, подверженных коррозии / В.М. Долинский // Химическое и нефтяное машиностроение. – 1967. – №2. – С. 9-10.
162. Дорш, К. Твердение и коррозия цементов: пер. с нем / К. Дорш. – Харьков: Гостехиздат УССР, 1936. – 139 с.
163. Дубницкий, В.Ю. Оценка коррозионного состояния бетона при сложных агрессивных воздействиях / В.Ю. Дубницкий, В.Л. Чернявский // Изв. вузов. – 1988. – №10. – С 51-55.
164. Дымченко, В.Г. Коррозия железобетона при действии хлорсодержащей среды / В.Г. Дымченко, О.П. Рысева, В.Ю. Сетков, Н.Н. Старинская, И.С. Шибанова // Изв. вузов. – 1994. – №4. – С.30-33.
165. Дырда, В.И. Некоторые аспекты механики вязкоупругих материалов при циклическом нагружении и действии агрессивной среды / В.И. Дыр-

да // VI Всесоюз. конф. по физ.-хим. механике конструкционных материалов: тез. докл. – Львов: Отделение ФМН Украинской ССР, 1974. – С. 16-17.

166. Дядькин, Н.С. Расчет концентрационных полей и напряженно – деформированного состояния в сжимаемом армированном конструктивном элементе с частично нарушенной антикоррозионной защитой / Н.С. Дядькин, И.Г. Овчинников // Проблемы прочности элементов конструкций под действием нагрузок и рабочих сред: межвуз. науч. сб. – Саратов: СГТУ, 2001. – С. 23-29.

167. Европейский Стандарт EN 1992, Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций: Общие правила и правила для зданий. Технический Комитет CEN / TC250 «Еврокоды для сооружений». – 235 с.

168. Ентов, В.М. Экспериментальное исследование закономерностей квазистатического развития макротрещин в бетоне / В.М.Ентов, В.И. Ягуст // Известия АН СССР. Механика твердого тела. – 1975. – № 40. – С. 93-103.

169. Забегаев, А.Р. Расчет железобетонных конструкций на аварийные ударные воздействия / А.Р. Забегаев. – М., 1995.

170. Зайцев, Ю.В Деформации прочность цементного камня и бетона с учетом трещин в микро- и макроструктуре / дис.... д-ра техн. наук / Ю.В. Зайцев. – М., 1975. – 380 с.

171. Зайцев, Ю.В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения / Ю.В. Зайцев. – М.: Стройиздат, 1982. – С. 196.

172. Зайцев, Ю.В. Механика разрушения для строителей: учеб. пособие для строит. вузов / Ю.В. Зайцев. – М.: Высшая школа, 1991. – 388 с.

173. Зайцев, Ю.В. Механика разрушения строительных материалов / Ю.В. Зайцев, А.Б. Патрикеев, Л.А. Сейланов. – М.: Всесоюзный заочный политехнический институт, 1989. – С.68.

174. Зайцев, Ю.В. Применение в технологических исследованиях структурно-имитационного моделирования процессов разрушения бетона / Ю.В. Зайцев, В.И. Кондращенко, Т.Л. Грекова // Бетон и железобетон. – 1985. – №11. – С. 26-28.

175. Зайцев, Ю.В. Трещиностойкость бетонов с различной степенью неоднородности структуры / Ю.В.Зайцев [и др.] // Бетон и железобетон. – 1989. – № II. – С. 25-27.

176. Зайцев, Ю.В. Развитие трещин в цементном камне и бетоне при кратковременном и длительном сжатии / Ю.В. Зайцев // Бетон и железобетон. – 1972. – № 11.

177. Зайцев, Ю.В. Развитие трещин нормального разрыва при сжатии хрупких материалов / Ю.В. Зайцев // Известия АН СССР. Механика твердого тела. – 1974. – № 4.

178. Зайцев, Ю.В. Проверка прочности бетона предварительно напряженных элементов на воздействие усилий обжатия / Ю.В.Зайцев, Е.Н. Щербаков // Бетон и железобетон. – 1976. – № 6.

179. Зеленцов, Д.Г. Об одной модели коррозионного разрушения, учитывающей неоднородность электрического потенциала по области конструкции / Д.Г. Зеленцов, Ю.М. Почтман // Доклады АН УССР. Сер. А. – 1989. – № 4. – С. 46-49.
180. Инструкция по проведению осмотров мостов и труб на автомобильных дорогах (ВСН 4-81) / Минавтодор РСФСР. – М.: Транспорт, 1981. – 32 с.
181. Иосилевский, Л.И. Практические методы управления надёжностью железобетонных мостов / Л.И. Иосилевский. – М.: Науч.-издат. центр «Инженер», 2001. – 296 с
182. Кабанин, В.В. Расчет стержневых и оболочечных конструкций с учетом кинетики развития коррозионных повреждений под защитными покрытиями: автореф. дис. ... канд. техн. наук / В.В. Кабанин. – Саратов, 2000. – 17 с.
183. Кадыров, М.Х. Прогнозирование коррозии металлов в закрытых помещениях / М.Х. Кадыров, А.И. Голубев, Б.Б. Заикин // Промышленное строительство. – 1971. – № 8. – С. 43-44.
184. Калмуцкий, В.С. Прочность и надежность деталей с металлопокрытиями / В.С. Калмуцкий // Проблемы прочности. – 1980. – № 9. – С. 96-101.
185. Калмуцкий, В.С. Расчетная оценка выносливости образцов с металлопокрытиями / В.С. Калмуцкий // Заводская лаборатория. – 1982. – Вып. 48. – № 4. – С. 67-71.
186. Каминский, А.А. Хрупкое разрушение вблизи отверстий / А.А. Каминский. – Киев: Наукова думка, 1982. – С. 158.
187. Карпенко, Г.В. Про фізико-хімічну механіку металів / Г.В. Карпенко. – Киев: Наукова думка, 1973. – 176 с.
188. Карпенко, Н.И. Новая книга о механике разрушения бетона и железобетона / Н.И. Карпенко // Бетон и железобетон. – 1999. – №2 – С.20.
189. Карпенко, Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 208 с.
190. Карпенко, Н.И. К построению модели сцепления арматуры с бетоном, учитывающей контактные трещины / Н.И. Карпенко // Бетон и железобетон. – 1973. – №1. – С. 19-23.
191. Карпунин, В.Г. К расчёту гибких физически нелинейных пластин с учётом сплошной коррозии / В.Г. Карпунин // Исследования по теории оболочек: сб науч. тр. КазИСИ. Вып.7. – Казань: КазИСИ, 1976. – С 37-42.
192. Карпунин, В.Г. К расчету пластин и оболочек с учетом общей коррозии / В.Г. Карпунин, С.И. Клещев, М.С. Корнишин // Труды X Всесоюз. конф. по теории оболочек и пластин. Т.1. – Тбилиси: Мецниереба, 1975. – С. 166-174.
193. Кац, А. С Расчет неупругих строительных конструкции / А. Кац. – Л.: Стройиздат, 1989. – С. 103-104.

194. Качанов, Л.М. Основы механики разрушения / Л.М. Качанов. – М.: Наука, 1974. – 312 с.
195. Кескюлла, Т.Э. Коррозионное разрушение железобетонных конструкций животноводческих зданий // Т.Э. Кескюлла, Я.А. Мильян, В.И. Новгородский / Т.Э. Кескюлла // Бетон и железобетон. – 1980. – № 9. – С. 43-45.
196. Кириллов, А.П. Выносливость гидротехнического железобетона / А.П. Кириллов. – М.: Энергия, 1978. – 272 с.
197. Кирпичёв М.В. Теория подобия / М.В. Кирпичёв. – М.: Изд-во АН СССР, 1953. – 96 с.
198. Киялбаев, Д.А. О вязком разрушении деформируемых тел: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Д.А. Киялбаев. – Л.: ЛИСИ, 1969-12с.
199. Киялбаев, Д.А. Вязкое разрушение при переменных температурах и напряжениях / Д.А. Киялбаев, В.М. Чебанов, А.И. Чудновский // Проблемы механики твердого деформируемого тела. – Л.: Судостроение, 1970. – С. 217-222.
200. Клюева, Н.В. Предложения к расчету живучести коррозионно повреждаемых железобетонных конструкций / Н.В. Клюева // Бетон и железобетон. – 2008. – №3. – С. 22-25.
201. Клюева, Н.В. Основы теории живучести железобетонных конструктивных систем при запроектных воздействиях: автореф. д-ра техн. наук / Н.В. Клюева. – М.: МГАКХС, 2009. – 43 с.
202. Ковлер, К.Л. Прогнозирование длительной прочности бетона / К.Л. Ковлер // Бетон и железобетон. – 1990. – №5. – С. 37-39.
203. Колесников, Ю.В. Механика контактного разрушения / Ю.В. Колесников, Е.М. Морозов. – М.: Наука, 1989. – С. 220.
204. Колмогоров, В.П. Напряжения. Деформации. Разрушение / В.П. Колмогоров. – М.: Металлургия, 1970. – 231 с.
205. Кольнер, В.М. Деформация поверхности бетона в центрально-армированных железобетонных элементах при осевом приложении нагрузки / В.М. Ковлер // Сцепление арматуры с бетоном. – М.: Стройиздат, 1971. – С. 54-61.
206. Комохов, П.Г. Долговечность бетона и железобетона / П.Г. Комохов, В.М. Латыпов, Т.В. Латыпова, Р.Ф. Вагапов. – Уфа: Белая река, 1998. – 216 с.
207. Комохов, П.Г. Оценка защитных свойств цементных материалов в условиях коррозии карбонизации / П.Г. Комохов, В.М. Латыпов, Р.Ф. Вагапов, Т.В. Латыпова // Изв. вузов. – 1998. – №3. – С. 113-119.
208. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты / В.М. Москвин, Ф.И. Иванов, С.Н. Алексеев, Е.А. Гузеев; под ред. В.М. Москвина. – М.: Стройиздат, 1980. – 536 с.
209. Коэн, П. Технология воды энергетических реакторов / П. Коэн. – М.: Атомиздат, 1973. – 328 с.

210. Крамарчук П.П. Исследование деформации бетона и изгибаемых железобетонных элементов под действием длительных повторных нагрузок: дис... канд. техн. наук / П.П. Крамарчук. – Киев: КИСИ, 1971. – 162 с.

211. Крамской, В.П. Методы расчета напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов в стадии эксплуатации на основе блочной и упрощенной схем: дис... канд. техн. наук / В.П. Крамской. – Краснодар: 1987. – 196 с.

212. Кудайбергенов, Н.Б. Основы обеспечения долговечности стальных строительных конструкций промзданий в агрессивных средах: автореф. дис.... д-ра техн. наук / Н.Б. Кудайбергенов. – М.: ЦНИИСК, 1994. – 31 с.

213. Ламкин, М.С. Определение критического значения коэффициента интенсивности напряжений для бетона / М.С. Ламкин, В.И. Пащенко // Известия ВНИИГ. – 1972. – Т. 990. – С.234-239.

214. Ламкин, М.С. Применение теории хрупкого разрушения Гриффитса-Ирвина при исследованиях температурного трещинообразования в элементах бетонных конструкций / М.С. Ламкин, В.И. Пащенко, Л.П. Трапезников // Труды координационных совещаний по гидротехнике / ВНИИГ. – 1975. – Вып.103. – С.162-167.

215. Латыпов, В.М. Долговечность бетона и железобетона в природных эксплуатационных средах: автореф. дис.... д-ра техн. наук / В.М. Латыпов. – СПб., 1998. – 38 с.

216. Латыпов, В.М. Исследование водных суспензий цемента в качестве ингибитора коррозии углеродистой стали. / В.М. Латыпов [и др.] // Защита – 92: Труды I конгресса. ВАКОР. – М.: Всероссийская ассоциация коррозионистов, 1992. – С. 153–155.

217. Леонович, С.Н. Трещиностойкость и долговечность бетонных и железобетонных элементов в терминах силовых и энергетических критериев механики разрушений: моногр. / С.Н. Леонович. – Минск: Тыздзень, 1999. – 264 с.

218. Леонович, С.Н. Трещиностойкость и долговечность бетонных и железобетонных элементов в терминах силовых и энергетических критериев механики разрушения: автореф. дис. ... д-ра техн. наук / С.Н. Леонович. – Минск, 2000. – 38 с.

219. Леонович, С.Н. Коррозия арматуры: общие подходы к расчету долговечности железобетонных конструкций / С.Н. Леонович // Вестник Брестского государственного технического университета. Строительство и архитектура. – 2002. – №1. – С. 38-43.

220. Леонтьев, Л.Н. Техника статистических вычислений / Л.Н. Леонтьев. – М.: Лесная промышленность, 1966. – 148 с.

221. Львовский, Е.Н. Статистическое моделирование деформаций ползучести на ЭВМ / Е.Н. Львовский // Бетон и железобетон. – 1992. – №11. – С 18-19.

222. Лысая, А.И. Исследование влияния состава грунтовых электролитов на коррозионную стойкость металлических элементов подземных

сооружений связи: автореф. ... канд. техн. наук / А.И. Лысая. – М., 1972. – 21 с.

223. Лычѳв, А.С. Вероятностно-экономическая оптимизация железобетонных конструкций / А.С. Лычѳв // Бетон и железобетон. – 1991. – №2. – С. 25-26.

224. Либовиц, Г. Некоторые недавние теоретические и экспериментальные исследования по механике разрушения / Г. Либовиц, Дж. Эфтис, Д. Джонс // Механика разрушения. Разрушение конструкций. – М.: Мир, 1980. – С. 168-202.

225. Либовиц, Г. Разрушение / Г. Либовиц. – М.: Изд-во «Мир», 1976. – Т. 3,4,2,7. – 794, 401, 764, 635 с.

226. Лолейт, А.Ф. О подборе сечений железобетонных элементов по критическим усилиям / А.Ф. Лолейт. – М.-Л.: Госстройиздат, 1933.-68с.

227. Мадатян, С.А. Диаграмма растяжения высокопрочной арматурной стали в состоянии поставки / С.А. Мадатян // Бетон и железобетон. – 1985. – №2. – С. 12-13.

228. Мадатян, С.А. Арматура железобетонных конструкций / С.А. Мадатян. – М.: Воентехлит, 2000. – 256 с.

229. Максимович, Г.Г. Некоторые аспекты проблемы прочности деформированных материалов / Г.Г. Максимович, В.С. Павлина, Е.М. Лютый // Физико-химическая механика материалов. – 1977. – №6. – С. 31-43.

230. Мамаев, Т.Л. Трещиностойкость бетона в условиях развития процессов сульфатной коррозии / Т.Л. Мамаев, Е.А. Гузев, К.А. Пирадов // Бетон и железобетон. – 1999. – №2. – С.23.

231. Манелис, Г.Б. Кинетические закономерности механического разрушения твердых тел / Г.Б. Манелис // Кинетика и механизм химических реакций в твердом теле. – Минск: Изд-во БГУ, 1975. – С. 31-33.

232. Маринин, А.Н. Соппротивление железобетонных конструкций воздействию хлоридной коррозии и карбонизации / А.Н. Маринин, Р.Б. Гарибов, И.Г. Овчинников. – Саратов: Рата, 2008. – 261 с.

233. Мгеладзе, Г.Г. Трещиностойкость нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов из легкого бетона с учетом различий его прочности и деформативных характеристик: автореф. дис... канд. техн. наук / Г.Г. Мгеладзе. – Тбилиси, 1989. – с. 24.

234. МГСН 5.02-99. Проектирование городских мостовых сооружений. – М.: ГУН «НИАЦ», 1999. – 67 с.

235. Мельников, Г.П. Долговечность элементов конструкций в условиях высоких температур и стендовых испытаний / Г.П. Мельников. – М.: Атомиздат, 1979. – 80 с.

236. Меркулов, С.И. Исследование работоспособности изгибаемых железобетонных конструкций с учетом коррозионных повреждений / С.И. Меркулов, Е.Г. Пахомова, А.В. Гордеев, А.С. Маяков // Изв. Курск. гос. техн. ун-та. 2009. – № 4. – С. 74-78.

237. Меркулов, С.И. Работоспособность железобетона в условиях воздействия агрессивных сред / С.И. Меркулов, В.М. Дворников, Е.Г. Пахомова // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. – 2006. – № 10. – С. 25.

238. Методика расчётного прогнозирования срока службы железобетонных пролётных строений автодорожных мостов / ГП РОСДОРНИИ. – М.: ПО «Вёрстка», 2001. – 128 с.

239. Механика разрушения. Разрушение материалов: сб. докладов IV Международного конгресса по разрушению в Ватерлоо. Канада, июнь 1977 г. Серия 17. – М.: Мир, 1979. – 240 с.

240. Механика разрушения. Разрушение конструкций / под ред. А. Ишлинского, Г.Г. Черного. – М.: Мир, 1980. – 256 с.

241. Мигунов, В.Н. Ширина раскрытия трещин в изгибаемых железобетонных элементах при воздействии переменной нагрузки и агрессивной среды: дис. канд тех. наук / В.Н. Мигунов. – М.: НИИЖБ, 1985. – 214 с.

242. Мигунов, В.Н. Прогнозирование долговечности железобетонных конструкций с учётом образования продольных трещин / В.Н. Мигунов // Известия вузов. Строительство. – 2009. – №11-12. – С. 101-107.

243. Мигунов, В.Н. Длительные экспериментальные исследования влияния продольных трещин в защитном слое бетона на изменение долговечности, кратковременной жёсткости и прочности внецентренно сжатых с малым эксцентриситетом строительных обычных железобетонных элементов / В.Н. Мигунов, И.Г. Овчинников // Известия высших учебных заведений Строительство. – 2010. – №2. – С.125-130.

244. Мигунов, В.Н. Теоретические и экспериментальные исследования влияния трещин в защитном слое бетона на физико-технические характеристики изгибаемых, центрально-сжатых и внецентренно сжатых обычных железобетонных элементов / В.Н. Мигунов, И.Г. Овчинников // Дороги и мосты: сборник РОСДОНИИ. – 2011. – Вып 25 / 1. – С. 181-201.

245. Мигунов, В.Н. Экспериментальные исследование влияния поперечных и продольных трещин на долговечность, деформационные и прочностные свойства обычных железобетонных элементов в условиях воздействия хлоридсодержащих сред / В.Н. Мигунов, И.Г. Овчинников // Дороги и мосты: сборник РОСДОНИИ. – 2011. – Вып 26 / 2. – С. 173-204.

246. Мигунов, В.Н. Влияние переменной ступенчато-повторной нагрузки и агрессивной среды на несущую способность изгибаемых железобетонных конструкций и рабочей арматуры / В.Н. Мигунов // Известия вузов. Строительство. – 2000. – №4. – С.129-132.

247. Мигунов, В.Н. Неразрушающий метод контроля коррозии стали в трещинах бетона / В.Н. Мигунов // Информационный листок о научно-техническом достижении №87-26. – Пенза: ЦНТИ, 1987. – 4 с.

248. Мигунов, В.Н. Методика электрохимических и физических исследований коррозии арматуры в поперечных трещинах бетона / В.Н. Мигунов // Жилищное строительство. – 2010. – №10. – С. 45-46.

249. Мигунов, В.Н. Влияние переменной нагрузки и амплитуды изменения ширины раскрытия трещин на коррозионное поражение арматуры в трещинах железобетонных конструкций / В.Н. Мигунов // Изв. вузов. Строительство.– 2002.– № 10.– С. 134–137.

250. Мигунов, В.Н. Влияние внутренних факторов железобетонных конструкций на коррозионную стойкость арматуры класса А-I и А-III в трещинах бетона / В.Н. Мигунов // Изв. вузов. Строительство. – 2001. – №11. – С. 125-129.

251. Мигунов, В.Н. Влияние особенностей изготовления и эксплуатации на коррозионную стойкость железобетона / В.Н. Мигунов // Труды ЦНИИЭПсельстрой. – Москва.: ЦНИИЭПсельстрой, 1980. – С. 70-79.

252. Мигунов, В.Н. Универсальная силовая установка для одновременного испытания двух железобетонных элементов на изгиб с учетом равенства кривизны осей при воздействии комплексных сред и переменной нагрузки на каждый из них / В.Н. Мигунов // Информационный листок №80-94.– Пенза: ЦНТИ, 1994-4 с.

253. Мигунов, В.Н. Приспособления для определения деформаций железобетонных конструкций в агрессивных средах / В.Н. Мигунов // Информационный листок о Научно-технических достижениях №87-17. – Пенза: ЦНТИ, 1987. – 6с.

254. Мигунов, В.Н. Электрохимические и физические экспериментальные исследования коррозионного процесса на арматуре в поперечных трещинах бетона при постоянном и переменном их раскрытии в строительных железобетонных элементах / В.Н. Мигунов // Материалы Международной научно-практической конференции, 15-16 декабря 2009 г. – Волгоград: ВолгГАСУ, 2009. – С 205-207.

255. Мигунов, В.Н. Двухрычажная установка для испытаний строительных конструкций при комплексном воздействии переменной нагрузки и агрессивной среды / В.Н. Мигунов // Информационный листок № 162-88.– Пенза: ЦНТИ, 1988. – 4 с.

256. Мигунов, В.Н. Экспериментально – теоретические исследования коррозионного поражения арматуры классов А-I и А-III на образование продольных трещин и изменение долговечности железобетонных конструкций / В.Н. Мигунов // Изв. вузов. Строительство. – 2004. – №1. – С.110-114.

257. Мигунов, В.Н. Установка для режимных испытаний железобетонных балок при действии медленно меняющихся нагрузок в присутствии агрессивной среды (статья) / В.Н. Мигунов // Реферативный журнал строительства и архитектуры, ВНИИС, сер. 17, вып.7 – М., 1983. – 1 с.

258. Мигунов, В.Н. Влияние переменной ступенчато-повторной нагрузки и агрессивной среды на кинетику жесткости и ширины раскрытия трещин изгибаемых железобетонных конструкций / В.Н. Мигунов // Изв. вузов. Строительство. – 1998. – № 6. – С. 124-127.

259. Мигунов, В.Н. Коррозия арматуры в трещинах железобетонных конструкций в газовой атмосфере производственных зданий / В.Н. Мигунов // Изв. вузов. Строительство. – 2008. – №8. – С. 4-9.

260. Мигунов, В.Н. Теоретические исследования долговечности строительных железобетонных конструкций с трещинами в защитном слое бетона при воздействии на них газовой среды с кислыми газами / В.Н. Мигунов // Эффективные строительные конструкции: теория и практика: сборник IX Международной научно-технической конференции. – Пенза: Приволжский дом знаний, 2009. – С. 27-31.

261. Мигунов, В.Н. Исследование долговечности железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в свиноводческих зданиях / В.Н. Мигунов // Повышение долговечности строительных конструкций в агрессивных средах: тез. докл. и сообщ. республ. науч.-техн. семинара. – Уфа: НИИЖБ, НИИпромстрой, 1987. – С. 71-73.

262. Мигунов, В.Н. Моделирование влияния агрессивной газовой среды на долговечность обычных железобетонных конструкций и коррозию арматуры / В.Н. Мигунов // Строительные материалы. – 2011. – №8. – С.35-37.

263. Мигунов, В.Н. Влияние поперечных и продольных трещин на долговечность, деформационные и прочностные свойства обычных железобетонных элементов в различных агрессивных условиях / В.Н. Мигунов, Ю.П. Скачков, И.И. Овчинников // Бетон и железобетон. – 2012. – №3 – С. 20-23.

264. Мигунов, В.Н. Газовая камера для длительных коррозионных испытаний строительных конструкций / В.Н. Мигунов // Информационный листок о научно-техническом достижении №88-2. – Пенза: ЦНТИ, 1988. – 4 с.

265. Мигунов, В.Н. Нагружающие установки для исследования деформативных и прочностных свойств изгибаемых железобетонных элементов / В.Н. Мигунов // Информационный листок № 194-86. – Пенза: ЦНТИ, 1986. – 4 с.

266. Мигунов, В.Н. Влияние внутренних факторов на скорость образования продольных трещин железобетонных конструкций с учётом коррозионного поражения арматуры класса А-I и А-II / В.Н. Мигунов // Известия вузов. Строительство. – 2003. – №3.-С. 121-123.

267. Мигунов, В.Н. Экспериментальное моделирование влияния продольных трещин на долговечность, жёсткость и прочность железобетонных элементов / В.Н. Мигунов // Жилищное строительство. – 2011. – №8. – С. 13-15.

268. Мирсаяпов, И.Т. Выносливость железобетонных конструкций при режимном многократно повторяющемся циклическом нагружении и изменяющихся реологических свойствах бетона: дис... д-ра техн. наук / И.Т. Мирсаяпов. – М.: НИИЖБ, 1993. – 714с.

269. Митасов, В.М. Основные положения энергетической теории сопротивления железобетона / В.М. Митасов, В.В. Адищев // Известия вузов. – 2010. – №6. – С. 3-7.

270. Митасов, В.М. Основные предпосылки построения энергетической теории сопротивления железобетона / В.М. Митасов, В.В. Адищев // Изв. вузов. – 2010. – №5. – С.3-8.

271. Митрофанов, Е.М. Экспериментальное исследование характеристики сопротивления распространению трещин обычного тяжелого бетона. / Е.М. Митрофанов, А.С. Жовнир // Изв. ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1976. – №3. – С.19-23.

272. Михайловский, Ю.Н. Физико-математическое моделирование коррозии стали в атмосферных условиях / Ю.Н. Михайловский, В.В. Агафонов, В.А. Саньков // Защита металлов. – 1977. – №5. – С. 515-522.

273. Моисеев, Ю.В. Химическая стойкость полимеров в агрессивных средах / Ю.В. Моисеев, Г.Е. Зайков. – М.: Химия, 1979. – 288 с.

274. Мороз, Л.С. Механика и физика деформации и разрушения материалов / Л.С. Мороз. – Л.: Машиностроение, 1984. – 224 с.

275. Морозов, Н.Ф. Математические вопросы теории трещин / Л.С. Мороз. – М.: Наука, 1984. – 256 с.

276. Москвин, В.М. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты / В.М. Москвин, Ф.М. Иванов, С.Н. Алексеев, Е.А. Гузеев. – М.: Стройиздат, 1980. – 536с.

277. Москвин, В.М. Коррозия бетона / В.М. Москвин. – М.: Госархстройиздат, 1952. – 342 с.

278. Москвин, В.М. Трещины в железобетоне и коррозия арматуры / В.М. Москвин, С.Н.Алексеев, Г.П. Вербецкий, В.И. Новгородский. – М.: Стройиздат, 1971. – 168с.

279. Мошанский, Н.А. Плотность и стойкость бетона / Н.А. Мошанский. – М.: Стройиздат, 1952. – 449 с.

280. Мошанский, Н.А. Определение сравнительной агрессивности главных газов к стали, бетону и защитным органическим покрытиям / Н.А. Мошанский, Е.А. Пучинина / Коррозия железобетона и методы защиты: тр. науч.-исслед. ин-та бетона и железобетона. Вып. 28. – М., 1962. – С. 5-27.

281. Мулин, Н.М. Стержневая арматура железобетонных конструкций / Н.М. Мулин. – М.: Стройиздат, 1974. – 232 с.

282. Мулин, Н.М. Особенности деформаций изгибаемых элементов / Н.М. Мулин // Теория железобетона: сб. тр. – М.: Стройиздат, 1972. – С. 35-43.

283. Мулин, Н.М. Деформации железобетонных элементов при работе стержневой арматуры в упруго-пластической стадии / Н.М. Мулин, Ю.Д. Гуца // Бетон и железобетон. – 1970. – № 3. – С. 24-27.

284. Мурашко, Л.А. Исследование напряженно деформированного состояния железобетонных рам при длительных постоянных и периодических нагрузках: дис... канд. техн. наук / Л.А. Мурашко. – Киев: КИСИ, 1974.
285. Мурашев, В.И. Принципы построения теории сопротивления железобетона / В.И. Мурашев // Теория расчета бетонных и железобетонных конструкций. – 1949. – С. 47-58.
286. Мурашов, В.И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона / В.И. Мурашов. – М.: Машстройиздат, 1950. – 268 с.
287. Мухелишвили, Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости / Н.И. Мухелишвили. – М.: Наука, 1966. – С. 707.
288. Мутин, А.А. Исследование сжатых железобетонных элементов при действии адсорбционно-активных и агрессивных сред / А.А. Мутин, Е.А. Гузеев // Исследования в области коррозии и защиты бетонных и железобетонных строительных конструкций в суровых климатических условиях и агрессивных средах: тр. НИИЖБ. Вып. № 24. – М., 1977. – С.86-88.
289. Мышев, Т.В. Исследование несущей способности внецентренно сжатых элементов при отсутствии защитного слоя бетона / Г.Ф. Мышев, В.Н. Околичный // Известия вузов Строительство. – 1994. – №1. – С.3-5.
290. Нагорнов, А.Г. Трещиностойкость бетонов в связи с их структурой: автореф. дис... канд. техн. наук / А.Г. Нагорнов. – Тбилиси, 1987. – 22 с.
291. Налимов, В.В. Теория эксперимента / В.В. Налимов. – М.: Наука, 1971. – 208 с.
292. Налимов, В.В. Логические основания планирования эксперимента / В.В. Налимов, Т.И. Голикова. – М.: Металлургия, 1981. – 151 с.
293. Надаи, И. Пластичность и разрушение твердых тел / И.Надаи // Том 2. – М.: Мир, 1969. – 863 с.
294. Надёжность и эффективность в технике. Т.5. Проектный анализ надёжности / под ред. Патрушева и Рембеза. – М.: Машиностроение, 1988. – 317 с.
295. Назаренко, П.П. Контактное взаимодействие арматуры и бетона в элементах железобетонных конструкций: автореф. дис.. д-ра техн наук / П.П. Назаренко. – М., 1988. – 33 с.
296. Назаров, А.Г. Руководство по исследованию механических свойств строительных конструкций на моделях / А.Г. Назаров, С.А. Шагинян. – Ленинокан: Ленинокан.из-во АН АССР, 1996. – 62 с.
297. Наумова, Г.А. Моделирование коррозионных и деформационных процессов в конструкциях, взаимодействующих с агрессивной средой / Г.А. Наумова, И.И. Овчинников. – Волгоград: ВолгГАСУ, 2006. – 60 с.
298. Наумова, Г.А. Расчётная оценка напряжённо-деформированного состояния ресурса сложных пространственных конструкций с учётом коррозионных повреждений: автореф. д-ра техн. наук / Г.А. Наумова. – Саратов, 2000 – 35 с.

299. Научно-технический отчёт по результату П-21. Исследовать условия образования, раскрытия и закрытия трещин в железобетонных конструкциях, армированных стержневой термически упрочнённой арматурой периодического профиля, применяемых для различных зданий и сооружений, в том числе и в сельском строительстве и подготовить материалы для включения в СНиП П – 21.ЦНИИЭПсельстрой. – Апрельевка, 1978.

300. Никитин, В.И. Расчет жаростойкости металлов / В.И. Никитин. – М.: Металлургия, 1976. – 208 с.

301. Никитин, С.Е. Прочность и жёсткость изгибаемых железобетонных элементов с трещинами при коррозионных повреждениях / автореф. канд. техн. наук / С.Е. Никитин. – СПб.: СПбГПУ, 2012. – 21 с.

302. Никитин, С.Е. Прочность и жёсткость изгибаемых железобетонных элементов с трещинами при коррозионных повреждениях: дис.... канд. техн. наук / С.Е. Никитин. – СПб.: СПбГПУ, 2012. – 141 с.

303. Никитин, С.Е. Оценка эксплуатационных и предельных состояний, проектного и остаточного ресурсов коррозионно-повреждённых элементов с позиции блочной модели деформирования / С.Е. Никитин, В.В. Белов // Проблемы современного бетона и железобетона: сб.тр. в 2 ч Ч.1. Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск: Минсктиппроект, 2009. – С. 127-138.

304. Никитин, С.Е. Силовые и коррозионные нарушения контактной системы «арматура-бетон» / С.Е. Никитин, В.В. Белов // Строительная наука – 2010. Теория, практика, инновации Северо-арктическому региону: сб. науч. трудов межд. науч-техн конф. – Архангельск: Северный (арктический) федеральный университет, 2010. – С. 83-91.

305. Новгородский, В.И. Усиление монолитного железобетонного перекрытия / В.И. Новгородский, А.Д. Ли, В.Я. Шишкин // Бетон и железобетон. – 1996. – №3. – С. 2-6.

306. Новгородский, В.И. Метод определения эффективности ингибиторов коррозии стали в трещинах бетона / В.И. Новгородский, А.Б. Островский, В.Н. Мигунов // Методические рекомендации по исследованию ингибиторов коррозии арматуры в бетоне. – М.: НИИЖБ, 1980. – С. 18-24.

307. Новожилов, В.В. Микронапряжения в конструкционных материалах / В.В. Новожилов, Ю.К. Кадашевич. – Л.: Машиностроение, 1990 – 223 с.

308. НТП 1-99. Нормы технологического проектирования предприятий крупного рогатого скота. – М.: НПО Гипрониисельхоз, 1999. – 38 с.

309. Нугужинов Ж.С. Модифицированная расчётная модель железобетонной балочной конструкции / Ж.С. Нугужинов // Бетон и железобетон. – 2006. – №4. – С.24-26.

310. Оатул, А.А. О природе сцепления арматуры с бетоном / А.А. Оатул // Изв. вузов Строительство и архитектура. – 1966. – №10. – С. 6-12.

311. Оатул, А.А. Экспериментальное исследование сцепления арматуры с бетоном на растянутых образцах при кратковременном и длительном

действии нагрузки / А.А.Оатул, Ю.А. Иващенко // Исследования по бетону и железобетону: сб. Ч.П.И. – Вып.46. – Челябинск: ЧПИ, 1967. – С. 135-142.

312. Оатул, А.А. Экспериментальное исследование сцепления арматуры с бетоном на растянутых образцах при кратковременном повторном и длительном действии нагрузки / А.А. Оатул, Ю.А. Иващенко // Сб. трудов ЧПИ №46. – Челябинск: ЧПИ, 1967. – С. 44-71.

313. Оатул, А.А. Сцепление арматуры с бетоном (обзор исследований по разработке основ теории) / А.А. Оатул, Ю.Ф. Кутин, В.В. Пасешник // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1977. – №5. – С. 3-16.

314. Оатул, А.А. Основы теории сцепления арматуры с бетоном / А.А.Оатул // Сб. трудов ЧПИ №46. – Челябинск: ЧПИ, 1967. – С. 6-26.

315. Овчинников, И.Г. Математическое моделирование процесса взаимодействия элементов конструкций с агрессивными средами / И.Г. Овчинников, В.В. Петров // Деформирование материалов и элементов конструкций в агрессивных средах: межвуз. науч. сб. Саратов. политехн. ин-та. – Саратов: СПИ, 1983. – С. 3-11.

316. Овчинников, И.Г. Моделирование поведения железобетонных элементов конструкций в условиях воздействия хлоридсодержащих сред / И.Г. Овчинников, В.В. Раткин, А.А. Землянский. – Саратов: Саратов. гос. техн. ун-т, 2000. – 232 с.

317. Овчинников, И.Г. Работоспособность сталежелезобетонных элементов конструкций в условиях воздействия хлоридсодержащих сред / И.Г. Овчинников, В.В. Раткин, Р.Б. Гарибов. – Саратов: изд-во Саратов. ун-та, 2002. – 156 с.

318. Овчинников, И.Г. К расчету долговечности элементов конструкций, подвергающихся механическому и химическому разрушению / И.Г. Овчинников // Задачи прикладной теории упругости. – Саратов: Изд-во Саратов. ун-та, 1985. – С. 107-117.

319. Овчинников, И.Г. О методологии построения моделей конструкций, взаимодействующих с агрессивными средами / И.Г. Овчинников // Долговечность материалов и элементов конструкций в агрессивных и высокотемпературных средах. – Саратов: Саратов. политехн. ин-т, 1988. – С. 17-21.

320. Овчинников, И.Г. Расчетные модели и методы расчета элементов конструкций, работающих при воздействии агрессивных сред: автореф. дис. ... д-ра техн. наук / И.Г. Овчинников. – М.: ЦНИИСК, 1988. – 36 с.

321. Овчинников, И.Г. Определение долговечности элементов конструкций, взаимодействующих с агрессивной средой / И.Г. Овчинников, В.В. Петров // Строительная механика и расчет сооружений. – 1982. – № 2. – С. 13-18.

322. Овчинников, И.Г. Прогнозирование работоспособности элементов конструкций, подвергающихся воздействию агрессивных рабочих сред / И.Г. Овчинников, В.В. Петров // Расчет элементов конструкций, взаимодействующих с агрессивными средами. – Саратов: СПИ, 1984. – С. 3-15.

323. Овчинников, И.Г. Нелинейная разномодульная модель деформирования армированного бетона / И.Г.Овчинников, Л.Г. Полякова. – Тольятти: ТПИ, 1989. – 28 с.

324. Овчинников, И.Г. Расчет инженерных конструкций с учетом коррозии / И.Г.Овчинников, В.М. Хадеев // Теория и практика капитального строительства и подготовка инженерных кадров: докл. на областной науч.-техн. конф. – Иваново, 1991. – С. 83-85.

325. Овчинников, И.Г. Прочность и долговечность железобетонных конструкций в условиях сульфатной агрессии / И.Г. Овчинников, Р.Р. Инамов, Р. Б. Гарибов. – Саратов: Изд-во Сарат. ун-та, 2001. – 163 с.

326. Овчинников, И.Г. Неоднородность распределения хлорид-содержащей среды, проникающей в армированный конструктивный элемент через частично защищенную поверхность / И.Г. Овчинников, Н.С. Дядькин // Изв. вузов. Строительство. – 2002. – № 9. – С. 24-31.

327. Овчинников, И.Г. Модель деформирования композиционного материала в агрессивной среде и её идентификация / И.Г. Овчинников, Е.К. Шагивалеева // Изв. вузов. – 1996. – №1. – С. 35-39.

328. Овчинников, И.Г. О закономерностях проникания агрессивных сред в железобетонные конструктивные элементы / И.Г.Овчинников, В.В. Раткин – Саратов: СГТУ, 1998. – 59 с. Деп. в ВИНТИ 30.10.98. № 3177-В98.

329. Овчинников, И.Г. Особенности моделирования процессов деформирования и разрушения материалов и элементов конструкций, подвергающихся воздействию агрессивных сред / И.Г.Овчинников, В.В. Раткин – Саратов: СГТУ, 1998. – 28 с. Деп. в ВИНТИ 30.10.98. № 3176-В98.

330. Овчинников, И.Г. Экспериментальные данные по кинетике проникания хлоридсодержащей среды в бетонные и железобетонные конструктивные элементы / И.Г.Овчинников, В.В. Раткин // Саратов: СГТУ, 1998. – 49 с. Деп. в ВИНТИ 30.09.98. № 2885-В98.

331. Овчинников, И.Г. Экспериментальные данные по кинетике проникания и взаимодействию агрессивной среды, вызывающей сульфатную коррозию в бетоне и железобетоне / И.Г.Овчинников, Р.Р. Инамов, В.В. Раткин. – Саратов: СГТУ, 2000. – 71 с. – Деп. в ВИНТИ 05.05.00. № 1298-ВОО.

332. Овчинников, И.Г. Влияние хлоридсодержащих сред на прочность и долговечность пластин на упругом основании / И.Г. Овчинников, А.В. Кривцов, Ю.П. Скачков. – Пенза: ПГАСА, 2002. – 214 с.

333. Овчинников, И.Г. Модель деформирования стойки из железобетона, работающей в хлоридсодержащей среде / И.Г. Овчинников, В.В. Раткин, Н.С. Дядькин // Изв. вузов. Строительство. – 2000. – № 6. – С. 4-10.

334. Овчинников, И.Г. Расчет элементов конструкций с наведенной неоднородностью при различных схемах воздействия хлоридсодержащих сред / И.Г. Овчинников, КС. Дядькин. – Саратов: СГТУ, 2003. – 240 с.

335. Овчинников, И.Г. Влияние сульфатосодержащих сред на физико-механические свойства бетона / И.Г. Овчинников, Р.Р. Инамов. – Саратов: СГТУ 2000. – 74 с. – Деп. в ВИНТИ 05.05.00. № 1297-ВОО.

336. Овчинников, И.Г. Об одной схеме учета воздействия коррозионной среды при расчете элементов конструкций / И.Г. Овчинников // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1984. – № 1. – С. 34-38.

337. Овчинников, И.Г. Механика пластинок и оболочек, подвергающихся коррозионному износу / И.Г. Овчинников // Саратов: СПИ, 1991. – 115 с. Деп. в ВИНТИ 30.07.91. № 3251-В91.

338. Овчинников, И.Г. Об одной модели коррозионного разрушения / И.Г. Овчинников // Механика деформируемых сред: межвуз. научн. сб. Вып.6. – Саратов: СПИ, 1979. – С. 183-188.

339. Овчинников, И.Г. К расчету нелинейно-упругой цилиндрической оболочки с учетом коррозионного износа / И.Г. Овчинников, Х.А. Сабитов // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1984. – № 6. – С. 38-41.

340. Овчинников, И.Г. К определению напряженно-деформированного состояния и долговечности цилиндрических оболочек с учетом коррозионного износа / И.Г. Овчинников, Х.А. Сабитов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1986. – №1. – С. 13-17.

341. Овчинников, И.Г. Моделирование напряженного состояния бетона вокруг корродирующего арматурного стержня / И.Г. Овчинников, Р.Р. Инамов // Современные проблемы строительного материаловедения: Четвертые академические чтения РААСН: материалы Междунар. науч.-техн. конф. Ч. 1. – Пенза: ПГАСА, 1998. – С. 126-127.

342. Овчинников, И.Г. Применение компьютерного моделирования для изучения кинетики коррозионного растрескивания железобетонных конструкций / И.Г. Овчинников, Р.Р. Инамов // Дистанционное образование, состояние и перспективы развития: Сб. материалов Всерос. науч.-метод. конф., 18-19 ноября 1998 г. – Саратов: СГТУ, 1998. – С. 82-84.

343. Овчинников, И.И. Модели и методы расчёта стержневых и пластинчатых армированных конструкций с учётом коррозионных повреждений (хлоридная коррозия и коррозионное растрескивание): дис.... канд. наук / И.Г. Овчинников. – Волгоград: ВОЛГГАСУ, 2006 – 461 с.

344. Овчинников, И.Г. Применение логистического уравнения для описания процесса коррозионного разрушения / И.Г. Овчинников, Л.Л. Елисеев // Физико-химическая механика материалов. – 1981. – № 6. – С. 30-35.

345. Овчинников, И.Г. Моделирование поведения сжимаемого железобетонного элемента, усиливаемого внешней стальной обоймой после воздействия агрессивной хлоридсодержащей среды / И.Г. Овчинников, В.В. Раткин, Р.Б. Гарибов // Изв. вузов. – 2003. – №1. – С. 9-15.

346. Овчинников, И.Г. Модель деформирования и расчёт сжато-изогнутой железобетонной балки в условиях сульфатной агрессии / И.Г. Овчинников, В.В. Раткин, Р.Б. Гарибов // Бетон и железобетон. – 2006. – №1. – С.26-29.

347. Овчинников, И.Г. Моделирование ползучести железобетонных элементов конструкций транспортных сооружений в агрессивных средах / И.Г. Овчинников, М.С. Пшеничников, В.В. Раткин – Саратов: СГТУ, 2001 – 137 с.

348. Овчинникова, И.Г. Жёсткость крепления закладных деталей в железобетонных конструкциях при действии в анкерах растягивающего усилия: дис.... канд. техн. наук / И.Г. Овчинникова. – М.: НИИЖБ, 1967.– 127 с.

349. ОДМ 218.0.018-03. Определение износа конструкций и элементов мостовых сооружений на автомобильных дорогах. – М.: Росавтодор, 2003. – 97 с.

350. ОДН. Нормы износа и сроков службы мостовых сооружений на автомобильных дорогах. ПТ РосдорНИИ (проект, контракт 109-03 017 – 01Д).

351. Орехов, В.Г. Механика разрушений инженерных сооружений и горных массивов: учеб. пособие / В.Г.Орехов, М.Г. Зерцалов. – М.: Изд-во АСВ, 1999. – 330 с.

352. Острейковский, В.А. Теория надежности / В.А. Острейковский. – М.: Высшая школа, 2003. – 464 с.

353. Павлина, В.С. К вопросу о методологии физико-химической механики материалов / В.С.Павлина, В.В. Попович, Г.Г. Максимович // Физико-химическая механика материалов. – 1980. – №3. – С. 5-14.

354. Павлов, П.А. Некоторые обобщения в теории накопления механических повреждений элемента материала / П.А. Павлов // Прочность материалов и конструкций. Труды ЛПИ, №365. – Л.:ЛПИ, 1978. – С.8-13.

355. Павлов, П.А. Прочность сталей в коррозионных средах / П.А.Павлов, Б.А. Кадырбеков, В.А. Колесников. – Алма-Ата: Наука, 1987. – 272 с.

356. Пак, А.П. К определению критической длины трещины для бетона / А.П. Пак, Л.П. Трапезников, Э.Н. Яковлева // Известия ВНИИГ. – 1978. – Т.120. – С. 26-29.

357. Пак, А.П. Экспериментальная проверка гипотезы обобщенного нормального разрыва / А.П. Пак, Л.П. Трапезников // Физ. хим. механика материалов. – 1979. – № 3. – С. 118-120.

358. Пак, А.П. Экспериментальные исследования влияния структуры бетона на его прочность и сопротивляемость хрупкому разрушению / А.П. Пак, Л.П. Трапезников, Т.П. Шерстобитова, Э.Н. Яковлева // Известия ВНИИГ. – Л.: 1979. – т.134. – С. 62-65.

359. Пак, А.П. Исследование параметров хрупкого разрушения замороженного бетона / А.П. Пак, Л.П. Трапезников, Т.П. Шерстобитова, Э.Н. Яковлева // Известия ВНИИГ. – Л.: 1979. – т. 134. – С. 66-70.

360. Панасюк, В.В. Механика разрушения и прочность материалов: справочное пособие в 4-х т. / В.В. Панасюк. – Киев: Наукова Думка, 1988. – Т.1 – 487 с.; Т.2 – 619 с.; Т.3 – 435 с.; Т.4 – 679 с.

361. Панасюк, В.В. Предельное равновесие хрупких тел с трещинами / В.В. Панасюк. – Киев: Наукова думка, 1968. – 264с.
362. Партон, В.З. Механика упругопластического разрушения / В.З. Партон, Е.М. Морозов. – М.: Наука, 1985. – 502 с.
363. Панченко, Л.И. Оценка долговечности бетона по характеристикам трещиностойкости / Л.И. Панченко // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1995. – №12. – С.140-144.
364. Пахомова, Е.Г. К методике оценки работоспособности железобетонных конструкции при нарушении сцепления арматуры с бетоном при коррозионных повреждениях / Е.Г.Пахомова [и др.] // Промышленное и гражданское строительство. – 2011. – №8. – С 28-29.
365. Пахомова, Е.Г. Прочность и деформативность изгибаемых железобетонных конструкций при коррозионном повреждении бетона и арматуры / Е.Г. Пахомова, Д.С. Меркулов, А.В. Гордеев // Изв. ОрелГТУ. – 2008. – № 3. – С. 29-32.
366. Пепенар, И. Исследование изгибаемых элементов при совместном действии нагрузки и агрессивной среды / И. Пепенар [и др.] // Бетон и железобетон. – 1976. – № 3. – С. 13-17.
367. Перегудов, Ф.И. Введение в системный анализ / Ф.И.Перегудов, Ф.П. Тарасенко. – М.: Высшая школа, 1989. – 367с.
368. Перекрестов, В.А. Расчет долговечности конструктивных элементов при воздействии рабочих сред: автореф. дис. ... канд. техн. наук / В.А. Перекрестов. – Саратов: 1985.-15с.
369. Пересыпкин, С.Е. Внецентренное сжатие бетонных элементов с учетом влияния поперечных сил (расчет по деформированной схеме на основе блочной модели): дис. ... канд. тех. наук / С.Е. Пересыпкин. – СПб.: СПбГТУ, 1995. – 124 с.
370. Пересыпкин, Е.Н. Коэффициенты интенсивности напряжений в железобетонных элементах с трещинами / Е.Н. Пересыпкин, Л.П. Трапезников // Известия ВНИИГ. Т.121. – Л.: 1978. – С.13-18.
371. Пересыпкин, Е.Н. Методика определения критического коэффициента интенсивности напряжений для армированного бетона / Е.Н. Пересыпкин, В.П. Крамской // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1982. – № 8. – С. 22-24.
372. Пересыпкин, Е.Н. Масштабный фактор при растяжении и изгибе бетонных элементов / Е.Н. Пересыпкин, Ю.Н. Пузанков, С.Е. Пересыпкин // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1985. – № 12. – С. 1-4.
373. Пересыпкин, Е.Н. Расчет стержневых железобетонных элементов / Е.Н. Пересыпкин. – М.: Стройиздат, 1988. – 169 с.
374. Перфилов, В.А. Количественная оценка закономерностей трещинообразования и долговечность бетонов: дис.... д-ра техн. наук / В.А. Перфилов. – Пенза: 2001. – 41с.

375. Петров, В.В. Расчет элементов конструкций, взаимодействующих с агрессивной средой / В.В. Петров, И.Г. Овчинников, Ю.М. Шихов. – Саратов: Сарат. ун-та, 1987. – 288 с.

376. Петров, В.В. Деформирование элементов конструкций из нелинейного разномодульного материала / В.В. Петров, И.Г. Овчинников, В.К. Иноземцев. – Саратов: Изд-во Сарат. унта, 1989. – 158 с.

377. Петров, В.В. Расчет пластинок и оболочек из нелинейно-упругого материала / В.В. Петров, И.Г. Овчинников, В.И. Ярославский. – Саратов: Изд-во Сарат. ун-та, 1976.-133с.

378. Петров, В.В. Теория наведенной неоднородности и ее приложения к расчету конструкций на неоднородном основании / В.В. Петров, В.К. Иноземцев, Н.Ф. Синева. – Саратов: СГТУ, 2002. – 260 с.

379. Пирадов, К.Л. Механика разрушения бетона и железобетона / К.А. Пирадов, К.Л. Бисенов, К.У. Абдуллаев, – Алматы: Изд. центр ВАК РК, 2000. – 305 с.

380. Пирадов, К.А. Механика разрушения железобетона / К.А. Пирадов, В.А. Гузеев. – М.: Новый век, 1998. – 190 с.

381. Пирадов, К.А. Физико-механические основы долговечности бетона и железобетона / К. А. Пирадов, В.А. Гузеев // Бетон и железобетон. – 1998. – №1. – С.25-26.

382. Пирадов, К.А. Прогноз несущей способности и долговечности железобетонных конструкций моста-метро через Москву-реку в Лужниках / К.А. Пирадов // Бетон и железобетон. – 1998. – №4. – С.22-24.

383. Пирадов, К.А. Подход к оценке напряженно – деформированного состояния железобетонных элементов через параметры механики разрушения / К. А. Пирадов, В.А. Гузеев // Бетон и железобетон. – 1994. – №5. – С. 9-23.

384. Пирадов, К.А. Горельефы храма Христа Спасителя из армированного бетона со структурами, гарантирующими его долговечность более 100 лет / К.А. Пирадов, Е.А. Гузеев, Т.Л. Мамаев, В.Р. Фаликман, Н.Ф. Башлыков // Бетон и железобетон. –1998. – №6. – С.22-24.

385. Пирадов, К.А. Метод экспериментального определения критического коэффициента интенсивности напряжений бетона и железобетона при поперечном сдвиге / К.А. Пирадов, Е.А. Гузеев, Т.Л. Мамаев, К.У. Абдуллаев // Бетон и железобетон. – 1995. – №5. – С. 18-20.

386. Пирадов, К.А. Ресурс прочности и долговечности эксплуатируемых зданий и сооружений / К.А. Пирадов, Е.А. Гузеев // Бетон и железобетон. – 1998. – №2. – С.21-23.

387. Пирадов, К.А. Исчерпание ресурса долговечности бетона при тепловлажностных и силовых воздействиях / К.А. Пирадов, Е.А. Гузеев // Бетон и железобетон.– 1997. – №6. – С.26-28.

388. Пирадов, К.А. Расчёт железобетонных элементов на основе механики разрушения: автореф. дис.... д-ра техн. наук / К.А. Пирадов. – М., 1995. – 41 с.

389. Пирадов, К.А. Расчёт железобетонных элементов по критерию «работа-энергия» / К.А. Пирадов, Е.А. Гузеев // Бетон и железобетон. – 1998. – №5. – С.17.

390. Пирадов, К.А. Модель процесса накопления структурных повреждений бетона при тепловлажностных и силовых воздействиях / К.А. Пирадов, Е.А. Гузеев, В.В. Доркин, Т.В. Павлова // Известия вузов. – 1998. – №11-12. – С.126-129.

391. Пирадов, К.А. Методика определения критического коэффициента интенсивности напряжений железобетона / К.А. Пирадов // Известия вузов. – 1992. – №7-8. – С. 125-127.

392. Пирадов, К.А. Методика определения критического КИН бетона при поперечном сдвиге / К.А. Пирадов, Т.Л. Мамаев, К.У. Абдуллаев // Сборник трудов НИИЖБ-М. – 1993. – С. 81–84.

393. Пирадов, К.А. Развитие трещин по зоне контакта разномодульных материалов / К.А. Пирадов, Е.А. Гузеев, О.А. Пирадова, О.Ю. Казанцева // Известия вузов. – 1996. – №5. – С. 105-107.

394. Пирадов, К.А. Подбор состава бетона по параметрам механики разрушения / К.А. Пирадов, Т.Л. Мамаев, Т.А. Кожабеков, С.М. Маченко // Бетон и железобетон. – 2003. – №6. – С. 16-17.

395. Пирадов, К.А. Физико-механические, силовые, энергетические и структуроформирующие параметры бетона / К.А. Пирадов, Т.Л. Мамаев, Т.А. Кожабеков, С.М. Марченко // Бетон и железобетон. – 2002. – №2. – С. 10-12.

396. Пирадов, К.А. Параметры трещин в бетонных элементах при циклическом нагружении / К.А. Пирадов // Известия вузов. – 1993. – №4. – С. 3-6.

397. Пирадов, А.Б. К методике определения критического коэффициента интенсивности напряжений бетона. / А.Б. Пирадов, Г.Ш. Габуния // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1989. – №2. – С. 9-11.

398. Пирадов, А.Б. Расчет армирования зон бетонных сооружений, ослабленных отверстием / А.Б. Пирадов, Г.Ш. Габуния, Л.А. Джакели // Бетон и железобетон. – 1989. – № I. – С. 31-32.

399. Пирадов, К.А. Критический коэффициент интенсивности напряжений железобетона / К.А. Пирадов // Бетон и железобетон. – 1992. – №12. – С. 20 – 22.

400. Пирадов, К.А. Проблемные вопросы и перспективы физико-химической механики железобетона / К.А. Пирадов, Н.В. Савицкий // Бетон и железобетон. – 2000. – №2. – С. 15-16.

401. Платонов, А.С. Новые нормы проектирования, строительства и приемки в эксплуатацию мостовых сооружений / А.С. Платонов, А.И. Васильев, Ю.М. Жуков // Совершенствование проектирования мостовых сооружений: тр. ГП «Росдорнии», НИЦ «Мосты» ОАО ЦНИИС. Вып. 12. – М.: Информавтор. – 2002. – С. 3-12 (вместо СНиП 32 – 05-2202)

402. Подвальный, А.М. Влияние прочности бетона и толщины защитного слоя на долговечность железобетона / А.М. Подвальный // Бетон и железобетон. – 1968. – №3. – С.21-23.
403. Подвальный, А.М. Коррозионное разрушение бетона при циклических воздействиях среды / А.М. Подвальный // Бетон и железобетон. – 1982. – № 2. – С. 9-11.
404. Подвальный, А.М. О классификации видов коррозии бетон / А.М. Подвальный // Бетон и железобетон. – 2004. – №2. – С. 23-27.
405. Подвальный, А.М. Стойкость бетона в напряженном состоянии в агрессивных средах / А.М. Подвальный // Коррозия железобетона и методы защиты. Труды НИИЖБ. Вып. 15. – М.: Стройиздат, 1960. – С. 54-59.
406. Подвальный, А.М. Механизм проявления в бетоне собственных деформаций и напряжений / А.М. Подвальный // Бетон и железобетон. – 2007. – №4. – С.13-16 .
407. Подстригач, Я.С. Дифференциальные уравнения термодинамических процессов в n-компонентном твердом растворе / Я.С. Постригач, В.С. Павлина // Физико-химическая механика материалов. – 1965. – № 4. – С. 383-389.
408. Полак, А.Ф. Твердение мономинеральных вяжущих веществ / А.Ф. Полак. – М.: Стройиздат, 1966. – 207с.
409. Полак, А.Ф. К теории коррозии бетона / А.Ф. Полак // Труды БашНИИСтроя. Вып.6. – М: Стройиздат, 1966. – С.278-292.
410. Полак, А.Ф. Коррозия железобетонных конструкций зданий нефтехимической промышленности / А.Ф.Полак, В.Б. Ратинов, Г.Н. Гельфман. – М.: Стройиздат,1971. – 176 с.
411. Полак, А.Ф. Основы коррозии железобетона. Математическое моделирование процесса с применением ЭВМ / А.Ф. Полак. – Уфа: УНИ, 1986. – 69с.
412. Полак, А.Ф. Математическая модель коррозии бетона в кислых средах / А.Ф. Полак // Бетон и железобетон. – 1978. – №8. – С.5-6.
413. Полак, А.Ф. Теоретические исследования по коррозии железобетона в среде кислых агрессивных газов / А.Ф. Полак, И.Ш. Фазуллин, В.М. Кравцов // Труды НИИПромстроя, вып.ХII. – Уфа, 1973. – С.237-241.
414. Полак, А.Ф. О коррозии железобетона в газовой среде / А.Ф. Полак [и др.] // Тр. НИИПромстрой, вып. 16. – М.: Стройиздат, 1975.
415. Полак, А.Ф. Метод определения эффективных коэффициентов диффузии агрессивного вещества в жидкой и газовой фазах капиллярно-пористых тел / А.Ф. Полак, Ф.М. Иванов, В.В. Яковлев, В.В. Кравцов // Труды НИИПромстроя, вып.22. – Уфа: 1977. – С.113-121.
416. Полак, А.Ф. К теории газовой коррозии железобетона / А.Ф.Полак, Р.Г. Хабибуллин // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1982. – №7.-С. 70-73.

417. Полак, А.Ф. Моделирование коррозии железобетона и прогнозирование его долговечности. Итоги науки и техники. Коррозия и защита от коррозии / А.Ф. Полак // ВИНТИ. Т.12. – М., 1986. – С.12-35.

418. Полак, А.Ф. Расчёт долговечности железобетонных конструкций / А.Ф. Полак. – Уфа: УНИ, 1983. – 117 с.

419. Полак, А.Ф. Антикоррозионная защита строительных конструкций на химические и нефтехимических предприятиях / А.Ф.Полак, Г.Н. Гельфман, В.В. Яковлев. – Уфа: Башкирское книжное отделение, 1980. – 80 с.

420. Полак, А.Ф. Математическая модель процесса коррозии бетона в жидких средах / А.Ф. Полак // Бетон и железобетон. – 1988. – №3 – С. 30-31.

421. Попеско, А.И. Оценка несущей способности железобетонных конструкций, работающих в условиях газовой коррозии / А.И. Попеско // Методы строительства конструкций из новых материалов и проблема практического внедрения их в производство: материалы междунар. науч.-техн. симп. – Комсомольск на Амуре: Комсомольский на Амуре технический университет, 1995. – С. 170-171.

422. Попеско, А.И. Инженерный метод расчета усиленных железобетонных стержней с коррозионными повреждениями / А.И. Попеско, О.И. Анцыгин, А.А. Дайлов // Бетон и железобетон. – 2006. – №2. – С. 11-13.

423. Попеско, А.И. Расчет усиленных под нагрузкой железобетонных стержней с коррозионными повреждениями / А.И. Попеско, О.И. Анцыгин, А.А. Дайлов // Бетон и железобетон. – 2006. – №9. – С. 22-24.

424. Попеско, А.И. Численный расчёт железобетонных стержней при коррозионных воздействиях // А.И. Попеско, О.И. Анцыгин, А.А. Дайлов // Бетон и железобетон. – 2007. – №3. – С. 25-27.

425. Попеско, А.И. Работоспособность железобетонных конструкций, подверженных коррозии / А.И. Попеско. – СПб.: СПб гос. архит.-строит. ун-т, 1996. – 182 с.

426. Попеско, А.И. Расчет железобетонных конструкций, подверженных коррозии: дис.... д-ра техн. наук / А.И. Попеско. – СПб.: СПбГАСУ, 1996. – 350 с.

427. Попеско, А.И. Модель расчёта железобетонных конструкций с коррозионными повреждениями / А.И. Попеско, С.И. Анцыгин, А.А. Дайлов // Бетон и железобетон. – 2009. – №2. – С.17-20.

428. Попеско, А.И. Новый метод расчёта несущей способности железобетонных конструкций работающих в условиях газовой коррозии / А.И. Попеско, О.А. Анцыгин, А.А. Дайлов // Бетон и железобетон. – 2006. – №3. – С. 20-22 .

429. Портер, Э.Г. Исследование трещиностойкости растянутых элементов железобетонных стержневых систем: дис.... канд. техн наук / Э.Г. Портер. – М.:НИИЖБ, 1968. – 163 с.

430. Пособие по проектированию защиты от коррозии бетонных и железобетонных строительных конструкций / (К СНиП 2.03.11-85 / НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1989. – С.140-141.

431. Потапов, Ю.Б. Расчет долговечности железобетонных конструкций с учетом коррозии арматуры / Ю.Б. Потапов, П.А. Головинский, Г.Д. Шмелев // Изв вузов Строительство. – 2003. – №6. – С. 113-117.

432. Почтман, Ю.М. Нечёткая постановка задач оптимального проектирования конструкций, взаимодействующих с агрессивными средами / Ю.М. Почтман, В.Ю. Малов // Изв. вузов. – 1990. – №11. – С.7-10.

433. Прикладные вопросы вязкости разрушения / Сб. докладов на симпозиуме в Чикаго 21-26 июля 1964 г. США. – М.: Мир, 1968. – 549 с.

434. Прис, Б.В. Моделирование железобетонных конструкций: пер. с англ. / Б.В. Прис, Д.Д. Дэвис. – Минск: Вышэйшая школа, 1974. – 222 с.

435. Прокопович, А.А. Сопротивление изгибу железобетонных конструкции с различными условиями сцепления продольной арматуры с бетоном: дис. ... д-ра техн. наук / А.А. Прокопович. – Самара, 1999. – 448 с.

436. Прокопович, А.А. Сопротивление изгибу железобетонных конструкций с различными условиями сцепления продольной арматуры с бетоном: автореф. дис. ... д-ра техн. наук / А.А. Прокопович. – Самара, 1999. – 32 с.

437. Пухонто, Л.М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений (силосов, бункеров, резервуаров, водонапорных башен, подпорных стен) / Л.М. Пухонто. – М.: АСВ, 2004. – 424 с.

438. Пухонто, Л.М. Моделирование повреждений и оценка долговечности ограждающих конструкций высотных зданий / Л.М. Пухонто, Д.К. Вишняков // Промышленное и гражданское строительство. – 2007. – №7. – С. 60-61.

439. Пухонто, Л.М. Применение деградационных моделей для оценки долговечности железобетонных конструкций инженерных емкостных сооружений / Л.М. Пухонто // Долговечность и защита конструкций от коррозии: материалы междунар. конф., 25-27 мая 1999 г. – М., 1999. – С. 98-104.

440. Пухонто, Л.М. Деградационная модель износа железобетонных конструкций инженерных сооружений при малоцикловых нагрузках и коррозионных воздействиях среды: Теоретические основы строительства / Л.М. Пухонто // Сборник научных трудов Московского государственного строительного университета и Варшавского политехнического института. М., 1996. – С. 33-42.

441. Работнов, Ю.Н. Ползучесть элементов конструкций / Ю.Н. Работнов. – М.: Наука, 1966. – 752 с.

442. Разрушение твердых тел: сб. докладов на Международном симпозиуме в Свомпскотте (США) в 1962 г. – М.: Металлургия, 1967. – 499 с.

443. Райзер, В.Д. Равновесные состояния элементов конструкций, подверженных коррозионному износу / В.Д. Райзер, А.М. Рафик. – М.: Стройиздат, 1994. – 147 с.
444. Райзер, В.Д. Теория надежности в строительном проектировании / В.Д. Райзер. – М.: АСВ, 1998. – 304 с.
445. Райзер, В.Д. Расчет и нормирование надежности строительных конструкций / В.Д. Райзер. – М.: Стройиздат, 1995. – 352 с.
446. Расулов, И.Р. О математическом прогнозировании коррозионного разрушения конструкций в агрессивных средах / И.Р. Расулов, Э.М. Гасымов, Л.Р. Абдурахманов // Уч. записки Азерб. инж.-стр. ин-та. Серия X. – Баку: 1978. – С. 147-151.
447. Ратинов, И.Б. Химия в строительстве / В.Б. Ратинов, Ф.М. Иванов. – М.: Стройиздат, 1977. – 220 с.
448. РСН 20-01-2006. Санкт-Петербург (ТСН 20-303-2006 Санкт – Петербург). Защита строительных конструкций, зданий и сооружений от агрессивных химических и биологических воздействий окружающей среды. – СПб.: Стройиздат, 2010. – 55 с.
449. РДН 218.05.14-2000. Определение и прогнозирование износа мостовых сооружений на автомобильных дорогах Краснодарского края / ГП РОСДОРНИИ. – М.: Верстка, 2001. – 130 с.
450. Ребиндер, П.А. Избранные труды. Поверхностные явления в дисперсных системах. Физико-химическая механика / П.А. Ребиндер. – М.: Наука, 1979. – 381 с.
451. Рекомендации по обеспечению надёжности и долговечности железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений при их реконструкции и восстановлении / Харьковский Промстройиниипроект. – М.: Стройиздат, 1990. – 9 с.
452. Ржаницын, А.Р. Теория длительной прочности при произвольном одноосном и двухосном нагружении / А.Р. Ржаницын // Строительная механика и расчёт сооружений. – 1975. – № 4. – С. 25-29.
453. Ржаницын, А.Р. Теория расчёта строительных конструкций на надёжность / А.Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1978. – 239 с.
454. Римшин, В.И. Проблемы долговечности / В.И. Римшин // Бетон и железобетон. – 2005. – №2 – С.27.
455. Рискинд, Б.Я. Работа стержневой арматуры на сжатие / Б.Я. Рискинд, Г.И. Шорникова // Бетон и железобетон. – 1974. – № 10. – С. 3-4.
456. Розанов, Ю.А. Случайные процессы / Ю.А. Розанов. – М.: Наука, 1971. – 183 с.
457. Розенталь, Н.К. Коррозионная стойкость цементных бетонов низкой и особо низкой проницаемости: дис... д-ра техн. наук / Н.К. Розенталь. – М.: НИИЖБ, 2004. – 432 с.
458. Розенталь, Н.К. Состояние железобетонных конструкций цехов по производству хлора и каустика / Н.К. Розенталь, В.П. Шевяков // Тр. НИИЖБ. – Вып. 11. – 1974. – С. 14-17 .

459. Рысева, О.П. Долговечность изделий из железобетона для промзданий на Крайнем Севере с эксплуатационной средой, содержащей хлор: автореф. дис.... канд. техн. наук / О.П. Рысева. – Киев, 1990. – 19 с.
460. Савицкий, Н.В. Прочность и деформативность железобетонных элементов, работающих в жидких сульфатных средах, агрессивных по признаку коррозии третьего вида: дис. ... канд. техн. наук / Н.В. Савицкий. – М.: 1986. – 230 с.
461. Саврук, М.П. Двухмерные задачи упругости для тел с трещинами / М.П. Саврук. – Киев: Наукова думка, 1981. – С. 324.
462. Санжаровский, Р.С. Несущая способность железобетонных рам при коррозионных повреждениях / Р.С. Санжаровский, А.И. Попеско // Известия вузов. – 1999. – №10. – С. 4-8.
463. Седов, Л.И. Механика сплошной среды. Т.1 / Л.И. Седов. – М.: Наука, 1970. – 492 с.
464. Селяев, В.П. Расчет композиционных слоистых конструкций по предельным состояниям второй группы / В.П. Селяев, В.И. Соломатов // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1981. – № 8. – С. 16-20.
465. Селяев, В.П. Влияние водных растворов серной кислоты и сжимающих нагрузок на свойства цементных композитов / В.П. Селяев, Л.М. Ошкина // Современные проблемы строительного материаловедения: материалы пятых академических чтений РААСН Воронеж. гос. арх.-строит. акад. – Воронеж: ВГАСА, 1999. – С. 419-422.
466. Селяев, В.П. Химическое сопротивление цементных композитов при совместном действии нагрузок и агрессивных сред / В.П. Селяев, Л.М. Ошкина. – Саранск: Изд Мордовский государственный университет, 1997. – 100 с.
467. Селяев, В.П. Основы теории расчета композиционных конструкций с учетом действия агрессивных сред: автореф. дис. докт. техн. наук / В.П. Селяев. – М., 1984. – 35 с.
468. Семенов, Н.Н. О некоторых проблемах химической кинетики и реакционной способности / Н.Н. Семёнов. – М.: Изд-во АН СССР, 1954. – 349 с.
469. Сетков, В.Ю. Срок службы сборных железобетонных перекрытий промзданий в среде, содержащей хлор / В.Ю. Сетков, И.С. Шибанова, О.П. Рысева // Бетон и железобетон. – 1994. – № 1. – С.24-25.
470. Сетков, В.Ю. Степень агрессивного воздействия газообразной среды, содержащей сернистый ангидрид, на железобетонные конструкции / В.Ю. Сетков, И.С. Шибанова // Известия вузов. Строительство и архитектура. – М., 1989. – № 7. – С.1-4.
471. Сетков, В.Ю. Разрушение железобетонных конструкций промышленных зданий при действии хлора / В.Ю. Сетков, И.С. Шибанова, О.П. Рысева // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1989. – №11. – С.6-10.

472. Сетков, В.Ю. Срок службы монолитных железобетонных перекрытий промздании в среде, содержащей хлор / В.Ю. Сетков, И.С. Шибанова, О.П. Рысева // Бетон и железобетон. – 1991. – №9. – С.27-28.
473. Сетков, В.Ю. Разрушение перекрытий промзданий при действии сернистого газа / В.Ю. Сетков, И.С. Шибанова // Бетон и железобетон. – 1988. – №3. – С.28.-29.
474. Ситник, В.И. О результатах экспериментальных исследований прочностных и деформативных характеристик бетонов М600-1000 / В.И. Ситник, Ю.А. Иванов. – Киев: НИИСК, 1962.
475. Смоляго, Е.Г. Трещинообразование сборно-монолитных железобетонных конструкций с учетом коррозии: автореф. канд. техн. наук / Е.Г. Смоляго. – М.: МГАКХиС, 2010. – 28 с.
476. СНЗ65-67. Указания по проектированию железобетонных и бетонных конструкций железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб. – М.: 1967. – 144 с.
477. СНиП 2.03.11-85*. Защита строительных конструкций от коррозии / Госстрой СССР.– М.: ЦИТП, 1986. – 46 с.
478. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы. – М.: ЦИТП, 1996. – 213 с.
479. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: ЦИТП, 2004. – 26 с.
480. СНиП 3.06.04-91. Мосты и трубы. – М.: ГУП ЦДЛ России, 1997. – 166 с.
481. СНиП 3.06.07-86. Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний. – М.: ЦИТП, 1986. – 40 с.
482. СНиП II-В.1-62*. Бетонные и железобетонные конструкции.-М: Стройиздат, 1970. – 112 с.
483. СНиП II-21-75 Бетонные и железобетонные конструкции. – М.:Стройиздат,1976. – 94 с.
484. СНиП 2.03.01 – 84. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР – М.: ЦИТП, 1985. – 79 с.
485. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. – М.: ГУП ЦПП Минстроя России, 1996. – 35 с.
486. Соколов, Б.С. Прочность и трещиностойкость железобетонных балок-стенок: автореф. дисс.... д-ра техн. наук / Б.С. Соколов. – Л., 1989. – 39 с.
487. Соломатов, В.И. Химическое сопротивление бетонов / В.И. Соломатов, В.П. Селяев // Бетон и железобетон. – 1984. – № 8. – С. 16-17.
488. Соломатов, В.И. Химическое сопротивление композиционных строительных материалов / В.И. Соломатов, В.П. Селяев. – М.: Стройиздат, 1987. – 264 с.
489. Соломатов, В.И. Прогнозирование стойкости композитов в агрессивных средах / В.И. Соломатов, А.Н. Бобрышев, А.П. Прошин // Известия вузов. – 1998 – №10. – С. 43-46.

490. СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений – М.: Госстрой России ФГУП ЦПП, 2004. – 27 с.

491. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 71 с.

492. СП 52-103-2007. Железобетонные монолитные конструкции зданий. – М.: ФГУП НИЦ Строительство, 2007. – 18 с.

493. СП 28.13330.2012. Свод правил. Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85. – М.: Министерство регионального развития, 2012. – 190 с.

494. Степанов, Р.Д. Введение в механику полимеров / Р.Д. Степанов, О.Ф. Шленский. – Саратов: Изд-во Саратов. ун-та, 1975. – 231 с.

495. Степанов, Р.Д. Расчет на прочность конструкций из пластмасс, работающих в жидких средах / Р.Д. Степанов, О.Ф. Шленский. – М.: Машиностроение, 1981. – 136 с.

496. Степанов, С.Н. Прогнозирование долговечности железобетонных конструкций, работающих в агрессивных средах с учётом коррозионного износа рабочей арматуры: дис.... канд. техн. наук / С.Н. Степанов. – Нижний Новгород: НГАСУ, 2005. – 180 с.

497. Степанов, С.Н. Оценка технического состояния, прогнозирование и продление долговечности железобетонных конструкций, с использованием комплексных графоаналитических диаграмм (КГЛД ОП'ПД ЖБК) / С.Н.Степанов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкций: материалы Четвертой Всероссийской конференции. – Чебоксары: Чувашский университет, 2003. – С. 50–59.

498. Степанов, С.Н. Методика оценки, прогнозирования и продления долговечности железобетонных конструкций объектов природопользования с целью предупреждения чрезвычайных ситуаций, по комплексным графоаналитическим диаграммам, с технико-экономическим обоснованием / С.Н.Степанов // Современные проблемы гуманизации и гармонизации управления: материалы 4 Международной междисциплинарной научно-практической конференции. – Харьков: Харьковский национальный университет, 2003. – С. 321.

499. Степанова, В.Ф. Теоретические основы и практическое обеспечение сохранности арматуры в бетонах на пористых заполнителях: дис.... д-ра техн наук / В.Ф. Степанова. – М.: НИИЖБ, 2003. – 242 с.

500. СТО 36554501-014-2008 – Стандарт организации. Надёжность строительных конструкций и оснований. – М.: ФГУП НИЦ строительство, 2008. – 12с.

501. Стрижевский, И.В. Коррозия и защита арматуры железобетонных трубопроводов / И.В. Стрижевский, Б.Л. Рейзен, Э.И. Иоффэ. – М.: Стройиздат, 1972. – 97 с.

502. Такео Екабори. Научные основы прочности и разрушения материалов / Такео Екабори. – Киев: Наукова думка, 1978. – 351 с.

503. Тахер, М.А. Влияние макроструктуры на трещиностойкость конструкционного бетона с позиций механики разрушения: автореф. дис... канд. техн. наук / М.А. Тахер. – М., 1989. – 17 с.

504. Тихонов, Г.Н. Эффективная стержневая арматура для железобетонных конструкций / И.Н.Тихонов, В.З. Мешков, Г.Н. Судаков // Бетон и железобетон. – 2004. – №2. – С. 18-23.

505. Трапезников, Л.П. Температурная трещиностойкость массивных бетонных сооружений / Л.П. Трапезников. – М.: Энергоатомиздат, 1986. – 271 с.

506. Трапезников, Л.П. О критерии распространения трещины при хрупком разрушении стареющих материалов, обладающих свойством ползучести / Л.П. Трапезников // Изв.АН СССР. Механика твердого тела. – 1976. – № 6. – С. 130-136.

507. Трощенко, В.Т. Развитие усталостной трещины. Сообщение 2. Модель развития трещины / В.Т. Трощенко, П.В. Ясний, В.В. Покровский // Проблемы прочности. – 1988. – № 10. – С. 15-20.

508. Тытюк, А.А. Долговечность железобетонных изгибаемых элементов в жидких сульфатных средах: автореф. дис.... канд. техн. наук / А.А. Тытюк. – М., 1990. – 23 с.

509. Тытюк, Л.А. Долговечность железобетонных изгибаемых элементов в жидких сульфатных средах: / дис.... канд. техн. наук / А.А. Тытюк. – М., 1990. – 226 с.

510. Фартушный, А.Г. Влияние деплнации сечения бетона на закрытие трещин железобетонных конструкций / А.Г. Фартушный // Конструкции и технология строительства сооружений силостного типа: тр. ЦНИИЭП сельстроя №19. – М.: ЦНИИЭПсельстрой, 1977. – С. 17-25.

511. Физико-химическая механика дисперсных структур / под ред. П.А. Ребиндера. – М.: Наука, 1966. – 400 с.

512. Филатов, В.Б. Влияние эксплуатационных повреждений, снижающих сцепление арматуры с бетоном, на прочность изгибаемых железобетонных конструкций: дис... канд .. техн наук / В.Б. Филатов. – М.: НИИЖБ, 1988. – 250с.

513. Финкель, В.М. Физика разрушения. Рост трещин в твердых телах / В.М. Финкель. – М.: Металлургия, 1970. – 376 с.

514. Франк-Каменецкий, Д.А. Диффузия и теплопередача в химической кинетике / Д.А. Франк-Каменецкий. – М.: Наука, 1967.

515. Харламов, С.Л. Трещиностойкость, деформативность и несущая способность двухслойных железобетонных изгибаемых элементов с верхним слоем из тяжелого бетона: дис.... канд. техн. наук / С.Л. Харламов. – М.: МГОУ, 1999. – 119с.

516. Хейфец, Л.И. Многообразные процессы в пористых средах / Л.И. Хейфец, А.В. Неймарк. – М.: Химия, 1982. – 319с.

517. Холмянский, М.М. Контакт арматуры с бетоном / М.М. Холмянский. – М.: Стройиздат, 1981. – 184 с.

518. Хотько, А.А. Сцепление с бетоном и анкеровка ненапрягаемой арматуры с различными видами периодического профиля: дис. ... канд. техн. наук / А.А. Хотько. – Новополюцк, 2006. – 137 с.
519. Цень, Сюэ-сень. Физическая механика / Сюэ-сень Цень. – М.: Мир, 1965. – С. 544.
520. Цикерман, Л.Я. Долгосрочный прогноз опасности грунтовой коррозии металлов / Л.Я. Цикерман. – М.: Недра, 1966. – 175 с.
521. Цикерман, Л.Я. Прогноз опасности грунтовой коррозии для стальных сооружений / Л.Я. Цикерман, Я.Г. Штурман // Защита металлов. – 1967. – №2. – С. 243-244.
522. Цикерман, Л.Я. Диагностика коррозии трубопроводов с применением ЭВМ / Л.Я. Цикерман. – М.: Недра, 1977. – 319 с.
523. Цыба, О.О. Трещиностойкость и деформативность растянутого железобетона с ненапрягаемой и напрягаемой стержневой арматуры, имеющей различную относительную площадь смятия поперечных рёбер: дис.... канд. техн. наук / О.О. Цыба. – М.: НИИЖБ, 2012. – 204 с.
524. Чаганов, А.Б. Прочность и жёсткость железобетонных ребристых плит с нарушением сцепления арматуры с бетоном: автореф. дис.... канд. техн. наук / А.Б. Чаганов. – М.: ЦНИИЭПжилица, 2008. – 24 с.
525. Черепанов, Г.П. Механика хрупкого разрушения / Г.П. Черепанов. – М.: Наука, 1974. – 640 с.
526. Черепанов, Г.П. Механика разрушения / Г.П. Черепанов, Л.В. Ершов. – М.: Машиностроение, 1977. – 223 с.
527. Чирков, В.П. Метод расчета сроков службы железобетонных конструкций при коррозии арматуры / В.П. Чирков. – М.: Московский государственный университет путей сообщения, 1996. – 69 с.
528. Чирков, В.П. Методы расчета оценки безопасной работы железобетонных конструкций / В.П. Чирков, М.В. Шавыкина // Изв. вузов. Строительство. – 1998. – №3. – С.57-60.
529. Чирков, В.П. Основы теории расчета ресурса железобетонных конструкций / В.П. Чирков // Бетон и железобетон. – 1990. – № 10. – С. 15-17.
530. Чирков, В.П. Вероятностные методы расчёта мостовых железобетонных конструкций / В.П. Чирков. – М.: Транспорт, 1980. – 134 с.
531. Чирков, В.П. Прогнозирование ширины продолжительного раскрытия трещин изгибаемых элементов с учётом случайных факторов / В.П. Чирков, С.А. Зенин // Бетон и железобетон. – 2002. – №3. – С.13-15.
532. Чирков, В.П. Вероятностный расчёт ширины раскрытия нормальных трещин / В.П. Чирков, С.А. Зенин. // Бетон и железобетон. – 2002. – №6. – С. 21-27.
533. Чирков, В.П. Оценка ресурса железобетонных конструкций при коррозии арматуры / В.П. Чирков, А.Н. Кардангушев // Изв. вузов. – 1992. – №3. – С. 3÷9.

534. Чирков, В.П. Ресурс железобетонных плит покрытия железнодорожных зданий / В.П. Чирков, А.Н. Кардангушев // Бетон и железобетон. – 1992. – №5. – С. 25-27.
535. Чирков, В.П. Основы теории проектирования строительных конструкций. Железобетонные конструкции / В.П. Чирков [и др.]. – М.: 1999. – 371 с.
536. Чубриков, В.М. Масштабный эффект при определении критериев трещиностойкости в механике разрушения бетонов / В.М. Чубриков // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1988. – №2. – С. 1-3.
537. Шаповалова, В.Я. Закономерности коррозии арматуры в трещинах железобетона при различных условиях воздействия агрессивных водных сред: автореф. дис.... канд. техн. наук / В.Я. Шаповалова. – Тбилиси: ГТУ, 1990. – 22 с.
538. Шварц, Г.А. Коррозия статически напряженных сталей в растворах галоидных солей, содержащих окислители / Г. А. Шварц // Конструкционные неметаллические материалы и коррозия металлов: тр. НИИХИММАШ. – М.: Наука, 1954. – Вып. 17. – С. 31-34.
539. Шевченко, В.И. Методика определения полных диаграмм изгиба хрупких материалов / В.И. Шевченко, А.В. Ушаков // Заводская лаборатория. – 1985. – № 9. – С. 80-81.
540. Шевченко, В.И. Условия определения равновесных диаграмм деформирования бетона при статическом нагружении / В.И. Шевченко // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1986. – № 6. – С.130-134.
541. Шевченко, В.И. Об оценке трещиностойкости бетона по параметрам полных диаграмм изгиба / В.И. Шевченко // Заводская лаборатория. – 1986. – № 3. – С. 64-66
542. Шевченко, В.И. Трещиностойкость и долговечность жаростойких бетонов: дис.... д-ра техн. наук/ В.И. Шевченко. – М., 1986. – 368 с.
543. Шевченко, В.И. Энергетический подход к оценке вязкости разрушения цементного камня и бетона / В.И. Шевченко // Бетон и железобетон. – 1985. – №1. – С. 35-36.
544. Шевченко, В.И. Применение методов механики разрушения для оценки трещиностойкости и долговечности бетона / В.И. Шевченко. – Волгоград: ВолгПИ, 1988. – 110 с.
545. Шевчук, П.Р. Методика расчета элементов конструкций с покрытиями / П.Р. Шевчук // Математические методы и физико-механические поля. – 1978. – Вып. 7. – С. 52-55.
546. Шевяков, В.П. Исследование агрессивности газовой среды и коррозии железобетона в цехах получения хлора: автореф. дис.... канд. техн. наук / В.П. Шевяков. – М., 1974. – 30 с.
547. Шенк, Х. Теория инженерного эксперимента / Х. Шенк. – М.: Изд-во Мир, 1972. – 381 с.

548. Шестериков, В.И. Оценка долговечности мостов с различными конструкциями пролётных строений / В.И. Шестериков // Труды НТО Росдор НИИ. Вып 6. – М.: Информавтодор, 1993. – С.157-167.

549. Шилин, А.А. Моделирование эксплуатационной надёжности несущих конструкций тоннелей инженерных коммуникаций. Долговечность строительных конструкций / А.А. Шилин, М.В. Зайцев, И.А. Золотарёв // Материалы международной конференции. – М.: НИИЖБ, 2002. – С. 218 – 223.

550. Щербаков, Е.Н. Некоторые результаты экспериментальных исследований длительной прочности бетона / Е.Н. Щербаков, С.С. Ажиудинов // Транспортное строительство. – 1994. – №2. – С. 23-26.

551. Щербаков, Е.Н. Прогнозирование ресурса конструкций работающих при режимном нагружении / Е.Н. Щербаков, Р. Мамажанов // Бетон и железобетон. – 1989. – № 8. – С. 22-23.

552. Щербаков, Е.Н. Прогнозирование коэффициента интенсивности напряжений при многократно повторных нагружениях / Е.Н. Щербаков, Р. Мамажанов // Прогнозирование прочности и деформативности бетона и железобетона методами механики разрушения. – М.: ВЗПИ, 1988. – С. 41-42.

553. Эванс, Ю.Р. Коррозия и окисление металлов / Ю.Р. Эванс. – М.: Машгиз, 1962. – 885 с.

554. Ягуст, В.И. О границах области применимости линейной механики разрушения к бетону / В.И. Ягуст. – Бетон и железобетон. – 1982. – № 6. – С. 25-26.

555. Ягуст, В.И. Сопротивление развитию трещины в бетонных конструкциях с учетом макроструктуры материала: дис. ... канд. техн. наук / В.И. Ягуст. – М.: НИИЖБ, 1982. – 254 с.

556. Ягупов, Б.А. К вопросу оценки несущей способности эксплуатируемых железобетонных конструкций, поврежденных коррозией / Б.А. Ягупов, Р.Е. Мигаль // Бетон и железобетон. – 2007. – №3. – С. 28-30.

557. Ягупов, Б.А. Расчетные предпосылки комплексной оценки силового сопротивления железобетонных конструкций при интенсивных коррозионных воздействиях / Б. А. Ягупов // Бетон и железобетон. – 2008. – № 3 (552). – С. 16-18.

558. Яковлев, В.В. Прогнозирование коррозионной стойкости бетона и железобетона в агрессивных жидких и газовых средах: дис. ... д-ра техн. наук / В.В. Яковлев. –Уфа, 2000. – 411 с.

559. Ямбор, Я. Оценка сульфатной агрессивности воды – среды для бетона / Я Ямбор // Бетон и железобетон. – 1969. – № 7. – С36-38.

560. Alekseev, S. N., Ivanov F, M. Durability of reinforced concrete to aggressive media. 1993, A. A. BALKEMA PUBLISHERS. – 394 p.

561. Analysis and Design of Reinforced Concrete Bridge Structures. Reported by ACI –ASCE Committee 343, ACI – 343R-95.

562. Andrade C. Advances In Design And Residual Life Calculation With Regard To Rebar Corrosion Of Reinforced Concrete / C. Andrade, D. Izquierdo,

J. Rodriguez // Бетон и железобетон. Материалы конференции. – М.: 2005. – P.36-39.

563. Andrade and oth. Cover Cracking and Amount of Rebar and Corrosion. London 1996. – P. 263-273.

564. Bazant Z, Physical model for steel corrosion in concrete sea structures theory, Journal of the Structural Division, 1979, 105 (ST6). – P.1137-1153.

565. Bazant Z.P. Mechanics of Distributed Cracking ASME, 1984, vol.39 №5. – P.675-705.

566. Bamforth P. B. Definition of exposure classes and concrete mix requirements for chloride contaminated environments / P. B. Bamforth // Proc. 4th Int. Symp. On Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction. – Cambridge, 1996. – P. 176-188.

567. Bamforth P.B. The derivation of input data for modeling chloride ingress from eight year UK coastal exposure trials / P.B. Bamforth // Concrete Research, 1999. – Vol. 51. – №2. – P. 87-96.

568. Berke N.S. Predicting Chloride Profiles in Concrete / N. S. Berke, M. C. Hicks // Corrosion (USA). 1994. – № 3. – P. 234-239.

569. Brown R.D. Design prediction of the life for reinforced concrete in marine and other chloride environments, Durability of Building Materials, vol. 1, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1982. – P.113-125.

570. Brown J.H. Measuring the fracture toughness of cement paste and mortar // Magazine of Concrete Research.-1972.-Vol.24. – N81.-P.185-196.

571. Brown J.H., Pomeroy C.D. Fracture toughnesses of cement paste and mortars // Cement and Concrete Research.-1973.-Vol.3-№4.

572. C. Bob – Probabilistic assessment of reinforcement corrosion in existing structures. Proceedngs of the International Conference held at the University of Dundee, Scotland,UK.1996. – P. 17-28.

573. Box G.E.P., Wilson K.B. – On the Experimental Attainment of Optimum Conditions. – “J. of the Roxal Statist. Soc”, Ser B., 1951, v.13, №1. – P. 1-45.

574. Wu K., Znang B. Fracture Energy of Lightweight Concrete Intern. Worshp of Fracture Toughness and Fracture Energy, Japan, 1988. – P. 104–110.

575. Castellani, A. Beams with corroded reinforcement: evaluation of effects of cross section losses and bond deterioration by finite element analysis / A. Castellani, D. Coronelli // Proc. 8th Int. Conf. on Structure Faults and Repair 99. – Engineering Tech. Press. – Edinburgh, U.K. – 1999.

576. CEB – FIP Model Code, 1990, Final Draft – CEB, Lausanne, 1991, № 203,204 and 205.-6 p.

577. CEB-FIP Model code 1990. Comite Euro-international du beton. – London, 1993. – 437 p.

578. Ciampoli M. Probability-based durability design of reinforced concrete structures / M. Ciampoli, P. Giovenale, L. Petrichella // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002. – P. 211-215.

579. Concrete Bridge Protection. Repair and Rehabilitation. Relative to Reinforcement Corrosion. A Methods application Manual. Washington, 1993. – 166p.
580. Cooper G.A. Optimization of three – point bend test for fracture energy measurement // Journal of Materials Science. – 1977.-№12.-P.277-289.
581. Coronelli, D. Corrosion cracking and bond strength modeling for corroded bars in reinforced concrete / D. Coronelli // ACI Structural Journal. – 2002. – №99 (3). – P. 267-276.
582. Cooper G.A. Optimization of three – point bend test for fracture energy measurement // Journal of Materials Science. – 1977.-№12.-p.277-289.
583. Durability Design of Concrete Structures. RILEM. Report of TG 130 –CSL. Ed by A Sarja, E Vesikari, 1994.
584. Evans R.H. Proceedings. of the Institution , of Civil Eng., p. 71, v. 4, 1955, № 3.
585. R. Fisher, Statistical Methods and Scientific Inference, Oliver a. Boyd, 1959. – 178p.
586. Fisher R.A. The Design of Experiments. L., Oliver a. Boyd, 1960. – 248p.
587. Frangopol D. M, Lin K.-Y., Estes A. C. Reliability of reinforced concrete girders under corrosion attack // J. Struct. Engrg. ASCE, 123(3). – 1997.
588. Gaal G.C. Prediction of deterioration of concrete bridges in the Netherlands / G. C. Gaal, C. Veen, M. H. Djourai // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002. – P. 61-63.
589. Gerard B., Pijaudier-Cabot G., Laborde C. Coupled diffusion-damage modeling and the implications on failure due to strain localization // Int. J. Solids and Struct., 35(31 / 32). – 1998. – P. 4107-4120.
590. Griffith A.A. The phenomenon of rupture and flow in solids // Phil. Trans. Roy. Soc.-1921.-Series A-221.-P.163-198.
591. Griffith A.A. The Theory of Rupture – 1 n: Proc: First Int. Congress for Appl. Mechanics Deelft., – 1924. – p. 55-65.
592. Guiriani, E. An analytical model for the study of the crack prolongation in plane concrete elements under bending / E. Guiriani, G. Rosati // Studi e ricerche. – 1987. – Vol. 9. – P. 107-127.
593. Guttman H. Measurement of Atmospheric Factors Affecting the Corrosion of Metals / H. Guttman, P. I. Sereda // Metal Corrosion in the Atmosphere (ASTM STP). 1968. – № 425. – P. 326-354.
594. Hanjari, K. Z. Analysis of mechanical behavior of corroded reinforced concrete structures / K. Z. Hanjari, P. Kettil, K. Lundgren // ACI Structural Journal. – 2011. – Vol. 108, № 5. – P. 532-541.
595. Hausmann D.A. Steel Corrosion in Concrete / D. A. Hausmann // Materials Protection. 1967. – № 11. – P. 19-23.

596. Haynic F.H. *Materials Protection and Performance* / F. H. Haynic, I. B. Upham. – London, 1970. – Vol. 9. – № 8. – P. 35-40.

597. HETEK Chloride penetration into concrete. State of the Art. Copenhagen, 1995. – 151p.

598. Hilleborg A. Results of Three Comparative Test Series for Determining the Fracture of Concrete. *Materials and Structures*, №107, 1985. – P. 407-413.

599. Hillerborg A., Modeer M., Petersson P.E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements // *Cement and Concrete Research*. – 1976.-Vol 6.-№6.-P.773-782.

600. Hillerborg A., Petersson P.E. Fracture mechanical calculations, test methods and results for concrete and similar materials // *Advances in Fracture Research*. 5-th Intern. Conf. on Fracture. Cannes, 29 March – 2 April.-1981.-P.1515 – 1522.

601. Hillermeier B., Hilsdorf H.K. Fracture mechanics studies on concrete compounds // *Cement and Concrete Research*.-1977. – Vol.7.-№5. – P.523-536.

602. Hobbs D.W. Chloride ingress and chloride-induced corrosion in reinforced concrete members / D. W. Hobbs // *Proc. 4th Int. Symp. On Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction* SCI. – Cambridge, 1996. – P. 124-135.

603. Horrigmoe, G. Residual Strength of deteriorated and retrofitted concrete structure: a numerical approach / G. Horrigmoe, B. Sand – Narvik, Norway: 2004. – 8 p.

604. Jambor I. Vplyv koncentracie a casu poscibenia. siranovych roztokov na koroziv cementovych. malt a betonov. *Stavebnicky casopis*. Rocnik 24. Bratislava 1977. – 777s.

605. Kaplan M.F. Crack propagation and the fracture of concrete // *Journal of the American Concrete Institute*.-1961.-Vol. 58.-№11.-P.591-610.

606. Kesler C.E., Naus D.J., Lott J.L. Fracture mechanics is applicability to concrete. International Conference, on Mechanical Behaviour of Materials, Kyoto, August, 1971.-Vol.4. – P.113-124.

607. Kishitani K Uber die Bestandigkeit Von Stahlbeton unter dem Einfluss von CO₂. *Zement – Kalk – Gips*. №4, 1964.

608. Liddard A.G. Corrosion of Steel in chloride environment / A.G. Liddard, B.A. Whittaker // *Journal of the Institute of Metals*, 1961. – № 89. – P. 423-428.

609. Lochner F. W. , Sprung S. Einwirkung von salz saurehaltigen «gen PVC-Brandgasen auf Beton // *Beton: Herstellung, Verwendung* Mussel dor II. – 1970. – N3. – S. 99-104.

610. Martin H. und Noakowski, P., “Verbundverhalten von Rippenstaeben, Auswertung von Ausziehversuchen (Bond Behavior of Ribbed Bars, Evaluation of Pull-out tests)”. *Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses fuer Stahlbeton*, Heft 319, Berlin, 1981 (in German).

611. Mayer U. (2002), Zum Einfluss der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Trag – und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen, Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, IWB – Mitteilungen 2002 / 1.

612. Mejlhede J.O. Chloride Ingress in Cement Paste and Mortar Measured by Electron Probe Micro Analysis / J.O. Mejlhede // Technical Report Series R No.51. Department of Structural Engineering and Materials, Technical University of Denmark, 1999. – P. 59-64.

613. Mindess S., Lawrence F.V., Kesler C.E. The J-integral as a fracture criterion for fiber reinforced concrete // Cement and Concrete Research.-1977.-Vol.7.-P.731-742.

614. Mindess S., Nadeau J. Effect of notch width on K for Mortar and Concrete // Cement and Research.-1976*-Vol.6.-№4.-P 529 – 534.

615. Moavenzadeh P., Kuquel R. Fracture of Concrete // Journal of Materials.-1969.-Vol.4.-№3. – P.497-519.

616. Modeer M. A fracture mechanics approach to failure analysis of concrete materials.-Sweden, University of Lund, 1979, Report TVBM – 1001.-P.102.

617. Mogry C., Kotzba Z. Mass transfer in pore system of cement mortar during the corrosion process. B.K.I. Czechoslovakia Prague 1975. – P.203-212.

618. Mechanical properties of corrosion-damaged reinforcement / J.Cairns [et al]. // ACI Materials Journal. – 2005. – Vol. 102, No. 4. – P. 256-264.

619. Ovtchinnikov I.G., Inamov RR. Modeling of Kinetics Formation of Cracks in Concrete Around Corrosion Core of a Reinforcement // Concrete and concrete structures: Int. Conf. – Kovice, 1998. – P. 87-88.

620. Parland, H. On the mechanics of contact and cracking of segmental beams / H. Parland // Journal of structural engineering. – 1990. – Vol. 23, No 4. – P. 62-89.

621. Performance based methods for service life prediction, service life methodologies prediction of service life for buildings and components. – Rotterdam: CIB, 2004. – 95 p.

622. Palmgren A. Die Lebensdauer von Kugellagern // Z. Vereines Deutscher Ing.-1924.-Vol.68.-N14.-S.339-341.

623. Petersson P.E. Fracture energy of concrete: practical performance and experimental results // Cement and Concrete Research.-1980.-Vol.10.-№1.-P.91-101.

624. Petersson P.E. Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials // Lund Institute of Technology, Sweden, Rep. TVBM – 1006.-1981.-174p.

625. Petersson P.E. Crack Growth and Development of Fracture Zones in Plain Concrete Similar Materials. – Lund Institute of Technology, Sweden, 1981.-174 c.

626. Pommersheim Clifton I. Prediction of Service-Life / Clifton I. Pommersheim // Mater. et Constr. 1985. – Vol. 18. – № 103. – P. 21-30.

627. Poukhonto, L M. and Rastorguev, B S, Damage cumulation model of concrete silo. Teoretyczne podsway budownictwa. Referaty. Wydział irtzynierti ladovej politechniki Warszawsciej. Warszawa. 1994. – P.160 – 163.
628. prEN 1992-1 (Final draft). Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings. – Brussels: CEN, 2001. – 43 p.
629. Radjy P., Hansen T.C. Practure of hardened cement paste and concrete // Cement and Concrete Research.-1973.-Vol.3. – №4.-P. 343-361.
630. Reinhard H.W. Fracture Mechanics of an Elastic Materials Like Concrete. – Heron, 1984, Vol 29, №2. – P. 90.
631. Rehm, G. Uber die Grundlagen des Verbundes zwiscen stahl und beton. – Deutsher Ausschuss fur Stahlbeton. H138. 1961. – 169 p.
632. RILEM Draft Recomendation 50 – FMC « Determination of the Fracture Energy of Mortar and Concrete by means of Thzce – Point Bend Tests on Notched Beans. – 1985, Vol.18, 106. – 28p.
633. RILEM / CEB Recommendations on reinforcement steel for reinforced concrete RC 6 Bond test for reinforcement steel 2. Pull out test (Revised edition, May 1983).
634. RILEM Report 7 « Fracture Mechanics of Concrete.» – London, 1989. – 28p.
635. RILEM Report 5 [89 – FMT] « Fracture Mechanics Test Methods for Concrete. – London. 1991. – p.30.
636. Richartz W. Die Bindung von Chlorid bei der Zementerhaertung. «Zement – Kalk – Gips». No 10, 22, 1969. – C. 447-456.
637. Robinson E.L. Effect of temperature variation on the longtime ruptre strenth of steeis // Trans. ASME.-1952.-Vol. 74.-N5.-P.777-780.
638. Saetta A., Scotta R, Vitaliani R. The numerical analysis of chloride penetration in concrete // ACI Mat. J. – 1993. – № 90(5). – P. 441-451.
639. Saetta A., Scotta R, Vitaliani R Mechanical behavior of concrete under physical-chemical attacks // J. Engrg. Meek, ASCE. – 1998. – №124(10). – P. 1100-1109.
640. Saetta A.. Scotta R, Vitaliani R. Coupled Environmental-Mechanical Damage Model of RC Structeres // J, of Engineering Mechanics. – 1999. – Aug. – P. 930-940.
641. Schlune, H. Bond of Corroded Reinforcement. Analytical description of the bond-slip response. Chalmers University of Technology / H. Schlune. Master's thesis 2006:107. – Goteborg, Sweden.: 2006. – 85 p.
642. Schiessl corrosion Steel un Concrete. RJLEM Report, London, 1988.-102p.
643. Schiessl Peter. Zur Frage der Zulassigen Rissbreite und der Enforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berucksichtigung der Karbonatisierung des Betons, Bulletin №. 255, Deutscher fur Stahlbeton. – Berlin: 1976.-175p.
644. Schiessl P. Admissible crack width in reinforced concrete structures. Behaviour in service of Concr. Str. Colloguium. – Liege. – 1975.

645. Shah S.P., M. Garry P.J. Griffith fracture criterion and concrete // Journal Engineering Mechanics Division. Proc. Amer. Soc. Civil Eng.-1971.-Vol.97.-№6.-P.1663-1676.
646. Standard Specification, for structural Concrete. American Concrete Institute standard 301-96.
647. Sterritt G. Reliability-Based Inspection Planning for RC Highway Bridges / G. Sterritt, M. K. Chryssanthopoulos, N. K. Shetty // Safety, Risk, Reliability – Trends In Engineering. – Malta, 2001. – P. 1001-1007.
648. Strange P.C., Bryant A.H. The role of aggregate in the fracture of concrete // Journal of Materials Science.-1979. – N14.-P.1863.
649. Steel-concrete bond deterioration due to corrosion: FE analysis for different confinement levels / Castellani A.[et al] // Magazine of concrete research. – 2003. – № 55(3). – P. 237-247.
650. Tanner P., Andrade C, Rio O. & Moran F. Towards a consistent design for durability II Proc. of the 13th FIP Congress. Amsterdam. – 1998. – P. 1023-1028.
651. Thoft-Christensen P. Estimation of the Service Lifetime of Concrete Bridges / P. Thoft-Christensen // Proceedings ASCE Structures Congress XV. – Portland, Oregon, USA, 1997. – P. 142-147.
652. Thoft-Christensen P. Deterioration of concrete structures / P. Thoft-Christensen // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002. – P. 65-69.
653. Tuutti K. Corrosion of steel in concrete. Swedish Cement and Concrete Research Inst. Stockholm, 1982. – 469 p.
654. Wright J., Frohnsdorf G. Durability of Buildings Materials: Durability Research in US and the Influence of RILEM on Durability Research // Mater, et Constr. – 1985. – Vol. 18. – № 105. – P. 205-214.
655. Ziegeldorf S., Muller H.S., Hilsdorf U.K. A model law for the notch sensibility of brittle materials // Cement and Concrete Research.-1980.-Vol.10.-№5.-P.589-599.
656. Zybyra Adam Анализ предельной несущей способности железобетонной рамы, подверженной коррозии. Analiza nosnosci granicznej pewnej ramy zelbetowej uszkodzonej korozyjnie Zesz. nauk. Bud.. WSI Opolu. 1990, № 161. – С. 85-90.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Глава 5. ИССЛЕДОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА МОДЕЛЯХ.....	3
5.1. Общая часть.....	3
5.2. Свойства подобных явлений.....	5
5.3. Способ уменьшения набора переменных. Анализ размерностей.....	7
5.4. Выбор переменных, влияющих на работу строительных материалов и конструкций.....	8
5.5. Критериальные зависимости.....	10
5.5.1. Простейшие критерии подобия для строительных материалов с различными упругопластическими свойствами.....	10
5.5.2. Критериальные зависимости подобия модели и прототипа модели строительной конструкции.....	14
5.6. Виды моделей для строительных конструкций и основные требования к ним.....	17
5.6.1. Общие положения.....	17
5.6.2. Косвенные модели строительных конструкций. Особенности условий подобия и выбора материала.....	17
5.6.3. Прямые модели. Особенности условия подобия для прямых моделей.....	21
Глава 6. АНАЛИЗ ИССЛЕДОВАНИЙ ПО МОДЕЛИРОВАНИЮ ДОЛГОВЕЧНОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В РАЗЛИЧНЫХ СРЕДАХ.....	38
6.1. Анализ нормативных документов, являющихся расчетными моделями элементов железобетонных конструкций.....	38
6.2. Анализ исследований по разработке математических моделей долговечности материалов железобетонных конструкций.....	44
6.2.1. Общие положения.....	44
6.2.2. Анализ исследований по разработке моделей коррозии ненапряжённого бетона.....	51
6.2.3. Анализ исследований по разработке моделей длительной прочности и деформирования напряжённого бетона.....	69
6.2.4. Анализ исследований по разработке моделей коррозионного поведения арматуры.....	133
6.2.5. Анализ исследований по разработке моделей железобетонных элементов.....	176
ГЛАВА 7. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЛИЯНИЯ ПОПЕРЕЧНЫХ И ПРОДОЛЬНЫХ КОРРОЗИОННЫХ ТРЕЩИН В ОБЫЧНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ НА ИХ ДОЛГОВЕЧНОСТЬ.....	200
7.1. Общая часть.....	200

7.2. Оценка степени агрессивности жидкой хлоридсодержащей среды на коррозионное поражение арматуры в поперечных трещинах бетона.....	2022
7.3. Влияние депланации бетона нормальных трещин на коррозию арматуры.....	205
7.4. Экспериментальные исследования на опытных железобетонных элементах и прямых моделях обычных железобетонных конструкций влияния переменной нагрузки и жидкой хлоридсодержащей среды на коррозию арматуры в поперечных трещинах.....	214
7.4.1. Электрохимические и физические испытания опытных образцов	214
7.4.2. Длительные экспериментальные исследования на прямых моделях обычных железобетонных конструкций.....	221
7.5. Теоретические и экспериментальные исследования влияния газовой среды на коррозию арматуры в поперечных трещинах бетона.....	239
7.5.1. Математическое моделирование периода поступления углекислого газа в полость трещины бетона.....	239
7.5.2. Влияние агрессивной газовой среды производственных зданий на долговечность обычных железобетонных конструкций и коррозию арматуры.....	242
7.6. Влияние внутренних факторов железобетонных элементов на скорость образования коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона	248
7.7. Экспериментальные исследования определения прочностных и деформационных характеристик центрально- и внецентренно сжатых железобетонных элементов с продольными трещинами в защитном слое бетона	251
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	255

Научное издание

Мигунов Виктор Николаевич

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ КОРРОЗИИ
И ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

С ТРЕЩИНАМИ

Часть 2

Монография

В авторской редакции

Верстка Н.А. Сазонова

Подписано в печать 25.06.13. Формат 60×84/16.

Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе.

Усл.печ.л. 17,67. Уч.-изд.л. 19,0. Тираж 500 экз. 1-й завод 100 экз.

Заказ № 121.

Издательство ПГУАС.
440028, г. Пенза, ул. Германа Титова, 28.