

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 1**

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 1: моногр. / В.Н. Мигунов. – Пенза: ПГУАС, 2013. – 332 с.

ISBN 978-5-9282-0933-9 (Ч.1)

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.

В первой части приведён анализ экспериментальных данных поведения железобетонных элементов без трещин и с поперечными силовыми трещинами в агрессивных средах. Рассмотрены методы неразрушающего и разрушающего контроля физико-технических характеристик железобетонных конструкций в неагрессивной и агрессивной средах, а также вопрос определения минимального необходимого количества железобетонных образцов с учётом планирования эксперимента и статистической обработки экспериментальных данных.

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 978-5-9282-0933-9 (Ч.1)

ISBN 978-5-9282-0931-5

© Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, 2013

© Мигунов В.Н., 2013

ВВЕДЕНИЕ

Большинство строительных конструкций подвергаются воздействию агрессивных производственных сред. Экономические потери при ремонтах и усилении конструкций превышают 5 % общемирового валового дохода. В Российской Федерации эти финансовые потери оцениваются в настоящее время в 20-25 миллиардов рублей ежегодно.

Из имеющихся строительных материалов наиболее долговечным является железобетон. Особенностью железобетона, как композитного материала, является нелинейность деформирования бетона и арматуры под нагрузкой, способствующая появлению в неагрессивных и агрессивных условиях усадочных, температурных, силовых и коррозионных трещин. Наличие трещин оказывает большое влияние на коррозионно-механическое поведение железобетонных конструкций. В тоже время, прямую оценку проектного остаточного ресурса железобетонных конструкций с силовыми трещинами, эксплуатирующихся в различных агрессивных средах, строительные нормы не дают.

Для железобетонных конструкций, состоящих из многокомпонентных материалов, наиболее достоверные научные результаты получаются при натуральных экспериментальных испытаниях, по сравнению с теоретическими исследованиями. Однако, применение натуральных экспериментов не всегда возможно и достаточно дорого. Это обстоятельство способствует тому, что при проектировании строительных железобетонных конструкций используются нормативные документы, разработанные на основе экспериментальных исследований прямых моделей конструкций. При этом доказана целесообразность использования метода анализа размерностей для изучения физического процесса трещиностойкости железобетона при статических силовых воздействиях. В то же время в процессе эксплуатации строительные конструкции подвергаются повторным силовым воздействиям. Влияние повторных нагрузений даже в неагрессивной среде вызывает изменение деформативных свойств как бетона, так и арматуры.

Существующие экспериментальные исследования в агрессивных средах сосредоточены на проблемах защиты конструкций от коррозии, не позволяющих рационально использовать ресурсные возможности железобетона. Имеющиеся немногочисленные экспериментальные данные, полученные на железобетонных конструкциях в агрессивных средах, показывают необратимый характер изменения свойств, как бетона, так и арматуры во времени.

Несмотря на большое влияние трещин на долговечность железобетонных конструкций количество экспериментальных и теоретических исследований по изучению силовых и коррозионных трещин на изменение

прочностных и деформативных свойств железобетонных конструкций очень ограничено.

В монографии приводятся результаты экспериментально-теоретического исследования коррозионно-механического поведения и долговечности железобетонных конструкций с трещинами.

Структура монографии состоит из семи глав.

В первой главе «Коррозия бетона и арматуры» анализируются результаты известных к настоящему времени экспериментальных исследований поведения железобетонных конструкций с трещинами и без них в агрессивных средах.

Во второй главе «Анализ методов неразрушающего и разрушающего контроля механических характеристик элементов железобетонных конструкций в инертной и агрессивной средах» рассмотрены как механические, так и немеханические методы контроля поведения железобетонных конструкций. Приведен анализ стандартизированных методов испытаний железобетонных конструкций в инертной и агрессивной средах.

В третьей главе «Особенности статистической обработки данных экспериментальных исследований инженерно-строительных конструкций» обосновывается определение необходимого минимального количества прямых моделей железобетонных конструкций через статистическую обработку полученных экспериментальных данных.

В четвёртой главе «Планирование эксперимента» рассмотрены вопросы применения теории планирования экспериментов при исследовании поведения железобетонных конструкций в инертной и агрессивных условиях эксплуатации.

В пятой главе «Исследования строительных железобетонных конструкций на моделях» даётся обоснование применения прямых и косвенных моделей для моделирования поведения железобетонных конструкций в различных средах с использованием теории подобия и анализа размерностей.

В шестой главе «Анализ исследований по моделированию долговечности строительных железобетонных элементов в различных средах» рассматривается использование физических и феноменологических моделей для моделирования поведения бетона и арматуры, в том числе в поперечных трещинах железобетонных конструкций.

В седьмой главе «Экспериментальные исследования влияния расчетных поперечных и коррозионных продольных трещин в обычных железобетонных элементах на их долговечность» приведены результаты экспериментальных исследований автора по оценке влияния силовых поперечных и коррозионных продольных трещин в железобетонных элементах на их долговечность в условиях воздействия агрессивных эксплуатационных сред.

Глава 1. КОРРОЗИЯ БЕТОНА И АРМАТУРЫ

1.1. Натурные обследования бетонных и железобетонных конструкций в условиях воздействия агрессивных сред

Первые в России натурные обследования технического состояния бетонных сооружений морских портов были выполнены в начале XX столетия российскими инженерами А.Р. Шуляченко, В.И. Чарномским и А.А. Байковым [312].

Долговечность железобетонных конструкций определяется коррозией бетона и арматуры в условиях переменного напряженного состояния, температурными нагрузками, агрессивной воздушной средой в сочетании с замораживанием и оттаиванием [484]. По сведениям Всемирного банка 30 % из более чем 60000 автодорожных мостов России находятся в ограниченно трудоспособном состоянии из-за различного рода дефектов. Ежегодно происходит обрушение около 1 % автодорожных мостов. Главной причиной потери эксплуатационных характеристик железобетонных мостов является коррозия арматуры [365]. Из общего числа мостов, эксплуатирующихся на федеральной сети автомобильных дорог в России, 12,3 % находятся в неудовлетворительном состоянии, 45 % не удовлетворяют требованиям грузоподъемности [97].

Фактическая долговечность автодорожных железобетонных мостов составляет не более 35 лет, несмотря на то, что минимальные нормативные сроки службы железобетонных пролётных строений мостовых сооружений находятся в диапазоне 50–80 лет [373, 560, 365].

В агрессивных газовых средах основным видом повреждения железобетона является коррозия стальной арматуры, по сравнению с бетоном [507]. Процесс коррозии арматуры развивается после нейтрализации защитного слоя бетона и проникания к поверхности арматуры агрессивных к стали солей, образовавшихся при взаимодействии газов с цементным камнем. Потеря сцепления арматуры с бетоном и уменьшение сечения арматуры снижают несущую способность железобетонных конструкций.

Многочисленные повреждения железобетонных конструкций в результате карбонизации бетона характерны для цехов с влажным режимом работы. За 10–20 лет эксплуатации глубина карбонизации бетона железобетонных конструкций этих зданий и сооружений составляет 10–20 мм и более, а приведенная к 50 годам, соответственно величинам [507]:

- ребристые плиты цеха по производству сборных железобетонных конструкций; рёбра – 24 мм; полки – 18 мм;
- ребристые плиты перекрытия таксомоторного парка: рёбра – 26 мм; полки – 22 мм;
- колонны электролизного цеха – 28 мм;

- плиты перекрытия здания горно-обогажительного комбината – 45 мм;
- конструкции цеха нефтеперерабатывающего завода – 45 мм;
- железобетонные опоры межцеховых трубопроводов – 20-35 мм.

Данные натурных обследований железобетонных конструкций в сфере коммунального хозяйства по скорости продвижения коррозионных фронтов в бетоне и арматуре и снижению прочности бетона железобетонных конструкций, имеющих сроки эксплуатации от 17 до 31 года, приведены в табл. 1.1 и 1.2. Коррозия арматуры возникает при достижении ее фронтом карбонизации бетона с $pH=9$ [571].

Т а б л и ц а 1 . 1 .

Изменение скорости коррозии бетона в разных железобетонных элементах

№ п/п	Параметр	Зоны		
		сжатая	нейтральная	растянутая
	Средняя скорость продвижения коррозионного фронта с $pH=9$ по бетону, мм/год			
1	Для ребристых плит покрытия отстойников	с 0,143 до 0,115	с 0,571 до 0,52	с 1,161 до 1,06, несмотря на процесс трещинообразования
2	Для балок покрытия отстойников	с 0,286 до 0,276	с 0,714 до 0,700	с 1,15 до 1,005, несмотря на процесс трещинообразования
	Средняя скорость продвижения коррозионного фронта износа арматуры, мм/год			
1	Для ребристых плит покрытия отстойников	на момент обследования коррозии нет	с 0,040 до 0,034	с 0,109 до 0,094
2	Для балок покрытия отстойников	на момент обследования коррозии нет	с 0,023 до 0,021	с 0,168 до 0,093

Т а б л и ц а 1 . 2

Изменение прочности бетона в разных зонах железобетонных элементов

№ п/п	Параметр	Зоны		
		сжатая	нейтральная	растянутая
1	2	3	4	5
	Снижение нормативного сопротивления бетона на сжатие на поверхности, при продвижении фронта $pH=9$ вглубь:			
1	Для ребристых плит покрытия отстойников, МПа	18,4-17,7	16,9-15,5	11,3-8,7
	Глубина фронта $pH=9$, мм	1-3	5,1-10,93	8,13-24,37
	Доля снижения прочности	3,8 %	8,28 %	23,01 %

Окончание табл. 1.2

1	2	3	4	5
2	Для балок покрытия галереи отстойников, МПа	23,1-22,2	19,2-18,3	16,1-14,1
	Глубина фронта рН=9, мм	2,0-5,8	5,0-14,7	8,06-21,11
	Доля снижения прочности	4,05 %	4,69 %	12,42 %

Анализ табл. 1.1 показывает, что не только увеличение, но и уменьшение скоростей продвижения фронта нейтрализации бетона зависит от его расположения в растянутой или сжатой зоне поперечного сечения.

Продвижение фронта карбонизации с рН=9 до 5–15 мм способствует снижению соответственно прочности бетона в среднем на 5-10 % (см. табл.1.2) [571].

Натурные испытания бетона показывают неодинаковую величину глубины карбонизации бетона в зависимости от:

- пространственного расположения образцов [507]. При условном принятии глубины карбонизации образцов в лабораторном помещении за 1, карбонизация образцов вне помещения на улице под навесом составляет 0,45, а под открытым небом с увлажнением атмосферными осадками – 0,2;

- режима увлажнения. В колоннах вентиляторных градирен, постоянно орошаемых водой, карбонизированный слой отсутствует, в то время как в колоннах, находившихся вне зоны орошения водой, глубина карбонизации бетона превышает толщину защитного слоя. Причиной низкой скорости карбонизации бетонов, насыщенных водой, является снижение диффузионной проницаемости бетона для углекислого газа на несколько порядков при насыщении бетона водой [507];

- направления ветра. Бетон железобетонных опор линий электропередач со стороны преимущественного направления ветра карбонизируется на глубину в 1,5–2 раза большую, чем с противоположной стороны. Причиной является ускоренное проникание в бетон углекислого газа за счёт периодического изменения давления воздуха при порывах ветра [12];

- температурно-влажностного режима макроклимата. Глубина карбонизации бетона морских гидротехнических сооружений в условиях жаркого влажного климата за 50 лет эксплуатации бетона составляет до 5 см [507]. Во влажной среде с повышенным содержанием углекислого газа в районах с умеренным климатом карбонизация рядовых бетонов марок 150–200 распространяется на всю толщину защитного слоя примерно за 20 лет эксплуатации. В здании овощной базы бетон ребристых плит перекрытия за 37 лет эксплуатации карбонизируется на глубину более 25 мм [507];

- температурно-влажностного режима микроклимата. В животноводческих помещениях с содержанием углекислого газа 0,3 % по объёму после 10–15 лет эксплуатации конструкций наблюдается полная карбонизация защитного слоя бетона толщиной 20 мм с водопоглощением 4,3–7,7 % по массе. Первые признаки отслоения защитного слоя бетона в результате коррозии арматуры отмечаются уже через 20 лет с начала эксплуатации.

Предельное состояние железобетонных перекрытий в результате полного отслоения защитного слоя бетона наступает через 25 лет эксплуатации [422]. Аналогичные данные приведены и в [384]. Глубина карбонизации бетона в ребристых плитах за 2 и 5 лет соответственно составляет 8,4 и 11 мм, а приведенная к 20 годам – 22 мм.

Опасность карбонизации бетона особенно возрастает при наличии в бетоне хлоридов, внесённых в него с исходными материалами или из окружающей среды. При карбонизации происходит распад малорастворимых хлоридсодержащих соединений, с выделением хлоридов в жидкую фазу. Снижение pH бетона уменьшает критическое содержание хлоридов, при котором начинается процесс коррозии арматуры. После 17 лет эксплуатации железобетонных столбов ограждения, находящихся на расстоянии 200–500 м от берега моря, у большинства из них защитный слой бетона толщиной 25 мм был полностью карбонизирован. В бетоне обнаружены ионы хлоридов в количестве около 0,2 % от массы цемента. Наблюдается обрыв арматурных стержней в результате коррозионного поражения стали, растрескивание и отделение от арматуры защитного слоя бетона от давления продуктов коррозии металла. В столбах, не содержащих хлорид-ионы, глубина карбонизации бетона не превышает 15 мм [507].

Кинетика развития глубины карбонизации и содержания хлорид-ионов в эксплуатируемой железобетонной мостовой конструкции показывает, что карбонизация начинается с момента строительства моста, а высокий хлоридный потенциал в виде концентрации хлорид-иона Cl^- порядка 0,6–0,8 % от массы цемента создаётся в поверхностном слое уже через несколько лет с момента начала эксплуатации рис. 1.1 [97].

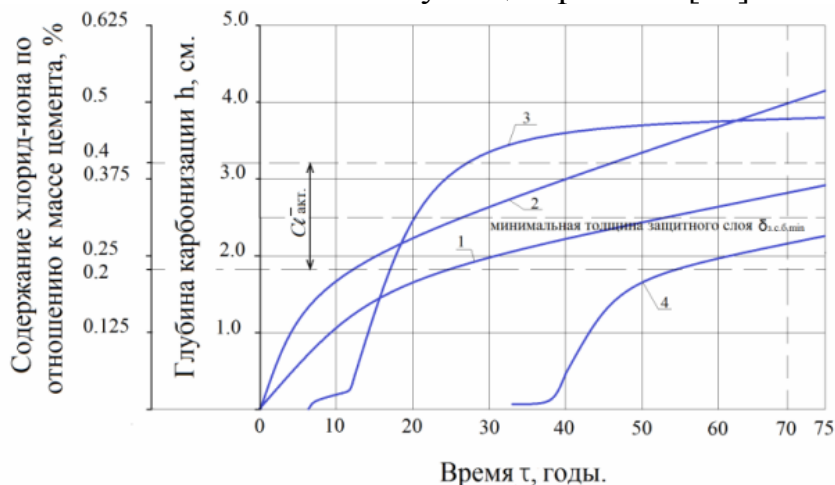


Рис. 1.1. Кинетика развития коррозионных процессов:

- 1 – кривая фронта карбонизации при $A=0,35 \text{ см/год}^{0,5}$ (математическое ожидание);
- 2 – то же, верхняя доверительная граница при $C_h = 0,2 \tilde{m}$ и $t_B = 1,96$; 3 – кривая проникновения хлорид-иона (содержание Cl^- % в приарматурном слое) при $\delta_{з.с.б. \min} = 2,5 \text{ см}$; $D = 0,5 \text{ см}^2/\text{год}$, $C_0 = 0,6 \%$; \leftrightarrow – количество активизирующегося хлорид-иона, вступающего в реакцию с железом вследствие карбонизации приарматурного слоя бетона; 4 – кривая проникновения хлорид-иона (содержание Cl^- % в приарматурном слое) при $\delta_{з.с.б. \min} = 3,5 \text{ см}$; $D=0,13 \text{ см}^2/\text{год}$, $C_0 = 0,6 \%$

Скачкообразному изменению критической концентрации Cl^- способствуют относительно малая толщина защитного слоя бетона $\delta_{з.с.б. \min} = 1,5 \div 2,0$ см и сравнительно высокий коэффициент диффузии хлорид-ионов (Cl^-) в бетон $D = 1,0$ см²/год.

Воздействию хлоридсодержащих сред подвергается до 75 % инженерных конструкций на предприятиях металлургической, химической, нефтехимической, целлюлозно-бумажной, текстильной и пищевой промышленности, а также в дорожно-мостовом хозяйстве и на объектах, расположенных вблизи морских побережий [715, 742]. Влияние хлора на железобетонные конструкции обнаруживается в цехах по производству хлора и каустика, хлорной извести, хлорированных органических продуктов, в отделениях хлорирования химико-металлургических заводов и водопроводных станций [92, 93, 111, 137, 221].

В Норильском горно-металлургическом комбинате (НГМК) в железобетонных конструкциях зданий и сооружений с минимальным сроком эксплуатации 10 лет наблюдается коррозия арматуры и разрушение защитного слоя бетона. Конструкции изготовлены из бетона на среднеалюминатном портландцементе классов В12,5-В20, марки по водонепроницаемости W2-W6. Рабочая арматура с гладким и периодическим профилем изготовлена из стали марки Ст. 3 и Ст.6. Техническое состояние конструкций, параметры эксплуатационной среды приведены в табл. 1.3 [521, 542, 543].

Т а б л и ц а 1 . 3

Техническое состояние железобетонных конструкций
и физические параметры эксплуатационной среды
на Норильском горно-металлургическом комбинате

Объект обследования	Срок службы, годы	Параметры эксплуатационной среды		Глубина, мм		Состояние
		влажность, %	концентрация хлора, мг/м ³	проникновения хлорид-ионов	коррозии арматуры	
Отделение приготовления раствора	10-12	70-75	1-2,5	18-32	-	Удовлетворительное
Электролизный передел	12-17	60-87	2,5-15	22-42	1,5-3,4	Неудовлетворительное
Передел сушки хлора	20-30	60-80	2,5-15	27-60	3,8-6,2	Аварийное
Передел синтеза	20-40	75-85	2,0-15	40-68	4,4-7,0	Аварийное
Хлорное отделение	30-40	60-87	2,5-10	40-78	6,5-8,3	Аварийное
Гидрометаллургическое отделение электролиза кобальта	42-46	62-80	2,5-20	40-90	7,0-9,0	Аварийное
Гидрометаллургическое отделение электролиза никеля	40-45	60-90	2-20	42-85	6,8-8,5	Аварийное

По данным натуральных исследований состояния железобетонных конструкций на Норильском горнометаллургическом комбинате получены следующие аналитические зависимости:

- кинетики глубины карбонизации в зависимости от относительной влажности воздуха и концентрации углекислого газа:

$$h_x = \alpha \sqrt{\tau} = (0,21W + 0,005A_{CO_2} - 20) \sqrt{\tau}, \quad (1.1)$$

где α – показатель коррозии бетона; W – относительная влажность воздуха, %; A_{CO_2} – концентрация углекислого газа, мг/м³;

- продвижения фронта разрушения бетона при потере его прочности с поверхности в глубь сечения железобетонных конструкций до момента времени образования коррозионных трещин:

$$h_p = a \cdot \tau^{0,7} - b \cdot e^{-c/\tau}, \quad (1.2)$$

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;

- глубины разрушения бетона монолитных конструкций при сроке службы конструкций, равном или большем моменту времени образования коррозионных трещин в защитном слое:

$$h_p = (a_b + d) a \cdot (\tau - \tau_b)^{0,7} - h e^{-c(\tau - \tau_b)}, \quad (1.3)$$

где a_b – толщина защитного слоя, мм; d – диаметр рабочей арматуры, мм; τ_b – момент времени возникновения коррозионных трещин, годы;

- начало времени образования коррозионных трещин в защитном слое бетона от действия продуктов коррозии арматуры:

– для монолитных конструкций:

$$\tau_b = 0,055 a_b^{1,7}; \quad (1.4)$$

– для сборных конструкций:

$$\tau_b = 0,1 a_b^{1,7}, \quad (1.5)$$

где 0,055; 0,1 и 1,7 – эмпирические коэффициенты; τ_b – момент образования продольных трещин, годы;

- глубины коррозии арматуры при достижении фронтом опасных для арматуры концентраций хлоридов (0,3 % и более массы цемента) при образовании продольных трещин:

$$\delta = \Delta \left[(\tau - \tau_b) + (\tau_b + \tau_0) e^{\frac{\tau - \tau_0}{\tau_b - \tau_0}} \right], \quad (1.6)$$

где δ – глубина коррозии арматуры, мм; Δ – множитель, зависящий от параметров газовой среды и свойств арматурной стали (для сильно

агрессивной среды – 0,25); τ_0 – время обработки защитного слоя бетона опасными для арматуры концентрация ми хлоридов; τ_b – момент образования продольных трещин, годы.

Время τ_0 в формуле (1.6) определяется из выражений:

– для монолитных конструкций:

$$\tau_0 = \exp\left(1,42 \ln \frac{a_b}{4,4}\right); \quad (1.7)$$

– для сборных конструкций:

$$\tau_0 = \exp\left(1,42 \ln \frac{a_b}{3,3}\right), \quad (1.8)$$

где a_b – толщина защитного слоя, мм;

• периода эксплуатации τ_s по фактору допустимого коррозионного поражения арматуры:

$$\tau_s = \frac{\delta}{\Delta} + \tau_b - (\tau_b - \tau_0) \exp\left[\frac{\delta}{\Delta(\tau_0 - \tau_b)}\right], \quad (1.9)$$

где Δ – скорость коррозии, мм/год; δ – допустимое коррозионное уменьшение диаметра рабочей арматуры.

В работах [521, 542, 543] предлагается использовать зависимости (1.7) и (1.8) для определения технического состояния железобетонных конструкций в процессе эксплуатации, а зависимости (1.4), (1.5) – для определения долговечности конструкций, с последующим их усилением.

В гидromеталлургическом цехе после 11 лет эксплуатации железобетонные балки покрытия имели продольные трещины шириной раскрытия 10–15 мм со слоями продуктов коррозии стали до 8 мм [312]. При глубине нейтрализации защитного слоя бетона до 30 мм поперечное сечение продольных стержней диаметрами 24 и 20 мм уменьшается на 40 %.

Причиной разрушения несущих железобетонных ферм покрытия в отбельном цехе Амурского целлюлозно-картонного комбината после 23 лет эксплуатации являются образовавшиеся продольные коррозионные трещины в бетоне вдоль арматуры с шириной раскрытия 3...8 мм и отслоение защитного слоя бетона, из-за воздействия хлора. При толщине слоя продуктов коррозии металла 7 мм сечение арматуры уменьшается на 50 % [469].

По данным более 700 натуральных замеров на девяти предприятиях по производству хлора и каустика со сроком эксплуатации от 3 до 17 лет установлено, что содержание хлора в воздухе цехов по производству хлора и каустика составляет 0–3 мг/м³ в рабочей зоне и в 1,5–1,6 раз выше в верхней зоне помещений в межферменном пространстве [509, 510, 642, 643, 644]. За 17 лет эксплуатации средние значения толщины нейтрализо-

ванного слоя бетона составляют 10 мм при содержании хлоридов на глубине 15-20 мм 0,24–0,4 % от массы цемента. В наружном слое бетона толщиной 1-3 мм величина хлорид-ионов равняется 1,6 % от массы цемента. В бетоне кроме хлоридов обнаружен гипохлорит кальция $\text{Ca}(\text{OCl})_2$ в количестве в 10–100 раз меньшем, чем хлорид кальция. Коррозия стальной арматуры наблюдается при содержании хлоридов 0,6 % от массы цемента при повышенной влажности воздуха более 75 %. Процесс взаимодействия хлора с бетоном имеет хорошо выраженный послойный характер. Разрушение железобетонных конструкций наступает вследствие коррозии стальной арматуры, а не бетона, который растрескивается в более поздние сроки, вследствие растущего давления слоя ржавчины на арматуре.

Железобетонные конструкции силосов, бункеров, резервуаров являются более проницаемыми для проникновения углекислого газа и хлоридов, из-за восприятия значительных растягивающих внутренних усилий, что повышает фактор риска в отношении коррозии арматуры. Одновременно, долговечность этих железобетонных конструкций уменьшается за счёт изменения температуры по сечению железобетонных элементов. Обследования 84-х силосов для хранения горячего клинкера заводов по выпуску цемента показывают, что благодаря сквозным трещинам выкалывание защитного слоя бетона по периметру и нарушение сцепления бетона и арматуры наступает уже к 5 годам эксплуатации [484]. Основной причиной возникновения трещин в конструкциях является изменение температуры в теле бетона, приводящее к возникновению напряжений в зонах контакта материалов, из-за различных коэффициентов температурных деформаций составляющих материальных компонентов бетона. По данным Харьковского Промстройпроекта [492] срок службы силосов промышленного типа для горячих сыпучих материалов составляет: без защиты стен – 5 лет, с защитой внутренней поверхности стен – 25 лет. Через 5–8 лет после начала эксплуатации не исключаются разрывы арматуры внутреннего ряда стен.

Жидкие агрессивные среды приводят бетонные и железобетонные конструкции в аварийное состояние после нескольких лет эксплуатации. Полное коррозионное разрушение фундаментной балки происходит всего за шесть лет эксплуатации в результате проливов кислот на Усольском химическом заводе [465]. В [469] отмечается разрушение на химическом заводе бетонных фундаментов за шесть месяцев эксплуатации.

В железобетонных плитах перекрытий таксомоторного парка после 10 лет их эксплуатации при глубине язвенного поражения до 2,4 мм несущих арматурных стержней класса А-I из стали марки Ст. 3 $\text{Ø}20$ мм в результате хлоридной коррозии минимальное относительное удлинение оказывается на 38 %, а временное сопротивление на 14,8 % меньше, чем для некорродировавших стержней [312, 365].

Основным требованием к стенам нефтяных резервуаров, предотвращающим образование и развитие повреждений, является условие их трещиностойкости для обеспечения непроницаемости, особенно при хранении летучих и агрессивных продуктов, из-за проникания сырой нефти в бетон на глубину 25–40 мм [484]. Евроноормами [709] установлены два основных критерия сохранения водонепроницаемости стен цилиндрических резервуаров.

1) ограничение ширины сквозных трещин, из-за условия превышения испарения воды с поверхности стены по сравнению с притоком воды через трещину и возможности самозалечивания трещин;

2) назначение высоты сжатой зоны бетона в расчетном сечении стен не менее 50 мм и не менее 2-х максимальных размеров крупного заполнителя.

Биологическая коррозия бетона вызывается продуктами жизнедеятельности биоорганизмов. Наиболее часто биологическая коррозия встречается в сооружениях, где поверхность железобетона соприкасается с органическими веществами: кормозаготовительные цеха, башни по хранению сенажа, силосные хранилища, пищевая и микробиологическая промышленность.

Натурные обследования зданий и сооружений, экспериментальные исследования бетонных элементов в условиях воздействия микроорганизмов показывают снижение прочностных характеристик бетона [68]. В результате биологической коррозии железобетонные конструкции различных промышленных и гражданских объектов начинают разрушаться уже через 5–7 лет после начала эксплуатации. Причиной является игнорирование роли бактерий в коррозии бетона [504].

В результате микробиологической коррозии после двух лет эксплуатации половина цементно-бетонных фундаментов под оборудованием на Пензенском молочном комбинате имела повреждения, а 10 % фундаментов были полностью разрушены [631].

Натурные исследования коллекторов сточных вод в газовой среде, в которых присутствует сероводород с концентрацией до 200 мг/м^3 , показывают, что скорость коррозии бетона составляет 1 см в год [512]. В Рязани за 16 лет эксплуатации коллектора при концентрации сероводорода в газовой среде от 3 до 80 мг/м^3 и глубине поражения бетона до 10 см зафиксировано несколько случаев его аварийного разрушения, а первые обрушения произошли уже после 8 лет с начала эксплуатации [511]. В результате обследования системы водоотведения с помощью отобранных образцов бетона из сводовой части коллекторов, эксплуатирующихся в течение 25–50 лет, установлено, что в конце эксплуатации значение водородного показателя рН в бетоне составляет 8,6 вместо первоначального 12,2 [665].

Наибольшая коррозия бетона, сопровождающаяся растворением и выносом растворимых составных частей цементного камня, наблюдается при фильтрации жидкостей с малой временной жесткостью [393, 423].

Натурные наблюдения трещиностойких бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений показывают, что во многих из них имеются трещины различного раскрытия и глубины. Причиной появления в трещиностойких железобетонных элементах трещин в эксплуатационный период являются усталостные деформации, попеременное увлажнение и высыхание бетона [66, 779].

После нескольких лет эксплуатации бетонная плотина Братской ГЭС имеет 3544 трещины, из них 180 сквозные с шириной раскрытия от 0,03 до 3,2 мм [20, 21, 539, 654, 661, 662]. Длина вертикальных трещин изменяется от 0,1 до 24 м. Несквозные трещины распространяются на глубину до 2 м.

В Бухтарминской бетонной плотине после четырёх лет эксплуатации зарегистрировано 89 трещин шириной раскрытия 1,2 мм и глубиной 1,5 м [345, 619].

После одного года эксплуатации в районе с суровым, резко континентальным климатом в 50 % блоков бетонной гравитационной плотине Мамаканской ГЭС образуются вертикальные трещины с шириной раскрытия несквозных трещин в пределах от 0,1 до 2 мм, и сквозных – 0,2–1,0 мм [87, 311, 581].

В плотине Красноярской ГЭС в процессе строительства образовалось свыше 300 сквозных трещин в 10 % бетонных блоков [222].

Около 100 трещин, протяженностью от 1 до 14 м, из которых третья часть фильтрующие, возникли в бетоне напорных сооружений Усть-Каменогорской ГЭС в период строительства из-за температурных и усадочных деформаций [70, 234, 456]. За начальный тринадцатилетний период эксплуатации увеличение зимней среднеарифметической величины раскрытия трещин составляет от 0,17 до 0,30 мм.

Причиной образования 169 трещин с длиной от 3 до 10 м и с раскрытием менее 0,5 мм в водонапорных сооружениях Рыбинского гидроузла после трёх лет их эксплуатации являются температурные деформации бетона и давление земляных масс (плотины и дамбы) на массивные железобетонные подпорные стенки [71, 72, 279, 322, 427, 535, 641].

В железобетонной арочной плотине Толла (Франция) через месяц после ввода её в эксплуатацию возникают трещины с длиной 30 м и раскрытием до 3 мм [506]. Основной причиной трещинообразования являются деформации арки, изгибавшейся при нагреве прямыми лучами солнца.

Веретенообразные трещины представляют опасность для долговечности железобетонных конструкций, из-за возможности отделения арматуры от бетона, с последующей карбонизацией контактной зоны бетона и развития коррозии арматуры. Они возникают в толстых плитах и балочных железобетонных конструкциях гидротехнических сооружений, отличающихся массивностью и концентрацией всей расчетной арматуры в пери-

ферийной части растянутой зоны [362, 363, 564, 637, 638], а также при эксплуатации мостов [56, 671, 691].

Особая опасность для долговечности железобетонных элементов исходит от коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона, из-за потери сцепления арматуры с бетоном и разрушения защитного слоя бетона. После 10 лет эксплуатации в 28 балках кровли верхнего щитового отделения Волжской ГЭС образуются коррозионные трещины с раскрытием до 2–3 мм, проходящие по нижней грани балок вдоль корродированной арматуры [36].

Разрушение железобетонной эстакады моста после 15 лет эксплуатации через Красную реку в Тонкине (Вьетнам) было вызвано разрывом арматурных стержней диаметром 16–20 мм из-за коррозионного их поражения в трещинах бетона, вследствие попадания в трещины солоноватой воды из реки [755].

Коррозия арматуры в трещинах железобетонных силосов приводит к обрушению элеватора в г. Потти после 35 лет эксплуатации [335]. Арматурные стержни диаметром 16 мм в трещинах бетона уменьшили своё сечение на 50–80 %. Причиной коррозии арматуры является перенос ветром морской воды в трещины бетона с раскрытием до 1,5 мм и сравнительно высокие среднегодовые относительная влажность и температура воздуха.

Трещины усадочного происхождения раскрытием 0,01–0,03 см наблюдаются в 6 тыс. железобетонных опорах контактной сети [445]. В результате увеличения ширины трещин до 0,1 см и протекания процесса коррозии арматуры в них железобетонные опоры на отдельных участках морского побережья потеряли несущую способность. В то же время при длительной эксплуатации железобетонных судов внутреннего плавания в трещинах наружной обшивки с раскрытием меньше 0,01 см коррозия арматуры не отмечалась [226]. После пяти лет постоянного воздействия морской воды на железобетонные элементы морского дока поверхностные коррозионные пятна были обнаружены только в трещинах раскрытием больше 0,01 см [139].

Натурные исследования показывают, что в процессе длительной фильтрации воды сквозь трещины в бетоне происходит их самоуплотнение. В смотровых галереях плотины Братской ГЭС за первоначальный двухлетний период эксплуатации дебит воды из 29 трещин на одном участке плотины сократился с 53,4 до 19,2 л/мин [654]. Полностью самоуплотнились сквозные трещины в воде в железобетонных речных судах с раскрытием 0,005 см [139, 501]. Межблочные швы в контрфорсной плотине Кировского водохранилища после 1–2 месяцев фильтрации полностью самоуплотнились, вследствие отложения в швах карбонатов [623].

Не поддаются самоуплотнению «дышащие» трещины при раскрытиях 0,1 см и более [22, 233, 319, 619]. Из-за колебания ширины раскрытия трещин в двухкамерном шлюзе Рыбинского гидроузла не происходило их самоуплотнения [71, 72].

1.2. Агрессивные и силовые воздействия на железобетонные конструкции

1.2.1. Агрессивные воздействия

Строительные конструкции инженерных сооружений в процессе длительной эксплуатации подвергаются внешним воздействиям в виде: нагрузок, температур и агрессивных эксплуатационных сред, совместное действие которых приводит к интенсивному развитию повреждений и сокращению срока службы сооружений. В мировой практике эксплуатации строительных конструкций до 75 % из них подвергаются воздействию агрессивных сред, до 10 % ежегодно разрушаются и выходят из строя и до 30 % требуется защита [573]. Исследования в области коррозии строительных конструкций ведутся международными организациями RILEM и СЕВ по следующим основным направлениям: атмосферная коррозия (хлоридная и углекислотная), морская коррозия, коррозия объектов атомной промышленности и хранилищ радиоактивных отходов, биокоррозия, коррозия арматуры [215].

По физическим и структурным характеристикам железобетон является самым долговечным строительным материалом при воздействии на него как силовых и температурных физических процессов, так и различных химических агрессивных сред. Долговечность железобетонных конструкций определяется следующими факторами:

- средой эксплуатации;
- внутренними факторами железобетонной конструкции;
- вторичной защитой.

Среда эксплуатации включает в себя природные, производственные и специальные среды. Природная среда зависит от географического расположения, влажностно-климатической зоны, экологии грунтовых и технических вод. Производственная среда определяется газо-воздушной средой и температурно-влажностным режимом. Специальная среда характеризуется химической агрессивностью, условиями контакта, изменениями температуры и давлением.

По физическому состоянию агрессивные среды классифицируются на газувлажностные с относительной влажностью 60–100 %, жидкие и твердые [473]. Оценка степени агрессивности газообразных, жидких и твердых сред по отношению к бетону и железобетону определяется СНиП 2.03.11–85*

и ГОСТ 31384–2008 [182, 552] в зависимости от концентрации агрессивных веществ среды и характеристик бетона по водонепроницаемости и вида цемента. Однако эти нормы не лимитируют продолжительность воздействия среды, характер и степень повреждений, глубину коррозионного поражения, напряженное состояние бетона и арматуры и влияние на них конструктивных особенностей.

Газовые и воздушно-газовые среды, являясь менее агрессивными по отношению к бетону и арматурной стали, чем жидкие среды [83, 115, 221, 247, 265, 241, 312, 376, 393, 407, 519, 538, 672], обладают исключительной проникающей способностью ко всем элементам строительных конструкций. Содержащиеся в воздухе земной атмосферы кислые газы вступают в химическое взаимодействие с цементным камнем и разрушает его [40]. Классификация газовой среды по отношению к долговечности железобетона в виде группы газов, созданная С.Н. Алексеевым и Н.К. Розенталем [15], хорошо согласуется с международной агрессивной классификацией В.М. Москвина для жидких агрессивных сред [393]. В основе деления газов на три группы находится растворимость и гигроскопичность солей, являющихся результатом химического взаимодействия газа и гидроксида кальция, их коррозионная активность по отношению к стальной арматуре, а также величина изменения объёма твёрдых фаз при взаимодействии газа с минералами цементного камня с учётом образования в бетоне:

1) малорастворимых солей кальция (углекислый газ, фтористый водород, фтористый кремний, фтористый ангидрид). Диффузия газов вглубь бетона ограничена, в связи с нерастворимостью солей. Коррозия стальной арматуры наблюдается после карбонизации защитного слоя бетона;

2) слаборастворимых солей (сернистый и серный ангидрид, сероводород). На начальной стадии процесса прочность и непроницаемость бетона увеличивается, в связи с большим увеличением объёма твёрдых фаз. Однако с ростом внутренних напряжений и образованием трещин эти физические характеристики бетона понижаются. При этом наблюдается послойное разрушение бетона. Диффузия солей вглубь бетона замедлена, в связи с невысокой растворимостью. Коррозия стальной арматуры развивается после нейтрализации защитного слоя;

3) хорошо растворимых гигроскопичных солей: А – активаторы коррозии стали (хлористый водород, хлор, диоксид хлора, пары брома, йода) и Б – не вызывающие коррозии стали в щелочной среде бетона (оксиды азота, пары азотной кислоты). Так, например, хлор, образует с гидроксидом кальция хорошо растворимые соли, обладающие высокой гигроскопичностью и способностью присоединять кристаллизационную воду. За счёт капиллярного переноса и диффузии хлор хорошо проникает вглубь бетона. В теле бетона он реагирует с алюминатами и гидроксидом кальция с образованием кристаллогидратов, временно повышая прочность бетона, а в на-

ружном нейтрализованном слое одновременно происходит разрушение бетона из-за деструкции минералов цементного камня и кристаллизации солей.

Наиболее часто коррозионное повреждение железобетонных конструкций происходит за счёт воздействия на них углекислого газа, так как в воздушной атмосфере промышленных предприятий основную долю среди всех содержащихся газов составляет углекислый газ, достигая 1 % по объёму. Концентрация углекислого газа в чистом воздухе находится в пределах 0,03 % по объёму или 600 мг/м^3 , тогда как концентрации других кислых газов: оксидов серы, азота, газообразного хлора, хлористого и фтористого водорода в рабочей зоне, из-за требований по охране труда, не превышают предельно допустимых, установленных органами здравоохранения, соответственно составляя 10; 0,5; 1; 5; 0,5 мг/м^3 . Эти концентрации кислых газов не оказывают влияния на коррозионное состояние железобетонных конструкций [507, 522].

Карбонизация бетона вызывает:

- снижение pH жидкой фазы;
- разложение силикатов и алюминатов кальция;
- потерю пассивирующего действия бетона по отношению к стальной арматуре, развитие коррозии стальной арматуры;
- потерю сцепления арматуры с бетоном, уменьшение сечения арматурных стержней;
- снижение несущей способности конструкций.

Результаты научных исследований карбонизации бетона в нашей стране [15, 508, 522], в Германии [707], в Японии [719, 740] показывают массовое повреждение железобетонных конструкций после 10–20 лет эксплуатации в газоздушных средах с повышенной влажностью, содержащих CO_2 .

После диоксида углерода наиболее распространённым из кислых газов является сернистый газ (SO_2), содержащейся в атмосфере городов и промышленных предприятий. Этот газ образуется на промышленных предприятиях, использующих в качестве топлива каменный уголь, сернистую нефть, мазут. К ним относятся металлургические заводы, агломерационные фабрики, тепловые электростанции. По характеру химического воздействия на бетон сернистый газ не отличается от CO_2 . Термодинамические расчеты показывают, что все продукты гидратации цементного клинкера неустойчивы к действию сернистого газа [40].

В газоздушной атмосфере производственных сельскохозяйственных зданиях совместно с углекислым газом содержится и сероводород (H_2S) [378]. Процессы взаимодействия газа H_2S и бетона аналогичны процессам, имеющим место при нейтрализации бетона сернистым газом [376].

В воздушной атмосфере промышленных зданий содержится хлор [542, 543, 544]. При взаимодействии хлора с гидроокисью кальция кроме хлористого кальция образуется гипохлорит $\text{Ca}(\text{ClO})_2$, который в присутствии

$\text{Ca}(\text{OH})_2$ образует ряд основных солей. Гипохлорит и основные соли стабильны только в присутствии $\text{Ca}(\text{OH})_2$ и разлагаются углекислым газом воздуха. Кроме того, в щелочной среде бетона образуются оксихлориды $\text{Ca}(\text{Cl})_2 \cdot 3\text{Ca}(\text{OH})_2 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$, $\text{Ca}(\text{Cl})_2 \cdot \text{Ca}(\text{OH})_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$, а также трёхкальциевые гидрохлоралюминат и гидрохлорферрит [312].

В то же время, отмечается существенное качественное и количественное отличие коррозии бетона в средах, содержащих CO_2 , SO_2 и хлор [125, 511, 529, 544].

В условиях агрессивной среды скорость химических реакций определяет долговечность бетона железобетонных конструкций. Кинетика протекания основных химических процессов существенно зависит от скорости транспортных процессов, которая определяется механизмами деградации бетона. При повышении температуры коэффициент диффузии газов в бетоне увеличивается, способствуя повышению его проницаемости, а при понижении – уменьшается за счёт увеличения равновесной влажности бетона. Температурная зависимость коэффициента диффузии представляется в виде [507]:

$$D = D_0 \left(\frac{T}{273} \right)^{1,7}, \quad (1.10)$$

где D_0 – коэффициент диффузии газа в воздухе при 20 °С. Для углекислого газа он равен 0,142 см²/с. При температуре 0, 20 и 40 °С коэффициенты диффузии газов в воздухе относятся как 0,88:1:1,12.

Углекислота при диффузионном контроле потока гидроксида кальция из глубины к поверхности бетона усиливает растворяющее действие воды пропорционально её содержанию [221, 672].

В качестве агрессивных жидких и твёрдых тел по отношению к бетону и арматуре выступают соли сульфатов и хлоридов.

Сульфаты встречаются [435]:

- в природной среде (грунтовые воды, морская вода);
- в промышленных агрессивных средах:
- в коксохимическом производстве – сульфатаммония;
- после переработки калийных руд;
- в промышленности основной химии – в производстве серной кислоты и её солей;
- в промышленности минеральных удобрений;
- в производстве целлюлозы;
- в металлопрокатной промышленности – при травлении металлов в прокатных цехах.

Жидкие агрессивные среды, содержащие сульфат – ионы, характеризуются сильным агрессивным воздействием, прежде всего к бетону,

вызывая коррозию третьего вида, а затем уже к арматуре, из-за трудности восстановления сульфат – ионов на поверхности арматурной стали [221].

По степени агрессивного воздействия на цементный камень хлориды следуют за сульфатами [393]. Хлоридсодержащая среда является одной из наиболее распространенных агрессивных эксплуатационных сред для многих элементов конструкций, особенно для транспортных сооружений [434]. В виде хлоридсодержащих средств выступают антиобледенители (на основе каменной соли); морская вода или солевой туман (характерный для приморской атмосферы); добавки – ускорители твердения (на основе хлоридных солей). Агрессивное действие на цементный камень проявляется, начиная с концентрации 2500 мг/л ионов Cl^- . Связывание хлоридов минералами цементного камня в гидрохлоралюминаты обусловлено возможностью образования соли Фриделя $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$. Воздействие хлоридсодержащей среды приводит к существенным изменениям и кратковременных и длительных характеристик материалов армированных конструкций. Изменение свойств материалов во времени имеет необратимый характер. Хлоридсодержащая среда вызывает деградацию защитного слоя бетона и коррозию арматуры.

Однако, исследования для газов третьей группы по их влиянию на бетон и железобетон по данным [507] находятся в стадии развития.

Климатическое влияние окружающей среды на строительные конструкции включают не только воздействия физического и химического происхождения, но и биологического [31]. Более 50 % общего объема регистрируемых в мире коррозионных повреждений железобетонных строительных конструкций и технологического оборудования, связаны с деятельностью микроорганизмов, а в нефтяной промышленности – более 77 %. При определённых условиях микроорганизмы ускоряют процессы деструкции материалов в тысячи раз. Общий ущерб от биокоррозии эксплуатируемых железобетонных элементов в развитых странах оценивается многими десятками миллиардов долларов ежегодно [364, 443, 565]. Однако в нормативной литературе отсутствуют количественные данные, необходимые для расчета коррозионной стойкости и прогнозирования долговечности железобетонных строительных конструкций, работающих в условиях микробного воздействия [504].

К микроорганизмам относятся бактерии, грибы, актиномицеты. Биологическая активность микроорганизмов зависит от факторов внешней среды: температуры, кислотности, степени аэробности, света, влажности и давления, а также от концентрации продуктов их жизнедеятельности.

Бактерии активно вызывают микробиологическую коррозию в градирнях, коллекторах и трубопроводах, так как их развитие связано с обильным содержанием влаги в материалах [131]. По степени убывающей шкалы агрессивного воздействия на железобетон группы бактерий распо-

лагаются в следующем порядке: тионовые, сульфатредуцирующие, дени-трифицирующие и аммонифицирующие [132].

Содержащиеся в оборотных водах нефтеперерабатывающих и нефтехимических предприятий тионовые и сульфатовосстанавливающие бактерии ускоряют скорость коррозии стали в 1,5–3,5 раза [578]. До 70 % аварий на канализационных коллекторах связано с биогенной сернокислотной коррозией их сводовой части. Причиной является воздействие на сводовую часть коллектора двух видов агрессивных сред: газообразной в виде атмосферы производственного пространства и жидкой, формируемой микроорганизмами в конденсатной влаге на поверхности свода.

Наиболее подвержены биологическим реакциям конструкции инженерных сооружений, работающих в составе канализационных и очистных систем, из-за бактериологических образований сернистых кислот из сульфатов и протеинов. Коррозионное разрушение сопровождается выщелачиванием из бетона кальция и магния в виде сульфатов [68].

Процесс коррозии бетона в сероводородной среде связан с жизнедеятельностью тионовых бактерий [512]. Обязательными условиями существования тионовых бактерий является среда, содержащая сероводород или другие восстановленные соединения серы и влага [323, 563]. Бактерии окисляют сероводород, сульфиды металлов и элементарную серу до серной кислоты, которая разрушает цементный камень. Цементный камень не разрушается при полном погружении в сероводородную минерализованную воду, но одновременно наблюдается быстрое разрушение цементного камня в газовой среде, содержащей сероводород [628]. Тионовые бактерии развиваются и на сухой поверхности бетона при концентрации сероводорода в воздухе равной $0,03 \text{ мг/м}^3$ [493].

Активизация жизнедеятельности тионовых бактерий приводит к понижению pH среды с 7 до 0,5–1 [31]. Коррозионное разрушение бетона, связанное со снижением значения pH, характеризуется выщелачиванием из него щелочноземельных элементов, что приводит к изменению химического состава в бетоне, ухудшению его структурной однородности [665].

Процесс развития коррозии бетона канализационных труб протекает в два этапа: на первом этапе анаэробные сульфатредуцирующие бактерии преобразуют сульфаты сточной воды в сероводород, а на втором этапе аэробные тионовые бактерии окисляют сероводород до серной кислоты, разрушающей бетон [752, 753].

Защитой от тионовых бактерий являются

- добавка в бетон известняка, способствующего нейтрализации выделяющейся микробами серной кислоты и поддерживающего более высокое значение pH [628];
- добавка в бетон никеля и вольфрама, имеющих высокие бактерицидные свойства по отношению к этим бактериям. Стоимость бетонных

конструкций с бактерицидными добавками на 15 % больше, чем из обычного бетона. Но благодаря повышенной долговечности они являются рентабельными. В настоящее время бактерицидные бетоны с добавками никеля и вольфрама используются для строительства канализационных коллекторов [507].

Грибы как и бактерии, оказывают негативное химическое воздействие на железобетонные конструкции. Они делятся на две группы: миксомицеты и настоящие грибы. Миксомицеты являются микроскопическими организмами. Наибольшие повреждения конструкций из бетона вызывают микроскопические грибы [565]. Грибы в процессе своей жизнедеятельности выделяют различные минеральные и органические кислоты: уксусную, молочную, муравьиную, лимонную, масляную, яблочную, которые взаимодействуют с основными щелочными соединениями цементного камня и разрушают его. Размножаясь на поверхности бетона, колонии грибов выделяют углекислый газ, способствуя его карбонизации [512].

Промежуточное биологическое положение между бактериями и грибами занимают микроорганизмы – актиномецеты. Из-за своего структурного строения и химического состава они напоминают бактерии, а по способности размножения – грибы [331].

1.2.2. Силовые воздействия

1.2.2.1. Общие сведения

Промышленные, энергетические, транспортные здания и сооружения подвергаются воздействию как статических, так и различного рода циклических нагрузок, определяющих прочность и долговечность строительных конструкций. Основными внешними и внутренними силовыми воздействиями на железобетонные конструкции являются переменные нагрузки, вызываемые технологическим процессом, температурными колебаниями, действием ветра, циклическими замораживанием и оттаиванием. Их общей особенностью является периодичность действия. Цикличность периодов колебаний составляет от нескольких минут до года [484].

Железобетонные конструкции испытывают циклические нагружения в гидротехнических сооружениях, в производственных зданиях и сооружениях горнорудной промышленности, в атомных и тепловых электростанциях, в портовых гидротехнических сооружениях, в пролётных строениях транспортных эстакад, пролётных строениях железнодорожных и автодорожных мостов и в многоэтажных складских помещениях.

Источниками циклических силовых воздействий на конструктивные элементы зданий и сооружений в гидротехнических электрических станциях являются:

- усилия от работающих гидроагрегатов, передающиеся через опорные части;

- пульсация давления воды в проточных частях и на напорных гранях, контактирующих с водой;
- пульсации грунта основания, возникающие вследствие колебания элементов в соседних сооружениях и при сбросе воды.

При эксплуатации гидротехнических сооружений наблюдаются как стационарные, так и нестационарные динамические воздействия.

Стационарные многократно повторяющиеся циклические нагрузки возникают из-за:

- механической неуравновешенности ротора, асимметрии проточного тракта турбин, а также неуравновешенности магнитных полей, приводящих к появлению гармонической горизонтальной составляющей нагрузки с частотой, равной числу оборотов агрегата (рис. 1.2) [218, 219, 499];
- вибраций активного железа генератора, связанных с частотой перемен знака электрического напряжения сети, с амплитудой этих нагрузок $0,1 \cdot P_{об}^H$ [387];
- пульсаций скорости водного потока на рабочее колесо турбины.

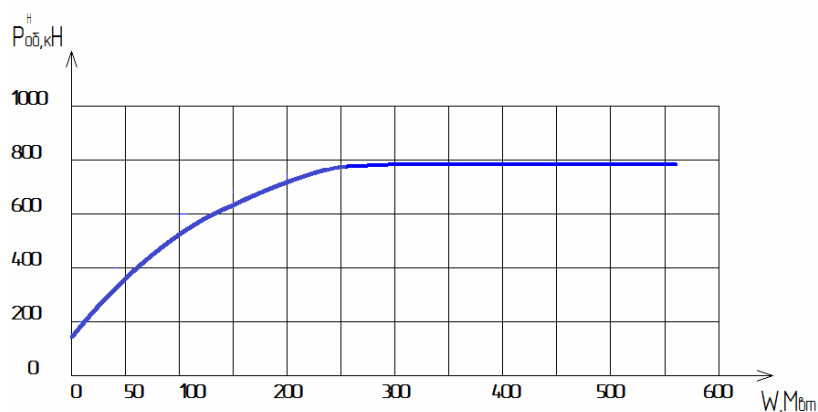


Рис. 1.2. Зависимость нормативной амплитуды оборотной составляющей горизонтальной динамической нагрузки от номинальной мощности турбоагрегата

Нестационарные динамические нагрузки возникают при [500]:

- пуске и остановке гидроагрегатов;
- изменении вырабатываемой электрической энергии с учётом отдачи её потребителю;
- открытии и закрытии затворов и при воздействии на них поверхностных вод.

Динамические нагрузки в производственных зданиях и сооружениях горнорудной промышленности, возникающие при работе соответствующих машин и оборудования, разделяются на две группы [219]:

- с конструктивно неуравновешенными движущимися частями;
- с номинально уравновешенными, а фактически неуравновешенными движущимися частями.

К первой группе относятся щековые и конусные дробилки, инерционные, эксцентриковые и качающиеся грохоты, а ко второй группе – молотковые дробилки, самобалансные и резонансные грохоты, вентиляторы, центробежные насосы [218, 219, 387].

На строительные конструкции подъемных машин в подземных разработках месторождений полезных ископаемых действуют значительные многократно повторяющиеся циклические нагрузки, возникающие при [219]:

- работе технологического оборудования грохотов, вентиляторов, электромоторов, расположенного на перекрытиях;
- работе подъемной установки в рабочем режиме;
- работе подъемной установки в экстренных аварийных режимах.

Динамические возбуждения, передающиеся через опорные и анкерные системы на строительные конструкции атомных и тепловых электростанций, вызываются вращением неуравновешенных масс технологического оборудования и газодинамическими явлениями в системах трубопроводов от [284]:

- газодинамического воздействия турбулентных пульсирующих потоков пара в проточных частях паровых турбин;
- гидродинамических воздействий турбулентных потоков охлаждающей воды в конденсаторах турбины;
- неуравновешенности электромагнитных полей в генераторе;
- вращения магнитного поля в генераторе.

Динамические нагрузки на строительные конструкции портовых гидротехнических сооружений возникают от действия: морских волн, ветра, льда, передвижения эксплуатационных грузов и технологического оборудования с помощью кранов и вагонов.

При работе ленточных конвейеров многократно повторяющиеся динамические нагрузки, представленные узкополосным случайным процессом [426], передаются через стойки-опоры станины конвейеров на поддерживающие пролетные строительные конструкции и вызывают их колебания в вертикальной плоскости [219].

В процессе эксплуатации пролетные строения железнодорожных мостов испытывают воздействие многократно повторяющихся динамических нагрузок от движущейся полезной нагрузки, порывов ветра и ударов плывущих льдин [219]. Наиболее значимой и регулярной составляющей нагрузкой, вызывающей колебания пролетных строений железнодорожных мостов, является подвижная нагрузка. Все остальные силовые воздействия являются случайными и учитываются в особых условиях.

К наиболее основным факторам, вызывающим динамические воздействия подвижной нагрузки на пролетные строения железнодорожных мостов, относятся [219]:

- скорость движения нагрузки;
- удары колес в стыках рельс;

- колебания надрессорного строения подвижного состава;
- горизонтальные силы, возникающие от непрямолинейности движения вагонов и локомотивов;
- пульсация статических прогибов пролетных строений при движении поездов с однотипными вагонами.

Необходимость расчета автодорожных мостов на многократно повторяющиеся динамические нагрузки вызывается наблюдаемой тенденцией увеличения интенсивности движения, веса подвижной нагрузки и одновременное снижение собственной массы пролётных несущих строительных конструкций [387]. Динамический расчет мостовых конструкций имеет вероятностную природу.

Диаграмма прогибов и напряжений в рассматриваемых участках моста имеют две составляющие: квазистатическую, медленно изменяющуюся в течение всего времени прохода автомобиля, и осциллирующую динамическую [387]:

$$\sigma(t, \tau) = \sigma_{cm} + \sigma_g^{\max} \cdot f_1(t, \tau), \quad (1.11)$$

$$f(t, \tau) = f_{cm} + f_g^{\max} \cdot f_2(t, \tau), \quad (1.12)$$

где σ_{cm}, f_{cm} – соответственно квазистатическое напряжение и прогиб в момент нахождения нагрузки в произвольном сечении; σ_g^{\max} – амплитуда при наибольшем динамическом напряжении; $f_1(t, \tau), f_2(t, \tau)$ – соответственно закон изменения напряжений и прогибов во времени.

Многократно повторяющиеся циклические нагрузки, описываемые в виде произвольных периодических функций от времени t , характеризуются равенством:

$$f(\tau + T) = f(t), \quad (1.13)$$

где $f(t)$ – произвольная периодическая функция с периодом T .

При этом периодический закон изменения нагрузок имеет вид:

$$F(t) = F_{\max} \cdot f(t), \quad (1.14)$$

где F_{\max} – амплитудное значение нагрузок, действующих [387]:

- на строительные конструкции в гидротехнических сооружениях;
- на строительные конструкции в производственных зданиях горно-рудной промышленности;
- на подкрановые балки и на колонны одноэтажных производственных зданий при движении мостовых кранов;
- на колонны, стенки и днища резервуаров, бункеров, силосов, плавательных бассейнов, которые по технологическому процессу производства или по требованиям эксплуатации периодически загружаются и разгружаются;

- на балки и плиты перекрытия многоэтажных производственных зданий от работы оборудования, создающего вибрацию (компрессоры, неуравновешенные вентиляторы, центробежные насосы и центрифуги), от движения напольного транспорта (электрокар) и попеременной загрузки и разгрузки;

- на конструкции фундаментов, установленных под технологическое оборудование прокатных станков и гидравлических молотов.

Режимы циклических нагружений с постоянными параметрами во времени называются стационарными, а с изменяющимися – нестационарными. Разнообразие режимов работы конструктивных элементов описываются различными периодическими функциями [216].

Структура процесса циклического нагружения и функция распределения плотности вероятностей максимумов нагрузки $\varphi_{\max}(p)$ определяются параметрами, (x) и $(\langle p^2 \rangle)$ [195, 196, 651, 387]:

$$\begin{aligned} \varphi_{\max}(p) = & \frac{\sqrt{x^2 - 1}}{x\sqrt{2\pi}\langle p^2 \rangle} \exp\left[-\frac{x^2 p^2}{2\langle p^2 \rangle(x^2 - 1)}\right] + \\ & + \frac{\langle p \rangle}{x\langle p^2 \rangle} \exp\left[-\frac{p^2}{2\langle p^2 \rangle}\right] F\left(\frac{\langle p \rangle}{\sqrt{\langle p^2 \rangle(x^2 - 1)}}\right), \end{aligned} \quad (1.15)$$

где $F\left(\frac{\langle p \rangle}{\sqrt{\langle p^2 \rangle(x^2 - 1)}}\right)$ – функция Лапласа; $\sqrt{\langle p^2 \rangle}$ – среднеквадратичное значение напряжения;

$\langle p^2 \rangle \geq \frac{1}{\pi} \int_0^\infty s_\sigma(\omega) d\omega$ – дисперсия процесса

Для стационарных процессов циклического нагружения количественный этап описания внешних воздействий начинается с выбора математической модели процесса изменения нагрузок. В простейших случаях закон изменения нагрузок во времени описывается простой гармонической функцией, т.е. $f(t) = \sin(\varphi + 2\pi t)$ или $f(t) = \cos(\varphi + 2\pi t)$.

Для стационарных процессов циклического нагружения закон изменения нагрузок в подавляющем количестве случаев устанавливается только экспериментальным путём [387]

Во многих случаях изменение нагрузок во времени не имеет установившегося характера [216]. Закон изменения нагрузки $f(t)$ для нестационарных процессов циклического нагружения не описывается простой гармонической функцией и поэтому для его определения используются численные методы [387].

В реальных условиях эксплуатации сооружений время действия кратковременных нагрузок в периоде циклов ступенчато-повторных нагрузок составляет значительно меньше, чем длительных. Для стоек ЛЭП и стеновых конструкций режим воздействия максимальной ветровой нагрузки соответствует $n = 1:30$ [221, 347]. С помощью анализа режимов действия эксплуатационных нагрузок получены следующие схемы действия нагрузок: снеговая нагрузка – 2...10 мес, ветровая нагрузка – 1 ч...7 сут, нагрузка на перекрытие зданий – 12 ч...12 ч, крановая нагрузка – 1 ч...12 сут [217]. Количественное отношение продолжительности действия полной нагрузки к длительной в зависимости от вида нагрузки составляет от 1/2 до 1/300.

1.2.2.2. Многократно-повторные нагрузки

Результаты теоретических и экспериментальных исследований работы железобетонных элементов, а также свойств арматуры и бетона при многократно повторяющихся нагрузках приведены в работах [1, 28, 29, 43, 56–63, 74, 75, 77, 78, 90, 124, 138, 198–200, 225, 245, 246, 251, 254–261, 267, 271–273, 280–287, 289, 290, 317, 327, 329, 330, 339, 340, 353, 354, 369–371, 390, 413–415, 475, 491, 518, 530, 546–550, 579, 583, 587, 602, 639, 667, 678, 701, 743, 745, 777]. Они вошли в нормы проектирования СНиП 52-01–2003 [555], СНиП 2.06.08–87 [562] и СНиП 2.05.03-84* [560].

В то же время анализ исследований железобетонных изгибаемых элементов на выносливость показывает, что [1, 28, 56, 90, 128, 199, 225, 245, 258, 268, 281, 317, 414, 426, 530, 579, 626, 629, 656, 657]:

- основное внимание при расчетах уделяется гармоническим нагрузкам, как наиболее удобным для схематизации всех встречающихся случаев циклических воздействий, вызываемых работой машин и оборудования;
- допускается, что режимы деформирования арматуры в составе железобетонного элемента и не обетонированного стержня одинаковы;
- для оценки усталостной прочности бетона сжатой зоны изгибаемых элементов используются закономерности изменения выносливости центральносжатых призм;
- изменение напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов в результате многократно повторяющегося нагружения косвенно учитываются уменьшением модуля деформаций бетона, зависящим только от его прочности;
- амплитуда гармонической нагрузки устанавливается по максимальной нагрузке, которая встречается только небольшое количество раз за определенный срок службы здания или сооружения;
- при испытании и расчете на выносливость не учитываются случаи нестационарности режимов многократно повторяющегося циклического

нагружения, ни многоступенчатость, ни технологические перерывы, в процессе которых происходит закрытие и «самозалечивание» микроповреждений (микротрещин) усталости.

Такой подход к расчёту на выносливость не учитывает реальный характер неупругой работы железобетонных элементов в зависимости от изменения режима нагружения при эксплуатационных циклических нагрузках. Уточнение эмпирических и полуэмпирических зависимостей с помощью экспериментальных коэффициентов, отражающих те или иные особенности железобетонных конструкций не повышает точности расчетных зависимостей методики существующих норм. Исследование напряженно-деформированного состояния и усталостной прочности конструктивных элементов на всех стадиях работы, как при воздействии циклических нагрузок стационарного, так и нестационарного режима с учётом оценки остаточного ресурса конструктивных элементов зданий и сооружений может эффективно проводиться только с помощью разработанных математических эмпирических моделей [387].

Развитие трещины в конструкционных материалах по длине связано с затратой дополнительной энергии во времени на пластическое деформирование и разрыхление материала в концевой пластической зоне предразрушения [387]. Напряжения и деформации в вершине трещины контролируются коэффициентом интенсивности напряжений.

Развитие трещин в различных материалах при циклическом нагружении описываются эмпирическими формулами [128, 622], наиболее известной из которых является зависимость Париса-Эрдогана [344]:

$$\frac{dl}{dN} = C(\Delta K_I)^n, \quad (1.16)$$

где l – длина трещины; N – количество циклов нагружения; $\Delta K_I = K_I^{\max} - K_I^{\min}$ – изменение коэффициента интенсивности напряжений в пределах одного цикла; K_I^{\max}, K_I^{\min} – соответственно наибольшее и наименьшее значения коэффициента интенсивности напряжений в цикле; n, c – константы материала.

В то же время отмечается [128, 622], что величины n и c не являются константами материала, а зависят от уровня циклической нагрузки и коэффициента асимметрии цикла напряжений $R = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$.

Черепановым Г.П. [622] получена зависимость скорости развития трещин при циклическом нагружении:

$$\frac{dl}{dN} = -\beta \left[\frac{K_{1\max}^2 - K_{1\min}^2}{K_c^2} + \ln \frac{K_c^2 - K_{1\max}^2}{K_c^2 - K_{1\min}^2} \right]. \quad (1.17)$$

Величина β определяется как приращение длины трещины в пределах одного цикла. Для многоциклового нагружения величина K_c принимается равной критическому значению коэффициента интенсивности напряжений K_{Ic} .

Образование и развитие микротрещин объясняется неоднородной структурой бетона. В сжатом бетонном элементе усилия напряжения концентрируются на более прочных материалах, обладающих более высоким модулем упругости, что способствует возникновению усилий в плоскости контакта крупного заполнителя и цементного камня [59].

Одновременно, в местах расположения пор и микротрещин наблюдается концентрация сжимающих и растягивающих напряжений. В результате, в бетонном образце, подвергнутом осевому сжатию, возникают как продольные сжимающие, так и поперечные растягивающие напряжения. Из-за обладания бетоном сопротивлением растяжению на порядок ниже, чем сопротивлению сжатию, вторичные растягивающие напряжения, приводят к образованию локальных микротрещин, параллельных направлению действия внешней нагрузки [59].

В бетонном массиве взаимодействие микро- и макротрещин приводит как к уменьшению, так и к увеличению деформативности и прочности материала, в зависимости от взаимного расположения микротрещин и их ориентации [237]. В общем случае развитие микротрещин зависит от многих факторов: количества и типа заполнителя, вида зерен, условия твердения, водоцементного отношения, размеров образцов, возраста и режима нагружения [387]. Увеличение количества циклов нагружения вызывает последовательное слияние и укрупнение смежных субмикро и микротрещин, продолжающееся до тех пор, пока микротрещина не превратится в макротрещину [224]. Макротрещины пролегают как по границам цементного камня и крупного заполнителя, так и в цементном камне. Дальнейшее увеличение количества циклов нагружения приводит к накоплению в бетоне значительного числа макротрещин, взаимодействующих между собой и микротрещинами. При достижении в соответствующей пластической зоне предразрушения трещин предельного значения σ_R , значения $R_b(t, \tau)$ происходит мгновенное слияние этих макротрещин с образованием магистральной трещины, приводящей к разрушению бетонного массива [224]. Развитие макротрещин при циклическом нагружении определяется с помощью использования коэффициента интенсивности напряжений K_1 , позволяющим однозначно определить локальное напряжённое состояние зоны предразрушения в вершине трещины [387]. Он определяет влияние изменения количественной силовой механической характеристики на качественное изменение физических процессов, происходящих в материале в момент предразрушения и разрушения.

При циклическом нагружении по сравнению с постоянным, напряженно-деформированное состояние отличается тем, что в процессе разгрузки в концевой зоне макротрещины возникают остаточные сжимающие напряжения.

Одним из наиболее эффективных методов по снижению трудоёмкости расчёта взаимодействия стохастически расположенных микро- и макротрещин является метод сингулярных интегральных уравнений, сводящегося к построению комплексного потенциала методом суперпозиции [448].

Результаты экспериментальных исследований показывают ускоренное развитие деформаций циклической ползучести (виброползучести) бетона по сравнению с деформациями простой ползучести при статическом нагружении [61, 75, 327, 658]. Аналитические зависимости между мерой виброползучести $\gamma(t, \tau)$ и простой ползучести выражаются в виде:

$$\gamma(t, \tau) = k_{gb}(\omega\sigma)c(t, \tau), \quad (1.18)$$

где $k_{gb}(\omega\sigma)$ – коэффициент виброползучести.

В этих аналитических зависимостях принято условие аффинного подобия кривых виброползучести и простой ползучести.

Деформации виброползучести представляются в виде суммы линейной и нелинейной составляющих

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{pl(1)} + \varepsilon_{pl(2)}, \quad (1.19)$$

где $\varepsilon_{pl(1)}$ – линейная часть деформаций виброползучести; $\varepsilon_{pl(2)}$ – нелинейная часть деформаций виброползучести.

Линейная часть деформаций виброползучести бетона состоит из накапливающихся деформаций быстронатекающей ползучести в каждом цикле нагружения от происходящих пластических деформаций, из-за вязкости гелевой структурной составляющей цементного камня, капиллярного явления, протекающего в твердеющем бетоне и пластического течения кристаллического сростка цементного камня. С увеличением количества циклов нагружения они уменьшаются от цикла к циклу, асимптотически приближаясь к определенному пределу, вследствие отжатия пластических деформаций. Линейная часть деформаций виброползучести уплотняет бетон, затухая во времени.

Линейная деформация обратной ползучести (последействия) после разгрузки при простом циклическом нагружении и разгрузении бетонных элементов колеблется в пределах 5÷50 % в зависимости от состава бетона, возраста и уровня загрузки [7, 75].

Линейные деформации виброползучести и деформаций последействия происходят из-за неоднородного строения бетона в целом и неоднородной структуры цементного камня [7, 52, 75, 481, 502].

Нелинейная часть деформаций виброползучести возникает вследствие образования и развития микротрещин в бетоне. При повторной гидратации цементного камня бетон уплотняется, нелинейная ползучесть бетона сменяется на линейную. Уплотнение структуры бетона, зависит от истории загрузки и возрастания прочности материала в результате процесса повторной гидратации в цементном камне [387].

Основные механизмы упрочнения бетона при циклическом нагружении [387]:

- наличие нагрузок выше уровня нижней границы микротрещинообразования R_T^0 ;
- возникновение процесса упрочнения в концевой – пластической зоне разрушения;
- разнородность структуры бетона включающей в себя твердую и жидкую фазу, с микротрещинами и порами от $5 \cdot 10^{-6}$ до 0,1 мм [39, 648];
- наличие реакции, происходящие при гидратации портландцемента: $C_2S + H_2O = C_2S_2H_3 + Ca(OH)_2$ + нагрев (около 20...40°C), а также реакции гидратации трикальцийалюмината C_3A в присутствии $Ca(OH)_2$ в гидрат кальцийалюмината C_3AH_6 [38, 758].

Данные экспериментальных исследований деформативности бетона при многократно повторяющемся циклическом нагружении приведены в работах [61, 75, 77–79, 124, 225, 258, 327, 329, 338, 369, 630, 758]. Результаты исследований показывают, что воздействие многократно повторяющейся нагрузки приводит к увеличению как упругих, так и неупругих (остаточных) деформаций.

Наибольшие циклические деформации бетона происходят в начальный период нагружения, до $200 \cdot 10^{-6}$ циклов, с последующим их уменьшением. Однако, полной стабилизации деформаций во всех исследованных режимах приложения нагрузки не наблюдается. Неупругие деформации, или деформации виброползучести, увеличиваются значительно интенсивнее, чем упругие, в зависимости от уровня максимальных напряжений цикла и коэффициента асимметрии цикла напряжений.

Графическая зависимость между количеством циклов нагружений и величиной деформаций виброползучести (рис 1.4) идентична кривой простой ползучести полученной при статическом нагружении (рис 1.3) [387, 607].

На обоих графиках выделяются три характерные зоны: I – устойчивого деформирования, II – безразличного деформирования, III – неустойчивого деформирования. Условные границы зон определяются изменением скорости деформирования $\frac{d\varepsilon}{dN}$ [387, 607].

В методическом отношении афинный характер кривых деформаций позволяет использовать теоретические разработки, полученные для

деформаций простой ползучести, для анализа изменения деформаций циклической ползучести.

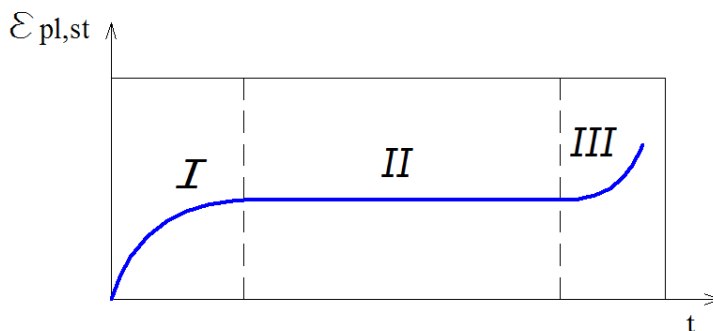


Рис. 1.3. График деформаций простой ползучести

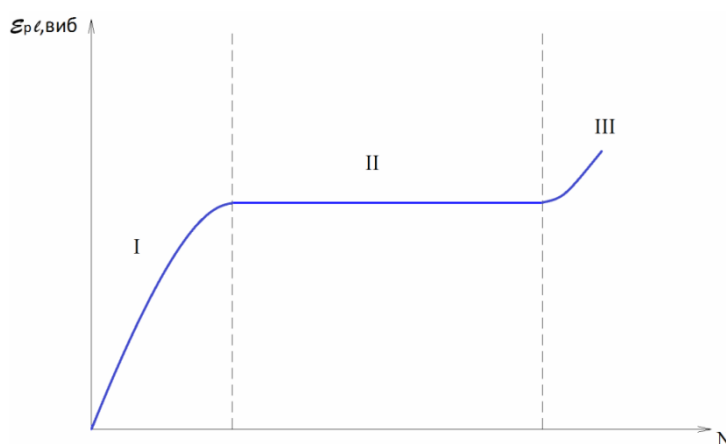


Рис. 1.4. График деформаций виброползучести

В то же время не до конца разработана единая теория, объясняющая явление ползучести бетона на физико-химической основе. По данным исследований С.В. Александровского [7], А.А. Гвоздева [122], Н.С. Карапетяна [264], И.Е. Прокоповича [481], З.Н. Цилосани [618] ползучесть является следствием влияния вязкой и гелевой составляющей цементного камня на его объемные деформации, капиллярные явления, образование и развитие микро- и макротрещин. Капиллярные факторы не оказывают существенного влияния на ползучесть бетона [647, 648]. Основными факторами являются вязкое течение геля под нагрузкой и прогрессирующее развитие макротрещин в бетоне, наблюдающееся с некоторого уровня напряжений [387]. При низких напряжениях ($\sigma_b \leq R_{T_0}$) ползучесть бетона определяется вязкостью гелиевой составляющей цементного камня, его объемными деформациями в процессе изменения влажности при высыхании и воздействием внешней нагрузки, а при высоких напряжениях ($\sigma_b > R_{T_0}$) — образованием и развитием микро- и макротрещин.

Между напряжениями и деформациями в бетоне четкой границы линейной ползучести не существует. Нелинейная зависимость наблюдается

при самых низких уровнях напряжений [7, 11, 45, 46, 75, 274, 377, 481]. Условно принято, что зависимость между напряжениями и деформациями ползучести является линейной при уровне напряжений, не превышающего половины призмочной прочности бетона [387]. Степень нелинейности возрастает при увеличении сжимающих напряжений выше уровня нижней границы микротрещинообразования R_{T_0} . При растяжении бетона линейная зависимость сохраняется практически вплоть до разрушения [63, 94, 95, 274].

Свойства бетона при любых напряженных состояниях особенно проявляются при деформациях, развивающихся в процессе нагружения.

Из-за отсутствия четко сформулированного и общепризнанного физического закона деформирования бетона, аналогичного закону Гука для идеально упругих материалов для моделирования поведения бетона под нагрузкой используются феноменологические зависимости, между внешними воздействиями и деформациями при условно-мгновенном статическом нагружении образца до некоторого уровня средних макронапряжений с последующей стабилизацией напряжений во времени.

Наибольшее распространение нашла теория упруго-ползучего тела Г.Н. Маслова и Н.Х. Арутюняна [348], и в дальнейшем развитая С.В. Александровским, В.М. Бондаренко и И.Е. Прокоповичем [10]. Относительные деформации ползучести представляются в виде:

$$\varepsilon_n(t, \tau) = \varepsilon_\Lambda(t, \tau) + \varepsilon_H(t, \tau), \quad (1.20)$$

где $\varepsilon_\Lambda(t, \tau)$ и $\varepsilon_H(t, \tau)$ – соответственно упругие и неупругие относительные деформации ползучести.

При многократно повторяющихся циклических нагрузках полные относительные деформации бетона представляются в виде суммы относительных упругих и неупругих деформаций [387]:

$$\varepsilon_b = \varepsilon_e + \varepsilon_{pl}, \quad (1.21)$$

где ε_e и ε_{pl} – соответственно упругие и неупругие деформации.

Упругие деформации связаны линейной зависимостью с напряжениями. Их изменение в процессе многократно повторяющихся нагружений с постоянными параметрами ($\sigma^{\max} = \text{const}$ и $p_N = \text{const}$) зависит от модуля упругости бетона. Неупругие деформации характеризуются ползучестью бетона и зависят от режима и количества циклов нагружения [387].

Кинетика развития микро- и макротрещин в бетоне при постоянных (статических), переменных кратковременных и длительных нагрузках представлена в [39, 43, 228, 236, 334, 387, 388, 449, 454, 460, 645, 675].

При длительном действии статической нагрузки единственной причиной докритического развития трещин является ползучесть бетона. При воздействии циклических внешних нагрузок, наряду с ползучестью бетона

возникают и накапливаются усталостные повреждения, вызванные повторяющимися пластическими деформациями в концевой зоне микротрещины.

Суммарная длина микро- и макротрещин в упругопластическом теле при длительной циклической нагрузке в течение каждого цикла представляется в виде [387]:

$$\ell(t, \tau) = \ell(t_0) + \ell_{\text{пол}}(t, \tau) + \ell_y(t, \tau), \quad (1.22)$$

где $\ell(t_0)$ – начальная мгновенная длина трещины в момент приложения нагрузки; $\ell_{\text{пол}}(t, \tau)$ – длина усталостной трещины, обусловленная ползучестью материала; $\ell_y(t, \tau)$ – длина усталостной трещины вследствие усталости материала.

При нелинейном деформировании материала инициаторами образования и развития микротрещин являются дефекты структуры бетона в виде пор и технологических (усадочных) микротрещин.

Процесс образования и развития макротрещины подразделяется на три стадии [387]:

- в первой инкубационной стадии субмикроскопические трещины возникают у технологических пор или в продолжении усадочных микротрещин при приложении нагрузки. С увеличением уровня приложенной нагрузки длительность инкубационного периода уменьшается. Первая стадия развития микротрещин связана с локальными пластическими деформациями и контролируется касательными напряжениями. Длительность инкубационного периода изменяется от 30–90 % общей долговечности в зависимости от прочности и пластичности материала, уровня нагрузки и коэффициента асимметрии цикла;

- во второй стадии одна из микротрещин, находящаяся в наиболее неблагоприятных условиях в зависимости от уровня напряжений, путем стабильного или скачкообразного продвижения на величину длины зоны предразрушения (разрыхления) в вершине микротрещин перерастает в макротрещину [73, 86, 590].

Образование макротрещины происходит в плоскости действия максимальных нормальных напряжений, из-за трехосности локального напряженного состояния в вершине трещин [344]. Вторая стадия заканчивается при достижении макротрещиной критического размера;

- в третьей стадии развитие макротрещины происходит на нисходящей ветви диаграммы деформирования материала. Её продолжительность по сравнению с предшествующими двумя стадиями незначительна.

После достижения макротрещиной критических размеров бетон разрушается [59].

Стадии развития трещин описываются законами механики разрушения. Вторая и первая стадии развития трещины отсутствуют при напряжении соответственно ниже предела усталости и выше уровня длительной прочности материала.

Скорость увеличения длины микротрещины в упругопластическом теле бетона при циклическом нагружении зависит от частоты и уровня нагружения, коэффициента асимметрии и цикла напряжений. Длина микротрещины с увеличением количества циклов нагружения возрастает по аналогичному закону, как для пластической части удельных относительных деформаций виброползучести, стремясь к предельному значению [387].

Критерием трещиностойкости материалов, оценивающим деформацию в концевой зоне трещины, принимается величина её критического раскрытия δ_k , являющаяся интегральной характеристикой пластической деформации в вершине трещины [485]. Концевая «пластическая» зона активного субмикротрещинообразования, являющаяся характерным свойством бетонных материалов, обладает двумя противоположными свойствами: с одной стороны, она является продолжением трещины, а с другой стороны имеет способность передавать деформации, как сплошной материал. Развитие пластической зоны (зоны предразрушения) в концевой зоне трещины зависит от многих факторов, основными из которых являются физико-механические свойства материала, форма образца, уровень и вид нагружения [387].

Физико-механическое состояние зоны предразрушения бетона у вершины трещины при циклическом нагружении определяется с помощью методов механики разрушения. При значительно меньшем размере пластической зоны предразрушения по сравнению с длиной трещины, распределение напряжений и деформаций в концевой зоне определяется коэффициентом интенсивности напряжений K_1 , являющимся функцией приложенной нагрузки и геометрии тела. Он дает локальную характеристику напряженного состояния у вершины трещины в момент предразрушения и разрушения.

Критический коэффициент интенсивности напряжений K_{1c} бетона при статическом нагружении исследован в работах [211, 212, 228, 237, 333, 388, 453, 460, 675, 700, 731, 732]. В то же время, практически отсутствуют экспериментальные значения K_{1c} при циклическом нагружении. Полученные результаты K_{1c} при циклическом нагружении металлических и полимерных материалов носят противоречивый характер: для одних материалов K_{1c} при циклическом нагружении больше, чем при статическом, для других – меньше, для третьих – не меняется [118, 128, 239, 300, 332, 336, 344, 479, 588, 589, 591].

Влияние многократно повторяющегося циклического нагружения на снижение величины критического коэффициента интенсивности напря-

жений K_{cfi} для i -го скачка трещины описывается эмпирическим уравнением [588, 589]:

$$K_{cfi} = A(\Delta N)^\alpha, \quad (1.23)$$

где ΔN – количество циклов нагружения между последовательными скачками; A и α – постоянные материала при заданном режиме нагружения.

Общая долговечность в циклах нагружения конструктивного элемента с трещиной определяется из выражения [387]:

$$N = \sum_{i=1}^k \Delta N_i, \quad (1.24)$$

где ΔN_i – долговечность образца с трещиной в циклах нагружения между $i-1$ и i -м скачками; k – количество скачков трещины до полного разрушения конструктивного элемента; i – порядковый номер скачка.

В общем случае нагружения критическое значение коэффициента интенсивности напряжений зависит от прочностных, реологических и упругомгновенных характеристик бетона. При действии циклической нагрузки, в случае превышения предела выносливости, уменьшение критического значения коэффициента интенсивности напряжений $K_{cf}(t)$ происходит аналогично снижению прочности и модулю упругости [387]. Причиной является постепенное от цикла к циклу истощение пластического ресурса бетона в концевой зоне микро- и макрещин.

Трещина начинает развиваться после преобладания в концевой зоне процесса накопления повреждений над процессом микроструктурного упрочнения с поддержанием постоянного уровня накопленных повреждений для её дальнейшего продвижения:

$$\delta(x, t, \ell)_{x=\ell(x)} = \delta_{cr}, \quad (1.25)$$

где δ_{cr} – критическое раскрытие трещины.

Критическое раскрытие в вершине трещины представлено в виде [387]:

$$\delta_{cr} = \frac{k_{1c}^2}{R_{bt,ser} \cdot E_b} = \frac{k_0 R_{bt,ser} d_s}{E_b}, \quad (1.26)$$

где $k_0 = 4$ – эмпирический коэффициент; $R_{bt,ser}$ – расчетное сопротивление бетона на растяжение при расчете по второй группе предельных состояний; d_s – максимальный диаметр крупного заполнителя; E_b – модуль упругости бетона; K_{1c} – критический коэффициент интенсивности напряжений.

Трещина в пластической зоне начинает развиваться при достижении условных однородных напряжений предельного значения $\sigma_{bt,R}$. Объективное совпадение результатов расчета и эксперимента получается при значениях [344]:

$$\sigma_{bt,R} \approx 2R_{bt,ser} \quad (1.27)$$

где $R_{bt,ser}$ – локальная объективная прочность бетона на растяжение.

Поэтому считается, что в концевой зоне трещины бетон способен выдерживать напряжения, существенно превосходящие прочность на осевое растяжение $R_{bt,ser}$.

Образование зоны предразрушения вызывается работой растягивающих напряжений $\sigma_{\alpha\alpha}(t)$, нормальных к плоскости трещины, приводящей к образованию разности полных $\varepsilon_{\alpha\alpha}(t)$ и вынужденных $\varepsilon_{\alpha\alpha}^0(t)$ деформаций, при достижении работой $A^\alpha(t)$, вычисленной методами теории ползучести, на фронте трещины предельного значения $A_R^\alpha(t)$ [585]:

$$A^\alpha(t) = \int_{t_0}^t \sigma_{\alpha\alpha}(\tau) \frac{\partial [\varepsilon_{\alpha\alpha}(\tau) - \varepsilon_{\alpha\alpha}^0(\tau)]}{\partial \tau} \cdot d\tau. \quad (1.28)$$

Из-за различия механических свойств бетона в вершине трещины, по отношению к свойствам материала в интегральном объёме, отсутствует возможность моделирования в экспериментах напряженно-деформированного состояния материала в зоне предразрушения [585].

В инкубационный период происходит медленное докритическое раскрытие берегов трещины без её развития по длине за счет накопления микроразрушений в концевой зоне трещины.

Длительность инкубационного периода определяется по уравнению [252]:

$$\frac{\delta_{cr}}{\delta_{(\ell_{0t})}} = 1 + \int_0^{t_0} R(t_x, \tau) \cdot d\tau, \quad (1.29)$$

где $R(t, \tau) = -E_b(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} + c(t, \tau) \right]$ – ядро ползучести бетона;

$E_b(\tau)$ – модуль упругомгновенной деформации бетона при растяжении;
 $c(t, \tau)$ – мера ползучести бетона.

В соответствии с [37] мера ползучести бетона представляется в виде:

$$c(t, \tau) = \varphi(t) \cdot f(t - \tau), \quad (1.30)$$

где

$$\varphi(t) = c_{\infty} + Ae^{-\gamma t};$$

здесь c_{∞} – предельная мера ползучести старого бетона; A – реологический параметр для бетона молодого возраста; $\gamma \approx 0,04$ – параметр старения; $f(t - \tau) = 1 - e^{-\gamma(t-\tau)}$.

Длительность инкубационного периода в циклах нагружения, при выражении ядра ползучести в виде $R(t, \tau) = -E_b(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} + c(t, \tau) \right]$ представляется в виде зависимости [387]:

$$N_{\text{инк}} = \frac{\ln \left(1 + E_b[\tau] \cdot C_3 \prod_{k=1}^{k=g} k_k - \frac{K_{IC}^2}{R_{bt,ser} \cdot \pi \int_{-\ell}^{\ell} g_H(\xi) \cdot \Gamma(\ell, x, \varepsilon) d\xi} \right) - \ln \left(E_b(\tau) \cdot C_3 \prod_{k=1}^{k=g} K_k \right)}{\ln(1 - \alpha \psi_v)}, \quad (1.31)$$

где $N_{\text{инк}}$ – количество циклов нагружения в инкубационном периоде; K_{IC} – критический коэффициент интенсивности напряжений; $g_H(\xi)$ – нагрузка, приложенная к берегам трещины, с учётом сил сцепления σ_{bt} , действующих между берегами трещины в её тупиковой части; $c_3 = 6,36 \cdot 10^{-5}$ МПа – предельная мера ползучести эталонного бетона; K_k – корректирующие коэффициенты для определения предельных мер ползучести; x, ξ – коэффициенты рассматриваемой точки на линии трещины; ψ_v – коэффициент, учитывающий влияние скорости нагружения;

$$\alpha = (1 - \beta)k(\tau);$$

где

$$k(\tau) = 0,48 + \frac{21,8}{14 + \tau};$$

здесь τ – возраст загрузки; β – коэффициент, характеризующий интенсивность напряжения.

Разрушение твердых тел под нагрузкой не происходит мгновенно при достижении в упругой стадии отдельными компонентами тензора напряжений предельных значений [676]. Процесс усталостного разрушения бетона представляет собой относительно длительный процесс зарождения и развития микро- и макротрещин и происходит в момент времени при напряжении от внешней нагрузки равном или большем объективной (остаточной) прочности:

$$\sigma^{\max}(t) \geq R_b(t, \tau), \quad (1.32)$$

где $R_b(t, \tau)$ – остаточная прочность в момент времени (t) ; $\sigma^{\max}(t)$ – максимальное напряжение цикла от внешней нагрузки в данный момент времени.

Остаточная прочность бетона при циклическом нагружении в момент разрушения (призменная прочность R_b и предел выносливости R_b') не всегда определяется экспериментальными исследованиями. Она может вычисляться с помощью суммарной длины условных магистральных макротрещин (l_{cr}) и критического коэффициента интенсивности напряжений $K_{cf}(t)$ [387].

При многократно повторном приложении циклических нагрузок происходит снижение прочности материалов, связанное с накоплением внутренних структурных повреждений, называемое выносливостью. Выносливость материалов представляет остаточную прочность материала после воздействия определенного количества циклов нагружения с заданными параметрами.

Основные положения физической природы усталостного разрушения бетона сформулированы в работах О.Я. Берга [56, 57, 58, 59]. Разрушение бетона при действии многократно повторяющейся нагрузки является результатом развития микротрещин, образовавшихся при первом статическом нагружении. На участках образовавшихся микротрещин в бетоне при $\sigma_{(N=1)}^{\max} \geq R_{T0}$ (где R_{T0} – нижняя граница микротрещинообразования) создаются участки концентрации напряжений. Повторное циклическое нагружение приводит как к дальнейшему развитию уже имеющихся микротрещин, так и к образованию новых микроразрушений. В зависимости от отношения σ_{\max}/R_{T0} при определенном количестве циклов нагружений микротрещины объединяются в макротрещины, которые в конечном итоге и приводят к разрушению. Соответственно, абсолютный предел выносливости при многократно повторной циклической нагрузке определяется нижней границе образования микротрещин [387].

В общем случае процесс разрушения бетона является непрерывным, в котором характерные уровни напряжений R_T^0 и R_T^V и предел выносливости зависит от изменения свойств материала [387].

В процессе циклического нагружения выделяются три характерных уровня напряжений в зависимости от уровня максимальных напряжений цикла, разделяющих зоны затухающего упрочнения и прогрессирующего разупрочнения бетона [28, 198]:

- в первой зоне при $\sigma_b^{\max} < R_T^0$, где (R_T^0 – нижняя граница микротрещинообразования) разрушений в структуре бетона не происходит. Напряжение σ_b^{\max} при многократно повторном циклическом нагружении упрочняет бетон. Упрочнение происходит из-за выравнивания поля собственных напряжений по сечению при росте деформаций виброползучести;

- во второй зоне при $R_T^0 \leq \sigma_b^{\max} \leq R_T^v$, где (R_T^v – верхняя граница микротрещинообразования) наступает период неустойчивого деформирования, после некоторого периода стабильного деформирования. Зона характерна временным пластическим и структурным упрочнением и последующим накоплением необратимых структурных повреждений в бетоне.

Развивающиеся неупругие деформации виброползучести приводят к перераспределению усилий между структурными элементами бетона, а образовавшиеся микротрещины обнажают негидратированные частицы цемента. Негидратированные частицы способствуют повторной гидратации цемента и самозалечиванию цементного камня, что приводит к временному росту прочности бетона. Одновременно, накапливающиеся структурные повреждения в виде микротрещин, объединяясь, образуют «магистральные» макротрещины. Выносливость определяется количеством циклов нагрузки до принятия макротрещинами критических размеров;

- в третьей зоне наблюдается отсутствие процесса упрочнения бетона, так как накопление повреждений, приводящих к возникновению трещин критических размеров, преобладает с первого цикла нагружения (σ_b^{\max} / R_T^v), над процессом упрочнения. Однако такое разделение изменения объективной прочности на зоны достаточно условное, из-за изменения самих величин R_T^0 и R_T^v , в процессе циклического нагружения.

Наиболее значимыми факторами, оказывающими влияние на предел выносливости бетона, являются уровень максимальных напряжений, коэффициент асимметрии цикла напряжений, количество нагружений и закон изменения нагрузки [281, 387]. Связь между максимальными напряжениями цикла и количеством циклов до разрушения бетона представляется в виде линейной зависимости [387]:

$$\sigma_{b_i}^{\max} = R_b \left(a - b \cdot \lg N_p \right), \quad (1.33)$$

где $\sigma_{b_i}^{\max}$ – предел выносливости бетона при заданных постоянных параметрах циклического нагружения; R_b – предел прочности (призменная прочность) бетона при однократном кратковременном статическом нагружении; N_p – количество циклов до разрушения; a, b – константы материала, учитывающие влияние структуры, коэффициента асимметрии цикла напряжений, частоты нагружения, прочности, возраста и влажности бетона, температуры среды.

В то же время определение предела выносливости бетона по формуле (1.33) связано с постановкой в каждом случае нагружения трудоемких экспериментов. При программном нагружении с большим разнообразием спектров нагружения такой подход с построением линий выносливости

становится неприемлемым. Анализ напряженно-деформированного состояния бетона при различных режимах циклического нагружения при проектировании железобетонных и бетонных конструкций может успешно осуществляться только с помощью математических моделей [387].

Оценка циклической долговечности бетона при сжатии и растяжении для стационарных режимов нагружения производится по данным построенных кривых усталости. На рис. 1.5 представлен график выносливости бетона [387], построенный по результатам экспериментальных исследований [254–263].

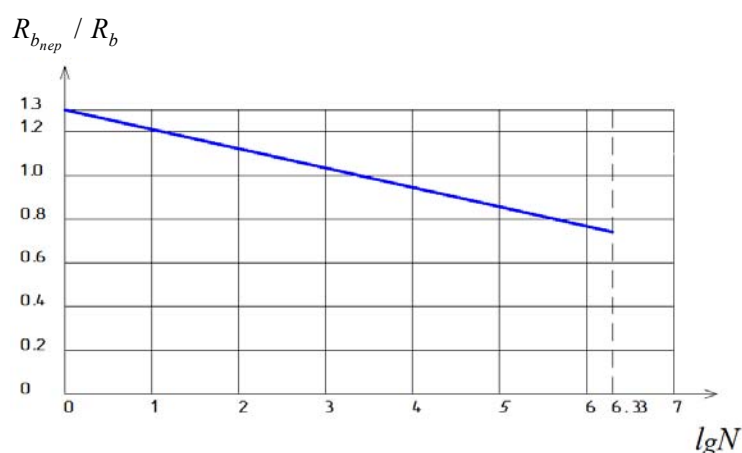


Рис. 1,5 Опытные значения усталостной прочности бетона класса В45 на сжатие при стационарном нагружении ($\rho = 0,5$):

R_b – призмная прочность;

$R_{b_{неп}}$ – прочность бетона при циклическом нагружении

При случайном или программном нестационарном нагружении такой условный подход с построением линий выносливости становится неприемлемым, из-за большого разнообразия параметров нагружения.

Начальное значение модуля упругости бетона E_b , характеризующие его упругие свойства, определяется по формуле

$$E_b = \frac{\sigma_u}{\epsilon_M}, \quad (1.34)$$

где ϵ_M – упруго-мгновенные продольные деформации бетона на протяжении начального линейного участка диаграммы сжатия, соответствующие напряжениям $\sigma_b \approx (0,2 \dots 0,3) R_{b,ser}$, так как модуль упругости бетона при растяжении E_{bt} имеет примерно одинаковое значение с модулем упругости на сжатие [7, 556].

Модуль упругости изменяется с возрастом бетона, асимптотически приближаясь к предельному значению, соответствующему бетону зрелого возраста («старому бетону») [7]:

$$E_b(\tau) = E_{b_0} \left(1 - \beta_1 e^{-\alpha_1 \tau} \right), \quad (1.35)$$

где $E_b(\tau)$ – модуль упругомгновенных деформаций; E_{b_0} – предельное значение модуля упругости бетона; α_1, β_1 – опытные постоянные.

Уравнение регрессионной линии влияния старения на значение модуля упругомгновенных деформаций $E_b(\tau)$ имеет вид [482]:

$$E_b(\tau) = E_{b_0} \left[1 - 0,372 e^{-0,0259\tau} \right]. \quad (1.36)$$

На величину модуля упругости бетона E_b большое влияние оказывают его прочность, длительность нагружения и уровень напряжений [387]. В то же время современные теории ползучести бетона при простом нагружении учитывают только изменение модуля упругости бетона во времени, то есть возраст бетона. Все дальнейшие изменения деформаций бетона при постоянной нагрузке приписываются деформациям ползучести.

Увеличение количества циклов нагружения выше предела выносливости приводит к уменьшению значения модуля упругости бетона [58, 60, 224, 256, 327, 370, 646]. На снижение модуля упругости бетона при действии многократно повторяющихся циклических нагружений влияют деформации упругого последствия, проявляющиеся в период между снятием нагрузки и новым её приложением [646]. По этой причине упругие деформации в момент приложения следующего $(N + 1)$ цикла нагрузки увеличиваются, а модуль упругости соответственно уменьшается.

Снижение модуля упругости при многократно повторяющихся нагружениях до 30 % вызывалась изменением гигрометрического состояния бетона и пластическими деформациями, возникающими в цементном камне и в крупном заполнителе [370]. Неоднородность этих деформаций приводит к возникновению растягивающих напряжений при снятии нагрузки и последующего образования микротрещин в цементном камне или по контакту между цементным камнем и крупным заполнителем в плоскости к направлению усилия.

Снижение модуля упругости бетона в два раза по сравнению с начальным его значением вызвано влиянием образовавшихся параллельных направлению усилий микротрещин, при многократно повторяющемся нагружении [58, 225, 258, 327]. Снижение в 3...5 раз модуля упругости при многократно повторяющемся нагружении, по сравнению с начальным значением, отмечается в работе [60].

Изменения модуля упругости бетона при многократно повторяющемся циклическом нагружении предлагается оценивать с помощью соответствующих уравнений [258] и [58, 60]:

$$E_b(t) = E_{b_0} \left[1 - 0,01(1 - \rho) \lg^2(N) \right], \quad (1.37)$$

где E_{b_0} – начальный модуль упругости бетона; ρ – коэффициент асимметрии цикла напряжений.

$$E_b(t) = E_{b_0} \cdot 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - \frac{\sigma_b^{\max}}{0,6R_b}} \right), \quad (1.38)$$

где E_{b_0} – начальный модуль упругости бетона; σ_b^{\max} – максимальное напряжение цикла; R_b – призменная прочность бетона.

Однако математические выражения (1.37) и (1.38), являясь эмпирическими, дают приближенные значения модуля упругости, так как не учитывают процессы, происходящие в бетоне при многократно повторяющемся нагружении. Кроме того в формуле (1.38) не принимается во внимание влияние уровня нагружения, асимметрии цикла напряжений и количество циклов нагружения.

В [387] модуль упругости бетона при циклическом нагружении рассчитывается, как эффективный модуль упругости осредненной среды с трещинами, зависящим от критической длины трещины и параметров внешней нагрузки:

$$E_k = E_{bt_0} \left[1 + \frac{\ell^2(t, \tau)}{2\ell_{cr}^2} \left(\operatorname{arctg} \frac{1}{\rho(t)} - \frac{\rho(t)}{1 + \rho^2(t)} \right) \right]^{-1}, \quad (1.39)$$

где E_{bt_0} – начальный модуль упругости; ℓ_{cr} – критическая длина трещины; $\rho(t)$ – коэффициент асимметрии цикла напряжений.

При стационарных режимах циклического нагружения изменение модуля упругости бетона зависит от уровня напряжения, коэффициента асимметрии цикла и количества циклов нагружения [387]. При этом модуль упругости не уменьшается при действующем уровне максимальных напряжений σ_b^{\max} , не превышающего нижнюю границу микротрещинообразования R_{T_0} . В противном случае, изменение модуля упругости учитывается в зависимости от суммарной длины микро и макротрещин усталости на различных стадиях их развития.

При нестационарном блочном режиме нагружения изменение модуля упругости определяется последовательностью чередования уровней максимальных напряжений циклов [387].

Различный характер разрушения при статической и многократно повторяющихся нагрузках определяет различные проценты армирования нормальных сечений для статических и циклических нагружений, обеспечивающие равнопрочность по арматуре и сжатому бетону [56, 61, 90, 246, 250, 281, 287, 317, 339, 353]. Усталостное разрушение железобетонного изгибаемого элемента с учётом геометрии сечения, прочности бетона проектного содержания продольной рабочей арматуры, параметров и режима циклического нагружения происходит от [387]:

- истощения ресурса нормальных сечений, из-за усталостного разрыва продольной рабочей арматуры или усталостного разрушения бетона сжатой зоны;
- истощения ресурса наклонных сечений, из-за усталостного разрыва поперечной арматуры или усталостного разрушения бетона над вершиной наклонной трещины;
- усталостного разрыва продольной арматуры в месте пересечения её наклонной трещиной;
- нарушения сцепления бетона с продольной рабочей арматурой за магистральной наклонной трещиной.

Факторы, определяющие напряженно-деформированное состояние и выносливость железобетонных изгибаемых элементов при действии многократно повторяющихся нагрузок [387]:

- статическая схема работы элемента;
- геометрические размеры элемента;
- уровень и режим нагружения;
- процентное содержание арматуры в растянутой зоне;
- процентное содержание арматуры в сжатой зоне;
- наличие предварительного напряжения;
- упруго-пластические свойства бетона и арматуры;
- виброползучесть бетона сжатой зоны;
- виброползучесть бетона растянутой зоны;
- образование и развитие трещин в растянутой зоне бетона;
- усадка бетона;
- уменьшение модуля упругости бетона сжатой зоны;
- уменьшение модуля упругости бетона растянутой зоны;
- виброползучесть сдвига арматуры;
- виброползучесть арматурной стали.

Отмеченные факторы частично нейтрализуют друг друга (табл. 1.4) [387].

Результаты отдельных экспериментальных исследований показывают, что воздействия длительной постоянной и многократно повторных нагрузок ($2 \cdot 10^6$ циклов) при уровне загрузки равной эксплуатационной

нагрузки $M = 0,6 M_{\text{разр}}$ на железобетонные балки не снижают их прочности по нормальному сечению [249].

Т а б л и ц а 1 . 4

Влияние длительных факторов на напряженно-деформированное состояние изгибаемого элемента при циклическом нагружении

Наименование факторов	Напряжения		Высота сжатой зоны
	В бетоне сжатой зоны	В растянутой арматуре	
Виброползучесть бетона сжатой зоны	уменьшаются	увеличиваются	увеличивается
Развитие трещин в растянутой зоне	увеличиваются	увеличиваются	уменьшается
Уменьшение модуля упругости бетона сжатой зоны	уменьшаются	увеличиваются	увеличивается
Виброползучесть сдвига растянутой арматуры	увеличиваются	Уменьшаются или увеличиваются	уменьшается

Длительные воздействия на опытные железобетонные балки постоянной нагрузки и многократно повторяющейся нагрузки способствуют более ускоренному развитию неупругих деформаций в бетоне сжатой зоны и увеличению прогибов балок по сравнению с деформациями и прогибами от кратковременного нагружения [249]. При одинаковом уровне длительной постоянной и пульсирующей нагрузки последняя вызывает более интенсивное развитие неупругих деформаций в сжатом бетоне и прогибов по сравнению с деформациями и прогибами при длительном нагружении [249].

1.2.2.3. Немногократные ступенчато-повторные нагрузки

Деформации железобетонных элементов при повторных статических нагружениях по величине значительно превосходят деформации при многократно повторяющихся нагружениях [369, 390]. Повторно статические нагружения вызывают даже образование трещин в верхних волокнах сжатой зоны бетона.

Исследования деформаций железобетонных конструкций при воздействии многократных ступенчато-повторных переменных нагрузок проводились А.Я. Барашиковым [47, 49], Ю.П. Гуца и И.Ю. Ларичевой [217], Т.Ф. Гордеевой [136], С.М. Крыловым [318], Н.Н. Колышенко [303], К.К. Конакбаевой [305], П.П. Крамарчук [315], Л.Ф. Кузнецовой [326], И.И. Лучко [347], И.П. Новотарским [431, 432], Д.П. Подобед [464], В.Б. Протопоповым [483], К.В. Санниковым [532], В.А. Таршиш [580], Н.А. Мурашко [412], С.В. Александровским [8].

Причиной накопления остаточных деформаций железобетонных элементов при ступенчато-повторных нагружениях является увеличение пластических свойств арматуры, вследствие более интенсивного, чем при постоянной нагрузке, перераспределении напряжений с бетона на арматуру, снижения модуля упругости бетона сжатой зоны при периодическом нагружении, а также нарушение сцепления бетона с арматурой и образование новых трещин [47].

В результате действия на бетонные образцы ступенчато-повторной нагрузки в течение 224 сут, полные относительные деформации превышают в 2,5 раза аналогичные деформации образцов при действии плавной циклической нагрузки при равных их максимальных уровнях, из-за более интенсивного роста остаточных деформаций бетона на полупериодах разгрузки [47].

По данным [390] главной причиной возрастания деформативности является увеличения эффекта остаточного напряженного состояния сечения элемента после разгрузки железобетонной конструкции.

При действии ступенчато – повторной нагрузки с длительностью цикла загрузки $1/7 \div 1/14$ года ползучесть бетона может приводить к изменению знака напряжений в сечении, вследствие различия упругих свойств бетона и арматуры, с учётом изменения длительных деформационных процессов в железобетонных конструкциях от 120 до 360 суток. Принятие длительности цикла 14 и 28 суток позволяет выявить более 50 % конечных деформаций ползучести или деформаций упругого последействия [315].

Наиболее неблагоприятной является переменная нагрузка с длительностью цикла загрузки 56 суток [666]: деформации арматуры превышают в среднем на 12 % деформации арматуры в образцах с 28-суточным циклом загрузки и на 25 % деформации арматуры образцов, нагруженных длительной постоянной нагрузкой. В качестве «опасной» продолжительности действия кратковременной нагрузки в течение года называется срок, равный двум месяцам [123].

Повторные загрузки образцов не приводят к изменению их несущей способности [136]. Однако, после 10 циклов кратковременного действия нагрузки, равной $(0,5) P_{\text{разр}} - (0) P_{\text{разр}}$ на железобетонные образцы без предварительного напряжения (общая продолжительность испытания 2 сут) ширина трещин увеличивается в среднем на 30 % по сравнению с первым нагружением (для трещин 0,1-0,25 мм).

В экспериментальных исследованиях [48, 49] получено, что после нескольких повторений циклов нагрузки, уровень которых не превышает $0,5 P_{\text{разр}}$, упругие деформации в момент нагрузки и разгрузки увеличиваются, при этом число трещин в растянутой зоне растёт, по сравнению с длительным постоянным нагружением.

В центрально растянутых железобетонных элементах, армированных стержнями периодического профиля, действие переменной нагрузки почти не влияет на ширину раскрытия остаточных трещин, измеряемую на поверхности бетона, по сравнению с раскрытием трещин у поверхности арматуры. Причиной является уменьшение сцепления между арматурным стержнем и бетоном, вследствие «перемалывания» бетона на торцах бетонного блока при повторном приложении нагрузки [433].

Результаты испытания железобетонных П-образных рам с размерами 1500×1280 мм, армированных 4Ø14 А-II, подвергнутых длительным периодическим загрузкам ($T_{ц}=28$ сут) одинаковой интенсивности

$$(\rho_1 = \frac{0,37P_{\text{разр}}}{0,18P_{\text{разр}}}; \rho_2 = \frac{0,37P_{\text{разр}}}{0P_{\text{разр}}}$$

в течение 293 сут, показывают, что возникающие при первом нагружении трещины с шириной $a_T = 0,05 \div 0,08$ мм увеличиваются в конце испытания в 2,5 раза и составляют $a_T = 0,13 \div 0,19$ мм, по сравнению с увеличением a_T в 1,6 раза при постоянной нагрузке. За время испытания переменной нагрузкой жесткость сечения элемента снижается в 2-2,3 раза, по сравнению с начальной [412].

Ширина раскрытия трещин в железобетонных конструкциях в неагрессивной среде при действии длительных ступенчато-повторных нагрузок зависит от параметров приложенной переменной нагрузки. В обычных железобетонных элементах при повторных нагружениях ширина раскрытия трещин $a_T = 0,05 \div 0,15$ мм увеличивается в среднем до 3-х раз в зависимости от параметров переменной нагрузки, по отношению к первоначальной. При постоянном нагружении ширина трещин с аналогичной величиной раскрытия увеличивается в среднем на 40-50 % [47, 303, 315, 412].

Наиболее опасным для увеличения деформаций в железобетонных элементах является приложение повторной нагрузки высокой интенсивности, как за счет накопления в конструкциях остаточных деформаций в растянутой арматуре, так и в бетоне сжатой зоны [315]. На важность экспериментального исследования работы железобетонных конструкций при нагрузках высокого уровня указывается в работах [8, 12, 75, 481].

Результаты испытания изгибаемых железобетонных элементов без предварительного напряжения ступенчато-повторной нагрузкой девятью 28-суточными (14-14) циклами периодического нагружения в течение

$$250 \text{ суток с уровнями нагружения образцов: } \rho_1 = \frac{0,82M_{\text{разр}}}{0,60M_{\text{разр}}}; \rho_3 = \frac{0,82M_{\text{разр}}}{0}$$

показывают зависимость режима нагрузки на изменение деформации бетона сжатой зоны, растянутой арматуры и на прогибы изгибаемых элементов [431, 432]. Величины прогибов балок, испытывающих воздействие переменной нагрузки в конце испытания возрастают по сравнению с

начальными не менее, чем в 1,9 раза, а в балках с постоянной нагрузкой – в 1,6 раза. Отношение остаточных деформаций в сжатом бетоне к неупругим деформациям арматуры ($\varepsilon_{\sigma_c} / \varepsilon_{a_c}$) в периодически разгружаемых образцах увеличивается с 0,5 до 0,8. Это свидетельствует об определяющем влиянии на развитие неупругих величин прогибов деформаций сжатой зоны бетона. Большая величина прогибов наблюдается в балках с большей разгрузкой. Рост деформаций бетона сжатой зоны при полных разгрузках связан только с ростом упругих деформаций в момент нагрузки и разгрузки, а при постоянной нагрузке – с накоплением необратимых деформаций ползучести. Рост величины прогибов в периодически разгружаемых элементах происходит как за счет накопления остаточных прогибов, вызванных необратимыми деформациями ползучести бетона сжатой зоны, особенно на первых циклах загрузки, так и за счет увеличения от цикла к циклу их упругих составляющих, зависящих от уровня разгрузки. Более значительный уровень разгрузки увеличивает упругие прогибы, при сохранившихся больших остаточных прогибах, связанных с необратимыми деформациями ползучести от верхнего уровня загрузки. Полные прогибы

балок с уровнем загрузки $\rho_2 = \frac{0,82M_{\text{разр}}}{0,40M_{\text{разр}}}$ значительно превышают ана-

логичные значения опытных образцов, загруженных постоянной нагрузкой с $\rho = 0,82M_{\text{разр}}$. Несмотря на высокий уровень максимальной нагрузкой кинетика роста прогибов при действии как переменной, так и постоянной нагрузки имеет затухающий характер. Деформации растянутой арматуры в периодически загружаемых образцах на 13-17 % превышают деформации арматуры образцов при постоянном нагружении [431, 432].

Результаты испытания опытных железобетонных балок с размерами 200×25×15 см из бетона М 400 с арматурой 2 Ø12 А-V1 в течение пяти месяцев в неагрессивных условиях при действии временных нагрузок с режимом загрузки максимальной и минимальной нагрузкой (1 сут – 30 сут) показывают, что значение коэффициента относительного увеличения ширины раскрытия трещин C_d функционально зависит от уровня загрузки длительной составляющей переменной нагрузки. Увеличение уровня загрузки минимальной нагрузки приводит к уменьшению коэффициента C_d . Максимально раскрытые трещины более медленно увеличиваются по сравнению с трещинами меньшей величины раскрытия, независимо от режима загрузки [318].

Одновременно, переменные нагрузки влияют не только на увеличение деформативности железобетонных элементов, но и на их долговечность. Действующие нагрузки на силовую конструкцию включает в себя постоянные нагрузки от собственного веса всех элементов, временные длительные нагрузки от

горизонтального и вертикального давления сыпучих материалов, его трения о стены, веса технологического оборудования, кратковременные нагрузки на подсиловое перекрытие, от изменения температуры наружного воздуха, от кратковременной части неравномерного давления сыпучего материала, от нагнетаемого в силос воздуха при активной вентиляции, пневматике присутствующей при выгрузке материала из силоса, а также от ветра и снега. Первые признаки разрушения бетона стен верхней части силосов при циклическом воздействии этих факторов проявляются уже через 10-15 лет эксплуатации [484].

1.3. Анализ известных экспериментально-теоретических исследований коррозии бетона

Долговечность железобетона определяется внутренними факторами коррозионной стойкости бетона, арматуры и их совместной работой. Предложенная классификация процессов коррозии железобетона на рис. 1.6 основана на классификации коррозии бетона в жидких средах, разработанной В.М. Москвиным [672].



Рис. 1.6. Классификация коррозионных процессов в железобетоне

Прочность, деформативность, коррозионная стойкость и защитные свойства цементных бетонов определяется стабильностью минерально-кристаллической структуры цементного камня бетона, в зависимости от равновесной концентрации гидроксида кальция [221].

Концентрация гидроксида кальция в цементных бетонах, определяющая уровень pH, зависит от следующих факторов [312]:

- состава бетона, химсостава цемента, добавок;
- процесса массопереноса гидратированного кальция в поровую жидкость;
- вида коррозии, режима увлажнения и pH среды;
- механизмов взаимодействия агрессивных агентов с компонентами поровой жидкости и структурными компонентами цементного камня и заполнителей;
- процессов массопереноса агрессивных агентов вглубь бетона через буферный слой коррозионных продуктов;
- механизмов депассивации стальной арматуры и кинетики коррозионного процесса.

Химические и физические процессы, протекающие в поровом пространстве бетона на поверхности раздела образующейся газо-жидкой и твёрдой фазы, определяют процессы коррозии бетона, за счёт процессов влагопереноса и диффузии веществ, подводящих к поверхности раздела агрессивной среды и затем отводящих от неё продукты коррозии. К химическим реакциям, приводящим к снижению долговечности бетона, относятся реакции кислот, солей аммония и магния, сульфатов с алюминатами и щелочей с реактивными составляющими.

С учётом воздействия химических реакций различаются следующие виды коррозии бетона [312, 624]:

- 1) коррозия выщелачивания;
- 2) кислотная коррозия, в том числе и углекислая коррозия в виде карбонизации бетона как процесса взаимодействия цементного камня с углекислым газом, приводящая к снижению щелочности жидкой фазы бетона;
- 3) сульфатная коррозия – в результате взаимодействия цементного камня с сульфатами.

Характеристика степени перерождения структуры цементного камня в процессе коррозии бетона, приводится в работе [210]. Для коррозии первого вида – это величина окиси кальция, вынесенного из цементного камня. Коррозия второго вида характеризуется величиной окиси кальция, содержащейся в цементном камне и вступившей в химическое взаимодействие с агрессивной средой. Степень заполнения пор кристаллизирующимися солями является количественной характеристикой коррозии третьего вида.

Отсутствие единой методики исследований значительно затрудняет, а часто делает совершенно невозможным сопоставление и объединение результатов, полученных разными авторами. По мнению большинства исследователей, наиболее рационально учитывать влияние двух видов

коррозии: растворение составляющих цементных соединений и возникновение новообразований с большим объемом, чем исходные продукты [484].

Изменение физико-механических характеристик бетона зависит от вида коррозии. При коррозии I вида растворимость $\text{Ca}(\text{OH})_2$ и последующее его выщелачивание до 10 % снижает прочность цементного камня до 10 %. При коррозии II вида вначале разрушаются трех- и четырехкальциевые гидросиликаты, гидроалюминаты и гидроферриты, определяющие основную массу, плотность и прочность бетона. При критической концентрации хлоридов $\text{Cl}^- = 0,83 \text{ кг/м}^3$, соответствующей $\text{pH}=9$ бетона, снижение прочности происходит на 10 %. При коррозии III вида прочность снижается до 5-7 % при понижении pH до 9 [571].

Кинетика протекания основных химических и физических процессов с учётом проникновения воды, водных растворов, кислых газов, кислорода, агрессивных ионов определяет накопление повреждений в бетоне. Она существенно зависит от скорости транспортных процессов, которая определяется механизмами деградации бетона. При допущении стационарности процесса массоперенос растворимых в жидкой фазе веществ происходит за счёт диффузии. Диффузия диоксида углерода в бетон впервые была сформулирована в 1955 г. А. Фиком и названа 1-м законом Фика. Закон устанавливает связь между глубиной карбонизации бетона и временем от изготовления конструкции [312, 484].

Особенностями карбонизации бетона на клинкерном цементе является послойный характер карбонизации и чёткая граница между зонами с высоким и низким значением pH . Механизмом процесса карбонизация является недостаток углекислого газа в порах. Зависимость скорости карбонизации бетона от диффузии CO_2 вглубь бетона используется для расчёта скорости карбонизации бетона с помощью уравнений диффузионной кинетики [278, 513, 655]. Кинетика нейтрализации тяжелого бетона, определяемая его диффузионной проницаемостью, обуславливается особенностями строения порового пространства бетона [15, 16, 508, 514, 515]. Глубина зоны взаимодействия CO_2 с гидратом окиси кальция пропорциональна корню квадратному из времени [16]:

$$x = \sqrt{\frac{2D^1 c_0}{m_0} \tau}, \quad (1.40)$$

где x – толщина карбонизированного слоя; D^1 – эффективный коэффициент диффузии углекислого газа в бетоне; c_0 – концентрация углекислого газа в воздухе; τ – время; m_0 – реакционная ёмкость бетона по отношению к углекислому газу.

С учётом кинетики химической реакции уравнение карбонизации может иметь вид [513]:

$$x = \sqrt{\frac{2D^1c_0}{m_0}}\tau + \sqrt{\frac{D^1c_1}{k^1c_1^n}}, \quad (1.41)$$

где c_1 – концентрация CO_2 у границы карбонизированного слоя и зоны химической реакции; k^1 – эффективная константа скорости химической реакции; n – порядок реакции.

Первый член выражает толщину карбонизированного слоя, второй – толщину слоя, в котором протекает химическая реакция. С учётом сравнительно незначительной толщины активного химического слоя для технических расчётов достаточно использовать первый член уравнения.

Карбонизация изменяет физико-механические и физико-химические свойства бетона. Объем твердой фазы бетона при взаимодействии извести и углекислоты увеличивается на 11 % при переходе $\text{Ca}(\text{OH})_2$ в CaCO_3 [221, 486]. После карбонизации цементно-песчаного раствора состава 1,3 его общая пористость и водопоглощение по объему уменьшается на 5 %, а прочность на сжатие и на растяжение при изгибе соответственно увеличивается на 50-70 % и на 40-60 % [312].

В то же время прочность бетона после карбонизации может не только возрастать, но и уменьшаться в зависимости от вида цемента. Установлена прямая зависимость упрочнения или разупрочнения образцов от изменения массы образца при карбонизации, как за счёт уплотнения структуры образующимся карбонатом кальция, так и за счёт разупрочнения при удалении кристаллизационной воды в процессе карбонизации трехкальциевого гидросульфатоалюмината [15, 312].

Кинетика протекания коррозионных процессов в бетоне определяется влажностью окружающей агрессивной среды. Относительная влажность среды, соответствующая максимальной скорости карбонизации бетона, находится в пределах 50-80 % [15, 697]. Наиболее интенсивная карбонизация образцов из цементно-песчаного раствора наблюдается при относительной влажности 50 %, но в то же время при относительной влажности 25 % и 100 % карбонизация практически отсутствует [672].

Процесс карбонизации развивается по механизму коррозии II вида в жидкой среде при насыщении бетона водой, образовании углекислоты и наличии возможности отвода продуктов коррозии наружу.

Глубина карбонизации определяется, исходя из прочности бетона, по следующей зависимости [573]:

$$K_c = c_{env} \cdot c_{av} f_{cm}^b, \quad (1.42)$$

где c_{env} – коэффициент влияния окружающей среды; c_{av} – коэффициент содержания воздуха; f_{cm}^b – среднее значение кубиковой прочности бетона при сжатии в МПа; a , b – параметры, зависящие от состава вяжущих.

На скорость карбонизации бетона влияет вид цемента. Глубина карбонизации обратно пропорциональна расходу цемента и водоцементному отношению [312]. В плотном бетоне в карбонат кальция переходит около 60 % кальция из состава цементного камня, в более пористом бетоне – до 80 % кальция. Получаемая при карбонизации большая пористость бетона способствует лучшему доступу углекислого газа к реагирующей поверхности [507].

В то же время, значительная часть имеющейся научной информации о проницаемости бетона получена путем лабораторных испытаний незагруженных образцов в условиях отсутствия силовых микротрещин, что не отражает состояние бетона реальных конструктивных элементов. Результаты испытания проницаемости бетонов при напряжениях сжатия равных 0; 0,4; 0,7 от предельных, показывают, что начиная с уровня относительных напряжений, $\eta = \sigma_b / R_b = 0,3 \div 0,4$ интенсивно растёт проницаемость. Величина напряжений не влияет на максимальную глубину проникновения коррозии, а только на скорость перемещения фронта коррозии [484].

Значение коэффициента диффузии углекислого газа в сжатых до (0,6-0,7) R_b бетонных образцах на порядок ниже по сравнению с ненагруженными образцами. При этом поглощение растворов хлоридов и сульфатов натрия сжатым бетоном уменьшается в 1,2 раза. В растянутых до (0,6-0,7) R_b бетонных образцах величина коэффициента диффузии углекислого газа повышается на один-два порядка, с увеличением поглощения растворов хлоридов и сульфатов натрия – в 2-4 раза [458].

Изучение процессов взаимодействия бетона и сернистого газа посвящены работы И.А. Ляховича [350], Б.Д. Тринкера [586], Л.А. Вандаловской и В.И. Бабушкина [91].

При поглощении сернистого газа сначала происходит уплотнение наружного слоя бетона продуктами новообразований, в основном гипсом. При этом прочность, динамический модуль упругости бетона сначала увеличивается, а затем, по мере накопления гипса – снижается, особенно при изгибе, что приводит к образованию трещин с последующим развитием коррозии арматуры и разрушением защитного слоя бетона [325].

Наличием «фронта» продвижения сульфатизации от поверхности вглубь бетона характеризуется взаимодействие сернистого ангидрида с плотным бетоном. Скорость сульфатизации зависит от концентрации SO_2 , влажности воздуха и плотности бетона [312]. Образование продуктов коррозии в виде гипса приводит к увеличению объема твердой фазы в 2,2 раза. Поэтому наблюдается первоначальное уплотнение структуры с нарастанием прочности бетона. При этом процесс нейтрализации защитного слоя значительно замедляется. В бетоне возникают большие внутренние напряжения, вызывающие постепенное разрушение структуры защитного слоя (коррозия бетона III вида по классификации В.М. Москвина) [393].

Значительное усиление процесса коррозии цементного камня происходит при конденсации влаги на поверхности бетона, за счёт образования сернистой и серной кислоты, при растворении сернистого газа. При взаимодействии кислот с гидроксидом кальция и алюминатами кальция, образуются гипс и гидросульфоалюминаты кальция, что приводит к растрескиванию цементного камня и ускорению проникания агрессивной среды вглубь бетона. С продвижением реакционной зоны вглубь бетона в наружном слое гидросульфоалюминаты разрушаются с образованием гипса и гидроксида алюминия.

Процессы сульфатной коррозии железобетонных конструкций при воздействии жидких сред, содержащих сульфат – ионы, рассмотрены в работах А.Н. Панферовой [450], Н.В. Савицкого [524], Л.А. Тытюк [593], Н.К Розенталь и Г.В. Чехний [511, 624, 517].

Оценка степени агрессивного воздействия воды на бетон подземных вод и воды в открытых водоёмах в зависимости от содержания ионов сульфатов для цементов трёх групп приведена в табл. 1.5 [517, 567].

Т а б л и ц а 1 . 5

Степень агрессивного воздействия воды, содержащей сульфаты, для бетонов марок по водонепроницаемости W10... W20

Цемент	Показатель агрессивности воды с содержанием ионов SO_4^{2-} , мг/дм ³ , в грунтах при K_f свыше 0,1 м/сут и в открытых водоемах для бетона марок по водонепроницаемости.		Степень агрессивного воздействия воды на бетон.
	W10...W14	W16...W20	
Портландцемент по ГОСТ 10178, ГОСТ 31108	850-1250	1250-2500	Слабоагрессивная
	1250-2500	2500-5000	Среднеагрессивная
	Свыше 2500	Свыше 5000	Сильноагрессивная
Портландцемент по ГОСТ 10178, ГОСТ 31108 с содержанием в клинкере C_3S – не более 65 %, C_3A – не более 7 %, C_3A+C_4AF – не более 22 % и шлакопортландцемент	5100-8000	8000-9000	Слабоагрессивная
	8000-9000	9000-10000	Среднеагрессивная
	Свыше 9000	Свыше 10000	Сильноагрессивная
Сульфатостойкие цементы по ГОСТ 22266	10200-12000	12000-15000	Слабоагрессивная
	12000-15000	15000-20000	Среднеагрессивная
	Свыше 15000	Свыше 20000	Сильноагрессивная

П р и м е ч а н и е : ГОСТ 10178-85* [178], ГОСТ 31108-2003 [179], ГОСТ 22266-94 [180].

Данные табл. 1.5 показывают, что для бетонов с маркерами по водонепроницаемости W16...W20 с концентрацией сульфатов до 12000 мг/л защита от коррозии обеспечивается с помощью использования сульфато-

стойких цементов. В слабоагрессивной среде с применением сульфатостойкого цемента глубина коррозии бетона составляет не более 10 мм за 50 лет эксплуатации конструктивного элемента [517].

Механизм коррозии бетона в среде газов третьей группы подобен процессам коррозии второго и третьего вида по В.М. Москвину. Эти газы образуют в жидкой фазе бетона кислоты, которые реагируют с основными соединениями цементного камня. Они нейтрализуют щелочную среду бетона и вызывают разрушение основных минералов цементного камня вплоть до полного разрушения бетона. Получаемые в результате реакции с гидроксидом кальция гигроскопические, хорошо растворимые соли поглощают влагу из воздуха. Повышение влажности бетона способствует ускоренной диффузии солей вглубь бетона и развитию коррозии бетона и стальной арматуры.

Повреждение бетона в хлоридных средах вызывается образованием гидрохлоралюминатов и оксихлоридов кальция, кристаллогидратов солей хлоридов, ускоренным растворением цементного камня, снижением пассивирующего действия бетона по отношению к стальной арматуре [507]. Действие хлора и хлористого водорода на гидроксид кальция и цементный камень вызывает образование продуктов коррозии в виде хлоридкальция $\text{CaCl}_2 \cdot (2-6)\text{H}_2\text{O}$, гидрооксихлоридов $\text{Ca}(\text{OH})_2 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$, $3\text{Ca}(\text{OH})_2 \cdot 2\text{CaCl}_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$, $3\text{Ca}(\text{OH})_2 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ и гидрохлоралюминатов кальция $3\text{CaAl}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$, а также нестойкого гипохлорита кальция $\text{Ca}(\text{OCl})_2$ [116, 408, 503, 507].

Совместное действие углекислого газа и хлора на бетон приводит к образованию гидроксихлорида, гидрохлоралюмината кальция и хлористого кальция [312]. Воздействие на бетон CO_2 с HCl и Cl_2 , с одной стороны, уплотняет бетона, замедляя диффузию хлористых солей, а с другой стороны – исключает связывание хлоридов в основные соли, из-за отсутствия в карбонизированном слое гидрата окиси кальция, таким образом, ускоряя проникание хлоридов в бетон [15]. В карбонизированном слое бетона при отсутствии $\text{Ca}(\text{OH})_2$ не могут образовываться гипохлориты кальция, и поэтому возможно проникание хлоридов на большую глубину, чем в некарбонизированном бетоне. Анализы проб бетона, отобранных отдельными слоями толщиной по 20 мм на глубину до 100 мм из железобетонных конструкций, эксплуатировавшихся в течение 17 лет в среде хлорного цеха, показывают, что содержание связанного CO_2 составляет в среднем 3,2 %, а хлоридов 0,1 % массы пробы. Это свидетельствует о том, что нейтрализация бетона происходит в основном за счет воздействия CO_2 [15]

Экспериментальными исследованиями [760, 744] установлено связывание хлоридов, присутствующих в жидкой фазе бетона, с гидроалюминатом кальция и получением малорастворимой соли Фриделя $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$ (гидрохлоралюминат кальция) с растворимостью около 150 мг/л. Поэтому,

увеличение концентрации ионов хлора в поровой жидкости не будет происходить, пока в защитном слое бетона весь гидроалюминат кальция не свяжется в соединения типа соли Фриделя. Хлорид-ионы связываются трехкальциевым алюминатом и гидросиликатом кальция портландцементного клинкера [780, 781].

В цементной пасте может связываться более 50 % хлоридов, что позволяет существенно задерживать проникание хлоридов [772].

При введении в цементное тесто KCl , $NaCl$, $CaCl_2$ наибольшее количество связанных хлоридов наблюдается при введении $CaCl_2$ и наименьшее при введении $NaCl$ (табл. 1.6) [722].

Т а б л и ц а 1 . 6

Количество растворимых и связанных хлоридов в цементном камне

Вид добавки	Дозировка добавки, %, в расчёте на ионы Cl^-	Количество Cl^- в жидкой фазе цементного камня, моль/л	Количество связанного Cl^- , % от массы цемента
KCl	0,5	0	-
	1,0	0,4	0,62
	2,0	1,2	0,79
$NaCl$	0,5	0,1	0,40
	1,0	0,4	0,57
	2,0	1,1	0,69
$CaCl_2$	0,5	0	-
	1,0	0,2	0,77
	2,0	0,7	1,18

Степень агрессивного воздействия растворов хлористых солей по отношению к бетону как в условиях полного погружения, так и при капиллярном подсосе определяется их реакционной способностью при контакте с $Ca(OH)_2$. Наиболее агрессивными являются растворы $MgCl_2$, реагирующего с $Ca(OH)_2$ с образованием практически нерастворимого соединения – $Mg(OH)_2$. В этом случае реакция идет до полного израсходования одного из компонентов. Воздействие растворов $CaCl_2$ на цементный камень приводит к образованию двойных солей типа $CaO \cdot CaCl_2 \cdot ag$ и хлоралюминатов кальция. Однако ход этих реакций определяется диффузионным контролем, то есть зависит от скорости подвода реагентов к месту реакции. Из-за замедления химических процессов коррозионное воздействие обнаруживается только после длительного контакта агрессивного раствора и бетона. Более медленные темпы снижения прочности бетона наблюдаются в растворах $NaCl$ [312].

Поверхностная концентрация хлоридов значительно изменяется в условиях воздействия морской среды и солей антиобледенителей. Для неповрежденных мостовых опор полученные значения $C_{\text{п}}$ изменяются от 0,02 до 0,17 % к массе бетона со средним значением примерно 0,09 %. С увеличением поверхностной концентрации хлорид-ионов скорость проникания агрессивной газовой среды в бетон увеличивается [725]. Скорости проникания агрессивной газовой среды HCl, в зависимости от поверхностной концентрации, по данным [484], приведены в табл.1.7.

Т а б л и ц а 1 . 7

Скорости проникания газовой среды с HCl

Концентрация HCl		Скорость разрушения в мм/ год при В / Ц			
Относительная	Абсолютная, г/л	0,4	0,5	0,6	0,7
0,1	3	1,72	1,84	1,94	2,04
0,01	0,3	0,54	0,58	0,60	0,64
0,001	0,03	0,172	0,184	0,94	0,204
0,0001	0,003	0,054	0,058	0,060	0,062

Коэффициент диффузии хлорид-ионов как функция времени, полученная с помощью экспериментальных данных при восьмилетнем сроке исследования бетонов в условиях морского климата в Шотландии, представляется в виде [681]:

$$D(t) = k_t t^m. \quad (1.43)$$

Накопление хлоридов в бетоне после 8 лет испытаний в агрессивной газовой среде, содержащей хлор и хлористый водород, происходит пропорционально корню квадратному из времени [643]. Хлоридная концентрация поверхностных слоев бетона уменьшается с глубиной проникания и следует закону квадратного корня во времени [312]. Кинетика проникания хлоридов, определяемая величиной коэффициента диффузии хлоридов в бетон, зависит от водоцементного отношения, температуры, количество добавок, напряженного состояния, концентрации агрессивной среды и уровня поврежденности [436, 437, 438, 746, 772]. Воздействие данных факторов на коэффициент диффузии учитывается с помощью функций влияния [436]. В случае рассмотрения зависимости коэффициента диффузии от водоцементного отношения (W), температуры (T) и напряженного состояния бетона (σ) выражение для его определения имеет вид:

$$D = D_0 f_W(W) f_T(T) f_{\text{ндс}}(\sigma), \quad (1.44)$$

где D_0 – коэффициент диффузии при базовых значениях водоцементного отношения и температуры в ненапряженном бетоне.

Проникание хлоридов изменяет структуру пор и влияет как на эффективный коэффициент диффузии, так и на механические свойства материала. Взаимодействие хлора с гидроксидом и карбонатом кальция приводит за счет диффузии и капиллярного всасывания к перемещению в глубь бетона хорошо растворимых хлористого кальция, гипохлорита и их производных, трехкальциевого гидрохлоралюмината и гидрохлорферрита. В результате перехода значительной части твердой фазы цементного камня поверхностного слоя бетона в соляной раствор поверхностный слой становится более пористым [312].

Взаимодействие бетона с хлором сопровождается нейтрализацией бетона и снижением pH. Присутствие во внутриводной жидкости хлористого натрия уменьшает вероятность образования нерастворимых пленок из CaCO_3 , что приводит к ускорению карбонизации [242].

Образование кристаллогидратов вызывает временное увеличение прочности наружного слоя бетона с последующим его разрушением. При периодическом увлажнении бетона раствором NaCl и высушивании (до 400 циклов) при температурах, превышающих образование кристаллогидрата $\text{NaCl} \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ($-0,3^\circ\text{C}$), обнаружено снижение прочности бетона [242].

Хлоридные соли кристаллизуются преимущественно в макрокапиллярах [50, 51]. При этом деструкция наступает уже при заполнении солью 8,7-11 % общего объема пор. Кристаллообразование исключается, если радиус поры или капилляра меньше зародыша кристалла. Для KCl эта величина составляет 30 нм. Следовательно, уменьшение капиллярной пористости бетона за счет увеличения количества пор геля повышает коррозионную стойкость бетона в средах, содержащих хлориды. Такое изменение пористости возможно при введении в состав бетона микрокремнезема.

Изменение технических характеристик бетона и глубины его нейтрализации при длительном воздействии 1 %-го раствора соляной кислоты HCl с показателем pH = 0,56 и концентрацией ионов хлора 10,09 г/л при расходе цемента на 1 м³ бетона – 365 кг и В/Ц = 0,4 приведено в табл. 1.8 [471].

Т а б л и ц а 1 . 8

Изменение свойств бетона в 1 %-м растворе HCl

Среда	Время, сутки	R , МПа/ %	R_b , МПа/ %	E_b , МПа/ %	$L_{\text{хл}}$, см
Воздух	28	40,2/100 %	33,4/100 %	35500/100 %	0,00
1 %-й раствор HCl	180	42,4/105,5	35,7/106,9	34100/96,0	0,90
	360	37,3/92,8	32,4/97,0	31900/89,8	1,40
	540	34,2/85,1	30,7/91,9	30600/86,1	1,85
	720	33,6/83,6	29,5/88,3	28200/79,4	2,30

Данные табл. 1.8 показывают, что средние опытные значения кубиковой, призмной прочности и начального модуля упругости к концу

испытания соответственно уменьшаются на 16,4 %, 11,7 % и 20,6 % с увеличением глубины нейтрализации бетона до 23мм.

Присутствие ионов Na^+ и Cl^- повышает растворимость высокоосновных гидроалюминатов кальция [401]. За 9 месяцев испытаний [738] в растворе NaCl с концентрацией 137 г/л при давлении 1 МПа прочность бетона при сжатии и растяжении при изгибе понижается соответственно на 30-40 и 40-60 %. Динамический модуль упругости уменьшается на 10-30 %. Образцы, испытанные в растворе NaCl при атмосферном давлении в течение 15 месяцев, имеют проницаемость в 2,5-4,5 раз выше, чем образцы, хранившиеся в воде. После 3 месяцев выдерживания в солевом растворе при атмосферном давлении величина рН цементного камня понижается с 12,2 до 11,4, а после 15 месяцев – до 11,2. В образцах обнаружено повышенное содержание гидрохлоралюмината кальция.

Результаты испытаний в течение двух лет призм из мелкозернистого бетона 4×4×16см и кубов с ребром 7 см при полном погружении в 20 %-ных растворах хлористых солей показывают снижение средней прочности за этот период в растворах NaCl, CaCl₂ и MgCl₂ соответственно на 9, 14 и 41 % [243].

Данные эксперимента на полых цилиндрах из цементного бетона четырёх составов с В/Ц-0,4; 0,5; 0,6 и 0,7 при непродолжительном воздействии 4,7 %-го раствора NaCl, воды представлены в (табл. 1.9) [365].

Т а б л и ц а 1 . 9

Прочностные и деформативные характеристики бетонов

Состав бетона	Среда	$R_{\text{цпл}}$, МПа/ %	$R_{\text{Т.Н}}$, МПа/ %	$R_{\text{Т.В}}$, МПа/ %	$E \cdot 10^{-4}$, МПа/ %	$\epsilon_{\text{пр}} \cdot 10^5$, мм/ %
I	Воздух	47,7/100	30,2/100	45,2/100	3,81/100	190/100
	Вода	44,8/93,9	26/86,1	41/90,7	3,9/102,4	169/88,9
	NaCl	43,7/91,6	24/79,5	39,5/87,4	3,8/101,6	166/87,4
II	Воздух	36,5/100	22 2/100	34,6/100	3,38/100	177/100
	Вода	33,1/90,7	17,6/79,3	30,1/87,0	3,58/105,9	156/88,1
	NaCl	32,4/88,8	16,8/75,7	28,5/82,4	3,52/104,1	157/88,7
III	Воздух	26,8/100	15,1/100	24/100	2,96/100	169/100
	Вода	21,6/80,6	10/66,2	18,3/76,3	3,26/110,1	144/85,2
	NaCl	21,2/79,1	9,7/64,2	17,9/74,6	3,18/107,4	148/87,6
IV	Воздух	17,5/100	8,5/100	15/100	2,54/100	117/100
	Вода	13,5/77,1	5,25/61,8	11,1/74,0	2,85/112,2	103/88,0
	NaCl	13,7/78,3	5,6/65,9	11,2/74,7	2,64/103,9	114/97,4

Максимальное снижение прочности бетона на сжатие без трещин ($R_{\text{цпл}}$) при нижней ($R_{\text{Т.Н}}$) и верхней границе трещинообразования ($R_{\text{Т.В}}$), а также значений предельных деформаций $\epsilon_{\text{пр}}$ наблюдается для бетона IV состава с В/Ц = 0,7, соответственно составляющее 21,7 %; 34,1 %;

25,3 % и 2,6 %. Отмечено незначительное увеличение модуля упругости бетона всех составов.

Оценка степени воздействия агрессивной среды на бетон осуществляется следующими физико-техническими методами [342]:

- по внешнему виду с использованием балльной системы визуально оцениваемых разрушений бетона. За критерий стойкости принимается продолжительность периода до появления визуально оцениваемых признаков разрушений бетона. Н.А. Мощанский для оценки степени коррозионного разрушения образцов использовал пятибалльную систему [409], а О. Граф [277] – шестibalльную;

- по измерениям линейных деформаций бетонных образцов, характеризующих коррозию бетона с установлением зависимости величины деформации коррозионного расширения от размера и формы опытного образца, марки цемента и агрессивности среды [241, 393, 624]. Метод измерения линейных деформаций бетонных образцов характеризует коррозию бетона при увеличении объема образцов. Наиболее эффективно метод измерения деформаций используется при коррозии третьего вида. Величина деформации коррозионного расширения зависит от размера и формы опытного образца, марки цемента, агрессивности среды [469]. Свидетельством о деструктивных процессах, приводящих к разрушению, считается величина расширения образцов через шесть месяцев, превышающая 0,05 %, а через год – 0,1 % [744];

- по изменению массы бетонных образцов за определенный промежуток времени для количественной оценки воздействия сред на цементный камень. Метод определения изменения массы бетонных образцов апробирован в исследованиях В.И. Бабушкина [41], В.Б. Ратинова, В.Д. Миронова [386], З.Н. Самохваловой [531];

- по изменению прочности образцов на сжатие и поперечный изгиб. Метод определения прочности образцов на сжатие и поперечный изгиб в агрессивной среде использован в исследованиях В.В. Кинда [277], А.И. Минаса [385], Н.А. Мощанского [410], Ф.М.Иванова [241] и Ю.М. Бутта [88]. Количественным показателем коррозии бетона является коэффициент стойкости K_C , представляющий собой отношение прочности образцов, находившихся в растворе, к прочности образцов, твердевших тот же срок в воде. Строгой градации к нормированию коэффициента стойкости K_C не существует. Условно принимается максимальное допустимое значение $K_C = 0,75$ [270]. Однако, отсутствует чёткая регламентация в размерах образцов. Применяемые в исследованиях образцы имеют различные размеры (кубики с размером ребра от 1,41 до 10 см, призмы размерами от 1×1×3 до 10×10×40см). В то же время А.И. Минас [385] экспериментально доказал существование границы между коррозированной и оставшейся неповрежденной частями сечения образцов. Толщину потеряв-

шего прочность наружного слоя образца за время нахождения его в агрессивной среде он характеризует как величину глубинного показателя коррозионной стойкости бетона;

- по оценке величины динамического модуля [391]. Изучение структурных изменений бетона в процессе коррозионных испытаний с помощью метода определения величины динамического модуля упругости используется в исследованиях В.М. Москвина [393], А.И. Панферовой [450], П.А. Михальчук и Т.А. Максимовой [391]; А.И. Попеско [471, 470];

- по определению глубины проникновения различных агрессивных агентов в тело бетона с помощью качественного химического анализа. Для исследования коррозионной стойкости цементных бетонов различных классов по прочности под действием кислых газов используется качественная методика определения глубины нейтрализации бетона с помощью 1 %-го спиртового раствора фенолфталеина [110];

- по определению концентрации агрессивных агентов в теле бетона с помощью количественного химического анализа степени химического перерождения структуры цементного камня [210, 241, 672].

Воздействие агрессивной среды на бетон предусматривает учёт:

- изменение модуля деформации бетона $E_{b,ar.c}$ с помощью степенной функцией [470, 471]:

$$E_{b,ar.c} = E_b \cdot a_E \cdot t^{b_E}, \quad (1.45)$$

где E_b – начальный модуль упругости неповрежденного бетона; t – время воздействия; a_E, b_E – эмпирические коэффициенты;

- глубину повреждения бетона при воздействии кислых растворов [321]:

$$\delta = \frac{\sum P_{CaO}}{\text{Ц} \cdot \beta_{CaO}}, \quad (1.46)$$

где $\sum P_{CaO}$ – количество прореагировавшего цементного камня в пересчете на CaO, отнесенного к единице площади реагирующей поверхности образцов; Ц – количество цемента в одном см³ образцов, г; β_{CaO} – содержание CaO в цементе, определяемое по результатам химического анализа цемента, %;

- длительность пропитки минеральным маслом бетона, вида заполнителя и действия длительного нагружения при определении прочности и деформативности бетона [652];

- влияние коррозионных трещин, образующихся от расклинивающего действия продуктов коррозии арматуры, на снижение прочности бетона [705, 720]:

$$R_b^{\text{degr}} = \frac{R_b}{1 + k \cdot \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{bR}}}, \quad (1.47)$$

$$\varepsilon_1 = \frac{n \cdot w_{cr}}{b}, \quad (1.48)$$

$$w_{cr} = 2 \cdot \pi \cdot (\gamma_{rs} - 1) \cdot \delta, \quad (1.49)$$

где k – коэффициент, зависящий от профиля и диаметра арматурного стержня ($k=0.1$ для профилированных стержней среднего диаметра); n – количество арматурных стержней; ε_1 – средняя относительная деформация растянутого трещиноватого бетона в направлении, перпендикулярном образованию трещины; w_{cr} – ширина раскрытия трещины при заданной глубине проникновения коррозии; δ, γ_{rs} – коэффициент увеличений в объеме продуктов коррозии по отношению к первоначальному объему стали ($\gamma_{rs}=1,7$ для FeO, $\gamma_{rs}=6,5$ для Fe(OH)₃·3H₂O).

Анализ результатов исследований коррозии бетона показывает отсутствие общепринятой оценки наступления предельно допустимого коррозионного повреждения бетона. В то же время исследования с помощью моделирования коррозии бетона позволяют определить модифицированные физико-механические характеристики бетона в зависимости от характера, интенсивности и продолжительности воздействия неблагоприятной внешней среды.

1.4. Анализ имеющихся результатов экспериментально-теоретических исследований коррозии арматуры в железобетонных конструкциях без трещин

Коррозия арматурной стали приводит к преждевременной потере эксплуатационных свойств железобетонных элементов в процессе их эксплуатации в слабоагрессивной газовой и жидкой средах [572, 573]. Она является частным случаем электрохимического процесса коррозии металлов [569, 660].

Причиной электрохимической коррозии металлов является их термодинамическая неустойчивость в среде электролита. Величина равновесного

потенциала зависит от температуры и активности реагирующих веществ и рассчитывается по уравнению Нернста [540]:

$$E_p = E_0 + \frac{RT}{nF} \ln \frac{a_{Me^{n+}}}{a_{Me}}, \quad (1.50)$$

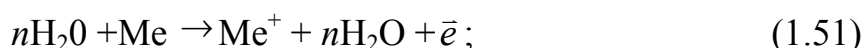
где E_0 – стандартный потенциал металла; R – газовая постоянная; T – абсолютная температура; $a_{Me^{n+}}$ – активность ионов металла грамм-ион/л; a_{Me} – активность металла, которую принимают равной единице; n – число электронов, участвующих в реакции.

Условиями действия электрохимического механизма являются:

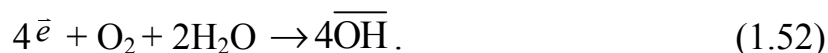
1) наличие разности потенциалов между отдельными участками поверхности металла, характеризующие его электрохимическую неоднородность;

2) наличие электрохимической связи между этими участками;

3) активное состояние поверхности на анодных участках, где металл растворяется по реакции:



4) наличие достаточного количества деполяризатора, в частности кислорода, необходимого для ассимиляции на катодных участках поверхности металла избыточных электронов:



В кислотах-окислителях (HNO_3 , H_3PO_4) и щелочах железо пассивируется при обычной температуре. На последнем свойстве основана способность плотных цементных бетонов защищать от коррозии стальную арматуру [14, 32].

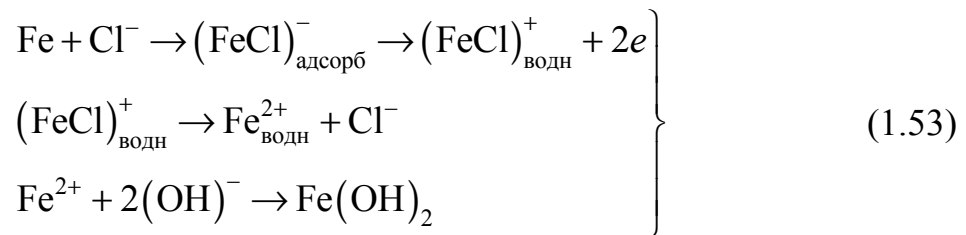
Первое, второе и четвертое условия для протекания коррозионного процесса на арматуре в бетоне выполняются всегда, соответственно из-за неоднородности структуры стали и контактного слоя бетона у её поверхности, капиллярно-пористой структуры бетона с активной и гидрофильной внутренней поверхностью. Возможность отсутствия коррозии стали в бетоне связана с не выполнением третьего условия.

Согласно адсорбционной теории Я.М. Колотыркина [302], анодное растворение металлов в кислой среде раствора связано с образованием комплексных соединений металла (Me) с анионами (A^-) в несколько последовательных стадий, из которых электрохимическая стадия в большинстве случаев является лимитирующей. Скорость коррозии зависит как от природы аниона, так и pH среды.

Ускоряющее действие аниона имеет место до достижения определенной концентрации, зависящей от природы металла и аниона. Ионы

хлора являются очень сильными активаторами. Активация стали в насыщенном растворе $\text{Ca}(\text{OH})_2$ происходит уже при концентрации хлорид-ионов 4-6 мг/л. Эта добавка соответствует для NaCl 0,0001н или 0,01034 % по массе, а для CaCl_2 0,000035н или 0,0035 % по массе [312].

Процессы анодного растворения арматуры в морской воде с образованием комплексных соединений в виде катионов $(\text{FeCl})^+$ [215] представляются в виде:



Соответственно обратимый (равновесный потенциал):

$$E_{\text{обр}} = E_0 + \left(\frac{0,059}{n} \right) \lg \frac{[\text{Fe}^{2+}][\text{Cl}^-]}{[\text{FeCl}^+]}, \quad (1.54)$$

где E_0 – стандартный электрический потенциал металл (в).

Плёночная теория пассивности Н.Д. Томашова и К. Феттера электрохимическую пассивность стали определяет как состояние повышенной коррозионной устойчивости металла в условиях, когда с термодинамической точки зрения она является вполне реакционно-способным [584, 600]. Пассивность наступает благодаря торможению анодного процесса. Наступление пассивности определяется сравнительно быстрым смещением электродного потенциала в область положительных значений металла. Так, железо, имеющее в активном состоянии потенциал около (-0,4)В, в пассивном состоянии приобретает потенциал до (+1)В по отношению к насыщенному водородному электроду (НВЭ). Обе теории хорошо согласуются с полученными результатами экспериментальных исследований [312].

Электрохимическая пассивность корродирующего металла в сильно окислительном электролите, а также при анодной поляризации внешним током наступает при потенциалах положительнее так называемого Фладе – потенциала и характеризуется резким снижением плотности тока растворения (рис. 1.7) [312].

Пленочная теория процесс перехода металла из активного в пассивное состояние объясняет образованием окисного защитного слоя при значении потенциала:

$$E_{\phi} = 0,58 - 0,58 \cdot pH \quad (1.55)$$

по реакции:



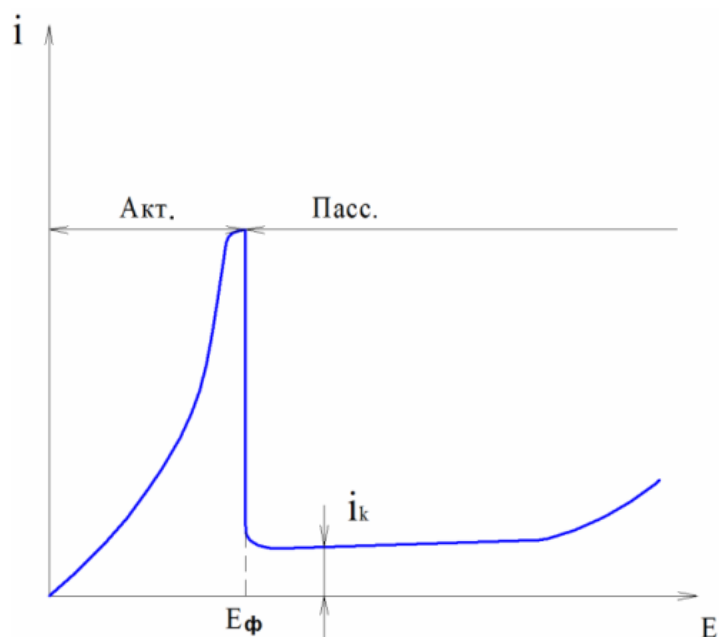


Рис. 1.7. Характерная кривая, соответствующая переходу металла из активного в пассивное состояние (E_{Φ} – Фладе-потенциал)

В щелочных растворах первичный пассивирующий слой образуется, когда потенциал стали примерно равен потенциалу водородного электрода в том же растворе. При $pH=12,5$, что характерно для жидкой фазы цементного камня, $E_{\Phi} = -815$ мВ. При самопроизвольном пассивировании в жидкой фазе цементного камня в присутствии кислорода значения смешанного (стационарного) потенциала железа располагаются между потенциалом анода E_A и потенциалом катода E_K , т.е. положительнее рассчитанного значения Фладе-потенциала. При этом пассивация наступает во всех случаях в результате торможения анодного процесса, благодаря образованию на поверхности металла защитной пленки.

В то же время для возникновения электрохимической пассивности металла необходимо образование пленки продуктов коррозии в результате прямого анодного процесса, т.е. непосредственно на реагирующей поверхности [584]. Образующиеся вследствие вторичных процессов в электролите продукты коррозии, сталь не пассивируют. Пассивирующая пленка на железе состоит из γ Fe_2O_3 или Fe_3O_4 , кристаллическая решетка которых одинакова. По К. Феттеру [596], эта пленка имеет толщину от 20 до 100 Å .

Характер образования на анодном участке поверхности металла нерастворимой защитной плёнки из ионов двухвалентного железа и системы полей устойчивости, включающих металл, окружающую среду и продукты коррозии определяется с помощью упрощённой диаграммы Пурбэ для железа (рис. 1.8) [221, 379, 757]. Она даёт информацию о термодинамическом равновесии между металлом, его ионами в растворе и нерастворёнными продуктами реакции в зависимости от pH электролита и электродного потенциала металла.

Диаграмма Пурбэ содержит три области коррозионной сохранности арматуры:

- 1) пассиваций с образованием защищающего от растворения пассивного слоя;
- 2) иммунитета при низких потенциалах, в которой невозможна коррозия, используемая при катодной защите;
- 3) коррозии, в которой возможна анодное растворение железа.

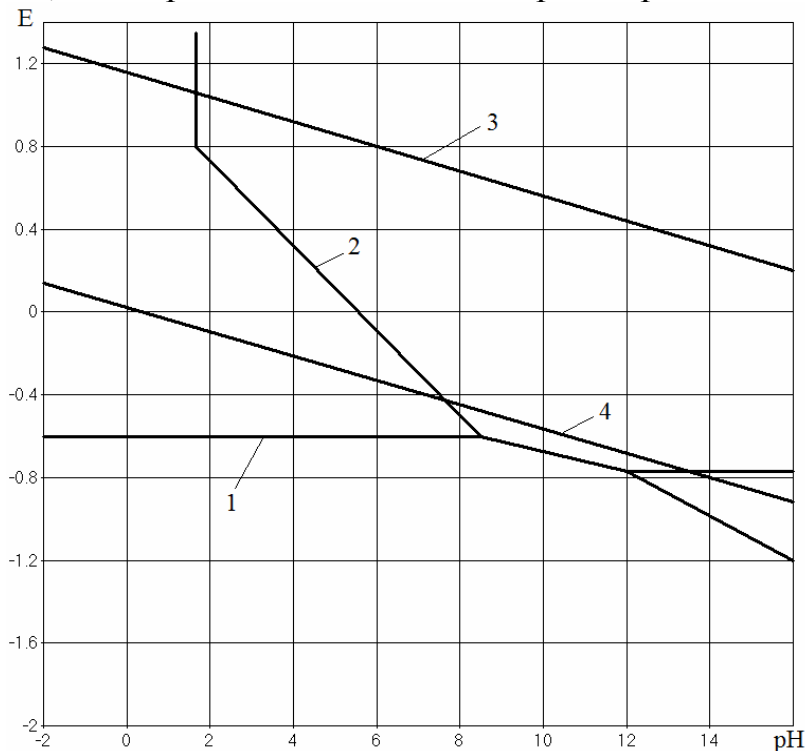
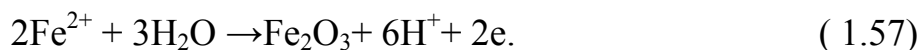


Рис. 1.8. Диаграмма полей устойчивости железа «потенциал – рН» для системы Fe – H₂O при $t = 25^{\circ}\text{C}$ и различных концентрациях ионов железа

Сплошными линиями на диаграмме обозначены границы полей устойчивости:

- линия 1 показывает потенциал для равновесия ($\text{Fe} \rightarrow \text{Fe}^{2+} \rightarrow 2e^-$), который образуется при концентрации Fe^{2+} , равной 10^{-6} г. ион/л. Ниже этой линии находится область термодинамической стабильности железа в среде, содержащей не менее 10^{-6} г. ион/л Fe^{2+} , выше – область коррозии;

- линия 2 определяет равновесие между ионами двухвалентного железа в растворе и твёрдой окисью железа, определяя условия возникновения твёрдых нерастворимых продуктов коррозии:



Выше линии 2 находится область пассивности, где коррозионный процесс не развивается, из-за образования на его поверхности нерастворимых продуктов коррозии;

- линия 3 определяет равновесие воды в зоне окисления ($1/2 \text{O}_2 + \text{H}_2\text{O} + 2e^- \rightarrow \text{OH}^-$);

- линия 4 показывает равновесие воды в зоне восстановления ($H^+ + e \rightarrow 1/2H_2$).

В соответствии с упрощённой диаграммой Пурбэ коррозия стали возможна только при рН ниже 9. Однако, по данным В.И. Бабушкина [40] пороговое значение рН составляет 11,8 единиц, из-за существенного влияния ионного состава электролита на положение границ между областями на диаграмме «потенциал – рН, так как состав и концентрация солей не только формируют и разрушают защитные пленки на поверхности металла, но и изменяют электропроводность раствора [312].

Более детальная трактовка диаграммы Пурбэ пассивности металла, с учётом определяющей степени окисляющего действия среды, характеризуемая аэрируемостью, приведена на (рис.1.9) [221; 379].

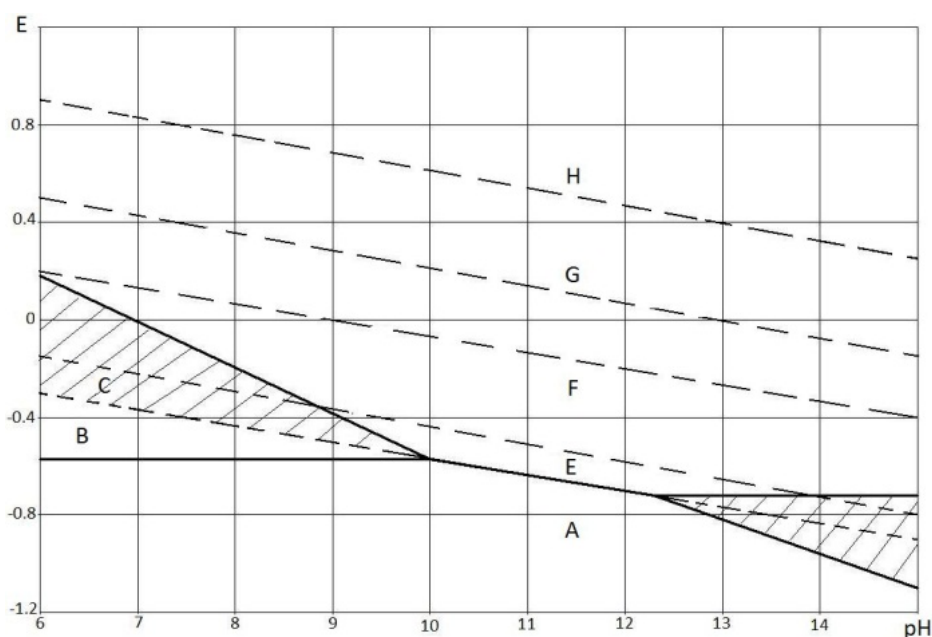


Рис. 1.9. Диаграмма условий пассивности железа с учётом аэрируемости среды

Электрохимические характеристики соответствующих зон на рис. 1.9:

- *A* – железо термодинамически устойчиво, т.е. возможно катодное восстановление водорода;
- *B* – из-за отсутствия кислорода характеризуется быстрым растворением железа без образования ржавчины;
- *C* – наблюдается образование ржавчины при малых парциальных давлениях кислорода;
- *D* – область щелочной коррозии, где образуются ферриты;
- *E* – область слабой активности железа с возможным появлением продуктов коррозии стали;
- *F* – характеризуется неустойчивой пассивностью железа;
- *G* и *H* – железо пассивно.

Арматурная сталь в железобетонных конструкциях по электрохимическому состоянию находится в зоне F . В этих условиях пассивность поверхности арматурной стали определяется условиями образования защитных плёнок за счёт высокой щёлочности бетона.

Экспериментальные результаты электрохимических исследований показывают, что диапазон потенциалов стали в бетоне имеет значения $pH=12-12,5$ и находится в области пассивности на диаграмме Пурбэ [221, 312]. Однако, вопрос о составе, условиях образования и равновесия защитных пленок на стали, обеспечивающих ее пассивность в бетоне, изучен недостаточно [312].

Коррозия железа в нейтральных и щелочных растворах происходит с участием растворенного кислорода (коррозия с кислородной деполяризацией). Первичный продукт коррозии – оксид железа на воздухе неустойчив и окисляется до гидроокиси $Fe_2O_3 \cdot H_2O$.

Хлористые, серноокислые и азотнокислые соли щелочных металлов образуют с железом хорошо растворимые продукты. Аммонийные соли имеют повышенную коррозионную активность в связи со способностью NH_4 образовывать с Fe^{2+} комплексные ионы.

На катодных участках углекислые и фосфорнокислые соли образуют нерастворимые пленки солей железа, а соли окисляющих кислот (хроматы и нитраты) – защитные пленки окисного характера, что связано со способностью их анионов легко восстанавливаться. Ионы SO_4^{2-} или ClO_4^{1-} на железе восстанавливаются с трудом и не пассивируют его. Образующиеся защитные пленки устойчивы при повышенных значениях pH . Наиболее активно разрушают защитные пленки хлорид-ионы. Кислые соли, понижающие pH раствора ускоряют коррозию металла, а основные – замедляют.

Впервые процессы коррозии арматуры классифицированы В.Б. Ратиновым. Им предложено три условия развития коррозии арматуры находившейся [466]:

- под сплошным неповрежденным слоем бетона достаточной толщины (не менее 15-18 мм);
- в полностью нейтрализованном бетоне с оголенной стальной арматурой длиной не менее, чем в несколько миллиметров;
- в поперечных трещинах защитного слоя бетона с шириной раскрытия 0,1 – 0,5 мм.

Предлагаемая классификация позволяет разделить электрохимический механизм коррозионных процессов для каждой из групп. Практически одновременно с В.Б. Ратиновым свою классификацию предложили С.Н. Алексеев и Н.К. Розенталь [15, 16]. В основе этой классификации принято не условия развития коррозии арматуры, а свойства солей, образующихся в результате взаимодействия газа и гидроксида кальция.

Развитие теории коррозии и защиты арматуры в железобетонных конструкциях при действии как жидких, так и газообразных агрессивных сред представлено в работах В.М. Москвина [312, 403], С.Н. Алексеева [14, 15, 17], В.С. Артамонова [32], В.И. Бабушкина [41], Г.П. Вербецкого [101], Ф.М. Иванова [244], В.И. Новгородского [429], В.Б. Ратинова [486], А.Ф. Полака [466], Н.К. Розенталя [508, 514], В.В. Яковлева [673], К. Туутти [776], А.В. Биби [684], П. Шиссля [765], В. Штельцеля [768].

Исследованиями установлено, что коррозия арматуры в плотном бетоне протекает по одинаковому механизму как при воздействии внешней агрессивной жидкой среды, так и газообразной с разницей только в скорости подвода среды – агрессора к арматуре и его концентрации [13, 14, 15, 221].

Термодинамические расчеты свидетельствуют о достаточном количестве кислорода в воздушно-влажном бетоне для протекания коррозии арматуры [40, 41]. Скорость коррозии стали в бетоне зависит от степени агрессивности среды, оцениваемой величиной рН и содержанием кислорода (рис. 1.10) [572].

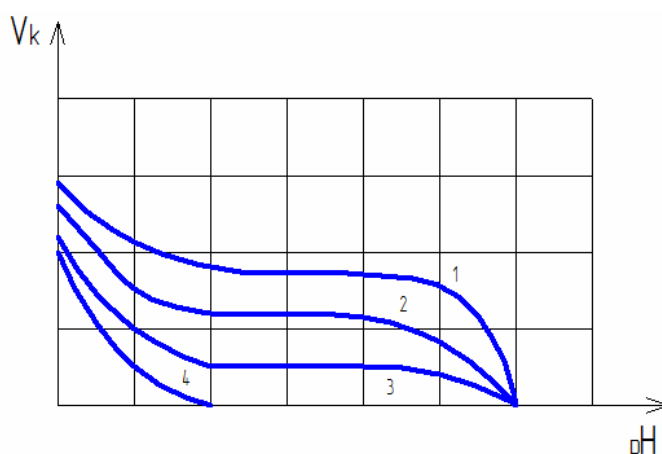


Рис. 1.10. Зависимость скорости коррозии V_K стали от рН растворов при содержании кислорода:
1 – высоком; 2 – среднем; 3 – низком; 4 – при отсутствии кислорода

Граница пассивирующего действия $\text{Ca}(\text{OH})_2$ в цементном бетоне находится в районе рН=12 при свободном и рН=11,5 при ограниченном доступе воздуха [19, 221, 312].

При депассивации арматуры на её поверхности возникают электрохимические реакции, приводящие к образованию продуктов коррозии металла, которые поступают в окружающее поровое пространство. Электрохимический процесс коррозии арматуры в бетоне определяется массопереносом реагирующего вещества в растворе электролита. Он происходит по трем механизмам [215]: молекулярной диффузии, конвективной диффузии и миграции.

Молекулярная диффузия учитывается во всех случаях массопереноса, так как электрохимические процессы всегда сопровождаются изменением

концентраций веществ. Миграционный перенос связан с переносом электрически заряженных частиц в электролите при наличии градиентов электрического потенциала ($\text{grad } E$). При наличии направленного влагопереноса наблюдается конвективная диффузия.

Соответственно, суммарная плотность потока равна [215]:

$$\sum j = j_d + j_M + j_k, \quad (1.58)$$

где j_d, j_M, j_k – плотности потока молекулярной диффузии, миграции и концентрации диффузии, соответственно.

В общем случае при исследовании электрохимической коррозии арматуры в бетоне уравнение (1.58) дополняется уравнениями массопереноса для бетона.

В плотном тяжёлом бетоне с низким коэффициентом диффузии новообразования скапливаются в районе залегания арматуры, так как скорость коррозии арматуры выше, чем скорость диффузии продуктов коррозии металла. Объем продуктов коррозии стали зависит от количества кислорода и по расчетам Л.В. Ойт [444] составляет в 2,9 раза больше, а по другим оценкам – от 2,5 до 6 раз больше [571], чем объем исходного металла. В железобетонных конструкциях с ненапрягаемой арматурой классов А-1, А-II, А-III коррозия стали приводит к образованию продольных трещин в защитном слое бетона в результате давления продуктов коррозии металла.

В нормальном плотном бетоне без добавок – стимуляторов коррозии стали, как правило, активного растворения металла на анодных участках не происходит, благодаря высокой щелочностью поровой влаги. При этом кинетический переход железа в ионную форму резко заторможен. Высокая щелочность поровой влаги поддерживается запасом клинкерного фонда в цементном камне и длительной его гидратацией.

Обычным электрохимическим состоянием стали в щелочной среде бетона является пассивность. Однако определённые условия нарушают пассивное состояние арматуры, вызывая её коррозию [221, 312, 402]:

- введение в бетон коррозионных добавок, главным образом, хлоридов или их диффузия в бетон из внешней среды;
- уменьшение щёлочности влаги в бетоне ниже критической путём нейтрализации кислыми газами $\text{Ca}(\text{OH})_2$;
- уменьшение щёлочности влаги в бетоне ниже критической, из-за образования трещин в бетоне и коррозионного разрушения защитного слоя бетона;
 - возникновение силовых трещин в бетоне;
 - наличие блуждающего электрического тока.

Одной из причин нарушения пассивации стали в бетоне является нейтрализация его углекислым газом. Кинетика нейтрализации тяжелого бетона определяется его диффузионной проницаемостью, обусловленной

особенностями строения порового пространства [14–16, 508, 514, 515, 573]. Скорость карбонизации бетона характеризуется эффективным коэффициентом диффузии углекислого газа – D см²/с, значение которого определяется экспериментальным путем [627].

В СП 28.13330.2012 [567] впервые нормирована диффузионная проницаемость бетона для углекислого газа и хлоридов с учётом использования методов определения диффузионной проницаемости бетона для углекислого газа и хлоридов, приведённых в ГОСТ Р 52804-2007 [187].

В табл. 1.10 содержатся данные диффузионной проницаемости бетона для углекислого газа по толщине защитного слоя бетона, исключаящие опасность его карбонизации и коррозию стальной арматуры [517, 567].

Т а б л и ц а 1 . 1 0

Требования к защитному слою бетона железобетонных конструкций, эксплуатирующихся при воздействии углекислого газа

Концентрация углекислого газа в воздухе, мг/м ³	Толщина защитного слоя, мм	Максимально допустимая величина коэффициента диффузии $D \cdot 10^4$, см ² /с, углекислого газа в бетоне железобетонных конструкций со сроком эксплуатации, лет		
		20	50	100
До 600	10	1,14	0,45	0,23
	15	2,57	1,03	0,51
	20	4,57	1,83	0,91
От 600 до 6000	10	0,26	0,1	0,05
	15	0,46	0,18	0,09
	20	0,71	0,28	0,14

В результате длительных экспериментальных исследований в атмосферных условиях города Москвы установлено, что глубина нейтрализации бетона на пористых заполнителях, как и для тяжелого бетона, пропорциональна квадратному корню из времени [573].

В суспензии CaCO₃ коррозионные токи при потенциале (+300 мВ) (по НВЭ) на поверхности стали примерно в 1000 раз больше, чем в суспензии Ca(OH)₂ [221]. Потенциал стали смещается в отрицательную сторону как при пониженном значении pH, так и в присутствии активирующих ионов, например хлорид-ионов, которые вытесняют кислород из адсорбционных или фазовых слоёв, тормозящих растворение железа.

Долговечность железобетонных конструкций, из-за условия коррозионной сохранности арматуры обеспечивается при не превышении концентрации хлоридов на поверхности арматуры выше критического уровня [221]. Критическое значение концентрации ионов наиболее часто относится к критерию, полученному Хаусманном [484]:

$$\left| \text{Cl}^- \right| / \left| \text{OH}^- \right| - \text{молекулярное отношение} = 0.6.$$

Расчётная критическая концентрация хлорид-ионов принимается в России и Великобритании для железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в условиях воздействия морской среды равной 0,4 % по массе бетона [220, 221]. Впервые в нормах [567] приведено максимально допустимое содержание хлоридов в бетоне (табл.1.11).

Т а б л и ц а 1 . 1 1

Максимально допустимое содержание хлоридов в бетоне конструкций

Вид армирования	Марка по содержанию хлоридов	Максимально допустимое содержание хлоридов, % массы цемента
Неармированные конструкции	Cl 1,0	1,0
Ненапрягаемая арматура	Cl 0,4	0,4
Предварительно напряженная арматура	Cl 0,1	0,1

Критическая концентрация хлорид-ионов, вызывающих депассивацию стали в щелочной среде, зависит от величины рН электролита и содержания кислорода табл. 1.12 [221]:

Т а б л и ц а 1 . 1 2

Раствор	рН	Критическая концентрация хлорид-ионов, мг/л	
		с кислородом	без кислорода
NaOH	13,2	8900	—
Ca(OH) ₂	12,5	710	—
Ca(OH) ₂	11,6	72	890

Расчитанные периоды до накопления критического количества хлорид-ионов в зависимости от физико-химических характеристик газовой агрессивной среды и структурного параметра бетона приведены в табл. 1.13 [507]. В ней содержатся 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 %.

Т а б л и ц а 1 . 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, см ² /с	Время до накопления критического количества хлорид-ионов, лет
50	Cl ₂ -10 мг/м ³	(0,36-1,51)×10 ⁻⁸	14-59
65-85	Cl ₂ -3-6 мг/м ³	(0,46-3,7)×10 ⁻⁸	5-47
60-80	HC1-6мг/м ³	(1,63-7,42)×10 ⁻⁸	3-13

Результаты, приведенные в табл. 1.13, показывают увеличение диффузионной проницаемости бетона для хлоридов до 4 раз при росте влажности среды от 50 до 80 %.

В табл. 1.14 приводится максимально допустимая концентрация хлоридов в жидкой среде для бетонов с различными коэффициентами диффузии, исключая применение изолирующих поверхностей [517, 567].

Т а б л и ц а 1 . 1 4

Требования к толщине и проницаемости защитного слоя бетона железобетонных конструкций в зависимости от концентрации хлоридов в открытом водоеме и подземных водах (зона переменного уровня воды и капиллярного подсоса)

Среда	Толщина защитного слоя бетона, мм	Максимально допустимая концентрация хлоридов в жидкой среде, мг/дм ³ , для бетона с коэффициентом диффузии, см ² /с	
		Свыше $1 \cdot 10^{-8}$ до $5 \cdot 10^{-8}$ (W8)	Свыше $5 \cdot 10^{-9}$ до $1 \cdot 10^{-8}$ (W10-W14)
Открытый водоем и вода в грунте с коэффициентом фильтрации 0,1 м/сут и более	20	1300	4100
	25	1700	7000
	30	1850	8300
	50	2700	17 000
Подземные воды в грунте с коэффициентом фильтрации менее 0,1 м/сут	20	3000	5000
	25	3400	8200
	30	3700	9500
	50	4700	18 000

Данные табл.1.14 показывают, что в морской воде, содержащей до 18 г/л хлоридов, стальная арматура в железобетонных элементах может быть успешно защищена от коррозии при толщине защитного слоя бетона $\delta_{зсб}=5$ см с диффузионной проницаемостью $5 \cdot 10^{-9}$ см²/с.

Причиной недопущения образования критической концентрации хлорид-ионов на начальном этапе эксплуатации железобетонных конструкций является обладание цементом определённых связующих химических свойств по отношению к хлорид-ионам в поровой влаге бетона. Бетоны на смешанных со шлаком и золой цементах более активно связывают хлорид-ионы и обладают меньшей их пропускной способностью, чем на чисто клинкерных цементах [727]. На связывание хлорид-ионов влияет вид соли, содержание щёлочи и сульфат-ионов в цементе. Хлорид-ионы из раствора NaCl связываются в меньшей степени, чем из CaCl₂. С повышением концентрации OH⁻ и SO₄²⁻ заметно снижается относительное связывание хлорид-иона [221, 686].

Реакционная ёмкость цементного камня по отношению к хлорид-иону наряду с гидроалюминатами определяется гидросиликатами, которые свя-

зывают хлорид-ионами в основном адсорбционно. На адсорбционный характер связи указывает рост концентрации его в жидкой фазе при увеличении общего содержания хлорид-ионов в смеси (рис. 1.11) [221].

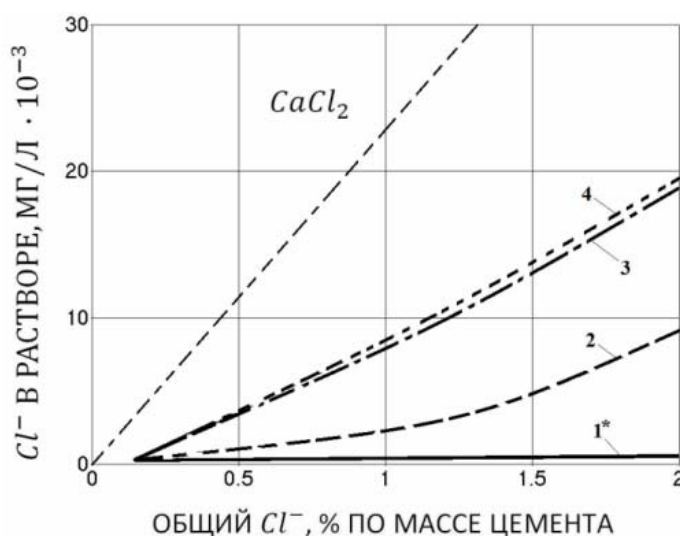


Рис. 1.11. Концентрация хлорид-ионов в поровой жидкости в зависимости от общего содержания его в бетоне:

- 1* – трёхкальциевый алюминат (C_3S – целит) в смеси с $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ и $Ca(OH)_2$; 2 – шлакопортландцемент; 3 – пуццолановый портландцемент; 4 – трёхкальциевый силикат (C_3S – алит)

Проникание хлорид-ионов в бетон в атмосферных условиях происходит более интенсивно, по сравнению с защищёнными от осадков конструкциями. В табл. 1.15 представлены результаты экспериментальных исследований процесса переноса хлорид-ионов в бетоне конструкций зданий, предназначенных для выпуска калийных удобрений за 15 лет эксплуатации [53].

Т а б л и ц а 1 . 1 5

Распределение в бетоне ионов хлоридов, магния и сульфатов в атмосфере хлоридно-сульфатных аэрозолей

Место взятия проб	Глубина отбора проб, мм	Содержание хлорид-ионов, % по массе цемента	Mg^{2+}	SO_4^{2-}
Отделения дробления руды (конструкции защищены от осадков)	5	–	1,46	5,71
	10	1,98 – 2,78	1,27	3,86
	20	1,38 – 1,47	0,61	0,73
	40	0,42 – 0,57	0,61	0,73
Транспортные эстакады на открытом воздухе	5	–	1,69	8,71
	10	3,1	1,51	5,79
	20	2,76	0,61	0,73
	40	2,12	0,61	0,73

Большая глубина проникания хлорид-ионов объясняется их повышенной скоростью поступления в бетон при периодическом увлажнении. В процессе диффузии вглубь бетона хлорид-ионы связываются в малорастворимые соединения лишь частично, в отличие от ионов магния и сульфатов. Последние не проникают глубже 10-15 мм [53]. Эти результаты подтверждаются выводами, сделанными в работе [723], что в морских условиях проникание хлоридов в бетон замедляется за счёт его уплотнения гидроксидом магния.

Интенсивность коррозии арматуры при периодическом увлажнении железобетонных конструкций хлоридсодержащим раствором наблюдается в исследованиях Г.Н. Гельфмана [125, 529], В.Ю. Сеткова [543], Н.К. Розенталя и В.П. Шевякова [510]. Глубина коррозии арматуры повышается на 30-40 % при увеличении в два раза числа циклов воздействия жидкой агрессивной среды, содержащей хлорид-ионы [632].

Коррозионное разрушение арматуры в железобетонных элементах при хлоридной коррозии возрастает в карбонизированном бетоне. При карбонизации бетона критическая концентрация хлоридов, при которой начинается коррозия арматуры, уменьшается в два раза. При этом, коррозия стали резко интенсифицируется на достаточно протяжённых участках арматуры, что может привести к критическому раскрытию продольных трещин и отслоению защитного слоя бетона уже после 2 лет эксплуатации конструкции в агрессивной среде [93]. Карбонизация бетона, предшествующая прониканию хлоридов в бетон, значительно ускоряет скорость и интенсивность коррозии арматуры, по сравнению с обратной последовательностью [784].

Коррозионное состояние арматуры в бетоне не однозначно характеризуется величиной рН среды. Она оценивается по результатам электрохимических испытаний и параметрам диффузионной проницаемости бетона, зависящего от плотности структуры, толщины слоя и химического состава цементного камня [3, 14, 15, 221].

Состояние активной низкопотенциальной коррозии арматурной стали в бетоне иллюстрируется диаграммой Эванса [660], благодаря которой долговечность железобетона по признаку коррозии арматуры в бетоне представляется как совокупность двух периодов: инкубационного и непосредственно коррозии стали.

Электрохимическое состояние стали в бетоне определяется как по величине её потенциала, так и по кинетике анодных и катодных поляризационных кривых [221, 312].

Неразрушающий электрохимический метод с замером потенциала и коррозионного тока используется в натуральных условиях эксплуатации железобетонных элементов в случае отсутствия внешних признаков коррозионного состояния арматуры [674, 684, 772].

Электрохимические испытания коррозионного состояния арматуры позволяют определить условия, при которых коррозия стали в бетоне

может быть исключена или резко заторможена. К способам ограничения анодного процесса относятся:

- длительное поддержание высокого значения рН жидкой фазы бетона;
- ограничение в составе бетона количества агрессивных по отношению к стали веществ;
- введение в бетон анодных ингибиторов и изоляция поверхности бетона от коррозионно-активной среды;
- защита арматуры специальными покрытиями;
- применение коррозионно-стойких арматурных сталей.

Катодный процесс ограничивается за счёт уменьшения доступа кислорода к поверхности металла, получаемого путём снижения проницаемости защитного слоя бетона (пропитка, окраска, применение катодных ингибиторов коррозии). Омическое ограничение коррозии стали определяется снижением влажности и увеличением плотности бетона, пропиткой материалами с высокими диэлектрическими свойствами.

Эффективность и целесообразность применения того или иного способа анодного и катодного ограничения определяется как техническими, так и экономическими факторами с предпочтительным использованием первичных защитных свойств бетона.

Метод измерения стационарных потенциалов арматуры устанавливает зависимость ограничения коррозионного процесса стали от влажности бетона, влияющей на его проницаемость и омическое сопротивление. В обычном бетоне без добавок, сохраняющим высокое значение рН, сталь находится в пассивном состоянии в диапазоне потенциалов от (+850) до (-150) мВ по насыщенному водородному электроду (НВЭ), тогда как в карбонизированном бетоне при этих значениях потенциалов сталь может быть активной [221]. Однако метод измерения стационарных потенциалов арматуры не может рассматриваться как надёжный показатель скорости коррозии металла. При ожидаемой корреляции между коррозионным потенциалом и скоростью коррозии арматуры существует альтернативный выбор решения между ними. Смещение коррозионного потенциала с течением времени в отрицательную сторону может означать либо облегчение анодной реакции, в виде ускорения коррозии, либо подавление катодной реакции и замедление коррозии. Поэтому коррозионный потенциал рассматривается как простейший метод коррозионного мониторинга.

По данным исследований С.Н. Алексеева [221] коррозия стали в бетоне не возникает при плотности тока не превышающем $2,5 \text{ мкА/см}^2$ при наложенном потенциале (+500) мВ с использованием насыщенного водородного электрода НВЭ.

Интегральное электрохимическое состояние стали в бетоне определяется только по её поляризуемости с помощью метода снятия анодных и катодных поляризационных кривых из вне наложенным током или

напряжением. Метод определяет зависимость скорости электрохимической реакции: ионизации металла, восстановления кислорода или образования гидроксида от потенциала электрода [5, 187, 584, 714]. Скорость коррозии стали в бетоне определяется степенью поляризации как анодного, так и катодного процессов, а также электрическим сопротивлением цементной матрицы [703]. Типичная анодная и катодная поляризационные кривые стали в бетоне на портландцементе без трещин, полученные на бетонных призмах размером 50×50×100 мм с центрально установленным стальным электродом из холодновытянутой проволоки стали марки Ст.3 диаметром 4мм, представлена на рис.1.12 [402].

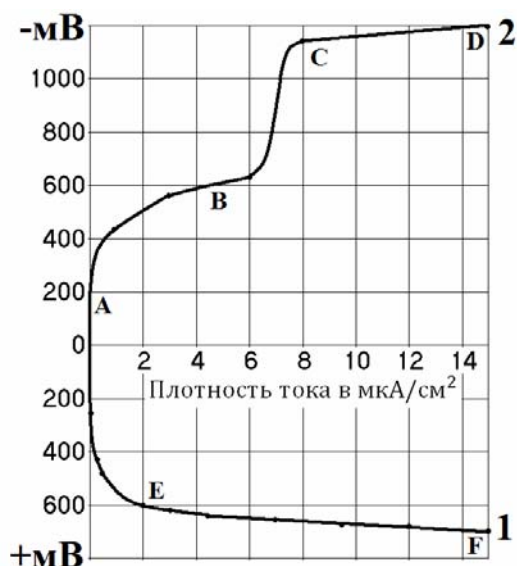


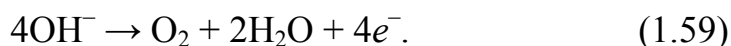
Рис.1.12. Поляризация стали в бетоне на портландцементе:
1 – анодная и 2 – катодная поляризационные кривые

Катодная кривая поляризации стали характеризуется участками:

- АВ – наличие на поверхности пассивирующих плёнок;
- ВС – усиление поляризации, ввиду диффузионного ограничения транспорта кислорода через слой бетона;
- СД – прекращение поляризации в связи с началом восстановления водорода.

Анодная кривая поляризации характеризуется следующими участками:

- АЕ – образование и рост оксидной плёнки Fe_2O_3 на поверхности металла. Тангенс угла (потенциал – плотность тока) характеризуют способность бетона защищать арматуру;
- ЕF – растворение стали резко увеличивается в результате выделения кислорода и разрушения пассивирующей плёнки из-за значительного снижения рН поровой жидкости при расходовании ионов OH^- :



Экспериментальные испытания подтверждают эффективность электрохимических исследований коррозионного состояния арматуры в цементном камне без добавок (рис. 1.13) [672].

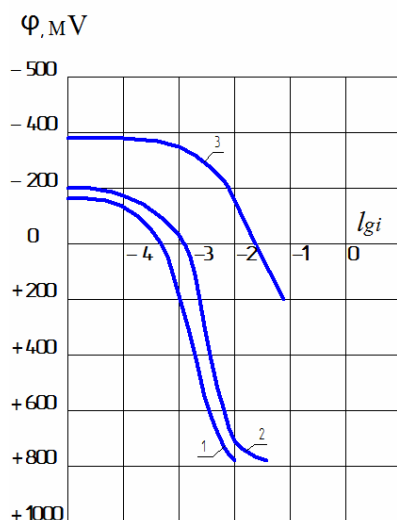


Рис.1.13. Анодные потенциодинамические кривые арматурной стали в образцах цементно-песчаного раствора при различном количестве добавки $CaCl_2$:
 1 – без добавки; 2 – с добавкой 0,4 % СГ от массы цемента;
 3 – с добавкой 1,9 % СГ от массы цемента

Влияние напряжений ниже предела текучести на коррозию стали незначительно, так как электрохимическое состояние поверхности не изменяется из-за смещения потенциала на 2-3 мВ. Заметное влияние напряжений на уровне предела текучести и выше связано с разрушением естественных защитных оксидных плёнок поверхности стали [14, 201, 312, 573, 584]. При 70 %-м пределе прочности стали электродный потенциал арматуры в насыщенном растворе $Ca(OH)_2$, 3 %-м растворе $NaCl$ и в бетоне снижается на 68-100 мВ в результате разрушения оксидной плёнки рис. 1.14 [221].

Изменение потенциала стали как в насыщенном растворе $Ca(OH)_2$, так и с добавкой в него 2 % $CaCl_2$ вызывает затруднение пассивации напряжённой арматуры (рис.1.14).

В бетоне анодная поляризация напряжённой арматуры более затруднена по сравнению с ненапряжённой рис 1.15 [221].

Введение в бетон добавок сульфида и хлорида кальция, облегчает анодный процесс независимо от напряжений. Поляризация арматуры в пропаренных образцах с добавкой $CaCl_2$ значительно уменьшается по сравнению с в образцами нормального твердения (рис. 1.16) [221]

При воздействии переменных напряжений на арматуру продукты коррозии, накапливающиеся на её поверхности и затрудняющие диффузию агрессивных реагентов к арматуре, уменьшают свою плотность, за счёт процессов изменения напряжённо-деформированного состояния (НДС) арматуры. Это приводит к активизации процесса коррозии арматуры. Коррозионное разрушение стали проявляется в виде равномерной или неравномерной по глубине (пятна, язвы, коррозионные трещины) коррозии [221].

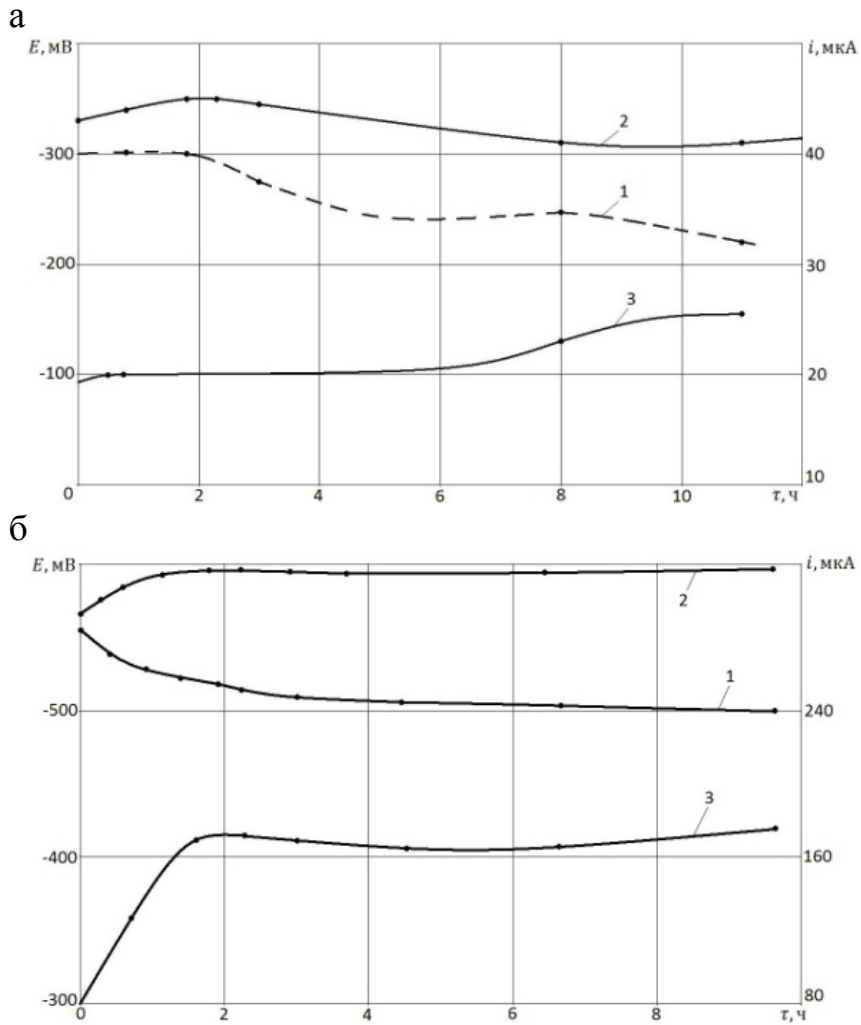


Рис. 1.14. Изменение потенциалов поверхности напряжённой (1) и ненапряжённой (2) арматуры и тока между ними (3):
 а – в насыщенном растворе $\text{Ca}(\text{OH})_2$;
 б – в насыщенном растворе $\text{Ca}(\text{OH})_2$ с добавкой 2 % CaCl_2

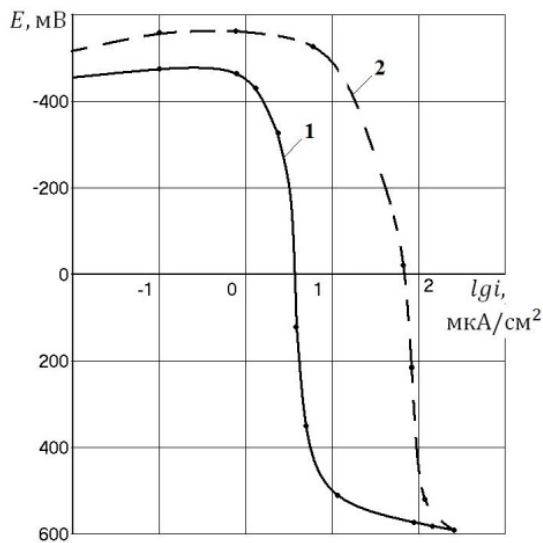


Рис. 1.15 Кривые анодной поляризации проволоки диаметром 3 мм из стали марки Ст5 в насыщенном растворе $\text{Ca}(\text{OH})_2$:
 1 – ненапряжённый образец; 2 – напряжённый образец

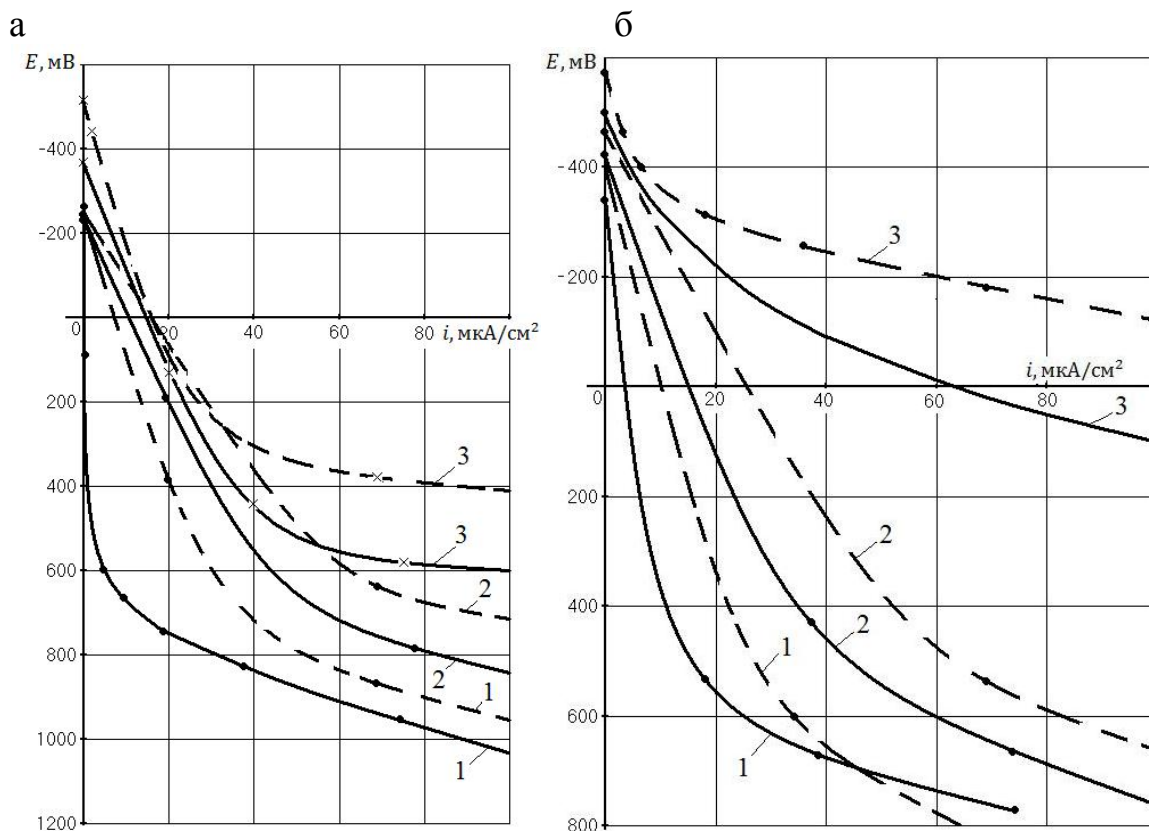


Рис.1.16. Кривые анодной поляризации арматурной стали в бетоне без добавок (1), с добавкой 3 %-м сульфида кальция (2) и 3 % хлористого кальция (3): а – образцы нормального твердения; б – то же, пропаренные; - - - - - напряжённые образцы; — — — — — ненапряжённые образцы

Коррозионный потенциал арматуры в бетоне при общей её коррозии находится в пределах от (-450) до (-600) мВ относительно насыщенного каломельного электрода (НКЭ), располагаясь рядом с потенциалом незащищённой стали в нейтральной воде [221].

Возникающая, вследствие карбонизации бетона общая коррозия стали контролируется омическим сопротивлением. Омическое ограничение для процесса коррозии стали в бетоне с хлоридами имеет меньшее относительное значение, из-за их гигроскопичности и большей электропроводности жидкой фазы. Снижение влажности бетона вызывает локализацию коррозии арматуры в виде питтингообразования.

Питтинг развивается в бетоне:

- с хорошей проводимостью;
- не карбонизированном;
- при умеренном содержании хлоридов или локализованном их распределении.

Питтинговая коррозия контролируется поляризацией анодного процесса. Средний коррозионный потенциал стальной арматуры при питтингообразовании изменяется в пределах значения её пассивного состояния до потенциала питтинговых анодов, что соответствует от (-200) до (-500) мВ по насыщенному каломельному электроду НКЭ [221].

Особенностью питтинговой коррозии является растворимость продуктов коррозии металла в среде с низким рН вблизи анода. Поэтому значительные коррозионные поражения арматуры не приводят к повреждению (растрескиванию) защитного слоя бетона [221].

Развитию питтинговой коррозии на арматуре способствуют следующие характеристики бетона:

- низкое электрическое сопротивление, способствующее действию макрогальванических пар и облегчающих миграцию ионов;
- высокое содержание щелочей и гидроксида кальция, способствующих выборочному протеканию электрохимического процесса на отдельных участках арматуры;
- неравномерная проницаемость для кислорода, определяющая суммарные коррозионные потери.

Хлорид-ионы вызывают образование питтингов на арматуре [221]. Количество свободных хлоридов, поступающих к анодным участкам питтинга, определяется:

- общей концентрацией хлорида в бетоне;
- общим содержанием цемента в бетоне;
- соотношением связанного и свободного хлоридов;
- скоростью диффузии хлоридов в бетоне;
- стабильностью хлоридсодержащих продуктов коррозии.

Однако, общая коррозия стали в бетоне с большим содержанием хлорида исследована недостаточно [221, 312].

В соответствии с ГОСТ 9 908-85 [190] коррозионная стойкость металла характеризовалась показателями потерь по массе $[г/(м^2 \cdot ч)]$ или по глубине поражения (мм/год). Однако, эти показатели для арматуры железобетонных конструкций не подходят по двум причинам: во-первых, длительное развитие коррозии арматуры приводит к растрескиванию защитного слоя бетона под давлением растущего слоя продуктов коррозии металла; во-вторых, имеет место хрупкое разрушение под напряжением высокопрочной напрягаемой арматура.

Для растянутой стальной арматуры в железобетонном элементе конечными результатами развития коррозии является достижение арматурой предела текучести или хрупкий обрыв [15].

Отсутствие нормативных требований к коррозионной стойкости арматурных сталей объясняется уверенностью в абсолютных защитных свойствах бетона по отношению к арматуре [552]. Результаты экспериментальных исследований коррозионного поведения арматурных сталей классов А-1, А-II, А-III, А-У1, Ат-IIIС, Ат-У, Ат-У1К, проволоки В-1 и В-II в воздушно-газовой атмосфере, жидкой среде и в бетоне класса В15 показывают, что скорость коррозии сталей различных марок в одинаковых условиях находится в прямой зависимости от их прочности и носит затухающий характер [227, 573].

Наибольшей коррозионной стойкостью обладают малоуглеродистые стали с меньшей прочностью и высокой пластичностью в силу более низкого предела текучести. За критерий коррозионного повреждения сталей классов В-I, А-I, А-II, А-III принимается постепенное уменьшение массы

или сечения стержня, так как арматура этих классов разрушается без заметного изменения прочностных или пластических свойств самой стали: пластичность не уменьшается, растягивающие напряжения не ускоряют и не изменяют характера коррозии [13]. Наименьшую коррозионную стойкость, из-за образования питтингов имеют высокопрочные стали (АтIII, AIV, АтV, AV, АтVI, AVI, АтVI) с более высоким содержанием углерода, прошедшие термическое упрочнение [573].

В методическом отношении для проведения ускоренных исследований коррозии арматуры в бетоне необходимо знать максимальную концентрацию хлорид-ионов, соответствующую сильноагрессивной степени среды. Сильная степень коррозии арматуры в щелочной среде бетона определяется присутствием в бетоне хлорид-ионов в количестве, превышающем 2 % массы цемента [221; 312].

Заметное влияние на коррозионный износ оказывает соотношение «площадь сечения стержня /периметр сечения» [221]. Уменьшение совокупного диаметра арматуры из-за экономии металла приводит к более высоким относительным коррозионным поражениям в поперечном сечении арматуры, составляющим более 3-х раз по сравнению с равными по площади диаметрами стержней. При отношении площадей поперечного сечения 2 \varnothing 20 мм и 12 \varnothing 8 мм, равном 0,96, среднее значение возрастания потерь сечения за год составляет до 4,5 раз [571].

При реконструкции зданий возможность эксплуатации железобетонных конструкций с арматурой из мягких углеродистых сталей, имеющих высокие пластические свойства, может рассматриваться при условии затухающего развития процесса коррозии арматуры во времени (рис. 1.17) [407].

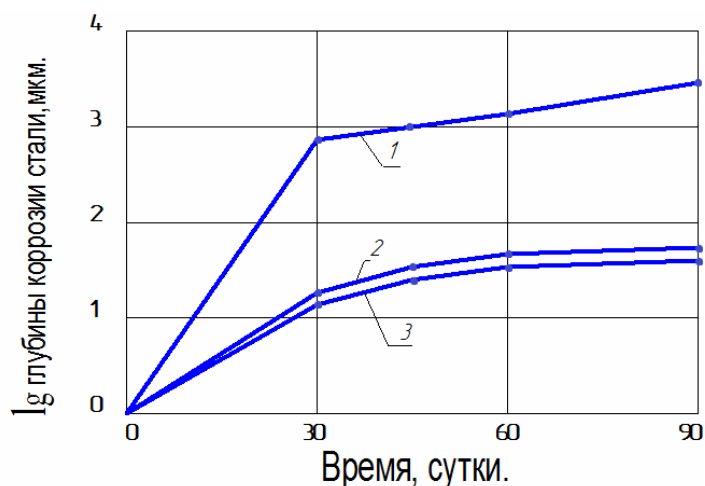


Рис1.17. Кинетика коррозионных повреждений стальных пластинок в растворах HCl с концентрацией:
1 – 0,1 Н; 2 – 1,0 Н; 3 – 10 Н

Нелинейный характер кинетики глубины коррозионного износа арматурной стали 35ГС класса А-III в 1 %-м растворе соляной кислоты показан на (рис. 1.18) [471].

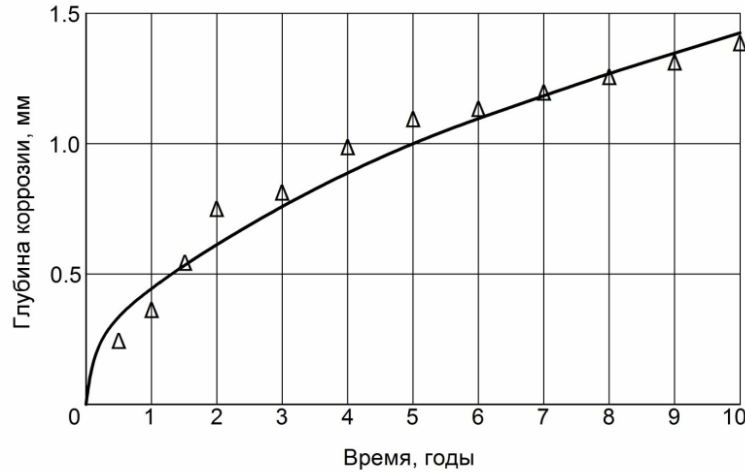


Рис. 1.18. Кинетика коррозионных потерь арматурной стали в 1 %-м растворе HCl: где Δ – экспериментальные данные; — — теоретическая кривая

Нелинейная модель, описывающая продвижение чёткого фронта коррозионного износа стальной арматуры по её глубине (δ) во времени (t) в условиях воздействия хлоридсодержащей среды, представляется в виде экспоненциальной зависимости [365].

$$\delta(t) = 1,176\sqrt{Bt}, \quad (1.60)$$

где B – коэффициент, характеризующий коррозионное сопротивление материала.

Для открытого арматурного стержня из стали 35ГС, подвергающегося воздействию 1 %-го раствора соляной кислоты, коэффициент коррозионной податливости материалов $B = 4,601 \cdot 10^{-15} \text{ м}^2/\text{с} = 1,45 \cdot 10^{-7} \text{ м}^2/\text{год}$ [365].

Длительная сохранность арматуры в бетонах определяется изолирующим действием бетона, зависящим от его плотности структуры и толщины слоя, химического состава цементного камня и условиями эксплуатации конструкций. Однако ни одна из нормируемых характеристик проницаемости бетона (газо- и воздухопроницаемость, водопоглощение и водонепроницаемость) не гарантирует длительного защитного действия бетона по отношению к арматуре. Поэтому модель изменения коррозионного поведения стали во времени рассматривается в виде двух периодов – инкубационного и коррозионного рис 1.19 [221].

Инкубационный период характеризуется пассивностью металла. Это представляет большое значение для преднапряженных железобетонных элементов, в которых из-за недопустимости уменьшения площади поперечного сечения арматурной стали срок службы ограничивается временем депассивации стали.

Коррозионный период начинается с момента депассивации арматуры и продолжается до момента наступления предельного состояния железобетонной конструкции, когда она теряет несущую способность, эксплуатационные свойства или внешний вид.

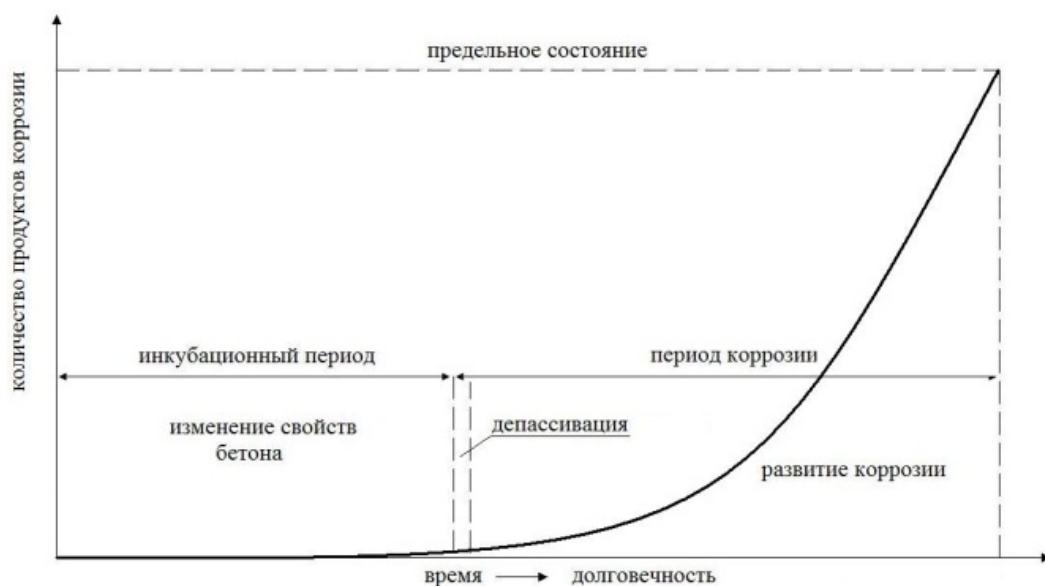


Рис. 1.19. Модель изменения коррозионного поведения стали в бетоне

Расчётная долговечность железобетонных конструкций без поперечных трещин в агрессивных средах с учётом коррозионного поражения арматуры определяется следующими факторами [221]:

- обеспечением пассивного состояния стальной арматуры в течение расчётного срока службы, при низкой проницаемости бетона для воздействующей среды, с достаточными толщиной защитного слоя бетона и его реакционной ёмкостью;
- продолжительностью периода карбонизации бетона в пределах толщины защитного слоя в среде, которая рассматривается как одно из предельных состояний конструкций в агрессивной среде;
- периодом продолжительности коррозии арматуры.

Расчёт долговечности конструкции учитывает не только изменение физико-технических характеристик арматуры, но и механическое разрушение бетона в защитном слое от растущего на поверхности стального стержня слоя ржавчины, а также снижение пластичности (охрупчивание) высокопрочной арматуры, вплоть до её коррозионного растрескивания [221].

Результаты исследований показывают, что пассивное состояние стали в бетоне без трещин обеспечивается следующими факторами [14, 15, 23, 25–27, 33, 34, 41, 42, 229, 230, 253, 356, 394, 396–398, 467, 487, 489, 490, 508, 636, 659, 682, 696, 736, 747, 755, 756, 759, 767]:

- при отсутствии хлоридов значением $\text{pH} > 11,5$ поровой влаги;

- при наличии хлоридов величиной отношения активности хлоридов к активности гидроксильных ионов ($< 0,6$);
- наложенным внешним электрическим потенциалом.

На продолжительность инкубационного периода при хлоридной коррозии стали в бетоне влияют его проницаемость, толщина защитного слоя бетона и способность связывать хлориды [686]. Наиболее эффективным способом недопущения коррозии арматуры является обеспечение высокой плотности бетона, с величиной щелочности среды $pH = 12,5$ [101].

Расчетные глубины проникания для концентраций хлорид-ионов 2 и 5 % по массе цемента для двух сроков 1 и 10 лет представлены на рис. 1.20 [221, 695]

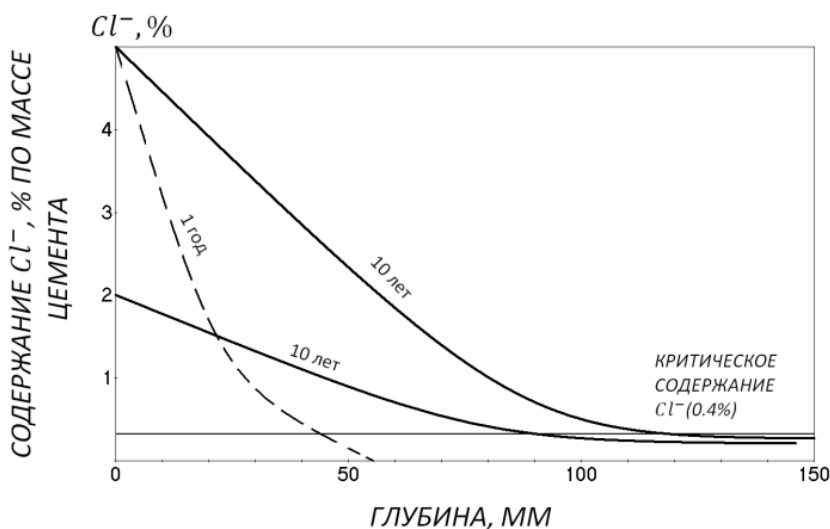


Рис. 1.20. Проникание хлорид-ионов в бетон с эффективным коэффициентом диффузии $5 \cdot 10^{-8} \text{ см}^2/\text{с}$ при уровнях концентрации 2 и 5 % за 1 год и 10 лет

Данные рис. 1.20 показывают влияние концентрации хлорид-ионов на глубину их проникания, а также одинаковое значение глубины проникания хлорид-ионов в 100мм за период 10 лет при разных уровнях их концентрации.

Расчётное время до активации арматуры в бетоне с эффективным коэффициентом диффузии $5 \cdot 10^{-8} \text{ см}^2/\text{с}$, с учётом принятия критической концентрации хлорид-ионов равной 0,4 % по массе цемента, приведено в табл. 1.16 [221].

Т а б л и ц а 1 . 1 6

Период до активации стали в бетоне

Концентрация хлорид-иона на поверхности бетона, % по массе цемента	Защитный слой, мм	Время до активации стали, лет
5	30	1
5	100	10
2	75	10

Однако возможности практических рекомендаций по оценке продолжительности инкубационного периода при хлоридной коррозии ограничивается недостатком информации об однородности диффузионного сопротивления, обеспечиваемого технологией бетона [221].

Время инициации коррозии при воздействии хлоридов в двухфазной модели коррозирования арматуры определяется по формуле [761]:

$$T = \frac{(d_1 - d_{s/2})^2}{4D_c} \cdot \left[\operatorname{erf}^{-1} \left(\frac{c_{cr} - c_s}{c_i - c_s} \right) \right]^2, \quad (1.61)$$

где T – время инициации коррозии; d_1 – расстояния от центра арматурного стержня до внешней бетонной поверхности; d_s – диаметр арматуры; D_c – коэффициент диффузии хлоридов; C_{cr} – критическая концентрация хлоридов; C_s – концентрация хлоридов на поверхности; C_i – иницирующая концентрация хлоридов; $\operatorname{erf}(\)$ – функция ошибок.

Равномерное уменьшение площади арматуры в случае равномерной коррозии при преодолении иницирующей концентрации хлоридов определяется по формуле

$$S_R(t) = n \cdot [d(t)]^2 \cdot \frac{\pi}{4}, \quad (1.62)$$

где S_R – площадь арматуры; n – число арматурных стержней;

$$d(t) = d_1 - m \cdot \lambda \cdot i_{corr} \cdot t;$$

здесь m – коэффициент коррозии, зависящий от типа воздействия; λ – коэффициент перевода единиц измерения; i_{corr} – коррозионный ток.

Согласно двухфазной модели (1.61), распределение концентрации хлоридов по глубине тела бетона по отношению к его массе во времени представляется в виде следующих графических зависимостей (рис.1.21) [423]:

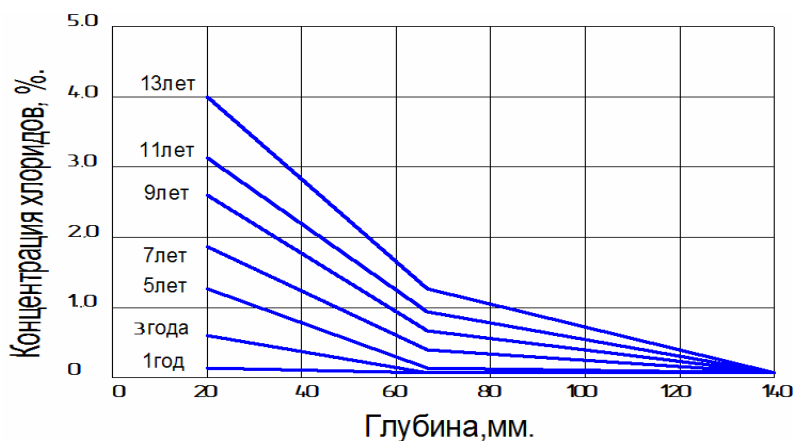


Рис. 1.21. Распределение концентрация хлоридов по глубине тела бетона

Время инициации коррозии арматуры в железобетонных дымовых трубах от воздействия агрессивных газов замедляется при разряжении внутри ствола, и ускоряется при положительном статическом давлении бетона [653]. Трещинообразование на внутренней поверхности бетона возникает из-за разницы температур на наружной (t_H) и внутренней (t_B) поверхностях после превышения величинами напряжения растяжению в бетоне σ_{bt} значений прочности бетона на растяжение (R_{bt}):

$$\sigma_{bt} = 0,125 \cdot E_b \cdot a_{bt} \cdot (t_H - t_B), \quad (1.63)$$

где a_{bt} – коэффициент температурного расширения бетона.

Расчет долговечности железобетонных конструкций (t_L) определяются в зависимости от коррозионной стойкости арматуры [341, 235]:

$$t_L = t_D + t_p, \quad (1.64)$$

где t_D – время депассивации арматуры, то есть инициация коррозии арматуры; t_p – период распространения.

Время инициации коррозии арматуры, вызванной хлоридами, определяется с помощью второго закона Фика по функциональной модели [341, 235]:

$$t_D = \frac{1}{12 \cdot D} \cdot \left(\frac{C}{1 - \sqrt{\frac{C_{th}}{C_s}}} \right)^2, \quad (1.65)$$

где D – коэффициент диффузии; C – защитный слой бетона; C_{th} – критическое содержание хлоридов; C_s – концентрация хлоридов на поверхности бетона.

Время инициации коррозии арматуры t_D , вызванная карбонизацией защитного слоя бетона (d), рассчитывается из соотношения [341, 235]:

$$d = K_c \sqrt{t_D}, \quad (1.66)$$

где коэффициент карбонизации K_c определяется по [721]:

$$K_c = C_{env} \cdot C_{air} \cdot a \cdot R_b^b, \quad (1.67)$$

где C_{env} – коэффициент окружающей среды; C_{air} – коэффициент содержания воздуха; a, b – параметры, определяемые вяжущим.

Прогноз развития коррозии арматуры представляет наиболее трудную задачу. Прогнозирование скорости развития коррозии стали в бетоне после потери её пассивности определяется следующими факторами:

- ионным составом жидкой фазы бетона и его изменением во времени;

- влажностном состоянием бетона в зависимости от влажности среды и механизма влагопереноса;
- проницаемости бетона в защитном слое для кислорода;
- омическим сопротивлением бетона.

Для карбонизированного бетона без хлоридов омическое ограничение коррозии стали в воздушно- сухом бетоне имеет решающее значение. Наибольшая скорость коррозии стали в этих условиях наблюдается при периодическом изменении влажности в зоне расположения арматуры от действия атмосферных осадков, технологических источников увлажнения воздуха или выпадения конденсата в результате образования точки росы на поверхности конструкций, например, на плитах покрытия при недостаточной их теплоизоляции. В карбонизированном бетоне скорость коррозии арматуры возрастает постепенно с увеличением влажности до определённой величины, когда заполненные водой капилляры начинают ограничивать диффузию кислорода [776].

Основными факторами, влияющими на общую коррозию стали, является сопротивление продвижению электролита в карбонизированной пористой структуре бетона, зависящего в отсутствие хлоридов от содержания влаги. Параметрами, контролирующими общую коррозию в карбонизированном бетоне, являются уровни равновесной влажности совместно со структурой циклического увлажнения, а также возможность повышения проводимости электролита при отсутствии в бетоне хлоридов на уровне их критического содержания.

Карбонизация увеличивает электрическое сопротивление бетона. Однако добавка хлорид-ионов значительно снижает этот эффект, что подтверждается экспериментальными результатами С.Н. Алексеева [221]. Образцы из цементно-песчаного раствора состава 1:2 с В/Ц =0,4 после двух месяцев хранения в атмосфере с влажностью 60-70 % имеют в 4 раза большее удельное сопротивление, чем не карбонизированные: соответственно 400 000 Ом·см и 86000 Ом·см. Образцы с добавкой 1 % CaCl_2 повышают сопротивление после карбонизации с 23 000 до 31 000 Ом·см.

При хлоридной коррозии арматуры, наблюдавшейся при действии морской воды или солей антиобледенителей, а также технологических жидких сред, когда бетон содержит повышенное количество воды и имеет незначительное электрическое сопротивление, скорость коррозии контролируется диффузией кислорода [221].

По сравнению с коррозией арматуры в бетоне, содержащем хлорид-ионы при их концентрации выше критической, скорость коррозии в карбонизированном бетоне в воздушной среде уменьшается на один порядок [221]. Для цементных бетонов с разными В/Ц (0,5; 0,6; 0,7) потери металла возрастают пропорционально квадратному корню из времени [19]. Потери от коррозии стали в карбонизированном с В/Ц =0,7 бетоне за 25 мес. на

порядок ниже, чем в бетоне того же состава, но с 5 %-й добавкой в виде CaCl_2 . В табл. 1.17 приведены обобщённые результаты этих испытаний во влажной атмосфере [14]. В большинстве случаев коррозия развивается неравномерно, образуя язвы глубиной до 1,5 мм за год.

Т а б л и ц а 1 . 1 7

Скорость коррозии стали в бетоне во влажной атмосфере

Вид бетона	Потеря массы стали г/(м ² ·год)	Максимальная глубина язв за год, мм
Обычный без добавок:		
плотной структуры	0	0
пористой структуры	13–210	0,48
С добавками хлоридов	10–660	1,63
Без добавок, карбонизированный	30	–

В животноводческих зданиях после 10 лет эксплуатации в ребристых плитах покрытия наблюдается полное разрушение карбонизированного защитного слоя бетона от коррозии ненапрягаемой арматуры [276]. Однако такие ситуации не должны учитываться при проектировании капитальных зданий. Предельным состоянием для долговечности железобетонных конструкций необходимо считать начало коррозии, связанное с карбонизацией защитного слоя, как это предусмотрено методикой, изложенной в работах [15, 312, 596]. В то же время для общей коррозии пока нет адекватной модели, отражающей зависимость скорости коррозии от факторов, как качество защитного слоя и потенциал металла, зависящего не только от проницаемости бетона для кислорода, но и от его влажности [221, 572].

Средние скорости коррозии арматуры для разных условий окружающей среды имеют высокую зависимость от колебаний влажности и температуры (табл. 1.18) [687]. Размах колебаний значений скорости коррозии составляет от 0,04–0,05 мм/год до 4,8–2,04 мм/год, то есть с разницей в среднем в 43 раза. Поэтому при назначении статистического допуска между средними и случайными значениями скорости коррозии арматуры рекомендуется размах статистической обеспеченности принимать равным двум стандартам, то есть 2σ .

Содержание воды в бетоне при эксплуатации железобетонных конструкций в воздушно-влажной среде зависит от относительной влажности воздуха. Для стали в бетоне, как и для открытого металла, существует критическая влажность воздуха, ниже которой пленки влаги не обеспечивают перемещение ионов между анодными и катодными участками. При отсутствии в бетоне гигроскопических веществ, например, добавок хлористых солей, критическое значение относительной влажности воздуха, необходимое для возникновения коррозии арматуры, находится в пределах 50–60 % [572]. Таким образом, в бетоне почти всегда достаточно влаги, необходимой для протекания процесса коррозии стали [221].

Таблица 1.18

Средние значения скоростей коррозии арматуры

Условий окружающей среды	Влияние скорости коррозии	
	Количественная характеристика	Значение V_c , мм/год
Внутри помещения	Отсутствие следов коррозии при $RH < 60\%$	–
Открытая поверхность вне помещения	Незначительная скорость коррозии в стандартных атмосферных условиях	0,04
	Средняя скорость коррозии в условиях промышленной среды	0,10
Интенсивные воздействия среды	Высокая скорость коррозии в условиях присутствия солей	0,20–0,30
	Очень высокая скорость при сложных и интенсивных; агрессивных воздействиях	0,60–1,80

Равновесное влагосодержание бетона и скорости развития хлоридной коррозии стали в бетоне при разном количестве добавки CaCl_2 и относительной влажности воздуха, полученные на образцах $4 \times 4 \times 16$ см, изготовленных из мелкозернистого бетона (цемент – песок 1:3, В/Ц = 0,55) на портландцементе марки 400 с центрально расположенным стержнем арматуры класса В-1 длиной 130 и диаметром 5 мм, после 18 месяцев испытаний, приведены на рис. 1.22-1.24 [674].

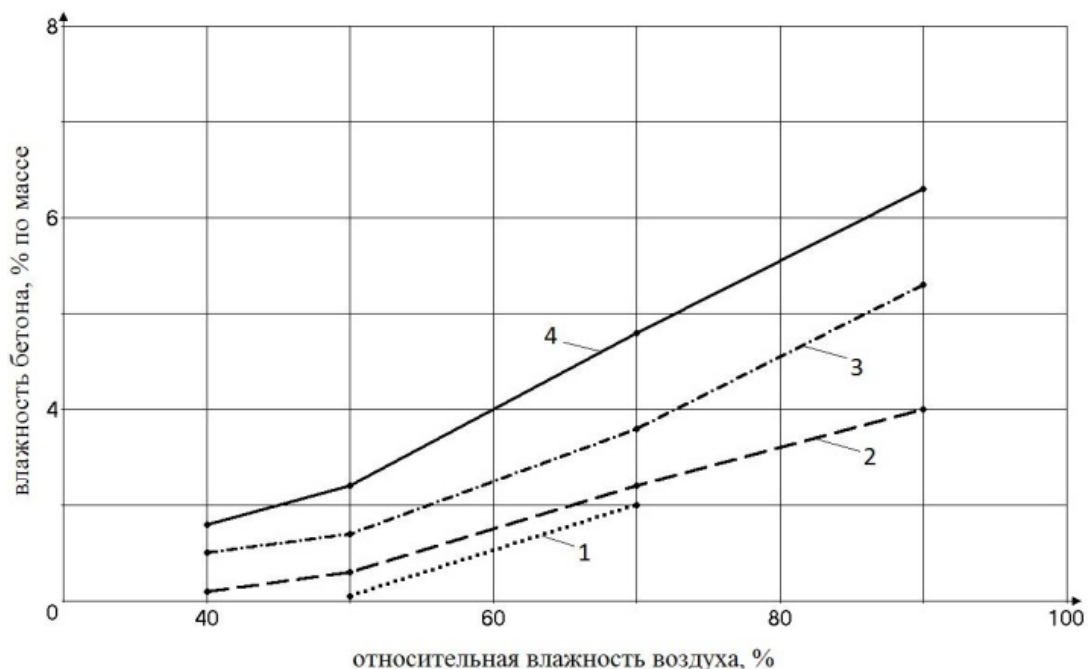


Рис.1.22. Равновесная влажность бетона с добавкой CaCl_2 (% хлорид-ионов):
1 – 0; 2 – 2; 3 – 5; 4 – 8

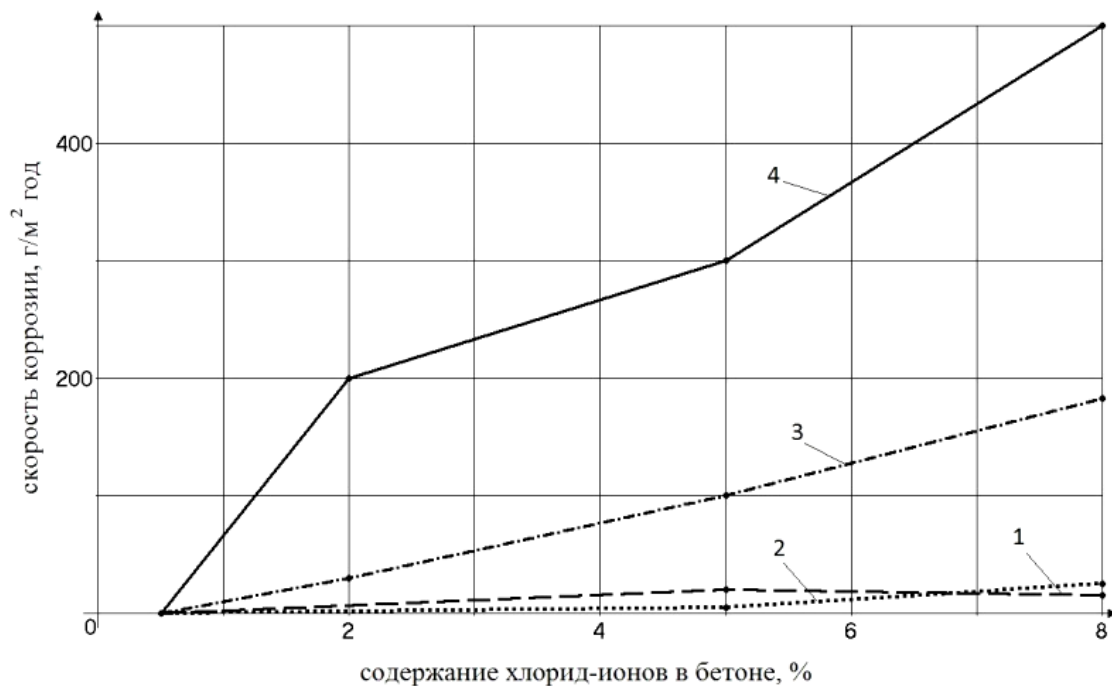


Рис. 1.23. Скорость потери массы металла при разном количестве хлорид-ионов в бетоне, где относительная влажность воздуха, %:
1 – 40; 2 – 50; 3 – 70; 4 – 90

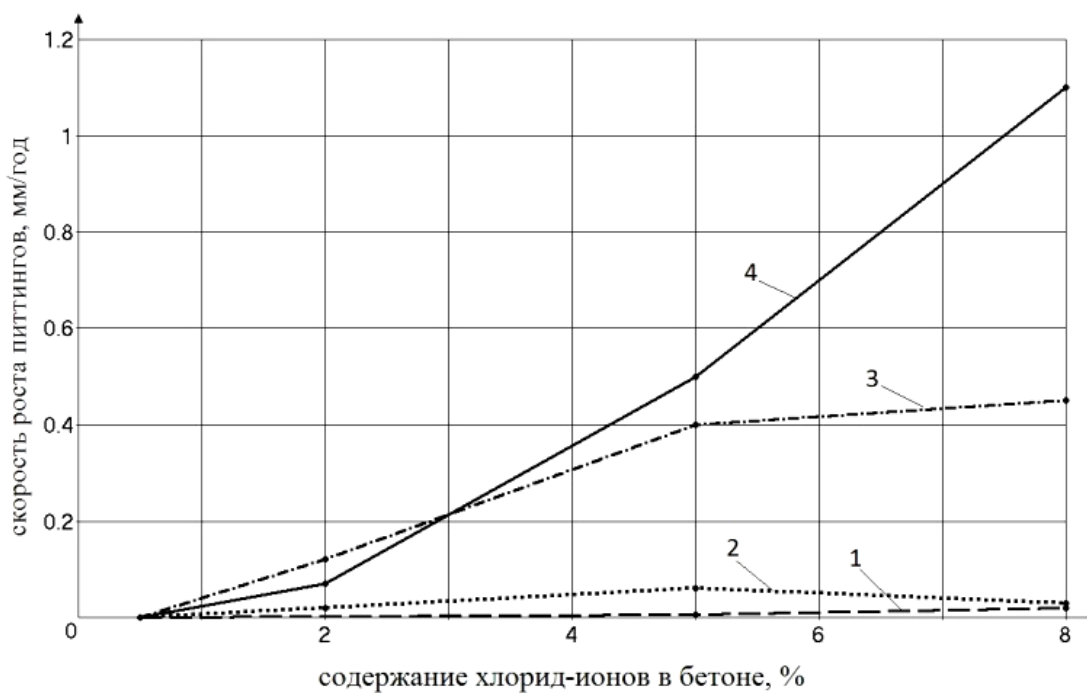


Рис. 1.24. Скорость роста питтингов на поверхности арматуры при разном количестве хлорид-ионов в бетоне, где относительная влажность, %:
1 – 40; 2 – 50; 3 – 70; 4 – 90

Экспериментальные данные на рис.1.23–1,24 показывают наличие двух порогов для относительной влажности и хлорид-ионов в бетоне. При относительной влажности 50 % и менее первоначальное поражение почти не возрастает, исключая бетон с 8 % – добавкой хлорид- ионов. При

содержании хлорид-ионов 2 % и менее резкого увеличения поражения арматуры не наблюдается.

Глубина коррозии арматурной стали при коррозии в плотном бетоне в различных агрессивных средах (грунте, воздухе, морской и пресной воде, зонах периодического увлажнения, атмосфере промышленных предприятий) определяется по эмпирическим зависимостям [611, 612]:

$$\delta_k = \frac{\delta_0 \cdot t}{T + t}; \quad (1.68)$$

$$\delta_k = \delta_0 \cdot \left(1 - e^{-\frac{t}{T}} \right), \quad (1.69)$$

где δ_k – глубина коррозии арматуры; t – продолжительность воздействия среды, δ_0 ; T – эмпирические константы.

Аналогичные эмпирические зависимости по определению уменьшения диаметра неповрежденного арматурного стержня в зависимости от среды и её концентрации, коэффициента Пуассона и класса бетона представлены в [471].

Кинетика сплошного коррозионного износа стержня и уменьшение его несущей способности определяется коэффициентом коррозионной податливости B , характеризующего коррозионную стойкость металла [119].

Согласно рекомендациям RILEM [704] итоговое снижение площади поперечного сечения стальных армирующих элементов в агрессивной среде определяется по зависимости [763, 713]:

$$A_s(t) = \frac{N_s \cdot \pi \cdot [D_0 - n \cdot X_c \cdot (t - t_0)]^2}{4}, \quad (1.70)$$

где N_s – количество армирующих стержней; D_0 – начальный диаметр; n – параметр, учитывающий форму коррозии; $X_c \cdot (t - t_0)$ – глубина коррозионного износа; t_0 – время инициирования коррозии.

Анализ результатов исследований показывает отсутствие общепринятой оценки определения наступления предельно допустимого коррозионного повреждения арматуры. Исследования коррозии арматуры в железобетонных конструкциях направлены на определение физико-механических характеристик арматуры в зависимости от характера, интенсивности и продолжительности воздействия агрессивной внешней среды, без учёта эксплуатационной переменной нагрузки.

1.5. Анализ имеющихся результатов экспериментально-теоретических исследований коррозии арматуры в трещинах железобетонных конструкций

Технико-экономическими недостатками трещиностойких бетонных и железобетонных конструкций по сравнению с нетрещиностойкими являются относительно большая толщина элементов, значительное недоиспользование несущей способности арматуры и вопросы, связанные с термическим трещинообразованием. Использование нетрещиностойких железобетонных конструкций с ограниченным раскрытием трещин, допускаемым по условиям долговечности и эксплуатационным качествам сооружений, является оптимальным решением ликвидации этих недостатков. Особенно эффективны бетонные и железобетонные элементы с трещинами ограниченного раскрытия в бетонных и железобетонных подземных гидротехнических сооружениях, из-за самоуплотнения трещин. Поэтому именно в гидротехнических сооружениях в 1959 г. были использованы нетрещиностойкие железобетонные конструкции [139, 613, 615, 663].

Универсальной классификации трещин в бетоне не существует, несмотря на проводимые исследования. В [690] разработанная классификация трещин включает причины образования трещин, степень их опасности, область распространения и меры предупреждения. В результате подразделения трещин на семь основных групп с соответствующими подгруппами и подвидами, получилось очень объемное перечисление разновидностей трещин.

В то же время в железобетонных балочных пролетных строениях мостов [248] трещины классифицируются только по причинам их образования и характеру воздействия на эксплуатационные свойства конструкций.

В первой научной классификации трещин, предложенной для гидротехнического бетона, трещины подразделяются в зависимости от действия внешних нагрузок и возникающих собственных напряжений [425].

На основании анализа трещинообразования в блоках плотины Братской ГЭС классификация трещин рассматривается по [661]:

- местоположению: поверхностные, внутренние;
- направлению: вертикальные, горизонтальные;
- происхождению: трещины в непокрытом блоке, трещины, в перекрытиях блока; трещины при высоком темпе бетонирования и трещины в сформировавшемся бетонном массиве.

Общая классификация трещин, без детализации частных их характеристик, приведена в табл. 1.19 [101].

Таблица 1.19

Классификация трещин в бетонных и железобетонных конструкциях

Классификационные признаки	Наименование трещин
1. Причина образования	силовая,
	температурная,
	усадочная,
	усталостная,
	концентрационная,
	коррозионная, комплексная.
2. Расположение в конструкции	вертикальная,
	горизонтальная,
	наклонная,
	радиальная.
3 Ориентация относительно арматуры	поперечная,
	продольная.
4. Размеры	широкая,
	длинная,
	глубокая
	(указываются размеры в см).
5. Форма	с параллельными стенками,
	клиновидная,
	чечевицевидная (внутренняя),
	внахлестку,
	разветвляющаяся, веретенообразная.
6. Изменяемость размера во времени	стабильная,
	монотонно увеличивающаяся,
	монотонно уменьшающаяся,
	периодически изменяющаяся («дышащая»).
7. Функциональные свойства	сквозная,
	несквозная (тупиковая)глубокая,
	поверхностная.

Микротрещины образуются в бетонных и железобетонных конструкциях в процессе структурообразования и твердения бетона, в связи с развитием собственных напряжений в бетоне. Влияние на прочность и проницаемость бетона, расположенных хаотически и не сообщающихся между собой микротрещин, сопоставимо с влиянием микропор [44, 360, 361, 488, 539, 613–615].

Структурные микроразрушения в бетоне уменьшают долговечность бетона. Половинки разорванных образцов после 200 циклов замораживания имеют снижение скорости ультразвука на 60 %, а не подвергавшихся растяжению (разрезанные пилой) только на 8 % [383, 616]. Причиной яв-

ляется образование дополнительных микротрещин при действии высокого растягивающего напряжения.

Макротрещины появляются в результате наложения на поле структурных напряжений определенно ориентированных напряжений от температурно-влажностных физических параметров и внешних сил.

В тяжёлом бетоне принята следующая классификация пористых трещин [402]:

- $r < 10^{-5}$ см – микрокапилляры;
- $1 \cdot 10^{-5} < r < 1 \cdot 10^{-3}$ см – макрокапилляры;
- $r > 1 \cdot 10^{-3}$ см – поры, в которых на чисто капиллярные явления оказывают заметное влияние силы тяжести, искажая форму мениска.

Трещины в бетоне облегчают доступ внешней среды к поверхности арматуры и способствуют возникновению и развитию её коррозии. В трещины железобетонных конструкций, расположенных выше уровня воды, влага поступает как сверху (атмосферные осадки и технологические увлажнения), так и снизу (капиллярный подсос).

Высота подъёма смачивающей жидкости в цилиндрической капиллярной трубке определяется по формуле Жюрена [402]:

$$h = \frac{2\sigma}{rg(\gamma_{\text{ж}} - \gamma_{\text{п}})}, \quad (1.71)$$

где σ – коэффициент поверхностного натяжения, определяемый экспериментально (для воды примерно равен 73 эрг/см²); r – радиус мениска жидкости; g – ускорение силы тяжести; $\gamma_{\text{ж}}$ и $\gamma_{\text{п}}$ – плотность жидкости и её пара.

Физическим обоснованием деления трещин на микро- и макрокапилляры является формула Томпсона (Кельвина) [402]:

$$\varphi = \frac{P_r}{P_0} = \exp\left(-\frac{2\gamma_{\text{п}}\sigma}{P_0\gamma_{\text{ж}}r}\right), \quad (1.72)$$

где φ – относительная упругость пара, равная отношению давления насыщенного пара над искривлённым мениском к давлению насыщенного пара над плоской поверхностью воды; $\gamma_{\text{п}}$, σ , $\gamma_{\text{ж}}$, r – значения, что и в формуле (1.71).

Процесс трещинообразования в железобетонных элементах разделяется на четыре этапа [617]:

- первый этап характеризуется нарушением равномерности распределения деформаций бетона растянутой грани, приводящих к развитию микротрещин в сечениях;

- второй этап отмечается достижением микротрещинами около арматурной зоны и появлением неравномерности распределения деформаций по длине арматурного стержня;

- третий этап вызывает появление видимых трещин ($a_{crс} = 0,05-0,1$ мм) от соответствующей внешней нагрузки;

- четвертый этап при росте нагрузки показывает развитие всех образовавшихся основных трещин.

Время появления трещин после изготовления железобетонных конструкций и за период их эксплуатации характеризуются большим диапазоном: от 10 мин до 5 -и и более лет (табл.1.20) [484].

Т а б л и ц а 1 . 2 0

Время появления трещин

№ п/п	Причины образований трещин	Ориентировочное время появления трещин
1	Пластическая осадка	10 мин – 3 часа
2	Пластическая составляющая усадки	30 мин – 6 часов
3	Раннее температурное воздействие	1 сутки – 2-3 недели
4	Долговременная составляющая усадки, связанная с высыханием	несколько недель-несколько месяцев
5	Волосяные трещины, образующиеся при смещениях опалубки или при всплытии бетонной смеси	1-7 дней или значительно позже
6	Коррозия арматуры	Более 2-х лет
7	Взаимодействие щелочей с кремнеземом заполнителя, сульфатная коррозия.	Более 5-и лет

В неармированных бетонных конструкциях увеличение ширины мактрещины прекращается только в момент установления равновесия между активными силами, вызывающими деформацию и реактивными силами в виде сопротивления целой части сечения. В железобетонных конструкциях изменение ширины раскрытия трещин определяется, условиями совместной работы бетона с арматурой.

Силовые трещины в бетоне облегчают доступ агрессивной среды к поверхности арматуры и способствуют возникновению и развитию её коррозии, а несиловые микродефекты транспортируют химические продукты реагирующих компонентов от места коррозии. Расчетная ширина раскрытия силовых трещин определяет расход арматуры и стоимость железобетонного изделия.

В неармированных бетонных конструкциях стандартного метода расчета ширины раскрытия трещин не существует, так как они обычно проектируются трещиностойкими. В то же время для массивных бетонных конструкций получены теоретические расчетные формулы размеров трещин [96, 107, 606, 634]. В железобетонных конструкциях расчет ширины раскрытия трещин основан на теоретических, экспериментально-теоретических и экспериментально-статистических методах [126, 420, 692, 693, 694, 706, 717, 748, 783].

Все известные предложения отечественных и зарубежных исследований по расчету ширины раскрытия трещин в железобетонных элементах в зависимости от подхода к выводу основных зависимостей разделяются на четыре основные группы [76, 192, 597, 635]:

- в первой группе зависимости основаны на предпосылках теории В.И. Мурашева, в соответствии с которыми ширина раскрытия трещин в железобетонных элементах определяется как разность средних удлинений арматуры и растянутого бетона по оси арматуры, накопленных по длине элемента, равной расстоянию между трещинами, и выражается уравнением, находящимся в основе расчёта по нормам большинства стран (еврокод 2 и Model Code 2010):

$$a_{crc} = l_s (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (1.73)$$

где l_s – расстояние между трещинами; ε_{sm} – средние деформации арматуры между трещинами; ε_{cm} – средние деформации бетона между трещинами.

В СП 52-101-2003 [556] деформациями растянутого бетона между трещинами ε_{cm} из-за их незначительной величины пренебрегаются, и формула (1.73) приобретает вид (1.73):

$$a_{crc} = l_s \cdot \varepsilon_{sm} = l_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s, \quad (1.74)$$

где σ_s – напряжение в растянутой арматуре; $\varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s$ – коэффициенты соответственно учитывающие продолжительность действия нагрузки, профиль продольной арматуры, характер нагружения и неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами [54, 55, 292, 392, 411, 419, 420, 601, 597];

- во второй группе эмпирические, полуэмпирические и статистические формулы расчёта ширины раскрытия трещин, получены с помощью результатов экспериментальных исследований [60, 121, 291, 553, 554, 683, 693, 708, 717, 748, 751];

- в третьей группе методы, предложенные О.Я. Бергом, и включенные в СН-365-67[595] рассматривают «зону взаимодействия» арматуры и бетона [55, 595, 597];

- в четвертой группе раскрытие трещин определяется с учётом накопления относительных взаимных смещений арматуры и бетона по оси арматуры на участке между трещинами, в том числе с использованием положений механики разрушения [324, 433, 598, 597].

Наибольшее влияние на a_{crc} , совместно с напряжением в растянутой арматуре, оказывает и расстояние между поперечными трещинами. Согласно теории В.И. Мурашева очередная поперечная трещина образуется на расстоянии l_s от предыдущей при условии снижения напряжения в ар-

матуре σ_s в сечении с трещиной до величины напряжения в бетоне при появлении трещины, т.е. до величины $2a_s R_{bt} A_s$:

$$A_s \sigma_{s.crc} - 2a_s R_{bt} A_s = \omega \tau_{\max} P_s l_s, \quad (1.75)$$

где A_s – площадь арматуры; l_s – расстояние между трещинами; ω – коэффициент полноты эпюры сцепления; P_s – периметр арматуры; $\sigma_{s.crc}$ – напряжения в арматуре в сечении с трещиной в момент ее образования; a_s – отношение модуля упругости арматуры E_s к модулю упругости бетона при растяжении E_b .

Расчётное расстояние между трещинами имеет зависимость [411]:

$$l_s = \frac{\mu R_{bt}}{\mu_1 \omega \tau}, \quad (1.76)$$

где $\mu = \frac{A_s}{s} = \frac{d}{4}$ – отношение площади стержней к периметру; $\mu_1 = \frac{A_s}{s}$ – процент армирования.

Величина $\omega \tau$ зависит от класса бетона, напряжения, диаметра арматуры, толщины защитного слоя и типа профиля стержневой арматуры [597, 771].

Расстояния между трещинами l_s имеют прямо пропорциональную зависимость от толщины защитного слоя бетона $\delta_{зсб}$ (рис.1.25) [617] и отношения диаметра арматуры к проценту армирования (d/μ) (см. рис. 1.25) [617, 635, 718, 764].

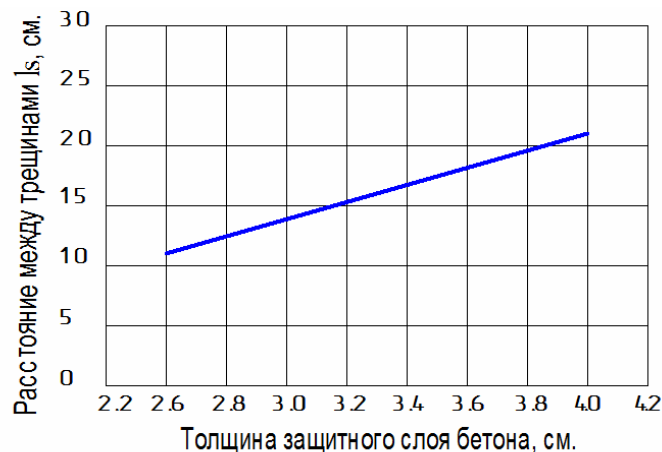


Рис. 1.25. Влияние толщины защитного слоя бетона на расстояние между трещинами

В то же время ещё окончательно не сложилось единого мнения о теоретических предпосылках к расчёту ширины раскрытия трещине и о значимости основных расчётных параметрах [617]. Полученные расчётные

формулы не являются оптимальными из-за не установления корреляционной зависимости ширины раскрытия трещин от некоторых факторов. Например, в железобетонных конструкциях в воздушно-сухих и воздушно-влажных условиях ширина трещин со временем увеличивается, особенно, при повторных нагружениях, а в конструкциях, находящихся под напором воды уменьшается, вследствие набухания бетона на участках между трещинами [101].

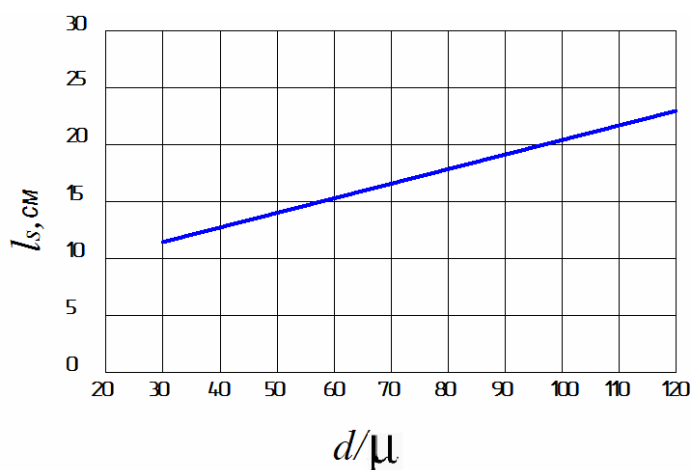


Рис. 1.26. Зависимость отношения диаметра арматуры к проценту армирования на расстояние между трещинами

В [458] с позиции положений механики разрушения отмечается определяющее влияние силовых трещин на процесс коррозии арматуры. Подчеркивается, что увеличение трещины более критического раскрытия приводит к быстрому коррозионному разрушению арматуры.

В бетоне с трещинами карбонизация происходит намного быстрее, чем без трещин, из-за повышенной проницаемости трещин для кислых газов. Эффективный коэффициент диффузии углекислого газа в трещинах бетона с шириной раскрытия 0,2 мм равен коэффициенту диффузии его в воздухе, т.е. $D = 0,14 \text{ см}^2/\text{с}$, что примерно на три порядка выше, чем в бетонах средней плотности, не имеющем трещин $D = 10^{-4} \text{ см}^2/\text{с}$ [221, 312]. Глубина карбонизации бетона в трещине пропорциональна квадратному корню из ширины трещины и времени карбонизации [221]. Увеличение прочности бетона приводит к росту глубины карбонизации вдоль трещины, что связано с уменьшением поглощающей способностью бетоном стенок трещин.

Диффузия углекислого газа по высоте трещины внутрь бетонной конструкции определяется следующими параметрами [754]:

- шириной раскрытия трещин;
- проницаемостью самой трещины, зависящей от количества отложений внутри трещины физического или химического состава;

- диффузией щелочи, зависящей от условий окружающей среды и характера переменного увлажнения.

Трещины в защитном слое бетона нарушают условие пассивности арматуры. Только волосяные трещины являются неопасными для коррозии арматуры, так как они не влияют на изменение щелочности бетона [659, 759]. Данный вывод основан на идентичности коррозионного процесса в бетоне с трещинами и без них.

Коррозия арматуры в силовой трещине связана с локальной депассивацией ее поверхности в результате нарушения сцепления стальной арматуры с бетоном и последующим нарушением стабильности пассивирующей стали оксидных пленок [221].

Теоретические закономерности механизма коррозии арматуры в трещинах железобетона при постоянном их раскрытии позволяют прогнозировать интенсивность затухающего развития коррозии арматуры в трещинах бетона с шириной раскрытия $a_{crc} \leq 0,1$ см в определённых условиях [24, 103–106, 399, 402, 400, 428, 445]. Механизмом коррозии арматуры в трещине железобетона является коррозионная макропара, состоящая из разности потенциалов трех элементарных гальванических макропар между отдельными участками арматуры: дифференциальной щелочности электролита, дифференциального растягивающего напряжения в арматуре и дифференциальной аэрации [402, 403].

Все три макропары принимают участие в процессе растворения металла. Однако разность потенциалов двух последних макропар значительно меньше разности потенциалов первой [403].

Причиной образования первой элементарной макропары является разность значения рН электролита между участками под ненарушенным защитным слоем и в зоне трещины. Действие первой макропары обусловлено расположением анода в зоне трещины и катода на остальной пассивной поверхности арматуры. Её эффективная работа зависит от электропроводности бетона, т.е. от его влажности. Первоначальная разность потенциалов этой пары достигает величины – 300...400 мВ [403]. Однако, макропара дифференциальной щёлочности вызывает коррозионный процесс только при условии депассивации стали. Размер анодного участка и величина его потенциала зависит от многих причин: величины раскрытия трещины, степени водонасыщения бетона, концентрации в воде активирующих ионов (Cl^- , SO_4^{2-}) и скорости их обмена в трещине [402].

Увеличение напряжения в арматуре в зоне трещины дополнительно сдвигает потенциал стали в отрицательную сторону. Однако приращение потенциала измеряется несколькими милливольтами, если при растяжении не достигается предел текучести [660]. Поэтому макропара градиента напряжения практического значения не имеет.

Третья элементарная макропара дифференциальной аэрации вызывает растворение металла под бетоном по обе стороны от трещины, когда ано-

дом становится менее аэрируемый участок стальной арматуры. В плотном цементном бетоне при ограниченном раскрытии трещин эта элементарная макропара в большинстве случаев самостоятельно не функционирует, из-за пассивации стали на участках по обе стороны от трещины, где располагается анод макропары. Гальваническая пара дифференциальной аэрации является эффективной в случае значительного ограниченного доступа к поверхности арматуры кислорода под бетоном вблизи трещины. Это наблюдается при периодическом увлажнении конструкции, когда плотный бетон насыщен водой, а трещина ею не заполнена.

Работа трёх коррозионных макропар происходит с анодным, катодным или омическим контролем, в зависимости от раскрытия трещин. Графоаналитический метод расчёта скорости коррозии стали в зоне трещин определяется работой макрогальванических пар в зависимости от ширины раскрытия трещин при действии раствора 0,1NaCl (рис. 1.27) [402].

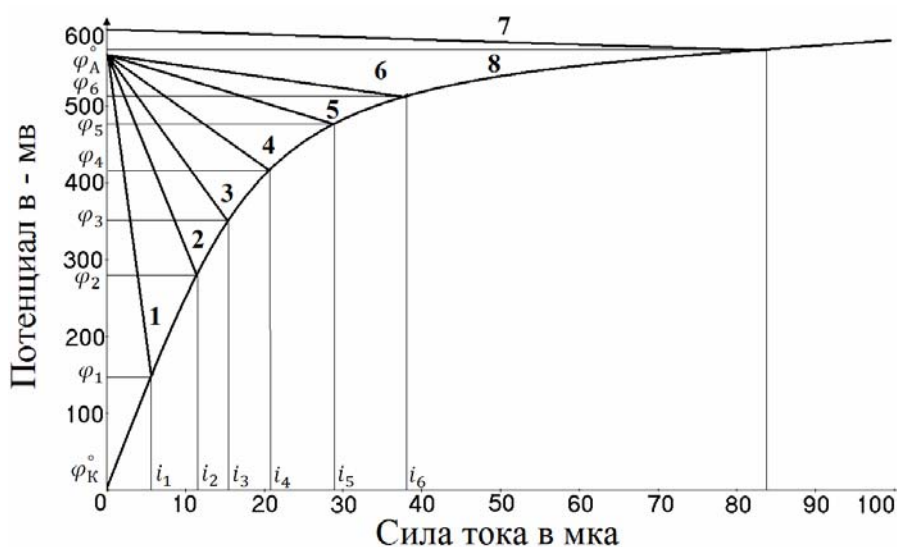


Рис. 1.27. Диаграмма электрохимических макрогальванических пар в зависимости от ширины раскрытия трещин с анодными поляризационными кривыми в зоне трещин:

- 1 – 0,05 мм; 2 – 0,1 мм; 3 – 0,2 мм; 4 – 0,4 мм; 5 – 0,6 мм; 6 – 1,0 мм;
- 7 – открытая сталь; 8 – катодная поляризационная кривая стали

Для определения максимального коррозионного тока и суммарного потенциала на рис. 1.27 из точек пересечения катодной и анодной кривых опускаются перпендикуляры на соответствующие координатные оси.

В то же время, принимая во внимание влияние на электрохимический процесс коррозии арматуры многочисленных факторов, представления о деталях механизма коррозии арматуры в трещинах бетона и его контролирующих характеристик имеют качественный характер [221, 312, 402].

С увеличением ширины раскрытия трещины поляризуемость анода, уменьшается (рис.1.28) [660, 402]. Увеличение тангенса угла наклона плотности тока к потенциалу кривых анодной поляризации указывает на интенсификацию анодного процесса при увеличении раскрытия трещин. В

водном растворе, содержащем 3500 мг/л хлора, затухание коррозии арматуры происходит только в трещинах раскрытием меньше 0,03 см, а в водном растворе, содержащем около 10000 мг/л ионов SO_4^{--} – в трещинах раскрытием меньше 0,05 см.

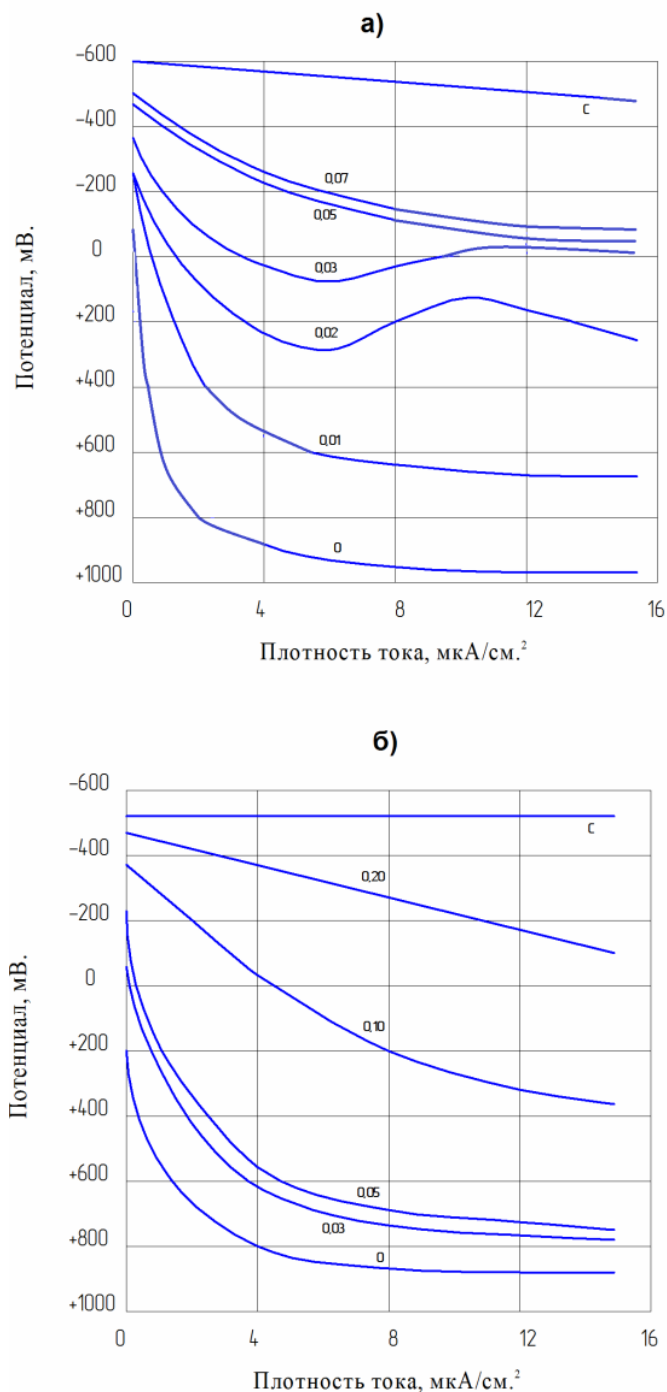


Рис. 1.28. Кривые анодной поляризации арматурной стали в бетоне с трещинами различного раскрытия по исследованиям НИИЖБ. Электролит:
 а – 0,1 н раствор NaCl; б – 0,1 н раствор Na₂SO₄;
 числа у кривых – ширина раскрытия трещин, см;
 С – открытая сталь; 0 – бетон без трещин

Физическим критерием критической (опасной) величины раскрытия трещин для долговечности железобетонных конструкций является переход от механизма коррозии при работе макропары с анодом- в трещине бетона к механизму коррозии открытой стали, с учётом незатухающего характера коррозии арматуры.

При эксплуатации конструкций в воздушно – влажных средах или при их периодическом увлажнении возможности теоретического анализа и прогноза коррозии арматуры в трещинах бетона очень ограничены. Периодическое увлажнение и высушивание защитного слоя бетона создаёт наиболее благоприятные условия для функционирования сравнительно сильной комплексной макропары, из-за постоянного содержания в порах бетона электролита и воздуха из атмосферы в количестве, достаточном для поддержания процесса деполяризации анода и катода. В речных гидротехнических сооружениях такой агрессивной средой являются грунтовые воды [101].

Поэтому объективные научные результаты получаются только с помощью изучения кинетики коррозионного процесса арматуры на прямых моделях железобетонных конструкций с поперечными расчётными трещинами. Экспериментальные исследования на прямых моделях проводятся из-за влияния на коррозионный процесс следующих факторов:

- необъективного определения проницаемости расчётных поперечных трещин с шириной их раскрытия на поверхности бетона, из-за их депланации по направлению от поверхности бетона к арматуре [221, 402, 778] и наличия зоны влияния поперечных трещин. Нормативное значение ширины раскрытия трещин определяется на расстоянии 25мм от арматуры до поверхности бетона, отличаясь от истинной ширины раскрытия трещин на поверхности арматуры [552]. По обе стороны от поперечной трещины возникают микротрещины, которые образуют зону разрыхления структуры бетона, так называемую зону влияния трещины, зависящая от ширины раскрытия трещин [402, 585];

- влияния на коррозионный процесс арматуры в поперечных трещинах бетона уплотняющихся продуктов коррозии стали и бетона. В результате реакции между гидроксидом кальция, диффузирующим в полость трещины из бетона и углекислотой, содержащейся в воде, трещина заполняется карбонатом кальция. Кроме этого трещины заполняются частицами аэрозолей и продуктами газовой коррозии бетона [221, 312, 402]. Уплотнение полости трещины продуктами гидратации, коррозии и механическими взвесями приводит к затуханию коррозионных процессов на арматуре [402].

В постоянно раскрытых нормальных трещинах шириной до 0,4 мм происходит процесс самозалечивания трещин, вследствие отложения продуктов химических и электрохимических реакций, механической коагуляции, что приводит к ограничению скорости коррозии арматуры [484]. При заполнении трещин с раскрытием $a_{crc}=0,2$ мм соответствующими материальными отложениями её диффузионная проницаемость уменьшается в 3 раза [484, 778]. Снижение диффузионной проницаемости трещины способствует восстановлению высокой щелочности поровой влаги и

соответствующей пассивации стали. Свойство изменять диффузионную проницаемость трещин учтено в СНиП 2.03.11-85* [552] положением о не уменьшении нормативных сроков службы железобетонных конструкций при наличии трещин с шириной раскрытия 0,15–0,30 мм в железобетонных конструкциях 2-3-й категорий трещиностойкости.

Глубина карбонизации стенок трещины, как и глубина карбонизации бетона, зависит от диффузионной проницаемости бетона для CO_2 рис. 1.29 [221].

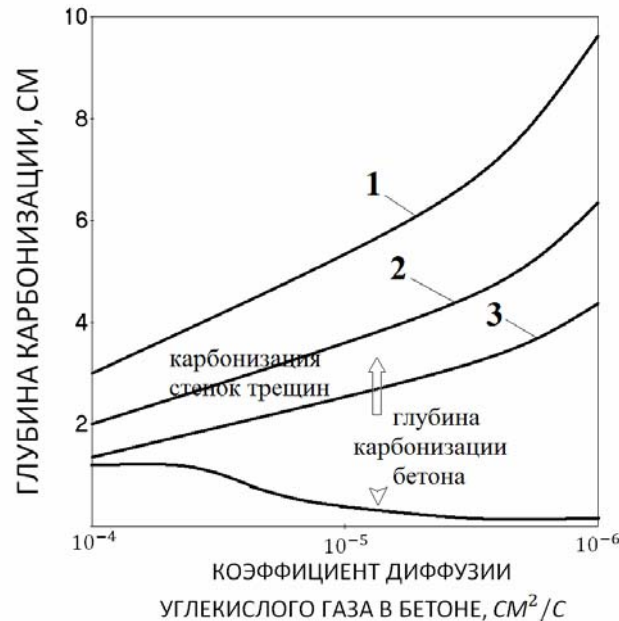


Рис. 1.29. Зависимость глубины карбонизации от диффузионной проницаемости бетона:
1,2,3 – ширина раскрытия трещин соответственно 0,5; 0,2 и 0,1 мм;
4 – бетон без трещин

В кислых газовых средах ограничение ширины раскрытия трещин рекомендуется принимать в зависимости от длительности раскрытия с учётом скорости нейтрализации стенок трещин [430].

Для железобетонных элементов, рассчитываемых по второй категории трещиностойкости, коррозионная сохранность арматуры обеспечивается, если суммарная продолжительность кратковременного раскрытия трещины (τ_{cr}) не превышает продолжительности нейтрализации стенок трещины кислыми газами.

Математическая модель инкубационного периода коррозии арматуры, учитывающая нейтрализацию стенок трещин кислыми газами в зависимости от технологических, геометрических и химических факторов предложена в [430]:

$$\tau_{кр} = \tau_{н} = \frac{m_0 x^4 D'_\sigma K_\Pi^2}{c_0 a_T^3 D_B^2 K_\Phi^2}, \quad (1.77)$$

где m_0 – реакционная ёмкость бетона в относительных единицах; x – толщина защитного слоя бетона, см; D'_σ – эффективный коэффициент диффузии

кислого газа в бетоне, $\text{см}^2/\text{с}$; $D_{\text{в}}$ – коэффициент диффузии газа в воздухе, $\text{см}^2/\text{с}$; $a_{\text{т}}$ – ширина раскрытия трещин, см ; c_0 – концентрация кислого газа в воздухе в относительных единицах; $K_{\text{п}}$ – коэффициент извилистости стенок трещины; $K_{\text{ф}}$ – коэффициент формы сечения.

Расчет $\tau_{\text{кр}}$ по формуле (1.76) позволяет равноценно увеличить в 4 раза допустимую ширину кратковременного раскрытия трещины при двукратном росте толщины защитного слоя бетона.

Зависимость допустимого кратковременного раскрытия трещин в конструкциях второй категории трещиностойкости, с высокопрочной арматурой, с учётом суммарной продолжительности кратковременного раскрытия трещин при сохранение пассивного состояния арматуры приведена в полулогарифмической шкале на рис. 1.30 [430]. Зависимости построены для технических, геометрических и химических характеристик бетона и газовой среды с толщиной защитного слоя бетона 2,5 см при его реакционной ёмкости $m = 50$, концентрации углекислого газа $C_0 = 0,0003$ и коэффициента диффузии его в воздухе $D_{\text{в}} = 0,14 \text{ см}^2/\text{с}$.

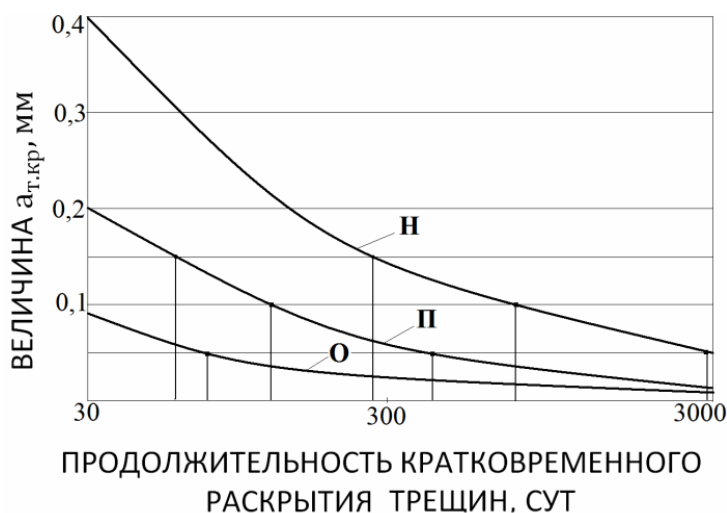


Рис. 1.30. Зависимости допустимого кратковременного раскрытия трещин в конструкциях второй категории трещиностойкости для бетона различной проницаемости с учётом суммарной продолжительности раскрытия

Условные обозначения Н, П, О – проницаемость бетона по СНиП 2.03.11-85* [552] соответственно: нормальная, пониженная и особо низкая.

Применение более проницаемого бетона позволяет увеличить раскрытие трещины без повышения толщины защитного слоя (см. рис. 1.30). Однако это может привести к увеличению распространения коррозии вдоль арматуры в связи с ускорением нейтрализации бетона между трещинами.

Глубина карбонизации бетона в трещине пропорциональна квадратному корню из ширины трещины и времени карбонизации. Из-за уменьшения поглощающей способности стенками бетона глубина карбонизации

бетона в трещине возрастает с увеличением прочности бетона [778]. Скорость коррозии арматуры в постоянно раскрытой трещине бетона зависит от ширины её раскрытия, степени агрессивности среды, вида и диаметра арматуры и величины напряжений [221, 312, 402].

Влияние ширины раскрытия трещин на коррозию арматуры определяется различной поляризацией в них стали зависящей от:

- площади действующего анода;
- скорости отвода продуктов анодной реакции от поверхности участка анода;
- установившейся концентрации гидроксида кальция в электролите в трещине;
- вида агрессивных агентов, проникающих в трещину.

Методика установления допускаемой ширины раскрытия трещин в железобетонных конструкциях по условию коррозионной сохранности арматуры $a_T^{доп}$ в зависимости от класса капитальности сооружений приведена в работе [101].

Вероятность образования в конструкции трещины с опасным развитием коррозии арматуры не должна превышать определенную величину. Эта ширина раскрытия трещин *определена* на железобетонных кольцах диаметром 2,24 м при различных коэффициентах армирования μ , испытанных в различных условиях рис 1.31 [101].

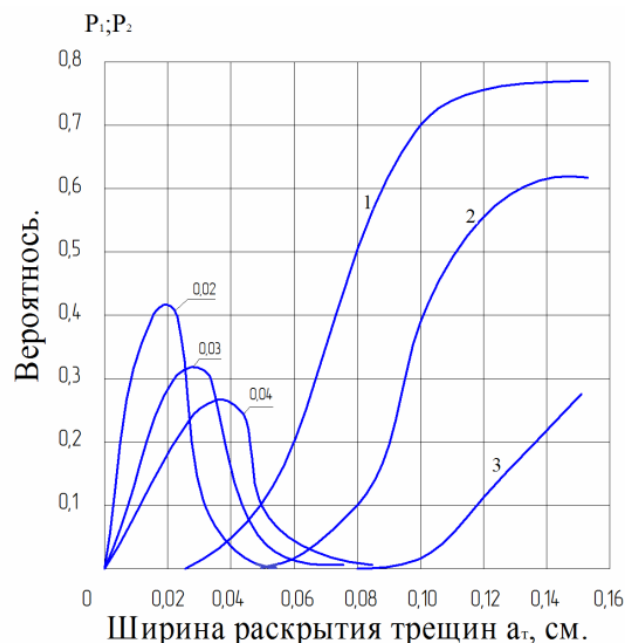


Рис.1.31. Вероятность образования трещин различного раскрытия (p_1) и опасного развития коррозии арматуры в трещинах железобетона (p_2): числа у кривых p_1 : 0,02; 0,03; 0,04 – средняя ширина раскрытия трещин в конструкции, $a_{то}$, см;

номер у кривых p_2 : 1 – периодическое погружение образцов в водопроводную воду; 2 – фильтрация воды, содержащей 200 мг/л Cl^- и 30 мг/л SO_4^{2-} ; 3 – постоянное нахождение образцов в проточной водопроводной воде и фильтрация той же воды

Оценка вероятности \dot{P} опасного развития коррозии арматуры во всех трещинах в конструкции с номинальной «средней» шириной раскрытия a_{T_0} определяется с помощью интеграла произведения плотности вероятности образования различных трещин на вероятность опасной коррозии арматуры P_2 в трещинах соответствующего раскрытия:

$$\dot{P} = \int_0^{a_{T_{\max}}} y_{p_1} p_2 da_T, \quad (1.78)$$

где \dot{P} – вероятность опасного развития коррозии арматуры во всех трещинах, представляющее произведению $p_1 \cdot p_2$; $y_{p_1} = p_1 / \Delta a_T$ – плотность вероятности p_1 , 1/см; $a_{T_{\max}}$ – практически наибольшая ширина раскрытия трещин в конструкции при номинальной величине a_{T_0} , см.

Величина \dot{P} определяется численным интегрированием по формуле парабол, из-за отсутствия аналитических выражений функций $y_{p_1}(a_T)$ и $p_2(a_T)$ [101]:

$$\dot{P} = \int_a^b f(x) dx = \frac{b-a}{3n} [f_0 + f_n + 2(f_2 + f_4 + \dots + f_{n+2}) + (f_1 + f_3 + \dots + f_{n+1})], \quad (1.79)$$

где a, b – крайние значения a_T в пределах интегрирования; n – количество интервалов, на которое разбита область интегрирования; f_i – значение произведения $y_{p_1} P_2$ в пределах интервала, 1/см.

Рекомендуемые максимальные допускаемые вероятности опасного развития коррозии арматуры в сооружениях различных классов капитальности приведены в (табл. 1.21) [101].

Т а б л и ц а 1 . 2 1

Максимальные значения допускаемой доверительной вероятности \dot{P}_{\max} опасного развития коррозии в трещинах железобетона

Класс сооружения	\dot{P}_{\max}
I	0,01
II	0,03
III	0,05
IV	0,1

По сравнению со значениями для I класса величина $a_T^{\text{доп}}$ возрастает для сооружений II, III и IV классов, в 1,3; 1,6 и 2 раза (табл.1.17). Для условий периодического погружения конструкций в воду различной агрессивности величины $a_T^{\text{доп}}$ приведены в (табл.1.22) [101].

Таблица 1.22

Допустимая ширина раскрытия трещин при суммарной концентрации хлорид и сульфат ионов

Суммарная концентрация в воде ионов Cl^- и SO_4^{2-} , мг/л	$a_T^{доп}$, см
50	0,021
230	0,015
500	0,010
1000	0,008
18000	0,005

Для обеспечения долговечности железобетонных элементов важнейшей характеристикой расчётных поперечных трещин является стабильность размеров во времени. Однако, в вопросе о кинетике изменения размеров трещин отсутствует единое мнение учёных. Трещина ведёт себя наподобие клина, который с течением времени удлиняется [505, 664], в то же время трещина со временем частично кольматируется или полностью ликвидируется [220, 729].

Причинами самоуплотнения трещин в бетоне являются [101]:

- набухание бетона, так как среднее значение относительной деформации разбухания бетона между смежными трещинами составляет $0,5 \cdot 10^{-4}$;
- отложение в трещине продуктов химических реакций, наибольшее значение из которых имеет реакция карбонизации гидрата окиси кальция $Ca(OH)_2$ [393, 395]. Из-за инфильтрации в Баку-Шолларский бетонный водопровод грунтовых сульфатных вод, в питьевой воде водопровода происходило нарушение равновесия между гидрокарбонатами и свободной углекислотой с выпадением из воды карбонатов [30, 343]. За тринадцатилетний период эксплуатации на внутренней поверхности водопровода отложился плотный слой карбоната кальция толщиной 1,4 мм. В армированном бетоне при фильтрации воды в трещине железистые соли переходят из двухвалентной в трехвалентную (нерастворимую) форму. Авария Везерского шлюза произошла из-за увеличения противодавления воды, возросшего вследствие засорения дренажа гидратом окиси железа [368];
- самозалечивание трещин, вызываемое зарастанием трещин в бетоне кристаллами $Ca(OH)_2$ и $CaCO_3$ и сопровождающееся частичным или полным восстановлением прочности конструкции [411, 533, 566, 576, 577, 741].

Загружение железобетонного моста пролетом 12,2 м через три месяца после его постройки пробной нагрузкой, превышавшей эксплуатационную, вызвало образование косых трещин у концов балки. При вторичном испытании моста через три года эксплуатации при нормальной нагрузке они не раскрылись, а образовались новые трещины [533]. Прочность шва восьме-

рок, впервые разорванных в возрасте 28 суток, через месяц хранения образцов в воде составила около 10 % первоначальной прочности [576, 577, 741].

В железобетонных цилиндрах с трещинами, находившихся несколько лет в воде, при вторичном испытании образовались трещины в новых местах при усилиях, равных 167-379 % усилий, вызвавших трещинообразование во время первого испытания в возрасте 28 суток [411];

- механический кольматаж трещин, обуславливаемый механической закупоркой трещин зернами, соизмеримыми с сечением трещины и адсорбцией мелкими глинистыми частицами поверхности трещины. Коагуляции способствуют щелочная среда и наличие многовалентных катионов (Ca^{++} , Al^{++}) [446];

- самоуплотнение трещины пузырьками воздуха, растворенного в воде и выделяющимся из воды в соответствии с законом Генри, по мере падения давления вдоль пути фильтрации [102]. Однако «воздушный кольматаж» нестабилен, из-за частичной растворимости воздушных пузырьков в воде, уменьшения в размерах, или выноса наружу.

Анализ процессов самоуплотнения показывает сложность определения результирующего эффекта при комплексном влиянии соответствующих факторов.

Кинетика самоуплотнения сквозных трещин при фильтрации через грунт воды, не имеющей взвешенных твердых частиц, зависит от расхода воды в трещине g и продолжительности фильтрации и описывается двухпараметрической экспоненциальной функцией [101]:

$$g = g_0 e^{-\left(\frac{t}{T}\right)^b}, \quad (1.80)$$

где g_0 – начальный единичный расход воды в трещине, определяемый экспериментально, $\text{см}^3/(\text{с}\cdot\text{см})$; t – продолжительность фильтрации, сутки; T – характерная продолжительность процесса самоуплотнения, за которую начальный расход воды в трещине уменьшается в e раз, сутки; b – безразмерный параметр функции самоуплотнения для ширины раскрытия трещин в диапазоне 0,005-0,05 см, зависящий от величины гидрокарбонатной щелочности воды (w , мг.экв/л) и градиента напора J .

Коэффициент фильтрации в несквозной (тупиковой) клиновидной трещине вычисляется по формуле [101]:

$$K_\phi = \frac{g}{\Phi_{\text{тип}} (H_1 - H_2)}, \quad (1.81)$$

где K_ϕ – коэффициент фильтрации бетона, $\text{см}/\text{с}$; g – расход воды, просачивающейся из тупиковой трещины на низовую грань конструкции, $\text{см}^3/(\text{с}\cdot\text{см})$; $\Phi_{\text{тип}}$ – коэффициент, интегрально характеризующий форму и длину струек

воды в области фильтрации (безразмерная величина); $(H_1 - H_2)$ – величина перепада полного напора, воспринимаемой конструкцией.

Ширина трещин в железобетонных элементах периодически испытывающих воздействие переменных, а иногда и знакопеременных нагрузок в виде силовых воздействий внешней среды и колебаний температуры бетона (шлюзы, обделки напорных туннелей) изменяются. «Дышащие» трещины по сравнению со стабильными, более неблагоприятны в отношении долговечности железобетонных конструкций, так как в них периодически ликвидируется, или частично снижается эффект самоуплотнения [101].

Различные пределы изменения ширины раскрытия трещин способствуют частичному или полному выносу накопившихся отложений [101]. С течением времени процесс их самоуплотнения происходит по закономерностям, установленным для стабильных трещин с раскрытием, равному максимальному раскрытию («дышащих») трещин.

Результаты экспериментальных исследований на двух трещинах при их переменном раскрытии при фильтрации воды с $W = 0,8$ мг.экв/л и градиенте напора $J=64$ представлены на рис. 1.32 [101]. Начальная ширина трещин составляет 0,03 см. После 18 суток фильтрации начальная ширина трещин $a_T = 0,3$ см увеличивается до $a_T = 0,5$ см. При этом расход воды возрастает с последующим его уменьшением (кривые 4 и 5). На 39-е сутки обе трещины уменьшаются до 0,03 см с увеличением до 0,05 см на 52-е сутки. После 52-х суток самоуплотнение трещин продолжается по линейным зависимостям (кривые 8 и 9).

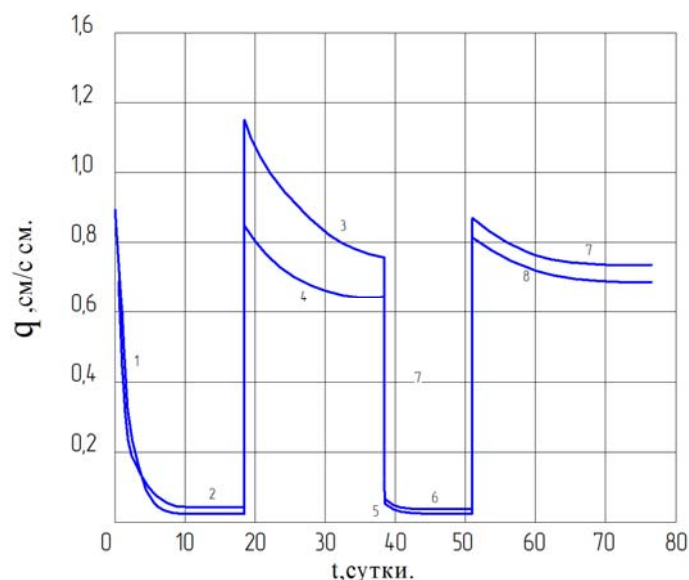


Рис. 1.32. Графики самоуплотнения трещин в бетоне при периодическом изменении ширины их раскрытия от 0,03 до 0,05 см ($W=0,8$ мг.экв/л; $J = 64$):
 1, 2, 3, 6, 7 – периоды раскрытия трещин 0,03 см;
 4, 5, 8, 9, 10 – периоды раскрытия трещин 0,05 см

Влияние вибрации железобетонной конструкции с частотой 1430 кол./мин при амплитуде 0,2 мм на самоуплотнение трещин с шириной раскрытия 0,03 см и фильтрацией воды с $w = 0,8 \frac{\text{МГ} \cdot \text{ЭКВ}}{\text{Л}}$ при $J=64$ не отмечается на кинетику самоуплотнения трещин [101].

В железобетонных балках при воздействии многократных пульсирующих нагрузок с частотой колебания нагрузки равной 430 циклам в мин, при варьировании характеристик цикла нагрузки $\rho = \frac{P_{\text{мин}}}{P_{\text{макс}}} = 0,70$ после 2 млн циклов нагрузки расход воды не изменяется, из-за кольматажа трещин механическими продуктами разрушения бетона. Самоуплотнение трещин в железобетонных балках при $\rho \geq 0,70$ происходит по закономерностям, установленным для стабильных трещин с раскрытием, равном максимальному раскрытию («дышащих») трещин [313, 314].

К закономерностям процесса самоуплотнения трещин в бетоне, происходящего при фильтрации чистых природных вод, вследствие набухания бетона и отложения образующегося в трещинах карбоната кальция, относятся [101]:

- кинетика самоуплотнения постоянно раскрытых трещин зависит от их формы и ширины их раскрытия, гидрокарбонатной щелочности воды и градиента напора и описывается двухпараметрической экспоненциальной функцией;
- трещины с раскрытием больше 0,1 см практически не самоуплотняются;
- в клиновидной трещине наблюдается частичное самоуплотнение в короткий начальный период, после чего водопроницаемость трещины стабилизируется согласно закономерностям, установленным для трещин с параллельными стенками;
- периодические колебания ширины раскрытия трещин вызывают их самоуплотнение по закономерностям, как для постоянно раскрытых трещин с верхним пределом раскрытия.

Кинетика коррозии арматуры в трещинах бетона при фильтрации воды под градиентом напора 25 (рис. 1.34) аналогична, как для условий безнапорного омывания образцов проточной водой того же состава (рис.1.33) [101]. В обоих случаях с учётом не затухания глубины коррозии арматуры величина $a_{\text{T}}^{\text{кр}}$ составляет 0,15 см. В условиях непрерывной фильтрации водопроводной воды под градиентом напора 25 трещины с раскрытием менее 0,03 см за 1-2 года полностью самоуплотнились отложениями CaCO_3 и $\text{Fe}(\text{OH})_2$.

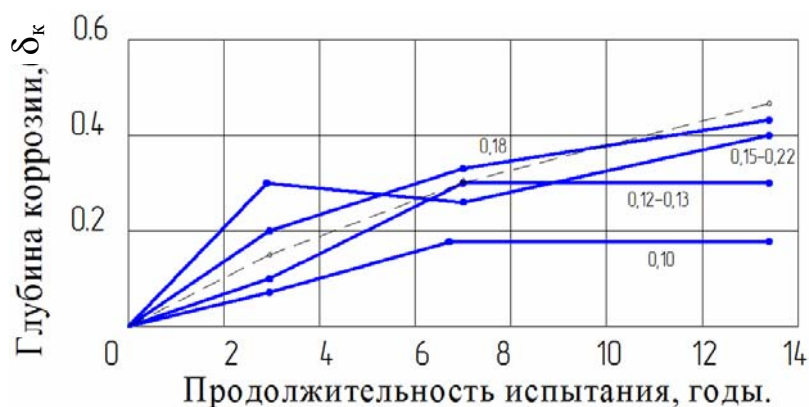


Рис.1.33. Кинетика коррозии арматуры в трещинах бетона при постоянном хранении образцов в пресной проточной воде на глубине 0,2-0,5 м: числа на кривых – ширина раскрытия трещин, см; пунктир – коррозия открытой стали

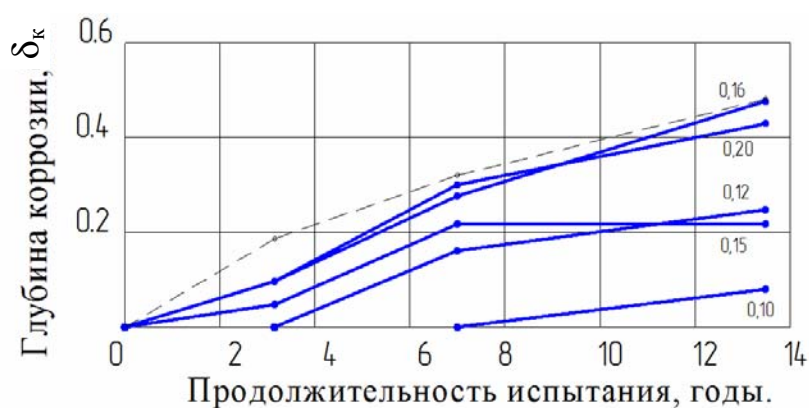


Рис. 1.34. Кинетика коррозии арматуры в трещинах железобетона при постоянной фильтрации пресной воды: числа на кривых – ширина раскрытия трещин, см

Постоянная фильтрация через образцы водопроводной воды с концентрацией ионов хлора 200 мг/л и сульфат-ионов 30 мг/л вызывает более интенсивную коррозию арматуры в трещинах с раскрытием более 0,1 см по сравнению с фильтрацией чистой воды (рис.1.35,а и 1.34) [101]. Повышение концентрации хлорид-ионов в воде до 200 мг/л вызывает незатухающую коррозию арматуры в трещинах с раскрытием более 0,1 см и увеличивает более, чем в 2 раза глубину коррозии в трещинах меньшего раскрытия.

Результаты экспериментальных исследований коррозии арматуры в трещинах железобетонных конструкциях, эксплуатирующихся в промышленных сооружениях в атмосферных условиях с различной агрессивной средой с постоянно раскрытыми трещинами, содержится в работах отечественных и зарубежных исследователей [14, 24, 394, 399, 402, 428, 633, 696, 728, 755, 769].

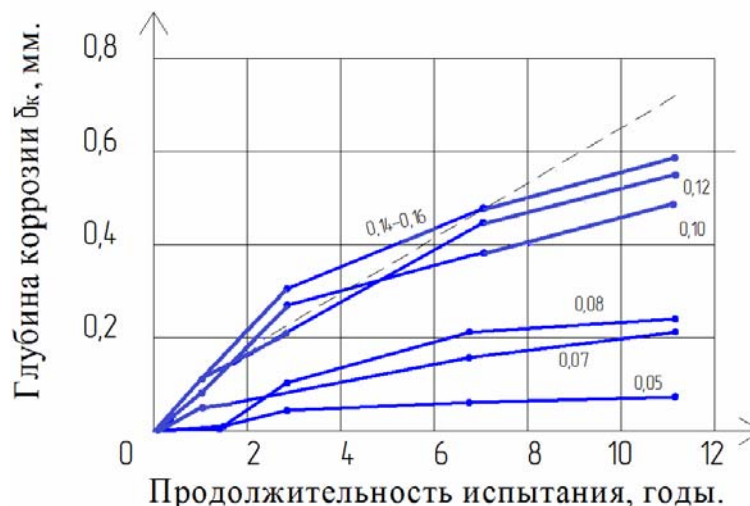


Рис. 1.35. Кинетика коррозии арматуры в трещинах железобетона при постоянной фильтрации воды, содержащей 200 мг/л Cl^- и 31 мг/л SO_4^{2-} :
 числа на кривых – ширина раскрытия трещин, см;
 пунктир – коррозия открытой стали в той же воде

Из-за отсутствия общепринятого критерия опасности трещин с точки зрения коррозии арматуры рекомендуются различные значения допускаемой ширины раскрытия трещин в железобетоне для одинаковых условий эксплуатации сооружений [399] (табл.1.23).

Т а б л и ц а 1 . 2 3

Допускаемая ширина раскрытия трещин в железобетоне по условию сохранности арматуры от коррозии

Исследователи	Условия эксплуатации	a_T , см
Пробст, Ренгерс, Шамбот	В атмосферных условиях	0,030
Граф	В атмосферных условиях	0,025
Салите	В атмосферных условиях	0,020
Хонигман	В атмосферных условиях при постоянной и временной нагрузках;	0,050
	то же – при постоянной нагрузке	0,030
Лоссье	В атмосферных условиях	0,05-0,067

Требование определения допустимого раскрытия трещин для горячекатаной пластической арматуры как в нашей стране, так и за рубежом основывается на затухающем характере коррозии арматуры при ограниченном раскрытии трещин, учитывающего особенности коррозионного поведения разных классов арматурной стали и характер воздействия агрессивности среды [402, 492, 493, 544].

Экспериментальные исследования коррозии арматуры в трещинах железобетонных балках сечением 100×100 и 100×200 мм, армированных стержнями периодического профиля классов А-II и А-III диаметром 12 и 20 мм, испытывающихся в режиме периодического погружения в пресную воду с частотой 100 циклов в год (портландцемент марки «400», В/Ц=0,60; водопроводная вода, содержащая 14 мг/л Cl^- и 31 мг/л SO_4^{2-}) показывают вероятность возникновения коррозии в (рис. 1.36) [101]. Данные получены по 10 трещинам одинакового раскрытия,

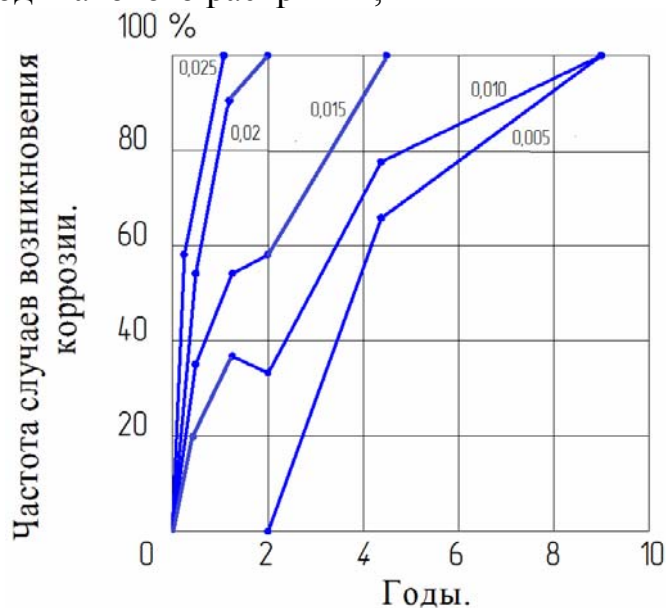


Рис.1.36. Частота случаев коррозии арматуры в трещинах железобетона при периодическом погружении образцов в водопроводную воду с частотой 100 циклов в год: числа у кривых – ширина раскрытия трещин, см

Коррозия арматуры при данном режиме воздействия внешней среды возникает за 9 лет во всех трещинах раскрытием более 0,005 см и происходит по закону, близкому к экспоненциальному (рис. 1.37) [101, 402].

Критической величине раскрытия трещин $a_T^{кр}$ соответствует глубина коррозии $\delta_k^{кр}$, являющаяся результатом перехода к механизму коррозии открытой стали.

Допускаемой величиной является $a_T^{кр} = 0,1$ см после превышения которой не происходит изменение скорости характеристик коррозии арматуры (см. рис. 1.37). В зоне трещин с раскрытием более 0,1 см принятый режим испытания не обеспечивает условия для поддержания на участке трещины сплошного заполяризованного анода. Коррозия протекает по механизму функционирования микропар, как на открытой поверхности стали.

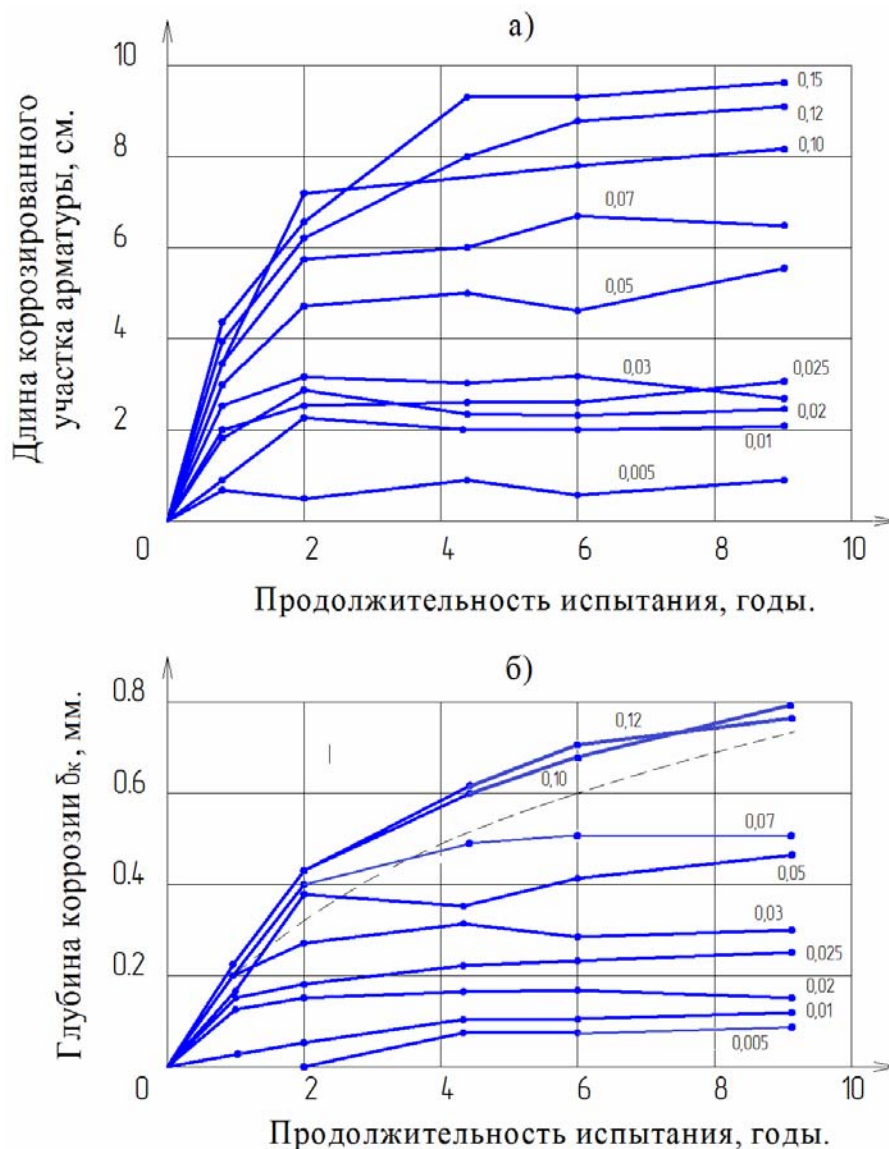


Рис.1.37. Кинетика развития коррозии вдоль (а) и вглубь арматуры (б) в трещинах бетона при периодическом погружении образцов в пресную воду с частотой 100 циклов в год:
 числа на кривых – ширина раскрытия трещин, см;
 пунктир – коррозия открытой стали

Глубина коррозии металла на контрольных необетонированных стержнях сопоставима с глубиной коррозии арматуры в трещинах с $a_T > 0,1$ см близкой к незатухающей скорости коррозии открытой стали рис.1.37 (б).

В расчётных поперечных трещинах наблюдается первоначальное ускорение процесса коррозии арматуры по сравнению с коррозией открытой стали с последующим его затуханием [459, 494, 495]. Степень ускорения и затухания зависят от ширины раскрытия трещины. В зоне трещин с раскрытием более 0,1 мм на железобетонных элементах с цементным вяжущим коррозия арматуры изначально идёт быстрее, чем на незащищённой стали, как на воздухе, так и при периодическом увлажнении (рис.1.38) [402].

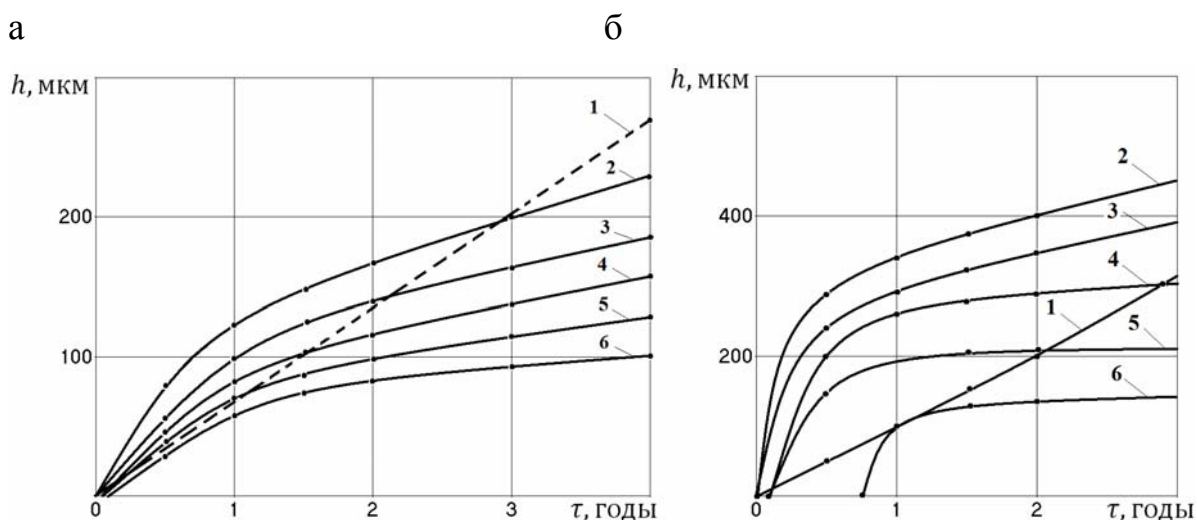


Рис. 1.38. Кинетика коррозии арматуры в зоне трещин:
 а – в атмосферных условиях Москвы;
 б – при периодическом увлажнении образцов;
 1 – открытый стержень; 2, 3, 4, 5, 6 – ширина трещин (0,7; 0,4; 0,3; 0,2 и 0,1 мм соответственно); h – глубина язв

Кинетика коррозии арматуры в трещинах бетона с $a_{cr} < 0,7$ мм в атмосферных условиях Московской области и при периодическом увлажнении имеет затухающий характер (рис.1.38).

Повышенная первоначальная скорость коррозии арматуры в трещинах бетона по сравнению с незащищённой сталью объясняется более длительной сохранностью влаги у поверхности арматуры, чем на открытой поверхности стали. Через 1-2 года испытания образцов градиент увеличения коррозии арматуры тем больше замедляется, чем меньше раскрытие трещин. Причиной меньшей скорости коррозии арматуры в трещинах с малым раскрытием, по сравнению с незащищённой сталью, является ограничение как анодного, так и катодного процесса на поверхности арматуры в зоне трещин за счёт уплотнения полости трещин увеличивающихся в объёме в стеснённых условиях продуктов коррозии стали [402]. Растущее давление со стороны слоя продуктов электрохимического процесса при незатухающем характере коррозии арматуры приводит к раскалыванию и отпадению защитного слоя бетона вдоль стержня. После этого скорость коррозионного процесса на поверхности арматуры становится аналогичной скорости коррозии поверхности незащищенного металла. Опасность этого практического явления тем выше, чем ниже прочность бетона и его толщина защитного слоя у арматуры [461].

При периодическом увлажнении неагрессивной водопроводной водой с частотой 100 циклов в год образцов из бетонов различной проницаемости ($V/C = 0,5$ и $0,75$) с трещинами разной ширины раскрытия прекращение роста интенсивности коррозионного поражения арматуры наступает после 9 лет при раскрытии трещин более 1 мм. После этого срока коррозия раз-

вивается со скоростью, равной скорости коррозии необетонированных стержней рис 1.39 [221].

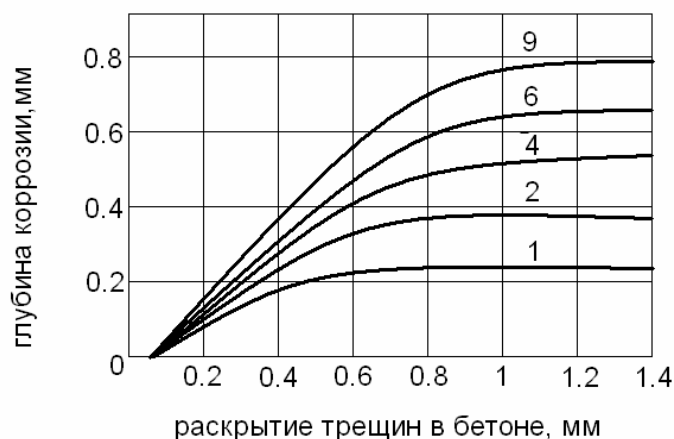


Рис. 1.39. Зависимость глубины поражения стержней арматуры от ширины раскрытия трещин при периодическом увлажнении пресной водой. Цифры у кривых – годы

Процессы коррозии арматуры в трещинах железобетонных конструкций, постоянно находящихся во влажной среде с относительной влажностью воздуха близкой к точке росы, и конструкций, подверженных периодическому насыщению неагрессивной водой при частоте 100 циклов в год имеют аналогичный характер [101].

Наиболее опасным для долговечности нетрещиностойких железобетонных конструкций является периодическое увлажнение конструкции водой, содержащей хлорид-ионы.

На рис. 1.40 показаны кривые, отражающие кинетику коррозионного износа арматурной стали в зависимости от ширины трещин в хлоридсодержащем растворе $C_{Cl} = 0,1 \%$ [365].

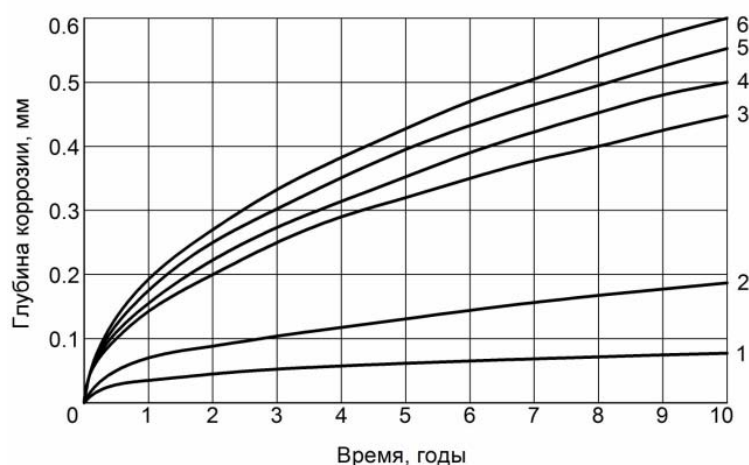


Рис. 1.40. Кинетика коррозии арматуры в бетоне с трещинами при содержании в хлоридсодержащем растворе $C_{Cl} = 0,1 \%$, где ширина трещины: 1 – 0,5 мм; 2 – 0,7 мм; 3 – 1,0 мм; 4 – 1,2 мм; 5 – 1,5 мм; 6 – открытый стержень

При периодическом погружении образцов в воду, содержащую 3 % NaCl, глубина язвенной коррозии арматуры в трещинах бетона с $a_{crc} \leq 0,030$ см за 1,5-2 года составляет 1,2-1,5 мм, с дальнейшим затуханием, вследствие их самоуплотнения карбонатами. В трещинах с $a_{crc} > 0,030$ см коррозия арматуры не затухает и за 7 лет испытаний коррозионные язвы имеют глубину до 3 мм [101]. Эффект деполяризации анода с повышением в воде концентрации ионов Cl^- в диапазоне 230-3500 мг/л и ширины раскрытия трещин $a_{crc} = 0,04 \div 0,015$ см усиливается прямо пропорционально логарифму их концентрации [101]. Не происходит влияния на снижение стойкости защитных пленок на анодных участках железа только при концентрации ионов Cl^- в воде менее 60 мг/л, 0,01 % NaCl за счёт резкого снижения поляризуемости анода на арматуре [400].

Активность сульфат-ионов (SO_4^{--}), как деполяризатора анода коррозионных пар, значительно ниже активности ионов Cl^- [400]. Поэтому, при установлении величин $a_T^{доп}$ учитывается суммарная концентрация ионов Cl^- и SO_4^{--} [101].

По результатам длительных экспериментальных исследований коррозии арматуры в трещинах бетона постоянного раскрытия в железобетонных элементах как при периодическом увлажнении пресной водой и водными растворами, содержащими хлорид-ионы, сульфаты и бикарбонаты, так и при постоянном погружении в непроточную и проточную неагрессивную воду получены следующие выводы [108]:

- во всех трещинах раскрытием более 0,05 мм коррозия арматуры возникает после некоторой продолжительности испытаний с вероятностью, возрастающей с увеличением раскрытия;

- существует критическая ширина раскрытия трещин a_{crc}^k , сверх которой коррозия арматуры не затухает, а развивается по закону коррозии как для незащищённой стали. Это значение a_{crc}^k зависит от агрессивности жидкой среды и режима её воздействия. Величина этого раскрытия, с учётом коэффициента запаса, может рассматриваться как один из критериев опасности трещины;

- способность бетона защищать арматуру в трещине увеличивается со снижением водоцементного отношения (В/Ц). Вид цемента не влияет на интенсивность коррозии арматуры в трещинах;

- при периодическом увлажнении неагрессивной водой с частотой 100 циклов в год значения коррозионного поражения арматуры в трещинах в воздушной среде с относительной влажностью, близкой к точке росы, практически совпадают;

- за 13 лет постоянного погружения в непроточную неагрессивную воду железобетонных образцов коррозия арматуры не возникает в трещинах любого раскрытия. Причиной является сохранение в глубине полости повышенного значения рН. Максимальная глубина коррозионного поражения арматуры в проточной воде составляет $\delta_{\max} = 300$ мкм, что значительно меньше, чем при периодическом увлажнении

- при периодическом увлажнении 3 %-м раствором NaCl максимальная язвенная коррозия в трещинах с $a_{crc} = 0,15$ мм и $a_{crc} = 0,20$ мм за два года испытания соответственно составляют $\delta_{\max} = 1,2$ мм и $\delta_{\max} = 1,3$ мм. В трещинах с $a_{crc} = 0,30$ мм за 7 лет воздействия среды максимальные коррозионные язвы принимают значения $\delta_{\max} = 3$ мм.

Глубина поражения арматурных стержней $\varnothing 5B - 1$ в трещинах железобетона при постоянной фильтрации раствора, содержащего 200 мг/л ионов хлора приведены в табл. 1.24 [471].

Т а б л и ц а 1 . 2 4

Результаты расчёта глубины поражения арматуры
в трещинах железобетона при постоянной фильтрации раствора

Ширина трещины, мм	Время экспозиции, годы			
	1	3	7	11
Глубина коррозии, мм				
0,5	-	0,055	0,070	0,075
0,7	0,045	0,085	0,165	0,220
1	0,080	0,265	0,370	0,485
1,2	0,105	0,215	0,445	0,550
1,4-1,6	0,105	0,320	0,480	0,585
Открытый стержень	0,105	0,245	0,495	0,710

Глубина коррозии открытого металла соответствует глубине поражения арматуры в $a_{crc} = 1,2 \dots 1,5$ мм табл. 1.20.

Расчетные положения и принципы обеспечения долговечности железобетонных конструкций, работающих в агрессивных средах, учитывают только статическое действие нагрузки [552, 555, 559], практически не принимая во внимание переменные эксплуатационные нагрузки с учетом требований СНиП 2.01.07 -85* «Нагрузки и воздействия» [557] и СНиП 2.09.03-85 «Сооружения промышленных предприятий» [558]. В то же время, переменный характер напряжённо-деформированного состояния поврежденного элемента и уровень напряжений оказывает интенсифицирующее влияние на кинетику взаимодействия агрессивной среды как с бетоном, так и арматурой элемента. Амплитуда ширины раскрытия трещины разрушает уплотняющие химические и физические материальные продукты в полости трещины [571]. Переменное раскрытие приводит к снижению щелочности

не только стенок трещин, но и бетона вдоль поверхности стержня по 1-2 мм в год для рифленой арматуры [571].

В работах [221, 312, 402, 571] отмечается, что механизм коррозии арматуры в трещинах находится в стадии интенсивного изучения, так как научные представления о нём еще недостаточны.

В иностранных научных источниках содержатся лишь разрозненные данные, по которым невозможно составить обобщенные количественные зависимости кинетики процесса коррозии арматуры в трещинах бетона. В тоже время они представляют научную ценность в части подтверждения результатов отечественных исследований долговечности нетрещиностойких железобетонных элементов.

1.6. Анализ имеющихся результатов экспериментально-теоретических исследований влияния коррозии арматуры на изменение механических характеристик арматуры, образования коррозионных трещин в бетоне и работу железобетонных элементов

Долговечность железобетонных конструкций с пластичной арматурой обеспечивается, если в процессе эксплуатации выполняются два условия по коррозионной сохранности элементов конструкции [221, 235, 341, 778]:

1) коррозия не должна приводить к недопустимому снижению механических характеристик арматуры;

2) коррозия не должна вызывать образования коррозионных трещин в бетоне вдоль арматурных стержней;

Имеются неоднозначные выводы экспериментально-теоретических исследований по влиянию коррозии арматуры на изменение механических характеристик арматуры.

В [320] отмечается, что среда незначительно влияет при коррозии на прочностные свойства стали. В то же время в [115, 270, 584, 703] утверждается, что агрессивная среда отрицательно влияет на пластические свойства сталей, понижая их сопротивляемость хрупкому разрушению. Язвенные поражения при хлоридной коррозии арматуры вызывают заметное ухудшение её физико-механических характеристик в стержне, особенно пластичности [74]. Подчёркивается, что пластичные арматурные стали менее чувствительны к коррозионным поражениям, вследствие перераспределения напряжений вблизи язв в процессе деформирования. Малопластичные стали более чувствительны к коррозионному поражению.

Влияние коррозионных поражений поверхности металла на механические свойства аналогично действию концентраторов напряжений, которые локализуют пластическую деформацию в небольшом объёме металла рис. 1.41 [221].

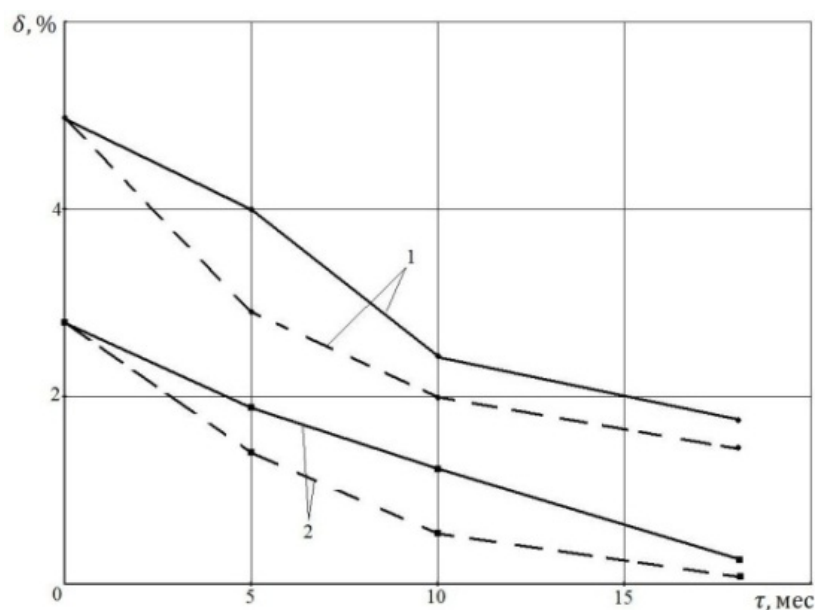


Рис. 1.41. Изменение остаточных удлинений высокопрочной проволоки диаметром 5 мм при хлоридной коррозии:
 1 – относительное удлинение δ_{100} ; 2 – равномерные удлинения δ_r ;
 ———— — общая коррозия; - - - - - местная коррозия

При локализованных коррозионных поражениях наблюдаемые остаточные деформации снижаются более резко, чем при общей коррозии (см. рис. 1.41). Концентрации напряжения в арматуре наблюдается около коррозионных поражений в виде язв [399].

Коррозионные поражения в виде отдельно расположенных язв глубиной в пределах 100 мкм для холоднотянутой проволоки диаметром 4 мм незначительно уменьшают разрывное усилие. Только при глубине поражения более 200 мкм прочность заметно снижается, и разрыв стержней происходит в зоне поражения (табл. 1.25) [398].

Т а б л и ц а 1 . 2 5

Влияние местной коррозии на прочность холоднотянутой проволоки диаметром 4 мм из стали Ст.3

Условия хранения образцов с трещинами в течение 12 месяцев	Глубина коррозии, мкм/% снижения $\varnothing 4$ мм	Уменьшение разрывного усилия, %
Увлажнение – высушивание	20-100/1-5	4-7
Атмосфера промышленного цеха с Cl2	20-100/1-5	4-8
Во влажном грунте	220-250/11-12,5	10-12
Во влажном грунте	400/20	20
Во влажном грунте	700/35	47
Во влажном грунте	1070/53,5	74

Общая равномерная коррозия мягких углеродистых сталей не изменяет их механических характеристик под напряжением [398, 570]. Язвенные

поражения при хлоридной коррозии арматуры класса А-1 в бетоне вызывают заметное ухудшение её физико-механических характеристик особенно пластичности. При диаметре 20 мм стержней из стали Ст3 из рёбер плит перекрытий таксомоторного парка после 10-12 лет эксплуатации и глубине язв до 2,4 мм минимальное относительное удлинение составляет 38 %, а временное сопротивление на растяжение на 14,8 % меньше среднего значения, чем для не корродировавшей части стержней [312].

Коррозия высокопрочной арматуры сопровождается начальным снижением пластичности, а затем хрупким разрушением. Основной характеристикой стойкости этой арматурной стали является изменение прочности и пластичности. Механизм хрупкого разрушения арматуры при коррозии под напряжением однозначно не установлен. Разрушение происходит в результате избирательного растворения отдельных структурных составляющих металла, его водородного охрупчивания, а также снижение его поверхностной энергии при адсорбции поверхностно-активных компонентов среды [221]. Сравнительная оценка отечественной высокопрочной термоупрочнённой арматуры к коррозионному растрескиванию приведена на (рис 1.42) [312].

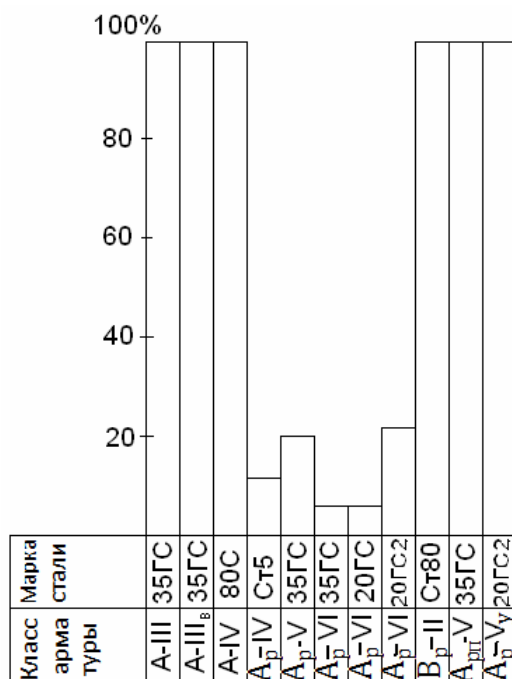


Рис. 1.42. Сравнительная стойкость против коррозионного растрескивания стержневой арматуры

Определение сравнительной стойкости против коррозионного растрескивания арматуры позволяет дифференцировать требования к расчёту, конструированию, технологии изготовления и защите конструкций в зависимости от степени агрессивности среды [552].

Коррозионному хрупкому обрыву подвержены малопластичные стали, испытывающие воздействие хлорид и сульфатсодержащих сред, высоко-

прочная холоднотянутая проволока и термически упрочненная арматура, имеющие концентраторы напряжения у дефектов структуры.

Снижение механических характеристик закаленных и низкоотпущенных сталей термически упрочненной арматуры классов от Ат-IV до Ат-VII наблюдается при местной коррозии арматуры глубиной 50-100 мкм по сравнению с мягкими сталями [270]. Незначительная местная коррозия высокопрочной проволоки не уменьшает ее прочность, но существенно снижает пластичность (табл. 1.26).

Т а б л и ц а 1 . 2 6

Влияние коррозии на механические свойства проволоки

Состояние проволоки	Напряжение при разрыве		Число перегибов на 180°
	кг/мм ²	%	
Без ржавчины	167	100	12,6
С местными незначительными коррозионными поражениями	159	96	7,7

При полном погружении в морскую воду после пятилетних испытаний уменьшение предела текучести и сопротивления растяжения стали марки Ст.3 после 60 месяцев испытания соответственно составляет 51 % и 25,6 % [703].

Экспериментальные данные по влиянию воздействия 1 %-го раствора соляной кислоты на механические характеристики арматурной стали класса А-III диаметром 8 мм приведены в (табл. 1.27) [469].

Т а б л и ц а 1 . 2 7

Изменение механических характеристик арматурной стали

Время, сутки	$\sigma_{и,хл} / \sigma_{и,эт}$	$\Delta l_{хл} / \Delta l_{эт}$	Потеря площади сечения, %/диаметр 8 мм %
180	0,97	0,91	2,5/1,78
360	0,99	0,80	5,5/2,65
540	0,97	0,90	11,6/3,84
720	0,96	1,09	17,0/4,65

П р и м е ч а н и е . $\sigma_{и,эт}$, $\sigma_{и,хл}$ – временное сопротивление эталонного образца и образца после воздействия агрессивной среды; $\Delta l_{эт}$, $\Delta l_{хл}$ – относительное удлинение после разрыва эталонного образца и образца после воздействия агрессивной среды.

Основной причиной снижения временного сопротивления и относительного удлинения арматурной стали в табл. 1.23, является коррозионные потери сечения стержня.

Коррозия практически не повлияла на прочностные свойства горячекатаной арматурной стали диаметрами 16 и 32 мм, испытанной в хлоридсо-

держашей атмосфере Персидского залива в течение 16 месяцев. Однако, среднее относительное удлинение составило для диаметра 16 мм – 15,7 %, а для диаметра 32 мм – 17,6 % [749].

К наиболее распространенным повреждениям несущих железобетонных конструкций относятся образование продольных трещин раскалывания в защитном слое бетона, ускоряющимися от воздействия продуктов коррозии арматуры. Кратность увеличения объема продуктов коррозии стали относительно объема вступившего в реакцию металла составляет от 1,6 до 3,0 [119, 471, 470, 761]. Дополнительное внутреннее давление продуктов коррозии арматуры на бетонную обойму вызывает образование коррозионных трещин и обуславливает растрескивание защитного слоя бетона. Время ликвидации сцепления арматуры с бетоном при выходе коррозионной трещины на поверхность бетона определяется с помощью величины приращения диаметра корродирующей арматуры за счёт продуктов коррозии [471].

Определяющими факторами нарушения сцепления арматуры с бетоном в неагрессивных условиях являются [423]:

- образование и развитие главных трещин сцепления [609, 610];
- образование и развитие радиальных трещин раскалывания;
- частичное смятие или срез периодических бетонных выступов.

Критическое уменьшение напряжений сцепления вызывается выходом трещин раскалывания на грань железобетонного элемента (обычно при $c < 2,5d_s$), или смятием и срезом бетонных выступов. Критическое раскрытие нормальной трещины, соответствующее раскалыванию бетонной обоймы, имеет зависимость [129, 609]:

$$a_{crc.00} = \frac{4 \cdot c}{b - d_s} \cdot \left(1 - \frac{c}{b - d_s}\right) \cdot 7(b - d_s) \cdot \left(\frac{R_{bt}}{R}\right)^2 \cdot \frac{c_r}{d_s}, \quad (1.82)$$

где c_r – высота профиля; b – условная ширина элемента:

$$b = l_d / m l_d ;$$

здесь l_d – длина трещины раскалывания; m – число стержней пересекаемых трещины раскалывания.

Радиальные напряжения на контакте арматура-бетон при раскалывании бетонной обоймы представлены в виде [770]:

$$\sigma = R_{bt} \left[\frac{2 \cdot r_i}{d_s} \cdot \frac{\left(a + \frac{d_s}{2}\right)^2}{\left(a + \frac{d_s}{2}\right)^2 + n^2} + \frac{(2 \cdot r_i - d_s) \cdot (4 \cdot n \cdot l + \pi \cdot d_s - 2\pi \cdot r_i)}{4 \cdot n \cdot d_s \cdot l} \right], \quad (1.83)$$

где d_s – диаметр арматурного стержня; a – величина защитного слоя; r_i – критическая глубина проникновения трещины раскалывания, соответствующая наибольшим напряжениям на границе арматура – бетон;

l – характеристическая длина элемента; n – число трещин раскалывания; R_{bt} – прочность бетона на растяжение.

На поверхности арматуры и бетона при выходе арматуры из бетона возникают касательные напряжения τ_s . К локальным законам сцепления, связывающим смещения арматуры относительно бетонного тела и касательные напряжения относится «нормальный» закон сцепления М.М. Холмянского [608, 609] (рис. 1.43) [423]:

$$\tau_s = B_0 \frac{\ln(1 + a_0 \cdot g_L)}{1 + a_0 \cdot g_L}, \quad (1.84)$$

где $g_L = U_s - U_b$ – смещение арматурного стержня относительно бетонного тела; a_0, B_0 – эмпирические коэффициенты.

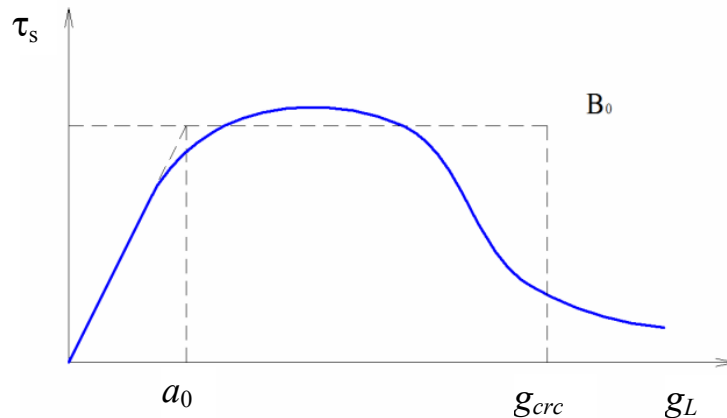


Рис. 1.43. Локальный закон сцепления

Распределение касательных напряжений по длине арматурного стержня имеет зависимость [712]:

$$\tau(g_L, \epsilon_s, l) = \tau(g_L) \cdot K_b(\epsilon_s) \cdot \lambda(d_s), \quad (1.85)$$

где l – расстояние от нагружаемого конца стержня; K_b – функция, учитывающий раскалывание бетонной обоймы; λ – параметр «эффективности», учитывающий снижение касательных напряжений за счёт выхода трещин раскалывания на поверхность элемента.

Минимальный шаг трещин при известных относительных деформациях арматуры в среднем сечении ϵ_s^m и в сечении с трещиной s_s определяется по формуле [712]:

$$L_{crc} = \frac{(\sqrt{\epsilon_s} - \sqrt{\epsilon_s^m}) \cdot E_s \cdot d_s \cdot \sqrt{\frac{R_s}{E_s}}}{2 \cdot \tau_{max}}, \quad (1.86)$$

где τ_{max} – наибольшие касательные напряжения на контакте арматурного стержня и бетона.

В соответствии с рекомендациями Американского Института Бетона ACI 224R [677] средневзвешенный установившийся шаг нормальных трещин принимает зависимость:

$$L = 2 \cdot \frac{\sigma_s - \sigma_s^m}{4 \cdot \tau_{\max}} \cdot d_s, \quad (1.87)$$

где σ_s и σ_s^m – соответственно напряжение в растянутой арматуре в сечении с трещиной и в сечении с нулевыми перемещениями арматуры, эквивалентному среднему сечению.

В то же время по данным различных исследований наибольшие касательные напряжения τ_{\max} на контакте арматурного стержня и бетона имеют неодинаковые оценки:

$$\tau_{\max} = \sqrt[3]{R_b^2}; \quad (1.88)$$

$$\tau_{\max} = 1,8 R_{bt}; \quad (1.89)$$

$$\tau_{\max} = 2,25 R_{bt}; \quad (1.90)$$

$$\tau_{\max} = 3 R_{bt} \quad (1.91)$$

При воздействии агрессивных сред снижение сцепления бетона с арматурой из-за повреждения контакта растянутой арматуры с бетоном определяется трансформацией локального закона нормального сцепления на $\Delta g = m \cdot \Delta r(t)$ в отрицательную область по оси $Og\Delta r(t)$ – глубина коррозии арматуры в мм; $m = 8,1$ – коэффициент пропорциональности) (рис. 1.44) [766]. Взаимные смещения, соответствующие выходу налицевую грань трещины раскалывания при наличии коррозии арматуры, определяются по зависимости:

$$g_{crc}^{corr} = g_{crc} - \Delta g, \quad (1.92)$$

где g_{crc} – взаимные смещения без коррозии арматуры; g_{crc}^{corr} – взаимные смещения при коррозии арматуры; Δg – приращение смещений, зависящее от глубины коррозии арматуры.

Длительное воздействие минеральных масел на железобетон уменьшает сцепление арматуры с бетоном. За 3,5 года постоянного воздействия минеральных масел на железобетон снижение сцепления арматуры гладкого профиля с бетоном составляет более 50 %, а периодического воздействия – 40 %, что соответствует потере прочности используемого бетона [98].

Техническое состояние арматуры железобетонных конструкций может определяться косвенно по ширине раскрытия коррозионных продольных трещин в защитном слое бетона. На рис.1.45 приведена функциональная зависимость между толщиной слоя продуктов коррозии стали Δd и

шириной раскрытия продольной коррозионной трещины на поверхности конструкции δ_T при толщине защитного слоя бетона $\delta_{зсб} = 25$ мм [447].

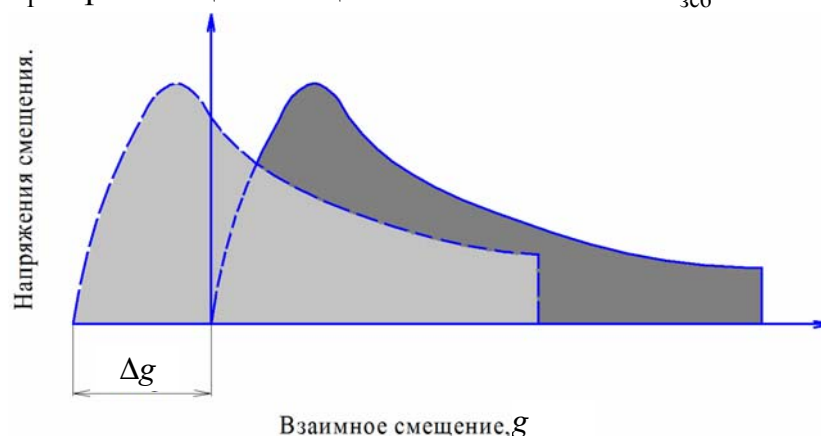


Рис. 1.44. Схема трансформации закона сцепления:
 ———— — локальный закон сцепления; — — — — трансформируемый закон сцепления; - - - - результирующая зависимость

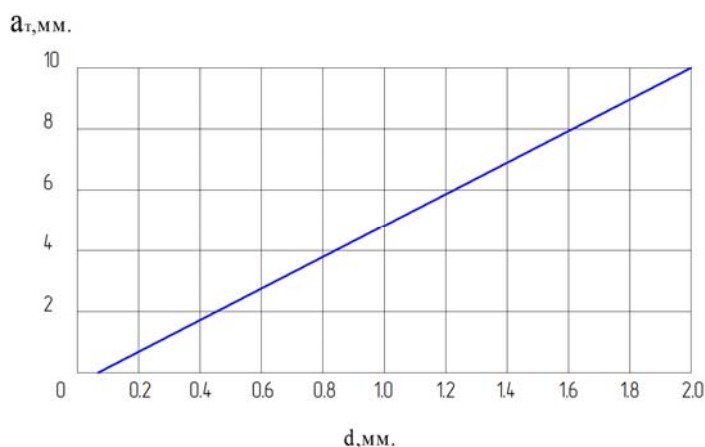


Рис. 1.45. Влияние ширины раскрытия продольной трещины на толщину коррозионных продуктов стали $a_T - \Delta d$, где a_T — ширина раскрытия трещин

Коррозионные трещины не способствуют затуханию коррозии арматуры, из-за растущего давления на бетон продуктов коррозионного процесса стали [484].

Обследование состояния несущих железобетонных конструкций на заводах по производству железобетонных изделий после 18 лет эксплуатации показывает, что в результате коррозии металла диаметр арматуры 16 мм в плитах и фермах покрытия увеличивается в два раза. Остаточный диаметр арматуры, не затронутой коррозией, составляет 3-4 мм. Однако, несмотря на достижение в отдельных ребристых плитах и фермах покрытия предельных состояний по прочности нормальных и наклонных сечений разрушение конструкций покрытия в целом не происходит, благодаря совместной работе элементов покрытия за счёт заливки швов между плитами покрытия и сварки закладных деталей ребристых плит покрытия и стропильных ферм. Отдельные плиты покрытия разрушаются по нормаль-

ным сечениям из-за коррозии стали на средних участках в зоне действия максимальных изгибающих моментов [570].

Сделан вывод [570], что в изгибаемых железобетонных элементах равнопрочных по нормальным и наклонным сечениям увеличение прочности бетона приводит к разрушению нормальных к продольной оси сечений, а при уменьшении – наклонных сечений. Для помещений с высокой влажностью воздуха величина защитного слоя бетона, указанная в действующих нормативных документах, является недостаточная.

Обзор научных работ показывает отсутствие единого подхода к оценке уровня и локализации снижения сцепления между арматурой и бетоном даже в отсутствии воздействия агрессивной среды. Существующие методы расчета прочности железобетонных конструкций не учитывают сцепление арматуры с бетоном в явном виде. При совместном действии силовых и агрессивных средовых воздействий на контактную систему «арматура-бетон» неравномерность деградации бетона и нарушения сцепления между арматурой и бетоном по длине конструкции при возрастающей их локализации в области макротрещин является фактором, определяющим долговечность железобетонных элементов. Одновременно полный учет изменения сцепления арматуры с бетоном имеет особую важность при определении остаточной прочности железобетонных конструкций, так как уменьшение сцепления приводит не только к изменению характера образования и развития трещин, но и напряженно – деформированного состояния сечений с трещинами, а также к и переходу разрушения от пластического вида к хрупкому [439, 440].

Анализ данных литературных источников, посвященных расчетам железобетонных конструкций, подверженных коррозии, показывают, что они немногочисленны. До настоящего времени вопросы создания методов расчета работоспособных железобетонных конструкций, подверженных коррозии, остаются открытыми. Отсутствие научных работ, посвящённых исследованиям напряженно-деформированного состояния железобетонной конструкции с учетом одновременного процесса коррозии бетона и стальной арматуры, отмечается в [469].

Большой вклад в развитие методов расчета и проектирования железобетонных конструкций в агрессивных средах внесли Е.А. Гузеев и его ученики [83, 201, 202, 209, 405]. Ими развиты и экспериментально обоснованы представления об определяющем влиянии внешних воздействий, жидких сульфатных сред и силовых факторов на напряженно-деформированное состояние и перераспределение усилий в стержневых железобетонных конструкциях. Экспериментально установлено изменение уровня напряжений, характер эпюры напряжений и положение равнодействующих усилий по высоте сечений, вследствие изменения прочностных и деформа-

тивных свойств бетона в пределах высоты сечений железобетонных элементов из-за коррозии бетона.

Гузеев Е.А., Савицкий Н.В. и Попеско А.И. [524, 525, 469, 471] обосновали применимость послойного изменения прочностных и деформативных свойств бетона в сечениях элементов для оценки состояния конструкций в жидких сульфатных средах.

Воздействие агрессивной среды с диффузионным характером приводит к увеличению во времени толщины слоя корродирующего бетона с измененными физико-механическими характеристиками. Это позволяет рассматривать сечение железобетонного элемента, подверженного коррозии, состоящим из бетонов с разными физико-механическими свойствами [471]. Оценка напряженного состояния железобетонных элементов определяется с помощью интегрального модуля бетона, учитывающего закономерности изменения свойств бетона по глубине фронта взаимодействия активных компонентов среды и цементного камня [469, 525].

Метод аналитической оценки усилий, воспринимаемых бетоном при исследовании напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов комплексного сечения, предусматривает сокращение объема вычислений, за счёт замены подинтегральной функции напряжений в бетонной сжатой зоне, аппроксимирующей функцией, принимающей аналогичные значения при некоторых значениях аргумента, что и исходная функция [524].

Метод оценки напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов при длительном воздействии сульфатных растворов на бетон, разработанный Е.А. Гузеевым и Н.В. Савицким, предусматривает рассмотрение трёх стадий технического состояния: упрочнение, разупрочнение, потеря плотности и разрушение [201]. Он позволяет с единых позиций оценивать прочность и деформативность на всех стадиях развития процесса сульфатной коррозии бетона.

В то же время возникновение процесса коррозии арматуры Е.А. Гузеев рассматривает как отказ конструкции.

Влияние процесса сульфатной коррозии на работу железобетонных конструкций так же исследовали И.Г. Овчинников [439], А.И. Панфёрова [450], А.А. Тытюк [593], Г.В. Чехний [624].

В то же время имеющиеся экспериментальные исследования особенностей совместного влияния жидкой агрессивной среды, содержащей сульфат – ионы, и длительной постоянной нагрузки на напряженно-деформированное состояние железобетонных стержневых элементов, весьма ограничены [4, 416, 435, 524, 593, 698].

Влияние хлоридной коррозии на работу железобетонных элементов исследовалось в работах Е.А. Гузеева, С.Н. Алексеева, Н.В. Савицкого [210], И.Г. Овчинникова [436, 439, 441], И.И. Овчинникова [434], В.В. Яковлева. [672], В.М. Бондаренко [80], А.И. Попеско [471]. Воздействие хлоридсо-

держашей среды приводит к значительному изменению кратковременных и длительных механических характеристик как бетона, так и арматуры в железобетонных конструкциях [434]. Результаты научных исследований показывают, что процесс коррозионного разрушения армированных элементов конструкций в хлоридсодержащих средах состоит из следующих этапов:

- проникание и распределение по объему армированного конструктивного элемента хлорид-ионов, в зависимости от концентрации хлорид-ионов в данной точке бетона, с появлением наведенной неоднородности механических свойств материала, изменяющейся с течением времени;
- наступление условий, способствующих возникновению коррозии арматуры;
- протекание коррозионного процесса на арматуре, уменьшающего её сечение и образование продуктов коррозии, объем которых превышает первоначальный объем стали;
- коррозионное растрескивание бетона вокруг корродирующей арматуры, из-за давления на бетон продуктов коррозии металла;
- прорастание коррозионной продольной трещины через бетон защитного слоя до поверхности конструктивного элемента за счёт возрастающего давления от продуктов коррозии стали;
- разрушение защитного слоя бетона в результате ликвидации сцепления прокорродировавшей арматуры с материалом ядра конструктивного элемента;
- разрушение конструктивного железобетонного элемента, вследствие наступления предельного состояния.

Совместное воздействие хлоридной коррозии и карбонизации на бетонные и железобетонные конструкции исследовали С.Н. Алексеев, Н.К. Розенталь [15], Ф.М. Иванов [243], А.И. Васильев [97], В.Ю. Сетков, И.С. Шибанова, О.П. Рысева [542, 543], И.Г. Овчинников, Р.Б. Гарибов, А.Н. Маринин [365].

Наиболее эффективными методами изучения напряжённо-деформированного состояния железобетонных элементов на всех стадиях их работы являются методы, основанные на использовании реальных диаграмм деформирования бетона и арматуры [365].

В отличие от тяжелых и конструкционных легких бетонов конструкционно-теплоизоляционные бетоны не сохраняют длительное время пассивирующие свойства по отношению к стали, из-за малого запаса клинкерного фонда и высокой проницаемости для агрессивных газов. Обеспечение первичной пассивности стали является необходимым, но недостаточным критерием обеспечения долговечности железобетонных конструкций с этими бетонами. Основной характеристикой длительной сохранно-

сти арматуры в конструкционно-теплоизоляционных бетонах является их влажностное состояние в зоне расположения арматуры [572].

Анализ результатов исследований показывает, что накопленный обширный экспериментальный материал по коррозии бетона, стали и железобетона в различных агрессивных средах не обобщен и не находит соответствующего применения в расчётах железобетонных конструкций. Существующие методики расчета конструкций, испытывающих воздействие агрессивных сред, немногочисленны и имеют частный характер. В них начало коррозии арматуры рассматривается как отказ конструкции. Экспериментальные исследования по влиянию агрессивных сред на несущую способность железобетонных элементов и на диаграммы деформирования корродирующего бетона ограничены в объёме и очень немногочисленны. В настоящее время не существует достаточно обоснованной количественной оценки коррозии арматуры в бетоне, как процесса, влияющего на работоспособность конструкции в целом.

Глава 2. АНАЛИЗ МЕТОДОВ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО И РАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ИНЕРТНОЙ И АГРЕССИВНОЙ СРЕДАХ

2.1. Общие сведения

Инженерные сооружения относятся к сложным техническим системам, которые создаются из разных по прочности и долговечности материалов. Равнопрочность и ремонтпригодность конструкций являются важными свойствами для безопасной их эксплуатации. По признаку продолжительности значений периодов между капитальными ремонтами, после которого они должны заменяться, конструктивные элементы делятся на три группы [442]:

- конструкции, не заменяемые в течение всего срока службы (фундаменты, стены, железобетонный каркас, железобетонные перекрытия);
- конструкции, заменяемые при капитальном ремонте через 30-50 лет (перегородки, полы, окна, двери, инженерное- оборудование, деревянные перекрытия, крыши);
- конструкции, заменяемые при выборочном и планово-предупредительном ремонтах с интервалом 6-9 лет (кровля, стыки панелей).

Общее техническое состояние строительных конструкций характеризуют следующие основные параметры [442]:

- общефункциональные – несущая и пропускная способность;
- геометрические – толщина, ширина и длина элементов, диаметр арматуры, относительные угловые смещения и линейные смещения элементов относительно друг друга;
- физико-механические – прочность, твердость, деформативность, ударная вязкость, морозостойкость материалов;
- акустические – скорость прохождения ультразвуковых волн, акустическая эмиссия;
- магнитоэлектрические – изменение электромагнитных полей дефектами в материале.

Основными контрольными параметрами, поддерживающими нормальное состояние зданий и сооружений являются [442]:

- общая и местная прочность конструкции;
- пространственная жесткость здания, общие и местные деформации;
- степень влагонасыщения элементов конструкций;
- коррозия металлических несущих конструкций, бетона и арматуры железобетонных конструкций;
- теплотехнические свойства ограждающих конструкций;
- воздухо- и влагопроницаемость стыков между элементами ограждающих конструкций.

Диагностика строительных конструкций зданий и сооружений включает [442]:

- методы контроля качества изготовления и монтажа элементов строительных конструкций зданий и сооружений;
- анализ фактических эксплуатационных параметров;
- оценку причин появления и состояния дефектов и повреждений.

Современные материалы, используемые в строительных конструкциях и инженерных сооружениях, должны удовлетворять требованиям технических условий и современных стандартов. Выпускаемые строительные изделия должны соответствовать нормам и изготавливаться по рабочим чертежам.

Любая конструкция считается работоспособной, если значения всех параметров, отражающих необходимые заданные функции, удовлетворяют требованиям нормативно-технической и проектной документации (НТПД). При невыполнении хотя бы одной из данных функций конструкция считается неработоспособной. Любое несоответствие в конструкции установленным требованиям рассматривается как дефект. Своевременный поиск и оценка дефектов и повреждений в период эксплуатации является основой повышения надежности системы в целом.

Дефекты и повреждения являются основой анализа текущих и возможных нарушений нормальной работы строительных конструкций. Объективная оценка технического состояния конструкций даётся не только по числу определённых дефектов (количественная оценка), но и по прогнозу роста, накопления и появления новых (качественный анализ). Количественная оценка, позволяет проводить сравнение с нормированными допусками. Качественная оценка позволяет прогнозировать влияние дефекта в элементе конструкции как на его работу, так и на фактическое состояние сооружения в целом.

Нарушение работоспособного состояния конструкции приводит к отказу. Различают следующие виды отказов [442]:

- постепенный, возникающий в результате последовательного ухудшения состояния конструкций;
- явный, определяемый простейшими средствами;
- скрытый, выявляемый специальными методами;
- конструктивный, связанный с несовершенством норм проектирования или нарушением конструирования;
- производственный, возникающий из-за нарушения процесса изготовления;
- эксплуатационный, вызываемый нарушениями правил или условиями эксплуатации;

- дегазационный, с учётом соблюдения нормативных правил проектирования и эксплуатации, обусловленный естественными процессами старения, коррозии и усталости;

- зависимый, вызванный другими отказами;
- независимый, возникающий и не обусловленный другими отказами.

Базовым для евростандарта EN 206 «Бетон. Общие технические требования, производство и контроль качества» является срок службы несущих конструкций из бетона в 50 лет, но с возможным альтернативным экономически целесообразным вариантом продления долговечности до 100 лет [599]. В тоже время, развитые страны ежегодно теряют 10 % своего национального дохода из-за низкого качества выпускаемой промышленной продукции, в том числе строительных конструкций. Потери только от их коррозии в США составляют более 200 млрд долл. в год [421].

По сравнению с железобетонными элементами заводского изготовления выявление эксплуатационных характеристик железобетонных элементов, находящихся в сооружениях, представляет более сложную задачу. Существующие теоретические и экспериментальные исследования долговечности железобетонных элементов немногочисленны, разрозненны и в основном получены только для отдельных типов жидких сред и, к сожалению, для агрессивных газозвудушных сред они не могут быть использованы [238].

Согласно нормативным документам при проектировании и расчетах на прочность бетонных и железобетонных конструкций не принимаются во внимание физико-технические характеристики бетона, подверженных воздействию агрессивных сред [552, 555].

В действующих нормативных документах предусмотрены общие рекомендации оценки прочности железобетонных конструкций при различных видах повреждений. Одновременно, в расчетных методиках бетонных и железобетонных конструкций отсутствуют конкретные указания учета влияния коррозионных повреждений как бетона, так и арматуры [134].

В России имеется проблема создания бетонов долговечностью более 50 лет, применяемых в строительстве зданий и сооружений высокой ответственности – высотных домов, тоннелей, плотин и т.д. проектный срок эксплуатации которых составляет 100 лет и более. Нормативные требования типа СНиП 2.03.11–85* [552], полученные на основании ускоренных коррозионных испытаний и опыта эксплуатации конструкций в разных сооружениях и средах, для таких прогнозов не подходят, т.к. они дают оценку степени агрессивного воздействия окружающей среды из предположения, что конструкции будут эксплуатироваться в течение 50 лет.

Для оценки качества бетона и арматуры в процессе эксплуатации железобетонных конструкций применяются как прямые механические, так и косвенные физико-химические методы испытания.

К преимуществам разрушающих методов испытаний железобетонных конструкций относится возможность измерения разрушающей нагрузки или других характеристик, определяющих эксплуатационную надежность изделия в процессе испытаний.

Однако, они являются сложными и дорогими. Самым главным их недостатком является то, что конструкция после испытания перестает существовать [545]. Поэтому такие экспериментальные испытания являются малочисленными и прогнозировать по их результатам характеристики других конструкций обычно невозможно, из-за трудностей определения изменчивости опытных результатов.

В монолитном железобетонном строительстве традиционным способом определения прочности бетона является испытание контрольных опытных бетонных образцов в лабораторных условиях, изготовленных на строительной площадке и находившихся в условиях, максимально приближенных к условиям твердения бетона конструкции. В то же время, различные условия формования и твердения бетона вызывают у контрольных образцов появление более высокой, по сравнению с фактическими значениями, прочности бетона [294, 609].

Прочность бетона, полученная стандартными методами, например по ГОСТ 10180-90 [191] с помощью испытания контрольных образцов, имеет недостаточную достоверность при контроле его прочности и однородности в монолитной бетонной конструкции, из-за ряда причин [214, 293]:

- объем испытания стандартных образцов не превышает 0,01 % уложенного в конструкцию бетона;
- условия виброформования и режимы твердения образцов и конструкций различны;
- невозможность определять стандартными методами однородности бетона в изделии и прочности отдельных его участков;
- отсутствие технической возможности применения при обследовании конструкций зданий и сооружений.

По характеру взаимодействия с объектом неразрушающие методы подразделяются на механические с частичным разрушением бетона (отрыв со скалыванием, скалывание ребра, отрыв дисков, пластическая деформация, упругого отскока и ударного импульса) и на немеханические.

В монолитном строительстве все более широкое применение находят неразрушающие методы контроля прочности бетона и, прежде всего, механические методы неразрушающего контроля, из-за простоты проведения испытаний и отсутствия ограничений в ГОСТ 22690-88 [159] по применению этих методов для контроля прочности монолитного бетона [65]. Однако и здесь погрешности вносятся в результаты испытаний, из-за различия в подготовке опорных поверхностей образцов, так как объективная величина измеряемой прочности бетона зависит от диаметра выбуриваемого образ-

ца, его возраста и прочности бетона в момент изъятия образца. Несмотря на это ГОСТ 28570-90 [174] допускает применение бетонных цилиндров с диаметром 44 мм для определения прочности.

Недостатками способа контроля прочности бетона по образцам, извлечённым из конструкций, являются факторы [609]:

- более значительные трудоемкость и финансовые затраты, меньшая производительность и меньшая автоматизируемость разрушающих методов испытания, по сравнению с неразрушающим методом;
- отличие условий испытаний от условий эксплуатации конструкции;
- ограниченное выборочное количество выпиленных образцов;
- трудность извлечения бетонных образцов из малодоступных зон монолитного объекта;
- невозможность изъятия образцов из густоармированных или нагруженных конструкций;
- наличие большой вероятности несоответствия места выпиливания керна наиболее нагруженной части конструкции, искажающей деструктивные процессы в объеме бетона по сравнению с расчётными;
- деструкция бетона на поверхность образца от механического воздействия при выпиливании керна;
- несовершенная геометрия граней;
- отсутствие строгой центровки по физической оси при испытании образцов на прессе, имеющее особое значение при использовании малоразмерных образцов;
- осуществление качественной заделки отверстий в теле бетона;

Поэтому существующая традиционная диагностика железобетонных конструкций путем выявления серьёзных скрытых дефектов с помощью отбора бетонных кернов, из-за трудоемкости и точечного характера используется в ограниченных объемах [346, 349, 523].

При использовании способа малых местных разрушений причинами погрешностей определения прочности на сжатие являются [346]:

- оценка данных прочностных свойств бетона при скалывании и отрыве из-за неопределенностей связи прочности на сжатие и растяжение, учитываемых введением повышенного значения коэффициента надёжности по бетону;
- ограниченность количества испытаний в реальных условиях, что при естественной большой вариации прочности на отрыв и скалывание также снижает надежность окончательной оценки прочности на сжатие.

Метод отбора бетонных образцов и способ малых местных разрушений всегда приводят к завышенной оценке прочности бетона в конструкциях [346].

2.2. Анализ немеханических методов неразрушающего контроля механических характеристик элементов железобетонных конструкций в инертной среде

2.2.1 Общие сведения

Имеющиеся недостатки разрушающих методов испытания прочности бетона способствовали развитию неразрушающих немеханических методов контроля качества бетона на всех этапах изготовления и эксплуатации, благодаря надежности и малой стоимости. Эти методы испытаний используются для определения механических свойств элементов железобетона и задания размеров конструкций в процессе лабораторных, натурных и эксплуатационных испытаний (статических или динамических), с возможностью обеспечения проверки. Конечной их целью является проверка соответствия прочности, жесткости и трещиностойкости изготовленных изделий и конструкций требованиям государственных стандартов, техническим условиям и рабочим чертежам.

Для получения объективной информации о качестве железобетонных конструкций в испытаниях используется одновременное применение разрушающих и неразрушающих методов контроля. Разрушающими методами испытания образцов устанавливается соответствие нормативных характеристик изделия полученным в результате измерений при неразрушающем контроле [349]. Выявленная связь позволяет не только значительно сократить объем и периодичность разрушающих испытаний, но и использовать их только для периодической проверки результатов неразрушающего контроля и диагностики (НК и Д).

Методы определения прочности эксплуатируемых железобетонных конструкций условно разделены на две группы: интегральные и дискретные [295]. Первые непосредственно определяют несущую способность, а вторые контролируют технические характеристики прочности бетона и арматуры, а также их площади сечения, по которым затем рассчитывается несущая способность. При проведении обследований наибольшее применение находит дискретный метод: ультразвуковые методы определения прочности бетона и дефектоскопия, механические методы определения прочности бетона, радиометрический метод определения армирования и дефектоскопия, а также магнитный метод определения армирования.

Дефекты в железобетонных конструкциях вызывают изменение физических характеристик его материала: удельной электрической проводимости, магнитной проницаемости, коэффициента затухания упругих колебаний, плотности и коэффициента ослабления излучений. Для получения информации о дефектах, с помощью которых определяется остаточный ресурс или срок эксплуатации строительных железобетонных и металлических конструкций, в неразрушающем контроле и диагностике (НК и Д) используются более 40 физических методов исследования (табл. 2.1) [421].

Таблица 2.1

Классификация методов неразрушающего контроля качества материалов строительных изделий

Вид неразрушающего контроля	Метод исследования
Акустический	теневой эхо-импульсный резонансный свободных колебаний эмиссионный импедансный велосиметрический
Капиллярный	цветной (хроматический) яркостный (ахроматическим) люминесцентный люминесцентно-цветной фильтрующихся частиц
Магнитный	комбинированный магнитопорошковый магнитографический магнитоферрозондовый индукционный пондеромоторный магнитополупроводниковый
Оптический и тепловой	Оптические для контроля методом: прошедшего излучения отраженного излучения собственного излучения Тепловые для контроля методом: прошедшего излучения отраженного излучения собственного излучения
Радиационный	для контроля методом рентгеновским гамма бета нейтронным позитронным
Радиоволновый	прошедшего излучения отражённого излучения собственного излучения
Электромагнитные электрические	вихревые токи накладные экранные комбинированные проходные
Вибрационный	динамическое нагружение; локальные свободные колебания.

При любом методе неразрушающего контроля дефекты определяются по косвенным характеристикам, свойственным данному методу.

Стандартизованные немеханические методы НК исследуют процессы:

- нарушение сплошности (радиографический, ультразвуковые, капиллярные, акустические, радиационные, феррозондовый, магнитопорошковый, оптические, радиоволновые, тепловые, магнитографический, люминесцентный, рентгенотелевизионный, электрографический, масс спектрометрический и на герметичность);
- определение толщины покрытий (радиационный, магнитный и ультразвуковой);
- определение состава и свойств материалов (рентгенофлуоресцентный, радиоизотопный, ультразвуковой, вихретоковый, магнитный и механические);
- определение шероховатости поверхности (оптический, интерференционный и профилографический).

Основными видами неразрушающего контроля строительных конструкций являются радиационный, тепловой, оптический и акустический (табл. 2.2 и 2.3) [421].

Т а б л и ц а 2 . 2

Виды контроля строительных элементов

Объект контроля	Основной вид неразрушающего контроля	Возможные виды неразрушающего контроля
Строительные конструкции: Стены, междуэтажные перекрытия, перегородки	Радиационный (рентгеновский)	Акустический, радиоволновый (СВЧ). Тепловой. Оптический
Элементы строительных конструкций: Панели, покрытия, дверные и оконные рамы, подвесные потолки	Радиационный (рентгеновский)	Акустический. Магнитный (вихретоковый). Тепловой. Оптический

Т а б л и ц а 2 . 3

Контролируемые материалы строительных конструкций, возможные дефекты и виды неразрушающего контроля

Контролируемый материал	Контролируемые толщины, мм	Типы дефектов	Размеры дефектов, мм	Виды неразрушающего контроля
Бетон, железобетон.	до 200	Локальные пустоты.	10-30	Акустический Рентгеновский Тепловой Оптический
		Протяженные пустоты, каналы	6-3	
		Отверстия с выходом на поверхность	от 1	
Металлы: Fe	до 50	Локальные пустоты Инородные включения	от 20 × (1-2) от 70 × (2-5)	Рентгеновский тепловой

Количественная оценка в виде пятибалльной шкалы основных немеханических видов неразрушающего контроля нарушения сплошности, размеров и физико-механических свойств материалов строительных изделий, приведены в табл. 2.4, 2.5, 2.6 [421].

Т а б л и ц а 2 . 4

Оценка немеханических видов неразрушающего контроля при нарушении сплошности

Объекты контроля	Виды неразрушающего контроля							
	Радиационный	Акустический	Вихретоковый	Магнитный	Капиллярный	Тепловой	Оптический	Радиоволновой
Неферромагнитные материалы:								
прутки диаметром, мм								
3-40	5	5	5	0	0	0	4	0
30-100	5	5	5	0	0	0	4	0
Листы, плиты толщиной, мм								
4-10 и более	5	5	5	0	4	0	4	0
Сортовой прокат	5	5	4	0	4	0	4	0
Ферромагнитные материалы:								
прутки диаметром, мм								
3-40	5	5	5	5	0	0	4	0
30-100	5	5	5	5	0	0	5	0
Листы, плиты толщиной, мм								
4-10 и более	5	5	5	4	4	0	4	0
Сортовой прокат	5	5	4	5	4	0	4	0
Диэлектрики:								
полимеры;	5	4	0	0	4	0	4	5
керамика, металлокерамика	5	4	0	0	4	3	4	5
Бетон, железобетон	5	3	0	0	4	0	4	5
Многослойные материалы	4	5	0	0	0	3	0	5

В табл. 2.4. для бетона и железобетона наибольшую оценку в определении сплошности имеют радиационный и радиоволновой методы неразрушающего контроля.

В табл. 2.5. для бетона и железобетона наибольшую оценку в определении размеров имеют оптический и акустический виды неразрушающего контроля

Таблица 2.5

Оценка немеханических видов неразрушающего контроля при
определении размеров

Объекты контроля	Вид неразрушающего контроля						
	Вихрековый	Магнитный	Тепловой	Оптический	Радиоволновой	Радиационный	Акустический
Неферромагнитные материалы:							
прутки диаметром, мм:							
3-40	3	0	3	5	4	5	5
30-100	3	0	3	5	4	5	5
Листы, плиты толщиной, мм:							
0,01-1	5	0	3	5	4	5	5
0,1-3,9	4	0	3	5	4	5	5
4-10 и более	3	0	3	5	4	5	5
Сортовой прокат.	0	0	3	5	3	5	5
Ферромагнитные материалы:							
прутки диаметром, мм:							
3-40	3	3	3	5	4	5	5
30-100	3	3	3	5	4	5	5
Листы, плиты толщиной, мм:							
4-10 и более	3	3	3	5	4	5	5
Сортовой прокат	0	0	3	5	3	5	5
Диэлектрики:							
полимеры	0	0	4	5	4	3	4
Керамика, металлокерамика	0	0	4	5	4	3	4
Бетон, железобетон	0	0	0	5	4	3	5
Покрытия на ферромагнитной основе:							1
токопроводящие	3	5	0	0	0	5	0
нетокопроводящие	5	5	0	0	4	5	0
Покрытия на неферромагнитной основе:							
токопроводящие	4	0	0	0	0	5	0
нетокопроводящие	5	0	0	0	4	5	0
токопроводящие на немагнитной нетокопроводящей основе	5	0	0	0	0	5	0

В табл. 2.6. для бетона и железобетона наибольшую оценку в определении физико-технических свойств имеют акустический и радиоволновой виды неразрушающего контроля. В то же время такие неразрушающие немеханические методы, как поляризационный и ультразвуковой воспри-

нимаются практиками-экспериментаторами как технически невоспроизводимые в полевых условиях и как недостаточно надёжные [346].

Таблица 2.6

Оценка немеханических видов неразрушающего контроля при определении физико-технических свойств

Объекты контроля	Вид неразрушающего контроля					
	Вихре-токовый	Магнитный	Тепловой	Оптический	Радиоло-новой	Акустиче-ский
Неферромагнитные материалы:						
прутки диаметром, мм:						
3-40	5	0	3	0	3	4
30-100	4	0	3	0	3	4
Листы, плиты толщиной, мм:						
4-10 и более	4	0	0	0	3	5
Сортовой прокат	3	0	3	0	3	4
Ферромагнитные материалы:						
прутки диаметром, мм:						
3-40	3	5	3	0	3	4
30-100	3	5	3	0	3	4
Листы, плиты толщиной, мм:						
4-10 и более	3	4	3	0	3	5
Сортовой прокат	3	4	3	0	0	4
Диэлектрики:						
полимеры.	0	0	3	0	5	0
Керамика, металлокерамика	0	0	4	0	5	4
Бетон, железобетон	0	0	0	0	4	5
Многослойные материалы:	0	0	5	5	4	4
Покрытия на ферромагнитной основе:						
токопроводящие	3	0	3	0	0	0
нетокопроводящие	0	0	3	0	5	0
Неферромагнитной:						
токопроводящие	3	0	3	0	0	0
нетокопроводящие	0	0	3	0	5	0
токопроводящие на немагнитной нетокопроводящей основе	3	0	4	0	0	0

2.2.2. Методы радиационного контроля

Радиационный метод контроля строительных конструкций основан на их просвечивании при помощи:

- излучения рентгеновскими аппаратами;

- излучения закрытыми радиоактивными источниками на основе ^{60}Co , ^{157}Cs ;

- тормозного излучения бетатронов.

Методы радиационного контроля делятся на радиографические, радиоскопические и радиометрические. В зависимости от вида используемого излучения различаются разновидности промышленной радиографии: рентгенография, гамма-графия, ускорительная и нейтронная радиография [421].

Наибольший объем исследований в области использования неразрушающих методов контроля качества железобетонных элементов в лаборатории железобетонных конструкций и контроля качества НИИЖБа с 1987 по 1997 годы проведён радиографическими методами совместно с механическим и магнитным [297].

Стандарт ГОСТ 17625-83 [151] обеспечивает проведение оценки толщины защитного слоя бетона, размеров и расположения арматуры, закладных деталей радиационным методом. В то же время, несмотря на предоставление наиболее полной информации об армировании железобетонных конструкций способом просвечивания, стандартизированный метод радиографии по ГОСТ 17625-83 является сложным и дорогим [545]. Поэтому в строительстве наибольшее использование находит магнитный метод по ГОСТ 22904–78 [157].

Радиографические методы рекомендуются для контроля [650]:

- толщины защитного слоя бетона и положения арматуры;
- объемной массы (степени уплотнения) бетонной смеси при формировании изделий и бетона в готовых изделиях и сооружениях;
- влажности бетона в готовых изделиях и содержания воды в бетонной смеси.

Радиоскопический метод (метод радиационной интроскопии) неразрушающего контроля основан на преобразовании радиационного изображения контролируемого объекта в световое изображение на выходном экране радиационно-оптического преобразователя непосредственно в процессе контроля. Сохраняя такие достоинства радиографического метода, как возможность определения характера и формы выявленного дефекта, методы радиоскопии исследуют контролируемый объект непосредственно в момент его просвечивания, сокращая время между началом контроля и моментом получения заключения о качестве контролируемого объекта. Радиоскопический метод применяется для контроля состояния арматуры эксплуатируемых железобетонных конструкций, позволяя существенно сократить время обследования по сравнению с методом радиографии, где изображение записывается на рентгеновскую плёнку. В роли системы визуализации выступает обычный телевизионный монитор и компьютерная система обработки изображения [609].

Радиометрический метод используется для измерения толщины и плотности просвечиваемого материала с помощью приборов ионизирующего излучения, подразделяющихся на толщиномеры и дефектоскопы (табл. 2.7) [421].

Т а б л и ц а 2 . 7

Область применения радиометрического метода в определении толщины просвечиваемого сплава ^{170}Tm , ^{75}Se , ^{192}Ir , ^{60}Co , ^{137}Cs

Толщина просвечиваемого сплава, мм, на основе		Источник излучения
железа	алюминия	
От 1 до 130	От 5 до 370	Рентгеновские аппараты напряжением от 40 до 1000 кВ
От 1 до 150	От 5 до 500	Радиоактивные источники излучения: ^{170}Tm , ^{75}Se , ^{192}Ir , ^{60}Co , ^{137}Cs
Свыше 50	Свыше 150	Бетатроны с энергией ускоренных электронов от 6 до 35 МэВ

Радиоизотопный способ по стандарту ГОСТ 17623-87 [149] определяет среднюю плотность конструкционных тяжёлых, лёгких, ячеистых, плотных силикатных бетонов и бетонных смесей в диапазоне 600-2500 кг/м³ с погрешностью не более 2,5 %. Однако, представленный в ГОСТ 17623-87 радиоизотопный способ определения средней плотности бетона не может использоваться для определения толщины элементов слоистой бетонной конструкции, из-за трудоёмкости использования соответствующих приборов в процессе исследования [650].

В работе [304] экспериментально обосновано и впервые рекомендовано использование цементного бетона после длительного γ – облучения для захоронения твердых и жидких радиоактивных отходов. Результаты испытаний радиационного бетона после облучения «Со-60» приведены в табл.2.8.

Т а б л и ц а 2 . 8

Результаты испытаний радиационного бетона

Условия твердения бетона	Прочность в МПа		Водонепроницаемость, атм	Газопроницаемость, с/см ²
	при сжатии	при растяжении		
Нормальное твердение радиационностойкого бетона (контрольные образцы)	34,7	3,2	12	25,1
Бетон после радиационного облучения (оптимальный состав)	40,1	5,8	12	38,0
Обычный цементный бетон нормального твердения	30,0	3,5	6-8	32,0

Использование радиометрического метода в строительной отрасли связано с большой трудоёмкостью и финансовыми затратами. Сравнительно небольшой объём исследований железобетонных конструкций с помощью этого метода в целом по строительной отрасли, в последнее время по отношению к другим немеханическим методам неразрушающего контроля, по-видимому, объясняет отсутствие научных публикаций по этой тематике.

2.2.3. Акустические методы

Акустические методы неразрушающего контроля качества бетона применяются для определения [442]:

- физико-механических свойств: прочности, плотности, модуля упругости, модуля сдвига и коэффициента Пуассона;
- кинетики твердения бетона для установления момента достижения заданной прочности, с учётом выбора рациональных режимов отверждения;
- однородности бетона (выявление включений), наличия дефектов в виде раковин, трещин, а так же изучения кинетики накопления деформаций;
- толщины конструкции.

Акустические методы делятся на две большие группы – активные и пассивные. Активные методы основаны на излучении и приеме упругих волн, пассивные – только на приеме волн, источником которых служит сам контролируемый объект. К активным относятся методы прохождения, отражения, комбинированные, импедансные и методы собственных частот.

В акустических методах неразрушающего контроля (НК) применяются колебания волн ультразвукового и звукового диапазонов с частотой от 50 Гц до 50 МГц. Все акустические методы контроля прочности материалов и изделий основаны на корреляционных зависимостях их прочности от параметров материалов.

Акустические методы используются для измерения деформаций, определения прочности и оценки разрушений строительных конструкций из бетона от воздействия напряжений [231, 309]. Особенно перспективными они являются при использовании ультразвуковой дефектоскопии на участках с местными или распределенными нарушениями сплошности, ослабляющими расчетные сечения и исключаящими оценку сопротивления бетона как сплошного материала [476]. Основанием такого утверждения является успешное использование дефектоскопии бетона ультразвуком при обследовании фундаментов под турбогенераторы Ермаковской ГРЭС; ТЭЦ 21 и 23 Мосэнерго; несущих конструкций резервуаров Новочебоксарской, Волгоградской и Горьковской ТЭЦ, градирен Старобешевской и Джамбульской ГРЭС, трактов топливоподачи Кировской ТЭЦ.

С помощью многочисленных измерений скорости ультразвуковых продольных волн в бетоне установлена зависимость деформации бетона от [231]:

- развития в бетоне микротрещин, обусловленных воздействием внешних нагрузок, температурных и усадочных напряжений;
- величины действующего напряжения и запаса прочности бетона в конструкциях.

Ультразвуковой метод самостоятельно или в комплексе с другими неразрушающими методами рекомендуется использовать для решения следующих задач научного и прикладного характера [231]:

- исследования структуры, кинетики деформирования и разрушения в образцах, конструкциях и сооружениях;
- контроля напряженно-деформированного состояния и запаса несущей способности железобетонных конструкций в ответственных сооружениях, оснащенных системами испытания и долговременного контроля;
- определения характера деформирования и разрушения при испытании железобетонных конструкций пробной и разрушающей нагрузками;
- определения уровня напряженно-деформированного состояния от ранее действовавших нагрузок;
- предупреждения о приближении конструкций в сооружениях к предельному состоянию и о возможности возникновения аварийной ситуации.

Существуют следующие схемы измерений в ультразвуковых методах неразрушающего контроля [375]:

- сквозного прозвучивания;
- диагонального (приповерхностного) прозвучивания;
- поверхностного прозвучивания.

При акустическом контроле бетона используются способы прохождения упругих волн в виде сквозного и поверхностного прозвучивания с импульсным и непрерывным излучением, а также эхо-метод, который находит наибольшее практическое применение. Около 90 % объектов, контролируемых акустическими методами, проверяются эхо-методом.

Сравнение эффективности временного и амплитудного методов, применяемых при сквозном и одностороннем ультразвуковом прозвучивании в виде их чувствительности к обнаружению минимального размера дефекта, проведено в результате экспериментального исследования на 24 бетонных образцах размером 40×40×14, 50×50×25 и 100×100×50 см, изготовленных из бетона марок М 200 и 400 различного состава в возрасте от 1 мес. до 2 лет [476]. При сквозном прозвучивании конструкций толщиной до 1 м выявлены дефекты площадью 20 см², а при одностороннем прозвучивании – подповерхностные дефекты площадью свыше 10 см² на глубине

до 50 мм. Трещины глубиной до 30 см определены временным методом с погрешностью до 5 %, а амплитудным – до 10 %.

Диагностика состояния строительных конструкций, с помощью эхо-импульсного метода, основана на распространении в изучаемой среде энергии упругих волн и служит для измерения толщины бетона и определения глубины различных дефектов в нем (ACI 228.2R–98 «Неразрушающие методы контроля при оценке бетона в конструкциях»).

Из методов, основанных на ударном воздействии на бетон, наиболее производительным считается метод ударного импульса, из-за следующих его достоинств [293]:

- большой перспективности по автоматизации процесса контроля;
- формы электрического сигнала (акустического импульса), являющейся комплексной характеристикой, зависящей от упругих и пластических свойств исследуемого материала;
- относительно незначительного влияния состава бетона на результаты измерений.

Ударный импульс возбуждает продольные волны, которые многократно переотражаясь от границ раздела сред с различными значениями акустического сопротивления, являются информативными в эхо-импульсном методе. Глубина дефекта определяется по формуле [375]:

$$T = \frac{C_p}{2f}, \quad (2.1)$$

где C_p – скорость продольной волны; f – частота толщинного резонанса.

В тоже время метод ударного импульса имеет недостатки в виде следующих факторов [293]:

- контроль прочности бетона только в поверхностном слое;
- трудоемкость контроля карбонизированного бетона, связанной с необходимостью удаления поверхностного слоя, подверженного карбонизации.

В России разработаны два прибора, реализующие метод ударного импульса по ГОСТ 22690-88 [159]: ИПС-МГ4 и ИПС-МГ4+. Однако, несмотря на широкое применение, эхо-метод в России не стандартизирован.

Прочность бетона, исследуемая ультразвуковым импульсным методом определяется отечественным стандартом ГОСТ 17624-87 [150], а также зарубежными стандартами ISO/DIS 8047; BS 1881 part 201; ASTM C597 и UNE 83308 ; (ISO/DIS 8047 «Затвердевший бетон. Определение скорости ультразвукового импульса»; BS 1881 part 201 «Испытание бетона. Руководство по применению неразрушающих методов испытания затвердевшего бетона»; ASTM C597 «Стандартный метод определения скорости рас-

пространения импульса в бетоне; UNE 83308 «Определение скорости распространения ультразвуковых импульсов»).

Ультразвуковой импульсный метод определяет:

- динамический модуль упругости бетона;
- прочность бетона;
- местоположения повреждений и дефектов.

Ультразвуковой импульсный метод, базирующийся на связи между упругими свойствами материала и величиной скорости распространения продольных ультразвуковых волн рекомендуется использовать для контроля нарастания прочности бетона при тепловлажностной обработке, определения его однородности при структурных изменениях, динамического модуля упругости, а также прочности бетона [650].

При выполнении поверочных расчетов по СНиП 52-01-2003 [555] класс бетона устанавливается на основании натуральных обследований конструкций по результатам испытаний неразрушающими методами по ГОСТ 18105–86* [152]. Однако стандарт рекомендует определять прочность бетона монолитных конструкций ультразвуковым методом при сквозном прозвучивании или отрывом со скалыванием. Использование других методов допускается лишь по согласованию с головными институтами. Причина не использования способа поверхностного прозвучивания заключается в получении не достаточной информации о фактической прочности бетона по всему сечению конструкций, которую дают ультразвуковой метод при поверхностном прозвучивании [296, 298].

Объяснением значительно меньшего применения ультразвукового метода, по сравнению с испытаниями контрольных кубов, является более сложная эксплуатация ультразвуковых приборов и ограничения, накладываемые ГОСТ 17624-87 [150] на использование его для контроля прочности бетона монолитных конструкций в виде применения только способа сквозного прозвучивания [294]. В тоже время, для контроля прочности монолитного бетона способом поверхностного прозвучивания ультразвуковым методом в лаборатории железобетонных конструкций и контроля качества НИИЖБа разработаны «Рекомендации по контролю прочности бетона монолитных конструкций ультразвуковым методом способом поверхностного прозвучивания» (МДС 62-2.01), «Рекомендации по статистической оценке прочности бетона при испытании неразрушающими методами» (МДС 62-1.2000), которые устанавливают правила контроля для способа поверхностного прозвучивания [669]. Приведённая в рекомендациях методика позволяет осуществлять контроль глубины трещин с помощью прозвучивания её вдоль и поперек при одностороннем доступе ультразвуковым прибором А1220, работающим на принципе эхо-метода.

Способ поверхностного прозвучивания рекомендуется использовать для контроля прочности бетона монолитных конструкций, но с обязатель-

ным условием построения градуировочной зависимости по результатам параллельных испытаний ультразвуковым методом и методом местных разрушений [294]. Ультразвуковые приборы поверхностного прозвучивания применяются практически во всех местах монолитного здания, обеспечивая проведение дефектоскопии изделий с существенным увеличением объема контроля.

Возможности контроля прочности бетона монолитных конструкций способом поверхностного прозвучивания значительно расширены в связи с появлением новых ультразвуковых приборов типа УК 1401, предназначенных для измерений времени и скорости распространения продольных ультразвуковых волн в твердых материалах при поверхностном прозвучивании на постоянной базе [294].

Сравнительные испытания прочности бетона классов В7.5...В35 разрушающим методом с помощью стандартных кубов и ультразвуковым методом способом поверхностного прозвучивания портативным прибором типа УКБ с автоматической обработкой информации проведены на плитах перекрытий, фундаментных блоках, колонн, ригелей, ферм – до 25 изделий в каждой серии [197]. От каждой серии испытаны по 6 образцов-кубов с ребром 100 мм и призм размером 100×100×300 мм. Средние результаты ультразвуковых и механических испытаний показывают, что отклонение отдельного результата измерения прочности бетона в серии не превышает $\pm 10\%$,

В то же время, несмотря на неоспоримые преимущества ультразвука при обнаружении трещин и скрытых полостей в теле бетона установлено, что результат, полученный ультразвуковым методом, более других неразрушающих немеханических методов зависит от расхода цемента, крупности и вида заполнителя, влажности и пористости бетона. Основным недостатком ультразвукового метода определения прочности бетона является неустойчивая связь скорости распространения ультразвука с прочностью бетона, зависящая от количества и вида крупного заполнителя, так как с возрастанием его диаметра удлиняется путь прохождения ультразвука через материал заполнителя [240]. Различия фактических значений прочности бетона с данными показаний приборов достигает до 80 % [213]. Поэтому для получения достоверного результата ультразвуковые приборы рекомендуется чаще других приборов неразрушающего контроля градуировать, что значительно снижает производительность контроля.

Основным документом, регламентирующим применение ультразвукового метода определения прочности бетона в неагрессивных и агрессивных условиях, является ГОСТ 17624–87 [150] при условии установления достоверной градуировочной зависимости «скорость ультразвука – прочность бетона» в виде линейной, степенной или экспоненциальной функции. В то же время, на основании анализа имеющихся данных практи-

ческого применения ультразвукового метода определения прочности бетона, установлено, что зависимость «скорость ультразвука – прочность бетона» справедлива только для конструкций, эксплуатирующихся в неагрессивных условиях, и часто нарушается в конструкциях, эксплуатирующихся в агрессивной среде [223].

Предложенная в [223] методика построения зависимости «скорость ультразвука – прочность бетона», позволяет проводить обследование бетонных и железобетонных конструкций, находящихся практически в любых эксплуатационных условиях. Данная методика определяет следующие этапы анализа:

- необходимость проведения группировки обследуемых конструкций по признаку общности условий эксплуатации;
- распределения скорости распространения ультразвука в вариационный ряд;
- определение на соответствующем участке прочности бетона любым методом, основанном на местном разрушении конструкции;
- построение градуировочной зависимости в виде кубического интерполяционного сплайна.

Методика построения зависимости «скорость ультразвука – прочность бетона» апробирована при контроле прочности монолитных и сборных фундаментов жилых зданий, испытывающих воздействие агрессивной среды. Результаты сравнительного анализа построенной зависимости «скорость ультразвука – прочность бетона», полученные по ГОСТ 17624–87 [150] и по разработанной методике, для неагрессивных условий практически оказались равноценными, с погрешностью 6 и 8,1 % соответственно. При использовании метода сплайн-аппроксимации для бетонов, эксплуатирующихся в агрессивных условиях, эти значения соответственно составляют 6,4 и 18,2 %.

Для каждого вида бетона существует определённая скорость ультразвуковых колебаний $V_{\text{мин}}$, характеризующая критическое значение его акустической прочности с учётом распределения $R_{\text{сж}}$ по площади изделия [541]:

$$R_{\text{сж.мин}} = \bar{R}_{\text{Н}} \left(1 - \frac{t_{\alpha} C_R}{\sqrt{n}} \right), \quad (2.2)$$

где $R_{\text{сж.мин}}$ – прочность бетона, которой соответствует $V_{\text{мин}}$ на корреляционной зависимости «скорость-прочность»; $\bar{R}_{\text{Н}}$ – отпускная прочность бетона; C_R – коэффициент вариации прочности; t_{α} – коэффициент Стьюдента, зависящей от обеспеченности контроля и числа проконтролированных участков n .

Отклонение ΔV от $V_{\text{мин}} = \text{const}$ предложено использовать в виде критерия качества изделия по допуску изменения косвенной характеристики его физико-механических свойств [541]. Введение автоматического сравнения результата измерения с $V_{\text{мин}}$ в виде значения ΔV сводит процесс выходного контроля к фиксации информации типа «годен – не годен». Предложенный метод определения ΔV , включающий определение $V_{\text{мин}}$ и статистические характеристики изменения физико-механических свойств бетона, позволяет получить допусковый контроль качества конструкции, являющийся одним из вариантов решения задачи массового контроля изделий на предприятиях строительной индустрии.

Были проведены сравнительные экспериментальные исследования использования методов неразрушающего контроля для контроля прочности фибробетона на сжатие: ультразвукового импульсного, пластической деформации при ударе, пластической деформации при вдавливании, упругого отскока и отрыва со скалыванием проведены на фибробетоне и мелкозернистом бетоне того же состава, что и матрица фибробетона для выявления и сопоставления градуировочных зависимостей «косвенная характеристика неразрушающего метода – прочность бетона» [299]. В соответствии с требованиями ГОСТ 22690–88 [159] и ГОСТ 10180-90 [191] испытаны три серии образцов-кубов размером 15×15×15 см, содержащих по 35 кубов из фибробетона и 35 кубов из мелкозернистого бетона в каждой серии. Установлена удовлетворительная возможность использования перечисленных методов для контроля прочности фибробетона непосредственно в конструкциях с учётом построения градуировочных зависимостей в соответствии с требованиями ГОСТ 22690-88. Полученная для метода отрыва со скалыванием градуировочная зависимость для мелкозернистого бетона и фибробетона оказывается практически единой.

Сравнительные экспериментальные исследования по проверке упругих свойств цементного камня и полимерной связи ультразвуковыми методами проведены на бетонных и полимербетонных призмах с размерами 40×40×160 мм, испытанных на изгиб и сжатие [620]. В качестве связующего материала на полимербетонных образцах используется эпоксидная смола. Полученные функции регрессии между механическими свойствами и скоростью распространения звуковых волн характеризуются высоким коэффициентом корреляции $r = 0,93$, что подтверждают возможность применения ультразвуковых методов для неразрушающей оценки свойств сборных изделий из полимербетона.

Анализ экспериментальных исследований прочности бетона акустическими методами показывают зависимость получаемых результатов от состава бетона, его пористости и влажности, удовлетворительную сравнительную точность в измерениях ультразвуковым способом поверхностного прозвучивания и механическими разрушениями бетона в неагрессивных

условиях, а также возможность использования ультразвуковых методов при определении прочности фибробетона, полимербетона и бетона подверженного воздействию агрессивной среды.

2.2.4. Методы акустической и электромагнитной эмиссии

Методы акустической и электромагнитной эмиссии, являются единственными пассивными методами неразрушающего контроля, обеспечивающими получение исследовательской информации по кинетике развития дефектов в конструкциях [421].

По техническим показателям метод акустической эмиссии (АЭ) особенно близок к вибрационному методу неразрушающего контроля. Однако метод АЭ непосредственно выявляет развивающиеся дефекты в конструкции, а вибрационный метод определяет дефекты, оказывающие влияние только на жесткость конструкции и её вибрационные характеристики.

Основными источниками акустической эмиссии в железобетонных конструкциях являются пластическая деформация и рост трещин. Для преобразования акустического сигнала в электрический используются пьезоэлектрические преобразователи.

Метод акустической эмиссии оценивает:

- степень опасности дефекта;
- получение информации о статической прочности объекта и степени его разрушения;
- срок безопасной эксплуатации объекта;
- динамику процессов деформации, разрушения, перестройки структуры и химических реакций, протекающих в материале строительных конструкций.

Возможности и область применения метода АЭ относятся [421]:

- комплексное исследование материалов и процессов;
- обнаружение и регистрация только развивающихся дефектов, позволяющие классифицировать дефекты не по размерам или косвенным признакам, а по степени их опасности для контролируемого объекта и влиянии на прочность объекта;
 - высокая чувствительность к растущим дефектам, значительно превосходящая чувствительность других методов, позволяющая выявить приращение трещины в металле на десятые доли миллиметра;
 - обладание свойством «интегральности», допускающего осуществление контроля всего объекта, вне зависимости от состояния поверхности и доступности к поверхности контролируемого объекта;
 - возможность исследования изменения фактического состояния материалов в реальном времени;

- возможность изучения изменения напряженно-деформированного состояния материала объекта, с учётом процессов коррозии под напряжением, влияющих на долговечность конструкции;
- независимость положения формы и ориентации дефекта на его выявляемость;
- возможность использования для контроля композиционных материалов, для которых применение других методов НК в ряде случаев затруднено или невозможно.

Общим недостатком метода акустической эмиссии (АЭ) является трудность выделения шумоподобных сигналов АЭ, являющихся случайным импульсными процессами, в существующих шумовых помехах, а именно:

- работы насосов, моторов и других механических устройств;
- действия электромагнитных наводок;
- воздействия окружающей среды в виде дождя, ветра.

Недостатком метода акустической эмиссии (АЭ) по отношению к бетону является необходимость обязательного создания в строительной конструкции напряженного состояния, инициирующего работу источников АЭ. Для этого бетонный элемент должен подвергаться нагружению силой, давлением или температурным полем. Выбор вида нагрузки определяется условиями работы конструкции или характером испытаний.

В основе акустико-эмиссионного метода находится регистрация акустических сигналов, вызванных перестройкой внутренней структуры материала при силовых, температурных и коррозионных процессах [526]. Каждый импульс характеризуется параметрами: амплитудой, энергией, длительностью и временем нарастания. На основании статистического анализа потока АЭ в композиционных металлических материалах, на стадии деформирования (до образования трещин) получен пуассоновский закон распределения временного потока АЭ:

$$Z = \delta / \Delta t, \quad (2.3)$$

где Z – инвариант пуассоновского распределения; δ – стандартное отклонение временного потока АЭ событий при среднем временном значении Δt .

Для пуассоновского потока распределения справедливо соотношение, которое имеет устойчивое (инвариантное) значение, равное единице. При возникновении в материале конструкции трещин инвариант Z принимает числовое значение не равное единице, величина распределения которого и указывает на возможность использования акустической эмиссии для диагностики наступления предельного состояния строительных конструкций.

Оценка информативности связи параметров потока АЭ с кинетикой внутренних физических процессов в нагруженном бетоне экспериментально исследована на железобетонных балках с поперечными трещинами

[526]. Балки из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В25 с размерами 2200×290×160 мм, армированные двумя стержнями преднапряженной арматуры класса Ат-V диаметром 16 мм, испытаны с помощью воздействия изгибающей ступенчатой нагрузки. Установлена высокая регрессионная связь между численными значениями инварианта Z пуассоновской модели следования временного потока сигналов АЭ и суммарной длиной образовавшихся трещин.

Наибольшую опасность для строительных железобетонных конструкций представляют трещиноподобные дефекты не только в цементном камне бетона, но и в арматуре. Аварии и разрушения зданий и сооружений происходят в большинстве случаев из-за распространения трещин в материалах несущих элементов. Развитие трещин представляет собой иерархический многостадийный процесс, отображающийся в параметрах сигналов АЭ в зависимости от характеристик нагружения. Зависимости суммы импульсов АЭ при повторных нагружениях металлической трубы представлены на рис. 2.1 [421].

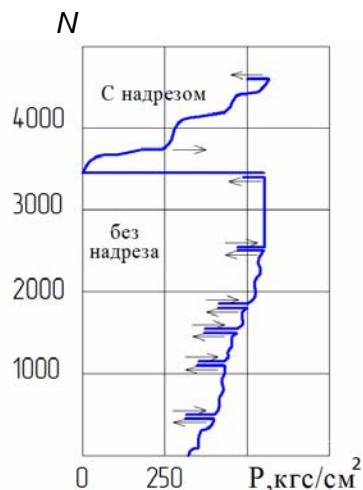


Рис. 2.1. Акустическая эмиссия при повторных нагружениях металлической трубы без надреза и после нанесения надреза

После появления дефекта в виде надреза акустическая эмиссия начинает регистрироваться при нагрузках, существенно меньших, чем в объекте без дефекта. В области дефекта локальное напряжение, достигая предела текучести материала, образует зону пластической деформации, изменение объема которой определяется изменением коэффициента интенсивности напряжений — параметром механики разрушения, характеризующим способность материала объекта сопротивляться разрушению. Суммарное число импульсов N акустической эмиссии определяется коэффициентом интенсивности напряжений K [421]:

$$N = cK^m, \quad (2.4)$$

где m — параметр, связанный со свойствами материалов и скоростью развития разрушения (трещины); c — коэффициент условий испытаний.

Для тонкой металлической пластины с трещиной длиной $2a$ коэффициент интенсивности напряжений при однородном растягивающем напряжении σ имеет вид [421]:

$$K = \sigma\sqrt{\pi a}. \quad (2.5)$$

Параметры АЭ в процессе увеличения ширины раскрытия трещин превосходят по величине параметры процесса АЭ при пластической деформации. Значения амплитуд АЭ являются одним из основных информационных признаков отличия пластической деформации от роста трещины. При статическом и циклическом нагружениях строительных элементов параметры АЭ существенно различаются. Особенностью АЭ при циклическом нагружении является быстрое уменьшение числа импульсов АЭ и их амплитуд в каждом последующем цикле после первого нагружения. Это связано с проявлением эффекта адаптации материала к напряжениям при развитии усталостной трещины.

Типичная кривая зависимости суммарного счета АЭ от числа циклов при малоциклового усталости приведена на рис. 2.2 [421].

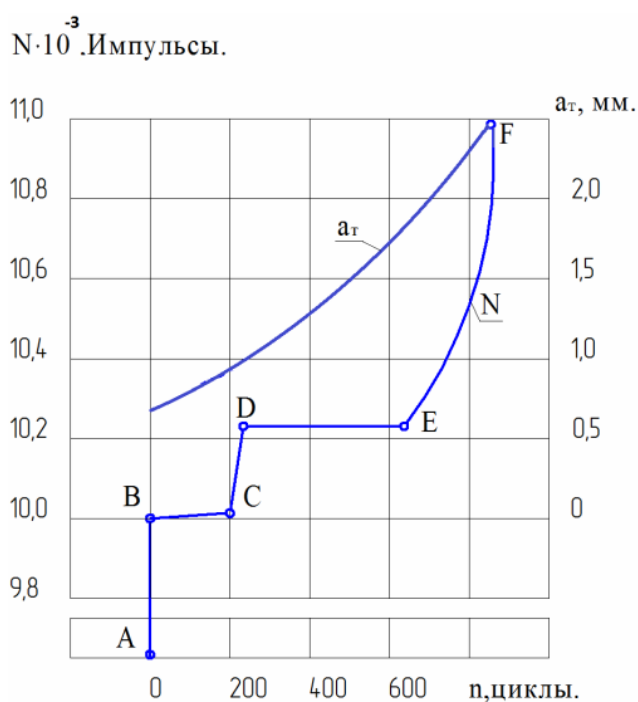


Рис. 2.2. Зависимость суммарного счета АЭ от числа циклов нагружения при росте усталостной трещины

На рис. 2.2. показаны участки роста усталостной трещины:

- AB – характеризующийся 5... 7 циклами нагружения;
- BC – медленным накоплением сигналов АЭ, из-за роста трещины;
- CD – возможностью возникновения макроскопической трещины, из-за перераспределения усилий;

- DE – медленное развитие макроскопической трещины без существенного продвижения фронта трещины вглубь материала;
- EF – перераспределение напряжений и ускоренный рост трещины, показывающей о приближающемся катастрофическом разрушении строительного элемента.

В период, предшествующий возникновению трещин, регистрируется главным образом «низкоамплитудная» акустическая эмиссия, а при возникновении трещин на фоне «низкоамплитудной» появляется акустическая эмиссия с амплитудами на порядок более высокая.

Контроль качества заделки закладных деталей в ограждающих конструкциях, с помощью которых панели крепятся к колоннам, был экспериментально выполнен на 16 фрагментах стеновых панелей размером $1400 \times 900 \times 370$ мм, изготовленных из керамзитобетона класса В8,5 с наружными и внутренними слоями из тяжелого бетона с использованием методов тестовых нагрузок и акустической эмиссии [527]. Метод тестовых нагрузок предусматривает испытание конструкции нагрузками, составляющими до 30 % от расчетных эксплуатационных. Построенная градуировочная зависимость между суммарным количеством акустической эмиссии N и реальной несущей способностью закладных деталей $R_{\text{разр}}$ имеет вид:

$$R_{\text{разр}} = 207,79 - 23,36 \ln N_c. \quad (2.6)$$

Полученная градуировочная зависимость является универсальной, так как для ее построения использовались образцы, содержащие основные технологические дефекты и различные типы закладных деталей. Полученные статистические критерии аппроксимации результатов исследований в виде коэффициента корреляции – $r = 0,97$ и коэффициента вариации – $V = 5,2$ % показывают высокую точность методов тестовых нагрузок и акустической эмиссии при проведении контроля качества эксплуатируемых железобетонных элементов.

Контроль прочности бетонов в раннем возрасте с использованием метода акустической эмиссии был проведен на 240 образцах с размерами $150 \times 150 \times 150$ мм, изготовленных из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В15, В20, В40, В50 и легкого бетона класса В7,5 и В12,5 [528].

Регистрация параметров сигналов акустической эмиссии осуществлялась специализированным приборным комплексом на базе акустико-эмиссионного прибора АФ-15 в виде активности, скорости счета и амплитуды сигналов в 1, 2, 3, 5, 7, 14 и 28 суток после приготовления бетонных смесей. Установлена хорошая статистическая связь между относительным изменением прочности бетонов $\Delta R/R$ и статистическими параметрами акустической эмиссии $N_{\text{стат}}$, являющаяся основой построения линейных регрессионных моделей с коэффициентами корреляции между $\Delta R/R(t)$ и

параметрами АЭ равными $r = 0,6, \dots, 0,9$. Экспериментально установлено, что точность контроля зависит от типа бетона и его класса в проектном возрасте. С увеличением класса бетона по прочности на сжатие погрешность контроля нарастания прочности бетона методом акустической эмиссии возрастает.

Результаты натурных испытаний 18 внутренних несущих стеновых железобетонных панелей крупнопанельных домов из бетона марки М300, рассчитанных на внецентренное сжатие, с помощью метода акустической эмиссии при силовых и температурных воздействиях показывают возможность [477] количественной градации процессов трещинообразования от воздействия температурно-усадочных и силовых факторов. Максимальное раскрытие трещин при силовом трещинообразовании, зарегистрированное методом акустической эмиссии, составляет $a_T = 1,0 \div 1,5$ мм.

В то же время, анализ научных публикаций показывает, что получение оценки отказа железобетонных конструкций с трещинами с помощью метода акустической эмиссии является весьма проблематичным, так как значения информативного параметра в методе АЭ, полученные на образцах-близнецах с одинаковыми трещинами, могут различаться более чем в три раза [346]. Даже при экспериментальном решении задач механики разрушения на металлах с помощью метода акустической эмиссии пока удаётся получать в основном лишь качественные оценки, за исключением отдельных случаев с известной геометрией развития трещины.

Ограниченное количество проведённых экспериментальных исследований на железобетонных элементах и большой разброс данных исследований на металлических конструкциях, являются причиной отсутствия стандартизации метода акустической эмиссии по отношению к строительным конструкциям. Действующий ГОСТ 27655-88 [172] по акустической эмиссии никакого отношения к строительным конструкциям, в том числе железобетонным, не имеет.

Физическая сущность явления электромагнитной эмиссии в бетонах при механическом возбуждении, используемая для этого аппаратура и методика неразрушающего эмиссионного контроля прочности бетонов изложены в работах [133, 135, 357, 358, 621]. Кинетика накопления импульсов электромагнитной эмиссии отражает основные этапы развития разрушения в процессе статического и динамического нагружения неметаллических материалов на сжатие, растяжение и изгиб в момент зарождения и развития дефектов, а также скачкообразного прорастания микротрещин. Характеристики электромагнитной эмиссии с достаточно высокой вероятностью предсказывают предел прочности строительных элементов при действии различной нагрузки путем нагружения изделий до относительно небольших испытательных нагрузок [135].

Явление электромагнитной эмиссии по физической сущности и информативности хотя и напоминает явление акустической эмиссии, но при этом превосходит её следующими свойствами [133, 135]:

- более высокой проникающей способностью электромагнитных полей в неметаллические материалы;
- более слабым искажением электромагнитных полей в неметаллических материалах;
- отсутствием эффекта Кайзера;
- возможностью обнаружения самых начальных стадий разрушения и отсутствием ошибок, вызываемых поглощением звуковых волн;
- близостью к линейной зависимости электромагнитного сигнала;
- возрастанием при многократных нагружениях материала.

Разброс экспериментальных значений в проведённом электромагнитном эмиссионном контроле не превышает 14–15 % [133, 135].

Сравнительные экспериментальные исследования параметров электромагнитной и акустической эмиссии при квазистатическом возбуждении, проведённые на образцах из бетона марки 300 и 400 с размерами 100×100×100 мм при их одноосном сжатии, показывают, что явление электромагнитной эмиссии по информативности, диапазону областей применения превосходит явление акустической эмиссии, из-за высокой проникающей способности электромагнитных полей в бетон, их слабым искажением, возможностью обнаружения дефектов структуры материала при малых возбуждающих нагрузках или на самых начальных стадиях зарождения разрушения [359]. Экспериментально зафиксировано пространственное расположение источников и механизмов электромагнитной эмиссии в бетонах, подвергнутых динамическому воздействию:

- на границе раздела цементный камень – зерно заполнителя, где образуется двойной электрический слой, создающий внутренний электрический «рельеф» строения бетона;
- на внешних поверхностях бетона, где за счет процессов индукции возникают заряженные пятна. Распределение пятен по поверхности и величина плотности заряда в них отражает внутреннее электрическое строение бетона и его прочностные свойства;
- на поверхности бетона, где от колебаний внутренних заряженных поверхностей с зарядами при квазистационарном и динамическом воздействии на бетон возникают упругие волны;
- в результате возникновения и распространения в бетонах звуковых и ультразвуковых волн при динамическом воздействии.

Электромагнитная эмиссия имеет более высокую точность над акустическими и ультразвуковыми методами, благодаря высокой чувствительности к электрическому строению материалов и их дефектности. Определение несущей способности на сжатие бетонных образцов (призмы

40×40×160 мм и кубы 100×100×100 мм), изготовленных из бетона различных классов прочности на сжатие в количестве 20 штук, осуществлено способом, основанным на регистрации импульсного электромагнитного поля, возникающего в бетонах при их нагружении [133]. В отличие от акустической эмиссии, для которой характерно возрастание интенсивности сигнала только при приближении к разрушающей нагрузке, акустическая электромагнитная эмиссия возникает сразу же после приложения нагрузки и существует вплоть до разрушения образцов.

Возможность оценки прочностных свойств железобетонных конструкций по амплитудным и спектральным характеристикам электромагнитной эмиссии установлена по результатам экспериментальных исследований прочности моделей железобетонных балок пролетного строения с размерами 1200×125×70 мм, армированных одним металлическим прутком [358]. Балки испытаны ступенчатым нагружением методом четырехточечного симметричного изгиба вплоть до разрушения бетона. При однократном измерении электромагнитной эмиссии контролируемая площадь составляет 1 м², тогда как применяемые в строительной индустрии методы Кашкарова и Крюкова – Гаврилова – 1 см². Точность измерения прочности бетона, определенная с помощью электромагнитной эмиссии превосходит точность прочности бетона, определённую ультразвуковым методом более, чем на 30 %.

С помощью экспериментальных исследований на бетонных образцах (100×100×100) мм выявлено существенное влияние на амплитуду электромагнитной эмиссии изменения адгезии контакта цементного камня и гравия [603]. Статистический анализ результатов эксперимента показал наличие математической зависимости амплитуды сигналов электромагнитной эмиссии от прочностных свойств бетона.

Статистическая связь электромагнитной эмиссии с напряженно-деформированным состоянием бетонных конструкций с трещинами установлена при экспериментальных исследованиях железобетонных моделей прототипов балок пролетных строений автодорожных мостов с размерами 1200×125×70 мм с несущим арматурным металлическим прутком [357]. Опытные образцы испытаны способом четырехточечного изгиба с помощью переменной нагрузки, составляющей 0,3 и 0,7 от разрушающей, которая ступенчато повышалась. Согласно статистическому анализу результатов эксперимента в большинстве случаев зарождение и развитие трещин в процессе механического нагружения происходит в ранее обнаруженных областях балок с повышенными значениями амплитуды электромагнитной эмиссии. На пролетных строениях действующих железобетонных автодорожных мостов при апробации электромагнитных эмиссионных методов обнаружения трещин и ослабленных участков установлена зависимость амплитуды электромагнитного отклика от прочности

бетона и наличия дефектов структуры, что подтверждается сравнением измеренной поверхностной твердости бетонов по методу Кашкарова. Экспериментально установлена возможность оценки дефектности и прочностных свойств крупногабаритных железобетонных конструкций по амплитудным характеристикам электромагнитной эмиссии. Полученное стабильное снижение суммарной энергии электромагнитной эмиссии с увеличением механических напряжений в бетоне предлагается в качестве критерия оценки напряженно-деформированного состояния железобетонных строительных конструкций [357].

Сравнительные экспериментальные исследования определения прочности бетонных образцов методами неразрушающего контроля по скорости прохождения ультразвуковых волн и по электромагнитной эмиссии, проведенные на 50 образцах с размерами 100×100×100 мм, изготовленных из тяжёлого бетона различных классов прочности, приводят к получению зависимости амплитуды сигнала электромагнитной эмиссии от разрушающей нагрузки для бетонов двух классов с коэффициентом корреляции $r = 0,894$ при значении коэффициента доверительной вероятности равном 0,95 [621]. Стандартная ошибка прогнозирования прочности бетонов по значениям амплитуды отклика составляет 0,175. Полученная ультразвуковым методом зависимость амплитуды сигнала электромагнитной эмиссии от разрушающей нагрузки имеет коэффициент корреляции $r = 0,847$ и стандартную ошибку прогнозирования прочности 0,19. Таким образом, точность электромагнитных эмиссионных методов неразрушающего контроля, в проведённых экспериментальных исследованиях, превосходит ультразвуковые методы.

Влияние контакта цементной матрицы с арматурой на параметры электромагнитной эмиссии изучено на моделях железобетонных конструкций, состоящих из цементной основы и одиночного металлического прутка в качестве арматуры [604]. Установлено повышение амплитуды электромагнитного отклика на ударное возбуждение при периодическом прокручивании прутка, за счёт ухудшения адгезии арматуры с цементной матрицей, которое принимается в качестве критерия оценки снижения сцепления арматуры в железобетонных конструкциях.

Для контроля пролётных несущих бетонных конструкций в России в Томском политехническом университете был разработан многодатчиковый автоматизированный дефектоскоп ЭХО-3 обеспечивающий автоматическую оцифровку сигналов электромагнитной эмиссии, поступающей с каждого из 64 приёмника [135].

К электромагнитному методу НК относится и георадиолокационный метод определения физического состояния железобетонных конструкций. Георадиолокационное диагностирование проводится с использованием специальных приборов – георадаров. В соответствии с международными

нормами ASTM D 4748 (ASTM D 4748 «Расположение и распределение арматуры; защитный слой бетона») этот метод позволяет определить схему армирования и толщину бетона в строительных конструкциях [375].

Несмотря на имеющиеся экспериментальные исследования технического состояния железобетонных и металлических элементов с помощью акустической и электромагнитной эмиссии эти методы для строительных конструкций до настоящего времени не стандартизированы, не систематизированы и с учётом практического использования имеют пока качественный характер. Стандарт ГОСТ 27655-88 [172] никакого отношения к испытанию строительных конструкций не имеет.

2.2.5. Магнитные методы

Причиной преждевременного разрушения эксплуатируемых железобетонных конструкциях является потеря их прочности и долговечности, исходя из общих представлений о работе железобетона в неагрессивной среде [545].

Для обоснования действительной степени снижения долговечности железобетонных конструкций в результате поражения арматуры необходимо проведение экспериментальных исследований на специально поврежденных опытных железобетонных образцах, являющихся моделями эксплуатируемых железобетонных конструкций. Однако, такие работы никем систематически не проводятся [545].

В то же время, принятие решения о несущей способности и долговечности железобетонных конструкций предполагает наличие таких количественных показателей, как прочность бетона, диаметр и положение арматуры, ее прочность, а также анализ разного рода дефектов с помощью неразрушающих методов контроля качества [293].

Необходимость поверочных расчетов несущей способности железобетонных конструкций по фактическим данным конструктивных элементов возникает вследствие причин:

- обнаружения дефектов и повреждений конструкций в результате коррозии;
- предполагаемого увеличения нагрузок на конструкции в результате установки нового оборудования или при реконструкции сооружения;
- изменения действующих нормативов, регламентирующих требования к конструкциям.

Поверочные расчеты изгибаемых, внецентренно сжатых или растянутых железобетонных конструкций предусматривает обязательное установление прочностных свойств арматурной стали, основное из которых – физический предел текучести.

Согласно СНиП 52-01 2003 [555] для поверочного расчета эксплуатируемых железобетонных конструкции необходимы следующие данные по арматурной стали:

- принятие класса арматуры согласно проекту;
- определение класса арматуры по результатам испытания на разрыв отобранных образцов из железобетонных конструкций, однако в большинстве случаев это не реально;
- назначение расчетного сопротивления стали в зависимости от вида профиля арматурного стержня.

Вопрос определения и оценки механических характеристик арматуры значительно меньше проработан по сравнению с бетоном. По аналогии с бетоном рекомендуется применение двух видов методов испытания арматуры: с использованием непосредственного силового воздействия и бесконтактного оперативного для массовых испытаний. В последнем направлении известные экспериментальные исследования по определению напряженного состояния арматуры дают сравнительные более точные результаты для одиночных не забетонированных стержней по сравнению с забетонированными [735].

Разработка рекомендаций по определению прочности стали осложняется отсутствием неразрушающих методов определения ее прочности по сравнению с бетоном [293, 520]. Констатируется, что ряд таких показателей, как усилие в арматуре, ее коррозионное повреждение, особенно растрескивание, вообще не могут быть определены при обследовании приборами неразрушающего контроля. В то же время с помощью экспериментального исследования установлена возможность использования градиента поля магнитной метки на определение механических напряжений [308]. Получена устойчивая статистическая связь между напряжением текучести для стержней класса А-1...А111, временным сопротивлением для стержней классов А-IV, А-V и градиентом магнитного поля, определяемой с помощью магнитной метки на арматуре при толщине защитного слоя бетона 35 мм.

Нормативным обоснованием методов испытаний на растяжение арматурной проволоки и стержней круглого и периодического профиля с номинальным диаметром, наиболее используемых в железобетонных конструкциях 3–40 мм, является ГОСТ 12004-81 [140] и ГОСТ 28840-90 [175].

В то же время считаются необоснованными предложения по ограничению работоспособности конструкций при [545]:

- уменьшение до 15 % сечения арматуры, вследствие коррозии [496];
- при разрыве до 30 % арматурных стержней признавать среднюю степень повреждения конструкции [497].

Для определения армирования в железобетонных элементах используются неразрушающие методы: магнитный и радиометрический, на которые разработаны соответствующие стандарты ГОСТ 22904-93 [158] и ГОСТ 17625 – 83 [151]

Для контроля толщины защитного слоя бетона и положения арматуры рекомендуются магнитный и радиографический методы [650]. В тоже время, несмотря на предоставление наиболее полной информации об армировании железобетонных элементов радиометрическим методом (радиография по ГОСТ 17625-83 [151]), его использование является сложным и дорогим [545]. Поэтому рекомендуется использовать магнитный метод или вскрывать арматуру, однако возможности последнего вида контроля ограничены.

Магнитный вид неразрушающего контроля применяется для контроля изделий из ферромагнитных материалов, способных существенно изменять свои магнитные характеристики под воздействием внешнего (намагничивающего) магнитного поля. Корреляция между магнитными и физико-химическими свойствами материала служит основой для магнитного анализа качества структуроскопии ферромагнитов [421]. Магнитный метод для определения параметров армирования, как наиболее простой и надежный, положен в основу всех измерителей защитного слоя бетона в России и за рубежом [213].

В области использования неразрушающих методов контроля качества железобетонных конструкций в лаборатории железобетонных конструкций и контроля качества НИИЖБа наибольший объем исследований был проведён с помощью магнитных методов, совместно с механическими и радиографическими методами [297].

Прочность и долговечность железобетонных конструкций во многом определяется обеспечением проектных значений защитного слоя бетона и диаметра арматуры [214]. Магнитный метод по ГОСТ 22904-93 [158] определяет толщину защитного слоя бетона и расположения стальной арматуры в сборных и монолитных железобетонных конструкциях, изготавливаемых из бетона разных видов. Он фиксирует стальную арматуру, как при изготовлении конструкций, так и при обследовании состояния эксплуатируемых железобетонных элементов.

Контроль параметров армирования на предприятиях по изготовлению сборного железобетона, на объектах строительства и при обследовании зданий и сооружений в основном ведется приборами магнитного действия в соответствии с требованиями стандарта ГОСТ 22904-93 [158]: ИПА-МГ4 и ИПА-МГ5. Приборы обеспечивают определение защитного слоя бетона в конструкциях, армированных стержнем $\varnothing 6 \dots 40$ мм классов А-I и А-III и проволокой $\varnothing 3 \dots 6$ мм в диапазоне защитных слоёв $3 \dots 80$ мм (ИПА-МГ4) и $3 \dots 50$ мм (ИПА-МГ5) с погрешностью до ± 7 %. Прибор ИПА-МГ5 по-

зволяет выполнять измерения при неизвестном диаметре и защитном слое в диапазоне 5...150 мм.

Изучение собственных напряжений в бетоне определяется с помощью различных установок и приспособлений, позволяющих определять усадочные и температурные напряжения в бетоне. Однако они сложны в конструктивном отношении и в основном предназначены для исследований лабораторных образцов. В работе [275] предложен малогабаритный прибор в виде датчика из ферромагнитных материалов, предназначенный для измерения собственных напряжений непосредственно в бетоне, основанный на магнитоупругом эффекте, позволяющим изменять магнитные свойства под воздействием механических напряжений. Прибор отвечает следующим требованиям:

- реагирование только на напряжения и нечувствительность к свободным деформациям;
- независимость показаний от изменения модуля упругости бетона;
- хорошая адгезия с бетоном для определения как сжимающих, так и растягивающих напряжений;
- высокая чувствительность;
- обладание достаточно малыми размерами для использования в малогабаритных образцах и элементах конструкций без искажения напряжённого состояния среды;
- обладание селективностью, то есть реагирование на напряжения только в рабочем направлении;
- не изменение показаний со временем в зависимости от дрейфа нуля.

Анализ рассмотренных экспериментальных исследований показывает широкое использование магнитного метода для определения места положения арматуры и толщины защитного слоя бетона в железобетонных элементах. Однако, экспериментальные данные по определению усилий в арматуре, полученные с помощью магнитного метода в научной литературе практически отсутствуют.

2.2.6. Радиоволновые методы

Традиционная диагностика железобетонных конструкций не позволяет выявить все серьёзные скрытые дефекты. В тоже время, радиоволновые методы диагностики, основанные на анализе микроколебаний и скорости упругих волн различного частотного диапазона в материале железобетонных конструкций, позволяют получать интегральные прочностные характеристики конструкций и их отдельных элементов [523].

Радиоволновые методы неразрушающего контроля, определяют значения механических величин, перемещения и вибрации в железобетонных

конструкциях и по сравнению с другими методами неразрушающего контроля имеют преимущества [421]:

- бесконтактность контроля;
- малая инерционность системы считывания;
- возможность проведения непрерывных измерений;
- пропорциональность измеряемой величине или её изменениям результирующего сигнала ;
- не востребованность дополнительного преобразования сигналов на выходе системы;
- легкость калибровки и автоматизации системы.

Радиоволновые методы основаны на анализе взаимодействия электромагнитного излучения радиоволнового диапазона с объектами контроля, имеющего характер как падающей волны (процессы поглощения, дифракции, отражения и преломления), относящейся к классу радиооптических процессов, так и взаимодействия падающей и отраженной волн (интерференционные процессы), относящейся к области радиоголографии.

Радиоволновые методы в качестве неразрушающего контроля наиболее эффективны в использовании для композитных материалов [421]. Бесконтактные радиоволновые методы являются наиболее универсальными и информативными, позволяющие контролировать влажность, вязкость, кинетику твердения, геометрические размеры, содержание компонент, наличие различных дефектов и ориентацию наполнителя.

Точность измерений радиоволновыми методами повышается с уменьшением длины волны. Этому требованию соответствуют сверхвысокочастотные радиоволны (СВЧ), получившие наибольшее распространение на практике с диапазоном длин волн от 1 до 100 мм. Различаются следующие СВЧ-методы неразрушающего контроля: амплитудный, фазовый, амплитудно-фазовый, частотно-фазовый, поляризационный, геометрический и временной. Первые пять методов основаны на регистрации одного или двух параметров волн, взаимодействующих с контролируемым объектом: амплитуды (интенсивности) или фазы сигнала, модуля коэффициента отражения или прохождения, амплитуды и фазы, частоты (длины волны) и фазы, поляризации. Геометрический метод основан на регистрации пространственного положения максимума интенсивности радиоволнового пучка, прошедшего через объект или отраженного от его противоположной поверхности. Временной метод основан на регистрации времени прохождения волны (импульса) через объект [421].

Максимальной точностью измерений обладают резонансные методы. Резонансные радиоволновые СВЧ методы позволяют не только обнаружить дефект (например, расслоение), но и оценить глубину его залегания, величину раскрытия и размер площади. Резонансные СВЧ-методы делятся по виду резонансного эффекта на электронный, парамагнитный, ядерные

магнитный и ферромагнитный. Бесконтактные СВЧ-приборы используются в качестве влагомеров для управления технологическими процессами в строительной и химической промышленности. В тоже время утверждается [112], что резонансный метод для исследования требует сложной измерительной аппаратуры и, в силу этого, не пригоден для исследования реальных элементов железобетонных конструкций.

Наибольшее распространение при определении прочностных характеристик материалов железобетонных конструкций получили методы проходящей волны, поверхностной волны и резонанса поперечного сечения [523].

В то же время, несмотря на очевидное преимущество радиоволновых методов перед другими методами неразрушающего контроля по отношению к строительным железобетонным элементам в научной печати практически отсутствуют данные экспериментальных исследований с помощью этих методов и, возможно, по этой причине радиоволновые методы не стандартизированы.

2.2.7. Электрические методы

Электрические методы применяются при решении задач дефектоскопии, толщинометрии, структуроскопии, термометрии объектов из электропроводящих и диэлектрических материалов. Они основаны на создании в конструируемом объекте, в том числе строительного назначения, электрического поля либо непосредственным воздействием на него электрического возмущения постоянным или переменным током, либо косвенно с помощью воздействия возмущениями неэлектрической природы тепловым или механическим способами. В качестве первичного информативного параметра в электрических методах НК используются электрические характеристики объекта: электрическое сопротивление R , электрическая проводимость g , электрическая емкость C , относительная диэлектрическая проницаемость ϵ , тангенс угла диэлектрических потерь $\operatorname{tg}\delta$, электродвижущая сила E и электрический ток I [421].

Электрические методы подразделяются: на электропараметрические и генераторные методы. К электропараметрическим, согласно ГОСТ 25315-82 [165], относятся методы, использующие внешние источники электрического сигнала основанные на регистрации электрических характеристик объекта контроля:

- электроемкостный метод, основанный на регистрации емкости участка объекта контроля;
- электропотенциальный метод, основанный на регистрации распределения потенциалов по поверхности объекта контроля;
- метод контактной разности потенциалов, основанный на регистрации контактной разности потенциалов на участках объекта контроля, через который пропускается электрический ток;

- метод электрического сопротивления (электрорезистивный метод), основанный на регистрации электрического сопротивления участка объекта контроля.

К генераторным относятся методы, использующие собственные источники электрических сигналов, основанные на регистрации электрических сигналов, формируемых самим объектом контроля:

- термоэлектрический метод, основанный на регистрации величины термоэлектродвижущей силы, возникающей при прямом контакте нагретого образца известного материала с объектом контроля;

- метод экзоэлектронной эмиссии, основанный на регистрации экзоэлектронов, эмитированных поверхностью контролируемого объекта при приложении к нему внешнего стимулирующего воздействия.

Одним из главных показателей, определяющих долговечность и эксплуатационные свойства железобетонных строительных конструкций, является влажность бетона. Изменение влажности бетона приводит к изменению его пористости, способствующие изменению долговечности конструкции в целом.

Методы определения влажности и температуры в материале строительных конструкций предусматривают измерение удельного сопротивления и ёмкости электрического поля [375].

Электродвигательные приборы применяются для измерения толщины металла, изучения анизотропии электрических и магнитных свойств, обусловленных приложенными к объекту контроля механическими напряжениями. Однако, основным назначением электродвигательных приборов является измерение глубины трещин, не обнаруженных другими методами неразрушающего контроля. Электродвигательный метод с использованием четырех электродов является единственным методом, измеряющий до 120 мм глубину поверхностных трещин в металле. Применение электродвигательного метода совместно с магнитопорошковым или капиллярными методами эффективно обнаруживает усталостные трещины, возникающие в процессе эксплуатации в металлических элементах строительных конструкций [421].

Метод определения и оценки вероятности коррозии арматуры в железобетонных строительных конструкциях с помощью милливольтметра с высоким входным сопротивлением и медносульфатного электрода сравнения при измерении потенциала электрического тока на всей поверхности бетона в работе [375] соответствует международным нормативным документам: ASTM C876-80 («Стандартный метод потенциалов для испытания обнаженной арматурной стали»); DGZfP B3 («Инструкция по измерению электрохимического потенциала для определения коррозии арматурной стали железобетонных конструкций»); UNI 10174 («Потенциал коррозии арматуры»).

Результаты измерений стационарных потенциалов в отдельных точках растянутой арматуры, сопротивления защитного слоя бетона балок определили основную причину коррозионного разрушения арматурной стали балок железобетонного перекрытия химического цеха: образование макрогальванических пар электрохимического процесса на арматуре со скоростью коррозии металла в виде отношения разности потенциалов между катодными и анодными участками к сопротивлению внутренней цепи макрогальванического элемента [82].

Образование в бетоне новых химических соединений и изменение пористости материала, в процессе коррозии бетона в жидких агрессивных средах приводит к изменению свойств бетона, таких как относительная диэлектрическая проницаемость ϵ и тангенс угла диэлектрических потерь $\operatorname{tg} \delta$ [109]. Изменение этих электрических параметров используется для оценки коррозионной стойкости бетона, которая одновременно определяется разрушающим методом с помощью контрольных бетонных образцов [64]:

$$K_c = \sigma / \sigma_0, \quad (2.7)$$

где σ – прочность образцов, подвергшихся воздействию жидкой агрессивной среды; σ_0 – прочность образцов, находившихся тот же срок в неагрессивной водной среде.

С помощью экспериментальных исследований определена статистическая связь критерия коррозионной стойкости бетона в виде относительного изменения прочности образцов после шести месяцев воздействия агрессивной среды $K_c^{\text{изг}}$ и $K_0^{\text{сж}}$ с относительным изменением электрических свойств бетона: $K_c^\epsilon = \epsilon / \epsilon_0$ и $K_c^{\operatorname{tg} \delta} = \operatorname{tg} \delta / \operatorname{tg} \delta_0$, где ϵ и $\operatorname{tg} \delta$ – диэлектрические свойства бетона, находившегося в агрессивной жидкой среде в течение шести месяцев, а ϵ_0 и $\operatorname{tg} \delta_0$ – свойства бетона, твердевшего тот же срок в неагрессивной жидкой среде [64].

Были испытаны бетонные балочки с размерами 4×4×16 см на основе гипсоглиноземистого цемента М-400 с различным водоцементным отношением. Условия коррозионного воздействия на бетон были приняты аналогичными условиям эксплуатации бетона в цехах по производству сульфата аммония, с погружением опытных образцов в агрессивные растворы с концентрацией ионов: $[\text{H}^+]$ и $[\text{SO}_4^{--}]$ от 6,5 до 100 мг-экв/л, $[\text{NH}_4^+]$ – от 0 до 32 мг-экв/л [355]. Результаты измерения прочности и диэлектрических характеристик, полученные с 250 бетонных балочек, находившихся в различных условиях коррозионной агрессии, показывают наличие статистической связи в виде коэффициента корреляции r_{xy} между изменением диэлектрических свойств ϵ и $\operatorname{tg} \delta$ и механической прочности

бетона. Сделан вывод о возможности применения неразрушающего метода, в виде измерения диэлектрических параметров бетона (ϵ и $\operatorname{tg} \delta$) для определения его прочности.

В России из-за низкого качества монолитного строительства, влияющего на долговечность сооружений, особую роль приобретает контроль качества бетона в промежуточном и проектном возрастах. Электрохимические методы позволяют наиболее надёжно контролировать процесс нарастания прочности бетона в любых условиях, так как учитывают не только изменения структуры образца, но и его химическое состояние, связанное с образованием структурных соединений [669].

Разработанный электрохимический метод позволяет определять данные о структурообразовании в условиях твердения бетона с помощью измерения тока деполяризации и прямого измерения рН [65]. Способ рН-метрии, определяющий выбор наиболее эффективных режимов тепловой обработки железобетонных изделий, отличается от обычного способа определения рН только измерением контактной разности потенциалов с помощью компенсационного электронного вольтметра, металлооксидного и каломельного электродов.

Контроль натяжения арматуры осуществляется механическими, электромеханическим и резонансным методами с условием, что приборы, применяемые при контроле натяжения арматуры, обеспечивают измерение силы ее натяжения в заданном диапазоне с отклонением не более $\pm 3\%$ [214, 650]. Методы измерения силы натяжения арматуры в железобетонных конструкциях стандартизированы в виде ГОСТ 22362-77 [156]

Для контроля напряжений в стержневой и проволочной арматуре по ГОСТ 22362-77 [156] механическим, электротермическим и электромеханическими способами используется микропроцессорный частотный прибор с прямым отсчетом напряжения в натянутой арматуре АП-23 (АП-48), применяемый для производственного операционного и инспекционного контроля арматуры всех видов [594], а также прибор ИНА-7 для контроля напряжения в арматуре с диапазоном 150... 1500 МПа по ГОСТ 22362-77 [156] частотным методом и относительной погрешностью по напряжению, $\% \dots \pm 4$ [457].

Данные экспериментальных исследований по использованию электрических методов неразрушающего контроля для железобетонных элементов показывают их перспективность, из-за простоты использования, хорошей точности и низкой стоимости по сравнению с другими методами неразрушающего контроля.

2.2.8. Оптические методы

Неразрушающие оптические методы обнаруживают дефекты: пустоты (нарушения сплошности), расслоения, поры, трещины, включения инородных тел, внутренние напряжения, изменение структуры материалов и их физико-химических свойств, отклонения от заданной геометрической формы [421].

Перспективность применения оптического метода неразрушающего контроля для железобетонных элементов объясняется тем, что вибрационный, тензометрический и пьезоэлектрический методы диагностики строительных элементов очень часто не удовлетворяют пользователей по точности измерений, из-за подверженности влиянию электромагнитных помех и требований по использованию сложной и громоздкой аппаратуры. Кроме того, пьезо- и тензодатчики плохо адаптируются в структуру конструкционных материалов, что препятствует изучению распределений деформаций внутри элементов строительных конструкций. По сравнению с ними волоконно-оптические измерители параметров деформационных полей является очень чувствительными к деформациям и устойчивыми к влиянию электромагнитных помех [89].

Эффективным средством мониторинга железобетонных конструкций является использование оптоволоконной системы с длиной базы измерительного волокна стандартного датчика от 250 мм до 10 м и точностью измерения деформаций конструкций до 0,2 %. Датчики нечувствительны к воздействию влаги и коррозии, электромагнитным полям и теплу, что обеспечивает долговременную стабильность показаний мониторинга в течении 20 лет. Благодаря эластичности и малым поперечным размером волоконных световодов датчики легко замоноличиваются в бетон конструкции или устанавливаются на её поверхности без изменения их механических параметров и нарушения внутренней структуры. Они не требуют калибровки [89].

Наличие длинной базы позволяет с высокой точностью обнаруживать образование локальных дефектов материала, таких как трещины и пустоты [474, 478]. Волоконно-оптический интерферометрический метод определения величины прогиба железобетонной конструкции, момента образования трещин и ширины их раскрытия с помощью использования двухфазового световода с диаметром сердцевины – 6 мкм имеет точность измерения абсолютных удлинений и остаточных деформаций 0,05 мкм [328].

Метод голографической интерферометрии применяется для контроля качества изделий и выявления скрытых дефектов. Достоинством оптического метода является выявление раннего периода структурных изменений в бетоне в результате пластических деформаций по изменению рассеивания света поверхностью бетона.

Метод исследования напряжений в оптически прозрачных изделиях с помощью поляризованного света, основан на моделировании изображений полем случайных величин. Геометрические и фотометрические характеристики изображений анализируются с позиций теории случайных процессов. Получаемые при этом статистические характеристики имеют четкий физический смысл, отражающий пространственную упорядоченность и функциональные свойства исследуемых структур, которые, в свою очередь, влияют на прочностные, электрические и оптические характеристики объектов контроля [421].

Поляризационно-оптические исследования, проведенные на нагруженных изгибающей нагрузкой, вплоть до полного разрушения, моделях армированных балок с естественно развивающимися трещинами в растянутой зоне, в которых бетон моделировался пьезооптическими материалами – композициями на основе эпоксидных смол, а также оптически чувствительным оргстеклом марки Э-2, а арматура – нихромовой проволокой [6] подтвердили следующие положения диаграммно-энергетической модели сопротивления железобетона, предназначенной для расчета прочности, жесткости и трещиностойкости армированных стержней [389]:

- после образования трещин нейтральный слой имеет волнообразный характер с вершиной волны над трещиной;
- в окрестности нормальной трещины, кроме напряжений δ_x , возникают напряжения δ_y , сопоставимые по величине δ_x ;
- вблизи трещины сечения искривляются, эпюра δ_x имеет криволинейный вид. Возникают значительные по величине касательные напряжения, имеющие двузначные самоуравновешенные в сечениях эпюры;
- на балках без трещин, гипотеза плоских сечений выполняется.

Результаты экспериментальных исследований процесса деформирования и разрушения образцов из мелкозернистых бетонов кубической формы с помощью метода фотоупругих покрытий, показывает, что они разрушаются по площадкам сдвига от действия касательных усилий, но не от напряжений сжатия [6]. Сделано заключение о целесообразности пересмотра критериев прочности и методик расчета конструкций из композитных материалов, имеющих разные пределы прочности при растяжении и сжатии.

Однако, несмотря на высокую точность измерения стандарт по волоконной оптике ГОСТ 25462-82 [167] не содержит положения, относящиеся к области исследования строительных конструкций.

2.2.9. Тепловые, капиллярные и вибрационные методы

Своевременное выявление причин снижения термического сопротивления и соответственно увеличение теплового потока через ограждающие конструкции. является одной из основных задач обследования зданий и сооружений при оценке их теплозащитных качеств. В строительстве и экологическом мониторинге применяются пассивный и активный тепловой неразрушающий контроль (ТНК). Пассивный ТНК используется для обнаружения утечек тепла в зданиях, тепловизионного контроля качества покрытия и ограждающих стеновых конструкций, дистанционного контроля утечек тепла, обнаружения загрязнений на водных поверхностях, выявления тепловых аномалий и обнаружения пустот, а активный ТНК – для контроля теплопроводности строительных материалов, защитных ограждений и обнаружение пустот [421].

Одной из основных причин повреждения ограждающих конструкций является образование внутри них влаги, в результате резких колебаний температуры, способствующих выпадению конденсата. Тепловизионный (термографический) метод измерения температур ограждающих конструкций с помощью инфракрасной системы выявляет места конструкций с повышенной влажностью и засоленностью со сниженными теплозащитными характеристиками, согласно как отечественных стандартов ГОСТ 26254-84 [170], ГОСТ 26629-85 [171] и ГОСТ 25380-82 [166], так и зарубежных АСІ 228.2R-98 «Неразрушающие методы контроля при оценке бетона в конструкциях», ISO 6781 «Качественное выявление теплотехнических нарушений в ограждающих конструкциях. Инфракрасный метод». Тепловизионные методы дистанционно определяют места скопления влаги в объектах по термографическому изображению, на котором зоны с повышенной интенсивностью испарения выглядят как менее нагретые [375].

Вибротепловизионный метод особенно перспективен для анализа изделий, работающих в условиях вибрации. Для объектов, подвергаемых циклическому механическому нагружению с частотой f , возрастание температуры от первоначальной ΔT после n циклов колебаний, совершаемых за время t определяется выражением [421]:

$$\Delta T = (\delta \sigma_0^2) (c\rho E) ft, \quad (2.8)$$

где δ – декремент затухания; c – удельная теплоемкость материала; ρ – плотность материала; E – модуль упругости; δ_0 – амплитуда механического напряжения.

С помощью экспериментальных исследований получены результаты, подтвердившие статистически устойчивый характер градуировочной зависимости «прочность бетона–параметр термоакустической эмиссии (ТАЭ) [346].

Капиллярные методы неразрушающего контроля диагностируют объекты любых размеров и форм, изготовленных из различных металлов и сплавов, пластмасс, стекла, керамики, а также других твердых неферромагнитных материалов. Они применяются как при течеиспускании, так и в совокупности с другими методами при мониторинге ответственных объектов в процессе эксплуатации. Капиллярные методы подразделяются на основные, использующие капиллярные явления, и комбинированные. Капиллярные методы неразрушающего контроля в строительстве в России не стандартизированы, литературных данных исследований в периодической научной печати по данной тематике практически не встречается.

Выбор метода вибродиагностики зависит от структурного, функционального и вибрационного состояния строительного элемента. Классификация объектов контроля и методов вибродиагностики приведена в табл. 2.9 [421].

Т а б л и ц а 2 . 9

Классификация объектов контроля и методов вибродиагностики

Объект контроля	Современные методы диагностики	Основные диагностические признаки
Элементы конструкции: стержни, балки, диски и т.д. демпфирующие элементы, пружины и т.д.	Простукивание; динамическое нагружение	Изменение собственных частот $\Delta\omega_0$; добротности Q ; декремента колебаний δ
Многослойные конструкции, обшивки и т.д.	Локальные свободные колебания	Изменение собственных частот $\Delta\omega_0$; импеданса ΔZ

Анализ данных экспериментальных исследований, имеющих в научной печати, показывает, что интегральные методы: вибрационный и пробных нагружений не являются методами определения несущей способности. В то же время эти методы эффективно применяются для определения жесткости или уточнения расчетных схем строительных конструкций [640].

Заметное снижение интереса к интегральной оценке качества железобетонных изделий и конструкций, определяемой вибрационным методом неразрушающего контроля, как в России, так и в ближнем зарубежье объясняется значительной методической погрешностью контроля основных показателей качества готовых изделий, достигающей величины 15...20 % [551]. Методическая погрешность не только превышает достаточно высокую инструментальную точность измерений, но и дискредитирует саму возможность применения вибрационного метода для целей интегральной оценки качества железобетонных изделий.

2.3. Анализ механических методов неразрушающего контроля механических характеристик бетона железобетонных конструкций в инертной среде

Вступивший в действие с 01.01.2010 г. ГОСТ Р 53231-2008 [188] регламентирует возможность определения прочности бетона по контрольным образцам, образцам, отобраным из конструкции, а также ультразвуковым и механическим методами неразрушающего контроля.

В отличие от разрушающего контроля неразрушающий контроль отпускной и передаточной прочности бетона оперативно влияет на технологический процесс производства железобетонных изделий, позволяет своевременно корректировать состав, режимы виброуплотнения и термообработки бетона [213]. Неразрушающие методы определения прочности бетона стандартизированы [159]. Основным требованием к применению неразрушающих методов, как в России, так и за рубежом является привязка градуировочных зависимостей к конкретным испытываемым бетонам. В зарубежных странах «привязка» производится испытанием отобранных образцов из бетонных и железобетонных конструкций, а в России наиболее часто используется метод отрыва со скалыванием [295]. Определение прочности бетона механическими методами неразрушающего контроля регламентируется стандартами ГОСТ Р 53231-2008 [188] и ГОСТ 22 690 – 88 [159].

Примером эффективного применения механического неразрушающего контроля (НК) является расследование аварийной ситуации на ЗЖБИ Главюжуралстроя при извлечении внутренних стеновых панелей из кассетных установок и их транспортировки [214]. По данным неразрушающего контроля причиной является пониженная прочность бетона в зоне анкеровки монтажных петель, тогда как по техническому заключению лаборатории качества, прочность бетона контрольных кубов на момент распалубки соответствовала нормируемой отпускной прочности.

Склерометрический метод упругого отскока определения прочности бетона по ГОСТ 22690-88 [159] с помощью молотков Шмидта в отличие от стандартных разрушающих методов испытаний на кубиковую прочность характеризуются следующими качественными показателями:

- более короткими сроками проведения испытаний;
- отсутствием различий в условиях изготовления и в процессе набора прочности бетона;
- отсутствием потребности в значительном числе образцов (кубиков) для испытания.

Количество проведённых испытаний прочности бетона склерометрическим способом определяется в зависимости от точности получаемых результатов с учетом табл. 2.10 [375].

Т а б л и ц а 2 . 1 0

Значения параметра T_k в зависимости от количества
проведенных испытаний

Количество результатов испытаний	3	4	5	6	7	8
T_k	1,818	1,943	2,036	2,111	2,172	2,224

Аномальные результаты испытаний определяются по формуле:

$$T = \frac{|\bar{R} - R_1|}{S_m}, \quad (2.9)$$

где S_m – среднее квадратическое отклонение результатов измерений,

$$S_m = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{R} - R_i)^2}{n - 1}}. \quad (2.10)$$

Результаты испытания признаются аномальными и не учитываются при расчёте, если $T > T_k$ (T_k определяется по табл. 2.10).

Проведение обследований транспортных конструкций отличается высокой ответственностью, из-за значительной протяженности, массивности, сложной геометрической конфигурации и насыщенности арматурой. Результаты комплексного контроля прочности бетона, возведенных монолитных железобетонных стоек транспортной эстакады, сооруженной в 2004 г. в Москве, с помощью методов упругого отскока (склерометр Шмидта) и ультразвукового сквозного прозвучивания показывают, что степень корреляционной взаимосвязи «прочность – косвенная характеристика прочности бетона» для метода упругого отскока выше, а ее остаточное среднеквадратическое отклонение меньше, чем для метода сквозного ультразвукового прозвучивания [117].

Методы пластических деформаций, ударного импульса и упругого отскока считаются единственно возможными при проведении обследования состояния бетонных конструкций [669]. Массовое использование при проведении обследования состояния бетонных конструкций неразрушающих методов пластических деформаций, ударного импульса и упругого отскока в тоже время объясняется хорошей обеспеченностью соответствующими приборами, представляемых как зарубежными, так и отечественными производителями [669]. В то же время недостатками этих методов является косвенное определение результатов испытаний для каждого конкретного бетона. Для их устранения должен соблюдаться основной закон неразрушающего контроля в материаловедении, определяющий необходимость использования как минимум двух способов контроля, бази-

рующихся на разных физических принципах. В качестве второго дополнительного метода рекомендуется применять метод ультразвукового контроля прочности бетона по ГОСТ 17624-87 [150] и способ поверхностного прозвучивания бетонных конструкций на основании научных рекомендаций НИИЖБ МДС 62-2.01 «Методические рекомендации по контролю прочности бетона монолитных конструкций ультразвуковым методом способом поверхностного прозвучивания» и МДС 62-1.2000 «Рекомендации по статистической оценке прочности бетона при испытании неразрушающими методами» [669].

При использования контрольных бетонных образцов для установления градуировочных зависимостей стандарт ГОСТ 22690-88 [159] назначает применение для исследований не менее 15 серий образцов – кубов по ГОСТ 10180-90 [191]. Число образцов в серии, кроме ячеистого бетона, принимается по табл.2.11 в зависимости от случайного внутрисерийного коэффициента вариации прочности бетона (\bar{v}_s)

Т а б л и ц а 2 . 1 1

Внутрисерийный коэффициент вариации \bar{v}_s , %	5 и менее	Более 5 до 8 включ.	Более 8
Требуемое число образцов бетона в серии, шт., не менее	2	4	6

Для ячеистого бетона число образцов в серии принимают равным 3. Средний внутрисерийный коэффициент вариации прочности бетона \bar{v}_s (%) определяется расчётным путём по результатам испытания любых последовательных 30 серий образцов одного класса или не менее 30 отдельных образцов-кубов.

Среди методов определения прочности на сжатие тяжёлого и лёгкого бетона в конструкциях по упругому отскоку, ударному импульсу, пластической деформации, отрыву, скалыванию ребра и отрыву со скалываем согласно стандарта ГОСТ 22690-88 [159] наиболее точными и доступными по критерию возможности использования являются прямые неразрушающие методы определения прочности бетона «по отрыву со скалыванием» и «скалыванию ребра» [669]. Не менее достоверные результаты, по сравнению с образцами, извлекаемыми из конструкций, получают методом отрыва со скалыванием, а в конструкциях с ортогональными гранями – методом скалывания, используя установленные ГОСТ 22690–88 [159] градуировочные зависимости [545]. При большом объеме контроля предлагается их комбинировать с более оперативными, предпочтительно ультразвуковым методом по ГОСТ 17624-87 [150], а при использовании поверхностного прозвучивания применять сухой точечный контакт, который не только удобнее, но и не вызывает затруднений, связанных с

непостоянством скорости прохождения ультразвуковых колебаний на разных базах.

Метод скалывания ребра является наиболее универсальным, позволяющий проводить испытания на густоармированных бетонных участках с обеспечением максимальной производительности. Недостатком метода является невозможность применения на круглых колоннах, где отсутствуют угловые соединения. В этих случаях предлагается использовать метод отрыва со скалыванием, который позволяет контролировать прочность бетона на глубине до 48 мм. Для приборов с такой глубиной заделки анкера в ГОСТ 22690-88 [20] дана точная градуировочная зависимость, поэтому метод отрыва со скалыванием, является единственным неразрушающим методом контроля, который считается эталонным наравне с кубами или кернами [669]. В то же время при контроле прочности бетона в местах приложения нагрузки должны использоваться методы отрыва со скалыванием и скалывания ребра конструкции [214].

Методы местных разрушений: отрыва со скалыванием, скалывания ребра и отрыва стальных дисков стандартизированы согласно ГОСТ 22690-88 [159] и характеризуются большей точностью по сравнению с другими методами неразрушающего контроля. Испытания методом отрыва со скалыванием производятся в соответствии с рекомендациями [498]. Рекомендуется сочетать метод скалывания ребра с высокопроизводительными методами ударного импульса или упругого отскока [213, 293].

При контроле прочности неармированного бетона эффективно применение методов с частичным разрушением бетона – отрыв со скалыванием, скалывание ребра и отрыв дисков, механических методов – пластической деформации, упругого отскока и ударного импульса, физических методов – ультразвукового и метода ударной волны. Наиболее точными являются методы с частичным разрушением бетона. Метод отрыва со скалыванием контролирует прочность бетона на глубине до 48 мм, определяемую глубиной заделки анкера [213, 293]. Несмотря на некорректность проведения испытаний методами неразрушающего контроля изделия или конструкции с большой плотностью армирования, высокой влажностью и карбонизацией поверхностных слоев, метод скалывания ребра позволяет проводить испытания на густоармированных участках железобетонных конструкций [293].

Фактором, затрудняющим использование механических методов НК с частичным разрушением бетона является количественная ограниченность выпускаемых современных моделей приборов в России, – «Скол» и «Отрыв», представляющих модификацию прибора ПОС-МГ4 [213].

Долговечность элементов железобетонных конструкций с учётом коррозионной сохранности арматуры определяется прочностью и устойчивостью к агрессивным внешним воздействиям поверхностного слоя

толщиной до 50 мм. Наиболее сложным является контроль бетона, испытывающего воздействие следующих агрессивных процессов [213]:

- химических (соли, кислоты, масла);
- термических (высокие температуры, замораживание в раннем возрасте, переменное замораживание и оттаивание в водонасыщенном состоянии);
- атмосферных (карбонизация поверхностного слоя).

Эти химико-физические факторы, воздействуя на поверхностные слои бетона, определяют удаление поверхностного слоя бетона на участке контроля с зачисткой поверхности оставшегося непоражённого бетона наждачным камнем при испытании прочности бетона только приборами, основанными на методах местных разрушений, либо путем отбора образцов [213].

По данным экспериментальных исследований [298] методы пластической деформации, упругого отскока и ударного импульса дают не достаточную информацию о фактической прочности бетона. В тоже время на основании результатов обследования конструкции пилона из монолитного железобетона, являющейся основанием для радиотелескопа, определена возможность применения метода пластической деформации в комбинации с отрывом со скалыванием, с учётом статистической оценки результатов испытаний [650]. Установлены:

- более низкая прочность бетона поверхностного слоя способствует менее интенсивному увеличению прочности бетона по глубине конструкции;
- влияние на снижение прочности поверхностного слоя бетона внешних условий: подмораживание наружного слоя, ранняя распалубка с отсутствием последующего увлажнения поверхностного слоя, а не ошибки в подборе состава бетонной смеси;
- возможность использования неразрушающие методов определения прочности бетона поверхностного слоя толщиной до 50 мм монолитных конструкций, а именно: пластических или упругопластических деформаций по размерам отпечатков на поверхности бетона под действием динамической нагрузки (эталонный молоток НИИ Мосстроя, пружинный прибор типа ХПС, маятниковый прибор ДПГ-4) и под действием статической нагрузки (приборы НИИЖБ и ПШВ-5); упругого отскока бойка после нанесения им удара по поверхности бетона (склерометры КМ и Шмидта); отрыва и скалывания бетона при выдергивании заделанного в него стального стержня или конуса.

Недостатками приборов, использующих прямо пропорциональную зависимость между поверхностной твердостью материалов и их прочностью: (пружинный прибор ПМ-2, эталонный молоток Кашкарова, молоток Физделя) и склерометрами, действие которых основано на прямо пропор-

циональной зависимости между прочностью материала и его упругостью (молоток Шмидта и прибор КМ (Киев-метрострой)), являются зависимость результатов определения прочности материала от его влажности [568]. Этому недостатка лишен прибор статического действия, предложенный Г.К. Хайдуковым [310]. Прочность бетона определяется по диаметру отпечатка, оставляемого на поверхности испытываемой конструкции сферическим штампом большого радиуса (15–20 см). Однако этот прибор неприменим в полевых условиях, из-за тяжести и наличия гидравлической насосной станции.

Для неразрушающего контроля прочности бетона в монолитном домостроении и при обследовании конструкций зданий и сооружений используются сертифицированные ударно-импульсные и ультразвуковые приборы в сочетании с приборами отрыва со скалыванием ребра или отрыва стальных дисков [214]:

- отрыва со скалыванием, скалывание ребра, отрыв стальных дисков – приборы типов ПОС-50МГ4, ПОС-30МГ4 «Скол» и ПОС-50МГ4 «Скол». Приборы типа ПОС позволяют производить испытания бетона прочностью до 100 МПа. Погрешность определения усилия – не более $\pm 2\%$.

- отрыва стальных дисков – прибор ПОС-30(50)МГ4 или адгезиметр типа ПСО-10МГ4 с предельным усилием отрыва 10 кН;

- ударного импульса – прибор типов ИПС-МГ4.01, ИПС-МГ4. 03.

В тоже время, при использовании ударно-импульсных приборов типов ИПС-МГ4.01, ИПС-МГ4. 03 контролируемая поверхность должна иметь шероховатость не более Ra 25. Для контроля прочности ячеистых бетонов в диапазоне 0,5...8 МПа используется прибор ПОС-2МГ4-П, основанный на методе вырыва спирального анкера.

Прочность раствора в швах железобетонных конструкций и кирпичной кладки эффективно определяется прибором, измеряющим прочность бетона по его твердости с помощью вдавливания конического индентора в поверхность конструкции под действием статического нагружения [568].

Задача уменьшения степени неопределенности, получаемой при измерении результата с учётом того, что коэффициент вариации прочности бетона зависит не только от естественной неоднородности бетона, но и от метода его определения, каждый из которых сам по себе в той или иной мере обладает вариацией ошибок измерения, сводится к использованию следующих приемов [349]:

- увеличению количества измерений;
- минимизации дисперсии ошибки прибора, выражающейся в уточнении тарировочной кривой и выборе способа измерения;
- применению двух или более способов измерения одной и той же величины.

Необходимое количество измерений принимается в зависимости от статистики измеряемой величины (среднее, дисперсия), от предполагае-

мого коэффициента ее вариации, от необходимой точности получения результата и от допустимой вероятности ошибки (табл. 2.12).

Т а б л и ц а 2 . 1 2

Необходимое количество опытов для получения достоверных результатов
(с ошибкой не более $\pm 10\%$)

Вероятность ошибки менее +10 %	Количество опытов при коэффициенте вариации (%) для оценки среднего значения					
	5	10	15	30	50	стандарта
0,5	1	3	3	6	13	23
0,75	2	3	4	14	35	68
0,9	3	5	8	27	70	130
0,95	4	7	12	38	99	196
0,99	5	11	19	65	172	347
0,999	6	17	30	107	284	575

Результаты анализа неразрушающих методов определения прочности бетона, полученных в экспериментальных исследованиях МГСУ, СамГАСА, Киевского ИСИ, Санкт-Петербургского ГАСУ, в виде соответствующих расчётных статистических характеристик отношения $R_{оп}/R_T$, где R_T – прочность бетона, определенная по уравнению регрессии, установленного с помощью ультразвукового метода, приведены в табл. 2.13 [349].

Т а б л и ц а 2 . 1 3

Статистические характеристики отношения $R_{оп}/R_T$

№ п/п	Метод определения прочности бетона	Коэффициент вариации	Надёжность
1	Скалывания	0,085	0,751
2	Пластические деформации	0,274	0,284
3	Упругий отскок	0,283	0,274
4	Ультразвуковой	0,164	0,46
5	Ударный	0,199	0,38

Наилучший результат получен для оценки прочности бетона методом скалывания. Коэффициент вариации отношений в среднем составляет 8,5 %, что удовлетворяет требованиям ГОСТ 17 624-87 [150], в соответствии с которым коэффициент вариации исследуемых отношений не должен превышать 12 %. Надёжность полученного среднего значения W оценивается, как вероятность попадания $R_{оп}/R_T$ в интервал 0,9-1,1 (табл. 2.14) [349].

Определение прочности бетона параллельными методами, приводящее к увеличению количества одновременно используемых способов измерений, уменьшает вероятность появления ошибок при измерении.

Т а б л и ц а 2 . 1 4

Надёжность оценки прочности бетона при одновременном использовании различных методов

Номер сочетания	W	Номер сочетания	W	Номер сочетания	W
1-2	0,822	3-4	0,608	2-4-5	0,760
1-3	0,819	4-5	0,549	2-3-5	0,678
1-4	0,866	1-2-3	0,871	1-2-3-4	0,930
1-5	0,846	1-2-4	0,904	1-2-3-5	0,919
2-3	0,48	1-2-5	0,889	4-3-1-5	0,939
2-4	0,613	1-3-4	0,902	2-3-4-5	0,826
2-5	0,556	1-3-5	0,888	2-1-4-5	0,94
3-4	0,608	1-4-5	0,917	1-2-3-4-5	0,957
3-5	0,549	2-3-4	0,719		

Прочность бетона глубинных слоёв конструкции определяется с помощью приборов, основанных на способе сверления [424]. Прибор позволяет определять прочностные свойства глубинных слоёв бетона, независимо от прочности поверхностного слоя. Принцип действия прибора основан на использовании математической зависимости между числом оборотов рукоятки и глубиной погружения сверла от действия пружины.

Одним из постулатов расчета железобетонных конструкций инженерной школы В.М. Бондаренко является совмещение механизма развития зависимости напряжений и деформаций во времени и в пространстве [81, 668].

Определяющим фактором напряженно-деформированного состояния бетона и железобетонных конструкций в условиях ползучести являются изменения напряжений в результате воздействия различных режимов нагружения. Фактический отказ современных норм бетона от принятия во внимание режимных и временных факторов, а также игнорирование неравновесного характера деформирования бетона и железобетона, исключают обоснованное решение большинства задач их силового сопротивления во времени и в зависимости от режима трансформации их напряженно-деформированного состояния, в том числе длительной прочности и выносливости, длительной жесткости, нисходящей ветви диаграммы $\sigma - \varepsilon$, потери преднапряжений арматуры и трещиностойкости. Известные эмпирические зависимости нелинейной связи между напряжениями и деформациями степенные, показательные, экспоненциальные имеют недостатки в виде: невысокой точности и общности аппроксимации, из-за использования опытных диаграмм для конкретных материалов, число которых ограничено количеством экспериментальных параметров записи.

При изучении ползучести бетона наибольший интерес представляет случай неравномерного трехосного сжатия ($\sigma_{11} \neq \sigma_{22} \neq \sigma_{33}$). Согласно этому условию опытная нагружающая установка должна удовлетворять следующим требованиям:

- осуществлять равномерную и полную передачу нагрузки на грани образца;
- иметь простую конструкцию и небольшие размеры, что позволяет, эксплуатировать одновременно несколько таких установок для изучения влияния целого ряда физико-технических факторов: возраста, уровня напряжений, температуры и неоднородности материала на ползучесть бетона;
- выполнять измерения деформаций бетона в процессе испытаний по трем осям с помощью телетензометров, закладываемых в бетон;
- обеспечивать возможности проведения длительных испытаний с поддержанием постоянной во времени приложенной нагрузки.

Установка, удовлетворяющая предъявляемым требованиям и предназначенная для испытаний бетона на ползучесть с максимальной крупностью заполнителя до 25 мм на образцах-кубах размером 150×150×150 мм, позволяет измерять деформации бетона с помощью трёх телетензометров струнного типа с базой 100 мм, закладываемых в бетон [301].

Долговечность железобетонных конструкций при воздействии агрессивной среды определяется качеством поверхностного слоя, предназначенного для защиты арматуры от коррозии, повреждаемого в результате карбонизации бетона или проникновения хлоридов. Агрессивные воздействия на арматуру усиливаются с уменьшением трещиностойкости защитного слоя бетона, вследствие усадки, замораживания-оттаивания и действия переменных эксплуатационных нагрузок.

Из-за сложности применения аналитических методов определения относительной усадочной трещиностойкости в бетоне её оценка производится экспериментальным методом на специальных бетонных кольцевых образцах со стальным сердечником. Основным критерием оценки трещиностойкости бетонов, выполненных на кольцевых призматических образцах, является время появления первой трещины, которое определяет неопределённость сроков испытания. Этот недостаток отсутствует в методе испытания трещиностойкости в бетонных призматических образцах с размерами 100×100×800 мм при растяжении их по центральной оси гладким стальным стержнем диаметром 18 мм. Растягивающие напряжения в бетоне от усадки определяются по измеренным значениям деформации арматуры [352].

Долговечность железобетонных конструкций обеспечивается при условии создания плотности и толщины защитного слоя бетона, с учетом прогнозируемого влияния внешних условий. Величина защитного слоя бетона, обеспечивающая первичную защиту арматурного каркаса, изме-

няется в зависимости от условий эксплуатации конструкций и составляет от 15 до 100 мм. В тоже время, рост толщины защитного слоя бетона увеличивает вес и стоимость конструкций. Экономически эффективным является уменьшение проницаемости защитного слоя бетона, являющейся самым важным параметром при составлении прогнозируемой оценки долговечности конструкций по условию сохранности арматуры.

Европейский стандарт на бетон EN 206-1:2000 («Бетон. Общие технические требования, производство и контроль качества») не содержит конкретных предельных значений по водонепроницаемости бетонов. В Германии по количеству экспериментальных исследований испытание бетонов на водонепроницаемость занимает второе место после испытания на прочность, из-за использования в гражданском и инженерном строительстве железобетонных конструкций без дополнительной гидроизоляции, водонепроницаемость которых обеспечивается качеством самого бетона [599]. В России стандарт ГОСТ 12730.5 -84 [147] устанавливает два метода определения водонепроницаемости на все виды бетонов: определение водонепроницаемости по «мокрому пятну» и по коэффициенту фильтрации. Ускоренную оценку водонепроницаемости бетона по его воздухопроницаемости даёт прибор Агама-2Р по ГОСТ 12730.5-84 [147]. Марка бетона по водонепроницаемости в полном автоматическом режиме получается на установке [232].

Неразрушающие механические методы определения прочности арматуры находятся в стадии разработки и поэтому прочностные характеристики арматуры определяются, как правило, по испытаниям образцов арматуры, отобранных из железобетонных конструкций [295].

2.4. Анализ методов исследования механических характеристик элементов железобетонных конструкций в агрессивной среде

2.4.1. Общие сведения

Проблемами создания методов коррозионных испытаний являются следующие:

- отсутствие в настоящее время натуральных испытаний железобетонных конструкций в агрессивных средах. СНиП 2.03.11-85* [552], созданный на основании ускоренных коррозионных испытаний и опыта эксплуатации конструкции в различных агрессивных средах, даёт оценку степени агрессивного воздействия окружающей среды из предположения, что конструкции будут эксплуатироваться в течение 50 лет.
- отсутствие возможности проведения обширных экспериментальных работ из-за недостатка оборудования по физико-химическим, электрохи-

мическим и рентгеноструктурным методам ускоренных коррозионных исследований [574].

- стремление к математизации коррозионных исследований в бетоне и арматуре без развития экспериментальных работ, основывающихся на физико-химических явлениях коррозии бетона и арматуры.

Коррозионные процессы в структуре бетона и на арматуре определяются большим количеством факторов, вызываемых воздействием нагрузки и внешней среды. Это значительно осложняет теоретические расчёты долговечности железобетонных конструкций, которые требуют упрощений и необходимой экспериментальной проверки.

Химико-аналитическая диагностика железобетонных конструкций включает проведение испытаний, направленных на определение степени агрессивности среды по отношению к элементам [421]. Коррозионно-активными по отношению к бетону являются грунтовые, болотные, родниковые, речные и сточные воды. Полный химический анализ качества коррозионно-активной по отношению к бетону воды, включает её испытание на определение [375]:

- растворимости извести;
- водородного показателя;
- общей жесткости воды (количество щелочноземельных ионов);
- карбонатной жесткости;
- хлоридов;
- ионов магния;
- ионов аммония;
- сульфатов.

Предельные концентрации коррозионно – активных компонентов по отношению к бетону, установленные СНиП 2.03.11-85*[552], приводятся в табл. 2.15.

Т а б л и ц а 2 . 1 5

Предельные концентрации, вызывающие различную степень коррозии бетона

Коррозионно-активные компоненты, мг/л	Степень воздействия (коррозии)		
	слабая	сильная	очень сильная
Растворимость извести (CO ₂)	15-40	40-100	свыше 100
Кислоты, водородный показатель	6,5-5,5	5,5-4,5	ниже 4,5
Магний (Mg ²⁺)	300-1000	1000-3000	свыше 3000
Аммоний (NH ₄ ⁺)	15-30	30-60	свыше 60
Сульфат (S ^{O₄²⁻})	200-600	600-3000	свыше 3000

В многочисленных коррозионных средах исследовать прочностные и деформативные свойства бетонов в железобетонных конструкциях практически не возможно. Поэтому теоретические методы оценки напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций в основном приближенные. При этом наиболее рациональным является экспериментально-теоретический метод выявления взаимосвязей между напряжениями и деформациями с использованием феноменологического подхода при учете кинетики физико-химических коррозионных процессов в бетоне [203].

Стойкость бетона в условиях действия нагрузки и агрессивных сред рассматривается в основном по степени изменения прочностных и деформативных свойств. При сложных внешних воздействиях «нагрузка-среда» при оценке состояний бетона по деформациям и прочности в параметрах уравнений и экспериментально установленных константах учитываются результаты сложных процессов совместного воздействия коррозионной среды (в пределах сохранения механизма процесса) и напряжений от нагрузки. С помощью экспериментальных исследований в условиях воздействия «нагрузка-среда» и принятых соответствующих допущений выявляются параметры уравнений состояния бетона и входящих в них констант, характеризующих особенности протекающих в бетоне взаимодействующих физико-механических и физико-химических процессов [203].

2.4.2. Методы оценки коррозии бетона

В настоящее время химия процесса коррозии бетона в агрессивных средах изучена достаточно глубоко. Имеется несколько фундаментальных теорий описания этого процесса для цементных бетонов в конкретных агрессивных средах с существованием ряда экспериментальных методов оценки коррозии бетонов со своими особенностями [342]:

- измерения линейных деформаций;
- изменению прочности при сжатии, изгибе или растяжении;
- потери в массе;
- глубине коррозионных разрушений;
- изменению динамического модуля упругости;
- изменению концентрации одного из компонентов, вступивших во взаимодействие;
- степени химического перерождения структуры цементного камня.

Самая существенная проблема поведения бетона в агрессивной среде заключается в его взаимодействии с сульфатами [702]. Метод измерения линейных деформаций бетонных образцов, характеризует коррозию бетона в агрессивных растворах, когда образуются новые соединения, объем которых больше суммы объемов исходных веществ, что приводит к увеличению объема образцов. Метод измерения деформаций позволяет получить наиболее точные результаты при коррозии третьего вида. При испытании

бетонных элементов в условиях воздействия активных сред, агрессивных по признаку третьего вида коррозии, вынужденные деформации и напряжения, вызванные коррозионным расширением бетона, определяются с помощью коэффициента коррозионной деформации бетона, аналогично коэффициентам влажности и температурной деформации [469].

В то же время экспериментально-теоретическими работами В.М. Москвина, Ф. М. Иванова, Г.В. Чехний [242, 624] установлена зависимость величины деформации коррозионного расширения от размера и формы опытного образца, марки цемента и степени агрессивности среды. Считается, что если величина расширения образцов через шесть месяцев превышает 0,05 %, а через год – 0,1 %, то это свидетельствует о деструктивных процессах, приводящих к разрушению.

Деформативные и прочностные свойства бетона при сжатии в агрессивной среде в экспериментальных исследованиях [203] определялись на призмах размером 100×100×400 мм (модуль поверхности 40 м⁻¹), 70×70×350 мм (модуль поверхности 57 м⁻¹), 40×40×160 мм (модуль поверхности 100 м⁻¹), и цилиндрах с наружным диаметром 100 мм, внутренним 60 мм и высотой 300 мм с испытанием не менее 3 образцов-близнецов на каждое определяемое свойство. Испытания проводились кратковременной, возрастающей со стандартной скоростью нагрузкой, сразу же после насыщения бетона жидкостями до постоянной массы в течение 1500 ч, а также длительно действующей нагрузкой постоянного уровня в коррозионных средах, действующей в пределах стандартной базы времени 10000 ч. Образцы испытаны в растворах солей и воде, находящихся в емкостях с соотношением объемов, раствора и образца – не менее 8:1. Деформации укорочения, удлинения и расширения измерялись стационарными и переносными механическими приборами с ценой деления шкалы 0,01-0,02 мм и специально разработанными электротензометрическими способами [204].

Опытные данные о деформациях бетонных образцов на низкоалюминатном цементе в условиях воздействия сульфата натрия различной концентрации, воды и нагрузки в виде сжатия и растяжения приведены в табл. 2.16 [203].

Результаты в табл. 2.16 показывают, что воздействие сульфатсодержащих растворов на бетон способствует увеличению деформации его расширения до 1,5 раза больше, чем при набухании в воде в зависимости о концентрации раствора

С увеличением уровня нагружения как при растяжении, так и при сжатии не зависимо от вида среды и концентрации сульфат-ионов полные деформации бетона возрастают. При концентрации сульфат-ионов 13700 мг/л деформации бетона и среде превышают деформации бетона в воде. Скорость увеличения деформаций бетона в растворе с сульфат-ионами, в воде и воздушных условиях значительно больше при растяжении, чем при сжатии. Увеличение уровня нагружения независимо от вида нагрузки и концентрации сульфат-ионов способствует увеличению деформаций.

Таблица 2.16

Деформации бетонных образцов на низкоалюминтном цементе с В/Ц=0,6 в условиях воздействия раствора сульфата натрия и воды при воздействии нагрузки на растяжение и сжатие и в её отсутствии

Среда	Полные деформации за 10000ч. (420 сут), мм/м						
	Своб. удлин. без нагрузки	Растяжение $\sigma/R_{пр}$			Сжатие $\sigma/R_{пр}$		
		0,4	0,6	0,8	0,4	0,6	0,8
Раствор 0,148 % Na_2SO_4 10000 мг/л SO_4^{2-}	0,17-0,23	0,18-0,26	0,25-0,29	0,38-0,41	0,86-0,9	1,22-1,13	1,76-1,82
Раствор 0,148 % Na_2SO_4 13700 мг/л SO_4^{2-}	0,2-0,3	0,22-0,3	0,29-0,35	0,5-0,56	0,99-1,1	1,46-1,51	2,13-2,17
Раствор 0,148 % Na_2SO_4 67000 мг/л SO_4^{2-}	0,4-0,57	0,42	0,49	0,46	1,45	2,25-2,7	3,1-3,4
Вода	0,15-0,2	0,16-0,22	0,33-0,28	0,33-0,34	0,74-0,8	1,05-1,13	1,53-1,61
Воздушные условия при $\phi = 65 - 75\%$	0,05-0,07	0,09	0,14	0,33	0,54-0,58	0,77-0,81	1,09-1,12

В то же время в работе [782] отмечается, что используемые в настоящее время ускоренные методы определения сульфатостойкости не дают полной характеристики сульфатостойкости бетонов при их работе в реальных условиях службы.

Мощанский Н.А., Пучинина Е.А. в своих исследованиях определяли прочность бетонных образцов на сжатие и поперечный изгиб в агрессивных средах (рис. 2.3) [407, 469].

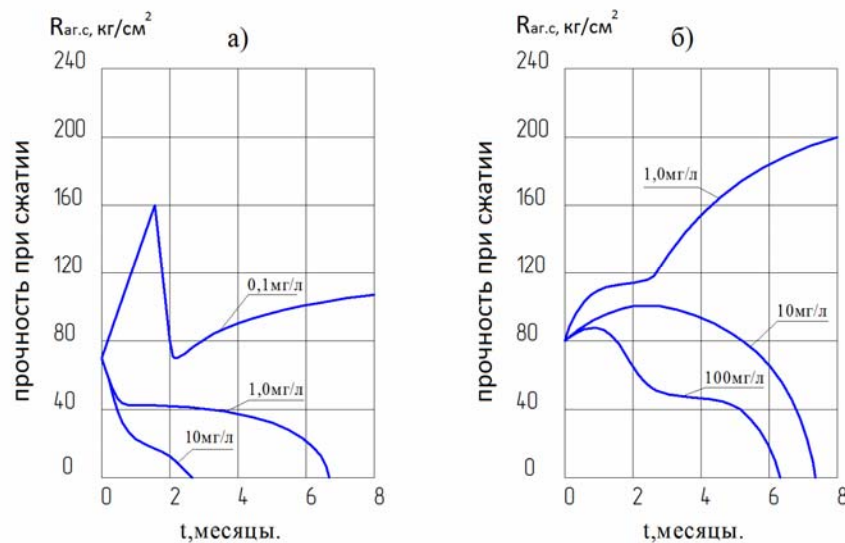


Рис.2.3. Влияние различных газов на прочность цементно-песчаных образцов: а – хлористый водород (HCl); б – сернистый ангидрид (SO_2)

Отношение прочности образцов, находившихся в агрессивном растворе, к прочности образцов, твердевших тот же срок в воде определяет коэффициент коррозионной стойкости K_c . Однако, строгой нормированной методики определения прочности бетона в агрессивных средах не было выработано. В количественном отношении величина коэффициента коррозионной стойкости K_c у разных исследователей была неоднозначной. Одни исследователи принимают, что допустимое снижение прочности не должно превышать $K_c < 0,25$, другие считают критерием $K_c < 0,50$ [266]. Причиной является применение в экспериментальных исследованиях образцов с различными геометрическими параметрами; кубиков с размером ребра от 1,41 до 10 см и призм размерами от 1×1×3 до 10×10×40 см.

Величина коэффициента стойкости бетона K_c используется для оценки влияния сульфатсодержащих сред на прочность бетона при сжатии и растяжении [205–209].

Результаты экспериментальных исследований приведены в табл. 2.17.

Т а б л и ц а 2 . 1 7

Коэффициент стойкости бетона с В/Ц=0,6 в растворах сульфата натрия различной концентрации

Вид нагрузки при испытании	Содержание C_3A в цементе, %	Концентрация раствора, SO_4^{2-} , % (г/л)	Время испытаний без нагрузки, ч. (мес)					Сжатие $\sigma/R_{пр} = 0,4$
			720(1)	2880(4)	5760(8)	8640(12)	11520(16)	
Растяжение	4	0,148(1)	1,06	1,03	0,96	0,99	0,98	-
		2,0(13,7)	1,02	0,92	0,87	0,87	0,84	-
		5,0(33,8)	1,08	0,96	0,87	0,86	0,8	-
		10,0(67)	1,09	1,02	0,89	0,75	0,71	-
	10	0,148(1)	1,0	1,03	1,3	1,38	1,38	-
		2,0(13,7)	1,01	1,28	1,28	1,28	1,13	-
		5,0(33,8)	1,03	0,83	0,83	1,72	0,59	-
		10,0(67)	1,04	0,32	0,32	0,28	0,26	-
Сжатие	4	0,148(1)	0,93	0,96	1,07	1,03	1,02	1,03
		2,0(13,7)	0,94	0,94	1,04	0,93	0,95	-
		5,0(33,8)	0,95	0,91	0,99	0,88	0,84	0,84
		10,0(67)	0,95	0,94	0,92	0,79	0,77	0,8
	10	0,148(1)	0,98	1,0	1,03	0,96	0,96	1,04
		2,0(13,7)	0,98	1,13	0,95	0,87	0,86	-
		5,0(33,8)	0,98	1,05	0,85	0,78	0,75	0,53
		10,0(67)	0,98	0,96	0,82	0,63	0,62	0,83

С ростом концентрации сульфат-ионов в растворах коэффициент стойкости бетона понижается (см. табл. 2.17). Для ненагруженного длительной нагрузкой бетона значение $K_{ст}$ составляет:

- на низкоалюминатном портландцементе, испытанного кратковременной нагрузкой: на растяжение $1,09 - 0,7$, на сжатие $- 1,07 \div 0,77$;
- на высокоалюминатном портландцементе: на растяжение $- 1,38 \div 0,26$, на сжатие $- 1,13 \div 0,68$.

При длительных испытаниях в растворах с концентрацией сульфат-ионов 13,7; 33,8 г/л, и особенно 67 г/л, прочность бетона несколько возрастает на начальных этапах испытаний. Причиной является развитие физико-химических процессов, вызывающих уплотнение и коагуляцию пор.

С помощью коэффициента стойкости K_C сделана оценка степени коррозионной стойкости конструктивных бетонов классов В12,5-В40 в течение 360 суток в условиях агрессивной среды Na_2SO_4 и $MgSO_4$ [592]. По экспериментальным исследованиям сделан вывод, что легкие и облегченные бетоны могут применяться в агрессивных средах для строительства подземных сооружений и, в частности, транспортных тоннелей.

Для количественной оценки воздействия различных агрессивных сред применялся метод определения изменения массы бетонных образцов за определенный промежуток времени. Этот метод использовала в своих исследованиях по влиянию органических кислот на цементный камень З.Н.Самохвалова [531].

Разработанные методы определения несущей способности бетонных конструкций в агрессивных кислых средах с учетом поражения бетона на некоторую глубину не применимы в случае воздействия сульфатных сред на конструкции, изготовленные на средне- и низкоалюминатных цементах, где пораженный слой бетона характеризуется сравнительно высокой прочностью [337]. При расчёте конструкции предлагалось учитывать это явление в сочетании с данными об ожидаемой глубине поражения бетона с помощью коэффициента стойкости бетона в сульфатных средах.

Метод оценки коррозионной стойкости бетона по толщине потерявшего прочность наружного слоя образца за время нахождения его в агрессивной среде используется только в том случае, если *учитывается* условие о существовании границы между корродированной и оставшейся неповрежденной частями сечения образцов. Только с соблюдением этого условия А.И. Минас определяет этот метод как инструмент определения величины глубинного показателя коррозионной стойкости бетона [385].

Достоверность прогнозирования карбонизации бетона эксплуатируемых конструкций определяется идентичностью результатов ускоренных испытаний. Анализ ускоренных испытаний бетонных образцов с водоцементным отношением 50, 60 и 70 %, с концентрацией CO_2 в течение 400 сут показал, что скорость карбонизации a_c^1 для $CO_2 = 10\%$, a_c^2 для

$\text{CO}_2 = 0,07\%$, и их отношение, позволяющее преобразовать масштаб времени для ускоренных испытаний и масштаб времени для реальных условий испытания (табл. 2.18 [733, 734]).

Проведённый в [733, 734] анализ отношений δ_{10}/δ_1 и a_c^1/a_c^2 показывает, что они увеличиваются при уменьшении значения В/Ц, что означает недооценивание ускоренными испытаниями устойчивости к карбонизации бетона с более низким В/Ц.

Т а б л и ц а 2 . 1 8

Коэффициенты скорости карбонизации для различных концентраций углекислого газа

В/Ц	Коэффициент скорости карбонизации a_c^1 [мм/год ^{0,5}] ($\text{CO}_2 = 10\%$)	Коэффициент скорости карбонизации a_c^2 [мм/год ^{0,5}] ($\text{CO}_2 = 0,07\%$)	a_c^1/a_c^2
80 %	79,1	10,8	7,32
60 %	51,2	6,8	7,53
40 %	23,9	3,0	7,97

Для качественного исследования характера изменения во времени глубины нейтрализации цементных бетонов различных классов от воздействия кислых газов используется качественная методика в виде периодической обработки свежих сколов образцов 1 %-м спиртовым раствором фенолфталеина. Однако, в результате расчетов на математических моделях процессов коррозии бетона количественная методика показала неоднозначность определения степени коррозионной активности жидких кислых сред по значению рН [534]. В жидких агрессивных средах предложено использовать универсальный параметр «агрессивность», имеющий размерность мм/год, а для сульфатных сред применять критерий «интенсивность солевых отложений», т.к. при этом виде коррозии происходит объемное разрушение бетона.

Для оценки коррозионных процессов, происходящих в контактной зоне бетона при воздействии на неё агрессивной среды в виде сернистого газа и хлористого водорода предлагается использовать методы электронного анализа: просвечивания и сканирования электронной микроскопией, энергодисперсный электронный микроанализ, рентгеноспектральный локальный анализ, сочетание сканирующей электронной микроскопии с дифракционным анализом [221]. С помощью сканирующей электронной микроскопии и рентгеноспектрального локального анализа определялась морфология новообразований в области кристаллов размером ≥ 1 нм и данные о составе частиц размером ≥ 1 мкм. Нейтрализация бетона в газовой среде,

содержащей хлористый водород и сернистый ангидрид различной концентрации показана на (рис. 2.4) [469].

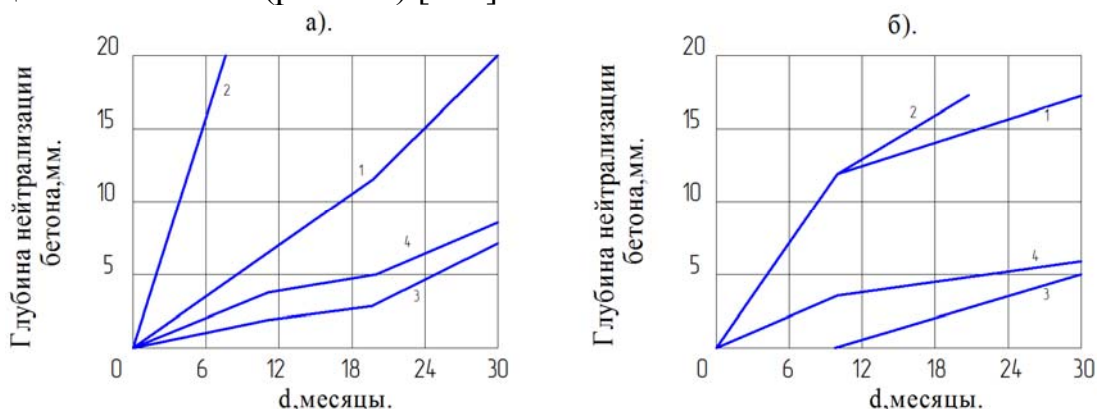


Рис. 2.4. Нейтрализация бетона, содержащего цемент 250 (а) и 350 кг/м³ (б), в газовой среде, содержащей: 1 – 10 мг/л HCl; 2 – 100 мг/л HCl; 3 – 100 мг/л SO₂; 4 – 500 мг/л SO₂. Экспериментальные данные С.Н. Алексева [14]

В [452] оценка глубины коррозионного поражения бетона определяется в зависимости от уровня напряжения по следующей зависимости:

$$\begin{cases} \delta = (\delta_0 - \delta_1)\eta^2(\eta^0 - \eta) + \delta_1; \\ \delta = \delta_1\epsilon^{(\eta^0 - \eta)}. \end{cases} \quad (2.11)$$

где δ_0 – глубина повреждений ненапряженного бетона при $\delta_b=0$; η^0 – уровень микротрещинообразования в структуре бетона; η – уровень напряжений, при котором оценивается глубина коррозии; δ_1 – глубина коррозии при уровне напряжений η^0 .

При этом принимается, что свойства коррозионного поврежденного бетона, по аналогии с неповрежденным бетоном, определяются его структурой. Прочностные и деформативные характеристики поврежденного бетона описываются функциями деградации бетона:

$$R_{b.cr} = K_R(Z)R_b; R_{bt.cr} = K_R(Z)R_{bt}; E_{b.cr} = K_E(Z)E_{b.cr}, \quad (2.12)$$

где $K_R(Z); K_E(Z)$ – функции деградации бетона при коррозионных повреждениях.

Геометрическая зависимость глубины коррозионного повреждения бетона δ от уровня напряжения $\eta = \sigma_{bc}/R_b$ показана на рис. 2.5 [374].

Экспериментальными исследованиями с помощью метода определения физико-технических свойств бетонных образцов: модуля упругости, коэффициента Пуассона и предела прочности при сжатии в химически агрессивных средах, с учётом неравномерного поражения поверхности бетона

коррозией установлено, что неравномерность границы поражённых слоёв бетона не влияет на объективность характеристик прочности бетона [307].

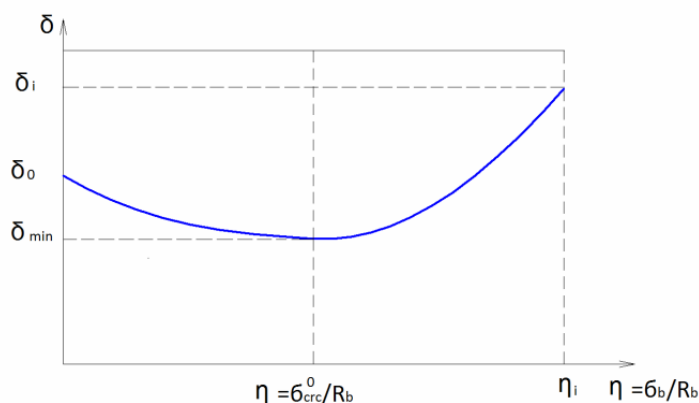


Рис. 2.5 Геометрическая зависимость между величиной глубины коррозионных повреждений бетона δ от сжатия $\eta = \sigma_{bc} / R_b$

Метод оценки структурных изменений бетона в процессе исследования коррозионной стойкости бетона по изменению величины динамического модуля упругости был использован при испытании бетонных образцов в условиях полного погружения в 10 %-й раствор сульфата натрия (рис.2.6) [391, 469].

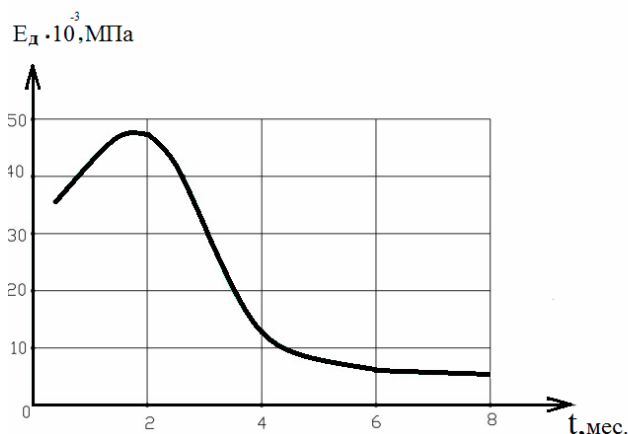


Рис. 2.6. Изменения динамического модуля упругости бетона образцов – кубов при длительном нахождении в 10 %-м растворе сульфата натрия

При кратковременном (2 сут) действии воды 4,7 %-го раствора NaCl на бетон различной плотности при сжатии отмечено незначительное повышение модуля упругости, а при действии 5 %-го раствора Na_2SO_4 установлено снижению начального модуля упругости бетона на 10-17 % [84]. Уменьшение прочности бетона в зависимости от его состава составило: для воды – 6-22,7 %; раствора NaCl – 8,4-21,6 %; раствора Na_2SO_4 12,4–27,4 %. Наибольшее снижение прочности наблюдалось у менее плотных бетонов, наименьшее – в более плотных бетонах.

В экспериментальных исследованиях Ф.М. Иванова, Г.В. Любарской, М.Ф. Тихомировой, Я. Ямбора, Е.А. Гузеева, Н.В. Савицкого, А.А. Тытю-

ка, Т.В. Рубецкой установлено, что процесс коррозии бетона характеризуется степенью перерождения структуры цементного камня, которая зависит от вида коррозии и определяется с помощью химического анализа [210]. Для коррозии первого вида это величина окиси кальция, вынесенного из цементного камня. Коррозию второго вида характеризуют величиной окиси кальция, содержащейся в цементном камне и вступившей в химическое взаимодействие с агрессивной средой. Количественной характеристикой коррозии третьего вида является степень заполнения пор кристаллизировавшимися солями.

Одной из существенных особенностей бетона является высокая дисперсия практически всех его физических показателей, связанная с его общей неоднородностью как гетерогенного материала конгломератной природы. Неоднородность для сборного и монолитного бетона проявляется, в частности, в том, что ненормируемый коэффициент вариации прочности бетона на сжатие для сборного составляет 13,5 %, а для монолитного – 20 % [152]. Локальные повреждения бетона при коррозионных воздействиях значительно повышают коэффициент вариации прочности [462].

Поэтому вероятностная природа бетона должна учитываться в методике исследования при переносе результатов коррозионных испытаний бетона, проводимых в лаборатории на стандартных образцах, на реальную конструкцию, через коэффициент запаса по долговечности, определяемый многоступенчатой технологией получения бетона и высокой дисперсией его характеристик, увеличивающийся в результате коррозионных воздействий [463].

К настоящему времени имеется богатый материал, характеризующий общие условия разрушения бетона в различных агрессивных средах. Однако эти данные не обобщены из-за трудности увязки друг с другом, так как они проводились в различное время. В научной литературе встречаются самые противоречивые, взаимоисключающие научные взгляды исследователей по основным вопросам коррозии бетона. Отсутствие единой методики исследований сильно затрудняет, а часто делает совершенно невозможным сопоставление и объединение результатов, полученными разными учёными. В то же время, среди огромного количества лабораторных методов исследования коррозии бетона, по мнению большинства специалистов, наиболее рациональными являются методы, основанные на определении предела прочности, так как этот метод учитывает влияние двух видов коррозии: растворение составляющих соединений цемента и возникновение новообразований с большим объемом, чем исходные продукты [469].

2.4.3. Методы оценки коррозии арматуры

Несмотря на имеющуюся в мире тенденцию к сокращению производства стального проката, выпуск арматурной стали за последние 20 лет возрос почти вдвое [351]. Объем предварительно напряжённых железобетонных конструкций в различных странах составляет от 70 до 95 % от всего количества конструктивного железобетона. Наиболее эффективно используется предварительно напряжённый железобетон в длинномерных сооружениях, например, мостах пролётом свыше 100 м. В предварительно напряжённых пустотных плитах перекрытий пролётом 6-7 м расход продольной рабочей арматуры может быть снижен в 3 раза, по сравнению с ненапряжёнными, что обеспечивает себестоимость преднапряжённых изделий ниже, чем ненапряжённых. Однако, сокращение расхода металла на единицу продукции железобетонных элементов приводит к уменьшению диаметра арматуры, что повышает вероятность разрушения железобетонных конструкций в случае коррозии арматуры.

Термодинамическая возможность коррозии стали в бетоне определяется с помощью диаграммы Пурбэ, отражающей влияние водородного показателя рН среды и потенциала на электрохимическое состояние стали [221, 312].

Диапазон потенциалов стали в бетоне имеет значения $pH=12-12,5$ и находятся в области пассивности на диаграмме Пурбэ. В тоже время, вопрос о составе, условиях образования и равновесия защитных пленок на стали, обеспечивающих ее пассивность в бетоне, изучен недостаточно [312].

Коррозия арматуры возникает при нарушении ее пассивности, вызванное уменьшением щелочности водной среды жидкой фазы цементного камня окружающей арматуру, активизирующим действием хлорид-ионов, проникающими к поверхности арматуры через поры бетона защитного слоя, силовые трещины в бетоне и блуждающими токами.

Высокая щелочность бетона ($pH 12,5-13,5$) формирует пассивирующую пленку на стальной арматуре и предохраняет ее от коррозии. Сохранность арматурной стали в пассивном состоянии обеспечивается при $pH > 11,8$ [221]. Карбонизация щелочного порового раствора нарушает стабильность существования оксидного пассивирующего слоя на стальной арматуре.

Причинами коррозии арматурной стали в бетоне без учета воздействия хлорид-ионов на железобетон являются:

- достижение фронтом карбонизации бетона арматуры;
- достаточный приток кислорода и влаги к стальной арматуре.

Кислые соли, понижающие рН раствора, ускоряют коррозию металла, а основные – замедляют. Потенциал стали, значительно смещается в отрицательную сторону как при пониженном значении рН, так и в присутствии активирующих ионов. Наиболее активно разрушают защитные оксидные пленки на арматуре хлорид-ионы.

Первичная защита бетона по отношению к коррозионной сохранности арматуры определяется величиной защитного слоя, проницаемостью, количеством цемента и В/Ц отношением. Она оказывает значительное влияние на проникновение и коррозионную активность хлорид-ионов. Анализ содержания хлорид-ионов в пробах бетона по глубине по сравнению с толщиной защитного слоя является необходимым условием для принятия решения о проведении ремонтно-восстановительных работ в сооружении [375].

Метод определения коэффициента диффузии хлоридов в бетоне при разной концентрации для случая диффузии из постоянного источника в полуограниченное тело, а также для диффузии из полубесконечного пространства по результатам анализа проб, послонно отобранных из железобетонных конструкций, описывается в работе Абдулаева Г.Б. и Джафарова Т.Д. [2]. По экспериментальным данным с помощью метода графического дифференцирования и интегрирования строится зависимость концентрации вещества от глубины исследуемого слоя (так называемый профиль концентраций).

Расчёт выполняется по формуле:

$$D_{(c_1)} = \frac{1}{2t} \frac{1}{\partial C / \partial x} \int_{c_1}^{c_\infty} x dC. \quad (2.13)$$

Величина $\partial C / \partial x$ определялась при заданной концентрации C_1 как тангенс угла касательной к кривой, а величина $\int_{c_1}^{c_\infty} x dC$ – как площадь, ограниченная кривой и осями координат. Приблизённо она равна $C_1 \frac{x_1 + x_2}{2}$.

Коэффициент диффузии рассчитывается по приведенной выше формуле для определённого значения времени t и C . Используя этот приём для различных точек экспериментальной кривой, можно найти значения коэффициента диффузии при разной концентрации.

Согласно СНиП 2.03.11-85* [552] превышение хлорид-ионов 0,4 % от массы цемента является критическим порогом для обычного железобетона и 0,2 % массы цемента в предварительно напряженных железобетонных конструкциях, где электрохимическая коррозия может привести к хрупкому разрушению арматуры.

По степени влияния хлорид-ионов на железобетонные конструкции без силовых поперечных трещин в пересчете на Cl^- (мг/л) согласно СНиП 2.03.11-85* выделяются 3 категории агрессивности среды:

- слабоагрессивная – до 500;
- среднеагрессивная – до 5000;
- сильноагрессивная – более 5000.

Электрохимические испытания коррозионного состояния арматуры позволяют определить условия, при которых коррозия стали в бетоне может быть исключена или резко заторможена.

Неразрушающий электрохимический метод с замером потенциала и коррозионного тока используется в натуральных условиях эксплуатации железобетонных элементов в случае отсутствия внешних признаков коррозионного состояния арматуры

Исследования коррозии стали в железобетонных конструкциях предлагается проводить в условиях агрессивного воздействия карбонат или хлоридсодержащей сред потенциометрическим, резистометрическим и импедансными методами в зависимости от граничных пределов их функционирования [724].

Интегральное электрохимическое состояние стали в бетоне определяется по её поляризуемости с помощью метода снятия поляризационных кривых, предложенного Эвансом и получившим широкое применение в работах Акимовой К.М., Томашова Н.Д [5, 584, 714]. С помощью этого метода изучается зависимость скорости электрохимической реакции (ионизации металла, восстановления кислорода или образования гидроксила) от потенциала электрода. Пассивная сталь в отличие от активной очень сильно поляризуется, т.е. ее потенциал резко смещается в положительную сторону уже при малой плотности наложенного тока.

Прямые экспериментальные исследования подтверждают эффективность электрохимических исследований коррозионного состояния арматуры. Добавка хлорид-ионов 0,4 % от массы цемента приводит к значительному изменению характера анодной потенциодинамической кривой для стали в цементном камне, чем без добавок (см. рис. 1.13) [672].

Состояние корродирующей арматуры оценивается по следующим показателям [312]:

- 1 – площади коррозионных повреждений;
- 2 – характеру коррозии (налет ржавчины, точечная, пятнами, сплошная, язвы);
- 3 – толщине и плотности продуктов коррозии;
- 4 – глубине поражения стали и степени коррозионной потери сечения арматуры.

Оценка степени развития коррозии арматуры производится по трем показателям: площади поражения коррозией, весу прокорродировавшего металла, глубине коррозионных поражений [406].

В работе [484] приводятся условные параметрические оценки коррозионного состояния арматуры, по характеристикам площади и глубине пораженного участка: до 5 %, 5-15 %, более 15 %.

Экспериментальные исследования процесса зарождения и развития продольных трещин в бетоне в условиях коррозионного повреждения прутковой арматуры проведены в 3 %-м водном растворе CaCl_2 по разработанной методике ускоренной коррозии арматуры с помощью подключения источника постоянного тока [679].

В [452] определены зависимости внутреннего давления продуктов коррозии стальной арматуры в момент образования продольных трещин (рис. 2.7).

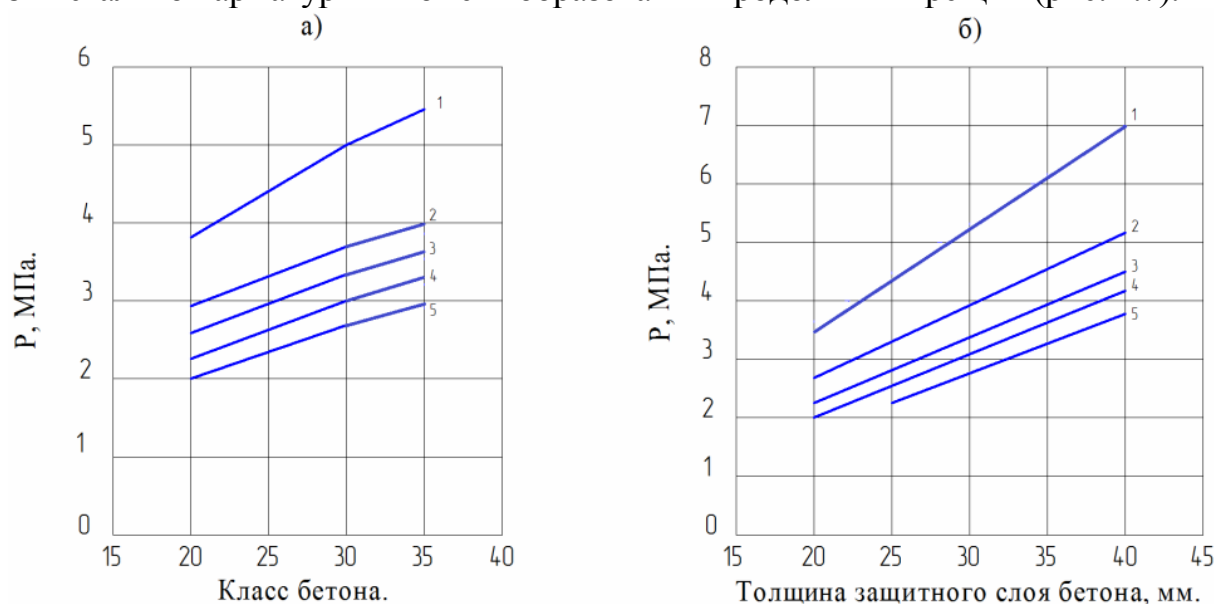


Рис. 2.7. Зависимость внутреннего давления продуктов коррозии стали от класса бетона (а) и толщины защитного слоя (б), где диаметр арматуры: 1 – Ø12; 2 – Ø16; 3 – Ø18; 4 – Ø20; 5 – Ø22 мм

2.4.4. Рекомендуемые физико-химические методы испытания элементов железобетонных конструкций

Рекомендуемые физико-химические методы испытания компонентов железобетонных элементов, имеющие отношение к исследованию долговечности элементов железобетонных конструкций, приведены в табл. 2.19.

Т а б л и ц а 2 . 1 9

Физико-химические методы испытания компонентов железобетонных элементов и агрессивной среды, имеющие рекомендательный характер

Наименование метода (методики) испытания	Отношение к долговечности	Ссылка на название литературного источника	Год выпуска
1	2	3	4
Метод определения воздухопроницаемости бетона с помощью прибора «TORRENT»	Метод позволяет в натуральных условиях эксплуатации железобетонных конструкций получить количественную оценку защитных свойств толщины защитного слоя бетона по отношению к коррозии арматуры путём определения воздухопроницаемости через бетон	[375]	2009

Окончание табл. 2.19

1	2	3	4
Метод определения водонепроницаемости бетона строительных конструкций неразрушающим методом с помощью прибора «Трубка КАРСТЕНА»	Мобильность, быстрота и простота определения в натуральных условиях эксплуатации водонепроницаемости поверхностных слоёв бетонных конструкций.	[375]	2009
Метод химического анализа коррозионно-активной воды, разрушающей бетон	С помощью испытаний определяются: – растворимость извести; – водородный показатель; – карбонатная жесткость; – хлорид-ионы; – сульфат – ионы; – ионы аммония; – ионы магния	[375]	2009
Метод определения вероятностной оценки коррозии арматуры в железобетонных элементах	Путём измерения градиента потенциалов постоянного тока по поверхности железобетонной конструкции определяется вероятность коррозии арматуры. За показатель коррозии арматуры принят потенциал электрического поля менее 250 мВ при выбранном медно-сульфатном электроде сравнения	[375]	2009
Метод определения коэффициента диффузии хлоридов в бетоне при разной концентрации для случая диффузии из постоянного источника в полуограниченное тело	По результатам анализа проб, послойно отобранных из железобетонных конструкций, с помощью метода графического дифференцирования и интегрирования строится зависимость концентрации хлорид-ионов в зависимости от глубины исследуемого слоя, так называемый профиль концентраций	[2]	1980

2.5. Анализ стандартизированных методов испытания физико-технических характеристик элементов железобетонных конструкций в инертной и агрессивной средах

Действующие стандартизированные механические, физические и химические методы испытания бетона и арматуры железобетонных конструкций приведены в табл. 2.20.

Таблица 2.20

Стандартизованные механические, физические и химические методы испытания бетона и арматуры железобетонных конструкций

Наименование документа	Описание	Условия использования, в том числе с отношением к долговечности	Год выпуска	Источник названия
1	2	3	4	5
ГОСТ 26633-91	Стандарт устанавливает общие требования на конструкционные тяжёлые и мелкозернистые бетоны по прочности на сжатие и растяжение, по прочности на растяжение при изгибе	Содержится раздел, включающий характер возможного воздействия вредных примесей на бетон	1992	[169]
ГОСТ Р53231-2008	В стандарте излагается методика контроля всех видов нормируемой прочности бетона для сборных, монолитных и сборно-монолитных конструкций: отпусчную и передаточную прочность, прочность в промежуточном возрасте и прочность в проектном возрасте	Методика распространяется на все виды бетонов, для которых нормируется прочность. Контроль прочности бетона определяется по испытаниям как разрушающим, так и неразрушающим методами)	2009	[188]
ГОСТ 24452-80	Стандарт предлагает методы испытаний на бетонных образцах – призмах квадратного сечения с отношением высоты к ширине (диаметру) равным четырем для определения призмочной прочности, модуля упругости коэффициента Пуассона.	Методы испытания распространяются на все виды бетонов, применяемых в промышленном, энергетическом, транспортном, водохозяйственном, жилищном, гражданском строительстве, в том числе подвергающиеся в процессе эксплуатации насыщению водой, нефтепродуктами и другими агрессивными по отношению к бетону жидкостями	1981	[161]
ГОСТ 10180-90	Стандарт предлагает методы испытаний на прочность специально изготовленных бетонных образцов в виде куба, цилиндра и призмы квадратного сечения	Методы определяют предел прочности на сжатие, осевое растяжение, растяжение при раскалывании и растяжение при изгибе с помощью разрушающих кратковременных статических испытаний	1990	[191]

Продолжение табл. 2.20

1	2	3	4	5
ГОСТ 28570-90	В стандарте приведены методы определения прочности бетона на сжатие, на осевое растяжение, на растяжение при раскалывании и растяжении, при изгибе образцов, отобранных из конструкций, при разрушающих кратковременных статических испытаниях	Методы распространяются на все виды тяжёлого бетона, применяемых на действующих зданиях и сооружениях. Методы предусматривают количество опытных образцов в серии от двух до шести	1990	[174]
ГОСТ 21153.3.-85	Стандартом предлагается метод определения прочности бетона на растяжение путём испытания его на усилии сжатия (бразильская методика)	Метод определяет прочность бетона с помощью образцов, отобранных из конструкций. Минимальное количество образцов – десять	1985	[375]
ГОСТ 22690-88	В стандарте приведены неразрушающие методы определения прочности как тяжёлого, так и лёгкого бетонов. Метод пластических деформаций. Метод ударного импульса. Метод отрыва со скалыванием. Метод скалывания ребра	Методы используются для определения прочности бетона при обследовании действующих конструкций. Число испытаний на одном участке для всех методов зависит от толщины конструкции, расстояния от края конструкции и расстояния между местами испытания	1988	[159]
ГОСТ 17624-87	Стандарт устанавливает ультразвуковой импульсный метод для определения прочности бетонов классов В 7,5 – В35 на сжатие	Ультразвуковые измерения проводятся способами сквозного или поверхностного прозвучивания. Прочность бетона определяется на участках конструкций, не имеющих видимых повреждений: отслоения защитного слоя и наличия трещин. Число измерений времени распространения ультразвука в каждом образце принимается при сквозном прозвучивании не менее 3, при поверхностном – не менее 4. Концентрация арматуры вдоль выбранной линии прозвучивания не должна превышать 5 %.	1989	[150]

Продолжение табл. 2.20

1	2	3	4	5
ГОСТ 29167-91	В стандарте приводятся методы равновесных и неравновесных испытаний бетонных образцов для определения характеристик трещиностойкости	Методы определяют трещиностойкость бетона с помощью силовых коэффициентов интенсивности и энергетических удельных энергозатрат. Характеристики трещиностойкости предназначены для расчётов конструкций с учётом влияния условий эксплуатации и анализа причин разрушения конструкций	1995	[177]
ГОСТ 24544-81	Стандарт предназначен для определения деформаций усадки и ползучести бетона путём испытания образцов призм размерами 40×40×160 мм	Стандарт устанавливает методы испытаний для определения деформации усадки и ползучести на образцах, специально изготовленных из цементной смеси, в направлении продольной оси к образцам		[163]
ГОСТ 12730.1-78	В стандарте даны методы определения плотности бетона	Методы распространяются на все виды бетона, применяемые в промышленном, энергетическом, транспортном, сельскохозяйственном и жилищно-гражданском строительстве. Плотность бетона определяется испытанием не менее трёх образцов в серии, изготовленных из бетонной смеси, либо выпиленных или выбуренных из бетона. Метод распространяется на бетонные и железобетонные элементы.	1994	[142]
ГОСТ 17623-87	В стандарте приводится радиоизотопный метод определения средней плотности бетона с помощью гамма-плотномеров	Метод применяется для испытания конструктивных тяжёлых, лёгких, ячеистых и плотных силикатных бетонов с определением их плотности в диапазоне 600-2500 кг/м ³ . Количество измерений на контролируемом участке эксплуатируемой конструкции принимается не менее трёх	1987	[149]

Продолжение табл. 2.20

1	2	3	4	5
ГОСТ 12730.2-78	В стандарте показан метод определения влажности бетона путём испытания образцов, полученных после их испытания на прочность или извлечённых из готовых изделий или конструкций	Метод обязателен для всех видов бетона. Влажность определяется испытанием не менее трёх образцов в серии	1994	[143]
ГОСТ 12730.3-78	В стандарте приводится метод определения влажности бетона путём испытания образцов, вновь изготовленных или извлечённых из бетонных или железобетонных элементов	Метод распространяется на все виды бетонов на гидравлических вяжущих. Он предусматривает для испытания не менее трёх образцов в серии	1994	[144]
ГОСТ 12730.4-78	Стандарт указывает методы определения абсолютных и относительных показателей пористости бетонов	Методы определяют пористость всех видов бетона. Для испытаний привлекаются не менее трёх образцов серии	1994	[145]
ГОСТ 12730.5-84	В стандарте приводятся методы определения водонепроницаемости бетона по «мокрому пятну», коэффициенту фильтрации путём испытания изготовленных или выбуренных бетонных образцов. Стандарт определяет ускоренный неразрушающий метод определения водонепроницаемости бетона по его воздухопроницаемости с помощью устройства типа «Агама-2Р»	Методы распространяются на все виды бетонов на гидравлических вяжущих. В серии испытываются не менее трёх образцов Ускоренный метод позволяет проводить быструю оценку водонепроницаемости защитного слоя бетона толщиной от 15 до 100 мм	1994	[147]
ГОСТ 12004-81	Стандарт устанавливает методы испытаний арматурной стали круглого и периодического профиля на растяжение	Методы позволяют устанавливать прочностные свойства арматурной стали с дефектами, полученными в результате коррозии	1996	[140]
ГОСТ 22904-93	Стандарт включает магнитный метод определения толщины защитного слоя бетона и расположения стальной арматуры	Метод распространяется на сборные и монолитные железобетонные конструкции, из бетона различных видов. Он используется при возведении новых конструкций и обследовании эксплуатируемых железобетонных элементов	1993	[158]

Продолжение табл. 2.20

1	2	3	4	5
ГОСТ 17625-83	Стандарт устанавливает радиационный метод определения толщины защитного слоя бетона, размеры и расположение арматуры	Метод применяется для обследования состояния и контроля качества сборных и монолитных железобетонных конструкций при эксплуатации, реконструкции и ремонте зданий и сооружений	1987	[151]
ГОСТ 8829-94	В стандарте приведены методы контрольных статических испытаний нагружением для оценки исчерпывающей несущей способности в виде прочности, жёсткости и трещиностойкости бетонных и железобетонных строительных изделий	Контрольная ширина раскрытия трещин в изгибаемых элементах определяется с учётом коэффициента деформации, учитывающего толщину защитного слоя бетона	1997	[189]
ГОСТ 27677-88	Стандарт устанавливает лабораторный метод испытаний на коррозионную стойкость бетонов, изготавливаемых с применением цемента на основе портландцементного клинкера, в жидких агрессивных средах	Метод даёт сравнительную количественную оценку коррозионной стойкости испытываемых бетонных образцов в жидкой агрессивной среде с аналогичными показателями образцов, помещённых в неагрессивную среду, или с эталонными образцами, обладающими информацией о коррозионной стойкости в такой же агрессивной среде. Необходимое количество опытных образцов для оценки коррозионных показателей – не менее три	1989	[173]
ГОСТ 25881-83	Стандарт устанавливает методы определения химической стойкости в напряжённом состоянии полимербетонов и полимерсодержащих бетонов при воздействии на них жидких агрессивных сред.	Методы предусматривают испытания химически стойких бетонных образцов во времени в агрессивной жидкой среде с определением коэффициента химической стойкости, изменения размеров и массы	1983	[168]

О к о н ч а н и е т а б л . 2 . 2 0

1	2	3	4	5
ГОСТ 31384-2008	Стандарт содержит общие технические требования по защите бетонных и железобетонных конструкций от коррозии	Стандарт содержит перечень исходных данных для выбора первичной и вторичной защиты бетонных и железобетонных элементов, испытывающих воздействие различных агрессивных сред в течение 50 лет	2009	[182]
ГОСТ Р52804-2007	Стандарт устанавливает методы испытаний коррозионной стойкости тяжёлых и лёгких бетонов на основе поргланцементного клинкера, стальной арматуры и защитных покрытий	<ul style="list-style-type: none"> – Метод определения коррозионной стойкости бетона в растворах кислот; – Метод определения диффузионной проницаемости бетона для углекислого газа; – Метод определения диффузионной проницаемости бетона для хлоридов; – потенциодинамический и гальванодинамический электрохимические методы определения пассивирующего действия бетона по отношению к стальной арматуре; – прямой метод коррозионных испытаний стальной арматуры в бетоне, пригтовленном на цементе на основе поргланцементного клинкера; – метод определения стойкости арматурной стали к коррозионному растрескиванию; – метод определения трещиностойкости вторичной защиты на бетоне; – метод определения диффузионной проницаемости вторичного покрытия на бетоне для углекислого газа; – метод определения морозостойкости вторичных покрытий на бетоне; – метод определения адгезии вторичных покрытий к бетону 	2008	[187]

Основным недостатком стандартов по неразрушающему контролю является требование для всех методов, кроме метода местных разрушений, обязательного построения градуировочной зависимости, так как многие приборы, реализующие методы упругого отскока, ударного импульса или ультразвуковой, градуируются в единицах прочности бетона [296]. Использование приборов, градуирующихся в единицах прочности бетона обязывает проводить статистическую обработку полученных результатов с последующим нахождением класса бетона по ГОСТ 18105-86 [152]. Отсутствие данных о средней квадратической ошибке, а также о коэффициенте корреляции при конкретном измерении не допускает определение коэффициента изменчивости прочности бетона. Построенная для конкретных условий градуировочная зависимость приводит к занижению коэффициента вариации прочности бетона, а следовательно, к завышению класса и последующей возможности создания аварийных ситуаций с железобетонными конструкциями.

Прочность бетона определяется по стандарту ГОСТ Р 53 231-2008 [188], в котором соответствующими показателями прочности бетона являются классы бетона по прочности на сжатие B , классы бетона по прочности на растяжение при изгибе B_{tb} и классы бетона по прочности на осевое растяжение B_t . При этом стандарт выделяет требуемую прочность бетона R_t в виде минимального допустимого среднего значения прочности бетона в контролируемых партиях бетона или конструкций, соответствующее нормируемой прочности бетона и её фактической однородности.

Фактическое значение класса бетона в партии конструкций B_{ϕ} рассчитывается по результатам определения фактической прочности бетона и её однородности. Среднее значение прочности бетона получается по контрольным образцам или на участках конструкций. ГОСТ Р 53231-2008 предусматривает:

- изготовление серии контрольных образцов в количестве от двух до шести штук из бетонно-смесительной смеси готовой к употреблению или отобранных из одной конструкции для определения одного вида нормируемой прочности;
- определение прочности бетона с контролируемого участка конструкции, которая не должна отличаться от средней прочности бетона конструкции более, чем на 15 %;
- использование разрушающих методов определения прочности бетона по контрольным образцам, изготовленным из бетонной смеси по ГОСТ 10180-90 [191] или отобранных из конструкций по ГОСТ 28570-90 [174], а также прямых неразрушающих методов определения прочности бетона, не требующих обязательной градуировки, т.е по «отрыву со скалыванием» и «скалыванию ребра» по ГОСТ 22690-88 [159];

- применение косвенных неразрушающих методов определения прочности бетона по предварительно установленным градуировочным зависимостям между прочностью бетона, определённой одним из разрушающих или прямых неразрушающих методов, и косвенными характеристиками, определяемыми по ГОСТ 22690-88 [159] и ГОСТ 17624-87 [150].

ГОСТ Р 53231-2008 [188] контролирует все виды нормируемой прочности бетона. Для сборных конструкций – это проектная отпускная и передаточная прочность; для монолитных – прочность в промежуточном возрасте при снятии несущей опалубки и проектная прочность и для бетонной смеси готовой к употреблению – прочность в проектном возрасте.

Согласно стандарту контроль прочности бетона проводится статистическими методами с учетом характеристик однородности бетона по прочности: для сборных конструкций по схемам, отражающих количество испытываемых образцов, А, Б, В и Г, а для монолитных – по схеме В. Характеристика однородности бетона по прочности по схеме А определяются из не менее 30 единичных результатов определения прочности бетона, по схеме Б – из не менее 15 единичных результатов определения прочности бетона, по схеме В – по данным текущего неразрушающего контроля прочности бетона, по схеме Г – без определения характеристик однородности бетона.

Характеристиками однородности по прочности, используемой для определения требуемой прочности бетона R_T или фактического класса бетона $B_{ф}$, согласно ГОСТ Р 53231-2008 [188], являются расчётные коэффициенты прочности бетона.

Коэффициент вариации прочности бетона в партии бетона или конструкции v_m %, при контроле по схеме В, рассчитывается по формуле:

$$v_m = \frac{S_m}{R_m} 100, \quad (2.14)$$

при контроле по схемам А и Б определяется среднее значение коэффициента вариации \bar{v} % по формуле:

$$\bar{v} = \frac{\sum_{i=1}^n v_{mi} \cdot n_i}{\sum_{i=1}^n n_i} \quad (2.15)$$

В формуле (2.14) среднеквадратическое отклонение S_m рассчитывается по формуле:

$$S_m = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (R_i - R_m)^2}{n - 1}} \quad (2.16)$$

где n – число единичных значений прочности бетона.

При контроле прочности бетона неразрушающими методами среднеквадратическое отклонение S_m рассчитывают по формуле:

$$S_m = \left(S_{\text{НМ}} + \frac{S_T}{\sqrt{n-1}} \right) \frac{1}{0,7r + 0,3}, \quad (2.17)$$

где n – число участков определения прочности; $S_{\text{НМ}}$ – среднеквадратическое отклонение прочности бетона в контролируемой партии по результатам испытаний неразрушающими методами; S_T – среднеквадратическая ошибка градуировочной зависимости, определяемой по формуле:

$$S_T = \sqrt{S_{\text{Т.НМ}}^2 + S_{\text{Т.М.О.С}}^2}, \quad (2.18)$$

где $S_{\text{Т.НМ}}$ – среднеквадратическая ошибка построенной градуировочной зависимости; $S_{\text{Т.М.О.С}}$ – среднеквадратическая ошибка построенной градуировочной зависимости метода отрыва со скалыванием, количественное значение которой принимается в ГОСТ Р 53231-2008 [188]; r – коэффициент корреляции градуировочной зависимости, определяемый при её построении.

Фактическая прочность бетона в партии R_m , МПа, в формуле (2.14) рассчитывается по формуле:

$$R_m = \frac{\sum_{i=1}^n R_i}{n}, \quad (2.19)$$

где R_i – единичное значение прочности бетона, МПа; n – общее число единичных значений прочности бетона в партии.

В формуле (2.15) v_{mi} – коэффициенты вариации прочности бетона каждой i -й партии, определяемые по формуле (2.14); n_i – число единичных значений прочности бетона в каждой i -й партии. $\sum_{i=1}^n n_i$ – общее число единичных значений прочности бетона за анализируемый период.

Требуемую прочность бетона каждого вида R_T , МПа, стандарт ГОСТ Р 53231-2008 [188] рекомендует рассчитывать по формуле:

$$R_T = K_T B, \quad (2.20)$$

где K_T – коэффициент требуемой прочности, принимаемый по ГОСТ Р 53231-2008 [188, табл. 2] при контроле по схеме А; при контроле по схеме Б коэффициент требуемой прочности бетона K_T рассчитывают по формуле:

$$K_T = \frac{1}{1 - t_\alpha \frac{1}{100}}. \quad (2.21)$$

Здесь t_α – коэффициент, принимается по таблице ГОСТ Р 53231-2008 [188], в зависимости от числа единичных значений прочности бетона n , по которым рассчитан средний коэффициент вариаций прочности бетона или конструкций \bar{v} .

Требуемая прочность бетона R_T , МПа, при контроле по схеме Г определяется по формуле:

$$R_T = 1,1 \frac{B}{K_\delta}, \quad (2.22)$$

где B – нормируемое значение прочности бетона; K_δ – коэффициент, принимаемый в зависимости от вида бетона по ГОСТ Р 53231-2008 [188, табл. 4].

При контроле конструкций фактический класс бетона B_ϕ рассчитывают по формуле:

$$B_\phi = \frac{R_m}{K_T}, \quad (2.23)$$

где R_m – средняя фактическая прочность бетона партии (группы) конструкций по данным испытаний, МПа; K_T – коэффициент, требуемой прочности, принимаемый по ГОСТ Р 53231-2008 [188, табл. 2] или по формуле (2.21).

В партии или отдельной конструкции, в которых невозможно осуществить необходимого числа испытаний согласно ГОСТ Р 53231-2008 [188], а единичное значение прочности бетона отклоняется от средней прочности бетона не более чем на 5 %, значение фактического класса бетона B_ϕ рассчитывают по формуле:

$$B_\phi = R_m - t_\beta \frac{S_T}{\sqrt{n}}, \quad (2.24)$$

где t_β – коэффициент, принимаемый по ГОСТ Р 53231-2008 [188, табл. 5] в зависимости от числа измерений.

При отклонении единичного значения прочности бетона от средней прочности бетона более 5 %, а также при контроле по схеме Г приближенное значение фактического класса прочности бетона рассчитывается по формуле:

$$B_\phi = 0,8R_m. \quad (2.25)$$

Стандарт ГОСТ 10180–90 [191] содержит методы определения прочности бетона на сжатие с помощью изготовленных образцов в лаборатории и определяет вид испытаний бетона форму и номинальные размеры образцов, а также их количество.

Стандарт ГОСТ 28570-90 [174] содержит методы определения прочности бетона с помощью образцов, отобранных из сборных и монолитных железобетонных конструкций. Стандарт распространяется на бетоны всех видов и устанавливает методы определения их прочности на сжатие, осевое растяжение, растяжение при раскалывании и растяжение при изгибе при разрушающих кратковременных статических испытаниях образцов. Стандарт ГОСТ 28570-90 [174] применяется совместно с ГОСТ 18105-86 [152] в котором установлены правила и нормы отбора проб, твердения и хранения образцов, а также правила оценки прочности бетона на основе результатов испытаний образцов.

Число образцов в каждой серии согласно ГОСТ 28570-90 [174] должно соответствовать данным табл.2.21.

Т а б л и ц а 2 . 2 1

Минимальный размер образца, мм	≥ 90	61-80	≤ 60
Число образцов в серии	2	3	4

Образцы бетона испытываются при одном из двух заданных состояниях бетона: воздушно-влажностном или насыщенном водой. Испытание образцов на сжатие и все виды растяжения производят по ГОСТ 10180-90 [191]. За базовый при всех видах испытаний принимается образец с размерами (150×150) мм. Прочность бетона в серии образцов в серии образцов определяют как «среднее арифметическое значение» в серии из шести образцов – по четырём наибольшим по прочности образцам.

Определяемые по стандарту ГОСТ 29167–91 [177] при статическом нагружении характеристики трещиностойкости, применяются для:

- улучшения технологических процессов изготовления и контроля качества бетонов, путём сравнения различных вариантов состава бетона;
- обоснования составов бетона для конструкций;
- учёта дефектности и условий эксплуатации при расчёте конструкций;
- анализа причин разрушений конструкций.

Методы определения характеристик силовых энергетических характеристик трещиностойкости и вязкости разрушения при статическим кратковременном нагружении распространяются на бетоны всех видов (кроме ячеистого). Характеристики трещиностойкости определяются при равновесных и неравновесных механических испытаниях.

Трещиностойкость при равновесных испытаниях определяется по диаграмме F-V (нагрузка действующая на образец в процессе испытания – перемещение образца), при неравновесных испытаниях по значениям F_c^* (нагрузка, соответствующая динамическому началу движения магистральной трещины).

По результатам экспериментальных испытаний определяются силовые и энергетические характеристики трещиностойкости: K_c (критический коэффициент интенсивности напряжений при максимальной нагрузке МПа·М^{0,5}), K_c^x (условный критический коэффициент интенсивности напряжений МПа·М^{0,5}), K_i (статистический критический коэффициент интенсивности напряжений, МПа·М^{0,5}), G_r (удельные эффективные энергозатраты на статическое разрушение, МДж/м²), G_i (удельные энергозатраты на статическое разрушение до момента начала движения магистральной трещины, МДж/м²), G_{ce} (полные удельные упругие энергозатраты на статическое деформирование образцов до деления на части, МДж/м²), J_i (статический джей-интеграл, МДж/м²) и X_F^C (критерий хрупкости, м).

Определение характеристик трещиностойкости происходит на образцах: призмах квадратного поперечного сечения для испытания на изгиб и на осевое растяжение, кубах для испытаний на внецентренное сжатие и цилиндрах для испытаний на растяжение.

При равновесных испытаниях образцов при фиксации размеров развивающейся магистральной трещины от соответствующих значений прикладываемой нагрузки применяются методы неразрушающего контроля:

- капиллярный, основанный на эффекте капиллярной адсорбции подкрашенных, люминесцирующих или быстро распространяющихся жидкостей в трещины;
- оптический, основанный на использовании средств оптической микроскопии, с применением микроскопов с не менее чем 20-кратным увеличением.

Методы разрушающих испытаний железобетонных и бетонных изделий заводского изготовления нагружением с оценкой прочности, жёсткости и трещиностойкости стандартизированы и определяются по ГОСТ 8829-94 [189]. Стандарт рекомендует:

- для нагружения использовать гидравлические прессы или стенды с гидравлическими домкратами, механические рычажные установки, а также пневматические установки с погрешностью нагружения не более ±5 % величины контрольной нагрузки;
- для измерения прогибов и перемещений стандарт рекомендует использовать приборы и инструменты с ценой деления не более 0,1 мм;
- для измерения ширины раскрытия трещин – микроскопы и лупы с ценой деления не более 0,05 мм или металлические щупы.

Согласно ГОСТ 8829-94 изделия удовлетворяют предъявленным требованиям по прочности при выполнении следующих условий:

- разрушающая нагрузка должна составлять не менее 100 % контрольной при испытании одного изделия;

- минимальная разрушающая нагрузка должна составлять не менее 95 % и 90 % контрольной при испытании соответственно двух, трёх изделий и более.

Оценка жёсткости происходит путём сравнения фактического прогиба изделия под контрольной нагрузкой с контрольным значением прогиба. Контрольная нагрузка и контрольные прогибы назначаются ГОСТ 8829-94 [189]. Железобетонные изделия признаются выдержавшими испытание на жёсткость при условиях:

- фактический прогиб не превышает контрольный более чем на 10 % при испытании одного изделия;
- максимальный фактический прогиб не превышает более, чем на 15 % и 20 % контрольный, при испытании соответственно двух и трёх изделий и более.

Трещиностойкость оценивается как по нагрузке, при которой образуются первые трещины в бетоне, так и по ширине раскрытия трещин. Контрольная нагрузка по образованию и раскрытию трещин, а также контрольные значения ширины раскрытия трещин определяются по ГОСТ 8829-94 [189].

Железобетонные элементы, к трещиностойкости которых предъявляются требования 1-й категории, признаются выдержавшими испытание при выполнении следующих требований:

- нагрузка при появлении первой трещины составляет не менее 95 % контрольной опытной одного изделия;
- минимальная нагрузка при появлении первой трещины составляет не менее 90 % и 85 % контрольной соответственно при испытании двух и трёх изделий и более.

Железобетонные элементы, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й и 3-й категорий, выдерживают испытание, если при действии прикладываемой нагрузки выполняется соответствующее условие:

- максимальная ширина раскрытия трещин не превышает контрольную, умноженную на коэффициенты 1,05; 1,10; 1,15 при испытании соответственно одного, двух и трёх изделий и более;
- максимальная ширина раскрытия трещин не превышает нормируемое значение предельно допустимой ширины раскрытия трещины непрерывного раскрытия.

Стандарт ГОСТ 8829-94 [189] единственный из действующих отечественных стандартов учитывает влияние деформации стенок поперечных трещин на изменение ширины раскрытия трещин в изгибаемых железобетонных изделиях с различной толщиной защитного слоя бетона. Контрольная ширина раскрытия поперечных трещин определяется путём деления фактической ширины раскрытия трещины на коэффициент q , определяемый в зависимости от отношения значения толщины защитного слоя

бетона, принимаемого равным 25 мм, к проектному значению толщины защитного слоя бетона, в миллиметрах.

Методика определения деформаций усадки и ползучести бетона стандартизирована и приведена в ГОСТ 24544-81 [163]. Стандарт распространяется на все виды цементных и силикатных бетонов, в том числе на бетоны, подвергающиеся в процессе эксплуатации насыщению водой и нефтепродуктами. Изучение деформаций усадки и ползучести бетона проводится на бетонных призмах размерами 40×40×160 мм по ГОСТ 24544-81 [163]. Стандарт устанавливает методы испытаний определения деформации усадки путем измерения ее в направлении продольной оси незагруженного образца.

Методика определения призмной прочности модуля упругости и коэффициента Пуассона бетона стандартизирована и содержится в ГОСТ 24452-80 [161]. Стандарт для измерения деформаций рекомендует применять тензометры по ГОСТ 18957-73 [153], проводниковые тензометры по ГОСТ 21616-76 [155], наклеиваемые на поверхность бетона, индикаторы, обеспечивающие измерения относительных деформаций с точностью не ниже $1 \cdot 10^{-5}$. Стандарт распространяется на все виды бетона, в т.ч. подвергавшиеся в процессе эксплуатации насыщению водой, нефтепродуктами и другими жидкостями.

Методика испытаний на выносливость стандартизирована и определяется по ГОСТ 24545-81 [162]. Стандарт устанавливает методы испытаний бетона на выносливость путём нагружения образцов многократно повторяющейся осевой сжимающей нагрузкой, составляющей различные доли от разрушающей. Результатом испытаний является определение числа циклов многократного приложения нагрузки (база испытаний) на определённом уровне нагружения для построения линии регрессии. Стандарт распространяется на все виды бетонов, в т.ч. на бетоны, подвергающиеся в процессе эксплуатации насыщению водой или нефтепродуктами.

Стандарт ГОСТ 25881-83 [168] распространяется на все виды полимербетонов и полимерсиликатных бетонов, изготовленные по ГОСТ 25246-82 [164], и устанавливает метод определения коэффициента химической стойкости при воздействии жидкой агрессивной среды, в зависимости от изменения массы и прочности образцов после выдержки в среде в течении контрольного времени. Согласно ГОСТ 25881-83 [168] испытанию подвергаются семь серий образцов из одной пробы бетона (одна серия для каждого срока испытания). Число образцов в серии должно быть не менее 3. Образцы испытываются на растяжении при изгибе в соответствии с требованиями ГОСТ 310.4-81 [181], с учётом определения изменения их массы, в жидкой агрессивной среде. Продолжительность выдерживания образцов в жидкой агрессивной среде составляет 360 сут, при промежуточных сроках 30, 60, 180, 270 сут.

Методика испытаний на коррозионную стойкость бетонов, изготавливаемых с применением цементов на основе портландцементного клинкера в жидких агрессивных средах, стандартизирована и приведена в ГОСТ 27677-88 [173]. Стандарт устанавливает лабораторный метод сравнительных испытаний на коррозионную стойкость образцов бетонов на основе портландцементного клинкера в жидких агрессивных средах и образцов, находящихся в неагрессивной среде. Агрессивной жидкой средой по отношению к бетону принимается дистиллированная вода, кислота, жидкие растворы с содержанием CO_2 , Mg^{2+} , NH_4^+ , SO_4^{2-} соответствующей концентрации, а неагрессивной – питьевая вода.

Методика испытаний предусматривает следующие условия:

- наименьший размер образца должен быть более четырёхкратного значения максимальной крупности зёрен заполнителя испытываемого бетона;
- необходимое количество образцов для оценки показателей каждого состава бетонных образцов, состава среды и срока испытаний должно быть не менее 3.
- образцы после изготовления и твердения испытываются параллельно в неагрессивных и агрессивных средах;
- соотношение объёма агрессивного раствора в кубических сантиметрах к 1 см^2 поверхности образца должно быть не менее 5:1;
- продолжительность испытаний принимается унифицированной со сроками 1, 3, 6 и 12 месяцев.

Стандарт России ГОСТ Р 52 804–2007 [187] содержит следующие методы испытаний по защите бетонных и железобетонных конструкций от коррозии в виде определения:

- коррозионной стойкости бетона в растворах кислот;
- диффузионной проницаемости бетона для углекислого газа;
- диффузионной проницаемости бетона для хлоридов;
- электрохимических параметров пассивирующего действия бетона по отношению к стальной арматуре;
- физических характеристик коррозионного состояния стальной арматуры в бетоне;
- стойкости арматурной стали коррозионному растрескиванию;
- защитных свойств покрытия на бетоне.

Межгосударственный стандарт ГОСТ 31 384–2008 [182] содержит общие технические требования по защите бетонных и железобетонных конструкций от коррозии с учётом следующих факторов:

- классификации агрессивных сред и степени их агрессивного воздействия;
- требований к материалам и конструкциям, находящимся в агрессивных средах;
- требований к защите от коррозии поверхностей бетонных и железобетонных конструкций;

- требований к защите железобетонных конструкций от электрокоррозии;
- требований к защите от коррозии стальных закладных деталей и соединительных элементов;
- требований к безопасности и охране окружающей среды.

Одной из наиболее важных требований к поверхности бетона при производстве гидроизоляционных работ является требования по влажности, полному водонасыщению, а также по показателям пористости цементного камня бетона. Влажность бетона при нанесении органических ремонтных составов и покрытий не должна превышать 4-5 % [375]. Нормативным обоснованием метода определения массовой и объёмной влажности, водопоглощения бетона, а также показателей пористости в строительных конструкциях при объемно-весовых испытаниях образцов является ГОСТ 12730.0-78 [141].

Плотность бетона определяется его составом и учитывается в прочностных расчетах строительных бетонных и железобетонных конструкциях. Особое значение плотность бетона имеет для морозостойкости и водонепроницаемости бетона при ведении работ способом монолитного бетонирования при строительстве мостовых конструкций, дорожных покрытий и аэродромов.

С одной стороны, большая плотность бетона определяет его низкую водонепроницаемость и поглощаемость воды, повышенную морозостойкость и прочность, а с другой – наличие достаточного объема свободного порового пространства в бетоне способствует компенсации давления, возникающего вследствие изменения объема при замораживании насыщенной водой поровой системы. Контроль объема воздуха, вовлеченного в бетонную смесь, оценивается по ГОСТ 10181-2000) [146]. Согласно СНиП 3.06.04–91 [561] для мостовых конструкций объем вовлеченного воздуха в бетонных смесях на месте укладки для бетонов с нормированной морозостойкостью должен составлять 2–4 % в бетонных и железобетонных конструкциях и 5–6 % в бетоне мостового полотна.

Отсутствие нормативных требований к коррозионной стойкости арматурных сталей объясняется уверенностью в абсолютных защитных свойствах бетона по отношению к арматуре.

В работе [15] за критерий коррозионного повреждения сталей классов В-I, А-I, А-II, А-III принимается постепенное уменьшение массы или сечения стержня Арматура этих классов разрушается без заметного изменения прочностных или пластических свойств самой стали. По данным С.Н. Алексеева, стойкость малоуглеродистых сталей В-I, А-I, А-III практически одинакова: падение прочности при коррозии пропорционально уменьшению сечения стержня, пластичность почти не уменьшается,

растягивающие напряжения практически не ускоряют и не изменяют характера коррозии.

В соответствии с ГОСТ 9.908-85 [190] коррозионная стойкость металла характеризуется показателями потерь по массе $\text{кг/м}^2\cdot\text{год}$ и по глубине поражения м/год . Однако эти показатели для арматуры железобетонных конструкций не подходят по двум причинам: во-первых, длительное развитие коррозии арматуры приводит к растрескиванию защитного слоя бетона под давлением растущего слоя ржавчины; во-вторых, имеет место хрупкое разрушение под напряжением высокопрочной напрягаемой арматура. В первом случае конструкция теряет часть несущей способности, а ее ремонт трудоемок и обычно малоэффективен в связи с тем, что практически невозможно полностью удалить ржавчину с арматуры перед восстановлением защитного слоя, во втором – происходит внезапное обрушение конструкции.

Тем не менее в настоящее время агрессивность среды по отношению в арматурной стали нормируется по величине глубины её поражения (табл. 2.22) [451].

Т а б л и ц а 2 . 2 2

Степень агрессивности воздействия среды на углеродистую сталь

Степень агрессивности среды	Коррозионные повреждения, мм/год	Баллы по ГОСТ 13819-68 [148]	Снижение прочности в зоне коррозии, %
Неагрессивная	0,1	1-3	0
Слабая	0,01÷0,05	4,5	До 5
Средняя	0,05÷0,5	6	До 10
Сильная	>0,5	> 7	>10

Глава 3. ОСОБЕННОСТИ СТАТИСТИЧЕСКОЙ ОБРАБОТКИ ДАННЫХ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

3.1. Виды статистических теоретических распределений

Случайными величинами экспериментальных исследований инженерно-строительных конструкций, являются характеристики механических свойств строительных материалов, полученных в результате механических испытаний, значения снеговой и ветровой нагрузки, определяемых по данным многолетних метеорологических наблюдений. Стандартизированные термины и определения теории вероятности регламентированы ГОСТ Р50779.10 – 2000 [184].

Статистическая обработка массивов случайных чисел в экспериментальных исследованиях проводится при решении следующих задач:

- для подбора ближайшего теоретического закона распределения случайных чисел;
- для исключения систематической ошибки в получении экспериментальных данных;
- для установления минимальных, но необходимого числа опытов, с учётом получения достоверных результатов.

Случайные величины бывают двух типов: дискретные (прерывные) и непрерывные. К числовым статистическим характеристикам распределения непрерывных случайных величин относятся:

- математическое ожидание;
- дисперсия;
- мода;
- медиана;
- среднее квадратическое отклонение;
- квантиль;
- коэффициент вариации;
- начальный момент k -го порядка;
- центральный момент k -го порядка.

Любому распределению экспериментальных данных соответствует теоретическая кривая плотности распределения. Распределениями вероятностей непрерывного типа являются: нормальное Хи-квадрат, Стьюдента, показательное Рэля, Вейбулла, Гумбеля, равномерное (прямоугольное), Коши, Максвелла и Пирсона. К дискретным распределениям вероятностей относятся: биномиальное, Пуассона, геометрическое, в т.ч. Паскаля распределение [306, 372].

Основными видами распределений, применяемых при статистической обработке результатов экспериментальных исследований в строительстве является: нормальное, Хи-квадрат Стьюдента, показательное, Вейбулла и Гумбеля, равномерное (прямоугольное) и Пуассона.

В большинстве случаев ошибки измерения физико-механических характеристик строительных материалов, распределяются по нормальному закону [120]. Определение параметров нормального распределения по выборочным данным регламентируется ГОСТ Р 50779.21-96 [185].

Соответствующее функциональное выражение для плотности нормального распределения задает формула Гаусса:

$$\rho(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(x-\bar{x})^2}{2\sigma^2}\right], \quad (3.1)$$

где σ^2 и \bar{x} – дисперсия и среднее значение распределения.

В табл. 3.1 указана вероятность α :

$$\alpha = P(\bar{x} - \varepsilon\sigma \leq x \leq \bar{x} + \varepsilon\sigma), \quad (3.2)$$

где ε – величина отношения ширины интервала Δx к среднему квадратичному отклонению σ :

$$\varepsilon = \frac{\Delta x}{\sigma}.$$

Т а б л и ц а 3 . 1

Доверительная вероятность α нормального распределения с учётом относительной величины ε

α	0,68	0,90	0,95	0,997	0,990	0,999
ε	1,0	1,65	2,0	2,6	3,0	3,3

Доверительная вероятность рассчитывается по приближенному выражению:

$$\alpha = \sqrt{1 - \exp\left(-\frac{2\varepsilon^2}{\pi}\right)}. \quad (3.3)$$

Логарифмически-нормальное распределение характерно для времени износа различного оборудования и продолжительности биологической жизни. К нему часто обращаются в случаях, когда случайная величина не подчиняется нормальному распределению. Путём соответствующего логарифмического преобразования исходной случайной величины происходит её подчинение нормальному распределению.

Плотность логарифмически нормального распределения вероятности непрерывной случайной величины X , принимаемой любые значения от α до $+\infty$ имеет функциональную зависимость:

$$f(x) = \frac{1}{(x - \alpha)\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x - \alpha) - \mu}{\sigma}\right)^2\right], \quad (3.4)$$

где $x > \alpha$; μ и σ – соответственно математическое ожидание и стандартное отклонение случайной величины $\ln(X - a)$, распределённой нормально [120].

Хи-квадрат распределения описывают выборочные распределения различных функций от нормально распределённых результатов экспериментальных исследований и используются для построения доверительных интервалов и статистических критериев

Распределение χ^2 вероятностей непрерывной случайной величины, принимающей значения от 0 до $+\infty$ с плотностью (рис 3.1) [306, 372]:

$$\begin{cases} \frac{1}{2^{\frac{n}{2}}\Gamma\left(\frac{n}{2}\right)} \cdot x^{\frac{n}{2}-1} \cdot e^{-x/2}, x > 0, n \geq 1 \\ 0, x \leq 0 \end{cases}, \quad (3.5)$$

где $n = 1, 2, \dots$ – степень свободы случайной величины χ^2 ; Γ – гамма-функция.

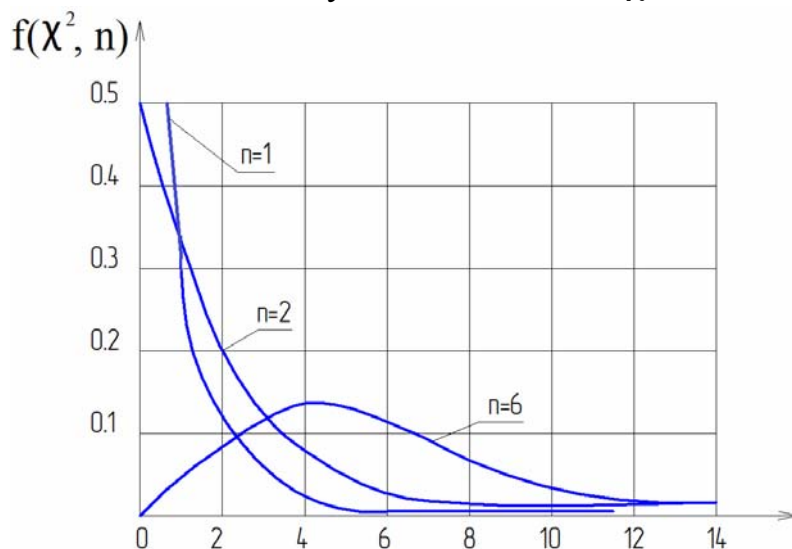


Рис 3.1. Хи-квадрат (χ^2)-распределение для различных значений n

Стьюдента распределение с n степенями свободы характеризуется как распределение отношения $T = \frac{x}{y}$ независимых случайных величин x и y ,

где x – подчиняется нормальному распределению с параметрами 0 и 1, а $n \cdot y^2$ имеет хи-квадрат распределение с n степенями свободы [372].

Распределение Стьюдента t -распределение – распределение вероятностей случайной величины с плотностью с n степенями свободы (рис. 3.2) [120, 306]:

$$f(t, n) = \frac{1}{\sqrt{\pi n}} \left(\frac{\Gamma\left(\frac{n+2}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{n}{2}\right)} \right) \left(\frac{1}{\left(\frac{1+t^2}{n}\right)^{\frac{n+1}{2}}} \right), \quad (3.6)$$

где $-\infty < t < +\infty, n = 1, 2, \dots$ – число степеней свободы; Γ – гамма-функция.

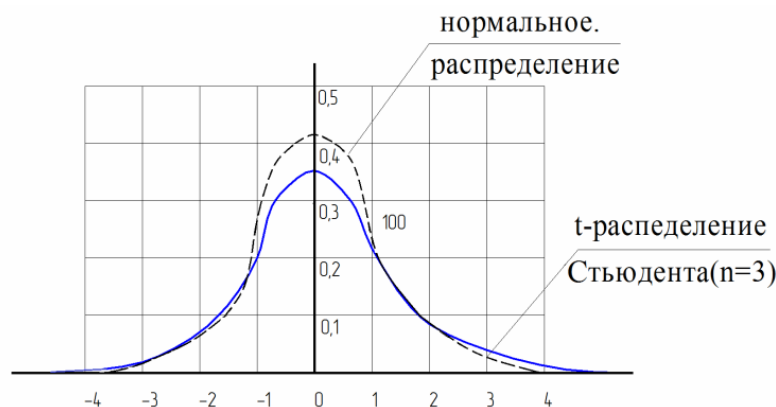


Рис 3.2. Плотность распределения Стьюдента при $n = 3$.
Кривая нормальной плотности, $a = 0; \sigma = 1$

Показательное или экспоненциальное распределение свойственно теории надежности. Оно тесным образом связано с интервалом времени между двумя соседними событиями в стационарном потоке событий.

Плотность распределения имеет вид: (рис. 3.3):

$$f(x) = \lambda e^{-\lambda x} (x > 0), \quad (3.7)$$

где λ – положительная величина параметра показательного распределения.

При показательном распределении математическое ожидание и среднее квадратичное отклонение случайной величины обратно к его параметру:

$$m_x = \sigma_x = 1/\lambda. \quad (3.8)$$

Распределение Вейбулла (рис. 3.4) описывает явления, связанные с задачами долговечности и усталости. Оно хорошо описывает хрупкое разрушение материалов. Плотность распределения имеет вид:

$$f(x) = cmx^{m-1} \exp(-cx^m). \quad (3.9)$$

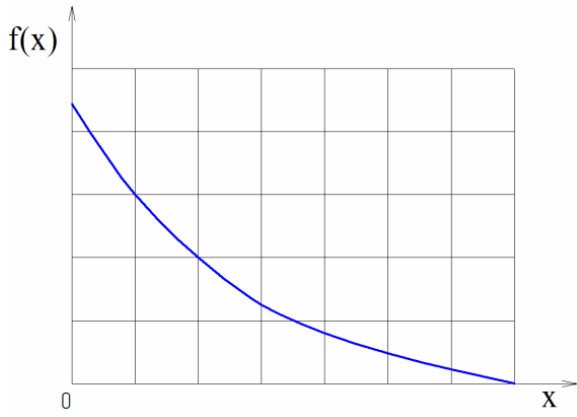


Рис. 3.3. Показательное распределение

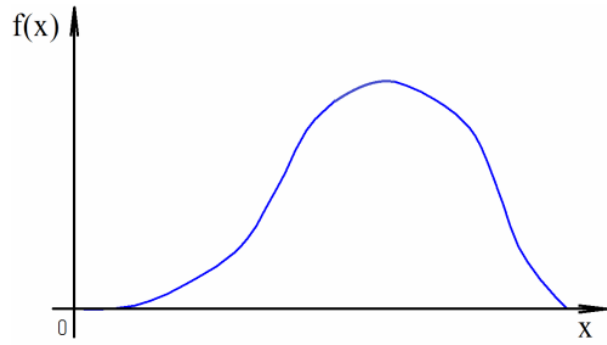


Рис. 3.4. Распределение Вейбулла

Распределение Гумбеля часто используется в статистическом анализе снеговых нагрузок на строительные конструкции покрытия.

Плотность распределения Гумбеля или двойного экспоненциального распределения (рис. 3.5) выражается формулой:

$$f(x) = \frac{1}{\beta} \exp \left[\frac{a-x}{\beta} - \exp \left(\frac{a-x}{\beta} \right) \right]. \quad (3.10)$$

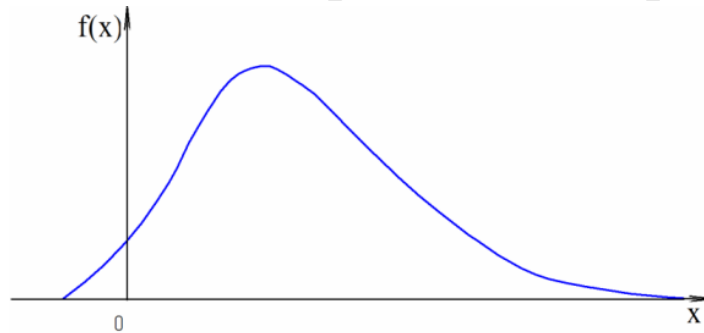


Рис. 3.5. Распределение Гумбеля

Равномерное распределение вероятностей рассматривает ошибки отсчёта на измерительных приборах. Ошибка, отсчета при округлении до целого деления рассматривается, как случайная величина χ , имеющая равномерное распределение, которая принимает с постоянной плотностью вероятности любые значения между двумя соседними целыми делениями [120].

$$f(x) = \begin{cases} 0 & \text{при } x < a \\ \frac{1}{b-a} & \text{при } a \leq x \leq b; \\ 0 & \text{при } x > b \end{cases} \quad (3.11)$$

$$\left(\int_{-\infty}^{\infty} f(x) dx = \int_{-\infty}^a 0 \cdot dx + \int_a^b c \cdot dx + \int_b^{\infty} 0 \cdot dx = \int_a^b c \cdot dx = 1; \right. \\ \left. c(b-a) = 1; c = \frac{1}{b-a} \right) \quad (3.12)$$

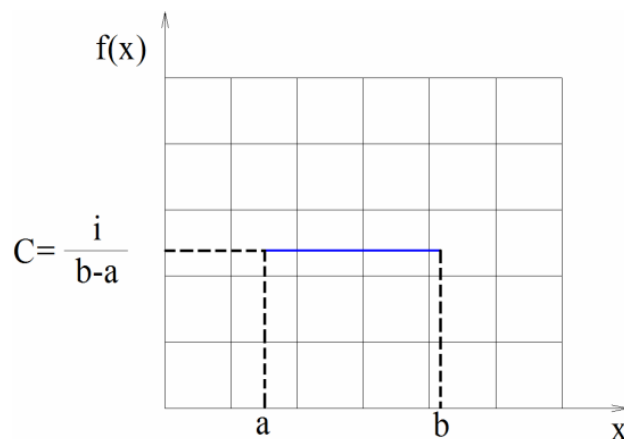


Рис. 3.6. Плотность равномерного распределения вероятностей

Распределение Пуассона описывает редкие события, такие как количество возникаемых дефектов в строительных конструкциях за определённый отрезок времени:

$$P_k(\lambda) = \frac{\lambda^k}{k!} \cdot e^{-\lambda}, \quad (3.13)$$

где $\lambda > 0$ – параметр, определяемый по наблюдаемым значениям независимых случайных величин x_i [372].

Закон распределения Пуассона используется в качестве приближения для биномиального распределения, если в этом распределении количество независимых испытаний предполагается большим, а вероятность появления событий в данных испытаниях – очень незначительным [120].

3.2. Критерии согласия теоретического распределения и параметрические критерии для отбрасывания резко выделяющихся результатов испытания

Причинами расхождения результатов экспериментальных исследований на моделях и прототипах моделей строительных конструкций являются [100]:

- 1) погрешности определения отдельных параметров, входящих в критерии подобия;
- 2) неточности исходного математического описания явления;
- 3) погрешности в получении критериев подобия за счёт заведомо упрощённого представления явления при его изучении;
- 4) случайные отклонения параметров модели и прототипа модели от принятых (расчётных);
- 5) погрешности в проведении опытов, отклонения фактических параметров режима от расчётных и т.д.;
- 6) погрешности обработки результатов опытов.

Все эти факторы действуют не только в модели, но и в прототипе модели [100].

В связи с неоднородностью свойств конструкционных материалов механические характеристики строительных конструкций носят случайный характер. Поэтому опытные данные физико-технических свойств строительных конструкций имеют приближённую оценку.

В основе оценки характеристик средств измерений лежат рекомендации ВНИИМС МИ 2175-911 [114], определяющие порядок построения градуировочных характеристик, средств измерений и способов анализа погрешностей результатов измерений.

Только в процессе измерений физических характеристик на модели и на прототипе модели возникают четыре вида погрешностей за счёт:

- 1) ошибок чувствительных элементов измерительных устройств;
- 2) неточности отражения реакции чувствительного элемента в индикаторе;
- 3) неправильной фиксации показаний прибора наблюдателем – человеком или автоматическим регистрирующим устройством.
- 4) искажения информации в каналах связи при их использовании.

Три первых вида погрешностей приводят к ошибкам, имеющим две составляющие: случайную и систематическую. Относительный вес каждой из этих составляющих ошибок зависит от применяемых приборов и условий эксперимента. Случайные ошибки эксперимента при многократном его повторении для определения одного и того же параметра одним и тем же методом могут составлять около 15-30 % [100].

Систематическая ошибка обнаруживается при поверке прибора и устраняется путём калибровки или ремонта входящих в измерительную систему устройств.

Точность экспериментов увеличивается за счёт:

- повышения тщательности измерений в опытах на модели;
- многократного повторения опытов;
- статистической обработки полученных результатов.

Кроме того, данные экспериментальных исследований представляют собой случайную выборку, лишь приближённо характеризующую генеральную совокупность и тем более теоретическое распределение. Поэтому обработка данных наблюдений или эксперимента происходит с помощью оценочных параметров распределения, т.е. статистических параметров.

Теория проверки статистических гипотез устанавливает количественные параметры оценки точности данной гипотезы и предлагает критерии проверки статистических гипотез выбора наилучшей в определенном смысле гипотезы.

Проверка отклонения распределения вероятностей от нормального распределения регламентируется ГОСТ Р ИСО 5479-2002 [186], в котором

рассматриваются критерии (графический метод, направленный критерий, многонаправленный критерий, многосторонний критерий, совместный критерий для нескольких независимых выборок) для проверки подчинения генеральной совокупности данных нормальному закону распределения. Все они применяются при полных, несгруппированных данных, за исключением критерия хи-квадрат, ориентированного на использование только сгруппированных данных.

В каждом отдельном случае исследуемого экспериментального процесса проводится проверка соответствия опытных данных принятому теоретическому закону распределения. Наиболее простым приближённым методом оценки согласия результатов эксперимента с тем или иным законом распределения является графический метод. Однако, он является субъективным и используется на практике в качестве первого расчётного приближения.

Согласие результатов эксперимента выбранному виду гипотетического распределения определяется с помощью аналитических статистических критериев. Предполагаемое теоретическое распределение проверяется на взаимное соответствие с экспериментальным распределением при заданном уровне значимости с помощью использования критериев согласия. Наиболее употребительны разработанный К. Пирсоном «критерий χ^2 », критерий согласия Шапиро – Уилка «критерий W » и критерий «Колмогорова – Смирнова» [194]. При выборках $n > 100$ предпочтение отдаётся критерию согласия К. Пирсона, при $100 > n > 10$ – критерию Колмогорова – Смирнова, при $8 > n > 50$ – критерию согласия Шапиро – Уилки [120, 575].

Критерий согласия К. Пирсона (χ^2) наиболее часто применяется для любых видов функции $F(x)$, при неизвестных значениях их параметров, что обычно имеет место при анализе результатов механических испытаний и в этом заключается его универсальность [575]. Однако, он является надёжным способом проверки соответствия результатов эксперимента предполагаемому теоретическому распределению только при наличии большого количества измерений [194].

В качестве меры расхождения между теоретическим и статистическим распределениями применяется [120]:

$$U = n \sum_{i=1}^k \frac{(\hat{p}_i - p_i)^2}{p_i}, \quad (3.14)$$

где k – количество разрядов (интервалов); p_i – вероятность попадания в i -й разряд случайной величины, распределенной по гипотетическому теоретическому закону.

При $n \rightarrow \infty$ U подчиняется χ^2 -распределению с $r = k - 1 - s$ степенями свободы, где s – число параметров предполагаемого распределения. При

нормальном распределении оцениваются два параметра: математическое ожидание и среднее квадратическое отклонение $r = k - 1 - 2 = k - 3$.

Схема применения критерия согласия Пирсона к оценке согласованности теоретического и статистического распределения имеет вид:

- определение значения $U = \chi_1^2$;
- определяется число степеней свободы r ;
- определение по r и χ_1^2 как $p = P(\chi^2 > \chi_1^2)$.

При незначительной величин p гипотеза о распределении X по закону $f(x)$ отбрасывается как неправдоподобная. При большом значении p эта гипотеза признаётся не противоречащей опытным данным.

В практике экспериментальных исследований рекомендуется иметь в каждом разряде не менее 5-10 наблюдений, количество разрядов при этом не должно быть меньше 5-10 [120].

Однако, критерий Пирсона (χ^2) применим только к сгруппированным данным, имеющим численность в каждой группе не менее 5. Это является недостатком критерия согласия Пирсона, вследствие потери части первоначальной информации, как необходимости группировки результатов наблюдений в объединения с малым числом наблюдений. В связи с этим рекомендуется дополнять проверку соответствия распределений по критерию χ^2 с помощью других критериев.

Критерий Колмогорова Смирнова является наиболее строгим критерием однородности двух распределений при сравнительно больших объёмах выборок. Из-за своей простоты в отличие от критериев K . Пирсона и Шапиро – Уилка он наиболее часто применяется на практике. Этот критерий может применяться и в случаях, когда известен не только вид функции распределения, но и все входящие в неё параметры. Он проверяет гипотезы о центре распределения рассеянии, асимметрии и эксцессии с помощью сравнения наибольшей разности между накопленными частостями, вычисленными для каждой случайной величины и критическим значением статистики, зависящим от уровня значимости α (двусторонний критерий) и объёмов выборок $n_1 n_2$ [575].

Критерий согласия Шапиро – Уилка « W » предназначен для проверки гипотезы о нормальном или логарифмически нормальном распределении при ограниченном объёме выборки ($8 \leq n \leq 50$) и является более точным для проверки допущений в виде распределения и более эффективным по сравнению с «критерием χ^2 », если число наблюдений не велико [575, 194].

Критерий основан на регрессионном анализе порядковых статистик по их ожидаемым значениям. Статистика критерия определяется как отношение квадрата суммы линейной разности выборочных порядковых статистик к обычной оценке дисперсии.

Статистика критерия W имеет вид [120]:

$$W = \frac{S^2}{nm_2}, \quad (3.15)$$

где $nm_2 = \sum (x_i - \bar{x})^2$; n – объем выборки; m_2 – выборочный центральный момент второго порядка (выборочная дисперсия).

При уровне значимости $\alpha = p$ критическая область критерия образована значениями, меньшими, чем p – квантиль для $p = \alpha$ (p – квантили статистики критерия W для $p = \alpha = 0,01$ и $p = \alpha = 0,05$ [120]).

Приближённая проверка гипотезы о нормальности распределения может быть получена с помощью выборочных показателей асимметрии и эксцесса. В этом случае вычисляются выборочные показатели асимметрии и эксцесса, а также их средние квадратические отклонения. Если абсолютная величина выборочных показателей асимметрии и эксцесса равны или меньше своих средних квадратических отклонений, то гипотезу нормальности распределения не отвергают. Если абсолютные величины указанных статистик заметно больше своих средних квадратических отклонений, гипотеза нормальности распределения отвергается.

Сомнительные экспериментальные результаты устраняются с помощью ниже рассмотренных критериев. Нулевой гипотезой при использовании критериев оценки лабораторных и натуральных испытаний является предположение о том, что наибольшее значение x_n (или наименьшее x_1) принадлежит той же генеральной совокупности, что и все остальные $n - 1$ наблюдений. Использование критерия для отбрасывания при известной генеральной дисперсии возможно для нормально распределённой случайной величины при неизвестном математическом ожидании и известном значении генеральной дисперсии. В строительстве данная ситуация встречается для определения характеристик механических свойств материалов.

Статистическим критерием, устанавливающим пределы для исключения значительно отличающихся точек отсчёта, является критерий Шовене. Он применяется при распределении ошибок по нормальному закону (табл. 3.2) [649].

Т а б л и ц а 3 . 2

Статистический критерий Шовене

Число данных n	4	5	6	10	15	25	50	100	300
Отношение максимально допустимого отклонения к среднему квадратическому отклонению	1,54	1,65	1,73	1,96	2,13	2,33	2,57	2,81	3,14

К методам выявления, резко выделяющихся экспериментальных точек из основной массы точек, сгруппированных вокруг среднего значения с

известной величиной рассеяния, полученных на строительных конструкциях, относятся методы Актона и Диксона [35]. Они позволяют проводить сравнительный анализ удаления выделяющейся точки от ближайшей к ней или от центра выборки с известными значениями среднеквадратичного отклонения и размерами выборки.

Метод Актона анализирует резко выделяющийся экспериментальный результат, полученный при испытании серии одинаковых образцов при их количестве до 25 шт. включительно при одном уровне напряжении. Критерием для исключения выпавшей точки является величина:

$$T_n = \frac{y_n - \bar{y}}{\bar{S}}, \quad (3.16)$$

где y_n – резко выделяющееся наблюдение; \bar{y} – среднее остальных наблюдений; \bar{S} – среднее квадратичное отклонение по остальным наблюдениям.

Величины \bar{y} и \bar{S} определяются по следующим зависимостям:

$$\bar{y} = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n-1} y_i, \quad (3.17)$$

$$\bar{S} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n-1} (y_i - \bar{y})^2}. \quad (3.18)$$

Анализ состоит в сравнении соответствующих величин T_n с данными табл. 3.3, взятыми при соответствующем числе образцов n и вероятности P , принимаемой $P=95-99\%$. При $T_n < T_{\text{табл}}$ резко выделяющееся наблюдение не исключается из обработки экспериментальных данных [35].

Т а б л и ц а 3.3

Оценка резко выделяющихся экспериментальных точек по методу Актона

Число образцов n	<u>3</u> 11	<u>4</u> 12	<u>5</u> 14	<u>6</u> 16	<u>7</u> 18	<u>8</u> 20	<u>9</u> 25	<u>10</u> —	
Величина T_n	$P=99\%$	<u>81,4</u> 4,58	<u>16,3</u> 4,45	<u>9,00</u> 4,28	<u>6,85</u> 4,17	<u>5,88</u> 4,08	<u>5,33</u> 4,02	<u>4,98</u> 3,94	<u>4,75</u> —
	$P=95\%$	<u>12,8</u> 3,48	<u>7,17</u> 3,42	<u>5,08</u> 3,36	<u>4,84</u> 3,32	<u>3,98</u> 3,30	<u>3,77</u> 3,28	<u>3,63</u> 3,26	<u>3,54</u> —

Метод Диксона анализирует экспериментальную точку, выделяющуюся максимальным расстоянием от линии регрессии, на предмет исключения её из выборки. Он определяет расчётную величину $R_{\text{расч}}$, характеризующую отношение расстояния между выпавшей и ближайшей точками к расстоянию между крайними точками выборки по формуле:

$$R_{\text{расч}} = \frac{\Delta y_n - \Delta_{n-1}}{\Delta y_n - \Delta y_1}, \quad (3.19)$$

где Δy_n – удаление выпавшей точки от линии регрессии:

$$\Delta y_{n-1} = y_n - \bar{y}_{n-1}, \quad (3.20)$$

Δy_{n-1} – удаление точки ближайшей к выпавшей, расположенной симметрично от линии регрессии: $\Delta y_{n-1} = y_{n-1} - \bar{y}_{n-1}$; Δy_1 – удаление точки ближайшей к выпавшей, расположенной ассиметрично от линии регрессии: $\Delta y_1 = y_1 - \bar{y}_1$; $\bar{y}_n, y_{n-1}, \bar{y}_1$ – ординаты линии регрессии, соответствующие величинам напряжения.

Анализ заключается в сравнении величины R с табличными значениями (табл. 3.4), принимаемыми в зависимости от числа образцов и вероятности P . При $R_{\text{расч}} < R_{\text{табл}}$ значение выделяющейся экспериментальной точки не исключается из процесса дальнейшей обработки данных [35].

Т а б л и ц а 3 . 4

Оценка резко выделяющихся экспериментальных точек по методу Диксона

Число образцов n		<u>3</u> 11	<u>4</u> 12	<u>5</u> 13	<u>6</u> 14	<u>7</u> 15	<u>8</u> 16	<u>9</u> 18	<u>10</u> —
Величина R	$P=99\%$	<u>0,998</u> 0,502	<u>0,889</u> 0,482	<u>0,780</u> 0,465	<u>0,698</u> 0,450	<u>0,637</u> 0,438	<u>0,590</u> 0,426	<u>0,555</u> 0,407	<u>0,527</u> —
	$P=95\%$	<u>0,941</u> 0,392	<u>0,765</u> 0,376	<u>0,642</u> 0,361	<u>0,560</u> 0,349	<u>0,507</u> 0,338	<u>0,468</u> 0,329	<u>0,437</u> 0,313	<u>0,412</u> —

При нормальном распределении n случайных чисел среднее квадратическое отклонение $\sigma(\bar{x})$ среднего арифметического в \sqrt{n} раз меньше среднего квадратического отклонения S каждой из величин:

$$\sigma(\bar{x}) = S\sqrt{n}. \quad (3.21)$$

Однако среднее квадратическое отклонение определяет только усреднённый разброс значений вокруг математического ожидания. В тоже время этот статистический параметр не устанавливает реальные пределы этого разброса.

Фактические прогнозы вероятностей распределения обеспечивают интервальные оценки параметров распределения. Доверительная вероятность, связанная с двусторонними интервалами называются надёжностью, а с односторонними – обеспеченностью. Приёмы определения доверительных границ для нормально распределённых случайных величин при объёме выборки $n < 30$ справедливы только при известных значениях математического ожидания дисперсии σ_x . При объём выборки $n < 30$ эти приёмы могут использоваться и при неизвестных значениях σ_x . В этом случае вместо σ_x для оценки среднеквадратического отклонения используется формула $\sigma(\bar{x}) = S\sqrt{n}$. В других случаях для определения дове-

рительных интервалов используются распределение Стьюдента с $k = (-1)$ степенями свободы.

3.3. Определение необходимого объёма результатов экспериментальных испытаний

При испытаниях моделей строительных конструкций на определение как прочностных и деформативных свойств, так и долговечности, объёмы выборок (серий) опытных образцов, из-за значительной стоимости и трудоёмкости проведения экспериментальных исследований принимаются сравнительно малым числом. Базой для проверки гипотезы нормального распределения результатов испытаний незначительного количества серий является независимость распределения отклонения параметров исходной нормальной совокупности от объёма выборки [575].

Проверка гипотезы совпадения экспериментального среднего и известного значения нормальному распределению в виде, что $\bar{x} = x_0$, где x_0 – заданное значение измеряемой величины, например, из расчетов или справочных таблиц, предусматривает введение новой величины, содержащей как экспериментальное среднее, так и заданное значение [670]:

$$t = \frac{\bar{x} - x_0}{\sigma_{(x)}}. \quad (3.22)$$

При равенстве $\bar{x} = x_0$ для $n \rightarrow \infty$, распределение величины t при конечном количестве измерений n является распределением Стьюдента. Плотность вероятности распределения Стьюдента описывается выражением [670]:

$$p(t, n) = \frac{\Gamma\left(\frac{n}{2}\right) \cdot \left(1 + \frac{t^2}{n-1}\right)^{\frac{n}{2}}}{\sqrt{\pi(n-1)} \cdot \Gamma\left(\frac{n-1}{2}\right)}, \quad (3.23)$$

где Γ – гамма функция, $\Gamma(m) = \int_0^{\infty} y^{m-1} e^{-y} dy$.

Определив распределение $p(t, n)$ при известном n – количестве проведённых измерений и $m > 0$ вычисляется интервал $[-t(\alpha, n); +t(\alpha, n)]$, в котором величина t попадет с заданной вероятностью α . Подтверждение гипотезы совпадения двух независимых средних величин двух групп результатов многократных измерений x_1, x_2, \dots, x_n и y_1, y_2, \dots, y_{n2} нормально распределённых величин x и y двух независимых экспериментов при уровне значимости α с учётом полученных оценок $\bar{x}, \sigma_x^2, \bar{y}, \sigma_y^2$, определяет выбор необходимого количества измерений.

Необходимое количество измерений n нормально распределённых величин x и y в двух независимых экспериментах при равенстве средних значений \bar{x}, \bar{y} определяются из распределения Стьюдента [670]:

$$n = 1 + \frac{(\sigma_{\bar{x}}^2 + \sigma_{\bar{y}}^2)^2}{\frac{(\sigma_{\bar{x}}^2)^2}{n_1 - 1} + \frac{(\sigma_{\bar{y}}^2)^2}{n_2 - 1}}, \quad (3.24)$$

где $\sigma_{\bar{x}}^2$ и $\sigma_{\bar{y}}^2$ – дисперсии результатов многократных измерений x_1, x_2, \dots, x_n и y_1, y_2, \dots, y_n .

Главной задачей экспериментальных исследований на прямых моделях строительных конструкций является определение минимально необходимого объёма образцов n , достаточных для получения результатов исследования. Условия испытания и методика обработки полученных результатов определяют величину возможной ошибки, которая и устанавливает объём испытаний (число образцов).

Техническое обоснование необходимого количества экспериментальных образцов определяется характеристиками их механических свойств с наперёд заданной степенью точности и статистической надёжности. При отнесении доверительного интервала к многократному измерению связь среднего квадратичного отклонения $\sigma_{(x)}$ окончательного результата, то есть погрешности определения среднего значения, и среднего квадратичного отклонения σ отдельного измерения выражается в виде соотношения [575]:

$$\sigma_{(x)} = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} = \sqrt{\frac{1}{n(n-1)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}. \quad (3.25)$$

Увеличение количества измерений в 100 раз приводит к повышению точности в 10 раз.

Случайная погрешность окончательного результата определяется:

$$(\Delta x)_{\text{cose}} = \varepsilon \frac{\sigma}{\sqrt{n}} = \varepsilon \cdot \sigma_{\bar{x}}, \quad (3.26)$$

здесь величина ε в долях среднего квадратичного отклонения:

$$\varepsilon = \frac{\Delta x}{\sigma_{\text{table}}}, \quad (3.27)$$

где σ_{table} – известное среднее квадратичное отклонение σ результата отдельного измерения для заданного значения доверительной вероятности.

В эксперименте окончательный результат \bar{x} многократного измерения, с учётом $\sigma_{\bar{x}}$, оценивается, исходя из конечного числа результатов

отдельных измерений, количество которых обычно не превышает 5-10. Поэтому такое незначительное число отдельных измерений требует более широкого доверительного интервала:

$$(\Delta x)_{\text{cos } e} = t(\alpha, n) \cdot \sigma_{(x)}, \quad (3.28)$$

где $t(\alpha, n)$ – коэффициенты Стьюдента, зависящие от полного количества измерений n и заданного значения доверительной вероятности α (табл. 3.5).

Т а б л и ц а 3 . 5

Коэффициенты Стьюдента $t(\alpha, n)$ для доверительной вероятности α и n -количества измерений

n	α			
	0,68	0,95	0,99	0,999
2	2,0	12,7	63,7	636,6
3	1,4	4,3	9,9	31,6
4	1,3	3,2	5,8	12,9
5	1,2	2,8	4,6	8,6
6	1,2	2,6	4,0	6,9
7	1,1	2,4	3,7	6,0
8	1,1	2,4	3,5	5,4
9	1,1	2,3	3,4	5,0
10	1,1	2,3	3,3	4,8
15	1,1	2,1	3,0	4,1
20	1,1	2,1	2,9	3,9
30	1,1	2,0	2,8	3,7
50	1,1	2,0	2,7	3,5
100	1,0	2,0	2,6	3,4

При оценке математического ожидания характеристик физико-технических свойств на строительных конструкциях в экспериментальных исследованиях объём выборки в предположении нормального закона распределения определяется по формуле [575]:

$$n = \frac{\gamma^2}{\Delta_a^2} z_{1-\alpha/2}^2 \quad (3.29)$$

или

$$n = \frac{x_{1-\alpha/2}^2}{\Delta_a^2}, \quad (3.30)$$

где γ – коэффициент вариации определяемой характеристики механических свойств; Δ_a – максимальная относительная ошибка (допуск) при

оценке среднего значения в долях среднего значения определяемой характеристики; $z_{1-\alpha/2}$ – квантиль уровня; $P = 1-\alpha/2$ – нормированной нормально распределённой случайной величины $z = \frac{x-a}{\sigma}$; $P = 1-\alpha/2$ – статистическая

обеспеченность, представляющая собой вероятность непревышения фактической ошибкой при оценке среднего значения характеристики максимальных ошибок Δ_a или δ_a (по модулю); δ_a – максимальная относительная ошибка (допуск) при оценке среднего значения в долях среднего квадратического отклонения изучаемой характеристики механических свойств.

Неизвестная величина генерального коэффициента вариации γ при определении объёма выборки заменяется выборочным коэффициентом v , полученным на основании априорной информации по аналогичным материалам и элементам конструкций. При отсутствии аналога значением выборочного коэффициента вариации задаются с последующим его уточнением в процессе эксперимента. В этом случае объём испытаний корректируется методом подбора в соответствии с уточненным значением коэффициента вариации по формуле:

$$n = \frac{v^2}{\Delta_a^2} t_{\alpha,k}^2, \quad (3.31)$$

где $t_{\alpha,k}$ – значение квантили статистики t уровня $P = 1 - \alpha/2$ для числа степеней свободы $k = n - 1$ [575].

Значением вероятности $P = 1 - \alpha/2$ при использовании формул (3.24) ÷ (3.26) задаются. Обычно принимается $\alpha = 0,1$ или $\alpha = 0,05$, реже $\alpha = 0,01$. Формулы (3.24) ÷ (3.26) получены из условия, что вероятность попадания оценки математического ожидания в интервал $a(1 \pm \Delta_a)$ или $a \pm \delta_a \sigma$ будет $P = 1 - \alpha$. Величина максимальных ошибок Δ_a и δ_a определяет точность оценки среднего значения характеристики механических свойств строительных материалов. При низкой точности величину Δ_a принимают равной коэффициенту вариации определяемой характеристики. В этом случае $\delta_a = 1$. При средней точности Δ_a принимают равной $(0,4 \div 0,5)\gamma$ и $\delta_a = 0,4 \div 0,5$ при высокой точности – $\Delta_a = (0,2 \div 0,3)\gamma$ и $\delta_a = 0,2 \div 0,3$.

Если целью планируемых испытаний является оценка среднего квадратического отклонения характеристики механических свойств, то объём выборки определяется методом подбора [575]:

$$(1 + \Delta_\sigma)^2 = \frac{x_{\alpha/2}^2}{x_{0,5}^2}, \quad (3.32)$$

где Δ_σ – максимальная относительная ошибка (допуск) при оценке среднего квадратического отклонения случайной величины X при нормальном

или $\gamma = \lg X$ при логарифмически нормальном законе распределения; $x_{\alpha/2}^2$ и $x_{0,5}^2$ – квантили уровня $P = \alpha/2$ и $P = 0,5$.

Величина α принимается равной 0,1, или – 0,05. Значение ошибки Δ_σ выбирается в зависимости от требований к точности оценки среднего квадратического отклонения характеристик механических свойств. При низкой точности $\Delta_\sigma = 0.4 \div 0.5$ при средней – $\Delta_\sigma = 0.25 \div 0.35$ и при высокой – $\Delta_\sigma = 0.1 \div 0.2$.

При $n \geq 15$ объём выборки определяется по приближённой формулой вместо (2.77) [575]:

$$n = 1,5 + \frac{z_{1-\alpha/2}^2}{2\Delta_\sigma^2}. \quad (3.33)$$

При оценке квантильных значений характеристик механических свойств строительных материалов и конструкций минимально необходимый объём испытаний определяется исходя из заданной точности и статистической надёжности оценки квантили. При нормальном распределении величины X минимально необходимый объём серии образцов определяется методом подбора из уравнений [575]

$$z_P - t'_{1-\beta}[n-1; \Delta] \frac{1}{\sqrt{n}} = \delta_P \text{ для } P \leq 0,5, \quad (3.34)$$

$$t'_\beta[n-1; \Delta] \frac{1}{\sqrt{n}} - z_P = \delta_P \text{ для } P \geq 0,5, \quad (3.35)$$

где $t'_\beta[n-1; \Delta]$ – квантиль уровня β нецентрального распределения Стьюдента с $n-1$ степенями свободы и параметром нецентральности. Значением доверительной вероятности $\beta=1-\alpha$ при использовании формул (3.29) и (3.30) задаются. Обычно принимает $\beta=0,9$ реже 0,95. Величина максимальной относительной ошибки оценки квантили принимает $\delta_P=0,2 \div 0,3$ при высоких требованиях к точности, $\delta_P=0,4 \div 0,6$ при средних требованиях и $\delta_P = 0,8 \div 1,0$ при низкой точности.

Необходимое количество измерений из-за условия пренебрежения случайной погрешностью, по сравнению с приборной погрешностью $\theta(\Delta x)_{\text{cose}} \ll \theta$ определяется по формуле [575]:

$$N \geq 4n \frac{\sigma_n^2}{\sigma_{\text{devige}}^2}, \quad (3.36)$$

где n – число измерений, позволяющих пренебречь коэффициентом Стьюдента; σ_n^2 – дисперсия случайной погрешности из сделанных измерений; σ_{devige}^2 – дисперсия приборной (систематической) погрешности.

Необходимое число количества экспериментальных образцов [35], испытывающихся на выносливость, обеспечивающих требуемую точность и надёжность параметра y с учётом \bar{y} , определяется по формуле:

$$n \geq \left(\frac{\sigma \cdot t_\alpha}{\varepsilon_y} \right)^2, \quad (3.37)$$

где σ – предполагаемая дисперсия, принимается по предварительной выборке или на основании ранее проведённых испытаний; t_α – квантиль из табл.3.6; ε_y – желаемая точность результатов испытаний: $\varepsilon_y \leq |y - \bar{y}|/|\bar{y}|$.

Исходными расчетными данными при испытании образцов на выносливость являются:

- отклонение логарифма долговечности от своего среднего арифметического значения $\varepsilon_{\lg N} \leq 0,08$;
- значение $t_\alpha = 1,96$ при надёжности $\alpha = 0,9$ (табл.3.6);
- дисперсия $\sigma = 0,20$, принимаемая по данным ранее проведённых испытаний.

Необходимое количество образцов составляет:

$$n \geq \left(\frac{0,20 \cdot 1,96}{0,08} \right)^2 > 24. \quad (3.38)$$

Т а б л и ц а 3 . 6

Таблица квантилей для нахождения объёма выборки

α	t_α	α	t_α
0,00	0,00	0,83	1,35
0,05	0,08	0,84	1,39
0,10	0,13	0,85	1,44
0,20	0,25	0,86	1,47
0,30	0,38	0,87	1,51
0,40	0,52	0,88	1,55
0,50	0,68	0,89	1,60
0,55	0,75	0,90	1,64
0,60	0,83	0,91	1,69
0,65	0,93	0,92	1,75
0,70	1,04	0,93	1,81
0,72	1,08	0,94	1,88
0,74	1,13	0,95	1,96
0,76	1,18	0,96	2,05
0,78	1,23	0,97	2,17
0,80	1,28	0,98	2,32
0,81	1,30	0,99	2,58
0,82	1,32	0,999	3,29

Аналогичный пример определения необходимого количества опытов по измерению пульсаций давления газа в компрессорной установке по формуле (3.33) приведён в работе [194]. Установлено, что уменьшение

доверительной вероятности P с 0,99 до 0,95 приводит к уменьшению числа опытов в 1,73 раза.

Для минимизации необходимого числа соответствующих измерений на строительных конструкциях используется способ статистической проверки гипотез в виде последовательного анализа получаемых чисел наблюдений. При этом необходимое число наблюдений не фиксируется заранее, а определяется в процессе самой проверки, так как число наблюдений при последовательном анализе есть величина случайная, чем при способах, в которых число наблюдений фиксировано заранее. К последовательной схеме наблюдений обращаются в ситуациях, когда каждое наблюдение является дорогостоящим или труднодоступным. При последовательной процедуре из-за ограниченности выборки, полученной из генеральной выборки, вместо одного порога как в классической процедуре проведения экспериментальных исследований задаются двумя порогами статистической проверки опытных результатов. Они включают проверку основной, или нулевой гипотезы, по которой возможны ошибки как в ту, так и в другую сторону по сравнению с альтернативной гипотезой, конкурирующей с ней [120].

3.4. Линейные корреляции

Результаты эксперимента, выступающие в роли переменных и параметров некоторой функциональной зависимости, теоретически получаемой в рамках математической модели, менее трудоёмки в проверке, если они представлены в виде линейной зависимости [670]:

$$y = ax + b, \quad (3.39)$$

где x, y – измеряемые величины; a, b – параметры зависимости.

В отдельных случаях при нелинейном виде зависимости она может преобразоваться в линейную (табл. 3.7).

Таблица 3.7

Виды преобразованных нелинейных зависимостей в линейную

Вид нелинейной	Получаемая линейная зависимость	y	x	a	b
$v = k \cdot u^z$	$\ln v = z \ln u + \ln k$	$\ln v$	$\ln u$	z	$\ln k$
$v = k \cdot e^{zu}$	$\ln v = zu + \ln k$	$\ln v$	u	z	$\ln k$
$v = k \cdot e^{z/u}$	$\ln v = zu^{-1} + \ln k$	$\ln v$	u^{-1}	z	$\ln k$
$v = \frac{u}{k + zu}$	$v^{-1} = ku^{-1} + z$	v^{-1}	u^{-1}	k	z

Принятие гипотезы о линейности экспериментальных данных позволяет подтвердить влияние выбранного количества парных измерений (n) на верификацию (проверку справедливости) используемого модельного описания.

Метод наименьших квадратов является одним из наиболее распространенных приемов статистической обработки экспериментальных данных, относящихся к различным функциональным зависимостям физических величин, в том числе и к линейной зависимости, позволяющим получить достоверные оценки ее параметров a и b , с оценкой их погрешности [670]. Он позволяет определить наилучшую линейную аппроксимацию данных, поскольку при данных значениях параметров достигается минимум величины «отклонения» прямой от экспериментальных данных:

$$s = \sum_{i=1}^n (y_i - (ax_i + b))^2. \quad (3.40)$$

Выражения для a :

$$a = \sum_{j=1}^n k_j y_j, \quad (3.41)$$

где k_j – коэффициенты, $k_j = \frac{x_j - \bar{x}}{\sum_{j=1}^n (x_j - \bar{x})^2}$; y_j – взаимно независимые

величины.

Оценка для стандартного отклонения параметра a [185]:

$$\sigma_a = \frac{1}{\sqrt{n-2}} \sqrt{\frac{y^2 - \bar{y}^2}{x^2 - \bar{x}^2} - a^2}. \quad (3.42)$$

Выражение для b :

$$b = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i - a \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i. \quad (3.43)$$

Стандартное отклонение нормально распределённого параметра b :

$$b_b = \sqrt{\frac{\sigma^2}{n} + \bar{x}^2 \sigma_a^2} = \sigma_a \sqrt{\bar{x}^2}. \quad (3.44)$$

При переходе от величин σ_a и σ_b к погрешностям Δa и Δb они умножаются на коэффициент Стьюдента:

$$\Delta a = t(\alpha, n-1) \sigma_a, \quad (3.45)$$

$$\Delta b = t(\alpha, n-1) \sigma_b, \quad (3.46)$$

где α – уровень значимости; n – количество парных измерений (см. табл. 3.5).

Значение $n - 1$ берется в связи с тем, что в методе наименьших квадратов из экспериментальных данных находят не одну величину, а две – a и b . Связь между ними уменьшает количество независимых случайных переменных, складывающихся в распределение Стьюдента [670].

В методе наименьших квадратов остаточная сумма квадратов определяется как:

$$\varphi = \sum_{i=1}^n \left(\frac{y_i - ax - b}{\sigma_i} \right)^2 \quad (3.47)$$

где в качестве a и b использованы их экспериментальные оценки; σ_i – дисперсия отдельного измерения. В статистике обосновывается, что величина φ подчиняется распределению («хи-квадрат») χ^2 (3.5).

Анализ гипотезы о справедливости интерпретации экспериментальной зависимости, как линейной, начинается с введения уровня значимости α , задающего интервал от 0 до $\chi^2(n, \alpha)$ в который величина φ попадает, если гипотеза справедлива. Величина $\chi^2(n, \alpha)$ приведены в табл. 3.8.

Таблица 3.8

Границы интервалов $\chi^2(n, \alpha)$ для уровня значимости α
(n – количество парных измерений)

n	α			
	0,75	0,95	0,99	0,999
4	1,3	3,8	6,6	10,8
5	2,8	6,0	9,2	13,8
6	4,1	7,8	11,3	16,3
7	5,4	9,5	13,3	18,5
8	6,6	11,0	15,1	20,5
9	7,8	12,6	16,8	22,5
10	9,0	14,1	18,5	24,3
11	10,2	15,5	20,1	26,1
12	11,4	16,9	21,7	27,9
13	12,6	18,3	23,2	29,6
14	13,7	19,7	24,7	31,3
15	14,9	21,0	26,2	32,9
16	16,0	22,4	27,7	34,6
17	17,1	23,7	29,1	36,1
18	18,3	25,0	30,6	37,7
19	19,4	26,3	32,0	39,3
20	20,5	27,6	33,4	40,8
30	31,5	40,1	47,0	55,5
50	56	68	76	87
100	109	124	136	149

Если неравенство $\frac{S}{r^2} < x_2(n, \alpha)$ (S – минимальная величина «отклонения» прямой от экспериментальных данных) не выполняется, то гипотеза о линейности отвергается.

В случае отсутствия сведений о погрешности отдельных измерений для проверки гипотезы линейности используется величина:

$$\lambda = \frac{R}{\sqrt{1-R^2}} \sqrt{n-2}, \quad (3.48)$$

где n – число измерений; R – коэффициент корреляции Пирсона, безразмерный индекс в интервале от -1,0 до 1,0 включительно, который отражает степень линейной зависимости между двумя множествами данных:

$$R = \frac{\text{cov } xy}{\sigma_x \sigma_y} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}}. \quad (3.49)$$

В статистике обосновывается, что величина λ подчиняется –распределению с $n-2$ степенями свободы. При выполнении условия $\lambda < x^2(n, \alpha)$ гипотеза о линейной зависимости отвергается [670].

3.5. Использование корреляционного и вероятностного анализа при статистической обработке результатов испытаний на выносливость строительных конструкций

Из-за большей однородности структуры металла по сравнению с железобетоном металлические конструкции более часто используются в промышленных зданиях при воздействии многократно повторно-переменных нагружений. Однако, по мере накопления числа циклов повторно-переменных напряжений в металле происходят необратимые изменения, которые приводят к исчерпыванию резервов пластичности и образованию трещин, что способствует разрушению конструкции.

Долговечность при испытании на выносливость определяется числом циклов с соответствующими уровнями напряжения в цикле нагрузки, выдержанных образцами до разрушения. В то же время даже при испытании более 40 штук металлических образцов на соответствующих уровнях напряжений рассеяние по долговечности, то есть отношение наибольшего числа циклов к наименьшему, может составлять 50 и более раз [35]. Причиной количественного разброса опытных данных является статистическая природа процесса усталостного разрушения материала. Объяснением является структурная неоднородность металла: различные размеры, форма и ориентировка зёрен; наличие различных фаз и включений; случай-

ные изменения в микрогеометрии кристаллической решётки и структуре поверхностного слоя. Поэтому при испытаниях на переменное напряжение рекомендуется испытывать не менее 10 одинаковых прямых моделей инженерно-строительных конструкций как из металла, так и из другого материала [35].

Применение статистического анализа при обработке результатов испытаний на выносливость позволяет обосновать выводы по влиянию на эксплуатационную надёжность металлических элементов инженерно-строительных конструкций, прежде всего, технологических факторов.

Долговечность образцов на выносливость при напряжении σ устанавливается при определении функции распределения вероятности разрушения $P(N)_\sigma$, в зависимости от числе циклов N . Целью статистической обработки результатов испытания на выносливость определённого количества образцов (12-20 штук) при одном уровне напряжения является обоснование параметров полученной функции распределения [35].

В качестве функции распределения вероятности разрушения образца до N циклов наиболее часто выбирается логарифмически нормальный закон распределения нормированной случайной величины U_p , называемую квантилем распределения [537]:

$$U_p = \frac{X - a}{\sigma}, \quad (3.50)$$

где a – математическое ожидание случайной величины X ; σ – среднее квадратичное отклонение случайной величины X .

Характер рассеяния долговечности при испытаниях на выносливость, соответствующий логарифмическому нормальному закону распределения, был доказан с помощью экспериментальных исследований на большом количестве образцов, составляющим 400-500 штук [537].

Методика проведения линейного корреляционного анализа результатов испытаний на долговечность экспериментальных металлических конструкций ограниченного количества до 12 штук включает следующие этапы расчёта [35]:

1) результаты испытаний в виде напряжения σ_i , при которых образцы разрушаются, логарифмы этих напряжений $x_i = \lg \sigma_i$, а также значения долговечности N и их логарифмы $y_i = \lg N_i$ в порядке убывания должны принимать табличную форму ;

2) средние арифметические значения логарифмов напряжений \bar{X} и логарифмов долговечности \bar{y} в зависимости от количества образцов n вычисляются по формулам:

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n}, \quad (3.51)$$

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}; \quad (3.52)$$

3) средние квадратичные отклонения напряжений m_x и долговечности m_y имеют зависимости:

$$m_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}, \quad (3.53)$$

$$m_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}{n-1}}; \quad (3.54)$$

4) ковариация напряжений и долговечности m_{xy} определяется как сумма произведений частных отклонений напряжений и долговечности:

$$m_{xy} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{n-1}; \quad (3.55)$$

5) коэффициент корреляции r назначается в виде:

$$r = \frac{m_{xy}}{m_x \cdot m_y}; \quad (3.56)$$

6) мера индивидуального рассеяния чисел $\sum[y]$ рассчитывается по формуле:

$$[y] = m_y \sqrt{1 - r^2}; \quad (3.57)$$

7) на основе меры индивидуального рассеяния определяется математическое выражение для семейства кривых выносливости при малых значениях вероятности разрушения 5 %, 2,3 % и 1 % [35]. При заданной вероятности разрушения для описания кривых выносливости уравнение усталостного разрушения металла имеет вид [99]:

$$y = BX + A - K_\alpha \cdot \sum[y], \quad (3.58)$$

где A и B – параметры уравнения линии регрессии:

$$A = \bar{y} - r \frac{m_y}{m_x} \bar{x}; \quad B = r \frac{m_y}{m_x};$$

K_α – коэффициент, учитывающий, как вероятность разрушения, так и количество испытаний образцов, принимается из табл. 3.9 распределения Стьюдента [35];

8) при заданной вероятности в логарифмических координатах строится линия регрессии и кривая выносливости;

Таблица 3.9

Таблица распределения Стьюдента

$P, \%$	Количество образцов																			
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20			
	K_α																			
99	4,50	3,74	3,36	3,14	3,0	2,90	2,82	2,76	2,72	2,68	2,65	2,62	2,60	2,58	2,56	2,55	2,54			
97,7	3,30	2,86	2,64	2,51	2,43	2,36	2,31	2,27	2,24	2,22	2,00	2,19	2,18	2,17	2,16	2,15	2,14			
95	2,36	2,14	2,02	1,94	1,90	1,86	1,84	1,82	1,80	1,78	1,77	1,76	1,75	1,74	1,74	1,73	1,73			
90	1,64	1,58	1,47	1,43	1,41	1,40	1,39	1,38	1,38	1,37	1,36	1,35	1,35	1,34	1,34	1,33	1,33			

9) осуществляется проверка линии регрессии с помощью критерия линейности $\xi = \eta^2 - r^3$ и его основной ошибки $s_\xi = \sqrt{\frac{\xi}{n}}$, где η^2 – корреляционное отношение Пирсона $\eta^2 = \frac{[y]^2}{m_y}$, n – число испытанных образцов. Линейность подтверждается при значении ξ , не превышающей свою основную ошибку s_ξ .

Анализ вероятностного рассеяния характеристик выносливости при статистической обработке результатов испытаний металлических конструкций имеет следующую последовательность [35]:

1) составляется вариационный ряд числа циклов нагружения в порядке возрастания значений долговечности N_i ;

2) при количестве опытных образцов $n > 20$ штук, накопленные частоты P_i подсчитываются по формуле:

$$P_i = \frac{P_B - 0,5}{n} \cdot 100\%, \quad (3.59)$$

где P_B – значение выборочной вероятности в вариационном ряду; n – количество образцов в выборке.

При количестве образцов в выборке $n \leq 20$ значение P_i принимается по табл. 3.10 [35].

3) определяется логарифм долговечности $X = \lg N$;

4) результаты испытаний в виде точек с координатами $P_i - \lg N_i$ представляются в нормально логарифмическом масштабе. При образовании экспериментальными точками прямой линии статистические исследования продолжаются в ниже следующим порядке:

5) определяется среднее арифметическое логарифмов долговечностей по формуле:

$$\overline{\lg N_i} = \frac{\sum_{i=1}^n \lg N_i}{n}. \quad (3.60)$$

6) вычисляются все частные отклонения долговечности от среднего арифметического значения:

$$\lg N = \lg N_i - \overline{\lg N}. \quad (3.61)$$

7) определяется сумма квадратов частных отклонений

$$\sum_{i=1}^n \Delta \lg^2. \quad (3.62)$$

8) вычисляется дисперсия

$$\bar{S}^2 = \frac{\sum_{i=2}^n \Delta \lg^2}{n-1}; \quad (3.63)$$

9) среднее квадратичное отклонение имеет вид:

$$\bar{S} = \sqrt{\bar{S}^2}; \quad (3.64)$$

10) определяются доверительные пределы для математического ожидания с заданной доверительной вероятностью γ по формуле:

$$\overline{\lg N} - \frac{\bar{S}}{\sqrt{n}} \cdot t_{q,k} \leq \alpha \leq \lg \bar{N} + \frac{\bar{S}}{\sqrt{n}} t_{q,k}, \quad (3.65)$$

где α – математическое ожидание случайной величины $\lg N$; $t_{q,k}$ – коэффициент определяемый по табл. 3.11 [35] в зависимости от $q = (1 - \gamma) \cdot 100\%$ и $k = n - 1$, где γ – доверительная вероятность; n – количество образцов в выборке;

11) вычисляются доверительные интервалы для среднего квадратичного отклонения σ с заданной доверительной вероятностью γ , обычно принимаемой равной 90 %, 95 % по формуле:

$$z_1 \bar{S} \sqrt{\frac{n-1}{n}} \leq \sigma \leq z_2 \bar{S} \sqrt{\frac{n-1}{n}}, \quad (3.66)$$

где n – количество образцов в выборке; z_1, z_2 – коэффициенты, определяемые по табл. 3.12 в зависимости от доверительной вероятности γ и числа образцов в выборке;

12) определяется коэффициент вариации:

$$v = \frac{\bar{S}}{\overline{\lg N}}; \quad (3.67)$$

13) в нормально-логарифмическом масштабе вычерчиваются график распределения долговечности в виде прямой, проходящей через две точки, с координатами одной точки $P=50\%$, $\lg N = \overline{\lg N}$ и другой, определяемой выбором вероятности разрушения, $100\% > P > 50\%$. Расчёт долговечности при этой вероятности производится по формуле:

$$\lg N = \overline{\lg N} + U_p \bar{S}, \quad (3.68)$$

где квантиль U_p определяется по табл. 3.13;

Таблица 3.11
Коэффициенты $t_{q,k}$ для расчёта доверительных интервалов математического ожидания в зависимости от q и k

q k	10,0	5,0	2,5	2,0	1,0	0,5	0,3	0,2	0,1
1	6,314	12,706	25,452	31,821	63,657	127,300	212,200	318,300	636,600
2	2,920	4,303	6,205	6,965	9,925	14,089	18,216	22,327	31,600
3	2,353	3,182	4,177	4,541	5,841	7,453	8,891	10,214	12,922
4	2,132	2,776	3,495	3,747	4,604	5,597	6,435	7,173	8,610
5	2,015	2,571	3,163	3,365	4,032	4,773	5,376	5,893	6,869
6	1,943	2,447	2,969	3,143	3,707	4,317	4,800	5,208	5,956
7	1,895	2,365	2,841	2,998	3,499	4,029	4,442	4,785	5,408
8	1,860	2,306	2,752	2,896	3,355	3,833	4,199	4,501	5,041
9	1,833	2,262	2,685	2,821	3,250	3,690	4,024	4,297	4,781
10	1,812	2,228	2,634	2,764	3,169	3,581	3,892	4,144	4,584
12	1,782	2,179	2,560	2,681	3,055	3,428	3,706	3,930	4,318
14	1,761	2,145	2,510	2,624	2,977	3,326	3,583	3,787	4,140
16	1,746	2,120	2,473	2,583	2,921	3,252	3,494	3,686	4,015
18	1,734	2,101	2,445	2,552	2,878	3,193	3,428	3,610	3,922
20	1,725	2,086	2,423	2,528	2,845	3,153	3,376	3,552	3,849
22	1,717	2,074	2,405	2,508	2,819	3,119	3,335	3,505	3,792
24	1,711	2,064	2,391	2,492	2,797	3,092	3,302	3,467	3,745
26	1,706	2,056	2,379	2,479	2,779	3,087	3,274	3,435	3,707
28	1,701	2,048	2,369	2,467	2,763	3,047	3,250	3,408	3,674
30	1,697	2,042	2,360	2,457	2,750	3,030	3,230	3,386	3,646
∞	1,645	1,960	2,241	2,326	2,576	2,807	2,968	3,090	3,291

Таблица 3.12
Коэффициенты для расчёта доверительных интервалов среднего квадратичного отклонения σ

n	Доверительные вероятности γ												
	0,999		0,998		0,990		0,980		0,950		0,900		
	z_1	z_2	z_1	z_2	z_1	z_2	z_1	z_2	z_1	z_2	z_1	z_2	
2	0,287		0,329		0,356		0,388		0,446		0,510		16,013
3	0,363	44,721	0,380	31,623	0,434	14,142	0,466	10,000	0,521	6,287	0,578	4,406	
4	0,411	14,003	0,430	11,111	0,483	8,468	0,514	5,110	0,566	3,727	0,620	3,008	
5	0,447	7,906	0,465	6,637	0,519	4,394	0,549	3,671	0,599	2,875	0,649	2,429	
6	0,476	5,625	0,494	4,880	0,546	3,484	0,576	3,004	0,624	2,453	0,672	2,090	
7	0,499	4,477	0,517	3,968	0,569	2,979	0,597	2,623	0,644	2,202	0,690	1,916	
8	0,519	3,799	0,536	3,422	0,588	2,660	0,616	2,435	0,661	2,035	0,705	1,797	
9	0,536	3,356	0,553	3,055	0,604	2,440	0,631	2,204	0,675	1,916	0,718	1,711	
10	0,551	3,043	0,568	2,794	0,618	2,274	0,644	2,120	0,688	1,826	0,729	1,645	
15	0,606	2,279	0,622	2,146	0,669	1,853	0,693	1,733	0,732	1,577	0,769	1,460	
20	0,643	1,967	0,658	1,874	0,702	1,666	0,725	1,578	0,760	1,460	0,794	1,370	
25	0,670	1,795	0,685	1,723	0,726	1,558	0,747	1,487	0,781	1,391	0,812	1,316	
30	0,691	1,684	0,705	1,625	0,744	1,487	0,765	1,426	0,796	1,344	0,826	1,280	
40	0,722	1,548	0,736	1,508	0,772	1,397	0,790	1,349	0,819	1,284	0,845	1,232	

Таблица 3.13

Некоторые значения квантилей нормального распределения

P	0,0250	0,0505	0,1003	0,1493	0,2006	0,2514	0,3015	0,3483	0,4013	0,4483	0,5000	0,5517	0,5987	0,6517
U_p	-1,96	-1,64	-1,28	-1,04	-0,84	-0,67	-0,52	-0,39	-0,25	-0,13	0,00	0,13	0,25	0,39
P	0,6985	0,7486	0,7996	0,8508	0,8997	0,9495	0,9750	0,9901	0,9990	0,0010		0,0099		
U_p	0,52	0,67	0,84	1,04	1,28	1,64	1,96	2,33	3,09	-3,09		-2,33		

14) доверительная область логарифма долговечности определяется доверительными границами – линиями, проходящими через крайние значения доверительного интервала для математического ожидания, соответственно определяемых при вероятности разрушения $P=50\%$ и $100\% > P > 50\%$ по формулам:

$$\lg N = \overline{\lg N} \pm \frac{\bar{S}}{\sqrt{n}} t_{q,k} + U_p z_2 \bar{S} \sqrt{\frac{n-1}{n}}, \quad (3.69)$$

$$\lg N = \overline{\lg N} - \frac{\bar{S}}{\sqrt{n}} t_{q,k} + U_p z_1 \bar{S} \sqrt{\frac{n-1}{n}} \quad (3.70)$$

где U_p – квантиль нормального распределения, определяемой по табл. 3.13

[35]; $\overline{\lg N} + \frac{\bar{S}}{\sqrt{n}}$ и $\overline{\lg N} - \frac{\bar{S}}{\sqrt{n}}$ – верхний и нижний пределы доверительных

интервалов математического ожидания случайной величины $a = \lg N$;

$z_2 \bar{S} \sqrt{\frac{n-1}{n}}$ и $z_1 \bar{S} \sqrt{\frac{n-1}{n}}$ – верхний и нижний пределы доверительных

интервалов для σ . Построение границ доверительной области выше 50% производится от $P=50\%$ и выше. Доверительные границы при вероятностях ниже 50% назначаются параллельным переносом соответствующих линий;

15) при отсутствии расположения экспериментальных точек на прямой линии на графике в нормально логарифмическом масштабе распределение долговечности не подчиняется нормальному закону. Данный фактор может быть устранён, если вместо случайной величины $x_i = \lg N_i$ принимается другая случайная величина $x'_i = \lg(N_i - N_0)$, где N_0 – порог чувствительности по циклам. Порог чувствительности представляет наибольшее количество циклов, для которого при данном уровне напряжении вероятность разрушения равна нулю. Влияние порога чувствительности чаще всего проявляется при низких уровнях напряжения вблизи предела выносливости при испытаниях незначительного количества образцов. Исходным выражением при определении порога чувствительности является аналитическое соотношение $\lg N_0 = 0,86 \lg N$. Определяется порог чувствительности графическим способом. В случае отсутствия расположения этих точек на прямой коэффициент 0,86 увеличивают до значений, позволяющих получить случайную величину $X'_i = N_i - N_0$, подчиняющуюся нормальному закону распределения.

Глава 4. ПЛАНИРОВАНИЕ ЭКСПЕРИМЕНТА

4.1. Общие положения

Коэффициент полезного действия экспериментальных научных исследований составляет 2 % из-за отсутствия математического обоснования необходимого количества проводимых экспериментальных опытов и, соответственно, получаемых данных экспериментальных исследований [100]. Незначительный объем получаемых экспериментальных данных не позволяет определить функциональную зависимость исследуемых факторов с высокой точностью, а слишком большой объем – увеличивает время исследования и его стоимость.

Поэтому все большее значение при постановке экспериментальных исследований, направленных на изучение сложных систем и различных многофакторных объектов, приобретает планирование экспериментов [120]. В основе теории планирования эксперимента лежат методы регрессионного, корреляционного и дисперсионного анализа.

Методы регрессионного и корреляционного анализов используются для поиска математических зависимостей между переменными по накопленным экспериментальным данным.

Регрессионный анализ является статистическим методом анализа и обработки экспериментальных данных, основанный на сочетании аппарата метода наименьших квадратов и техники статистической проверки гипотез, при воздействии на отклик только количественных факторов. Регрессионный анализ является инструментом построения функциональной зависимости по экспериментальным данным. Модель называется линейной моделью регрессионного анализа по параметрам, если функция отклика f получается в виде линейных комбинаций базисных функций от факторов [160]:

$$y = \eta + \varepsilon = \beta_1 f_1(x_1, x_2, \dots, x_k) + \beta_2 f_2(x_1, x_2, \dots, x_k) + \dots + \beta_m f_m(x_1, x_2, \dots, x_k) + \varepsilon, \quad (4.1)$$

где β_i – параметры модели (коэффициенты регрессии) $i = 1, 2, \dots, m$; $f_i(x_1, x_2, \dots, x_k)$ – известные базисные функции переменных x_1, x_2, \dots, x_k (факторов), не зависящие от параметров модели.

Модель регрессионного анализа второго порядка (квадратичная модель) задаётся полиномом второго порядка и в общем случае содержит $\frac{(k+1)(k+2)}{2}$ параметров [160]:

$$y = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \dots + \beta_k x_k + \beta_{12} x_1 x_2 + \dots + \beta_{k-1} x_{k-1} x_k + \beta_{11} x_1^2 + \dots + \beta_{kk} x_k^2 + \varepsilon. \quad (4.2)$$

Применение методов регрессионного анализа требует соблюдения следующих условий [372]:

- переменные параметры процесса в каждом опыте считаются независимыми, нормально распределенными случайными величинами;
- дисперсии параметров системы, при переходе от опыта к опыту, считаются однородными с учётом повторяемости опытов.

Регрессионный анализ обеспечивает построение по экспериментальным точкам искомую кривую с помощью метода наименьших квадратов.

Корреляция представляет взаимосвязь двух или нескольких случайных величин в распределении, измеряющих степень линейной зависимости.

Корреляционный анализ математически согласует теоретические выбранные уравнения с экспериментальными, полученными при моделировании натуральных процессов, а также степенью полученной связи между двумя и более величинами. Он оценивает согласованность экспериментальных точек с теоретическими прогнозами, показывая, насколько точно они отражают действительность. Однако, полученная взаимосвязанность между переменными не доказывает наличие причинно-следственной связи между ними.

Коэффициент корреляции r_{xy} служит мерой корреляционной связи между переменными X и Y . Он представляет отношение корреляционного момента (математического ожидания произведения отклонений X и Y) к произведению средних квадратических отклонений этих величин $r_{xy} = \mu_{xy} / (\sigma_x \sigma_y)$.

Выборочная ковариация для n наблюдаемых пар (x_i, y_i) определяется по формуле:

$$S_{xy} = \frac{n-1}{n} \sum_i (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y}). \quad (4.3)$$

Выборочный коэффициент корреляции для n наблюдаемых пар (x_i, y_i) (определяется по формуле [160]):

$$r_{xy} = \frac{S_{xy}}{S_x S_y} = \frac{\sum_i (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_i (x_i - \bar{x})^2 \sum_i (y_i - \bar{y})^2}}, \quad (4.4)$$

где S_{xy} – выборочная ковариация X и Y ; S_x и S_y – выборочные стандартные отклонения X и Y соответственно.

Значения r_{xy} всегда находятся между значениями (-1) и (+1). При $r_{xy} = (-1)$ или $r_{xy} = (+1)$ существует линейная зависимость в серии парных наблюдений.

Дисперсионный анализ производит разложение суммарной дисперсии на составляющие. Различают однофакторный и многофакторный дисперсионный анализ в зависимости от количества источников дисперсии. Если при постановке опытов реализуются все возможные совокупности условий, задаваемых выбранной схемой эксперимента, то это означает возможность проведения полного дисперсионного анализа. В случаях неполных классификаций дисперсионного анализа сокращение перебора вариантов может быть осуществлено случайным образом.

Моделью дисперсионного анализа является зависимость отклика от качественных факторов (вид материала, тип прибора) и ошибок наблюдений отклика [160]:

$$y = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \beta_k x_k + \varepsilon, \quad (4.5)$$

где x_i – дискретные переменные, обычно целочисленные; β_i – параметры модели.

4.2. Планирование эксперимента для дискретных переменных

Применение математической статистики в проведении экспериментов позволяет сократить объём экспериментальных исследований. Статистические методы дисперсионного анализа применяются при планировании и постановки эксперимента в условиях неоднородности получаемых результатов. Точность эксперимента зависит от количества полученных данных. Известно что если σ – стандартное отклонение одного наблюдения, то для группы N наблюдений среднее стандартное отклонение будет равно σ/\sqrt{N} . Следовательно, для уменьшения стандартной ошибки в k раз необходимо увеличить объем выборки в k^2 раз [649].

В экспериментальных исследованиях в подавляющем количестве случаев независимые переменные представлены количественными значениями. Условие построения параметрической линейной модели для дискретных факторов требует соответствующую параметризацию, в отличие от случая непрерывных переменных. Для этого каждому уровню переменной приписывается свой параметр – эффект уровня, а каждому сочетанию уровней любой группы факторов – эффект взаимодействия уровней [85].

Для одного дискретного переменного полиномиальная модель представляется в виде:

$$y_{ij} = \mu + \alpha_i + \varepsilon_{ij} \quad (i = 1, 2; j = 1, \dots, I), \quad (4.6)$$

где y_{ij} – результат j -го наблюдения на i -м уровне фактора; μ – неизвестный независимый параметр, так называемое среднее; α_i – неизвестный пара-

метр, эффект i -го уровня дискретного фактора; ε_{ij} – случайная ошибка j -го наблюдения на i -м уровне фактора.

Модель типа (4.6) для дискретных переменных имеет особенности:

- отсутствие достаточности степеней свободы для оценки всех параметров. Это приводит к дополнительным ограничениям параметров. При

$\sum_{i=1}^2 \alpha_i = 0$ единственные оценки параметров получаются по методу наи-

меньших квадратов. Раздел математической статистики, который называется дисперсным анализом, строится на моделях подобного типа. При обработке результатов наблюдений сначала проверяется гипотеза о равенстве нулю влияния изменения всех уровней данного фактора, то есть о равенстве нулю величин $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_s$. Тесты для проверки гипотез в дисперсном анализе совместно рассматривают и оптимальность плана и оптимальность теста;

- превращение в комбинаторную задачу построения плана, в отличие от случая непрерывных переменных, так как план строится на многомерной решётке, которая определяется числом уровней каждого фактора и членами, входящими в модель. В тоже время план, построенный для дискретных переменных, может быть использован и для модели с непрерывными переменными.

Обработка результатов наблюдений методом дисперсионного анализа предусматривает оценку дисперсий, определяющих рассеяние, связанное с ошибкой эксперимента, межблоковое рассеяние и рассеяние, определяемое эффектом изменения вариантов испытания.

В дисперсионном анализе определяется две дисперсии: первая из них служит оценкой для рассеяния, задаваемого ошибкой опыта $S_1^2 \rightarrow \sigma^2\{\varepsilon\}$, а вторая задается рассеянием изучаемых факторов. В простейшем случае $S_2^2 \rightarrow \sigma^2\{\varepsilon\} + n\sigma^2\{T\}$, где T – изучаемый фактор, n – число параллельных определений. С помощью дисперсионного отношения $F(f_2, f_1) = S_2^2/S_1^2$ проверяется нуль-гипотеза $\sigma^2\{T\} = 0$.

Если фактор T варьируется на k уровнях и на каждом уровне делается n параллельных опытов, то возникает необходимость в сравнении дисперсии, задаваемую рассеянием k средних $\bar{y}, \bar{y}_2, \dots, \bar{y}_k$, с дисперсией $\sigma^2\{\varepsilon\}/n$, определяемой ошибкой опыта:

$$\frac{S_2^2}{S_1^2} \rightarrow \frac{\sigma^2\{\varepsilon\}/n + \sigma^2\{T\}}{\sigma^2\{\varepsilon\}/n} = \frac{\sigma^2\{\varepsilon\} + n\sigma^2\{T\}}{\sigma^2\{\varepsilon\}}. \quad (4.7)$$

Рассеяние между средними задается только ошибкой опыта, при принятии нуль-гипотезы $H_0; \sigma_2^2 = \sigma_1^2$ с $\sigma^2\{T\} = 0$. В формуле для вычисления S_1^2 и S_2^2 заданы две независимые оценки $\sigma_2^2\{\varepsilon\}$, при постоянном факторе T .

При существовании различия в средних значениях для разных испытаний они распределяются по столбцам с ранжировкой по величине, с установлением между какими средними существует значимое различие. После анализа дисперсий переходят к индивидуальным сравнениям всех средних между собой с помощью критерия Дункана [130].

Статистический анализ уравнения регрессии проводится после вычисления коэффициентов регрессии и проверки их значимости. Проверка гипотезы об адекватности данного уравнения линейному уравнению позволяет установить полученное соответствие изучаемому явлению или заменить его более сложной моделью. Количественной оценкой адекватности уравнения регрессии является дисперсия неадекватности. Она характеризует квадрат отклонений экспериментальных значений (y) от теоретических. Дисперсия неадекватности $S_{ад}^2$ является количественным показателем адекватности уравнения:

$$S_{ад}^2 = \sum_{n=1}^N (y_{n \text{ расч}} - y_{n \text{ эксп}})^2 / (N - k - 1), \quad (4.8)$$

где $y_{n \text{ расч}}$ – значение параметра оптимизации в n -м опыте, предсказанное уравнением регрессии; $y_{n \text{ эксп}}$ – значение параметра в том же опыте, определенное экспериментально; N – число степеней свободы при определении дисперсии неадекватности, т.е. число опытов в матрице планирования; k – число факторов.

Гипотеза об адекватности проверяется с помощью критерия Фишера (F -критерия):

$$F_{f_1 f_2}^{\text{расч}} = \frac{S_{ад}^2}{S_y^2}, \quad (4.9)$$

где f_1 и f_2 – число степеней свободы при определении дисперсий неадекватности ($S_{ад}^2$) и опыта (S_y^2).

Гипотеза об адекватности линейной модели принимается, если расчетное значение F -критерия ($F^{\text{расч}}$) не превышает его табличного значения ($F^{\text{табл}}$), которое принимается для выбранного уровня значимости. Она может использоваться для последующих этапов планирования, в частности для поиска направления движения по градиенту к оптимуму. В противном случае уравнение регрессии дополняется членами более высокого порядка.

Другой способ проверки адекватности линейного уравнения предусматривает оценку результата опыта на основном уровне по свободному члену уравнения регрессии b_0 , когда все остальные факторы исключены. С помощью сравнения результата опыта с величиной свободного члена проверяется гипотеза о равенстве нулю суммы коэффициентов при квадратичных членах (ноль-гипотеза). Ноль-гипотеза принимается, если разность $|b_0 - y_0|$ не превышает среднеквадратичной ошибки эксперимента. Значимость этого различия проверяется сопоставлением с критерием Стьюдента:

$$t^c \geq |b_0 - y_0| \sqrt{N/S_y}. \quad (4.10)$$

В общем случае дисперсия, характеризующая ошибку в определении коэффициентов регрессии, имеет вид:

$$S_{b_i}^2 = \frac{S_y^2}{N_m}, \quad (4.11)$$

где S_y^2 – дисперсия опытов: $S_y^2 = \frac{1}{N} \sum_{u=1}^N S_u^2$, причем

$S_u^2 = \frac{1}{m-1} \sum_{i=1}^m (y_{u,i} - \bar{y}_u)^2$ – оценка дисперсии в точках опыта;

$\bar{y}_u = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m y_{u,i}$ – среднее значение результатов; m – число повторных серий опытов.

Для проверки однородности выборочных дисперсий S_u^2 регрессионного анализа используется критерий Кохрена [127].

Различается стратегическое и тактическое планирование эксперимента. Стратегическое планирование эксперимента связано с установлением зависимостей переменных отклика от контролируемых в процессе эксперимента факторов, которые оптимизируют переменную отклика.

Стратегическое планирование учитывает ряд особенностей, влияющих на результаты моделирования. К ним относятся построение рационального плана эксперимента, наличие необходимого количества факторов, многокомпонентный характер функции отклика, стохастическая сходимость результатов моделирования и ограниченность ресурсов на проведение эксперимента.

Отбор факторов, наиболее существенно влияет на результаты моделирования. Так, полный факторный эксперимент при варьировании факторов на двух уровнях при наличии 10 факторов требует проведения 1024 опыта. Вместе с тем большинство технических систем работают в соответствии с принципом Парето, который устанавливает, что в большинстве систем

20 % факторов определяет 80 % свойств системы, а остальные 80 % факторов определяют лишь 20 % ее свойств [130]

Стратегическое планирование экспериментов выделяет два этапа – построение структурной модели и построение функциональной модели. Структурная модель выбирается исходя из того, что должно быть сделано, а функциональная – из того, что может быть сделано. Структурная модель формирует число факторов и число уровней для каждого фактора. Функциональная модель плана эксперимента обосновывает необходимое количество информационных точек с определением количества элементов структурной модели.

Тактическое планирование назначает размер выборки, определяет начальные условия эксперимента и уменьшает дисперсию для увеличения точности оценки результатов. При стохастическом моделировании неточность результата эксперимента в значительной мере определяется размером выборки из-за случайного характера этих значений. Размер выборки определяется либо независимо от работы модели, либо в процессе моделирования на основе полученных с помощью модели соответствующих результатов. Необходимость априорного анализа возникает в случаях наличия общих оснований для принятия того или иного закона распределения случайной величины. Например, суммы большого числа независимых случайных величин (нормальное распределение) или редкие события (распределение Пуассона).

Для предварительной оценки параметров распределения проводится пробный эксперимент. При известном законе распределения объем выборки находится по правилам математической статистики в зависимости от заданной надежности (обеспеченности). Так, для нормального распределения имеет место зависимость [130]:

$$n = t^2 \sigma^2 / \delta^2, \quad (4.12)$$

где t – коэффициенты зависящие от количества измерений и заданной доверительной вероятности (коэффициенты Стьюдента); δ – расстояние до границ доверительного интервала (точность оценки); σ – среднеквадратическое отклонение.

При неизвестном законе распределения и в случае отсутствия основания для принятия нормального закона, рекомендуется использовать неравенство Чебышева, устанавливающего верхнюю границу для вероятности отклонения случайной величины от её математического ожидания (μ) [130, 372]:

$$P\{|x - \mu| > k\sigma\} \leq 1/k^2. \quad (4.13)$$

При желательной оценке попадания среднеарифметических наблюдаемых значений m_x^* в интервал, равный $m_x \pm \sigma/4$ с вероятностью 0,95, спра-

ведливо выражение $P\{|m_x^* - m_x| > \sigma/4\}$, где m_x – математическое ожидание.

В этом случае учитывая, что $k = \frac{\sqrt{n}}{4}$ и что $1/k^2 = 4^2/n$ искомая вероятность разности средних арифметических и математических значений составляет $P\{|m_x^* - m_x| > \sigma/4\} \leq 0,05 = 4^2/n$. Отсюда $n = \frac{4^2}{0,05} = 320$. Получен-

ный размер выборки для указанной обеспеченности существенно больше, чем для нормального распределения. При данных условиях для нормального распределения он равен 61. Однако использование неравенства Чебышева позволяет получить гарантированную статистическую точность «с запасом».

При проверке близости распределений откликов модели и реальной моделируемой системы или сравнения распределения откликов на двух режимах работы системы объем выборки предлагается определять по формулам [130]:

$$n = (1,63/\delta)^2 \text{ при } \beta=0,01; \quad (4.14)$$

$$n = (1,36/\delta)^2 \text{ при } \beta=0,05; \quad (4.15)$$

$$n = (1,22/\delta)^2 \text{ при } \beta=0,10. \quad (4.16)$$

где δ – точность оценки; β – уровень значимости.

При неизвестном стандартном отклонении грубая оценка величины σ получается из условия, что размах переменной отклика равен примерно 4σ [130].

Использование методов уменьшения дисперсии значительно увеличивает эффективность моделирования. Методы уменьшения дисперсии применяются:

- для увеличения точности при работе с выборкой постоянного объема;
- для уменьшения объема выборки при обеспечении постоянной степени точности.

Метод стратифицированных выборок определяет разбивку всей выборки на ряд выборок меньшего объема (страт). Вследствие более однородности элементы в каждой страте обладают меньшей дисперсией, чем элементы всей совокупности в целом. Размеры страт выбираются различными способами, например, разбивкой совокупности на страты с одинаковым числом элементов или при наличии априорной информации – выбором страты с одинаковыми дисперсиями. Обоснованием числа выборочных значений внутри каждой страты служит дисперсия внутри страты.

Метод определения выборки по значимости позволяет определить выборочные значения переменной с помощью умножения на специально подобранный весовой коэффициент для компенсации ошибки. Частным случаем выборки по значимости является метод, называемый в зарубежной литературе «Русской рулеткой» [130].

Планирование экспериментов с имитационными моделями реализуется методами статистического моделирования. При этом возникает проблема стохастической сходимости результатов машинного эксперимента. Метод компенсации предназначен для систем имитационного моделирования. Он используется при оценке x_1 и x_2 неизвестного параметра y , имеющего отрицательную корреляцию с x_2 . При выборе окончательной оценки для $(x_1+x_2)/2$ параметра y этот метод имеет существенно меньшую дисперсию [130]:

$$0,25(\sigma_{x_1}^2 + \sigma_{x_2}^2) + 0,5COV(x_1x_2). \quad (4.17)$$

4.3. Критерии оптимальности планов и планирование факторных экспериментов

При формализации изучаемого явления в математическую модель задача эксперимента сводится к статистической оценке параметров модели. Эти требования называются критериями оптимальности плана эксперимента.

Планирование считается оптимальным, если оно позволяет получать независимые оценки коэффициентов регрессии, определяемые с одинаковой дисперсией. Перечисленным условиям отвечает планирование, обладающее свойствами ортогональности и рототабельности.

Все статистические критерии разделяются на две большие группы. К первой группе относятся критерии, связанные с точностью оценок параметров, ко второй – критерии и свойства планов, связанные с ошибкой в оценке модели.

К критериям первой группы относятся: D – оптимальность, A – оптимальность, E – оптимальность и ортогональность. Наглядным геометрическим истолкованием точности оценок параметров являются их эллипсоид рассеяния [417].

Эллипсоид рассеяния оценок параметров для D -оптимального плана имеет минимальный объём, методы построения которых приведены в работе [739].

Планам, отвечающим критерию A соответствует эллипсоид рассеяния с наименьшей суммой квадратов длин осей. Этот критерий справедлив для планов с минимальной средней дисперсией оценок коэффициентов или с наименьшим значением следа ковариационной матрицы.

Критерий E -оптимальности не допускает, чтобы отдельные оценки параметров имели слишком большие дисперсии и ковариации.

План называется ортогональным, если ему соответствует диагональная ковариационная (информационная) матрица оценок. Для ортогональных планов все оценки параметров независимы. Рототабельность плана представляет свойство плана, при котором дисперсия оценки функции отклика зависит только от расстояния от центра плана. Рототабельность показывает, что информация, содержащаяся в уравнении регрессии, равномерно «размазана» по гиперсфере относительно центра эксперимента, а предсказанные значения параметра оптимизации имеют минимальные дисперсии в различных точках факторного пространства. Дисперсия оценки модели зависит только от длины радиуса, проведённого из центра эксперимента, но не от угла, под которым этот радиус проведён. Эти дисперсии на одинаковых расстояниях от центра эксперимента равны между собой. Принимая за меру информации величину $1/\sigma^2$, информация, содержащаяся в уравнении регрессии, будет равномерно содержаться в сферической области с радиусом определённой величины.

Необходимость выбора планирования эксперимента, при котором количество информации, содержащейся в уравнении регрессии было бы одинаково для всех эквидистантных точек, является целью исследователя, который не знает заранее определённую область факторного пространства, где находится интересующий его участок экспериментального исследования. Однако, условиям ортогональности и рототабельности одновременно удовлетворяют только планы первого порядка.

Ко второй группе относятся критерии требования и свойства планов, связанных с ошибкой в оценке модели. Это – критерии G -оптимальности, Q -оптимальности, рототабельности, максимальной точности оценки координат экстремума, равномерности, минимизации среднеквадратической систематической и случайной ошибки, оптимальности планирования для проверки гипотезы о неадекватности модели и рандомизация. Критерии предъявляют требования: насыщенности, композиционности и простоты обработки [417, 688].

Критерий G -оптимальности планов минимизирует на множестве планов максимальное значение дисперсии оценки модели. Применение G -оптимального плана гарантирует не допущение в области планирования точек со слишком низкой точностью оценки поверхности отклика.

В Q -оптимальных планах минимизируется средняя дисперсия оценки модели. В рототабельном плане дисперсия оценки модели представляется в виде функции рассеяния до центра эксперимента. Это делает любое направление от центра эксперимента равнозначным по точности оценки поверхности отклика. Для рототабельного плана информационные контуры плана поверхности с равными значениями дисперсии оценки модели

представляются в виде сферы. Ортогональность показывает, что все факторы расположены симметрично относительно центра эксперимента и коэффициенты регрессии оцениваются с минимальной дисперсией [417].

Критерий максимальной точности оценки координат экстремума необходим для построения планов, минимизирующих дисперсию оценки поверхности отклика в области экстремума. Он определяет предварительную грубую оценку его положения.

Критерий равномерности требует, чтобы дисперсия оценки модели в некоторой области вокруг центра эксперимента была постоянной. Использование метода минимизации среднеквадратической систематической и случайной ошибки позволяет получить в эксперименте минимизацию общего, случайного и систематического среднеквадратического отклонения оценки выборной модели от истинной [417, 536].

Критерий «оптимальность планирования для проверки гипотезы о неадекватности модели» применяется в случае планирования в эксперименте сложной модели. Для её проверки используется гипотеза о неадекватности модели [417].

Рандомизация обязывает проведение измерений в случайном порядке. Рандомизация проводится как для исключения влияния переменных, неконтролируемым образом изменяющихся во времени, так и для исключения влияния переменных, изменяющихся неконтролируемым образом в пространстве (неоднородность материала). Рандомизация исследований исключает влияние систематических ошибок, вызванных внешними условиями.

Требование насыщенности определяет минимальное число измерений в плане. При числе измерений равном числу неизвестных оцениваемых параметров, план называется насыщенным. В тоже время, использование планов с меньшим числом измерений не позволяет определить единственные оценки всех параметров.

Требование композиционности позволяет разделить эксперимент на несколько этапов с постепенным переходом от простых моделей к более сложным, используя предыдущие наблюдения. Примером является модель эксперимента «крутого восхождения». На первом этапе эксперимента даётся оценка коэффициентов полинома первого порядка, на втором – коэффициентом полиномиальной модели второго порядка.

Методологической основой проведения экспериментальных исследований с учётом привлечения математической статистики является:

- 1) оптимальное использование пространства независимых переменных;
- 2) последовательность эксперимента;
- 3) рандомизация;
- 4) репродукция (свёртка) информации.

В технике применяются два основных плана проведения экспериментов: последовательный (классический) и случайный (рандомизированный).

Основой последовательного плана является постоянство всех независимых переменных, кроме одной. Этот план применяется в ситуациях, когда каждое наблюдение является либо очень дорогим, либо труднодоступным. По существу классический многофакторный эксперимент представляет последовательность однофакторных экспериментов, позволяющий находить такие простые функции, как [649]:

$$R = AY^n + BX^{x^n}; \quad (4.18)$$

$$R = AY^n \cdot X^m; \quad (4.19)$$

$$R = AYB^{cx}. \quad (4.20)$$

Последовательный план эксперимента может быть как сбалансированным, так и не сбалансированным, в зависимости от числа уровней для переменной X по сравнению с переменной Y . Он применяется абсолютно во всех областях.

Эксперименты, связанные с испытаниями строительных материалов, являются невоспроизводимыми. Они проводятся во времени необратимо без возможности их изменения или повторения. Последовательный план применяется при проведении испытаний отдельных строительных материалов, в процессе которых происходят непрерывные изменения или наблюдается ухудшение характеристик, а также в частных случаях, например, когда последовательность получения данных является параметром эксперимента.

Концепция последовательного эксперимента оказала большое влияние на развитие статистических методов исследования, особенно в задачах планирования так называемых экстремальных экспериментов [130]. Содержанием концепции является использование последовательной пошаговой стратегии принятия решений в зависимости от результатов, полученных на отдельных этапах исследования. Инструментом действия стратегии являются различные методы: линейное приближение, движение по градиенту линейного приближения и описание полиномами второго и третьего порядка.

Математической основой оптимального использования пространства независимых переменных является математическая статистика. Концепция оптимального использования пространства независимых переменных обосновывает условия применения многофакторного эксперимента. С общеметодологических позиций использование статистических методов в планировании эксперимента позволяет рассматривать изучаемые факторы как случайные величины. При этом решающим обстоятельством оказывается

не физическая природа фактора, а постановка задачи и условие проведения эксперимента.

Схема эксперимента называется многофакторной, когда в процессе эксперимента оперируют всеми факторами. Факторный план находит гораздо менее широкое применение, хотя по времени он короче и всегда точнее, чем классический [649]. Основное преимущество факторных экспериментов состоит в том, что для каждой кривой используется вся совокупность данных и поэтому точность результатов является максимальной. При факторном планировании значения входных переменных одновременно комбинируются в разных вариантах в отличие от классического эксперимента, в котором влияние этих значений на результаты исследования рассматривается по одному.

Эффект математической статистики в многофакторном эксперименте оценивается по совокупности всех опытов. По сравнению с дисперсией единичного измерения данная дисперсия оценки результатов эксперимента уменьшается в $(k+1)n$ раз, так как статистическая оценка будет происходить во всех $(k+1)n$ опытах. Здесь k – независимые переменные (факторы), а n – повторные опыты [418]. Это даёт более точные оценки неизвестных параметров регрессии при равном числе измерений. Многофакторный эксперимент повышает эффективность эксперимента в задачах с большим числом независимых переменных.

Комбинация факторов, влияющих на проведение эксперимента, называется уровнем факторов. По числу факторов k определяется число опытов N , необходимое для реализации всех возможных сочетаний уровней факторов: $N = p^k$, где p – число уровней. В теории планирования эксперимента под понятием степеней свободы понимается разность между числом опытов и числом коэффициентов, которые уже вычислены по результатам этих опытов независимо друг от друга. Например, при полном факторном эксперименте, когда число опытов $N = p^k = 2^3$, число степеней свободы будет $N - k - 1 = 8 - 3 - 1 = 4$.

Эксперимент, реализующий все возможные сочетания уровней факторов, называется полным факторным экспериментом. В полном факторном эксперименте между моделями регрессионного анализа и теми моделями дисперсионного анализа, где переменным приписываются фиксированные уровни существует глубокая связь. Дисперсионный анализ рассматривается как частный случай регрессионного, когда областью независимых переменных является конечное множество точек.

Рандомизация рассматривается как приём планирования эксперимента, исходя из какой-либо одной статистической концепции, например, минимизации дисперсии полученных результатов. Она является одним из приё-

мов планирования эксперимента, позволяющей свести эффект некоторого случайного фактора к случайной ошибке.

По экономическим соображениям для большинства невоспроизводимых экспериментов на строительных конструкциях целесообразнее применять полностью или частично рандомизированный план. Причиной являются следующие обстоятельства:

- естественные дефекты материала конструкции способствующие возникновению тенденции к изменению структурных свойств в процессе эксперимента, например при изменении метеорологических условий;
- изменение независимой переменной (x) при воздействии механической нагрузки;
- влияние человеческого фактора в виде изменения работоспособности исследователя в процессе эксперимента.

Для воспроизводимых инженерных экспериментов рандомизированный план позволяет исключить любые регулярные изменения, обусловленные окружающими условиями, дефектами испытательной аппаратуры и обслуживающим персоналом.

Невозможность исключения влияния внешних переменных и дискретных факторов определяет возможность распределения эффекта равномерного их влияния на все условия эксперимента путём рандомизации с помощью рандомизированных блоков. Это явилось причиной появления рандомизированных экспериментальных планов с ограничениями, наложенными на рандомизацию: латинские, греко-латинские квадраты и кубы, неполноблочные сбалансированные планы, квадраты Юдена [366, 367, 418, 710].

Основные этапы и свойства построения плана многофакторного эксперимента представлены на примере планирования эксперимента по исследованию долговечности железобетонных конструкций. Априорная информация показывает, что изменение прочности железобетонных конструкций зависит от трёх внешних переменных факторов x_1 , x_2 , x_3 , варьирующихся на двух уровнях (-1) и (+1): плотности бетона (x_1), переменной нагрузки (x_2) и агрессивной среды (x_3). Математической моделью изучаемого процесса является линейное уравнение регрессии [417]:

$$y = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + b_3x_3, \quad (4.21)$$

Оценка значения коэффициентов регрессии (b_0, b_1, b_2, b_3) линейного уравнения происходит по их математическому ожиданию:

$$E\{y\} = \eta = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + b_3x_3, \quad (4.22)$$

где E – знак математического ожидания.

Для постановки эксперимента используется матрица Адамара планирования с насыщенным планом табл. 4.1 [417].

Таблица 4.1

Планирование эксперимента для линейной модели
с тремя независимыми переменными

Номер опыта	Матрица коэффициентов X				Результаты эксперимента
	x_0	План эксперимента			
		x_1	x_2	x_3	
1	+1	+1	-1	-1	y_1
2	+1	-1	+1	-1	y_2
3	+1	-1	-1	+1	y_3
4	+1	+1	+1	+1	y_4

Для оценки свободного члена в матрицу планирования эксперимента добавляется столбец «фиктивной» переменной x_0 .

План, приведённый в табл.4.1, обладает свойствами:

- условием ортогональности к столбцу из единиц;
- условием попарной ортогональности столбцов, показывающее, что все коэффициенты регрессии определяются независимо друг от друга;
- условием нормировки [417].

Условие нормировки определяет, что все диагональные элементы матрицы $(X^T X)^{-1}$ равны $1/N$. В этом случае коэффициенты регрессии определяются по формулам:

$$\bar{b}_i = \frac{\sum_{u=1}^N x_{iu} y_u}{N} \quad (i = 0, \dots, n), \quad (4.23)$$

с дисперсией

$$\sigma^2 \{ \bar{b}_i \} = \frac{\sigma^2 \{ y \}}{N}, \quad (4.24)$$

где \vec{b} – вектор оценок параметров b , полученных по методу наименьших квадратов.

Коэффициенты регрессии, исходя из формул (4.23) и (4.24), оцениваются по всем N опытам. Соответственно, в N раз уменьшается дисперсия в их оценке по сравнению с дисперсией единичного опыта.

Многофакторный эксперимент, в виде матрицы планирования, заданный в табл.4.1, обладает и дополнительным положительным свойством ротататбельности.

Обладание коэффициентами регрессии (4.21) независимостью друг от друга при наличии свойства ортогональности (см. табл. 4.1) означает, что одновременно, независимыми друг от друга оказываются и доверительные

границы для оценок коэффициентов регрессии при интерпретации результатов исследования.

Результатом полной рандомизации является латинский квадрат, представляющий из себя план дисперсионного анализа, задаваемый расположением некоторого числа символов в ячейках, сгруппированных в строки и столбцы таким образом, чтобы каждый символ встречался один раз в каждой строке и в каждом столбце [160].

Латинский квадрат использовался для планирования экспериментальных исследований на железобетонных конструкциях: жесткости и прочности железобетонных конструкций в зависимости от параметров ступенчато – повторной нагрузки, а именно режима загрузки максимальной нагрузкой ($\eta = t_{P_{\max}} / T_{ц}$) и длительности цикла ($T_{ц}$) при различных уровнях загрузки минимальной нагрузкой ($\rho = P_{\min} / P_{\max}$) (табл. 4.2) [381, 382].

Т а б л и ц а 4 . 2

Латинский квадрат размером 4×4

$T_{ц}$	η			
	η_1	η_2	η_3	η_4
$T_{ц1}$	ρ_1	ρ_2	ρ_3	ρ_4
$T_{ц2}$	ρ_4	ρ_1	ρ_2	ρ_3
$T_{ц3}$	ρ_3	ρ_4	ρ_1	ρ_2
$T_{ц4}$	ρ_2	ρ_3	ρ_4	ρ_1

При наличии пяти и большего числа переменных, когда все они берутся при одном и том же числе уровней, применяется греко-латинский квадрат. Однако, из-за больших трудностей, связанных с получением требуемых комбинаций, такие квадраты «высокого порядка» практически не используются при проведении эксперимента в строительстве.

Для многих экспериментов из-за трудоёмкости их проведения латинские и греко-латинские квадраты не всегда являются наиболее удобными планами. Поэтому наиболее часто используются сбалансированные и несбалансированные планы эксперимента, так называемые квадраты Юдена, и решетчатые квадраты (табл. 4.3) [649].

В табл. 4.3 буквами обозначены различные варианты испытаний, а цифрами – номера исследованных блочных серий. Знаки «+» и «-» обозначают, что испытания соответственно проводились и не проводились. Данный план называется неполноблочным, так как в каждом блоке не запланировано по одному варианту испытания, и сбалансированным – из-за распределения вариантов испытаний симметрично относительно блоков.

Таблица 4.3

Неполноблочный сбалансированный план

Серии (блоки)	Варианты испытаний			
	А	Б	В	Д
1	+	-	+	+
2	-	+	+	+
3	+	+	+	-
4	+	+	-	+

Для получения результатов в планах подобного типа используется линейная модель:

$$y_{ij} = \mu + B_i + T_j + \varepsilon_{ij}, \quad (4.25)$$

где y_{ij} – результат эксперимента, относящегося к той клетке табл. 4.3, которая находится на пересечении i -й строки и j -го столбца; μ – математическое ожидание для среднего по всей таблице $\mu = M\{ij\}$; B_i – математическое ожидание эффекта i -го блока; T_j – математическое ожидание эффекта j -го варианта испытаний; ε_{ij} – ошибка эксперимента в клетке с индексами i, j , которая задаёт все ошибки неоднородности в условиях проведения эксперимента, не связанные с изменением уровней факторов.

Предполагается (4.25), что случайная величина ε имеет нормальное распределение, нулевое среднее и дисперсию $\sigma^2\{\varepsilon\}$, записываемая в виде $N(O; \sigma^2\{\varepsilon\})$. Анализ экспериментального материала включает подсчёт суммы квадратов для каждого из эффектов и для ошибки, переход к полученным дисперсиям и оценка их значимости по отношению к дисперсии, задаваемой ошибкой опыта с помощью F -критерия.

Однако по сравнению с последовательными (классическими) экспериментами, наиболее серьёзным ограничением факторных экспериментов на применение в инженерной работе является их использование без затруднений только в случае рабочих формул двух типов. К первому типу относятся формулы, в которых зависимая переменная (результат R) является суммой функций от независимых переменных [649]:

$$R = f_1(X) + f_2(Y) + f_3(Z), \quad (4.26)$$

где f_1, f_2, f_3 – функции любой сложности.

Однако примеры такого класса взаимодействующих соотношений в технике и физике встречаются редко.

Второй тип формул, допускающий применение факторных экспериментов, встречается более часто и представляет собой произведение отдельных функций независимых переменных:

$$R = f_1(X)f_2(Y)f_3(Z). \quad (4.27)$$

Выражение (4.27) включает результат, широко применяемый при анализе размерностей:

$$R = kX^a Y^b Z^c \quad (4.28)$$

и анализе множества различных сложных формул, например таких, как:

$$R = kX^a Y^b e^{cZ} \quad (4.29)$$

или

$$R = \frac{k}{X} X^Y \sin BZ. \quad (4.30)$$

Рассматривая зависимую переменную R , как частный случай соотношений первого типа функции (4.27), она путём логарифмирования преобразовывается к выражению (4.26):

$$\log R = \log f_1(X) + \log f_2(Y) + \log f_3(Z). \quad (4.31)$$

Латинский куб первого порядка (латинский куб) представляет план дисперсионного анализа, задаваемый расположением некоторого числа символов в квадратах из строк и столбцов таким образом, чтобы каждый символ встречался одинаковое число раз в каждом квадрате [367, 417]. С помощью латинского куба эффективно решаются комбинированные задачи, путём экономной схемы перебора вариантов. Эффективность использования латинского куба показана в работе [418] при разработке нового полимерного материала с учетом рассмотрения девяти факторов. В результате экспериментального исследования, состоящего из 27 опытов, было получено девять физико-химических характеристик нового полимерного материала.

В отличие от полного факторного эксперимента дробные реплики применяются при необходимости получения линейного приближения некоторого небольшого участка поверхности отклика вместо всей поверхности. При решении такого типа задачи для трех факторов можно ограничиться четырьмя опытами, если в планировании для полного факторного эксперимента типа 2^2 произведение двух влияющих факторов $x_i x_j$ приравнять третьему фактору x_{ij} .

Дробные реплики при полном факторном эксперименте обладают условиями:

$$\sum_{n=1}^N x_{in} x_{jn} = \begin{cases} 0, & \text{при } -i \neq j \\ N, & \text{при } -i = j \end{cases} \quad (4.32)$$

и

$$\sum_{n=1}^N x_{in} = 0, \quad (4.33)$$

где $i, j = 0, 1, 2, \dots, k$; k – число факторов; N – число опытов в матрице планирования; n – номер опыта.

Дробные реплики широко применяются при получении линейных моделей. Целесообразность их применения возрастает с ростом числа факторов. Например, при исследовании явления, содержащего 15 влияющих факторов, число опытов сокращается более чем 2000 раз.

При трех и более факторах количество опытов может быть значительно сокращено за счет потери части информации, не очень существенной при построении линейных моделей. Например, вместо плана 2^k используется дробный факторный план 2^{k-p} ($2^{k-p} \geq k + 1$), предназначенный для реализации 2^{k-p} опытов.

Для построения дробных планов (реплик) применяются матрицы полного факторного эксперимента. Дробные планы создаются делением числа опытов полного факторного эксперимента на число, кратное двум с соответствующим получением 1/2 реплики (полуреплики), 1/4 реплики (четвертьреплики) и т. д. В случаях, когда полный факторный эксперимент типа 2^6 включает 64 опыта, то полуреплика содержит $2^{6-1} = 32$ опыта, четверть реплика – $2^{6-2} = 16$ опытов, 1/8 реплики – $2^{6-3} = 8$ опытов и т. д.

Полный факторный эксперимент 2^2 при постулировании линейной модели рассматривается как совокупность двух полуреplik. Поэтому проведение полного факторного эксперимента с тремя факторами на двух уровнях требует проведение не восемь опытов, а четыре. Это стало возможным за счёт установления соответствующих оценок всех параметров полной кубической модели с учётом отсутствия различия между x_0 и x_1, x_2, x_3 ; x_1 и x_2, x_3 ; x_2 и x_1, x_3 ; x_3 и x_1, x_2 ; то есть $x_0 = x_1 x_2 x_3$; $x_1 = x_2 x_3$; $x_2 = x_1 x_3$; $x_3 = x_1 x_2$ и путём приравнивания $x_1 x_2 x_3 = 1$. Вместо определения оценок восьми параметров функции регрессии $b_0, b_1, b_2, b_3, b_{12}, b_{13}, b_{23}, b_{123}$, принимаются оценки только четырёх смешанных коэффициентов: $b_0 + b_{123}$; $b_1 + b_{23}$; $b_2 + b_{13}$; $b_3 + b_{12}$. Главные эффекты, включая общее среднее, смешиваются соответственно с эффектом взаимодействий, но с независимой оценкой друг от друга.

Принципиальное отличие дробных реплик от полного факторного эксперимента заключается в смешивании некоторых линейных эффектов. Разрешающей способности дробной реплики является число линейных эффектов, не смешанных в ней.

Существующие структурные связи между латинским и греко-латинскими квадратами, кубами, и полным факторным экспериментом с его дробными репликами позволяют рассматривать, например, латинский квадрат 4×4 , как 1/2 – реплику полного факторного эксперимента 4^3 . В общем случае латинский квадрат $n \times n$ рассматривается как 1/n – реплику n^3 .

В работе [605] фактором варьирования переменных величин, влияющих на трещиностойкость бетона на пористых заполнителях были

выбраны факторы варьирования, отвечающие требованиям отсутствия корреляции между любыми двумя факторами:

- 1) цементно-водное отношение ;
- 2) количество цементного текста t ;
- 3) максимальный размер зерна легкого заполнителя;
- 4) влажность бетона в момент испытания;
- 5) количество крупного пористого заполнителя в единице объема легкого бетона;
- 6) активность цемента.

В построенной матрице планирования эксперимента, основанной на применении метода Бокса – Уилсона [193], была реализована 1/8-реплика от полного факторного эксперимента типа 2^6 .

В целом, полученные разрешающие зависимости для определения параметров трещиностойкости легких бетонов по характеристикам бетонной смеси и ее компонентов, позволяют прогнозировать трещиностойкость по составу бетона без проведения предварительных экспериментов.

4.4. Планирование экстремальных экспериментов

Поиск оптимальных условий в проведении экспериментов является одной из главных научных задач, стоящих перед исследователями. Параметр оптимизации, связан определённым математическим выражением с факторами, влияющими на изменение изучаемого свойства. Использование данного метода во много раз уменьшает объём экспериментальной работы.

Эксперимент, который ставится для решения задач оптимизации, называется экстремальным. Например, коррозионная сохранность арматуры в бетоне существенно зависит от плотности бетона, которая, в основном определяется следующими факторами: видом и маркой цемента (качественный фактор). а так же количеством наполнителя и воды (количественные факторы). Эксперимент, определяющий вид и марку цемента x_1 , процентное содержание наполнителя x_2 и воды x_3 , которые обеспечивают минимальные значения коэффициента диффузии углекислого газа D_{CO_2} в бетоне, является экстремальным.

Эффективным способом в планировании исследовательских опытов является планирование экстремальных экспериментов, связанных с поиском экстремальных значений поверхности отклика: самой высокой вершины или самой глубокой впадины. Такие задачи решаются методом экспериментальной оптимизации [160]:

- крутого восхождения с движением по градиенту функции отклика;
- эволюционного планирования, предназначенного для совершенствования производственных объектов, с движением по градиенту функции отклика.

Рассмотренный подход «крутого восхождения» при планировании эксперимента был предложен в 1951 г. американскими учёными Боксом и Уилсоном [689]. Принципиально новым в экспериментальных исследова-

ниях является использование способа движения к экстремуму с помощью градиента в сочетании с дробным фактором плана эксперимента для локального описания поверхности отклика.

Основным принципом метода экстремального планирования экспериментов является поэтапное решение задачи. Работа исследователя заключается в поиске направления кратчайшего движения к области оптимума.

Условиями планирования эксперимента являются:

- количественная оценка связей между входными и выходными параметрами изучаемой системы;

- управляемость объектом исследования.

Экстремальный эксперимент позволяет при минимальном количестве опытов находить оптимальную область с получением ее математической модели.

Стратегия эксперимента предполагает [120, 418]:

- непрерывность шагов достижения поверхности отклика с единственным оптимумом. При этом $y = f(x_1, x_2, \dots, x_k)$ представляется в виде степенного ряда в окрестности любой возможной точки факторного пространства. Модели в процессе эксперимента выбираются в виде отрезков степенных рядов – алгебраических полиномов;

- проведение эксперимента в факторном пространстве, с учётом выбранной некоторой точки, на основании которого строится первая модель. Она используется для предсказания результатов в точках, которые не попали в этот эксперимент;

- проведение экспериментов для определения численных значений коэффициентов полинома. Чем больше коэффициентов, тем большее минимальное количество опытов необходимо провести. Для уменьшения количества опытов выбирается полином, содержащий как можно меньше коэффициентов. Полином первой степени имеет предпочтение перед полиномами более высоких степеней, благодаря содержанию информации о направлении градиента функции отклика и минимальное число коэффициентов;

- повторение экспериментальных циклов до тех пор, пока движение по градиенту не приведёт в почти стационарную область, близкую к оптимуму. В этой области из-за отсутствия необходимости в линейной модели происходит переход к полиномам более высоких степеней.

В общем виде схема решения задачи предполагает определение связи между факторами и параметром оптимизации. Выявляемая связь в результате опытов, представляется в виде приведенного уравнения регрессии:

$$y = b_0 + \sum b_i x_i + \sum b_{ij} x_j x_i + \sum b_{ii} x_i^2 + \dots \quad (4.34)$$

Связь между исследуемым параметром y и влияющими параметрами x_i, x_j представляется в виде некоторой поверхности $y = \varphi(x_i, x_j, \dots)$, расположенной в многомерном пространстве. На изменение любого влияющего параметра x_i функция отклика, записываемая в виде отрезка степенного ряда, откликается изменением y .

Общая схема планирования экспериментов для решения экстремальных задач состоит из следующих этапов:

- постановка задачи;
- выбор параметра оптимизации;
- выбор факторов;
- сопоставление линейного плана;
- реализация линейного плана и построение линейной модели;
- поиск области экстремума;
- описание области экстремума;
- интерпретация результатов.

Организация планирования эксперимента включает следующие этапы:

- выбор однозначного параметра оптимизации, характеризующегося численными значениями и имеющего физический смысл, оценивающийся с максимальной статистической эффективностью, позволяющей сократить до минимума число параллельных опытов;

- выбор факторов, влияющих на изменение параметра оптимизации, с учётом невозможности их взаимозаменяемости. Количественный выбор факторов ограничивается областью возможного их варьирования. Факторы, не учитываемые в эксперименте по тем или иным причинам, стабилизируются на постоянных уровнях в течение всех опытов;

- выбор основного уровня и интервалов варьирования таким образом, чтобы их величина не превышала удвоенной среднеквадратичной ошибки в определении данного фактора. Например, процедура построения прямой способом наименьших квадратов, полностью зависит от тщательного выбора интервалов между значениями независимой переменной (переменных). Существует два критерия выбора интервалов, на основе которых производится выбор экспериментальных точек:

а) относительная точность данных на различных участках области исследуемых значений, вытекающий непосредственно из рассмотрения ошибок и неопределенностей, на различных участках области исследуемых значений. Так инженеры-строители чаще всего сомневаются в данных, полученных при пониженной нагрузке. В этом случае справедливо общее правило, связывающее повышение точности с числом дополнительных отсчетов: четыре точки дают вдвое большую, а девять – втрое большую точность, чем одна [649];

б) выбор план эксперимента с одинаковыми интервалами между точками при известной функции, если на основании критерия, как неопределенность, не удастся установить интервалы между точками;

- для выбранной случайным образом малой области факторного пространства с помощью дробных реплик проводится первая серия (обычно из четырех) опытов, по которым строится линейная функция отклика. Их целью является предварительное отыскание направления дальнейшего поиска. По результатам опытов, проведенных в соответствии с матрицей

планирования, подсчитываются коэффициенты регрессии линейного уравнения, описывающего локальный участок по формуле:

$$b_1 = \sum_{n=1}^N x_{in} y_{in} / N, \quad (4.35)$$

где x_{in} – значение x_i в n -м опыте; y_n – значение параметра оптимизации в том же опыте.

В соответствии с результатами, полученными на предыдущих этапах, в дальнейшем на каждом этапе ставится небольшая серия опытов, результаты которых определяют следующий шаг. Эти испытания с небольшим количеством элементов заканчиваются в области оптимума, где ставится значительно большая серия опытов. При этом поверхность отклика в области оптимума описывается уже нелинейными функциями, например, в виде квадратичного уравнения:

$$y = b_0 + b_1 x_1 + b_2 x_2 + b_{11} (x_1)^2 + b_{22} (x_2)^2 \dots + b_{12} x_1 x_2 + \dots \quad (4.36)$$

В этой модели оценка коэффициентов регрессии каждого фактора происходит на трех уровнях, что означает необходимость проведения полного 3^m -факторного эксперимента или его дробных реплик. Полученные уравнения регрессии служат математическими моделями. О степени влияния соответствующих факторов и их взаимодействиях на параметр оптимизации указывают величины коэффициентов этих уравнений. Статистическая значимость этих коэффициентов свидетельствует об эффективности исследований.

На рис.4.1–4.3 приведены алгоритмы экспериментальной оптимизации метода крутого восхождения [120].

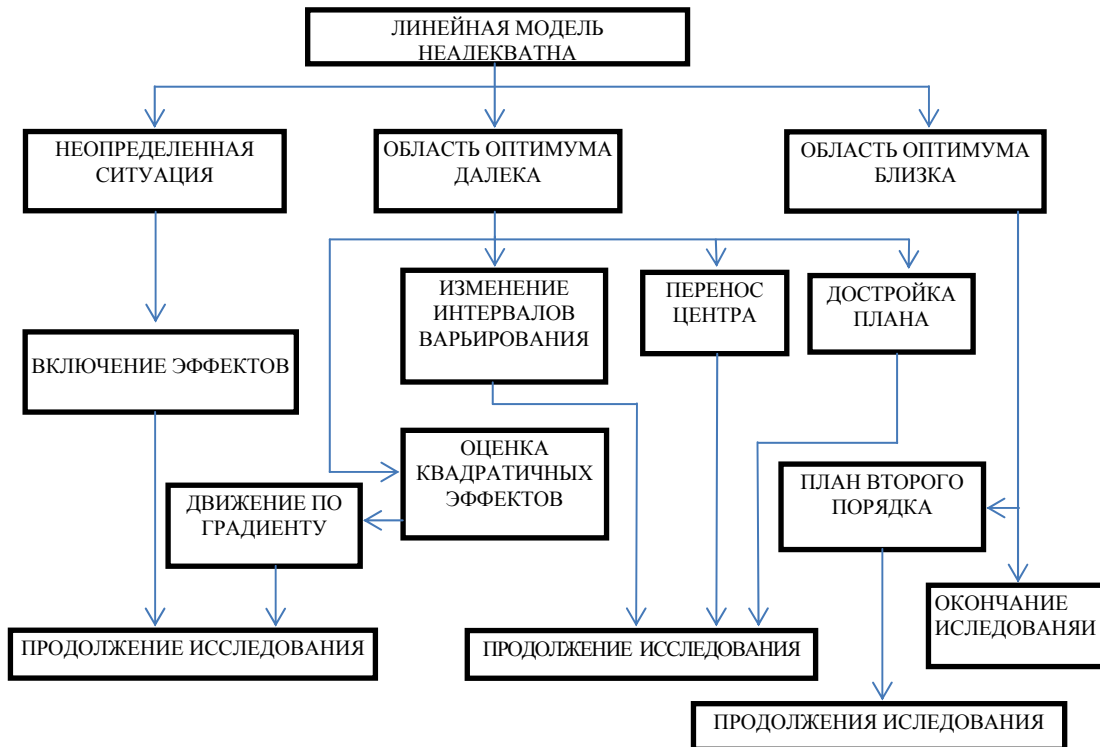


Рис. 4.1. Метод крутого восхождения при неадекватной линейной модели

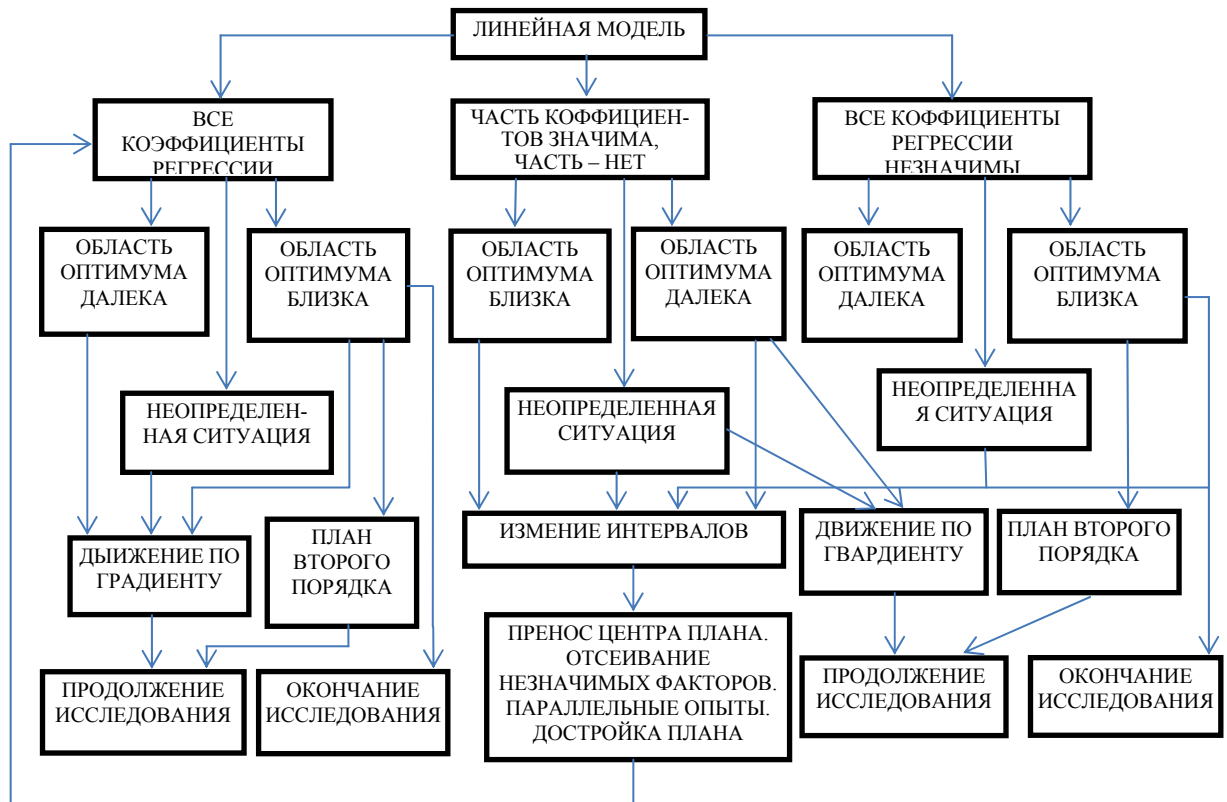


Рис.4.2. Метод круглого восхождения при адекватной линейной модели

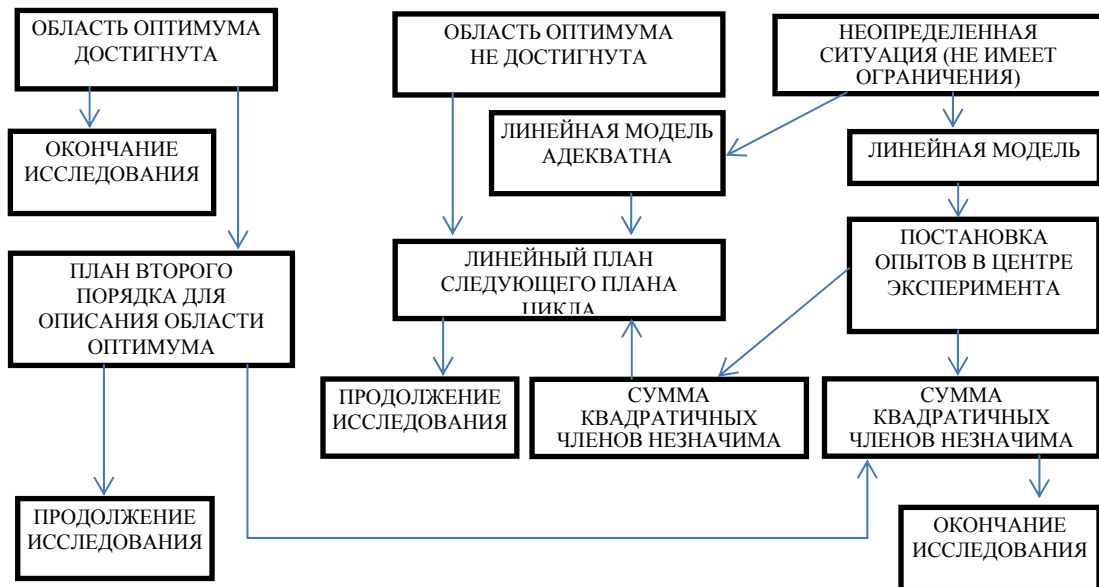


Рис 4.3. Метод круглого восхождения – принятие решения

4.5. Концепция редукции информации

Для сопоставления данных эксперимента с результатами других исследователей служит концепция редукция (свёртки) информации. Особенно она важна для экспериментальных исследований в области долговечности строительных конструкций, т.к. учитывает влияние временного периода при статистической оценке результатов различных экспериментальных исследований. Вместо полученных n значений в статистической выборке y_1, y_2, \dots, y_n взятые из нормально распределённой генеральной совокупности, например, достаточно привести три величины: выборочные средние \bar{y} , выборочную дисперсию $S^2\{y\}$ и число наблюдений. Они дают всю информацию, содержащуюся в выборке: центр распределения, параметр масштабности, характеризующий рассеяние наблюдений относительно центра и доверительные границы, задаваемые размером выборки, т.е. числом наблюдений.

В случае, если выборка получена из распределения, отличного от нормального, необходимо при свёртке информации представить две величины – асимметрию и эксцесс, вычисленные из третьих и четвёртых моментов. Асимметрия определяется соотношением $y_1 = \mu_3 / \sigma^3$, где μ_3 – третий момент, а эксцесс – $y_2 = \mu_4 / \sigma^4 - 3$, где μ_4 – четвёртый момент.

Редукция экспериментальных исследований направлена на извлечение максимальной информации, содержащейся в результатах наблюдений. Задача извлечения максимальной информации решается с помощью эффективных оценок, введённых Фишером. Эффективные оценки должны быть состоятельными и несмещёнными. Оценка известного параметра, сделанного по выборке y_1, y_2, \dots, y_n называется эффективной в случае, если выборочная дисперсия отклонений S^2 будет минимальной относительно генеральной σ^2 на всём рассмотренном классе различных возможных оценок. Оценка является, состоятельной, если при увеличении числа наблюдений до бесконечности, она сходится по вероятности к оцениваемому параметру. Оценка является несмещённой при совпадении математического ожидания дисперсии генеральной совокупности с оцениваемым параметром $M\{\varepsilon^2\}$. Эффективность оценок в сочетании с понятиями состоятельности и несмещённости является логической основой развития математической статистики [418].

Причинами не получения оценок одновременно состоятельных и несмещённых являются [418]:

- наличие ситуаций, напоминающих принцип неопределённости Гейнсберга в физике, где оценка оказывается несостоятельной т.е. она не уточняется с ростом числа наблюдений. Согласно этого принципа оценка полу-

чается состоятельной, если отказаться от требования её несмещённости. При этом эффективность оценки улучшается с увеличением смещения, т.е. при введении в расчёты систематической ошибки [418];

- обладание большой чувствительностью эффективных оценок к нарушениям исходной предпосылки – нормальности распределения. Так по данным Тьюки [775] экспериментальные данные содержат до 10 % аномальных значений. Предлагается [418] такие «загруженные» выборки задавать моделями типа: $0,9N(\mu; \sigma^2) + 0,1N(\mu + \lambda\sigma; \sigma^2)$. Моделирование поведения выборки подобного типа показывает, что центр рассеяния лучше оценивать по медиане, а не по среднему арифметическому;

- определения получения расчетной оценки параметров статистического анализа данных, из-за возникновения проблем чувствительности критериев анализа к нарушению исходных предпосылок. Вычисление сводной (усреднённой) дисперсии предусматривает проверку гипотезы об однородности выборочных дисперсий по выборкам взятых из одной и той же генеральной совокупности. Такая проверка осуществляется по критерию Кохена или по критерию Бартлета при выборках разного объёма. Однако, если критерий Бартлета крайне чувствителен к нарушению нормальности распределения, то F -критерий (отношения дисперсии) оказывается совсем нечувствительным к нарушению нормальности при сравнении межгрупповой дисперсии с внутригрупповой [418]. Поэтому чувствительность критериев анализа к нарушению исходных предпосылок решается с учётом редукции экспериментальных данных при условии, если у экспериментатора имеется правильное представление о тех функциях распределения, которыми задаётся поведение изучаемого им материала [418].

В тоже время, как отмечается в работе [711] выигрыш от использования фиктивных оценок оказывается значительно меньше, чем при использовании большого числа независимых переменных в многофакторном эксперименте, позволяющей улучшить отношение дисперсии в несколько раз.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Абашидзе, А.М. Работа железобетонных конструкций под воздействием динамических нагрузок / А.М. Абашидзе, Г.Д. Коссовский // Труды координационных совещаний по гидротехнике. – М.-Л.: Энергоиздат, 1966. – Вып. 28. – С.128-135.
2. Абдулаев, Г.Б. Атомная диффузия в полупроводниковых структурах / Г.Б. Абдулаев, Т.Д. Джафаров. – М.: Атомиздат, 1980. – 280 с.
3. 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. – М.: 1975. – Вып.16. – С. 278-283.
4. Аджано, К. Расчет конструктивно технологических параметров первичной защиты железобетонных элементов в сульфатных средах: Дис.... канд. техн. наук – М.: 1994. – 195 с.
5. Акимова, К.М. К вопросу о влиянии хлоридов на коррозию арматуры в железобетоне./ К.М. Акимова, Ф.М. Иванов// Журнал прикладной химии. – Л.: Наука, 1971. – Т.XLIV, вып.2. – С.371-375.
6. Албаут, Г.Н. Определение механизмов разрушения элементов конструкций из композиционных материалов поляризационно-оптическими методами / Г.Н. Албаут, В. Н.Барышников, В.М. Митасов, В.С. Никифоровский // Известие вузов. – 1999. – №7. – С. 46-50.
7. Александровский, С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменение температуры и влажности с учетом ползучести / С.В. Александровский. – М.: Стройиздат, 1973. – 432 с.
8. Александровский, С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на температурные и влажностные воздействия с учетом ползучести / С.В. Александровский. – М.: Стройиздат, 1966. – 443 с.
9. Александровский, С.В. Ползучесть бетона при периодических воздействиях / С.В. Александровский, В.Я. Багрий. – М.: Стройиздат, 1970. – 167 с.
10. 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. – М.: Стройиздат, 1976. – С.56-62.
11. Александровский, С.В. Исследование нелинейных деформаций бетона молодого возраста при ступенчато-изменяющихся деформациях сжатия / С.В. Александровский, О.М. Попкова // Ползучесть и усадка бетона: материалы совещания, подготовленные НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1969. – С. 30-47.

12. Алексеев, С.Н. Долговечность железобетонных конструкций в условиях ветрового воздействия / С.Н. Алексеев, М.Щ. Гусейнов, Н.К. Розенталь // АзНИИстройматериалов и сооружений им. Дадашева: сб. трудов. – 1968. – №10.
13. Алексеев, С.Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне / С.Н. Алексеев. – М.: Госстройиздат, 1962. – 186 с.
14. Алексеев, С.Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне / С.Н. Алексеев. – М.: Стройиздат, 1968. – 228 с.
15. Алексеев, С.Н. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде / С.Н. Алексеев, Н.К. Розенталь. – М.: Стройиздат, 1976. – 205 с.
16. Алексеев, С.Н. Кинетика карбонизации бетона / С.Н. Алексеев, Н.К. Розенталь // Бетон и железобетон. – 1969. – №4. – 22 с.
17. Алексеев, С.Н. Коррозия и защита арматуры железобетонных конструкций: дис... д-ра техн. наук / С.Н. Алексеев. – М.: НИИЖБ, 1970. – 283 с.
18. Алексеев, С.Н. Об особенностях коррозионного воздействия кислых газов на железобетонные конструкции / С.Н. Алексеев, Н.К. Розенталь // Труды НИИЖБ. – Вып.6. – 1972. – С.18-23.
19. Алексеев, С.Н. Ингибиторы коррозии стали в железобетонных конструкциях / С.Н. Алексеев, В.В. Ратинов, Н.К. Розенталь, Н.М. Кашурников. – М.: Стройиздат, 1985. – С. 272.
20. Алексеев, К.В. Прочность при растяжении, однородность и трещинообразование в бегоне плотины Братской ГЭС / К.В. Алексеев // Научно-техническое совещание по изучению свойств бетона, определяющих его трещиностойкость в массивных гидротехнических сооружениях / НТОЭП. – Л.: Госэнергоиздат, 1963. – С. 23-28.
21. Алексеев, К.В. Проектные требования к бетону Братской плотины с учетом трещиностойкости бетонной кладки и сравнение их с фактическими данными наблюдений / К.В. Алексеев // Совещание по строительству высоких бетонных плотин на скальном основании. – М.: Госэнергоиздат, 1964. – 16 с.
22. Алексеев, Н.А. Опыт эксплуатации Горьковской гидроэлектростанции / Н.А. Алексеев // Гидротехническое строительство. – 1967. – № 9. – С. 27-34.
23. Алексеев, С.Н. Измерение потенциалов арматуры, как способ оценки защитных свойств бетона / С.Н. Алексеев // Коррозия железобетона и методы защиты: труды института (НИИЖБ). – М.: Стройиздат, 1959. – Вып.9. – С. 21-27.
24. Алексеев, С.Н. Влияние трещин в бетоне на интенсивность коррозии арматуры в трещинах железобетона / С.Н. Алексеев, В.И. Новгородский // Бетон и железобетон. – 1964. – № 11. – С.511-514.

25. Алексеев, С.Н. Коррозия арматуры в бетоне в зависимости от степени агрессивности воздушной среды / С.Н. Алексеев, Н.А. Шашкина, Е.А. Пучнина // Коррозия, методы защиты и повышения долговечности бетона и железобетона / НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1965. – С. 4-18.
26. Алексеев, С.Н. О кинетике карбонизации бетона / С.Н. Алексеев, Н.К. Розенталь // Научно-технический семинар-совещание по защите от коррозии строительных конструкций. Расширенные тезисы докладов: сб. Вып. II (2). – М.: ВДНХ СССР, 1968. – С. 4-8.
27. Алексеев, С.Н. Коррозия и защита железобетонных конструкций: автореф. дис.... д-ра техн. наук/ С.Н. Алексеев. – М.: НИИЖБ, 1970. – 45 с.
28. Алтухов, В.Д. Оценка предела усталости бетона с использованием критериев механики разрушения / В.Д. Алтухов // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура -1983. – С. 17-21.
29. Алтухов, В.Д. Оценка предела усталости бетона по вязкости разрушения / В.Д. Алтухов // Бетон и железобетон. – 1982. – № 9. – С.38-39.
30. Альмман, Р.С. Деструктивные и конструктивные процессы в бетоне (на опыте Баку-Шолларского водовода) / Р.С. Альмман, К.С. Левенсон. – Баку: Издание управления Баку-Шолларского водопровода, 1934. – 167 с.
31. Андреюк, Е.И. Микробиологическая коррозия строительных сталей и бетонов / Е.И. Андреюк, И.А. Козлова, А.М. Рожанская // Биоповреждения в строительстве. – М.: Стройиздат, 1984. – С.209 – 221.
32. Артамонов, В.С. Защита от кооррозии транспортных сооружений : справочная книга / В.С. Артамонов, Т.М. Молтина; под ред. С.Г. Веденеева. – М.: Транспорт, 1976. – 192 с.
33. Артамонов, В.С. Электрохимическое поведение стали в бетоне / В.С. Артамонов // Прикладная химия. – 1960. – Т. XXXIII, вып.1. – С.71-75.
34. Артамонов, В.С. Защита железобетона от коррозии / В.С. Артамонов. – М.: Стройиздат, 1967. – 128 с.
35. Артищев, В.Е. Статистическая обработка результатов испытаний на выносливость / В.Е. Артищев, В.М. Аваев, К.В. Богатов // Методический материал. – М.: НИАД, 1970. – 62 с.
36. Арутюнов, А.А. Исследование причин трещинообразования в балках кровли верхнего щитового отделения Волжской ГЭС им. Ленина: науч.-техн. отчет / А.А. Арутюнов // НИС Гидропроекта. – 1966. – № 567.
37. Арутюнян, Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести / Н.Х. Арутюнян. – М.-Л.: Гостехиздат, 1952. – 323 с.
38. Ахвердов, И.Н. Основы Физики бетона / И.Н. Ахвердов. – М.: Стройиздат, 1981. – 464 с.
39. Ахметзянов, Ф.Х. К оценке концентрации усадочных микротрещин в цементном камне / Ф.Х. Ахметзянов // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1986. – №11. – С.55-56.

40. Бабушкин, В.И. Термодинамика силикатов / В.И. Бабушкин, Г.М. Матвеев, О.П. Мчедлов-Петросян. – М.: Стройиздат, 1986. – 408 с.
41. Бабушкин, В.И. Физико-химические процессы коррозии бетона и железобетона / В.И. Бабушкин. – М.: Госстройиздат, 1968. – 187 с.
42. Бабушкин, В.И. Электрохимические исследования коррозии арматуры в бетоне / В.И. Бабушкин, Л.П. Мокрицкая // Труды ХИИТ. Вып. 73 «Транспорт». – 1965. – С.36-62.
43. Баженов, Ю.М. Бетон при динамическом нагружении / Ю.М. Баженов. – М.: Стройиздат, 1972. – 271 с.
44. Балавадзе, В.К. Некоторые основные вопросы прочности и деформативности бетона и железобетона / В.К. Балавадзе. – Тбилиси: Мецниереба, 1974. – 421 с.
45. Барашиков, А.Я. Расчет железобетонных конструкций на действие длительных переменных нагрузок / А.Я. Барашиков. – Киев: Будивельник, 1977.
46. Барашиков, А.Я. Малоцикловая усталость бетона при сжатии / А.Я. Барашиков, Б.И. Шевченко, А.Е. Валовой // Бетон и железобетон. – 1985. – № 4. – С.27-28.
47. Барашиков, А.Я. Исследование длительной работы железобетонных конструкций при переменных нагрузках: дис... д-ра техн. наук / А.Я. Барашиков. – Киев, 1977. – 297 с.
48. Барашиков, А.Я. Прогибы изгибаемых железобетонных элементов при длительных циклических нагрузках / А.Я. Барашиков, П.П. Крамарчук // Строительные конструкции. Вып. XXI. – Киев: Будивельник, 1973.
49. Барашиков, А.Я. Исследование деформативности железобетонных рам / А.Я. Барашиков, И.А. Мурашко, Г.М. Ремине. – Киев: Будивельник, 1974.
50. Барташевич, А.А. О механизме разрушения цементных материалов в калийных солях / А.А. Барташевич, Л.Д. Шайтаров // Бетон и железобетон. – 1969. – №4. – С. 17-18.
51. Барташевич, А.А. К механизму солевой физической коррозии // Защита строительных конструкций в агрессивных средах химических и нефтехимических производств / А.А. Барташевич, Б.В. Рудь, Л.А. Пуган // Сб. ЦБТИ Минпромстроя СССР. – М., 1970. – С.72-75.
52. Бастун, В.И. О влиянии деформационной анизотропии на величину пластической зоны у вершины трещины нормального отрыва / В.И. Бастун // Проблемы прочности. – 1990. – №1. – С.73-76.
53. Беженар, В.П. Повышение стойкости железобетонных конструкций предприятий калийных удобрений / В.П. Беженар, С.Н. Алексеев // Бетон и железобетон. – 1983. – №2. – С. 23-26.

54. Берг, О.Я. Растяжение в железобетоне / О.Я.Берг, А.В. Алексейченко // Строительство железных дорог и путевое хозяйство. – 1941. – №4. – С. 13-18.

55. Берг, О.Я. Исследования процесса трещинообразования в железобетонных элементах с арматурой периодического профиля / О.Я.Берг // Сообщение №44 ВНИИ железнодорожного строительства и проектирования. – М.: Трансжелдориздат, 1954. – 24 с.

56. Берг, О.Я. Исследование прочности железобетонных конструкций при воздействии на них многократно повторных нагрузок / О.Я.Берг// Труды ЦНИИС, вып.19. – М.: Трансжелдориздат, 1956. – С. 106-107.

57. Берг, О.Я. О методе расчета железобетонных мостов по предельным состояниям/ О.Я.Берг //Железнодорожное строительство. – 1951. – №3. – С.21-24.

58. Берг, О.Я. О выносливости железобетонных конструкций/ О.Я.Берг //Труды ЦНИИС, вып.360. – М.: Трансжелдориздат. – 1960. – С.151-167.

59. Берг, О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. – М.: Госстройиздат, 1961. – 96 с.

60. Берг, О.Я., Исследование физического процесса разрушения бетона под действием статической и многократно повторяющейся нагрузки/ О.Я.Берг, Г.Н. Писанко, Ю.Н. Хромец //Труды ЦНИИС, Исследование прочности и долговечности бетона транспортных сооружений, вып.60. – М.: Трансжелдориздат, 1966. – С.5-41.

61. Берг, О.Я. Прочность и деформации бетона и железобетона под воздействием многократно повторных нагрузок / О.Я.Берг, Г.Н. Писанко, Ю.Н. Хромец //Труды координационных совещаний по гидротехнике. Вып.13. – М.-Л., 1964. – С.224-235.

62. Берг, О.Я. К учету нелинейной ползучести бетона/ О.Я.Берг, А.И. Рожков // Бетон и железобетон. – 1967. – № 10. – С.29-32.

63. Берг, О.Я. К учету нелинейной связи напряжений и деформаций ползучести бетона в инженерных расчетах / О.Я.Берг, Е.Н. Щербаков //Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1973. – № 12. – С.14.

64. Бердов, Г.И. Оценка коррозионной стойкости бетона по изменению его диэлектрических свойств / Г.И. Бердов, В.А. Макарова// Известия вузов. – 1987. – №4. – С. 64-66.

65. Бесчастный, А.В. Технология алмазного сверления железобетона / А.В. Бесчастный, А.В. Касаточкин. – М.: Стройиздат, 1980. – 104 с.

66. Бечин, А.П. Исследование бетона эксплуатируемых гидротехнических сооружений / А.П. Бечин, М.М. Трункова, В.А. Рябов. – Л.: Энергия, 1970. – 34 с.

67. Билай, В.И. Основы общей микробиологии / В.И. Билай. – Киев: Виша шк., 1986. – 395 с.

68. Биоповреждения в строительстве / под ред. Ф.М. Иванова, С.Н. Горшина. – М.: Стройиздат, 1984. – 320с.
69. Бирюлин, Ю.Ф. Образование, раскрытие и закрытие трещин в нормальных сечениях железобетонных конструкций / Ю.Ф. Бирюлин, К.В. Петрова//Бетон и Железобетон. – 1971. – № 5. – С.14-16.
70. Блинков, В.В. Результаты и состояние натуральных наблюдений за бетонными сооружениями в период их строительства и эксплуатации / В.В. Блинков. – Л.: Энергия, 1966. – 23 с.
71. Болгова, А.Я. Наблюдения за фильтрацией в парном бетонном шлюзе / А.Я. Болгова, Д.В. Сдобников, П.А. Михалевич // Гидротехническое строительство. – 1950. – № 5. – С.16-20.
72. Болгова, А.Я. Борьба с фильтрацией через трещины в бетоне конструкций судоходного шлюза / А.Я. Болгова, П.А. Михалевич// Гидротехническое строительство. – 1963. – № 4. – С.8-11.
73. Болотин, В.В. Рост трещин и финальное разрушение при циклическом нагружении / В.В. Болотин // Проблемы прочности. – 1987. – № II. – С.3-7.
74. Бондаренко, В.М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона / В.М. Бондаренко, С.В Бондаренко. – М.: Стройиздат, 1982. – 287 с.
75. Бондаренко, В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона / В.М. Бондаренко. – Харьков: Изд-во Харьковского университета, 1968. – 323 с.
76. Бондаренко, В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона: моногр. / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов. – М.: Изд-во АСВ, 2004. – 472 с.
77. Бондаренко, В.М. О деформациях виброползучести бетона / В.М. Бондаренко //Структура, прочность и деформации бетонов. – М.: Стройиздат, 1966. – С. 344-351.
78. Бондаренко, В.М. Теория и расчет нелинейного, длительного деформирования железобетонных конструкций: дис... д-ра техн. наук / В.М. Бондаренко. – М.: 1969. – 397 с.
79. Бондаренко, В.М. О рекомендациях по учету усадки и ползучести бетона при расчете железобетонных конструкций / В.М. Бондаренко // Бетон и железобетон. – 1985. – № 6. –С.11-12.
80. Бондаренко, В.М. Фрагменты теории силового сопротивления бетона, поврежденного коррозии / В.М. Бондаренко, В.А. Ивахнюк // Бетон и железобетон. – 2001. – №5. – С.21–23.
81. Бондаренко, В.М. К вопросу о концептуальных основах теории железобетона / В.М. Бондаренко// Бетон и железобетон. – 2001. – №2 – С. 6-18.

82. Бондарь, В.А. Определение коррозионно-активных участков на арматуре железобетонных перекрытий химического цеха / В.А. Бондарь // Промышленное строительство. – 1991. – №12. – С. 29.

83. Борисенко, В.М. Прочностные и деформативные свойства бетонных и железобетонных конструкций, работающих в жидких агрессивных средах: автореф. дис.... канд. техн. наук / В.М. Борисенко. – М.: НИИЖБ, 1979. – 23 с.

84. Борисенко, В.М. Влияние жидких агрессивных сред на прочность и деформативность бетонов различной плотности при сжатии / В.М. Борисенко, Е.А. Гузеев, В.М. Москвин // Исслед. в обл. защиты бетона и железобетона от коррозии в агрес. средах: сб. науч. трудов НИИЖБ. – М., 1984. – С. 8-11.

85. Бродский, В.З. Введение в факторное планирование эксперимента / В.З. Бродский. – М.: Наука, 1976. – 225 с.

86. Броек, Д. Основы механики разрушения / Д. Броек. – М.: Высшая школа, 1980. – 368 с.

87. Будников, Е.Л. Некоторые результаты натурных исследований на строительстве Мамаканской ГЭС / Е.Л. Будников // Совещание по строительству высоких бетонных плотин на скальном основании: брошюра. – М.: Госэнергоиздат, 1964. – 21 с.

88. Бутт, Ю.М. Использование процесса гидратации и коррозии цемента и составляющих их элементов: дис.... д-ра техн. наук / Ю.М. Бутт. – М.: 1945. – 452 с.

89. Бусурин, Б.И. Волоконно-оптические датчики / Б.И. Бусурин, Ю.Р. Носов. – М.: Энергоатомиздат, 1990. – 254 с.

90. Вайнюнас, П. Экспериментальное исследование выносливости бетона сжатой зоны предварительно напряженных железобетонных балок / П. Вайнюнас, Ю.Д. Валиконис // Труды Вильнюсского ИСИ. – Вильнюс, 1973. – №5. – С. 175-183.

91. Вандаловская, Л.А. Кинетика нейтрализации бетона в газовой среде прядильного цеха вискозного производства / Л.А. Вандаловская // Долговечность строительных конструкций: сб. науч. труд. / под ред. И.А. Скачкова. – Киев: Будівельник, 1972. – С. 57-62.

92. Ванникова, Е.М. К защите стен производственных зданий от воздействия хлора / Е.М. Ванникова // Промышленное строительство. – 1961. – №8. – С. 55-62.

93. Ванникова, Д.М. Исследование процессов коррозии и защита стен производственных зданий, эксплуатируемых в условиях хлорной агрессии: автореф. дис.... канд. техн. наук / Д.М. Ванникова. – М.: МАРХИ, 1962. – 22 с.

94. Васильев, П.И. Некоторые вопросы пластических деформаций бетона / П.И. Васильев // Известия ВНИИГ. – 1953. – Т.49. – С. 83-113.

95. Васильев, П.И. Нелинейные деформации ползучести бетона / П.И. Васильев // Известия ВНИИГ. – М.-Л., 1971. – Т. 95. – С.59-69.
96. Васильев, П.И. Метод расчета раскрытия швов и трещин в массивных бетонных конструкциях / П.И. Васильев, Е.Н. Пересыпкин // Труды координационных совещаний по гидротехнике», вып.58. – Л.: Энергия, 1970. – С.47-53.
97. Васильев, А.И. Прогноз коррозии арматуры железобетонных конструкций автодорожных мостов в условиях хлоридной агрессии и карбонизации / А.И. Васильев, А.М. Подвальный // Бетон и железобетон. – 2002. – №6. – С. 27-32.
98. Васильев, Н.М. Влияние минеральных масел на сцепление арматуры с бетоном / Н.М. Васильев, В.М. Медведев, Л.И. Кошелева // Бетон и железобетон. – 1969. – №11. – С. 39-40.
99. Вейбулл, В. Усталостные испытания и анализ их результатов/ В.Вейбулл. – М.: Машиностроение, 1964. – 275 с.
100. Венников, В.А. Теория подсобия и моделирования (применительно к задачам электроэнергетики): учебн. пособие для вузов / В.А. Венников. – М.: Высш. школа, 1976. – 479 с.
101. 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, 1979. – 409 с.
102. Вербецкий, Г.П. Экспериментальное исследование влияния воздуха в порах бетонных образцов на их водопроницаемость / Г.П. Вербецкий // Сб. науч. трудов ТНИИС ГЭИ, т.7. – Тбилиси, 1954. – С.57-76.
103. Вербецкий, Г.П. Лабораторные исследования коррозии арматуры в трещинах железобетона в напряженном состоянии / Г.П. Вербецкий// Известия ТНИСГЭИ, т.14. – М.: Госэнергоиздат, 1962. – С.163-173.
104. Вербецкий, Г.П. Исследование коррозии арматуры в трещинах железобетона / Г.П. Вербецкий // Бетон и Железобетон. – 1964. – № 11. – С.507-510.
105. Вербецкий, Г.П. Механизм образования коррозионных макропар в трещинах железобетона / Г.П. Вербецкий// Известия ТНИСГЭИ, т.16. – М.: Энергия, 1965. – С. 329-337.
106. Вербецкий, Г.П. Механизм и закономерности развития коррозии арматуры в трещинах железобетона / Г.П. Вербецкий // Защита от коррозии гидротехнических сооружений в речных водах. – М.: Энергия, 1968. – С.314-324.
107. Вербецкий, Г.П. Метод проектирования бетонных обделок напорных туннелей при допущении ограниченного раскрытия трещин/ Г.П. Вербецкий// Гидротехническое строительство. – 1968. – № I. – С.32-38.

108. Вербецкий, Г.П. Метод расчёта коррозионной потери сечения стальной арматуры в трещинах железобетонных конструкций / Г.П. Вербецкий, В.Я. Шаповалова, О.Я. Саралидзе // Сообщения АН ГрузССР. – 1989. – Т. 136. №3. – С. 118-124.

109. Вернадский, А.Ф. Электрические свойства бетона/ А.Ф. Вернадский, Ю.В. Церебровский, В.Л. Чунчин. – М.: Энергия, 1980. – С. 208.

110. Вернигорова, В.Н. Современные химические методы исследования строительных материалов / В.Н. Вернигорова, Н.И. Макридин, Ю.А. Соколова – М.: Изд-во АСВ, 2003. – 224 с.

111. Винарский, В.Я. О противокоррозионной защите цехов хлорного производства/ В.Я. Винарский // Промышленное строительство. – 1963. – №4. – С. 35-37.

112. Веницкий, А.К. Электрохимические и электронно-акустические методы наблюдения и контроля за процессами твердения цемента и бетона / А.К. Веницкий // Бетон и железобетон. – 1967. – №9. – С 23-25

113. Витюк, П.С. Определение характеристик арматурной стали вихре-токовым методом / П.С. Витюк, В.П. Глуховский // Экономичное армирование железобетонных конструкций / Фрунзенский ПИ, НИИЖБ. – Фрунзе, 1990 – С. 38-42.

114. ВНИИМС МИ 2175-911. Градуировочные характеристики средств измерений. Методы построения. Оценивание погрешностей измерений/ Сборник научных трудов СНТ «Научно-производственное объединение» ВНИИ метрологии им. Менделеева Д.И. / под ред. Торбеева Ю.В. – Ленинград: Энергоатомиздат, 1986. – 49 с.

115. Вольберг, Ю.Л. Учет воздействия агрессивной среды на несущую способность стальных конструкций в строительстве / Ю.Л. Вольберг, А.С. Коряков// Сб. тр. МИСИ «Металлические конструкции в строительстве». – М.: МИСИ, 1983. – С.28-35.

116. Вольнов, И.И. Исследование тройной системы $\text{CaCl}_2 - \text{Ca}(\text{OH})_2 - \text{H}_2\text{O}$: автореф. дис.... канд. хим. наук / И.И. Вольнов. – М., 1952. – 14с.

117. Высоцкий, С.А. Диагностика технического состояния железобетонных стоек / С.А. Высоцкий, Н. И. Потапов// Промышленное и гражданское строительство. – 2007. – №1. – С 57-59.

118. 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.

119. Гарибов, Р.Б. Модель коррозионной поврежденности стальной арматуры в условиях воздействия хлоридсодержащей среды / Р.Б. Гарибов, И.И. Овчинников // Эффективные строительные конструкции: теория и практика: сборник статей 4-й междунар. науч.-техн. конф. – Пенза: ПензГУАС, 2005. – С. 24-35.

120. Гарькина, И.А. Планирование эксперимента. обработка опытных данных / И.А. Гарькина, А.М. Данилов, А.П. Прошин; под ред. д-ра техн. наук, проф. А.М. Данилова – Пенза: ПГУАС, 2005. – 284 с

121. Гвоздев, А.А. Состояние и задачи исследования сцепления арматуры с бетоном / А.А. Гвоздев // Бетон и Железобетон. – 1968. – № 12. – С.1-4.

122. Гвоздев, А.А. Замечание о нелинейной теории ползучести при одноосном сжатии / А.А. Гвоздев // Известия АН СССР. Механика твердого тела. – 1972. – № 5. – С.33-39.

123. Гвоздев, А.А. О классификации нагрузок в расчетах строительных конструкций/ А.А. Гвоздев, А.А. Бать, В.А. Отставнов// Промышленное строительство. – 1974. – №2. – С. 28-30.

124. Гвоздев, А.А. О деформациях бетона при действии многократно повторяющихся нагрузок/ А.А. Гвоздев, Ю.Н. Кардовский, И.К. Белобров // Воздействие статических, динамических и многократно повторяющихся нагрузок на бетон и элементы железобетонных конструкций. – М: Стройиздат, 1972. – С.4-23.

125. Гельфман, Г.Н. О коррозии железобетона в атмосфере цеха по производству монохлоруксусной кислоты/ Г.Н. Гельфман, Л.Г. Карлова, Л.И. Табачник, А.А. Оратовская// Труды БашНИИСтроя. вып. IX. – М.: Стройиздат, 1969. – С.264-271.

126. Гениев, Г.А. Некоторые вопросы теории упругости и пластичности железобетона при наличии трещин / Г.А. Гениев, Г.А. Тюнин // Новые методы расчета строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1968. – С. 9-14.

127. Гмурман, В.Е. Теория вероятности и математическая статистика: учеб. пособие для вузов / В.Е. Гмурман. – М.: Высшая школа, 1977. – 469 с.

128. Голуб, В.П. Поврежденность и одномерные задачи разрушения в условиях циклического нагружения / В.П. Голуб // Прикладная механика. – 1987. – Т.23. – № 10. – С. 19-29.

129. Гольдфайн, Б.С. Исследование раскалывания бетона с арматурой с различным периодическим профилем. / Б.С. Гольдфайн, Н.Н. Ерин, В.В. Курилин// Исследование свойств и условий применения арматурной проволоки в железобетонных конструкциях: материалы координационного совещания 17-18 марта 1977. – М.: НИИЖБ, 1977. – 151 с.

130. Горев, В.В. Математическое моделирование при расчётах и исследованиях строительных конструкций: учеб пособие / В.В. Горев, В.В. Филиппов, Н.Ю. Тезиков. – М.: Высшая школа, 2002. – 206 с.

131. Гончаров, В.В. Проницаемость цементных растворов для бактерий / В.В. Гончаров, А.М. Рожанская, Т.В. Теплицкая // Бетон и железобетон. – 1989. – №7. – С. 37–39.

132. Гончаров, В.В. Бицидные строительные растворы и бетоны / В.В. Гончаров // Бетон и железобетон. – 1984. – №3. – С. 26-27.

133. Гордеев, В.Ф. Электромагнитный эмиссионный контроль прочности бетонов / В.Ф. Гордеев [и др.] // Дефектоскопия. – 1992. – № 7. – С. 76–78.
134. Гордеев, А.В. Коррозионные повреждения железобетонных элементов при влиянии агрессивной среды / А.В. Гордеев, И.Н. Хресчатова // Молодежь и XXI век: тезисы докладов 36 Межвузовской научно-технической конференции студентов и аспирантов в области научных исследований, Курск, 19-22 мая, 2008. Ч. 1. – Курск: КГТУ, 2008. – С. 181-182.
135. Гордеев, В.Ф. Аппаратура для контроля качества неметаллических материалов и изделий по характеристикам электромагнитной эмиссии / В.Ф. Гордеев, В. П. Елисеев, Ю.П. Малышков // Дефектоскопия. – 1994. – № 4. – С. 48-54.
136. Гордеева, Т.Ф. Исследование изгибаемых железобетонных элементов при повторных статических нагружениях: дис.... канд. техн. наук / Т.Ф. Гордеева. – Киев.: НИИСК, 1970. – 208 с.
137. Городецкий, В.К. Результаты обследования строительных конструкций отделения хлорирования химико-металлургического завода / В.К. Городецкий // Износ и защита конструкций промышленных зданий с агрессивной средой: сб. Вып. 5. – М.: Стройиздат, 1973. – 197 с.
138. Городницкий, Г.М. Выносливость арматуры железобетонных конструкций / Г.М. Городницкий, К.В. Михайлов. – М.: Стройиздат, 1972. – 152 с.
139. Горюнов, Б.Ф. Предварительно напряженный железобетон в гидротехническом строительстве / Б.Ф. Городницкий. – Л.: Госстройиздат, 1953. – 167 с.
140. ГОСТ 12004-81. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение.
141. ГОСТ 127 30. 0–78. Бетоны. Общие требования к методам определения плотности, влажности, водопоглощения, пористости и водонепроницаемости.
142. ГОСТ 12730.1-78. Бетоны. Методы определения плотности.
143. ГОСТ 12730.2-78. Бетоны. Метод определения влажности.
144. ГОСТ 12730.3-78. Бетоны. Метод определения водопоглощения.
145. ГОСТ 12730.4-78. Бетоны. Методы определения показателей пористости.
146. ГОСТ 10181-2000. Смеси бетонные. Методы испытания.
147. ГОСТ 12730.5-84. Бетоны. Методы определения водонепроницаемости с изменением №1.
148. ГОСТ 13819-68. Коррозия металлов. Десятибальная шкала коррозионной стойкости.
149. ГОСТ 17623-87. Бетоны. Радиоизотопный метод определения плотности. Изд-во станд-ов.

150. ГОСТ 17624-87. Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности.
151. ГОСТ 17625-83. Конструкции и изделия железобетонные. Радиационный метод определения толщины защитного слоя бетона, размеров и расположения арматуры.
152. ГОСТ 18105-86*. Бетоны. Правила контроля прочности.
153. ГОСТ 18957-73. Тензометры для измерения линейных деформаций строительных материалов и конструкций. Общие технические условия.
154. ГОСТ 19426–74. Бетоны. Метод определения водонепроницаемости.
155. ГОСТ 21616-76 (ГОСТ 21616-91). Тензометры. Общие технические условия.
156. ГОСТ 22362-77. Конструкции железобетонные. Методы измерения силы натяжения арматуры.
157. ГОСТ 22904–78. Конструкции железобетонные. Магнитный метод определения толщины защитного слоя бетона и расположения арматуры
158. ГОСТ 22904-93. Конструкции железобетонные. Магнитный метод определения толщины защитного слоя бетона и расположения арматуры.
159. ГОСТ 22690-88. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля.
160. Гост 24026-80. Исследовательские испытания. Планирование эксперимента. Термины и определения.
161. ГОСТ 24452-80. Методы определения призмочной прочности модуля упругости и коэффициента Пуассона.
162. ГОСТ 24545 – 81. Бетоны. Методы испытаний на выносливость.
163. ГОСТ 24544-81. Бетоны. Методы определения деформаций усадки и ползучести.
164. ГОСТ 25246-82. Бетоны химические стойкие. Технические условия.
165. ГОСТ 25315-82. Контроль неразрушающий электрический. Термины и определения.
166. ГОСТ 25380-82. Здания и сооружения. Метод измерения плотности тепловых потоков, проходящих через ограждающую конструкцию.
167. ГОСТ 25462-82. Волоконная оптика. Термины и определения.
168. ГОСТ 25881-83. Бетоны. Химически стойкие методы испытаний.
169. ГОСТ ГОСТ 26633–91. Бетоны тяжёлые и мелкозернистые. Технические условия.
170. ГОСТ 26254-84. Здания и сооружения. Методы определения сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций.
171. ГОСТ 26629-85. Метод тепловизионного контроля качества. Теплоизоляция ограждающих конструкций.

172. ГОСТ 27655-88. Акустическая эмиссия. Термины, определения и обозначения.

173. ГОСТ 27677-88 (СТ СЭВ 5852-86) Защита от коррозии в строительстве. Бетоны. Общие требования к проведению испытаний.

174. ГОСТ 28570-90. Бетоны. Методы определения прочности по образцам, отобраным из конструкций.

175. ГОСТ 28840-90. Машины для испытывания материалов на растяжение, сжатие, и изгиб.

176. ГОСТ 2905-73 (ГОСТ 12730.0-78). Общие требования к методам определения плотности, влажности, водопоглощения, пористости и водонепроницаемости.

177. ГОСТ 29167-91. Бетоны, методы определения трещиностойкости (вязкости разрушения).

178. ГОСТ 10178-85*. Портландцемент и шлакопортландцемент. Технические условия.

179. ГОСТ 31108-2003. Цементы общестроительные. Технические условия.

180. ГОСТ 22266-94. Цементы сульфатостойкие. Технические условия.

181. ГОСТ 310.4-81. Цементы. Методы определения предела прочности при изгибе и сжатии.

182. ГОСТ 31384-2008. Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. Общие технические требования. – М.: Стандартинформ 2010. – 45 с.

183. ГОСТ 4800–59. Бетоны. Метод определения плотности.

184. ГОСТ Р 50779.10-2000 (ИСО 3534.1-93). Статистические методы. Вероятности и основы статистики. Термины и определения. ГОСстандарт России. – М.: ГОСстандарт России, 1993.

185. ГОСТ Р 50779.21-96. Статистические методы. Правила определения и методы расчёта статистических характеристик по выборочным данным. Часть 1. Нормальное распределение.

186. ГОСТ ИСО 5479-2002. Статистические методы. Проверка отклонения распределения вероятностей от нормального распределения. – М.: Госстандарт России, 2002.

187. ГОСТ Р 52804-2007. Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. Методы испытания. – М.: Стандартинформ, 2008. – 30 с.

188. ГОСТ Р 53231-2008. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности.

189. ГОСТ 8829-94. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытания нагружением. Правила оценки прочности, жёсткости и трещиностойкости.

190. ГОСТ 9908-85. Металлы и сплавы. Методы определения показателей коррозии и коррозионной стойкости.

191. ГОСТ 10180-90. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.

192. Горшенина, Е.В. Методика расчета ширины раскрытия трещины при различных режимах загрузки: дис.... канд. техн. наук / Е.В. Горшенина. – Тольятти, 2006. – 120 с.

193. Грановский, М.С. Основы планирования эксперимента / М.С. Грановский. – М.: МИСиС, 1968. – 48 с.

194. Гриднев, В.В. Математическая обработка результатов экспериментальных исследований: метод. пособие / В.В. Гриднев, Н.Д. Золотницкий, Ю.И. Короев. – М.: МИСИ, 1974. – 43 с.

195. Гриненко, Н.И. Спектральный метод оценки усталостной долговечности при действии случайных нагрузок/ Н.И. Гриненко, Л.А. Шефер //Проблемы прочности. – 1976. – № 1. – С. 19-22.

196. Гриненко, Н.И., Вероятностный метод расчета характеристик сопротивления усталости элементов конструкций / Н.И. Гриненко, И.Г. Завалич, С.Я. Меньшиков, Л.А. Шафер //Проблемы прочности. – 1987. – № 9. – С.50-54.

197. Громов, И.Н. Контроль прочности бетона портативным прибором/ И.Н. Громов, И.И. Монастырский, Д.Ю. Снежков// Бетон и железобетон. – 1992. – №1. – С 24-26.

198. Грушко, И.М. Исследование закономерностей усталостного разрушения бетонов при изгибе / И.М. Грушко, В.Д. Алтухов // Бетон и железобетон. – 1972. – №7. – С.35-37.

199. Грушко, И.М. Влияние структуры на прочность и выносливость бетона: дис.... д-ра техн. наук / И.М. Грушко. – Харьков, 1970. – 390 с.

200. Грушко, И.М. Повышение прочности и выносливости бетона / И.М. Грушко, А.Г. Ильин, З.Д. Чихладзе. – Харьков: Вища школа, 1986. – 149 с.

201. 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. трудов. – М.: СНТ НИИЖБ, 1988. – С. 16-19.

202. 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.

203. Гузеев, Е.А. Основы расчета и проектирования железобетонных конструкций повышенной стойкости в коррозионных средах: дис... д-ра техн. наук / Е.А. Гузеев. – М., 1981. – 349 с.

204. Гузеев, Е.А. Методика измерения деформаций в жидких агрессивных средах / Е.А. Гузеев, А.Б. Ренский, А.И. Мальганов // Межотраслевые

вопросы строительства. Отечественный опыт: рефератный сборник. – М.: ЦИНИСА, 1974. – С. 10-12.

205. Гузеев, Е.А. Влияние агрессивных сред на работу железобетонных конструкций/ Е.А. Гузеев // Технология и долговечность железобетонных конструкций: тр. НИИЖБ. – М., 1977. – С. 133-141.

206. Гузеев, Е.А. Влияние среды на механические свойства бетона / Е.А. Гузеев // Прочность, структурные изменения и деформации бетона. – М., 1978. – С. 223-253.

207. Гузеев, Е.А. Влияние плотности бетона на долговечность бетонных и железобетонных конструкций, работающих в сульфатных средах / Е.А. Гузеев, А.И. Мальганов // Материалы второй респ. науч.-техн. конф. по нефтехимии АН Каз. СССР. – Алма-Ата.: Наука, 1971. – С. 112-113.

208. Гузеев, Е.А. Долговечность бетона в агрессивных сульфатных водах/ Е.А. Гузеев, Т.В. Рубецкая, А.И. Мальганов // Межотраслевые вопросы строительства. Отечественный опыт: реф. сб. – Вып. II. – М., 1971. – С. 21-22.

209. Гузеев, Е.А. Расчет напряженно-деформированного состояния нормальных сечений железобетонных изгибаемых элементов с учетом кинетики сульфатной коррозии бетона / Е.А. Гузеев, Н.В. Савицкий, А.А. Тытюк // Защита бетона и железобетона от коррозии: сб. науч. тр. / под ред. С.Н. Алексеева, В.Ф. Степановой. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1990. – С. 59-66.

210. Гузеев, Е.А. Учет агрессивных воздействий в нормах проектирования конструкций / Е.А. Гузеев, С.Н. Алексеев, Н.В. Савицкий // Бетон и железобетон. – 1992. – № 10. – С.8-10.

211. 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.

212. Гузь, А.Н. Основы механики хрупкого разрушения материалов с начальными напряжениями / А.Н. Гузь // Прикладная механика. – 1987. – Т.23. № 10. – С.34-39.

213. Гулунов, А.В. Методы и средства неразрушающего контроля бетона и железобетонных изделий / А.В. Гулунов // Бетон и железобетон. – 2002. – №4. – С 22-23.

214. Гулунов, В.В. Современные методы и средства неразрушающего контроля качества бетонных и железобетонных конструкций/ В.В. Гулунов // Бетон и железобетон. – 2005. – №4. – С. 19-22.

215. Гусев, Б.В. Физико-математическая модель процессов коррозии арматуры железобетонных конструкций в агрессивных средах/ Б.В. Гусев, А.С. Файвусович// Теория. – М.: Научный мир, 2009. – 56 с.

216. Гусев, А.С. Сопротивление усталости и ползучесть конструкций при случайных нагрузках/ А.С. Гусев. – М.: Машиностроение, 1989. – 246 с.
217. Гуца, Ю.П. Разработать рекомендации по расчету ширины раскрытия и условиям закрытия трещин в изгибаемых элементах при сложных режимах загрузки. Научно-технический отчет / Ю.П. Гуца, И.Ю. Ларичева. – М.: НИИЖБ, 1979.
218. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия /М.Ф.Барштейн [и др.]; под ред. Б.Г.Коренева, И.М.Рабиновича. – М.: Стройиздат, 1981. – 215 с.
219. Динамический расчет специальных инженерных сооружений и конструкций /Ю.К. Амбриашвили [и др.]; под ред.Б.Г.Коренева, А.Ф.Смирнова. – М.: Стройиздат, 1986. – 461 с.
220. Джонс, Р. Испытание бетона без разрушения / Р. Джонс. – М., Стройиздат, 1964. – 140 с.
221. Долговечность железобетона в агрессивных средах /С.Н. Алексеев, Ф.М. Иванов, С. Модры, П. Шисль // Совм. Изд СССР – ЧССР –ФРГ. – М.: Стройиздат, 1990. – 320 с.
222. Доманский, Л.К. Проект плотины Красноярской ГЭС / Л.К. Доманский // В брошюре «Совещание по строительству высотных бетонных плотин на свальном основании». – М.: Госэнергоиздат, 1964. – 30 с.
223. Дубницкий, В.К. Сплайн-аппроксимация градуировочной зависимости «скорость ультразвука – прочность бетона/ В.К. Дубницкий, В.Л. Чернявский// Известия вузов. – 1993. – №1. – С. 119-120.
224. Дыскин, А.В. Модель дилатансии хрупких материалов с трещинами при сжатии / А.В. Дыскин, Р.Л. Салганик //Известия АН СССР. Механика твердого тела. – 1987. – № 6. – С.169-178.
225. Евграфов, Г.К. Деформации высокопрочных бетонов при многократно повторной нагрузке/ Г.К. Евграфов, Евграфов, М.И. Малько //Бетон и железобетон. – 1960. – № 11. – С. 484-494.
226. Егоров, Н.М. Применение железобетона для постройки судов внутреннего плавания / Н.М. Егоров // Применение предварительно напряженного железобетона в подводных и плавучих сооружениях: материалы симпозиума ФИП Госстроя СССР в Тбилиси. – М., 1972. – С.108-116.
227. Елшина, Л.И. Химические способы удаления ржавчины и их влияние на коррозионное поведение арматуры в бетоне: автореф. дис.... канд. техн. наук / Л.И. Елшина.– М., 1990. – 24 с.
228. 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.
229. Енишерлова, С.Г. Изучение механизма коррозии в бетоне потенциометрическим методом/ С.Г. Енишерлова, С.Д. Бескова // Ингибиторы

коррозии металлов: ученые записки МГПИ им. Ленина, вып.2. – М., 1962. – С.82-89.

230. Енишерлова, С.Г. Физико-химические основы подбора добавок, эффективно тормозящих коррозию арматуры железобетона в кислой среде/ С.Г. Енишерлова, В.Б. Ратинов// Труды БашНИИСтроя, вып. VII. – М.: Недра. – 1966. – С.123-128.

231. Ерёменко, В.П. Перспективы развития метода ультразвукового контроля для оценки эксплуатационного состояния бетона в конструкциях/ В.П. Ерёменко// Известия вузов. – 2006. – №11-12. – С. 84-90.

232. Жданов, А.А. Автоматическая установка для определения водопроницаемости бетона / А.А. Жданов, Ю.А. Саввина // Бетон и железобетон. – 1977. – №3. – С. 35-36.

233. Задворный, Г.М. Исследование состояния бетона водосливной плотины Горьковской ГЭС в натуральных условиях / Г.М. Задворный // Труды координационных совещаний по гидротехнике», вып. XIX. – Л.: Энергия, 1965. – С.8-22.

234. Задворный, Г.М., Состояние массивного бетона напорных сооружений Усть-Каменогорской ГЭС / Г.М. Задворный, М.Б. Петровский// Гидротехническое строительство. – 1967. – №9. – С.34-37.

235. Зайцев, Ю.В. Прочность и долговечность конструкционных материалов с трещиной: монография / Ю.В. Зайцев, С.Н. Леонович. – Минск: БНТУ, 2010. – 360 с.

236. 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

237. Зайцев, Ю.В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушений/ Ю.В. Зайцев. – М.: Стройиздат, 1982. – 196 с.

238. Захаров, В.А. Прочность и деформирование бетона в агрессивной газовой среде / В.А. Захаров [и др.] // Техн. науки: матер. 26 науч.-техн. конф. Комс.-на-Амуре гос. техн. ун-та, Комсомольск-на-Амуре 4-26 апр., 1996. Ч. 1. – Комсомольск-на-Амуре, 1997. – С. 25-28.

239. Злочевский, А.Б. Определение коэффициента интенсивности напряжений для поверхностных трещин методом сечений / А.Б. Злочевский, А.В. Островский //Строительная механика и расчет сооружений. – 1986. – № 5. – С. 29-32.

240. Зубков, В.А. Совершенствование ультразвукового метода определения прочности бетона / В.А. Зубков // Бетон и железобетон. – 1997. – №4. – С. 21-23.

241. Иванов, Ф.М. Метод измерения сквозной пористости капиллярно-пористых тел / Ф.М. Иванов, К.М. Акимова // Заводская лаборатория.– 1965. – С. 1360-1361.

242. Иванов, Ф.М. Коррозионные процессы и стойкость бетона в агрессивных средах: автореф. дис.... д-ра техн. наук / Ф.М. Иванов. – М., 1968. – 38 с.

243. Иванов, Ф.М. Длительные испытания бетона в растворах хлористых солей / Ф.М. Иванов, Н.Н. Янбух // Бетон и железобетон. – 1982. – №6. – С.26-27.

244. Иванов, Ф.М. Защита железобетонных транспортных сооружений от коррозии / Ф.М. Иванов. – М.: Транспорт, 1968. – 175 с.

245. Иванов-Дятлов, А.И. Изучение предела выносливости железобетона при повторных нагрузках/ А.И. Иванов-Дятлов // Бетон и железобетон. – 1958. – № 90 – С.353-356.

246. Иванов-Дятлов, А.И. Исследование усталости железобетонных и керамзитобетонных конструкций при повторных нагрузках / А.И. Иванов-Дятлов, В.И. Моисеенко // Научное сообщение МАДИ. – 1958. – № 22. – С.117-125.

247. Исследования в области защиты бетона и железобетона от коррозии в агрессивных средах / Сб. науч. тр. НИИ бетона и железобетона; под ред. В.М. Москвина, Ю.А. Саввиной. – М.: Стройиздат, 1984. – 71 с.

248. Иосилевский, Л.И. Долговечность предварительно напряженных железобетонных балочных пролетных строений мостов / Л.И. Иосилевский – М.: Транспорт, 1967. – С.287.

249. Казанников, А.П. Влияние режимов нагружения на развитие деформаций железобетонных балок: дис.... канд. техн. наук / А.П. Казанников. – М.: НИИЖБ, 1977 – 244с.

250. Камайтис, З.А. Некоторые особенности работы предварительно напряженных балок с трещинами под повторными нагрузками/ З.А. Камайтис // Исследования по железобетонным конструкциям. Каунасский политех. ин-т. – Вильнюс: Минтис, 1969. – 187 с.

251. Камбаров, В.И. Исследования влияния технологических грузопотоков на режимы крановых нагрузок в цехах металлургического производства / В.И. Камбаров // Исследования по строительной механике и строительным конструкциям: тематический сборник научных трудов ЧПИ. – Челябинск, 1985. – С.68-72.

252. Каминский, А.А. Докритический рост трещин в вязкоупругих стареющих материалах / А.А. Каминский, В.М. Пестриков // Прикл. механика. – 1981. – Т. 17. №10. – С. 112-116.

253. Караев, З.Ш. Исследование коррозии стали, защищенной цементным покрытием, в морских условиях: автореф. дис.... канд. техн. наук / З.Ш. Караев. – Баку: Аз.П.И., 1955. – 26 с.

254. Каранфилов, Т.С. Влияние призменной прочности на относительный предел выносливости бетона / Т.С. Каранфилов // Бетон и железобетон. – 1969. – № 3. – С.28-29.

255. Каранфилов, Т.С. Влияние характеристики цикла напряжений на развитие деформаций виброползучести бетона / Т.С. Каранфилов // Бетон и железобетон. – 1970. – № 11. – С.22-24.

256. Каранфилов, Т.С. О выносливости бетона / Т.С. Каранфилов // Бетон и железобетон. – 1971. – № 9 – С.41-43.

257. Каранфилов, Т.С. Влияние анизотропии на выносливость и виброползучесть бетона / Т.С. Каранфилов // Бетон и железобетон. – 1973. – № 12. – С.26– 28.

258. Каранфилов, Т.С. Воздействие многократно повторной нагрузки на железобетонные конструкции / Т.С. Каранфилов, Ю.С. Волков // Труды Гидропроекта. – 1966. – №13. – С.110-119.

259. Каранфилов, Т.С. Влияние уровня напряжений на виброползучесть бетона / Т.С. Каранфилов // ЦНИИС Госстроя СССР, РС. – 1973. – № 9.

260. Каранфилов, Т.С. Обзор исследований по прочности и деформативности бетона при многократном приложении нагрузок/ Т.С. Каранфилов, Ю.С. Волков //Труды Гидропроекта. – 1963. – №10. – С.167-191.

261. Каранфилов, Т.С. Влияние некоторых факторов на деформации виброползучести бетона / Т.С. Каранфилов //Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1976. – № I. – С.153-156.

262. Каранфилов, Т.С. Влияние вида крупного заполнителя на выносливость и ползучесть бетона / Т.С. Каранфилов // ЦНИИС Госстроя СССР, НТИ. – 1968. – №11.

263. Каранфилов, Т.С. Влияние некоторых факторов на деформации бетона при многократном повторении нагрузки / Т.С. Каранфилов // Труды V Всесоюзного совещания. Динамика гидротехнических сооружений. НИИ им. Б.Е. Веденеева. – М., 1972. – С.167-172

264. Карапетян, К.С. О теоретических и экспериментальных исследованиях в области теории ползучести / К.С. Карапетян // Известия АН Арм. ССР. Механика. – 1976. – Вып. XXIX. № 1. – С.27-38.

265. Кардумян, Г.С. Коррозионная стойкость бетонов на основе напрягающих цементов в многокомпонентных жидких агрессивных средах: автореф. дис.... канд. техн. наук / Г.С. Кардумян. – М.: 1989. – 23 с.

266. Карнаухова, Л.Н. Бетоны на портландцементе, стойкие в слабоагрессивных кислых средах: дис.... канд. техн. наук / Л.Н. Карнаухова. – М., 1986. – 238 с.

267. Карпухин, Н.С. Исследование выносливости железобетонных балок под воздействием многократно приложенной нагрузки/ Н.С. Карпухин //Труды МИИТ. – 1962. – Вып. 152. – С.44-53.

268. Карпенко, Н.И. К построению общей ортотропной модели деформирования бетона / Н.И. Карпенко //Строительная механика и расчет сооружений. – 1987. – № 2. – С.31-36.

269. Карпенко, Н.И. Расчет железобетонных конструкций с учетом режимов нагружения / Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев, Г.Р. Розенвасер, Л.М. Шварц // Строительная механика и расчет сооружений. – 1988. – №5. – С. 17-21.

270. Карпенко, Г.В. Влияние среды на прочность и долговечность металлов / Г.В. Карпенко. – Киев: Наукова думка, 1976. – 125 с.

271. Карпухин, Н.С. Исследование выносливости бетона в связи с учетом мостовых конструкций по предельным состояниям / Н.С. Карпухин // Труды МИИТ. – 1962. – Вып. 152. – С.5-19.

272. Карпухин, Н.С. Исследование выносливости армированных призм под воздействием многократно приложенной сжимающей нагрузки / Н.С. Карпухин // Труды МИИТ. – 1962. – Вып.152. – С.21-32.

273. Карпухин, Н.С. Влияние динамической нагрузки на снижение прочности бетона/ Н.С. Карпухин // Труды пятого Всесоюзного совещания. Динамика гидротехнических сооружений. – М.: НИИ им. Б.Е. Веденеева, 1972. – С.196-200.

274. Катин, Н.И. Исследование ползучести бетона при высоких напряжениях / Н.И. Катин // Труды НИИЖБ. Исследование свойств бетона и железобетонных конструкций. Вып.4. – М., 1959. – С. 74-153.

275. Квархава, К.К. Датчик для измерения собственных напряжений в бетоне/ К.К. Квархава // Бетон и железобетон. – 1981. – №8. – С. 26-27.

276. Кескюлла, Т.Э. Коррозионное разрушение железобетонных конструкций животноводческих зданий / Т.Э. Кескюлла, Я.А. Мильян, В.И. Новгородский // Бетон и железобетон. – 1980. – №9. – С. 43-45.

277. Кинд, В.В. Коррозия цементов и бетона в гидротехнических сооружениях/ В.В. Кинд – М-Л.: Госэнергоиздат, 1955. – 320 с.

278. Киселева, Б.В. Кинетика гетерогенных химических реакций / Б.В. Киселева. – М.: МХТИ им. Д.И. Менделеева, 1969. – 93 с.

279. Киракосов, В.П. Исследование фильтрации в построенных водоподпорных бетонных сооружениях / В.П. Киракосов. – М.: Госстройиздат, 1956. – 235 с

280. Кириллов, А.П. Расчетные величины усталостной прочности арматуры периодического профиля кл. А-III / А.П. Кириллов // Энергетическое строительство. – 1968. – № 4. – С.36-40.

281. Кириллов, А.П. Выносливость гидротехнического железобетона/ А.П. Кириллов. –Л.: Энергия, 1978. – 272 с.

282. Кириллов, А.П. Влияние виброползучести бетона на изменение коэффициента асимметрии цикла напряжений арматуры/ А.П. Кириллов, И.Т. Мирсияпов // Бетон и железобетон. – 1983. – № 9. – С.31-32.

283. Кириллов, А.П. Рекомендации по расчету сборно-монолитных железобетонных конструкций на выносливость по нормальному сечению/ А.П. Кириллов, И.Т. Мирсияпов. – М.: Гидропроект, 1984. – 30 с.

284. Кириллов, А.П. Взаимодействие фундаментов сооружений электростанции с основанием при динамических нагрузках / А.П. Кириллов, В.В. Крылов, А.Е. Саргсян. – М.: Энергоатомиздат, 1984. – 215 с.

285. Кириллов, А.П. Влияние виброползучести на выносливость железобетонных конструкций / А.П. Кириллов, И.Т. Мирсияпов // Бетон и железобетон. – 1986. – № I. – С.45-46.

286. Кириллов, А.П. Совершенствование методики расчета на выносливость по нормальному сечению / А.П. Кириллов, И.Т. Мирсияпов // Бетон и железобетон. – 1989. – № 8. – С.16-17.

287. Кириллов, А.П. Выносливость сборно-монолитных конструкций при многократном циклическом нагружении / А.П. Кириллов, И.Т. Мирсияпов // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1989. – № 5. – С.94–99.

288. Кириллов, А.П. Влияние виброползучести на выносливость железобетонных конструкций / А.П. Кириллов, И.Т. Мирсияпов // Повышение надежности энергетических сооружений при динамических воздействиях: материалы конференций и совещаний по гидротехнике. – Л.: Энергоатомиздат, 1989. – С.50-55.

289. Кириллов, А.П. Рекомендации по расчету и конструированию сборно-монолитных железобетонных элементов стен и перекрытий сооружений АЭ / А.П. Кириллов [и др.]. – М.: 1988, МО Атомэнергопроект. – 49 с.

290. Кириллов, А.П. Основные положения методики расчета железобетонных конструкций на выносливость / А.П. Кириллов // Бетон и железобетон. – 1990. – № 5. – С.24-26.

291. Клевцов, В.А. Исследование предварительного напряжения безраскосных ферм для покрытий с плоской кровлей / В.А. Клевцов // Предварительно напряженные железобетонные конструкции производственных зданий и инженерных сооружений / НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1969. – С.5-17.

292. Клевцов, В.А. Влияние толщины защитного слоя бетона на ширину раскрытия трещин в растянутых элементах, армированных стержнями периодического профиля / В.А. Клевцов, Э.Г. Портер // Сцепление арматуры с бетоном. Краткое изложение сообщений на конференции по проблеме сцепления арматуры с бетоном. – Челябинск.: ЧПИ, 1968. – С. 112-114.

293. Клевцов, В.А. Основные направления совершенствования методов оценки состояния несущих железобетонных конструкций при реконструкции / В.А. Клевцов // Промышленное строительство. – №8. – 1984 – С. 28-29.

294. Клевцов, В.А. Ультразвуковой контроль прочности бетона монолитных конструкций / В.А. Клевцов, М.Г. Коревицкая, А.А. Самокрутов, В.Н. Козлов // Бетон и железобетон. – 1998. – №2. – С. 16-18.

295. Клевцов, В.А. Методы обследования и усиления железобетонных конструкций / В.А. Клевцов // Бетон и железобетон. – 1995. – №2. – С. 17-20.
296. Клевцов, В.А. Неразрушающий контроль при мониторинге возведения многоэтажных зданий из монолитного железобетона/ В.А. Клевцов, М.Г. Коревицкая, Б. Х. Тухтаев // ПГС. – 2002. – №9. – С. 34-38.
297. Клевцов, В.А. Разработка, исследование, диагностика и усиление железобетонных конструкций/ В.А. Клевцов, Н.Н. Коровин //Бетон и железобетон. – 1997. – №5. – С. 21-22.
298. Клевцов, В.А. Применение неразрушающих методов испытаний при обследовании монолитных конструкций/ В.А. Клевцов, М.Г. Коревицкая //Бетон и железобетон. – 1991. – №7. – С. 19-20.
299. Клевцов, В.А. Определение прочности сталефибробетона неразрушающими методами/ В.А. Клевцов, М.Г. Коревицкая //Бетон и железобетон. – 1994. – №1. – С. 7 – 9.
300. Когаев, В.П. Расчеты деталей машин и конструкций на прочность и долговечность/ В.П. Когаев, Н.А. Махутов, А.П. Гусенков. – М.: Машиностроение. – 1985. – 224 с.
301. Коган, Е.А. Установка для испытаний материалов на ползучесть при трехосном сжатии/ Е.А. Коган //Бетон и железобетон. – 1977. – №3. – С. 34-35.
302. Колотыркин, Я.М. Металл и коррозия / Я.М. Колотыркин. – М.: Металлургия, 1984. – 400с.
303. Колыщенко, Н.Н. Исследование длительных деформаций замкнутых рам. сертация на соискание ученой степени кандидата техн. наук. – Киев, 1978.
304. Комохов, П.Г. Наноструктура и ресурс долговечности защитного цементного бетона после длительного γ -облучения/ П.Г. Комохов, А.П. Комохов // Строительные материалы, оборудование, технология XXI века – 2011. – №6. – С.34-36.
305. Конакбаева, К.К. Исследование прочности и деформативности изгибаемых железобетонных элементов на щебне фосфорного производства Казахстана: дис.... канд. техн. наук/ К.К. Конакбаева. – Киев, 1973. – 160 с.
306. Корн, Г. Справочник по математике для научных работников инженеров) / Г. Корн, Т. Корн. – М.: Наука, 1977. – 803 с.
307. Кравцов, А.В. Методика комбинированных численно-экспериментальных исследований железобетонных конструкций, эксплуатируемых в химически агрессивных средах / А.В. Кравцов // 18 Международная конференция «Математическое моделирование в механике сплошных сред на основе методов граничных и конечных элементов», посвященная 90-летию со дня рождения академика В.В. Новожилова, Санкт-Петербург, 16-20 мая, 2000: Труды. Т. 3. – СПб.: Изд-во НИИХ СПбГУ. 2000. – С. 8-13.

308. Кравцов, Г.И. Бесконтактный способ определения прочности горячекатаной арматуры / Г.И. Кравцов, В.Р. Столяров // Бетон и железобетон. – 1985. – №1. – С. 19-20.

309. Крылов, Н.А. Радиотехнические методы контроля качества железобетона / Н.А. Крылов, В.А. Калашников, А.М. Полищук.– М.: Стройиздат, 1966. – 379 с.

310. Коревицкая, М.Г. Неразрушающие методы контроля качества железобетонных конструкций / М.Г. Коревицкая. – М.: Высш. школа, 1989. – 79 с.

311. Королев, Г.Г. Температурный режим и образование трещин в бетонных блоках Мамаканской плотины / Г.Г. Королев, Е.Л. Будников // Гидротехническое строительство. – 1968. – С. 13-18.

312. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты / В.М. Москвин [и др.]. – М.: Стройиздат, 1980. – 536 с.

313. Косая, Т.А. Влияние многократно повторной нагрузки на величину раскрытия трещин и изгибаемых железобетонных элемента / Т.А. Косая// Труды координационных совещаний по гидротехнике. Вып.99. – Л.: Энергия, 1975. – С.15-21.

314. Косая, Т.А. Влияние многократно повторных нагрузок на развитие трещин в изгибаемых железобетонных элементах: дис.... канд. техн. наук. – Тбилиси: ГрузНИИЭГС, 1975. – 120 с.

315. Крамарчук, П.П. Исследование деформаций бетона и железобетонных элементов под действием длительных повторных нагрузок: дис.... канд. техн. наук. – Киев, 1971. – 186 с.

316. Красновский, Р.О. Аналитическое описание диаграммы деформирования бетона при кратковременном статическом сжатии/ Р.О. Красновский, И.С. Кроль, С.А. Тихомиров //Исследования в области измерений механических свойств материалов. Вып. №26. – М.: ВНИИ физики и техники и радиотехнических измерений, 1976. – 85 с.

317. Критов, В.А. Выносливость предварительно напряженных железобетонных изгибаемых элементов из плотного силикатного бетона: дис.... канд. техн. наук. – Киев, 1978. – 167 с.

318. Крылов, С.М. Провести исследование влияния длительной нагрузки переменного уровня на трещиностойкость и деформативность изгибаемых элементов и разработать предложения по внесению изменений и дополнений в главу СНиП II-21-75 / С.М. Крылов [и др.] // Научно-технический отчет. НИИЖБ. – М., 1981.

319. Кувыкин, И.С. Исследование строительных швов в бетонных гидротехнических сооружениях: автореф. дис.... канд. техн. наук / И.С. Кувыкин. – М.: МИСИ им. Куйбышева, 1961. – 31 с.

320. Кудайбергенов, Н.Б. Основы обеспечения долговечности стальных строительных конструкций промзданий в агрессивных средах: автореф. дис.... д-ра техн. наук / Н.Б. Кудайбергенов. – М., 1994. – 31 с.

321. Кузнецов, Ю.Д. Обеспечение долговечности железобетонных конструкций при реконструкции промышленных предприятий / Ю.Д. Кузнецов, И.Н. Заславский. – Харьков: Будівельник, 1985. – 112 с.

322. Кузьмищев, П.Ф. Борьба с фильтрацией через трещины и швы в гидротехническом бетоне / П.Ф. Кузьмищев, П.А. Михалевич // Гидротехническое Строительство. – 1960. – № 8. – С.22-28.

323. Кузнецов, С.И. Введение в геологическую микробиологию / С.И. Кузнецов, М. В. Иванов, Н.Н. Ляликова. – М.: АН СССР, 1965. – 239 с.

324. Кузнецов, А.Н. Раскрытие трещин в центрально-растянутых железобетонных элементах / А.Н. Кузнецов // Строительная промышленность. – №7. – 1940. – С. 42-48.

325. Кузнецов, А.Т. Влияние газовой среды при повышенных температурах на свойства бетона: автореф. дис... канд. техн. наук / А.Т. Кузнецов. – М.: НИИЖБ, 1967. – 20 с.

326. Кузнецова, Л.Ф. Исследование напряженно-деформированного состояния предварительно напряженных железобетонных балок под действием ягельных ступенчато переменных нагрузок: дис.... канд. техн. наук / Л.Ф. Кузнецова. – Киев, 1973. – 193 с

327. Кулыгин, Ю.С. Ползучесть бетона при многократно повторяющихся нагрузках / Ю.С. Кулыгин, И.К. Белобров // Особенности деформаций бетона к железобетона и использование ЭВМ для оценки влияния на поведение конструкций. – М.: Стройиздат, 1969. – С.77-97.

328. Кульчин, Ю.Н. Волокнянно-оптический интерферометрический метод для исследования деформаций строительных конструкций / Ю.Н. Кульчин [и др.] // Известия вузов. – 2001. – №6. – С 113-117.

329. Кулыгин, Ю.С. Ползучесть бетона при многократно повторяющихся нагрузках / Ю.Н. Кулыгин // Новое в технологии и конструировании бетонных и железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1966. – С.52- 57.

330. Кулыгин, Ю.С. Экспериментальное исследование ползучести бетона при многократно повторяющихся нагрузках/ Ю.Н. Кульчин, И.К. Белобров // Прочность и жесткость железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1968. – С. 173-190.

331. Курс низших растений / под ред. М.В. Горленко. – М.: Высш. шк., 1981. – 504 с.

332. Кфури, А. Скорость высвобожденная энергии деформации при увеличении размера трещины на конечную величину в упругопластической среде/ А. Кфури, Дж. Райс // Механика разрушения. Разрушение материалов. – М.: Мир, 1979. – С.19-39.

333. Ламкин, М.С. Определение критического значения коэффициента интенсивности напряжений для бетона / М.С. Ламкин, В.И. Пащенко // Известия ВНИИГ. – 1972. – Т. 99. – С. 234-239.

334. Ламкин, М.С. Применение теории хрупкого разрушения к определению размеров температурных трещин в элементах бетонных конструкций / М.С. Ламкин, В.И. Пащенко, Л.П. Трапезников // Труды координационных совещаний по гидротехнике // ВНИИГ. – 1973. – Вып.82. – С. 68–73.

335. Ландау, С.З. Долговечность железобетона в субтропических районах Черноморского побережья / С.З. Ландау, Г.П. Вербецкий, О.А. Саралидзе // Защита строительных материалов и конструкций от коррозии: тезисы докладов Всесоюзного научно-техн.совещания. Ч. II. – Киев: Госстрой СССР(НИИЖБ, НИИСК), 1973. – С.5-7.

336. Ларионов, В.В. Скорость развития усталостных трещин при случайных изменениях величин циклических нагрузок / В.В. Ларионов, М.Г. Селянцев // Проблемы прочности. – 1990. – № 4. – С. 25-30.

337. Латыпов, В.М. Об интерпретации показателя «коэффициент стойкости» / В.М. Латыпов, В. И. Парфенов // Теория и практика защиты от коррозии метал. и железобетон. конструкций и оборуд.: тез. докл. к 2 межобл. науч.-практ. конф., Астрахань, 30 нояб. – 2 дек., 1988. Ч. 4. – Астрахань, 1988. – С. 225-227.

338. Левчич, В.В. Прочность и деформация бетона при многократно повторяющихся нагрузках / В.В. Левчич, В.Г. Кваша // Вестник Львовского политехнического института. – 1972. – № 70. – С.24-29.

339. Левчич, В.В. Расчет выносливости, прогибов и ширины раскрытия трещин при многократно повторяющихся нагрузках / В.В. Левчич, В.Г. Кваша // Вестник Львовского политехнического института. Вопросы современного строительства. – 1977. – Вып.13. – С.13-24.

340. Левчич, В.В. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов при действии многократно повторяющихся нагрузок: дис.... канд. техн. наук/ В.В. Левчич. – Львов, 1974. – 166 с.

341. 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.

342. Лещинский, М.Ю. Испытание бетона: справ. пособие/ М.Ю. Лещинский. – М.: Стройиздат, 1980. – 360 с.

343. Ли, Ф.М. Химия цемента и бетона/ Ф.М. Ли. – М.: Госстройиздат, 1961. – 644 с.

344. 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.

345. Литвинова, Р.Е. Оказание технической помощи по технологии бетона для Бухтарминской ГЭС / Р.Е. Литвинова // Аннотации законченных в 1962 г. научно-исследовательских работ по гидротехнике. – Л.: Энергия, 1964. – С.268-269.

346. Лужин, О.В. Совершенствование методов неразрушающего контроля и оценки технического состояния эксплуатируемых железобетонных конструкции / О.В. Лужин, И.А. Горбунов// Известия вузов. – 1997. – №6. – С. 4-7.

347. Лучко, И.И. Исследование деформативности, трещиностойкости и несущей способности железобетонных изгибаемых элементов из мелкозернистых бетонов при кратковременном и длительном действии нагрузки: автореф. дис.... канд. техн. наук / И.И. Лучко. – Киев: НИИСК, 1980. – 23 с.

348. Львовский, Е.Н. Статистическое моделирование деформаций ползучести на ЭВМ / Е.Н. Львовский // Бетон и железобетон. – №11. – 1992. – С. 18-19.

349. Лычѳв, А.С. Повышение надежности оценки прочности бетона в эксплуатируемых конструкциях / А.С. Лычѳв, Т.В. Дормидонтова// Изв. вузов. – 2002. – №4 – С. 120-123.

350. Ляхович, И.А. Нейтрализация бетона сернистым газом и коррозия стальной арматур / И.А. Ляхович // Долговечность строительных конструкций промышленных объектов. – М.: Стройиздат, 1973. – С. 137-140.

351. Мадатян, С. Перспективы развития стальной и неметаллической арматуры железобетонных конструкций / С. Мадатян //Промышленное и гражданское строительство. – №9. – 2002. – С.16-23.

352. Маилян, Р.Л. Методика испытания и оценка усадочной трещиностойкости бетонов/ Р.Л. Маилян //Бетон и железобетон. – 1968. – № 8. – С. 40-42.

353. Маилян, Р.Л. Предел выносливости балок из железобетона на известняке-ракушечке/ Р.Л. Маилян, Н.Г. Лалаянц //Бетон и железобетон. – 1974. – № 6. – С.32-33.

354. Маилян, Л.Р. Сопротивление железобетонных статически неопределимых балок силовым воздействиям / Л.Р. Маилян. – Ростов н/Д: Изд-во Ростовского университета, 1989. – 176 с.

355. Макарова, В.А. Изучение коррозионной стойкости бетона на гипсо-глиноземистом вяжущем /В.А. Макарова, Л.Б. Трубицына //Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1984. – № 2. – С. 58-63.

356. Малиновский, К.Б. К вопросу о коррозии стальной арматуры в цементных растворах и бетонах / К.Б. Малиновский // Строительные кон-

струкции: сборник трудов. Вып.3, АСИА УССР, ЮжНИИ. – Харьков: Книжное издательство, 1959. – С.218-225.

357. Малышков, Ю.П. Дефектоскопия и оценка напряженно-деформированного состояния бетона по параметрам электромагнитной эмиссии / Ю.П. Малышков, В.Ф Гордеев, С. Г. Шаталин // Известия вузов. – 1997. – №12. – С 114-117.

358. Малышков, Ю.П. Применение электромагнитной эмиссии для контроля железобетонных сооружений и мостов/ Ю.П. Малышков [и др.] // Изв. вузов. Строительство.– 1996.– № 5.– С. 3-7.

359. Малышков, Ю.П. Источники и механизмы электромагнитной эмиссии в бетонах/ Ю.П. Малышков [и др.] // Известия вузов. – 1996. – №12. – С 31-37.

360. Мальцов, К.А. Несплошность строения бетона / К.А. Мальцов // Известия ВНИИГ. – 1961. – Т.67. – С.163-181.

361. Мальцов, К.А. Несплошность строения бетона в конструкциях гидротехнических сооружений: автореф. д-ра техн. наук / К.А. Мальцов.- Л.:ВНИИГ, 1967. – 72 с.

362. Мальцов К.А. Некоторые особенности массивного железобетона и их влияние на работу гидротехнических сооружений / К.А. Мальцов, А.Е. Минарский // Труды координационных совещаний по гидротехнике. Вып.58. – Л.: Энергия, 1970. – С.349-360.

363. Мальцов, К.В. О рациональном армировании плитных железобетонных конструкций гидросооружений / К.В. Мальцов, А.Е. Минарский// «Гидротехническое Строительство». – 1970. – № 10. – С.42-47.

364. Мананков, А.В. Эволюционно-диффузная математическая модель воздействия микроорганизмов на строительные материалы / А.В. Мананков, И.И. Подшивалов, Ю.Н. Фатыхова, С.П. Осипов // Известие вузов. Строительство. – 2006. – №8. – С. 20–25.

365. Маринин, А.Н. Сопротивление железобетонных конструкций воздействию хлоридной коррозии и карбонизации/ А.Н. Маринин, Р.Б. Гарибов, И.Г.Овчинников. Саратов: «Рата», 2008. – 259 с.

366. Маркова, Е.В. Латинские квадраты в планировании эксперимента // Заводская лаборатория 34. – 1968. – №1. – С. 60-65.

367. Маркова, Е.В. Латинские прямоугольники и кубы в планировании эксперимента / Е.В. Маркова // Заводская лаборатория 34. – 1968. – №7. – С. 832-837.

368. Маслов, Н.Н. Инженерная геология / Н.Н. Маслов. – М.: Стройиздат, 1941. – 432 с.

369. Матаров, И.А. Исследование работы железобетонных изгибаемых элементов под многократно повторными нагрузками / И.А. Матаров // Труды ЦНИИС. Вып.21, 4/1. – М.: Трансжелдориздат, 1956. – 276 с.

370. Матаров, И.А. Работа изгибаемых железобетонных элементов под повторными нагрузками / И.А. Матаров // Теория расчета и конструирования железобетонных конструкций. – М.: Госстройиздат, 1958. – С. 85-107.

371. Матаров, И.А. Исследование арматуры стали марки 25 Г2С под действием статических и многократно повторных нагрузок / И.А. Матаров, А.Г. Прокопович, А.Г. Кедров // Труды ЦНИИС. Вып.37. – М.: Трансжелдориздат. – 1960. – С.141-221.

372. Математический энциклопедический словарь / гл. ред. Ю.В. Прохоров. – М.: Советская энциклопедия, 1988. – 845 с.

373. МГСН 5.02-99. Московские городские строительные нормы. Проектирование городских мостовых сооружений. – М.: ГУН «НИАЦ», 1999. – 67 с.

374. Меркулов, С.И. Работоспособность железобетона в условиях агрессивных сред / С.И. Меркулов, В.М. Дворников, Е.Г. Пахомова // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. – 2006. – №10. – С.25.

375. Методы контроля качества материалов и строительных конструкций: лабораторный практикум / А.А. Шилин [и др.]; под ред. проф. д-ра техн. наук А.А. Шилина. – М.: Стройтехиздат, 2009. – 319 с.

376. Методические указания по прогнозированию глубины коррозионного поражения бетона в жидких кислых средах. – Уфа: НИИпромстрой, 1973. – 43 с.

377. Мельник, Р.А. Применение функций напряжений типа для определения величин деформаций ползучести бетона / Р.А. Мельник // Строительные конструкции. Вып.1V. – Киев: Будивельник, 1966. – С. 178-193.

378. 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.

379. Мигунов, В.Н. Проектирование строительства и реконструкции зданий и сооружений, эксплуатирующихся в агрессивных средах: учеб. пособие / В.Н. Мигунов, Р.Б. Гарибов, С.Н. Степанов, И.И. Овчинников. – Саратов: ИЦ «Рата», 2008. – С. 79-80.

380. Мигунов, В.Н. Ширина раскрытия трещин в изгибаемых железобетонных элементах при воздействии переменной нагрузки и агрессивной среды: автореф. дис.... канд. наук / В.Н. Мигунов. – М.: НИИЖБ, 1985. – 22 с.

381. 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.

382. Мигунов, В.Н. Влияние переменной ступенчато-повторной нагрузки и агрессивной среды на несущую способность изгибаемых железобе-

тонных конструкций и рабочей арматуры / В.Н. Мигунов // Изв. вузов. Строительство. – 2000. – № 4. – С. 129-132.

383. Микашвили, Ю.Н. Исследование структуры и физико-механических свойств многолетнего бетона гидротехнических сооружений / Ю.Н. Микашвили // Труды координационных совещаний по гидротехнике. Вып.68. – Л.: Энергия, 1971. – С. 57-62.

384. Мильян, Я.А. Прогнозирование долговечности железобетонных конструкций в животноводческих зданиях / Я.А. Мильян, Т.А. Кесккюла / Вопросы надёжности железобетонных конструкций: тезисы докладов. – Куйбышев: Куйбышевский ИСИ, 1975. – 193 с.

385. Минас, А.И. Метод оценки коррозионной стойкости некоторых строительных материалов / А.И. Минас // Строительные материалы и конструкции. – Ростов н/Д, 1972. – С. 49-61.

386. Миронов, В.Д. Кинетика развития коррозии цементного камня при длительном воздействии кислых сред / В.Д. Миронов, В.Б. Ратинов // Прикладная химия. Вып.8.-Т. XVIII. – М., 1970. – С. 1861-1864.

387. 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. – 714 с.

388. Мирсаяпов И.Т. Выносливость железобетонных конструкций при режимном циклическом нагружении: учеб. пособие / И.Т. Мирсаяпов. – Иваново: Иванов. инж.-строит. ин-т., 1993. – 88 с.

389. Митасов, В.М. Некоторые пути дальнейшего развития теории сопротивления железобетона / В.М. Митасов // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1990. – № 10. – С. 3-9.

390. Михайлов, К.В. О напряженном состоянии при многократно повторяющихся нагрузках / К.В. Михайлов, В.М. Салюков // Бетон и железобетон. – 1963. – № 8. – С.341-345.

391. Михальчук, П.А. Коррозионная стойкость бетонов, пропитанных пиропластом / П.А. Михальчук, Т.А. Максимова // Коррозионно стойкие бетоны и железобетонные конструкции. – М., 1981. – С. 10-13.

392. Молодченко, Г.А. Исследование процесса трещинообразования в железобетоне при центральном растяжении и в условиях плоского напряженного состояния (сжатие с растяжением при кратковременном действии нагрузки): автореф. дис.... канд. техн. наук / Г.А. Молодченко. – Харьков, 1969. – 18 с.

393. Москвин, В.М. Коррозия бетона / В.М. Москвин. – М.: Госстройиздат, 1952. – 344 с.

394. Москвин, В.М. Коррозия арматуры в бетоне / В.М. Москвин //Строительная промышленность. – 1951. – № 12. – С. 15-18.

395. Москвин, В.М. Коррозия бетона в гидротехнических сооружениях / В.М. Москвин // Коррозия бетона и меры борьбы с ней, труды конференций. – М.: Изд-во АН СССР, 1954. – С.10-22.

396. Москвин, В.М. Способы повышения коррозионной стойкости арматуры в железобетонных конструкциях / В.М. Москвин, С.Н. Алексеев // Бетон и железобетон. – 1957. – № I. – С.28-30.

397. Москвин, В.М. Защита от коррозии арматуры в бетонах различных видов / В.М. Москвин, С.Н. Алексеев // Исследования в области защиты бетона и других строительных материалов от коррозии: труды НИИЖБ. Вып.2. – М.: Госстройиздат, 1958. – С.134-146.

398. Москвин, В.М. Применение предварительно напряженных железобетонных конструкций в промышленных сооружениях с агрессивной средой / В.М. Москвин // Бетон и железобетон. – 1964. – № 11. – С.481-486.

399. Москвин, В.М. Влияние трещин в бетоне на степень коррозии арматуры в железобетонных конструкциях / В.М. Москвин, С.Н. Алексеев, В.И. Новгородский // Гидротехническое строительство. – 1965. – № 2. – С.20-27.

400. Москвин, В.М. О механизме коррозии стальной арматуры в бетоне с трещинами / В.М. Москвин, С.Н. Алексеев, В.И. Новгородский // Коррозия, методы защиты и повышения долговечности бетона и железобетона / НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1965. – С.27-39.

401. Москвин, В.М. Влияние хлористых солей на образование сульфата алюмината кальция / В.М. Москвин, Т.В. Рубецкая // Цемент. – 1953. – № 6. – С.3-8.

402. Москвин, В.М. Трещины в железобетоне и коррозия арматуры / В.М. Москвин, С.Н. Алексеев, Г.П. Вербецкий, В.И. Новгородский – М.: Стройиздат, 1971. – 144 с.

403. Москвин, В.М. Условия и формы коррозии стальной арматуры в бетоне / В.М. Москвин, С.Н. Алексеев, В.И. Новгородский // Материалы секций VI конференции по бетону и железобетону, подготовленная НИИ бетона и железобетона. Вып. 1. – М.: Стройиздат, 1966. – С. 89-94.

404. Москвин, В.М. Кислотоупорный бетон / В.М. Москвин. – М.-Л.: ОНТИ. Гл. ред. строит, лит-ры, 1935. – 98 с.

405. Москвин, В.М. Влияние жидких агрессивных сред на прочностные и деформативные характеристики бетона при кратковременном нагружении / В.М. Москвин, Е.А. Гузеев, А.А. Шаталов, В.М. Борисенко // Бетон повышенной морозостойкости и изделия из него для строительства в районах Восточной Сибири и Крайнего Севера. (Сб. тр. Проект, науч. – исслед. ин-та «Краснояр. промниипроект»; № 41). – Красноярск, 1977. – С. 1-49.

406. Москвин, В.М. Влияние некоторых видов цемента на стойкость бетона и арматуры / В.М. Москвин, С.Н. Алексеев, В.Г. Батраков // Корро-

зия железобетона и методы защиты: сб. науч. тр. НИИЖБ. Вып. 9. – М.: 1959. – С.4-20.

407. Мощанский, Н.А. Определение сравнительной агрессивности главных газов к стали, бетону и защитным органическим покрытиям / Н.А. Мощанский, Е.А. Пучинина / Коррозия железобетона и методы защиты: тр. науч. исслед. ин-та бетона и железобетона. Вып. 28. – М., 1962. – С. 5-27.

408. Мощанский, Н.А. Стойкость растворов и бетонов при действии HF и HCl / Н. А. Мощанский, Е. Л. Пучинина // Тр. НИИЖБ. – Вып. 2. – 1958. Вып. 15. – М., 1960. – С. 80-94.

409. Мощанский, Н.А. Физико-химические основы стойкости бетона: дис.... д-ра техн. наук / Н.А. Мощанский. – М., 1953. – 449 с.

410. Мощанский, Н.А. Плотность и стойкость бетона / Н.А. Мощанский. – М.: Стройиздат, 1952. – 449 с

411. Мурашев, В.И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона / В.И. Мурашев. – М.: Машстройиздат, 1950. – 258 с.

412. Мурашко, Л.А. Исследование напряженно-деформированного состояния рам при длительных постоянных и периодических нагрузках / дис.... канд техн. наук / Л.А. Мурашко. – Киев, 1974. – 195 с.

413. Мур, Г.Ф. Усталость металлов, дерева и бетона / Г.Ф. Мур, Д.В. Коммерс – М.: Гостехиздат, 1927. – 203 с.

414. Мусатов, С.А. Керамзитбетон под воздействием многократно-повторных нагрузок / С.А. Мусатов // Бетон и железобетон. – 1968. – № 5. – С. 41-42.

415. Мусатов, С.А. Исследование прочности и деформативности преднапряженных керамзитобетонных изгибаемых элементов со стержневой арматурой кл. А-1У под действием многократно повторных нагрузок: дис.... канд. техн. наук / С.А. Мусатов. – М., 1968. – С.170.

416. Мутин, А.А. Деформативность и прочность сжатых армированных элементов из бетонов повышенной коррозионной стойкости: автореф. дис... канд. техн. наук / А.А. Мутин. – М., 1978. – 22 с.

417. Налимов, В.В. Логические основания планирования эксперимента / В.В. Налимов, Т.И Голикова. – М.: Металлургия, 1981. – 152 с.

418. Налимов, В.В. Теория эксперимента / В.В. Налимов. – М.: Наука, 1971. – 208 с.

419. Немировский, Я.М. Пути совершенствования теории расчета деформации и раскрытия трещин в железобетоне /Я.М. Немировский // Мат. VI бетону и железобетону. Вып. 1. – М.: Стройиздат, 1966. – С. 152-167.

420. Немировский, Я.М. Пересмотр некоторых положений теории раскрытия трещин в железобетоне / Я.М. Немировский // Бетон и железобетон. – 1970. – №3. – С. 5-8.

421. Неразрушающий контроль и диагностика: справочник / В.В. Клюев [и др.]; под ред. В.В. Клюева – М.: Машиностроение, 2003. – 656с.

422. Нигол, Т.К. Состояние железобетонных конструкций в животноводческих зданиях / Т.К. Нигол, А.О.Каск, Х.К. Ваприс // Исследования по строительству. Строительная теплофизика. Долговечность конструкций. – Таллин: Изд-во «Валгус», 1977. – С. 83-93.

423. 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.

424. Никитин, В.В. Прибор для определения прочности строительных материалов / В.В. Никитин // Бетон и железобетон. – 1992. – №8. – С 13-14.

425. Нилендер, Ю.А. Поверхностная прочность бетона и связь ее с появлением трещин / Ю.А. Нилендер // Коррозия бетона: труды конференции. – М.: Изд-во АН СССР, 1937. – С.255-301.

426. Ним, А.Д. Надежность главных ферм транспортных эстакад при случайных колебаниях / А.Д. Ним // Исследования в области надежности инженерных сооружений: сб. трудов / Ленинградский промстройиниипроект. – Л., 1979. – С. 64-68.

427. Ничипорович, А.А. Прогноз осадок бетонных гидротехнических сооружений на нескальных основаниях / А.А. Ничипорович // Гидротехническое строительство. – 1955. – № 5. – С.32-38.

428. Новгородский, В.И. Исследование влияния трещин в бетоне на коррозию арматуры железобетонных конструкций: дис ...канд техн. наук / В.И. Новгородский. – М.: НИИЖБ, 1964. – 133 с.

429. Новгородский, В.И. Защита стальной арматуры от коррозии в бетонах на основе гипсоцементнопуццоланового вяжущего/ В.И. Новгородский, Т.А. Васильева // Строительные материалы. – 1976. – №8. – С. 353-355.

430. Новгородский, В.И. О допустимой ширине кратковременного раскрытия трещин / В.И. Новгородский // Бетон и железобетон. – 1984. – №7. – С. 41-42.

431. Новотарский, И.П. Исследование изгибаемых железобетонных элементов при постоянных и периодических нагрузках высокого уровня: дис.... канд. техн. наук / И.П. Новотарский. – Киев, 1977. – 184 с.

432. Новотарский, И.П. Деформации железобетонных балок при длительных переменных нагрузках высокой интенсивности / И.П. Новотарский, А.Я. Барашиков, Н.А. Мурашко // Строительные конструкции: сб. Вып.29. – Киев: Будивельник, 1977. – С.68-73.

433. Оатул, А.А. Экспериментальное исследование сцепления бетона с арматурой на растянутых образцах при кратковременном повторном и длительном действии нагрузки / А.А. Оатул, Ю.А. Иващенко // Исследование по бетону: сб. Труды № 46. – Челябинск: ЧПИ, 1967. – С. 135-142.

434. 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.И. Овчинников. – Волгоград, 2006. – 461 с.

435. Овчинников, И.Г. Модель деформирования и расчёт сжатоизогнутой железобетонной балки в условиях сульфатной агрессии / И.Г. Овчинников, Р.Р. Инамов, Р.Б. Гарибов // Бетон и железобетон. – 2006. – №1. – С. 26-29.

436. Овчинников, И.Г. Моделирование поведения железобетонных элементов конструкций в условиях воздействия хлоридсодержащих сред / И.Г. Овчинников, В.В. Раткин, А.А. Землянский. – Саратов: Сарат. гос. техн. ун-т, 2000. – 232 с.

437. 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.

438. Овчинников, И.Г. Работоспособность сталежелезобетонных элементов конструкций в условиях воздействия хлоридсодержащих сред / И. Г. Овчинников, В. В. Раткин, Р. Б. Гарибов. – Саратов: Изд-во Сарат. ун-та, 2002. – 156 с.

439. Овчинников, И.Г. Моделирование ползучести железобетонных элементов конструкций транспортных сооружений в агрессивных средах / И.Г. Овчинников, М.С. Пшеничников, В.В. Раткин. – Саратов: Сарат. гос. техн. ун-т, 2001. – 137 с.

440. 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.

441. Овчинников И.Г. Расчет элементов конструкций с наведенной неоднородностью при различных схемах воздействия хлоридсодержащих сред / И.Г. Овчинников, КС. Дядькин – Саратов: СГГУ, 2003. – 240 с.

442. Овчинников, И.Г. Современные методы неразрушающего контроля инженерных сооружений: учеб. пособие / И.Г. Овчинников, М.В. Фёдоров. – Саратов: Сарат. гос.тех.ун-т, 1999. – 120 с.

443. Огрель, Л.Ю. Биоповреждения микромицетами и защита полимерсодержащих строительных материалов / Л.Ю. Огрель, Р.Г. Шевцова, В.И. Глущенко, Т.И. Прудникова // Известие вузов. Строительство. – 2000. – №10. – С. 60-65.

444. Ойт, Л.В. Коррозия и защита арматуры в золо- и шлакобетонах / Л.В. Ойт // Изв. Вузов. «Строительство и архитектура». – 1974. – №5. – С.37-38.

445. Определение допустимой ширины раскрытия трещин в разных конструкциях с учетом условий эксплуатации зданий и сооружений и требуемого срока службы. Тема № 18.8.6 по плану координации важнейших науч. иссл. работ в области строительства между странами-членами СЭВ

на период по 1965 г. Отчет по плану НИИЖБ № 1307-65. – М.: НИИЖБ, 1965. – 187 с.

446. Орнатский, Н.В. Исследование процесса кольматации песков / Н.В. Орнатский, Е.М. Сергеев, Ю.М. Шехтман. – М.: Изд-во Московского университета, 1955. – 182 с.

447. Оценка действительного технического состояния и прогнозирование поведения железобетонных конструкций производственных зданий ВАЗа для обеспечения их эффективной эксплуатации: науч.-техн. отчёт (заключ) №446, рук. А.А. Прокопович. – Куйбышев: Куйбышев. инж.-троит. ин-т, 1985. – 111 с.

448. Панасюк, В.В. Распределение напряжений около трещин в пластинах / В.В. Панасюк, М.П. Саврук, А.П. Дацышин. – Киев: Наукова Думка, 1976. – 443 с.

449. Пак, А.П. Зависимость критического значения коэффициента интенсивности напряжений бетона от длины трещины / А.П. Пак, Л.П. Трапезников, Т.П. Шерстобитова, Э.Н. Яковлева // Известия ВНИИГ, т.136. – Л., 1980. – С. 111–114.

450. Панферова, А.И. Исследование коррозии цементного камня в растворах сульфатов с различными катионами: дис.... канд. техн. наук / А.И. Панферова. – М., 1971. – 155 с.

451. Пахомова, Е.Г. К методике оценки работоспособности железобетонных конструкции при нарушении сцепления арматуры с бетоном при коррозионных повреждениях / Е.Г. Пахомова, В.М. Кретьова, А.В. Гордеев, А.С. Маяков // ПГС. – 2011. – №8. – С. 28-29.

452. Пахомова, Е.Г. Прочность изгибаемых железобетонных конструкций при коррозионных повреждениях: автореф. канд. техн. наук / Е.Г. Пахомова. – Орёл: ОГТУ, 2006. – 23 с.

453. 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.

454. 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.

455. Перкинс, Ф. Железобетонные сооружения: ремонт, гидроизоляция и защита / Ф. Перкинс; пер. с англ.; под ред. М.Ф. Цитрона. – М: Стройиздат, 1980. – 256 с.

456. Петровский, М.Б. Многолетние наблюдения за раскрытием трещин в бетоне напорных сооружений Усть-Каменогорской ГЭС / М.Б. Петровский // Сборник докладов по гидротехнике. Вып.8. – Л.: Энергия, 1967. – С.149-153.

457. Пикулев, Н.А. Прибор ИНА-7М для технолога завода / Н.А. Пикулев // Бетон и железобетон. – 1997. – №3. – С. 25-26.
458. Пирадов, К.А. Механика разрушения железобетона / К.А. Пирадов, В.А. Гузеев. – М.: Новый век, 1998. – 190 с.
459. Пирадов, К.Л. Механика разрушения бетона и железобетона / К.А. Пирадов, К.Л. Бисенов, К.У. Абдуллаев. – Алматы: Издательский центр ВАК РК, 2000. – 305 с.
460. 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.
461. Подвальный, А.М. Влияние прочности бетона и толщины защитного слоя на долговечность железобетона / А.М. Подвальный // Бетон и железобетон. – 1969. – №3. – С. 8-13.
462. Подвальный, А.М. Об испытании бетона на морозостойкость / А.М. Подвальный // Бетон и железобетон. – 1996. – №4, 5. – С. 26-30; С. 7-29.
463. Подвальный, А.М. Об оценке коррозионных испытаний и марках бетона по морозостойкости / А.М. Подвальный // Бетон и железобетон. – 2002. – №5. – С. 26-30.
464. Подобед, Д.П. Исследование деформативности и трещиностойкости железобетонных изгибаемых элементов кольцевого сечения с прядевой арматурой при длительных и кратковременных нагрузках: дис.... канд. техн. наук / Д.П. Подобед. – Минск, 1976. – 186 с.
465. Полак, А.Ф. К теории газовой коррозии железобетона / А.Ф. Полак, Р.Г. Хабибуллин // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1982. – №7. – С. 70-73.
466. Полак, А.Ф. Основы коррозии железобетона. Математическое моделирование процесса с применением ЭВМ / А.Ф. Полак. – Уфа: УНИ, 1986. – 69 с.
467. Полак, А.Ф. Коррозия железобетонных конструкций зданий нефтехимической промышленности / А.Ф. Полак, В.Б. Ратинов, Г.Н. Гельфман. – М.: Стройиздат, 1971. – 176 с.
468. Полак, А.Ф. Моделирование коррозии железобетона и прогнозирование его долговечности / А.Ф. Полак // Итоги науки и техники. Коррозия и защита от коррозии. Т. 12. – М.: ВИНТИ, 1986.
469. Попеско, А.И. Расчет железобетонных конструкций, подверженных коррозии: дис.... д-ра техн. наук / А.И. Попеско. – СПб.: 1996. – 350 с.
470. Попеско, А.И. Расчет железобетонных конструкций, подверженных коррозии: автореф. дис.... д-ра техн. наук / А.И. Попеско. – СПб.: СПб ГАСУ, 1996. – 36 с.
471. Попеско, А.И. Работоспособность железобетонных конструкций, подверженных коррозии / А.И. Попеско. – СПб.: СПб гос. архит.-строит. ун-т, 1996. – 182 с.

472. Покровский, В.В. Влияние предварительной циклической пластической деформации на трещиностойкость. Сообщение 1. Сопротивление хрупкому разрушению / В.В. Покровский, П.В. Ясний, П.В.Токарев, Б.Т. Тимофеев // Проблемы прочности. – 1989. – № 11. – С.14-20.

473. Пособие по проектированию защиты от коррозии бетонных и железобетонных строительных конструкций (к СНиП 2.03.11–85), НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1989. – 175 с.

474. Пособие к МГСН 2.07–01. Обследование и мониторинг при строительстве и реконструкции зданий и подземных сооружений. – М.: ГУП «НИАЦ», 2004.

475. Попов, Г.И. Железобетонные конструкции, подверженные действию импульсивных нагрузок / Г.И. Попов. – М.: Стройиздат, 1986. – 129 с.

476. Почтовик, Г.Я. Эффективность контроля дефектов бетона ультразвуком / Г.Я. Почтовик, В.Г. Липник // Бетон и железобетон. – 1977. – №3. – С. 28-30.

477. Почтовик, Г.Я. Исследование трещинообразования конструкций методом акустических эмиссий / Г.Я. Почтовик, М.В. Чернопыжский // Бетон и железобетон. – 1983. – №3. – С. 34.

478. Приложение к МГСН 2.07-01. Рекомендации по обследованию и мониторингу технического состояния эксплуатируемых зданий, расположенных вблизи нового строительства или реконструкции. – М.: ГУП «НИАЦ», 2004.

479. Прокопенко, А.В. Развитие коротких поверхностных усталостных. Трещин в стали 20x13 и сплаве ВТ / А.В. Прокопенко, О.Н. Черныш // Проблемы прочности. – 1985. – № 5. – С. 12-16.

480. Прокопович, А.А. Оценка степени коррозии продольной арматуры ребристых плит / А.А. Прокопович, В.Б. Филатов // Бетон и железобетон. – 1984. – №8. – С. 41-42.

481. Прокопович, И.Е. Влияние длительных процессов на напряженное и деформированное состояние сооружений / И.Е. Прокопович. – М.: Госстройиздат, 1963. – 260 с.

482. Прокопович, И.Е. Прикладная теория ползучести / И.Е. Прокопович, В.А. Зедгенидзе. – М.: Стройиздат, 1980. – 240 с.

483. Протопопов, В.Б. Влияние статически переменной нагрузки на трещинообразование в обшивке корпуса железобетонных судов / дис... канд. техн. наук / В.Б. Протопопов. – Горький, 1963. – 274 с.

484. Пухонто, Л.М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений (силосов, бункеров, резервуаров, водонапорных башен, подпорных стен) / Д.М. Пухонто. – М.: АСВ, 2004. – 424 с.

485. Работнов, Ю.Н. Ползучесть элементов конструкций / Ю.Н. Работнов. – М.: Наука, 1966. – 752 с.

486. Ратинов, В.Б. Химия в строительстве / В.Б. Ратинов, Ф.М. Иванов. – М.: Стройиздат, 1977. – 220 с.

487. Ратинов, В.Б. Защита арматуры от коррозии в бетоне с добавками хлористого натрия / В.Б. Ратинов, О.И. Довжик // Бетон и железобетон. – 1959. – №2. – С.92-94.

488. Ратинов, В.Б. Современные воззрения на процессы твердения портландцемента и пути их интенсификации / В.Б. Ратинов, А.Е. Шейкин // Всесоюзное совещание по современным проблемам технологии бетона в промышленности сборного железобетона. – М.:Стройиздат, 1965. – 35 с.

489. Ратинов, В.Б. Химия в строительстве / В.Б. Ратинов, Ф.М. Иванов. – М.: Стройиздат, 1969. – 200 с.

490. Ратинов, В.Б. Эффективность ингибиторов коррозии арматуры при различной толщине защитного слоя бетона / В.Б. Ратинов [и др.] // Защита строительных материалов и конструкций от коррозии: тез. докладов Всесоюзного научно-технического совещания. Ч. II. – Киев, 1973. – С.8-9.

491. Рахманов, В.А. Выносливость нового вида арматурной стали класса Ат IVС / В.А. Рахманов, В.П. Коневский, В.Н. Папу // Бетон и железобетон. – 1990. – № 6. – С. 13-14.

492. Рекомендации по проектированию и усилению железобетонных хранилищ для сыпучих материалов, а том числе с повышенной температурой, применительно к условиям реконструкции. – Харьков: Промстрой проект Госстроя СССР, 1986. – 239 с.

493. Рекомендации по защите подземных бетонных конструкций от воздействия сероводородных минерализованных вод. – Тбилиси, 1979. – 20 с.

494. Рекомендации по защите от коррозии подземных конструкции Тобольского нефтехимического комплекса. – М.: ОНТИ НИИЖБ, 1982. – 17 с.

495. Рекомендации по применению высокоэластичных химически стойких покрытий на основе хлорсульфированного полиэтилена для защиты внешней арматуры железобетонных конструкций от коррозии. – М.: НИИЖБ, 1985. – 31 с.

496. Рекомендации по обеспечению надёжности и долговечности железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений при их реконструкции и восстановлении / Харьковский ПСНИИП. – М.: Стройиздат, 1990. – 176 с.

497. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений / НИИСК. – М.: Стройиздат, 1989. – 104 с.

498. Рекомендации. Определение прочности бетона в конструкциях и изделиях методом вырыва анкера (МИ 2016 – 03). – М.: НИИЖБ – ГП ВНИИФТРИ, 2003.

499. Рекомендации по определению динамических нагрузок, передаваемых вертикальным гидроагрегатом на сооружение. П14-73. – Л.: ВНИИГ, 1974. – 12 с.

500. Рекомендации по компоновке затворных камер и расчетам гидродинамических воздействий потока на плоские, сегментные и дисковые затворы гидротехнических сооружений. П84-79/ВНИИГ. – Л., 1980. – 123 с.

501. Речной Регистр РСФСР. Правила постройки железобетонных судов внутреннего плавания. – М.: Транспорт, 1966. – 52 с.

502. Ржаницын, А.Р. Теория длительной прочности при произвольном одноосном и двухосном нагружении / А.Р. Ржаницын // Строительная механика и расчет сооружений. – М., 1975. – С.25-29.

503. Рубовский, Б.Г. О фазовом составе продуктов хлорирования $\text{Ca}(\text{OH})_2$ / Б.Г. Рубовский, В. И. Куксо // Журнал прикладной химии. – 1972. – Т. 17. – №3.

504. Рожанская, А.М. Микробная коррозия железобетонных строительных конструкций: автореф. дис.... канд. техн наук / А.М. Рожанская. – Киев, 1990. – 16 с.

505. Розанов, Н.П. Контрфорсные плотины / Н.П. Розанов. – М.: Стройиздат, 1949. – 288 с.

506. Розанов, Н.С. Проектирование и исследование арочных плотин во Франции / Н.С. Розанов. – Л.: Энергия, 1966. – 273 с.

507. 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.

508. Розенталь, Н.К. Исследование защитных свойств тяжелого бетона по отношению к стальной арматуре: автореф. дис.... канд. техн. наук / Н.К. Розенталь. – М.: НИИЖБ, 1970. – 24 с.

509. Розенталь, Н.К. Исследование коррозии железобетона в среде газообразного хлора / Н.К. Розенталь, В.П. Шевяков, Ф.М. Иванов // Повышение стойкости бетона и железобетона при воздействии агрессивных сред: сб. НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1975. – С. 4-14.

510. 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.

511. Розенталь, Н.К. Сульфатостойкость бетона с добавкой микрокремнезёма / Н. К. Розенталь, Г.В. Чехний // Защита бетона и железобетона от коррозии: сб. науч. трудов НИИЖБ. – М.: СНТ НИИЖБ, 1990. – С. 14-20.

512. Розенталь, Н.К. Стойкость бетонов в газовой среде коллекторов сточных вод / Н.К. Розенталь, Г.В. Чехний // Бетон и железобетон. – 2002. – № 5. – С. 23-25.

513. Розенталь, Н.К. О стойкости цементно-песчаных растворов, изготовленных на гипсосодержащих заполнителях / Н.К. Розенталь, И.И. Ми-

роненко, В.Н. Шишканова // Коррозия и защита строительных конструкций производственных зданий и сооружений: тез. докл. всесоюзн. конф. – Донецк: ПРОМСТРОЙпроект, 1990. – С. 68-69.

514. Розенталь, Н.К. Способ оценки коррозионного состояния стальной арматуры в железобетонных конструкциях / Н.К. Розенталь // Изучение стойкости железобетона в агрессивных средах. – М.: Стройиздат, 1980 – С.72-80.

515. Розенталь, Н.К. Методы и приборы для изучения кинетики карбонизации бетона / Н.К. Розенталь, П.В. Язев // Бетон и железобетон. – 1972. – №11. – С. 19.

516. Розенталь, Н.К. Коррозионные процессы в модифицированных бетонах / Н.К. Розенталь // Защита от коррозии и мониторинг ресурса промышленных зданий, сооружений и инженерных сетей: материалы науч.-практ. конф. 9-12 июня 2003 г. – Донецк: УАМК, 2003. – С. 129-133.

517. Розенталь, Н.К. Новое в СП 28.13330.2012 «СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии» / Н.К. Розенталь, Г.В. Чехний// Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – №2. – С. 57-59.

518. Рохлин, И.А. Исследование сопротивления деформированию и разрушению элементов конструкций из бетона и каменных материалов / дис.... д-ра техн. наук / И.А. Рохлин. – Киев, 1977. – 423 с.

519. Руководство по определению скорости коррозии цементного камня, раствора и бетона в жидких агрессивных средах. – М.: НИИЖБ Стройиздат, 1975. – 28 с.

520. Руководство по определению и оценке прочности бетона в конструкциях зданий и сооружений. – М.: НИИСК НИИЖБ, 1979.

521. Рысева, О.П. Долговечность изделий из железобетона для производственных зданий на Крайнем Севере с эксплуатационной средой, содержащей хлор: автореф. дис.... канд. техн. наук / О.П. Рысева. – Киев, 1990. – 19 с.

522. Рябчич, В.Ф. К вопросу о долговечности железобетонных конструкций зданий литейных цехов/ В.Ф. Рябчич, И.Ф. Цыпенюк, Д.Н. Вахидов // Промышленное строительство. – 1962. – № 9. – С. 40-44.

523. Савин, С.П. Оценка качества монолитных железобетонных конструкций / С.П. Савин, И.В. Ситников, И.Л. Данилов // Жилищное строительство. – 2009. – №9. – С. 20-21.

524. 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.

525. Савицкий, Н.В. Интегральный метод оценки напряженно деформированного состояния железобетонных элементов в случае воздействия агрессивной среды и силой нагрузки / Н.В. Савицкий, Е.А. Гузеев, В.М. Бондаренко // Коррозионная стойкость бетона и железобетона в агрессивных средах. – М.: СНТ НИИЖБ, 1984. – С.20-27.

526. Сагайдак, А.И. Применение статистических акустико-эмиссионных критериев для исследования процессов деформирования и разрушения бетона / А.И. Сагайдак // Бетон и железобетон. – 2007. – №4. – С. 23-25.

527. Сагайдак, А.И. Применение метода акустической эмиссии для оценки качества заделки закладных деталей / А.И.Сагайдак // Бетон и железобетон. – 1998. – №5. – С. 15-16.

528. Сагайдак, А.И. Использование метода акустической эмиссии для контроля прочности бетона / А.И. Сагайдак // Бетон и железобетон. – 2000. – №4. – С. 24-26.

529. Сайтиев, С.Ш. О состоянии строительных конструкций в цехе по производству хлорвинилового смолы / С.Ш. Сайтиев, Г.Н. Гельфман // Сб. трудов НИИпромстроя. Вып. XIII. –Уфа: НИИпромстрой, 1973. – С.197-200.

530. Самбор, Ю.В. Исследование выносливости железобетонных балок /Ю.В. Самбор // Труды координационных совещаний по гидротехнике. Вып.54. – М.–Л., 1970. – С. 174-178.

531. Самохвалова, З.Н. Исследование коррозии бетонов и способов повышения их долговечности в едком натре и алюминатно-щелочных растворах глиноземного производства: автореф. дис... канд. техн. наук / З.Н. Самохвалова. – М., 1968. – 29 с.

532. Санников, К.В. Исследование трещностойкости железобетонных предварительно напряженных элементов с высокопрочной арматурой при кратковременном и длительном действии нагрузки: дис... канд техн. наук / К.В. Санников. – М., 1972. – 150 с.

533. Саталкин, А.В. Раннее нагружение бетона и железобетона в мостостроении / А.В. Саталкин, Б.А. Сенченко. – М.: Автотрансиздат, 1956. – 216 с.

534. Сафин, Р.Т. О возможности совершенствования норм агрессивности жидких сред по отношению к бетону / Р.Т. Сафин, В.М. Латыпов, Т.В.Латыпова, П.Г. Комохов // Матер. 46 науч.-техн. конф. студ., аспирантов и мол. ученых Уфим. гос. нефт. техн. ун-та. – Уфа: 1995. – С. 221.

535. Сдобников, Д.В. Наблюдения за фильтрацией в основании гидроэлектростанции / Д.В. Сдобников, П.А. Михалевич // Гидротехническое строительство. – 1947. – № 9. – С.18-21.

536. Седунов, Е.В. Обобщение задачи Бокса – Днейпера в планировании регрессионных экспериментов / Е.В. Седунов // Заводская лаборатория. – 1973. – №3. – С. 308–313.

537. Серенсен, С.В. О законе распределения долговечности при усталостных испытаниях / С.В. Серенсен, В.П. Когаев, М.Н. Степнов, Е.В. Гиацинтов // Заводская лаборатория. – 1958. – №3. – С. 324-329.

538. Селяев, В.П. Основы теории расчета композиционных конструкций с учетом действия агрессивных сред: автореф. дис.... д-ра техн. наук / В.П. Селяев. – М., 1984. – 35 с.

539. Семененок, С.Н. Статистические данные о трещинах в блоках плотины Братской ГЭС / С.Н. Семененок// Труды координационных совещаний по гидротехник». Вып.73. – Л.: Энергия, 1972. – С. 123-124.

540. Семёнова, И.В. Коррозия и защита от коррозии / И.В. Семёнова, Г.М. Флорианович, А.В. Хорошилов; под ред. И.В. Семёновой. – М.: ФИЗМАТЛИТ, 2002. – 336 с.

541. Сериков, Я.А. Автоматизация неразрушающим методом / Я.А. Сериков, О.П. Мчедлов–Петросян, Г.А. Салоп // Бетон и железобетон. – 1981. – №2. – С. 15-16.

542. 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.

543. 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.

544. 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. 24-26.

545. Сидоренко, М.В. О диагностике несущей способности железобетонных конструкций/ М.В. Сидоренко, Д.А. Коршунов // Бетон и железобетон. – 1993. – №12. – С. 23-25.

546. Скатынский, В.И. Выносливость бетона при неравномерном сжатии / В.И. Скатынский, Марченко А.И // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1979. – № 11. – С. 32-35.

547. Скатынский, В.И. Выносливость сжатой зоны бетона в железобетонных конструкциях / В.И. Скатынский, Марченко А.И // Промышленное строительство и инженерные сооружения. – 1968. – № 6. – С.22-24.

548. Скоробогатов, С.М. Влияние окружающего бетона на выносливость стержневой арматуры периодического профиля в изгибаемых элементах / С.М. Скоробогатов // Бетон и железобетон. – 1972. – №11. – С.39-40.

549. Скоробогатов, С.М. Основы теории расчета выносливости стержневой арматуры железобетонных конструкций / С.М. Скоробогатов. – М.: Стройиздат, 1976. – 108 с.

550. Скрамтаев, Б.Г. Об усталости бетона / Б.Г. Скрамтаев, Л.И. Панфилова //Строительная промышленность. – 1939. – № 6. – С.61.

551. Слюсарев, Г.В. Вибрационный стенд автоматизированного неразрушающего контроля / Г.В. Слюсарев // Известия вузов. – 1997. – №10. – С. 130-135.

552. СНиП 2.03.11-85*. Защита строительных конструкций от коррозии. – М.: ГПЦПП, 1995. – 55 с.

553. СНиП 2.03.01-84**. Бетонные и железобетонные конструкции – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991. – 73 с.

554. СНиП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1976. – 94 с.

555. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 24 с.

556. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 53 с.
557. СНиП 2.01.07–85. Нагрузки и воздействия. – М.: ЦНТП Госстроя СССР, 1996.
558. СНиП 2.09.03-85. Сооружения промышленных предприятий.- М.: ЦПП, 1985. – 66с.
559. СНиП 2.10.05-85*. Предприятия, здания и сооружения по хранению и переработке зерна. – М.: ЦИТП, 1985. – 23 с.
560. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы. – М.: Госстрой России, 1985. – 213 с.
561. СНиП 3.06.04–91. Мосты и трубы. – М.: ГУП ЦПП, Россия, 1997. – 466 с.
562. СНиП 2.06.08-87. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. – М.: Стройиздат, 1987. – 76 с.
563. Соколова, Г.А. Физиология и геохимическая жизнедеятельность тионовых бактерий / Г.А. Соколова, Г.Н. Каравайко. – М.: Наука, 1964. – 333 с.
564. Соколов, И.Б. Исследования железобетонных конструкций гидросооружений для обоснования отдельных положений СНиП П-И.14-69 / И.Б. Соколов // Труды координационных совещаний по гидротехнике. Вып.58. – Л.: Энергия, 1970. – С.361-374.
565. Соломатов, В.И. Микроорганизмы – разрушители материалов и изделий / В.И. Соломатов, В.Т. Ерофеев // Известия вузов. Строительство. – 2001. – №8. – С. 4-13.
566. Сорокер, В.М. О самовыздоровлении бетона / В.М. Сорокер, А.Е. Десов //Строительная промышленность. – 1935. – № 4. – С. 25-27.
567. 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.
568. Сперанский, И.М. Портативный прибор для определения прочности материала по его твердости / И.М. Сперанский, В.М. Бондаренко // Бетон и железобетон. – 1994. – №4. – С. 21-22.
569. Старосельский, А.А. Коррозия и долговечность железобетона в условиях электрического воздействия: дис... д-ра техн. наук / А.А. Старосельский. – Харьков, 1982. – 491 с.
570. Старишко, И.Н. Влияние условий эксплуатации на несущую способность железобетонных элементов по нормальным и наклонным сечениям / И.Н.Старишко// Промышленное и гражданское строительство. – 2012. – №3. – С. 49-51.
571. 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.

572. 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. – 268 с.

573. Степанова, В.Ф. Способ химической обработки прокорродированной арматуры и его влияние на прочность сцепления арматуры с бетоном / В.Ф. Степанова, Л.И. Елшина // Коррозия и защита железобетонных гидротехнических сооружений: тез. докл. науч. техн. семинара. – Южно-Сахалинск, 1989. – С. 118-119.

574. Степанова, В.Ф. Проблема долговечности железобетона в современном строительстве / В.Ф. Степанова // Бетон и железобетон. – 1996. – №3. – С. 18-19.

575. Степнов, М.Н. Статистические методы обработки результатов механических испытаний: справочник / М.Н. Степнов. – М.: Машиностроение, 1985. – 232 с.

576. Судаков, В.Б. О «марочной» морозостойкости гидротехнических бетонов/В.Б. Судаков // Труды координационных совещаний по гидротехнике. Вып. XIV. – Л.: Энергия, 1964. – 159 с.

577. Судаков, В.Б. Морозостойкость бетонов в разном возрасте / В.Б. Судаков. – Л.: Энергия. – 1964. – 173 с.

578. Сульфатовосстанавливающие и тионовые бактерии в оборотных водах НП и НХ предприятий и их агрессивность / Б.П. Тесля, И.Е. Чупарева, В.В. Бурлов, Ю.И. Арчаков // Прогрессивные методы и средства защиты металлов и изделий от коррозии: тез. докл. Всесоюзн. науч.-техн. конф. Часть 3. – М., 1988. – С. 138-139.

579. Стреляев, М.И. Исследование прочности железобетонных балок под воздействием многократно повторяющейся нагрузки / М.И. Стреляев // Бетон и железобетон. – 1958. – № 9. – С. 11-19.

580. Таршиш, В.А. Исследование трещиностойкости и деформативности центрально растянутых предварительно напряженных элементов, армированных проволочной аркатурой, при немногочисленных повторных нагружениях: дис..... канд техн. наук / В.А. Таршиш. – М., 1971. – 201 с.

581. Телешев, В.И. Основы проектирования бетонных плотин на скальном основании / В.И. Телешев // Совещание по строительству высоких бетонных плотин на скальном основании: брошюра. – М.: Госэнергоиздат, 1964. – 14 с.

582. Темник, А.К. Использование радиоскопических методов при контроле строительных конструкций / А.К. Темник, Е.В. Москвитин // Изв. вузов. – 2003. – №12. – С. 117-119.

583. Терехова, Г.Б. Исследование выносливости арматурной стали кл.А-III в составе железобетонных балок / Г.Б. Терехова // Новое в технологии и конструировании бетонных и железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1966. – С. 79-86.

584. Томашев, Н.Д. Теория коррозии и защиты металлов / Н.Д. Томашев. – М.: Изд-во АН СССР, 1962. – 592 с.

585. Трапезников, Л.П. Температурная трещиностойкость массивных бетонных сооружений / Л.П. Трапезников. – М.: Энергоатомиздат, 1987. – С. 61-74.

586. Тринкер, Б.Д. Коррозия бетона под влиянием сернистого газа / Б.Д. Тринкер, А.Ю. Володина // Защита строительных материалов и конструкций от коррозии: тез. докл. Всесоюз. науч.-техн. совещания. Т.1. – Киев: Госстрой СССР(НИИЖБ, НИИСК), 1973. – С.40-43.

587. Троицкий, Е.А. Пролетные строения железнодорожных мостов из предварительно-напряженного железобетона / Е.А. Троицкий, Н.Н. Богданов, Л.И. Иосилевский. – М.: Трансжелдориздат, 1955. – 331 с.

588. Трощенко, В.Г. Вязкость разрушения конструкционных сплавов при циклическом нагружении. Сообщение / В.Т. Трощенко, В.В. Покровский // Проблемы прочности. – 1983. – № 6. – С. 3-9.

589. Трощенко, В.Г. Трещиностойкость металлов при циклическом нагружении / В.Т. Трощенко, В.В. Покровский, А.В. Прокопенко. – Киев: Наукова думка, 1987. – 256 с.

590. Трощенко, В.Г. Развитие усталостной трещины. Сообщение 2. Модель развития трещины / В.Т. Трощенко, П.В. Ясний, В.В. Покровский // Проблемы прочности. – 1988. – № 10. – С. 15-20.

591. Трощенко, В.Т. Развитие усталостной трещины. Сообщение 1. Закономерности нестабильного развития / В.Т. Трощенко, П.В. Ясний, В.В. Покровский, Ю.В. Ткач // Проблемы прочности. – 1988. – № 10. – С. 11-15.

592. Туркия Г. Коррозионная стойкость легких и облегченных бетонов в агрессивных средах / Г.Туркия, Т. Читаишвили // Транспорт (Грузия). – 2001. – №3, 4. – С. 31-32, 47, 49.

593. Тытюк, Л.А. Долговечность железобетонных изгибаемых элементов в жидких сульфатных средах: дис.... канд. техн. наук / Л.А. Тытюк. – М., 1990. – 226 с.

594. Удачкин, И.Б. Неразрушающие методы контроля прочности и однородности бетона / И.Б. Удачкин, Г.К. Халпахчи, СВ. Халпахчи // Бетон и железобетон. – 1997. – №1. – С. 31-32.

595. Указания по проектированию железобетонных и бетонных конструкций железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб (СН 365-67). – М.: Стройиздат, 1967. – 144 с.

596. Урбанович, И.Н. Оценка долговечности железобетона с помощью ультразвука / И.Н. Урбанович, С.Н. Алексеев // Бетон и железобетон. – 1986. – №5. – С. 8-10.

597. Фам Фук Тунг. Расчет расстояния между трещинами и ширины раскрытия трещин центрально растянутых железобетонных элементов: дис.... канд. техн. наук / Фам Фук Тунг. – М., 2007. – 228 с.

598. Федоренко, М.М. Про утворення тріщин і роботу розтягнутого тону між тріщинами в елементах залізобетонних конструкції / М.М. Федоренко // Будівельні матеріали і конструкції. – 1968. – №4. – С. 33-34.

599. Фейерхердт Иохим. Испытание бетонных образцов на водонепроницаемость по евростандарту EN12390-8 / Иохим Фейерхердт // Бетон и железобетон. – 2003. – №4. – С. 30-31.

600. Феттер, К. Электрохимическая кинетика / К. Феттер. – М.: Химия, 1967. – 856 с.

601. Фигаровский, В.В. Экспериментальное исследование жесткости и трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов при кратковременном и длительном действии нагрузки: автореф. дис.... канд. техн. наук / В.В. Фигаровский. – М., 1962. – 18 с.

602. Фролов, Т.Г. Определение предела выносливости бетона в связи с расчетом железнодорожных мостов по предельным состояниям / Т.Г. Фролов // Железнодорожное строительство. – 1952. – № 10. – С. 28-31.

603. Фурса, Т.В. К вопросу об источниках электромагнитной эмиссии в бетонах / Т.В. Фурса [и др.] // Изв. Вузов. – 1997. – №10. – С. 127-129.

604. Фурса, Т.В. Источники механоэлектрических преобразований в бетонах / Т.В. Фурса, В.Ф. Гордеев, С.Ю. Малышков // Известия вузов. – 1999. – №8. – С. 124-127.

605. 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. – 119 с.

606. Храпков, А.А. Определение длины температурной трещины на оси симметрии бетонного блока, работающего совместно с упругим основанием / А.А. Храпков, Г.С. Гейнац // Известия ВНИИГ. Т.87. – Л.: Энергия, 1968.

607. Харченко, А.В. К расчету железобетонных конструкций в области ограниченной усталости / А.В. Харченко // Строительные конструкции: Респ. межвед. научно-техн. сборник, вып.39. НИИСК Госстрой СССР. – Киев: Будівельник, 1986. – С.41-43.

608. Холмянский, М.М. Контакт арматуры с бетоном / М.М. Холмянский. – М.: Стройиздат, 1981. – 184 с.

609. Холмянский, М.М. Бетон и железобетон: Деформативность и прочность / М.М. Холмянский. – М.: Стройиздат, 1997. – 576 с.

610. Холмянский, М.М. К использованию расширенной информации при расчете железобетонных элементов на чистый изгиб / М.М. Холмянский // Строительная механика и расчет сооружений. – 1978. – №2. – С. 12-14.

611. Цикерман, Л.Я. Долгосрочный прогноз опасности грунтовой коррозии металлов / Л.Я. Цикерман – М.: Недра, 1966. – 176 с.

612. Цикерман, Л.Я. Диагностика коррозии трубопроводов с применением ЭВМ / Л. Я. Цикерман. – М.: Недра, 1977. – 319 с.

613. Цискрели, Г.Д. О расчете железобетонных конструкций на появление трещин / Г.Д. Цискрели // Известия ТНИСГЭИ, т.3. – Тбилиси: 1950. – С.141-151.

614. Цискрели, Г.Д. Сопротивление растяжению неармированных и армированных бетонов / Г.Д. Цискрели. – М.: Госстройиздат, 1954. – 150 с.

615. Цискрели, Г.Д. Об опасности трещин в гидротехнических бетонных и железобетонных конструкциях / Г.Д. Цискрели // Известия ТНИСГЭИ, т.9. – Тбилиси: Госэнергоиздат, 1955. – С.89-103.

616. Цулукидзе, П.П. К вопросу механизма образования и роста микротрещин в бетоне при осевом растяжении / П.П. Цулукидзе, Ю.Н. Микашвили // Сообщения АН Груз.ССР, том 56, № 3. – Тбилиси, 1969. – С.649-652.

617. 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. – 204с.

618. Цилосани З.Н. Усадка и ползучесть бетона / З.Н. Цилосани. – Тбилиси: Мицниереба, 1979. – 228с.

619. Чалый, Н.И. Основные результаты четырехлетних натуральных наблюдений за Бухтарминской бетонной плотинной / Н.И. Чалый //Совещание по строительству высоких бетонных плотин на скальном основании. – М.: Госэнергоиздат, 1964. – 24 с.

620. Чарецки, Л. Оценка свойств полимербетона с помощью ультразвука / Л. Чарецки, А.Горбач, Дж. Клифтон // Бетон и железобетон. – 1999. – №4. – С. 29-31.

621. Чахлов, В.Л. Электромагнитная эмиссия бетонов при ударном нагружении / В.Л. Чахлов, Ю.П. Малышков, В.Ф. Гордеев // Изв. вузов. Строительство. – 1995. – № 5–6. – С. 54–58.

622. Черепанов, Г.П. Механика хрупкого разрушения / Г.П. Черепанов. – М.: Наука, 1974. – 640 с.

623. Чернецов, В.А. Массивно-контрфорсная плотина Кировского водохранилища / В.А. Чернецов, А.Ф. Парадюк, Е.С. Жирков, А.П. Епифанов // Гидротехническое строительство. – 1976. – № 5. – С.29-30.

624. Чехний, Г.В. Бетоны на портландцементе, стойкие в агрессивных сульфатных средах с различной бикарбонатной щелочностью: дис.... канд. техн. наук / Г.В. Чехний. – М., 1984. – 232 с.

625. Чирков, В.П. Прикладные методы расчета несущей способности мостовых железобетонных конструкций с учетом случайных явлений/ дис.... д-ра техн. наук / В.П. Чирков. – М., 1975. – 323 с.

626. Чирков, В.П. Вероятностные методы расчета мостовых железобетонных конструкций / В.П. Чирков. – М.: Транспорт, 1980. – 134 с.

627. Чирков, В.П. Прогнозирование сроков службы железобетонных конструкций: учеб. пособие / В.П. Чирков. – М.: МИИТ, 1997. – 56 с.

628. Читаишвили Т.Г. Тионовые бактерии как фактор коррозии бетонных сооружений, омываемых сероводородными минерализованными водами / Т.Г. Читаишвили, Э.Н. Гуджеджиани // Биоповреждения в строительстве. – М.: Стройиздат, 1964. – С. 193-199.

629. Чирков, В.П. Основы теории расчета ресурса железобетонных конструкций / В.П. Чирков// Бетон и железобетон. – 1990. – № 10. – С. 35-36.

630. Чудутов, Э.В. Влияние многократно повторяющихся и постоянно длительно действующих сжимающих нагрузок на физико-механические свойства бетона / Э.В. Чудутов // Строительные конструкции. Вып. 21. – Киев: Будивельник, 1973. – С. 194-197.

631. Чуйко, А.В. Органическая коррозия / А.В. Чуйко. – Саратов: Изд-во Саратов. ун-та, 1978. – 232 с.

632. Шавыкина, М.В. Оценка сроков службы железобетонных конструкций при коррозии арматуры / А.И. Шавыкина // Бетон и железобетон. – 2006. – №5. – С.26-31.

633. Шаламов, Н.П. Анализ результатов обследования промышленных зданий, эксплуатируемых при наличии в них агрессивных сред / Н.П. Шаламов // Исследования в области защиты бетона и других строительных материалов от коррозии: труды НИИЖБ. Вып.2. – М.: Госстройиздат, 1958. – С.62-80.

634. Шаншиев, С.К. Новый тип обделок туннелей с допущением трещин лимитированного раскрытия / С.К. Шаншиев // Проектирование и сооружение гидротехнических туннелей и подземных ГЭС. – М.: Госэнергоиздат, 1963. – С.86-92.

635. Шамурадов, Б.Ш. Ширина раскрытия нормальных трещин в железобетонных элементах: дис.... канд. техн. наук / Б.Ш. Шамурадов. – Киев, 1987. – 191 с.

636. Шахтактинская, Г.Г. Исследование коррозии и защита морских нефтепромысловых сооружений из железобетона: автореф. дис.... канд. техн. наук / Г.Г. Шахтактинская // Институт неорганической и физической химии АН Азерб. ССР. – Баку, 1971. – 30 с.

637. Швецов, А.В. Исследования железобетонных конструкций гидротехнических сооружений для обоснования методики их расчёта по предельным состояниям / А.В. Швецов [и др.] // Известия ВНИИГ. – 1967. – Т.84. – С. 251-268.

638. Швецов, А.В. Основные положения новых норм проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений / А.В. Швецов, И.Б. Соколов, М.С. Ламкин, Б.С. Гимейн // Гидротехническое строительство. – 1967. – №2. – С.34-39.

639. Швецов, А.В. Исследование на повторные загрузки крупноразмерных сборно-монолитных железобетонных элементов / А.В. Швецов, И.Б. Соколов, Е.Н. Соломенцева // Труды координационных совещаний по гидротехнике. Вып. 31. – М – Л.: Энергия, 1966. – С. 109-125.

640. Клевцов, В.А. Методы обследования и усиления железобетонных конструкций / В.А. Клевцов // Бетон и железобетон. – 1995. – №2. – С. 17-20.

641. Шевелев, Б.Н. Исследование фильтрации при затоплении дренажной потерны гидростанции / Б.Н. Шевелев, Д.В. Сдобников, П.А. Михалевич // Гидротехническое строительство. – 1951. – №2. – С.43-46.

642. Шевяков, В.П. Диффузия хлор-ионов в бетон при его равновесной влажности / В.П. Шевяков // Сб. тр. НИИЖБ «Повышение коррозионной стойкости бетонных и железобетонных конструкций». – М.: 1974.

643. 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.

644. Шевяков, В.П. Температурно-влажностный режим цехов электролиза хлористого натрия / В.П. Шевяков, Н.К. Розенталь // Долговечность строительных конструкций и материалов. Натурные обследования и теплофизика: сб. / ЦНИИСК. – Киев: Будівельник, 1974. – 63 с.

645. Шевченко, В.И. Трещиностойкость и долговечность жаростойких бетонов: дис.... д-ра техн. наук / В.И. Шевченко. – М., 1986. – 368 с.

646. Шейкин, А.Е. Ползучесть при повторных нагрузках и модуль деформации бетона / А.Е. Шейкин // Труды МИИТ. Вып. 85/6. – М., 1956. – С. 120-123.

647. Шейкин, А.Е. Об упруго-пластических свойствах бетона при растяжении / А.Е. Шейкин, В.Л. Николаев // Бетон и железобетон. – 1959. – № 9. – С. 396-402.

648. Шейкин, А.Б. Структура и свойства цементных бетонов / А.Б. Шейкин, Ю.В. Чеховский, М.И. Бруссер. – М.: Стройиздат, 1979. – 344 с.

649. Шенк, Х. Теория инженерного эксперимента / Х. Шенк. – М.: Мир, 1972. – 381 с.

650. Шерстнев, А.В. Применение неразрушающих методов контроля и оценки качества железобетонных конструкций / А.В. Шерстнев // Бетон и железобетон. – 1971. – №6. – С. 38-40.

651. Шефер, Л.А. Влияние характера структуры случайных процессов на долговечность / Л.А. Шефер, В.Г. Ежов // Проблемы прочности. – 1978. – № 7. – С. 38-42.

652. Ширяева, Л.А. Влияние минеральных масел на прочность бетона / Л.А. Ширяева // Известия ВНИИГ. – 1988. – Т. 206. – С. 96-100.

653. Шишков, И.А. Исследование долговечности промышленных дымовых железобетонных труб в агрессивных средах и методы её повышения: автореф. дис.... канд. техн. наук / И.А. Шишков. – М.: НИИЖБ, 1971. – 32 с.

654. Шкарин, В.П. Натурные исследования температурного трещинообразования в бетоне Братской ГЭС / В.П. Шкарин // Труды координационных совещаний по гидротехнике. Вып.49. – Л.: Энергия, 1969. – С.18-33.

655. Шьюмон, П. Диффузия в твёрдых телах / П. Шьюмон. – М.: Металлургия, 1966.

656. Щербаков, Е.Н. Прогнозирование ресурса конструкций работающих при режимном нагружении / Е.Н. Щербаков, Р. Мамажанов // Бетон и железобетон. – 1989. – № 8. – С. 22-23.

657. 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.

658. Щербаков, Е.Н. Прогнозирование выносливости бетонов в преднапряженных конструкциях / Е.Н. Щербаков, Ю.В. Зайцев // Известия ВНИИГ. – 1987. – Т. 199. – С. 44-48.

659. Шоу, Дж. Коррозионная стойкость железобетонных труб / Дж. Шоу // Гражданское строительство. – 1965. – № 6. – С.3-10.

660. Эванс, Ю.Р. Коррозия и окисление металлов / Ю.Р. Эванс. – М.: Машгиз, 1962. – 885с.

661. Эйдельман, С.Я. Натурные исследования плотины Братской ГЭС / С.Я. Эдельман. – Л.: Энергия, 1968. – 255 с.

662. Эйдельман, С.Я. Натурное исследование температурного режима, деформаций и напряжений в плотине Братской ГЭС /С.Я. Эдельман //Совещание по строительству высоких бетонных плотин на скальном основании. – М.: Госэнергоиздат, 1964. – 55 с.

663. Эрстов, В.С. Снижение стоимости строительства гидроэлектростанций / В.С. Эрстов. – М.: Госэнергоиздат, 1958. – 42 с.

664. Юнг, В.Н. Введение в технологию цемента / В.Н. Юнг. – М.: Госстройиздат, 1938. – 403 с.

665. Юрченко, В.А. Особенности коррозии бетона в самотечных трубопроводах водоотведения / В.А. Юрченко, И.А. Иваськевич, А.Г. Ольгинский В.Л. Чернявский // Известие вузов. Строительство. – 2002. – №1-2. – С 23-25.

666. Юсупов, З.Ю. Исследование напряжённо-деформированного состояния преднапряжённых балок их высокопрочного бетона при длительных переменных нагрузках высокой интенсивности: дис... канд техн наук / З.Ю. Юсупов. – Киев, 1977.

667. Юркша, А.Б. Исследование работы преднапряженных сборно-монолитных железобетонных балок при кратковременных статических и многократно повторных нагрузок: автореф. дис.... канд. техн. наук. – Вильнюс, 1971. – 21 с.

668. Ягупов, Б.А. Расчетные предпосылки комплексной оценки силового сопротивления железобетонных конструкций при интенсивных коррозионных воздействиях / Б.А. Ягупов // Бетон и железобетон. – 2008. – №3. – С. 6-18.

669. Яворский, А.А. Проблемы обеспечения качества объектов монолитного строительства/ А.А. Яворский, В.В. Мартос // Строительство. – 2010. – №3. – С. 6-8.

670. Яворский, В.А. Планирование научного эксперимента и обработка экспериментальных данных / В.А. Яворский // Методические указания к лабораторным работам. – М.: МГФТУ, 2006. – 44 с.

671. Якобсон, К.К. Трещины в железобетоне и проектирование мостов / К.К. Якобсон. – М.: Трансжелдориздат, 1947. – 156 с.

672. 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.

673. Яковлев, В.В. Об оценке агрессивности среды по отношению к железобетону / В.В. Яковлев, Т.Н. Гельфман // Труды НИИпромстроя. – Уфа, 1982. – С. 65-71,

674. Яковлев, В.В. Кинетика коррозии стальной арматуры в бетоне, содержащем хлориды / В.В. Яковлев, Г.В.Тененбаум, С.Н. Алексеев // Защита металлов. – 1988. – Т.ХХIV. – №3 – С.485-488.

675. 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.

676. Ярема, С.Я. Определение модуля сцепления хрупких материалов путем испытаний дисков с трещиной на сжатие / С.Я. Ярема, Г.С. Крестин // Физико-химическая механика материалов. – 1966. – №1. – С 10-14.

677. ACI 224R. Control of cracking of concrete structures. Report by ACI Committee 224. – ACI, 2008. – 45 P.

678. Abeles P.W. Static and Patique Tests on Partially Prestressed Concrete Constructions //Journal A.C.J.-1954.-Dec.- Volr 26.-P. 361-376.

679. Alonso C., Andrade C., Rodriguez J., Casal J., Garcia A.M. Экспериментальная оценка условий трещинообразования из-за коррозии стальной арматуры. Evaluacion experimental de la fisuracion del hormigon producida por la corrosion de las armaduras Hormigon y acero. 1994, N 194. – С. 29-42.

680. Andrade C. Monitoring of concrete permeability, carbonation and corrosion rates in the concrete of the containers of El Cabril (Spain) Disposal / C Andrade, J.L. Sagrera, I. Martinez // Transactions of the 17th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT 17). Prague, 2003. – Электронный ресурс: [http://www.tceworld.co.in/E-Library/Matulya Center/CD ROM References/Soft Copy of Seminars, Conferences/Proceedings of SMiRT 17/PDF/PAPERS/DIVISION 0/ O03 2.PDF](http://www.tceworld.co.in/E-Library/Matulya%20Center/CD%20ROM%20References/Soft%20Copy%20of%20Seminars,%20Conferences/Proceedings%20of%20SMiRT%2017/PDF/PAPERS/DIVISION%200/O03%202.PDF), 2003. – 8 p.

681. 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.

682. Baumel A. Die Auswirkung von Betonzusatzmitteln auf das Korrosionsverhalten von Stahl in Beton. «Zement –Kalk-Gips», 1959, №7, P. 294-305.

683. Bazant Z.P., Oh B.H. Crack Baut theczy for fracture of Concrete. – Marer. et, Conctr. – 1983. V.16. №93. – P. 155-177.

684. Beeby A.W. Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete. The Structural Engineering (London), v. 56A, No. 3, 1978. - P. 77-81.

685. Berver E.W. Effects of wrapping chloride contaminated concrete with fiber reinforced plastics / E.W. Berver, J.O. Jirsa, D.W. Fowler. – Austin, Texas: The University of Texas at Austin, 2001. – 112 p.

686. Blank G. Gunkel P, Smolczyk H.G. On the Detribution on chlorid between the Hardening Cementpaste and Its Pore Solution, International

Congress on the chemistry of Cement, communications, Theme 4, 1986 Vol.V.- P.73-79.

687. Bob C. Probabilistic assessment of reinforcement corrosion in existing structures. Proceedings of the International Conference held at the University of Dundee, Scotland, UK, 1996. – pp. 17-28.

688. Box G.E.P. International Encyclopaedia of the Social Science, 1968. V.5.- P.145-263.

689. Box G.E., Wilson K.M. On the Experimental Attainment of Optimal Conditions, J. Roy. Stat. Soc. Ser. B, 13, №1.- 1951.- P.1-45.

690. Braun K. przyczynek do problemu awarii, katastrof i wzmacniania budowli. Proba klasyfikacji konstrukcji do wzmacniania, «Inżynieria i budownictwo», 1969. N 4.- S. 150-152.

691. Broms B.B. Stress distribution, crack patterns and failure mechanisms of the reinforced concrete members. "J.A.C.I.", 1964, v. 61, N 12.- P. 1535-1559.

692. Broms B.B. Crack width and crack spacing in reinforced concrete members. "J.A.C.I.", 1965, v.62, N 10.- P. 1237-1256.

693. Broms B.B., Lutz L.A. Effect of arrangement of reinforcement on crack width and spacing of reinforced concrete members. "J.A.C.I.", 1965, vol.62, N11.- P. 1395-1410.

694. Broms B.B. Teori for beräkning av sprickvidd och sprickavstånd i armerade betongkonstruktioner. "Cement och Betong", 1968, v.43, N1.- P. 52–64(шведск.)

695. Brown R.D. Design prediction of the life reinforced concrete in marine and other chloride environments, Durability of Building Materials, vol. pp.113-125, Elsevier Scientific Publishing Company. – Amsterdam.- 1982.

696. Carpentier L., Soratz M. Contribution a l'etude de la corrosion des armatures dans le beton arme. «A.I.T.B. et T.P.» 1966, N 223-224.- P. 817-843.

697. Carbonatisierung des Betons. Einflüsse und Auswirkungen auf den Korrosionsschutz der Bewehrung. «Beton». – 1972. – №7.- S.296-299.

698. Cao Shuangyin. Mechanical properties of corroded concrete // Дуннань дасюэ сюэбао, J. Southeast Univ, P-1991, N 4. – P. 89-95.

699. 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.

700. Carlson R.W., Houghton D.L., Polivka M. Causes and Control of Cracking in Unreinforced Mass Concrete // Journ. of ACI.- 1979.-Vol.76.-N7.- P.821-837.

701. Chang H.W., Chang T.Y. Prestressed Concrete Composite Beams Under Repeated Loading // Journal of the American Concrete Institute.-1976.-May.-Vol.73.-P.291-295.

702. Chaturvedi Shive K., Kittisatra Likhasit Статистическое моделирование нарастания дефектов в растворах и бетонах, подверженных воздействию агрессивной окружающей среды. A statistical modeling of

damage growth in mortars and concretes subjected to aggressive environment
4th Int. Conf. Constitut. Laws Eng. Mater., Troy, N. Y., July 27-30, 1999: Conf. Pap.. Troy (N. Y.): Rensselaer Polytechn. Inst.. 1999, C. 399-402.

703. Corrosion of Steel in Concrete. State of the art report. Final draft, RILEM Technical Committee 60-CSC «Corros. of Steel in Concr.» apr. 1986.

704. Corrosion of Steel in Concrete. RILEM Report. – 1980. – 102 p.

705. Coronelli, D. Structural assessment of corroded reinforced concrete beams: modeling guidelines / D. Coronelli, P. Gambarova // Journal of structural engineering, ASCE. – 2004. – Vol. 130, № 8. – P. 1214-1224.

706. Dabrowski K., Sadowski A. Obliczanie szerokości rozwarcia przostop ad łych do osi w zginanych belkach żelbetowych.** Inżynieria i budownictwo*, 1968, v.25t N 9, S. 321–326.

707. Deutsche Ausschuss für Stahlbeton. Heft. – 1964, Heft №170 – 1965, Heft №182 – 1967.

708. ENV 1992-1-1: 1991: Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and Rules for Buildings. European Standard. June, 1992.

709. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, European standard env. 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1. General rules and rules for buildings., CEN. December 1991, Brussels.-253 p.

710. R.A. Fisher, F. Yates. Statistical Tables for Biological, Agricultural and Medical Research, Oliver and Boyd, 1957- 138 p.

711. R.A. Fisher, The Place of the Design of Experiments in the Logic of Scientific Inference, Sankhya Ser. A. 27, №1, 1965.- P.33-38.

712. Fernandez, R. M. Analytical modeling of the pre- and postyield behavior of bond in reinforced concrete / R. M. Fernandez, A. Muttoni, P. G. Gambarova // Journal of structural engineering. – 2007. – October. – P. 1364-1372.

713. Frangopol, D. M. Reliability of reinforced concrete girders under corrosion attack / D. M. Frangopol, K.-Y. Lin, A. C. Estes // Journal of Structural Engineering. – 1997. – Vol. 123, № 3. – P. 286-297.

714. Evans R.H. Proceedings. of the Institution, of Civil Eng., v. 4, 1955, N 3.-71p.

715. Frangopol D.M. Reliability of reinforced concrete girders under corrosion attack / D.M. Frangopol, K.Y. Lin, A.C. Estes // Journal of Structural Engineering, ASCE. – 1997. – 123(3). – P. 286-297.

716. 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.

717. Gergely P., Lutz L.A. Maximum crack width in reinforced concrete flexural members. 'J.A.C.I.', 1968, v. 65, N 7.- P.554-555

718. Hartl G., Die Arbeitslinie eingebetteter Stähle bei Erst- und Kurzzeitbelastung, Dissertation (1977)

719. Hamada M. The V. Interuational Symposium of the Chemistry of Cement. – Tokuo. – 1968.

720. 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.

721. Hakkinen, T. Influence of high slat content on the basic mechanical proopties and carbonation of concrete / T. Hakkinen. – Espoo, Finland: technical research center of Espoo, publicatons 144, 1993. – 99 p.

722. Hansson CM., Fralund Th., Markussen LB. The effect of chloride catione type on the corrosion of steel in concrete by chloride salts // Cement and Concrete Research. – 1985. – Vol. 15. – № 1. – P. 65-73.

723. Haynes Harvey H. Permeability of Concrete in Sea Water. Performance of Concrete in Marine Environment, Sp – 65, American Concrete Institute, Detroit, 1980.- P.21-38.

724. Heang R. Исследование процесса коррозионного разрушения стали в бетоне с использованием различных электрохимических методов. A study of steel rienforcement corrosion in concrete using various electrical-chemical techniques 46th Int. Soc. Electrochem. Annu. Meet., Xiamen, Aug. 27 – Sept. 1, 1995: Extend. Abstr. Vol. 2. Xiamen. 1995.- С. 7-53.

725. 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.

726. Hoke E., Wilhartitz P., Grasserbauer M., Eder G. Исследование коррозии контактной зоны в бетоне с помощью электронной микроскопии. Electron microanalytical investigations ot the interfacial corrosion in concrete Fresenius Z. Anal. Chem.. 1984. 318, N2.- С. 124-128.

727. Holden W.R., Page C.L. Short N.R. The influence of chloride and sulfates on durability. Conf. of Corr. of Rainforcement in Concr. Constr. London, June 1983.- P. 143-150.

728. Honigman E. «Beton und Eisen», 34, N 19, 1935.- S.301-306.

729. Houng R.B. A device for determining the depth of surface cracks in concrete. «J.A.C.I.» v. 15, N 5 April 1944.- P. 401-406.

730. Horrigmoe G. Nonlinear finite element analysis of deteriorated and repaired concrete structures / G. Horrigmoe // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002. – P. 6-9.

731. 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 Rese-arch. – 1 976.-Vol 6.-N6.-P.773-782.

732. Hillermeier B., Hilsdorf H.K. Fracture mechanics studies on concrete compounds // Cement and Concrete Re search.-1977.- Vol.7.-N5.-P.523-536

733. Ishida, T. Modeling of pH profile in pore water based on mass transport and chemical equilibrium theory / T. Ishida, K. Maekawa // Proceedings of JSCE. – 2000. – Vol. 47. – № 648. – P. 203-215.

734. Ishida, T. theoretically identified strong coupling of carbonation rate and thermodynamic moisture states in micropores of concrete / T. Ishida, K. Maekawa, M. Soltani // Journal of Advanced Concrete Technology. – 2004. – Vol. 2.-№2.- P. 213-222.

735. Jarosevic A, Nic M. Magnetoelasticky dynamometer a jeho aplikacie// Jarosevic stavby, 1988.-№5.- S. 223-228.

736. Kaesche H Die Prufung der Ifforrosionsgefahrdnung von Stah-larmierungen durch Betonzusatzmitteln. « Zement-KaUc-Gips», 1959, №7.- S. 289-294.

737. Kaplan M.F. Crack propagation and the fracture of concrete // Journal of the American Concrete Institute.-1961.-Vol. 58.-N11.-P.591-610.

738. Kawadkar K.G., Krishnamoorthy S. Behavior of cement concrete under common salt solution both under hydrostatic and atmospheric pressure // Cement and Concrete Research.-1981.- V.I.- pp. 103-113. 411. Kierkegard-Hansen P. Lokstrength // Nordisk Betong. – 1975. – H.8.

739. Kiefer J. Optimal design; variation in Structure and performance under change of criterion –‘Biometrika’, 1975, v. 62, №2.- P.277-288.

740. Kishitani K. Zement-Kalk-Gips. – 1964. – №4.

741. Lauer K.R. Slate P.O. Autogenous heating of cement paste* «J.A.C.I.» vol. 27, N 10, June 1956.- P. 1083-1099.

742. Lentz, A. Half-cell potential measurements for condition assessment / A. Lentz, T. H. Johnsen, M. H. Faber // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, July 2002. – P. 365-366.

743. 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.

744. Lochner F. W., Sprung S. Einwirkung von salz saeurehal-^i «gen PVC-Brandgasen auf Beton // Beton: Herstellung, Verwendung Mussel dor II. – 1970. – N3. – S. 99-104.

745. Mattok Alan H. Kaar Paul H. Prestressed Concrete Bridges, 3. Further tests of Continuous Lirders // Journal of the PCA Research and Development Laboratories. Sep.-1960.-P.51- 78.

746. 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.

747. Maurin M.A. Et si nous posions la probleme de la corrosion du fer dans le beton. «A.I.T.B* et T.P.» N 203, 1964. – P.1316-1320.

748. Morisett A. Evolution de la fissuration de poutres en beton ame en milien naturet et an milien conditionne. «A.I.T.B. et T.P.», 1968, N 246.- P. 914–917.

749. Mohammed Maslehuddin. Effect of Rusting of Reinforcing Steel on Its Mechanical Properties and Bond With Concrete / Maslehuddin Mohammed, M. Allam Ibrahim, J. Al-Sulaimani Ghazi, I. Al-Mana Abdulaziz // *ACI Materials J.* 1990. – Vol. 87. – № 5. – P. 496-502.

750. Mozer J.D. Bianchinu A.C., Kesler C.E. Corrosion of reinforcing bars in concrete. «*J.A.C.I.*», 1965, v. 62, N 8. – P. 909-930.

751. Nawy E.G. Crack Control in Reinforced Concrete Structures. «*J.A.C.I.*», 1968, v. 65, N 10. – P. 825-837.

752. Parker CD. Species of sulfur bacteria associated with the corrosion of concrete // *Nature*. – 1947. – V.159. – №4039. – P. 439-440.

753. Parker CD. The Corrosion of concrete // *Australian Journal Exp. Biol. Med. Sci.* -1947. -V.23. -P.81-98.

754. Persson M. Investigation of the impact of load-induced cracking on the initiation time on steel corrosion in concrete / M. Persson. – Dundee, Scotland: Lulea University of Technology, 2000. – 70 p.

755. Petrocokino M.D. Les divers aspects de la corrosion des armures dans les ouvrages en beton arme et precontraint. «*A.I.T.B. et T.P.*, N 153, 1960. – P. 915-936.

756. Pletta D.H., Masaie E.F., Robins H.S. Corrosion protection of thin precast concrete sections. «*J.A.C.I.*», vol. 21, March 1950, N 7. – P. 513-525.

757. Pourbaix M.: *Atlas d' Equilibres Electrochimiques a 25 Gauthiers – Villars Cie, Paris, 1963.*

758. Raju N.K. Deformation Characteristics of Concrete under Repeated Compressive Loades *Journal Building Science*. – 1969. – Vol. 4. – № 3. – P. 45-50.

759. Rehm G., Rauen A. «Korrosion von Stahl in Beton» «*Betonsteinzeitung*», 1968, N 5. – P. 258–264.

760. Richartz W. Die Bindung von Chlorid bei der Zementerhaertung. «*Zement – Kalk – Gips*». No 10, 22, 1969. – S. 447-456.

761. Roberts, M.B. A proposed empirical corrosion model for reinforced concrete / M. B. Roberts, C. Atkins, V. Hogg // *Struct. Bldg. I.C.E.* – 2000. – № 140(1). – P. 1-11.

762. Rodrigue J. Methodology for the assessment of concrete structures with corroded reinforcement / J. Rodríguez, L. M. Ortega, D. Izquierdo, C. Andrade // *Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management*. – Barcelona, 2002. – P. 56-59.

763. Saetta A. Coupled environmental-mechanical damage model of RC structures / A. Saetta, R. Scotta, R. Vitaliani // *Journal of engineering mechanics*. – 1999 – Vol. 125(8). – P. 930-940.

764. Samer Al-Fayadh *Cracking Behaviour of reinforced concrete tensile members*. Institutionen for konstruktionsteknik betongbyggnad. Goteborg, 1997.

765. Schiessl P. Admissible crack width in reinforced concrete structures. *Behaviour in service of Concr. Str. Colloguium*. – Liege, 1975.

766. 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.

767. Shalom R., Raphael M». The influence of sea water on corrosion of reinforcement. "J.A.C.I.", 1959, vol. 30, June, N 12.-P. 1251-1269.

768. Stelzel W. Korrosion der hochfesten Bewehrungsstahle. MPA fur das Bauwesen der Technischen Hochschule Munhen Bericht, No 60, 1964.

769. Tremper B, The corrosion, of reinforcing steel in cracked, concrete* "J.A.C.I.", 1947, vol.18, N 10, p.1137-1143; vol. 19, N 4. – P. 1144-1147.

770. Tian, X. Modeling reinforcement concrete cracking due to corrosion with a fracture mechanics approach / X. Tian, B. Martin-Perez. – University of Ottawa, Canada: 2006. – 127 p.

771. Tepfers, R.: Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars. 1979.

772. 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.

773. Toda K. Diagnosis of concrete deterioration by nondestructive evaluation / K. Toda, H. Hatanaka, Y. Hayashi // IHI Engineering Review. – 2004. – Vol. 37. – №3. – P. 98-102.

774. Treadway K.W. J. Corrosion of Prestressed Steel Wire in Concrete. «Brit. Corrosion J.». – 1971. 6. №2. – P.66-72.

775. Tukey J.W. The Future of Data Analysis. Ann. Math. Stat. 33, № 1, 1962. – P. 1-67.

776. Tuutti K. Corrosion of steel in concrete. Swedish Cement and Concrete Research Inst. Stockholm, 1982.- 469p.

777. Verna J.R., Stelson F.E. Fatigue of Stall Reinforced Concrete Beams under Repeated Loadin // Journal of the American Concrete Institute.-1962.- Vol.59. – N10. – P.1489-1503.

778. Watstein D. Mathey R., JACI, N1, July. 1959. – V 31.

779. Waugh W.R. Deterioration of concrete in TSLsenhower lock. «Civil Sngenering» v. 38, 1968.-P.62-66.

780. Weigler H., Segmuller E. Einwirkung von Chloriden auf Beton. «Betonwerk Fertigteil – Technik», 1973, 39, №8.-S. 577-584.

781. Wilhelm Jack, Wolrab Otto. Einwirkung chlorwasserstoffhaltiger Brangase auf Beton und Kalkmoertel. «Schadenprisma», 1974, 3, №2.-S. 25-36.

782. Wichers Gerd, Sprung Siegbert Повышение сульфатостойкости бетона за счет добавки каменноугольной золы-уноса. Verbesserung des Sulfatwiderstands von Beton durch Zusatz von Steinkohlenflugasche – Sachstandsbericht Mai 1989 Beton. 1990. 40, N1.-S. 17-21, 34.

783. Zielinski A. Przyczynek do teorii rys. «Inzynieria i budoir- nictwo», 1967, N 2.- S. 58-62.

784. Zivica V Corrosion of reinforcement induced by environment containing chloride and carbon dioxide/V. Zivica, // Bulletin of Materials Science. 2003. – Vd.26.–№6. – P.605-608.

О Г Л А В Л Е Н И Е

ВВЕДЕНИЕ	3
Глава 1. КОРРОЗИЯ БЕТОНА И АРМАТУРЫ.....	5
1.1. Натурные обследования бетонных и железобетонных конструкций в условиях воздействия агрессивных сред.....	5
1.2. Агрессивные и силовые воздействия на железобетонные конструкции	16
1.2.1. Агрессивные воздействия.....	16
1.2.2. Силовые воздействия.....	22
1.3. Анализ известных экспериментально-теоретических исследований коррозии бетона.	49
1.4. Анализ имеющихся результатов экспериментально-теоретических исследований коррозии арматуры в железобетонных конструкциях без трещин	62
1.5. Анализ имеющихся результатов экспериментально-теоретических исследований коррозии арматуры в трещинах железобетонных конструкций	93
1.6. Анализ имеющихся результатов экспериментально-теоретических исследований влияния коррозии арматуры на изменение механических характеристик арматуры, образования коррозионных трещин в бетоне и работу железобетонных элементов	120
Глава 2. АНАЛИЗ МЕТОДОВ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО И РАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ИНЕРТНОЙ И АГРЕССИВНОЙ СРЕДАХ....	132
2.1. Общие сведения	132
2.2. Анализ немеханических методов неразрушающего контроля механических характеристик элементов железобетонных конструкций в инертной среде	137
2.2.1 Общие сведения.....	137
2.2.2. Методы радиационного контроля	142
2.2.3. Акустические методы	145
2.2.4. Методы акустической и электромагнитной эмиссии	152
2.2.5. Магнитные методы	161
2.2.6. Радиоволновые методы	164
2.2.7. Электрические методы	166
2.2.8. Оптические методы.....	170
2.2.9. Тепловые, капиллярные и вибрационные методы.....	172

2.3. Анализ механических методов неразрушающего контроля механических характеристик бетона железобетонных конструкций в инертной среде	174
2.4. Анализ методов исследования механических характеристик элементов железобетонных конструкций в агрессивной среде	183
2.4.1. Общие сведения.....	183
2.4.2. Методы оценки коррозии бетона.....	185
2.4.3. Методы оценки коррозии арматуры.....	194
2.4.4. Рекомендуемые физико-химические методы испытания элементов железобетонных конструкций.....	197
2.5. Анализ стандартизированных методов испытания физико-технических характеристик элементов железобетонных конструкций в инертной и агрессивной средах	198
Глава 3. ОСОБЕННОСТИ СТАТИСТИЧЕСКОЙ ОБРАБОТКИ ДАННЫХ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	216
3.1. Виды статистических теоретических распределений	216
3.2. Критерии согласия теоретического распределения и параметрические критерии для отбрасывания резко выделяющихся результатов испытания	221
3.3. Определение необходимого объема результатов экспериментальных испытаний.....	228
3.4. Линейные корреляции	234
3.5. Использование корреляционного и вероятностного анализа при статистической обработке результатов испытаний на выносливость строительных конструкций.....	237
Глава 4. ПЛАНИРОВАНИЕ ЭКСПЕРИМЕНТА	248
4.1. Общие положения	248
4.2. Планирование эксперимента для дискретных переменных	250
4.3. Критерии оптимальности планов и планирование факторных экспериментов	256
4.4. Планирование экстремальных экспериментов	267
4.5. Концепция редукции информации.....	272
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	274

Научное издание

Мигунов Виктор Николаевич

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ КОРРОЗИИ
И ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
С ТРЕЩИНАМИ

Часть 1

Монография

В авторской редакции

Верстка Н.А. Сазонова

Подписано в печать 24.06.13. Формат 60×84/16.

Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе.

Усл.печ.л. 19,3. Уч.-изд.л. 20,75. Тираж 500 экз. 1-й завод 100 экз.

Заказ № 120.

Издательство ПГУАС.
440028, г. Пенза, ул. Германа Титова, 28.