

ПРОЧНОСТЬ, ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ
И ДОЛГОВЕЧНОСТЬ КОНСТРУКЦИОННОГО БЕТОНА
ПРИ ТЕМПЕРАТУРНЫХ И КОРРОЗИОННЫХ
ВОЗДЕЙСТВИЯХ

В 2 частях

Часть 2

Под редакцией С. Н. Леоновича

Минск
БНТУ
2016

Авторы:

*С. Н. Леонович, Д. А. Литвиновский,
О. Ю. Чернякевич, А. В. Степанова*

Прочность, трещиностойкость и долговечность конструкционного бетона при температурных и коррозионных воздействиях : монография : в 2 ч. Ч. 2 / С. Н. Леонович [и др.], под ред. С. Н. Леоновича. – Минск : БНТУ, 2016. – 204 с. – ISBN 978-985-550-925-8 (Ч. 2).

Вторая часть монографии посвящена актуальной проблеме – прогнозированию долговечности железобетонных конструкций, деструкция которых связана с коррозией стальной арматуры, вызванной хлоридной агрессией или карбонизацией бетона.

На основе всестороннего анализа моделей расчета срока службы конструкций и экспериментальных данных отдано предпочтение математической модели Dura Crete. При оценке срока службы железобетонных конструкций рассмотрены жизненные циклы для основных деградационных процессов в бетоне и арматуре, периоды инициирования и распространения коррозии. Особое внимание уделено учету влияния факторов внешней среды (температура, влажность) и качества бетона (В/Ц, расход цемента, коэффициент диффузии) на кинетику проникновения хлоридов и перемещение фронта карбонизации. Рассмотрены вероятностные модели базисных переменных. Сформулированы предельные состояния железобетонных конструкций по долговечности при хлоридной агрессии и карбонизации. Разработаны основные положения метода расчета долговечности железобетонных конструкций, основанного на применении коэффициента надежности по сроку службы. Произведена практическая оценка срока службы железобетонных элементов с учетом стохастических процессов в бетоне и арматуре. Выполнена верификация достоверности модели.

Табл. 39. Ил. 93. Библиогр. 206.

Рекомендовано к изданию научно-техническим советом
Белорусского национального технического университета
(протокол № 11 от 23.12.2013)

Рецензенты:

заведующий кафедрой «Строительные материалы»
Московского государственного строительного университета,
доктор технических наук, профессор *Д. В. Орешкин*;
декан факультета транспортных коммуникаций
Белорусского национального технического университета,
доктор технических наук, профессор *А. В. Бусел*

СОДЕРЖАНИЕ

Глава 1. ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ КАРБОНИЗАЦИИ БЕТОНА	6
Перечень условных обозначений	6
1.1. Подходы к оценке долговечности и модели расчета долговечности	9
1.1.1. Разрушение железобетонных конструкций	9
1.1.2. Модели расчета срока службы конструкции	16
1.1.3. Вероятностные методы вычислений	25
1.2. Верификация моделей по карбонизации бетона	33
1.2.1. Математическая модель карбонизации	33
1.2.2. Прогнозирование развития глубины и скорости карбонизации бетона по уравнению Таманна	45
1.2.3. Анализ экспериментальных данных карбонизации бетона	47
1.2.4. Анализ теоретических и экспериментальных значений глубины и скорости карбонизации бетона	52
1.3. Применение вероятностной модели карбонизации для железобетонных элементов, эксплуатируемых в условиях Республики Беларусь	56
1.3.1. Методика расчета и определение карбонизации в бетоне без трещин для условий Республики Беларусь	56
1.3.2. Вероятностные модели базисных переменных	57
1.3.3. Вероятностный расчет глубины и скорости карбонизации бетона в конструкциях, эксплуатируемых в Республике Беларусь	63
1.4. Применение вероятностного расчета для определения индекса надежности	70
1.4.1. Применение вероятностного расчета глубины карбонизации для обоснования величины защитного слоя бетона в железобетонных конструкциях, назначенного в СНБ 5.03.01-02	70
1.4.2. Вероятностный расчет глубины карбонизации для ХС1 и ХС3 классов по условиям эксплуатации	73
Библиографический список к главе 1	81

Глава 2. ХЛОРИДНАЯ КОРРОЗИЯ БЕТОНА	86
2.1. Общее состояние исследований	86
2.1.1. Модели прогнозирования ресурса и срока службы	86
2.1.2. Основные подходы и критерии для прогнозирования срока службы	89
2.1.3. Срок службы железобетонных конструкций	92
2.1.4. Методы расчета срока службы	94
2.1.5. Методы вычисления	101
2.1.6. Условия работы конструкций, взаимодействующих с агрессивными хлоридсодержащими средами	101
2.1.7. Направление, объекты, цель и задачи исследований	103
2.2. Анализ моделей долговечности для основных деградационных процессов в бетоне и арматуре	104
2.2.1. Жизненные циклы. Периоды инициации и распространения коррозии	104
2.2.2. Исследование моделей долговечности для оценки срока службы	107
2.2.3. Период иницирования – проникновение хлора в бетон	112
2.3. Учет влияния факторов внешней среды на кинетику проникания хлоридов в объем конструктивных элементов	132
2.3.1. Температура, В/Ц, доставка, время, влажность	132
2.3.2. Дорожный климат	141
2.4. Расчет долговечности железобетонных элементов в формате метода предельных состояний	163
2.4.1. Жизненные циклы конструкции. Предельные состояния по долговечности	163
2.4.2. Основные положения метода расчета долговечности железобетонных конструкций, основанного на применении коэффициента надежности по сроку службы	164
2.4.3. Определение коэффициента безопасности по сроку службы	167
2.4.4. Определение характеристик надежности при логнормальном законе распределения срока службы	169
2.4.5. Практическая оценка срока службы железобетонных элементов с учетом стохастического характера коррозионного процесса в бетоне и арматуре	172

2.5. Применение вероятностной модели прогнозирования срока службы железобетонных конструкций при воздействии хлоридсодержащих жидких сред для условий Республики Беларусь.....	180
2.5.1. Вероятностные модели базисных переменных.	
Факторы модели инициирования.....	180
2.5.2. Факторы модели распространения.....	183
2.5.3. Верификация достоверности модели.....	183
2.5.4. Примеры использования модели.....	185
Библиографический список к главе 4.....	195

ГЛАВА 1. ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ КАРБОНИЗАЦИИ БЕТОНА*

ПЕРЕЧЕНЬ УСЛОВНЫХ ОБОЗНАЧЕНИЙ

Буквы латинского алфавита

a	– толщина защитного слоя бетона
a_{CO_2}	– коэффициент, учитывающий способность CO_2 закрепляться в бетоне
a_{CO_3}	– количество карбонатного материала в бетоне
C	– коэффициент, зависящий от содержания связанного гидравлического компонента в бетоне
C_{CO_2}	– необходимая концентрация CO_2 для превращения всех продуктов карбонаты
$C_{S,emi}$	– дополнительная концентрация CO_2 вследствие дополнительных источников загрязнения воздуха (в городе, в туннеле)
$C_{s,atm}$	– концентрация CO_2 в атмосфере
C_S	– концентрация углекислого газа на поверхности бетона или в окружающем воздухе
D'	– эффективный коэффициент диффузии углекислого газа в карбонизированном бетоне
D_e	– постоянная диффузии бетона
D_c	– коэффициент диффузии в зависимости от влажности бетона
$D_{eff,0}$	– эффективный коэффициент диффузии в сухом карбонизированном бетоне для диоксида углерода при определенном уплотнении, условиях твердения и внешних условиях
DH	– степень гидратации цемента
f_c	– прочность на сжатие
f_k	– степень карбонизации бетона
K	– величина, характеризующая скорость процесса карбонизации
k_c	– коэффициент, учитывающий условия твердения бетона
k_u	– коэффициент, определяющий влияние вида цемента

* Глава 1 написана на основе диссертационной работы Чернякевич О.Ю. «Прогнозирование долговечных железобетонных конструкций при карбонизации бетона», выполненной под руководством автора

k_{RH}	– коэффициент, учитывающий воздействие влажной окружающей среды
k_t	– коэффициент, который учитывает влияние метода испытаний
m_c	– содержание цемента в 1 м ³ бетона
m_{CaO}	– содержание СаО в цементе
m_o	– количество углекислого газа, поглощенного единицей объема бетона (реакционная емкость бетона)
R_c	– сопротивление диффузии углекислого газа в карбонизированном слое бетона
$R_{ACC,0}^{-1}$	– обратное эффективное сопротивление карбонизации бетона, твердевшего и испытанного в лабораторных условиях, согласно ускоренному методу испытания
$R_{NAC,0}^{-1}$	– обратное сопротивление карбонизации сухого бетона в образцах естественной карбонизации
RH_{real}	– относительная влажность воздуха по информации с ближайшей метеостанции
RH_{ref}	– эталонная влажность, 65 %
x_c	– глубина карбонизации бетона
$x_c(t_p)$	– глубина карбонизации за время t_p
p_f	– вероятность отказа конструктивного элемента
p_{SL}	– вероятность увлажнения поверхности из-за дождя
p_0	– заданная вероятность отказа
$p\{\}$	– вероятность депассивации
R	– сопротивление элемента, зависящее от нескольких значений x_i
S	– нагрузка на элемент, зависящая от нескольких значений u_i
t	– время (агрессивного) воздействия
t_0	– эталонный период
t_c	– продолжительность ухода за бетоном
t_{cl}	– расчетный срок службы
t_p	– проектный срок службы
T_{ow}	– влажное время
Z	– надежность элемента
w	– показатель погоды
$W(t_p)$	– функция, учитывающая влияние климатических параметров

Буквы греческого алфавита

β	– (генеральный) индекс надежности
β_{target}	– целевой индекс надежности
ε_t	– погрешность, обусловленная использованием ускоренного метода карбонизации
μ	– среднее значение
σ	– стандартное отклонение
$\Phi(\bullet)$	– вероятностная функция стандартизированного нормального распределения

Обозначения законов распределения случайных величин

Beta	– бета-распределение
N ,	– нормальное распределение
Normal	
LN ,	– логнормальное распределение
LogNormal	
Exp	– экспоненциальное распределение
det	– детерминированное значение переменной

1.1. Подходы к оценке долговечности и модели расчета долговечности

1.1.1. Разрушение железобетонных конструкций

Разрушение железобетонных конструкций – процесс, зависящий от времени, где имеют место множество химических и физических процессов. Зная различные процессы деградации и влияющие на них факторы (свойства материалов, внешние процессы) можно оценить срок службы для железобетонных конструкций. На рисунке 1.1 представлены основные процессы деградации железобетонных конструкций.



Рис. 1.1. Деградация железобетонных конструкций

Аналізу разрушения железобетонных конструкций при агрессивных воздействиях посвящен ряд публикации последних лет: Frederiksen [50], Basheer [33], Broomfield [35], Sandberg [61], Moller [55], Шпете [31], Бабицкий В.В. [6], Васильев А.И. [11], Petersson [59].

Свойства материалов и окружающая среда не постоянны, они изменяются во времени. Для определения влияния этих параметров

на долговечность железобетонной конструкции необходимо знать их изменение во времени. Изменение во времени факторов влияния связано с изменением несущей способности конструкции, которая определяется главным образом прочностью бетона. Изменение свойств определяется исходя из химических и физических воздействий на конструкцию. Математически это может быть выражено как (1.1):

$$P(t)=f(P_0,E(t), G(t),t), \quad (1.1)$$

где $P(t)$ – рассматриваемое свойство; P_0 – начальное значение свойства; $E(t)$ – внешние воздействия как функция времени; $G(t)$ – геометрия конструкции как функция времени; t – время.

С помощью выражения (1.1) можно определить характеристику $P(t)$ в любое время. В то же время можно определить критический уровень, соответствующий предельному состоянию.

Действие на железобетон углекислого газа. Карбонизация.

Начало изучения процессов газовой коррозии бетона и железобетона положено работами Москвина В.И., Иванова Ф.М., Алексеева С.А., Розенталя Н.Н., Степановой В.Ф. [1, 2, 13, 19, 20], однако проблема до сих пор остается актуальной. Проникновение газов в железобетонные конструкции стимулирует коррозию арматуры. Глубина проникновения углекислого газа и условия контакта газа с арматурой характеризуют долговечность бетона. Главные факторы, влияющие на протекание газовой коррозии в железобетонных конструкциях, следующие: отсутствие на поверхности арматуры пленки воды, минимальное содержание влаги, высокая температура, неоднородность химического состава арматуры.

Действие на железобетон газовых сред определяется видом и концентрацией кислоты, конденсирующейся на поверхности и в порах защитного слоя бетона. Агрессивное действие распространенных кислых газов CO_2 состоит в нейтрализации поверхностного слоя бетона и образования в нем соединений, влияющих на свойства бетона. Углекислый газ в бетоне соединяется с растворенным гидроксидом кальция, нейтрализуя его и обуславливая потерю защитных свойств бетоном поверхностного слоя.

Концентрация углекислого газа на поверхности бетона прямо влияет на глубину фронта проникновения углекислого газа.

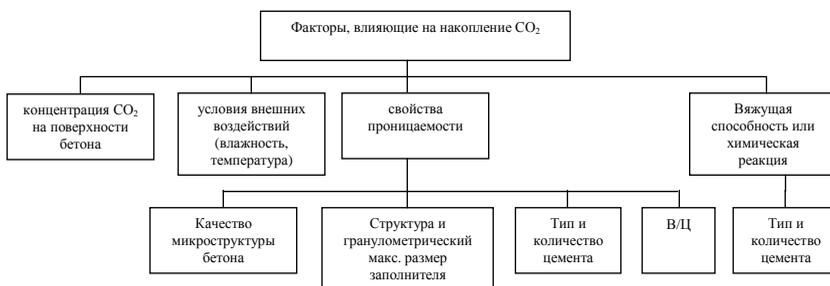


Рис. 1.2. Факторы, влияющие на накопление углекислого газа

Критическая концентрация CO_2 в приарматурной зоне бетона (слой бетона, непосредственно соприкасающийся с поверхностью арматуры), является одним из основных факторов, определяющих длительность пассивного состояния стали. При накоплении CO_2 в количестве, превышающем критическое, наступает переход стали из пассивного состояния в активное с неизбежной последующей коррозией. Фактически критическая концентрация CO_2 определяет продолжительность индукционного периода, без чего невозможно корректно прогнозировать долговечность железобетонных конструкций в условиях карбонизации.

Среднее содержание CO_2 в атмосфере равно примерно 0,03 % по объему. При плохой вентиляции строительные конструкции могут находиться и при более высоком содержании CO_2 (в подвалах, туннелях, подземных гаражах, стойлах для животных). Согласно ТКП 45-2-01-111 [13] при концентрации углекислого газа до 200 мг/м^3 среда считается слабоагрессивной.

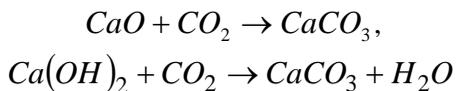
Необходимо отметить, что критическая концентрация CO_2 зависит от влажности; от качества защитного слоя бетона; от типа и количества цемента; проницаемости бетона, В/Ц, времени и условий ухода за бетоном; от температуры.

После карбонизации защитного слоя бетона на всю его глубину интенсифицируется коррозия стальной арматуры, которая является основной причиной разрушения железобетонных конструкций.

При карбонизации pH понижается. Слой оксида железа, который защищает арматуру от коррозии, разрушается и начинается коррозия. Карбонизация может быть разделена на два этапа: проникновение углекислого газа через карбонизированный бетон к фронту кар-

бонизации и химическая реакция между проникшим углекислым газом и карбонатами $\text{Ca}(\text{OH})_2$.

В результате реакции взаимодействия гидроксида кальция с находящимся в воздухе углекислым газом образуется карбонат кальция.



В результате этой реакции щелочность поровой жидкости бетона защитного слоя снижается ниже границы пассивации ($\text{pH} = 11,8$), что приводит при определенных условиях к активации стали с последующей ее коррозией.

Диффузионная часть карбонизации – это распространение углекислого газа, другого газа, воздуха в карбонизированном бетоне. Углекислый газ транспортируется в некарбонизированный бетон, где происходит химическая реакция и образуется карбонат кальция CaCO_3 . Через некоторое время образуется граница, проходящая между карбонизированным и некарбонизированным бетоном, названная глубиной карбонизации.

Теоретические подходы к оценке влияния технологических факторов и внешней среды на карбонизацию бетона. Эксплуатация в атмосферных условиях часто способствует разрушению железобетонных конструкций. Зависимость глубины карбонизации от В/Ц отношения, содержания и типа цемента, вида и количества добавки, времени твердения бетона во влажностных условиях, вида покрытия бетона, добавки микрокремнезема и молотой золы уноса рассмотрено в исследовании Andrade C. [32].

К настоящему времени в ряде работ [1, 2, 24, 29] сформулированы следующие основные подходы:

1) глубина карбонизации линейно зависит от водоцементного отношения; с увеличением В/Ц глубина карбонизации увеличивается;

2) при жестких бетонах ($\text{В/Ц} = 0,3$) карбонизация бетона практически может не учитываться;

3) вид и содержание цемента в бетоне влияют как на способность связывать, так и на диффузионное сопротивление углекислого газа;

4) глубина карбонизации обратно пропорциональна расходу цемента;

5) с уменьшением содержания портландцементного клинкера в цементе карбонизация ускоряется;

6) пластифицирующие добавки замедляют процесс карбонизации в бетоне. Воздухововлекающие и газообразующие добавки способствуют уменьшению проницаемости бетона;

7) условия твердения существенно влияют на скорость карбонизации. После пропаривания бетоны карбонизируются в два раза быстрее, чем при твердении в течение 28 суток в нормальных влажностных условиях;

8) уход за бетоном (сохранение при твердении бетона его влажностного состояния) исключает раннее высушивание, повышается степень гидратации, а проницаемость бетона для газов с увеличением длительности ухода понижается.

Факторы внешней среды (влажность, температура) влияют на скорость карбонизации бетона.

Диффузия углекислого газа в воздухе происходит примерно в 10000 раз быстрее, чем в воде, увлажняющей защитный слой бетона. В водонасыщенном бетоне карбонизацией можно пренебречь. Карбонизация бетона под открытым небом протекает в 3-4 раза медленнее, чем внутри сухих отапливаемых помещений [29].

С увеличением температуры окружающей среды скорость карбонизации возрастает [29]. Для конструкций, подвергающихся тепловым воздействиям, и конструкций в районах с жарким сухим климатом следует учитывать ускорение процесса карбонизации. При отрицательных температурах карбонизацией практически можно пренебречь. При натурных обследованиях и в расчетах долговечности длительность карбонизации бетона необходимо корректировать с учетом продолжительности эксплуатации конструкции в различное время года.

Концентрация углекислого газа заметно влияет на процесс карбонизации, скорость которого повышается с увеличением содержания углекислого газа.

При воздействии постоянно дующих ветров большой силы бетон конструкций со стороны преимущественного направления и с противоположной стороны карбонизировался в 1,5 – 2 раза глубже, чем с других сторон. Причиной этого может быть поступление воздуха

не только путем обычной диффузии, но и под влиянием изменяющегося давления при порывах ветра.

Шестериков В.И. [30] показал необходимость изучения характеристик бетона в мостовых конструкциях для прогнозирования изменения состояния конструкций во времени. В частности, для краткосрочных и среднесрочных прогнозов важных для управления эксплуатацией (управление надежностью, качеством, безопасностью) сооружений. При прогнозировании развития карбонизации на стадии проектирования можно воспользоваться работами [23, 27, 24].

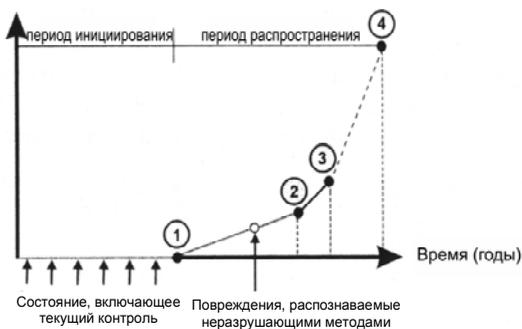
По данным Сарья А.И. [23] развитие карбонизации при малых толщинах защитного слоя может быть принято линейным. О возможности использования линейных моделей сказано и в работе [18].

Коррозия арматуры. Арматура в бетоне находится в пассивном состоянии из-за свойств окружающего её цементного камня (высокий pH). Кроме того, арматура находится в пассивном состоянии, когда стержни защищены тонким слоем окиси железа. Пассивное состояние может изменяться: с насыщением углекислотой, т.е. происходит формирование трёх зон (карбонизированный, карбонизирующийся и некарбонизированный бетон) и выщелачиванием при воздействии проточной воды и при конденсации пара. Вода растворяет щелочь бетона, в результате чего понижается pH.

Согласно Tuutti [68] процесс коррозии арматуры можно разделить на два временных периода, как показано на рисунке 1.3,а: начальный период или период иницирования, и период распространения. Каждый период соответствует определенному предельному состоянию конструкции. На рисунке 1.3,б показаны нормируемые значения индексов надежности для соответствующих периодов.

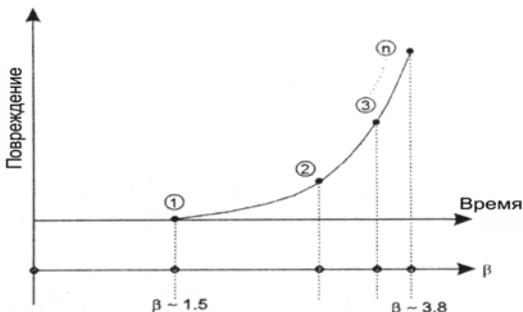
Начальный период или период иницирования определяется как время до депассивации арматуры либо до карбонизации бетона. Этот период не наносит вред бетону и арматуре. После окончания периода иницирования возникает период распространения, приводящий к коррозии арматуры (рис. 1.3). В данной исследовательской работе рассматривается период иницирования коррозии (т.е. потеря защитных свойств бетона).

Уровень повреждения



а

1. Депассивация арматуры
2. Образование трещин
3. Отслоение защитного слоя
4. Разрушение конструкции в результате потери сцепления между арматурой и бетоном



б

- 1 – период инициирования коррозии
- 2, 3, 4 – период распространения коррозии
- 1, 2, 3, n – это предельные состояния

Рис. 1.3. Процесс развития коррозии и определение предельного состояния для расчета срока эксплуатации

Во время периода распространения арматура подвергается различным воздействиям, которые могут привести к повреждению бетона. В случае увеличения продуктов коррозии арматуры возникают трещины вдоль стальной арматуры, что впоследствии приводит к отслаиванию защитного слоя бетона. В конечном счете, потеря поперечного сечения арматуры может привести к снижению несущей способности. Предельное состояние определяется соответствующим видом разрушения сечения и может возникнуть из-за растрескивания, отслаивания или из-за недопустимой потери поперечного сечения.

Важные внешние факторы для карбонизации – доступность углекислого газа, кислорода, влажностные и температурные условия.

При низкой влажности газы проникают в бетон более легко, но недостаток воды может уменьшить скорость насыщения углекислотой, и скорость коррозии увеличивается, но проникновение газа замедлено из-за заполненных пор бетона.

Коррозия арматуры оказывает два отрицательных воздействия на работу конструкции:

- коррозия уменьшает площадь поперечного сечения арматуры, что снижает несущую способность железобетонного элемента;
- продукты коррозии имеют больший объем, чем сталь, что инициирует внутреннее давление. Через некоторое время из-за внутреннего давления в бетоне образуются трещины и, наконец, защитный слой бетона откалывается.

Если арматура корродирует в течение некоторого времени, то образуются продукты коррозии, которые могут вызвать трещины в бетоне. Разрушение бетона из-за формирования расширяющихся продуктов коррозии показано на рисунке 1.4.

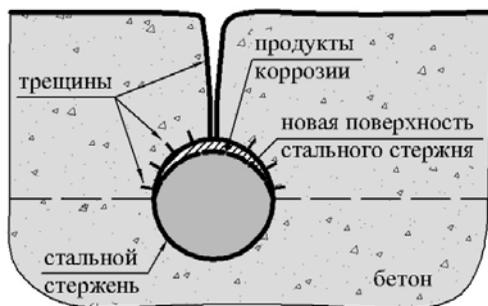


Рис. 1.4. Разрушение бетона в результате коррозии арматуры

1.1.2. Модели расчета срока службы конструкции

Расчет срока службы конструкции дает возможность для определения периода времени, в течение которого конструкция эксплуатируется. Расчетный срок службы – это предполагаемый период, в течение которого конструкция или конструктивный элемент должен эксплуатироваться в заданных условиях без необходимости выполнения капитального ремонта.

Munch-Petersen [56] предлагает альтернативное определение срока службы – так называемый остаточный срок службы. Остаточ-

ный срок службы определяется, вычитая из расчетного срока службы время, прошедшее с момента возведения конструкции. Таким образом, когда остаточный срок службы равен нулю, срок службы конструкции закончен. Однако в действительности остаточный срок службы никогда не достигнет нуля, т.к. конструкция в процессе эксплуатации обслуживается и ремонтируется.

Для прогноза деградации бетона количественным способом используются математические модели. Обычно различают физические и эмпирические модели.

Физические модели требуют значительной подтверждающей информации для гарантии надежности алгоритмов вычисления и точности начальных и граничных условий.

В расчетах с физическими моделями часто используются численные методы, как правило, метод конечных элементов.

Эмпирические модели основываются на результатах испытаний конструкций в полевых и лабораторных условиях.

Обычно прогнозирование реализуется с использованием средних значений параметров. Значительный разброс существенно влияет на результаты вычислений. В вероятностных методах разброс учитывается, и результаты расчетов могут быть выражены как вероятность того, что иницирование коррозии может произойти. И физические, и эмпирические модели могут использоваться вместе с вероятностными методами. В вероятностных методах рассматривают средние значения, разброс и возможное статическое распределение функции. Для получения надежных результатов требуется обширное статистическое определение параметров в моделях.

Физическая модель для расчета карбонизация бетона. Кинетика процесса карбонизации бетона описывается первым законом А. Фика, устанавливающим связь между глубиной слоя карбонизации бетона и временем от момента изготовления конструкции. В основу уравнения кинетики карбонизации бетона приняты следующие допущения:

- падение концентрации углекислого газа в порах бетона происходит линейно;
- у поверхности бетона концентрация углекислого газа соответствует его концентрации в окружающем воздухе, а в зоне хими-

ческой реакции равна нулю, так как здесь углекислый газ полностью поглощен;

- градиент концентрации углекислого газа для небольших отрезков времени является величиной постоянной.

Согласно закону Фика оценка глубины нейтрализации бетона выполняется по следующей зависимости [1]

$$x_c = \sqrt{2D' \cdot C_s \cdot t / m_o}, \quad (1.2)$$

где D' – эффективный коэффициент диффузии углекислого газа в карбонизированном бетоне ($\text{см}^2/\text{с}$); C_s – концентрация углекислого газа на поверхности бетона или в окружающем воздухе (относительная величина по объему); m_o – количество углекислого газа, поглощенного единицей объема бетона (реакционная емкость бетона); t – время воздействия, с.

Исходные данные для расчета глубины карбонизации бетона по формуле (1.2) получают на основе экспериментальных исследований эксплуатируемых конструкций или в специальных камерах с повышенным содержанием газа.

Величина m_o характеризует способность бетона поглощать углекислый газ и зависит от расхода цемента, его минералогического состава, степени гидратации и структуры пор.

Для вычисления реакционной способности отбирают и анализируют на содержание углекислого газа пробу растворной части бетона из карбонизированного слоя. Разность этих величин равняется количеству углекислого газа, поглощенному в процессе карбонизации. Согласно [2] приближенно реакционную способность можно рассчитать по формуле

$$m_o = 0,4V_c \cdot P_{CaO} \cdot f_k, \quad (1.3)$$

где V_c – количество цемента в 1 дм^3 бетона; P_{CaO} – относительное содержание СаО в цементе (для ПЦ $P_{CaO} = 0,6$); f_k – степень карбонизации бетона, равная отношению СаО, связанного в карбонат к общему СаО в цементе ($f_k = 0,6$).

Для определения величины m_o получено следующее уравнение [9, 10]

$$m_o = 0,294 \cdot \alpha \cdot Ц \cdot \alpha_k \quad (1.4)$$

В расчетах следует учитывать замедляющее действие прямого увлажнения осадками. Оно в большей степени проявляется на гори-

зонтальных поверхностях конструкций. На вертикальных поверхностях замедляющий эффект увлажнения зависит от преобладающего направления ветра.

Проницаемость бетона, имеющего трещины, намного выше, чем бетона без трещин. Эффективный коэффициент диффузии D' углекислого газа в трещине бетона шириной 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 бетоне средней плотности $D' = 10^{-4} \text{ см}^2/\text{с}$. Эффективный коэффициент диффузии D' углекислого газа в пористом теле бетона характеризует его проницаемость и зависит от параметров структуры бетона и его влажности. Для расчета эффективного коэффициента диффузии D' Бабицким В.В. [5] было получено уравнение, связывающее диффузионные характеристики бетона с его капиллярной пористостью бетона (Π_k^δ)

$$D' = k_u \cdot D_0 \left(\Pi_k^\delta - 0,03 \right)^3, \quad (1.5)$$

где k_u – коэффициент, определяющий влияние вида цемента (для портландцемента $k_u = 12$, для шлакопортландцемента $k_u = 20$); D_0 – коэффициент диффузии углекислого газа в воздухе ($D_0 = 1,65 \cdot 10^{-1} \text{ см}^2/\text{сек}$).

Формула для определения глубины карбонизации С.Н. Алексеева и Н.К. Розенталя [1] имеет вид

$$x_c = \sqrt{\frac{2C_s \cdot t \cdot D'}{m_o \cdot m_c / 300}} \quad (1.6)$$

Эффективный коэффициент диффузии CO_2 в бетоне, $\text{см}^2/\text{с}$

$$D' = \frac{(m_o \cdot m_c / 300) \cdot x_c}{2C_s \cdot t}, \quad (1.7)$$

где C_s – концентрация углекислого газа на поверхности бетона или в окружающем воздухе (относительная величина по объему); t – длительность эксплуатации конструкции, с; x_c – глубина нейтрализации бетона в случае карбонизации, см; m_o – реакционная емкость бетона, $\text{кг}/\text{м}^3$; m_c – расход цемента в 1 м^3 бетона, кг.

Для определенного вида бетона можно записать

$$\sqrt{2D' C_s / m_o} = K \quad (1.8)$$

и поэтому уравнение кинетики карбонизации записывается в простой целесообразной для инженерных расчетов форме. Эта зависимость пригодна как приближенная формула при относительно постоянной и низкой влажности

$$x_c = K \cdot \sqrt{t} \quad (1.9)$$

Величина K характеризует скорость процесса карбонизации, K мм/год^{0,5}.

Физическая модель карбонизации на рисунке 1.5 представлена в виде семейства кривых, построенных по закону квадратного корня из времени [1] (опоры контактной сети, железобетонные плиты покрытия зданий с высокой концентрацией углекислого газа). Экспериментальные данные о кинетике карбонизации бетона подтверждают зависимость толщины карбонизированного слоя по закону квадратного корня из времени [1], однако при возрастании влажности развитие карбонизации происходит более медленно, чем это следует из расчета.

Математическое моделирование процесса карбонизации бетона. Математические модели для карбонизации бетона основываются на втором Законе Фика

$$\frac{\partial C_s}{\partial t_0} = D_{eff} \frac{\partial^2 C_s}{\partial x^2}, \quad (1.10)$$

где C_s – концентрация CO_2 на поверхности x (%) или (мг/м³) или в окружающем воздухе; t_0 – время диффузии, с; D_{eff} – коэффициент диффузии, который зависит от свойств бетона и окружающей среды, м²/с; x – расстояние от поверхности, м.

Представленные ниже математические модели отличаются величиной K , характеризующей скорость карбонизации, мм/год^{0,5}.

В модели Schiessel [62] для расчета параметра K использует следующую формулу

$$K = \sqrt{\frac{2D_0 \cdot C_{s,atm}}{m_c \cdot C_{CO_2} / 100}}, \quad (1.11)$$

где D_0 – постоянная диффузии бетона, м²/с; $C_{s,atm}$ – концентрация CO_2 в атмосфере, %; m_c – содержание цемента, кг; C_{CO_2} – концентрация CO_2 для превращения всех продуктов в карбонаты, мг/м³.

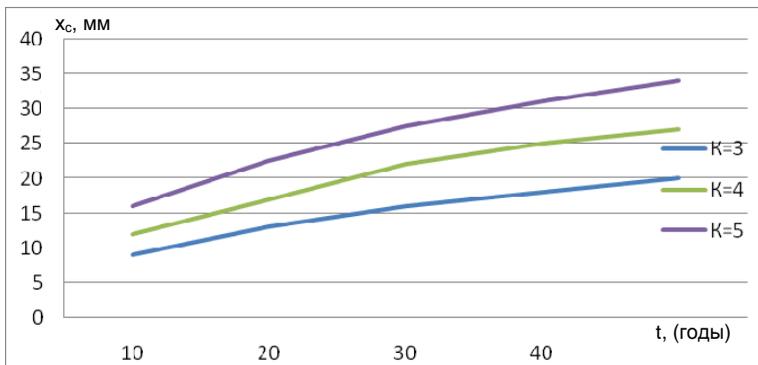


Рис. 1.5. Физическая модель карбонизации бетона [1]

В модели De Sitter [63] параметр K рассчитывается по следующей формуле

$$K = \sqrt{\frac{46(B/\Omega) - 17,6}{2,7} R_u \cdot k_{RH}}, \quad (1.12)$$

где B/Ω – водоцементное отношение; R_u – коэффициент влияния типа цемента; k_{RH} – коэффициент, характеризующий воздействие влажной окружающей среды.

В модели Bob [34] параметр K рассчитывается по следующей формуле

$$K = (150 \cdot C \cdot k_{RH} \cdot d_{CO_2} / f_c), \quad (1.13)$$

где C – коэффициент содержания связанного гидравлического компонента в бетоне, %; k_{RH} – коэффициент воздействия влажной окружающей среды, %; d_{CO_2} – коэффициент концентрации CO_2 в атмосфере; f_c – прочность на сжатие, Н/мм².

В модели Papadakis [58] параметр K рассчитывается по следующей формуле

$$K = 350 \frac{\rho_c \left[\frac{m_v}{m_c} - 0,3 \right]}{\rho_v \left[1 + \frac{\rho_c m_v}{\rho_v m_c} \right]} f_R \sqrt{\left[1 + \frac{\rho_c m_v}{\rho_v m_c} + \frac{\rho_c m_k}{\rho_a m_c} \right]} C_{S,atm}, \quad (1.14)$$

$$f_R = (1 - RH/100), \quad (1.15)$$

где ρ_c – объемная плотность цемента, кг/м³; ρ_v – объемная плотность воды, кг/м³; ρ_a – объемная плотность заполнителя, кг/м³; m_c – содержание цемента, кг; m_v – содержание воды, м³; m_k – содержание заполнителя, кг; f_R – относительная атмосферная влажность, %; $C_{s,arm}$ – содержание CO₂ в атмосфере, %.

DuraCrete модель. Модель проникновения углекислого газа DuraCrete является эмпирической моделью. Эта модель – модификация модели СЕВ [38]. Описание модели DuraCrete представлено в [43, 44, 45]. Модель дает возможность привести различные факторы влияния к одному единственному параметру. Это облегчает статистическое определение параметров модели. Модель представлена в (1.16)

$$x_c = \frac{2 \cdot k_c \cdot k_t \cdot k_{RH} \cdot D_{eff} \cdot C_s}{a_{CO_2}} \cdot \sqrt{t} \cdot \left(\frac{t_0}{t} \right), \quad (1.16)$$

где: x_c – глубина карбонизации бетона, м; D_{eff} – эффективный коэффициент диффузии в сухом карбонизированном бетоне для диоксида углерода при определенном уплотнении, условиях твердения во внешних условиях, м²/с; C_s – концентрация углекислого газа на поверхности бетона или в окружающем воздухе, кг CO₂/кг; a_{CO_2} – способность CO₂ закрепляться в бетоне, кг CO₂/кг; t – время воздействия, с; t_0 – эталонное время (1 год), с.

Эффективный коэффициент диффузии D_{eff} и способность углекислого газа закрепляться a_{CO_2} могут быть объединены в эффективное сопротивление карбонизации бетона

$$R_{Carb} = a_{CO_2} / D_{eff}, \quad (1.17)$$

где R_{Carb} – эффективное сопротивление карбонизации бетона, (кг CO₂/м³/м²/с).

Преимущество модели состоит в использовании замеренной глубины карбонизации при непосредственном определении величины коэффициента диффузии. Это означает, что модель не требует существенной калибровки перед расчетами. Еще одно преимущество состоит в том, что модель базируется на эффективном коэффициенте диффузии. Он измеряется в лаборатории при стандартных условиях и затем уточняется для применения в полевых условиях. Пере-

счет производится с учетом факторов условий воздействия, свойств материалов и технологии изготовления. Для оценки фактора роста необходимо знать глубину карбонизации для того же самого состава бетона.

Недостаток модели состоит в упрощенном рассмотрении внешних условий. Условия воздействия в модели более или менее постоянны. Таким образом, если воздействия окружающей среды изменяются, то изменения не учитываются при расчетах с использованием этой модели.

СТН – модель. Модель карбонизации бетона СТН базируется на данных обо всех процессах при карбонизации. Модель карбонизации СТН была предложена СЕВ [38] и описывается в (1.18)

$$x_c = \int_0^1 \frac{C_{S,atm}}{a_{CO_3}} \cdot \frac{1}{\int_{x''}^{x''=x_c} [1/D_c(RH(x''))] dx''} dt, \quad (1.18)$$

где $C_{S,atm}$ – концентрация углекислого газа в атмосфере, кг/м³; a_{CO_3} – количество карбонатного материала в бетоне, кг/м³; t – время воздействия, с; x_c – глубина карбонизации, м; D_c – коэффициент диффузии в бетоне, как функция условий влажности, выраженный как относительная влажность (RH), м²/с.

В модели поток углекислого газа в бетоне описан с помощью зависимости (1.19):

$$q_c = D_c(RH(x))(C_S/x_c), \quad (1.19)$$

где $C_{S,atm}$ – концентрация углекислого газа в атмосфере, кг/м³; a_{CO_3} – количество карбонатного материала в бетоне, кг/м³; t – время воздействия, с; x_c – глубина карбонизации, м; D_c – коэффициент диффузии в зависимости от влажности в бетоне.

Для описания потока углекислого газа в зоне карбонизации использовано выражение (1.20):

$$q_c = C_S/R_c, \quad (1.20)$$

где R_c – сопротивлению диффузии углекислого газа в карбонизированном слое бетона. Расчет сопротивления диффузии углекислого

газа в карбонизированном слое бетона производится по формуле (1.21):

$$R_c = \int_0^{x_c} [1/D_c(RH(x))] dx \quad (1.21)$$

Скорость карбонизации может быть рассчитана по (1.22).

$$dx_c/dt = C_S / (a_{CO_3} \cdot R_c), \quad (1.22)$$

где C_S – концентрация углекислого газа в воздухе, кг CO_2 /кг; a_{CO_3} – количество карбонатного материала в бетоне, кг/м³.

Коэффициент диффузии углекислого газа через зону карбонизации $D_c(RH(x))$ зависит от условий влажности в бетоне. Влияние влажности на коэффициент оценивается по формуле

$$D_c(RH(x)) = B \cdot m_c \cdot \varepsilon_{к.н}^3 \cdot (1 - [(RH(x))]^{10})^4, \quad (1.23)$$

где B – параметр определен количественно сравнением измеренной и расчетной глубины карбонизации для В/Ц от 0,40 до 0,80; m_c – содержание цемента, кг/м³; $\varepsilon_{к.н}$ – экспериментально определенная капиллярная пористость бетона.

Значение C_S количественно определяется количественно для любых условий эксплуатации. Количество карбонатного материала может быть определено из химического состава цемента, состава бетона и максимальной степени карбонизации.

Влажностные и температурные изменения в карбонизированном и некарбонизированном бетоне рассчитываются из уравнения баланса энергии (E) и массы (w_n).

$$\begin{cases} \partial E / \partial t = \partial q / \partial t \\ \partial w_e / \partial t = -\partial q_m / \partial x - \partial w_n / \partial t \end{cases}, \quad (1.24)$$

где q – поток тепла; q_m – поток влажности; w_e – содержание испаряющейся влаги в бетоне; w_n – содержание неиспаряющейся влаги в бетоне.

Глубина карбонизации оценена как глубина зоны с максимальной степенью карбонизации. Коэффициент диффузии D_c и сопротивление карбонизации R_c зависят от влажности в бетоне.

Преимущество СТН-модели состоит в учете расчетной моделью изменяющихся воздействий окружающей среды.

1.1.3. Вероятностные методы вычислений

Общая характеристика методов. Анализ вероятностных методов выполнен на основе последних работ Ditlevsen и Madsen [41], Thoft-Christensen и Baker [66, 67], Nowak, Collins [57].

Неопределенность – центральное понятие при использовании вероятностных методов. В работах Thoft-Christensen и Baker [66] утверждается, что все используемые в технических вычислениях количественные характеристики (кроме физических и математических постоянных), связаны с некоторой неопределенностью. В противном случае незначительный «запас прочности» был бы достаточным.

Различают три различных типа неопределенности [66, 67]: физическая, статическая и неопределенность модели.

- *Физическая неопределенность.* Физическая неопределенность связана с характером изменчивости нагрузки, свойств материалов и измерений. Изменчивость может быть выражена в терминах распределения вероятности или стохастических процессов. Неопределенность может быть определена количественно, исследуя типовые данные. Так как данные ограничены практическими и экономическими причинами, некоторая неопределенность должна остаться. Это сохранение неопределенности называют статистической неопределенностью.

- *Статистическая неопределенность.* Физическая неопределенность связана с неопределенностью в определении количества параметров в статистических функциях распределения. Обычно используемые функции распределения имеют от одного до четырех параметров. В связи с ограниченным количеством данных параметры должны приниматься как случайные переменные. Статистическая неопределенность возникает исключительно в результате недостатка информации.

- *Неопределенность модели.* Неопределенность модели связана с используемыми математическими моделями для расчета. Требуемые исходные данные (например, глубина карбонизации) связаны с набором основных переменных (например, свойства материала и внешние нагрузки). Они обычно моделируются в детерминированной форме, хотя могут использоваться для вероятностных вычислений. Они могут базироваться или на понимании физических

явлений, или основываться на эмпирических отношениях. Однако невозможно выполнить точные расчеты строительной конструкции даже в том случае, когда количество основных исходных данных известно точно. Таким образом, выполненный расчет конструкции содержит компонент неопределенности от выбранной модели и основных параметров. Эту неопределенность называют неопределенностью модели. Она возникает в результате предпосылок математической модели, недостаточного знания о граничных условиях и влиянии переменных, не включенных в модель.

Ошибки могут быть разделены, по мнению Nowak, Collins [57], в зависимости от квалификации исполнителей, стадии строительного процесса, места, причины, частоты или механизма возникновения. Есть три различных типа ошибок: концептуальные, ошибки выполнения, ошибки намеренные.

Концептуальные ошибки – неумышленные ошибки, которые являются результатом принятой практики из-за недостаточных знаний.

Ошибки выполнения – неумышленные ошибки, которые являются результатом принятой практики

Ошибки намеренные – намеренные ошибки, которые возникают из приемлемой практики.

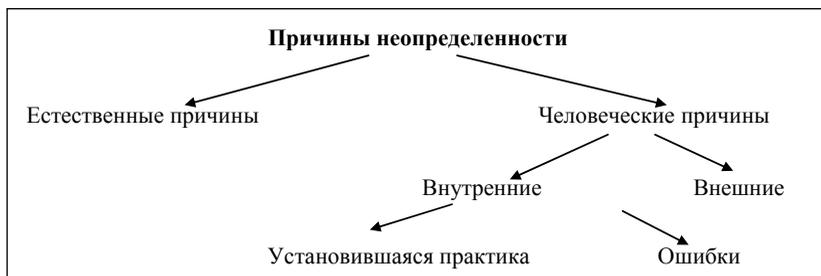


Рис. 1.6. Классификация ошибок в процессе строительства [57]

Неопределенность может быть оценена количественно по набору основных переменных. Основные переменные предопределены набором основных параметров конструкции: физико-механические свойства материалов и внешние воздействия.

Основное уравнение предельного состояния. Решение задачи производится на основании уравнения предельного состояния вероятности разрушения (рис. 1.7). Основное уравнение предельного состояния конструкций (1.25) включает две функции: функция S характеризует воздействия на конструктивные элементы, функция R – сопротивление элементов. Поскольку S и R характеризуются разбросом, то можно говорить лишь о вероятности не наступления предельного состояния

$$p\{\text{разрушения}\} = p_f = p\{R(x_1, x_2, \dots) - S(y_1, y_2, \dots) \leq 0\} \leq p_{\text{задан}}, \quad (1.25)$$

где p_f – вероятность наступления предельного состояния. Вероятность отказа ограничена некоторым предельным значением $p_{\text{задан}}$; x_i, y_i – базисные переменные, влияющие на состояние элементов.

Представлен метод вероятностного разрушения, где общая методика включает уравнение предельного состояния надежности элемента (Z)

$$Z = R - S \quad (1.26)$$

Определяемая вероятность p показывает возможность того, что сопротивление R может быть ниже, чем определенное значение x . Рассматривается функция распределения вероятности от сопротивления $F_R(x)$.

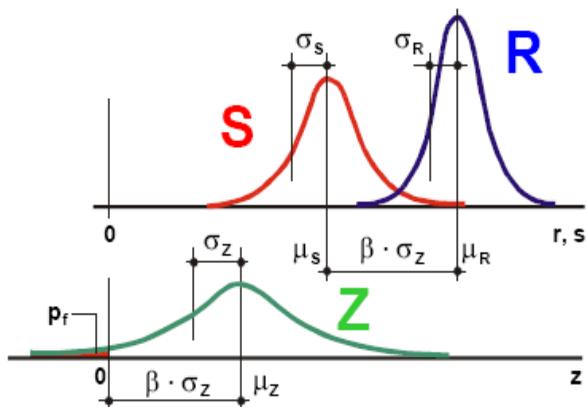


Рис. 1.7. Общее представление вероятностного расчета

$$P(R < x) = F_R(x) \quad (1.27)$$

Вероятность того, что нагрузка $S = x$ рассчитывается, как величина вероятности плотности распределения

$$P(S = x) = f_S(x) \quad (1.28)$$

Вероятность того, что оба состояния удовлетворят результатам

$$p_f = \int_{-\infty}^{+\infty} f_S(x) \cdot F_R(x) \cdot d(x) \quad (1.29)$$

Соппротивление R и нагрузка S представлены средними значениями с отклонениями. Величина Z представляет надежность, с которой элемент соответствует требованиям по предельному состоянию. Если R и S имеют нормальное распределение, величина Z также имеет нормальное распределение, так как это сумма двух нормально распределенных величин.

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S, \quad (1.30)$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}, \quad (1.31)$$

По Schneider J. [64] средние значения и отклонения надежности Z в виде индекса надежности β – это те отклонения Z , которые соответствуют средним значениям по осям абсцисс.

$$\beta = \mu_Z / \sigma_Z \quad (1.32)$$

Так как надежность Z имеет нормальное распределение, величина может быть преобразована в одно стандартизованное нормальное распределение $\mu = 0$ и $\sigma = 1$. Вероятность разрушения тогда равна вероятностной функции распределения с нормальным распределением величины β (рис. 1.8).

$$p_f = \Phi(-\mu_Z / \sigma_Z) = \Phi(-\beta) = \int_{-\infty}^{\beta} \left(1/\sqrt{2\pi}\right) \cdot e^{-1/2u^2} du, \quad (1.33)$$

где Φ – вероятностная функция распределения с нормальным распределением; β – индекс надежности; μ_Z – среднее значение надежности Z ; σ_Z – отклонение надежности Z .

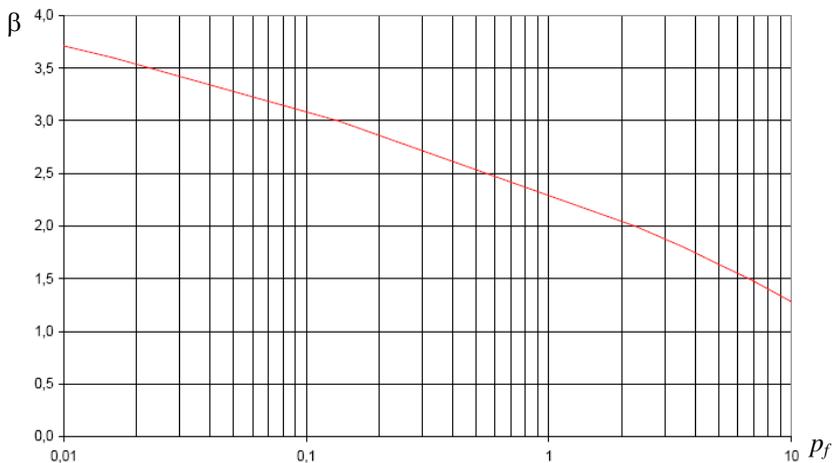


Рис. 1.8. Зависимость индекса надежности β от вероятности разрушения p_f (для функции надежности с нормальным распределением)

Ниже приведен другой способ, характеризующий вышеописанные зависимости и показаны распределения величин R и S в виде двухкоординатной плотности распределения вероятности.

Расчет основан на преобразовании уравнения предельного состояния в стандартное пространство. Величины в уравнении по предельному состоянию преобразуются следующим образом

$$U_i = (X_i - \mu_{x_i}) / \sigma_{x_i} , \quad (1.34)$$

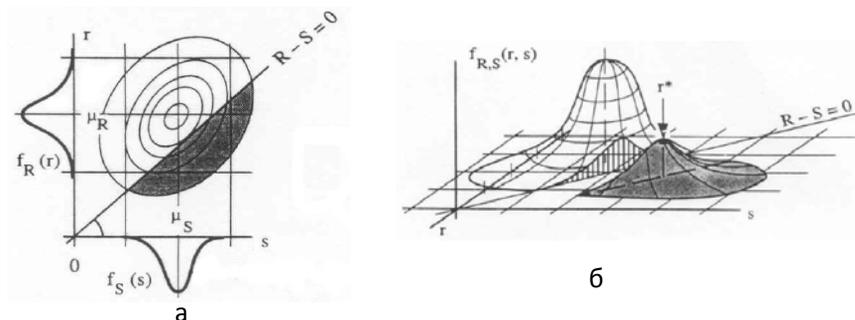


Рис. 1.9. Функция плотности распределения вероятности от сопротивления R и нагрузки S в двух (а) и трехмерном (в) пространстве [64]

где U_i – нормированная величина; X_i – величина в уравнении предельного состояния; μ_{xi} – среднее значение величины X_i ; σ_{xi} – стандартное отклонение величины X_i .

Величины в таком случае имеют среднее значение $\mu = 1$ и стандартное отклонение $\sigma = 1$. Уравнение предельного состояния пересекает зону вероятности отказа. Ближайшая точка к оси вращения расчетная точка u^* , которую надо найти.

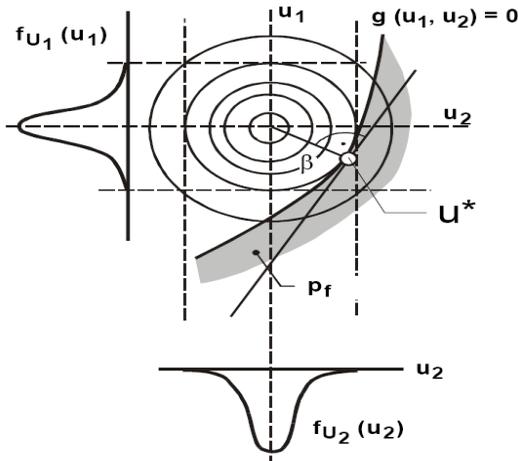


Рис. 1.10. Расчет точки u^* и индекса надежности β для двухмерной плотности распределения вероятности, преобразований в нормальное стандартное пространство

Линейное уравнение предельного состояния L с различными переменными может быть записано следующим образом

$$L = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \cdot X_i = 0 \quad (1.35)$$

Для двухмерных случаев необходимо определять следующие параметры

$$\mu_L = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \cdot X_i = 0, \quad (1.36)$$

$$\sigma_L = \left[\sum_{i=1}^n (a_i \cdot X_i)^2 \right]^{1/2}, \quad (1.37)$$

$$\beta = \mu_L / \sigma_L \rightarrow p_f = \Phi(-\beta), \quad (1.38)$$

$$\alpha_i = \frac{\sigma_i}{\sigma_L} \cdot \alpha_i \sum_{i=1}^n \alpha_i^2 = 1, \quad (1.39)$$

$$x_i^* = \mu_i - \alpha_i \cdot \beta \cdot \sigma_i \quad (1.40)$$

Результат статистических анализов можно представить в виде среднего значения (μ), стандартного отклонения (σ) или параметра распределения. Каждый из параметров ограничивается требуемыми пределами (табл. 1.1).

Выводы :

1. Определено, что объектом исследования является карбонизация бетона.

2. Установлено, что при оценке процесса коррозии арматуры целесообразно представлять его в виде двух временных периодов: инициирования и распространения. Зафиксировано, что при увеличении продуктов коррозии арматуры возникают трещины вдоль арматуры железобетонного элемента, что впоследствии приводит к отслаиванию защитного слоя бетона.

3. В связи с изменчивостью свойств материалов и окружающей среды для определения влияния этих параметров на долговечность железобетонной конструкции необходимо знать их изменение во времени. При этом прогнозировать деградацию бетона можно с использованием математических моделей. Математическое моделирование процесса коррозии арматуры включает: расчет проникновения агрессивного агента в зависимости от времени эксплуатации; в зависимости от агрессивного агента, вызывающего депассивацию; определение начальной толщины защитного слоя бетона и снижения эффективного покрытия в результате физического и химического износа; расчет скорости коррозии арматурной стали; расчет конструктивных последствий коррозии.

Таблица 1.1 – Функции плотности распределения вероятности f_x с соответствующими параметрами

Тип распределения	Параметры. Среднее значение (μ) и стандартное отклонение (σ)	Предел
<p>Прямоугольное</p> $a \leq x \leq b \quad f_x(x) = 1/(b-a)$	$a / \mu = (a+b)/2$ $b / \sigma = (b-a)/\sqrt{12}$	$a < x < b$
<p>Нормальное</p> $f_x(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right) = \frac{1}{\sigma} \phi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)$	μ / μ σ / σ	$-\infty < x < +\infty$
<p>Логнормальное</p> $f_x(x) = \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right)$	$\zeta > 0 / \mu = \exp\left(\lambda + \frac{\zeta^2}{2}\right)$ $\lambda / \sigma = \mu \sqrt{\exp(\zeta^2) - 1}$	$0 \leq x < +\infty$
<p>Бета</p> $f_x(x) = \frac{\Gamma(r+s)}{\Gamma(r) \cdot \Gamma(s)} \cdot \frac{(x-a)^{r-1} (b-x)^{s-1}}{(b-a)^{r+s-1}}$ <p>С функцией Гамма</p> $\Gamma(x) = \int_0^{\infty} \exp(-t) \cdot t^{x-1} dt$	a $b / \mu = a + (b-a) \cdot \frac{r}{r+1}$ $r > 1$ $s > 1 / \sigma = \frac{b-a}{r+s} \cdot \sqrt{\frac{r \cdot s}{r+s+1}}$	$a \leq x \leq b$

4. Установлено, что главным ядром расчетов является формулировка предельного состояния. Определение предельного состояния является основой проектирования и совершенствования обследования и ремонта. Результатом будет экономическая оптимизция восстановительных работ, исполнение их наиболее эффективным способом.

5. Для расчета остаточного срока службы вероятностным методом обосновано применение моделей, которые описывают временные разрушающие процессы; производится учет временных и местных нагрузок S , определенных статистически, и составляющей сопротивления R , зависящей от геометрических характеристик и изменения физических и химических свойств бетона с течением времени.

6. Требуется определить максимальную допустимую вероятность разрушения p_f или соответствующий индекс надежности.

1.2. Верификация моделей по карбонизации бетона

1.2.1. Математическая модель карбонизации

Математическая модель карбонизации объединяет два механизма: диффузию и связывание CO_2 , на которые влияют относительная влажность, высушивание и увлажнение бетона и др.

Представленная модель Dura Crete [43] взята у Schiessl P. [60]. Она удобна для практического применения инженерами и дает хорошую сходимость с испытаниями на коррозионную стойкость. Модель карбонизации, уточненная Gehlen [51], основана на первом законе диффузии Фика и рассматривает влияние факторов окружающей среды.

$$x_c = \sqrt{2 \cdot k_{RH} \cdot k_c \cdot \left(k_t \cdot R_{ACC,0}^{-1} + \varepsilon_t \right) \cdot C_s \cdot \sqrt{t_{SL}} \cdot \left(\frac{t_0}{t_{SL}} \right)^{\frac{(p_{SR} \cdot T_{0W})^{b_w}}{2}}}, \quad (1.41)$$

где: x_c – глубина карбонизации, м; t_{SL} – время эксплуатации конструкции или расчетный срок службы, год; k_c – коэффициент твердения (уход за бетоном, т.е. сохранение при твердении бетона его влажностного состояния, которое исключает ранее высушивание, повышает степень гидратации, а проницаемость бетона для газов с увеличением длительности ухода понижается); ε_t – погрешность, обусловленная использованием ускоренного метода карбонизации, мм^2 ; $R_{ACC,0}^{-1}$ – обратное эффективное сопротивление карбонизации в бетоне, определенной в условиях ускоренной карбонизации (ACC), $\text{м}^5/\text{с кгCO}_2$.

$$R_{NAC,0}^{-1} = k_t \cdot R_{ACC,0}^{-1} + \varepsilon_t, \quad (1.42)$$

где $R_{NAC,0}^{-1}$ – обратное сопротивление карбонизации сухого бетона в образцах естественной карбонизации (методом NAC), $\text{м}^5/\text{сек кгCO}_2$; ε_t – погрешность (1; 0,15), ($10^{-11} \text{ м}^2/\text{с}/\text{кг}/\text{м}^3$); C_s – концентрация CO_2 в окружающем воздухе, $\text{кг CO}_2/\text{м}^3$; t_0 – эталонный период, с.

Сопротивление карбонизации зависит от эффективного коэффициента диффузии D_{eff} и способности связывания a_{CO_2} в бетоне

$$R_{NAC,0} = a_{CO_2} / D_{reff,0}, \quad (1.43)$$

где a_{CO_2} – способность связывать в бетоне CO_2 , $кгCO_2/м^3$; $D_{reff,0}$ – эффективный коэффициент диффузии для сухого бетона, $м^2/с$, где a_{CO_2}

$$a_{CO_2} = 0,75 \cdot m_{CaO} \cdot m_c \cdot DH \left(M_{CO_2} / M_{CaO} \right), \quad (1.44)$$

где m_{CaO} – содержание CaO в цементе, $м\%/m_c$; m_c – масса цемента, $кг/м^3$; DH – степень гидратации, $(-)$; M – молярная масса соответствующего вещества, $кг/моль$.

В уравнении (1.45) приведено обратное сопротивление карбонизации $R_{ACC,0}^{-1}$ образцов бетона, твердевших и испытанных в лабораторных условиях согласно ускоренному методу испытания (AAC – метод испытания). Измерение сопротивления карбонизации $R_{NAC,0}^{-1}$ происходит в естественных условиях карбонизации (NAC). Сопротивление $R_{NAC,0}^{-1}$ умножается на коэффициент k_c ухода за бетонной смесью на стройплощадке и отклонения от эталонных лабораторных условий. Таким образом, сопротивление карбонизации бетонных образцов эксплуатируемых конструкций учитывает влияние твердения. Предложена следующая компоновка уравнения (1.41)

$$x_c = \sqrt{2 \cdot k_{RH} \cdot \left(k_t \cdot k_c \cdot R_{ACC,0}^{-1} + \varepsilon_t \right) \cdot C_s \cdot \sqrt{t} \cdot \left(\frac{t_0}{t} \right)^{\frac{(p_{SR} \cdot T_{oW})^{b_w}}{2}}}, \quad (1.45)$$

$$R_{ACC}^{-1} = k_c \cdot R_{ACC,0}^{-1}, \quad (1.46)$$

$$k_c \cdot R_{NAC,0}^{-1} = \left(k_t \cdot k_c \cdot R_{ACC,0}^{-1} + \varepsilon_t \right) \quad (1.47)$$

Степень водонасыщения бетона (действие на бетонную смесь относительной влажности (RH) и времени увлажнения (T_{oW})) принимается согласно Gehlen [51], как константа на определенной глубине бетона x . Сопротивление карбонизации на внешней части защитного слоя бетона определяют на основе метеорологических данных по относительной влажности и количеству дождей осадков.

Для карбонизированного бетона можно записать по предложению Dura Crete [44] вероятность наступления предельного состояния

$$p_f = p(x_c \geq a) \leq \Phi(-\beta) = p_{зад} \quad (1.48)$$

Уравнение (1.48) определяет вероятность того, что глубина карбонизации x_c достигнет или превысит толщину защитного слоя a , которая может быть меньше нормированного значения. Статистически определяемые параметры приведены в таблице 1.2.

Таблица 1.2 – Исходные параметры для расчетной модели карбонизации согласно [44]

Группа параметров	Параметр
Материал	$R_{ACC,0}^{-1}$
Окружающая среда	$k_{RH}, T_{ow}, p_{SR}, b_w, C_{CO2}$
Твердение	k_c
Испытание	k_t, ε_t
Геометрические размеры	a

Обратное сопротивление карбонизации. Эффективное сопротивление карбонизации бетона для расчета долговечности новых конструкций и глубины карбонизации существующих конструкций можно определить ускоренным методом карбонизации (АСС-метод). Рассмотренные параметры можно объединить

$$x_c = \sqrt{2 \cdot R_{carb}^{-1} \cdot C_s} \cdot \sqrt{t} \cdot (t_0/t)^{\frac{(p_{SR} T_{ow})^{b_w}}{2}}, \quad (1.49)$$

$$R_{carb}^{-1} = k_{RH} \cdot R_{NAC,0}^{-1} = k_{RH} \cdot (k_t \cdot k_c \cdot R_{ACC,0}^{-1} + \varepsilon_t), \quad (1.50)$$

где R_{carb} – эффективное сопротивление карбонизации бетона, $m^5/c \cdot kgCO_2$.

Величина эффективного сопротивления карбонизации зависит от состава и условий твердения бетона, а также от относительной влажности. Метод ускоренной карбонизации (АСС) используется для новых конструкций [45]. По этому методу испытания определяется сопротивление карбонизации $R_{ACC,0}$.

Обратное эффективное сопротивление карбонизации $R_{ACC,0}^{-1}$ согласно методу карбонизации в бетоне без трещин, определяется по результатам испытания ускоренным методом карбонизации (ААС – метод испытания).

Обратное сопротивление карбонизации в естественных условиях карбонизации будет возрастать до средней величины коэффициента $A = 1.25$ [51]. Это можно объяснить тем, что в ускоренном испыта-

нии высушенная поверхность не дает проникнуть фронту карбонизации внутрь так глубоко, как при естественных условиях (т.е. при $t = 20^{\circ}\text{C}$ и влажности $RH = 65\%$). Высушивание поверхности по ААС-методу слегка замедляют процессы карбонизации. Теоретически для очень сухого бетона $R_{ACC,0}^{-1} = 0$. Так, бетон без обратного сопротивления имеет так называемую погрешность $\varepsilon_t > 0$.

Для измерения сопротивления карбонизации $R_{ACC,0}^{-1}$ применяют прямые и косвенные методы испытаний. На основании АСС-метода испытания был принят эталонный метод испытаний [36] со следующей методикой.

Изготавливают бетонные образцы следующих размеров: высота/ширина/длина = 100 / 100 / 500 мм. После снятия опалубки образцы хранят в воде температурой $T_{ref} = 20^{\circ}\text{C}$ в течение семи дней. После семидневного хранения образцы достают из воды и хранят 21 день в стандартных лабораторных условиях ($T_{ref} = 20^{\circ}\text{C}$, $RH_{ref} = 65\%$). По истечению 28 дней ($t_{ref} = 28$ дней) образцы помещают в камеру, насыщенную углекислым газом со стандартным лабораторным климатом ($T_{ref} = 20^{\circ}\text{C}$, $RH_{ref} = 65\%$). В камере образцы подвергаются воздействию CO_2 концентрация $C_s = 2.0\%$ от объема в течение 28 дней. Затем достают прокорродированные бетонные образцы, измеряют глубину карбонизации в местах разрезания фенолфталеиновым индикатором.

После измерения глубины карбонизации по уравнению (1.51) определяют среднее значение эталонного обратного эффективного сопротивления

$$R_{ACC,0}^{-1} = \left(x_c / \tau \right)^2, \quad (1.51)$$

где $R_{ACC,0}^{-1}$ – обратное эффективное сопротивление карбонизации в бетоне, $(\text{м}^2/\text{с})/(\text{кг}/\text{м}^3)$; $\tau = 420 (\text{с}/\text{кг}/\text{м}^3)^{0.5}$, для описанных условий испытания; x_c – измеренная глубина карбонизации в испытании, м.

Если невозможно получить данные обратного сопротивления карбонизации по описанному методу, можно применять данные ускоренного метода карбонизации [51] (АСС – метод испытания) (табл. 1.3).

Таблица 1.3 – Среднее обратное сопротивление карбонизации $R_{ACC,0}^{-1} [10^{-11}(\text{м}^2/\text{сек})/(\text{кг}/\text{м}^3)]$

Тип цемента	B/C^I					
	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
Цем. I 42.5R (портландцемент)	$H.o^2$	3,1	5,2	6,8	9,8	13,4
Цем. I 42.5R + зола унос ($k=0.5$)	$H.o^2$	0,3	1,9	2,4	6,5	8,3
Цем. I 42.5R + микрокремн. ($k=2.0$)	3,5	5,5	$H.o^2$	$H.o^2$	16,5	$H.o^2$
Цем. III / В 42.5	$H.o^2$	8,3	16,9	26,6	44,3	80,0

¹ эквивалентное водоцементное отношение, учитывает золу унос или микрокремнезем с соответствующим значением коэффициента эффективности k

² $H.o^2$ – невозможно определить для этих бетонных смесей обратное эффективное сопротивление карбонизации $R_{ACC,0}^{-1}$

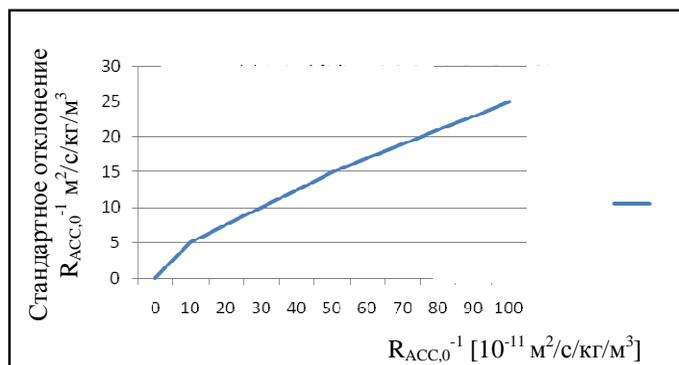


Рис. 1.11. Стандартное отклонение обратного сопротивления карбонизации [51]

Для существующих конструкций предлагаются следующие методы исследования:

А. Если известны составляющие бетонной смеси, $R_{ACC,0}$ принимается по литературным данным [51].

Б. Проводятся прямые измерения глубины карбонизации на эксплуатируемых конструкциях [54].

В. Испытания по ускоренному методу карбонизации отобранных ядер из конструкции [54].

Метод А применяется для новых конструкций, поскольку для определения сопротивления карбонизации $R_{ACC,0}$ требуются только сведения о бетонной смеси (тип цемента, В/Ц).

Метод Б – это прямые измерения глубины карбонизации. Обратное эффективное сопротивление карбонизации R_{carb} бетона зависит от качества бетона ($R_{ACC,0}$), относительной влажности (k_{RH}) и времени ухода за бетоном (k_c). У конструкций с высоким или низким сопротивлением, подвергающихся агрессивной среде (высокой влажности или продолжительному времени увлажнения), глубина карбонизации близка к нулю, потому что карбонизация во влажной бетонной конструкции не развивается. В бетонных конструкциях карбонизация может не распространиться на такую глубину, которую можно будет измерить, и измерения производятся после более длительного срока службы. В таких случаях этот метод не может быть применен.

Используется метод В при испытании ускоренным методом карбонизации для определения $R_{ACC,0}^{-1}$. Этот метод применяют обычно для конструкций в раннем возрасте, где карбонизация распространилась недостаточно для точного ее определения прямым методом.

Функция влияния климатических параметров. Gehlen [51] назвал этот параметр «показателем состояния погоды». Дождь вызывает насыщение бетонной поверхности и уменьшает продвижение фронта карбонизации за счет заполнения пор водой.

Функция влияния климатических параметров $W(w, t)$ в результате увлажнения бетонной поверхности описывается уравнением [37, 51].

$$W = (t_0/t)^w, \quad (1.52)$$

где t – время, с; t_0 – эталонное время, с (по ускоренному методу испытаний при $t_0 = 28$ дней).

Развитие карбонизации в значительной степени зависит от периодичности и длительности периодов увлажнения [51]

$$w = a_w \cdot T_{oW}^{b_w}, \quad (1.53)$$

где a_w – параметр регрессии ($m = 0,50$); b_w – параметр регрессии при нормальном распределении ($m = 0,446$; $s = 0,163$).

Для определения времени увлажнения T_{ow} необходимо регистрировать длительность и интенсивность дождей. Важное значение имеет содержание влаги до дождя, а также содержание влаги в насыщенном бетоне. Величина осадков T_{ow} для поврежденных участков усложняет модели. Поэтому в модели учитываются все дни с дождем, в которых выпал минимум $h_{Nd} = 2,5$ мм/день атмосферной воды.

В соответствии с выше изложенным, величину T_{ow} можно разделить по формуле [51]

$$T_{ow} = z/360, \quad (1.54)$$

где z – количество дней с осадками $h_{Nd} = 2,5$ мм/день атмосферной воды.

Значения регрессионных параметров a_w и b_w по уравнению (1.53) зависят от метеорологических данных по глубине карбонизации незащищенных конструкций. В этом методе имеются два предельных значения w :

Предел 1. $T_{ow} = 0 \rightarrow w = 0$

Для защищенной конструкции время увлажнения $T_{ow} = 0$. Процесс карбонизации соответствует закону квадратного корня от времени. В результате, согласно уравнению (1.54), показатель $w = 0$.

Предел 2. $T_{ow} = 1 \rightarrow w = 0,5$

Для непрерывного сильного дождя $T_{ow} = 1$, поэтому процесс карбонизации не ожидается. Это приводит к $w = 0,5$ и согласно уравнению (1.54) аннулируется функция времени.

Для вертикальных элементов в расчет вводится вероятность увлажнения дождем p_{SR}

$$w = (p_{SR} \cdot T_{ow})^{b_w} / 2, \quad (1.55)$$

где b_w – параметр регрессии при нормальном распределении ($m = 0,446$; $s = 0,163$).

Вероятность увлажнения поверхности дождем определяем по уравнению

$$p_{SR} = \frac{\sum d(w_i \cap r)}{\sum d(r)}, \quad (1.56)$$

где $\sum d(w_i \cap r)$ – количество дней в течение одного года с ветром в направлении i во время дождя (при выпадении осадков

$h \geq 2,5$ мм); $\sum d(r)$ – количество дней в течение одного года с дождем.

Коэффициент относительной влажности k_{RH} . Параметр относительной влажности k_{RH} зависит от средней влажности $k_{RH} = 1$ для эталонного климата (т.е. $k_{RH} = 1$ при $T = +20^\circ\text{C}$ и $RH = 65\%$) согласно Dura Crete [46]

$$k_{RH} = \frac{x_{c,фак}}{x_{c,лаб}} \left(\frac{1 - RH_{real}^{fe}}{1 - RN_{ref}^{fe}} \right)^{g_e}, \quad (1.57)$$

где $x_{c,фак}$ – измеренная глубина карбонизации в полевых условиях (при эксплуатации); $x_{c,лаб}$ – измеренная глубина карбонизации в лаборатории при эталонном климате (при $T = +20^\circ\text{C}$ и $RH = 65\%$);

fe – коэффициент в диапазоне 1–10 [46]; g_e – коэффициент в диапазоне 2–5 [46].

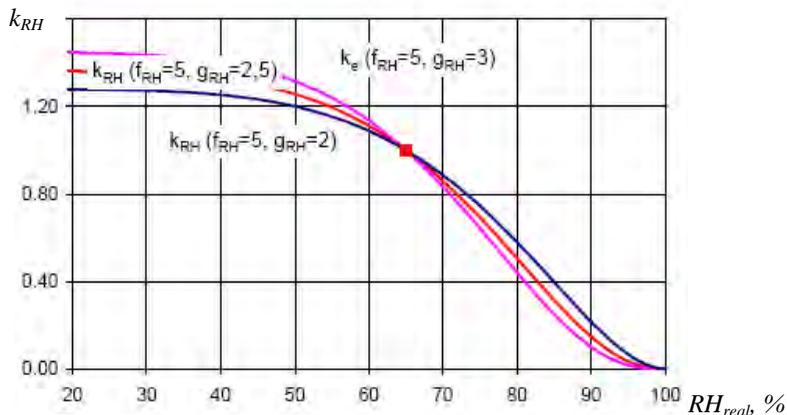


Рис. 1.12. Функциональная зависимость относительной влажности и параметра k_{RH} по уравнению (1.57) [51]

Поверхностная концентрация углекислого газа C_S . По данным Umweltbundesamt [69] средняя концентрация CO_2 в воздухе $C_{S,атм}$ находится в диапазоне от 350 до 380 ppm, что соответствует концентрации от 0,00057 до 0,00062 кг $\text{CO}_2/\text{м}^3$. Стандартное отклонение содержания CO_2 почти всегда имеет максимальное значение

10 ppm. Концентрация CO_2 в атмосфере $C_{S,atm}$ увеличивается по данным Umweltbundesamt на 1,5 ppm в год. ($1,63 \times 10^{-5}$ кг $\text{CO}_2/\text{м}^3$ год).

Влияние концентрации CO_2 в окружающем воздухе на конструкцию можно описать уравнением

$$C_{Ss} = C_{S,atm} + C_{S,emi}, \quad (1.58)$$

где $C_{S,atm}$ – концентрация CO_2 в атмосфере, кг $\text{CO}_2/\text{м}^3$; $C_{S,emi}$ – дополнительное содержание CO_2 вследствие дополнительных источников загрязнения воздуха, кг $\text{CO}_2/\text{м}^3$ (в городе, в туннеле).

Согласно последним данным концентрация углекислого газа в атмосфере Земли достигла рекордно высокого уровня.

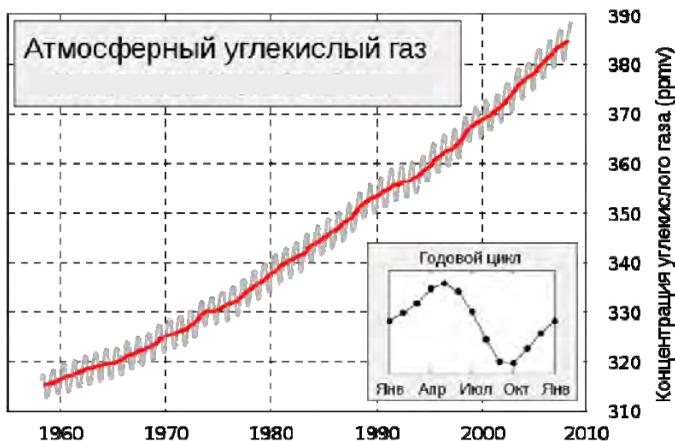


Рис. 1.13. Кривая Киллинга

Ускоряющиеся темпы роста концентрации углекислого газа в атмосфере нашей планеты очевидны. С 1970 по 2000 годы содержание CO_2 в атмосфере планеты каждый год повышалось на 1,5 ppm. С 2000 по 2006 годы ежегодное повышение уровня углекислого газа уже составляло 2,0 ppm. В 2007 году темпы роста концентрации CO_2 достигли 2,14 ppm. За 2008 год содержание углекислого газа в атмосфере увеличилось ещё на 2,5 ppm. Результаты измерений показали, что концентрация CO_2 в атмосфере в 2008 составила 397 ppm. Таким образом, за 2008 год концентрация углекислого газа в атмосфере Земли выросла на 2,5 ppm. Плотность углекислого газа 1,97 кг/ м^3 . Концентрация CO_2 в атмосфере в 2009 году 399 ppm, что

соответствует $0,000786 \text{ кг/м}^3$. Для условий РБ концентрация углекислого газа в 2010 году составила $0,000789 \text{ кг/м}^3$, что очень близко значениям по кривой Киллинга.

Параметр твердения k_c . На изменение свойств бетона влияют условия твердения, а также окружающая среда. Для анализа данных по глубине карбонизации представим классификационные признаки: время обследования; классификация окружающей среды; классификация материала (тип цемента, В/Ц).

Данные зависят от процессов, которые в [44] выбраны для бетона семидневной выдержки во влажном режиме ($k_{c,ref} = 1$).

$$\frac{x_{c,t}}{x_{c,ref}} = \sqrt{\frac{k_{c,t}}{k_{c,ref}}} = \sqrt{k_{c,t}} \quad (1.59)$$

На основе Баесовской линейной регрессии отношение времени твердения (времени ухода за бетоном) и коэффициента твердения k_c были определены в [44]

$$k_c = (t_c / a_c)^{b_c}, \quad (1.60)$$

где t_c – продолжительность ухода за бетоном, дни; a_c – параметр регрессии, $a_c = 7^{b_c}$ (1/дни); b_c – показатель регрессии при нормальном распределении ($m = -0.567$; $s = 0.024$) (-) [51].

Метод испытаний коэффициентов k_t и ϵ_t . Коэффициенты k_t и ϵ_t относятся к данным испытаний по условиям методов: с ускоренной карбонизацией (АСС-метод) и в условиях «естественной карбонизации» (метод НАС).

Регрессионный анализ показывает, что обратное сопротивление карбонизации $R_{ACC,0}^{-1}$ в естественных условиях карбонизации будет больше среднего коэффициента $k_t = 1,25$. Это можно объяснить тем фактом, что в ускоренном методе испытаний снижена длительность испытания путем увеличения концентрации CO_2 и сухой фронт не может проникнуть так глубоко, как при естественных условиях (при испытании в условиях $T = 20^\circ\text{C}$ и влажности 65 %).

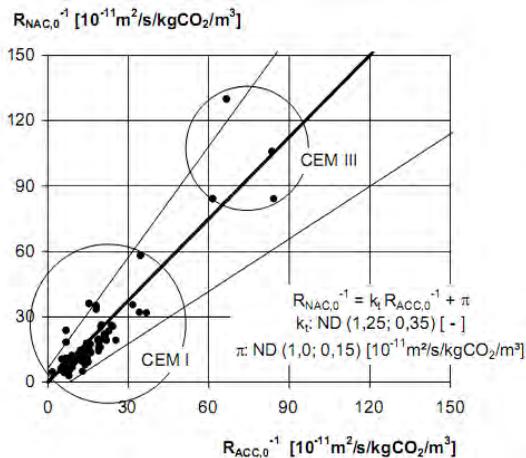


Рис. 1.14. Отношение обратного сопротивления карбонизации, полученного в естественных условиях (NAC) и ускоренным методом испытаний (ACC) [51]

В условиях АСС-метода процесс карбонизации мало заметен. Теоретически было предложено $R_{ACC,0}^{-1} = 0$. Поскольку бетон может не иметь бесконечного сопротивления, это вызывает погрешность $\varepsilon_t > 0$.

Толщина защитного слоя бетона a . Толщина защитного слоя бетона принимается из условий защиты арматуры от коррозии, воздействия огня и обеспечения ее совместной работы с бетоном. Толщина защитного слоя бетона определяется из условия обеспечения прочности бетона в процессе его обжатия и долговечности конструкции при дальнейшей эксплуатации.

Толщина защитного слоя бетона a выбирается на стадии проектирования в зависимости от условий эксплуатации конструкции. Защитный слой бетона не постоянное значение, а случайная переменная величина. Описывают изменчивость защитного слоя бетона a следующие типы распределений: нормальное распределение; Бета-распределение; распределение Вейбулла; логарифмическое нормальное распределение; распределение Невилля.

При выборе функции распределения необходимо обосновать значение толщины защитного слоя бетона ($p_f = p\{a < 0\} = 0$). За-

щитный слой бетона может отсутствовать (например, при натяжении арматуры на бетон и ее расположении вне бетонного сечения) при условии защиты напрягаемой арматуры от коррозии иными способами. Защитный слой бетона может отсутствовать из-за некачественного изготовления при плохо уложенной арматуры в опалубку.

Для большой толщины защитного слоя могут применяться все типы распределения, но чаще всего применяется нормальное распределение. Для маленькой толщины защитного слоя применяются логнормальное распределение, Бета распределение, распределение Вейбулла или распределение Невилля, которые исключают отрицательные значения.

Имеется три уровня для статистического определения толщины защитного слоя при расчете долговечности [51]:

1. Без требований к качеству изготовления

Бета: $\mu = a_{з.с.ном}$; $\sigma = 10$ мм; $b = 5c_{ном} \leq d_{element}$.

2. Обыкновенные требования к качеству изготовления

Бета: $\mu = a_{з.с.ном}$; $\sigma = 8$ мм; $b = 5c_{ном} \leq d_{element}$.

3. Специальные требования к качеству изготовления

Бета: $\mu = a_{з.с.ном}$; $\sigma = 6$ мм; $b = 5c_{ном} \leq d_{element}$.

μ – среднеквадратическое отклонение; σ – среднее значение.

В таблице 1.4 приведены предельные отклонения защитного слоя согласно ГОСТ 13015.0. Эти данные позволяют провести теоретический анализ некоторых параметров распределения случайных отклонений σ .

Таблица 1.4 – Предельные отклонения защитного слоя согласно нормам

Номинальный размер	Допуск Δ (мм) по ГОСТ 13015.0.14 при размере сечения, мм				Δa_{dev} (мм) по EN 1992 [48]	Δa_{dev} (мм) по DIN 1045 [40]
	< 100	100...200	200...300	>300		
$a = 10...14$ мм	+4,-0	+5,-0	+6,-0	–	±10	±10 внутренние элементы ±15 наружные элементы
$a = 14...19$ мм	+4,-3	+8,-3	+10,-3	+15,-5		
$a > 19$ мм	±5	+8,-5	+10,-5	+15,-5		

Что касается параметра μ_y , то рекомендации JCSS [53] ($\mu = -10...+10$ мм) соответствуют скорее требованиям Eurocode-2 [48]. Белорусские нормы соответствуют диапазону $\mu = -5...+15$ мм. Фактические исследования указывают на положительный тренд отклонений со средним значением около $\mu = +10$ мм для нижней арматуры. Для верхней арматуры недостаточно имеющихся результатов, однако они указывают на еще большие значения средних отклонений.

1.2.2. Прогнозирование развития глубины и скорости карбонизации бетона по уравнению Таманна

Выполнен расчет глубины карбонизации бетона по уравнению Таманна для железобетонного элемента, имеющего расход цемента 400 кг/м^3 в зависимости от В/Ц и концентрации CO_2 . Скорость карбонизации определяли по закону Фика.

Ниже представлено развитие скорости и глубины карбонизации бетона в зависимости от В/Ц и концентрации CO_2 согласно уравнению Таманна.

Расчет глубины карбонизации по уравнению Тамана показывает, что водоцементное отношение и концентрация углекислого газа оказывают большое влияние на распространение карбонизации в теле бетона.

Наглядно видно, что с увеличением концентрации углекислого газа скорость карбонизации увеличивается в 3,2 раза в начальные сроки эксплуатации бетона и в 3,4 раза при времени эксплуатации 100 лет.

Необходимо отметить, что глубина карбонизации по уравнению Таманна является приближенной. Фактическое значение глубины карбонизации железобетонного элемента будет выше расчетного. Это связано с тем, что в уравнении не учитывается влияние относительной влажности бетона (или атмосферного воздуха), условия твердения бетона, погодные условия (увлажнение при осадках), неоднородность в составе арматуры, конструкционные особенности железобетонных конструкций, понижение положительной температуры и другие факторы, приводящие к увеличению скорости коррозии.

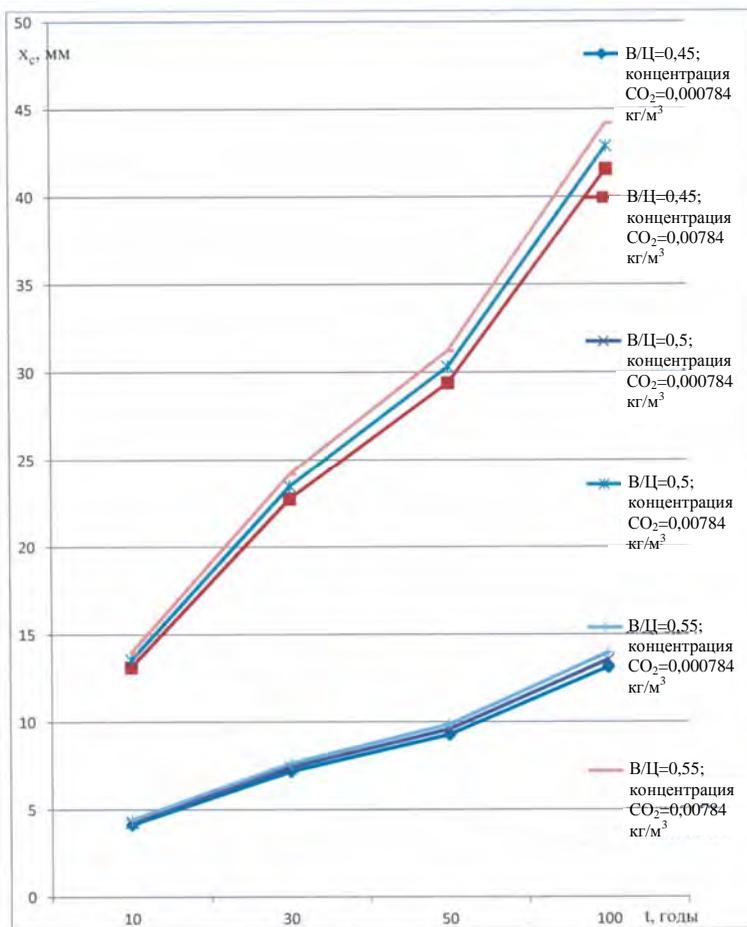


Рис. 1.15. Рост глубины карбонизации бетона в зависимости от В/Ц и концентрации CO₂

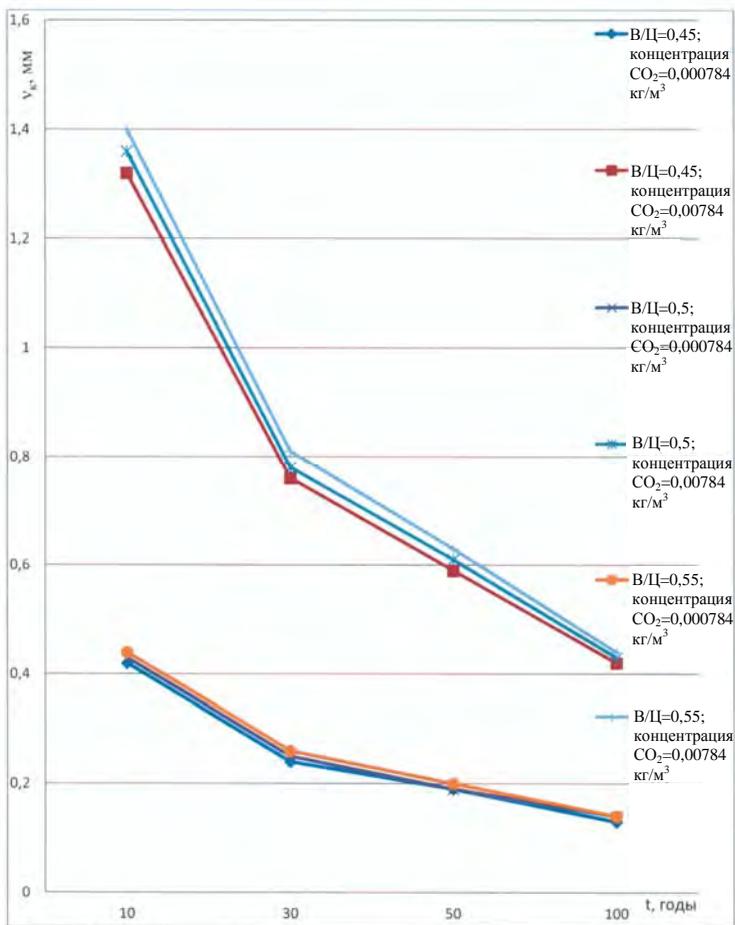


Рис. 1.16. Развитие скорости карбонизации бетона в зависимости от В/Ц и концентрации углекислого газа

1.2.3. Анализ экспериментальных данных карбонизации бетона

Экспериментальные данные Дорфа В.А. и Леоновича С.Н. по объекту в зоне Персидского залива проиллюстрированы на рисунке 1.17 [42].



Рис. 1.17. Кинетика карбонизации бетона по объекту в зоне Персидского залива

Показано, что в сухом климате фронт карбонизации в бетоне распространяется около одного мм в год. По данным Fookes [49] карбонизация в бетоне намного меньше в сухом состоянии и значительно меньше во влажном состоянии. По данным Roberts [60] бетон на обычном портландцементе может достичь средней глубины карбонизации 5–8 мм после 10 лет эксплуатации и 10–15 мм после 50 лет. Sims и Roberts [60, 65] предоставили данные значения скорости процесса карбонизации K мм/год^{0,5}, которые больше всего соответствуют умеренному климату. Naque и Al-Khayat [52] представили значения K , которые более реальны для жарких и сухих условий. Скорость проникновения CO_2 зависит, главным образом, от качества бетона и условий воздействия.

Экспериментальные данные Naque и Al-Khayat [52] приведены для призм 100x100x500 мм, твердевших на воздухе и в воде различное время. Некоторые призмы покрывали антикарбонизационным покрытием [52]. Глубина карбонизации поверхностных слоев бетона была измерена с точностью до 0,5 мм линейкой. В каждом ребре призм измеряли глубину карбонизации и брали среднее из четырех измерений. Исследование карбонизации на рисунках 1.18 и 1.19 выполнялось в жарком и сухом климате Кувейта. Среднегодовая температура 25,5°C, среднегодовое выпадение осадков 85 мм, средняя относительная влажность от 20 % до 56 %, максимальная относительная влажность составляла 80–90 % в течение зимних месяцев, и 5–40 % в летние месяцы.

На рисунке 1.18 представлена карбонизация бетонных призм с В/Ц от 0,45 до 0,80 и содержанием цемента от 435 до 460 кг/м³ без добавок.

На рисунке 1.19 показана глубина карбонизации бетонных призм с содержанием цемента 460 кг/м³, В/Ц = 0,5 при твердении в воде 0, 2, 6, 13 или 27 дней.

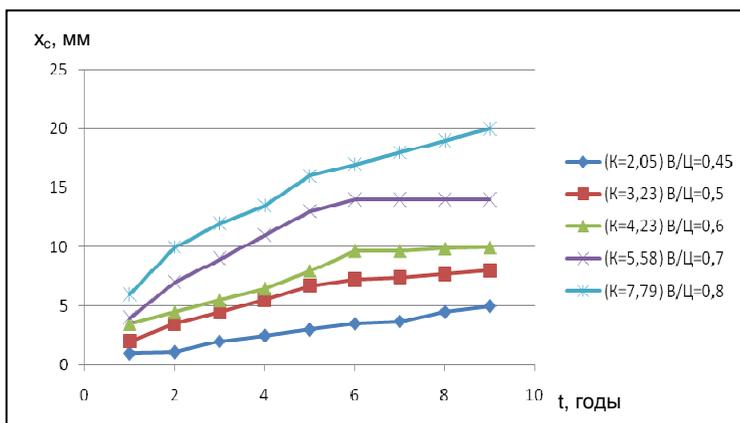


Рис. 1.18. Карбонизация бетона с различным В/Ц без антикарбонизационного покрытия

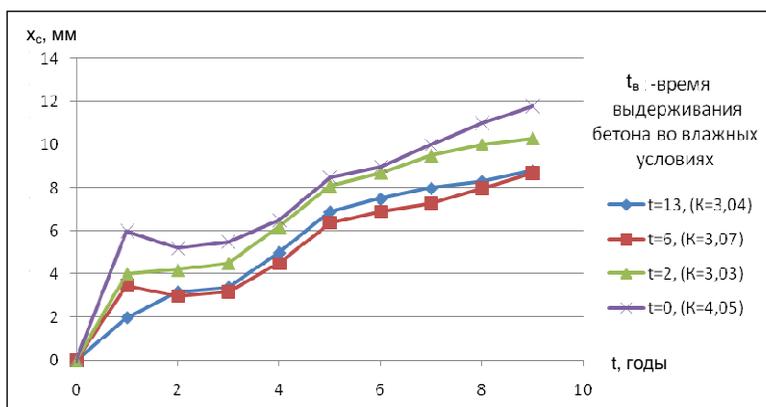


Рис. 1.19. Карбонизация бетона при различном времени твердения в воде с антикарбонизационным покрытием

Из вышеизложенных исследований можно сделать вывод: В/Ц отношение является основным влияющим фактором на карбонизацию бетона. Значение скорости процесса карбонизации K варьируется от 2,1 до 4,2 для В/Ц – от 0,45 до 0,60. Выдерживание бетона во влажных условиях в течение 6 дней соответствовало меньшей глубине карбонизации по сравнению с 13 и 27 дням выдерживания бетона во влажных условиях. Все четыре бетонных призмы были покрыты антикарбонизационным покрытием. Эффективность покрытия обоснована уменьшением карбонизации бетона.

Глубина карбонизации бетона определялась на существующих автодорожных мостах и путепроводах в Беларуси в различные сроки эксплуатации при помощи фенолфталеиновой пробы и сравнивалась с литературными данными различных авторов.

Данные по карбонизации путепроводов и автодорожных мостов брались из архивных документов отдела мостов БелДорНИИ. На фотографиях (рис. 1.20) показана карбонизация бетона на автодорожном путепроводе.

На рисунке 1.21 представлен график распространения глубины карбонизации железобетонных элементов мостов и путепроводов РБ по данным БелДорНИИ.

Анализ экспериментальных данных по глубине карбонизации бетонов мостовых конструкций показал, что влияние окружающей среды на бетон изменяется с месторасположением элементов в конструкции. Некоторые элементы хоть и защищены от дождя и ветра, но могут подвергаться забрызгиванию. В таких случаях происходит накапливание хлоридов на поверхности (плита путепровода при посыпке солью). Установлено, что у одного и того же элемента различные поверхности могут иметь различные эксплуатационные характеристики из-за их месторасположения относительно преобладающего направления ветра и дождя.

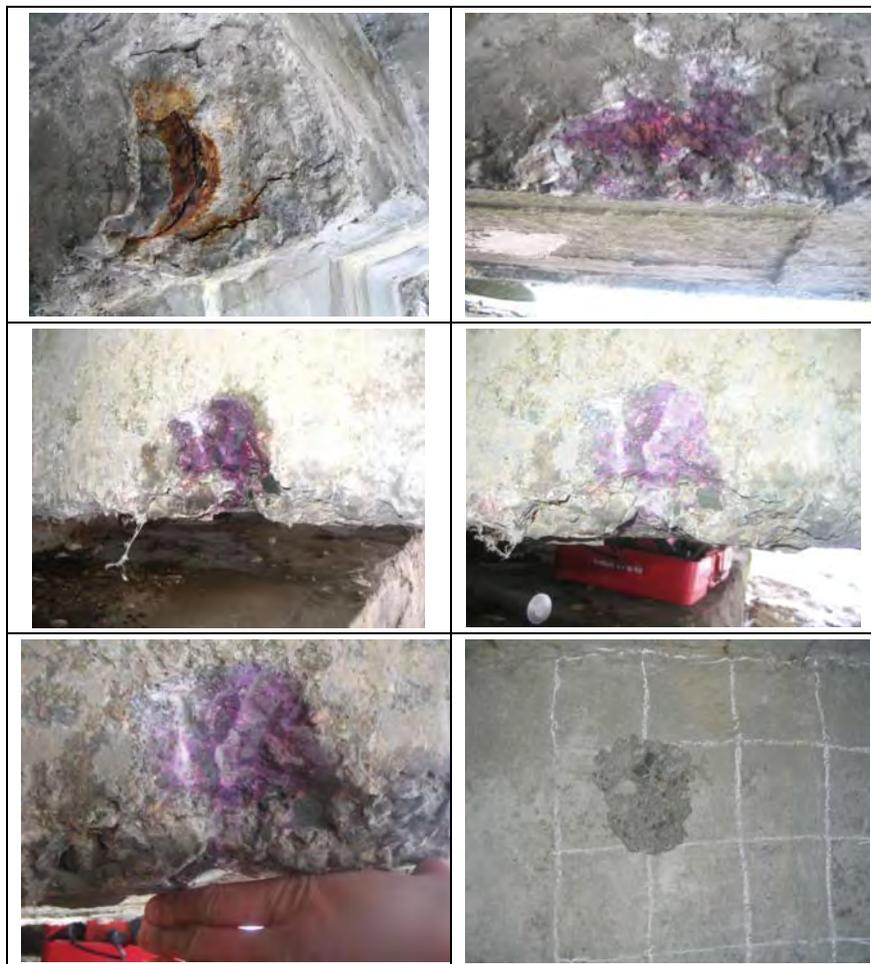


Рис. 1.20. Развитие карбонизации бетона на автодорожном путепроводе

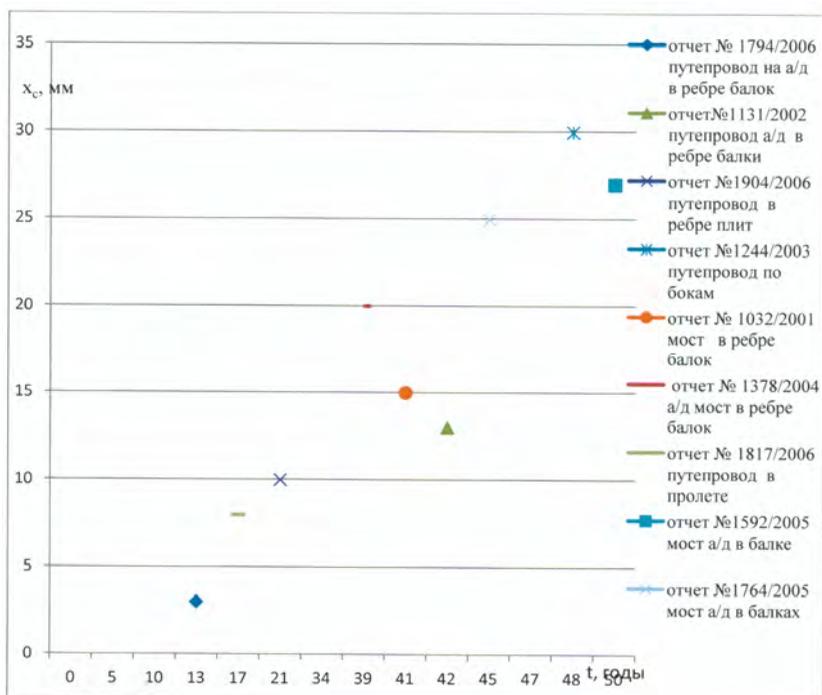


Рис. 1.21. Перемещение фронта карбонизации бетона автодорожных мостов и путепроводов в Беларуси (по данным отчетов БелДорНИИ)

1.2.4. Анализ теоретических и экспериментальных значений глубины и скорости карбонизации бетона

Проведен анализ значений глубины и скорости коррозии карбонизации бетона, полученных различными авторами экспериментально (табл. 1.5) и теоретически (табл. 1.6).

Выполнено сопоставление результатов расчетов по модели, принятой за основу, с моделями Васильева А.И., Таманна, с экспериментальными данными БелДорНИИ, Дорфа В.А. и Леоновича С.Н., Sims и Roberts, Чиркова В.П. На основе анализа экспериментальных данных построены графики скорости карбонизации бетона в зависимости от длительности эксплуатации конструкции (при различной степени агрессивности окружающей среды) (рис. 1.22).

Таблица 1.5 – Экспериментальные данные различных авторов глубины карбонизации (x_c) и распространения фронта (v_k) для различных сроков эксплуатации (t) при различных условиях эксплуатации железобетонных конструкций

Время эксплуатации t , год	Дорф В.А. и Леонович С.Н (для жаркого климата)		Sims и Roberts (для умеренного климата)		Чирков В.П.		БелдорНИИ (для ЖБ мостов)
	x_c , мм	v_k , мм/год	x_c , мм	v_k , мм/год	x_c , мм	v_k , мм/год	v_k , мм/год
1	5	5,00					
5	12	2,40					
10	19	1,90	5-8	0,5–0,8	8–16	0,80–1,60	0,5–1,2
20	37	1,85			12–22	0,60–1,10	
30	45	1,50			16–27	0,53–0,90	0,6–0,8
40					18–31	0,45–0,78	
50			10-15	0,2–0,3	20–34	0,40–0,62	0,4–1,0

Таблица 1.6 – Распространение фронта карбонизации (v_k) по различным расчетным методам (при $V/C = 0,50–0,44$; $C=400\text{кг/м}^3$ для условий РБ)

Срок эксплуатации, годы	Распространение фронта карбонизации, мм/год			
	По уравнению Таманна	По экспериментальным данным (табл. 1.5) [26,29,42,60]	По принятой математической модели	По методике прогнозирования Васильева А.И.
10	0,43	0,50 – 1,90	0,50–1,18	0,700
30	0,25	0,53 – 1,50	0,30–0,70	0,567
50	0,20	0,20 – 1,00	0,25–0,56	0,430
100	0,14	0,19 – 0,50	0,18–0,43	

Принятая за основу модель Еврокода описывает осредненные данные и тенденции их изменения с течением времени. В данной работе предложенная модель будет применена для решения вероятностной задачи.

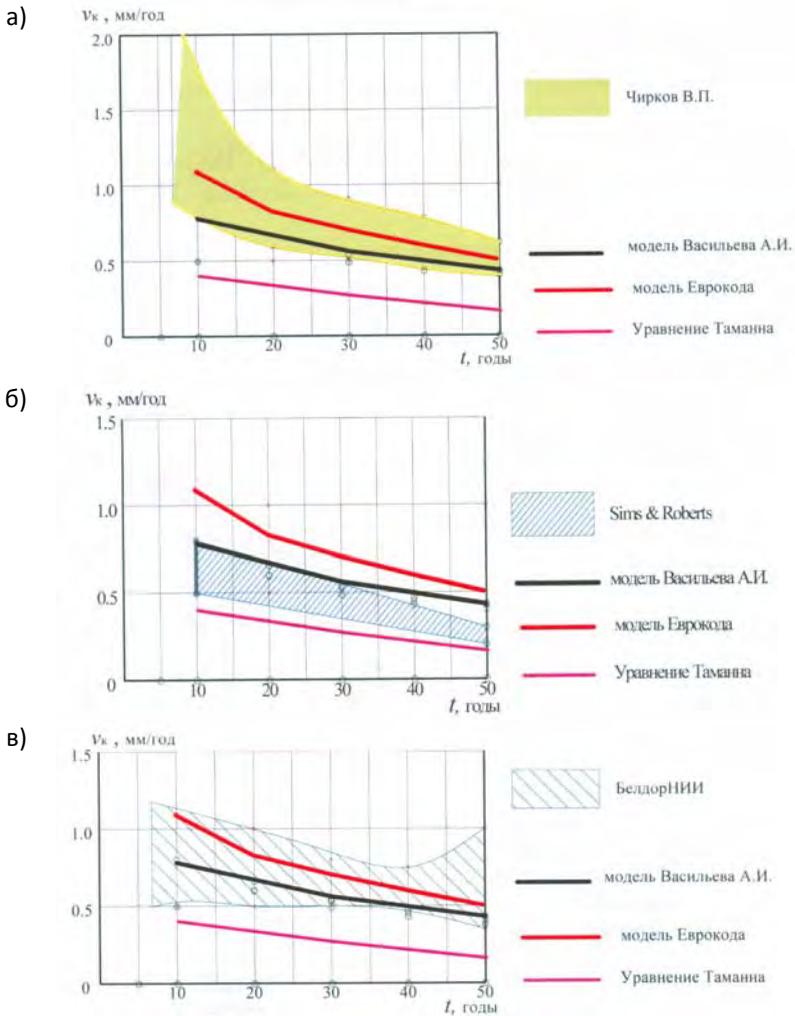


Рис. 1.22. Сравнение скорости карбонизации бетона, полученной расчетными и экспериментальными методами

Выводы :

1. Полная вероятностная модель карбонизации бетона основывается на известных закономерностях классической теории диффузии с учетом связывания углекислого газа в зависимости от относи-

тельной влажности, высушивания и увлажнения, неоднородности бетона.

В данной модели учитываются: время эксплуатации конструкции; обратное эффективное сопротивление карбонизации; погрешность ускоренного метода определения глубины карбонизации; условия ухода за бетоном; относительная влажность окружающего воздуха; концентрация CO_2 в окружающем воздухе; погодные условия (влияние дождевых осадков), способствующие насыщению бетонной поверхности водой и замедляющие процессы карбонизации за счет заполнения пор водой.

2. В рамках предложенной модели глубина карбонизации представлена как функция времени и ряда базисных переменных, характеризующих свойства материалов, условия эксплуатации конструкции. Глубина карбонизации представляет собой стохастический процесс.

3. Сформулированы общие подходы к моделированию базисных переменных в предложенной вероятностной модели коррозии карбонизации бетона. Базисные переменные, характеризующие обратное эффективное сопротивление карбонизации, а также погрешности его измерения, концентрацию углекислого газа, толщину защитного слоя, время твердения бетона, атмосферную влажность воздуха, влияние дождевых осадков следует моделировать в виде случайных величин.

4. Эталонную влажность воздуха, время ухода за бетоном после укладки, долю дождливых дней в году следует моделировать в виде констант.

5. В работе выполнен анализ эксплуатационных данных (по данным отчетов БелДорНИИ), литературных данных различных авторов; результатов по расчетным моделям по распространению фронта карбонизации бетона железобетонных конструкций, который показал возможность использования предложенной модели карбонизации бетона. Установлено, что предложенная модель является приемлемой для решения вероятностной задачи.

1.3. Применение вероятностной модели карбонизации для железобетонных элементов, эксплуатируемых в условиях Республики Беларусь

1.3.1. Методика расчета и определение карбонизации в бетоне без трещин для условий Республики Беларусь

Вероятностная модель остаточной толщины защитного слоя. Функция состояния. Нейтрализация бетона – это вид взаимодействия бетона со средой, такого как карбонизация бетона надземных конструкций содержащимся в атмосфере углекислым газом. Наибольшая скорость карбонизации бетона наблюдается при относительной влажности воздуха 50–60 %, когда пленочной влаги в порах достаточно для осуществления реакции и в то же время микрокапиллярные поры не заполнены водой. При относительной влажности воздуха 25 % карбонизация практически прекращается из-за недостатка влаги в бетоне. То же происходит при относительной влажности близкой к 100 %, когда в микропорах происходит капиллярная конденсация водяного пара и их диффузионная проницаемость снижается на несколько порядков. При температуре ниже 0°С, когда вода превращается в лед, карбонизация практически прекращается. С повышением температуры процесс карбонизации бетона ускоряется, что объясняется облегчением диффузии углекислоты.

Уравнение предельного состояния для депассивированной арматуры, т.е. для арматуры, не имеющей защитной пленки, предохраняющей от коррозии

$$P\{ \} = P_{\text{ден}} \{ a - x_c(t_p) < 0 \} < p_0, \quad (1.61)$$

где $P\{ \}$ – вероятность депассивации; a – толщина защитного слоя бетона, мм; $x_c(t_p)$ – глубина карбонизации за время t_p , м; t_p – проектный срок службы, год; p_0 – заданная вероятность наступления предельного состояния.

Срок службы конструкции t_p определяется использованием функции

$$g(a, x_c(t_p)) = a - x_c(t_p) = a - K\sqrt{t_p}, \quad (1.62)$$

где $g(a, x_c(t_p))$ функция состояния, определяющая остаточную толщину защитного слоя после эксплуатации конструкции в течение

ние времени t_p ; K – величина скорости процесса карбонизации, мм/год^{0,5}.

На основании первого закона Фика из уравнения (1.62) получено уравнение (1.63). При этом предполагается, что коэффициент диффузии для углекислого газа через материал является константой материала. Однако в общем случае коэффициент диффузии CO_2 в бетоне в течение времени эксплуатации может зависеть от большого количества факторов. Уравнение (1.63) лежит в основе полного вероятностного расчетного метода для коррозии карбонизации в бетоне без трещин, в котором толщина защитного слоя бетона сравнивается с глубиной карбонизации $x_c(t_p)$ за определенное время t_p

$$g(a, x_c(t_p)) = a - x_c(t_p) = a - \sqrt{2 \cdot k_{RH} \cdot k_c \cdot (k_t \cdot R_{ACC,0}^{-1} + \varepsilon_t) \cdot C_s \cdot \sqrt{t_p} \cdot W(t_p)}, \quad (1.63)$$

где $x_c(t_p)$ – глубина карбонизации за время t_p , мм; $R_{ACC,0}^{-1}$ – обратное эффективное сопротивление карбонизации в бетоне (мм²/год)/(кг/м³); ε_t – погрешность, обусловленная использованием ускоренного метода карбонизации (мм²/год)/(кг/м³); C_s – концентрация CO_2 в окружающем воздухе, кг/м³; $W(t_p)$ – функция, учитывающая влияние климатических параметров.

1.3.2. Вероятностные модели базисных переменных

Толщина защитного слоя бетона. Проектную толщину защитного слоя бетона назначают из условий защиты арматуры от коррозии, воздействия огня и из условий обеспечения совместной работы арматуры с бетоном.

Для статистического моделирования толщины защитного слоя могут применяться несимметричные и симметричные законы распределения, в том числе допускается применение нормального закона. В данной работе принят подход, при котором защитный слой бетона a является детерминированной величиной, а отклонение Δa носит случайный характер.

Согласно результатам исследований [17, 53] рекомендуется при вероятностном моделировании отклонений толщины защитного слоя бетона Δa применять следующие параметры: $\mu = 0 \dots +10$ мм; $\sigma = 5 \dots 10$ мм.

Для расчета в данной работе принята следующая вероятностная модель: проектная толщина защитного слоя $a = 20$ мм; отклонения защитного слоя Δa_o от проектного значения толщины защитного слоя a подчиняются нормальному закону распределения с параметрами: $\mu = +6$ мм; $\sigma = 10$ мм.

Проектный срок службы t_p . Рекомендуемые значения проектного срока службы t_p , согласно СТБ ISO 2394 [21] приведены в таблице 1.7.

Таблица 1.7 – Условная классификация расчетных сроков службы

Класс	Условный расчетный срок службы, лет	Примеры
1	1 – 5	Временные конструкции
2	25	Заменяемые конструктивные элементы и детали (подкрановые балки, опоры)
3	50	Здания и другие конструкции, отличные от перечисленных ниже
4	100 или более	Монументальные здания и другие специальные и значимые конструкции, крупные мосты

Коэффициент относительной влажности k_{RH} . Коэффициент относительной влажности k_{RH} зависит от уровня влажности и коэффициента диффузии, сопротивления карбонизации бетона.

Результаты измерений карбонизации на бетонных и растворных образцах, хранящихся при различных значениях относительной влажности, показали, что при низкой влажности RH до 60 % глубина карбонизации возрастает, при увеличении относительной влажности – глубина карбонизации уменьшается [37, 38].

Коэффициент k_{RH} можно рассчитать по следующему уравнению [51]

$$k_{RH} = \left(\frac{1 - \left(\frac{RH_{real}}{100} \right)^{f_e}}{1 - \left(\frac{RH_{ref}}{100} \right)^{f_e}} \right)^{g_e} \quad (1.64)$$

Коэффициенты g_e и f_e определяются методом аппроксимации кривой по данным эксплуатационных измерений. В работах [37] и [51] рекомендуется использовать значения $g_e = 2,5; f_e = 5,0$.

Значение RH_{real} можно определить исходя из среднегодовых значений относительной влажности по данным метеорологических станций для конкретной местности.

В данном исследовании значения относительной влажности в областных центрах Республики Беларусь определялись по данным Гидрометцентра Республики Беларусь [4]. В связи с тем, что значения относительной влажности в областных центрах Республики Беларусь находятся в пределах от $13\% < RH_{real} \leq 100\%$, необходимо применять распределения с верхней и нижней абсолютными границами.

В данной работе были проанализированы выборки значений среднегодовой влажности атмосферного воздуха RH_{real} за пять лет (2006–2010 годы) для всех областных центров Республики Беларусь. Значения колеблются от 75,2 % до 79,7 %, стандартное отклонение σ находится в пределах от 8,0 до 9,5. Значения полученных основных статистических параметров приведены в таблице 1.8.

Таблица 1.8 – Статистические параметры среднегодовой относительной влажности RH_{real} для шести областных центров

Город	Значение относительной влажности, %			Значение относительной влажности, %
	Среднее μ	Минимальное a_r	Максимальное b_r	
Минск	77,6	15	100	9,4
Брест	76,0	15	100	9,0
Гродно	78,5	13	100	8,6
Витебск	77,5	13	100	8,8
Гомель	75,2	15	100	9,5
Могилев	79,7	15	100	8,0

Для моделирования случайной величины RH_{real} в данной работе принято бета-распределение с верхней и нижней абсолютными границами. В ходе анализа RH_{real} установлены верхние и нижние абсолютные границы: $b = 100\%$, $a = 13...15\%$. Для расчета в дальнейшем принимали значения среднегодовой относительной влажности RH_{real} для шести областных центров.

На рисунке 1.23 показана плотность распределения относительной влажности для г. Бреста.

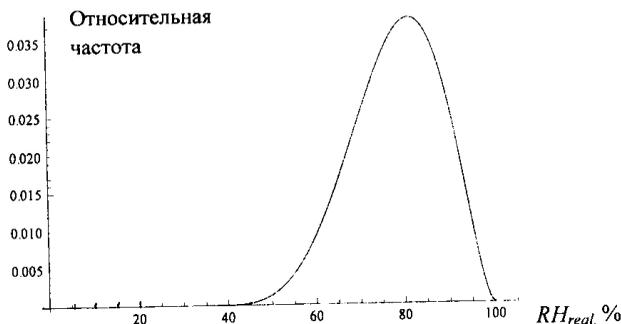


Рис. 1.23. Относительная частота RH_{real} для г. Бреста

Коэффициент k_c . На параметр k_c оказывает влияние эффективное сопротивление карбонизации, которое зависит от уплотнения бетона и продолжительности выдерживания (ухода за бетоном). Расчет параметра k_c можно выполнить по уравнению (1.60) либо принять из таблицы 1.9.

Таблица 1.9 – Значения параметра k_c для различных периодов продолжительности выдерживания бетона t_c , согласно [51]

Продолжительность выдерживания бетона t_c (дни)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
k_c	3,0	2,03	1,61	1,37	1,20	1,09	1,00	0,92	0,86	0,81	0,77	0,73	0,70	0,67

В данной работе рассматривается пример железобетонного элемента с продолжительностью твердения $t_c = 1$ день, параметр $k_c = 3,0$.

Обратное сопротивление карбонизации $R_{ACC,0}^{-1}$. Значения обратного сопротивления карбонизации в данном исследовании принимаем для железобетонного элемента с В/Ц = 0,50 и расходом портландцемента 400 кг/м³ из таблицы 1.3 с единицей измерения $R_{ACC,0}^{-1} 10^{-11}(\text{м}^2/\text{сек})/(\text{кг}/\text{м}^3)$. Для использования этих значений в представленной модели (1.33) единицы измерения $R_{ACC,0}^{-1}$ преобразованы в $(\text{м}^2/\text{год})/(\text{кг}/\text{м}^3)$.

Для моделирования данного параметра в работе принято логнормальное распределение со следующими параметрами: среднее значение: $\mu = 6,8 \times 10^{-11}(\text{м}^2/\text{сек})/(\text{кг CO}_2/\text{м}^3)$; стандартное отклонение: $\sigma = 0,45 \cdot \mu = 3,07 \cdot 10^{-11}(\text{м}^2/\text{сек})/(\text{кг CO}_2/\text{м}^3)$ [51].

Коэффициенты k_t и ε_t . Коэффициентами k_t и ε_t корректируются отличия испытаний образцов в условиях ускоренной карбонизации (ACC-метод) и в условиях «естественной карбонизации» (NAC-метод). Коэффициенты k_t и ε_t введены для преобразования обратного сопротивления $R_{ACC,0}^{-1}$, полученного «в условиях ускоренной карбонизации», в обратное сопротивление карбонизации $R_{ACC,0}^{-1}$ в условиях естественной карбонизации согласно методу NAC (уравнение 1.42). Согласно рекомендациям [51] приняты следующие вероятностные модели указанных коэффициентов:

ε_t – погрешность при использовании ускоренного метода карбонизации – нормальное распределение с параметрами $\mu(\varepsilon_t) = 315,5 (\text{мм}^2/\text{год})/(\text{кг}/\text{м}^3)$ и $\sigma(\varepsilon_t) = 48$ [37, 51]; k_t – коэффициент регрессии, логнормальное распределение с параметрами $\mu(k_t) = 1,25$ и $\sigma(k_t) = 0,35$.

Концентрация CO_2 в окружающем воздухе. Влияние концентрации CO_2 в окружающем воздухе на бетонную конструкцию рассчитывается по уравнению 1.59. По данным Гидрометцентра РБ среднегодовое содержание диоксида углерода за 2010 год составило 789 мг/л.

Зная содержание углекислого газа на 2010 год, учитывая дополнительное содержание CO_2 вследствие дополнительных источников загрязнения воздуха в городе (26 мг/л), предположив увеличение в атмосфере с каждым годом на две миллионных доли, получим

следующее уравнение концентрации CO_2 как функцию времени t_p (плотность углекислого газа $1,97 \text{ кг/м}^3$)

$$C_{S,atm} = 0,000815 + 0,00000394 \cdot t \text{ (кг } \text{CO}_2 \text{ /м}^3\text{)}, \quad (1.65)$$

где: t – время воздействия, годы.

Для создания вероятностной модели $C_{S,atm}$ принимаем среднее значение концентрации углекислого газа в атмосфере $\mu = 0,0000789$ на 2010 год и стандартное отклонение $\sigma = 0,0001$.

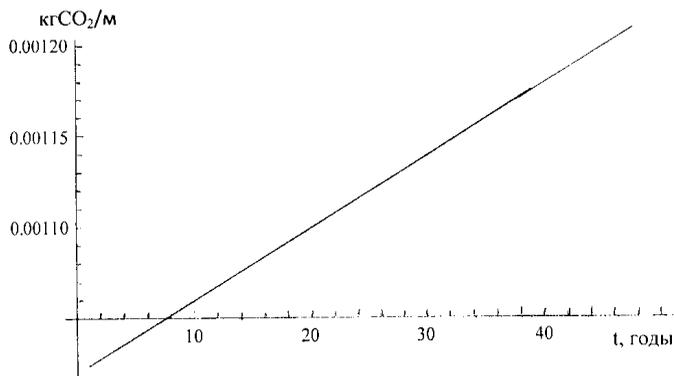


Рис. 1.24. Концентрации CO_2 в атмосфере с течением времени эксплуатации для условий РБ

Функция влияния климатических параметров $W(t)$. Функция влияния климатических параметров в случае увлажнения бетонной поверхности описывается уравнением 1.52.

Время увлажнения T_{oW} – среднее количество дней с дождем (с осадками $h_{Nd} \geq 2,5 \text{ мм}$) за год, рассчитывается по уравнению (1.54). Данные для расчета T_{oW} были получены по данным Гидрометцентра РБ для шести областных центров Республики Беларусь.

Вероятность бокового дождя вычисляется на основе данных наблюдений о направлении ветра во время дождя. Величина p_{SR} принимается приблизительно: для вертикальных элементов вычисляется из данных метеостанции; для горизонтальных элементов $p_{SR} \leq 1$; для внутренних элементов конструкции $p_{SR} = 0$. Для общего случая в данной работе принято, что 8 направлений ветра во время дождя равновероятны, т.е. для каждого направления ветра во время дождя $p_{SR} = 0,125 \%$.

Таблица 1.10 – Среднее количество дней с дождем и влажное время для областных центров

Город	Количество дней с осадками $h_{Nd} \geq 2,5 \text{ мм}$ в год					T_{ow} – влажное время, годы
	2006	2007	2008	2009	2010	
Минск	54	76	85	66	72	0,193
Брест	55	55	71	69	57	0,168
Могилев	61	84	74	72	81	0,204
Витебск	63	62	62	66	72	0,178
Гродно	87	84	101	92	94	0,251
Гомель	72	76	102	78	81	0,224

Рассчитаны значения функции $W(t_p)$ с течением времени эксплуатации t_p для всех областных центров Республики Беларусь. На рисунке 1.25 показан график функции $W(t_p)$ для г. Бреста, показывающий изменение среднего значения функции верхнюю доверительную границу.

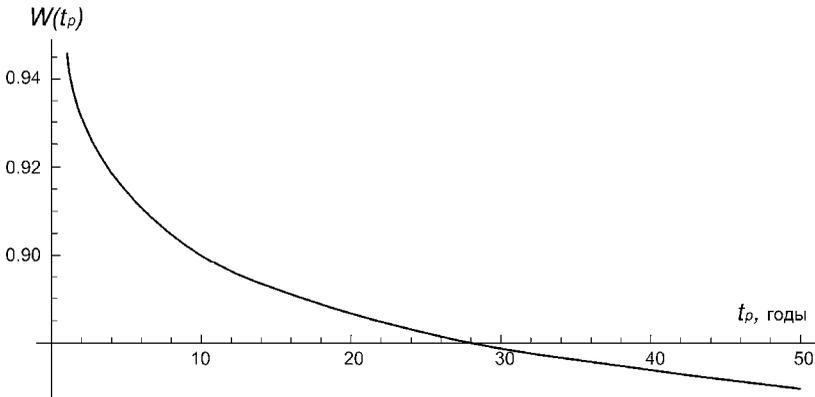


Рис. 1.25. Значения функции $W(t_p)$ с течением времени эксплуатации для г. Бреста

1.3.3. Вероятностный расчет глубины и скорости карбонизации бетона в конструкциях, эксплуатируемых в Республике Беларусь

Общая схема сечения железобетонного элемента и принятые обозначения показаны на рисунке 1.26.

Принятые символы обозначения: $min\ c$ – минимальный защитный слой, мм; $nom\ c$ – номинальный защитный слой, мм; Δc – запас между номинальной и минимальной толщиной защитного слоя, мм; $x_{c,m}(t)$ – среднее значение глубины карбонизации за время t , мм; $x_{c,d}(t_p)$ – расчетное значение глубины карбонизации за время t_p , мм; a_d – расчетное значение защитного слоя, мм; Δa – запас значения защитного слоя, мм; $nom\ a$ – номинальный защитный слой бетона, мм.

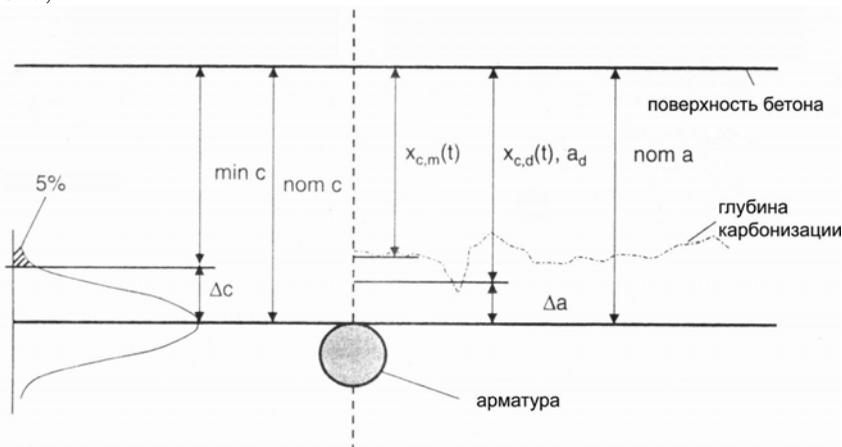


Рис. 1.26. Обозначения, используемые в практике (с левой стороны) и обозначения, используемые в вероятностном расчетном методе (с правой стороны)

Элемент конструкции отвечает требованиям долговечности по карбонизации, если выполняется следующее условие

$$a_d - c_{c,d}(t_p) \geq 0, \quad (1.66)$$

где $x_{c,d}(t_p)$ – расчетное значение глубины карбонизации за время t_p , мм; a_d – расчетное значение защитного слоя бетона, мм.

$$a_d = nom\ a - \Delta a = nom\ c - \Delta a, \quad (1.67)$$

где $nom\ c$ – номинальный защитный слой, мм (обозначения, используемые в практике); $nom\ a$ – номинальный защитный слой, мм (обозначения, используемые в вероятностном расчете); Δa – запас защитного слоя, $\Delta a = 10$ мм; t_p – проектный срок службы, года (табл. 1.7).

Если в выражении (1.66) использован знак равенства, то оно будет соответствовать уравнению предельного состояния.

Из уравнения (1.63) выводится уравнение для расчета глубины карбонизации в некоторый момент времени t_p

$$x_c(t_p) = \sqrt{2 \cdot k_{RH} \cdot k_c \cdot (k_t \cdot R_{ACC,0}^{-1} + \varepsilon_t) \cdot C_s \cdot \sqrt{t_p} \cdot W(t_p)} \quad (1.68)$$

Путем деления значения глубины карбонизации $x_c(t_p)$ на время можно получить формулу для расчета скорости перемещения фронта карбонизации бетона

$$v_k = \frac{\sqrt{2 \cdot k_{RH} \cdot k_c \cdot (k_t \cdot R_{ACC,0}^{-1} + \varepsilon_t) \cdot C_s \cdot \sqrt{t_p} \cdot W(t_p)}}{t_p} \quad (1.69)$$

Выражения (1.68), (1.69) представляют полные вероятностные модели глубины карбонизации и скорости перемещения фронта карбонизации бетона в железобетонных элементах.

В таблице 1.11 представлены разработанные в настоящем исследовании и принятые в расчетах вероятностные модели базисных переменных, входящих в функции состояния (1.63) и модели (1.68), (1.69). Часть базисных переменных следует моделировать нормальным (N), логнормальным (LN) либо бета-распределением. Ряд переменных, таких как период эксплуатации, относительная влажность, время твердения бетона, а также некоторые коэффициенты принято моделировать в виде детерминированных величин (det). Принятое условие: железобетонная конструкция эксплуатируется в шести областных центрах Республики Беларусь и выполнена из бетона на портландцементе (400 кг/м^3) с В/Ц = 0,50.

По предложенной методике выполнен вероятностный расчет глубины и скорости карбонизации бетона железобетонных элементов в среде MATHEMATICA.

Получены результаты вероятностного расчета глубины карбонизации бетона железобетонной конструкции для условий эксплуатации в областных центрах Беларуси в течение 50 лет.

На рисунках 1.27, 1.28 представлены графики роста глубины карбонизации бетона и изменения скорости перемещения фронта карбонизации бетона железобетонной конструкции, полученные вероятностным методом для условий эксплуатации в областных центрах Беларуси.

Таблица 1.11 – Вероятностные модели базисных переменных, характеризующих свойства материалов, условия эксплуатации конструкции, применяемые для вероятностного расчета глубины и скорости карбонизации железобетонного элемента

Параметр	Ед. измер.	Тип распределения	Среднее значение (μ), стандартное отклонение(σ), нижняя и верхняя абсолютные границы (a, b)					
			Минск	Брест	Могилев	Витебск	Гродно	Гомель
$RH_{real}(k_c)$	%	Бета (с верхним и нижним пределом)	$\mu=78$ $\sigma=9,9$ $a_r=15$ $b_r=100$	$\mu=76,7$ $\sigma=9,6$ $a_r=15$ $b_r=100$	$\mu=80,3$ $\sigma=8,4$ $a_r=15$ $b_r=100$	$\mu=78,2$ $\sigma=9,3$ $a_r=13$ $b_r=100$	$\mu=79,2$ $\sigma=92$ $a_r=13$ $b_r=100$	$\mu=75,9$ $\sigma=10$ $a_r=15$ $b_r=100$
$RH_{rel}(k_c)$	%	det	65/(-)					
g_e	–	det	2,5					
f_e	–	det	5,0					
t_e	дни	det	1					
b_e	–	N	$\mu = -0,567 / \sigma = 0,024$					
k_t	–	LN	$\mu = 1,25 / \sigma = 0,35$					
$R_{ACC,0}^{-1}$	(мм ² /год)/ (кг/м ³)	LN	$\mu = 2145 / \sigma = 969$					
ε_t	(мм ² /год)/ (кг/м ³)	LN	$\mu = 315,5 / \sigma = 48$					
C_S	кг/м ³	LN	$\mu = 8,15 \times 10^{-4} / \sigma = 1 \times 10^{-4}$					
b_w		LN	$\mu = 0,446 / \sigma = 0,163$					
T_{0W}	–	det	0,193	0,168	0,204	0,178	0,251	0,224
$p_{SR}(W)$	–	det	0,125					
$t_0(W)$	годы	det	0,0767 (равно 28 дней)					
a	мм	det	35					
Δa	мм	N	$\mu = +5 / \sigma = 5$					
t_p	годы	det	50					

Вероятностные расчеты карбонизации бетона показали, что одна и та же железобетонная конструкция, произведенная с расходом портландцемента 400 кг/м³ без добавок с В/Ц = 0,50 при эксплуатации в г. Бресте будет характеризоваться максимальной глубиной и скоростью карбонизации бетона. При этом различия по глубине и скорости карбонизации для шести областных центров РБ при прогнозировании карбонизации бетона на период 50 лет составляет до 8,8 %.

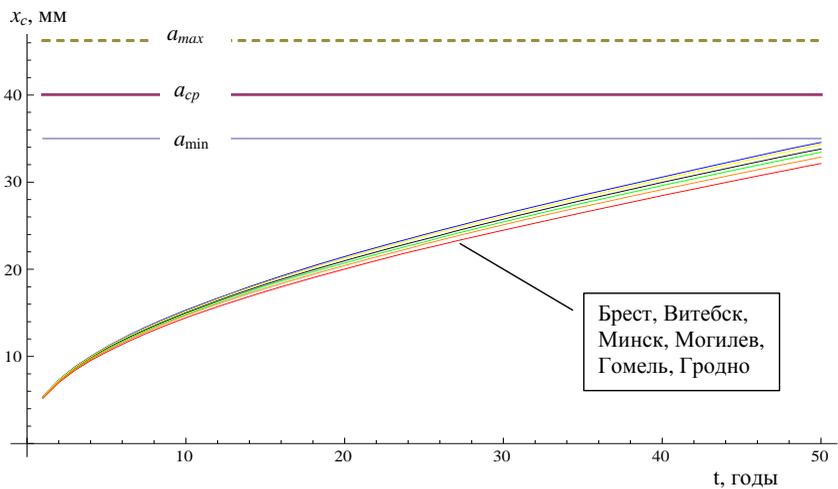


Рис. 1.27. Рост глубины карбонизации с течением времени для шести областных центров Беларуси

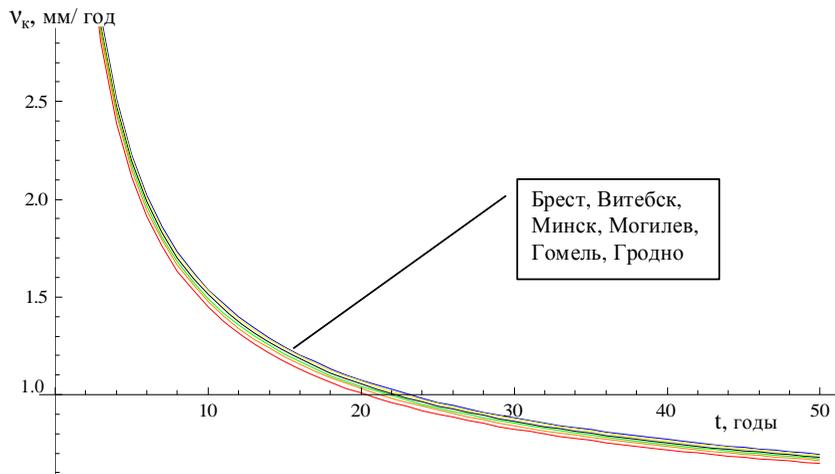


Рис. 1.28. Изменение скорости перемещения фронта карбонизации с течением времени для шести областных центров Беларуси

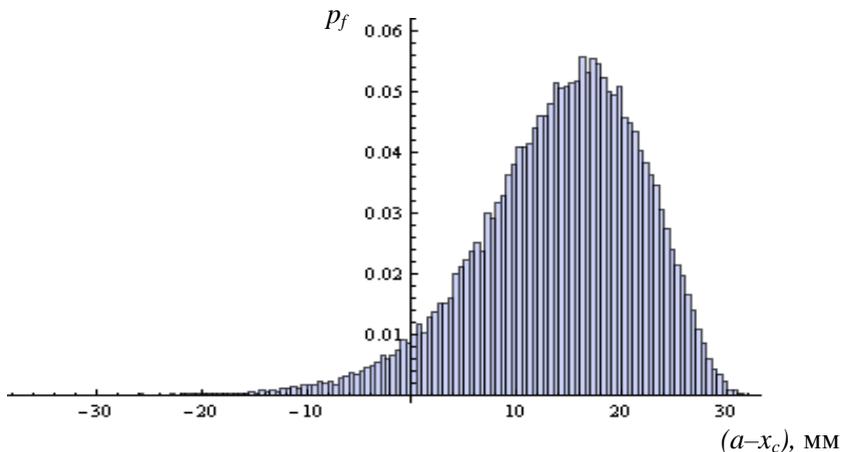


Рис. 1.29. Гистограмма распределения остаточной толщины защитного слоя бетона железобетонной конструкции, при эксплуатации в наиболее неблагоприятном областном центре Беларуси после 50 лет эксплуатации

После построения гистограммы вычисляем вероятности отказа бетона железобетонной конструкции (полной карбонизации бетона защитного слоя) после 50 лет эксплуатации в наиболее неблагоприятном областном центре Беларуси, которая составила $p_f = 0,0285$ (табл. 1.12).

Таблица 1.12 – Вероятность отказа и индекс надежности железобетонных конструкций в зависимости от срока эксплуатации для наиболее неблагоприятного областного центра Беларуси

Срок эксплуатации	Вероятность отказа, p_f	Индекс надежности, β
10	0	∞
20	0,006	3,24
30	0,003	2,80
40	0,013	2,22
50	0,0285	1,90

Получена характеристика надежности для 50 лет эксплуатации в условиях РБ $\beta = 1,9$, при проверках предельных состояний эксплуа-

тационной пригодности для железобетонных конструкций в нормальных условиях эксплуатации $\beta = 1,5$ согласно СТБ ISO 2394.

Получена вероятность наступления коррозии арматуры в железобетонной конструкции после 50 лет эксплуатации в наиболее неблагоприятном областном центре Беларуси – $p_f = 0,0285$.

Выводы :

1. Выведено уравнение скорости карбонизации бетона, представленное в вероятностной форме. Данное уравнение позволяет прогнозировать срок службы конструкции как на стадии проектирования новых, так и при оценке технического состояния эксплуатируемых конструкций. При этом необходимо иметь данные о В/Ц, виде цемента, времени ухода за бетоном после укладки, о фактической толщине защитного слоя арматуры, информацию об условиях эксплуатации конструкции.

2. Даны рекомендации по составлению вероятностных моделей основных базисных переменных для условий Беларуси (закон распределения, значения его статистических параметров). Для моделирования защитного слоя бетона следует применять нормальный закон распределения. Для моделирования обратного эффективного сопротивления карбонизации и погрешности его измерения – логнормальный закон.

3. Относительную влажность воздуха рекомендуется моделировать в виде случайной переменной, подчиняющейся Бета-распределению. На основе анализа информации с гидрометеорологических станций для шести областных центров РБ получены статистические данные, позволяющие представлять значения относительной влажности воздуха в вероятностной форме: среднегодовые значения, стандартные отклонения, верхние и нижние границы.

4. На основе данных о концентрации углекислого газа в атмосфере в настоящее время (кривая Киллинга), опубликованных данных о тенденциях возрастания этой величины, выполнена оценка значений концентрации углекислого газа с учетом предполагаемого срока службы.

5. Для вероятностного моделирования погодных условий (влияния дождевых осадков) использована функция, учитывающая влияние климатических параметров в виде случайного процесса, зависящего от относительной продолжительности дождей и вероят-

ности бокового ветра во время дождя. На основе анализа информации с гидрометеорологических станций получены статистические данные о среднегодовой продолжительности осадков в различных областных центрах Беларуси. Указанные параметры следует моделировать при помощи логнормального распределения.

6. На основе предложенной вероятностной модели и при использовании полученных моделей базисных переменных выполнено моделирование глубины, скорости карбонизации бетона для условий Республики Беларусь с течением времени. Расчет показал, что различие по глубине и скорости карбонизации для шести областных центров Беларуси при прогнозировании карбонизации бетона на период 50 лет составляет до 8,8 %. Также применение предложенной вероятностной модели позволило определить вероятность наступления карбонизации защитного слоя бетона после эксплуатации конструкции на протяжении 50 лет, которая составила 0,0285.

1.4. Применение вероятностного расчета для определения индекса надежности

1.4.1. Применение вероятностного расчета глубины карбонизации для обоснования величины защитного слоя бетона в ЖБК в СНБ 5.03.01-02

Согласно ТКП 45.2.01-111-2008 [13] при концентрации углекислого газа до 2000 мг/м^3 среда считается слабоагрессивной. В ТКП 45.2.01-111-2008 условия газовой среды разделены на три группы в зависимости от влажности климата помещений. Газовые среды классифицированы на четыре группы по степени агрессивности в зависимости от вида и концентрации газа. По отношению к бетону агрессивной считается только газовая среда с повышенной концентрацией газов и при высокой влажности. Значительно более строгие нормы приведены для железобетона в [7].

Согласно СТБ 1544-2005 [8] требования к качеству бетонов должны устанавливаться с учетом классов по условиям эксплуатации конструкций, и должны учитываться требования к предельным значениям параметров бетонной смеси, приведенные в таблице 1.13.

Таблица 1.13 – Классы по условиям эксплуатации конструкций в зависимости от характеристики окружающей среды [7] и минимальные классы бетона по прочности на сжатие

Класс по условиям эксплуатации	Характеристика окружающей среды, влажностный режим	Примеры для условий окружающей среды	Минимальный класс бетона по прочности на сжатии
XC1	Сухой воздушно-влажностный режим ($30\% < RH \leq 60\%$) или постоянная эксплуатация в водонасыщенном состоянии	Конструкции, находящиеся внутри помещений с нормальным режимом согласно СНБ 2.04.01; конструкции, постоянно находящиеся в грунте или под водой	$C^{16}/_{20}$
XC2	Водонасыщенное состояние при эпизодическом высушивании	Конструкции, поверхности которых продолжительное время контактируют с водой	$C^{20}/_{25}$
XC3	Умеренный воздушно-влажностный режим ($60\% < RH \leq 75\%$), эксплуатация в условиях эпизодического влагонасыщения	Конструкции, находящиеся внутри помещений с влажным режимом согласно СНБ 2.04.01; конструкции, подвергающиеся атмосферным воздействиям (дождю)	$C^{25}/_{30}$
XC4	Попеременное увлажнение и высушивание	Конструкции, поверхности которых контактируют с водой, но не соответствующие классу XC2	$C^{30}/_{37}$

Рассчитаем глубину карбонизации бетона железобетонного элемента для условий Беларуси вероятностным методом для XC1 и XC3 класса по условиям эксплуатации.

В таблице 1.14 приведены предельные отклонения защитного слоя согласно ГОСТ 13015.0. Эти данные позволяют провести теоретический анализ некоторых параметров распределения случайных отклонений σ .

Таблица 1.14 – Предельные значения параметров бетонной смеси [7]

Параметры бетонной смеси	Предельные значения параметров бетонной смеси в зависимости от классов по условиям эксплуатации			
	Карбонизация			
	XC1	XC2	XC3	XC4
Максимальное В/Ц	0,65	0,6	0,55	0,5
Минимальный класс по прочности, С	$\frac{20}{25}$	$\frac{25}{30}$	$\frac{30}{37}$	$\frac{30}{37}$
Минимальный расход цемента, кг/м ³	260	280	280	300

Таблица 1.15 – Допуски линейных размеров согласно нормам [26, 31] и соответствующие коэффициенты вариации V_X

Номинальный размер X, мм	Допуск Δ_y , мм по ENV 13670	Допуск Δ_y , мм по ГОСТ 21779	μ_y , мм	σ_y , мм	V_X
120 – 250 (300)	11	3...12	-6...+6	3,6	0,031
250 – 500	15	4...16	-8...+8	4,8	0,020
500 (600 ⁽¹⁾) – 1000	19	5...20	-10...+10	6,1	0,012

Что касается параметра μ_y , то рекомендации JCSS [53] ($\mu_y = -10...+10$ мм) соответствуют требованиям Eurocode-2 [48]. Белорусские нормы соответствуют диапазону $\mu_y = -5...+15$ мм. Фактические исследования указывают на явный положительный тренд отклонений со средним значением около $\mu_y = +10$ мм для нижней арматуры. Для верхней арматуры недостаточно данных, однако они указывают на еще большие значения средних отклонений.

Таким образом, рекомендованы следующие вероятностные модели для отклонений защитного слоя арматуры изгибаемых элементов XC1 и XC3 классов по условиям эксплуатации:

$\mu_y = +5$ мм (для XC1 и XC3 классов по условиям эксплуатации)

$\sigma_y = 5$ мм (для XC1 класса по условиям эксплуатации)

$\sigma_y = 10$ мм (для XC3 класса по условиям эксплуатации).

1.4.2. Вероятностный расчет глубины карбонизации для XC1 и XC3 классов по условиям эксплуатации

Таблица 1.16 – Исходные данные для вероятностного расчета глубины карбонизации железобетонного элемента, эксплуатируемого в РБ

Параметры	Единица измерения	Тип распределения	Среднее значение (μ), стандартное отклонение (σ), нижняя и верхняя абсолютные границы (a, b)	
			Классы по условиям эксплуатации	
			XC1	XC3
$RH_{real}(k_c)$	%	Бета (с верхним и нижним пределом)	$\mu = 46$ $\sigma = 5$ $a_r = 30,5$ $b_r = 60$	$\mu = 68$ $\sigma = 3,5$ $a_r = 60,5$ $b_r = 75$
$RH_{reg}(k_c)$	%	det	65/(-)	
g_σ	-	det	2,5	
f_e	-	det	5,0	
t_c	дни	det	14	1
b_c	-	N	$\mu = -0,567 / \sigma = 0,024$	
k_t	-	LN	$\mu = 1,25 / \sigma = 0,35$	
$R_{ACC,0}^{-1}$	(мм ² /год)/ (кг/м ³)	LN	$\mu = 4416 / \sigma = 1987$ (при В/Ц _{max} =0,65)	$\mu = 3092 / \sigma = 1391$ (при В/Ц _{max} =0,55)

При выполнении вероятностных расчетов глубины карбонизации бетона железобетонных элементов XC1 и XC3 класса по условиям эксплуатации использованы программные модули в среде МАТНЕМАТІСА. Результаты расчетов для XC1 и XC3 класса по условиям эксплуатации приведены на рисунках 1.30 – 1.33.

На рисунках 1.30 – 1.33 представлены результаты вероятностного расчета глубины карбонизации бетона железобетонной конструкции с использованием исходных данных из таблицы 1.17.

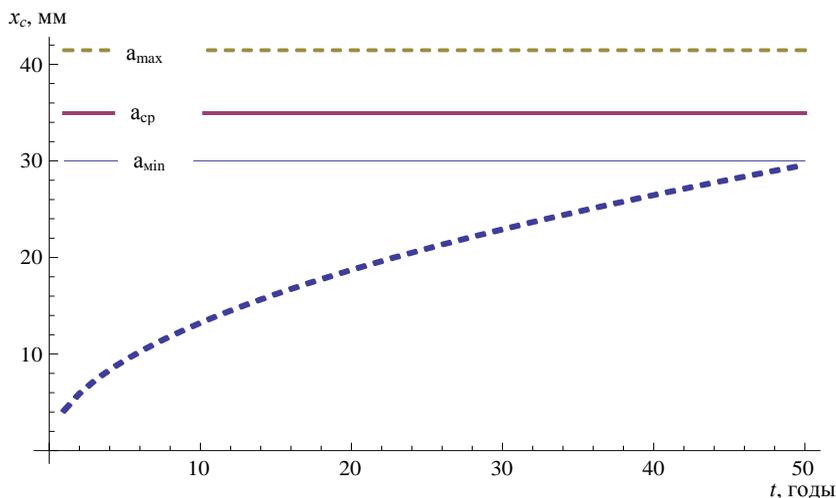


Рис. 1.30. Рост глубины карбонизации бетона с течением времени эксплуатации для конструкций, находящихся внутри помещений с нормальным режимом согласно СНБ 2.04.01

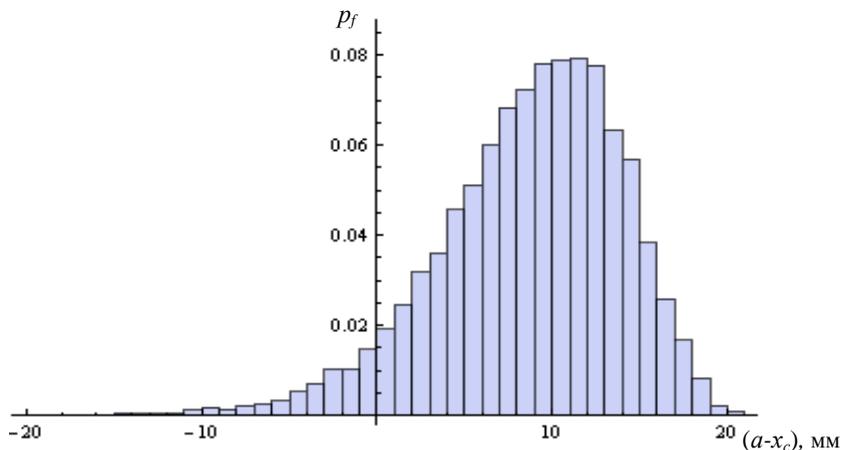


Рис. 1.31. Гистограмма распределения остаточного защитного слоя бетона после 50 лет эксплуатации для конструкций XC1 класса по условиям эксплуатации

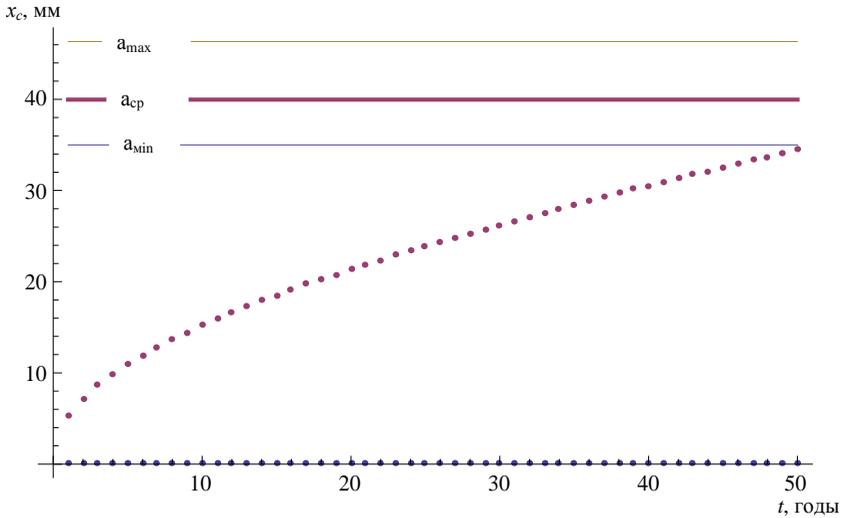


Рис. 1.32. Рост глубины карбонизации бетона с течением времени эксплуатации при атмосферных воздействиях (для конструкций ХС3 класса)

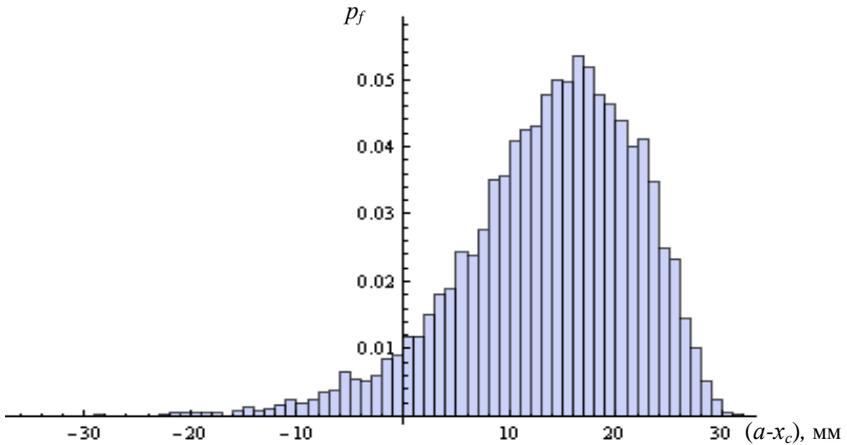


Рис. 1.33. Гистограмма распределения остаточного защитного слоя бетона после 50 лет эксплуатации для конструкций ХС3 класса по условиям эксплуатации

Таблица 1.17 – Вероятность наступления коррозии арматуры и индекс надежности для железобетонной конструкции на период 50 лет

Срок эксплуатации	Вероятность отказа, p_f	Индекс надежности, β	Вероятность отказа для, p_f	Индекс надежности, β
	Для ХС1 класса по условиям эксплуатации		Для ХС3 класса по условиям эксплуатации	
10	0	∞	0	∞
20	0,0002	3,54	0,0008	3,20
30	0,0058	2,2	0,0059	2,52
40	0,0263	1,98	0,0220	2,01
50	0,0560	1,58	0,0460	1,68

В данном вероятностном расчете были приняты наиболее неблагоприятные условия эксплуатации для железобетонной конструкции ХС1 и ХС3 класса по условиям эксплуатации.

Рассчитана вероятность наступления коррозии арматуры и индекс надежности для железобетонной конструкции ХС1 и ХС3 класса по условиям эксплуатации, используя предложенную вероятностную модель карбонизации бетона.

Получен индекс надежности для 50 лет эксплуатации для железобетонной конструкции ХС1 класса по условиям эксплуатации $\beta = 1,58$, который на 5 % больше нормируемого индекса надежности для железобетонных конструкций, пригодных к нормальным условиям эксплуатации $\beta = 1,50$ согласно СТБ ISO 2394. Получен индекс надежности для 50 лет эксплуатации для железобетонной конструкции ХС3 класса по условиям эксплуатации $\beta = 1,68$, который на 11 % больше нормируемого индекса надежности для железобетонных конструкций, пригодных к нормальным условиям эксплуатации.

Вероятностный расчет показал, что минимальные толщины защитного слоя, назначенные в СНБ 5.03.01-02, являются достаточными для защиты арматуры от коррозии в течении 50 лет эксплуатации.

Выводы :

1. Данные, полученные по представленной вероятностной модели карбонизации бетона, можно использовать на практике для оценки длительности эксплуатации. Установлено, что точность рас-

четов в соответствии с предложенной вероятностной моделью связана с точностью входных параметров модели, характеризующих влажность атмосферного воздуха, количественное описание дождевых осадков и направление ветра.

2. Вероятностный расчет скорости карбонизации бетона железобетонной конструкции дает возможность:

- достаточно надежно определить возможность эксплуатации конструкции без специальной (вторичной) защиты, поскольку защита не обладает стойкостью на весь срок эксплуатации и существенно удорожает конструкцию;

- прогнозировать эксплуатационную пригодность бетона и способность сохранять ее в течение необходимого срока;

- рассчитать срок службы бетона в конкретных условиях эксплуатации.

3. Выполнен вероятностный расчет глубины карбонизации бетона для железобетонных конструкций ХС1 и ХС3 класса по условиям эксплуатации для наиболее неблагоприятных условий. Получен индекс надежности для 50 лет эксплуатации для железобетонной конструкции ХС1 и ХС3 и класса по условиям эксплуатации $\beta_{ХС1} = 1,58$, $\beta_{ХС3} = 1,68$, которые на 5 % и 11 % больше нормируемого индекса надежности для железобетонных конструкций, пригодных к нормальным условиям эксплуатации $\beta = 1,5$ согласно СТБ ISO 2394. Вероятностный расчет показал, что минимальные толщины защитного слоя, назначенные в СНБ 5.03.01-02, являются достаточными для защиты арматуры от коррозии в течение 50 лет эксплуатации

Выводы по главе 1:

1. В рамках предложенной модели глубина карбонизации представлена как функция времени и ряда базисных переменных, характеризующих свойства материалов, условия эксплуатации конструкции. Таким образом, глубина карбонизации представляет собой стохастический процесс. В предложенной полной вероятностной модели коррозии карбонизации бетона учитывается: время эксплуатации конструкции; обратное эффективное сопротивление карбонизации, которое зависит от эффективного коэффициента диффузии и способности связывать в бетоне углекислый газ; погрешность ускоренного метода определений глубины карбонизации

ции; условия твердения бетонной смеси; относительная влажность окружающего воздуха; концентрация CO_2 в окружающем воздухе; погодные условия (влияние дождевых осадков).

2. Сформулированы общие подходы к моделированию базисных переменных, содержащихся в предложенной вероятностной модели карбонизации бетона. Базисные переменные, характеризующие обратное эффективное сопротивление карбонизации, погрешности его измерения, концентрацию углекислого газа, толщину защитного слоя, время твердения бетона, влажность атмосферного воздуха, влияние дождевых осадков следует моделировать в виде случайных величин. Эталонную влажность воздуха, время ухода за бетоном после укладки, долю дождливых дней в году следует моделировать в виде констант.

3. Получено уравнение скорости карбонизации бетона в вероятностной форме. Данное уравнение позволяет прогнозировать срок службы конструкции как на стадии проектирования новых, так и при оценке технического состояния эксплуатируемых конструкций.

4. Даны рекомендации по составлению вероятностных моделей основных базисных переменных для условий Беларуси (закон распределения, значения его статистических параметров). Для моделирования защитного слоя бетона следует применять нормальный закон распределения. Для моделирования обратного эффективного сопротивления карбонизации и погрешности его измерения – логнормальный закон. Относительную влажность воздуха рекомендуется моделировать в виде случайной переменной, подчиняющееся Бета-распределению. На основе анализа информации с гидрометеорологических станций для шести областных центров Беларуси получены статистические данные, позволяющие представлять значения относительной влажности воздуха в вероятностной форме: среднегодовые значения, стандартные отклонения, верхние и нижние границы. На основе данных о концентрации углекислого газа в атмосфере в настоящее время (кривая Киллинга), выполнена оценка значений концентрации углекислого газа с учетом предполагаемого срока службы. Для вероятностного моделирования погодных условий (влияния дождевых осадков) следует использовать функцию погоды в виде случайного процесса, зависящего от относительной продолжительности дождей и вероятности бокового ветра во время дождя. Получены статистические данные о среднегодовой продол-

жительности дождя. Указанные параметры следует моделировать при помощи логнормального распределения.

5. На основе предложенной вероятностной модели и при использовании полученных моделей базисных переменных выполнен расчет скорости и глубины карбонизации бетона железобетонной конструкции при эксплуатации в шести областных центрах РБ. Расчет показал, что различия прогнозных значений глубины и скорости карбонизации для шести областных центров РБ при вероятностном моделировании карбонизации бетона на период 50 лет составляет около 8,8 %.

6. Вероятностный расчет скорости карбонизации бетона железобетонных конструкций дает возможность:

- достаточно надежно определить возможность эксплуатации конструкции без специальной (вторичной) защиты, поскольку защита не обладает стойкостью на весь срок эксплуатации и существенно удорожает конструкцию;

- прогнозировать эксплуатационную пригодность бетона и способность сохранять ее в течение необходимого срока;

- рассчитать срок службы бетона в конкретных условиях эксплуатации.

7. Выполнен вероятностный расчет глубины карбонизации бетона для железобетонных конструкций ХС1 и ХС3 класса по условиям эксплуатации для наиболее неблагоприятных условий. Получен индекс надежности при эксплуатации в течение 50 лет для железобетонной конструкции ХС1 и ХС3 класса по условиям эксплуатации $\beta_{ХС1} = 1,58$, $\beta_{ХС3} = 1,68$, которые на 5 % и 11 % больше нормируемого индекса надежности для железобетонных конструкций, пригодных к нормальным условиям эксплуатации $\beta = 1,5$ согласно СТБ ISO 2394. Вероятностный расчет показал, что минимальные толщины защитного слоя, назначенные в СНБ 5.03.01-02, являются достаточными для защиты арматуры от коррозии в течение 50 лет эксплуатации.

Рекомендации по практическому использованию результатов

1. Глубину и скорость карбонизации бетона можно рассчитывать для Республики Беларусь в целом.

2. Рекомендуются правила составления вероятностных моделей базисных переменных, входящих в уравнение карбонизации бетона без трещин, что может быть использовано при вероятностном моделировании процессов коррозии арматуры при различных условиях эксплуатации конструкции. Рекомендуется определение вероятности отказа и индекса надежности.

3. Полученные функции предельного состояния и вероятностные модели базисных переменных позволяют производить полностью вероятностный расчет глубины и скорости карбонизации бетона, который может быть применен при:

- оценке эксплуатационной пригодности при обследовании железобетонных конструкций;

- прогнозировании срока службы вновь проектируемых железобетонных конструкций;

- расчете необходимой толщины защитного слоя бетона проектируемых железобетонных конструкций при заданном сроке службы и условиях эксплуатации;

- расчете срока службы бетона в конкретных условиях эксплуатации.

Библиографический список к главе 1

1. Алексеев, С.Н. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде / С.Н. Алексеев, Н.К. Розенталь. – М.: Стройиздат, 1976. – 205 с.
2. Алексеев, С.Н. Долговечность железобетона в агрессивных средах / С.Н. Алексеев, Ф.М. Иванов, С. Модры, П. Шиссль. – М.: Стройиздат, 1990. – 247 с.
3. Алмазов, В.О. Учет климатических воздействий при проектировании и прогнозе долговечности железобетонных пролетных строений / Автомобильные дороги: информ. сб. / Информавтодор. – М., 1997. – вып. 11, с. 18-28.
4. Архивы метеорологических наблюдений по метеостанциям Беларуси, [Электронный ресурс] / Гидрометцентр Республики Беларусь. – Минск, 2010. – Режим доступа : <http://pogoda.by/zip>. – Дата доступа : 30.11.2010.
5. Бабицкий, В.В. Прогнозирование степени гидратации цемента с химическими добавками // *Материалы, технологии, инструменты*. – 2005. - №1.- с.76-79.
6. Бабицкий, В.В. Прогнозирование глубины карбонизации бетона железобетонных мостовых конструкций / В.В. Бабицкий, М. Годшани // *Строительная наука и техника*. – 2011. – №3(36). – С. 54-58.
7. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01–02. – Введ. 01.07.2003. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2003. – 144 с.
8. Бетоны конструкционные тяжелые: СТБ 1544-2005. – Введ. 01.01.2010. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2006. – 25 с.
9. Васильев, А.И. Оценка коррозионного износа рабочей арматуры в балках пролетных строений автодорожных мостов / А.И. Васильев // *Бетон и железобетон*. – 2000. – №2. – С. 20-23.
10. Васильев, А.И. Оценка существующей модели карбонизации бетона / А.А. Васильев // *Строительная наука и техника*. – 2009. – №1. – С. 54-58.
11. Васильев, А.И. Прогноз коррозии арматуры железобетонных мостовых конструкций при карбонизации защитного слоя / А.И. Васильев, А.С. Бейвель, А.М. Подвальный // *Бетон и железобетон*. – 2001. – №5. – С. 25-27.
12. Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций: СТБ ЕН 1990-2007. – Введ. 01.01.2008. – Минск : Госстандарт Республики Беларусь, 2007. – 63 с.
13. Защита строительных конструкций от коррозии: ТКП45-2-01-111.2008 / Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2009. – 87 с.
14. Иванов, Ф.М. Защита железобетонных конструкций транспортных сооружений от коррозии. – М. : Транспорт, 1968. – 176 с..
15. Леонович, С.Н. Алгоритм расчета железобетонных конструкций при карбонизации / Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров в Республике Беларусь: материалы VI международ. научн.-метод. семинара: редкол.: Н.П. Блещик [и др.]. – Минск : УП «Технопринт», 2000. – С. 220-225.

16. Леонович, С.Н. Теоретические основы расчета долговечности железобетона при карбонизации // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров в Республике Беларусь : материалы VI Международного научно-технического семинара. – Мн. : УП «Технопринт», 2000. – С. 225-237.
17. Марковский, Д.М. Калибровка значений параметров безопасности железобетонных конструкций с учётом заданных показателей надёжности : дис. канд. техн. наук : 05.23.01 / Д.М. Марковский ; БрГТУ. – Брест, 2009. – 260 с.
18. Методика расчетного прогнозирования срока службы железобетонных пролетных строений автодорожных мостов / «Росавтодор» Минтранса РФ. – М. : Информавтодор, 2002. – 140 с.
19. Москвин, В.М. Влияние напряженного состояния на коррозию легкого бетона в агрессивной газовой среде / В.М. Москвин, В.Г. Нерсисян. // Бетон и железобетон. – 1970.
20. Москвин, В.М. Коррозия бетона в кислых средах и методы исследования / Т.В. Рубецкая, Г.В. Любарская // Бетон и железобетон, – 1971. – № 10. – С. 17-19.
21. Надежность строительных конструкций. Общие принципы : СТБ ISO 2394-2007. – Введ. 01.07.2008. – Минск : Госстандарт Республики Беларусь, 2007. – 69 с.
22. Несущие и ограждающие конструкции : СНиП 3.03.01–87. – Введ. 01.07.1988. – Москва : ЦНИИОМТП, 1987. – 190 с.
23. Патапкин, А.А. Оценка ресурса мостов с учетом дефектов и повреждений / Вестник мостостроения (спец. выпуск). – Москва. – 1997, №3.
24. Рекомендации по обеспечению надежности долговечности железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений при их реконструкции и восстановлении. Харьковский Промстройинипроект. – М. : Стройиздат, 1990, 176 с.
25. Сарья, А.И. Проектирование долговечности бетонных конструкций / А.И. Сарья, Е. Весикари // Доклад технического комитета RILEM 130GSL. Центр технических исследований Финляндии. – 1994.
26. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Технологические допуски : ГОСТ 21779-82. – Введ. 01.01.1983. – Москва : ЦНИИЭПжилища, 1982. – 23 с.
27. Чирков, В.П. основы теории расчета ресурса железобетонных конструкций. / Бетон и железобетон, 1992. – № 10.
28. Чирков, В.П. Оценка срока службы защитного слоя бетона. Сборник трудов ХИИТ. Выпуск 21. – Харьков, 1993. – Вып.21.
29. Чирков, В.П. Прогнозирование сроков службы железобетонных конструкций : учебное пособие. – Москва : МИИТ, 1997. – 56 с.
30. Шестериков, В.И. Прогнозирование срока службы железобетонных конструкций автодорожных мостов при планировании их ремонта/ Железобетонные конструкции транспортных сооружений. – Москва, 2006. – 78-90 с.
31. Шпете, Г. Надежность несущих строительных конструкций / Г. Шпете; пер. с нем. О.О. Андреева. – Москва : Стройиздат, 1994. – 288 с. – Перевод. изд.: Gerhard Spaethe. – Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen.

32. Andrade, C. On site techniques for corrosion rate monitoring in real structures/ Andrade, C., Martinez, I. // *Durability Design and Fracture Mechanics of concrete structures: Proc. Int. Conf. «Construction and Architecture»*. Edit. Khroustaliev, Leonovich. – Minsk, 2003. – 17-26 p.
33. Basheer, L. Assessment of the durability of concrete from its permeation properties: a review / L. Basheer, J. Kropp, & D.J. Cleland // *Construction and Building Materials*. – 2001. – No. 15. – P. 93-103.
34. Bob, C. Some Aspects Concerning Corrosion of Reinforcement. Proceedings: The Protection of Concrete. – Dundee, 1990.
35. Broomfield, J.P. Rebar corrosion – What do we know for sure / J.P. Broomfield // *Proceedings International Conference on "Repair of concrete structures – From Theory to Practice in a Marine Environment"*, Svolv.r, 1997. – P. 35-47.
36. CEB – Comite Euro International du Beton. Durable Concrete Structures, Bulletin 182, Comite Euro-International du Beton (CEB), Lausanne, 1989.
37. CEB – Comite Euro International du Beton. Durable Concrete Structures – Design Guide, Thomas Telford, London, 1992.
38. CEB – Comite Euro International du Beton / New Approach to Durability Design – An example for carbonation induced corrosion // Edited by Schiessl, P., Bulletin 238, Comite Euro-International du Beton (CEB). – Lausanne, 1997.
39. DARTS – Durable and Reliable Tunnel Structures: Deterioration Modeling, European Commission, Growths 2000, Contract GIRD-CT-2000-00467, Project GrDI-25633, 2004.
40. Deutsche Norm. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1 : Bemessung und Konstruktion : DIN 1045-1:2001. – Berlin : Deutsches Institut für Normung, 2001. – 183 s.
41. Ditlevsen, O. Structural Reliability Methods / Ditlevsen O. & Madsen H.O. // Wiley Publishers, Chichester – 1996.
42. Dorf, V. Durability of reinforced concrete structures under seaside tropical climate effects / V. Dorf // *Durability Design and Fracture Mechanics of Concrete Structures*. Edit B.M. Khroustalev, S.N. Leonovich. – 2003, p. 26-29.
43. Dura Crete: Brite EuRam III Project BE95-1347, Report R4-5, Modeling of Degradation, 1998.
44. Dura Crete- Probabilistic Performance Based Durability Design of Concrete Structures: Statistical Quantification of the Variables in the Limit State Functions. Report No.: BE 95-1347– 2000. – P. 62-63.
45. Dura Crete: Brite EuRam III Project BE95-1347, Report R8, Compliance Testing for Probabilistic Design Purposes, 1999.
46. Dura Crete: Brite EuRam III Project BE95-1347, Report R3, Models for Environmental Action on Concrete Structures, March, 1999.
47. EuroCode 1:DIN V ENV 1991, Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkung auf Tragwerke, Teil 1-4, 1991.
48. Eurocode 2. Design of concrete structures – Part 1-1 : General rules and rules for buildings : EN 1992-1-1:2004 (E). – Brussels : European Committee for Standardization, 2004. – 225 p.
49. Fookes, P.G. Concrete in hot dry salty environments, Concrete № 29. – 1995. – 34-39 p.

50. Frederiksen, J.M. The HETEK model of chloride ingress into concrete made simpler by approximations/ Frederiksen J.M., Mejlbro L. & Poulsen E. // Proceedings of 2nd International RILEM Workshop on Testing on Modeling the Chloride Ingress into Concrete, Paris– 2000– pp. 317-336.
51. Gehlen C.: Probabilistic Lebensdauerberechnung von Stahlbetonbauwerken – Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion, Thesis, RWTH-Aachen, D82 (Diss. RWTH+ Aachen, Heft 510 der Schriftenreihe des DAfStb), 2000.
52. Haque, M.N. Carbonation of concrete structures in hot dry coastal regimes / Haque M.N., Al-Khayat H. // Cement and Concrete Composites 19. – 1997. – 123-129 pp.
53. JCSS Probabilistic Model Code // Joint Committee of Structural Safety [Electronic resource]. – 2001. – Mode of access : <http://www.jcss.ethz.ch>. – Date of access : 15.03.2009.
54. LEFECON: Prototype of a Condition Assessment Protocol, Deliverable D3/1, Working Party 3, Project GIRD-CT-2000-00378, 2003.
55. Moller, J.S. Measurement of carbonation in cement based material, Publication P-93:il, Department of Building Materials, Chalmers University of Technology, Goteborg. – 1994.
56. Munch-Petersen, C. Riv ned, byg op eller reparer – den optimale strategi (Demolish, construct or repair - the optimal strategy), Presented at Dansk Brodag Mars– 2001, Taastrup, 2001.
57. Nowak, A.S. Reliability of Structures/ Nowak A.S. & Collins K.R. // McGraw-Hill, Boston. – 2000.
58. Papadakis, V.G. Effect of composition, Environmental Factors and Cement-line Mortar Coating on Concrete Carbonation / Papadakis V.G., Fardis M.N., Vayenas G.G. // Materials and Structures, Vol. 25. – 1992.
59. Petersson, P.E. A service life model for scaling resistance of concrete – reflections. Contribution to fib task group 5.6, Lund, October – 2004.
60. Roberts, M.H. Carbonation of concrete made with dense natural aggregates, BRE, Information Sheet. – 1981.
61. Sandberg, P. Recurrent studies of Chloride Ingress in Uncracked Marine Concrete at various Exposure Times and Elevations / Sandberg P., Tang L. & Andersen A. // Cement and Concrete Research. – 1998, Vol. 28, No. 10. – pp. 1489-1503.
62. Schiessel, P. New Approach to Durability Design: An Example for Carbonation Induced Corrosion, Lausanne, CEB Bulletin d'Information. – Lausanne №238.
63. Sims, I. The assessment of concrete for carbonation. – Concrete 28, 1994. – 33-38 p.
64. Schneider, J. Sicherheit und Zuverlässigkeit im Baauwesen, Grundwissen für Ingenieure, ETH Zurich, 1996.
65. Siemes, A. Durability of buildings: a reliability analysis/ Siemes A.M., Vrouwenvelder A.C., Beukel A. / HERON. – 1985, Vol 30, No. 3. – 1985. Delft, pp. 1-48.
66. Thoft-Christensen, P. Structural Reliability Theory and Its Applications / Thoft-Christensen P. & Baker M.J. // Springer Verlag, Berlin. – 1982.
67. Thoft-Christensen, P. Reliability Based Expert System for Bridge Maintenance / Tekho Vision Conference. – Denmark, 1992.

68. Tuutti, K. Corrossion of Steel in Concrete. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute. In: CBI Research № Fo 4:82. Stockholm, 1982.
69. Umweltbundesamt: Daten zur Umwelt – Der Zustand der Umwelt in Deutschland. – Berlin: Erich Schmidt, 1997. – Ausgabe 1997. – 6. Auflage.
70. Wiering H.J.: Longtime Studies on the Carbonation of Concrete under normal Outdoor Exposure; Proceedings of the RILEM Seminar on the Durability of Concrete Structures under Normal Outdoor Exposures, Hannover, 26-29 March, pp. 239-249.

Глава 2. ХЛОРИДНАЯ КОРРОЗИЯ БЕТОНА*

2.1. Общее состояние исследований

2.1.1. Модели прогнозирования ресурса и срока службы

Прогнозирование ресурса и срока службы – составляющая часть теории надёжности железобетонных конструкций.

Известные модели прогнозирования ресурса и срока службы конструкции сведены в авторский обзор (табл. 2.1).

Применение методов теории надёжности для прогнозирования долговечности железобетонных конструкций, сведенных в авторском аналитическом обзоре в таблице 2.1, встретило ряд трудностей. Известные модели надёжности строительных конструкций "нагрузка – прочность", в случае, когда причиной отказа является разрушение, в основном не учитывают фактор времени и не позволяют проследить эволюцию состояния конструкции, связанную с процессами разрушения.

При сохранении общих их принципов, практические методы расчёта ресурса и срока службы железобетонных конструкций отличаются от принятых в оценках долговечности машин и механизмов вследствие специфики развития деградационных процессов и разнообразия их сочетаний, весьма разной длительностью эксплуатации, из-за ограниченности или отсутствия исходной информации о законах распределения случайных факторов во времени и других причин [95].

В силу многоплановости проблемы долговечности в настоящее время возможности только вероятностных методов не позволяют получить ответы на ряд конкретных вопросов, интересующих практиков, поэтому получили развитие другие подходы [55].

* Глава 2 написана на основе диссертационной работы Степановой (Прасол) А.В. «Прогнозирование срока службы железобетонных конструкций при воздействии хлоридсодержащих жидких сред», выполненной под руководством автора

Таблица 2.1 – Модели прогнозирования ресурса и срока службы

Авторы	Модели	Лит. источник
Стрелецкий А.С. (1924)	Предложен универсальный подход по нахождению оптимального срока службы (по минимуму эксплуатационных расходов)	[72]
Майер М. (1926), Хоциалов Н.Ф. (1929)	Статистическая природа запаса прочности	[55]
Болотин В.В. (1953)	Основы надежности строительных конструкций (теория случайных процессов, методы теории вероятности, мат. статистики)	[12,13]
Ржаницин А.Р.	Предложил вероятность безотказной работы конструкций $P(t)$ за заданный срок службы “ n ” лет определять как вероятность неравенства $R - Q_n > 0$	[61]
Снаркис Б.И., Складнев Н.Н., Сухов Ю.Д., Тимашев С.А., Лычев А.С., Сарья А., Везикари Е., Савицкий Н.В.	Развит подход Ржаницина А.Р. к определению оптимального показателя надежности (минимум полных ожидаемых затрат на возведение и затрат на ликвидацию разрушений)	[55,67,136, 20,94]
Райзер В.Д.	Разработаны вероятностные модели климатических и технологических нагрузок, методы вычисления вероятности отказа и оценки надежности конструкций при коррозионном износе. Введена функция износа в условие безотказной работы	[57-60]
Лужин О.В., Кудзис А.П., Соболев Д.Н., Кошутин Б.Н., Злачевский А.Б., Савицкий Н.В.	Совершенствование вероятностных методов расчета надежности и долговечности	[20, 33,35]
Осинов В.О., Чирков В.П., Иосилевский М.И., Мамажанов Р.К., Расторгуев Б.С., Бондаренко В.М., Гузеев Е.А., Савицкий Н.В., Пирадов К.А., Мирсяпов И.Т., Тур В.В.	Разработаны предложения по физическим и математическим моделям расчета ресурса	[71-73, 68,20, 14-15, 18,19, 21]

Авторы	Модели	Лит. источник
Биби А., Фагелунд Б., Сомервиль Г., Тутти К., Хаккинен Т., Шиссль П., Везикари Е., Сарья А., Симс Т., Ростам С., Витман Ф., Невиль А., Бажант З.	Исследования привели к включению в Евро нормы новых положений по прогнозированию долговечности железобетонных конструкций	[83,84, 120,125, 136,94]
Иноземцев В.К., Кардашевич Ю.И., Петров В.В., Овчинников И.Г., Харлаб Д.В., Карпенко Н.И., Забегаев А.В.	Исследования НДС и долговечности ЖБК, различных видов бетона с изменяющимися во времени свойствами, ресурса зданий и сооружений	[24,29, 49,7]
Бондаренко В.М., Бондаренко С.В.	Методы нелинейной теории железобетона при разных во времени и по характеру видах воздействий	[15]
Соломатов В.И., Селяев В.П.	Предложены подходы к прогнозированию долговечности строительных материалов методом деградационных функций при комбинированных воздействиях	[]
Зайцев Ю.В., Гузев Е.А., Пирадов К.А., Леонович С.Н.	Прогнозирование сроков безопасной эксплуатации железобетонных конструкций на основе механики разрушения и использования моделей развития трещин	[18,21,23]
Бондаренко В.М., Гузев Е.А., Савицкий Н.В.	Методы прогноза ЖБК при совместном действии агрессивных сред и нагрузок	[19,20]
Попеско А.И.	Феноменологическая теория расчета ЖБК при коррозии в различных агрессивных средах	[54]
Алексеев С.Н., Гузев Е.А., Забегаев А.В., Кодыш Э.Н., Савицкий Н.В., Ратинов В.Б., Розенталь Н.К., Иванов Ф.М., Степанова В.Ф., Шестериков В.И., Васильев А.И., Милованов А.Ф.	Методы оценки продолжительности эксплуатации с учетом накопления силовых и коррозионных повреждений, возрастных, необратимых, наследственных и технологических факторов	[1-3, 18-21,24, 25,26,22, 16, 74,45]

Авторы	Модели	Лит. источник
Москвин В.М., Алексеев С.Н., Иванов Ф.М., Гусев Е.А.	Теоретические основы оценки основных видов воздействия окружающей среды на железобетон	[47,1-3, 25-26, 18-21]
Москвин В.М., Иванов Ф.М., Алексеев С.Н., Розенталь Н.К., Полак А.Ф.	Разработаны модели для отдельных видов коррозии бетона	[47,1-3, 25-26,62, 50-52,76, 46]
Гусев В.Б., Степанова В.Ф., Розенталь Н.К.	Получены универсальные общие модели коррозии бетона с учетом фазовых и химических переходов	[22]

Опыт использования оценки долговечности железобетона и способы её обеспечения обобщены национальными и международными организациями: RILEM, FIB. Это позволило перевести данную проблему в фазу подготовки справочных и нормативных документов по проектированию долговечных конструкций [93–98].

Долговечность рассматривается как всеобъемлющий критерий, зависящий не только от условий окружающей среды, но также от расчётных параметров конструкции, характеристик материалов, пропорций смеси и методов обработки. Подчёркивается важность изучения фундаментальных принципов, лежащих в основе процессов взаимодействия конструкций и окружающей среды.

2.1.2. Основные подходы и критерии для прогнозирования срока службы

В настоящее время в развитии практики и теории оценки долговечности и в вопросах аналитических подходов прогнозирования срока службы железобетонных конструкций сложилось несколько основных направлений, сведенных в авторском литературном обзоре в таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Аналитические подходы прогнозирования срока службы железобетонных конструкций

1	2	3	4	5	6	7
Общий метод	Метод прогнозирования на сравнении эксплуатационного качества	Ускоренные испытания	Метод математического моделирования	Методы на основе фактических приложений теории надежности математической статистики и стохастических	Методы механики разрушения	Методы строительно-механических железобетонных конструкций под действием агрессивной среды
Экспертная оценка. Основан на лабораторных и производственных испытаниях. Опирается на эмпирические знания и на эвристический подход [17]	Построен на предположении, что если ЖБК была допущена до определенного времени, то аналогичная ЖБК в подобных условиях будет иметь тот же самый срок службы	Применяются, когда нет опыта и знаний о сопротивлении воздействию новых ЖБК. Сделано допущение: число циклов ускоренных испытаний зависит от срока службы в реальных условиях.	Предпосылка (базируется) Основаны на физике и химии деградационных процессов, закономерностях изменения эксплуатационного качества	Характеристики прочности сечений и действующие на ЖБК нагрузки – случайные величины	Теория накопления повреждений	Аналитические методы механики сплошного тела к задачам сопротивления ЖБК коррозионным воздействиям, когда возможности методов предельных состояний ограничены
1. Учитываются эмпирические зависимости между проективными параметрами ЖБК и их качеством на основе лабораторных и натуральных испытаний и опыта эксплуатации	Предусмотрен прямой учет фактора времени	1. Можно оценить срок службы новых материалов и конструкций 2. Метод получил признание к оценке долговечности конструкций при действии отдельных факторов	Достоинства Получил развитие диаграммный метод расчета ЖБК по трансформированной диаграмме деформирования бетона и арматуры	1. Оценка несущей способности при экстремальной стохастической изменчивости расчетных параметров	Развитие расчетного аппарата долговечности на основе энергетических представлений механизмов деформирования и разрушения ЖБК	Предусмотрен прямой учет фактора времени
2. У ЖБК, выполненной по нормам, обеспечен требуемый срок службы				2. Вероятность безотказной работы подчиняется статистическим закономерностям		
3. Дает соответствие теории с практикой при небольшом сроке службы и неагрессивных условиях среды				3. Расчет долговечности ЖБК с коэффициентами надежности по сроку службы		
				4. Пространство качества системы и траектория изменения качества во времени		

1	2	3	4	5	6	7
Недостатки						
<p>Проблема прогнозирования срока службы ЖБК</p> <ul style="list-style-type: none"> – для длительных сроков эксплуатации; – при изменяющейся окружающей среде; – для новых видов бетона и арматуры 	<p>Ограниченность метода:</p> <ul style="list-style-type: none"> – любая ЖБК уникальна (вариация свойств материалов, геометрии, изготовления); – свойства бетона изменяются во времени; – микроклимат специфичен для каждой эксплуатируемой ЖБК; – сроки службы одноэтажных конструкций в одинаковых условиях у словных эксплуатации могут отличаться [43] 	<p>Трудность в получении обеспеченных данных о параметрах эксплуатационного качества за длительный время</p>		<p>Ограниченность объема информации об отказах. Современные задачи: надежность при износе, долговечность ЖБК в реальных условиях</p>		

Рассмотренная классификация основных подходов к оценке долговечности является неполной и в известной степени условной, поскольку они часто применяются в сочетании, но общим является то, что концепциями расчета в них предусмотрен прямой учет фактора времени. Развитие расчетного аппарата для оценки долговечности и продолжительности эксплуатации с использованием количественных показателей прогнозируется на основе энергетических представлений механики деформирования и разрушения конструкций, теории накопления повреждений и деградационных функций с учетом комплексного характера силовых и несиловых воздействий, управления ресурсом конструктивной безопасности [55].

2.1.3. Срок службы железобетонных конструкций

Установление заданного срока службы конструкции или сооружения имеет решающее значение при выборе категории долговечности и методов ее обеспечения.

Знание ресурса позволяет при решении задач реконструкции сооружения определить запас по сроку службы элементов конструкций, узлов и систем, сохраняя на следующий цикл наиболее надёжные из них и профилактически заменяя те, которые уже выработали свой ресурс.

Для отдельных элементов и частей сооружений климатические или техногенные факторы могут оказывать более сильное влияние на характеристики надёжности, чем механические напряжения от нагрузки.

Количественно срок службы выражается календарной продолжительностью от начала эксплуатации объекта до перехода в предельное состояние, устанавливаемое по требованиям безопасности, экономичности, технологичности.

В соответствии с требованиями Евронорм железобетонные конструкции должны быть запроектированы, изготовлены и эксплуатируемы таким образом, чтобы при ожидаемом воздействии окружающей среды они сохраняли свою надёжность (безопасность, эксплуатационную пригодность и долговечность) в течение определённого периода времени без повышения расходов на содержание и ремонт.

Срок службы рассматривается как период времени после изготовления (завершения строительства) до момента ее технического обследования, в течение которого сохраняется эксплуатационное качество материалов. В материалах RILEM срок службы формулируется как период времени после возведения сооружения или монтажа конструкций, в течение которого основные показатели эксплуатационного качества или свойства конструкции не превышают их допустимых значений при условии нормального эксплуатационного обслуживания.

На практике существуют три различных типа сроков службы железобетонной конструкции, зависящие от характера предъявляемых к ней функциональных требований.

Технический срок службы: период времени эксплуатации до достижения определенного неприемлемого уровня повреждений.

Функциональный срок службы: период времени, начиная с которого конструкция считается устаревшей и перестает удовлетворять функциональным требованиям ввиду их изменения.

Экономически обоснованный срок службы: период эксплуатации до тех пор, когда замена конструкции становится более целесообразной, чем ее дальнейшая эксплуатация.

С целью дифференциации надежности могут быть введены классы последствий разрушения (СС), в которых рассматриваются воздействия отказа или ухудшения функции несущей конструкции согласно таблице 2.3.

Оптимальный срок службы железобетонных конструкций в сооружении должен определяться дифференцированно в зависимости от характера воздействия и степени агрессивности эксплуатационной среды.

Таблица 2.3 – Классы последствий разрушения

Классы последствий разрушения	Проявления	Примеры в наземном строительстве или других инженерных сооружений
1	2	3
СС 3	Тяжелые последствия для жизни людей или очень большие экономические, социальные или экологические последствия	Трибуны, общественные здания с тяжелыми последствиями отказа

1	2	3
СС 2	Средние последствия для жизни людей, существенные экономические, социальные или экологические последствия	Жилые и офисные здания, общественные здания со средними последствиями отказа
СС 1	Незначительные последствия для жизни людей и незначительные экономические, социальные или экологические последствия, которыми можно пренебречь	Сельскохозяйственные здания без регулярного перемещения людей

2.1.4. Методы расчета срока службы

При математической формулировке задачи прогнозирования долговечности железобетонных конструкций традиционно используются два основных подхода: детерминистский и стохастический.

В детерминистской постановке проблемы долговечности распределения усилия (нагрузки) S и сопротивления R игнорируются, поэтому статистическая природа S и R учтена ограниченно. Нагрузка, сопротивление и срок службы используются в детерминированных величинах. Их распределения, которые выражают связь между случайными величинами и частотой их появления или повышения, не рассматриваются. Основная формулировка расчёта долговечности может быть записана в терминах эксплуатационного качества или срока службы. Здесь к $S(t_g)$ относятся любые воздействия: механические (нагрузка), физические и химические; а $R(t_g)$ – соответствующие сопротивления конструкции этим воздействиям. $S(t_g)$ и $R(t_g)$ могут быть представлены средними, характеристическими или расчетными значениями. Согласно принципу эксплуатационного качества расчётная формула записывается в виде

$$R(t_g) - S(t_g) > 0, \quad (2.1)$$

где t_g – заданный срок службы.

Модели долговечности в составе $S(t_g)$ и $R(t_g)$ наиболее часто выражаются через параметры непосредственно конструкции, материалов и окружающей среды и показывают потерю эффективного поперечного сечения или снижение свойств материалов в течение

времени эксплуатации. Соответствующая расчётная формула согласно принципу срока службы записывается как

$$t_L - t_g > 0, \quad (2.2)$$

где t_L – функция срока службы.

Расчёт долговечности железобетонных конструкций тогда выполняется выбором подходящей комбинации величин для расчетных параметров таким образом, чтобы выполнялись условия уравнения (2.1 и 2.2).

В вероятностных методах учитывается стохастическая природа основных параметров.

На рисунке 2.1 показано различие в расчетных сроках службы при использовании детерминистических методов и вероятностных методов. Соппротивление R и нагрузка S изменяются в течение длительного периода времени. Обе функции выражены средними значениями и статистическими отклонениями, выраженные как статистическая функция распределения. Средние значения $R(t)$ и $S(t)$ показаны пунктирными линиями (рис. 2.1). Средний срок службы достигается, когда средние значения $R(t)$ и $S(t)$ пересекают друг друга, в то время как срок службы определенный вероятностными методами зависит от выбранной целевой надежности P_{target} .

Вероятностная функция предельного состояния. Эксплуатационные характеристики всего сооружения или его части описывают с учетом определенного набора предельных состояний, которые разделяют допустимые и недопустимые состояния конструкции.

Нагрузка S воздействующая на конструкцию, изменяется со временем. Точно так же прочность конструкции R является также функцией времени. Поэтому вероятность отказа – также величина, зависящая от времени.

Вероятность наступления события $R(t) < S(t)$ может быть выражена как вероятность отказа $p_f(t)$

$$p_f(t) = P(R(t) < S(t)) \quad \text{или} \quad (2.3)$$
$$p_f(t) = P[G(R, S, t) \leq 0],$$

где $G()$ – функция предельного состояния.

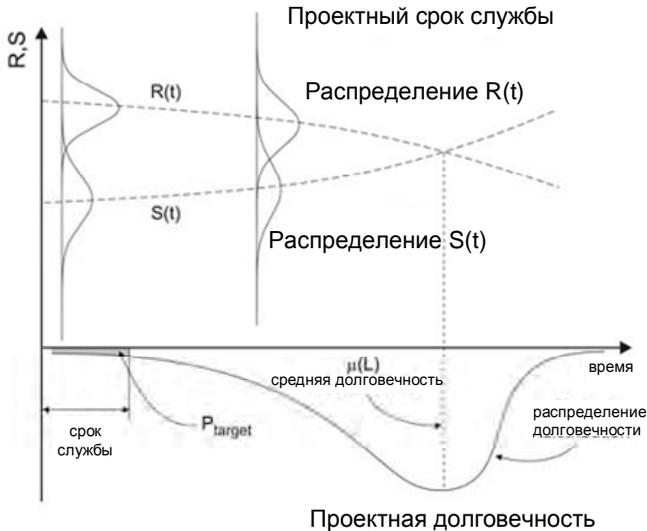


Рис. 2.1. Срок службы, прогнозируемый с учетом только средних значений и с учетом средних значений и распределения параметров в моделях прогноза. $R(t)$ и $S(t)$ выражены средними значениями и с разбросом. DuraCrete (1999)

Вероятность отказа является вероятностью наступления предельного состояния. Предельным называется состояние, при достижении которого конструкция больше не отвечает требованиям, предъявляемым проектом. На основании этого конструкции могут находиться в двух состояниях:

- Безопасное ($S < R$): Если $R - S > 0$ конструкция находится в безопасном состоянии. Если $R - S = 0$ конструкция находится на границе между безопасным и небезопасным состояниями.
- Небезопасное ($R > S$): Если $R - S < 0$ конструкция находится в небезопасном состоянии.

Преимущества использования принципов предельного состояния состоят в том, что обеспечивается хорошая основа для проектирования и облегчается планирование осмотра и обслуживания, [DuraCrete (1999)].

В современных строительных нормах различают две группы предельных состояния

- а) по прочности (безопасности), которая соответствует максимальной несущей способности или в некоторых случаях макси-

мально допустимым деформациям или перемещениям (предельные состояния первой группы);

б) по пригодности к нормальной эксплуатации, которые касаются эксплуатационной пригодности (предельные состояния второй группы).

Целью проектных расчетов является обеспечение соответствующей степени надежности, поэтому расчеты следует производить в соответствии с выбранным методом проектирования. В СТБ ISO рассматривают два возможных метода: вероятностный метод; метод частных коэффициентов.

Вероятность отказа увеличивается непрерывно со временем как показано на рисунке 2.2. Сопротивление R представлено распределением, зависящим от времени, что относится и к нагрузке S . Со временем распределения приближаются друг к другу и образуют область наложения, которая увеличивается в размерах, что можно графически интерпретировать как вероятность отказа.

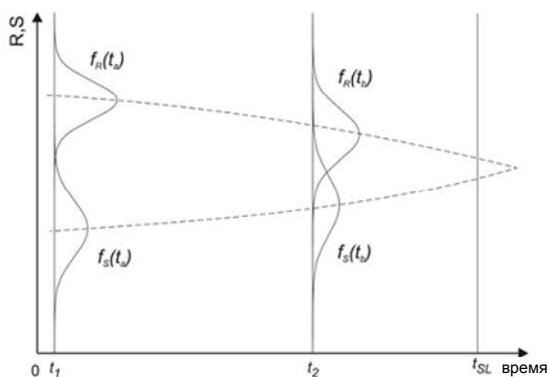


Рис. 2.2. Увеличение вероятности отказа. (Melchers 1999)

Использование стохастических методов предполагает, что должны быть приняты определенные предпосылки в отношении форм распределений.

Типы распределений, которые могут быть применены для оценки срока службы или эксплуатационного качества, включают: а) нормальное (Гаусса) распределение; б) логнормальное распределение; в) экспоненциальное распределение; г) распределение Вейбулла; д) гамма-распределение.

При реализации принципа эксплуатационного качества наиболее общим допущением является то, что или нагрузка, или сопротивление отдельно или вместе распределены по нормальному закону.

В случае принципа срока службы добавляется условие вероятности того, что срок службы железобетонной конструкции должен быть меньше, чем заданный срок службы; в свою очередь эта вероятность должна быть меньше, чем определённая возможная вероятность разрушения. Условие записывается как

$$P_{f,tg} = P\{t_L - t_g\} < P_{f,max}. \quad (2.4)$$

Задача может быть решена, если известно распределение срока службы. При использовании принципа срока службы, наиболее распространённым распределением для срока службы оказалось логнормальное распределение [55].

Условие надёжности в детерминированной форме, учитывающее статистический разброс механических воздействий и сопротивления материалов, дано на рисунке 2.3.

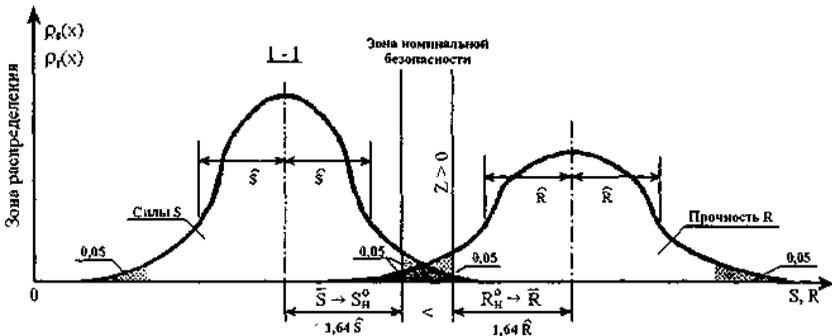


Рис. 2.3. Условие надёжности, учитывающее статистический разброс нагрузок и сопротивления материалов

В момент времени $t = 0$ плотности распределения нагрузки и сопротивления далеки друг от друга и вероятность разрушения в начале мала. С течением времени распределения приближаются друг к другу, образуя пересекающуюся площадь увеличивающихся размеров, которая иллюстрирует вероятность разрушения.

Распределение срока службы может быть достигнуто вычислением величины вероятности разрушения в разные моменты времени ($t = 0; 10; 30$ и т.д. лет).

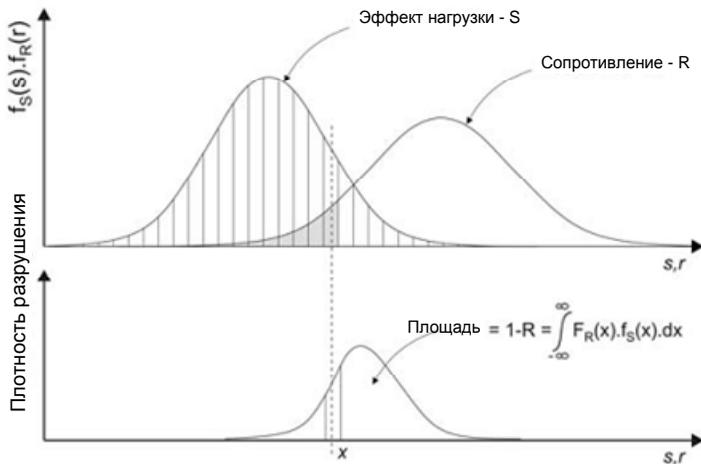


Рис. 2.4. Расчет вероятности отказа [131]

Вероятность разрушения может быть найдена с помощью известных методов надежности, используя меру надежности – характеристику безопасности β , которая связана с P_f

$$P_f = \Phi(-\beta), \quad (2.5)$$

где Φ – стандартизированная функция вероятности для нормального распределения характеристики безопасности.

Зависимость между P_f и β указана в таблице СТБ EN.

Таблица 2.4 – Зависимость между β и P_f

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

В основу расчета β положены следующие распределения:

- логарифмически-нормальное распределение или распределение Вэйбулла для показателей строительных материалов, сопротивлений элементов конструкции и погрешностей модели;

- нормальное распределение для собственного веса;

- для переменных воздействий, за исключением воздействий, вызывающих усталостные явления, где для упрощения уместнее нормальное распределение – распределение для крайних (экстремальных) значений.

При помощи индекса надежности β можно определить классы надежности (RC).

Три класса надежности RC 1, RC 2, RC 3 могут быть взаимосвязаны с тремя классами последствий разрушения – CC 1, CC 2, CC 3.

В таблице 2.5 приведены рекомендации по минимальным значениям индекса надежности в соответствии с классами надежности.

Таблица 2.5 – Рекомендации по минимальным значениям индекса надежности β

Класс надежности	Минимальное значение индекса надежности β	
	Базовый период времени 1 год	Базовый период времени 50 лет
RC 3	5,2	4,3
RC 2	4,7	3,8
RC 1	4,2	3,3

Таблица 2.6 – Ожидаемое значение индекса надежности β для элементов конструкции с требованиями RC 2

Предельное состояние	Ожидаемое значение индекса надежности	
	1 год	50 лет
Несущая способность	4,7	3,8
Усталость	—	1,5–3,8
Эксплуатационная пригодность	2,9	1,5

В таблице 2.7 [СТБ ISO 2394-2007] представлен пример калибровки целевых величин β для заданного срока службы в зависимости от последствий разрушения и относительной стоимости мер обеспечения безопасности конструкции.

Таблица 2.7 – Целевые значения β (срок службы)

Относительная стоимость мер обеспечения безопасности	Последствия разрушения			
	Незначительные	Небольшие	Средние	Большие
Высокая	0	A...1,5	2,3	B...3,1
Средняя	1,3	2,3	3,1	C...3,8
Низкая	2,3	3,1	3,8	4,3

2.1.5. Методы вычисления

Вероятностные методы проверки частных коэффициентов безопасности можно разделить на две основные группы:

– полностью вероятностные методы (ступень III), которые дают точные сведения по надежности, и поэтому в качестве основы норм расчета применяются редко из-за отсутствия статистических данных;

– методы надежности 1 порядка (FORM) (ступень II), которые основываются на некоторых упрощениях и в большинстве случаев применения в строительстве дают достаточно точные результаты.

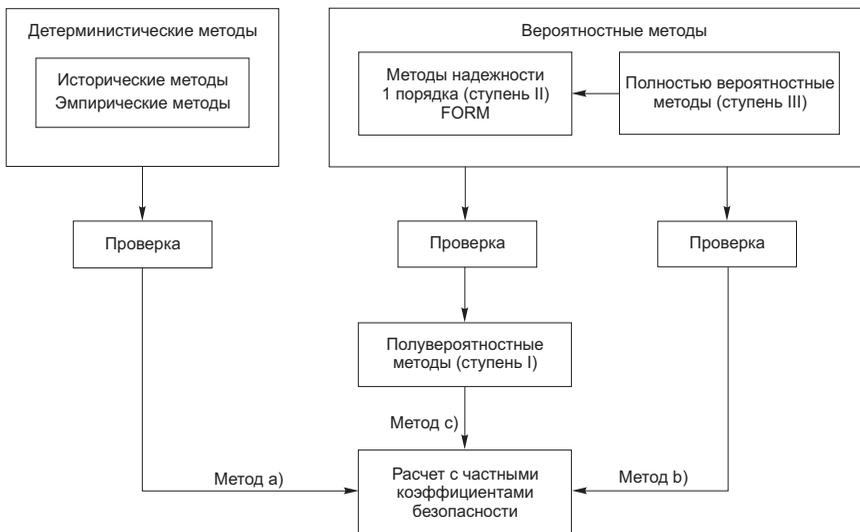


Рис. 2.5. Анализ методов надежности

2.1.6. Условия работы конструкций, взаимодействующих с агрессивными хлоридсодержащими средами

Одной из наиболее распространенных агрессивных эксплуатационных сред для многих конструкций инженерных сооружений является агрессивная хлоридсодержащая среда.

Для условий Республики Беларусь основными источниками хлоридного загрязнения конструкций являются хлоридсодержащие средства–антиобледенители, применяемые для обеспечения безо-

пасности проезда при гололеде на проезжей части мостов, контактирующие с поверхностью конструкции; технологические хлоридсодержащие среды на предприятиях; добавки – ускорители твердения на основе хлоридных солей, вводимые при зимнем бетонировании в бетонную смесь.

Воздействие хлоридсодержащей среды приводит к деструкции материала несущих конструкций, к значительному изменению его механических характеристик, что в результате существенно снижает несущую способность, надежность и долговечность конструкций.

Проблема прогнозирования поведения железобетонных конструкций в условиях воздействия агрессивных хлоридсодержащих сред актуальна по-прежнему.

По данным натурных обследований, анализа проектов и экспертиз установлено [130, 131], что воздействию агрессивных сред подвергается до 75 % инженерных конструкций и сооружений.

На основе анализа состояния железобетонных мостов и путепроводов в Республике Беларусь сделан вывод, что основной причиной разрушения является коррозия арматуры. В большинстве случаев коррозия арматуры инициирована проникновением хлоридов (рис. 2.6) вследствие применения хлористых солей–антиобледенителей.

В настоящее время срок службы железобетонных конструкций обеспечивается при проектировании оценкой степени агрессивности среды [66].

Главным фактором разрушения бетона при хлоридном загрязнении является коррозия арматуры, инициируемая и ускоряемая применением хлористых солей–антиобледенителей. Хлористые соли при наличии влажной среды растворяются, и, проникая через поры в бетоне, вступают в химические реакции с арматурой, вызывая ее коррозию.

Проведенные экспериментальные исследования показывают, что содержание солей в бетоне, проникших в него через поры и микротрещины, колеблется в широком диапазоне. Опасность коррозии рабочей арматуры состоит в том, что образование ржавчины приводит к резкому снижению прочности сцепления арматуры с бетоном и вызывает тем самым интенсивный процесс трещинообразования.

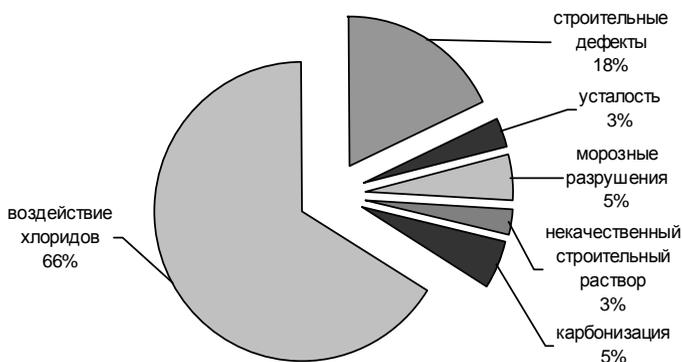


Рис. 2.6. Причины разрушения [100]

2.1.7. Направление, объекты, цель и задачи исследований

Развитие методов прогноза долговечности проектируемых, а также оценки эксплуатируемых железобетонных конструкций вызвано: а) возрастающим использованием железобетонных конструкций в сложных климатических условиях или в условиях агрессивных сред; б) высокой стоимостью усиления, восстановления и эксплуатационных расходов на поддержание требуемого технического состояния конструкций и сооружений; в) практикой применения новых видов бетонов и арматуры, для которых границы долговечности в реальном масштабе времени не получили достаточно точного экспериментального подтверждения.

Ключевым в области долговечности является вопрос о прогнозировании срока службы новых железобетонных конструкций, который рассматривается как более гарантированный параметр, чем долговечность. В настоящее время на детерминистском и вероятностном уровнях разработаны отдельные методологии, однако в целом проблема прогнозирования срока службы ещё находится в стадии развития. Отсутствуют единый системный подход и стандартные модели для оценки долговечности и прогнозирования срока службы.

На практическом уровне долговечность и срок службы железобетонных конструкций контролируются путём ограничения максимально допустимых значений водоцементного отношения, класса бетона, арматуры и толщины защитного слоя.

Объектом исследования является железобетонная конструкция, работающая при агрессивном воздействии хлоридов.

Предметом исследования является долговечность железобетонных конструкций в условиях коррозии бетона и арматуры при воздействии хлоридов

Целью работы является разработка научно обоснованной методики вероятностного расчета срока службы железобетонных конструкций, подвергающихся агрессивным воздействиям хлоридов.

Для достижения поставленной цели необходимо решить следующие задачи:

- выполнить анализ экспериментальных исследований и расчетных предложений, описывающих срок службы железобетонных конструкций, подвергающихся агрессивным воздействиям внешней среды с учетом вероятностного подхода; выявить основные факторы, влияющие на срок службы железобетонных конструкций : условия внешней среды; характеристики материалов для изготовления железобетонной конструкции; условия и характер загрузки;
- установить критерии оценки состояния ЖБК;
- разработать методику расчета срока службы железобетонных конструкций, подвергающихся агрессивным воздействиям внешней среды с учетом вероятностного подхода.

2.2. Анализ моделей долговечности для деграционных процессов в бетоне и арматуре

2.2.1. Жизненные циклы. Периоды инициации и распространения коррозии

Коррозия арматуры – электрохимический процесс, когда арматура релассивируется из-за внешних действий и начинает корродировать. Процесс коррозии арматуры может быть разделен на две стадии (рис. 2.7):

- 1) В течение *стадии инициирования* не происходит ослабление бетона или конструкции.
- 2) В течение *стадии распространения* коррозия протекает быстро и во многих случаях с ускорением.

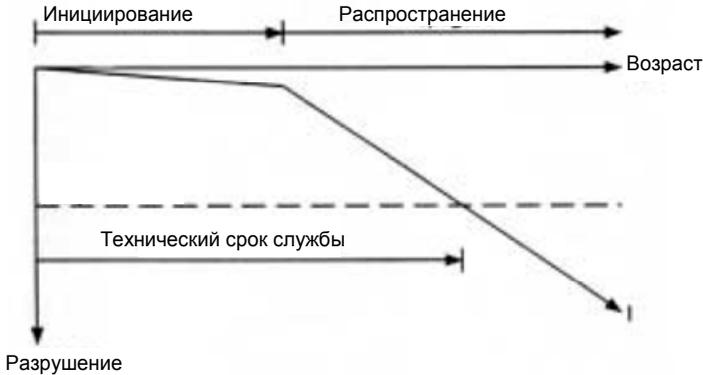


Рис. 2.7. Две стадии процесса коррозии

Идеальная ситуация при проектировании новой конструкции в том, чтобы стадия инициирования превышала целевой срок службы.

В период инициирования процесс разрушения конструкции моделируется как процесс диффузии хлоридов в бетон. В период распространения процесс разрушения конструкции моделируется как процесс коррозии арматуры, на который влияют окружающая среда (влажность, температура и состояние хлора) и сопротивление защитного слоя бетона.

При математическом моделировании процесса коррозии арматуры должны быть приняты во внимание [DuraCrete (1998a)]:

1. Расчет в зависимости от времени проникновения агрессивного агента.
2. Расчет порогового уровня, когда агрессивный агент вызывает депассивацию.
3. Определение начальной толщины защитного слоя бетона и любого уменьшения эффективного покрытия в результате действия физического и химического процесса деградации.
4. Расчет скорости коррозии арматурной стали.
5. Расчет конструктивных последствий коррозии.

Есть два основных подхода к расчету срока службы конструкции в связи с коррозией арматуры:

- **Только период инициирования.** Рассматривают только период инициирования, то есть время до начала коррозии. Коррозия возникает при достижении некоторым количеством свободных хло-

ридов арматуры, т.е. арматура депассивируется. Срок службы заканчивается с началом коррозии. Этот подход используется в случае, если период распространения будет очень коротким или, если коррозия арматуры не допускается (предварительно напряженные конструкции).

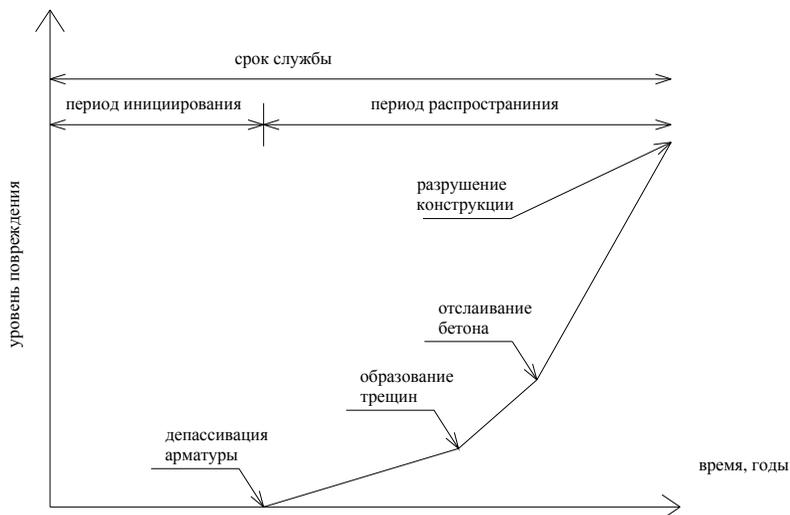


Рис. 2.8. Срок службы железобетонной конструкции (предельные состояния)

- Периоды инициирования и распространения.** Рассматриваются периоды инициирования и распространения, то есть время до инициирования коррозии и время до достижения определенного критического уровня коррозии. Срок службы заканчивается, когда коррозия арматуры достигает критического уровня: некоторой потери площади сечения или достижения некоторой скорости коррозии. Об окончании срока службы могут также свидетельствовать недопустимые трещины и разрушение бетона.

Предельными состояниями для расчета железобетонной конструкции могут являться: депассивация арматуры, образование трещин, отслаивание защитного слоя бетона, коррозия арматуры, разрушение конструкции.

Периоды инициирования и распространения зависят сложным образом от многочисленных физических, химических и электрохимических явлений.

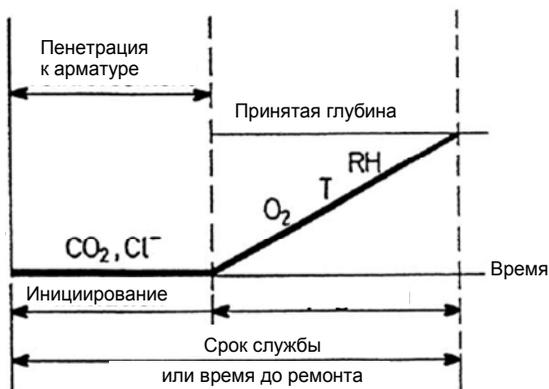


Рис. 2.9. Технический срок службы [3]

2.2.2. Исследование моделей долговечности для оценки срока службы

Взаимодействие конструкций и сооружения с окружающей средой выражается посредством модели внешних воздействий как важной составной части общей расчетной схемы. Под внешним воздействием понимается действие нагрузок, климатические, агрессивные и другие воздействия и их сочетания.

Рассматриваемые модели (полуэмпирические модели в терминологии В.В. Болотина [12, 13]) связывают скорости постепенного накопления повреждений с действующими силовыми и несиловыми воздействиями.

Оценка долговечности железобетонных конструкций существенно зависит от правильности выбора модели, которая должна отражать влияние агрессивной среды на протекающие в железобетоне процессы.

К деградационным моделям относятся математические выражения, которые описывают увеличение во времени уровня деградации вследствие накопления повреждений при изменении соответствующих расчётных параметров [48, 94].

Деградационную модель можно представить в виде

$$\mu(D) = D(x_1; x_2; \dots x_n; t), \quad (2.6)$$

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

Эти модели используются в расчёте долговечности в тех случаях, когда предельное состояние выражается через максимум деградации. Существенным отличием расчетов сроков службы от традиционных расчетов несущей способности является [48] введение в расчет скорости протекания процессов нагружения и изменения внутренних свойств железобетонной конструкции. Практическая интенсивность износа величина непостоянная, зависящая от времени.

Математическое выражение снижения эксплуатационного качества как функция времени и расчётных параметров называется моделью эксплуатационного качества:

$$\mu(P) = P(x_1; x_2; \dots x_n; t), \quad (2.7)$$

где $\mu(P)$ – среднее эксплуатационного качества.

Этот тип модели используется при оценке долговечности, если предельное состояние выражается через минимум эксплуатационного качества.

Оба типа моделей могут быть рассмотрены на уровне материалов, конструктивных элементов или сооружения в целом.

Математическое выражение срока службы железобетонных конструкций как функция различных расчетных параметров называется моделью срока службы. Они могут быть получены из деградационных моделей или моделей эксплуатационного качества, когда предельное состояние выражается через максимальную деградацию или минимум эксплуатационного качества.

В случае моделей деградации или эксплуатационного качества применен регрессионный анализ и другие статистические методы, чтобы определить среднюю деградацию и средний срок службы (рис. 2.10). Это дает возможность построить модели деградации или эксплуатационного качества с различными параметрами.

Модели деградации, эксплуатационного качества и срока службы отнесены к числу моделей долговечности, которые создаются на основании анализа деградационных механизмов [48,94].

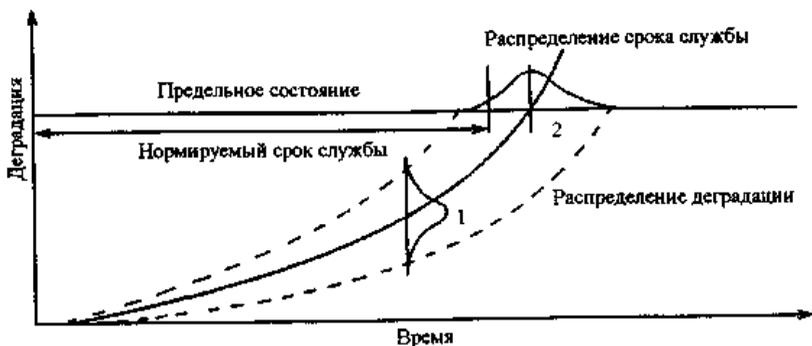


Рис. 2.10. Определение средней деградации и среднего срока службы

Надёжность математических моделей при прогнозировании срока службы конструкций зависит от корректности подхода и обоснованности основного концептуального базиса.

Кинетику коррозионного износа можно описать моделями коррозии, представляющими собой законы изменения положения границы между неповрежденной и пораженной коррозией частями сечения.

При исследованиях процессов коррозии бетона принято считать, что долговечность железобетонных конструкций определяется промежутком времени от формирования фронта химического превращения в защитном слое бетона до достижения им рабочей арматуры. Длительность безопасной эксплуатации железобетонных конструкций в агрессивных средах определяется продолжительностью продвижения фронта химического превращения в защитном слое бетона.

Прогнозирование долговечности железобетонных конструкций по одному из признаков реализуется применением деградационных функций, которые описывают процесс послойного изменения свойств бетона защитного слоя и коррозии арматуры.

Расчетным параметром износа принимается глубина коррозионного повреждения, отсчитываемая от поверхности. В качестве таких параметров также используют уменьшение площади поперечного сечения, дополнительные эксцентриситеты, увеличение податливости сопряжений и других показателей повреждаемости, приводя-

щих к снижению прочностных и деформативных характеристик сечений или конструкции в целом.

Экспериментальные и теоретические исследования по коррозии железобетона [1,2,3,4] показали, что важными параметрами влияния агрессивной среды на железобетонные конструкции являются: а) скорость проникания агрессивной среды в тело бетона; б) глубина нейтрализации бетона агрессивным веществом, которое изменяет физико-механические свойства бетона и характеризует его защитные функции по отношению к арматуре; в) глубина разрушения бетона, через которую выражается уменьшение поперечного сечения конструкции при повреждениях бетона агрессивной средой.

Математические модели данного типа получили преимущественное развитие при изучении: а) скорости проникновения агрессивной среды в бетон; б) скорости химической реакции и физических процессов, и в разной степени они отражают закономерности деградиационных процессов.

Модель коррозии арматурной стали в бетоне для описания основной схемы повреждения этого типа предложена Тутти [55]. Она основана на последовательности коррозии, схематически показанной на рисунке 2.7, где процесс активной коррозии начинается после завершения инкубационного периода. Процесс инициируется диффузией ионов хлора на глубину арматурной стали из-за снижения рН поровой жидкости контактного слоя с арматурой.

В дальнейшем рассматривается только эффект воздействия ионов хлора в период инициации и допускается, что диффузия является главным транспортным процессом. Продолжительность периода инициации в основном контролируется скоростью диффузии ионов хлора в бетоне защитного слоя. Одномерный диффузионный процесс следует второму закону диффузии Фика

$$\partial c_f / \partial t = D \partial^2 c_f / \partial x^2, \quad (2.8)$$

где D – коэффициент диффузии, x – расстояние, t – время. Согласно модели Тутти скорость коррозии контролируется: 1) скоростью диффузии кислорода к катоду; 2) сопротивлением в порах; 3) температурой. Период проникновения фронта агрессивных сред обычно значительно больше, чем 2-й период. Отношение длительности первого периода ко второму при оценке срока службы пролётных строений мостов более 5. Следовательно, консервативная

оценка срока службы может быть произведена, рассматривая только инкубационный период.

Общее решение уравнения Фика для бетонного элемента при $n = 0$ приведено к виду

$$C / C_0 = 1 - \operatorname{erf} \frac{(1 - y)}{2\sqrt{r}}, \quad (2.9)$$

где erf – функция ошибок Гаусса; $r = Dt/L^2$: t – время; $e = (L - x)/L$; x – толщина защитного слоя, L – размер элемента; $1 - e = x/L$.

$$C(x, t) = \left[C_i + (C_s^{Kt} - C) \operatorname{erf} \left(x / 2\sqrt{D_c t} \right) \right] e^{-Kt}, \quad (2.10)$$

где K – коэффициент химической реакции; C_i – начальная концентрация хлоридов в бетоне; C_s – концентрация хлоридов на глубине x ; t – время; D_c – коэффициент диффузии.

В результате исследований, проведенных Бамфортом [81], разработан метод прогнозирования срока службы, в котором учтены параметры: уровень хлоридов на поверхности, хлоридная коррозионная концентрация, эффективный коэффициент диффузии и толщина защитного слоя.

Во многих существующих методах прогнозирования срока службы конструкций [124-129, 131-133, 136] стремятся связать его с инкубационным периодом, т.е. периодом времени, затрачиваемым на проникновение хлоридов через защитный слой бетона и инициализацию коррозии арматуры. Применение данного критерия обосновывается тем, что инкубационный период коррозии арматуры представляет преобладающий период времени службы конструкции. Однако результаты, полученные с применением данной гипотезы предельного состояния, не отражают действительной долговечности конструкции, продолжающей работать с корродирующей арматурой до момента наступления предельного состояния по одному из параметров. Кроме того, в большинстве работ не учитывается НДС конструкции с одновременным учетом процесса коррозии бетона и стальной арматуры.

Для определения продолжительности инкубационного периода коррозии арматуры необходимо моделировать кинетику распределения концентрации агрессивной среды по объему конструкции. Существует несколько методов моделирования проникания агрессивной хлоридсодержащей среды в объем конструктивного элемен-

та, однако согласно общему мнению наиболее корректным из них является закон диффузии.

2.2.3. Период иницирования – проникновение хлора в бетон

Проникновение хлора в бетон представляет собой сложное взаимодействие физических и химических процессов. Необходимым показателем для исследования проникновения хлора в бетон является сравнение концентрации хлора возле арматуры с пороговым уровнем хлора. Пороговый уровень порога хлора есть концентрация хлора, при которой арматура начинает корродировать. Три параметра являются важными при моделировании проникновения хлора в бетон: проницаемость бетона, концентрация хлора и значение порогового уровня хлора как функция времени.

При изучении проникновения хлора в бетон можно выделить два основных этапа:

- Процессы переноса в бетоне. Можно выделить три принципиальные модели транспортировки хлоридов: 1. Диффузия – движение ионов под воздействием градиента концентрации. 2. Конвекция – движение ионов с потоком жидкости. 3. Движение ионов под действием внешнего электрического поля.
- Закрепление ионов хлора в цементном камне. Закрепление зависит от состава бетона и скорости карбонизации. На проникновение хлора влияют свойства материалов: состав бетона, изготовление (например, формование, твердение) и внешние воздействия. Рассмотрим следующие модели расчета проникновения хлора:
 - Простой закон диффузии Фика показывает, как может использоваться решение функции ошибки второго закона Фика для оценки кривых проникновения хлора.
 - DuraCrete-модель проникновения хлора базируется на втором законе Фика.
 - Модель Mejlbro-Poulsen для проникновения хлора базируется на втором законе Фика.
 - Конвекционная модель хлоридов описывает конвекцию и диффузию хлоридов в бетон. Модель базируется на соотношении баланса масс.

- ClinConc модель используется для расчета проникновения хлора в бетон. Модель базируется на балансе соотношения масс.
- MsDiff (многокомпонентная диффузия) модель рассчитывает проникновение хлоридов в бетон. Модель базируется на балансе соотношения масс.

Законы диффузии Фика. В большинстве работ [81, 85, 90, 102, 103, 126, 132] проникание агрессивной среды в конструктивные элементы моделируется вторым законом Фика, который для случая одномерной диффузии имеет вид

$$dC(x,t)/dt = D \cdot d^2 C(x,t)/dx^2, \quad (2.11)$$

где t – время экспозиции в условиях воздействия хлоридсодержащей среды; $C(x,t)$ – концентрация ионов хлора на расстоянии x от поверхности бетона в момент времени t ; D – коэффициент диффузии хлорида.

Аналитическое решение уравнения (2.11), когда начальная концентрация хлорида равна нулю, а коэффициент диффузии и поверхностная концентрация хлорида постоянны, имеет вид

$$C(x,t) = C_\infty \left(1 - \operatorname{erf}\left(x/2\sqrt{Dt}\right)\right), \quad (2.12)$$

где C_∞ – равновесная концентрация хлорида на поверхности бетона и erf – функция ошибок Гаусса (интеграл вероятности ошибки)

$$\operatorname{erf}(u) = 2/\sqrt{\pi} \int_0^u e^{-u^2} du$$

В случае, если начальная концентрация хлорида C_n отлична от нуля и равномерно распределена по объему тела, решение уравнения (2.11) при прочих прежних ограничениях будет иметь вид

$$C(x,t) = C_n + (C_\infty - C_n) \cdot \operatorname{erfc}\left(x/2\sqrt{Dt}\right) \quad (2.13)$$

Зная значение критической концентрации $C_{\text{корр.}}$, т.е. концентрации, при которой арматура начинает корродировать, из уравнения (2.12) можно рассчитать инкубационный период коррозии арматуры

$$T_{\text{инкуб.}} = \frac{d^2}{4D} \left[\operatorname{erf}^{-1} \left(\frac{C_\infty - C_{\text{корр.}}}{C_\infty - C_i} \right) \right]^{-2} \quad (2.14)$$

После расчета инкубационного периода коррозии арматуры производится оценка долговечности конструкции исходя из экспериментально определенной для данного класса арматуры и агрессивной среды скорости коррозионного износа арматуры.

Вариантом упрощений является предположение, что агрессивная среда проникает в материал конструктивного элемента не по закону диффузии, а фронтом (четким или размытым). На рисунке 2.11 графически представлены профили распределения концентрации, полученные по трем различными моделям проникания агрессивной среды.

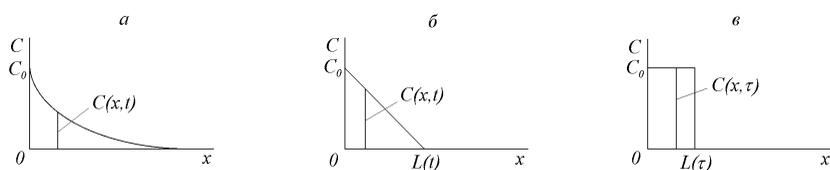


Рис. 2.11. Схемы проникания агрессивной среды в материал конструктивного элемента:
a – диффузионное; *б* – размытым фронтом; *в* – четким фронтом

В связи с тем, что при одномерном процессе диффузии распределение концентрации агрессивной среды по сечению конструктивного элемента по форме близко к треугольному (рис. 2.11,*а*) [85], то изменяющееся во времени концентрационное поле можно аппроксимировать функцией вида (так называемым размытым фронтом, рис. 2.11,*б*)

$$C(x, t) = C_{\infty} \left[1 \pm \frac{x}{L(t)} - \frac{a}{2L(t)} \right], \quad (2.15)$$

в которой x – координата рассматриваемой точки; t – время; C_{∞} – концентрация агрессивной среды на поверхности конструктивного элемента; a – размер элемента вдоль оси x ; $L(t)$ – закон продвижения границы размытого фронта вглубь конструктивного элемента (глубина проникания агрессивной среды).

Обе вышеописанные модели являются одномерными, поэтому результаты, полученные при использовании этих моделей для решения задач большей размерности, не совсем корректно описывают реально происходящие процессы.

DuraCrete-модель для расчета проникновения хлоридов в бетон является эмпирической моделью. Изучаемый фактор – требуемое время концентрации хлоридов возле арматуры $C(d_c, t)$ порогового уровня C_{crit} [95-97].

В основе модели лежат представления Мааге [112]. Начальные и граничные условия включают информацию о влиянии бетона и окружающей среды на проникновение хлоридов. Принципиально модель представлена в (2.16)

$$C(x, t) = C_{SN} \left[\operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_a(t)t}} \right], \quad (2.16)$$

где $C(x, t)$ – концентрация хлора на некоторой глубине [% от веса цемента]; C_{SN} – поверхностная концентрация хлора [% от веса цемента]; x – глубина проникновения хлора; t – время воздействия; $D_a(t)$ – коэффициент диффузии хлора, определяемый из уравнения (2.17).

$$D_a(t) = D_a(t_0)(t_0/t)^n = k_c k_e k_i D_0 (t_0/t)^n, \quad (2.17)$$

где k_c – постоянный коэффициент влияния изготовления; k_e – постоянный коэффициент влияния окружающей среды; k_i – постоянный коэффициент влияния метода испытаний; D_0 – коэффициент диффузии хлора при стандартных условиях; t – время; n – фактор возраста.

Модель получена на наблюдениях проникновения хлора в реальных конструкциях. Преимущество состоит в том, что DuraCrete-модель рассматривает уменьшающуюся диффузионную проницаемость бетона с возрастом.

Mejlbro-Poulsen-модель. Модель является результатом многочисленных сравнений и расчетов, выполненных на основании лабораторных экспериментов, наблюдений на морских испытательных станциях и исследований морских конструкций. Основанием для модели является общий закон диффузии Фика. Поток хлоридов принимается пропорциональным градиенту концентрации хлора в бетоне.

Принципиальное описание модели дается в (2.18)

$$C(x, t) = C_i + (C_{sa} - C_i)\Psi(z), \quad (2.18)$$

где C_i – начальное содержание хлоридов в бетоне; C_{sa} – явная поверхностная концентрация хлора; $\psi(z)$ – коэффициент который определяется с учетом коэффициента диффузии.

Коэффициент диффузии определяется как

$$D_a(t) = D_{a,ex} (t_{ex}/t)^\alpha, \quad (2.19)$$

где $D_{a,ex}$ – явный коэффициент диффузии, получаемый адаптацией кривой к профилю проникновения хлоридов; t_{ex} – время воздействия, которым оценивается явный коэффициент диффузии; α – параметр явного коэффициента диффузии; t – возраст бетона.

Преимущество модели Mejlbro-Poulsen в том, что она применима к кривым измерений проникновения хлора при натуральных воздействиях.

Конвективная модель проникновения хлоридов. Nilsson (1997) предложил модель конвекции хлоридов в бетоне. Модель может использоваться для расчета проникновения хлора в бетонные конструкции в приливно-отливной зоне или при воздействии солей-антиобледенителей. При воздействии этих сред перенос хлоридов может быть описан как комбинация диффузии и конвекции с потоком жидкости при ненасыщенном водой бетоне.

Распределение хлоридов в бетоне может быть определено, используя уравнение баланса масс для хлора

$$\partial C_{tot} / \partial t = -\partial q_{Cl} / \partial x, \quad (2.20)$$

где q_{Cl} – скорость транспортировки хлоридов; t – время; x – координата.

Изменение во времени в содержании хлоридов может быть выражено дифференциалом

$$\Delta C_{tot} = (\Delta t / \Delta x) (q_{Cl}(x, t) - q_{Cl}(x + \Delta x, t)), \quad (2.21)$$

где Δx – толщина бетонного элемента.

Конвекция хлоридов зависит от влажности. Изменения во влажностном содержании изменяют концентрацию хлора, поэтому необходим расчет распределения влажности. Распределение влажности рассчитывается по уравнению баланса масс для влажности, которое представлено в (2.22)

$$\partial W / \partial t = -\partial q_{tot} / \partial x, \quad (2.22)$$

где q_{tot} – полный поток влажности.

Так же можно выразить уравнение баланса масс для влажности в терминах дифференциалов

$$\Delta w = (\Delta t / \Delta x)(q_{tot}(x, t) - q_{tot}(x + \Delta x, t)) \quad (2.23)$$

Количество связанных цементным камнем хлоридов зависит от концентрации свободных хлоридов в поровой жидкости, концентрации гидроксидов, степени насыщения углекислотой и температуры.

Для ненасыщаемого бетона закрепление хлора зависит от концентрации свободных хлоридов в поровой жидкости, заполняющей только часть пор. Самые крупные поры в ненасыщаемом бетоне пусты. Количество связанных хлоридов изменяется, когда изменяется концентрация свободных хлоридов, когда изменяются условия влажности.

Большое преимущество модели конвекции состоит в том, что рассматривается и диффузия, и конвекция хлоридов с учетом накопления хлоридов. Одновременное рассмотрение конвекции и диффузии хлоридов описывает их перенос точнее, чем только учет диффузии.

ClinConc модель описана Tang [129]. Это одна из наиболее точных моделей, используемых для расчетов проникновения хлора в бетон. По этой модели рассчитывается проникновение хлоридов в бетон и распределение хлора в бетоне, дифференцируя свободные и связанные хлориды. Входные данные получают прямыми измерениями, т.е. построение графиков по кривым проникновения хлора не используется. Результаты содержат информацию о кривых проникновения хлора, где содержание хлора выражено через свободные и связанные хлориды. Свободное содержание хлоридов может сравниваться с пороговым уровнем хлора и, в результате, можно рассчитать срок службы.

Для расчета необходимы следующие исходные данные :

- Свойства бетонной смеси (тип цемента, В/Ц, тип заполнителей).
- Изготовление (тип вяжущего, условия твердения, возраст бетона до того, как он подвергнется воздействию хлоридов).
- Условия воздействия (концентрация хлоридов, температурно-влажностные условия).

Единственный параметр, который должен быть измерен СТН-методом перед вычислениями – коэффициент распространения $D_{СТН}$. Результаты вычисления представляются как кривые проникновения хлора в расчетные сроки службы.

Модель базируется на уравнении баланса масс для расчета потока хлоридов в различных направлениях в бетоне. Бетон разделен на бесконечно малые пластины, в которых оценивается поток внутрь, наружу, и накопление хлоридов. Изменение общего содержания хлора C_{tot} равно разнице потоков хлоридов в пластину и из пластины, отнесенной к толщине пластины.

ClinConc-модель учитывает выщелачивание, которое ведет к понижению pH в бетоне. Внешние условия представлены концентрацией хлора в растворе антиобледенителя, воздействующего на бетон, и температурными изменениями. Концентрация хлора представлена с учетом разницы между максимальными и минимальными уровнями в течение ежегодного цикла.

$$C_{0,j} = \frac{C_{0,\max} + C_{0,\min}}{2} + \frac{C_{0,\max} - C_{0,\min}}{2} \cdot \sin\left(2\pi \cdot \frac{t_j - t_0^C}{365}\right), \quad (2.24)$$

где $C_{0,\max}$ – максимальная концентрация хлоридов в течение года; $C_{0,\min}$ – минимальная концентрация хлоридов в течение года; t_0^C – начальное время.

Температурные условия описаны с учетом ежегодных изменений

$$T_j = \frac{T_{\max} + T_{\min}}{2} + \frac{T_{\max} - T_{\min}}{2} \cdot \sin\left(2\pi \cdot \frac{t_j - t_0^T}{365}\right), \quad (2.25)$$

где $T_{0,\max}$ – максимальная температура в течение года; $T_{0,\min}$ – минимальная температура в течение года; t_0^C – начальное время.

Большое преимущество ClinConc-модели в использовании небольшого количества параметров $D_{СТН}$, которые должны быть определены до начала расчетов. Другое преимущество ClinConc-модели состоит в учете влияния температуры на диффузию и закрепление хлора. Мониторинг за проникновением хлора свидетельствует о влиянии температуры на диффузионные свойства бетона и способность хлора закрепляться в бетоне.

MsDiff модель. Модель расчета проникновения хлора в бетон представлена [133]. MsDiff-модель (многовидовая диффузия) базируется на соотношении Нернста-Планка и используется для расчета переноса потока и потенциалов нескольких различных видов ионов (хлора, натрия, калия, гидроксидов) в бетоне.

В MsDiff-модели используются следующие основные соотношения:

- эффективный коэффициент распространения для пористого материала;
- общее выражение для потока различных веществ (уравнение Нернста-Планка);
- выражение для электрического поля;
- выражение для потока различных ионов как комбинация диффузии, миграции и активности.

Период распространения. Моделирование коррозии арматуры

Стальная арматура в бетоне защищена от коррозии тонкой пассивирующей пленкой из оксидов железа, которая формируется на поверхности арматуры из-за сильнощелочной среды поровой влаги бетона [1, 2, 3]. Коррозия арматурной стали начинается при разрушении пассивирующей пленки (депассивации).

Депассивация арматуры происходит в присутствии хлоридов поровой или критической концентрации. Негативному воздействию хлорид-ионов в бетоне противостоят гидроксид-ионы, способствующие самозалечиванию пассивирующей пленки. Критической по опасности коррозии арматуры концентрацией хлорид-ионов в бетоне считают такую, при которой скорости процессов пассивации и депассивации одинаковы [1, 2, 3]. На уровень критической концентрации хлоридов в бетоне оказывают влияние: *pH*-фактор бетона; влажность бетона и концентрация агрессивного раствора в окружающей бетон среде. Значения критической концентрации хлоридов в бетоне по результатам расчетов представлены в табл. 2.9, 2.10 и 2.11.

Таблица 2.8 – Основные модели расчета проникновения хлора в бетон

№ п/п	Модель коррозии	Алгоритм расчета	Параметры модели	Преимущества	Недостатки
1	2	3	4	5	6
1	Закон диффузии Фика	$C(x, t) = C_{\infty} \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \right)$	D $C_{\text{кopp}}$ C_0 x t		<ul style="list-style-type: none"> - применимость только к случаю одномерного процесса проникания среды в объем конструктивного элемента; - невозможно учесть влияния напряженно-деформированного состояния на материал конструкции и на кинетику проникания
2	DuraCrete-модель	$C(x, t) = C_{SN} \left[\operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D_a(t)}} \right]$	C_{SN} D_a x t k_c k_e k_e k_f	<ul style="list-style-type: none"> - возможность непосредственного использования наблюдений проникновения хлоридов при расчетах; - основана на мониторинге проникновения хлора в реальных конструкциях; - учет снижающейся диффузионной проницаемости бетона с возрастом 	

1	2	3	4	5	6
3	Мејлбро- Poulsen модель	$C(x, t) = C_i + (C_{sa} - C_i) \eta(z)$	C_i C_{sa} $D_{a,ex}$ t_{ex}	- применимость к полученным при натурных воздействиях кривым проникновения хлора	- необходимость иметь кривые проникновения хлора для того же состава бетона, для той же окружающей среды трех различных возрастов
4	Конвекционная модель хлоридов	$\Delta C_{tot} = \frac{\Delta t}{\Delta x} (q_{Cl}(x, t) - q_{Cl}(x + \Delta x, t))$	q_{Cl} D_{Cl} C_f' w x t T	- учет диффузии и конвекции хлоридов с фактором закрепления хлоридов	- транспортировка ионов хлора независимо от других ионов в поровой жидкости; - закрепление хлора и поровая система бетона в упрощенном виде
5	ClinConc		$D_{стп}$ C_{tot} C_f C_b q_{Cl} D_0 m p W_n	- использование небольшого количества параметров ($D_{стп}$), до расчета (не используются параметры по кривым); - определение других параметров модели из свойств бетонной смеси и условий воздействия;	- может использоваться для определения проникновения хлора в бетон при воздействии морской воды; - недостаточно данных о влиянии температуры на закрепление хлора, что ведет к неточности при расчете закрепления хлора
6	MsDiff	$C_n = p \cdot C_i + (1 - p) \cdot p \cdot C_{bi}$		- учет влияния температуры на диффузию и закрепления хлора	

Таблица 2.9 – Критическая концентрация хлоридов в бетоне кг/м³

$C_{кр}$, кг/м ³	Год	Исследователи
0,7	1962	Lewis D.A.
0,2 – 2,8	1967	Hausmann D.A.
0,77	1972	Berman H.A.
0,6 – 0,9	1973	Clear K.C., Hay R.E.
0,66	1974	Clear K.C.
0,66	1975	Stratfull R.F., Spellman D.L.
0,6 – 1,3	1978	Cady P.D.
1,33	1982	Brown R.D.
0,5 – 1,33	1986	Pfeifer D.W., Landgren J.R., Zoob A.
0,83	1997	Frangopol D.M.

В работах [1, 2, 3] даны рекомендации по определению критического уровня хлоридов, основываясь на лабораторных испытаниях железобетонных образцов, выдержанных в течение 16 месяцев при температуре 22°C в условиях воздействия хлоридсодержащей среды. Бетон имеет прочность на сжатие 35 МПа и водоцементное отношение 0,65.

Таблица 2.10 – Критическая концентрация хлоридов в бетоне (в % по массе вяжущего)

$C_{кр}$, %	Год	Исследователи
0,4	1990	Алексеев С.Н., Иванов Ф.М.
0,025 – 0,050% от массы бетона	1992	Cady P.D.
0,2 – 1,5	1984	Vassie P.
0,25	1985	West R.E.
0,3– 0,7	1993	Henriksen C.F.
0,4	1994	Bamforth P.B.
0,4 – 1,6	1990	Hansson C.M.
0,5 – 1,4	1993	Tuutti K.
0,5 – 2,0	1990	Schiessl P.
0,9 – 1,8	1993	Pettersson P.E.
1,6 – 1,25	1991	Lambert P.
0,7	2004	Schiessl P.
0,1	2002	Moser K., Edwardsen C.

Таблица 2.11 – Критическая концентрация хлоридов в бетоне (в % по массе вяжущего)

Сталь	Арматура	Критическая концентрация Cl_{lim} , %
Углеродистая	ненапряженная	0,4
	напряженная	0,2
Нержавеющая	ненапряженная	1,0
	напряженная	0,4

Время распространения – это промежуток времени от инициирования коррозии до достижения определенного уровня коррозии, вызывающего повреждение конструкции. Только в последние годы появились работы, в которых моделируется период распространения. Поэтому нет модели, всесторонне объясняющей процессы деградации.

После инициирования развивается коррозия арматуры в бетоне и приводит к образованию ржавчины, которая увеличивает давление в зоне сцепления арматуры и бетона. С распространением коррозии ее продукты занимают намного больший объем, чем арматура, таким образом оказывая давление на окружающий бетон. Давление возрастает и вызывает образование трещин в бетоне. Трещина развивается через защитный слой. В конечном счете, напряжение приводит к разрушению бетона.

Li [108] предложил модель, где железобетонная конструкция моделируется как толстостенный цилиндр под внутренним радиальным давлением. Схематическое представление процесса коррозии, вызывающего образование трещин в бетоне, показано на рисунке 2.12.

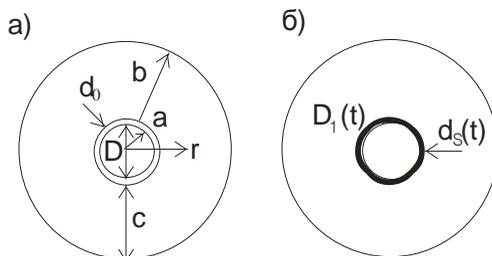


Рис. 2.12. Образование трещин под давлением продуктов коррозии: D – диаметр арматурного стержня; d_0 – толщина слоя продуктов коррозии в зоне сцепления арматуры и бетона; a и b – внутренние и внешние радиусы толстостенного бетонного цилиндра; c – толщина защитного слоя бетона

При развитии коррозии продукты ржавчины заполняют поры бетона полностью и затем оказывают давление на бетон (рис. 2.12). Внутренний радиус будет увеличиваться при развитии коррозии (то есть, увеличении объема продуктов ржавчины), поэтому внутренний радиус толстостенного бетонного цилиндра $a(t)$ может быть выражен как

$$a(t) = [D + 2d_0/2] + d_s(t), \quad (2.26)$$

где $d_s(t)$ – толщина продуктов коррозии, вызывающих растягивающие напряжения. Эту величину можно выразить [108]

$$d_s(t) = \frac{W_{rust}}{\pi(D + 2d_0)} \left(\frac{1}{\rho_{rust}} - \frac{\alpha_r}{\rho_{st}} \right), \quad (2.27)$$

где α_r – коэффициент, зависящий от типа продуктов коррозии; ρ_{rust} – плотность продуктов коррозии; ρ_{st} – плотность арматуры; W_{rust} – масса продуктов коррозии (ржавчина), которые вызывают критическое растягивающее напряжение.

Фактически не все продукты коррозии вызывают критические растягивающие напряжения. В этой модели принято, что при заполнении ржавчиной пространства между бетоном и арматурой последующий рост коррозии приведет к появлению растягивающих напряжений. W_{rust} можно определить замером плотности тока коррозии I_{corr} в $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ и рассчитать [77-80]

$$W_{rust} = \left(\int_0^t 0,098/\alpha_r \cdot \pi D \cdot I_{corr} dt \right)^{1/2} \quad (2.28)$$

По результатам испытаний [108], плотность потока коррозии, I_{corr} можно определить, для изгибаемых железобетонных конструкций как

$$I_{corr} = 0,3683Ln(t) + 1,1305, \quad (2.29)$$

где t – время в годах.

Величина I_{corr} хорошо согласуется с другими исследованиями [5]. На практике величина I_{corr} может быть получена по теории упругости [7]. Растягивающее напряжение может быть рассчитано по формуле (2.30)

$$\sigma_c(t) = P_1(t) = \frac{2E_{ef}d_s(t)}{(D + 2d_0) \left(\frac{b^2 + a^2(t)}{b^2 - a^2(t)} + \nu_c \right)}, \quad (2.30)$$

где E_{ef} – эффективный модуль упругости бетона; ν_c – коэффициент Пуассона для бетона; b – внешний радиус толстостенного бетонного цилиндра; $a(t)$ – внутренний радиус толстостенного бетонного цилиндра.

Минимальное напряжение, необходимое для образования трещин в защитном слое бетона, зависит от прочности бетона на растяжение и толщины защитного слоя. Объем продуктов коррозии связан с размерами пор в бетоне. Согласно [9,10] σ_T может быть выражено как

$$\sigma_T = \frac{2c \cdot f_t}{D + 2d_0}, \quad (2.31)$$

где f_t – прочность бетона на растяжение.

Одним из влияющих на скорость коррозии факторов является ширина раскрытия трещин.

С развитием коррозии ширина раскрытия трещин увеличивается, что вызывает отслаивание и разрушение бетона и, в конечном счете, разрушение. Таким образом, необходимо ограничить ширину раскрытия трещин. Максимальная допустимая ширина раскрытия трещин в соответствии с нормами 0,3...0,4 мм.

Для оценки механического повреждения вследствие увеличения объема продуктов коррозии вокруг арматуры рассчитываются посредством упругого анализа эквивалентное однородное внутреннее давление вокруг арматуры и напряжения в окружающем бетоне [12,13]. При этом подходе бетон рассматривается как толстостенный цилиндр, на который воздействует внутреннее давление продуктов коррозии, как показано на рисунке 2.13

Время начала отслаивания и разрушения бетона определено как момент времени, когда растягивающие усилия внутри толстостенного цилиндра превышают прочность бетона (рис. 2.14).

Инициирование трещин можно выразить

$$\sigma_c / f_t = \frac{(c/d)^2 + (c/d)}{(c/d)^2 + (c/d) + 0,5} \quad (2.32)$$

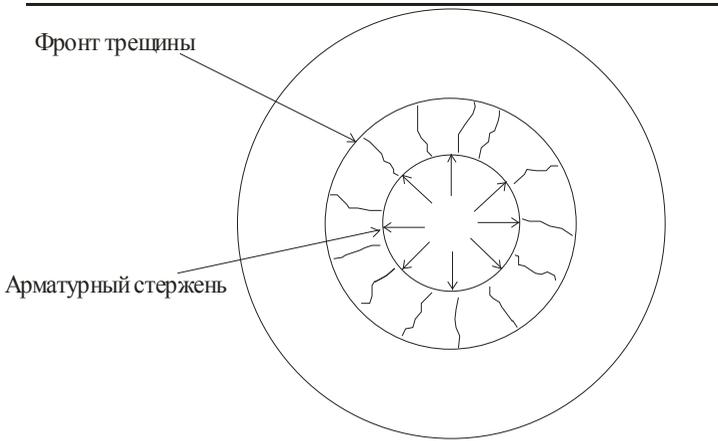


Рис. 2.13. Толстостенный цилиндр при воздействии продуктов коррозии

Развитие трещин можно выразить

$$\sigma_c / f_t = (0,5 + c / d) / 1,665 . \quad (2.33)$$

Достижение трещиной поверхности

$$\sigma_c / f_t = 2(c / d + 0,5) , \quad (2.34)$$

где σ_c – внутреннее давление от продуктов коррозии; f_t – прочность бетона на растяжение; c – толщина защитного слоя бетона; d – диаметр арматуры.

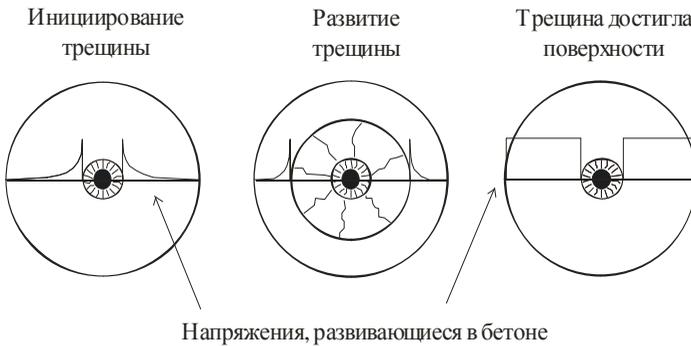


Рис. 2.14. Модели инициирования и распространения трещин

Величина этих периодов времени зависит от скорости коррозии, прочностных свойств бетона, отношение толщины бетона к диаметру арматуры, расстояния между арматурными стержнями и от внешних воздействий.

Рассматривается несколько механизмов снижения эксплуатационной надежности и безопасности железобетонной конструкции вследствие коррозии. На несущую способность этих конструкции влияет: 1. уменьшение сечения бетона (вследствие образования трещин и отслаивания); 2. уменьшение площади арматуры; 3. потеря сцепления между арматурой и бетоном. Для моделирования предельного состояния отказа конструкции остаточная прочность выражается как

$$R(t) = \alpha(t)R_0, \quad (2.35)$$

где $\alpha(t)$ – функция деградации, не зависящая от вида нагрузки, но зависящая от скорости коррозии арматуры; R_0 – начальная прочность конструкции.

Основанная на надежности оценка периода распространения тогда возможна через моделирование нагрузки и сопротивления как стохастические процессы. В модели DuraCrete [15] предельная ширина раскрытия трещин принимается 1,0 мм. Отслаивание происходит, когда ширина раскрытия трещин превышает предельное значение 1,0 мм. Однако необходимо отметить, что этот предел не представляет случай разрушения защитного слоя бетона. Он представляет состояние, когда защитный слой более не обеспечивает несущую способность конструкции.

Необходимо, чтобы ширина раскрытия трещин w_d данной конструкции не превышала некоторый критический предел w_{cr} , то есть предельное состояние может быть записано следующим образом

$$g(x) = w_{cr} - w_d, \quad (2.36)$$

где w_d – фактическая ширина раскрытия трещины.

Фактическая ширина раскрытия трещины w_d может быть оценена на основе следующего выражения

$$w_d = \begin{cases} w_0, & p^d \leq p_0^d \\ w_0 + b^d (p^d - p_0^d), & p^d > p_0^d \end{cases}, \quad (2.37)$$

где w_0 – ширина начальной видимой трещины; b^d – коэффициент, зависящий от положения арматуры; p^d – расчетная глубина проникновения коррозии, мкм; p_0^d – расчетная глубина проникновения коррозии для образования трещины, мкм.

Расчетная глубина проникновения коррозии p_0^d , необходимая для инициирования трещины может быть определена на основании следующего выражения

$$p_d^0 = a_1 + a_2 x^d / d + a_3 f_{C,SP}^d, \quad (2.38)$$

где a_1, a_2, a_3 – эмпирические коэффициенты; x^d – проектная толщина защитного слоя; d – диаметр арматуры; $f_{C,SP}^d$ – расчетная величина растягивающей силы, МПа.

Фактическая глубина коррозии p^d может быть определена как

$$w_d = \begin{cases} 0, & t \leq t_i^d \\ V^d w_t (t - t_i^d), & t > t_i^d \end{cases}, \quad (2.39)$$

где V^d – расчетная скорость коррозии; w_t – относительное время влажности; t_i^d – расчетное время инициирования коррозии.

2.2.4. Моделирование деформирования и разрушения армированных элементов конструкций в условиях хлоридной коррозии

На основе анализа экспериментальных исследований по взаимодействию конструкций с хлоридсодержащими средами [124-136], а также существующих моделей взаимодействия конструкций с различными агрессивными средами процесс коррозионного разрушения армированных конструктивных элементов вследствие хлоридной агрессии может быть представлен в виде следующей последовательности:

Снижение несущей способности конструктивного элемента вследствие коррозионного разрушения отображено на рисунке 2.15.

Срок службы железобетонных конструкций во многом определяется защитными свойствами бетона по отношению к арматуре. Щелочная природа и плотность бетона представляют химический и материальный барьер против проникновения хлоридов, воды и кислорода, которые являются основными факторами, инициализи-

рующими и поддерживающими коррозию арматуры в железобетонных конструкциях.



Моделирование проникновения хлоридов – один из важных элементов проектирования новых и оценки надежности уже существующих железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в условиях воздействия хлоридсодержащих сред.

Во многих существующих методах прогнозирования срока службы конструкции его стремятся связать с инкубационным периодом, т.е. периодом времени, затрачиваемым на проникание хлоридов через защитный слой бетона и инициализацию коррозии арматуры. Коррозионный износ рабочего сечения армирующих элементов существенно снижает надежность сечения конструкции и может даже привести к изменению модели нагружения конструк-

тивного элемента. Образующиеся продукты коррозии могут вызывать растрескивание, и даже отслаивание защитного слоя бетона.

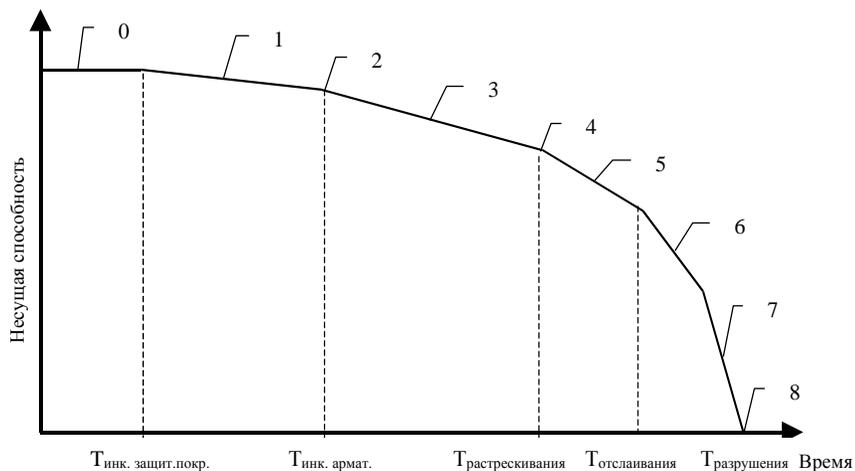


Рис. 2.15. Диаграмма снижения несущей способности под воздействием хлоридсодержащей среды

В работах [124-136] отмечается, что моделирование проникания хлоридов и коррозионного поражения арматуры является важной задачей не только потому, что уменьшение рабочего сечения армирующих элементов существенно снижает прочность потому, что объем продуктов коррозии больше объема прокорродированной стали. Пористая структура бетона может до некоторой степени поглощать более высокий объем продуктов коррозии, некоторая часть их может быть рассеяна через капилляры в бетоне. Однако когда общее количество продуктов коррозии превысит количество для заполнения пористой области вокруг армирующего элемента, дальнейшее образование продуктов коррозии будет создавать расширяющее давление на окружающий бетон. Накопление продуктов коррозии на арматурных стержнях и уменьшение высоты ребер профиля арматуры приводит к снижению прочности сцепления между арматурой и окружающим бетоном. Расширение бетона вокруг арматуры вызывает растягивающие напряжения в бетоне. При продолжающемся процессе коррозионного поражения арматуры растягивающие напряжения достигнут критической величины и иници-

руют развитие коррозионных трещин в защитном слое бетона, ориентированных вдоль арматурных стержней. С дальнейшим ростом объема продуктов коррозии ширина раскрытия трещины увеличивается, что в результате часто приводит к отслаиванию защитного слоя бетона. Это вызывает понижение прочности сцепления между арматурой и бетоном, результатом чего может стать потеря их совместной работы, что значительно понизит прочность и изменит работу конструктивного элемента.

Учитывая стадийность процесса коррозионного поражения армированного конструктивного элемента возникает ряд задач для разработки полной модели взаимодействия конструктивного армированного элемента с агрессивной хлоридсодержащей средой при сложных граничных условиях на поверхности конструктивного элемента.

Кинетика проникания агрессивной среды:

1) разработка модели проникания хлоридсодержащей среды в конструктивный элемент при наличии защитного покрытия на поверхности элемента либо при воздействии хлоридсодержащей среды на часть поверхности конструктивного элемента, учитывая различные типы граничных условий;

2) разработка алгоритма и программы решения соответствующего уравнения диффузии при сложных граничных условиях для определения концентрационных полей;

3) численное исследование распределения концентрационных полей по сечению и их изменения во времени для различных типов конструктивных элементов и при различных граничных условиях на их поверхности;

4) анализ влияния арматурных стержней на распределение концентрационных полей;

5) исследование влияния различных факторов на кинетику проникания хлоридсодержащей среды в конструктивный элемент (водоцементное отношение, напряженно-деформированное состояние, температура и др.).

Иницирование коррозионного поражения арматуры:

1) исследование влияния начала коррозионного процесса на характер коррозионного разрушения и на продолжительность инкубационного периода;

2) построение модели коррозионного поражения арматуры с учетом влияния концентрации и потока хлоридсодержащей среды на кинетику коррозии.

Растрескивание и отслаивание защитного слоя бетона:

1) разработка модели для оценивания времени начала коррозионного растрескивания защитного слоя бетона конструктивного элемента;

2) построение модели процесса отслаивания защитного покрытия вследствие роста продуктов коррозии на арматурном стержне;

3) разработка полной модели деформирования конструктивного элемента под действием нагрузки и хлоридсодержащей среды;

4) исследование влияния различных режимов нагружения и воздействия хлоридсодержащей среды на напряженно-деформированное состояние конструктивных элементов (центральное сжатие, внецентренное сжатие, изгиб, косой изгиб), анализ влияния несимметричности воздействия среды на изменение характера нагружения и схемы работы конструктивного элемента.

Выводы :

1. Рассмотрен период инициирования и коррозии арматуры при воздействии жидких хлоридсодержащих сред.

2. Рассмотрены основные существующие модели расчета проникновения хлор-ионов.

3. Проанализированы преимущества и недостатки рассмотренных моделей.

2.3. Учет влияния факторов внешней среды на кинетику проникания хлоридов в объем конструктивных элементов

2.3.1. Температура, В/Ц, время, влажность

Коэффициент диффузии является не физической константой для материала конструктивного элемента, а переменной, зависящей от ряда параметров. Согласно экспериментальным исследованиям [1-3, 50-52, 85, 91, 103, 106, 115, 119, 121, 128, 129, 133] можно заключить, что наиболее важными параметрами являются: водоцементное отношение, температура, количество добавок, напряженное состояние, концентрация агрессивной среды.

Воздействие данных факторов на коэффициент диффузии можно учесть с помощью функций влияния. В случае зависимости коэффициента диффузии от водоцементного отношения (W), температуры (T) и напряженного состояния бетона (σ) выражение для его определения будет иметь вид:

$$D = D_0 f_W(W) f_T(T) f_{HDC}(\sigma), \quad (2.40)$$

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

Температура. Значительное влияние температуры на кинетику проникания вызвано тепловой активацией диффузионного процесса. С повышением температуры интенсивность теплового движения и его энергетические характеристики возрастают. Свободный объем как один из факторов для элементарного акта диффузии – перемещения молекулы среды, увеличивается (тепловое расширение). Это определяет возрастание коэффициента диффузии по закону Больцмана

$$D = D_* \exp(-E / RT), \quad (2.41)$$

где R – универсальная газовая постоянная; E – энергия активации; T – абсолютная температура.

Влияние температуры может быть представлено функцией [Ferreira]

$$D = C \cdot T \cdot \exp(-E_A / RT), \quad (2.42)$$

где C – постоянная; D – коэффициент диффузии; R – универсальная газовая постоянная; E_A – энергия активации; T – абсолютная температура.

$$f_T(T) = \exp k_T (1/T_0 - 1/T), \quad (2.43)$$

где T_0 – базовая температура, К; k_T – отношение энергии активации молекулы при переходе на вакантное место, к газовой постоянной, К.

Таблица 2.12 – Значения энергии активации для хлоридной диффузии бетонов с различным В/Ц (Saetta 1993)

В/Ц	E_A (кН/мол)
0,4	$41,8 \pm 4,0$
0,5	$44,6 \pm 4,3$
0,6	$32,0 \pm 2,4$

Водоцементное отношение. Влияние В/Ц отношения можно объяснить закреплением хлорида. Только свободные ионы хлора влияют на коэффициент диффузии D . С увеличением В/Ц отношения связывается меньшее количество хлорида и D соответственно увеличивается.

Зависимость коэффициента диффузии от водоцементного отношения может быть представлена

$$f_w(W) = \exp k_w (1/W_0 - 1/W), \quad (2.44)$$

где k_w – коэффициент.

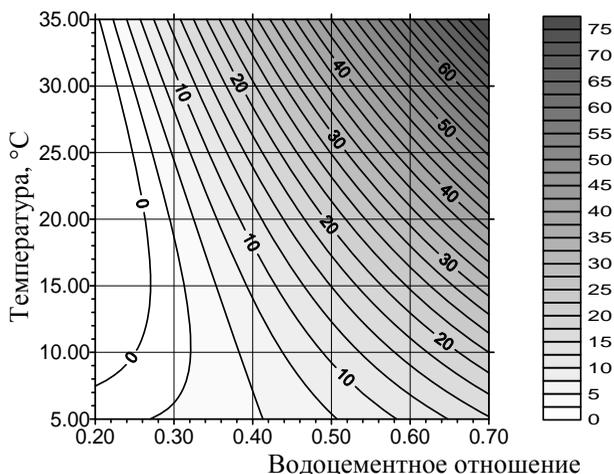


Рис. 2.16. Коэффициент диффузии D (10^{-12} м²/с) как функция водоцементного отношения и температуры

Для расчета коэффициента диффузии D (10^{-12} м²/с) использовалось выражение

$$D = 11,146 - 31,025W - 1,941T + 38,212W^2 + 4,48WT + 0,0224T^2.$$

Зависимость коэффициента диффузии от водоцементного отношения и температуры отражена на рисунке 2.16.

На рисунке 2.17 приведены экспериментально определенные значения коэффициента диффузии для бетонов с различным водоцементным отношением при экспозиции в морской среде более пяти лет.

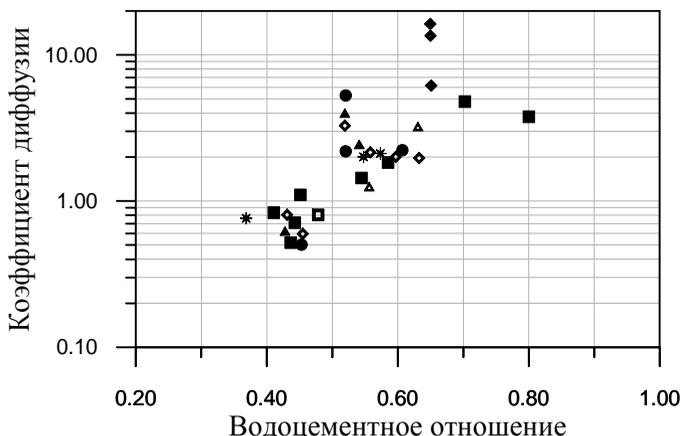


Рис. 2.17. Коэффициент диффузии D ($10^{-12} \text{ м}^2/\text{с}$) для бетонов с различным водоцементным отношением

Добавки в бетон. Добавление золы-уноса в бетон существенно влияет на проникание хлорида (рис. 2.18). Замедление проникания объясняется изменениями в строении пор, вызванными добавкой. В таблице 2.13 приведены экспериментальные значения [255] коэффициента диффузии хлорида в бетон для двух значений водоцементного отношения и различного количества добавок (% золы-уноса) при температуре $T = 20^\circ\text{C}$.

Таблица 2.13

Водоцементное отношение	Количество добавок, % золы-уноса				
	0	3	6	10	20
Коэффициент диффузии D ($10^{-12} \text{ м}^2/\text{с}$)					
0,3	3,8	2,0	0,42	0,12	0,05
0,5	22	13	4,2	1,6	0,3

На рисунке 2.18 графически представлены данные [224], отражающие зависимость коэффициента диффузии хлоридов в бетоны с различным водоцементным отношением от количества введенных добавок.

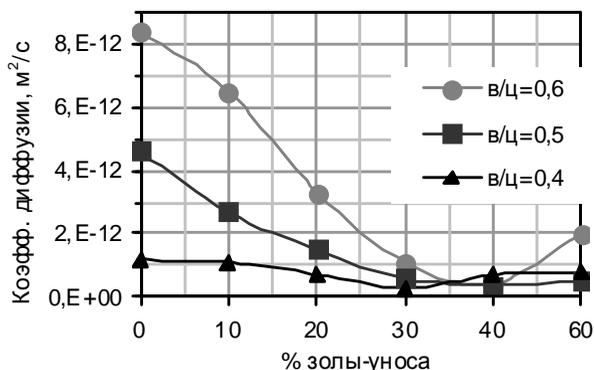


Рис. 2.18. Зависимость коэффициента диффузии хлоридов в бетоны с различным В/Ц от количества добавок

Время. Коэффициент диффузии с течением времени уменьшается вследствие блокирования или уменьшения в размерах пор. Это вызвано увеличением степени гидратации и ионами хлора, которые, проникая через бетон, вступают в реакцию с продуктами гидратации. В работе [202] предложена зависимость для определения коэффициента диффузии как функции времени:

$$D(t) = k_t t^m \quad (2.45)$$

Зависимость коэффициента диффузии от времени для трех типов бетона графически отображена на рисунке 2.19. Приведенным на рисунке графикам соответствуют следующие значения коэффициентов уравнения (2.45): $k_t = 5 \cdot 10^{-12} \text{ м}^2/\text{с}$, $m_1 = -0,7$; $m_2 = -0,6$; $m_3 = -0,25$.

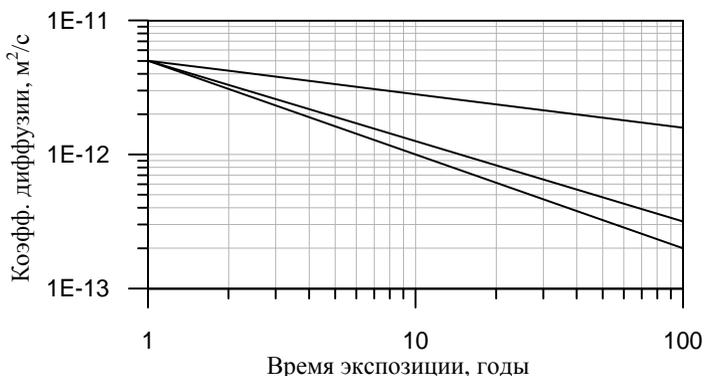


Рис. 2.19. Зависимость коэффициента диффузии от времени для трех типов бетона

В работе Ferreira зависимость коэффициента диффузии от времени выражается формулой

$$D(t) = D_0 \cdot (t_0/t)^\alpha, \quad (2.46)$$

где t – время воздействия хлоридов; α – опытный коэффициент, зависящий от типа цемента и условий воздействия.

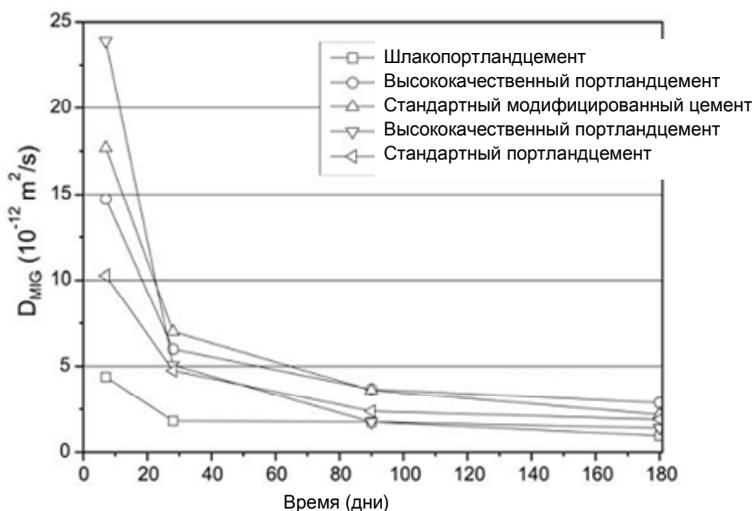


Рис. 2.20. Зависимость коэффициента диффузии от времени для бетона с различными типами цемента

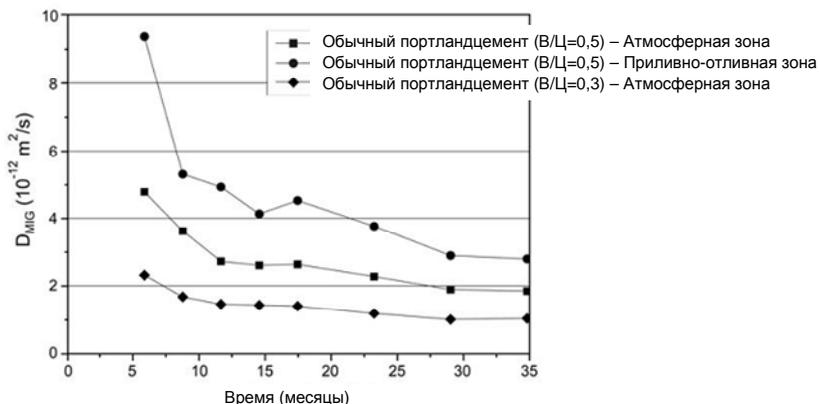


Рис. 2.21. Зависимость коэффициента диффузии от времени для бетона с различным В/Ц и условиями эксплуатации

Влажность. Инициирование коррозии арматуры зависит от порогового уровня хлоридов – концентрации хлоридов при начале коррозии арматуры. Величина порогового уровня зависит от свойств бетона и условий воздействия. Основным влияющим фактором является влажность (рис. 2.22). Влажность определяет количество необходимых для коррозии арматуры электролита и кислорода.

Напряженно-деформированное состояние. Как показывают экспериментальные данные [130, 131], напряженно-деформированное состояние конструктивного элемента оказывает существенное влияние на распределение концентрационного поля по его объему. Характер изменения характеристик массопереноса под влиянием напряженно-деформированного состояния определяется изменением структуры бетона. В бетоне изначально имеется система случайно распределенных структурных дефектов в виде микротрещин, трещин, капилляров и пор, определяющих характеристики массопереноса в материале. Влияние на них внешних нагрузок и деформаций имеет следующую особенность.

При нагрузках, вызывающих увеличение объема, свободный объем также увеличивается (раскрытие внутренних дефектов, микротрещин), что приводит к возрастанию предельного поглощения внешней среды C_∞ и коэффициента диффузии. Нагрузки, вызываю-

шие уменьшение объема, наоборот, приводят к закрытию внутренних дефектов и, как следствие, уменьшению коэффициента диффузии.

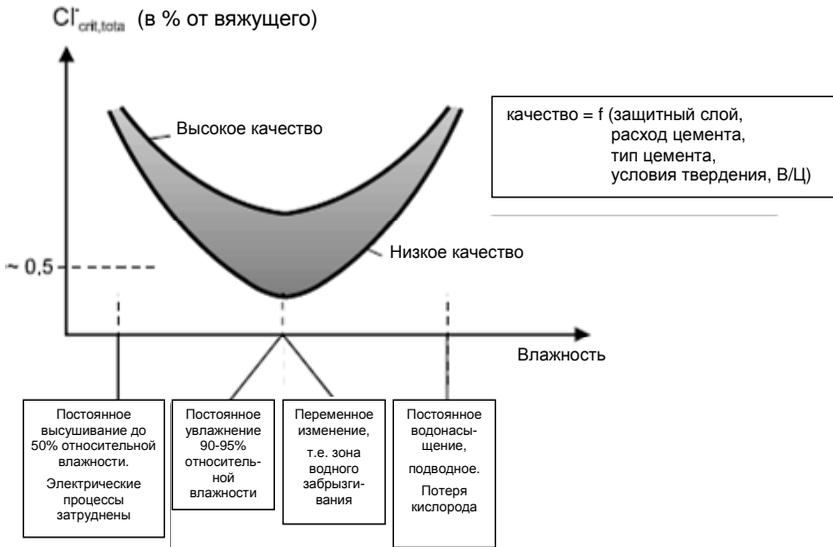


Рис. 2.22. Соотношения между пороговым уровнем хлоридов и влажностью в бетоне. СЕВ (1989)

В исследованиях влияния напряженного состояния на проницаемость материалов экспериментальные данные получают, проводя сопоставления с использованием начального напряжения $\sigma = N/F$. Однако эти данные носят приближенный характер, так как в ходе эксперимента предполагается, что поле напряжений равномерно распределено по сечению образца и стационарно. В реальных условиях в процессе проникания агрессивной среды появляется наведенная неоднородность механических свойств материала, изменяется поле напряжений и поэтому детальное исследование влияния напряженного состояния на характеристики массопереноса весьма затруднительно.

Молекулярно-кинетическая теория дает экспоненциальную зависимость коэффициента диффузии от свободного объема, а, как следствие, и от напряженного состояния [180]

$$f_{ндс}(\sigma) = \exp(k_{\sigma} \sigma), \quad (2.47)$$

где k_{σ} – коэффициент; σ – напряжение. Ввиду того, что замачивание бетона приводит к увеличению его деформативности, то корректнее рассматривать зависимость коэффициента диффузии от деформации (в случае объемного напряженного состояния от относительного изменения объема)

$$f_{ндс}(\varepsilon) = \exp(k_{\varepsilon} \varepsilon) \quad (2.48)$$

Следует отметить, что значения коэффициентов, входящих в вышеприведенные уравнения, определяются из экспериментальных данных.

Получили следующее выражение для определения коэффициента диффузии

$$D = \left(1 - \sqrt{\frac{\varphi(t) - \varphi(\infty)}{1 - \varphi(\infty)}} \right)^2 \cdot L^2 / 4t, \quad (2.49)$$

где $\varphi(t)$ – относительная прочность образца в момент времени t ; $\varphi(\infty)$ – прочность образца, полностью насыщенного агрессивной средой; L^2 – площадь сечения образца.

Если принять, что коэффициент диффузии зависит от текущей величины напряжений, то для более насыщенных агрессивной средой слоев материала его величина должна уменьшаться. Это объясняется тем, что по мере насыщения материала агрессивной средой его деформативность увеличивается, а воспринимаемая им нагрузка уменьшается. Однако исследования показывают [180], что проникновение агрессивных жидкостей в более поврежденные зоны материала облегчается, т.е. коэффициент диффузии в этих зонах должен быть больше. Поэтому величину коэффициента диффузии более корректно определять не величиной текущих напряжений, а величиной деформаций.

В работе [231] для расчета связанного хлорида $C_{связ.}$ принято выражение

$$C_{связ.} = \alpha \times C_{диффуз.}^{\beta} \quad (2.50)$$

где α и β – эмпирические коэффициенты.

2.3.2. Климатические условия (на примере автомобильных дорог)

Климатические условия зависят от воздействия солей антиобледенителя. Кроме того, на них влияют выхлопные газы транспортных средств, содержащие углекислый газ. Выхлопные газы изменяют pH воды на поверхности дороги и увеличивают скорость насыщения бетона углекислотой, особенно в замкнутых местах (тоннелях).

Антиобледенители. В качестве антиобледенителей применяются различные вещества. Обычно хлорид натрия (NaCl), хлорид кальция (CaCl_2), хлорид магния (MgCl_2), индустриальная мочеви́на, гликоли, составы аммиака, фосфаты и кальциево-магниевый ацетат (СМА). Среди них только хлорид натрия NaCl и хлорид кальция CaCl_2 используется в качестве антиобледенителя на дорогах.

Используются два основных метода применения антиобледенителя на дорогах:

- активный метод на базе метеорологических наблюдений и исследований фактических дорожных условий;
- профилактический метод на базе метеорологических наблюдений и информации о температуре дорожной поверхности, т.е. антиобледенители применяют, когда температура поверхности дороги достигает некоторого уровня, независимо от того, скользкая дорога или нет.

Хлорид натрия применяется в четырех различных формах: сухая соль, влажная соль, смесь сухой и влажной соли, раствор соли. Различные методы применения антиобледенителей сведены в таблицу 2.14.

В Республике Беларусь антиобледенители применяются приблизительно 30-70 раз за сезон и каждый раз распространяется 10...25 г/м² хлорида натрия в зависимости от метеорологических условий. В городских областях частота применения антиобледенителей на дорогах довольно хорошо коррелируется с переходом температуры через 0°C [Paulsson и Andersen (1997)].

Таблица 2.14 – Формы NaCl для применения на дорогах

№ п/п	Форма NaCl для применения на дорогах	Рецептура	Область применения	Эквивалент сухой соли
1	2	3	4	5
1	Сухая соль	Рассыпается на поверхности дороги, распространяется по большой области	При температуре поверхности ниже -7°C . Главный недостаток – часть распределяется в окружающей среде из-за движения автомобилей, причиняя вред растительности и грунтовыми водам	За один раз распространяется около $12\text{-}20\text{ г/м}^2\text{ NaCl}$
2	Замоченная сухая соль	Сухая соль смачивается 24%-ым раствором соли хлорида натрия для применения на поверхности дороги. При растворении она почти сразу же закрепляется на дороге, что снижает распространение соли в окружающей среде	Метод может использоваться, когда температура поверхности ниже -7°C	За один раз распространяется около $10\text{ г/м}^2\text{ NaCl}$
3	Раствор соли	Водный 24%-ый раствор хлорида натрия разбрызгивается на поверхности дороги. Раствор соли оседает на поверхности, и лед тает почти мгновенно	Метод может использоваться при температуре поверхности ниже -7°C	За один раз распространяется приблизительно 20 г/м^2 раствора соли, т.е. приблизительно $4\text{ г/м}^2\text{ NaCl}$

1	2	3	4	5
4	Песок, смешанный с солью	Песок смешивается с 3 весовыми процентами хлорида натрия	Метод может использоваться при температуре поверхности ниже -7°C	За один раз распространяется 200-250 $\text{г}/\text{м}^2$ смеси на поверхности дороги, т.е. 6-7.5 $\text{г}/\text{м}^2$ NaCl
5	Мелкие заполнители и песок, смешанные с солью	При смешивании мелких заполнителей с песком и солью количество хлорида натрия может быть уменьшено до 1 весового процента. Смесь мелких заполнителей увеличивает трение дорожной поверхности	Метод может использоваться при температуре поверхности ниже -7°C	За один раз распространяется около 200-250 $\text{г}/\text{м}^2$ смеси, т.е. 2-2.5 $\text{г}/\text{м}^2$ NaCl

Была исследована концентрация хлоридов в свободной воде на поверхности дороги, найдена зависимость между распространением антиобледенителей и увеличением концентрации хлоридов в свободной воде и поверхностной концентрации хлора в бетоне (рис. 2.23).

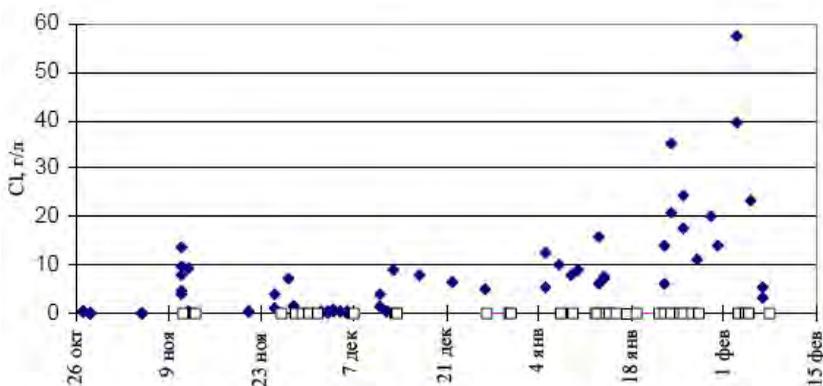


Рис. 2.23. Содержание хлора в свободной воде на горизонтальной бетонной поверхности (зима). Квадраты указывают время применения антиобледенителей

Распространение антиобледенителей. Антиобледенительные соли распространяются от дороги четырьмя основными процессами переноса [Blomqvist (1998):] (табл. 2.15).

Таблица 2.15 – Распространение солей–антиобледенителей

№ п/п	Транспортные процессы	Особенности	Литературный источник
1	Дренаж	Соли–антиобледенители растворяются водой, и на дороге образуется соленая вода. Количество смытой с поверхности дороги соли увеличивается при ливне. Количество антиобледенителей в грунтовых водах может быть до 50 % от количества антиобледенителей на дороге	1, 3
2	Расчистка	При расчистке дороги содержащий соль снег сдвигается к обочине	1
3	Брызги	Брызги возникают от шин транспортных средств, состоят из воды и талого снега, направлены от автомобиля к обочине. Направление и количество брызг зависит от скорости транспортных средств	3
4	Аэрозоль	Мелкие брызги возникают от системы дренажа, при разбрызгивании центробежным действием воды от воздействия шин, и разбиваются на маленькие капельки другими частями транспортного средства. Переносятся воздушными потоками, могут сохраняться в воздухе в течение долгого времени. Количество зависит от скорости транспортных средств.	2

Примечание: Движение колеса грузовика со скоростью 90 км/час по влажной поверхности дороги поднимает 400 литров воды в минуту. 90 % этой воды возвращаются на поверхность дороги, остальное превращается в аэрозоль

Распространение антиобледенителей может быть обнаружено на расстоянии до 100 метров от дороги. Перенос соли от дороги зависит от скорости автомобилей. Другой важный фактор – продолжительность слякоти на дорожной поверхности, что в течение длительного времени приводит к большему перемещению хлоридов и к большему воздействию хлоридов на конструкции. Перенос хлоридов зависит от ориентации дороги к преобладающим ветрам и т.д.

Изучалось распространение антиобледенительных солей в стороны от дороги как функция скорости и расстояния до дороги. На рисунке 2.24 показано распространение при различных скоростях (50, 60, 70, 80, 100 км/час). Концентрация соли на обочине дороги (расстояние = 0 м) принята за 100 %.

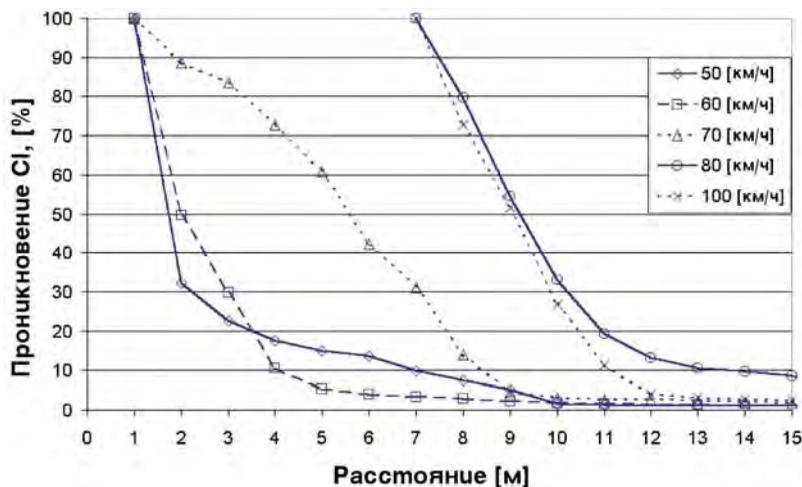


Рис. 2.24. Размер зоны воздействия брызг от движения как функция скорости автомобилей. [McBean и Al-Nassri (1987)]

Из рисунка 2.24 видно, что при низких скоростях (< 60 км/час) более чем 90 % соли осаждается в пределах 4 метров от дороги. Однако при более высоких скоростях (> 60 км/час) соль переносится на большие расстояния от дороги (при скорости 70 км/час на расстояния более 7 метров).

Воздействие на конструкции. Главные источники воздействия хлоридов на железобетонные автомобильные мосты [Wallbank (1989),] представлены в таблице 2.16.

Изучалось совместное влияние крупных и мелких брызг на шоссе. Собиралась соленая вода на различной высоте над поверхностью дороги и анализировалось содержание хлора. Результаты этих исследований представлены на рисунке 2.25.

Предложено [99] разделить окружающую среду возле автодорожного моста на две зоны: 1) сухую, защищенную от дождя и пря-

рых брызг от поверхности дороги; 2) влажную, подвергаемую воздействию дождя и брызг от поверхности дороги. Эти зоны разделены на три основных зоны воздействия:

Таблица 2.16 – Основные источники воздействия хлоридов на железобетонные автомобильные мосты

№ п/п	Источник воздействия	Результат
1	Фильтрация хлоридов через стык	Загрязненная хлоридом слякоть на поверхности дороги просачивается через стык и достигает нижней поверхности плиты моста
2	Крупные брызги от движения	Крупные брызги воздействуют на расположенные по направлению движения конструкции
3	Мелкие брызги (аэрозоли) от движения	Мелкие брызги (аэрозоли) переносятся с потоками воздуха к конструкции. Содержащие хлор брызги могут достигнуть частей конструкции, которые непосредственно не расположены на дороге

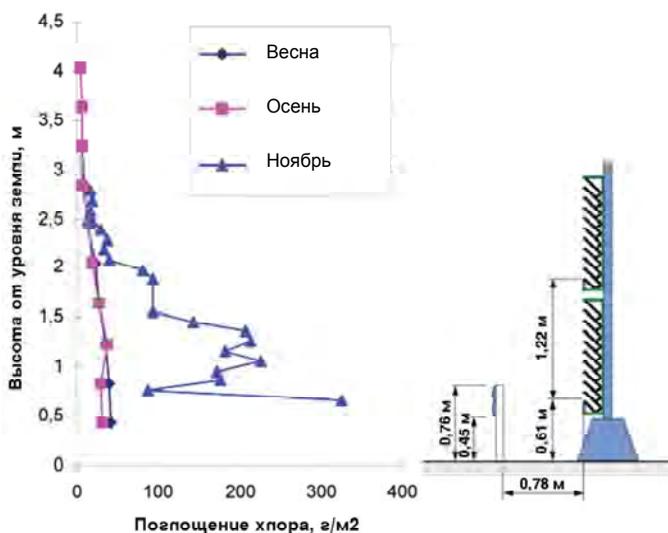


Рис. 2.25. Воздействие хлора на вертикальную поверхность. В течение зимы на дороге было рассыпано 1432 г/м^2 хлорида натрия (869 г/м^2 хлора). [Wirje и Offrell (1996), Tang и Utgenannt (1998)]

- **Сухая зона брызг (DRS).** Эта зона на расстоянии до 4 м к движению и защищена от дождя. Воздействие хлоридов главным

образом имеет место в форме брызг от проходящего транспорта (колонны).

- **Влажная зона брызг (WRS).** Эта зона ближе 4 м к движению и подвергается воздействию дождя. Воздействие хлоридов в форме брызг от проходящего транспорта (крайние балки).

- **Отдаленная дорожная зона (DRA).** Эта зона на расстоянии более 4 м от движения и может подвергаться и защищаться от воздействия дождя и прямых брызг от движения. Воздействие хлоридов в форме мелких брызг (аэрозоля) от движения.

На рисунке 2.26 поверхности в зоне I подвергаются воздействию крупных брызг, в зоне II – воздействию мелких брызг от дороги. Индексы в скобках показывают классы воздействия. Разделение предполагает, что конструкция построена и обслуживается надлежащим способом.

Обе эти зоны брызг (сухая и влажная) могут быть идентифицированы по данным [Wirje и Offrell (1996)], где изучалось количество проникающих хлоридов в образцы на различной высоте над дорогой (рис. 2.27). Образцы располагались на автостраде на крайней балке (влажная зона брызг) и на колонне между двумя полосами (сухая зона брызг).

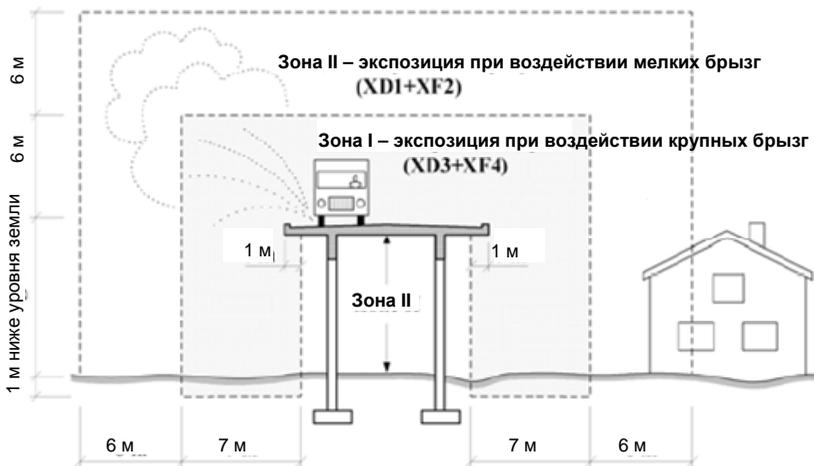


Рис. 2.26. Разделение дорожной окружающей среды на различные зоны воздействия. [Svenska Betongforeningen (2003)]

На рисунке 2.27 представлена зависимость проникновения хлоридов от высоты. Образцы раствора [Wirje и Offrell (1996)] подвергались воздействию в течение пяти сезонов, чтобы исследовать зависимость проникновения хлора от времени. Проникновение хлорида в образцы раствора проанализировано при трех различных условиях воздействия: после одной зимы, после одного года (зима + лето) и после пяти лет (пять лет + половина лета) (рис. 2.28).

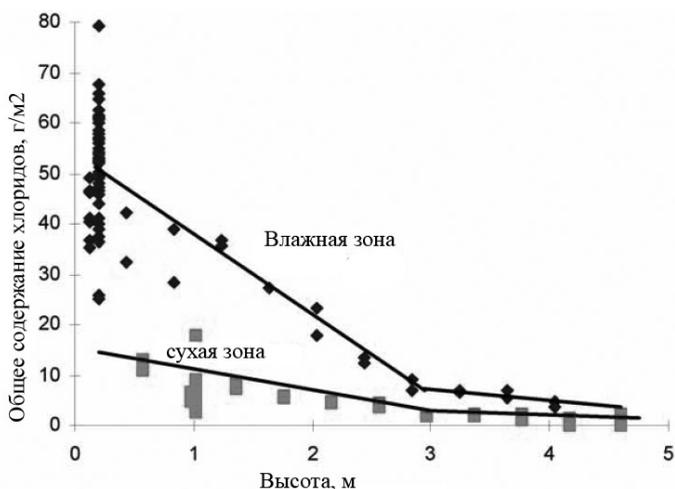


Рис. 2.27. Количество поглощенного образцами раствора хлора как функция высоты над дорогой для сухих и влажных дорожных конструкций. [Wirje и Offrell (1996)]

Из рисунка 2.28 видно различие в проникновении хлора в сухих и влажных зонах, а также влияние высоты. В образцах раствора во влажной зоне не зафиксировано увеличения полного количества проникающих хлоридов и максимальной концентрации хлора. Однако глубина максимума концентрации хлора увеличилась со временем, т.е. хлориды проникли в образцы. Напротив, в образцах раствора в сухой зоне зафиксировано увеличение концентрации хлора со временем.

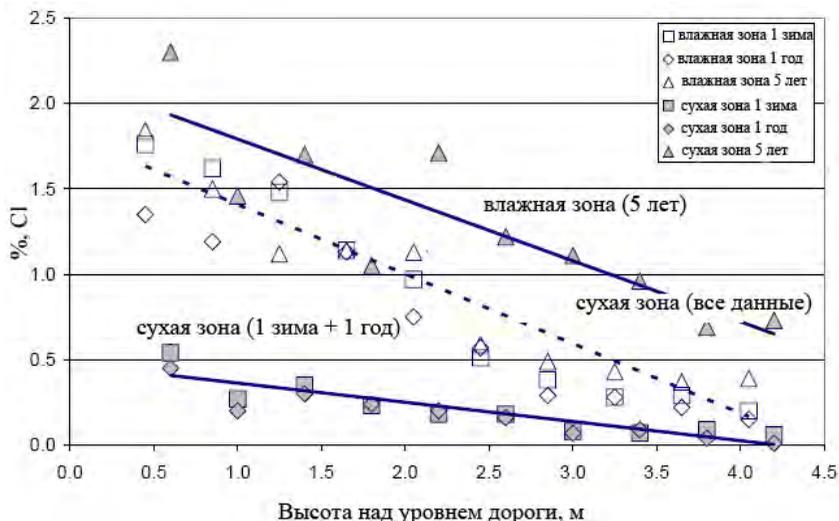


Рис. 2.28. Общее количество хлоридов, поглощенных образцами раствора в различное время воздействия. [Fagerlund и Svard (2001)]

Сухая окружающая среда на дороге. Поверхности дороги в сухой окружающей среде не подвергается прямому воздействию дождя. Относительная влажность может быть ниже, чем в окружающем воздухе из-за солнечного излучения. Воздействие хлоридов в сухой окружающей среде на дорогу происходит в виде крупных и мелких брызг (аэрозоли) от движения. Поскольку антиобледенители распространяются вечером или утром, наиболее подвержены воздействию хлора поверхности, расположенные рядом с полосами с самым интенсивным движением в утренние часы. Однако, не всегда наблюдается эта картина, описанная [Volkwein и др. (1986)], [Andersen (1997), Lindvall]. Вместо этого сильное воздействие хлора было обнаружено на поверхностях напротив полос с интенсивным движением утром или на подветренной стороне. Это показано на рисунке 2.29, где представлено проникновение хлора для моста [Andersen (1997)]. Кривая с индексом S – поверхность ориентирована по направлению движения из города (высокие скорости утром), и кривые с индексом N – поверхность по направлению движения к городу (низкие скорости утром).

Из рисунка 2.29 видно, что проникновение хлора в поверхность по направлению движения из города (индекс S) значительно выше по сравнению с поверхностью по направлению движения к городу (индекс N). Это можно объяснить тем, что скорости транспорта в полосах с наиболее интенсивным движением утром низки (пригородное движение к городу) из-за пробок. Образуя небольшое количество крупных и мелких брызг, снижают проникновение хлора в поверхности по направлению этого движения. Однако в поверхностях рядом с полосами в противоположном направлении с высокими скоростями транспорта, но меньшим количеством движения, проникновение хлора значительно выше. Хлориды могут также оседать на подветренной стороне, например, колонн, где они не будут смываться, так как поверхность защищена от дождя.

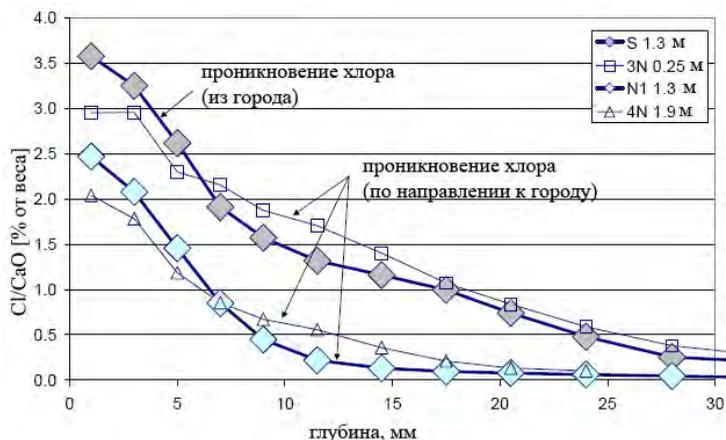


Рис. 2.29. Проникновение хлора измерялось на двух противоположных сторонах колонны. [Andersen (1997)]

Влажная окружающая среда на дороге. Конструкции во влажной дорожной окружающей среде подвержены прямому воздействию дождя. Однако могут быть большие различия в условиях температуры и влажности, влиянии излучения. Также могут различаться температурные и влажностные условия между поверхностями в зависимости от ориентации поверхностей.

Воздействие хлоридов на поверхности во влажных дорожных окружающих средах происходит как комбинация воздействия за-

грязненной солью слякоти и крупных и мелких брызг. Так как некоторые поверхности могут быть горизонтальными, например крайние балки, на поверхности образуются солевые растворы, приводя к интенсивному воздействию хлора. Кроме того, поверхности во влажной дорожной окружающей среде часто довольно близки (в вертикальном направлении) к шоссе, т.е. влажные части конструкции часто подвергаются самому интенсивному воздействию хлора. Однако поверхности также подвергаются непосредственному воздействию дождя, т.е. хлориды могут быть смыты. Это видно по форме кривых проникновения хлора. Если сравнить кривые для сухой и влажной дорожной окружающей среды на одних и тех же мостах (рис. 2.30). Максимальное содержание хлора на графике заштриховано серым цветом.

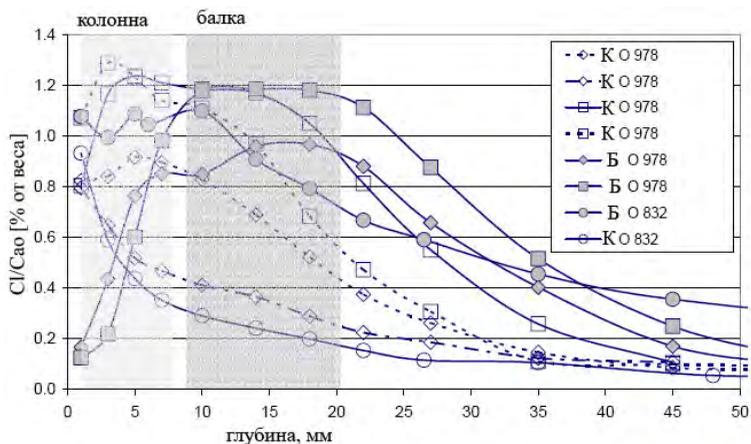


Рис. 2.30. Измеренное проникновение хлора в колонны (С – не закрашенные фигуры) и балки (SF – закрашенные фигуры). [Lindvall и Andersen (2000)]

Как видно на рисунке 2.30 максимальное содержание хлора на глубине 1-8 мм (колонны) и 9-20 мм (балки). Вымывание хлоридов с поверхности больше в балках, чем в колоннах. Большая глубина для максимального содержания хлора указывает на более интенсивное воздействие хлора, например из-за образования раствора соли на горизонтальных поверхностях.

Влажностные условия. Влажностные условия в железобетонных конструкциях на дорогах изучались [Andersen (1997), Lindvall и Andersen (2000)]. На рисунках 2.31 (RH) и 2.32 (S_{cap}) представлены замеры влажности в железобетонных конструкциях на дорогах. Незакрашенные фигуры представляют данные для балок (влажная дорожная окружающая среда), и покрашенные символы представляют данные для колонн, на которые опираются плиты моста (сухая дорожная окружающая среда). Видно, что форма и уровень кривых влажности зависят от условий воздействия (изменяющихся за год), т.е. имеет значение время выборки. На рисунках 2.31 и 2.32 индекс N и O – получены в ноябре и декабре, и индекс 10-, 14-, 20-и 30-и – в июле.

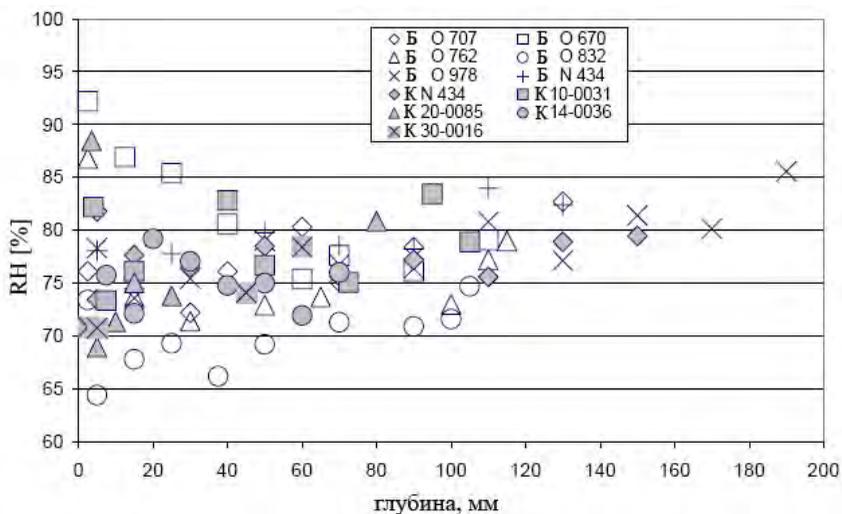


Рис. 2.31. Влажность (RH) в колоннах (закрашенные фигуры) и балках (незакрашенные фигуры). [Andersen (1997), Lindvall и Andersen (2000)]

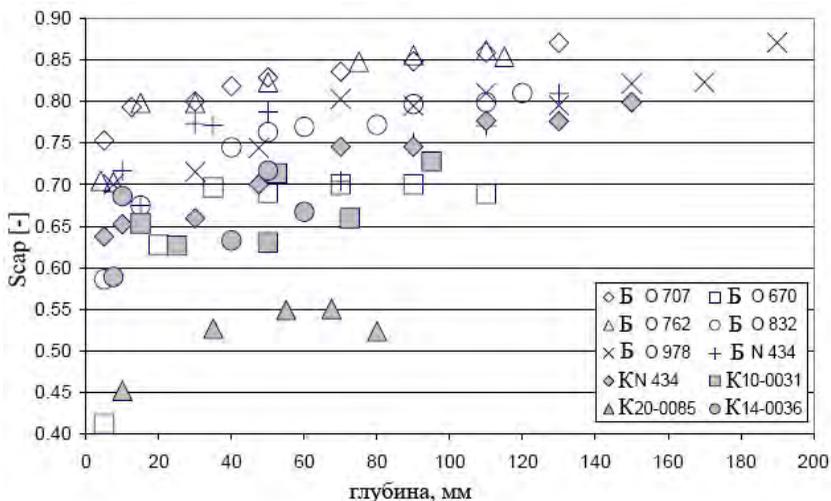


Рис. 2.32. Влажность ($S_{\text{сap}}$) в колоннах (закрашенные фигуры) и балках (незакрашенные фигуры). Andersen (1997) и Lindvall и Andersen (2000). OPC-бетон $w/b=0.40-0.50$

Из рисунков 2.31 и 2.32 видно, что влажностные условия довольно устойчивы в бетоне кроме поверхности около области (0-40 мм), где RH изменяется от 70 до 85 и $S_{\text{сap}}$ изменяется от 0.65 до 0.85. Низкие значения $S_{\text{сap}}$ можно объяснить тем, что эта конструкция изготовлена из бетона с В/Ц большим, чем другие конструкции ($V/C \approx 0.70$).

Подверженная наибольшему воздействию поверхность бетонной конструкции дороги – не поверхность, которая перпендикулярна движению. Максимальная глубина проникновения хлора обнаружена на подветренной стороне колонн и плит моста, где осаждались переносимые воздухом хлориды.

Исследована зависимость проникновения хлора от высоты. Результаты исследования показывают, что, начиная с высоты 3 м воздействие хлора уменьшается до незначительного уровня (рис. 2.33).

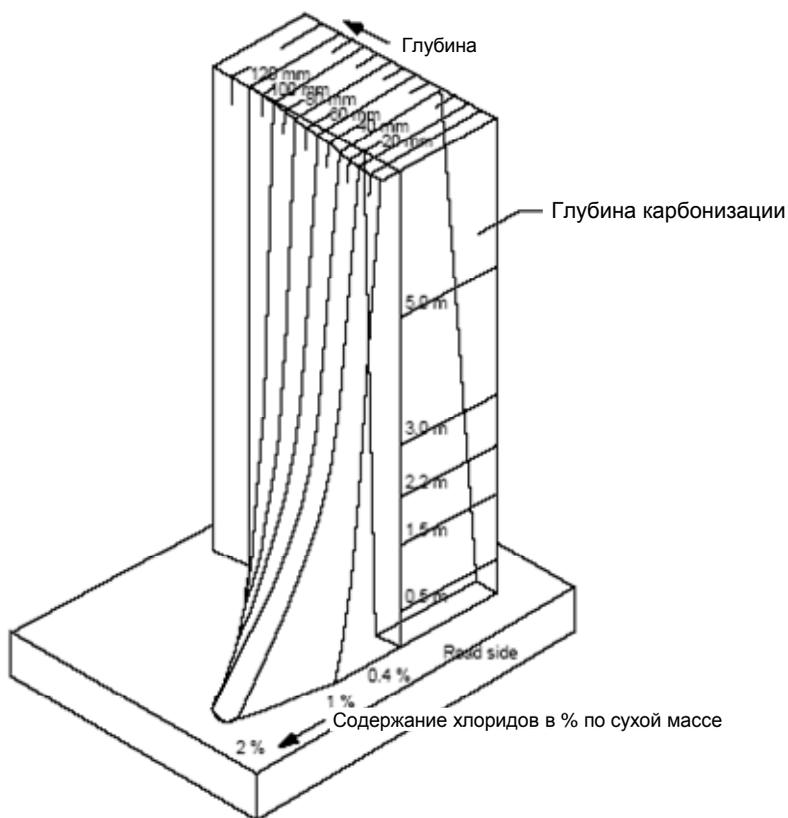


Рис. 2.33. Зависимость глубины проникновения хлора от высоты вблизи дороги. [Weber (1982)]

Модель качества. Воздействие зависит от множества факторов, в том числе от особенности движения, расстояния от шоссе и ориентации по отношению к шоссе.

Внешние условия в окружающих средах были в итоге объединены в качественную модель (рис. 2.34), основанную на модели жизненных циклов.



Рис. 2.34. Качественная модель для внешних воздействий на железобетонные конструкции

Отправная точка для модели на рисунке 2.34 – информация о мезо условиях без учета влияния дороги. Эти условия могут быть описаны в терминах температуры и влажности воздуха, температуры основания, солнечного излучения, дождя и условий ветра. Влияние дороги учитывается при описании местных условий вместе с влиянием на конструкции. Влияние дороги может быть описано в терминах характеристик движения (количество и тип транспортных средств, скоростей транспорта и интенсивности и т.д.), характери-

стик дороги (структура поверхности дороги и т.д.), распространения антиобледенителей (частота, тип соли, преобладающие погодные условия и т.д.) и информации о среде дороги (учитывая только дорогу без конструкции, например, защита от дождя и воздушных потоков и т.д.).

Влияние конструкции может быть описано в терминах расстояния от дороги, размера, формы и ориентации конструкции и возможной защиты от дождя и воздушных потоков. Наконец поверхностные условия могут быть получены на основе информации о характеристиках поверхности (ориентация, форма и неровность) вместе с условиями и свойствами бетонной поверхности (влажность, температура и условия хлора). Условия и свойства бетонной поверхности могут влиять на неровность поверхности из-за действия отрицательных температур.

Модели для внешних воздействий – Дорожные условия

Влияние на дорожные условия расстояния, высоты и ориентации до источника хлоридов описано с помощью некоррелированных параметров $k_{C,d}$, $k_{C,h}$ и $k_{C,o}$.

Железобетонные конструкции в дорожных условиях подвергаются воздействию быстрого изменения температуры и влажности, а также воздействию углекислого газа. Они подвергаются воздействию хлоридов при применении антиобледенителей. Перенос хлоридов от дороги происходит путем дренажа, уборки снега, брызг и водяной пыли. Поскольку антиобледенитель применяется только в течение холодного времени года, железобетонные конструкции в дорожных условиях подвергаются воздействию хлоридов только в течение этой части года. Влияющими факторами являются распространение антиобледенителя (тип соли; используемое для распространения оборудование и т.д), характеристики движения (интенсивность, скорость и т.д), характеристики конструкции (форма, ориентация и свойства поверхности и т.д) и климатические условия для конструкции (скорость и направление ветра, количество дождя и т.д). Данные по корреляции между этими факторами и проникновением хлора в бетонные конструкции отсутствуют. Поэтому количественное определение параметров $k_{C,d}$, $k_{C,h}$ и $k_{C,o}$ производится только на основании характеристик движения и конструкций.

Транспортировка хлорида в вертикальном направлении – $k_{C,h}$.

Существует ряд исследований, где воздействие хлоридов уменьшается с увеличением высоты над уровнем дороги [Fagerlund и Svard (2001), Lindvall (2002)], что выражается параметром $k_{C,h}$. Для определения значения $k_{C,h}$ необходимы данные по воздействию хлоридов на уровне проезжей части и на различной высоте над ней. Параметр $k_{C,h}$ выражен линейной функцией, которая описывает уменьшение $k_{C,h}$ с увеличением высоты над дорогой.

$$k_{C,h} = 1 - 0.2h, \quad (2.51)$$

где h – высота над дорогой, м.

Модель, основанная на данных [Fagerlund и Svard (2001), Lindvall (2002)], представлена на рисунке 2.35. Заштрихованные и незаштрихованные символы обозначают данные для направления поверхности к и против движения соответственно.

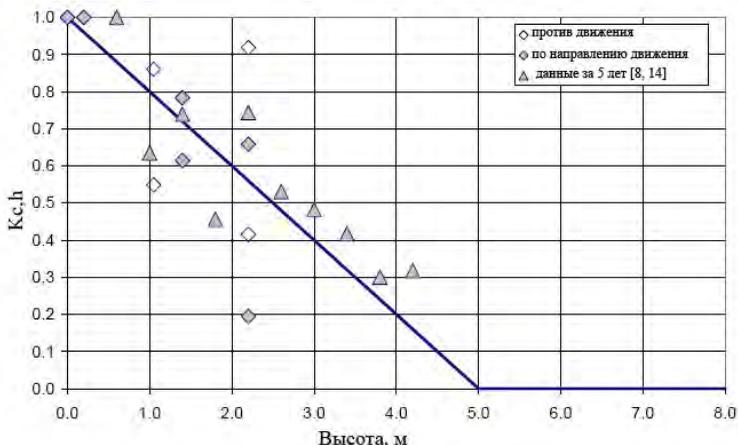


Рис. 2.35. Определение значения параметра $k_{C,h}$ влияния высоты над дорогой на C_{SV} . [Fagerlund и Svard (2001), Lindvall (2002)]

Из рисунка 2.35 следует, что нет существенного различия между значениями $k_{C,h}$ для поверхностей по направлению движения и наоборот. Таким образом, модель для $k_{C,h}$ не зависит от ориентации поверхности.

Транспортировка хлорида в горизонтальном направлении – $k_{C,d}$. Ряд исследований посвящён переносу хлоридов от дороги, где

применяется антиобледенитель, в горизонтальном направлении [McBean и Al-Nassri, Eliasson (1996), Blomqvist и Johansson (1999)]. Распространение хлоридов вокруг дороги зависит от характеристик дороги и движения, а также от ветра вокруг дороги. Учитывается только влияние интенсивности и скорости движения, и моделируется параметром $k_{C,d}$. Для определения значения этого параметра необходимы данные по воздействию хлоридов на различном расстоянии от дороги с различными интенсивностью и скоростями движения.

Параметр $k_{C,d}$ выражен с помощью показательной функции (2.52), которое описывает уменьшение $k_{C,d}$ с увеличением расстояния до дороги. Однако, $k_{C,d}$ зависит не только от расстояния до дороги, но также и от интенсивности и скорости движения, характеризующиеся параметром d_0 . Этот параметр определяет расстояние от дороги при $k_{C,d} = 1,0$.

$$\begin{cases} k_{C,d} = 1, d \leq d_0 \\ k_{C,d} = e^{-0.24(d-d_0)}, d_0 \leq d \leq d(k_{C,d} = 0.1) \end{cases}, \quad (2.52)$$

где d – расстояние от поверхности дороги в горизонтальном направлении, м; d_0 – расстояние при котором $k_{C,d} = 1,0$, м.

Модель, совместно с данными [McBean, Al-Nassri (1987); Blomqvist, Johansson (1999)], представлена на рисунке 2.36. Значения параметра $k_{C,d}$ на рисунке 2.36 достоверны для дороги с ограничением скорости 50 км/ч и низкой интенсивности движения ($d_0 \approx 1.0$ м, рис. 2.37).

Параметр d_0 может быть выражен как функция скорости и интенсивности движения согласно рисунку 2.37.

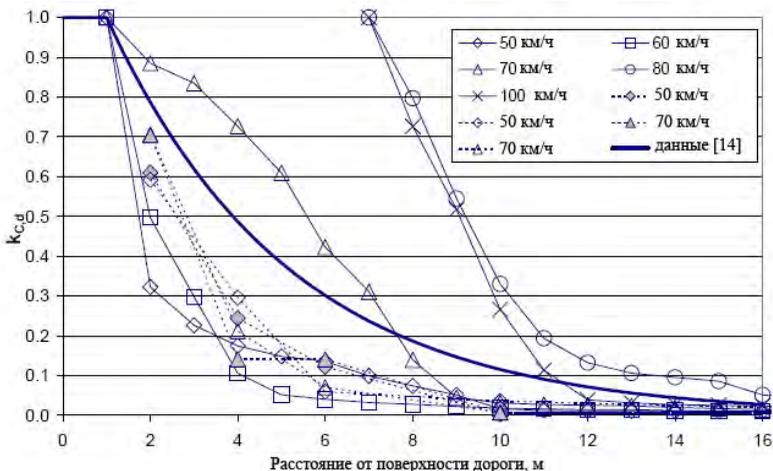


Рис. 2.36. Зависимость параметра $k_{C,d}$ от расстояния от поверхности дороги на C_{SN} и скорости движения [McBean, Al-Nassri (1987); Blomqvist, Johansson (1999)]

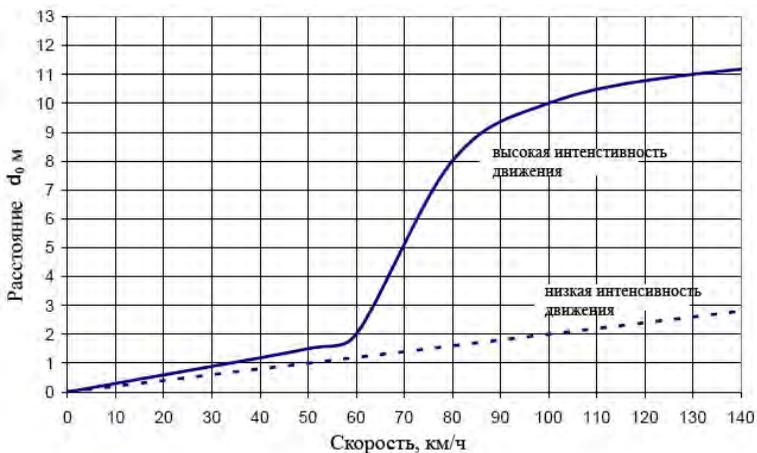


Рис. 2.37. Значение параметра d_0 как функция интенсивности и скорости движения

Влияние ориентации поверхности – $k_{C,o}$. Результаты исследований в дорожных условиях указывают на то, что есть различие в воздействии хлоридов в зависимости от ориентации поверхности, что моделируется параметром $k_{C,o}$.

На рисунке 2.38 параметр $k_{C,o}$ определен количественно для поверхностей, ориентированных к направлению движения и против него.

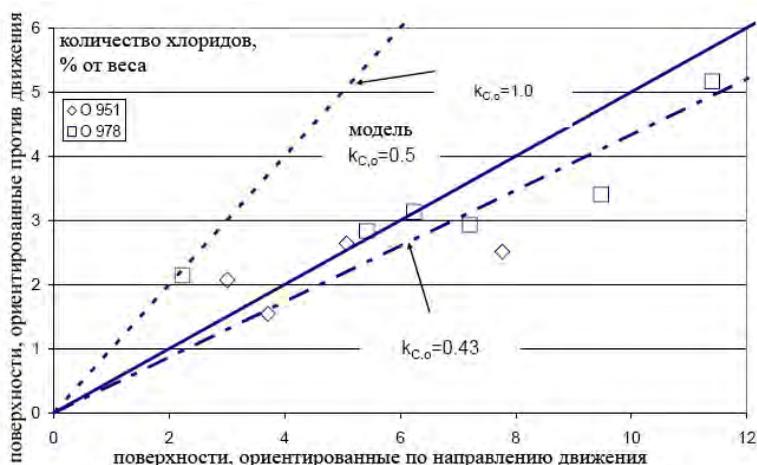


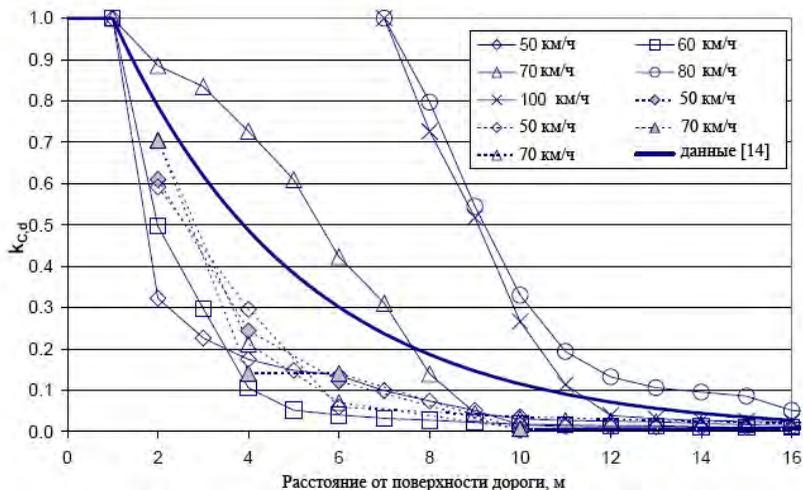
Рис. 2.38. Определение значения параметра $k_{C,o}$, влияния ориентации поверхности

На рисунке 2.38 видно, что ориентация поверхности существенно влияет на проникновение хлоридов.

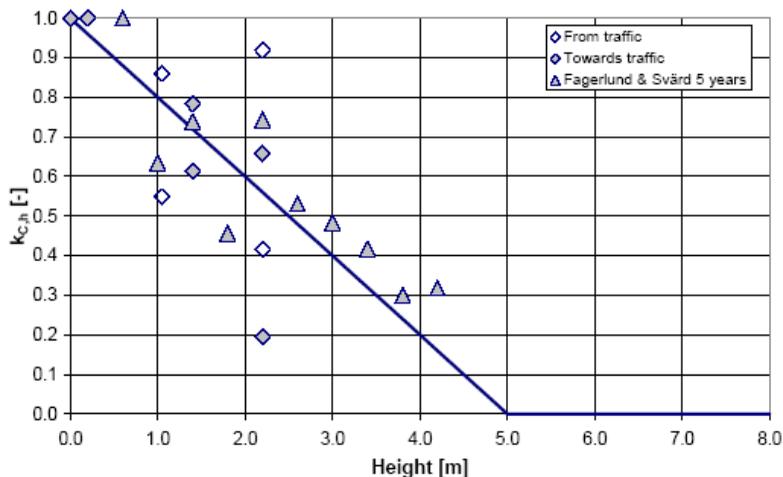
Определение параметров модели

1. C_{SN} : поверхностное содержание хлора.
2. $C_{SN,eq}$: C_{SN} измеренное при эквивалентных условиях и качестве бетона. $C_{SN,eq} = 2.2$ [% от веса CI/цемента]
3. $k_{C,conc}$: коэффициент влияния состава бетона на $C_{SN,eq}$.
 $k_{C,conc} = 1.0$, при В/Ц=0.40.
4. $k_{C,test}$: коэффициент влияния метода испытаний.
 $k_{C,test} = 1.0$.
5. $k_{C,e}$: коэффициент влияния окружающей среды. Для точного моделирования влияния воздействия окружающей среды коэффициент $k_{C,e}$ подразделен на следующие некоррелированные параметры, $k_{C,Cl}$, $k_{C,d}$, $k_{C,h}$, $k_{C,o}$ и $k_{C,T}$.
6. $k_{C,Cl}$: коэффициент влияния концентрации хлора в морских условиях в погруженном состоянии на $C_{SN,eq}$.

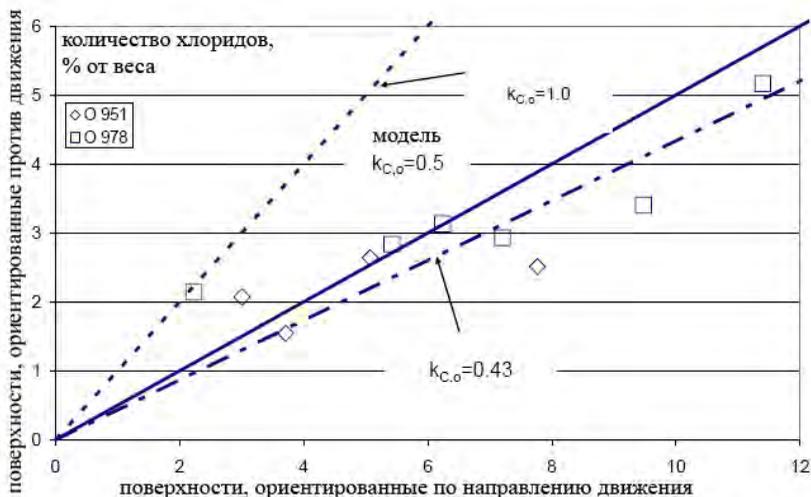
7. $k_{C,d}$: коэффициент учитывает расстояние по горизонтали до источника хлоридов.



8. $k_{C,h}$: коэффициент, который учитывает расстояние по вертикали к источнику хлоридов.



9. $k_{C,o}$: коэффициент, который учитывает ориентацию к источнику хлоридов.



10. $k_{C,T}$: коэффициент влияния температуры на $C_{SN,eq}$. $k_{C,T} = 1.0$
11. $Da(t)$: коэффициент диффузии через определенное время воздействия, t . [m^2/c]
12. D_0 : начальный коэффициент диффузии в стандартных условиях в лаборатории.
13. $k_{D,c}$: коэффициент условий набора прочности. $k_{D,c} = 1.0$.
14. $k_{D,test}$: коэффициент влияния метода испытаний. $k_{D,test} = 1.0$.
15. $k_{D,e}$: коэффициент внешних условий. $k_{D,e}$ подразделен на два некоррелированных коэффициента влияния RH, $k_{D,RH}$, и температуры, $k_{D,T}$, соответственно. $k_{D,RH} = 0.4$ (сухие дорожные условия), 0.6 (влажные дорожные условия). $k_{D,T} = 1$ (при температуре бетона 20°C)
16. Критическая концентрация хлора $C_{crit} = 0.60$ [% от веса Cl/цемента] ($SD=0.15$)
17. Толщина защитного слоя бетона d_c была установлена равной 50 мм с $SD = 5$ мм.

2.4. Расчет долговечности железобетонных элементов в формате метода предельных состояний

2.4.1. Жизненные циклы конструкции. Предельные состояния по долговечности

Процесс коррозии железобетонных конструкций делится на два периода:

- 1) *период инициирования.*
- 2) *период распространения.*

В стохастическом подходе к прогнозированию долговечности в формулировку включено требование максимально приемлемой вероятности разрушения:

$$P_{f,tg} = P\{R(t_g) - S(t_g) < 0\} < P_{f,max}, \quad (2.53)$$

где $P_{f,tg}$ – вероятность разрушения конструкции в течение t_g ; $P_{f,max}$ – максимальная допустимая вероятность разрушения.

Для отдельного элемента системы функция надежности определялась как вероятность безотказной работы элемента в течение срока службы t_1 [86]

$$L(t_1) = \int_0^{\infty} \exp\left(-m \left[t_1 - \int_0^{\infty} F_s\{r g(t)\} dt \right]\right) f_{R0}(r) dr, \quad (2.54)$$

где $f_{R0}(r)$ – функция плотности вероятности для начального сопротивления R_0 , m – средняя частота появления событий, сопротивление к моменту времени t ; $r(t) = r_0 g(t)$, где $g(t)$ – деградационная функция. Вероятность разрушения задана в известной форме:

$$F(t_1) = 1 - L(t_1). \quad (2.55)$$

Функция риска $h(t)$ находилась как вероятность разрушения в интервале $(t, t+dt)$

$$h(t) = -d/dt[\ln\{L(f)\}]. \quad (2.56)$$

Срок службы t_L , оцениваемый моделью срока службы, должен быть больше, чем заданный срок службы t_g .

2.4.2. Основные положения метода расчета долговечности железобетонных конструкций, основанного на применении коэффициента надежности по сроку службы

В методе используется коэффициент безопасности (надежности) по сроку службы, реализованы те же принципы, что и в стохастическом методе. Однако с помощью этого коэффициента проблема прогнозирования долговечности представлена в детерминированной форме. Такой подход делает более удобным расчет на прикладном уровне в формате метода предельных состояний, сохраняя при этом эффективный контроль безопасности в течение срока службы.

Новыми элементами метода являются включение фактора времени при оценке вероятности разрушения $P(t)$, запаса безопасности $\theta(t)$ *, а также коэффициента безопасности (надежности) по сроку службы γ_t . В работе используется обозначение "запас безопасности", принятое в материалах RILEM и EVROCOD [93, 94, 98].

Особенностью метода является оценка вероятности разрушения, связанной с долговечностью, в условиях возможного уменьшения запаса безопасности $\theta(t)$ при $t \rightarrow t_d$. Расчётные формулы в детерминированной форме в терминах принципа эксплуатационного качества или принципа срока службы железобетонной конструкции представлены в виде [93, 94, 98]

$$R(t_d) - S(t_d) > 0, \quad (2.57)$$

$$t_L - t_d > 0. \quad (2.58)$$

Определяемым временем при расчете долговечности является расчетное значение срока службы t_d , равное произведению среднего значения срока службы на коэффициент надежности по сроку службы, то есть

$$t_d = \gamma_t t_g, \quad (2.59)$$

где, γ_t – коэффициент надёжности по сроку службы; t_g – заданный (планируемый) срок службы.

По сравнению с детерминистским подходом данный метод дает гарантии контроля безопасности против разрушения в течение срока службы конструкции. Тогда запас безопасности (надежности) определим как (рис. 2.39, 2.40)

$$\theta(t) = R(t) - S(t), \quad (2.60)$$

где $\theta(t)$ – запас безопасности, $R(t)$ – сопротивление конструкции, $S(t)$ – воздействие. Разрушение означает состояние, когда имеет место отрицательное решение, что соответствует концу срока службы.

Расчетная модель для определения среднего значения срока службы и заданного срока службы дана на рисунке 2.39. Графическая интерпретация запаса безопасности в отношении срока службы и при механических воздействиях приведена на рисунке 2.40 в соответствии с рекомендациями RILEM [55, 78, 80, 93, 94, 98].

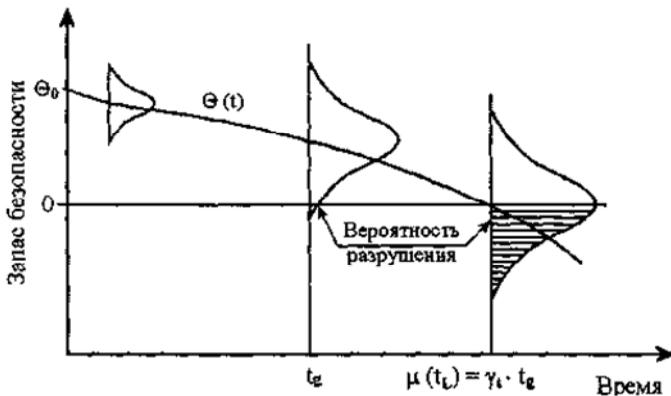


Рис. 2.39. Среднее значение срока службы и заданный срок службы

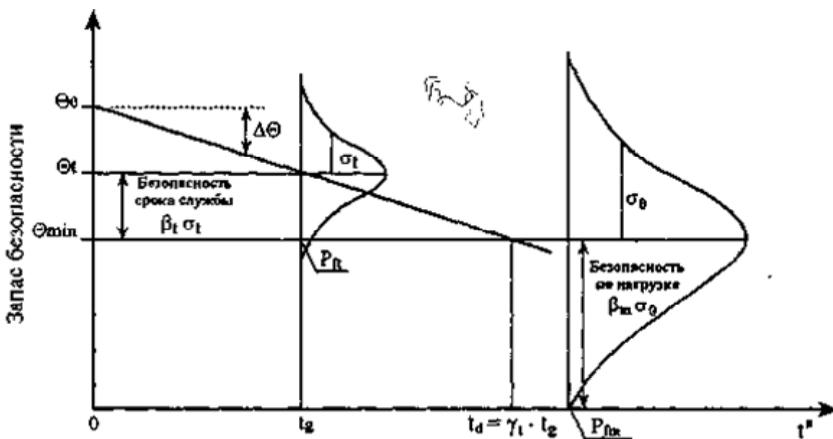


Рис. 2.40. Интерпретация запаса безопасности (надежности) при механических воздействиях и воздействиях внешней среды [55]

Коэффициентом безопасности (надежности) срока службы является отношение среднего срока службы к заданному сроку службы, то есть

$$\gamma_t = \mu(t_L)/t_g, \quad (2.61)$$

где γ_t – коэффициент безопасности по сроку службы, соответствующий принятой обеспеченности расчетного срока службы; $\mu(t_L)$ – среднее значение срока службы; t_g – заданный срок службы.

В формате метода предельных состояний железобетонные конструкции характеризуются необходимыми размерами и характеристиками материалов при выполнении условия надежности в детерминированной форме, отражающего в терминах принципа эксплуатационного качества гарантии сохранения требуемого уровня надежности в течение времени эксплуатации

$$R_d(t_d) - S_d(t_d) \geq 0, \quad (2.62)$$

где $R_d(t_d)$ – расчетное значение сопротивления (несущей способности) железобетонных конструкций в конце расчетного срока службы; $S_d(t_d)$ – расчетное значение механических воздействий и окружающей среды на железобетонную конструкцию в конце расчетного срока службы.

При одновременных механическом и химическом воздействиях, сопровождающихся снижением сопротивления конструкции из-за коррозии арматуры, условия надежности записываются в виде

$$S_{d,c} < S_{d,c}, \quad (2.63)$$

где расчетные значения механических и коррозионных воздействий даны выражением

$$S_{d,c} = S \left(\sum_j \gamma_{GC,j} G_{k,j}; \sum_{iil} \gamma_{QC,i} \Psi_{QC,i} - Q_{k,i} \right). \quad (2.64)$$

Здесь $G_{k,j}$, $Q_{k,i}$ – характеристические значения постоянных и переменных механических воздействий, $\gamma_{GC,j}$, γ_C , $\gamma_{QC,i}$ – соответственно коэффициенты надежности для постоянной и временной нагрузок и только для коррозионных воздействий, $\Psi_{QC,i}$ – коэффициент сочетаний временных нагрузок и коррозионных воздействий.

Расчетное значение сопротивления элемента

$$R_{D,C} = R(X_{D,C}; \gamma_{C ak}; \dots), \quad (2.65)$$

где $X_{D,C}$ – расчетные характеристики бетона и арматуры при коррозионных воздействиях; $\gamma_{C ak}$ – расчетное значение глубины коррозии стальной арматуры.

В случае отсутствия депассивации стали уравнение (2.63) приобретает смысл (2.62)

$$\gamma_{CPk}(t_{serv}) < d/\gamma_{C,M}, \quad (2.66)$$

где $\gamma_{CPk}(t_{serv})$ – расчетное значение глубины проникания агрессивной среды в бетон в течение планируемого срока службы; $d/\gamma_{C,M}$ – номинальное значение толщины защитного слоя бетона, уменьшенное на соответствующее значение коэффициента надежности $\gamma_{C,M}$ при механических и коррозионных воздействиях.

2.4.3. Определение коэффициента безопасности по сроку службы

Для определения зависимости между коэффициентом безопасности срока службы и вероятностью разрушения используются стохастические методы.

При известных распределениях нагрузки и свойств материалов формула (2.62) имеет вид

$$R(t_d) - S(t_d) > \theta_{\min}, \quad (2.67)$$

где θ_{\min} – минимально допустимый уровень запаса безопасности (надежности), который гарантирует основную безопасность конструкции от механических воздействий (нагрузки) с учетом деградации материала во время эксплуатации под влиянием окружающей среды.

При вычислении параметров долговечности через различные модели долговечности характеристика безопасности β^* для нормального распределения принята как

$$\beta^* = \frac{D_{\max} - D_G}{v_D D_G} = \frac{1}{v_D} \left(\frac{D_{\max}}{D_G} - 1 \right), \quad (2.68)$$

где D_{\max} – максимально возможная деградация; D_G – средняя деградация, соответствующая заданному сроку службы t_G , v_D – коэффициент вариации.

В приложении к задачам расчета прочности более строгие обоснования при определении β даны в работах В.Д. Райзера [57-60]

$$\beta = (\bar{R} - \bar{F}) / (\sigma_R^2 - 2k_{RF} + \sigma_F^2)^{1/2}, \quad (2.69)$$

где $R - F = S$ математическое ожидание сопротивления и несущей способности, σ – стандартное отклонение, k_{RF} – коэффициент

корреляции с учетом наличия корреляционной связи между усилием и несущей способностью.

Методика прямого вероятностного подхода к оценке долговечности железобетонных конструкций, основанная на применении нормального закона распределения и априорности статистических параметров сопротивления, усилий и скорости износа, развита А.П. Кудзисом [35]. Вероятность разрушения при одновременном действии силовых и несиловых факторов определяется с применением характеристики безопасности в следующей форме

$$\beta_T = \frac{R_d - S_d - tv_{R,mt}}{(s^2R + s^2S + t^2v_R)^{1/2}}, \quad (2.70)$$

где v_R – скорость снижения сопротивления по квазилинейному закону, t – продолжительность воздействия агрессивной среды.

Запас безопасности при механических воздействиях θ_{\min} выражается как

$$\theta_{\min} = \beta_m \sigma_0, \quad (2.71)$$

где σ_0 – нормальное стандартное отклонение (среднеквадратическое отклонение) запаса безопасности, β_m – требуемое значение характеристики безопасности для случайной величины m при действии нагрузок.

Соотношения между требованиями безопасности в отношении долговечности и коэффициентом безопасности по сроку службы даны в [55].

При условии, что потери запаса безопасности, зависящие от деградации, пропорциональны t^n , значение функции $\theta(t)$ можно выразить как

$$\theta(t) = \theta_0(1-kt^n), \quad (2.72)$$

где $\theta(t)$ – запас безопасности при $t = 0$, n – экспонента, k – постоянный коэффициент. Коэффициент вариации v_D постоянен и

$$\mu(\Delta\theta) = \theta_0 kt^n, \quad (2.73)$$

$$\sigma(\Delta\theta) = \theta_0 kt^n. \quad (2.74)$$

С течением времени $\mu(\Delta\theta)$ уменьшается, а $\sigma(\Delta\theta)$ увеличивается.

Из рис. 2.40 и 2.41 следует, что

$$\beta_t \sigma_t = \theta_t - \theta_{\min}, \quad (2.75)$$

тогда

$$\beta_t = (\theta_t - \theta_{\min})/V_D (\theta_0 - \theta_t). \quad (2.76)$$

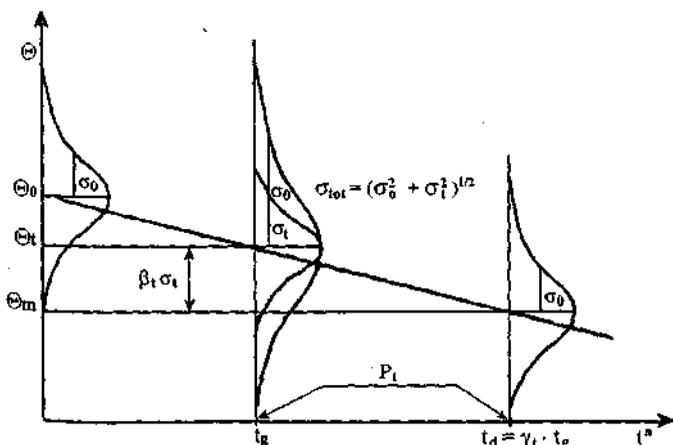


Рис. 2.41. Изменение $\mu(\Delta\theta)$ и $\sigma(\Delta\theta)$ с течением времени

Так как $\frac{\theta_0 - \theta_{\min}}{\theta_0 - \theta_t} = \frac{\gamma_t t_g}{t_g^n} = \gamma_t^n$, то с учетом (2.76)

$$\beta_t = (\gamma_t^n - 1)/\nu_0, \quad (2.77)$$

$$\text{и } \gamma_t = (\beta_t \nu_D + 1). \quad (2.78)$$

Здесь θ_t – запас безопасности, σ_t – стандартное отклонение $\Delta\theta$, β_t – требуемый показатель безопасности при $t = t_g$. Значение γ_t зависит только от β_t , коэффициента вариации деградации и экспоненты n и не зависит от срока службы. Значения γ , зависят также от максимально допустимой вероятности разрушения.

2.4.4. Определение характеристик надежности при логнормальном законе распределения срока службы

Если в расчете долговечности используется принцип эксплуатационного качества, а сопротивление R и нагрузка S – нормально распределенные величины, то вероятность разрушения, вызванного деградацией, без учета корреляционной связи может быть определена с помощью коэффициента $\beta(t)$. Он характеризует относительное отклонение величины $\beta(t) = R_d(t_d) - S_d(t_d)$ от среднего значения при нормальном законе распределения:

$$\beta(t) = \frac{\mu[R, t] - \mu[S, t]}{(\sigma^2[R, t] - \sigma^2[S, t])^{1/2}}, \quad (2.79)$$

где μ – среднее значение, а σ – стандартное отклонение. Коэффициент $\beta(t)$ нормально распределен. В конструктивном расчете β является характеристикой безопасности или надёжности.

Хотя деградация (глубина нейтрализации или повреждения защитного слоя бетона) является нормально распределённой, при распределении срока службы имеет место заметное отклонение относительно среднего значения в сторону более короткого срока. Логнормальное распределение означает, что срок службы распределяется нормально по логарифмической шкале времени.

Если $\mu(t_L)$ – среднее значение, а $\sigma(t_L)$ – стандартное отклонение логнормального распределения срока службы, а функция $Y = \ln(t_L)$ – нормально распределена, то средние значения и стандартное отклонение этой функции могут быть получены, например, как

$$\mu(Y) = \ln \mu(t_L) - 1/2 \sigma^2(Y), \quad (2.80)$$

$$\sigma^2(Y) = \ln \left[1 - \left(\frac{\sigma(t_L)}{\mu(t_L)} \right)^2 \right]. \quad (2.81)$$

Вероятность срока службы имеет вид

$$P\{t_L < t\} = P\{\ln t_L < \ln t\} = \Phi(-\beta), \quad (2.82)$$

Здесь Φ – функция кумулятивной плотности стандартного нормального распределения.

Характеристика безопасности β и коэффициенты надёжности по сроку службы γ_i при этом распределении имеют вид

$$\beta = \frac{\ln(\gamma_T t_g) - 1/2 \ln(1 + v_L^2) - \ln(t_g)}{[\ln(1 + v_L^2)]^{1/2}}, \quad (2.83)$$

где v_L – коэффициент вариации по сроку службы.

$$\gamma_t = \exp\{\beta / \ln(1 + v_L^2)\}^{1/2} + 1/2 \ln(1 + v_L^2)\}. \quad (2.84)$$

Проектирование долговечности железобетонных конструкций в формате метода предельных состояний может быть выполнено раздельным или комбинированным расчетным методами. В комбинированном расчётном методе процедура вычислений такова, что вначале выполняется расчёт по предельным состояниям с учетом ре-

зультатов расчёта долговечности и требуемой безопасности в конце срока службы. Этот прием удобен в случае деградационных механизмов, которые прямо влияют на несущую способность или другие параметры железобетонных конструкций. После нахождения размеров и требований к материалам для железобетонных конструкций необходимо выполнить условие ограничения для "m", то есть, что относительное уменьшение безопасных границ в течение $0 \rightarrow t_d$

$$m = (\theta_0 - \theta_m) / \theta_0 \leq 0.7, \quad (2.85)$$

θ – запас безопасности, который определяется, используя характеристические (нормативные) значения нагрузки и характеристик материалов. Изменение границ безопасности в связи с дополнительным "разбросом", вызванным влиянием деградации

$$\theta(t) = \theta_0 - \Delta\theta(t), \quad (2.86)$$

где θ_0 – среднее "характеристических" границ безопасности при $t = 0$; $\Delta\theta(t)$ – изменение в "характеристических" значениях безопасных границ вследствие деградации (рис. 2.41).

Принято также условие, что характеристика безопасности от разрушений или повреждений вследствие деградации θ должна быть не менее общей характеристики безопасности β_m

$$\beta_m = \beta_1 \frac{\alpha_t}{1 - (1 - \alpha_t^2)^{1/2}}, \quad (2.87)$$

где α_t – отношение стандартного отклонения вследствие деградации к общему стандартному отклонению.

Значения β зависят от последствий повреждения или выхода из строя и принципа оценки безопасности.

Значения коэффициента надёжности по нагрузке, сроку службы и вероятности разрушения (табл. 2.17) зависят от класса безопасности (надёжности). Для 1-го класса безопасности ($\beta = 3.8$) значение коэффициента надёжности по нагрузке и характеристики материалов такие же, как в обычном расчёте. Для 2-го класса безопасности ($\beta = 3.1$); $\gamma_g = 1,3$; $\gamma_p = 1,38$; $\gamma_c = 1,4$; $\gamma_s = 1,13$.

Значения коэффициента безопасности по сроку службы γ_t .

Таблица 2.17

Предельное состояние	Класс безопасности (последствия разрушения)	Вероятность разрушения (после t_G), P_f	Характеристика безопасности (после t_G)	Коэффициент безопасности по сроку службы γ_b при ν_D		
				0,4	0,6	0,8
1-ая группа	1.(серьезные последствия)	$7,2 \times 10^{-5}$	3,8	2,52	3,28	4,04
	2.(нет серьезных последствий)	$7 \cdot 10^{-4}$	3,1	2,24	2,86	3,48
2-ая группа	1.(последствия заметны)	$6,2 \times 10^{-3}$	2,5	2,00	2,50	3,00
	2.(нет серьезных последствий)	$6,7 \times 10^{-2}$	1,5	1,60	1,90	2,20

Прямая задача состоит в определении срока службы, а обратная – в проектировании элемента с заданным сроком службы. К расчетам срока службы по возможным признакам выхода конструкций из строя относятся:

- прогнозирование срока службы по признаку депассивации бетона защитного слоя;
- расчетная оценка толщины защитного слоя;
- расчет срока службы железобетонной конструкции по признаку выносивости арматуры;
- расчет срока службы железобетонной конструкции по признаку выносивости бетона [55].

2.4.5. Практическая оценка срока службы железобетонных элементов с учетом стохастического характера коррозионного процесса в бетоне и арматуре

Условие гарантии безопасной работы в терминах срока службы, имеет здесь форму неравенства В.П. Чиркова [70-73]

$$T\{\tilde{q}, q, \varepsilon, \tilde{A}, \tilde{R}_b, \tilde{R}_s\} \geq T_n, \quad (2.88)$$

где q, ε – скорость изменения нагрузки и деформаций с течением времени; q, A, R_b, R_s – случайные значения нагрузки, геометрических параметров, прочностных характеристик бетона и арматуры. Левая

часть неравенства учитывает изменения во времени несущей способности и нагрузки, влияние случайных факторов на долговечность конструкций и представляет собой срок службы конструкции с необходимой надежностью; правая – его нормативное значение T_n .

В более простой форме срок службы определяется раздельно по всем возможным признакам выхода конструкций из строя. К ним относятся: исчерпание несущей способности от действия изгибающего момента – T_1 , поперечной силы – T_2 , карбонизация защитного слоя бетона – T_3 , коррозия арматуры, чрезмерное развитие во времени прогибов – T_4 и трещин – T_5 . Срок службы должен быть не менее нормативного

$$T \geq T_n, \quad (2.89)$$

где T – минимальный из сроков, определенных по разным признакам нарушения долговечности и выхода конструкции из строя.

Тогда условие времени $t > T_4$, $t > T_5$ соответствует переходу железобетонной конструкции в неисправное состояние; при $t > T_1$, $t > T_2$, $t > T_3$ конструкция переходит в предельное состояние.

С учетом закона проникания среды в бетон

$$p_k(t) = v_{p,t,k} c_e c_c c_g k_{q,l} (t_{pen})^m, \quad (2.90)$$

где $p_k(t)$ – характеристическое значение глубины проникания агрессивной среды по данным опытов, мм; $v_{p,t,k}$ – характеристическое значение средней скорости проникания, мм год^{-m}; m – опытный коэффициент, обычно меньше или равный 0,5; t_{pen} – продолжительность проникания в годах; c_e , c_c , c_g – коэффициенты, характеризующие соответственно влияние окружающей среды, качество изготовления и ухода за бетоном, геометрию конструкций. Корреляция между глубиной проникания кислой/хлористой агрессивной среды в защитный слой бетона или толщиной поврежденной вследствие коррозии части сечения стальной арматуры и продолжительностью t этих процессов отражена на рисунках 2.42 и 2.43. Вероятностные модели предполагают справедливость применения нормального закона распределения для параметров бетона и арматуры и постоянного коэффициента вариации.

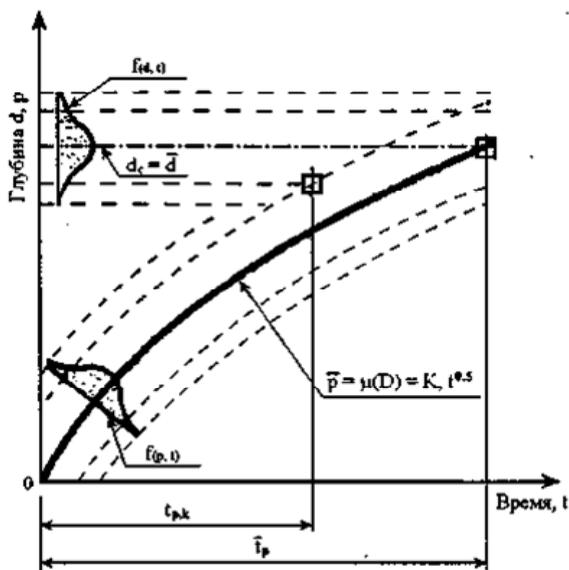


Рис. 2.42. Вероятностная модель оценки периода проникания защитного слоя бетона: \bar{d} и \bar{p} – математическое ожидание соответственно толщины защитного слоя и глубины проникания агрессивной среды, то есть поврежденной части сечения; $t_{i,k}$ и \bar{t}_p – соответственно характеристическое значение и математическое ожидание продолжительности периода проникания; $f(d,t)$ и $f(p,t)$ – законы распределения d и p в дифференциальной форме (плотности вероятности)

Двухстадийная модель коррозии стальной арматуры в бетоне рис.(2.44), состоит из периодов последовательного проникания фронта коррозии в защитном слое бетона и распространения коррозии по объему, занимаемому арматурой. Первый период t_0 продолжается до времени T_{cb} , когда концентрация агрессивных составляющих среды станет больше критической величины, необходимой для депассивации поверхностных слоев арматуры. В течение фазы t_1 глубина слоя коррозии арматуры увеличивается с начального значения a_0 до критического значения a_{cr} , выше которого критерии безопасности или эксплуатационной пригодности не могут быть удовлетворены.

Для процедуры расчета срока службы должны быть установлены корректные и чувствительные критерии предельных состояний.

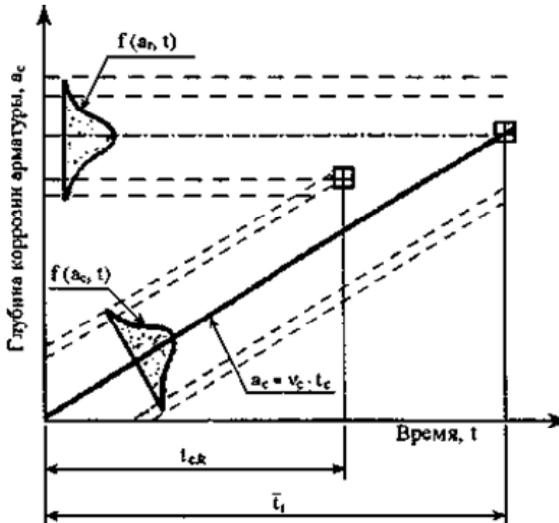


Рис. 2.43. Вероятностная модель оценки периода коррозии арматуры: \bar{a}_r , \bar{a}_c – математическое ожидание максимально допустимой толщины слоя поврежденной части сечения арматуры, соответственно, и глубины коррозии; $f(a_r) > f(a_c)$ – плотности вероятности; $t_{c,k}$, \bar{t}_i – соответственно характеристическое значение и математическое ожидание продолжительности периода коррозии

При рассмотрении предложенной модели (рис. 2.44) принято допущение, что срок службы железобетонной конструкции зависит от продолжительности 2-х периодов: а) начального инкубационного (время инициации коррозии) и б) периода распространения коррозии. Критическими событиями здесь являются: депассивация поверхностного слоя арматуры – при наличии влаги или кислорода начинает развиваться коррозия арматуры; образование коррозионных трещин в бетоне защитного слоя; отслаивание защитного слоя.

Критерий безопасности, выражаемый через требования сохранности арматуры в условиях коррозионных воздействий, для начального периода имеет вид:

– в терминах срока службы:

$$t_L \geq t_0, \quad (2.91)$$

где t_L – текущий (расчетный) срок службы; t_0 – период времени инициации коррозии;

$$l_t < d, \quad (2.92)$$

где l_t – глубина проникания фронта агрессивной среды в бетон защитного слоя; d – толщина защитного слоя бетона.



Рис. 2.44. Схематическое представление коррозионного процесса в форме двухфазной модели

Условия (2.91 и 2.92) обычно рассматриваются для всех видов хлоридной коррозии, так как локальная скорость проникания среды не является гарантированной величиной и высока неопределенность в отношении периода распространения коррозии арматуры. Эти правила также принимаются для предварительно напряженных конструкций ввиду того, что уменьшение площади поперечного сечения высоконапряженной арматуры не является допустимым и существует большой риск разрушения конструкций вследствие поверхностной коррозии.

Критерии безопасности для второго периода, записанные в терминах срока службы, имеют вид:

$$t_L \geq t_0 + t_1, \quad (2.93)$$

t_1 – продолжительность периода допустимой коррозии арматуры;
– в терминах эксплуатационного качества:

$$a_t \leq a_{cm}, \quad (2.94)$$

где a_t – толщина поврежденного слоя арматуры, характеризующая потерю эффективного сечения арматуры; a_{cm} – допустимое значение снижения толщины слоя, при котором еще сохраняются гарантии безопасности.

Выражения (2.93) и (2.94) справедливы при условиях: равномерной коррозии арматуры; превышения фактической начальной площади поперечного сечения растянутой арматуры над расчетной; при $G_s(t) \leq R_s$, когда участок локального повреждения, вызванного коррозией, не совпадает с критическим сечением силовых воздействий и напряжения в арматуре невысоки.

Условие безопасности имеет вид

$$\beta \geq \beta_0. \quad (2.95)$$

Некоторые значения нормируемых показателей надежности (безопасности) β_0 по данным Еврокода 1 в таблице 2.18.

Таблица 2.18 – Показатели безопасности (надежности)

Критерии состояния	Событие	Показатель надежности, β_0
II группа	Начало коррозии арматуры	1,5...1,8 (EC 1)
II группа	Отслоение бетона защитного слоя, нарушение водонепроницаемости	2,0...3,0
I группа	Разрушение конструкции	3,6...3,8 (EC 1)

Условная градация коррозионного поражения дана на рисунке 2.45 и выражена как уменьшение площади поперечного сечения до 5 %; 5 %–15 %; выше 15 %.



Рис. 2.45. Зависимость коэффициента k от % повреждений защитного слоя бетона

Влияние коррозии выражено в уменьшении рабочей площади стержня: равномерном – при карбонизации, и неравномерном – при действии ионов хлора (рис. 2.46).

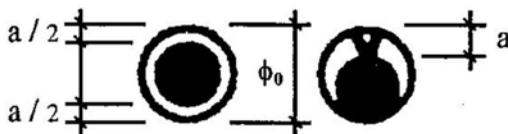


Рис. 2.46. Влияние коррозионного процесса на характер изменения рабочего сечения арматурного стержня: а – равномерное при карбонизации; б – с образованием продольной трещины при воздействии хлоридов; а – толщина поврежденной части сечения арматуры

Изменения скорости коррозии арматуры (рис. 2.47) существенно предопределены колебаниями относительной влажности, которые часто носят сезонный характер.

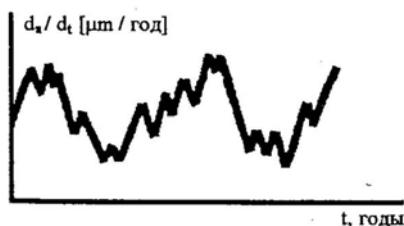


Рис. 2.47. График изменений скорости коррозии арматуры, отражающей сезонные колебания температуры и относительной влажности

Фронт проникания среды не должен достигать с учетом обособленных границ безопасности поверхности арматурного стержня в течение времени воздействия при выполнении критерия (рис. 2.48 и 2.49):

Время проникания агрессивной среды в годах в формате метода предельных состояний записывается как

$$(t_{pen})^m = (d/g_c v_{p,t,k} c_e c_c c_g k_q)^{1/m}. \quad (2.96)$$

Гарантированный уровень величины защитного слоя d_m выражается в виде

$$d_m = d_c + k_s, \quad (2.97)$$

где d_c – нормированное значение толщины защитного слоя; s – стандартное отклонение; k – характеристика безопасности, связан-

ная через нормальное распределение с уровнем, ниже которого встречаются дефекты (табл. 2.19).

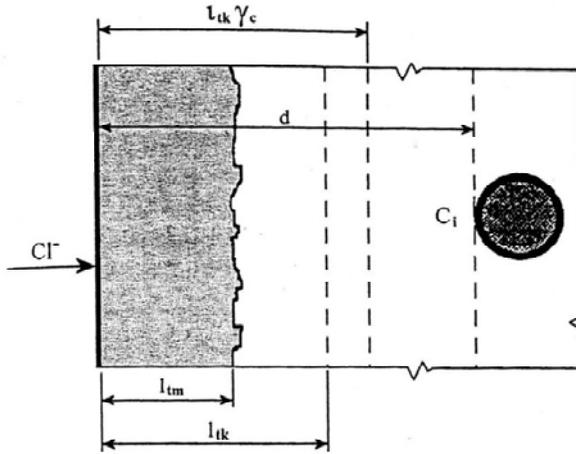


Рис. 2.48. К определению характеристического значения глубины проникания в бетон агрессивной среды: l_{tm} – среднее значение глубины проникания по результатам статистической обработки опытных данных, мм; l_{tk} – характеристическое значение глубины проникания, мм; d – толщина защитного слоя

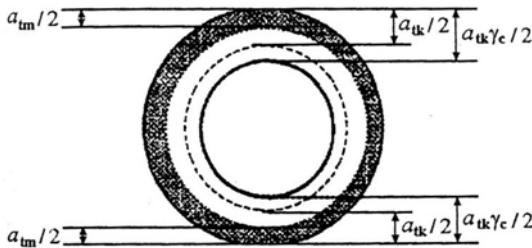


Рис. 2.49. К определению характеристического значения толщины поврежденного слоя арматурного стержня при равномерной коррозии: $a_{tm}/2$ – среднее значение толщины поврежденного слоя; $a_{tk}/2$ – соответствующее характеристическое значение

Глубина слоя коррозии арматуры выражается

$$a_{tk} = v_{c,t,k} C_{cor} t_{cor}, \quad (2.98)$$

$a_{t,k}$ – характеристическое значение глубины поврежденного слоя арматуры, мм; $v_{c,t,k}$ – характеристическое значение средней скорости

коррозии арматуры по результатам испытаний, мм год⁻¹; c_{cor} – коэффициент, учитывающий разницу между опытными образцами и реальной конструкцией; t_{cor} – продолжительность коррозии арматуры, выраженная в годах.

Таблица 2.19 – Зависимость % дефектов от значения коэффициента k

% дефектов	Значения коэффициента k
10,0	1,28
5,0	1,64
2,5	1,96
1,0	2,33

При условии, что

$$[a] \geq a_{tk} \gamma_{c,2}, \quad (2.99)$$

где $[a]$ – допустимое значение глубины коррозии арматуры в пределах границ безопасности, мм; a_k – характеристическое значение глубины коррозии арматуры, мм; $\gamma_{c,2}$ – коэффициент надежности для глубины слоя коррозии, характеристическое значение имеет вид

$$a_{t,k} = v_{c,t,k} c_{cor} t_{cor} k_q. \quad (2.100)$$

Тогда время коррозии

$$t_{cor} \leq a_{tk} / v_{c,t,k} c_{cor} t_{cor} k_q. \quad (2.101)$$

Для условий, когда коррозия арматуры не приводит к снижению уровня безопасности конструкции ниже минимально допустимого, время действия агрессивной среды ограничивается зависимостью

$$t_{pen} + t_{cor} \leq (d/\gamma_{c1} v_{c,t,k} c_{cor} t_{cor} k_q)^{1/m} + a_{tk} / v_{c,t,k} c_{cor} k_q. \quad (2.102)$$

2.5. Применение вероятностной модели прогнозирования срока службы железобетонных конструкций при воздействии хлоридсодержащих жидких сред для условий Республики Беларусь

2.5.1. Вероятностные модели базисных переменных. Факторы модели иницирования

Для расчета принята следующая вероятностная модель: проектная толщина защитного слоя $c_{cov} = 40$ мм, фактическая толщина

подчиняются нормальному закону распределения с математическим ожиданием $\mu = 40$ мм и стандартным отклонением $\sigma = 0,5$ мм.

Для расчетов вероятности безотказной работы (по критерию превышения концентрации хлора в районе арматуры) использовались следующие значения времени эксплуатации железобетонных элементов из множества {1, 10, 20, 30, 40, 50, 75, 100} лет.

Учитывая климатические условия областных центров Республики Беларусь, принимаются следующие значения параметров распределения вероятностей климатических факторов (таблица 2.20). Будем при этом предполагать, что распределение вероятностей этих факторов – треугольное со следующими параметрами: минимально возможное значение, наиболее вероятное значение, максимально возможное значение.

Таблица 2.20 – Параметры распределения вероятностей климатических факторов

Областные центры РБ	Параметры	Минимальное значение	Наиболее вероятное значение	Максимальное значение
Брест	$k_{C,T}$	1,28	1,6	1,92
	$k_{D,RH}$	0,16	0,2	0,24
	$k_{D,T}$	0,48	0,6	0,72
Витебск	$k_{C,T}$	1,376	1,72	2,064
	$k_{D,RH}$	0,2	0,25	0,3
	$k_{D,T}$	0,424	0,53	0,636
Гомель	$k_{C,T}$	1,296	1,62	1,944
	$k_{D,RH}$	0,184	0,23	0,276
	$k_{D,T}$	0,456	0,57	0,684
Гродно	$k_{C,T}$	1,32	1,65	1,98
	$k_{D,RH}$	0,264	0,33	0,396
	$k_{D,T}$	0,448	0,56	0,672
Минск	$k_{C,T}$	1,36	1,7	2,04
	$k_{D,RH}$	0,184	0,23	0,276
	$k_{D,T}$	0,432	0,54	0,648
Могилев	$k_{C,T}$	1,376	1,72	2,064
	$k_{D,RH}$	0,264	0,33	0,396
	$k_{D,T}$	0,424	0,53	0,636

Поверхностное содержание хлора, измеренное при эквивалентных условиях и качестве бетона $C_{sn,eq}$ для наихудших условий принимается равным константе 2,2 %. Однако учитывая, что воздействие хлора на поверхность железобетонных элементов не постоянное (негативное воздействие характерно в зимние месяцы при применении антиобледенительных хлорсодержащих смесей), для эквивалентного поверхностного содержания хлора выбрано значение 1,5 %.

Критическая концентрация хлора C_{crit} принимается равной 0,40 % по массе цемента (со стандартным отклонением $\sigma = 0,15$).

Коэффициент учета влияния состава бетона на поверхностное содержание хлора $k_{C,conc}$ равен 1 для бетонов с водоцементным отношением В/Ц = 0,4.

Коэффициент учета расстояния по горизонтали до источника хлоридов $k_{C,d}$ определяется по регрессионной модели и принят равным 0,5.

Коэффициент учета расстояния по вертикали к источнику хлоридов $k_{C,h}$ определяется регрессионным уравнением и выбран равным 1.

Коэффициент учета ориентации поверхности к движению транспорта $k_{C,o}$ принимается для горизонтальных поверхностей $k_{C,o} = 0,7$.

Начальный коэффициент диффузии в стандартных условиях D_0 , предполагается подчиняющимся нормальному закону распределения с математическим ожиданием $1,22 \cdot 10^{-11}$ и стандартным отклонением $1,22 \cdot 10^{-12}$.

Коэффициент учета набора прочности $k_{D,c}$ выбран равным 1 для времени набора прочности 7 дней.

Коэффициенты учета влияния метода испытаний $k_{D,test}$ и $k_{C,test}$ приняты равными 1.

Возраст измерения начального коэффициента диффузии t составляет $D_0 = 28$ суток или $D_0 = 2419200$ секунд.

Коэффициент возраста n , учитывающий уменьшение коэффициента диффузии D_a , подчиняется бета-распределению с параметрами: $\mu = 0,3$; $\sigma = 0,12$ (4,075; 9,508; 0; 1).

2.5.2. Факторы модели фазы распространения

Таблица 2.21 – Описание факторов модели распространения

Обозначение фактора в программе	Описание фактора	Значение
X1	t – возраст бетона, годы	1, 2, ..., 55
X2	ν_c – коэффициент Пуассона для бетона	0,2
X3	c_{cov} – защитный слой бетона, мм (20...40 мм)	Normal (40; 5)
X4	d_0 – толщина слоя продуктов коррозии в зоне сцепления арматуры с бетоном, мм	Tringular (0,1; 0,3; 0,5)
X5	E_{eff} – эффективный модуль упругости бетона, МПа;	для высокопрочного бетона принят $20 \cdot 10^3$
X6	D – диаметр арматурного стержня, мм	16
X7	ρ_{rust} – плотность продуктов коррозии, кН/м^3	30
X8	ρ_{st} – плотность стальной арматуры, кН/м^3	78
X9	α_r – коэффициент продуктов коррозии	принят равным 1
X10	f_{ctd} , Мпа	принят равным 3

2.5.3. Верификация достоверности модели

Для верификации достоверности расчетной модели выполнены расчеты изменения концентрации хлора в защитном слое бетона в зависимости от времени эксплуатации балок пролетных строений путепроводов. Результаты расчетов сравнивались с результатами, полученными при определении концентрации ионов хлора в реальных балках путепроводов г. Гомеля. Сопоставление результатов приведено в таблице 2.22 и на рисунке 2.50.

Таблица 2.22 – Описание факторов модели распространения

Наименование путе- провода	Срок эксплуатации, лет	Заданная концентрация хлора на поверхности балки	Оценка математического ожидания концентрации хлора на глубине залегания арматуры, %, к массе бетона	Толщина защитного слоя бетона ненапрягаемой арматуры, мм	Содержание ионов хлора Cl, %, к массе бето- на	
					март 2012 г.	ноябрь 2013
Путепровод по ул. Могилевской	25	1,5 %	0,416	20	0,15	0,18
		1 %	0,276			
Путепровод через ж.д. пути ст. Гомель- Северный	31	1,5 %	0,383	23	0,25	0,35
Путепровод через ж.д. пути по пр. Кос- монавтов	37	1,5	0,415	23	0,30	0,34
Путепровод по ул. Крупской	37	1,5	0,374	25	0,29	0,31
		1,2	0,297			
Путепровод по ул. Ильича	40	1,5	0,501	20	0,275	0,304
		1,0	0,33			
Путепровод Кузнечный II	41	1,5	0,37	26	0,39	0,40
Путепровод Кузнечный I	51	1,5	0,43	25	0,45	0,41

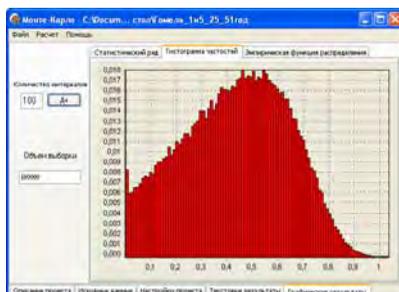
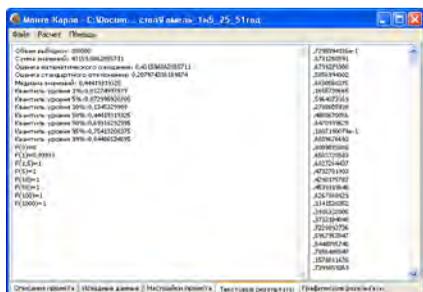


Рис. 2.50. Результаты моделирования концентрации хлора на глубине залегания арматуры для балки путепровода Кузнечный I (для поверхностной концентрации хлора 1,5 %)

При верификации достоверности расчетной модели выполнены расчеты изменения концентрации хлора в защитном слое бетона в зависимости от времени эксплуатации балок пролетных строений путепроводов. Результаты расчетов сравнивались с результатами определения концентрации хлора в защитном слое бетона балок пролетных строений путепроводов г. Гомеля. Сопоставление результатов расчетов показало хорошую сходимость.

2.5.4. Примеры использования модели

На рисунках 2.51, 2.52, 2.53 приведены результаты определения вероятности концентрации ионов хлора на минимально допустимой, в соответствии с требованиями норм для балок пролетных строений путепроводов и мостов, глубине расположения арматуры (40 мм) в зависимости от срока эксплуатации и климатических условий (на примере условий г. Гродно).

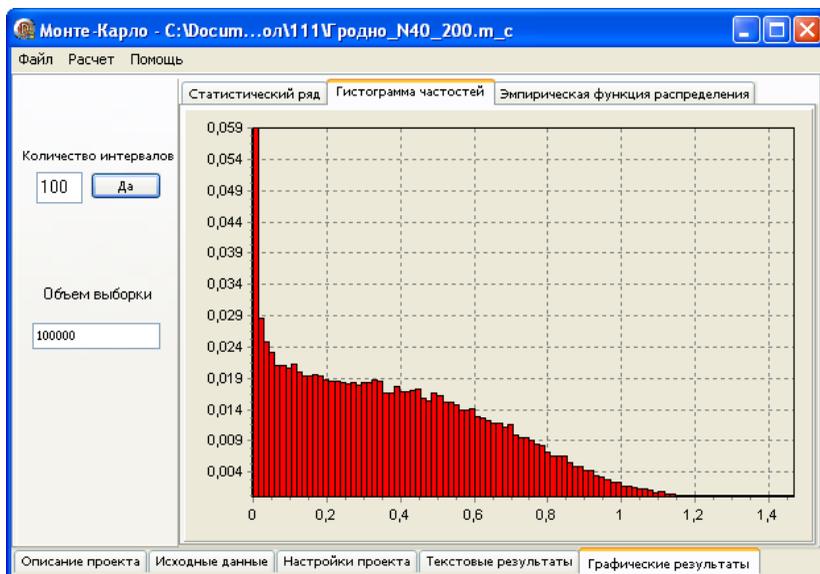


Рис. 2.51. Распределение вероятностей концентрации хлора на глубине 40 мм через 40 лет эксплуатации ж/б конструкции (г. Гродно)

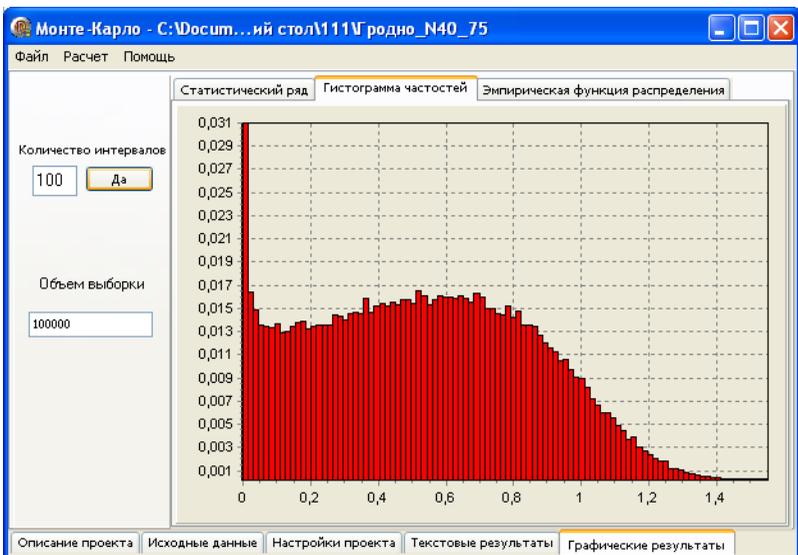


Рис. 2.52. Распределение вероятностей концентрации хлора на глубине 40 мм через 75 лет эксплуатации ж/б конструкции (г. Гродно)

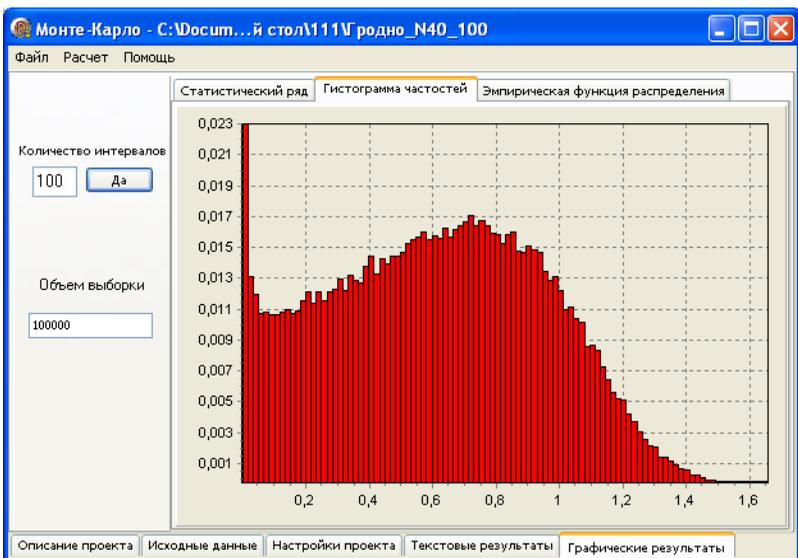


Рис. 2.53. Распределение вероятностей концентрации хлора на глубине 40 мм через 100 лет эксплуатации ж/б конструкции (г. Гродно)

Выполнены расчеты моделирования вероятности отказа несущей балки пролетного строения путепровода для постоянных негативных воздействий хлора при поверхностном содержании равном 2,2 % и различных климатических условиях республики Беларусь. Получены вероятности отказа конструкции в зависимости от срока эксплуатации при постоянной величине защитного слоя бетона и вероятности отказа конструкции в зависимости от величины защитного слоя бетона при нормативном сроке эксплуатации равном 75 лет. Расчеты выполнены по критерию инициирования концентрации ионов хлора в бетоне (рис. 2.54 а, б).

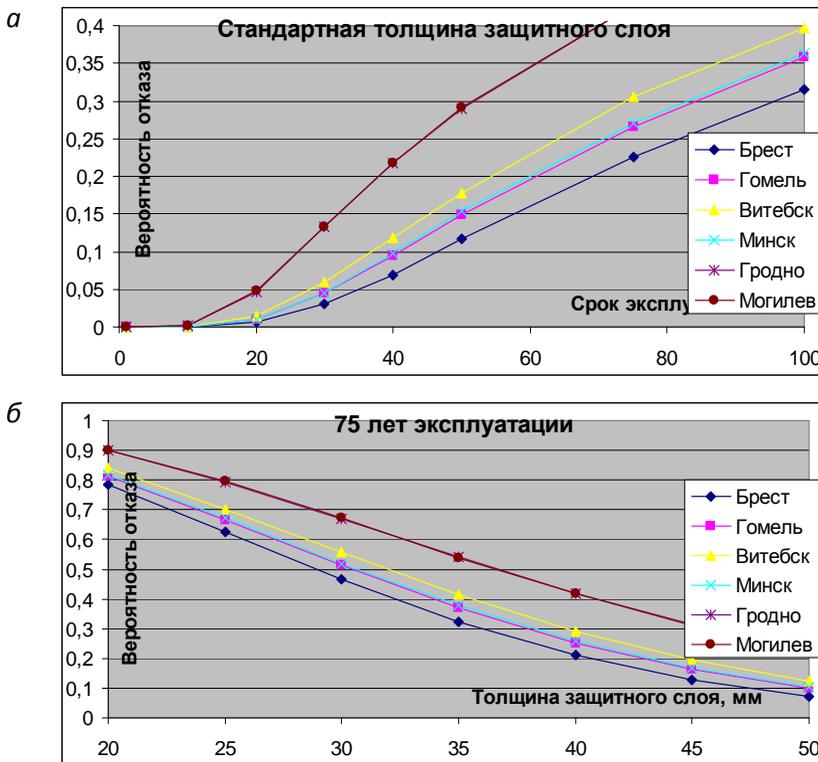


Рис. 2.54. Вероятности отказа несущей балки пролетного строения в зависимости от срока эксплуатации (а) и от величины защитного слоя бетона при нормальном сроке эксплуатации 75 лет (б)

Выполнены расчеты моделирования вероятности отказа несущей балки пролетного строения путепровода для случайных негативных воздействий хлора при поверхностном содержании равном 1,5 % и различных климатических условиях республики Беларусь. Получены вероятности отказа конструкции и индексы надежности в зависимости от срока эксплуатации при постоянной величине защитного слоя бетона (рис. 2.55 а, б) и вероятности отказа конструкции и индексы надежности в зависимости от величины защитного слоя бетона при нормативном сроке эксплуатации равном 75 лет (рис. 2.56 а, б). Расчеты выполнены по критерию инициирования концентрации ионов хлора в бетоне.

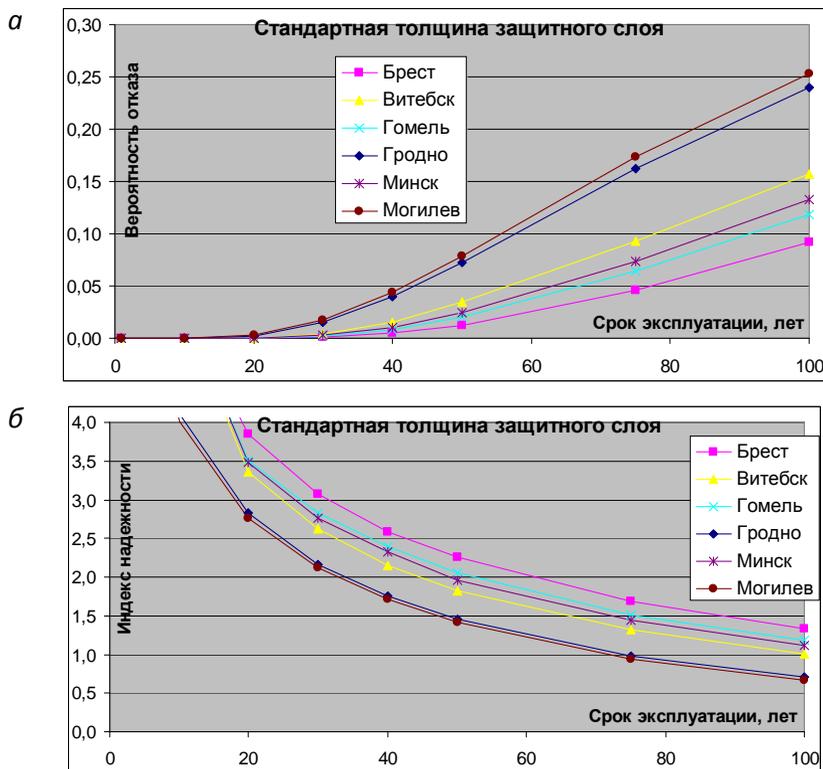


Рис. 2.55. Вероятности отказов (а) и индексы надежности (б) несущей балки пролетного строения в зависимости от срока эксплуатации при постоянной величине защитного слоя бетона

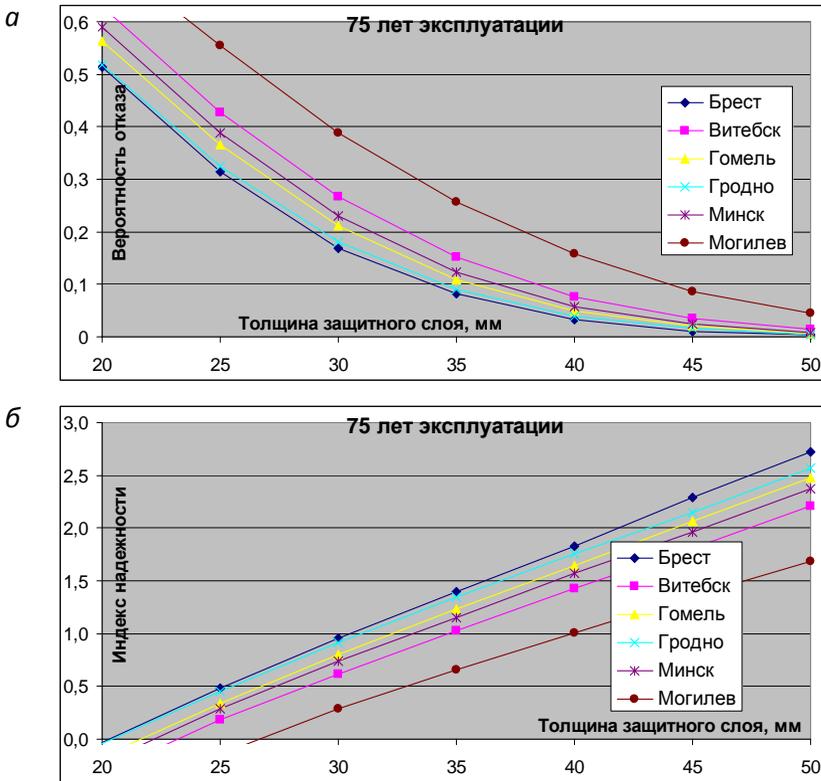


Рис. 2.56. Вероятности отказов (*а*) и индексы надежности (*б*) в зависимости от величины защитного слоя бетона при нормативном сроке эксплуатации 75 лет

Выполнены расчеты моделирования вероятности отказа несущей балки пролетного строения путепровода для фазы распространения ионов хлора в бетоне (рис. 2.57). Определены распределение вероятностей величины растягивающих напряжений в бетоне из-за коррозии арматуры через 6 лет (рис. 2.58) и оценка вероятности отказа железобетонного элемента, полученная по модели распространения, для критерия «развитие трещины» в течение 6 лет (рис. 2.59). Расчитана вероятность отказа железобетонного элемента в зависимости от длительности (времени) фазы распространения, полученная по модели, для трех различных критериев: критерий 1 – иницииро-

вания трещины; критерий 2 – развитие трещины; критерий 3 – достижение трещиной поверхности (рис. 2.60).

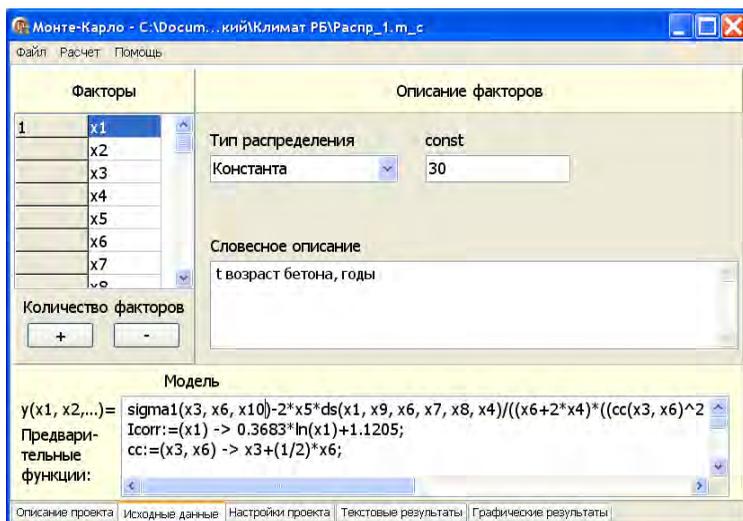


Рис. 2.57. Окно программы с реализацией модели распространения

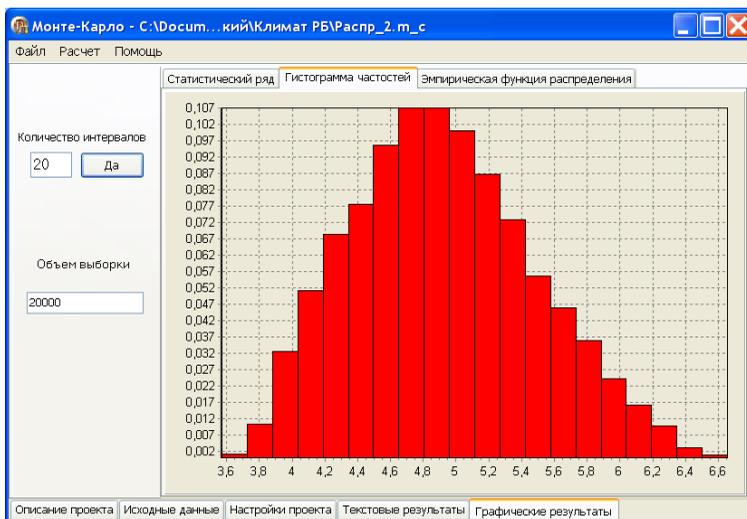


Рис. 2.58. Распределение вероятностей величины растягивающих напряжений в бетоне из-за коррозии арматуры через 6 лет

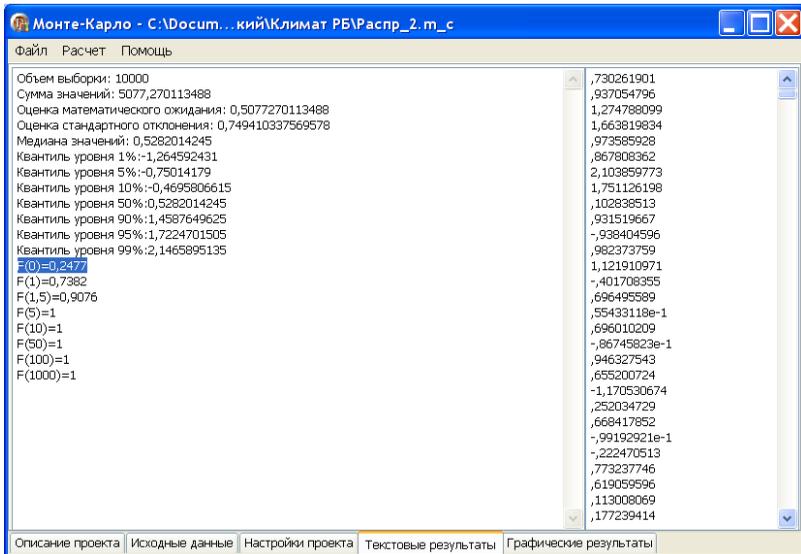


Рис. 2.59. Оценка вероятности отказа железобетонного элемента, полученная по модели распространения, для критерия «развитие трещины» в течение 6 лет

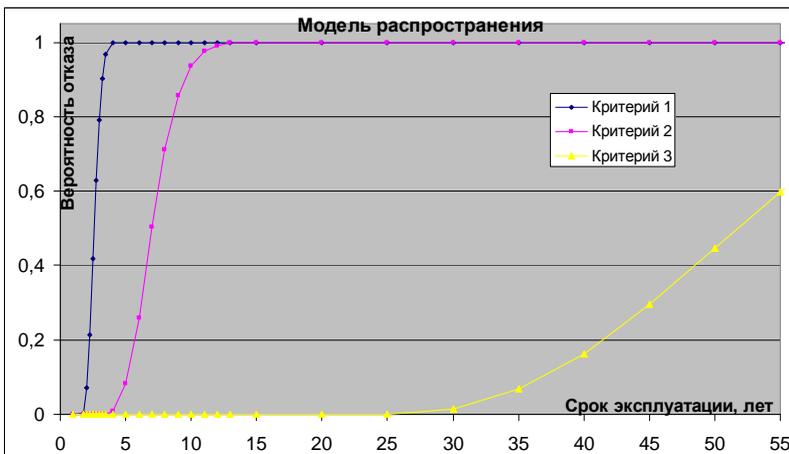


Рис. 2.60. Вероятность отказа железобетонного элемента в зависимости от длительности фазы распространения, для трех различных критериев: 1 – инициирование трещины; 2 – развитие трещины; 3 – достижение трещиной поверхности

Выводы :

1. При верификации достоверности расчетной модели выполнены расчеты изменения концентрации хлора в защитном слое бетона в зависимости от времени эксплуатации балок пролетных строений путепроводов. Результаты расчетов сравнивались с результатами определения концентрации хлора в защитном слое бетона балок пролетных строений путепроводов г. Гомеля. Сопоставление результатов расчетов показало хорошую сходимость.

2. Выполнено моделирование величины концентрации ионов хлора на минимально допустимой в соответствии с требованиями норм для балок пролетных строений путепроводов и мостов глубине расположения арматуры (40 мм) в зависимости от срока эксплуатации и климатических условий.

3. Для разных городов Беларуси выполнен расчет вероятности отказа железобетонных балок пролетных строений путепроводов XD3 класса по условиям эксплуатации, подвергающихся увлажнению растворами солей-антиобледенителей, содержащими ионы хлора. Получены вероятности отказа и индексы надежности в зависимости от срока эксплуатации при постоянной величине защитного слоя бетона 40 мм и вероятности отказа и индексы надежности в зависимости от величины защитного слоя бетона при нормативном сроке эксплуатации 75 лет. Индексы надежности при 75 годах эксплуатации для разных городов и минимальной толщине защитного слоя бетона 40 мм изменяются $\beta_{XD3} = 1,0 \dots 1,83$. Нормируемый индекс надежности согласно СТБ ISO 2394 для железобетонных конструкций, пригодных к нормальным условиям эксплуатации $\beta = 1,5$.

4. Выполнен расчет вероятности отказа железобетонного элемента по модели распространения в зависимости от длительности фазы распространения для трех различных критериев: 1 – иницирования трещины; 2 – развитие трещины; 3 – достижение трещиной поверхности. Расчет показал, что период распространения коррозии, который заканчивается после достижения трещиной поверхности конструкции, составит 6 лет.

Выводы по главе 2 :

1. На основе анализа моделей проникновения ионов хлора в бетон предложена приемлемая модель для решения вероятностной задачи определения концентрации хлора в защитном слое бетона в

зависимости от времени эксплуатации железобетонных конструкций при воздействии солей–антиобледенителей. Модель позволяет учитывать комплекс факторов (толщину защитного слоя бетона, коэффициент диффузии хлора, критическую концентрацию, поверхностное содержание хлора, время воздействия, автодорожные условия и др.), часть из которых являются стохастическими: в простейшем стационарном случае – случайными величинами с заданными законами распределения.

2. Обследованием путепроводов г. Гомеля подтверждено, что локально в балках при увлажнении дождевыми, тальными водами и растворами солей–антиобледенителей концентрация хлоридов увеличивается со временем эксплуатации. В отдельных случаях достигается предельная концентрация и происходит коррозия арматуры. Срок службы обследованных балок пролетных строений не достиг проектного срока службы 75 лет, но концентрация ионов хлора в бетоне в зоне арматуры, подверженной коррозионному разрушению, составила 0,4 % по отношению к массе бетона. Эта величина концентрации ионов хлора принята за предельную концентрацию, при которой происходит коррозионное разрушение арматуры.

3. Выполнено моделирование концентрации ионов хлора на минимально допустимой, в соответствии с требованиями норм для балок пролетных строений путепроводов и мостов, глубине расположения арматуры (40 мм) в зависимости от срока эксплуатации и климатических условий.

4. Для разных городов Беларуси выполнен расчет вероятности отказа железобетонных балок пролетных строений путепроводов XD3 класса по условиям эксплуатации, подвергающихся увлажнению растворами солей–антиобледенителей, содержащими ионы хлора. Получены вероятности отказа и индексы надежности от срока эксплуатации при постоянной величине защитного слоя бетона 40 мм и вероятности отказа и индексы надежности в зависимости от величины защитного слоя бетона при нормативном сроке эксплуатации 75 лет. Индексы надежности при 75 годах эксплуатации для разных городов и минимальной толщине защитного слоя бетона 40 мм изменяются $\beta_{XD3} = 1,0 \dots 1,83$. Нормируемый индекс надежности согласно СТБ ISO 2394 для железобетонных конструкций пригодных к нормальным условиям эксплуатации $\beta = 1,5$.

5. Выполнен расчет вероятности отказа железобетонного элемента по модели распространения в зависимости от длительности фазы распространения для трех различных критериев: 1 – иницирования трещины; 2 – развитие трещины; 3 – достижение трещиной поверхности. Расчет показал, что период распространения коррозии, который заканчивается после достижения трещиной поверхности конструкции, составит 6 лет.

Рекомендации по практическому использованию результатов

Полученные результаты используются в промышленном, гражданском и транспортном строительстве при прогнозировании сроков службы подвергающихся хлоридной агрессии железобетонных конструкций и при оценке их технического состояния и физического износа путем моделирования вероятности отказа или расчета индекса надежности.

Разработанную вероятностную модель прогнозирования долговечности железобетонных конструкций при воздействии агрессивных хлоридсодержащих сред целесообразно использовать:

- для оценки эксплуатационной пригодности при обследовании железобетонных несущих конструкций пролетных строений мостов и путепроводов, подвергающихся воздействию хлоридсодержащих солей–антиобледенителей;

- для прогнозирования срока службы проектируемых железобетонных конструкций в условиях агрессивной хлоридсодержащей среды;

- для расчета необходимой толщины защитного слоя бетона при заданном сроке службы железобетонных конструкций, эксплуатируемых в агрессивной хлоридсодержащей среде.

Библиографический список к главе 2

1. Алексеев, С.Н. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде / С.Н. Алексеев, Н.К. Розенталь. – М.: Стройиздат, 1976. – 205 с.
2. Алексеев, С.Н. Долговечность железобетона в агрессивных средах / С.Н. Алексеев, Ф.М. Иванов, С.Модры, П. Шиссль. – М.: Стройиздат, 1990. – 320 с.
3. Алексеев, С.Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне. – 2-е изд., перераб и доп. – М.: Стройиздат, 1988. – 230 с.
4. Александровский, С.В. Приложение теории ползучести к практическим задачам железобетонных конструкций / С.В. Александровский, В.М. Бондаренко, И.Е. Прокопович // В кн.: Ползучесть и усадка бетона. – М.: Стройиздат, 1976. – С. 56-62.
5. Алмазов, В.О. Прогнозирование поведения железобетонных конструкций при сложных воздействиях природного и техногенного характера / В.О. Алмазов [и др.] // Строительство и архитектура. – 1994. – № 11.
6. Алмазов, В.О. Железобетонные конструкции сооружений для добычи нефти и газа на континентальном шельфе северных морей : дис. на соиск. уч. степ. докт. техн. наук. – М., 1990.
7. Аварии и катастрофы. Предупреждение и ликвидация последствий : учебное пособие в 3-х книгах / В.А. Котляревский, К.Е. Кочетков, А.А. Носач, А.В. Забегаев и др.; под ред.: К.Е. Кочеткова, В.А. Котляревского и А.В. Забегаева. – М.: Изд-во АСВ, 1995, 1996. 1998.
8. Бабицкий, В.В. Неразрушающий контроль коррозионного состояния железобетонных конструкций.
9. Бабицкий, В.В. Оценка толщины защитного слоя бетона и степени коррозии стальной арматуры железобетонных конструкций.
10. Бабушкин, В.И. Термодинамика силикатов / В.И. Бабушкин, Г.М. Матвеев, О.П. Мчедлов-Петросян. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986.– 406 с.
11. Баженов, Ю.М. Технология бетона : учебник. – 3-е изд. – М.: Изд-во АСВ, 2002. – 500 с.
12. Болотин, В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. – 2-е изд., перераб. и доп.– М.: Стройиздат, 1982. – 351 с.
13. Болотин, В.В. Прогнозирование ресурса машин и конструкций / В.В. Болотин. – М.: Машиностроение, 1984. – 312 с.
14. Бондаренко, В.М. Надежность строительных конструкций и мостов / В.М. Бондаренко, Л.И. Иосилевский, В.П. Чирков. – М.: Изд-во акад. архитектуры и стр. наук, 1996. – 230 с.
15. Бондаренко, В.М. Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. – М.: Стройиздат, 1982. – 283 с.
16. Васильев, А.И. Оценка коррозионного износа рабочей арматуры в балках пролетных строений автодорожных мостов / Бетон и железобетон. – 2000. – № 2. – С. 20-23.

17. ГОСТ 15467-79. Управление качеством продукции. Основные понятия, термины и определения. – Введ. 01.07.1979. – М.: Издательство стандартов, 1979. – 23 с.

18. Гузеев, Е.А. Расчет железобетонных конструкций с учетом кинетики коррозии третьего вида / Е.А. Гузеев, Н.В. Савицкий // Коррозионная стойкость бетона, арматуры и железобетона в агрессивных средах: сб. тр. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1988. – С. 16-20.

19. 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. Тытук // Защита бетона и железобетона от коррозии: сб. тр. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1990. – С. 59-66.

20. Гузеев, Е.А. Интегральный метод оценки напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов в случае воздействия агрессивной среды и силовой нагрузки / Е.А. Гузеев, В.М. Бондаренко, Н.В. Савицкий // НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1984. – С. 20-27.

21. Гузеев, Е.А. Разрушение бетона и его долговечность : [монография] / Е.А. Гузеев, С.Н. Леонович, А.Ф. Милованов и др.; под ред. Гузеева Е.А. – Минск : Тьдзень, 1997. – 170 с.

22. Гусев, Б.В. Математические модели процессов коррозии бетона / Б.В. Гусев, А.С. Файвусович, В.Ф. Степанова, Н.К. Розенталь. – М.: ИИЦ «ТИМР», 1996. – 103 с.

23. Зайцев, Ю.В., Леонович С.Н. Прочность и долговечность конструкционных материалов с трещиной. – Минск: БНТУ, 2010. – 362 с.

24. Забегаев, А.В. Предисловие к книге Леонович С.Н., Петренко С.И. Основы физически твердого тела. – Минск: Техноприн, 2002. – С. 8-9.

25. Иванов, Ф.М. Защита железобетонных конструкций транспортных сооружений от коррозии. – М.: Транспорт, 1968. – 176 с.

26. Иванов, Ф.М. Оценка воздействий внешней среды на бетон в нормативных документах / Ф.М. Иванов, Н.К. Розенталь // Бетон и железобетон. – 1990. – №11. – С. 42-44.

27. Калмыков, В.В. Влияние углерода на коррозионное поведение термически упрочненного проката / Защита металлов. – 1987. – Т. 23, №4. – С. 659-662.

28. Карнаухова, Л.Н. Исследование физико-химических процессов и закономерностей массопереноса при коррозии цементного камня в кислых средах / Л.Н. Карнаухова, В.Г. Петров-Денисов // Коррозионная стойкость бетона и стальной арматуры: сб. тр. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1984. – С. 156-158.

29. Карпенко, Н.И. К построению обобщенной зависимости для диаграмм деформирования бетона: сб. тр. ИСИА Госстроя СССР. Минск, 1983. – С. 164-173.

30. Кравченко, Т.Г. Электрокоррозия стальной арматуры железобетонных конструкций в хлоридных средах / Коррозионная стойкость бетона, арматуры и железобетона в агрессивных средах: сб. тр. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1988. – С. 33-40.

31. Кравченко, Т.Г. Процессы электрокоррозии и электрозащиты железобетона / Защита бетона и железобетона от коррозии: сб. тр. ; под ред. С.Н. Алексеева, В.Ф. Степановой. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1990. – С. 108-118.

32. Кравченко, Т.Г. Показатели опасности коррозии переменным током стальной арматуры железобетонных конструкций при воздействии хлоридных и сульфатных сред / Т.Г. Кравченко, Е.Е. Голубовская, Г.В. Юнина // Защита бетона и железобетона от коррозии: сб. тр. ; под ред. С.Н. Алексеева, В.Ф. Степановой. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1990. – С. 101-108.

33. Краснюк, Т.В. Оптимизация первичной защиты арматуры железобетонных конструкций в агрессивных газовых средах по критериям надежности и долговечности / Т.В. Краснюк, Н.А. Швец, Н.В. Савицкий // Бетон и железобетон в Украине. – 2000. – № 4. – С. 2-9.

34. Крушедольская, В.Е. Коррозионное поведение арматуры в бетонах на шлакопортландцементе / В.Е. Крушедольская, В.Я. Флакс, В.Л. Чернявский // Бетон и железобетон. – 1993. – № 3. – С. 28-29.

35. Кудзис, А.П. Оценка надежности железобетонных конструкций. – Вильнюс: Мокслас, 1985. – 156 с.

36. Курбанов, Ф.М. Исследование диффузии хлоридов из грунта в бетон железобетонных труб / Ф.М. Курбанов [и др.] // Коррозионная стойкость бетона, арматуры и железобетона в агрессивных средах: сб. тр. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1988. – С. 124-128.

37. Леонович, С.Н. Долговечность железобетонных конструкций при воздействии коррозии арматуры / Строительство и недвижимость. – 2005. – № 8. – С. 10-11.

38. Леонович, С.Н. Алгоритм расчета долговечности железобетонных конструкций при хлоридной агрессии: сб. тр. VII между. науч.-метод. семинара / Под ред. Блещика Н.П., Борисевича А.А., Пецольда Т.М. – Брест, БрГТУ, 2001. – 5 с.

39. Леонович, С.Н. Вероятностная оценка коррозии арматуры в существующих железобетонных конструкциях при хлоридной агрессии: сб. тр. VII между. науч.-метод. семинара / Под ред. Блещика Н.П., Борисевича А.А., Пецольда Т.М. – Брест, БрГТУ, 2001. – 5 с.

40. Леонович, С.Н. Моделирование трещиностойкости в бетоне под действием корродирующей арматуры. – Мн., Вестник БНТУ, №6, 2010.

41. Леонович, С.Н. Воздействие хлоридов на железобетонные конструкции: моделирование проникновения бетон / С.Н. Леонович, А.В. Прасол. // Наука и техника, 2012. – №2. – с. 34-38.

42. Леонович, С.Н. Модели периода иницирования коррозии арматуры / С.Н. Леонович, А.В. Прасол. // Строительные материалы, Мн., июнь 2012.

43. Ли, Ф.М. Химия цемента и бетона. – М.: Госстройиздат, 1961. – 646 с.

44. Мельникова, Л.А. Аварии и деформации железобетонных силосных корпусов (зернохранилищ) и их причины / Труды Харьковского сельскохозяйственно-го института, 1977. – Т. 237. – с. 32-39.

45. Милованов, А.Ф. Коррозионная стойкость бетона при воздействии температуры и агрессивной среды / А.Ф. Милованов, В.И. Веретенников, С.Е. Кобзенко // Защита бетона и железобетона от коррозии: сб. тр. ; под ред. С.Н. Алексеева, В.Ф. Степановой. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1990. – С. 126-131.

46. Михальчук, П.А. Характер и скорость коррозионного разрушения бетона в условиях капиллярного подсоса и испарения высокоминерализованных сред / П.А. Михальчук, С.А. Рябчук // Коррозионная стойкость бетона, арматуры и железобетона в агрессивных средах: сб. тр. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1988. – С. 20-28.

47. Москвин, В.М. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты / В.М. Москвин, Ф.М. Иванов, С.Н. Алексеев, Е.А. Гузеев; под общ. ред. В.М. Москвина. – М.: Стройиздат, 1980. – 536 с.
48. Надежность и эффективность в технике : справочник. В 10 т. Т. 5. Проектный анализ надежности / под. ред. В.И. Патрушева, А.И. Рембезы. – М.: Машиностроение, 1988. – 316 с.
49. Овчинников, И.Г. Инженерные методы расчета конструкций, эксплуатирующихся в агрессивных средах : учебное пособие / И.Г. Овчинников, А.И. Айнабеков, Н.Б. Кудайбергенов. – Шымкент: Изд-во КазХТИ, 1994. – 132 с.
50. Полак, А.Ф. Обобщенная математическая модель коррозии бетона в агрессивных жидких средах / А.Ф. Полак, Р.Г. Хабибуллин, В.В. Яковлев, В.М. Латыпов // Бетон и железобетон. – 1981. – № 9. – С. 44-45.
51. Полак, А.Ф. Коррозия железобетона в среде, содержащей хлористый водород / А.Ф. Полак, В.В. Яковлев, В.М. Кравцов // Бетон и железобетон. – 1976. – № 3. – С. 4-6.
52. Полак, А.Ф. Моделирование коррозии железобетона и прогнозирование его долговечности / Итоги науки и техники. Коррозия и защита от коррозии. Т. XI. – М.: ВИНТИ, 1986. – С. 136-180.
53. Пособие по проектированию защиты от коррозии бетонных и железобетонных строительных конструкций (к СНиП 2.03.11-85). – М.: Стройиздат, 1989. – 175 с.
54. Попеско, А.И. Работоспособность инженерных конструкций, подверженных коррозии. – СПб.: СПбГАСУ, 1996. – 182 с.
55. Пухонто, Л.М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений. – М.: изд-во АСВ, 2004. – 424 с.
56. Рекомендации по обеспечению надежности и долговечности железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений при их реконструкции и восстановлении. – М.: Стройиздат, 1990. – 176 с.
57. Райзер, В.Д. Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1986. – 190 с.
58. Райзер, В.Д. Теория надежности в строительном проектировании. – М.: Изд-во АСВ, 1998. – 302 с.
59. Райзер, В.Д. Равновесные состояния элементов конструкций, подверженных коррозионному износу / В.Д. Райзер, Аль-Малюль Р. – М.: МГСУ, 1994. – 147 с.
60. Райзер, В.Д. Расчет и нормирование надежности строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1995. – 348 с.
61. Ржаницын, А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. – М.: Стройиздат, 1978. – 239 с.
62. Розенталь, Н.К. Способ оценки коррозионного состояния стальной арматуры в железобетонных конструкциях / Изучение стойкости железобетона в агрессивных средах; под. ред. В.М. Москвина, Ю.М. Савиной. – М.: Стройиздат, 1980. – С. 72-80.
63. Селяев, В.П. Прогнозирование ресурса железобетонных изгибаемых элементов, работающих в агрессивной среде, по первой стадии предельных состояний / В.П. Селяев, В.М. Бондаренко, П.В. Селяев // СПб, 2016. – С. 94-100.

64. СТБ 943-2007. Грунты. Классификация. – Взамен СТБ 943-93; введ. 18.07.2007. – Мн. : Минстройархитектуры РБ, 2007. – 20 с.
65. СТБ 1994-2009. Конструкции железобетонные эксплуатируемые. Потенциометрический метод определения состояния арматуры. – Введ. 26.10.2009. – Мн.: Госстандарт РБ, 2010. – 11 с.
66. ТКП 45-2.01-111-2008 (02250). Защита строительных конструкций от коррозии. Строительные нормы проектирования. – Введ. 01.01.2009. – Мн. : Минстройархитектуры РБ, 2009. – 94 с.
67. Тимашов, С.А. Надежность больших механических систем. – М.: Наука, 1982. – 184 с.
68. Тур, В.В. Некоторые аспекты управления надежностью строительных объектов в свете требований европейских норм / В.В. Тур, Т.М. Пецольд // Под ред. Хрусталева Б.М., Леоновича С.Н., 2006. – С. 14-19.
69. Тэненбаум, Г.В. Методика определения содержания ионов хлора в бетоне / Г.В. Тэненбаум, Л.Ф. Балакирева // Вопросы повышения долговечности строительных конструкций в агрессивных средах : сб. науч. тр. – Уфа: Изд-во Уфимского НИИпромстроя, 1989. – С. 77-80.
70. Чирков, В.П. Основы теории ресурса железобетонных конструкций / Бетон и железобетон. – 1990. – № 10. – с. 35-36.
71. Чирков, В.П. К определению расчетных сопротивлений бетона при заданном сроке службы конструкции : научное издание / Известия высших учебных заведений. Строительство. – 1994. – № 9/10. – С. 3-7.
72. Чирков, В.П. Прогнозирование сроков службы железобетонных конструкций : учебное пособие. – М.: МИИТ, 1997. – 56 с.
73. Чирков, В.П. Надежность и долговечность железобетонных конструкций зданий и сооружений / Российская арх.-строит. энциклопедия. – М.: ВНИИТПИ Госстроя РФ, 1998. – Т. V. – С. 86-117.
74. Эберхардштайнер, Й. Прочность и трещиностойкость конструкционных строительных материалов в сложном напряженном состоянии: монография / Й. Эберхардштайнер, С.Н. Леонович, Ю.В. Зайцев // Под ред. Леоновича С.Н. – Минск: БНТУ, 2013. – 522 с.
75. Чехов, А.П. Справочник по бетонам и растворам / А.П. Чехов, А.М. Сергеев, Г.Д. Дибров. – Киев: Будівельник, 1979. – 256 с.
76. Яковлев, В.В. Некоторые особенности прогнозирования долговечности железобетона в агрессивных средах / Вопросы повышения долговечности строительных конструкций в агрессивных средах : сб. науч. тр. – Уфа: Изд-во Уфимского НИИпромстроя, 1989. – С. 3-14.
77. Andrade, C. Calculation of initiation and propagation periods of service life of reinforcements by using the electrical resistivity / Conf. «Advances in concrete through science and engineering». – Northwestern University, Evanston, Illinois, 2004. – P. 23-30.
78. Andrade, C. Arteaga, A.; et al. Models for predicting corrosion rates. Brussels-Brite-EuRam, 1997, Project n. BE95-1347.
79. Andrade. C., Alonso, C., Rodriguez, J., Garsia, M. Cover cracing and amount of rebar corrosion: Importance of the current applied accelerated tests. Concrete rebar, Rehabilitation and Protection. Edited by R.K. Dhir and M.R. Jones, E&FN Spon, London, 1996, P. 263-273.

80. Andrade, C., Alonso, M.C., Gonzalez, J.A. An initial effort to use the corrosion rate measurements for estimating rebar durability. *Corrosion Rates of Steel in Concrete*, ASTM STP 1065, N.S. Berke, V. Chaker and D. Whiting, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia (1990) 29-37.
81. Bamforth, P.B. Definition of exposure classes and concrete mix requirements for chloride contaminated environments // *Proc. 4th Int. Symp. On Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction /SCI*, – Cambridge, 1996. – P. 176-188.
82. Basler, R. GPM-portable equipment for determination of corrosion stage of concrete structures- laboratory and on-site experiences / R. Basler, A. Burkert // *International Symposium «Non-Destructive Testing in Civil Engineering»*, 2003.
83. Bazant; Z.P.; Physical model for steel corrosion in concrete sea structures - Theory. *ASCE J Structural Division* 1979;105:1 137-53.
84. Beeby, M.W. Design for life. / M. W. Beeby // *Proceedings of the International Congress: Concrete 2000. Economical and durable constructions through excellence.* – Dundee, Scotland, 1994. – P. 37-51.
85. Berke N.S., Hicks M.C. Predicting Chloride Profiles in Concrete // *Corrosion (USA)*. 1994. 50. № 3. – P. 234-239.
86. Bjegovic, D. C-D-c-t diagrams for practical design of concrete durability parameters / D. Bjegovic, V.Krstic, D. Mikulic, V. Ukrainczyk // [Cement and Concrete Research](#). – 1995. – Vol. 25, № 1 – P. 187-196.
87. Bilcik, J. Prediction of service life with regard to reinforcement corrosion / J. Bilcik // *Slovak journal of civil engineering.* – Bratislava, 1994. – Vol. 3.
88. Bob, C. Probabilistic assessment of reinforcement corrosion in existing structures / C. Bob // *Proceedings of the International Conference held at the University of Dundee, Scotland, UK.* – 1996. – P. 17-18.
89. Cavalier, P.G., Vassie, P.R. Investigation and Repair of Reinforcement Corrosion in a Bridge Deck // *Proc. Inst. of Civil Engineers (London)*. Vol. 70. 1981. – P. 461-480.
90. Ciampoli, M., Giovenale, P., Petrichella, L. Probability-based durability design of reinforced concrete structures // *Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management.* – Barcelona, 2002.
91. Dhir, R. K. Concrete durability: estimation of chloride concentration during design life / R.K. Dhir, M.R. Jones, H.E.H. Ahmed // *Magazine of Concrete Research.* – Vol. 43. – Issue 154. – 01 March 1991. – P. 37–44.
92. Clifton, R. J. Predicting the service life of concrete / R. J. Clifton // *ACI Materials Journal*, 1993. – № 6. – P. 611-617.
93. *Durable Concrete Structures*. CEB Design Guide, № 182. – Thomas Telford, 1992. – 128 p.
94. *Durability design of concrete structures* / Edited by A. Sarja, E. Vesicary // Report of RILEM Technical Committee 130-csl. – E & SPON. – p. 165.
95. *Dura Crete – Probabilistic Performance Based Design of Concrete Structures: Statistical Quantification of the Variables in the Limit State Functions*. Report No.: BE 95-1347, 2000.
96. *DuraCrete (1999b)*, Models for Environmental Actions on Concrete Structures, Document BE95-1347/R3, The European Union – Brite EuRam III, Contract BRPRCT95-0132, Project BE95-1347, CUR, Gouda, 1999.

97. DuraCrete (2000b), Statistical quantification of the Variables in the Limit State Functions, Document BE95-1347/R9, The European Union – Brite EuRam III, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, CUR, Gouda, 2000.

98. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1. General rules and rules for buildings, CEN. December 1991, Brussels, 253 p.

99. Frederiksen, J.M., Mejlbro, L. & Poulsen, E. (2000), The HETEK model of chloride ingress into concrete made simpler by approximations, Proceedings of 2nd International RILEM Workshop on Testing on Modelling the Chloride Ingress into Concrete, Paris, 2000, pp. 317-336.

100. Gaal, G.C. Prediction of deterioration of concrete bridges in the Netherlands / G.C. Gaal, C. Veen, M.H. Djorai // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002. – P. 526-529.

101. Glanvill, J. Prediction of Concrete Durability / J. Glanvill, A. Neville, G. Sommerville // E & FN Spon. – 1996. – 208 p.

102. Hausmann, D.A. Steel Corrosion in Concrete // Materials Protection. 1967. № 11. – P. 19-23.

103. Hobbs, D.W. Chloride ingress and chloride-induced corrosion in reinforced concrete members // Proc. 4th Int. Symp. On Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction. – Cambridge, 1996. – P. 124-135.

104. Horigome, G. Assessment of the performance of concrete structures attacked by reinforcement corrosion / G. Horigome, T. Hansen / International Symposium on Advances in Concrete Through Science and Engineering. – Northwestern University, Evanston, Illinois, 21-26 March, 2004.

105. Horigmoe, G. Nonlinear finite element analysis of deteriorated and repaired concrete structures // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002.

106. Khitab, A. Chloride diffusion through saturated concrete: numerical and experimental results / A. Khitab, S. Lorente, J.P. Ollivier // International RILEM Symposium on Concrete Science and Engineering: A Tribute to Arnon Bentur. – Northwestern University, Evanston, Illinois, 2004.

107. Kumar, Ram. Prediction of Long Term Behaviour and Performance of Concrete Structures // International Conference on Maintenance & Durability of Concrete Structures, March 4–6, 1997. – JNT University, Hyderabad, India, 1997. – P. 245 -247.

108. Li, K. Durability modeling of reinforcement corrosion in cracked concrete structures / K. Li, B. Capra, O. Bernard // International RILEM Symposium on Concrete Science and Engineering: A Tribute to Arnon Bentur. – Northwestern University, Evanston, Illinois 2004.

109. Li, C.Q., Lawanwisut, W. Serviceability assessment of reinforced concrete structures in marine environments. Proceedings PRO 29 RILEM, 2nd International Workshop on Life Prediction and Aging Management of Concrete Structures, Paris, France, p.127-136, 2003.

110. Livingston, R.A. The damage function concept in the deterioration science of concrete / R. A. Livingston // International RILEM Symposium on Concrete Science and Engineering: A Tribute to Arnon Bentur. – Northwestern University, Evanston, Illinois 2004.

111. Liu, Y.; Weyers, R.E.; Modeling the time-to-corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures. *ACI Mat. Journal*. 95 (6) (1998) 675-681.

112. Maage, M., Poulsen, E., Vennesland, O. & Carlsen, J.E. (1995), Service life model for concrete structure exposed to marine environment, Initiation period, LIGHTCON Report No. 2.4, STF70 A94082 SINTEF, Trondheim, 1995.

113. Martin-Perez, B.; Service Life Modelling of R.C. Highway Structures exposed to chlorides. PhD Dissertation, University of Toronto, 1999.

114. Mehta, P.K. Concrete Technology at the Crossroads. Problems and Opportunities / P.K. Mehta // *Concrete Technology: Past, Present and Future*, SP-144, ACI – Farmington Hills, Mich., 1994. – P. 1-31.

115. Mehta, P. K. Concrete, Microstructure, Properties and Materials / P. K. Mehta, J. M. Paulo, O. Monteiro // *Indian Edition*, Indian Concrete Institute, 1997. – 548 p.

116. Mejlbro, L. (1996), The complete solution to Fick's second law of diffusion with time-dependent diffusion coefficient and surface concentration, *Proceedings of CEMENTA's Workshop on Durability of Concrete in Saline Environment*, Danderyd, 1996.

117. Mejers, S.J.H., 2D-analysis of chloride ingress in the tidal zone of marine concrete structures / S.J.H. Mejers, E. Schlangen // *International RILEM Symposium on Concrete Science and Engineering: A Tribute to Arnon Bentur*. – Northwestern University, Evanston, Illinois 2004.

118. Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures // *FIB (CEB-FIP) Bulletin*, 2003. – P. 153-161.

119. Nagarai, A. Correlations between stress, strain, crack parameters and permeation characteristics of cementitious systems for durability assessments / A. Nagarai, N. Hearn // *International RILEM Symposium on Concrete Science and Engineering: A Tribute to Arnon Bentur*. – Northwestern University, Evanston, Illinois 2004.

120. Nevill, A.M. Properties of Concrete / A.M. Nevill. – Third Edition // *Longman Scientific & Technical*. – London, 1994.

121. Polder, R.B. What diffusion coefficient is used for chloride diffusion modeling. / R.B. Polder, M.R. de Rooij // *International RILEM Symposium on Concrete Science and Engineering: A Tribute to Arnon Bentur*. – Northwestern University, Evanston, Illinois 2004.

122. Poulsen, E. (1997), Details of the Mejlbro-Poulsen model, Chapter 3 in Frederiksen et al (1997), HETEK-report No. 83, Danish road directorate, Copenhagen, 1997.

123. Rajabipour, F. In situ electrical conductivity measurements to assess moisture and ionic transport in concrete (A discussion of critical features that influence the measurements) / F. Rajabipour, J. Weiss, D. M. Abraham // *International RILEM Symposium on Concrete Science and Engineering: A Tribute to Arnon Bentur*. – Northwestern University, Evanston, Illinois 2004.

124. BS 7543. Guide to Durability and Building Elements, Production and Components. *British Standards Institution*. – London, 1992. – 48 p.

125. Schiessl, P. Corrosion of Steel in Concrete. Report of the TC60-CSC RILEM, Chapman and Hall London, 1988.

126. Stillman, J. Design Life and the New Code, G. Sommerville. *The Design Life of Structures*, Brackie and Sons Ltd., Bishopbriggs Glasgow, U. K., 1992. – P. 3-8.

127. Tanner, P. Towards a consistent design for durability / P. Tanner, C. Andrade, O. Rio, F. Moran // Proceedings of the 13th FIP Congress. – May 23-29, 1998. – Amsterdam, 1998. – P. 1023-1028.
128. Tait, C. Permeability of concrete: A practical approach / C. Tait; A. Kermani; F.M. Khalaf // Conference, Radical concrete technology. –University of Dundee, Scotland, UK, 1996. – P. 435-442.
129. Tang, L. (1996), Chloride transport in concrete – Measurement and Prediction, Publication P-96:6, Department of Building Materials, Chalmers University of Technology, 1996.
130. Tepfers, R., Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars, Magazine of Concrete Research. 31 (106) (1979) 3-12.
131. Thoft-Christensen P. Deterioration of concrete structures // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002.
132. Thoft-Christensen P. Estimation of the Service Lifetime of Concrete Bridges // Proceedings ASCE Structures Congress XV. – Portland, Oregon, USA, 1997.
133. Truc, O. Prediction of chloride penetration into saturated concrete – Multi species approach / O. Truc // PhD Thesis, Chalmers University and INSA, Goteborg (Sweden), Toulouse (France), 2000. – 180 p.
134. Tula, L., Helene, P. Tensile strength reduction of corroded stainless steel rebars // Proceeding of CONPAT'99. - Montevideo (in Spanish), Oct. 1999. – 10 p.
135. Ugural, A.C., Advanced Strength and Applied Elasticity. Elsevier Applied Science, London, 1986.
136. Vesikary, E. Lifetime factor method in durability design of concrete structures / E. Vesikary // Proceedings of the radical concrete technology. Inter. Congress: Concrete in the Service of Mankind, 24- 28 June 1996. – Dundee, Scotland, UK, 1996. – P. 443-454.

Научное издание

ЛЕОНОВИЧ Сергей Николаевич
ЛИТВИНОВСКИЙ Дмитрий Александрович
ЧЕРНЯКЕВИЧ Оксана Юзефовна
СТЕПАНОВА Анна Владиславовна

**ПРОЧНОСТЬ, ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ
И ДОЛГОВЕЧНОСТЬ КОНСТРУКЦИОННОГО БЕТОНА
ПРИ ТЕМПЕРАТУРНЫХ И КОРРОЗИОННЫХ
ВОЗДЕЙСТВИЯХ**

В 2 частях

Часть 2

Технический редактор *Е. О. Германович*

Подписано в печать 19.12.2016. Формат 60×84¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.

Усл. печ. л. 11,86. Уч.-изд. л. 9,27. Тираж 100. Заказ 911.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.
Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск