



CECS 220 : 2007

中国工程建设标准化协会标准

混凝土结构耐久性评定标准

Standard for durability assessment
of concrete structures

2007 北 京

中国工程建设标准化协会标准

混凝土结构耐久性评定标准

Standard for durability assessment
of concrete structures

CECS 220 :2007

主编单位：西安建筑科技大学

批准单位：中国工程建设标准化协会

施行日期：2007年10月1日

中国建筑工业出版社

2007 北 京

前 言

根据中国工程建设标准化协会(1998)建标协字第 08 号文《关于下达 1998 第一批推荐性标准编制计划的函》的要求,制定本规程。

我国既有混凝土结构存在许多耐久性隐患,如何科学评估既有混凝土结构的耐久性能,合理预测其剩余使用年限,为结构的维修、加固提供决策依据,已成为十分迫切的任务,也是本标准编制的目的。

混凝土结构的耐久性问题十分复杂,涉及的破坏因素包括大气和近海环境的钢筋锈蚀、冻融循环、化学腐蚀、淡水溶蚀、物理磨损以及各种因素的综合作用。近十余年来,我国各有关单位就钢筋锈蚀等耐久性问题开展了一系列的试验与理论研究,通过工程实践也积累了大量工程检测数据和工程经验。本标准是在充分吸收国内外科研成果的基础上,通过工程验证编制的;

环境作用下混凝土结构的劣化机理非常复杂,具有相当大的不确定性与未确知性,许多问题还有待于进一步研究。本标准是基于现有认识水平、为满足当前工程需要编制的。

根据国家计委计标[1986]1649 号文《关于请中国工程建设标准化委员会负责组织推荐性工程建设标准试点工作的通知》的要求,编号为 CECS 220 : 2007,推荐给工程建设设计、施工和使用单位采用。

本标准由中国工程建设标准化协会建筑物鉴定与加固专业委员会 CECS/TC 22 归口管理,由西安建筑科技大学(通信地址:西安建筑科技大学土木工程学院,邮编:710055,E-mail:jiancezhan@163.com)负责解释。在使用中如发现需要修改或补充之处,请

将意见和资料径寄解释单位。

主 编 单 位：西安建筑科技大学

副主编单位：中冶集团建筑研究总院

武汉钢铁(集团)公司

上海交通大学

同济大学

参 编 单 位：重庆市建筑科学研究院

汕头大学

广州四航工程技术研究院

广东省建筑科学研究院

重庆大学

上海市建筑科学研究院

清华大学

合肥工业大学

青岛理工大学

山东建筑大学

华侨大学

福建省建筑科学研究院

珠海市房屋安全鉴定所

上海市房地产科学研究院

上海加固行建筑技术工程有限公司

陕西航天建筑工程公司

北京东洋机械建筑工程有限公司

南京水利科学研究院

国家工业建筑诊断与改造工程技术研究中心

主要起草人：王庆霖 牛荻涛 林志伸 惠云玲 刘西拉

张 蓓 潘德强(以下按姓氏笔画排列)

刁学优 王林科 左勇志 孙 彬 宋晓冰

张伟平 张天宇 张 鑫 李小瑞 李 睿

完海鹰	余 斌	陆瑞明	陈朝晖	陈海斌
陈 洋	陈立亭	林文修	洪定海	姚继涛
郝挺宇	钟超英	郭子雄	徐善华	唐光普
黄新豪	谢慧才	董振平	温 斌	熊光晶
颜丙山				

中国工程建设标准化协会

2007 年 5 月 25 日

目 次

1 总 则	(1)
2 术语、符号	(2)
2.1 术语	(2)
2.2 符号	(3)
3 耐久性评定准则和基本程序	(5)
4 使用条件调查与耐久性检测	(7)
4.1 使用条件调查	(7)
4.2 结构耐久性检测	(8)
5 大气环境下钢筋锈蚀耐久性评定	(11)
5.1 一般规定	(11)
5.2 大气环境下钢筋锈蚀耐久性评定	(12)
6 氯盐侵蚀环境下钢筋锈蚀耐久性评定	(19)
7 冻融环境混凝土耐久性评定	(25)
8 碱-集料反应与杂散电流腐蚀评定	(27)
8.1 碱-集料反应评定	(27)
8.2 杂散电流腐蚀评定	(28)
9 构件、构件项和结构耐久性评定	(30)
附录 A 碳化系数估算	(32)
附录 B 碳化(中性化)引起的钢筋锈蚀过程分析	(34)
附录 C 氯盐侵蚀引起的钢筋锈蚀过程分析	(37)
附录 D 锈蚀钢筋混凝土构件承载力计算	(41)
附录 E 锈蚀钢筋混凝土受弯构件变形计算	(44)
本标准用词说明	(45)
条文说明	(47)

1 总 则

1.0.1 为评定既有混凝土结构的耐久性,保证结构在下一目标使用年限内的安全和正常使用,制定本标准。

1.0.2 本标准适用于既有房屋、桥梁及一般构筑物的混凝土结构耐久性评定,不适用于轻骨料混凝土及特种混凝土结构,采取附加防腐措施的混凝土结构可参考本标准评定。

1.0.3 混凝土结构在下列情况下宜进行耐久性评定:

- 1 使用时间较长的结构;
- 2 使用功能或环境明显改变时;
- 3 已发生某种耐久性损伤的结构;
- 4 其他特殊情况。

1.0.4 本标准适用于混凝土中性化(碳化)及氯盐侵蚀引起的钢筋锈蚀、冻融损伤等混凝土结构耐久性评定。

本标准不适用于液相化学腐蚀、疲劳荷载、火灾等混凝土结构耐久性评定。

本标准不涉及由设计、施工、荷载变化等非耐久性损伤引起的结构安全性、适用性鉴定。

1.0.5 本标准可与现行有关标准配合使用。

1.0.6 混凝土结构耐久性评定应委托专业技术机构进行。

2 术语、符号

2.1 术 语

2.1.1 耐久性损伤 durability damage

由化学、物理等因素作用造成结构功能随时间退化的累积损伤。

2.1.2 使用年限 service life

结构在限定的使用条件和正常维护条件下,无需采取修复措施,保持其预定功能的时间。

2.1.3 剩余使用年限 remained service life

结构使用若干年后,在限定的使用条件和正常维护条件下,无需采取修复措施,继续保持其预定功能的时间。

2.1.4 下一目标使用年限 next expected service life

根据结构的使用要求和结构当前技术状况确定的期望继续使用的时间。

2.1.5 维修 maintenance

为维持结构或其构件性能而采取的技术和管理活动,包括维护和修缮。

2.1.6 修复 rehabilitation

为恢复已明显退化结构的原有性能而采取的技术措施。

2.1.7 耐久性失效 durability failure

结构或其构件由耐久性损伤造成某项性能丧失而不能满足安全使用的要求。

2.1.8 耐久性状态 durability condition

在环境作用下结构耐久性能的状况。

2.1.9 耐久性极限状态 durability limit state

结构或其构件由耐久性损伤造成某项性能丧失而不能满足使用要求的临界状态。

2.1.10 裕度比 ratio of abundance

耐久性指标评定值与效应值之比。

2.1.11 构件项 same type of member

处于同一环境的同类构件。

2.2 符 号

$f_{\text{cu,k}}$ ——混凝土抗压强度标准值或评定值；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；

f_{ci} ——有冻融损伤的混凝土轴心抗压强度；

f_y, f_{yc} ——钢筋锈蚀前和锈蚀后的强度设计值；

b_e, h_e ——混凝土截面的等效宽度和高度；

c ——混凝土保护层厚度；

d ——钢筋直径；

i ——腐蚀电流密度；

k ——碳化系数、混凝土表面氯离子聚集系数；

m ——中性化引起的钢筋锈蚀局部环境系数；

m_{cl} ——氯盐侵蚀引起的钢筋锈蚀局部环境系数；

q_0 ——配筋指标；

t_e ——下一目标使用年限；

t_i ——结构建成至钢筋开始锈蚀的时间；

t_{cr} ——结构建成至混凝土保护层锈胀开裂的时间；

t_d ——结构建成至混凝土表面出现可接受最大外观损伤的时间；

t_0 ——结构建成至检测时的时间；

t_{re} ——结构剩余使用年限；

x_c ——实测碳化深度；

w ——锈胀裂缝宽度；

α ——氯离子扩散系数的时间依赖系数；
 α_s ——锈蚀后受拉钢筋强度利用系数；
 α_r ——粘结力退化引起的锈蚀受弯构件刚度折减系数；
 γ_0 ——结构耐久重要性系数；
 δ ——钢筋锈蚀深度；
 δ_{cr} ——混凝土保护层锈胀开裂时的临界钢筋锈蚀深度；
 δ_d ——构件表面出现可接受最大外观损伤时的钢筋锈蚀深度；
 η_s ——钢筋锈蚀截面损失率；
 λ_0 ——一般大气环境下混凝土保护层锈胀开裂前钢筋年平均锈蚀速率；
 λ_1 ——一般大气环境下混凝土保护层锈胀开裂后钢筋年平均锈蚀速率；
 λ_{cl} ——氯盐侵蚀环境下混凝土保护层锈胀开裂前钢筋年平均锈蚀速率；
 λ_{cll} ——氯盐侵蚀环境下混凝土保护层锈胀开裂后钢筋年平均锈蚀速率；
 A_s, A_{sc} ——钢筋锈蚀前、后的截面面积；
 B_{sc} ——锈蚀钢筋混凝土受弯构件的短期刚度；
 D ——氯离子扩散系数；
 M_{cr} ——钢筋锈蚀临界氯离子浓度；
 M_s ——混凝土表面氯离子浓度；
 M_{sl} ——钢筋表面氯离子浓度；
 RH ——年平均相对湿度；
 T ——年平均温度。

3 耐久性评定准则和基本程序

3.0.1 结构耐久性应根据需要按不同的耐久性极限状态评定,耐久性极限状态可分为下列三种:

- 1 钢筋开始锈蚀;
- 2 混凝土保护层锈胀开裂;
- 3 混凝土表面出现可接受的最大外观损伤。

3.0.2 评定时应将同一环境下的结构(构件)划归为同一评定单元。

3.0.3 根据耐久性评定方法不同,结构耐久性可按其剩余使用年限或耐久性状态评定。

3.0.4 耐久性评定时,宜按耐久性等级评定,也可用文字表述。

3.0.5 耐久性等级应按下列标准划分为三级:

a 级:下一目标使用年限内满足耐久性要求,可不采取修复或其他提高耐久性的措施;

b 级:下一目标使用年限内基本满足耐久性要求,可视具体情况不采取、部分采取修复或其他提高耐久性的措施;

c 级:下一目标使用年限内不满足耐久性要求,应及时采取修复或其他提高耐久性的措施。

3.0.6 钢筋锈蚀后构件的承载力可按附录 D 计算。

3.0.7 钢筋锈蚀后受弯构件的刚度可按附录 E 计算。

3.0.8 结构耐久性应按图 3.0.8 所示的基本程序评定。

3.0.9 结构耐久性评定的目的、范围和内容,应根据委托方的要求,经现场初步调查后由评定机构与委托方协商确定。

3.0.10 初步调查应包括下列内容:

- 1 建筑物的用途、使用历史等情况;

2 建筑物的设计、施工、维修加固、改造扩建、维护监测、事故和处理等情况；

3 建筑物的环境作用和各种防护设施；

4 结构的使用状况；

5 根据调查结果，制定详细调查方案。

3.0.11 详细调查与分析评定应按标准第4～9章有关条款进行。

3.0.12 耐久性评定报告应包括下列内容：

1 报告摘要；

2 工程概况；

3 评定目的、范围和内容；

4 调查与检测结果；

5 分析与评定；

6 结论与建议；

7 附件。

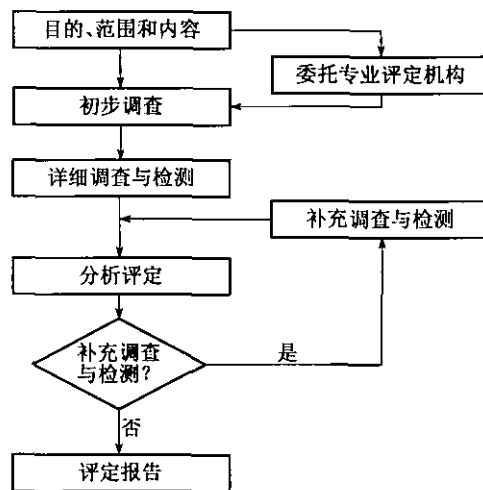


图 3.0.8 结构耐久性评定基本程序

4 使用条件调查与耐久性检测

4.1 使用条件调查

4.1.1 根据耐久性评定需要,应对结构所处环境进行下列相应项目调查:

- 1 大气年平均温度、最高温度、最低温度、最冷月平均温度及年低于 0℃ 的天数等;
- 2 大气年平均相对湿度、日平均相对湿度等;
- 3 构件所处工作环境的年平均温度、年平均湿度,温度、湿度变化以及干湿交替情况;
- 4 侵蚀性气体(二氧化硫、酸雾、二氧化碳)、液体(各种酸、碱、盐)和固体(硫酸盐、氯盐、碳酸盐等)的影响范围及程度,必要时测定有害成分含量;
- 5 冻融循环情况;
- 6 冲刷、磨损情况。

4.1.2 根据耐久性评定需要,应进行下列相应原始设计资料及竣工验收资料调查:

- 1 可行性报告(环境条件、该工程项目对环境的影响、污染治理等);
- 2 地质勘察报告(地下水位、土质及水质化学成分和含量等);
- 3 设计技术资料(建筑结构设计、生产工艺流程、废气及污水处理方式等);
- 4 竣工验收资料(混凝土配合比、胶凝材料组成及含量、骨料品种、外加剂品种、留盘试件强度、施工工艺等)。

4.1.3 耐久性评定时,应进行建筑物使用历史调查,包括下列内容:

- 1 历年来使用、管理、维护、加固情况；
- 2 用途变更及建筑物改、扩建情况；
- 3 事故、灾害及其处理情况；
- 4 其他异常情况。

4.1.4 耐久性评定时,应进行下一目标使用年限内建筑物使用条件的调查。

4.1.5 结构或构件所处环境可分为:

- 1 一般大气环境:指由混凝土碳化引起钢筋锈蚀的大气环境；
- 2 大气污染环境:指含有微量盐、酸等腐蚀性介质并由混凝土中性化引起钢筋锈蚀的大气环境及盐碱地区环境；
- 3 氯盐侵蚀环境:指盐雾、海水作用引起钢筋锈蚀的环境及除冰盐环境；
- 4 冻融环境:指由冻融循环作用引起混凝土损伤的环境。

4.2 结构耐久性检测

4.2.1 结构耐久性检测应根据结构所处环境、结构的当前技术状况及耐久性评定所需的参数进行,包括构件的几何参数、保护层厚度、混凝土抗压强度、碳化深度、裂缝及缺陷、混凝土氯离子含量及分布情况、混凝土渗透性、钢筋锈蚀、冻融损伤、化学腐蚀等。

4.2.2 结构耐久性检测可按现行相关技术标准进行,并应满足本章的各项要求。

4.2.3 保护层厚度检测应符合下列要求:

- 1 保护层厚度可采用非破损或微破损方法检测;当采用前者时,宜用微破损方法校准;
- 2 同类构件含有测区的构件数宜为 5%~10%,且不应少于 6 个,同类构件数少于 6 个时,应逐个测试;均匀性差时,应增加检测构件数量;
- 3 每个检测构件的测区数不应少于 3 个,测区应均匀布置,

每测区测点不应少于 3 个；构件角部钢筋应量测两侧的保护层厚度。

4.2.4 混凝土碳化深度检测应符合下列要求：

1 测区及测孔布置应符合下列规定：

- 1) 同环境、同类构件含有测区的构件数宜为 5%~10%，但不应少于 6 个，同类构件数少于 6 个时，应逐个测试；
- 2) 每个检测构件应不少于 3 个测区，测区应布置在构件的不同侧面；
- 3) 每一测区应布置三个测孔，呈“品”字排列，孔距应大于 2 倍孔径；
- 4) 测区宜布置在钢筋附近；对构件角部钢筋宜测试钢筋处两侧的碳化深度。

2 测区宜优先布置在量测保护层厚度的测区内。

4.2.5 混凝土中氯离子含量应按现行相关检测技术标准测定，并应符合下列规定：

1 同环境、同类构件抽样构件数应不少于 6 个，同类构件数少于 6 个时宜逐个取样；

2 测定氯离子含量在混凝土内的分布时，应自表面沿深度每 5~15mm 取样，且沿深度应不少于 6 个。

4.2.6 按锈胀裂缝宽度推断钢筋锈蚀深度时，可按下列公式推断，但宜用直接破形方法校核。

1 对于角部的光圆钢筋：

$$\delta = 0.07w + 0.012c/d + 0.00084f_{cu,m} + 0.08$$

($w \geq 0.3\text{mm}$) (4.2.6-1)

2 对于角部的带肋钢筋：

$$\delta = 0.086w + 0.008c/d + 0.00055f_{cu,m} + 0.015$$

($w \geq 0.1\text{mm}$) (4.2.6-2)

式中 δ ——钢筋锈蚀深度(mm)；

w ——保护层锈胀裂缝宽度(mm)；

c ——保护层厚度(mm);
 d ——钢筋直径(mm);
 $f_{cu,m}$ ——混凝土抗压强度实测平均值(MPa)。

5 大气环境下钢筋锈蚀耐久性评定

5.1 一般规定

5.1.1 结构耐久性评定应考虑结构和构件的重要性、环境条件、耐久性损伤及可修复性。

5.1.2 结构及构件的耐久重要性等级和耐久重要性系数应按表 5.1.2 确定。

表 5.1.2 结构及构件的耐久重要性系数 γ_d

耐久重要性等级	耐久性失效的影响	耐久重要性系数
一级	有很大影响或不易修复的重要结构	≥ 1.1
二级	有较大影响或较易修复、替换的一般结构	1.0
三级	影响较小的次要结构	0.9

5.1.3 结构(构件)的耐久性等级可按裕度比或耐久性状态评定。

5.1.4 钢筋锈蚀耐久性极限状态应按下列规定确定：

1 对下一目标使用年限内不允许钢筋锈蚀或严格不允许保护层锈胀开裂的构件(如预应力混凝土构件),可将钢筋开始锈蚀作为耐久性极限状态；

2 对下一目标使用年限内一般不允许出现锈胀裂缝的构件,可将保护层锈胀开裂作为耐久性极限状态；

3 对下一目标使用年限内允许出现锈胀裂缝或局部破损的构件,可将混凝土表面出现可接受最大外观损伤作为耐久性极限状态。

5.1.5 耐久性失效时间可按本章第 5.2.1~5.2.6 条或附录 B 估算。

5.2 大气环境下钢筋锈蚀耐久性评定

5.2.1 钢筋开始锈蚀时间应考虑碳化速率、保护层厚度和局部环境的影响,可按下式估算:

$$t_i = 15.2 \cdot K_k \cdot K_c \cdot K_m \quad (5.2.1)$$

式中 t_i ——结构建成至钢筋开始锈蚀的时间(a);

K_k 、 K_c 、 K_m ——碳化速率、保护层厚度、局部环境对钢筋开始锈蚀时间的影响系数,分别按表 5.2.1-1~5.2.1-3 取用。

表 5.2.1-1 碳化速率影响系数 K_k

碳化系数 $k(\text{mm}/\sqrt{\text{a}})$	1.0	2.0	3.0	4.5	6.0	7.5	9.0
K_k	2.27	1.54	1.20	0.94	0.80	0.71	0.64

表 5.2.1-2 保护层厚度影响系数 K_c

保护层厚度 $c(\text{mm})$	5	10	15	20	25	30	40
K_c	0.54	0.75	1.00	1.29	1.62	1.96	2.67

表 5.2.1-3 局部环境影响系数 K_m

局部环境系数 m	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.5
K_m	1.51	1.24	1.06	0.94	0.85	0.78	0.68

注:局部环境系数按表 5.2.3 取用。

5.2.2 碳化系数 k 应按下式计算:

$$k = \frac{x_c}{\sqrt{t_0}} \quad (5.2.2)$$

式中 x_c ——实测碳化深度(mm);

t_0 ——结构建成至检测时的时间(a)。

注:1 碳化深度测区与评定钢筋锈蚀部位一致,测区不在构件角部时,角部的碳化深度可取非角部的 1.4 倍;

2 构件有覆盖层时,应考虑覆盖层的作用;

3 无实测数据或数据不足时,碳化系数可按附录 A 估算。

5.2.3 环境等级和局部环境系数可按表 5.2.3 取用。

表 5.2.3 环境等级及局部环境系数 m

环境类别	环境等级		局部环境系数 m
一般大气环境 (I)	I _a	一般室内环境;一般室外不淋雨环境	1.0
	I _b	室内潮湿环境(湿度 $\geq 75\%$)	1.5~2.5
	I _c	室内高温、高湿度变化环境	2.5~3.5
	I _d	室内干湿交替环境(表面淋水或结露)	3.0~4.0
	I _e	干燥地区室外环境(湿度 $\leq 75\%$,室外淋雨)	3.5~4.0
	I _f	湿热地区室外环境(室外淋雨)、室外大气污染环境	4.0~4.5
大气污染环境 (II)	II _a	室内轻微污染环境 I 类(机修等厂房)	1.2~2.0
	II _b	室内轻微污染环境 II 类(炼钢等厂房)	2.0~3.0
	II _c	室内轻微污染环境 III 类(焦化、化工等厂房)	3.0~4.0
	II _d	酸雨环境或有微量氯离子环境	由检测结果推定
	II _e	盐碱地区室外环境	由检测结果推定

注:1 II_b、II_c 大气环境对应于《工业建筑防腐设计规范》GB 50046 中气态介质的弱腐蚀和中等腐蚀等级。工业大气环境条件复杂,局部环境系数尚应考虑有无干湿交替、有害介质含量等具体情况合理取用;

2 由检测结果推定局部环境系数可参照第 5.2.10 条进行。

5.2.4 保护层锈胀开裂时间应考虑保护层厚度、混凝土强度、钢筋直径、环境温度、环境湿度以及局部环境的影响,可按下式估算:

$$t_{cr} = t_i + t_c \quad (5.2.4-1)$$

$$t_c = A \cdot H_c \cdot H_f \cdot H_d \cdot H_T \cdot H_{RH} \cdot H_m \quad (5.2.4-2)$$

式中 t_{cr} ——保护层锈胀开裂的时间(a);

t_c ——钢筋开始锈蚀至保护层锈胀开裂的时间(a);

A ——特定条件下(各项影响系数为 1.0 时)构件自钢筋开始锈蚀到保护层锈胀开裂的时间(a),对室外杆件取 $A=1.9$,室外墙、板取 $A=4.9$;对室内杆件取 $A=3.8$,室内墙、板取 $A=11.0$;

H_c 、 H_f 、 H_d 、 H_T 、 H_{RH} 、 H_m ——保护层厚度、混凝土强度、钢

筋直径、环境温度、环境湿度、局部环境对保护层锈胀开裂时间的影响系数,分别按表 5.2.4-1~5.2.4-6 取用。

表 5.2.4-1 保护层厚度影响系数 H_c

保护层厚度(mm)		5	10	15	20	25	30	40
室外	杆 件	0.38	0.68	1.00	1.34	1.70	2.09	2.93
	墙、板	0.33	0.62	1.00	1.48	2.07	2.79	4.62
室内	杆 件	0.37	0.68	1.00	1.35	1.73	2.13	3.02
	墙、板	0.31	0.61	1.00	1.51	2.14	2.92	4.91

表 5.2.4-2 混凝土强度影响系数 H_f

混凝土强度(MPa)		10	15	20	25	30	35	40
室外	杆 件	0.21	0.47	0.86	1.39	2.08	2.94	3.99
	墙、板	0.17	0.41	0.76	1.26	1.92	2.76	3.79
室内	杆 件	0.21	0.48	0.89	1.44	2.15	3.04	4.13
	墙、板	0.17	0.41	0.77	1.27	1.94	2.79	3.83

表 5.2.4-3 钢筋直径影响系数 H_d

钢筋直径(mm)		4	8	12	16	20	25	28
室外	杆 件	2.43	1.66	1.40	1.27	1.19	1.13	1.10
	墙、板	4.65	2.11	1.50	1.25	1.12	1.02	0.99
室内	杆 件	2.23	1.52	1.29	1.17	1.10	1.04	1.02
	墙、板	4.10	1.87	1.34	1.11	1.00	0.92	0.88

表 5.2.4-4 环境温度影响系数 H_T

环境温度(℃)		4	8	12	16	20	24	28
室外	杆 件	1.50	1.42	1.34	1.27	1.20	1.15	1.09
	墙、板	1.39	1.31	1.24	1.17	1.11	1.06	1.01
室内	杆 件	1.39	1.31	1.24	1.17	1.11	1.06	1.01
	墙、板	1.25	1.19	1.11	1.05	1.00	0.95	0.91

表 5.2.4-5 环境湿度影响系数 H_{RH}

环境湿度		0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85
室外	杆 件	2.40	1.83	1.51	1.30	1.15	1.04	1.04
	墙、板	2.23	1.70	1.40	1.21	1.07	0.97	0.97
室内	杆 件	3.04	1.91	1.46	1.21	1.04	0.92	0.92
	墙、板	2.75	1.73	1.32	1.09	0.94	0.83	0.83

表 5.2.4-6 局部环境影响系数 H_m

局部环境系数 m		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.5
室外	杆 件	3.74	2.49	1.87	1.50	1.25	1.07	0.83
	墙、板	3.50	2.33	1.75	1.40	1.17	1.00	0.78
室内	杆 件	3.40	2.27	1.70	1.36	1.13	0.97	0.76
	墙、板	3.09	2.06	1.55	1.24	1.03	0.88	0.69

5.2.5 混凝土表面出现可接受最大外观损伤的时间应考虑保护层厚度、混凝土强度、钢筋直径、环境温度、环境湿度以及局部环境的影响,可按式估算:

$$t_d = t_i + t_{cl} \quad (5.2.5-1)$$

$$t_{cl} = B \cdot F_c \cdot F_f \cdot F_d \cdot F_T \cdot F_{RH} \cdot F_m \quad (5.2.5-2)$$

式中 t_d ——混凝土表面出现可接受最大外观损伤的时间(a);

t_{cl} ——钢筋开始锈蚀至混凝土表面出现可接受最大外观损伤的时间(a);

B ——特定条件下(各项影响系数为 1.0 时),自钢筋开始锈蚀至混凝土表面出现可接受最大外观损伤的时间(a),对室外杆件取 $B=7.04$,室外墙、板取 $B=8.09$;对室内杆件取 $B=8.84$,室内墙、板取 $B=14.48$;

F_c 、 F_f 、 F_d 、 F_T 、 F_{RH} 、 F_m ——保护层厚度、混凝土强度、钢筋直径、环境温度、环境湿度、局部环境对混凝土表面出现可接受最大外观损伤时间的影响系数,分别按表 5.2.5-1~5.2.5-6 取用。

表 5.2.5-1 保护层厚度影响系数 F_c

保护层厚度(mm)		5	10	15	20	25	30	40
室外	杆 件	0.57	0.87	1.00	1.17	1.36	1.54	1.91
	墙、板	0.58	0.77	1.00	1.24	1.49	1.76	2.35
室内	杆 件	0.59	0.78	1.00	1.23	1.48	1.69	2.13
	墙、板	0.47	0.74	1.00	1.26	1.53	1.82	2.45

表 5.2.5-2 混凝土强度影响系数 F_f

混凝土强度(MPa)		10	15	20	25	30	35	40
室外	杆 件	0.29	0.60	0.92	1.25	1.64	2.16	2.78
	墙、板	0.31	0.59	0.89	1.29	1.81	2.46	3.24
室内	杆 件	0.34	0.62	0.93	1.33	1.85	2.49	3.24
	墙、板	0.31	0.56	0.89	1.35	1.94	2.66	3.52

表 5.2.5-3 钢筋直径影响系数 F_d

钢筋直径(mm)		4	8	12	16	20	25	28
室外	杆 件	0.86	1.11	1.33	1.29	1.26	1.23	1.22
	墙、板	0.91	1.44	1.47	1.36	1.30	1.26	1.24
室内	杆 件	0.94	1.14	1.32	1.27	1.24	1.21	1.20
	墙、板	0.92	1.40	1.41	1.29	1.23	1.19	1.17

表 5.2.5-4 环境温度影响系数 F_T

环境温度(℃)		4	8	12	16	20	24	28
室外	杆 件	1.39	1.33	1.27	1.22	1.18	1.13	1.10
	墙、板	1.48	1.41	1.34	1.27	1.22	1.16	1.12
室内	杆 件	1.42	1.34	1.28	1.22	1.16	1.12	1.07
	墙、板	1.43	1.35	1.28	1.22	1.16	1.11	1.06

表 5.2.5-5 环境湿度影响系数 F_{RH}

环境湿度		0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85
室外	杆 件	2.07	1.64	1.40	1.24	1.13	1.06	1.06
	墙、板	2.30	1.79	1.50	1.31	1.18	1.08	1.08
室内	杆 件	2.95	1.91	1.49	1.26	1.11	1.00	1.00
	墙、板	3.08	1.96	1.51	1.26	1.10	0.98	0.98

表 5.2.5-6 局部环境影响系数 F_a

局部环境系数 m		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.5
室外	杆 件	3.10	2.14	1.67	1.38	1.20	1.06	0.88
	墙、板	3.53	2.39	1.82	1.49	1.26	1.10	0.89
室内	杆 件	3.27	2.23	1.71	1.40	1.19	1.05	0.85
	墙、板	3.43	2.30	1.75	1.41	1.19	1.03	0.82

5.2.6 耐久性评定时,各项计算参数应按下列规定取用:

- 1 保护层厚度取实测平均值;
- 2 混凝土强度取实测抗压强度推定值;
- 3 碳化深度取钢筋部位实测平均值;
- 4 环境温度、湿度取建成后历年年平均环境温度和年平均相对湿度平均值,室内构件宜优先按室内实测数据取用,也可按室外数据适当调整。

注:1 耐久性评定时,对薄弱构件或薄弱部位(保护层厚度较小,混凝土强度较低,所处环境恶劣)宜按其最不利参数单独进行评定,并在评定报告中列出;当实测碳化深度远高于其平均值时,宜按条文说明第 5.2.6 条采用等效抗压强度对该部位进行评定。

2 当无实测碳化数据时,可按附录 A 估算。

5.2.7 钢筋锈蚀耐久性等级可按表 5.2.7 评定。

表 5.2.7 钢筋锈蚀耐久性等级

$t_{re}(t_e, \gamma_0)$	≥ 1.8	$1.8 \sim 1.0$	< 1.0
耐久性等级	a	b	c

注:剩余使用年限(t_{re})分别由钢筋开始锈蚀时间(t_i)、保护层锈胀开裂时间(t_{cr})、混凝土表面出现可接受最大外观损伤时间(t_d)确定; t_e 为下一目标使用年限。

5.2.8 混凝土构件当前的技术状况不满足相应的使用功能要求(保护层出现锈胀裂缝或混凝土表面出现不可接受外观损伤)时,该构件的耐久性等级应评为 c 级。

5.2.9 当遇到下列情况时应进行承载力验算:

- 1 杆件(角部钢筋), $(t_d - t_0)/t_e < 1$, 且钢筋直径小于 18mm;
- 2 墙、板(非角部钢筋), $(t_{cr} - t_0)/t_e < 1$, 且钢筋直径小于 8mm;
- 3 构件锈蚀损伤严重, 受力钢筋截面损失率超过 6%。

5.2.10 钢筋锈蚀耐久性评定宜通过调整局部环境系数或其他参数, 使计算参数符合构件的实际情况, 并按调整后的参数进行剩余使用年限预测。

6 氯盐侵蚀环境下钢筋锈蚀耐久性评定

6.0.1 氯盐侵蚀环境下钢筋锈蚀耐久性评定应符合本标准第5章第5.1.1~5.1.4条的规定。耐久性失效时间可按本章第6.0.2~6.0.12条或附录C估算。

6.0.2 渗入型氯盐侵蚀环境等级及参数应按表6.0.2确定。

表 6.0.2 氯盐侵蚀环境等级及参数

环境类别	环境等级	环境状况	混凝土表面氯离子达到稳定值的累积时间 t_1 (a)	局部环境系数 m_{cl}	
				室外	室内
近海大气环境	Ⅲ _a	离海岸 1.0km 以内	20~30	4.0~4.5	2.0~2.5
	Ⅲ _b	离海岸 0.5km 以内	15~20		
	Ⅲ _c	离海岸 0.25km 以内	10~15		
	Ⅲ _d	离海岸 0.1km 以内	10		
浪溅区	Ⅲ _e	水位变化区和浪溅区	瞬时	4.5~5.5	
除冰盐环境	Ⅲ _f	除冰盐环境	检测结果确定	4.5~5.5	

注:1 水位变化区和浪溅区按《海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范》JTJ 275 划分;

2 近海大气环境的参数适用于空旷无遮挡的构件;

3 渗入型氯盐侵蚀环境指外部环境氯离子向混凝土内部渗入的环境。

6.0.3 对Ⅲ_e类(浪溅区)环境,符合下列条件时可不考虑氯离子扩散系数的时间依赖性:

- 1 氯离子扩散系数趋于稳定或偏保守估算时;
- 2 水灰比 $W/C \geq 0.55$ 。

6.0.4 不考虑氯离子扩散系数的时间依赖性时,钢筋开始锈蚀时间可按式估算:

$$t_i = \left(\frac{c}{K}\right)^2 \times 10^{-6} \quad (6.0.4-1)$$

$$K = 2 \sqrt{D} \operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{M_{cr}}{M_s}\right) \quad (6.0.4-2)$$

式中 t_i ——钢筋开始锈蚀时间(a);
 c ——混凝土保护层厚度(mm);
 K ——氯盐侵蚀系数,按表 6.0.4 取用;
 D ——氯离子扩散系数(m^2/a),按附录第 C.0.5 条确定;
 erf ——误差函数;
 M_{cr} ——钢筋锈蚀临界氯离子浓度(kg/m^3);
 M_s ——混凝土表面氯离子浓度(kg/m^3)。

表 6.0.4 氯盐侵蚀系数 $K(\times 10^{-2})$

$\frac{M_{cr}}{M_s} \backslash D \times 10^{-4}$	0.60	1.00	1.40	1.80	2.20	2.60	3.00	3.40	3.80
0.10	1.80	2.33	2.75	3.12	3.45	3.75	4.03	4.27	4.53
0.15	1.57	2.04	2.41	2.73	3.02	3.28	3.52	3.75	3.97
0.20	1.40	1.81	2.14	2.43	2.69	2.92	3.14	3.34	3.54
0.25	1.26	1.63	1.92	2.18	2.41	2.62	2.82	3.00	3.17
0.30	1.14	1.47	1.73	1.97	2.17	2.36	2.54	2.70	2.86
0.35	1.02	1.32	1.56	1.77	1.96	2.13	2.29	2.44	2.58
0.40	0.92	1.19	1.41	1.60	1.77	1.92	2.06	2.19	2.32
0.45	0.83	1.07	1.26	1.43	1.58	1.72	1.85	1.97	2.08
0.50	0.74	0.95	1.13	1.28	1.41	1.54	1.65	1.76	1.86
0.55	0.66	0.85	1.00	1.13	1.25	1.36	1.46	1.56	1.65
0.60	0.57	0.74	0.88	1.00	1.10	1.20	1.28	1.37	1.45
0.65	0.50	0.64	0.76	0.86	0.95	1.04	1.11	1.18	1.25
0.70	0.42	0.55	0.65	0.73	0.81	0.88	0.94	1.01	1.06
0.75	0.35	0.45	0.53	0.61	0.67	0.73	0.78	0.83	0.88
0.80	0.28	0.36	0.42	0.48	0.53	0.58	0.62	0.66	0.70

续表 6.0.4

$\frac{M_{cr}}{M_s} \backslash D \times 10^{-4}$	0.60	1.00	1.40	1.80	2.20	2.60	3.00	3.40	3.80
0.85	0.21	0.27	0.36	0.36	0.40	0.43	0.46	0.49	0.52
0.90	0.14	0.18	0.21	0.24	0.26	0.27	0.31	0.33	0.35

注:1 混凝土在制备时已含有氯离子(含量为 M_{c0})时,在(6.0.4-2)式及表 6.0.4 中应以 $(M_{cr} - M_{c0})$ 、 $(M_s - M_{c0})$ 分别取代 M_{cr} 和 M_s ;

2 表中氯离子扩散系数单位为 m^2/a 。

6.0.5 钢筋锈蚀临界氯离子浓度可按表 6.0.5 取用。

表 6.0.5 钢筋锈蚀临界氯离子浓度 M_{cr}

$f_{cu,k}$ (MPa)	40	30	≤ 25
M_{cr} (kg/m ³)	1.4(0.4%)	1.3(0.37%)	1.2(0.34%)

注:1 括号内数字为占胶凝材料的重量比;

2 M_{cr} 可视环境条件、混凝土材料性能在 0.3%~0.5%(胶凝材料的重量比)内适当调整;

3 混凝土强度等级高于 C40 时,混凝土强度每增加 10MPa,临界氯离子浓度增加 0.1kg/m³。

6.0.6 潮汐区、浪溅区混凝土表面氯离子浓度 M_s 应采用调查值或实测数据推算值。当缺乏有效的实测数据时,可参照表 6.0.6 取用。

表 6.0.6 潮汐区、浪溅区混凝土表面氯离子浓度 M_s

$f_{cu,k}$ (MPa)	40	30	25	20
M_s (kg/m ³)	8.1	10.8	12.9	15.0

注:海面以上 15m 以内的盐雾区可按表 6.0.6 取用,达到稳定值的累积时间 t_1 可取 10 年。

6.0.7 近海大气区混凝土表面氯离子浓度应优先通过实测按下列规定确定。

1 混凝土表面氯离子浓度按下列公式确定:

$$M_s = k \sqrt{t_1} \quad (6.0.7-1)$$

$$k = M_{s2} / \sqrt{t_0} \quad (6.0.7-2)$$

式中 k ——混凝土表面氯离子聚集系数；
 t_1 ——混凝土表面氯离子浓度达到稳定值的时间(a)，按表 6.0.2 取用。
 t_0 ——结构建成至检测时的时间(a)， $t_0 > t_1$ 时，取 $t_0 = t_1$ ；
 M_{s2} ——实测的表面氯离子浓度(kg/m³)。

2 缺乏有效实测数据时，距海岸 0.1km 处混凝土表面氯离子浓度可按表 6.0.7-1 取用，其他位置应乘以表 6.0.7-2 的修正系数。

表 6.0.7-1 距海岸 0.1km 处混凝土表面氯离子浓度 M_s 。

$f_{cu,k}$ (MPa)	40	30	25	20
M_s (kg/m ³)	3.2	4.0	4.6	5.2

表 6.0.7-2 表面氯离子浓度修正系数

离海岸的距离(km)	海岸线附近	0.1	0.25	0.5	1.0
修正系数	1.96	1.0	0.66	0.44	0.33

6.0.8 近海大气环境钢筋开始锈蚀时间可取式(6.0.4-1)、(6.0.4-2)的计算结果加 0.2 t_1 。

6.0.9 保护层锈胀开裂的时间可按下式估算：

$$t_{cr} = t_i + t_c \quad (6.0.9)$$

式中 t_{cr} ——保护层锈胀开裂的时间(a)；
 t_c ——钢筋开始锈蚀至保护层锈胀开裂的时间(a)。

6.0.10 浪溅区普通硅酸盐混凝土构件自钢筋开始锈蚀至保护层锈胀开裂的时间 t_c 可按表 6.0.10 取用。

表 6.0.10 浪溅区构件钢筋开始锈蚀至保护层锈胀开裂的时间 t_c (a)

气候 条件	混凝土 强度等级	构件 类型	保护层厚度(mm)				
			20	30	40	50	60
南方	C25	杆 件	1.6	2.1	2.6	3.1	3.5
		墙、板	2.0	2.7	3.6	4.5	5.5

续表 6.0.10

气候 条件	混凝土 强度等级	构件 类型	保护层厚度(mm)				
			20	30	40	50	60
南方	C30	杆 件	1.8	2.4	2.9	3.4	3.9
		墙、板	2.3	3.1	4.0	5.0	6.1
	C35	杆 件	2.0	2.6	3.1	3.6	4.1
		墙、板	2.6	3.4	4.3	5.4	6.5
	C40	杆 件	2.3	2.9	3.4	4.0	4.4
		墙、板	2.9	3.8	4.9	5.9	7.1
北方	C25	杆 件	2.8	3.6	4.4	5.2	6.0
		墙、板	3.4	4.7	6.1	7.7	9.5
	C30	杆 件	3.1	4.0	4.9	5.8	6.6
		墙、板	3.9	5.3	6.8	8.5	10.4
	C35	杆 件	3.4	4.4	5.3	6.2	7.0
		墙、板	4.4	5.8	7.4	9.2	11.1
	C40	杆 件	3.9	4.9	5.8	6.7	7.5
		墙、板	5.0	6.6	8.3	10.1	12.1

6.0.11 近海大气区构件钢筋开始锈蚀至保护层锈胀开裂的时间 t_c 可取表 6.0.10 中数值的 $\sqrt{10/M_s}$ 倍。

6.0.12 混凝土表面出现可接受最大外观损伤的时间可按附录 C 估算。

6.0.13 氯盐侵蚀环境钢筋锈蚀耐久性等级应按表 6.0.13 评定。

表 6.0.13 氯侵蚀环境钢筋锈蚀耐久性等级

$t_{re}/(t_e \gamma_0)$	≥ 1.8	1.8~1.0	< 1.0
耐久性等级	a	b	c

6.0.14 掺氯盐混凝土构件,以钢筋开始锈蚀为耐久性极限状态时,耐久性等级应按表 6.0.14 评定。

表 6.0.14 掺氯盐混凝土构件耐久性等级

$M_{cl}/(M_{co}\gamma_0)$	≥ 1.8	$1.8 \sim 1.0$	< 1.0
耐久性等级	a	b	c

注： M_{co} 为掺入的氯离子含量(kg/m³)。

6.0.15 掺氯盐混凝土构件,以保护层锈胀开裂或混凝土表面出现可接受最大外观损伤作为耐久性极限状态时,可按附录 C 估算耐久性失效时间。

6.0.16 氯盐侵蚀环境混凝土构件的当前技术状况不满足相应的使用功能要求(保护层出现锈胀裂缝或混凝土表面出现不可接受外观损伤)时,该构件的耐久性等级应评为 c 级。

6.0.17 对符合第 5.2.9 条规定的构件,应进行承载力验算。

6.0.18 氯盐侵蚀环境钢筋锈蚀使用年限预测应按第 5.2.10 条的要求进行。

7 冻融环境混凝土耐久性评定

7.0.1 冻融环境混凝土耐久性评定应符合下列规定：

1 以明显冻融损伤(构件表层水泥砂浆脱落、粗骨料外露)作为混凝土耐久性极限状态；

2 考虑冻融损伤加速钢筋锈蚀对钢筋锈蚀耐久性评定的影响。

7.0.2 构件表层出现明显冻融损伤的循环次数 N_0 可由下式估算：

$$N_0 = N_{in} / \delta_{i0} \quad (7.0.2)$$

式中 N_{in} ——结构建成至检测时经历的冻融循环次数；

δ_{i0} ——检测时构件表层混凝土强度损失率。

7.0.3 构件冻融后混凝土抗压强度损失率 δ_i 应按下列式计算：

$$\delta_i = 1 - f_{ci} / f_c \quad (7.0.3-1)$$

式中 f_{ci} ——冻融后混凝土轴心抗压强度(MPa)；

f_c ——未冻前混凝土轴心抗压强度(MPa)。

当需预测 δ_i 值时,也可按下式估算：

$$\delta_i = m_i e^{-nx} \cdot N \quad (7.0.3-2)$$

式中 x ——检测点距混凝土表面的距离(mm)；

N ——冻融循环次数；

m_i 、 n ——系数,可按式(7.0.3-3)~(7.0.3-6)计算：

$$n = -\frac{1}{x} \ln \left(\frac{\delta_{ix}}{\delta_{i0}} \right) \quad (7.0.3-3)$$

$$m_i = \delta_{i0} / N_{in} \quad (7.0.3-4)$$

$$\text{或} \quad n = \frac{1}{h} \ln \left(\frac{N_1}{N_0} \right) \quad (7.0.3-5)$$

$$m_t = 1/N_0 \quad (7.0.3-6)$$

式中 δ_{fx} ——检测时距表面 x 处的混凝土强度损失率；

h —— N_1 次冻融循环后混凝土剥落深度(mm)。

7.0.4 混凝土剥落深度为 x 时,需经受的冻融循环次数 N_x 可按下式估算:

$$N_{xu} = \frac{2N_0}{1 + e^{-mx}} \quad (\text{上限值}) \quad (7.0.4-1)$$

$$N_{xl} = N_0 + \sum_{i=1}^x N_0 (1 - m_t e^{-m N_{i-1}}) \quad (\text{下限值}) \quad (7.0.4-2)$$

式中 x ——混凝土剥落深度(mm)。

注:第 7.0.2、7.0.3、7.0.4 条中 N_0 、 N_{in} 、 N_1 、 N 、 N_x 、 N_{xu} 、 N_{xl} 均指混凝土饱水状态下的冻融循环次数。

7.0.5 混凝土冻融耐久性等级可按表 7.0.5 评定。

表 7.0.5 冻融损伤耐久性评定

$N_t/(N_e \cdot \gamma_0)$	≥ 1.8	$1.8 \sim 1.0$	< 1.0
耐久性等级	a	b	c

注:1 N_t 为混凝土表层出现明显冻融损伤的剩余冻融循环次数,由 N_0 和 N_{in} 确定; N_e 为结构在下一目标使用年限内将经受的冻融循环次数;

2 各地区的冻融循环次数可通过调查取用,也可参考条文说明第 4.1.1 条取用。

7.0.6 长期使用中未发生冻融破坏的构件,冻融耐久性等级可评为 a 级;已出现明显冻融损伤的构件应评为 c 级。

7.0.7 冻融损伤严重(强度损失率过大、混凝土剥落深度达到或超过保护层厚度)时,应进行承载力验算。

8 碱-集料反应与杂散电流腐蚀评定

8.1 碱-集料反应评定

8.1.1 混凝土碱-集料反应的环境条件可划分为下列三类：

- 1 干燥环境(如室内正常环境,干燥通风环境);
- 2 潮湿环境(如干湿交替环境,直接接触水的环境);
- 3 含碱环境(如海水、盐碱地、除冰盐环境、工业碱环境)。

8.1.2 除特殊重要结构外,干燥环境下可不进行碱-集料反应评定。

8.1.3 潮湿或含碱环境下的结构,碱-集料反应可按下列两级评定：

一级评定:混凝土是否具备碱-集料反应条件;

二级评定:混凝土是否已发生碱-集料反应及有无继续膨胀潜力。

8.1.4 一级评定应进行混凝土集料活性及混凝土含碱量测试。

1 集料活性可通过芯样岩相试验判断集料种类及活性组分;也可分离出集料后按《砂、石碱活性快速鉴定方法》CECS 48:93 测试;

2 混凝土碱含量可按式计算:

$$W_{oh} = (Na_2O\% + 0.658 \times K_2O\%) \times W_m \quad (8.1.4)$$

式中 W_{oh} ——混凝土中含碱量(kg/m³);

W_m ——混凝土中砂浆重量(kg/m³)。

注:混凝土含碱量测试可用取芯法,芯样数量不少于3个;剔除粗骨料后将砂浆研成粉末,检测其K₂O、Na₂O含量。

8.1.5 一级评定应符合下列规定:

混凝土含碱量不超过表8.1.5的含碱量限值或未使用活性集料,耐久性等级可评为a级,否则应进行二级评定。

表 8.1.5 混凝土含碱量限值(kg/m³)

反应类型	环境情况	一般结构	重要结构	特殊重要结构
碱-硅酸反应	干燥	不限	不限	3.0
	潮湿	3.5	3.0	2.0
	含碱环境	3.0	只能使用非活性集料	

8.1.6 二级评定应依据下列内容评定：

1 裂缝特征：当无钢筋约束时，混凝土因碱-集料反应膨胀造成的开裂呈无规则网状；有钢筋约束时，常发展成沿筋的裂缝。某些碱-集料反应造成的裂缝旁边有凝胶类物质，随时间不同呈不同颜色；

2 碱-硅酸反应产物形貌、成份宜用带能谱的电子显微镜进行分析；

3 检测混凝土潜在膨胀性。

注：膨胀性可用测长法检测，应在结构不同部位取芯，直径宜取 100mm(不应小于 70mm)，长度不小于三倍芯样直径，数量不少于 3 个；两端磨平后粘上测头制成测长试件，先在自然条件下养护 7d，量取此时长度为初始长度，然后将试件放入(38±2)℃、90%以上湿度环境中养护不少于 3 个月(条件允许时应试验 12 个月)，每周读数一次，计算试件的膨胀率。

8.1.7 二级评定应符合下列规定：

1 混凝土外观无异常，内部也未发现反应产物，芯样 1 年的膨胀率低于 700με，耐久性等级评定为 b 级；

2 混凝土外观有特征裂缝，且内部有反应产物或有潜在膨胀性，耐久性等级评定为 c 级。

8.2 杂散电流腐蚀评定

8.2.1 杂散电流腐蚀可按表 8.2.1 评定。

表 8.2.1 杂散电流腐蚀评定

钢筋锈蚀状况	无杂散电流腐蚀可能	杂散电流轻微腐蚀	杂散电流重腐蚀或严重腐蚀
耐久性等级	a	b	c

8.2.2 杂散电流影响可根据钢筋电位按表 8.2.2 鉴别。

表 8.2.2 杂散电流影响鉴别

钢筋电位(mV)	鉴别结论
>0	有杂散电流(阳极电流)影响
≤ -700	有杂散电流(阴极电流)影响
$-400 \sim -700$	自然电化学腐蚀
$0 \sim -300$	无杂散电流影响

注:钢筋电位测量以饱和硫酸铜作为参照电极。

8.2.3 杂散电流腐蚀可按表 8.2.3-1、表 8.2.3-2 鉴别。

表 8.2.3-1 不同防护条件阳极电腐蚀鉴别方法

使用环境	已使用年限(a)	钢筋电位(mV)	腐蚀程度
防护差,潮湿	3~5	$\geq +200$	有腐蚀可能
	3~5	$\geq +500$	重腐蚀
	>5	$\geq +1000$	严重腐蚀
防护好,中等湿度	≥ 5	$\geq +500$	轻腐蚀
	≥ 5	$\geq +1000$	重腐蚀
	≥ 10	$\geq +1000$	严重腐蚀

表 8.2.3-2 阴极电腐蚀鉴别方法

使用年限(a)	钢筋电位(mV)	鉴别方法
≥ 5	≤ -1500	阴极破坏
≥ 5	≤ -2000	严重破坏

注:半电池电位的测量结果和使用环境关系很大,应用时宜与实际情况对照给出结果。

9 构件、构件项和结构耐久性评定

9.0.1 构件、构件项及结构耐久性等级可由耐久性分值按表 9.0.1 评定。

表 9.0.1 耐久性等级评定

耐久性分值	≥ 1.8	1.8~1.0	< 1.0
耐久性等级	a	b	c

注:1 项目采用裕度比评定时,以裕度比作为耐久性分值;

2 项目采用耐久性状态评定时(碱-集料反应、杂散电流腐蚀),耐久性分值可取为:a 级 ≥ 1.8 ,b 级 1.0~1.8,c 级 < 1.0 。

9.0.2 构件耐久性分值可取各单项耐久性分值的最小值。

9.0.3 构件项耐久性分值应按下列规定确定:

1 按逐个构件评定时,构件项的耐久性分值取构件的平均耐久性分值;

2 通过取样进行构件项的耐久性评定时,构件项的耐久性分值按取样构件的平均耐久性分值乘以损伤状态系数 α_d 确定,损伤状态系数按表 9.0.3 取用。

表 9.0.3 损伤状态系数 α_d

构件项技术状况	α_d
结构完好,基本无损伤	1.00
部分构件有机械损伤或少量构件有轻微耐久性损伤	0.95
部分构件有轻微耐久性损伤	0.90
部分构件有较严重耐久性损伤	0.85

9.0.4 结构耐久性分值应按下列规定确定:

1 按变形缝区段、不同环境(工艺)条件、不同结构类型划分

评定单元；

2 根据构件项的权重、构件项耐久性分值确定结构的耐久性分值。

注：构件项权重可依据构件项对整体结构的影响、可修复性等因素确定。

附录 A 碳化系数估算

A.0.1 碳化系数可按式估算：

$$k=3K_{\text{CO}_2} \cdot K_{\text{kl}} \cdot K_{\text{kt}} \cdot K_{\text{ks}} \cdot K_{\text{F}} \cdot T^{1/4} RH^{1.5} (1-RH) \left(\frac{58}{f_{\text{cu,k}}} - 0.76 \right) \quad (\text{A.0.1-1})$$

$$K_{\text{CO}_2} = \sqrt{C_0/0.03} \quad (\text{A.0.1-2})$$

$$K_{\text{F}} = 1.0 + 13.34 F^{3.3} \quad (\text{A.0.1-3})$$

式中 k ——碳化系数(mm/ \sqrt{a})；

K_{CO_2} ——CO₂ 浓度影响系数,缺乏 CO₂ 浓度数据时,可参照第 A.0.2 条取用；

K_{kl} ——位置影响系数,构件角区取 1.4,非角区取 1.0；

K_{kt} ——养护浇筑影响系数,取 1.2；

K_{ks} ——工作应力影响系数,受压时取 1.0,受拉时取 1.1；

T ——环境温度(℃)；

RH ——环境相对湿度；

K_{F} ——粉煤灰取代系数,对掺有 I 级粉煤灰、低水胶比的高密实混凝土,可取 $K_{\text{F}}=1.0$ ；

$f_{\text{cu,k}}$ ——混凝土强度评定值；

C_0 ——CO₂ 浓度(%)；

F ——粉煤灰取代量(重量比)。

注:当实测数据与式(A.0.1-1)的计算结果有明显差异时,宜按第 4.2.4 条要求进行碳化深度检测,并按式(5.2.2)确定碳化系数;没有条件时,则应根据既有数据的取样部位、混凝土强度的实际评定值、以及环境温、湿度情况分析差异原因,并进行必要的调整。

A.0.2 二氧化碳浓度未知时, K_{CO_2} 可按下列规定取用:

1 民用建筑室内环境：

人群密集(如教室、影剧院) $K_{\text{CO}_2} = 2.4 \sim 2.1$

人群较密集(如医院、商店) $K_{\text{CO}_2} = 2.1 \sim 1.8$

人群密集程度一般(如住宅、办公楼) $K_{\text{CO}_2} = 1.8 \sim 1.5$

人群稀少(如车库、地下停车房) $K_{\text{CO}_2} = 1.4 \sim 1.1$

工业建筑室内环境：

有 CO_2 气体排放物时应实测 CO_2 浓度；其余情况可参照民用建筑取用。

2 室外环境：

大中城市市区 $K_{\text{CO}_2} = 1.2 \sim 1.4$

城 镇 $K_{\text{CO}_2} = 1.1 \sim 1.2$

附录 B 碳化(中性化)引起的 钢筋锈蚀过程分析

B.0.1 钢筋开始锈蚀的时间 t_i 可按式估算:

$$t_i = \left(\frac{c - x_0}{\kappa} \right)^2 \quad (\text{B.0.1-1})$$

式中 c ——保护层厚度(mm);

κ ——碳化系数,有实测碳化深度数据时,应按下式计算:

$$\kappa = \frac{x_c}{\sqrt{t_0}} \quad (\text{B.0.1-2})$$

x_c ——实测碳化深度(mm),无实测碳化深度数据时,可按附录 A 估算;

x_0 ——碳化残量(mm),可按下式估算:

$$x_0 = (1.2 - 0.35\kappa^{0.5}) \cdot D_c - \frac{6.0}{m+1.6} (1.5 + 0.84\kappa) \quad (\text{B.0.1-3})$$

D_c ——与保护层厚度及碳化系数有关的参数:

$c \leq 28\text{mm}$:

当 $\kappa \geq 0.8$ 时, $D_c = c$

当 $\kappa < 0.8$ 时, $D_c = c - 0.16/\kappa$

$c > 28\text{mm}$:

当 $\kappa \geq 1.0$ 时, ($\kappa > 3.3$ 取 $\kappa = 3.3$)

$$D_c = c + 0.066(c - 28)^{0.47\kappa}$$

当 $\kappa < 1.0$ 时

$$D_c = c - 0.389(c - 28)(0.16/\kappa)^{1.5}$$

m ——局部环境系数,按表 5.2.3 取用。

B.0.2 混凝土保护层锈胀开裂的时间 t_{cr} 可按下列公式估算：

$$t_{cr} = t_i + \frac{\delta_{cr}}{\lambda_0} \quad (\text{B.0.2})$$

式中 δ_{cr} ——保护层锈胀开裂时的临界钢筋锈蚀深度(mm)；

λ_0 ——保护层锈胀开裂前的年平均钢筋锈蚀速率(mm/a)。

B.0.3 临界钢筋锈蚀深度 δ_{cr} 可按下列公式估算：

杆件 (角部钢筋)

$$\delta_{cr} = 0.012c/d + 0.00084f_{cu,k} + 0.018 \quad (\text{B.0.3-1})$$

墙、板(非角部钢筋)

$$\delta_{cr} = 0.015(c/d)^{1.55} + 0.0014f_{cu,k} + 0.016 \quad (\text{B.0.3-2})$$

式中 $f_{cu,k}$ ——混凝土抗压强度评定值(MPa)；

d ——钢筋直径(mm)。

B.0.4 保护层锈胀开裂前年平均钢筋锈蚀速率 λ_0 可按下列公式估算：

室外

$$\lambda_0 = 7.53K_{cl} \cdot m \cdot (0.75 + 0.0125T)(RH - 0.45)^{2/3} \cdot c^{-0.675} \cdot f_{cu,k}^{-1.8} \quad (\text{B.0.4-1})$$

室内

$$\lambda_0 = 5.92K_{cl} \cdot m \cdot (0.75 + 0.0125T)(RH - 0.5)^{2/3} \cdot c^{-0.675} \cdot f_{cu,k}^{-1.8} \quad (\text{B.0.4-2})$$

式中 K_{cl} ——钢筋位置影响系数,钢筋位于角部时 $K_{cl} = 1.6$;钢筋位于非角部时 $K_{cl} = 1.0$;

T 、 RH ——年平均温度(°C)和年平均相对湿度, $RH > 0.80$ 时,取 $RH = 0.80$ 。

B.0.5 保护层锈胀开裂后年平均钢筋锈蚀速率 λ_1 可按下列公式估算：

$$\lambda_1 = (4.5 - 340\lambda_0)\lambda_0 \quad (\text{B.0.5})$$

$\lambda_1 < 1.8\lambda_0$ 时,取 $\lambda_1 = 1.8\lambda_0$ 。

B.0.6 混凝土表面出现可接受最大外观损伤的时间 t_d 可按式估算：

$$t_d = t_{cr} + \frac{\delta_d - \delta_{cr}}{\lambda_1} \quad (\text{B.0.6})$$

式中 δ_d ——混凝土表面出现可接受最大外观损伤时的钢筋锈蚀深度(mm)。

B.0.7 混凝土表面出现可接受最大外观损伤时的钢筋锈蚀深度可按下列公式估算：

配有圆形钢筋的杆件：

$$\delta_d = 0.255 + 0.012c/d + 0.00084f_{cu,k} \quad (\text{B.0.7-1})$$

配有带肋钢筋的杆件：

$$\delta_d = 0.273 + 0.008c/d + 0.00055f_{cu,k} \quad (\text{B.0.7-2})$$

墙、板类构件：

$$\delta_d = 0.3 \quad (\text{B.0.7-3})$$

B.0.8 检测时钢筋的锈蚀深度及相应的锈胀裂缝宽度可按下列公式估算：

1 检测时钢筋的锈蚀深度 δ_0 ：

$$t_0 \leq t_{cr} \text{ 时} \quad \delta_0 = \lambda_0(t_0 - t_i) \quad (\text{B.0.8-1})$$

$$t_0 > t_{cr} \text{ 时} \quad \delta_0 = \delta_{cr} + \lambda_1(t_0 - t_{cr}) \quad (\text{B.0.8-2})$$

2 检测时($t_0 > t_{cr}$)的锈胀裂缝宽度可按式估算：

1) 配有圆形钢筋的杆件：

$$w = (\delta_0 - 0.012c/d - 0.00084f_{cu,k} - 0.08)/0.07 \quad (\text{B.0.8-3})$$

2) 配有变形钢筋的杆件：

$$w = (\delta_0 - 0.008c/d - 0.00055f_{cu,k} - 0.015)/0.086 \quad (\text{B.0.8-4})$$

式中 w ——锈胀裂缝宽度(mm)。

附录 C 氯盐侵蚀引起的钢筋锈蚀过程分析

C.0.1 氯盐侵蚀环境分类及相关参数可按表 6.0.2 取用。钢筋锈蚀临界氯离子浓度可按表 6.0.5 取用,浪溅区及近海大气区混凝土表面氯离子浓度可分别按第 6.0.6 和 6.0.7 条取用。

C.0.2 对Ⅲ类(浪溅区)环境,当满足下列条件时,可不考虑氯离子扩散系数的时间依赖性。

- 1 氯离子扩散系数已趋于稳定或偏保守估算;
- 2 水灰比 $W/C \geq 0.55$ 。

C.0.3 不考虑氯离子扩散系数的时间依赖性时,钢筋开始锈蚀的时间 t_i 可按式估算:

$$t_i = \left(\frac{c}{K}\right)^2 \times 10^{-6} \quad (\text{C.0.3-1})$$

$$K = 2\sqrt{D} \operatorname{erf}^{-1}\left(1 - \frac{M_{cr}}{M_s}\right) \quad (\text{C.0.3-2})$$

C.0.4 需要考虑氯离子扩散系数时间依赖性时,钢筋开始锈蚀时间 t_i 可按式估算:

$$t_i = \left\{ \frac{c^2 \times 10^{-6}}{4D_0 [\operatorname{erf}^{-1}(1 - M_{cr}/M_s)]} \right\}^{\frac{1}{1-\alpha}} \quad (\text{C.0.4})$$

式中 D_0 ——检测时刻的氯离子扩散系数(m^2/a);

α ——氯离子扩散系数时间依赖系数,宜用实测推算值。

C.0.5 氯离子扩散系数 D 可按下列规定取用:

- 1 应优先根据混凝土中氯离子分布检测结果由下式推算:

$$D_0 = \frac{x^2 \times 10^{-6}}{4t_0 [\operatorname{erf}^{-1}(1 - M(x, t_0)/M_s)]^2} \quad (\text{C.0.5-1})$$

式中 D_0 ——氯离子扩散系数(m^2/a);

x ——氯离子扩散深度(mm);

t_0 ——结构建成至检测时的时间(a);

$M(x, t_0)$ ——检测时 x 深度处的氯离子浓度(kg/m^3);

M_s ——实测混凝土表面氯离子浓度(kg/m^3)。

当满足 C. 0. 2 条规定时,取 $D=D_0$ 。

2 需要考虑氯离子扩散系数时间依赖性时,可按式估算:

$$D=D_0(t_0/t)^{\alpha} \quad (\text{C. 0. 5-2})$$

式中 α 值宜用每隔 2~3 年实测数据推算的 D 值确定;不能实测时,可按式确定:

$$\alpha=0.2+0.4(\% \text{FA}/50+\% \text{SG}/70) \quad (\text{C. 0. 5-3})$$

式中 $\% \text{FA}$ ——粉煤灰占胶凝材料百分比;

$\% \text{SG}$ ——矿渣占胶凝材料百分比。

3 无实测数据时,普通硅酸盐混凝土龄期 5 年的氯离子扩散系数可按式估算:

$$D_{5a}=(7.08W/C-1.846)(0.0447T-0.052) \quad (\text{C. 0. 5-4})$$

式中 D_{5a} ——龄期 5 年的氯离子扩散系数(m^2/a);

W/C ——混凝土水灰比;

T ——环境年平均温度($^{\circ}\text{C}$)。

C. 0. 6 近海大气环境钢筋开始锈蚀时间 t_i 可按下列规定估算:

1 $t_i \leq t_1$ 时, t_i 由下式迭代估算。

$$M_{cr}=k\sqrt{t_i}\left\{\exp\left(-\frac{c^2\times 10^{-6}}{4Dt_i}\right)-\left[\frac{c\sqrt{\pi}\times 10^{-3}}{2\sqrt{Dt_i}}\left(1-\operatorname{erf}\left(\frac{c\times 10^{-3}}{2\sqrt{Dt_i}}\right)\right)\right]\right\} \quad (\text{C. 0. 6-1})$$

式中 k ——混凝土表面氯离子聚集系数,可由实测混凝土表面氯离子浓度 M_{s2} 按下式确定。

$$k=\frac{M_{s2}}{\sqrt{t_0}} \quad (\text{C. 0. 6-2})$$

注: $t_0 > t_1$ 时,取 $t_0 = t_1$, t_1 按表 6. 0. 2 取用。

2 $t_i > t_1$ 时,钢筋开始锈蚀时间为 $t_i = t_1 + t_2$, t_2 通过求解式

(C. 0. 6-3)确定。

$$M_{cr} = M_1 + (M_s - M_1) \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{c \times 10^{-3}}{2 \sqrt{Dt_2}} \right) \right] \quad (\text{C. 0. 6-3})$$

$$M_1 = k \sqrt{t_1} \left\{ \exp \left(-\frac{c^2 \times 10^{-6}}{4Dt_1} \right) - \left[\frac{c \sqrt{\pi} \times 10^{-3}}{2 \sqrt{Dt_1}} \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{c \times 10^{-3}}{2 \sqrt{Dt_1}} \right) \right) \right] \right\} \quad (\text{C. 0. 6-4})$$

C. 0. 7 保护层锈胀开裂的时间 t_{cr} 可按式估算：

$$t_{cr} = t_i + t_c \quad (\text{C. 0. 7-1})$$

$$t_c = \frac{\delta_{cr}}{\lambda_{cl}} \quad (\text{C. 0. 7-2})$$

式中 t_c ——钢筋开始锈蚀至保护层锈胀开裂的时间(a)；

δ_{cr} ——保护层开裂时的钢筋临界锈蚀深度(mm)，按附录 B 第 B. 0. 3 条确定；

λ_{cl} ——氯盐侵蚀环境保护层开裂前钢筋年平均锈蚀速率(mm/a)。

C. 0. 8 保护层开裂前钢筋年平均锈蚀速率 λ_{cl} 可按式计算：

$$\lambda_{cl} = 11.6 \times i \times 10^{-3} \quad (\text{C. 0. 8})$$

式中 i ——钢筋腐蚀电流密度($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)。

C. 0. 9 普通硅酸盐混凝土钢筋腐蚀电流密度可按式估算：

渗入型氯盐侵蚀环境($M_{s1} > M_{cr}$)：

$$\ln i = 8.617 + 0.618 \ln \left[M_{s1} \left(\frac{11.1}{M_{s1}^{0.9} t^{0.93}} + 0.368 \right) \right] - \frac{3034}{T+273} - 5 \times 10^{-3} \rho + \ln m_d \quad (\text{C. 0. 9-1})$$

渗入型氯盐侵蚀环境：

$$\ln i = 8.617 + 0.618 \ln M_{s1} - \frac{3034}{T+273} - 5 \times 10^{-3} \rho + \ln m_d \quad (\text{C. 0. 9-2})$$

$$M_{s1} = M_{s0} + (M_s - M_{s0}) \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{c \times 10^{-3}}{2 \sqrt{Dt_{cr}}} \right) \right] \quad (\text{C. 0. 9-3})$$

式中 M_{sl} ——钢筋表面氯离子浓度(kg/m^3);

m_{cl} ——局部环境系数,按表 6.0.2 取用;

T ——钢筋处温度($^{\circ}\text{C}$),可用大气环境温度;

ρ ——混凝土电阻率($\text{k}\Omega \cdot \text{cm}$),可按实测值取用,也可按式(C.0.9-4)计算;

$$\rho = k_p(1.8 - M_{cl}^0) + 10(RH - 1)^2 + 4 \quad (\text{C.0.9-4})$$

式中 k_p ——系数。当水灰比 $W/C = 0.3 \sim 0.4$ 或 C40~C50 时,
 $k_p = 11.1$;当水灰比 $W/C = 0.5 \sim 0.6$ 或 C20~C30 时, $k_p = 5.6$ 。

M_{cl}^0 ——混凝土保护层中氯离子浓度平均值(kg/m^3),

$M_{cl}^0 > 3.6$ 时,取 $M_{cl}^0 = 3.6(\text{kg}/\text{m}^3)$;

RH ——环境相对湿度;

M_{s0} ——混凝土制备时氯离子的掺入量(kg/m^3)。

C.0.10 保护层开裂后年平均钢筋锈蚀速率 λ_{cll} 可按式估算:

$$\lambda_{cll} = (4.5 - 26\lambda_{cl}) \cdot \lambda_{cl} \quad (\text{C.0.10})$$

当 $\lambda_{cll} < 1.8\lambda_{cl}$ 时,取 $\lambda_{cll} = 1.8\lambda_{cl}$ 。

C.0.11 混凝土表面出现可接受最大外观损伤的时间可参照附录 B 第 B.0.6、B.0.7 条计算,仅需在相关公式中以 λ_{cll} 取代 λ_1 。

C.0.12 检测时刻钢筋锈蚀深度及锈胀裂缝宽度可参照附录 B 第 B.0.8 条计算,仅需在相关公式中以 λ_{cl} 取代 λ_0 、以 λ_{cll} 取代 λ_1 。

附录 D 锈蚀钢筋混凝土构件承载力计算

D.0.1 锈蚀受弯构件正截面承载力可按现行《混凝土结构设计规范》GB 50010 计算,但钢筋应采用锈后实际截面面积和实际屈服强度,受拉钢筋实际屈服强度尚应乘以粘结退化引起的钢筋强度利用系数。

D.0.2 锈蚀钢筋屈服强度可按下列规定取用:

1 截面损失率 $\eta_s \leq 5\%$ 且锈蚀比较均匀时,可取未锈钢筋强度;

2 截面损失率 $5\% < \eta_s \leq 12\%$ 或 $\eta_s \leq 5\%$ 但锈蚀不均匀,可按下式计算:

$$f_{yc} = \frac{(1 - 1.077\eta_s)}{(1 - \eta_s)} f_y \quad (\text{D.0.2})$$

式中 f_y 、 f_{yc} ——钢筋锈蚀前和锈蚀后的强度设计值(MPa);

η_s ——钢筋锈蚀截面损失率。

3 截面损失率 $\eta_s > 12\%$ 时,应按有关研究成果确定。

D.0.3 受拉锈蚀钢筋强度利用系数 α_s 可按下列规定取用:

1 无锈胀裂缝或配筋指标 $q_0 \leq 0.25$: $\alpha_s = 1.0$ 。

2 钢筋锈蚀深度 $\delta \geq 0.3\text{mm}$, 且配筋指标 $q_0 > 0.25$:

$$\alpha_s = \begin{cases} 1.45 - 1.82q_0 & (0.25 < q_0 \leq 0.44) \\ 0.92 - 0.63q_0 & (q_0 > 0.44) \end{cases} \quad (\text{D.0.3-1})$$

$$q_0 = \frac{A_s f_y + \sum A_{sci} f_{sci}}{f_c b h_0} \quad (\text{D.0.3-2})$$

式中 A_s 、 f_y ——受拉钢筋中未锈钢筋截面面积(mm^2)、抗拉强度设计值(MPa)

A_{sci} 、 f_{sci} ——第 i 根锈蚀受拉钢筋截面面积(mm^2)、抗拉强度

设计值(MPa)。

3 钢筋锈蚀深度 $\delta < 0.3\text{mm}$, 且配筋指标 $q_0 > 0.25$:

$$\alpha_s = \begin{cases} 1.0 + (0.45 - 1.82q_0) \frac{\delta}{0.3} & (0.25 < q_0 \leq 0.44) \\ 1.0 + (-0.08 - 0.63q_0) \frac{\delta}{0.3} & (q_0 > 0.44) \end{cases} \quad (\text{D. 0. 3-3})$$

注: 构件受拉区损伤长度小于梁跨 $1/3$ 时, 取 $\alpha_s = 1.0$ 。

D. 0. 4 锈蚀受压构件可按现行《混凝土结构设计规范》GB 50010 计算, 但应采用锈后钢筋截面面积、锈后钢筋强度, 混凝土应采用等效截面面积。对大偏心受压构件, 受拉钢筋强度应按 D. 0. 3 条计入强度利用系数。

D. 0. 5 受压混凝土构件等效截面尺寸可按下列公式计算:

$$h_e = h - \sum_{i=1}^2 \alpha_{cc} c_i \quad (\text{D. 0. 5-1})$$

$$b_e = b - \sum_{i=1}^2 \alpha_{cc} c_i \quad (\text{D. 0. 5-2})$$

式中 h_e, b_e ——截面等效高度和宽度(mm);

h, b ——截面高度和宽度(mm);

c_i, α_{cc} ——某侧的保护层厚度和相应的保护层损伤系数。

D. 0. 6 保护层损伤系数可按下列规定取用:

1 轴心受压构件:

当 $w \leq 2\text{mm}$ 时, $\alpha_{cc} = 0.3w$;

当 $2\text{mm} < w \leq 3\text{mm}$ 时, $\alpha_{cc} = 0.3w + (1 - 0.3w)(w - 2)$

2 小偏心受压构件:

当 $w \leq 2\text{mm}$ 时, $\alpha_{cc} = 0.25w$;

当 $2\text{mm} < w \leq 3\text{mm}$ 时, $\alpha_{cc} = 0.25w + (1 - 0.25w)(w - 2)$

式中 w ——锈胀裂缝宽度(mm), 当 $w > 3\text{mm}$ 时取 $w = 3\text{mm}$ 。

3 大偏心受压构件;

受压区: 按小偏心受压构件取用;

受拉区: $\alpha_{cc} = 0$

D.0.6 受剪、受拉、受扭锈蚀构件可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 计算,锈蚀钢筋应采用锈后截面面积和锈后钢筋强度设计值。

附录 E 锈蚀钢筋混凝土受弯构件变形计算

E.0.1 锈蚀受弯构件的挠度可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定计算,但应考虑由于钢筋锈蚀引起的刚度退化。

E.0.2 锈蚀受弯构件的短期刚度 B_{sc} 可按下式计算:

$$B_{sc} = \alpha_r \cdot B_s \quad (\text{E.0.2-1})$$

式中 B_s ——考虑钢筋锈蚀截面损失后按现行规范计算的短期刚度;

α_r ——粘结力退化引起的锈蚀受弯构件刚度折减系数,可按式(E.0.2-2)计算。

$$\alpha_r = \frac{1}{A_{sc}} \sum A_{sci} \alpha_{ri} \quad (\text{E.0.2-2})$$

式中 A_{sc} ——受拉未锈与锈蚀钢筋的总截面面积;

A_{sci} ——第 i 根钢筋锈后的截面面积;

α_{ri} ——第 i 根钢筋粘结力下降引起的刚度折减系数。

E.0.3 第 i 根钢筋粘结力下降引起的刚度折减系数可按下列规定确定:

1 无锈胀裂缝: $\alpha_{ri} = 1.0$

2 有锈胀裂缝:

$$\alpha_{ri} = \begin{cases} 1.0 & 0 \leq \delta_i < 0.1 \\ (3.7 - 7\delta_i)/3 & 0.1 \leq \delta_i < 0.25 \\ 0.65 & \delta_i \geq 0.25 \end{cases} \quad (\text{E.0.3})$$

式中 δ_i ——第 i 根钢筋的锈蚀深度(mm)。

本标准用词说明

1 为便于在执行本标准条文时区别对待,对要求严格程度不同的用词说明如下:

1)表示很严格,非这样做不可的:

正面词采用“必须”;

反面词采用“严禁”。

2)表示严格,在正常情况下均应这样做的:

正面词采用“应”;

反面词采用“不应”或“不得”。

3)表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样做的:

正面词采用“宜”;

反面词采用“不宜”。

4)表示有选择,在一定条件下可以这样做的:

正面词采用“可”;

反面词采用“不可”。

2 条文中指定应按其他有关标准执行时,写法为“应按……执行”或“应符合……的要求(或规定)”。非必须按所指定的标准执行时,写法为“可参照……执行”。

中国工程建设标准化协会标准

混凝土结构耐久性评定标准

CECS 220 : 2007

条文说明

目 次

1 总 则	(51)
2 术语、符号	(54)
2.1 术语	(54)
2.2 符号	(54)
3 耐久性评定准则和基本程序	(55)
4 使用条件调查与耐久性检测	(58)
4.1 使用条件调查	(58)
4.2 结构耐久性检测	(61)
5 大气环境下钢筋锈蚀耐久性评定	(62)
5.1 一般规定	(62)
5.2 大气环境下钢筋锈蚀耐久性评定	(63)
6 氯盐侵蚀环境下钢筋锈蚀耐久性评定	(66)
7 冻融环境混凝土耐久性评定	(71)
8 碱-集料反应与杂散电流腐蚀评定	(73)
8.1 碱-集料反应评定	(73)
8.2 杂散电流腐蚀评定	(73)
9 构件、构件项和结构耐久性评定	(74)
附录 A 碳化系数估算	(75)
附录 B 碳化(中性化)引起的钢筋锈蚀过程分析	(77)
附录 C 氯盐侵蚀引起的钢筋锈蚀过程分析	(81)
附录 D 锈蚀钢筋混凝土构件承载力计算	(83)
附录 E 锈蚀钢筋混凝土受弯变形计算	(85)
附表 1	(86)
附表 2	(87)
附表 3	(88)

1 总 则

1.0.1 在工程结构可靠性鉴定中,需要对结构的各项功能要求进行全面的鉴定,包括结构的安全性、适用性、耐久性。大量混凝土结构由于环境侵蚀、材料老化及使用不当产生各种累积损伤,使结构耐久性能下降,从而不能满足结构的安全与正常使用。我国现行可靠性鉴定标准涉及混凝土结构耐久性的内容较少,为合理评定混凝土结构的耐久性能,使鉴定人员有章可循,在总结近十多年围绕混凝土结构耐久性开展的理论分析、试验研究、工程调查以及工程实践经验基础上,制定本标准。

既有结构的耐久性评定,是依据结构所处的环境条件和评定时刻结构的技术状况预测结构的剩余寿命,即对结构下一目标使用年限内仍能满足各项功能的时间作出预测。由于环境作用的复杂性和不确定性,实际上很难准确预测结构的剩余使用年限。过去处理这类问题时,只能是依据专家经验作出粗略、往往是很保守的判断,我国部颁标准《钢铁工业建(构)筑物可靠性鉴定规程》YBJ 219-89 附录二以大量工程资料为基础,针对钢筋锈蚀建立了混凝土结构的经验劣化模型。近十余年来,国内外在混凝土耐久性研究方面取得了很大进展,吸取这些成果并结合我国大量工程经验,本标准有可能对混凝土结构的剩余使用年限做出比较全面、合理的估算。

对既有混凝土结构,充分利用结构自身的信息(环境参数、结构性能参数),可以减少诸多不确定因素,有利于建立能反映个体特征的劣化模型,这是耐久性评定的特点,也是有利条件。

鉴于混凝土结构的劣化机理非常复杂,累积损伤往往是多因素的综合作用,环境作用和混凝土材性又有很大的不确定性,至今

人们对混凝土耐久性能的认识仍然是初步的。即便是认识相对深入的钢筋锈蚀仍有许多问题没有解决,一些参数取值仍停留在工程经验上,而对混凝土的化学腐蚀还没有相应的时变劣化模型。因此,本标准是为满足当前混凝土结构耐久性评估的迫切需要编制的,今后还需要不断地完善和补充。

1.0.2 本标准限定适用于现有房屋、桥梁及一般构筑物的混凝土结构,主要是现有混凝土结构一般均由普通硅酸盐混凝土(包括较大掺量粉煤灰的硅酸盐混凝土)建造,而当前对普通硅酸盐混凝土耐久性能的认识相对较为深入,编制基础较好。高性能混凝土虽属于硅酸盐混凝土范畴,但研究成果和工程经验还很少,本标准仅作参考。

1.0.3 我国没有建筑物定期检测评价法规,新加坡的建筑物管理法强制规定,居住建筑在建造后 10 年及以后每隔 10 年必须进行强制鉴定,公共、工业建筑则为建造后 5 年及以后每隔 5 年进行一次强制鉴定。日本通常要求建筑物服役 20 年后进行一次鉴定。英国等国家对于体育场馆等人员密集的公共建筑,作了强制定期鉴定规定。根据我国工程经验,良好使用环境下民用建筑无缺陷的室内构件一般可使用 50 年或更长;而处于潮湿环境下的室内构件和室外构件(阳台、女儿墙等)往往使用 20~30 年就需要维修;冶金、化工等使用环境较恶劣的工业建筑使用 25~30 年即需大修;处于严酷环境下的工程结构甚至不足 10 年即出现严重的耐久性损伤。因此在保证建筑物安全性的前提下,民用建筑使用 30~40 年、工业建筑及露天结构使用 20 年左右宜进行耐久性鉴定。其他特殊情况指核反应堆的安全壳、大型桥梁、地铁等重要的基础设施以及处于严酷环境下的工程结构则应根据具体情况设置检测周期。

1.0.4 混凝土结构的耐久性损伤主要表现为环境作用下的钢筋锈蚀和混凝土腐蚀及损伤,包括大气环境及氯盐侵蚀环境下的钢筋锈蚀、冻融损伤、碱-集料反应、化学腐蚀、疲劳、物理磨损等。国

内外工程调查资料都表明,钢筋锈蚀是混凝土结构最普遍、危害最大的耐久性损伤,在环境相对恶劣的条件下,因钢筋严重锈蚀使结构往往达不到预期的使用寿命;在严寒或寒冷地区,冻融破坏也是常见的耐久性损伤。本标准基于当前的认识水平,对大气环境(含大气轻微污染环境)及氯盐侵蚀环境下的钢筋锈蚀、冻融损伤、碱-集料反应均给出了耐久性评定方法。对化学腐蚀当前还缺乏深入的研究,处于液相化学腐蚀环境下的结构则可参照专门的标准进行评估。

对其他特殊问题(如地震、湿陷性黄土、冻土等)还应结合相关标准规范进行评定。

1.0.5 应用本标准得到的耐久性评定结果,可以作为结构可靠性鉴定的组成部分,对结构进行可靠性鉴定。

1.0.6 混凝土结构耐久性评定将为业主提供维修加固依据,是一项技术性很强的工作,因此,要求开展这一工作的人员应具有相应的专业素质。

2 术语、符号

2.1 术 语

本标准采用的术语及其涵义按照下列原则确定：

- 1 凡是现行工程建设国家标准规定的，一律按相应标准引用；
- 2 凡是现行工程建设国家标准尚未规定的，参照国家标准《工程结构设计基本术语和通用符号》GBJ 132-90 自行给出定义与说明。

2.2 符 号

本标准所涉及的符号有两类：

- 1 涉及其他工程建设标准的符号，采用原有符号；
- 2 仅在本标准中应用的符号由本标准自行给出，且条文中仅出现一次的符号，原则上在条文中说明，本节不再列出。

3 耐久性评定准则和基本程序

3.0.1 我国《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 是将结构的耐久性能作为一项功能要求提出的,采用极限状态设计原则时,各项功能要求通过不同的极限状态设计保证,但对耐久性极限状态没有给出明确的定义。本标准给出的耐久性极限状态定义为:结构或构件由耐久性损伤造成某项性能丧失而不能满足适用性要求的临界状态。这主要是因为耐久性问题较多体现在适用性要求上(如对沿筋锈胀裂缝的控制),但在一定条件下,可能由安全性控制,保护层厚度较大且钢筋较细的板类构件,往往钢筋锈蚀截面损失率超过 10%才可能出现锈胀裂缝,这已严重影响构件承载力而危及结构安全,此时应按承载能力极限状态进行安全性鉴定。

造成结构耐久性损伤的因素很多,引起结构性能丧失而影响适用性也是多方面的,因此需要根据结构的具体功能要求确定相应的耐久性极限状态。本条列出了三种耐久性极限状态,前两种针对钢筋锈蚀损伤,第三种则涵盖了钢筋锈蚀以及冻融等损伤。

3.0.3 在混凝土耐久性损伤中,有一些能够预测其剩余使用年限,有一些则不能或当前没有条件预测。如氯盐侵蚀环境以钢筋开始锈蚀作为耐久性失效标准时,对于在制备时掺入氯盐的混凝土,仅能根据混凝土中的氯离子含量和引起钢筋锈蚀的临界含量比值,判断钢筋是否发生锈蚀,据此判断耐久性能的好坏,此时是没有时间参数介入的。对于受认识水平限制,当前还不能给出时变退化模型的损伤因素,如碱-集料反应引起的破坏,也只能借助某些参数评价其耐久性状态的优劣。

因此本标准采用按剩余使用年限和按耐久性状态两种评定方法。

3.0.4、3.0.5 根据业主要求及具体情况,本标准对结构的耐久性性能采用分层分级进行评定,也允许采用文字表述的方法评定。为与工业建筑、民用建筑可靠性鉴定标准中的适用性评定相协调,本标准采用三个等级进行耐久性评定。

耐久性分级标准中明确提出按下一目标使用年限内是否满足耐久性要求进行评定。下一目标使用年限一般由业主与评定人员根据使用要求和结构当前的技术状况协商确定。

需要说明的是,由于环境作用和混凝土性能都具有很大的变异性,结构耐久性性能劣化的离散性非常大。对于b级下限,结构仅在均值意义上满足耐久性要求,会有部分构件不能满足要求;对于c级,会有超过50%的构件不能满足要求而需要大修,这与《建筑结构可靠度设计统一标准》使用年限的定义一致。

《建筑结构可靠度设计统一标准》规定结构构件正常使用极限状态的可靠指标,根据其可逆程度宜取0~1.5,耐久性损伤往往是不可逆的,因此宜取上限作为评定a级的标准。

3.0.6、3.0.7 钢筋锈蚀量过大或因冻融损伤混凝土强度降低过多时,都需要考虑安全性问题。根据近年来的研究成果,标准在附录中给出了锈蚀构件承载力和变形验算的内容。

3.0.8 本标准参考了《工业厂房可靠性鉴定标准》GBJ 144-90、《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292 等标准或指南的评定程序,同时也考虑了我国近二十年进行可靠性鉴定的实践经验,给出了简化的评定程序。

3.0.9 评定目的、范围和内容一般应根据结构的使用历史、当前技术状况和未来的使用要求由业主与评定机构协商确定。构件耐久性评定可作为对构件采取技术措施的依据,结构耐久性评定可为业主提供宏观决策的依据。

3.0.10、3.0.11 条文中规定的初步调查内容较为系统全面,在执

行时,应根据结构的具体情况从中选取需要调查的内容。初步评价旨在初步调查的基础上,对结构耐久性状况、存在问题作出分析判断,确定详细调查与检测方案。

3.0.12 耐久性评定报告作为技术性文件,应包括条文规定的内容,报告格式不强求统一。

4 使用条件调查与耐久性检测

4.1 使用条件调查

4.1.1 对于一般建筑物,其使用环境可划分为气象环境和工作环境两大类,工作环境更为复杂。

对室外构件,年平均温度、湿度一般可按气象资料取用,缺乏气象资料时可参照表 1 取用。

表 1 主要城市年平均温度(℃)、湿度(%)

城市	温度	湿度	城市	温度	湿度	城市	温度	湿度
沈阳	7.7(8.4)	65(63)	南昌	17.5(17.6)	78(77)	兰州	9.1(9.8)	59(56)
大连	10.1(10.9)	68(64)	福州	19.6(19.8)	77(76)	酒泉	7.3(7.5)	46(47)
北京	11.6(12.3)	59(57)	广州	21.8(22.0)	78(77)	昆明	14.8(14.9)	72(72)
太原	9.3(10.0)	60(59)	武汉	16.3(16.6)	79(77)	青岛	11.9	74
济南	14.2(14.7)	59(57)	长沙	17.2(17.1)	80(82)	成都	16.3(16.1)	82(82)
郑州	14.2(14.4)	66(67)	南宁	21.6(21.8)	79(79)	杭州	16.1(16.5)	82(77)
南京	15.4(15.4)	77(76)	贵阳	15.3(15.3)	77(76)	重庆	18.3(18.2)	81(80)
上海	15.7(16.6)	80(76)	西安	13.3(13.7)	71(70)	长春	4.8(5.4)	66(62)
哈尔滨	3.6(4.2)	67(65)	乌鲁木齐	7.3(6.9)	57(58)	呼和浩特	5.6(6.7)	56(54)

注:1 数据取自 1984 年中国地理图册,系前 30 年的平均值。括号内数据取自 <http://cdc.cma.gov.cn/publicservice/>,系 1971~2000 年的平均值;

2 环境温、湿度宜根据结构建造年代、检测时间合理取用。

对室内构件,宜按实测值取用,但要获得多年的年平均数据十分困难。编制组曾于 2002 年实测了若干城市的室内温、湿度,由于室内温、湿度与房间有无暖气、空调、房间的通风状况有密切关系,难以确定与室外温、湿度的相关关系。实测结果表明,室内年

平均温度大致比室外高 4~8℃,湿度也略高,而冬季采暖、夏季用空调时则偏低。因此,在确定室内环境温度、湿度时,宜结合实测数据、室内环境条件及气象资料综合分析确定。

年冻融循环次数是引起混凝土冻融损伤的重要因素,冻融循环次数与混凝土冻点有关。南京水利科学研究院通过不同降温速率和不同饱水程度的冻点测定表明,海水环境混凝土冻点在-3~-12℃间变化,多数情况在-3℃左右,淡水环境一般比 0℃略低,可近似取为 0℃。据中国水利水电科学研究院资料,年冻融循环次数:北京为 84、长春 120、西宁 118、宜昌 18(根据年负温天数和有阳光照射天数的百分率及日温差变化推定),由此可近似取东北地区 120 次、华北地区 84 次、西北地区 118 次、华中地区 18 次,华东地区近于华北和华中地区,华南地区基本无冻害。南京水利科学研究院对港口工程的统计结果为:大连 108、秦皇岛 65、青岛 47、新港 82。表 2 给出了年低于 0℃的天数供参考。

混凝土饱水状态下年冻融循环次数,除与上述温度因素有关外还与混凝土的水环境有关(水位变化、与雨雪接触天数),一般应通过调查分析确定。

表 2 主要城市年低于 0℃的天数

城市	一月平均 温度(℃)	一月最低 温度(℃)	平均低于 0℃天数	城市	一月平均 温度(℃)	一月最低 温度(℃)	平均低于 0℃天数
哈尔滨	-20.1 (-18.3)	-25.8	143	兰州	-6.5 (-5.3)	-13.4	90
长春	-16.8 (-16.2)	-22.8	139 (172)	郑州	-1.2 (1.0)	-6.0	43
沈阳	-12.8 (-11.0)	-18.8	121	上海	3.4 (4.7)	-0.1	10
乌鲁木齐	-15.8 (-12.6)	-23.0	138	武汉	3.8 (3.7)	0.4	26
大连	-5.2 (-3.9)	-8.9	83	成都	6.2 (5.6)	3.1	0

续表 2

城市	一月平均 温度(℃)	一月最低 温度(℃)	平均低于 0℃天数	城市	一月平均 温度(℃)	一月最低 温度(℃)	平均低于 0℃天数
天津	-4.1 (-3.5)	-9.0	77	杭州	4.3 (4.3)	0.1	6
北京	-4.7 (-3.7)	-9.9	82	南通	1.8	-0.9	18
太原	-7.3 (-5.5)	-14.0	95	包头	-11.8	-19.1	124
齐齐哈尔	-20.5 (-18.6)	-26.6	150	青岛	-1.1	-4.5	46

注:表中温度均为年平均温度,数据取自港口工程技术规范编制说明(1973)。一月平均温度栏括号内数据取自 <http://cdc.cma.gov.cn/publicservice/>,系1971~2000的平均值。

4.1.2~4.1.4 全面列出了调查内容,调查时可根据环境状况、使用条件按需要确定相应的调查内容。

4.1.5 环境作用是造成混凝土结构耐久性损伤的主要因素,本条主要对气态环境进行分类。

一般环境主要指对混凝土无明显腐蚀作用,不存在冻融损伤和化学腐蚀,但可因碳化引起钢筋锈蚀的环境。其中一般室内环境和一般室外不淋雨环境属于条件最好的环境,钢筋锈蚀速率很慢;潮湿地区、室外淋雨环境(干湿交替)条件相对恶劣,钢筋表面可以交替得到充分的氧气和水分,钢筋锈蚀速率快得多。

大气污染环境主要指含有二氧化硫等腐蚀性介质的工业大气环境,一些重工业车间还经常伴有高温、高湿,大气污染环境引起的耐久性损伤主要也是钢筋锈蚀。二氧化硫加速混凝土中性化,与水泥石结合生成硫酸盐导致混凝土疏松,有助于氧和水分渗透,都会使钢筋锈蚀速率加快,其他腐蚀性气体对混凝土的腐蚀机理虽尚待深入研究,但往往都会产生不利影响。

氯盐侵蚀环境主要指近海地区可能造成氯离子侵蚀的大气环境、潮汐区、浪溅区以及除冰盐环境。大气腐蚀性与大气的盐雾浓

度有关,日本有关资料规定,距海岸 10km 以外属于无腐蚀区,1km 以内属腐蚀区或重腐蚀区。氯盐侵蚀主要引起钢筋锈蚀,锈蚀速率要比碳化引起的钢筋锈蚀快得多。

冻融环境主要指微冻地区、寒冷和严寒地区,混凝土在冻融循环作用下会丧失强度、逐层剥离,冻融损伤还会加速钢筋锈蚀。冻融损伤程度取决于冻融循环次数、冻融温度和混凝土的饱水程度。

4.2 结构耐久性检测

4.2.1、4.2.2 全面列出了耐久性检测的内容,可根据需要确定具体检测内容,并按有关技术标准的要求进行检测。对可能遭受氯盐侵蚀的混凝土结构,需检测从结构表面到内部不同深度的氯离子含量,分析氯离子浓度沿深度的分布。混凝土的渗透性是影响结构耐久性最重要的因素之一,可以取芯到实验室检测其渗透性;有现场检测仪器时,宜在现场对混凝土结构的表层渗透性进行检测评定。

4.2.3~4.2.5 保护层厚度、混凝土碳化深度、氯离子含量是耐久性评定的重要参数,本标准作了更为详尽和具体的规定。

4.2.6 中冶集团建筑研究总院通过对 158 个长期暴露试件 4 年内钢筋锈蚀裂缝扩展观测和对 258 根破型取样钢筋的试验研究给出了钢筋锈蚀量与裂缝宽度关系的回归公式,与前苏联、我国的工程检测资料及西班牙 Rodriguez 给出的公式大致相当。本标准建议公式在中冶集团建筑研究总院的回归公式基础上作了适当调整。

5 大气环境下钢筋锈蚀耐久性评定

5.1 一般规定

5.1.1 环境条件和结构当前的技术状况决定结构耐久性能的优劣,结构或构件的重要性和可修复性用于调整结构安全裕度的大小,均为耐久性评定应考虑的因素。

5.1.2 表 5.1.2 给出了结构耐久重要性系数取值建议。进行耐久性等级划分时,本标准采用定值安全系数赋予评定结果一定的安全储备。通过耐久重要性系数可以依据失效风险大小对安全储备作适当的调整。

5.1.3 裕度比是结构评定或鉴定常用的指标,在我国的可靠性鉴定标准中均有应用。

5.1.4 混凝土碳化(中性化)以后,碱度降低,保护钢筋免于生锈的钝化膜破坏,在有氧和水的条件下发生电化学反应,生成铁锈,锈蚀产物是铁原体积的 3~8 倍,混凝土保护层受到膨胀压力,出现沿筋的锈胀裂缝。碳化引起的钢筋锈蚀在保护层开裂前属于微电池腐蚀,钢筋锈蚀相对均匀;保护层开裂后,裂缝处钢筋成为阳极,则以宏电池腐蚀为主,钢筋锈蚀速率加快。碳化引起的钢筋锈蚀发展相对缓慢,钢筋锈蚀三个阶段的发展过程(开始锈蚀、保护层锈胀开裂、裂缝开展到某一宽度)取决于环境条件、保护层厚度、混凝土密实性等因素,有的可持续到几十年甚至上百年的时间,但环境恶劣,保护层过小、混凝土密实性很差时,也可能仅需要几年或十几年的时间经历这一过程。

对于外观要求不高的室外构件和一些重工业厂房混凝土构件,一般可用混凝土表面出现可接受最大外观损伤的时间确定其剩余使用年限,相应锈胀裂缝宽度大致在 2~3mm 范围内,而一

般室内构件宜用保护层锈胀开裂作为耐久性失效的标准。

5.2 大气环境下钢筋锈蚀耐久性评定

5.2.1 本条为依据附录公式(B.0.1-1)~(B.0.1-3)给出的钢筋开始锈蚀时间的简化计算方法,在常用范围内与公式的相对误差不大于10%。

5.2.2 碳化系数反映碳化速率,与 CO_2 浓度、混凝土密实性、环境温湿度等因素有关,由实测碳化深度确定碳化系数可以避开上述诸多不确定性因素的影响,得到较为可靠的结果。在构件角部,由于 CO_2 双向渗透作用,其碳化速率大致是非角部的1.4倍。

构件表面有可碳化粉刷层(水泥砂浆、混合砂浆)时,碳化首先在粉刷层内进行,可延缓混凝土碳化。粉刷层的碳化速率不仅与砂浆组分有关,受施工因素影响更大,试验数据和实际工程检测数据离散性很大,当前难以用一个通用公式反映其影响,建议根据同条件不同覆盖层厚度的实测碳化数据统计分析结果,确定砂浆面层的当量厚度。

5.2.3 构件所处局部环境对钢筋脱钝和锈蚀速率有极大影响,局部环境系数综合考虑了环境温度、湿度变异,干湿交替频率以及各类侵蚀性介质对钢筋脱钝与钢筋锈蚀速率的影响,局部环境系数由工程验证结果给出。

工程实践表明,对酸雨、盐碱地区环境及混凝土内含有微量氯离子(其数值远小于氯离子临界浓度)时,会加速钢筋锈蚀。由于缺乏足够的工程验证资料,表5.2.3尚不能给出局部环境系数的取值范围,因此建议按5.2.10条的要求,由检测时刻构件的技术状况推断局部环境系数。

5.2.4、5.2.5 这两条为依据附录B第B.0.2~B.0.7条所列公式给出的保护层锈胀开裂时间、混凝土表面出现可接受最大外观损伤时间的简化计算方法,在常用范围内与公式相比误差很小,简化方法与公式计算结果的比较见附表1。

5.2.6 除混凝土强度等级外,本标准各计算参数按实测平均值取用,给出的使用年限为平均意义上的时间,大致有 50% 的保证率。

采用混凝土强度评定值或标准值是为与现行设计规范的混凝土强度等级一致。混凝土微观上是很不均匀的材料,各构件之间,同构件各部分之间混凝土密实度变异很大,因而既便是在同一环境中,混凝土保护层锈胀开裂时间或开裂程度往往有很大差异。按构件项评定时,用各项参数的平均值进行评估,适用于预测同批构件的平均使用年限;当对单个构件进行评定时,应对构件的各不利部位分别进行评定,以期找出最不利构件。

在评定中为便于应用,用混凝土强度反映混凝土的渗透性能。由于混凝土渗透性变异远大于混凝土强度的变异,对碳化深度特别大(密实性很差)的部位,混凝土强度已不能正确反映该部位的渗透性,此时宜以等效抗压强度反映该部位的渗透性。首先可用同类构件的实测混凝土强度和平均碳化系数,由公式(A. 0. 1-1)反算出环境参数项的乘积(含常数项),再用求得的乘积及该部位的实测碳化系数由公式(A. 0. 1-1)反推等效抗压强度。

5.2.7 环境的不确定性和混凝土物理、力学性能的随机性使混凝土的耐久性能(剩余使用年限)具有很大的离散性,因此在耐久性评定中对 a 级必须赋予一定的保证率。本标准考虑当前可统计参数的变异,对保护层锈胀开裂建立极限状态方程并进行概率分析。根据 20 世纪我国的统计分析结果,混凝土保护层厚度变异系数为 0.3;混凝土强度变异系数 C15 为 0.21, C25 为 0.16;由实测数据统计分析,碳化系数变异系数取 0.356;鉴于环境年平均相对湿度、温度的变异性很小,视为确定性变量。分析结果表明,当裕度比 $\delta_{cr}/(\gamma_0 \delta_e)$ 为 1.0 时,对应的可靠指标 β 为 0,保证率为 50%。即从平均意义上讲,在下一目标使用年限终结时,构件即将开裂。在常用参数范围内, $\delta_{cr}/(\gamma_0 \delta_e) = 1.5$ 时, β 约为 0.57~0.63,保证率为 72%~74%; $\delta_{cr}/(\gamma_0 \delta_e) = 1.8$ 时, β 约为 0.77~1.06,保证率为 78%~86%。考虑到《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068

对结构适用性的可靠度要求,取 $\delta_{cr}/(\gamma_0\delta_e)\geq 1.8$ 评定为 a 级较为合理。

5.2.8 评估时刻构件已出现锈胀裂缝或外观损伤已不可接受(最大裂缝宽度已达到 2~3mm),此时已不能满足适用性要求,应及时修复。

5.2.9 第 5.2.1~5.2.8 条是基于结构的适用性进行耐久性评定。当符合本条规定而产生安全隐患时,应进行承载力验算。如下一目标使用年限较短、使用环境较好时,可按构件当前的技术状况进行验算,否则宜在验算时按附录 B 有关公式计入下一目标使用年限期间的钢筋截面损失,按附录 D 进行承载力计算。

5.2.10 由于局部环境系数、环境温度、湿度等参数取值都不会完全符合所评估结构或构件的实际环境条件,利用现有信息调整有关参数,可使预测结果更接近实际。调整时应使按已使用年限估算的钢筋锈蚀状况在均值意义上符合结构当前的锈蚀状况。

6 氯盐侵蚀环境下钢筋锈蚀耐久性评定

6.0.1 氯离子通过外界渗入或掺入混凝土中,氯离子半径小,穿透力极强,到达钢筋表面后迅速破坏钝化膜形成腐蚀电池,氯离子与铁离子反应,生成 FeCl_2 ,在水中遇 OH^- 立即生成 $\text{Fe}(\text{OH})_2$,游离氯离子再与铁离子结合,如此循环。因而在钢筋锈蚀过程中氯离子不会因腐蚀反应而减少,氯离子起的是催化作用、去极化作用、导电作用,使电化学反应加快,因此氯盐侵蚀环境下的钢筋锈蚀速率比碳化引起的钢筋锈蚀要快。其锈蚀过程与碳化腐蚀一样经历开始锈蚀、保护层锈胀开裂、混凝土表面出现可接受最大外观损伤三个阶段,可依据结构的功能要求确定相应的耐久性极限状态。

其他说明见 5.1.1~5.1.5 条条文说明。

6.0.2 表中的环境等级按氯盐侵蚀的严重程度给出,由于近海大气中存在盐雾,使氯离子逐渐在混凝土内聚集,尤其是在无遮挡、海风直接吹到的部位,混凝土表面氯离子浓度可达到一个稳定的最大值,目前我国缺乏近海大气环境氯离子达到稳定值所需时间的实测数据,表 6.0.2 中数值是参考美国 Life-365 标准设计程序给出的。

局部环境对钢筋锈蚀有很大影响,处于频繁干湿交替环境的构件,钢筋锈蚀速率最快,表中的局部环境系数是通过工程验证给出的。

6.0.3 氯离子从混凝土表面渗透到钢筋表面,氯离子扩散模型可用 Fick 第二定律推导得出。扩散方程中的氯离子扩散系数具有时间依赖性。氯离子在传输过程中不断与水化产物反应生成费氏盐、与水化产物产生物理吸附,形成结合氯离子,仅孔隙水中的自由氯离子继续向里扩散,使氯离子扩散系数逐渐减小;随着水化程

度不断充分,混凝土的密实性有所提高,也使扩散系数减小。

本条列出了可不考虑氯离子扩散系数时间依赖性的条件。实测数据表明,对高水灰比($W/C > 0.55$)的混凝土,由于毛细孔隙不随距表面深度增加而明显减少,氯离子扩散系数并不随时间减小;另外,当结构使用年限较长,扩散系数已趋于稳定或偏保守估算也可不考虑扩散系数的时间依赖性。

6.0.4 本条给出了不考虑氯离子扩散系数时间依赖性时,钢筋开始锈蚀时间估算的查表方法。

如果所取 D 值的时间与计算出的钢筋开始锈蚀时间相差很大时,建议按附录 C 中的相应公式计算。

6.0.5 钢筋锈蚀临界氯离子浓度受胶凝材料品种与掺量、混凝土含水量、孔隙率、孔结构以及环境条件等多种因素的影响。一般水灰比小,混凝土碱度高,钝化膜厚,临界浓度大;试验表明,水泥中 C_3A 含量高,临界浓度也大;干湿交替环境钝化膜易遭受破坏,临界浓度相对较低。

根据我国工程检测数据,对水灰比从 0.4~0.6、氯离子扩散系数从 $0.428 \times 10^{-4} \sim 5.361 \times 10^{-4} \text{m}^2/\text{a}$ 、混凝土表面氯离子含量 $3.84 \sim 12.97 \text{kg}/\text{m}^3$ 、保护层厚度 13~69mm、处于浪溅区及室内环境的近百个构件的验证结果表明,C30 以下混凝土取临界浓度 $1.2 \text{kg}/\text{m}^3$ (0.343%),C40 混凝土取临界浓度 $1.4 \text{kg}/\text{m}^3$ (0.4%) 较为合理,也与当前国际公认的 0.4% (胶凝材料重量比) 基本一致。

表 6.0.5 即为依据工程验证结果以及国内外相关资料给出的。由于临界浓度受众多随机因素的影响,并非一个确定值,在评估时也可按材料性能和具体环境条件适当调整。

6.0.6 氯离子向混凝土内部渗透与受雨水冲刷等因素产生的表面流失相平衡时,混凝土表面氯离子浓度达到稳定的最大值。潮汐区、浪溅区混凝土表面氯离子浓度直接与海水接触或受浪花拍打,可以认为瞬时即可达到最大值。

由于构件所处环境条件不同以及混凝土的密实性变异很大,在进行评定时应优先通过现场取样分析确定混凝土表面氯离子浓度。实测表明,实际最大氯离子浓度一般在距混凝土表面约13mm处,因此应由实测氯离子浓度的分布曲线外推至混凝土表面。有资料表明,各测点氯离子浓度的平方根符合线性关系,可用于拟合氯离子浓度的分布曲线。

表面氯离子浓度与构件所处环境、位置以及混凝土的孔结构、密实性有极大的关系。处于海水中的混凝土,表面浓度一般与海水中的氯盐浓度接近。英国海岸浪溅区混凝土表面氯离子浓度通常在0.3%~0.7%(混凝土重量比)之间。

同在浪溅区,构件所处的位置、朝向、相对最高潮位的高度不同,混凝土表面氯离子含量也会不同,调查我国港口使用9~16年浪溅区的混凝土表面氯离子浓度为混凝土重的0.07%~0.56%(1.7~13kg/m³),其中水灰比 $W/C=0.39$,平均表面氯离子浓度为0.16%(3.65kg/m³),水灰比 $W/C=0.55$,平均为0.36%(8.2kg/m³)。

表6.0.6是参考国外相关资料和我国实测数据偏安全确定的。

6.0.7 近海大气区混凝土表面氯离子浓度受各种不确定因素的影响,其累积速率可在0.004%~0.1%/a(混凝土重量比)范围内变化,因此应优先采用实测值确定氯离子聚集系数(检测时间小于6.0.2的聚集时间 t_1)或确定混凝土表面氯离子浓度最终稳定值(检测时间大于表6.0.2的聚集时间 t_1)。

我国缺乏近海大气混凝土表面氯离子浓度的实测资料,表6.0.7-1和6.0.7-2是借鉴国外资料给出的。欧洲Duracrete对硅酸盐水泥给出混凝土表面氯离子浓度为: $7.76 \times W/B\% \times$ 胶凝材料重(潮汐、浪溅区), $2.57 \times W/B\% \times$ 胶凝材料重(大气区)。如取胶凝材料重350kg/m³,则不同水灰比氯离子含量如表3所示。

表3 混凝土表面氯离子浓度取值

	潮汐、浪溅区				大气区			
W/B	0.3	0.4	0.5	0.6	0.3	0.4	0.5	0.6
M_s (kg/m ³)	8.2	10.9	13.6	16.3	2.7	3.6	4.5	5.4

日本土木学会标准给出了随距海岸距离变化的混凝土表面氯离子浓度 M_s , 如表4所示。

表4 混凝土表面氯离子浓度取值

	浪溅区	离海岸距离 (km)				
		海岸线附近	0.1	0.25	0.5	1.0
每方混凝土质量百分比	0.65%	0.45%	5%	0.15%	0.1%	0.075%
M_s (kg/m ³)	14.95	10.35	5.2	3.45	2.3	1.73

显然,混凝土表面氯离子浓度与水胶比及离海岸的距离都有关系,本标准综合了表3、表4的优点,并注意到表4距海岸0.1km的氯离子浓度相当于表3水胶比0.6的氯离子浓度,因而对近海大气区,本标准以表3为基础,依据距海岸的距离按表4加以调整,由此得到表6.0.7-1和表6.0.7-2。

6.0.8 本条给出了近海大气构件钢筋开始锈蚀时间的近似估算方法,主要考虑近海大气构件混凝土表面氯离子浓度聚集到稳定值有一个时间过程,钢筋开始锈蚀时间要大于浪溅区构件。在按6.0.4条的计算结果上,另加 $0.2t_1$,除开始锈蚀时间极短的情况外,总体上是偏保守估算的。

6.0.9、6.0.10 这两条给出了浪溅区构件保护层锈胀开裂时间的简化估算方法,由于普通硅酸盐混凝土钢筋锈蚀速率很快,从开始锈蚀到保护层锈胀开裂时间一般都较短(3~8年),有较大误差不会影响评估结果。计算表6.0.10时,取钢筋直径 $d=20\text{mm}$ 、水灰比 $W/C=0.35\sim0.5$ 、 $M_s=10\text{kg/m}^3$,其余参数南方、北方地区分别按 $T=24^\circ\text{C}$ 、 13°C , $RH=0.85$ 、 0.7 , $m_d=5.0$ 、 4.5 取用。

6.0.11 根据附录C的计算结果偏安全给出了近海大气构件从

开始锈蚀到保护层锈胀开裂时间的近似估算方法。

6.0.12、6.0.15 见附录 B、附录 C 条文说明。

6.0.13、6.0.14 影响氯盐侵蚀环境的钢筋锈蚀的随机参数(混凝土表面氯离子浓度、临界氯离子浓度、氯离子扩散系数等)缺乏充分的统计资料,因此很难进行合理的概率分析,a 级安全系数 1.8 是参照大气环境钢筋锈蚀评定取用的。

6.0.16~6.0.18 参见条文说明 5.2.8~5.2.10,其中 5.2.9 条中的“附录 B”改为“附录 C”。

7 冻融环境混凝土耐久性评定

7.0.1 各国学者就冻融损伤机理、抗冻性评价指标、冻融破坏预防开展了大量研究,但至今还没有可供利用、得到普遍认可的时变模型。中国水利水电科学研究院的研究表明,混凝土在冻融过程中水化产物由冻融前的堆积状密实体逐步变成疏松状态,微裂缝逐渐增多和加宽,导致混凝土强度下降。因此,冻融环境下除按混凝土冻融损伤评定外,还应考虑冻融损伤对钢筋锈蚀的加速效应。

7.0.2、7.0.3 清华大学通过建立冻融损伤破坏面模型和混凝土内温度场、降温速率分布,提出了依据现有信息预测冻融损伤后混凝土抗压强度计算公式,模型已得到普通硅酸盐混凝土快速冻融试验的验证,本标准采用了这一研究成果。

八家咀水库溢洪塔冻融损伤取样分析结果表明,在冻融损伤区表层混凝土冻融损伤最重,混凝土硬度由表及里逐渐增加,到一定深度基本保持不变。鉴于冻融损伤评定关注混凝土强度相对损失值,分析表明,混凝土强度损失率略大于混凝土硬度损失率,两者近似存在线性关系,以混凝土硬度损失率代表混凝土强度损失率不会引起过大误差,从工程角度表明了本标准应用这一模型的可行性与可操作性。

参数 m_f 、 n 的表达式可通过检测获得的数据(同一冻融循环次数下不同深度的强度损失率或表层与某一深度剥落时对应的冻融循环次数)由公式(7.0.3-1)确定。

公式(7.0.3-1)表明混凝土强度损失率随混凝土饱水冻融循环次数线性增加(对引气混凝土或高性能混凝土,在轻度冻融损伤范围内仍可近似采用)。因此混凝土表层($x=0$)出现明显冻融损

伤经受的饱水冻融循环次数 N 。可取混凝土强度损失率为1.0推算。

利用该模型可进行冻融损伤耐久性评定,也可作为钢筋锈蚀预测和构件承载力验算提供依据。

7.0.4 公式(7.0.4)假定距表层某一深度混凝土剥落时经受一次饱水冻融循环的强度损失率与表层的强度损失率相同,上限值同时设自表层出现明显冻融损伤后,在后续混凝土剥落过程中直至 x 深度,在该处不发生强度损失;下限值同时设每剥落 1mm 均产生相应的强度损失,应用公式(7.0.4)可由饱水冻融循环次数确定相应的剥落深度。

7.0.5 本条采用与钢筋锈蚀相同的评级标准。

7.0.6 当结构经历数十年尚未发生冻融损伤时,依据工程经验该结构不会发生冻融破坏。

7.0.7 参见条文说明 7.0.1。

8 碱-集料反应与杂散电流腐蚀评定

8.1 碱-集料反应评定

8.1.1、8.1.2 干燥环境时,一般不会发生碱-集料反应引起的膨胀性破坏;潮湿环境时,有活性骨料的混凝土有可能遭受碱-硅酸反应或碱-碳酸盐反应而破坏;当环境中的碱大量渗入混凝土时,有活性骨料混凝土不可避免会因碱-集料反应而开裂破坏。

8.1.3~8.1.7 依据发生碱-集料反应的条件和碱-集料反应的特征,提出了以耐久性状态为依据的两级评定方法。

表 8.1.5 取自《混凝土含碱量限值标准》CECS 53 : 93,我国目前尚缺乏对现有工程的调查研究,表中限值是依据我国已发现的活性骨料特点、碱-集料反应破坏情况,参照国外数据制定的。

8.2 杂散电流腐蚀评定

8.2.1、8.2.3 杂散电流主要来源于大功率直流电系统,如地铁、电解车间等。杂散电流腐蚀的鉴别方法是中冶集团建筑研究总院 20 世纪 80 年代初在大量实验室试验及现场试验的基础上提出的。

9 构件、构件项和结构耐久性评定

9.0.1 本条给出构件、构件项及结构耐久性评定等级。鉴于结构可能存在多种耐久性损伤,采用耐久性分值便于不同损伤项目的综合。

9.0.2、9.0.3 对构件项评定时,考虑到取样评定结果与母体构件耐久性能可能存在偏差,根据构件项的技术状况对构件耐久性分值用损伤状态系数进行调整。

9.0.4 构件项权重可采用模糊隶属函数法、层次分析法、权重比法等方法确定。

附录 A 碳化系数计算

A.0.1、A.0.2 国内外提出的混凝土碳化公式很多,多数以水灰比和水泥用量为参数,各公式的差异也很大。对既有工程,水灰比、水泥用量等参数往往难以获得,而混凝土强度在工程检测中容易得到,混凝土强度不仅与水灰比有良好的相关性,在一定程度上还可反映施工因素的影响,因此公式(A.0.1-1)给出了以混凝土强度为主要参数的碳化预测公式。混凝土强度对碳化的影响由64组数据回归得到(实测值与计算值之比的平均值0.996、变异系数35.6%),经过我国和国外其他数据验证,计算值与实测值符合较好。

国内外试验资料表明,环境湿度为50%~60%时,碳化速率最快,标准采用的环境湿度影响系数是我国有关资料的表达式。

在构件角区,由于CO₂双向渗透,碳化系数增大,根据理论分析取位置影响系数为1.4,当角部混凝土浇筑质量较差时,该系数可能达到1.5~1.8。

由于浇筑和养护条件的差异,构件不同表面的碳化系数存在系统差异,如三明钢厂栈桥柱,侧面碳化深度是底、顶面的1.57倍。保护层厚度相同时,钢筋锈蚀总是从碳化最快的一侧开始,因此有必要考虑养护浇筑影响系数,取值为1.2,当有实测数据时,应优先按实际情况取用。

构件的应力状况对混凝土碳化有明显影响,同一构件受拉区比受压区碳化深度可增大10%~60%,为避免计算拉应力,本标准取受拉区增大系数为1.1。

当用粉煤灰取代部分水泥时,由于混凝土中含碱量降低,会加速混凝土碳化,同时粉煤灰的形态效应、火山灰效应会增加混凝土

的密实性,从而减缓混凝土碳化,现有的快速碳化试验并不能准确反映粉煤灰混凝土的碳化规律,标准中的粉煤灰取代系数参照部分工程实测数据给出。

附录 B 碳化(中性化)引起的钢筋 锈蚀过程分析

B.0.1 过去一般都将碳化深度达到钢筋表面作为钢筋开始锈蚀的条件。试验和工程检测表明,碳化深度尚未到达钢筋表面时钢筋可能已锈蚀。

定义钢筋开始锈蚀时用酚酞测量的碳化前沿(完全碳化前沿)与钢筋表面的距离为碳化残量 x_0 。碳化残量值是确定钢筋开始锈蚀时间的重要参数。日本学者通过试验得出了碳化残量值为 2~10mm,我国工程检测数据一般在 -20~+25mm 之间,正值多在室外环境,负值多在室内环境。工程经验表明,碳化残量主要与保护层厚度、钢筋脱钝速率以及碳化速率有关。

钢筋脱钝速率是影响碳化残量的重要因素,钢筋脱钝是一个时间过程,受内部和外部环境条件的制约和影响,至今关于钢筋脱钝机理及其影响因素研究还十分欠缺。从工程数据分析,构件局部环境对脱钝速率影响最大,在干湿交替环境下,钢筋脱钝快,碳化残量大。

由于脱钝和碳化是同时进行的,在脱钝条件相同或相近时,碳化越快,保护层厚度越小、碳化残量越小。

以保护层厚度 c 、碳化系数 k 和局部环境系数 m 为参数建立的经验公式与 35 个实测碳化残量比较,计算与实测差值在 -6.11~3.76mm 范围内变化,均值 -0.478mm;相应开始锈蚀时间计算值与检测值的比值在 0.57~1.41 范围内变化,比值的平均值 0.974,标准差 0.218。

B.0.2、B.0.3 试验表明,保护层厚度与钢筋直径比值(c/d)和混凝土强度是影响 δ_{cr} 的主要参数。由于在保护层开裂初期,随裂缝

宽度增加相应的锈蚀量快速增长,不同试验量测锈蚀量的时机不同,试验数据离散性很大,如对 C20 混凝土, c/d 在 1.6 左右时,试验值 δ_{cr} 在 0.0177~0.0888mm 之间变化。为此,本标准从工程角度出发,给出了保护层锈胀开裂的工程定义,将锈胀裂缝宽度为 0.1mm 时的锈蚀深度作为锈胀开裂的临界锈蚀深度。

混凝土保护层锈胀开裂时的临界锈蚀深度 δ_{cr} 是根据国内外快速锈蚀试验、长期暴露试验以及工程调查资料确定的,试验结果与公式计算结果的比较见附表 2。

B.0.4 关于大气环境(包括气相轻微腐蚀环境)混凝土保护层开裂前的钢筋平均锈蚀速率,国内外的理论研究成果很多,但因采用假定不够完善,或采用的参数难以确定,理论公式还难以直接应用。本标准采用的计算公式是以理论分析与试验研究为基础,通过工程数据验证确定的,公式中保护层厚度 c 、混凝土强度 $f_{cu,k}$ 、环境温、湿度对锈蚀速率的影响都是根据国内外试验资料确定的。

混凝土强度主要反映混凝土的平均渗透性能对锈蚀速率的影响,混凝土强度的影响由中国建筑科学研究院 70 个锈蚀试件的失重率统计得到(相关系数 0.827)。当计算某一具体部位的钢筋锈蚀速率时,若该部位的密实性与构件的平均渗透性能(混凝土强度)有明显差异,宜采用条文说明第 5.2.6 条确定的等效混凝土强度计算。

混凝土保护层厚度对锈蚀速率的影响由中国建筑科学研究院和山东省建筑科学研究院的数据回归得到。

环境相对湿度对锈蚀速率的影响参考了前苏联、日本及我国的试验或理论分析成果,试验表明,环境相对湿度在 45% 时,钢筋仍有可能锈蚀;环境湿度在 80% 时,钢筋锈蚀速率最大;湿度大于 80% 时,由于孔隙水饱和度增大,氧气扩散困难,锈蚀速率反而下降(但也有湿度在 90%,锈蚀速率仍很快的试验结果)。因此,对室外环境钢筋不生锈的临界湿度取为 45%;对室内环境,由于湿

度变异较小,临界湿度取为 50%;偏安全考虑,环境湿度大于 80% 时仍按 80%计算。

Pruckner 和 Moringa 通过理论分析和试验研究,分析了环境温度对钢筋锈蚀速率的影响,两者给出的结果相差不大。鉴于温度和相对湿度耦合程度较小,本标准在分析国外资料的基础上,给出了温度对钢筋锈蚀的影响系数。

干湿交替环境为氧和水的渗透提供了有利条件,因而会较恒湿条件下的锈蚀速率快得多。大气有微量腐蚀介质时,也会加快钢筋锈蚀。公式中通过局部环境系数 m 考虑这些因素的影响, m 取值是通过大量工程资料验证确定的。

角部钢筋因双向渗透,锈蚀速率加快,钢筋位置系数通过理论分析和对比试验得到。

B.0.5 保护层开裂后钢筋锈蚀机理异常复杂,钢筋锈蚀量预测模型国内外研究很少,本标准依据工程检测数据给出了保护层开裂后的钢筋锈蚀速率估算公式。

B.0.6、B.0.7 混凝土表面出现可接受最大外观损伤对应的锈胀裂缝宽度大致为 2.0~3.0mm。此时,构件角部钢筋相应的锈蚀深度可由第 4 章第 4.2.6 条公式分别以裂缝宽度 2.5mm、3.0mm 代入求得,对圆钢取 2.5mm 是因为圆钢锈后黏结性能退化更快。

对非角部配筋的墙板类构件,当前尚缺乏成熟的裂缝宽度与锈蚀量关系的定量分析,在此近似取为定值。

原冶金部行业标准《钢铁工业建(构)筑物可靠性鉴定规程》YBJ 219-89 附录二在分析和总结大量工程检测资料的基础上,给出了锈蚀构件剩余使用寿命预测方法,本标准给出的混凝土表面出现可接受最大外观损伤的时间,尽管与该规程预测模型不同,都是以大量工程经验为背景确定的,因此在多数情况下,本标准按混凝土表面出现可接受最大外观损伤预测的使用年限与该规程预测值十分接近,仅在碳化深度接近钢筋表面或结构使用时间很短时存在较大误差,此时本标准给出的预测结果更为合理。对比结

果见附表 3。

B.0.8 检测时刻的裂缝宽度由检测时刻的钢筋锈蚀深度按第 4 章 4.2.6 条给出。

附录 C 氯盐侵蚀引起的钢筋锈蚀过程分析

C.0.1~C.0.3 参见第 6 章有关条文说明。

C.0.4、C.0.5 给出了考虑氯离子扩散系数时间依赖性的开始锈蚀时间估算公式和氯离子扩散系数的取值方法。

氯离子扩散系数与混凝土组分、水胶比、养护、饱水程度、温度等因素密切相关。由于影响氯离子扩散系数的因素太多,渗透过程十分复杂,氯离子扩散系数随时间减小的规律尚未十分清楚,实际上难以准确确定氯离子扩散系数,因此通过实测混凝土内部氯离子浓度分布,用扩散方程反推氯离子扩散系数是最有效的途径。

时变氯离子扩散系数采用国际通用的表达式,为准确获得时间依赖性系数 α ,仍建议通过实测数据确定。无条件实测时,参照美国 Life-365 程序并用我国实测数据验证,对普通硅酸盐混凝土可取 $\alpha=0.2$,对有掺合料的混凝土我国尚缺乏足够的资料,参考国外有关资料, α 值多在 0.4~0.6 范围内变化。标准给出了美国 Life-365 程序的 α 表达式。

氯离子扩散系数取值参照 Life-365 的程序说明,时间超过 30 年后即可不再考虑氯离子扩散系数的时间依赖性;对有、无掺合料混凝土 28 天的氯离子扩散系数可取相同数值。

国内外的试验、实测资料表明,水胶比和环境温度对氯离子扩散系数有显著影响,本标准用国内外实际工程与自然暴露试验资料回归($W/C=0.39\sim0.66$ 、暴露时间 1~16 年、取 $\alpha=0.2$),给出了 5 年龄期氯离子扩散系数经验公式。

C.0.6 处于近海大气区的混凝土结构,混凝土表面氯离子逐渐累积,根据其离海岸位置的不同,可能需要十多年或更长的时间氯离子浓度方能达到稳定值。而在累积过程中氯离子就不断向混凝土

土内部渗透,有可能在混凝土表面氯离子浓度达到稳定值之前,钢筋表面氯离子浓度已达到临界值,也可能在混凝土表面氯离子浓度达到稳定值之后,再经过一段时间钢筋表面氯离子浓度才达到临界值。公式(C.0.6-1)~(C.0.6-4)即为考虑这一特点由 Fick 第二定律推导的计算公式。

根据国外的实测资料,混凝土表面氯离子浓度的累积过程可用时间的平方根描述。

C.0.8、C.0.9 氯盐侵蚀环境影响钢筋锈蚀速率的主要因素有:氯离子浓度、环境温度、混凝土电阻率、局部环境条件。混凝土电阻率与水灰比、混凝土中氯离子含量、环境湿度有关。干湿交替环境钢筋锈蚀速率最快。T. Liu 和 R. W. Weyers 通过 5 年室外暴露试验,根据 2927 次测试结果提出了钢筋锈蚀速率公式。本标准在其基础上进一步考虑了氯离子浓度与时间的相关关系及局部环境条件的影响,补充了电阻率的取值方法,使公式更加合理、便于应用,且适用范围更广。

C.0.10 保护层锈胀开裂后,水和氧可以直接从裂缝进入,钢筋锈蚀速率加快,锈蚀机理更加复杂,建立钢筋锈蚀速率模型十分困难,公式(C.0.10)是借鉴碳化腐蚀的相应公式并考虑氯盐侵蚀的特点依据工程调查、验证结果给出的近似模型。

C.0.11、C.0.12 参见 B.0.6~B.0.8 条文说明。

附录 D、锈蚀钢筋混凝土构件承载力计算

D. 0. 1~D. 0. 3 锈蚀受弯构件因钢筋截面损失、钢筋力学性能下降、钢筋与混凝土协同工作性能降低,导致承载力降低。中国建筑科学研究院、中冶集团建筑研究总院、西安建筑科技大学、清华大学、同济大学、浙江大学、中国矿业大学等单位对锈蚀受弯构件承载力分析都开展了大量的研究。

中国建筑科学研究院、中冶集团建筑研究总院、西安建筑科技大学进行过 200 余根锈蚀钢筋力学性能试验,均匀锈蚀钢筋的力学性能一般不会变化,非均匀锈蚀钢筋由于在锈坑部位产生应力集中,导致强度降低、塑性下降。本标准综合了各单位的试验结果,给出了锈蚀钢筋屈服强度计算公式。

钢筋严重锈蚀后,粘结性能退化,在荷载作用下,平截面假定不再成立,钢筋应变沿梁跨趋于均匀而存在应变滞后现象,当截面配筋较多时(此时仍小于适筋梁的界限配筋),会出现受压区混凝土先压坏、受拉钢筋达不到屈服强度的情况,形成所谓粘结失效超筋梁,从而造成构件承载力下降。西安建筑科技大学所做的非线性有限元分析、无粘结梁模拟试验、前苏联锈蚀梁模拟试验都验证了这一结论。标准给出的钢筋强度利用系数由模拟梁试验和有限元分析结果回归得出,按建议方法计算与 90 余根锈蚀梁(包括长期暴露、快速锈蚀、现场解体锈蚀梁)试验结果的吻合程度优于既有文献提出的各种方法。

公式中钢筋锈蚀深度可采用实测值或由裂缝宽度按(4. 2. 6)式估算。

D. 0. 4、D. 0. 5 中冶集团建筑研究总院、西安建筑科技大学共进行了 30 余根锈蚀短柱的破坏性试验,试验表明,对锈蚀受压构件,

除钢筋锈蚀引起承载力降低外,由于出现锈胀裂缝导致混凝土保护层与核心混凝土联系削弱,参与工作程度降低,对截面承载力也有较大影响,对轴压构件影响最为显著,依次为小偏压构件、大偏压构件。本标准采用了中冶集团建筑研究总院根据试验结果提出的保护层损伤系数。

D.0.6 受剪、受扭构件目前还缺乏深入的研究,浙江大学、西安建筑科技大学、同济大学开展了锈蚀梁抗剪承载力试验,尚未得出一致结论,当前可仅考虑钢筋截面损失和强度降低按现行规范计算其承载力。

附录 E 锈蚀钢筋混凝土受弯构件变形计算

E. 0.1~E. 0.3 钢筋锈蚀引起钢筋截面面积减小、粘结力下降,从而导致构件刚度降低。由于锈蚀构件工作机理的改变,若只考虑钢筋截面损失,并取钢筋应变不均匀系数 $\psi=1$,按混凝土设计规范计算刚度仍可能偏高 15%左右。

根据长期暴露试验和锈后解体梁的试验结果,本标准考虑粘结力下降对刚度的影响,给出了构件刚度退化系数的确定方法。锈胀裂缝出现后,随锈蚀深度增加,刚度下降很快,锈蚀深度达到 0.25~0.30mm 时(相应的裂缝宽度为 2.5~3.0mm),钢筋与混凝土粘结力已大部分丧失,此时由梁受力机理已逐渐过渡到扁拱受力机理,刚度下降变缓。本标准偏保守取 $\delta>0.25\text{mm}$ 后,粘结力下降对刚度的影响系数为常数 0.65。

与中冶集团建筑研究总院 23 个试验梁相比,刚度试验值与计算值比值的平均值为 1.037,变异系数 0.141。

附表 1 公式法与系数法算例比较

序号	保护层开裂时间(a)			表面出现可接受最大外观损伤时间(a)		
	系数法	公式法	比值	系数法	公式法	比值
1	33.42	38.20	0.87	46.20	53.00	0.87
2	29.36	32.20	0.91	44.34	45.40	0.98
3	28.29	30.27	0.93	41.84	46.00	0.91
4	30.05	33.20	0.91	44.19	48.90	0.90
5	53.40	54.00	0.99	78.55	76.83	1.02
6	42.44	44.30	0.96	66.18	67.98	0.97
7	25.70	25.60	1.00	45.79	44.76	1.02
8	25.35	26.26	0.97	44.82	42.84	1.05
9	51.41	48.93	1.05	75.70	74.42	1.02
10	110.28	101.16	1.09	148.40	147.29	1.00
11	93.46	82.63	1.13	127.90	123.02	1.04
12	65.12	58.60	1.11	89.30	91.12	0.98
13	61.06	59.62	1.02	95.05	102.22	0.93
14	35.61	31.83	1.12	47.35	50.43	0.94
15	40.59	39.70	1.02	54.05	60.95	0.87
16	52.86	51.19	1.03	69.06	76.88	0.90
17	40.75	39.05	1.04	52.30	57.11	0.92

附表 2 保护层开裂时的钢筋锈蚀深度 (δ_{cr})

来源	单位	ω (mm)	f_{cu} (MPa)	c/d				钢筋 类型	回归公式或建议公式
				0.833~1	1.25	1.56~1.67	4		
快腐	清华	<0.1			0.01~0.02				
快腐	同济	<0.1	20	0.0188	0.0195	0.0269	0.041*	变形	$\delta=0.008c/d+0.00055f_{cu}-0.002$, $\bar{x}=1.03, S=0.15$
			30	0.0243*	0.025*	0.0324*	0.0465*	钢筋	
快腐	Rasheeduzzafar			0.0148			0.0588		
快腐	建大	0.02 ~0.06	20.5	0.0519	0.106	0.0888	0.235*	圆钢	$\delta=5.75(0.008c/d+0.0055f_{cu}-0.0075)$, $\bar{x}=1.01, S=0.18$
快腐	日本筑水森			0.0188*	0.0208*	0.0235*	0.0411*		$\delta=0.01045(1+c/d)^{0.85}$
长暴	北京建材院	≤ 0.1	26.4			0.0177		圆钢	10 个数据平均
检测	建大	0.1	21			0.078		圆钢	$c/d=1.73, 14$ 个数据平均
快腐	同济	0.1			0.041				$\delta=0.2345\omega+0.0175$
长暴	冶建院	0.1	20 30	0.0539* 0.0654*		0.0539* 0.0654*	~	变形 钢筋	$\delta=0.00115f_{cu}+0.343\omega-0.00338$ $n=35, \bar{x}=1.01, S=0.76$
长暴	冶建院	0.1	20	0.02109 ($\phi 25$)* -0.0295 ($\phi 10$)*	$c=25$ $c=10$	0.122* $f_{cu}=30$		圆钢	$\delta=0.01024f_{cu}+0.003376c+0.74384\omega$ -0.34249 $n=16$
长暴	冶建院	0.1	20		$\phi 6.5, c=25$	0.1865*		箍筋	$\delta=0.00864f_{cu}+0.003581c+1.085\omega$ -0.1843 $n=11$
建议 公式	西班牙	0.1	15 30	0.062* 0.04*			0.083* 0.061*		$\delta=0.08\omega+0.007c/d-0.0043f_{cu}^{0.75}$ $+0.0789$
			20	0.0468*			0.0828*	角部	$\delta_{0.1}=0.012c/d+0.00084f_{cu}$
	公式(B.0.3-1)	0.1	30	0.0552*			0.0912*	钢筋	$+0.018$
	公式(B.0.3-2)	0.1	20 30	0.059* 0.073*			0.173* 0.187*	墙板 钢筋	$\delta_{0.1}=0.015(c/d)^{1.55}+0.0014f_{cu}$ $+0.016$

注: S 为均方差; * 为公式计算值。

附表 3 《混凝土结构耐久性评定标准》GB50207 : 2007 与《钢铁工业建(构)筑物可靠性鉴定规程》YBJ 219-89 算例比较表

序号	工程名称	环境	技术状况	使用年限 (a)	x_c (mm)	c (mm)	f_{ak} (MPa)	d (mm)	《标准》计算值				《规程》 计算值	T (℃)	RH	K_{CO_2}	m
									t_i	t_{cr}	Y_u	Y_u					
1	西机二金 工栈桥柱	室外 淋雨	已锈 未裂	31	27.0	37.5	18	12	31.9	42.2	58.2	58.36	13.3	0.71	—	—	4.0
2	三明钢厂 栈桥柱	室外 淋雨	33/50 开裂	33	22.9	29.2	28	22	24.1	34.3	50.9	51.7	19.0	0.78	—	—	4.5
3	三明钢厂 栈桥柱	室外 淋雨	21/33 开裂	33	19.2	25.1	28	12	20.9	30.6	46.7	46.9	19.0	0.78	—	—	4.5
4	三明钢厂 栈桥柱	室外 淋雨	锈未裂	33	17.4	26.1	28	12	23.4	33.7	49.7	74.9	19.0	0.78	—	—	4.5
5	陕钢 挡风架	室外 淋雨	锈未裂	38	9.3	21.3	42	12	27.1	53.5	77.1	227	13.3	0.71	—	—	4.0
6	太钢 栈桥柱	室外 淋雨	3/160 裂	32	15.8	25.0	28	25	25.7	45.1	69.8	70—80	9.3	0.60	1.3	1.3	3.5
7	太钢 栈桥柱	室外 淋雨	13/160 裂	24	13.7	15.0	28	25	13.6	23.7	41.4	27—28	9.3	0.60	1.3	1.3	3.5

续附表 3

序号	工程名称	环境	技术状况	使用年限 (a)	x_c (mm)	c (mm)	$f_{cu,k}$ (MPa)	d (mm)	《标准》计算值			《规程》 计算值		T (℃)	RH	K_{CO_2}	m
									t_i	t_{cr}	Y_u	Y_u					
8	金川有色 栈桥柱	室外 淋雨	1/3 裂	26	25.2	25.0	18	20	18.3	26.3	42.8	40—66		8.0	0.60	1.3	3.5
9	西机二金 工厂房柱	室内	锈未裂	31	27.5	25.9	18	16	29.1	48.9	74.4	58.3—91		18.3	0.74	—	1.3
10	西安建大 书库柱	室内	未锈 刚锈	37	35.5	39.9	18	14	48.2	101.2	147.3	50.2		18.3	0.74	—	1.0
11	西安建大 金工柱	室内	未锈	45	28.0	34.0	18	22	48.5	82.6	123.1	71.6		18.3	0.74	—	1.0
12	西安建大 金工柱	室内	点锈	45	42.5	30.5	18	22	33.2	62.4	98.9	95.8—156		18.3	0.74	—	1.0
13	华东院办 公楼梁	室内	锈未裂	49	49.0	32.0	15	25	33.1	52.0	79.8	94.5—149		20.7	0.74	—	1.0
14	上海市 幼儿园梁	室内	完好	5	8.40	16.0	30	25	23.9	59.6	102.2	35.3		20.7	0.74	—	1.0

续附表 3

序号	工程名称	环境	技术状况	使用年限 (a)	x_c (mm)	c (mm)	f_{cu} (MPa)	d (mm)	《标准》计算值			《规程》计算值		T (℃)	RH	K_{CO_2}	m
									t_i	t_{cr}	Y_u	Y_u	Y_u				
15	湘潭轧钢 屋架	室内	锈未裂	22	16.6	20.0	28	14	18.0	31.8	50.4	31.9		21.5	0.74	1.8	3.0
16	三明 轧钢柱	室内	完好	27	18.8	25.0	28	22	23.6	39.7	61.0	55.3		24.0	0.74	1.8	3.0
17	上海华东 院办公楼 梁	室内	未锈	49	35.0	35.0	17.9	25.4	45.01	77.5	118	104~170		20.7	0.74		1.0
18	武钢 翻车机室	室内	部分锈胀	45	19.6	26.7	28.4	28	30.93	51.2	76.9	75		20	0.8		2.5
19	武钢 翻车机室	室内	部分锈胀	31	14.5	24.3	21	25	29.91	39.05	57.1	67		20	0.8		2.5

- 注: 1 7、8、9、16、17 项的碳化深度为计算值;
 2 1、6、14、18 项的混凝土强度为评定值或推算值;
 3 t_i 为开始锈蚀的时间(a), t_{cr} 为保护层胀裂的时间(a), Y_u 为按《标准》给出的表面出现可接受最大外观损伤或《规程》给出的使用年限(a);
 4 《规程》使用年限预测值为剩余使用年限加构件已使用年限。