

JTG

中华人民共和国行业推荐性标准

JTGXXX---202X

公路桥梁结构安全性评价规范

Specification for Safety Evaluation of Highway Bridge Structures

(征求意见稿)

202X-XX-XX 发布

202X-XX-XX 实施

中华人民共和国交通运输部发布

前 言

根据交通运输部交公路发[2020]19号《关于做好2020年度公路工程行业标准制修订项目准备工作的通知》的要求，由同济大学承担对《公路桥梁结构安全性评价规范》(JTG XXX-XX-20XX)的制定工作。

编制组在广泛调研和专题研究的基础上，吸取了国内外有关设计、科研、院校等单位的研究成果和实际工程经验，参考、借鉴了国外桥梁安全性评价的相关指南，编制了本规范。本规范主要提出了桥梁工程结构安全性规范的一般要求，针对车辆与极端人群作用、极端温度与冰雪作用、地震、风、地质灾害、水毁作用、冲击作用、车致火灾与爆炸作用、突变作用、材料劣化作用、基础状态渐变作用、邻近作用等，提出了作用大小和作用模式、损伤及失效模式、损伤程度的确定方法，以及安全性评价过程。

本规范包括18章和2个附录。其中，前3章，即1总则、2术语和符号、3基本要求，给出了桥梁工程结构安全性评价的一般方法和过程；第4章规定了致灾作用水平与组合模式；第5章规定了车辆作用下结构安全性评价过程；第6章规定了极端人群作用下结构安全性评价过程；第7章规定了地震作用下结构安全性评价过程；第8章对桥梁风作用下结构安全性评价进行了规定；第9章对极端温度及冰雪作用下结构安全性评价过程；第10章规定了水毁作用下桥梁结构安全评价过程；第11章规定了地质灾害作用下桥梁结构安全评价过程；第12章规定了冲击作用下桥梁结构安全评价过程；第13章规定了车致火灾与爆炸作用下桥梁结构安全评价过程；第14章规定了突变作用下桥梁结构安全评价过程；第15章规定了材料劣化作用下桥梁结构安全评价过程；第16章规定了基础状态渐变作用下桥梁结构安全评价过程；第17章规定了邻近作用下桥梁结构安全评价过程；第18章规定了安全性评价报告的编制内容及形式。附录A~B给出了部分作用下评价所需要的材料和作用计算模型。

请各单位在执行过程中，将发现的问题和意见，函告本规范日常管理组，联系人：（地址：上海市四平路1239号同济大学桥梁馆，邮编：200092；电话：021-65981871，传真；E-mail:rjma@tongji.edu.cn），以便下次修订时参考。

主 编 单 位： 同济大学

参 编 单 位：上海市城市建设设计研究总院(集团)有限公司
贵州省交通规划勘察设计研究院股份有限公司
山西省交通规划勘察设计院有限公司
重庆大学
江苏宁沪高速公路股份有限公司

主 编：陈艾荣

主要参编人员：

主 审：

参与审查人员：

参 与 人 员：

目 次

1 总则	1
2 术语和符号	2
2.1 术语	2
2.2 符号	4
3 基本要求	8
3.1 一般规定	8
3.2 致灾作用分类	11
3.3 承载安全失效模式及损伤程度	12
3.4 使用安全失效模式及损伤程度	14
3.5 功能可恢复性	26
3.6 安全状态等级	29
3.7 安全性评价流程	30
3.8 安全性评价结果的运用	31
4 致灾作用水平及组合模式	33
4.1 一般规定	33
4.2 车辆作用	33
4.3 极端人群作用	36
4.4 地震作用	38
4.5 气象灾害作用	39
4.6 水毁作用	42
4.7 地质灾害作用	50
4.8 冲击作用	54
4.9 车致火灾与爆炸作用	57
4.10 突变作用	60
4.11 渐变作用	61
4.12 邻近作用	65
4.13 致灾作用组合模式	68
5 车辆作用下结构安全性评价	71
5.1 一般规定	71
5.2 损伤及失效模式	72
5.3 车辆作用下安全性评价流程	74
6 极端人群作用安全性评价	75
6.1 一般规定	75
6.2 损伤及失效模式	75
6.3 极端人群作用下安全性评价流程	77
7 地震作用下结构安全性评价	78
8 风作用下结构安全性评价	80
8.1 一般规定	80
8.2 损伤及失效模式	81
9 极端温度及冰雪作用安全性评价	84

9.1	一般规定	84
9.2	损伤或失效模式	84
10	水毁作用安全性评价	87
10.1	一般规定	87
10.2	损伤及失效模式	89
11	地质灾害作用安全性评价	93
11.1	一般规定	93
11.2	滚石作用	93
11.3	滑坡作用	95
11.4	泥石流作用	97
11.5	损伤及失效模式	100
12	冲击作用安全性评价	102
12.1	一般规定	102
12.2	船舶撞击作用	103
12.3	车辆撞击作用	104
12.4	重物坠落作用	106
13	车致火灾与爆炸作用安全性评价	109
13.1	一般规定	109
13.2	车致火灾及堆积物火灾作用	110
13.3	车致爆炸作用	111
13.4	损伤及失效模式	112
14	突变作用安全性评价	119
14.1	一般规定	119
14.2	损伤及失效模式	120
15	材料劣化作用安全性评价	125
15.1	混凝土材料劣化作用	125
15.2	钢结构疲劳作用	134
15.3	钢结构腐蚀作用	137
16	基础状态渐变作用安全性评价	140
16.1	一般规定	140
16.2	淤积作用	140
16.3	基础不均匀变位作用	140
17	邻近作用安全性评价	142
17.1	一般规定	142
17.2	损伤及失效模式	142
18	桥梁结构安全性评价报告编制	145
附录 A	高温下结构钢、高强钢丝和混凝土的热力学和力学性能参数计算模型	146
附录 B	火焰与桥梁构件之间的热辐射和热对流效应计算模型	148

1 总则

1.0.1 为科学评价公路桥梁结构的安全性，规范安全性评价工作，制定本规范。

条文说明

我国幅员辽阔，地形地貌复杂，气候条件多样，地震、台风、洪水、地质灾害等自然灾害频发，加之全球气候变化，同时随着交通荷载持续攀升和桥梁服役年限增长，车辆撞击、火灾爆炸、材料劣化等事故作用与渐变作用交织叠加，多灾害耦合与链式效应凸显，需要建立桥梁在各种致灾作用下结构安全性的科学评价体系。

一般意义上的桥梁工程结构安全性，是指结构在设计荷载作用下满足承载能力极限状态和正常使用极限状态要求的能力，其评价结论为二元化的“安全”或“不安全”，且主要面向设计阶段的荷载组合验算。本规范规定了车辆作用、人群作用、灾害作用、事故作用、渐变作用、突变作用、邻近作用等七大类致灾作用下的桥梁工程结构安全性评价方法，制定了致灾作用及作用水平、损伤模式及损伤程度、功能可恢复性、承载安全状态与使用安全状态的评价方法和过程。

1.0.2 本规范适用于在用公路桥梁工程结构的安全性评价。

1.0.3 桥梁工程结构安全性评价应确定致灾作用下的下列性能状态：

1. 结构或构件的强度、刚度及稳定性；
2. 结构或构件的使用性能；
3. 结构或构件的功能可恢复性。

1.0.4 桥梁工程结构安全性评价应包含下列过程：

1. 确定致灾作用及水平；
2. 确定结构或构件的损伤模式和损伤程度；
3. 确定结构或构件损伤后的功能可恢复性等级；
4. 确定结构或构件的安全状态。

1.0.5 安全性评价结果可作为桥梁工程结构的养护与维护、运维与应急管理等工作依据。

1.0.6 桥梁工程结构安全性评价除应符合本规范的规定外，尚应符合国家和行业现行有关强制性标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 安全性 Safety

桥梁工程结构在致灾作用下的强度、承载能力、稳定性、使用性能及功能可恢复性等状态。

2.1.2 安全性评价 Safety evaluation

确定桥梁工程结构的致灾作用及水平、损伤模式及程度、功能可恢复性以及安全性状态的过程。

2.1.3 致灾作用 Disaster-induced action

对桥梁工程结构可能产生损伤或破坏的恒定作用、自然灾害、事故、突变、渐变、邻近等作用，分为主导致灾作用和其他致灾作用。

2.1.4 致灾作用水平 Disaster-induced action level

致灾作用的发生频度、程度及其代表值。

2.1.5 灾损事态 Disaster damage status

指桥梁工程结构的致灾作用、损伤或破坏等结构行为。

2.1.6 安全状态 Safety state

桥梁工程结构在致灾作用下的安全性等级，分为承载安全状态和使用安全状态。

2.1.7 承载安全状态 Load bearing safety state

在致灾作用下，根据桥梁工程结构的强度、承载能力及稳定性等指标的损伤程度，结合功能可恢复性所评定的安全性等级。

2.1.8 使用安全状态 Serviceability safety state

在致灾作用下，根据桥梁工程结构的刚度、使用性等指标的损伤程度，结合功能可恢复性所评定的安全性等级。

2.1.9 损伤模式 Damage mode

桥梁工程结构在致灾作用下性能退化或破坏的表现形式，如裂缝、变形、腐蚀、疲劳、局部失稳、整体失稳等。

2.1.10 损伤程度 Damage degree

桥梁工程结构在致灾作用下出现的性能退化或破坏的严重程度及其等级，分为承载安全损伤程度和使用安全损伤程度。

2.1.11 功能可恢复性 Function recoverability

桥梁工程结构或构件性能退化或破坏后，恢复到设计要求功能的难易程度，根据修复所需的时间和费用综合确定。

2.1.12 致灾作用组合模式 Combination mode of disaster-induced actions

安全性评价中主导致灾作用和其他致灾作用组合方式，包括单独作用模式、耦合作用模式、链式作用模式。

2.1.13 单独作用模式 Individual action mode

由单一致灾作用事件独立引发，未与其他致灾作用形成耦合或链式关系的致灾作用组合模式。

2.1.14 耦合作用模式 Coupled action mode

在时空上存在相互作用、相互影响的多种致灾作用模式。

2.1.15 链式作用模式 Chain action mode

由单一致灾作用事件触发，存在时间顺序或因果关系的多种致灾作用组合模式。

2.1.16 复合作用模式 Composite action mode

由两种或两种以上致灾作用组合模式复合构成、呈现多重关联特征的综合致灾作用组合模式。

2.1.17 主导致灾作用 Dominant disaster-induced action

在安全性评价中对灾害形成、发展及致灾过程起决定性影响的致灾作用。

2.1.18 其他致灾作用 Additional disaster-induced action

致灾作用组合模式中，除主导致灾作用外的作用。

2.1.19 恒定作用 Constant action

其他致灾作用中，代表值基本保持不变的作用。

条文说明

现行桥梁工程结构设计规范中所定义的“永久作用”,包括结构自重、预加力、土压力、混凝土收缩徐变、水浮力、基础变位及围岩压力等,其量值在结构设计基准期内基本保持不变或单调变化至某一限值。为区别于现行规范中的“永久作用”,本规范将参与致灾作用组合、且在评价期内量值变化可忽略或单调趋于限值的的作用,称之为“恒定作用”。

2.1.20 自然灾害作用 Natural hazard induced action

桥梁工程结构灾损事态中由自然灾害引发的致灾作用。

2.1.21 事故作用 Accident induced actions

桥梁工程结构灾损事态中因事故引发的致灾作用。

2.1.22 突变作用 Abrupt change induced action

作用在桥梁工程结构及构件上由于局部结构或构件突然失效、支撑体系功能突然变化、基础突然变位等因素引起的突变影响及影响组合。

2.1.23 渐变作用 Gradual change induced action

作用在桥梁工程结构及构件上由于物理、化学等因素引起的结构损伤累积效应影响及影响组合。

2.1.24 邻近作用 Adjacent activity induced action

作用在桥梁工程结构及构件上由于邻近的生产或生活行为等因素引起的影响及影响组合。

2.2 符号

b	——	车辆宽度
c	——	车辆重心至前保险杠的距离
d	——	垂直于洪水方向的梁体长度
f_D	——	作用于直立柱体任意高度处单位长度上的拖拽力
f_H	——	作用于直立柱体任意高度处单位长度上的波浪力
f_I	——	作用于直立柱体任意高度处单位长度上的水平惯性力
g	——	重力加速度
i_t	——	t 年的名义折现率

k_e	——	桥梁工程结构的功能恢复费用指标
k_i	——	作用冲击力与极限抗冲击力的比值
k_λ	——	结构稳定安全评价系数
m	——	车辆质量
t	——	车辆撞击限高架的时间
t	——	冲击波作用时间
t_n	——	灾损事态发生时间
t_+	——	正压作用时间
u	——	波浪场水质点运动的水平速度分量
v	——	船舶撞击速度
v_0	——	撞击前车辆的运行速度
v_t	——	撞击后车辆的运行速度
z	——	护栏的横向变形
A	——	桥梁在垂直于水流方向的投影面积
A	——	单位长度柱体在波浪传播方向上的投影面积
B	——	梁体底面宽度
C_t	——	初始建造费用
C_A	——	因交通中断造成的损失
C_D	——	对构件进行维修、拆除和置换所产生的直接费用
C_D	——	拖拽力水动力系数
C_D	——	拖拽力水动力系数
C_L	——	损失费用
C_M	——	惯性力水动力系数
C_M	——	惯性力水动力系数
C_L	——	桥梁结构按照现行定额计算得到的损失费用
C_O	——	其他可能的损失
C_P	——	人员伤亡和财产损失
C_T	——	桥梁结构按照现行定额计算得到的建造成本
C_T	——	建造成本

D_{act}	——	撞击时船舶排水量
D_{max}	——	船舶满载排水量
D_r	——	结构构件的极限承载能力损伤度系数
DWT	——	船舶载重吨位
F	——	限高架的汽车撞击力
F_f	——	洪水对桥梁上部结构的静水浮力
F_f	——	作用在结构上的漂浮物作用力
F_h	——	水平静水压力
F_i	——	作用冲击力
F_s	——	滑坡作用下的土体的滑动面的稳定系数
F_s	——	支座的总摩阻力
F_{si}	——	各支座的摩阻力
F_t	——	上部结构梁体底部的竖向上托力
F_u	——	极限抗冲击力
F_{vi}	——	各支座的支座反力
F_D	——	水平动水压力
F_H	——	支座承受的洪水水平作用力
F_H	——	车辆作用在护栏的最大横向力
F_L	——	上部结构所受洪水水平作用力
ΔH	——	泥石流的冲起高度
K	——	桥梁阻水系数
M_Q	——	主梁的倾覆力矩
M_W	——	主梁的稳定力矩
P_e	——	桥梁的灾损事态发生概率
P_f	——	失效概率
P_{max}	——	船舶撞击力
P_I	——	冲击超压
P_{Im}	——	冲击波超压峰值
P_s	——	冲击峰值

R	——	爆距
R_d	——	结构构件的极限承载能力设计值
R_i	——	第第 i 块滑动面的抗滑力
R_r	——	结构构件的极限承载能力实测或预测值；
T_i	——	作用于第 i 块滑动面上的滑坡推力
U_m	——	桥梁路面交通工具安全通行设计风速
U_s	——	设计车速下桥面交通工具安全通行对应桥面等高度桥外风速
V	——	单位长度柱体体积
V_c	——	泥石流流速
V_m	——	梁体迎水面的水流平均流速
V_s	——	泥石流中大石块的移动速度
W	——	等效炸药 TNT 当量
Z	——	比例距离
α	——	构件受力面与泥石流冲压力方向的夹角
β	——	可靠度指标
γ_c	——	泥石流容重
δ	——	泥石流流体整体冲击压力
η	——	壅水系数
θ	——	车辆的碰撞角
λ	——	构件截面形状系数
λ_c	——	结构整体或局部倾覆或失稳的目标安全系数
λ_t	——	结构整体或局部倾覆或失稳的安全系数
λ_{us}	——	桥梁风致通行安全指数
μ	——	支座的摩擦力系数
ρ	——	密度
σ_d	——	材料强度设计值
σ_t	——	材料强度实测或预测值
ψ_j	——	传递系数

3 基本要求

3.1 一般规定

3.1.1 桥梁工程结构或构件在下列条件下应进行安全性评价：

1. 在规定的安全性评价周期节点；
2. 发生或预期发生超出设计值的致灾作用；
3. 发生或预期发生设计未涵盖且可能危及结构安全的致灾作用；
4. 发生或预期发生与结构设计条件不符合的服役环境改变或变化；
5. 技术状况评定等级为 3 类及以下等级时；
6. 经灾损事态评估后需要进行安全性评价时。

3.1.2 在用桥梁宜根据桥梁的重要性程度按表 3.1.2 的评价周期开展结构安全性评价。

表 3.1.2 桥梁结构安全性评价周期（年）

	小桥	中桥	大桥	特大桥
高速公路	25	20	15	10
一级、二级公路	30	25	20	15
三级、四级公路	30	30	25	20

3.1.3 桥梁的致灾作用发生的可能性等级应分为五级，规定于表 3.1.3 中。

表 3.1.3 桥梁的致灾作用发生的可能性分级

等级	A1	A2	A3	A4	A5
概率评判标准	$P_e < 0.0003$	$0.0003 \leq P_e < 0.003$	$0.003 \leq P_e < 0.03$	$0.03 \leq P_e < 0.3$	$P_e \geq 0.3$
定性评判标准	几乎不可能发生	很少发生	偶然发生	可能发生	频繁发生

表中：

P_e —— 某种桥梁致灾作用发生的可能性概率，优先采用概率评判标准确定；当无法采用定量的概率评判标准时，可采用定性判断标准综合确定。

3.1.4 桥梁结构或构件在致灾作用下的功能受损程度等级应分为五级，规定于表 3.1.4 中。

表 3.1.4 致灾作用下结构或构件的功能受损程度分级

等级	程度	损伤描述
L1	轻微	功能不受影响且结构无损伤或轻微损伤。
L2	中等	功能受到一定影响，经过快速修复即可使用；或结构或构件中等损伤，可快速修复。
L3	严重	功能受到严重的影响，可经过修复继续使用；或结构或构件严重损伤，可修复。
L4	非常严重	功能丧失，难以恢复；或构件破坏或结构部分倒塌，修复难度及代价大。
L5	极其严重	功能丧失，极难恢复；或结构完全倒塌。

3.1.5 桥梁工程结构安全性评价下的灾损事态水平应分为 I、II、III 和 IV 四级，按表 3.1.5 确定。

表 3.1.5 桥梁工程结构的灾损事态水平

致灾作用发生的可能性等级	致灾作用下结构或构件的功能受损程度等级				
	L1	L2	L3	L4	L5
A1	I	I	II	II	III
A2	I	II	II	III	III
A3	II	II	III	III	IV
A4	II	III	III	IV	IV
A5	III	III	IV	IV	IV

3.1.6 当灾损事态水平为 III 级及以上时，应进行对应致灾作用下的结构安全性评价。

3.1.7 当桥梁结构技术状况评定等级为 3 类及以下等级时应进行结构安全性评价。

条文说明

《公路桥梁技术状况评定标准》(JTG/T H21) 将桥梁的总体技术状况等级分为五类，如表 3-2 所示。当技术状态达到 3 类及以下等级时，桥梁不再适合原有的使用功能，因此需要进行结构安全性评价。

表 3-2 桥梁总体技术状况评定等级

技术状况评定等级	桥梁技术状况描述
1 类	良好状态，功能完好

2 类	较好状态，有轻微缺损，对桥梁使用功能无影响
3 类	较差状态，有中等缺损，尚能维持正常使用功能
4 类	差的状态，主要构件有较大缺损，严重影响桥梁使用功能； 或影响承载能力，不能保证正常使用
5 类	危险状态，主要构件存在严重缺损，主要构件不能正常使用，承载能力降低，危及桥梁安全

3.1.8 桥梁工程结构或构件的安全性应根据作用及效应按承载安全状态与使用安全状态进行评价。

3.1.9 桥梁工程结构或构件的承载安全性评价状态应包含以下损伤或失效模式：

1. 结构或连接超过强度，或因过度变形而不适于继续承载；
2. 结构或构件丧失整体或局部稳定性；
3. 结构因局部破坏或损伤而发生部分垮塌或连续倒塌；
4. 结构或其一部分作为刚体失去平衡；
5. 基础发生较大位移或丧失承载能力。

3.1.10 桥梁工程结构的使用安全性评价状态评价应包含以下损伤或失效模式：

1. 影响正常使用的结构位移或变形；
2. 影响正常使用的结构振动；
3. 影响正常使用或耐久性的局部损伤；
4. 影响结构使用寿命的疲劳损伤、材料劣化损伤；
5. 影响行车安全性与舒适性的状况；
6. 影响结构正常使用的其他状况。

3.1.11 桥梁工程结构安全性评价应考虑服役期内结构性能的变化。

3.1.12 桥梁工程结构安全性评价应以实地调查和系统检查为基础，综合评估桥梁现有技术状况、典型病害特征、历史修复记录及实际使用荷载等关键参数。

3.1.13 桥梁结构及其构件损伤状态应通过无损检测、荷载试验、数值模拟分析等定量化检测手段，结合专家评估进行综合判定。

3.1.14 桥梁工程结构功能可恢复性判定应依据设计施工图纸、材料检测报告等原始资料，并综合考虑运营与环境作用、结构损伤程度、历年养护维修记录、修复技术的可行性与经济性等动态影响因素。

3.2 致灾作用分类

3.2.1 桥梁工程结构的致灾作用可分为车辆作用、人群作用、灾害作用、事故作用、渐变作用、突变作用、邻近作用，规定于表 3.2.1 中。

表 3.2.1 桥梁工程结构致灾作用分类

编号	作用类别	作用名称	
1	恒定作用		
2	车辆作用	极端车辆荷载	
3		超限车辆荷载	
4	人群作用	极端人群荷载	
5	灾害作用	地震作用	
6		气象灾害	风作用
7			极端温度作用
8			冰雪作用
9		水毁作用	洪水作用
10			漂浮物作用
11			波浪作用
12			水流作用
13			风暴潮作用
14			冲刷作用
15			地质灾害作用
16		滑坡作用	
17		泥石流作用	
18		其他灾害作用	
19	事故作用	冲击作用	船舶撞击作用
20			车辆撞击作用
21			重物坠落作用
22		车致火灾与爆炸作用	车致火灾作用
23			堆积物火灾作用
24			车致爆炸作用
25		其他事故作用	
26	渐变作用	基础状态渐变作用	淤积作用
27			基础不均匀变位作用
28		混凝土材料劣化作用	混凝土构件碳化作用
29			混凝土构件氯盐侵蚀作用
30			混凝土构件冻融循环作用
31			混凝土构件硫酸盐腐蚀环境作用
32			钢筋混凝土构件钢筋锈蚀作用
33		钢结构材料劣化作用	钢构件锈蚀作用
34			疲劳作用
35		其他渐变作用	
36	突变作用	构件或局部结构突然失效作用	

37		支撑体系功能突然变化作用
38		基础突然变位作用
39		其他突变作用
40	邻近作用	填方作用
41		挖方作用
42		堆物作用
43		河道采砂作用
44		河道清淤作用
45		邻近工程结构施工作用
46		其他邻近作用

3.2.2 对于本规范表 3.2.1 中未列明的致灾作用，应根据其作用机理和结构响应特征，按相近原则归入相应类别。

3.3 承载安全失效模式及损伤程度

3.3.1 桥梁结构承载安全失效模式的选取应充分考虑致灾作用的各种可能场景。

3.3.2 桥梁工程结构或构件的承载安全损伤程度等级，当按可靠度指标或失效概率划分时，应符合表 3.3.2 的规定。

表 3.3.2 桥梁工程结构构件按可靠度和失效概率的承载安全损伤程度等级

可靠度指标 β	失效概率 P_f	损伤程度描述	等级
$\beta > 5.6$	$P_f < 10^{-8}$	无明显损伤	DC1
$4.75 < \beta \leq 5.6$	$10^{-8} \leq P_f < 10^{-6}$	轻微损伤	DC2
$3.7 < \beta \leq 4.75$	$10^{-6} \leq P_f < 10^{-4}$	中度损伤	DC3
$2.3 < \beta \leq 3.7$	$10^{-4} \leq P_f < 10^{-2}$	严重损伤	DC4
$\beta \leq 2.3$	$P_f \geq 10^{-2}$	重度损伤	DC5

条文说明

《公路工程结构可靠性设计统一标准》(JTG 2120)中规定了公路桥梁承载力极限状态的目标可靠指标，并根据结构安全等级与结构破坏类型（延性破坏或脆性破坏）分级给出了不同的目标可靠指标。其中，结构安全等级一级、脆性破坏形式时目标可靠指标为 5.2；当结构安全性等级低、破坏形式为延性形式时，目标可靠指标逐渐降低。本条文参考了这一规定，按照失效概率 10^{-8} （即可靠指标 5.6）作为 DC1 等级；其他状态等级对应的目标可靠指标也逐级降低。

3.3.3 桥梁工程结构或构件的承载安全损伤程度等级，当按材料强度损伤系数评定时，应符合表 3.3.3 的规定。

表 3.3.3 桥梁工程结构构件按材料强度损伤系数的承载安全损伤程度等级

材料强度损伤系数	损伤程度描述	等级
$k_{\sigma} \leq 0.05$	无明显损伤	DC1
$0.05 < k_{\sigma} \leq 0.1$	轻微损伤	DC2
$0.1 < k_{\sigma} \leq 0.2$	中度损伤	DC3
$0.2 < k_{\sigma} \leq 0.4$	严重损伤	DC4
$k_{\sigma} > 0.4$	重度损伤	DC5

表中：

$$k_{\sigma} = 1 - \frac{\sigma_t}{\sigma_d} \quad (3.3.3)$$

式中： k_{σ} —— 桥梁工程结构或构件的材料强度损伤系数；
 σ_t —— 安全评价作用下桥梁工程结构或构件的材料强度实测或预测值；
 σ_d —— 桥梁工程结构或构件初始状态下的材料强度设计值。

3.3.4 桥梁工程结构或构件的承载安全损伤程度等级，当按承载能力损伤系数评定时，应符合表 3.3.4 的规定。

表 3.3.4 桥梁结构构件按承载能力损伤系数的承载安全损伤程度等级

承载能力损伤系数	损伤程度描述	等级
$D_r \leq 0.05$	无明显损伤	DC1
$0.05 < D_r \leq 0.1$	轻微损伤	DC2
$0.1 < D_r \leq 0.2$	中度损伤	DC3
$0.2 < D_r \leq 0.3$	严重损伤	DC4
$D_r > 0.3$	重度损伤	DC5

表中：

$$D_r = 1 - \frac{R_r}{R_d} \quad (3.3.4)$$

式中： D_r —— 桥梁工程结构或构件的承载能力损伤系数；
 R_r —— 安全评价作用下桥梁工程结构或构件承载能力实测或预测值；
 R_d —— 桥梁工程结构或构件初始状态下的承载能力设计值。

3.3.5 桥梁工程结构或构件的承载安全损伤程度等级，当按稳定性损伤系数评定时，应符合表 3.3.5 的规定。

表 3.3.5 桥梁工程结构或构件按稳定性损伤系数的承载安全损伤程度等级

稳定性损伤系数	损伤程度描述	等级
$k_{\lambda} \leq 0.05$	无明显损伤	DC1
$0.05 < k_{\lambda} \leq 0.1$	轻微损伤	DC2
$0.1 < k_{\lambda} \leq 0.2$	中度损伤	DC3
$0.2 < k_{\lambda} \leq 0.4$	严重损伤	DC4
$k_{\lambda} > 0.4$	重度损伤	DC5

表中：

$$k_{\lambda} = 1 - \frac{\lambda_t}{\lambda_c} \quad (3.3.5)$$

式中： k_{λ} —— 桥梁工程结构或构件的稳定性损伤系数；
 λ_c —— 桥梁工程结构或构件初始状态下的整体或局部倾覆的失稳安全系数；
 λ_t —— 安全评价作用下桥梁工程结构或构件的整体或局部倾覆的失稳安全系数。

3.4 使用安全失效模式及损伤程度

3.4.1 桥梁工程结构或构件的使用安全失效模式应包含以下状况：

1. 结构刚度变化；
2. 构件表观损伤；
3. 车辆或行人的安全性和舒适性。

条文说明

桥梁工程结构构件的使用安全损伤模型一般与使用性能和耐久性相关，前者主要包括但不限于：

- (1) 结构或构件的变形，例如：主梁挠度、桥墩侧向变形等；
- (2) 结构的振动响应及舒适度，例如：加速度等；
- (3) 连接构件的变位，例如：支座变位、伸缩缝变位等。

后者一般与表观病害相关，比较有代表性的包括：

- (1) 混凝土构件裂缝，例如：长度、宽度、间距、面积等；
- (2) 钢构件裂缝，与混凝土构件裂缝类似；
- (3) 混凝土构件表面范围性破损，例如：保护层剥落、蜂窝麻面等；
- (4) 钢构件表面范围性破损，例如：涂层破损、剥落等；

以上表征参数在某些桥梁状态评定标准中有较为明确的定义和分级，可作为使用安全的评级依据的参考。

3.4.2 桥梁工程结构或构件的使用安全损伤程度，当按结构预期剩余使用寿命评定时，应符合表 3.4.2 的规定。

表 3.4.2 桥梁工程结构或构件按剩余使用寿命的使用损伤程度

剩余使用寿命损伤系数	损伤程度描述	等级
$k_t \leq 0$	无明显损伤	DS1
$0 < k_t \leq 0.2$	轻微损伤	DS2
$0.2 < k_t \leq 0.4$	中度损伤	DS3
$0.4 < k_t \leq 0.9$	严重损伤	DS4
$k_t > 0.9$	重度损伤	DS5

表中：

$$k_t = 1 - \frac{t_p}{t_0} \quad (3.4.2-1)$$

$$t_0 = t_d - t_s \quad (3.4.2-2)$$

式中：
 k_t —— 结构或构件剩余使用寿命损伤系数；
 t_p —— 安全评估时结构或构件的实际剩余使用寿命；
 t_0 —— 安全评估时结构或构件的设计剩余使用寿命；
 t_d —— 结构或构件的设计使用年限；
 t_s —— 安全评估时结构或构件已使用年限。

3.4.3 桥梁结构或构件的使用安全损伤程度，当按挠度或变位变化损伤系数评定时，应符合表 3.4.3 的规定。

表 3.4.3 桥梁工程结构或构件按挠度或变位变化损伤系数的使用安全损伤程度等级

挠度或变位变化损伤系数	损伤程度描述	等级
$D_\delta \leq 0.05$	无明显损伤	DS1
$0.05 < D_\delta \leq 0.1$	轻微损伤	DS2
$0.1 < D_\delta \leq 0.2$	中度损伤	DS3
$0.2 < D_\delta \leq 0.3$	严重损伤	DS4
$D_\delta > 0.3$	重度损伤	DS5

表中：

$$D_\delta = 1 - \frac{\delta_d}{\delta_r} \quad (3.4.3)$$

式中：
 D_δ —— 结构或构件的挠度或变位变化损伤系数；
 δ_d —— 结构或构件初始状态设计荷载下最大挠度和变位值；
 δ_r —— 结构损伤状态设计荷载下最大挠度和变位值。

3.4.4 钢筋及预应力混凝土简支梁桥和刚架桥的主梁按表观裂缝状况确定使用安全损伤状态时,宜根据式 3.4.4-1、3.4.4-2 的网状裂缝累计面积占构件总面积的比例 K_{cac} 、条状裂缝长度与截面尺寸比值 K_{lc} 及单处网状裂缝面积 A_s 、条状裂缝最小裂缝间距 S_c 、条状裂缝最大裂缝宽度 W_c 分为五级,规定于表 3.4.4 中。

$$K_{cac} = \frac{A_c}{A_t} \quad (3.4.4-1)$$

$$K_{lc} = \frac{L_c}{L_s} \quad (3.4.4-2)$$

式中: A_c —— 网状裂缝累计面积;
 A_t —— 构件总面积;
 L_c —— 条状裂缝长度;
 L_s —— 截面尺寸。

表 3.4.4 混凝土简支梁桥和刚架桥的主梁按表观裂缝状况的使用安全损伤程度等级

损伤程度等级	损伤程度描述	定量描述	定性描述
DS1	无损伤	—	无裂缝
DS2	轻微损伤	$K_{cac} \leq 0.2$ 或 $K_{lc} \leq 0.33$ 或 $A_s \leq 1\text{m}^2$	局部出现网状裂缝,或主梁出现少量轻微裂缝,缝宽未超限
DS3	中度损伤	$K_{cac} > 0.2$ $0.33 < K_{lc} \leq 0.66$ $A_s > 1\text{m}^2$	出现大面积网状裂缝,或主梁出现较多横向裂缝(钢筋混凝土梁、板),或顺主筋方向出现纵向裂缝,或出现斜裂缝、水平裂缝、竖裂缝等,缝宽未超限
DS4	严重损伤	$K_{lc} > 0.66$ $10\text{cm} < S_c < 20\text{cm}$	主梁控制截面出现较多横向裂缝(钢筋混凝土梁、板),或顺主筋方向出现严重纵向裂缝并伴有钢筋锈蚀等,或出现斜裂缝、水平裂缝、竖向裂缝等,裂缝缝宽超限
DS5	重度损伤	$W_c > 1.0\text{mm}$ $S_c \leq 10\text{cm}$	主梁控制截面出现大量结构性裂缝,裂缝大多贯通,且宽度超限,主梁出现变形

条文说明

本条文来自《公路桥梁技术状况评定标准》(JTG/T H21)。

3.4.5 钢筋及预应力混凝土连续梁桥、连续刚构桥、悬臂梁桥和 T 形刚构桥的主梁按表观裂缝状况确定使用安全损伤状态时,宜根据式 3.4.5-1、3.4.5-2 的网状裂缝累计面积占构件总面积的比例 K_{cac} 、条状裂缝长度与截面尺寸比值 K_{lc} 及单

处网状裂缝面积 A_s 、条状裂缝最小裂缝间距 S_c 、条状裂缝最大裂缝宽度 W_c 分为五级，规定于表 3.4.5 中。

表 3.4.5 混凝土连续梁桥等桥型的主梁按表观裂缝状况的使用安全损伤程度等级

损伤程度等级	损伤程度描述	定量描述	定性描述
DS1	无损伤	—	无裂缝
DS2	轻微损伤	$K_{cac} \leq 0.2$ $K_{lc} \leq 0.33$ $A_s \leq 1\text{m}^2$	局部出现网状裂缝，或主梁出现少量轻微裂缝，缝宽未超限
DS3	中度损伤	$K_{cac} > 0.2$ $0.33 < K_{lc} \leq 0.66$ $A_s > 1\text{m}^2$	出现大面积网状裂缝，或主梁出现较多横向裂缝（钢筋混凝土梁、板），或顺主筋方向出现纵向裂缝，或出现斜裂缝、水平裂缝、竖裂缝等，缝宽未超限
DS4	严重损伤	$K_{lc} > 0.5$ $20\text{cm} < S_c < 30\text{cm}$	主梁控制截面出现较多横向裂缝（钢筋混凝土梁、板），或顺主筋方向出现严重纵向裂缝并伴有钢筋锈蚀等，或出现斜裂缝、水平裂缝、竖向裂缝等，裂缝缝宽超限
DS5	重度损伤	$W_c > 1.0\text{mm}$ $S_c \leq 20\text{cm}$	主梁控制截面出现大量结构性裂缝，裂缝大多贯通，且宽度超限，主梁出现变形

条文说明

本条文来自《公路桥梁技术状况评定标准》(JTG/T H21)。

3.4.6 钢筋混凝土拱桥的主拱圈按表观裂缝状况确定使用安全损伤状态时，宜根据式 3.4.6-1、3.4.6-2 的横向裂缝缝长与截面尺寸之比 K_{ltc} 、横向裂缝最大裂缝宽度 W_{tc} 、竖向裂缝长度与截面尺寸之比 K_{lvc} 、竖向裂缝最大裂缝宽度 W_{vc} 分为五级，规定于表 3.4.6 中。

$$K_{ltc} = \frac{L_{tc}}{L_s} \tag{3.4.6-1}$$

$$K_{lvc} = \frac{L_{vc}}{L_s} \tag{3.4.6-2}$$

式中：
 L_{tc} —— 横向裂缝长度；
 L_s —— 截面尺寸；
 L_{vc} —— 竖向裂缝长度。

表 3.4.6 钢筋混凝土拱桥的主拱圈按表观裂缝状况的使用安全损伤程度等级

损伤程度等级	损伤程度描述	定量描述	定性描述
DS1	无损伤	—	无裂缝
DS2	轻微损伤	$K_{ltc} \leq 0.125$ $W_{tc} \leq 0.1\text{mm}$	有少量轻微横向裂缝
DS3	中度损伤	$K_{lvc} \leq 0.125$ $W_{vc} \leq 0.5\text{mm}$ $0.125 < K_{ltc} \leq 0.5$ $0.1\text{mm} < W_{tc} \leq 0.3\text{mm}$	结合面开裂或有纵向、横向裂缝，缝宽未超限
DS4	严重损伤	$K_{lvc} > 0.125$ $W_{vc} > 0.5\text{mm}$ $K_{ltc} > 0.5$ $W_{tc} > 0.3\text{mm}$	结合面开裂或有较严重纵向、横向裂缝，缝宽超限
DS5	重度损伤	$W_{vc} > 2.0\text{mm}$ $W_{tc} > 2.0\text{mm}$	裂缝贯通截面或跨长，发生开合现象，甚至主拱圈发生明显变形

条文说明

本条文来自《公路桥梁技术状况评定标准》(JTG/T H21)。

3.4.7 悬索桥和斜拉桥的混凝土主梁按表观裂缝状况确定使用安全损伤状态时，宜根据式 3.4.7-1、3.4.7-2、3.4.7-1、3.4.7-2 的网状裂缝累计面积占构件总面积的比例 K_{cac} 、单处网状裂缝面积 A_s 、横向裂缝长度与截面尺寸之比 K_{llc} 、横向裂缝最大裂缝宽度 W_{lc} 、竖向裂缝长度与截面尺寸之比 K_{lvc} 、竖向裂缝最小间距 S_{vc} 、竖向裂缝最大宽度 W_{vc} 、斜向裂缝长度与截面尺寸之比 K_{ldc} 、斜向裂缝最大裂缝宽度 W_{dc} 分为五级，规定于表 3.4.7 中。

$$K_{llc} = \frac{L_{lc}}{L_{sa}} \quad (3.4.7-1)$$

$$K_{ldc} = \frac{L_{dc}}{L_s} \quad (3.4.7-2)$$

式中：
 L_{lc} —— 纵向裂缝长度；
 L_{sa} —— 跨长或接合面长度；
 L_{dc} —— 斜向裂缝长度；
 L_s —— 截面尺寸。

表 3.4.7 悬索桥和斜拉桥的混凝土主梁按表观裂缝状况的使用安全损伤程度等级

损伤程度等级	损伤程度描述	定量描述	定性描述
DS1	无损伤	—	无裂缝
DS2	轻微损伤	$K_{cac} \leq 0.2$ $A_s \leq 0.5\text{m}^2$	网状裂缝：局部网状开裂

		$K_{lvc} \leq 0.33$	竖向裂缝：少量裂缝，缝宽未超限
		$K_{llc} \leq 0.125$	纵向裂缝：结合面开裂或有其他纵向裂缝
		$K_{ldc} \leq 0.33$	斜裂缝：少量裂缝，缝宽未超限
DS3	中度损伤	$K_{cac} > 0.2$ $A_s > 0.5m^2$	网状裂缝：局部网状开裂
		$0.33 < K_{lvc} \leq 0.5$ $S_{vc} \geq 30cm$	竖向裂缝：较多裂缝，缝宽未超限
		$0.125 < K_{llc} \leq 0.5$	纵向裂缝：结合面开裂或有其他纵向裂缝
		$0.33 < K_{ldc} \leq 0.66$ $W_{dc} \leq \text{限值}$	斜裂缝：较多裂缝，缝宽未超限
DS4	严重损伤	$K_{lvc} > 0.5$ $W_{vc} > \text{限值}$ $S_{vc} < 30cm$	竖向裂缝：主梁控制截面出现大量裂缝，缝宽超限
		$K_{llc} > 0.5$	纵向裂缝：存在严重结合面开裂现象或有大量纵向裂缝
		$K_{ldc} > 0.66$ $W_{dc} \leq \text{限值}$	斜裂缝：主梁控制截面出现大量裂缝，缝宽超限
DS5	重度损伤	$K_{lvc} > 0.5$ $W_{vc} > 1.0mm$ $S_{vc} < 10cm$	竖向裂缝：主梁控制截面出现大量裂缝，裂缝大多贯通且缝宽超限，主梁出现严重变形
		$K_{ldc} > 0.66$ $W_{dc} > 1.0mm$	斜裂缝：主梁控制截面出现大量裂缝且缝宽超限，主梁出现严重变形

条文说明

本条文来自《公路桥梁技术状况评定标准》(JTG/T H21)。

3.4.8 悬索桥和斜拉桥的混凝土索塔按表观裂缝状况确定使用安全损伤状态时，宜根据式 3.4.8-1、3.4.8-2 的网状裂缝累计面积占构件总面积的比例 K_{cac} 、条状裂缝长度与截面尺寸比值 K_{lc} 及单处网状裂缝面积 A_s 、条状裂缝最小裂缝间距 S_c 、条状裂缝最大裂缝宽度 W_c 分为五级，规定于表 3.4.8 中。

表 3.4.8 悬索桥和斜拉桥的混凝土索塔按表观裂缝状况的使用安全损伤程度等级

损伤程度等级	损伤程度描述	定量描述	定性描述
DS1	无损伤	—	无裂缝
DS2	轻微损伤	$K_{cac} \leq 0.1$ $A_s \leq 0.5m^2$	网状裂缝：局部网状裂缝
		$K_{lc} \leq 0.25$	其他裂缝：有少量裂缝，缝宽未超限
DS3	中度损伤	$0.1 < K_{cac} \leq 0.2$ $0.5m^2 < A_s \leq 1m^2$	网状裂缝：局部网状开裂

		$0.25 < K_{lc} \leq 0.33$	其他裂缝：较多裂缝，缝宽未超限
DS4	严重损伤	$K_{cac} > 0.2$ $A_s > 1.0\text{m}^2$	网状裂缝：大量网状开裂
		$0.33 < K_{lc} \leq 0.66$	其他裂缝：大量裂缝，缝宽未超限
DS5	重度损伤	$W_c > \text{限值}$ $K_{lc} > 0.66$ $S_c < 20\text{cm}$	有大量裂缝，缝宽超限

条文说明

本条文来自《公路桥梁技术状况评定标准》(JTG/TH21)，并对等级进行了调整。

3.4.9 混凝土桥墩按表观裂缝状况确定使用安全损伤状态时，宜根据式 3.4.4-1、3.4.4-2、3.4.9-1、3.4.9-2 的网状裂缝累计面积占构件总面积的比例 K_{cac} 、单处网状裂缝面积 A_s 、水平裂缝长度与墩身直径或墩身宽度比值 K_{lhc} 、竖向裂缝缝长与截面尺寸之比 K_{lvc} 、从基础向上发展至墩身的裂缝长度与截面尺寸之比 K_{lfc} 、从基础向上发展至墩身的裂缝最小裂缝间距 S_{fc} 、竖向裂缝最小裂缝间距 S_{vc} 分为五级，规定于表 3.4.9 中。

$$K_{lhc} = \frac{L_{hc}}{L_{ps}} \quad (3.4.9-1)$$

$$K_{lfc} = \frac{L_{fc}}{L_s} \quad (3.4.9-2)$$

式中： L_{hc} —— 水平裂缝长度；
 L_{ps} —— 墩身直径或墩身宽度。
 L_{fc} —— 从基础向上发展至墩身的裂缝长度；
 L_s —— 截面尺寸。

表 3.4.9 混凝土桥墩按表观裂缝状况的使用安全损伤程度等级

损伤程度等级	损伤程度描述	定量描述	定性描述
DS1	无损伤	—	无裂缝
DS2	轻微损伤	$K_{cac} \leq 0.2$ $A_s \leq 1\text{m}^2$	网状裂缝：少量网状裂缝
		$K_{lhc} \leq 0.125$	墩身的水平裂缝：存在极少裂缝，缝宽未超限
		$K_{lvc} \leq 0.2$	墩身的竖向裂缝：存在极少裂缝，缝宽未超限
DS3	中度损伤	$K_{cac} > 0.2$	网状裂缝：局部网状裂缝

		$A_s > 1\text{m}^2$	
		$K_{lfc} \leq 0.33$ 或 $S_{fc} \geq 50\text{cm}$	从基础向上发展至墩身的裂缝：存在较少裂缝，缝宽未超限
		$0.125 < K_{lhc} \leq 0.25$	墩身的水平裂缝：存在较少裂缝，缝宽未超限
		$0.2 < K_{lvc} \leq 0.25$	墩身的竖向裂缝：存在较少裂缝，缝宽未超限
DS4	严重损伤	$K_{lfc} \leq 0.33$ 且 $S_{fc} < 50\text{cm}$	从基础向上发展至墩身的裂缝：存在较多裂缝，少量裂缝宽度超限
		$0.25 < K_{lhc} \leq 0.5$	墩身的水平裂缝：存在较多裂缝，少量裂缝宽度超限
		$0.25 < K_{lvc} \leq 0.33$ $S_{vc} \geq 30\text{cm}$	墩身的竖向裂缝：存在较多裂缝，少量裂缝宽度超限
DS5	重度损伤	$K_{lfc} > 0.33$ 或 $S_{fc} < 50\text{cm}$	从基础向上发展至墩身的裂缝：存在大量裂缝，缝宽大多超限
		$K_{lhc} > 0.5$	墩身的水平裂缝：存在大量裂缝，缝宽大多超限
		$K_{lvc} > 0.33$ $S_{vc} < 30\text{cm}$	墩身的竖向裂缝：存在大量裂缝，缝宽大多超限

3.4.10 桥梁钢结构或构件按表观损伤等级确定使用安全损伤状态时，宜根据式 3.4.10-1、3.4.10-2、3.4.10-3、3.4.10-4 的涂装劣化面积占构件总面积的比例 K_{acd} 、锈蚀累计面积占构件总面积 K_{ra} 、锈蚀孔洞数量 N_{ch} 、锈蚀孔洞直径 D_{ch} 、锈蚀孔洞直径与杆件宽度之比 K_{ch} 、焊缝开裂长度 L_{wc} 、铆钉（螺栓）损失失效数量占铆钉总数的比例 K_{rf} 、主梁和纵横梁受拉翼缘边裂缝长度 L_{gc} 、受拉缘焊接盖板端部裂缝长度 L_{pc} 、桁梁端横梁与纵梁连接处下端以及股杆接头处裂缝长度 L_{tc} 分为五级，规定于表 3.4.10 中。

$$K_{acd} = \frac{A_{cd}}{A_t} \quad (3.4.10-1)$$

$$K_{ra} = \frac{A_{ra}}{A_t} \quad (3.4.10-2)$$

$$K_{ch} = \frac{D_{ch}}{D_{tw}} \quad (3.4.10-3)$$

$$K_{rf} = \frac{N_{rf}}{N_{rt}} \quad (3.4.10-4)$$

式中：
 A_{cd} —— 涂层劣化面积；
 A_t —— 构件总面积；
 A_{ra} —— 锈蚀累计面积；

D_{tw} —— 杆件宽度；
 N_{rf} —— 铆钉（螺栓）损失失效数量；
 N_{rt} —— 铆钉（螺栓）总数。

表 3.4.10 公路桥梁的钢结构或构件按表观裂缝状况的使用安全损伤程度等级

损伤程度等级	损伤程度描述	定量描述	定性描述
DS1	无损伤	—	完好
DS2	轻微损伤	$K_{acd} \leq 0.1$	涂层劣化：涂层个别位置出现流痕、气泡、白化、漆膜发黏、针孔、起皱或皱纹、表面粉化、变色起皮、脱落等缺陷。
		$K_{ra} \leq 0.05$	锈蚀：构件表面发生轻微锈蚀，部分氧化皮或油漆层出现剥落。
		—	焊缝开裂：焊缝部位涂层有少量裂纹
		$K_{rf} \leq 0.01$	铆钉（螺栓）失效：铆钉（螺栓）少量损坏、松动或丢失，造成连接部位铆钉（螺栓）失效
		—	构件裂缝：钢构件出现极少量细小裂纹
DS3	中度损伤	$0.1 < K_{acd} \leq 0.5$	涂层劣化：涂层出现较严重流痕、气泡、白化、漆膜发黏、针孔、起皱或皱纹、表面粉化、变色起皮、脱落等缺陷。
		$0.05 < K_{ra} \leq 0.15$ 或 $N_{ch} \leq 3$ 工字梁 $D_{ch} \leq 30\text{mm}$ ，板梁 $D_{ch} \leq 50\text{mm}$ 且边缘完好 桁梁 $D_{ch} \leq 30\text{mm}$ 且 $K_{ch} \leq 0.15$	锈蚀：构件表面有较多点蚀现象，氧化皮、油层因锈蚀面部分剥落或可以刮除，重要部位有锈蚀成洞现象
		主梁、纵横梁受拉翼缘边 $L_{wc} \leq 5\text{mm}$	焊缝开裂：焊缝部位涂层有大量裂纹，受拉翼缘边焊缝存在裂缝，其他部位焊缝无裂缝
		$0.01 < K_{rf} \leq 0.1$	铆钉（螺栓）失效：铆钉（螺栓）少量损坏、松动或丢失，造成连接部位铆钉（螺栓）失效
		$L_{gc} \leq 3\text{mm}$ $L_{pc} \leq 10\text{mm}$ $L_{tc} \leq 20\text{mm}$	构件裂缝：钢构件出现较多细小裂缝，截面削弱，但不影响正常使用
DS4	严重损伤	$0.5 < K_{acd}$	涂层劣化：涂层出现严重流痕、气泡、白化、漆膜发黏、针孔、起皱或皱纹、表面粉化、变色起皮脱落等缺陷。

		$K_{ra} > 0.15$ 或 $N_{ch} > 3$ 工字梁 $D_{ch} > 30\text{mm}$, 板梁 $D_{ch} > 50\text{mm}$ 且边缘完好 桁梁 $D_{ch} > 30\text{mm}$ 或 $K_{ch} > 0.15$	锈蚀: 构件表面有大量点蚀现象, 氧化皮、油层因锈蚀面全面剥离, 重要部位被锈蚀成洞
		主梁、纵横梁受拉翼缘边 $5\text{mm} < L_{wc} \leq 10\text{mm}$ 其他位置 $L_{wc} \leq 5\text{mm}$	焊缝开裂: 主要构件焊缝出现较多裂缝, 构件出现变形
		$0.1 < K_{rf} \leq 0.3$	铆钉(螺栓)失效: 主要构件铆钉(螺栓)有较多损坏、松动或丢失, 造成连接部位铆钉(螺栓)失效, 构件出现明显变形
		$3\text{mm} < L_{gc} \leq 5\text{mm}$ $10\text{mm} < L_{pc} \leq 20\text{mm}$ $20\text{mm} < L_{tc} \leq 50\text{mm}$	构件裂缝: 主要构件出现较多裂缝, 截面削弱
DS5	重度损伤	主梁、纵横梁受拉翼缘边 $L_{wc} > 10\text{mm}$ 其他位置 $L_{wc} > 5\text{mm}$	焊缝开裂: 主要构件焊缝存在大量裂缝甚至完全开裂, 主要构件存在明显的变形, 变形大于规范值
		$K_{rf} > 0.3$	铆钉(螺栓)失效: 主要构件铆钉(螺栓)有大量损坏、松动或丢失, 造成连接部位铆钉(螺栓)失效, 主要构件存在明显的永久变形, 变形大于规范值
		$L_{gc} > 5\text{mm}$ $L_{pc} > 20\text{mm}$ $L_{tc} > 50\text{mm}$	构件裂缝: 主要构件出现较多严重裂缝, 截面削弱主要构件存在明显的永久变形, 变形大于限值

条文说明

本条文来自《公路桥梁技术状况评定标准》(JTG/TH21), 并对等级进行了调整。

3.4.11 悬索桥主缆按表观损伤等级确定使用安全损伤状态时, 宜根据式(3.4.11-1)、(3.4.11-2)、(3.4.11-3)、(3.4.11-4)的面漆变色起皮累计面积占构件总面积的比例 K_{od} 、防护破损累计面积占构件总面积 K_{pd} 、缠丝外露数量与缠丝总数之比 K_{wl} 、涂膜起泡、裂纹、脱落、粉化累计面积占构件总面积 K_{fd} 分为五级, 规定于表 3.4.11 中。

表 3.4.11 悬索桥主缆按表观状况的使用安全损伤程度等级

定量描述	损伤描述	损伤程度描述	等级
—	完好	无明显损伤	DS1

$K_{od} \leq 0.03$ $K_{pd} \leq 0.01$	主缆防护：主缆防护表面有局部面漆变色起皮，个别位置出现破损、老化、漏水	轻微损伤	DS2
—	主缆腐蚀或索股损坏：主缆局部出现轻微脱皮、锈蚀、伤痕或有麻点,或镀锌钢丝出现少量锌腐蚀亮斑,失去光泽		
$K_{fd} \leq 0.1$	涂膜劣化：构件表面出现轻微起泡、裂纹、脱落现象或构件表面出现轻微粉化现象		
$0.01 < K_{pd} \leq 0.1$ $K_{wl} \leq 0.03$	主缆防护：主缆表面面漆有部分损坏、裂纹、变色起皮或剥落;局部位置出现破损、老化、漏水或极少的部位缠丝外露,且没有生锈	中度损伤	DS3
—	主缆腐蚀或索股损坏：主缆出现少量脱皮、伤痕或轻度至中度腐蚀,层有较多麻坑,或镀锌钢出现较多锌腐蚀,并有白色腐蚀产物,尚未见铁腐蚀		
$0.1 < K_{fd} \leq 0.2$	涂膜劣化：构件表面出现中等起泡、裂纹、脱落现象，或构件表面出现中等粉化或锈蚀现象		
$K_{pd} > 0.1$ $K_{wl} > 0.03$	主缆防护：主缆表面较大范围面漆有轻微摸坏、裂纹、变色起皮或剥落;局部位置出现破损、老化、漏水或局部缠丝外露并伴有生锈	严重损伤	DS4
—	主缆腐蚀或索股损坏：主缆出现较多脱皮、伤痕或密布的中等大小腐坑,丝层有大量的麻坑,或镀钢丝锌层减少,出现铁腐蚀斑点和腐坑		
$K_{fd} > 0.2$	涂膜劣化：构件表面出现较严重起泡、裂纹、脱落现象,或构件表面出现较严重粉化或锈蚀现象,轻轻擦抹涂层,粘有大量颜料粒子甚至出现漏底		
—	主缆腐蚀或索股损坏：主缆缠丝防锈层已经严重腐蚀、断丝,或出现严脱皮、伤痕、断丝,或镀锌钢丝严重腐蚀、断丝	重度损伤	DS5

表中:

$$K_{od} = \frac{A_{od}}{A_t} \quad (3.4.11-1)$$

$$K_{pd} = \frac{A_{pd}}{A_t} \quad (3.4.11-2)$$

$$K_{wl} = \frac{N_{wl}}{N_{wt}} \quad (3.4.11-3)$$

$$K_{fd} = \frac{A_{fd}}{A_t} \quad (3.4.11-4)$$

式中: K_{od} —— 面漆变色起皮累计面积占构件总面积的比例;
 A_{od} —— 面漆变色起皮累计面积;
 A_t —— 构件总面积;
 K_{pd} —— 防护破损累计面积占构件总面积;
 A_{pd} —— 防护破损累计面积;
 K_{wl} —— 缠丝外露数量与缠丝总数之比;
 N_{wl} —— 缠丝外露数量;
 N_{wt} —— 缠丝总数;
 K_{fd} —— 涂膜起泡、裂纹、脱落、粉化累计面积占构件总面积;
 A_{fd} —— 涂膜起泡、裂纹、脱落、粉化累计面积。

3.4.12 桥梁吊索或斜拉索构件按表观损伤等级确定使用安全损伤状态时,宜根据式(3.4.12-1)、(3.4.12-2)的涂膜起泡、裂纹、脱落、粉化累计面积占构件总面积比例 K_{fd} 、涂膜起泡、裂纹、脱落、粉化单处面积 A_{sfd} 、锈蚀累计面积占构件总面积 K_{ra} 、断丝数量占钢丝总数比例 K_{fw} 分为五级,规定于表 3.4.12 中。

表 3.4.12 桥梁吊索或斜拉索构件按损伤状况的使用安全损伤程度等级

定量描述	损伤描述	损伤程度描述	等级
—	完好	无明显损伤	DS1
—	锈蚀: 表面有少量油脂和污垢, 没有附着不牢的氧化皮、铁锈和油漆层,或表面有少量点蚀锈斑,或镀锌钢丝出现锌腐蚀亮斑	轻微损伤	DS2
$K_{ra} \leq 0.05$	掉漆起皮: 吊索表面局部面漆变色、起泡		
—	断丝: —	中度损伤	DS3
$K_{ra} \leq 0.05$ 或 $N_{ch} \leq 2$	锈蚀: 表面普遍有点蚀、锈斑、锈坑,或氧化皮油漆层因锈蚀而部分剥落或者可以刮除,或		

	钢丝发生较严重锈蚀,或镀锌钢丝锌层出现铁腐蚀斑点和腐坑		
$0.05 < K_{ra} \leq 0.15$	掉漆起皮:吊索表面较大范围面漆轻微起皮、起泡或剥落		
$0.01 < K_{ra} \leq 0.05$ 且 $K_{fw} = 0$	断丝:钢丝少量锈蚀,无断丝		
$K_{ra} > 0.05$ 或 $N_{ch} > 2$	锈蚀:表面普遍有点蚀现象,氧化皮或油漆层因锈蚀面全面剥离,或钢丝发生较严重锈蚀并有部分断裂,或镀锌钢丝严重腐蚀有开裂现象	严重损伤	DS4
$K_{ra} > 0.15$	掉漆起皮:吊索表面较大范围面漆起皮、起泡或剥落		
$0.05 < K_{ra} \leq 0.15$ 且 $K_{fw} \leq 0.05$	断丝:钢丝锈蚀,防腐层有大量麻坑,甚至出现断丝		
$K_{ra} > 0.15$ 或 $K_{fw} > 0.05$	断丝:吊索钢丝大量严重锈蚀或损坏,钢丝断裂,甚至主梁出现变形,造成安全隐患	重度损伤	DS5

表中:

$$K_{fw} = \frac{N_{fw}}{N_{tw}} \quad (3.4.12-1)$$

$$K_{ra} = \frac{A_{ra}}{A_t} \quad (3.4.12-2)$$

式中: K_{fw} —— 断丝数量占钢丝总数比例;
 N_{fw} —— 断丝数;
 N_{tw} —— 拉索构件钢丝总数;
 K_{ra} —— 锈蚀累计面积占构件总面积;
 A_t —— 构件总面积;
 A_{ra} —— 锈蚀累计面积。

3.5 功能可恢复性

3.5.1 桥梁工程结构的功能可恢复性可按结构或构件修复时间和费用确定。

条文说明

在经历灾损事态后,桥梁工程结构的功能可恢复性受到时间和费用(成本)两个因素的影响,且两者之间存在着一定程度的关联。例如,投入费用多,所需时间一般就比较短。此外,还和可接受的功能恢复程度相关,如果要求结构功能恢复到初始状态,则所需时间和费用必然较高,但如果只要求结构功能恢复到能用即可,则只需较少的时间和费用。考虑到桥梁工程较长的设计使用寿命,在计

算费用时，还应当考虑折现率等与经济发展相关的参数，以保证不同时期费用之间的可比性。

3.5.2 桥梁工程结构或构件的修复时间等级应按表 3.5.2 的规定分为 RT1、RT2、RT3、RT4、RT5 五级。

表 3.5.2 桥梁工程结构或构件损伤后的修复时间分级

等级	修复时间描述	修复时间范围
RT1	修复时间短	$t_r \leq 1\text{天}$
RT2	修复时间较短	$1\text{天} < t_r \leq 1\text{周}$
RT3	修复时间中等	$1\text{周} < t_r \leq 1\text{月}$
RT4	修复时间较长	$1\text{月} < t_r \leq 3\text{月}$
RT5	修复时间长	$t_r > 3\text{月}$

注： t_r 为桥梁工程结构或构件损伤后所需的修复时间。

条文说明

由于灾损事态和桥梁结构的复杂性，很难就功能恢复时间指标给出明确和统一的计算方法，一般需要考虑的影响因素包括但不限于：

- (1) 恢复功能投入的费用；
- (2) 功能恢复作业团队人员的专业水平；
- (3) 构件的损伤程度；
- (4) 其他可能的因素。

在具体操作过程中，应当根据结构形式、作用类型、损伤程度、可接受水平等开展专题研究，提出功能恢复时间的计算方法。

3.5.3 桥梁工程结构或构件的修复费用等级应按表 3.5.3 的规定分为 RE1、RE2、RE3、RE4、RE5 五级。

表 3.5.3 桥梁工程结构或构件损伤后的修复费用分级

等级	修复费用描述	修复费用指标范围
RE1	修复费用小	$k_e \leq 0.05\%$
RE2	修复费用较小	$0.05\% < k_e \leq 1\%$
RE3	修复费用中等	$1\% < k_e \leq 10\%$
RE4	修复费用较大	$10\% < k_e \leq 50\%$
RE5	修复费用大	$k_e > 50\%$

表中， k_e 为桥梁工程结构的修复费用指标，按式(3.5.3-1)计算。

$$k_e = \frac{C_D}{C_T} \quad (3.5.3-1)$$

式中： k_e —— 桥梁工程结构或构件的修复费用指标；
 C_D —— 受损的桥梁工程结构或构件修复费用；
 C_T —— 桥梁工程结构或构件的初始建造成本按复利累积至安全性评价时点的费用，由式(3.5.3-2)计算；

$$C_T = C_0 \prod_{t=1}^t (1 + r_t) \quad (3.5.3-2)$$

式中： C_0 —— 初始建造成本；
 r_t —— 第 t 年的名义折现率；
 t —— 安全性评价年份与竣工年份之差，即桥梁使用年数。

条文说明

为便于分析修复费用与原始建造成本的比例关系，修复费用指标 k_e 的分子与分母应处于同一时点、同一币值。修复费用 C_D 按安全性评价时点的价格水平预估，故本条采用复利终值法，将初始建造成本 C_0 按名义折现率逐年累积至安全性评价时点，使分母 C_T 与分子 C_D 可比。折现公式 $PV=C/(1+r)^t$ 是将未来值折算为现值；式（3.5.3-2）为其逆运算，即将初始建造成本累积为评价时点的终值。

3.5.4 桥梁工程结构或构件功能可恢复性应按表 3.5.4 的规定分为 R1、R2、R3、R4、R5 五级。

表 3.5.4 桥梁工程结构或构件损伤后的功能可恢复性分级

等级	R1	R2	R3	R4	R5
可恢复性描述	难度小	难度较小	难度中等	难度较大	难度大

3.5.5 桥梁工程结构功能可恢复性等级应根据修复时间等级与修复费用等级按表 3.5.5 确定。

表 3.5.5 桥梁工程结构的功能可恢复性等级确定

修复费用等级	修复时间等级				
	RT1	RT2	RT3	RT4	RT5
RE1	R1	R2	R3	R4	R5
RE2	R2	R2	R3	R4	R5
RE3	R3	R3	R3	R4	R5
RE4	R4	R4	R4	R4	R5
RE5	R5	R5	R5	R5	R5

条文说明

如 3.5.1 条所述, 功能可恢复性程度应综合考虑时间和费用两个因素。因此, 可根据时间和费用指标建立条文中的等级矩阵, 即根据功能恢复时间指标与功能恢复。表中所述的功能可恢复性等级与时间和费用的定量关系如表 3.5.5 所述。

3.6 安全状态等级

3.6.1 桥梁工程结构的承载安全状态等级应按表 3.6.1 分为一级、二级、三级、四级、五级。

表 3.6.1 桥梁工程结构的承载安全状态等级

等级	一级	二级	三级	四级	五级
状态	良好	较好	差	危险	高危

3.6.2 桥梁工程结构的承载安全状态应根据结构或构件的承载安全损伤程度与功能可恢复性按表 3.6.2 确定。

表 3.6.2 桥梁工程结构的承载安全状态等级确定

损伤程度等级	功能可恢复性等级				
	R1	R2	R3	R4	R5
DC1	一级	一级	二级	二级	三级
DC2	一级	二级	二级	三级	三级
DC3	二级	二级	三级	三级	四级
DC4	二级	三级	三级	四级	四级
DC5	三级	三级	四级	四级	五级

3.6.3 桥梁工程结构的使用安全状态等级应按表 3.6.3 的规定分为一级、二级、三级、四级、五级。

表 3.6.3 桥梁工程结构使用安全性状态等级

等级	一级	二级	三级	四级	五级
状态	良好	较好	差	危险	高危

3.6.4 桥梁工程结构的使用安全状态应根据结构或构件的使用安全损伤程度与功能可恢复性按表 3.6.4 确定。

表 3.6.4 桥梁工程结构的使用安全状态等级确定

损伤程度等级	功能可恢复性等级				
	R1	R2	R3	R4	R5
DS1	一级	一级	二级	二级	三级
DS2	一级	二级	二级	三级	三级
DS3	二级	二级	三级	三级	四级
DS4	二级	三级	三级	四级	四级

DS5	三级	三级	四级	四级	五级
-----	----	----	----	----	----

3.7 安全性评价流程

3.7.1 桥梁工程结构安全性评价应撰写安全性评价报告, 包括应包括以下内容:

1. 桥梁概况;
2. 安全性评价目的;
3. 桥梁资料调查与桥梁结构状况描述;
4. 灾损事态水平确定;
5. 致灾作用确定;
6. 损伤程度分析;
7. 功能可恢复性分析;
8. 安全性状态等级确定;
9. 安全性评价结论及建议。

3.7.2 桥梁工程结构安全性评价流程应按图 3.7.2 进行。

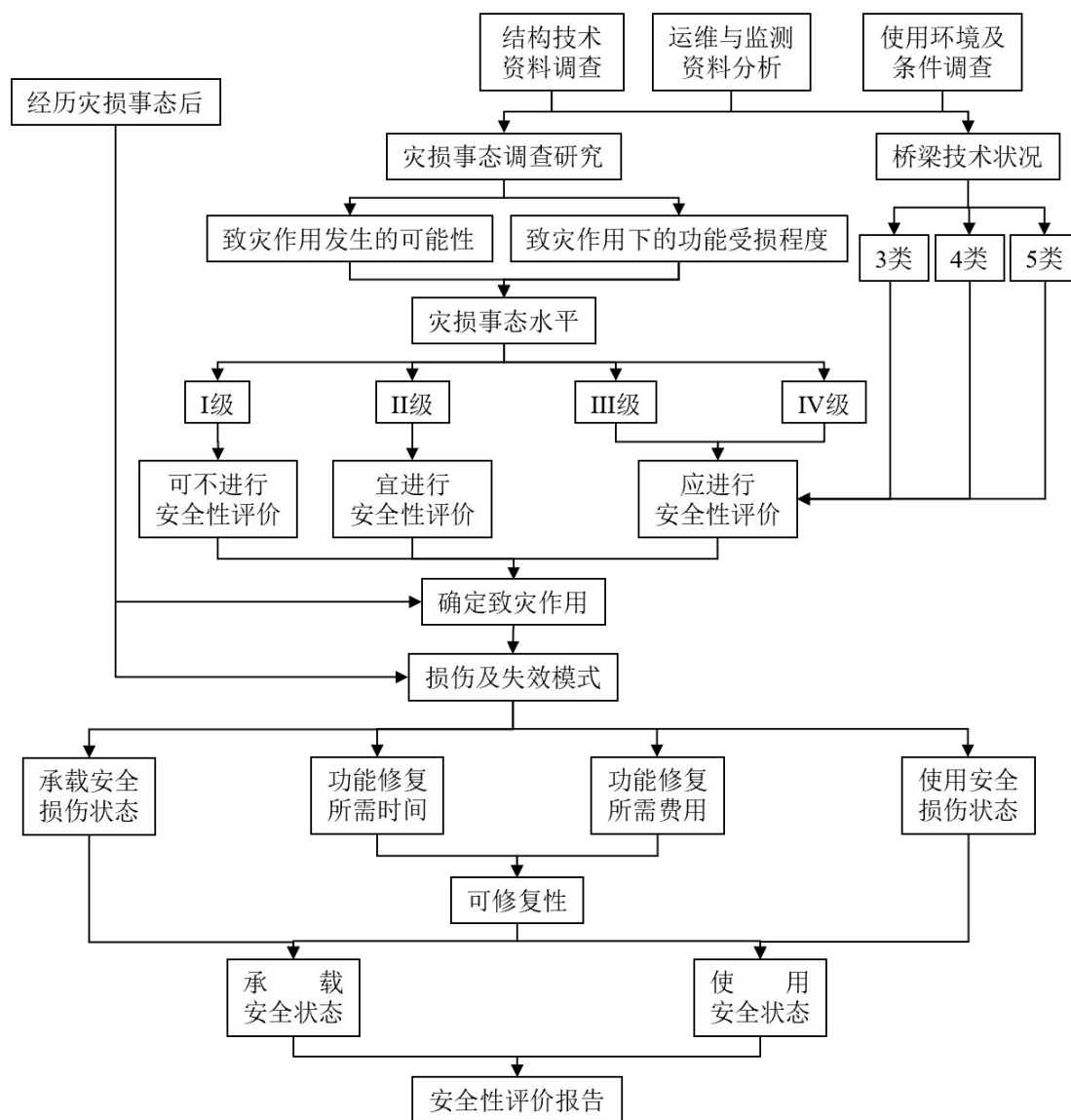


图 3.7.2 桥梁工程结构安全性评价流程

3.8 安全性评价结果的运用

3.8.1 桥梁工程结构安全性评价报告应提供致灾作用下结构安全状态等级，并给出相应的养护、维修、加固、增强或交通组织措施。

3.8.2 承载安全状态等级的运用应满足下列规定：

1. 承载安全状态等级为一级时，结构承载安全等级良好，应进行常规维护；
2. 承载安全状态等级为二级时，结构承载安全等级较好，应进行常规预防性维护；
3. 承载安全状态等级为三级时，结构承载安全等级差，应制定针对性预案，对结构或构件实施必要的维修、加固或增强，提高其安全等级；

4. 承载安全状态等级为四级时，结构承载安全等级危险，应制定针对性预案，对结构或构件实施必要的维修、加固或增强，提高其安全等级，设置必要的监测措施；

5. 承载安全状态等级为五级时，结构承载安全性为高危，应制定针对性预案，采取必要的限制或封闭交通措施，对结构或构件实施必要的维修、加固或增强，设置必要的监测措施。加固改造完成后重新进行安全性评价，确认承载安全状态等级达到三级及以上。

3.8.3 使用安全状态等级的运用应满足下列规定：

1. 使用安全状态等级为一级时，结构使用安全等级良好，应进行常规维护；
2. 使用安全状态等级为二级时，结构使用安全等级较好，应进行常规预防性维护；
3. 使用安全状态等级为三级时，结构使用安全等级差，宜对损伤构件进行维修、加固或增强，提高其安全等级；
4. 使用安全状态等级为四级时，结构使用安全等级危险，应对损伤构件进行维修、加固或增强，提高其安全等级；
5. 使用安全状态等级为五级时，结构使用安全性为高危，应制定针对性预案，对损伤构件进行维修、加固或增强，提高其安全等级。

3.8.4 安全性评价报告可作为下列工作的技术依据：

1. 桥梁养护计划的编制与调整；
2. 桥梁维修、加固或改造方案的制定；
3. 桥梁限载、限速或交通管制措施的确定；
4. 桥梁针对性监测、预警、韧性提升方案的制定；
5. 桥梁应急抢险与灾后恢复方案的制定；
6. 桥梁拆除或重建方案的论证。

3.8.5 安全性评价报告提出的措施建议，应结合桥梁管养单位的运营条件、经济能力和社会影响等因素综合确定后实施。

4 致灾作用水平及组合模式

4.1 一般规定

4.1.1 桥梁工程结构致灾作用水平应根据致灾作用特点、结构特征、服役环境等因素综合确定。

4.1.2 经历灾损事态的桥梁工程结构的致灾作用及其作用水平宜根据现场踏勘、检测或监测等资料确定。

4.1.3 桥梁工程结构进行安全性评价时，参与致灾作用组合的恒定作用代表值应采用实测值或预测值。

4.1.4 桥梁工程结构安全性评价的作用组合应根据作用出现的频率、结构效应及其耦合或关联特性，确定评价作用组合的模式。

4.2 车辆作用

4.2.1 桥梁工程结构的车辆作用应根据表 4.2.1 的规定，基于车辆调查或监测数据的统计分析结果按保证率分为五个水平。

表 4.2.1 车辆作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
保证率	84%	90%	95%	98%	99%

条文说明

目前，WIM、BWIM 等动态称重系统在桥梁车辆荷载获取方面得到广泛应用，为超限车辆的总荷载、轴重荷载以及车辆荷载统计分布规律等信息的获取提供了有效的手段。结构的车辆荷载效应与车辆荷载的加载长度、分布、车型等因素紧密相关。在实际评估过程中，可以结合实测车辆荷载信息进行统计，建立车型、车辆总重、轴重、车速、车头间距、横向分布等概率模型。对于车辆荷载效应可以利用蒙特卡洛模拟(Monte-Carlo Simulation)产生基于实测车辆的随机车流数据，并对评价对象的车辆荷载效应进行分析，获取设计基准期内的荷载效应分布。对一般车辆分布状态和车辆密集分布状态下分别对荷载效应值进行统计分析和假设检验，得到不同状态下的荷载效应概率分布函数，取 95%的保证率，计算可得到不同状态下的基于实测车辆的随机车流汽车荷载一般运行状态和密集运行状态下的荷载效应标准值。本规范根据五个不同的保证率确定了五种不同作用水平。

4.2.2 超限车辆荷载水平分级应根据车辆荷载总重按表 4.2.2 确定。

表 4.2.2 超限车辆荷载水平分级

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
车辆荷载总重(t)	55	100	220	300	420

条文说明

本条文结合《城市桥梁设计规范》(CJJ 11)附录 A 特征荷载及结构验算, 以及部分省、地区的大件车辆实际统计总结得来。其中 2 级对应交通部发布新修订《超限运输车辆行驶公路管理规定》II 类车总质量上限 100 吨; 3~5 级对应《城市桥梁设计规范》(CJJ 11)附录 A 的 2~4 级荷载。

以我国东部某省 2023 年实际大件运载能力统计为例, 牵引车+低平板半挂车整车运载能力在 50~360 吨, 主力运载能力 50~150 吨占比 99.4%; 牵引车+多轴多轮液压悬挂挂车整车运载能力在 56~462 吨之间, 主力运载能力 70~210 吨占比 97.2%。本条文的超限车辆水平分级基本能够囊括实际的运载能力。

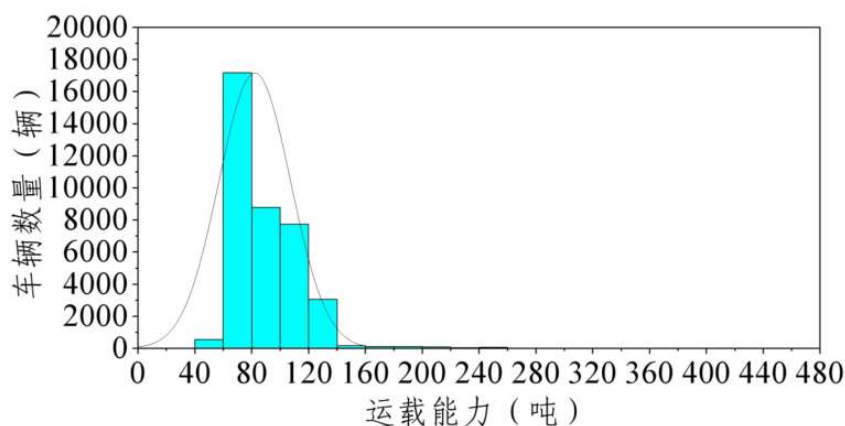


图 4-1 我国东部某省 2023 年超限车辆运载能力统计

4.2.3 在用公路桥梁在有历史车辆通行数据时, 应通过车辆荷载统计分析, 建立车辆作用概率模型, 根据车辆荷载效应建立安全评价车辆荷载模型。

条文说明

在用公路桥梁车辆荷载作用及其形式一般通过公路监测荷载经统计分析得到, 具体做法如图 4-2 所示。

- (1) 分析不同各车道不同类型车辆的组成比例、车辆总重和车辆时间间隔的概率模型和统计参数、车辆轴重比例以及各车型车辆轴间距, 建立随机车辆荷载概率模型; 给出通过 Monte—Carlo 模拟产生随机车流的方法。
- (2) 根据桥梁待进行性能评价构件的车辆荷载影响线, 结合随机车辆荷载获取随机车辆作用下构件效应及其概率分布, 进一步得到车辆荷载效应截口分布及设计基准期内最大值的概率分布。

(3) 在与桥梁设计基准期相同的超越概率下，建立了基于规范车辆荷载效应
的荷载分项系数。

以某悬索桥为例，在获得历史车辆通行数据的基础上，建立了主缆的轴力的
影响线曲线（如图 4-3a 所示），通过随机车辆荷载模拟，可以得到主缆的轴力概
率分布图如图 4-3b 所示。进一步可以根据效应的不同分位置，建立等效的均布
荷载与集中力如表 4-1 所示。

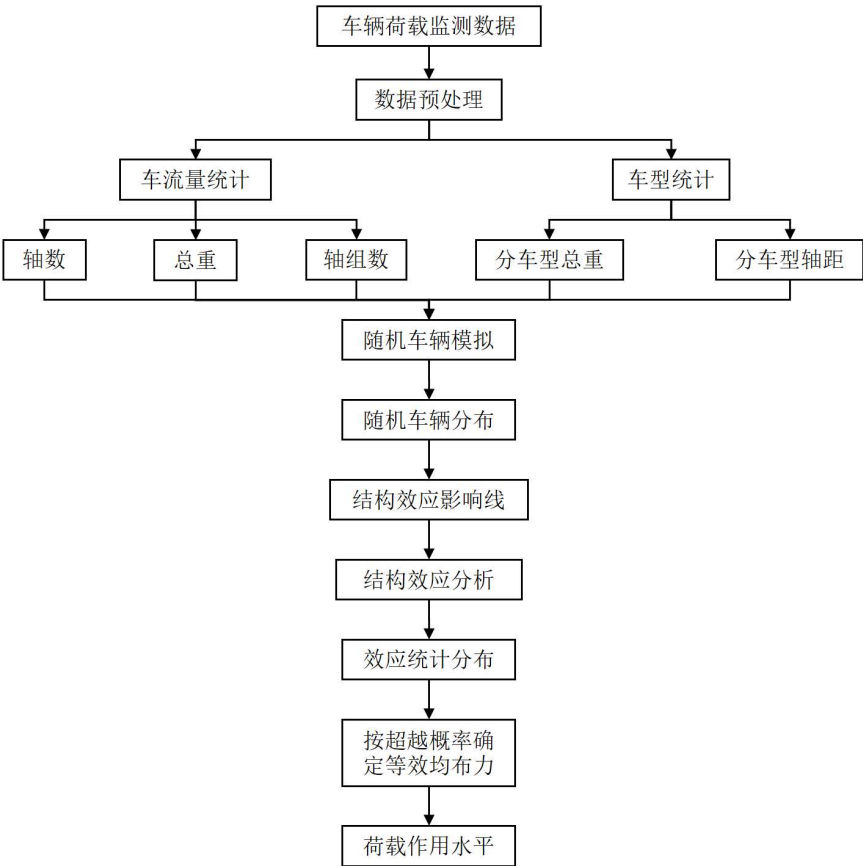


图 4-2 安全评价车辆荷载作用水平确定流程

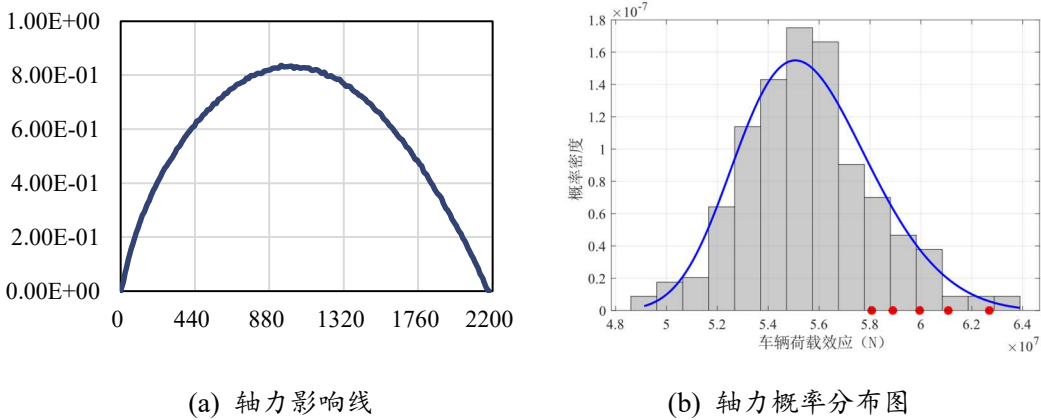


图 4-3 某缆索承重桥梁主缆轴力影响线与轴力概率分布图

表 4-1 安全性评价车辆荷载（主缆轴力效应评估）

作用水平	效应分位值 (N)		等效荷载模型	
			均布荷载 (kN/m)	集中力 (kN)
1	84%	5.81×10^7	6.1	302
2	90%	5.89×10^7	6.2	324
3	95%	6.00×10^7	6.3	342
4	98%	6.11×10^7	6.4	353
5	99%	6.27×10^7	6.6	356

4.2.4 桥梁进行超限车辆作用下安全性评价时，车辆荷载的大小、布置位置与形式可按现行《公路大件运输安全通行评价技术规范》(JTG/T 2213) 执行。

条文说明

大件运输车辆荷载的空间分布形式具有多样性。在大件运输通行桥梁的安全评价过程中，其荷载空间分布形式还与所运载货物重量及其布置形式紧密相关。除此之外，《城市桥梁设计规范》(CJJ 11) 附录 A 给出了四种特种荷载及其技术指标。

4.3 极端人群作用

4.3.1 桥梁工程结构的人群作用宜按人群对结构的作用机制分为静力作用和动力作用。

4.3.2 极端人群荷载的荷载取值应符合下列规定：

1. 极端人群荷载宜考虑实际场景下的人群分布及密度进行荷载取值。
2. 当无人群分布统计数据时，极端人群荷载的静力作用宜按荷载集度分为五级，如表 4.3.2-1 所示，并根据人群实际分布位置或满布人行道进行荷载作用的取值。
3. 当无人群分布统计数据时，极端人群荷载的动力作用宜按近似单位面积的近似平均人数将荷载分为五级，如表 4.3.2-2 所示，并根据人群实际分布位置或满布人行道进行荷载作用的取值。

表 4.3.2-1 人群静力作用水平

作用水平	1	2	3	4	5
静力荷载(kN/m ²)	2.5	3.0	3.5	4.0	5.0

表 4.3.2-2 人群动力作用水平

作用水平	1	2	3	4	5
近似平均人数/m ²	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
描述	可自由行走，无法自由超越行走	自由行走不畅，无法超越行走	一般拥堵	十分拥堵	异常拥堵

条文说明

根据《城市桥梁设计规范》(CJJ 11), 人行道板设计的人群荷载取值为 5.0 kN/m^2 , 该荷载集度为人群拥挤所能达到的极限。《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60)中对人群荷载用分段函数形式给出了荷载标准值: 当跨径小于 50m 时为 3.0 kN/m^2 , 当跨径大于或等于 150m 时取值为 2.5 kN/m^2 , 在 $50\sim 150\text{m}$ 跨径范围时按线性插值。本条文荷载作用水平的确定, 则是结合这两个规范综合确定。

人群荷载对结构的动力作用的特点是人群密度处在行人“可行走”的状态, 国际上一般考虑可自由行走的最大行人密度为 1.5 人/m^2 。根据实际调查我国在节假日或特殊场合下人群密度为 2.5 人/m^2 时, 人群仍处于“可行走”状态。

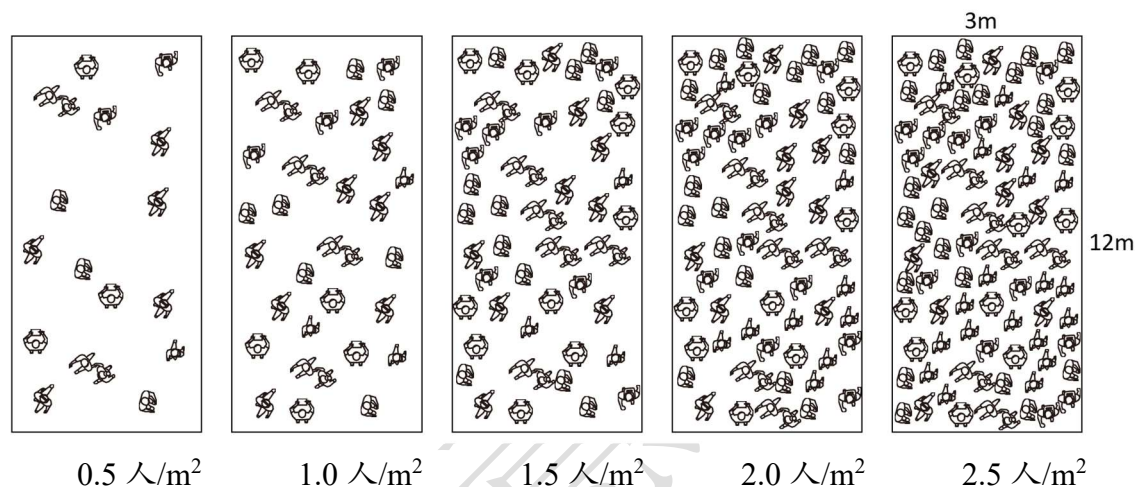


图 4-4 不同人群密度行人分布示意图

4.3.3 极端人群荷载的动力作用应遵循按振型加载的原则, 在桥梁人致振动各敏感振型的方向按最不利位置满布人群荷载的方式加载。其中, 侧向振动敏感振型频率区为 $0.5\sim 1.2\text{Hz}$, 其中 $0.7\sim 1.0\text{Hz}$ 属于共振高发区; 竖向振动敏感振型频率区为 $1.25\sim 2.3\text{Hz}$ 及 $2.5\sim 4.6\text{Hz}$, 其中 $1.7\sim 2.1\text{Hz}$ 属于共振高发区。

条文说明

桥梁人致振动在竖向与侧向均存在一定范围的敏感区间, 在此频率区间内的振型易与人群荷载的动力作用发生共振从而使响应增大。动力作用加载时一般遵循按振型加载原则, 通过控制人群荷载的加载方向使此振型的动力荷载响应最大。

4.3.4 桥梁工程结构的人群动力作用模型宜根据人群密度按下式确定:

$$p_v(t) = 280 \cos(2\pi f_v t) \times \psi_v \times \frac{n'}{S} \quad (4.3.4-1)$$

$$p_l(t) = 35 \cos(2\pi f_l t) \times \psi_l \times \frac{n'}{S} \quad (4.3.4-2)$$

式中： $p_v(t)$ —— 竖向谐波均布荷载 (N/m^2)；
 $p_l(t)$ —— 侧向谐波均布荷载 (N/m^2)；
 f_v —— 竖弯模态固有频率 (Hz)；
 f_l —— 侧弯模态固有频率 (Hz)；
 ψ_v —— 步频竖向幅值折减系数，按图 4.3.4 取值；
 ψ_l —— 步频侧向幅值折减系数，按图 4.3.4 取值；
 n' —— 人流等效人数(个)；当行人密度 $d < 1.0$ 人/ m^2 时， $n' = 10.8\sqrt{\xi \times n}$ ，行人密度 $d \geq 1.0$ 人/ m^2 时， $n' = 1.85\sqrt{n}$ ；
 n —— 桥上随机人群数量， $n = Sd$ ，其中 S 表示桥面行人荷载布置平面面积(m^2)， d 表示行人密度(人/ m^2)；
 ξ —— 表示主桥结构阻尼比。

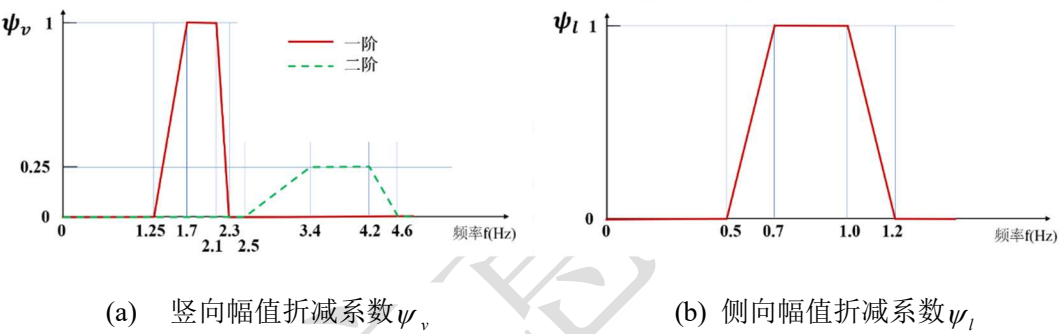


图 4.3.4 人群动力作用步频幅值折减系数

4.4 地震作用

4.4.1 桥梁工程结构的地震作用，其地震加速度峰值应按表 4.4.1 基于超越概率或重现期划分为五个水平。

表 4.4.1 桥梁工程结构地震作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
概率描述	50 年超越概率 63%	50 年超越概率 40%	50 年超越概率 10%	50 年超越概率 2%	年超越概率 10^{-4}
重现期(年)	50	100	475	2475	10000

条文说明

《中国地震动参数区划图》(GB18306)对地震的作用及重现期进行了规定。将相应于 50 年超越概率 10%的地震动定义为基本地震动，也称之为设防地震；将相应于 50 年超越概率 63%的地震动定义为多遇地震；将相应于 50 年超越概率 2%的地震动定义为罕遇地震；将相应于年超越概率 10^{-4} 的地震动定义为极

罕遇地震。《公路桥梁抗震性能评价细则》(JTG/T 2231-02)中结构承载力评价采用了小震的说法,即 50 年超越概率 40%。本规范综合了该两本规范,将地震动分为 5 个等级。

4.5 气象灾害作用

4.5.1 风作用下桥梁结构安全性评价,可根据邻近气象站、桥位观测站、桥梁结构监测数据,经统计分析确定风速水平及风速参数。

条文说明

《公路桥梁抗风设计规范》(JTG/T 3360-01)给出了风观测的基本要求,针对新建桥梁也可以根据该规范确定相应的设计风速。针对在用大跨径桥梁而言,可以根据结构监测系统中的风速观测,结合邻近气象站的数据经过统计分析得到桥位实际风场的风速概率模型,并建立监测期 τ 年内的平均风速的概率分布函数 $F_{Q\tau(x)}$,针对待 T 年内的评价风速的概率分布模型 $F_{QT(x)}$ 可以由下式确定:

$$F_{QT(x)} = [F_{Q\tau(x)}]^{T/\tau}$$

式中: $F_{QT(x)}$ —— T 年内平均风速分布模型;
 $F_{Q\tau(x)}$ —— 为 τ 年内平均风速分布模型,由风速监测统计得到。

4.5.2 桥梁工程结构的风作用,其极值风速应按表 4.5.2 基于重现期划分为五个水平。

表 4.5.2 桥梁工程结构风作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
重现期(年)	5	10	50	100	150

条文说明

《公路桥梁抗风设计规范》(JTG/T 3360-01)按照重现期将风作用水平分为 W1 与 W2 两种风作用水平,分别对应 10 年与 100 年重现期。本条文在这两种风作用水平基础上,考虑极值风速出现的概率分为 5 级。其中水平 1 相当于重现期 5 年对应的极值风速;水平 2 相当于《公路桥梁抗风设计规范》中的 W1 风作用水平;水平 4 相当于《公路桥梁抗风设计规范》W2 风作用水平。

4.5.3 在用桥梁的极端高温或极端低温宜根据历史温度气象记录、或桥梁长期监测数据经统计分析确定。

条文说明

极端风速的统计及极值预测，一般通过周边气象站多年历史数据统计，并按照符合数据特征的概率模型，按一定的重现期来推定。常用的概率模型包括极值广义极值分布、广义帕累托分布等。

4.5.4 当有温度历年数据记录时，极端高温与极端低温作用应按超越概率按表 4.5.4 划分为 3 个水平。

表 4.5.4 桥梁工程结构极端温度作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3
超越概率	10%	2%	1%
重现期(年)	10	50	100

4.5.5 当缺乏气象数据记录时，桥梁工程结构的极端温度作用应根据极端高温、极端低温以及主梁竖向梯度温度，按表 4.5.5 划分为三个水平。

表 4.5.5 桥梁工程结构极端温度作用水平

作用水平		水平 1	水平 2	水平 3
极端高温(°C)		34	39	46
极端低温(°C)	严寒地区	-23	-32	-43
	寒冷地区	-10	-15	-21
	湿热地区	-3	-6	-9
主梁竖向梯度温度(°C)		14	20	25

条文说明

《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60)给出了不同地区不同材料的温度标准值，本条文依据该规范确定了三种极端温度作用水平。

4.5.6 桥梁构件的梯度温度分布宜按照《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60) 4.3.12 确定，在用公路桥梁宜根据温度实测确定。

条文说明

《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60)给出了不同地区不同材料的温度标准值，本条文依据该规范确定了三种温度作用水平。

4.5.7 桥梁下部结构水面积冰厚度，宜根据最大冰厚或开河期堆积冰厚根据实际调查确定。

条文说明

表 4-2 给出了我国北方河流主要站点的冰情特征值。

表 4-2 中国北方河流主要站点冰情特征值

河流	站名	经纬度(度、分)		冰情日期(月、日)			冰情天数		最大冰厚多年 平均值(m)
		东经	北纬	初冰	封冻	解冻	流冰花	封冻	
黑龙江	开库康	124.48	53.09	10.22	11.06	5.03	15	178	1.60

	呼玛	126.39	51.43	10.25	11.13	4.28	19	167	1.46
	黑河	127.29	50.15	10.27	11.16	4.28	20	164	1.28
	奇克	128.28	49.35	10.26	11.16	4.27	19	163	1.24
	嘉荫	130.23	48.54	10.31	11.24	4.23	24	151	1.14
	萝北	131.20	47.43	11.01	11.19	4.19	18	150	1.04
嫩江	库漠北	125.16	49.27	10.24	11.06	4.17	13	163	1.35
	阿彦虎	124.37	48.46	10.30	11.13	4.17	14	153	1.18
	同盟	124.22	48.04	11.03	11.18	4.10	15	140	0.97
	富拉尔基	123.40	47.12	11.05	11.17	4.14	12	149	1.03
	大赉	124.16	45.33	11.04	11.20	4.08	12	139	0.86
松花江	下岱吉	125.24	45.25	11.02	11.23	4.07	9	136	0.92
	哈尔滨	126.35	45.46	11.12	11.25	4.08	13	134	1.00
	依兰	129.33	46.20	11.02	11.17	4.13	16	138	1.08
	佳木斯	130.20	46.50	11.02	11.22	4.16	13	146	1.13
	富锦	132.00	47.16	11.07	11.23	4.17	16	144	1.02
辽河	福德店	123.35	42.59	11.11	11.26	3.28	14	123	0.86
	铁岭	123.50	42.20	11.12	12.01	3.19	19	108	0.61
	巨流河	122.57	42.00	11.14	12.04	3.20	19	107	0.61
鸭绿江	十四道沟	127.55	41.26	11.01	12.01	4.04	22	124	0.98
	集安	126.10	41.06	11.30	12.22	3.22	23	90	0.82
永定河	芦沟桥	116.13	39.52	11.30	12.11	2.27	11	42	0.51
黄河	兰州	103.49	36.04	11.16	1.13	2.23	58	42	0.48
	石咀山	106.47	39.15	11.25	12.28	3.08	34	71	0.51
	包头	110.11	40.33	11.19	12.08	3.21	19	104	0.79
卫运河	德州	116.22	37.31	12.10	12.30	2.10	20	42	0.20
额尔齐斯河	布尔津	86.51	47.42	11.03	11.23	4.03	20	131	0.94
伊犁河	野马渡	81.40	43.37	11.27	—	—	99	0	—
昆马力克河	协合拉	79.37	41.43	11.20	—	—	97	0	—
叶尔羌河	卡群	76.54	37.59	11.03	—	—	86	0	—

4.5.8 桥梁冰压力荷载应根据《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60)4.3.11 确定。

条文说明

《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60)给出了冰对桩和墩产生的压力标准值。

4.5.9 桥梁工程上部结构的积雪荷载作用，应按表 4.5.9 基于重现期划分为五个水平。

表 4.5.9 桥梁工程结构积雪荷载作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
重现期(年)	10	20	50	100	300

条文说明

《建筑结构荷载规范》(GB 50009) 中规定了基本雪压, 对应的重现期为 50 年。本条文参考该规范, 按重现期制定了积雪荷载作用水平。

4.5.10 桥梁工程上部结构积冰作用应按覆冰厚度根据表 4.5.10 确定。

表 4.5.10 桥梁工程结构冰雪荷载作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
覆冰厚度(mm)	10	20	30	50	100

条文说明

《高耸结构设计标准》(GB 50135) 中规定了覆冰厚度及其相应取值。结合我国历史极端覆冰灾害记录, 如 2008 年南方冰雪灾害, 湖南电网导线结冰最大厚度达 70mm, 广东粤北地区也观测到 92.7mm 的记录; 2009 年华北暴雪, 强降雪导致导线最大覆冰厚度达到 70~80mm, 而杆塔上的最大覆冰厚度更是达到了 100mm; 在我国北方地区, 如新疆地区电线覆冰最大厚度一般在 21 至 66mm 之间。对于斜拉索、吊杆等风敏感构件而言, 其覆冰厚度可以参考电网导线、杆塔的覆冰厚度。因此, 本条文将覆冰厚度分为 5 级, 其中水平 5 对应 100mm, 在我国属于极其罕见的极端情况。

4.6 水毁作用

4.6.1 公路桥梁在洪水作用下的安全性评价应考虑如下影响因素:

1. 洪水对基础的冲刷作用;
2. 洪水对下部结构的静水压力作用;
3. 洪水对下部结构的动水压力作用;
4. 洪水携带的漂浮物、滚石等对下部结构的推力与冲击力作用。

4.6.2 桥梁工程结构的洪水作用, 其洪峰流量应按表 4.6.2 基于重现期划分为五个水平。

表 4.6.2 桥梁工程结构洪水作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
重现期(年)	25	50	100	300	500

条文说明

《公路工程技术标准》(JTG B01) 与《防洪标准》(GB50201) 均对设计洪水频率进行了规定。前者给出了洪水频率, 后者给出了重现期。两者规定基本一致,

其中重现期有 300 年、100 年、50 年与 25 年四种不同的水平。考虑到极端洪水作用的可能性，本条文增加了第五级作用水平，对应重现期为 500 年。

4.6.3 上部结构所受洪水水平作用力可根据下式计算：

$$F_L = \frac{1}{2} K A \rho V_m^2 \tag{4.6.3}$$

式中： K —— 桥梁阻水系数， $2.0 \leq K \leq 2.2$ ；
 A —— 桥梁在垂直于水流方向的投影面积；
 ρ —— 水流密度；
 V_m —— 梁体迎水面的水流平均流速。

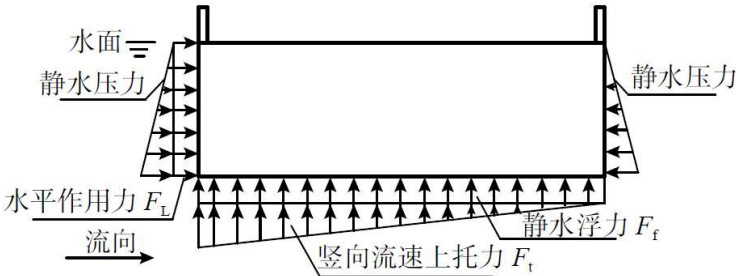


图 4.6.3 桥梁洪水作用力计算示意图

4.6.4 上部结构梁体底部的竖向上托力可根据下式计算：

$$F_t = \frac{1}{4} \eta B d \rho V_m^2 \tag{4.6.4}$$

式中： η —— 壅水系数，可根据表 4.6.4 确定；
 B —— 梁体底面宽度；
 d —— 垂直于洪水方向的梁体长度；
 ρ —— 水流密度。

表 4.6.4 壅水系数

河段特征	河滩路堤阻挡流量和设计流量的比值	η
河滩很小的山区河流	<11%	0.05
河滩较小的半山区河流	11%~30%	0.07
有中等河滩的平原河流	31%~50%	0.10
河滩较大的低洼地区河流	>50%	0.15

条文说明

壅水系数的计算较为复杂，这里采用了《铁路工程水文勘测设计规范》（TB10017）中的规定。

4.6.5 桥梁工程结构的漂浮物作用，其作用力应按表 4.6.5 基于漂浮物的迎水面积与计算过水面积之比划分为五个水平。

表 4.6.5 桥梁工程结构漂浮物作用力水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
漂浮物阻塞比	10%	20%	30%	40%	50%

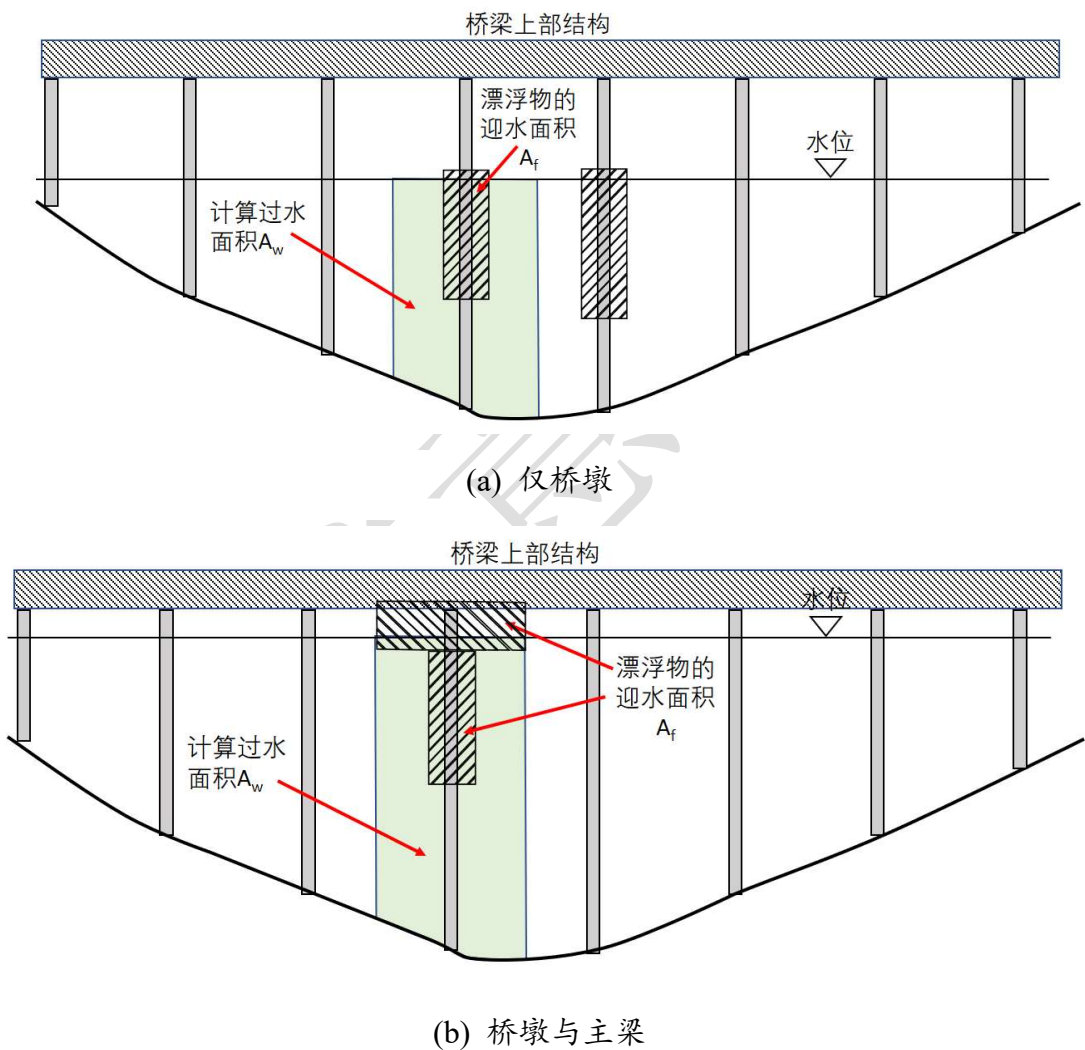


图 4.6.5 漂浮物阻塞比计算示意图

条文说明

漂浮物（如树木、垃圾、冰块等）对桥梁的作用主要包括撞击力、阻塞引起的水流阻力以及移动过程中的拖曳力。漂浮物堆积还会导致桥墩附近局部流速增大，加剧河床冲刷，严重时可能导致桥梁垮塌。漂浮物的作用力大小与其迎水面积和堆积长度密切相关。

4.6.6 漂浮物作用力可分为两部分，漂浮物带来的静水压力和动水压力，按下列方法确定：

1. 作用在结构上的漂浮物作用力 F_f 可按下式计算：

$$F_f = F_h + F_D \quad (4.6.6-1)$$

式中： F_h —— 水平静水压力，N；

F_D —— 水平动水压力，N。

2. 作用在结构上的漂浮物静水压力可按下式计算：

$$F_h = w(h_{cu}A_{hu} - h_{cd}A_{hd}) \quad (4.6.6-2)$$

式中： F_h —— 水平静水压力，N；

w —— 水的容重，9.81kN/m³；

h_{cu} —— 上游水面到面积 A_{hu} 重心的垂直距离，m；

A_{hu} —— 上游水面以下湿润碎屑堆积部分的垂直投影面积，m²；

h_{cd} —— 下游水面到面积 A_{hd} 重心的垂直距离，m；

A_{hd} —— 下游水面高程以下湿润碎屑堆积部分的垂直投影面积，m²。

3. 作用在结构上的漂浮物动水压力可按下式计算：

$$F_D = C_D w A_D \frac{(V_r)^2}{2g} \quad (4.6.6-3)$$

式中： F_D —— 水平动水压力，N；

C_D —— 阻力系数（桥墩可根据表 4.6.6-1 确定，上部结构可根据表 4.6.6-2 确定）；

A_D —— 基于上游水面高程并投影到与流动方向垂直的湿润碎屑面积，m²；

V_r —— 参考速度，m/s；

g —— 重力加速度，m/s²。

表 4.6.6-1 漂浮物作用下桥墩阻力系数

阻塞率B	Froude 数	阻力系数 C_D
$B < 0.36$	$F_r < 0.4$	$C_D = 1.8$
$B < 0.36$	$0.4 < F_r < 0.8$	$C_D = 2.6 - 2.0 F_r$
$0.36 < B < 0.77$	$F_r < 1$	$C_D = 3.1 - 3.6 B$
$B > 0.77$	$F_r < 1$	$C_D = 1.4 - 1.4 B$

表 4.6.6-2 漂浮物作用下上部结构阻力系数

阻塞率B	Froude 数	阻力系数 C_D
$B < 0.33$	$F_r < 0.4$	$C_D = 1.9$
$B < 0.33$	$0.4 < F_r < 0.8$	$C_D = 2.8 - 2.25 F_r$
$0.33 < B < 0.77$	$F_r < 1$	$C_D = 3.1 - 3.6 B$
$B > 0.77$	$F_r < 1$	$C_D = 1.4 - 1.4 B$

条文说明

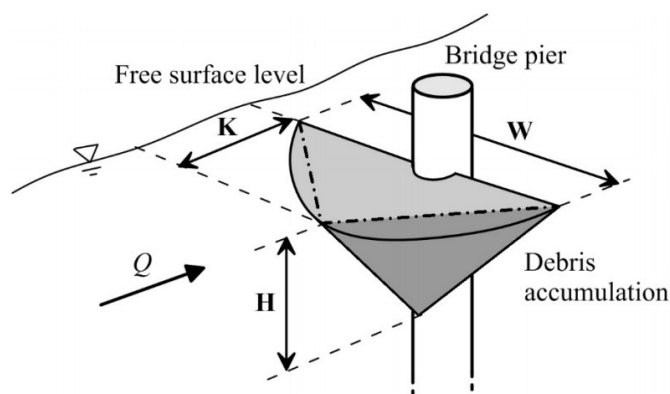


图 4-5 漂浮物形状示意图

阻塞率可按下式计算：

$$B = \frac{A_b}{A_b + A_c} \quad (4-1)$$

式中： B —— 阻塞率；

A_b —— 被漂浮物阻塞的桥梁收缩段横截面流动面积， m^2 ；

A_c —— 收缩段内未受阻的横截面流动面积， m^2 。

Froude 数可按下式计算：

$$F_r = \frac{V_r}{\sqrt{gY_c}} \quad (4-2)$$

式中： F_r —— Froude 数；

V_r —— 参考速度， m/s ；

Y_c —— 平均流动深度， m ；

参考速度 V_r 可按下面规则选取：(1) 如果由于漂浮物和桥梁构件导致的水道开口面积减少预计超过桥梁开口内整个湿润横截面流动面积的 30%，则参考速度取为桥梁开口收缩段的平均流速；(2) 如果由于漂浮物和桥梁构件导致的水道开口面积减少预计少于桥梁开口内整个横截面流动面积的 30%，则对于桥墩和上部结构上的全深度堵塞，参考速度取为桥墩及相关漂浮物影响范围外区域的最

大局部平均流速。对于上部结构上的漂浮物堆积，应使用通过上部结构下方的受限流速作为参考速度。

4.6.7 桥梁工程结构的波流力作用，应按表 4.6.7 基于重现期划分为五个水平。

表 4.6.7 桥梁工程结构波流力作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
重现期(年)	25	50	100	300	500

条文说明

波流力的计算影响因素很多，一般通过选取主墩、过渡墩以及典型引桥墩作为研究对象，根据桥位处设计波浪要素、水流要素、潮位要素，在考虑基础冲刷深度的影响基础之上，研究作用于基础上的波浪、水流力。《公路工程水文勘测设计规范》(JTG C30)中规定了多个水文要素的重现期，如设计波浪的重现期宜采用 100 年一遇。本条文结合相关规范确定了对应的波流力作用水平。

4.6.8 作用在桥墩结构上的水流作用应按《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60)确定。

4.6.9 小尺度桩柱的波浪力应根据 Morison 方程计算，对于孤立圆柱，波浪力可根据式(4.6.9)计算确定：

$$f_H = f_D + f_I = \frac{1}{2} C_D \rho A u |u| + C_M \rho V \frac{du}{dt} \quad (4.6.9)$$

式中：

- f_H —— 作用于直立柱体任意高度处单位长度上的波浪力；
- f_D —— 作用于直立柱体任意高度处单位长度上的拖拽力；
- f_I —— 作用于直立柱体任意高度处单位长度上的水平惯性力；
- C_D —— 拖拽力水动力系数；
- ρ —— 流体密度；
- A —— 单位长度柱体在波浪传播方向上的投影面积；
- u —— 波浪场水质点运动的水平速度分量；
- C_M —— 惯性力水动力系数；
- V —— 单位长度柱体体积。

条文说明

当 $D/L < 0.2$ (L 为波浪的波长) 时，可假定结构物的存在对波浪运动没有显著的影响，属于小尺度桩柱的情况。

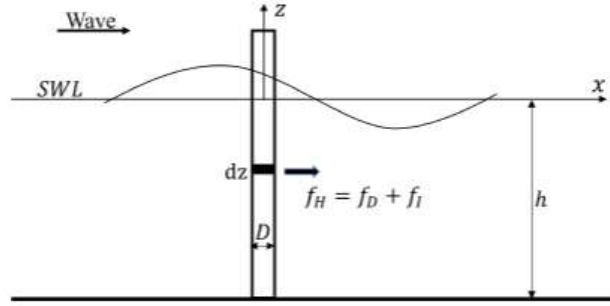


图 4-6 小尺度直立圆柱上波浪力示意图

4.6.10 对于孤立波，拖拽力水动力系数 C_D 和惯性力水动力系数 C_M 可按下列公式计算：

$$C_D = 0.77 + 0.143 \cos\left(a \frac{H}{d}\right) + 0.02 \sin\left(a \frac{H}{d}\right)$$

$$C_M = 1.638 + 0.052 \cos\left(b \frac{H}{d}\right) - 0.178 \sin\left(b \frac{H}{d}\right) + 0.093 \cos\left(2b \frac{H}{d}\right) - 0.078 \sin\left(2b \frac{H}{d}\right) \quad (4.6.10)$$

式中：

a	——	拟合得到的参数， $a = 15$ ；
b	——	拟合得到的参数， $b = 15.67$ ；
H	——	波高；
d	——	水深。

条文说明

本条文参考了发表于振动与冲击的学术论文成果《孤立波作用下圆柱桩波浪力计算方法研究》，本条文公式仅适用于孤立波及 $0.15 \leq H/d \leq 0.65$ 的条件。

4.6.11 大尺度桩柱的波浪力应根据数值模拟方法或现场实测结果确定。

条文说明

当 $D/L > 0.2$ （ L 为波浪的波长）时，应考虑波浪在传播过程中受到大尺度结构阻挡而产生的散射波。这种散射波和原来的入射波相互叠加会形成新的波浪场。若假定流体为有势运动，忽略流体的黏性，运用线性波理论可以求得墩柱上波浪力的解析解。但一般情况下，需要采用数值模拟方法得到。

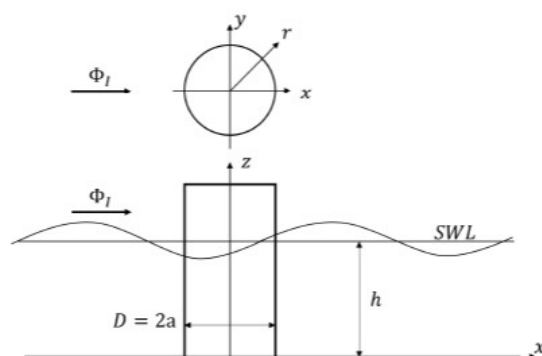


图 4-7 大尺度直立圆柱上波浪力示意图

4.6.12 群桩波浪力的计算需考虑如下因素：

1. 各桩上的波浪力峰值存在相位差；
2. 当桩列与波向垂直时，中间桩所受的波浪力大于单桩上所受的波浪力；
3. 当桩列平行于波向时，后排桩因受到前排桩的遮蔽，所受波浪力小于单桩所受的波浪力。

条文说明

波峰通过各桩的时间可能不同，各桩上的波浪力峰值存在相位差。计算整个群桩的最大水平总波浪力时不能简单地将单个桩的最大水平波浪力乘以桩数。这是因为各桩的最大水平波浪力并非同时出现。

此外，还需要考虑群桩效应，包括对应于条文中第 2、3 条的干扰效应和遮蔽效应。

4.6.13 群桩与承台复合结构的波浪力需考虑群桩和承台间的相互作用。

条文说明

当承台在静水面附近时，承台的存在对桩基周围的波动场存在严重的扰动，在承台下方会出现局部漩涡，使得水质点速度明显增大，因而桩基的波浪力会比没有承台时明显加大，此时计算桩基的波浪力应当考虑扰动后的波浪场。

4.6.14 由台风、温带气旋、寒潮大风、气压骤变等原因引起的桥梁工程结构风暴潮作用，其增水值应按表 4.6.14 基于重现期划分为五个水平。

表 4.6.14 桥梁工程结构风暴潮作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
重现期(年)	25	50	100	300	500

条文说明

风暴潮是由强烈大气扰动（如台风或温带气旋）引起的海面异常升高现象，具有破坏力强、来势猛的特点，常与天文大潮叠加导致严重潮灾。风暴潮的强度一般用带来的增水多少来划分，并分为 7 级，如表 4-3 所示。风暴潮作用水平可

以根据潮位统计结果,按重现期确定相应的水平。《公路工程水文勘测设计规范》(JTG C30)中规定,海湾地区桥梁设计水位宜采用重现期为 300 年一遇的高潮位。

表 4-3 风暴潮强度等级划分

级别	名称	增水(单位: cm)
0	轻风暴潮	30~50
1	小风暴潮	51~100
2	一般风暴潮	101~150
3	较大风暴潮	151~200
4	大风风暴潮	201~300
5	特大风暴潮	301~450
6	罕见特大风暴潮	450 以上

4.6.15 风暴潮作用应考虑下列桥梁的荷载作用:

1. 作用于桥墩、基础和承台的动水压力;
2. 作用于桥墩、基础及主梁的波浪力;
3. 作用于主梁底部的竖向浮力及波浪引起的上托力;
4. 作用与桥墩和主梁的漂浮物作用力;
5. 水位快速变化在基础底板底部形成的向上的水压力;
6. 结构振动产生的反向惯性力。

4.6.16 桥梁工程结构的冲刷作用应按表 4.6.16 基于桩基础冲刷深度或扩大基础冲空面积划分为五个水平。

表 4.6.16 桥梁工程结构冲刷作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
桩基础冲刷深度 h_s	$0.4h_{sd}$	$0.8h_{sd}$	$1.0h_{sd}$	$1.2h_{sd}$	$1.4h_{sd}$
扩大基础冲空面积占比 η_{sa}	2%	6%	10%	20%	40%

注: h_{sd} 表示设计冲刷深度。 η_{sa} 表示基础冲空面积占比, $\eta_{sa} = A_s/A_0$, A_s 表示基础底部被淘空的面积, A_0 表示基础水平投影底面积。

4.7 地质灾害作用

4.7.1 桥梁工程结构的单体落石作用, 基于单体落石能量应按表 4.7.1 划分为五个水平。

表 4.7.1 桥梁工程结构单体落石作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
滚石能量(kJ)	500	1000	2000	5000	10000

条文说明

单体落石的冲击作用水平受多个因素综合作用，包括落石的质量、速度、形状，同时也跟相应的地形、地貌等多个因素相关。本条文采用了落石作用的能量作为指标。图 4-8 中给出了不同质量的落石冲击能量与速度的关系图。倘若为 10000kg 的落石，相当于直径 1.22m 的圆球。彻底关大桥垮塌事故调查表明，击断桥墩的巨石重达 200 吨；2011 年西汉高速 3 座桥梁被山体松动落石飞落冲击，落石重量也高达 200 多吨。本条文综合了多方面因素，按照最大落石能量 10000kJ 和最小能量 500kJ 按照 5 等级进行了作用水平的划分。

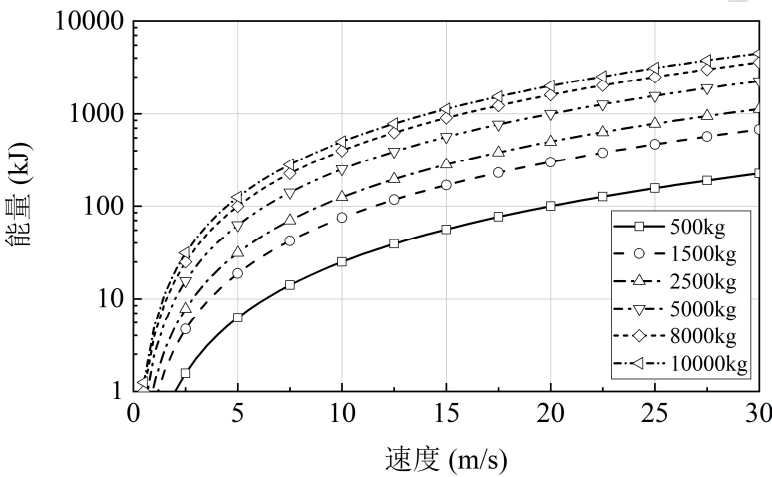


图 4-8 不同质量的落石冲击能量与速度关系图

4.7.2 桥梁工程结构的崩塌落石作用，基于崩塌落石规模应按表 4.7.2 划分为五个水平。

表 4.7.2 桥梁工程结构崩塌落石作用水平

作用水平	规模	特征及描述
水平 1	特小	单次失稳规模 $\leq 10\text{m}^3$ ，个别岩石块体失稳，失稳块石滚动、弹跳至桥梁
水平 2	小	单次失稳规模 >10 且 $\leq 100\text{m}^3$ ，个别岩石块体失稳，失稳块石滚动、弹跳至桥梁
水平 3	中等	单次失稳规模 >100 且 $\leq 1000\text{m}^3$ ，部分岩石块体失稳，失稳岩土体顺坡堆积于坡脚或路面
水平 4	大	单次失稳规模 >1000 且 $\leq 10000\text{m}^3$ ，部分岩石块体失稳，失稳岩土体顺坡堆积于坡脚或路面
水平 5	特大	单次失稳规模 $>10000\text{m}^3$ ，大规模岩石块体失稳，顺坡堆积

条文说明

崩塌落石是指陡坡上的岩体或土体在重力作用下突然脱离母体，经过下落、滚动、跳跃等运动后堆积在坡脚或沟谷的岩块或土块。其运动形式包括自由落体、沿坡滚动或滑动，最终形成无序堆积的倒石堆。

4.7.3 滚石的冲击力计算可按下述方法进行：

1. 采用定性、定量、或专家评价方法按表 4.7.3 开展滚石稳定性分析；
2. 开展滚石坡面运动分析获得滚石撞击速度；
3. 滚石的冲击力可通过物理试验或数值模拟方法获取。

表 4.7.3 滚石稳定性评价依据

失稳模式	滚石灾害稳定性		
	不稳定	基本稳定	稳定
滑移式	•边界条件清晰； •发育缓倾坡外结构面； •结构面张开或为软弱结构面，且基本贯通； •变形破坏迹象明显。	•边界条件较清晰； •发育缓倾坡外结构面； •结构面闭合但连通率较高； •有变形破坏现象。	•边界条件不清晰； •倾坡外结构面闭合； •结构面连通率不高； •变形破坏现象较轻，无新近变形破坏迹象。
倾倒式	•边界条件清晰； •后缘陡倾裂隙发育，根部裂隙发育或发育缓倾坡外结构面； •主控结构面基本贯通，后缘裂隙基本张开； •变性破坏迹象明显，岩体有向坡外移动趋势，周围有新的变形破坏迹象。	•边界条件较清晰； •后缘陡倾裂隙发育，根部有裂纹或发育缓倾坡外结构面； •主控结构面尚未贯通，后缘裂隙局部张开，滚石体重心尚在原位； •有一定的变形破坏迹象。	•边界条件不清晰； •后缘发育有陡倾闭合裂隙，根部尚未发育明显裂隙或缓倾坡外结构面； •主控结构面连通率较低，滚石体重心尚在原位； •变形破坏现象较轻，无新近变形破坏迹象。
坠落式	•边界条件清晰； •后缘发育有陡倾张开裂隙； •结构面基本贯通； •变性破坏迹象明显，岩体周围有新的变性破坏迹象。	•边界条件较清晰； •后缘发育有陡倾闭合裂隙； •主控结构面连通率较高，且局部张开； •新近变形破坏迹象不明显。	•边界条件不清晰； •后缘陡倾裂隙不发育； •主控结构面连通率较低； •无新近变形破坏迹象。

条文说明

滚石对桥梁结构的作用分析，首先需要得到滚石的冲击之前的运动速度。然而受地形、地貌、滚石形状等多种因素作用，冲击结构前的初始速度的计算非常复杂。一般可以通过滚石稳定性分析、运动分析来获取初始速度。图 4-9 则为垂直坠落的滚石的运动分析示意图；图 4-10(a)则为滚石运动仿真模拟得到的运动轨迹；图 4-10(b)则为典型滚石冲击结构的作用力时程。

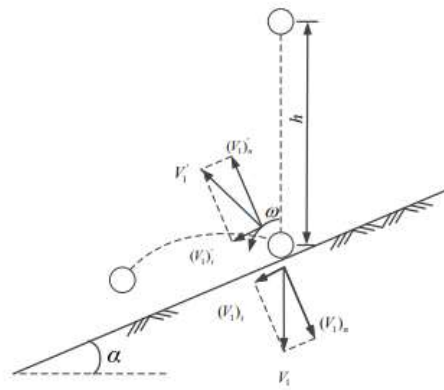


图 4-9 滚石在自由落体状态时的运动分析

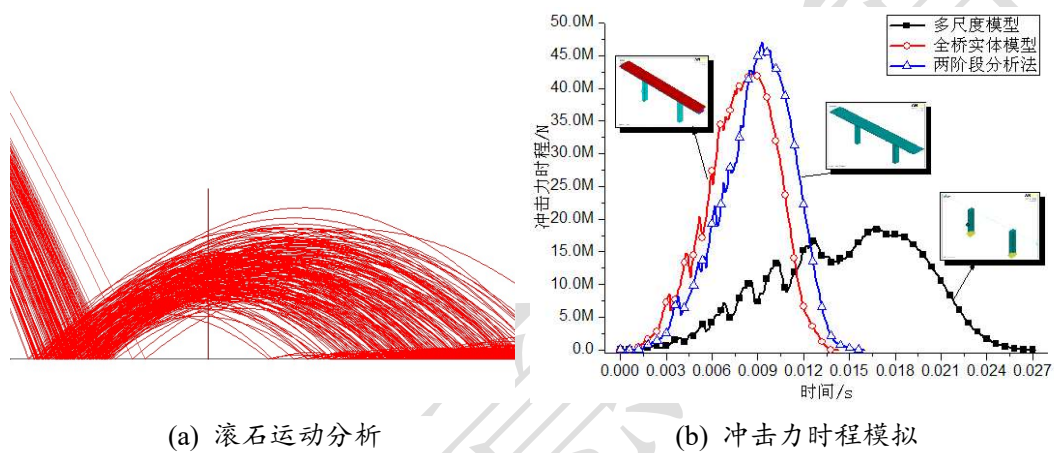


图 4-10 滚石作用于下冲击力的模拟

4.7.4 桥梁工程结构的滑坡作用，其滑坡力应按表 4.7.4 基于滑坡体积划分为五个水平。

表 4.7.4 桥梁工程结构滑坡作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
规模	微型	小型	中型	大型	巨型
滑坡体积 (m ³)	$\leq 1 \times 10^4$	$1 \times 10^4 \sim 4 \times 10^4$	$4 \times 10^4 \sim 3 \times 10^5$	$3 \times 10^5 \sim 1 \times 10^6$	$> 1 \times 10^6$

条文说明

本条文的制定参考了《公路滑坡设计规范》(JTG/T 3334) 以及《铁路工程不良地址勘探规程》(TB10027)，根据滑坡体积将滑坡作用分为五个水平。

4.7.5 桥梁工程结构的泥石流作用，应按表 4.7.5 基于泥石流一次冲出固体物质量或峰值流量划分为五个水平。

表 4.7.5 桥梁工程结构泥石流作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
规模	微型	小型	中型	大型	巨型
固体物质一次 最大冲出量 ($\times 10^4 \text{m}^3$)	<0.5	0.5~2	2~20	20~50	>50
峰值流量 (m^3/s)	<5	5~20	20~100	100~200	>200

条文说明

泥石流是指在山区或其他沟谷深壑、地形险峻地区，因暴雨、暴雪等自然灾害引发，携带有大量泥沙、石块的特殊洪流。其具有突然性、流速快、流量大、物质容量大和破坏力强等特点。一般可以根据最大冲出量或者峰值流量表述泥石流的大小。

4.8 冲击作用

4.8.1 桥梁工程结构的船撞作用，船舶撞击力应按表 4.8.1 基于船型和通航状况调查或通航论证资料分析得到的概率分位值划分为五个水平。

表 4.8.1 桥梁工程结构船舶撞击作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
概率分位值	25%	10%	5%	2%	1%

条文说明

概率-风险分析方法常用于确定设防代表船型。该方法可以考虑船舶、通航量、船舶事故等统计信息，理论基础比较系统和完善，一般情况下推荐采用此方法，特别是重要桥梁和宽阔水域的桥梁。《公路桥梁抗撞设计规范》(JTG/T 3360-02)将船撞重要性分为三个等级，当船撞重要性等级为 C1、C2 时，采用 5% 准则确定设防代表船型；当船撞重要性等级为 C3 时，采用 10% 准则确定设防代表船型。

4.8.2 船舶撞击力应综合考虑撞击速度、船舶载重吨位、排水量等影响因素，按式(4.8.2)所示的基本计算模型确定，必要时应通过数值模拟方法确定。

$$P_{\max} = 0.88\sqrt{DWT}(v/8)^{2/3}(D_{\text{act}}/D_{\max})^{1/3} \quad (4.8.2)$$

式中： $P_{\max}$ —— 船舶撞击力(MN)；
 DWT —— 船舶载重吨位(t)；
 v —— 船舶撞击速度(m/s)；
 D_{act} —— 撞击时船舶排水量；
 $D_{\max}$ —— 船舶满载排水量。

条文说明

在不同的规范中，船舶撞击力的计算公式在形式上有较大差别。

我国《公路桥梁抗撞设计规范》(JTG/T 3360-02) 中的计算公式为：

$$F = a \cdot \eta \cdot \gamma \cdot V \cdot [(1 + C_M) \cdot M]^{0.62}$$
$$\eta = \begin{cases} 1 - \exp\left(-\frac{\beta \cdot \Delta H}{H_s}\right) & \frac{\Delta H}{H_s} \leq 1.0 \\ 1 & \frac{\Delta H}{H_s} > 1.0 \end{cases}$$

$$\gamma = 1 - a_0 \left(\frac{1}{M}\right)^{b_0} \cdot (1 - \cos \theta)$$

我国《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002) 中的计算公式为：

$$F = \gamma v \sin \alpha \sqrt{\frac{W}{C_1 + C_2}}$$

欧洲规范的计算公式为：

$$P = v\sqrt{Km}$$

IABSE 推荐的公式为：

$$P_{\max} = 0.88\sqrt{DWT} \left(\frac{v}{8}\right)^{2/3} \left(\frac{D_s}{D}\right)^{1/3}$$

AASHTO 的计算公式为：

$$\bar{P}(t) = 0.88\sqrt{DWT} \pm 50\%$$

该公式经船速折减后，为：

$$\bar{P}(t) = 0.88\sqrt{DWT} \left(\frac{V}{16}\right) \pm 50\%$$

经过比较，发现 AASHTO 和 IABSE 的结果最大，国内规范推荐的公式计算结果较小。本条文偏安全地选取了 IABSE 推荐的公式。

4.8.3 桥梁工程结构的车辆撞击作用，基于撞击能量应按表 4.8.3 划分为五个水平。

表 4.8.3 桥梁工程结构车辆撞击作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
撞击能量 (kJ)	90	300	900	2800	9000

条文说明

根据《公路护栏安全性能评价标准》(JTGB05-01)的试验碰撞条件,车辆总质量范围 1.5t~55t,车速范围 40km/h~100km/h。通过分析,撞击能量范围为 92.592kJ~8965kJ。基于此,当 1.5 吨车辆以 40km/h 撞击时能量最小为 90kJ;当 55 吨车辆以 65km/h 撞击时能量最大为 9000kJ。在此基础上按照对数近似线性分出 5 级车辆撞击作用水平。

4.8.4 车辆与桥墩或主梁撞击时,撞击力时程应根据数值模拟结果确定,需考虑车型、车速和撞击角度的影响。

4.8.5 防撞限高架的汽车撞击力按式(4.8.5)计算,作用方向与行车方向一致,作用于横梁几何中心。

$$F = \frac{m|v_t - v_0|}{t} \quad (4.8.5)$$

式中: F —— 限高架的汽车撞击力;
 m —— 车辆质量;
 v_0 —— 撞击前车辆的运行速度;
 v_t —— 撞击后车辆的运行速度;
 t —— 车辆撞击限高架的时间。

条文说明

参考《公路交通安全设施设计规范》(JTGD81)。

4.8.6 超高车辆与主梁相撞时,应根据数值模拟结果建立汽车撞击力计算模型,需考虑车辆质量、初速度和车型的影响,可不考虑主梁断面形式、主梁断面宽度、主梁长度和主梁端部约束情况的影响。

条文说明

参考《超高车辆撞击桥梁上部结构研究-损坏机理与撞击荷载》。研究表明,主梁参数(包括断面形式、宽度、长度、端部约束)对撞击力时程的影响不显著,因此在建立撞击力模型时可不考虑。

与此相比,车辆参数对撞击力时程的影响非常显著。除了车辆质量和初始速度外,车型的影响也不可忽略。本条文中的超高车辆包括厢式车、自卸车和罐车三种车辆。研究表明,自卸车的撞击力最大,罐车次之,厢式车最小。

4.8.7 车辆作用于护栏的最大横向力按照式(4.8.7)计算。

$$F_H = \frac{mv_0^2 \sin^2 \theta}{2[c(\sin \theta) + b(\cos \theta - 1) + z]} \quad (4.8.7)$$

式中: F_H —— 车辆作用在护栏的最大横向力;

- m —— 车辆质量；
 v_0 —— 撞击前车辆的运行速度；
 θ —— 车辆的碰撞角；
 c —— 车辆重心至前保险杠的距离；
 b —— 车辆宽度；
 z —— 护栏的横向变形，对混凝土护栏取 $z = 0$ ，金属护栏取 $z = 0.3 \sim 0.6\text{m}$ 。

条文说明

参考《公路交通安全设施设计规范》(JTG D81)。

4.8.8 桥梁工程结构的重物坠落作用，基于坠物质量、坠落高度与冲击能量应按表 4.8.8 划分为五个水平。

表 4.8.8 桥梁工程结构重物坠落作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
重物质量(kg)	1000	2000	5000	10000	20000
坠落高度(m)	3	3	3	2	1.5
坠落冲击能量(kJ)	30	60	150	200	300

条文说明

本条文所涉及的重物坠落特指车辆运载过程中货物的坠落。重物坠落事故可能引起公路桥梁的桥面系、双层车道的破坏。本条文考虑运输货物的单体重量、物体离桥面高度，综合分析后划分了作用水平。

4.9 车致火灾与爆炸作用

4.9.1 桥梁工程结构的车致火灾作用，应按表 4.9.1 基于火源平面尺寸、最大热释放速率与最长燃烧时间划分为五个水平。

表 4.9.1 桥梁工程结构车致火灾作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
火源平面尺寸(m)	1.5×4.0	2.5×8.0	4.0×12.0	7.0×12.0	10.4×12.0
最大热释放速率(MW)	10	40	100	200	300
最长燃烧时间(min)	45	90	90	120	120

条文说明

本条文制定时根据车辆类型确定了相应的火源平面尺寸、最大热释放速率以及最长燃烧时间。车致火灾的五个作用水平分别对应小型车辆火灾、客车及中型货车火灾、普通油罐车火灾、以及重载货车及大型油罐车火灾。

4.9.2 车致火灾作用评价参数可按下列方式确定:

1. 车致火灾燃烧时间宜结合相关管理部门的应急预案组织策略及当地的消防救援能力等因素综合确定。

2. 火焰高度可按下列规定确定:

(1) 火焰上方无构造物遮挡时, 当火焰燃烧时间为 0.5h 时, 火焰高度可取 5m, 当火焰燃烧时间为 2.0h 时, 火焰高度可取 40m, 中间可通过线性插值确定火焰高度;

(2) 当(1)中的高度范围内有构造物遮挡时, 火焰高度宜取下层桥面或路面与上方构造物之间的距离。

3. 考虑风作用时, 车致火灾的火焰倾角可按式确定:

(1) 对 1~2 级作用水平的火灾, 可取:

$$\theta = \begin{cases} 0^\circ, & 0 \leq \mu_w < 0.9 \text{ m/s} \\ \arccos\left(\frac{1}{\sqrt{1.11\mu_w}}\right), & \mu_w \geq 0.9 \text{ m/s} \end{cases} \quad (4.9.2-1)$$

(2) 对 3~4 级作用水平的火灾, 可取:

$$\theta = \begin{cases} 0^\circ, & 0 \leq \mu_w < 2.0 \text{ m/s} \\ \arccos\left(\frac{1}{\sqrt{0.50\mu_w}}\right), & \mu_w \geq 2.0 \text{ m/s} \end{cases} \quad (4.9.2-2)$$

式中: θ —— 风作用导致的火焰倾角(°)。

4.9.3 桥梁工程结构的堆积物火灾作用, 应按表 4.9.3 基于火灾持续时间划分为五个水平, 相应升温曲线的选择宜按下列原则确定:

1. 对于以纤维类可燃物为主的火灾, 火灾升温曲线宜按下式确定:

$$T_g = 20 + 345 \log(8t + 1) \quad (4.9.3-1)$$

式中: t —— 火灾持续时间(min);

T_g —— 火灾发展到 t 时刻的热烟气平均温度(°C)。

2. 对于以烃类可燃物为主的火灾, 火灾升温曲线宜按下式确定:

$$T_g = 20 + 1080 \times (1 - 0.325e^{-t/6} - 0.675e^{-2.5t}) \quad (4.9.3-2)$$

3. 当能确定堆积物火灾荷载、可燃物类型及其分布、几何特征等参数时, 火灾升温曲线宜按其它有可靠依据的火灾模型和数值模拟分析确定。

表 4.9.3 桥梁工程结构堆积物火灾作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
燃烧时间(min)	30	60	90	120	150

4.9.4 桥梁工程结构车致爆炸作用，其冲击力应按表 4.9.4 基于等效 TNT 当量划分为五个水平。

表 4.9.4 桥梁工程结构车致爆炸作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
等效 TNT 当量(kg)	50	250	500	2000	10000

条文说明

等效 TNT 当量是除 TNT（三硝基甲苯）炸药以外的炸药按释放能量相等的原则转化为 TNT 炸药的质量。桥梁工程结构的爆炸作用水平的分级兼顾了常规通行车辆的油箱爆炸、一般危化品运输车辆事故产生的爆炸、以及油罐车事故产生的爆炸作用。其中水平 1 相当于挂车 200 升油箱产生爆炸；水平 2 相当于 1000 升液化气爆炸；水平 3 相当于 2000 升液化气爆炸或运输 5 吨烟花爆竹车辆的爆炸；水平 4 相当于 8000 升液化气爆炸；水平 5 相当于 40000 升液化气爆炸。

4.9.5 车致爆炸事故作用下空气冲击波作用范围内任一点的典型压力-时间曲线按下式确定：

$$P_I = P_s(1 - \frac{t}{t_+})e^{-b\frac{t}{t_+}} \tag{4.9.5}$$

式中： P_I —— 冲击超压(MPa)；
 P_s —— 冲击峰值(MPa)；
 t —— 冲击波作用时间(s)；
 t_+ —— 正压作用时间(s)；
 b —— 常数，一般取 1~5。

条文说明

在爆炸冲击波到达空间某一点后，该点压力突增至超压峰值，而后随时间逐渐降低，在一段时间中形成负压，即小于环境压力，最后又逐渐升回环境压力。结构抗爆研究中可以简化处理，忽略负压作用，仅考虑正压作用。

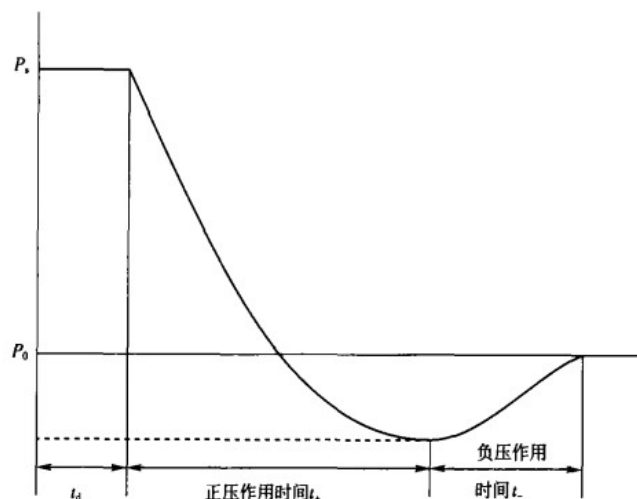


图 4-11 爆炸冲击波超压随时间衰减图

4.9.6 车致爆炸事故作用下冲击波超压峰值按下式确定：

$$P_{Im} = \frac{0.0851}{Z} + \frac{0.2735775}{Z^2} + \frac{0.709275}{Z^3}, 1 \leq Z \leq 10 \quad (4.9.6)$$

式中： Z —— 比例距离($\text{m}/\text{kg}^{1/3}$), $Z = R/\sqrt[3]{W}$;
 R —— 爆距(m);
 W —— 等效炸药 TNT 当量(kg)。

4.9.7 对于方形截面和圆形截面的钢筋混凝土立柱，爆炸冲量衰减经验公式如下：

$$\zeta_s = 0.013 \frac{R}{D} + 0.49 \quad (4.9.7-1)$$

$$\zeta_c = 0.019 \frac{R}{D} + 0.39 \quad (4.9.7-2)$$

式中： ζ_s —— 方形截面冲量衰减系数;
 ζ_c —— 圆形截面冲量衰减系数;
 R —— 与爆炸点的空间距离;
 D —— 截面直径或朝向爆炸点边缘的宽度。

4.10 突变作用

4.10.1 桥梁工程结构的吊杆、斜拉索突然失效所引起的突变作用，应按表

4.10.1 基于失效构件的数量与模式划分为五个水平。

表 4.10.1 桥梁工程结构吊杆、斜拉索突然失效突变作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
失效数量	1	2	2	3	3 及以上
失效模式	单侧 1 根	双侧， 每侧 1 根	单侧 2 根	双侧，一侧 1 根 一侧 2 根	单侧 3 根，或总 数量大于 3 根

条文说明

大跨径缆索承重桥梁由于构件的腐蚀疲劳、或者受到极端火灾、撞击作用等原因，会出现部分构件突然失效的情况。如广州海印大桥、济南黄河大桥出现了拉索断裂或使用寿命严重缩短的情况。部分构件失效可能产生结构连锁失效反应，甚至导致桥梁的整体垮塌，出现这种情况说明结构冗余度不足。结构设计与运营过程中需要关注此类失效现象。

4.10.2 桥梁工程结构的支承体系功能突然变化引起的突变作用，应按表 4.10.2 基于自由度数改变量划分为五个水平。

表 4.10.2 桥梁工程结构支撑体系突然失效突变作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
自由度数改变量	1	2	3	4	≥ 5

条文说明

桥梁工程结构的支承体系包括支座、弹性索、连接阻尼器等。由于桥梁的长期运营支承体系功能会出现变化，从而对结构体系性能产生影响。如滑动支座退化变成固定支座、弹性索性能退化失效等都属于支承体系功能发生变化。

4.10.3 桥梁工程结构的基础不均匀竖向或水平变位作用，应按表 4.10.3 基于基础不均匀变位值划分为五个水平。

表 4.10.3 桥梁工程结构基础不均匀变位作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
基础不均匀变位值	$0.6\delta_d$	$0.8\delta_d$	$1.0\delta_d$	$1.5\delta_d$	$2.0\delta_d$

注： δ_d 为基础不均匀变位设计值。

4.11 渐变作用

4.11.1 桥梁工程结构的淤积作用，其作用力应按表 4.11.1 基于淤积覆盖层厚度划分为五个水平。

表 4.11.1 桥梁工程结构淤积作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
淤积厚度(m)	1.0	2.0	4.0	6.0	10.0

条文说明

处于河道冲淤反复作用下桥梁工程结构，如果淤积作用起主导时，会在下部结构及其附近区域产生淤积。淤积作用形成的覆盖物会对下部结构产生附加的土压力、桩基摩阻力，甚至会引起桥梁工程结构的不均匀沉降变形，并产生安全性问题。本条文在对杭州湾、上海黄浦江入海口等多处河床淤积厚度充分调研的基础上进行了五级水平的划分。

4.11.2 桥梁工程结构混凝土构件的碳化作用，应按表 4.11.2 基于相对碳化深度划分为四个水平。

表 4.11.2 桥梁工程结构混凝土构件碳化作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4
相对碳化深度 (X/X_c)	$X/X_c \leq 0.4$	$0.4 < X/X_c \leq 0.7$	$0.7 < X/X_c \leq 1.0$	$X/X_c > 1.0$

注： X 和 X_c 分别为混凝土的碳化深度(mm)和保护层厚度(mm)。

4.11.3 桥梁工程结构混凝土构件的氯盐侵蚀作用，应按表 4.11.3 基于相对氯盐侵蚀深度划分为四个水平。

表 4.11.3 桥梁工程结构氯盐侵蚀作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4
相对氯盐侵蚀深度 (X_r/X_c)	$X_r/X_c \leq 0.4$	$0.4 < X_r/X_c \leq 0.7$	$0.7 < X_r/X_c \leq 1.0$	$X_r/X_c > 1.0$

注： X_r 和 X_c 分别为混凝土的氯盐侵蚀深度(mm)和保护层厚度(mm)。

4.11.4 桥梁工程结构混凝土构件的冻融循环作用，应按表 4.11.4 基于混凝土构件表面剥落率、平均剥落深度和最大剥落深度划分为四个水平。

表 4.11.4 桥梁工程结构混凝土冻融循环作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4
一般构件	$\alpha_{FT} < 1\%$ 且 $d_{FT, avg}/X_c < 10\%$ 且 $d_{FT, max}/X_c < 15\%$	$1\% \leq \alpha_{FT} \leq 3\%$ 或 $10\% \leq d_{FT, avg}/X_c \leq 30\%$ 或 $15\% \leq d_{FT, max}/X_c \leq 50\%$	$3\% < \alpha_{FT} \leq 5\%$ 或 $30\% < d_{FT, avg}/X_c \leq 50\%$ 或 $50\% < d_{FT, max}/X_c \leq 75\%$	$\alpha_{FT} > 5\%$ 或 $d_{FT, avg}/X_c > 50\%$ 或 $d_{FT, max}/X_c > 75\%$
薄壁构件	$\alpha_{FT} < 1\%$ 且 $d_{FT, avg}/X_c < 10\%$ 且 $d_{FT, max}/X_c < 10\%$	$1\% \leq \alpha_{FT} \leq 3\%$ 或 $d_{FT, avg}/X_c < 10\%$ 或 $d_{FT, max}/X_c < 10\%$	$3\% < \alpha_{FT} \leq 5\%$ 或 $d_{FT, avg}/X_c < 10\%$ 或 $d_{FT, max}/X_c < 10\%$	$\alpha_{FT} > 5\%$ 或 $d_{FT, avg}/X_c \geq 10\%$ 或 $d_{FT, max}/X_c \geq 10\%$

注： α_{FT} 为混凝土表面剥落率； $d_{FT, avg}$ 为平均剥落深度(mm)； $d_{FT, max}$ 为最大剥落深度(mm)； X_c 为混凝土保护层厚度(mm)。

条文说明

理论和试验研究表明,混凝土冻融循环过程主要受温度、温差和饱水度的影响,所造成的结果包括:强度降低、弹性模量降低、冻胀开裂和表面剥落等。现行规范主要采用两类指标来表征混凝土冻融循环作用水平,即环境类和结果类。其中,《公路工程混凝土结构耐久性设计规范》(JTG/T3310)采用了最冷月平均气温、日温差和混凝土饱水度三个环境类指标;《混凝土结构耐久性设计标准》(GB/T50476)采用了最冷月平均气温和混凝土饱水度两个环境类指标;而《既有混凝土结构耐久性评定标准》(GB/T51355)采用了混凝土构件表面剥落率、平均剥落深度和最大剥落深度三个结果类指标。

选用环境类指标的方法实际上是对地理位置进行了区划,更适用于新建结构的耐久性设计。而既有结构的评估更重视混凝土冻融循环对结构的影响,因此本规范参考了《既有混凝土结构耐久性评定标准》(GB/T51355)。

4.11.5 桥梁工程结构混凝土构件的硫酸盐腐蚀作用,应按表 4.11.5 基于相对硫酸盐腐蚀深度划分为四个水平。

表 4.11.5 桥梁工程结构硫酸盐腐蚀环境作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4
相对硫酸盐腐蚀深度 X_s/X_c	$X_s/X_c \leq 0.4$	$0.4 < X_s/X_c \leq 0.7$	$0.7 < X_s/X_c \leq 1.0$	$X_s/X_c > 1.0$

注: X_s 和 X_c 分别为硫酸盐腐蚀深度(mm)和混凝土保护层厚度(mm);

条文说明

与混凝土冻融循环过程类似,现行规范主要采用环境类和结果类指标来表征硫酸盐腐蚀环境作用水平。其中,《公路工程混凝土结构耐久性设计规范》(JTG/T3310)采用的是水体中的硫酸盐浓度。而《既有混凝土结构耐久性评定标准》(GB/T51355)着眼于硫酸盐腐蚀对构件剩余使用寿命的影响,并通过耐久性裕度系数来表征作用水平。本规范参考了《既有混凝土结构耐久性评定标准》(GB/T51355),采用了相对硫酸盐腐蚀深度表征硫酸盐腐蚀环境作用水平。

4.11.6 桥梁工程结构混凝土构件的磨蚀作用,应按表 4.11.6 基于相对磨蚀深度划分为四个水平。

表 4.11.6 桥梁工程结构混凝土构件的磨蚀作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4
相对磨蚀深度 X_a/X_c	$X_a/X_c \leq 0.2$ 钢筋或骨料无暴露	$0.2 < X_a/X_c \leq 0.6$ 部分区域骨料外露	$0.6 < X_a/X_c \leq 1.0$ 钢筋部分暴露	$X_a/X_c > 1.0$ 钢筋完全暴露

注: X_a 和 X_c 分别为磨蚀深度(mm)和混凝土保护层厚度(mm)。

4.11.7 桥梁工程结构钢筋混凝土构件的钢筋锈蚀作用,应按表 4.11.7 基于钢筋锈蚀电流密度划分为四个水平。

表 4.11.7 桥梁工程结构钢筋锈蚀作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4
钢筋锈蚀电流密度 $i_{\text{corr}}(\mu\text{A}/\text{cm}^2)$	$i_{\text{corr}} \leq 0.2$	$0.2 < i_{\text{corr}} \leq 0.5$	$0.5 < i_{\text{corr}} \leq 1.0$	$i_{\text{corr}} > 1.0$

条文说明

钢筋开始锈蚀之后，在钢筋表面会形成阴极和阳极，并分别发生电化学反应。根据法拉第定律，可以建立电流密度与钢筋锈蚀质量（锈蚀深度）之间的关系。因此，可以使用电流密度作为指标来表征钢筋锈蚀的速率。表中的分级参考了相关文献中的推荐阈值。

4.11.8 桥梁工程钢构件锈蚀作用，应按表 4.11.8 基于锈蚀程度划分为四个水平。

表 4.11.8 桥梁工程钢构件锈蚀作用水平

作用水平		水平 1	水平 2	水平 3	水平 4
钢构件	锈蚀表面积比	2%	5%	10%	15%
	锈蚀穿孔数目	1	2	4	6
主缆	截面最大损失率 η_c	2%	5%	10%	15%
吊杆	截面最大损失率 η_c	5%	10%	20%	30%
	点蚀最大深度(mm)	0.1	0.2	0.5	1.0
斜拉索	截面最大损失率 η_c	5%	10%	15%	20%

表中：

$$\eta_c = \frac{A_{\text{ave}} + A_{\text{pit}}}{A} \times 100\% \quad (4.11.8)$$

式中： A —— 原截面面积(mm^2)；
 A_{ave} —— 最薄弱截面处因均匀腐蚀而减少的截面积(mm^2)；
 A_{pit} —— 最薄弱截面处因点蚀坑而减少的截面积(mm^2)。

4.11.9 车辆作用下桥梁工程结构钢构件疲劳作用，应表 4.11.9 基于疲劳裂缝长度按划分为五个水平。

表 4.11.9 桥梁工程结构钢构件疲劳作用水平

作用水平		水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
裂缝长度 (mm)	钢梁桥焊缝裂缝	3	5	10	20	50
	钢梁桥构件裂缝	1	3	5	10	20
	钢箱梁裂缝	10	50	100	500	1000

4.12 邻近作用

4.12.1 桥梁工程结构的邻近填方作用及邻近挖方作用，应按表 4.12.1 基于填方或挖方作业点边缘与桥梁基础的水平净距离划分为五个水平。

表 4.12.1 桥梁工程结构邻近填土及挖方作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
距离 $L(\text{m})$	$L > 200$	$100 < L \leq 200$	$50 < L \leq 100$	$25 < L \leq 50$	$L \leq 25$

注： L 为填方和挖方作业点边缘与桥梁基础的水平净距离，如图 4.12.1 所示。

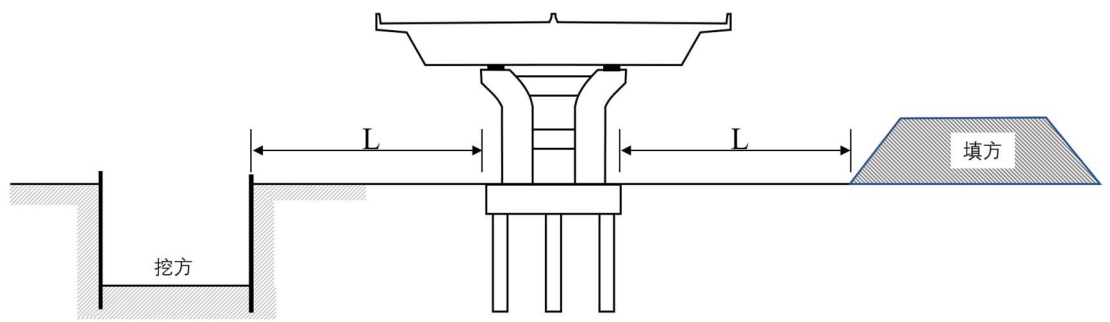


图 4.12.1 桥梁工程结构邻近填方挖方作用水平距离示意图

条文说明

在桥梁邻近区域存在填土及挖方行为对桥梁的安全性能影响很大。一方面，填土及挖方作用可能引起桩周土发生水平位移，导致桩身挠曲、水平变形、桩身弯矩增大，甚至造成上部结构产生偏移不能正常使用。另一方面，填土及挖方引起桥墩周围土体的固结沉降变形会造成不均匀沉降，对全桥安全性能产生较大影响。多项研究成果表明，当填方和挖方作业点与桥梁基础的水平净距离超过 200m 时，产生的效应对桥梁工程结构影响很小；当距离处于 50m 范围以内时，其效应越来越明显。本条文根据相关研究成果，以该距离作为划分作用水平的依据。

4.12.2 桥梁工程结构的堆物作用，应按表 4.12.2 与图 4.12.2 基于堆物与桥梁工程结构基础的水平距离划分为五个水平。

表 4.12.2 桥梁工程结构的堆载作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
距离 $L(\text{m})$	$L > 200$	$100 < L \leq 200$	$50 < L \leq 100$	$25 < L \leq 50$	$L \leq 25$

注： L 为堆物边缘与承台边缘的水平净距离，如图 4.12.2 所示。

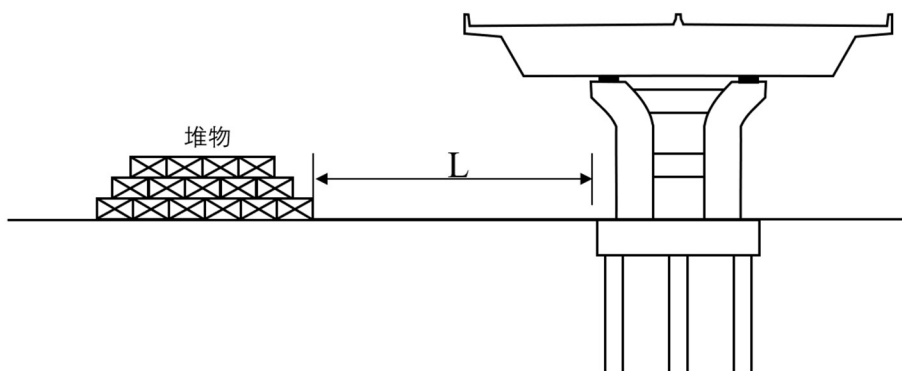


图 4.12.2 桥梁工程结构与堆载作用水平距离示意图

条文说明

桥梁工程结构邻近的堆物（如堆土等）会对桥梁地基的稳定性产生影响，并使得桥梁的基础产生附加内力和变形，严重的情况下会对下部基础产生损伤。本条文在调研多个研究文献后总结出，当距离小于 25m 时，堆积物对桥梁下部基础的影响会明显增加；当距离越来越远，堆积物的影响逐渐减弱。本条文根据距离确定了堆载作用水平。

4.12.3 桥梁工程结构的河道采砂作用，应按表 4.12.3 与图 4.12.3 基于作业点与工程结构的最小水平距离划分为五个水平。

表 4.12.3 桥梁工程结构的河道采砂作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
上游水平距离 L_u (m)	1000	800	500	400	300
下游水平距离 L_d (m)	4000	3000	2000	1000	500

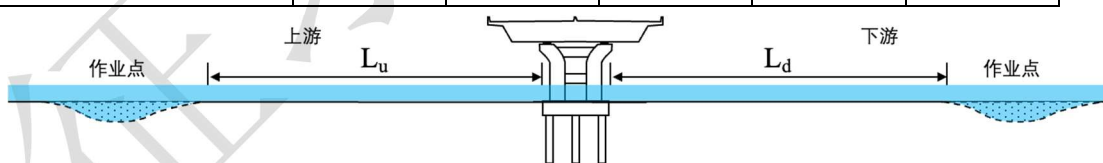


图 4.12.3 河道采砂作用最小水平距离定义示意图

条文说明

河道采砂会造成河势变化，改变了桥梁的运行条件，从而影响了结构的稳定性。2004 年成都三渡水大桥垮塌的主要原因即为过度采砂。国务院《公路安全保护条例》(中华人民共和国国务院令第 593 号)规定，将特大桥跨越的河道上游 500 米、下游 3000 米，大桥跨越的河道上游 500 米、下游 2000 米，中小桥跨越的河道上游 500 米、下游 1000 米范围设置为禁止开采区。本条文的制定参考了保护条例的距离。

河道采砂作用对桥梁工程的最大影响在于改变了河道状况，从而使得河床冲刷产生变化。为此可以根据采砂现状，对河床的冲刷和河道演变进行预测和分析，并预测结果进一步评价对桥梁工程结构的安全性影响。

4.12.4 桥梁工程结构的河道清淤作用，应按表 4.12.4 基于按作业点与工程结构的最小水平距离划分为五个水平。

表 4.12.4 桥梁结构的河道清淤作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
距离 $L(\text{m})$	$L>200$	$100<L\leq 200$	$50<L\leq 100$	$25<L\leq 50$	$L\leq 25$

条文说明

河道清淤是开发航道，增加和维护航道尺度的主要手段之一。疏浚开挖引起的土体移动会导致桥梁桩基础产生位移和弯矩，从而对桥梁整体的安全性产生影响，这种作用的影响在软土地区更加明显。清淤的深度、范围以及清淤的施工开挖的速率对桥梁基础的影响也明显不同。本条文根据作业点距离确定了清淤作用水平的分级。

4.12.5 桥梁工程结构邻近工程结构施工作用，应按表 4.12.5 与图 4.12.5 基于施工作业范围与桥梁的水平距离划分为五个水平。

表 4.12.5 桥梁工程结构的邻近工程结构施工作用水平

作用水平	水平 1	水平 2	水平 3	水平 4	水平 5
施工作业范围与桥梁的水平距离 L	$L>5B$	$3B<L\leq 5B$	$2B<L\leq 3B$	$B<L\leq 2B$	$L\leq B$

注： L 是指施工作业空间边缘与桥梁中心线之间的水平距离； B 指桥梁工程结构平面投影宽度。

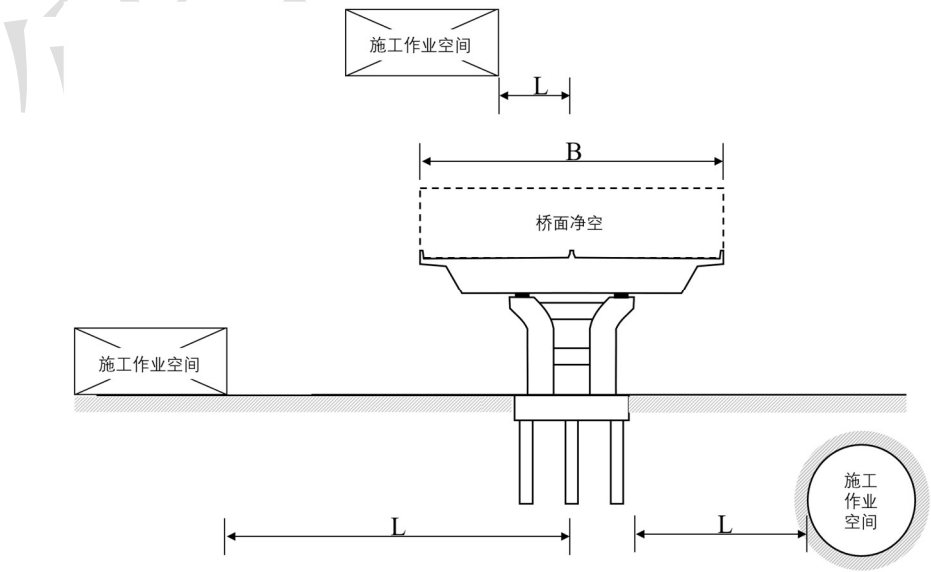


图 4.12.5 邻近工程结构施工作用水平分级水平距离示意图

4.13 致灾作用组合模式

4.13.1 桥梁工程结构进行安全性评价时，应根据致灾作用的物理机理、时空关联性 & 结构效应特征，确定致灾作用组合模式。

4.13.2 致灾作用组合模式的确定，应首先识别并确定对结构安全性起决定性作用的主导致灾作用，并以此为基础，分析其与其他致灾作用之间的相互关系。

4.13.3 当主导致灾作用与其他致灾作用在时空上无重叠或关联性较弱，且无确凿证据表明存在显著的因果或耦合关系时，应采用单独作用模式。

4.13.4 当主导致灾作用与其他致灾作用在时空上共存或重叠，且彼此相互作用导致其综合效应大于各作用单独效应之和、或发生本质变化时，应采用耦合作用模式。

4.13.5 当主导致灾作用与其他致灾作用存在明确的因果关联，即前者直接引发或显著加剧后者时，应采用链式作用模式。

4.13.6 当主导致灾作用与其他致灾作用同时存在耦合与链式多重关联，致灾过程呈现多因素交织、多阶段演化的复杂特征时，应采用复合作用模式。

条文说明 4.13.1~4.13.6

本系列条文规定了在安全性评价中如何科学合理地确定需要验算的致灾作用组合模式，其核心是从传统的“单一作用”思维向考虑多因素交织的“耦合、链式及复合作用”思维转变。

在结构的全寿命周期内，结构可能同时或相继遭受多种致灾作用的侵袭。这些作用之间并非孤立存在，而是存在复杂的时空关联与物理耦合效应，甚至呈现多因素交织、多阶段演化的特征。例如，地震作用可能引发边坡滑坡，形成链式关联；洪水及其引起的对桥墩冲刷，形成耦合关联；更为复杂的情形是，地震诱发滑坡后，滑坡体堵塞河道形成堰塞湖，进而引发溃坝洪水对下游桥梁造成冲击，形成复合关联。安全性评价工作需深入分析致灾原因及其作用机理。

4.13.7 桥梁工程结构的致灾作用组合模式应根据致灾作用的关联特征按表 4.13.7 确定。

表 4.13.7 致灾作用组合模式分类及特征

组合模式	核心特征	典型场景示例
单独作用模式	致灾作用之间在时空上无重叠，或关联性弱，彼此独立。	冲刷与地震；材料劣化与船撞；温度作用与车辆荷载

耦合作用模式	两种及以上致灾作用同时发生，且相互作用、相互影响，其综合效应大于各自效应之和。	强风、波浪与水流；洪水与漂浮物；火灾与爆炸
链式作用模式	一种致灾作用触发另一种或多种致灾作用，形成具有明确时序因果关系的灾害链。	地震引发海啸；地震诱发滑坡进而撞击结构
复合作用模式	兼具耦合与链式特征的多重关联，致灾过程呈现多因素交织、多阶段演化。	台风引发风暴潮，进而导致洪水与波浪耦合作用

4.13.8 致灾作用组合模式的确定宜按下列流程进行：

1. 根据桥梁所处环境、运营条件和可能遭遇的风险，识别所有相关的致灾作用；
2. 根据致灾作用发生的可能性、强度及对结构安全的潜在影响，确定主导致灾作用；
3. 确定除主导作用外，其他可能参与组合的致灾作用；
4. 分析主导致灾作用与其他致灾作用之间是否存在耦合关系或链式关系；
5. 根据分析结果，按本规范第 4.13.3 条至第 4.13.6 条的规定，选定最符合实际情况的致灾作用组合模式。

条文说明

本条文给出了致灾作用组合模式确定的通用流程，旨在为评价人员提供规范化的操作步骤。其中，“主导致灾作用”是指在安全性评价中对灾害形成、发展及致灾过程起决定性影响的致灾作用，其应基于致灾作用的发生概率、强度以及对结构安全影响的严重程度综合判定。表 4-4 给出了典型致灾作用组合模式。

表 4-4 典型致灾作用组合模式

序号	主导致灾作用	作用组合模式	其他致灾作用
1	地震	单独作用模式	车辆、温度、风、材料劣化、基础状态渐变
2	地震	链式作用模式	地震引发海啸、滑坡、滚石或泥石流
3	地震	复合作用模式	地震诱发滑坡堵塞河道形成堰塞湖，进而引发洪水与漂浮物
4	风	单独作用模式	车辆、温度、冰雪、材料劣化、基础状态渐变
5	风	耦合作用模式	波浪与水流
6	极端车辆	单独作用模式	温度、风、材料劣化、基础状态渐变
7	洪水	耦合作用模式	漂浮物与冲刷
8	洪水	耦合作用模式	冰荷载
9	风暴潮	耦合作用模式	洪水与波浪
10	地质灾害	单独作用模式	车辆、温度、材料劣化、基础状态渐变
11	地质灾害	链式作用模式	滑坡引发基础状态渐变
12	船舶撞击	单独作用模式	车辆、温度、风、材料劣化、基础状态渐变、冲刷
13	车辆撞击	单独作用模式	车辆、温度、风、材料劣化、基础状态渐变

14	车辆撞击	链式作用模式	车辆撞击引发火灾或重物坠落
15	火灾或爆炸	单独作用模式	车辆、温度、材料劣化、基础状态渐变
16	火灾或爆炸	耦合作用模式	火灾与爆炸
17	火灾或爆炸	链式作用模式	火灾或爆炸引发构件突然失效

条文说明

本条文旨在通过典型场景示例，为评价人员在实际操作中选择组合模式提供参考。表中“其他致灾作用”的列示并不意味着必须全部纳入组合，而应根据桥梁具体情况和致灾作用之间的实际关联性，决定是否纳入组合以及采用何种组合模式。例如，以地震为主导的单独作用模式中，材料劣化和基础状态渐变虽然可能与地震同时存在，但彼此无显著相互作用，可分别独立考虑；但在链式作用模式中，地震引发滑坡后，滑坡作用与基础状态渐变构成明确的因果关系，则应采用链式作用模式组合评价。

5 车辆作用下结构安全性评价

5.1 一般规定

5.1.1 桥梁工程结构或构件应根据使用环境、使用条件及结构状态变化,进行不同车辆作用水平下的承载安全性和使用安全性评价。

5.1.2 桥梁运营条件发生下列变化时,应开展车辆作用下结构安全性评价:

1. 技术状况评定等级降至 3 类及以下;
2. 主要承重构件出现明显病害发展;
3. 通行荷载等级较原设计提高;
4. 结构体系经加固改造后发生改变;
5. 基础出现不均匀沉降或冲刷深度超限。

5.1.3 对于下列情况的桥梁应进行超限车辆荷载下的结构安全性评价:

1. 有大件或超限车辆通行的可能性;
2. 有多次大件或超限车辆通行的记录;
3. 独柱墩梁桥、弯桥或斜交角大于 30° 的斜梁桥;
4. 小间距双支承大悬臂整体式箱梁桥;
5. 有特殊车辆通行的桥梁。

条文说明

单点支承独柱墩梁桥是一种特殊类型的桥梁结构。它通常只在一个点上进行支承,采用独柱墩作为支撑结构。这种桥梁的设计和建设需要特别注意结构的稳定性和安全性。由于单点支承独柱墩梁桥只有一个支承点,所以它对地基的要求较高,需要确保地基的承载能力和稳定性。同时,在桥梁的设计过程中,要充分考虑桥梁的重量分布、荷载作用以及自然环境因素(如风力、地震等)对结构的影响。针对这种桥梁,进行车辆作用下的结构安全性评价尤为重要。在评价过程中,需要综合考虑桥梁的结构特点、材料性能、荷载情况以及环境因素等,对桥梁在车辆荷载作用下的受力性能、变形情况以及稳定性进行全面的分析和评估。

小间距双支承大悬臂整体式箱梁桥的设计特点在于其小间距双支承结构以及大悬臂整体式箱梁。与单点支承独柱墩梁桥相比,这种桥梁虽然有双支承结构,但由于支承间距较小以及大悬臂的结构特点,仍然需要特别关注此类桥梁的稳定性和安全性。

5.1.4 桥梁工程结构或构件应进行不同车辆作用水平下的承载安全性和使用安全性评价。

5.2 损伤及失效模式

5.2.1 独柱墩单支座桥梁、上部结构采用大悬臂整体式箱梁、下部结构采用板式墩双支座或支座间距较小，特别是上部结构为钢结构或组合结构桥梁，应考虑超限车辆作用下抗倾覆安全，并应考虑下列失效模式：

1. 车辆荷载及致灾作用组合下的倾覆力矩大于自重等效效应下的抗倾覆力矩；
2. 桥墩支座发生脱空；
3. 桥墩支座发生过大转动。

5.2.2 当采用抗倾覆力矩评价抗倾覆稳定安全时，稳定安全系数 λ_t 应根据式(5.2.2)计算确定。

$$\lambda_t = \frac{M_R}{M_O} \quad (5.2.2)$$

其中，稳定力矩按下式计算：

$$M_R = \sum R_{Gki} l_i + \sum R_{Gk0} l_0$$

倾覆力矩按下式计算：

$$M_O = \sum R_{Qki} l_i$$

式中： R_{Gki} —— 永久作用下，第*i*个桥墩处失效支座的支反力，按标准值组合取值；

l_i —— 第*i*个桥墩处失效支座与有效支座的支座中心间距；

R_{Gk0} —— 永久作用下，中间独柱墩处失效支座的支反力，按标准值组合取值；

l_0 —— 临界倾覆转动轴线到支座边缘的距离， $l_0 = d - 2h$ ， d 和 h 分别为支座的直径和高度；

R_{Qki} —— 可变作用下，第*i*个桥墩处失效支座的支反力，按标准值组合取值，汽车荷载效应（考虑冲击）按各失效支座对应的最不利布置形式取值。

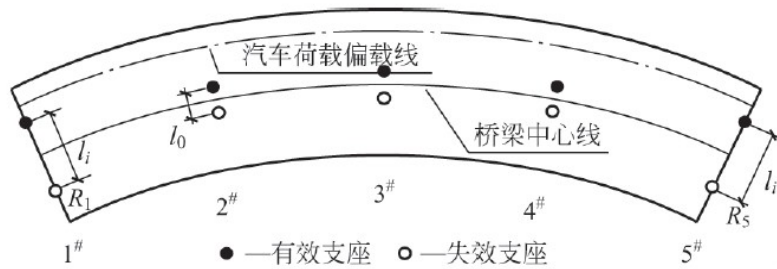


图 5.2.2 考虑梁体自重和变形体转动的计算图示

条文说明

研究表明，独柱墩梁桥的倾覆破坏过程存在三个阶段：(1) 上部结构围绕轴线发生变形体转动；(2) 上部结构围绕倾覆轴线的刚体转动；(3) 上部结构滑动。目前的计算模型可划分为基于刚体转动和变形体转动的两种类型。其中，基于刚体转动的计算模型大多数时候会高估梁桥的极限抗倾覆承载力，且当存在多个中间独柱墩时，最不利倾覆轴线的确定非常复杂，因此不再使用。本条文参考了新版《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362) 以及近几年其他学者的研究成果，考虑了梁体自重对抗倾覆作用的贡献，并列出了相应的计算公式。

5.2.3 小间距双支承的大悬臂整体式箱梁桥的抗倾覆稳定系数可参考 5.2.2 条计算，可认为每个支承对应一个支座。

条文说明

对于小间距双支承的大悬臂整体式箱梁桥，可以认为每个支承对应一个支座，从而在计算抗倾覆稳定系数时，可采用与图 5.2.2 相同的计算图示。

5.2.4 车辆作用下整体式截面简支梁和连续梁的抗倾覆损伤度按表 5.2.4 确定承载安全损伤等级。

$$D_{\lambda t} = \frac{\lambda_t}{2.5} \quad (5.2.4)$$

表 5.2.4 车辆作用下桥梁抗倾覆损伤度等级

抗倾覆损伤度	损伤程度描述	等级
$D_{\lambda t} \geq 1.0$	无明显损伤	DC1
$0.9 \leq D_{\lambda t} < 1.0$	轻微损伤	DC2
$0.8 \leq D_{\lambda t} < 0.9$	中度损伤	DC3
$0.6 \leq D_{\lambda t} < 0.8$	严重损伤	DC4
$D_{\lambda t} < 0.6$	重度损伤	DC5

5.2.5 对橡胶支座支撑的梁桥，应在考虑支座变形的基础上进行抗倾覆安全性评价。

5.2.6 钢结构桥梁及钢-混组合结构桥梁应进行疲劳损伤评价，并考虑下列失效模式：

1. 焊接细节处的疲劳裂缝开展；
2. 螺栓连接处的松动或剪切破坏；
3. 应力集中区域的累积损伤。

5.2.7 弯桥及斜交角大于 30° 的斜梁桥在车辆作用下，应考虑下列附加失效模式：

-
1. 主梁的弯扭耦合效应导致的内力重分布；
 2. 内外侧支座反力差异过大引发的支座脱空或超载破坏；
 3. 主梁横向位移及扭转引起的支座剪切变形超限。

5.2.8 大跨径缆索承重桥梁在极端车辆荷载作用下，应考虑下列失效模式：

1. 斜拉索或吊杆索力超限引发的疲劳或断裂；
2. 主梁挠度过大导致的线形改变及伸缩缝功能失效；
3. 索塔受力状态改变引发的局部屈曲或失稳。

5.2.9 对于技术状况评定为 3 类及以下的桥梁，车辆作用下的损伤及失效模式评价应在常规评价基础上，重点考虑下列因素：

1. 既有病害在车辆荷载作用下的加速发展；
2. 结构刚度退化导致的动力响应放大；
3. 材料劣化对承载能力的削弱。

5.2.10 当车辆作用与冰雪作用、强风作用存在时空耦合时，应采用耦合作用模式进行组合评价。

5.2.11 以车辆作用为主导致灾作用时，应根据桥梁实际条件考虑温度作用、风作用、材料劣化作用及基础状态渐变作用等其他致灾作用。

5.3 车辆作用下安全性评价流程

5.3.1 当开展超限车辆作用下结构安全性评价时，评价流程包括：

1. 确定超限车辆荷载特征及通行交通管制情况；
2. 调查桥梁结构技术状况等级；
3. 确定应考虑荷载及其组合；
4. 明确结构损伤及失效模式；
5. 确定结构损伤度及功能可恢复性等级；
6. 确定结构安全性等级。

5.3.2 当开展极端车辆作用下结构安全性评价时，评价流程包括：

1. 收集桥梁通行车辆荷载统计特性；
2. 通过随机车流荷载作用下构件荷载效应分析确定安全性评价荷载；
3. 确定桥梁结构技术状况等级；
4. 确定应考虑荷载及其组合；
5. 明确结构损伤及失效模式；
6. 确定结构损伤度及功能可恢复性等级；
7. 确定结构安全性等级。

6 极端人群作用安全性评价

6.1 一般规定

6.1.1 公路桥梁在下列情况下应进行桥梁工程结构的安全性评价：

1. 预期大型活动将产生极端人流的桥梁；
2. 有大型观景平台且设计允许行人驻留的桥梁。

条文说明

与城市桥梁或专用人行桥不同，在用公路桥梁通常不会频繁出现极端人群荷载作用场景，但由于其承担较为重要的公路交通通行功能，因此仍应在偶然极端人群荷载作用场景下进行桥梁安全性评价。

常见的公路桥梁极端人群荷载作用场景如大型集会人群聚集场所、大型竞赛通行路线、承担灾区疏散流通功能的公路桥梁在受灾人群大量撤离疏散时等。

6.1.2 公路桥梁在极端人群荷载作用下的安全性评价内容应包含人群静力荷载效应安全性评价与人群动力荷载效应安全性评价两部分。

条文说明

人群静力效应主要指由于大量人群在桥面聚集产生的重力效应，其可能会超过结构承载力而对在用公路桥梁产生结构性损伤或破坏。

人群动力效应主要指由于人群随机或整齐运动对桥梁产生的动力荷载作用，其可能会与桥梁处于特定范围内的敏感振型产生共振，造成响应的放大，影响桥梁结构安全性与行人通行舒适性。

6.1.3 在用公路桥梁在极端人群荷载作用下的安全性评价应检验桥梁的刚度、强度、稳定性、振动舒适性等性能。

6.2 损伤及失效模式

6.2.1 极端人群荷载应作为可变荷载按现行《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60）参与和其他荷载作用各类组合。

条文说明

现行《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60）4.1.5 条与 4.1.6 条对各类荷载作用在不同极限状态下的组合规则做了详细规定，在用公路桥梁的极端人群荷载作用的静力效应部分，应作为可变作用中的人群荷载，在特定场景下参与与其他作用（如温度作用）的组合。

6.2.2 极端人群作用下桥梁的失效模式应考虑极端人群聚集场景（如大型集会、体育赛事等）下的荷载空间不均匀分布效应。

6.2.3 与极端人群荷载进行组合时，温度荷载效应应符合下列规定：

1. 应根据人群通行场景下的温度特征确定整体升降温荷载及其效应。
2. 对梯度温度效应敏感的桥梁，还应考虑梯度荷载效应；当人群通行避开下午高温时段时，可不考虑梯度荷载效应。

条文说明

对于超静定结构体系桥梁，人群通行时的结构温度一般不是合拢温度，因此整体升降温荷载及其效应需要考虑。另外，大量实测数据表明，桥梁截面温度分布不均匀程度最高一般发生在太阳辐射最强的下午 13:00~15:00，钢桥、组合梁桥等结构梯度温度效应相较于混凝土结构更加突出，因此对于此类结构也需要考虑梯度荷载效应。

6.2.4 与极端人群荷载进行组合时，应根据桥位环境考虑与风作用、材料劣化作用及基础状态渐变作用组合。

6.2.5 桥梁的自振频率及相应的振型宜采用有限元方法计算，桥梁结构有限元模型的建立应与结构刚度特征相匹配、约束条件相适宜、质量与质量惯性矩分布相一致，并在大跨径悬索桥、斜拉桥及拱桥的动力特性分析时考虑结构几何非线性影响。

6.2.6 极端人群作用下桥梁结构的静力性能应评价结构的整体与局部稳定性、构件的强度等性能指标。

6.2.7 极端人群作用下的桥梁结构动力性能应检验行人位置处桥梁的竖向和侧向加速度响应，竖向及侧向加速度峰值应根据有限元计算结果或实桥行人荷载试验确定。

6.2.8 受极端人群荷载作用的在用公路桥梁结构按人致振动舒适性确定使用安全损伤状态时，宜根据振动加速度峰值分为五级，如表 6.2.8 所示。

表 6.2.8 桥梁工程结构人致共振舒适性的使用安全损伤程度等级

竖向加速度峰值 (m/s^2)	侧向加速度峰值 (m/s^2)	损伤程度描述	等级
<0.3	<0.1	无明显损伤	DS1
0.3~0.8	0.1~0.3	轻微损伤	DS2
0.8~1.5	0.3~0.6	中度损伤	DS3
1.5~2.5	0.6~0.9	严重损伤	DS4
>2.5	>0.9	重度损伤	DS5

6.3 极端人群作用下安全性评价流程

6.3.1 当开展极端人群作用下结构安全性评价时，评价流程包括：

1. 确定极端人群荷载作用水平和荷载的分布形式；
2. 获取桥梁结构技术状况；
3. 确定应考虑荷载及其组合；
4. 明确极端人群静力作用下损失及失效模式；
5. 明确极端人群动力作用下损伤及失效模式；
6. 确定结构损伤度及功能可恢复性等级；
7. 确定结构安全性等级。

7 地震作用下结构安全性评价

7.0.1 对于下列情况的公路桥梁应进行地震作用安全性评价：

1. 桥址区地震动峰值加速度或地震基本烈度经复核后高于原设计采用值；
2. 桥址区周边 10km 范围内新发现活动断裂，或现有断裂被重新评估为具备发震能力；
3. 桥梁遭遇地震作用，且桥址区实测地震动参数超过设计取值；
4. 桥梁遭遇地震作用后，出现可观测的结构损伤、变形或支座移位；
5. 桥梁主要承重构件存在严重劣化、损伤或缺陷，可能影响其抗震性能；
6. 桥梁技术状况评定等级降至 3 类及以下；
7. 桥梁结构体系发生改变，影响原抗震体系；
8. 桥梁基础周围地基条件发生显著变化；
9. 经灾损事态评估后需要进行抗震安全性评价时。

7.0.2 地震作用下的桥梁工程结构承载安全性评价应考虑如下损伤及失效模式：

1. 桥梁及构件的倒塌或开裂；
2. 支座及附属设施的失效；
3. 梁的断裂或弯曲；
4. 桥梁基础的液化；
5. 其他需要考虑的损失及失效模式。

条文说明

地震可能导致桥梁的支撑墩柱倒塌或开裂，这是最严重的结构失效模式之一。支座的失效可能导致桥梁结构不稳定或产生不均匀的沉降，影响承载能力。地震可能导致梁段的断裂或弯曲，影响结构的承载能力和稳定性。地震时，桥梁基础的土壤可能发生液化，导致桥梁下沉或倾斜。

7.0.3 地震作用下的基础和桥墩按极限承载能力状况确定承载安全损伤状态时，宜根据 3.3 条确定损伤程度等级。其中，实际极限承载能力宜通过数值模拟方法确定，应充分考虑地震作用下构件截面面积、支承条件等参数的变化。

7.0.4 地震作用下的公路桥梁结构安全性评价涉及的计算分析可参考《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01)和《公路桥梁抗震性能评价细则》(JTG/T 2231-02)。中小跨径桥梁地震作用下的使用安全损伤指标及程度等级可根据表 7.0.4 进行确定：

表 7.0.4 地震作用下的公路桥梁使用安全损伤指标及程度等级

损伤指标					损伤程度描述	等级
桥墩位移延性系数 μ_{Δ}	桥墩曲率延性系数 μ_{φ}	板式橡胶支座位移延性系数	挡块位移 (cm)	桥台位移 (cm)		
<2.25	<1.0	<1.0	<0.10	<0.30	无明显损伤	DS1
2.25~2.90	1.0~2.21	1.0~1.5	0.10~1.33	0.30~1.10	轻微损伤	DS2
2.90~4.60	2.21~5.4	1.5~2.22	1.33~5.3	1.10~3.50	中度损伤	DS3
4.60~5.0	5.4~11.12	2.22~3.33	5.3~9.60	3.50~10	严重损伤	DS4
≥ 5.0	≥ 11.12	≥ 3.33	≥ 9.60	≥ 10	重度损伤	DS5

注：表中损伤程度等级按程度最严重的确定。

7.0.5 地震作用下的公路桥梁结构安全性评价宜考虑下列致灾作用组合模式：

1. 以地震作用为主导作用的单独灾害组合模式；
2. 以地震与滑坡、地震与滚石等为主导的链式灾害组合模式。

7.0.6 地震作用下的公路桥梁结构安全性评价，应根据地震与其它致灾作用的时空关联性，按下列原则确定致灾作用组合模式：

1. 以地震作用为主导作用，与车辆作用、温度作用、风作用、材料劣化作用、基础状态渐变作用等无显著耦合或链式关联时，应采用灾害单独作用模式；
2. 地震作用同时引发波浪作用、冲刷作用、液化等次生灾害时，应采用灾害耦合作用模式；
3. 地震作用触发滑坡、滚石、泥石流、海啸、支撑体系突然变化等次生灾害时，应采用灾害链式作用模式；
4. 地震作用引发的次生灾害进一步触发其他灾害（如滑坡堵塞河道形成堰塞湖进而引发洪水），且洪水与波浪等存在耦合时，应采用灾害复合作用模式。

8 风作用下结构安全性评价

8.1 一般规定

8.1.1 当桥梁桥址区出现下列情况之一时，应进行抗风安全性评价：

1. 发生或即将发生的风速超出桥梁设计基本风速；
2. 桥位周边地形地貌出现显著改变。

8.1.2 当桥梁结构或构件状态发生下列变化之一时，应进行抗风安全性评价：

1. 桥梁结构刚度、阻尼比出现显著变化；
2. 桥梁结构或构件外形出现显著变化；
3. 桥梁养护过程中增设显著影响气动外形的临时设施；
4. 桥梁技术状况评定等级降至 3 类及以下，且风作用可能加速病害发展。

8.1.3 当桥梁出现下列风致响应异常情况时，应进行抗风安全性评价：

1. 桥梁结构或构件已发生显著的风致振动；
2. 桥梁结构或构件已发生风致损伤或事故；
3. 长期监测数据显示风致响应幅值呈持续增大趋势。

8.1.4 下列类型的桥梁应定期进行抗风安全性评价：

1. 位于抗风风险区域 R1（基本风速 $\geq 32.6\text{m/s}$ ）的桥梁；
2. 主跨跨径大于 800m 的斜拉桥或大于 1200m 的悬索桥；
3. 桥址区地形复杂（峡谷、山口、跨海等）的桥梁；
4. 采用新型结构体系或气动外形的桥梁。

8.1.5 下列在用公路桥梁应进行风致行车安全性评价：

1. 桥面频繁发生风致行车安全事故；
2. 因桥址环境改变使得行车风环境发生改变。

8.1.6 经专项评估认定风作用可能对结构安全产生显著影响的，应进行抗风安全性评价。

条文说明

《公路桥梁抗风设计规范》（JTG/T 3360-01）针对新建桥梁的抗风结构安全提供了较为完整的评价方法和流程。然后针对在役桥梁，常忽视外界环境、内部因素等边界条件的变化对结构抗风性能产生的影响。2020 年 5 月份虎门大桥涡激共振，则是由于施工维护的水马通长布置，使得主梁产生了不利的涡激共振。本条文给出了典型的 7 种可能使得结构抗风性能产生显著变化的条件。图 8-1 为几种由于条件变化而产生结构或构件抗风性能变化的典型案例。

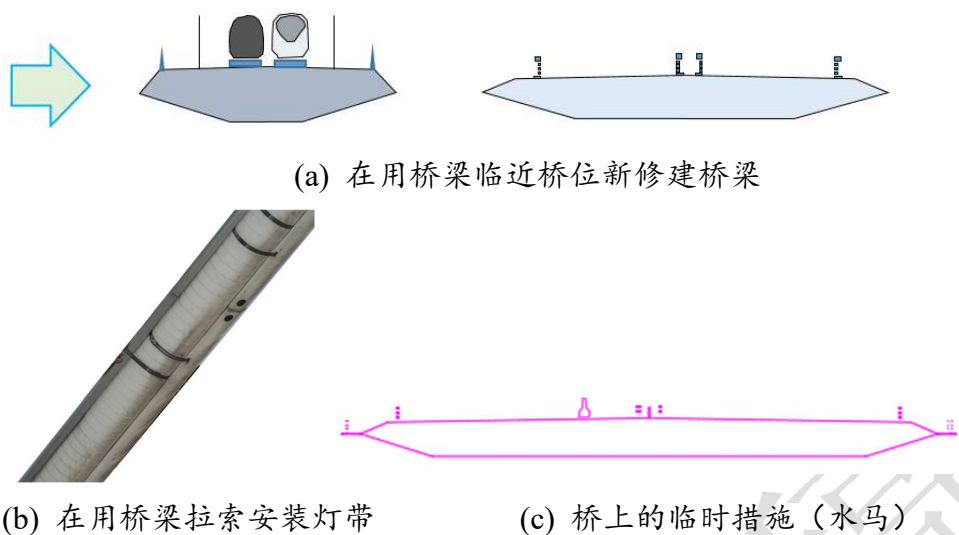


图 8-1 由于条件变化而产生结构或构件抗风性能变化的典型案例

8.2 损伤及失效模式

8.2.1 在用桥梁开展涡激共振、抖振作用下结构安全性评价时，应结合实际紊流风参数统计数据评价风致振动。

条文说明

桥梁的涡激共振与抖振响应与紊流风参数有较强的相关性。一般而言，紊流度越大、桥梁涡激共振响应越小、抖振响应越大。

8.2.2 在用桥梁进行风致行车安全性评价可利用以下方式确定桥面风环境：

1. 采用虚拟风洞试验方法获取桥面风环境；
2. 利用风观测或风速监测数据统计桥面风环境特征。

8.2.3 风作用下的公路桥梁结构抗风承载能力与抗风正常使用能力评价应根据现行《公路桥梁抗风设计规范》（JTG/T 3360-01）执行。

8.2.4 风作用下的桥梁工程结构承载安全性评价应考虑如下损伤及失效模式：

表 8.2.4 风作用下公路桥梁结构和构件的承载安全损伤及失效模式

结构或构件	失效模式	损伤模式
桥梁主梁	颤振	颤振引起构件损伤
桥梁主梁	静力失稳	结构整体性失稳
桥梁主梁	静风失稳	结构整体性失稳
桥梁各构件	抖振	抖振引起结构损伤
主梁、桥塔、拉索、吊索	驰振、尾流驰振	驰振引起构件损伤

8.2.5 风作用下的桥梁工程结构使用安全性评价应考虑如下损伤及失效模式：

表 8.2.5 风作用下公路桥梁结构和构件的使用安全损伤及失效模式

结构、构件或使用对象	失效模式	损伤模式
主梁、桥塔等构件	涡激共振	涡激共振舒适性不足
主梁、桥塔等构件	抖振	抖振舒适性不足
拉索、吊索	风雨激振、涡激共振等	振动引起疲劳失效

8.2.6 在用桥梁抗风承载安全性评价，可按抗风承载能力损伤程度按表 8.2.6 确定承载安全损伤程度等级。

表 8.2.6 桥梁或构件抗风承载能力损伤程度等级

D_c	损伤程度描述	等级
≥ 1.0	无明显损伤	DC1
0.95~1.0	轻微损伤	DC2
0.90~0.95	中度损伤	DC3
0.80~0.90	严重损伤	DC4
≤ 0.8	重度损伤	DC5

表中：

$$D_c = \frac{U_c}{[U_c]} \quad (8.2.6)$$

式中： U_c —— 在用桥梁实际抗风承载能力临界风速 (m/s)；
 $[U_c]$ —— 桥梁抗风承载能力检验风速，主要指颤振检验风速、驰振检验风速等，应根据现行《公路桥梁抗风设计规范》(JTG/T 3360-01) 确定。

8.2.7 经历涡激共振事件的在用公路桥梁，应根据振动频率、阻尼比等实际结构参数开展桥梁结构抗风性能风洞试验，按表 8.2.7 确定涡激共振使用安全损伤程度等级。

表 8.2.7 桥梁涡激共振的使用安全损伤程度等级

竖向振动振幅(cm)	竖向振动加速度(m/s ²)	损伤程度描述	等级
≤ 15	≤ 0.4	没有明显影响	DS1
15~25	0.4~0.8	有轻度影响	DS2
25~35	0.8~1.5	有强烈影响	DS3
35~50	1.5~2.5	难以承受	DS4
≥ 50	≥ 2.5	无法承受	DS5

注：竖向振动振幅和加速度等级，当两个等级不一致时，按损伤等级高的指标确定。

条文说明

涡激共振引起的舒适性一般通过加速度响应来表征，近年来随着桥梁跨径的增大，涡激共振引起的行车视距变小也逐渐成为了舒适性评价的一个指标，因此本条文提出了加速度作为评价舒适度表征指标，而利用振动振幅作为行车视距的表征指标。

8.2.8 风致行车安全事故多发的在用桥梁应根据现行《公路桥梁抗风设计规范》（JTG/T 3360-01）开展风致行车安全性评价，并按桥梁风致通行安全指数 λ_{us} 根据表 8.2.8 确定使用安全损伤状态等级。

$$\lambda_{us} = \frac{U_s}{U_m} \quad (8.2.8)$$

式中： U_s —— 设计车速下桥面交通工具安全通行对应桥面等高度桥外风速(m/s)；
 U_m —— 桥梁路面交通工具安全通行设计风速(m/s)；当缺乏资料时，可按 25m/s 确定。

表 8.2.8 桥梁风致通行安全等级

损伤程度等级		λ_{us}
DS1	无明显损伤	≥ 1.0
DS2	轻微损伤	0.8~1.0
DS3	中度损伤	0.6~0.8
DS4	严重损伤	0.4~0.6
DS5	重度损伤	≤ 0.4

8.2.9 以风作用为主导致灾作用时，应按灾害单独作用模式进行组合评价，并因根据桥梁实际情况考虑车辆作用、温度作用、冰雪作用、材料劣化作用、基础状态渐变作用。

8.2.10 当风作用与波浪作用、水流作用、冰雪作用存在时空耦合时，应采用耦合作用模式进行组合评价。

9 极端温度及冰雪作用安全性评价

9.1 一般规定

9.1.1 公路桥梁存在下列情况之一时，应进行极端温度作用下的结构安全性评价：

1. 桥址区出现或即将出现超出设计的极端高温或极端低温；
2. 桥梁结构采用对温度敏感的材料或体系，包括钢结构、组合结构及大跨径超静定结构；
3. 桥梁支座、伸缩缝等关键连接构件已出现与温度相关的病害或性能退化；
4. 桥梁经加固改造后，结构体系或约束条件发生改变，温度效应重分布；
5. 既有桥梁未按现行规范进行温度作用设计，或原设计温度取值与现行标准差异较大；
6. 桥梁技术状况评定等级降至 3 类及以下，且极端温度作用可能加速病害发展。

9.1.2 公路桥梁存在下列情况之一时，应进行极端冰雪作用下的结构安全性评价：

1. 桥面、吊杆、斜拉索等构件出现积雪或覆冰现象；
2. 桥址区位于高寒地区、温差剧烈地区或极端气候事件频发区；
3. 桥梁基础位于多年冻土、季节性冻土或膨胀土等温度敏感性地基上；
4. 桥址区历史极端温度记录超过原设计取值，或气候变暖、变冷趋势显著。

9.2 损伤或失效模式

9.2.1 极端温度作用下宜考虑下列失效模式：

1. 因温度变化引起的构件开裂；
2. 材料转脆引起的强度及稳定性变化；
3. 支座变形、失稳，以及伸缩缝功能失效；
4. 钢结构构件的弹性模量及屈服强度折减；
5. 组合结构中钢-混凝土界面粘结性能退化及相对滑移；
6. 预应力筋松弛加速导致的预应力损失；
7. 支座橡胶老化加速、刚度降低及剪切变形能力下降；
8. 钢材的低温脆性转变及韧性降低；
9. 混凝土抗冻融循环能力下降及表面剥落。

9.2.2 极端冰雪作用下宜考虑下列失效模式：

1. 下部结构的冰压力作用下的基础承载能力变化；
2. 雪荷载和冰荷载引起的自重效应；
3. 积雪或积冰导致的构件气动外形变化及空气动力性能变化；
4. 桥面覆冰和高空冰雪坠落引起的行车安全性；
5. 反复冻融循环导致的混凝土内部微裂缝扩展及强度劣化；
6. 冰胀力对基础及下部结构的累积损伤；
7. 融雪剂渗入导致的钢筋锈蚀及混凝土化学侵蚀。

条文说明

大量研究以及实际监测表明，拉索或吊杆上的积冰和覆雪会引起构件的风致振动，从而影响桥面通行车辆的安全。我国南方局部地区，还存在冻雨这种特殊的气象条件，也会使得拉索表面产生严重积冰。图 9-1 中即为典型冻雨条件下拉索积冰形状示意图。当拉索出现不规则圆形时，在风作用下极易发生驰振等显著的风致振动。

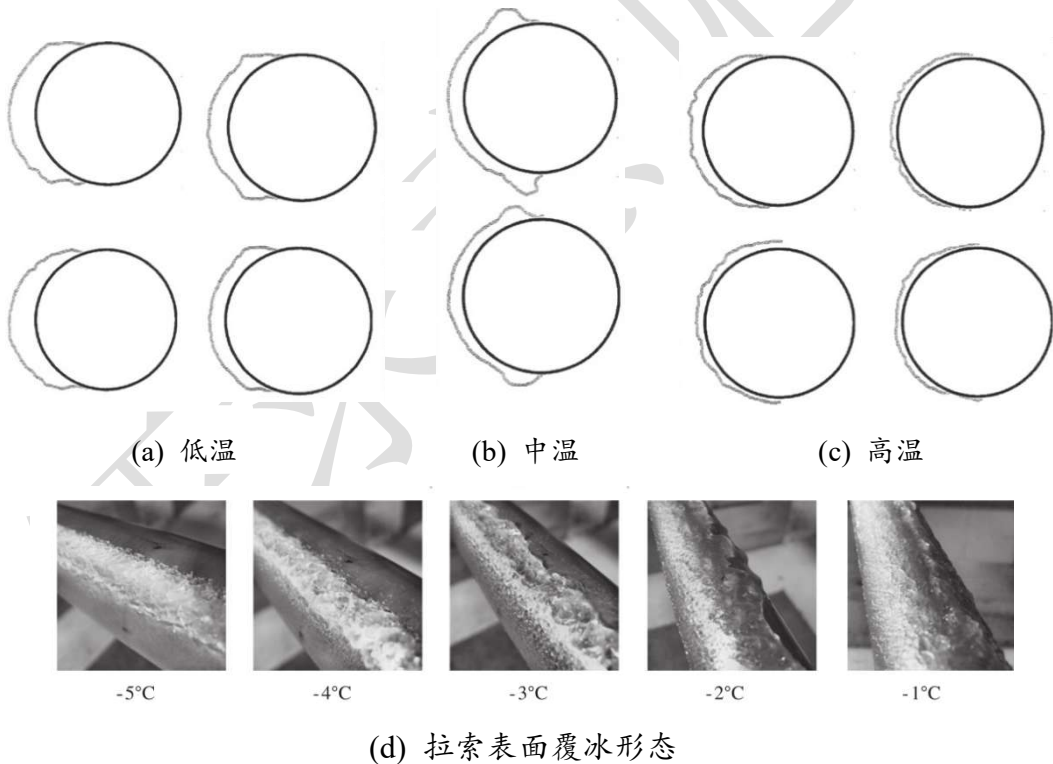


图 9-1 缆索构件覆冰形态

9.2.3 极端温度与冰雪耦合作用下，尚应考虑下列损伤及失效模式：

1. 温度骤变与冰雪荷载同时作用时的结构响应叠加；
2. 冰雪融化后积水在低温下再次结冰，加剧结构冻胀损伤；
3. 温度梯度与冰压力共同作用下的基础及下部结构受力重分布。

9.2.4 以极端温度或冰雪作用为主导致灾作用时，应按灾害单独作用模式进行组合评价，并根据桥梁实际条件考虑风、温度、车辆等其他致灾作用。

9.2.5 极端温度与冰雪作用同时存在时，应采用耦合作用模式进行组合评价，并应考虑两者的联合概率分布。

征求意见稿

10 水毁作用安全性评价

10.1 一般规定

10.1.1 桥梁的水毁安全性评价应根据桥梁所处的水文地质环境、上游植被环境等开展洪水作用、漂浮物作用、波浪作用、风暴潮作用、冲刷作用下的结构安全性评价。

10.1.2 下列情况的在用公路桥梁，应在洪水作用评价基础上进行专项安全性评价：

1. 桥址区实测或预测洪峰流量、洪水位超出原设计取值；
2. 桥址区水文条件发生显著改变(如上游水库修建、河道采砂、河床演变等)，导致洪水特性发生变化；
3. 桥梁遭遇超过设计洪水频率的洪水事件；
4. 原设计未考虑洪水作用或考虑不足的桥梁；
5. 墩柱基础实测冲刷深度超过设计冲刷深度 20%以上，或基础底部出现掏空；
6. 桥梁上部结构在洪水中出现可观测的位移、倾斜或支座脱空；
7. 桥梁技术状况评定等级为 3 类及以下，且洪水作用可能加速病害发展；
8. 历史洪水期曾发生重大水毁灾害的桥梁。

10.1.3 下列情况的在用公路桥梁应进行漂浮物作用下结构安全性评价：

1. 桥址区上游存在森林、植被茂密地区、垃圾堆放场或施工材料堆放场，且遭遇超标洪水时漂浮物数量或尺寸超出原设计考虑；
2. 泥石流或山洪多发山区桥梁，洪水期携带的漂浮物（滚石、树木等）超出原设计预期；
3. 浮冰活动频繁区域桥梁，且实测冰厚或冰速超出原设计取值（冰厚 $\geq 0.3\text{m}$ 或冰速 $\geq 0.5\text{m/s}$ ）；
4. 原设计未考虑漂浮物作用或考虑不足的桥梁；
5. 历史洪水期曾发生漂浮物撞击导致结构损伤（如墩身凹痕深度 $\geq 50\text{mm}$ 、混凝土剥落、钢筋外露等）；
6. 墩柱或主梁在漂浮物撞击后出现可观测的裂缝、变形或支座移位；
7. 桥梁技术状况评定等级为 3 类及以下，且漂浮物撞击可能加速病害发展；
8. 经专项评估认定漂浮物作用可能对结构安全产生显著影响的桥梁。

10.1.4 下列情况的在用公路桥梁应进行波浪作用安全性评价：

-
1. 桥址区实测或预测波浪要素超出原设计取值；
 2. 桥址区水文条件发生显著改变（如海床地形变化、航道浚深、水工建筑物修建等），导致波浪作用增强；
 3. 桥梁遭遇风暴潮、台风等极端气象事件，且波浪作用超过设计波浪条件；
 4. 跨海、跨江入海口及大型湖泊桥梁，原设计未考虑波浪作用或考虑不足；
 5. 墩柱位于浪溅区或水位变动区，且实测波浪冲击导致结构出现可观测的损伤或异常振动；
 6. 桥梁基础为扩大基础或桩基自由长度较大，且波浪作用可能引发基础冲刷或承载力下降；
 7. 桥梁技术状况评定等级为 3 类及以下，且波浪作用可能加速病害发展。

10.1.5 下列情况的在用公路桥梁应进行水流作用下结构安全性评价：

1. 桥址区实测或预测水流流速超出原设计取值；
2. 桥址区水文条件发生显著改变（如河床演变、上游水库调蓄、河道整治等），导致水流流速或流向发生变化；
3. 原设计未考虑水流作用或考虑不足的桥梁；
4. 墩柱周围实测冲刷深度超过设计冲刷深度，或出现可观测的墩身振动、变形等异常情况；
5. 桥梁基础为扩大基础或浅基础，且水流作用可能引发基础掏空或失稳；
6. 桥梁技术状况评定等级为 3 类及以下，且水流作用可能加速病害发展。

10.1.6 下列情况的在用公路桥梁应进行风暴潮作用安全性评价：

1. 桥址区实测或预测风暴潮增水值超出原设计取值；
2. 桥址区遭遇台风、温带气旋等极端气象事件，且风暴潮强度超过设计潮位或设计波浪条件；
3. 桥址区海平面上升或海岸地形发生显著改变，导致风暴潮作用增强；
4. 原设计未考虑风暴潮作用或考虑不足的跨海、沿海桥梁；
5. 桥梁下部结构在风暴潮后出现可观测的冲刷、掏空、倾斜或位移；
6. 桥梁上部结构在风暴潮后出现可观测的梁体位移、支座脱空或伸缩缝错位；
7. 桥梁技术状况评定等级为 3 类及以下，且风暴潮作用可能加速病害发展；
8. 历史风暴潮曾发生重大水毁灾害的桥梁。

10.1.7 下列情况的在用公路桥梁应进行冲刷作用安全性评价：

1. 桥址区实测或预测一般冲刷深度、局部冲刷深度超出原设计取值；

2. 桥址区河床演变剧烈（如河槽摆动、河床下切、采砂活动等），导致冲刷条件发生显著改变；

3. 桥梁遭遇超标洪水，且洪水期实测冲刷深度超过设计冲刷深度；

4. 原设计未考虑冲刷作用或考虑不足的桥梁；

5. 墩柱基础实测冲刷深度超过设计冲刷深度 20%以上，或扩大基础冲空面积占比超过 20%；

6. 基础周围土体出现可观测的掏空、流失，或桥墩出现沉降、倾斜等异常情况；

7. 桥梁技术状况评定等级为 3 类及以下，且冲刷作用可能加速病害发展；

8. 历史洪水期曾发生严重冲刷灾害的桥梁。

10.1.8 水毁作用安全性评价应包含下列过程：

1. 确定水毁作用的类型、水平及组合模式；

2. 确定桥梁结构在水毁作用下的损伤模式及程度；

3. 确定桥梁结构损伤后的功能可恢复性；

4. 确定桥梁结构的安全状态等级。

10.1.9 水毁作用评价应考虑气候变化及人类活动对水文特征的影响，包括：

1. 极端降雨频率及强度的变化趋势；

2. 上游水库、水电站的调蓄作用；

3. 河道采砂、清淤对河床演变的影响；

4. 海平面上升对河口及沿海桥梁的影响。

10.2 损伤及失效模式

10.2.1 公路桥梁水毁作用应考虑漂浮物作用力、冲刷作用、水流作用、波浪作用等对下部基础的耦合影响。

条文说明

漂浮物作用在桥梁下部结构或上部主梁，往往伴随多种致灾作用。图 10-1 给出了漂浮物及相关耦合作用示意图，其中耦合相关性较高的致灾作用包括水流力、冲刷作用和波浪作用等。

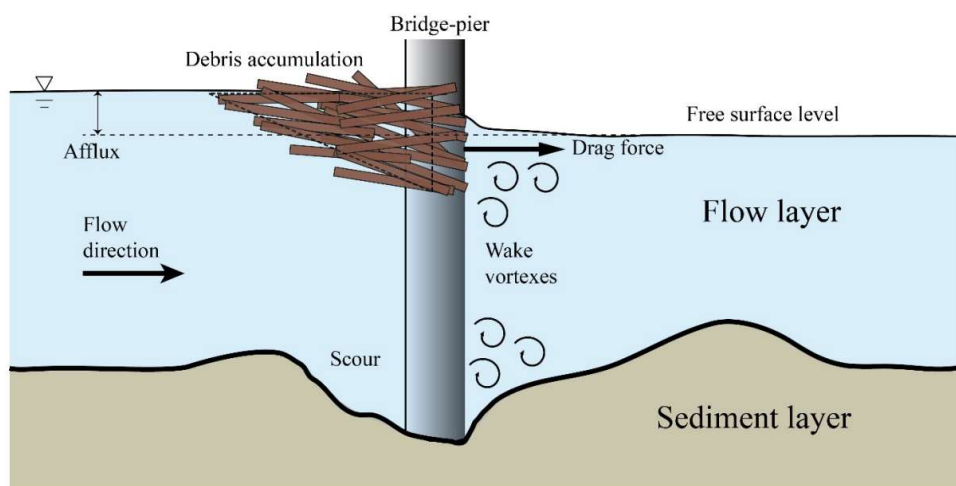


图 10-1 漂浮物及相关耦合作用示意图

冲刷作用应包括河床自然演变冲刷、一般冲刷和局部冲刷三部分。对于桥梁工程，可以以水文要素来确定相应的冲刷作用水平。对于在用桥梁，可以根据检测或监测结果直接测量得到冲刷程度，并折算成相应的冲刷作用水平。根据《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG 3363)，对浅基础基地埋深安全值给出了规定，参考基底埋深安全值与总冲刷深度之比，最大为 50%总冲刷深度，最小为 17.5%（除总冲刷深度为 0 外）。为此，本条文考虑基地埋深安全值，按一倍冲刷深度作为水平 3，1.2 倍冲刷深度作为水平 4，1.4 倍作为水平 5。

表 10-1 基底埋深安全值(m)

桥梁类别	总冲刷深度				
	0	5	10	15	20
大桥、中桥、小桥	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5
特大桥	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0

10.2.2 洪水作用下的主梁抗倾覆稳定系数应根据式(10.2.2)计算。

$$\lambda_t = \frac{M_w}{M_Q} \quad (10.2.2)$$

式中： M_w —— 结构稳定力矩；
 M_Q —— 结构倾覆力矩。

10.2.3 洪水作用下主梁的稳定力矩应根据式(10.2.3)计算。

$$M_w = (G - F_f) \cdot \frac{l}{2} \quad (10.2.3)$$

式中： G —— 桥梁上部结构的重力；
 F_f —— 洪水对桥梁上部结构的静水浮力。

10.2.4 洪水作用下主梁的倾覆力矩应根据式(10.2.4)计算。

$$M_Q = F_t \left(\frac{l}{2} + \frac{B}{2} \right) + F_H \frac{h}{2} + \sum_{i=1}^{n-1} F_{vi} X_i \quad (10.2.4)$$

10.2.5 洪水作用下的桥梁应避免支座发生滑动破坏,需保证支座的总摩阻力大于洪水总水平作用力:

$$F_s = \sum_{i=1}^n F_{si} = \mu \sum_{i=1}^n F_{vi} \geq F_H \quad (10.2.5)$$

10.2.6 洪水作用下的桥梁应防止支座发生剪切破坏,确保支座承受的洪水水平作用力小于支座水平极限承载力:

$$F_H \leq nG_e A_e [\tan \theta] = 0.5 nG_e A_e \quad (10.2.6)$$

91

[$\tan\theta$] —— 支座容许剪切角度的正切值，不计制动力时可取 0.5。

10.2.7 水毁作用下，桥梁结构承载安全性评价应考虑下列损伤及失效模式：

1. 基础：桩基弯曲、剪切或拉拔破坏；桩基承载力丧失或沉降过大；扩大基础滑移、倾覆或基底掏空；基础冲刷深度超限导致埋置深度不足；基础周围土体流失；基础不均匀沉降导致的桥梁附加内力。

2. 桥墩：桥墩整体倾覆或滑移；桥墩混凝土表面冲刷磨蚀、骨料裸露及截面削弱；桥墩在动水压力、波浪力或风暴潮极端水流力作用下的附加弯矩及剪力增大；桥墩基础周围河床冲刷下切或掏空；桥墩在风暴潮夹带杂物撞击下的局部破损；桥墩在反复作用下的累积损伤及刚度退化。

3. 上部结构及支座：主梁受浮力及上托力作用导致的竖向位移或脱空；主梁在水平水流力、波浪冲击力作用下的横向位移或扭转；支座剪切变形超限、脱空或破坏；支座滑动破坏；伸缩缝挤压、拉伸或错位；上部结构与下部结构连接失效导致的落梁风险。

10.2.8 水毁作用下，桥梁结构使用安全性评价应考虑下列损伤及失效模式：

1. 基础：基础不均匀沉降或位移；基础冲刷对长期安全储备的影响；
2. 桥墩：桥墩残余位移及倾斜；桥墩表面磨蚀深度；桥墩裂缝开展宽度；
3. 上部结构及支座：主梁残余变位；支座变位；伸缩缝功能受损；
4. 桥面系及附属设施：桥面铺装破损；护栏、灯柱等附属设施损坏；
5. 通行功能：桥梁剩余承载能力及通行能力降低。

10.2.9 水毁作用下的基础和桥墩按极限承载能力状况确定承载安全损伤状态时，宜根据 3.3 条确定损伤等级。其中，实际极限承载能力宜通过数值模拟方法确定，应充分考虑水毁作用下构件截面面积、支承条件等参数的变化。

10.2.10 水毁作用下的基础、桥墩或主梁按整体稳定性确定承载安全损伤状态时，宜根据 3.3 条确定损伤等级。

11 地质灾害作用安全性评价

11.1 一般规定

11.1.1 面临下列情况的在用公路桥梁，应进行滚石作用下桥梁结构安全性评价：

1. 桥梁通过斜坡地带，斜坡陡峭，构成斜坡的岩土体节理裂隙发育，呈张开状；
2. 坡脚有崩积物堆积或存在崩塌可能；
3. 桥址区历史曾发生滚石坠落或崩塌灾害；
4. 桥址区上游或两侧存在危岩体，且稳定性判定为欠稳定或不稳定；
5. 桥梁墩台位于滚石运动路径、滚石可能经过的区域、或堆积区内；
6. 桥梁技术状况评定等级为 3 类及以下，且滚石作用可能加速病害发展；
7. 桥址区存在爆破施工、采矿等人类活动，可能诱发滚石。

11.1.2 面临下列情况的在用桥梁，应进行滑坡作用下桥梁结构安全性评价：

1. 桥梁位于滑坡体中部或前沿，且滑坡稳定性判定为欠稳定或不稳定；
2. 桥梁墩台位于滑坡影响范围内，且滑坡推力超过设计值；
3. 桥梁基础为扩大基础，且滑坡已导致基底部分悬空；
4. 桥梁技术状况评定等级为 3 类及以下，且滑坡作用可能加速病害发展；
5. 滑坡体规模为大型及以上（体积 $\geq 3 \times 10^5 \text{m}^3$ ），或滑坡活动性明显。

11.1.3 面临下列情况的在用桥梁，应进行泥石流作用下结构安全性评价：

1. 桥墩位于泥石流流通区主槽内或主流顶冲区；
2. 桥墩为薄壁墩、空心墩或大跨径桥梁的高墩；
3. 桥墩基础为扩大基础，且泥石流冲刷已导致基底裸露；
4. 桥梁技术状况评定等级为 3 类及以下。

11.2 滚石作用

11.2.1 滚石作用下的公路桥梁安全性评价应考虑下列作用场景：

1. 滚石直接撞击桥面；
2. 滚石冲击桥梁墩柱；
3. 滚石对车辆或行人的影响。

条文说明

山区落石是山崩最简单、最常规的形式，在重力、风力或其它因素下，岩体会持续发生大小规模不一的落石，并对交通基础设施产生严重的影响。对桥梁结构而言，第一种作用场景则是落石直接撞击桥面，如图 11-1 所示，第二种作用场景则为落石撞击桥墩，如图 11-2 所示。这两种场景均在实际工程中多次发生，对山区桥梁而言，则重点关注这两种场景。

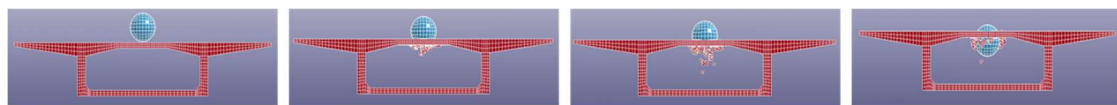


图 11-1 滚石作用于上部主梁

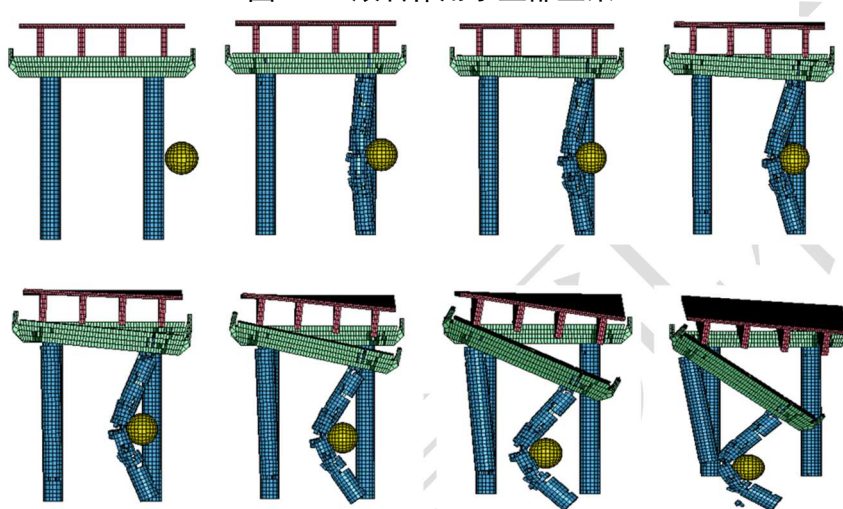


图 11-2 滚石作用于下部桥墩

11.2.2 滚石冲击作用下桥梁结构的作用效应，宜采用两阶段分析法确定。

条文说明

两阶段分析方法对应局部撞击分析、结构整体响应分析。首先建立被撞构件的局部实体模型，通过显式动力有限元分析获得滚石与结构的接触力时程；将第一阶段获得的接触力时程作为荷载，施加于全桥梁系模型，采用隐式或显式瞬态动力分析方法，获得桥梁结构在滚石冲击作用下的位移、内力等整体响应。

11.2.3 当采用两阶段分析法时，应符合下列规定：

1. 局部撞击分析模型应采用实体单元建立，撞击区域及其邻近范围的网格尺度应能反映接触面的局部损伤特征，远离撞击区域的网格可适当过渡放大；
2. 局部撞击分析中，应在被撞构件顶部设置非反射边界条件，以模拟应力波向相邻结构的传播；
3. 整体响应分析可采用空间梁系模型或实体-梁系多尺度模型，模型的阻尼参数应根据桥梁结构实际动力特性确定；
4. 整体响应的位移、内力等计算结果，应重点关注撞击墩墩顶位移、墩底弯矩和剪力等关键响应指标。

11.3 滑坡作用

11.3.1 滑坡作用下的公路桥梁安全性评价应考虑下列作用场景：

1. 滑坡体整体推移或挤压桥梁墩台；
2. 滑坡体局部滑动产生的推力作用于桥墩或桩基；
3. 滑坡引起的地面变形导致基础变位或脱空。

条文说明

滑坡对桥梁结构的破坏作用主要包括三种模式：滑坡体整体滑移对墩台的直接推挤、滑动面以上岩土体对桥墩的侧向压力、以及坡体变形引起的基础不均匀沉降和脱空。

11.3.2 滑坡推力应按下列规定计算：

1. 滑坡推力宜采用传递系数法计算，计算时应根据滑坡的发育阶段按表 11.3.2 确定稳定系数。

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} (R_i \prod_{j=i}^{n-1} \psi_j) + R_n}{\sum_{i=1}^{n-1} (T_i \prod_{j=i}^{n-1} \psi_j) + T_n} \quad (11.3.2)$$

式中：
 F_s —— 滑坡稳定系数；
 R_i —— 第*i*条块滑动面的抗滑力(kN/m)；
 T_i —— 作用于第*i*块滑动面上的滑坡推力(kN/m)，如图 11.3.2 所示。
 ψ_j —— 传递系数；
 n —— 条块总数。

表 11.3.2 滑坡不同发育阶段稳定性评价指标

发育阶段		稳定系数	稳定状态	变形状态
稳定固结	固结	$F_s > F_{st}$	稳定	未见变形状态
局部变形	蠕滑	1.05~1.15	基本稳定	前缘变形较弱
整体变形	微滑	1~1.05	欠稳定	局部坡面存在显著变形，坡体裂缝持续扩展、贯通
	巨滑	<1	不稳定	坡体出现较大变形，滑坡后缘沉降错台现象加剧

2. 作用于桥墩或桩基上的滑坡推力，应根据滑动面位置和滑坡推力分布形式确定。滑坡推力沿深度的分布可按下列规定采用：

- (1) 矩形分布：适用于岩石中的滑动，合力作用点位于滑动面以上高度的 1/2 处；
- (2) 三角形分布：适用于土质边坡，合力作用点位于滑动面以上高度的 1/3 处；

(3) 梯形分布：适用于黏性土边坡，合力作用点位于滑动面以上高度的0.35~0.45处；

(4) 抛物线分布：适用于砂性土边坡，合力作用点位于滑动面以上高度的0.4~0.5处。

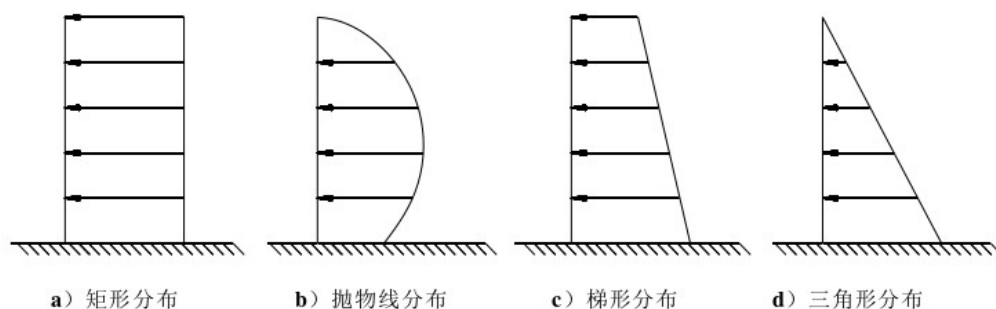


图 11.3.2 滑坡推力的分布形式

条文说明

传递系数法是当前滑坡推力计算的常用方法，适用于滑面已知的折线形滑动。滑坡推力分布形式直接影响桥墩的内力分布，矩形分布对桥墩产生的弯矩最大，三角形分布次之。当缺乏资料时，偏安全可采用矩形分布。本条文参考《公路滑坡防治设计规范》(JTG/T 3334)。

11.3.3 滑坡推力作用于桥墩时，可采用等效静力法计算桥墩的内力与变形，并应符合下列规定：

1. 滑坡推力效应应按式(11.3.3)转换为等效静力荷载：

$$P_d = KP_s \quad (11.3.3)$$

式中： P_d —— 作用与桥墩的滑坡推力(kN/m)；
 P_s —— 第*i*条块滑动面的抗滑力(kN/m)；
 K —— 荷载分项系数，对欠稳定滑坡取 1.1~1.2，对不稳定滑坡取 1.2~1.4。

2. 当滑坡体处于不稳定状态或滑坡规模为大型及以上时，应采用数值模拟方法进行桥墩-土体相互作用分析，不得仅采用等效静力法。

条文说明

等效静力法适用于滑坡体处于基本稳定或欠稳定、作用于桥墩的推力可较明确估计的情形。对于不稳定滑坡，滑坡推力具有显著的时间效应和位移依赖性，数值模拟方法可更准确反映推力随位移的变化过程。

11.3.4 滑坡作用下桥梁结构的作用效应，宜采用数值模拟方法确定，并应符合下列规定：

1. 数值模型应同时包含滑坡体、滑动面、桥墩及桩基础，并合理模拟土-结相互作用；
2. 桥墩及基础应采用实体单元建模，滑坡体可采用理想弹塑性模型，屈服准则宜采用 Mohr-Coulomb 准则；
3. 计算时宜采用强度折减法分析滑坡的整体稳定性，并评估滑坡失稳对桥梁结构的影响；
4. 当滑坡体处于不稳定状态时，宜采用增量法或有限元强度折减法分析滑移过程中桥梁结构的响应。

条文说明

滑坡对桥梁的作用是典型的土-结相互作用问题。数值模拟方法可同时获得滑坡稳定性和桥梁结构响应，适用于复杂滑坡工况。论文 11.3 节提到“滑坡作用下桩基或桥墩的稳定力矩和倾覆力矩应根据数值模拟结果确定”，本条文在此基础上进一步明确了建模要点和分析方法。

11.4 泥石流作用

11.4.1 泥石流作用下桥墩和主梁的稳定力矩和倾覆力矩应根据数值模拟结果确定，计算中应考虑泥石流中大石块的冲击作用。

11.4.2 泥石流的流速按式(11.4.2-1)和式(11.4.2-2)计算确定。

1. 稀性泥石流流速计算公式

$$V_c = \frac{m_w}{a} \cdot Rc^{2/3} \cdot I^{1/10} \quad (11.4.2-1)$$

式中： m_w —— 河床外阻力系数，可通过查表 11.4.2-1 确定。

表 11.4.2-1 河床外阻力系数

分类	河床特征	m_w	
		$I > 0.015$	$I \leq 0.015$
1	河段顺直，河床平整，断面为矩形或抛物线形的漂石、砂卵石或黄土质河床，平均粒径为 0.01~0.08m	7.5	40
2	河段较顺直，由漂石、碎石组成的单式河床，河床质较均匀，大石块直径 0.4~0.8m，平均粒径为 0.4~0.6m；或河段较弯曲不太平整的 1 类河床	6.0	32
3	河段较为顺直，由巨石、漂石、卵石组成的单式河床，大石块直径为 0.1~1.4m，平均粒径为 0.1~0.4m；或较为弯曲不太平整的 2 类河床	4.0	25
4	河段较为顺直，河槽不平整，由巨石、漂石组成的单式河床，大石块直径 1.2~2.0m，平均粒径 0.2~0.6m；或较为弯曲的不平整的 3 类河床	3.8	20

5	河段严重弯曲，断面很不规则，有树木、植被、巨石严重阻塞河床	2.4	12.5
---	-------------------------------	-----	------

2. 粘性泥石流流速计算公式

$$V_c = \frac{1}{n_c} \cdot H_c^{2/3} \cdot I_c^{1/2} \quad (11.4.2-2)$$

式中： n_c —— 粘性泥石流的河床糙率，用内插法由表 11.4.2-2 确定。

表 11.4.2-2 粘性泥石流糙率

序号	泥石流流体特征	沟床状况	糙率值
			n_c
1	流体呈整体运动；石块粒径大小悬殊，一般在 30~50cm，2~5m 粒径的石块约占 20%；龙头由大石块组成，在弯道或河床展宽处易停积，后续流可超越而过，龙头流速小于龙身流速，堆积呈垄岗状	河床极粗糙，沟内有巨石和挟带的树木堆积，多弯道和大跌水，沟内不能通行，人迹罕见，沟床流通段纵坡在 100‰~150‰，阻力特征属高阻型	平均值 0.270； $H_c < 2\text{m}$ 时， 取 0.445
2	流体呈整体运动；石块较大，一般石块粒径 20~30cm，含少量粒径 2~3m 的大石块；流体搅拌较为均匀；龙头紊动强烈，有黑色烟雾及火花；龙头和龙身流速基本一致；停积后呈垄岗状堆积	河床比较粗糙，凹凸不平，石块较多，有弯道、跌水；沟床流通段纵坡，70‰~100‰，阻力特征属高阻型	$H_c < 1.5\text{m}$ 时，0.050~0.033， 平均 0.040； $H_c < 2\text{m}$ 时， 0.050~0.100 平均 0.067
3	流体搅拌十分均匀；石块粒径一般在 10cm 左右，挟有个别 2~3m 的大石块；龙头和龙身物质组成差别不大；在运动过程中龙头紊动十分强烈，浪花飞溅；停积后浆体与石块不分离，向四周扩散，呈叶片状	沟床较稳定，河床物质较均匀，粒径 10cm 左右；受洪水冲刷沟底不平而且粗糙，流水沟两侧较平顺，但干而粗糙；流通段沟底纵坡 55‰~70‰，阻力特征属中阻型或高阻型	$0.1\text{m} < H_c < 1.5\text{m}$ 0.043； $1.5\text{m} < H_c < 2.0\text{m}$ 0.077； $2.0\text{m} < H_c < 4.0\text{m}$ 0.100
4		泥石流铺床后原河床粘附一层泥浆体，使干而粗糙河床变得光滑平顺，利于泥石流流体运动，阻力特征属低阻型	$0.1\text{m} < H_c < 1.5\text{m}$ ； 0.022 $1.5\text{m} < H_c < 2.0\text{m}$ 0.033； $2.0\text{m} < H_c < 4.0\text{m}$ 0.050

11.4.3 泥石流中大石块的运动速度按式(11.4.3)计算确定。

$$V_s = a\sqrt{d_{\max}} \quad (11.4.3)$$

式中： V_s —— 泥石流中大石块的移动速度；
 $d_{\max}$ —— 泥石流堆积物中最大石块的粒径；
 a —— 与摩擦系数、泥石流容重、石块比重、石块形状系数、沟床比降等因素有关的系数， $3.5 \leq a \leq 4.5$ ，平均值为4.0。

11.4.4 泥石流的冲击力按式(11.4.4-1)、式(11.4.4-2)和式(11.4.4-3)确定。

1 泥石流流体整体冲击力计算公式

$$\delta = \lambda \cdot \frac{\gamma_c}{g} \cdot V_c^2 \cdot \sin\alpha \quad (11.4.4-1)$$

式中： δ —— 泥石流流体整体冲击压力 (Pa)；
 γ_c —— 泥石流容重 (t/m³)；
 g —— 重力加速度 (m/s²)；
 V_c —— 泥石流流速；
 α —— 构件受力面与泥石流冲击力方向的夹角 (°)；
 λ —— 构件截面形状系数，圆形为 1.0，矩形为 1.33，方形为 1.47。

2. 泥石流流体中大石块的冲击力取式(11.4.4-2)和式(11.4.4-3)的较大值

$$F = \sqrt{\frac{3EJV^2}{gL^3}} \cdot \sin\alpha \quad (11.4.4-2)$$

或

$$F = \sqrt{\frac{48EJV^2W}{gL^3}} \cdot \sin\alpha \quad (11.4.4-3)$$

式中： E —— 构件弹性模量 (Pa)；
 J —— 构件截面中心轴的惯性矩 (t/m³)；
 g —— 重力加速度 (m/s²)；
 V —— 石块运动速度 (m/s)；
 α —— 构件受力面与泥石流冲击力方向的夹角 (°)；
 λ —— 构件截面形状系数，圆形为 1.0，矩形为 1.33，方形为 1.47；
 W —— 石块重量 (t)。

11.4.5 泥石流的冲起高度按式(11.4.5)确定。

$$\Delta H = \frac{bV_c^2}{2g} \approx \frac{0.8V_c^2}{g} \quad (11.4.5)$$

式中： b —— 迎面坡度的函数。

条文说明

式(11.4.5)考虑了泥石流在爬高过程中受到的沟床阻力的影响。

11.4.6 泥石流堆积及淤埋作用下，尚应考虑墩周土体侧向压力增大导致的桥墩附加弯矩及剪力，以及墩周淤积物固结沉降产生的负摩阻力对桩基的影响。

11.5 损伤及失效模式

11.5.1 地质灾害作用下的桥梁工程结构承载安全性评价应考虑下列损伤及失效模式：

1. 基础：桩基弯曲、剪切或拉拔破坏；桩基承载力丧失或沉降过大；扩大基础滑移、倾覆或基底掏空；
2. 桥墩：桥墩倾斜、偏移或沉降；桥墩整体倾覆或滑移；桥墩与承台连接处开裂或破坏；桥墩局部压碎、开裂或钢筋外露；桥墩剪切破坏或弯曲破坏；桥墩钢筋屈服或断裂；桥墩偏心受压导致失稳；
3. 上部结构：主梁纵横向位移、扭转或落梁；主梁与桥墩的连接失效；连续梁桥在墩顶产生的不平衡弯矩及附加内力；支座剪切变形超限、脱空或破坏；伸缩缝错位、挤压或拉伸破坏；落梁或连续性倒塌。

11.5.2 地质灾害作用下的桥梁工程结构使用安全性评价应考虑下列损伤及失效模式：

1. 基础：基础不均匀沉降或位移；
2. 桥墩：桥墩残余位移及倾斜；桥墩表面磨蚀深度；桥墩裂缝开展宽度；
3. 上部结构：主梁残余变位；支座变位；伸缩缝功能受损；
4. 桥面系及附属设施：桥面铺装破损；护栏、灯柱等附属设施损坏；
5. 通行功能：桥梁剩余承载能力及通行能力降低。

11.5.3 地质灾害作用下的基础和桥墩按极限承载能力状况确定承载安全损伤状态时，宜根据 3.3 条确定损伤等级。其中，实际极限承载能力宜通过数值模拟方法确定，应充分考虑致灾作用下构件截面面积、支承条件等参数的变化。

11.5.4 地质灾害作用下的桥墩或主梁按整体稳定性确定承载安全损伤状态时，宜根据 3.3 条确定损伤程度等级。

征求意见稿

12 冲击作用安全性评价

12.1 一般规定

12.1.1 下列情况的公路桥梁桥梁，应进行船舶撞击作用下结构安全性评价：

1. 桥址区通航等级提升，或实测船舶吨位、航速超出原设计取值；
2. 桥址区航道条件发生显著改变（如航道浚深、航槽摆动、船舶密度大幅增加等），导致船舶撞击风险增大；
3. 桥梁遭遇船舶撞击事件，且撞击力超过设计值；
4. 桥梁遭遇船舶撞击后，出现可观测的结构损伤、变形或支座移位；
5. 桥梁墩台位于航道范围内，或位于通航水域且未设置有效防撞设施；
6. 桥梁技术状况评定等级降至 3 类及以下，且船舶撞击可能加速病害发展；
7. 原设计未考虑船舶撞击作用或考虑不足的桥梁；
8. 经专项评估认定船舶撞击可能对结构安全产生显著影响的桥梁。

12.1.2 下列情况的高速公路跨线桥、城市高架桥应进行车辆撞击作用安全性评价：

1. 桥下净空高度不满足现行标准要求，或实测车辆高度超出桥下设计净空；
2. 桥址区实测或预测超限车辆通行频率、车辆总重或撞击能量超出原设计取值；
3. 桥墩位于路侧计算净区范围内，且未设置有效防护设施；
4. 桥梁技术状况评定等级降至 3 类及以下，且车辆撞击可能加速病害发展；
5. 桥址区历史曾发生车辆撞击桥梁事故；
6. 桥墩或主梁在车辆撞击后出现可观测的裂缝、变形或混凝土剥落；
7. 桥下交通组织方式发生改变（如车道重新划分、限高调整等），导致车辆撞击风险显著增加；
8. 经专项评估认定车辆撞击可能对结构安全产生显著影响的桥梁。

12.1.3 下列情况的高速公路桥梁应进行重物坠落作用下结构安全性评价：

1. 桥址区实测或预测重型货车通行量、载重量超出原设计取值；
2. 桥梁遭遇重物坠落事件，且坠物质量、坠落高度或冲击能量超过设计值；
3. 桥梁遭遇重物坠落后，桥面板出现可观测的裂缝、坑槽、混凝土剥落或钢筋外露；
4. 桥面铺装层在重物坠落后出现坑槽深度超过 25mm 或面积超过 10%；
5. 桥梁技术状况评定等级降至 3 类及以下，且重物坠落可能加速病害发展；

- 6. 原设计未考虑重物坠落作用或考虑不足的桥梁；
- 7. 经专项评估认定重物坠落可能对结构安全产生显著影响的桥梁。

12.2 船舶撞击作用

12.2.1 公路桥梁在船舶撞击作用下的安全性评价应考虑船舶正面、侧面及多角度撞击等多种场景。

12.2.2 船舶撞击作用下的桥梁工程结构承载安全性评价应考虑如下损伤及失效模式：

- 1. 桥墩极限承载能力降低；
- 2. 桥墩失稳倾覆。

12.2.3 船舶撞击作用下的桥墩和主梁按极限承载能力状况确定承载安全损伤状态时，宜根据 3.3 条确定损伤程度等级。其中，实际极限承载能力宜通过数值模拟方法确定，应充分考虑船舶撞击作用下构件截面面积、支承条件等参数的变化。

12.2.4 进行船舶撞击作用下桥梁结构整体稳定性和极限承载能力分析时，桥梁主体结构船撞效应宜采用质点碰撞或强迫振动方法计算。当需要精确模拟船舶与桥梁相互作用时，宜采用数值模拟方法。

条文说明

本条文参考《公路桥梁抗撞设计规范》(JTG/T 3360-02)。

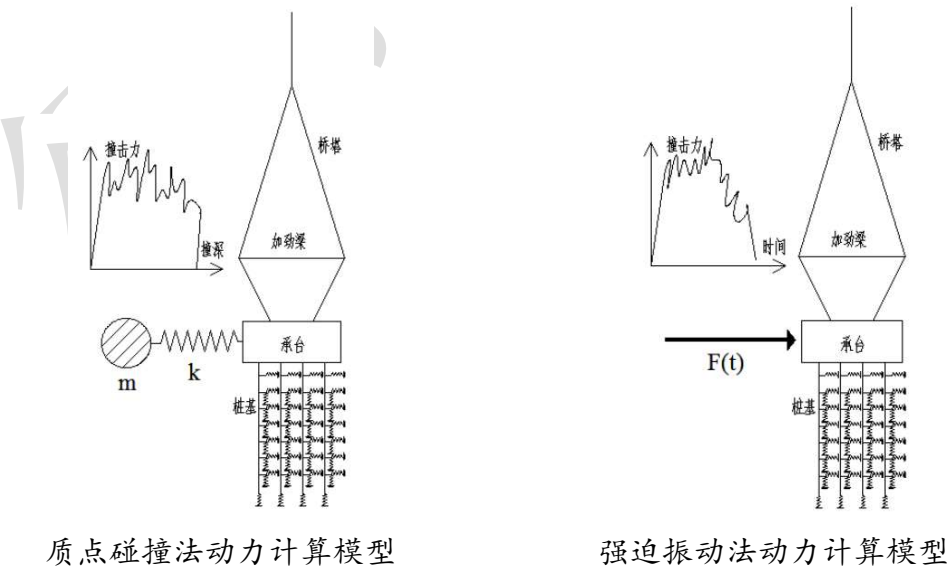


图 12-1 船撞动力计算模型

12.2.5 以船舶撞击作用为主导致灾作用时，应按灾害单独作用模式进行组合评

价。

12.2.6 船舶撞击作用为主导时,应根据桥梁实际条件考虑车辆作用、温度作用、风作用、材料劣化作用、基础状态渐变作用、冲刷作用等其他致灾作用。

12.2.7 船舶撞击作用下,桥墩应考虑下列损伤及失效模式:

1. 桥墩混凝土局部压碎、开裂或剥落;
2. 桥墩钢筋屈服、断裂或锚固失效;
3. 桥墩剪切破坏或弯曲破坏;
4. 桥墩整体倾覆或滑移;
5. 桥墩与承台连接处破坏。

12.2.8 船舶撞击作用下,桩基础尚应考虑下列损伤及失效模式:

1. 桩身在撞击水平力作用下的弯曲或剪切破坏;
2. 桩顶位移超限导致的桩基承载力降低;
3. 桩周土体侧向挤压导致的桩基附加内力;
4. 群桩基础中单桩破坏引发的内力重分布及连锁失效。

12.2.9 船舶撞击作用下,桥梁上部结构应考虑下列损伤及失效模式:

1. 主梁在撞击冲击作用下的横向位移或扭转;
2. 支座在撞击冲击作用下的剪切破坏或脱空;
3. 伸缩缝受主梁变位影响的挤压、拉伸或错位;
4. 主梁与下部结构连接失效导致的落梁风险。

12.2.10 船舶撞击后,桥梁结构应进行使用安全性评价,并考虑下列状况:

1. 桥墩残余位移及倾斜对支座及上部结构的影响;
2. 主梁残余变位对伸缩缝及行车平顺性的影响;
3. 桥墩裂缝开展宽度及对受力性能的影响;
4. 桥梁剩余承载能力及通行能力评估。

12.3 车辆撞击作用

12.3.1 公路桥梁在车辆撞击作用下的安全性评价应考虑如下作用场景:

1. 车辆撞击桥墩;
2. 车辆撞击限高架;
3. 超高车辆撞击主梁;
4. 车辆撞击桥面栏杆或护栏。

条文说明

一般情况下，车辆不会直接撞击到主梁。但如果车辆高度很高，超过了桥梁的限高，则车体会撞击到主梁。这种情况在撞击力上，与车辆撞击到限高架相似。



图 12-2 主梁受车辆撞击事故

12.3.2 车辆撞击作用下的桥梁工程结构承载安全性评价应考虑如下损伤及失效模式：

1. 桥墩或主梁极限承载能力降低；
2. 桥墩或主梁失稳倾覆。

12.3.3 车辆撞击作用下的桥墩和主梁按极限承载能力状况确定承载安全损伤状态时，宜根据 3.3 条确定损伤程度等级。其中，实际极限承载能力宜通过数值模拟方法确定，应充分考虑车辆撞击作用下构件截面面积、支承条件等参数的变化。

12.3.4 车辆撞击作用下的桥墩按整体稳定性确定承载安全损伤状态时，宜根据 3.3.5 条确定损伤程度等级。

12.3.5 桥梁工程结构构件在车辆撞击力作用下的结构响应应根据数值模拟的结果确定。

12.3.6 以车辆撞击作用为主导致灾作用时，应按灾害单独作用模式进行组合评价。

12.3.7 车辆撞击作用为主导时，应根据桥梁实际条件考虑车辆作用、温度作用、风作用、材料劣化作用等其他致灾作用。

12.3.8 当车辆撞击作用与重物坠落作用、火灾作用等存在时空关联时，宜采用链式作用模式进行组合评价。

12.3.9 车辆撞击作用下，桥墩应考虑下列损伤及失效模式：

1. 桥墩混凝土局部压碎、开裂或剥落；
2. 桥墩钢筋屈服、断裂或锚固失效；
3. 桥墩剪切破坏或弯曲破坏；

-
4. 桥墩整体倾覆或滑移；
 5. 桥墩与承台连接处破坏。

12.3.10 车辆撞击作用下，主梁应考虑下列损伤及失效模式：

1. 主梁混凝土局部压碎、开裂或剥落；
2. 主梁钢筋或预应力筋屈服、断裂；
3. 主梁截面削弱导致的承载能力降低；
4. 主梁在撞击作用下的弯曲破坏或剪切破坏；
5. 主梁横向位移或扭转；
7. 主梁与下部结构连接失效导致的落梁风险。

12.3.11 车辆撞击作用下，支座及伸缩缝应考虑下列损伤及失效模式：

1. 支座在撞击冲击作用下的剪切破坏、脱空或拔出；
2. 支座锚固螺栓剪断或锚固失效；
3. 伸缩缝受主梁变位影响的挤压、拉伸或错位；
4. 限位装置、抗震挡块被剪断或破坏失效。

12.3.12 车辆撞击后，桥梁结构尚应进行使用安全性评价，并考虑下列状况：

1. 桥墩残余位移及倾斜对支座及上部结构的影响；
2. 主梁残余变位对伸缩缝及行车平顺性的影响；
3. 桥墩或主梁裂缝开展宽度及对受力性能的影响；
4. 桥梁剩余承载能力及通行能力评估。

12.4 重物坠落作用

12.4.1 以重物坠落作用为主导致灾作用时，应按灾害单独作用模式进行组合评价。

12.4.2 重物坠落作用为主导时，应根据桥梁实际条件考虑车辆作用、温度作用、风作用、材料劣化作用等其他致灾作用。

12.4.3 当重物坠落作用与车辆撞击作用、火灾作用等存在时空关联时，宜采用链式作用模式进行组合评价。

12.4.4 重物坠落作用下的桥梁工程结构承载安全性评价应考虑如下损伤及失效模式：

1. 桥面铺装层破损；
2. 桥面板出现弯曲裂缝；
3. 桥面板出现非线性变形，保护层剥落。

条文说明

这三种损伤及失效模式分别对应于轻度冲击、中等冲击和高强度冲击场景。

12.4.5 重物坠落作用下的桥面板按铺装层破损确定使用安全损伤状态时,应分别针对沥青混凝土和水泥混凝土两种铺装类型,根据破损面积、深度、直径分为五级,规定于表 12.4.5-1 和表 12.4.5-2 中。

表 12.4.5-1 重物坠落下桥面板按沥青混凝土铺装层破损的使用安全损伤程度等级

破损情况	损伤程度描述	等级
完好	无明显损伤	DS1
坑槽深度 $\leq 25\text{mm}$, 累计面积 $\leq 3\%$, 单处面积 $\leq 0.5\text{m}^2$	轻微损伤	DS2
坑槽深度 $\leq 25\text{mm}$, 累计面积 $> 3\%$ 且 $\leq 5\%$, 单处面积 $\leq 0.5\text{m}^2$	中度损伤	DS3
坑槽深度 $\leq 25\text{mm}$, 累计面积 $> 5\%$ 且 $\leq 10\%$, 单处面积 $> 0.5\text{m}^2$ 且 $\leq 1.0\text{m}^2$	严重损伤	DS4
坑槽深度 $> 25\text{mm}$, 累计面积 $> 10\%$, 单处面积 $> 1.0\text{m}^2$	重度损伤	DS5

表 12.4.5-2 重物坠落下桥面板按水泥混凝土铺装层破损的使用安全损伤程度等级

破损情况	损伤程度描述	等级
完好	无明显损伤	DS1
坑洞深度 $\leq 1\text{cm}$, 直径 $\leq 3\text{cm}$, 或累计面积 $\leq 3\%$	轻微损伤	DS2
坑洞深度 $> 1\text{cm}$, 直径 $> 3\text{cm}$, 或累计面积 $> 3\%$ 且 $\leq 5\%$	中度损伤	DS3
坑洞深度 $> 1\text{cm}$, 直径 $> 3\text{cm}$, 或累计面积 $> 5\%$ 且 $\leq 10\%$	严重损伤	DS4
坑洞深度 $> 1\text{cm}$, 直径 $> 3\text{cm}$, 或累计面积 $> 10\%$	重度损伤	DS5

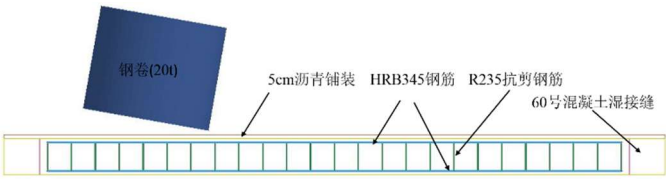
条文说明

参考《公路桥梁技术状况评定标准》(JTG/T H21) 并进行了细化。

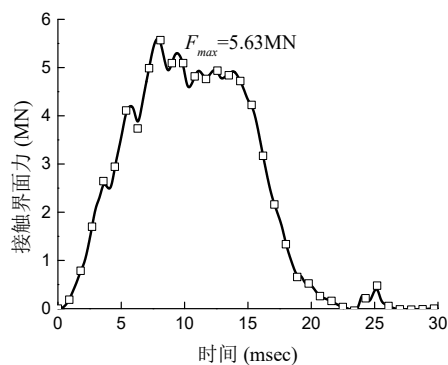
12.4.6 对于桥面板出现弯曲裂缝及出现非线性变形和保护层剥落的失效模式,应采用数值模拟的方法进行安全性评价。

条文说明

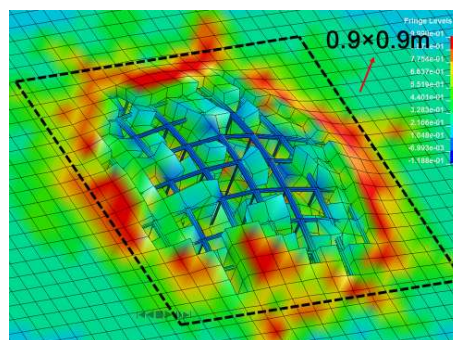
这两种失效模式会涉及非线性和塑性问题,非常复杂,需要根据实际情况开展数值模拟研究,并根据其结果进行安全性评价。



(a) 重物坠落模拟模型



(b) 重物坠落冲击力模拟



(c) 桥面板底板损伤

图 12-3 重物坠落模拟结果

12.4.7 在进行重物坠落作用下的桥面板承载安全性评价时,宜采用作用冲击力与极限抗冲击力的比值作为损伤指标,并将损伤状态分为五级,规定于表 12.4.7 中。

表 12.4.7 重物坠落下桥面板承载安全损伤程度等级

程度描述	损伤程度描述	等级
$0 < k_i \leq 0.2$	无明显损伤	DC1
$0.2 < k_i \leq 0.4$	轻微损伤	DC2
$0.4 < k_i \leq 0.6$	中度损伤	DC3
$0.6 < k_i \leq 0.8$	严重损伤	DC4
$0.8 < k_i \leq 1.0$	重度损伤	DC5

表中:

$$k_i = \frac{F_i}{F_u} \quad (12.4.7)$$

式中: F_i —— 重物坠落作用冲击力;
 F_u —— 桥面板极限抗冲击力。

13 车致火灾与爆炸作用安全性评价

13.1 一般规定

13.1.1 下列情况的在用公路桥梁应进行火灾作用安全性评价：

1. 距易燃物仓库、加油站等建筑物小于 100m 的桥梁；
2. 桥面或桥下净空范围内有运输危化品及易燃易爆品车辆通行的桥梁；
3. 采用钢结构或组合结构设计的双层主梁或跨线桥梁；
4. 临近或跨越大型饮用水水源或湿地等生态系统的桥梁；
5. 大跨系杆拱桥、缆索承重桥梁及钢桁架桥梁；
6. 经历火灾作用后的桥梁。

条文说明

桥梁结构在火灾作用下材料性能会急剧下降，从而使得结构安全性受到显著影响。当桥梁距易燃物仓库、加油站等建筑物小于 100m 时，易燃物仓库、加油站等场所火灾风险高，一旦发生火灾，桥梁可能受到高温热辐射、火焰直接冲击或爆炸冲击波的影响，导致结构损伤甚至倒塌。

同样，桥面或桥下净空范围内有运输危化品及易燃易爆品车辆通行的桥梁，在交通事故作用下，危化品运输车辆事故可能引发泄漏、火灾或爆炸，产生极高温度和化学腐蚀，严重威胁桥梁结构。

对于采用钢结构或组合结构设计的双层主梁或跨线桥梁，钢材在高温下强度急剧下降，双层或跨线桥梁结构复杂，火灾易引发局部失效并扩散至整体，其抗火性能尤其需要关注，并评价高温下钢构件的承载能力。

另外，临近或跨越大型饮用水水源或湿地等生态系统的桥梁，火灾可能导致桥梁材料燃烧产生的有毒物质污染水体或破坏生态敏感区，因此这类场景也需受到关注。

对于大跨拱桥、缆索承重桥梁及钢桁架桥梁，由于桥梁跨径大、一旦发生火灾其损伤较大，影响显著，火灾还可能导致局部失效并引发连锁反应，造成整体坍塌，因此尤其需要关注此类结构的抗火性能。

对于经历火灾作用后的桥梁，其结构性能已经受到影响，此时应根据火灾发生时的相关记录，评价结构火灾过程中与灾害的结构性能，其评价结论可为灾后恢复交通以及结构性能修复提供主要依据。

13.1.2 下列情况的在用公路桥梁应进行车致爆炸事故作用安全性评价：

1. 距易燃物仓库、加油站等建筑物不超过 100m 的桥梁；
2. 桥面或桥下净空范围内有运输危化品及易燃易爆品车辆通行的桥梁；
3. 采用钢结构或组合结构设计的双层主梁或跨线桥梁；

4. 临近或跨越大型饮用水水源或湿地等生态系统的桥梁；
- 5 大跨系杆拱桥、缆索承重桥梁及钢桁架桥梁；
6. 其他车致爆炸作用风险评估为 III 级及以上的桥梁；
7. 经历车致爆炸作用后的桥梁。

13.2 车致火灾及堆积物火灾作用

13.2.1 车致火灾事故作用应考虑下列构件的火灾作用场景：

1. 缆索承重桥梁的斜拉索或吊杆；
2. 缆索承重桥梁的钢桥塔或钢混组合桥塔；
3. 离桥面高度 15m 范围内的悬索桥主缆；
4. 上下双层通行的主梁构件；
5. 离桥面高度 15m 范围内的下承式拱桥或中承式拱桥拱肋；
6. 离地面净高度 15m 范围内的跨线桥主梁。

条文说明

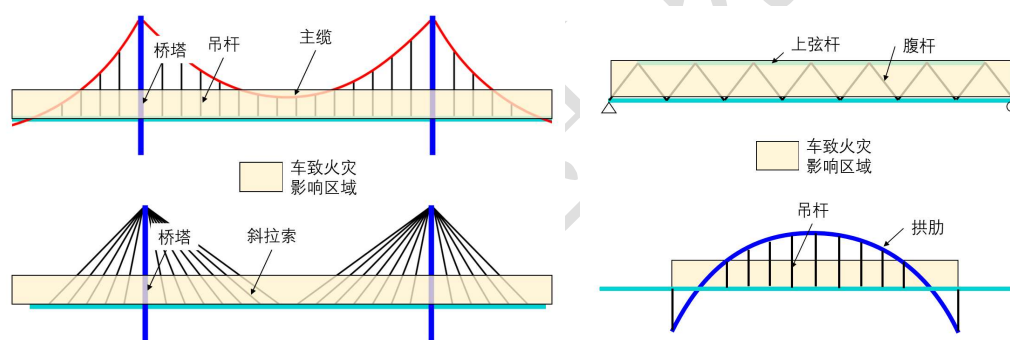


图 13-1 大跨桥梁的车致火灾影响范围

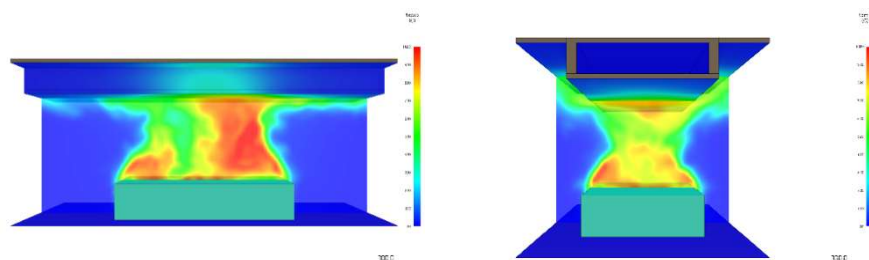
13.2.2 火灾作用下桥梁结构安全性评价相关材料参数可按下列规定确定：

1. 高温下结构钢、高强钢丝和混凝土的热力学和力学性能参数应根据附录 A 确定，其他新型材料在高温下的热力学和力学性能参数应通过试验确定。
2. 防火保护材料的等效热阻或等效热传导系数等参数应通过试验确定。

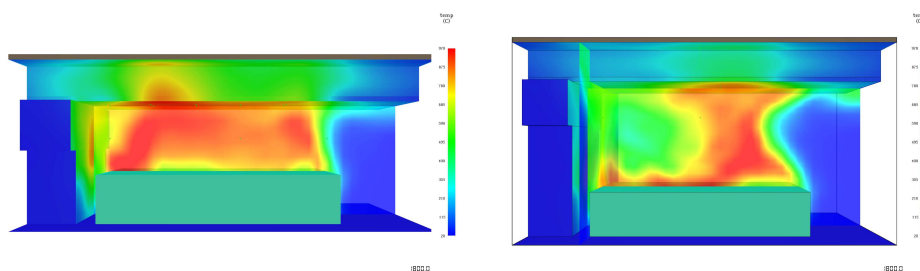
13.2.3 火灾作用下桥梁结构或构件的安全性能评价，应通过传热分析与结构响应分析进行；传热分析应考虑热辐射效应，必要时可考虑热对流效应，相应分析方法可根据附录 B 确定。

条文说明

火焰形态影响到温度场的分布，而不同的火灾场景会导致不同的火焰形态。因此，需要采用 FDS 等软件模拟得到火焰形态随时间的发展规律。



(a) 跨中区域桥下堆积物火灾场景



(b) 桥墩附近桥下堆积物火灾场景

图 13-2 典型火灾场景

13.2.4 以火灾作用为主导致灾作用时，应按灾害单独作用模式进行组合评价。

13.2.5 火灾作用为主导时，应根据桥梁的实际条件考虑车辆作用、温度作用、风作用、材料劣化作用等其他致灾作用。

13.2.6 当车致火灾作用与爆炸作用存在时空关联时，应采用耦合作用模式进行组合评价。

13.2.7 当车致火灾作用与突变作用存在链式关联时，应采用链式作用组合模型进行组合评价。

13.3 车致爆炸作用

13.3.1 车致爆炸事故作用应根据可能的作用场景考虑桥下爆炸作用和桥墩侧爆炸作用。

条文说明

典型桥下及桥墩爆炸作用示意及损伤示意如图 13-3 所示。

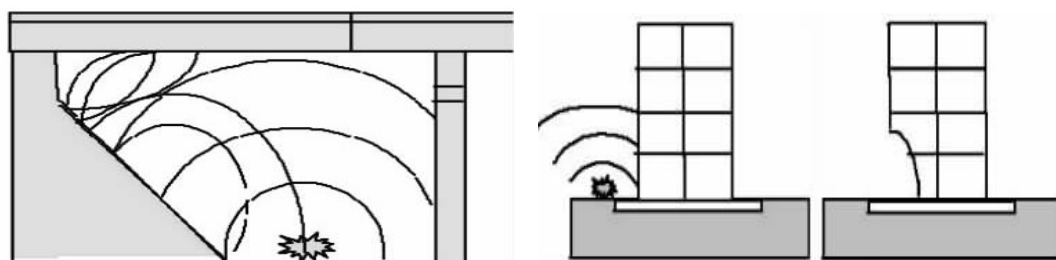


图 13-3 桥面下及桥墩侧爆炸作用

13.3.2 桥梁结构在车致爆炸事故作用下的结构响应,应考虑爆炸空气冲击波压力、碎片冲击力、热辐射和其他相关效应导致的结构变形和内力变化。

条文说明

车致爆炸作用下桥梁构件的响应模式与传统作用下的响应模式区别较大,原因在于爆炸荷载的高强度、短持续时间性质、冲击波在构件内传播的影响、高应变率对材料特性的影响,以及边界条件对承受较大塑性变形的构件的影响。

13.3.3 以车致爆炸事故作用为主导致灾作用时,应按灾害单独作用模式进行组合评价。

13.3.4 车致爆炸事故作用为主导时,应根据桥梁实际条件考虑车辆作用、温度作用、材料劣化作用等其他致灾作用。

13.3.5 车致爆炸事故作用为主导时,尚应考虑下列作用参与组合:

1. 材料劣化作用,适用于服役年限较长或存在材料性能退化的桥梁;
2. 突变作用,爆炸可能导致构件突然失效(如拉索断裂、主梁坍塌)。

13.3.6 当车致爆炸事故作用与火灾作用存在时空关联时,应采用耦合作用模式进行组合评价。

13.3.7 当车致爆炸事故作用与突变作用存在链式关联时,应采用链式作用模式进行组合评价。

13.3.8 结构性能分析时,车致爆炸事故作用宜与汽车荷载等作用进行组合,组合标准应符合现行《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60)的规定。

13.4 损伤及失效模式

13.4.1 车致火灾及堆积物火灾作用下的桥梁工程结构承载安全性评价应按表 13.4.1 考虑对应的损伤及失效模式。

表 13.4.1 火灾作用下公路桥梁结构和构件的损伤及失效模式

构件	失效模式	损伤模式
斜拉索或吊杆	断索	防护层损坏、断丝
钢桥塔或钢组合桥塔	垮塌	局部屈曲、局部变形
悬索桥主缆	主缆失效	防护层损坏、断丝
拱肋	垮塌	局部屈曲、局部变形
跨线桥主梁	垮塌、落梁	混凝土剥落、露筋

13.4.2 针对斜拉索或吊杆在火灾作用下的安全评价,应根据模拟得到的火焰形态,结合传热模拟确定斜拉索或吊杆中的温度分布,确定其材料力学参数退化过程,并确定经历火灾后的实际极限承载能力。

条文说明

根据火焰形态,可以进一步开展热传导、辐射、对流的数值模拟,从而得到斜拉索或吊杆上的温度分布。此外,试验研究得出了钢材的屈服强度、弹性模量等材料参数与温度的关系。这样,就可以知道斜拉索或吊杆极限承载能力的变化,从而进行安全评价。

13.4.3 火灾作用下的斜拉索、吊杆和主缆中的钢丝按材料强度状况确定承载安全损伤状态时,宜根据 3.3.3 条确定损伤程度等级。其中,材料强度预测值应充分考虑火灾作用下钢丝热力学参数的变化。

13.4.4 火灾作用下的斜拉索和吊杆按极限承载能力状况确定承载安全损伤状态时,宜根据 3.3.4 条确定损伤程度等级。其中,实际极限承载能力宜通过数值模拟方法确定,应充分考虑火灾作用下钢丝断丝的可能性。

13.4.5 火灾作用下的斜拉索或吊杆按防护层破损状况确定使用安全损伤状态时,宜根据防护层破损程度及个数分为五级,规定于表 13.4.5 中。

表 13.4.5 火灾作用下的斜拉索或吊杆按防护层破损状况的使用安全损伤程度等级

防护层破损状况	损伤程度描述	等级
完好	无明显损伤	DS1
个别防护层轻微老化或破损	轻微损伤	DS2
个别防护层老化、破损、松动	中度损伤	DS3
部分防护层老化、损伤、裂纹或积水	严重损伤	DS4
个别护筒脱落	重度损伤	DS5

条文说明

参考《公路桥梁技术状况评定标准》(JTG/T H21) 并进行了细化。

13.4.6 火灾作用下的主缆破损状况确定使用安全损伤状态时,宜根据防护层破损程度及个数分为五级,规定于表 13.4.6 中。

表 13.4.6 火灾作用下的主缆按防护层破损状况的使用安全损伤程度等级

防护层破损状况		损伤程度描述	等级
定性	定量		
完好	—	无明显损伤	DS1
主缆防护表面有局部面漆变色起皮,个别位置出现破损、老化、漏水	防护破损面积 $\leq 1\%$	轻微损伤	DS2

主缆表面面漆有部分损坏、裂纹、变色起皮或剥落	防护破损面积 $>1\%$ 且 $\leq 10\%$	中度损伤	DS3
主缆表面较大范围面漆有轻微损坏、裂纹、变色起皮或剥落	防护破损面积 $> 10\%$ 且 $\leq 15\%$	严重损伤	DS4
主缆表面大范围面漆有轻微损坏、裂纹、变色起皮或剥落	防护破损面积 $>15\%$	重度损伤	DS5

条文说明

参考《公路桥梁技术状况评定标准》(JTG/T H21) 并进行了细化。

13.4.7 火灾作用下的跨线桥主梁按混凝土剥落和露筋状况确定使用安全损伤状态时, 宜根据累计面积和单处面积分为五级, 规定于表 13.4.7 中。

表 13.4.7 火灾作用下的跨线桥主梁按混凝土剥落和露筋状况的使用安全损伤程度等级

程度描述		损伤程度描述	分级
定性	定量		
完好	—	无明显损伤	DS1
小范围混凝土剥落、露筋	累计面积 $\leq$ 构件面积的 1%, 单处面积 $\leq 0.1\text{m}^2$	轻微损伤	DS2
局部混凝土剥落、露筋	累计面积 $>$ 构件面积的 1%且 $\leq$ 构件面积的 3%, 单处面积 $\leq 0.5\text{m}^2$	中度损伤	DS3
较大范围混凝土剥落、露筋	累计面积 $>$ 构件面积的 3%且 $\leq$ 构件面积的 10%, 单处面积 $\leq 1.0\text{m}^2$	严重损伤	DS4
大范围混凝土剥落、露筋	累计面积 $>$ 构件面积的 10%, 单处面积 $> 1.0\text{m}^2$	重度损伤	DS5

条文说明

参考《公路桥梁技术状况评定标准》(JTG/T H21) 并进行了细化。

13.4.8 车致爆炸事故作用下, 不同类型的桥梁构件损伤模式包括:

1. 常规钢筋混凝土构件: 剥落破裂响应、直接剪切响应、弯曲响应、张力膜(悬链线)响应、压缩膜响应;
2. 预应力和高性能混凝土构件: 预应力失效响应;
3. 钢结构构件: 局部破裂响应、弯曲响应、局部或整体屈曲响应、剪切响应、张力膜响应;
4. 高强度钢缆: 剪切响应、局部失效响应。

13.4.9 对于车致爆炸事故作用易损性评估, 宜使用 P-I 易损性曲线方法进行分析。

条文说明

利用 P-I 曲线图，可以将峰值压力和施加脉冲的组合与特定构件的峰值响应量或损伤状态相关联，该曲线有时也称为等损伤曲线。

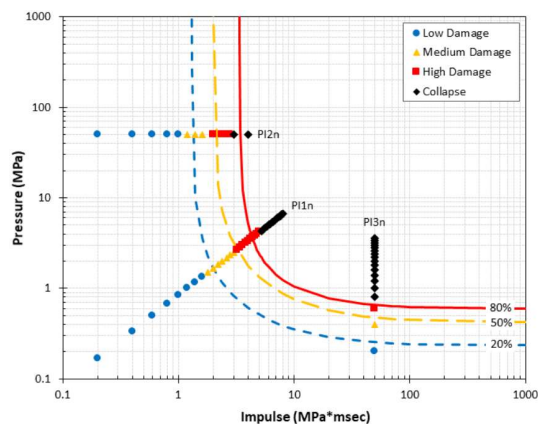


图 13-4 爆炸荷载作用下的 P-I 易损性曲线

13.4.10 车致爆炸事故作用对桥梁结构产生的冲击作用，宜采用试验或数值模拟的方法获取。

13.4.11 对于爆炸作用形式为均匀爆炸荷载且构件响应模式鲜明的情况，可使用单自由度方法（SDOF）进行分析。将连续系统转换为等效的单自由度系统，可以把控制偏微分方程（13.4.11-1）简化为仅依赖于时间的半离散常微分方程（13.4.11-2）。等效单自由度系统的等效刚度 K^* 、质量 M^* 和施加载荷 P^* 参数分别通过等效两个系统的内功、动能和外功来确定，计算式见（13.4.11-3）至（13.4.11-5）。

$$m(x) \frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial t^2} + \frac{\partial^2}{\partial x^2} [EI(x) \frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial x^2}] = w(x, t) \quad (13.4.11-1)$$

$$M^* \frac{d^2 y_{max}(t)}{dt^2} + K^* y_{max}(t) = P^*(t) \quad (13.4.11-2)$$

$$K^* = \int_0^L EI(x) \left[\frac{d^2}{dx^2} \Psi(x) \right]^2 dx \quad (13.4.11-3)$$

$$M^* = \int_0^L m(x) \Psi^2(x) dx \quad (13.4.11-4)$$

$$P^*(t) = \int_0^L w(x,t)\Psi(x)dx$$

(13.4.11-5)

- 式中：
- $EI(x)$ —— 连续体系分布刚度；
 - $m(x)$ —— 连续体系分布质量；
 - $w(x,t)$ —— 连续体系时变分布荷载；
 - $\Psi(x)$ —— $y(x,t)/y_{\max}(t)$ ，归一化位移场（形状函数）；
 - x —— 连续体系长度方向上的距离；
 - L —— 连续体系总长度；
 - K^* —— 等效单自由度体系刚度；
 - M^* —— 等效单自由度体系质量；
 - $P^*(t)$ —— 等效单自由度时变荷载。

13.4.12 对于涉及复杂多模态构件性能、多构件间响应耦合、荷载描述复杂或局部响应明显的情况，应采用多自由度分析方法（MDOF）。

条文说明

多自由度分析方法涵盖从二维框架分析到三维有限元模拟的范围。框架分析能够将结构构件理想化为包含多个位移自由度的线元素集合，从而允许多模态响应。此外，多自由度框架模型可以包含结构系统，能够计算捕捉多个构件的响应耦合作用。多自由度框架模型虽然提供了超出等效单自由度模型的额外分析能力，但缺点在于仍缺乏复杂三维有限元模拟的分辨率。

13.4.13 车致爆炸事故作用下的结构性能分析应包括局部构件的损伤分析及全桥结构的安全分析。

13.4.14 车致爆炸事故作用后桥梁结构整体性能的评价按表 13.4.14 确定。

表 13.4.14 车致爆炸作用后桥梁结构整体性能分级标准

性能分级	桥梁结构整体损伤描述
低于防恐标准	严重损毁——可能发生连续性倒塌。受损区域内及其周围结构无法使用。
很低	严重损坏——结构发生倒塌，连续性倒塌可能性小。受损区域内及其周围结构无法使用。
低	不可修复损坏——不会发生连续性倒塌。受损区域内及其周围结构无法使用。

中	可修复损坏——损坏区域内及其周围结构可使用，在清理和修复后完全可用。
高	表面损伤——无永久变形。该结构可立即恢复使用。

13.4.15 车致爆炸事故作用后桥梁结构整体性能与部件损伤之间的关系可参考表 13.4.15。

表 13.4.15 车致爆炸作用后桥梁结构整体性能与部件损伤之间的关系

性能分级	构件损伤描述		
	主要构件	次要构件	非结构构件
1	危险损伤	爆裂	爆裂
2	严重损伤	危险损伤	危险损伤
3	中等损伤	严重损伤	严重损伤
4	表层损伤	中等损伤	中等损伤
5	表层损伤	表层损伤	表层损伤

13.4.16 经历车致爆炸作用后的公路桥梁结构，结构性能评价应根据《公路桥梁技术状况评定标准》（JTGT H21）的规定，采取必要的检测手段作为辅助。

13.4.17 对桥梁的局部构件和桥梁整体进行安全性评估，可用车致爆炸作用后桥梁的剩余承载能力来评估。定义损伤程度为安全性评估指标，其表达式为：

$$D_r = 1 - \frac{R_r}{R_d} \quad (13.4.17)$$

式中： D_r —— 结构构件的极限承载能力损伤系数，当 $D_r < 0$ 时，取 $D_r = 0$ ；
 R_r —— 结构构件的极限承载能力实测或预测值；
 R_d —— 结构构件的极限承载能力设计值。

13.4.18 车致爆炸事故作用下桥梁结构的安全性状态等级可按表 13.4.18 执行。

表 13.4.18 车致爆炸事故作用对桥梁工程结构安全性状态等级

状态等级	结构安全性	交通功能	短期可修复性及功能性	长期可修复性及功能性
一级	损伤程度小于 0.1	交通无影响	无需修	无需修
二级	损伤程度大于 0.1 小于 0.2，主要发生弹性变形	交通无明显影响	无需修复，功能性完好	需简单修复，功能性完好

三级	损伤程度大于 0.2 小于 0.4，发生大变形，但强度和功能性无实质性减弱，出现较大的塑性变形	区域交通受持续影响，并对社会经济造成一定损失	采用应急修复措施可恢复即时功能性	容易进行修复，修复后可基本恢复完整功能性
四级	损伤程度大于 0.4 小于 0.7，构件局部或整体塑性变形超出功能性限值，构件仍保持完整性	区域交通受到严重影响，并对社会经济造成较大损失	采用应急修复措施无法恢复即时功能性，短期内很大程度丧失功能性	修复困难，且经修复构件功能性也难以恢复到初始状态
五级	完全损伤，损伤程度大于 0.7，位移和塑性变形发散，构件发生失稳、压溃、断裂，失去完整性	区域交通陷入瘫痪，并对社会经济造成严重损失	无法修复，功能性完全丧失	无法修复，必须更换构件

13.4.19 桥梁结构的车致爆炸作用安全性评价结果不满足现行规范的要求时，应采取必要的风险管控及结构性能提升措施。

条文说明

风险管控及结构抗爆性能提升措施主要包括：增大截面和增加配筋、复合截面加固、防爆墙和防爆路障预防汽车炸弹等恐怖袭击、限制大型易燃易爆车辆通行。

14 突变作用安全性评价

14.1 一般规定

14.1.1 下列情况的公路桥梁应进行斜拉索或吊杆突然失效作用安全性评价：

1. 斜拉索或吊杆腐蚀情况严重；
2. 斜拉索或吊杆经历了车致火灾作用或车致爆炸作用；
3. 斜拉索或吊杆受到撞击作用。

条文说明

随着桥梁服役时间的增加，斜拉索或吊杆受到腐蚀疲劳作用，容易出现过早的失效。一旦失效发生，将出现内力重分配，使得相邻构件出现内力骤增的现象，从而诱发连续倒塌及桥梁垮塌现象。

14.1.2 下列情况的公路桥梁应进行支撑体系功能突然变化作用安全性评价：

1. 结构体系的自由度总数发生变化；
2. 构件的自由度数发生变化。

条文说明

桥梁工程结构的支承体系包括支座、弹性索、连接阻尼器等。由于桥梁的长期运营支承体系功能会出现变化，从而对结构体系性能产生影响。如滑动支座退化变成固定支座、弹性索性能退化失效等都属于支承体系功能发生变化。

14.1.3 下列情况的公路桥梁应进行基础突然变位作用安全性评价：

1. 邻近工程结构施工导致基础突然变位的桥梁；
2. 极端自然灾害导致的基础突然变位的桥梁；
3. 交通事故导致的基础突然变位的桥梁。

条文说明

桥梁工程结构的基础突然变位主要包括涵工程结构的基础的沉降变位、水平变位等。在桥梁的运营过程中，基础会出现突然变位，从而对结构体系性能产生影响。如邻近工程结构施工、极端自然灾害、交通事故等都会导致桥梁工程结构的基础突然变位。

14.1.4 下列情况的桥梁，应在基础突然变位作用评价基础上进行专项安全性评价：

1. 基础实测变位值超过设计值的 80%；
2. 基础变位导致支座出现脱空或剪切变形超限；
3. 基础变位导致主梁线形出现明显改变；
4. 桥梁技术状况评定等级为 3 类及以下，且基础变位可能加速病害发展；

-
5. 邻近工程施工可能引发基础变位的桥梁；
 6. 位于采空区、岩溶区等不良地质区域的桥梁。

14.2 损伤及失效模式

14.2.1 以斜拉索或吊杆突然失效作用为主导致灾作用时，应按灾害单独作用模式进行组合评价。

14.2.2 斜拉索或吊杆突然失效作用为主导时，应根据桥梁实际条件考虑车辆作用、温度作用、风作用、材料劣化作用等其他致灾作用。

14.2.3 当斜拉索或吊杆突然失效由其他致灾作用引发时，应采用链式作用模式进行组合评价。

14.2.4 支撑体系功能突然变化作用为主导时，应根据桥梁的实际条件考虑车辆作用、温度作用、材料劣化作用等其他致灾作用。

14.2.5 当支撑体系功能突然变化由其他致灾作用引发时，应采用链式作用模式进行组合评价。

14.2.6 以支撑体系功能突然变化作用为主导致灾作用时，应按灾害单独作用模式进行组合评价。

14.2.7 基础突然变位作用为主导时，应按灾害单独作用模式进行组合评价，并根据桥梁实际条件考虑车辆作用、温度作用等其他致灾作用。

14.2.8 当基础突然变位由其他致灾作用（如邻近工程施工、地质灾害、冲刷等）引发时，应采用链式作用模式进行组合评价。

14.2.9 斜拉索或吊杆突然失效作用应考虑下列场景：

1. 单侧斜拉索或吊杆突然失效；
2. 双侧斜拉索或吊杆突然失效且两侧失效斜拉索或吊杆数目不等；
3. 双侧斜拉索或吊杆突然失效且两侧失效斜拉索或吊杆数目相等。

条文说明

斜拉索或吊杆突然失效的原因较多，如突然受到车辆撞击、车致火灾与爆炸作用、长期腐蚀疲劳引起的突然断裂等等。失效的位置也具有较大的随机性。通过多座典型桥梁的安全事故分析表明，往往突然失效源于一根或两根斜拉索或吊杆的失效，最终导致桥梁的垮塌。本条文据此确定了斜拉桥或吊杆突然失效作用的场景。

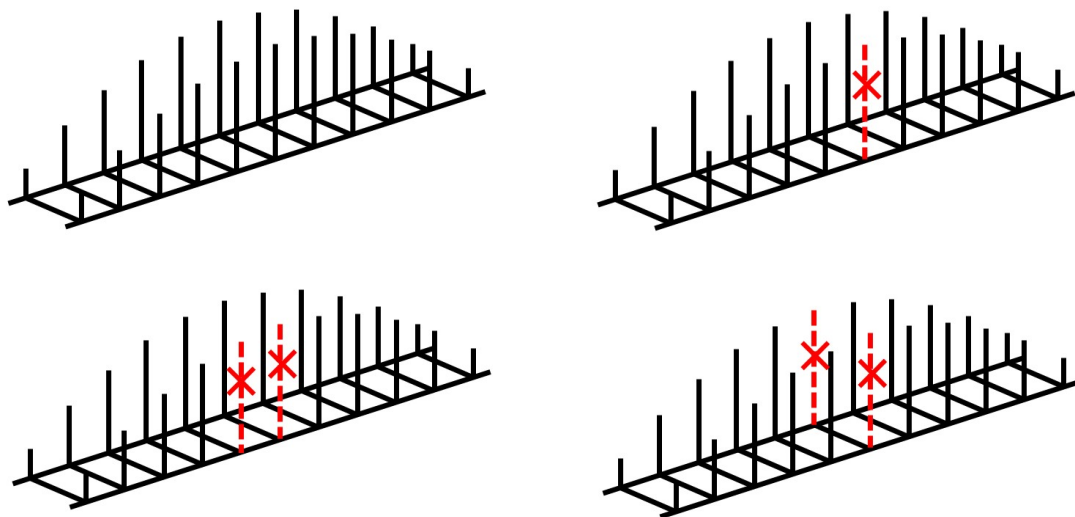


图 14-1 吊杆失效示意图

14.2.10 斜拉索或吊杆突然失效作用下公路桥梁结构和构件应考虑如下失效和损伤模式：

1. 剩余斜拉索或吊杆应力增加导致失效；
2. 主梁线型发生改变，最大挠度增加；
3. 斜拉桥或悬索桥桥塔受力状态发生改变，导致失稳；
4. 拱桥拱圈受力状态发生改变，导致失稳；
5. 全桥动力特性发生改变。

14.2.11 宜采用数值模拟方法得到斜拉索或吊杆突然失效作用下的全桥结构及构件静力及动力响应，应考虑斜拉索或吊杆失效造成的应力重分布影响。

条文说明

吊杆失效的模拟可以使用拟动力模拟方法或全动力模拟方法。拟动力模拟方法则是将吊杆或拉索失效过程，模拟成为构件的移除，将构件的轴力以静力荷载反向施加在构件的梁端。吊杆骤然失效需要考虑动力放大，一般考虑 1.3~2.7 倍的放大效应。全动力模拟的分析方法，均在时域分析状态下进行，模拟出吊杆断裂的动态轴力，如图 14-3 所示。

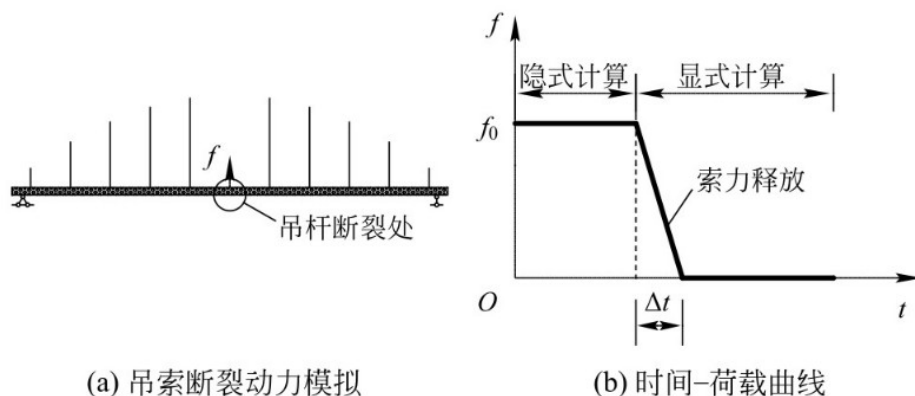


图 14-2 吊杆失效模拟示意图

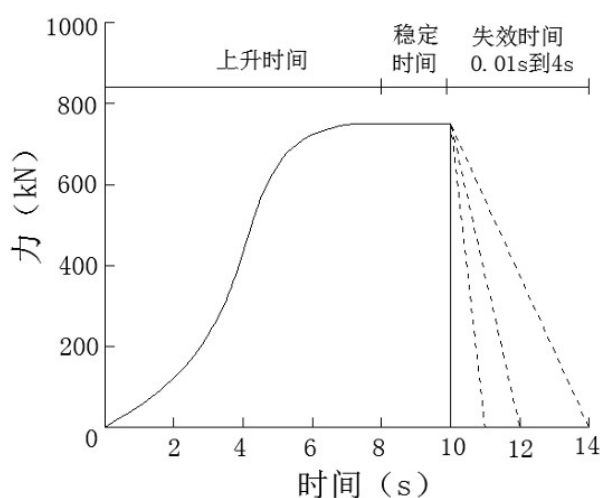


图 14-3 等效拉索或吊杆轴力时程曲线

拉索或吊杆失效的时间在不同的偶然荷载作用下是不同的，通常在地震、车致爆炸、车致撞击等偶然荷载作用下失效时间是很短的，然而在火灾等偶然荷载作用下结构局部构件失效时间则比较长。对于失效时长较长的过程，结构的响应与静态激励的响应无异。因此有研究表明，动力分析时局部构件失效时间应至少取为 $1/20 \sim 1/10$ 倍的结构主振动周期。

14.2.12 斜拉索或吊杆突然失效作用下的剩余斜拉索或吊杆按极限承载能力状况确定承载安全损伤状态时，宜根据 3.3.4 条确定损伤程度等级。

14.2.13 斜拉索或吊杆突然失效作用下的桥塔或拱圈按整体稳定性确定承载安全损伤状态时，宜根据 3.3.5 条确定损伤程度等级。其中，斜拉索或吊杆突然失效后的构件失稳安全系数应根据数值模拟结果确定。

14.2.14 斜拉索或吊杆突然失效作用下的主梁宜根据线型变化确定使用安全损伤程度等级。

14.2.15 支撑体系功能突然变化作用下公路桥梁结构和构件应考虑如下失

效和损伤模式：

1. 邻近支座反力发生变化并失效；
2. 构件刚度下降，挠度增加；
3. 结构动力特性发生变化；
4. 构件缺乏足够约束，变成机构。

条文说明

桥梁的支座失效以及纵向边界变异均会导致桥梁工程结构的支撑体系功能突然变化。支座失效会导致桥梁结构的内力重分布，造成邻近支座的反力值发生畸变，从而引起橡胶支座的劣化加剧，桥梁内力增大从而影响结构的耐久性能，自振频率减小从而影响到整个结构的刚度。在桥梁结构发生纵向边界变异的情况下，无论是纵向支承变异还是纵向弯曲变异，都会造成结构基频的显著变化，从而导致结构的动力响应发生显著变化。各种工况下，伸缩缝堵塞对奇数阶次的频率影响最大；护栏未断开对偶数阶次的频率影响最大。

14.2.16 支座功能突然变化时，应考虑下列损伤及失效模式：

1. 滑动支座因锈蚀、杂物卡阻等原因丧失滑动功能，变为固定支座；
2. 固定支座锚固螺栓剪断或锚固失效，丧失约束功能；
3. 橡胶支座因老化、剪切变形超限等原因丧失弹性功能；
4. 支座脱空导致反力重分布及相邻支座超载；
5. 支座限位装置破坏导致横向或纵向约束失效。

14.2.17 阻尼器功能突然变化时，应考虑下列损伤及失效模式：

1. 阻尼器漏油或密封失效，导致阻尼力丧失；
2. 阻尼器连接构件疲劳断裂，导致阻尼器脱落；
3. 阻尼器长期性能退化，导致阻尼系数降低；
4. 阻尼器在极端荷载作用下锁死，导致附加内力传递。

14.2.18 伸缩缝功能突然变化时，应考虑下列损伤及失效模式：

1. 伸缩缝因杂物堵塞而丧失伸缩能力；
2. 伸缩缝锚固系统失效，导致翘起或脱落；
3. 伸缩缝橡胶带老化开裂，导致漏水及杂物侵入；
4. 伸缩缝因温差或车辆冲击导致变形卡死。

14.2.19 约束体系功能突然变化时，应考虑下列损伤及失效模式：

1. 梁端限位装置破坏，导致落梁风险增加；
2. 抗震挡块剪断，丧失横向限位功能；
3. 索塔与主梁连接装置失效，改变结构体系；

4. 竖向限位装置破坏，导致主梁竖向位移超限。

14.2.20 支撑体系功能突然变化后，应进行使用安全性评价，并考虑下列状况：

1. 支座功能变化后，梁体附加内力及变形对行车平顺性的影响；
2. 阻尼器失效后，结构在风、车辆等荷载作用下的振动响应增大；
3. 伸缩缝失效后，桥面平整度降低及防水功能丧失；
4. 约束体系改变后，结构在后续荷载作用下的安全储备评估。

14.2.21 宜采用数值模拟方法得到支撑体系功能突然变化作用下的全桥结构及构件静力及动力响应，应考虑支撑体系功能突然变化造成的应力重分布影响。

14.2.22 支撑体系功能突然变化作用下的桥墩和构件按极限承载能力状况确定承载安全损伤状态时，宜根据 3.3.4 条确定损伤程度等级。其中，实际极限承载能力宜通过数值模拟方法确定，应充分考虑自由度变化导致的内力重分布。

14.2.23 支撑体系功能突然变化作用下的构件宜根据挠度变化确定使用安全损伤程度等级。

14.2.24 当构件缺乏足够约束而变成机构时，应将其承载安全损伤程度定为五级。

14.2.25 基础突然变位作用下公路桥梁结构和构件应考虑如下失效和损伤模式：

1. 对于静定结构，基础突然变位导致桥梁体系转变；
2. 对于超静定结构，基础突然变位导致结构几何变形，产生次附加内力。

条文说明

对于简支梁等静定结构，沉降和水平偏位对结构内力影响不大，但当产生过大的变形时，会引起桥梁体系的转变，静定结构变成超静定结构。对于连续梁桥以及刚构桥等超静定体系，沉降与水平偏位会引起结构的几何变形，使桥梁产生次附加内力，影响桥梁使用性能。

14.2.26 当基础突然变位导致桥梁体系转变时，应根据 3.3.4 条确定损伤程度等级。其中，实际极限承载能力宜通过数值模拟方法确定，应充分考虑自由度的变化。

14.2.27 当基础突然变位导致构件出现几何变形时，应根据构件的挠度确定使用安全损伤程度。

15 材料劣化作用安全性评价

15.1 混凝土材料劣化作用

15.1.1 处于下列环境中的公路桥梁混凝土构件应进行混凝土材料劣化作用安全性评价：

1. 年平均相对湿度位于 40%~80%的干湿交替环境；
2. 距离海岸线 1.2km 范围内的近海或海洋氯化物环境；
3. 除冰盐等其他氯化物环境；
3. 寒冷地区（ $-8^{\circ}\text{C} < t < -3^{\circ}\text{C}$ ）和严寒地区（ $t \leq -8^{\circ}\text{C}$ ）且 $\Delta t > 10^{\circ}\text{C}$ ；
4. 水体中硫酸根浓度达到 200mg/L 或土体中的硫酸根浓度（水溶值）达到 300mg/kg 的硫酸盐腐蚀环境。

条文说明

本条文给出了需要进行混凝土材料劣化作用安全性评价的几种典型环境类型，包括一般大气环境、氯盐环境、冻融环境和硫酸盐腐蚀环境。

研究表明，相对湿度对混凝土碳化过程有显著影响。当相对湿度较低时，由于没有足够的水作为介质，碳化过程涉及的化学反应难以进行；而当相对湿度较高时，二氧化碳会主要以碳酸根和碳酸氢根的方式传输，速度显著慢于气态二氧化碳，导致碳化反应没有足够的二氧化碳供应。因此，只有当相对湿度处于一个范围内，才可以保证混凝土碳化过程以较快速度发展。试验和理论研究表明，这个相对湿度范围大约为 40%~80%。

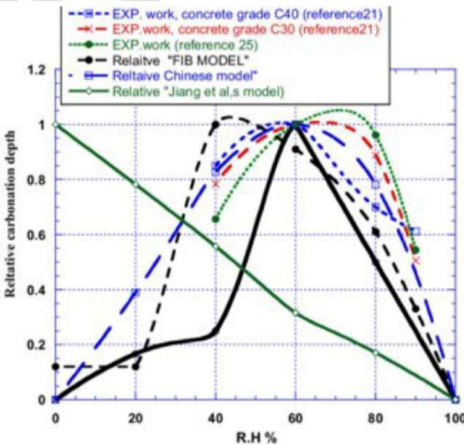


图 15-1 相对湿度对混凝土碳化的影响

氯离子侵蚀环境需要考虑三种类型：（1）不与海水直接接触，但距离海岸线距离较近；（2）直接与海水接触；（3）使用除冰盐。这里的“距离海岸线 1.2km”参考了《公路工程混凝土结构耐久性设计规范》（JTG/T 3310）。

冻融和硫酸盐腐蚀会导致混凝土开裂、保护层剥落，但两者目前难以开展定量分析，尤其是对于新建桥梁。对于在用桥梁，一般根据检测得到的混凝土裂缝和保护层剥落面积等进行基于使用安全的评价。本条文给出的临界温度和硫酸盐浓度临界值参考了《公路工程混凝土结构耐久性设计规范》(JTG/T 3310)。

15.1.2 对于在用的公路桥梁混凝土构件，应在以下时间节点开展安全性评价：

- 1. 混凝土构件已经达到设计使用寿命；
- 2. 检测结果提示混凝土内部钢筋有较大锈蚀风险时；
- 3. 检测结果显示混凝土存在严重开裂或保护层剥落现象。

15.1.3 公路桥梁混凝土构件进行混凝土材料劣化作用安全性评价时，应按照表 15.1.3 开展环境调研，确定环境参数取值。

表 15.1.3 针对混凝土碳化和氯离子侵蚀过程需开展的环境参数调研

环境类别	调研内容
一般大气环境	二氧化碳浓度 年平均相对湿度 年平均温度
近海或海洋氯化物环境	大气中氯离子浓度 海水中氯离子浓度 年平均相对湿度 年平均温度
除冰盐等其他氯化物环境	水体中氯离子浓度 年平均相对湿度 年平均温度

条文说明

针对混凝土构件开展材料劣化作用下的安全性评价，需要对有害物质传输及由此而引发的钢筋锈蚀过程进行计算分析，以确定混凝土构件在材料劣化后的剩余承载能力。为此，需要根据不同环境下的混凝土材料劣化机理，针对关键环境参数开展调研。

研究表明，在钢筋混凝土构件中，钢筋锈蚀一般由混凝土碳化和氯离子侵蚀引起，相应的计算方法也比较成熟。因此，本条文仅针对一般大气环境和氯盐侵蚀环境开展环境参数调研。对于混凝土碳化问题，二氧化碳浓度和相对湿度是最为重要的环境参数，温度对混凝土碳化过程也有一定的影响。对于氯盐侵蚀问题，这里分为两种情况。一种是近海和海洋氯化物环境，特点是构件表面的氯离子浓度常年稳定，根据大气区、浪溅区和浸没区的不同，分别采集大气中和海水中的氯离子浓度，此外，相对湿度和温度对氯离子传输过程也有一定的影响。另一种是除冰盐环境，特点是构件表面只在冬季等寒冷季节才会直接接触氯离子，需采集除冰盐溶解冰雪之后形成的盐溶液中的氯离子浓度。

本条参考了《公路工程混凝土结构耐久性设计规范》(JTG/T 3310)。

15.1.4 对于在用的公路桥梁混凝土构件,在进行混凝土材料劣化作用下的安全性评价时,除按照桥梁所处环境特点收集 15.1.3 条中的环境参数外,还应开展相应的耐久性检测工作,并确定如下数据:

表 15.1.4 在用公路桥梁混凝土构件应开展的耐久性检测内容

环境类别	检测内容
一般大气环境	碳化深度
近海或海洋氯化物环境	构件表层氯离子浓度
除冰盐等其他氯化物环境	至构件表面不同深度处的氯离子浓度

条文说明

相比新建桥梁,在用桥梁可根据检测结果通过对基本计算模型的反演得到其中的关键参数,如碳化系数等。这将使得计算模型更符合实际情况,且更具有针对性。因此,需要开展必要的检测工作以确定反演过程中所需要的参数。

15.1.5 对于一般大气环境中的公路桥梁混凝土构件,钢筋的开始锈蚀时间可按式(15.1.5-1)确定:

$$t_i = \left(\frac{c - x_0}{k} \right)^2 \quad (15.1.5-1)$$

式中: t_i —— 钢筋开始锈蚀时间(a);
 c —— 混凝土保护层厚度(mm);
 k —— 碳化系数(mm/ $\sqrt{a}$);
 x_0 —— 碳化残量(mm),可按式(15.1.5-2)估算。

$$x_0 = (1.2 - 0.35k^{0.5}) \cdot D_c - \frac{6.0}{m + 1.6} (1.5 + 0.84k) \quad (15.1.5-2)$$

式中: D_c —— 与保护层厚度及碳化系数有关的参数,
(1) $c \leq 28\text{mm}$: 当 $k \geq 0.8$ 时, $D_c = c$; 当 $k < 0.8$ 时, $D_c = c - 0.16/k$;
(2) $c > 28\text{mm}$: 当 $k \geq 1.0$ 时 (若 $k > 3.3$, 取 $k = 3.3$), $D_c = c + 0.066(c - 28)^{0.47k}$; 当 $k < 1.0$ 时, $D_c = c - 0.389(c - 28)(0.16/k)^{1.5}$;
 m —— 局部环境系数,取值区间为 3.5~4.5,对于湿热地区或大气污染严重地区,宜取较大值。

1. 当有历年碳化深度检测数据时, 式(15.1.5-1)中的碳化系数 k 可根据式(15.1.5-4)确定:

$$k = \frac{x_c}{\sqrt{t_0}} \quad (15.1.5-4)$$

式中: x_c —— 实测混凝土碳化深度 (mm);
 t_0 —— 构件开始使用至检测时刻的时间 (a)。

2. 当没有历年碳化深度检测数据时, 式(15.1.5-1)中的碳化系数 k 可根据式(15.1.5-4)确定:

$$k = 3K_{CO_2}K_{kl}K_{kt}K_{ks}K_F T^{1/4} RH^{1.5} (1 - RH) \left(\frac{58}{f_{cuk}} - 0.76 \right) \quad (15.1.5-3)$$

式中: K_{CO_2} —— 二氧化碳浓度影响系数, $K_{CO_2} = \sqrt{C_0/0.03}$, C_0 为混凝土构件所在区域的二氧化碳浓度 (体积比);
 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;
 K_F —— 粉煤灰取代系数, $K_F = 1.0 + 13.34F^{3.3}$, F 为粉煤灰取代量 (重量比), 对掺有 I 级粉煤灰、低水灰比的高密实混凝土, 可取 $K_F = 1.0$;
 T —— 年平均温度 (°C);
 RH —— 年平均相对湿度。

条文说明

对于公路桥梁混凝土构件在材料劣化作用下的安全性评价而言, 钢筋开始锈蚀时间是一个非常重要的参数。在某些耐久性设计标准中, 甚至直接将钢筋开始锈蚀作为混凝土构件寿命终结的标志。一般认为, 钢筋开始锈蚀之前, 混凝土构件的承载能力不变, 钢筋锈蚀之后, 由于有效面积的减小、混凝土开裂剥落, 构件的承载能力会持续降低, 尤其引发安全问题。因此, 为了以承载能力为指标进行安全性评价, 首先需要得到钢筋的开始锈蚀时间。

目前, 尚没有成熟的无损检测方法准确判断实际混凝土构件中的钢筋是否发生锈蚀。常用的混凝土电阻率测试仅能提示钢筋出现锈蚀的可能性和风险程度。因此, 只能通过由试验、理论研究得到的公式来估算钢筋的开始锈蚀时间。

对于一般大气环境中的混凝土碳化问题, 碳化系数是一个非常重要的参数, 与二氧化碳浓度、相对湿度、温度等多种因素相关。本条文针对新建、在用桥梁两种情况, 分别给出碳化系数的确定方法。对于新建桥梁, 根据公式计算; 对于在用桥梁, 根据检测得到的碳化深度反算。

本条文中给出的计算公式出自《混凝土结构耐久性评定标准》(CECS 220:2007)。

15.1.6 对于近海或海洋氯化物环境中的公路桥梁混凝土构件,钢筋的开始锈蚀时间可按式(15.1.6-1)确定:

$$t_i = \left(\frac{c}{K}\right)^2 \times 10^{-6} \quad (15.1.6-1)$$
$$K = 2\sqrt{D} \cdot \text{erf}^{-1}\left(1 - \frac{M_{\text{cr}}}{M_s}\right)$$

式中: D —— 表观氯离子扩散系数 (m^2/a), 宜根据混凝土的盐溶液浸泡试验结果确定;
 M_s —— 大气或海水中的氯离子浓度;
 M_{cr} —— 构件临界氯离子浓度, 指钢筋开始锈蚀时刻, 钢筋表面的氯离子浓度。

在用桥梁, 还可以根据构件不同深度处的氯离子浓度实测结果对式(15.1.6-2)进行数据拟合, 以确定表观氯离子扩散系数

$$M(x, t_0) = M_s \left[1 - \text{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{D}}\right) \right] \quad (15.1.6-2)$$

式中: x —— 到构件表面的距离 (mm);
 t_0 —— 构件开始使用至检测时刻的时间 (a);
 M —— 实测得到的深度为 x 的氯离子浓度。

若根据式(15.1.6-2)得到的表观氯离子扩散系数与盐溶液浸泡试验结果相差较大时, 以前者为准。

条文说明

本条文给出的计算公式来自于 Fick 第二定律的解析解, 为了便于应用, 没有考虑以下因素的影响:

(1) 构件表面氯离子浓度的时变性

混凝土构件暴露于环境中时, 环境中的氯离子会逐渐在构件表面聚集, 因此表面氯离子浓度会经历从零增加直至稳定的过程。这个过程可能会持续数年, 且增加的趋势各异。有学者针对线性增加和平方根增加给出了构件内部氯离子浓度分布的解析公式, 但形式上非常复杂, 且需要事先确定构件表面氯离子浓度稳定所需要的时间。鉴于此, 本条文不再考虑构件表面氯离子浓度的时变性。

(2) 表观氯离子扩散系数的时变性

当混凝土构件投入使用后, 后续的水泥水化过程使得混凝土孔隙率持续降低, 导致表观氯离子扩散系数也随之减小, 最终达到稳定。目前, 一般采用幂函数来描述表观氯离子扩散系数与时间的变化规律:

$$\frac{D_t}{D_0} = \left(\frac{t_0}{t}\right)^\alpha$$

式中: D_0 —— t_0 时刻测得的扩散系数;
 α —— 与混凝土材料相关的系数;
 D_t —— t 时刻的扩散系数。

与构件表面氯离子浓度类似,若考虑表观氯离子扩散系数的时变性,式(15.1.6-1)的形式将变得非常复杂,且系数 α 的确定也较为困难。鉴于此,本条文不再考虑构件表面氯离子浓度的时变性。

需要指出的是,由于没有构件表面氯离子浓度和表观氯离子扩散系数的时变性,相当于过高估计了环境作用、过低估计了材料抗物质传输的能力,因此最终可以得到偏于保守的结果。

15.1.7 对于除冰盐环境中的公路桥梁混凝土构件,钢筋的开始锈蚀时间宜采用数值模拟方法确定,对于在用桥梁,实测得到的构件内部氯离子浓度可用于验证数值模拟结果的准确性。

条文说明

除冰盐一般只在极端天气条件下使用,因此,混凝土构件不会长期与氯离子溶液接触,即表面氯离子浓度会出现季节性的变化。这种时变性目前无法通过解析方法考虑,只能借助数值模拟手段。

通过数值模拟,可以灵活的调整构件的表面氯离子浓度,模拟氯离子在构件内的传输过程,得到不同深度处的氯离子浓度,并与实测结果对比以评估其准备性和可信度。此外,还可以监控钢筋表面的氯离子浓度,从而得到钢筋的开始锈蚀时间。

15.1.8 公路桥梁混凝土构件的钢筋锈蚀、混凝土开裂、保护层剥落等过程宜通过数值模拟方法确定,并根据计算结果确定如下参数:

1. 钢筋的锈蚀深度;
2. 钢筋的剩余有效面积;
3. 若出现保护层剥落,剩余混凝土截面面积。

条文说明

混凝土构件的钢筋锈蚀是一个十分复杂的过程,涉及离子传输、电化学反应等关键问题。尽管目前提出了一些简化的计算模型,但其适用性存疑。因此,对于此类问题,仍建议采用数值模拟的方法预测其发展过程。

钢筋锈蚀后,随着锈蚀产物的持续堆积,钢筋周边混凝土出现拉应力并逐渐增加,导致混凝土开裂。随着裂缝的持续发展,最终形成贯通裂缝,导致保护层出现局部剥落。

在后续的承载能力计算中，需要明确钢筋的剩余有效面积和保护层剥落后的混凝土有效截面面积。因此，在数值模拟中应注意建立这些参数随时间的变化规律。

15.1.9 钢筋锈蚀后混凝土构件的极限承载力可按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)计算，但应采用表 15.1.9 中的钢筋和混凝土参数。

表 15.1.9 钢筋锈蚀后混凝土构件极限承载力计算采用的钢筋和混凝土参数

构件受力类别	钢筋参数	混凝土参数
受弯	有效截面面积、实际屈服强度（受拉钢筋的实际屈服强度应乘以钢筋强度利用系数）	—
受压	有效截面面积、实际屈服强度	等效截面面积
受剪、受拉、受扭	有效截面面积、实际屈服强度	—

条文说明

钢筋锈蚀后，混凝土构件承载能力的计算非常复杂。一方面，随着钢筋锈蚀过程的发展，钢筋逐渐溶解，锈蚀产物增多，而锈蚀产物在力学性能上与钢筋有较大区别，且具体的锈蚀产物组成与水分含量和供氧量相关，难以准确预测。因此，在计算钢筋锈蚀后混凝土构件承载能力时，一般只考虑钢筋有效面积的减小以及由此引起的屈服强度的下降。此外，对于受弯构件中的受拉钢筋，还需要额外考虑由于钢筋锈蚀引起的混凝土粘结性能退化的影响。对于受压构件，混凝土保护层在压力作用下可能会出现损伤。因此，应考虑保护层损伤后的截面减小，即采用混凝土等效截面面积进行计算。

钢筋的有效截面面积、混凝土等效截面面积等参数可在钢筋锈蚀、混凝土开裂等过程数值模拟结果的基础上确定，参见 15.1.8 条。在此基础上，钢筋的实际屈服强度可根据 15.1.10 条确定。

15.1.10 钢筋锈蚀后的屈服强度可按下式计算：

$$f_{yc} = \begin{cases} f_y & \eta_s \leq 5\% \text{ 且 锈蚀较均匀} \\ \frac{1 - 1.077\eta_s}{1 - \eta_s} f_y & 5\% < \eta_s \leq 12\% \text{ 或 } \eta_s \leq 5\% \text{ 但 锈蚀不均匀} \end{cases} \quad (15.1.10)$$

式中： f_y —— 钢筋锈蚀前的屈服强度设计值（MPa）；
 f_{yc} —— 钢筋锈蚀后的屈服强度设计值（MPa）；
 η_s —— 钢筋截面损失率，可根据钢筋直径和剩余有效面积确定。

条文说明

本条文中的公式来自于《混凝土结构耐久性评定标准》(CECS 220)，为一种经验模型。公式中的锈蚀均匀是指同一个截面圆周上各处的锈蚀深度均相同，但

实际情况下的钢筋锈蚀一般都是非均匀锈蚀。公式中并没有明确定义何为“锈蚀较均匀”，可偏于安全的选择公式中的第二种情形，即假定均为非均匀锈蚀。

15.1.11 对于混凝土构件中受拉钢筋，在使用实际屈服强度计算构件承载能力时，还需要考虑钢筋锈蚀后的强度利用系数 a_s 。该系数可按下列规定取用：

1. 无锈胀裂缝或配筋指标 $q_0 \leq 0.25$ ： $a_s = 1.0$ ；
2. 钢筋锈蚀深度 $\delta \geq 0.3\text{mm}$ ，且配筋指标 $q_0 > 0.25$ ：

$$a_s = \begin{cases} 1.45 - 1.82q_0 & 0.25 < q_0 \leq 0.44 \\ 0.92 - 0.63q_0 & q_0 > 0.44 \end{cases} \quad (15.1.11-1)$$

$$q_0 = \frac{A_s f_y + \sum A_{sci} f_{sci}}{f_c b h_0} \quad (15.1.11-2)$$

式中： A_s 、 f_y —— 受拉钢筋中未锈蚀钢筋截面面积、抗拉强度设计值；

A_{sci} 、 f_{sci} —— 锈蚀受拉钢筋截面面积、抗拉强度设计值。

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

$$a_s = \begin{cases} 1.0 + (0.45 - 1.82q_0) \frac{\delta}{0.3} & 0.25 < q_0 \leq 0.44 \\ 1.0 + (-0.08 - 0.63q_0) \frac{\delta}{0.3} & q_0 > 0.44 \end{cases} \quad (15.1.11-3)$$

4. 构件受拉区损伤长度小于梁跨 1/3 时，取 $a_s = 1.0$

条文说明

本条文中的公式来自于《混凝土结构耐久性评定标准》(CECS 220)。

15.1.12 混凝土劣化作用下的公路桥梁混凝土构件按承载能力损伤系数确定使用损伤状态时，应符合 3.3 条的规定。其中，安全评价作用下桥梁工程结构或构件承载能力实测或预测值 R_r 应按如下规则确定：

1 若根据 15.1.5~15.1.7 条确定的钢筋开始锈蚀时间晚于安全性评价时间点，可认为混凝土构件承载能力未降低，即 $R_r = R_d$ ；

2 若根据 15.1.5~15.1.7 条确定的钢筋开始锈蚀时间早于安全性评价时间点，则应根据 15.1.9 条计算 R_r 。

条文说明

若预估得到的钢筋开始锈蚀时间晚于安全性评价时间点，则表明评价时，钢筋尚未出现锈蚀，因此可不考虑构件承载能力的降低，即认为构件处于完全状态或无明显损伤。

若预估得到的钢筋开始锈蚀时间早于安全性评价时间点，则表明评价时，钢筋已经锈蚀，因此需要进一步确定钢筋的锈蚀率、有效面积、屈服强度等，以计算评价时刻的实际承载能力。

15.1.13 混凝土劣化作用下的公路桥梁混凝土构件按剩余使用寿命确定使用损伤状态时，应符合 3.4.2 条的规定。其中，安全评估时候构件的实际剩余使用寿命 t_p 应根据钢筋开始锈蚀时间 t_i 确定，即 $t_p = t_i$ 。

条文说明

目前，针对钢筋混凝土构件的寿命尚没有形成广泛共识的定义。常见的标准为：1) 钢筋开始锈蚀时间；2) 裂缝发展到构件表面；3) 保护层出现剥落；4) 钢筋锈蚀深度到达临界值。这些定义标准中的部分时间节点（如 2、3、4）依赖于对钢筋锈蚀、裂缝发展和保护层剥落等过程的准确预测，难度较大。相比较，钢筋的开始锈蚀时间只涉及物质传输，目前已有较为成熟的理论或经验模型，以及数值模拟方法。因此，本条文偏安全的选取钢筋锈蚀时间作为混凝土构件的寿命。但需要指出的是，这种定义下，混凝土构件达到了使用寿命，不代表构件已经不能使用。

15.1.14 混凝土劣化作用下的公路桥梁混凝土构件按表观裂缝状况确定使用安全损伤状态时宜根据裂缝长度、宽度、间距、面积等参数分为五级，规定于表 15.1.14 中。

表 15.1.14 混凝土劣化作用下的混凝土构件按表观裂缝状况的使用安全损伤等级

裂缝状况		损伤程度描述	分级
网状裂缝	条状裂缝		
无裂缝	无裂缝	无明显损伤	DS1
- 累计面积<构件面积的 5% - 单处面积$\leq 1.0\text{m}^2$	$w_t \leq 0.6w_d$ - 最大缝长<截面尺寸的 1/6 - 间距$\geq 20\text{cm}$	轻微损伤	DS2
- 构件面积的 5%<累计面积$\leq$构件面积的 10% - 单处面积$\leq 1.0\text{m}^2$	$0.6w_d < w_t \leq 1.0w_d$ - 截面尺寸的 1/6<最大缝长$\leq$截面尺寸的 1/3, - 间距$\geq 20\text{cm}$	中度损伤	DS3
- 构件面积的 10%<累计面积$\leq$构件面积的 20% - 单处面积$> 1.0\text{m}^2$	$1.0w_d < w_t \leq 2.0w_d$ - 截面尺寸的 1/3<最大缝长$\leq$截面尺寸的 2/3 - 间距$< 20\text{cm}$	严重损伤	DS4
- 累计面积$>$构件面积的 20% - 单处面积$> 1.0\text{m}^2$	$w_t > 2.0w_d$ - 最大缝长$>$截面尺寸的 2/3 - 间距$< 20\text{cm}$	重度损伤	DS5

注： w_t 为构件裂缝宽度实测或计算值； w_d 为裂缝允许限制值。

条文说明

本条文参考《公路桥梁技术状况评定标准》(JTG/T H21)。

15.1.15 混凝土劣化作用下的公路桥梁混凝土构件按表层剥落状况确定使用安全损伤状态时宜根据剥落面积分为五级，规定于表 15.1.15 中。

表 15.1.15 混凝土劣化作用下的混凝土构件按表层剥落状况的使用安全损伤程度等级

表层剥落状况	损伤程度描述	分级
无剥落	无明显损伤	DS1
局部混凝土剥落，累计面积 $\leq$ 构件面积的 3%，且单处面积 $\leq 0.5\text{m}^2$	轻微损伤	DS2
小范围混凝土剥落，累计面积 $>$ 构件面积的 3%且 $\leq$ 构件面积的 5%，且单处面积 $>0.5\text{m}^2$	中度损伤	DS3
较大范围混凝土剥落，累计面积 $>$ 构件面积的 5%且 $\leq$ 构件面积的 10%，且单处面积 $> 0.5\text{m}^2$	严重损伤	DS4
大范围混凝土剥落，累计面积 $>$ 构件面积的 10%，且单处面积 $> 0.5\text{m}^2$	重度损伤	DS5

条文说明

本条文参考《公路桥梁技术状况评定标准》(JTG/T H21)。

15.2 钢结构疲劳作用

15.2.1 下列情况的公路桥梁钢结构应进行钢结构疲劳作用安全性评价：

1. 钢结构构件非焊接细部疲劳开裂形成裂缝；
2. 钢结构平行于应力方向的连续焊接件产生焊缝裂纹；
3. 钢结构受力构件表面或边缘上的焊接附件由于应力集中产生裂纹扩展；
4. 钢结构构件横向对接焊缝产生裂纹扩展；
5. 钢结构承载角接头和 T 形对接接头由于应力集中产生裂纹；
6. 钢结构构件分接连接上次产生疲劳裂缝。

条文说明

本规范给出的获得疲劳应力的过程只有在下面情况下有效：远离几何应力集中和结构中能自调整的应力（如残余应力、热应力等）时，在一个组件的有效截面上计算的最大构造应力，在正常运行条件下，应不超过材料屈服应力 60%，极限载荷条件下，不超过屈服应力的 80%。在疲劳裂纹结果不是很严重的地方，或者裂纹能被很容易定位和修复的地方，可以采用较高的失效概率。

15.2.2 钢结构疲劳作用下公路桥梁钢结构构件的损伤及失效模式。

表 15.2.2 公路桥梁钢结构的损伤及失效模式

构件类别	失效模式	损伤模式
------	------	------

非焊接细部构件	钢结构疲劳抗拉极限强度降低	钢结构构件表面出现裂纹； 钢结构构件焊接处出现疲劳裂纹扩展
连续焊接件		
构件表面或边缘上焊接附件	焊根开裂并沿应力方向扩展	
横向对接焊缝		
承载角和 T 形对接接头	钢结构构件发生疲劳破坏	
分接连接		

条文说明

疲劳寿命的计算结果可以将关键部件依据疲劳灵敏性进行等级分类，将计算结果与特定部件失效结果的评估相结合建立优化基础，开发在结构服役寿命期内可以选择的应遵循的监测程序。

当焊缝平行于应力方向时，疲劳裂纹通常起始于焊缝的端部，当与应力方向垂直时，通常起始于焊趾处；与双面角焊缝不同，单面角焊缝的焊接裂纹也可能起始于焊缝根部。裂纹随后扩展到受力构件。

当对接焊缝端部与板的边打磨平齐以后，疲劳裂纹通常是在焊趾处出现并扩展到母材中，因此疲劳强度很大程度上取决于焊趾断面的形状。如果对接焊缝补强被磨平，失效更大程度上从焊缝金属的内部缺陷或从暴露于焊缝表面的次要焊缝裂纹处产生。对于永久垫板上的对接焊缝，疲劳裂纹通常在垫板和焊缝金属连接处初始并扩展到焊缝金属中。

15.2.3 钢结构疲劳作用下的焊接件和横向对接焊缝按抗拉强度确定承载安全损伤状态时，宜根据 3.3.3 确定损伤程度等级。

15.2.4 钢结构疲劳作用下的承载角接头、T 形对接接头和分接接头，按构件接头有效截面面积确定承载安全损伤状态时，宜根据式(15.2.4)中的构件接头有效截面面积损失率分为五级，规定于表 15.2.4 中。

$$\eta_a = \frac{A_d - A_e}{A_d} \quad (15.2.4)$$

式中： A_e —— 构件接头有效截面面积预测值；
 A_d —— 构件接头截面面积设计值。

表 15.2.4 钢结构疲劳作用下的公路桥梁钢结构对接接头构件按构件截面损失率的承载安全损伤程度等级

构件有效截面面积损失率	损伤程度描述	分级
$\eta_a \leq 2\%$	无明显损伤	DC1
$2\% < \eta_a \leq 5\%$	轻微损伤	DC2
$5\% < \eta_a \leq 9\%$	中度损伤	DC3
$9\% < \eta_a \leq 12\%$	严重损伤	DC4
$\eta_a > 12\%$	重度损伤	DC5

条文说明

焊透的 T 型或十字型接头的失效通常在焊趾处开始,但是在承载的角接焊缝或部分焊透对接焊缝裂纹可能初始焊趾处并且扩展到板内或在焊缝根部并且穿过焊缝。平行于加载方向的焊缝,焊缝失效是很特殊的;裂纹通常初始在焊缝端部并且沿加载应力方向的垂直方向扩展到板内。如果焊缝端部位于或接近加载部件边界而不是远离其边界的话,应力集中增加,而疲劳强度降低。

分支连接的疲劳裂纹有三个主要位置,壳体和分支上的焊趾以及分叉角部。在任何情况下应注意由于管接头导致严重的结构不连续性造成的潜在疲劳裂纹区的应力集中。

15.2.5 钢结构疲劳作用下的公路桥梁按构件表面裂缝状况确定使用安全损伤状态时宜根据裂缝位置和长度分为五级,规定于表 15.2.5 中。

表 15.2.5 钢结构劣化作用下的公路桥梁按表面裂缝状况的使用安全损伤程度等级

表面裂缝状况		损伤程度描述	分级
定性	定量		
无裂纹	—	无明显损伤	DS1
钢构件出现极少量细小裂纹	—	轻微损伤	DS2
钢构件出现较多细小裂纹,截面削弱,但不影响正常使用	主梁、纵横梁受拉翼缘边裂缝长度 $\leq 3\text{mm}$,或受拉翼缘焊接盖板端部裂缝长度 $\leq 10\text{mm}$,或桁梁端横梁与纵梁连接处下端以及腹杆接头处裂缝长度 $\leq 20\text{mm}$	中度损伤	DS3
主要构件出现较多裂纹,截面削弱	主梁、纵横梁受拉翼缘边裂缝长度 $> 3\text{mm}$ 且 $\leq 5\text{mm}$,或受拉翼缘焊接盖板端部裂缝长度 $> 10\text{mm}$ 且 $\leq 20\text{mm}$,或桁梁端横梁与纵梁连接处下端以及腹杆接头处裂缝长度 $> 20\text{mm}$ 且 $\leq 50\text{mm}$	严重损伤	DS4
主要构件出现较多严重裂纹,截面削弱,主要构件存在明显的永久变形,变形大于限值	主梁、纵横梁受拉翼缘边裂缝长度 $> 5\text{mm}$,或受拉翼缘焊接盖板端部裂缝长度 $> 20\text{mm}$,或桁梁端横梁与纵梁连接处下端以及腹杆接头处裂缝长度 $> 50\text{mm}$	重度损伤	DS5

条文说明

参考《公路桥梁技术状况评定标准》(JTG/T H21)。

15.2.6 钢结构疲劳作用下的公路桥梁按构件焊缝开裂状况确定使用安全损伤状态时宜根据裂缝位置和长度分为五级，规定于表 15.2.6 中。

表 15.2.6 钢结构劣化作用下的公路桥梁按疲劳裂缝状况的使用安全损伤程度等级

疲劳裂缝状况		损伤程度描述	分级
定性	定量		
无裂纹	—	无明显损伤	DS1
焊缝部位涂层有少量裂纹	—	轻微损伤	DS2
焊缝部位涂层有大量裂纹，受拉翼缘边焊缝存在裂缝，其他部位焊缝无裂缝	主梁、纵横梁受拉翼缘边焊缝开裂长度≤5mm	中度损伤	DS3
主要构件焊缝出现较多裂缝，构件出现变	主梁、纵横梁受拉翼缘边焊缝开裂长度>5mm 且 ≤10mm，其他位置焊缝开裂长度≤5mm	严重损伤	DS4
主要构件焊缝存在大量裂缝甚至完全开裂，主要构件存在明显的变形，变形大于规范值	主梁、纵横梁受拉翼缘边焊缝开裂长度>10mm，其他位置焊缝开裂长度>5mm	重度损伤	DS5

条文说明

参考《公路桥梁技术状况评定标准》(JTG/T H21)。

15.3 钢结构腐蚀作用

15.3.1 下列情况的公路桥梁钢构件应进行钢结构腐蚀作用安全性评价：

1. 处于具有高盐度的沿海区域或海上区域；
2. 处于高湿度和恶劣天气的工业区域或具有极高湿度和侵略性大气的热带亚热带工业区域；
3. 主要受力构件出现大面积的涂层开裂剥落现象；
4. 主要受力构件出现明显的腐蚀损伤现象；

条文说明

桥梁钢结构腐蚀作用与桥梁所处腐蚀环境密切相关，本条文参照国际标准《Corrosion of metals and alloys - Corrosivity of atmospheres - Classification, determination and estimation》(ISO 9223) 将桥梁钢结构所处的典型腐蚀环境分为 C1（很低）、C2（低）、C3（中）、C4（高）、C5（很高）、CX（极端）六种情况，如表 15-1 所示。进一步地，本条文根据桥梁钢结构所处的腐蚀环境以及桥梁钢构件表观状态规定了进行钢结构腐蚀作用安全性评价的触发条件。

表 15-1 典型腐蚀环境分类与碳钢第一年腐蚀速率

腐蚀等级	质量损失 (g/m ² ·year)	厚度损失 (μm·year)	典型腐蚀环境
C1 很低	≤10	≤1.3	沙漠地带
C2 低	>10-200	>1.3-25	低污染水平的大气，大部分是乡村地带
C3 中	>200-400	>25-50	城市和工业大气，中等的二氧化硫污染以及低盐度沿海区域
C4 高	>400-650	>50-80	城市和工业大气，中等的二氧化硫污染以及低盐度沿海区域
C5 很高	>650-1500	>80-200	高湿度和恶劣天气的工业区域和高盐度的沿海区域
CX 极端	>1500-5500	>200-700	具有高含盐度的海上区域和具有极高湿度、侵略性大气的热带亚热带工业区域

15.3.2 钢结构腐蚀作用下的公路桥梁钢构件的损伤及失效模式如表 15.3.2 所示。

表 15.3.2 钢结构腐蚀作用下公路桥梁钢构件的损伤及失效模式

失效模式	损伤模式
钢材有效截面积减小 钢材屈服强度降低	涂层开裂剥落 钢材锈蚀

15.3.3 钢结构腐蚀作用下的公路桥梁钢构件按钢材有效截面面积状况确定承载安全损伤状态时，宜根据式(15.3.3)中的钢材有效截面面积损失率分为五级，规定于表 15.2.4 中。

$$\eta_a = \frac{A_d - A_e}{A_d} \quad (15.3.3)$$

式中： A_e —— 钢材有效截面面积预测值；
 A_d —— 钢材截面面积设计值。

15.3.4 钢结构腐蚀作用下的公路桥梁钢构件按钢材屈服强度状况确定承载安全损伤状态时，宜根据 3.3.3 确定损伤程度等级。

15.3.5 钢结构腐蚀作用下的公路桥梁钢构件按涂层开裂剥落状况确定使用安全损伤状态时宜根据裂缝面积分为五级，规定于表 15.3.5 中。

表 15.3.5 钢结构腐蚀作用下公路桥梁钢构件按涂层裂缝状况的使用安全损伤程度等级

涂层裂缝状况	损伤程度描述	等级
无裂缝	无明显损伤	DS1
累计面积≤构件面积的 10%	轻微损伤	DS2

累计面积>构件面积的 10%且≤构件面积的 50%	中度损伤	DS3
累计面积>构件面积的 50%且≤构件面积的 70%	严重损伤	DS4
累计面积>构件面积的 70%	重度损伤	DS5

条文说明

参考《公路桥梁技术状况评定标准》(JTG/T H21)。

15.3.6 钢结构腐蚀作用下的公路桥梁钢构件按钢材锈蚀状况确定使用安全损伤状态时宜根据钢材锈蚀面积分为五级，规定于表 15.3.6 中。

表 15.3.6 钢结构腐蚀作用下公路桥梁钢构件按钢材锈蚀状况的使用安全损伤程度等级

锈蚀状况	损伤程度描述	分级
无锈蚀	无明显损伤	DS1
锈蚀累计面积≤构件面积的 5%	轻微损伤	DS2
锈蚀累计面积>构件面积的 5%且≤构件面积的 15%；或锈蚀孔洞≤3 个；工字梁孔洞直径≤30mm，板梁≤50mm，且边缘完好；桁梁孔洞直径≤30mm，且≤杆件宽度的 15%	中度损伤	DS3
锈蚀累计面积>构件面积的 15%且≤构件面积的 25%；或锈蚀孔洞>3 个且≤5 个；工字梁孔洞直径>30mm 且≤50mm，板梁>50mm 且≤80mm，且边缘完好；桁梁孔洞直径>30mm 且≤50mm，或>杆件宽度的 15%且≤杆件宽度的 25%	严重损伤	DS4
锈蚀累计面积>构件面积的 25%，或锈蚀孔洞>5 个；工字梁孔洞直径>50mm，板梁>80mm，且边缘相对完好；桁梁孔洞直径>50mm，或>杆件宽度的 25%	重度损伤	DS5

条文说明

参考《公路桥梁技术状况评定标准》(JTG/T H21)。

16 基础状态渐变作用安全性评价

16.1 一般规定

16.1.1 基础状态渐变作用应根据水位、地质、流域内的生态环境开展淤积作用、基础变位作用下结构安全性评价。

16.1.2 下列情况的公路桥梁应进行淤积作用下桥梁结构安全性评价：

1. 河流中泥沙在河底沉积导致河床升高；
2. 流域水土流失及崩塌、滑坡、泥石流等活动增强会使河流含沙量增高；
3. 河道坡度急剧变缓、过水断面扩大导致流速降低增加会加重淤积；
4. 人为因素如河道围垦开垦及向河道倾倒垃圾等行为使得河床淤积。

16.1.3 下列情况的公路桥梁应进行基础不均匀变位作用安全性评价：

1. 地基的地质情况复杂、土质不均、承载力较差的桥梁；
2. 基础下卧层为压缩性较大的厚层软黏土的桥梁；
3. 临近工程施工导致周围土层变形的桥梁；
4. 相邻跨径差别悬殊的桥梁；
5. 改建或扩宽的桥梁；
6. 其他需考虑墩台沉降值的桥梁。

条文说明

参考《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG 3363)。

16.2 淤积作用

16.2.1 淤积作用下的桥梁工程结构承载安全性评价应考虑如下损伤及失效模式：

1. 桩基极限承载能力降低；
2. 桩基失稳倾覆。

16.2.2 淤积作用下的桩基按极限承载能力状况确定承载安全损伤状态时，应同时考虑水平承载能力和竖向承载能力两个方面。

16.3 基础不均匀变位作用

16.3.1 基础不均匀变位作用下公路桥梁混凝土构件的损伤及失效模式如表 16.3.1 所示。

表 16.3.1 基础不均匀作用下公路桥梁混凝土构件的损伤及失效模式

构件	失效模式	损伤模式
活动支座	落梁	支座脱空、梁体偏移、主梁或上部结构产生附加应力、下部结构受力改变
主梁	桥梁整体垮塌	梁体偏移或过度变形、结构变形产生附加应力、墩梁固结处产生过大应力、铺装层破损
缆索	索力改变、断索	断丝

16.3.2 基础不均匀变位作用下按主梁桥面线形状况确定使用安全损伤状态时，应根据附加角度分为五级，规定于表 16.3.2 中。

表 16.3.2 基础不均匀变位作用下的主梁桥面线型的使用安全损伤程度等级

主梁桥面线型状况		损伤程度描述	分级
主梁附加角度	构件损伤		
$i_r \leq 2\text{‰}$	无需修	无明显损伤	DC1
$2\text{‰} < i_r \leq 3\text{‰}$	需简单修复，功能性完好	轻微损伤	DC2
$3\text{‰} < i_r \leq 5\text{‰}$	容易进行修复，修复后可基本恢复完整功能性	中度损伤	DC3
$5\text{‰} < i_r \leq 7\text{‰}$	修复困难，且经修复构件功能性也难以恢复到初始状态	严重损伤	DC4
$i_r > 7\text{‰}$	无法修复，必须更换构件	重度损伤	DC5

表中：

$$i_r = \frac{\Delta r}{l} \quad (16.3.2)$$

式中： i_r —— 附加角度；
 Δr —— 基础不均匀变位导致的支座相对位移；
 l —— 支座水平距离。

16.3.3 基础不均匀变位作用下的主梁按整体稳定性确定承载安全损伤状态时，宜根据 3.3.5 条确定损伤程度等级，其中，倾覆力矩和稳定力矩应根据数值模拟的结果确定。

17 邻近作用安全性评价

17.1 一般规定

17.1.1 下列情况下的公路桥梁应进行邻近作用下的结构安全性评价：

1. 填方或挖方作业点边缘桥梁基础的水平净距离小于 200m；
2. 堆物地点边缘至桥梁基础的水平净距离小于 200m；
3. 河道采砂作业点至桥梁基础的水平净距离小于 1000m（上游）；
4. 河道采砂作业点至桥梁基础的水平净距离小于 4000m（下游）；
5. 河道清淤作业点至桥梁基础的水平净距离小于 500m（上游）；
6. 河道清淤作业点至桥梁基础的水平净距离小于 1000m（下游）；
7. 经水文分析，采砂/清淤后桥梁断面的设计洪水位、流速或冲刷深度较原设计值增加 10% 以上；
8. 采砂/清淤导致主流线偏移，桥梁墩台位于主流顶冲区；
9. 桥梁基础为扩大基础，且采砂/清淤深度进入基础底面以下；
10. 施工作业空间边缘至桥梁中心线之间的水平距离小于 5 倍桥梁工程结构平面投影宽度。

17.2 损伤及失效模式

17.2.1 填方、挖方及堆物作用对桥梁的影响，应根据作业或堆载的规模、范围、与桥梁的距离、地质条件及施工工艺等因素综合确定，并按下列规定计算：

1. 填方、挖方及堆物引起的附加荷载，应按实际工况确定荷载大小、分布及作用位置。堆物荷载应按堆物高度和材料容重计算；填方荷载应按填土高度和填土容重计算；挖方荷载应按卸荷量及卸荷范围确定。

2. 填方、挖方及堆物引起的土体水平位移和竖向沉降，应通过理论分析或数值模拟确定，并应评估其对桥梁桩基、墩台及上部结构的附加内力和变形影响。

3. 填方或堆载引起的桩侧土体位移，应按被动桩理论计算桩身附加弯矩和剪力；挖方引起的卸荷效应，应按卸荷桩理论计算桩身内力变化。计算方法应符合现行《公路桥涵地基与基础设计规范》（JTG 3363）的有关规定。

4. 填方或堆载引起桩周土体沉降大于桩身沉降时，应考虑桩侧负摩阻力的作用，应按现行《公路桥涵地基与基础设计规范》（JTG 3363）的有关规定计算负摩阻力值及其中性点位置。

5. 挖方边坡或填方边坡的稳定性应按现行《公路路基设计规范》（JTG D30）的有关规定进行验算，并应评估边坡失稳对桥梁基础的潜在威胁。

17.2.2 河道采砂与清淤作用对桥梁的影响，应根据采砂或清淤的规模、深度、范围、与桥梁的距离、施工工艺及河床地质条件等因素综合确定，并按下列规定计算：

1. 采砂或清淤引起的河床局部或整体下切，应根据实测断面数据或水文分析确定下切深度，并应评估下切对桥梁基础埋置深度、桩基自由长度及承载力的影响。

2. 采砂或清淤导致的局部冲刷或一般冲刷加剧，应按现行《公路工程水文勘测设计规范》（JTG C30）的有关规定计算冲刷深度，并应与原设计冲刷深度进行对比分析。

3. 河床下切或冲刷导致基础埋深减小、桩基自由长度增大时，应按现行《公路桥涵地基与基础设计规范》（JTG 3363）的有关规定重新验算基础的竖向承载力和水平承载力。

4. 采砂或清淤引起的主流线摆动、河槽形态改变，应通过水文分析或数值模拟确定其对桥梁墩台的水流冲击角度、流速分布及局部冲刷的影响。

5. 采砂或清淤作业（如挖掘、破碎、运输等）产生的振动，应评估其对桥梁结构安全的影响，并应符合现行《建筑工程容许振动标准》（GB 50868）的有关规定。

17.2.3 邻近工程结构施工作用对桥梁的影响，应根据施工类型、施工工艺、施工机械、与桥梁的空间距离及地层条件等因素综合确定，并按下列规定计算：

1. 施工作业引起的附加荷载（包括施工堆载、施工机械荷载、基坑开挖卸荷、降水引起的土体沉降等），应按实际施工工况确定荷载大小、分布及作用位置，并应考虑施工顺序及时间效应。

2. 打桩、强夯、爆破、振动碾压等施工作业产生的振动，应以质点峰值振动速度或加速度为控制指标，按现行《爆破安全规程》（GB 6722）及《建筑工程容许振动标准》（GB 50868）的有关规定确定振动容许值，并应评估振动对桥梁结构安全及使用性能的影响。

3. 基坑开挖、隧道穿越、堆载预压等施工作业引起的土体水平位移和竖向沉降，应通过理论分析或数值模拟确定其对桥梁桩基、墩台及上部结构的附加内力和变形影响。

4. 采用动态施工工艺（如振动沉桩、冲击钻孔等）时，应考虑施工过程中的动态荷载对桥梁结构的反复作用及累积影响。

17.2.4 邻近作用下的公路桥梁结构安全性评价应考虑如下损伤及失效模式：

1. 桩基、桥墩、主梁出现横桥向偏位；

- 2. 桩基极限抗弯和抗剪承载能力降低；
- 3. 桥墩表面开裂；
- 4. 桩基、桥墩失稳。

条文说明

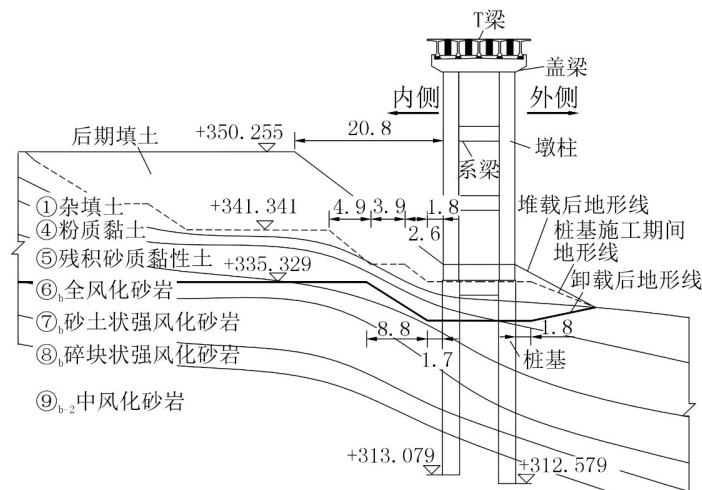


图 17-1 某桥梁临近作用示意图

17.2.5 宜采用数值模拟方法计算分析在邻近作用下的桩基、桥墩、主梁横桥向偏位及桩基和桥墩的稳定性，应考虑不同土层特性的影响。

条文说明

邻近作用对桥梁的影响非常复杂，跟基础埋深、桥墩高度、土层性质等多种因素有关，无法给出一个通用的模型，只能根据具体情况，采用数值模拟方法分析。

17.2.6 在分析邻近施工作用的数值模拟中，应充分考虑施工作业顺序及其对桥梁桩基、桥墩、主梁力学状态的影响。

17.2.7 邻近作用下的桩基按极限承载能力状况确定承载安全损伤状态时，宜根据 3.3.4 条确定损伤程度等级。

17.2.8 邻近作用下的桩基和桥墩按整体或局部稳定性确定承载安全损伤状态时，宜根据 3.3.5 条确定损伤程度等级。

17.2.9 邻近作用下的桥墩按表观裂缝状况或表层剥落状况确定使用安全损伤状态时，宜分别根据 15.1.14 条和 15.1.15 条确定损伤程度等级。

18 桥梁结构安全性评价报告编制

18.0.1 安全性评价报告摘要应对桥梁结构安全性评价报告的目的、方法、过程、主要结果与结论进行概述。

18.0.2 安全性评价正文应包括且不限于下列内容：

1. 结构参数资料、环境资料等；
2. 在用结构的运营情况，包括（不限于）运营参数、维修历史等；
3. 致灾作用确定；
4. 结构性能分析及预测；
5. 损伤度确定及安全性评价；
6. 结论及建议。

18.0.3 安全性评价结论及建议，应包括下列内容：

1. 桥梁承载安全状态等级及使用安全状态等级；
2. 针对各安全状态等级应采取的措施建议及其优先级；
3. 下一次安全性评价的时机建议。

附录 A 高温下结构钢、高强钢丝和混凝土的热力学和力学性能参数计算模型

A.0.1 高温下结构钢的热力学参数应按下列规定确定：

1. 热膨胀系数 $\alpha_s = 1.4 \times 10^{-5} \text{ m}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})$ ，密度 $\rho_s = 7850 \text{ kg}/\text{m}^3$ ；
2. 热传导系数 $\lambda_s = 45 \text{ W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})$ ，比热容 $c_s = 600 \text{ J}/(\text{kg} \cdot ^\circ\text{C})$ 。

A.0.2 高温下结构钢的弹性模量和屈服强度应按下列公式计算：

$$E_{sT} = \chi_{sT} E_s \quad (\text{A.0.2-1})$$

$$f_{sT} = \eta_{sT} f_s \quad (\text{A.0.2-2})$$

式中： E_{sT} —— 高温下结构钢的弹性模量 (MPa)；
 E_s —— 常温下结构钢的弹性模量 (MPa)；
 f_{sT} —— 高温下结构钢的屈服强度 (MPa)；
 f_s —— 常温下结构钢的屈服强度 (MPa)；
 χ_{sT} —— 高温下结构钢的弹性模量折减系数，按式 A.0.2-3 计算；
 η_{sT} —— 高温下结构钢的屈服强度折减系数，按式 A.0.2-4 计算。

$$\chi_{sT} = \begin{cases} \frac{7T_s - 4780}{6T_s - 4760}, & 20^\circ\text{C} \leq T_s < 600^\circ\text{C} \\ \frac{1000 - T_s}{6T_s - 2800}, & 600^\circ\text{C} \leq T_s \leq 1000^\circ\text{C} \end{cases} \quad (\text{A.0.2-3})$$

$$\eta_{sT} = \begin{cases} 1.0 & 20^\circ\text{C} \leq T_s < 300^\circ\text{C} \\ 1.24 \times 10^{-8} T_s^3 - 2.096 \times 10^{-5} T_s^2 + 9.228 \times 10^{-3} T_s - 0.2168 & 300^\circ\text{C} \leq T_s < 800^\circ\text{C} \\ 0.5 - T_s/2000 & 800^\circ\text{C} \leq T_s \leq 1000^\circ\text{C} \end{cases} \quad (\text{A.0.2-4})$$

式中： T_s —— 钢材的温度 ($^\circ\text{C}$)。

A.0.3 高温下高强钢丝的弹性模量和屈服强度应按式(A.0.2-1)、式(A.0.2-2)计算，其中，弹性模量折减系数和屈服强度折减系数应按表 A.0.3 取值，其他温度下的取值，可采用线性插值方法确定。

表 A.0.3 高温下高强钢丝的弹性模量折减系数 χ_{sT} 及屈服强度折减系数 η_{sT}

$T_s(^{\circ}\text{C})$	20	100	200	300	400	500	600	700	800	1000
-------------------------	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------

χ_{sT}	1.000	1.013	0.970	0.886	0.829	0.578	0.379	0.073	0.036	0.000
η_{sT}	1.000	0.985	0.888	0.792	0.607	0.295	0.131	0.049	0.027	0.000

A.0.4 高温下混凝土的热力学参数应按下列规定确定：

1. 热膨胀系数 $\alpha_c = 1.8 \times 10^{-5} \text{m}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})$ ，密度 $\rho_c = 2300 \text{kg}/\text{m}^3$ ；
2. 热传导系数 λ_c 应按下列公式计算：

$$\lambda_c = 1.68 - 0.19 \frac{T_c}{100} + 0.0082 \left(\frac{T_c}{100} \right)^2 \quad (\text{A.0.4-1})$$

3. 比热容 c_c 应按下列公式计算：

$$c_c = 890 + 56.2 \frac{T_c}{100} - 3.4 \left(\frac{T_c}{100} \right)^2 \quad (\text{A.0.4-2})$$

式中： T_c —— 混凝土的温度（ $^\circ\text{C}$ ）。

A.0.5 高温下混凝土的弹性模量和轴心抗压强度应按下列公式计算：

$$E_{cT} = \chi_{cT} E_c \quad (\text{A.0.5-1})$$

$$f_{cT} = \eta_{cT} f_c \quad (\text{A.0.5-2})$$

式中： E_{cT} —— 高温下混凝土的弹性模量（MPa）；
 E_c —— 常温下混凝土的弹性模量（MPa）；
 f_{cT} —— 高温下混凝土的轴心抗压强度（MPa）；
 f_c —— 常温下混凝土的轴心抗压强度（MPa）；
 χ_{cT} —— 高温下混凝土的弹性模量折减系数，应按表 A.0.5 取值；其他温度下的值，可采用线性插值方法确定；
 η_{cT} —— 高温下混凝土的轴心抗压强度折减系数，应按表 A.0.5 取值；其他温度下的值，可采用线性插值方法确定。

表 A.0.5 高温下混凝土的弹性模量折减系数及轴心抗压强度折减系数

$T_c(^{\circ}\text{C})$	20	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
χ_{cT}	1.000	0.625	0.432	0.304	0.188	0.100	0.045	0.030	0.015	0.008	0.004	0.001	0
η_{cT}	1.00	1.00	0.95	0.85	0.75	0.60	0.45	0.30	0.15	0.08	0.04	0.01	0

附录 B 火焰与桥梁构件之间的热辐射和热对流效应计算模型

B.0.1 在辐射传热影响下，桥梁结构表面任一微元体获得的净辐射能可按下式计算：

$$\dot{q}_{rad}'' = \sum_{a=1}^{n_f} F_{a \rightarrow b} \varepsilon_f \sigma (T_{fa} + 273.15)^4 - \varepsilon_s \sigma (T_g + 273.15)^4 \quad (\text{B.0.1-1})$$

式中：

- $\dot{q}_{rad}''$ —— 桥梁结构表面微元体 b 获得的净辐射能 (W/m^2)；
- T_{fa} —— 火焰表面某一微元体 a 的温度 ($^{\circ}\text{C}$)；
- T_g —— 结构表面微元体 b 的温度 ($^{\circ}\text{C}$)；
- n_f —— 火焰表面微元体的数量；
- ε_f —— 火焰的发射率，一般可取 0.8-0.9；
- ε_s —— 受火材料的发射率，一般可取 0.7；
- σ —— 斯蒂芬-玻尔兹曼常数，为 $5.67 \times 10^{-8} \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}^4)$ ；
- $F_{a \rightarrow b}$ —— 火焰表面微元体到结构表面微元体的角系数，可按式 (B.0.1-2) 计算：

$$F_{a \rightarrow b} = \frac{A_a \cos \theta_a \cos \theta_b}{\pi r_{a \rightarrow b}^2} \quad (\text{B.0.1-2})$$

式中：

- A_a —— 火焰表面某一微元体 a 的面积 (m^2)；
- θ_a —— 火焰表面微元体发出的辐射能射线与该微元体表面法向量的夹角，见图 B.0.1；
- θ_b —— 结构表面微元体获得的辐射能射线与该微元体表面法向量的夹角，见图 B.0.1
- $r_{a \rightarrow b}$ —— 火焰表面微元体 a 与结构表面微元体 b 之间的距离 (m)。

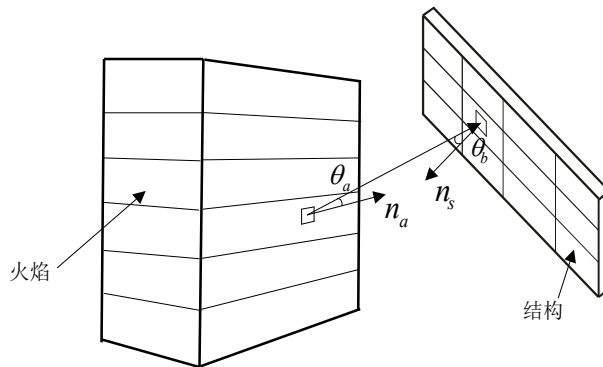


图 B.0.1 辐射传热视角系数计算示意图

条文说明

物体通过电磁波的形式发出辐射能的过程称为热辐射。热辐射是一切物体的固有属性,物体在不断向空间发出辐射能的同时,也不断吸收其他物体发出的辐射能,并将其转化为自身的内能。物体间不断相互辐射与吸收造成了物体间的热量传递,这一过程称为辐射传热。在火灾—结构传热过程中,辐射传热往往起到决定性作用。

当辐射能投射到物体表面时,一部分辐射能被物体吸收,一部分辐射能被物体反射,还有一部分辐射能可能穿透物体,此外物体本身还会向空间发射辐射能。一般而言,对桥梁结构,辐射能的反射和穿透效应可以忽略不计,则物体获得的净辐射能可表示为吸收辐射能与发射辐射能的差值。

B.0.2 火焰与桥梁结构之间的对流传热效应可按下列式计算:

$$\dot{q}_{conv}'' = h_{conv}(T_a - T_g) \quad (\text{B.0.2})$$

式中: $\dot{q}_{conv}''$ —— 对流热流密度 (W/m^2);
 h_{conv} —— 结构表面与热空气之间的对流传热系数,一般可取 $50 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$;
 T_a —— 结构表面的热空气温度 ($^\circ\text{C}$)。