

UDC

中华人民共和国行业标准



CJJ 166-2011

备案号 J 1224-2011

P

城市桥梁抗震设计规范

Code for seismic design of urban bridges

2011-07-13 发布

2012-03-01 实施

中华人民共和国住房和城乡建设部 发布

中华人民共和国行业标准

城市桥梁抗震设计规范

Code for seismic design of urban bridges

CJJ 166-2011

批准部门：中华人民共和国住房和城乡建设部
施行日期：2012年3月1日

中国建筑工业出版社

2011 北京

中华人民共和国住房和城乡建设部

中华人民共和国行业标准
城市桥梁抗震设计规范

Code for seismic design of urban bridges

CJJ 166 - 2011

*

中国建筑工业出版社出版、发行（北京西郊百万庄）
各地新华书店、建筑书店经销
北京红光制版公司制版
化学工业出版社印刷厂印刷

*

开本：850×1168毫米 1/32 印张：4¼ 字数：110千字

2011年12月第一版 2011年12月第一次印刷

定价：21.00元

统一书号：15112·21067

版权所有 翻印必究

如有印装质量问题，可寄本社退换

（邮政编码 100037）

本社网址：<http://www.cabp.com.cn>

网上书店：<http://www.china-building.com.cn>

中华人民共和国住房和城乡建设部
公告

第1060号

关于发布行业标准
《城市桥梁抗震设计规范》的公告

现批准《城市桥梁抗震设计规范》为行业标准，编号为CJJ 166-2011，自2012年3月1日起实施。其中，第3.1.3、3.1.4、4.2.1、6.3.2、6.4.2、8.1.1、9.1.3条为强制性条文，必须严格执行。

本规范由我部标准定额研究所组织中国建筑工业出版社出版发行。

中华人民共和国住房和城乡建设部

2011年7月13日

前 言

根据原建设部《关于印发〈一九九八年工程建设城建、建筑行业标准制订、修订项目计划〉的通知》(建标[1998]59号)文的要求,标准编制组经广泛调查研究,认真总结实践经验,参考有关国际标准和国外先进标准,并在广泛征求意见的基础上,编制了本规范。

本规范的主要技术内容是:1.总则;2.术语和符号;3.基本要求;4.场地、地基与基础;5.地震作用;6.抗震分析;7.抗震验算;8.抗震构造细节设计;9.桥梁减隔震设计;10.斜拉桥、悬索桥和大跨度拱桥;11.抗震措施。

本规范中以黑体字标志的条文为强制性条文,必须严格执行。

本规范由住房和城乡建设部负责管理和对强制性条文的解释,由同济大学负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见和建议,请寄送同济大学(地址:上海市四平路1239号,邮编:200092)。

本规范主编单位:同济大学

本规范参编单位:上海市政工程设计研究总院

上海市城市建设设计研究院

天津市政工程设计研究院

北京市市政工程设计研究总院

本规范主要起草人员:范立础 李建中(以下按姓氏笔画排列)

马 翥 王志强 包琦玮 叶爱君

刘旭措 闫兴非 张 恺 张宏远

杨澄宇 沈中治 周 良 胡世德

徐 艳 袁万城 袁建兵 贾乐盈

郭卓明 都锡龄 曹 景 彭天波

程为和 管仲国

本规范主要审查人员:韩振勇 沈永林 刘四田 刘健新

孙虎平 李龙安 李承根 陈文艳

周 峥 秦 权 唐光武 谢 旭

鲍卫刚 魏立新

目 次

1	总则	1
2	术语和符号	2
2.1	术语	2
2.2	主要符号	4
3	基本要求	7
3.1	抗震设防分类和设防标准	7
3.2	地震影响	8
3.3	抗震设计方法分类	9
3.4	桥梁抗震体系	10
3.5	抗震概念设计	12
4	场地、地基与基础	14
4.1	场地	14
4.2	液化土	17
4.3	地基的承载力	22
4.4	桩基	22
5	地震作用	24
5.1	一般规定	24
5.2	设计加速度反应谱	24
5.3	设计地震动时程	26
5.4	地震主动土压力和动水压力	26
5.5	作用效应组合	28
6	抗震分析	29
6.1	一般规定	29
6.2	建模原则	31
6.3	反应谱法	33

6.4	时程分析法	33
6.5	规则桥梁抗震分析	34
6.6	能力保护构件计算	38
6.7	桥台	40
7	抗震验算	42
7.1	一般规定	42
7.2	E1地震作用下抗震验算	42
7.3	E2地震作用下抗震验算	43
7.4	能力保护构件验算	47
8	抗震构造细节设计	50
8.1	墩柱结构构造	50
8.2	节点构造	51
9	桥梁减隔震设计	55
9.1	一般规定	55
9.2	减隔震装置	55
9.3	减隔震桥梁地震反应分析	56
9.4	减隔震桥梁抗震验算	59
10	斜拉桥、悬索桥和大跨度拱桥	60
10.1	一般规定	60
10.2	建模与分析原则	60
10.3	性能要求与抗震验算	61
11	抗震措施	62
11.1	一般规定	62
11.2	6度区	62
11.3	7度区	64
11.4	8度区	64
11.5	9度区	65
附录 A	开裂钢筋混凝土截面的等效刚度取值	67
附录 B	圆形和矩形截面屈服曲率和极限 曲率计算	68

本规范用词说明	70
引用标准名录	71
附：条文说明	73

Contents

1 General Provisions	1
2 Terms and Symbols	2
2.1 Terms	2
2.2 Symbols	4
3 Basic Requirements	7
3.1 Seismic Classification and Fortification Criterion	7
3.2 Earthquake Effect	8
3.3 Classification of Seismic Design Methods	9
3.4 Bridge Earthquake Resisting Systems	10
3.5 Seismic Conceptual Design	12
4 Site, Soil and Foundation	14
4.1 Site	14
4.2 Liquefied Soil	17
4.3 Capacity of Foundation	22
4.4 Pile Foundation	22
5 Earthquake Action	24
5.1 General Requirements	24
5.2 Design Acceleration Spectrum	24
5.3 Design Ground Motion Time History	26
5.4 Seismic Active Soil Pressure and Dynamic Hydraulic Pressure	26
5.5 Combination of Actions	28
6 Seismic Analysis	29
6.1 General Requirements	29
6.2 Principle of Modelling	31

6.3	Response Spectrum Method	33
6.4	Time History Analysis Method	33
6.5	Seismic Analysis for Regular Bridges	34
6.6	Calculation for Capacity Protected Members	38
6.7	Bridge Abutment	40
7	Seismic Check	42
7.1	General Requirements	42
7.2	Seismic Check for E1 Earthquake	42
7.3	Seismic Check for E2 Earthquake	43
7.4	Seismic Check for Capacity Protected Members	47
8	Seismic Design Details	50
8.1	Pier Column Detailing	50
8.2	Joint Detailing	51
9	Bridge Seismic Isolation Design	55
9.1	General Requirements	55
9.2	Seismic Isolation Devices	55
9.3	Seismic Analysis for Isolated Bridges	56
9.4	Seismic Check for Isolated Bridges	59
10	Cable-Stayed Bridge, Suspension Bridge and Long Span Arch Bridge	60
10.1	General Requirements	60
10.2	Modelling and Analysis Principles	60
10.3	Performance Requirements and Seismic Check	61
11	Seismic Measures	62
11.1	General Requirements	62
11.2	Zone of Seismic Intensity 6	62
11.3	Zone of Seismic Intensity 7	64
11.4	Zone of Seismic Intensity 8	64
11.5	Zone of Seismic Intensity 9	65
Appendix A Effective Flexural Stiffness of Cracked		

Reinforced Concrete Sections	67
Appendix B Yielding and Ultimate Curvature Calculation for Circular and Rectangular Sections	68
Explanation of Wording in This Code	70
List of Quoted Standards	71
Addition: Explanation of Provisions	73

1 总 则

- 1.0.1 为使城市桥梁经抗震设防后,减轻结构的地震破坏,避免人员伤亡,减少经济损失,制定本规范。
- 1.0.2 本规范适用于地震基本烈度 6、7、8 和 9 度地区的城市梁式桥和跨度不超过 150m 的拱桥。斜拉桥、悬索桥和大跨度拱桥可按本规范给出的抗震设计原则进行设计。
- 1.0.3 桥址处地震基本烈度数值可由现行《中国地震动参数区划图》查取地震动峰值加速度,按表 1.0.3 确定。

表 1.0.3 地震基本烈度和地震动峰值加速度的对应关系

地震基本烈度	6 度	7 度	8 度	9 度
地震动峰值加速度	0.05g	0.10 (0.15) g	0.20 (0.30) g	0.40g

注: g 为重力加速度。

- 1.0.4 城市桥梁抗震设计除应符合本规范外,尚应符合国家现行有关标准的要求。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 地震动参数区划 seismic ground motion parameter zoning

以地震动峰值加速度和地震动反应谱特征周期为指标,将国土划分为不同抗震设防要求的区域。

2.1.2 抗震设防标准 seismic fortification criterion

衡量抗震设防要求的尺度,由地震基本烈度和城市桥梁使用功能的重要性确定。

2.1.3 地震作用 earthquake action

作用在结构上的地震动,包括水平地震作用和竖向地震作用。

2.1.4 E1 地震作用 earthquake action E1

工程场地重现期较短的地震作用,对应于第一级设防水准。

2.1.5 E2 地震作用 earthquake action E2

工程场地重现期较长的地震作用,对应于第二级设防水准。

2.1.6 地震作用效应 seismic effect

由地震作用引起的桥梁结构内力与变形等作用效应的总称。

2.1.7 地震动参数 seismic ground motion parameter

包括地震动峰值加速度、反应谱曲线特征周期、地震动持续时间和拟合的人工地震时程。

2.1.8 地震安全性评价 seismic safety assessment

地震安全性评价是指针对建设工程场地及其地震环境,按照工程的重要性和相应的设防风险水准,给出工程抗震设计参数以及相关资料。

2.1.9 特征周期 characteristic period

抗震设计用的加速度反应谱曲线下降段起始点对应的周期值,取决于地震环境和场地类别。

2.1.10 非一致地震动输入 nonuniform ground motion input

特大跨径桥梁抗震分析中,尤其是时程分析中各个桥墩基础处的地震动输入有所不同,反映了地震动场地的空间变异性。

2.1.11 场地土分类 site classification

根据地震时场地土层的振动特性对场地所划分的类型,同类场地具有相似的反应谱特征。

2.1.12 液化 liquefaction

地震中覆盖土层内孔隙水压力急剧上升,一时难以消散,导致土体抗剪强度大大降低的现象。多发生在饱和粉细砂中,常伴随喷水、冒砂以及构筑物沉陷、倾倒等现象。

2.1.13 抗震概念设计 seismic conceptual design

根据地震灾害和工程经验等归纳的基本设计原则和设计思想,进行桥梁结构总体布置、确定细部构造的过程。

2.1.14 延性构件 ductile member

延性抗震设计时,允许发生塑性变形的构件。

2.1.15 能力保护设计方法 capacity protection design method

为保证在预期地震作用下,桥梁结构中的能力保护构件在弹性范围工作,其抗弯能力应高于塑性铰区抗弯能力的设计方法。

2.1.16 能力保护构件 capacity protected member

采用能力保护设计方法设计的构件。

2.1.17 减隔震设计 seismic isolation design

在桥梁上部结构和下部结构或基础之间设置减隔震系统,以增大原结构体系阻尼和(或)周期,降低结构的地震反应和(或)减小输入到上部结构的能量,达到预期的防震要求。

2.1.18 限位装置 restrainer

为限制梁墩以及梁台间的相对位移而设计的构造装置。

2.1.19 $P-\Delta$ 效应 $P-\Delta$ effect

进行抗震反应分析时,考虑轴力作用和弯矩作用相互耦合的

效应。

2.2 主要符号

2.2.1 作用和作用效应

- A ——水平向地震动峰值加速度；
 E_{hp} ——墩身所承受的水平地震力；
 E_{han} ——作用于台身重心处的水平地震力；
 E_{ca} ——地震主动土压力；
 E_w ——地震时，作用于桥墩的总动水压力；
 E_{max} ——固定支座容许承受的最大水平力；
 E_{hab} ——地震作用效应、永久作用和均匀温度作用效应组合后板式橡胶支座或固定盆式支座的水平力设计值；
 M_{sp} ——上部结构的重力或一联上部结构的总质量；
 M_{sp} ——盖梁质量；
 M_p ——墩身质量；
 M_{na} ——基础顶面以上台身质量；
 S_{max} ——设计加速度反应谱最大值。

2.2.2 计算系数

- η_2 ——阻尼调整系数；
 C_e ——液化抵抗系数；
 α ——土层液化影响折减系数；
 K_E ——地基抗震容许承载力调整系数；
 K_A ——非地震条件下作用于台背的主动土压力系数；
 η_p ——墩身质量换算系数；
 η_{sp} ——盖梁质量换算系数。

2.2.3 几何特征

- d_0 ——液化土特征深度；
 d_b ——基础埋置深度；
 d_s ——标准贯入点深度；
 d_u ——上覆非液化土层厚度；

- d_w ——地下水位深度；
 I_{eff} ——截面有效抗弯惯性矩；
 s ——箍筋间距；
 Σt ——板式橡胶支座橡胶层总厚度；
 θ ——斜交角；
 φ ——曲线梁的圆心角。

2.2.4 材料指标

- E_c ——混凝土的弹性模量；
 G_d ——板式橡胶支座动剪变模量；
 $[f_{ak}]$ ——调整后的地基抗震承载力容许值；
 $[f_n]$ ——修正后的地基承载力容许值；
 γ_s ——土的重力密度；
 γ_w ——水的重力密度；
 μ_d ——支座摩擦系数。

2.2.5 设计参数

- f_{kh} ——箍筋抗拉强度标准值；
 f_{yh} ——箍筋抗拉强度设计值；
 f_{cd} ——混凝土抗压强度设计值；
 f_{ck} ——混凝土抗压强度标准值；
 $f_{c,ck}$ ——约束混凝土的峰值应力；
 K ——延性安全系数；
 L_p ——等效塑性铰长度；
 M_y ——屈服弯矩；
 Δ_u ——桥墩容许位移；
 θ_u ——塑性铰区域的最大容许转角；
 ϕ^0 ——桥墩正截面受弯承载力超强系数；
 ϕ_y ——屈服曲率；
 ϕ_u ——极限曲率；
 ρ_l ——纵向配筋率；
 ϵ_{su}^R ——约束钢筋的折减极限应变；

ϵ_{lu} ——纵筋的折减极限应变；

η_k ——轴压比。

2.2.6 其他参数

g ——重力加速度；

N_1 ——土层实际标准贯入锤击数；

N_{cr} ——土层液化判别标准贯入锤击数临界值；

T ——结构自振周期；

T_g ——特征周期；

ξ ——结构阻尼比。

3 基本要求

3.1 抗震设防分类和设防标准

3.1.1 城市桥梁应根据结构形式、在城市交通网络中位置的重要性以及承担的交通量，按表 3.1.1 分为甲、乙、丙和丁四类。

表 3.1.1 城市桥梁抗震设防分类

桥梁抗震设防分类	桥梁类型
甲	悬索桥、斜拉桥以及大跨度拱桥
乙	除甲类桥梁以外的交通网络中枢纽位置的桥梁和城市快速路上的桥梁
丙	城市主干路和轨道交通桥梁
丁	除甲、乙和丙三类桥梁以外的其他桥梁

3.1.2 本规范采用两级抗震设防，在 E1 和 E2 地震作用下，各类城市桥梁抗震设防标准应符合表 3.1.2 的规定。

表 3.1.2 城市桥梁抗震设防标准

桥梁抗震设防分类	E1 地震作用		E2 地震作用	
	震后使用要求	损伤状态	震后使用要求	损伤状态
甲	立即使用	结构总体反应在弹性范围，基本无损伤	不需修复或经简单修复可继续使用	可发生局部轻微损伤
乙	立即使用	结构总体反应在弹性范围，基本无损伤	经抢修可恢复使用，永久性修复后恢复正常运营功能	有限损伤

续表 3.1.2

桥梁抗震设防分类	E1地震作用		E2地震作用	
	震后使用要求	损伤状态	震后使用要求	损伤状态
丙	立即使用	结构总体反应在弹性范围,基本无损伤	经临时加固,可供紧急救援车辆使用	不产生严重的结构损伤
丁	立即使用	结构总体反应在弹性范围,基本无损伤	—	不致倒塌

3.1.3 地震基本烈度为6度及以上地区的城市桥梁,必须进行抗震设计。

3.1.4 各类城市桥梁的抗震措施,应符合下列要求:

1 甲类桥梁抗震措施,当地震基本烈度为6~8度时,应符合本地区地震基本烈度提高一度的要求;当为9度时,应符合比9度更高的要求。

2 乙类和丙类桥梁抗震措施,一般情况下,当地震基本烈度为6~8度时,应符合本地区地震基本烈度提高一度的要求;当为9度时,应符合比9度更高的要求。

3 丁类桥梁抗震措施均应符合本地区地震基本烈度的要求。

3.2 地震影响

3.2.1 甲类桥梁所在地区遭受的E1和E2地震影响,应按地震安全性评价确定,相应的E1和E2地震重现期分别为475年和2500年。其他各类桥梁所在地区遭受的E1和E2地震影响,应根据现行《中国地震动参数区划图》的地震动峰值加速度、地震动反应谱特征周期以及本规范第3.2.2条规定的E1和E2地震调整系数来表征。

3.2.2 乙类、丙类和丁类桥梁E1和E2的水平向地震动峰值加速度A的取值,应根据现行《中国地震动参数区划图》查得的

地震动峰值加速度,乘以表3.2.2中的E1和E2地震调整系数 C_i 得到。

表 3.2.2 各类桥梁 E1 和 E2 地震调整系数 C_i

抗震设防分类	E1地震作用				E2地震作用			
	6度	7度	8度	9度	6度	7度	8度	9度
乙类	0.61	0.61	0.61	0.61	—	2.2 (2.05)	2.0 (1.7)	1.55
丙类	0.46	0.46	0.46	0.46	—	2.2 (2.05)	2.0 (1.7)	1.55
丁类	0.35	0.35	0.35	0.35	—	—	—	—

注:括号内数值为相应于表1.0.3中括号内数值的地震调整系数。

3.3 抗震设计方法分类

3.3.1 甲类桥梁的抗震设计可参考本规范第10章给出的抗震设计原则进行设计。

3.3.2 乙、丙和丁类桥梁的抗震设计方法根据桥梁场地地震基本烈度和桥梁结构抗震设防分类,分为:A、B和C三类,并应符合下列规定:

1 A类:应进行E1和E2地震作用下的抗震分析和抗震验算,并应满足本章3.4节桥梁抗震体系以及相关构造和抗震措施的要求;

2 B类:应进行E1地震作用下的抗震分析和抗震验算,并应满足相关构造和抗震措施的要求;

3 C类:应满足相关构造和抗震措施的要求,不需进行抗震分析和抗震验算。

3.3.3 乙、丙和丁类桥梁的抗震设计方法应按表3.3.3选用。

表 3.3.3 桥梁抗震设计方法选用

抗震设防分类	乙	丙	丁
地震基本烈度			
6 度	B	C	C
7 度、8 度和 9 度地区	A	A	B

3.4 桥梁抗震体系

3.4.1 桥梁结构抗震体系应符合下列规定：

- 1 有可靠和稳定传递地震作用到地基的途径；
- 2 有效的位移约束，能可靠地控制结构地震位移，避免发生落梁破坏；
- 3 有明确、可靠、合理的地震能量耗散部位；
- 4 应避免因部分结构构件的破坏而导致整个结构丧失抗震能力或对重力荷载的承载能力。

3.4.2 对采用 A 类抗震设计方法的桥梁，可采用的抗震体系有以下两种类型：

1 类型 I：地震作用下，桥梁的塑性变形、耗能部位位于桥墩，其中连续梁、简支梁单柱墩和双柱墩的耗能部位如图 3.4.2 所示。

2 类型 II：地震作用下，桥梁的耗能部位位于桥梁上、下部连接构件（支座、耗能装置）。

3.4.3 对采用抗震体系为类型 I 的桥梁，其盖梁、基础、支座和墩柱抗剪的内力设计值应按能力保护设计方法计算，根据墩柱塑性铰区域截面的超强弯矩确定。

3.4.4 对采用板式橡胶支座的桥梁结构，如在地震作用下，支座抗滑性能不满足本规范第 7.2.2 条和 7.4.5 条要求，应采用限位装置，或应按本规范第 9 章的要求进行桥梁减隔震设计。

3.4.5 地震作用下，如桥梁固定支座水平抗震能力不满足本规范第 7.2.2 条和 7.4.6 条要求，应通过计算设置连接梁体和墩柱

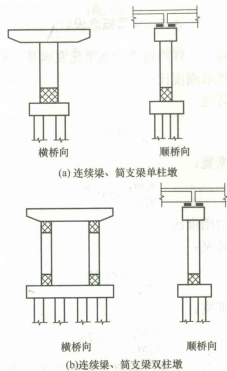


图 3.4.2 墩柱塑性铰区域
(图中，▨代表塑性铰区域)

间的剪力键，由剪力键承受支座所受地震水平力或按本规范第 9 章的要求进行桥梁减隔震设计。

3.4.6 桥台不宜作为抵抗梁体地震惯性力的构件，桥台处宜采用活动支座，桥台上的横向抗震挡块宜设计为在 E2 地震作用下可以损伤。

3.4.7 当采用 A 类抗震设计方法的桥梁抗震体系不满足本规范第 3.4.2 条要求时，应进行专题论证，并必须要求结构在地震作用下的抗震性能满足本规范表 3.1.2 的要求。

3.5 抗震概念设计

3.5.1 对梁式桥，一联内桥墩的刚度比宜满足下列要求：

1 任意两桥墩刚度比：

1) 桥面等宽：


$$\frac{k_i^r}{k_j^r} \geq 0.5 \quad (3.5.1-1)$$

2) 桥面变宽：


$$\frac{k_i^r m_j}{k_j^r m_i} \geq 0.5 \quad (3.5.1-2)$$

2 相邻桥墩刚度比：

1) 桥面等宽：


$$\frac{k_i^r}{k_j^r} \geq 0.75 \quad (3.5.1-3)$$

2) 桥面变宽：


$$\frac{k_i^r m_j}{k_j^r m_i} \geq 0.75 \quad (3.5.1-4)$$

式中： k_i^r 、 k_j^r ——分别为第 i 和第 j 桥墩考虑支座、挡块或剪力键后计算出的组合刚度（含顺桥向和横桥向），

$$k_j^r \geq k_i^r;$$

m_i 、 m_j ——分别为第 i 和第 j 桥墩墩顶等效的梁体质量。

3.5.2 梁式桥（多联桥）相邻联的基本周期比宜满足下式：

$$\frac{T_i}{T_j} \geq 0.7 \quad (3.5.2)$$

式中： T_i 、 T_j ——分别为第 i 和第 j 联的基本周期（含顺桥向和横桥向）， $T_j \geq T_i$ 。

3.5.3 对梁式桥，一联内各桥墩刚度相差较大或相邻联基本周期相差较大的情况，宜采用以下方法调整一联内各墩刚度比或相邻联周期比：

1 顺桥向，宜在各墩顶设置合理剪切刚度的橡胶支座，来调整各墩的等效刚度；

2 改变墩柱尺寸或纵向配筋率。

3.5.4 双柱或多柱墩在横桥向地震作用下，进行盖梁抗震设计时，应考虑盖梁可能会出现正负弯矩交替作用。

4 场地、地基与基础

4.1 场地

4.1.1 桥位选择应在工程地质勘察和专项的工程地质、水文地质调查的基础上,按地质构造的活动性、边坡稳定性和场地的地质条件等进行综合评价,应按表 4.1.1 查明对城市桥梁抗震有利、不利和危险的地段,宜充分利用对抗震有利的地段。

表 4.1.1 有利、不利和危险地段的划分

地段类别	地质、地形
有利地段	无晚近期活动性断裂,地质构造相对稳定,同时地基为比较完整的岩体、坚硬土或开阔平坦密实的中硬土等
不利地段	软弱黏性土层、液化土层和严重不均匀地层的地段;地形陡峭、孤立、岩土松散、破碎的地段;地下水位埋藏较浅、地表排水条件不良的地段
危险地段	地震时可能发生滑坡、崩塌地段;地震时可能塌陷的暗河、溶洞等岩溶地段和已采空的矿穴地段;河床内基岩具有倾向河槽的构造软弱面被深切河槽所切割的地段;发震断裂、地震时可能坍塌中断交通的各种地段

注:严重不均匀地层系指岩性、土质、层厚、界面等在水平方向变化很大的地层。

4.1.2 选择桥梁场地时,应符合下列要求:

1 应根据工程需要,掌握地震活动情况、工程地质和地震地质的有关资料,作出综合评价,使墩、台位置避开不利地段,当无法避开时,不宜在危险地段建造甲、乙和丙类桥梁;

2 应避免或减轻在地震作用下因地基变形或地基失效对桥梁工程造成的破坏。

4.1.3 桥梁工程场地土层剪切波速应按下列要求确定:

- 1 甲类桥梁,应由工程场地地震安全性评价工作确定;
- 2 乙和丙类桥梁,可通过现场实测确定。现场实测时,钻孔数量应为:中桥不少于 1 个,大桥不少于 2 个,特大桥宜适当增加;
- 3 丁类桥梁,当无实测剪切波速时,可根据岩土名称和性状按表 4.1.3 划分土的类型,并结合当地的经验,在表 4.1.3 的范围内估计各土层的剪切波速。

表 4.1.3 土的类型划分和剪切波速范围

土的类型	岩石名称和性状	土的剪切波速范围 (m/s)
坚硬土或岩石	稳定岩石、密实的碎石土	$v_s > 500$
中硬土	中密、精密的碎石土,密实、中密的砾、粗砂、中砂, $f_k > 200\text{kPa}$ 的黏性土和粉土,坚硬黄土	$500 \geq v_s > 250$
中软土	精密的砾、粗砂、中砂,除松散外的细砂和粉砂, $f_k \leq 200\text{kPa}$ 的黏性土和粉土, $f_k \geq 130\text{kPa}$ 的填土和可塑黄土	$250 \geq v_s > 140$
软弱土	淤泥和淤泥质土,松散的砂,新近沉积的黏性土和粉土, $f_k < 130\text{kPa}$ 的填土和新近堆积黄土和流塑黄土	$v_s \leq 140$

注: f_k 为由载荷试验等方法得到的地基承载力特征值(kPa), v_s 为岩土剪切波速。

4.1.4 工程场地土分类应符合下列要求:

1 当工程场地为单一场地土时,场地类别应与场地土类别一致;

2 当工程场地内为多层场地土时,应以土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度为定量标准。

4.1.5 工程场地覆盖层厚度的确定,应符合下列要求:

1 一般情况下,应按地面至剪切波速大于 500m/s 的坚硬土层或岩层顶面的距离确定;

2 当地面 5m 以下存在剪切波速大于相邻的上层土剪切波速的 2.5 倍的土层,且其下卧岩土的剪切波速均不小于 400m/s

时,可按地面至该土层面的距离确定;

3 剪切波速大于 500m/s 的孤石、透镜体,应视同周围土层;

4 土层中的火山岩硬夹层,应视为刚体,其厚度应从覆盖土层中扣除。

4.1.6 土层等效剪切波速应按下列公式计算:

$$v_{se} = d_{so}/t \quad (4.1.6-1)$$

$$t = \sum_{i=1}^n (d_i/v_{si}) \quad (4.1.6-2)$$

式中: v_{se} ——土层等效剪切波速 (m/s);

d_{so} ——计算深度 (m),取覆盖层厚度和 20m 两者的较小值;

t ——剪切波在地表与计算深度之间传播的时间 (s);

d_i ——计算深度范围内第 i 土层的厚度 (m);

n ——计算深度范围内土层的分层数;

v_{si} ——计算深度范围内第 i 土层的剪切波速 (m/s),宜采用现场实测方法确定。

4.1.7 工程场地类别,应根据土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度划分为四类,并应符合表 4.1.7 的规定。当在场地范围内有可靠的剪切波速和覆盖层厚度且处于表 4.1.7 所列类别的分界线附近时,允许按插值方法确定地震作用计算所用的特征周期。

表 4.1.7 工程场地类别划分

等效剪切波速 (m/s)	场地类别			
	I类	II类	III类	IV类
$v_{se} > 500$	0m	—	—	—
$500 \geq v_{se} > 250$	<5m	$\geq 5m$	—	—
$250 \geq v_{se} > 140$	<3m	3m~50m	>50m	—
$v_{se} \leq 140$	<3m	3m~15m	16m~80m	>80m

4.1.8 工程场地范围内分布有发震断裂时,应对断裂的工程影响进行评价,当符合下列条件之一者,可不考虑发震断裂对桥梁的错动影响:

1 地震基本烈度小于 8 度;

2 非全新世活动断裂;

3 地震基本烈度为 8 度、9 度地区的隐伏断裂,前第四纪基岩以上的土层覆盖层厚度分别大于 60m、90m;

4 当不能满足上述条件时,宜避开主断裂带,其避让距离宜按下列要求采用:

1) 甲类桥梁应尽量避开主断裂,地震基本烈度为 8 度和 9 度地区,其避开主断裂的距离为桥墩边缘至主断裂带外缘分别不宜小于 300m 和 500m;

2) 乙、丙及丁类桥梁宜采用跨越较小便于修复的结构;

3) 当桥位无法避开发震断裂时,宜将全部墩台布置在断层的同一盘(最好是下盘)上。

4.2 液化土

4.2.1 存在饱和砂土或饱和粉土(不含黄土)的地基,除 6 度设防外,应进行液化判别;存在液化土层的地基,应根据桥梁的抗震设防类别、地基的液化等级,结合具体情况采取相应的措施。

4.2.2 饱和的砂土或粉土(不含黄土),当符合下列条件之一时,可初步判为不液化或不考虑液化影响:

1 地质年代为第四纪晚更新世(Q_3)及其以前时,7、8 度时可判为不液化;

2 粉土的黏粒(粒径小于 0.005mm 的颗粒)含量百分率,7 度、8 度和 9 度分别不小于 10、13 和 16 时,可判为不液化土;

注:用于液化判别的黏粒含量系采用六偏磷酸钠作分散剂测定,采用其他方法时应按有关规定换算。

3 天然地基的桥梁,当上覆非液化土层厚度和地下水位深

度符合下列条件之一时,可不考虑液化影响:

$$d_u > d_0 + d_b - 2 \quad (4.2.2-1)$$

$$d_w > d_0 + d_b - 3 \quad (4.2.2-2)$$

$$d_u + d_w > 1.5d_0 + 2d_b - 4.5 \quad (4.2.2-3)$$

式中: d_w ——地下水位深度 (m), 宜按桥梁使用期内年平均最高水位采用, 也可按近期年内最高水位采用;

d_u ——上覆非液化土层厚度 (m), 计算时宜将淤泥和淤泥质土层扣除;

d_b ——基础埋置深度 (m), 不超过 2m 应采用 2m;

d_0 ——液化土特征深度 (m), 可按表 4.2.2 采用。

表 4.2.2 液化土特征深度 (m)

饱和土类别	地震基本烈度		
	7度	8度	9度
粉土	6	7	8
砂土	7	8	9

4.2.3 当初步判别认为需进一步进行液化判别时, 应采用标准贯入试验判别法判别地下 15m 深度范围内的液化; 当采用桩基或埋深大于 5m 的基础时, 尚应判别 15m~20m 范围内土的液化。当饱和土标准贯入锤击数 (未经杆长修正) 小于液化判别标准贯入锤击数临界值 N_{cr} 时, 应判为液化土。当有成熟经验时, 尚可采用其他判别方法。

在地下 15m 深度范围内, 液化判别标准贯入锤击数临界值可按下式计算:

$$N_{cr} = N_0 [0.9 + 0.1(d_u - d_w)] \sqrt{3/\rho_c} \quad (d_u \leq 15m) \quad (4.2.3-1)$$

在地下 15m~20m 范围内, 液化判别标准贯入锤击数临界值可按下式计算:

$$N_{cr} = N_0 (2.4 - 0.1d_w) \sqrt{3/\rho_c} \quad (15m < d_u \leq 20m) \quad (4.2.3-2)$$

式中: N_{cr} ——液化判别标准贯入锤击数临界值;

N_0 ——液化判别标准贯入锤击数基准值, 应按表 4.2.3 采用;

d_u ——饱和土标准贯入点深度 (m);

ρ_c ——黏粒含量百分率 (%), 当小于 3 或为砂土时, 应采用 3。

表 4.2.3 标准贯入锤击数基准值 N_0

特征周期分区	7度	8度	9度
1区	6(8)	10(13)	16
2区和3区	8(10)	12(15)	18

注: 1 特征周期分区根据场地位置在《中国地震动参数区划图》上查取。

2 括号内数值用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

4.2.4 对存在液化土层的地基, 应查明各液化土层的深度和厚度, 按下式计算液化指数, 并按表 4.2.4 划分液化等级:

$$I_{IE} = \sum_{i=1}^n \left(1 - \frac{N_i}{N_{cr}}\right) d_i W_i \quad (4.2.4)$$

式中: I_{IE} ——液化指数;

n ——每一个钻孔深度范围内液化土中标准贯入试验点的总数;

N_i 、 N_{cr} ——分别为 i 点标准贯入锤击数的实测值和临界值, 当实测值大于临界值时应取临界值的数值;

d_i —— i 点所代表的土层厚度 (m), 可采用与该标准贯入试验点相邻的上、下两标准贯入试验点深度差的一半, 但上界不高于地下水位深度, 下界不深于液化深度;

W_i —— i 土层考虑单位土层厚度的层位影响权函数值 (m^{-1})。若判别深度为 15m, 当该层中点深度不大于 5m 时应采用 10, 等于 15m 时应采用零值, 5m~15m 时应按线性内插法取值; 若判别深度为

20m, 当该层中点深度不大于5m时应采用10, 等于20m时应采用零值, 5m~20m时应按线性内插法取值。

表 4.2.4 液化等级

液化等级	轻微	中等	严重
判别深度为15m时的液化指数	$0 < I_{LE} \leq 5$	$5 < I_{LE} \leq 15$	$I_{LE} > 15$
判别深度为20m时的液化指数	$0 < I_{LE} \leq 6$	$6 < I_{LE} \leq 18$	$I_{LE} > 18$

4.2.5 地基抗液化措施应根据桥梁的抗震设防类别、地基的液化等级, 结合具体情况综合确定。当液化土层较平坦且均匀时可按表4.2.5选用抗液化措施, 尚可考虑上部结构重力荷载对液化危害的影响, 根据液化震陷量的估计适当调整抗液化措施。

表 4.2.5 抗液化措施

抗震设防类别	地基的液化等级		
	轻微	中等	严重
甲、乙类	部分消除液化沉陷, 或对基础和上部结构处理	全部消除液化沉陷, 或部分消除液化沉陷且对基础和上部结构处理	全部消除液化沉陷
丙类	基础和上部结构处理, 也可不采取措施	基础和上部结构处理, 或更高要求的措施	全部消除液化沉陷, 或部分消除液化沉陷且对基础和上部结构处理
丁类	可不采取措施	可不采取措施	基础和上部结构处理, 或其他经济的措施

4.2.6 全部消除地基液化沉陷的措施, 应符合下列要求:

- 1 采用长桩基时, 桩端伸入液化深度以下稳定土层中的长

度(不包括桩尖部分), 应按计算确定;

2 采用深基础时, 基础底面应埋入液化深度以下的稳定土层中, 其深度不应小于2m;

3 采用加密法(如振冲、振动加密、砂桩挤密、强夯等)加固时, 应处理至液化土层下界, 且处理后土层的标准贯入锤击数的实测值, 应大于相应的临界值; 加固后的复合地基的标准贯入锤击数可按下式计算, 并不应小于液化标准贯入锤击数的临界值;

$$N_{com} = N_s [1 + \lambda(\rho + 1)] \quad (4.2.6)$$

式中: N_{com} ——加固后复合地基的标准贯入锤击数;

N_s ——桩间土加固后的标准贯入锤击数(未经杆长修正);

λ ——桩土应力比, 取2~4;

ρ ——面积置换率。

4 用非液化土置换全部液化土层;

5 采用加密法或换土法处理时, 在基础边缘以外的处理宽度, 应超过基础底面下处理深度的1/2且不小于基础宽度的1/5。

4.2.7 部分消除地基液化沉陷的措施, 应符合下列要求:

1 处理深度应使处理后的地基液化指数不大于5, 对独立基础与条形基础, 尚不应小于基础底面下液化土特征深度值和基础宽度的较大值;

2 加固后复合地基的标准贯入锤击数应符合本规范第4.2.3条的要求;

3 基础边缘以外的处理宽度, 应符合本规范第4.2.6条的要求。

4.2.8 减轻液化影响的基础和上部结构处理, 可综合考虑采用下列各项措施:

- 1 选择合适的基础埋置深度;
- 2 调整基础底面积, 减少基础偏心;

3 加强基础的整体性和刚性;

4 减轻荷载, 增强上部结构的整体刚度和均匀对称性, 避免采用对不均匀沉降敏感的结构形式等。

4.3 地基的承载力

4.3.1 地基抗震验算时, 应采用地震作用效应与永久作用效应组合。

4.3.2 地基抗震承载力容许值应按下式计算:

$$[f_{aE}] = K_E [f_a] \quad (4.3.2)$$

式中: $[f_{aE}]$ ——调整后的地基抗震承载力容许值;

K_E ——地基抗震容许承载力调整系数, 应按表 4.3.2 取值;

$[f_a]$ ——修正后的地基承载力容许值, 应按现行行业标准《公路桥涵地基与基础设计规范》JTG D63 采用。

表 4.3.2 地基土抗震承载力调整系数

岩土名称和性状	K_E
岩石, 密实的碎石土, 密实的砾、粗(中)砂, $f_k \geq 300$ 的黏性土和粉土	1.5
中密、稍密的碎石土, 中密和稍密的砾、粗(中)砂, 密实和中密的细、粉砂, $150 \leq f_k < 300$ 的黏性土和粉土, 坚硬黄土	1.3
稍密的细、粉砂, $100 \leq f_k < 150$ 的黏性土和粉土, 可塑黄土	1.1
淤泥, 淤泥质土, 松散的砂, 杂填土, 新近堆积黄土及流塑黄土	1.0

注: f_k 为荷载试验等方法得到的地基承载力特征值(kPa)。

4.4 桩 基

4.4.1 E2 地震作用下, 非液化土中, 单桩的抗压承载力可以提高至原来的 2 倍, 单桩的抗拉承载力, 可比非抗震设计时提

高 25%。

4.4.2 当桩基内有液化土层时, 液化土层的承载力(包括桩侧摩阻力)、土抗力(地基系数)、内摩擦角和内聚力等, 可根据液化抵抗系数 C_e 予以折减, 折减系数 α 应按表 4.4.2 采用。液化土层以下单桩部分的承载能力, 可采用本规范第 4.4.1 条的规定; 液化土层内及以上部分单桩承载能力不应提高。

$$C_e = \frac{N_1}{N_{cr}} \quad (4.4.2)$$

式中: C_e ——液化抵抗系数;

N_1 、 N_{cr} ——分别为实际标准贯入锤击数和标准贯入锤击数临界值。

表 4.4.2 土层液化影响折减系数 α

C_e	d_s (m)	α
$C_e \leq 0.6$	$d_s \leq 10$	0
	$10 < d_s \leq 20$	1/3
$0.6 < C_e \leq 0.8$	$d_s \leq 10$	1/3
	$10 < d_s \leq 20$	2/3
$0.8 < C_e \leq 1.0$	$d_s \leq 10$	2/3
	$10 < d_s \leq 20$	1

注: 表中 d_s 为标准贯入点深度(m)。

5 地震作用

5.1 一般规定

5.1.1 各类桥梁结构的地震作用，应按下列原则考虑：

1 一般情况下，城市桥梁可只考虑水平向地震作用，直线桥可分别考虑顺桥向 X 和横桥向 Y 的地震作用；

2 地震基本烈度为 8 度和 9 度时的拱式结构、长悬臂桥梁结构和大跨度结构，以及竖向作用引起的地震效应很重要时，应考虑竖向地震的作用。

5.1.2 当采用反应谱法，考虑三个正交方向（顺桥向 X 、横桥向 Y 和竖向 Z ）的地震作用时，可分别单独计算 X 向地震作用在计算方向产生的最大效应 E_x 、 Y 向地震作用在计算方向产生的最大效应 E_y 以及 Z 向地震作用在计算方向产生的最大效应 E_z ，计算方向总的设计最大地震作用效应 E 按下式计算：

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2} \quad (5.1.2)$$

5.1.3 本规范地震作用采用设计加速度反应谱和设计地震动加速度时程表征。

5.1.4 对甲类桥梁，应根据专门的工程场地地震安全性评价确定地震作用。

5.2 设计加速度反应谱

5.2.1 水平向设计加速度反应谱峰值 S (图 5.2.1) 可由下式确定：

$$S = \begin{cases} 0.45S_{\max} & T = 0s \\ \eta_2 S_{\max} & 0.1s < T \leq T_g \\ \eta_2 S_{\max} \left(\frac{T_g}{T}\right)^\gamma & T_g < T \leq 5T_g \\ [\eta_2 \cdot 0.2^\gamma - \eta_1(T - 5T_g)] S_{\max} & 5T_g < T \leq 6s \end{cases} \quad (5.2.1-1)$$

$$S_{\max} = 2.25A \quad (5.2.1-2)$$

式中： T_g ——特征周期 (s)，根据场地类别和地震动参数区划的特征周期分区按表 5.2.1 采用；计算 8、9 度 E2 地震作用时，特征周期宜增加 0.05s；

η_2 ——结构的阻尼调整系数，阻尼比为 0.05 时取 1.0，阻尼比不等于 0.05 时按本规范第 5.2.2 条计算；

A ——E1 或 E2 地震作用下水平向地震动峰值加速度，按本规范第 3.2.2 条取值；

γ ——自特征周期至 5 倍特征周期区段曲线衰减指数，阻尼比为 0.05 时取 0.9，阻尼比不等于 0.05 时按本规范第 5.2.2 条计算；

η_1 ——自 5 倍特征周期至 6s 区段线下降段下降斜率调整系数，阻尼比为 0.05 时取 0.02，阻尼比不等于 0.05 时按本规范第 5.2.2 条计算；

T ——结构自振周期 (s)。

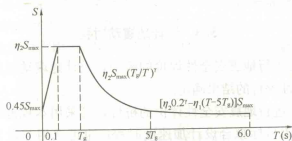


图 5.2.1 水平向设计加速度反应谱

表 5.2.1 特征周期值 (s)

分区	场地类别			
	I	II	III	IV
1 区	0.25	0.35	0.45	0.65
2 区	0.30	0.40	0.55	0.75
3 区	0.35	0.45	0.65	0.90

5.2.2 当桥梁结构的阻尼比按有关规定不等于0.05时,地震加速度谱曲线的阻尼调整系数和形状参数应符合下列规定:

1 曲线下降段的衰减指数按下式确定:

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \xi}{0.5 + 5\xi} \quad (5.2.2-1)$$

式中: γ ——曲线下降段的衰减指数;

ξ ——结构实际阻尼比。

2 直线下降段下降斜率调整系数按下式确定:

$$\eta_1 = 0.02 + (0.05 - \xi)/8 \quad (5.2.2-2)$$

式中: η_1 ——直线下降段下降斜率调整系数, 小于0时取0。

3 阻尼调整系数按下式确定:

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \xi}{0.06 + 1.7\xi} \quad (5.2.2-3)$$

式中: η_2 ——阻尼调整系数, 当小于0.55时, 应取0.55。

5.2.3 竖向设计加速度反应谱可由水平向设计加速度反应谱乘以0.65得到。

5.3 设计地震动时程

5.3.1 已进行地震安全性评价的桥址, 设计地震动时程应根据地震安全性评价的结果确定。

5.3.2 未进行地震安全性评价的桥址, 可采用本规范设计加速度反应谱为目标拟合设计加速度时程; 也可选用与设定地震震级、距离、场地特性大体相近的实际地震动加速度记录, 通过时域方法调整, 使其加速度反应谱与本规范设计加速度反应谱匹配。

5.4 地震主动土压力和动水压力

5.4.1 地震时作用于桥台台背的主动土压力可按下列式计算:

$$E_{es} = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_A \left(1 + \frac{3A}{g} \tan \varphi_A \right) \quad (5.4.1-1)$$

$$K_A = \frac{\cos^2 \varphi_A}{(1 + \sin \varphi_A)^2} \quad (5.4.1-2)$$

式中: E_{es} ——作用于台背每延米长度上的地震主动土压力 (kN/m), 其作用点距台底 $0.4H$ 处;

γ_s ——土的重力密度 (kN/m³);

H ——台身高度 (m);

K_A ——非地震条件下作用于台背的主动土压力系数;

φ_A ——台背土的内摩擦角 (°);

A ——E1或E2地震作用下水平向地震动峰值加速度。

5.4.2 当判定桥台地表以下10m内有液化土层或软土层时, 桥台基础应穿过液化土层或软土层; 当液化土层或软土层超过10m时, 桥台基础应埋深至地表以下10m处。其作用于桥台台背的主动土压力应按下列式计算:

$$E_{es} = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 (K_A + 2A/g) \quad (5.4.2)$$

地震基本烈度为9度地区的液化区, 桥台宜采用桩基。其作用于台背的主动土压力可按式(5.4.2)计算。

5.4.3 地震时作用于桥墩上的地震动水压力应分别按下列各式进行计算:

1 $\frac{b}{h} \leq 2.0$ 时:

$$E_w = 0.15 \left(1 - \frac{b}{4h} \right) A \xi_b \gamma_w b^2 h / g \quad (5.4.3-1)$$

2 $2.0 < \frac{b}{h} \leq 3.1$ 时:

$$E_w = 0.075 A \xi_b \gamma_w b^2 h / g \quad (5.4.3-2)$$

3 $\frac{b}{h} > 3.1$ 时:

$$E_w = 0.24 A \gamma_w b^2 h / g \quad (5.4.3-3)$$

式中: E_w ——地震时在 $h/2$ 处作用于桥墩的总动水压力 (kN);

ξ_b ——截面形状系数, 矩形墩和方形墩, 取 $\xi_b = 1$; 圆形

墩取 $\xi_0 = 0.8$ ；圆端形墩，顺桥向取 $\xi_0 = 0.9 \sim 1.0$ ，横桥向取 $\xi_0 = 0.8$ ；

γ_w ——水的重力密度 (kN/m^3)；

h ——从一般冲刷线算起的水深 (m)；

b ——与地震作用方向相垂直的桥墩宽度 (m)，可取 $h/2$ 处的截面宽度，对于矩形墩，取长边边长；对于圆形墩，取直径。

5.5 作用效应组合

5.5.1 城市桥梁抗震设计应考虑以下作用：

- 1 永久作用，包括结构重力、土压力、水压力；
- 2 地震作用，包括地震动的作用和地震土压力、水压力等；
- 3 在进行支座抗震验算时，应计入 50% 均匀温度作用效应；

4 对城市轨道交通桥梁，应分别按有车、无车进行计算；当桥上有车时，顺桥向不计算活载引起的地震作用；横桥向计入 50% 活载引起的地震力，作用于轨顶以上 2m 处，活载竖向力按列车竖向静活载的 100% 计算。

5.5.2 城市桥梁抗震设计时的作用效应组合应包括本规范第 5.5.1 条要求的各种作用之和，组合方式应包括各种作用效应的最不利组合。

6 抗震分析

6.1 一般规定

6.1.1 复杂立交工程应进行专门抗震研究。对墩高超过 40m，墩身第一阶振型有效质量低于 60%，且结构进入塑性的高墩桥梁，应进行专门研究。

6.1.2 抗震分析时，可将桥梁划分为规则桥梁和非规则桥梁两类。简支梁及表 6.1.2 限定范围内的梁桥属于规则桥梁，不在此表限定范围内的桥梁属于非规则桥梁。

表 6.1.2 规则桥梁的定义

参数	参数值				
单跨最大跨径	$\leq 90\text{m}$				
墩高	$\leq 30\text{m}$				
单墩长细比	大于 2.5 且小于 10				
跨数	2	3	4	5	6
曲线桥梁圆心角 φ 及半径 R	单跨 $\varphi < 30^\circ$ 且一联累计 $\varphi < 90^\circ$ ，同时曲梁半径 $R \geq 20B_0$ 。（ B_0 为桥宽）				
跨与跨间最大跨长比	3	2	2	1.5	1.5
轴压比	< 0.3				
任意两桥墩间最大刚度比	—	4	4	3	2
下部结构类型	桥墩为单柱墩、双柱框架墩、多柱排架墩				
地基条件	不易液化、侧向滑移或不易冲刷的场地，远离断层				

6.1.3 根据本规范第 6.1.2 条的规则桥梁和非规则桥梁分类，桥梁的抗震分析计算方法可按表 6.1.3 选用。

表 6.1.3 桥梁抗震分析方法

桥梁分类 地震作用	采用 A 类抗震设计方法		采用 B 类抗震设计方法	
	规则	非规则	规则	非规则
E1 地震作用	SM/MM	MM/TH	SM/MM	MM/TH
E2 地震作用	SM/MM	MM/TH	—	—

注: TH 为线性或非线性时程计算方法;

SM 为单振型反应谱法;

MM 为多振型反应谱法。

6.1.4 E2 地震作用下,若大跨度连续梁或连续刚构桥(主跨超过 90m)墩柱已进入塑性工作范围,且桥梁承台质量较大,地震下承台质量惯性力对桩基础地震作用效应不能忽略时,应采用非线性时程分析方法进行抗震分析。

6.1.5 对 6 跨及 6 跨以上一联主跨超过 90m 连续梁桥,应采用非线性时程分析方法考虑活动支座摩擦作用效应,进行抗震分析。

6.1.6 对复杂立交工程、斜桥和非规则曲线桥,宜采用非线性时程分析方法进行抗震分析。

6.1.7 地震作用下,桥台台身地震惯性力可按静力法计算。

6.1.8 在进行桥梁抗震分析时,E1 地震作用下,桥梁的所有构件抗弯刚度均应按毛截面计算;E2 地震作用下,延性构件的有效截面抗弯刚度应按式(6.1.8)计算,对圆形和矩形桥墩,可按本规范附录 A 取值,但其他构件抗弯刚度仍应按毛截面计算:

$$E_c \times I_{\text{eff}} = \frac{M_y}{\phi_y} \quad (6.1.8)$$

式中: E_c ——桥墩混凝土的弹性模量 (kN/m^2);

I_{eff} ——桥墩有效截面抗弯惯性矩 (m^4);

M_y ——等效屈服弯矩 ($\text{kN} \cdot \text{m}$),可按本规范第 7.3.8 条计算;

ϕ_y ——等效屈服曲率 ($1/\text{m}$),可按本规范第 7.3.8 条计算。

6.1.9 在进行桥梁结构抗震分析时,地震动的输入宜按下列方式选取:

1 跨越河流的桥梁,地震动输入宜取一般冲刷线处场地地震动;

2 其他桥梁,地震动输入宜取地表处场地地震动。

6.2 建模原则

6.2.1 在 E1 和 E2 地震作用下,一般情况下应建立桥梁结构的空动力计算模型进行抗震分析,计算模型应反映实际桥梁结构的动力特性。规则桥梁可按本规范第 6.5 节的要求选用简化计算模型。

6.2.2 桥梁结构动力计算模型应能正确反映桥梁上部结构、下部结构、支座和地基的刚度、质量分布及阻尼特性,一般情况下应满足下列要求:

1 计算模型中的梁体和墩柱可采用空间杆系单元模拟,单元质量可采用集中质量代表;墩柱和梁体的单元划分应反映结构的实际动力特性;

2 支座单元应反映支座的力学特性;

3 混凝土结构的阻尼比可取为 0.05;进行时程分析时,可采用瑞利阻尼;

4 计算模型应考虑相邻结构和边界条件的影响,对于共同参与地震力分配的相邻结构,应考虑相邻结构边界条件的影响,一般情况应取计算模型左右各一联桥梁结构作为边界条件。

6.2.3 当进行直线桥梁地震反应分析时,可分别考虑沿顺桥向和横桥向两个水平方向地震动输入;当进行曲线桥梁地震反应分析时,宜分别沿相邻两桥墩连线方向和垂直于连线水平方向进行多方向地震输入,以确定最不利地震水平输入方向。

6.2.4 当进行非线性时程分析时,墩柱应采用能反映结构弹塑性动力行为的单元。

6.2.5 桥梁结构抗震分析时应考虑支座的影响。板式橡胶支座

可采用线性弹簧单元模拟；其剪切刚度可按下式计算：

$$k = \frac{G_d A_r}{\Sigma t} \quad (6.2.5)$$

式中： G_d ——板式橡胶支座的动剪切模量（ kN/m^2 ），一般取 1200kN/m^2 ；

A_r ——橡胶支座的剪切面积（ m^2 ）；

Σt ——橡胶层的总厚度（ m ）。

6.2.6 活动支座的摩擦作用效应可采用双线性理想弹性弹簧单元模拟，其恢复力模型见图 6.2.6，并应符合下列要求：

1 活动支座临界滑动摩擦力 F_{\max} （ kN ）：

$$F_{\max} = \mu_d W \quad (6.2.6-1)$$

2 初始刚度：

$$k = \frac{F_{\max}}{x_y} \quad (6.2.6-2)$$

式中： μ_d ——滑动摩擦系数，一般取 0.02；

W ——支座所承担的上部结构重力（ kN ）；

x_y ——活动盆式支座屈服位移（ m ），取支座临界滑动时的位移，一般取 0.003 m 。

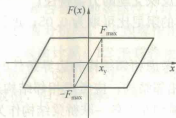


图 6.2.6 活动支座恢复力模型

6.2.7 对采用桩基础的桥梁，计算模型应考虑桩土共同作用，桩土的共同作用可采用等代土弹簧模拟，等代土弹簧的刚度可采用 m 法计算。

6.2.8 当墩柱的计算高度与矩形截面短边尺寸之比大于 8 时，或墩柱的计算高度与圆形截面直径之比大于 6 时，应考虑 $P-\Delta$

效应。

6.3 反应谱法

6.3.1 当采用反应谱法计算时，加速度反应谱应按本规范第 5.2 节的规定确定。

6.3.2 当采用多振型反应谱法计算时，振型阶数在计算方向给出的有效振型参与质量不应低于该方向结构总质量的 90%。

6.3.3 振型组合方法应按下列规定采用：

1 一般可采用 SRSS 方法，按下式确定：

$$F = \sqrt{\Sigma S_i^2} \quad (6.3.3-1)$$

式中： F ——结构的地震作用效应；

S_i ——结构第 i 阶振型地震作用效应。

2 当结构相邻两阶振型的自振周期 T_m 和 T_n 接近时（ $T_m > T_n$ ），即 T_n 和 T_m 之比 ρ_T 满足式（6.3.3-2），应采用 CQC 方法按式（6.3.3-3）计算地震作用效应：

$$\rho_T = \frac{T_n}{T_m} \geq \frac{0.1}{0.1 + \xi} \quad (6.3.3-2)$$

$$F = \sqrt{\Sigma \Sigma S_i r_{ij} S_j} \quad (6.3.3-3)$$

$$r_{ij} = \frac{8\xi^2 (1 + \rho_T) \rho_T^{2/2}}{(1 - \rho_T^2)^2 + 4\xi^2 \rho_T (1 + \rho_T)^2} \quad (6.3.3-4)$$

式中： ξ ——阻尼比；

ρ_T ——周期比；

r_{ij} ——相关系数。

6.4 时程分析法

6.4.1 地震加速度时程应按本规范第 5.3 节的规定选取。

6.4.2 时程分析的最终结果，当采用 3 组地震加速度时程计算时，应取各组计算结果的最大值；当采用 7 组及以上地震加速度时程计算时，可取结果的平均值。

6.5 规则桥梁抗震分析

6.5.1 对满足本规范第 6.1.3 条要求的规则桥梁可按本节分析方法, 等效为单自由度体系, 按单振型反应谱方法进行 E1 和 E2 地震作用下结构的内力和变形计算。

6.5.2 对简支梁桥, 其顺桥向和横桥向水平地震力可采用下列简化方法计算, 其计算简图如图 6.5.2 所示:

1 顺桥向和横桥向水平地震力可按下列式计算:

$$E_{kp} = SM_t \quad (6.5.2-1)$$

$$M_t = M_{sp} + \eta_{sp}M_{sp} + \eta_bM_p \quad (6.5.2-2)$$

$$\eta_{sp} = X_0^2 \quad (6.5.2-3)$$

$$\eta_b = 0.16(X_0^2 + X_1^2 + 2X_{t1}^2 + X_tX_{t1} + X_0X_{t1}) \quad (6.5.2-4)$$

式中: E_{kp} ——顺桥向作用于固定支座顶部或横桥向作用于上部结构质心处的水平力 (kN);

S ——根据结构基本周期, 按本规范第 5.2.1 条计算出的反应谱值;

M_t ——换算质点质量 (t);

M_{sp} ——桥梁上部结构的质量 (t), 一跨梁的质量, 对于轨道交通桥梁横桥向, 还应计入 50% 活载质量;

M_{sp} ——盖梁的质量 (t);

M_p ——墩身质量 (t), 对于扩大基础, 为基础顶面以上墩身的质量;

η_{sp} ——盖梁质量换算系数;

η_b ——墩身质量换算系数;

X_0 ——考虑地基变形时, 顺桥向作用于支座顶部或横桥向作用于上部结构质心处的单位水平力在墩身计算高度 H 处引起的水平位移与单位力作用处的水平位移之比;

X_1 、 X_{t1} ——分别为考虑地基变形时, 顺桥向作用于支座顶部

上或横桥向作用于上部结构质心处的单位水平力在墩身计算高度 $H/2$ 处, 一般冲刷线或基础顶面引起的水平位移与单位力作用处的水平位移之比。

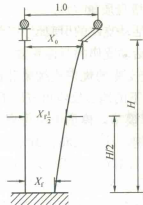


图 6.5.2 柱式墩计算简图

2 一般情况可按下列式计算各简支梁桥的基本周期:

$$T_1 = 2\pi\sqrt{M_t\delta} \quad (6.5.2-5)$$

式中: T_1 ——简支梁桥顺桥向或横桥向的基本周期 (s);

δ ——在顺桥向或横桥向作用于支座顶部或上部结构质心上单位水平力在该处引起的水平位移 (m/kN), 顺桥和横桥方向应分别计算, 计算时可按现行行业标准《公路桥涵地基与基础设计规范》JTG D63 的有关规定计算地基变形作用效应。

6.5.3 连续梁—联中一个墩采用顺桥向固定支座, 其余均为顺桥向活动支座, 其顺桥向地震反应可按下列公式计算:

1 顺桥向作用于固定支座顶部地震力可按下列式计算:

$$E_{kp} = SM_t - \sum_{i=1}^N \mu_i R_i \quad (6.5.3-1)$$

$$M_t = M_{sp} + M_{sp} + \eta_b M_p \quad (6.5.3-2)$$

2 顺桥向作用于活动支座顶部地震力可按下列式计算:

$$E_{ki} = \mu_i R_i \quad (6.5.3-3)$$

式中: M_i ——支座顶面处的换算质点质量 (t);

M_{sp} ——联桥梁上部结构的质量 (t);

M_{cp} ——固定墩盖梁的质量 (t);

M_p ——固定墩墩身质量 (t);

R_i ——第 i 个活动支座的恒载反力 (kN);

μ_i ——第 i 个活动支座的摩擦系数, 一般取 0.02。

6.5.4 采用板式橡胶支座的规则连续梁和连续刚构桥梁在顺桥向 E1 和 E2 地震作用下的地震反应可按以下简化方法计算:

1 建立结构计算模型, 模型中应考虑上部结构、支座、桥墩及基础等刚度的影响, 计算均布荷载 p_0 沿一联梁体轴线作用下结构的位移 $v_s(x)$, 计算简图如图 6.5.4 所示。

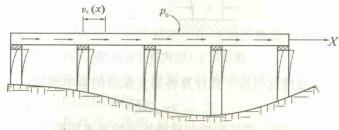


图 6.5.4 顺桥向计算模型

2 计算桥梁的顺桥向等效刚度 K_I :

$$K_I = \frac{p_0 L}{v_{s,\max}} \quad (6.5.4-1)$$

式中: p_0 ——均布荷载 (kN/m);

L ——联桥梁总长 (m);

$v_{s,\max}$ —— p_0 作用下的最大水平位移 (m);

K_I ——桥梁的顺桥向等效刚度 (kN/m)。

3 计算结构周期 T :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M_I}{K_I}} \quad (6.5.4-2)$$

式中: M_I ——联桥梁总质量, 应包含梁体质量, 以及按本规

范第 6.5.2 条墩身质量换算系数 η_b 、盖梁质量换算系数 η_{cp} 等效的各墩身及其盖梁质量 (t)。

4 计算地震等效均布荷载 p_e :

$$p_e = \frac{SM_I}{L} \quad (6.5.4-3)$$

式中: p_e ——地震等效静力荷载 (kN/m);

S ——根据结构周期 T 计算出的反应谱值。

5 按静力法计算均布荷载 p_e 作用下的结构内力、位移反应。

6.5.5 规则连续梁和连续刚架桥, 当全桥墩梁间横桥向没有相对位移时, 在横桥向 E1 和 E2 地震作用下的地震反应, 可按下列方法计算:

1 建立结构计算模型, 在模型中应考虑上部结构、支座、桥墩及基础等刚度的影响, 为了考虑相邻结构边界条件的影响, 一般情况应取计算模型左右各一联桥梁结构作为边界条件。

2 计算均布荷载 p_0 沿计算模型 (包含边界联) 垂直梁体轴线方向作用下, 计算联横桥向最大结构的位移 $v_s(x)$, 计算简图如图 6.5.5 所示。

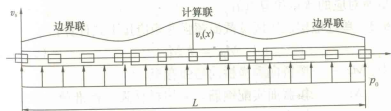


图 6.5.5 横桥向计算模型

3 计算桥梁的横桥向等效刚度 K_I :

$$K_I = \frac{p_0 L}{v_{s,\max}} \quad (6.5.5-1)$$

式中: p_0 ——均布荷载 (kN/m);

L ——计算模型总长 (包含左右边界联的长度) (m);

$v_{s,max}$ —— p_0 作用下计算联最大横向水平位移 (m);

K_1 ——横桥向等效刚度 (kN/m)。

4 计算结构周期 T :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K_1}} \quad (6.5.5-2)$$

5 计算地震等效均布荷载 p_e :

$$p_e = \frac{SM_1}{L} \quad (6.5.5-3)$$

式中: p_e ——地震等效均布荷载 (kN/m)。

6 按静力法计算均布荷载 p_e 作用下的结构内力、位移反应。

6.6 能力保护构件计算

6.6.1 在 E2 地震作用下, 如结构未进入塑性, 桥梁墩柱的剪力设计值, 桥梁盖梁、基础和支座的内力设计值可采用 E2 地震作用下的计算结果。

6.6.2 当桥梁盖梁、基础、支座和墩柱抗剪作为能力保护构件设计时, 其弯矩和剪力设计值, 应取与墩柱塑性铰区域截面超强弯矩所对应的弯矩和剪力值。

6.6.3 单柱墩塑性铰区域截面超强弯矩应按下式计算:

$$M_{y0} = \phi M_a \quad (6.6.3)$$

式中: M_{y0} ——顺桥向和横桥向超强弯矩;

M_a ——按截面实配钢筋, 采用材料强度标准值, 在恒载轴力作用下计算出的截面顺桥向和横桥向受弯承载力;

ϕ ——桥墩截面受弯承载力超强系数, ϕ 取 1.2。

6.6.4 双柱和多柱墩塑性铰区域截面顺桥向超强弯矩可按本规范第 6.6.3 条计算, 横桥向超强弯矩可按下列步骤计算:

- 1 假设墩柱轴力为恒载轴力。
- 2 按截面实配钢筋, 采用材料强度标准值, 按本规范式

(6.6.3) 计算出各墩柱塑性铰区域截面超强弯矩。

3 计算各墩柱相应于其超强弯矩的剪力值, 并按下式计算各墩柱剪力值之和 V (kN):

$$V = \sum_i^N V_i \quad (6.6.4)$$

式中: V_i ——各墩柱相应于塑性铰区域截面的超强弯矩的剪力值 (kN)。

4 将 V 按正、负方向分别施加于盖梁质心处, 计算各墩柱所产生的轴力 (如图 6.6.4 所示)。

5 将合剪力 V 产生的轴力与恒载轴力组合后, 采用组合的轴力, 重复步骤 2 和 4 进行迭代计算, 直到相邻 2 次计算各墩柱剪力之和相差在 10% 以内。

6 采用上述组合中的轴力最大压力组合, 按步骤 2 计算各墩柱塑性区域截面超强弯矩。

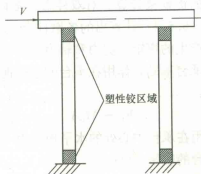


图 6.6.4 轴力计算模式

6.6.5 延性墩柱沿顺桥向和横桥向剪力设计值应根据塑性铰区域截面超强弯矩来计算。

6.6.6 固定支座和板式橡胶支座的水平地震设计力可按能力保护方法计算; 当按能力保护方法计算时, 支座在顺桥向和横桥向的地震水平力可分别直接取本规范第 6.6.5 条计算出的各墩柱沿

顺桥向和横桥向剪力值。

6.6.7 延性桥墩的盖梁弯矩设计值 M_{p0} ，应按下式计算：

$$M_{p0} = M_{pc} + M_G \quad (6.6.7)$$

式中： M_{pc} ——墩柱顶端截面超强弯矩（应分别考虑正负弯矩）（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）；

M_G ——由结构恒载产生的弯矩（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）。

6.6.8 延性桥墩盖梁的剪力设计值 V_{c0} 可按下式计算：

$$V_{c0} = \frac{M_{pc}^R + M_{pc}^L}{L_0} \quad (6.6.8)$$

式中： M_{pc}^R 、 M_{pc}^L ——盖梁左右端截面按实配钢筋，采用材料强度标准值计算出的正截面抗弯承载力（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）；

L_0 ——盖梁的净跨度（ m ）。

6.6.9 梁桥基础的弯矩、剪力和轴力的设计值应根据墩柱底部可能出现塑性铰处截面的超强弯矩、剪力设计值和墩柱恒载轴力，并考虑承台的贡献来计算。对双柱墩、多柱墩横桥向基础，应根据本规范式（6.6.4）计算出的各墩柱合剪力 V 作用在盖梁质心处在承台顶产生的弯矩、剪力和轴力。

6.6.10 对低桩承台基础，作用在承台的水平地震惯性力可用静力法按下式计算：

$$F_i = M_i A \quad (6.6.10)$$

式中： F_i ——作用在承台中心处的水平地震力（ kN ）；

M_i ——承台的质量（ t ）；

A ——水平向地震动峰值加速度，按本规范第 3.2.2 条取值。

6.7 桥 台

6.7.1 桥台台身的水平地震力可按下式计算：

$$E_{\text{hau}} = M_{\text{au}} A \quad (6.7.1)$$

式中： A ——水平向地震动加速度峰值，按本规范第 3.2.2 条取值；

E_{hau} ——作用于台身重心处的水平地震作用力（ kN ）；

M_{au} ——基础顶面以上台身的质量（ t ）。

1 对修建在基岩上的桥台，其水平地震力可按式（6.7.1）计算值的 80% 采用；

2 验算设有固定支座的梁桥桥台时，应计入由上部结构所产生的水平地震力，其值按式（6.7.1）计算，但 M_{au} 应加上一孔（简支梁）或一联（连续梁）梁的质量。

6.7.2 作用在桥台上的主动土压力和动水压力可按本规范第 5.4 节计算。

7 抗震验算

7.1 一般规定

7.1.1 城市梁式桥的桥墩、桥台、基础及支座等应作抗震验算。

7.1.2 在 E1 和 E2 地震作用下, 各类城市桥梁的抗震验算目标应满足本规范表 3.1.2 的要求。

7.2 E1 地震作用下抗震验算

7.2.1 采用 A 类抗震设计方法设计的桥梁, 顺桥向和横桥向 E1 地震作用效应应按本规范第 5.5.2 条组合后, 应按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62 和《公路桥涵地基与基础设计规范》JTG D63 相关规定验算桥墩、桥台的强度; 采用 B 类抗震设计方法设计的桥梁, 顺桥向和横桥向 E1 地震作用效应应按本规范第 5.5.2 条组合后, 应按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62 和《公路桥涵地基与基础设计规范》JTG D63 相关规定验算桥墩、桥台、盖梁和基础等的强度。

7.2.2 采用 B 类抗震设计方法设计的桥梁, 支座抗震能力可按下列方法验算;

1 板式橡胶支座的抗震验算:

1) 支座厚度验算

$$\sum t \geq \frac{X_E}{\tan \gamma} = X_E \quad (7.2.2-1)$$

$$X_E = \alpha_d X_D + X_H + 0.5 X_T \quad (7.2.2-2)$$

式中: X_E ——考虑地震作用、均匀温度作用和永久作用组合后的支座位移 (m);

$\sum t$ ——橡胶层的总厚度 (m);

$\tan \gamma$ ——橡胶片剪切角正切值, 取 $\tan \gamma = 1.0$;

X_D ——E1 地震作用下支座水平位移 (m);

X_H ——永久作用产生的支座水平位移 (m);

X_T ——均匀温度作用产生的支座水平位移 (m);

α_d ——支座调整系数, 一般取 2.3。

2) 支座抗滑稳定性验算:

$$\mu_d R_b \geq E_{\text{hab}} \quad (7.2.2-3)$$

$$E_{\text{hab}} = \alpha_d E_{\text{han}} + E_{\text{lat}} + 0.5 E_{\text{lan}} \quad (7.2.2-4)$$

式中: μ_d ——支座的动摩擦系数, 橡胶支座与混凝土表面的动摩擦系数采用 0.15; 与钢板的动摩擦系数采用 0.10;

E_{hab} ——支座水平组合地震力 (kN);

R_b ——上部结构重力在支座上产生的反力 (kN);

E_{han} ——E1 地震作用下支座的水平地震力 (kN);

E_{lat} ——永久作用产生的支座水平力 (kN);

E_{lan} ——均匀温度引起的支座水平力 (kN);

α_d ——支座调整系数, 一般取 2.3。

2 盆式支座和球形支座的抗震验算:

1) 活动支座

$$X_E \leq X_{\text{max}} \quad (7.2.2-5)$$

2) 固定支座

$$E_{\text{hab}} \leq E_{\text{max}} \quad (7.2.2-6)$$

式中: X_{max} ——活动支座容许滑动的水平位移 (m);

E_{max} ——固定支座容许承受的水平力 (kN)。

7.3 E2 地震作用下抗震验算

7.3.1 E2 地震作用下, 应按式 (7.3.4-1) 验算桥墩墩顶的位移。对高宽比小于 2.5 的矮墩, 可不验算桥墩的变形, 但应按本规范第 7.3.2 条验算抗弯和抗剪强度。采用非线性时程进行地震反应分析的桥梁可按式 (7.3.4-2) 验算塑性转角。

7.3.2 对矮墩, 顺桥向和横桥向 E2 地震作用效应和永久作用

效应组合后,应按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62 相关规定验算桥墩抗弯和抗剪强度,在验算矮墩抗弯强度时,截面抗弯能力可采用材料强度标准值计算。

7.3.3 在进行桥墩位移验算时,按弹性方法计算出的地震位移应乘以考虑弹塑性效应的地震位移修正系数 R_d ,地震位移修正系数 R_d 可按下式计算:

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{\mu_D}\right) \frac{T_g^*}{T} + \frac{1}{\mu_D} \geq 1.0, \frac{T_g^*}{T} > 1.0 \quad (7.3.3-1)$$

$$R_d = 1.0, \frac{T_g^*}{T} \leq 1.0 \quad (7.3.3-2)$$

$$T_g^* = 1.25 T_g \quad (7.3.3-3)$$

式中: T ——结构自振周期;

T_g ——反应谱特征周期;

μ_D ——桥墩构件延性系数;一般情况可取 3。

7.3.4 E2 地震作用下,应按下列公式验算顺桥向和横桥向桥墩墩顶的位移或桥墩塑性铰区域塑性转动能力:

$$\Delta_u \leq \Delta_u \quad (7.3.4-1)$$

$$\theta_p \leq \theta_u \quad (7.3.4-2)$$

式中: Δ_u ——E2 地震作用下墩顶的位移 (cm);若 E2 地震作用下墩顶的位移是采用弹性方法计算,应乘以本规范第 7.3.3 条规定的地震位移修正系数;

Δ_u ——桥墩容许位移 (cm),按本规范第 7.3.5 和 7.3.7 条计算;

θ_p ——E2 地震作用下,塑性铰区域的塑性转角;

θ_u ——塑性铰区域的最大容许转角,可按本规范式 (7.3.6) 计算。

7.3.5 单柱墩容许位移可按下式计算:

$$\Delta_u = \frac{1}{3} H^2 \times \phi_y + \left(H - \frac{L_p}{2}\right) \times \theta_u \quad (7.3.5-1)$$

$$L_p = 0.08H + 0.022 f_y d_w \geq 0.044 f_y d_w \quad (7.3.5-2)$$

式中: H ——悬臂墩的高度或塑性铰截面到反弯点的距离 (cm);

ϕ_y ——截面的等效屈服曲率 (1/cm),一般情况下,可按本规范第 7.3.8 条计算;但对于圆形截面和矩形截面桥墩,可按本规范附录 B 计算;

L_p ——等效塑性铰长度 (cm);

f_y ——纵向钢筋抗拉强度标准值 (MPa);

d_w ——纵向主筋的直径 (cm)。

7.3.6 塑性铰区域的最大容许转角应根据极限破坏状态的曲率能力,按下式计算:

$$\theta_u = L_p (\phi_u - \phi_y) / K \quad (7.3.6)$$

式中: ϕ_u ——极限破坏状态的曲率能力 (1/cm),一般情况下,可按本规范第 7.3.9 条计算;但对于矩形截面和圆形截面桥墩,可按本规范附录 B 计算;

K ——延性安全系数,取 2.0。

7.3.7 对双柱墩、排架墩,其顺桥向的容许位移可按本规范式 (7.3.5-1) 计算,横桥向的容许位移可在盖梁处施加水平力 F (图 7.3.7),进行非线性静力分析,当墩柱的任一塑性铰达到其最大容许转角或塑性铰区控制截面达到最大容许曲率时,盖梁处的横向水平位移即为容许位移。

注:最大容许曲率为极限破坏状态的曲率能力除以安全系数,安全系数取 2。

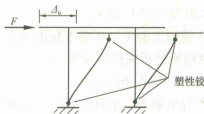


图 7.3.7 双柱墩的容许位移

7.3.8 截面的等效屈服曲率 ϕ_y 和等效屈服弯矩 M_y 可通过把实

实际的弯矩-曲率曲线等效为理想弹塑性弯矩-曲率曲线来求得,等效方法可根据图中两个阴影面积相等求得(图 7.3.8),计算中应考虑最不利轴力组合。

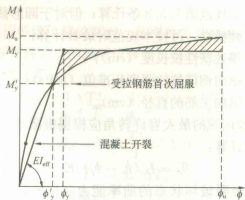


图 7.3.8 等效屈服曲率

7.3.9 极限破坏状态的曲率能力 ϕ_u 应通过考虑最不利轴力组合的 $M-\phi$ 曲线确定,为混凝土应变达到极限压应变 ϵ_{cu} ,或纵筋达到折减极限应变 ϵ_{su} 时相应的曲率。混凝土的极限压应变 ϵ_{cu} 可按下式计算:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s \cdot f_{sk} \cdot \epsilon_{su}^R}{f_{c,ck}} \quad (7.3.9)$$

式中: ρ_s ——约束钢筋的体积含筋率;

f_{sk} ——箍筋抗拉强度标准值 (MPa);

$f_{c,ck}$ ——约束混凝土的峰值应力 (MPa),一般情况下可取 1.25 倍的混凝土抗压强度标准值;

ϵ_{su}^R ——约束钢筋的折减极限应变, $\epsilon_{su}^R = 0.09$ 。

纵筋的折减极限应变 ϵ_{su} 取为 0.1。

7.3.10 应根据本规范第 6.7 节计算出桥台的地震作用效应和永久作用效应组合后,按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62-2004 相关规定验算桥台的承载能力。

7.4 能力保护构件验算

7.4.1 采用 A 类抗震设计方法设计的桥梁,其能力保护构件(墩柱抗剪、盖梁、基础及支座等)宜按本节方法进行抗震验算。

7.4.2 墩柱塑性铰区域沿顺桥向和横桥向的斜截面抗剪强度应按下列公式验算:

$$V_{cd} \leq \phi(V_c + V_s) \quad (7.4.2-1)$$

$$V_c = 0.1v_c A_c \quad (7.4.2-2)$$

$$v_c = \begin{cases} 0, & P_c \leq 0 \\ \lambda \left(1 + \frac{P_c}{1.38 \times A_g} \right) \sqrt{f_{cd}} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.355 \sqrt{f_{cd}} \\ 1.47 \lambda \sqrt{f_{cd}} \end{array} \right\}, & P_c > 0 \end{cases} \quad (7.4.2-3)$$

$$0.03 \leq \lambda = \frac{\rho_s f_{sh}}{10} + 0.38 - 0.1\mu_\Delta \leq 0.3 \quad (7.4.2-4)$$

$$\rho_s = \begin{cases} \frac{4A_{sp}}{sD^2}, \text{圆形截面} \\ \frac{2A_s}{bs}, \text{矩形截面} \end{cases} \leq 2.4/f_{sh} \quad (7.4.2-5)$$

$$V_s = \begin{cases} 0.1 \times \frac{\pi}{2} \frac{A_{sp} f_{sh} D'}{s}, \text{圆形截面} \\ 0.1 \times \frac{A_s f_{sh} h_0}{s}, \text{矩形截面} \end{cases} \leq 0.08 \sqrt{f_{cd}} A_c \quad (7.4.2-6)$$

式中: V_{cd} ——剪力设计值 (kN),按本规范第 6.6 节计算;

V_c ——塑性铰区域混凝土的抗剪能力贡献 (kN);

V_s ——横向钢筋的抗剪能力贡献 (kN);

v_c ——塑性铰区域混凝土抗剪强度 (MPa);

f_{cd} ——混凝土抗压强度设计值 (MPa);

A_c ——核芯混凝土面积,可取 $A_c = 0.8A_g$ (cm^2);

A_g ——墩柱塑性铰区域截面总面积 (cm^2);

μ_{Δ} ——墩柱位移延性系数，为墩柱地震位移需求 Δ_d 与墩柱塑性铰屈服时的位移之比；

P_c ——墩柱截面最小轴压力，对于框架墩横向需按本规范第 6.6.4 条计算 (kN)；

A_{sp} ——螺旋箍筋面积 (cm^2)；

A_v ——计算方向上箍筋面积总和 (cm^2)；

s ——箍筋的间距 (cm)；

f_{yh} ——箍筋抗拉强度设计值 (MPa)；

b ——墩柱的宽度 (cm)；

D' ——螺旋箍筋环的直径 (cm)；

h_0 ——核芯混凝土受压边缘至受拉侧钢筋重心的距离 (cm)；

ϕ ——抗剪强度折减系数， $\phi = 0.85$ 。

7.4.3 根据本规范第 6.6 节计算的基础弯矩、剪力和轴力设计值和永久作用效应组合后，应按现行行业标准《公路桥涵地基与基础设计规范》JTG D63 进行基础强度验算。在验算桩基础截面抗弯强度时，截面抗弯能力可采用材料强度标准值计算。

7.4.4 根据本规范第 6.6 节计算的盖梁弯矩设计值、剪力设计值和永久作用效应组合后，应按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62 验算盖梁的正截面抗弯强度和斜截面抗剪强度。

7.4.5 板式橡胶支座的抗震验算应符合下列要求：

1 支座厚度验算：

$$\sum t \geq \frac{X_B}{\tan \gamma} = X_B \quad (7.4.5-1)$$

$$X_B = X_D + X_H + 0.5X_T \quad (7.4.5-2)$$

式中： $\sum t$ ——橡胶层的总厚度 (m)；

$\tan \gamma$ ——橡胶片剪切角正切值，取 $\tan \gamma = 1.0$ ；

X_B ——按照本规范第 6.6.6 条计算的支座水平地震设计力产生的支座水平位移、永久作用效应以及均匀温度

作用效应组合后的支座水平位移；

X_D ——按照本规范第 6.6.6 条计算的支座水平地震设计力产生的支座水平位移 (m)；

X_H ——永久作用产生的支座水平位移 (m)；

X_T ——均匀温度作用引起的支座水平位移 (m)。

2 支座抗滑稳定性验算：

$$\mu_d R_b \geq E_{\text{hab}} \quad (7.4.5-3)$$

$$E_{\text{hab}} = E_{\text{hac}} + E_{\text{had}} + 0.5E_{\text{hat}} \quad (7.4.5-4)$$

式中： μ_d ——支座的动摩擦系数，橡胶支座与混凝土表面的动摩擦系数采用 0.15；与钢板的动摩擦系数采用 0.10；

E_{hab} ——按照本规范第 6.6.6 条计算的支座水平地震设计力、永久作用效应以及均匀温度作用效应组合后得到的支座的水平力设计值 (kN)；

E_{hac} ——按本规范第 6.6.6 条计算的支座水平地震设计力 (kN)；

E_{had} ——永久作用产生的支座水平力 (kN)；

E_{hat} ——均匀温度作用引起的支座水平力 (kN)。

7.4.6 盆式支座和球形支座的抗震验算应符合下列要求：

1 活动支座：

$$X_B \leq X_{\text{max}} \quad (7.4.6-1)$$

2 固定支座：

$$E_{\text{hab}} \leq E_{\text{max}} \quad (7.4.6-2)$$

式中： X_{max} ——活动支座容许滑动水平位移 (m)；

E_{max} ——固定支座容许承受的水平力 (kN)。

8 抗震构造细节设计

8.1 墩柱结构构造

8.1.1 对地震基本烈度 7 度及以上地区,墩柱塑性铰区域内加密箍筋的配置,应符合下列要求:

1 加密区的长度不应小于墩柱弯曲方向截面边长或墩柱上弯矩超过最大弯矩 80% 的范围;当墩柱的高度与弯曲方向截面边长之比小于 2.5 时,墩柱加密区的长度应取墩柱全高;

2 加密箍筋的最大间距不应大于 10cm 或 $6d_w$ 或 $b/4$ (d_w 为纵筋的直径, b 为墩柱弯曲方向的截面边长);

3 箍筋的直径不应小于 10mm;

4 螺旋式箍筋的接头必须采用对接焊,矩形箍筋应有 135° 弯钩,并应伸入核心混凝土之内 $6d_w$ 以上。

8.1.2 对地震基本烈度 7 度、8 度地区,圆形、矩形墩柱塑性铰区域内加密箍筋的最小体积配箍率 ρ_{\min} ,应按式 (8.1.2-1) 和式 (8.1.2-2) 计算。对地震基本烈度 9 度及以上地区,圆形、矩形墩柱塑性铰区域内加密箍筋的最小体积配箍率 ρ_{\min} 应比地震基本烈度 7 度、8 度地区适当增加,以提高其延性能力。

1 圆形截面:

$$\rho_{\min} = [0.14\eta_k + 5.84(\eta_k - 0.1)(\rho_t - 0.01) + 0.028] \frac{f_{ck}}{f_{tk}} \geq 0.004 \quad (8.1.2-1)$$

2 矩形截面:

$$\rho_{\min} = [0.1\eta_k + 4.17(\eta_k - 0.1)(\rho_t - 0.01) + 0.02] \frac{f_{ck}}{f_{tk}} \geq 0.004 \quad (8.1.2-2)$$

式中: η_k ——轴压比,指结构的最不利组合轴向压力与柱的全截

面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积之比值;

ρ_t ——纵向配筋率;

f_{tk} ——箍筋抗拉强度标准值 (MPa);

f_{ck} ——混凝土抗压强度标准值 (MPa)。

8.1.3 墩柱塑性铰加密区以外区域的箍筋量应逐渐减少,但箍筋的体积配箍率不应小于塑性铰区域体积配箍率的 50%。

8.1.4 墩柱的纵向钢筋宜对称配置,纵向钢筋的面积不宜小于 $0.006A_g$,且不应超过 $0.04A_g$ (A_g 为墩柱截面总面积)。

8.1.5 空心截面墩柱塑性铰区域内加密箍筋的构造,除满足对实体桥墩的要求外,还应配置内外两层环形箍筋,在内外两层环形箍筋之间应配置足够的拉筋 (图 8.1.5)。

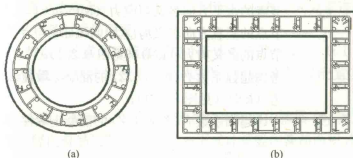


图 8.1.5 常用空心截面类型

8.1.6 墩柱的纵筋应延伸至盖梁和承台的另一侧面,纵筋的锚固和搭接长度应在现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62 要求的基础上增加 $10d_w$ (d_w 为纵筋的直径),不应在塑性铰区域进行纵筋的连接。

8.1.7 塑性铰加密区域配置的箍筋应延伸到盖梁和承台内,延伸至盖梁或承台的距离不宜小于墩柱长边尺寸的 1/2,并不应小于 50cm。

8.2 节点构造

8.2.1 节点的主拉应力和主压应力可按下式计算:

$$\sigma_c, \sigma_t = \frac{f_v + f_h}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{f_v - f_h}{2}\right)^2 + v_{jh}^2} \quad (8.2.1-1)$$

$$v_{jh} = v_{jv} = \frac{V_{jh}}{b_{jc} h_b} \times 10^{-3} \quad (8.2.1-2)$$

$$V_{jh} = T_c + C_c^0 \quad (8.2.1-3)$$

$$f_v = \frac{P_c^b + P_c^t}{2b_b h_c} \times 10^{-3} \quad (8.2.1-4)$$

$$f_h = \frac{P_b}{b_{jc} h_b} \times 10^{-3} \quad (8.2.1-5)$$

式中: σ_c, σ_t ——节点的名义主压应力和名义主拉应力 (MPa);
 v_{jh} ——节点的水平方向名义剪应力 (MPa);
 v_{jv} ——节点的竖直方向名义剪应力 (MPa);
 V_{jh} ——节点的名义剪力 (kN) (见图 8.2.1);
 T_c ——考虑超强系数 ψ ($\psi = 1.2$) 的混凝土墩柱纵筋拉力 (kN) (见图 8.2.1);
 C_c^0 ——考虑超强系数 ψ ($\psi = 1.2$) 的混凝土墩柱受压区

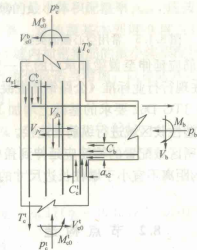


图 8.2.1 节点受力图

压应力合力 (见图 8.2.1);

f_v, f_h ——节点沿竖直方向和水平方向的正应力 (MPa);

b_{jc}, h_b ——分别为横梁横截面的宽度和高度 (m);

b_b, h_c ——分别为上立柱横截面的宽度和高度 (m);

P_c^b, P_c^t ——分别为上下立柱的轴力 (kN);

P_b ——横梁的轴力 (kN) (包括预应力产生的轴力)。

8.2.2 当主拉应力 $\sigma_t \leq 0.34\sqrt{f_{cd}}$ (MPa), 节点的水平向和竖向箍筋配置可按下式计算:

$$\rho_{\min} = \rho_x + \rho_y = \frac{0.34\sqrt{f_{cd}}}{f_{yh}} \quad (8.2.2)$$

8.2.3 当主拉应力 $\sigma_t > 0.34\sqrt{f_{cd}}$ (MPa), 应按下列要求进行节点的水平向和竖向箍筋配置:

1 节点中的横向配筋率不应小于本规范第 8.1.1、8.1.2 条对于塑性铰加密区域配筋率的要求 (横向箍筋的配置见图 8.2.3)。

2 在距柱侧面 $h_b/2$ 的盖梁范围内配置竖向箍筋 (h_b 为盖梁的高度, 竖向箍筋见图 8.2.3), 按下式计算竖向箍筋面积 A_v :

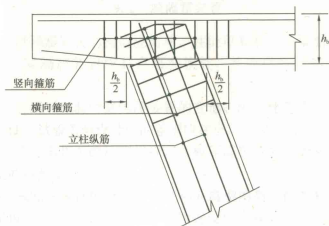


图 8.2.3 节点配筋示意图

$$A_v = 0.174A_s \quad (8.2.3)$$

式中 A_s ——立柱纵筋面积。

3 节点中的竖向箍筋面积可取 $A_v/2$ 。



9 桥梁减隔震设计

9.1 一般规定

9.1.1 下列条件下,不宜采用减隔震设计:

- 1 基础土层不稳定;
- 2 结构的固有周期比较长;
- 3 位于软弱场地,延长周期可能引起共振;
- 4 支座中出现负反力。

9.1.2 采用减隔震设计的桥梁可只进行 E2 地震作用下的抗震设计和验算。

9.1.3 桥梁减隔震设计,应满足下列要求:

- 1 桥梁减隔震支座应具有足够的刚度和屈服强度。
- 2 相邻上部结构之间应设置足够的间隙。

9.1.4 桥梁的其他抗震措施不得妨碍桥梁的正常使用及减隔震装置作用的效果。

9.2 减隔震装置

9.2.1 减隔震装置的构造应简单、性能可靠且对环境温度变化不敏感;减隔震装置应具有可替换性,并应进行定期维护和检查。

9.2.2 应通过试验对减隔震装置的变形、阻尼比等力学参数值进行验证。试验值与设计值的差别应在±10%以内。

9.2.3 应依据相关的检测规程,对减隔震装置的性能和特性进行严格的检测实验。

9.2.4 减隔震装置可分为整体型和分离型两类,两类减隔震装置水平位移从 50% 的设计位移增加到设计位移时,其恢复力增量不宜低于其上部结构重量的 2.5%。

9.2.5 整体型减隔震装置宜选用下列类型：

- 1 铅芯橡胶支座；
- 2 高阻尼橡胶支座；
- 3 摩擦摆式减隔震支座。

9.2.6 分离型减隔震装置宜选用下列类型：

- 1 橡胶支座+金属阻尼器；
- 2 橡胶支座+摩擦阻尼器；
- 3 橡胶支座+黏性材料阻尼器。

9.3 减隔震桥梁地震反应分析

9.3.1 减隔震桥梁水平地震力的计算，可采用反应谱分析法和非线性动力时程分析法。

9.3.2 当同时满足以下条件时，可采用单振型反应谱法进行减隔震桥梁抗震分析：

- 1 桥梁几何形状满足本规范表 6.1.2 对规则桥梁的要求；
- 2 距离最近的活动断层大于 15km；
- 3 场地类型为 I、II、III 类，且场地条件稳定；
- 4 减隔震装置等效阻尼比不超过 30%；
- 5 减隔震桥梁的基本周期 T_1 （隔震周期）为未采用减隔震

桥梁基本周期 T_0 的 2.5 倍以上。

9.3.3 当不满足本规范第 9.3.2 条要求时，减隔震桥梁应采用非线性动力时程分析方法进行抗震分析。

9.3.4 一般情况下，弹塑性和摩擦类减隔震支座的恢复力模型可采用双线性模型，并应符合下列规定：

1 铅芯橡胶支座的恢复力模型如图 9.3.4-1 所示，其等效刚度和等效阻尼比分别为：

$$K_{\text{eff}} = F_d/D_d = Q_d/D_d + K_d \quad (9.3.4-1)$$

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{2Q_d(D_d - \Delta_y)}{\pi D_d^2 K_{\text{eff}}} \quad (9.3.4-2)$$

式中： D_d ——为铅芯橡胶支座的设计位移（m）；

- Δ_y ——为铅芯橡胶支座的屈服位移（m）；
 Q_d ——为铅芯橡胶支座的特征强度（kN）；
 K_{eff} ——为铅芯橡胶支座的等效刚度（kN/m）；
 K_d ——为铅芯橡胶支座的屈后刚度（kN/m）；
 ξ_{eff} ——为铅芯橡胶支座的等效阻尼比。

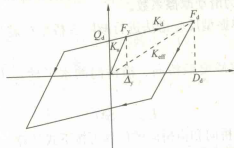


图 9.3.4-1 铅芯橡胶支座的恢复力模型
 (图中： K_a —初始弹性刚度)

2 摩擦摆式减隔震支座的恢复力模型如图 9.3.4-2 所示，屈后刚度为：

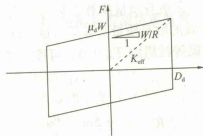


图 9.3.4-2 摆式支座的恢复力模型

$$K_d = \frac{W}{R} \quad (9.3.4-3)$$

等效刚度为：

$$K_{\text{eff}} = \frac{W}{R} + \mu_d \frac{W}{D_d} \quad (9.3.4-4)$$

等效阻尼比为：

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\mu_d}{D_d/R + \mu_d} \quad (9.3.4-5)$$

式中: W ——恒载作用下支座竖向反力 (kN);

R ——为滑动曲面的曲率半径 (m);

D_d ——支座设计水平位移 (m);

μ_d ——为滑动摩擦系数。

9.3.5 采用单振型反应谱法进行减隔震桥梁抗震分析时, 计算方法如下:

1 减隔震桥梁顺桥向、横桥向的水平地震力, 可按下式计算:

$$E_{\text{lp},i} = SM_i \quad (9.3.5-1)$$

2 梁体顺桥向和横桥向的位移可按下式计算:

$$D_d = \frac{T_{\text{eq}}^2}{4\pi^2} S \quad (9.3.5-2)$$

式中: S ——相应于减隔震桥等效周期 (顺桥向或横桥向), 采用等效阻尼比修正的反应谱值;

M_i ——联桥梁总质量, 应包含梁体, 以及按本规范第 6.5.2 条墩身质量换算系数 η_b 、盖梁质量换算系数 η_p 等效的墩身质量与盖梁质量 (t)。

3 减隔震桥梁等效周期 T_{eq} (s), 可按下式计算:

$$T_{\text{eq}} = 2\sqrt{\pi} \sqrt{\frac{M_i}{\sum K_{\text{eq},i}}} \quad (9.3.5-3)$$

$$\sum K_{\text{eq},i} = \sum \frac{k_{\text{eff},i} \cdot k_{p,i}}{k_{\text{eff},i} + k_{p,i}} \quad (9.3.5-4)$$

式中: $K_{\text{eq},i}$ ——第 i 桥墩、桥台与其上的减隔震装置等效刚度串联后的组合刚度值 (kN/m);

$k_{p,i}$ ——为第 i 桥墩、桥台的抗推刚度 (kN/m);

$k_{\text{eff},i}$ ——为第 i 桥墩、桥台上减隔震装置的等效刚度 (kN/m)。

4 减隔震桥梁等效阻尼比 ξ_{eq} 可根据第 i 个桥墩、桥台上减隔震装置的等效阻尼比 $\xi_{\text{eff},i}$ 与第 i 个桥墩、桥台等效阻尼比 $\xi_{p,i}$,

按下式计算:

$$\xi_{\text{eq}} = \frac{\sum k_{\text{eff},i} (D_{d,i})^2 (\xi_{\text{eff},i} + \frac{\xi_{p,i} k_{\text{eff},i}}{k_{p,i}})}{\sum k_{\text{eff},i} (D_{d,i})^2 (1 + \frac{k_{\text{eff},i}}{k_{p,i}})} \quad (9.3.5-5)$$

式中: $D_{d,i}$ ——第 i 个桥墩、桥台上减隔震装置的水平设计位移 (m)。

9.3.6 反应谱法计算地震作用效应 (内力、位移), 可根据本规范第 6 章中有关条款确定。

9.3.7 采用反应谱分析方法计算作用在减隔震桥梁第 i 个墩台顶的水平地震力可按下式计算:

$$E_{\text{ld},i} = k_{\text{eff},i} \Delta_i \quad (9.3.7)$$

式中: $E_{\text{ld},i}$ ——作用在第 i 个桥墩、桥台顶的水平地震力 (kN);

$k_{\text{eff},i}$ ——第 i 个桥墩、桥台上减隔震支座的等效刚度 (kN/m);

Δ_i ——第 i 个桥墩、桥台上减隔震支座的水平位移 (m)。

9.4 减隔震桥梁抗震验算

9.4.1 E2 地震作用下, 桥梁墩台与基础的验算, 应将减隔震装置传递的水平地震力除以 1.5 的折减系数后, 按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62 和《公路桥涵地基与基础设计规范》JTG D63 进行。

9.4.2 减隔震装置的验算应符合下列要求:

1 对橡胶型减隔震支座, E2 地震作用下产生的剪切应变必须在 250% 以下, 并应校核其稳定性;

2 非橡胶型减隔震装置, 应根据具体的产品性能指标进行验算。

10 斜拉桥、悬索桥和大跨度拱桥

10.1 一般规定

10.1.1 斜拉桥、悬索桥和大跨度拱桥应采用对称的结构形式，上、下部结构之间的连接构造应均匀对称。

10.1.2 建在地震基本烈度 8 度、9 度地区的斜拉桥宜优先考虑飘浮体系方案；如飘浮体系导致梁端位移过大，宜采用塔、梁弹性约束或阻尼约束体系。

10.1.3 建在地震基本烈度 8 度、9 度地区的大跨度拱桥，主拱圈宜采用抗扭刚度较大、整体性较好的断面形式。当采用钢筋混凝土拱肋时，应加强横向联系。

10.1.4 建在地震基本烈度 8 度、9 度地区的下承式拱桥和中承式拱桥应设置风撑，应加强端横梁刚度。

10.1.5 主要承重结构（塔、墩及拱桥主拱）宜选择有利于提高延性变形能力的结构形式及材料，避免发生脆性破坏。

10.2 建模与分析原则

10.2.1 大跨度桥梁的地震反应分析可采用时程分析法和多振型反应谱法。

10.2.2 地震反应分析所采用的地震加速度时程、反应谱的频谱含量应包括结构第一阶自振周期在内的长周期成分。

10.2.3 地震反应分析时，采用的计算模型应真实模拟桥梁结构的刚度和质量分布及边界连接条件，并应满足下列要求：

- 1 计算模型应考虑相邻引桥对主桥地震反应的影响；
- 2 墩、塔、拱肋及拱上立柱可采用空间梁单元模拟；桥面系应根据截面形式选用合理计算模型；斜拉桥拉索、悬索桥主缆和吊杆、拱桥吊杆和系杆可采用空间桁架单元；

3 应考虑恒载作用下结构初应力刚度，拉索垂度效应等几何非线性影响；

4 当进行非线性时程分析时，支承连接条件应采用能反映支座力学特性的单元模拟，应选用适当的弹塑性单元进行模拟。

10.2.4 当采用桩基时，应考虑桩—土—结构相互作用对桥梁地震作用效应的影响。

10.2.5 反应谱分析应满足下列要求：

1 当墩、塔、锚碇基础建在不同土质条件的地基上时，可采用包络反应谱法计算；

2 当进行多振型反应谱法分析时，振型阶数在计算方向给出的有效振型参与质量不应低于该方向结构总质量的 90%，振型组合应采用 CQC 法。

10.2.6 当采用时程分析时，时程分析最终结果：当采用 3 组地震加速度时程计算时，应取 3 组计算结果的最大值；当采用 7 组地震加速度时程计算时，可取 7 组结果的平均值。

10.2.7 一般情况下阻尼比可按下列规定确定：

- 1 混凝土拱桥的阻尼比取为 0.05；
- 2 斜拉桥的阻尼比取为 0.03；
- 3 悬索桥的阻尼比取为 0.02。

10.3 性能要求与抗震验算

10.3.1 在 E1 地震作用下，结构不应发生损伤，保持在弹性范围内。

10.3.2 在 E2 地震作用下，主缆不应发生损伤，主塔、基础、主梁等重要结构受力构件可发生局部轻微的损伤，震后不需修复或简单修复可继续使用；边墩等桥梁结构中比较容易修复的构件可按延性构件设计，震后应能修复。

10.3.3 拱桥桥墩和拱上立柱、斜拉桥引桥桥墩和悬索桥引桥桥墩可按本规范第 7 章的有关规定进行抗震验算；桥梁支座等连接构件可按本规范第 7.4 节相关要求要求进行抗震验算。

11 抗震措施

11.1 一般规定

11.1.1 应采用有效的防落梁措施。

11.1.2 桥梁抗震措施的使用不宜导致桥梁主要构件的地震反应发生较大改变,否则,在进行抗震分析时,应考虑抗震措施的影响。抗震措施应根据其受到的地震作用进行设计。

11.1.3 过渡墩及桥台处的支座垫石不宜高于10cm,且顺桥向宜与墩、台最外边缘平齐。

11.2 6度区

11.2.1 简支梁端至墩、台帽或盖梁边缘应有一定的距离(图11.2.1)。其最小值 a (cm)按下式计算:

$$a \geq 40 + 0.5L \quad (11.2.1)$$

式中: L ——梁的计算跨径(m)。

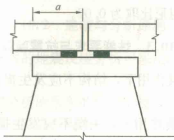


图 11.2.1 梁端至墩、台帽或盖梁边缘的最小距离 a

11.2.2 斜交桥梁(板)端至墩、台帽或盖梁边缘的最小距离 a (cm)(如图11.2.2)应按式(11.2.2)和式(11.2.1)计算,取较大值。

$$a \geq 50L_0 [\sin\theta - \sin(\theta - \alpha_E)] \quad (11.2.2)$$

式中: L_0 ——计算长度,对简支梁桥取其跨径(m);

θ ——斜交角($^\circ$);

α_E ——极限脱落转角($^\circ$),一般取 5° 。

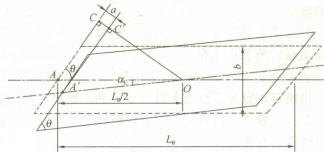


图 11.2.2 斜交桥最小边缘距离

11.2.3 曲线桥梁端至墩、台帽或盖梁边缘的最小距离 a (cm)(如图11.2.3)应按式(11.2.3-1)和式(11.2.1)计算,取较大值。

$$a \geq \delta_E \frac{\sin\varphi}{\cos(\varphi/2)} + 30 \quad (11.2.3-1)$$

$$\delta_E = 0.5\varphi + 70 \quad (11.2.3-2)$$

式中: δ_E ——上部结构端部向外侧的移动量(cm);

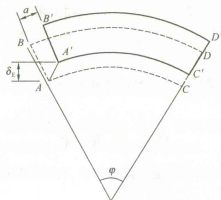


图 11.2.3 曲线桥最小边缘距离

φ ——曲线梁的圆心角 ($^{\circ}$)。

11.3 7 度 区

11.3.1 7 度区的抗震措施,除应符合 6 度区的规定外,尚应符合本节的规定。

11.3.2 简支梁梁端至墩、台帽或盖梁边缘应有一定的距离,其最小值 a (cm) 按下式计算:

$$a \geq 70 + 0.5L \quad (11.3.2)$$

11.3.3 拱桥基础宜置于地质条件一致,两岸地形相似的坚硬土层或岩石上。实腹式拱桥宜减小拱上填料厚度,并宜采用轻质填料,填料应逐层夯实。

11.3.4 在梁与梁之间,梁与桥台胸墙之间应加装橡胶垫或其他弹性衬垫。其构造示意如图 11.3.4-1、图 11.3.4-2 所示。

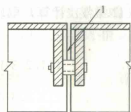


图 11.3.4-1 梁与梁之间的缓冲设施
1—弹性垫块

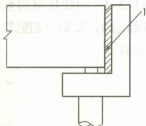


图 11.3.4-2 梁与桥台之间的缓冲设施
1—弹性垫块

11.3.5 桥梁宜采用挡块、螺栓连接和钢板连接等防止纵横向落梁的措施。

11.4 8 度 区

11.4.1 8 度区的抗震措施,除应符合 7 度区的规定外,尚应符合本节的规定。

11.4.2 应设置限位装置控制梁墩位移,常用的限位装置如图

11.4.2 所示。

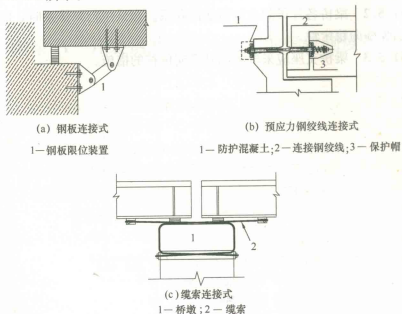


图 11.4.2 常用限位装置

11.4.3 拱桥的主拱圈宜采用抗扭刚度较大、整体性较好的断面形式。当采用钢筋混凝土肋拱时,必须加强横向联系。

11.4.4 连续梁桥宜采取使上部构造所产生的水平地震荷载能由各个墩、台共同承担的措施。

11.4.5 连续曲梁的边墩和上部构造之间宜采用锚栓连接。

11.4.6 桥台宜采用整体性强的结构形式。

11.4.7 当桥梁下部为钢筋混凝土结构时,其混凝土强度等级不应低于 C25。

11.4.8 基础宜置于基岩或坚硬土层上。基础底面宜采用平面形式。当基础置于基岩上时,方可采用阶梯形式。

11.5 9 度 区

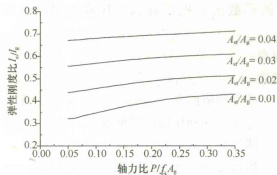
11.5.1 9 度区的抗震措施,除应符合 8 度区的规定外,尚应符

合本节的规定。

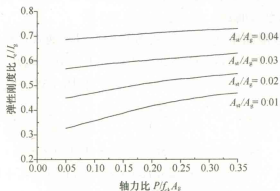
11.5.2 梁桥各片梁间应加强横向联系。当采用桁架体系时，应加强横向稳定性。

11.5.3 梁桥支座应采取限制其竖向位移的措施。

附录 A 开裂钢筋混凝土截面的等效刚度取值



(a) 圆形截面



(b) 矩形截面

图 A 开裂钢筋混凝土截面的等效刚度

图中： A_g ——混凝土截面面积 (m^2)；
 A_s ——截面纵筋总面积 (m^2)；
 I_c ——截面的等效惯性矩 (m^4)；
 I_g ——毛截面惯性矩 (m^4)；
 f_{cs} ——混凝土抗压强度标准值 (kN/m^2)；
 P ——截面所受到的轴力 (kN)。

附录 B 圆形和矩形截面屈服 曲率和极限曲率计算

B.0.1 对圆形截面和矩形截面，其截面屈服曲率可按下式计算：

$$\text{圆形截面：} \quad \phi_y \times D = 2.213 \times \epsilon_y \quad (\text{B.0.1-1})$$

$$\text{矩形截面：} \quad \phi_y \times b = 1.957 \times \epsilon_y \quad (\text{B.0.1-2})$$

式中： ϕ_y ——截面屈服曲率 (1/m)；

ϵ_y ——相应于钢筋屈服时的应变；

D ——圆形截面的直径 (m)；

b ——矩形截面计算方向的截面高度 (m)。

B.0.2 截面极限曲率应符合下列要求：

1 圆形截面：

截面极限曲率 ϕ_u (1/m) 可分别根据以下两式计算，取小值。

$$\begin{aligned} \phi_u \times D &= (2.826 \times 10^{-3} + 6.850 \times \epsilon_{cu}) \\ &\quad - (8.575 \times 10^{-3} + 18.638 \times \epsilon_{cu}) \\ &\quad \times \left(\frac{P}{f_{ck} A_g} \right) \end{aligned} \quad (\text{B.0.2-1})$$

$$\begin{aligned} \phi_u \times D &= (1.635 \times 10^{-3} + 1.179 \times \epsilon_s) \\ &\quad + (28.739 \times \epsilon_s^2 + 0.656 \times \epsilon_s + 0.010) \\ &\quad \times \left(\frac{P}{f_{ck} A_g} \right) \end{aligned} \quad (\text{B.0.2-2})$$

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s \times f_{tk} \times \epsilon_{su}^R}{f_{c,ck}} \quad (\text{B.0.2-3})$$

式中： P ——截面所受到的轴力 (kN)；

f_{ck} ——混凝土抗压强度标准值 (kN/m²)；

A_g ——混凝土截面面积 (m²)；

ϵ_s ——钢筋极限拉应变，可取 $\epsilon_s = 0.09$ ；

ϵ_{cu} ——约束混凝土的极限压应变；

ρ_s ——约束钢筋的体积配箍率，对于矩形箍筋：

$$\rho_s = \rho_x + \rho_y$$

f_{tk} ——箍筋抗拉强度标准值 (kN/m²)；

$f_{c,ck}$ ——约束混凝土的峰值应力 (kN/m²)，一般可取 1.25 倍的混凝土抗压强度标准值；

ϵ_{su}^R ——约束钢筋的折减极限应变， $\epsilon_{su}^R = 0.09$ 。

2 矩形截面：

截面极限曲率 ϕ_u (1/m) 可分别根据以下两式计算，取小值。

$$\begin{aligned} \phi_u \times b &= (4.999 \times 10^{-3} + 11.825 \times \epsilon_{cu}) \\ &\quad - (7.004 \times 10^{-3} + 44.486 \times \epsilon_{cu}) \\ &\quad \times \left(\frac{P}{f_{ck} A_g} \right) \end{aligned} \quad (\text{B.0.2-4})$$

$$\begin{aligned} \phi_u \times b &= (5.387 \times 10^{-4} + 1.097 \times \epsilon_s) \\ &\quad + (37.722 \times \epsilon_s^2 + 0.039 \epsilon_s + 0.015) \\ &\quad \times \left(\frac{P}{f_{ck} A_g} \right) \end{aligned} \quad (\text{B.0.2-5})$$

本规范用词说明

1 为了便于在执行本规范条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

- 1) 表示很严格，非这样做不可的用词：
正面词采用“必须”；反面词采用“严禁”。
- 2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：
正面词采用“应”；反面词采用“不应”或“不得”。
- 3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：
正面词采用“宜”；反面词采用“不宜”。
- 4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 规范中指定应按其他有关标准、规范执行，写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 1 《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》
JTG D62
- 2 《公路桥涵地基与基础设计规范》JTG D63

中华人民共和国行业标准

城市桥梁抗震设计规范

CJJ 166-2011

条文说明

制定说明

《城市桥梁抗震设计规范》CJJ 166-2011, 经住房和城乡建设部 2011 年 7 月 13 日以第 1060 号公告批准、发布。

现代化城市桥梁成为城市交通网络的枢纽工程, 地位十分重要。至今, 这些桥梁的抗震设计都是参照《铁路工程抗震设计规范》和《公路工程抗震设计规范》, 它们与国际先进标准相比落后了两个台阶, 已不适用于现代化城市生命线工程的抗震设计要求。鉴于现代化城市桥梁无论从功能或体型构造都有显著特点, 重视抗震设计, 减轻地震灾害导致的经济损失, 是编制本规范的意义所在。本规范在制定过程中, 编制组进行了广泛的调查研究, 认真总结了实践经验, 同时参考有关国际标准和国外先进标准。

为便于广大设计单位有关人员在正确使用本规范时能正确理解和执行条文规定, 《城市桥梁抗震设计规范》编写组按照章、节、条顺序编写了本规范的条文说明, 对条文规定的目的、依据以及执行中需注意的有关事项进行了说明。但是, 本条文说明不具备与标准正文同等的法律效力, 仅供使用者作为理解和把握标准规定时的参考。

目次

1 总则	77
2 术语和符号	78
3 基本要求	79
3.1 抗震设防分类和设防标准	79
3.2 地震影响	80
3.3 抗震设计方法分类	80
3.4 桥梁抗震体系	84
3.5 抗震概念设计	86
4 场地、地基与基础	88
4.1 场地	88
4.2 液化土	90
4.3 地基的承载力	90
4.4 桩基	90
5 地震作用	92
5.1 一般规定	92
5.2 设计加速度反应谱	92
5.3 设计地震动时程	92
5.4 地震主动土压力和动水压力	92
6 抗震分析	93
6.1 一般规定	93
6.2 建模原则	94
6.3 反应谱法	98
6.4 时程分析法	98
6.5 规则桥梁抗震分析	98
6.6 能力保护构件计算	99

6.7	桥台	101
7	抗震验算	102
7.1	一般规定	102
7.2	E1地震作用下抗震验算	102
7.3	E2地震作用下抗震验算	103
7.4	能力保护构件验算	105
8	抗震构造细部设计	107
8.1	墩柱结构构造	107
8.2	节点构造	110
9	桥梁减隔震设计	111
9.1	一般规定	111
9.2	减隔震装置	112
9.3	减隔震桥梁地震反应分析	112
9.4	减隔震桥梁抗震验算	114
10	斜拉桥、悬索桥和大跨度拱桥	115
10.1	一般规定	115
10.2	建模与分析原则	116
10.3	性能要求与抗震验算	118
11	抗震措施	120
11.1	一般规定	120
11.2	6度区	120
11.3	7度区	120
11.4	8度区	121
11.5	9度区	121

1 总 则

1.0.1 我国处于世界两大地震带即环太平洋地震带和亚欧地震带之间,是一个强震多发国家。我国地震的特点是发生频率高、强度大、分布范围广、伤亡大、灾害严重。几乎所有的省市、自治区都发生过六级以上的破坏性地震。自20世纪80年代以来,国内外发生的强烈地震,不仅造成了人员伤亡,而且造成了极大的经济损失。突发的强烈地震使建设成果毁于一旦,引发长期的社会政治、经济问题,并带来难以慰藉的感情创伤。公路桥梁是生命线系统工程中的重要组成部分,在抗震救灾中,公路交通运输网更是抢救人民生命财产和尽快恢复生产、重建家园、减轻次生灾害的重要环节。

1998年3月1日《中华人民共和国防震减灾法》颁布实施,对我国的防震减灾工作提出了更为明确的要求和相应的具体规定。在此后,国内外桥梁抗震技术有了长足进展,而且,从国外的情况来看,美国、日本等发达国家都有专门的桥梁抗震设计规范。因此,在广泛吸收、消化国内外先进的桥梁抗震设计成熟新技术基础上,首次编写我国《城市桥梁抗震设计规范》,供城市桥梁抗震设计时遵循。

1.0.2 本规范所指城市梁式桥包含双向主干道立交工程和城市轨道交通高架桥,由于在抗震分析方法、计算模型等方面增加了多振型反应谱和时程分析方法,因此对于《公路工程抗震设计规范》JTJ 004-89只适用跨度150m内的梁桥不再作要求。本规范中跨度大于150m的拱桥定义为大跨度拱桥,而跨度小于等于150m的拱桥定义为中、小跨度拱桥。

自20世纪90年代以来,我国桥梁建设发展非常快,修建了大量斜拉桥、悬索桥、拱桥等大跨径桥梁。因此本规范给出了斜拉桥、悬索桥、大跨度拱桥等的抗震设计原则供参考。

2 术语和符号

本章仅将本规范出现的、人们比较生疏的术语列出。术语的解释，其中部分是国际公认的定义，但大部分是概括性的涵义，并非国际或国家公认的定义。术语的英文名称不是标准化名称，仅供引用时参考。

3 基本要求

3.1 抗震设防分类和设防标准

3.1.1 本规范从我国目前的具体情况出发，考虑到城市桥梁的重要性和在抗震救灾中的作用，本着确保重点和节约投资的原则，将不同桥梁给予不同的抗震安全度。具体来讲，将城市桥梁分为甲、乙、丙和丁四个抗震设防类别，其中甲类桥梁定义为悬索桥、斜拉桥和大跨度拱桥（跨度大于150m的拱桥定义为大跨度拱桥），这些桥梁承担交通量大，投资很大，而且在政治、经济上具有非常重要的地位；乙类桥梁为交通网络上枢纽位置的桥梁、快速路上的城市桥梁；丙类为城市主干路、轨道交通桥梁；丁类为除甲、乙、丙三类桥梁以外的其他桥梁。

3.1.2 条文中表3.1.2给出了各类设防桥梁在E1地震和E2地震作用下的设防目标。要求各类桥梁在E1地震作用下，基本无损伤，结构在弹性范围工作，正常的交通在地震后立刻得以恢复。在E2地震作用下，甲类桥梁可发生混凝土裂缝开裂过大，截面部分钢筋进入屈服等轻微损坏，地震后不需修复或经简单修复可继续使用；乙类桥梁可发生混凝土保护层脱落、结构发生弹塑性变形等可修复破坏，地震后数天内可恢复部分交通（可能发生车道减少或小规模的紧急交通管制），永久性修复后可恢复正常运营功能。

3.1.4 抗震构造措施是在总结国内外桥梁震害经验的基础上提出来的设计原则，历次大地震的震害表明，抗震构造措施可以起到有效减轻震害的作用，而其所花费的工程代价往往较低。因此，本规范对抗震构造措施提出了更高和更细致的要求。

3.2 地震影响

3.2.1、3.2.2 甲类桥梁（城市斜拉桥、悬索桥和大跨度拱桥），大都建在傍大江大河的现代化大城市，它的特点是桥高（通航净空要求高）、桥长、造价高。一般都占据交通网络上的枢纽位置，无论在政治、经济、国防上都有重要意义，如发生破坏则修复困难，因此甲类桥梁的设防水准重现期定得较高，甲类桥梁设防的E1和E2地震影响，相应的地震重现期分别为475年和2500年；乙、丙和丁类桥梁的E1地震作用是在现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001中的多遇地震（重现期63年）的基础上，考虑表1中的重要性系数得到的；乙、丙和丁类桥梁的E2地震作用直接采用现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001中的罕遇地震（重现期2000年~2450年）。

表1 E1地震考虑的重要性系数

乙类	丙类	丁类
1.7	1.3	1.0

3.3 抗震设计方法分类

3.3.1~3.3.3 参考现行国内外相关桥梁抗震设计规范，对于位于6度地区的普通桥梁，只需满足相关构造和抗震措施要求，不需进行抗震分析，本规范称此类桥梁抗震设计方法为C类；对于位于6度地区的乙类桥梁，7度、8度和9度地区的丁类桥梁，本规范仅要求进行E1地震作用下的抗震计算，并满足相关构造要求，这类抗震设计方法为B类；对于7度及7度以上的乙和丙类桥梁，本规范要求进行E1地震和E2地震的抗震分析和验算，并满足结构抗震体系以及相关构造和抗震措施要求，此类抗震设计方法为A类。采用A、B和C类抗震设计方法桥梁的抗震设计可参考图1所示流程进行。

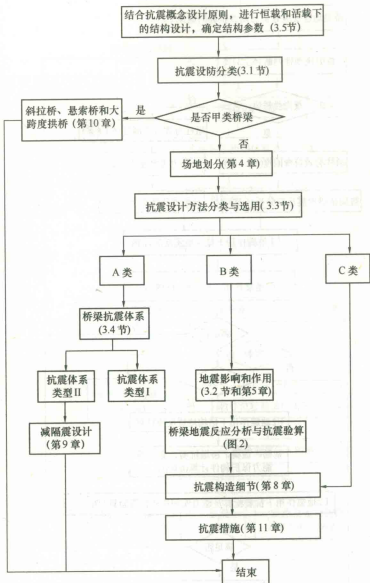


图1 桥梁抗震设计流程

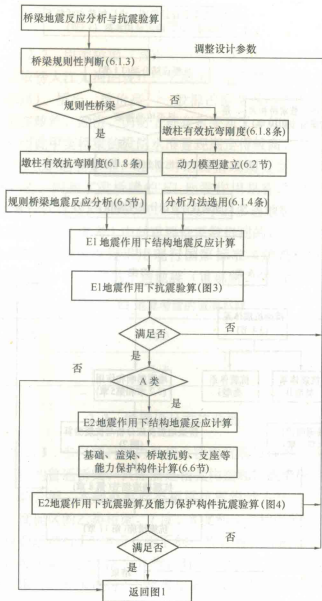


图2 桥梁地震反应分析与抗震验算流程

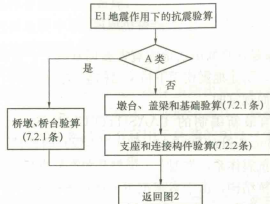


图3 E1地震作用下抗震验算流程

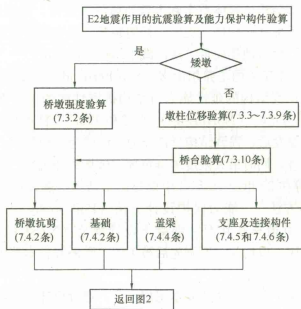


图4 E2地震作用下抗震验算流程

3.4 桥梁抗震体系

3.4.1 本条是在吸取历次地震震害教训基础上,为提高桥梁结构抗震性能,防止地震作用下桥梁结构整体倒塌破坏,切断震区交通生命线而规定的。

3.4.2 美国最新编制的《AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design》(2007年版)明确提出了3种类型桥梁结构抗震体系,类型I、类型II和类型III。其中类型III主要是针对钢桥结构,由于本规范主要适用于混凝土桥,不引用。因此,参考美国《AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design》,明确提出2类梁式桥梁抗震体系。类型I结构抗震体系实际上就是延性抗震设计,地震下利用桥梁墩柱发生塑性变形,延长结构周期,耗散地震能量。

类型II结构抗震体系实际上就是减隔震设计,地震作用下,桥梁上、下部连接构件(支座、耗能装置)发生塑性变形,延长结构周期、耗散地震能量,从而减小结构地震反应。

3.4.3 1971年美国圣弗尔南多(San Fernand)地震爆发以后,各国都认识到结构的延性能力对结构抗震性能的重要意义;在1994年美国北岭(Northridge)地震和1995年日本神户(Kobe)地震爆发后,强调结构延性能力,已成为一种共识。为保证结构的延性,同时最大限度地避免地震破坏的随机性,新西兰学者Park等在20世纪70年代中期提出了结构抗震设计理论中的一个重要方法——能力保护设计方法(Philosophy of Capacity Design),并最早在新西兰混凝土设计规范(NZS3101,1982)中得到应用。以后这个原则先后被美国、欧洲和日本等国家的桥梁抗震规范所采用。

能力保护设计方法的基本思想在于:通过设计,使结构体系中的延性构件和能力保护构件形成强度等级差异,确保结构构件不发生脆性的破坏模式。基于能力保护设计方法的结构抗震设计过程,一般都具有以下特征:

- 1) 选择合理的结构布局;
- 2) 选择地震中预期出现的弯曲塑性铰的合理位置,保证结构能形成一个适当的塑性耗能机制;通过强度和延性设计,确保塑性铰区域截面的延性能力;
- 3) 确立适当的强度等级,确保预期出现弯曲塑性铰的构件不发生脆性破坏模式(如剪切破坏、粘结破坏等),并确保脆性构件和不宜用于耗能的构件(能力保护构件)处于弹性反应范围。

具体到梁桥,按能力保护设计方法,应考虑以下几方面:

- 1) 塑性铰的位置一般选择出现在墩柱上,墩柱作为延性构件设计,可以发生弹塑性变形,耗散地震能量;
- 2) 墩柱的设计剪力值按能力设计方法计算,应为与柱的极限弯矩(考虑超强系数)所对应的剪力,在计算剪力设计值时应考虑所有塑性铰位置以确定最大的设计剪力;
- 3) 盖梁、节点及基础按能力保护构件设计,其设计弯矩、设计剪力和设计轴力应为与柱的极限弯矩(考虑超强系数)所对应的弯矩、剪力和轴力;在计算盖梁、节点和基础的设计弯矩、设计剪力和轴力值时应考虑所有塑性铰位置以确定最大的设计弯矩、剪力和轴力。

3.4.4 我国中小跨度桥梁广泛采用板式橡胶支座,梁体直接搁置在支座上,支座与梁底和墩顶无螺栓连接。汶川地震等震害表明,这种支座的布置形式,在地震作用下梁底与支座顶面非常容易产生相对滑动,导致较大的梁体位移,甚至落梁破坏。考虑到板式橡胶支座在我国中小跨度桥梁中的广泛应用,对于地震作用下,橡胶支座抗滑性能不能满足要求的桥梁,应采用墩梁位移约束装置,或按减隔震桥梁设计,以防止发生落梁破坏。

3.4.5 纵向地震作用下,多跨连续梁桥的固定支座一般要承受较大的水平地震力,很难满足条文第7.2.2和7.4.6条支座的抗震性能要求,对于这种情况,如固定墩以及固定墩基础有足够的抗

震能力,能满足相关抗震性能要求,可以通过计算设置剪力键,由剪力键承受支座所受地震水平力。

3.4.6 顺桥向,对于连续梁桥或多跨简支梁桥,我国一般都在桥台处设置纵向活动支座,因此,顺桥向地震作用下,梁体纵向惯性力主要由桥墩承受;横桥向,如在桥台处设置横向抗震挡块,横向地震作用下,梁体横向惯性力按墩、台水平刚度分配,由于桥台刚度大,将承受较大的横向水平地震力,因此建议桥台上的横向抗震挡块宜设计为在E2地震作用下可以破坏,以减小小桥台所受横向地震力。但是,对于单跨简支梁桥,宜在桥台处采用板式橡胶支座,使两侧桥台能共同分担地震力。

3.5 抗震概念设计

3.5.1 刚度和质量平衡是桥梁抗震理念中最重要的一条。对于上部结构连续的桥梁,各桥墩高度宜尽可能相近。对于相邻桥墩高度相差较大导致刚度相差较大的情况,水平地震力在各墩间的分配一般不理想,刚度大的墩将承受较大的水平地震力,影响结构的整体抗震能力。刚度扭转中心和质量中心的偏离会在上部结构产生转动效应,加重落梁和碰撞等破坏风险。美国《AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design》明确给出了连续梁桥桥墩间刚度要求,本条直接引用。

3.5.2 梁式桥相邻联周期相差较大的情况会产生相邻联间的非同向振动(out-of-phase vibration),从而导致伸缩缝处相邻梁体间较大的相对位移和伸缩缝处碰撞。为了减小相邻联的非同向振动,美国《AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design》给出了规定,本条直接引用。

3.5.3 为保证桥梁刚度和质量的平衡,设计时应优先考虑采用等跨径、等墩高、等桥面宽度的结构形式。如不能满足,也可通过调整墩的直径和支座等方法来改善桥的平衡情况。其中,调整支座可能是最简单易行的办法了,效果也很显著。当采用橡胶支座后,由墩和支座构成的串联体系的水平刚度为:

$$k_1 = \frac{k_s k_p}{k_s + k_p} \quad (1)$$

其中: k_1 是由墩和支座构成的串联体系的水平刚度, k_s 和 k_p 分别为橡胶支座的剪切刚度和桥墩的水平刚度。

水平地震力就是根据各墩串联体系的水平刚度按比例进行分配的。从上式可以看出,调整支座的刚度可以有效地调整各墩位处的刚度平衡。

4 场地、地基与基础

4.1 场 地

4.1.1 抗震有利地段一般系指：建设场地及其临近无晚近期活动性断裂，地质构造相对稳定，同时地基为比较完整的岩体、坚硬土或开阔平坦密实的中硬土等。

抗震不利地段一般系指：软弱黏性土层、液化土层和地层严重不均匀的地段；地形陡峭、孤突、岩土松散、破碎的地段；地下水位埋藏较浅、地表排水条件不良的地段。严重不均匀地层系指岩性、土质、层厚、界面等在水平方向变化很大的地层。

抗震危险地段一般系指：地震时可能发生滑坡、崩塌地段；地震时可能塌陷的暗河、溶洞等岩溶地段和已采空的矿穴地段；河床内基岩具有倾向河槽的构造软弱面被深切河槽所切割的地段；发震断裂、地震时可能坍塌而中断交通的各种地段。

4.1.3 对于甲类桥梁，本规范要求要求进行工程场地地震安全性评价。对于丁类桥梁，当无实测剪切波速时，可按条文中表 4.1.3 划分土的类型，条文中表 4.1.3 土的类型划分直接引用现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。

4.1.4~4.1.7 引自现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。

4.1.8 本条规定引自现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。对构造物范围内发震断裂的工程影响进行评价，是地震安全性评价的内容，对于本规范没有要求必须进行工程场地地震安全性评价的桥梁工程，可以结合场地工程地震勘察的评价，按本条规定采取措施。在此处，发震断裂的工程影响主要是指发震断裂引起的地表破裂对工程结构的影响，对这种瞬间产生的地表错动，目前还没有经济、有效的工程构造措施，主

要靠避让来减轻危险性。国外有报道称，某些具有坚固基础的建筑物曾成功地抵抗住了数英寸的地表破裂，结构物未发生破坏 (Youd, 1989)，并指出优质配筋的筏形基础和内部拉结坚固的基础效果最好，可供设计者参考。

1 实际发震断裂引起的地表破裂与地震烈度没有直接的关系，而是与地震的震级有一定的相关性。从目前积累的资料看，6级以下的地震引起地表破裂的仅有一例，所以本款提的“地震基本烈度低于8度”，实质是指地震的震级小于6级。设计人员很难判断工程所面临的未来地震震级，地震烈度可以直接从地震区划图上了解到，本款的提法，便于设计人员使用。

2 在活动断层调查中取得断层物质（断层泥、糜棱岩）及上覆沉积物样本，可以根据已有的一些方法（C14、热释光等）测试断层最新活动年代。显然，活动断层和发震断裂，尤其是发生6级以上地震的断裂，并不完全一样，从中鉴别需要专门的工作。为了便于设计人员使用，根据我国的资料和研究成果，此处排除了全新世以前活动断裂上发生6级以上地震的可能性，对于一般的公路工程在大体上是可行性的。

3 覆盖土层的变形可以“吸收”部分下伏基岩的错动量，是指土层地表的错动会小于下伏基岩顶部错动的事实。显然，这种“吸收”的程度与土层的工程性质和厚度有关。各场地土层的结构和土质条件往往会不同，有的差别很大，目前规范中不能一一规定，只能就平均情况，大体上规定一个厚度。如上所述，此处提到的地震基本烈度8度和9度实质上是指震级6.0和6.7，基岩顶面的错动量随地震震级的增加会有增大，数值大约在一米至若干米，土层厚度到底多大才能使地表的错动量减小到对工程结构没有显著影响，是一个正在研究中的问题。数值60m和90m，是根据最近一次大型离心机模拟试验的结果归纳的，也得到一些数值计算结果的支持。

4 当不能满足上述条件时，宜采取避让的措施。避开主断裂距离为桥墩边缘至主断裂边缘分别为300m和500m，主要的

依据是国内外地震断裂破裂宽度的资料,取值有一定的保守程度。在受各种客观条件限制,难以避开数百米时,美国加州的相关规定可供参考:一般而言,场地的避让距离应由负责场地勘察的岩土工程师与主管建筑和规划的专业人员协商确定。在有足够的地质资料可以精确地确定存在活断层迹线的地区,且该地区并不复杂时,避让距离可规定为50英尺(约16m);在复杂的断层带宜要求较大的避让距离。倾滑的断层,通常会在较宽且不规则的断层带内产生多处破裂,在上盘边缘受到的影响大、下盘边缘的扰动很小,避让距离在下盘边缘可稍小,上盘边缘则应较大。某些断层带可包含如挤压脊和凹陷之类的巨大变形,不能揭露清晰的断层面或剪切破碎带,应由有资质的工程师和地质师专门研究,如能保证建筑基础能抗御可能的地面变形,可修建不重要的结构。

4.2 液化土

引自现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的有关规定。

4.3 地基的承载力

4.3.2 由于地震作用属于偶然的瞬时荷载,地基土在短暂的瞬时荷载作用下,可以取用较高的容许承载力。世界上大多数国家的抗震规范和我国其他规范,在验算地基的抗震强度时,对于抗震容许承载力的取值,大都采用在静力设计容许承载力的基础上乘以调整系数来提高。本条在原89规范基础上,参照现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的有关规定,对地基土的划分作了少量修订。

4.4 桩基

4.4.1 由于E2地震本身是罕遇地震,桩基础在短暂的瞬时荷载作用下,可以直接取用其极限承载力,而不考虑安全系数,因

此单桩的抗压承载能力可以提高2倍。

4.4.2 直接引用现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的有关规定。

5 地震作用

5.1 一般规定

5.1.1 本条对地震作用的分量选取作出了规定。

对于常规桥梁结构,通常可只考虑水平向地震作用,但对拱式结构、长悬臂桥梁结构和大跨度结构,竖向地震作用对结构地震反应有显著影响,应考虑竖向地震作用。

5.1.2 一般情况下,采用反应谱法同时考虑顺桥向 X、横桥向 Y 与竖向 Z 的地震作用时,可分别计算顺桥向 X、横桥向 Y 与竖向 Z 地震作用下的响应,其总的地震作用效应按本条规定进行组合。但对于双柱墩、桩基础,由于顺桥向 X、横桥向 Y 地震作用下都可能在结构中产生轴力,对于这种情形,可不考虑顺桥向 X 地震作用产生的轴力与横桥向 Y 地震作用产生的轴力相组合。

5.2 设计加速度反应谱

5.2.1、5.2.2 引自现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。

5.2.3 主要参考现行行业标准《公路桥梁抗震设计细则》JTG/T B02 的有关规定。

5.3 设计地震动时程

5.3.2 本条规定主要参考现行行业标准《公路桥梁抗震设计细则》JTG/T B02 的有关规定简化而来。

5.4 地震主动土压力和动水压力

引自原《公路工程抗震设计规范》JTJ 004-89 的相关规定。

6 抗震分析

6.1 一般规定

6.1.1 由于复杂立交工程(三向及以上主干道立交工程)的地震最不利输入方向和结构地震反应非常复杂,很难在规范中给出具体要求,需进行专门抗震研究。对于墩高超过 40m,墩身第一阶振型有效质量低于 60%,且结构进入塑性的高墩桥梁,由于墩身高阶振型贡献,现行常规的抗震验算方法会带来很大误差,应作专门研究。

6.1.2 为了简化桥梁结构的动力响应计算及抗震设计和校核,根据梁桥结构在地震作用下动力响应的复杂程度分为两大类,即规则桥梁和非规则桥梁。规则桥梁地震反应以一阶振型为主,因此可以采用本规范建议的各种简化计算公式进行分析。对于非规则桥梁,由于其动力响应特性复杂,采用简化计算方法不能很好地把握其动力响应特性,因此对非规则桥梁,本规范要求采用比较复杂的分析方法来确保其在实际地震作用下的性能满足设计要求。

显然,要满足规则桥梁的定义,实际桥梁结构应在跨数、几何形状、质量分布、刚度分布以及桥址的地质条件等方面服从一定的限制。具体地讲,要求实际桥梁的跨数不应太多,跨径不宜太大(避免轴压力过高),在桥梁顺桥向和横桥向上的质量分布、刚度分布以及几何形状都不应有突变,桥墩间的刚度差异不应太大,桥墩长细比应处于一定范围,桥址的地形、地质没有突变,而且桥址场地不会有发生液化和地基失效的危险等;对曲线桥,要求其最大圆心角应处于一定范围;对斜桥以及安装有减隔震支座和(或)阻尼器的桥梁,则不属于规则桥梁。

为了便于实际操作,此处对规则桥梁给出了一些规定。迄今

为止,国内还没有对规则桥梁结构的定义范围作专门研究,这里仅借鉴国外一些桥梁抗震设计规范的规定并结合国内已有的一些研究成果,给出条文中表 6.1.2 的规定。不在此表限定范围内的桥梁,都属于非规则桥梁。

6.1.3 E1 地震作用下,结构处在弹性工作范围,可采用反应谱方法计算,对于规则桥梁,由于其动力响应主要由一阶振型控制,因此可采用简化的单振型反应谱方法计算。E2 地震作用下,虽然容许桥梁结构进入弹塑性工作范围,但可以利用结构动力学中的等位移原则,对结构的弹性地震位移反应进行修正来代表结构的非线性地震位移反应,因此也可采用反应谱方法进行分析;但对于多联大跨度连续梁等复杂结构,只有采用非线性时程的方法才能正确预计结构的非线性地震反应。

6.1.4~6.1.6 对于多联大跨度连续梁桥、曲线桥和斜桥等复杂结构,采用反应谱方法很难正确预计其地震反应,应采用非线性时程分析方法进行地震反应。

6.1.7 一般情况下,桥台为重力式,其质量和刚度都非常大,为了和原《公路工程抗震设计规范》JTJ 004-89 衔接,可采用静力法计算。

6.1.8 E1 地震作用下结构在弹性范围工作,关注的是结构的强度,在此情况下可近似偏于安全地取桥墩的毛截面进行抗震分析(一般情况下,取毛截面计算出的结构周期相对较短,计算出的地震力偏大);而 E2 地震作用下,容许结构进入弹塑性工作状态,关注的是结构的变形,对于延性构件取毛截面计算出的变形偏小,偏于不安全,因此取开裂后等效截面刚度是合理的。

6.2 建模原则

6.2.1、6.2.2 由于非规则桥梁动力特性的复杂性,采用简化计算方法不能正确地把握其动力响应特性,要求采用杆系有限元建立动力空间计算模型。正确地建立桥梁结构的动力空间模型是进行桥梁抗震设计的基础。为了正确反应实际桥梁结构的动力特

性,要求每个墩柱至少采用三个杆系单元;桥梁支座采用支座连接单元模拟,单元的质量可采用集中质量代表(如图 5)。

阻尼是影响结构地震反应的重要因素,在进行非规则桥梁时程反应分析时,可采用瑞利阻尼假设建立阻尼矩阵。根据瑞利阻尼假设,结构的阻尼矩阵可表示为下式:

$$[C] = a_0 [M] + a_1 [K] \quad (2)$$

上式中: $[M]$ 和 $[K]$ 分别为结构的质量和刚度矩阵; a_0 和 a_1 可按下式确定:

$$\begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \frac{2\xi}{\omega_n + \omega_m} \begin{Bmatrix} \omega_n \omega_m \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (3)$$

上式中: ξ 为结构阻尼比,对于混凝土桥梁 $\xi = 0.05$; ω_n 和 ω_m 为结构振动的第 n 阶和第 m 阶圆频率,一般 ω_n 可取结构的基频, ω_m 取后几阶对结构振动贡献大的振型的频率。

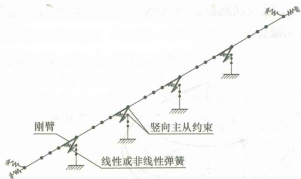


图5 桥梁动力空间计算模型

在建立一般非规则桥梁动力空间模型时应尽量建立全桥计算模型,但对于桥梁长度很长的桥梁,可以选取具有典型结构或特殊地段或有特殊构造的多联梁桥(一般不少于3联)进行地震反应分析。这时应考虑邻联结构和边界条件的影响,邻联结构和边界条件的影响可以在所取计算模型的末端再加上一联梁桥或桥台模拟(如图6所示)。

6.2.4 在E2地震作用下桥梁可以进入非线性工作范围,因此,

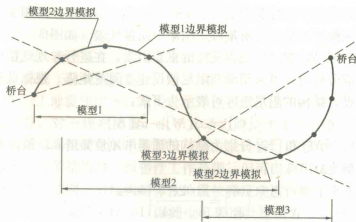


图6 边界条件和后继结构的模拟

在进行结构非线性时程地震反应分析时, 梁柱单元的弹塑性可以采用 Bresler 建议的屈服面来表示 (如图 7), 也可采用非线性梁柱纤维单元模拟。

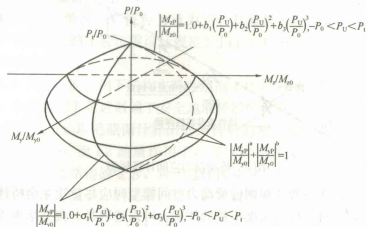


图7 典型钢筋混凝土墩柱截面的屈服面

6.2.5 大量板式橡胶支座的试验结果表明, 板式橡胶支座的滞回曲线呈狭长形, 可以近似作线性处理。它的剪切刚度尽管随着最大剪应变和频率的变化而变化, 但对于特定频率和最大的剪切

角而言, 可以近似看作常数。因此, 可将板式橡胶支座的恢复力模型取为线弹性。

6.2.6 活动盆式和球形支座的试验表明, 当支座受到的剪力超过其临界滑动摩擦力 F_{max} 后, 支座开始滑动, 其动力滞回曲线可用类似于理想弹塑性材料的滞回曲线代表。

6.2.7 桥梁的下部结构处理通常为桥墩支承在刚性承台上, 承台下采用群桩布置。因此, 地震荷载作用下桥墩边界应是弹性约束, 而不是刚性固结。对桩基边界条件进行精确模拟要涉及复杂的桩土相互作用问题, 但分析表明, 对于桥梁结构本身的分析问题, 只要对边界作适当的模拟就能得到较满意的结果。考虑桩基边界条件最常用的处理方法是采用承台底六个自由度的弹簧刚度模拟桩土相互作用 (如图 8), 这六个弹簧刚度是竖向刚度、顺桥向和横桥向的抗推刚度、绕竖轴的抗转动刚度和绕两个水平轴的抗转动刚度。它们的计算方法与静力计算相同, 所不同的仅是土的抗力取值比静力的大, 一般取 $m_{动} = (2 \sim 3) m_{静}$ 。

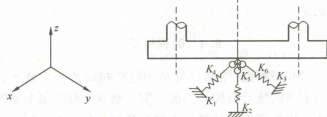


图8 考虑桩土共同作用边界单元

注: K_1, K_2, K_3 分别为 x, y, z 方向的拉压弹簧, K_4, K_5, K_6 分别为 x, y, z 方向的转动弹簧。

6.2.8 当桥墩的高度较高时, 桥墩的几何非线性效应不能忽略, 参考美国 CALTRANS 抗震设计规范, 墩柱的计算长度与矩形截面短边尺寸之比大于 8, 或墩柱的计算长度与圆形截面直径之比大于 6 时, 应考虑 $P-\Delta$ 效应。

6.3 反应谱法

6.3.1~6.3.3 自1943年美国 M. Biot 提出反应谱的概念,以及1948年美国 G. W. Housner 提出基于反应谱理论的动力法以来;反应谱分析方法在结构抗震领域得到不断完善与发展,并在工程实践中得到广泛应用。国内外许多专家学者对反应谱法进行了大量研究,并提出了种种振型组合法。其中最简单而又最普遍采用的是 SRSS (Square Root of Sum of Squares) 法,该法对于频率分离较好的平面结构具有很好的精度,但是对于频率密集的空间结构,由于忽略了各振型间的耦合项,故时常过高或过低地估计结构的反应。1969年, Rosenblueth 和 Elorduy 提出了 DSC (Double Sum Combination) 法来考虑振型间的耦合项影响,之后 Humar 和 Gupta 又对 DSC 法进行了修正与完善。1981年, E. L. Wilson 等人把地面运动视为一宽带、高斯平稳过程,根据随机过程理论导出了线性多自由度体系的振型组合规则 CQC 法,较好地考虑了频率接近时的振型相关性,克服了 SRSS 法的不足。

6.4 时程分析法

6.4.2 一组时程分析结果只是结构随机响应的一个样本,不能反映结构响应的统计特性,因此,需要对多个样本的分析结果进行统计才能得到可靠的结果。本规范参照美国 AASHTO 规范给出了本规定。

6.5 规则桥梁抗震分析

6.5.1 规则桥梁的地震反应应以一阶振型为主,因此可以采用本规范建议的各种简化计算公式进行分析。

6.5.2 引自《公路工程抗震设计规范》JTJ 004-89 的有关规定,给出了规则梁桥桥墩顺桥向和横桥向水平地震力的计算公式。

在确定简支梁桥的基本周期和地震作用时,可按单墩模型考虑。对于墩身不高的简支梁,在确定地震作用时一般只考虑第1振型,而将高振型贡献略去不计。考虑到墩身在横桥向和顺桥方向的刚度不同,在计算时两个方向分别采用不同的振型。在确定了振型曲线 X_{1i} 之后(一般采用静力挠曲线),就可以应用能量法或代替质量法将墩身各分段重量核算到墩顶上。这样,在确定基本周期时,仍可以简化为单质点处理,避免了多质点体系基本周期计算十分繁杂的缺点。

6.5.3 连续梁桥顺桥向一般只设一个固定支座,其余均为纵向活动支座,因此顺桥向地震作用下结构地震反应可以简化为单墩模型计算,但应考虑各活动支座的摩擦效应。

6.5.4 对全联均采用板式橡胶支座的梁桥,首先采用静力方法,计算出结构考虑板式橡胶支座、墩柱和基础柔度的顺桥向静力等效水平刚度,在此基础上简化为单墩模型,计算出梁体质点所受地震顺桥向惯性力,然后采用静力法计算梁体惯性力产生的下部结构内力和变形。

6.5.5 一般情况下,梁式桥在横桥向,梁和墩之间采用刚性约束,对于规则性连续梁和连续刚架桥,主要是第一阶横向振型起主要贡献,因此可简化为单自由度模型计算。在横向模型简化时,本规范考虑相邻联的边界效应,采用静力方法计算横桥向水平等效刚度,利用单振型反应谱方法计算梁体横向地震惯性力水平力,然后采用静力法计算梁体横向惯性力水平力产生的下部结构内力和变形。

6.6 能力保护构件计算

6.6.1 在 E2 地震作用下,截面尺寸较大的桥墩可能不会发生屈服,这样采用能力保护方法计算过于保守,可直接采用 E2 地震作用计算结果。在判断桥墩是否屈服时,屈服弯矩可以采用行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTGD62-2004 中偏心受压构件的受弯承载力近似代表,但计算偏

心受压构件的受弯承载能力时应采用材料标准值。

6.6.2、6.6.3 钢筋混凝土构件的剪切破坏属于脆性破坏，是一种危险的破坏模式，对于抗震结构来说，墩柱剪切破坏还会大大降低结构的延性能力，因此，为了保证钢筋混凝土墩柱不发生剪切破坏，应采用能力保护设计方法进行延性墩柱的抗剪设计。根据能力保护设计方法，墩柱的剪切强度应大于墩柱可能在地震中承受的最大剪力（对应于墩柱塑性铰处截面可能达到的最大弯矩承载能力）；桥梁基础是桥梁结构最主要的受力构件，地震作用下，如发生损伤，不但很难检查，也很难修复，因此作为能力保护构件设计；桥梁支座若在地震中发生损伤或破坏，虽然震后可以维修和替换，但改变了结构传力途径，因此，按类型Ⅰ结构抗震体系设计的桥梁结构，应把支座作为能力保护构件设计，具有稳定传力途径，以达到桥梁墩柱等延性构件发生弹塑性变形、耗散地震能量的设计目标。

从大量震害和试验结果的观察发现，墩柱的实际受弯承载能力要大于其设计承载能力，这种现象称为墩柱抗弯超强现象（Overstrength）。引起墩柱抗弯超强的原因很多，但最主要的原因是钢筋在屈服后的极限强度比其屈服强度高许多和钢筋实际屈服强度又比设计强度高很多。如果墩柱塑性铰的受弯承载能力出现很大的超强，超过了能力保护构件所能承受的地震力，则将导致能力保护构件先失效，预设的塑性铰不能产生，桥梁发生脆性破坏。

为了保证预期出现弯曲塑性铰的构件不发生脆性的破坏模式（如剪切破坏、粘结破坏等），并保证脆性构件和不宜用于耗能的构件（能力保护构件）处于弹性反应范围，在确定它们的弯矩、剪力设计值时，采用墩柱抗弯超强系数 ψ 来考虑超强现象。各国规范对 ψ 取值的差异较大，对钢筋混凝土结构，欧洲规范（Eurocode 8: Part2, 1998年）中 ψ 取值为1.375，美国AASHTO规范（2004版）取值为1.25，而《Caltrans Seismic Design Criteria》（version 1.3） ψ 取值为1.2。同济大学结合我国行业

标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62-2004对超强系数的取值也进行了研究，结果表明：当轴压比大于0.2时，超强系数随轴压比的增加而增加，当轴压比小于0.2时，超强系数在1.1~1.3之间。这里建议 ψ 取1.2。

对于截面尺寸较大的桥墩，在E2地震作用下可能不会发生屈服，这样采用能力保护方法计算过于保守，可直接采用E2地震作用计算结果。

6.6.4 对于双柱墩和多柱墩桥梁，横桥向地震作用下，会在墩柱中产生较大的动轴力，而墩柱轴力的变化会引起钢筋混凝土墩柱抗弯承载力的改变，因此，本规范建议采用静力推倒方法（Push-over方法），通过迭代计算出各墩柱塑性区域截面超强弯矩。

6.6.7、6.6.8 双柱墩和多柱墩桥梁，横桥向地震作用下，钢筋混凝土墩柱作为延性构件产生弹塑性变形耗散地震能量，而盖梁、基础等作为能力保护构件，应保持弹性。因此，应采用能力保护设计方法进行盖梁的设计。根据能力保护设计方法，盖梁的抗弯强度应大于盖梁可能在地震中承受的最大、最小弯矩（对应于墩柱塑性铰处截面可能达到的正、负弯矩承载能力）。进行盖梁验算时，首先要计算出盖梁可能承受的最大、最小弯矩作为设计弯矩，然后进行验算。

6.6.9 由于在地震过程中，如基础发生损伤，难以发现并且维修困难，因此要求采用能力保护设计方法进行基础计算和设计，以保证基础在达到它预期的强度之前，墩柱已超过其弹性反应范围。梁桥基础沿横桥向、顺桥向的弯矩、剪力和轴力设计值应根据墩柱底部可能出现塑性铰处的弯矩承载能力（考虑超强系数 ψ ）、剪力设计值和相应的墩柱轴力来计算，在计算这些设计值时应和自重产生的内力组合。

6.7 桥台

6.7.1 一般情况下，桥台为重力式桥台，其质量和刚度都非常大，为了和公路工程抗震设计规范衔接，可采用静力法计算。

7 抗震验算

7.1 一般规定

7.1.1 大量地震桥梁震害表明,地震作用下桥梁桥墩、桥台、基础及支座等是地震易损部位,因此,这些部位是桥梁抗震设计的重点部位。

7.2 E1地震作用下抗震验算

7.2.1 按 A 类抗震设计方法设计的桥梁需要进行两水平抗震设计,根据两水平抗震设防要求,在 E1 地震作用下要求结构保持弹性,基本无损伤, E1 地震作用效应和相关荷载效应组合后,按行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62-2004 有关偏心受压构件的规定进行墩、台验算。

采用 B 类抗震设计方法设计的桥梁只考虑进行 E1 地震作用下的抗震验算。因此根据抗震设防要求,在 E1 地震作用下要求结构保持弹性,基本无损伤, E1 地震作用效应和相应荷载效应组合后,按行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62-2004 有关规定进行验算。

7.2.2 由于采用 B 类抗震设计方法设计的桥梁只要求进行 E1 地震作用下的地震验算,但对于支座如只进行 E1 地震作用下的验算,可能在 E2 地震作用下发生破坏、造成落梁,对于支座需要考虑 E2 地震作用下不破坏。但为了简化计算,在进行采用 B 类抗震设计方法设计的桥梁的支座抗震验算时,虽然只进行 E1 地震作用下的地震反应分析,但采用一个支座调整系数 α_d 来考虑 E2 地震作用效应,通过大量分析,建议取 $\alpha_d = 2.3$ 。

如板式橡胶支座的抗滑性和固定支座水平抗震能力不满足本条的要求,应采用本规范第 3.4.5、3.4.6 条的规定。

7.3.1 E2 地震作用下,由于延性构件可以进入塑性工作,因此主要验算其极限变形能力是否满足要求;对于采用非线性时程分析方法进行地震反应分析的桥梁;由于可以直接得到塑性铰区域的塑性转动需求,因此可直接验算塑性铰区域的转动能力;对于矮墩,一般不作为延性构件设计,因此需要验算抗弯和抗剪强度。

7.3.2 地震作用下,矮墩的主要破坏模式为剪切破坏,即脆性破坏,没有延性。因此, E2 地震作用效应和永久荷载效应组合后,应按行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62-2004 的相关规定验算桥墩的强度,但考虑到 E2 地震是偶遇荷载,可采用材料标准值计算。

7.3.3 大量理论和实验研究表明:地震作用下,当结构自振周期较长时,采用弹性方法计算出的弹性位移与采用非线性方法计算出的弹塑性位移基本相等,即等位移原理;但当结构周期比较短时,需要对弹性位移进行修正才能代表弹塑性位移。本条直接引用美国《AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design》的相关规定。

7.3.4 为了保证罕遇地震作用下,梁式桥、高架桥梁墩柱具有足够的变形能力而不发生倒塌,应验算墩柱位移能力或塑性铰区域塑性转动能力。

7.3.5、7.3.6 假设截面的极限曲率 ϕ_u 和屈服曲率 ϕ_y 在塑性铰范围内均匀分布(如图 9),塑性铰的长度为 L_p ,则塑性铰的极限塑性转角为:

$$\theta_u = (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p / K \quad (4)$$

等效塑性铰长度 L_p 同塑性变形的发展和极限压应变有很大的关系,由于实验结果离散性很大,目前主要用经验公式来确定,本规范引用美国《AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design》的相关公式。

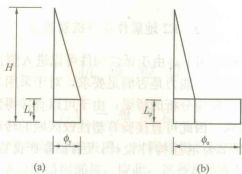


图9 曲率分布模式

(a) 相应于钢筋屈服; (b) 相应于极限曲率

对于单柱墩, 相应于塑性铰区域的塑性转动能力 θ_0 时墩顶的塑性位移为:

$$\Delta_0 = \left(H - \frac{L_p}{2}\right) \times \theta_0 \quad (5)$$

而相应于塑性铰区域屈服时的位移为:

$$\Delta_y = \frac{1}{3} H^2 \times \phi_y \quad (6)$$

由以上 (5)、(6) 式可得单柱墩墩顶相应于塑性铰区域达到塑性转动能力时的位移能力为:

$$\Delta_0 = \frac{1}{3} H^2 \times \phi_y + \left(H - \frac{L_p}{2}\right) \times \theta_0 \quad (7)$$

7.3.7 对于双柱墩横桥向, 由于很难根据塑性铰转动能力直接给出计算墩顶的容许位移的计算公式, 建议采用推倒分析方法, 计算墩顶容许位移。

7.3.8、7.3.9 钢筋混凝土延性构件的塑性弯曲能力可以根据材料的特性, 通过截面的弯矩-曲率 ($M-\phi$) 分析来得到, 截面的弯矩-曲率 ($M-\phi$) 关系曲线, 可采用条带法 (如图 10) 计算, 其基本假定为:

- 1) 平截面假定;
- 2) 剪切应变的影响忽略不计;

- 3) 钢筋和混凝土之间无滑移现象;
- 4) 采用钢筋和混凝土的应力-应变关系。

用条带法求弯矩-曲率 ($M-\phi$) 关系时有两种方法, 即逐级加载法和逐级加变形法。逐级加载法的主要问题是每改变一次荷载, 截面曲率和应变都要同时改变, 而且加载到最大弯矩之后, 曲线进入软化段, 很难确定相应的曲率和应变。所以一般采用逐级加变形法。

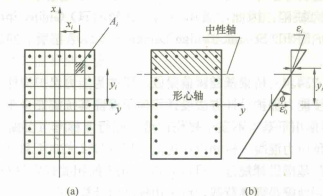


图10 计算简图

约束混凝土的极限压应变 ϵ_{cu} , 定义为横向约束箍筋开始发生断裂时的混凝土压应变, 可由横向约束钢筋达到最大应力时所释放的总应变能与混凝土由于横向钢筋的约束作用而吸收的能量相等的条件进行推导。美国 Mander 给出的混凝土极限压应变的保守估计为:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s \cdot f_{sh} \cdot \epsilon_{cu}^R}{f_{c,ck}} \quad (8)$$

式中, $f_{c,ck}$ 为约束混凝土名义抗压强度。

7.4 能力保护构件验算

7.4.2 地震中大量钢筋混凝土墩柱的剪切破坏表明: 在墩柱塑性铰区域由于弯曲延性增加会使混凝土所提供的抗剪强度降低。

为此,各国对墩柱塑性铰区域的抗剪强度进行了许多研究,美国 ACI-319-89 要求在端部塑性铰区域当轴压比小于 0.05 时,不考虑混凝土的抗剪能力,新西兰规范 NZS-3101 中规定当轴压比小于 0.1 时,不考虑混凝土的抗剪能力。而我国《公路工程抗震设计规范》JTJ 004-89 设有对地震荷载作用下的钢筋混凝土墩柱抗剪设计作出特别的规定,工程设计中缺乏有效的依据,只能套用普通设计中采用的斜截面强度设计公式来进行设计和校核,存在较大缺陷。因此,采用美国《AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design》(2007 年版)的抗剪计算公式。

7.4.3、7.4.4 桥梁基础、盖梁以及梁体为能力保护构件,墩柱的抗剪按能力保护设计方法设计。为了保证其抗震安全要求其在 E2 地震作用下基本不发生损伤;可参照行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62-2004 和《公路桥涵地基与基础设计规范》JTG D63-2007 的相关规定进行验算,但考虑到地震是偶遇荷载,可采用标准值计算。

7.4.5、7.4.6 如板式橡胶支座的抗滑性和固定支座水平抗震能力不满足要求,应采用本规范第 3.4.5 条和 3.4.6 条的规定。

8 抗震构造细节设计

8.1 墩柱结构构造

8.1.1 横向钢筋在桥墩柱中的功能主要有以下三个方面:(1)用于约束塑性铰区域内混凝土,提高混凝土的抗压强度和延性;(2)提供抗剪能力;(3)防止纵向钢筋压屈。在处理横向钢筋的细部构造时需特别注意。

由于表层混凝土保护层不受横向钢筋约束,在地震作用下会剥落,这层混凝土不能为横向钢筋提供锚固。因此,所有箍筋都应采用等强度焊接来闭合,或者在端部弯过纵向钢筋到混凝土核心内,角度至少为 135° 。

为了防止纵向受压钢筋屈曲,矩形箍筋和螺旋箍筋的间距不应过大, Priestley 通过分析提出,建议箍筋之间的间距应满足下式:

$$s \leq \left[3 + 6 \left(\frac{f_u}{f_y} \right) \right] d_w \quad (9)$$

式中, f_y 和 f_u 分别为纵向钢筋的屈服强度和强化强度; d_w 为纵向钢筋的直径。

8.1.2 各国抗震设计规范对塑性铰区域横向钢筋的最小配筋率都进行了具体规定。下表 2 为美国 AASHTO 规范、欧洲规范 Eurocode 8、原《公路工程抗震设计规范》JTJ 004-89 及《建筑抗震设计规范》GB 50011 对横向钢筋最小配筋率的具体规定。同济大学通过大量的试验和分析,结合我国的实际情况,对横向钢筋最小配筋率进行了研究,并提出了相应的计算公式:

1 圆形截面:

$$\rho_{\min} = [0.14\eta_k + 5.84(\eta_k - 0.1)(\rho_t - 0.01) + 0.028] \frac{f_{ck}}{f_{tk}}$$

$$\geq 0.004 \quad (10)$$

2 矩形截面:

$$\rho_{\min} = [0.17\eta_k + 4.17(\eta_k - 0.1)(\rho_c - 0.01) + 0.02] \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \geq 0.004 \quad (11)$$

式中符号意义见本规范条文第 8.1.2 条。

若假定钢筋混凝土墩柱为矩形截面, 混凝土的强度等级为 C30, 箍筋的屈服应力为 240MPa, 保护层混凝土厚度与截面尺寸之比为 1/20, 则各国规范规定的最小配筋率和轴压比的关系如下表 2 所示。

表 2 各国规范对横向构造的规定

规范	螺旋箍筋或圆形箍筋	矩形箍筋
美国 AASHTO 规范	$\rho_v = 0.45 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{lc}} \right) - 1 \right]$ 或 $\rho_v = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}}$	$\rho_v = 0.3 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{lc}} \right) - 1 \right]$ 或 $\rho_v = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}}$
欧洲规范 Eurocode 8	$\omega_{wd} \geq 1.90(0.15 + 0.01\mu_k)$ $\frac{A_g}{A_{lc}} (\eta_k - 0.08)$ 或 $\omega_{wd} \geq 0.18$	$\omega_{wd} \geq 1.30(0.15 + 0.01\mu_k)$ $\frac{A_g}{A_{lc}} (\eta_k - 0.08)$ 或 $\omega_{wd} \geq 0.12$
公路工程抗震设计规范		顺桥和横桥方向含箍率 $\rho_v = 0.3\%$
建筑抗震设计规范	$\rho_v = \lambda_v \frac{f'_c}{f_{yh}}$	$\rho_v = \lambda_v \frac{f'_c}{f_{yh}}$

注: A_g 、 A_{lc} 分别为墩柱横截面的面积和核心混凝土面积(按箍筋外围边长计算); f'_c 为混凝土强度, f_{yh} 为箍筋抗拉强度设计值; ρ_v 对于矩形截面为截面计算方向的配筋率, 对于圆形截面为截面螺旋箍筋的体积配筋率; λ_v 为最小配筋特征值; ω_{wd} 为力学含箍率, $\omega_{wd} = \rho_v \frac{f'_c}{f_{yh}}$; μ_k 为截面曲率延性; η_k 为截面轴压比。

8.1.4、8.1.5 试验研究表明: 沿截面布置若干适当分布的纵筋, 纵筋和箍筋形成一整体骨架(如图 12), 当混凝土纵向受

压、横向膨胀时, 纵向钢筋也会受到混凝土的压力, 这时箍筋给予纵向钢筋约束作用。因此, 为了确保对核心混凝土的约束作用, 墩柱的纵向配筋宜对称配筋。

纵向钢筋对约束混凝土墩柱的延性有较大影响, 因此, 延性墩柱中纵向钢筋含量不应太低。重庆交通科研设计院通过大量的理论计算和试验研究表明, 如果纵向钢筋含量低, 即使箍筋含量较低, 墩柱也会表现出良好的延性能力, 但此时结构在地震作用下对延性的需求也会很大, 因此, 这种情况对结构抗震也是不利的。但纵向钢筋的含量太高不利于施工, 另外, 纵向钢筋含量过高还会影响墩柱的延性, 所以纵向钢筋的含量应有一个上限。各国抗震设计规范都对墩柱纵向最小、最大配筋率进行了规定(图 11); 其中美国 AASHTO 规范(2004 年版)建议的纵筋配筋率范围为 0.01~0.008; 我国《建筑抗震设计规范》GB 50011 建议为 0.008~0.004; 我国《公路工程抗震设计规范》JTJ 004-89 建议的最小配筋率为 0.004, 对最大配筋率没有规定。这里根据我国桥梁结构的具体情况, 建议墩柱纵向钢筋的配筋率范围 0.006~0.004。

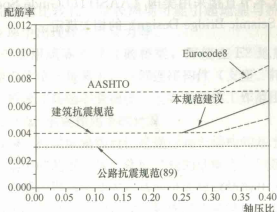


图 11 最小配筋率比较示意图

8.1.7 为了保证在地震荷载作用下, 纵向钢筋不发生粘结破坏,

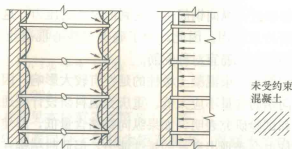


图 12 柱中横向和纵向钢筋的约束作用

墩柱的纵筋应尽可能地延伸至盖梁和承台的另一侧面，纵筋的锚固和搭接长度应在按行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62-2004 的要求基础上增加 $10d_w$ ， d_w 为纵筋的直径，不应在塑性铰区域进行纵筋的搭接。

8.2 节点构造

我国对桥梁节点的抗震构造和性能研究不足，很少有试验资料可以借鉴。但历次地震震害都表明，桥梁节点是地震易损部位之一，因此本节直接采用美国《AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design》的相关规定。

9 桥梁减隔震设计

9.1 一般规定

9.1.1 在桥梁抗震设计中，引入减隔震技术的目的就是利用减隔震装置在满足正常使用功能要求的前提下，达到延长结构周期、消耗地震能量，降低结构的响应。因此，对于桥梁的减隔震设计，最重要的因素就是设计合理、可靠的减隔震装置并使其在结构抗震中充分发挥作用，即桥梁结构的大部分耗能、塑性变形应集中于这些装置，允许这些装置在 E2 地震作用下发生大的塑性变形和存在一定的残余位移，而结构其他构件的响应基本为弹性。

但是，减隔震技术并不是在任何情况下均适用。对于下列情况，不宜采用减隔震技术：基础土层不稳定，易于发生液化的场地；下部结构刚度小，桥梁结构本身的基本振动周期比较长；位于场地特征周期比较长，延长周期可能引起地基与桥梁结构共振，以及支座中出现较大负反力等。

9.1.2 对于采用减隔震设计的桥梁，即使在 E2 地震作用下，桥梁的耗能部位位于桥梁上、下部连接构件（支座、耗能装置）；上部结构、桥墩和基础不受损伤、基本在弹性工作范围，因此没有必要再进行 E1 地震作用下的计算。

9.1.3、9.1.4 桥梁减隔震设计是通过延长结构的基本周期，避开地震能量集中的范围，从而降低结构的地震力。但延长结构周期的同时，必然使得结构变柔，从而可能导致结构在正常使用荷载作用下结构发生有害振动，因此要求减隔震结构应具有一定的刚度和屈服强度，保证在正常使用荷载下（如风、制动力等）结构不发生屈服和有害振动。

同时，采用减隔震设计的桥梁结构的变形比不采用减隔震技

术的桥梁大,为了确保减隔震桥梁在地震作用下的预期性能,在相邻上部结构之间应设置足够的间隙,因此必须对伸缩缝装置、相邻梁间限位装置、防落梁装置等进行合理的设计,并对施工质量给予明确规定。

9.2 减隔震装置

9.2.1 从桥梁减隔震设计的原理可知,减隔震桥梁耗能的主要构件是减隔震装置,而且,在地震中允许这些构件发生损伤。这就要求减隔震装置性能可靠,且震后可对这些构件进行维护。此外,为了确保减隔震装置在地震中能够发挥应有的作用,也必须对其进行定期的检查和维护。

9.2.2、9.2.3 由于减隔震装置是减隔震桥梁中的重要组成部分,它们必须具有预期的性能要求。因此,本规范要求在实际采用减隔震装置前,必须对预期减隔震装置的性能和特性进行严格的检测实验。原则上须由原型测试结果来确认隔震系统在地震时的性能与设计相符。检测实验包括减隔震装置在动力荷载和静力荷载下的两部分试验,并依据相关的试验检测条文、检测规程等进行。

9.2.4 地震作用下,为控制减隔震装置发生过大的位移,除要求提供减隔震装置阻尼外,同时要求减隔震装置具有一定的屈服后刚度、提供自恢复力。本条规定直接采用美国 AASHTO 《Guide Specifications for Seismic Isolation Design》的相关规定。

9.3 减隔震桥梁地震反应分析

9.3.1 由于弹性反应谱分析方法比较简洁,并已成为大多数设计人员所熟悉,且在一定条件下,使用该分析方法进行减隔震桥梁的分析仍可得到较理想的计算结果,尤其在初步设计阶段,可帮助设计人员迅速把握结构的动力特性和响应值,因此,它仍是减隔震桥梁分析中一种十分重要的分析方法。但由于目前大多数减隔震装置的力学特性是非线性的,必须借助于等效线性化模型才

能采用反应谱分析方法。由于减隔震装置的非线性特性,在分析开始时,减隔震装置的位移反应是未知的,因而其等效刚度、等效阻尼比也是未知的,所以弹性反应谱分析过程是一个迭代过程。正是由于减隔震装置的非线性特性以及减隔震桥梁响应对伸缩装置、挡块等防落梁装置的敏感性等因素,如果需要合理地考虑这些因素的影响时,宜采用非线性动力时程分析方法。

9.3.2、9.3.3 对于比较规则的减隔震桥梁,其地震反应可以用单振型模型代表,可采用单振型反应谱分析。但一定要注意,反应谱方法计算时,应采用等效刚度、等效阻尼比。

9.3.4 一般情况下,减隔震装置的恢复力模型可以用双线性模型代表,其主要设计参数有:特征强度、屈服强度、屈服位移和屈服后刚度,根据这些参数可以计算减隔震装置在地震作用下的位移,可以计算等效刚度和等效阻尼比。

9.3.5 由于减隔震装置的非线性性能,采用反应谱分析时,减隔震装置的等效刚度、等效阻尼比随减隔震装置变形不同而变化,因此,当考虑减隔震装置的非线性滞回特性时需要用迭代法来求解地震反应。此外,目前规范大多数是针对普通桥梁的抗震设计给出设计谱的规定,即设计谱是针对阻尼比为5%给出的。但对于减隔震桥梁,减隔震装置处的耗能能力大,而其他耗能机理所耗能量相对比较少,导致整个体系耗能能力不再均匀,因此,减隔震桥梁各振动周期对应阻尼比是不相同的,基本周期(有时称为隔震周期)的阻尼比一般比较大,约10%~20%,有时甚至更高,这就要求在反应谱分析过程中一方面要考虑不同振型采用不同的阻尼比,另一方面需考虑不同阻尼比对反应谱值的修正。

在采用单自由度反应谱分析时,具体求解过程为:

- 1) 假设上部结构(梁体)的位移初始值 D_0 ;
- 2) 按条文中式(9.3.5-4)计算等效刚度;
- 3) 按条文中式(9.3.5-3)计算等效周期;
- 4) 按条文中式(9.3.5-5)计算等效阻尼比;

- 5) 根据等效阻尼比,修正反应谱,得到相应于等效阻尼比的加速度反应谱;
- 6) 由条文中式(9.3.5-2)计算梁体位移 D_0 ;
- 7) 比较假设的 D_0 和计算出的 D_0 ,如两者相差大于5%,则重新假设梁体位移 $D_0 = D_0$,返回到第二步进行迭代,直至假设的 D_0 和计算出的 D_0 相差在5%以内;
- 8) 按条文中式(9.3.5-1)计算减隔震桥梁顺桥向、横桥向的水平地震力。

9.4 减隔震桥梁抗震验算

9.4.1 对于作用在减隔震桥梁墩台的地震水平力,考虑1.5折减系数主要是考虑墩台材料超强因素,1.5折减系数直接引用美国AASHTO《Guide Specifications for Seismic Isolation Design》的相关规定。

9.4.2 由于减隔震装置是减隔震桥梁中的重要组成部分,必须具有预期的性能要求。因此,必须进行抗震验算。

10 斜拉桥、悬索桥和大跨度拱桥

10.1 一般规定

10.1.1 一个好的抗震结构体系应能使各部分结构合理地分担地震力,这样,各部分结构都能充分发挥自身的抗震能力,对保证桥梁结构的整体抗震性能比较有利。采用对称的结构形式是有利于各部分结构合理分担地震力的一个措施。

10.1.2 斜拉桥的抗震性能主要取决于结构体系。在地震作用下,塔、梁固结体系斜拉桥的塔柱内力与所有其他体系相比是最大的,在烈度较高的地区要避免采用。飘浮体系的塔柱内力反应较小,因此在烈度较高的地区应优先考虑,但飘浮体系可能导致过大的位移反应。这时,可在塔与梁之间增设弹性约束装置或阻尼约束装置,形成塔、梁弹性约束体系或阻尼约束体系,以有效降低地震位移反应。

10.1.3 拱桥的主拱圈在强烈地震作用下,不仅在拱平面内受弯,而且还在拱平面外受扭,当地基由于强烈地震产生不均匀沉降时,主拱圈还会发生斜向扭转和斜向剪切。因此,大跨径拱桥的主拱圈宜采用抗扭刚度较大、整体性较好的断面形式。一般采用箱形拱、板拱等封闭式断面为宜,不宜采用开口断面。当采用肋拱时,不宜采用石肋或混凝土肋,宜采用钢筋混凝土肋,并加强拱肋之间的横向联系,以提高主拱圈的横向刚度和整体性。

在拱平面内,从拱桥的振动特性看,拱圈与拱上建筑之间振动变形的不协调性将更加突出。为了消除或减少这种振动变形的不协调,宜在拱上立柱或立墙端设铰,允许这些部位有一些转动或变形。

10.1.4 在强烈地震作用下,为了保证大跨度拱桥不发生侧向失稳破坏,应采取提高拱桥整体性和稳定性的措施。如下承式和中

承式拱桥设置风撑，并加强端横梁刚度；上承式拱桥加强拱脚部位的横向联系。

10.2 建模与分析原则

10.2.1 大跨度桥梁的结构构造比较复杂，因此地震反应也比较复杂，如高阶振型的影响不可忽略，多点非一致激励（包括行波效应）的影响可能较大等。在地震中较易遭受破坏的细部结构，其地震反应往往是由高阶振型的贡献起控制作用的。

反应谱方法概念简单、计算方便、可以用较少的计算量获得结构的最大反应值。但是，反应谱法是线弹性分析方法，不能考虑各种非线性因素的影响，当非线性因素的影响显著时，反应谱法可能得不到正确的结果，或判断不出结构真正的薄弱部位。

国内外大多数工程抗震设计规范中都指出，对于复杂桥梁结构的地震反应分析，应采用动态时程分析法。动态时程分析法可以精细地考虑桩-土-结构相互作用、地震动的空间变化影响、结构的各种非线性因素（包括几何、材料、边界连接条件非线性）以及分块阻尼等问题。所以，时程分析法一般认为是精细的计算方法，但时程分析法的结果，依赖于地震输入，如地震输入选择不好，也会导致结果偏小。

10.2.2 结构的动力反应与结构的自振周期和地震时程输入的频谱成分关系非常密切。大跨度桥梁大多是柔性结构，第一阶振型的周期往往较长。因此大跨度桥梁的地震反应中，第一阶振型的贡献非常重要，因此提供的地震加速度时程或反应谱曲线的频谱含量应包括第一阶自振周期在内的长周期成分。

10.2.3 桥梁结构的刚度和质量分布，以及边界连接条件决定了结构本身的动力特性。因此，在大跨度桥梁的地震反应分析中，为了真实地模拟桥梁结构的力学特性，所建立的计算模型必须如实地反映结构的刚度和质量分布，以及边界连接条件。建立大跨度桥梁的计算模型时，应满足以下要求：

1 大跨度桥梁结构主桥一般通过过渡孔与中小跨度引桥相

连，因此主桥与引桥是互相影响的，另外，由于大跨度桥梁结构主桥与中小跨度引桥的动力特性差异，会使主、引桥在连接处产生较大的相对位移或支座损坏，从而导致落梁震害。因而，在结构计算分析时，必须建立主桥与相邻引桥孔（联）耦联的计算模型。大跨度桥梁的空间性决定了其动力特性和地震反应的空间性，因而应建立三维空间计算模型。

2 大跨桥梁的几何非线性主要来自三个方面：①（斜拉桥、悬索桥的）缆索垂度效应，一般用等效弹性模量模拟；②梁柱效应，即梁柱单元轴向变形和弯曲变形的耦合作用，一般引入几何刚度矩阵来模拟，只考虑轴力对弯曲刚度的影响；③大位移引起的几何形状变化。但研究表明：大位移引起的几何形状变化对结构地震后影响较小，一般可忽略。

3 边界连接条件应根据具体情况进行模拟。反应谱方法只能用于线性分析，因此边界条件只能采用主从关系粗略模拟；而时程分析法可以精细地考虑各种非线性因素，因此建立计算模型时可真实地模拟结构的边界条件和墩柱的弹塑性性质。

10.2.5 当考虑地震动空间变化的影响采用反应谱分析时，欧洲规范对两个水平方向和竖向分量采用与场地相关的加权平均反应谱。考虑到加权平均反应谱计算相当复杂，因此，本规范建议偏安全地采用包络反应谱计算。

在大跨度桥梁的地震反应中，高阶振型的影响比较显著。因此，采用反应谱法进行地震反应分析时，应充分考虑高阶振型的影响，即所计算的振型阶数要包括所有贡献较大的振型。

由于反应谱法仅能给出结构各振型反应的最大值，而丢失了与最大值有关且对振型组合又非常重要的信息，如最大值发生的时间及其正负号，使得各振型最大值的组合陷入困境，对此，国内外许多专家学者进行了研究，并提出了种种振型组合方法。其中最简单而又最普遍采用的是SRSS（Square Root of Sum of Squares）法，该法对于频率分离较好的平面结构具有很好的精度，但是对频率密集的空间结构，由于忽略了各振型间的耦合项，故

时常过高或过低地估计结构的反应。1981年, E. L. Wilson等人把地面运动视为一宽带、高斯平稳过程, 根据随机过程理论导出了线性多自由度体系的振型组合规则 CQC法, 较好地考虑了频率接近时的振型相关性, 克服了 SRSS法的不足。目前, CQC法以其严密的理论推导和较好的精度在桥梁结构的反应谱分析中得到越来越多的应用, 而且已被世界各国的桥梁抗震设计规范所采用。因此, 本规范建议采用较为成熟的 CQC法进行振型组合。

10.2.6 时程分析的结果依赖于地震动输入, 如地震动输入选择不好, 则可能导致结果偏小, 欧洲规范和美国 AASHTO规范均规定, 在时程分析时, 采用的地震动输入时程应和设计反应谱兼容。同时美国 AASHTO规范规定采用 3组地震波参与计算时取反应的最大值验算, 取 7组波参与计算时取反应的平均值验算。因此本规范给出了和美国 AASHTO规范相同的规定。

10.3 性能要求与抗震验算

10.3.1、10.3.2 为了实现条文中第 10.3.1 和 10.3.2 条规定的大跨度桥梁性能目标, 可采用以下抗震验算方法: 首先, 将桥塔和桩截面划分为纤维单元 (如图 13 所示), 采用实际的钢筋和混凝土应力-应变关系分别模拟钢筋和混凝土单元。采用数值积分法进行截面弯矩-曲率分析 (考虑相应的轴力), 得到如图 14 所示的截面弯矩-曲率曲线。 M'_y 为截面最外层钢筋首次屈服时对应的初始屈服弯矩; M_u 为截面极限弯矩; M_y 为截面等效抗弯屈服弯矩, 即把实际弯矩-曲率曲线等效为图中所示理想弹塑性性恢复力模型时的等效抗弯屈服弯矩。

1 E1 地震作用下, 桥塔截面和桩基截面要求其在地震作用下的截面弯矩应小于截面初始屈服弯矩 (考虑轴力) M'_y 。由于 M'_y 为截面最外层钢筋首次屈服时对应的初始屈服弯矩, 因此当地震反应弯矩小于初始屈服弯矩时, 整个截面保持在弹性, 研究表明: 截面的裂缝宽度不会超过容许值, 结构基本无损伤, 满足结构在弹性范围工作的性能目标。

2 E2 地震作用下, 桥塔截面和桩基截面要求其在地震作用下的截面弯矩应小于截面等效抗弯屈服弯矩 M_y (考虑轴力)。 M_y 是把实际弯矩-曲率曲线等效为图中所示理想弹塑性性模型时得到的等效抗弯屈服弯矩。从理想弹塑性性模型看, 当地震反应小于等效抗弯屈服弯矩 M_y 时, 结构整体反应还在弹性范围。实际上, 在地震过程中, 对应于等效抗弯屈服弯矩 M_y , 截面上还是有部分钢筋进入了屈服, 研究表明: 截面的裂缝宽度可能会超过容许值, 但混凝土保护层还是完好 (对应保护层损伤的弯矩为截面极限弯矩 M_u , $M_y \leq M_u$)。由于地震过程的持续时间比较短, 地震后, 由于结构自重, 地震过程中开展的裂缝一般可以闭合, 不影响使用, 满足 E2 地震作用下局部可发生可修复的损伤, 地震发生后, 基本不影响车辆通行的性能目标要求。

3 在 E2 地震作用下, 边墩等桥梁结构中较易修复的构件和引桥桥墩, 按延性抗震设计, 满足不倒塌的性能目标要求。



图 13 截面纤维单元划分图

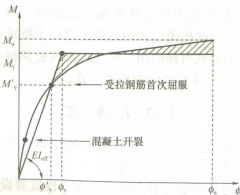


图 14 弯矩-曲率曲线

11 抗震措施

11.1 一般规定

11.1.1~11.1.3 由于工程场地可能遭受地震的不确定性,以及人们对桥梁结构地震破坏机理的认识尚不完备,因此桥梁抗震实际上还不能完全依靠定量的计算方法。实际上,历次大地震的震害表明,一些从震害经验中总结出来或经过基本力学概念启示得到的一些构造措施被证明可以有效地减轻桥梁的震害。如主梁与主梁或主梁与墩之间适当的连接措施可以防止落梁,但这些构造措施不应影响桥梁的正常使用功能,不应妨碍减隔震、耗能装置发挥作用。

如构造措施的使用导致桥梁地震响应定量计算的结果有较大的改变,导致定量计算结果失效,在进行抗震分析时,应考虑抗震措施的影响,抗震措施应根据其受到的地震力进行设计。

11.2 6 度 区

11.2.1~11.2.3 对于6度地区,考虑到地震作用较小,对直桥其搭接长度的相关公式在行业标准《公路桥梁抗震设计细则》JTG/T B02-01-2008相关公式的基础上进行了折减,曲桥和斜桥搭接长度的相关公式直接引用了行业标准《公路桥梁抗震设计细则》JTG/T B02-01-2008的相关公式。

11.3 7 度 区

11.3.3 本条直接引用了行业标准《公路桥梁抗震设计细则》JTG/T B02-01-2008的相关规定。

11.3.4、11.3.5 直接引用了原《公路工程抗震设计规范》JTJ 004-89的规定。

11.4 8 度 区

11.4.2 使用横向和纵向限位装置可以实现桥梁结构的内力反应和位移反应之间的协调,一般来讲,限位装置的间隙小,内力反应增大,而位移反应减小;相反,若限位装置的间隙大,则内力反应减小,但位移反应增大。横向和纵向限位装置的使用应使内力反应和位移反应二者之间达到某种平衡,另外桥轴方向的限位装置移动能力应与支承部分的相适应;限位装置的设置不得有碍于防落梁构造功能的发挥。

限位装置可使用与条文图中11.4.2类似的结构。

11.4.3~11.4.8 引用原《公路工程抗震设计规范》JTJ 004-89的规定。

11.5 9 度 区

11.5.2、11.5.3 引用原《公路工程抗震设计规范》JTJ 004-89的规定。