

DOI:10.16799/j.cnki.csdqyfh.2022.04.019

城市桥梁抗震的中日设计规范比较

林 康,王德钧

(大连市市政设计研究院有限责任公司,辽宁 大连 116000)

摘 要:随着我国人口加速向中心城市和城市群聚集,城市交通问题日益突出。城市桥梁作为城市生命线的重要环节,防灾减灾能力有待提高。通过对中日两国的城市桥梁抗震设计规范进行对比分析,结合日本规范发展变迁的历程,针对我国城市桥梁抗震方面的特点,寻找提升抗震性能的具体方法。同时,对提高支座的水平承载力、减少滑动支座的使用、构建多道防线的抗震措施、改进墩柱配筋、防止地震时桥梁侧向倾覆等问题进行探讨。

关键词:桥梁抗震;支座;墩柱配筋;抗震措施;抗倾覆

中图分类号:U422.5+1

文献标志码:B

文章编号:1009-7716(2022)04-0068-03

0 引 言

20 世纪 90 年代以来,日本桥梁抗震设计规范经历多次改订,全国范围内抗震设防水准迅速提高。本文结合日本规范变迁对中日两国规范进行分析对比,以期提供参考借鉴。

1 两国规范的比较

同我国一样,日本城市桥梁的抗震规范也是大量引用公路桥梁抗震规范的规定,本文仅对涉及城市桥梁的部分进行说明。

1.1 地震作用

在地震作用方面的对比见表 1。

(1)日本的设计地震加速度很大,频谱范围很宽。即使是我国高烈度地区高等级桥梁,在特定频谱范围内罕遇地震的加速度也有小于日本多遇地震的情况^[5]。

(2)在日本的道路构造令^[6]中,城市道路为第二种(快速路)和第四种(一般市政道路)。一般市政道路又按照级别(国道、县道、市道)和计划交通量分为多种等级,快速路也有多个等级。但在抗震设计中城市桥梁均为 B 种桥(抗震设计上特别重要的桥),采用相同的抗震设防水准。

(3)岩石等坚硬场在多遇地震下抗震条件好一些,但是在罕遇地震时坚硬场地上有着更大的地震作用。日本不按地震动反应谱特征周期分区(不分组),每座桥梁都要针对远源强震和近源强震分别进行抗

表 1 地震作用的比较

项目	日本 ^[1]	中国
城市桥梁抗震设防分类	均为抗震设计上特别重要的桥“B 种桥”	按位置的重要性和承担的交通量分为甲、乙、丙、丁 4 类 ^[2]
基本地震加速度或地域系数	地域系数 A:1.00、B:0.85、C:0.70	随抗震设防烈度不同,基本地震动峰值加速度 A 为 0.05g、0.10g、0.15g、0.20g、0.30g、0.40g ^[3]
地震调整系数 C _i	无	随抗震设防分类和抗震设防烈度不同 C _i 取 0.35~2.2 ^[2]
场地类型	从坚硬到软弱分为 I 种地盘、II 种地盘、III 种地盘	分为岩石、软岩、中硬、软、软弱 5 种 ^[4]
区划图上的特征周期	不分区	分为 0.35 s、0.40 s、0.45 s 3 种 ^[3]
特征周期	E1 地震:1.1~1.5 s E2 远震:0.6~1.4 s E2 近震:0.7~1.5 s	E1 地震:0.20~0.90 s ^[3-4] E2 地震:0.20~0.95 s ^[2-4]
水平加速度最大峰值 S _{max}	E1 地震:0.1~0.3g E2 远震:1.4 (坚硬场地)~1.2g(软弱) E2 近震:2.0 (坚硬场地)~1.5g(软弱)	2.5C _i C _a ^[4] 场地系数 C _a 取 0.72~1.30 ^[4]

震分析。日本两种类型的罕遇地震均为坚硬场地比较软弱场地的地震作用更大。警惕坚硬场地桥梁结构在强震作用下的破坏。

1.2 抗震分析体系

在抗震分析体系上的对比见表 2。

(1)超设计地震发生时,支座先于下部结构被破坏。被破坏后的支座凹凸不平,日本抗震规范中滑动支座的摩擦系数高达 0.5。

(2)连续梁桥顺桥向单点固定容易造成固定支座处水平地震力过分集中。我国很多盆式固定支座和球形固定支座的水平承载力仅有竖向标称荷载的 10%~15%,而日本即使是水平力分散支座,支座的水平承

收稿日期:2021-06-23

作者简介:林康(1971—),男,硕士,高级工程师,从事道路桥梁设计工作。

表 2 抗震分析体系的比较

项目	日本 ^[7]	中国 ^[2,4]
连续梁桥一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,固定支座顺桥向地震力	$E_{ktp}=SM_i$ 由于固定墩体系(含全联上部结构)的振动特性与滑动墩相差很大,振动中摩擦力的方向无法与固定墩体系保持相反,不考虑滑动支座桥墩分担的地震力	$E_{ktp}=SM_i-\sum_{i=1}^N(\mu_i R_i)$ 式中: S 为反应谱值; M_i 为固定支座处换算质点质量; R_i 为第 <i>i</i> 个活动支座的恒载反力; μ_i 为第 <i>i</i> 个活动支座的摩擦系数
		
顺桥向作用于活动支座顶面的地震力	$E_{kti}=0.5R_i$ 在正常状态下,滑动支座的摩擦系数很小,但在超 E2 地震作用下,支座有可能损坏,系数取 0.5	$E_{kti}=\mu_i R_i$ 式中: R_i 为第 <i>i</i> 个活动支座的恒载反力; μ_i 为第 <i>i</i> 个活动支座的摩擦系数,一般取 0.02

载力和与上下部结构间的锚固非常强大^[8]。采用水平分散方案可以把上部结构的水平质量较为均匀地传递到下部各结构,对抗震有利。

(3) 支座横桥向的约束条件不同。我国为释放温度变化等产生的超静定力,一条支承线上多采用横桥向单点固定、其余支座滑动的模式。日本即使在以前使用固定滑动支座的年代,也没有横桥向滑动的支座类型。一方面,墩柱具有一定的水平刚性,并不会完全限定上部结构的水平变形。另一方面,墩柱同样受到温度变化作用,与上部结构存在相同的变形趋势。另外,即使是固定支座的横桥向,也存在微小变形能力。基于以上三点考虑,支座在横桥向上均为固定,一条支承线上的多个支座共同分担横桥向水平力。

(4) 挡块与支座的配合。对于既有桥梁的旧型支座,在 E2 地震下已经发生破坏,损坏后的支座模型难以精确模拟。日本在 1996 版抗震规范^[7]中规定,挡块的设计作用力为 $3 k_h R_d$ (k_h 为多遇地震的设计水平震度, R_d 为支座的恒载)。在 2002 版、2012 版、2017 版规范中已全面要求支座自身须满足 E2 地震承载力的要求。

1.3 抗震分析

在抗震分析手段上的对比见表 3。

E2 地震作用下对结构的影响控制在弹性范围内几乎是不可能的事情,而 E2 工况往往是决定工况,反应谱、功率谱法不宜直接用于非线性分析,限定了此类方法的应用;推倒分析不能同时考虑支座减隔震和墩柱塑形铰等多种非线性因素的共同影响作用。非线性时程分析可以同时考虑多种非线性耗能

表 3 抗震分析的比较

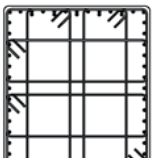
项目	日本	中国
时程分析法 时地震作用 分量的组合	分别计算两个互相垂直的 水平方向,或曲线桥每 15° 分别计算	同时输入 2 个或 3 个方向的一组地震动 时程
整体模型中 桩基础的边 界条件	除 6 个方向自由度以外, 还考虑平移与垂直方向转 动之间的连成作用,共计 10 个方向自由度的弹簧刚度	承台底 6 个自由度 的弹簧刚度
阻尼比	线性模型与中国相同,非 线性模型中使用滞回曲线 时混凝土 0.02、钢 0.01	混凝土及组合结构 0.05、钢结构 0.03
时程分析的 最终结果	3 组结果的平均值	3 组结果的最大值 或 7 组结果的平均值

要素,是日本桥梁抗震设计中一种普遍应用的设计手段。日本设计规范中给出了各种场地条件下各种地震在地基位置处的加速度反应谱和与这些反应谱完全对应的地震波时程,为时程分析的普遍应用提供了便利条件。我国非线性时程分析的应用范围有望扩大。

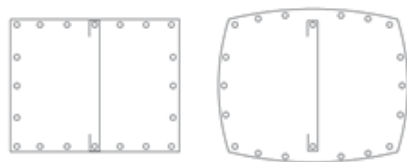
1.4 钢筋混凝土墩柱配筋

在混凝土墩柱配筋风格上的对比见表 4。

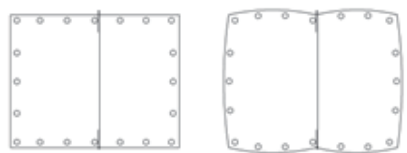
表 4 墩柱潜在塑性区配筋比较

	日本	中国	备注
项目			本例中纵筋 筋径 32 mm, 箍筋(及拉筋) 日本为 22 mm, 中国为 16 mm
纵向钢筋 较多时	多层钢筋	有时使用束筋	日本不使用 束筋
混凝土纯 保护层	70 mm 以上(一般) 90 mm 以上(近海)	25 mm 以上(一般) 45 mm 以上(近海)	典型的日本 纵筋中心位置
纵筋中心 位置	纯保护层 + 2 倍 箍筋径 + 纵筋径 / 2	纯保护层 + 箍筋 径 + 纵筋径 / 2	150 mm, 不使 用钢筋防裂网
箍筋套箍 形式	拉筋钩在大环上	大环套小环	日本即使是 空心墩柱,拉 筋也是钩在箍 筋上
箍筋及拉 筋筋径	13~32 mm	≥ 10 mm	
加密区箍 筋(及拉 筋)纵向最 大间距	随箍筋筋径不同 150~300 mm	100 mm	日本箍筋强 而少,中国箍 筋细而密
箍筋肢距	1 m 以下	不宜大于 25 cm	
拉筋端部 弯钩	钩在箍筋上的一 端为 180°。若采用 整根拉筋施工困 难,分成 2 截,重合 段保证搭接长,且 做 135°弯钩	至少一端采用 135°弯钩(本例中 未包含拉筋)	

比起配筋效率,墩柱对耐久性的要求更高,日本的保护层很厚。即使采用同等程度的纵向钢筋,日本的箍筋更强。墩柱的塑性变形能力取决于箍筋对核心混凝土的套箍作用,日本采用了拉筋套在箍筋上的做法。拉筋套在主筋上与拉筋套在箍筋上(见图1)对于抗剪效果是一样的,但是对核心混凝土的拘束作用有很大的不同。



(a)拉筋套在主筋上



(b)拉筋套在箍筋上

图1 不同拉筋设置方式对核心混凝土套箍作用的示意

1.5 梁端伸缩间隙

梁端伸缩缝间隙的比较,见表5。

表5 梁端伸缩缝间隙的比较

项目	日本	中国								
交接墩梁端伸缩缝间隙 ^[1]	$c_B u_a + L_A$ c_B: 相邻振动系基本周期差的修正系数 <table><tr><th>基本周期差的比 $\Delta T/T_1$</th><th>c_B</th></tr><tr><td>$0 \leq \Delta T/T_1 < 0.10$</td><td>1</td></tr><tr><td>$0.10 \leq \Delta T/T_1 < 0.80$</td><td>$\sqrt{2}$</td></tr><tr><td>$0.80 \leq \Delta T/T_1 \leq 1.00$</td><td>1</td></tr></table> $\Delta T = T_1 - T_2$, 其中 $T_1 \geq T_2$ u_a: E2 地震下上下部结构间最大相对位移 L_A: 富余量, 取 15 mm	基本周期差的比 $\Delta T/T_1$	c_B	$0 \leq \Delta T/T_1 < 0.10$	1	$0.10 \leq \Delta T/T_1 < 0.80$	$\sqrt{2}$	$0.80 \leq \Delta T/T_1 \leq 1.00$	1	多联梁式桥相邻联的基本周期比宜不小于 0.7 (特殊桥梁抗震设计) 设简支过渡孔的特殊桥梁, 应加宽主桥与引桥连接处过渡墩的盖梁宽度 (特殊桥梁抗震设计) 选用梁端伸缩缝时, 应考虑地震作用下的梁端位移
基本周期差的比 $\Delta T/T_1$	c_B									
$0 \leq \Delta T/T_1 < 0.10$	1									
$0.10 \leq \Delta T/T_1 < 0.80$	$\sqrt{2}$									
$0.80 \leq \Delta T/T_1 \leq 1.00$	1									

地震时相邻上部结构间或上下部结构间的碰撞具有高度的非线性, 分析模型中难以模拟, 所以要求伸缩缝在 E2 地震下不发生碰撞。日本规范对所有桥梁梁端伸缩缝有此要求, 我国对斜拉桥、悬索桥、单跨跨径超过 150 m 的梁桥和拱桥等特殊桥梁有此要求, 大量常规规则桥梁梁端伸缩缝的间隙较小, 不能满足 E2 地震时主梁不发生碰撞的要求。地震时有可能逐联碰撞落梁。

1.6 抗震措施

日本的防落梁系统包括梁搭接长、防落梁装置等。与旧型支座配合的挡块、销钉等装置在日本旧版规范^[7]中曾被视为防落梁系统的一部分。

1.6.1 3道独立防线

日本防落梁系统有 3 道独立的防线:

(1) E2 地震为止的地震力支座自身可抵抗。与旧型支座配合的抗震销、挡块等可视为支座的一部分。这些结构限制移动量和支座的移动与回转性能相符合。

(2) 超 E2 地震时, 支座自身或锚固装置被破坏后, 落梁防止装置开始发挥作用。作为第二道防线的落梁防止装置的结构有缓冲链、钢绞线、挡块等, 虽然机能和形式与配合支座水平承载力的挡块等有一定的类似性, 但是设计水平力和开始发挥作用的时机并不相同。防落梁装置在相对变位量达到 75% 梁搭接长时开始发挥作用。设计水平力为 1.5 倍上部结构恒载反力或下部结构的水平承载力。日本 2017 版抗震规范^[1]有对一些不容易落梁的桥型的第二道防线可以省略的规定, 如采用两基以上的下部结构与上部结构刚接等条件时可省略落梁防止装置。但仅桥面相连的结构在抗震设计上不能看作连续梁结构, 而且连续梁端部省略落梁防止装置也有诸多限制条件。我国抗震规范^[4]中仅对桥面不连续的简支梁桥规定了落梁防止措施。

(3) 防落梁系统的前两道防线都被突破后, 最后一道防线是梁搭接长, 但是仅设最后一道防线并不能起到应有的效果。

1.6.2 横桥向倾覆失稳

直桥横桥向同样存在落梁的可能性(见图2)。日本规范^[1]规定, 在横桥向发生相当于顺桥向梁搭接长的上下部相对错位时, 须保证桥梁体系的安定性。我国一些城市高架桥的墩柱没有盖梁, 横桥向宽度较窄, 防倾覆失稳性能较弱。

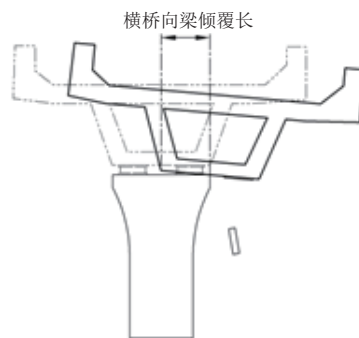


图2 横桥向发生位移时体系不安定的示例

2 结 语

通过对比中日两国规范, 以下问题值得进一步研究。

(1) 支座水平承载力有待强化, 挡块等限位装置

(下转第 74 页)

顶底板最大法向压应力为 -6.94 MPa , 小于 $0.7 f_{ck} = 22.68 \text{ MPa}$; 最大主拉应力为 0.72 MPa , 小于 $0.7 f_{ck} = 1.85 \text{ MPa}$ 。主梁腹板各典型位置总体主拉应力水平介于 $0.10 \sim 0.22 \text{ MPa}$, 平均应力水平较低; 同时, 随着悬臂块施工的进行, 腹板主拉应力呈递减趋势。根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》第 8.2 条及其条文解释, 对预应力锚下劈裂力应按强度控制, 裂缝宽度控制在不超过 0.15 mm 时即可满足结构使用性能要求。从检测单位提供的数据来看, 裂缝宽度满足该规范要求。总体判断下, 结构受力符合设计要求, 结构并不存在安全性问题。

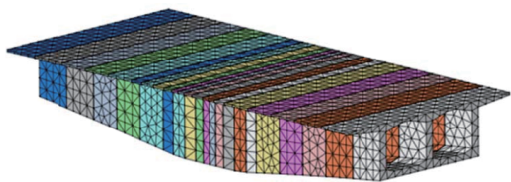


图 6 实体分析有限元模型

上述分析表明, 腹板裂缝总体成因较为复杂, 但就其开展程度而言, 对结构安全影响较小, 总体可控。裂缝主要是由于混凝土养护龄期、施工因素、预应力锚下劈裂等因素综合产生。为了尽量减少这种裂缝的产生, 在后续节段施工前采取了以下主要措施: (1) 提高混凝土浇筑质量, 加强混凝土养护, 要求混凝土浇筑后强度和弹性模量均达到 90% 后方可张拉预应力, 严格控制张拉龄期; (2) 调整预应力张拉顺序, 先张拉竖向预应力后再张拉纵向预应力, 通过

竖向预应力来抵消锚下劈裂力的影响^[5]; (3) 对腹板预应力管道的定位钢筋进行加强, 防止浇筑混凝土时预应力管道出现偏离和跑位的现象。

通过采取以上措施, 主梁后续节段预应力张拉后裂缝的数量明显减少或消失, 施工质量得到明显提高。在后面节段的施工过程中, 通过对前几个节段产生的裂缝进行定期观测, 发现大部分裂缝已几乎闭合, 说明实际情况与理论分析的结论基本一致, 所采取的优化措施效果明显。

5 结 语

截至目前, 经过各参建单位的共同努力, 大桥中跨已经顺利合龙, 全桥主体结构已经完工。该桥的工程实践尤其是对施工过程腹板开裂问题的分析解决思路可以为以后类似桥梁的设计和施工提供参考。

参考文献:

- [1] 徐岳, 郝宪武, 张丽芳. 连续刚构桥双薄壁墩参数设计方法研究[J]. 中国公路学报, 2002, 15(2): 79-82.
- [2] 中国市政工程中南设计研究总院有限公司. 富顺县怀石农村公路改造项目两阶段施工图设计[Z]. 武汉: 中国市政工程中南设计研究总院有限公司, 2019.
- [3] 谭平荣, 王麒. 连续刚构双片墩尺寸优化设计[J]. 公路, 2007(8): 17-19.
- [4] 徐君兰, 顾安邦. 连续刚构桥主墩刚度合理性的探讨[J]. 公路交通科技, 2005, 22(2): 59-62.
- [5] 杨鸿波. 连续刚构施工过程中腹板斜裂缝成因分析[J]. 中外公路, 2010, 30(5): 197-199.

(上接第 70 页)

应具有足够的承载力和适当的位移量。

(2) 连续梁单点固定方案对抗震不利, 横桥向设置滑动支座的必要性有待考证。

(3) 钢筋混凝土墩柱的套箍作用宜有所强化。

(4) 仅桥面连续主梁未连续等形式的桥梁的抗震措施应包括多道防落梁防线。

(5) 横桥向宽度较窄的墩柱结构存在倾覆失稳可能性。

参考文献:

- [1] 日本道路协会. 道路桥示方书·同解说 V 耐震设计编[S]. 东京: 神谷

印刷株式会社, 2017.

- [2] CJJ 166—2011, 城市桥梁抗震设计规范[S].
- [3] GB 18306—2015, 中国地震动参数区划表[S].
- [4] JTG/T 2231-01—2020, 公路桥梁抗震设计规范[S].
- [5] 林康, 顾斯奇. 东日本大地震后的日本公路桥梁抗震设计[J]. 特种结构, 2014, 31(5): 53-56.
- [6] 日本道路协会. 道路构造令的解说和运用[S]. 东京: 神谷印刷株式会社, 2015.
- [7] 日本道路协会. 道路桥示方书·同解说 V 耐震设计编[S]. 东京: 神谷印刷株式会社, 1996.
- [8] 林康, 宋丽娜, 胡晓宇. 综述日本桥梁规范中支座极端事件的防止[J]. 特种结构, 2015, 32(3): 49-54.