

DOI:10.3876/j.issn.1000-1980.2016.06.006

部分填充混凝土薄壁带肋箱型钢桥墩拟动力试验

袁辉辉¹,唐艺航¹,吴庆雄¹,党纪²

(1. 福州大学土木工程学院,福建 福州 350108; 2. 埼玉大学理工学研究科,日本 埼玉 338-8570)

摘要: 为研究部分填充混凝土的薄壁带肋箱型截面钢桥墩在多遇和罕遇地震作用下的非线性动力性能,制作3根试件,分别不填充混凝土、底部填充20%及40%桥墩高度混凝土,通过MTS伺服加载系统进行此类试件的拟动力试验。试验采用日本阪神地震的JRT-NS波,得到不同工况下试件的位移时程曲线、荷载-位移滞回曲线和累积滞回耗能时程曲线。结果表明:多遇地震作用下,试件均处于弹性工作状态;罕遇地震作用下,底部填充混凝土的钢桥墩处于弹塑性状态,没有明显的破坏现象,表现出良好的抗震性能;对于试验采用的钢桥墩试件,随着底部塑性铰区域混凝土填充率的增加,管内混凝土对外围薄壁钢管发生局部屈曲的约束作用逐渐增大,桥墩的结构刚度、水平承载力、最大响应位移、残留位移、耗能能力等抗震性能指标都随之得到显著改善。

关键词: 部分填充混凝土;钢桥墩;薄壁箱型截面;抗震性能;拟动力试验;罕遇地震

中图分类号: TU318.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-1980(2016)06-0504-08

Pseudo-dynamic test study of partially concrete-filled steel bridge piers with thin-walled ribbed box sections

YUAN Huihui¹, TANG Yihang¹, WU Qingxiong¹, DANG Ji²

(1. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350108, China;

2. Department of Civil Engineering, Saitama University, Saitama 338-8570, Japan)

Abstract: To investigate the nonlinear seismic performance of partially concrete-filled steel bridge piers with thin-wall ribbed box sections during frequent and rare earthquakes, three test specimens, one not filled with concrete, one filled with concrete up to 20% of the height of a bridge pier, and one filled with concrete up to 40% of the height of a bridge pier, were produced and used in the pseudo-dynamic tests using the MTS servo loading system. The JRT-NS seismic wave, the same as that in the Hanshin Earthquake in Japan, was used in the tests, from which the displacement time history curve, load-displacement hysteretic curve, and cumulative energy dissipation time history curve were obtained. The experimental results show the following: all three specimens were in an elastic state under frequent earthquakes; under rare earthquakes, specimens filled with concrete at the base were in an elastoplastic state and showed good seismic performance, without the occurrence of significant destruction; with the increase of the filling ratio of concrete in the plastic-hinge region at the base, the constraint effect of concrete inside the thin-wall steel tube on the local buckling development of the tube gradually increased; and some seismic performance indexes, including the structural stiffness, horizontal bearing capacity, maximum displacement, residual displacement, and energy dissipation capacity of steel piers, were significantly improved.

Key words: partially concrete-filling; steel bridge pier; thin-wall ribbed box section; seismic performance; pseudo-dynamic test; rare earthquake

现阶段国内外大多数的桥梁普遍采用钢筋混凝土桥墩。由于混凝土本身的脆性,如果外围箍筋的约束

收稿日期: 2015-11-30

基金项目: 国家自然科学基金(51508104);福州大学科研启动基金(510061)

作者简介: 袁辉辉(1985—),男,福建柘荣人,助理研究员,博士,从事桥梁与结构工程研究。E-mail: yuanhh@fzu.edu.cn

不够充分,钢筋混凝土桥墩在强震作用下容易发生严重的弯曲破坏和剪切破坏,甚至引起桥梁的倒塌,给震后的抢险救援工作带来困难,造成人民的生命财产和国家经济的巨大损失^[1-2]。同时,薄壁带肋箱型截面钢桥墩由于其自重轻、施工方便、截面刚度大等优点,得到国内外专家学者的广泛关注和应用^[3-7]。但是,这种薄壁型钢桥墩在地震作用下容易发生局部屈曲破坏,长柱易失稳,临界承载力不稳定。为减缓薄壁钢板的局部屈曲破坏,提高桥墩在地震反复荷载作用下的变形能力,在可能出现塑性铰的桥墩底部填充一部分混凝土的方法正逐渐得到应用^[8-10],其具有如下优点:(a)延性好,承载力高。由于桥墩底部核心混凝土的存在,可以有效地延缓或避免潜在塑性铰区域外部钢管过早地发生局部屈曲变形,使钢材的强度得到充分发挥。(b)施工方便。省去了钢筋混凝土桥墩钢筋绑扎的步骤,外部钢管可作为核心混凝土的施工模板,显著加快施工进度。(c)经济效益较好。与普通钢筋混凝土桥墩相比,在保持用钢量相近和承载力相同的条件下,构件截面面积可减少约 50%,混凝土用量和构件自重相应减少 50% 左右^[10]。在方兴未艾的中国城市化进程中,特别是抗震设防等级高的城市桥梁建设中,此类构件将得到广泛应用。

目前,对此类部分填充混凝土的薄壁带肋箱型钢桥墩抗震性能的试验研究多是采用拟静力加载方式,但由于试验的加载路径是人为给定的,其试验结果与实际地震相比较存在明显区别;此类构件在强震作用下的非线性动力特性的研究还不够充分,震害资料匮乏,抗震设计经验不足,因此,研究强震作用下部分填充混凝土的薄壁带肋箱型钢桥墩的抗震性能,具有重要的工程参考价值。为此,笔者制作了 3 根缩尺比例为 1:4 的薄壁带肋方钢管混凝土钢桥墩试件,在其中 2 根试件底部填充约 20% 和 40% 桥墩高度的混凝土,通过输入日本阪神地震 JRT-NS 波进行单向拟动力试验研究,观察试件破坏过程,得到不同工况下试件的位移时程曲线、荷载-位移滞回曲线和累积滞回耗能时程曲线,了解不同混凝土填充高度对结构非线性动力响应的影响规律,并对各桥墩进行抗震性能评价。

1 试验设计

1.1 试件设计

试验采用与文献[9]拟静力试验研究相同的几何尺寸和材料特性,按照与原型结构 1:4 的比例制作了 3 根薄壁带肋方型截面钢桥墩模型,用于模拟地震作用下的反应。各桥墩试件的构造如图 1 所示,所有试件均采用 SM490 钢材制作,其中 2 根试件在底部分别填充 450 mm 和 900 mm 的混凝土,约占试件高度的 20% 和 40%,编号为 S20 和 S40,未填充混凝土的钢桥墩试件编号为 S00。

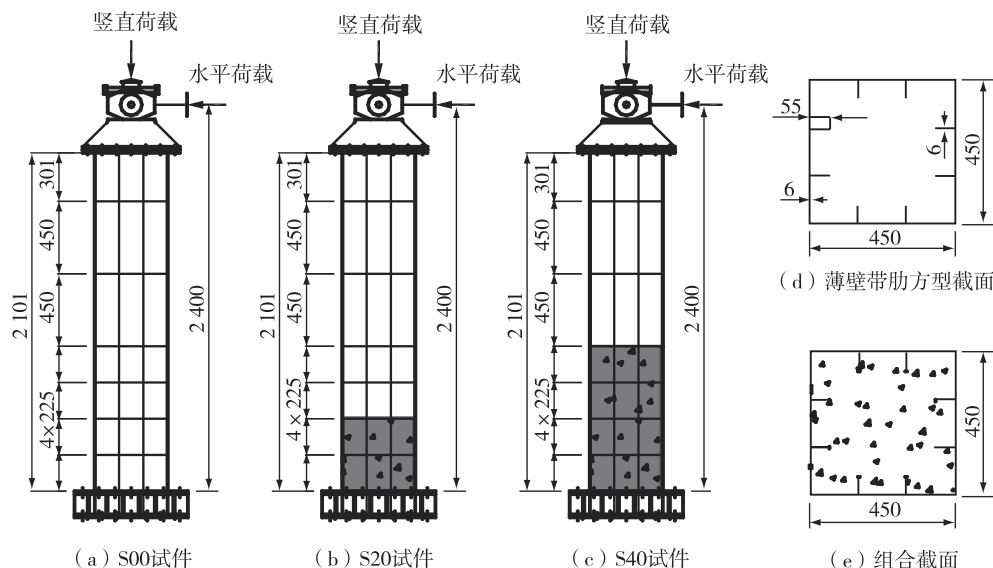


图 1 桥墩试件(单位:mm)

Fig. 1 Test specimens of bridge pier (units: mm)

试件的基本参数如下:钢材的设计屈服强度 σ_y 均为 325 MPa,宽厚比 R_R 均为 0.52,长细比 λ 均为 0.34;S20 和 S40 试件的混凝土强度 f_{cu} 均为 23.5 MPa,S20 和 S40 试件的混凝土填充率 h_c/h 分别为 18.8% 和 37.5%。试件的轴压比 n 均取为 0.15,采用材料设计值计算得到试件上部恒定竖向荷载 $P=648$ kN。根

据日本道路桥抗震设计规范(JRA-V-2012)^[1],钢管截面通用宽厚比 R_R 与通用长细比 λ 由下式求得:

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_R}} \quad (1)$$

$$\lambda = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2)$$

式中: b ——方型截面边长; t ——薄壁钢管的厚度; r ——空心截面的回转半径; ν ——钢材的泊松比; k_R ——屈曲系数, $k_R=4n_s^2$; h ——试件的有效长度。

1.2 加载设计

拟动力试验的加载装置见图2,水平荷载和竖向荷载均由 MTS 电液伺服作动器施加。水平荷载采用位移控制。试件顶部的横向荷载和位移可通过 MTS 系统自动采集。同时,还需要在试件底部可能出现塑性铰的区域,沿方型截面环向均匀布置 8 个应变片,沿桥墩纵向布置 6 个应变片。实际加载时试验的总体情况见图3。

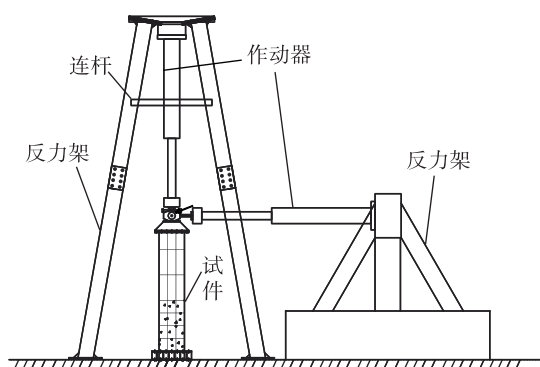


图2 加载装置示意图

Fig. 2 Sketch of loading device

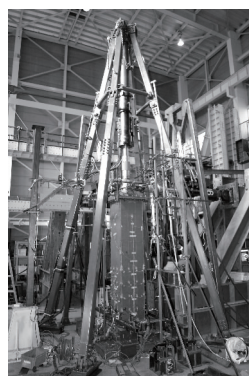
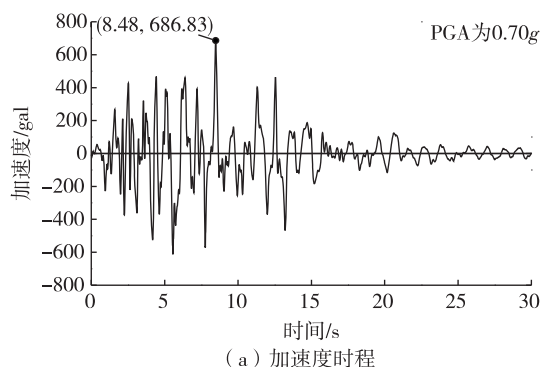


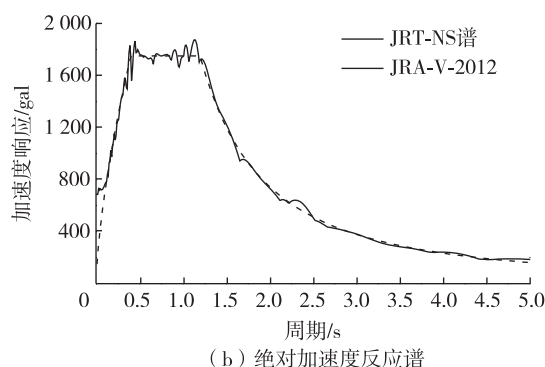
图3 实际加载情况

Fig. 3 Actual loading test

本次试验的原型结构为独柱式桥墩,可简化为单质点受力模型。根据拟静力试验结果^[9],试件 S00、S20、S40 的初始弹性刚度分别为 15.5 kN/mm、19.2 kN/mm、21.0 kN/mm,各试件的竖向轴力均为 648 kN,根据 1:4 的缩尺比例可知各试件原型结构的周期分别为 0.821 s、0.738 s 和 0.706 s。选用 1995 年阪神大地震的 JRT-NS 波作为输入地震波,加速度时程见图 4(a),该地震波的持续时间为 30 s,峰值加速度 PGA 为 687 gal=0.70g,其绝对加速度反应谱与 JRT-V-2012^[1]中规定的 II 类场地设计反应谱的对比见图 4(b),JRA-V-2012 设计反应谱的卓越周期平台为 0.40~1.20 s,设计加速度反应谱最大值为 1750 gal。试验工况按照地震波幅值分为 2 级:工况 1 (PGA 为 0.07g) 和工况 2 (PGA 为 0.70g),分别代表多遇地震与罕遇地震情况。各试件在工况 1 加载结束后,继续进行工况 2 的加载。



(a) 加速度时程



(b) 绝对加速度反应谱

图4 JRT-NS 波加速度时程与其绝对加速度反应谱

Fig. 4 Acceleration time history and absolute acceleration response spectrum of JRT-NS wave

2 结果分析与讨论

我国现有的城市桥梁与公路桥梁抗震设计规范^[11-12]规定桥梁结构的抗震设计方法均采用两水平设防、两阶段设计的方法。第一阶段对应 E1 多遇地震作用,采用弹性抗震设计方法;第二阶段对应 E2 罕遇地震作用,采用延性抗震设计方法,并引入能力保护设计原则。通过第二阶段的抗震设计和验算,确保结构的延性能力大于延性需求;通过引入能力保护设计原则,确保塑性铰只在选定的位置出现,并且不出现剪切破坏等破坏模式。本文接下来将就 E1 多遇地震和 E2 罕遇地震 2 个阶段对试件 S00、S20 和 S40 的抗震性能展开讨论。

2.1 工况 1——多遇地震

多遇地震工况加载结束后对试件外观进行检查,发现各试件表面均完好无损。图 5 和图 6 分别为多遇地震工况下各试件的位移时程曲线和荷载-位移滞回曲线,图中的位移和荷载分别采用拟静力试验中^[9]得到的试件 S00 的屈服位移 $\delta_{y0} = 15.00 \text{ mm}$ 和屈服荷载 $H_{y0} = 233.00 \text{ kN}$ 进行归一化处理。

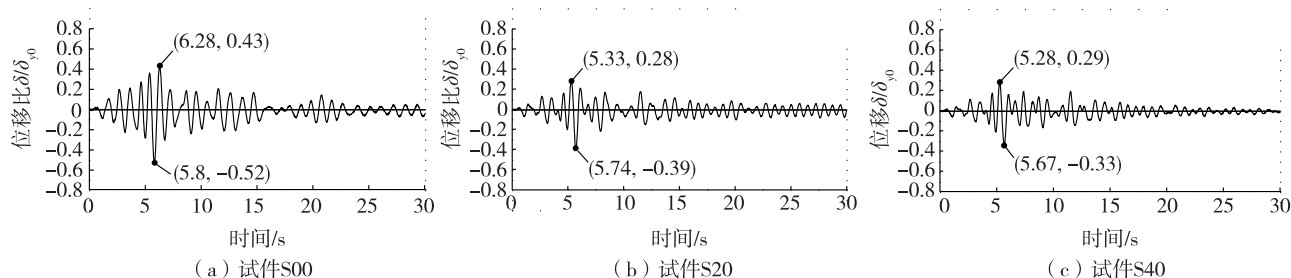


图 5 多遇地震 (PGA 为 0.07g) 作用下的位移时程曲线

Fig. 5 Displacement time history curves under frequent earthquakes (with PGA of 0.07g)

从图 5 可以看出,多遇地震工况下,各试件的最大位移均出现在 5.7 s 附近,试件 S00、S20、S40 的最大位移值分别为 $0.52\delta_{y0}$ 、 $0.39\delta_{y0}$ 、 $0.33\delta_{y0}$,各试件均未达到屈服,且随着薄壁钢桥墩内部混凝土部分填充高度的增加,试件的位移响应显著减小。相比没有填充混凝土的试件 S00 来说,混凝土填充率为 20% 的试件 S20 的最大位移响应减小了 25%;而混凝土填充率为 40% 的试件 S40 的最大位移响应相比试件 S00 约减小了 37%。

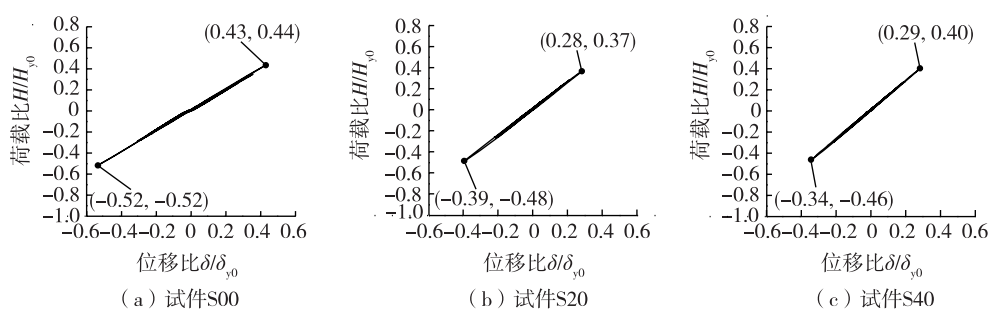


图 6 多遇地震 (PGA 为 0.07g) 作用下的荷载-位移滞回曲线

Fig. 6 Load-displacement hysteresis curves under frequent earthquakes (with PGA of 0.07g)

图 6 的荷载-位移滞回曲线表明,多遇地震工况下各试件均处于弹性阶段,满足我国桥梁抗震设计规范在 E1 多遇地震作用下的抗震要求。同时,试件 S00、S20、S40 的刚度分别为 $1.01H_{y0}/\delta_{y0}$ 、 $1.27H_{y0}/\delta_{y0}$ 、 $1.37H_{y0}/\delta_{y0}$,这与拟静力试验的结果相符,说明随着薄壁钢桥墩内部混凝土部分填充高度的增加,试件的刚度明显增大,相比试件 S00,试件 S20 和 S40 的刚度分别增加了 25.7% 和 35.6%,这是多遇地震工况下试件位移响应减小的主要原因。

2.2 工况2——罕遇地震

2.2.1 损伤情况

罕遇地震工况加载结束后各试件的破坏形态如图7所示。对于没有填充混凝土的薄壁带肋箱型钢桥墩试件S00, 2.6 s左右试件达到屈服荷载后, 首先在试件底部加载方向上的钢板出现了微小的局部屈曲变形, 接着加载的往复逐渐扩展到腹板, 屈曲变形不断扩展, 在6.1 s附近试件达到最大位移, 竖向加劲肋间的钢板出现了凹凸起伏的屈曲变形, 如图7(a)所示。对于这种构件, 钢板的局部屈曲变形只发生在试件底部。试验加载结束后可发现试件顶部的残余变形十分明显。

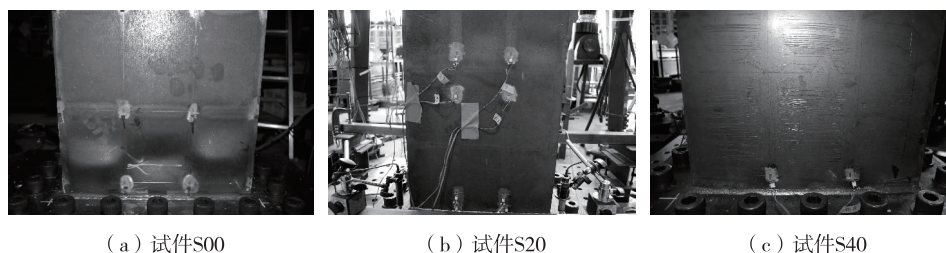


图7 罕遇地震(PGA为0.07g)作用下的试件损伤情况

Fig. 7 Damage modes of specimens under rare earthquakes (with PGA of 0.07g)

对于混凝土填充率为20%的试件S20来说, 最开始在2.6 s左右试件底部出现轻微的屈曲变形, 但随着反复加载的进行, 由于底部内填混凝土对外围钢板的约束作用, 如图7(b)所示, 4.3 s左右塑性铰上移至混凝土填充面上部区域, 在此处截面承受的弯矩大于其抗力, 随着大位移往复加载的进行, 此处加载侧翼缘板的局部屈曲变形不断发展且均朝向内侧, 而腹板处的钢板则向外变形, 在6.0 s左右试件达到最大位移。加载结束后试件顶部的残余变形较小。

混凝土填充率为40%的试件S40的破坏形态与试件S20有所不同。如图7(c)所示, 由于混凝土对外围钢板的约束作用, 加载过程中未发现底部钢板的屈曲变形; 而混凝土填充面上部区域截面承受的弯矩小于其抗力, 也未发生局部屈曲变形。整个试验过程中, 在试件底部翼缘板出现了大量的水平裂纹, 而在腹板上发现了少量的斜裂纹, 可看出试件S40外围钢板的材料性能得到了充分的发挥。加载结束后试件顶部的残余变形可忽略不计。

从3个试件的破坏模式来看, 试件S00、S20、S40的塑性铰位置比较明确, 且均未出现剪切破坏现象, 说明薄壁带肋箱型钢桥墩试件的设计遵循了能力保护设计原则。

2.2.2 位移时程曲线

图8为罕遇地震工况下各试件的位移时程曲线, 图中的位移均已进行过归一化处理。图8中的点划线表示通过拟静力试验^[7]得到的试件S00、S20、S40的容许极限位移 δ_{ua} 与屈服位移 δ_{y0} 的比值。该容许极限位移取为骨架曲线上峰后荷载最大值降至95%峰值水平荷载时的位移^[4]。

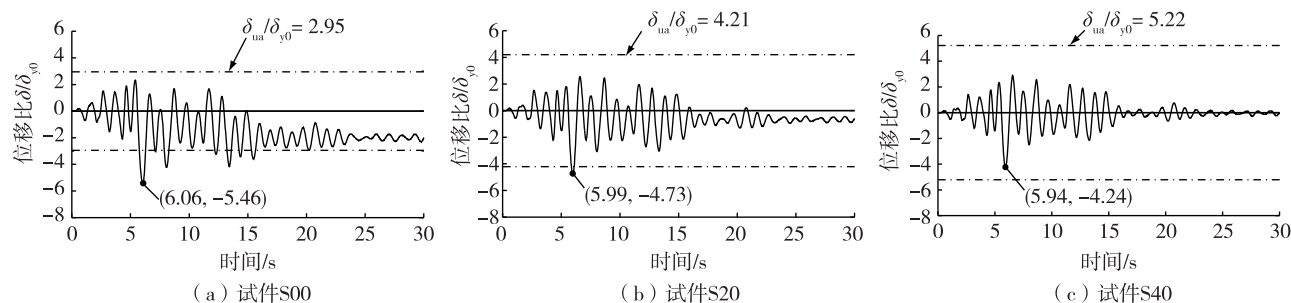


图8 罕遇地震(PGA=0.07g)作用下的位移时程曲线

Fig. 8 Displacement time history curves under rare earthquakes (with PGA of 0.07g)

从图8可以看出: 对于未填充混凝土的试件S00来说, 其最大响应位移值达到了 $5.46\delta_{y0}$, 是其容许极限位移 $2.95\delta_{y0}$ 的1.85倍, 其震后的残留位移达到 $2.01\delta_{y0}$, 说明在如JRT-NS波的强震作用下未填充混凝土的

钢桥墩将产生十分显著的弹塑性变形,震后难以修复,不利于抗震救灾工作的开展;对于在底部填充 20% 桥墩高度混凝土的试件 S20 来说,其最大响应位移 $4.73\delta_{y0}$ 虽然也超过其容许极限位移 $4.21\delta_{y0}$,但其震后的残留位移只有 $0.63\delta_{y0}$,说明在钢桥墩底部填充 20% 高度的混凝土可一定程度上减小桥墩的弹塑性变形,震后需要适当地维修加固才可继续投入使用;对于在底部填充 40% 桥墩高度混凝土的试件 S40 而言,其最大响应位移 $4.24\delta_{y0}$ 在容许极限位移 $5.22\delta_{y0}$ 的范围之内,且震后残留位移几乎为零,说明在钢桥墩底部填充 40% 高度的混凝土可有效减小桥墩的弹塑性变形,震后甚至无须维修加固便可继续投入使用。

2.2.3 荷载-位移滞回曲线

图 9 为罕遇地震工况下各试件的荷载-位移滞回曲线,图中的位移与荷载均已进行过归一化处理。从图 9 可以看出:在屈服之前,试件 S00、S20 和 S40 均处于弹性阶段,滞回曲线基本呈线性变化,滞回环包围的面积较小,加载和卸载时的刚度无明显变化;而当试件屈服进入弹塑性阶段以后,加载与卸载时的刚度逐步降低,尤其是对于未填充混凝土的试件 S00 来说,塑性变形不断增大,随着地震响应位移往复次数的增加,加载与卸载时的刚度降低程度加快,滞回环的面积逐渐增大,达到最大荷载 $1.80H_{y0}$ 后,试件进入劣化段,强度明显降低,加载与卸载时的刚度进一步降低,随着往复荷载位移增加,柱肢底部塑性铰的转角不断增大,滞回环的面积增大,滞回环形状愈加饱满;而对于在底部分别填充 20% 和 40% 桥墩高度混凝土的试件 S20 和 S40 来说,在地震往复荷载作用下的滞回曲线形状均较为饱满,基本上呈稳定的梭形,未发现试件进入劣化段,加载与卸载时的刚度无明显降低,水平荷载还未达到其峰值;另外,从图 9 中水平荷载的最大值可看出,随着底部混凝土填充高度的增加,试件的水平承载力随之也有明显的提高。

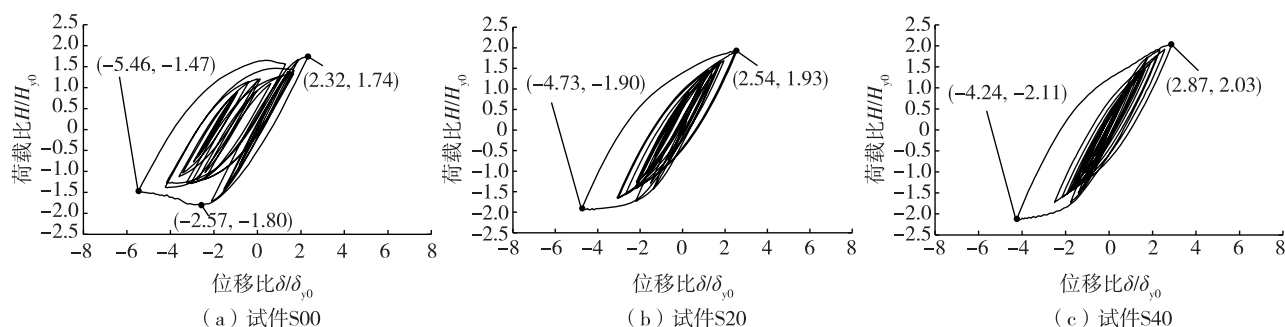


图 9 罕遇地震 (PGA 为 0.07g) 作用下的荷载-位移滞回曲线

Fig. 9 Load-displacement hysteresis curves under rare earthquakes (with PGA of 0.70g)

2.2.4 累积滞回耗能时程曲线

图 10 为罕遇地震工况下各试件的累积滞回耗能时程曲线。图 10 中各试件在加载过程中的累积滞回耗能 ΣE 均采用单位耗能指标 $E_0 (H_{y0}\delta_{y0}/2 = 1747.5 \text{ kN} \cdot \text{mm})$ 进行归一化处理,图中的点划线表示通过拟静力试验^[9]得到的试件 S00、S20、S40 的容许耗能指标 ΣE_{ua} 与 E_0 的比值。该指标的定义为试件峰后荷载最大值降至 85% 峰值水平荷载时 (判定试件破坏) 的累积滞回耗能。

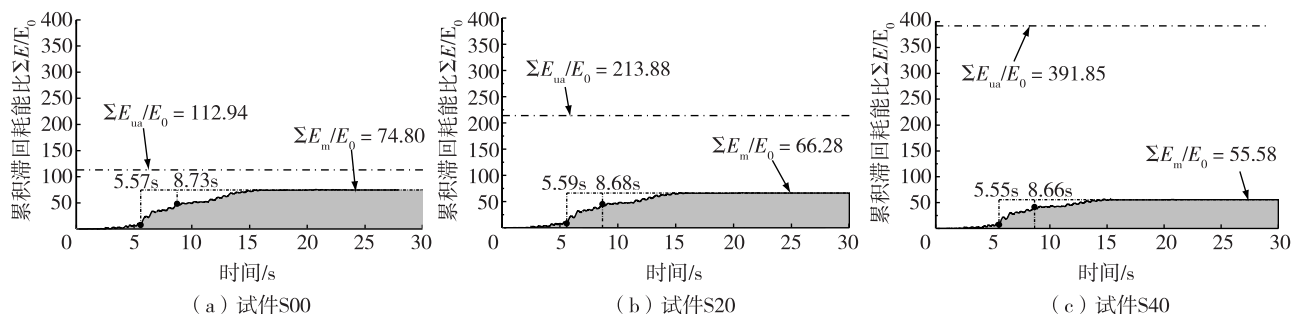


图 10 罕遇地震 (PGA 为 0.07g) 作用下的累积滞回耗能时程曲线

Fig. 10 Cumulative energy dissipation time history curves under rare earthquakes (with PGA of 0.70g)

从图 10 可以看出:虽然 JRT-NS 波的持时为 30 s,但在 14.8 s 之前就几乎完成了所有地震能量的输入,尤其需要注意的是该地震波 60% 左右的能量是在 5.6 s 到 8.7 s 这个短时间段内快速输入的,这也间接解释

了位移时程曲线图中3根试件的最大位移响应均出现在6.0 s附近的原因;罕遇地震工况下,未填充混凝土的试件S00的累积滞回耗能最大,其原因是该试件刚度最小,底部塑性铰区域的钢板在加载过程中出现明显的局部屈曲变形,导致试件刚度退化现象明显,试件位移响应最大,滞回环形状饱满,面积最大;而对于在底部填充混凝土的试件S20和S40来说,试件刚度较大,且桥墩底部塑性铰区域的钢板受到内填混凝土的约束作用,钢材性能可充分发挥,在地震往复荷载作用下的滞回环基本上呈稳定的梭形,面积较小。

2.3 抗震性能评估

为定量地评估3个试件的抗震性能,表1列出了JRT-NS罕遇地震作用下得到的几个重要指标,如最大响应位移 $\delta_{\max}$ 、残留位移 δ_r 和累积滞回耗能 ΣE ,表1中数据为分别采用 δ_{y0} 和 E_0 进行归一化处理后的结果。同时,遵循我国桥梁抗震设计规范中结构的延性能力需大于延性需求的原则,表中还列出了相应的能力评价指标。由于国内现有的城市桥梁与公路桥梁的抗震设计规范^[11-12]并未规定桥墩震后的容许残留变形量,而只是简单地提及罕遇地震作用下桥梁结构的震后使用要求,故表1中的容许残留位移 δ_{ra} 根据日本道路桥抗震设计规范(JRT-V-2012)^[1]的要求取为桥墩高度的1%,即 $\delta_{ra}=h/100=24\text{ mm}=1.60\delta_{y0}$ 。

表1 罕遇地震(PGA为0.70g)作用下试件抗震性能的评价

Table 1 Seismic performance evaluation of specimens under rare earthquakes (with PGA of 0.07g)

试件 编号	最大 位移 $\delta_{\max}/\delta_{y0}$	容许极 限位移 δ_{ua}/δ_{y0}	安全性 评价 $\delta_{\max}/\delta_{ua}$	残余 位移 δ_r/δ_{y0}	容许残 留位移 δ_{ra}/δ_{y0}	修复性 评价 δ_r/δ_{ra}	累积滞 回耗能 $\Sigma E/E_0$	容许 耗能 $\Sigma E_{ua}/E_0$	能需比 $\Sigma E_{ua}/\Sigma E$
S00	5.46	2.95	1.85	2.01	1.60	1.26	74.80	112.94	1.51
S20	4.73	4.21	1.12	0.63	1.60	0.39	66.28	213.88	3.23
S40	4.24	5.22	0.81	0.05	1.60	0.03	55.58	391.85	7.05

对于未填充混凝土的试件S00来说,其墩顶最大位移为容许极限位移的1.85倍,说明其变形能力严重不足,无法满足罕遇地震下结构的抗震要求;震后残留位移是容许残留位移的1.26倍,说明结构损伤较严重,震后难以修复,不利于抗震救灾工作的展开;累积滞回耗能的能需比仅为1.51,说明其耗能能力不足,难以保证其抵抗余震或再一次的强震作用。

对于底部混凝土填充率为20%的试件S20来说,其墩顶最大位移为容许极限位移的1.12倍,说明其变形能力不足,无法满足罕遇地震下结构的抗震要求;震后残留位移为容许残留位移的39%,说明结构损伤有限,经抢修可恢复使用,永久性修复后可恢复正常运营功能;累积滞回耗能的能需比为3.23,说明其耗能能力充足,可保证其抵抗余震或2~3次强震作用。

对于底部混凝土填充率为40%的试件S40来说,其墩顶最大位移为容许极限位移的81%,说明其变形能力满足罕遇地震下结构的抗震要求;震后残留位移仅为容许残留位移的3%,说明结构只发生局部轻微损伤,不需修复或经简单修复后可继续使用;累积滞回耗能的能需比为7.05,说明其耗能能力优良,可保证其抵抗多次强震作用。

2.4 最优混凝土填充高度

通过本文2.2节的讨论可知对于部分填充混凝土的薄壁带肋箱型钢桥墩,钢管内混凝土的填充高度对于桥墩的抗震性能有着重要的影响。如果在最优高度以上继续填充混凝土,桥墩的最大承载力提高的程度有限,而结构自重则会显著增加,对基础结构的设计产生较大的影响;相反,如果混凝土填充过少,外部钢管会在混凝土填充区上部发生屈曲变形,混凝土填充的效果得不到体现。

基于我国桥梁结构抗震设计规范中关于能力保护构件的设计原则,为了保证强震作用下桥墩的塑性铰位置出现在墩底混凝土填充区域,确保结构的延性能力,笔者在国内外现有研究成果的基础上,建议在实际工程应用中钢桥墩内部混凝土填充高度满足以下公式:

$$h_c = h \left(1 - \frac{M_{y,s}}{M_{eq,CFST}} \right) \quad (3)$$

式中: h_c ——钢管内混凝土的填充高度; $M_{y,s}$ ——空心钢管截面最外缘钢材首次屈服时的初始屈服弯矩; $M_{eq,CFST}$ ——把钢管混凝土组合截面的实际弯矩曲率曲线等效为弹塑性双线性恢复力模型时的等效抗弯屈服弯矩。

试件的钢管截面与钢管混凝土截面的屈服弯矩的比值为 0.59,由式(3)计算得到混凝土最佳填充率为 41%,而试件 S20 和 S40 的混凝土填充率分别为 18.8%和 37.5%,从本文的相关讨论结果可知试件 S40 的塑性铰出现在墩底且耗能能力优良,间接验证了式(3)的有效性。

3 结 论

a. 多遇地震作用下,3 个试件均处于弹性工作范围,基本无损伤。随着底部混凝土填充高度的增加,薄壁带肋方型截面钢桥墩的刚度得到显著提高,桥墩顶部的位移响应得到了明显改善。

b. 罕遇地震作用下,未填充混凝土的试件 S00 在底部发生严重的局部屈曲变形,墩顶震时最大位移和震后残留变形均不满足抗震要求,试件的抗震性能不佳;混凝土填充率为 20%的试件 S20 在填充面上方的塑性铰区域会发生明显的局部屈曲变形,墩顶震时最大位移不满足抗震要求,震后残留变形较小,经永久性修复后可恢复正常使用,试件耗能能力较强;混凝土填充率为 40%的试件 S40 由于钢板受到混凝土的约束作用,只在底部发生局部轻微损伤,墩顶震时最大位移满足抗震要求,震后残留变形可忽略,不需修复或经简单修复后可继续使用,试件耗能能力优良。

c. 针对部分填充混凝土的薄壁带肋方型截面钢桥墩,基于钢管截面和钢管混凝土组合截面屈服弯矩比值,建议了管内混凝土最优填充高度的计算公式,可为这类结构的工程应用提供相应参考。

参考文献:

- [1] Hanshin-Awaji Earthquake Disaster Survey Editorial Board. Report on the Hanshin-Awaji earthquake disaster-Part I: Damage to civil engineering structures bridge structures[M]. Tokyo: Maruzen, 2002.
- [2] 李鸿晶,陆鸣,温增平,等. 汶川地震桥梁震害的特征[J]. 南京工业大学学报(自然科学版),2009,31(1):24-29. (LI Honhjing, LU Ming, WEN Zengping, et al. Characteristics of bridge damages in Wenchuan earthquake [J]. Journal of Nanjing University of Technology (Natural Science Edition), 2009, 31(1): 24-29. (in Chinese))
- [3] Japan Road Association. Specification for highway bridges-Part V: seismic design[M]. Tokyo: Maruzen, 2012.
- [4] GE H, GAO Shengbin, USAMI T. Stiffened steel box columns. Part 1: cyclic behavior[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2000, 29:1691-1706.
- [5] AOKI T, OHNISHI A, SUZUKI M. Experimental study on the seismic resistance performance of rectangular cross section steel bridge piers subjected to bi-directional horizontal loads[J]. Structural Engineering and Earthquake Engineering, 2007, 63(4): 717-726.
- [6] 吉伯海,陈冬华,徐声亮,等. 单柱式钢桥墩抗震性能校验方法[J]. 河海大学学报(自然科学版),2010,38(4):436-441. (JI Bohai, CHEN Donghua, XU Shengliang, et al. Check method for seismic performances of single-column type steel piers[J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences), 2010, 38(4):436-441. (in Chinese))
- [7] 张建东,葛汉彬,王春林. 薄壁加劲箱形钢桥墩简化抗震评估方法[J]. 中国公路学报,2013,26(1):113-120. (ZHANG Jiandong, GE Hanbin, WANG Chunlin. Simplified seismic evaluation method for steel bridge piers with thin-walled stiffened box sections[J]. China Journal of Highway and Transport, 2013, 26(1): 113-120. (in Chinese))
- [8] 王占飞,隋伟宁,赵中华,等. 带有横隔板补强的部分填充圆形钢管混凝土桥墩柱抗震性能研究[J]. 建筑结构学报,2013,34(增刊1):233-239. (WANG Zhanfei, SUI Weining, ZHAO Zhonghua, et al. Study on seismic performance of partially concrete-filled steel circular bridge piers with transverse diaphragm[J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(Sup1): 233-239. (in Chinese))
- [9] 袁辉辉,唐瑜,吴庆雄. 薄壁带肋方型截面钢桥墩抗震性能的拟静力试验研究[J]. 福州大学学报(自然科学版),2016, 44(4):459-464. (YUAN Huihui, TANG Yu, WU Qingxiong. Quasi-static test research on seismic performance of steel bridge piers with thin-wall ribbed square cross section[J]. Journal of Fuzhou University (Natural Science Edition), 2016, 44(4):459-464. (in Chinese))
- [10] 臧华. 钢管混凝土桥墩的静力与抗震性能研究[D]. 南京:东南大学,2007.
- [11] 中华人民共和国交通运输部.JTG/T B02—01—2008 公路桥梁抗震设计细则[S]. 北京:人民交通出版社,2008.
- [12] 中华人民共和国住房和城乡建设部.CJJ 166—2011 城市桥梁抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2011.