

高速铁路低剪跨比桥墩抗震性能对比试验研究

邵光强¹, 黄林胜¹, 蒋丽忠^{2†}, 康俊涛¹

(1. 武汉理工大学 土木工程与建筑学院, 湖北 武汉 430070;

2. 中南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410075)

摘要: 低矮桥墩在高速铁路中被广泛采用, 该类桥墩具有低纵筋率、低剪跨比、纵桥与横桥向剪跨比差别大等特点。为比较低矮桥墩纵桥与横桥两方向的抗震性能, 根据模型相似理论, 以典型的高速铁路圆端形桥墩为原型, 墩高取 8 m、16 m 2 种, 设计了 4 个桥墩模型, 分别在纵桥与横桥方向进行了单向低周反复荷载试验, 得到两方向的滞回曲线、骨架曲线以及桥墩破坏形态。试验结果表明, 横桥向剪跨比为 1.35 的模型, 表现出了剪切破坏模式, 延性较差; 而横桥向剪跨比为 2.13 的模型, 墩底出现了少量的弯剪裂缝, 但其破坏模式仍为弯曲破坏。顺桥向桥墩模型的破坏模式均为弯曲破坏, 与已有试验结果相同。当进行高速铁路低剪跨比桥墩的抗震设计时, 应保证地震作用下的桥墩横桥抗剪承载力以避免发生剪切破坏。

关键词: 高速铁路桥墩; 低剪跨比; 低周反复试验; 抗震性能; 破坏模式

中图分类号: U442.5

文献标志码: A

Comparative Experiment Study on Seismic Performance of Bridge Piers with Low Shear Span Ratio in High-speed Railway

SHAO Guangqiang¹, HUANG Linsheng¹, JIANG Lizhong^{2†}, KANG Juntao¹

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Wuhan University of Technology, Wuhan 430070, China;

2. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China)

Abstract: Short bridge piers are widely used in high-speed railway. These piers have less reinforcement ratio and lower shear-span ratio than bridge piers for conventional high way. Furthermore, their section sizes in longitudinal and transverse directions are quite different. To compare the seismic performance of bridge pier between the longitudinal and transverse directions, 4 pier models were designed based on the model similarity theory. The prototypes of pier models were determined from the typical piers with ended rectangular cross-sections in high-speed railway, and the height of piers were 8 m and 16 m. After low cyclic tests were carried out in the longitudinal and transverse directions, the seismic performance of piers in these two directions, including the hysteretic curves, skeleton curves and failure modes, was obtained. The test results showed that the model with a shear span ratio of 1.35 failed due to typical shear failure, and the ductility was poor. When the shear span ratio of pier in the transverse bridge is 2.13, a

* 收稿日期: 2018-09-20

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51778630), National Natural Science Foundation of China(51778630); 中国铁路总公司重大课题(2013G002A1), China Railway Corporation(2013G002A1); 中央高校基本科研业务费专项资金资助项目(WUT:2017IVA027), Fundamental Research Funds for the Central Universities(WUT:2017IVA027)

作者简介: 邵光强(1983—), 男, 黑龙江孙吴人, 武汉理工大学讲师, 博士

† 通讯联系人, E-mail: lzhiang@csu.edu.cn

few bending-shear cracks appear at the bottom of the pier, but the pier still fails in bending. The failure modes of pier in the longitudinal bridge are all bending failure, which is the same as the existing test results. When the seismic design of bridge pier with lower shear span ratio is carried, the shear capacity of the transverse pier under earthquake loading should be guaranteed to avoid the shear failure.

Key words: bridge pier in high-speed railway; low shear span ratio; low cyclic test; seismic performance; failure mode

高速铁路桥墩为减小桥梁振动,提高行车运行安全与乘客舒适度,增大了桥墩的纵向与横向的刚度,使得桥墩截面厚重.当桥墩为实心墩时,截面在两个方向的尺寸相差较大,形成了墙式墩.同时为满足桥梁纵坡的需要以及在软土地区减小桥墩沉降,多用以桥代路的形式,因此较多地使用了低矮桥墩^[1].低矮桥墩墩高有可能在1 m到10 m之间,如果桥墩横桥向截面宽度设计为6 m,就使得桥墩横桥向剪跨比低于1.5甚至低于1,该类型桥墩在建筑结构与公路桥梁中较少采用.当低矮桥墩承受横向地震作用时,桥墩抗剪承载力不足将有可能发生剪切破坏.

目前低剪跨比结构的研究主要针对纵筋率较大的混凝土桥墩^[2]、混凝土或钢-混组合剪力墙等结构^[3],以获得地震作用下的抗震性能以及抗剪公式.混凝土结构破坏的分析方法也逐步改进,易伟建等^[4]利用ATENA软件较为准确地模拟了钢筋混凝土无腹筋梁的破坏过程,并得到了剪跨比与抗剪承载力的关系.另外低剪跨比钢管混凝土组合墩柱的研究也逐步开展^[5].我国高速铁路实体桥墩多具有截面刚度大以及纵筋率和箍筋率低等特点.我国学者近年开始对该类桥梁的抗震性能进行了相关的试验与理论研究.

鞠彦忠等人^[6-7]对10个早期设计的铁路圆端形桥墩模型进行了拟静力试验,桥墩纵筋率在0.1%~0.2%之间,研究了剪跨比以及配箍率对桥墩抗震性能的影响,之后进行了拟动力试验,发现模型的破坏形式均为纵筋的拉断破坏,破坏前没有出现明显的塑性铰.马坤全^[8]对普通铁路重力式桥墩模型进行了振动台试验,利用数值模拟方法较好地模拟了桥墩的时程响应.丁明波、陈兴冲^[9]取客运专线中具有代表性的圆端形重力式桥墩为原型,进行了低周反复荷载试验,得到了试验模型的破坏模式、滞回曲线、骨架曲线等抗震性能.陈兴冲等人^[10]又针对我国高速铁路中广泛采用的配筋率小于0.5%的矩形桥

墩进行了拟静力试验,研究了该类桥墩的抗震性能与纵筋率的关系.赵冠远等人^[11]通过6个高速铁路圆端形桥墩模型的顺桥向低周反复荷载试验,研究了剪跨比、配筋率和配箍率等参数对桥墩抗震性能的影响,得到剪跨比为2.5和4.4的桥墩模型的破坏模式分别为弯剪破坏和弯曲破坏.本文作者也对多个高速铁路中常用的低纵筋率圆端形桥墩进行了顺桥向单向拟静力试验,研究了剪跨比、纵筋率、配箍率、轴压比4个因素对抗震性能的影响,利用纤维截面梁柱单元法较好地预测了较低纵筋率时滞回曲线中部明显的捏缩效应^[12].

目前高速铁路桥墩抗震性能研究,多集中于桥墩顺桥方向的研究,其剪跨比一般大于4,桥墩破坏模式也主要以弯曲型破坏为主,对于低矮桥墩的研究依然不足.为比较低矮桥墩纵桥与横桥两个方向的抗震性能,本文以高速铁路中常见的圆端形低矮桥墩为原型,在两个方向分别进行了低周反复荷载试验,得到两个方向的滞回曲线、破坏形态,为低矮桥墩的抗震设计提供试验与理论依据.

1 试验概况

1.1 模型原型

我国高速铁路常用的桥墩截面形式为图1所示截面,其高度一般为4~16 m.因此,低矮桥墩的纵向剪跨比范围在2~5之间,横向剪跨比范围在1~3之间.高速铁路桥墩在自重作用下的轴压比较小,普遍在5%附近,在地震作用下的桥墩轴力会在自重下轴力值附近浮动.

模型设计时综合考虑低剪跨比实心墩墩高范围以及试验室反力墙高度和水平伺服作动器等设备的限制,原型墩高取8 m、16 m 2种.8 m桥墩原型纵、横向剪跨比分别为3.6和1.35,16 m桥墩原型纵、横向剪跨比分别为2.13和5.3;8 m、16 m桥墩原

型在自重荷载用下的轴压比分别为 4.5%和 3.8%。两种截面本身具有相似性,以避免截面的不同对试验结果的影响。考虑到试验加工的复杂性,并保证剪跨比等因素不受变截面因素的干扰,模型忽略了桥墩的外坡度,桥墩模型均设计成等截面。

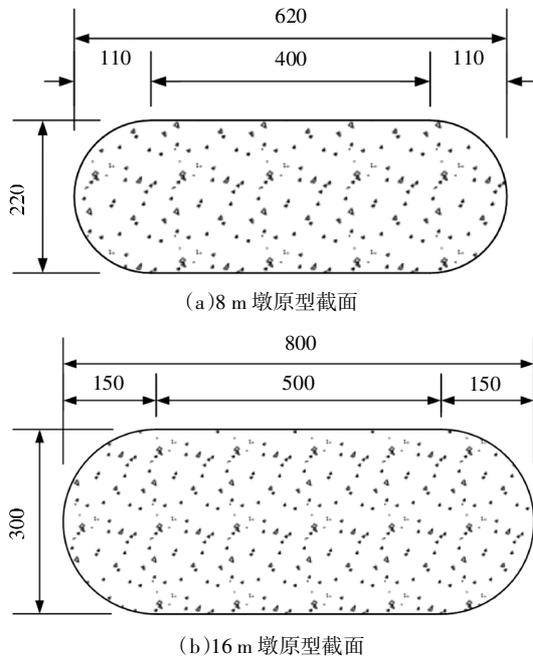


图 1 桥墩原型尺寸(单位:cm)

Fig.1 Prototype dimensions of pier(unit:cm)

1.2 试验设计

以上述桥墩 8 m 与 16 m 的截面尺寸为原型,设计了 4 个缩尺模型,即采用两种墩高的桥墩原型,分别进行纵向与横向加载。

原型墩高为 16 m 的模型截面与原型截面的相似比取 1 : 8;原型墩高为 8 m 的横向加载模型相似比取 1 : 6,使得横桥向加载模型截面与墩高 16 m 的缩尺模型采用了相同的截面尺寸,纵向加载模型采用了更大的相似比 1 : 5,以便更好获得顺桥向桥墩抗震性能。桥墩原型与模型采用相同的材料,根据模型相似理论确定原型与模型的相似关系^[13],以模型与原型相似比为 $S_L = 1 : 5$ 为例,将其相似关系列于表 1 中,其中长度 L 相似常数 C_L 为 5,密度 ρ 相似常数 C_ρ 为 1,弹性模量的相似常数 C_E 为 1,下标 p 代表原型,下标 m 代表模型。

8 m、16 m 桥墩试验模型的剪跨比与原型相同,轴压比均设定为 10%,高速铁路桥墩的纵筋率一般小于 1%,体积配箍率也较小^[14]。设计高速铁路桥墩时采用容许应力法进行计算分析,一般沿周边均匀

配置纵向钢筋,为方便考虑,截面纵筋率 ρ_s 取桥墩截面中全部纵筋的面积 A_s 与桥墩截面面积 A_g 之比得到。

表 1 模型与原型的相似关系

Tab.1 Similarity relations between model and prototype

物理量	基本量纲	相似关系	相似系数 S
质量 M	M	$M_p = C_p \cdot C_L^3 \cdot M_m$	1 : 125
力 F	MLT ⁻²	$F_p = C_E \cdot C_L^2 \cdot F_m$	1 : 25
长度 L	L	$l_p = C_L \cdot l_m$	1 : 5
应力 σ	ML ⁻¹ T ⁻²	$\sigma_p = C_E \cdot \sigma_m$	1 : 1
应变 ε	—	$\varepsilon_p = \varepsilon_m$	1 : 1
弹性模量 E	ML ⁻¹ T ⁻²	$E_p = C_E \cdot E_m$	1 : 1
变形 δ	L	$\delta_p = C_L \cdot \delta_m$	1 : 5
密度 ρ	ML ⁻³	$\rho_p = C_p \cdot \rho_m$	1 : 1
泊松比 μ	—	$\mu_p = \mu_m$	1 : 1

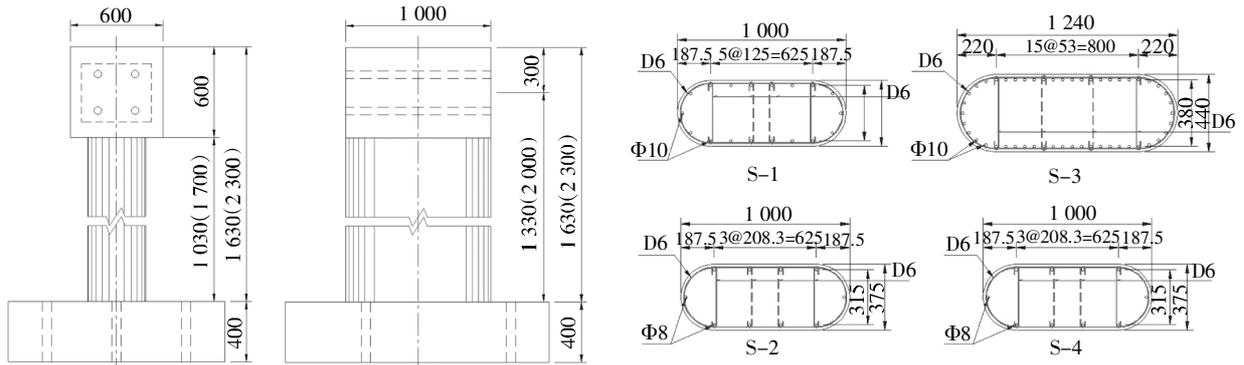
为保证桥梁的舒适度与行车安全,需增大桥墩刚度以减小两方向的振动,尤其是横桥向的振动,因此高铁桥墩主要以截面刚度为控制设计。提高刚度最有效的方式是增大截面尺寸,而纵筋率对桥墩的刚度影响较小,综合考虑刚度与经济性等因素,高铁桥墩多采用了大截面配合低纵筋率的方式。目前已运营的高速铁路桥梁中,在抗震设防烈度 6 度及以下区域(铁路工程抗震规范中对应 $\leq 0.05g$ 地震峰值加速度)的桥墩纵筋率多为 0.15%,这也是铁路桥涵钢筋混凝土及预应力混凝土结构设计规范中(TB 10002.3—2005)规定的受弯及偏心受压构件的最小配筋率^[15]。因此试验采用 0.15%和 0.4% 2 种纵筋率,体积配箍率取 0.15%和 0.3% 2 种。

墩高(剪跨比)、轴压比、纵筋率、配箍率等设计参数见表 2。桥墩模型及钢筋布置见图 2。横桥向桥墩模型的墩顶设置了矩形的加载实体,与水平作动器进行锚固加载。加载时需要精确调整作动器与桥墩的角度,以保证加载的方位。

表 2 桥墩模型试验设计参数

Tab.2 Design parameters of pier models

编号	加载方向	原型高 /m	模型高 /%	剪跨比	轴压比 /%	纵筋率 /%	体积配箍率 /%
S-1	横向	8	1.33	1.35	10	0.40	0.15
S-2	横向	16	2.00	2.13	10	0.15	0.30
S-3	纵向	8	1.60	3.60	10	0.40	0.15
S-4	纵向	16	2.00	5.30	10	0.15	0.30



注:1.括号内外数字分别为 S-2 与 S-1 墩的高度;2.图中 D 代表 HPB235 钢筋,Φ 代表 HRB335 钢筋;3.本图尺寸单位为 mm

图 2 模型截面尺寸及配筋示意

Fig.2 Dimensions and reinforcement arrangement of models

1.3 模型材料

试验用的混凝土均采用标号为 C35 的商品混凝土,混凝土的抗压强度见表 3.

表 3 模型混凝土材料参数

Tab.3 Material parameters of concrete		MPa	
模型号	设计抗压强度	立方体试块受压 平均值	轴心试块受压 平均值
S-1,S-3	35	42.1	29.8
S-2,S-4	35	38.6	25.2

纵筋采用 HRB335 热轧钢筋,直径为 8 mm 和 10 mm 2 种,Φ10 钢筋与 Φ8 钢筋屈服强度平均值分别为 405 MPa 和 452 MPa,抗拉强度平均值分别为 550 MPa 与 573 MPa.箍筋采用直径为 6 mm 的 HPB235 圆盘筋.

1.4 加载方案

首先通过墩顶的千斤顶施加竖向荷载至模型所设计的轴压比,并保持竖向荷载恒定不变,然后利用水平作动器施加水平反复荷载,图 3 为加载装置示意图.



(a) 横桥向加载装置



(b) 顺桥向加载装置

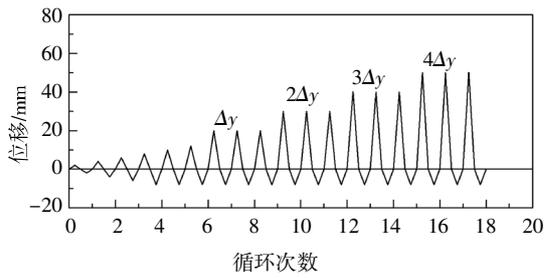
图 3 模型加载现场装置

Fig.3 Schematic diagram of loading device

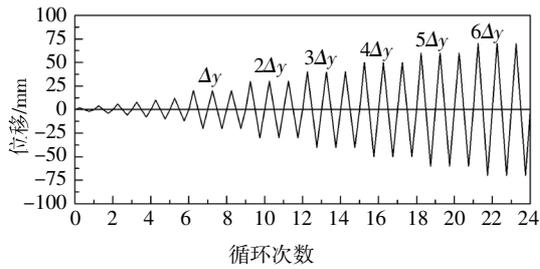
由于伺服作动器的行程范围以及两个模型横桥向加载实体尺寸的限制,使得水平荷载在拉的方向加载位移范围较小,而推的方向的加载位移较大,因此加载位移主要为推位移,加载历程示意图 4(a).屈服后每级位移反复加载 3 次,直到结构破坏^[13].

顺桥向加载试验前反复施加 2 次预估水平开裂荷载的 20%,以评估模型的对称性并确认测试仪器包括应变与位移采集设备的功能,随后进行正式试验加载.屈服后按位移控制,每级位移反复 3 次,直到结构破坏^[13],加载历程示意图 4(b).

试验前可以通过数值模拟方法来估算桥墩的屈服位移,建筑抗震试验规程(JGJ/T 101—2015)中建议^[13],模型屈服位移可从 $p-\Delta$ 曲线(荷载-位移曲线)中受拉钢筋的应变变化来判定.当模型接近屈服时,荷载宜减小级差加载并考虑计算值有一定的偏差.



(a) 横桥向加载历程



(b) 顺桥向加载历程

图 4 模型加载历程示意图

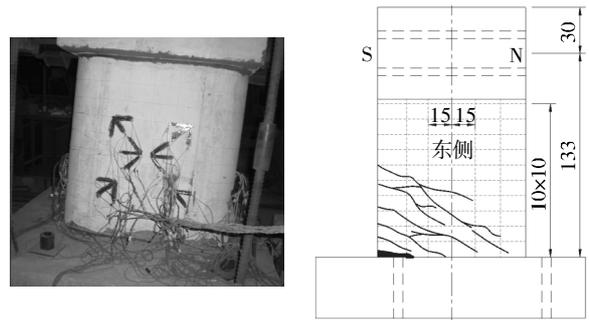
Fig.4 Displacement loading history

2 横桥向试验结果及分析

2.1 裂缝与破坏形态

横桥方向加载的两个模型表现出了两种完全不同的裂缝分布与破坏形态,较矮的 S-1 墩表现出了典型的弯剪裂缝以及压碎破坏,而较高的 S-2 墩却表现出了典型的弯曲裂缝破坏。

S-1 墩的加载初期处于弹性阶段.随着荷载的增大,模型相对应的位移也随之增加.当模型的反向(拉)位移达到一定范围时,作动器无法进一步对其进行反向施加,因此每次循环荷载中反向位移基本保持不变,而正向(推)荷载缓慢增加.模型曲线逐渐由直线变为曲线增加,钢筋也逐渐屈服,加载由墩顶的位移控制.模型在墩的受拉侧(靠近作动器一侧)中部首先出现裂缝,随位移的增大裂缝由边缘向截面中部发展,裂缝宽度也慢慢变大,裂缝方向也由水平方向斜向下发展.裂缝出现的顺序是从墩中部到墩底区域.模型远离作动器一侧由于反向位移保持较小的水平一直没有出现裂缝,但是由于处于较大的受压水平,受压区慢慢出现压碎的状态,混凝土也开始剥落.在经过较大的水平位移荷载之后,受压区混凝土大面积剥落,出现了底部箍筋拉断以及纵筋屈曲外鼓的破坏,而受拉区钢筋也随之被拉断,模型最终破坏.图 5 给出了 S-1 模型的典型破坏形态。



(a) 受拉区裂缝分布(单位:cm)



(b) 受压区压碎破坏

图 5 S-1 墩破坏形态

Fig.5 The failure modes of S-1 pier

S-2 墩加载初期也处于弹性阶段.随着荷载的增加模型靠近作动器一侧墩底区域开始出现裂缝.与 S-1 墩不同的是,裂缝随着荷载的增加从墩圆端部分发展到中部,基本保持水平方向,同时裂缝数量也较少而裂缝宽度较大,这主要是由于该模型的纵筋率较低而引起的.尽管反向位移一直较小,但是远离作动器一侧墩底附近也出现了裂缝,长度与宽度都明显小于靠近作动器一侧的裂缝.图 6 给出了 S-2 墩的典型裂缝。



图 6 S-2 墩裂缝破坏

Fig.6 Crack failure of S-2 pier

2.2 滞回曲线与骨架曲线

剪跨比较小的 S-1 墩的初始阶段为弹性, 卸载后的残余位移非常小, 单次循环所包围的面积基本可以忽略. 由于作动器的行程范围, S-1 墩仅仅加载了 3 次正反向完整的循环, 随后只进行正向的加卸载. 弹性阶段随着正向的位移逐渐增大, 滞回曲线的残余位移增加不明显, 半个循环所包围的面积仍然较小. 卸载曲线基本为一致刚度的直线, 加载刚度与卸载曲线刚度基本保持平行并与初始加载的刚度变化不大.

连接滞回曲线上每次加载的最大值就可得到骨架曲线^[13]. 继续增加位移幅值, 加载曲线的刚度开始减小, 骨架曲线开始弯曲, 模型进入塑性阶段. 残余位移继续增加, 半循环所包围的面积增加明显. 相同位移幅值重复加载时水平荷载峰值略微降低, 重复加载的半个循环曲线形状变化较小. 下一级位移幅值的第一次循环的滞回曲线的前半部分, 与上一级位移幅值重复加载的最后一次循环滞回曲线基本重合, 见图 7(a). 卸载曲线基本为一条直线, 卸载刚度随位移幅值的增加而显著降低. 模型的骨架曲线从开始屈服到最大值之间经历了较长的位移发展, 这是由于墩内钢筋随着位移幅值的增加而逐步屈服引起的.

剪跨比较大的 S-2 墩的滞回曲线的特点与 S-1 墩有很大不同, 捏缩现象十分明显, 体现了纵筋率较低时桥墩滞回曲线的普遍特点. 与 S-1 墩类似, 桥墩的反向位移幅值在加载一定值之后无法继续增加. 反向位移达到 5 mm 之后, 正向位移幅值正常增加, 但是反向每次循环只加载在 5 mm 左右, 这样形成了图 7(b) 中滞回曲线的形状.

S-2 墩模型初始阶段同样为弹性阶段, 滞回曲线的面积很小. 模型屈服后, 加载和卸载曲线都表现出了曲线的特性. 随着位移幅值的增大, 卸载曲线与加载曲线形状相似, 卸载初期位移减小得较快. 总体上滞回曲线中部捏缩较严重, 滞回耗能能力一直较差, 并没有随着位移的增加而大幅提高. 反向的滞回曲线基本保持重合, 可以判断桥墩远离作动器的一端的部分在位移幅值较小的情况下, 损伤很小, 以至在相同的较小反向位移作用时, 滞回曲线变化较小.

桥墩在正反两个方向均有荷载作用时, 一侧发生损伤后必然会影响到结构截面的整体性能, 从而影响到另一个方向的承载力. 如果桥墩每次循环荷载中反向位移较小且基本不变, 而正向(推)荷载缓慢增

加, 桥墩在反方向基本不出现损伤, 因此所获得的正方向的滞回曲线承载力会比两个方向低周反复荷载下所获得的桥墩承载力要略高, 但仍然可以较好地反映桥墩的抗震性能, 并能获得桥墩的损伤发展过程.

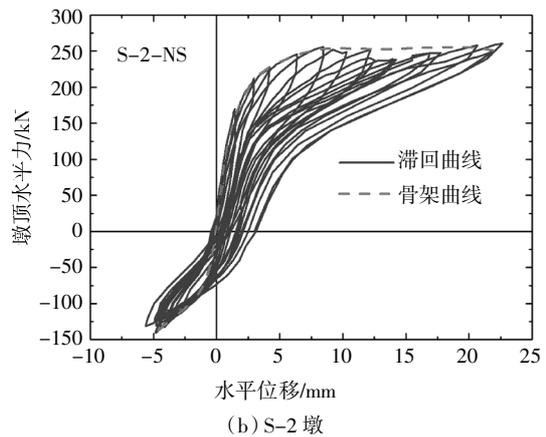
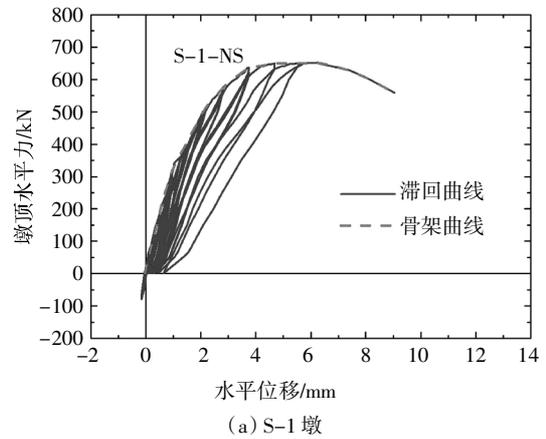


图 7 水平荷载-位移滞回曲线

Fig. 7 Horizontal load-displacement hysteretic curves

2.3 刚度退化特性

模型开裂后便会出现损伤, 随着反复荷载的增大而加剧, 使得模型刚度降低. 由于桥墩进入塑性之后, 刚度是时刻变化的, 为了更好地了解刚度每一等级位移荷载以及每次循环下桥墩刚度的发展, 采用割线刚度 K_i 来描述^[13]. 通过式(1)来计算:

$$K_i = \frac{|+F_i| + |-F_i|}{|+X_i| + |-X_i|} \quad (1)$$

式中: F_i 与 X_i 分别为第 i 个循环两方向的最大荷载与对应的位移, S-1、S-2 墩只取正向刚度.

图 8 给出了两个模型随位移变化的割线刚度. 两模型的刚度都随着位移的增大而减小, 刚度的下降随着位移的增大而趋于平缓. S-2 墩在水平位移 0~8 mm 范围内时刚度下降得较快, 之后的阶段割线刚度趋于平缓. 模型的高度对刚度影响很大, 墩高

较高的 S-2 墩的水平刚度一直比 S-1 墩小. S-1 墩的纵筋率比 S-2 墩的纵筋率大接近 3 倍, 这也是造成前者的刚度始终大于后者的原因之一.

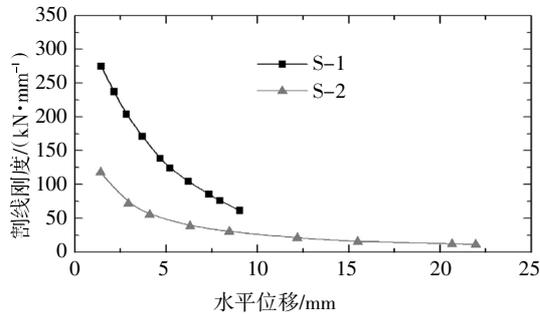


图 8 横桥向加载模型割线刚度

Fig.8 Stiffness degradation of models in the transverse direction

3 顺桥向试验结果与分析

3.1 裂缝及破坏形态

顺桥向加载的模型的裂缝一般在荷载最大时出现, 卸载后裂缝也随之闭合, 因此试验的裂缝等破坏形态的观察与标记均在位移荷载最大时进行, 图 9 给出了两模型的裂缝分布与破坏形态.



(a) S-3 墩南侧

(b) S-4 墩北侧

图 9 顺桥向模型典型裂缝破坏图

Fig.9 Typical crack failure figure of longitudinal direction of bridge model

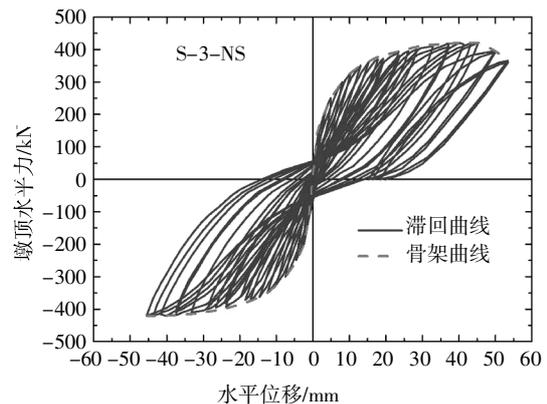
随水平位移荷载的增加, 模型混凝土应变达到开裂应变后, 墩底附近受拉区一侧开始出现微小裂缝, 卸载后裂缝闭合. 同级位移荷载再次循环到峰值荷载时, 原有的裂缝有发展的趋势, 但变化不大. 增加位移荷载幅值之后, 原有裂缝的长度与宽度增长明显, 同时有新增裂缝的出现, 新增裂缝有向上发展的趋势, 直到钢筋屈服前这种趋势一直存在. 钢筋屈服后, 基本不会产生新的裂缝, 但是原有裂缝的宽度继续变大.

模型最终破坏模式表现为裂缝宽度持续变大, 承载力在达到峰值之后维持在一定的水平, 模型钢筋有被拉断的趋势.

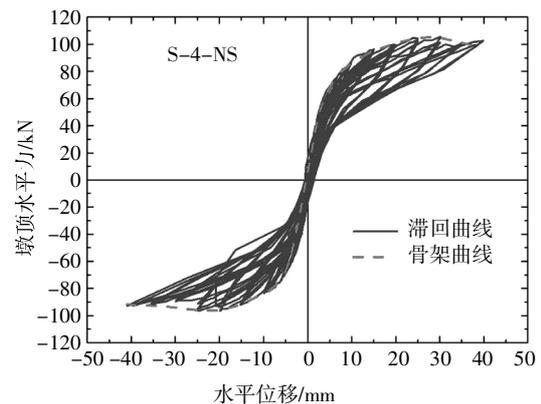
观察模型的裂缝分布与破坏现象, 可以发现纵筋率较高的 S-3 模型的裂缝分布比较密集, 裂缝发展的高度也较高. 纵筋率较低的 S-4 模型裂缝分布较为稀疏, 但是裂缝宽度较大.

3.2 滞回曲线与骨架曲线

将测得的水平力与墩顶墩底相对位移来绘制力-位移的滞回曲线, 见图 10.



(a) S-3 墩



(b) S-4 墩

图 10 顺桥向模型力-位移的滞回曲线图

Fig.10 Hysteretic curves of force-displacement in the longitudinal direction

模型的初始阶段均为弹性, 滞回曲线是一条直线, 基本没有耗能. 随着荷载位移的增大, 由直线转变为曲线. 在一个加载循环过程中, 曲线形成了具有一定耗能能力的滞回环. 相同荷载等级下 3 次循环的滞回环形状变化微小, 随着位移荷载等级的增大, 滞回环的面积也随之变大.

模型根据纵筋率的不同呈现出不同类型的滞回曲线形状. 当模型纵筋率为 0.15% 时, 滞回曲线捏缩特征相当明显, 单个滞回环呈 S 形, 并且面积很小, 耗能较差. 其卸载曲线内凹与加载曲线有类似的形状, 这与已有纵筋率较高的其他试验所获得的滞回曲线有很大的不同.

当模型纵筋率为 0.4% 时, 滞回曲线仍然捏缩, 卸载曲线与加载曲线区别开始明显, 相比纵筋为 0.15% 的桥墩耗能性能略有增长.

3.3 刚度退化特性

图 11 给出了顺桥向加载的两模型随位移变化的割线刚度退化趋势. 两模型的刚度都随着位移的增大而减小, S-3 墩在水平位移 0~10 mm 范围内时刚度下降得较快, 之后的阶段割线刚度趋于平缓. 墩较高的 S-4 墩的刚度变化相比于 S-3 墩更为平缓, 其刚度也比 S-3 墩明显较小.

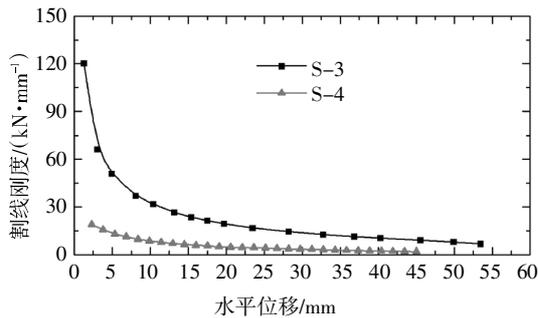


图 11 顺桥向模型刚度退化图

Fig.11 Stiffness degradation of models in the longitudinal direction

4 横桥与顺桥向抗震性能对比

4.1 滞回曲线与骨架曲线

比较 4 个模型的滞回曲线, 可以看到无论横向与纵向加载的模型, 曲线形状受桥墩的纵筋率的影响较为明显. 纵筋率为 0.4% 的桥墩模型明显比纵筋率为 0.15% 的滞回曲线更为饱满, 后者的滞回曲线表现出了非常明显的中部捏缩现象, 因此提高纵筋率可有效改善桥墩的耗能性能, 这与作者之前进行的更多高速铁路圆端形桥墩顺桥向拟静力试验的规律类似.

8 m 高桥墩的两个试验模型设计参数相同, 但是相似比不同. 为比较同一桥墩不同方向的抗震性能, 根据相似原理, 将顺桥向加载的 S-3 模型的骨架曲线进行相似转化, 转化成相似比 1:6 的荷载-位移曲线, 与横桥向模型的比较列于相同图中, 另外 16 m 高桥墩的两个模型所有设计参数也相同, 与此同时, 进行转化后的骨架曲线, 相当于所有模型的截面一致, 4 个模型的骨架曲线列于图 12 中.

可以明显地看到相同桥墩, 横桥向加载的模型的承载力与初始刚度均要比纵桥向加载的模型大. 随着墩高的增加, 桥墩的承载力也随之降低, 纵筋率对初始刚度的影响较小.

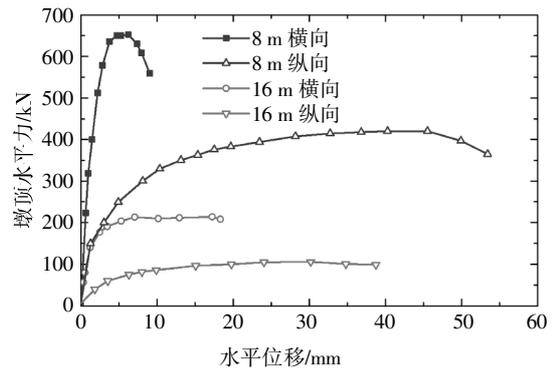


图 12 模型骨架曲线图

Fig.12 Skeleton curves of models

4.2 位移延性对比

桥墩位移延性 μ 可利用骨架曲线中极限位移与屈服位移之比获得^[16]. 为得到屈服位移, 首先确定骨架曲线与最大的水平力 F_{max} , 连接原点与骨架曲线上 $0.75F_{max}$ 的点并延长至最大水平力 F_{max} 线, 其交点即为屈服位移 X_y , 当水平力下降到 $0.85F_{max}$ 时所对应的位移即为极限位移 X_u . 图 13 为延性计算的示意图.

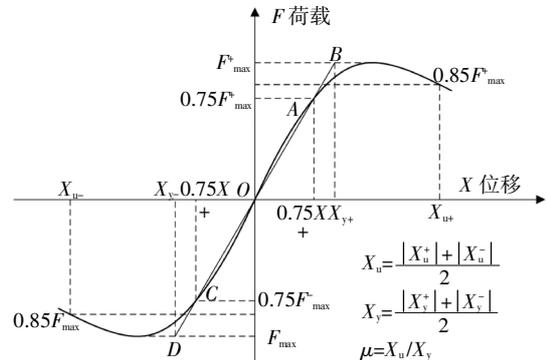


图 13 延性计算示意图

Fig.13 Definition of yielding and ultimate displacement

基于图 12 中的骨架曲线进行位移延性计算, 得到 4 个模型的位移延性分别为: S-1 模型 3.39; S-2 模型 6.52; S-3 模型 4.09; S-4 模型 4.95. 可以发现墩高较高的 S-2 模型与 S-4 模型的位移延性较大, 尽管两模型的纵筋率为 0.15%, 但其延性并没有显著的降低. 发生剪切破坏的 S-1 模型延性最差, 说明抗剪承载力不足时模型的延性会显著降低.

4.3 破坏模式与破坏机理对比分析

从 4 个模型的裂缝发展情况来看, 8 m 高桥墩试验模型 S-1, 在横桥向裂缝主要为斜向的弯剪裂缝, 其发展模式为从墩的边缘向内部发展, 裂缝从墩底到墩顶范围内均有分布. 模型破坏时承载力突

然降低,延性较差,表现出剪切破坏模式。破坏机理为:随着水平位移的增加,桥墩弯剪斜裂缝数量增多,裂缝宽度变大,最后因截面的抗剪承载力不足而引起破坏。

16 m 高桥墩横桥向剪跨比为 2.13 的 S-2 模型的裂缝主要为水平弯曲裂缝,尽管在墩底出现了少量的弯剪裂缝,但其破坏模式仍为弯曲破坏,其延性要明显好于 8 m 桥墩横桥向模型。

所有顺桥向加载的模型,由于其剪跨比均大于 3.0,破坏模式均为弯曲破坏,与作者之前的顺桥向拟静力试验的模型破坏模式基本相同,其破坏机理为:随着墩底混凝土的应变与裂缝的发展,墩底附近曲率显著增加从而出现了塑性铰而破坏。

可以看到,当高速铁路桥墩的剪跨比低于一定程度时,桥墩在横桥与顺桥两个方向的破坏模式有明显的差别,因此进行该类桥墩的抗震设计时,应同时保证两个方向的承载力,提高桥墩的横桥向的抗剪性能,以避免其发生剪切破坏。

4.4 类似试验对比

类似结构在桥梁或建筑结构中较少使用,与此同时,目前国内高速铁路低剪跨比桥墩横桥向加载的试验数据非常缺乏,只能通过相关的试验进行对比。赵冠远等人^[11]进行了 6 个高速铁路圆端形桥墩的顺桥向拟静力试验,剪跨比有 2.5 和 4.4 两种,纵筋率分 0.33% 和 0.74% 两种,轴压比均为 10%。试验结果表明,剪跨比为 2.5 和 4.4 的模型的破坏模式分别为弯剪型破坏和弯曲型破坏,该试验的桥墩破坏模式和抗震性能与本文的试验结果非常接近。

司炳君等人^[2]进行了 6 个公路圆形截面桥墩的拟静力试验,剪跨比在 1.5~2.5 之间,纵筋率在 1.74%~2.61% 之间,试验结果表明所有模型均发生典型的弯剪破坏,破坏模式与本文 S-1 模型相似,但模型滞回曲线普遍比本文模型的滞回曲线饱满。

另外 Pinto 以欧洲早期设计的公路矩形空心墩为原型,设计了 2 个低纵筋率桥墩模型,在欧洲结构评估实验室(ELSA)进行了拟静力试验^[17]。两模型剪跨比分别为 2.4 与 5.4,对应的纵筋率分别为 0.4% 和 0.7%。试验结果表明,墩柱的滞回曲线与本次试验有很大的相似性,两模型的滞回曲线的捏缩现象都很明显,耗能性能较差,但是纵筋率 0.7% 的高墩的滞回曲线相比纵筋率 0.4% 的模型饱满很多,耗能性能也有所提高。

本文作者曾对纵筋率较低的高铁圆端形桥墩模型进行了顺桥向加载的拟静力试验,并用数值模拟的方法进行了对比研究。试验模型的纵筋率在

0.15%~0.75% 之间,模型均为弯曲型破坏,纵筋率越低的模型其滞回曲线越捏缩,相反随着纵筋率的提高,桥墩的滞回曲线相对越饱满^[14]。为研究该类桥墩的滞回曲线,本文作者利用纤维截面梁柱单元,不考虑钢筋与混凝土之间的滑移作用,采用多种混凝土单轴本构以及钢筋本构,进行了数值模拟研究^[12]。模拟过程中发现,与试验结果相同的是,低纵筋率桥墩的滞回曲线捏缩都比较明显,与采用何种混凝土单轴本构无关,采用 Mander 混凝土本构模拟的滞回曲线与试验数据吻合最好。研究结果表明,钢筋混凝土结构在纵筋率低于 0.75% 时,采用越精细的混凝土本构模拟时,模拟结果越准确,并且纵筋率越低,混凝土单轴本构中所表现出的高度非线性越明显,因此卸载曲线、反向加载曲线以及再加载曲线等不能单纯地用直线来简化。

5 抗剪承载力评估

在地震荷载作用下,低剪跨比桥墩有可能出现剪切破坏,另外墩柱塑性铰区由于延性增加会使混凝土所提供的抗剪强度降低,从而也会降低其抗震性能。本次试验中横桥向加载的模型剪跨比较小,承受着轴力、弯矩和剪力的共同作用,为研究墩柱的抗剪性能,需要对墩柱进行抗剪承载力评估。

目前抗剪性能研究还没有形成较为成熟的理论公式,大部分抗剪承载力公式都是在梁柱试验的基础上提出的半经验半理论公式,而我国铁路抗震规范还未对墩柱在地震作用下的抗剪承载力做专门的规定,设计中一般借鉴其他规范中规定的抗剪承载力进行估算。本文利用 FEMA 273 中采用的 Aschheim-Moehle 抗剪公式、CALTRANS—2010 以及 ACI 318—14 中建议的抗剪承载力公式对试验模型进行评估。

5.1 FEMA 273 抗剪公式

Aschheim 与 Moehle 提出了钢筋混凝土柱随位移延性变化的抗剪强度,混凝土部分的抗剪强度表示为^[18]:

$$V_c = 0.3 \left(k + \frac{P}{13.8A_g} \right) \sqrt{f'_c} (0.8A_g) \quad (2)$$

$$k = \frac{4 - \mu}{3}, 0 \leq k \leq 1 \quad (3)$$

式中: P 为墩柱轴力; A_g 为墩柱面积; f'_c 为混凝土的轴心抗压强度; μ 为位移延性。

$$V_s = \frac{A_s F_{yt} D'}{s} \quad (4)$$

当圆形截面时, $A_v = n(\pi/2)A_b$, n 是箍筋数量, A_b 为单根箍筋的面积; 当矩形截面时, A_v 是抗剪箍筋的总截面积, s 是箍筋的间距; D' 是核心混凝土宽度, 为外层箍筋中心线之间的距离。

该模型常被用于评估塑性铰区的抗剪强度, 之后在 FEMA 273 中被采用^[19]。

5.2 CALTRANS—2010 抗剪公式

墩柱的抗剪能力^[20]可用混凝土提供的抗剪能力 V_c 与箍筋所提供的抗剪能力 V_s 组成 $V_n = V_c + V_s$, 其中 V_s 与式(4)相同, V_c 可表示为:

$$V_c = \alpha_1 \alpha_2 \sqrt{f'_c} (0.8A_g) \leq 0.33 \sqrt{f'_c} (0.8A_g) \quad (5)$$

$$\alpha_1 = \frac{\rho_s f_{yh}}{12.5} + 0.305 - 0.083 \mu_d, 0.025 \leq \alpha_1 \leq 0.25 \quad (6)$$

$$\alpha_2 = 1 + \frac{P_c}{13.8 \times A_g}, 1 \leq \alpha_2 \leq 1.5 \quad (7)$$

式中: ρ_s 箍筋或螺旋筋的配筋率; f_{yh} 为箍筋的屈服应力; P_c 为墩柱受到的轴压力; μ_d 为位移延性。

我国《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02—01—2008)^[21]中参考了此抗剪公式, 为了简化, 保守地取 $\alpha_1 = 0.025$, $\alpha_2 = 1.0$ 。

5.3 ACI 318—14 抗剪公式

ACI 318—14 规范中^[22]建议的抗剪强度仍然表示为: $V_n = V_c + V_s$, 其中 V_s 与式(4)相同, 混凝土的抗剪强度 V_c 可表述为:

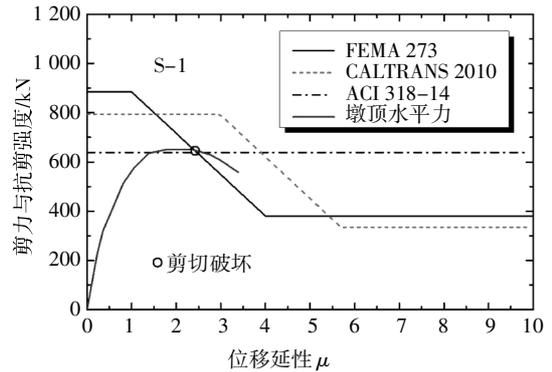
$$V_c = \left(0.16 \sqrt{f'_c} + 17.24 \rho_w \frac{V_u d}{M_m} \right) b_w d \quad (8)$$

$$M_m = M_u - N_u \frac{(4h-d)}{8} \quad (9)$$

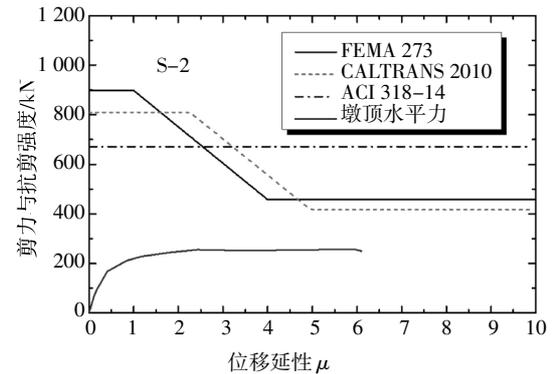
式中: ρ_w 为有效截面面积为 $b_w d$ 下的纵筋率, b_w 为截面有效宽度, d 为截面的有效高度; h 为截面的总高度; N_u 为极限轴力; V_u 为极限剪力; M_u 为极限弯矩。

将模型按 3 种抗剪公式计算抗剪强度与试验所测得的骨架曲线列于同一图中进行比较, 见图 14。FEMA 273 与 ACI 318—14 建议的公式评估 S-1 墩时, 其抗剪强度与墩底剪力-位移曲线相交, 桥墩会出现剪切破坏。利用 CALTRAN—2010 建议的公式计算该桥墩的抗剪强度偏大。利用 3 种抗剪公式计算的 S-2 墩的抗剪承载力均明显大于试验所得的曲线, S-2 墩不会出现剪切破坏。

同时也可看到, 利用 FEMA 273 公式计算的桥墩初始抗剪强度值最大, ACI 318—14 建议的公式所得的初始抗剪强度值最小, 但由于该公式未考虑位移延性对抗剪强度的影响, 延性系数增加时, 利用该公式计算的抗剪强度最大, 而 CALTRAN—2010 建议的公式计算的桥墩的抗剪强度最小。



(a) S-1 墩



(b) S-2 墩

图 14 模型墩剪力与抗剪强度比较图

Fig.14 Comparison of shear strength and shear force in specimens

6 结论

本文对高速铁路低剪跨桥墩进行横桥向与顺桥向的低周反复荷载对比试验, 得到两个方向的滞回曲线、骨架曲线等性能, 同时对比了相同桥墩在两个方向的破坏模式与机理, 得到以下结论:

1) 模型受横桥向荷载时, 横桥向剪跨比为 1.35 时的模型会表现出典型的弯剪裂缝, 破坏机理为桥墩截面的抗剪承载力不足而破坏; 横桥向剪跨比为 2.13 时模型为弯曲裂缝破坏。

2) 顺桥向加载模型的试验结果表明, 其破坏模式均为弯曲型破坏, 与已有的试验结果相同, 其破坏机理为随着墩底混凝土的应变与裂缝的发展, 墩底附近曲率显著增加从而出现了塑性铰而破坏。

3) 纵筋率为 0.15% 时的模型的滞回曲线相比于纵筋率为 0.4% 模型, 其捏缩现象更明显, 纵筋率越低, 其滞回耗能能力越差, 主要是由桥墩纵筋率较低而混凝土材料本构中的非线性表现得更为明显而引起的。

4) 墩高为 8 m 的桥墩模型在两方向的破坏模式差异明显, 在进行较矮的高速铁路桥墩的抗震设计

时,不能完全按弯曲破坏进行设计,需要保证其在横桥向地震作用下的抗剪承载力。

参考文献

- [1] 郑健.中国高速铁路桥梁[M].北京:高等教育出版社,2008:15.
ZHENG J.High-speed railway bridge of China[M]. Beijing:Higher Education Press,2008:15.(In Chinese)
- [2] 司炳君,孙治国,杜修力,等.钢筋混凝土桥墩地震弯剪破坏机理与震后快速修复技术研究[J].土木工程学报,2011,44(7):90—99.
SI B J,SUN Z G,DU X L,*et al.* Study on the seismic flexural-shear damage mechanisms and rapid repair techniques for earthquake damaged bridge piers [J]. China Civil Engineering Journal, 2011,44(7):90—99.(In Chinese)
- [3] 聂建国,卜凡民,樊健生.低剪跨比双钢板-混凝土组合剪力墙抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2011,32(11):74—81.
NIE J G,BU F M,FAN J S.Experimental research on seismic behavior of low shear-span ratio composite shear wall with double steel plates and infill concrete [J]. Journal of Building Structures, 2011,32(11):74—81.(In Chinese)
- [4] 易伟建,吴羽宇.基于 ATENA 的钢筋混凝土无腹筋梁的非线性有限元分析[J].湖南大学学报(自然科学版),2015,42(11):1—9.
YI W J,WU Y Y.Nonlinear finite element analysis of RC beams without web reinforcement by using ATENA [J]. Journal of Hunan University(Natural Sciences),2015,42(11):1—9.(In Chinese)
- [5] 田甜,邱文亮,张哲.小剪跨比钢管混凝土组合桥墩抗震性能试验研究[J].湖南大学学报(自然科学版),2018,45(1):52—60.
TIAN T,QIU W L,ZHANG Z.Experimental study on seismic behavior of steel tube reinforced concrete bridge columns with lower shear span ratio [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences),2018,45(1):52—60.(In Chinese)
- [6] 鞠彦忠,阎贵平,刘林.低配筋大比例尺圆端形桥墩抗震性能的试验研究[J].土木工程学报,2003,36(11):65—69.
JU Y Z,YAN G P,LIU L.Experimental study on seismic behaviors of large-scale RC round-ended piers with low reinforcement ratio [J]. China Civil Engineering Journal, 2003,36(11):65—69.(In Chinese)
- [7] 鞠彦忠,阎贵平,黄绚晖.圆端形桥墩抗震性能的试验研究[J].建筑结构,2006,36(4):29—30.
JU Y Z,YAN G P,HUANG X Y. Study on seismic performance of round-ended piers by pseudo dynamic test[J]. Building Structure, 2006,36(4):29—30.(In Chinese)
- [8] 马坤全.铁路重力式桥墩桥梁抗震性能及抗震措施研究[J].铁道学报,2000,22(5):71—75.
MA K Q.Research on seismic character and earthquake resistance measures for railway bridge with gravity piers [J]. Journal of the China Railway Society,2000,22(5):71—75.(In Chinese)
- [9] 丁明波,陈兴冲.客运专线桥墩-基础滞回特性的模型试验研究[J].兰州交通大学学报,2008,27(3):5—8.
DING M B,CHEN X C.Research on model testing of pier foundation hysteretic property in passenger dedicated line [J]. Journal of Lanzhou Jiaotong University,2008,27(3):5—8.(In Chinese)
- [10] 陈兴冲,张永亮,丁明波,等.罕遇地震下少筋混凝土桥墩最低配筋率研究[J].桥梁建设,2016,46(5):24—28.
CHEN X C,ZHANG Y L,DING M B,*et al.* Study of minimum reinforcement ratios for concrete piers arranged with small amount of reinforcement under rare earthquake [J]. Bridge Construction, 2016,46(5):24—28.(In Chinese)
- [11] 赵冠远,张同越,陈鑫.低周反复荷载下高速铁路桥墩抗震试验研究[J].中国铁道科学,2014,35(4):38—44.
ZHAO G Y,ZHANG T Y,CHEN X. Experimental study on the seismic performance of high speed railway bridge pier under low cyclic loading[J]. China Railway Science,2014,35(4):38—44.(In Chinese)
- [12] SHAO G Q,JIANG L Z,CHOU W N. Experimental investigations of the seismic performance of bridge piers with rounded rectangular cross-sections[J]. Earthquakes and Structures,2014,7(4):463—484.
- [13] JGJ101—2015 建筑抗震试验方法规程[S].北京:中国建筑工业出版社,2015:10—15.
JGJ101—2015 Specification of test methods for earthquake resistant building [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015:10—15.(In Chinese)
- [14] 蒋丽忠,邵光强,姜静静,等.高速铁路圆端形实体桥墩抗震性能试验研究[J].土木工程学报,2013,46(3):87—95.
JIANG L Z,SHAO G Q,JIANG J J,*et al.* Experimental study on seismic performance of solid piers with round ended cross-section in high-speed railway [J]. China Civil Engineering Journal, 2013,46(3):87—95.(In Chinese)
- [15] TB 10002.3—2005 铁路桥涵钢筋混凝土及预应力混凝土结构设计规范[S].北京:中国铁道出版社,2005:19.
TB 10002.3—2005 Code for design on reinforced concrete and prestressed concrete structure of railway bridge and culvert [S]. Beijing: China Railway Publishing House,2005:19.(In Chinese)
- [16] PARK R. Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing[J]. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering,1989:22(3):155—166.
- [17] PINTO A V,MOLINA J,TSIONIS G. Cyclic tests on large-scale models of existing bridge piers with rectangular hollow cross-section [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2003,32(13):1995—2012.
- [18] ASCHHEIM A M,MOEHLE J P. Shear strength and deformability of RC bridge columns subjected to inelastic displacements: Technical Report No.UCB/ERC 92/04 [R].Berkeley,CA:University of California at Berkeley,1992:12—30.
- [19] FEMA. NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings No.273[R]. Washington, D C:Federal Emergency Management Agency,1997:14—18.
- [20] CALTRANS—2010 Seismic design criteria Version 1.6 [S]. Sacramento,California:California Department of Transportation,2010:12—16.
- [21] 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,2008:88—89.
JTG/T B02—01—2008 Guidelines for seismic design of highway bridges[S]. Beijing: China Communication Press,2008:88—89.(In Chinese)
- [22] ACI committee 318. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary[S]. Farmington Hills,Michigan: American Concrete Institute,2014:352—354.