

文章编号: 1000-4750(2015)03-0028-13

钢筋混凝土矩形空心桥墩抗震性能

韩 强^{1,2}, 周雨龙^{1,2}, 杜修力^{1,2}

(1. 北京工业大学城市与工程安全减灾教育部重点实验室, 北京 100124; 2. 首都世界城市顺畅交通协同创新中心, 北京 100124)

摘 要: 针对钢筋混凝土(RC)矩形空心桥墩基于性能抗震设计所需要的性能量化参数和抗震性能问题, 该文对高宽比、轴压比、纵向和横向配筋率不同的 12 个约束良好的 RC 矩形空心桥墩, 开展了恒定轴力作用下的水平循环荷载试验研究, 并把试验观测到的桥墩主要损伤状态与工程设计参数联系起来, 以满足基于性能抗震设计所需要的量化指标。在此基础上, 基于 OpenSees 软件平台, 采用纤维模型对试件体桥墩的滞回性能进行数值模拟, 模拟结果与试验数据吻合良好。结果表明: 使用累积概率曲线, 可以较好地把握混凝土开裂和剥落等主要损伤状态与混凝土压应变和纵向钢筋拉应变等工程极限状态联系起来, 为基于性能的桥梁抗震设计提供量化指标。试件体桥墩的延性系数在 3.71~8.29, 等效粘滞阻尼比在 0.19~0.31, 延性系数和耗能指标均满足结构抗震设计要求。该横向配筋构型的 RC 矩形空心桥墩, 可以作为当前我国公路桥梁抗震设计细则(JTG/T B02-01-2008)矩形空心截面横向配筋构型的一种补充。

关键词: 桥墩; 空心截面; 循环荷载; 损伤状态; 抗震性能

中图分类号: U442.55 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2013.11.1020

SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE RECTANGULAR HOLLOW BRIDGE COLUMNS

HAN Qiang^{1,2}, ZHOU Yu-long^{1,2}, DU Xiu-li^{1,2}

(1. Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering of Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China;

2. Beijing Collaborative Innovation Center for Metropolitan Transportation, Beijing 100124, China)

Abstract: To investigate the seismic performance of hollow reinforced concrete (RC) bridge columns and obtain quantitative parameters for the requirements of performance-based seismic design, twelve specimens with rectangular cross section were tested under constant axial load and cyclic bending. Parametric studies were carried out on the aspect ratio, axial load ratio, longitudinal reinforcement ratio, and transverse reinforcement ratio. The key damage states from experimental observations can be related to engineering parameters, which can satisfy quantitative criteria of performance-based seismic design for bridges. The hysteretic behavior of specimens is simulated with a fiber model using OpenSees FE platform. The force-displacement relationship hysteretic curves of bridge column specimens derived from the fiber element model agree well with experimental results. Analysis of the experimental results suggested that key damage states of residual cracking, cover spalling, and core crushing can also be related to engineering parameters, such as longitudinal reinforcement tensile strain and concrete compressive strains, using cumulative probability curves. The experimental results showed that the ductility coefficient varies from 3.71 to 8.29 and the equivalent viscous damping ratio varies from 0.19 to 0.31, meeting the requirements of seismic design. The hollow RC rectangular bridge columns with configurations of transverse reinforcement in this paper have excellent performance, and may be considered as a substitute for current hollow RC rectangular section configurations described in Guideline for Seismic Design of Highway

收稿日期: 2013-11-04; 修改日期: 2014-03-10

基金项目: 国家自然科学基金项目(51178008); 国家重点基础研究发展计划项目(2011CB013600); 北京市教委科研计划项目(KZ201410005011)

通讯作者: 韩 强(1974—), 男, 河南人, 副教授, 博士, 硕导, 主要从事桥梁抗震方面的研究(E-mail: qhan@live.com).

作者简介: 周雨龙(1988—), 男, 黑龙江人, 硕士生, 主要从事桥梁抗震方面的研究(E-mail: zhouyulong4554@163.com);

杜修力(1962—), 男, 四川人, 教授, 博士, 博导, 主要从事地震工程和结构动力学等方面的研究(E-mail: duxiuli@bjut.edu.cn).

Bridges (JTG/T B02-01-2008).

Key words: bridge column; hollow section; cyclic load; damage state; seismic performance

根据强度/质量比和刚度/质量比,空心截面桥墩是一种理想的桥墩断面形式,既发挥了结构的最大效益,又减小桥墩质量对桥梁地震反应的贡献,因而空心截面桥墩在桥梁工程中得到广泛的应用,特别是在我国西部高烈度地区的高墩大跨度桥梁中。我国公路桥梁抗震设计细则(JTG/T B02-01-2008)^[1]给出的钢筋混凝土(RC)桥墩空心截面和横向钢筋布置形式是根据 Priestley 等^[2]建议的构型,如图 1(a)所示。这类构型虽然具有良好的抗震性能,但是需求大量的箍筋和横向联系钢筋,不但造价昂贵且不方便施工。考虑到 RC 矩形空心桥墩的延性以及施工简易性,我国现役的 RC 矩形空心桥墩的横向钢筋构造与 JTG/T^[1]建议的布置形式完全不同,如图 1(b)所示。因此有必要通过对地震荷载作用下此类构型的 RC 矩形空心桥墩抗震性能进行研究,建立能够预测地震作用下桥墩性能的非线性分析模型,为此类桥墩提供合理有效的抗震加固措施或基于性能的抗震设计参数等。

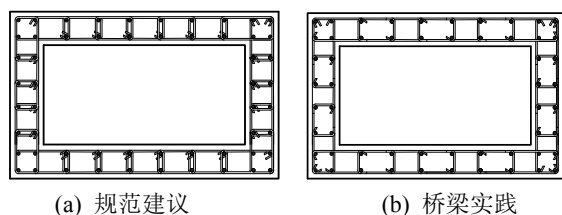


图 1 RC 矩形空心桥墩横向钢筋布置

Fig.1 Configuration of lateral steel of RC rectangular hollow cross section

很多学者对轴向压力作用下桥墩的压弯性能进行了广泛深入的研究,提出了一些精确合理的模型用来分析在轴力和弯曲相互作用下 RC 桥墩的非线性地震反应。Kent 和 Park 等^[3-4]、Priestley 和 Park 等^[5]、Hoshikuma 等^[6]、Mander 等^[7]、Priestly 和 Benzoni^[8]、Priestly 和 Seible 等^[9]建议的分析模型都可用来预测地震作用下 RC 桥墩性能,但这些都是建立在 RC 实心桥墩试验基础上而得到的。Calvi 和 Pavese 等^[10]对现役空心圆形截面桥墩的抗剪能力不足,搭接长度不够以及混凝土缺乏约束等进行抗震性能研究,并提出分析模型和加固措施。Mo 和 Yeh 等^[11-14]、Pinto 和 Molina 等^[15],对 RC 方形空心截面桥墩的抗震性能进行研究,并根据作者所在国家和地区的设计规范给出了这些桥墩地震反

应相应的预测模型。Mo 和 Yeh 等^[16]、Cheng 和 Yang 等^[17]以及董振华和韩强等^[18]对 FRP 等加固补强的空心桥墩的性能进行试验研究。

本文结合我国桥梁工程实践,采用实际桥梁工程中横向配筋形式的矩形空心桥墩的 1/4 缩尺模型,对轴压比、宽高比、纵向和横向配筋率不同的 12 个约束良好的 RC 矩形空心桥墩进行循环荷载试验研究。阐明了试件体桥墩的破坏特征和失效模式,并把试验量测的桥墩损伤状态和工程极限状态联系起来,定量化的表述结构的损伤状态,为基于性能抗震设计提供定量化的设计参数。并分析了试件体桥墩的力-位移滞回特性,以及延性指标等对桥墩抗震性能有重要影响的参数。在此基础上,基于 OpenSees 软件平台,采用集中塑性铰单元的纤维模型,选用合理的钢筋和混凝土本构模型,利用零长度截面单元模拟粘结-滑移效应,对 RC 矩形空心桥墩试件体的滞回性能进行数值模拟,并与试验结果进行比较分析。

1 试验纲要

本试验基于我国桥梁工程中常见的 RC 矩形空心薄壁桥墩,与实际桥墩截面尺寸比为 1:4,原型桥墩和试件体模型桥墩的截面尺寸分别为 2.0m×1.5m 和 0.5m×0.36m,壁厚分别为 400mm 和 120mm。原型桥墩与模型桥墩所采用的钢筋和混凝土型号相同。钢材采用 HRB335,其中纵向钢筋直径为 8mm 或 10mm,横向钢筋的直径为 6mm,钢筋抗拉强度设计值为 300MPa。混凝土采用 C40,抗压强度设计值为 19.1MPa。实测纵向钢筋屈服强度平均值为 392MPa,极限强度平均值为 498MPa。边长为 150mm 的混凝土立方体抗压强度实测平均值为 41.3MPa。

表 1 给出试件体桥墩特性,参数变量有高宽比、轴压比、纵向和横向配筋率。12 个试件分为 4 组,第 1 组考虑纵向配筋率影响,包括桥墩 S1 和 S2, S3 和 S4, S5 和 S6, S8 和 S9, S10 和 S11;第 2 组考虑横向配箍率影响,包括桥墩 S4 和 S7, S9 和 S12;第 3 组考虑高宽比影响,包括桥墩 S1、S3 和 S8, S2、S4 和 S9;第 4 组考虑轴压比影响,包括桥墩 S3 和 S5, S4 和 S6, S8 和 S10, S9 和 S11。

表1 桥墩试件特性

Table 1 Properties of bridge column specimens

试件	墩高/mm	高宽比	轴压力/MN	轴压比	纵向钢筋		横向钢筋		
					纵筋/mm	配筋率	直径/mm	间距/mm	体积配箍率
S1	1440	4	0.28	0.1	40 Φ 8	0.014	Φ 4/6	40	0.035
S2	1440	4	0.28	0.1	40 Φ 10	0.021	Φ 4/6	40	0.035
S3	2880	8	0.28	0.1	40 Φ 8	0.014	Φ 4/6	40	0.035
S4	2880	8	0.28	0.1	40 Φ 10	0.021	Φ 4/6	40	0.035
S5	2880	8	0.56	0.2	40 Φ 8	0.014	Φ 4/6	40	0.035
S6	2880	8	0.56	0.2	40 Φ 10	0.021	Φ 4/6	40	0.035
S7	2880	8	0.28	0.1	40 Φ 10	0.021	Φ 4/6	55	0.025
S8	3600	10	0.28	0.1	40 Φ 8	0.014	Φ 4/6	40	0.035
S9	3600	10	0.28	0.1	40 Φ 10	0.021	Φ 4/6	40	0.035
S10	3600	10	0.56	0.2	40 Φ 8	0.014	Φ 4/6	40	0.035
S11	3600	10	0.56	0.2	40 Φ 10	0.021	Φ 4/6	40	0.035
S12	3600	10	0.28	0.1	40 Φ 10	0.021	Φ 4/6	55	0.025

1.1 钢筋设计

对于纵向钢筋的极限配筋率,不同国家的规范均存在不同。我国公路桥梁抗震设计细则规定纵向钢筋的范围为0.6%~4.0%,美国容许纵向配筋率为1.0%~8.0%,新西兰容许范围为0.8%~8.0%,日本容许配筋率较低,通常为0.5%。该系列试件桥墩的纵向配筋率为1.4%或2.1%,该值在合理且经济的纵向配筋率范围内。

桥墩的横向钢筋除需满足中国JTG/T^[1]抗剪和核心混凝土约束的要求,还需满足AASHTO^[19]和Priestley^[2]的规定和建议。在本系列试验中,除桥墩试件S7和S12外,其余均满足上述规范和建议的要求。图2给出了矩形空心桥墩的构型和钢筋布置。

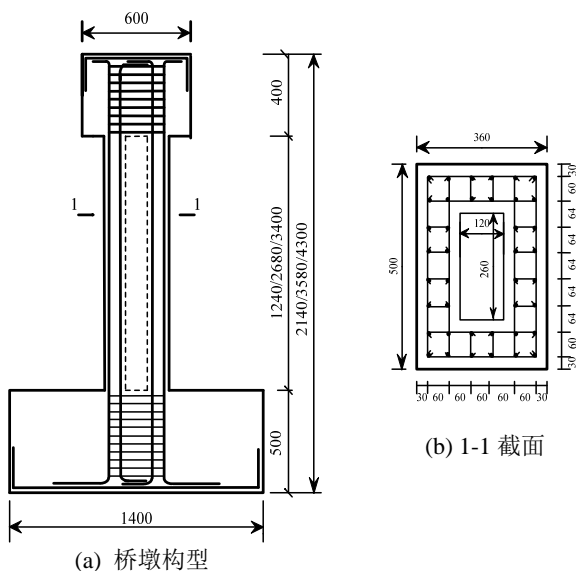


图2 桥墩的构型和钢筋布置 /mm

Fig.2 Configurations of pier and reinforcement

对预期产生的塑性铰区域,需加强横向约束。Caltrans^[20]、AASHTO和中国桥梁抗震设计细则规定的塑性铰区域长度分别由式(1)、式(2)和式(3)所示,本试验所有桥墩均满足下述要求:

$$L_p \geq \max(1.5b_b, l_1, 0.25l_2) \quad (1)$$

$$L_p \geq \max(b_{\max}, 1/6h_0, 457\text{mm}) \quad (2)$$

$$L_p \geq \max(b_{\max}, 1/6h_0, 500\text{mm}) \quad (3)$$

式中: b_b 为受弯方向横截面尺寸; l_1 为弯矩超过最大塑性弯矩75%的区域长度; l_2 为最大弯矩点到反变点墩的距离; b_{\max} 为横向截面最大尺寸; h_0 为桥墩净高。

1.2 试验装置及量测方案

本系列RC矩形空心桥墩试件于北京工业大学城市与工程安全减灾教育部重点实验室进行,桥墩试件的制作如图3所示,而试验装置及仪器布置如图4所示。



图3 桥墩试件制作照片

Fig.3 Specimen fabrication

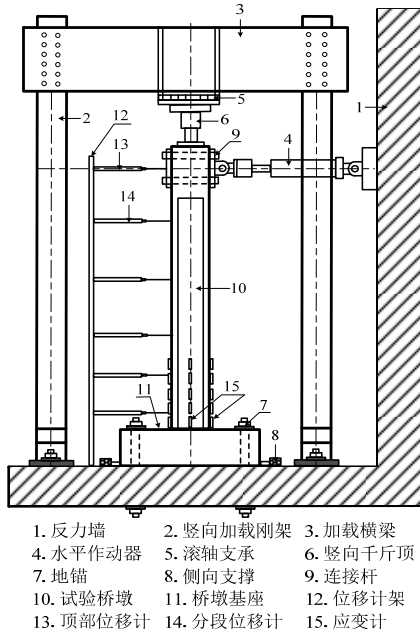


图 4 试验装置及仪器布置
Fig.4 Test setup and instrumentation

试验测试的内容包括试件体桥墩侧向力、侧向位移、曲率以及试件潜在塑性铰区域纵筋和横向钢筋应变等。通过量测仪器用以监测试件整体反应量(侧向力和位移等)和局部反应量(钢筋应变和试件分段应变)。量测局部反应仪器的监测位置比预期潜在非弹性区域高度有延伸量。沿着试件高度,用外部的仪器监测弯曲和局部变形等。对于所有试件,测量仪器是相同的。

1.3 试验加载

如图 5 所示,试验中桥墩固定在刚性基础上,通过水平侧向力作用下的弯曲来确定其非弹性损伤。试验体桥墩轴向压力分别为 $0.1A_g f'_c$ 或 $0.2A_g f'_c$, 这里 A_g 是桥墩的毛截面面积, f'_c 是混凝土抗压强度设计值。本试验基于不同高度桥墩对侧移率或位移有不同的需求,全程实施位移控制,每级位移幅



图 5 桥墩试验照片
Fig.5 Pier test

值做两个循环,目标位移时程如图 6 所示。试验数据由电子仪器自动采集,试验过程中,观察记录混凝土开裂和剥落,钢筋的屈服和断裂等损伤情况,并通过整理和分析,将记录数据与工程设计极限参数值结合起来。

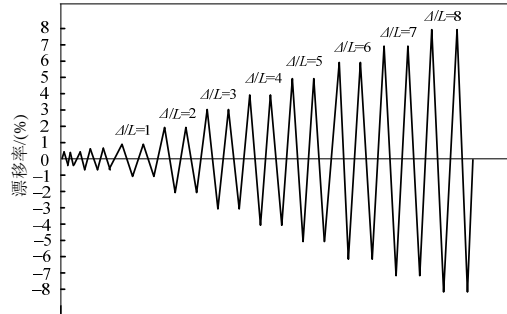


图 6 加载位移时程
Fig.6 Displacement history

2 桥墩损伤量测和工程极限状态

结构的三阶段性能水平(使用状态、损伤状态和结构稳定)对应的结构特征(刚度、强度和延性变形能力)可由图 7 所示的性能曲线确定。然而如果选择更多的中间性能水平,不同性能目标可能造成强度需求和刚度需求间的矛盾。基于性能抗震设计的实现需要定量确定损伤程度并采取合理的加固修复措施,这些可以通过工程极限状态来实现,工程极限状态可以用峰值应变或循环损伤指标等极限量值来表达。性能水平、损伤状态和工程极限状态的关系如图 8 所示。

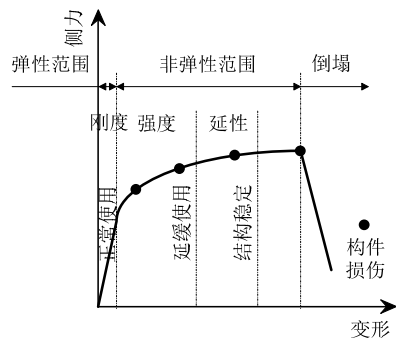


图 7 结构的典型性能曲线
Fig.7 Typical structure performance curve



图 8 性能水平、损伤状态和工程极限状态关系
Fig.8 Relationship between performance level, damage state, and engineering limit state

表 2 描述了工程极限状态与性能水平的关系, 结构损伤状态则是把工程极限状态和性能水平联系起来纽带。通过桥墩抗震性能试验, 把量测的桥墩损伤状态和工程极限状态联系起来, 量化的表述结构的损伤状态, 是基于性能抗震设计面临的一个亟待解决的问题。在试验过程中观察到的桥墩损伤现象有混凝土开裂、纵筋屈服、混凝土保护层剥落、核心混凝土压碎、箍筋断裂、纵筋屈服和断裂, 试验体桥墩典型损伤状态如图 9 所示。混凝土保护层开始剥落和核心混凝土开始压碎时桥墩一些损伤参数如表 3 所示。

表 2 工程极限状态与性能水平的联系

Table 2 Correlation of engineering limit states and performance levels

□检查极限	工程极限状态					
	状态	混凝土开裂	混凝土剥落	残余侧移率	钢筋疲劳	截面失效
性能	正常使用	☑	□	□	□	□
水	延缓使用	☑	☑	□	□	□
平	结构稳定	☑	☑	☑	☑	□

2.1 保护层混凝土开裂和纵筋屈服

当侧向水平位移约为 3mm 时, 混凝土保护层出现水平裂缝, 初始裂缝间距较大, 约为 15mm, 即 1/2 受弯截面尺寸(如图 9(a)所示)。随加载位移幅值增大, 新裂缝逐渐形成, 进而裂缝间距逐渐减小(如图 9(b)所示)。当幅值继续增大时, 延性弯曲裂缝形成并进一步扩展, 最终形成从桥墩底部起高度约为 500mm 裂缝。

混凝土开裂对评价桥墩刚度的变化有重要影响, 且在基于性能抗震设计中, 对开口残余裂缝识别更为重要, 这决定在对应结构性能水平时, 采取何种修复方案(如注入环氧树脂或其他修补措施)。一些工程设计规范把裂缝宽度和纵筋最大应变联系起来, 如 ATC-32^[21]规定, 残余应变直接和最大应变联系在一起; 而 ACI318-08^[22]规定最大裂缝宽度和最大应变间接联系在一起。在我国 JTG D62-2004^[23]中没有类似规定, 但是对不同环境类型下钢筋混凝土裂缝宽度进行限值, 如在 I 类和 II 类环境下, 裂缝宽度限值为 0.2mm, 在 III 类和 IV 类环境条件下, 裂缝宽度限值为 0.15mm。

本试验测量了一定侧移率下, 两循环加载后桥墩在零位移时的残余裂缝宽度 w_{res} 。对高宽比等于 4 的桥墩试件, 测量高于墩脚 100mm 和 200mm 处的裂缝残余宽度。对高宽比等于 8 和 10 的桥墩试件, 测量高于墩脚 200mm 和 300mm 处裂缝残余宽



图 9 桥墩试件损伤状态

Fig.9 Damage state of bridge column specimens

度。最外层纵向钢筋应变通过埋植在试件里的钢筋应变片量测得到。根据测量的残余裂缝宽度与最大纵向钢筋应变建立起对应关系, 但是由于测得试验数据的离散性且试验样本偏少, 要建立它们之间的确定性关系是不现实的。但可用不同残余裂缝宽度的累积概率曲线来表示, 图 10 表示残余裂缝宽度超过 0.15mm 和 0.20mm 时的累积概率曲线, 横坐标为最外层纵向钢筋的最大应变值, 纵坐标表示裂缝宽度超过 0.15mm 或 0.20mm 时对应的百分比。

2.2 保护层混凝土剥落和核心混凝土压碎

混凝土剥落的发生和扩展是桥墩性能评估的重要参数, 混凝土开始剥落(如图 9(c)所示), 意味着桥墩损伤较为严重, 随着混凝土剥落进一步扩展, 核心混凝土可能会发生损伤。沿着墩高的剥落

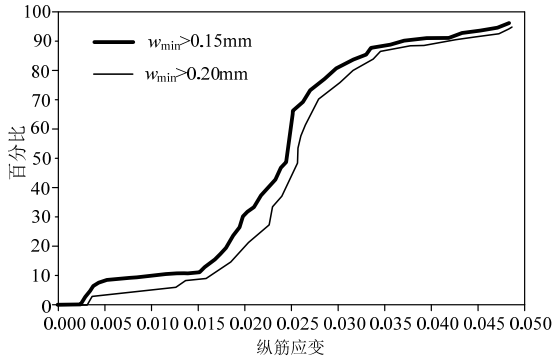
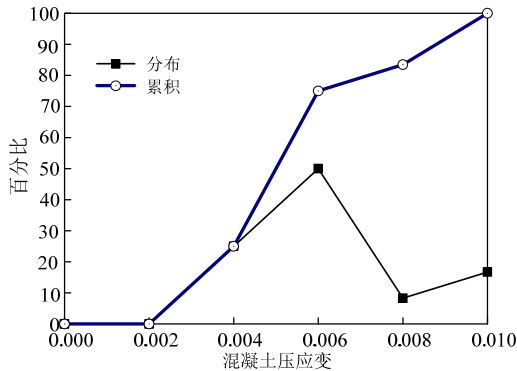


图 10 不同残余裂缝宽度对应的累积概率曲线

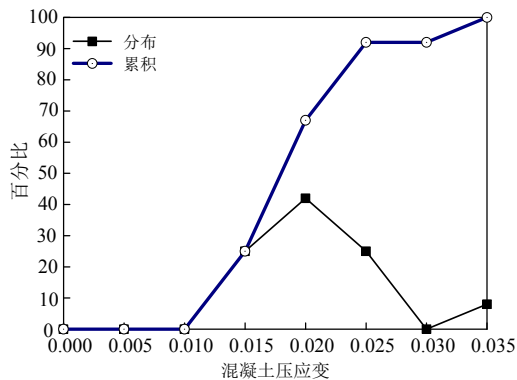
Fig.10 Cumulative probability curves for different residual crack widths

长度也是很重要的参数，它决定了桥墩需要用横向钢筋约束的最小高度。为满足桥梁抗震性能，混凝土剥落和压碎均需要选择更加有效的修复措施。

混凝土初始剥落的应变范围较大，在-0.0029~-0.0097，其平均值为-0.0054，标准差为 0.0021，变异系数为 39%。ATC-32^[21]给出的最外缘的纤维混凝土开始剥落的压应变为-0.004，这约等于平均值减去试验数据的 2/3 个标准差。图 11 给出了混凝土开裂和剥落的分布累积概率曲线。



(a) 混凝土开始开裂

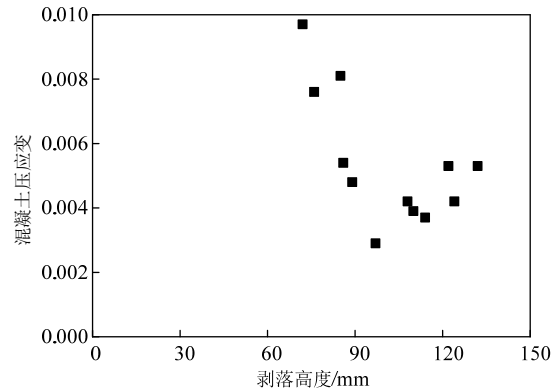


(b) 混凝土开始剥落

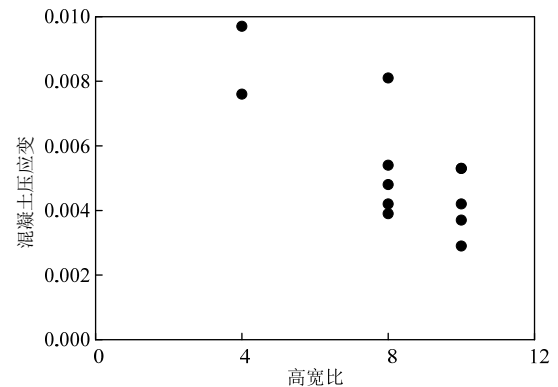
图 11 混凝土压应变的分布累积概率曲线

Fig.11 Distributed and cumulative probability curves for compressive strain

值得注意的是，剥落最初并未发生在墩脚分界面处，而是发生在分界面上一定高度 h_{spall} 处，图 12(a) 显示了剥落应变 ϵ_{spall} 与对应高度 h_{spall} 值之间的关系。对于 ϵ_{spall} ，趋势是随着 h_{spall} 值的减小而增大，原因是剥落应变受沿桥墩高度方向的弯矩变化率的影响。对高宽比小的桥墩其弯矩变化率陡峭些，低应变需求截面能约束相邻高应变需求的截面，如图 12(b)所示，有较高弯矩变化率的桥墩倾向有较大的初始剥落应变。参数研究表明，纵向配筋率以及配箍率等对混凝土的剥落应变没有明显影响。



(a) 剥落高度



(b) 高宽比

图 12 混凝土开始剥落时压应变与剥落高度和高宽比关系
Fig.12 Initial spalling strain vs. height of spall and aspect ratio

保护层和核心混凝土的损伤更多是由于大位移幅值和多次循环导致。混凝土损伤是很难使用外部仪器测量而只能通过观察记录，在试验过程中，损伤状态是通过对应的位移水平限定的。核心约束混凝土压碎情况如图 9(d)所示，表 3 给出了核心混凝土开始压碎时对应的应变等桥墩损伤参数。对于参数研究范围，轴压比、配筋率和高宽比等没有明显影响。

表 3 桥墩的损伤参数

Table 3 Damage parameters of bridge columns

桥墩	初始屈服 位移/mm	混凝土开始剥落			核心混凝土开始压碎			剥落区域 剥落区高度/桥墩高度/(%)
		水平位移/mm	高度/mm	压应变	水平位移/mm	压应变	高度/mm	
S1	13.11	32	76	-0.0076	62	-0.016	119	8
S2	13.08	32	72	-0.0097	64	-0.014	143	10
S3	20.71	57	108	-0.0042	102	-0.011	317	11
S4	21.98	59	110	-0.0039	98	-0.024	376	13
S5	19.64	57	86	-0.0054	96	-0.016	402	14
S6	21.36	57	89	-0.0048	102	-0.031	458	16
S7	18.06	58	85	-0.0081	102	-0.019	395	14
S8	20.10	71	124	-0.0042	121	-0.021	324	9
S9	20.37	72	132	-0.0053	127	-0.014	193	11
S10	19.74	71	114	-0.0037	114	-0.019	472	13
S11	20.29	71	122	-0.0053	119	-0.023	546	15
S12	20.07	72	97	-0.0029	128	-0.018	467	13

2.3 钢筋屈服、断裂以及侧向承载能力的丧失

一旦混凝土保护层完全剥落, 横向箍筋和纵向钢筋就暴露出来, 在更大的位移水平循环下, 可以看到纵向钢筋屈曲, 钢筋屈曲部分贯穿若干横向钢筋(如图 9(e)所示), 屈曲钢筋的侧向位移会继续增大。横向钢筋的断裂是由于纵向屈曲钢筋的侧向变形过大导致的。纵向钢筋的屈曲区域长度从桥墩底部与基础的作用面算起, 高度约为桥墩高度的 6%(如图 9(f)所示)。纵向钢筋的断裂发生在屈曲之后(如图 9(g)所示)。但是在本试验中, 只看到部分纵向钢筋断裂, 而其余纵向钢筋则没有断裂, 图 9(h)显示了桥墩 S6 的最后试验情况。

循环加载历程对钢筋屈曲比初始剥落等混凝土损伤有更大影响。失效是从纵向钢筋的屈曲开始的, 这里建议压应变作为关键参数。然而, 由于包辛格效应的影响, 最大拉应变可能更为重要, 瞬时正切模量和在循环荷载作用下压应力是由拉应变冲程来控制的, 因此基于峰值应变的单一模量不可能完全在广义荷载作用下描述失效特性。

3 试验结果分析

3.1 力-位移滞回曲线与骨架曲线

试件体桥墩水平力和位移滞回关系曲线如图 13 所示, 其特点如下: 1) 屈服前, 单次力和位移循环形成的滞回环面积较小, 加载和卸载时的刚度均没有明显变化; 2) 屈服以后, 试件开始进入弹塑性阶段, 加载与卸载时的刚度逐步降低, 并随着循环次数的增加而降低的程度加快, 滞回环越来越饱满, 滞回环面积逐渐增大, 捏拢现象不明显, 说明该类横向配筋的桥墩具有很好的抗震性能; 3) 达到最大荷载后, 随着水平位移的加大, 滞回环形状愈

加饱满。由于变形的逐步加大, 试件体桥墩屈服范围逐渐增大, 刚度也随之退化, 卸载刚度与初始加载时的刚度大体相同, 同时捏拢现象较为明显。

为了定性比较和衡量试件的强度、变形等抗震性能, 定义每次首循环的力-位移曲线达到最大峰值荷载点的轨迹为骨架曲线。图 14 给出试件体桥墩的骨架曲线, 从图中可以看到: 1) 随着纵向配筋率的提高, 试件的水平承载力有所提高, 下降段的下降幅度也有所减小, 特别是较大轴压比作用时, 其承载力提高显著; 2) 随着箍筋间距的增大, 试件承载力有所下降, 但下降幅度很小, 因此增大箍筋间距对桥墩的承载力的影响不大; 3) 轴压比为 0.2 的试件比 0.1 的试件桥墩, 有更高的水平承载能力, 弹性和强化阶段刚度增大, 强化阶段变长。随着加载位移的增大, 由于纵向钢筋的屈曲和混凝土的剥落, 力-位移曲线会出现下降段, 且轴压比越大, 下降段的下降幅度越大。仅从提高侧向承载力角度来看, 该类横向配筋的 RC 矩形空心桥墩轴压比为 0.2 比 0.1 时更为合理。

3.2 延性能力

延性能力定义为在初始强度没有明显退化情况下非弹性变形能力, 延性能力体现了结构的耗能能力和变形能力。延性能力由极限位移 u_u 和屈服位移 u_y 之比, 即延性系数 μ 来表示:

$$\mu = \frac{u_u}{u_y} \quad (4)$$

屈服位移 u_y 定义为首次纵向钢筋屈服时的位移, 对于该系列试验体桥墩, 钢筋应变计测量显示桥墩角部外侧的纵向钢筋最先屈服。极限位移 u_u 定义为侧向力下降到最大侧向力 80% 时所对应的位移。

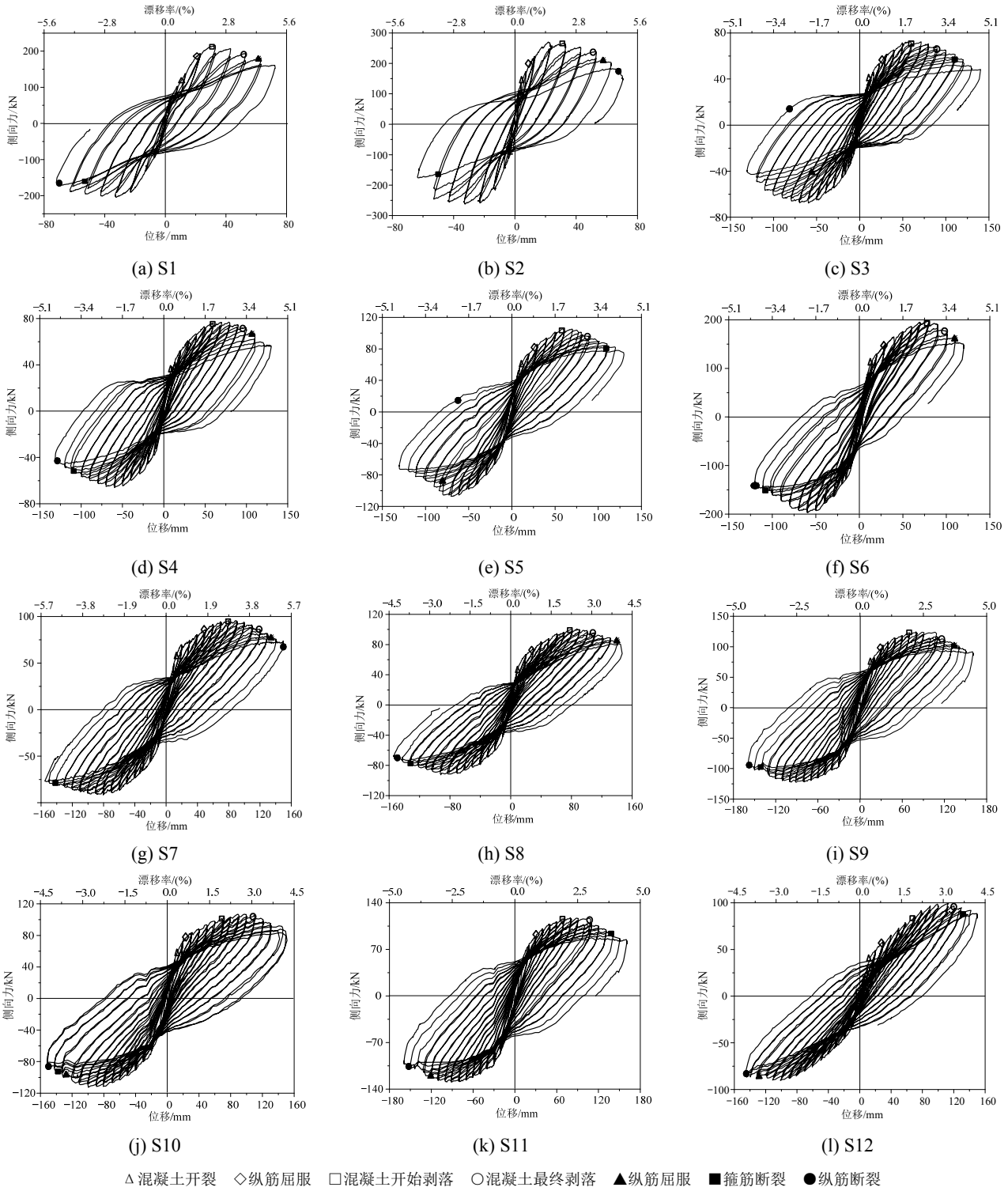


图 13 试件体桥墩力和位移关系滞回曲线

Fig.13 Specimen load-displacement hysteretic curves

由表 4 可以看到：1) 随着纵向配筋率的提高，延性系数有所降低，其中矮墩下降明显，下降幅度约为 25%，这是由于矮墩刚度较大，纵向配筋率对其改变显著；2) 轴压比由 0.1 增至 0.2，延性系数下降

明显，说明轴压比对试件体桥墩延性能力影响显著。

总体来看，本系列试验各试件体桥墩的位移延性系数在 3.71~8.29，均大于 3，表现出良好的延性，具有较好的塑性变形能力和抗倒塌能力。

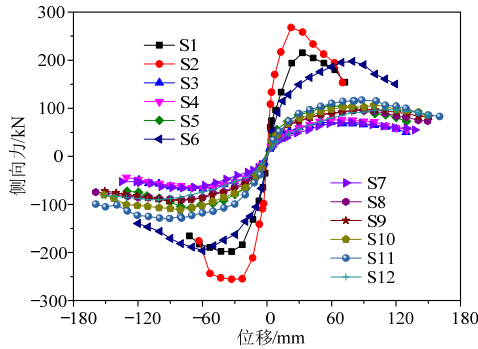


图14 试件体桥墩的骨架曲线

Fig.14 Specimen envelope curves

表 4 位移及延性系数实测值

Table 4 Measured values of displacement and ductility ratio

试件 编号	屈服位移 u_y/mm	极限位移 u_u/mm	延性系数 μ
S1	13.11	64.93	4.95
S2	13.08	48.57	3.71
S3	20.71	113.17	5.46
S4	21.98	117.41	5.34
S5	19.64	98.12	5.00
S6	21.36	104.07	4.87
S7	18.06	128.31	7.10
S8	20.10	132.51	6.59
S9	20.37	130.06	6.38
S10	19.74	128.60	6.51
S11	20.29	116.72	5.75
S12	20.07	166.31	8.29

3.3 强度和刚度退化

在同等位移幅值条件下，构件承载力随循环加载次数的增加而降低的特性称为强度退化，表示的是同级荷载退化程度。但更重要的是反映出试件在整个加载过程中荷载的总体退化特性，定义为荷载退化系数 $\lambda_i = P_i / P_{max}$ ，即第 i 次循环加载时的峰值荷载 P_i 与最大荷载 P_{max} 的比值。图 15 所示为荷载退化系数 λ_i 随加载位移的变化情况，且与极限荷载 ($P_u = 0.80P_{max}$) 对应的 $\lambda_i = 0.8$ 和 $\lambda_i = -0.8$ 水平线进行比较。从图 15 可见，该类型桥墩在屈服后均有较长的水平段，说明不会很快丧失承载能力，即使达到最大荷载后仍能继续承受荷载。

桥墩的刚度随着循环加载周数的增加而有所降低的现象称为刚度退化，图 16 为试件体桥墩刚度退化曲线，即试件体桥墩刚度随加载位移的变化情况。试件的刚度退化随着位移的增加而增大，随着试件达到最大荷载，试件刚度下降程度也越来越平缓，试件刚度下降主要是由于混凝土裂缝开展的加快使得开裂后的混凝土逐渐退出工作，导致试件的有效截面高度不断降低造成的。

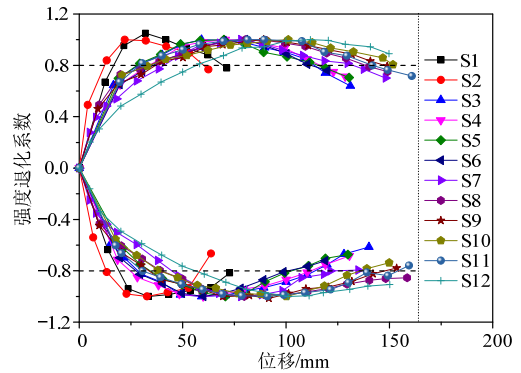


图 15 试件强度退化曲线

Fig.15 Specimen strength degradation curves

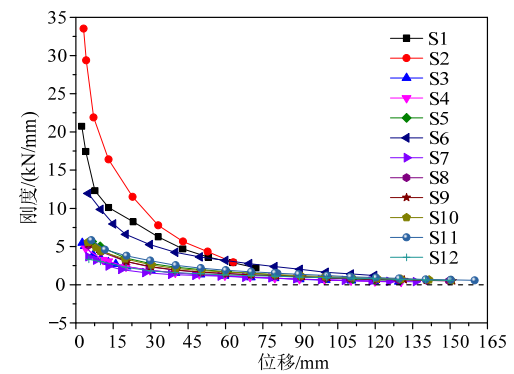


图 16 刚度退化曲线

Fig.16 Specimen stiffness degradation curves

3.4 耗能特性

图 13 中试件体桥墩力-位移滞回曲线的卸载曲线与加载曲线包围的总面积即为结构耗散的能量。一次加载与一次卸载滞回曲线包围的面积即为试件桥墩一次循环所耗散的能量，用 ΔW_i 表示，其计算公式如下式所示：

$$\Delta W_i = \int_{-u_{min}}^{u_{max}} (F_l(u) - F_{ul}(u)) du \quad (5)$$

这里 $F_l(u)$ 和 $F_{ul}(u)$ 分别为加载和卸载在控制位移 u 过程中对应的侧向力。

这里采用等效粘滞阻尼比 ζ_{eq} 来表征构件的能量耗散能力。定义等效粘滞阻尼比为一个循环的耗能与等价线弹性体系的应变能之比，式(6)为等效粘滞阻尼比 ζ_{eq} 的计算公式。图 17 为试件体桥墩等效粘滞阻尼比随水平位移的变化曲线。

$$\zeta_{eq} = \Delta W_i / (2\pi k u_{max}^2) \quad (6)$$

这里的 k 和 u_{max} 分别为循环达到时割线刚度和最大位移。

本系列试验各试件破坏前一循环的等效粘滞阻尼比 ζ_{eq} 的值为 0.19~0.31，略大于实心 RC 桥墩

的等效粘滞阻尼比。说明该类横向配筋的 RC 矩形空心桥墩具有较强耗能能力, 耗能指标满足结构抗震设计要求。

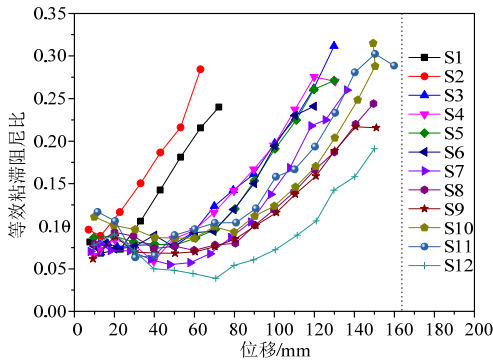


图 17 等效粘滞阻尼比

Fig.17 Specimen equivalent damping

4 基于 OpenSees 数值分析

OpenSees 是应用于岩土工程和结构工程的地震反应模拟的开源性软件平台。本文采用 OpenSees 单元库中的集中塑性铰单元来模拟桥墩, 该单元由 Scott 和 Fenves^[24]提出, 基于有限单元柔度法建立。如图 18 所示, 该单元假定非弹性变形集中在构件的两端, 并设定适当的塑性铰长度, 而杆件中部的区段始终保持线弹性。

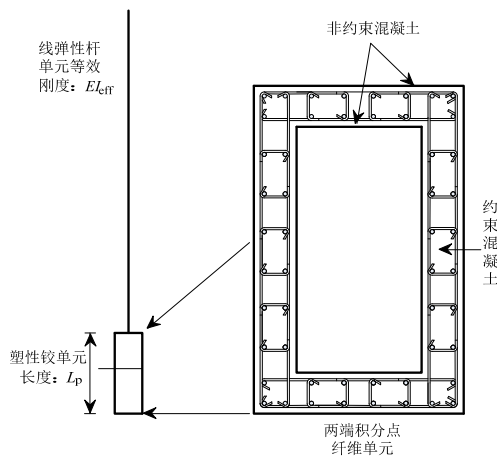


图 18 集中塑性铰单元

Fig.18 Beam with hinge element

本试验中墩底塑性铰长度 L_p 根据 Priestley 等^[2]的建议, 可由下式确定:

$$L_p = 0.08L + 0.022f_y d_s \geq 0.044f_y d_s \quad (7)$$

式中: L/m 为墩柱的高度; f_y/MPa 为纵筋的屈服强度; d_s/m 为纵筋的直径。

本文再通过在桥墩底端附加一个零长度截面单元来考虑粘结-滑移对滞回特性的影响。由此可把

弯曲变形和滑移变形分开考虑, 即用一个杆单元来模拟桥墩长度内弯曲效应引起的变形, 在杆单元的端部附加一个单独考虑粘结-滑移的零长度截面单元。

对于 RC 桥墩, 合理配置横向箍筋可以有效地提高核心混凝土的抗压强度和极限压应变, 因而必须选取能够反映这些问题的混凝土本构模型。本文混凝土本构关系采用 Kent-Scott-Park^[25]提出的 Concrete 01 模型。其应力-应变关系如图 19(a)所示。

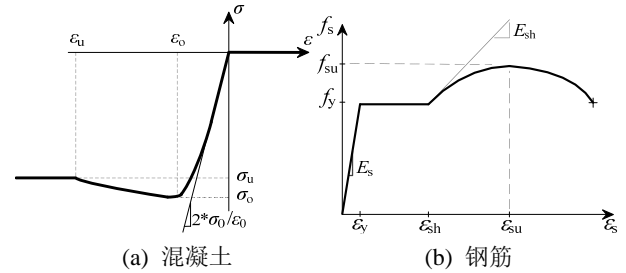


图 19 材料本构关系

Fig.19 Material constitutive relationship

钢筋本构关系对桥墩滞回曲线的模拟有重要影响, 选择合理的钢筋应力-应变关系是准确地模拟 RC 桥墩非线性滞回特性的关键。本文选用 Mander 和 Chang^[26]提出的钢筋模型 Reinforcing Steel。该模型可以考虑钢筋的等向强化、初始屈服流幅、包兴格效应、钢筋屈曲、循环加载导致的强度和刚度退化以及钢筋断裂现象等。Mander-Chang 钢筋应力-应变关系如图 19(b)所示。

5 数值模拟与试验结果对比分析

根据材料性能试验结果, 基于 OpenSees 程序, 对试件体桥墩在循环荷载作用下的滞回性能进行了数值模拟并与试验滞回曲线进行对比, 图 20 给出四个典型桥墩试件对比情况。表 5 列出全体试件体桥墩数值模拟与试验的特征值对比情况。如表所示: 对于桥墩试件的屈服荷载数值模拟结果与实验结果存在 10%~20%的差距, 这主要是由于该模型不能精确地考虑混凝土开裂对构件截面刚度退化的影响; 最大荷载则较吻合, 误差一般均不超过 10%; 极限荷载除 S1 和 S2 外, 其余试件桥墩误差均低于 6%。

从对比的结果可以看到数值模拟结果与试验结果拟合良好。这说明采用 Concrete 01 混凝土模型和 Reinforcing Steel 钢筋模型, 并考虑粘结-滑移等影响的纤维模型对 RC 矩形空心截面桥墩的滞回性

能有良好的模拟和预测效果，可以准确的模拟出循环荷载下 RC 桥墩的刚度强度退化、加卸载过程和捏拢现象等滞回特性。

对于下降段，数值模拟的滞回曲线较试验结果偏大约 18%，这主要是由于试验体桥墩在后期由于强度和刚度急剧退化，而纤维模型在基于平面假设

的情况下无法准确模拟强非线性状态，有必要进一步开展 OpenSees 模拟 RC 空心桥墩下降段性能的研究。对高宽比较小的试件体桥墩，OpenSees 模拟值比试验值偏大，这主要由于与高墩相比，中矮墩受剪切作用的影响更大，而只考虑轴力与弯矩作用的纤维模型无法较准确模拟剪切因素的影响。

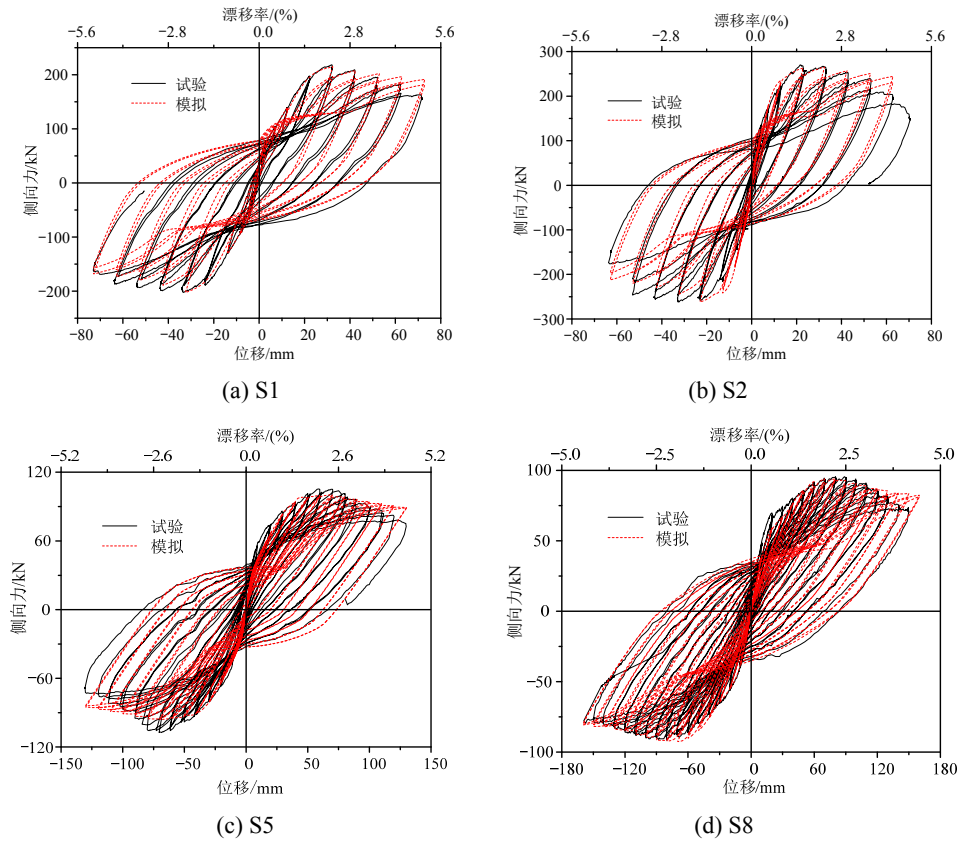


图 20 数值模拟与试验滞回曲线对比

Fig.20 Comparison of simulated and experiment hysteretic curves

表 5 骨架曲线特征值对比

Table 5 Comparison of skeleton curve characteristics

构件 编号	屈服荷载/kN			最大荷载/kN			极限荷载/kN		
	试验值	模拟值	误差/(%)	试验值	模拟值	误差/(%)	试验值	模拟值	误差/(%)
S1	132.38	136.51	3.1	206.66	216.34	4.7	175.66	199.41	13.5
S2	214.28	175.78	-18.0	261.49	266.63	2.0	222.26	249.33	12.2
S3	46.89	53.41	13.9	69.53	70.98	2.1	59.10	60.41	2.2
S4	48.76	57.76	18.5	71.76	72.71	1.3	61.00	62.11	1.8
S5	69.69	62.88	-9.8	106.19	100.35	-5.5	90.26	87.34	-3.2
S6	131.78	113.13	-14.2	196.82	181.41	-7.8	167.30	157.52	-5.8
S7	35.78	30.21	-15.6	68.67	63.99	-6.8	58.37	59.36	1.6
S8	61.30	53.56	-12.6	93.09	90.49	-2.8	79.13	83.56	5.6
S9	61.55	49.41	-19.7	94.50	92.51	-2.1	80.33	84.73	5.5
S10	66.78	59.87	-10.3	110.45	108.69	-1.6	93.88	91.82	-2.2
S11	76.65	61.44	-19.8	123.20	120.62	-2.1	104.72	103.14	-1.5
S12	45.63	40.65	-10.9	93.23	91.85	-1.5	79.25	76.92	-2.9

6 结论与展望

为研究水平地震作用下 RC 矩形空心桥墩的抗震性能, 本文对高宽比、轴压比、纵向和横向配筋率不同的 12 个约束良好的 RC 矩形空心桥墩进行了循环荷载试验研究, 并基于 OpenSees 进行数值模拟, 与试验结果对比分析, 通过上述研究, 可以得出以下结论和建议:

(1) 试件体桥墩在水平地震作用下, 延性系数在 3.71~8.29, 等效粘滞阻尼比在 0.19~0.31, 延性系数和耗能指标均满足结构抗震设计要求, 表明这种横向配筋构型的 RC 矩形空心桥墩在水平地震作用下具有良好的抗震性能。相对于 JTG/T^[1]给出的矩形空心截面横向配筋形式, 不但减小横向钢筋用量, 更重要是方便施工, 降低工程造价, 建议作为当前规范给出的横向配筋形式的矩形空心截面构型的一种补充。

(2) 基于 12 个 RC 矩形空心试件体桥墩循环试验结果, 给出残余裂缝宽度的累积概率曲线, 混凝土开裂和剥落时压应变的分布和累积概率曲线, 以及混凝土开始剥落时压应变与剥落高度和高宽比关系曲线, 并把结构的损伤状态和工程极限状态联系起来, 为基于性能的桥梁抗震设计提供了量化的指标。

(3) 采用基于力的集中塑性铰纤维单元能够较准确模拟低周循环荷载作用下 RC 矩形空心桥墩的刚度和强度退化、加卸载过程、捏拢现象等滞回特性, 验证了非线性软件平台 OpenSees 在模拟矩形空心桥墩时的有效性, 材料本构关系中初始参数、塑性铰长度等参数取值对数值模拟的可靠性和精度有着重要的影响, 参数合理设置能更真实准确的反映试件在实际工作中存在的各种非线性因素。

(4) 由于强度和刚度显著下降, 以及构件大变形等非线性因素导致桥墩构件力-位移关系曲线下降段数值模拟精度相对较低; 以及没有考虑剪切作用对空心桥墩的影响, 对于弯剪型的中矮桥墩, 如何在纤维模型中考虑剪切因素, 需要进一步研究。

参考文献:

[1] 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.
JTG/T B02-01-2008, Guideline for Seismic Design of Highway Bridges [S]. Beijing: China Communications Press, 2008. (in Chinese)

[2] Priestley M J N, Seible F, Calvi G M. Seismic Design and Retrofit of Bridges [M]. New York: John Wiley & Sons, 1996: 146—147.

[3] Kent D C, Park R. Flexural member with confined concrete [J]. Journal of the Structural Division, 1971, 97(7): 1969—1990.

[4] Park Y J, Ang A H S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete [J]. ASCE Journal of Structural Engineering, 1985, 5(3): 722—739.

[5] Priestley M J N, Park R. Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading [J]. ACI Structure Journal, 1987, 84(1): 61—75.

[6] Hoshikuma J, Kawashima K, Nagaya K, Taylor. Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers [J]. Journal of Structural Engineering, 1997, 123(5): 624—633.

[7] Mander J B, Priestley M J N, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete [J]. Journal of Structural Engineering, 1998, 114(8): 1804—1849.

[8] Priestly M J N, Benzoni G. Seismic performance of circular columns with low longitudinal reinforcement ratios [J]. ACI Structural Journal, 1996, 93(4): 474—485.

[9] Priestley M J N, Seible F, Calvi G M. Seismic Design and Retrofit of Bridges [M]. New York: John Wiley & Sons, 1996: 293—307.

[10] Calvi G M, Pavese A, Rasulo A, et al. Experimental and numerical studies on the seismic response of RC hollow bridge piers [J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2005, 3(3): 267—297.

[11] Mo Y L, Nien I C. Seismic performance of hollow high-strength concrete bridge columns [J]. Journal of Bridge Engineering, 2002, 7(6): 338—349.

[12] Yeh Y K, Mo Y L, Yang C Y. Seismic performance of rectangular hollow bridge columns [J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(1): 60—68.

[13] Yeh Y K, Mo Y L, Yang C Y. Seismic performance of hollow circular bridge piers [J]. ACI Structure Journal, 2001, 98(6): 862—871.

[14] Yeh Y K, Mo Y L, Yang C Y. Full-scale tests on rectangular hollow bridge piers [J]. Materials and Structures, 2002, 35(2): 117—125.

[15] 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.

[16] Mo Y L, Yeh Y K, Hsieh D M. Seismic retrofit of hollow rectangular bridge columns [J]. Journal of Composites for Construction, 2004, 8(1): 43—51.

[17] Cheng C T, Yang J C, Yeh Y K, et al. Seismic performance of repaired hollow-bridge piers [J]. Construction and Building Material, 2003, 17(5): 339—351.

[18] 董振华, 韩强, 杜修力. FRP 约束 RC 矩形空心截面桥

- 墩分析模型及试验验证[J]. 工程力学, 2013, 30(12): 57—64.
- Dong Zhenhua, Han Qiang, Du Xiuli. Analytical model and experimental validation of FRP confined RC rectangular hollow section bridge columns [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(12): 57—64. (in Chinese)
- [19] LRFDSI-4, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications [S]. Washington DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007.
- [20] CALTRANS, Bridge Design Specifications [S]. California: Sacramento California Department of Transportation, 2006.
- [21] ATC-32, Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations [S]. California: Applied Technology Council, 1996.
- [22] ACI318-08, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary [S]. ACI Committee Institute, 2008.
- [23] JTG D62-2004, 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2004.
- JTGD62-2004, Code for Design of Highway Reinforced Concrete and Prestressed Concrete Bridges and Culverts [S]. Beijing: China Communications Press, 2004. (in Chinese)
- [24] Scott M H, Fenves G L. Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements [J]. Journal of Structural Engineering, 2006, 132(2): 244—252.
- [25] Scott B D, Park R, Priestly M J N. Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates [J]. ACI Journal, 1982, 79(1): 13—27.
- [26] Chang G, Mander J. Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: Part I—Evaluation of seismic capacity [R]. New York: State University of New York at Buffalo, 1994.

(上接第 27 页)

- [21] Moës N, Cloirec M, Cartraud P, et al. A computational approach to handle complex microstructure geometries [J]. Computer Methods in Applied Mechanics & Engineering, 2003, 192(28/29/30): 3163—3177.
- [22] Yau J F, Wang S S, Corten H T. A mixed-mode crack analysis of isotropic solids using conservation laws of elasticity [J]. Journal of Applied Mechanics, 1980, 47: 335—341.
- [23] Miyazaki N, Ikeda T, Soda T, et al. Stress intensity factor analysis of interface crack using boundary element method (application of virtual crack extension method) [J]. JSME International Journal Series A: Mechanics and Material Engineering, 1993, 36(1): 36—42.
- [24] 于红军. 含复杂界面非均匀材料断裂力学研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2010: 60—61.
- Yu Hongjun. Investigations on fracture mechanics of nonhomogeneous materials with complex interfaces [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2010: 60—61. (in Chinese)
- [25] Rice J R, Sih G C. Plane problems of cracks in dissimilar media [J]. Journal of Applied Mechanics, 1965, 32: 418—423.