

小剪跨比钢管混凝土组合桥墩 抗震性能试验研究^{*}

田甜, 邱文亮[†], 张哲

(大连理工大学 土木工程学院, 辽宁 大连 116024)

摘 要:通过6个剪跨比 $\lambda=1.5$ 桥墩试件的拟静力加载试验,研究了内置核心钢管对小剪跨比钢筋混凝土桥墩抗震性能的改善作用,并讨论了轴压比、纵筋率、配箍率和钢管率对小剪跨比钢管混凝土组合桥墩抗剪强度、变形能力、强度衰减以及累积耗能的影响.试验结果表明:钢筋混凝土桥墩试件在水平往复作用下呈脆性的剪切斜拉破坏,组合桥墩试件则表现为具有一定延性的剪切斜压破坏;内置核心钢管可延缓墩身的损伤发展并改变其脆性失效模式,从而使组合桥墩试件的抗震性能较普通桥墩对比试件有着明显提升;随着钢管率和配箍率的增加,组合桥墩试件的抗剪强度、位移延性和耗能能力均得到改善;组合桥墩试件的抗剪强度随轴压比和纵筋率的增加而提高,但位移延性和耗能能力变差.试验结果可为小剪跨比组合桥墩的理论研究和工程应用提供试验基础.

关键词:矮柱组合桥墩;抗震性能;轴压比;纵筋率;配箍率;钢管率

中图分类号:U443.22

文献标志码:A

Experimental Study on Seismic Behavior of Steel Tube Reinforced Concrete Bridge Columns with Lower Shear Span Ratio

TIAN Tian, QIU Wenliang[†], ZHANG Zhe

(School of Civil Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: Six bridge column specimens with shear span ratio of $\lambda=1.5$ were tested under combined constant axial load and lateral reverse loads. The effectiveness of built-in steel tube in enhancing the seismic behavior of RC stub bridge column was evaluated. Besides, the influence of axial load ratio, longitudinal rebar ratio, stirrup ratio, and steel tube ratio on the shear strength, deformation capacity, strength attenuation, and energy dissipation of STRC stub bridge columns was also discussed. Test results indicate that the failure patterns of RC and STRC stub bridge columns were shear diagonal-tension failure and ductile shear diagonal-compression failure, respectively. The existence of core steel tube alleviated the damage of RC stub bridge column and changed the brittle failure into a ductile fashion, which significantly enhanced the seismic behavior of STRC stub bridge column specimen over the RC counterpart. The shear strength, ductility and energy dissipation of STRC stub bridge column were improved with the increase of steel tube ratio or stirrup ratio. With the increase of the longitudinal rebar ratio or axial load ratio, the shear strength of STRC stub bridge column gained a noticeable increment, while the ductility and energy dissipation tended to deteriorate. Test results in this paper could provide reference for theoretical research

^{*} 收稿日期:2017-01-22

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51178080), National Natural Science Foundation of China(51178080)

作者简介:田甜(1985—),男,湖北随州人,大连理工大学博士研究生

[†] 通讯联系人, E-mail: qwl@dlut.edu.cn

and practical application of STRC stub bridge columns.

Key words: STRC stub bridge column; seismic behavior; axial load ratio; longitudinal rebar ratio; stirrup ratio; steel tube ratio

剪切破坏和竖向压溃是两种典型的桥墩不利震害^[1-2],通常会导致上部结构落梁和桥梁整体垮塌的严重后果.诱发两种典型震害的根本原因可归结为墩身抗剪强度和变形能力的不足,难以抵抗地震动所激起的惯性力和变形需求.工程实践中通常采用增加配箍率的方法来提高桥墩的抗剪强度和变形能力,但过密的箍筋往往会造成施工困难,难以保证混凝土的浇筑质量^[3].在此背景下,文献[4-5]介绍了一种在普通桥墩内埋置核心钢管的设计思路,由此形成的以钢管混凝土为加强柱的新型桥墩称为钢管混凝土组合桥墩(以下简称组合桥墩).邱文亮等^[4-5]通过 4 个剪跨比 $\lambda=3.0$ 桥墩试件的拟静力加载试验以及基于 Opensees 的三跨连续梁桥地震响应数值模拟,对组合桥墩的破坏形态和抗震性能进行了研究.结果表明,内置核心钢管可避免塑性铰区的剪切破坏和竖向压溃,提高桥墩的抗弯承载力和变形能力,减小强震作用下墩顶的位移响应.

在钢筋混凝土柱中设置核心钢管形成钢管混凝土组合柱(以下称为组合柱)的构思^[6],最早由辽宁省建筑设计研究院提出,初衷是为了改善高强混凝土的延性以提高结构的变形能力.目前,我国学者已对组合柱的力学性能和工作机理进行了较为深入的研究,但主要集中在组合短柱的轴压^[7-8]、偏压^[9]以及组合长柱的滞回性能^[10-13]方面,工程应用局限于建筑结构领域^[14],而对小剪跨比组合柱的抗震性能研究以及组合柱在桥梁工程上的实践却鲜有报道.为全面了解组合柱的抗震性能,促进其在桥梁工程上的应用,本文以剪跨比 $\lambda=1.5$ 的桥墩试件为研究对象,通过 5 个不同轴压比、纵筋率、配箍率和钢管率的组合桥墩试件以及 1 个钢筋混凝土桥墩对比试件的低周反复加载试验,研究了内置核心钢管对小剪跨比钢筋混凝土桥墩破坏形态和抗震性能的改善作用,讨论了不同设计参数对小剪跨比组合桥墩各项抗震性能指标的影响.

1 试验概况

1.1 试件设计与制作

设计了 5 个组合桥墩试件和 1 个钢筋混凝土桥

墩试件,试件参数汇总见表 1.其中,PTRC 为钢筋混凝土桥墩试件,其余为组合桥墩试件(以 STRC-R 作为对比的基准件).需要说明的是,特意将试件 STRC-V 的体积配箍率设计为小于 0.4%,以研究不满足我国现行桥梁抗震设计规范^[15]配箍率限值的组合桥墩抗震性能.除此以外,各试件的配筋和构造细节均满足文献[15]中的相关规定.

表 1 试件设计参数汇总

Tab.1 Summary of specimen parameters

试件 编号	纵筋率 /%	配箍率 /%	钢管率 /%	轴压比 <i>n</i>	研究 参数
PTRC	1.74	0.51	—	0.15	无钢管
STRC-R	1.74	0.51	1.74	0.15	基准件
STRC-N	1.74	0.51	1.74	0.075	轴压比
STRC-L	2.28	0.51	1.74	0.15	纵筋率
STRC-V	1.74	0.38	1.74	0.15	配箍率
STRC-T	1.74	0.51	2.29	0.15	含钢率

试件具体尺寸和配筋如图 1 所示,墩身截面直径均为 300 mm,墩柱有效高度为 450 mm;钢管采用 Q345 低碳合金无缝钢管,分为 $\Phi 102\text{ mm}\times 4\text{ mm}$ 和 $\Phi 108\text{ mm}\times 5\text{ mm}$ 两种规格;墩身纵筋采用 8 根 HRB400 级热轧带肋钢筋,两种纵筋率的纵筋直径分别为 $\Phi 14$ 和 $\Phi 16$;螺旋箍筋采用直径为 $\Phi 6.5$ 的 HPB300 级光圆钢筋,两种配箍率的箍筋间距分别为 75 mm 和 100 mm;试验轴压比取 0.15 和 0.075,相应施加于墩顶的竖向力分别为 284 kN 和 142 kN;桥墩试件采用商品混凝土连续浇筑而成,混凝土标准立方体试块抗压强度均值为 42.5 MPa;从钢管中分别截取 $500\text{ mm}\times 15\text{ mm}\times 4\text{ mm}$ 和 $500\text{ mm}\times 15\text{ mm}\times 5\text{ mm}$ 的抗拉强度测定标准件,测得其屈服强度分别为 368 MPa 和 351 MPa,极限强度分别为 562 MPa 和 554 MPa; $\Phi 14$ 和 $\Phi 16$ 纵筋的屈服强度分别为 423 MPa 和 445 MPa,极限强度分别为 620 MPa 和 607 MPa; $\Phi 6.5$ 箍筋的屈服强度和极限强度分别为 318 MPa 和 416 MPa.

1.2 试验方案与数据采集

试验加载及锚固装置如图 2 所示,采用悬臂式加载,试件底部为嵌固端.试验开始时,由加载能力为 $\pm 3\ 000\text{ kN}$ 竖向千斤顶施加轴向力,并维持恒定;水平往复作用由电液伺服作动器施加,作动器

的最大行程为 ± 300 mm,加载能力为 $\pm 1\,000$ kN,规定正向加载为推,反向加载为拉.水平加载采用位移控制,每级位移循环 3 次,当试件的水平承载力下降到最大值的 80% 以下或不适于继续加载时结束试验.沿墩身不同高度处设有拉线位移传感器以测量墩身的变形情况,在墩底范围的纵筋、箍筋及钢

管上分别粘贴电阻应变片以监测测点的应变发展.加载点处的水平力和位移由作动器的控制系统自动采集,应变和变形信号利用无线静态应变测试系统进行采集,墩身裂缝的宽度、长度和倾角采用裂缝探测仪、钢尺和量角器测量.

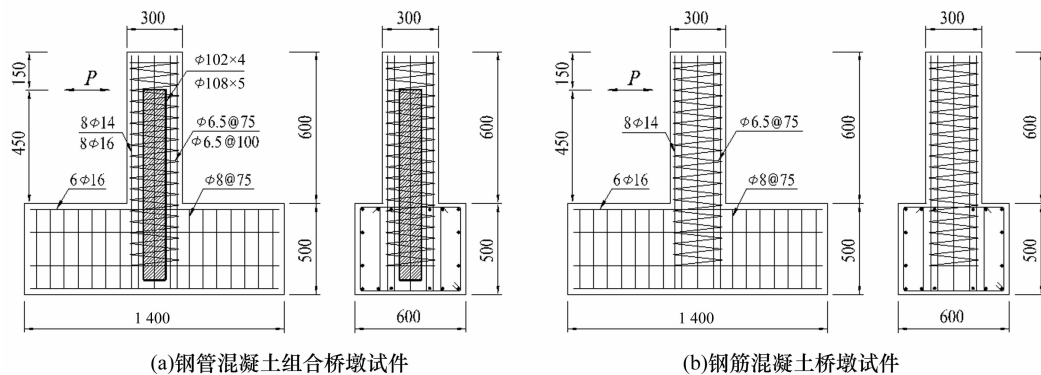


图 1 试件尺寸及配筋图(单位:mm)

Fig.1 Dimensions and reinforcement layout of specimens (unit: mm)

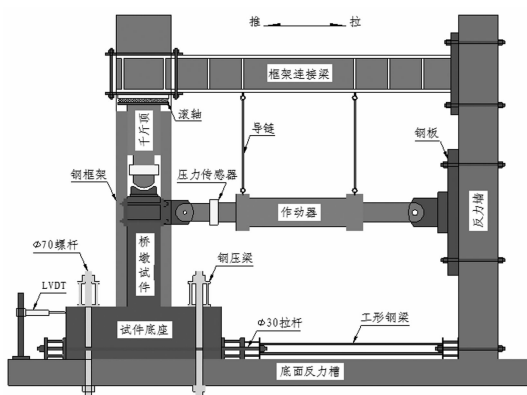


图 2 试验加载装置

Fig.2 Schematic of test set-up

2 试验现象

钢筋混凝土桥墩试件和组合桥墩试件分别发生剪切斜拉破坏和剪切斜压破坏,各试件最终破坏形态如图 3 所示,照片中墩身水平标记线间距为 10 cm.从图 3 可见,除纵筋率较大的试件 STRC-L 混凝土保护层发生较严重剥落外,5 个组合桥墩试件的最终破坏状态没有表现出本质差别.

钢筋混凝土桥墩试件 PTRC 的损伤发展归纳如下:水平位移 $\Delta=2$ mm 时在墩底区域出现水平微裂缝,随即朝墩身侧面斜向延伸形成斜裂缝;随着水平位移增大,原有斜裂缝宽度增加,并在墩柱腹部不断有新的斜裂缝生成;反复荷载作用下,斜

裂缝逐渐汇合、连通, $\Delta=20$ mm 时发展出两条相互交叉呈“X”形的主剪斜裂缝.主剪斜裂缝一经出现便迅速沿对角线贯通,构件瞬间破坏.与主斜裂缝相交的箍筋在斜裂缝开展过程中应变迅速增大,直至被拉断.从主剪斜裂缝出现到试件失效这一过程急速而突然,水平承载力急剧下降,表现出极差的延性.从试件 PTRC 最终的破坏状态可看出,墩身沿主剪斜裂缝发生了明显的剪切错位,主剪斜裂缝宽度达到 10 mm,钢筋骨架变形严重,纵筋被压成腰鼓状,螺旋箍筋被拉断,约束混凝土大范围被剪碎,墩身表现出明显的压溃现象.

组合桥墩试件的损伤发展归纳如下: $\Delta=2$ mm 时墩身中下部出现水平和斜裂缝,裂缝的生成、发展和剪切斜拉破坏类似,只是组合桥墩试件斜裂缝数量更多、分布范围更广; $\Delta=6\sim 8$ mm 时,试件发生屈服.从开裂到屈服这一阶段,墩身内剪应力发生重分布,原先由混凝土承担的剪力逐渐转移给钢管混凝土芯柱和与裂缝相交的箍筋承担,使得钢管和箍筋应变快速增长;峰值荷载时,墩身腹部形成多条交叉斜裂缝,将加载点至根部这一区域分割成若干菱形斜压小柱体,混凝土整体性变差;峰值荷载过后,墩身两侧也产生了呈“X”形的主剪斜裂缝.与剪切斜拉破坏不同的是,主剪斜裂缝的形成较晚,且核心钢管阻碍了临界剪切斜裂缝的急剧扩张;随着水平位移继续增大,剪压区混凝土和斜压柱体逐渐被压碎脱落,试件水平承载力稳定下降直至低于

80%峰值荷载后结束试验。从峰值荷载过后到试件破坏这一阶段,钢管和箍筋应变迅速增加直至完全屈服,钢管混凝土芯柱和箍筋的抗剪作用得到充分发挥。试验结束卸载后,组合桥墩试件墩身基本保持

竖直,未发生压溃现象,钢筋骨架变形不大,纵筋屈曲程度较轻,箍筋轻微鼓出。剥去外围混凝土,未发现核心钢管发生局部屈曲,钢管混凝土芯柱依然具有很高的后期强度。

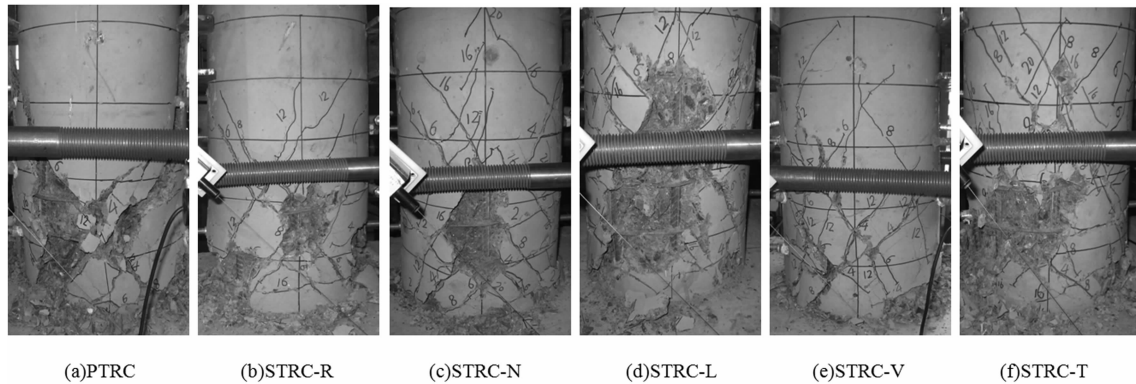


图 3 试件破坏形态和裂缝分布

Fig.3 Failure patterns and cracks distribution of specimens

3 试验结果分析

3.1 滞回曲线

各试件在反复荷载作用下荷载-位移滞回曲线如图 4 所示。图 4 中的 P 和 Δ 分别为加载点处的水平荷载和水平位移。从图 4 中可见:普通桥墩试件 PTRC 的滞回曲线有明显的捏缩和滑移现象,反映出典型的钢筋混凝土短柱剪切破坏特征。 $\Delta=20$ mm 时,临界斜裂缝急剧扩张,滞回曲线开始严重发散;

$\Delta=24$ mm 的首次循环时,箍筋被拉断导致承载力骤降而宣告破坏,总体表现出较差的变形能力和滞回性能。组合桥墩试件 STRC-R 的滞回曲线较试件 PTRC 要饱满、稳定,即使接近于极限位移时,同一位移幅值下 3 个滞回环的差别仍然很小,墩身的强度衰减和刚度退化缓慢,表现出较好的延性和耗能能力。相同结构参数下,轴压比小的组合桥墩试件 STRC-N 滞回曲线的捏缩现象较为明显,轴压比大的试件 STRC-R 滞回曲线则相对饱满。这是因为较大的轴压力能延缓墩身裂缝的开展,抑制裂缝两侧

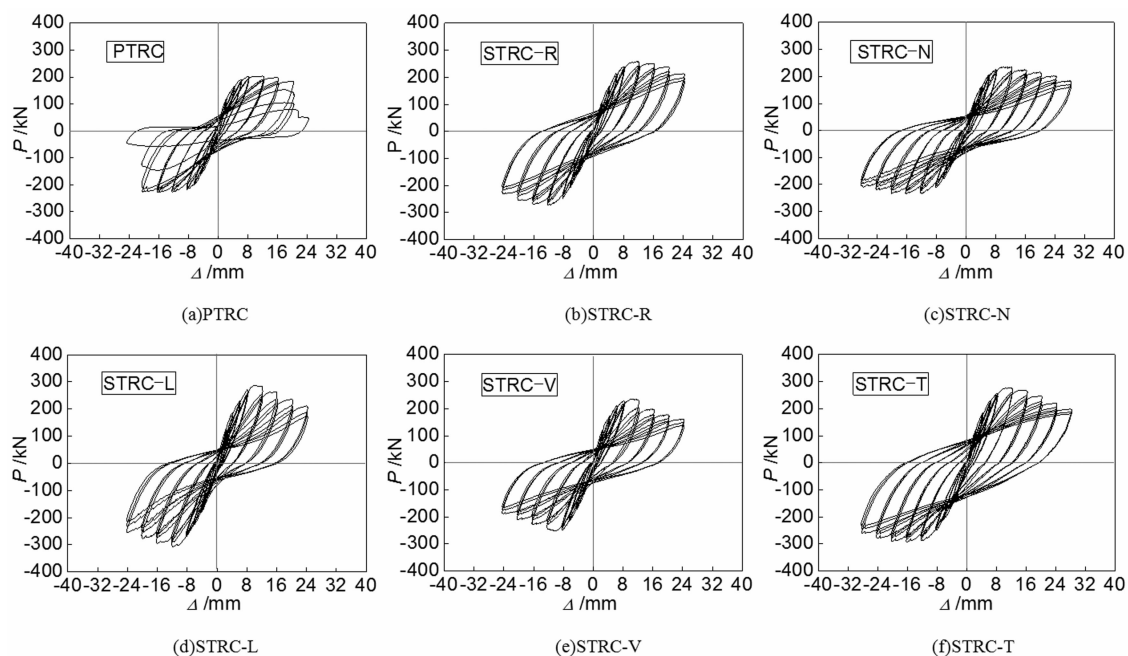


图 4 试件荷载-位移滞回曲线

Fig.4 Load-displacement hysteretic curves of specimens

混凝土的剪切滑移,从而使滞回曲线的捏缩效应有所减轻.纵筋率大的试件 STRC-L 由于发生了较严重的黏结破坏,滞回曲线呈狭长的倒“S”形,并且捏缩效应明显、稳定性差.对比试件 STRC-R 和 STRC-V 可见,配箍率低的试件 STRC-V 滞回环瘦小,峰值荷载过后,强度下降速度快,所能抵抗的循环次数少,耗能和延性差.钢管率对滞回曲线的饱满程度有明显影响,钢管率高的试件 STRC-T 滞回曲

线接近于饱满的梭形,循环次数多,其滞回耗能和变形能力要明显优于钢管率低的试件.

3.2 强度衰减

强度衰减的定量描述可采用强度衰减系数来表示^[16-17],即某一位移幅值下后两次循环的峰值荷载与首次循环的峰值荷载之比.图 5 给出了各试件的强度衰减系数 κ 随水平位移 Δ 的变化曲线.

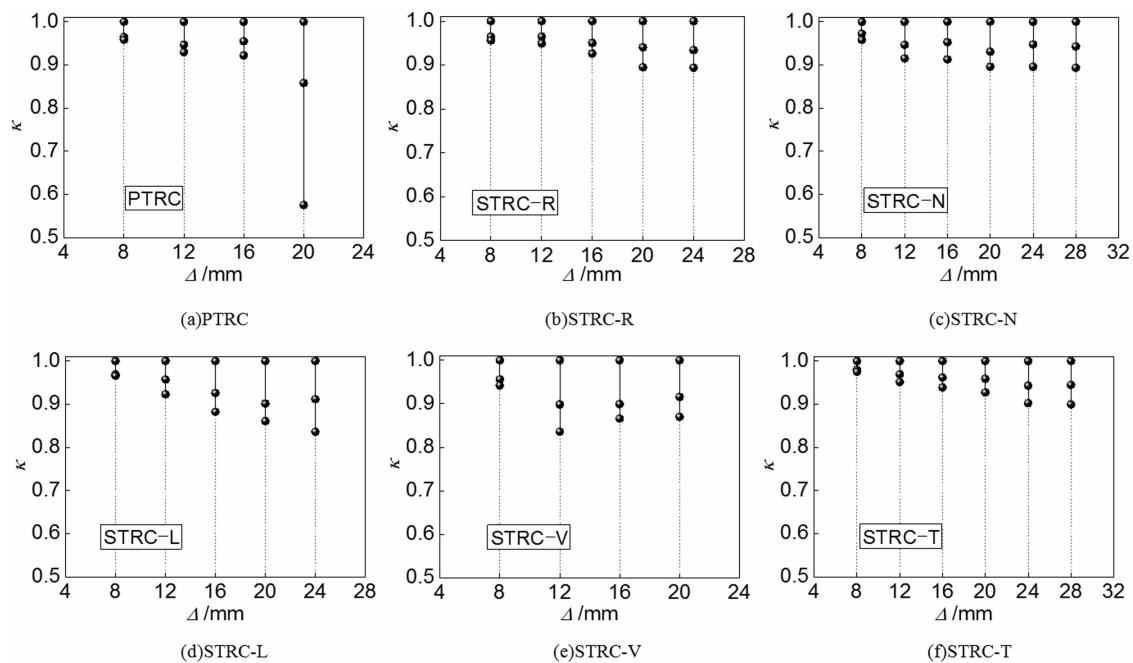


图 5 试件强度衰减曲线

Fig.5 Curves of strength degradation of specimens

从图 5 可见,各试件的强度衰减规律总体表现为随水平位移的增大和循环次数的增多而加剧.水平位移 $\Delta \leq 16$ mm 时,普通桥墩试件 PTRC 的强度衰减与组合桥墩试件 STRC-R 相差不明显;最后一级位移($\Delta = 20$ mm)循环时,临界剪切裂缝的快速扩张使试件 PTRC 的强度骤降 42.5%,而试件 STRC-R 则表现为稳定的强度衰减,相应的强度降低值仅为 10.6%.这表明内置核心钢管可显著减轻墩身后期的强度衰减,提高桥墩的抗倒塌能力.试件 STRC-V 和 STRC-L 滞回曲线的稳定性较差,最后一级位移循环的强度衰减分别达到 13.0% 和 16.5%,强度衰减较其余组合桥墩试件要严重.前者是由于箍筋间距过大,未能有效地限制混凝土的剪切滑移,后者是因为纵筋销栓效应导致的保护层剥落加剧了纵筋的黏结滑移.剪切滑移和黏结滑移都属于不理想的变形和耗能方式,墩身损伤会随荷载往复次数的增多而快速发展,强度稳定性因此而变差.在本次试验所采用的参数范围内,轴压比和钢管

率对强度衰减的影响甚微,不同轴压比和钢管率对比试件的强度衰减均比较稳定,最后一级位移循环的衰减值均在 10% 左右.

3.3 骨架曲线

将滞回曲线中各位移下首次循环的峰值点相连得到试件的荷载-位移骨架曲线,如图 6 所示.

由图 6(a)可见,试件 STRC-R 和试件 PTRC 的墩身初始侧向刚度没有明显差异,但前者的极限承载力比后者有显著提升.这表明,内置核心钢管不改变结构的初始刚度和固有频率,因而在地震作用下桥墩所受的地震力不变,而核心钢管对抗剪强度的提高相当于增加了结构的安全储备.从图 6(a)还可见,试件 PTRC 在峰值荷载后的较长一段变形内强度轻微下降,但在接近破坏时主剪斜裂缝急剧扩张,承载力骤降;试件 STRC-R 由于剪压区混凝土和斜压小柱体被压溃逐渐退出工作,墩身损伤发展平稳、可控,承载力稳定下降.由图 6(b)可见,在相同的配筋形式下,轴压比小的试件 STRC-N 抗剪强

度低,骨架曲线的下降段较基准试件 STRC-R 要平缓.纵筋率大的试件 STRC-L 较试件 STRC-R 的抗剪强度要高,这是因为小剪跨比墩柱的纵筋销栓剪力作用明显,较大的纵筋率能提供更大的销栓作用力,使抗剪强度得到提高.由于混凝土保护层的剥落随销栓作用增加而加剧,使试件 STRC-L 峰值荷载后的强度降低加快,位移延性变差.由图 6(c)可见,配箍率高的试件 STRC-R 较配箍率低的试件 STRC-V 抗剪强度高;同时,较高的配箍率可为混凝土

土提供更好的约束,使其保持较好的完整性以协同钢管混凝土芯柱抵抗外荷载,有助于发挥组合桥墩变形能力强的优势.随着钢管率的增加,钢管混凝土芯柱所能抵抗的水平荷载随之增大,从而使试件 STRC-T 的抗剪强度较试件 STRC-R 有所提高;另外,骨架曲线的下降段随钢管率的增加也趋于平缓,这是因为较大的钢管率增加了对核心混凝土的套箍效应,改善了组合桥墩试件的变形能力.

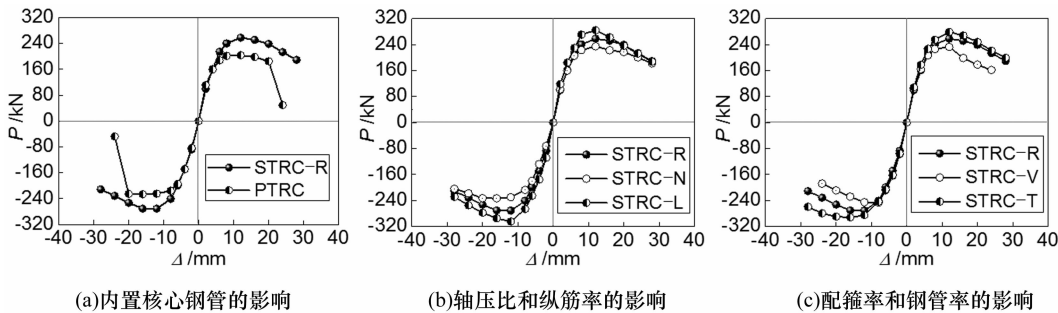


图 6 试件荷载-位移骨架曲线
Fig.6 Load-displacement skeleton curves of specimens

3.4 承载力和位移延性

试验结果汇总表 2,表中数据为正、反向加载的平均值.其中, P_{cr} 为开裂荷载, P_y 和 Δ_y 为名义屈服荷载和名义屈服位移^[18]; P_u 为峰值荷载,即试件

所能抵抗的最大水平力; Δ_u 为极限位移,取水平荷载下降至峰值荷载的 85%时对应的位移; θ_u 和 μ_Δ 分别为极限位移角和位移延性系数.

表 2 试验结果汇总
Tab.2 Summary of test results

试件编号	P_{cr}/kN	P_y/kN	P_u/kN	V_{cs}/kN	Δ_y/mm	Δ_u/mm	$\theta_u(=\Delta_u/h)/\%$	$\mu_\Delta=\Delta_u/\Delta_y$
PTRC	97.2	186.4	215.1	—	5.72	20.55	4.57	3.59
STRC-R	93.5	234.9	264.7	524.8	7.62	23.61	5.25	3.10
STRC-N	86.5	206.2	233.9	514.9	6.77	27.05	6.01	3.85
STRC-L	113.2	262.1	297.0	524.8	7.75	20.89	4.64	2.70
STRC-V	100.3	213.0	239.5	507.0	6.29	18.06	4.01	2.87
STRC-T	101.6	248.7	285.3	643.4	7.91	25.73	5.72	3.25

注:表中 V_{cs} 为采用文献[6]中抗剪强度公式计算所得的组合桥墩试件抗剪承载力.

试件 STRC-R 的抗剪强度和极限位移角较试件 PTRC 分别提高了 23.1%和 14.9%,这表明内置核心钢管可大幅提高小剪跨比桥墩的抗剪承载力和变形能力;另外,由于核心钢管的存在延缓了墩身的屈服过程,屈服位移由 5.72 mm 增加到 7.62 mm,导致延性系数由 3.59 减小到 3.10,降幅为 15.8%.对比试件 STRC-N 和 STRC-R,当轴压比从 0.075 增加到 0.15 时,抗剪强度提高了 13.2%,极限位移角和延性系数分别减小了 12.7%和 19.5%.对比试件 STRC-R 和 STRC-L,当纵筋率从 1.74% 增加到 2.28%时,抗剪强度提高了 12.2%,极限位移角和延性系数分别减小了 11.5%和 12.9%.可见,

增大轴压比或纵筋率虽可提高抗剪强度,但延性和变形能力也明显降低.因此,应适当限制小剪跨比组合桥墩的轴压比和纵筋率,使其具有良好的变形能力并减轻纵筋销栓效应导致的黏结破坏.不满足中国现行桥梁抗震设计规范配箍率要求的试件 STRC-V 其抗剪强度、极限位移角和位移延性系数分别较试件 STRC-R 减小了 9.5%、23.5%和 7.4%,可见配箍率也是组合桥墩的一个重要设计参数.为满足工程实践中认为构件具有良好变形能力时极限位移角不小于 4.0%和延性系数不小于 3.0 的要求,从本次试验来看,圆形截面组合桥墩螺旋箍筋的体积配箍率应不小于 0.5%.对比试件 STRC-R 和

STRC-T, 当钢管率从 1.74% 增至 2.29% 时, 抗剪强度、极限位移角和延性系数分别增加了 7.8%、9.0% 和 4.8%。可见, 增大钢管率可同时提高抗剪强度、变形能力和延性; 但不宜过分增大核心钢管的直径和壁厚, 以免造成墩、台连接困难和钢材费用大幅增加。沿用组合柱在高层建筑上的经验, 建议核心钢管的合理直径为墩身截面尺寸的 1/3 至 1/2。

5 个组合桥墩试件的极限位移角和位移延性系数均值分别为 5.12% 和 3.15, 表明发生剪切破坏的小剪跨比组合桥墩亦具有较好的变形能力和位移延性, 因而可应用于抗震设防区。

3.5 耗能特性

在低周反复加载试验中, 构件的滞回耗能定义为荷载-位移滞回曲线中封闭滞回环所包围的面积, 累加所有滞回环的面积得到当前位移下的累积滞回耗能。图 7 给出了各桥墩试件的累积滞回耗能 E_{hyst} 随加载位移 Δ 的变化曲线。

由图 7(a) 可见, $\Delta \leq 16$ mm 时, 试件 PTRC 的耗能曲线与 STRC-R 基本重合, 这表明在普通桥墩

试件的主剪裂缝形成以前, 二者耗能基本相同。由于失效模式和变形能力的差异, 试件 STRC-R 破坏前的累积耗能达到了 PTRC 的 1.61 倍, 可见内置核心钢管可明显提高桥墩的耗能能力。由图 7(b) 可见, 相同位移下, 轴压比大的试件 STRC-R 耗能多, 这是因为 STRC-R 承载能力高且滞回环较为饱满; 轴压比小的试件 STRC-N 由于在破坏前经历了更大的塑性变形和更多的循环次数, 最终的累积耗能为试件 STRC-R 的 1.22 倍。纵筋率对累积耗能的影响相对较小。随着纵筋率的增加, 一方面纵筋销栓作用提高了试件的抗剪承载力, 另一方面纵筋的黏结破坏特征更加明显, 滞回曲线的捏缩效应加重。两方面的作用相互抵消, 使滞回环的面积略微减小, 耗能变差。由图 7(c) 可见, 试件的耗能随配箍率或钢管率的增加而大幅提高, 较大配箍率或钢管率试件破坏前的累积耗能分别是相应对比试件的 1.71 倍和 1.57 倍。可见, 增加配箍率和钢管率是改善组合桥墩耗能特性的有效措施。

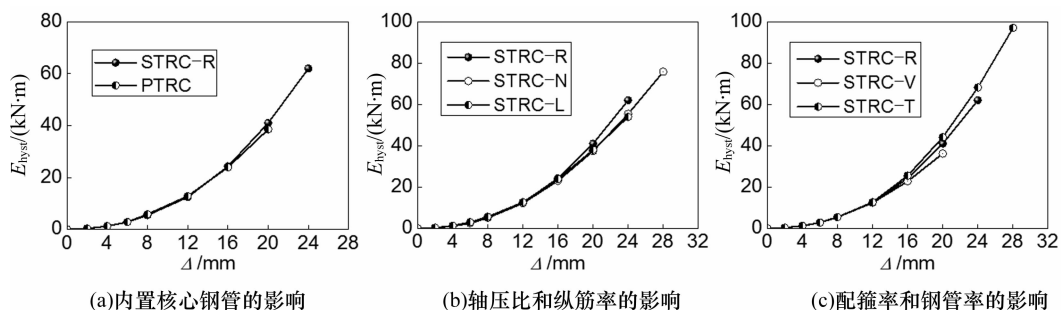


图 7 试件累积耗能曲线

Fig.7 Accumulated energy dissipation curves of specimens

3.6 破坏机理与抗剪强度计算

由试验现象可知, 内置核心钢管在加载早期可分散墩身裂缝, 避免损伤集中发展; 在加载中后期可推迟临界剪切裂缝的形成, 并限制临界剪切裂缝的急剧扩张, 使试件因剪压区混凝土和斜压柱体的压碎脱落而破坏, 从而表现出一定的延性特征。另外, 核心钢管本身的抗剪贡献以及对核心混凝土的约束作用, 使得组合桥墩试件的抗剪强度较钢筋混凝土试件有着显著提高。因此, 核心钢管的存在改变了小剪跨比桥墩的破坏机理, 提高了试件的抗剪强度和变形能力。然而, 由于组合墩柱破坏机理复杂, 影响其抗剪强度的因素较多, 目前还未形成一套完善的理论分析模型和抗剪强度计算方法。中国现行的钢管混凝土组合柱设计规程^[6]在 38 个高强混凝土组合柱拟静力试验的基础上, 采用叠加各分项抗

力体系的简化计算方法, 对实测水平承载力进行回归分析, 给出了矩形截面组合柱在偏心受压作用下斜截面的抗剪强度计算公式:

$$V_{\text{cs}} = (V_{\text{rc}} + V_{\text{st}}) / \gamma_{\text{RE}}, \quad (1)$$

$$V_{\text{rc}} = \frac{1.05}{\lambda + 1.0} f_t b h_0 + f_{\text{yv}} \frac{A_{\text{sv}}}{s} h_0 + 0.056 N, \quad (2)$$

$$V_{\text{st}} = \frac{2.5 f_a A_a}{\sqrt{1 + 4\lambda^2}}. \quad (3)$$

式中: V_{cs} 为组合柱抗剪强度; V_{rc} 为混凝土、箍筋和轴压力三部分抗剪贡献之和; V_{st} 为核心钢管抗剪贡献; λ 为构件剪跨比; b 和 h_0 分别为截面的宽度和有效高度; A_{sv} 和 s 分别为同一截面内箍筋总截面面积和箍筋间距; A_a 为钢管截面面积; N 为轴向力设计值; γ_{RE} 为承载力抗震调整系数, 轴压比等于 0.15 时

取为 0.8; f_t 为混凝土抗拉强度设计值; f_{yv} 为箍筋抗拉强度设计值; f_a 为钢管抗拉强度设计值。

按照等效惯性矩原则^[19-20]将式(2)中 b 和 h_0 用圆形截面半径 R 表达,即可将式(1)~(3)应用于圆形截面组合墩柱的抗剪强度计算:

$$b = 1.76R, h_0 = 1.6R. \quad (4)$$

利用上述公式对 5 个组合桥墩试件的抗剪强度进行计算,并与试验结果对比列入表 2 中。由表 2 可见,上述公式给出了偏于不安全的预测结果,计算值达到试验值的 2 倍之多,产生如此偏差的原因可能是本次试验所采用的试验参数(如混凝土强度、试验轴压比)与规范编制所依托的试验资料的相关参数差异过大。因此,对于采用普通强度混凝土浇筑且处于较低轴压比下的组合桥墩其抗剪强度的计算不能直接搬用文献[6]中的相关公式。

4 结 论

完成了 5 个剪跨比 $\lambda = 1.5$ 钢管混凝土组合桥墩试件和 1 个钢筋混凝土桥墩对比试件的拟静力加载试验,主要结论如下:

1) 内置核心钢管可改变小剪跨比桥墩的破坏形态,减轻其损伤程度,改善其受剪破坏时的脆性性质,并使桥墩的抗震性能得到提高;与相同结构参数的普通桥墩试件相比,组合桥墩试件的抗剪强度、极限位移和累积耗能均有明显提升,提高幅值分别为前者的 23.1%、14.9% 和 61.0%。

2) 随着轴压比的增大,组合桥墩试件的抗剪承载力和滞回曲线的饱满程度有所增加,但较大的轴压力使墩身损伤发展加快,变形能力和累积耗能降低;增大纵筋率可提高组合桥墩试件的抗剪承载力,但纵筋销栓作用使滞回曲线捏缩效应加重,强度衰减加快,变形和耗能能力变差。

3) 随着配箍率或钢管率的增加,组合桥墩试件的抗剪承载力得到提高,滞回曲线的饱满度和稳定性变好,墩身所能抵抗的塑性变形和循环次数也随之增加。峰值荷载过后,骨架曲线的下降段趋于平缓,位移延性和耗能能力得到改善。

4) 5 个组合桥墩试件的极限位移角介于 4.01%~6.01% 之间,延性系数介于 2.70~3.85 之间;除配箍率不满足我国现行桥梁抗震设计规范要求试件外,其余 4 个组合桥墩试件的极限位移角均大于普通桥墩试件;为满足工程实践中认为抗震构件具有良好变形能力时极限位移角不小于 4.0% 和位移

延性系数不小于 3.0 的要求,建议小剪跨比圆形截面组合桥墩螺旋箍筋的体积配箍率应不小于 0.5%。

5) 文献[6]中给出的抗剪强度计算公式不适用于钢管混凝土组合桥墩,采用普通强度混凝土浇筑且处于较低轴压比下组合墩柱的抗剪机理以及抗剪强度计算需进一步研究。

参考文献

- [1] YAO T H, CHUNG C F. Seismic effect on highway bridges in Chi Chi earthquake[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2004, 18(1): 869—879.
- [2] 刘建新, 赵国辉. 5.12 汶川地震典型桥梁震害分析[J]. 建筑科学与工程学报, 2009, 26(2): 92—97.
LIU J X, ZHAO G H. Typical bridge damage analysis in “5. 12” Wenchuan earthquake[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2009, 26(2): 92—97. (In Chinese)
- [3] PANDEY G R, MUTSUYOSHI H. Seismic performance of reinforced concrete piers with bond-controlled reinforced[J]. ACI Structure Journal, 2005, 102(2): 295—304.
- [4] QIU W L, KAO C S, KOU C H, *et al.* Experimental study of seismic performances of RC bridge columns with CFST column embedded inside [J]. Journal of Marine Science and Technology, 2015, 23(2): 212—219.
- [5] QIU W L, JIANG M, PAN S S, *et al.* Seismic responses of composite bridge piers with CFT columns embedded inside[J]. Steel and Composite Structures, 2013, 15(3): 343—355.
- [6] CECS 188:2005 钢管混凝土叠合柱结构技术规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 2005: 55—56.
CECS 188: 2005 Technical specification for steel tube-reinforced concrete column structure[S]. Beijing: China Planning Press, 2005: 55—56. (In Chinese)
- [7] 聂建国, 柏宇, 李胜勇, 等. 钢管混凝土核心柱轴压组合性能分析[J]. 土木工程学报, 2005, 38(9): 9—13.
NIE J G, BAI Y, LI S Y, *et al.* Analyses on composite column with inside concrete filled steel tube under axial compression[J]. China Civil Engineering Journal, 2005, 38(9): 9—13. (In Chinese)
- [8] 尧国皇, 李永进, 廖飞宇. 钢管混凝土叠合柱轴压性能研究[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(5): 114—121.
YAO G H, LI Y J, LIAO F Y. Behavior of concrete filled steel tube reinforced concrete columns subjected to axial compression[J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(5): 114—121. (In Chinese)
- [9] 郭全全, 李芊, 章沛瑶, 等. 钢管混凝土叠合柱偏心受压承载力的计算方法[J]. 土木工程学报, 2014, 47(5): 56—63.
GUO Q Q, LI Q, ZHANG P Y, *et al.* Calculation for bearing capacity of steel tube reinforced concrete columns under eccentric compression[J]. China Civil Engineering Journal, 2014, 47(5): 56—63. (In Chinese)
- [10] 赵国藩, 张德娟, 黄承逵. 钢管砼增强高强砼柱的抗震性能研究[J]. 大连理工大学学报, 1996, 36(6): 759—766.

- ZHAO G F, ZHANG D J, HUANG C K. Study of earthquake resistant behavior of high strength concrete column reinforced with concrete filled steel tube[J]. Journal of Dalian University of Technology, 1996, 36(6): 759—766. (In Chinese)
- [11] 李惠, 吴波, 林立岩. 钢管高强混凝土叠合柱的抗震性能研究[J]. 地震工程与工程振动, 1998, 18(1): 45—52.
- LI H, WU B, LIN L Y. Study on seismic properties of laminated column with high strength concrete containing steel tube [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1998, 18(1): 45—52. (In Chinese)
- [12] 廖飞宇, 韩林海. 方形钢管混凝土叠合柱的力学性能研究[J]. 工程力学, 2010, 27(4): 153—162.
- LIAO F Y, HAN L H. Performance of concrete filled steel tube reinforced concrete columns with square sections[J]. Engineering Mechanics, 2010, 27(4): 153—162. (In Chinese)
- [13] HAN L H, LIAO F Y. Performance of concrete filled steel tube reinforced concrete columns subjected to cyclic bending [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(8): 1607—1616.
- [14] 佟威豪. 钢管混凝土叠合技术在工程中的应用[J]. 建筑结构, 2012, 42(S2): 448—450.
- TONG X H. Application of steel pipe concrete laminated column technology in engineering[J]. Building Structure, 2012, 42(S2): 448—450. (In Chinese)
- [15] 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: 39—40.
- JTG/T B02-01—2008 Guidelines for seismic design of highway bridges [S]. Beijing: China Communications Press, 2008: 39—40. (In Chinese)
- [16] 齐岳, 郑文忠. 低周反复荷载下核心高强混凝土柱抗震性能试验研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2009, 36(12): 6—12.
- QI Y, ZHENG W Z. Experimental study of the seismic behavior of concrete columns with high strength core under low cyclic loading[J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2009, 36(12): 6—12. (In Chinese)
- [17] 贾金青, 马英超, 封硕. 高轴压比作用下型钢超高强混凝土框架抗震试验研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2016, 43(9): 1—9.
- JIA J Q, MA Y C, FENG S. Study of seismic performance of steel ultra high strength concrete frames under the effect of high axial compression ratio[J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2016, 43(9): 1—9. (In Chinese)
- [18] 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.
- [19] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010: 61—62.
- GB 50010—2010 Code for design of concrete structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010: 61—62. (In Chinese)
- [20] 邹银生, 狄谨, 方志. 砼深受弯构件及圆形截面构件受剪承载力[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2002, 29(2): 100—105.
- ZOU Y S, DI J, FANG Z. Calculation methods for shear capacity of R.C. deep flexural and circular sections members[J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2002, 29(2): 100—105. (In Chinese)