文章编号：1000-8608(2017)02-0133-09

剪跨比对钢管混凝土组合桥墩抗震性能影响试验研究

田　甜[1]，邱文亮*[1]，齐中新[2]，张　哲[1]

（1.大连理工大学 土木工程学院，辽宁 大连　116024；
2.中国人民解放军军事经济学院，湖北 武汉　430000）

摘要： 钢管混凝土组合桥墩是一种以圆钢管为钢骨的新型钢-混凝土组合桥墩，具有良好的应用前景.通过3个组合桥墩试件的拟静力试验，研究了钢管混凝土组合桥墩的抗震性能和抗剪强度，分析了剪跨比对组合桥墩破坏形态、位移延性、刚度退化、滞回耗能和残余位移的影响.试验结果表明：剪跨比是决定组合桥墩破坏形态的关键因素，3个不同剪跨比的组合桥墩试件发生的破坏模式有剪切斜压破坏、弯剪破坏和弯曲破坏3类；3个组合桥墩试件的滞回曲线均比较饱满、稳定，无明显的捏缩、滑移现象；随着剪跨比的增大，试件的变形能力和耗能特性得到改善，刚度退化减慢，残余位移减小；不同剪跨比的组合桥墩试件均具有良好的变形能力，满足工程实践对位移延性系数和极限位移角的要求；对组合桥墩的抗剪强度计算公式进行了有益探讨，研究成果可为组合桥墩的抗震设计提供参考.

关键词： 钢管混凝土组合桥墩；抗震性能；剪跨比；刚度退化；滞回耗能；抗剪强度
中图分类号：U443.22　　**文献标识码：**A　　**doi：**10.7511/dllgxb201702004

0　引　言

墩柱是桥梁结构承重和抗侧向力的主要构件，在地震中易损坏，严重的墩柱破坏是导致落梁、结构坍塌，并在震后难以修复的主要原因[1].为改善桥墩的变形能力，并提高其抗弯、抗剪承载力，以避免发生弯曲压溃和脆性剪切破坏，文献[2-3]介绍了在钢筋混凝土桥墩内埋置核心钢管的设计思路，形成一种以钢管混凝土为加强柱的钢管混凝土组合桥墩（以下简称组合桥墩）.组合桥墩将钢管混凝土芯柱与外围钢筋混凝土有机地结合起来，使二者协同工作以形成良好的抗力机制.与传统钢筋混凝土桥墩相比，组合桥墩具有能减小结构地震响应和提高安全储备等优点，因而在地震设防区有着良好的应用前景.

从组成形式上看，组合桥墩和高层建筑中的钢管混凝土组合柱[4]（以下简称组合柱）具有相似的构造，二者的主要差别在于桥梁工程和高层建筑因结构体系、荷载类型的差异，在研究和应用时选取的结构参数和材料参数范围有所不同.20世纪90年代以来，我国学者对组合柱的轴压[5]、压弯[6]和抗震性能[7-10]进行了一系列研究（大多数是针对高强混凝土或高轴压比的框架柱开展），结果表明，组合柱在力学性能和施工工艺方面具有诸多优点.目前，组合柱的设计和施工已基本成熟，在我国高层建筑领域得到越来越广泛的应用，并取得了良好的经济效益[11].而关于组合桥墩的研究文献和工程应用却鲜有报道，影响其推广使用的一个重要原因就是对其（采用普通强度混凝土浇筑且具有较低轴压比的墩柱）抗震性能、变形能力和抗剪强度的研究不够深入.为促进这一新型桥墩在工程实践上的应用，本文通过3个组合桥墩试件的拟静力加载试验，描述不同剪跨比的组合桥墩试件在低周反复荷载作用下的损伤演化过程，讨论剪跨比对组合桥墩各项抗震性能指标的影响规律，旨在为组合桥墩的抗震设计和进一步的理论研究提供试验基础.

收稿日期：2016-07-18；　**修回日期：**2017-01-18.
基金项目：国家自然科学基金资助项目(51178080).
作者简介：田　甜(1985-)，男，博士生，E-mail：tian3316625@163.com；邱文亮*(1972-)，男，教授，E-mail：qwl@dlut.edu.cn.

1 试验概况

1.1 试件设计与制作

本次试验制作了 3 个圆形截面组合桥墩试件，除剪跨比不同外，其他设计参数均保持一致，见表 1. 表中 $n=N/N_0$ 为试验轴压比，N 为施加于墩顶的竖向力，$N_0=f_{ck}A_c$ 为墩身的名义抗压强度，f_{ck} 为混凝土抗压强度标准值，A_c 为墩身截面面积. 各墩顶的竖向力均为 284 kN，相应的试验轴压比 $n=0.15$，接近或者稍大于工程实践中桥墩的实际轴压比.

表 1 试件设计参数汇总

Tab. 1 Summary of specimen design parameters

试件编号	纵筋率 ρ_l/%	配箍率 ρ_v/%	含钢率 ρ_s/%	轴压比 n	剪跨比 λ
CS01	1.74	0.51	1.74	0.15	1.5
CS02	1.74	0.51	1.74	0.15	2.0
CS03	1.74	0.51	1.74	0.15	3.0

试件的尺寸和配筋如图 1 所示，墩身截面直径 D 均为 300 mm，3 个试件的剪跨比 λ 分别为 1.5、2.0 和 3.0，相应的水平力加载点高度 h，即墩柱的有效高度分别为 450、600 和 900 mm，设计时柱头加高 150 mm 以安装加载夹具；核心钢管采用规格为 ϕ102×4 mm 的 Q345 级低碳合金无缝钢管，截面的含钢率为 1.74%. 钢管在墩身内的埋置长度与水平力加载点高度相同，在底座内的锚固长度为 450 mm；墩身主筋采用 8ϕ14 的 HRB400 级带肋钢筋，沿截面周围均匀布置，相应的纵筋率为 1.74%；箍筋采用 ϕ6.5 的 HPB300 级光圆钢筋，箍筋间距为 75 mm，相应的体积配箍率为 0.51%.

试件加工时，首先绑扎好墩身与底座的钢筋骨架，然后将核心钢管用定位钢筋固定在墩身的钢筋笼内，定位时注意使钢管几何位置居中，最后支模并浇筑墩身与底座的混凝土. 混凝土的配合比按 C40 设计，与实际工程中桥墩广泛采用的混凝土标号相同. 浇筑试件时制作了 3 个标准混凝土立方体试块，与试件同条件养护后实测其抗压强度均值为 42.5 MPa. 将钢管切割成 500 mm×15 mm 的抗拉强度测定标准件，测得其屈服强度为 368 MPa，极限强度为 562 MPa；直径为 14 mm 的纵筋屈服强度为 423 MPa，极限强度为 620 MPa；直径为 6.5 mm 的箍筋屈服强度为 318 MPa，极限强度为 416 MPa.

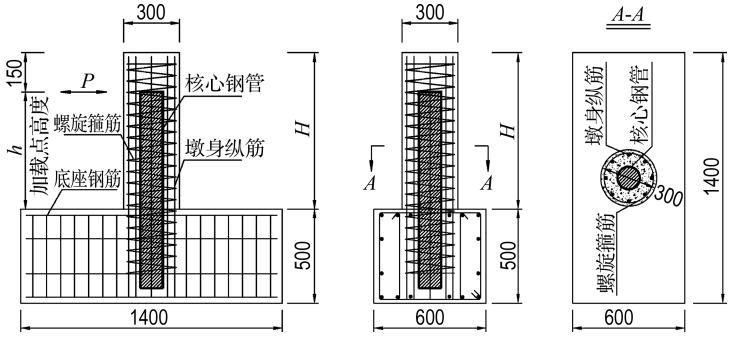


图 1 试件尺寸及配筋(单位：mm)

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

1.2 试验装置与加载方案

本次试验在大连理工大学桥隧研发基地实验大厅进行，试验装置如图 2 所示，采用悬臂式加载. 试件的底座通过高强螺杆、钢压梁和水平约束系统锚固在地面反力槽内，以模拟墩底为嵌固端的边界条件. 轴向压力由加载能力为 3 000 kN 的竖向千斤顶施加，水平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±1 000 kN，规定正向加载为推，反向加载为拉. 试验开始前，根据试验轴压比施加竖向力至设计值，并在整个试验过程中维持恒定，然后施加水平往复作用. 水平加载采用位移控制，位移幅值逐级增加，每级位移循环 3 次，当试件的水平承载力下降至最大值的 80%以下或不适于继续承载时结

束试验.

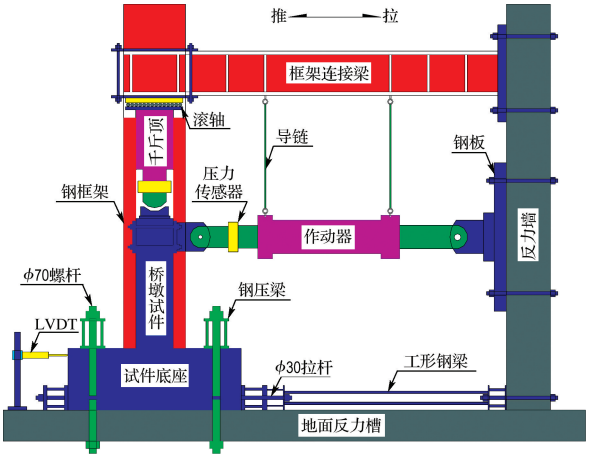


图 2　试验装置图

Fig. 2　Schematic of test set-up

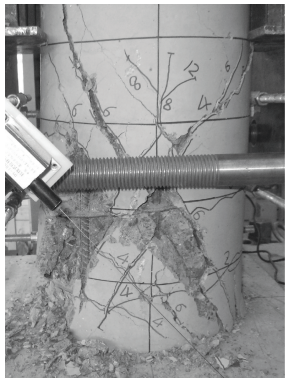
1.3　测量装置与数据采集

试验中需要进行测量和记录的数据主要有荷载、变形(位移)、应变以及墩身的裂缝信息. 沿墩身不同高度处布置有水平、竖向和斜向的拉线式位移传感器以测量墩身的水平、弯曲和剪切变形，在基座侧面设有顶杆式位移传感器以观测试件在水平作用下是否发生刚体位移，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位置的应变发展. 水平力加载点处的荷载和位移由作动器的控制系统自动采集，并将荷载-位移滞回曲线实时显示在操作界面上，墩底的应变和墩身的变形信号利用无线静态应变测试系统采集，墩身裂缝的宽度、长度和倾角采用混凝土裂缝探测仪、钢尺和量角器进行测量.

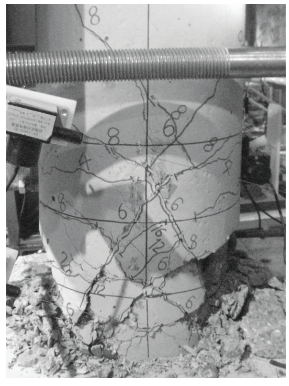
2　试验现象

3 个组合桥墩试件发生的破坏模式分别为剪切斜压破坏、弯剪破坏和弯曲破坏，图 3 给出了各试件的最终破坏形态，照片中墩身水平标记线间距为 10 cm.

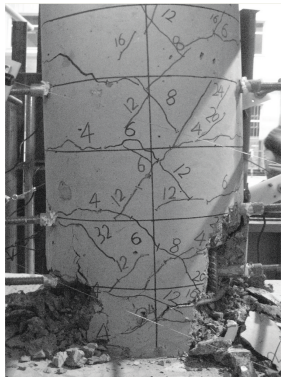
(1)剪跨比 $\lambda=1.5$ 的试件 CS01 发生剪切斜压破坏. 水平位移为 2 mm 时在墩底区域出现微小水平裂缝，随即朝侧面斜向延伸. 随着水平荷载增大，已有裂缝宽度增加，并且在墩身腹部不断有大致平行的斜裂缝生成，斜裂缝相互交叉并将墩身侧面分割成不规则的菱形小块体. 随后，斜裂缝逐渐汇合并发展出两条主剪斜裂缝，混凝土逐渐退出工作，墩身应力发生重分布，钢管混凝土芯柱开始发挥主要抗剪作用，主剪斜裂缝在芯柱的限制下裂缝宽度开展较慢. 试件最终以剪压区的混凝土和墩身侧面的斜压小柱体被压溃而达到极限状态，同时出现了较明显的剪切黏结裂缝，整个破坏过程发展较为缓慢，具有一定的延性. 从试件 CS01 最终的破坏状态可见，墩身基本保持竖直，核心柱有效地限制了墩身的剪切滑移. 虽然墩身混凝土严重剥落，但钢筋骨架基本完好，纵筋屈曲程度较轻，箍筋轻微鼓出，剥去钢管外围松散混凝土，发现核心钢管未发生局部屈曲.



(a) 试件 CS01 剪切斜压破坏



(b) 试件 CS02 弯剪破坏



(c) 试件 CS03 弯曲破坏

图 3　试件破坏形态和裂缝分布

Fig. 3　Failure patterns and cracks distribution of specimens

(2)剪跨比 $\lambda=3.0$ 的试件 CS03 发生弯曲破坏. 水平位移为 4 mm 时，墩身下半部分混凝土首先出现水平微小弯曲裂缝. 随着水平荷载增大，裂缝数量逐渐增多、宽度变大、间距变小，纵筋和核心钢管受拉屈服后，水平裂缝朝侧面斜向延伸并且相互交叉. 此后，裂缝数量不再增多，开始形成

宽度较大的临界裂缝，墩底混凝土在压、拉反复作用下起皮、掉渣. 随着水平位移继续增大，墩底混凝土保护层被压酥并逐渐从墩身剥离，剥落区沿着墩身向上发展，墩底钢筋骨架外露，纵筋压弯、屈曲经几次循环后疲劳断裂，试件的水平承载力显著下降而宣告破坏. 加载过程中，墩身变形发展充分，裂缝分布均匀，破坏发展平缓，在墩底形成了延性和耗能较好的塑性铰机制.

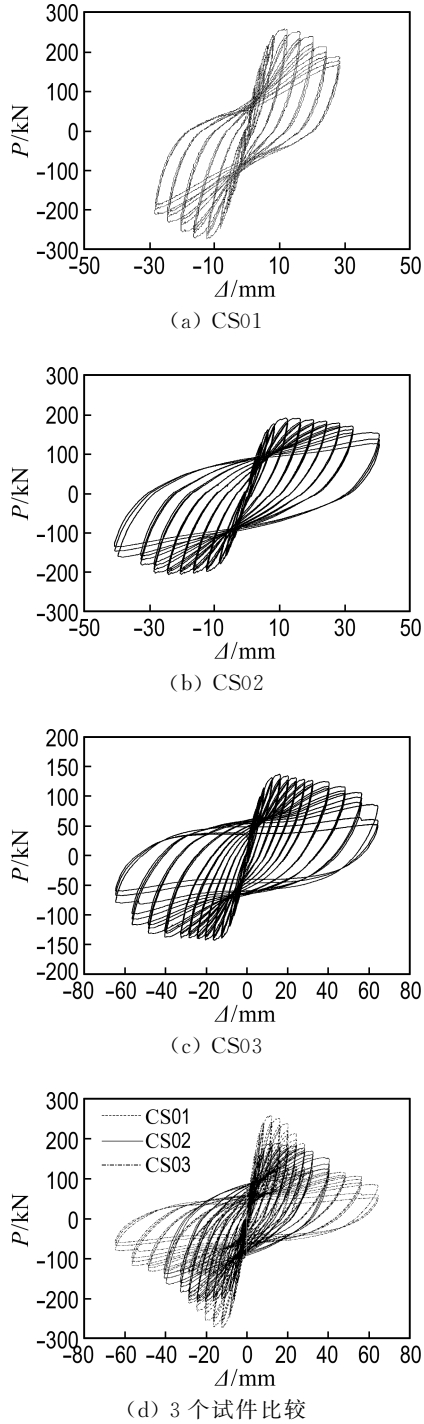
(3)剪跨比 $\lambda=2.0$ 的试件 CS02 没有发生明显的脆性剪切破坏. 在加载初期表现出和弯曲破坏相似的过程，首先在墩底区域出现水平弯曲裂缝并朝墩身侧面斜向发展，纵筋屈服、受压区混凝土保护层轻微脱落后，在墩底形成小范围的塑性铰区. 随着循环次数的增多和塑性变形的增大，墩底塑性铰区的损伤发展导致混凝土的有效抗剪面积不断减小，压区混凝土所受的正应力和剪应力不断增加，当主压应力达到混凝土的极限强度时退出工作，水平力由混凝土逐渐转移给箍筋和核心柱承担，组合桥墩的抗剪承载力随着延性系数的增加逐渐降低. 临近破坏时，墩底塑性铰区的斜裂缝发育比较充分，形成了较明显的剪切面. 试件最终以纵筋被拉断而结束试验，属于弯曲破坏和剪切破坏共存的情况，表现为具有一定延性和耗能能力的弯剪破坏.

3 滞回曲线

试件在反复荷载作用下的荷载-位移滞回曲线是其抗震性能的综合体现，滞回曲线越饱满、稳定，表明其抗震性能越好. 各试件的滞回曲线如图 4 所示，图中 P、Δ 分别为加载点处的水平荷载和水平位移.

(1)在加载初期，水平位移较小，试件处于弹性工作阶段，滞回曲线接近于线性，卸载后基本没有残余变形；随着水平位移增加，试件进入塑性工作状态并产生低周疲劳效应，墩身刚度逐渐退化，表现为加、卸载曲线的斜率减小，滞回环所围成的面积不断增加，同一位移幅值下 3 次循环的强度发生衰减，卸载后残余位移增大.

(2)3 个试件的滞回曲线均比较饱满，即使发生剪切破坏的试件 CS01，由于核心钢管的限制作用，其滞回曲线也未发生明显的滑移现象；当水平力达到峰值荷载以后，滞回曲线仍具有较好的稳定性，同一位移下 3 次循环的滞回环差别较小，墩身的强度衰减和刚度退化缓慢，表现出良好的滞回性能.



(a) CS01

(b) CS02

(c) CS03

(d) 3 个试件比较

图 4 试件荷载-位移滞回曲线

Fig. 4 Load-displacement hysteretic curves of specimens

(3)对比 3 个试件的滞回曲线可见，剪跨比对滞回环的形状及割线刚度影响较大. 剪跨比最小

的试件 CS01 其滞回曲线的捏缩现象相对较为明显，饱满度稍差. 由于墩身抗侧向力刚度最大，其加、卸载曲线均非常陡峭，峰值荷载过后，强度降低较快；随着剪跨比逐渐增大，滞回曲线愈加饱满，捏缩效应减轻，试件在破坏前所能抵抗的塑性变形和循环次数逐渐增大，滞回耗能和变形能力得到改善.

4　试验结果分析

4.1　骨架曲线

根据滞回曲线得到各试件的荷载-位移骨架曲线如图 5 所示，图中纵坐标取正、反向加载的平均值，从图中可以看出：①剪跨比小的试件，墩身的侧向刚度和水平承载力较大，骨架曲线的上升段和下降段均比较陡峭，表现出相对较差的变形能力；②随着剪跨比的增大，试件的水平承载力逐渐减小，骨架曲线的上升段和下降段趋于平缓，水平力达到峰值以后，剪跨比越大的试件承载力降低越缓慢，表现出更好的位移延性和变形能力.

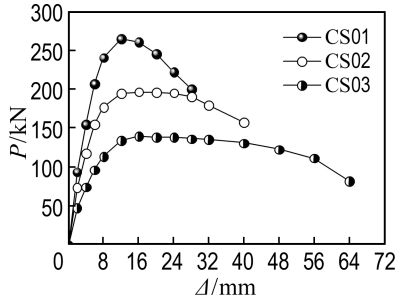


图 5　试件荷载-位移骨架曲线

Fig. 5　Load-displacement skeleton curves of specimens

各试件骨架曲线的特征点汇总见表 2，其中，P_y 和 Δ_y 分别为名义屈服荷载和名义屈服位移，采用 Park 法确定；P_u 为峰值荷载，即试件所能抵抗的最大水平荷载；Δ_u 为墩顶的极限位移，取水平荷载下降至峰值荷载的 85% 时所对应的位移值；极限位移角 θ_u 为极限位移与墩高的比值，位移延性系数 μ_Δ 为极限位移与屈服位移的比值. 从表 2 可见：①组合桥墩试件的水平承载力与剪跨比呈负相关关系，极限位移和位移延性系数与剪跨比呈正相关关系；②3 个剪跨比试件的位移延性系数均大于 3.0，极限位移角也都大于 5.0%. 这表明组合桥墩应用于高墩和矮墩时，均能满足工程实践中认为构件具有良好变形能力时位移延性系数不小于 3.0 以及极限位移角不小于 4.0% 的要求.

结合课题组前期的研究以及相关文献[12]可知，虽然钢管能为截面核心位置混凝土提供良好约束，但组合墩柱仍应满足一定配箍率的要求，以延缓钢管混凝土芯柱与外围混凝土之间的黏结破坏，并使受箍筋约束的钢管外围混凝土保持较好的完整性，避免过早地被压溃或剪坏，以协同钢管混凝土芯柱抵抗外荷载，从而充分发挥组合结构强度高和延性好的优势. 根据本次试验，建议圆形截面组合桥墩的螺旋箍筋体积配箍率不应小于 0.5%，并应满足中国现行桥梁抗震设计规范[13-14]中关于箍筋构造要求的相关规定.

表 2　试件骨架曲线特征点

Tab. 2　Feature points of skeleton curves of specimens

试件编号	P_y/kN	P_u/kN	Δ_y/mm	Δ_u/mm	$\theta_u=\Delta_u/h$	$\mu_\Delta=\Delta_u/\Delta_y$
CS01	234.9	264.7	7.62	23.61	5.25%	3.10
CS02	172.7	198.7	7.58	35.25	5.88%	4.65
CS03	120.0	139.3	9.23	50.39	5.60%	5.46

4.2　刚度退化

桥梁结构的地震响应不仅与桥墩的初始刚度有关，还与地震过程中桥墩的刚度退化规律有关，刚度退化过快的桥墩可能会导致结构整体垮塌的严重后果. 试件的刚度可用滞回环的割线刚度 $K_{N,i}$(i=1,2,3)来表示，即某一滞回环的峰值荷载与相应位移之比. 取各级位移下 3 次循环的刚度平均值 K_N 作为代表值，各试件的刚度退化曲线如图 6 所示.

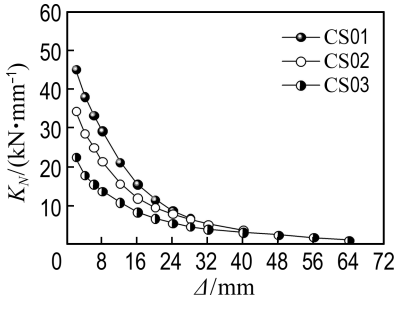


图 6　试件刚度退化曲线

Fig. 6　Stiffness degradation curves of specimens

(1)3 个试件的刚度退化曲线均比较光滑、平顺,表现为逐步稳定的刚度退化,表明组合桥墩在竖向力和水平反复作用下的损伤发展平稳、可控.

(2)随着水平位移的增加,各试件的刚度退化曲线呈现出先快后慢的变化规律.加载初期墩身屈服以前,裂缝的大量出现与发展使初始刚度退化较快.墩身屈服以后,裂缝基本出齐,刚度退化曲线逐渐变平缓.当钢管外围混凝土严重损伤后,试件的残余刚度趋近于核心钢管混凝土的抗弯刚度这一稳定值,且剪跨比越大的试件,残余刚度值越小.

(3)剪跨比较小时,墩身的初始弹性刚度较大,但刚度退化速度较快.随着剪跨比的增加,试件的初始刚度逐渐减小,刚度退化曲线随之由陡峭变为平缓.这说明不同的破坏类型会导致不同的刚度退化速度,发生剪切破坏的试件其墩身损伤发展最为迅速,刚度退化速度最快,而弯曲破坏则反之.

4.3 耗能特性

耗能能力是评价结构或构件抗震性能的重要指标,在工程结构抗震设计中,可用滞回耗能来定量地评估结构的耗能能力.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,累加所有滞回环面积得到当前位移下的累积耗能,图 7 为各试件的累积耗能 E_{hyst} 随水平加载位移 Δ 的变化曲线.

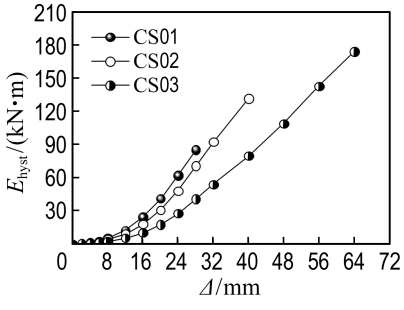


图 7 试件累积耗能曲线

Fig. 7 Cumulative energy dissipation curves of specimens

(1)加载初期,构件处于弹性或局部刚进入塑性的工作状态,各试件的滞回耗能均处于较低水平,耗能曲线增长缓慢;随着滞回位移的增大和循环次数的增多,混凝土和钢材进入塑性状态的程度不断加深,墩身的损伤程度逐渐加重,耗能曲线开始稳定增长.

(2)在相同水平位移下,剪跨比越小的试件其耗能能力越强,这是因为剪跨比小的试件其抗侧向力刚度大,相应地恢复力也较大,从而使滞回曲线所围成的面积较大.同时,剪跨比越小的试件墩身破坏程度越重.

(3)试件最终的累积耗能随剪跨比的增大而大幅增多,试件 CS02 和 CS03 由于经历了更大的塑性变形和更多的循环次数,最终的累积耗能分别达到 CS01 的 1.5 和 2.0 倍.

结构的耗能能力还可用等效阻尼比 h_e 来评价,h_e 越大表明耗能越强.试件 CS01、CS02 和 CS03 在破坏时(水平承载力下降至峰值荷载的 85% 时所在的位移循环)的等效阻尼比分别为 0.222、0.317 和 0.313.文献[15]的研究表明发生弯曲破坏的钢筋混凝土墩柱等效阻尼比为0.15～0.25,本次试验中发生弯曲破坏的组合桥墩试件等效阻尼比为 0.3 左右,这表明发生弯曲破坏的组合桥墩比钢筋混凝土墩柱具有更强的耗能能力.

4.4 残余位移

桥墩在遭遇强震过后,由于经历了塑性变形会留下残余位移,在确定维修受损桥墩的技术和经济性评估中,残余位移是重要的参考指标,残余位移较大的桥墩往往损伤程度较重而难以修复,需要拆掉重建.如果桥墩的残余变形保持在较低水平,不仅有利于震后桥梁的继续运营,保障救援工作及时开展,还能大幅减小桥墩的修复费用.图 8 给出了各试件的残余位移 Δ_r 随水平加载位移 Δ 的变化曲线.

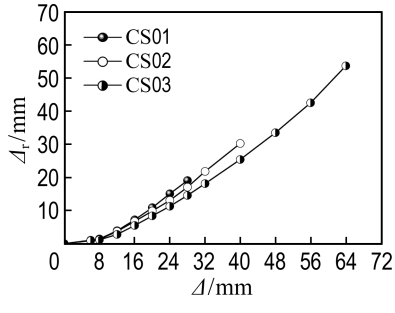


图 8 试件残余位移曲线

Fig. 8 Residual displacement curves of specimens

(1)在加载初期,墩身损伤程度较轻,卸载后

残余位移很小；水平位移为 8 mm 时，各试件残余位移曲线的斜率陡增，此时纵筋和核心钢管基本屈服，试件进入塑性工作状态，开始发生较明显的残余变形；随着水平位移继续增大，可恢复的弹性变形基本保持不变，而残余变形接近于线性地稳定增长.

(2)在相同的水平位移幅值下，小剪跨比试件的残余位移较大. 随着剪跨比的增大，同一位移下的残余位移逐渐减小. 这是由于在相同的墩顶位移下，小剪跨比试件的侧向位移角要大得多，从而导致墩身损伤程度较严重，残余位移较大.

4.5　抗剪强度计算探讨

桥墩的抗剪强度计算是能力设计原理的重要组成部分，准确评估桥墩的抗剪强度对于能力保护构件的设计，以及保证桥墩在地震作用下发生期望的破坏模式具有重要意义. 中国现行的钢管混凝土叠合柱设计规程[4]给出了矩形截面叠合柱在偏心受压作用下斜截面抗剪强度计算公式，根据文献[16]中相关规定，对圆形钢筋混凝土截面按照“等效惯性矩原则”换算成等效矩形截面，可得到适用于圆形截面组合墩柱的抗剪强度计算公式如下：

$$V_{cs}=(V_{rc}+V_{st})/\gamma_{re} \tag{1}$$

$$V_{rc}=\frac{1.05}{\lambda+1.0}f_t b h_0+f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0+0.056N \tag{2}$$

$$V_{st}=\frac{2.5 f_a A_a}{\sqrt{1+4\lambda^2}} \tag{3}$$

$$b=1.76R,\quad h_0=1.6R \tag{4}$$

式中：V_{cs} 为组合柱的抗剪强度；V_{rc} 为混凝土、箍筋和轴压力三部分对抗剪强度的贡献之和；V_{st} 为核心钢管对抗剪强度的贡献；λ 为构件的剪跨比；b 和 h_0 分别为圆形截面等效成矩形截面的宽度和有效高度；R 为组合桥墩的截面半径；A_{sv} 和 s 分别为同一截面内箍筋的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 为钢管钢材的抗拉强度设计值.

式(1)～(3)是在 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得到的[17]，具有表达形式简单、设计使用方便、考虑因素全面的特点.

利用上述公式对 3 个组合桥墩试件的抗剪承载力进行计算，并与试验结果对比列入表 3 中. 由表 3 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其相关参数差异过大. 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叠合柱设计规程中的相关公式.

表 3　试验结果与计算结果对比

Tab. 3　Comparison of test and calculation results

试件编号	试验值 V_t/kN	计算值 V_c/kN	V_c/V_t
CS01	264.7	524.8	1.98
CS02	198.7	427.6	2.15
CS03	139.3	322.6	2.31

5　结　论

(1)剪跨比是决定组合桥墩破坏形态和抗震性能的关键因素；组合桥墩试件在水平反复作用下的损伤发展平稳、可控，墩身刚度退化曲线光滑、平顺；不同剪跨比组合桥墩试件的滞回曲线均比较饱满、稳定，由于核心柱的限制作用，即使发生剪切破坏的矮墩试件，其滞回曲线也未发现明显的捏缩和滑移.

(2)组合桥墩应用于不同剪跨比的桥墩时均具有较好的变形能力. 为满足工程实践中对构件位移延性系数不小于 3.0 和极限位移角不小于 4.0%的要求，建议圆形截面组合桥墩的螺旋箍筋体积配箍率应不小于 0.5%.

(3)得益于核心钢管的加强作用，发生弯曲破坏的组合桥墩比钢筋混凝土墩柱具有更强的耗能能力；相同的墩顶水平位移下，小剪跨比试件由于其墩身损伤程度严重导致残余位移较大，大剪跨比试件则相反.

(4)文献[4]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] 范立础. 桥梁抗震[M]. 上海：同济大学出版社，1997.
FAN Lichu. **Seismic Resistance of Bridges** [M]. Shanghai: Tongji University Press, 1997. (in Chinese)

[2] QIU Wenliang, KAO Chinsheng, KOU Changhuan, *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.

[3] QIU Wenliang, JIANG Meng, PAN Shengshan, *et al*. Seismic responses of composite bridge piers with CFT columns embedded inside [J]. **Steel and Composite Structures**, 2013, **15**(3):343-355.

[4] 中国工程建设标准化协会. 钢管混凝土叠合柱结构技术规程：CECS 188:2005 [S]. 北京：中国计划出版社，2005.
China Association for Engineering Construction Standardization. Technical Specification for Steel Tube-Reinforced Concrete Column Structure: CECS 188:2005 [S]. Beijing: China Planning Press, 2005. (in Chinese)

[5] 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 Guohuang, LI Yongjin, LIAO Feiyu. 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)

[6] 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 Quanquan, LI Qian, ZHANG Peiyao, *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)

[7] 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 Guofan, ZHANG Dejuan, HUANG Chengkui. 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)

[8] 钱稼茹，康洪震. 钢管高强混凝土组合柱抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报，2009，**30**(4):85-93.
QIAN Jiaru, KANG Hongzhen. Experimental study on seismic behavior of high-strength concrete-filled steel tube composite columns [J]. **Journal of Building Structures**, 2009, **30** (4): 85-93. (in Chinese)

[9] 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):45-53.
LI Hui, WU Bo, LIN Liyan. Study on seismic properties of laminated column with high strength concrete containing steel tube [J]. **Earthquake Engineering and Engineering Vibration**, 1998, **18**(1):45-53. (in Chinese)

[10] 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 Feiyu, HAN Linhai. Performance of concrete-filled steel tube reinforced concrete columns with square sections [J]. **Engineering Mechanics**, 2010, **27**(4):153-162. (in Chinese)

[11] 佟威豪. 钢管混凝土叠合柱技术在工程中的应用[J]. 建筑结构，2012，**42**(S2):448-450.
TONG Xianhao. Application of steel pipe concrete laminated column technology in engineering [J]. **Building Structure**, 2012, **42** (S2): 448-450. (in Chinese)

[12] 聂建国，柏 宇，李盛勇，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 Jianguo, BAI Yu, LI Shengyong, *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)

[13] 中华人民共和国交通运输部. 公路桥梁抗震设计细则：JTG/T B02-01—2008 [S]. 北京：人民交通出版社，2008.
Ministry of Transport of the People's Republic of China. Guidelines for Seismic Design of Highway Bridges: JTG/T B02-01-2008 [S]. Beijing: China Communications Press, 2008. (in Chinese)

[14] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 城市桥梁抗震设计规范：CJJ 166—2011 [S]. 北京：中国建筑工业出版社，2011.
Ministry of Housing and Urban-Rural Construction of the People's Republic of China. Code for Seismic Design of Urban Bridges: CJJ 166-2011 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011. (in Chinese)

[15] KOWALSKY M J. Deformation limit states for circular reinforced concrete bridge columns [J]. **Journal of Structural Engineering-ASCE**, 2000, **126**(8):869-878.

[16] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范：GB 50010—2010 [S]. 北京：中国建筑工业出版社，2010.
Ministry of Housing and Urban-Rural Construction of the People's Republic of China. Code for Design of Concrete Structures: GB 50010-2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)

[17] 陈周熠，赵国藩，林立岩，等. 钢骨为圆钢管的高强混凝土柱斜截面承载力计算[J]. 建筑结构，2005，**35**(9):39-41.
CHEN Zhouyi, ZHAO Guofan, LIN Liyan, *et al*. Calculation of ultimate shear strength of high strength concrete column reinforced with concrete filled steel tube [J]. **Building Structure**, 2005, **35**(9):39-41. (in Chinese)

Experimental study for effects of shear span ratio on seismic performance of concrete filled steel tube (CFST) composite bridge columns

TIAN Tian[1], QIU Wenliang[*1], QI Zhongxin[2], ZHANG Zhe[1]

(1. School of Civil Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China;
2. Chinese People's Liberation Army Military School of Economics, Wuhan 430000, China)

Abstract: Concrete-filled steel tube (CFST) composite bridge column, which is formed by pre-embedding a steel tube into a reinforced concrete bridge column, is an innovative type of steel-concrete composite bridge column, and has prosperous potential in widespread application. Quasi-static tests of three specimens are conducted to investigate the seismic behavior and shear strength of CFST composite bridge columns. The influences of shear span ratio on failure patterns, displacement ductility, stiffness degradation, hysteretic energy dissipation and residual displacement of CFST composite bridge columns are discussed. Test results indicate that the shear span ratio is the critical factor in determining the failure patterns of CFST composite bridge columns. Three specimens with different shear span ratios suffer from shear diagonal-compression, flexural-shear and flexural failure, respectively. The hysteretic curves of the tested specimens show good plumpness and stability, without any noticeable pinching and slippage effect. With the increase of shear span ratio, the deformation ability and energy dissipation capacity are improved, while the residual displacement and the rate of stiffness degradation decrease. Three specimens with different shear span ratios all exhibit favorable deformation ability, satisfying the requirements of displacement ductility factor and ultimate drift ratio specified in engineering practice. At last, some beneficial discussions are made based on the shear strength computational formula of CFST composite bridge column. Research findings can provide reference for seismic-resistant design of CFST composite bridge columns.

Key words: CFST composite bridge column; seismic performance; shear span ratio; stiffness degradation; hysteretic energy dissipation; shear strength