

DOI:10.16799/j.cnki.esdqyfh.2022.08.023

装配式桥墩模型设计方法及相似性研究

邹广林¹, 郑小红², 张淞棋²

(1.广州市城市规划勘测设计研究院, 广东 广州 510060; 2.华南理工大学土木与交通学院, 广东 广州 510640)

摘要:为使装配式桥墩模型能够准确反映原型结构的力学性能,对装配式桥墩按等配筋率的设计方法进行模型相似性设计。试验采用 UHPC 灌浆波纹管连接预制拼装墩柱模型进行拟静力往复加载试验,研究其柱脚塑性铰区的破坏机理,并对其破坏形态、极限承载力及位移延性与原型结构进行对比。研究表明,等配筋率模型设计方法在装配式桥梁模型设计中简单可行,试验结果与实际原型结构基本吻合。

关键词: 等配筋率; UHPC; 塑性铰; 相似性设计

中图分类号: U443.2

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2022)08-0079-04

0 引言

确定结构物的工作性能,往往是在结构分析的同时进行结构试验。严格而言,结构试验除了个别在原型结构上进行试验以外,一般的结构试验都是模型试验。进行结构模型试验,除了必须遵循试件设计的原则与要求,结构模型还应严格按照相似理论进行设计,即要求模型和原型结构几何相似并保持一定的比例、具有某种相似关系、荷载按某一比例缩小或放大等,同时还要求确定模型结构试验过程中各物理量的相似常数,并由此求得反映相似模型整个物理过程的相似条件,最终按相似条件由模型试验推算出原型结构的相应数据和试验结果。

预制拼装技术^[1-2]在我国起步较晚,并且对其的研究与应用主要是围绕桥梁上部结构进行,对于装配式桥墩的相关应用和研究都相对较少。因此,本文结合装配式桥墩,从模型与原型配筋率相同的设计方法出发,重点研究设计实验模型与实际模型承载能力的差别。

1 试验构件设计

1.1 原型构件设计

广州市白云区棠溪站综合交通枢纽一体化建设工程-周边配套市政道路工程铁路东线的白云湖高架桥段,该高架桥桥面宽度 11.5 m,上部结构采用预制小箱梁结构,下部结构采用双柱式框架墩,桥墩

立柱高 6 m,盖梁和柱采用 C40 混凝土,承台采用 C35 混凝土,桩基采用 C35 水下混凝土。在墩柱与承台、盖梁之间上下节点之间采用 UHPC 灌浆波纹管^[3-4]连接预制拼装技术。设计图如图 1 所示。

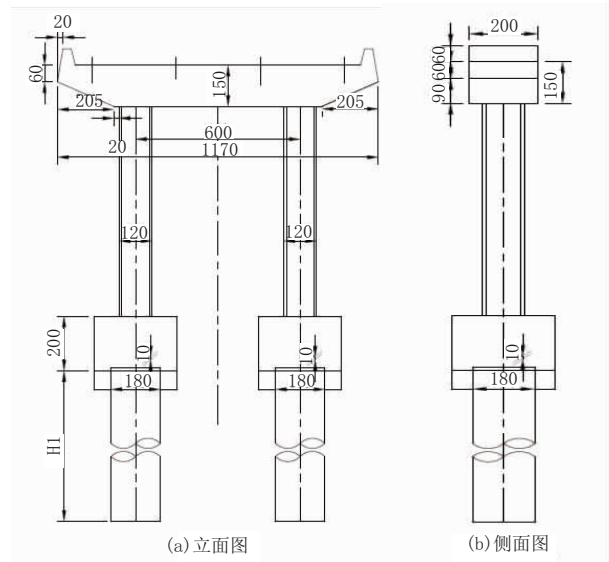


图 1 双主墩基本构造图(单位:cm)

对盖梁、墩柱采用有限元进行模拟分析,考虑到桥面宽度大于盖梁的宽度,故采用虚拟横梁的方式模拟桥面板单元加载车道荷载,虚拟横梁不计自重。

通过计算分析此墩柱截面下的配筋率为 1.51%。由于本试验模型为拟静力试验,试验中控制结构的变形值或荷载量,使结构构件在正反两个方向反复加载和卸载,用以模拟结构在地震作用下的受力过程,综合考虑各方面因素后决定采用按本工程实际配筋率相似原则作为后续研究依据,模型的一些相似常数是在配筋率等基本参数确定后由相似准则求得。

计算表明,墩柱横截面尺寸采用 1.2 m × 1.2 m,

收稿日期: 2021-11-26

作者简介: 邹广林(1990—),男,工学硕士,工程师,从事路桥设计工作。

配44根C25 mm的HRB400纵筋,配筋率为1.51%,满足桥墩的结构受力。

1.2 模型设计

试件结构总高2 900 mm,加载点到墩柱-承台连接节点距离为1 800 mm,承台尺寸为1 600 mm × 1 050 mm × 800 mm(长 × 宽 × 高),如图2所示。

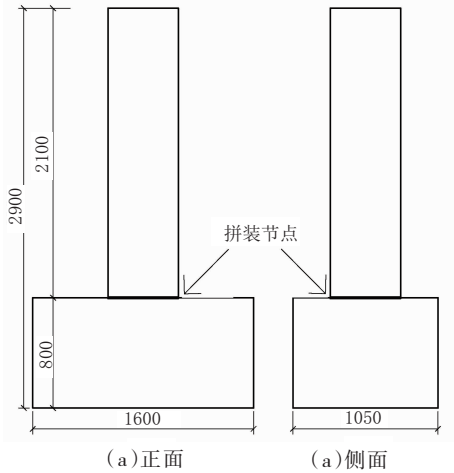


图2 墩柱结构布置图(单位:mm)

钢筋采用与依托工程相同的C25 mm钢筋,钢筋级别均为HRB400;本次实验拟采用防腐性能较好的不锈钢金属作为波纹管材质,以保证混凝土、钢筋与波纹管之间的锚固可靠性和耐久性,拼装节点中灌浆材料为UHPC高强混凝土。

按照配筋率1.51%相同的原則,采用8C25,纵筋面积为3 925 mm²,则墩柱的横截面尺寸为510 mm × 510 mm,如图3所示。最终实验模型见表1。

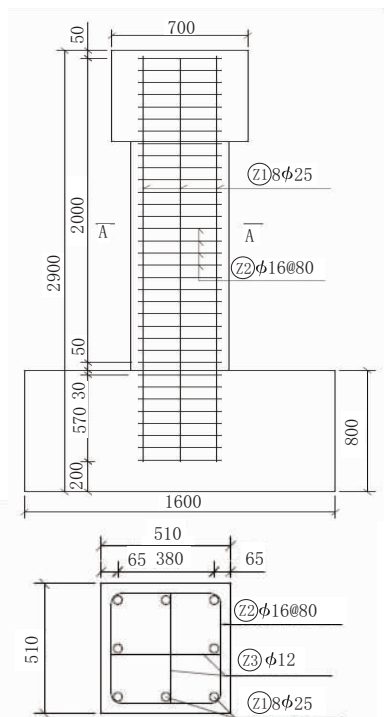


图3 试件配筋示意图(单位:mm)

表1 实验模型参数表

类别	纵筋直径 /mm	单根面积 /mm ²	数量 /根	截面尺寸 /mm ²	配筋率 /%
模型	25	490.9	8	510 × 510	1.51

1.3 试验装置及测量系统

1.3.1 加载设备

本项目全部试验将在华南理工大学亚热带建筑科学国家重点实验室(建筑结构实验室)内进行,采用美国进口的MTS实验机进行加载,竖向荷载最大为300 t,水平力最大300 t。采用东华动静态应变测试分析系统,型号为DH3816N,可实时对128个测点的应变进行测试,同时对钢筋、混凝土、套筒等主要测点进行应变测量,自动采集数据。

1.3.2 加载制度

根据桥梁抗震设计规范(CJJ 166—2011)^[5],桥梁的轴压比 $\eta_k < 0.3$ 。参考现装配式桥墩的相关文献,本试验的轴压比取值为 $\eta_k < 0.1$ 。在本次试验中,低周往复加载试验都采用力和位移混合控制加载方法。在静力推覆试验中,先采用力控制方法进行加载,待试件屈服后,转换成位移方法进行加载。低周往复加载试验中,根据静力推覆试验中得到的屈服位移,在达到屈服位移前,设置力荷载等级40 kN、80 kN、100 kN、120 kN、150 kN、200 kN……,随后每一力荷载等级增加50 kN,直到试件屈服,每一级荷载等级循环1次。通过粘贴的应变片数据判读试件是否达到屈服,并确定屈服位移,试件达到屈服位移后,按屈服位移的整数倍进行加载,设置位移荷载等级1、2、3、4、5、6、7……,每一级荷载等级循环3次,直到某一等级荷载,试件出现明显破坏或者达到以试件水平承载力下降为极限水平荷载的85%为判断试件破坏的标准,停止加载。具体加载规则如图4所示。

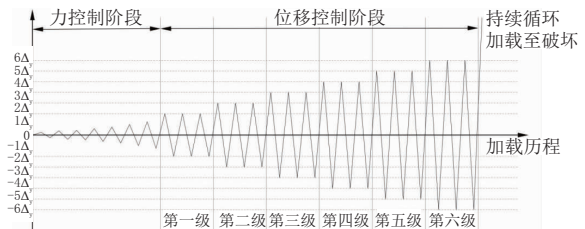


图4 加载制度示意图

墩柱加载点距离承台表面1 800 mm,距离地面2 600 mm,如图5所示,加载方向与承台的长边方向平行。加载实验图如图6所示。

2 试验现象

2.1 墩柱裂缝分布

试件墩柱加载面的裂缝分布图如图7所示,试

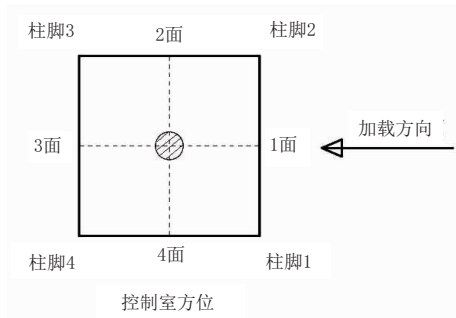


图5 试件面、柱脚、轴压位置示意



图6 加载实验图

件的裂缝发展高度较高,裂缝间距靠近墩柱底部较密,往上的水平裂缝之间间距较大,主要原因是墩柱底部的钢筋受到UHPC黏结作用较强。



图7 墩柱裂缝分布图

试件侧面裂缝分布基本保持左右对称,裂缝的发展高度约到墩柱高度的1/2;裂缝高度越高时,裂缝向斜下方发展的趋势越明显。

2.2 塑性铰区

实验试件在塑性铰区的混凝土发生压碎破坏,存在不同程度的混凝土压碎脱落。试件塑性铰区裂缝比较密集,但混凝土压碎的深度较浅。试件塑性铰破坏形态如图8所示。

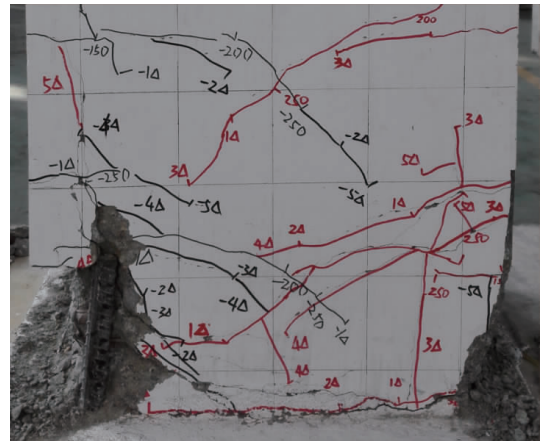


图8 试件塑性铰破坏形态

3 实验结构对比分析

3.1 结构承载力

《桥梁结构试验》^[6]中指出结构静力模型试验的相似关系见表2。在试验模型设计中,如果按缩尺模型与原型应力相等条件考虑,即本文试验所考虑条件,结构的相似关系为表中的实用模型。可见,模型中各物理量的相似常数均为几何相似常数的 S_l 函数,还可见缩尺模型的材料密度为原型的 $1/S_l$ 倍,但这显然难以直接做到。相关研究^[7]表明,由于试验采用拟静力加载,结构动力效应可以忽略,因而受材料密度影响的结构惯性力接近于零,故材料密度的相似常数取1。

表2 结构静力模型试验相似关系

类型	物理量	绝对量纲	理想模型	实用模型
材料特性	应力 σ	$[FL^{-2}]$	$S_\sigma = S_E$	1
	应变 ε	[1]	1	1
	弹性模量 E	$[FL^{-2}]$	S_E	1
	剪切模量 G	$[FL^{-2}]$	S_E	1
	泊松比 ν	[1]	1	1
	质量密度 ρ	$[FL^{-4}T^2]$	S_E/S_l	$1/S_l$
	几何特性	长度 l	[L]	S_l
线位移 y		[L]	$S_y = S_l$	S_l
角位移 θ		[1]	1	1
面积 A		$[L^2]$	S_l^2	S_l^2
惯性矩 I		$[L^4]$	S_l^4	S_l^4
荷载	集中荷载 P	[F]	$S_p = S_E S_l^3$	S_l^3
	线荷载 w	$[FL^{-1}]$	$S_w = S_E S_l$	S_l
	面荷载 q	$[FL^{-2}]$	$S_q = S_E$	1
	力矩 M	$[FL]$	$S_m = S_E S_l^3$	S_l^3

由表3可见试件换算后承载力约为依托工程原型承载力101.5%,承载力的比值接近,说明按配筋率相等原则进行模型设计是可靠的。

3.2 位移延性

20世纪60年代,Newmark^[8]等学者提出了“延

表 3 试件与原型构件承载力对比

截面尺寸 /mm ²	墩身高度 (加载点高度)	截面 缩尺 比 S_f	高度 缩尺 比 S_h	峰值 承载力 /kN	换算至 依托工程 /kN
原型 1 200 × 1 200	6 000	1	1	—	2 133.7
试件 510 × 510	1 800	0.425	0.3	400	2 165.7

性”的概念反映结构在弹性阶段后的变形能力,即结构进入塑性阶段化后,随着位移的持续增加和往复作用,结构保持不破坏的性能^[9-10]。相关研究表明^[11-13],通常采用延性系数表征结构的延性,延性系数越大,表明该结构在强震下能够保持较好的承载力。

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1)$$

对于极限位移的取值,取峰值荷载后,承载力为 0.85 倍极限荷载对应的位移值。曲线中并不能直接反映出结构的屈服点,而现在屈服荷载和屈服位移的确定方法也不唯一,较为常用的方法包括几何作图法、等能量法以及 Park 法。屈服位移计算方法如图 9 所示。

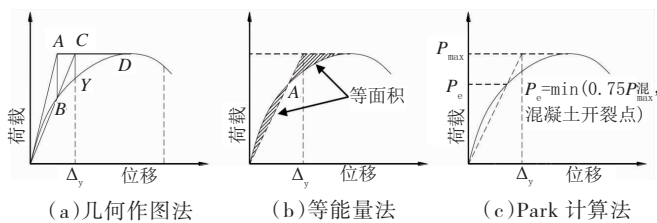


图 9 等效屈服位移计算方法

根据上述中的三种方法计算出来的屈服位移以及相应的荷载 - 位移曲线特征点见表 4。与试验数据进行对比分析,可见几何作图法所得屈服位移与试验数据最符合,认为其能较好描述装配式桥墩的屈服状态,并以此作为最终结果。灌浆波纹管试件的峰值承载力与极限承载力高于原型结构,容易高估原型结构的力学性能;延性系数与原型结构的差异分别在 86.21%, 97.34%, 104.32%, 基本接近或大于原型结构,说明按配筋率相等原则设计试验模型能够达到原型结构的塑性耗能能力。

4 结 语

本文开展了 UHPC 灌浆波纹管连接装配式桥墩模型设计,并对设计模型进行了拟静力试验,在以等配筋率的前提下,研究装配式桥墩的承载极限能力和延性性能分析,得到主要结论如下:

(1)试件发生了塑性铰区的延性破坏,与实际结构性能相符。UHPC 灌浆波纹管连接节点墩柱底部裂缝较密,混凝土压碎的深度较浅。

表 4 试件荷载 - 位移曲线特征点

类别	计算方法	屈服位移 /mm	屈服荷载 /kN	峰值荷载 /kN	极限荷载 /kN	极限位移 /mm	延性系数 /μ
原型	1.几何作图法	16.66	1 441.1	—	—	—	8.50
	2.等能量法	31.41	1 813.7	2 133.7	1 813.7	141.69	4.51
	3.Park 法 (0.75)	30.61	1 793.2	—	—	—	4.63
试件	1.几何作图法	7.36	278.4	—	—	—	7.50
	2.等能量法	12.58	330.0	400.0	340.0	55.20	4.39
	3.Park 法 (0.75)	11.42	321.3	—	—	—	4.83

(2)对比分析试件的承载力及位移延性等性能指标,结果表明,按等配筋率进行静力模型设计,其承载能力相较原结构模型稍大,容易高估原型结构的力学性能;塑性耗能能力基本接近原型结构的耗能能力。

(3)按等配筋率进行装配式桥墩模型设计是可靠的,可推广至其他装配式桥梁结构模型设计。

参考文献:

- [1] Podolny, Jr W. Construction and design of prestressed concrete segmental bridges [M]. Wiley, 1982.
- [2] Billington S L, Barmes R W, Breen J E. A precast segmental sub-structure system for standard bridges[J]. Pci Journal, 1999, 44(4): 56-73.
- [3] WILSON A G. Emulative Precast Bent Cap Connections for Seismic Regions: Component Tests—preliminary Grouted Duct Specimen (Unit 5) [D]. Sacramento: California State University, 2010.
- [4] PANG J B K, EBERHARD M O and STANTON J F. Large-bar Connection for Precast Bridge Bents in Seismic Regions[J]. Journal of Bridge Engineering, 2010, 15(3): 231-239.
- [5] CJJ 166—2011, 城市桥梁抗震设计规范[S].
- [6] 章关永. 桥梁结构试验[M]. 北京: 人民交通出版社, 2010.
- [7] 袁文忠. 相似理论与静力学模型试验[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 1998.
- [8] Warburton G. Assessment of errors in the Newmark method in structural dynamics [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1990, 19: 457-467.
- [9] Varma A, Ricles J, Sause R, et al. Seismic Behavior and Design of High-Strength Square Concrete-Filled Steel Tube Beam Columns[J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(2): 169-179.
- [10] Mao X Y, Xiao Y. Seismic behavior of confined square CFT columns[J]. Engineering Structures, 2006, 28: 1378-1386.
- [11] 包龙生, 张远宝, 桑中伟, 等. 波纹管连接装配式桥墩抗震性能拟静力试验与数值模拟[J]. 中国公路学报, 2018, 31(12): 242-249.
- [12] 姜海西, 王志强, 沈佳伟. 灌浆金属波纹管连接预制拼装立柱抗震性能试验研究[J]. 结构工程师, 2016, 32(5): 132-138.
- [13] 黄宜. 装配式钢筋混凝土桥墩抗震性能研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2016.