

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2025.02.008

# 灌浆波纹管承插装配式双柱墩的墩顶位移计算方法

王达荣, 陈金盛, 李鹏昊

(福建省交通规划设计研究院有限公司, 福建 福州 350001)

**摘要:** 装配式墩是实现桥梁全装配化的关键环节,但其连接部位整体性偏弱、抗震能力不足,使得装配式墩在高烈度区的应用有较大限制。为提高常见装配式墩连接的可靠性,提出一种承插口采用超高性能混凝土(UHPC)灌注料,塑性铰区采用工程化水泥基复合材料(ECC)灌浆波纹管的组合连接装配式双柱墩,对灌浆波纹管承插装配式双柱墩及现浇双柱墩构件进行拟静力试验,对比其抗震性能;综合考虑反弯点假定和塑性转动能力受到高估等因素,进行灌浆波纹管承插装配式双柱墩墩顶位移简化计算公式推导。结果表明:相较于整体现浇双柱墩,组合连接墩展现出更佳的承载能力、耗能能力及延性性能;所得出的简化计算公式与试验值吻合度较高,可以为该类桥墩结构的墩顶位移计算和抗震设计提供参考。

**关键词:** 装配式双柱墩;灌浆波纹管;承插式连接;超高性能混凝土(UHPC);工程化水泥基复合材料(ECC);拟静力

中图分类号: U443.22

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2025)02-0059-08

## Calculation Method for Top Displacement of Grouted Corrugated Pipe Socket Assembled Double Column Pier

WANG Darong, CHEN Jinsheng, LI Penghao

(Fujian Provincial Transportation Planning and Design Research Institute Co., Ltd., Fuzhou, Fujian 350001, China)

**Abstract:** Prefabricated piers are a key link in achieving full assembly of bridges, but their connection parts have weak overall integrity and insufficient seismic resistance, which greatly limits their application in high-intensity areas. In order to improve the reliability of common assembled pier connections, this paper proposes a combination connection assembly double column pier with UHPC grouting material for the socket and ECC grouting corrugated pipe for the plastic hinge area, and conducts research on the displacement calculation of the top of the grouting corrugated pipe socket assembled double column pier. This work conducted quasi-static tests on grouted corrugated pipe socket assembled double column piers and cast-in-place double column pier components to compare their seismic performance. By taking into account factors such as the assumption of reverse bending point and overestimation of plastic rotational capacity, a simplified calculation formula for the displacement of the top of the grouted corrugated pipe socket assembled double column pier is derived. Compared to integral cast-in-place double column piers, composite connecting piers exhibit better bearing capacity, energy consumption capacity, and ductility performance; The simplified calculation formula obtained has a high degree of agreement with the experimental values, and can provide reference for the calculation of pier top displacement and seismic design of this type of bridge pier structure.

**Keywords:** precast double-column piers; grouted bellows; socket connection; ultra-high performance concrete (UHPC); engineered cementitious composite (ECC); quasi-static test

目前,传统的装配式墩在高烈度区的使用存在连接部位整体性偏弱、抗震能力不足的缺点。针对

这些缺点,许多学者采用组合不同的连接方式和材料形成了各类组合连接装配式墩,并期望其可以兼

收稿日期:2024-11-19

修稿日期:2025-01-16

基金项目:福建省自然科学基金面上项目(2020J1477);福建省交通厅科技项目(202212)

作者简介:王达荣(1989—),男,硕士,高级工程师,主要从事桥梁结构设计与研究工作。E-mail:178597699@qq.com

具多种优点。

承插式连接凭借其优势已经成为非常高效的连接方法。Restrepo 等<sup>[1]</sup>证明了承插式连接装配式墩具有与现浇桥墩相近的延性性能,但是耗能能力不如现浇桥墩。灌浆波纹管是一种广泛应用在桥梁中的连接可靠性较高的结构。陈俊等<sup>[2]</sup>认为灌浆料应具有较高的强度,不仅可以获得更加可靠的锚固性能,还大大增加了施工便捷性。Brenes 等<sup>[3]</sup>证明了波纹管连接的可靠性,并给出计算公式确定钢筋锚固长度。Wang 等<sup>[4]</sup>、葛继平等<sup>[5]</sup>、Qu 等<sup>[6]</sup>和邱发强等<sup>[7]</sup>研究了灌浆套筒、灌浆波纹管结合预应力筋的混合连接装配式墩的抗震性能,发现这些类型的装配式墩震后残余位移较小,均能展现较好的自复位能力和耗能性。

超高性能混凝土(Ultra-High Performance Concrete, UHPC)具有较高的抗压强度、低徐变和良好的耐久性,李悦等<sup>[8]</sup>证明了在相同纵筋配筋率和钢筋强度条件下,UHPC 桥墩较现浇桥墩具有更好的抗震性能。赵卓等<sup>[9]</sup>对采用 UHPC 材料连接的装配式桥墩进行了数值模拟,结果表明,采用 UHPC 连接的装配式桥墩抗震性能良好。现浇纤维增强工程化水泥基复合材料(Engineered Cementitious Composite, ECC)是一种具有良好的延性性能和自修复能力的材料,林上顺等<sup>[10]</sup>在装配式桥墩试验中证明了 ECC 区域内纤维的“桥联”作用可以有效阻止荷载作用下构件裂缝的开展和贯通。因此,可以尝试将灌浆波纹管与承插式连接组合应用于装配式双柱墩的设计中,并将 ECC 材料用于塑性铰区提高转动能力。

由于地震时存在随水平地震荷载变化的动轴力,且墩顶会随刚度的变化产生塑性铰,沈星等<sup>[11]</sup>认为正确计算结构体系的弹塑性位移能力对采用基于性能抗震设计方法的结构至关重要。鉴于当前使用的 Pushover 分析法计算墩顶位移较为复杂,本文拟提出一种双柱墩墩顶位移简化计算方法,开展拟静力试验评估灌浆波纹管承插装配式双柱墩的抗震性能,并给出其墩顶位移简化计算公式,以为类似桥墩结构设计提供参考。

## 1 拟静力试验

### 1.1 试件设计

设计 2 个缩尺比为 1:5 的试验构件:1 个整体现浇双柱墩(编号为 CIPD, Cast-in-place double column pier)、1 个灌浆波纹管+承插式组合连接双柱墩(编号为 GCPSD-0.7D, Grouted corrugated pipes and socketed connection double column pier),如图 1 所示。

2 个构件均为圆柱形实心桥墩,高度和截面尺寸保持一致。其中,墩柱直径为 250 mm,墩高为 1 550 mm,盖梁尺寸为 3 300 mm × 550 mm × 400 mm,承台尺寸为 2 400 mm × 720 mm × 650 mm。在钢筋配置方面,8 根纵筋沿着墩身截面均匀布置,箍筋布置区域分为加密区和非加密区,墩底和墩顶 300 mm 范围内为箍筋加密区,加密区箍筋间距 50 mm,非加密区箍筋间距 80 mm,纵筋和箍筋采用的是 HRB400 钢筋,箍筋直径为 8 mm,纵筋直径为 14 mm,盖梁和承台钢筋采用和墩身相同规格的钢筋,构件主要的设计参数见表 1。

表 1 构件的设计参数

设计参数	CIPD 构件	GCPSD-0.7D 构件
连接方式	无	组合连接
柱高/mm	1550	1550
柱截面尺寸/mm	250 × 250	250 × 250
承插深度/mm	无	175(0.7D)
轴压比	0.1	0.1
纵筋配筋率/%	2.51	2.51
箍筋配筋率/%	1.14	1.14

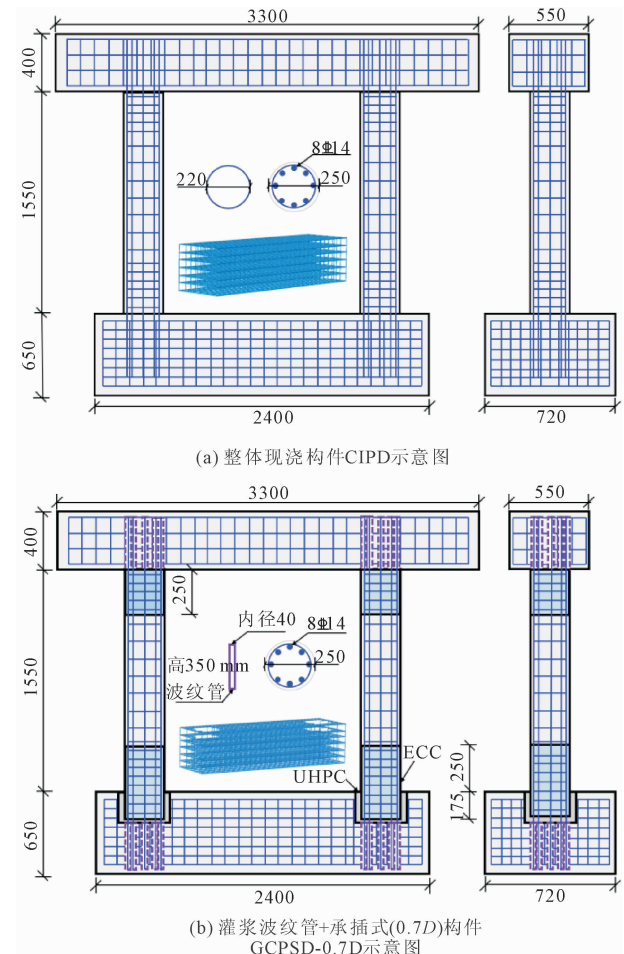


图 1 试验构件

### 1.2 材料性能

盖梁、墩柱和承台所用材料为 C40 商品混凝土。钢筋采用直径为 14 mm 的 HRB400 热轧钢筋。箍筋由直径为 8 mm 的 HPB300 普通钢筋组成。钢筋力学性能按 GB/T 228—2002 中的有关规定进行测定,测试结果见表 2。

采用的 ECC 配合比如表 3 所示,用于配置 ECC 的原材料主要包括:①P. O. 42.5 水泥;② I 级粉煤灰;③粒径 100~200 目的石英砂;④长度 12 mm 的国产 PVA 纤维;⑤浅黄色高效聚羧酸减水剂。

UHPC 配合比如表 4 所示,所采用的原材料包括:①普通硅酸盐水泥;②粒径 10~20 目、20~40 目和 40~70 目的石英砂;③400 目石英粉;④高效聚羧酸减水剂;⑤长度 6 mm 和 13 mm 的钢纤维。

对于波纹管内的灌浆料,采用流动性较好的商用高强灌浆料,性能测试数据如表 5 所示。

表 2 钢筋实测力学性能表

直径 /mm	钢筋类型	屈服强度 /MPa	极限强度 /MPa	延伸率 /%
8	HRB400	450	605	32
14	HRB400	460	605	26

表 3 ECC 配合比

水泥	石英砂	粉煤灰	水	减水剂 /%	PVA 纤维 /%
1.0	0.8	0.8	0.61	1.2	2.0

表 4 UHPC 配合比

水胶比	硅灰	水泥	石英粉	石英砂	钢纤维	减水剂
0.180	0.300	1.000	0.094	1.076	0.020	0.025

表 5 灌浆料性能测试

材料名称	初始流动度 /mm	30 min 流动度 /mm	抗压强度 /MPa
高强灌浆料	310	265	105

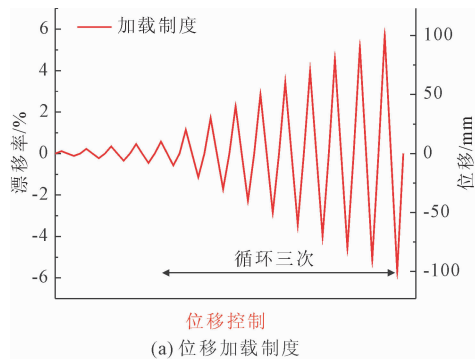
### 1.3 试验方案

水平往复加载装置用 1 台 MTS244.41 型机器,能提供的最大位移行程为 ±250 mm。轴向荷载的施加采用最大量程为 2 000 kN 的高精密液压千斤顶。通过千斤顶施加轴向荷载,位移加载则由水平作动器完成。起初以 2 mm 位移开始加载,位移增量为 2 mm,直到加载位移至 10 mm。然后调整位移增量至 10 mm,每级加载需循环三次,直到构件的侧向承载力比峰值承载力低 15%。加载情况如表 6

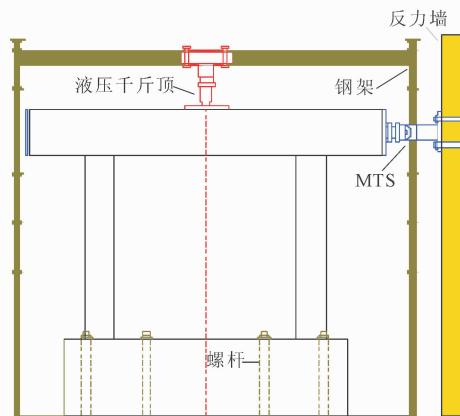
所示,加载制度、示意图及试验见图 2。

表 6 构件加载情况表

试件编号	控制方法	是否为变幅、等幅混合加载控制	加载制度
CIPD	位移	是	单向
GCPSD-0.7D	位移	是	单向



(a) 位移加载制度



(b) 加载示意图



(c) 加载现场

图 2 加载试验

### 1.4 试验结果分析

按试验方案对两个构件进行加载,CIPD 构件与 GCPSD-0.7D 构件最终破坏图如图 3、图 4 所示。从裂缝的发展及破坏形态来看,两个构件具有一致的破坏模式,表现出以弯曲破坏为主的延性破坏现象,墩身裂缝产生及发展情况较为接近,但是展现出不同的最终破坏形态。

将构件破坏过程分为开裂、钢筋屈服、接缝及裂缝发展和破坏阶段。开裂阶段,GCPSD-0.7D 构件

在加载位移至 2 mm 时先开裂; CIPD 构件在加载位移至 4 mm 时开裂。在加载初期构件的裂缝宽度较小,均以水平裂缝的形式存在。钢筋屈服阶段,两个构件在加载位移至 10 mm 均发生了钢筋屈服现象。接缝及裂缝发展阶段, CIPD 构件在裂缝发展阶段,裂缝之间相互延伸闭合,故在墩底形成了多条贯穿裂缝,部分裂缝已经开始斜向发展。GCPSD-0.7D 构件的盖梁与墩柱交界面处还存在着接缝张开现象。破坏阶段, CIPD 构件破坏主要是因为墩身竖向裂缝不断发展,混凝土的持续剥落,最终导致混凝土被压溃剥落。GCPSD-0.7D 构件破坏主要是竖向裂缝的出现,墩底 ECC 区域裂缝急剧扩大,导致承载能力迅速降低,但是破坏过程中没有发生 ECC 和混凝土的大块剥落。

将 CIPD 和 GCPSD-0.7D 构件进行对比,可以发现,虽然两个构件墩底与承台的交界面处均有细微裂缝产生,但随着加载的进行,裂缝并未得到太大发展,对承台的影响基本可以忽略。另外, CIPD 构件损伤较为严重,发生了混凝土大面积压碎和剥落, GCPSD-0.7D 构件受损程度较为轻微,并未发生材料较大面积的压溃和剥落,原因在于其在墩底和墩顶处使用了 ECC 材料,纤维的存在避免了这种情况的发生。但 GCPSD-0.7D 构件的盖梁底面发现了裂缝,且盖梁和墩柱交界面还存在着接缝的张开,盖梁出现了一定程度的损伤。

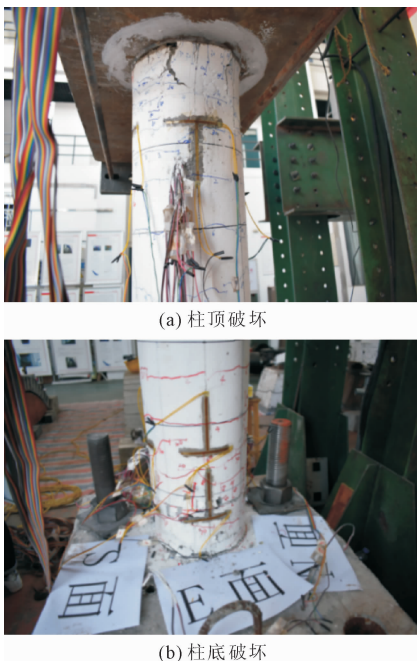


图 3 GCPSD-0.7D 构件最终破坏



(a) 柱底E面破坏



(b) 柱底W面破坏

图 4 CIPD 构件最终破坏

## 2 抗震指标分析

### 2.1 骨架曲线

图 5 是两个试件的骨架曲线图。两条骨架曲线具有相似的形状,整体非常接近,趋势大致相同,经历了强度增加、强度稳定和强度退化三个阶段,并且基本呈现出缓慢下降的趋向,强度稳定段持续时间较长,说明承载力退化速度较慢,两个构件均有着较好的延性。

CIPD 构件先到达峰值承载力,但承载力的下降趋势要稍快些,说明 CIPD 构件的延性性能不如 GCPSD-0.7D 构件。GCPSD-0.7D 构件具有较高的峰值承载力。两个构件均在漂移率约 5.7% 时发生了失效破坏,破坏时的承载力相差不大。

### 2.2 延性性能

延性性能一般可通过一系列参数来表征,较为常用的表征参数为位移延性系数,其定义为:

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

式中: $\mu$  为位移延性系数; $\Delta_u$ 、 $\Delta_y$  分别为极限和屈服位移。

目前,从骨架曲线中确定构件的屈服点还缺少统一的方法,并且各种方法之间有所差异,得到的延性系数也不尽相同,其中较为常用的有三种,即作图法、等能量法和 Park 法,如图 6 所示。

(1) 作图法:在骨架曲线图中,原点切线与峰值

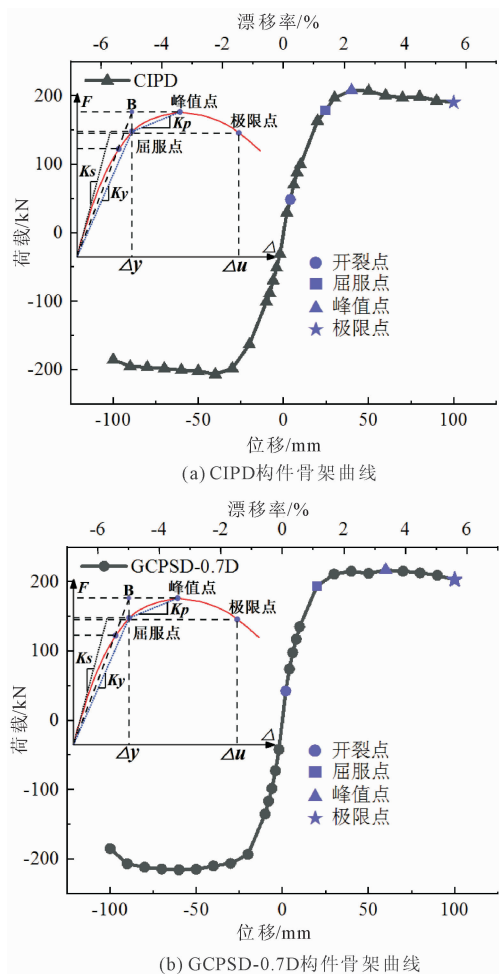


图 5 构件骨架曲线

点水平线相交 A 点, A 点作垂线与曲线相交于 B 点,连接 OB 并延长至与 AD 相交 C 点,C 点作垂线与曲线相交于 Y 点,Y 点即为屈服点,如图 6(a)所示。

(2) 等能量法:原点切线与峰值点水平线相交于 A 点,若图中两块阴影部分面积相等,即可确定 A 点为屈服点,如图 6(b)所示。

(3) Park 法:在混凝土开裂荷载和 0.75 倍峰值荷载中取较小值,连接原点与此点并延长与峰值点水平线相交 A 点,即可确定 A 点为屈服点,如图 6(c)所示。

综合以上三种方法,取计算结果平均值确定为构件的屈服点参数。另外,极限点参数的确定同样方法不一,包括如下两种方法:①取构件刚度下降 15% 时对应点的参数;②取混凝土达到极限压应变值时对应点的参数。考虑便捷性选用方法①来确定极限点参数。

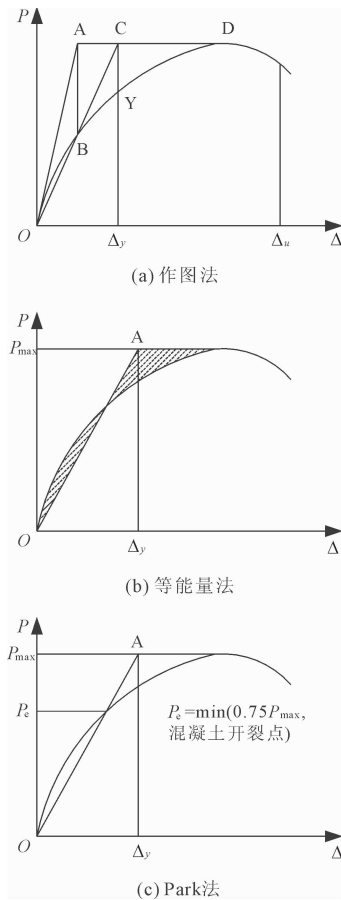


图 6 屈服点的确定

分别用上述方法计算屈服点和极限点的参数,如表 7 所示。可以看出,GCPSD-0.7D 构件延性性能更好,而 CIPD 构件位移延性较差是由于其较早即出现了混凝土的剥落现象。在峰值承载力方面,CIPD 构件最先到达峰值承载力,而 GCPSD-0.7D 构件峰值承载力更高。另外,两个构件均在相同位移处发生了失效破坏,对应的承载力 GCPSD-0.7D 比 CIPD 构件更高。

表 7 构件性能参数表

构件	方法	屈服位移 $\Delta_y$ /mm	屈服荷载 $P_y$ /kN	极限位移 $\Delta_u$ /mm	峰值荷载 $P_u$ /kN	延性系数 $\mu$
CIPD	1	23.46	174.67			4.26
	2	25.18	180.48	100	208.09	3.97
	3	25.23	180.63			3.97
GCPSD-0.7D	1	16.25	172.0			6.11
	2	22.58	191.83	100	216.75	5.06
	3	21.05	191.22			5.09

综上所述,相较于 CIPD 构件,GCPSD-0.7D 构

件具有更好的承载能力和变形能力,屈服荷载也相对较大,但其屈服要早于 CIPD 构件。

### 3 墩顶位移简化计算

#### 3.1 塑性铰长度取值

Priestley 等<sup>[12]</sup>引入了与截面塑性转动能力相关联的等效塑性铰长度的概念。一般认为其长度可通过积分来确定,但在实际应用时,曲率分布系数并不易求出,因此当前塑性铰长度还只能用试验得到的经验公式估算,常用估算公式如下:

美国 AASHTO 规范<sup>[13]</sup>

$$L_p = 0.08L + 9d_s \quad (2)$$

日本 JRA 规范<sup>[14]</sup>

$$\begin{cases} L_p = 0.2L + 0.1h \\ 0.1h \leq L_p \leq 0.5h \end{cases} \quad (3)$$

欧洲 Eurocode8 规范<sup>[15]</sup>

$$L_p = 0.10L + 0.015d_s f_y \quad (4)$$

中国规范<sup>[16-17]</sup>

$$L_p = \min\left\{0.08L + 0.022f_y d_s \geq 0.044f_y d_s, \frac{2}{3}b\right\} \quad (5)$$

式中: $L_p$  为塑性铰长度; $L$  为桥墩有效高度; $d_s$  为钢筋直径; $h$  为截面宽度; $f_y$  为纵筋屈服强度; $b$  为截面高度。

由于所研究构件涉及装配式连接,在确定塑性铰长度计算公式前,参考了《预制拼装桥墩技术规程》<sup>[18]</sup> (DG/TJ 08-2160-2015) 中的有关规定,决定采用中国规范提供的公式,经计算得到所研究组合连接装配式双柱墩的塑性铰长度为 16.67 cm。

#### 3.2 墩顶屈服位移简化计算

为了对比整体现浇单、双柱墩弹塑性位移能力,对相同截面且高度均为 1.75 m 的两类桥墩开展 Pushover 分析,得到的屈服和塑性位移分布如图 7 所示。从图 7 可以看出,对于横桥向屈服位移,双柱墩仅为单柱墩的一半,并且其塑性位移大致呈线性分布,可认为绕墩底某一点转动。因此,认为双柱墩塑性位移可通过集中塑性铰方法求得。

对于单柱墩,当其处于屈服状态时,曲率是随着墩高呈线性分布的,此时单柱墩对应的墩顶屈服位移为:

$$\Delta_y = \frac{1}{3}\phi_y L^2 \quad (6)$$

式中: $\phi_y$  为屈服曲率。

图 8 给出了不同  $k$  (盖梁与墩柱刚度比) 对应的双柱墩弯矩图,从图 8 可以看出,双柱墩反弯点一般

位于墩柱中点上方区域,并且随着  $k$  值增加,其逐渐向墩柱中点移动,当  $k$  取 3 时,反弯点已十分接近墩柱中点,当  $k \rightarrow \infty$  时,可认为反弯点近似位于墩柱中点。

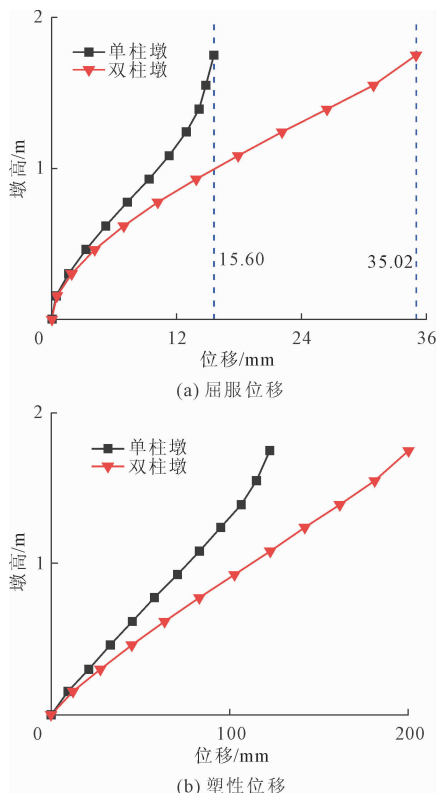


图 7 控制阶段位移分布图

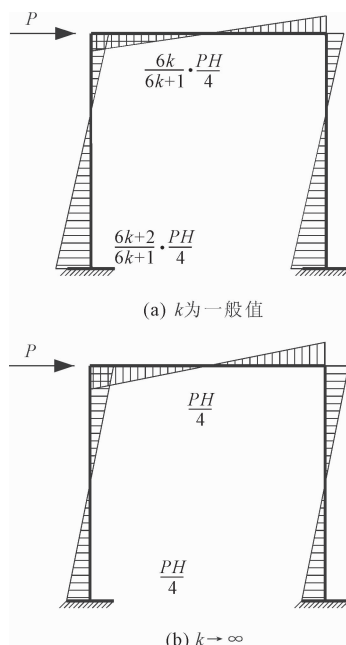


图 8 双柱墩弯矩图

由上述分析,可对双柱墩作出如下假定:因双柱墩盖梁具有较大刚度,可认为其在水平力作用下的

反弯点位于二分之一墩高处,并且假定墩底及墩顶塑性铰同时开展。基于上述假定可将双柱墩看成两端被固定的墩柱,简化为两个单柱墩进行处理。因此,在双柱墩处于屈服状态时,对应的墩顶屈服位移为:

$$\Delta_y = 2 \cdot \frac{1}{3} \phi_y \left( \frac{L}{2} \right)^2 = \frac{1}{6} \phi_y L^2 \quad (7)$$

### 3.3 墩顶塑性位移简化计算

针对上文双柱墩塑性位移分布特点,认为当其处于塑性阶段时,可以将其横桥向变形看成绕等效塑性铰较长度内一点的转动,双柱墩横桥向墩顶塑性位移可按照集中塑性铰方法求得。在双柱墩墩底截面的弯矩达到最大时,墩底的塑性转角和塑性位移为:

$$\theta_u = L_p (\phi_u - \phi_y) \quad (8)$$

$$\Delta_p = \theta_u \left( L - \frac{L_p}{2} \right) \quad (9)$$

式中: $\theta_u$  和  $\Delta_p$  分别为塑性转角和位移; $\phi_u$  为截面极限曲率; $\phi_y$  为屈服曲率。

墩顶位移包含弹性位移和塑性位移两部分,弹性位移见式(7),塑性位移见式(9),综合弹性及塑性位移公式,即得出普通双柱墩墩顶位移计算为:

$$\Delta_u = \frac{1}{6} \phi_y L^2 + L_p (\phi_u - \phi_y) \left( L - \frac{L_p}{2} \right) \quad (10)$$

### 3.4 组合连接装配式双柱墩位移能力计算

极限曲率与塑性铰区最大容许转角共同决定着双柱墩的墩顶极限位移,而在塑性铰公式和曲率方面,普通双柱墩和装配式双柱墩是存在差异的。因此,虽然组合连接装配式双柱墩屈服位移仍可按式(7)计算,但塑性位移计算需考虑两者存在的区别。

在《预制拼装桥墩技术规程》<sup>[18]</sup> (DG/TJ 08-2160—2015)中,对于预制拼装桥墩的塑性铰区最大容许转角有所规定,在原计算公式基础上引入延性安全系数,从而考虑塑性转动能力被高估这一因素,最大容许转角计算如下式所示:

$$\theta_u = L_p (\phi_u - \phi_y) / K \quad (11)$$

其中, $K$  为延性安全系数,对于塑性转角的折减,国外抗震规范并未提及,国内规范给出  $K$  值为 2 进行折减,考虑到对比于现浇墩,灌浆波纹管组合连接装配式双柱墩延性系数更大,将其值取为 1.5。因此,组合连接装配式双柱墩墩顶位移为:

$$\Delta_u = \frac{1}{6} \phi_y L^2 + \frac{L_p (\phi_u - \phi_y)}{1.5} \left( L - \frac{L_p}{2} \right) \quad (12)$$

该公式在普通双柱墩墩顶位移简化计算公式的基础上通过对塑性转角的折减,给出了适用于灌浆

波纹管和承插口组合连接装配式双柱墩墩顶位移的简化计算方法。

### 3.5 墩顶位移简化计算公式的试验验证

利用截面分析软件 XTRACT 对 GCPSD-0.7D 构件展开分析,当该构件截面处于屈服和极限状态时,对应的曲率分别为 0.0169 和 0.4583。将上述曲率代入墩顶位移简化计算公式(12),结果汇总于表 8。

表 8 墩顶极限位移结果对比表

构件	墩顶极限位移 /mm	误差 /%
GCPSD-0.7D	试验值	100.03
	简化公式值	93.8
		-6.23

注:误差 = (简化公式计算值 - 试验(模拟)值) / 试验(模拟)值  $\times 100\%$ ,负值为偏于安全。

由上述 GCPSD-0.7D 构件墩顶极限位移试验值和简化公式计算值对比可知,误差为 -6.23%,可以看出,墩顶极限位移简化计算公式准确度较高,适用于灌浆波纹管和承插口组合连接装配式双柱墩墩顶位移计算。

## 4 结 论

(1) 进行了整体现浇墩和灌浆波纹管连接装配式桥墩的双向拟静力试验,获得其破坏模式和滞回特性,并以此评估构件的抗震性能。发现相较于现浇构件,灌浆波纹管连接装配式墩因为混凝土的剥落较少而提高了约 4% 的峰值承载力,也提升了约 30% 的延性性能及耗能能力。

(2) 由单、双柱墩屈服和塑性位移分布特点及对双柱墩反弯点的假定,将双柱墩简化为两个单柱墩进行处理,由此建立了普通双柱墩墩顶位移计算公式。考虑塑性转动能力被高估这一因素,给出了灌浆波纹管和承插口组合连接装配式双柱墩墩顶位移简化计算公式。经过与试验值的对比,发现误差在 6.23% 以内,说明该计算公式准确度较高。

### 参考文献:

- [1] Restrepo J I, Tobolski M J, Matsumoto E E. Development of a precast bent cap system for seismic regions [M]. National Academies Press, 2011.
- [2] 陈俊,肖岩,尹齐. 预埋波纹管套管的钢筋-高强浇筑料黏结锚固性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015,36(7):140-147.
- [3] Brenes F J, Wood S L, Kreger M E. Anchorage requirements for grouted vertical-duct connectors in precast bent cap systems: a summary [R]. Austin: University of

- Texas at Austin, 2006.
- [4] Wang Zhiqiang, Qu Hongya, Li Tiantian, et al. Quasi-static cyclic tests of precast bridge columns with different connection details for high seismic zones[J]. *Engineering Structures*, 2018, 158:13-27.
- [5] 葛继平, 闫兴非, 王志强. 灌浆套筒和预应力筋连接的预制拼装桥墩的抗震性能[J]. *交通运输工程学报*, 2018, 18(2):42-52.
- [6] Qu Hongya, Li Tiantian, Wang Zhiqiang, et al. Investigation and verification on seismic behavior of precast concrete frame piers used in real bridge structures: Experimental and numerical study[J]. *Engineering Structures*, 2018, 154:1-9.
- [7] 邱发强, 夏樟华, 朱三凡, 等. 预应力灌浆波纹管预制拼装桥墩抗震性能分析[J]. *地震工程与工程振动*, 2018, 38(1):144-153.
- [8] 李悦, 宁哲, 李冲, 等. UHPC 双柱式桥墩抗震性能敏感性分析[J]. *世界桥梁*, 2023, 51(6):76-83.
- [9] 赵卓, 耿佳硕, 王建强. 采用 UHPC 材料连接的装配式桥墩抗震性能研究[J]. *郑州大学学报(工学版)*, 2021, 42(2):13-18.
- [10] 林上顺, 林永捷, 张建帅, 等. ECC 和预制榫卯混合连接装配式桥墩抗震试验及计算方法[J/OL]. *西南交通大学学报*. [2025-04-14] <https://link.cnki.net/urlid/51.1277.U.20230928.1030.012>.
- [11] 沈星, 叶爱君, 王晓伟. 双柱墩弹塑性位移能力简化计算方法[J]. *同济大学学报(自然科学版)*, 2014, 42(4):513-519.
- [12] Priestley M J N, Park R. Strength of ductility of concrete bridge columns under seismic loading[J]. *ACI Structural Journal*, 1987, 84(1):61-76.
- [13] LRFDUS-6 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications[S]. Washington, DC: AASHTO, 2012.
- [14] 日本道路协会. 道路桥示方书同解说 V 耐震设计篇[S]. 东京:日本道路协会, 2002.
- [15] Eurocode8 Design of Structures for Earthquake Resistance: Part 2 Bridges; BS EN 1998-2[S]. London, UK: British Standards Institutions, 2004.
- [16] 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.
- [17] 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.
- [18] 预制拼装桥墩技术规程: DG/TJ 08-2160—2015[S]. 上海:同济大学出版社, 2015.

(上接第 58 页)

- [12] 王梓任, 夏意峻, 姚永宽, 等. 富水砂层长距离顶管减阻泥浆性能研究[J]. *辽宁工业大学学报(自然科学版)*, 2024, 44(1):44-47, 53.
- [13] 王明胜, 刘大刚. 顶管隧道工程触变泥浆性能试验及减阻技术研究[J]. *现代隧道技术*, 2016, 53(6):182-189.
- [14] 王春婷, 隆威. 大口径长距离顶管工程泥浆配方试验研究[J]. *铁道科学与工程学报*, 2014, 11(1):106-111.
- [15] 沈磊磊. 管廊顶进施工对地表及构筑物变形的影响及减阻泥浆性能试验[D]. 武汉:华中科技大学, 2019.
- [16] 诸葛恒源. 复杂环境下大口径顶管施工对周围环境的影响研究[D]. 杭州:浙江科技学院, 2018.
- [17] 冯锐, 张鹏, 苏树尧, 等. 大口径长距离钢顶管注浆减阻技术:以黄浦江上游水源地连通管工程为例[J]. *地质科技通报*, 2020, 39(4):174-180.
- [18] 吴全科, 伍田生, 林超. 软弱土质中大口径长距离泥水平衡顶管纠偏及减阻施工技术[J]. *工业建筑*, 2012, 42(4):107-112.
- [19] 李云雁, 胡传荣. 试验设计与数据处理[M]. 北京:化学工业出版社, 2010.
- [20] 任怡东. 砂层顶管摩阻力控制机理研究[D]. 合肥:安徽建筑大学, 2021.
- [21] 周载延. 大断面矩形顶管摩阻力计算方法与顶力预测[D]. 绵阳:西南科技大学, 2022.
- [22] 李云雁, 胡传荣. 试验设计与数据处理[M]. 2 版. 北京:化学工业出版社, 2008.
- [23] 张雪, 万中正, 王传银, 等. 无水砂层中矩形顶管施工用触变泥浆配比优化及减阻性能试验[J]. *工程地质学报*, 2021, 29(5):1611-1620.
- [24] 徐芝纶. 弹性力学[M]. 北京:高等教育出版社, 1982.