文章编号：1674-2974（2025）05-0001-16 DOI：10.16339/j.cnki.hdxbzkb.2025043

# 装配式钢内芯-UHPC组合空心柱抗震性能研究

邵旭东[1,2]，赵相如[1,2]，伍隋文[1,2†]，邵宗暄[3]，何广[1,2]
［1. 湖南大学 土木工程学院，湖南 长沙 410082；
2. 桥梁工程安全与韧性全国重点实验室（湖南大学），湖南 长沙 410082；
3. 东京大学 生产技术研究所，日本 东京 153-8505］

**摘 要**：为适应新型钢-UHPC拱桥的跨越能力、加快施工进度、减轻拱上建筑自重和造价，本文提出了一种新型装配式钢内芯-UHPC组合空心柱以及相应的插承式节点连接构造. 新型柱由空心钢内芯与外部UHPC薄壁层组成，钢内芯可作为UHPC层的内模，同时提供额外的耗能. 介绍了新型立柱及其与承台间连接构造的概念设计，通过设计2∶5的立柱缩尺模型，采用原桥初步设计中最不利轴压比（0.24）进行拟静力试验，研究该立柱的破坏模式、预制立柱界面处连接性能、位移延性、耗能能力、刚度退化、残余变形、曲率分布和钢板应变等. 试验结果表明：试件为弯曲破坏模式，具体为柱底塑性铰区域钢筋钢板屈服，UHPC薄壁层压溃，但节点连接处保持完好，预制与后浇UHPC界面未见裂缝，表明提出的新型装配式连接构造是可靠的. 此外，试件具有较高的等效阻尼比，但试件位移延性稍显不足，主要归因于试验模型钢内芯钢板厚度与UHPC薄壁层厚度不匹配，此外，高轴压比（0.24）也是潜在原因. 其次，基于试验结果验证了有限元模型，并对原型柱开展参数分析，计算结果表明，新型柱随着轴压比的增加，延性降低，轴压比在0.05~0.20范围内，原型柱延性系数均接近或大于3. 本研究成果可为后续钢内芯-UHPC立柱的设计与应用提供基础.

**关键词**：钢内芯-UHPC组合柱；拱桥；抗震性能；拟静力试验；承插式连接
**中图分类号**：U443.22 **文献标志码**：A

# Investigation on Seismic Performance of a Novel Prefabricated Steel Inner Core-UHPC Composite Hollow Column

SHAO Xudong[1,2], ZHAO Xiangru[1,2], WU Suiwen[1,2†], SHAO Zongxuan[3], He Guang[1,2]
［1. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China;
2. State Key Laboratory of Bridge Safety and Resilience (Hunan University), Changsha 410082, China;
3. Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Tokyo 153-8505, Japan］

**Abstract**: In this paper, a novel prefabricated steel inner core-UHPC composite hollow column with a pocket connection is proposed for a novel super long-span steel-UHPC arch bridge to accommodate the span length, accelerate the construction, and reduce the self-weight and cost. The column consists of a steel inner hollow section and an exterior UHPC shell. The steel inner core can serve as the formwork of the column and provide an additional

* **收稿日期**：2024-05-26
**基金项目**：国家自然科学基金资助项目（52250004，52308499），National Natural Science Foundation of China (52250004，52308499)
**作者简介**：邵旭东（1961—），男，浙江富阳人，湖南大学教授，博士
† 通信联系人，E-mail：suiwenw@hnu.edu.cn

energy dissipation source. The design concept of the column and the connection details are first presented, followed by a detailed experimental program. To be specific, a 2/5-scale column was designed based on the preliminary design of the novel arch bridge and tested under the most unfavorable axial load ratio (0.24) in a pseudo-static manner to investigate the seismic performance of the proposed column, including the damage pattern, the connection performance at the interface of the prefabricated column, displacement ductility, energy dissipation capacity, stiffness degradation, residual deformation, curvature distribution and strains of the steel inner core. The test results showed that the proposed column failed in a flexural manner, including the yielding of the steel inner core and reinforced bars and crushing of the UHPC shell in the plastic hinge region; the joint remained intact and no visible crack was observed at the interface between precast and post-cast UHPC, indicating the proposed column with the pocket connection is reliable. In addition, the tested column had large equivalent damping ratios but low displacement ductility, mainly due to the mismatch between the thickness of the steel core plate and the thickness of the UHPC thin wall layer. The large axial load ratio (0.24) could be another potential cause. Moreover, the experimental results were used to validate a numerical model, on which a parameter study was performed on the novel column from the prototype bridge. The results show that the increase in the axial load ratio will result in a reduction in the ductility ratio. When the axial ratio varies between 0.05 and 0.2, the ductility coefficient of the prototype column is generally close to or larger than 3.0. The research results can provide the basis for the subsequent design and application of steel inner core-UHPC columns.

**Key words**: steel inner core-UHPC composite column; arch bridge; seismic performance; pseudo-static test; pocket connection

拱桥是大跨径桥梁的主要形式之一,当地质条件好或桥址位于山区时,拱桥更具有经济性和耐久性.但目前拱桥跨径很难突破700 m,因为拱桥向更大跨径发展时,其结构自重大、施工困难等因素会使经济性变差[1-2].为综合解决以上难题,作者团队基于超高性能混凝土材料(ultra-high performance concrete, UHPC),提出1 000 m钢-UHPC组合桁式拱桥新结构和分次合龙的循环施工方法[3].UHPC具有高强度、高弹模、低徐变等优异特性[4],能够在保证同等强度的情况下有效减小构件的尺寸、减轻结构自重、提高跨越能力.

拱上建筑对于上承式拱桥的桥梁建筑高度、横向稳定性、结构静动力性能、工程造价等方面有较大影响,当拱桥向特大跨径方向发展时,立柱高度会随着跨径的增大不断提高.例如日本600 m拱桥试设计时的拱上立柱高度达到100 m,其稳定性和重量是桥梁设计与施工的关键问题[5].而作者团队所提出的1 000 m钢-UHPC组合桁式拱桥新结构,其拱上立柱高达150 m.拱上立柱的设计需考虑自重和施工工艺等关键因素.具体而言,自重是引起拱圈内力的重要因素.因此,减小立柱自重十分重要.为此,近十几年,拱桥的拱上建筑多采用空心混凝土或钢-混凝土组合结构,以进一步减轻自重[6].而UHPC高强的材料特性,应用于拱上建筑优势显著[7],具有比较广阔的应用前景.此外,UHPC拱肋上的高柱施工难度较大,为了保证施工安全和质量,需要制定可靠的连接细节和施工工艺.

针对预制UHPC或传统混凝土柱的连接构造,国内外学者提出了多种连接方式,包括无黏结后张预应力束[8]、灌浆套筒[9]、承插式[10]连接.无黏结后张预应力连接柱具有良好的自复位性能,残余位移较小,但耗能较低[11-12].一般情况下,预制柱的端部应增加额外的耗能源,如高强钢筋[13-15]、形状记忆合金(SMA)索[16]、低碳钢束[17-18]、分离式减震榫[19]和外部屈服装置[20].此外,为了减轻地震破坏,塑性铰区域通常采用高性能材料,如UHPC[21-24]、ECC[25]、FRP jacket[26]等.无论使用哪种连接细节,预制柱的设计目的均是至少达到与现浇柱相当的抗震性能.为此,

预制构件接口处钢筋的连接方式主要有机械套管[27]、钢筋搭接[28]、灌浆套筒[29]等. 各连接方式均有利弊,适用于不同的应用场景. 例如:机械套管可以保证可靠的连接,但施工精度要求高. 钢筋搭接易于施工,但要求钢筋有足够长的搭接和锚固长度. 灌浆套筒亦能实现可靠连接,但空间需求较大.

此外,试验研究表明,空心桥柱的抗剪强度和延性不足,容易受到地震荷载的影响[30-32]. 例如:Shao等[30]对空心桥墩进行拟静力试验,发现空心桥墩的塑性铰长度较实心柱短,并基于试验数据,提出了空心桥墩塑性铰长度的新公式. Sun等[32]对细长空心桥柱开展变轴压比下拟静力试验. 试验结果表明,细长空心桥柱易受薄壁局部压缩屈曲破坏影响而发生脆性剪切破坏. 综上,大多数研究集中在普通混凝土空心柱抗震性能和现浇施工技术上,而对UHPC预制桥柱抗震性能的研究非常有限.

在文献[3]的基础上,并参照钢内芯-UHPC组合梁的做法[33],对1 000 m钢-UHPC组合桁式拱桥的拱上立柱进行了试设计,提出了一种承插式新型预制钢内芯-UHPC组合空心立柱. 在UHPC薄壁层内部设置钢内芯,并对立柱柱脚与承台连接节点处进行构造设计. 施工时,钢内芯可作为UHPC外壳的模板,解决内模拆除困难的问题,加快施工速度. 本文首先对钢-UHPC组合桁式拱桥进行系统分析,确定了拱上立柱的轴压比范围,并详细介绍新型柱的概念设计. 然后,设计2:5缩尺的新型柱试验模型,在最不利轴压比下开展拟静力试验,研究了节点和立柱的破坏模式、极限承载力、滞回耗能特性、延性系数、残余变形、曲率分布和钢板应变等. 其次,基于试验结果验证有限元模型,并针对原型立柱开展不同轴压比下的参数分析. 研究结果可为钢内芯-UHPC组合空心柱的设计与优化以及承插式节点设计提供参考.

## 1　工程背景

本文作者团队研发的1 000 m钢-UHPC组合桁式拱桥如图1所示[3]. 该桥为上承式拱桥,矢跨比为1/6,桥面宽度为36 m,主拱结构包括沿纵桥向中心线呈对称布置8排拱形桁式结构,在横向均按照1:5.5倾斜布置. 上弦采用抛物线为拱轴线,计算矢高为159.7 m,矢跨比为1/6.4;下弦采用悬链线作为拱轴线,拱轴系数为1.2,计算矢高为173.6m,矢跨比为1/5.7.

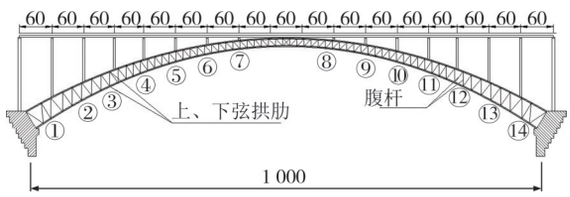



图1　钢-UHPC组合桁式拱桥示意(单位:m)[3]

Fig.1　Concept design of the steel-UHPC composite truss arch bridge (unit: m)[3]

作者对拱上立柱进行试设计,从稳定性、自重、经济性和耐久性方面对比了钢双柱、UHPC双柱、UHPC桁架式立柱等方案.UHPC桁架式立柱包含4个UHPC立柱、钢横撑以及钢斜撑,在提高稳定性的同时,相较于UHPC双柱可降低截面尺寸和结构自重,更具经济性,其结构形式如图2所示.利用Midas Civil建立该立柱形式下的全桥模型,经试算,得到满足立柱设计要求的最小截面为1 m×1 m,厚度为120 mm,如图3(a)所示,此时UHPC拱圈应力在基本组合作用下为-71.83 MPa,频遇组合作用下为-58.71 MPa,全桥稳定性系数大于4,满足规范要求[34]. 根据规范[35],焊有连接件的钢板厚度不应小于焊钉直径的0.5倍,故钢内芯钢板厚度应不小于8 mm,而立柱柱脚为应力较大部位,且为抗震薄弱部位,故本文钢内芯钢板厚度选为10 mm. 钢横撑与钢斜撑采用工字型钢,如图3(b)(c)所示. UHPC薄壁层的纵向钢筋采用工程中较为常用的直径为20 mm,间距为80 mm,配筋率为3.2%. 经Midas重力分析,采用UHPC 160的设计抗压强度(即77 MPa),计算得到重力作用下柱的轴压比范围为0.074~0.242.

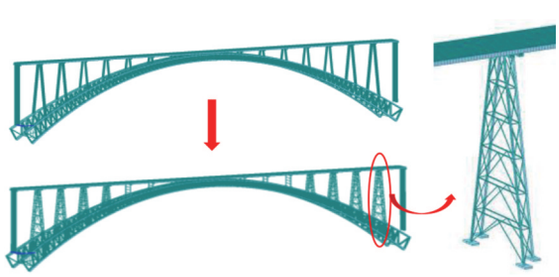


图2　钢内芯-UHPC桁架式立柱示意图

Fig.2　Illustration of the steel inner core-UHPC truss spandrel column system

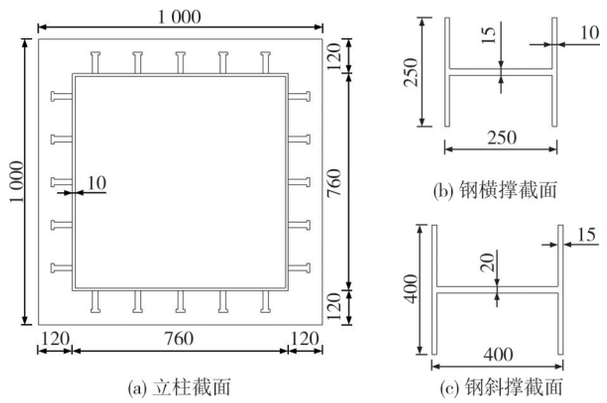



图3 钢内芯-UHPC桁架式立柱截面尺寸(单位:mm)

Fig.3 The section of the steel inner core-UHPC truss spandrel column system (unit: mm)

## 2 装配式钢内芯-UHPC组合空心立柱概念设计

### 2.1 预制钢内芯-UHPC组合空心立柱与承台

新型装配式钢内芯-UHPC组合柱(以下简称:立柱)设计如图4所示.立柱由空心钢内芯和UHPC薄壁层组成.钢内芯由钢板四面围合焊接而成,且作为浇筑UHPC的内模板.钢内芯外表面焊接多排栓钉,用以加强钢内芯与UHPC薄壁层的连接性能,保证了UHPC与钢板的可靠结合.钢内芯可以作为UHPC层的体外配筋,增强其抗弯和抗剪能力.

承台设有预留凹槽,凹槽与立柱截面形状相匹配且略大于立柱截面尺寸.预留凹槽的4个侧壁预埋有围合焊接而成的钢板,此钢板可充当凹槽的侧模.钢板两面均焊接栓钉以加强其与承台以及后浇料之间的连接性能.

### 2.2 柱脚连接构造与受力机理

预制立柱与凹槽内后浇UHPC、后浇UHPC与预制承台的连接处钢纤维不连续,往往是结构受力的薄弱位置.因此将柱脚部位预制的UHPC薄壁层伸入凹槽一定深度,以减轻该处钢纤维不连续的影响;柱脚钢内芯伸出UHPC薄壁层,直至凹槽底部,埋入凹槽的钢内芯上焊接的栓钉长度增加、间距减小,并在横桥向开设多排孔洞,使得后浇UHPC进入钢内芯内部,形成PBL剪力键,提高锚固能力;纵桥向不设孔洞,但内外表面均焊接栓钉,加强钢内芯与后浇UHPC的连接性能.

节点连接时,将预制立柱吊装至承台预留凹槽中,柱脚伸出的钢内芯直接立于凹槽底部,定位完成后,浇筑少量UHPC. UHPC通过钢内芯上孔洞注入立柱内部,在重力作用下可充分填实,形成整体.承台钢板两侧同一高度错位布设栓钉:一侧栓钉包裹在预制承台UHPC中,一侧栓钉包裹在凹槽后浇UHPC中,通过UHPC高强的包裹力,增强承台与后浇UHPC的连接性能.其中,伸入后浇UHPC的栓钉与钢内芯外表面栓钉交错布置,可将钢内芯受力传至承台钢板;伸入承台UHPC的栓钉为长栓钉,与承台钢筋交错布置,可将钢板受力传递至承台钢筋.通过上述栓钉与栓钉、栓钉与钢筋交错布置的构造设

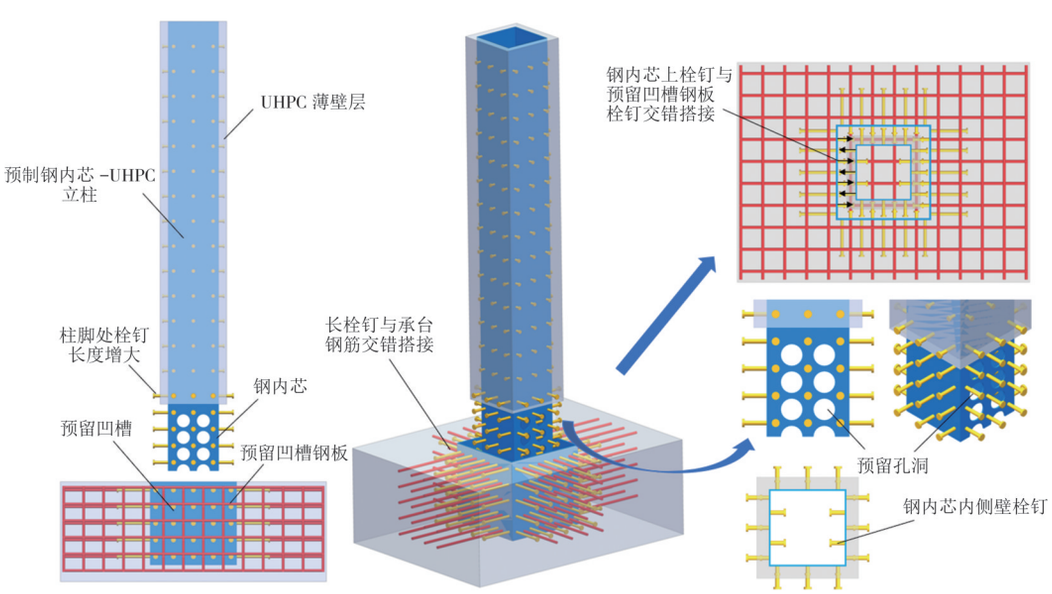



图4 装配式钢内芯-UHPC组合柱概念设计图

Fig.4 Sketch of the proposed prefabricated steel inner core-UHPC composite column

计,可将预制立柱所受的作用力通过钢内芯、钢板传至承台钢筋,提高预制立柱在整个承台和后浇UHPC中的锚固作用,其传力示意图如图5所示.

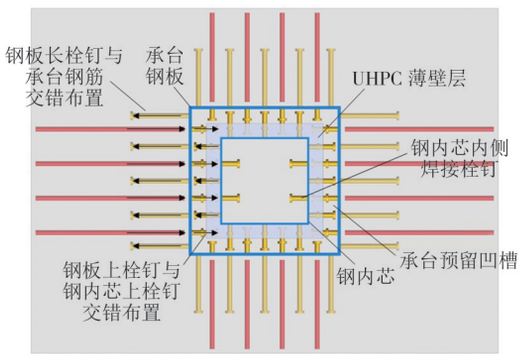



图5　柱脚连接构造传力示意图

Fig.5　Schematic diagram of force transmission of column foot connection structure

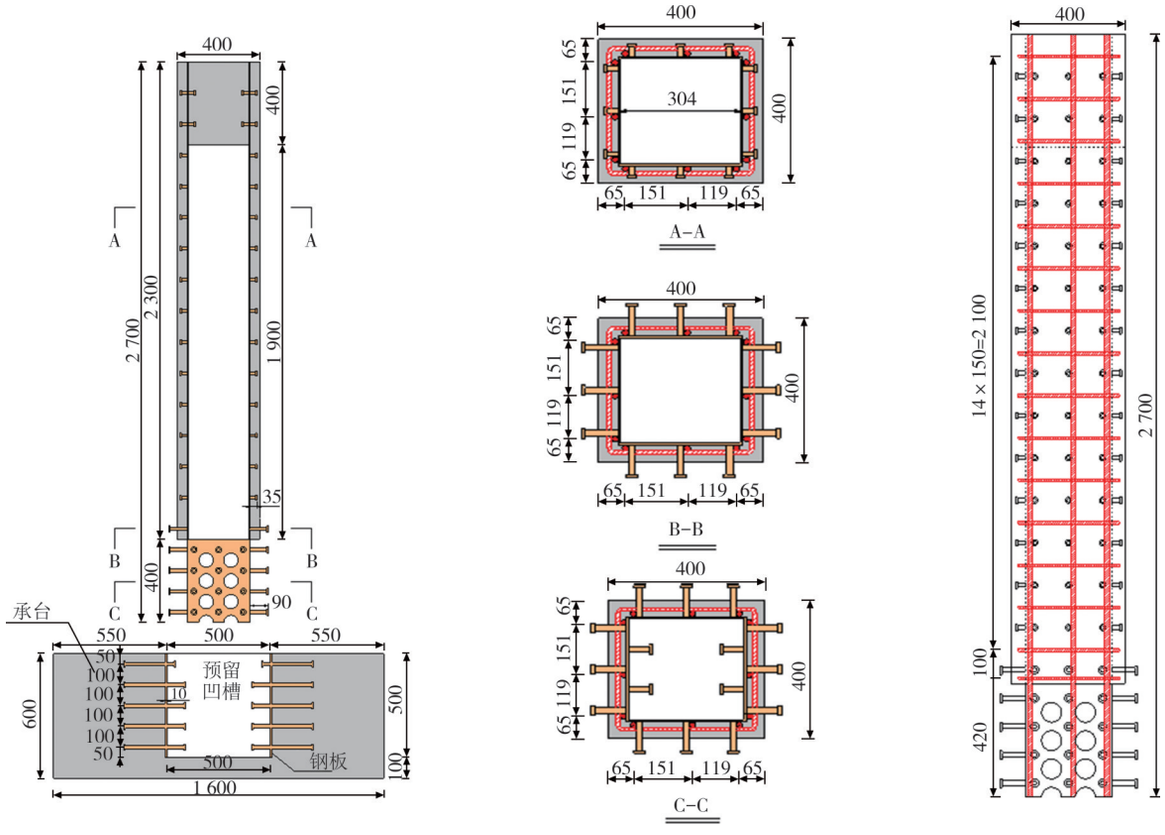
## 3　立柱拟静力试验

为了探究本文提出的装配式钢内芯-UHPC组合空心柱的抗震性能,基于初步设计的1 000 m钢-UHPC组合桁式拱桥,按照2:5的缩尺比设计并制作模型,在最不利恒载轴压比条件下,开展拟静力试验.

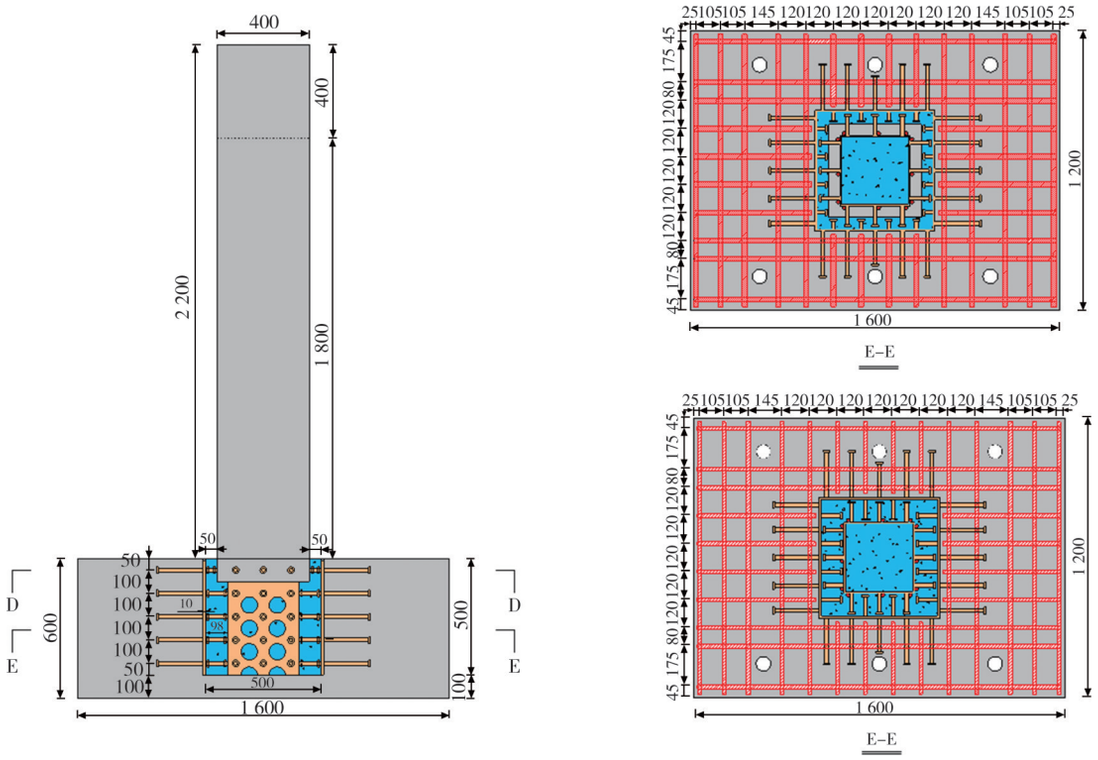
### 3.1　试验设计

按照缩尺比2:5设计立柱试验模型,试验模型的截面尺寸为400 mm×400 mm,UHPC薄壁层的厚度为48 mm. 按照缩尺比,钢内芯钢板厚度应为4 mm,但4 mm厚钢板焊接栓钉时易焊透,因此将试件的钢板厚度调整为6 mm. 考虑原桥的立柱高度较大,为细长柱,故立柱承台顶面以上的高度设计为2 200 mm,其中,水平作动器加载的中心点到柱底的距离为2 000 mm,长细比为5.0(即2 000/400). 立柱试验模型的连接示意图与具体尺寸见图6.

如图6所示,试验模型由预制立柱与预制承台组成,预制立柱的总高度为2 700 mm,其中UHPC薄壁层的高度为2 300 mm,立柱埋入预留凹槽的深度为500 mm,薄壁层埋入预留凹槽的深度为100 mm. 钢内芯在柱脚垂直于加载方向的两面设有数排直径为70 mm的圆孔,用于后浇UHPC灌入钢内芯内部. 立柱顶400 mm的范围内为实心段,用于连接水平作动器.钢内芯柱身上焊接栓钉($\phi$13×35),纵横向间距分别为150 mm和120 mm,埋入预留凹槽部分加密栓钉($\phi$16×90),纵横向间距分别为100 mm和120 mm.




(a)连接示意图　　(b)立柱截面图　　(c)钢筋布置图




(d)立面图 (e)承台截面图

图6 试件构造图(单位:mm)

Fig.6 Details of the tested column (unit: mm)

试验模型与原桥方案配筋率相同,纵筋采用12根直径16 mm的HRB400带肋钢筋且点焊于钢内芯外表面上并紧贴相邻栓钉.箍筋采用直径10 mm的HRB400带肋钢筋,间距为150 mm.预制承台的尺寸为1 600 mm×1 200 mm×600 mm,其中心预留500 mm×500 mm×500 mm的凹槽,凹槽侧壁钢板厚度为10 mm,钢板两侧均焊接栓钉且错位布置.

立柱、承台与凹槽处现浇材料均采用UHPC,其钢纤维含量为2%,端钩型纤维[$\phi$0.22 mm×13(长) mm]和平直型纤维[$\phi$0.15 mm×13(长) mm]掺量分别为1%.按照《活性粉末混凝土》(GB/T 31387—2015)[36]制作材性试件并对UHPC基本力学性能进行测试.UHPC的立方体抗压强度为157.31 MPa,弹性模量为46 GPa,抗折强度为32.26 MPa.按照《金属材料 拉伸试验 第1部分:室温试验方法》(GB/T 228.1—2010)[37]对钢筋和钢板的受力性能进行测试,结果如表1所示.

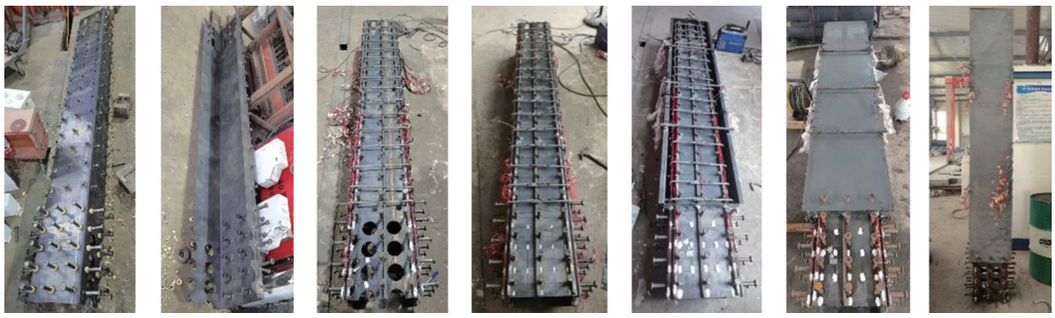
**表1 钢板和钢筋力学性能**

**Tab.1 Measured tensile properties of steel plates and reinforcement bars**

| 材料 | 直径或厚度/mm | 型号 | 弹性模量/GPa | 屈服强度/MPa | 极限强度/MPa |
|---|---|---|---|---|---|
| 钢筋 | 10 | HRB400 | 200 | 401.6 | 559.2 |
| | 16 | HRB400 | 200 | 420 | 570 |
| | 20 | HRB400 | 200 | 405 | 545 |
| 钢材 | 6 | Q345qD | 206 | 417 | 547.5 |

### 3.2 试件制作

立柱与承台同步制作.立柱制作步骤如图7(a)~(f)所示,包括制作钢内芯、焊接栓钉、布置纵向钢筋和箍筋、搭设UHPC模板和浇筑UHPC;承台制作步骤如图8(a)~(d)所示,包括制作预留凹槽钢板、焊接栓钉、绑扎钢筋、搭设模板和浇筑UHPC.成型脱模后,立柱和承台在80 ℃的温度下蒸汽蒸养72 h.制作完成的立柱与承台分别如图7(g)和图8(e)所示.二次浇筑时将立柱吊入承台凹槽中,并利用钢丝和激光仪进行定位[图9(a)],浇筑凹槽处UHPC[图9(b)],浇筑成型后在80 ℃的温度下蒸汽蒸养72 h.图9(c)为制作完成的试件模型.



(a)钢内芯外表面　(b)钢内芯内表面　(c)钢内芯焊接成型(N侧)　(d)钢内芯焊接成型(W侧)　(e)搭设立柱外模板　(f)浇筑立柱UHPC　(g)立柱浇筑成型

图7　立柱浇筑流程

Fig.7　Construction of the column



(a)制作承台钢板并焊接栓钉　(b)绑扎承台钢筋并搭设模板　(c)浇筑承台UHPC　(d)承台侧壁振动仪振捣　(e)承台浇筑成型

图8　承台浇筑流程

Fig.8　Construction of the footing



(a)立柱定位　(b)浇筑UHPC　(c)试件制作完成

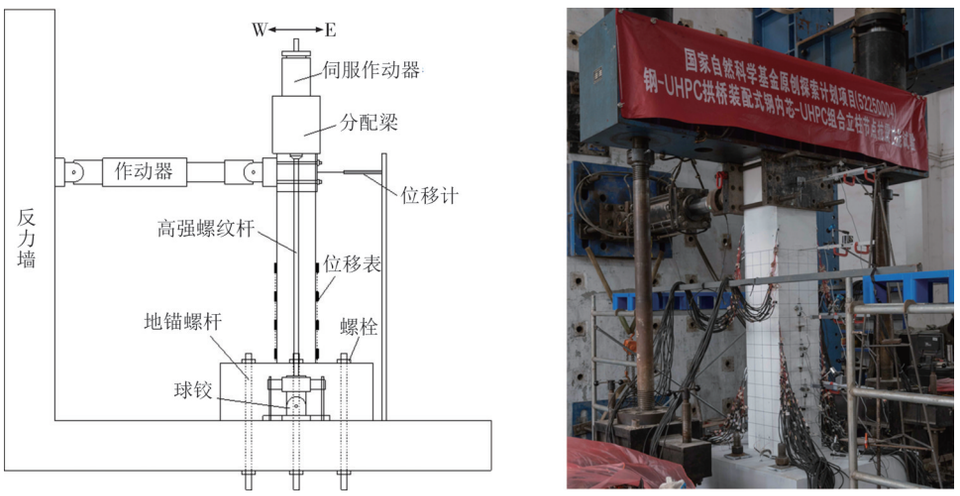
图9　立柱与承台拼接成型

Fig.9　Assembly of the column model

### 3.3　加载装置和加载制度

试验采用拟静力加载的方法,如图10所示.竖向加载系统采用两个穿心式伺服作动器贯穿两根高强螺纹杆,螺纹杆底部设有球铰和拉压杆,伺服作动器下设置分配梁,通过张拉高强螺纹杆来施加轴向力.水平荷载通过固定在反力墙上的100 t电液伺服加载系统施加,位移推为负、拉为正,在W-E方向加载.承台通过高强地锚螺杆、螺栓与地面固定,并在W侧预埋高强螺杆与限位装置连接防止产生水平滑移.

试件安装完成后,首先施加竖向轴力,分3次施加,使轴压比达到0.24,整个试验过程中竖向轴力保持不变.水平加载采用基于位移角控制的位移控制模式进行加载[38],按层间位移角0.05%、0.1%、0.15%、0.2%、0.25%、0.3%、0.4%、0.5%、0.75%、1.0%、1.25%、1.5%、1.75%、2.0%、2.5%、3.0%等逐级加载.




(a)试验加载装置 (b)加载现场图

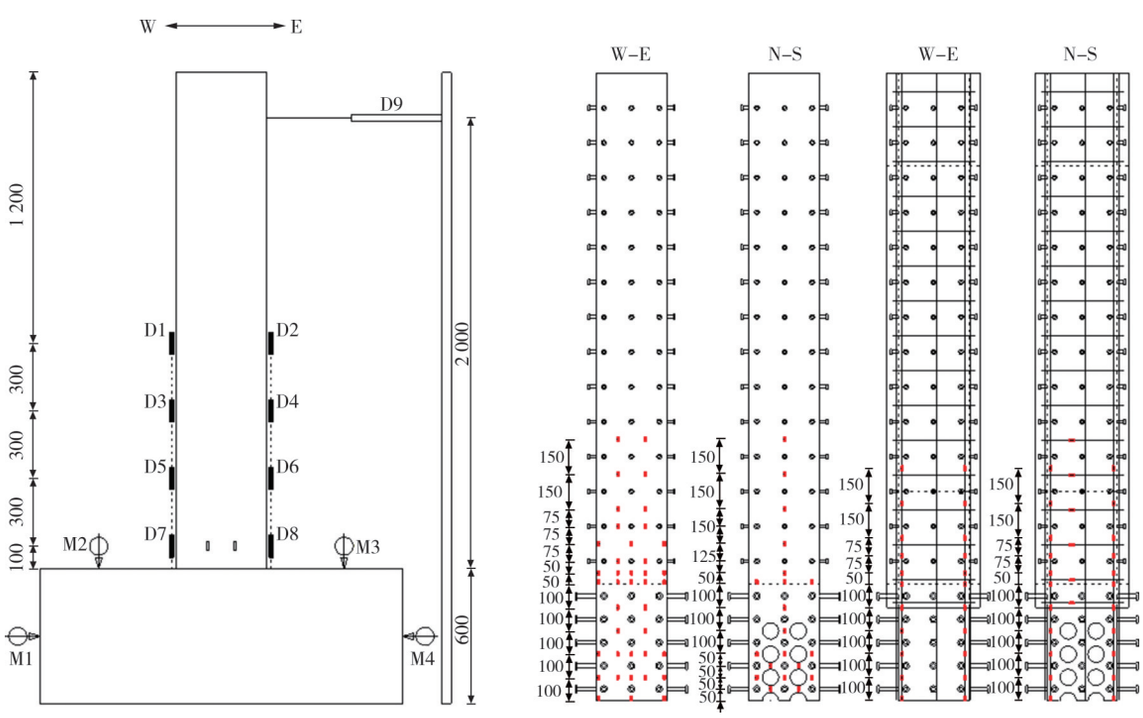
图 10 加载装置

Fig.10 Experimental setup

层间位移角为试件加载点水平位移和试件加载高度之比,且每级荷载循环2次.当试件的水平荷载下降到极限承载力的80%以下或者试件破坏时停止加载.

### 3.4 测点布置

试件位移与应变分别采用位移计和应变片进行测量,具体如图11所示.在立柱加载中心点处布置位移计D9,测量柱顶水平加载位移的情况.千分表M2和M3布置在承台顶部表面,M1和M4布置在承台的W侧和E侧,以监测试件在加载过程中的竖向错动和水平滑移.在垂直加载方向的柱身平面两侧对称布置位移表D1~D8,以测量柱身曲率沿柱高的分布情况.应变片主要布置于立柱塑性铰区域和埋入承台预留凹槽部分的纵筋、箍筋以及钢内芯钢板内表面和柱脚处UHPC薄壁层外表面上.应变数据采用国产DH3817数据自动采集系统进行采集,裂缝宽度采用裂缝观测仪ZBL-F120测量.




(a)位移表布置图 (b)钢筋和钢板应变片布置图

图 11 测点布置图(单位:mm)

Fig.11 Instrumentation plan (unit: mm)

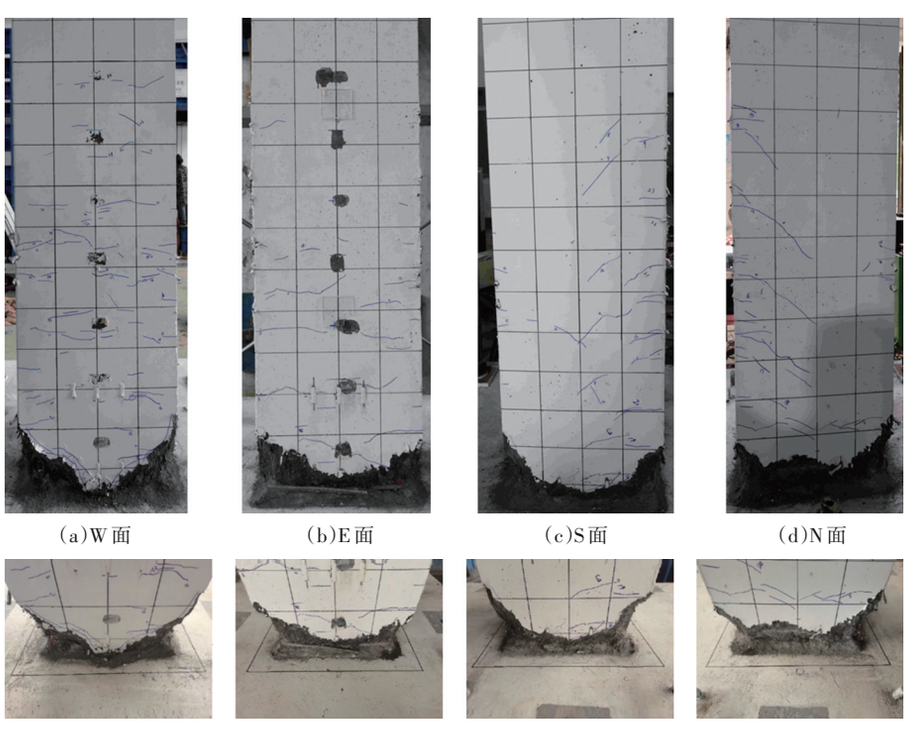
## 4　试验结果分析

本节探究了新型钢内芯-UHPC组合空心立柱承插式节点的连接性能与抗震性能,包括裂缝发展过程、破坏模式、滞回曲线、骨架曲线、耗能能力、刚度退化、残余位移和应变响应等,并对结果进行分析讨论.

### 4.1　裂缝发展过程与破坏模式

加载初期,试件处于弹性阶段,立柱表面未有明显的开裂现象,其加载与卸载曲线基本重合为一条直线. 当柱顶位移为5 mm、水平荷载为86.4 kN时,UHPC薄壁层外表面应变片拉应变数据达到200 με,但因为UHPC具有致密性,裂缝比较细微,肉眼并没有在立柱表面发现裂缝. 当柱顶位移为8 mm、水平荷载为128.3 kN时,开始出现裂缝,立柱W面和E面均出现了水平受弯裂缝,且主要集中在立柱底部,最大裂缝宽度为0.02 mm;当柱顶位移为10.1 mm、水平荷载为161 kN时,裂缝进一步发展,W面裂缝最大宽度为0.05 mm,最大长度为20 mm;当柱顶位移为15 mm、水平荷载为187.9 kN时,不断出现新的裂缝,裂缝区向上发展,原有的W面和E面的裂缝横向发展,长度增加,柱底处裂缝宽度明显增大,最大为0.10 mm,有部分裂缝从垂直于加载方向的平面(W面、E面)向平行于加载方向的平面(N面、S面)延伸为剪切斜裂缝;当柱顶位移为25 mm、水平荷载为241 kN时,裂缝进一步扩展,最大裂缝宽度变为0.17 mm;当柱顶位移为35 mm、水平荷载为380 kN时,塑性铰区域的钢筋和钢板部分屈服,沿柱身出现多条细小水平裂缝,裂缝发展较快,较宽的裂缝主要集中在柱底位置,并且开始贯通,形成一条贯穿立柱截面的水平长裂缝,裂缝宽度为0.24 mm;当柱顶位移为58.5 mm时,水平荷载达到峰值荷载446.5 kN,加载过程中持续有钢纤维拔出和UHPC碎屑剥落的声音,柱底部位的裂缝发展迅速,裂缝不断变宽变深,裂缝周围有混凝土碎屑脱落,而柱身的裂缝发展开始变慢,立柱的4个边角处破坏最严重,有明显混凝土剥落;当柱顶位移为79.25 mm时,加载过程中柱底部位的裂缝宽度不断增大,裂缝与裂缝之间连接成片,裂缝处逐渐挤压,主裂缝处混凝土脱落,露出箍筋和纵筋,4个边角处混凝土剥落的区域沿柱身向上发展,荷载下降到峰值荷载的80%以下,试件破坏明显,停止加载.

最后可在柱底观察到明显的UHPC压溃,压溃区为距离柱底约150 mm的范围内,有箍筋和纵筋暴露,如图12(a)~(d)所示. 同时,可以观察到纵向钢筋屈曲,但没有发现钢筋断裂. 此外,整个试验过程



(a)W面　(b)E面　(c)S面　(d)N面

(e)W面柱脚破坏细节　(f)E面柱脚破坏细节　(g)S面柱脚破坏细节　(h)N面柱脚破坏细节

图12　试件最终破坏图

Fig.12　Final state of the test model

承台连接处没有肉眼可见的裂缝和破坏,立柱与承台连接界面处也没有明显拔出迹象[见图12(e)~(h)],表明所提出的承插式连接构造是可靠的.

综上所述,立柱破坏形态为弯曲破坏,试验过程立柱经历了UHPC薄壁层开裂、纵筋和钢板屈服、柱脚部位UHPC薄壁层压溃等过程.在整个加载过程中,立柱与承台节点连接处(即新旧UHPC界面)未出现裂缝与脱黏现象,连接牢靠.

### 4.2 滞回曲线及骨架曲线

试件滞回曲线如图13所示.在加载初期,滞回曲线呈线性发展,试件处于弹性阶段.随着加载的位移不断增加,立柱开始出现横向弯曲裂缝和剪切斜裂缝,滞回环的面积开始逐步稳定增加并且刚度逐步减小,在钢筋、钢板逐步屈服之后,加载和卸载刚度有明显减小,滞回环面积明显增大.达到峰值荷载后,随着水平位移的增加,荷载较快下降,刚度变为负值,滞回环的曲线饱满,有较大的耗能能力,无明显的"捏缩"现象.产生以上现象的原因:首先,试件所使用的UHPC轴心抗压强度设计值为77 MPa,计算轴压比为0.24,因轴压比较大,故立柱的$P$-$\Delta$效应明显,导致达到峰值荷载后,刚度变为负值;其次,钢内芯和纵向钢筋屈服可提供较大的耗能能力.

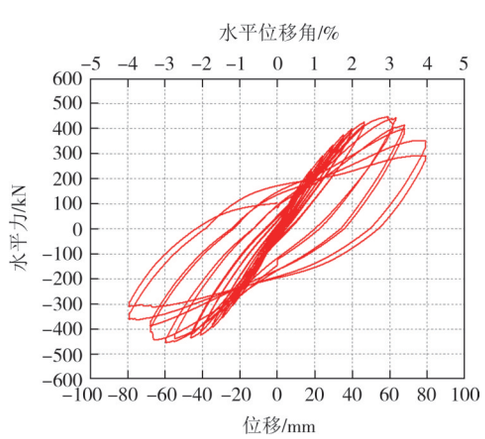



图13 试件滞回曲线

Fig.13 Hysteretic curves of the test model

骨架曲线由滞回曲线各级加载中首次循环的滞回环峰值点连接得到,如图14所示,并标注了加载的正负方向上的关键特征点:屈服点、峰值点和极限点,具体数值见表2.其中,屈服点采用Park提出的"等能量法"计算得到[39],极限点为荷载下降为峰值荷载的80%时对应的位移和荷载.立柱的位移延性系数反映结构试件的变形能力,是评估结构抗震能力的重要指标.位移延性系数为立柱的极限位移$\Delta_u$与屈服位移$\Delta_y$之比,公式如下:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \tag{1}$$

由图14和表2可知,骨架曲线及其上关键特征点在正负加载方向上并不对称,存在轻微差异,故在以下的讨论中采用平均值.立柱的位移延性系数为2.18(小于3),变形能力略显不足,其原因为:1)由于焊接栓钉对钢板厚度要求,钢内芯厚度由原本实桥比例缩尺来的4 mm增加至6 mm,而UHPC薄壁层厚度为48 mm(原缩尺比例计算得到),因此二者厚度可能不匹配.钢板厚度偏大,屈服点对应的荷载增加,在相同位移下UHPC层的应变增大.故钢板发生屈服后,UHPC薄壁层很快达到受压峰值应变,发生压溃破坏,导致试件变形能力不足.2)本试验的轴向力采用的是初步设计的1 000 m钢-UHPC组合桁式拱桥的立柱最大轴力等比例缩小,当使用UHPC轴心抗压强度设计值(即77 MPa)进行计算,轴压比为0.24,这对于桥梁墩柱来说是偏高的.桥梁墩柱的传统轴压比通常在0.05~0.2之间,而UHPC较普通混凝土又具有更高的抗压强度设计值,故本试验采用的高轴压比将导致位移延性显著降低[8, 32].3)立柱为UHPC薄壁结构,UHPC层厚仅为48 mm,纵筋点焊在钢内芯外壁上,箍筋紧贴纵筋,箍筋间距为150 mm,这导致核心混凝土面积较小,且保护层厚度占UHPC薄壁层的一半.钢筋钢板屈服后,UHPC继续承受水平荷载,在UHPC保护层剥落破坏后,核心混凝土亦有破坏,荷载开始快速下降,位移延性较低.

### 4.3 耗能性能

本文采用累积耗能和等效阻尼比作为评价试件

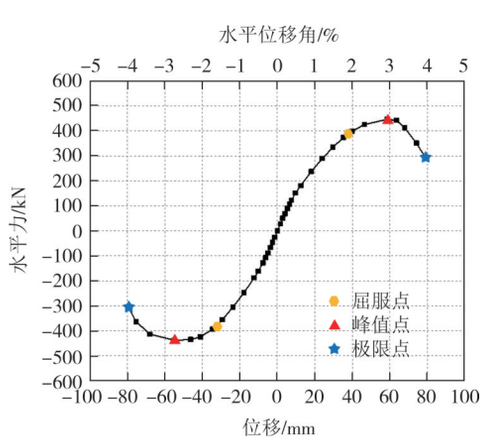



图14 试件骨架曲线

Fig.14 Skeleton curve of the model

**表 2　试件的关键特征点**

**Tab.2　Critical mechanical parameters of the tested column**

| 加载方向 | 屈服点 | | 峰值点 | | 极限点 | | $\mu$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\Delta_y$/mm | $F_y$/kN | $\Delta_{max}$/mm | $F_{max}$/kN | $\Delta_u$/mm | $F_u$/kN | |
| 正向 | 38.70 | 395.24 | 58.50 | 446.5 | 79.25 | 290.5 | 2.05 |
| 负向 | 34.32 | 391.39 | 54.91 | 438.2 | 79.23 | 309.1 | 2.31 |
| 平均值 | 36.51 | 393.32 | 56.71 | 442.35 | 79.24 | 299.8 | 2.18 |

耗能能力的指标. 累积耗能为各加载等级第一个循环滞回环的面积之和,等效阻尼比则按照式(2)计算:

$$\xi_{eq,i}=\frac{1}{4\pi}\frac{E_{di}}{\left(V_i^+\Delta_i^+ + V_i^-\Delta_i^-\right)} \tag{2}$$

式中:$\xi_{eq,i}$为第$i$级加载的等效阻尼比,$E_{di}$为第$i$级加载滞回环的面积,$V_i$、$\Delta_i$分别表示第$i$级加载滞回环的峰值荷载和对应的位移. 图15和图16分别为计算得到的试件累积耗能曲线和等效阻尼比曲线.

如图15、图16所示,累积耗能随着加载位移的增加近似呈指数增长,等效阻尼比也随着加载位移的增加而增加. 在加载位移为0~35 mm的初始阶段时,等效阻尼比增长速率较慢,超过35 mm后,增长速率变快,其原因为:在加载初期,立柱处于弹性阶段,阻尼比很小;随着加载位移的增大,立柱在柱脚部位开始出现细微的裂缝,但由于损伤比较小,此时阻尼比的增长速率较小;水平位移加载到35 mm时,如4.1节所述,钢内芯和钢板开始屈服,增加了立柱的耗能,导致等效阻尼比变大,从而使累积耗能和等效阻尼比的增长速率变大. 试验结束时,等效阻尼比接近30%. 然而,由于该测试试件的位移延性较小,一定程度上影响其累积耗能的能力. 因此,仍需对新型柱做进一步优化设计以提高其延性,进而提升其整体耗能能力.

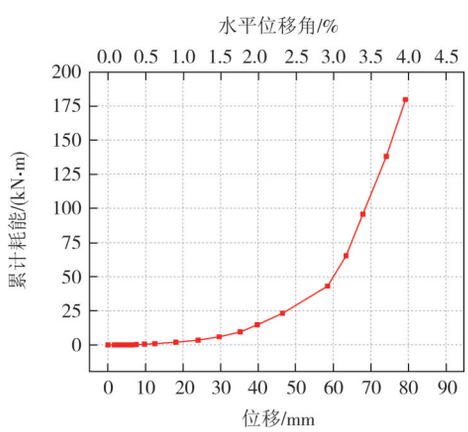



图15　试件累积耗能曲线

Fig.15　Cumulative energy dissipation of the column

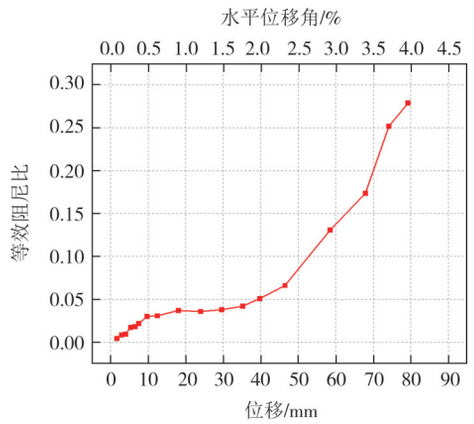



图16　试件等效阻尼比曲线

Fig.16　Equivalent damping ratio of the column

### 4.4　残余位移

残余位移是衡量桥梁震后功能的重要指标,较小的残余位移有利于桥墩震后的修复和恢复. 图17为残余位移与水平加载位移的关系曲线图,其与等效阻尼比的发展趋势类似. 水平加载位移在0~35 mm时,残余位移较小,当水平加载位移超过35 mm后,残余位移迅速增加,这与立柱损伤发展过程相符,如前文4.3节所述.

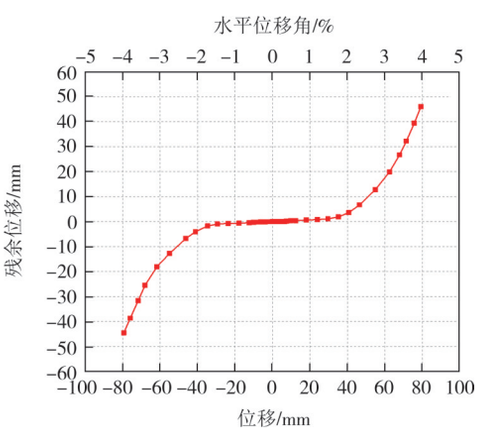



图17　试件残余位移曲线

Fig.17　Residual displacement of the column

### 4.5　刚度退化

随着加载位移和循环次数的增加,立柱的刚度会随着UHPC层的剥落、纵筋和钢内芯钢板的屈服而降低,本文采用割线刚度表征试件的刚度退化情况,计算公式如下:

$$K_i=\frac{\left(\left|+P_i\right|+\left|-P_i\right|\right)/2}{\left(\left|+D_i\right|+\left|-D_i\right|\right)/2} \tag{3}$$

式中:$P_i$为同一级加载第$i$次峰值点的荷载值,$D_i$为同一级加载第$i$次峰值点的位移值.

图 18 为立柱刚度退化曲线图. 如图 18 所示,由于立柱柱脚处裂缝的出现和发展,立柱试件的割线刚度在加载初期迅速下降,而钢内芯和纵向钢筋屈服后,立柱割线刚度的下降速率开始减缓,达到峰值荷载($D$=56.71 mm)后,UHPC 薄壁层很快破碎剥落,刚度迅速降低.

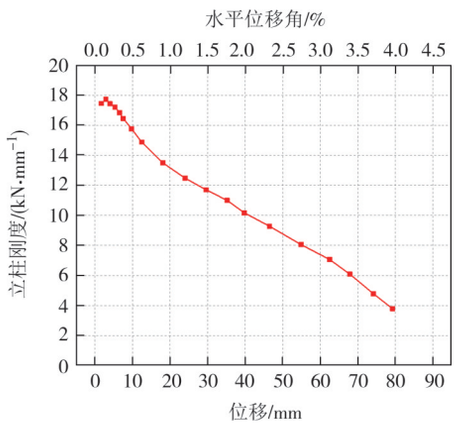



图 18 试件刚度退化曲线

Fig.18 Stiffness degradation curve of the column

### 4.6 柱身曲率分布

如前文 3.4 节所述,在垂直加载方向对称布置 LVDT:D1~D8,测量立柱距离柱底 100、400、700 和 1 000 mm 处的截面曲率,如图 19 所示.

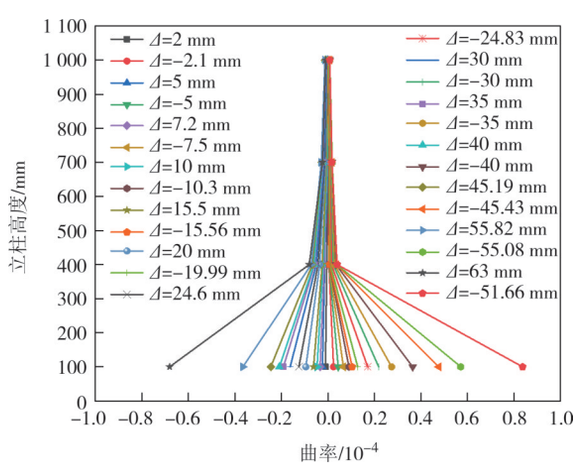



图 19 立柱截面曲率分布

Fig.19 Variation of section curvature along the column height

在加载初期,水平位移较小时,立柱处于弹性阶段,截面曲率沿柱高呈线性分布. 随着水平位移的增加,立柱的曲率在柱高 400 mm 以上大致呈线性分布,表明立柱在此范围内保持弹性,而在柱高 400 mm 以下,曲率急剧增加,表明立柱在距柱脚 400 mm 范围内发生了塑性变形. 以上结果表明,立柱试件的塑性铰区域集中在距离柱底 400 mm 以内,这与 4.1 节描述的破坏损伤特征一致.

### 4.7 立柱钢内芯应变

图 20 为钢内芯在不同加载等级下应变沿立柱高度的分布情况,其中拉应变为正,压应变为负. 加载初期,在轴压力的作用下,钢内芯钢板应变为压应变,且应变沿立柱高度方向基本均匀;随着水平加载位移的增大,钢内芯开始产生拉应变,并在柱底处达到最大. 水平加载位移为 30 mm 时,柱底处的钢内芯开始屈服,水平加载位移增至 40 mm 时,钢内芯在距离柱底 200 mm 范围内发生屈服,钢内芯屈服可增强立柱的耗能能力. 同时,试验结果表明,钢内芯与 UHPC 薄壁层之间具有良好的连接性能,可确保荷载在钢内芯与 UHPC 薄壁层之间的传递.

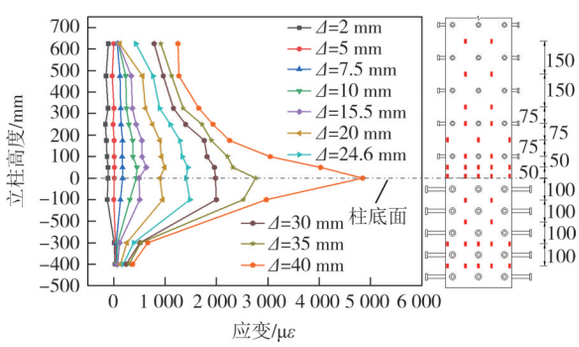



图 20 钢内芯应变沿柱高分布(单位:mm)

Fig.20 Strain variation of steel inner core along the column height(unit:mm)

## 5 数值模拟

为弥补单根柱子试验参数有限的问题,拟通过数值分析手段,进一步研究新型柱的抗震性能. 首先,采用有限元分析软件 Abaqus 对试验试件进行模拟. 钢内芯、钢板、UHPC 和栓钉采用 C3D8R 实体单元,钢筋采用 T3D2 桁架单元. UHPC 采用塑性损伤模型(concrete damaged plasticity,CDP),受压本构参考杨剑等[40]提出的 UHPC 轴压应力-应变关系,受拉本构采用张哲等[41]提出的轴拉荷载下的应力-应变关系,钢材采用双折线弹性模型,模型中各材料参数按实测结果确定. 为简化模型,钢内芯与 UHPC 薄壁层 Merge 为整体,钢筋与栓钉 Embedded 于 UHPC 中,预留凹槽钢板与后浇 UHPC、后浇 UHPC 与钢内芯、钢内芯与 UHPC 承台预留凹槽底部之间以及新后浇 UHPC 之间均定义面面接触,切向采用“罚”函数摩擦模型,法向采用“硬”接触约束模型,承台底面完全固结,有限元模型如图 21 所示.

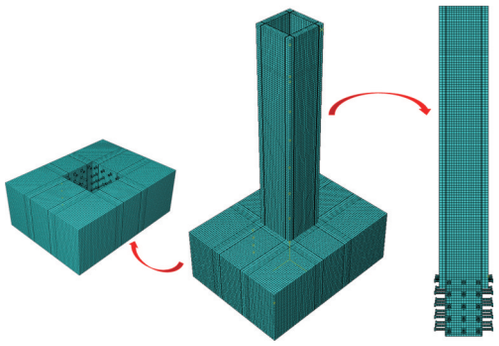


图 21　有限元模型图

Fig.21　Diagram of finite element model

数值模拟的加载制度与试验方案保持一致,数值模拟的滞回曲线和骨架曲线与试验结果的对比见图 22、图 23,骨架曲线的关键特征点对比见表 3. 滞回曲线吻合较好,但因为模型未考虑钢筋与混凝土间的滑移,捏缩效应没有试验曲线明显;骨架曲线的关键点误差均在 10% 以内,从对比的结果可以看出数值模拟结果与试验结果拟合良好.

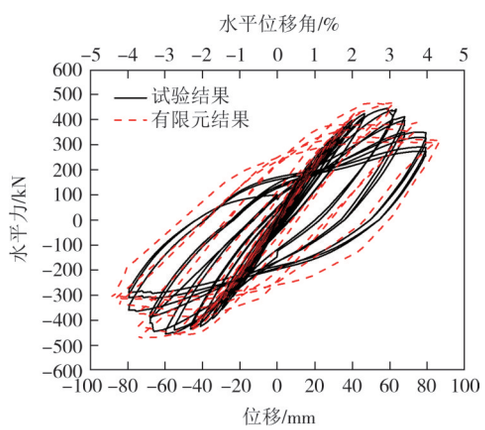



图 22　数值模拟与试验滞回曲线对比

Fig.22　Comparison of numerical and experimental hysteretic curves

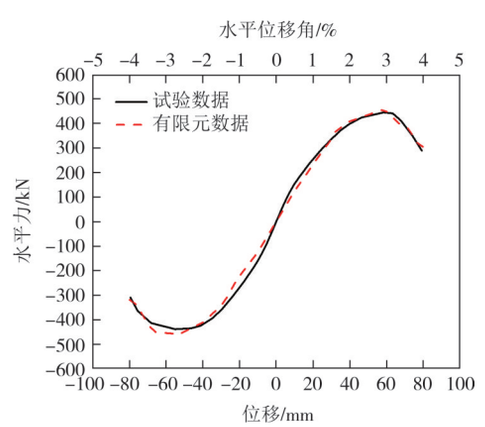



图 23　数值模拟与试验骨架曲线对比

Fig.23　Comparision of numerical and experimental skeleton curves

为进一步分析试验立柱延性较低的原因,针对原型桥方案(截面 1 m×1 m),减小钢板厚度以延缓 UHPC层压溃,取图 24 所示截面进行数值分析,同时立柱计算高度取为 5 m,使得立柱高宽比为 5,确保立柱出现弯曲破坏. 基于验证的有限元模型,对原桥立柱进行参数分析. 原桥立柱的轴压比范围为 0.074~0.242. 选用轴压比为变量,分析立柱分别在轴压比为 0.05、0.10、0.15、0.20、0.242 时的抗震性能,得到骨架曲线如图 25 所示,特征关键点如表 4 所示. 计算结果表明,立柱的承载力随着轴压比的增大而增大,延性系数随着轴压比的增大而减小.

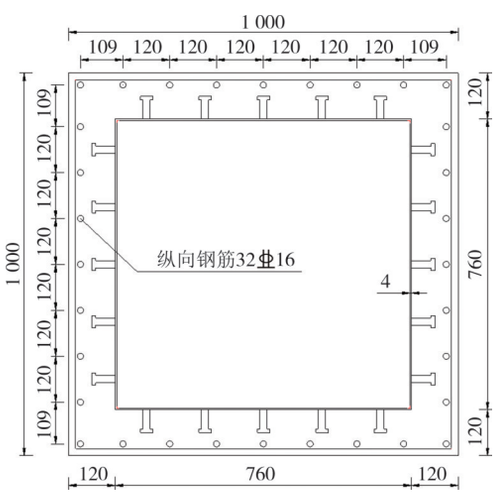



图 24　原型桥拱上立柱截面图(单位:mm)

Fig.24　Cross section of the spandrel columns in the prototype bridge(unit:mm)

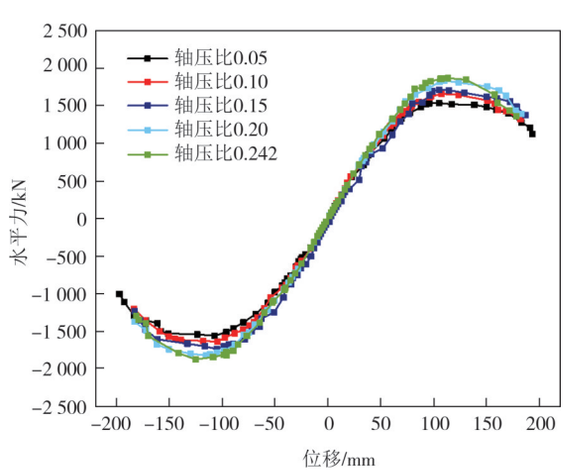



图 25　不同轴压比下模型骨架曲线对比

Fig.25　Comparison of skeleton curves of models with different axial load ratios

因原桥方案与试验试件相比,钢板与 UHPC 薄壁层厚度更为匹配,在 0.05~0.20 的轴压比范围内,

延性系数均接近或大于3. 在0.242的轴压比下延性系数可达2.7,大于试验构件的2.2,表明当减小钢内芯板厚以匹配UHPC层厚时,新型柱延性将会增加,表明钢内芯板厚及UHPC层厚的协调性将影响新型柱的抗震性能. 后续研究将对新型柱开展更为系统的参数分析,以优化钢内芯板厚及UHPC层厚等关键参数,进一步提高新型柱的延性及抗震性能. 另外,原桥拱上立柱中只有柱1和柱14的轴压比大于0.20,故在后续研究中,可进一步优化立柱截面构型及结构形式,以降低轴压比,增加立柱延性.

**表3 数值模拟与试验关键特征点对比**

**Tab.3 Comparison of numerical and experimental critical mechanical parameters**

| | | 屈服点 | | 峰值点 | | 极限点 | | $\mu$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $\Delta_y$/mm | $F_y$/kN | $\Delta_{max}$/mm | $F_{max}$/kN | $\Delta_u$/mm | $F_u$/kN | |
| 正向 | 试验 | 38.7 | 395.24 | 58.5 | 446.5 | 79.25 | 290.5 | 2.05 |
| | 有限元 | 39.6 | 400.87 | 58.81 | 459.87 | 80 04 | 306.67 | 2.02 |
| | | (+2.3%) | (+1.4%) | (+0.5%) | (+3%) | (+1%) | (+5.6%) | (−1.4%) |
| 负向 | 试验 | 34.32 | 391.39 | 54.91 | 438.2 | 79.23 | 309.1 | 2.31 |
| | 有限元 | 35.12 | 402.14 | 53.77 | 458.37 | 79.6 | 318.62 | 2.27 |
| | | (+2.3%) | (+2.7%) | (−2.1%) | (+4.6%) | (+0.5%) | (+3.1%) | (−1.7%) |

**表4 不同轴压比下的模型关键特征点**

**Tab.4 Critical mechanical parameters of the model with different axial load ratios**

| 轴压比 | 加载方向 | 屈服点 | | 峰值点 | | 极限点 | | $\mu$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $\Delta_y$/mm | $F_y$/kN | $\Delta_{max}$/mm | $F_{max}$/kN | $\Delta_u$/mm | $F_u$/kN | |
| 0.05 | 正向 | 61.55 | 1 207.2 | 105.36 | 1 539 | 201.57 | 1 209.6 | 3.27 |
| | 负向 | 61.62 | 1 272.13 | 107.06 | 1 558 | 202.51 | 1 212.65 | 3.29 |
| 0.1 | 正向 | 63.16 | 1 284.51 | 107.78 | 1 660.26 | 195.48 | 1 323 | 3.10 |
| | 负向 | 62.47 | 1 254.43 | 104.29 | 1 636.51 | 194.24 | 1 303.76 | 3.11 |
| 0.15 | 正向 | 63.13 | 1 308.64 | 105.24 | 1 714.31 | 191.13 | 1 376 | 3.03 |
| | 负向 | 62.53 | 1 370.33 | 104.93 | 1 737 | 192.92 | 1 334 | 3.09 |
| 0.2 | 正向 | 64.12 | 1 360.25 | 110.32 | 1 837.75 | 188.9 | 1 436.07 | 2.95 |
| | 负向 | 63.87 | 1 339.47 | 115.22 | 1 819.07 | 187.8 | 1 488.89 | 2.97 |
| 0.242 | 正向 | 66.42 | 1 429.36 | 113.69 | 1 868.75 | 181.8 | 1 442.97 | 2.74 |
| | 负向 | 68.51 | 1 427.28 | 125.2 | 1 872 | 182.16 | 1 422.7 | 2.66 |

## 6 结 论

为加快施工进度并降低自重与造价,本文基于千米级特大跨度钢-UHPC组合桁式拱桥,提出一种钢内芯-UHPC桁架式立柱及适用于该新型结构的承插式节点连接构造. 首先描述了立柱及其柱脚连接的设计理念,并开展试验以评估其抗震性能. 通过设计2∶5的缩尺模型,在原桥初步设计中最不利轴压比(0.24)下进行拟静力试验,获得该试件的力学性能,并基于试验结果验证有限元模型,进而对原型立柱在不同轴压比下的参数变化进行分析. 得到的结论如下:

1)试件破坏形式为弯曲破坏,承插式连接节点在整个加载过程中保持完好,且因为UHPC中有钢纤维存在,产生的裂缝大多细密,试件破坏后也基本保持裂而不散,完整程度较好. 这表明提出的立柱以及节点连接构造是可行的. 但是,因为UHPC薄壁层较薄,立柱试件的塑性铰区域较短(即约为150 mm,相当于柱高的7.5%).

2)立柱试件破坏时的等效阻尼比约为28%,而残余位移相对较大. 这主要是由于钢内芯钢板屈服,产生额外的残余位移;另外,钢内芯钢板的厚度与UHPC薄壁层的厚度不匹配,这也是可能导致其残余位移大的原因.

3)试件的位移延性系数为2.18,偏小. 主要原因是钢内芯钢板厚度与UHPC薄壁层厚度不匹配. 同时,0.24的高轴压比亦是导致延性较低的另一潜在原因.

4)数值分析表明新型柱的延性随着轴压比的增加而不断减小. 具体为原型柱轴压比在0.05~0.20范围内时,延性系数均接近或大于3,而轴压比为0.242

时延性系数可达2.7. 同时,计算结果表明,钢内芯板厚及UHPC层厚的协调性将影响新型柱的抗震性能,后续研究中需对两者关系开展更系统的研究.

由于本文仅为新型钢内芯-UHPC立柱及其节点连接构造的初步设计与验证,故仅对一根试件展开试验,数据有限,且因为试验条件限制,钢板厚度偏大,后续研究将基于本文的试验研究结果和初步的数值分析结果,进行系统的参数分析,优化模型构型,开展更系统的试验研究.

## 参考文献


[1] 郑皆连,王建军,牟廷敏,等. 700 m级钢管混凝土拱桥设计与建造可行性研究[J]. 中国工程科学,2014,16(8):33-37.
ZHENG J L, WANG J J, MOU T M, et al. Feasibility study on design and construction of concrete filled steel tubular arch bridge with a span of 700 m[J]. Engineering Sciences, 2014, 16(8): 33-37.(in Chinese)

[2] 邵旭东,曹君辉,张阳,等. 基于超高性能混凝土(UHPC)的桥梁新结构——理论、试验与应用[M]. 北京:人民交通出版社股份有限公司, 2022.
SHAO X D, CAO J H, ZHANG Y, et al. Innovative bridge structures based on ultra-high performance concrete (UHPC) - theory, experiment and application [M]. Beijing: China Communications Press Co., Ltd.,2022.(in Chinese)

[3] SHAO X D, HE G, SHEN X J, et al. Conceptual design of 1000 m scale steel-UHPFRC composite truss arch bridge [J]. Engineering Structures, 2021, 226: 111430.

[4] 邵旭东, 邱明红, 晏班夫, 等. 超高性能混凝土在国内外桥梁工程中的研究与应用进展[J]. 材料导报, 2017, 31(23): 33-43.
SHAO X D, QIU M H, YAN B F, et al. A review on the research and application of ultra-high performance concrete in bridge engineering around the world [J]. Materials Review, 2017, 31(23): 33-43.(in Chinese)

[5] 日本土木学会. コンクリート長大アーチ橋-支間600 mクラス-の設計・施工[M]. 东京:日本土木学会,2003.
Japan Society of Civil Engineering. Design and construction of concrete long span arch bridges - 600 m span class[M]. Tokyo: Japan Society of Civil Engineering, 2003.(in Japanese)

[6] 徐亚洲,王志鹏,谢启芳,等. 螺纹钢法兰连接预制装配桥墩抗震性能研究[J]. 土木工程学报,2021,54(5):65-76.
XU Y Z, WANG Z P, XIE Q F, et al. Research on seismic performance of fabricated assemble bridge piers connected with screw thread steel bar and flange [J]. China Civil Engineering Journal, 2021, 54(5): 65-76.(in Chinese)

[7] 刘祖强, 周志明, 薛建阳, 等. 高强型钢超高性能混凝土短柱轴压性能试验及其有限元分析[J]. 工程力学,2024,41(8): 211-227.
LIU Z Q, ZHOU Z M, XUE J Y, et al. Experimental study and finite element analysis on axial compression performance of high strength steel reinforced ultra-high performance concrete short column[J]. Engineering Mechanics, 2024, 41(8): 211-227.(in Chinese)

[8] JIA J F, ZHANG K D, WU S W, et al. Seismic performance of self-centering precast segmental bridge columns under different lateral loading directions[J]. Engineering Structures, 2020, 221: 111037.

[9] 邵旭东,刘也萍,邱明红, 等. 采用UHPC灌浆材料大口径全灌浆连接套筒接头的性能研究[J]. 土木工程学报, 2020, 53(2): 81-91.
SHAO X D, LIU Y P, QIU M H, et al. Research on performance of large diameter grout-filled splice sleeve joints with UHPC[J]. China Civil Engineering Journal, 2020, 53 (2): 81-91.(in Chinese)

[10] 王景全, 王震, 高玉峰, 等. 预制桥墩体系抗震性能研究进展:新材料、新理念、新应用[J]. 工程力学,2019,36(3):1-23.
WANG J Q, WANG Z, GAO Y F, et al. Review on aseismic behavior of precast piers: new material, new concept, and new application[J]. Engineering Mechanics, 2019, 36(3): 1-23.(in Chinese)

[11] CHOU C C, HSU C P. Hysteretic model development and seismic response of unbonded post-tensioned precast CFT segmental bridge columns [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2008, 37(6): 919-934.

[12] ZHANG Y Y, FAN W, ZHAI Y, et al. Experimental and numerical investigations on seismic behavior of prefabricated bridge columns with UHPFRC bottom segments[J]. Journal of Bridge Engineering, 2019, 24(8): 04019076.

[13] OU Y C, TSAI M S, CHANG K C, et al. Cyclic behavior of precast segmental concrete bridge columns with high performance or conventional steel reinforcing bars as energy dissipation bars [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2010, 39(11): 1181-1198.

[14] ABOUKIFA M, MOUSTAFA M A. Experimental seismic behavior of ultra-high performance concrete columns with high strength steel reinforcement [J]. Engineering Structures, 2021, 232: 111885.

[15] JIA J F, WEI B, BAI Y L, et al. Seismic performance of precast segmental bridge columns reinforced with both stainless-steel bars and GFRP bars[J]. Journal of Bridge Engineering, 2022, 27(1): 04021100.

[16] MOON D Y, ROH H, CIMELLARO G P. Seismic performance of segmental rocking columns connected with NiTi martensitic SMA bars [J]. Advances in Structural Engineering, 2015, 18 (4): 571-584.

[17] OU Y C, WANG P H, TSAI M S, et al. Large-scale experimental study of precast segmental unbonded posttensioned concrete bridge columns for seismic regions [J]. Journal of Structural Engineering, 2010, 136(3): 255-264.

[18] WANG Z, WANG J Q, TANG Y C, et al. Lateral behavior of precast segmental UHPC bridge columns based on the equivalent

plastic-hinge model[J]. Journal of Bridge Engineering, 2019, 24(3): 04018124.

[19] 魏标,闵浩峥,汪伟浩,等. 分离式减震榫的阻尼力模型研究:基于 Ramberg-Osgood 模型[J]. 工程力学,2023,40(11):81-89.
WEI B,MIN H Z,WANG W H,et al. Research on damping force model of separated shock absorber based on Ramberg-Osgood model[J]. Engineering Mechanics,2023,40(11):81-89.(in Chinese)

[20] LI C,BI K M,HAO H,et al. Cyclic test and numerical study of precast segmental concrete columns with BFRP and TEED[J]. Bulletin of Earthquake Engineering,2019,17(6):3475-3494.

[21] 晋智斌,陈科,陆军. 预制浅承插式高强混凝土空心桥墩抗震性能试验[J]. 中国公路学报,2022,35(4):128-139.
JIN Z B,CHEN K,LU J. Seismic performance of precast hollow high-strength concrete bridge columns with shallow socket connection[J]. China Journal of Highway and Transport,2022,35(4):128-139.(in Chinese)

[22] 林上顺,林永捷,夏樟华,等. UHPC和预制榫卯混合连接装配式RC桥墩拟静力试验[J]. 桥梁建设,2023,53(1):16-23.
LIN S S,LIN Y J,XIA Z H,et al. Quasi-static test of prefabricated segmental RC pier with hybrid UHPC and prefabricated mortise-tenon connections[J]. Bridge Construction,2023,53(1):16-23.(in Chinese)

[23] 王朋,尤学辉,黄杰,等. 拼接成型UHPC免拆模板钢筋混凝土柱的抗震性能[J]. 哈尔滨工业大学学报,2024,56(1):103-116.
WANG P,YOU X H,HUANG J,et al. Seismic behavior of reinforced concrete column with an assembly stay-in-place UHPC formwork[J]. Journal of Harbin Institute of Technology,2024,56(1):103-116.(in Chinese)

[24] ZHANG K D,JIA J F,BAI Y L,et al. Design and seismic performance of precast segmental bridge columns repaired with UHPC jacket after earthquake-induced damage[J]. Engineering Structures,2023,291:116442.

[25] MOTAREF S,SAIIDI M S,SANDERS D. Shake table studies of energy-dissipating segmental bridge columns[J]. Journal of Bridge Engineering,2014,19(2):186-199.

[26] ELGAWADY M A,DAWOOD H M. Analysis of segmental piers consisted of concrete filled FRP tubes[J]. Engineering Structures,2012,38:142-152.

[27] TAZARV M,SAIIDI M S. Seismic design of bridge columns incorporating mechanical bar splices in plastic hinge regions[J]. Engineering Structures,2016,124:507-520.

[28] 王衍. 超高性能混凝土轻型桥面板结构抗弯性能研究[D]. 长沙:湖南大学,2021.
WANG Y. Research on flexural performance of ultra-high performance concrete (UHPC) lightweight bridge deck structure[D]. Changsha:Hunan University,2021.(in Chinese)

[29] LIU Z,LEI H P,TONG T,et al. Precast segmental piers:testing, modeling and seismic assessment of an emulative connection based on a grouted central tenon[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2022, 20(5): 2529-2564.

[30] SHAO C J,QI Q M,WANG M,et al. Experimental study on the seismic performance of round-ended hollow piers[J]. Engineering Structures, 2019, 195: 309-323.

[31] SHAO C J,WEI W,WU S W,et al. Experimental investigation on plastic hinge length of RC round-ended hollow columns with a variable section[J]. Engineering Structures, 2023, 290:116358.

[32] SUN Z G,WANG D S,WANG T,et al. Investigation on seismic behavior of bridge piers with thin-walled rectangular hollow section using quasi-static cyclic tests[J]. Engineering Structures, 2019,200:109708.

[33] LI P P,SHAO X D,WU S W,et al. Conceptual design and preliminary test of the novel structure of steel inner core-UHPC composite box girder[J]. Engineering Structures, 2024, 300: 117188.

[34] 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范:JTG 3362—2018[S]. 北京:人民交通出版社股份有限公司,2018.
Specifications for design of highway reinforced concrete and prestressed concrete bridges and culverts:JTG 3362—2018[S]. Beijing: China Communications Press Co., Ltd., 2018.(in Chinese)

[35] 公路钢混组合桥梁设计与施工规范:JTG/T D64-01—2015[S]. 北京:人民交通出版社股份有限公司, 2016.
Specifications for design and construction of highway steel-concrete composite bridge:JTG/T D64-01—2015[S]. Beijing: China Communications Press Co., Ltd., 2016.(in Chinese)

[36] 活性粉末混凝土:GB/T 31387—2015[S]. 北京:中国标准出版社,2015.
Reactive powder concrete:GB/T 31387—2015[S]. Beijing: Standards Press of China,2015.(in Chinese)

[37] 金属材料 拉伸试验 第1部分:室温试验方法:GB/T 228.1—2021[S]. 北京:中国标准出版社,2021.
Metallic materials—Tensile testing:part 1:method of test at room temperature:GB/T 228.1—2021[S]. Beijing:Standards Press of China,2021.(in Chinese)

[38] 胡锐. 超高性能混凝土受压构件抗震性能及设计方法研究[D]. 长沙:湖南大学,2022.
HU R. Study on the seismic behavior and design method of ultra-high performance concrete compressive members[D]. Changsha: Hunan University,2022.(in Chinese)

[39] PARK R. Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing[J]. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 1989, 22(3): 155-166.

[40] 杨剑,方志. 超高性能混凝土单轴受压应力-应变关系研究[J]. 混凝土,2008(7):11-15.
YANG J,FANG Z. Research on stress-strain relation of ultra high performance concrete[J]. Concrete,2008(7):11-15.(in Chinese)

[41] 张哲,邵旭东,李文光,等. 超高性能混凝土轴拉性能试验[J]. 中国公路学报,2015,28(8):50-58.
ZHANG Z,SHAO X D,LI W G,et al. Axial tensile behavior test of ultra high performance concrete[J]. China Journal of Highway and Transport,2015,28(8):50-58.(in Chinese)