

# RC双肢矩形空心墩抗震性能研究

刘中畅<sup>1</sup>, 赵卓<sup>1</sup>, 孙玉龙<sup>2</sup>, 周大兴<sup>2</sup>, 国庆闯<sup>2</sup>, 汪成<sup>2</sup>, 潘可明<sup>3</sup>, 田纲<sup>4</sup>, 许维炳<sup>1\*</sup>

<sup>1</sup>北京工业大学建筑工程学院, 北京

<sup>2</sup>中铁建设集团有限公司, 北京

<sup>3</sup>北京市市政工程设计研究总院有限公司, 北京

<sup>4</sup>中铁一局集团第二工程有限公司, 河北 唐山

收稿日期: 2026年3月16日; 录用日期: 2026年4月6日; 发布日期: 2026年4月20日

## 摘要

为探究钢筋混凝土(RC)双肢矩形空心墩的抗震性能, 本文以某典型双肢矩形空心墩缩尺试件开展了恒定轴压(轴压比0.12)下的水平往复拟静力试验, 分析了其破坏过程、滞回特性、刚度退化及耗能能力。结果表明: 试件呈典型的“墩顶与墩底双塑性铰弯曲破坏”, 伴有显著弯剪耦合效应; 屈服后墩端裂缝密集, 滞回环“捏拢”明显且刚度退化迅速; 加载至极限位移(67.5 mm)时, 塑性铰区混凝土严重剥落, 加载梁端出现剪切裂缝, 承载力降至峰值的85%以下。该类构件大变形下应注意局部损伤而造成的耗能受限, 抗震设计中应重视薄壁截面横向约束及墩-梁-台体系的强度匹配。

## 关键词

双肢空心墩, 拟静力试验, 抗震性能, 破坏模式

# Study on Seismic Performance of RC Double-Limb Rectangular Hollow Pier

Zhongyang Liu<sup>1</sup>, Zhuo Zhao<sup>1</sup>, Yulong Sun<sup>2</sup>, Daxing Zhou<sup>2</sup>, Qingchuang Guo<sup>2</sup>, Cheng Wang<sup>2</sup>, Keming Pan<sup>3</sup>, Gang Tian<sup>4</sup>, Weibing Xu<sup>1\*</sup>

<sup>1</sup>College of Architecture and Civil Engineering, Beijing University of Technology, Beijing

<sup>2</sup>China Railway Construction Group Co., Ltd., Beijing

<sup>3</sup>Beijing General Municipal Engineering Design & Research Institute Co., Ltd., Beijing

<sup>4</sup>China Railway First Group 2nd Engineering Co., Ltd., Tangshan Hebei

Received: March 16, 2026; accepted: April 6, 2026; published: April 20, 2026

## Abstract

To investigate the seismic performance of reinforced concrete (RC) double-column rectangular

\*通讯作者。

文章引用: 刘中畅, 赵卓, 孙玉龙, 周大兴, 国庆闯, 汪成, 潘可明, 田纲, 许维炳. RC 双肢矩形空心墩抗震性能研究[J]. 土木工程, 2026, 15(4): 178-188. DOI: 10.12677/hjce.2026.154092

hollow piers, a horizontal cyclic quasi-static test under constant axial compression (with an axial compression ratio of 0.12) was conducted on a typical scaled specimen of a double-column rectangular hollow pier in this paper. The failure process, hysteretic characteristics, stiffness degradation, and energy dissipation capacity were analyzed. The results show that the specimen exhibits a typical “double plastic hinge flexural failure at the pier top and bottom”, accompanied by a significant flexure-shear coupling effect. After yielding, cracks at the pier ends become dense, the hysteretic loops show obvious “pinching”, and the stiffness degrades rapidly. When loaded to the ultimate displacement (67.5 mm), the concrete in the plastic hinge region spalls severely, shear cracks appear at the end of the loading beam, and the bearing capacity drops below 85% of its peak value. For this type of component under large deformations, attention should be paid to the limited energy dissipation caused by local damage. In seismic design, emphasis should be placed on the transverse confinement of thin-walled sections and the strength matching of the pier-beam-abutment system.

## Keywords

Double-Limb Hollow Pier, Quasi-Static Test, Seismic Performance, Failure Mode

Copyright © 2026 by author(s) and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY 4.0).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

## 1. 引言

随着我国西部山区交通基础设施建设的深入推进, 跨越深山峡谷的大跨度桥梁需求日益增长。双肢矩形空心墩凭借其抗弯刚度大、自重轻、材料利用率高以及良好的景观适应性, 已成为连续刚构桥等大跨径桥梁的首选墩型之一[1][2]。然而, 此类结构多位于高烈度地震区, 双肢墩不仅需承受巨大的轴向压力, 还需抵抗抗震引起的显著弯矩与剪力; 且由于空心构造的引入各肢间的协同受力机制与实心墩存在本质差异[3]。

历次强震震害调查与理论研究表明, 薄壁空心构件的抗震性能面临严峻挑战。Priestley 等[4]指出, 空心截面内表面缺乏有效约束是导致混凝土过早压溃、延性下降的关键因素; Calvi 等[5]进一步强调了空心墩在剪切与弯矩耦合作用下的脆弱性。而在实际地震中, 多座采用空心墩的桥梁出现了严重的塑性铰区混凝土剥落、纵筋屈曲甚至脆性剪切破坏[6], 暴露了该类结构在强震下的安全隐患。此外, 传统设计往往依赖高配箍率来改善延性, 但在薄壁构件中, 过密的箍筋不仅导致施工困难, 还可能引发混凝土浇筑质量缺陷[7]。而目前国内外针对桥墩抗震性能的研究多集中于实心墩或单肢空心墩[8], 针对双肢矩形空心墩在往复荷载下的损伤演化、刚度退化特征及双肢协同工作机制的试验研究相对较少。

为此, 本文以某实际工程为背景, 设计制作了一大比例钢筋混凝土双肢矩形空心墩模型, 并开展了恒定轴压下的水平往复拟静力试验。旨在通过系统分析 RC 试件的破坏形态与滞回性能, 揭示其抗震薄弱环节, 为完善该类桥梁的抗震设计理论及构造措施提供可靠的试验依据。

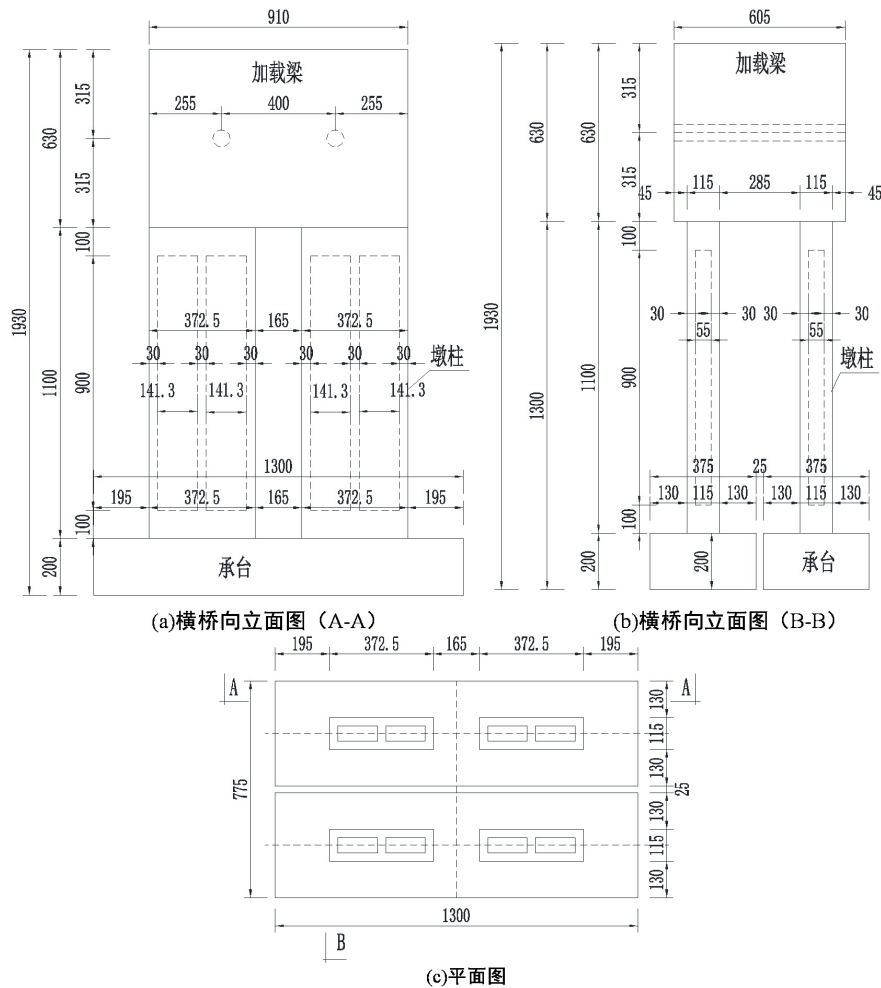
## 2. 试验概况

### 2.1. 模型设计

本试验以某实际工程为背景, 按照 1:20 缩尺比例设计制作了 1 个钢筋混凝土双肢矩形空心墩试件(以下简称“试件”), 用于系统研究该类构件在往复荷载作用下的抗震性能。模型试验设计依据相似理论开展, 如表 1 所示。

**Table 1.** Similitude relationships of the quasi-static test model  
**表 1.** 拟静力试验模型相似关系

类型	物理量	量纲	相似关系公式	计算结果(相似常数)
材料特性	应力( $\sigma$ )	$FL^{-2}$	$S\sigma = SE$	1/1
	应变( $\varepsilon$ )	-	$S\varepsilon = 1$	1/1
	弹性模量( $E$ )	$FL^{-2}$	$SE$ (设定值)	1/1
	泊松比( $\nu$ )	-	$S\nu = 1$	1/1
	质量密度( $\rho$ )	$FT^2L^{-4}$	$S\rho = SE/SI$	20/1
几何特性	长度( $l$ )	L	$SI$ (设定值)	1/20
	线位移( $x$ )	L	$Sx = SI$	1/20
	角位移( $\theta$ )	-	$S\theta = 1$	1/1
	面积( $A$ )	$L^2$	$SA = SI^2$	1/400
荷载	集中荷载( $P$ )	F	$SP = SE \cdot SI^2$	1/400
	线荷载( $w$ )	$FL^{-1}$	$Sw = SE \cdot SI$	1/20
	面荷载( $q$ )	$FL^{-2}$	$Sq = SE$	1/1
	力矩( $M$ )	FL	$SM = SE \cdot SI^3$	1/8000



**Figure 1.** Geometry dimensions of specimens  
**图 1.** 试件几何尺寸图

本试件由加载梁、4片墩柱及两个分离式承台组成。加载梁尺寸为  $910\text{ mm} \times 605\text{ mm} \times 630\text{ mm}$ ；单片墩柱尺寸为  $372.5\text{ mm} \times 115\text{ mm} \times 1100\text{ mm}$ ，截面采用双空腔型空心截面，内部设置一道隔断，将截面分隔为两个独立空腔，单个空腔尺寸为  $141.25\text{ mm} \times 55\text{ mm} \times 900\text{ mm}$ ；承台尺寸为  $1300\text{ mm} \times 375\text{ mm} \times 200\text{ mm}$ 。墩柱两端分别与加载梁和承台连接，边界条件可按两端固结考虑。按照两端固结构件的计算长度系数取 0.5，则墩柱有效高度为 550 mm。具体形制如图 1 所示。

本试件的加载梁与承台的钢筋网采用 4 mm 镀锌铁丝，网格间距  $30\text{ mm} \times 30\text{ mm}$ ，用量为  $6.64\text{ kg/m}^2$ ，混凝土均采用 C50 微粒混凝土，保护层厚度为 5 mm。试件墩柱的配筋布置如图 2 和图 3 所示。试件纵向受力钢筋采用 8 mm 和 6 mm 的 HRB500 级钢筋，辅以 4 mm 镀锌铁丝，考虑空心墩柱截面特点，纵筋采用内外两层布置；箍筋采用 2 mm 镀锌铁丝如图 4 所示，间距为 33 mm，如图 5 所示，采用多层嵌套布置，确保各层具备必要的横向约束，已满足抗震设计要求。

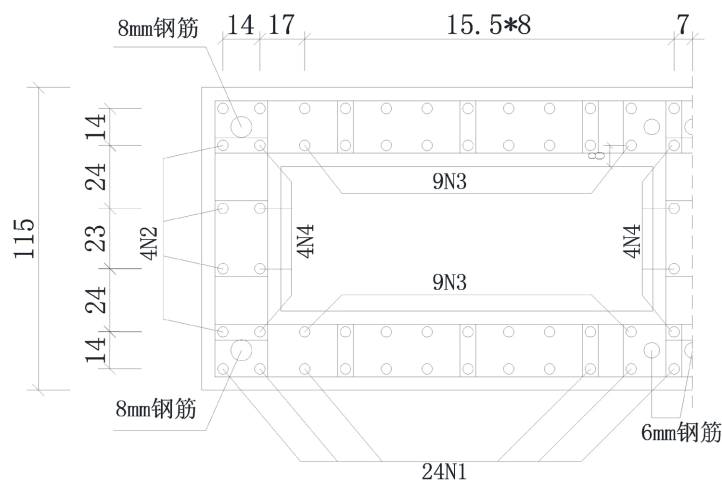


Figure 2. Reinforcement plan of 1/2 single pier  
图 2. 1/2 单墩钢筋配筋平面图

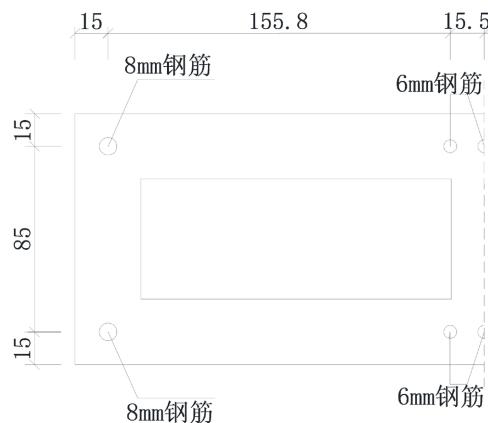
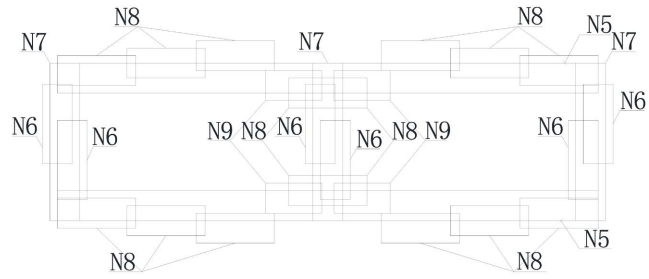
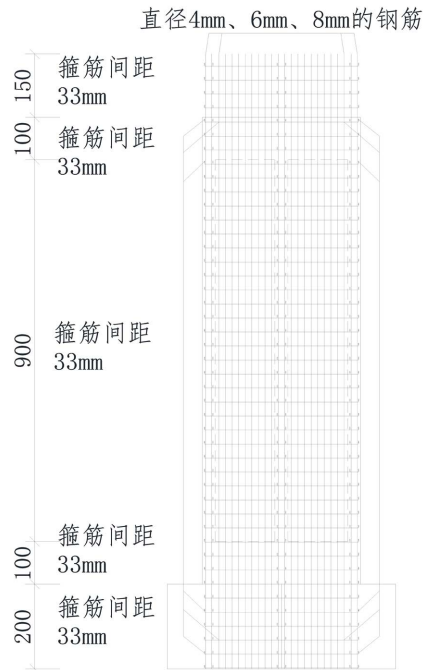


Figure 3. Reinforcement plan of 1/2 single pier with 6 mm and 8 mm rebars  
图 3. 1/2 单墩 6 mm、8 mm 钢筋配筋平面图

根据墩柱配筋设计方案，单个墩柱共配置 11 种规格钢筋(N1~N11)，包括直径 4 mm、6 mm 及 8 mm 的纵向钢筋与直径 2 mm 的各类横向构造钢筋，各编号钢筋的形制尺寸、单根长度及配置根数详见表 2。



**Figure 4.** StIRRUP reinforcement plan of single pier  
**图 4.** 单墩箍筋配筋平面图



**Figure 5.** Reinforcement spacing details of a single pier in the transverse direction  
**图 5.** 横桥向单墩配筋间距图

**Table 2.** Reinforcement quantities for a single pier column

**表 2.** 单个墩柱钢筋用量表

钢筋编号	钢筋形制	直径(mm)	单根长(mm)	根数(根)
N1	1450 mm	4	1450	48
N2	1450 mm	4	1450	8
N3	1450 mm	4	1450	36
N4	1450 mm	4	1450	16
N5	372.5 × 20 mm	2	795	84 (每层 2 个)
N6	20 × 53 mm	2	176	252 (每层 6 个)
N7	20 × 105 mm	2	280	126 (每层 3 个)
N8	52.5 × 20 mm	2	175	588 (每层 14 个)
N9	37.8 × 20 mm	2	145.6	168 (每层 4 个)
N10	1450 mm	6	1450	6
N11	1450 mm	8	1450	4

## 2.2. 材料性能

试件所用普通混凝土采用无粗骨料的微粒混凝土，由商品混凝土站提供。为测试混凝土材料性能，制备了 25 个 100 mm 立方体试块、14 个 150 mm 试块及 20 个 100 mm × 100 mm × 300 mm 棱柱体试块，实测材料性能如表 3 所示：

**Table 3.** Mechanical properties of concrete

**表 3.** 混凝土材料性能表

试块种类	材料性能
抗压强度	50.70 MPa
弹性模量	30,257 MPa

钢筋方面，选取 2 mm 箍筋 5 根及 4、6、8 mm 纵筋各 4 根(共 17 根)在北京工业大学工程结构试验中心进行拉伸试验，各类型钢筋的力学性能如表 3 所示，相关材料力学性能均满足试件设计需求。实测钢筋材料性能如表 4 所示：

**Table 4.** Mechanical properties of steel bars

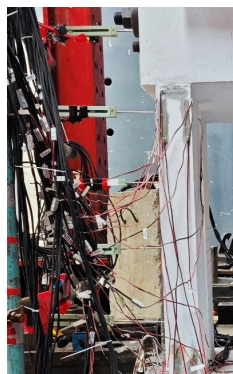
**表 4.** 钢筋材料性能

钢筋类别	直径/mm	屈服强度/MPa	极限强度/MPa
箍筋	2	481.53	560.51
	4	342.75	400.08
纵筋	6	519.2	704.18
	8	519.97	676.09

## 2.3. 加载制度

试验轴压比为 0.12，千斤顶施加轴力为 600 kN 水平加载由作动器完成，作动器通过锚杆与加载梁连接以控制水平位移。本试验采用拟静力加载方式。首先通过千斤顶对试件施加预定轴向压力，加载期间保持恒定。水平往复荷载由液压伺服作动器施加，采用位移控制模式。水平位移加载幅值按序列逐级递增，依次为 3、6、9、12、15、18、21、24、27、30、36、45、52.5、60、67.5 mm，当水平荷载下降至峰值的 85% 以下时，判定试件破坏并停止加载。

## 2.4. 测试内容及测量仪器



**Figure 6.** Layout of displacement transducers

**图 6.** 位移计仪器布设图

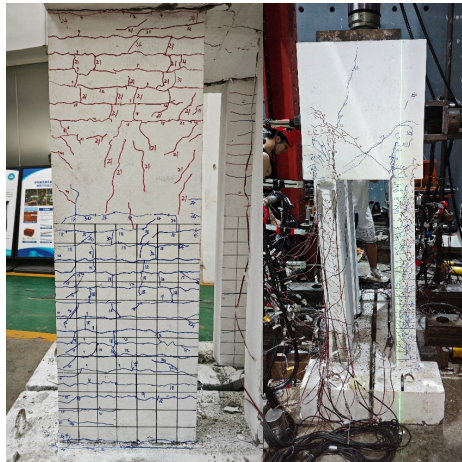
试验的主要测试内容包括：

- 1) 墩顶加载梁处的荷载值及水平位移；
- 2) 试件的裂缝长度、分布及发展状况。

其中，墩顶水平荷载通过作动器系统自动采集，位移通过加载梁上布设的顶杆位移计采集，仪器布设位置如图 6 所示。

### 3. 试验现象分析

试件在加载全过程中经历了典型的弹性、屈服及破坏三个阶段，试件破坏形态如图 7 所示：



**Figure 7.** Front and side failure conditions of pier column at 67.5 mm displacement  
**图 7.** 在 67.5 mm 时位移墩柱正面和侧面破坏情况

各阶段损伤特征如下所述：

**弹性阶段：**加载初期(3 mm 位移)，试件处于线弹性阶段。当位移增至 6 mm 时，墩柱底部受拉区边缘混凝土达到极限拉应力，出现首条宏观裂缝。当位移进一步增至 9 mm 时，裂缝形态由单条局部发展迅速演变为多条离散分布，且裂缝宽度随荷载增加显著扩展。尽管如此，结构整体刚度尚未发生实质性退化，仍基本保持近似线弹性的工作特征。

**屈服阶段：**位移增至 12 mm 时，侧面斜向剪切裂缝与正面水平弯曲裂缝交汇贯通，反映出显著的弯剪耦合效应。当位移进一步增至 30~36 mm 阶段时，墩柱顶、底区域裂缝发展呈现显著的对称分布特征，形成密集的交叉裂缝网格，墩柱整体出现大量弯剪裂缝，塑性铰基本形成。此时墩柱两端的双曲率变形模式基本形成，裂缝数量极多且从端部持续向墩柱中部延伸。

**破坏阶段：**当位移增至 52.5 mm 时，纵筋屈服后累积塑性变形增大，墩柱顶、底的混凝土保护层因无法承受反复大变形而发生酥松剥落。当位移进一步增至 60~67.5 mm 阶段时，端部混凝土碎裂掉渣现象更为显著，同时加载梁上也出现显著斜向剪切裂缝，共同导致构件承载力迅速衰减。当位移增至 67.5 mm 时，承载力降低至峰值的 85% 以下，试验终止。试件以双臂墩端部双塑性铰弯曲破坏为主要破坏模式，同时后期加载梁剪切破坏也导致承载力下降加剧。

## 4. 试验结果分析

### 4.1. 水平力 - 位移滞回曲线分析

试件的滞回曲线和骨架曲线如图 8 所示：

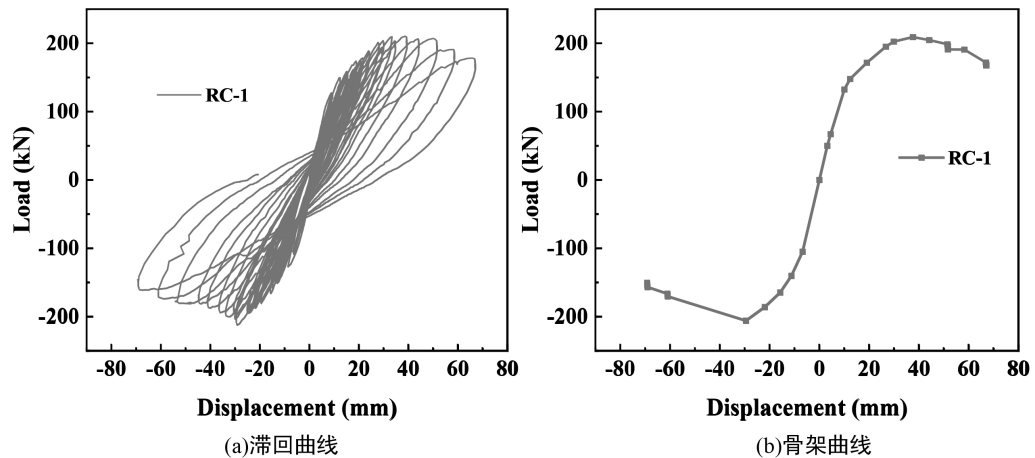


Figure 8. Hysteresis curves and skeleton curves of specimen  
图 8. 试件滞回曲线及骨架曲线

由图 8(a)可知, 滞回曲线呈现“开裂前弹性 - 屈服前弹塑性 - 峰值后刚度退化”的典型演化规律。加载初期, 滞回环面积较小且基本重合; 进入塑性阶段后, 随裂缝的持续扩展与贯通, 滞回环逐渐扩大但形态趋于瘦削。峰值后, 滞回曲线出现明显的“捏拢”现象, 这主要归因于混凝土裂缝在反向加载时的重新闭合以及裂缝间骨料咬合力的退化。试件滞回曲线整体呈瘦长形态, 表明其能量耗散能力相对有限, 这与薄壁空心截面横向约束不足、裂缝扩展迅速的特点密切相关。

由图 8(b)图可以看出, 试件骨架曲线呈现“弹性上升 - 屈服强化 - 峰后下降”的典型特征。加载初期, 力 - 位移关系呈线性, 初始刚度较为稳定; 进入塑性阶段后, 随裂缝的持续扩展, 承载力增速趋缓并逐步达到峰值。试件正、负向峰值荷载分别为 209.09 kN 和 205.90 kN, 对应峰值位移分别为 37.61 mm 和 29.48 mm。峰值后, 承载力衰减迅速, 峰后仅经历约 24 mm 变形即衰减至 85% 峰值荷载(170.32 kN), 表明该类构件在大变形阶段的延性稍差。

#### 4.2. 延性性能分析

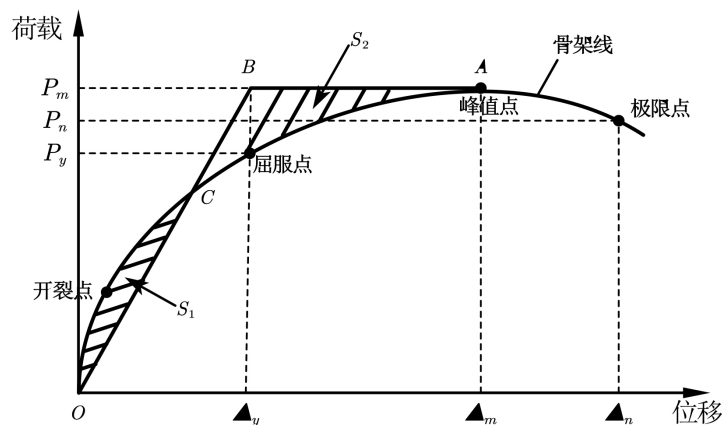


Figure 9. Schematic diagram for determining yield displacement  
图 9. 屈服位移计算示意

本文以位移延性系数[9]作为延性性能的评价指标, 该系数定义为试件极限位移  $\Delta_u$  与屈服位移  $\Delta_y$  之比(即  $\mu = \Delta_u/\Delta_y$ ), 用于定量表征试件的塑性变形能力。延性系数越大, 表明构件在屈服后仍能维持较大的

塑性变形而不发生脆性破坏,反映出更优的抗震性能。其中,屈服位移  $\Delta_y$  采用等效弹塑性能量法确定,极限位移  $\Delta_u$  取承载力下降至峰值荷载 85% 时对应的位移值。如图 9 所示。

延性系数计算结果如表 5 所示:

**Table 5.** Ductility coefficient table of specimen

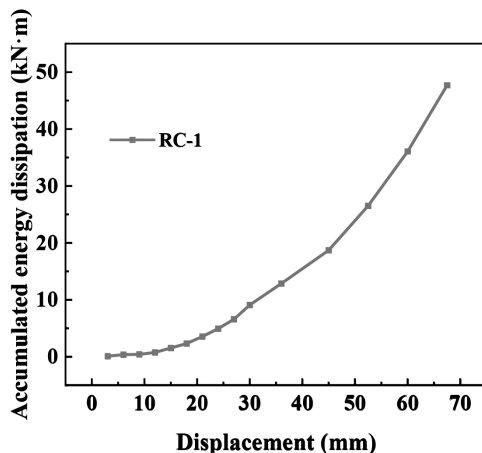
**表 5.** 试件延性系数表

试件编号	加载方向	屈服点		极限点		峰值点		延性系数
		$\Delta_y/\text{mm}$	$P_y/\text{kN}$	$\Delta_u/\text{mm}$	$P_u/\text{kN}$	$\Delta_p/\text{mm}$	$P_p/\text{kN}$	
试件	正向	20.45	175.8	64.26	177.7	37.61	209.1	3.14
	负向	18.58	174.5	56.79	175	29.48	205.9	3.06
	均值	19.515	175.15	60.525	176.35	33.545	207.5	3.1

由表可知,试件正、负向位移延性系数均值为 3.10,屈服后至极限状态的变形能力稍显不足。这与薄壁空心截面内表面缺乏有效横向约束、混凝土过早压溃剥落密切相关,与 Priestley 等[3]的研究结论相吻合。

### 4.3. 耗能能力分析

累积耗能数据为各试件的能量耗散能力提供了定量化评价依据。如图 10 所示:



**Figure 10.** Energy dissipation capacity curves of the specimens

**图 10.** 试件耗能能力曲线

加载初期,试件滞回环面积较小,耗能水平较低。进入塑性阶段后,随位移幅值的增大,每循环耗能逐渐增加,但受混凝土脆性开裂与“捏拢”效应的制约。试验结束时,试件总累积耗能为 47.69 kN·m。

总体而言,试件的耗能能力受限于以下两方面因素:其一,薄壁空心截面横向约束不足,导致混凝土裂缝迅速扩展,滞回环捏拢效应显著;其二,加载后期保护层混凝土剥落与加载梁剪切裂缝的出现,使承载力迅速衰减,有效耗能阶段相对较短。上述结果表明,该类结构在高烈度地震下的耗能能力应局部损伤集中稍显不足,有必要采取有效措施加以改善。

### 4.4. 与单肢矩形空心墩对比

本文与单肢矩形空心墩抗震性能对比如表 6 所示:

**Table 6.** Comparison of seismic performance between the specimens in this study and hollow piers reported in the literature  
**表 6.** 本文试件与已有文献空心墩抗震性能对比

对比项	崔海琴等(2010)	韩强等(2015)	本文
墩型	单肢空心墩	单肢空心墩	双肢空心墩
截面尺寸	400 × 250 mm	500 × 360 mm	372.5 × 115 mm (单肢)
壁厚	80 mm	120 mm	30 mm
混凝土强度	42.1~48.46 MPa	41.3 MPa	50.70 MPa
纵筋级别	HRB335	HRB335	HRB500
轴压比	0.15~0.3	0.1~0.2	0.12
破坏模式	弯曲破坏	弯曲破坏	双塑性铰弯曲破坏
位移延性系数	3.61	3.71	3.1

由表 6 可知,随着壁厚的减小,试件的位移延性系数呈现出下降趋势:崔海琴等(2010) [10]壁厚为 80 mm 时延性系数为 3.61,韩强等(2015) [11]壁厚增大至 120mm 时延性系数提升至 3.71,而本文双肢空心墩单肢壁厚仅为 30 mm,延性系数降低至 3.1。这表明壁厚是影响空心墩延性性能的重要因素之一,壁厚越小,截面约束效果越弱,延性系数越低。尽管本文试件采用了强度更高的 HRB500 纵筋及 50.70 MPa 混凝土,在材料性能上具有一定优势,但受制于极小壁厚(30mm)带来的截面约束不足,延性系数仍低于前两者。值得注意的是,本文试件破坏模式为双塑性铰弯曲破坏,与单肢空心墩的单塑性铰弯曲破坏机制不同,延性系数 3.1 仍满足规范对桥墩抗震延性的基本要求,说明双肢空心墩构型在壁厚受限条件下仍具备一定的延性抗震能力。

## 5. 结论

本文对钢筋混凝土双肢矩形空心墩试件开展了水平往复拟静力试验,主要结论如下:

1) 试件呈典型的“墩顶与墩底双塑性铰弯曲破坏”模式,伴有显著弯剪耦合效应。加载至 67.5 mm 时,塑性铰区混凝土严重剥落,加载梁端出现斜向剪切裂缝,承载力降至峰值 85% 以下,试验终止。

2) 滞回曲线整体呈“瘦长”形态,峰值后“捏拢”现象显著。正、负向峰值荷载分别为 209.09 kN 和 205.90 kN,峰值后仅经历约 24 mm 变形承载力即衰减至 85% 峰值荷载,位移延性系数均值为 3.10,位移延性稍低。

3) 薄壁空心截面横向约束不足导致裂缝迅速扩展、滞回捏拢效应显著,加之后期保护层剥落与加载梁开裂使有效耗能阶段缩短,试件总累积耗能为 47.69 kN·m,该体系抗震设计应关注局部损伤造成的耗能能力受限。

4) 需指出的是,本文研究结果基于单一试件,所得结论具有一定局限性。为更全面评价钢筋混凝土双肢矩形空心墩的抗震性能,后续应结合不同轴压比、配箍率和高宽比等参数开展进一步试验研究,以明确其对构件破坏模式、延性及耗能能力的影响规律。

## 参考文献

- [1] 范立础,卓卫东. 桥梁延性抗震设计[M]. 北京:人民交通出版社,2001.
- [2] 叶爱君,胡世德,范立础. 大跨度桥梁抗震设计实用方法[J]. 土木工程学报,2001,34(1): 1-6.
- [3] 陈爱军,彭容新,王解军,等. 大跨连续刚构桥双肢薄壁墩抗震性能研究[J]. 振动与冲击,2020,39(1): 1-7.
- [4] Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M. (1996) Seismic Design and Retrofit of Bridges. Wiley.

- <https://doi.org/10.1002/9780470172858>
- [5] Calvi, G.M., Pavese, A., Rasulo, A. and Bolognini, D. (2005) Experimental and Numerical Studies on the Seismic Response of R.C. Hollow Bridge Piers. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **3**, 267-297. <https://doi.org/10.1007/s10518-005-2240-0>
- [6] 王东升, 郭迅, 孙治国, 等. 汶川大地震公路桥梁震害初步调查[J]. 地震工程与工程振动, 2009, 29(3): 84-94.
- [7] Taylor, A.W., Rowell, R.B. and Breen, J.E. (1995) Behavior of Thin-Walled Concrete Box Piers. *ACI Structural Journal*, **92**, 319-333.
- [8] Mo, Y.L. and Nien, I.C. (2002) Seismic Performance of Hollow High-Strength Concrete Bridge Columns. *Journal of Bridge Engineering*, **7**, 338-349. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1084-0702\(2002\)7:6\(338\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1084-0702(2002)7:6(338))
- [9] Park, R. (1989) Evaluation of Ductility of Structures and Structural Assemblages from Laboratory Testing. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, **22**, 155-166. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.22.3.155-166>
- [10] 崔海琴, 贺拴海, 宋一凡. 空心矩形薄壁墩延性抗震性能试验[J]. 公路交通科技, 2010, 27(6): 58-63.
- [11] 韩强, 周雨龙, 杜修力. 钢筋混凝土矩形空心桥墩抗震性能[J]. 工程力学, 2015, 32(3): 28-40.