

# 水平往复荷载作用下自复位圆形钢桥墩 力学性能研究

王占飞<sup>1</sup>,于丰纶<sup>1</sup>,孙宝芸<sup>1</sup>,顾威<sup>2</sup>,向晖<sup>3</sup>

(1. 沈阳建筑大学交通与测绘工程学院,辽宁 沈阳 110168;2. 辽宁省交通高等专科学校  
道路与桥梁工程系,辽宁 沈阳 110122;3. 中建铁路投资建设集团有限公司,北京 102600)

**摘要** 目的 探究自复位独柱式圆形钢桥墩在水平往复荷载作用下的力学性能,提高桥梁的抗震能力。**方法** 通过对某桥墩试件建立数值分析模型,并与试验结果进行对比,验证桥墩有限元模型的有效性;在此基础上,改变径厚比、长细比以及预应力比等参数,建立20个自复位圆形钢桥墩有限元模型,在恒定轴力和水平往复荷载作用下进行弹塑性分析,探究径厚比、长细比以及预应力比对自复位圆形钢桥墩的最大承载力和残余位移等抗震性能的影响,并通过理论分析给出简易的力学计算方法。**结果** 增加径厚比,桥墩承载能力、复位能力均降低;增加长细比,桥墩的承载能力和复位能力也降低;增加预应力钢绞线的预应力比,桥墩的复位能力降低,但承载能力提高。**结论** 合理地控制长细比、径厚比和预应力比可以使该类桥墩具有较好的变形能力和复位能力,笔者推导所得的计算方法对工程实际具有很好的指导意义。

**关键词** 圆形钢桥墩;自复位能力;水平往复荷载;力学性能

中图分类号 TU997;U443.33

文献标志码 A

## Study on Mechanical Properties of Self-centering Circular Steel Piers under Lateral Cyclic Loads

WANG Zhanfei<sup>1</sup>, YU Fenglun<sup>1</sup>, SUN Baoyun<sup>1</sup>, GU Wei<sup>2</sup>, XIANG Hui<sup>3</sup>

(1. School of Transportation and Geomatics Engineering, Shenyang Jianzhu University, Shenyang, China, 110168;  
2. Department of Road and Bridge Engineering, Liaoning Provincial College of Communications, Shenyang, China,  
110122;3. China State Construction Railway Investment & Engineering Group Co. Ltd., Beijing, China, 102600)

**Abstract:** In order to explore the mechanical performance of self-centering single-column circular steel piers under lateral cyclic loading and improve the seismic performance of bridge, the finite element (FE) models of self-centering steel piers were established referring to the previous tests. The results obtained from FE analyses are in good agreement with the experimental results,

收稿日期:2022-04-07

基金项目:国家自然科学基金重点项目(51938009);辽宁省桥梁安全工程专业技术创新中心2021年度开发基金项目(202105);沈阳市科技计划项目(21-108-9-13)

作者简介:王占飞(1976—),男,教授,博士,主要从事桥梁抗震及钢桥腐蚀疲劳等方面研究。

demonstrating the numerical models are reasonable and effectively. Subsequently, by adjusting the radius-to-thickness ratio, slenderness ratio, and the prestressing stress ratio, a total of 20 FE models of self-centering steel piers were built. Under the constant axial force and lateral cyclic load, the elastic-plastic analysis was carried out, and the influence of the radius-to-thickness ratio, slenderness ratio, and the prestressing stress ratio on the ultimate force capacity, residual displacement of self-centering steel piers is investigated. A simple mechanical calculation method is given through theoretical analysis. From the FE results, it can be found that, with the increase of radius-to-thickness ratio and slenderness ratio, the ultimate strength and recovery capacity of self-centering steel piers will degrade. However, as the prestressing stress ratio increases, the strength of piers will increase, while the recovery capacity will degrade. Based on the research results, a reasonable control of slenderness ratio, radius-to-thickness ratio and the prestressing stress ratio can improve the ability to withstand deformation for this type of bridge pier and its recovery capacity, and the calculation method of its mechanical property can provide guidance for engineering practice.

**Key words:** circular steel piers; self-centering; lateral cyclic loading; mechanical properties

近几十年,地震对桥梁工程产生了深远影响,如何减轻地震灾害和损失一直是抗震工程领域的重点研究内容<sup>[1]</sup>。研发合理的结构体系,将桥梁损伤降到最低,成为了桥梁抗震的研究热点<sup>[2]</sup>。为此,世界各国提出了基于性能以及基于韧性的抗震设计理念,并研发了抗震性能优良的桥梁结构<sup>[3-5]</sup>。传统的桥梁抗震在罕遇地震作用下将桥墩设计成耗能构件,以满足桥梁抗震要求。为此,钢筋混凝土桥墩会发生混凝土开裂、压碎,钢筋屈曲、拉断等破坏,钢结构桥墩也不可避免会发生局部失稳或断裂等损伤<sup>[6-7]</sup>。

为了克服上述缺点,国内外学者在桥梁抗震中尝试采用自复位技术,并进行自复位桥墩构造的力学性能研究<sup>[8-11]</sup>。何铭华、刘晖、郭佳等<sup>[12-14]</sup>对自复位混凝土桥墩新型节点体系和损伤分析模型等进行了试验研究,表明该体系具有承载力优越、卸载后残余变形小等优点。G. Gabriele 等<sup>[15]</sup>, T. Thonstad 等<sup>[16]</sup>以无黏结预应力混凝土摇摆单柱式与框架式桥墩为研究对象,进行了试验及数值分析,结果表明,该类桥墩的抗侧能力由桥墩轴力决定,卸载后桥墩具有显著的自复位能力。王占飞等<sup>[17]</sup>对部分填充混凝土自复位圆形钢桥墩进行研究,探索了桥墩与基础的

连接形式、预应力筋的控制应力大小等参数对该类桥墩抗震性能和复位能力的影响,结果表明,半刚性连接可以提高桥墩的极限承载力和延性,有效减小桥墩的残余位移,自复位性能较好。陈云<sup>[18]</sup>提出了一种装配式自复位摇摆钢框架结构,建立了恢复力模型并验证了模型的准确性。R. Ahmad 等<sup>[19-20]</sup>通过试验和有限元模拟,研究了耗能装置及构造对自复位钢桥墩力学性能的影响,结果表明,钢管端部设置底板可以改善局部应力集中及局部变形;设置耗能装置可以改善自复位桥墩的耗能能力。

综上所述,具有自复位功能的桥墩在卸载后,通过复位构造,桥墩的残余变形减小,能够恢复到原有位置。但是要将自复位圆形钢桥墩应用于实际工程,需要量化设计参数并探究其对结构力学性能的影响,给出简化力学模型。基于此,笔者通过数值模拟对自复位圆形钢桥墩的力学性能进行研究,探究钢管的径厚比、长细比和预应力比参数对其抗震和恢复性能的影响,并通过理论分析给出了简易的力学计算方法,为该类钢桥墩的理论研究和实际应用提供了理论依据。

## 1 自复位独柱式圆形钢桥墩

研究对象为具有自复位功能的独柱式圆

形钢桥墩<sup>[20]</sup>,桥墩结构如图1所示。主要由盖梁、圆形钢管墩柱、底板、预应力钢绞线、锚具和基础组成。桥墩通过弱化墩底与基础之间的连接,在水平荷载作用下,桥墩与基础的连接界面产生开口,形成转动机制;卸载时,通过无粘结预应力钢绞线提供复位能力。

为了考察径厚比 $R_t$ 、长细比 $\lambda$ 及预应力比 $\alpha$ 等设计参数对具有自复位能力圆形钢桥墩力学性能的影响,在设计时,根据日本公路桥梁抗震设计规范的要求,径厚比 $R_t$ 在0.03~0.07取值、长细比 $\lambda$ 在0.2~0.4取

值,预应力比 $\alpha$ 在0.05~0.15取值,共设计了20个圆形钢桥墩(见表1)。



图1 自复位桥墩结构示意图

Fig. 1 Configuration of the self-centering pier

表1 圆形钢桥墩几何尺寸、设计参数及有限元分析结果

Table 1 Sizes, design parameters, and FE results of the circular steel piers

编号	$h/\text{mm}$	$R/\text{mm}$	$t/\text{mm}$	$R_t$	$\lambda$	$\alpha$	$H_y/\text{kN}$	$\delta_y/\text{mm}$	$H_{cr}/\text{kN}$	$\delta_{cr}/\text{mm}$	$H_{\max}/\text{kN}$	$\delta_H/\text{mm}$	$\delta_r/\text{mm}$
M032-35-150	4 300	465	40	0.032	0.35	0.150	1 626.5	18.9	775.8	9.0	1 190.6	207.9	5.9
M038-35-150	5 100	550	40	0.038	0.35	0.150	1 957.7	22.4	933.1	10.7	1 395.4	246.4	7.6
M044-35-150	5 600	600	38	0.044	0.35	0.150	2 044.6	24.8	922.9	11.2	1 370.3	272.8	8.8
M050-35-150	6 600	700	38	0.050	0.35	0.150	2 393.8	29.5	1 103.0	13.6	1 515.6	324.5	13.6
M056-35-150	7 100	750	37	0.056	0.35	0.150	2 505.9	32.0	1 131.8	14.4	1 521.9	352.0	15.9
M062-35-150	8 500	900	40	0.062	0.35	0.150	3 282.8	38.0	1 491.3	17.3	1 916.1	418.0	31.7
M068-35-150	9 300	985	40	0.068	0.35	0.150	3 614.7	41.7	1 589.3	19.5	2 047.8	458.7	38.5
M062-20-150	4 900	900	40	0.062	0.20	0.150	5 694.6	12.7	2 518.9	5.6	3 566.1	139.7	3.3
M062-23-150	5 600	900	40	0.062	0.23	0.150	4 982.8	16.5	2 290.6	7.6	3 088.3	181.5	7.5
M062-26-150	6 300	900	40	0.062	0.26	0.150	4 429.1	21.0	1 968.8	9.3	2 712.3	231.0	10.0
M062-29-150	7 000	900	40	0.062	0.29	0.150	3 986.2	25.8	1 851.6	12.0	2 416.2	283.8	10.8
M062-32-150	7 800	900	40	0.062	0.32	0.150	3 577.4	32.0	1 650.2	14.8	2 131.8	352.0	21.8
M062-38-150	9 200	900	40	0.062	0.38	0.150	3 033.0	44.6	1 414.4	20.8	1 762.5	490.6	39.7
M062-35-060	8 500	900	40	0.062	0.35	0.060	3 282.8	38.1	1 344.7	15.6	1 508.5	419.1	1.4
M062-35-075	8 500	900	40	0.062	0.35	0.075	3 282.8	38.1	1 396.5	16.2	1 598.4	419.1	6.4
M062-35-090	8 500	900	40	0.062	0.35	0.090	3 282.8	38.1	1 465.4	17.0	1 678.6	419.1	9.1
M062-35-105	8 500	900	40	0.62	0.35	0.105	3 282.8	38.1	1 491.3	17.3	1 753.0	419.1	10.3
M062-35-120	8 500	900	40	0.62	0.35	0.120	3 282.8	38.1	1 525.7	17.7	1 819.2	419.1	14.2
M062-35-135	8 500	900	40	0.62	0.35	0.135	3 282.8	38.1	1 543.0	17.9	1 880.8	419.1	20.1
M062-35-145	8 500	900	40	0.62	0.35	0.145	3 282.8	38.1	1 568.8	18.2	1 919.7	419.1	25.8

注: $H_{cr}$ 为桥墩与基础产生开口时的水平荷载; $\delta_{cr}$ 为桥墩与基础产生开口时的水平位移; $H_{\max}$ 为桥墩最大承载力; $\delta_H$ 为施加在桥墩顶部的最大水平位移; $\delta_r$ 为施加的最大水平位移卸载后桥墩的残余位移。

$R_t$ 、 $\lambda$  和  $\alpha$  计算公式分别为

$$R_t = \frac{\sigma_y}{E} \frac{R}{t} \sqrt{3(1-\nu^2)}. \quad (1)$$

$$\lambda = \frac{2h_c}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}. \quad (2)$$

$$\alpha = \frac{\sigma_{con} \cdot A_{con}}{\sigma_y \cdot A_0}. \quad (3)$$

式中: $\sigma_y$  为钢材的屈服强度; $\nu$  为钢材的泊松比; $E$  为钢材的弹性模量; $R$  为钢管截面半径; $t$  为钢管壁厚; $r$  为钢管截面的回转半径; $A_0$  为钢管截面面积; $h_c$  为桥墩底部到桥墩顶部的距离; $\sigma_{con}$  为预应力钢绞线张拉时的控制应力; $A_{con}$  为预应力钢绞线的截面面积。

## 2 有限元模型的建立

### 2.1 单元网格划分与加载制度

采用 ABAQUS 建立了自复位独柱式圆形钢桥墩弹塑性有限元模型,单元网格划分如图 2 所示。钢管墩柱采用壳 (S4R) 单元建立,预应力钢绞线使用桁架 (T3D2) 单元建立,墩柱端部底板、基础和锚块采用实体 (C3D8) 单元建立。为了保证模拟精度,对墩柱的下端部进行网格加密划分。

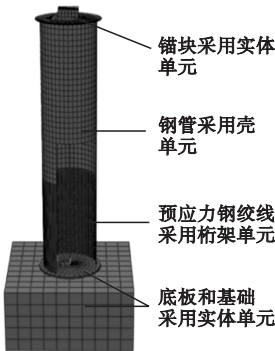


图2 模型结构与网格划分

Fig.2 Model structure and mesh

加载方式:首先在墩顶施加恒定的竖向荷载,荷载大小为钢管轴向屈服承载力的 0.15 倍,保持恒定的轴压比不变,同时采用降温法对预应力钢绞线施加预应力,并保持初始控制应力达到 1 200 MPa;然后在桥墩顶部施加往复递增的水平荷载。水平荷载采

用位移控制,每级增加一个理论屈服位移  $\delta_y$ ,直到施加的位移达到墩高的 1/20。该屈服位移  $\delta_y$  为假定桥墩完全固定时的水平屈服位移,其计算公式和屈服承载力  $H_y$  计算公式如下:

$$\delta_y = \frac{0.85\sigma_y(1-\alpha)h^2}{3EIR}. \quad (4)$$

$$H_y = \left( \sigma_y - \frac{P_y}{A_0} \right) \frac{1}{Rh}. \quad (5)$$

式中: $P_y$  为钢管的轴向屈服承载力; $h$  为桥墩底部到加载位置的距离。

### 2.2 材料及边界接触设置

桥墩钢管采用我国土木工程常用的 Q345 结构钢,钢材的屈服强度  $\sigma_y$  为 345 MPa,弹性模量  $E$  为 200 GPa,泊松比  $\nu$  为 0.3。钢材屈服后,采用能够考虑包辛格效应的随动强化准则,材料选用双折线应力-应变本构关系,屈服后刚度为弹性模量  $E$  的 1/100。预应力钢绞线采用我国桥梁工程常用的 1 860 级高强钢丝。其屈服强度为 1 860 MPa,弹性模量为 200 GPa,泊松比为 0.3,膨胀系数为  $1.2 \times 10^{-5}$ 。

边界及接触设置:在基础的底面设置为完全固定,在桥墩(或底板)与基础之间采用 Contact 接触,即法向为硬接触,切向为摩擦接触,摩擦系数取 0.3。预应力钢绞线的两端通过 MPC 与锚具相连接,两端的锚具分别与承台下表面和盖板上表面设置为绑定(tie)。

### 2.3 有限元模拟有效性验证

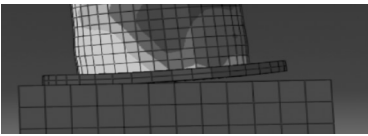
为验证有限元模型的有效性,对文献 [20] 中的 3 个自复位圆形钢桥墩试验试件建立有限元模型,并进行弹塑性分析。3 个圆形钢桥墩试验试件高均为 1 332 mm,直径为 406 mm。其中为了对比试件底部端板的有无和钢管厚径比的影响,无端板的 RP1-DT43-PT45 试件和有端底板的 RP3-DT43-PT44-BP20 试件采用厚度为 9.53 mm 的钢板制作,另一个无端板的 RP2-DT64-PT37 试件采用厚度 6.35 mm 的钢板制作。3 个试验

试件有限元模型网格的划分、单元类型的选取、边界接触、材料本构等设置均与2.2节所述的建模方法相同。模型的材料特性、施加在预应力钢绞线上的控制应力、水平加载过程,参照文献[20]所述的内容进行设置。

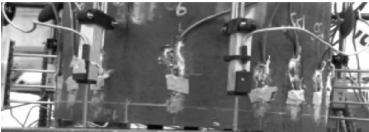
通过对3个试件有限元分析得到水平荷载-水平位移滞回曲线与实验结果如图3所示。



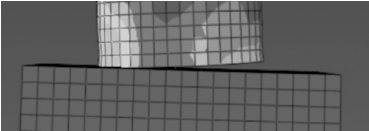
(g)RP3-DT43-PT44-BP20试验变形及开口状态



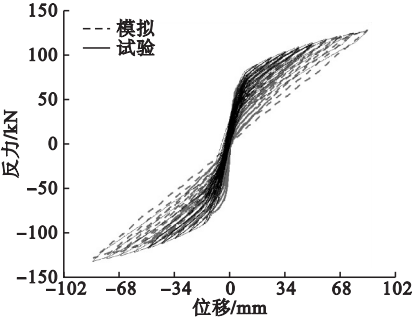
(h)RP3-DT43-PT44-BP20模拟变形及开口状态



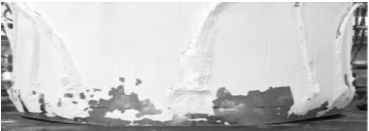
(a)RP1-DT43-PT45试验变形及开口状态



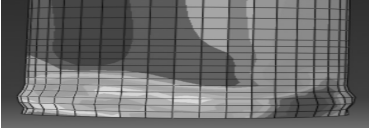
(b)RP1-DT43-PT45模拟变形及开口状态



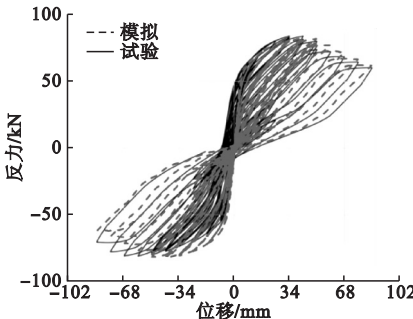
(c)RP1-DT43-PT45试件力-位移曲线



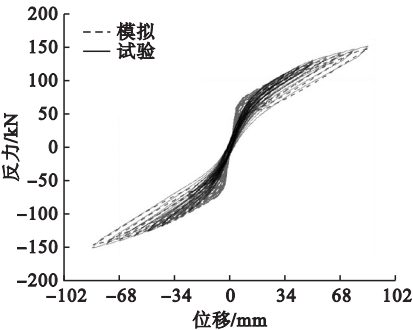
(d)RP2-DT64-PT37试验变形及开口状态



(e)RP2-DT64-PT37模拟变形及开口状态



(f)RP2-DT64-PT37试件力-位移曲线



(i)RP3-DT43-PT44-BP20试件力-位移曲线

图3 试件有限元分析结果与试验对比

Fig. 3 The comparison results between FEA and test

由图可知,除试件 RP3-DT43-PT44-BP20 曲线初期刚度大于试验结果外,3 个有限元模型得到的最大承载力、加载时刚度、卸载时刚度以及残余位移等数据与试验数据均吻合较好。笔者认为 RP3-DT43-PT44-BP20 初期刚度大于试验结果的原因是模型设置的边界条件为理想状态,未考虑实验试件间隙所致。从有限元分析得到的桥墩根部变形及开口状态与试验结果对比可知,较好地模拟桥墩与基础间的开口状态以及桥墩根部局部的屈曲变形。综上可知,有限元模型的建立方法和设置是合理有效的。同时在有限元模型分析中发现,桥墩底部设置底板可以较好地改善桥墩根部与基础接触位置的应力分布和钢管的局部变形。因此,笔者在本研究中量化分析的桥墩有限元模型钢管根部均设置了底板。



3 有限元分析结果

3.1 典型桥墩水平力-位移滞回曲线

图4为M032-35-150和M068-35-150两个桥墩的水平荷载-水平位移滞回曲线分析结果。总体来看,滞回曲线大致为旗帜型。加载初期,随水平位移增加,荷载快速增加。当桥墩与基础界面之间产生开口后,曲线出现明显拐点,桥墩的侧向刚度逐渐降低,水平

荷载增长变缓。当水平荷载卸载为零时,由于预应力钢绞线的复位作用,桥墩快速地恢复到原位。此时桥墩的侧向刚度主要由钢管与基础之间有效的接触面积决定,因此刚度逐渐变小。当水平位移继续增加,桥墩达到最大承载力,由于桥墩根部发生了局部失稳,出现承载力下降的现象,并且当水平荷载卸载为零时,桥墩出现了不同程度的残余位移。

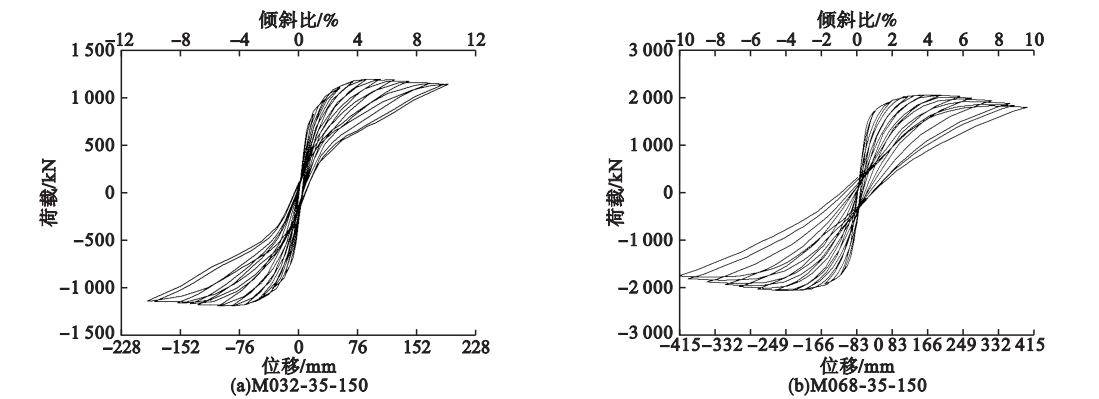


图4 桥墩水平力-位移滞回曲线

Fig. 4 The lateral force-displacement hysteresis curve of these piers

3.2 典型桥墩受力状态及钢绞线应力变化

图5和图6分别为M032-35-150和M068-35-150两个桥墩根部位置受力状态及预应力钢绞线应力-位移曲线。图5(a)和图6(a)为墩顶水平位移达到0.06倍墩高时桥墩根部及底板的应力分布与接触界面开口情况。由图可知,此时钢管与基础接触界面产生了一定程度的开口,桥墩根部和底板受压区域的应力已经超过钢材的屈服强度,钢管

有不同程度的“象脚形”变形。M068-35-150桥墩比M032-35-150桥墩的局部变形更大,且由两个桥墩的水平荷载-水平位移滞回曲线可以发现,M068-35-150桥墩的承载力比M032-35-150桥墩的承载力下降的幅度更大。这主要是由于两个桥墩径厚比不同,径厚比大的桥墩更容易出现过大的局部失稳变形,在设计时需要引起足够的重视。

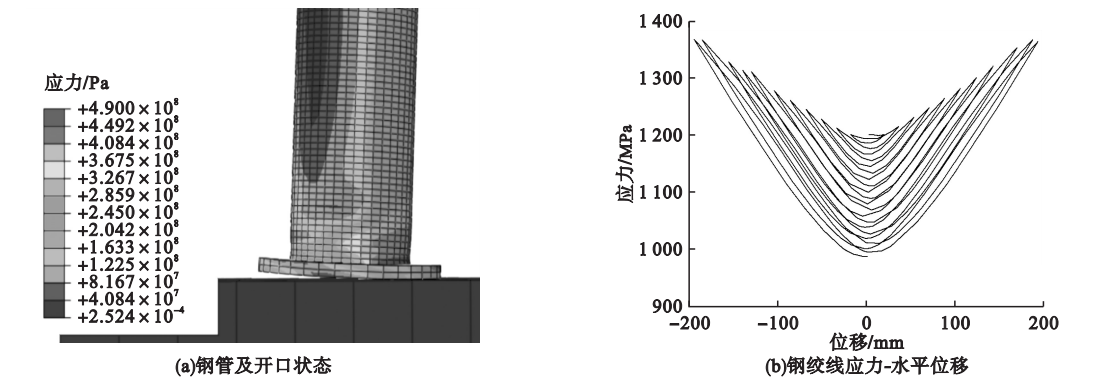


图5 M032-35-150 应力云图

Fig. 5 The stress and deformation of M032-35-150

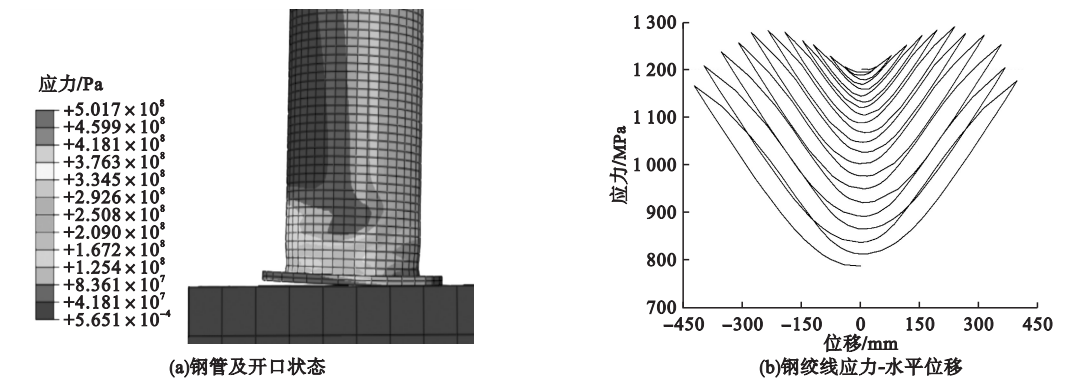


图 6 M068-35-150 应力云纹图

Fig. 6 The stress and deformation of M068-35-150

由图 5(b)和图 6(b)可知,随着水平位移增加,预应力钢绞线被拉长,应力增大,卸载后应力逐渐减小。但由于存在预应力损失,钢绞线中的应力在经历循环后会逐渐减小。当桥墩墩顶的水平位移卸载到 0 时, M032-35-150 桥墩钢绞线应力从 1 200 MPa 下降到 990 MPa, M068-35-150 钢绞线应力从 1 200 MPa 下降到 790 MPa,这主要是由于钢管根部发生不同程度的局部变形,桥墩高度变矮,预应力钢绞线松弛所致,并且 M068-35-150 桥墩钢绞线应力损失比 M032-35-150 桥墩钢绞线的应力损失更大。

3.3 设计参数对桥墩力学性能的影响

从有限元分析结果中选取 3 组不同参数

的水平承载力-水平位移曲线进行归一化处理,如图 7 所示。图中纵坐标为无量纲化的水平承载力  $H/H_y$ ,横坐标为无量纲化的水平位移  $\delta/\delta_y$ 。由图 7 和表 1 可知,随着径厚比从 0.032 增大到 0.068,初期刚度基本一致;进入弹塑性阶段后,桥墩无量纲化的水平承载力  $H/H_y$  从 0.72 逐渐减小到 0.49,且由表 1 可知,其残余位移随径厚比的增大而增大,复位能力降低。当长细比从 0.2 增大到 0.38 时,桥墩的初期刚度基本一致,但进入弹塑性阶段后,桥墩无量纲化的水平承载力  $H/H_y$  从 0.62 降低到 0.51,残余位移增大,复位能力降低。当预应力比从 0.06 增大到 0.145 时,水平最大承载力提高,但残余位移也增大。

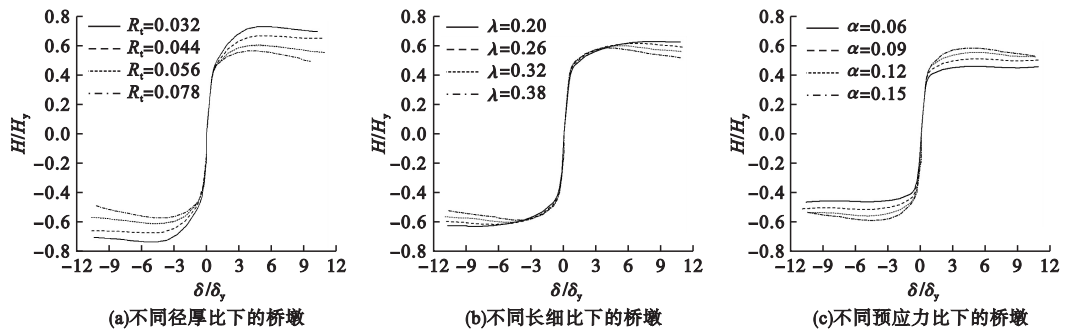


图 7 水平承载力与水平位移骨架曲线比较

Fig. 7 The comparison results of lateral force-displacement skeleton curves

4 自复位圆形钢桥墩力学性能理论分析

4.1 理论分析

为使自复位圆形钢桥墩的研究成果在

实际工程中具有指导意义,笔者分析了该桥墩在水平荷载作用下的工作机理,如图 8 所示。由图 8 可知,当在三个桥墩顶部节点(上部结构的质心)处施加大小相等的位移时,由于塑性铰的形成,基础固结的桥墩先发

生弹性变形,然后发生塑性变形,而在连接处弱化的自复位桥墩中,桥墩与基础之间产生开口。对于每一种情况,施加的相等位移都可以分为以下两部分:

$$\Delta_{el, fixedend} + \Delta_{p, fixedend} = \Delta_{el, rocking} + \Delta_{gap, rocking} \quad (6)$$

其中,塑性变形  $\Delta_{p, fixedend}$  和间隙张开旋转的变形  $\Delta_{gap, rocking}$  明显大于弹性变形  $\Delta_{el, fixedend}$  和  $\Delta_{el, rocking}$ ,假设两个桥墩的弹性变形大小相等,则

$$\Delta_{p, fixedend} \approx \Delta_{gap, rocking} = h\theta_{gap} \quad (7)$$

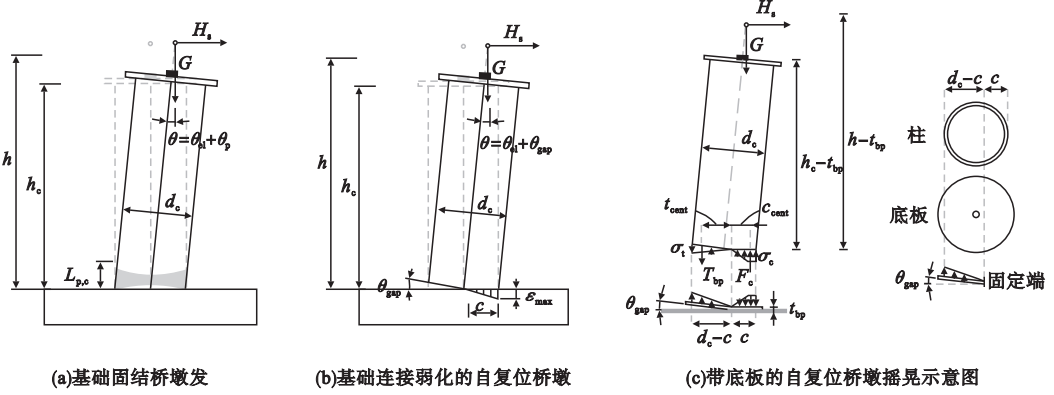


图8 自复位桥墩摇摆理论分析图

Fig. 8 Theoretical swing analysis of the self-centering pier

由于基础固结桥墩塑性铰形成之前,墩底的间隙就已经出现,使得自复位桥墩具有较高的初始刚度。笔者采用整体类比模拟方法预测桥墩水平变形初期的摇摆特性。该方法将固结桥墩和基础连接弱化的自复位墩的变形分解为三个范围。

(1) 桥墩底部产生开口前 ( $0 \leq \theta \leq \theta_{dec}$ )

在墩底产生开口之前,可将基础连接弱化的自复位桥墩假定为固结墩。此时固结墩的水平位移  $\Delta_{tot(fixedend)}$  和自复位桥墩的水平位移  $\Delta_{tot(rocking)}$  相等。

$$\Delta_{tot(rocking)} = \Delta_{tot(fixedend)} = \phi \frac{H}{h} \quad (8)$$

其中,  $H = h_c^3/3 + h^2 h_c - h h_c^2$  为高度参数。

(2) 桥墩底部产生开口后到桥墩屈服旋转之间 ( $\theta_{dec} \leq \theta \leq \theta_y$ )

在此范围内,基础固结的桥墩保持弹性,自复位桥墩底部产生开口。

$$\Delta_{tot(fixedend)} = \phi \frac{H}{h} \quad (9)$$

$$\Delta_{tot(rocking)} = h\theta_{gap} + \phi_{dec} \frac{H}{h} \quad (10)$$

将上述方程联立,可得到桥墩在摇摆界

面处的最大法向应变变公式  $\varepsilon_{max}$ :

$$\varepsilon_{max} = \phi c = \left( \frac{h^2}{H} \theta_{gap} + \phi_{dec} \right) c \quad (11)$$

其中,  $\phi_{dec} = 2(G + F_0)/E_c A_c d_c$  是利用欧拉-伯努利梁理论得到的开口曲率。

(3) 超过桥墩屈服旋转 ( $\theta_y \leq \theta$ )

在此范围内,在固定墩内形成塑性铰。

$$\Delta_{tot(fixedend)} = \phi_{y,c} \frac{H}{h} + (\phi - \phi_{y,c}) L_{p,c} \left( h - \frac{L_{p,c}}{2} \right) \quad (12)$$

将式(12)与式(9)联立可得摇摆界面处的最大法向应变:

$$\varepsilon_{max} = \phi c = \left[ \frac{h\theta_{gap} - (\phi_{y,c} - \phi_{dec}) \frac{H}{h}}{L_{p,c} \left( h - \frac{L_{p,c}}{2} \right)} + \phi_{y,c} \right] c \quad (13)$$

当有底板时,底板处于弯曲状态而不是轴向拉伸状态(见图8(c))。在桥墩与基础连接界面处,受压区域应力分布可通过两种方法得到。墩底产生开口后,底板对桥墩施加拉应力,假设拉应力为线性,从受压区域开始,一直到墩底的最远端。由于底板在这个区域处于弯曲状态,可通过悬臂梁的弯矩旋



转分析来确定拉应力的大小,该悬臂梁与底板在受拉部分具有相同的特性。然后用下式检验截面力的平衡:

$$F_c = G + F_{pt} + F_{bp}. \quad (14)$$

式中:  $F_c$  为桥墩与基础接触界面之间的支持力;  $G$  为上部结构的重力;  $F_{bp}$  为底板对桥墩施加的张拉力。

$$F_{bp} = \int_c^{d_c} \sigma_t dA. \quad (15)$$

$$\phi_{y,c} = \frac{M_{p,c}}{E_c I_c} = \frac{Z_c \sigma_{y,c}}{E_c I_c} \left( 1 - \frac{G + F_0}{P_{y,c}} \right). \quad (16)$$

式中:  $M_{p,c}$  为截面塑性矩;  $Z_c$  为塑性截面模量;  $\sigma_{y,c}$  为屈服应力;  $I_c$  为惯性矩;  $P_{y,c}$  为桥墩轴向屈服力。

选择桥墩材料的应力-应变关系后,可通过式(16)确定连接界面处的应力分布,实现截面受力平衡,其中压力  $F_c$  可由式(17)计算:

$$F_c = \int_0^c \sigma_c \varepsilon_{\max} dA. \quad (17)$$

预应力钢绞线中的力  $F_{pt}$  因桥墩伸长而增大,因桥墩短缩而减小,计算公式如下:

$$F_{pt} = F_0 + \left[ \frac{(0.5d_c - c)\theta_{gap}}{h} \left( 1 - \frac{E_{pt}A_{pt}}{E_cA_c} \right) - \frac{W}{E_cA_c} \right] E_{pt}A_{pt}. \quad (18)$$

当  $\theta_{gap} = 0$  时,在桥墩一侧抬升前忽略  $P$ - $\Delta$  效应,桥墩抬升所需要的水平荷载  $H_{up}$  可近似计算为

$$H_{up} \approx \frac{(F_{pt} + G)(d_c/2 - c)}{h}. \quad (19)$$

在上述计算方法中,由于使用这种方法时没有考虑桥墩的材料非线性,压力  $F_c$  仅受预应力钢绞线屈服的限制。所以水平位移  $H_s$  只要满足下列方程,桥墩与基础便不会发生相对滑动:

$$H_s \leq \mu(G + F_{pt}). \quad (20)$$

其中,  $\mu$  为桥墩与基础之间的静摩擦系数,忽

略了受压区长度沿底板高度的变化被。取绕压力轴心的弯矩,得到水平荷载:

$$H_s = \{ F_{pt} \left( \frac{d_c}{2} + c_{cent} - c + G \left[ \frac{d_c}{2} + c_{cent} - c - h(\theta_{gap} + \theta_{el}) \right] + F_{bp}(c_{cent} + t_{cent}) \right\} / (h - t_{bp}). \quad (21)$$

式中:  $c_{cent}$  和  $t_{cent}$  分别为压应力和拉应力作用位置的中心。

通过上述理论推导,该类桥墩可以通过如下步骤对水平荷载与水平位移的关系进行预测:

- ①施加水平位移  $\Delta$ ;
- ②假设受压区长度的初始值  $c$ ;
- ③采用式(11)或式(13)和假定的桥墩材料计算得到墩底压应力;
- ④利用桥墩对底板的等效悬臂梁进行弯矩旋转分析,利用施加的旋转所需的拉力来计算产生的拉应力;
- ⑤对法向应力进行积分来计算相应的法向力,即式(17);
- ⑥采用式(18)计算预应力钢绞线的拉力;
- ⑦采用式(14)检查截面受力平衡;
- ⑧迭代受压区长度,返回到步骤②,直到满足截面受力平衡;
- ⑨采用式(21)计算对应的水平荷载;
- ⑩增加施加的水平位移并重复步骤①~⑨,直到目标位移。

## 4.2 理论分析验证

为验证自复位圆形钢桥墩力学性能理论分析的准确性,将参考文献[20]中的 RP2-DT64-PT37 和 RP3-DT43-PT44-BP20 两个试验试件,以及 M044-35-150 和 M062-35-090 两个有限元模拟试件分析得到的水平荷载-水平位移骨架曲线与理论计算结果进行对比(见图9)。

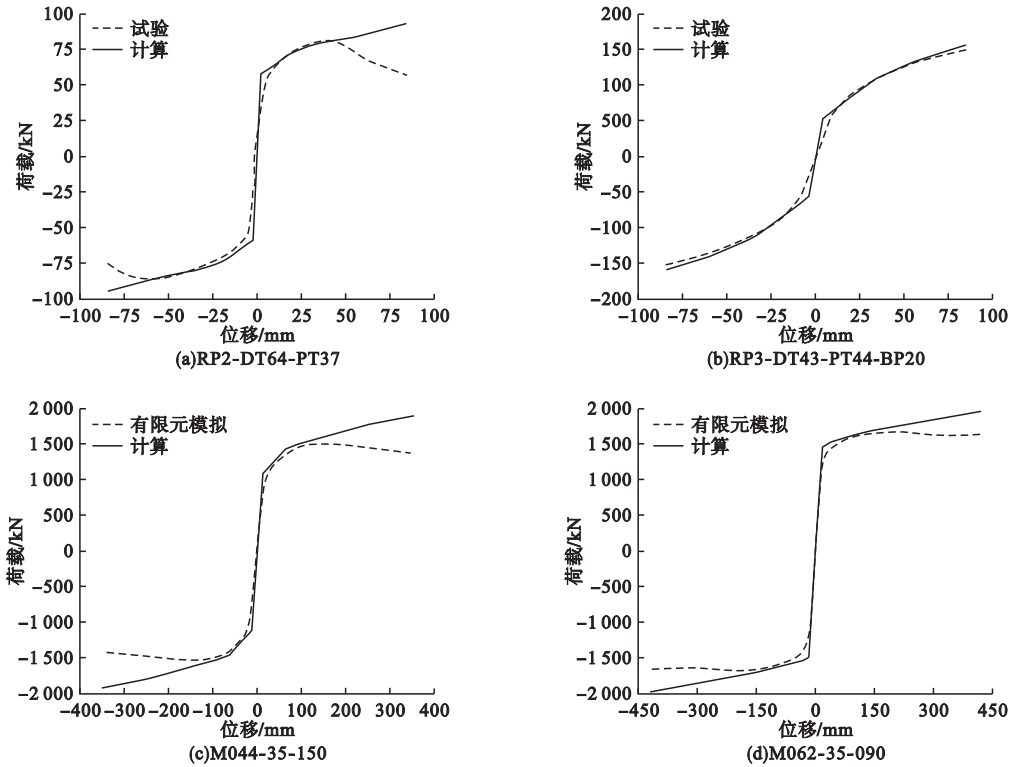


图9 理论结果与有限元分析结果对比

Fig. 9 Comparison between theoretical results with FEA simulations

由图9可知,在桥墩达到最大承载力之前,M044-35-150和M062-35-090两个桥墩理论计算得到的初期刚度及桥墩底部开口后桥墩承载力的增长速度,与有限元分析结果吻合较好;而对于RP2-DT64-PT37和RP3-DT43-PT44-BP20两个试验试件,理论计算结构初期刚度略大于试验结果,其原因是理论计算未考虑试验试件与试验装置的间隙所致。当桥墩达到最大承载力后,理论计算结果与试验及有限元结果存在一定差异,这是由于钢管发生局部失稳变形,承载力有所下降所致。

5 结 论

(1)笔者对自复位独柱式圆形钢桥墩进行有限元分析,并将分析结果与以往试验的水平承载力-水平位移滞回曲线、构件的受力开口状态等进行对比,验证了有限元模型网格划分、单元类型选取、材料本构关系和边界

接触等设置是合理有效的。

(2)通过该类桥墩的量化分析可知:增加径厚比和长细比,会降低桥墩的承载能力和复位能力;增加预应力钢绞线预应力比,虽然能提高桥墩的承载能力,但会降低复位能力。因此,在设计时应选取合适的径厚比、长细比和预应力钢绞线初期控制力。

(3)笔者给出的理论计算方法在桥墩达到最大承载力前,计算得到的水平承载力-水平位移曲线与试验及有限元分析结果吻合较好。

参考文献

[1] 胡聿贤. 地震工程学[M]. 2版. 北京:地震出版社,2006.  
(HU Yuxian. Earthquake engineering [M]. 2nd ed. Beijing:Earthquake Press,2006.)

[2] CHEN W F, DUAN L. Bridge engineering handbook-seismic design [M]. 2nd ed. New York: CRC Press Taylor & Francis Group, 2014.

[3] 中华人民共和国交通运输部. 公路桥梁抗震设计规范:JTG/T2231—01—2020 [S]. 北京:

人民交通出版社,2020.

(Ministry of Transport of the People's Republic of China. Specifications for seismic design of highway bridges: JTG/T 2231—01—2020 [S]. Beijing: China Communications Press, 2020.)

- [4] Japan Road Association. Specification for highway bridges part V seismic design [S]. Tokyo: Maruzen, 2018.
- [5] Japan Society of Civil Engineers. Standard specifications for steel and composite structures-IV seismic design [S]. Tokyo: Maruzen, 2018.
- [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.  
(WANG Dongsheng, GUO Xun, SUN Zhiguo, et al. Damage to highway bridges during Wenchuan earthquake [J]. Earthquake engineering and engineering dynamics, 2009, 29(3): 84-94.)
- [7] Editorial Committee of Hanshin-awaji Earthquake Damage Survey Report. Report on the Hanshin-awaji earthquake disaster-damage to civil engineering structures-bridge structure [R]. Tokyo: Maruzen, 1996.
- [8] EIGAWADY M A, SHA' LAN A. Seismic behavior of self-centering precast segmental bridge bents [J]. Journal of bridge engineering, 2011, 16(3): 328-339.
- [9] GABRIELE G, JOSÉ I R, MILENA M, et al. Seismic behavior of posttensioned self-centering precast concrete dual-shell steel columns [J]. Journal of structural engineering, 2015, 141(1): 4014115. 1-4014115. 11.
- [10] 周颖,吕西林.摇摆结构及自复位结构研究综述[J].建筑结构学报, 2011, 32(9): 1-10.  
(ZHOU Ying, Lü Xilin. State-of-the-art on rocking and self-centering structures [J]. Journal of building structures, 2011, 32(9): 1-10.)
- [11] 韩强,贾振雷,周雨龙,等.震后可恢复功能桥梁结构之摇摆桥梁研究综述[J].中国公路学报, 2021, 34(2): 118-133.  
(HAN Qiang, JIA Zhenlei, ZHOU Yulong, et al. Review of seismic resilient bridge structures: rocking bridges [J]. China journal of highway and transport, 2021, 34(2): 118-133.)
- [12] 郭佳,辛克贵,何铭华,等.自复位桥梁墩柱结构抗震性能试验研究与分析[J].工程力学, 2012, 29(A01): 29-34.  
(GUO Jia, XIN Kegui, HE Minghua, et al. Experimental study and analysis on the seismic performance of a self-centering bridge pier [J]. Engineering mechanics, 2012, 29(A01): 29-34.)
- [13] 王军文,张伟光,李建中.摇摆式预应力混凝土桥墩基于位移的抗震设计方法研究[J].振动与冲击, 2014, 33(24): 105-111.  
(WANG Junwen, ZHANG Weiguang, LI Jianzhong. Displacement-based aseismic design method for rocking bridge piers with posttensioned tendons [J]. Journal of vibration and shock, 2014, 33(24): 105-111.)
- [14] 刘晖,何铭华,辛克贵,等.带刚度退化的一种自复位混凝土桥墩简化分析模型[J].清华大学学报(自然科学版), 2016, 56(4): 341-347.  
(LIU Hui, HE Minghua, XIN Kegui, et al. Simplified theoretical model for self-centering concrete bridge piers with stiffness deterioration [J]. Journal of tsinghua university( science and technology), 2016, 56(4): 341-347.)
- [15] GABRIELE G, JOSÉ I R, MILENA M, et al. Seismic behavior of posttensioned self-centering precast concrete dual-shell steel columns [J]. Journal of structural engineering, 2015, 141(1): 4014115. 1-4014115. 11.
- [16] THONSTAD T, KENNEDY B J, SCHAEFER J A, et al. Cyclic tests of precast pretensioned rocking bridge-column subassemblies [J]. Journal of structural engineering, 2017, 143(9): 4017094. 1-4017094. 13.
- [17] 王占飞,张鑫,侯雯峪,等.具有复位功能的钢管混凝土桥墩抗震及恢复性能研究[J].沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2022, 38(1): 75-83.  
(WANG Zhanfei, ZHANG Xin, HOU Wenyu, et al. Study on seismic and recovery performance of concrete-filled steel tube piers with self-centering function [J]. Journal of Shenyang jianzhu university( natural science), 2022, 38(1): 75-83.)
- [18] 陈云,陈超.装配式自复位摇摆钢框架的恢复力模型[J].建筑结构学报, 2021, 42(7): 144-153.  
(CHEN Yun, CHEN Chao. Restoring force model of prefabricated self-centering rocking steel moment-resisting frame [J]. Journal of building structures, 2021, 42(7): 144-153.)
- [19] AHMAD R, SHAHRIA A M, ROBERT T. Analytical prediction and finite-element simulation of the lateral response of rocking steel bridge piers with energy-dissipating steel bars [J]. Journal of structural engineering, 2018, 144(11): 04018210. 1-4018210. 15.
- [20] AHMAD R, SHAHRIA A L M, ROBERT T. Experimental investigations on the lateral cyclic response of post-tensioned rocking steel bridge piers [J]. Journal of structural engineering, 2021, 147(12): 4021211. 1-4021211. 18.  
(责任编辑:刘春光 英文审校:范丽婷)