

内置T肋圆管钢桥墩的延性性能有限元分析

上官城鑫¹, 高圣彬^{1*}, 董江磊²

(1. 上海师范大学 建筑工程学院, 上海 201418; 2. 上海地铁维护保障有限公司, 上海 200233)

摘要: 为研究内置T肋圆管钢桥墩在承受恒定竖向荷载和水平往复荷载作用下的极限承载力和延性性能。文中首先通过与既有试验结果对比, 验证所采用有限元分析方法的准确性, 然后对内置8根T肋圆管钢桥墩试件进行有限元建模分析, 研究正则化径厚比、钢桥墩正则化长细比、纵向加劲肋正则化长细比、轴压比等参数对钢桥墩极限承载力与延性性能的影响规律; 最后基于参数化分析结果提出了预测该类钢桥墩极限承载力和延性性能的计算公式。结果表明: 随着正则化径厚比、钢桥墩正则化长细比、纵向加劲肋正则化长细比及轴压比的增大, 钢桥墩顶部水平荷载-位移骨架曲线的峰值点逐渐降低, 且曲线到达峰值点后的下降速率变快; 通过减小钢桥墩的正则化径厚比、钢桥墩正则化长细比、纵向加劲肋正则化长细比和轴压比, 能显著提高钢桥墩的极限承载力和延性性能。

关键词: 内置T肋圆管钢桥墩; 参数化分析; 极限承载力; 延性性能; 骨架曲线

中图分类号: U443.22

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2025)11-0118-09

DOI: 10.13969/j.jzgjgz.20240606001

Finite Element Analysis on Ductility Behavior of Steel Pipe-Section Pier with T-Shaped Stiffeners

SHANGGUAN Chengxin¹, GAO Shengbin^{1*}, DONG Jianglei²

(1. School of Civil Engineering, Shanghai Normal University, Shanghai 201418, China;

2. Shanghai Metro Maintenance Support Co., Ltd., Shanghai 200233, China)

*Corresponding author: gao_sb@shnu.edu.cn

Abstract: In order to study the load-carrying capacity and ductility behavior of steel pipe-section piers with T-shaped stiffeners subjected to a constant vertical load and cyclic lateral loads, the accuracy of the employed finite element analytical method is firstly verified by comparing the analytical results with the existing test results. After that, the effects of normalized radius-to-thickness ratio, normalized slenderness ratio of the pier, normalized slenderness ratio of the longitudinal stiffener and axial compression ratio on the pier with eight T-shaped stiffeners are investigated through parametric study. Finally, based on the parametric analytical results, the formulas are proposed to predict the load-carrying capacity and ductility of the piers. The research results show that with the increase of normalized radius-to-thickness ratio, normalized slenderness ratio of the pier, normalized slenderness ratio of the longitudinal stiffener and axial compression ratio, the peak point of the lateral load-displacement skeleton curves at the top of the piers gradually decreases, and the downward trend becomes faster at the post-peak stage, which indicates that the load-carrying capacity and ductility behavior of the steel piers gradually decrease. By reducing the normalized radius-to-

收稿日期: 2024-06-06

基金项目: 国家自然科学基金(51778361)

作者简介:

上官城鑫(1998—), 男, 硕士研究生, 主要从事钢结构抗震方面的研究。E-mail: 17351992219@163.com。

通信作者:

高圣彬(1970—), 男, 博士, 教授, 主要从事钢-混凝土组合结构抗震方面的研究。E-mail: gao_sb@shnu.edu.cn。

thickness ratio, normalized slenderness ratio of the pier, normalized slenderness ratio of the stiffener and axial compression ratio, the ultimate bearing capacity and ductility of steel bridge piers can be significantly improved.

Keywords: steel pipe-section pier with T-shaped stiffeners; parametric analysis; load-carrying capacity; ductility behavior; skeleton curve

钢桥墩具有强度高、质量轻、施工期短等优点,但是在遭遇罕遇地震作用时,桥墩易在其柱脚附近发生局部屈曲破坏。桥墩抵抗地震作用的能力主要取决于桥墩的极限承载力和延性性能。考虑到开展桥墩抗震性能试验的成本极高,而随着计算机技术的快速发展,依托其超强计算能力,采用精确的弹塑性有限元分析方法对钢桥墩进行数值模拟,已被认为是一种高效、快捷的方法。

迄今为止,很多学者针对钢桥墩的极限承载力和延性性能开展了大量研究,并取得了丰硕成果。钢材本构模型是影响该类钢桥墩延性性能预测结果的关键因素之一。SHI等^[1]、石永久等^[2-3]、王萌等^[4]针对Q235B、Q345B两种常用钢材,通过试验标定了二者基于RAMBERG等^[5]研究的模型参数,同时拟合了基于CHABOCHE等^[6]提出的模型关键参数。

孙德畅等^[7]提出了一种震后可快速恢复功能的新型箱形钢桥墩。通过设置可更换耗能壁板,可提升钢桥墩的耗能与变形能力,且震后可通过快速更换受损耗能壁板,恢复桥墩的力学性能。并在试验研究、理论分析和有限元模拟的基础上提出了计算此类钢桥墩极限承载力的建议公式。

李海峰等^[8]提出了在圆管钢桥墩设置可更换耗能墩柱的结构方案。为提升桥墩强度,其根部耗能墩柱采用高强钢圆钢管,并内嵌可对外部钢管壁板起屈曲约束支撑作用的耗能壳板。通过对钢桥墩试件开展拟静力试验,探明了内嵌耗能壳板、轴压比等对此类圆管钢桥墩滞回性能和破坏模式的影响规律。

GAO等^[9]采用钢材的修正双曲面模型,分析了未加劲圆管钢桥墩在承受恒定竖向荷载和水平往复荷载作用下的极限承载力和延性性能。基于参数化分析,探究了正则化径厚比、试件正则化长细比、轴压比、加载循环次数等对钢桥墩极限承载力和延性性能的影响规律,提出了预测未加劲圆管钢桥墩极限承载力和延性比的经验公式。

刘乃藩等^[10]采用钢材的修正双曲面模型,研究了钢桥墩正则化径厚比、柱正则化长细比、加劲肋正则化长细比、轴压比等参数,对内置8根一字肋圆管钢桥墩延性性能的影响。研究表明:随着正则化径厚比、柱正则化长细比、加劲肋正则化长细比和轴压比的减小,钢桥墩的极限承载力和延性性能得到了显著提高。

包龙生等^[11]采用有限元分析方法研究了内置T肋圆管钢桥墩的延性性能。研究表明:随着T肋数量与用钢量的增加,各试件的屈服位移和最大位移值基本

相同,但其后峰值段的下降趋势有明显区别;通过对比4根加劲肋试件与8根加劲肋试件发现,虽然加劲肋的横截面面积相差一半,但两类试件的延性比却区别不大。

高玉学等^[12]研究了翼缘正则化宽厚比、试件正则化长细比、加劲肋正则化长细比、轴压比等参数对内置T肋箱形钢桥墩延性性能的影响规律。基于参数化分析结果,提出了预测该类钢桥墩最大承载力和延性性能的计算公式。

本文采用弹塑性有限元分析方法,研究了正则化径厚比、钢桥墩正则化长细比、纵向加劲肋正则化长细比、轴压比等参数,对内置8根T肋圆管钢桥墩试件的极限承载力和延性性能的影响规律,如图1c)所示。基于参数化分析结果,提出了预测该类圆管钢桥墩极限承载力与延性比的经验公式,为其工程设计与应用提供理论依据。

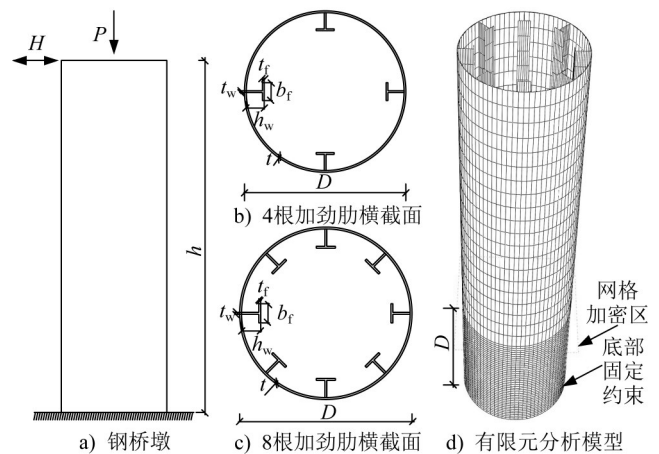


图1 圆管钢桥墩分析模型

Fig. 1 Analytical model of steel pipe-section pier

1 有限元分析方法验证

1.1 有限元分析模型

为验证有限元分析方法的准确性,利用ABAQUS有限元软件对文献[11]中的钢桥墩试验试件进行模拟分析。试件的分析模型和几何参数分别如图1与表1所示。该试件为内置4根加劲肋试件,其横截面形状如图1b)所示。

表1中, R_t 为桥墩正则化径厚比^[9],其定义为:

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

式中: σ_y 为屈服应力; ν 为泊松比; D 为圆管直径; t 为母材板厚; E 为弹性模量; $\bar{\lambda}$ 为桥墩正则化长细比,其定义为:

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

式中： h 为桥墩高度； r 为桥墩全截面回转半径； $\bar{\lambda}_s$ 为纵向加劲肋正则长细比，其定义为^[10,13]：

表1 试件几何参数与尺寸

Table 1 Geometrical parameters and dimension of specimen

R_t	$\bar{\lambda}$	$\bar{\lambda}_s$	D/mm	h/mm	t/mm	h_w/mm	t_w/mm	b_t/mm	t_t/mm	P/P_y
0.09	0.25	0.16	900	3 423	9	134	6	125	9	0.15

注： h_w 和 t_w 分别为加劲肋腹板的高度和厚度； b_t 和 t_t 分别为加劲肋翼缘的宽度和厚度。

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{D}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3)$$

式中： Q 为两加劲肋所围板的局部屈服强度； r_s 为T肋与其有效宽度范围内的圆管所组成近似H形横截面的回转半径。

鉴于钢桥墩底部易发生局部屈曲，为提高计算效率，在底部起1倍圆管直径高度范围内划分40个单元网格，其余区域划分20个单元网格。钢板采用4节点壳单元

(S4R)模拟。此外，为考虑壳单元沿厚度方向的塑性发展，在其厚度方向设置5个辛普森积分点。

1.2 材料属性

钢材本构模型采用CHABOCHE等^[6]提出的混合强化模型，该模型能够同时考虑钢材的等向强化与随动强化特征，从而可更准确地预测钢材在往复荷载作用下的滞回性能。石永久等^[3]对该本构模型的主要参数进行了试验标定，具体材料参数如表2所示。

表2 钢材混合强化模型的材料特性

Table 2 Material properties of combined hardening model for steel

钢材 牌号	屈服 强度/MPa	泊松比 ν	弹性 模量/GPa	Q_∞/MPa	b_{iso}	$C_{kin,1}/MPa$	γ_1	$C_{kin,2}/MPa$	γ_2	$C_{kin,3}/MPa$	γ_3	$C_{kin,4}/MPa$	γ_4
Q235	235	0.3	206	21	1.2	6 013	173	5 024	120	3 026	32	990	35

注： Q_∞ 为屈服面最大变化量； b_{iso} 为屈服面随着塑性应变增加而发生变化的比率； C_{kin} 和 γ 为通过试验拟合得以确定的常数值。

1.3 边界条件与加载方式

钢桥墩底部采用完全嵌固约束。在钢桥墩顶部施加恒定竖向荷载 P 后，再利用位移控制方法施加水平往复荷载 H 。图2为水平往复荷载的加载制度，其中 δ_y 为柱顶水平屈服位移，其计算公式为：

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI} \quad (4)$$

$$H_y = \frac{M_y}{h} (1 - P/P_y) \quad (5)$$

式中： H_y 为考虑轴压比影响的水平屈服荷载； I 为横截面惯性矩； M_y 为钢桥墩屈服弯矩； P_y 为全截面屈服荷载。

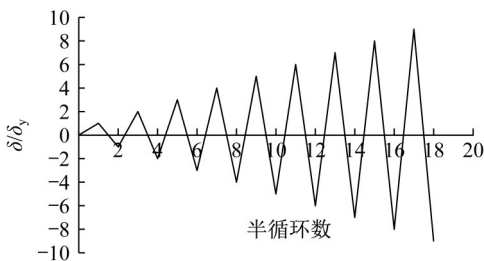


图2 水平往复荷载的加载制度

Fig. 2 Loading system of horizontal reversed load

1.4 计算结果与试验结果比较

图3和图4分别为试验与有限元模拟的无量纲化水平荷载-位移滞回曲线和破坏模式比较。可以看出：有限元模拟得到的初始刚度与最大承载力均与试验结果一致，同时达到最大承载力后的曲线下降段吻合度较好；此外，有限元模拟的破坏模式与试验结果吻合度也较好。综上所述，本文所采用的弹塑性有限元分析方法在预测该类钢桥墩的滞回性能和破坏模式方面具有较高的精度。

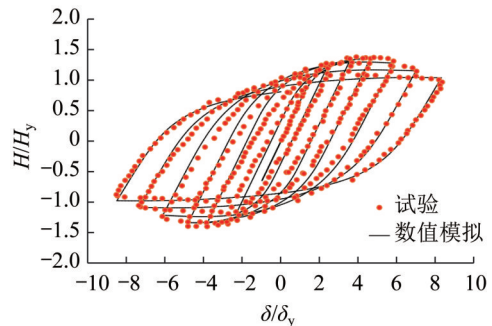


图3 试验与有限元模拟的水平荷载-位移滞回曲线比较

Fig. 3 Comparison of lateral load-displacement hysteretic curves between test and finite element simulation

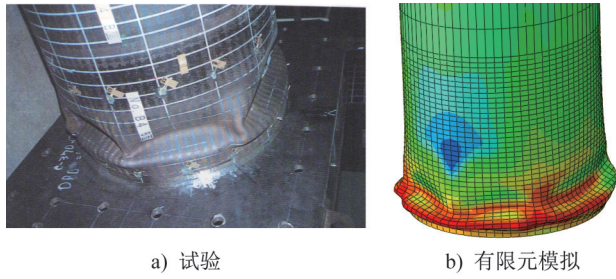


图 4 试验与有限元模拟的破坏模式对比

Fig. 4 Comparison of failure modes between test and finite element simulation

2 参数化分析

本节研究正则化径厚比 R_t 、桥墩正则化长细比 $\bar{\lambda}$ 、纵向加劲肋正则化长细比 $\bar{\lambda}_s$ 、轴压比 P/P_y 等参数对内置 8 根 T 肋圆管钢桥墩极限承载力和延性性能的影响规律。

根据工程设计需要,并参照文献[14]设置各参数范围,其中, $0.07 \leq R_t \leq 0.15$, $0.23 \leq \bar{\lambda} \leq 0.50$, $0 \leq P/P_y \leq 0.3$ 。各试件的几何属性与有限元计算结果如表 3 所示,其中 H_m/H_y 为最大水平荷载和屈服荷载的比值,代表试件的极限承载能力; δ_m/δ_y 为最大水平荷载所对应的位移和屈服位移的比值; δ_{95}/δ_y 表示承载力下降到最大荷载的 95% 时的对应位移与屈服位移的比值,该参数考虑了钢板发生局部屈曲后的延性性能,因此本文将作为延性比指标的评价参数。本文研究的试件 S07-23-20 ($\bar{\lambda}_s=0.20$) 和 S07-23-35 ($\bar{\lambda}_s=0.35$), 其在往复荷载作用下计算得到的典型荷载-位移滞回曲线及破坏模式如图 5 所示。由图 5a) 可以看出: 当纵向加劲肋长细比较小小时, 试件的水平荷载-位移滞回曲线更加饱满, 试件的延性性能更好。由图 5b) 可知: 试件的破坏模式都为“钻石型”屈曲变形。

表 3 试件几何属性和有限元计算结果

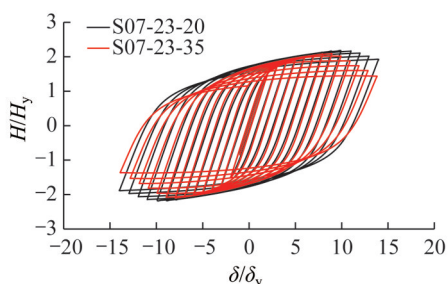
Table 3 Geometrical properties and finite element calculation results of specimens

试件编号	R_t	$\bar{\lambda}$	$\bar{\lambda}_s$	h/mm	t/mm	h_w/mm	t_w/mm	b_t/mm	t_t/mm	H_m/H_y			δ_{95}/δ_y			δ_m/δ_y		
										$\eta=$	$\eta=$	$\eta=$	$\eta=$	$\eta=$	$\eta=$	$\eta=$	$\eta=$	$\eta=$
										0.1	0.2	0.3	0.1	0.2	0.3	0.1	0.2	0.3
S07-23-20	0.07	0.23	0.20	3210	12.10	111.0	11.10	84.70	12.10	2.17	2.35	2.55	12.16	12.15	12.46	10	10	10
S07-23-25	0.07	0.23	0.25	3270	12.10	84.6	8.46	84.70	12.10	2.13	2.29	2.48	11.09	10.97	10.53	9	9	9
S07-23-30	0.07	0.23	0.30	3300	12.10	68.8	6.88	84.70	12.10	2.11	2.28	2.46	10.55	10.36	10.17	9	9	9
S07-23-35	0.07	0.23	0.35	3310	12.10	58.0	5.80	84.70	12.10	2.09	2.25	2.44	9.94	9.71	9.20	8	8	8
S09-23-25	0.09	0.23	0.25	3270	9.40	89.5	8.95	65.80	9.40	2.03	2.19	2.38	9.13	9.05	8.96	8	8	7
S09-23-30	0.09	0.23	0.30	3310	9.40	72.0	7.20	65.80	9.40	2.01	2.17	2.35	8.53	8.42	8.32	7	7	7
S09-23-35	0.09	0.23	0.35	3330	9.40	60.2	6.02	65.80	9.40	1.99	2.15	2.33	8.10	8.05	7.87	7	7	7
S09-23-40	0.09	0.23	0.40	3340	9.40	52.0	5.20	65.80	9.40	1.98	2.13	2.30	7.72	7.63	7.59	7	7	7
S11-23-25	0.11	0.23	0.25	3270	7.70	94.0	9.40	53.90	7.70	1.95	2.11	2.29	8.01	7.80	7.71	6	6	6
S11-23-30	0.11	0.23	0.30	3310	7.70	75.0	7.50	53.90	7.70	1.93	2.08	2.26	7.30	7.18	7.09	6	6	6
S11-23-40	0.11	0.23	0.40	3340	7.70	53.7	5.37	53.90	7.70	1.88	2.04	2.20	6.63	6.52	6.44	6	6	6
S11-23-50	0.11	0.23	0.50	3360	7.70	41.9	4.19	53.90	7.70	1.87	2.01	2.18	6.20	6.19	6.14	5	5	5
S13-23-30	0.13	0.23	0.30	3300	6.50	78.1	7.81	45.50	6.50	1.84	1.99	2.15	6.64	6.39	6.32	5	5	5
S13-23-40	0.13	0.23	0.40	3340	6.50	55.4	5.54	45.50	6.50	1.82	1.97	2.13	5.67	5.56	5.48	5	5	5
S13-23-50	0.13	0.23	0.50	3360	6.50	43.0	4.30	45.50	6.50	1.78	1.92	2.09	5.41	5.36	5.26	5	5	5
S13-23-60	0.13	0.23	0.60	3370	6.50	35.3	3.53	45.50	6.50	1.77	1.91	2.06	5.13	5.12	5.11	4	4	4
S15-23-40	0.15	0.23	0.40	3340	5.65	56.5	5.65	39.55	5.65	1.76	1.90	2.05	5.13	5.06	5.06	4	4	4
S15-23-50	0.15	0.23	0.50	3360	5.65	44.1	4.41	39.55	5.65	1.75	1.89	2.04	4.56	4.47	4.44	4	4	4
S15-23-60	0.15	0.23	0.60	3370	5.65	36.0	3.60	39.55	5.65	1.74	1.87	2.02	4.37	4.32	4.26	4	4	4
S15-23-70	0.15	0.23	0.70	3380	5.65	30.5	3.05	39.55	5.65	1.71	1.85	2.01	4.33	4.26	4.21	4	4	4
S09-33-40	0.09	0.33	0.40	4790	9.40	52.0	5.20	65.80	9.40	1.95	2.08	2.24	7.13	7.13	7.03	6	6	6

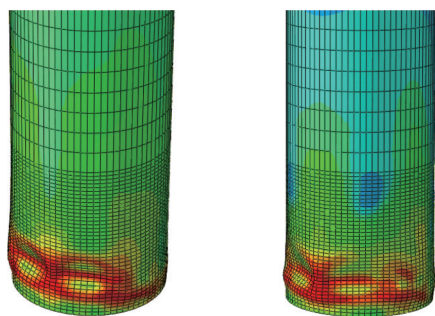
续表

试件编号	R_t	$\bar{\lambda}$	$\bar{\lambda}_s$	h/mm	t/mm	h_w/mm	t_w/mm	b_t/mm	t_t/mm	H_m/H_y			δ_{95}/δ_y			δ_m/δ_y		
										$\eta=$	$\eta=$	$\eta=$	$\eta=$	$\eta=$	$\eta=$	$\eta=$	$\eta=$	$\eta=$
										0.1	0.2	0.3	0.1	0.2	0.3	0.1	0.2	0.3
S09-43-40	0.09	0.43	0.40	6240	9.40	52.0	5.20	65.80	9.40	1.92	2.01	2.12	6.62	6.68	6.64	6	6	6
S09-50-40	0.09	0.50	0.40	7250	9.40	52.0	5.20	65.80	9.40	1.88	1.94	2.02	6.53	6.63	6.57	6	6	6
S11-33-40	0.11	0.33	0.40	4790	7.70	53.7	5.37	53.90	7.70	1.86	2.00	2.15	5.92	5.99	5.81	5	5	5
S11-43-40	0.11	0.43	0.40	6240	7.70	53.7	5.37	53.90	7.70	1.85	1.95	2.06	5.55	5.49	5.43	5	5	5
S11-50-40	0.11	0.50	0.40	7250	7.70	53.7	5.37	53.90	7.70	1.82	1.89	1.98	5.47	5.47	5.34	5	5	5
S13-33-40	0.13	0.33	0.40	4790	6.50	55.4	5.54	45.50	6.50	1.79	1.92	2.05	5.23	5.19	5.14	4	4	4
S13-43-40	0.13	0.43	0.40	6250	6.50	55.4	5.54	45.50	6.50	1.78	1.87	1.99	4.80	4.92	4.64	4	4	4
S13-50-40	0.13	0.50	0.40	7250	6.50	55.4	5.54	45.50	6.50	1.75	1.82	1.92	4.70	4.86	4.58	4	4	4
S15-33-40	0.15	0.33	0.40	4790	5.65	56.5	5.65	39.55	5.65	1.75	1.89	2.03	4.49	4.38	4.28	4	4	4
S15-43-40	0.15	0.43	0.40	6250	5.65	56.5	5.65	39.55	5.65	1.71	1.84	1.95	4.43	4.26	4.21	4	4	4
S15-50-40	0.15	0.50	0.40	7250	5.65	56.5	5.65	39.55	5.65	1.68	1.80	1.90	4.38	4.23	4.17	4	4	4

注:试件编号SX-Y-Z中X表示钢桥墩正则化径厚比;Y表示钢桥墩正则化长细比;Z表示纵向加劲肋正则化长细比。钢桥墩直径D取900mm; η 为轴压比。



a) 水平荷载-位移滞回曲线对比



b) 试件S07-23-20破坏模式 c) 试件S07-23-35破坏模式

图5 试件S07-23-20和S07-23-35的计算结果对比

Fig. 5 Comparison of calculated results between specimen S07-23-20 and S07-23-35

2.1 试件正则化径厚比

图6为不同正则化径厚比下试件的顶部水平荷载-位移骨架曲线比较。由图6a)与表3所示的计算结果可知:当试件的正则化径厚比 R_t 为0.07、0.09、0.11、0.13时,其极限承载力 H_m/H_y 分别为2.11、2.01、1.93、1.84,同时四者的延性比为 δ_{95}/δ_y 分别为10.55、8.53、7.30、6.64。与

正则化径厚比为0.07的试件计算结果相比,其它三个试件的极限承载力 H_m/H_y 依次下降了4.7%、8.5%、12.8%,延性比 δ_{95}/δ_y 依次降低了19.1%、30.8%、37.1%,都呈现出随正则化径厚比增大而减小的趋势,且图6b)~d)都有相同规律。研究表明:降低圆管钢桥墩的正则化径厚比,能显著提升其极限承载力与延性性能。此外,通过对比图6a)与图6b)、图6c)与图6d)可以发现:当轴压比增大时,正则化径厚比变化所导致的极限承载力与延性性能差异会随之增大。

2.2 钢桥墩正则化长细比

为研究桥墩正则化长细比对内置T肋圆管钢桥墩极限承载力和延性性能的影响,对4组不同长细比试件进行模拟分析,得到试件的顶部水平荷载-位移骨架曲线如图7所示。可以看出:钢桥墩的极限承载力与延性比,均随着其正则化长细比的增大而减小,这主要是因为长柱的 $P-\Delta$ 效应比短柱的 $P-\Delta$ 效应更明显。由图7a)与表3所示的计算结果可知:当试件正则化长细比 $\bar{\lambda}$ 为0.23、0.33、0.43、0.50时,极限承载力 H_m/H_y 分别为1.98、1.95、1.92、1.88,延性比 δ_{95}/δ_y 分别为7.72、7.13、6.62、6.53。与正则化长细比 $\bar{\lambda}$ 为0.23的试件计算结果对比,其余三个试件的极限承载力 H_m/H_y 依次下降了1.5%、3.0%、5.1%,延性比 δ_{95}/δ_y 依次降低了7.6%、14.2%、15.4%。另外,通过对比图7a)与图7b)、图7c)与图7d)可以发现:当轴压比增大时,钢桥墩因正则化长细比不同而产生的极限承载力差异会变大,且曲线达到峰值后的下降趋势加快。

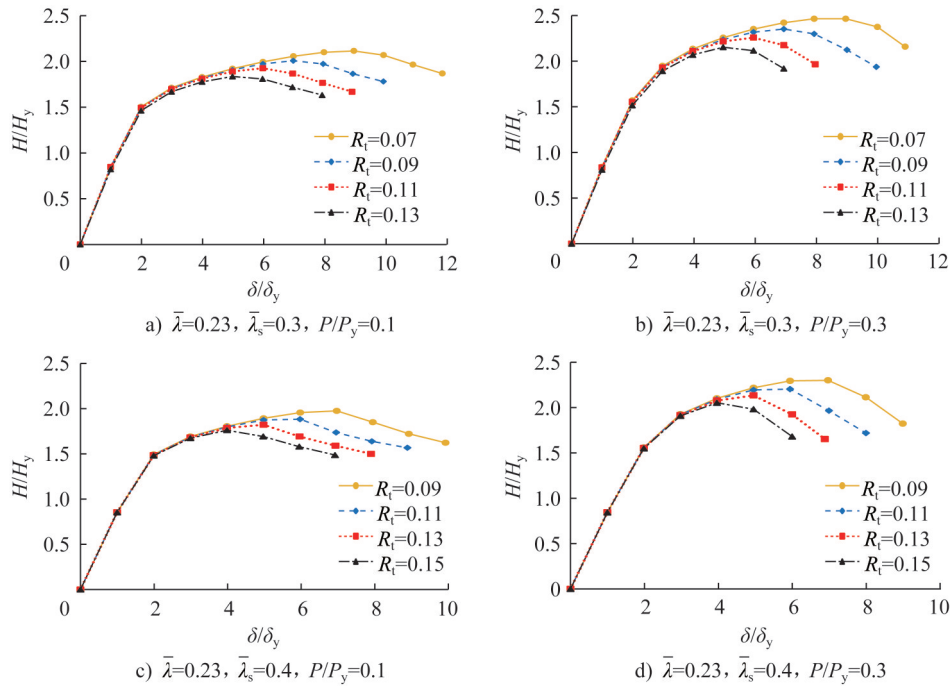


图6 正则化径厚比影响

Fig. 6 Effect of normalized radius-to-thickness ratio

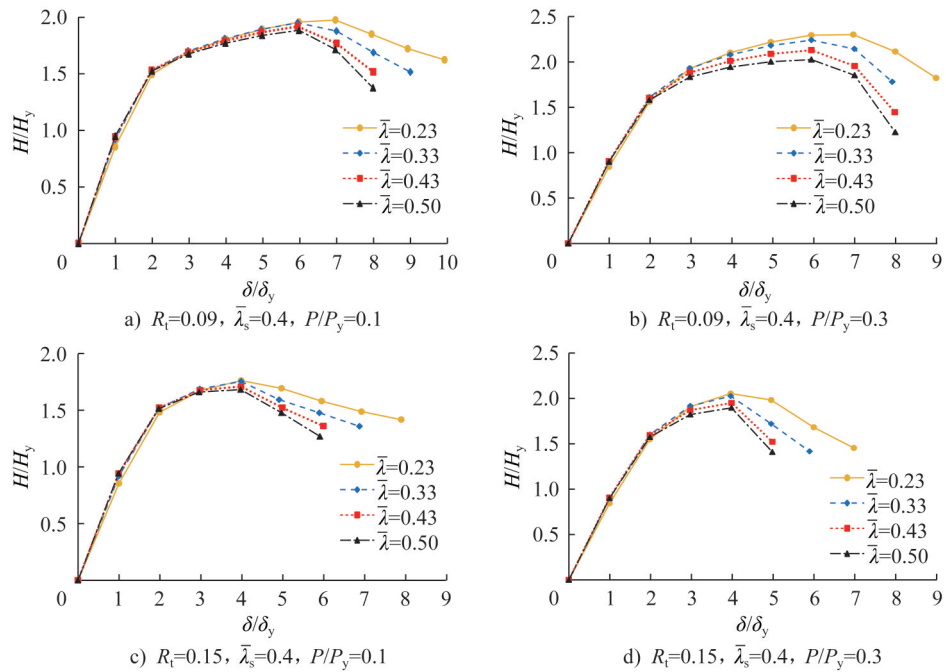


图7 正则化长细比影响

Fig. 7 Effect of normalized slenderness ratio

2.3 纵向加劲肋正则化长细比

图8为不同纵向加劲肋正则化长细比下的钢桥墩顶部水平荷载-位移骨架曲线比较。可以看出:随着加劲肋正则化长细比 $\bar{\lambda}_s$ 的增大,钢桥墩的极限承载力和延性性能呈现逐渐降低的趋势。由图8a)与表3所示的计算结果可知,当试件加劲肋正则化长细比 $\bar{\lambda}_s$ 为0.20、0.25、0.30、0.35时,对应试件的极限承载力 H_m/H_y 分别

为2.17、2.13、2.11、2.09,延性比 δ_{95}/δ_y 分别为12.16、11.09、10.55、9.94。与加劲肋正则化长细比 $\bar{\lambda}_s$ 为0.20的试件计算结果相比,其余三个试件的极限承载能力分别降低了1.8%、2.8%、3.7%,延性比分别降低了8.8%、13.2%、18.3%。由此可见,随着加劲肋正则化长细比的增大,其延性性能显著降低,但对极限承载力的影响相对较小。图8b)~d)也显示了相同规律。此外,通过对

比图8a)与图8b)、图8c)与图8d)可以发现:当轴压比增大时,试件骨架曲线达到承载力峰值后的下降速度加

快,同时加劲肋正则化长细比对骨架曲线的影响也更显著。

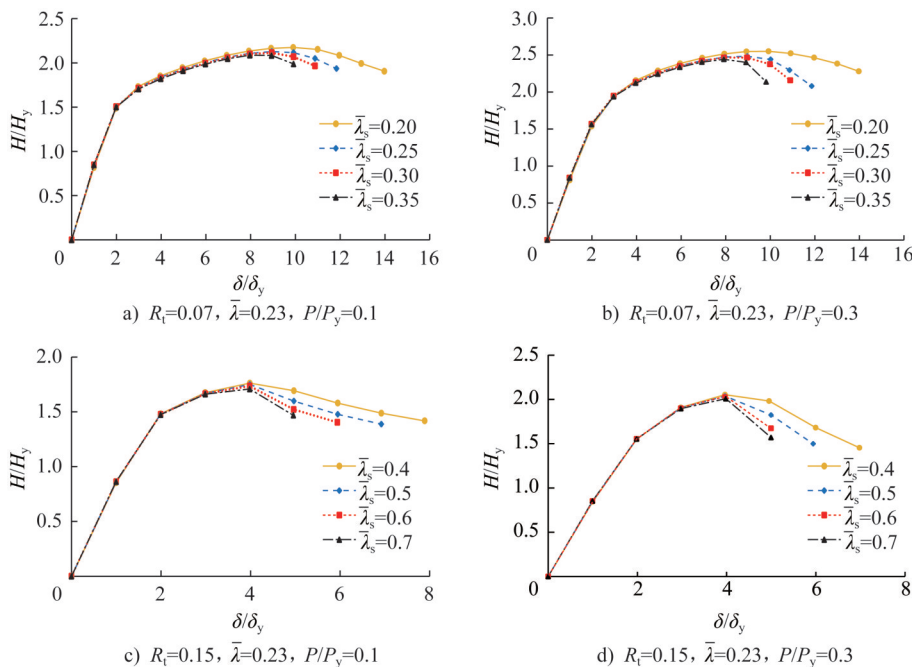


图8 纵向加劲肋正则化长细比影响

Fig. 8 Effect of normalized slenderness ratio of longitudinal stiffener

2.4 轴压比

为研究轴压比对钢桥墩极限承载力和延性性能的影响,采用不考虑轴力影响的钢桥墩水平屈服荷载 H_{y0} 与水平屈服位移 δ_{y0} 对圆管钢桥墩计算结果进行无量纲化处理,并绘制图9所示的水平荷载-位移骨架曲线。可以看出:随着轴压比增大(即钢桥墩承受的竖向荷载

增加), $P-\Delta$ 效应更显著,骨架曲线到达峰值点后的下降速度加快,进而导致钢桥墩的极限承载力和延性性能显著降低。因此,在对此类圆管钢桥墩进行抗震设计时,应重视轴压比参数对极限承载力和延性性能的影响,设定较低的轴压比可以显著提高钢桥墩的极限承载力和延性性能。

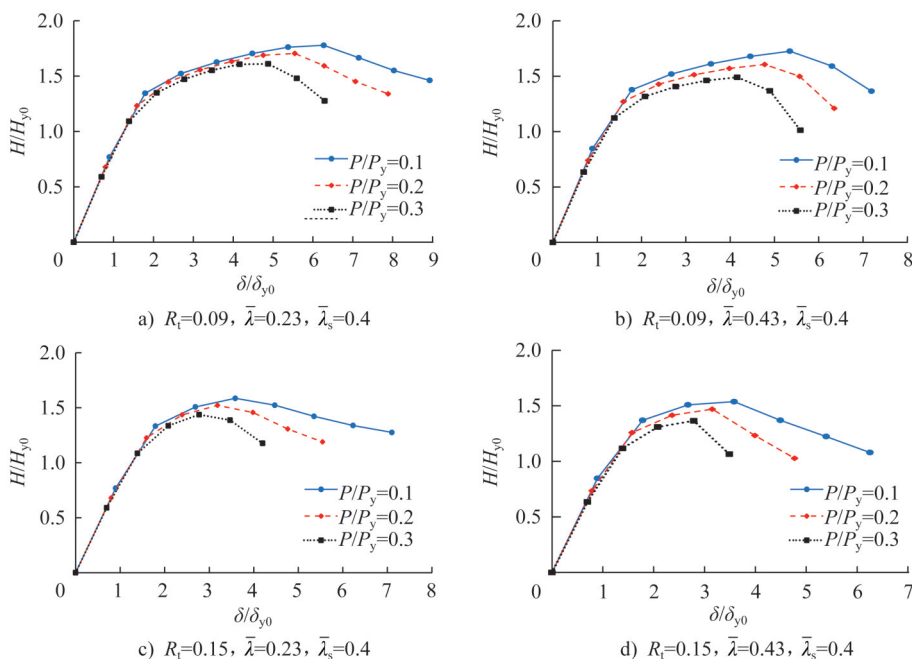


图9 轴压比影响

Fig. 9 Effect of axial compression ratio

3 公式拟合

基于表3所示的参数化分析结果,拟合出预测此类钢桥墩极限承载力 H_m/H_y 和延性比 δ_{95}/δ_y 、 δ_m/δ_y 的计算公式如下:

$$\frac{H_m}{H_y} = \frac{1.13}{\bar{\lambda}^{0.2} \bar{\lambda}_s^{0.13} (1+R_t^{0.55})^{3.35} (1+P/P_y)^{-1.79}} + 1.06 \quad (S=0.02) \quad (6)$$

$$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{12.14}{\bar{\lambda}^{0.3} \bar{\lambda}_s^{0.44} (1+R_t^{0.7})^{8.38} (1+P/P_y)^{0.18}} + 1.24 \quad (S=0.20) \quad (7)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{0.13}{\bar{\lambda}^{0.05} \bar{\lambda}_s^{0.42} R_t^{1.28}} + 1.80 \quad (S=0.36) \quad (8)$$

图10为有限元计算结果与拟合曲线的对比,其中S为标准差,M-S和M-2S分别表示与拟合曲线相差一个和两个标准差的下限曲线。

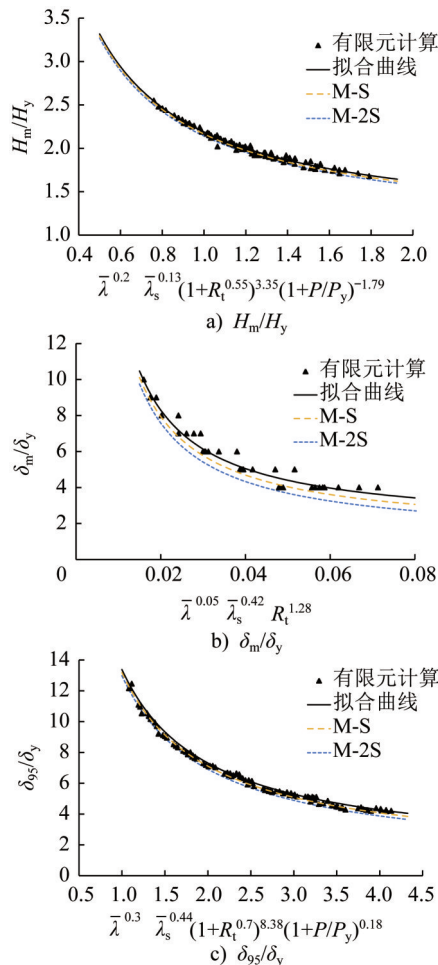


图10 无量纲化极限承载力和延性比的拟合曲线

Fig. 10 Fitting curves of nondimensionalized load-carrying capacity and ductility ratio

4 结论

(1) 对钢桥墩试件进行弹塑性有限元分析,通过对

比有限元计算结果和试验结果发现,本文所采用的有限元分析方法能够准确地预测此类钢桥墩的滞回性能和破坏模式。

(2) 随着正则化径厚比、钢桥墩正则化长细比、纵向加劲肋正则化长细比和轴压比的减小,钢桥墩的极限承载力呈现逐渐升高的趋势,但纵向加劲肋正则化长细比对极限承载力影响相对较小。

(3) 减小正则化径厚比、钢桥墩正则化长细比、纵向加劲肋正则化长细比和轴压比能够显著提高钢桥墩的延性性能。

(4) 基于参数化分析结果,提出适用于预测内置8根T肋圆管钢桥墩极限承载力和延性性能的计算公式,有望为该类型钢桥墩的工程设计提供参考。

参考文献:

- [1] SHI Y J, WANG M, WANG Y Q. Experimental and constitutive model study of structural steel under cyclic loading[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67(8): 1185-1197. DOI: 10.1016/j.jcsr.2011.02.011.
- [2] 石永久,王萌,王元清. 循环荷载作用下结构钢材本构关系试验研究[J]. 建筑材料学报, 2012, 15(3): 293-300. DOI: 10.3969/j.issn.1007-9629.2012.03.001.
SHI Yongjiu, WANG Meng, WANG Yuanqing. Experimental study of structural steel constitutive relationship under cyclic loading[J]. Journal of Building Materials, 2012, 15(3): 293-300. DOI: 10.3969/j.issn.1007-9629.2012.03.001. (in Chinese)
- [3] 石永久,王萌,王元清. 结构钢材循环荷载下的本构模型研究[J]. 工程力学, 2012, 29(9): 92-98, 105. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2010.09.0711.
SHI Yongjiu, WANG Meng, WANG Yuanqing. Study on constitutive model of structural steel under cyclic loading[J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(9): 92-98, 105. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2010.09.0711. (in Chinese)
- [4] 王萌,石永久,王元清,等. 循环荷载下钢材本构模型的应用研究[J]. 工程力学, 2013, 30(7): 212-218. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2012.02.0127.
WANG Meng, SHI Yongjiu, WANG Yuanqing, et al. Application study on cyclic constitutive model of steel[J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(7): 212-218. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2012.02.0127. (in Chinese)
- [5] RAMBERG W, OSGOOD W R. Description of stress-strain curves by three parameters [R]. Washington: National Advisory Committee for Aeronautics, 2013.
- [6] CHABOCHE J L. Time-independent constitutive theories for cyclic plasticity[J]. International Journal of Plasticity, 1986, 2(2): 149-188. DOI: 10.1016/0749-6419(86)90010-0.
- [7] 孙德畅,张海龙,严丰佐,等. 内嵌加劲耗能钢板的箱形钢墩柱拟静力试验及数值分析[J]. 建筑钢结构进展, 2024, 26(1): 1-9. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2024.01.001.

- SUN Dechang, ZHANG Hailong, YAN Fengzuo, et al. Pseudo-static test and numerical study on the box steel pier with built-in stiffened energy-dissipating steel plates [J]. *Progress in Steel Building Structures*, 2024, 26(1): 1-9. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2024.01.001. (in Chinese)
- [8] 李海锋, 洪依萍, 骆杰鑫, 等. 内嵌耗能壳板高强钢圆钢管桥墩抗震性能[J]. *中国矿业大学学报*, 2022, 51(4): 769-778. DOI: 10.13247/j.cnki.jcumt.001392.
- LI Haifeng, HONG Yiping, LUO Jiexin, et al. Seismic performance of high-strength steel circular tubular bridge pier with embedded energy-dissipating shell plates [J]. *Journal of China University of Mining & Technology*, 2022, 51(4): 769-778. DOI: 10.13247/j.cnki.jcumt.001392. (in Chinese)
- [9] GAO S B, USAMI T, GE H B. Ductility evaluation of steel bridge piers with pipe sections [J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 1998, 124(3): 260-267. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:3(260).
- [10] 刘乃藩, 高圣彬. 带肋圆形截面钢桥墩的延性性能预测[J]. *哈尔滨工业大学学报*, 2017, 49(3): 138-143. DOI: 10.11918/j.issn.0367-0234.2017.03.002.
- LIU Naifan, GAO Shengbin. Ductility prediction of stiffened steel pipe-section bridge piers [J]. *Journal of Harbin Institute of Technology*, 2017, 49(3): 138-143. DOI: 10.11918/j.issn.0367-0234.2017.03.002. (in Chinese)
- [11] 包龙生, 廖晶, 王占飞. 内置T型钢板补强圆形钢桥墩抗震性能研究[J]. *沈阳建筑大学学报(自然科学版)*, 2010, 26(4): 665-669.
- BAO Longsheng, LIAO Jing, WANG Zhanfei. Study on seismic performance of circular steel bridge piers with T-reinforcing rib [J]. *Journal of Shenyang Jianzhu University (Natural Science)*, 2010, 26(4): 665-669. (in Chinese)
- [12] 高玉学, 高圣彬. 内置T肋箱形钢桥墩的延性性能研究[J]. *河北工程大学学报(自然科学版)*, 2023, 40(2): 77-83. DOI: 10.3969/j.issn.1673-9469.2023.02.012.
- GAO Yuxue, GAO Shengbin. Research on the ductility behavior of steel box-section piers with T-shaped stiffeners [J]. *Journal of Hebei University of Engineering (Natural Science Edition)*, 2023, 40(2): 77-83. DOI: 10.3969/j.issn.1673-9469.2023.02.012. (in Chinese)
- [13] GE H B, GAO S B, USAMI T. Stiffened steel box columns. part 1: Cyclic behaviour [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2000, 29(11): 1691-1706. DOI: 10.1002/1096-9845(200011)29:11<1691::aid-eqe989>3.0.co;2-u.
- [14] 吉伯海. 钢桥抗震与损伤控制设计指南-基础篇[M]. 高圣彬, 译. 南京: 河海大学出版社, 2008.
- JI Bohai. Guidelines for seismic and damage control design of steel bridges [M]. GAO Shengbin, translated. Nanjing: Hohai University Press, 2008. (in Chinese)