

外置耗能钢板预制拼装桥墩抗震性能研究

王文炜[†], 周畅¹, 薛彦杰¹, 宋元印^{1,2}

(1. 东南大学 交通学院, 江苏 南京 211189; 2. 中铁工程设计咨询集团有限公司, 北京 100071)

摘要:为推广预制拼装桥墩在中高烈度地震区的应用,在墩底外侧设置耗能钢板,并与整体现浇桥墩、内置耗能钢筋的预制拼装桥墩进行拟静力对比分析,从滞回曲线、骨架曲线、累积耗能及可恢复性等方面,研究了建议结构的合理性.基于三线型骨架曲线模型提出了外置耗能钢板预制拼装桥墩骨架曲线计算方法,并与数值模拟结果进行对比,两者吻合程度较高.将预应力度、预应力钢绞线布置位置、耗能钢板用量以及开槽率作为变量,通过 PUSHOVER 方法对外置耗能钢板预制拼装桥墩的抗震性能进行了分析.结果表明,增大预应力度可提高承载力和刚度,同时延性有所降低.预应力钢绞线布置在周围时,桥墩的承载力、刚度与耗能能力得到提高.钢绞线布置在中心时,桥墩延性有所提高,屈服后变形能力较强.增加耗能钢板用量可提高桥墩的承载力和刚度.增加耗能钢板用量能够在一定程度上弥补开槽率的增大对结构的不利影响.

关键词:预制拼装桥墩;外置耗能钢板;抗震性能;自恢复能力;有限元分析

中图分类号:TU375.3

文献标志码:A

Research on Seismic Performance of Prefabricated Bridge Piers with External Energy-dissipation Plates

WANG Wenwei[†], ZHOU Chang¹, XUE Yanjie¹, SONG Yuanyin^{1,2}

(1. School of Transportation, Southeast University, Nanjing 211189, China;

2. Railway Engineering Consulting Group Co LTD, Beijing 100071, China)

Abstract: To expand the application of prefabricated segmental bridge piers in middle and high intensity seismic region, energy dissipating steel plates are set at the outer side of the pier bottom. The performance of the prefabricated bridge piers with external energy-dissipation plates under quasi-static loading was analyzed and compared with that of the cast-in-place piers as well as the prefabricated piers with built-in energy dissipating steel bars. The rationality of the proposed prefabricated piers is studied from the aspects of hysteretic curve, skeleton curve, cumulative energy consumption and recoverability. Based on the three line skeleton curve model, a calculation method for the skeleton curve of prefabricated pier with external energy dissipating steel plates is proposed. The predictions from the proposed method are compared with the numerical simulation results, and both are in good agreement. The seismic performance of the prefabricated piers with externally placed energy consuming steel plates is analyzed by Pushover Method. The results show that increasing the prestressing level can increase the bearing capacity and stiffness, while reduce the ductility. When the prestressed steel strand is arranged around, the bearing capacity, stiffness and energy

* 收稿日期:2019-06-07

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51578135,51878156), National Natural Science Foundation of China(51578135,51878156)

作者简介:王文炜(1971—),男,河南洛阳人,东南大学教授,博士生导师

† 通讯联系人, E-mail: wangwenwei@seu.edu.cn

dissipation capacity of the pier are improved. When the steel strand is arranged in the center, the ductility of the pier is improved and the deformation capacity is strong after yielding. Increasing the amount of energy dissipation steel plate can improve the bearing capacity and stiffness of piers. To a certain extent, increasing the amount of energy dissipation steel plates can compensate for the adverse effect of the increase of slotting rate on the structure.

Key words: prefabricated segmental bridge pier; external energy-dissipation plates; seismic performance; self-recovering capacity; finite element analysis

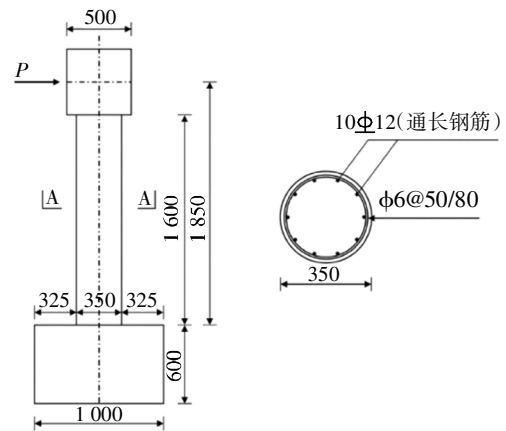
桥梁结构的传统施工方法工序繁琐,无法满足日益增长快速建设需求^[1-4],这促使了预制节段拼装桥梁结构的快速发展.与现浇混凝土桥墩相比,预制拼装桥墩的主要区别在于有拼接接缝,桥墩内纵向钢筋不连续.为提高桥墩整体性,通常沿墩身轴向设置钢绞线并张拉预应力^[5].当桥墩承受水平荷载时,墩底接缝将在弯矩作用下开合,变形得到释放,从而避免钢筋过早发生屈服,桥墩节段地震损伤较小,但是预制拼装桥墩的整体抗震性能相对较差^[6-7].针对预制拼装桥墩在抗震性能方面的不足,相关学者提出了增加耗能钢筋,采用榫卯接缝构造,设置黏弹性阻尼器等方法,在一定程度上改善了预制拼装桥墩的抗震性能,但还存在着耗能能力和承载力的提高作用不明显,延性不足,残余变形大,耗能装置难以替换等问题^[8-9].为此,本文提出使用外置耗能钢板提高改善预制拼装桥墩的整体抗震性能,建立了有限元分析模型,通过与现浇桥墩和内置耗能钢筋预制拼装桥墩的抗震性能比较分析,探讨外置耗能钢板预制拼装桥墩的可行性;分析预应力度、预应力筋位置、耗能钢板用量及开槽率等变量对外置耗能钢板预制拼装桥墩的抗震性能与自恢复性能的影响.

1 有限元模型的建立及其验证

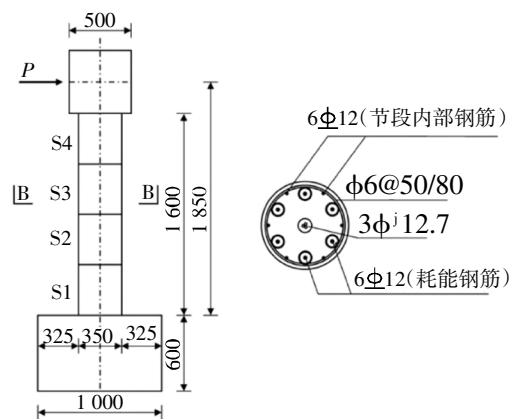
1.1 试验简介

为了验证建立的有限元分析模型的有效性,本文首先对文献[10]的试验模型进行了数值模拟.文献[10]进行了整体式现浇桥墩和带有耗能钢筋节段预制拼装桥墩的试验.试件由承台基础、墩身和墩帽三部分组成.整体式桥墩沿墩柱纵向设置10根直径为12 mm的HRB335级带肋钢筋,在截面内环向等间距布置.箍筋采用 $\phi 6$ 光圆钢筋,在墩柱底部400 mm范围内,箍筋间距设置为50 mm,其他高度范围内箍

筋间距设置为80 mm.预制拼装桥墩的墩身分4个节段S1,S2,S3,S4,每个节段高度均为400 mm,截面直径为350 mm.墩身节段内纵向配置6根直径为12 mm的HRB335级带肋钢筋,且在接缝处断开.底节段S1内箍筋间距为50 mm,其余节段内箍筋间距80 mm,箍筋仍采用 $\phi 6$ 光圆钢筋.节段间接缝位置设置6根直径为12 mm的HRB335级带肋钢筋作为耗能钢筋,墩帽与承台之间通过 $3\phi 12.7$ 无黏结预应力钢绞线连接,施加的预应力大小为296.1 kN,试件构造和材料性能分别如图1和表1所示.



(a) 现浇桥墩试件构造



(b) 预制拼装桥墩试件构造

图1 文献[10]试件设计

Fig.1 Specimen design of reference[10]

表 1 材料性能

Tab.1 Properties of materials

材料	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	弹性模量/GPa
混凝土	—	44.2	32.5
纵筋	488.4	628.9	200
箍筋	555.0	685.0	200
耗能钢筋	308.0	431.3	200
钢绞线	1 674.5	1 854.1	195

试件采用低周往复加载,加载位置在墩帽侧面中心,墩柱底部完全约束形成悬臂结构.加载模式为位移控制,每级位移幅值正反向循环 2 次,加载点位移幅值依次为 0.1%,0.2%,0.3%,0.5%,0.75%,1%,1.5%,2%,2.5%,3%,3.5%,4%,4.5%,5%,6%,7%,即加载位移从 1.85 mm 依次递增至 129.5 mm.

1.2 有限元模型的建立

本文采用 ABAQUS 有限元软件建立分析模型.混凝土采用三维线性减缩积分实体单元(C3D8R)、塑性损伤模型,弹性模量 E_c 和泊松比 ν_c .按照《混凝土结构设计规范》^[11]的规定取值,拉力方向对应恢复因子 $\omega_t = 0$,压力方向对应恢复因子为 $\omega_c = 1$ ^[12].钢筋及预应力钢筋采用三维二节点桁架单元(T3D2),本构关系选用双折线模型、随动强化模型^[13].模型中不引入连接单元,钢筋采用嵌入技术内置于混凝土中,两者共同受力.

为了准确模拟节段间的接触,选用基于表面的接触算法.当间隙为零时沿接触面法向传递压力,当间隙大于零时,不再传递拉力和压力,接触面间无黏性且不能侵入对方.节段之间的切向采用接触摩擦,摩擦系数 μ 取为 0.4.墩底端固定,约束所有自由度,墩顶端自由.

无黏结预应力钢筋是通过约束预应力钢筋端部与其相应位置的混凝土节点的水平方向自由度,释放预应力钢筋沿构件轴线各节点的自由度实现的.采用“降温法”实现预应力的施加,设置预应力钢筋的初始温度 $t_0 = 0$ 及降温值 $\Delta t = \sigma_p / \alpha E_p$, σ_p 、 α 和 E_p 分别为预应力钢筋预应力、热膨胀系数和弹性模量.

整体现浇桥墩及预制拼装桥墩有限元模型及网格化如图 2(a)和 2(b)所示,由于墩底塑性较区域可能发生较大弯曲变形,因此在墩底 1/4 区域内适当加密网格.预制拼装桥墩墩身等分为 4 个节段,各节段上、下端表面、承台上表面以及盖梁下表面设置为成对接触表面.

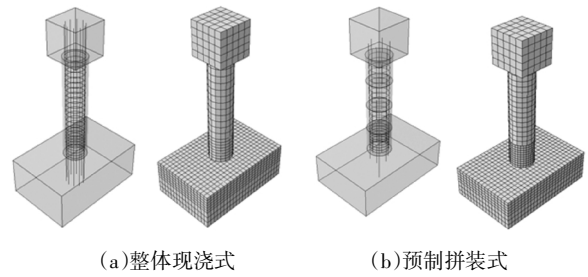
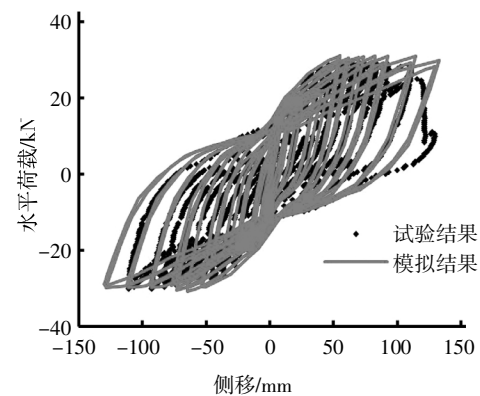


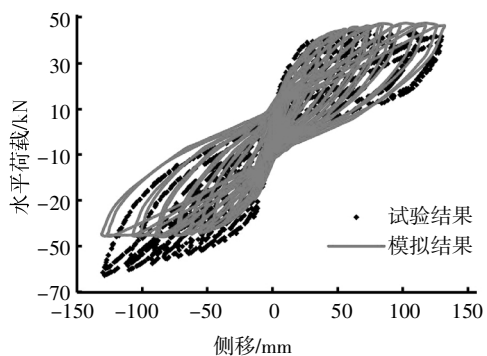
图 2 桥墩有限元分析模型
Fig.2 Finite element analysis models of bridge pier

1.3 结果分析

图 3(a)和图 3(b)分别给出了整体现浇桥墩和预制拼装桥墩的试验和数值模拟得到的滞回曲线.对于整体现浇桥墩,当位移加载幅值处于 0.1%~6% 期间时,数值模拟与试验结果吻合较好,其水平承载力、残余位移、等效刚度及耗能等指标与试验结果基本一致.试验中,在侧移幅值达到 7% 的正向加载过程中,纵向钢筋被拉断,导致试验荷载-位移曲线突然下降,卸载至位移为零后不再继续加载.在有限元数值模拟中,钢筋未拉断,完成了设定的 0.1%至 7% 的循环加载过程,这是由于常用的双线性钢筋模型并不能模拟钢筋断裂导致的刚度退化现象^[14].



(a)整体现浇桥墩



(b)预制拼装桥墩

图 3 滞回曲线的比较

Fig.3 Comparisons of hysteretic loops

对于预制拼装桥墩,正向加载时,试验与计算结果吻合较好,而反向加载时,试验结果大于计算结果,且随加载幅值增大,差异逐渐显著,这是由于单纯的钢筋低周疲劳材料试验研究所获得的参数与真实的钢筋混凝土存在一定差异^[5],这与文献[10]中利用 OpenSees 模拟的情况一致.表 2 给出了模拟结果与试验结果的比较.对比水平承载力、残余位移、等效刚度以及耗能可知,数值模拟与试验结果吻合较好,误差均在合理范围内,具有较好可靠性,建立的有限元分析模型可以用于外置耗能钢板预制拼装桥墩的抗震性能分析工作.

表 2 模拟值和文献[10]试验值的比较

Tab.2 Comparisons between simulated and experimental results in reference [10]

对比项	水平承载力/kN	残余位移/mm	等效刚度/(kN·mm ⁻¹)		耗能/(kN·mm)	
			侧移 0.1%	侧移 7%		
整体现浇	试验结果	30.0	87.6	2.5	0.25	34 060.1
	模拟结果	31.1	88.2	2.7	0.24	35 676.8
预制拼装	试验结果	53.5	20.5	6.0	0.41	30 466.3
	模拟结果	49.8	24.3	5.5	0.45	31 587.9

2 外置耗能钢板预制拼装桥墩抗震性能

2.1 试件设计与加载方案

本文设计了 3 个矩形截面的钢筋混凝土桥墩试件,分别为整体现浇桥墩(试件 A)、内置耗能钢筋预制拼装桥墩(试件 B)、外置耗能钢板预制拼装桥墩(试件 C).试件的设计参数及材料参数分别如表 3 和表 4 所示.试件 A 的普通钢筋配筋率为 1.6%,高于试件 B 和试件 C 的 1.1%,这是由于试件 A 中未设预应力钢绞线,而试件 B、C 的预应力钢绞线配筋率为 0.27%,为方便对照,三者的纵向总配筋率按强度折减保持一致.

表 3 试件设计参数

Tab.3 Designed parameters of specimens

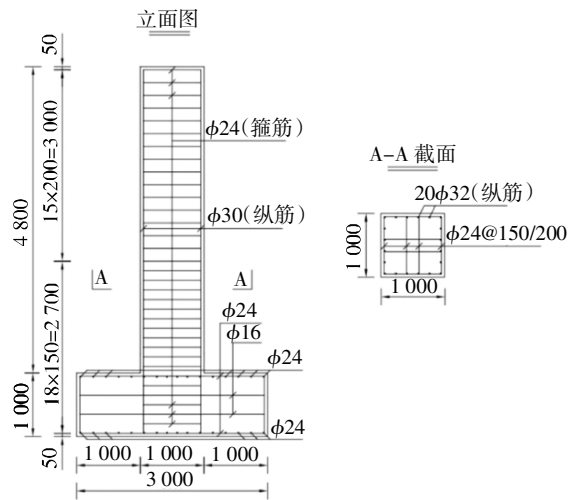
试件编号	普通钢筋配筋率/%	钢绞线配筋率/%	耗能钢筋配筋率/%	耗能钢板使用量/%	预应力/kN	有效预应力/MPa
A	1.6	—	—	—	—	—
B	1.1	0.27	0.9	—	2 680	993
C	1.1	0.27	—	0.9	2 680	993

表 4 材料性能参数

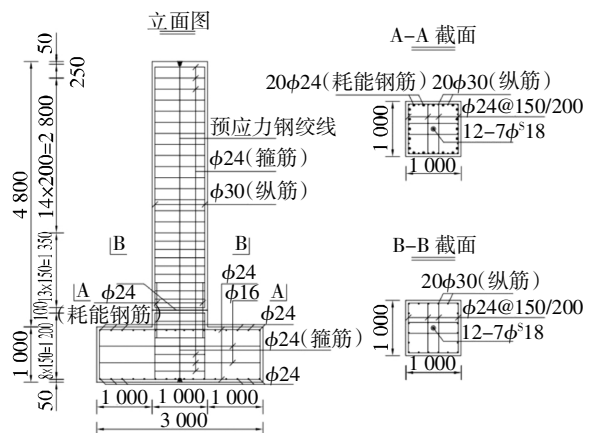
Tab.4 Properties parameters of materials

材料	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	弹性模量/GPa
混凝土	—	44.2	32.5
钢绞线	1 650	1 860	195
普通钢筋	500	700	210
耗能钢筋/钢板	300	450	210

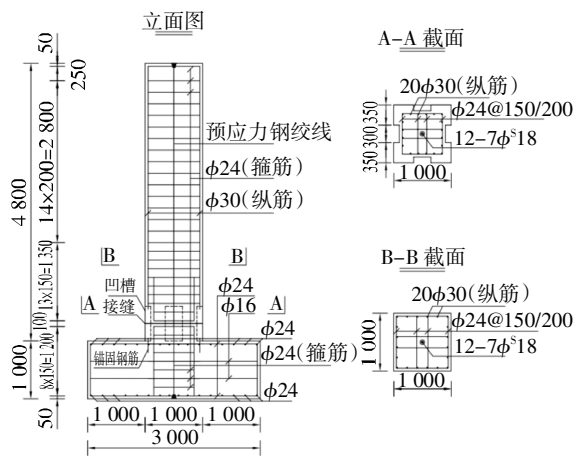
整体现浇桥墩构造形式如图 4(a)所示,桥墩由承台、墩身以及钢筋笼组成,承台基础高 1 m,截面尺寸为 3 m × 4 m,墩身高 4.8 m,截面为边长 1 m 的正方形,钢筋笼包括纵向钢筋和箍筋,箍筋在墩底约 1/3 区域加密.内置耗能钢筋预制拼装桥墩高度及截面尺寸与现浇桥墩一致,在距承台顶面 0.3 m 处设置接缝,接缝将墩柱节段与承台分成两部分,纵向钢筋不连续,在接缝位置设置耗能钢筋,预应力钢绞线贯穿桥墩以增强拼装结构的整体受力性能,如图 4(b)所示.



(a)整体现浇桥墩构造



(b)内置耗能钢筋预制拼装桥墩



(c)外置耗能钢板预制拼装桥墩

图 4 三种桥墩构造形式

Fig.4 Construction details of different piers

外置耗能钢板预制拼装桥墩构造形式如图 4(c)所示. 耗能钢板嵌入到墩柱下节段与承台连接位置处的凹槽中, 通过预设的中钢筋插入到墩柱下节段与承台中并固定, 如图 5 及图 6 所示, 具体构造细节详见文献[16].

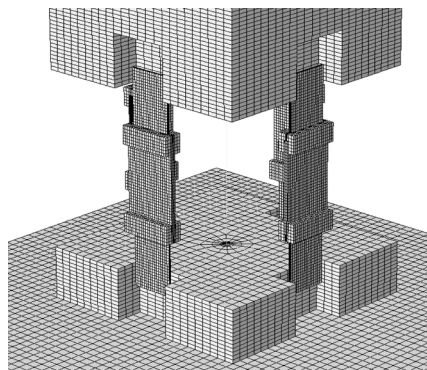


图 5 有限元模型耗能钢板局部图

Fig.5 Local configuration of finite element model for energy-dissipation steel plate

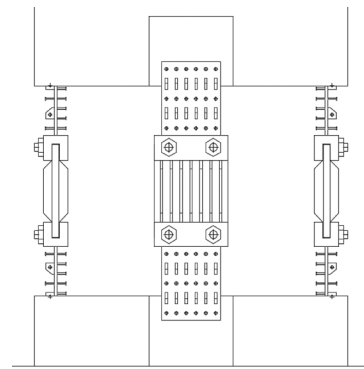


图 6 耗能钢板及连接装置构造图

Fig.6 Structural drawing of energy-dissipation steel plate and connection device

有限元模型采用分离式建模, 钢筋采用 Truss 单元, 混凝土和耗能钢板均采用 C3D8R 单元. 钢筋利用 Embedded 技术嵌入混凝土内, 耗能钢板与墩柱凹槽接触面采用 TIE 技术共同变形. 分析中设置 2 个步骤: 第 1 步施加重力、恒载轴压力及预应力, 第 2 步进行侧向低周往复加载. 恒载轴压力通过墩顶配重块的重力施加, 预应力通过降温法施加, 低周往复加载采用位移控制方式, 加载幅值自 10 mm 依次递增至 200 mm, 每级加载循环 2 次.

2.2 抗震性能对比分析

图 7 分别给出了整体现浇桥墩、内置耗能钢筋预制拼装桥墩以及外置耗能钢板预制拼装桥墩在低周反复加载条件下的计算结果. 对比分析三种钢筋混凝土桥墩可以发现: 1) 现浇钢筋混凝土桥墩的滞回环更加饱满, 耗能性能最好, 说明具有很好的抗震性能, 同时桥墩也会累积较多的地震能; 2) 内置耗能钢筋预制拼装桥墩残余变形比现浇桥墩小, 利于结构变形恢复, 但耗能能力偏弱; 3) 外置耗能钢板预制拼装桥墩残余变形减小幅度最大, 结构变形恢复能力最强.

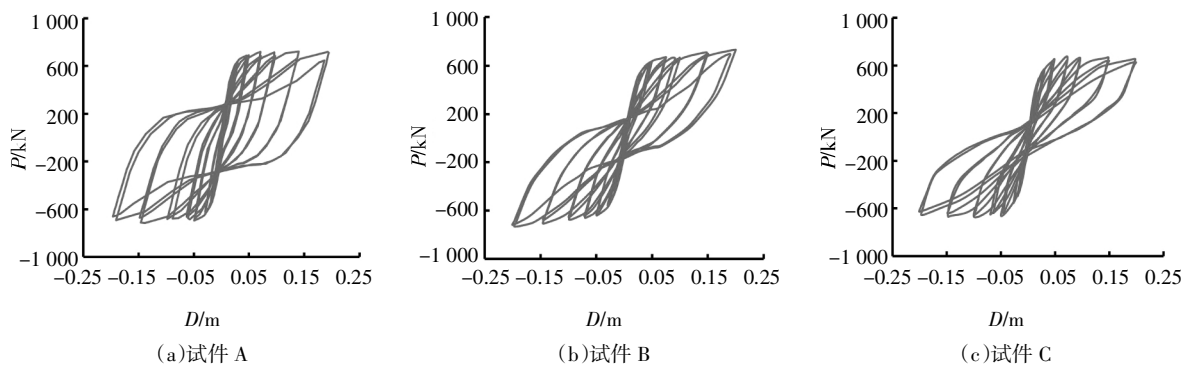


图 7 不同形式桥墩的滞回曲线

Fig.7 Hysteretic loops of different piers

图8给出了各墩柱的骨架曲线,表5给出了骨架曲线的特征值.3个墩柱的屈服强度分别为605.5 kN、597.0 kN和600.4 kN.可以看出,外置耗能钢板预制拼装桥墩的承载力比内置耗能钢筋预制拼装桥墩高,但低于整体现浇桥墩,差值较小,对结构的承载力影响并不明显.外置耗能钢板预制拼装桥墩的屈服位移为0.033 m,小于传统预制拼装桥墩的0.037

m,但是与整体现浇桥墩的屈服位移0.026 m相比较大.外置耗能钢板预制拼装桥墩的延性好于整体现浇桥墩和内置耗能钢筋预制拼装桥墩.与内置耗能钢筋预制拼装桥墩相比,外置耗能钢板预制拼装桥墩的峰值承载力有所提高,骨架曲线在峰值转点后下降速度较慢.

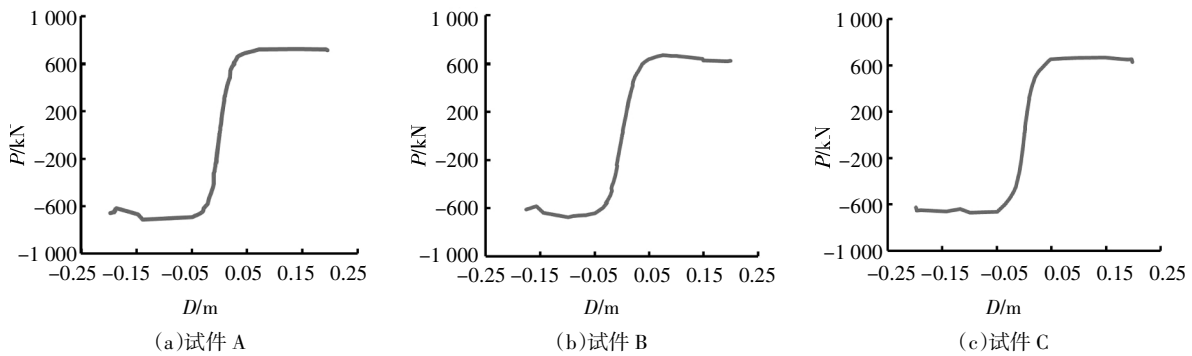


图8 不同形式桥墩的骨架曲线

Fig.8 Skeleton hysteresis curves of different piers

表5 骨架曲线性能拐点

Tab.5 Key point of skeleton hysteresis curve

试件编号	屈服强度/kN	屈服位移/m	峰值承载力/kN	峰值位移/m	破坏位移/m	延性系数
A	605.5	0.026	723.3	0.141	0.193	5.42
B	597.0	0.037	667.1	0.099	0.199	2.68
C	600.4	0.033	686.7	0.198	0.199	6.03

图9给出了3个桥墩随加载步增加的累积耗能曲线.可以看出3个桥墩的累积耗能整体上均随加载步的增加呈现出上升趋势,且上升速度在不断增长,分段来看曲线又包含两种变化趋势,曲线呈先升后降的趋势,一是累积耗能上升段,二是累积耗能下降段,其中上升段是由于墩柱在地震作用下吸收能

量累积引起的,下降段是由于卸载过程中墩柱变形恢复能量释放引起的.整体现浇的耗能能力最好,加载至最大位移幅值时达到1045.02 kN·m.两种预制拼装桥墩的耗能能力均明显低于现浇桥墩,其中内置耗能钢筋预制拼装桥墩的耗能能力为595.59 kN·m,是整体现浇桥墩的56.99%,外置耗能钢板预制拼装桥墩耗能能力则更低,为576.51 kN·m,仅达到整体现浇桥墩的55.17%,两种拼装桥墩耗能能力较为接近.

预制节段拼装桥墩由于预应力钢绞线的存在,使其位移自恢复性能相对于整体现浇桥墩更好^[9].当节段拼装桥墩受到水平位移荷载作用时,预应力钢绞线会提供拉力并将墩柱拉回原来位置,随着墩顶水平位移增大,该拉力还会有一定幅度的增长.图10分别给出了两种预制拼装桥墩不同加载时刻预应力

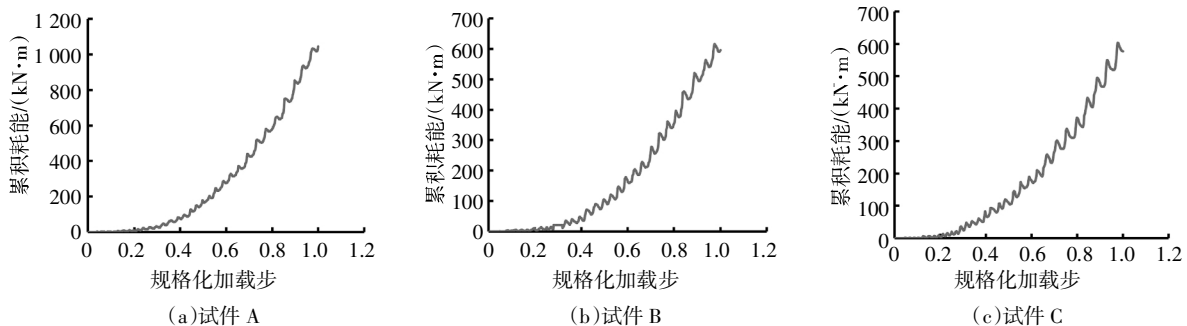
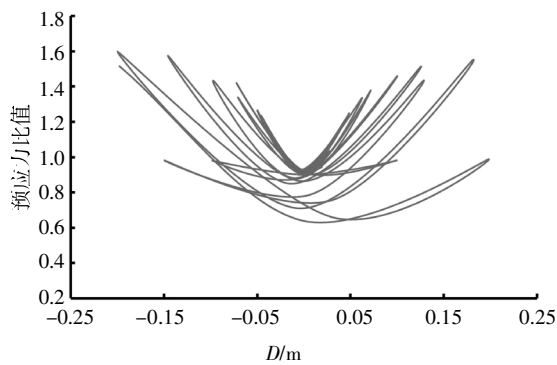


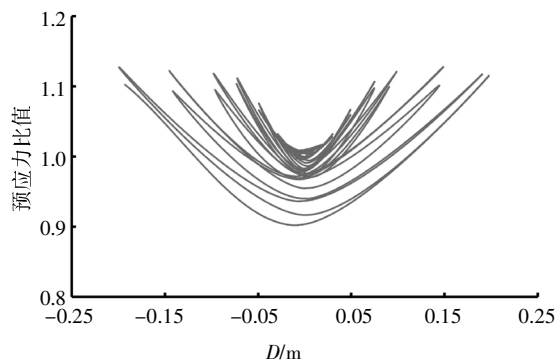
图9 桥墩累计耗能曲线

Fig.9 Cumulative energy consumption curves of different piers

大小与初始预应力大小的比值随着墩顶位移变化的情况.可以看出有内置耗能钢筋预制拼装桥墩中的预应力钢筋的变形规律性较差,相同位移幅值下最大预应力相差 64.5%,其原因在于预应力钢筋受到了耗能钢筋变形不均性的影响.外置耗能钢板预制拼装桥墩预应力钢筋的变形规律性较好,相同位移幅值下最大预应力几乎没有差异,因此外置耗能钢板预制拼装桥墩在自恢复性能控制方面有很大优势.



(a)内置钢筋拼装桥墩



(b)外置钢板拼装桥墩

图 10 桥墩预应力与墩顶位移间的关系曲线

Fig.10 Relationship between prestressing forces and displacements of pier top

残余变形通常定义为桥墩在水平加载模式下卸载后产生的不可恢复的塑性变形.残余变形小,说明墩柱在震后功能性较好,有利于结构修复^[17].墩柱的残余变形发展曲线如图 11 所示.加载前期整体现浇桥墩的残余变形小于内置耗能钢筋预制拼装桥墩和外置钢板式节段预制拼墩,但是此时残余变形值均比较小;加载中后期整体现浇桥墩残余变形显著大于内置耗能钢筋预制拼装桥墩和外置钢板式节段预制拼墩,其中外置钢板式节段预制拼墩残余变形最小,内置耗能钢筋预制拼装桥墩的残余变形则处于二者之间,表明外置耗能钢板预制拼装桥墩在控制残余变形方面具有较大优势.

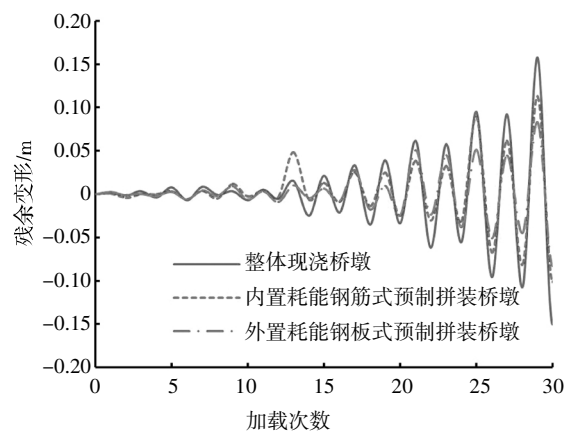


图 11 残余变形

Fig.11 Residual deformations

3 骨架曲线模型

由图 8 可知,破坏前,外置耗能钢板预制拼装墩柱经历弹性、强化和强度退化三个阶段,因此可采用正反向对称的三线型恢复力骨架曲线模型^[18]作为外置耗能钢板预制拼装桥墩骨架曲线模型,如图 12 所示.图中包含 6 个参数:屈服荷载 P_y 、屈服位移 Δ_y 、峰值荷载 P_m 、峰值位移 Δ_m 、破坏荷载 P_u 、破坏位移 Δ_u .

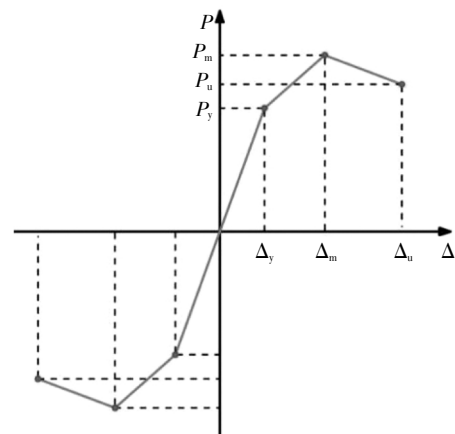


图 12 建议的骨架曲线

Fig.12 Proposed skeleton curve

3.1 骨架曲线计算的基本假定

- 截面应变服从平截面假定;
- 普通钢筋与混凝土之间的黏结良好;
- 开裂后不考虑混凝土的受拉作用;
- 受压屈曲后不考虑钢筋和钢板的受压作用;
- 取承台上第一道拼装接缝处为计算截面.

3.2 屈服点的计算

对于低周往复荷载下的外置耗能钢板预制拼装桥墩,取受拉区纵筋达到屈服时的外荷载为构件的

屈服荷载.

3.2.1 屈服荷载计算

由计算截面竖直方向内力之和为零,则:

$$E_c \varepsilon_c b x + E_s \varepsilon'_s A'_s + E_{hs} \varepsilon'_{hs} A_{hs} = f_{sd} A_s + E_{hs} \varepsilon_{hs} A_{hs} + F_p \tag{1}$$

各力对预应力钢绞线合力作用点力矩之和为零:

$$P_y H_0 = (E_s \varepsilon'_s A'_s + f_{sd} A_s) \left(\frac{b}{2} - a_s \right) + (E_{hs} \varepsilon_{hs} A_{hs} + E_{hs} \varepsilon'_{hs} A_{hs}) \frac{b}{2} + E_c \varepsilon_c b x \left(\frac{b}{2} - \frac{x}{2} \right) \tag{2}$$

式中: P_y 为试件屈服荷载; f_{sd} 为纵向钢筋屈服应力; E_c 、 ε_c 分别为受压区混凝土弹性模量和平均应变; E_{hs} 、 ε_{hs} 分别为耗能钢板弹性模量和拉应变; ε'_{hs} 为耗能钢板压应变; E'_s 、 ε'_s 分别为纵筋弹性模量和压应变; A_{hs} 为单块耗能钢板横截面面积; A_s 、 A'_s 分别为受拉区和受压区纵筋截面面积; b 为墩柱正方形截面边长; a_s 为纵筋形心至混凝土边缘的距离; x 为截面受压区高度; F_p 为钢绞线中施加的预应力; H_0 为墩顶至计算截面的距离.

各应变取值根据平截面假定及受拉区纵筋达到屈服应变计算.

3.2.2 屈服位移计算

根据文献[19]的推导,墩顶屈服位移

$$\Delta_y = \frac{\phi_y H^2}{3} \tag{3}$$

式中: Δ_y 为屈服位移; H 为墩柱高度; ϕ_y 为屈服曲率,对于矩形截面墩,可按下式计算^[20]

$$\phi_y = \frac{2.14 \varepsilon_y}{L} \tag{4}$$

式中: ε_y 为纵筋屈服应变; L 为计算截面高度,此处取正方形截面边长 b .

3.3 峰值点的计算

对于低周往复荷载下的外置耗能钢板预制拼装桥墩,取受压区混凝土达到极限压应变时的外荷载为构件的峰值荷载.

3.3.1 峰值荷载计算

由计算截面竖直方向内力之和为零,则:

$$f_{cd} b x = f_{sd} A_s + f_{hs} A_{hs} + F_p \tag{5}$$

各力对预应力钢绞线合力作用点力矩之和为零:

$$P_m H_0 = f_{sd} A_s \left(\frac{b}{2} - a_s \right) + f_{hs} A_{hs} \frac{b}{2} + f_{cd} b x \left(\frac{b}{2} - \frac{x}{2} \right) \tag{6}$$

式中: P_m 为试件峰值荷载; f_{hs} 为耗能钢板极限拉

应力.

3.3.2 峰值位移计算

文献[21]在实验研究和参数分析的基础上,提出了预制拼装桥墩低周往复荷载作用下峰值位移 Δ_m 与轴压比 n 、剪跨比 λ 和配箍率 ρ_v 之间的关系:

$$\frac{\Delta_m}{\Delta_y} = 1.426 - 0.854 \ln n + 0.04 \lambda - 1.358 \rho_v \tag{7}$$

3.4 破坏点的计算

3.4.1 破坏荷载计算

往复荷载作用下,钢筋混凝土压弯构件的破坏定义为构件峰值荷载下降 15%时的状态^[18],即

$$P_u = 0.85 P_m \tag{8}$$

式中: P_u 为试件极限荷载.

3.4.2 破坏位移计算

文献[22]在实验研究和参数分析的基础上,提出了低周往复荷载作用下墩柱破坏位移 Δ_u 与轴压比 n 、剪跨比 λ 和配箍率 ρ_v 之间的关系:

$$\frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{(10.71 \sqrt{\rho_v} + 0.58)(\lambda - 0.5)^{0.59 - 0.93n}}{(n + 0.5)^2} \tag{9}$$

3.5 骨架曲线对比验证

根据上述算法得到的外置耗能钢板预制拼装桥墩试件骨架曲线模型参数如表 6 所示.取该模型中位移 0 ~ 200 mm 部分与数值分析结果对比,如图 13 所示,可以看到两者吻合程度较高,可以用于预测外置耗能钢板预制拼装桥墩的骨架曲线.

表 6 骨架曲线模型参数表

Tab.6 Skeleton curve model parameter table

模型	P_y /kN	Δ_y /mm	P_m /kN	Δ_m /mm	P_u /kN	Δ_u /mm
理论	581.0	0.039	716.3	0.199	608.9	0.641
仿真	600.4	0.033	686.7	0.198	—	—

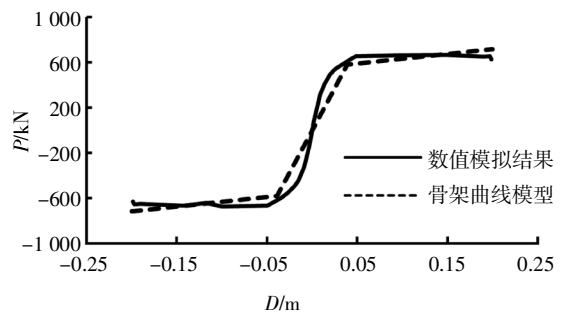


图 13 骨架曲线模型与模拟结果对比

Fig.13 Comparison of proposed skeleton curve model with simulation results

4 参数分析

4.1 参数设置

为研究外置耗能钢板预制拼装桥墩在承载力、延性、耗能、自恢复特性等方面的抗震性能,考虑预应力力度、钢绞线位置、耗能钢板用量及墩柱开槽率 4 个参数,设计了 11 个分析模型,并根据《建筑抗震设计规范》^[23],对模型进行 PUSHOVER 单调推覆加载,加载幅值为 200 mm. 模型参数设计如表 7 所示. 预应力力度定义为预应力与 $f_c A$ 的比值,分别为 5%、10% 和 15%,其中 f_c 为混凝土轴心抗压强度, A 为桥墩截面面积;预应力钢绞线位置分为中心布置和周围布置两种方式,总用量保持一致;耗能钢板用量定义为耗能钢板截面面积与桥墩截面面积的比值,依次为 1%、2% 和 3%;开槽是指墩柱节段拼装位置处为预埋耗能钢板而在墩柱表面设置的凹槽. 开槽率是指凹槽的面积与墩柱截面面积的比值,设置 12% 和 36% 两种情况,当开槽率为 36% 时,凹槽环向贯通.

表 7 参数分析模型设计

Tab.7 Parameters of different FEM models

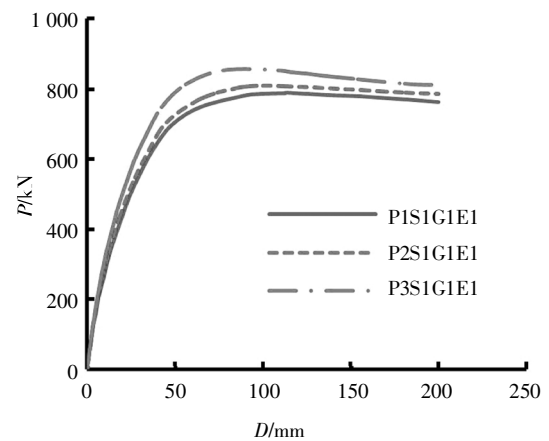
模型编号	预应力力度/%	钢绞线位置	开槽率/%	耗能钢板用量/%
P1S1G1E1	5	中心	12	1
P2S1G1E1	10	中心	12	1
P3S1G1E1	15	中心	12	1
P1S2G1E1	5	周围	12	1
P2S2G1E1	10	周围	12	1
P3S2G1E1	15	周围	12	1
P2S1G1E2	10	中心	12	2
P2S1G1E3	10	中心	12	3
P2S1G2E1	10	中心	36	1
P2S1G2E2	10	中心	36	2
P2S1G2E3	10	中心	36	3

分析结果列于表 8 中,包括模型屈服荷载 P_y 、屈服位移 Δ_y 、峰值承载力 P_m 、峰值位移 Δ_m 、极限荷载 P_u 、极限位移 Δ_u 、延性系数 μ_Δ 、初始刚度 K_0 以及等效刚度 K_e .

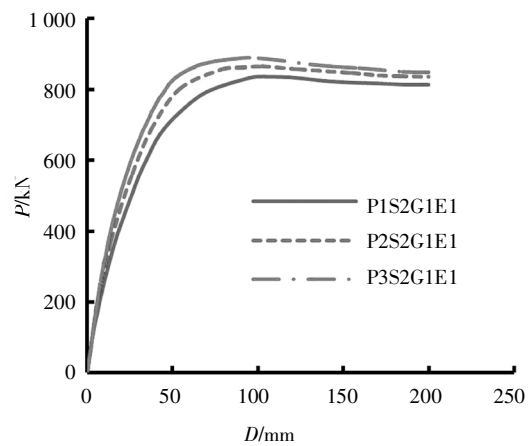
4.2 预应力度的影响

图 14 给出了预应力钢绞线布置在中心和周围情况下不同预应力力度墩柱 PUSHOVER 曲线. 从中可以看出,当预应力钢绞线布置在中心时,相比于 P1S1G1E1, P2S1G1E1 屈服荷载和承载力分别提高了约 2.7%、2.8%,而相比于 P2S1G1E1, P3S1G1E1 屈

服荷载和承载力分别提高了约 5.4%、7.4%,由此可知,虽然屈服荷载和承载力随预应力力度增大而增大,但增大幅度不明显. 由表 8 可知,当预应力钢绞线布置在中心或周围时,预制拼装桥墩位移延性系数随预应力力度增大而逐渐减小,因此,增大预应力力度会使桥墩延性能力出现一定幅度下降. 随预应力力度增大,峰值承载力增加,但峰值位移减小,从而使得等效刚度明显增大,初始刚度也有所增大. 因此提高预应力力度可增强桥墩抵抗变形的能力.



(a) 钢绞线布置在中心



(b) 钢绞线布置在周围

图 14 不同预应力力度墩柱的 PUSHOVER 曲线

Fig.14 PUSHOVER curves of piers with different degree of prestressing forces

4.3 预应力钢绞线位置的影响

图 15 给出了预应力力度分别为 5%、10% 和 15% 时,预应力钢绞线不同布置位置下的 PUSHOVER 曲线. 由图 15 和表 8 可知,预应力钢绞线布置在周围时桥墩的屈服荷载和峰值承载力有所提高,等效刚度明显增大,位移延性系数减小,这表明预应力钢绞线布置在周围对增加墩柱的侧向抗力有利,屈服后的抗变形能力增强.

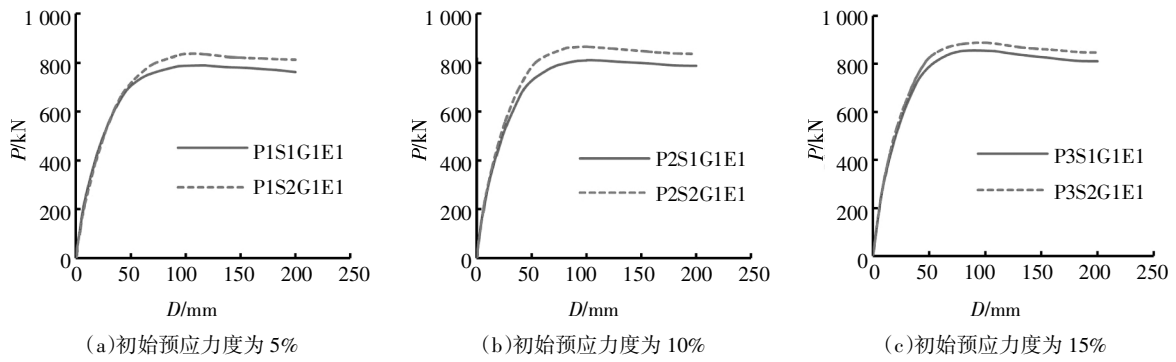


图 15 预应力钢绞线位置不同时墩柱的 PUSHOVER 曲线

Fig.15 PUSHOVER curves of piers with different position of prestressing strand

表 8 PUSHOVE 模拟结果汇总

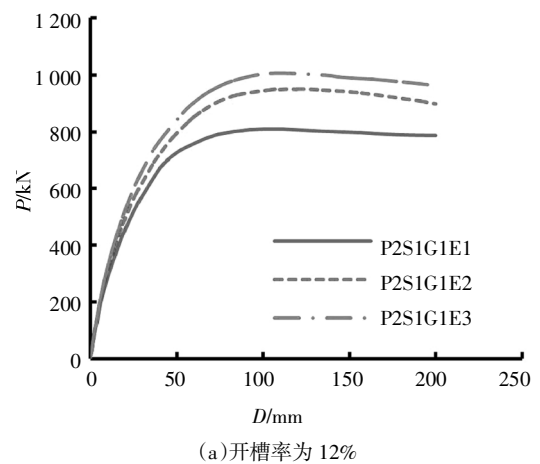
Tab.8 Results of PUSHOVER simulation

模型编号	P_y/kN	Δ_y/mm	P_m/kN	Δ_m/mm	P_u/kN	Δ_u/mm	μ_Δ	$K_0/(kN \cdot m^{-1})$	$K_c/(kN \cdot m^{-1})$
P1S1G1E1	637.4	39.3	787.9	112.8	762.3	189.3	4.8	31 282	6 982
P2S1G1E1	655.3	38.7	808.8	100.2	784.6	168.9	4.3	33 357	8 071
P3S1G1E1	703.8	37.5	852.9	92.6	828.3	157.2	4.0	34 096	9 212
P1S2G1E1	681.2	44.1	836.0	110.3	809.3	196.1	4.4	30 230	7 579
P2S2G1E1	701.8	39.7	864.5	102.3	838.1	168.5	4.2	34 513	8 449
P3S2G1E1	745.2	38.8	897.9	93.3	860.2	152.3	3.9	36 091	9 624
P2S1G1E2	750.7	44.2	948.7	105.7	917.9	165.6	3.7	35 258	8 975
P2S1G1E3	800.5	45.2	1 004.5	104.4	972.1	181.9	4.0	37 056	9 621
P2S1G2E1	549.1	41.4	647.8	102.8	629.6	155.4	3.7	25 095	6 301
P2S1G2E2	701.4	49.7	860.1	127.3	832.8	165.8	3.3	27 898	6 754
P2S1G2E3	794.5	53.6	947.6	137.8	918.0	191.6	3.5	28 217	6 875

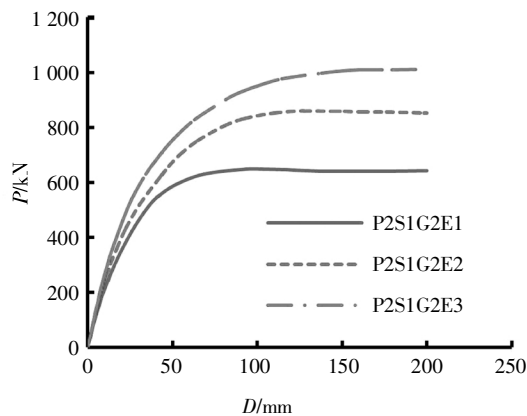
4.4 耗能钢板用量的影响

如图 16 所示, 当开槽率为 12% 时, 相比于 P2S1G1E1 模型(1%耗能钢板用量), P2S1G1E2 模型(2%耗能钢板用量)和 P2S1G1E3 模型(3%耗能钢板用量)的屈服荷载分别提高了 14.5% 和 22.2%, 峰值承载力分别提高了 17.3% 和 24.2%。由此可知, 桥墩的屈服荷载和峰值承载力均随耗能钢板用量增加而增大, 但是增幅逐渐减小。由表 8 可知, 随耗能钢板用量增大, 桥墩延性先降低而后有所增大, 原因在于桥墩极限位移和屈服位移随耗能钢板用量增大均增大, 但其增幅并不一致, 主要表现为桥墩极限位移增幅逐渐增大, 而屈服位移增幅逐渐减小。同时, 桥墩的初始刚度和等效刚度均随耗能钢板用量增加而增

大。以上分析表明, 增加耗能钢板用量可提高桥墩的抵抗水平外力和变形的能力。



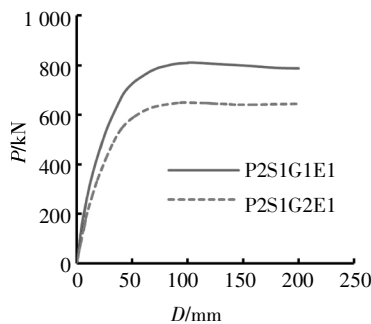
(a) 开槽率为 12%



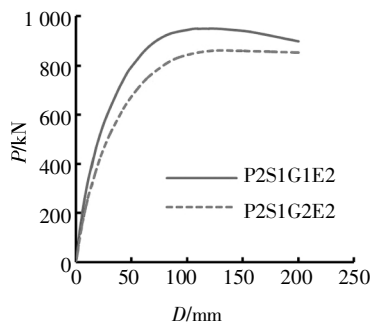
(b)开槽率为36%

图16 不同耗能钢板用量墩柱的 PUSHOVER 曲线

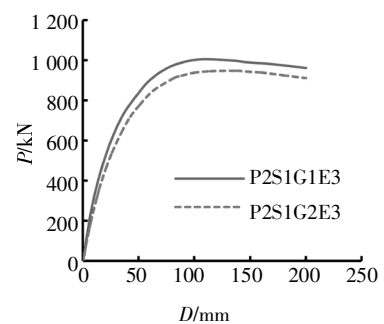
Fig.16 PUSHOVER curves of piers with different amount of energy-dissipating steel plate



(a)耗能钢板用量1%



(b)耗能钢板用量2%



(c)耗能钢板用量3%

图17 不同开槽率墩柱的 PUSHOVER 曲线

Fig.17 PUSHOVER curves of piers with different slotting rate

5 结论

对外置耗能钢板预制拼装桥墩、内置耗能钢筋预制拼装桥墩以及现浇桥墩进行拟静力循环加载,通过对比滞回曲线、骨架曲线、累积耗能及残余位移等力学性能参数,可以得到:

1)3种结构形式桥墩承载力较为接近,其中现浇桥墩承载力最高.与内置耗能钢筋预制拼装桥墩相比,外置耗能钢板预制拼装桥墩具有延性大、残余位移小、强度退化慢等优点,有利于结构在地震荷载作用下保持良好的承载力,验证了外置耗能钢板预制拼装桥墩在中高烈度地震区应用的可行性.

2)基于三线型骨架曲线模型提出了外置耗能钢板预制拼装桥墩骨架曲线计算方法,并与数值模拟结果进行对比,两者吻合程度较高.

3)对于外置耗能钢板预制拼装桥墩,增大预应力度可提高承载力和刚度,同时延性有所降低.预应力钢绞线布置在周围时,桥墩的承载力、刚度与耗能

4.5 开槽率的影响

图17给出了不同开槽率墩柱的 PUSHOVER 曲线.当耗能钢板用量为1%时,随开槽率增大,桥墩的屈服荷载、峰值承载力、位移延性系数、初始刚度和等效刚度均有所减小,这主要是由于增大开槽后,墩底混凝土截面面积降低,凹槽处成为结构的薄弱环节,这使得桥墩承载力和刚度显著降低.当耗能钢板用量为2%和3%时,开槽率的增加仍会造成墩柱抗震性能各项指标的下降,但下降幅度随着耗能钢板用量的增加而减小.由此可知,开槽率增大会显著影响桥墩水平承载力和变形能力,降低了桥墩的整体抗震性能,增加耗能钢板用量可降低开槽的不利影响.

能力得到提高,结构整体抗震性能增强,而钢绞线布置在中心时桥墩延性有所提高,屈服后变形能力较强.增加耗能钢板用量可提高桥墩的承载力和刚度.增大开槽率导致墩底混凝土截面面积下降,因而桥墩的承载力、刚度与耗能等性能均被削弱.增加耗能钢板用量能够在一定程度上弥补开槽率增大对结构的不利影响.

参考文献

- [1] BILLINGTON S L, BARNES R W, BREEN J. Alternate substructure systems for standard highway bridges [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2001, 6(2): 87-94.
- [2] 葛继平. 节段拼装桥墩抗震性能试验研究与理论分析 [D]. 上海: 同济大学土木工程学院, 2008: 1-7.
GE J P. Experimental study and theoretical analysis on seismic performance of segmented bridge piers [D]. Shanghai: School of Civil Engineering, Tongji University, 2008: 1-7. (In Chinese)
- [3] 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.
- [4] 高慧兴. 外置黏弹性阻尼器自复位节段拼装桥墩抗震性能研究 [D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学土木工程学院, 2016: 1—11.
GAO H X. Seismic performance of self-centering segment bridge pier with external viscoelastic dampers [D]. Harbin: School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, 2016: 1—11. (In Chinese)
- [5] 王志强, 葛继平, 魏红一, 等. 节段拼装桥墩抗震性能研究进展 [J]. *地震工程与工程振动*, 2009, 29(4): 147—154.
WANG Z Q, GE J P, WEI H Y, *et al.* Recent development in seismic research of segmental bridge columns [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2009, 29(4): 147—154. (In Chinese)
- [6] 王震, 王景全. 预应力节段预制拼装桥墩抗震性能研究综述 [J]. *建筑科学与工程学报*, 2016, 33(6): 88—97
WANG Z, WANG J Q. Review of seismic performance of prestressed segmental precast and assembled piers [J]. *Journal of Architecture and Civil Engineering*, 2016, 33(6): 88—97. (In Chinese)
- [7] 马军卫, 潘金龙, 蒋苏童, 等. 现浇剪力墙装配整体式框-剪结构抗震性能 [J]. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2017, 44(9): 63—71.
MA J W, PAN J L, JIANG S T, *et al.* Experimental investigation on seismic performance of precast concrete frame-shear wall structures comprised of cast-in-place concrete shear walls [J]. *Journal of Hunan University (Natural Sciences)*, 2017, 44 (9): 63—71. (In Chinese)
- [8] 蔡忠奎. 榫卯接缝节段拼装桥墩抗震性能数值分析 [D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学土木工程学院, 2014: 15—20.
CAI Z K. Numerical analysis of seismic performance of segmental bridge pier with mortise-and-tenon joints [D]. Harbin: School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, 2014: 15—20. (In Chinese)
- [9] 刘诗文. 改善节段拼装桥墩抗震性能构造措施的研究 [D]. 大连: 大连理工大学土木工程学院, 2016: 10—14.
LIU S W. Research on improvement measures for seismic performance of precast segmental bridge column [D]. Dalian: School of Civil Engineering, Dalian University of Technology, 2016: 10—14. (In Chinese)
- [10] 布占宇, 吴威业. 预制拼装混凝土桥墩抗震性能拟静力循环加载试验 [J]. *建筑科学与工程学报*, 2015, 32(1): 42—50.
BU Z Y, WU W Y. Experiment on seismic behavior of precast segmental concrete bridge piers under quasi static cyclic loading [J]. *Journal of Architecture and Civil Engineering*, 2015, 32 (1): 42—50. (In Chinese)
- [11] GB 5001—2010 混凝土结构设计规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011: 19—27.
GB 5001—2010 Code for design of concrete structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011: 19—27. (In Chinese)
- [12] 刘巍, 徐明, 陈忠范. ABAQUS 混凝土损伤塑性模型参数标定及验证 [J]. *工业建筑*, 2014, 44(S1): 167—171+213.
LIU W, XU M, CHEN Z F. Parameters calibration and verification of concrete damage plasticity model of ABAQUS [J]. *Industrial Construction*, 2014, 44(S1): 167—171+213. (In Chinese)
- [13] BIRTEL V, MARK P. Parameterized finite element modelling of RC beam shear failure [C]//ABAQUS Users Conference. 2006: 95—108.
- [14] BERRY M P. Performance modeling strategies for modern reinforced concrete bridge columns [D]. Washington: Department of Civil and Environment Engineering, University of Washington, 2006: 114—125.
- [15] 李贵乾. 钢筋混凝土桥墩抗震性能试验研究及数值分析 [D]. 重庆: 重庆交通大学土木工程学院, 2010: 181—206.
LI G Q. Experimental study and numerical analysis on seismic performance of concrete bridge columns [D]. Chongqing: School of Civil Engineering, Chongqing Jiaotong University, 2010: 181—206. (In Chinese)
- [16] 宋元印. 外置耗能钢板预制拼装桥墩抗震性能研究 [D]. 南京: 东南大学交通学院, 2018: 12—25.
SONG Y Y. Research on seismic performance of segmental bridge piers with external energy-dissipation plates [D]. Nanjing: School of Transportation, Southeast University, 2018: 12—25. (In Chinese)
- [17] PATE D. The Chesapeake and Delaware Canal Bridge—design—construction Highlights [J]. *PCI Journal*, 1995, 40(5): 20—30.
- [18] 欧进萍, 何政, 吴斌, 等. 钢筋混凝土结构基于地震损伤性能的设计 [J]. *地震工程与工程振动*, 1999, 19(1): 21.
OU J P, HE Z, WU B, *et al.* Seismic damage performance-based of reinforced concrete structure [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 1999, 19(1): 21. (In Chinese)
- [19] 叶爱君, 管仲国, 范立础. 桥梁抗震 [M]. 上海: 同济大学出版社, 2017: 102—106.
YE A J, GUAN Z G, FAN L C. Earthquake resistance of bridges [M]. Shanghai: Tongji University Press, 2017: 102—106. (In Chinese)
- [20] 王东升, 李宏男, 赵颖华, 等. 钢筋混凝土桥墩基于位移的抗震设计方法 [J]. *土木工程学报*, 2006, 39(10): 80—86.
WANG D S, LI H N, ZHAO Y H, *et al.* Displacement-based seismic design method of RC bridge piers [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2006, 39(10): 80—86. (In Chinese)
- [21] 糜长荣. 基于性能等同的预制拼装桥墩抗震安全性能评价 [D]. 上海: 上海应用技术大学城市建设与安全工程学院, 2018: 43—45.
MI C R. The analysis of safety on the prefabricated bridge piers based on the emulative design principle [D]. Shanghai: College of Urban Construction and Safety Engineering, Shanghai Institute of Technology, 2018: 43—45. (In Chinese)
- [22] 马颖. 钢筋混凝土柱地震破坏方式及性能研究 [D]. 大连: 大连理工大学土木工程学院, 2012: 85—99.
MA Y. Study on failure modes and seismic behavior of reinforced concrete columns [D]. Dalian: School of Civil Engineering, Dalian University of Technology, 2012: 85—99. (In Chinese)
- [23] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2010: 31—47.
GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Communications Publishing, 2010: 31—47. (In Chinese)