

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2016.06.014



地震下高墩刚构桥桥台-背土相互作用 分析方法对比

徐略勤, 乔万芝, 何路平, 向中富, 刘津成

(重庆交通大学 土木工程学院; 山区桥梁与隧道工程国家重点实验室培育基地, 重庆 400074)

摘要:针对重力式U型桥台-背土相互作用, 结合现行抗震规范, 提出了4种分析模型及其力学本构关系和计算式。采用非线性时程法对比研究了某在建高墩双薄壁连续刚构桥的桥台-背土相互作用效应。结果表明: 只有弹簧模型可以求得与精细模型基本一致的高阶弹性模态; 在纵桥向, 滚轴模型和支座模型的结果都比精细模型小, 弹簧模型相对精细模型的计算误差最小, 关键内力误差不超过20%; 在横桥向, 支座模型的内力最接近精细模型, 而弹簧模型和滚轴模型的结果都偏保守; 桥台刚度对关键地震内力的影响幅度低于10%, 而桥台有效参与质量的影响幅度也低于15%。综合考虑分析精度和计算成本, 弹簧模型在抗震设计中更值得推荐。

关键词:桥梁工程; 桥台-背土相互作用; 连续刚构桥; 地震响应; 桥台参与质量

中图分类号: U442.5 **文献标志码:** A **文章编号:** 1674-4764(2016)06-0105-08

Comparison of analytical methods for the abutment-backfill interaction of a rigid frame bridge with high piers under seismic loading

Xu Lueqin, Qiao Wanzhi, He Luping, Xiang Zhongfu, Liu Jincheng

(School of Civil Engineering, State Key Laboratory Breeding Base of Mountain Bridge and Tunnel Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, P. R. China)

Abstract: Four analytical models are proposed for examining the effect of gravity abutment-backfill interaction based on current seismic design codes from home and abroad. The mechanical constitutive relationships as well as computing formulas are presented. Nonlinear time history method is applied to comparatively study the effect of abutment-backfill interaction on a rigid frame continuous bridge with double thin-walled piers, which is currently under construction. The results showed that only the spring model can obtain the closest higher-order elastic modes to those of the refined model. In the longitudinal direction, the results from the roller model and the bearing model are both much smaller than that of the

收稿日期: 2016-05-10

基金项目: 交通运输部应用基础研究计划(2014319814210); 重庆市基础与前沿研究计划(cstc2015jcyjA30014); 山区桥梁与隧道工程国家重点实验室培育基地开放基金(CQSLBF-Y14-2); 国家自然科学基金(51408089)

作者简介: 徐略勤(1983-), 男, 副教授, 博士, 主要从事桥梁抗震研究, (E-mail) xulueqin@163.com.

Received: 2016-05-10

Foundation item: Project of Applied Basic Research Plan of Ministry of Transport of China(No. 2014319814210); Project of Basic and Frontier Research Plan of Chongqing(No. cstc2015jcyjA30014); Open Fund Project of State Key Laboratory Breeding Base of Mountain Bridge and Tunnel Engineering (No. CQSLBF-Y14-2); National Natural Science Foundation of China (No. 51408089)

Author brief: Xu Lueqin (1983-), PhD, associate professor, main research interests: seismic analysis and design of bridges, (E-mail) xulueqin@163.com.

refined model. The error of the spring model, compared with the refined model, is the smallest with the critical internal force errors not exceeding 20%. In the transverse direction, the bearing model is the closest to the refined model in calculating the internal forces, and both the spring model and the roller model predict conservative results with respect to that of the refined model. The influences of the abutment stiffness and effective participating mass on the critical seismic internal forces are smaller than 10% and 15%, respectively. Hence by comprehensively taking the prediction accuracy and computational cost into consideration, the spring model is the most suitable choice in seismic design of bridges.

Keywords: bridge engineering; abutment-backfill interaction; continuous rigid frame bridge; seismic response; participating abutment mass

在传统设计理念中,桥台被当作独立的挡土结构,按照主动和被动土压力理论进行分析,比如《公路桥梁抗震设计细则》^[1](下文简称细则)就给出了地震土压力的简化计算公式。但近几年地震表明,这种设计方法不足以保证桥台的抗震安全。试验研究和理论分析也表明桥台-背土相互作用对桥梁动力特性及整体惯性力的大小和分布均有显著影响^[2]。

许多抗震规范要求桥梁分析中考虑桥台-背土相互作用,如 Caltrans^[3]、AASHTO^[4]等。中国规范也有提及,但缺乏具体的分析模型。桥台-背土相互作用的有效模型影响着桥梁抗震分析的可靠性,一直是研究的热点。Wilson 等^[5]基于桥台尺寸和土体特性,最早提出桥台-路堤相互作用的简化分析模型。该模型侧重于对桥台竖向和横向刚度的推导,没有考虑土的非线性行为,这也是早期模型的共同缺陷。此后, Mitoulis^[6]、Pétursson 等^[7]、David 等^[8]以及李悦等^[9]从不同角度研究了桥台-背土的

相互作用效应,提出了各自的分析模型。这些模型在一定程度上对传统线性模型进行了改进,但对桥梁结构本身动力特征的考虑有所欠缺。Aviram 等^[10]针对座式桥台提出了 3 种简化模型,包括最简单的滚轴模型和复杂的非线性弹簧模型,是适用于全桥有限元分析的实用方法,但这些模型无法直接适用于重力式桥台。

现有研究大都侧重于桥台-背土相互作用机理及其精细化分析模型方面,与实际工程的结合不够。笔者针对中国西南地区某高墩双薄壁连续刚构桥的抗震设计,探讨桥台-背土-桥梁结构相互作用效应。

1 桥台-背土相互作用分析模型

在 Caltrans 规范^[3]和 Aviram 简化模型^[10]的基础上,结合背景工程重力式桥台的构造特点,提出了如图 1 所示的 4 种桥台-背土相互作用分析模型。

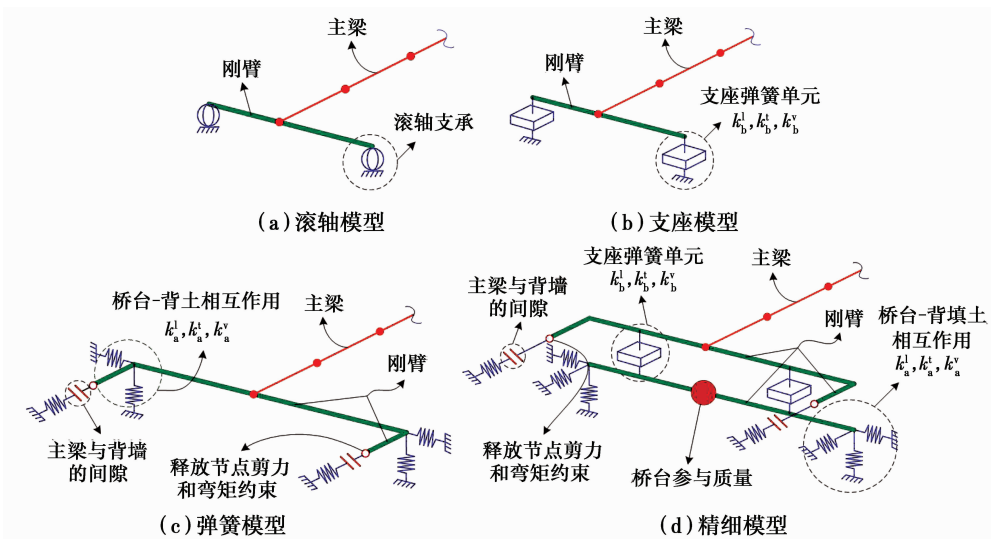


图 1 桥台-背填土相互作用分析模型

Fig. 1 Analytical models of abutment-backfill interaction

如图 1(a)所示,第 1 种模型完全忽略桥台-背土相互作用和支座的刚度,仅在主梁端部设置滚轴支承。滚轴的约束方向与支座的约束方向一致,下文简称“滚轴模型”。如图 1(b)所示,第 2 种模型忽略桥台-背土相互作用,但考虑支座的布置方式及其力学特性。对支座的模拟将在后文详述,下文简称“支座模型”。上述 2 个模型是简化抗震分析中常用的模型,简单方便,可作为桥梁初步设计阶段的估算模型。如图 1(c)所示,第 3 种模型忽略了支座的力学特性,采用非线性弹簧表征桥台-背土相互作用。一般桥台处的支座在纵桥向是活动的,其刚度相比桥台-背土作用可忽略,且设置了伸缩缝(如图 1(c)中的间隙单元)以满足主梁的温变伸缩现象;在横桥向支座固定或设置限位挡块,可近似认为横向连接刚度远大于桥台-背土作用。在这种假设下,忽略支座是可以接受的。该模型与 Caltrans 等^[3]规范的推荐方法很接近。下文简称“弹簧模型”。

在弹簧模型中,纵向弹簧采用带初始间隙的理想弹塑性本构,如图 2(a)。屈服强度 P_a^l 和初始刚度 k_a^l 计算式为

$$P_a^l = \left[\frac{1}{2} \gamma H_{\text{abut}}^2 + q H_{\text{abut}} \frac{\cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} \right] K_{\text{psp}} + 2c H_{\text{abut}} K_{\text{cp}} \quad (1)$$

$$k_a^l = K_i \times W_{\text{abut}} \times \left(\frac{H_{\text{abut}}}{1.7} \right) \quad (2)$$

式(1)是细则推荐的被动土压力公式,其中: γ 、 c 分别为背土的重度和粘聚力系数; q 为背土滑裂楔体上的均布荷载; α 为背墙背面的竖直倾角; β 为背土表面的水平倾角; K_{psp} 为地震被动土压力系数; K_{cp} 为系数, $K_{\text{cp}} = \frac{[\sin(\varphi - \theta) + \cos \theta]}{\cos \theta \cos \varphi}$, φ 、 θ 分别为背土的内摩擦角和地震角。细则没有推荐初始刚度计算式,式(2)由 Caltrans^[3]推荐,其中: K_i 为背土的初始延米刚度,标准路提取 $K_i \approx 28.7$ kN/mm/m,非标准路提取 $K_i \approx 14.35$ kN/mm/m; W_{abut} 、 H_{abut} 分别为桥台的宽度和高度。由于 Caltrans 的桥台背墙为可牺牲构件,与中国的设计有出入,笔者对初始刚度进行了参数分析。

对于横向弹簧和竖向弹簧,根据 Aviram 等^[10]的研究,横向弹簧采用理想弹塑性本构,如图 2(b),其屈服强度 P_a^h 和初始刚度 k_a^h 在纵向弹簧的基础上,根据侧墙的有效参与宽度和高度进行折减;竖向弹簧采用线弹性本构,如图 2(c),其有效刚度 k_a^v 计算

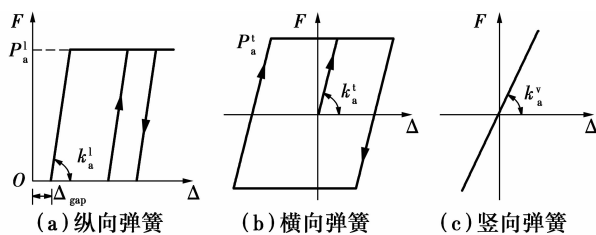


图 2 弹簧模型的力学关系

Fig. 2 Mechanical relationships of the spring model

公式为^[5]

$$k_a^v = \frac{2\lambda E_{\text{soil}} L_{\text{ww}}}{\ln \left(1 + 2\lambda \frac{H_{\text{abut}}}{W_{\text{abut}}} \right)} \quad (3)$$

式中: λ 为台后路基的坡度; E_{soil} 为背土的弹性模量; L_{ww} 表示桥台翼墙的有效长度。

如图 1(d)所示,第 4 种模型采用非线性弹簧模拟支座的摩擦、滑移效应,以及桥台-背土相互作用;采用集中质量表征桥台和背土在地震中的有效参与质量,该质量的取值目前尚无定论,笔者将进行参数分析。伸缩缝采用间隙单元模拟,一旦间隙闭合,主梁与背墙接触,桥台-背土作用将对主桥结构产生影响。在模型的纵向,桥台-背土作用刚度被重复使用,即支座首先通过间隙单元与桥台-背土作用并联,然后再与基底的桥台-背土作用串联。由于支座的刚度远小于桥台-背土作用,纵向刚度的最终效果相当于桥台-背土作用的 0.5 倍。为了使总体效果与实际情况一致,桥台-背土作用的初始刚度按式(2)的 2 倍取值,屈服强度仍按式(1)计算。桥台-背土作用的横向和竖向弹簧刚度及屈服强度的取值同“弹簧模型”。下文简称“精细模型”。

2 工程概况与分析模型

2.1 桥梁概况

某高墩连续刚构桥跨径组合为(85+148+85)m,如图 3。上部结构为 C55 预应力混凝土变截面箱梁,箱顶宽 12.0 m,底宽 6.0 m,梁高 3.3~9.2 m。1#和 2#主墩均为高 98 m 的双肢薄壁柔性墩,每肢截面为 2.0 m×8.0 m,双肢中心距 6.0 m;两肢墩每隔 25 m 设置一道断面为 8.0 m×1.0 m 的横系梁,桥墩与系梁均采用 C50 混凝土。主墩承台平面尺寸为 12.0 m×14.0 m,厚 4.0 m,设置 9 根 $\phi 2.0$ m 钻孔灌注桩,承台与桩基为 C30 混凝土。0#和 3#桥台为采用明挖扩大基础的重力式 U 型台,0#台位处陡崖上部平缓地带,3#台位处斜坡顶部平台,

地基均由粘土和灰岩组成。两侧桥台分别采用 GPZ(II)7DX 和 GPZ(II)7SX 支座,最大容许位移为 250 mm。桥址为 II 类场地,设计基本地震动峰值加速度为 0.15g。

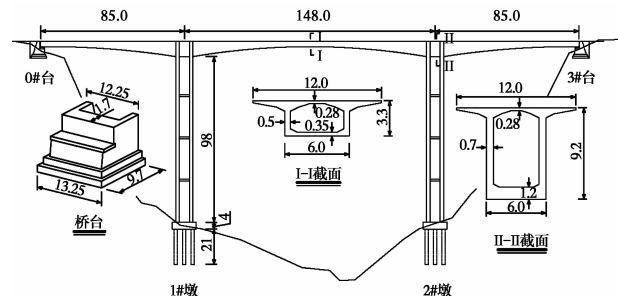


图 3 连续刚构桥布置图

Fig. 3 Layout of the rigid frame continuous bridge

2.2 分析模型

采用 OpenSEES 建立全桥有限元模型,主梁采用线弹性梁单元模拟;双薄壁高墩采用三维弹塑性纤维单元模拟。主墩桩基础采用 6×6 集中土弹簧模拟。盆式支座采用解耦弹簧单元分别模拟其纵、横、竖三向的刚度。竖向为线性弹簧;水平固定方向考虑支座的屈服,活动方向考虑摩擦效应,分别采用简化双线性滞回弹簧进行模拟。支座的力学模型如图 4 所示,其计算式为

$$k_b^v = \frac{N}{\eta h_b}, F_{cr} = \mu_D \cdot N, k_b^h = \frac{F_{cr}}{\Delta_y} \quad (4)$$

式中: N 为支座的竖向反力; η 为支座设计承载力压缩量,取 $\eta=1\%$; h_b 为支座高度, $h_b=16\text{ cm}$; F_{cr} 表示支座滑动临界力; μ_D 为支座接触面上的动摩擦系数,活动方向取 $\mu=3\%$,固定方向取 $\mu=20\%$; Δ_y 为支座的临界位移,活动方向取 $\Delta_y=0.001\text{ m}$,固定方向取 $\Delta_y=0.003\text{ m}$; k_b^h 表示屈后刚度,取 $k_b^h=0.01\%k_b^v$ 。

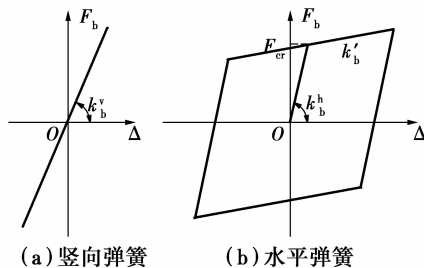


图 4 盆式支座解耦弹簧模型

Fig. 4 Uncoupled spring model for pot bearings

2.3 分析工况

分别采用 4 种简化模型模拟桥台-背土相互作用,根据参数取值的不同,建立了 9 个分析模型,其中,桥台参与质量的计算参考文献[11],详见表 1。

表 1 桥台分析模型及参数取值

Table 1 Abutment models and parametrical values

分析模型	$k_a^l/(10^5\text{ kN} \cdot \text{m}^{-1})$	$P_a^l/10^5\text{ kN}$	$k_a^t/(10^5\text{ kN} \cdot \text{m}^{-1})$	$P_a^t/10^5\text{ kN}$	$k_a^v/(10^6\text{ kN} \cdot \text{m}^{-1})$	参与质量/ t
滚轴模型						
支座模型						
弹簧模型 1	7.86	1.99	4.72	1.19	3.81	
弹簧模型 2	3.93	1.99	2.36	1.19	3.81	
弹簧模型 3	13.6	1.99	8.16	1.19	3.81	
精细模型 1	7.86	1.99	4.72	1.19	3.81	0
精细模型 2	7.86	1.99	4.72	1.19	3.81	2 353
精细模型 3	7.86	1.99	4.72	1.19	3.81	3 667
精细模型 4	7.86	1.99	4.72	1.19	3.81	5 203

2.4 地震动输入

桥址场地类型为 II 类,设计基本地震动峰值加速度 PGA 为 0.15g。按照细则[1],罕遇地震 E2 的设计加速度峰值为 $0.15g \times 1.7 = 0.255g$ 。根据设计反应谱特征,从 PEER Ground Motion Database

中选取了 7 条基本匹配的实际地震动记录,如表 2 所示。将 7 条波的水平分量调整至 0.255g,竖向分量相应调整,图 5 为调整后时程波与反应谱的匹配情况。地震输入方式包括纵桥向+竖向、横桥向+竖向 2 种,以 7 条波的平均值进行讨论。

表 2 地震动时程波

Table 2 Ground motion records

序号	地震事件	记录站	PGA/g	(PGA/PGV)/ s ⁻¹	卓越周 期/s	水平 分量	竖向 分量	调幅 系数
No. 1	San Fernando	Hollywood Stor Lot	0.210	10.87	0.24	090	UP	1.214
No. 2	Imperial Valley	Calexico Fire	0.275	12.66	0.36	225	UP	0.927
No. 3	Imperial Valley	Calipatria Fire	0.128	8.20	0.28	225	UP	1.992
No. 4	Superstition Hills	Wildlife Liquefaction Array	0.132	10.20	0.14	090	UP	1.932
No. 5	Erzikan	Erzikan East-West Comp	0.496	7.58	0.30	EW	UP	0.514
No. 6	Landers	Desert Hot Springs	0.171	8.33	0.36	000	UP	1.491
No. 7	Duzce	Bolu	0.728	12.66	0.32	000	UP	0.350

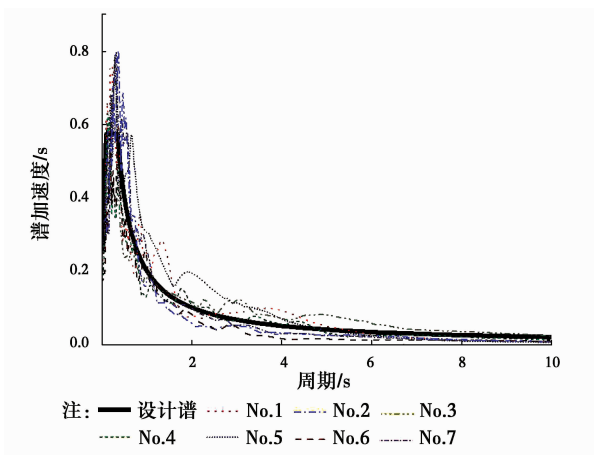


图 5 实际加速度与设计反应谱的匹配

Fig. 5 Compatibility of recorded accelerations and design spectrum

3 结果分析

3.1 桥梁动力特性对比

由表 3 可见,由不同桥台模型计算得到的第 1 阶模态周期和振型很接近。原因在于,第 1 阶模态为两墩同步纵振,弹簧模型和精细模型均考虑了梁端与背墙的间隙,该间隙属于非线性单元,在弹性模态分析中不被激活。因此,弹簧模型的第 1 阶周期与滚轴模型完全一致。支座模型和精细模型都考虑了支座的摩擦刚度,他们的第 1 阶周期略低。在高阶模态中,不同建模方法影响很大,如滚轴模型和支座模型第 3 阶模态均为两墩同步 2 阶纵振,而弹簧模型与精细模型为两墩反向 1 阶横振。此外,在前 3 阶模态中,桥台的有效参与质量影响很小。

表 3 前 3 阶弹性模态

Table 3 The first three elastic modes of the bridge

模型类别	第 1 阶模态		第 2 阶模态		第 3 阶模态	
	周期/s	振型	周期/s	振型	周期/s	振型
滚轴模型	9.128		2.571		1.553	两墩同步 2 阶纵振
支座模型	9.077		2.625		1.554	两墩同步 2 阶纵振
弹簧模型 1	9.128		3.927		1.859	两墩反向 1 阶横振
弹簧模型 2	9.128		3.948		1.887	两墩反向 1 阶横振
弹簧模型 3	9.128	两墩同步 1 阶纵振	3.919	两墩同步 1 阶横振	1.847	两墩反向 1 阶横振
精细模型 1	9.078		3.852		1.855	两墩反向 1 阶横振
精细模型 2	9.078		3.852		1.856	两墩反向 1 阶横振
精细模型 3	9.078		3.852		1.858	两墩反向 1 阶横振
精细模型 4	9.078		3.853		1.859	两墩反向 1 阶横振

3.2 高墩地震响应对比分析

由于结构的对称性,1#和 2#墩的地震响应基本一致,为便于阐述,下文以 1#墩为例进行分析。

如图 6 所示,在纵桥向,精细模型的剪力最大,弹簧模型介于精细模型与滚轴模型之间。若以精细模型为基准,滚轴模型、支座模型和弹簧模型外肢剪

力的最大误差都出现在墩顶,分别为 28.76%、30.87%、17.12%;内肢剪力最大误差出现在墩底附近(滚轴模型、支座模型)和墩顶(弹簧模型),分别为 29.94%、33.40%、25.02%。在横桥向,精细模型的剪力最小,支座模型介于滚轴模型和弹簧模型之间。其原因可能在于滚轴模型横向固结,刚度最大;而精细模型则是多弹簧串联,刚度相对最小。以精细模型为基准,滚轴模型、支座模型和弹簧模型外肢剪力的最大误差分别为 47.73%、29.56%、39.39%,其中墩底误差分别为 33.06%、16.15%、31.15%;内肢剪力最大误差分别为 61.27%、25.70%、62.01%,其中墩底误差分别为 40.81%、16.32%、35.64%。

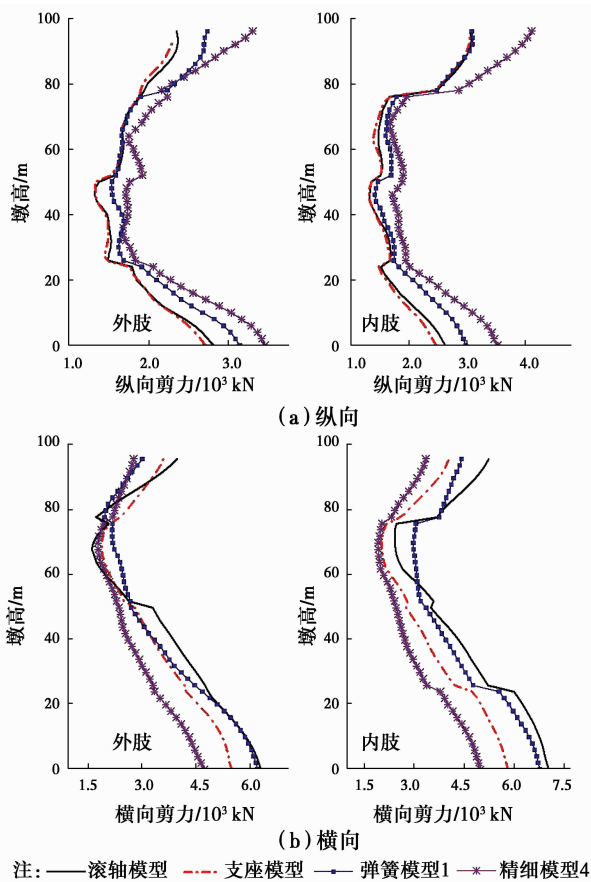


图6 1#墩剪力响应对比

Fig. 6 Comparison of shear responses of 1# pier

如图7所示,在纵桥向,除局部范围外,精细模型和弹簧模型的弯矩比滚轴模型和支座模型大,弹簧模型与精细模型的相对大小沿墩高交替变化。以精细模型为基准,滚轴模型、支座模型和弹簧模型外肢弯矩最大误差分别为 20.69%、23.74%、56.47%,其中墩底误差分别为 12.15%、17.00%、1.49%;内肢弯矩最大误差分别为 23.89%、

28.17%、39.30%,其中墩底误差分别为 19.29%、22.97%、9.22%,弹簧模型在关键的墩底和墩顶内力方面误差最小。在横桥向,支座模型与精细模型的弯矩较接近,两者都小于滚轴模型和弹簧模型。以精细模型为基准,滚轴模型、支座模型和弹簧模型外肢墩底弯矩误差分别为 24.84%、8.61%、28.72%;内肢墩底弯矩误差分别为 32.49%、6.70%、38.91%。

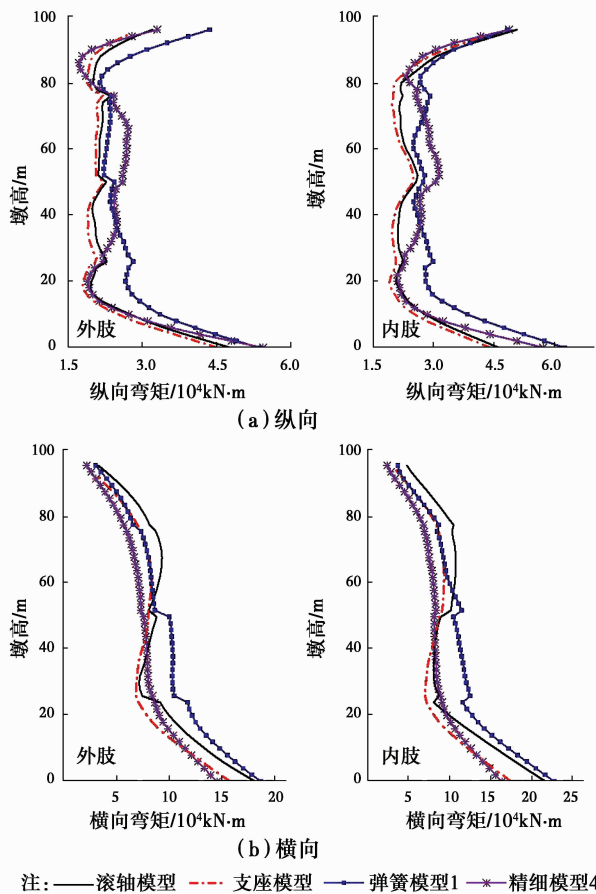


图7 1#墩弯矩响应对比

Fig. 7 Comparison of moment responses of 1# pier

如图8所示,在纵桥向,滚轴模型由于没有纵向约束,高墩位移最大。以精细模型为基准,弹簧模型内外肢墩顶位移误差均超过 60%,滚轴模型则超过 200%。在横桥向,支座模型的位移最小,弹簧模型最大。以精细模型为基准,滚轴模型、支座模型和弹簧模型外肢墩顶位移误差分别为 4.98%、28.11%、47.53%;内肢墩顶位移误差分别为 3.85%、27.81%、56.40%。

总体来看,在纵桥向,弹簧模型在剪力和弯矩方面最接近精细模型,位移误差仅比支座模型略大;在横桥向,支座模型在剪力和弯矩方面最接近精细模

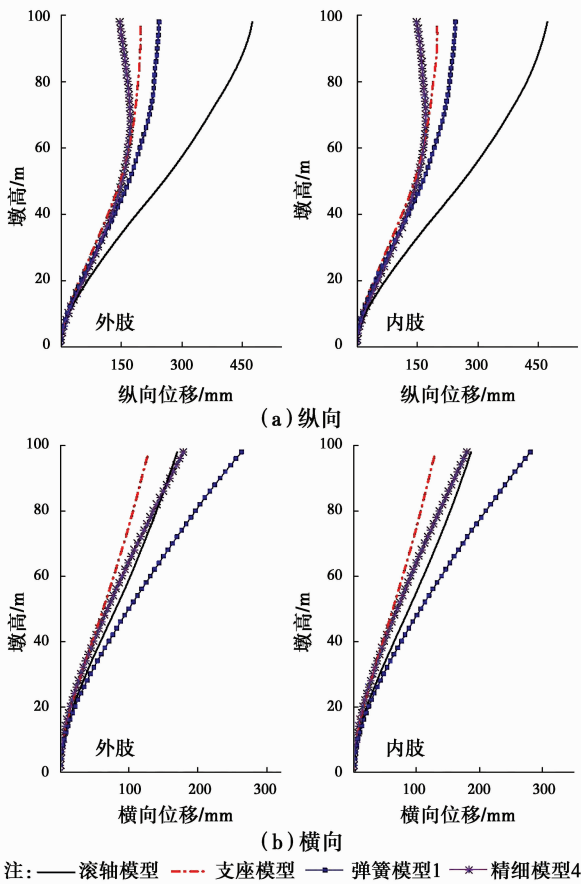


图 8 1#墩位移响应对比

Fig. 8 Comparison of displacement responses of 1# pier

型,位移误差也仅比滚轴模型略大,而弹簧模型在横桥向的位移值偏大,在抗震设计中属于偏保守的计算结果。

3.3 桥台-背土作用参数影响分析

如表 1 所示,弹簧模型 1~3 在纵、横向弹簧的刚度取值上有差别,其余均一致;精细模型 1~4 仅桥台有效参与质量有差别。由图 9 可知,弹簧刚度对桥墩最大剪力和弯矩的影响非常小。当桥台纵向刚度从 3.93×10^5 kN/m 变化到 1.36×10^6 kN/m (横向刚度也相应变化)时,内外两肢墩底纵、横向剪力的变化幅度在 4.20% 以内;弯矩变化幅度在 6.00% 以内。桥台有效参与质量的影响稍大,当参与质量从 0 变化到 5 203 t 时,内外两肢墩底纵、横向剪力的最大变化幅度为 12.50%;弯矩最大变化幅度为 13.64%,该结论与文献[11]的研究结果一致。出于为背景工程提供抗震设计参考的需要,没有将参数的取值范围进一步扩大。因此,上述的结论能否在更大的参数取值范围内成立,有待于进一步研究。

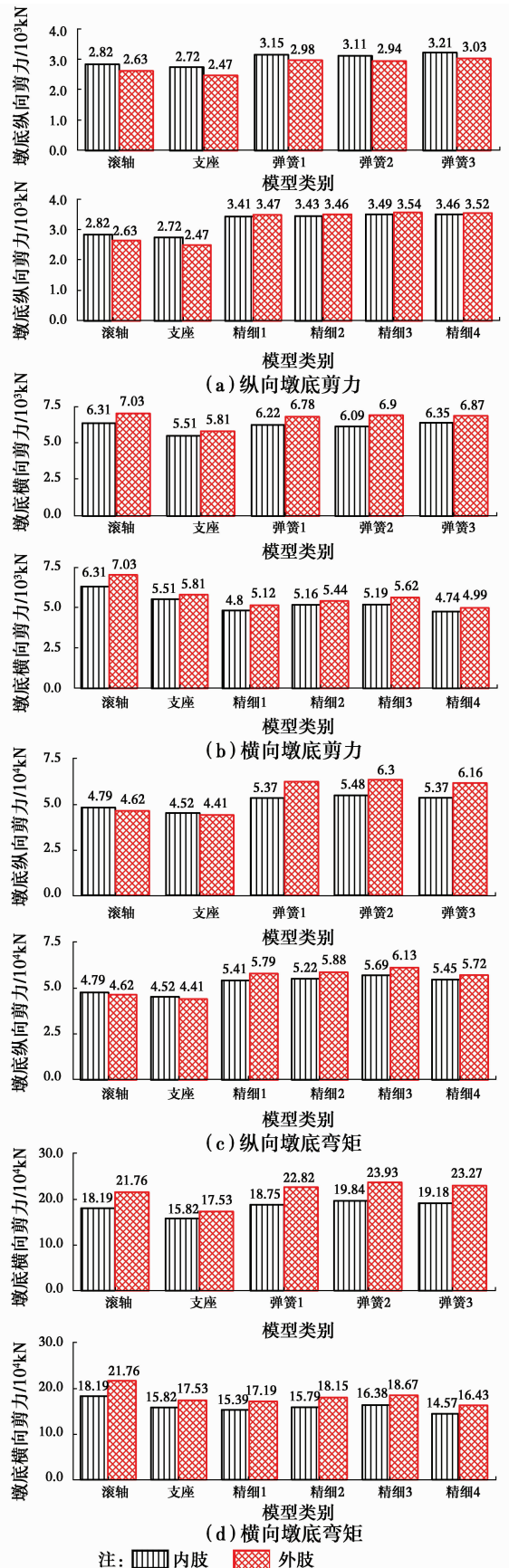


图 9 模型参数对 1#墩地震响应的影响

Fig. 9 Effect of model parameters on seismic responses of 1# pier

由此可见,采用弹簧模型可以有效反映桥梁真实的模态特征和自振周期;可以较精确地求得高墩纵向地震剪力和弯矩响应,对横向地震剪力和弯矩的求解精度略低,但结果偏保守;对墩顶位移(与支座的变形需求密切相关)的预测误差较大,尤其在纵桥向,但也偏保守。鉴于精细模型较复杂,在非线性和时程分析上计算成本较高,弹簧模型在初步抗震设计中是更好的选择。

4 结论

针对某在建高墩双薄壁连续刚构桥重力式U型台与背填土的相互作用效应,结合现行规范,提出了4种简化分析模型,采用非线性时程法对比研究了桥台-背土相互作用效应,主要结论有:

1)各简化模型都能较准确地求得桥梁的第1阶弹性模态,但滚轴模型和支座模型求解第2阶及以上弹性模态的误差较大,弹簧模型可以得到与精细模型基本一致的高阶弹性模态。

2)在纵桥向,以精细模型为参照,滚轴模型和支座模型的内力偏小,最大误差接近35%。弹簧模型的精度最高,尤其在关键的墩底和墩顶内力方面,最大误差不超过20%。

3)在横桥向,支座模型的内力最接近精细模型,位移计算误差比滚轴模型略大。弹簧模型和滚轴模型的内力均比精细模型大,在关键墩底和墩顶内力方面,弹簧模型最大误差接近40%。

4)桥台刚度对高墩关键地震响应的影响很小,影响幅度低于10%;有效参与质量的影响略大,但影响幅度也不超过15%。

5)综合考虑分析精度、设计的保守性和计算成本,弹簧模型在抗震设计中更值得推荐。

参考文献:

[1] 中华人民共和国交通运输部. 公路桥梁抗震设计细则: JTG/T B02-01—2008 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2008.
Ministry of Transport of the People's Republic of China. Guidelines for seismic design of highway bridges: JTG/T B02-01—2008 [S]. Beijing: China Communications Press, 2008. (in Chinese)

[2] KIRUPAKARAN K. Soil-structure interaction studies

for understanding the behavior of integral abutment bridges [D]. Oklahoma: University of Oklahoma, 2013.

[3] CALTRANS S D C. Caltrans seismic design criteria version 1.7 [S]. California Department of Transportation, Sacramento, California, 2013.

[4] AASHTO. Guide specifications for LRFD seismic bridge design [S]. 2nd Edition, 2012 Interim revisions. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D C, 2012.

[5] WILSON J C, TAN B S. Bridge abutment: Formulation of simple model for earthquake response analysis [J]. Journal of Engineering Mechanics, 1990, 116(8): 1828-1837.

[6] MITOULIS S A. Seismic design of bridges with the participation of seat-type abutments [J]. Engineering Structures, 2012, 44(6): 222-233.

[7] PÉTURSSON H, KEROKOSKI O. Monitoring and analysis of abutment-soil interaction of two integral bridges [J]. Journal of Bridge Engineering, 2013, 18(1): 54-64.

[8] DAVID T, FORTH J, YE J. Superstructure behavior of a stub-type integral abutment bridge [J]. Journal of Bridge Engineering, 2014, 19(6): 54-64.

[9] 李悦, 宋波, 川岛一彦. 考虑土、上部结构和桥台相互作用的桥台抗震性能研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(6): 1162-1168.

LI Y, SONG B, KAWASHIMA K. Research on abutment aseismic performance considering interaction of soil, superstructure and abutment [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(6): 1162-1168. (in Chinese)

[10] AVIRAM A, MACKIE K R, STOJADINOVIC B. Effect of abutment modeling on the seismic response of bridge structures [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2008, 7(4): 395-402.

[11] MACKIE K, STOJADINOVIC B. Bridge abutment model sensitivity for probabilistic seismic demand evaluation [C] // Proceedings of the 3rd National Seismic Conference & Workshop on Bridges & Highways, Portland, Oregon, USA, 2002.

(编辑 胡英奎)