

强震区大跨径混凝土梁桥合理抗震体系研究

于德恩¹, 韩善剑^{2*}, 孙平宽¹

(1. 中国公路工程咨询集团有限公司, 北京市 100089; 2. 海南省交通规划勘察设计研究院, 海南 海口 570206)

摘要: 该文以海南龙塘南渡江大桥为工程背景, 建立该桥的三维有限元动力模型, 首先介绍地震动输入的选取和有限元模型的建立, 其次讨论摩擦摆式减隔震支座不同的设计参数(支座半径)对桥梁地震响应的影响, 得出适合该桥的最优支座参数; 最后对比分析常规约束体系、摩擦摆式支座减隔震体系及刚构桥体系3种不同约束结构下的桥梁地震响应。结果表明: 在横向或纵向地震输入下, 摩擦摆式支座可以有效降低地震内力响应, 还能将实际的位移响应控制在合理范围内, 证实了该体系对于该桥的有效性。

关键词: 桥梁工程; 大跨径梁桥; 摩擦摆式减隔震支座; 支座滑动; 自振特性; 抗震体系

中图分类号: U442.5+5

文献标志码: A

0 引言

据不完全统计, 20世纪前20年内已发生10次8级以上大地震, 频率之高, 危害之大, 在以往漫长的历史中实属罕见, 地球仿佛进入了一个“多动”的时期。分析可知, 以上大地震均发生在环太平洋地震带和青藏高原边缘板块碰撞段, 而中国东部、南部濒临环太平洋地震带, 西南地区为青藏高原, 此两处的地震隐患非常严重, 亟须重视^[1-2]。

海南岛是中国第二大宝岛, 是中国国际旅游岛和特色自由贸易港, 在中国与东盟自由贸易区、“一带一路”倡议建设中, 被赋予重要的中转枢纽作用。经济发展, 交通先行, 提高海南岛全域交通技术水平, 是海南承担改革开放新责任、新使命的重要基础和先决条件。桥梁作为交通工程生命线的咽喉, 一旦在地震中发生破坏, 将会给国家和人民的生命财产造成巨大损失。混凝土连续梁桥是桥梁建设中应用最广泛的桥型, 随着中国桥梁技术水平的上升, 其建设跨径逐步加长。如何确保海南岛内这些桥梁在地震来临时保持基本性能完好和通行能力是广大桥梁建设者尤其是桥梁抗震领域工作者迫切关心的问题。

目前, 国内外学者对减隔震支座和滑动支座摩

擦效应的力学模型研究已较为深入, 但更多的是从支座本身的技术参数中推导研究, 并没有结合具体桥梁工程来计算分析适合的参数和方法^[3-4]; 梁桥形式丰富多样, 跨径和施工工艺日新月异, 刚构桥体系在大跨桥梁中的应用越来越多, 但由于其刚度较大, 在地震作用下受力大, 易破损^[5]; 装配式桥梁尤其是钢桥由于其快速施工和工厂化的优势越发普及, 其抗震性能也优于同类型和跨径的混凝土桥, 但其造价高昂, 易腐蚀, 维护成本高等缺点限制了其使用范围, 混凝土桥梁仍是当前主流桥梁^[6]。本次研究对象为海南龙塘南渡江大桥, 使用SAP 2000软件对其进行了分析研究。研究的重点在于计算减隔震支座和滑动支座摩擦等相关要素, 并分析了具体的结构响应。通过比较各类抗震体系之间的响应, 得出了适合本桥的合理抗震体系, 并对最终抗震体系的建立进一步提出建议, 可为同条件同类型桥梁的抗震设计提供有益参考和指导。

1 工程背景

龙塘南渡江大桥是一座变截面混凝土箱梁桥, 跨径分布为(56+100+56) m=212 m, 主梁横断面采用单箱单室直腹板截面, 墩柱采用矩形墙式空心

收稿日期: 2022-05-31(修改稿)

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(编号: 52108113)

作者简介: 于德恩, 男, 硕士, 工程师. E-mail: 553671189@qq.com

*通信作者: 韩善剑, 男, 高级工程师. E-mail: 93445367@qq.com

墩,基础采用钻孔灌注桩,桩径为2.0 m。主墩单个承台底部共8根基桩,呈梅花形布置;过渡墩单个承台底部4根基桩,呈方形布置。主梁采用C55混凝土,墩柱采用C35混凝土,桩基采用水下C30混凝土,其总体布置图如图1所示。为便于后续说明,分别将桥墩编号为P1、P2、P3和P4。

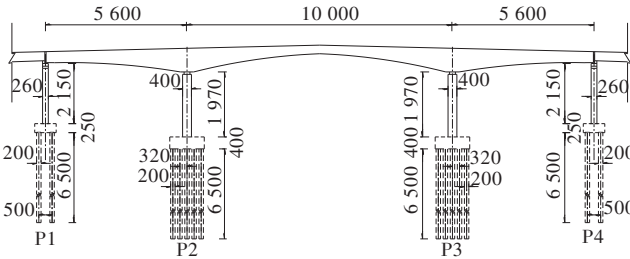


图1 龙塘南渡江大桥总体布置图(单位:cm)

2 地震动输入

本文的研究对象是非线性结构模型,并以《海南省龙塘南渡江大桥项目工程场地地震安全性评价报告》^[7]为基础,选择其中介绍的7条50年超越概率5%的加速度时程曲线作为地震动输入。这些时程曲线的选取是基于其代表性和适用性。图2为这些时程曲线的反应谱,图3为其中的一条典型曲线(4号)。这些时程曲线的选择和分析是进行地震反应分析的前提和基础。

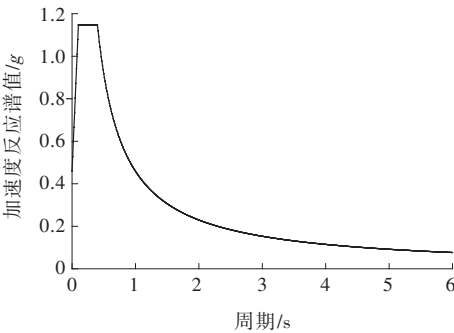


图2 加速度反应谱曲线

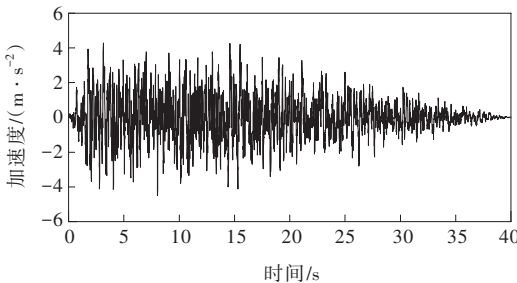


图3 加速度时程曲线(4号)

3 有限元模型建立

3.1 线性模型

在模型选择方面,使用了SAP 2000^[8]来完成构建工作。坐标系采用顺桥向作为设计的 x 轴,横桥向为 y 轴方向,竖向为 z 轴方向。主梁和墩柱选择弹性梁单元进行模拟,将单元质量堆叠到对应的杆端。承台采取近似刚体设计,并将实际质量聚集于承台的质心。墩底和承台、桩顶中心的连接选择主从连接。在一期恒载的模拟方面,依靠确认具体的截面面积和密度来达到预期效果;而在二期恒载的模拟中,采用线质量的模式具体施加到梁单元上。桩土间的具体作用机制依靠土弹簧的方法进行模拟^[9-10]。有限元动力计算模型见图4。

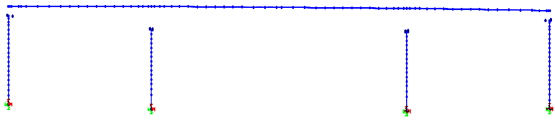


图4 有限元动力计算模型

在进行动力特性及弹性反应谱分析计算时,确定墩-梁连接关系如表1所示。

表1 线性模型中墩、梁连接关系

桥墩编号	x	y	z	θ_x	θ_y	θ_z
P1(边墩)	0	1	1	1	0	1
P2(中墩)	1	1	1	1	0	1
P3(中墩)	0	1	1	1	0	1
P4(边墩)	0	1	1	1	0	1

注:表中0代表自由;1代表主从或固结; x 代表顺桥向; y 代表横桥向; z 代表竖向; θ_x 、 θ_y 和 θ_z 分别表示沿 x 、 y 和 z 轴的转动方向。

3.2 非线性结构模拟

3.2.1 摩擦摆式减隔震支座

对技术较为完善的球形滑动支座开展改造,进而推动开发工作。本文计算模型中摩擦摆式减隔震支座采用恢复力模型(图5)。图5中, F_{\max} 为临界摩擦力; x 为上部结构与墩顶的相对位移; x_y 为临界位移; K_1 为屈前刚度; N 为支座承担的上部结构恒载反力; f 为滑动摩擦系数。弹性恢复力最大值与临界滑动摩擦力相等,即:

$$K_1 X_y = F_{\max} = fN \quad (1)$$

式中:滑动摩擦系数 f 参考规范《公路桥梁摩擦摆式减隔震支座》(JT/T 852—2013)^[11]建议取为0.05;双

曲面球形支座中,实际的临界位移 x_y 非常小(参考规范实际设定为 2.5 mm)。

对屈后刚度 K_2 的具体算式为:

$$K_2 = \frac{N}{H} \quad (2)$$

式中: H 为摩擦摆式减隔震支座半径; N 为支座承担的上部结构恒载反力。

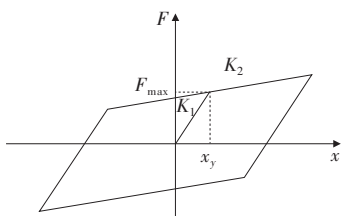


图5 摩擦摆式支座恢复力模型

3.2.2 支座滑动

应用图6双线性模型模拟。其临界滑动摩擦力等数据参考《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01—2008)^[12],具体公式如下:

支座临界滑动摩擦力 F_{\max} :

$$F_{\max} = \mu \times N \quad (3)$$

初始水平刚度 K :

$$K = F_{\max} / x_y \quad (4)$$

式中: μ 为滑动摩擦系数,通常取0.02; N 为支座承担的上部结构恒载反力; x_y 为支座屈服位移,取支座临界滑动时位移,此次设计采用3 mm。

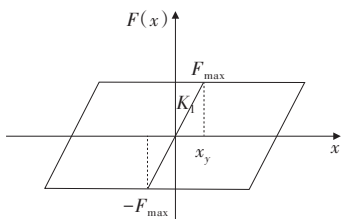


图6 支座滑动双线性模型

3.3 动力特性

桥梁结构的动力特性是桥梁结构抗震性能分析的基础和重要环节,采用线性模型对结构进行动力特性分析。表2为龙塘南渡江大桥前5阶周期、频率及振型特征。由表2中可见:桥梁结构的纵向第1阶周期为1.378 s,横向第1阶周期为1.071 s。

4 摩擦摆式支座参数的选取

为分析支座性能对地震响应产生的综合影响,基于3.1节构建的线性模型,对全桥P1、P2、P3、P4各

表2 有限元模型前5阶基本动力特性

阶数/阶	周期/s	频率/Hz	振型特征
1	1.378	0.725	纵向振动
2	1.071	0.934	横向对称振动
3	0.937	1.068	主梁竖向振动
4	0.837	1.195	横向反对称振动
5	0.683	1.464	横向对称振动

墩设置摩擦摆式支座,边墩P1、P4为同一组性能参数,中墩P2、P3为同一组性能参数,分别对摩擦摆式支座的参数进行分析,通过计算各自不同支座半径下结构的地震响应,以得到最优参数。输入选定的7条曲线开展研究,具体的输入方式分别为:纵桥向+竖向、横桥向+竖向,竖向加速度取水平向加速度值的1/2,结果取7条波的平均值。

4.1 中墩P2、P3处支座参数

对中墩P2、P3处摩擦摆式支座进行参数分析时,保持边墩P1、P4处摩擦摆式支座的设计参数不变,取边墩P1、P4处摩擦摆式支座屈服荷载为 $0.05N_1$,屈前刚度设为33 540 kN/m,支座半径设为3 m,屈后、屈前比值设为0.016 7。 N_1 、 N_2 为上部结构实际位于边墩和中墩支座位置的具体竖向恒载反力, $N_1=1\ 677$ kN, $N_2=17\ 408.5$ kN。

中墩P2、P3处摩擦摆式支座半径分别设为3 m、4 m、5 m、6 m、7 m,以反映摩擦摆式支座屈后刚度变化对结构地震响应的影响,计算工况如表3所示。

表3 不同支座半径下摩擦摆式支座的屈后刚度

支座半径/ m	屈后刚度/ (kN·m ⁻¹)	支座半径/ m	屈后刚度/ (kN·m ⁻¹)
3	5 802.8	6	2 901.4
4	4 352.1	7	2 486.9
5	3 481.7		

图7为大桥关键部位地震响应随中墩P2、P3处摩擦摆式支座半径变化曲线。

从图7可以看出:①中墩支座不同半径取值下大桥关键截面位移响应变化偏大,内力响应的值变动不显著;②大桥中墩处关键截面地震响应变化幅度大于边墩处关键截面,纵桥向+竖向地震动输入下的地震响应变化趋势与横桥向+竖向地震动输入下总体一致;③由中墩处关键截面地震响应可知,位移响应随支座半径增大而增大,内力响应随支座半

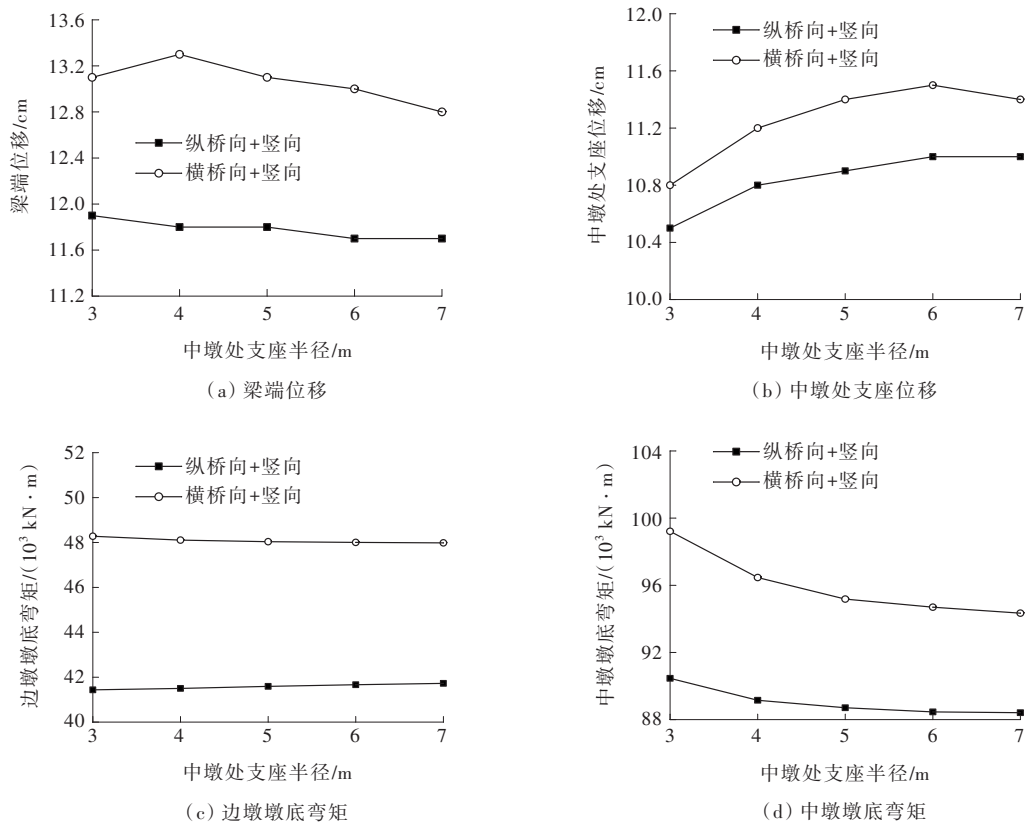


图7 大桥关键部位位移响应、内力响应随中墩处支座半径变化曲线

径增大而减小,屈后刚度随支座半径增大而减小,从而与位移增大、内力减小的理论分析保持一致;④从数据绝对值变化看,位移和内力响应随支座半径变化不大,在具体选取支座时可以忽略支座半径不同对结构地震响应的影响。本文根据大桥关键部位处位移和内力响应的变化趋势(反相关),最终取中墩摩擦摆式支座半径为5 m。

4.2 边墩P1、P4处支座参数

对边墩P1、P4处摩擦摆式支座进行参数分析时,保持中墩P2、P3处摩擦摆式支座设计参数不变,取中墩P2、P3处摩擦摆式支座屈服荷载为 $0.05N_2$,屈前刚度为 $348\ 170\text{ kN/m}$,支座半径为5 m,屈后、屈前比值取为0.01。

边墩P1、P4处摩擦摆式支座半径分别设为3 m、4 m、5 m、6 m、7 m,以反映摩擦摆式支座屈后刚度变化对结构地震响应的影响,计算工况如表4所示。

表4 不同支座半径取值下摩擦摆式支座的屈后刚度

支座半径/ m	屈后刚度/ (kN·m ⁻¹)	支座半径/ m	屈后刚度/ (kN·m ⁻¹)
1	1 677	4	419
2	838	5	335
3	559		

图8为大桥关键部位地震响应随边墩P1、P4处摩擦摆式支座半径变化曲线。

从图8可以看出:①边墩支座不同半径取值下大桥关键截面位移响应变化较大,内力响应变化幅度小;②大桥边墩处关键截面地震响应变化幅度小于中墩处关键截面,不同向地震动输入下各关键截面地震响应随支座半径变化趋势总体保持一致;③边墩处位移响应和内力响应均随着支座半径增大而增大,中墩处内力响应(包括位移响应,此处未列图)随边墩支座半径变化不明显,可忽略边墩支座半径变化对中墩处地震响应的影响;④从数据绝对值变化看,位移响应随支座半径变化较大,内力响应变化较小。本文根据边墩处关键部位位移和内力响应的变化,最终取边墩摩擦摆式支座半径为2 m。

5 不同约束体系地震响应对比

探讨3类体系的影响,实际约束条件为:①常规连续梁约束体系,不考虑非线性因素,墩、梁连接关系见表1;②摩擦摆式支座模型(减隔震体系),各墩支座参数取本文第4节选定参数;③刚构桥体系,中

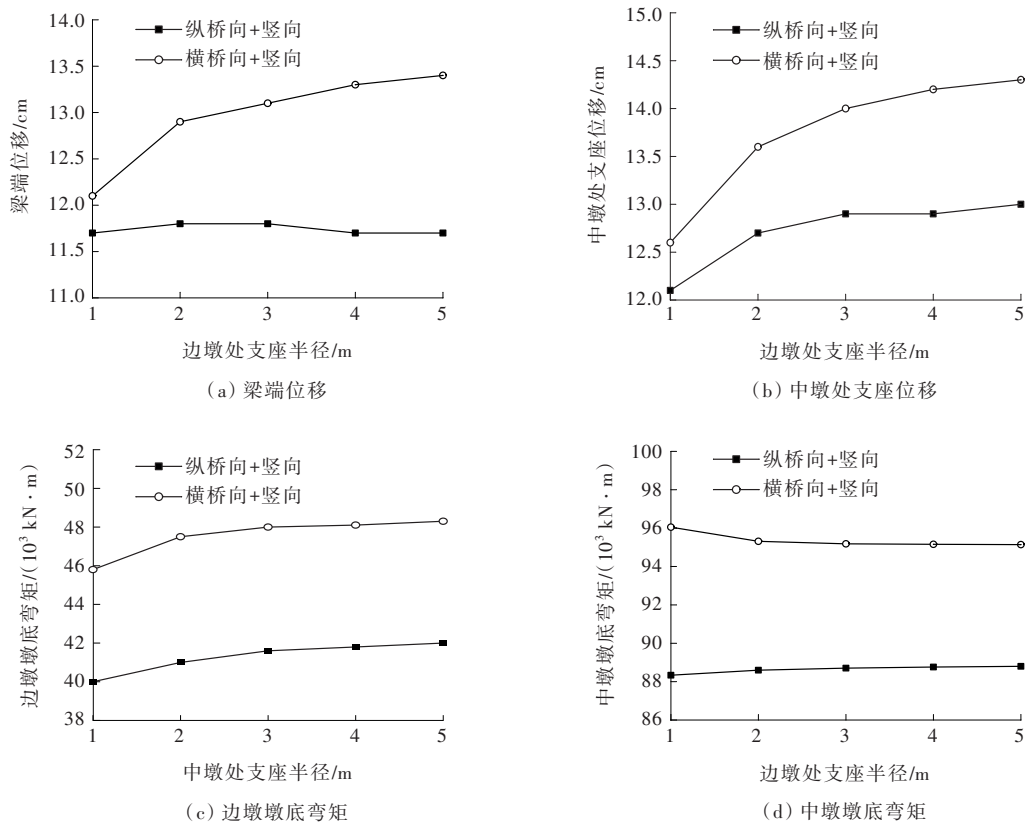


图 8 大桥关键部位位移响应、内力响应随边墩处支座半径变化影响

墩 P2、P3 处墩梁铰接,边墩处考虑支座滑动非线性因素,非线性参数取值参考本文第 3.2.2 节。

表 5 不同约束体系各墩的墩、梁连接关系

体系	P1墩	P2墩	P3墩	P4墩
常规体系	BZ	BZ	BZ	BZ
铰接体系	PZ	GD	GD	PZ

注:GD为固定支座;BZ为摩擦摆式支座;PZ为双向活动盆式(球形)支座(考虑摩擦效应)。

本节基于 3.1 节所建模型,构建 3 类约束模型,并对输入的 7 条曲线进行分析。具体方法是依次进行纵桥向+竖向、横桥向+竖向以及竖向加速度分析,竖向加速度取水平向加速度值的 0.5 倍,结果取 7 条波的平均值。

5.1 纵桥向+竖向地震输入下响应对比

纵桥向+竖向地震输入下大桥 3 种不同约束体系关键部位地震响应比较结果见表 6,图 9 为 4 号地震波输入下 3 类体系的曲线图。

由表 6 和图 9 可知:① 纵桥向+竖向地震作用下刚构桥体系与常规体系相比,P2 墩墩底弯矩受力减小约 37%,P3 墩墩底弯矩受力增大约 190%,P3 墩增

表 6 纵桥向 3 类体系关键位置的地震响应对比数据

位置	常规体系		减隔震体系		刚构桥体系	
	剪力/ kN	弯矩/ (kN·m)	剪力/ kN	弯矩/ (kN·m)	剪力/ kN	弯矩/ (kN·m)
P1 墩墩底	5 653	78 274	3 065	41 058	4 696	65 818
P2 墩墩底	28 672	517 492	6 117	88 597	26 680	323 692
P2 墩墩顶	28 106	43 536	3 434	5 298	24 734	127 313
P3 墩墩底	9 735	110 602	5 887	87 779	27 049	320 393
P3 墩墩顶	755	943	3 424	5 306	24 858	155 893
P4 墩墩底	6 386	89 003	3 280	46 816	5 229	73 897
梁端位移/m	0.163		0.118		0.119	
边墩支座位移/m	0.210		0.127		0.150	
中墩支座位移/m	—		0.109		—	

大的弯矩数值与 P2 墩减小的弯矩数值近似相等,说明刚构桥体系与常规体系在地震荷载作用下所受内力总量基本不变,但由于约束条件(刚度)不同,各墩分配的内力有所不同;② 刚构桥体系墩顶弯矩明显增大,潜在损伤部位由常规体系的墩底一个部位变为墩顶和墩底两个部位,风险防控复杂。由于刚构桥体系墩梁固结,使得墩梁间传递弯矩,与常规体系相比,刚构桥主梁弯矩会更大,且变化复杂,增大了风险防控隐患;③ 引入摩擦摆式减隔震支座后,结构

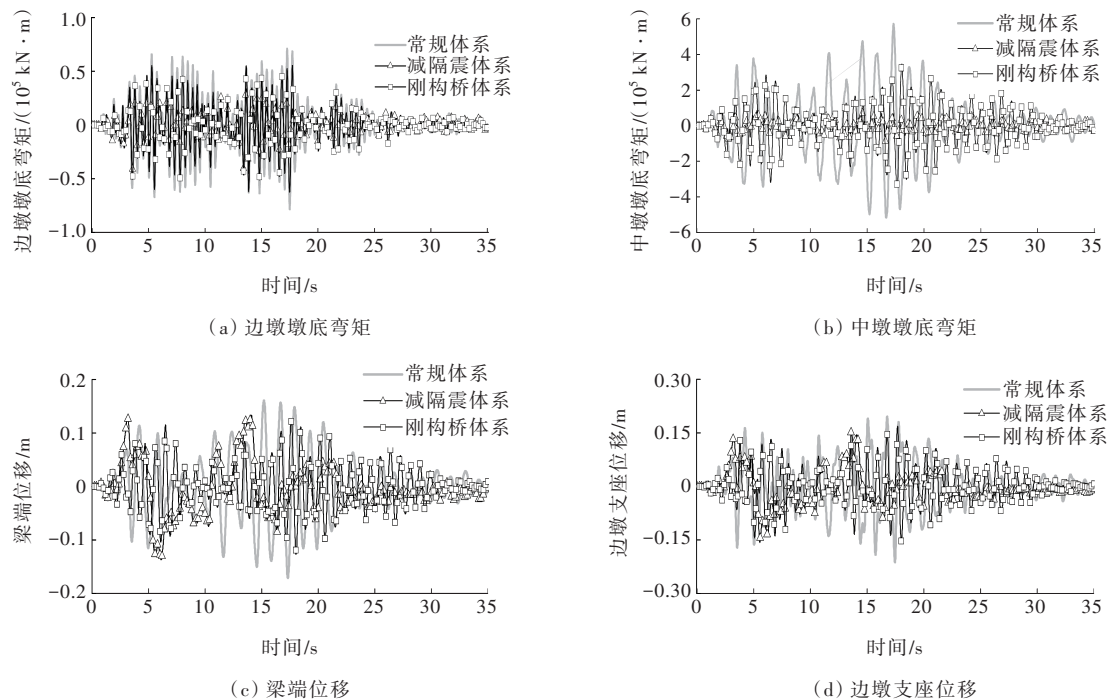


图9 4号地震波输入下3种约束体系关键部位弯矩时程、位移时程曲线对比(纵桥向)

内力和位移响应显著下降,减隔震体系相对于刚构桥体系P4边墩和P3中墩墩底内力分别减小约37%和78%,边墩支座位移减小约15%,说明设置减隔震支座对大桥纵桥向抗震效果明显;另外,梁端位移三者相差不大,对比位移时程曲线[图9(c)、(d)]可知:减隔震体系梁端位移发生畸变,非线性结构效应明显,而刚构桥非线性结构效应相对较弱。

通过上述比较得出,在纵向和竖向地震的影响下,摩擦摆式方案有助于降低相关内力响应,并能较好地控制位移响应,表明该方案对于本桥非常有效。

5.2 横桥向+竖向地震输入下响应对比

横桥向+竖向地震输入下大桥3种不同约束体系关键部位地震响应对比见表7,图10为4号地震波下3类体系的曲线图。

由表7和图10可知:① 横桥向+竖向地震作用下刚构桥体系与常规体系相比,全桥内力响应普遍有所减小,位移响应大幅增大;边墩和中墩墩底弯矩分别减小约44%和17%,由于边墩墩顶支座存在摩擦耗能,内力响应减小较大;② 常规体系和刚构桥体系墩顶弯矩明显增大,潜在损伤部位由常规体系的墩底一个部位变为墩顶和墩底两个部位,风险防控复杂;③ 引入摩擦摆式减隔震支座后,结构内力和位移响应显著下降,减隔震体系相对于刚构桥体系P4

表7 横桥向3类体系的对比数据

位置	常规体系		减隔震体系		刚构桥体系	
	剪力/	弯矩/	剪力/	弯矩/	剪力/	弯矩/
	kN	(kN·m)	kN	(kN·m)	kN	(kN·m)
P1墩墩底	6 409	128 212	3 955	47 365	5 573	71 581
P2墩墩底	18 410	413 496	5 648	95 311	15 457	341 629
P2墩墩顶	17 788	119 137	3 074	22 699	14 504	92 947
P3墩墩底	18 306	412 525	5 680	95 505	15 639	342 183
P3墩墩顶	17 666	118 083	3 075	22 613	14 625	91 654
P4墩墩底	6 413	127 583	3 942	47 229	5 501	71 413
梁端位移/m	0.094		0.129		0.251	
边墩支座位移/m	—		0.136		0.246	
中墩支座位移/m	—		0.114		—	

边墩和P3中墩墩底内力分别减小约28%和64%,边墩支座位移减小约45%,说明设置减隔震支座对大桥横桥向抗震效果明显。

通过上述比较得出,横桥向地震和竖向地震的作用,以及纵桥向地震和竖向地震的作用对于设计方案摩擦摆式方案具有相同的结论。这种方案不仅可以降低整体地震内力的响应,还可以控制位移响应,因此其抗震效果较为理想。

6 结论

本文以龙塘南渡江大桥为研究对象,利用SAP

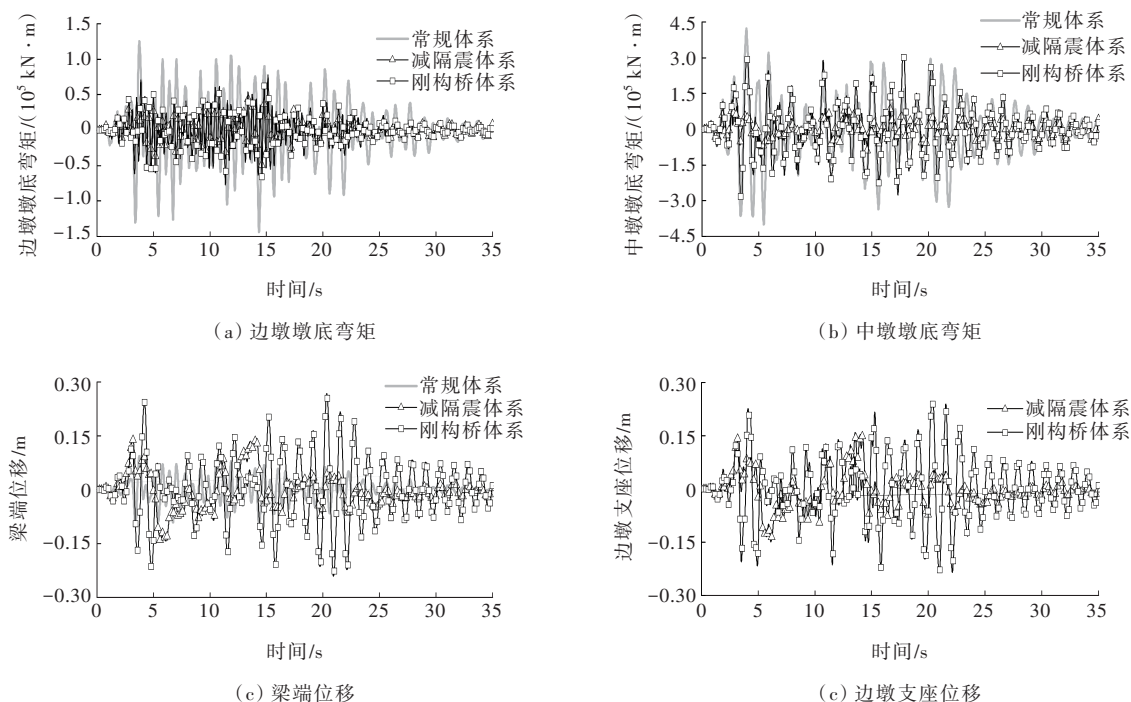


图 10 4号地震波输入下3种约束体系关键部位弯矩时程、位移时程曲线(横桥向)

2000软件对不同类型地震输入进行研究,考虑非线性因素,分析具体的结构响应,并比较各种抗震体系之间的响应,得出适合本桥的合理抗震体系,主要结论如下:

(1) 建立了三维有限元动力模型,对模型进行动力特性分析,得出结构主要周期和振型特征;桥梁结构的纵向第1阶周期为1.378 s,横向第1阶周期为1.071 s。

(2) 考虑了多个影响因素,建立了双线性模型的数值模拟方法。

(3) 通过对边墩、中墩摩擦摆式支座不同半径取值下全桥结构位移和内力地震响应的比较,得出了适合本桥的摩擦摆式支座参数:①中墩处摩擦摆式支座半径取为5 m;②边墩处摩擦摆式支座半径取为2 m。

(4) 通过比较研究3种约束结构模型得出:在横桥向或纵桥向地震作用下,设置摩擦摆式支座的方案可以降低整体的地震内力响应,同时也有助于控制位移响应,该设计方案具有较为理想的抗震效果。

参考文献:

- [1] 于德恩.独塔斜拉桥横桥向合理抗震体系振动台试验研究[D].上海:同济大学,2016.
- [2] 上官甦,于德恩,吴敬武,等.独塔斜拉桥横桥向不同体系

振动台试验研究[J].公路交通科技(应用技术版),2017,13(1):122-125.

- [3] 王淑涛,刘兆光,胡盛.减隔震技术在大跨度预应力混凝土连续梁桥设计中的应用[J].公路,2011,56(7):152-156.
- [4] 李建中,汤虎,管仲国.中小跨径板式橡胶支座梁桥新型隔震系统[J].中国公路学报,2015,28(3):35-43.
- [5] 刘新华,李秋,彭元诚,等.湖北云南庄特大桥设计关键技术[J].中外公路,2021,41(1):112-116.
- [6] 邢心魁,党浩,刘顺,等.新型装配式方钢桥受力性能研究[J].中外公路,2021,41(4):95-100.
- [7] 吴铁生,胡金桥,江蕾,等.海南省龙塘南渡江大桥项目工程场地地震安全性评价报告[Z],2014.
- [8] 北京金土木软件技术有限公司,中国建筑标准设计研究院.SAP 2000中文版使用指南[M].2版.北京:人民交通出版社,2012.
- [9] 叶爱君,胡世德,范立础.大跨度桥梁抗震设计实用方法[D].上海:同济大学,2001.
- [10] 龚一琼,胡勃,袁万城,等.连续梁桥的减隔震设计[J].同济大学学报(自然科学版),2001,29(1):94-99.
- [11] 中交公路规划设计院有限公司,中交公路长大桥建设国家工程研究中心有限公司,成都市新筑路桥机械股份有限公司,等.公路桥梁摩擦摆式减隔震支座:JT/T 852—2013[S].北京:人民交通出版社,2013.
- [12] 重庆交通科研设计院.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.