

滨海特大高架桥梁抗震优化设计

王文彪

[上海市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海市 200092]

摘 要:为研究滨海特大高架桥梁地震反应性能,分析下部结构的影响,优化桥梁设计,为工程抗震设计提供参考。以工程实例为对象,建立三维动力模型,分析不同墩柱尺寸和桩基方案对桥梁地震反应的影响,并对桥梁进行延性抗震设计验算。结果表明:随着墩柱尺寸和桩基数量增加,虽然其自身承载能力会变大,但同步地震反应也会增大;因此,需要选取经济合理的截面尺寸和桩基数量;根据分析选取的两项设计参数,在地震作用下,可以很好的满足延性抗震设计要求。

关键词: 滨海桥梁; 地震动响应分析; 延性设计; 下部结构

中图分类号: U442.5+5

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2021)05-0076-04

0 引言

滨海高架桥梁由于其特殊的地理位置,一般地震烈度较高,桥梁抗震设计存在着一定的特殊性。滨海桥梁服役期长达百年,除地震外还要面对强风、车辆和海洋腐蚀环境等恶劣荷载工况,其运营及耐久性要求较高,总结及探讨滨海桥梁特点的抗震设计方法具有较高研究意义^[1-3]。而且滨海桥梁的墩柱较高,桩基较长,其下部结构方案合理性对桥梁地震反应影响较大,且对桥梁经济合理性有较大影响^[4-5]。本文以工程实例为研究对象,通过建立三维动力模型,分析不同墩柱尺寸和桩基方案对桥梁地震反应的影响,并对桥梁进行延性抗震设计验算,对比分析出经济合理的墩柱尺寸和桥梁桩基数量。对比研究对滨海特大高架桥梁抗震优化设计,对此类型桥梁的下部结构方案合理优化设计,具有重要的工程指导意义^[6,7]。

1 工程概况

某市滨海大道高架桥,桥梁全长 1 536 m,全桥跨径布置为 7 联 3×40 m+5 联 36 m+ 3×32 m+ 2×30 m 连续箱梁,桥墩高约 5~10 m。全桥均采用钻孔灌注桩基础,均嵌入岩层中,桩基直径 1.5 m,桩长约 70~90 m。桥梁整体方案见图 1。

桥墩与桩基配筋见图 2。

收稿日期：2020-07-28

基金项目:上海市科学技术委员会科研项目(18DZ1201206);
上海市科学技术委员会科研项目(18DZ1201200)

作者简介:王文彪(1990—),男,硕士,工程师,从事桥梁设计工作。

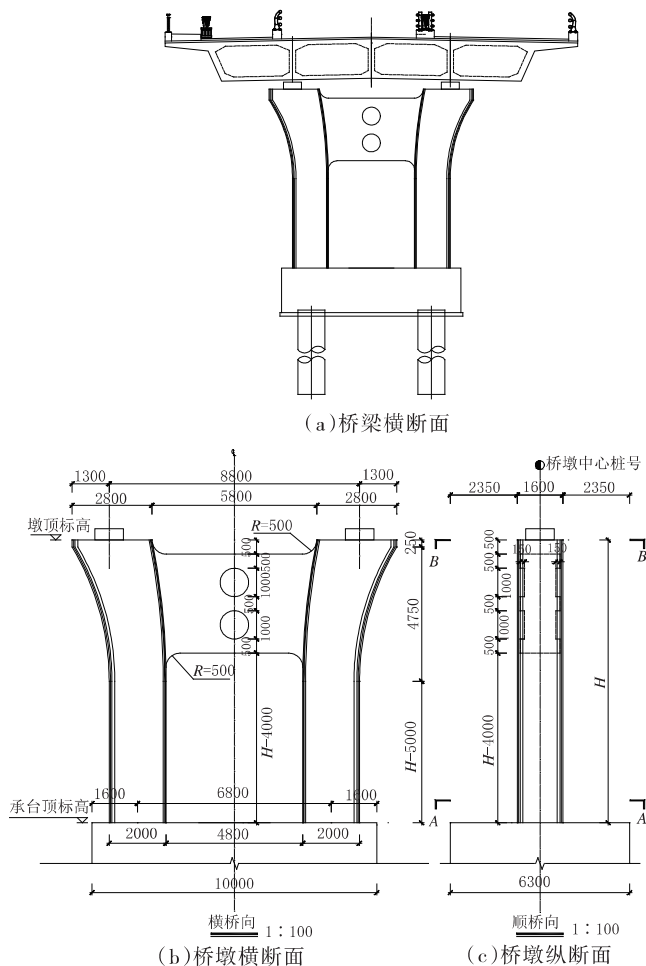


图 1 桥梁下部结构方案(单位:mm)

2 地震动参数与分析模型

本文建立桥梁抗震设计的三维空间动力计算模型,分析结构动力特性。采用线性反应谱法以进行地震反应分析,研究结构在 E1 地震作用(50 a 超越概率 10%)和 E2 地震作用(50 a 超越概率 2%)两种设防水准地震输入下的地震响应。

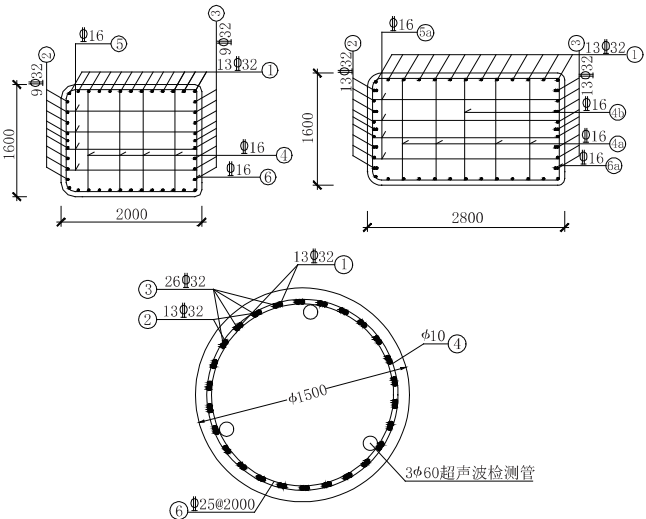


图 2 桥墩与桩基配筋图(单位:mm)

本场地地震动峰值加速度为 0.10g,场地地震分组为第一组,场地类别为Ⅳ类,场地地震动峰值加速度调整系数 $F_a=1.20$,场地特征周期值为 0.65 s,场地土属软弱地基土,属于建筑抗震不利地段^[8-10]。地震动输入分别采取顺桥向与横桥向两种方式。主梁和桥墩均采用梁单元模拟,承台近似按刚体模拟,其质量堆聚在承台质心;二期恒载以均布质量形式加在主梁单元上。桥梁支座布置见图 3。

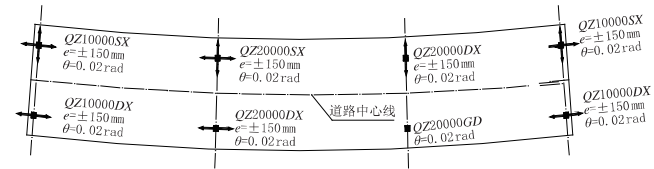


图 3 支座布置图

据此设定三维模型的支承连接条件,见表 1。
桩基础是在承台底加六个方向的弹簧来模拟桩基础的作用,并由承台底部内力按静力方法(m 法)反推单桩最不利受力。如 4 根桩基时,六弹簧刚度见表 2。
本文分别以关键典型的中间联 3×40 m 三联和边联 3×40m 三联为例,在此基础上进行地震反应分析和抗震设计,模型见图 4。

3 抗震结构设计

桥墩和桩基础截面的抗弯能力(强度)采用截面积分的方法进行弯矩—曲率(考虑相应轴力)分析,截面混凝土根据需求划分,而单根钢筋单独作为一个网格,见图 5。

表 1 全桥每联支承连接条件						
位置	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1 号墩 1 支座	0	0	1	0	0	0
1 号墩 2 支座	0	1	1	0	0	0
2 号墩 1 支座	1	1	1	0	0	0
2 号墩 2 支座	1	0	1	0	0	0
3 号墩 1 支座	0	0	1	0	0	0
3 号墩 2 支座	0	1	1	0	0	0
4 号墩 1 支座	0	0	1	0	0	0
4 号墩 2 支座	0	1	1	0	0	0

注:1. u_x 为纵桥向, u_y 为横桥向, u_z 为竖向;
2. “0”表示自由,“1”表示固结,“/B”表示时程分析时用非线性滑动支座模拟。

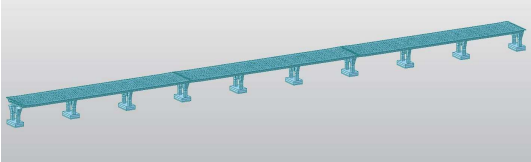


图 4 三联空间动力计算模型

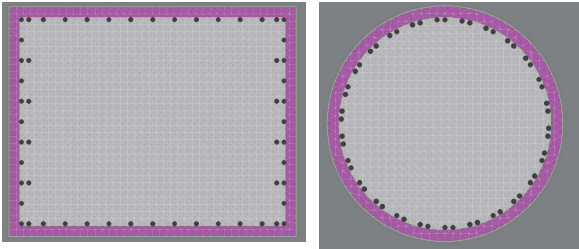


图 5 桥墩与桩基础截面计算网格划分

下部结构方案对桥梁地震动反应影响较大,且对桥梁总体方案的经济合理性存在较大影响^[11-12]。本工程经计算分析,E1 地震作用下,地震分析满足设计要求,本文仅阐述 E2 地震作用下,对不同墩柱尺寸和桩基数量下,地震动反应和抗震分析设计。

3.1 墩柱尺寸变化

墩柱底部尺寸 2.5 m×2.0 m、2.0 m×2.0 m 和 2.0 m×1.6 m 三种情况下,对关键截面墩柱底的地震反应进行分析。静力作用下,该三种截面均能满足规范要求。

墩柱高度较高的中间联的地震反应见表 3。表中 P2 为固定墩,P1 表示非固定墩中地震反应最大的墩。

墩柱高度较矮的边联的地震反应见表 4。

根据计算结果可知,墩柱尺寸越大,中间联和边

表 2 各群桩基础的六弹簧刚度						
位置	$\Delta_x/(kN \cdot m)$	$\Delta_y/(kN \cdot m)$	$\Delta_z/(kN \cdot m)$	$\theta_x/(kN \cdot m \cdot rad^{-1})$	$\theta_y/(kN \cdot m \cdot rad^{-1})$	$\theta_z/(kN \cdot m \cdot rad^{-1})$
承台底	4.78E+05	5.41E+05	7.50E+06	6.66E+07	3.66E+07	7.50E+06

注:(1) x 为纵桥向, y 为横桥向, z 为竖向;(2) θ_x , θ_y 和 θ_z 分别代表沿 x , y 和 z 轴的转动方向。

表3 中间联不同墩柱尺寸地震反应

墩底尺寸	墩号	地震作用	N_x/kN	V_z/kN	$M_y/(\text{kN}\cdot\text{m})$
2.5 m × 2.0 m	P2	E2X(RS)	138	5 116	48 189
	PI	E2Y(RS)	11 861	15	107
2.0 m × 2.0 m	P2	E2X(RS)	205	4 544	42 857
	PI	E2Y(RS)	10 027	13	90
2.0 m × 1.6 m	P2	E2X(RS)	289	4 027	38 043
	PI	E2Y(RS)	10 121	16	73

表4 边联不同墩柱尺寸地震反应

墩底尺寸	墩号	地震作用	N_x/kN	V_z/kN	$M_y/(\text{kN}\cdot\text{m})$
2.5 m × 2.0 m	P2	E2X(RS)	168	7 887	44 255
	PI	E2Y(RS)	7 526	162	389
2.0 m × 2.0 m	P2	E2X(RS)	197	7 467	41 898
	PI	E2Y(RS)	7 423	148	348
2.0 m × 1.6 m	P2	E2X(RS)	183	7 301	41 006
	PI	E2Y(RS)	7 701	172	414

联的地震墩底地震反应越大;且纵向地震反应远大于横向。因为随着墩柱尺寸变大,桥梁刚度增大,其地震反应随之增大。因此,在满足静力荷载作用的情况下,墩柱尺寸宜尽量小,本文选择 2.0 m × 1.6 m。且经验算,各墩柱尺寸在 E2 地震作用下,验算均不能满足要求。

3.2 桩基数量变化

本文对 6 根、5 根、4 根三种桩基数量情况,对关键截面墩柱底和桩基的地震反应进行分析。桩基布置见图 6。

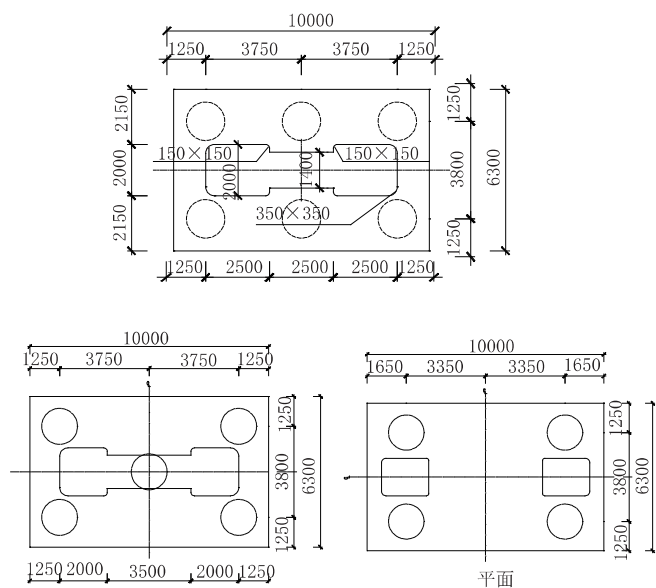


图6 不同桩基方案(单位:mm)

选取不同桩基数量下中间联墩柱底的地震反应,见表 5。

根据计算结果可知,桩基数量越多,中间联的墩底地震反应越大;且纵向地震反应远大于横向。因为

表5 中间联地震反应对比分析

桩基数量	墩号	地震作用	N_x/kN	V_z/kN	$M_y/(\text{kN}\cdot\text{m})$
6 根桩	P2	E2X(RS)	189	4 432	41 879
	PI	E2Y(RS)	10 502	17	77
5 根桩	P2	E2X(RS)	289	4 094	38 670
	PI	E2Y(RS)	10 121	16	73
4 根桩	P2	E2X(RS)	291	4 027	38 043
	PI	E2Y(RS)	9 180	13	57

随着桩基数量增加,桩土六弹簧刚度增大,桥梁底部约束增大,其地震反应随之增大。因此,在满足静力荷载作用的情况下,桩基数量宜尽量少,本文选择考虑 4 根桩。

选取不同墩柱尺寸下中间联墩柱底的地震反应,见表 6。

表6 中间联地震反应对比分析

墩底尺寸	墩号	地震	$N_{\max}/\text{kN}$	$N_{\min}/\text{kN}$	$M_y/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_d/(\text{kN}\cdot\text{m})$
2.0 m × 2.0 m	P2	E2X	19 200	-6 717	4 369	4 350
	PI	E2Y	10 060	2 887	5 944	8 440
2.0 m × 1.6 m	P2	E2X	17 120	-4 919	3 723	4 342
	PI	E2Y	9 957	2 805	5 921	7 742

经计算分析,E2 地震作用下,墩柱尺寸选择 2.0 m × 1.6 m,桩基数量为 4 根时,桩基抗震能力能满足规范要求。

4 延性抗震设计

由上述计算分析可知,在 E2 地震作用下进行反应谱分析,横桥向地震作用下,各关键截面均能满足抗震性能目标;纵向地震作用下,固定墩 P2 墩墩底将进入屈服,应进行延性构件变形能力验算;根据计算得到的基础弯矩、剪力和轴力设计值,桩基础的验算采用该设计值和永久作用效应组合后进行。

在延性设计中,动力计算模型除延性构件外,均和前述模型相同。对于延性构件,在 E2 地震作用下,构件的抗弯刚度采用有效截面抗弯刚度,按式(1)确定:

$$E_c \times I_{eff} = \left(\frac{M_y}{\phi_y} \right) \quad (1)$$

式中: E_c 为桥墩的弹性模量(kN/m^2); I_{eff} 为桥墩有效截面抗弯惯性矩(m^4); M_y 为屈服弯矩($\text{kN}\cdot\text{m}$); ϕ_y 为等效屈服曲率($1/\text{m}$)。

4.1 墩顶位移验算

若墩柱屈服,需按延性构件采用折减刚度(有效截面刚度)计算墩柱的地震反应。以中间联 P2 号墩柱为例,纵桥向的有效截面刚度为:

$$E_c \times I_{eff} = \frac{M_y}{\varphi_y} = 7.96 \times 10^6$$

在进行桥墩位移验算时,按弹性方法计算出的地震位移应乘以地震位移调整系数*c*。墩顶的顺桥向水平位移Δ_d:

$$\Delta_d = c\delta$$

在E2地震作用下,一般情况应验算潜在塑性铰区域沿顺桥向和横桥向的塑性转动能力,但对于常规桥梁可验算桥墩墩顶的位移:

$$\Delta_d \leq \Delta_u$$

表7列出了各纵向固定墩的位移能力需求比,在E2水准下墩柱的延性能力是足够的。

表7 E2地震作用下墩顶位移验算

地震输入	位置	墩号	位移需求/m	位移能力/m	能力需求比	验算结果
纵桥向	中间联	P1墩	0.148	0.215	1.45	通过
	边联	P1墩	0.083	0.085	1.02	通过

4.2 能力保护构件验算

E2地震作用下,若墩柱屈服,按延性构件设计,则为了保证预期出现弯曲塑性铰的墩柱构件不发生脆性的如剪切破坏等破坏模式,并保证不宜用于耗能的构件(能力保护构件)处于弹性反应范围,在确定他们的弯矩、剪力设计值时,应根据墩柱可能出现塑性铰处按实配钢筋,并采用材料强度标准值和轴压力计算出的弯矩承载能力同时考虑抗弯超强的影响来计算得到。

对于桥墩的脆性剪切破坏,必须通过提供较高级别的强度避免。墩柱的抗剪强度按照规范公式计算^[13,14],验算结果见表8。

表8 墩柱底截面抗剪强度验算

地震输入	位置	墩号	剪力设计值/kN	抗剪强度/kN	能力需求比
纵桥向	中间联	P2墩	2 362	5 712	2.42
	边联	P2墩	3 847	5 712	1.48

桩基作为能力保护构件,计算群桩基础的抗力需求时,应按桥墩塑性铰区截面的超强弯矩计算其设计地震荷载效应,验算结果见表9。

表9 P2墩最不利单桩内力最大值

地震输入	位置	验算轴力/kN	弯矩/(kN·m)	抗弯能力/(kN·m)	能力需求比
纵桥向	中间联	-1 671	2 404	8 476	3.53
	边联	-3 999	4 326	7 172	1.66

经验算可知,E2地震作用下,采用延性地震设计理论,该桥梁的位移能力、能力保护构件能力均能满足规范要求。

5 结 语

由上述计算分析可知,得到以下结论。

(1)桥梁地震反应随着墩柱尺寸变大而增大,随着桩基数量增大而增大。因此,在满足静力荷载作用的条件下,宜尽量让墩柱尺寸减小,桩基数量减少,静力作用和动力作用分析存在一个相对合理的平衡点。

(2)本工程在E1地震作用下,墩柱、桩基均保持弹性,满足抗震性能目标;在E2地震作用下,纵向输入时固定墩所有墩柱均已屈服。因此,需要进行延性抗震设计,利用墩底塑性铰的塑性变形减小地震内力。

(3)按照基于能力设计方法的延性抗震理论,对结构在E2地震作用下的抗震性能验算表明:各桥墩的位移能力满足抗震设防要求,且具有足够的抗剪能力,不会发生脆性的剪切破坏,各群桩基础保持在弹性范围内工作,抗震性能满足抗震设防标准。

参考文献:

[1] 江辉,白晓宇,黄磊.波浪、海流环境中跨海桥梁深水桥墩的地震响应特性[J].铁道学报,2019,41(3):117-127.
[2] 房忱,李永乐,向活跃.风、浪、流荷载组合对跨海桥梁动力响应的影响[J].西南交通大学学报,2019,54(5):908-922.
[3] 王玉琦.风暴潮、浪作用下中小型跨海桥梁破坏形式与数值模拟研究[J].土木与环境工程学报.2019,41(6):152-157.
[4] 刘陆平,周指示.反应谱法在小箱梁桥梁下部抗震计算中的应用[J].城市道桥与防洪,2016(2):101-104.
[5] 陆中功.铁路桥梁下部结构抗震设计优化研究[J].中国铁路.2018,6(2):51-55.
[6] 陈宝魁,王东升,石岩.跨海桥梁抗震设计研究发展综述[J].世界地震工程.2017,33(4):122-128.
[7] 李华.浅滩区跨海特长高架桥梁设计 [J]. 上海公路,2020,3(2):43-47.
[8] GB 18306—2015,中国地震动参数区划图[S].
[9] CJJ 166—2011,城市桥梁抗震设计规范[S].
[10] JTG/T B02-01—2008,公路桥梁抗震设计细则[S].
[11] 王良成.高烈度区高速公路桥梁桥墩抗震计算分析研究[D].陕西长安:长安大学,2015.
[12] 凌贤长,唐亮.液化侧扩流场地桥梁桩基抗震研究进展[J].地震工程与工程振动.2015,35(1):1-10.
[13] CJJ 11—2011,城市桥梁设计规范[S].
[14] JTG D 62—2004,公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].