

雅叶高速康定过境段超高烈度区桥梁抗震设计

赵 智, 文丽娜

(四川省公路规划勘察设计研究院有限公司, 四川 成都 610000)

摘 要: 为研究超高烈度区中小跨径桥梁抗震设计特点,以康新高速康定过境段互通和主线桥梁设计为工程背景,对非规则桥梁提出多种抗震设计方案,运用非线性时程分析法,对比常规混凝土与钢结构、下部圆柱墩与空心方墩,减隔震设计与延性设计对抗震的影响效果。研究表明:在超高烈度区,采用钢结构梁可以有效减小地震效应;从优化下部墩柱、系梁、盖梁自重等细部构造出发,可得到更卓越的抗震性能;在墩高较高时,减隔震设计方案不一定最合理,设计时需进行减隔震与延性设计方案对比。

关键词: 超高烈度区;非规则;钢混组合结构;细部构造;减隔震与延性设计

中图分类号: U442.5+5

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2023)01-0073-06

0 引 言

雅安至叶城国家高速公路康定过境段是《国家公路网规划(2013 年—2030 年)》G4218 联络线“雅安—叶城”高速公路的组成部分,是《四川省高速公路网规划(2014—2030 年)》成都经康定至西藏高速公路的组成部分,是内地与藏区互联互通的快速大通道。项目起于康定市升航村,对接雅康高速,从康定北侧穿越跑马山过境康定市,止于康定市榆林村。

根据场地地震安全性评价和地震危险性概率分析计算,康定过境段属地震基本烈度超Ⅸ度区,为四川省内最高地震烈度区,该地地震动峰值加速度高达 0.647~0.715g。在目前国内高速公路建设中较为罕见,同类型工程实践经验匮乏。鉴于本项目罕遇地震的特点,桥型结构设计主体思路为以结构抗震安全为主线,再尽量考虑方便施工、降低工程规模。本文主要从桥梁上下部结构选型、延性抗震和减隔震比选、抗震细部优化措施确定等方面阐述超高地震烈度区桥梁抗震研究的过程和结论,对类似工程项目有一定借鉴作用。

1 抗震总体设计

康定过境段路线起于康定城东升航接雅康高速、设康定互通接 G318 线,设跑马山 1 号隧道(长

8780 m)至康定市救灾防灾应急中心,设跑马山 2 号隧道(长 7 395 m)至康定榆林驷马桥村,路线止于榆林新城,设康定榆林互通接 G318 线。路线长度 18.044 km。全线绝大多数段落以隧道形式通过,主线仅设置一座跑马山大桥跨越冲沟,桥梁主要集中在起、终点两个互通内,分别为康定互通与康定榆林互通。康定互通内设置 A~I9 条匝道及 G318 改线;康定榆林互通内设置 A、B、C、D 共 4 条匝道及连接线。两座互通受瓦斯河、G318 和折多河等因素控制,互通主线及匝道多采用桥梁的方式。桥梁情况见表 1。

表 1 桥梁情况简述

编号	位置	桥梁规模 (m/座)	情况简述	地震动峰值 加速度
1	康定 互通	3 407.18/8	主线升航特大桥 4 桥高最大 45.3 m;匝道桥中 I 匝道桥桥高最高,为 44.5 m	0.647g
2	跑马山 大桥	0.38/1	最大桥高位于沟心,为 28.7 m	0.699g
3	康定榆 林互通	1 874.62/13	主线折多河大桥桥高最高,为 32.2 m	0.715g

根据全线桥梁分布情况,选择升航特大桥、康定互通 I 匝道桥、跑马山大桥、折多河大桥 4 座桥梁进行分析计算。

1.1 设防标准

桥址区地震动峰值加速度值为 0.647~0.715g,结合汶川地震的震害经验,抗震设计总体原则是“因地制宜、减轻重量、分类设计、多道设防”^[1]。在上述原则指导下,确定主梁形式、不同高度的桥墩和基础形式,并依据桥墩高度不同,确定抗震方案。

根据《公路桥梁抗震设计规范》,本项目桥梁均为 B 类桥,采用两阶段设计、两水准设防(E1、E2)。

收稿日期: 2022-03-19

基金项目: 四川省科技厅重点研发项目(2020YFS0361);西部交通建设科技项目(2013318800020);四川省交通建设科技项目(2015A1-3)

作者简介: 赵智(1985—),男,学士,高级工程师,主要从事勘察设计及研究工作。

1.2 地震动参数

工程场地周围大于 150 km 的区域,包括巴颜喀拉山地震带、龙门山地震带、鲜水河—滇东地震带和长江中游地震带共 4 个地震带,包括 13 个地震构造区,共 232 个不同震级上限的潜在震源区。本项目地震动参数见表 2。

表 2 康定过境段工程场地抗震设计地震动参数

地震动参数	工程场地	50 年超越概率			
		10%	5%	2%	1%
基岩水平峰值加速度 $I(\text{cm}\cdot\text{s}^{-2})$	康定互通	341	464	647	809
	跑马山大桥	370	503	699	870
	康定榆林互通	380	516	715	889

2 混凝土桥梁抗震初步研究

项目起、终点康定互通和康定榆林互通区内桥梁多为高墩(墩高 $\geq 30\text{ m}$)、变宽、弯坡斜等异型桥梁,为便于研究,代表性的选择跑马山大桥进行常规混凝土 T 梁方案的抗震分析,具体方案如下:

全桥共设置 2 联, $2\times(5\times 25)\text{ m}$ 预制混凝土 T 梁,最大桥高 28.7 m,下部结构选用圆柱形桥墩。通过有限元软件进行非线性动力时程分析。跑马山大桥计算模型如图 1 所示。

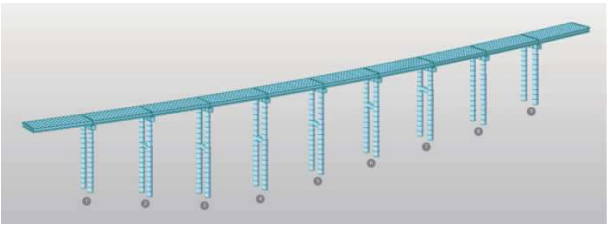


图 1 跑马山大桥计算模型

为研究不同截面尺寸的下部结构受力特性,考虑 4 种不同的墩柱-桩基截面并合理搭配减隔震支座,主要墩柱参数见表 3。

表 3 墩柱/桩基截面尺寸 单位:cm

方案类型	尺寸 1	尺寸 2	尺寸 3	尺寸 4
混凝土 T 梁	140/160	160/180	200/220	220/250

采用时程分析方法分别计算纵向+竖向、横向+竖向两个方向的地震作用,每一方向计算 3 条波。根据地震响应计算结果初步配置了钢筋,并采用 XTRACT 软件计算桥墩和桩基控制截面的 $M-\Phi$ 曲线^[2]。根据经济性原则,调整配筋,使墩、桩的能力(在额定轴力下承担弯矩的能力)与需求(桥墩、桩基弯矩响应)之比大致为 1。根据规范要求,减隔震桥梁的能力是有限塑性,即在地震作用下截面可以首次屈服,但不能整体屈服。

计算表明,配筋的控制截面包括墩柱底部截面和桩基最大弯矩截面。需要注意的是,由于盖梁的刚度较大,横向地震下墩柱顶端也可能出现塑性铰,故在横向地震作用下也考虑了墩柱顶部截面的受力状态,如图 2 所示。

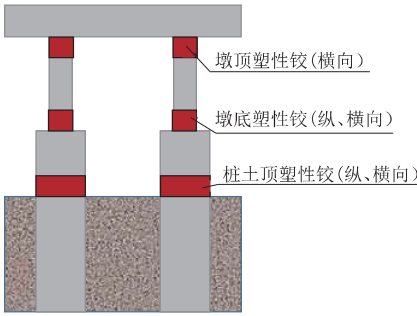


图 2 塑性铰可能出现位置(需验算的截面位置)

根据时程分析结果得到截面的最不利轴力-弯矩,并以此受力状态进行截面配筋,认为墩柱的顶截面和底截面配筋形式相同。4 种不同桩柱尺寸下,绝大部分墩柱由墩底控制配筋率,横桥向和纵桥向均有出现,随桩柱尺寸增加没有规律可循,少部分墩柱由横向墩顶控制配筋;桩顶弯矩均由纵桥向控制,见表 4。由于墩柱和桩基弯矩过大,截面主筋采用了高抗震性能的 HRB500E 钢筋。

表 4 不同桩柱尺寸弯矩表

墩柱/m	最大弯矩/(kN·m)	桩基/m	最大弯矩/(kN·m)
1.4	11 167.12	1.6	22 167.42
1.6	12 470.29	1.8	23 282.67
2	14 524.83	2.2	25 840.42
2.2	17 306.37	2.5	32 090.26

表 4 中数据说明,加大桥墩的直径,虽然增加了墩柱的截面承载力,但同时也增大了桥梁的刚度,降低了桥梁的自振周期,桥墩控制弯矩也在逐渐增大,绝对用钢量不断上升,截面面积配筋率下降的不明显。当全桥最高 3、4 号墩采用常规 1.6~1.8 m 桩柱时,墩柱配筋率为 4.061%,桩基配筋率为 4.412%,均超过了 4%,无法配筋;将桩柱尺寸加大到 2.2~2.5 m 时,墩柱配筋率为 2.214%,桩基配筋率为 2.609%,桩基配筋率依然较大,且结构尺寸也过大,如图 3 所示。

由以上计算可知,超高烈度区桥梁采用常规混凝土上下部结构桥梁墩柱和桩基的配筋率过大,采用大尺寸桩柱(2.2~2.5 m)造成的下部桩柱重量的增加与配筋率降低幅度不成比例,极为不经济。

同理,对升航特大桥及终点折多河大桥进行混凝土方案的计算分析可知,升航特大桥桥墩最大弯

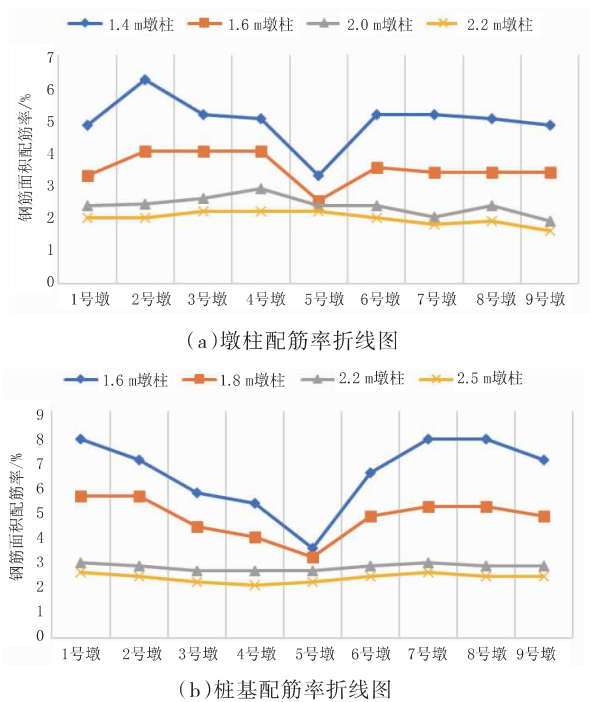


图3 桩柱配筋率图

矩高达 76 533.19 kN·m, 最大弯矩配筋率为 3.7%; 升航特大桥桥墩最大弯矩高达 54 739.1 kN·m, 最大弯矩配筋率为 4.085%, 超过规范要求的 4%, 无法配筋, 不能满足抗震要求。

3 桥梁上部结构形式抗震优化研究

根据上述对 4 座桥的混凝土梁及柱式墩台试算, 在超Ⅷ度高烈度地震区, 由抗震控制设计, 采用受力明确、施工简单、后期便于维护的常规结构桥梁已不能满足项目需求。鉴于此, 考虑从减轻桥梁上下部结构的总体思路来满足抗震需求。

3.1 上部结构

3.1.1 钢梁比选

设计考虑上部结构采用钢结构以降低结构地震响应。从结构抗震、耐久、经济的角度出发, 拟定抗震性能较好的纯钢箱梁、钢箱叠合梁结构进行上部方案比选。纯钢箱梁具有上部结构重量轻、结构整体性较好、抗震性能最好的优势, 但桥面顶板为钢板, 与沥青的结合能力较弱, 对沥青铺装的施工技术要求高, 桥面铺装使用寿命较短、耐久性差等。经过综合比选, 上部推荐采用钢混组合梁桥方案, 钢混组合梁典型断面如图 4 所示。

3.1.2 钢混组合梁抗震设计

对于跑马山大桥、折多河大桥、升航特大桥钢混组合梁进行主梁单位长度重量(含二期恒载)和 E2 地震作用下的桥墩墩底弯矩与混凝土梁进行对比

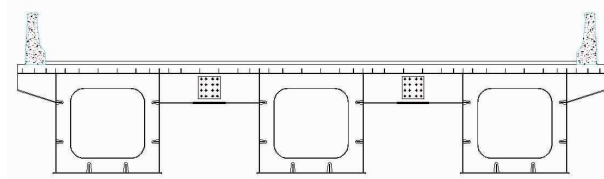


图4 钢混组合梁典型断面

(见表 5、表 6)。结果表明: 对于桥面宽度为 12.6 m 的钢混组合梁单位长度重量为 142 kN/m, 简支 T 梁单位长度重量为 208 kN/m, 钢混组合梁的单位长度主梁重量为混凝土 T 梁的 70%; 与混凝土现浇箱梁相比, 钢混组合梁单位长度主梁重量仅为混凝土现浇箱梁的 0.43~0.56。当采用减隔震方案时, 连续钢混组合梁的墩底弯矩明显小于混凝土 T 梁。钢混组合梁在小半径曲线桥(如康定互通 I 匝道桥)也有良好的表现, 下部结构配筋率与直线桥基本持平。计算对比分析表明, 采用钢混组合梁可明显降低上部结构自重, 减小下部结构的地震作用。

表 5 跑马山大桥主梁重量及桥墩最大弯矩比较表

主梁形式	单位长度主梁重量 / (kN·m ⁻¹)	桥墩纵向最大弯矩 / (kN·m)	最大弯矩桥墩配筋率 / %
简支混凝土 T 梁	208	15 670	3.16
连续钢混组合梁	142	9 514	1.82

表 6 折多河大桥主梁重量及桥墩最大弯矩比较表

桥梁宽度 / m	主梁形式	单位长度主梁重量 / (kN·m ⁻¹)	桥墩纵向最大弯矩 / (kN·m)	最大弯矩桥墩配筋率 / %
12.6	连续混凝土箱梁	251	41 012	4.08
	连续钢混组合梁	142	22 829	2.18
16.6	连续混凝土箱梁	382	54 397	3.86
	连续钢混组合梁	163	26 068	1.80

3.2 下部结构

通过前期初步研究发现, 下部桥墩自重过大是导致桥墩配筋率超标的主要原因之一。钢结构桥墩是一个重要的选项, 它将可以大大降低下部结构自重, 但由于钢墩存在造价高、施工工艺复杂、后期养护困难等实际工程问题, 大规模运用的案例较少, 本次设计下部结构选型时尽量避免, 主要从优化混凝土墩下部细部构造的角度出发开展工作。主要改善细则如下:

(1) 将圆柱墩改为矩形墩, 并对断面进行挖空, 如图 5 所示, 挖空后矩形空心墩重量较实心墩可以降低约 30%~45%。相同重量下, 圆形截面的抗弯惯矩小, 不利于承担水平地震作用, 实心矩形墩具有较大的抗弯能力, 但自重较大; 将实心矩形墩挖空为空心后,

可以同时达到增大抗弯能力和减小自重的目的。

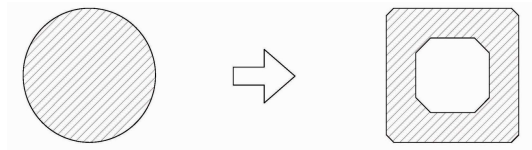


图5 墩柱结构示意图

(2)将上部结构矩形盖梁调整为T形盖梁,如图6所示,盖梁自重可降低约25%。通过对升航特大桥高墩的计算,结果表明:减小上部盖梁自重,可有效降低桥墩墩底的弯矩,最多可降低约30%。

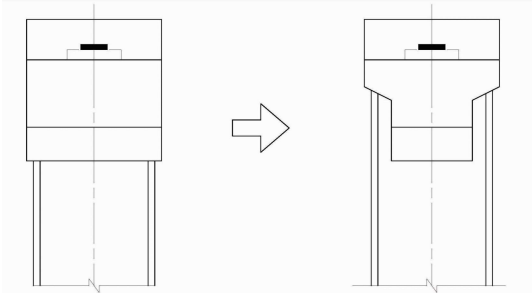


图6 盖梁结构示意图

(3)沿墩高方向,将矩形墩刚度很大的横系梁调整为每隔10~15 m设置一道截面尺寸很小的横系板,如图7所示,在地震力作用下作为耗能构件,以增强桥墩的耗能能力^[3]。

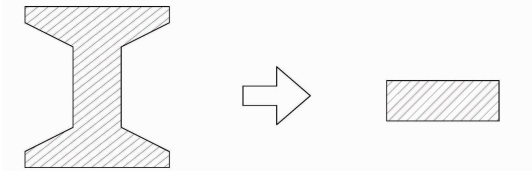


图7 系梁结构示意图

3.2.1 墩型比选

当采用钢混组合梁上部结构时,分析计算跑马山大桥矩形空心墩和柱式墩控制弯矩,见表7。

表7 跑马山大桥控制弯矩对比表 单位:kN·m

桥墩号	圆形实心墩	矩形空心墩
1	11 802.17	9 302.88
2	11 737.67	9 823.36
3	15 341.90	10 392.05
4	15 672.96	9 861.55
5	14 146.74	12 382.02
6	11 589.70	9 599.02
7	9 967.51	9 196.04
8	11 774.87	8 546.25
9	8 815.16	7 575.20

计算表明,桥墩自重对地震响应影响较大,1.6~1.8 m柱式墩的墩底最大弯矩约为1.8 m×1.8 m空心矩形墩的1.1~1.6倍。因此,在本设计中宜采用自重较小的桥墩形式。为了加大桥墩的刚度,全线桥墩

统一采用方形墩,个别高墩进行纵向放坡。根据典型桥梁的抗震计算,得到不同的桥墩高度及梁体跨径采用不同的空心矩形墩尺寸可满足抗震需求。

3.2.2 基础比选

当采用钢混组合梁上部结构时,分析计算折多河大桥下部基础采用矮墩单桩+高墩群桩和单桩基础两种形式。

计算结果表明,当墩高小于20 m时,采用单桩时弯矩约为20 000 kN·m,采用2.2 m桩径配筋率可控制在2%左右,但对于高墩采用单桩时弯矩近40 000 kN·m,即使采用2.2 m的桩径,配筋率也将超过4%。因此,对于高度20 m以上的高墩推荐采用群桩。

3.2.3 下部减隔震设计与延性设计比选

在超高烈度地震区减隔震设计是减小下部结构地震响应重要方法,但减隔的效果有赖于结构的自振频率。康定互通内的升航特大桥桥墩高度为本项目最高,最大墩高为41 m,主线桥和匝道桥内大部分桥墩墩高都大于30 m。因此选择升航特大桥为计算模型,在计算中,针对不同的墩高比较减隔震方案和延性抗震方案(见表8)。

表8 减隔震与延性抗震弯矩对比表 单位:kN·m

墩编号	墩高/m	延性抗震方案	减隔震方案
9	37.5	76 533	65 542
10	35.5	70 046	65 417
11	34.5	77 235	70 436
12	34.5	55 375	69 449
13	34.5	55 672	69 599
14	34.5	55 586	69 735
15	23.5	48 212	37 317
16	17.5	34 148	21 603
17	8.5	14 301	10 350

结果表明,墩高小于30 m的桥梁由于结构自振频率高,采用减隔震方案可有效减小下部结构地震响应。而对于30 m以上墩高,采用减隔震设计减小的结构地震响应有限,效果不明显,若结构自振频率接近与地震动的卓越频段或一联内各墩-支座的串联刚度相匹配时,甚至可能出现结构响应大于延性设计的情况。且规范要求,采用减隔震设计后,自振周期宜延长至不采用减隔震设计的2倍及以上。计算表明,30 m以上墩高时,延性设计自振周期约1.8 s,减隔震自振周期约1.2 s,不符合规范对减隔震设计的要求。根据分析结果可知,在本项目高度超过30 m的桥墩宜按延性设计,墩高小于30 m的桥墩宜进行减隔震设计。

4 抗震验算

通过有限元分析软件建立全桥空间动力分析模型,模型能正确反映桥梁上部结构、下部结构、支座和地基的刚度、质量分布及阻尼特性,从而保证 E1 和 E2 地震作用下引起的惯性力和主要振型得到反映。通过模型可知全桥多阶的主要振型及模态。

4.1 E1 地震作用

按照两水准抗震设防要求,在 E1 地震作用下,桥梁总体在弹性工作状态基本无损伤。根据能力保护设计原则,桥墩潜在塑性铰区是强度薄弱部位,故在 E1 地震作用下,只要验算桥墩潜在塑性铰区的抗弯强度。

E1 地震作用下计算动力响应时,考虑沿顺桥向 + 竖向和横桥向 + 竖向两个方向的地震组合,每个方向均计算 3 条地震动时程的响应,结果取 3 条时程的最大值。通过全桥模型来读取墩柱分别在自重下和时程荷载工况下的内力,组合出地震作用下最不利的荷载情况,来获得在地震作用下结构的动力响应和安全性能。对于减隔震设计方案,能力需求比由 E2 地震作用控制,E1 地震作用均能满足规范与正常使用的要求;对于采用延性设计的桥墩,经计算可得到在 E1 地震作用下最不利墩柱能力需求情况。

计算表明,在 E1 地震响应下,配筋量为 2%时,桥墩横向墩顶、纵横向墩底能力需求比均在 2.1 以上,表明桥墩均处于弹性阶段,没有发生屈服,满足规范要求。

4.2 E2 地震作用

根据前述减隔震与延性设计方案比选,在 E2 地

震作用下,对于墩高大于 30 m 的桥墩采用延性设计桥墩主要涉及到升航特大桥 9~15 号墩与康定互通 I 匝道桥 4~9 号墩,其余桥墩均按照减隔震方案进行 E2 地震作用下的验算。

4.2.1 延性设计塑性铰变形能力验算

升航特大桥 9~15 号墩与康定互通 I 匝道桥 4~9 号墩在 E2 地震作用下采用延性设计,变形需求根据 Midas 时程分析得出,考虑塑性系数 R。墩柱纵向变形能力按照规范推荐的公式计算,横向变形能力在 ABAQUS 中建立模型,采用 Pushover 分析,当承载力下降至峰值承载力 90%或混凝土压应变达到 0.004 时,认为桥墩达到极限变形能力。

通过计算,在 E2 地震响应下,在墩柱纵向配筋量为 2%左右时,升航特大桥桥墩纵横向变形分别发生在 9 号墩和 12 号墩,分别为 0.388 m 和 0.253 m,和 I 匝道桥桥墩纵横向变形分别发生在 8 号墩和 7 号墩,分别为 0.315 m 和 0.322 m,均在极限变形能力范围内,故塑性铰区纵、横向变形能力满足规范要求。

4.2.2 减隔震设计墩柱能力验算

升航特大桥 16~17 号墩与康定互通 I 匝道桥 1~3 号墩 E2 地震作用下采用减隔震设计,对与减隔震设计的桥墩要求只能出现有限塑性,即要去桥墩只能出现首次屈服,不能全截面屈服(见表 9)。

4.2.3 桩基能力保护构件验算

桩基作为能力保护构件,应保证其破坏发生在延性构件及桥墩之后。对于能力值采用桩基弯矩最大值处的轴力,采用截面弯矩一曲率分析得出结果(见表 10)。

表 9 E2 作用下墩柱能力验算

桥名	墩号	方向 - 截面	N/kN	$M_d/(kN \cdot m)$	墩底截面	配筋率%	$M_e/(kN \cdot m)$	能力需求比
升航特大桥	16	横向 - 墩顶	1 235.83	18 553.45	2×2.30	1.594	20 350	1.097
		横向 - 墩底	255.78	12 627.91			16 520	1.308
		纵向 - 墩底	4327.6	21 603.21			26 220	1.214
	17	横向 - 墩顶	680.18	5 453.55	1.8×1.8	1.24	11 040	2.024
		横向 - 墩底	263.07	10 595.99			10 750	1.015
		纵向 - 墩底	3 697.17	10 350.37			12 060	1.165
康定互通 I 匝道桥	1	横向 - 墩顶	-51.97	1 826.92	1.8×1.8	0.336 6	3 298	1.805
		横向 - 墩底	-51.97	1 826.92			3 298	1.805
		纵向 - 墩底	335.16	3 329.4			3 621	1.088
	2	横向 - 墩顶	233.17	7 812.52	1.8×1.8	2	16 950	2.170
		横向 - 墩底	-147.82	6 148.63			16 690	2.714
		纵向 - 墩底	1 367.7	17 009.7			18 260	1.074
	3	横向 - 墩顶	-1 266.77	15 613.67	1.8×1.8	2	15 920	1.020
		横向 - 墩底	-2107	13 531.21			15 320	1.132
		纵向 - 墩底	628.25	13 650.88			17 240	1.263

表 10 E2 作用下桩基能力验算

桥名	墩号	地震方向-截面位置	N/kN	$M_d/(kN \cdot m)$	截面/cm	配筋率	$M_c/(kN \cdot m)$	能力需求比
升航特大桥	9	横向-桩基	-7 278.55	5 453.66	C180	1.786	10 140	1.859
		纵向-桩基	-8 607.34	9 095.28			9 785	1.076
	14	横向-桩基	-4 307.66	3 454.35	C180	0.716	3 526	1.021
		纵向-桩基	-2 910.98	3 830.44			4 432	1.157
	15	横向-桩基	-917.23	2 053.38	C180	0.483	3 799	1.850
		纵向-桩基	-1 538.72	3 028.38			3 157	1.042
	16	横向-桩基	750.12	5 780.53	C180	1.143	10 000	1.730
		纵向-桩基	3 864.12	10 350.37			10 910	1.054
	1	横向-桩基	60.16	2 674.28	C180	0.524 1	4 786	1.790
		纵向-桩基	447.49	4 861.67			5 061	1.041
康定互通 1匝道桥	4	横向-桩基	-12 315.4	7 829.45	C180	2.126	9 948	1.271
		纵向-桩基	-13 911.8	8 407.23			8 936	1.063
	6	横向-桩基	-9 185.52	6 657.36	C180	1.524	7 079	1.063
		纵向-桩基	-8 889.27	6 760.5			7 263	1.074
	8	横向-桩基	-10 072.8	7 949.25	C180	1.725	8 138	1.024
		纵向-桩基	-10 824.7	6 960.45			7 661	1.101

由表 10 可知,桩基作为能力保护构件,其承载力满足规范要求。

4.3 墩柱、桩基截面配筋率对比

跑马山大桥采用 1.8 m 矩形空心墩+1.8 m 桩基与原 1.6~1.8 m 圆柱式墩进行计算对比,截面配筋依然采用高抗震性能的 HRB500E 钢筋,如图 8 所示。

下,可采用双层配置主筋来满足结构配筋最小钢筋间距的需求。结果表明,在 0.699g 的超高地震烈度下,通过上部减重、下部优化细节构造的方式可满足“结构尺寸合理,抗震性能优越”的要求。

5 结 语

对于动峰值加速度高达 0.647~0.715g 的超Ⅸ度区,通过对康定过境段 4 座桥梁的相互比选论证,采用时程分析法,选取不同的上部结构材料(混凝土梁、钢混组合梁)、不同的下部桥墩形式(圆柱墩、小矩形方墩)以及不同墩高的下部结构抗震设计方法(延性、减隔震设计),对超高烈度区中小跨径桥梁地震反应进行了有限元数值分析,可得到以下结论:

(1)非规则中小跨径桥梁采用常规中小跨径混凝土梁+柱式墩结构抗震设计困难,不能满足结构抗震需求;采用钢结构梁可明显降低上部结构自重,减小下部结构的地震作用;下部桩柱采用断后总伸长、强屈比和超强比有更高要求,能显著提高桩柱的抗震性能;

(2)常规圆桩柱墩随着尺寸增大带来的重量增加与配筋率降低幅度不成正比,仅采用增大尺寸很难满足抗震要求,且极不经济;

(3)采用挖空的小矩形墩较圆柱墩截面效率更高,在同等面积情况下,从超高烈度区抗震性能来看,推荐选用小矩形墩;

(4)在超高烈度区,高墩盖梁对于墩底弯矩的贡献会大大增加,应特别重视盖梁的减重设计;重视高



(a)墩柱配筋率对比图



(b)桩基配筋率对比图

图 8 桩柱基配筋率图

跑马山大桥下部墩柱从 1.6 m 圆柱墩优化为 1.8 m 矩形空心墩后,截面面积配筋率大大下降,由原最大 4.061%降低到 1.818%;与此相对的桩基配筋率下降幅度更大,由 6.16%下降至 1.918%,也控制到 2%以

设置滑动支座(见图 17)。根据受力需要避免支座脱空,钢箱梁梁端内侧局部采用混凝土压重处理。

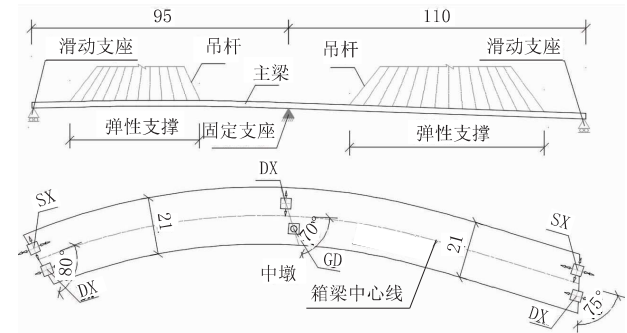


图 17 钢主梁支承体系(单位:m)

为适应道路路线于内外河及河堤之间的斜交关系,上下部均斜桥斜做。小桩号桥台斜交 80°,河堤处中墩斜交 70°,大桩号桥台侧斜交 75°。为适应钢箱梁斜交布置,中墩处采用横隔板正交并加密布置,通过支座分别支承于不同隔板上实现斜交。桥台侧通过横隔板的角度渐变实现(见图 18)。

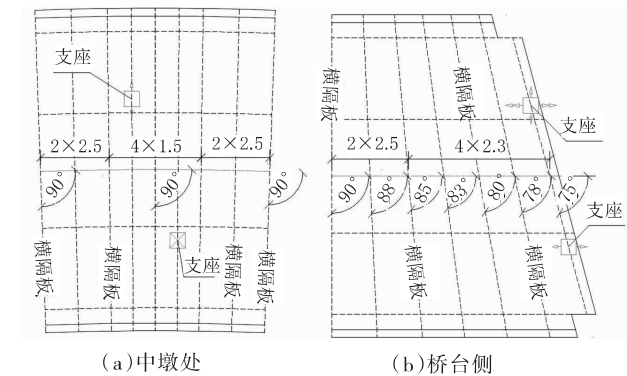


图 18 墩台斜交处横隔板设置示意

钢主梁桥面铺装采用 4 cm SMA13 和 9 cm 厚 C50 补偿收缩钢纤维防水混凝土,通过 $\phi 13$ mm 焊钉保证与钢桥面板的连接(见图 19),结构计算时不考虑钢纤维混凝土层参与受力。钢纤维抗拉强度不小于 600 MPa,钢纤维掺量为 60 kg/m³。为提高钢主梁安全储备,避免中墩顶面铺装局部开裂,钢纤维混凝土

铺装次序为先跨中后中支点,并在中墩顶范围设置 20 mm 直径 HRB400 纵向加强钢筋。

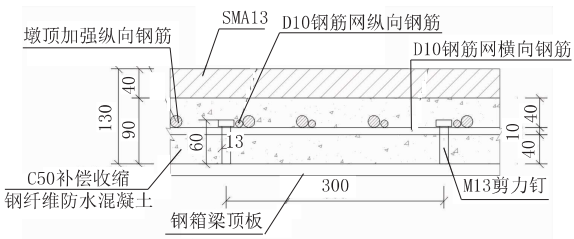


图 19 钢主梁桥面铺装(单位:mm)

6 结 语

西宁北川河滨河西路桥通过全过程的 BIM 正向设计,应用了样条曲线拟合空间拱轴线设计、多边形变截面分肢拱肋参数化设计及空间索面布置及锚固定位等技术手段,解决了异形空间钢拱桥设计中得诸多难题。施工过程中钢结构加工单位依靠三维 BIM 模型提供的数据支撑,成功解决了桥梁拱肋成型及三维放样等难题,确保施工对结构形态的还原度,有效提高了桥梁的施工效率。

本桥于 2019 年 12 月开工建设,2021 年 6 月建成后的桥梁成为西宁北川片区的焦点景观,产生了良好的社会效益。2021 年 9 月作为组成项目之一通过世行项目完工检查评估,获得“高度满意”的最高评级。

参考文献:

[1] 丁建明.跨越的风景景观桥梁“四维”创新理念与实践[M].南京:东南大学出版社,2021.
[2] 东南大学建筑设计研究院有限公司.青海西宁环境综合治理利用世行贷款项目城市排水收集管网工程配套滨河西路桥工程施工图设计[Z].2019.
[3] 张春雷.九堡大桥主航道桥副拱设计与制造特点[J].城市道桥与防洪,2010(10):78-82.
[4] 韩大章,吉林,陈艾荣,等.泰州大桥中塔设计关键技术研究综述[J].公路,2013,58(11):72-77.

(上接第 78 页)

墩系梁设计,轻型化盖梁先期破坏作为耗能构件,能增强桥墩的耗能能力;

(5)当墩高较小时,桥梁结构自振频率高,采用减隔震方案可有效减小下部结构地震响应。但对于 30 m 以上的高墩,采用减隔震设计减小的结构地震响应有限,效果不明显,甚至可能出现结构响应大于延性设计的情况,减隔震设计不能满足自振周期大于延性设计 2 倍的规范要求,此时宜采用延

性设计。

参考文献:

[1] 王克海,韦韩,李茜,等.中小跨径公路桥梁抗震设计理念[J].土木工程学报,2012(9):115-121.
[2] 姜秀娟.高烈度区钢筋混凝土桥墩延性设计与抗震能力评估[D].西安:长安大学,2008.
[3] 李丰.高烈度区桥墩系梁抗震性能研究[J].公路交通科技应用技术版,2016(7):122-124.