

DOI:10.16799/j.cnki.csdqyfh.2021.03.045

变高度连续钢桁架桥力学性能分析

贾志强

(悉地(苏州)勘察设计顾问有限公司, 江苏 苏州 215123)

摘 要:以空间曲面桁架桥为例,采用桥梁专业计算软件建立三维模型,分析空间异形桁架各杆件的力学性能和特点,并拟定杆件尺寸,验算桁架各构件强度、刚度;通过屈曲分析,验算全桥整体稳定性及构件稳定性,根据曲面桁架受力特点优化构件尺寸。对空间曲面桁架桥结构动力特性的分析表明,其振型表现为横向振动,可通过增加两榀曲面桁架间的横向联系来抵消由构件本身引起的弯矩。

关键词:钢桁架桥;调谐质量阻尼器;整体稳定;特征值分析

中图分类号:U441 文献标志码:A 文章编号:1009-7716(2021)03-0146-05

0 引 言

随着城市化水平的不断提高,人们对城市景观设计提出了越来越高的审美要求,大量景观性桥梁以其独特结构形式和较大的跨越能力被广泛用于城市建设中。随着大型计算软件的普及和发展、大型机械的广泛应用,景观桥梁的施工技术也有了突飞猛进的发展。

本文以苏州新叶桥(上跨京杭运河)为背景,通过对比研究桁架各构件的受力机理,分析曲面异形连续钢桁架桥的力学特点,探讨城市景观桥梁构造形式,为新型桁架结构形式的发展提供一种思路。该桥外形宛如一片萌出的新叶(见图1),在满足通行功能的基础上,加入美学设计理念,结构高低起伏、层次分明、轻盈通透,温文尔雅地融入大运河景观提升工程中。



图1 苏州新叶桥桥梁效果图

1 工程概况

苏州新叶桥上跨京杭运河,1跨跨越运河,桥梁

收稿日期:2020-08-12
作者简介:贾志强(1983—),男,硕士,高级工程师,从事桥梁设计工作。

设计为50 m+120 m+50 m桁架结构,桥宽11.6 m,主桥与运河斜交31.6°。主桥采用连续桁架结构,两榀曲面桁架之间通过横梁、斜撑、K撑刚性连接,横梁纵向间距5 m,部分段落设置剪刀撑,风撑间距5 m,均设置K撑。桁架上部弦杆件为矩形截面,截面尺寸为800 mm×600 mm(800 mm),桁架下部弦杆也为矩形截面,截面尺寸为800 mm×1000 mm,中间斜向腹杆采用800 mm×800 mm、800 mm×600 mm、800 mm×400 mm 3种截面,斜向腹杆及桁架节点板均位于圆曲面上,竖向腹杆采用800 mm×600 mm(400 mm)的截面形式。主墩位于运河边,外形按照水滴形设计,边墩采用柱式墩+盖梁形式。

苏州新叶桥桥梁横断面剖面图见图2,苏州新叶桥沿中心线展开立面图见图3。

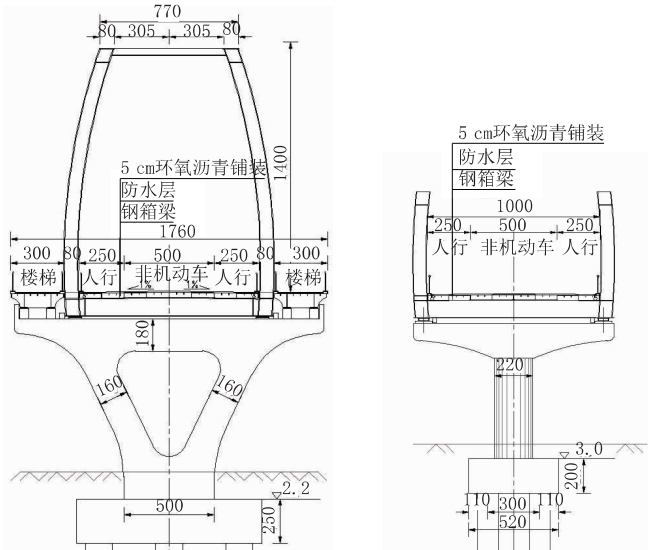


图2 苏州新叶桥桥梁横断面剖面图(单位:mm)

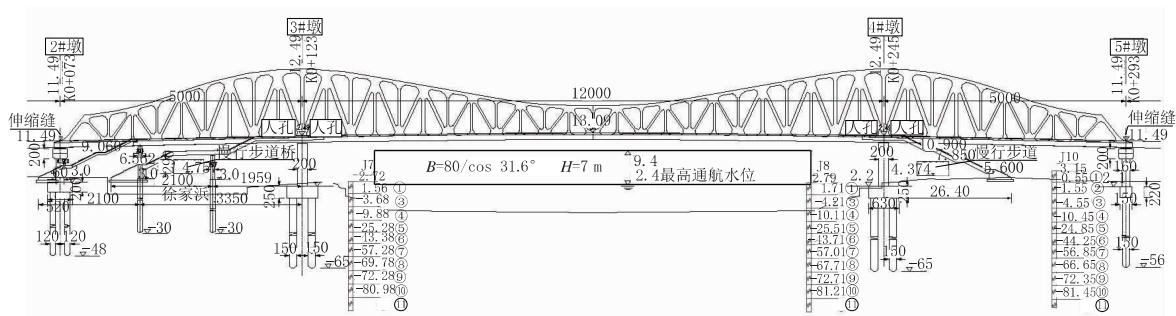


图3 苏州新叶桥沿中心线展开立面图(单位:mm)

2 空间模型的建立

2.1 苏州新叶桥空间模型

鉴于桥梁结构的复杂程度,采用现有成熟计算软件建立整桥空间结构模型,将杆件简化为单梁来模拟空间曲面桁架。

结合项目周边的施工条件,将模型划分为4个施工阶段:(1)搭设支架,拼装边跨及中支点处桁架结构;(2)整体吊装中跨70 m钢桁架;(3)中跨拼接合拢,并拆除临时墩;(4)施工桥面铺装,成桥。

以现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)(以下简称《规范》)为计算依据,将各杆件简化为梁单元进行模拟计算,同时结合《规范》对于各杆件相交节点所连接杆件长度的要求,准确模拟节点间的约束情况;上下部弦杆及腹杆采用梁单元模拟,通过分析杆件截面高度 H 和杆件长度 L 的相对关系(H/L 是否大于 $1/15$)来确定节点板的约束情况以及整体桁架梁节点。若 H/L 大于 $1/15$,则应考虑节点刚度影响,计入次力矩影响,与轴向力共同承载荷载;节点则按照铰接来模拟。

苏州新叶桥全桥空间模型图见图4。

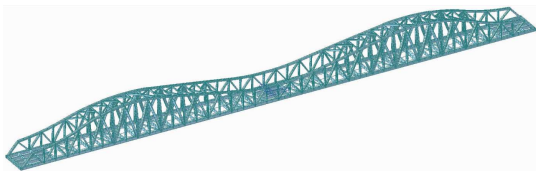


图4 苏州新叶桥全桥空间模型图

2.2 计算参数的选取

- (1)结构自重:钢结构按照 78.5 kN/m^3 计。
- (2)桥面沥青混凝土铺装: 23 kN/m^2 。
- (3)栏杆: 2 kN/m 。
- (4)活载等级:按照《城市桥梁设计规范》(CJJ 11—2011)取值。

(5)结构整体升降温:体系升温 35°C ;体系降温 30°C 。

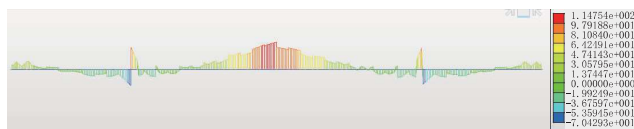
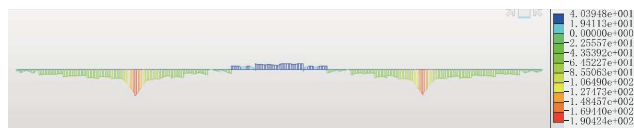
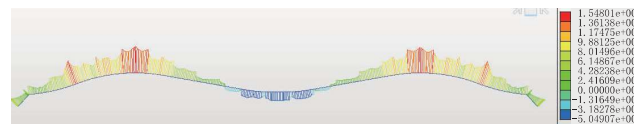
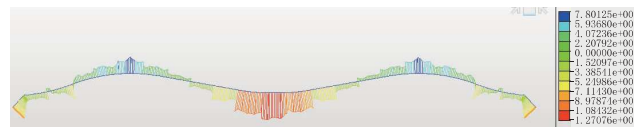
2.3 强度验算

两榀主桁架采用Q420qD钢材,连续钢桁架结构上部弦杆和下部弦杆强度须同时满足《规范》第5.4.1条要求:

$$\gamma_0 \left[\frac{N_d}{N_{Rd}} + \frac{M_y + N_d e_z}{M_{Rd,y}} + \frac{M_z + N_d e_y}{M_{Rd,z}} \right] \leq 1 \quad (1)$$

式中: γ_0 为重要性系数; N_d 为轴心力设计值; N_{Rd} 为构件轴向抗力设计值; M_z 、 M_y 为绕 z 轴和 y 轴的弯矩设计值; $M_{Rd,z}$ 、 $M_{Rd,y}$ 为构件在 z 轴和 y 轴方向的弯矩抗力设计值; e_z 、 e_y 为有效截面形心在 z 轴和 y 轴方向距离毛截面形心的偏心距。

在基本组合作用下,连续曲面钢桁架下部弦杆上缘应力、下缘应力见图5、图6;连续曲面钢桁架上部弦杆上缘应力、下缘应力见图7、图8。

图5 基本组合作用下,连续曲面钢桁架下部弦杆上缘应力
(单位:MPa)图6 基本组合作用下,连续曲面钢桁架下部弦杆下缘应力
(单位:MPa)图7 基本组合作用下,连续曲面钢桁架上部弦杆上缘应力
(单位:MPa)图8 基本组合作用下,连续曲面钢桁架上部弦杆下缘应力
(单位:MPa)

连续钢桁架结构空间斜向腹杆和竖向腹杆强度须同时满足《规范》第5.2.2-1条要求:

$$\gamma_0 N_d \leq A_0 F_D \quad (2)$$

式中: A_0 为净截面积; f_d 为构件轴向抗力设计值。

基本组合作用下,连续曲面钢桁架斜向腹杆上缘应力、下缘应力见图 9、图 10;连续曲面钢桁架直腹杆上缘应力、下缘应力见图 11、图 12;连续曲面钢桁架主桥各构件控制应力值见表 1。

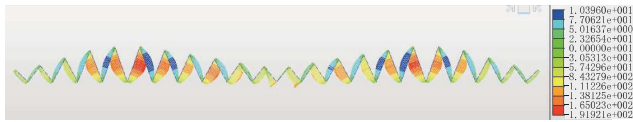


图 9 基本组合作用下,连续曲面钢桁架斜向腹杆上缘应力
(单位:MPa)

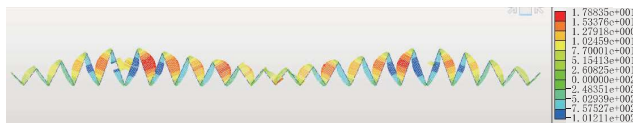


图 10 基本组合作用下,连续曲面钢桁架斜向腹杆下缘应力
(单位:MPa)

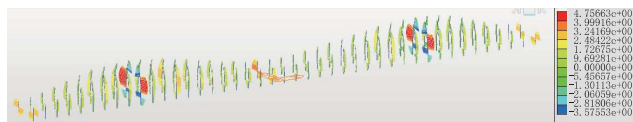


图 11 基本组合作用下,连续曲面钢桁架直腹杆上缘应力
(单位:MPa)

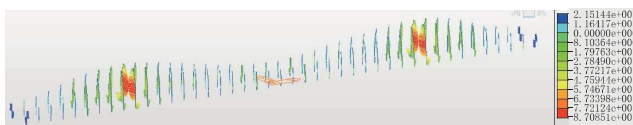


图 12 基本组合作用下,连续曲面钢桁架直腹杆下缘应力
(单位:MPa)

表 1 基本组合作用下,连续曲面钢桁架主桥各构件控制应力值

位置	上缘最大应力 /MPa	下缘最大应力 /MPa	限值 /MPa
下部弦杆	114.8	190.4	320
上部弦杆	154.8	127.1	320
斜向腹杆	191.9	178.8	320
直腹杆	47.6	87.1	320

由表 1 可知,连续曲面钢桁架结构各主要构件的应力均小于《规范》要求的 320 MPa,各构件截面验算安全。

2.4 刚度验算

通过建立空间计算模型,对连续曲面钢桁架结构的刚度进行分析,在仅考虑人群荷载作用时,该结构的最大竖向位移值为 37 mm (见图 13),远小于《规范》要求的 $L/500$,其计算挠度满足《规范》要求。连续曲面钢桁架结构在频遇组合作用下,结构的最大竖向位移值为 172 mm (见图 14),故中跨需结合计算位移值,按照《规范》要求设置向上 150 mm 的预拱度,而边跨因位移值较小,不需要设置预拱度。

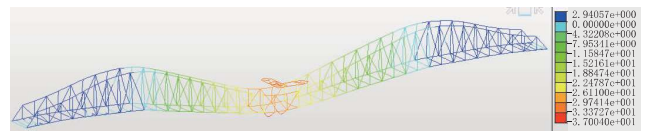


图 13 连续曲面钢桁架结构在人群荷载单独作用下
桁架最大竖向位移图(单位:mm)

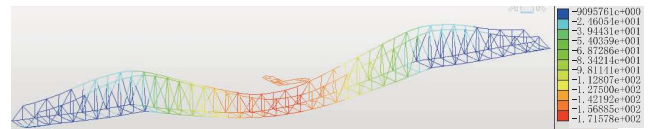


图 14 连续曲面钢桁架结构在频遇组合作用下最大竖向
位移图(单位:mm)

3 结构稳定性分析

3.1 整体屈曲分析

采用 Midas/ Civil 有限元软件,对连续曲面钢桁架结构进行最不利荷载工况下的整体稳定性分析,所需考虑的作用包括:结构自重、桥面荷载、人行道栏杆、装饰顶棚、配套设施、整体升温、整体降温、梯度升温、梯度降温、人群等荷载。连续曲面钢桁架结构第 1 阶屈曲特征值见图 15(图中 K 为稳定系数)。

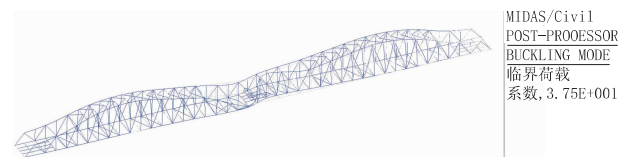


图 15 连续曲面钢桁架结构第 1 阶屈曲特征值($K=35.76$)

由图 15 可知,连续曲面钢桁架结构第 1 阶屈曲模态表现为上部结构弦杆纵向失稳(跨中无横向联系),第 1 阶空间屈曲稳定系数计算值 K 为 35.76。根据工程实践,当面外稳定系数达到 4.0 以上时,可以认为本桥稳定性满足要求。

3.2 构件稳定性验算

基本组合作用下,连续曲面钢桁架上部弦杆中跨跨中区域、下部弦杆中支点区域为压弯构件,提取该部分区段内力,按照《规范》第 5.4.2 条的要求(见式(3)、式(4)),验算各构件本身的稳定性。

基本组合作用下,连续曲面钢桁架上部弦杆轴向应力值、下部弦杆轴向应力值见图 16、图 17。

$$\gamma_0 \left[\frac{N_d}{\chi_y N_{Rd}} + \beta_{m,y} \frac{M_y + N_d e_z}{M_{Rd,y} \left(1 - \frac{N_d}{N_{cr,y}} \right)} + \beta_{m,z} \frac{M_z + N_d e_y}{\chi_{LT,z} M_{Rd,z} \left(1 - \frac{N_d}{N_{cr,z}} \right)} \right] \leq 1 \quad (3)$$

$$\gamma_0 \left[\frac{N_d}{\chi_y N_{Rd}} + \beta_{m,y} \frac{M_y + N_d e_z}{\chi_{LT,y} M_{Rd,y} \left(1 - \frac{N_d}{N_{cr,y}} \right)} + \beta_{m,z} \frac{M_z + N_d e_y}{M_{Rd,z} \left(1 - \frac{N_d}{N_{cr,z}} \right)} \right] \leq 1 \tag{4}$$

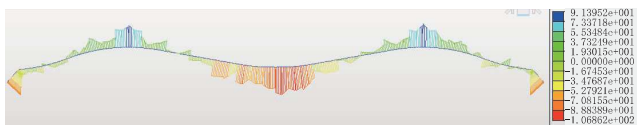


图 16 基本组合作用下,连续曲面钢桁架上部弦杆轴向应力值(单位:MPa)



图 17 基本组合作用下,连续曲面钢桁架下部弦杆轴向应力值(单位:MPa)

基本组合作用下,部分钢桁架腹杆为压弯构件,提取该部分区段内力,按照《规范》第 5.4.2 条要求(见式(5)),验算构件稳定性。

基本组合作用下,连续曲面钢桁架腹杆轴向应力值见图 18,构件稳定性验算见表 2。

$$\gamma_0 \left(\frac{N_d}{\chi A_{eff,c}} + \frac{N e_z}{W_{y,eff}} + \frac{N e_y}{W_{z,eff}} \right) \leq f_d \tag{5}$$

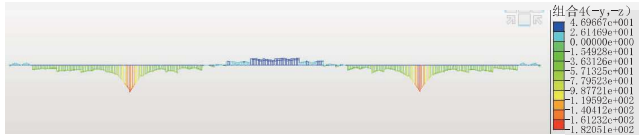


图 18 基本组合作用下,连续曲面钢桁架腹杆轴向应力值(单位:MPa)

表 2 构件稳定性验算

构件	稳定性验算结果	判断条件
上部弦杆	0.47	< 1
下部弦杆	0.68	< 1
腹杆	0.59	< 1

经计算,连续曲面钢桁架结构的上下部弦杆、斜向和竖向腹杆的构件整体稳定性满足要求。

4 结构动力特性分析

采用空间结构有限元通用计算软件,整个曲面连续钢桁架结构模型共包含 4 248 个梁单元。采用子空间迭代法进行特征值分析,并将荷载转化为质量。曲面桁架前 4 阶振型见图 19~ 图 22;前 10 阶自振频率见表 3。

通过对结构动力特性的分析,第 1 阶主振型为连续曲面钢桁架的 1 阶横倾,结构自振动频率为

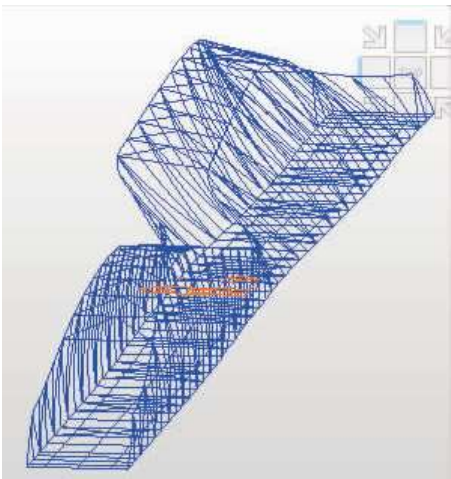


图 19 曲面桁架第 1 阶自振特性

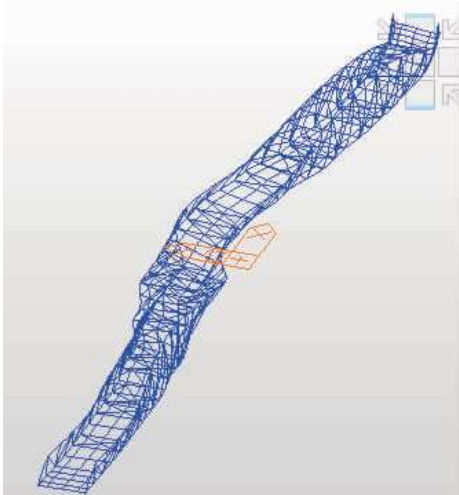


图 20 曲面桁架第 2 阶自振特性

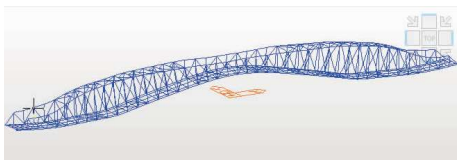


图 21 曲面桁架第 3 阶自振特性

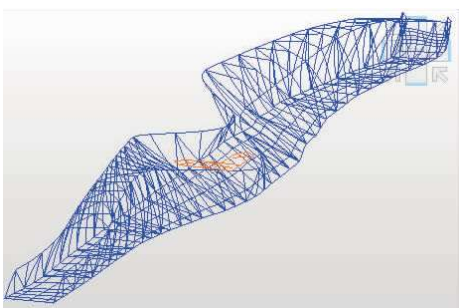


图 22 曲面桁架第 4 阶自振特性

0.54 Hz;第 2 阶主振型为连续曲面钢桁架的 1 阶整体横弯,结构自振动频率为 1.10 Hz;第 3 阶主振型为连续曲面钢桁架的 1 阶整体竖弯,结构自振动频率为 1.70 Hz;第 4 阶主振型为连续曲面钢桁架的 2 阶整体横弯,结构自振动频率为 1.85 Hz。

表3 结构各阶模态频率

模态号	频率/Hz	振型描述
1	0.54	桁架1阶横倾
2	1.10	桁架1阶整体横弯
3	1.70	桁架1阶整体竖弯
4	1.85	桁架2阶整体横弯
5	2.00	桁架1阶沿纵向扭转
6	2.34	桁架2阶横倾
7	2.59	桁架3阶横倾
8	2.68	桁架4阶横倾
9	2.78	桁架4阶整体横弯
10	2.94	桁架5阶横倾

全桥第1阶竖向自振动频率值为1.70 Hz,影响行人过桥的舒适性,需对桥梁进行舒适度分析。本次在主桥跨中位置(位移最大点附近)设置一定数量的调谐质量阻尼器,以改善行人过桥舒适性,同时可通过调整阻尼器的频率来避免共振。阻尼器安装后,能满足行人过桥的舒适度要求。

5 结 语

(1)连续曲面钢桁架下部弦杆最大压应力出现在支座附近,而最大拉应力出现在中跨跨中位置;连续曲面钢桁架上部弦杆最大压应力出现在中跨跨中位置,最大拉应力出现在中支点位置,与常规钢桁架结构的应力变化趋势一致。

(2)连续曲面钢桁架斜向腹杆最大拉压应力均出现在支座附近,极大值出现在中横梁附近斜向腹杆,是整个桁架结构的控制节点;相对于斜向腹杆,竖向腹杆的应力分布比较均匀,且应力值小于相邻斜向腹杆。

(3)仅考虑人群作用时,连续曲面钢桁架的竖向最大位移值为37 mm,满足《规范》限制($L/500$)的要求;连续曲面钢桁架的计算挠度满足《规范》要求。同时在中跨位置设置向上150 mm的预拱度值。

(4)钢结构在第1阶屈曲模态表现为上部结构弦杆纵向失稳(跨中无横向联系),而第1阶空间屈曲稳定系数计算值为35.76。根据工程实践,面外不会失稳。基本组合作用下,上部弦杆中跨跨中区域、下部弦杆中支点区域、部分钢桁架腹杆为压弯构件,稳定系数小于1,满足《规范》要求。

(5)连续曲面钢桁架第1阶竖向的自振动频率值为1.70 Hz,不满足舒适度要求,会使行人过桥产生不舒适感。本次在主桥跨中位置(位移最大点附近)设置一定数量的调谐质量阻尼器,来改善行人过桥舒适性,同时可通过调整阻尼器的频率来避免共振。

(6)本桥由两榀曲面桁架组成,与平面桁架相比,应力更为不利,需考虑构件本身弯曲的影响。本桥通过增加两榀曲面桁架间的横向联系,来抵消由构件本身引起的弯矩。

(上接第145页)

现这种规律的原因与自振周期变化的原因相同。

2 结 语

通过对高墩结构在强震E2地震作用下的内力和位移分析,得到如下结论:

(1)中系梁设置能增大结构的自振频率,其中设置在桥墩中心时,频率最大,刚度最大。

(2)中系梁设置在桥墩中心偏下时,上、下墩柱弯矩最接近,且弯矩较小,受力性能最好,截面配筋最少。

(3)中系梁设置在桥墩中心偏下时,盖梁端横向

位移最小,强震下墩柱抗震性能最好。

(4)由系梁内力值可知,系梁在地震作用下内力较大,容易产生塑性变形,能消耗一部分地震能量,来改善墩柱的受力,减少墩柱、桩基配筋。

(5)由表1至表6可知,当桥墩高度超过15 m时,中系梁的设置能显著减小桥墩的横向地震作用,因此在高烈度区高墩应设置中系梁。

参考文献:

- [1] JTG/T 2231—01—2020,公路桥梁抗震设计规范[S].
- [2] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动[M].北京:中国铁道出版社,1996.