

ICS: 93.080

CCS: P66

DB61

陕西省地方标准

DB61/T XXXX—2024

桥梁聚氨酯支承装置减震设计与施工技术规范

Technical specification for seismic reduction design and construction of
polyurethane support devices for bridges

(征求意见稿)

2024—XX—XX 发布

2024—XX—XX 实施

陕西省市场监督管理局 发布

目 次

前 言	IV
1 范围	1
2 规范性引用文件.....	1
3 术语和定义.....	1
4 符号	2
5 分类、材料、性能和设计指标.....	2
5.1 分类	2
5.2 材料.....	3
5.3 性能.....	3
5.4 设计技术指标.....	3
6 设计要点和原则.....	4
6.1 设计要点.....	4
6.2 一般规定.....	5
6.3 设计形式	6
7 抗震性能评价	7
7.1 一般要求	7
7.2 设防标准	8
7.3 地震动参数	8
7.4 空间动力分析模型.....	8
7.5 支承装置恢复力模型	8
7.6 地震作用下装置动力响应及验算	9
8 施工和养护.....	10
8.1 运输和贮存	10
8.2 安装要求	10
8.3 传感器布置与安装.....	11
8.4 养护	11
9 质量和检验.....	12
9.1 质量要求.....	12
9.2 安装后检验要求.....	12
附 录 A（资料性附录） 聚氨酯支承装置用筒支梁抗震分析算例	13
A.1 工程概况	13
A.2 设防标准和地震动参数.....	15
A.3 空间动力分析模型及动力特性分析	18

A.4 地震作用下装置动力响应及验算	21
A.5 验算结论	33
附录 B（资料性附录） 聚氨酯支承装置用高低墩桥梁抗震分析算例	34
B.1 工程概况	34
B.2 设防标准和地震动参数	34
B.3 空间动力分析模型及动力特性分析	36
B.4 地震作用下装置动力响应及验算	38
B.5 验算结论	43
附录 C（资料性附录） 聚氨酯支承装置用连续梁抗震分析算例	44
C.1 工程概况	44
C.2 设防标准和地震动参数	45
C.3 空间动力分析模型及动力特性分析	46
C.4 地震作用下装置动力响应及验算	48
C.5 验算结论	53
附录 D（推荐性附录） 聚氨酯支承装置设计选用原则	54
D.1 推荐设计流程	54
D.2 推荐设计原则	54
附录 E（资料性附录） 聚氨酯支承装置设计计算参数	55
E.1 参数说明	55
E.2 系列参数	55

前 言

本文件按照 GB/T 1.1-2020(标准化工作导则 第 1 部分:标准化文件的结构和起草规则)的规定起草。

请注意本文件的某些内容可能涉及专利。本文件的发布机构不承担识别专利的责任。

本文件由陕西省交通运输厅提出并归口。

本文件起草单位：陕西省交通规划设计研究院有限公司、陕西直道致远工程科技有限公司

本文件主要起草人员：杨 凯，王 伟，周 救，薛平安，王 帅，骆巧叶，姬乃川，吴礼杰，曹晓刚，刘 玉，陈 亮。

本文件由陕西省交通规划设计研究院有限公司负责解释。

桥梁聚氨酯支承装置减隔震设计与施工技术规程

1 范围

本文件规定了桥梁聚氨酯支承装置的分类、材料、性能和设计指标、设计要点和原则、抗震性能评价、施工和养护、质量和检验等。

本文件适用于公路、城市桥梁聚氨酯支承装置减隔震设计与施工的技术指导和工程应用。

2 规范性引用文件

下列文件中的内容通过文中的规范性引用而构成本文件必不可少的条款。其中，注明日期的引用文件，仅该日期对应的版本适用于本文件；不注日期的引用文件，其最新版本（包括所有的修订单）适用于本文件。

GB/T 699	优质碳素结构钢
GB/T 700	碳素结构钢
GB/T 1591	低合金高强度结构钢
GB/T 3077	合金结构钢
GB/T 3280	不锈钢冷轧钢板和钢带
GB/T 4208	外壳防护等级（IP代码）
GB/T 7665	传感器通用术语
GB/T 20688.1	橡胶支座 第1部分：隔震橡胶支座试验方法
GB/T 20688.2	橡胶支座 第2部分：桥梁隔震橡胶支座
GB 55002	建筑与市政工程抗震通用规范
CJJ 166	城市桥梁抗震设计规范
JT/T 722	公路桥梁钢结构防腐涂装技术条件
JT/T 901	桥梁支座用高分子材料滑板
JT/T 1130-2017	桥梁支座灌浆材料
JTG/T 2231-01	公路桥梁抗震设计规范
JTG/T 2231-02	公路桥梁抗震性能评价细则
JTG 3362-2018	公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范
JTG 5120	公路桥涵养护规范
JTG/T 5532	支座及伸缩装置养护技术规范
JTG D64-2015	公路钢结构桥梁设计规范
T/GLYH 005-2022	桥梁聚氨酯弹性体支承装置（中关村中科公路养护产业技术联盟）

3 术语和定义

GB/T 20688.2、GB/T 7665、JTG/T 2231-01 和 T/GLYH 005-2022 界定的以及下列术语和定义适用

于本文件。

3.1 聚氨酯弹性体 polyurethane elastomer

采用聚醚型高耐候、耐水解初始料，通过反应釜合成工艺和常压浇注成型的弹性体。

3.2 支承装置 supporting devices

支撑工程结构和传力，适应结构应变的装置，具备竖向和水平承载、水平和转动应变等功能。

4 符号

下列符号适用于本文件。

- G —— 剪切模量，单位为兆帕（MPa）；
- K_1 —— 初始水平刚度，单位为千牛每毫米（kN/mm）；
- K_2 —— 屈服后水平刚度，单位为千牛每毫米（kN/mm）；
- K_h —— 水平等效刚度，单位为千牛每毫米（kN/mm）；
- K_v —— 竖向压缩刚度，单位为千牛每毫米（kN/mm）；
- P_0 —— 设计压力（承载力），单位为千牛（kN）；
- Q_y —— 水平屈服力，单位为千牛（kN）；
- Q_f —— 摩擦力，单位为千牛（kN）；
- X_0 —— 温度剪切位移，单位为毫米（mm）；
- X_h —— 滑动位移，单位为毫米（mm）；
- X_1 —— 容许剪切位移，单位为毫米（mm）；
- X_2 —— 极限剪切位移，单位为毫米（mm）；
- X —— 地震位移，单位为毫米（mm）；
- θ —— 设计转角，单位为弧度（rad）；
- ξ —— 等效阻尼比，单位为百分比（%）；

5 分类、材料、性能和设计指标

5.1 分类

支承装置按其结构分为 I 型、II 型、III 型、IV 型和 V 型等五类，结构型式简图见附录 E。

- a) I 型 —— 内部嵌入单层加劲板的聚氨酯弹性体与上、下预埋板间采用摩擦副连接；
- b) II 型 —— 内部嵌入多层加劲板的聚氨酯弹性体与上、下预埋板间采用摩擦副连接；
- c) III 型 —— 内部嵌入加劲板及上下粘结封板的聚氨酯弹性体与上、下连接板采用连接螺栓和卡榫连接；
- d) IV 型 —— 内部嵌入加劲板及上下粘结封板的聚氨酯弹性体与上、下连接板采用连接螺栓和卡榫连接，下连接板内粘接的滑板与下座板上焊接的不锈钢板间采用摩擦副连接，下连接板通过下座板横桥向挡块实现竖向和横桥向限位；
- e) V 型 —— 内部嵌入加劲板及上表面设有滑板的聚氨酯弹性体，滑板与不锈钢板、聚氨酯弹性体与下预埋板采用摩擦副连接。

5.2 材料

5.2.1 聚氨酯弹性体的物理机械性能应符合 T/GLYH 005 的规定。

5.2.2 滑板的物理机械性能应符合 JT/T 901 的规定。

5.2.3 钢件的物理机械性能应符合 GB/T 699、GB/T 700、GB/T 1591 及 GB/T 3077 的规定。

5.2.4 不锈钢件的物理机械性能应符合 GB/T 3280 的规定。

5.3 性能

5.3.1 IV型支承装置采用多种摩擦系数的摩擦副与聚氨酯弹性体组合的结构形式，可设置支承装置的预偏量，满足支承装置温度位移、地震位移、极限位移及防落梁功能的需求。

5.3.2 支承装置内部可埋设测力传感器和位移传感器，可对支承装置力和位移进行测量。

5.3.3 支承装置使用年限不应低于 30 年，力传感器和位移传感器使用年限不应低于 5 年。

5.3.4 适应温度范围：支承装置 $-40\sim+60^{\circ}\text{C}$ 、力传感器 $-20\sim+60^{\circ}\text{C}$ 、位移传感器 $0\sim+70^{\circ}\text{C}$ 。

5.3.5 钢结构的表面处理、涂装要求和涂层质量均应符合 JT/T 722 的规定。

5.4 设计技术指标

5.4.1 支承装置设计要求、设计指标、技术参数及验算方法应符合 GB/T 20688.2、GB 55002、CJJ 166、JTG/T 2231-01、JTG/T 2231-02 的规定。

5.4.2 支承装置设计指标应符合表 1 的规定，技术指标符合表 2 的规定。支承装置参数详见附录 E 的规定。

表 1 设计指标

项 目		设计指标	
承载性能	设计承载力 (P_0) kN	230~26000 (详见附录 E)	
剪切性能	剪切模量 (G) MPa	1.0, 1.7, 2.5, 3.7, 4.7	
	等效阻尼比 (ξ) %	12, 15, 20	
剪应变性能	常规位移剪应变 (γ_0) %	I 型, II 型, III 型, IV 型	± 70
	地震容许剪应变 (γ_e) %	III 型 G2.5、G3.7、G4.7 IV 型 G2.5、G3.7、G4.7	± 150
		III 型 G1.0、G1.7	± 250
	反复加载剪应变 (γ_s) %	I 型, II 型	± 50
		III 型, IV 型	± 100
	极限剪应变 (γ_u) %	III 型 G4.7, IV 型 G4.7	± 175
		III 型 G2.5、G3.7, IV 型 G2.5、G3.7	± 200
III 型 G1.0、G1.7		± 350	
设计转角	设计转角 (θ) rad	详见各规格尺寸装置设计参数表	
注 1: 测试条件为试验室环境下, 测试环境温度为 $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ 时进行 (低温性能除外)。			
注 2: IV 型支承装置剪切性能为装置固定时测定。			

表 2 技术指标

项 目		设计指标
摩擦性能	I 型, II 型, V 型	$0.25 \leq \mu \leq 0.30$ (弹性体与混凝土无润滑)
		$0.15 \leq \mu \leq 0.20$ (弹性体与钢板无润滑)
	IV 型	$0.05 \leq \mu \leq 0.10$ (滑板与不锈钢板无润滑)
	IV 型, V 型	≤ 0.03 (滑板与不锈钢板有润滑)
抗拉性能	III 型, IV 型 (σ_t) MPa	≥ 5
极限抗压性能	II 型, III 型, IV 型, V 型 (σ_u) MPa	≥ 90
	I 型 (σ_u) MPa	≥ 70
低温剪切性能	试验条件: -40°C , %	$-10 \sim +30$
测力性能	范围, kN	$0.2P_0 \sim 1.2P_0$
	基本误差 (E_b) %FS	≤ 3
	重复性 (R) %FS	≤ 1
测位移性能	范围, mm	设计值
	基本误差 (E_b) %FS	≤ 0.05
	重复性 (R) %FS	≤ 0.2
注 1: 测试条件为试验室环境下, 测试环境温度为 $23^\circ\text{C} \pm 2^\circ\text{C}$ 时进行 (低温性能除外)。		
注 2: IV 型装置剪切性能为装置固定时测定。		

6 设计要点和原则

6.1 设计要点

6.1.1 I 型、II 型和 III 型为固定型支承装置 (结构型式见附录 E), 弹性体可剪切变形, 对上下部结构水平各向弹性约束。IV 型和 V 型为滑动型支承装置 (结构型式见附录 E), IV 型纵桥向和 V 型水平各向均可滑动位移, 滑动摩擦系数见表 2 的规定; IV 型装置横桥向和纵桥向滑移末端限位时, 弹性体可剪切变形, 对上下部结构水平各向弹性约束。

6.1.2 I 型、II 型和 V 型支承装置与墩顶、梁底采用摩擦或粘接连接, 摩擦性能见表 2。III 型和 IV 型支承装置与墩顶、梁底采用锚栓连接, 最大水平力见附录 E。

注: I 型和 II 型支承装置与墩顶、梁底预埋钢板可采用与聚氨酯弹性体同材料的粘结剂粘接, 粘接性能应另行要求规定。

6.1.3 支承装置剪切模量随温度下降而递增, 当历年最冷月平均温度的平均值处于 $-10^\circ\text{C} \sim 0^\circ\text{C}$ 之间时, 支承装置的设计剪切模量应提高至 1.15 倍; 当该温度低于 $-25^\circ\text{C} \sim -10^\circ\text{C}$ 之间时, 应提高至 1.2 倍; 当该温度低于 -25°C (大于等于 -40°C) 时, 应提高至 1.3 倍; 当该温度高于 0°C 时, 应按设计剪切模量计算。

注: 当温度低于 -40°C 时, 应做专项测试后应用。

- 6.1.4 支承装置设计剪切角 α 正切值，当不计制动力时， $\tan \alpha \leq 0.5$ ；当计入制动力时， $\tan \alpha \leq 0.7$ 。
- 6.1.5 支承装置选型时，应根据桥梁所在地区的地震峰值加速度和支承装置使用位置的功能，综合选择适宜的支承装置结构形式（I型～V型）和参数。选型原则宜采用附录D的规定。
- 6.1.6 支承装置初步选型后，应按照选型支承装置的性能参数进行全桥有限元分析验算，验算方法宜采用非线性时程法。
- ## 6.2 一般规定
- 6.2.1 支承装置应按照力、位移、转角先主后次的基本原则设计选用，设计流程详见附录D。
- ### 6.2.2 作用力
- 6.2.2.1 依据桥梁支点位置的偶然作用的最大反力选用相近承载能力的支承装置，且应具备足够的安全富裕度。E2地震情况下，支点位置的偶然地震竖向作用力应小于支承装置的极限承载能力，且应具备不低于20%的富裕量。
- 6.2.2.2 偶然作用下，支点位置呈现竖向负反力或竖向反力减小时，应选用具备抗拉功能的支承装置，且应保证支承装置具备足够安全富裕度的抗拉力。
- 6.2.2.3 支承装置剪切模量的选择应根据桥梁的抗震设计合理选用，原则上采用隔震设计的桥梁选用较低剪切模量，采用减震设计的桥梁选用较高剪切模量。当采用低剪切模量支承装置时，应确保支承装置的剪切位移不宜过大，且具备足够安全富裕度；采用高剪切模量时，应确保常规位移和极限位移下结构和支承装置剪切受力的安全富裕度。
- 6.2.2.4 柔性桥墩宜选用水平刚度较大的支承装置；刚性桥墩宜选用水平刚度较小的支承装置。
- 6.2.2.5 桥梁坡度较大时（ $\geq 2\%$ ），宜选用水平刚度较大的支承装置，不宜选用摩擦系数较低的滑动型支承装置，确保桥梁的水平分力使支承装置的剪切变形位移不得超出支承装置设计常规位移的1/5。
- ### 6.2.3 位移
- 6.2.3.1 梁体的位移零点根据选定支承装置的型号和位置确定，以顺桥向距离最远的两个固定型支承装置之间的中点为位移零点。
- 6.2.3.2 桥梁各支撑点的常规位移按支撑点与位移零点的距离进行计算，计算方法应符合JTG 3362-2018和JTG D64-2015的规定，且应具备足够富裕度。
- 6.2.3.3 梁端等距离位移零点较远的支撑点，可选用滑动型支承装置。钢筋混凝土桥梁验算支撑点位移时应计算混凝土收缩徐变的影响。支撑点的永久收缩徐变值超过支承装置设计位移量的10%时，应设置预偏量。预偏量大于等于20mm时，宜选用IV型或V型支承装置。
- 6.2.4 支承装置选型时，应根据梁体的极限挠度值验算支承装置转角。极限转动情况下，支承装置顶部脱空尺寸不应大于支承装置加劲钢板直径的五分之一。

6.2.5 其他

6.2.5.1 支承装置选型时，应根据桥梁所在地区的震动峰值加速度或地震安全性评价确定的震动峰值加速度，综合选择适宜的支承装置结构形式（I型~V型）和对应的参数。

6.2.5.2 支点位置（次过渡墩）的设计位移大于预选支承装置地震容许位移 $\gamma_e \times 40\%$ 的多跨长联桥梁，宜选用IV型支承装置。

6.2.5.3 支承装置选型后，应根据计算温度位移和所选支承装置的等效水平刚度验算常规位移时桥墩的水平受力情况。

6.2.5.4 选用支承装置参数进行抗震验算时，应按地震力和地震位移的双重控制。

6.2.5.5 支承装置初步选型后，其常规地震位移和极限地震位移应取全桥模型进行验算，宜采用非线性动力时程分析方法进行抗震分析，支承装置验算应符合 JTG/T 2231-01—2020 中 10.4.3 条的规定。

6.3 设计形式

6.3.1 支承装置的布置应根据桥梁类型、桥墩高度、支点位移量、地震区烈度及全桥结构特点综合选用布置，推荐设计原则详见附录 D 的规定。

6.3.2 设计类型

6.3.2.1 简支梁布置示意图1和图2。

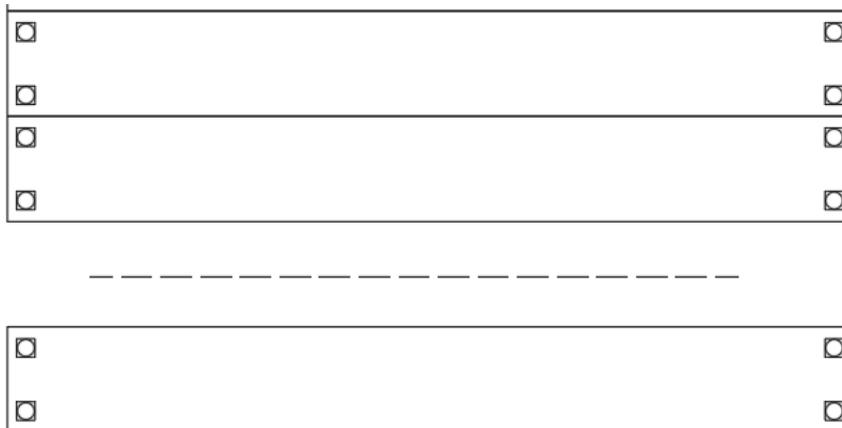


图 1 横向多支点布置示意



图 2 横向双支点布置示意

6.3.2.2 连续梁布置示意图3和图4。

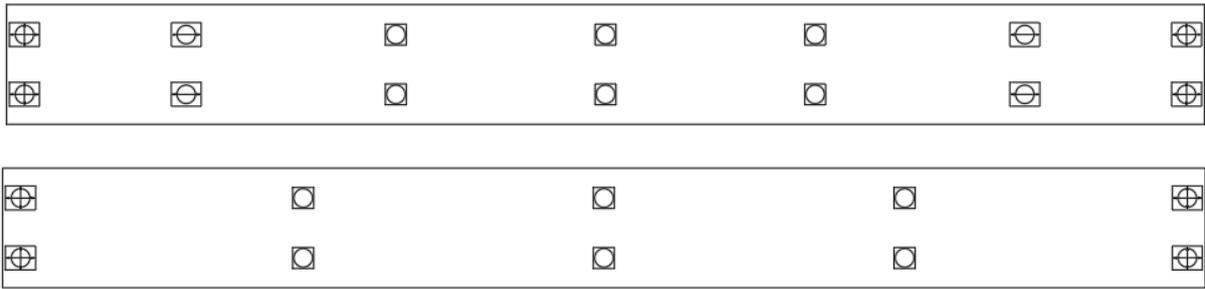


图3 横向双支点布置示意

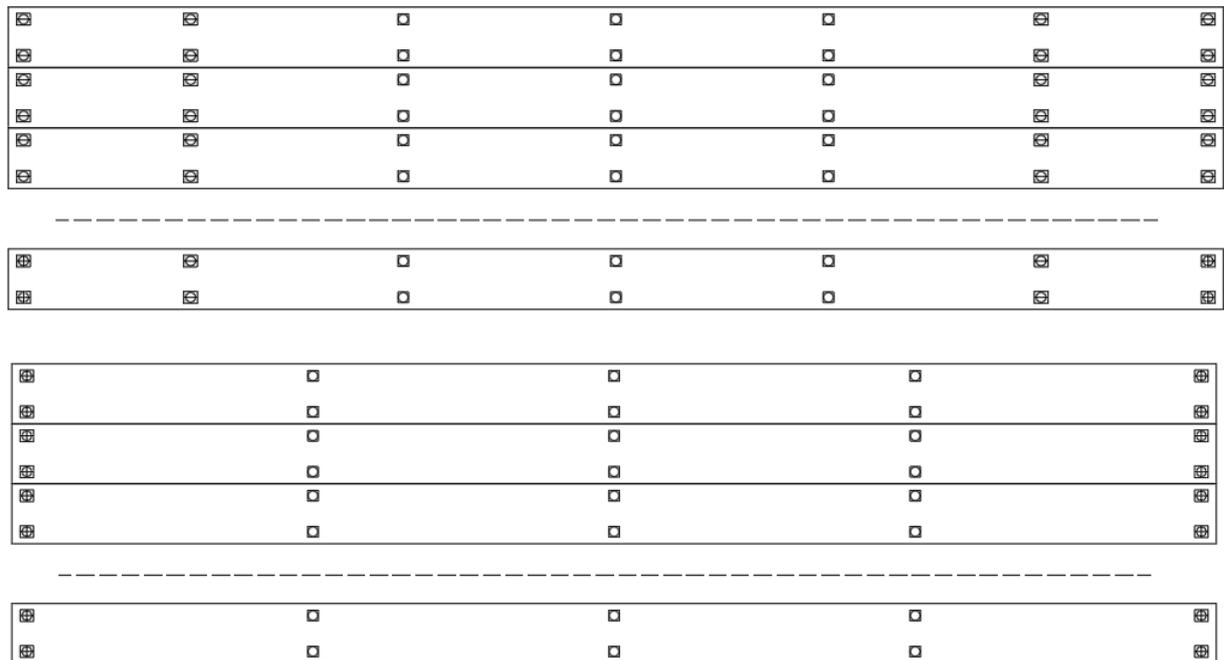


图4 横向多支点布置示意



7 抗震性能评价

7.1 一般要求

7.1.1 对采用聚氨酯支承装置的桥梁抗震分析时宜进行非线性时程分析，应考虑边界联的影响。

7.1.2 采用减隔震设计的桥梁，可只进行 E2 地震作用下的抗震设计和验算。但宜同时对相应的非减隔震状态进行抗震分析，以检验支承装置的减隔震效果。

7.1.3 支承装置应具有足够的初始刚度和屈服刚度，满足正常使用条件的要求及可更换性。相邻上部结构之间必须在桥台、桥墩等处设置足够的间隙，满足支承装置的位移需求。

7.1.4 桥梁的其他抗震措施不得妨碍支承装置减隔震功能的发挥。

7.2 设防标准

7.2.1 支承装置应在 E2 地震作用下可正常使用，不丧失承载和变形性能。

7.2.2 公路桥梁抗震设防标准依照 JTG/T 2231-01 中的规定进行选择，采用减隔震设计的桥梁，其抗震设防目标应按 A 类桥梁要求执行，要求在 E2 地震作用下，桥墩、桥台、基础可发生局部轻微损伤，但仍处于弹性状态，震后不需修复或经简单修复可继续使用；城市桥梁抗震设防标准依照 CJJ 166 的规定进行选择。

7.3 地震动参数

地震作用可以用设计加速度反应谱、设计地震动时程和设计地震动功率谱表征。其取值与作用组合，应满足 JTG/T 2231-01 中的规定；城市桥梁地震动参数的取值参照 CJJ 166 进行确定。

7.4 空间动力分析模型

7.4.1 由于减隔震装置的非线性特性，计算减隔震桥梁地震作用效应时，宜取全桥模型进行分析，建立三维全桥模型，并考虑伸缩装置、桩土相互作用等因素的影响。

7.4.2 减隔震桥梁地震力计算方法的选用，应依照 JTG/T 2231-01 和 CJJ 166 的规定进行选取。

7.4.3 桥梁结构动力计算模型应能正确反映桥梁上部结构、下部结构的刚度、质量分布以及装置和地基的刚度、阻尼特性，从而保证结构的基本动力特性和地震作用下引起的惯性力得到反映，并满足 JTG/T 2231-01 和 CJJ 166 中关于抗震分析的一般规定。

7.5 支承装置恢复力模型

7.5.1 一般情况下，I、II 型支承装置其恢复力模型可采用三线性模型，如图 5 所示。III 型支承装置的恢复力模型可采用双线性模型，如图 6 所示。IV 型支承装置的恢复力模型可采用多段线性模型，如图 7 和图 8 所示。V 型支承装置的恢复力模型可采用屈后刚度为零的双线性模型，如图 9 所示。支承装置的滑动摩擦系数、初始刚度、屈后刚度、等效刚度和等效阻尼比通过实验测得的数据计算得出，相关参数取值详见本标准附录 E。

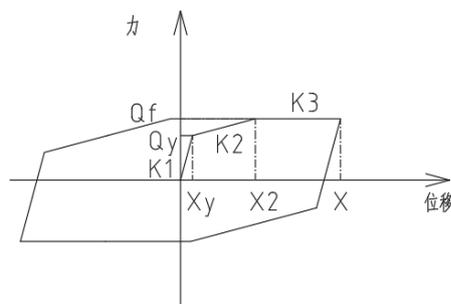


图 5 PED 支承装置恢复力模型 (I、II 型)

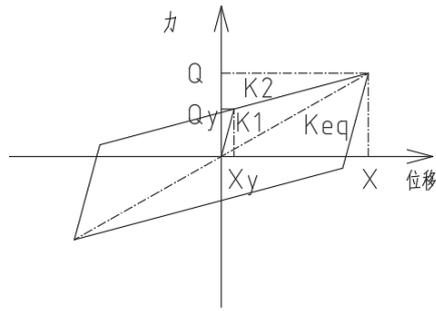


图 6 PED 支承装置恢复力模型 (III型)

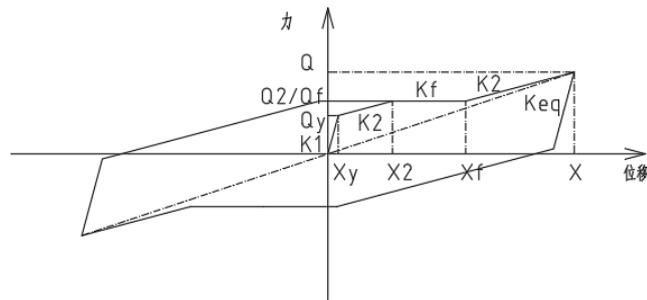


图 7 PED 支承装置恢复力模型 (IV型 $Q_y < Q_f$)

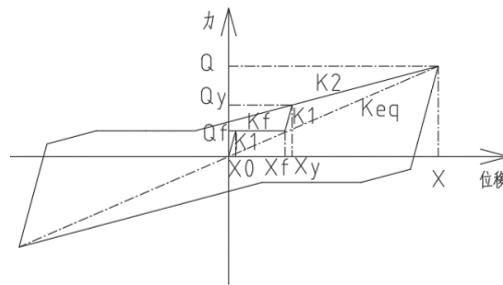


图 8 PED 支承装置恢复力模型 (IV型 $Q_y > Q_f$)

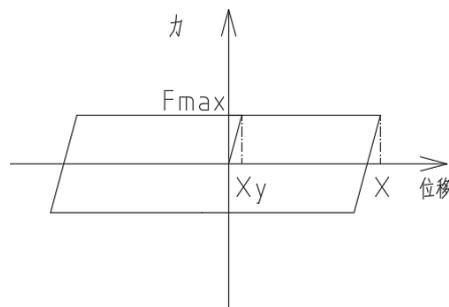


图 9 PED 支承装置恢复力模型 (V型)

7.5.2 支承装置的选用应综合考虑承载能力、变形能力和安全系数进行确定。

7.6 地震作用下装置动力响应及验算

7.6.1 支承装置应在E2地震效应、永久作用效应以及均匀温度作用组合后，验算装置连接件的水平极限承载力和装置水平极限位移，且应具备不低于10%的富余量。

7.6.2 支承装置在设计位移下的竖向承载力应大于其在E2地震作用下承担的竖向地震作用效应和1.2倍恒载支反力之和。如支点处出现负反力时，应选用具备竖向抗拔功能的支承装置。

7.6.3 III和IV型支承装置的水平位移从50%的设计位移增加到设计位移时，其恢复力增量应大于其承担的上部结构重量的1.25%。

8 施工和养护

8.1 运输和贮存

8.1.1 支承装置需设置起吊位置，起吊点应经过验算，起吊位置应标识；装卸现场应严格执行装卸安全要求。

8.1.2 支承装置在运输过程中的包装应防水、防磕碰、防倾倒，不可混装；宜采用木质托盘或临时固定，不应松脱和磕碰，不应任意拆卸，不应与影响支承装置质量的物质相接触。

8.1.3 存储温度范围：支承装置 $-40\sim+60^{\circ}\text{C}$ 、力传感器 $-40\sim+60^{\circ}\text{C}$ 、位移传感器 $-20\sim+80^{\circ}\text{C}$ 。

8.1.4 支承装置宜采用专用库房存放。库房宜设置于空旷通风地段，且应防潮、防晒、防尘、清洁。严禁与酸、碱、油类、有机溶剂等影响支承装置质量的物质接触，并距离热源1m以上。

8.1.5 支承装置贮存时应做好标识，并分类放置；堆叠存放应采用隔垫层，不能直接接触地面，叠放层数不应超过4层或叠放总高1.5米的大者。

8.2 安装要求

8.2.1 支承装置垫石中应设置钢筋网，钢筋可采用牌号HRB400等级及以上，直径不应低于12mm，水平间距不应大于100mm，层间距不应大于100mm。

8.2.2 支承装置垫石的混凝土标号不宜低于C40，垫石顶面四角高差不应大于2mm，垫石高度不宜低于100mm。在墩、台顶面的支承垫石部位设置预留锚栓孔的，预留孔中心及对角线位置偏差不应超过10mm。安装后，支承装置中心位置及顶面四角标高，高差不应大于2mm。

8.2.3 预制梁时应在梁底预埋预埋板组件，预埋板表面平整度不大于钢板最大尺寸的千分之一，应确保预埋板底面安装时的水平要求，四角高差不应大于2mm。

8.2.4 预埋板厚度不低于10mm，垫石顶面应提前预留锚栓预制孔，锚栓应全部埋入上部梁底或下部垫石内。锚栓孔位置距离预埋板边缘距离为50mm或预埋板板厚三倍中的较大值。下座板或下预埋板边缘距离垫石边缘的最小距离不低于50mm或下座板、下预埋板厚三倍中的大者。

8.2.5 支承装置上下若采用锚筋和预埋板与桥梁上下部连接时，应确保锚筋与预埋板连接可靠，锚筋与桥梁上下部主钢筋无干涉。

8.2.6 若梁底有坡度时，可采用上预埋钢板或梁底楔形调平块调整，或采用支承装置调整。III型、IV

型和V型支承装置可在上连接板或上座板设置顶面坡度。坡度较大时，应确保设计参数符合 6.2.2.5 条的规定。

8.2.7 支承装置用灌浆材料应符合 JT/T 1130 的规定。

8.3 传感器布置与安装

8.3.1 力传感器和位移传感器外表面应采用不锈钢或镀镍处理，其防护等级应分别达到 GB/T 4208 中 IP67 和 IP65 防护等级要求。

8.3.2 力传感器、位移传感器、数据采集仪和传输设备等在测试时，应远离强电磁干扰源，其直线距离不应小于 500m。

8.3.3 位移传感器应设置在支承装置弹性体周边并保持足够的安全距离，应圆周均匀布置或对称布置，且应优先布置在支承装置四角位置。传感器布置时，应考虑支承装置发生剪切或滑动位移的空间位置，不应与支承装置有任何干涉。

8.3.4 在支承装置内部设置力传感器，应圆周均匀布置或对称布置，且应优先布置在横桥向，布置示意图见图 10。支承装置应预留力传感器的安装和拆卸空间。

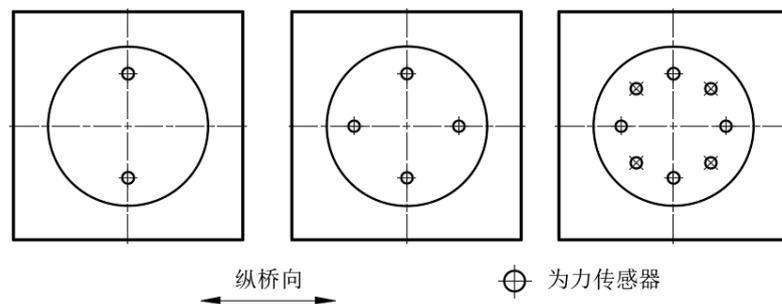


图 10 力传感器布置示意

8.3.5 传感器的安装、运行和更换不应影响支承装置功能的正常使用。

8.3.6 同一规格支承装置的传感器安装尺寸应相同，传感器接口应与通用数据采集仪接口匹配。

8.3.7 支承装置性能参数的数据采集、传输应采用通用协议。

8.4 养护

8.4.1 支承装置的养护、维修和更换应符合 JTG 5120 和 JTG/T 5532 的规定。

8.4.2 支承装置的养护与维修还应符合下列规定：

- a) 应保持支承装置各组件完整、清洁、有效，防止积水、积雪和结冰，并及时清除支承装置周围的垃圾，保证支承装置正常工作。
- b) 装置的锚栓应连接紧固，支承垫板应平整紧密。
- c) 养护维修时，焊接时应对装置进行保护，不得高于 70℃。
- d) 支承装置局部脱空、偏压时，应予处治。
- e) III、IV 和 V 型支承装置连接构件失效时，应予处治。
- f) 垫石破损等病害，应予处治。

8.4.3 装置出现下列情况之一时，应予以更换：

- a) 支承装置的固定锚栓剪断并造成其他构件出现病害。
- b) IV和V型支承装置上下钢板翘起、断裂。
- c) 出现严重不均匀压缩变形，或发生过大的剪切变形、加劲钢板外露或脱胶、开裂、撕裂、老化变质。
- d) IV和V型支承装置滑动面磨损严重，或造成其他构件出现病害。
- e) 存在其他影响桥梁正常运营或结构受力安全的病害。

9 质量和检验

9.1 质量要求

9.1.1 支承装置的试验方法应符合 GB/T 20688.1 和 T/GLYH 005 的规定。

9.1.2 支承装置的各项试验检测应由具备国家计量检验资质和公路水运甲级资质的试验室完成，并且实验室还应具备 T/GLYH 005 规定的产品的检验能力。

9.1.3 支承装置的检验分为原材料检验、出厂检验（现场抽样检验）和型式检验。

9.1.4 支承装置的原材料检验、出厂检验（现场抽样检验）和型式检验应符合 T/GLYH 005 的规定。

9.2 安装后检验要求

9.2.1 支承装置中心位置及底面四角标高，高差不应大于 2mm。

9.2.2 支承装置转动角度小于等于设计恒载转角的 10%。

9.2.3 支承装置剪切位移小于等于环境温度对应的温度剪切位移量的 10%。

9.2.4 聚氨酯弹性体表面不应有不均匀鼓包、划伤等外观质量缺陷。

9.2.5 支承装置脱空尺寸不应超出规格尺寸的 10%。

9.2.6 支承装置锚固件不应有松动或间隙等安装缺陷。

9.2.7 支承装置用连接板等临时构造物应拆除。

9.2.8 支承装置极限位移路径上不应有任何干涉物。

附录 A (资料性附录)

聚氨酯支承装置用筒支梁抗震分析算例

A.1 工程概况

该桥为一座高速公路筒支变连续梁桥，桥长为 270m，桥跨设置为 $3 \times 30 + 3 \times 30 + 3 \times 30$ m。桥面宽度为 0.5 米(防护栏)+11.25 米(行车道)+0.5 米(防护栏)。上部结构采用预应力混凝土箱梁，梁高 2m，顶板厚 0.18m，底板厚 0.32m。主梁标准横断面如图 11 所示。全桥共 3 联，左右两边为边界联，中间是计算联，也是本附录主要计算的部分。左边界联端部是桥台，桥台下面为 10m 长的圆形截面桩基础，桩基础的直径为 1.8m。边界联的桥墩为直径 2m 的圆形截面墩，墩高 10m，桥墩下面为圆形截面桩基础，桩径为 2.2m，桩长为 12m。计算联桥墩为直径 2.2m 的圆形截面墩，墩高 12.5m，桥墩下面是桩径为 2.4m 的圆形截面桩基础，桩长为 12m。桥墩一般构造图如图 12、13 所示。本桥主梁采用 C50 混凝土，桥墩为 C35 混凝土，盖梁为 C40 混凝土，系梁和桩基础采用 C30 混凝土。

设计荷载：公路-I 级。桥址区地震动峰值加速 $A = 0.2g$ ，反应谱特征周期 $T_g = 0.40s$ ，桥址区共设有 3 个地质勘钻孔，该桥跨越一断层破碎带。钻孔资料表明：表层为中密漂石土，以下为强风化板岩、中风化板岩；地层参数如下：

中密漂石土： $[f_{a0}] = 800kPa$ ， $q_{ik} = 250kPa$ ；

强风化板岩： $[f_{a0}] = 900kPa$ ， $q_{ik} = 140kPa$ ；

中风化板岩： $[f_{a0}] = 1800kPa$ ，

其中， $[f_{a0}]$ 表示承载力基本容许值， q_{ik} 表示荷载标准值。

根据《公路桥梁抗震设计规范》(JTGT 2231-01-2020)可知，当 $[f_{a0}] \geq 150kPa$ 时，土层剪切波速 v_s 的取值为： $250 \leq v_s \leq 500 m/s$ ，且场地土层覆盖厚度大于 5m，则场地类型属于 II 类场地。桥墩一般构造图如图 A.2 和图 A.3 所示。

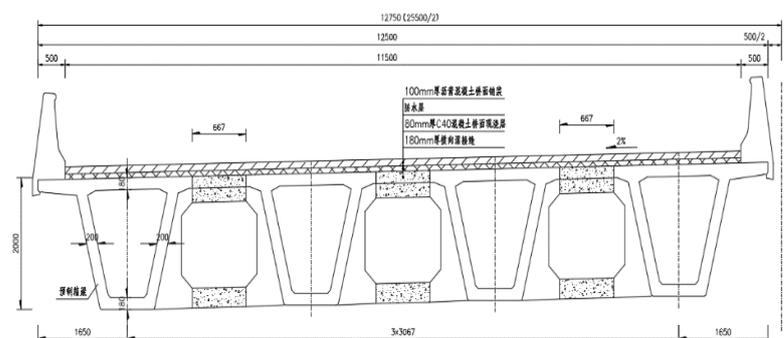


图 A.1 主梁标准横断面图

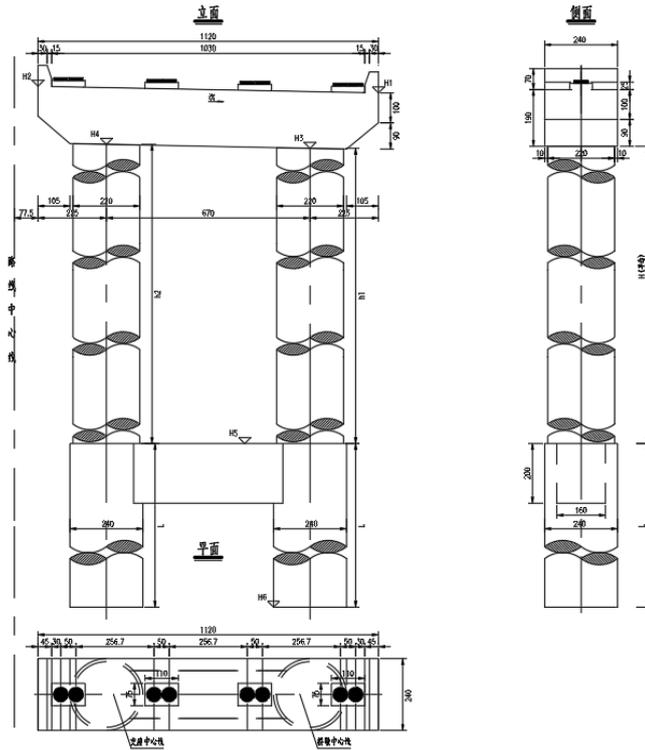


图 A.2 边界联桥墩一般构造图

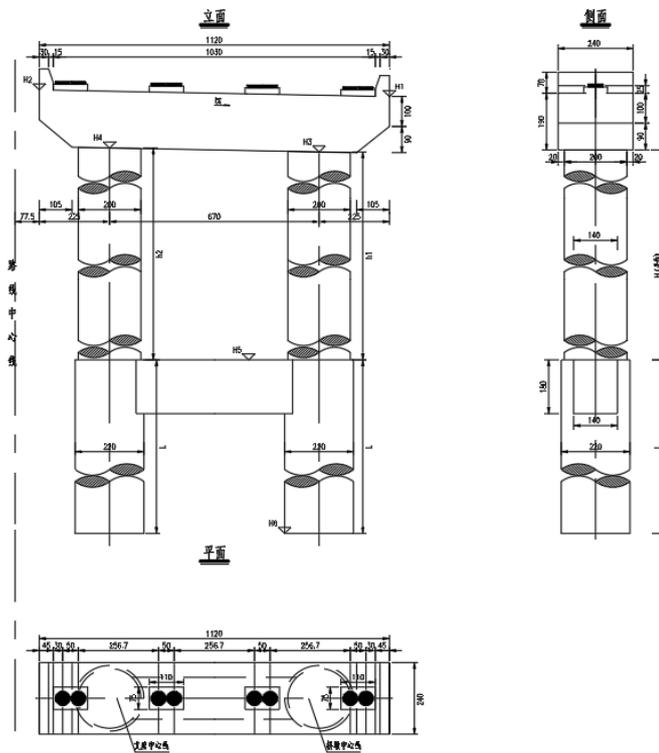


图 A.3 计算联桥墩一般构造图

本桥支座采用Ⅲ型和V型聚氨酯支座，连续梁端部采用V型聚氨酯支座，支座型号为 PED(V)-d220×86-G3.7，边界联中间采用Ⅲ型聚氨酯支座，支座型号为 PED(Ⅲ)-d295×155-G2.5，计算联中

间采用III型聚氨酯支座，支座型号为 PED(III)-d320×168-G2.5，装置参数见表 A.1。

表 A.1 装置参数

装置 型号	设计 承载力	容许 位移	屈服 强度	弹性 刚度	屈服后 水平刚度	水平 等效刚度	竖向 刚度	等效 阻尼比	屈服后 刚度比
	P_0 (kN)	X_1 (mm)	Q_y (kN)	K_1 (kN/mm)	K_2 (kN/mm)	K_h (kN/mm)	K_v (kN/mm)		
PED(V)-d220× 86-G3.7	628	300	13	4.33	0	4.4	471	15	0
PED(III)-d295× 155-G2.5	1485	128	57	6.24	2.08	2.67	444	12	0.333
PED(III)-d320× 168-G2.5	1767	144	66	6.54	2.18	2.79	469	12	0.333

A.2 设防标准和地震动参数

A.2.1 设防标准

根据《中国地震动参数区划图》(GB18306-2015)，该桥地震峰值动加速度为 0.2g，特征周期 0.40s，属于地震设防烈度 VIII 度区，按《公路桥梁抗震设计规范》(JTGT 2231-01-2020)中的规定属于 B 类桥梁，采用 E1 地震作用和 E2 地震两种地震动水平进行抗震设防。

根据《公路桥梁抗震设计规范》(JTGT/T 2231-01-2020)相关条款以及类似桥梁的研究成果，本桥相应的性能目标确定为：遭受 E1 地震作用时，可正常使用，结构总体反应在弹性的范围内，基本无损伤；遭受 E2 地震作用时，可发生局部轻微损伤，无需进行修复或经简单修复即可正常使用。

A.2.2 地震动参数

A.2.2.1 反应谱

工程场地阻尼比为 0.05 的水平设计加速度反应谱由下式确定：

$$S(T) = \begin{cases} S_{\max} (0.6T/T_0 + 0.4) & T \leq T_0 \\ S_{\max} & T_0 < T \leq T_g \\ S_{\max} (T_g/T) & T_g < T \leq 10 \end{cases}$$

式中 S_{\max} 为水平设计加速度反应谱最大值； T_0 为反应谱直线上升段最大周期，取为 0.1s； T 为结构自振周期（单位 s）； T_g 为特征周期（单位 s）。

设计加速度反应谱最大值 S_{\max} 由下式确定：

$$S_{\max} = 2.5C_i C_s C_d A$$

式中， C_i 为抗震重要性系数； C_s 为场地系数； C_d 为阻尼调整系数； A 为水平向基本地震动峰值加速度。各参数如表 A.2 所示。

表 A.2 设计地震动参数

地震作用	A	T_g	ζ	C_s	C_d	S_{\max}	C_i
E1	0.2	0.4	0.05	1	1	0.25	0.5
E2						0.85	1.7

E1、E2 地震作用下地震设计反应谱曲线如图 A.4、A.5 所示。

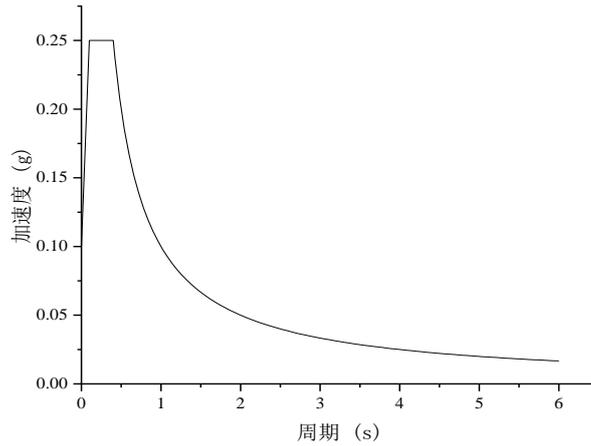


图 A.4 地震动加速度 E1 反应谱曲线

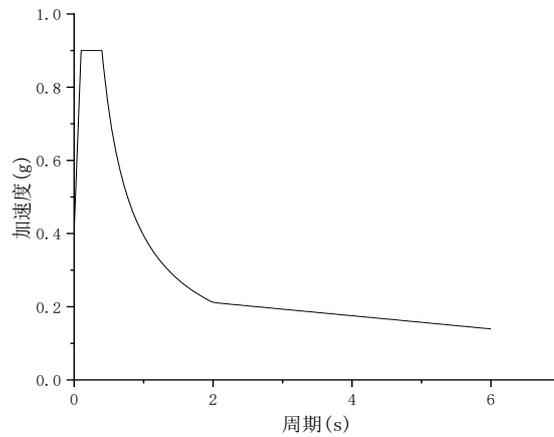


图 A.5 地震动加速度 E2 反应谱曲线

A.2.2.2 加速度时程曲线

根据水平加速度反应谱生成人工地震波，图 A.6~图 A.8 为 E1 地震动输入情况下的 3 条加速度时程曲线，图 A.9~图 A.11 为 E2 地震动输入情况下的加速度时程曲线，用于本桥非线性时程分析。

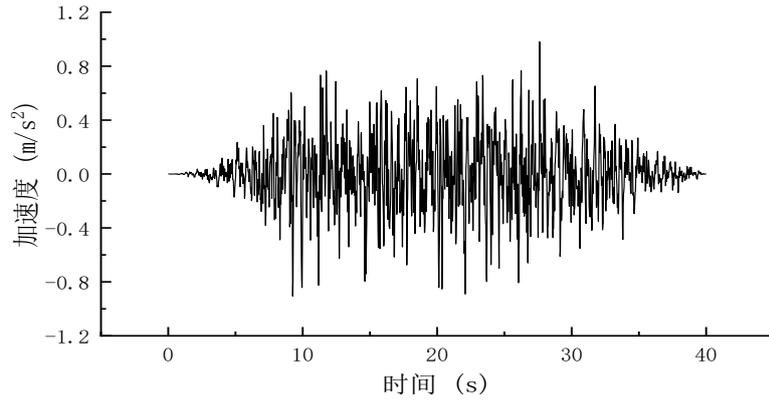


图 A.6 水平加速度时程曲线 1 (E1 地震输入)

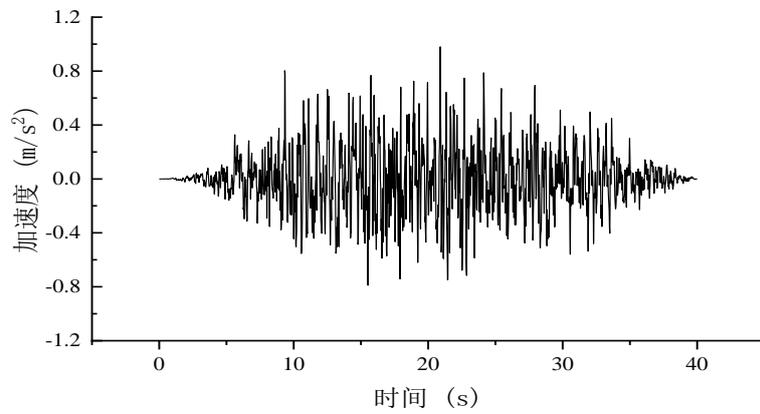


图 A.7 水平加速度时程曲线 2 (E1 地震输入)

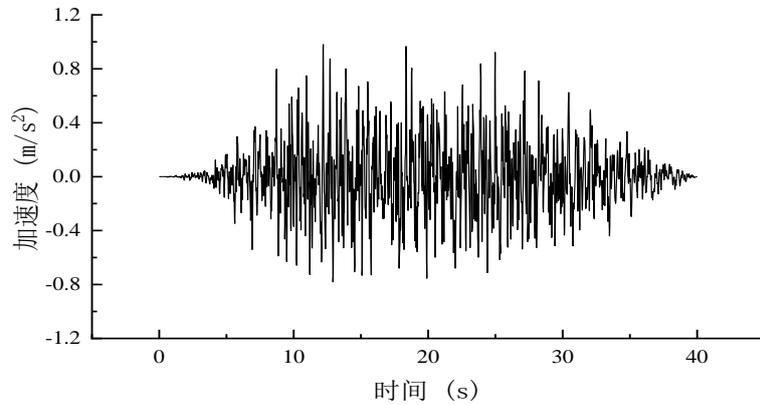


图 A.8 水平加速度时程曲线 3 (E1 地震输入)

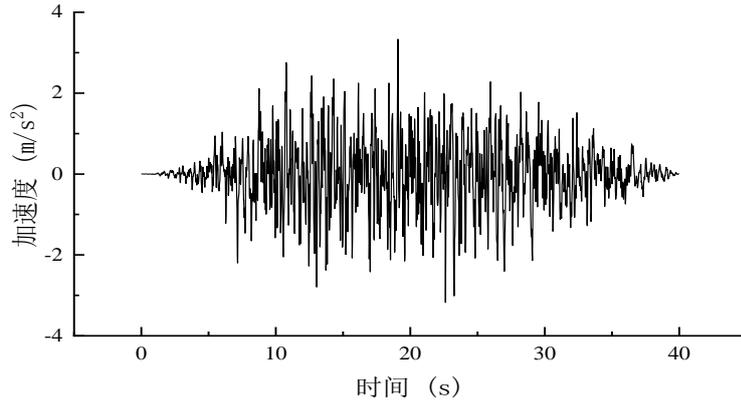


图 A.9 水平加速度时程曲线 1 (E2 地震输入)

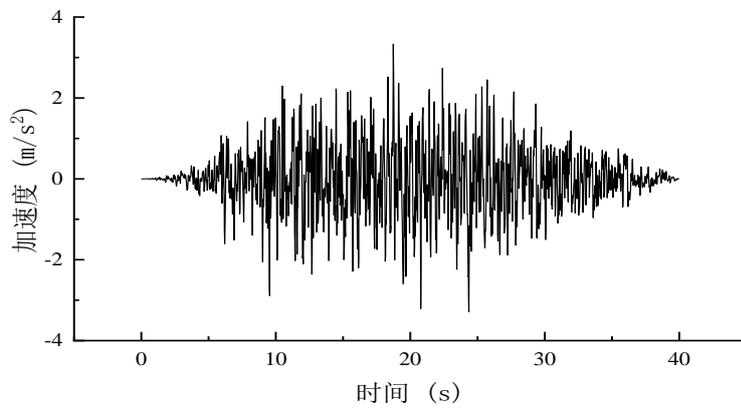


图 A.10 水平加速度时程曲线 2 (E2 地震输入)

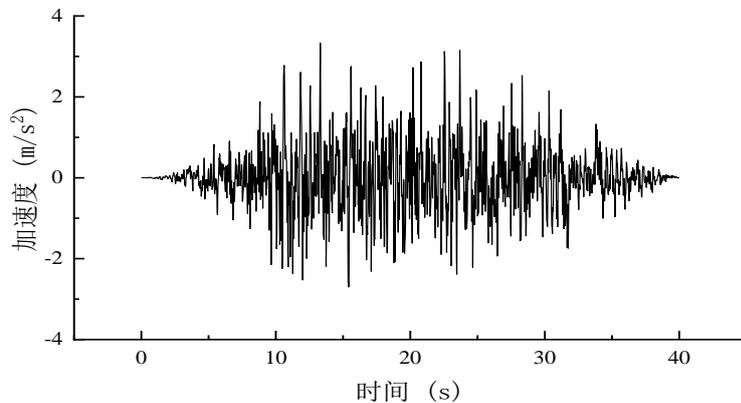


图 A.11 水平加速度时程曲线 3 (E2 地震输入)

A.3 空间动力分析模型及动力特性分析

A.3.1 空间动力分析模型

采用通用有限元分析软件 CSI Bridge 建立 30m 小箱梁模型，主梁采用 C50 混凝土，桥墩采用 C35 混凝土，系梁和桩基础采用 C30 混凝土，盖梁采用 C40 混凝土。

正确地建立桥梁结构的动力空间模型是进行桥梁抗震设计的基础，按照下列建模原则建立空间动

力分析模型：

1) 计算模型的梁体和墩柱采用空间梁单元模拟，二期荷载采用线荷载和面荷载进行模拟，作用于主梁上，墩柱和梁体的单元划分反映结构的实际动力特性；

2) 混凝土结构的阻尼比取 0.05；进行时程分析时，采用瑞利阻尼；

3) 支座单元正确反映支座的力学特性，本桥的支座采用聚氨酯支座，在全桥模型中聚氨酯支座采用 Plastic(Wen)单元模拟。

4) 桥梁采用柱式桩基础，根据桥址区地质分层情况，采用分层土弹簧模型对桩基进行桩土作用模拟，采用“m”法计算土弹簧刚度，每隔 1m 施加一个土弹簧。全桥有限元模型如图所示。

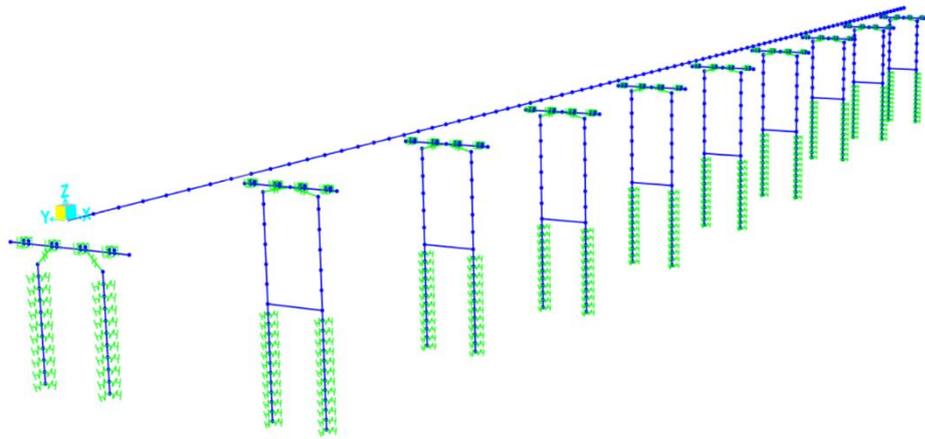


图 A.12 线性空间动力计算模

A.3.2 动力特性分析

桥梁结构动力计算模型应能正确反映桥梁上下部结构、支座和地基的刚度、质量分布以及阻尼特性，从而反映出桥梁在 E1 和 E2 地震作用下引起的惯性力和主要振型。通过 CSI Bridge 模型可知本桥第 1、2、3 阶主要振型及模态，，动力特性具体内容如表 A.3 所示。

表 A.3 计算模型基本动力特性

阶次	周期 (s)	频率 (Hz)	振型特点
1	1.1236	0.8900	主桥主梁纵飘
2	1.0005	0.9995	主桥主梁纵飘
3	0.9431	1.0603	主桥主梁横向摆动

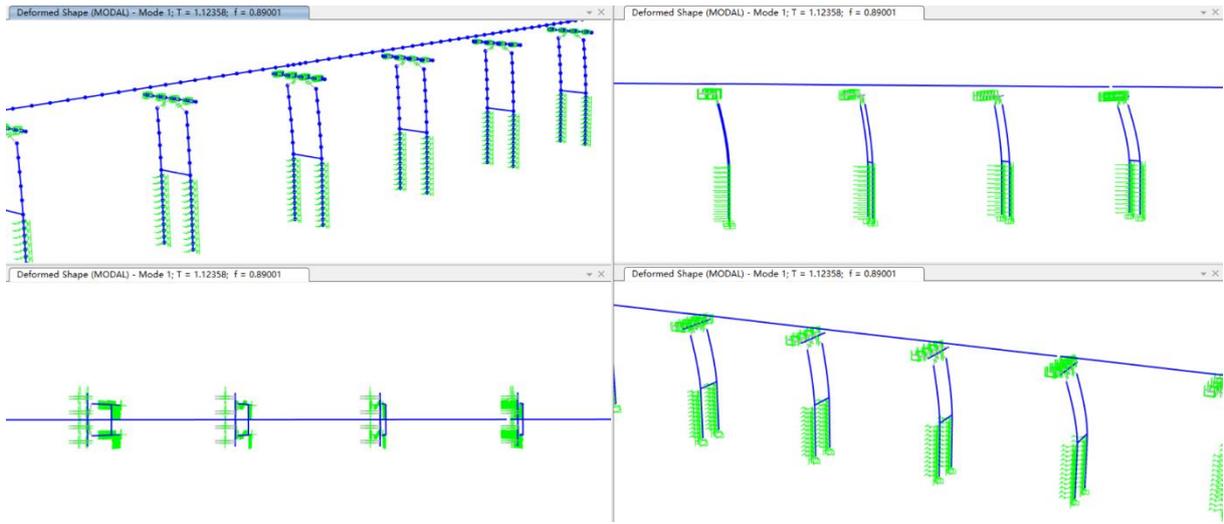


图 A.13 一阶振型图

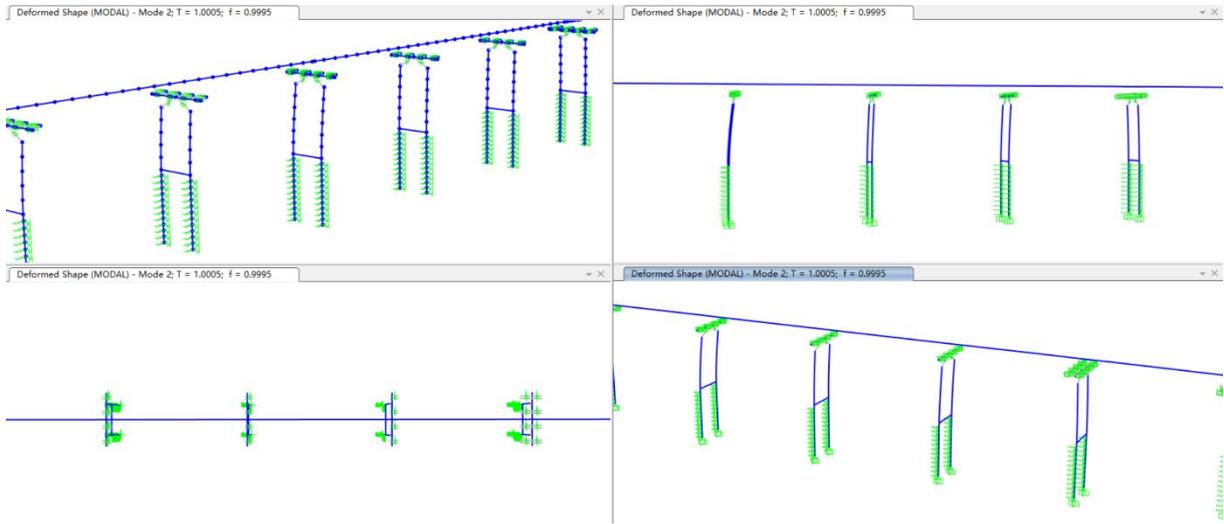


图 A.14 三阶振型图

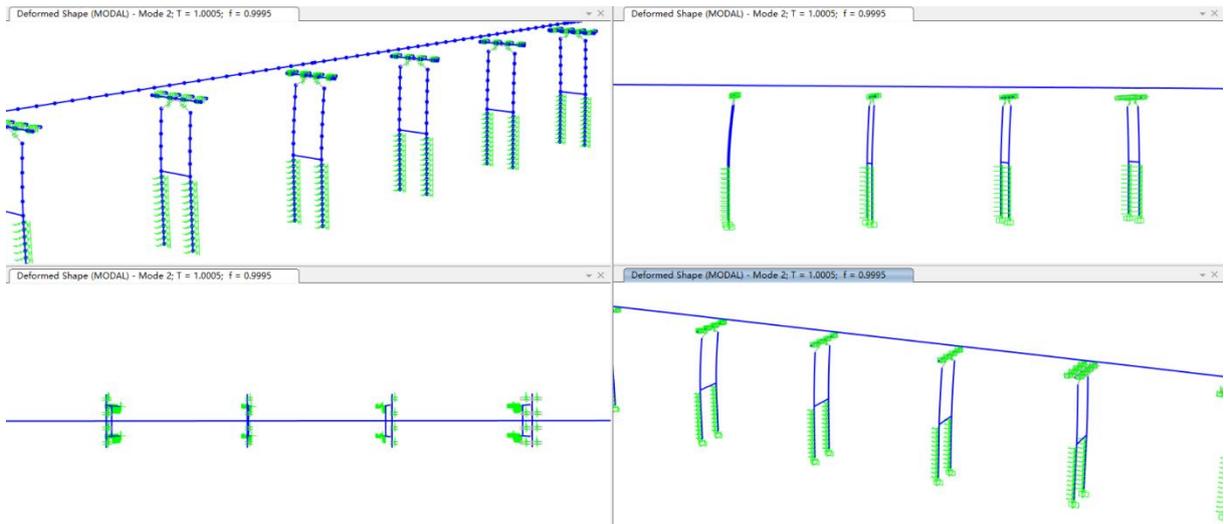


图 A.15 五阶振型图

A.4 地震作用下装置动力响应及验算

本桥可考虑沿顺桥向和横桥向两个水平方向分别与垂直方向进行组合，采用时程函数进行分析，取三条时程计算结果的最大值。通过全桥模型来读取墩柱和桩基分别在自重下和时程下的内力，组合出地震作用下最不利的荷载情况，来验算在地震作用下结构的动力响应和安全性能是否满足规范要求。

A.4.1 验算原则与方法

A.4.1.1 验算原则

在设计阶段，根据过渡墩、主墩、桩基等重要结构的截面详细配筋图，对各墩墩底和群桩基础等关键截面进行验算。钢筋混凝土桥墩和桩截面的抗弯能力（强度）采用纤维单元进行轴力—弯矩—曲率分析获得。

图 A.16 中， M_y 和 ϕ'_y 分别为截面在最不利轴力时最外层钢筋首次屈服时对应的初始屈服弯矩和初始屈服曲率； M_u 和 ϕ_u 分别为截面极限弯矩和极限破坏状态的曲率能力。截面的等效屈服弯矩 M_{eq} 和等效屈服曲率 ϕ_y 可通过把实际的轴力—弯矩—曲率曲线等效为理想弹塑性轴力—弯矩—曲率来求得，等效方法可根据图 A.16 中两个阴影部分面积相等求得。

计算中考虑最不利轴力组合。此外，由于地震为偶遇荷载，因而，对于 E2 地震作用下的反应，验算中相应的材料强度均为规范中相应的标准值。同时，不再考虑材料的安全分项系数。

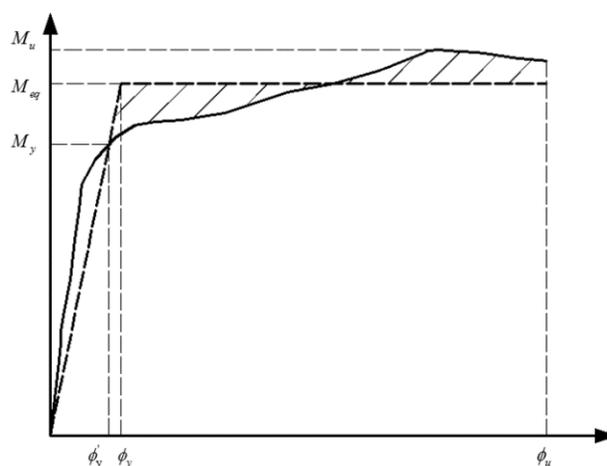


图 A.16 等效弯矩—曲率的计算图示

A.4.1.2 验算方法

墩柱和桩基关键截面的具体验算方法及过程如下：

将桥墩和桩基截面划分为纤维单元（如图 A.17、A.18）时，分开划分混凝土和钢筋单元；单元本构采用实际的钢筋和混凝土应力—应变关系，依据实际的材料应力—应变关系，使用截面数值积分法进行轴力—弯矩—曲率分析。

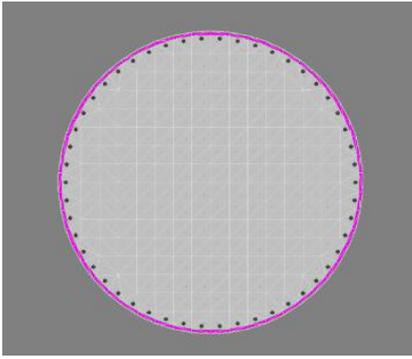


图 A.17 墩底截面纤维单元

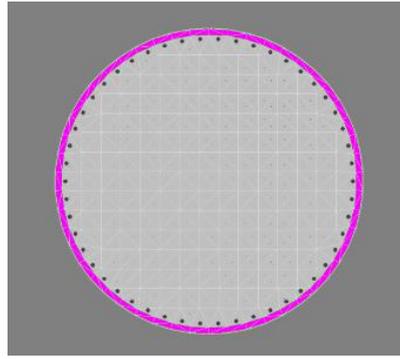


图 A.18 桩基截面纤维单元

《公路桥梁抗震设计规范》(JTGT 2231-01-2020)规定:采用减隔震设计的桥梁抗震设防目标应按 A 类桥梁要求执行:

地震水平 E1 作用下,墩柱截面和桩基截面在地震作用下的截面弯矩应小于截面初始屈服弯矩 M_y ,结构总体反应在弹性范围内,结构强度和刚度基本保持不变。

地震水平 E2 作用下,墩柱截面和桩基截面在地震作用下的截面弯矩应小于截面等效屈服弯矩 M_{eq} 。因地震过程的持续时间比较短,地震后在结构自重作用下,地震过程开展的裂缝一般可以闭合,不影响使用,故桥梁局部可发生开裂,裂缝宽度也可超过容许值,但混凝土保护层应保持完好(保护层损伤时的弯矩为截面极限弯矩 M_u)。

A.4.2 E1 地震作用下结构动力响应及验算

E1 地震作用下，依据《公路桥梁抗震设计规范》（JTGT 2231-01-2020）采用弹性抗震设计，要求关键截面弯最大值小于首次屈服弯矩，支座最大位移小于容许位移。

A.4.2.1 墩柱抗弯验算

表 A.4 桥墩墩底截面抗弯强度校核（E1 水平向+竖向）

桥墩号	位置	纵横向	恒载轴力	地震轴力	墩底轴力	恒载弯矩	地震弯矩	组合弯矩	首次屈服弯矩	能力/需求	检验
			(kN)	(kN)	恒+动 (kN)	kN·m	kN·m	kN·m	kN·m		
3	左墩	纵向	-4713.694	759.065	-3954.629	5.350	-3368.851	-3363.501	10860	3.229	√
		横向	-4713.694	938.755	-3774.939	-105.193	-2735.100	-2840.293	10730	3.778	√
	右墩	纵向	-4348.029	758.38	-3589.649	5.535	-3368.898	-3363.363	10600	3.152	√
		横向	-4348.029	1258.944	-3089.085	52.950	-2735.100	-2682.149	10250	3.822	√
4	左墩	纵向	-5686.795	914.746	-4772.049	67.520	-4349.327	-4281.807	11420	2.667	√
		横向	-5686.795	1375.957	-4310.838	-96.066	-2983.523	-3079.588	11100	3.604	√
	右墩	纵向	-5367.92	915.249	-4452.671	67.480	-4349.331	-4281.851	11200	2.616	√
		横向	-5367.92	1542.12	-3825.800	62.078	-2983.523	-2921.445	10770	3.687	√
5	左墩	纵向	-5692.453	870.214	-4822.239	-61.366	-4250.168	-4311.533	11460	2.658	√
		横向	-5692.453	1354.364	-4338.089	-95.464	-2983.363	-3078.827	11120	3.612	√
	右墩	纵向	-5374.999	870.697	-4504.302	-61.445	-4250.167	-4311.612	11240	2.607	√
		横向	-5374.999	1504.44	-3870.559	62.680	-2983.363	-2920.683	10800	3.698	√
6	左墩	纵向	-4670.53	770.633	-3899.897	42.696	-3345.173	-3302.477	10820	3.276	√
		横向	-4670.53	947.326	-3723.204	-99.660	-2680.729	-2780.389	10700	3.848	√
	右墩	纵向	-4397.448	796.732	-3600.716	42.845	-3359.101	-3316.256	10610	3.199	√
		横向	-4397.448	1223.293	-3174.155	58.484	-2680.729	-2622.245	10310	3.932	√

表 A.5 距桥墩墩底 1m 处截面抗弯强度校核 (E1 水平向+竖向)

桥墩号	位置	纵横向	恒载轴力	地震轴力	墩底轴力	恒载弯矩	地震弯矩	组合弯矩	首次屈服弯矩	能力/需求	检验
			(kN)	(kN)	恒+动 (kN)	kN·m	kN·m	kN·m	kN·m		
3	左墩	纵向	-4615.336	759.065	-3856.271	4.960	-3079.766	-3074.806	10780	3.506	√
		横向	-4615.336	938.755	-3676.581	-94.305	-2235.160	-2329.464	10660	4.576	√
	右墩	纵向	-4249.67	758.38	-3491.290	5.111	-3079.803	-3074.692	10530	3.425	√
		横向	-4249.67	1258.944	-2990.726	43.712	-2235.160	-2191.448	10180	4.645	√
4	左墩	纵向	-5588.437	914.746	-4673.691	62.633	-3951.926	-3889.293	11360	2.921	√
		横向	-5588.437	1375.957	-4212.480	-86.311	-2452.527	-2538.838	11030	4.345	√
	右墩	纵向	-5269.562	915.249	-4354.313	62.601	-3951.930	-3889.329	11130	2.862	√
		横向	-5269.562	1542.12	-3727.442	51.705	-2452.527	-2400.822	10690	4.453	√
5	左墩	纵向	-5594.095	870.214	-4723.881	-56.931	-3931.459	-3988.389	11390	2.856	√
		横向	-5594.095	1354.364	-4239.731	-85.801	-2452.181	-2537.982	11060	4.358	√
	右墩	纵向	-5276.641	870.697	-4405.944	-56.995	-3931.458	-3988.454	11170	2.801	√
		横向	-5276.641	1504.44	-3772.201	52.215	-2452.181	-2399.965	10730	4.471	√
6	左墩	纵向	-4572.172	770.633	-3801.539	39.559	-3081.621	-3042.062	10750	3.534	√
		横向	-4572.172	947.326	-3624.846	-88.788	-2190.605	-2279.393	10630	4.664	√
	右墩	纵向	-4299.09	796.732	-3502.358	39.680	-3093.252	-3053.572	10540	3.452	√
		横向	-4299.09	1223.293	-3075.797	49.228	-2190.605	-2141.377	10240	4.782	√

验算结果表明, 在 E1 地震作用下, 采用聚氨酯支座时, 桥墩墩底截面弯矩最大值均小于首次屈服弯矩值, 满足规范要求。

A.4.2.2 桩基抗弯验算

表 A.6 距桩顶 1m 截面抗弯强度校核 (E1 水平向+竖向)

桥墩号	位置	纵横向	恒载轴力	地震轴力	桩顶轴力	恒载弯矩	地震弯矩	组合弯矩	首次屈服弯矩	能力/需求	检验
			(kN)	(kN)	恒+动 (kN)	kN·m	kN·m	kN·m	kN·m		
3	距左桩顶 1m	纵向	-5082.722	788.855	-4293.867	5.7439	-3650.116	-3644.3720	10930	2.999	√
		横向	-5082.722	1247.344	-3835.378	83.2082	-2050.207	-1966.9985	10620	5.399	√
	距右桩顶 1m	纵向	-4739.745	787.839	-3951.906	5.9224	-3650.162	-3644.2398	10710	2.939	√
		横向	-4739.745	1601.418	-3138.327	-213.0435	-2050.207	-2263.2502	10140	4.480	√
4	距左桩顶 1m	纵向	-6056.36	944.289	-5112.071	72.2063	-4725.772	-4653.5657	11480	2.467	√
		横向	-6056.36	1750.143	-4306.217	95.2249	-2249.336	-2154.1106	10940	5.079	√
	距右桩顶 1m	纵向	-5759.099	944.992	-4814.107	72.1684	-4725.776	-4653.6076	11280	2.424	√
		横向	-5759.099	1849.842	-3909.257	-201.0268	-2249.336	-2450.3623	10670	4.354	√
5	距左桩顶 1m	纵向	-6061.983	893.099	-5168.884	-65.6311	-4542.719	-4608.3499	11510	2.498	√
		横向	-6061.983	1726.25	-4335.733	95.7982	-2249.263	-2153.4648	10960	5.089	√
	距右桩顶 1m	纵向	-5766.213	893.619	-4872.594	-65.7076	-4542.707	-4608.4146	11320	2.456	√
		横向	-5766.213	1826.116	-3940.097	-200.4535	-2249.263	-2449.7165	10690	4.364	√
6	距左桩顶 1m	纵向	-5042.601	802.913	-4239.688	45.7237	-3626.32	-3580.5964	10900	3.044	√
		横向	-5042.601	1165.779	-3876.822	98.9522	-2012.265	-1913.3127	10650	5.566	√
	距右桩顶 1m	纵向	-4786.122	827.88	-3958.242	45.8675	-3639.72	-3593.8520	10710	2.980	√
		横向	-4786.122	1584.73	-3201.392	-197.2994	-2012.265	-2209.5643	10180	4.607	√

表 A.7 距桩顶 2m 截面抗弯强度校核 (E1 水平向+竖向)

桥墩号	位置	纵横向	恒载轴力	地震轴力	桩顶轴力	恒载弯矩	地震弯矩	组合弯矩	首次屈服弯矩	能力/需求	检验
			(kN)	(kN)	恒+动 (kN)	kN·m	kN·m	kN·m	kN·m		
3	距左桩顶 2m	纵向	-5195.094	788.855	-4406.239	2.5745	-1641.282	-1638.7074	11010	6.719	√
		横向	-5195.094	1247.344	-3947.75	37.7114	-954.9631	-917.2517	10700	11.665	√
	距右桩顶 2m	纵向	-4852.117	787.839	-4064.278	2.6598	-1641.304	-1638.6442	10780	6.579	√
		横向	-4852.117	1601.418	-3250.699	-95.273	-954.9631	-1050.2361	10220	9.731	√

桥墩号	位置	纵横向	恒载轴力	地震轴力	桩顶轴力	恒载弯矩	地震弯矩	组合弯矩	首次屈服弯矩	能力/需求	检验
			(kN)	(kN)	恒+动 (kN)	kN·m	kN·m	kN·m	kN·m		
4	距左桩顶 2m	纵向	-6168.732	944.289	-5224.443	32.3829	-2126.091	-2093.7084	11550	5.517	√
		横向	-6168.732	1750.143	-4418.589	43.1305	-1044.887	-1001.7564	11010	10.991	√
	距右桩顶 2m	纵向	-5871.471	944.992	-4926.479	32.3648	-2126.093	-2093.7284	11350	5.421	√
		横向	-5871.471	1849.842	-4021.629	-89.854	-1044.887	-1134.7409	10750	9.474	√
5	距左桩顶 2m	纵向	-6174.355	893.099	-5281.256	-29.4324	-2039.315	-2068.7473	11590	5.602	√
		横向	-6174.355	1726.25	-4448.105	43.3926	-1044.878	-1001.4857	11030	11.014	√
	距右桩顶 2m	纵向	-5878.585	893.619	-4984.966	-29.469	-2039.309	-2068.7783	11390	5.506	√
		横向	-5878.585	1826.116	-4052.469	-89.5919	-1044.878	-1134.4702	10770	9.493	√
6	距左桩顶 2m	纵向	-5154.973	802.913	-4352.06	20.5086	-1630.494	-1609.9858	10970	6.814	√
		横向	-5154.973	1165.779	-3989.194	44.6744	-937.3281	-892.6537	10730	12.020	√
	距右桩顶 2m	纵向	-4898.494	827.88	-4070.614	20.5773	-1636.89	-1616.3127	10790	6.676	√
		横向	-4898.494	1584.73	-3313.764	-88.3101	-937.3281	-1025.6382	10260	10.004	√

验算结果表明，在 E1 地震作用下，采用聚氨酯支座时，桩基础截面弯矩需求值均小于首次屈服弯矩值，满足规范要求。

A. 4. 2. 3 地震作用下支座位移验算

表 A.8 E1 地震作用下支座位移校核

桥墩号	纵横向	E1 地震下最大位移 (mm)	屈服位移 (mm)	能力/需求	检验
3	纵向	19.36	300	15.497	√
	横向	15.13	300	19.830	√
4	纵向	13.80	144	10.433	√
	横向	13.31	144	10.823	√
5	纵向	11.42	144	12.604	√
	横向	11.76	144	12.250	√
6	纵向	19.69	300	15.239	√
	横向	15.16	300	19.794	√

验算结果表明，在 E1 地震作用下，采用聚氨酯支座时，支座位移最大值均小于支座屈服位移值，满足要求。

A. 4. 3 E2 地震作用下结构动力响应及验算

E2 地震作用下，依据《公路桥梁抗震设计规范》（JTGT 2231-01-2020）及《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362-2018）相关规定进行桥墩截面抗弯验算和抗剪验算、桩基截面抗弯验算及支座位移验算。

A. 4. 3. 1 墩柱抗弯验算

表 A. 9 桥墩墩底截面抗弯强度校核（E2 水平向+竖向）

桥墩号	位置	纵横向	恒载轴力	地震轴力	墩底轴力	恒载弯矩	地震弯矩	组合弯矩	等效屈服弯矩	能力/需求	检验
			(kN)	(kN)	恒+动 (kN)	kN·m	kN·m	kN·m	kN·m		
3	左墩	纵向	-4713.694	900.991	-3812.703	5.350	-7735.456	-7730.106	13890	1.797	√
		横向	-4713.694	2262.907	-2450.787	-105.193	-5829.726	-5934.919	12860	2.167	√
	右墩	纵向	-4348.029	900.997	-3447.032	5.535	-7735.511	-7729.976	13610	1.761	√
		横向	-4348.029	3237.11	-1110.919	52.950	-5829.726	-5776.776	11800	2.043	√
4	左墩	纵向	-5686.795	923.119	-4763.676	67.520	-11139.579	-11072.059	14640	1.322	√
		横向	-5686.795	6235.343	548.548	-96.066	-8287.077	-8383.142	10430	1.244	√
	右墩	纵向	-5367.92	923.107	-4444.813	67.480	-11139.557	-11072.077	14390	1.300	√
		横向	-5367.92	4689.221	-678.699	62.078	-8287.077	-8224.999	11440	1.391	√
5	左墩	纵向	-5692.453	1034.493	-4657.960	-61.366	-10316.413	-10377.779	14550	1.402	√
		横向	-5692.453	6212.993	520.540	-95.464	-8287.023	-8382.487	10450	1.247	√
	右墩	纵向	-5374.999	1034.493	-4340.506	-61.445	-10316.363	-10377.807	14310	1.379	√
		横向	-5374.999	4657.99	-717.009	62.680	-8287.023	-8224.343	11470	1.395	√
6	左墩	纵向	-4670.53	992.885	-3677.645	42.696	-8056.220	-8013.524	13780	1.720	√
		横向	-4670.53	2181.909	-2488.621	-99.660	-5882.318	-5981.978	12890	2.155	√
	右墩	纵向	-4397.448	992.636	-3404.812	42.845	-8052.869	-8010.023	13580	1.695	√
		横向	-4397.448	3447.229	-950.219	58.484	-5882.318	-5823.834	11670	2.004	√

表 A.10 距桥墩墩底 1m 处截面抗弯强度校核 (E2 水平向+竖向)

桥墩号	位置	纵横向	恒载轴力	地震轴力	墩底轴力	恒载弯矩	地震弯矩	组合弯矩	等效屈服弯矩	能力/需求	检验
			(kN)	(kN)	恒+动 (kN)	kN·m	kN·m	kN·m	kN·m		
3	左墩	纵向	-4615.336	900.991	-3714.345	4.960	-7111.701	-7106.741	13810	1.943	√
		横向	-4615.336	2262.907	-2352.429	-94.305	-4696.828	-4791.132	12790	2.670	√
	右墩	纵向	-4249.67	900.997	-3348.673	5.111	-7111.743	-7106.633	13530	1.904	√
		横向	-4249.67	3237.11	-1012.560	43.712	-4696.828	-4653.116	11720	2.519	√
4	左墩	纵向	-5588.437	923.119	-4665.318	62.633	-10303.092	-10240.459	14560	1.422	√
		横向	-5588.437	6235.343	646.906	-86.311	-6804.014	-6890.325	10350	1.502	√
	右墩	纵向	-5269.562	923.107	-4346.455	62.601	-10303.022	-10240.420	14310	1.397	√
		横向	-5269.562	4689.221	-580.341	51.705	-6804.014	-6752.309	11360	1.682	√
5	左墩	纵向	-5594.095	1034.493	-4559.602	-56.931	-9479.216	-9536.147	14480	1.518	√
		横向	-5594.095	6212.993	618.898	-85.801	-6803.355	-6889.156	11390	1.653	√
	右墩	纵向	-5276.641	1034.493	-4242.148	-56.995	-9479.176	-9536.172	14230	1.492	√
		横向	-5276.641	4657.99	-618.651	52.215	-6803.355	-6751.140	11390	1.687	√
6	左墩	纵向	-4572.172	992.885	-3579.287	39.559	-7073.563	-7034.004	13710	1.949	√
		横向	-4572.172	2181.909	-2390.263	-88.788	-4698.112	-4786.900	12820	2.678	√
	右墩	纵向	-4299.09	992.636	-3306.454	39.680	-7062.811	-7023.131	13500	1.922	√
		横向	-4299.09	3447.229	-851.861	49.228	-4698.112	-4648.884	11590	2.493	√

验算结果表明, 在 E2 地震作用下, 采用聚氨酯支座时, 桥墩墩底弯矩需求值均小于等效屈服弯矩值, 满足要求。

A.4.3.2 墩柱抗剪验算

钢筋混凝土墩柱的名义抗剪强度 V_n 可认为由混凝土提供的抗剪强度 V_c 和横向钢筋提供的抗剪强度 V_s 组成, 即:

$$V_n = V_c + V_s$$

计算混凝土提供的剪切强度 V_c 时，同时考虑弯曲变形和轴向荷载的影响，按下式计算：

$$V_c = v_c A_e$$

式中， A_e 为有效剪切面积， $A_e = 0.8A_g$ ； A_g 为立柱截面的毛面积； v_c 为名义剪应力。

$$v_c = 0.5c_2\sqrt{f'_c} \leq 0.33\sqrt{f'_c}$$

式中， $\sqrt{f'_c}$ 为混凝土圆柱体抗压强度； c_2 为系数，按下式计算：

$$c_2 = 1 + \frac{P_c}{13.8A_g} \leq 1.5$$

式中， P_c 为立柱受到的轴压力。

螺旋箍筋提供的抗剪强度为：

$$V_s = \frac{\pi}{2} \times A_v f_{yh} \frac{D'}{s}$$

箍筋提供的抗剪能力 V_s 还应满足下式：

$$V_s \leq 0.67 \times \sqrt{f'_c} A_e$$

钢筋混凝土桥墩的抗剪强度验算应按下式进行验算：

$$V_{c0} \leq \phi V_n$$

式中， V_{c0} 为墩柱可能承受的最大剪力； ϕ 为抗剪强度折减系数， $\phi = 0.85$ ； V_n 为墩柱的名义抗剪强度。

表 A. 11 桥墩底截面抗剪验算

桥墩号	纵横向	桥墩剪力需求值 (kN)	桥墩剪力能力值 (kN)	能力/需求	检验
3#左墩	纵向	-1037.678	1465.049	1.412	√
	横向	-1190.145	1465.049	1.231	√
3#右墩	纵向	-1037.64	1465.049	1.412	√
	横向	-1190.145	1465.049	1.231	√
4#左墩	纵向	-846.298	1465.049	1.731	√
	横向	-1152.431	1465.049	1.271	√
4#右墩	纵向	-846.311	1465.049	1.731	√
	横向	-1152.431	1465.049	1.271	√
5#左墩	纵向	-968.498	1465.049	1.513	√
	横向	-1153.799	1465.049	1.270	√
5#右墩	纵向	-968.497	1465.049	1.513	√
	横向	-1153.799	1465.049	1.270	√
6#左墩	纵向	-1086.267	1465.049	1.349	√
	横向	-1163.193	1465.049	1.260	√
6#右墩	纵向	-1089.247	1465.049	1.345	√
	横向	-1163.193	1465.049	1.260	√

验算结果表明，在 E2 地震作用下，采用聚氨酯支座时，桥墩墩底最大剪力值均小于剪力能力值，满足要求。

A.4.3.3 桩基抗弯验算

表 A.12 距桩顶 1m 截面抗弯强度校核 (E2 水平向+竖向)

桥墩号	位置	纵横向	恒载轴力	地震轴力	桩顶轴力	恒载弯矩	地震弯矩	组合弯矩	等效屈服弯矩	能力/需求	检验
			(kN)	(kN)	恒+动 (kN)	kN·m	kN·m	kN·m	kN·m		
3	距左桩顶 1m	纵向	-5082.722	2798.046	-2284.676	5.7439	-8477.008	-8471.2640	12790	1.510	√
		横向	-5082.722	2636.931	-2445.791	83.2082	-4319.317	-4236.1084	12920	3.050	√
	距右桩顶 1m	纵向	-4739.745	2793.468	-1946.277	5.9224	-8477.084	-8471.1618	12530	1.479	√
		横向	-4739.745	3856.976	-882.769	-213.0435	-4319.317	-4532.3601	11680	2.577	√
4	距左桩顶 1m	纵向	-6056.36	4243.869	-1812.491	72.2063	-12099.23	-12027.0280	12400	1.031	√
		横向	-6056.36	6882.45	826.09	95.2249	-6122.555	-6027.3301	10260	1.702	√
	距右桩顶 1m	纵向	-5759.099	4245.781	-1513.318	72.1684	-12099.21	-12027.0438	12180	1.013	√
		横向	-5759.099	5853.229	94.13	-201.0268	-6122.555	-6323.5818	10870	1.719	√
5	距左桩顶 1m	纵向	-6061.983	4666.976	-1395.007	-65.6311	-11092.16	-11157.7933	12090	1.084	√
		横向	-6061.983	6859.06	797.077	95.7982	-6122.368	-6026.5701	10290	1.707	√
	距右桩顶 1m	纵向	-5766.213	4668.682	-1097.531	-65.7076	-11092.11	-11157.8186	11850	1.062	√
		横向	-5766.213	5859.842	93.629	-200.4535	-6122.368	-6322.8218	10870	1.719	√
6	距左桩顶 1m	纵向	-5042.601	2539.694	-2502.907	45.7237	-9112.537	-9066.8136	12960	1.429	√
		横向	-5042.601	2623.057	-2419.544	98.9522	-4275.955	-4177.0031	12900	3.088	√
	距右桩顶 1m	纵向	-4786.122	2627.215	-2158.907	45.8675	-9109.631	-9063.7631	12690	1.400	√
		横向	-4786.122	4318.18	-467.942	-197.2994	-4275.955	-4473.2547	11340	2.535	√

表 A.13 距桩顶 2m 截面抗弯强度校核 (E2 水平向+竖向)

桥墩号	位置	纵横向	恒载轴力	地震轴力	桩顶轴力	恒载弯矩	地震弯矩	组合弯矩	等效屈服弯矩	能力/需求	检验
			(kN)	(kN)	恒+动 (kN)	kN·m	kN·m	kN·m	kN·m		
3	距左桩顶 2m	纵向	-5195.094	2798.046	-2397.048	2.5745	-3842.144	-3839.5696	12880	3.355	√
		横向	-5195.094	2636.931	-2558.163	37.7114	-2022.32	-1984.6083	13010	6.555	√
	距右桩顶 2m	纵向	-4852.117	2793.468	-2058.649	2.6598	-3842.179	-3839.5196	12610	3.284	√

桥墩号	位置	纵横向	恒载轴力	地震轴力	桩顶轴力	恒载弯矩	地震弯矩	组合弯矩	等效屈服弯矩	能力/需求	检验
			(kN)	(kN)	恒+动 (kN)	kN·m	kN·m	kN·m	kN·m		
		纵向	-4852.117	3856.976	-995.141	-95.273	-2022.32	-2117.5927	11770	5.558	√
4	距左桩顶 2m	纵向	-6168.732	4243.869	-1924.863	32.3829	-5443.244	-5410.8612	12190	2.253	√
		横向	-6168.732	6882.45	713.718	43.1305	-2842.285	-2799.1541	10360	3.701	√
	距右桩顶 2m	纵向	-5871.471	4245.781	-1625.69	32.3648	-5443.234	-5410.8687	11960	2.210	√
		横向	-5871.471	5853.229	-18.242	-89.854	-2842.285	-2932.1386	10970	3.741	√
5	距左桩顶 2m	纵向	-6174.355	4666.976	-1507.379	-29.4324	-4979.729	-5009.1610	12170	2.430	√
		横向	-6174.355	6859.06	684.705	43.3926	-2842.271	-2798.8782	10380	3.709	√
	距右桩顶 2m	纵向	-5878.585	4668.682	-1209.903	-29.469	-4979.704	-5009.1729	11940	2.384	√
		横向	-5878.585	5859.842	-18.743	-89.5919	-2842.271	-2931.8627	10960	3.738	√
6	距左桩顶 2m	纵向	-5154.973	2539.694	-2615.279	20.5086	-4132.199	-4111.6903	13050	3.174	√
		横向	-5154.973	2623.057	-2531.916	44.6744	-2009.848	-1965.1733	12980	6.605	√
	距右桩顶 2m	纵向	-4898.494	2627.215	-2271.279	20.5773	-4130.824	-4110.2467	12780	3.109	√
		横向	-4898.494	4318.18	-580.314	-88.3101	-2009.848	-2098.1578	11430	5.448	√

验算结果表明，在 E2 地震作用下，采用聚氨酯支座时，桩基础弯矩需求值均小于等效屈服弯矩值，满足要求。

A. 4. 3. 4 E2 地震作用下装置验算

表 A. 10 E2 地震作用下装置位移验算

桥墩号	纵横向	E2 地震下位移 (mm)	容许位移 (mm)	能力/需求	检验
3	纵向	78.97	300	3.799	√
	横向	-75.32	300	3.983	√
4	纵向	57.01	144	2.526	√
	横向	-65.23	144	2.207	√
5	纵向	59.05	144	2.439	√
	横向	-65.44	144	2.200	√
6	纵向	79.08	300	3.794	√
	横向	-75.76	300	3.960	√

算结果表明，E2地震作用下，支座最大位移值均小于支座位移容许值，满足要求。

A.5 验算结论

(1) 采用PED桥梁聚氨酯弹性体支承装置时，在E1地震作用下，桥墩墩底截面弯矩值均小于等效屈服弯矩值，能力需求比为2.607~4.782；桩基础弯矩需求值均小于等效屈服弯矩值，能力需求比为2.424~12.020；支座位移值均小于容许位移值，能力需求比为10.433~19.830，均满足规范要求。

(2) 采用PED桥梁聚氨酯弹性体支承装置时，在E2地震作用下，桥墩墩底截面弯矩值均小于等效屈服弯矩值，能力需求比为1.244~2.678；桥墩墩底剪力最大值小于剪力容许值，能力为在1.231~1.731；桩基础弯矩需求值均小于等效屈服弯矩值，能力需求比为1.013~6.605；支座位移值均小于容许位移值，能力需求比为2.200~3.983，均满足规范要求。

附录 B

(资料性附录)

聚氨酯支承装置用高低墩桥梁抗震分析算例

B.1 工程概况

某工程位于陕西关中某黄土塬地区，沿路线前进方向地势起伏明显，桥梁跨径布置为 3×45m 连续钢箱梁，墩高从小桩号依次为 16m、16m、45m、45m，桥宽 18.5m，下部结构采用双柱花瓶墩，基础采用桩孔灌注桩基础，桩基按摩擦桩设计。

场地内的地层为：地表分布有厚薄不均的全新统人工填土 (Q4m1)；其下为上更新统 (Q3) 黄土、古土壤；再下为中更新统 (Q2) 黄土、古土壤、粉质黏土、砂、卵石层等。

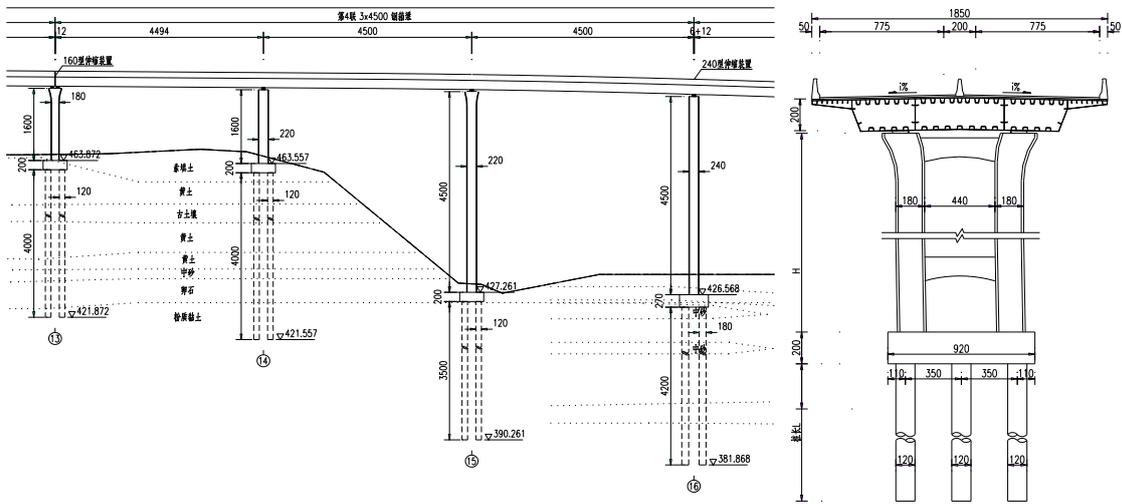


图 B.1 桥梁立面及横断面布置图

本桥支撑采用 III 型和 IV 型聚氨酯支承装置，装置参数见表 B.1。

表 B.1 装置参数

装置位置	装置型号	设计承载力	容许位移	屈服强度	弹性刚度	屈服后水平刚度	水平等效刚度	竖向刚度	屈服后刚度比
		P_0 (kN)	X_1 (mm)	Q_y (kN)	K_1 (kN/mm)	K_2 (kN/mm)	K_h (kN/mm)	K_v (kN/mm)	
1#墩	PED (IV)-470 ×271-G2.5	3976	315	142	9.24	3.08	3.94	691	0.33
2#墩	PED (III)-720 ×302-G1.0	9621	455	135	7.32	2.44	3.13	1190	0.33
3#墩	PED (III)-720 ×360-G2.5	9621	340	334	14.04	4.68	5.99	1082	0.33
4#墩	PED (IV)-470 ×266-G3.7	3976	265	211	20.61	4.32	5.84	795	0.21

B.2 设防标准和地震动参数

B.2.1 设防标准

根据《中国地震动参数区划图》(GB18306-2015),该桥地震峰值动加速度为 0.2g,特征周期 0.40s,属于地震设防烈度 VIII 度区,按《城市桥梁抗震设计规范》(CJJ 166-2001)中的规定属于乙类桥梁,采用 E2 地震动水平进行抗震设防。

根据参考《城市桥梁抗震设计规范》(CJJ 166-2001)相关条款以及类似桥梁的研究成果,本桥相应的性能目标确定为:遭受 E2 地震作用时,可发生局部轻微损伤,无需进行修复或经简单修复即可正常使用。

B.2.2 地震动参数

B.2.2.1 反应谱

工程场地阻尼比为 0.05 的水平设计加速度反应谱由下式确定:

$$S = \begin{cases} 0.45S_{\max} & T = 0s \\ \eta_2 S_{\max} & 0.1s < T \leq T_g \\ \eta_2 S_{\max} \left(\frac{T_g}{T}\right)^\gamma & T_g < T \leq 5T_g \\ \left[\eta_2 0.2^\gamma - \eta_1(T - 5T_g)\right] S_{\max} & 5T_g < T \leq 6s \end{cases}$$

$$S_{\max} = 2.25A$$

式中: T_g —特征周期 (s); η_2 —结构阻尼调整系数; A —水平向地震动峰值加速度; γ —自特征周期至 5 倍特征周期区段曲线衰减指数; η_1 —自 5 倍周期至 6s 区段直线下降斜率调整系数; T —结构自振周期 (s), 各参数见表 B.2 所示。

表 B.2 设计地震动参数

地震作用	A	T_g	ζ	η_1	η_2	γ	S_{\max}
E2	0.2	0.4	0.05	0.02	1.00	0.9	0.9

E2 地震作用下地震设计反应谱曲线如图 B.2 所示。

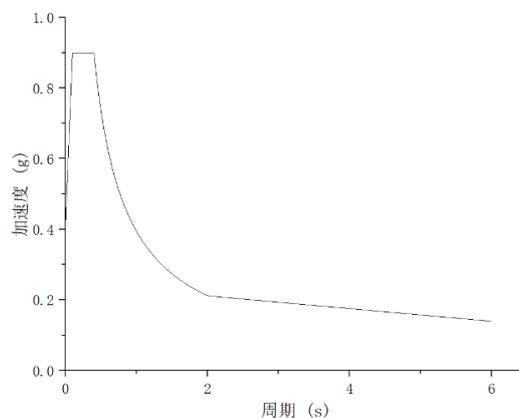


图 B.2 地震动加速度 E2 反应谱曲线

B. 2. 2. 2 加速度时程曲线

图 B. 3 为 E2 地震动输入情况下的加速度时程曲线，用于本桥非线性时程分析。

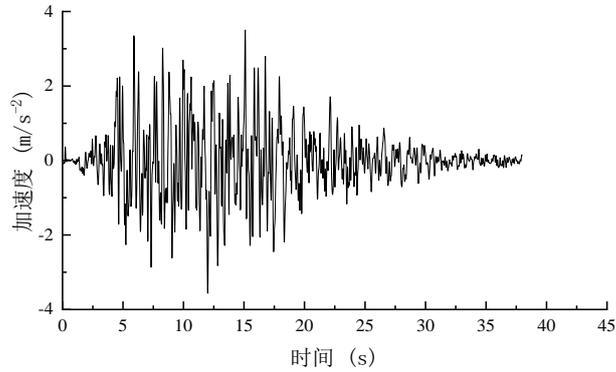


图 B. 3 E2 时程曲线 1

B. 3 空间动力分析模型及动力特性分析

B. 3. 1 空间动力分析模型

采用通用有限元分析软件 Midas Civil 建立单箱多室小箱梁模型，主梁采用 C50 混凝土，桥墩采用 C40 混凝土，桩基础采用 C30 混凝土，承台采用 C30 混凝土。

正确地建立桥梁结构的动力空间模型是进行桥梁抗震设计的基础，按照下列建模原则建立空间动力分析模型：

- 1) 计算模型的梁体和墩柱采用空间梁单元模拟，主梁自重采用节点荷载进行模拟，二期荷载采用梁单元荷载进行模拟，作用于主梁上，墩柱和梁体的单元划分反映结构的实际动力特性；
- 2) 混凝土结构的阻尼比取 0.05；进行时程分析时，采用瑞利阻尼；
- 3) 支座单元正确反映支座的力学特性，本桥的支座采用聚氨酯支座，支座采用一般连接进行模拟。

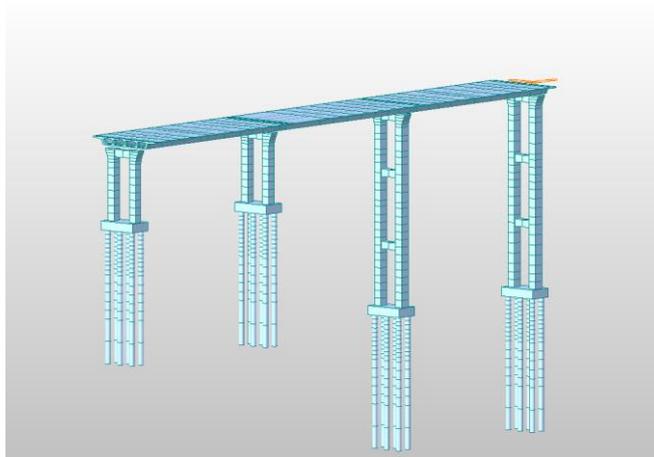


图 B. 4 线性空间动力计算模型

B. 3. 2 动力特性分析

桥梁结构动力计算模型应能正确反映桥梁上部结构、下部结构、装置和地基的刚度、质量分布及阻尼特性，从而保证在 E2 地震作用下引起的惯性力和主要振型得到反映。通过 Midas Civil 模型可知本桥前三阶主要振型及模态，动力特性具体内容见表 B.3 所示。

表 B.3 计算模型基本动力特性

阶次	周期 (s)	频率 (Hz)	振型特点
1	3.4740	0.2879	主梁纵飘
2	2.4864	0.4022	主梁横向摆动
3	1.9946	0.5014	主梁横向摆动

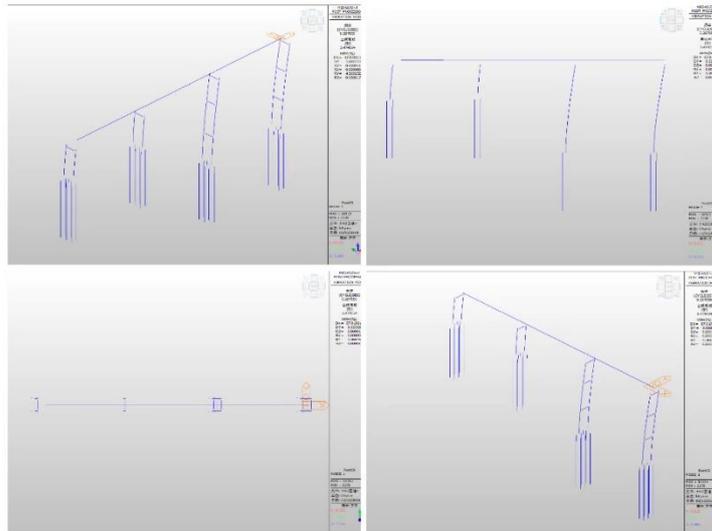


图 B.5 一阶振型图

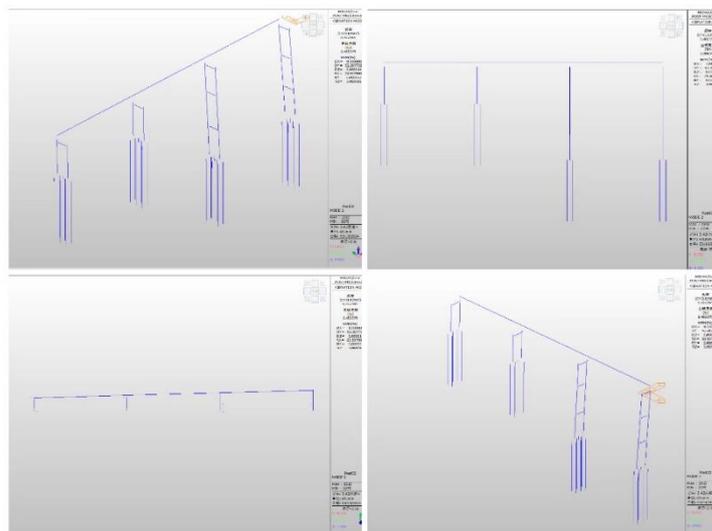


图 B.6 二阶振型图

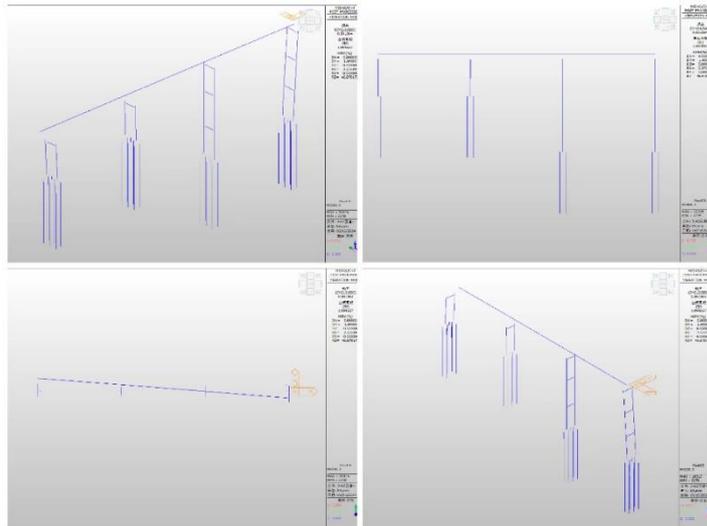


图 B.7 三阶振型图

B.4 地震作用下装置动力响应及验算

在计算动力特性响应时,本桥分别考虑沿顺桥向和横桥向两个水平方向,采用时程函数进行分析。根据《城市桥梁抗震设计规范》(CJJ 166-2001),对于采用减隔震设计的桥梁,即使在 E2 地震作用下,桥梁的耗能部位位于桥梁上、下部连接构件(支座、耗能装置);上部结构和基础不受损伤、基本在弹性范围,因此没有必要再进行 E1 地震作用下的计算。

B.4.1 验算原则与方法

B.4.1.1 验算原则

在设计阶段,根据过渡墩、主墩、桩基等重要结构的截面详细配筋图,对各墩墩底和群桩基础等关键截面进行验算。钢筋混凝土桥墩和桩截面的抗弯能力(强度)采用纤维单元进行轴力-弯矩-曲率分析获得。

图 B.8 中, M_y 和 ϕ'_y 分别为截面在最不利轴力时最外层钢筋首次屈服时对应的初始屈服弯矩和初始屈服曲率; M_u 和 ϕ_u 分别为截面极限弯矩和极限破坏状态的曲率能力。截面的等效屈服弯矩 M_{eq} 和等效屈服曲率 ϕ_y 可通过把实际的轴力-弯矩-曲率曲线等效为理想弹塑性轴力-弯矩-曲率来求得,等效方法可根据图 B.8 中两个阴影部分面积相等求得。

计算中考虑最不利轴力组合。此外,由于地震为偶遇荷载,因而,对于 E2 地震作用下的反应,验算中相应的材料强度均为规范中相应的标准值。同时,不再考虑材料的安全分项系数。

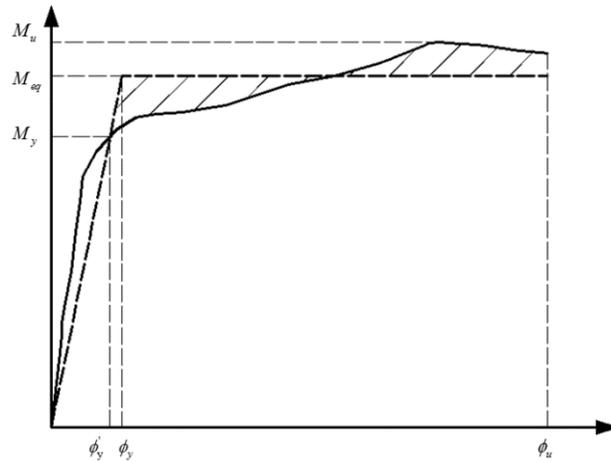


图 B.8 等效弯矩—曲率的计算图示

B.4.1.2 验算方法

墩柱和桩基关键截面的具体验算方法及过程如下：

首先，将桥墩和桩基截面划分为纤维单元（如图 B.9~图 B.11）时，分开划分混凝土和钢筋单元；单元本构采用实际的钢筋和混凝土应力—应变关系，依据实际的材料应力—应变关系，使用截面数值积分法进行轴力—弯矩—曲率分析。

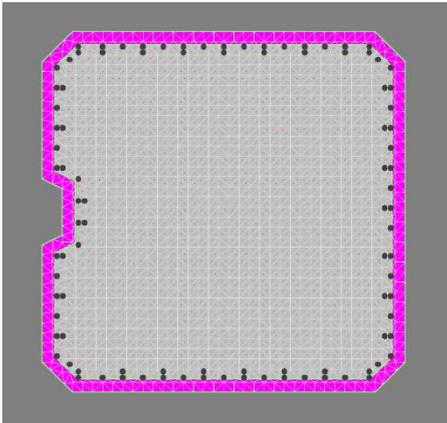


图 B.9 1、2#墩墩底截面纤维单元

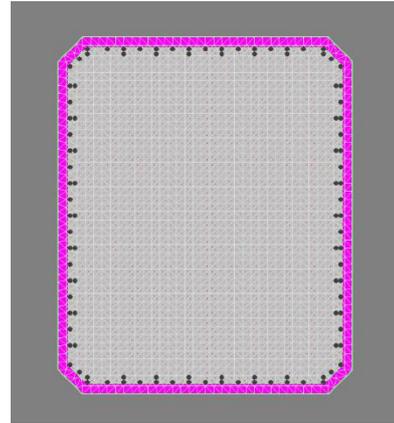


图 B.10 3、4#墩墩底截面纤维单元

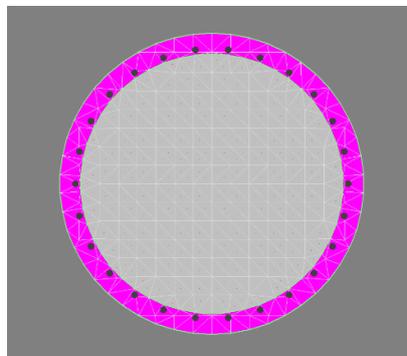


图 B.11 桩基截面纤维单元

地震水平 E2 作用下，墩柱截面和桩基截面在地震作用下的截面弯矩应小于截面等效屈服弯矩 M_{eq} 。

因地震过程的持续时间比较短，地震后在结构自重作用下，地震过程开展的裂缝一般可以闭合，不影响使用，故桥梁局部可发生开裂，裂缝宽度也可超过容许值，但混凝土保护层应保持完好（保护层损伤时的弯矩为截面极限弯矩 M_u ）。

B. 4. 2 E2 地震作用下结构动力响应及验算

E2 地震作用下的抗震验算根据《城市桥梁抗震设计规范》（CJJ 166-2001）及《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362-2018）相关规定验算桥墩抗弯及抗剪，桩基抗弯及支座位移验算。

B. 4. 2. 1 墩柱抗弯验算

表 B. 4 桥墩墩底截面抗弯强度校核（E2 水平向）

桥墩位置	纵横向	轴力	桥墩弯矩	等效屈服弯矩	能力比	检验
		kN	kN·m	kN·m		
1 左	纵向	302.2	19036.9	20090	1.055	√
	横向	2945.2	10447.4	21790	2.086	√
1 右	纵向	299.3	19036.9	20090	1.055	√
	横向	3679.6	10447.3	22280	2.133	√
2 左	纵向	132.2	11499.2	19980	1.738	√
	横向	2972.5	7041.5	21810	3.097	√
2 右	纵向	132.5	11499	19980	1.738	√
	横向	3553.1	7041.5	22200	3.153	√
3 左	纵向	159.8	21898.3	25440	1.162	√
	横向	11570.7	16875.3	28820	1.708	√
3 右	纵向	161.9	22974	25440	1.107	√
	横向	16089.7	17122.5	31710	1.852	√
4 左	纵向	288.2	24492.8	25550	1.043	√
	横向	14644.1	16815.7	30790	1.831	√
4 右	纵向	294.3	24492.1	25560	1.044	√
	横向	18461	16815.7	33160	1.972	√

由验算结果可知：桥墩墩底弯矩小于等效屈服弯矩，满足规范要求。

B. 4. 2. 2 墩柱抗剪验算

表 B. 5 桥墩底截面抗剪验算

桥墩位置	纵横向	桥墩剪力需求值	桥墩剪力能力值	能力比	检验
		kN	kN		
1 左	纵向	1302.3	9363.4	7.190	√
	横向	1190.1	9391.9	7.892	√
1 右	纵向	1302.4	9363.4	7.189	√
	横向	1190.1	9399.8	7.898	√
2 左	纵向	1061.9	9361.6	8.816	√
	横向	1098.4	9392.2	8.551	√

桥墩位置	纵横向	桥墩剪力需求值	桥墩剪力能力值	能力比	检验
		kN	kN		
2 右	纵向	1061.9	9361.6	8.816	√
	横向	1098.4	9398.4	8.556	√
3 左	纵向	988	9361.9	9.476	√
	横向	1498.4	9484.8	6.330	√
3 右	纵向	998.7	9361.9	9.374	√
	横向	1455.2	9533.4	6.551	√
4 左	纵向	1270.4	9363.3	7.370	√
	横向	1716.5	9517.9	5.545	√
4 右	纵向	1270.2	9363.4	7.372	√
	横向	1716.5	9559.0	5.569	√

由验算表格可知：桥墩墩底剪力需求值小于能力值，满足规范要求。

B.4.2.3 桩基抗弯验算

钢筋混凝土墩柱的名义抗剪强度 V_n 可认为由混凝土提供的抗剪强度 V_c 和横向钢筋提供的抗剪强度 V_s 组成，即：

$$V_n = V_c + V_s$$

计算混凝土提供的剪切强度 V_c 时，同时考虑弯曲变形和轴向荷载的影响，按下式计算：

$$V_c = v_c A_e$$

式中， A_e 为有效剪切面积， $A_e = 0.8A_g$ ； A_g 为立柱截面的毛面积； v_c 为名义剪应力。

$$v_c = 0.5c_2\sqrt{f'_c} \leq 0.33\sqrt{f'_c}$$

式中， $\sqrt{f'_c}$ 为混凝土圆柱体抗压强度； c_2 为系数，按下式计算：

$$c_2 = 1 + \frac{P_c}{13.8A_g} \leq 1.5$$

式中， P_c 为立柱受到的轴压力。

螺旋箍筋提供的抗剪强度为：

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} B}{s}$$

箍筋提供的抗剪能力 V_s 还应满足下式：

$$V_s \leq 0.67 \times \sqrt{f'_c} A_e$$

钢筋混凝土桥墩的抗剪强度验算应按下式进行验算：

$$V_{c0} \leq \phi V_n$$

式中， V_{c0} 为墩柱可能承受的最大剪力； ϕ 为抗剪强度折减系数， $\phi = 0.85$ ； V_n 为墩柱的名义抗剪

强度。

表 B.6 距桩顶 1m 截面抗弯强度校核 (E2 水平向)

位置	桩号	轴力	桥墩弯矩	等效屈服弯矩	能力比	检验
		kN	kN·m	kN·m		
1 左	纵向	4562.2	1126.2	4137	3.673	√
	横向	3196.5	730.7	3658	5.006	√
1 右	纵向	4552.3	1126.2	4133	3.670	√
	横向	3573.1	730.7	3795	5.194	√
2 左	纵向	3457.4	730.5	3753	5.138	√
	横向	3007.7	879.3	3590	4.083	√
2 右	纵向	3458.8	730.5	3755	5.140	√
	横向	2886.6	879.3	3544	4.030	√
3 左	纵向	4741.2	1404.3	4197	2.989	√
	横向	7075.9	1044.6	4765	4.562	√
3 右	纵向	4736.7	1404.3	4196	2.988	√
	横向	9468.6	1044.6	5115	4.897	√
4 左	纵向	5537.8	1456.6	4421	3.035	√
	横向	8320.9	1224.9	4970	4.057	√
4 右	纵向	5530.4	1457	4418	3.032	√
	横向	10037.7	1224.9	5171	4.222	√

表 B.7 距桩顶 2m 截面抗弯强度校核 (E2 水平向)

位置	桩号	轴力	桥墩弯矩	等效屈服弯矩	能力比	检验
		kN	kN·m	kN·m		
1 左	纵向	4563	1292	4137	3.202	√
	横向	3197.6	373.2	3658	9.802	√
1 右	纵向	4553.1	1291.9	4133	3.199	√
	横向	3574.5	373.2	3795	10.169	√
2 左	纵向	3457.8	780.5	3753	4.808	√
	横向	3009	514.2	3590	6.982	√
2 右	纵向	3459.2	780.5	3755	4.811	√
	横向	2888.1	514.2	3544	6.892	√
3 左	纵向	4742.2	1496.8	4197	2.804	√
	横向	7076.8	1191.2	4765	4.000	√
3 右	纵向	4737.7	1491.9	4196	2.813	√
	横向	9470.2	1191.2	5115	4.294	√
4 左	纵向	5539.2	1645.2	4421	2.687	√
	横向	8321.5	1344.6	4970	3.696	√
4 右	纵向	5531.8	1645.2	4418	2.685	√
	横向	10038.3	1344.6	5171	3.846	√

由验算结果可知：采用聚氨酯支承装置时桩基础弯矩需求均小于等效屈服弯矩，满足规范要求。

B.4.2.4 E2 地震作用下装置验算

表 B.8 E2 地震作用下装置位移验算

桥墩号	纵横向	E2 地震下位移 (mm)	容许位移 (mm)	能力/需求	检验
1#	纵向	296.62	315	1.062	√
	横向	182.39	315	1.727	√
2#	纵向	376.55	455	1.208	√
	横向	235.2	455	1.935	√
3#	纵向	72.55	340	4.686	√
	横向	172.41	340	1.972	√
4#	纵向	33.84	265	7.831	√
	横向	131.95	265	2.008	√

由上表可知：E2 地震作用下，装置位移小于容许位移，满足要求。

B.5 验算结论

在 E2 地震作用下，用聚氨酯支承装置时，墩底抗弯能力比在 1.043~3.153 之间，满足规范要求。

在 E2 地震作用下，用聚氨酯支承装置时，墩底抗剪能力比在 5.545~9.476 之间，满足规范要求。

在 E2 地震作用下，用聚氨酯支承装置时，桩基抗弯能力比在 2.685~10.17 之间，满足规范要求。

在 E2 地震作用下，用聚氨酯支承装置时，装置位移能力比在 1.062~4.686 之间，满足规范要求。

附录 C
(资料性附录)

聚氨酯支承装置用连续梁抗震分析算例

C.1 工程概况

某工程位于陕西关中某河道一级阶地，地形整体平坦，向西微倾，局部有陡坎。桥梁跨径布置为 3×30m 预应力混凝土连续现浇箱梁，墩高 24~25m，桥宽 25.5m，下部结构采用双柱花瓶墩，基础采用桩孔灌注桩基础，桩基按摩擦桩设计。

场地内的地层为：地表分布有厚薄不均的全新统人工填土 (Q4m1)；其下为上更新统 (Q3) 黄土、古土壤；再下为中更新统 (Q2) 黄土、古土壤、粉质黏土、砂、卵石层等。

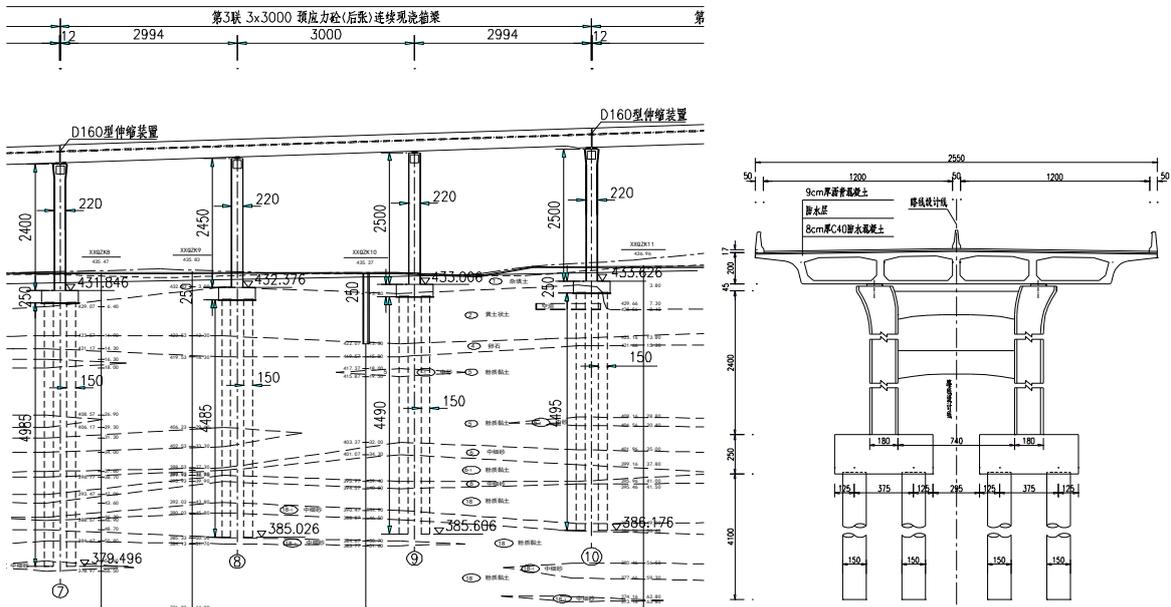


图 C.1 桥梁立面及横断面布置图

本桥支撑采用 III 型和 V 型聚氨酯支承装置，装置参数见表 C.1 所示。

表 C.1 装置参数

装置位置	装置型号	设计承载力	容许位移	屈服强度	弹性刚度	屈服后水平刚度	水平等效刚度	竖向刚度	屈服后刚度比
		P_0 (kN)	X_1 (mm)	Q_y (kN)	K_1 (kN/mm)	K_2 (kN/mm)	K_h (kN/mm)	K_v (kN/mm)	
中墩	PED(III)-1020 ×536-G1.0	19635	560	269	11.97	3.99	5.11	1973	0.33
中墩	PED(III)-920 ×438-G1.0	15904	525	218	10.38	3.46	4.43	1705	0.33
边墩	PED(V)-770 ×279-G3.7	8836	300	177	7.8	0	11.96	1473	0.00

C.2 设防标准和地震动参数

C.2.1 设防标准

根据《中国地震动参数区划图》(GB18306-2015),该桥地震峰值动加速度为 0.2g,特征周期 0.40s,属于地震设防烈度 VIII 度区,按《城市桥梁抗震设计规范》(CJJ 166-2001)中的规定属于乙类桥梁,采用 E2 地震动水平进行抗震设防。

根据《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231-01-2020)相关条款以及类似桥梁的研究成果,本桥相应的性能目标确定为:遭受 E2 地震作用时,可发生局部轻微损伤,无需进行修复或经简单修复即可正常使用。

C.2.2 地震动参数

C.2.2.1 反应谱

工程场地阻尼比为 0.05 的水平设计加速度反应谱由下式确定:

$$S = \begin{cases} 0.45S_{\max} & T = 0s \\ \eta_2 S_{\max} & 0.1s < T \leq T_g \\ \eta_2 S_{\max} \left(\frac{T_g}{T}\right)^\gamma & T_g < T \leq 5T_g \\ \left[\eta_2 0.2^\gamma - \eta_1(T - 5T_g)\right] S_{\max} & 5T_g < T \leq 6s \end{cases}$$

$$S_{\max} = 2.25A$$

式中: T_g —特征周期 (s); η_2 —结构阻尼调整系数; A —水平向地震动峰值加速度; γ —自特征周期至 5 倍特征周期区段曲线衰减指数; η_1 —自 5 倍周期至 6s 区段直线下降斜率调整系数; T —结构自振周期 (s), 各参数如表 C.2 所示。

表 C.2 设计地震动参数

地震作用	A	T_g	ζ	η_1	η_2	γ	S_{\max}
E2	0.2	0.4	0.05	0.02	1.00	0.9	0.9

E2 地震作用下地震设计反应谱曲线如图 C.2 所示。

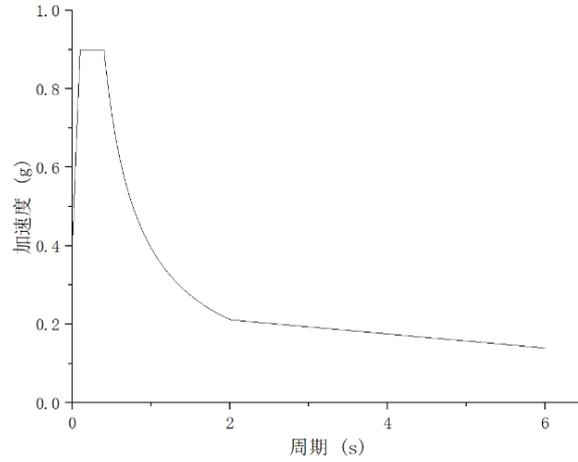


图 C.2 地震动加速度 E2 反应谱曲线

C.2.2.2 加速度时程曲线

图 C.3 为 E2 地震动输入情况下的加速度时程曲线，用于本桥非线性时程分析。

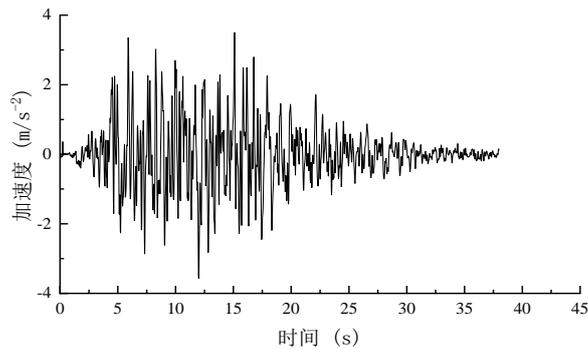


图 C.3 E2 时程曲线 1

C.3 空间动力分析模型及动力特性分析

C.3.1 空间动力分析模型

采用通用有限元分析软件 Midas Civil 建立单箱多室小箱梁模型，主梁采用 C50 混凝土，桥墩采用 C40 混凝土，桩基础采用 C30 混凝土，承台采用 C30 混凝土。

正确地建立桥梁结构的动力空间模型是进行桥梁抗震设计的基础，按照下列建模原则建立空间动力分析模型：

- 1) 计算模型的梁体和墩柱采用空间梁单元模拟，主梁自重采用节点荷载进行模拟，二期荷载采用梁单元荷载进行模拟，作用于主梁上，墩柱和梁体的单元划分反映结构的实际动力特性；
- 2) 混凝土结构的阻尼比取 0.05；进行时程分析时，采用瑞利阻尼；
- 3) 支座单元正确反映支座的力学特性，本桥的支座采用聚氨酯支座，支座采用一般连接进行模拟。

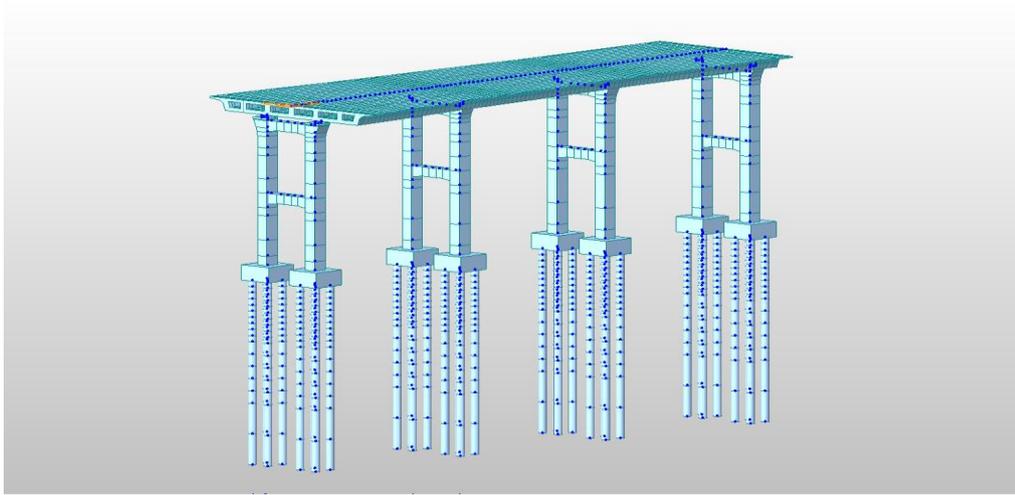


图 C.4 线性空间动力计算模型

C.3.2 动力特性分析

桥梁结构动力计算模型应能正确反映桥梁上部结构、下部结构、装置和地基的刚度、质量分布及阻尼特性，从而保证在 E2 地震作用下引起的惯性力和主要振型得到反映。通过 Midas Civil 模型可知本桥前三阶主要振型及模态，动力特性具体内容如表 C.3 所示。

表 C.3 计算模型基本动力特性

阶次	周期 (s)	频率 (Hz)	振型特点
1	3.6536	0.2737	主梁纵飘
2	2.4424	0.4094	主梁横向摆动
3	2.0455	0.4889	主梁纵飘

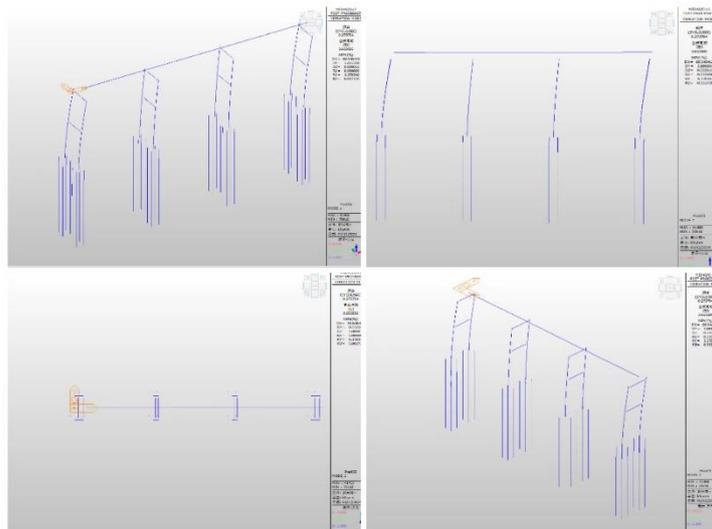


图 C.5 一阶振型图

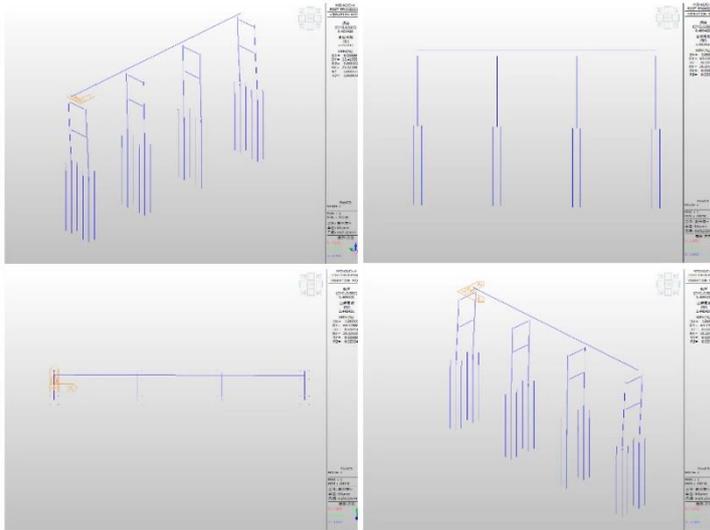


图 C.6 二阶振型图

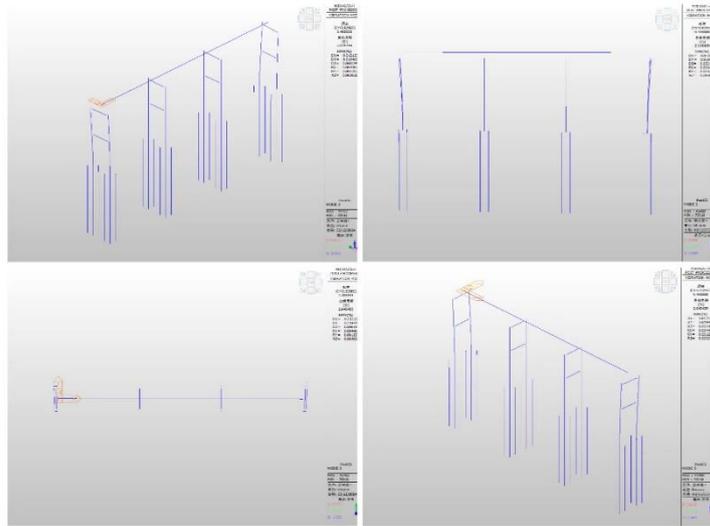


图 C.7 三阶振型图

C.4 地震作用下装置动力响应及验算

在计算动力特性响应时,本桥分别考虑沿顺桥向和横桥向两个水平方向,采用时程函数进行分析。根据《城市桥梁抗震设计规范》(CJJ 166-2001),对于采用减隔震设计的桥梁,即使在 E2 地震作用下,桥梁的耗能部位位于桥梁上、下部连接构件(支座、耗能装置);上部结构和基础不受损伤、基本在弹性范围,因此没有必要再进行 E1 地震作用下的计算。

C.4.1 验算原则与方法

C.4.1.1 验算原则

在设计阶段,根据过渡墩、主墩、桩基等重要结构的截面详细配筋图,对各墩墩底和群桩基础等关键截面进行验算。钢筋混凝土桥墩和桩截面的抗弯能力(强度)采用纤维单元进行轴力-弯矩-曲率分析获得。

图 C.8 中, M_y 和 ϕ'_y 分别为截面在最不利轴力时最外层钢筋首次屈服时对应的初始屈服弯矩和初始

屈服曲率； M_u 和 ϕ_u 分别为截面极限弯矩和极限破坏状态的曲率能力。截面的等效屈服弯矩 M_{eq} 和等效屈服曲率 ϕ_y 可通过把实际的轴力—弯矩—曲率曲线等效为理想弹塑性轴力—弯矩—曲率求得，等效方法可根据图 C.8 中两个阴影部分面积相等求得。

计算中考虑最不利轴力组合。此外，由于地震为偶遇荷载，因而，对于 E2 地震作用下的反应，验算中相应的材料强度均为规范中相应的标准值。同时，不再考虑材料的安全分项系数。

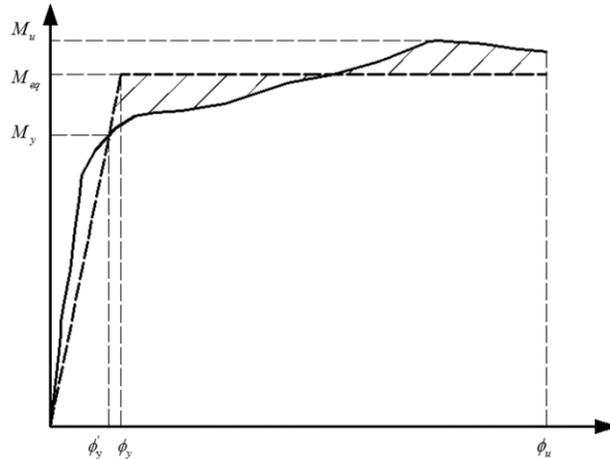


图 C.8 等效弯矩—曲率的计算图示

C.4.1.2 验算方法

墩柱和桩基关键截面的具体验算方法及过程如下：

首先，将桥墩和桩基截面划分为纤维单元（如图 C.9 和图 C.10）时，分开划分混凝土和钢筋单元；单元本构采用实际的钢筋和混凝土应力—应变关系，依据实际的材料应力—应变关系，使用截面数值积分法进行轴力—弯矩—曲率分析。

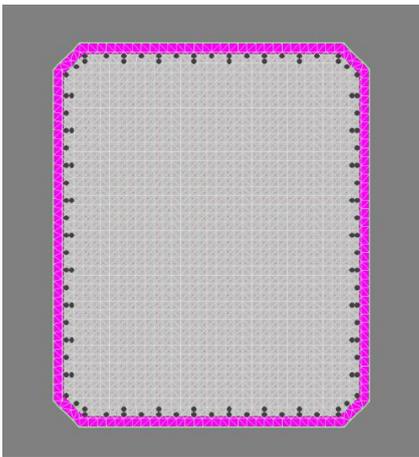


图 C.9 墩底截面纤维单元

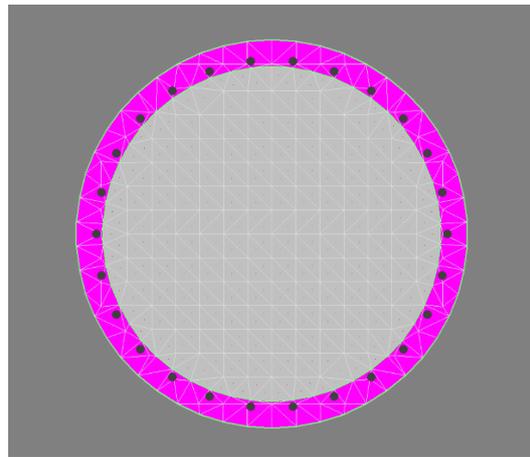


图 C.10 桩基截面纤维单元

地震水平 E2 作用下，墩柱截面和桩基截面在地震作用下的截面弯矩应小于截面等效屈服弯矩 M_{eq} 。因地震过程的持续时间比较短，地震后在结构自重作用下，地震过程开展的裂缝一般可以闭合，不影响使用，故桥梁局部可发生开裂，裂缝宽度也可超过容许值，但混凝土保护层应保持完好（保护层损伤时的弯矩为截面极限弯矩 M_u ）。

C. 4. 2 E2 地震作用下结构动力响应及验算

E2 地震作用下的抗震验算根据《城市桥梁抗震设计规范》（CJ116-2001）及《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTJ3362-2018）相关规定验算桥墩抗弯及抗剪，桩基抗弯及支座位移验算。

C. 4. 2. 1 墩柱抗弯验算

表 C. 4 桥墩墩底截面抗弯强度校核（E2 水平向）

桥墩位置	纵横向	轴力	桥墩弯矩	等效屈服弯矩	能力比	检验
		kN	kN·m	kN·m		
7 左	纵向	184	17833.5	25460	1.428	√
	横向	4619.2	5046.3	24160	4.788	√
7 右	纵向	118	17720.4	25400	1.433	√
	横向	4358.9	5048.6	23970	4.748	√
8 左	纵向	194.7	19882.8	25470	1.281	√
	横向	4345.2	7939.6	23960	3.018	√
8 右	纵向	197	19883.7	25470	1.281	√
	横向	5296.3	7939.6	24630	3.102	√
9 左	纵向	192.1	18150.6	25470	1.403	√
	横向	4142.6	7896.5	23820	3.017	√
9 右	纵向	197.2	18151.4	25470	1.403	√
	横向	5065.4	7896.5	24470	3.099	√
10 左	纵向	231.8	19870.4	25500	1.283	√
	横向	4692.7	5769.9	24210	4.196	√
10 右	纵向	106.8	19257.6	25400	1.319	√
	横向	4310.6	5771.4	23940	4.148	√

由验算结果可知：在 E2 地震作用下，桥墩墩底弯矩小于等效屈服弯矩值，满足规范要求。

C. 4. 2. 2 墩柱抗剪验算

钢筋混凝土墩柱的名义抗剪强度 V_n 可认为由混凝土提供的抗剪强度 V_c 和横向钢筋提供的抗剪强度 V_s 组成，即：

$$V_n = V_c + V_s$$

计算混凝土提供的剪切强度 V_c 时，同时考虑弯曲变形和轴向荷载的影响，按下式计算：

$$V_c = v_c A_e$$

式中， A_e 为有效剪切面积， $A_e = 0.8A_g$ ； A_g 为立柱截面的毛面积； v_c 为名义剪应力。

$$v_c = 0.5c_2\sqrt{f_c'} \leq 0.33\sqrt{f_c'}$$

式中， $\sqrt{f_c'}$ 为混凝土圆柱体抗压强度； c_2 为系数，按下式计算：

$$c_2 = 1 + \frac{P_c}{13.8A_g} \leq 1.5$$

式中， P_c 为立柱受到的轴压力。

螺旋箍筋提供的抗剪强度为：

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} B}{s}$$

箍筋提供的抗剪能力 V_s 还应满足下式：

$$V_s \leq 0.67 \times \sqrt{f_c'} A_e$$

钢筋混凝土桥墩的抗剪强度验算应按下式进行验算：

$$V_{c0} \leq \phi V_n$$

式中， V_{c0} 为墩柱可能承受的最大剪力； ϕ 为抗剪强度折减系数， $\phi = 0.85$ ； V_n 为墩柱的名义抗剪强度。

表 C.5 桥墩底截面抗剪验算

桥墩位置	纵横向	桥墩剪力需求值 (kN)	桥墩剪力能力值 (kN)	能力比	检验
7 左	纵向	866.6	9363.4	10.805	√
	横向	1516.5	9391.9	6.193	√
7 右	纵向	861	9363.4	10.875	√
	横向	1516.2	9399.8	6.200	√
8 左	纵向	1085.3	9361.6	8.626	√
	横向	1635	9392.2	5.744	√
8 右	纵向	1085.3	9361.6	8.626	√
	横向	1635	9398.4	5.748	√
9 左	纵向	1004.1	9361.9	9.324	√
	横向	1675.4	9484.8	5.661	√
9 右	纵向	1004.2	9361.9	9.323	√
	横向	1675.5	9533.4	5.690	√
10 左	纵向	855.6	9363.3	10.944	√
	横向	1481.1	9517.9	6.426	√
10 右	纵向	851.1	9363.4	11.001	√
	横向	1480.9	9559.0	6.455	√

由验算表格可知：桥墩墩底剪力需求值小于能力值，满足规范要求。

C.4.2.3 桩基抗弯验算

表 C.6 距桩顶 1m 截面抗弯强度校核 (E2 水平向)

位置	桩号	轴力	桥墩弯矩	等效屈服弯矩	能力比	检验
		kN		kN·m		
7 左	纵向	3059.1	1002.3	3609	3.601	√
	横向	3245.3	417.1	3677	8.816	√

位置	桩号	轴力	桥墩弯矩	等效屈服弯矩	能力比	检验
		kN	kN·m	kN·m		
7 右	纵向	3038.3	948.6	3602	3.797	√
	横向	2960.3	415.7	3573	8.595	√
8 左	纵向	3462.1	1025.4	3755	3.662	√
	横向	3447.5	409.5	3750	9.158	√
8 右	纵向	3461.2	1025.6	3756	3.662	√
	横向	3873.7	409.5	3903	9.531	√
9 左	纵向	3205.8	942.9	3663	3.885	√
	横向	3547.9	393.9	3787	9.614	√
9 右	纵向	3207.3	943	3662	3.883	√
	横向	3710.9	393.9	3844	9.759	√
10 左	纵向	3353.6	1133.8	3716	3.277	√
	横向	3327.4	389.3	3707	9.522	√
10 右	纵向	3225	1021.4	3671	3.594	√
	横向	2943	388	3566	9.191	√

表 C.7 距桩顶 2m 截面抗弯强度校核 (E2 水平向)

位置	桩号	轴力	桥墩弯矩	等效屈服弯矩	能力比	检验
		kN	kN·m	kN·m		
7 左	纵向	3059.3	1002.3	3609	3.601	√
	横向	3246.1	426.2	3677	8.627	√
7 右	纵向	3038.5	948.6	3602	3.797	√
	横向	2961.1	426.3	3573	8.381	√
8 左	纵向	3462.4	1058.4	3755	3.548	√
	横向	3448.1	616	3750	6.088	√
8 右	纵向	3461.5	1058.5	3756	3.548	√
	横向	3874.6	616	3903	6.336	√
9 左	纵向	3206.1	960.7	3663	3.813	√
	横向	3548.7	601.6	3787	6.295	√
9 右	纵向	3207.6	960.8	3662	3.811	√
	横向	3711.7	601.6	3844	6.390	√
10 左	纵向	3353.8	1133.8	3716	3.277	√
	横向	3328.1	453.1	3707	8.181	√
10 右	纵向	3225.1	1024	3671	3.585	√
	横向	2943.8	452.9	3566	7.874	√

由验算结果可知：采用聚氨酯支承装置时桩基础弯矩需求均小于等效屈服弯矩，满足规范要求。

C.4.2.4 E2 地震作用下装置验算

表 C.8 E2 地震作用下装置位移验算

桥墩号	纵横向	E2 地震下位移 (mm)	容许位移 (mm)	能力/需求	检验
7	纵向	194.06	300	1.546	√
	横向	206.47	300	1.453	√
8	纵向	171.86	560	3.258	√
	横向	191.65	560	2.922	√
9	纵向	185.57	525	2.829	√
	横向	192.38	525	2.729	√
10	纵向	183.23	300	1.637	√
	横向	187.01	300	1.604	√

由上表可知：E2 地震作用下，桥墩装置位移小于容许位移，满足要求。

C.5 验算结论

在 E2 地震作用下，用聚氨酯支承装置时，墩底抗弯能力比在 1.281~4.788 之间，满足规范要求。

在 E2 地震作用下，用聚氨酯支承装置时，墩底抗剪能力比在 5.661~11.001 之间，满足规范要求。

在 E2 地震作用下，用聚氨酯支承装置时，桩基抗弯能力比在 3.277~9.759 之间，满足规范要求。

在 E2 地震作用下，用聚氨酯支承装置时，装置位移能力比在 1.453~3.258 之间，满足规范要求。

附录 D

(推荐性附录)

聚氨酯支承装置设计选用原则

D.1 推荐设计流程

确定支承装置结构型式→剪切模量 G →设计竖向承载力→支承装置适应转角 θ →设计剪切位移量→校核计算或优化设计→非线性时程法验算（反复）。

D.2 推荐设计原则

IV型和V型为滑动型支承装置，IV型支承装置纵桥向（滑动位移范围内）和V型装置水平各向均为滑动摩擦，常规滑动摩擦时，摩擦系数应小于等于0.03，需要进行减震设计时，滑动摩擦系数可设计为0.08~0.1；IV型支承装置纵桥向（超过滑动位移时）和横桥向受水平力作用时发生剪切变形，对桥梁水平各向应进行弹性约束。支承装置类型推荐选用表见表D.1，支承装置结构示意图见附录E。

表 D.1 PED 系列支承装置类型推荐选用表

型号	地震烈度	适用桥梁类型
PED(I)型	6度	空心板或更小公路及市政桥梁
PED(II)型	7度	公路及市政中小桥梁
PED(III)型	8度	各类公路及市政桥梁
PED(IV)低摩擦型	/	作为滑动装置使用或中度区长联大跨等重要桥梁
PED(IV)高摩擦型	9度	特殊需求的高减震要求环境
PED(V)型	/	配合以上三类固定装置使用

注：以上选用推荐应根据全桥抗震性能评价具体确定支承装置型号规格和参数。

附 录 E

(资料性附录)

聚氨酯支承装置设计计算参数

E.1 参数说明

E.1.1 支承装置相关减隔震参数见表E.1~E.5,表中参数代号(符号)定义见4的规定,表中仅列举出部分规格型号的相关参数,其余参数由支承装置相关设计生产单位参照给出。

E.1.2 以下支承装置规格系列表中, PED (I)型、PED (II)型支承装置水平力学性能参数 K_1 , K_2 , K_h , ξ 是在反复加载时的剪应变=50%时测定(或设计计算)的; PED (III)型、PED (IV)型支承装置水平力学性能参数 K_1 , K_2 , K_h , ξ 是在反复加载时的剪应变=100%时测定(或设计计算)的。

E.1.3 附录表中设计剪切位移 X_0 值与支承装置弹性体总厚度 T_r 值相关,即 $X_0=0.7 \times T_r$,表中未列出 T_r 值。

E.2 系列参数

E.2.1 PED (I) 型支承装置设计计算系列参数

PED (I) 型支承装置结构示意见图E.1,设计剪应变为70%,设计剪切模量 $G=4.7\text{MPa}$,设计压应力 $\sigma_0=17.5\text{MPa}$,弹性体与钢板设计滑动摩擦系数 $\mu=0.2$,其它设计参数见表E.1。

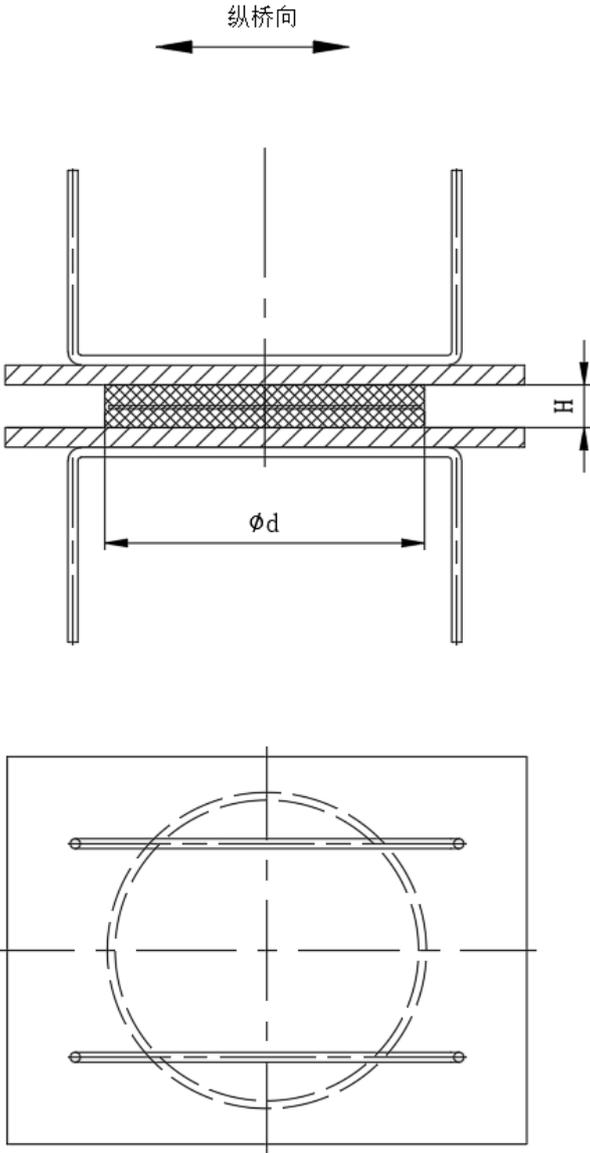


图 E.1 PED (I) 型支承装置结构示意图

表 E.1 PED (I) 型支承装置设计计算系列参数 (部分)

型号	d	P_0	K_V	K_h	ξ	K_1	K_2	Q_y	X_0	H
单位	mm	kN	kN/mm	kN/mm	%	kN/mm	kN/mm	kN	mm	mm
PED (I) 220×34-G4.7	220	550	1140	8.93	20	28.24	5.65	41	14	34
PED (I) 220×46-G4.7			760	5.96	20	18.85	3.77	41	21	46
PED (I) 245×41-G4.7	245	696	1155	8.86	20	28.02	5.60	51	18	41
PED (I) 245×53-G4.7			825	6.33	20	20.02	4.00	51	25	53
PED (I) 270×41-G4.7	270	859	1425	10.76	20	34.02	6.80	62	18	41
PED (I) 270×53-G4.7			1018	7.69	20	24.32	4.86	62	25	53
PED (I) 295×46-G4.7	295	1039	1437	10.71	20	33.87	6.77	74	21	46
PED (I) 295×60-G4.7			1078	8.03	20	25.39	5.08	74	28	60
PED (I) 320×46-G4.7	320	1237	1711	12.60	20	39.84	7.97	87	21	46
PED (I) 320×60-G4.7			1283	9.45	20	29.88	5.98	87	28	60
PED (I) 345×53-G4.7	345	1452	1721	12.55	20	39.69	7.94	101	25	53
PED (I) 345×65-G4.7			1338	9.76	20	30.86	6.17	101	32	65
PED (I) 370×60-G4.7	370	1684	1746	12.63	20	39.94	7.99	116	28	60
PED (I) 370×72-G4.7			1397	10.11	20	31.97	6.39	116	35	72

E.2.2 PED (II) 型支承装置设计计算系列参数

PED (II) 型支承装置结构示意见图E.2, 设计剪应变为70%, 设计剪切模量 $G=3.7\text{MPa}$, 设计压应力 $\sigma_0=20\text{MPa}$, 弹性体与钢板设计滑动摩擦系数 $\mu=0.2$, 其它设计计算参数见表E.2。

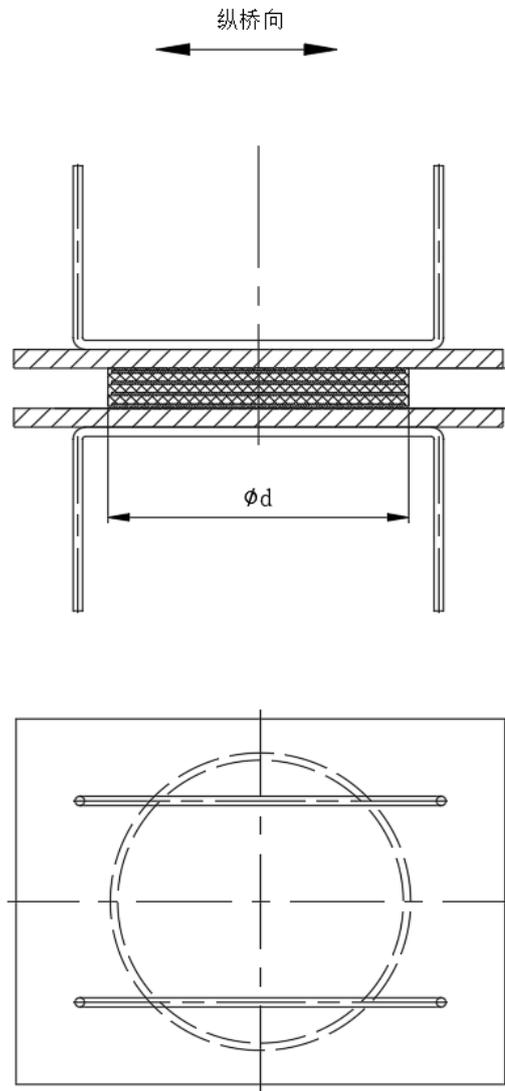


图 E.2 PED (II) 型支承装置结构示意

表 E.2 PED (II) 型支承装置设计计算系列参数 (部分)

型号	d	P_0	K_V	K_h	ξ	K_1	K_2	Q_y	X_0	H
单位	(mm)	(kN)	(kN/mm)	(kN/mm)	(%)	(kN/mm)	(kN/mm)	(kN)	(mm)	(mm)
PED(II) 220×64-G3.7	220	628	471	4.40	15	15.54	3.26	23	23	64
PED(II) 220×77-G3.7			377	3.52	15	12.43	2.61	23	28	77
PED(II) 270×90-G3.7	270	982	491	4.41	15	15.57	3.26	35	34	90
PED(II) 270×103-G3.7			421	3.78	15	13.35	2.80	35	40	103
PED(II) 320×116-G3.7	320	1414	530	4.65	15	16.42	3.44	49	45	116
PED(II) 320×129-G3.7			471	4.13	15	14.58	3.06	49	51	129
PED(II) 420×141-G3.7	420	2513	754	6.41	15	22.63	4.74	84	56	141
PED(II) 420×173-G3.7			603	5.13	15	18.11	3.80	84	70	173
PED(II) 520×184-G3.7	520	3927	906	7.56	15	26.69	5.60	129	73	184
PED(II) 520×226-G3.7			725	6.04	15	21.33	4.47	129	91	226
PED(II) 620×200-G3.7	620	5655	1131	9.31	15	32.87	6.89	184	84	200
PED(II) 620×268-G3.7			905	7.45	15	26.30	5.51	184	105	268
PED(II) 720×234-G3.7	720	7697	1358	11.08	15	39.12	8.20	248	96	234
PED(II) 720×288-G3.7			1087	8.86	15	31.28	6.56	247	119	288
PED(II) 820×268-G3.7	820	10053	1587	12.86	15	45.40	9.52	321	107	268
PED(II) 820×330-G3.7			1270	10.28	15	36.30	7.61	321	133	330

E.2.3 PED (III) 型支承装置设计计算系列参数

PED (III) 型支承装置结构示意见图E.3, 设计剪切模量见表E.3, 设计压应力 $\sigma_0=25\text{MPa}$, 设计剪应变为70%, G2.5、G3.7容许剪应变为150%, G1.0、G1.7容许剪应变为250%; G2.5、G3.7极限剪应变为200%, G1.0、G1.7极限剪应变为350%, 其它设计计算参数见表E.3。

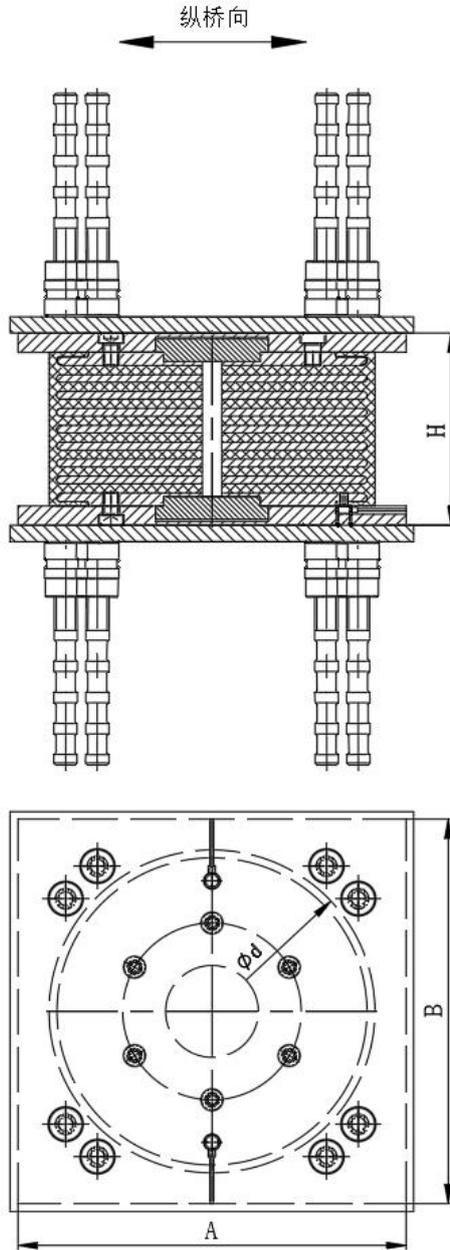


图 E.3 PED (III) 型支承装置结构示意

表 E.3 PED (III) 型支承装置设计计算系列参数 (部分)

型号	d	P_0	K_V	K_h	ξ	K_1	K_2	Q_y	X_0	X_1	X_2	H	A/B
单位	mm	kN	kN/mm	kN/mm	%	kN/mm	kN/mm	kN	mm	mm	mm	mm	mm
PED (III) 245×106-G1.0	245	994	533	1.57	12	3.69	1.23	15	21	75	105	106	290
PED (III) 245×102-G1.7			583	2.67	12	6.24	2.08	27	21	75	105	102	290
PED (III) 245×129-G2.5			396	2.46	12	5.76	1.92	39	34	72	96	129	290
PED (III) 245×129-G3.7			456	3.63	15	12.83	2.69	57	34	72	96	129	290
PED (III) 420×159-G1.0	420	3142	902	2.47	12	5.79	1.93	45	40	140	196	159	470
PED (III) 420×167-G1.7			864	3.68	12	8.61	2.87	78	45	160	224	167	470
PED (III) 420×222-G2.5			601	3.46	12	8.10	2.70	114	70	150	200	222	470
PED (III) 420×222-G3.7			691	5.13	15	18.13	3.80	168	70	150	200	222	520
PED (III) 520×209-G1.0	520	4909	974	2.62	12	6.15	2.05	69	57	203	284	209	610
PED (III) 520×217-G1.7			982	4.10	12	9.60	3.20	119	62	220	308	217	610
PED (III) 520×282-G2.5			722	4.08	12	9.57	3.19	174	91	195	260	282	610
PED (III) 520×282-G3.7			831	6.04	15	21.32	4.47	258	91	195	260	282	610
PED (III) 720×292-G1.0	720	9621	1289	3.39	12	7.95	2.65	133	84	300	420	292	780
PED (III) 720×291-G1.7			1323	5.41	12	12.66	4.22	229	90	320	448	291	780
PED (III) 720×360-G2.5			1082	5.99	12	14.04	4.68	334	119	255	340	360	780
PED (III) 720×360-G3.7			1245	8.86	15	31.29	6.56	495	119	255	340	360	790
PED (III) 920×351-G1.0	920	15904	1705	4.43	12	10.38	3.46	218	105	375	525	351	990
PED (III) 920×357-G1.7			1749	7.06	12	16.53	5.51	372	112	400	560	357	990
PED (III) 920×438-G2.5			1448	7.91	12	18.54	6.18	545	147	315	420	438	990
PED (III) 920×438-G3.7			1666	11.71	15	41.36	8.67	808	147	315	420	438	990
PED (III) 1020×399-G1.0	1020	19635	1973	5.11	12	11.97	3.99	269	112	400	560	399	1100
PED (III) 1020×414-G1.7			1963	7.89	12	18.48	6.16	457	124	440	616	414	1100
PED (III) 1020×496-G2.5			1632	8.88	12	20.79	6.93	673	161	345	460	496	1100
PED (III) 1020×496-G3.7			1878	13.15	15	46.41	9.73	995	161	345	460	496	1100
PED (III) 1170×477-G1.0	1170	25967	2088	5.38	12	12.60	4.20	354	140	500	700	477	1260
PED (III) 1170×465-G1.7			2285	9.14	12	21.42	7.14	600	140	500	700	465	1260
PED (III) 1170×564-G2.5			1910	10.34	12	24.21	8.07	885	182	390	520	564	1260
PED (III) 1170×564-G3.7			2197	15.30	15	54.00	11.32	1310	182	390	520	564	1260

E.2.4 PED (IV) 支承装置设计计算系列参数

PED (IV) 型支承装置结构示意图E.4, 设计剪切模量见表E.4, 设计压应力 $\sigma_0=25\text{MPa}$, 设计剪应变为100%, 容许剪应变为150%, 极限剪应变为200% (G4.7极限剪应变为175%); 有硅脂润滑时, 摩擦系数 $\mu \leq 0.03$; 无润滑时, 摩擦系数 $\mu \leq 0.10$; 设计滑动位移量可为 $\pm 50\text{mm}$ 、 $\pm 100\text{mm}$ 、 $\pm 150\text{mm}$ 、 $\pm 200\text{mm}$ 、 $\pm 250\text{mm}$ 、 $\pm 300\text{mm}$, 其它设计计算参数见表E.4。

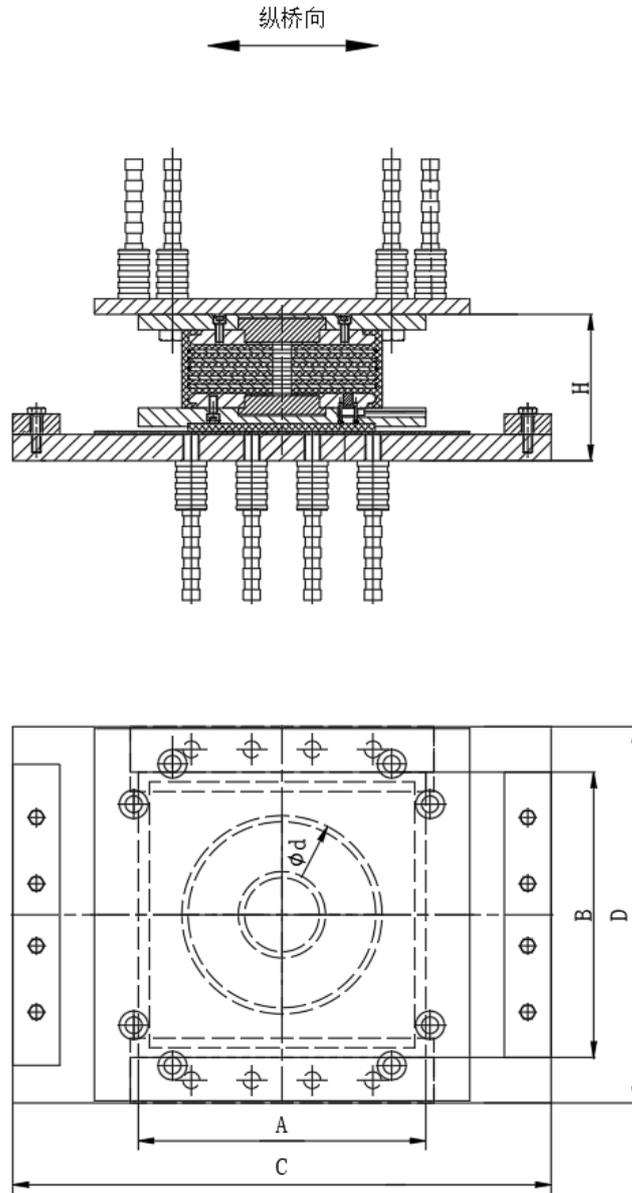


图 E.4 PED (IV) 型支承装置结构示意

表 E.4 PED (IV) 型支承装置设计计算系列参数 (部分)

型号	d	P_0	K_V	K_h	ξ	K_1	K_2	Q_y	Q_f	X	X_0	X_1	X_2	H	A/B	C	D
单位	mm	kN	kN/mm	kN/mm	%	kN/mm	kN/mm	kN	kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
PED(IV) 245×158-G2.5	245	994	396	2.46	12	5.76	1.92	39	80	222	34	72	96	158	290	540	355
PED(IV) 245×158-G3.7			456	3.63	15	12.83	2.69	57	80	222	34	72	96				
PED(IV) 245×158-G4.7			770	4.62	20	14.60	2.92	102	80	222	34	72	84				
PED(IV) 420×257-G2.5	420	3142	601	3.46	12	8.10	2.70	114	251	300	70	150	200	257	520	740	550
PED(IV) 420×257-G3.7			691	5.13	15	18.13	3.80	168	251	300	70	150	200				
PED(IV) 420×257-G4.7			1169	6.51	20	20.60	4.12	299	251	300	70	150	175				
PED(IV) 520×317-G2.5	520	4909	722	4.08	12	9.57	3.19	174	393	345	91	195	260	317	610	840	650
PED(IV) 520×317-G3.7			831	6.04	15	21.32	4.47	258	393	345	91	195	260				
PED(IV) 520×317-G4.7			1405	7.68	20	24.30	4.86	458	393	345	91	195	228				
PED(IV) 720×400-G2.5	720	9621	1082	5.99	12	14.04	4.68	334	770	405	119	255	340	400	790	1065	870
PED(IV) 720×400-G3.7			1245	8.86	15	31.29	6.56	495	770	405	119	255	340				
PED(IV) 720×400-G4.7			2105	11.26	20	35.60	7.12	880	770	405	119	255	298				
PED(IV) 920×489-G2.5	920	15904	1448	7.91	12	18.54	6.18	545	1272	465	147	315	420	489	990	1290	1090
PED(IV) 920×489-G3.7			1666	11.71	15	41.36	8.67	808	1272	465	147	315	420				
PED(IV) 920×489-G4.7			2817	14.88	20	47.05	9.41	1436	1272	465	147	315	368				
PED(IV) 1020×547-G2.5	1020	19635	1632	8.88	12	20.79	6.93	673	1571	495	161	345	460	547	1100	1395	1195
PED(IV) 1020×547-G3.7			1878	13.15	15	46.41	9.73	995	1571	495	161	345	460				
PED(IV) 1020×547-G4.7			3176	16.7	20	52.80	10.56	1765	1571	495	161	345	403				
PED(IV) 1170×620-G2.5	1170	25967	1910	10.34	12	24.21	8.07	885	2077	540	182	390	520	620	1260	1560	1355
PED(IV) 1170×620-G3.7			2197	15.30	15	54.00	11.32	1310	2077	540	182	390	520				
PED(IV) 1170×620-G4.7			3715	19.44	20	61.45	12.29	2324	2077	540	182	390	455				

注：表中 C 尺寸为滑动位移量为±100mm 时尺寸；当滑动位移量为±50mm 时，C-100mm；当滑动位移量为±150mm 时，C+100mm；其余依此类推。表中 Q_f 值为竖向荷载 P_0 时，摩擦系数 $\mu=0.08$ 时的计算值；有实测资料时，可按实测资料采用。

E.2.5 PED (V) 支承装置设计计算系列参数

PED (V) 型支承装置结构示意见图E.5, 设计剪切模量 $G=3.7\text{MPa}$ (固定情况下), 设计压应力 $\sigma_0=20\text{MPa}$, 设计滑动位移量可为 $\pm 50\text{mm}$ 、 $\pm 100\text{mm}$ 、 $\pm 150\text{mm}$ 、 $\pm 200\text{mm}$ 、 $\pm 250\text{mm}$ 、 $\pm 300\text{mm}$, 其它设计计算参数见表E.5。

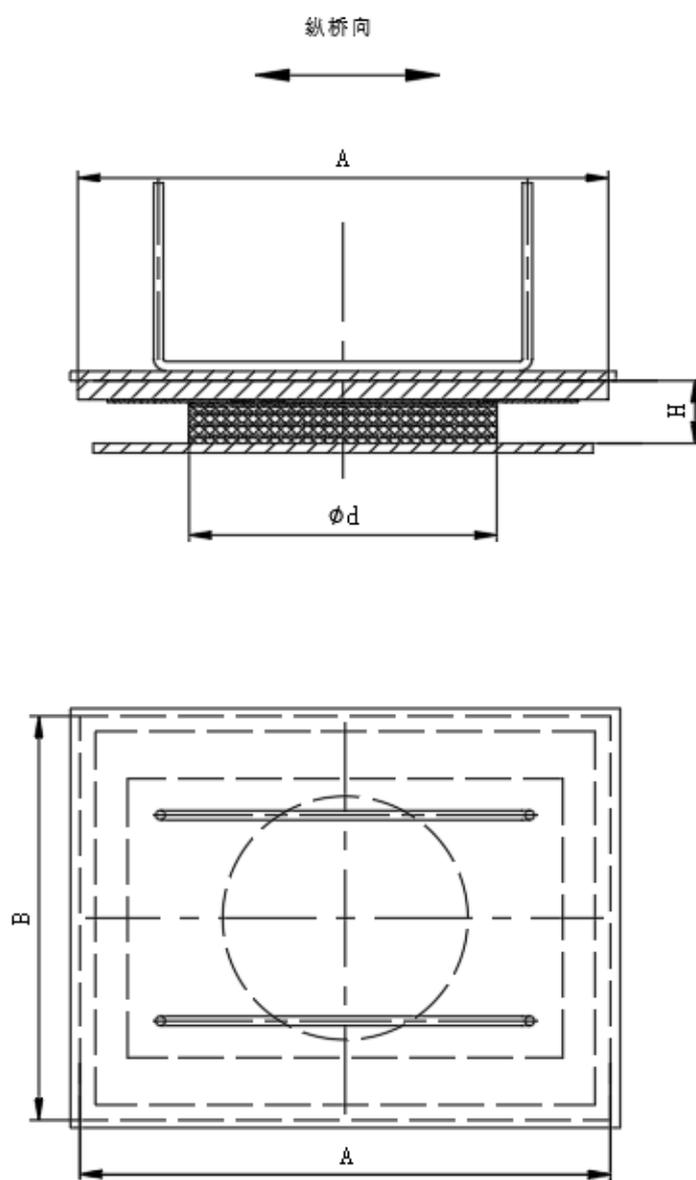


图 E.5 PED (V) 型支承装置结构示意

表 E.5 PED (V) 型支承装置设计计算系列参数 (部分)

型号	d	P_0	K_V	Q_y	K_1	K_h	H	A	B
单位	mm	kN	kN/mm	kN	kN/mm	kN/mm	mm	mm	mm
PED(V) 195×86-G3.7	195	481	361	18	12.18	3.45	86	425	285
PED(V) 270×112-G3.7	270	982	491	35	15.57	4.41	112	500	360
PED(V) 320×143-G3.7	320	1414	530	49	16.42	4.65	143	550	410
PED(V) 370×151-G3.7	370	1924	641	65	19.52	5.53	151	600	460
PED(V) 420×168-G3.7	420	2513	754	84	22.63	6.41	168	650	510
PED(V) 470×181-G3.7	470	3181	868	106	25.74	7.29	181	700	560
PED(V) 495×207-G3.7	495	3544	886	117	26.20	7.42	207	725	585
PED(V) 520×216-G3.7	520	3927	906	129	26.69	7.56	216	750	610
PED(V) 620×237-G3.7	620	5655	1131	184	32.87	9.31	237	850	750
PED(V) 720×271-G3.7	720	7697	1358	248	39.12	11.08	271	950	850
PED(V) 820×305-G3.7	820	10053	1587	321	45.40	12.86	305	1050	950

注：表中 A 尺寸为滑动位移量 $x_h = \pm 100\text{mm}$ 时尺寸；当滑动位移量为 $\pm 50\text{mm}$ 时，A-100mm；当滑动位移量为 $\pm 150\text{mm}$ 时，A+100mm；其余依此类推。