

# 桩土相互作用对桥梁抗震的影响研究

季少波

(中国电力工程顾问集团 中南电力设计院有限公司, 湖北 武汉 430071)

**摘要:** 以高烈度地震区连续梁桥为例, 分析桩土相互作用对桥梁地震力的影响, 从墩顶位移、墩底内力、动力特性等方面与底部嵌固法进行对比分析。结果表明, 对于桩土相互作用, 把土体模拟为弹簧, 整体刚度减小, 结构基本周期偏大, 地震力减小, 能更真实地模拟实际情况, 对高烈度地震区桥梁抗震设计尤为重要。

**关键词:** 桥梁; 桩基础; 桩土作用; 抗震设计

中图分类号: U442.4

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2018)02-0102-02

桥梁抗震设计理论的发展历史也是人类对桥梁震害认识的历史。大量震害分析表明, 引起桥梁震害的原因主要有所发生的地震强度超过抗震设防标准、地震引起地基失效或地基变形、桥梁结构设计和施工错误、桥梁结构本身抗震能力不足。在地震作用下, 桩基础与周围土体相互作用, 不仅影响桩基础的力学性能, 也会影响整个桥梁结构的力学行为。

## 1 桩土相互作用理论

桩土作用较复杂, 难以得到精确解, 计算方法较多, 一般通过简化计算模型来模拟。计算模型及方法主要有: 1) 弹性地基梁模型。假设土体在任意点的应力与该点的位移成正比, 土对桩的作用可用弹簧体系来代替。2) 多质点体系模型。地基土影响用非线性弹簧和阻尼器模拟。3) 梁和波动场模型。地基阻抗通过波动理论来求解, 可采用简化的平面无限域测量场或三维无限域波动场模型。4) 有限元模型。桩、地基均按有限元方法离散。5) 边界元模型和混合模型。地基按边界元方法离散, 桩按有限元方法离散, 也可通过边界元模型计算地基阻抗等。

常用的模拟计算方法为  $m$  法。如图 1 所示, 把桩基作为有限元、土作为弹簧, 将桩周土体对桩基的作用模拟为沿深度变化的一系列弹簧, 弹簧刚度按

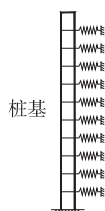


图 1  $m$  法土弹簧模型示意图

水平向抗力系数的比例系数  $m$  换算取值。

## 2 算例分析

### 2.1 工程背景

以西安某四跨连续梁桥为例, 跨径组合为 25 m + 30 m + 30 m + 25 m, 上部结构为预应力砼连续箱梁, 宽 18 m, 高 1.6 m。箱梁砼用量为  $0.61 \text{ m}^3/\text{m}^2$  (桥面), 桥面铺装厚 13 cm, 防撞护栏质量为 18 kN/m。采用双柱式桥墩, 墩柱高 10 m, 矩形截面, 尺寸为  $1.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$ , 双柱横向间距为 5.0 m, 采用 C35 砼。该桥位于中软场地, 采用钻孔灌注桩, 桩径 1.5 m, 桩长 30 m (见图 2、图 3)。

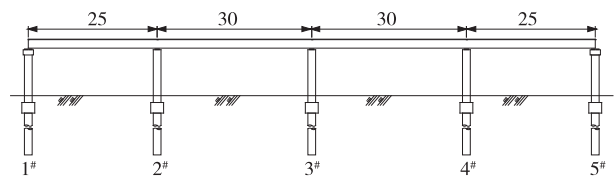


图 2 桥梁立面图 (单位: m)

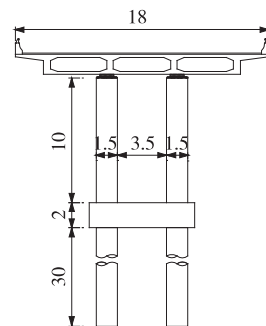


图 3 桥梁横断面图 (单位: m)

中墩墩顶均放置板式橡胶支座, 边墩放置滑动支座, 中墩支座弹簧刚度  $SD_x = 1 \times 10^7 \text{ kN/m}$ ,  $SD_y$

$=6\ 500\ \text{kN/m}, SD_z=6\ 500\ \text{kN/m}$ 。

西安市抗震设防烈度为 8 度,设计地震分组属第一组,设计基本地震加速度为  $0.20g$ 。高漫滩属 III 类场地,设计特征周期  $T_g=0.45\ \text{s}$ 。土性描述及参数选取见表 1。

表 1 土性描述及参数选取

土性	土层深度/m	拟取 $m$ 值/( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-4}$ )
粉质黏土	8	7 000
中细砂	12	10 000
中粗砂	10	12 000

### 2.2 模型概况

采用 MIDAS/Civil 建立该桥三维有限元分析模型,主梁、桥墩、承台、桩基础均采用梁单元模拟,橡胶支座通过弹性连接模拟,土弹簧通过节点弹性支承模拟(见图 4)。

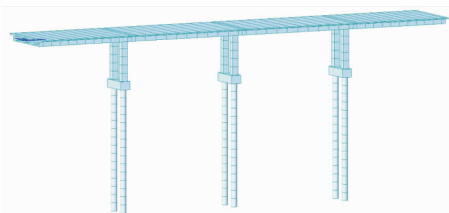


图 4 桥梁有限元分析模型

$m$  法模型中,桩基础按  $2\ \text{m}$  划分单元,根据《公路桥涵地基及基础设计规范》,单根桩的计算宽度  $b_1=2.25\ \text{m}$ 。桩基土弹簧刚度见表 2。

表 2 桩基土弹簧刚度

距桩顶 距离/m	弹簧刚度/ ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$ )	距桩顶 距离/m	弹簧刚度/ ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$ )
2	63 000	16	612 000
4	126 000	18	702 000
6	189 000	20	792 000
8	252 000	22	900 000
10	342 000	24	1 008 000
12	432 000	26	1 116 000
14	522 000	28	1 224 000

应用多振型反应谱方法进行抗震分析,采用 MIDAS/Civil 软件反应谱生成器,水平向加速度反应谱见图 5,根据《桥梁抗震设计规范》,不考虑竖向地震荷载。

### 2.3 结果分析

从墩顶位移、墩底内力、动力特性等方面与底部

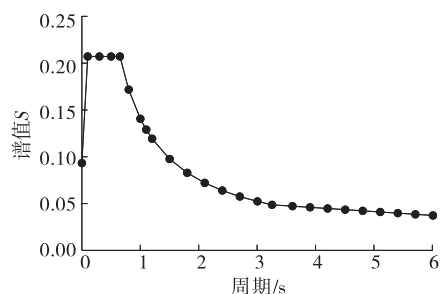


图 5 水平向设计加速度反应谱

嵌固法进行对比分析,研究  $m$  法对桥梁抗震性能的影响。墩顶位移比较见表 3,墩底内力比较见表 4、表 5,典型振型比较见表 6。

表 3 E1 地震作用下墩顶位移比较 mm

模型名称	纵向位移	横向位移
嵌固模型	12	12
$m$ 法模型	75	21

表 4 E1 地震作用下墩底内力比较

模型名称	纵向内力			横向内力		
	轴力/ kN	剪力/ kN	弯矩/ ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )	轴力/ kN	剪力/ kN	弯矩/ ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )
嵌固模型	6 219	455	4 516	6 080	458	4 528
$m$ 法模型	6 281	342	3 358	6 176	445	4 325

表 5 E2 地震作用下墩底内力比较

模型名称	纵向内力			横向内力		
	轴力/ kN	剪力/ kN	弯矩/ ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )	轴力/ kN	剪力/ kN	弯矩/ ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )
嵌固模型	6 219	2 112	20 979	5 574	2 122	21 024
$m$ 法模型	6 281	1 590	15 607	5 811	2 055	20 075

表 6 E1 地震作用下典型振型比较

模型名称	纵飘		横飘		1 阶对称竖弯	
	出现 阶数	频率/ Hz	出现 阶数	频率/ Hz	出现 阶数	频率/ Hz
嵌固模型	2	0.466	3	0.468	6	4.790
$m$ 法模型	1	0.321	3	0.441	9	4.553

从表 3 可看出:墩顶位移  $m$  法模型比底部嵌固模型大,这是因为底部嵌固模型计算的整体刚度大, $m$  法计算的整体刚度小。

从表 4、表 5 可看出:在 E1、E2 地震作用下,墩底顺桥向剪力  $m$  法模型比底部嵌固模型小,约为底

(下转第 132 页)

3.2.1 加固前临水侧板桩嵌固稳定性验算

加固前临水侧板桩的最不利工况为安装好第一层水平支撑、带水开挖至-2.0 m,此时嵌固稳定性评价系数为:

$$K = \frac{403.8 \times 12.8 + 1482.6 \times 9.76}{290 \times 12.8 + 1482.6 \times 9.76} = 1.08 < 1.2$$

嵌固稳定性不满足要求,需对坑内土进行加固。

3.2.2 加固后临水侧板桩嵌固稳定性验算

加固后板桩嵌固稳定性验算的控制工况是临水侧(靠江侧)安装好第一层水平支撑、带水开挖至-2.0 m,此时嵌固稳定性评价系数为:

$$K = \frac{408.7 \times 10.3 + 303.3 \times 13.76 + 1482.6 \times 9.76}{290 \times 12.8 + 1482.6 \times 9.76} = 1.25 > 1.2$$

加固后临水侧板桩嵌固稳定性满足要求。需注意的是,单点支护结构的嵌固深度不得小于  $0.3h = 2.94 \text{ m}$ 。

4 结语

该文结合钢板桩结构在深基坑支护中的应用,利用 MIDAS/Civil 三维结构软件对钢板桩支护进行模拟分析,通过数值模拟与施工过程中的变形监控,预测支护系统的动态变化趋势,达到及时反馈进而完善支护体系的设计与施工。

(上接第 103 页)

部嵌固模型的 75%;横向剪力相差不大。这是因为  $m$  法计算的结构整体刚度小,地震力小;横向为框架体系,比顺桥向单排桩体系整体刚度大,地震力影响没有顺桥向明显。E2 地震作用下的墩底顺桥向地震力比 E1 显著增加,约为 E1 的 4.6 倍,墩柱已进入塑性状态,需对墩柱进行延性分析。

从表 6 可看出:底部嵌固模型第 2 阶振型为纵飘, $m$  法模型第 1 阶振型为纵飘,频率减小;两种模型的第 3 阶振型均为横飘, $m$  法模型的频率较小;1 阶对称竖弯底部嵌固模型出现在第 6 阶, $m$  法模型出现在第 9 阶, $m$  法模型的频率较小。动力特性的不同说明底部嵌固模型的整体刚度较大。

3 结论

(1) 土体弹簧刚度对结构内力、变形影响较大,设计时应合理选择。

为解决围堰带水开挖时基坑抗隆起稳定性和板桩嵌固稳定性的设计难点,提出采用  $\phi 600 \text{ mm}$ 、间距  $500 \text{ mm}$  的高压旋喷桩加固坑内被动区软土,通过验算及试验反复对照,最终采用格栅式加固土体方法,使固化的土体与工程群桩形成一体,加固软弱土的效果良好,经济合理。对于广东软土地区,坑内被动区该土体加固深度一般为  $0.3 \sim 0.5$  倍基坑深度,具体根据项目地质情况及加固目的进行调整。该桥土体加固深度按  $0.5$  倍基坑深度( $5 \text{ m}$ )考虑。

参考文献:

- [1] 陈晓平,黄国怡,梁志松.珠江三角洲软土特性研究[J].岩土力学与工程学报,2003,22(1).
- [2] 崔江余,梁仁旺.建筑基坑工程设计计算与施工[M].北京:中国建材工业出版社,2011.
- [3] 刘溢,李镜培,陈伟.被动区深层搅拌桩加固对超大深基坑变形的影响[J].岩土工程学报,2012,34(11).
- [4] 吕晶.深厚软弱土层中水泥土加固被动区的基坑稳定分析[D].广州:暨南大学,2009.
- [5] 蒋希雁,赵建恩,底素卫.关于深基坑支护工程中几个问题的综述[J].河北建筑工程学院学报,2005,23(4).
- [6] 顾春风,章柏敏,张荣灿,等.接杆式二重管高压旋喷桩延后施工在深基坑土体加固中的应用[J].建筑施工,2010,32(8).

收稿日期:2017-09-21

(2) 考虑土体弹簧刚度,结构基本周期偏大,地震力较小。

(3) 考虑土体弹簧刚度,土体分担了一部分地震荷载,结构内力变小。

(4) 考虑土体弹簧刚度,能真实地模拟桩基与土体的相互作用,比底部嵌固法更合理,更适合高烈度地震区墩柱抗震分析。

参考文献:

- [1] JTG D63-2007,公路桥涵地基与基础设计规范[S].
- [2] CJJ 166-2011,城市桥梁抗震设计规范[S].
- [3] 叶爱君,管仲国.桥梁抗震[M].北京:人民交通出版社,2017.
- [4] 邵旭东,程翔云,李立峰.桥梁设计与计算[M].北京:人民交通出版社,2012.

收稿日期:2017-09-11