

# 基础模拟方式对泰州大桥地震响应的影响

韩磊, 彭天波, 赵艺

(同济大学土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

**[摘要]** 建立了3种基础-土相互作用模拟方式,分别为考虑一定桩身柔性的固结独塔模型,基于“m”法的线性独塔模型,以及采用“p-y”曲线法的非线性独塔模型。采用El-Centro和Kobe两种地震波分别对3个模型进行计算分析,结果发现,基于“m”法的线性独塔沉井模型与“p-y”曲线法的非线性独塔沉井模型相比响应偏大,而基于“m”法的线性独塔群桩基础模型则与“p-y”曲线法的非线性独塔群桩基础模型有较好的吻合。

**[关键词]** 泰州大桥;基础模拟方式;地震动输入;结构响应

**[中图分类号]** U443.13+1 **[文献标识码]** A **[文章编号]** 1009-1742(2012)05-0051-06

## 1 前言

泰州大桥位于江苏省境内长江中段,是一座三塔悬索桥。泰州大桥上距润扬长江公路大桥60 km,下距江阴长江公路大桥60 km,北接泰州市,南联镇江市和扬州市,其地理位置及所承担的交通运输任务意义重大。因此,如何通过各种比选研究工作确定出最好的建桥方案显得尤为重要。桥塔是全桥最为关键的部分,确保桥塔在强地震作用下的安全性很重要。在强地震作用下,基础与土体的作用很容易进入非线性,因而基础-土非线性相互作用的模型最能真实地反映实际情况,但是非线性模型的计算工作量太大,效率太低,很难在短期内完成分析。为此,本次研究旨在寻找能够近似代替非线性模型的简化模型,以便提高计算效率。一种简化方案是将基础-土相互作用线性化,更为简化的方案是不考虑基础与土的相互作用(即在基础某一位置处固结)。基于上述思路,建立了3种桥塔基础-土相互作用模型来模拟地震作用下的独塔结构动力响应,分别是固结模型、线性模型和非线性模型,来研究不同地震动输入下桥塔基础-土相互作用模拟方式对结构地震响应的影响,并对其影响机理进行探讨。

## 2 全桥概述

泰州大桥两主跨均为1 080 m,全桥跨布置为390 m+1 080 m+1 080 m+390 m,主缆矢跨比为1/9。边塔为混凝土塔,塔高178.0 m,中塔为变截面钢塔,塔高194.0 m,横桥向为门式框架结构,纵向为“人”字形。边塔采用46根D3.1 m/D2.8 m变截面钻孔灌注桩的哑铃型群桩基础(见图1),桩长为113.0 m。

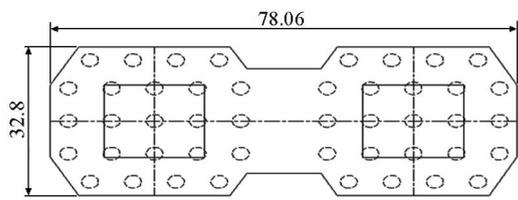


图1 边塔哑铃型群桩基础(单位:m)

Fig.1 The dumbbell-shaped group pile foundation of side tower (unit:m)

中塔基础采用倒圆角的矩形沉井基础。顺桥向边长为44 m,横桥向边长为58 m,倒圆角半径为

**[收稿日期]** 2012-03-12

**[基金项目]** 国家科技支撑计划资助项目(2009BAG15B01);交通行业联合科技攻关项目(2008-353-332-190)

**[作者简介]** 韩磊(1989—),男,安徽合肥市人,硕士研究生,研究方向为桥梁抗震;E-mail: mvp944630278@163.com

8.0 m, 沉井布置了 12 个  $12.7 \text{ m} \times 12.7 \text{ m}$  的大井孔, 沉井高度为 76 m。研究只针对一般冲刷进行。

### 3 计算模型

研究探讨了基础-土的三种相互作用模型在地震作用下的结构响应, 分别为固结模型、线性模型和非线性模型, 采用 sap2000 结构分析软件建模并进行结构计算。

#### 3.1 固结模型

在一般冲刷情况下, 两边塔的承台尚未暴露, 因此考虑桩身柔性, 取承台底部往下 5 倍桩径处 ( $5 \times 3.18 \text{ m}$ ) 建立固结节点, 这就是边塔的固结。中塔是沉井基础, 刚性很大, 且冲刷深度较深, 取冲刷线位置为固结节点, 这就是中塔的固结。各独塔固结模型如图 2 所示。

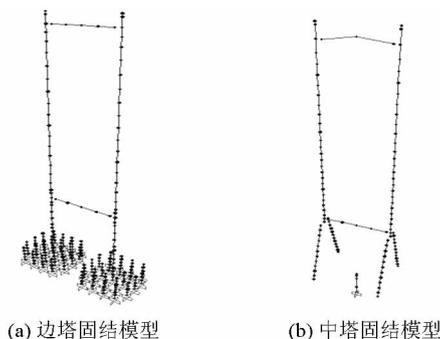


图 2 固结模型

Fig. 2 Consolidation model

#### 3.2 线性模型

一般冲刷下的边塔, 采用一个基于“m”法的  $6 \times 6$  土弹簧来模拟桩-土相互作用。对中塔沉井基础, 研究中采用“m”法。沉井-土相互作用的“m”法有下面 3 个假设。

1) 地基土作为弹性变形介质, 地基系数随深度成正比例增加。

2) 不考虑沉井侧面与土之间的摩擦力, 但考虑沉井底部与土的摩擦力。

3) 沉井与土的刚度比可认为是无限大, 将沉井视为刚体, 但考虑沉井质量。

如图 3 所示, 可用 4 种线性弹簧来模拟沉井-土动力相互作用<sup>[1]</sup>。各土弹簧计算如下:

1) 沉井侧边缘水平弹簧刚度  $k_{xi}$  或  $k_{yi}$

$$k_{xi} (k_{yi}) = m_i \cdot z_i \cdot \Delta z_i \cdot b \quad (1)$$

式(1)中,  $k_{xi}$  或  $k_{yi}$  为纵桥向或横桥向各土层抗力的等代弹簧刚度;  $\Delta z_i$  为弹簧刚度  $k_{xi}$  或  $k_{yi}$  代表的土层

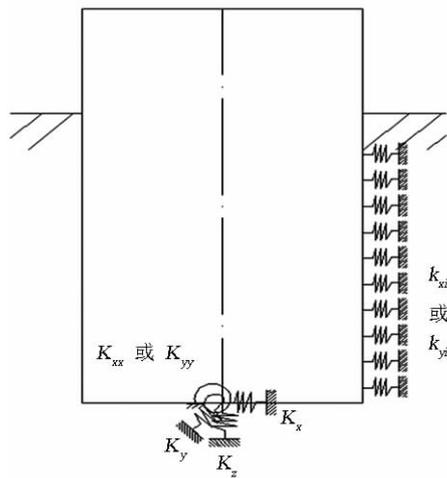


图 3 沉井-土相互作用线性模型

Fig. 3 The linear model of caisson-soil interaction

厚度;  $m_i$  为该土层的比例系数;  $z_i$  为该土层中心离一般冲刷线的土层厚度;  $b$  为沉井在该方向的宽度。

2) 沉井底竖向集中弹簧  $K_z$

$$K_z = C_0 \cdot A_0 = m_0 \cdot h \cdot A_0 \quad (2)$$

式(2)中,  $C_0$  为沉井底土的竖向地基系数;  $m_0$  为沉井底土层的比例系数;  $h$  为沉井底面离冲刷线的距离;  $A_0$  为沉井底面面积。

沉井底水平集中弹簧  $K_x$  或  $K_y$

$$K_x (K_y) = F_{\max} / \tau_c = \mu \sigma_v A_0 / \tau_c \quad (3)$$

式(3)中,  $F_{\max}$  为沉井底极限摩阻力;  $\sigma_v$  为沉井底恒载作用下平均应力;  $\mu$  为沉井底面摩擦系数, 查现行《铁路桥涵地基和基础设计规范》<sup>[2]</sup> 以及《公路桥涵地基与基础设计规范》<sup>[3]</sup>, 砂类土可取为 0.4;  $\tau_c$  为摩阻力达到  $F_{\max}$  时所对应的临界位移, 通常取 0.51 cm。

3) 沉井底集中抗弯转动弹簧  $K_{xx}$  和  $K_{yy}$

$$K_{xx} = \int_{A_0/2} y \cdot C_0 \cdot y \cdot dA_0 = \frac{1}{2} C_0 I_x = \frac{1}{2} m_0 h I_x \quad (4)$$

$$K_{yy} = \int_{A_0/2} x \cdot C_0 \cdot x \cdot dA_0 = \frac{1}{2} C_0 I_y = \frac{1}{2} m_0 h I_y \quad (5)$$

式(4)和式(5)中,  $I_x$ 、 $I_y$  为沉井底面对其形心轴的惯性矩。

#### 3.3 非线性模型

非线性模型考虑了基础-土发生较大相对位移时的非线性相互作用和沉井侧面与土之间的摩擦力, 往往更能真实地反映结构在地震作用下的响应。

目前应用较为广泛的基础-土相互作用非线性方法是“ $p-y$ ”曲线法。

采用“ $p-y$ ”曲线法模拟沉井-土相互作用时,土体对沉井的作用可以用4种非线性弹簧模拟:用非线性 $p-y$ 弹簧模拟沉井周围土体的水平抵抗作用,非线性 $t-z$ 弹簧模拟沉井周围土体的竖向摩阻作用,非线性 $t-y$ 弹簧模拟沉井周围土体及沉井底面水平向摩阻作用,非线性 $q-z$ 弹簧模拟沉井底土体的竖向支承作用,如图4所示。采用美国API(American Petroleum Institute,美国石油协会)规范<sup>[4]</sup>中提到的计算方法计算4种沉井-土相互作用的非线性弹簧。

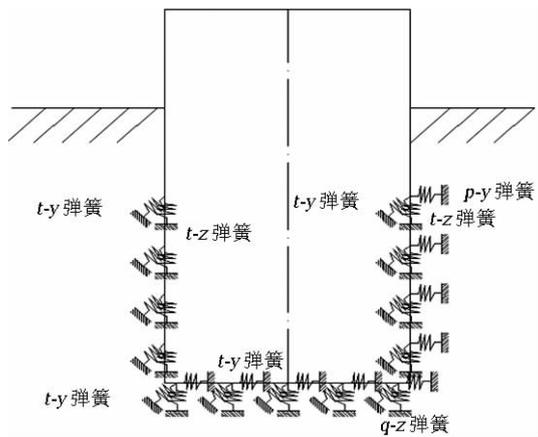


图4 沉井-土动力相互作用非线性模型

Fig.4 The nonlinear model of caisson-soil interaction

计算过程如下:

1) 非线性 $p-y$ 弹簧。 $p-y$ 曲线是指在水平荷载作用下,泥面下某一深度处的土体水平反力与该点基础的水平位移之间的关系曲线。确定 $p-y$ 曲线首先要确定土体极限承载力,对于沉井基础,侧面土体抗力可以看成是刚性挡土墙所受的被动土压力,被动土压力的计算常采用Rankine土压力理论,计算公式(砂性土)如下

$$P_p = \sum \gamma'_i \Delta z_i \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \quad (6)$$

式(6)中, $\gamma'_i$ 为各土层土的浮容重; $\Delta z_i$ 为各个土层的厚度; $\varphi$ 为计算土弹簧处土的内摩擦角。为了分析简便,单位面积土层极限承载力计算如下

$$p_s = np_p \quad (7)$$

而曲线方程采用API<sup>[4]</sup>提供的公式

$$p = 0.9p_s \tanh\left[\frac{kz}{0.9p_s} y\right] \quad (8)$$

式(7)和式(8)中, $p_s$ 为土体的极限承载力; $p_p$ 为被动土压力; $n$ 为土体的极限承载力修正系数,本次研

究针对一般冲刷,这里取 $n=2$ , $k$ 为初始地基模量常数( $\text{MN}/\text{m}^3$ )。

2) 非线性 $t-z$ , $t-y$ 弹簧。 $t-z$ 曲线是指泥面下某一深度处,沉井侧土体竖向摩阻力与该点沉井的竖向变形之间的关系曲线, $t-y$ 曲线是指沉井周围或者底部土体水平摩阻力与该点沉井的水平变形之间的关系曲线。采用砂土 $t-z$ 曲线的确定方法,其中单位面积极限摩阻力(kPa)为

$$f_{\max} = K_0 \sigma'_v \tan \delta \quad (9)$$

$$\delta = \frac{3}{4} \varphi \quad (10)$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (11)$$

$$\sigma'_v = \sum \gamma'_i \cdot \Delta z_i \quad (12)$$

式(9)~(12)中, $\varphi$ 为土的内摩擦角; $\delta$ 为沉井周边-土间的摩擦角; $\sigma'_v$ 为竖向有效应力; $\gamma'_i$ 为土层浮容重; $\Delta z_i$ 为各个土层的厚度。

而摩阻力与相对位移 $f-z$ 曲线为

$$f = f_{\max} \left( 2 \sqrt{\frac{z}{z_c} - \frac{z}{z_c}} \right) \quad (13)$$

式(13)中, $z_c$ 为当单位面积摩擦力达到 $f_{\max}$ 时所对应的临界位移,通常取 $z_c=0.51$  cm。

考虑沉井底与土的摩擦作用时,计单位接触面积的极限摩阻力(kPa)为

$$f_{\max} = \mu \sigma_v \quad (14)$$

式(14)中, $\sigma_v$ 为沉井底恒载作用下的平均应力, $\mu$ 为沉井底摩擦系数,查现行《铁路桥涵地基和基础设计规范》<sup>[2]</sup>和《公路桥涵地基与基础设计规范》<sup>[3]</sup>,砂类土可取 $\mu=0.4$ 。摩阻力与相对位移 $f-z$ 曲线同样采用式(13)表达。

3) 非线性 $q-z$ 弹簧。 $q-z$ 曲线是指基底土体竖向支撑抗力与基底竖向变形之间的关系曲线。沉井底按照外密内稀的原则<sup>[1,5]</sup>划分成网状,在每一块划分面积中心用一竖向非线性 $t-z$ 弹簧代表土的竖向抗力,其中每一计算面积土的极限承载力为

$$q_{i,\max} = A_i \cdot \sigma_{\max} \quad (15)$$

式(15)中, $\sigma_{\max}$ 为根据《公路桥涵地基与基础设计规范》<sup>[3]</sup>经深度和宽度修正后的沉井底地基的容许承载力。

非线性 $q-z$ 曲线为

$$q = \left( \frac{z}{z_c} \right)^{\frac{1}{3}} q_{\max} \quad (16)$$

式(16)中, $z_c$ 为地基土承载力达到 $q_{\max}$ 所对应的临界位移,取经验值 $0.02$  m<sup>[5]</sup>。

对桩基础非线性的模拟采用和沉井基础类似的方法,但是不考虑桩端  $q-z$  弹簧和  $t-y$  弹簧。这是因为计算桩为摩擦桩,桩截面积相对于桩长可忽略不计,桩土作用主要由桩侧阻力提供。此外由于桩截面是圆形,故根据《公路桥涵地基与基础设计规范》<sup>[3]</sup> 计算尺寸取为

$$D = 0.9(d + 1) \quad (17)$$

式(17)中,  $d$  为桩身直径,这里取 3.18 m。

本次分析时,上述所有的非线性弹簧( $p-y$ 、 $t-y$ 、 $t-z$  以及  $q-z$ )均采用多线性塑性连接(multi-linear plastic)单元模拟,采用 Takeda 滞回关系。

## 4 计算方法

研究采用了两条加速度时程曲线作为地震动输入来研究独塔结构的响应,它们分别是 El-centro 地震波和 Kobe 地震波。对地震波峰值加速度进行了缩放,峰值加速度均为  $1 \text{ m/s}^2$ 。

分析基础-土相互作用对结构地震的反应影响时,分别建立了固结、线性和非线性模型。针对一般冲刷情况进行分析,输入加速度时程曲线。地震动输入为一致激励输入。用直接积分法进行分析,采用瑞利阻尼,通过结构动力特性分析得出的两阶控制振型阻尼比取为 0.03,方向组合采用两种方式,即横向+竖向,纵向+竖向。竖向时程曲线形状与水平时程曲线形状一样,与水平时程曲线的加速度比值为 2/3。El-Centro 地震波作用下模型工况的输出时段数为 2 000 步,时间步长为 0.02 s; Kobe 地震波作用下模型工况的输出时段数为 1 000 步,每步 0.02 s。

## 5 计算结果

各工况下结构关键位置最大位移及关键截面最大弯矩响应见表 1~表 4。

表 1 纵向+竖向输入关键位置最大位移(单位:m)

Table 1 The maximum displacements of key positions under longitudinal and vertical input(unit:m)

位置	El-Centro			Kobe		
	固结模型	线性模型	非线性模型	固结模型	线性模型	非线性模型
北塔塔梁交接处	0.032	0.025	0.024	0.032	0.027	0.025
北塔顶部	0.098	0.097	0.111	0.168	0.176	0.181
南塔塔梁交接处	0.032	0.025	0.026	0.033	0.026	0.029
南塔顶部	0.098	0.096	0.096	0.169	0.172	0.167
中塔塔梁交接处	0.007	0.037	0.018	0.008	0.059	0.022
中塔顶部	0.136	0.208	0.163	0.081	0.131	0.101

表 2 横向+竖向输入关键位置最大位移(单位:m)

Table 2 The maximum displacements of key positions under lateral and vertical input(unit:m)

位置	El-Centro			Kobe		
	固结模型	线性模型	非线性模型	固结模型	线性模型	非线性模型
北塔塔梁交接处	0.029	0.021	0.018	0.042	0.029	0.028
北塔顶部	0.096	0.089	0.084	0.059	0.052	0.062
南塔塔梁交接处	0.029	0.021	0.025	0.043	0.029	0.032
南塔顶部	0.096	0.090	0.091	0.059	0.052	0.052
中塔塔梁交接处	0.055	0.066	0.057	0.041	0.052	0.043
中塔顶部	0.138	0.142	0.141	0.091	0.101	0.094

表3 纵向+竖向输入关键截面最大弯矩(单位:kN·m)

Table 3 The maximum bending moments of key sections under longitudinal and vertical input(unit:kN·m)

截面	El - Centro			Kobe		
	固结模型	线性模型	非线性模型	固结模型	线性模型	非线性模型
北塔塔底	5.47E+05	4.30E+05	4.16E+05	6.11E+05	4.75E+05	4.38E+05
北塔塔梁连接部位塔柱	1.89E+05	1.17E+05	1.17E+05	2.56E+05	1.27E+05	1.12E+05
北塔基础(单桩)	1.98E+04	1.34E+04	1.10E+04	2.75E+04	1.07E+04	8.82E+03
南塔塔底	5.41E+05	4.28E+05	4.74E+05	5.99E+05	4.47E+05	5.27E+05
南塔塔梁连接部位塔柱	1.94E+05	1.14E+05	1.53E+05	2.68E+05	1.29E+05	1.84E+05
南塔基础(单桩)	2.13E+04	1.88E+04	1.24E+04	2.86E+04	1.87E+04	1.52E+04
中塔塔底	4.35E+04	1.26E+05	8.01E+04	3.38E+04	1.84E+05	7.47E+04
中塔塔梁连接部位塔柱	1.76E+05	4.94E+05	2.47E+05	1.46E+05	4.57E+05	1.92E+05
中塔沉井	2.76E+06	8.90E+06	6.19E+06	2.77E+06	1.53E+07	7.27E+06

表4 横向+竖向输入关键截面最大弯矩(单位:kN·m)

Table 4 The maximum bending moments of key sections under lateral and vertical input(unit:kN·m)

截面	El - Centro			Kobe		
	固结模型	线性模型	非线性模型	固结模型	线性模型	非线性模型
北塔塔底	3.88E+05	3.03E+05	2.60E+05	5.87E+05	4.04E+05	4.00E+05
北塔塔梁连接部位塔柱	2.30E+05	1.70E+05	1.54E+05	2.84E+05	1.92E+05	2.35E+05
北塔基础(单桩)	1.96E+04	1.33E+04	1.32E+04	2.81E+04	1.09E+04	1.22E+04
南塔塔底	4.15E+05	2.87E+05	3.54E+05	5.80E+05	3.97E+05	4.38E+05
南塔塔梁连接部位塔柱	2.34E+05	1.78E+05	1.79E+05	2.88E+05	1.95E+05	2.11E+05
南塔基础(单桩)	2.06E+04	1.89E+04	1.19E+04	2.76E+04	1.27E+04	1.33E+04
中塔塔底	1.04E+05	1.33E+05	1.07E+05	8.67E+04	1.22E+05	9.01E+04
中塔塔梁连接部位塔柱	9.04E+04	1.30E+05	1.09E+05	5.96E+04	9.90E+04	6.81E+04
中塔沉井	2.01E+06	1.04E+07	5.09E+06	1.96E+06	8.54E+06	4.03E+06

通过数据比较分析发现:

1)中塔在地震动作用下,3种模型的结构响应关系表现为:线性>非线性>固结。线性模型的结构响应远远超过了固结和非线性模型,这说明对于中塔沉井基础,线性模型的模拟方式不尽合理,这主要是因为中塔沉井基础的线性模型模拟方式没有考虑沉井周壁与土体间的摩擦效应,而沉井侧面积很大,忽略周壁摩擦力势必会对整体刚度和动力特性造成一定的影响。

2)边塔在地震动作用下,3种模型的结构响应关系总体上表现为:固结模型最大,线性模型和非线性模型在塔上的位移和全部的弯矩上基本相差不大。这说明对于边塔的桩基础,线性模型模拟方式比较合理。其中固结模型结构位移略微偏大,可能是因为考虑冲刷线下5倍桩径处固结偏于保守,使体系偏柔。由于群桩基础整体刚度很大,偏柔的模拟方式会造成计算得到的自振周期偏大,更接近于

地震波的卓越周期(0.35~0.4s),所以固结模型的地震响应较其余两模型更大。

## 6 结语

分析了泰州大桥不同的基础模拟方式在地震动作用下的响应,经过计算得出规律如下。

1)对于沉井基础,基于“m”法的线性模型结果偏大,而固结模型结果偏小,应该采用非线性模型计算真实的沉井基础地震响应。

2)对于群桩基础,采用基于桩身柔性影响的固结模型可以较好地得到结构的地震位移,但得到的地震力偏大。

3)对于群桩基础,基于“m”法的线性模型与基于“p-y”曲线法的非线性模型在地震动作用下结构响应上有较好的吻合,这说明“m”法群桩基础模拟方式比较合理。

## 参考文献

- [1] 邓育林. 大跨多塔悬索桥抗震理论中若干关键问题的研究 [D]. 上海: 同济大学, 2008.
- [2] 中华人民共和国铁道部. TB 10002. 5—2005 铁路桥涵地基和基础设计规范 [S], 北京: 中国铁道出版社, 2005.
- [3] 中华人民共和国交通部. JTG D63—2007 公路桥涵地基与基础设计规范 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2007.
- [4] American Petroleum Institute. Recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms [S]. Washington DC: API Publishing Services, 1989.
- [5] 同济大学土木工程防灾国家重点实验室. 泰州长江公路大桥抗震研究报告 [R]. 2011.

# Influence of soil-foundation-interaction simulation method on seismic response of Taizhou Bridge

Han Lei, Peng Tianbo, Zhao Yi

(State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering,  
Tongji University, Shanghai 200092, China)

[**Abstract**] Three different models are discussed in this paper, which are consolidation single tower model with body flexibility considered, linear single tower model based on  $m$  analysis method and nonlinear single tower model based on  $p$ - $y$  curve analysis method, respectively. Seismic responses of these models are analyzed under ground motion inputs of El-Centro Earthquake and Kobe Earthquake and the calculation results are compared in this paper. The result turns out that the simulation method of linear single tower model of open caisson based on  $m$  analysis method produces larger structural response than that of the nonlinear single tower model based on  $p$ - $y$  curve analysis method. While the simulation method of linear single tower model of pile group foundation based on  $m$  analysis method matches very well with that of nonlinear single tower method based on  $p$ - $y$  curve analysis method.

[**Key words**] Taizhou Bridge; foundation simulation method; ground motion input; structural response