

# 软场地土拓宽桥梁地震响应分析

任 伟<sup>1</sup>, 盖轶婷<sup>2</sup>, 黄亚男<sup>1</sup>

(1. 长安大学旧桥检测与加固技术交通行业重点实验室, 陕西 西安 710064;

2. 中交第一公路勘察设计研究院有限公司, 陕西 西安 710075)

**摘要:** 针对软土地区拓宽桥梁抗震研究的不足, 以珠三角地区某一不等跨连续梁桥为工程背景, 在考虑桩-土联合作用效应的前提下, 引入纤维模型弹塑性梁单元, 利用有限元程序 Midas/Civil 对旧桥模型、两种场地土条件下的拓宽桥梁模型进行了弹塑性地震响应分析. 研究了不同地震波输入方向结构关键位置的位移响应, 结构塑性铰的出现时间、位置和破坏模式. 研究表明: 软土场地拓宽模型的地震响应位移极值最大, 约为砂土场地拓宽桥梁位移极值的 1.15 倍; 在分级纵、横向地震荷载下, 软土拓宽模型桥墩最早出现塑性铰, 更容易发生破坏, 且破坏时间更早. 通过对比原桥模型和拓宽模型表明, 结构拓宽不利于抗震, 建议今后对拓宽桥梁提高抗震验算要求.

**关键词:** 桥梁工程; 软土地区; 桩-土联合作用; 纤维模型弹塑性梁单元; 地震响应

**中图分类号:** U44

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1006-7930(2014)04-0502-06

随着我国经济建设的飞速发展, 日益增长的人员和物资流动对现有道路的通行能力不断提出新的要求. 为了满足迅速增长的交通量需求, 我国每年都有大批新建公路桥梁投入使用. 但新建工程存在投资大, 征地难, 周期长和对环境影响大等一系列问题, 工作难度相当大. 而对原有结构进行加宽再利用, 回避了上述矛盾, 体现出良好的社会效益, 因此在我国交通基础设施建设中被广泛采用.

对于我国经济发达的广东珠三角地区, 大量公路需要扩建或升级, 需要对原有桥梁进行拓宽改造. 珠三角地区有着特殊的地质构造-软土, 而我国对于软土地区公路桥梁的拓宽、拼接以及拼接后桥梁的抗震还存在着明显的不足, 有待进行专门研究<sup>[1-2]</sup>.

在实践领域, 我国现行的《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/TB02-01-2008)主要针对大跨径规则桥梁进行抗震检算. 由于大跨径桥梁拼接拓宽技术风险大, 所以目前进行真正拼接的还主要是中小跨径桥梁. 这些桥梁均为常规桥型, 所以在拼接设计阶段很少将抗震问题一并考虑, 因此拓宽后桥梁的地震安全问题就无从保证. 另外, 目前对新旧结构动力响应的机理还很模糊, 特别是软土地区拓宽后的桥梁的动力响应是否有所不同, 以及其抗震能力的评估也处于空白状态.

针对上述问题, 并结合软土地区典型桥梁的结构特点, 本文研究了拓宽桥梁计算模型的建立、抗震性能评估方法等. 并用该方法对依托工程软土地区拓宽桥梁进行了非线性地震响应分析, 也为今后软土地区桥梁的拓宽抗震设计提供依据.

## 1 桩-土动力相互作用数值模拟

本文引入集中质量法的思路来进行分析研究, 该方法是将桥梁上部结构, 下部结构以及场地土作为一个振动联合体, 其中桩-土联合作用是将该体系的质量简化为一系列质点, 用土弹簧和介质阻尼来模拟桩-土振动效应<sup>[3-5]</sup>. 土弹簧的模拟是采用“m”法确定土的地基系数  $C(m)$  的取值根据土的物性而定, 再由其算出土弹簧的水平刚度.

### 1.1 计算理论

桩基础建模时, 埋在地面线以下部分需要考虑桩侧土的影响. 混凝土桩采用梁单元模拟, 桩-土联合作用用土弹簧模拟. 模拟时假定深度  $z$  处土的抗力与桩的水平位移  $X_z$  成线性比例关系, 即:

$$\sigma_{zx} = X_z C \quad (1)$$

$$C = mz \quad (2)$$

式中:  $C$  称为地基系数,  $m$  为其随深度变化的比例系数( $\text{kN/m}^4$ ).

桩-土联合作用的数值模拟是将桩(梁单元)支撑于一系列土弹簧上, 类似于弹性地基梁, 其数值模型

收稿日期: 2014-03-24

修改稿日期: 2014-08-03

**基金项目:** 国家自然科学基金项目(51308056); 2012 年交通运输部应用基础研究项目(2012319812100); 陕西省交通运输厅 2014 年度交通科研项目(14-17k); 广东省交通运输厅科技项目(2011-02-034); 山西省软科学研究项目(2011-1-38)

**作者简介:** 任伟(1975-), 男, 副教授, 博士, 主要从事桥梁结构分析和加固方面的研究. E-mail: rw@chd.edu.cn

如图1所示.

## 1.2 土弹簧刚度

(1)土弹簧水平刚度  $K_z$

水平变位  $X_z$  ( $z$  深度的函数)和水平土弹簧的恢复力  $F_z$  的关系应满足(3)式.

$$F_z = K_z F_z \quad (3)$$

式中,  $K_z$  为土弹簧的水平刚度, 是深度  $Z$  的函数. 联立公式(2)和(1)得:

$$\sigma_{zx} = mzX_z \quad (4)$$

$$F_z = \sigma_z A_z = (mzX_z)b_1h_z \quad (5)$$

联立(3)式和(5)式可得:

$$K_z = mzb_1h_z \quad (6)$$

式中:  $A_z$  为土压力作用面积, 是深度  $z$  的函数;  $h_z$  为土的分层厚度;  $b_1$  为桩的计算影响宽度.

(2)竖向刚度  $K_{vu}$  和  $K_{vb}$

桩顶竖向变位由桩身弹性压缩变位  $\delta_c$  和桩尖土压缩变位  $\delta_k$  两部分组成. 在桩顶竖向荷载  $P$  作用下, 桩身弹性压缩变位  $\delta_c$  和桩尖土压缩变位  $\delta_k$  的计算公式为:

$$\delta_c = (P/EA)[l_0 + (1/2)h] \quad (7)$$

$$\delta_k = P/C_0A_0 \quad (8)$$

式中:  $E$  为桩身材料弹性模量;  $A$  为桩的截面面积;  $l_0$  为地面线以上的桩长;  $h$  为地面线以下的桩长;  $C_0$  为地基系数;  $A_0$  为桩底土层受压影响面积,  $A_0 = \pi(d/2 + h \tan(\phi^2/4))$ ;  $\phi$  为土的内摩擦角.

桩底土层的竖向弹簧刚度  $K_{vb}$  可按(9)式计算.

$$K_{vb} = C_0A_0 \quad (9)$$

地面线以下桩的压缩量  $\delta_c'$  和该处总的竖向变位  $\delta$  理论值为:

$$\delta_c' = (P/EA)(h/2) \quad (10)$$

$$\delta = (P/EA)(h/2) + (P/C_0A_0) \quad (11)$$

根据图1, 地面线或局部冲刷线以下桩身的压缩量  $\delta_c''$  为:

$$\delta_c'' = [(P - K_{vu}\delta)/(0.67EA)]h \quad (12)$$

根据  $\delta_c' = \delta_c''$ , 并将(10)~(12)式代入, 整理可得:

$$K_{vu} = \frac{0.67}{\frac{0.5h}{EA} + \frac{1}{C_0A_0}} \quad (13)$$

式(13)就是地面线处竖向弹簧刚度的表达式.

## 2 数值模型建立

本文以广东珠三角软土地区一座主跨 33 m 的不等跨连续梁桥的拓宽工程为实例. 该工程旧桥的主跨为 17+33+31 m 三跨 PC 连续梁桥, 双向分离式, 下部为独柱墩, 钻孔灌注桩基础. 新建桥梁与原结构跨径布置相同, 在原桥两侧对称加宽. 桥位地质情况为: 上部为第四系沉积层, 桥位基底地层为第三系泥质砂岩、砂岩及其风化层, 属于第三四场地土. 地震烈度为 7 度, 按 8 度设防. 桥梁设计荷载新、旧桥梁均为公路-I 级. 桥梁总体布置立面如图2所示.

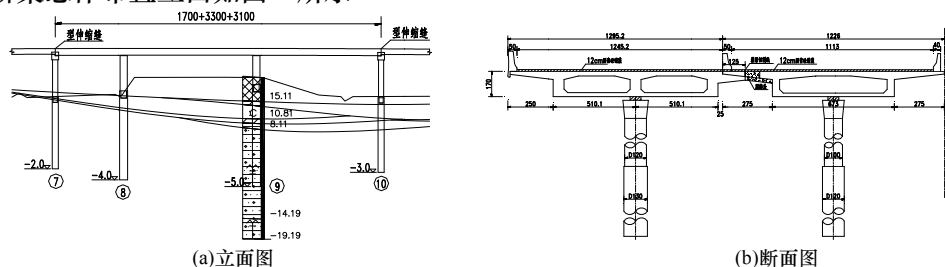


图2 桥梁总体布置

Fig. 2 General layout

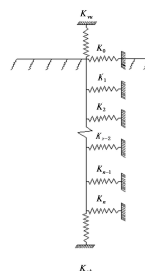


图1 单桩有限元模型

Fig. 1 FEM model of single-pile

## 2.1 地震波激励选择

### (1) 地震波的选择

本文选用上世纪40年代的EL Centro<sup>[6-7]</sup>地震波进行分析,选取峰值较大的前20 s,时间间隔:0.02 s,  $a_{\max} = 0.1g$ ,共计1 000个时间点,地震波形如图3所示。

### (2) 地震波激励方向

在结构抗震分析时,结构响应与地震波的输入密切相关,结构响应的极值对应于某一特定的地震波输入方向。根据国内外研究相关报道<sup>[6-8]</sup>,以及桥梁结构的构造特点(几何狭长结构,正交方向刚度差异大等特点),确定本文研究地震波输入方向为纵桥向和横桥向。

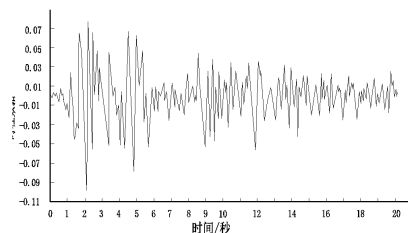


图3 地震波波形  
Fig. 3 seismic waveform

## 2.2 桥梁支座数值模拟

本文橡胶支座采用弹性连接的边界条件来模拟,弹性连接刚度采用橡胶支座的水平刚度 $k_h$ 和竖向刚度 $k_v$ 。

### (1) 水平刚度

橡胶支座水平刚度是指橡胶支座抗水平推力的能力——抗变形能力,用 $k_h$ 来表示。在本文分析中,除了考虑其水平方向的抗变形能力,还将竖向力引起的耦合作用考虑进去,表达式为:

$$k_h = \frac{p^2}{2k_b \tan(qH/2) pH} \quad (\text{压弯模式}) \quad (13)$$

式中:  $q = \sqrt{(p/k_b) + (p/k_s)}$ ,  $k_s = GAH/T_r$ ,  $k_b = E_{bv}IH/T_r$ ,  $E_{bv} = (E_v E_b)/(E_v + E_b)$ ,  $E_b = E[1 + (2/3)kS_1^2]$ ,  $S_1 = \frac{\text{承压面积}}{\text{自由表面积}}$

式中:  $p$ 为竖向力;  $E_v$ 为体积约束弹性模量;  $\kappa$ 为材料硬度修正系数;  $T_r$ 为支座橡胶层总厚度;  $A$ 为橡胶支座有效水平剪切面积;  $t_r$ 为单层橡胶厚度;  $T_s$ 为支座分层钢板总厚度;  $I$ 为支座截面抗弯惯矩;  $S_1$ 为支座第一形状系数;  $E$ 为支座橡胶弹性模量;  $G$ 为支座的剪切模量。

### (2) 竖向刚度

橡胶支座竖向刚度是指橡胶支座抗竖向变形的能力。按下式计算:

$$k_v = E_{cv} \frac{A_c}{T_r} \quad (14)$$

$$E_{cv} = \frac{E_v E_c}{E_v + E_c} \quad E_{cv} = E(1 + 2KS_1^2)$$

式中:  $k_v$ 为分层橡胶支座竖向刚度,  $A_c$ 为有效承压面积;  $T_r = nt$ ;  $E_c$ 为压缩弹性模量。

## 2.3 数值分析模型

采用有限元软件MIDAS/CIVIL建立桥梁空间模型,上部主梁采用单梁模拟,板式橡胶支座采用弹性连接模拟,盖梁和桩基采用梁单元模拟,桩土相互作用采用土弹簧模拟。

本文塑性铰采用纤维模型弹塑性梁单元模拟<sup>[9-11]</sup>,其方法是首先定义纤维材料特性值和非弹性铰的特性值,再对桥墩截面进行纤维分割,本文依托桥梁桥墩截面的纤维分割如图4。塑性铰的设置位置根据预分析得来。模型坐标轴约定为,顺桥向为 $X$ 轴,横桥向为 $Y$ 轴,竖向为 $Z$ 轴。

本文总共建立了三个数值分析模型。

模型一:旧桥模型(图5a);

模型二:地基土为二类场地土(中密、松散的碎石土,地基系数采用 $m = 20\,000$ )拓宽模型(图5b),以下简称砂土拓宽模型;

模型三:地基土为四类场地土(软弱淤泥质粘性土,即拓宽桥梁所在真实场地,地基系数采用 $m = 5000$ )拓宽模型(图5b),以下简称软土拓宽模型。

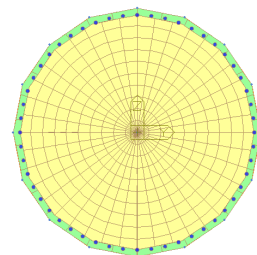


图4 主墩截面纤维分割  
Fig. 4 Pier section of the fiber division

模型二和模型三的不同在于对桩土相互作用模拟时采取不同的地基系数,输入的桩基础节点弹性支承水平刚度不同。



图5 数值模型  
Fig. 5 Numerical model

### 3 算例

#### 3.1 位移响应分析

本文采用输入不同地震波峰值(0.05 g、0.1 g、0.2 g、0.3 g、0.4 g)的方法评估该桥的抗震性能,即依次增大地震波峰值直到该桥发生延性破坏。结构发生延性破坏的标准为塑性铰的最大转角大于其极限塑性转角,即按下式验算:

$$\theta_p \geq \theta_u \quad (15)$$

式中:  $\theta_p$  为在 E2 地震作用下,潜在塑性铰区域的最大塑性转角;  $\theta_u$  为塑性铰区域的最大容许塑性转角。

塑性铰区域的最大塑性转角  $\theta_p$  计算方法为:

$$\theta_p = l \left( \sum_{i=1}^n \phi_{yi} \cdot \phi_y \right) \quad (16)$$

式中:  $l$  为弹塑性梁单元长度;  $n$  为塑性铰区域进入塑性的单元数量;  $\phi_{yi}$  为每个进入塑性的单元在位移最大时刻的曲率;  $\phi_y$  为截面的等效屈服曲率; 塑性铰最大容许转角  $\theta_u$  是根据极限破坏状态的曲率能力,按下式计算:

$$\theta_u = L_p (\phi_u - \phi_y) / K \quad (17)$$

式中:  $\phi_y$  为截面的等效屈服曲率;  $\phi_u$  为截面的极限曲率;  $K$  为安全系数,取 2.0;  $L_p$  为等效塑性铰长度(cm),可取以下两式计算结果的较小值:

$$L_p = 0.08l + 0.022 d_s f_y \quad (18)$$

$$L_p = \frac{2}{3} b \quad (19)$$

$l$  为墩的高度或塑性铰截面到反弯点的距离;  $b$  为矩形截面短边尺寸或者圆形截面直径;  $d_s$  为纵筋直径;  $f_y$  为屈服强度。

各模型在工况一(地震波纵向输入)、工况二(地震波横向输入)下地震波峰值变化时的地震位移响应对比见图 6 所示。

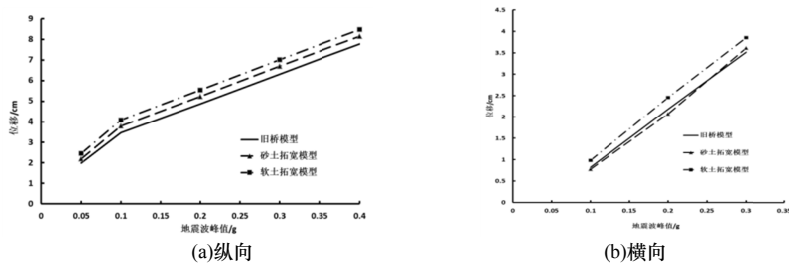


图6 梁端位移响应  
Fig. 6 Displacement response of beam

由图 6 看出,在两种工况下各模型的地震位移相差约 15%,砂土场地拓宽模型的地震位移响应极值小于软土地场的位移响应,这说明了软土地场对结构的约束作用弱于砂土地场。

此外,梁端的位移响应与上部结构的质量和下部结构对上部结构的约束有关,桥梁加宽后,上部结构质量增长对结构动力位移相应的贡献大于下部结构对其的约束作用,因此出现图 6 中加宽桥梁的位移响应反大于原结构的现象。

3.2 纵桥向地震响应分析

在各级地震力作用下,桥墩塑性铰的出现和变化情况见表 1 所示。

当地震波峰值为 0.4 g 时,软土拓宽模型出现 12 个塑性铰,最早出现在 3b 墩底,时间为 1.02 s,其余截面均处于弹性状态。2.28 s 时,3b 桥墩墩底塑性铰的最大转角超过其极限转角。2.46 s 时,3a 桥墩墩底塑性铰的最大转角超过其极限转角,桥墩截面出现 2 处破坏截面,桥墩破坏;砂土拓宽模型出现 12 个塑性铰,最早出现在 3a 墩底,时间为 1.08 s,其余截面均处于弹性状态。2.98 s 时,3b 桥墩墩底塑性铰的最大转角超过其极限转角,桥墩破坏。

表 1 桥墩塑性铰及破坏情况  
Tab. 1 Piers plastic hinges and destruction

计算模型	地震波峰值/g	塑性铰/个	最早出现时间/s	塑性铰最早出现位置	延性破坏判别	是否安全
旧桥模型	0.05	1	2.26	3a	$\theta_p < \theta_u$	是
	0.1	1	1.9	3a	$\theta_p < \theta_u$	是
	0.2	2	1.68	3a	$\theta_p < \theta_u$	是
	0.3	6	1.62	3a	$\theta_p < \theta_u$	是
	0.4	6	1.14	3a	$\theta_p < \theta_u$	是
软土拓宽模型	0.05	2	2.22	3a	$\theta_p < \theta_u$	是
	0.1	2	1.88	3a	$\theta_p < \theta_u$	是
	0.2	4	1.66	3a	$\theta_p < \theta_u$	是
	0.3	12	1.54	3a	$\theta_p < \theta_u$	是
	0.4	12	1.02	3b	$\theta_p > \theta_u$	否
砂土拓宽模型	0.05	2	2.24	3a	$\theta_p < \theta_u$	是
	0.1	2	1.9	3a	$\theta_p < \theta_u$	是
	0.2	4	1.7	3a	$\theta_p < \theta_u$	是
	0.3	12	1.6	3a	$\theta_p < \theta_u$	是
	0.4	12	1.08	3a	$\theta_p > \theta_u$	否

综上所述,在峰值为 0.4 g 地震波作用下,两类拓宽模型桥墩均发生破坏,说明拓宽后桥梁抗震性能不如拓宽前桥梁;软土拓宽模型桥墩的破坏截面多于砂土拓宽模型,并且其破坏时间也早于砂土拓宽模型,说明软土场地拓宽桥梁抗震性能较差,破坏程度较砂土地大。

图 6 以发生破坏数量较多的软土拓宽模型为例,给出使结构发生破坏纵向地震波(地震波峰值为 0.4g)作用下的各桥墩塑性铰弯矩-曲率滞回曲线。

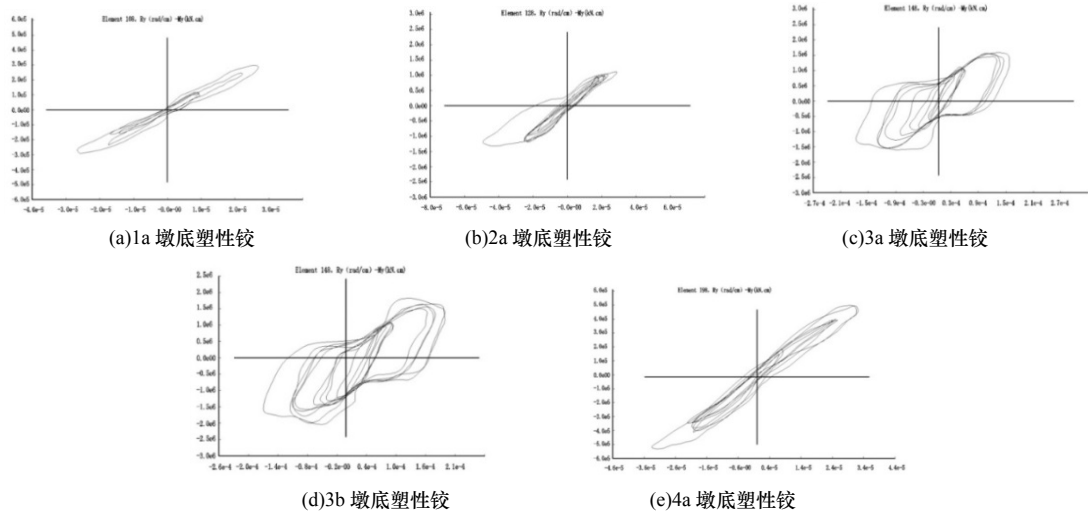


图 7 桥墩塑性铰滞回曲线  
Fig. 7 Pier plastic hinge hysteresis curve

根据图 7,3b 墩底的塑性铰弯矩-曲率滞回曲线面积最大,说明该墩在地震力作用下破坏最为严重,塑性变形阻尼效果比其他墩显著。

3.3 横桥向地震响应分析

横桥向在各级地震力作用下,桥墩塑性铰的出现和变化情况见表 2。在横桥向地震力作用下,当地震

波峰值为 0.3 g 时, 软土地地桥梁拓宽模型出现 20 个塑性铰, 第一个塑性铰出现在 3b 墩底, 时间为 1.58 s. 2.28 s 时, 3a 桥墩墩底塑性铰转角超过其极限值, 桥墩出现 1 处破坏截面.

综上所述, 在峰值为 0.3 g 地震波作用下, 软土拓宽模型桥墩发生破坏, 软土地地拓宽桥梁抗震性能对比砂土地地差; 所有模型最早出现塑性铰的截面均在 3 号桥墩, 并且桥墩最早破坏也发生在 3 号桥墩.

表 2 桥墩塑性铰及破坏情况  
Tab. 2 Piers plastic hinges and destruction

计算模型	地震波峰值/g	塑性铰/个	最早出现时间/s	最早塑性铰出现位置	延性破坏判别	是否安全
旧桥模型	0.1	0	/	/	/	是
	0.2	4	1.88	3a	$\theta_p < \theta_u$	是
	0.3	12	1.66	3a	$\theta_p < \theta_u$	是
软土拓宽模型	0.1	1	2.18	3a	$\theta_p < \theta_u$	是
	0.2	16	1.84	3a	$\theta_p < \theta_u$	是
	0.3	20	1.58	3b	$\theta_p > \theta_u$	否
砂土拓宽模型	0.1	1	2.24	3a	$\theta_p < \theta_u$	是
	0.2	15	1.92	3a	$\theta_p < \theta_u$	是
	0.3	20	1.64	3a	$\theta_p < \theta_u$	是

4 结论

本文以广东珠三角地区某一不等跨连续梁桥为工程背景. 在考虑桩—土相互作用效应的前提下, 引入纤维模型弹塑性梁单元, 对旧桥模型、两种场地土条件下的拓宽模型进行了弹塑性地震响应分析. 研究结果表明:

(1)各模型地震位移响应分析表明, 软土地地拓宽模型的地震响应位移极值最大, 约为砂土地地拓宽桥梁移极值的 1.15 倍. 结构拓宽不利于抗震, 建议今后对拓宽桥梁提高抗震验算要求. (2)在分级纵向地震荷载下, 软土拓宽模型桥墩最早出现塑性铰. 在 0.4 g 地震荷载作用下, 两种场地土的拓宽模型均发生桥墩破坏, 软土地地土拓宽模型桥墩破坏最严重, 并且破坏时间更早. (3)在分级横向地震荷载下, 软土拓宽模型桥墩最早出现塑性铰. 在 0.3 g 地震荷载作用下, 仅软土拓宽模型桥墩发生破坏. (4)对比软土拓宽模型和砂土拓宽模型可知, 软土地地拓宽桥的破坏时间早, 破坏程度大, 反应出了软土地地对结构约束较弱, 地震响应大等特点.

参考文献 References

[1] 黄雨.上海软土地地的地震反应特征分析[J].地下空间与工程学报,2005,1(5): 773-778.  
HUANG Yu. Characteristic analysis for seismic ground response of soft soils in Shanghai[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2005,1(5):773-778.

[2] 吕悦军, 唐荣余, 彭艳菊. 烟台海岸软土地地特征及对地震动参数的影响[J].中国地震, 2004.20(4): 323-329.  
LÜ Yuejun, TANG Rongyu, PENG Yanju. Study on site classification and seismic parameters for the Yantai seashore[J]. Earthquake Research in China, 2004.20(4): 323-329.

[3] 孙小鹏, 冯柏林, 张战怀. 深软土地地上高层住宅的地震安全性问题[J].地震学刊, 1999.(3): 1-5.  
SUN Xiaopeng, FENG Bolin, ZHANG Zhanhuai. Seismic safe problem of high building on deep soft site[J]. Journal of Seismology, 1999.(3): 1-5.

[4] 曹均锋, 童远林, 李光, 等.软弱土层对场地地震动峰值的影响[J].地震研究, 2013,36(2): 192-197.  
CAO Junfeng, TONG Yuanlin, LI Guang. Effect of soft soil layer on ground motion peak[J]. Journal of Seismological Research, 2013,36(2): 192-197.

[5] 许建聪, 简文彬, 尚岳全. 深厚软土地层地震破坏的作用机理研究[J]. 岩石力学与工程学报,2005,24(2): 313-320.  
XU Jiancong, JIAN Wenbin, SHANG Yunquan. Study on the seismic failure mechanism of the thick soft soil foundation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005,24(2): 313-320.

[6] 程绍革, 王理, 张允顺.弹塑性时程分析方法及其应用[J]. 建筑结构学报, 2000,21(1): 52-56.  
CHENG Shaoge, WANG Li, ZHANG Yunshun. Elastoplastic time history analysis method and its application[J]. Journal of Building Structures, 2000, 21(1): 52-56.

[7] 叶列平, 陆新征, 马千里, 等.混凝土结构抗震非线性分析模型、方法及算例[J].工程力学, 2006,23(S2): 131-140.  
YE Lieping, LU Xinzheng, MA Qianli, et al. Nonlinear analytical models, methods and examples for concrete structures subject to earthquake loading[J]. Engineering Mechanics, 2006,23(S2): 131-140.

[8] ZATAR W, MUTSUYOSHI H. Residual displacements of concrete bridge piers subjected to near field earthquakes[J]. ACI Structural Journal, 2002, 99(6): 740-749.

- [11] Sivakumar Babu G L, Vikas Pratap Singh. Deformation and stability regression models for soil nail walls[C]. Proceedings of the institution of civil engineers. Geotechnical engineering, 2009, 162(GE4): 213-223.
- [12] WANG Guihe, ZHANG Qinxi, HUANG Xuegang, et al. Analysis of monitoring and numerical simulation on anchor force of foundation pit[J]. Przegląd Elektrotechniczny, 2013, 89(3b): 216-220.
- [13] ZHOU Y D, CHEUK C Y, Tham L G, et al. Numerical modelling of soil nails in loose fill slope under surcharge loading[J]. Computers and Geotechnics, 2009, 36(5): 837-850.
- [14] FAN Chiacheng, LUO Junhiming. Numerical study on the optimum layout of soil-nailed slopes[J]. Computers and Geotechnics, 2008, 35(4): 585-599.
- [15] Mostafa A Ismail, Mohamed A Shahin. Numerical modeling of granular pile-anchor foundations (GPAF) in reactive soils[J]. International Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 6(2): 149-155.

## Numerical analysis and stability analysis of a commercial plaza excavation engineering foundation in loess area

LIU Ke, ZHAO Hao

(Northwest Research Institute of Engineering Investigations and Design, Xi'an 710003, China)

**Abstract:** In order to ensure safety of deep foundation pit nearby the subway station in the construction process, the deformation of pile-anchor retaining structure nearby the subway station in the construction process is analyzed by numerical simulation method, and its stability is also analyzed. The study showed that the maximum lateral displacement of pit-retaining structure occurs at about 7m away from the top of the pit, and maximum lateral displacement is 13.4mm. And the maximum surface subsidence occurs at about 4m away from the pit, and the largest settlement is 8.81mm. the pile-anchor retaining structure has good stability, and can effectively control the deformation of the pit during excavation. This background engineering deep foundation excavation does not affect the safety of the subway station.

**Key words:** deep foundation pit; combined pile-anchor supporting; numerical analysis; stability of foundation pit

(本文编辑 沈波)

(上接第 507 页)

- [9] 秦从律, 张爱晖. 基于截面纤维模型的弹塑性时程分析方法[J]. 浙江大学学报: 工学版, 2005, 39(7): 1003-1008.  
QIN Conglü, ZHANG Aihui, Nonlinear time history analysis based on section fiber model[J]. Journal of Zhejiang University: Engineering Science, 2005, 39(7): 1003-1008.
- [10] 聂利英, 李建中, 范立础. 弹塑性纤维梁柱单元及其单元参数分析[J]. 工程力学, 2004, 21(3): 15-20.  
NIE Liying, LI Jianzhong, FAN Lichu. Elastic-Plastic fiber beam column element and its parametric analysis[J]. Engineering Mechanics, 2004, 21(3): 15-20.
- [11] SPACONE E, FILIPPOU F, TAUCER F. Fiber beam-column modeling for non-linear analysis of R/C frames[J]. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1996, 25(7): 711-725.

## Seismic response analysis of widening bridges in soft site

REN Wei<sup>1</sup>, GAI YiTing<sup>2</sup>, HUANG Yanan<sup>1</sup>

(1. Key Laboratory of Bridge Detection Reinforcement Technology Ministry of Communications, PRC, Xi'an 710064, China;

2. CCCC First Highway Consultants CO., LTD, Xi'an 710075, China)

**Abstract:** In view of the deficiency of seismic research on widen bridge at soft soil area, the paper, based on an unequal span continuous beam bridge at Pearl River Delta, took pile-soil effect into consideration. Fiber inelastic beam element, finite element program Midas/civil is used to do elastic-plastic seismic response analysis on existing bridge model and widen bridge model under two field soil conditions. The paper researched displacement response of the structure's key position corresponding with different input direction of seismic wave, the occurrence moment, position and failure mode of plastic hinge. Researches showed that the seismic response displacement extreme of widen bridge at soft soil field was the biggest, which was nearly 1.15 times of it at the sand field. Under hierarchical vertical and lateral seismic loads, plastic hinge firstly occurred at pier of widen bridge at soft soil field, where failure happened easily and the failure moment was earlier. By contrasting existing bridge model with widen bridge model, structure widening was bad for aseismic action, the paper suggested that seismic checking requirements of widen bridge should be enhanced.

**Key words:** bridge engineering; soft soil area; pile-soil effect; fiber inelastic beam element; seismic response

(本文编辑 吴海西)