

桩基础抗震性能的简易评价方法^①

张德文¹, 张建民²

(1. 淡江大学土木工程学系, 台湾 台北 25137;

2. 清华大学水沙科学与水利水电工程国家重点实验室/土木水利学院, 北京 100084)

摘要:桩基础的抗震性能可从承载力和变形两方面来评价。承载力可考虑地震时作用于结构上的荷载组合,多采用拟静力法进行分析,不同因素变异的影响可用概率分析或可靠度方法予以考虑。变形分析多为按承载力设计之后的校核,其中地震力和土体参数以及地质条件等因素影响可分别加以评估。本文着重阐明基于一维波动方程和概率分析的桩基抗震性能实用分析方法,并以桥梁桩基础为例进行讨论,其中考虑的关键因素为设计地震加速度、测站记录、基桩尺寸及其配筋率。研究表明,当土层液化可忽略时最大弯矩会发生在桩顶,故增加桩顶延性可有效提升桩基础的抗震性能。

关键词:桩基础;性能设计;概率法;波动方程;地震工程性能分析

中图分类号: TU473.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-0844(2013)01-0069-15

DOI: 10.3969/j.issn.1000-0844.2013.01.0069

Simplified Method for Evaluating Seismic Performance of Pile Foundation

ZHANG De-wen¹, ZHANG Jian-min²

(1. Department of Civil Engineering, Tamkang University, Taipei, Taiwan 25137;

2. State Key Laboratory of Hydrosience and Engineering / School of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084)

Abstract: Performance based design for pile foundations can be analyzed on bearing capacities and deformations. The foundation capacities are often computed knowing the superstructural loads and their combinations. The design needs to consider ordinary and special conditions. Conventional calculation methods or other reliable methods can be adopted. Influence factors are assessed by probability and/or reliability analyses to match the PBD requirements. On the other hand, foundation deformations can be analyzed further. The effects of seismic forces, soil parameters and geological structure could be evaluated independently. This paper introduces the seismic PBD analysis on piles using one-dimensional wave equation analysis and the so called PBEE analysis. A case study is discussed on the bridge pile foundations. The key issues in the analysis are design PGA, accelerogram, pile dimensions and the amount of steel bars in use. It is found that if the soil liquefaction influence could be negligible, then the maximum bending moment would occur at pile head, in which to increase the ductility of the pile at the pile head will help the seismic performance of the piles.

Key words: Pile foundation; Performance based design; Probability method; Wave equation; Performance Based Earthquake Engineering (PBEE) analysis

0 引言

性能设计(Performance Based Design, PBD)近年来已广受工程界重视,相关设计规范如 Eurocode -7 和 -8、Geocode 21 已推广多年, AASHTO 公

路桥梁设计的荷载抗力系数设计法(Load Resistance Factor Design, LRFD)也有所涉及。由于岩土构筑物形态多样,研究对象性能和分析方法不尽相

^① 收稿日期: 2013-03-26

作者简介: 张德文(1961-),男,台北市人,博士,主要从事岩土工程教学和研究. E-mail: dwchang@mail.tku.edu.tw

同,如何采用合适的分析方法进行评估尤显重要。对桩基础而言,其性能可分为静态(常时)和动态(地震或风载时)的行为。就其抗震性能来说,可分为地层承载力和桩基础变形分析,其中变形分析又与结构承载极限能力密切相关。与承载力有关的抗震性能评价常采用拟静力分析(pseudo static solution),而与变形有关的抗震性能评价则视具体需求,可采用静力、拟静力或动力分析。

桩基础变形分析可采用二维和三维全域有限元、Hybrid法或边界元等模拟分析。若以弹簧模拟基桩和地基土体的阻抗,又可将基础简化为三维板基或二维梁基进行分析,如 Poulos 和 Davis^[1]、Randolph^[2], Poulos^[3]等所建议的筏基—群桩—土体弹簧三维结构分析模型、Reese 和 Van Impe^[4]的二维群桩结构模型, Boulanger 等^[5]的一维动态温克地基梁(Beam on Dynamic Winkler Foundation, BD-WF)模型。众多的土体模式可用于模拟弹簧,除和土体参数有关的半经验法(例如: $t-z$ 和 $p-y$ 曲线)和经验法外,线性或非线性土体弹簧模型(例如:Novak spring models)均可作为分析工具。一般而言,全局有限元分析最为精确但计算比较费时且土体模型相当复杂;边界元法实用时适应性较差,适当的二维甚至一维简化分析仍为工程界所常用。经验表明,除非地形地貌状态或结构状态特殊,二维分析仍能取代三维分析,并为多数设计所采用。若用平面应变模拟桩基础,其地震力影响虽然被放大,但结构系统也被视为无限延伸,误差将相抵,且分析结果常与三维相似。一维分析最为简单,也常能捕捉到二维和三维分析结果,故为工程界所喜用。若问题相对简单且分析量大时,一维分析不失为最佳方法。

相对于群桩行为,单桩行为仍为许多研究的重点,前述的 BDWF 模式和 EQWEAP(Earthquake Wave Equation Analysis for Piles)模式^[6-7]均可作为分析工具。两者的差别是,BDWF 分析采用一维有限元方法模拟基桩行为,EQWEAP 分析则采用一维波动方程模拟基桩行为。EQWEAP 可结合日本道路协会(JRA)^[8]所建议的土体参数折减系数(soil parameter reduction coefficient) D_E 值,或采一维超孔隙水压力模型^[9]以及 Seed 和 Idriss^[10]的土体剪切模量经验公式,模拟地震下土体的弱化现象和基桩反应。前者可模拟地震反应的整个过程,后者可用于液化后分析(post liquefaction analysis)。由于地震时砂土地基液化灾害频发,需深入研究地基发生液化、特别是地基液化大变形时桩基的破坏

规律及破坏模式^[11-12]。除需分析桩所受压力、剪切、弯曲甚至屈曲外,地基大变形时还需考虑桩所产生的二次弯矩,以便完整地评价桩基性能。

有关桩基的抗震性能分析可参考美国太平洋地震工程研究中心(PEER)所建议的 PBEE(Performance Based Earthquake Engineering)分析方法进行,譬如 Kramer^[13]和 Shin^[14]有关桥梁结构桩基础的地震性能研究;Bradley 等^[15]也以 PBEE 程序研究桩基地震承载力。此外,可靠度方法也可作为性能分析工具,相关技术除 ISSMGE 学会 TC205 和 TC304 技术委员会负责推广外,TC212(深基础委员会)也将桩基抗震性能视为其优先研究课题。由于抗震变形分析需考虑地震、土体、地质和结构可能的变化,故性能分析的计算量相当大,采用有限元方法有一定困难。为此,Chang 等^[16-17]曾尝试以 EQWEAP 分析,结合 PBEE 程序探讨了台湾主要城市桥梁基桩的抗震性能。

本文着重阐述 EQWEAP 分析以及 PBEE 分析法,文中以台湾台北地区某快速道路桥梁桩基础为例,考虑邻近地震测站纪录,配合当地地震危险性曲线,以及台湾建筑物抗震设计规范所要求的三类地震等级(回归周期分别为 30 年、475 年和 2500 年)的最大地面加速度为目标值进行分析,同时配合非线性桩身弯矩和曲率模式,讨论不同性能目标下桩身最大位移和弯矩以及桩抗震性能。

1 研究方法

1.1 一维波动方程分析程序 EQWEAP

Chang 等发展了基于一维波动方程的桩基础抗震分析(EQWEAP)^[6-7],包括自由场地运动分析和基桩地震反应分析。该分析参照土体与结构相互作用分析方法,将基桩地震反应分解为两步进行(如图 1)。受一维波动方程的限制,需将群桩筏基(或桩帽)以二维(地基梁)或三维(地基板)方式,将上部结构的作用力分配到各桩以便进行后续分析;除上部结构作用力外,筏基或桩帽自重、地震惯性力和桩周土的土压力也可先计算并分配到各桩。根据 Chang 等^[16]的研究,群桩内力的分配可根据桩群相互作用系数经验公式^[18]计算,地震作用下各桩力的分配相似。该结论仅局限于桥梁基础面积不大并忽略上部结构扭矩和弯矩影响的情形,对于相互影响很大的桩筏群桩基础,力的分配计算须谨慎以免出现错误。

1.1.1 自由场反应分析

由于有限元分析相对复杂费时,EQWEAP 分

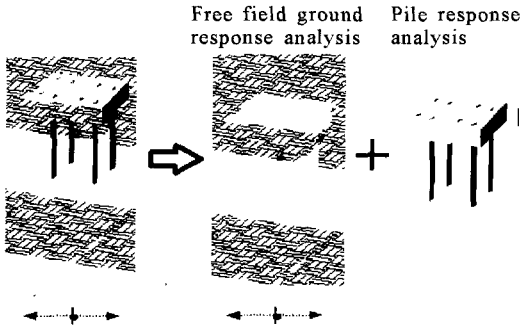


图 1 EQWAP 分析示意图

Fig. 1 Sketch for EQWAP analysis

析采用集中质量法将地基土层分割求解自由场反应。该分析方法可将竖向和水平向地震的影响分别讨论,两种分析所采用的土体弹簧系数不同。对于水平地震而言,可采用超孔隙水压力模式(Excess Pore Water Pressure, EPWP)以及剪切模量与剪应变经验公式反映地基土的非线性,模拟非线性地基反应。其中, Finn 等^[9]和 Byrne^[19]的超孔隙水压力模式、Seed 和 Idriss^[10]的非线性土体剪切模量经验公式被现行程序所采用,可根据土体标准贯入试验 SPT-N 结果及其与土体剪切波速 V_s 之间的关系式来确定 V_s ,进而求得最大剪切模量 G_{max} 。另外, Skempton^[20]所建议的土体相对密度(D_r)和 SPT-N 关系式也可应用于估算土体的相对密度值,配合迭代计算即可评估地基土的非线性性质。

此外,自由场反应分析也可采用日本道路协会^[8]所建议的土质折减系数(Soil Parameter Reduction Coefficient, SPRC)进行简化分析。该分析需进行地基的液化势评估,除抗液化安全系数和折减系数对地基反应影响不明确外,仅能估计残余强度地基中的基桩反应,故应避免使用,相关介绍和使用细节可见文献[7]。对于软弱地基的反应,地面运动和基岩运动差异很大,分析时须注意避免将地面加速度视为基岩加速度,可采用一维波动假设结合地基性质和土层厚度,求得基岩加速度以供分析使用。另外,由于加速度记录的积分误差,需采用基线校正方法(baseline correction)消除速度反应的积分误差,才能求得正确的位移量。

1.1.2 桩基反应分析

地基反应加之桩基波动方程可模拟桩体的地震反应。从力平衡出发(如图 2),水平向震动下基桩的波动方程为四阶偏微分方程式(1)。采用中心差分法将其转换成代数方程式(2),可方便地求解。

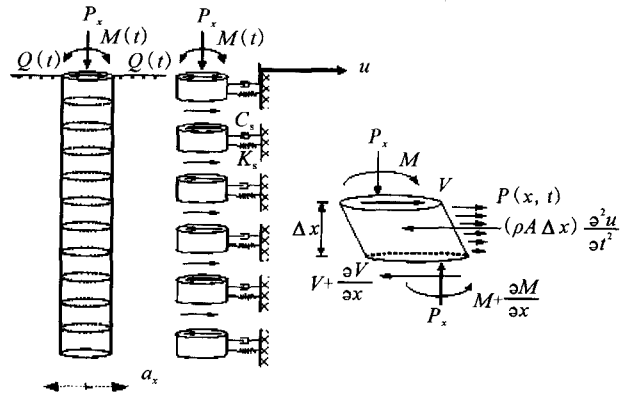


图 2 水平地震作用下基桩的受力

Fig. 2 Forces applied to pile under horizontal earthquake.

$$E_P I_P \frac{\partial^4 u_P(z, t)}{\partial z^4} + \rho_P A_P \frac{\partial^2 u_P(z, t)}{\partial t^2} + P_x \frac{\partial^2 u_P(z, t)}{\partial z^2} + C_s \frac{\partial u_s(z, t)}{\partial t} + K_s u(z, t) = 0 \quad (1)$$

式中, E_P 为桩的杨氏模量; I_P 为桩的惯性矩; ρ_P 为桩质量密度; A_P 为桩的面积; P_x 竖向力; u_P 为桩的绝对位移; u_s 为地基绝对位移; $u = u_P - u_s$ 为桩的相对位移; C_s 和 K_s 为桩周土阻尼系数和弹簧刚度系数; z 为深度、 t 为时间。

$$u_P(i, j+1) = \frac{1}{C_1 + C_3} \begin{bmatrix} u_P(i+2, j) + (4 - C_2)u_P(i+1, j) \\ - (6 - 2C_1 - 2C_2 + C_4) \\ u_P(i, j) + (4 - C_2)u_P(i-1, j) \\ - u_P(i-2, j) - (C_1 - C_3) \\ u_P(i, j-1) + C_3[u_s(i, j+1) \\ - u_s(i, j-1)] + C_4 u_s(i, j) \end{bmatrix} \quad (2)$$

其中: $C_1 = A \Delta z^4 / V_c^2 I_P \Delta t^2$; $C_2 = P_x \Delta z^2 / E_P I_P$; $C_3 = C_s \Delta z^4 / 2 \Delta t E_P I_P$; $C_4 = K_s \Delta z^4 / E_P I_P$; i 和 j 分别为空间和时间节点编号; V_c 为桩压缩波速, $V_c = (E_P / \rho_P)^{1/2}$; Δz 和 Δt 为间距。

地基自由场反应可随时间逐一代入求解桩体反应。在此项分析中,筏基(桩帽)和基桩的连接可设为固接或铰接;桩底边界可设为长桩,无剪力和弯矩作用;若底部为短桩,则需假设土体弹簧,同时计算力的传递以求使其平衡。式(3)、(4)分别为桩顶固接状态(无旋转角、仅有轴力和水平作用力)的桩顶节点和内缘节点对应的计算式。式(5)、(6)则为长桩状态下桩底节点和内缘节点对应的计算式。基桩地震反应分析仅采用五个公式,其中式(2)为多数节

点所使用。

$$u_p(i, j+1) = \frac{1}{C_1 + C_3} \begin{bmatrix} 2u_p(i+2, j) + (8 - 2C_2)u_p(i+1, j) \\ - (6 - 2C_1 - 2C_2 + C_4)u_p(i, j) \\ - (C_1 - C_3)u_p(i, j+1) \\ + C_3[u_s(i, j+1) - u_s(i, j-1)] \\ + C_4u_s(i, j) + C_5 \end{bmatrix} \quad (3)$$

其中 $C_5 = 2\Delta z^3 P_t / E_P I_P$

$$u_p(i, j+1) = \frac{1}{C_1 + C_3} \begin{bmatrix} 2u_p(i+2, j) + (4 - C_2)u_p(i+1, j) \\ - (6 - 2C_1 - 2C_2 + C_4)u_p(i, j) \\ + (4 - C_2)u_p(i-1, j) \\ - (C_1 - C_3)u_p(i, j-1) \\ + C_3[u_s(i, j+1) - u_s(i, j-1)] \\ + C_4u_s(i, j) + C_5 \end{bmatrix} \quad (4)$$

$$u_p(i, j+1) = \frac{1}{C_1 + C_3} \begin{bmatrix} (2C_1 + 2C_2 - C_4 - 2)u_p(i, j) \\ + (4 - 2C_2)u_p(i-1, j) - 2u_p(i-2, j) \\ - (C_1 - C_3)u_p(i, j-1) \\ + C_3[u_s(i, j+1) - u_s(i, j-1)] \\ + C_4u_s(i, j) \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$u_p(i, j+1) = \frac{1}{C_1 + C_3} \begin{bmatrix} (2 - C_2)u_p(i+1, j) - (5 - 2C_1 - 2C_2) \\ + C_4)u_p(i, j) + (4 - C_2)u_p(i-1, j) \\ - u_p(i-2, j) - (C_1 - C_3)u_p(i, j-1) \\ + C_3[u_s(i, j+1) - u_s(i, j-1)] \\ + C_4u_s(i, j) \end{bmatrix} \quad (6)$$

上述方程的求解需以自由场反应作为输入,有关地基土弹簧刚度系数 K_s 可由 p - y 曲线经验式^[4]确定,Johnson 和 Kavanagh^[21]所建议的 SPT- N 值和地基土反力系数 n 经验式也可用来计算 K_s 值。可用的土体刚度模式不少,例如采用波动解答所建立的 Novak 土体弹簧模式,与时间相关的阻尼可参考 Chang 等的文献^[22-23]。由于前述的地基自由场解答已为非线性反应,在进行基桩反应分析时,应避免重复考虑土体非线性的影响。

桩基的破坏多由弯矩造成,一般分析常结合试验结果,采用简化的 Bouc-Wen Model^[24],将混凝土桩的弯矩一曲率曲线用三折线方式(如图 3)表

示,可分析其抗弯能力和性能,如式(7)。表 1 列出了由有限数据整理而得到的不同桩径(D)桩基抗弯能力参数 α 和 Z 的建议值。经验表明,其它破坏如轴力、剪力、屈曲等的影响都没有弯矩显著。

$$M = \alpha(E_P I_P)\varphi + (1 - \alpha)M_y Z \quad (7)$$

式中, M 为弯矩; M_y 为钢筋屈服弯矩; φ 为曲率; α 和 Z 为模型参数。

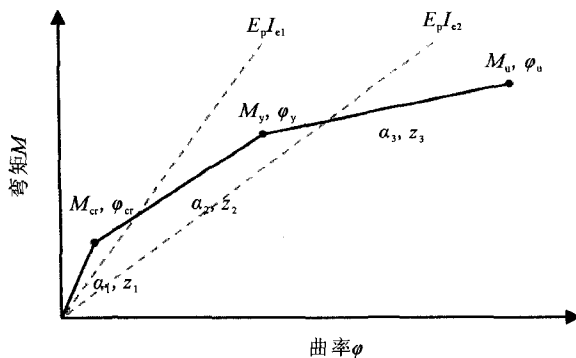


图 3 基桩弯矩和曲率关系

Fig. 3 Relationship between bending moment and curvature for pile.

表 1 桩基抗弯承载力参数 α 和 Z

Table 1 Flexural capacity parameter α and Z for pile

D/m	α_1	z_1	α_2	z_2	α_3	z_3
0.4	1	0	0.230 2	0.441 9	0.146 6	0.679 4
0.6	1	0	0.605 4	0.506 3	0.100 6	0.964 0
0.8	1	0	0.807 7	0.808 9	0.068 1	0.996 7
1.0	1	0	0.828 0	0.791 4	0.049 6	0.997 7
1.2	1	0	0.753 8	0.499 9	0.038 1	0.993 5
1.4	1	0	0.652 7	0.322 7	0.030 5	0.988 6
1.6	1	0	0.555 4	0.230 1	0.025 2	0.984 0
1.8	1	0	0.471 5	0.177 2	0.021 4	0.979 9
2.0	1	0	0.401 9	0.143 9	0.018 4	0.976 1

在地面运动已知条件下,可省略自由场反应分析,而是采用动态的地面位移或土压力进行基桩反应分析,在此情况下,式(1)分别修正为式(8)和式(9)。

$$E_P I_P \frac{\partial^4 u_p(z, t)}{\partial z^4} + \rho_P A_P \frac{\partial^2 u_p(z, t)}{\partial t^2} + P_x \frac{\partial^2 u_p(z, t)}{\partial z^2} = P(z, t) \quad (8)$$

$$E_P I_P \frac{\partial^4 u_p(z, t)}{\partial z^4} + \rho_P A_P \frac{\partial^2 u_p(z, t)}{\partial t^2} + P_x \frac{\partial^2 u_p(z, t)}{\partial z^2} = \beta k_h [f(x, t) - u_p(x, t)] \quad (9)$$

式中: p 为动土压力(单位: F/L); f 为已知地面变形; β 为非线性修正系数。 k_h 为地基反力系数(单位: F/L^2), 对于超固结黏土 $k_h = k_{ch} D$, 对于正常固结黏土和砂 $k_h = nz$, 其中 k_{ch} 为地基反力系数; n 为地基反力常数。

为扩大已有研究成果的应用范围, Chang 等^[7]曾建议将 Tokimatsu 和 Asaka^[25]的静态地基弹性变形和永久变形模式 $f(z)$ 以及 JRA^[8] 或 Zhang 等^[26-27]的土压力模式 $q(z)$ 乘以正规化时间函数 $\bar{H}(t)$, 即可模拟地基的动态位移和土压力, 为后续求解所使用。相关公式如下, 其对应的差分公式参见文献^[28]。

$$q(z, t) = q(z) \bar{H}(t); \bar{H}(t) = \iint \frac{a(t)}{a_{\max}} dt / H_{\text{peak}} \quad (10)$$

$$f(z, t) = f(z) \bar{H}(t); \bar{H}(t) = \iint \frac{a(t)}{a_{\max}} dt / H_{\text{peak}} \quad (11)$$

式中 $a(t)$ 为加速度时程; $a_{\max}$ 为最大加速度; H_{peak} 为 $H(t)$ 的最大值。

1.2 抗震性能概率分析 PBEE

基础结构抗震性能分析可采用美国太平洋地震工程研究中心(PEER)基于 Framing equation 的方法^[13]。该方法采用概率分析考虑地震影响, 又称为 PBEE 分析。它是将结构系统决策参数(Decision Variables, DV)和地震重现期(T) (或年超越概率 λ , $\lambda = 1/T$) 之间的关系以三重积分形式表述。该三重积分与震度指标(Intensity Measure, IM)、工程需求参数指标(Engineering Demand Parameter, EDP)和破损指标(Damage Measure, DM)有关, 其离散化公式可表述为

$$\lambda_{DV}(DV) = \sum_{k=1}^{N_{DM}} \sum_{j=1}^{N_{EDP}} \sum_{i=1}^{N_{IM}} P[DV > dv | DM = dm_k] P[DM > dm_k | EDP = edp_j] P[EDP > edp_j | IM = im_i] \Delta \lambda_{IM}(im_i) \quad (12)$$

式中, P 为事件的发生概率; N 为不同指标所考虑的事件数目。其中, 年超越概率 λ 与 EDP 与 DM 指标的关系式又可分解为另两个独立的方程。根据地震危险性概率分析(Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA)的概念, 可依据地震资料, 定义不同灾害等级震度值 im , 采用下式计算各区地震 im 值的平均年超越概率:

$$\lambda = \sum \sum \sum v P[IM > im | M = m, R = r] P[M = m] P[R = r] \quad (13)$$

其中: v 、 M 、 R 分别为不同震源的发生率、地震规模和震中距离。 λ 和 IM 的关系称为地震危险性曲线(seismic hazard curve)。如果将此类曲线以幂函数表示, 可写为

$$\lambda_{im} = k_0 (IM)^k \quad (14)$$

式中: k_0 和 k 为回归参数。地震危险性曲线建立后, 根据 Poisson model 可求出不同年超越概率 λ (或重现周期 T) 和使用时间 t 的发生概率 P 。根据该项分析, 使用时间 50 年且发生概率分别为 80%、10% 和 2% 的地震重现周期将分别为 30 年、475 年和 2500 年。三个重现周期所对应的地震分别称为多遇地震、设计地震和罕遇地震。在取得危险性曲线图后, 可对结构系统进行应力分析, 求得 EDP 值。

以桥梁基础为例, 给定结构系统的变形反应将随地震 IM (如 PGA)、地震历时反应、地质条件、土体参数甚至评估分析方法而变化。以筏基一桩为例, 筏基顶部位移可作为 EDP, 根据不同影响参数变化找出上述关系, 并以对数坐标表示 EDP 和 IM 关系。该关系图被称为需求模式(demand model), 可用于求取不同 edp 所对应的变异系数 β , 该项变异值将随 EDP 和 IM 定义而异。同时, $EDP-IM$ 关系也可用于计算指定 im 和 edp 值的超越概率 $P[EDP > edp | IM = im]$; 该概率值 P 将为 $EDP > edp$ 的概率密度函数积分值。上述的 P 与 IM 关系称为易损性曲线(fragility curve)。该曲线的形状将随 edp 和 β 而不同。此外, $\lambda-EDP$ 曲线可根据 EDP- IM 关系由数值积分求得, 可表述为

$$\lambda_{EDP} = \left[\sum P[EDP > edp | IM = im] \right] \Delta \lambda_{im} \quad (15)$$

上式求解时可将 λ 和 IM 关系式(seismic hazard curve)采用等间距方式分割 λ , 取 $\Delta \lambda$ 的中间值进行分析, 在不同的 im 下进行结构系统的反应分析, 再以固定的 edp 所对应的概率值 P 计算 P 和 $\Delta \lambda$ 乘积, 将不同 im 所得的乘积相加即可。该方法称为直接法, 此法较繁琐, 计算量大。

亦可采用间接法建立 EDP 中值和 IM 的简易关系式, 并找出变异系数 $\beta_{ln EDP | IM}$ 。如果 EDP 和 IM 关系用幂函数 $EDP = a(IM)^b$ 加以回归, 且分析参数的对数变异系数为 β , 则 λ_{EDP} 可写为 EDP、 a 、 b 、 k 、 k_0 和 β 的函数。Jalayer^[29]建议 EDP 年超越概率函数为

$$\lambda_{EDP} = f(EDP, a, b, k, k_0, \beta)$$

$$= k_0 \left[\left(\frac{EDP}{a} \right)^{1/b} \right]^{-k} \exp \left[\frac{k^2 \beta^2}{2b^2} \right] \quad (16)$$

同理,可根据相似计算概念求取结构系统抗震性能评估中的破坏特性乃至修复或重建甚至对社会所造成的经济损失。如果 DM 与 EDP 关系以及 DV 与 DM 关系均由幂函数表示,亦即 $DM = c(EDP)^d$ 、 $DV = e(EDP)^f$,且假设为对数正态分布,则 λ_{DM} 可写成式(17)和(18),其中 $\beta_R = \beta_{\ln EDP|IM}$ 、 $\beta_D = \beta_{\ln DM|EDP}$ 、 $\beta_L = \beta_{\ln DV|DM}$,求解将很简单:

$$\lambda_{DM}(DM) = k_0 \left\{ \frac{1}{a} \left[\frac{DM}{c} \right]^{1/d} \right\}^{-k/b} \exp \left[\frac{k^2}{2b^2 d^2} (d^2 \beta_R^2 + \beta_D^2) \right] \quad (17)$$

$$\lambda_{DV}(DV) = k_0 \left\{ \frac{1}{a} \left[\frac{1}{c} \left(\frac{DV}{e} \right)^{1/f} \right]^{1/d} \right\}^{-k/b} \exp \left[\frac{k^2}{2b^2 d^2 f^2} (d^2 f^2 \beta_R^2 + f^2 \beta_D^2 + \beta_L^2) \right] \quad (18)$$

式(16)和式(17)可用于桩基础抗震性能评估,其中变异系数 β 值可由函数值的标准差除以其平均值算得。 IM 可取地面最大加速度值 PGA ; EDP 可取桩基最大位移值; DM 可取桩身最大弯矩。将上述分析结合抗震设计规范和地震危险性曲线图,可分析不同地震震级所对应的地面加速度值,可实现快速评估。有关细节可参见文献[14]。

表2 台湾主要城市不同地震震级的目标 PGA 值^[30]

Table 2 PGA values of different magnitude earthquakes for main cities in Taiwan

城市	重现期 PGA/g		
	30 年	475 年	2 500 年
台北市	0.12	0.29	0.51
新竹市	0.12	0.38	0.60
台中市	0.14	0.60	0.94
嘉义市	0.20	0.59	0.83
台南市	0.16	0.51	0.75
高雄市	0.12	0.35	0.54
恒春镇	0.15	0.41	0.60
宜兰市	0.20	0.45	0.63
花莲市	0.21	0.60	0.81
台东市	0.21	0.57	0.85

表2为台湾建筑物抗震设计规范中三类地震震级,即多遇地震(重现期30年)、设计地震(重现期475年)、罕遇地震(重现期2 500年)以及郑锦桐^[30]所建议的台湾各地地震危险性曲线图所建立的不同地震震级对应的地面最大加速度。以台北盆地为例,所对应的地面最大加速度分别为0.12 g、0.29 g和0.51 g,该地面最大加速度可称为目标加

速度值(target PGA)^[13],它代表不同地区场地可能发生的地震的地面最大加速度设计值,并隐含了该场地的各种不确定因素。该目标加速度值可结合适当的地震观测站记录,并参考 Kramer^[13]建议,将加速度记录调整以进行相关分析。

2 抗震性能评估实例

2.1 案例说明

本文以台湾新北市某快速道路高架桥梁桩基础为例,以上述的数值模型进行抗震性能评估。根据设计资料,该桥梁桩基础多为 3×3 或 3×4 型式,基桩为 RC 钻孔桩,直径为 2.0 m,多数桩长介于 50~60 m 之间,桩距和桩径比值均大于 2.5;单桩设计竖向受力(P_x)正常使用状态时为 9 000 kN,地震工况时为 18 000 kN,水平受力(H)控制在 15% 设计竖向力以内(不超过最大抗剪能力),配筋率(A_r)为 1.94%。

2.1.1 场地情况与数值模型

参考场地钻探资料并搜集新庄地区地质构造特性和土体物理力学指标数据^[31],建立该场地地基数值模型如表3所示。该模型地基参考了台北盆地松山层的黏土和砂土互层,自上而下分为六层,土层总厚度介于 40~70 m 之间,故模型土层厚度设为 40 m 和 70 m,桩长分别设为 30 m 和 60 m。其它参数分别为桩径 2.0 m;桩帽厚 4.0 m;覆土厚度 2.0 m。群桩配置 3×3 ,桩距和桩径比值为 2.5。单桩竖向力为 18 000 kN;水平力为 0~2 700 kN(不超过其最大抗剪能力 2 970 kN);RC 桩混凝土弹性模量设为 3×10^4 MN/m²;桩顶与桩帽假设为固接。依据桩径、配筋率和竖向力,由 LPILE 6.0 程序计算出桩开裂、屈服和极限弯矩(分别为 7 347 kN·m、22 148 kN·m、28 679 kN·m),根据前述 Bouc-Wen 模式所计算的三线段 α 和 Z 参数分别为(1,0),

表3 台湾新庄地区地基数值模型参数和特性

Table 3 Parameters and properties of numerical model for foundation in Xinzhuang area, Taiwan

深度 /m	厚度 /m	地层	γ / [kN·m ⁻³]	SPT -N	φ /°	V_s / [m·s ⁻¹]
0~4	4	表土层(砂土)	18	3	30	115
4~10	6	松山六层(黏土)	19	5	28	171
10~20	10	松山五层(砂土)	20	14	33	192
20~40	20	松山四层(黏土)	20	11	28	222
40~50	10	松山三层(砂土)	20	21	34	221
50~60	10	松山二层(黏土)	20	14	35	241
60~70	10	松山一层(砂土)	20	30	35	248

(0.411 8,0.375 5),(0.096 2,0.905 1)。以上各弯矩值可对应于陈正兴等^[32]建议的交通结构物桩基础的抗震性能等级Ⅰ、Ⅱ和Ⅲ,作为判断是否满足抗震性能的参考。

2.1.2 地震观测站记录

鉴于台湾近年地震,以 1999 年 9 月 21 日集集地震(里氏地震震级 7.3 级)和 2002 年 3 月 31 日宜

兰外海地震(里氏地震震级 6.8 级)对台北地区建筑物影响显著,以这两次地震测站数据为研究对象,同时考虑测站位置和地基性质相关性、钻探或现场调查数据的完备性、记录相似性等原则,选择邻近的八组地震数据为基础(如表 4 所示)。图 4 为各测站水平向地表加速度历时记录。

表 4 台北地区地震观测站地震资料(引用台湾气象局资料)

Table 4 Seismic data from observation stations in Taipei region(From Taiwan Meteorology Bureau)

测站	地区	地震	经纬度	垂直向/g	东西向/g	南北向/g	历时/s
成功国小(TAP003)	新北市芦洲区		121.46E 25.09N	0.044	0.129	0.108	175
二重国小(TAP010)	新北市三重区	集集地震	121.48E 25.07N	0.028	0.117	0.088	144
昌隆国小(TAP017)	新北市新庄区	1999-09-21	121.46E 25.05N	0.035	0.113	0.099	151
五股(TAP087)	新北市五股区		121.42E 25.10N	0.031	0.049	0.077	78
三光国小(TAP011)	新北市三重区		121.50E 25.06N	0.037	0.074	0.078	105
国泰国小(TAP037)	新北市新庄区	宜兰地震	121.44E 25.03N	0.026	0.071	0.069	90
昌隆国小(TAP017)	新北市新庄区	2002-03-31	121.46E 25.05N	0.042	0.051	0.082	124
五股(TAP087)	新北市五股区		121.42E 25.10N	0.031	0.049	0.047	71

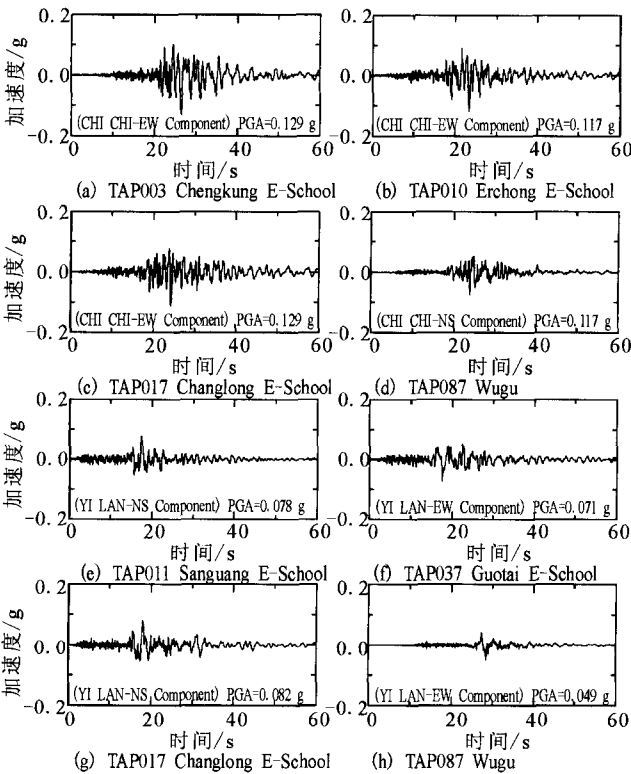


图 4 各测站所记录的水平向地表加速度历时记录(引用台湾气象局资料)

Fig. 4 Horizontal acceleration time history at different observation stations(From Taiwan Meteorology Bureau).

2.2 基桩地震反应

如果忽略桩顶水平力,30 m 基桩在不同等级地震作用下,最大绝对位移和最大弯矩均发生在桩顶。图 5 为将 9.21 地震记录作为设计地震($PGA = 0.29\text{ g}$)计算的桩身最大位移、弯矩和剪力分布图(各点时间稍有差别)。分析结果表明,多遇地震作用下,桩顶最大弯矩超过了开裂弯矩极限值,开裂现象发生在桩顶以下的 0~6 m 范围,6 m 以下桩身则处于弹性状态。设计地震作用时,沿桩身均出现开裂,且桩顶处弯矩超过屈服弯矩(弹性极限),其影响深度为 0~3 m。罕遇地震作用时,基桩开裂现象加剧,屈服区仍为桩顶以下 0~3 m 处,桩顶弯矩未超过极限弯矩,故无塑性铰产生。此外,研究发现使 30 m 长的桩产生断裂(即出现塑性铰)所需的最大地表加速度约为 0.58 g。此时,桩顶最大位移为 112 cm、最大弯矩为 29 516 kN·m。当然,以上分析结果取决于桩径、配筋率、竖向力和水平力的假设。

在类似设计工况下,桩长 60 m 的最大绝对位移和弯矩也发生在桩顶。图 6 为 9.21 设计地震作用下桩身最大位移、弯矩和剪力分布图。可知,多遇地震作用下桩顶 3 m 以下范围即处于弹性状态,开裂明显减少。在设计地震作用下开裂影响趋缓,使桩顶钢筋达到屈服状态的案例明显减少。罕遇地震作用下桩身基本上都开裂,但钢筋屈服仅出现在桩顶部,且大部份桩身弯矩大体上与开裂弯矩相当,表

明可满足抗震性能 III。60 m 长的桩基所能承受的最大地面加速度约为 0.7 g, 桩顶绝对位移约为 126 cm、最大弯矩为 28 906 kN·m。

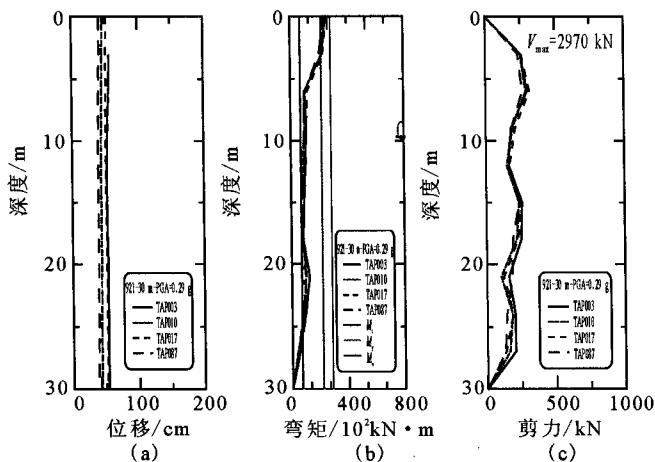


图 5 30 m 桩的最大位移、弯矩和剪力分布
(设计地震)

Fig. 5 Distribution of maximum displacement, bending moment and shear force for pile of 30 m in length (design earthquake).

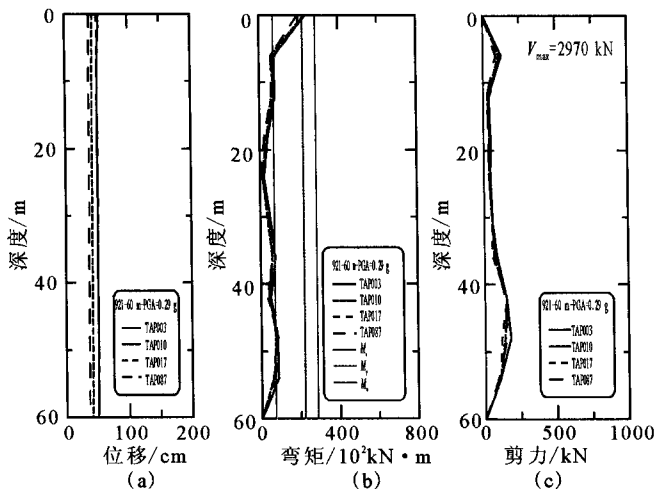


图 6 60 m 桩的最大位移、弯矩和剪力分布
(设计地震)

Fig. 6 Distribution of maximum displacement, bending moment and shear force for pile of 60 m in length (design earthquake).

由上述分析可知,保持桩径不变,桩基础抗震设计可采取增加桩长的方式满足设计需求,最大弯矩将发生在桩顶,且集中于桩顶以下 0~6 m 范围,可采用不同配筋率进行设计以满足其抗震需求。若考虑水平力,在最大抗剪强度范围内,60 m 长的桩也

比 30 m 长的桩安全。

2.3 桩基抗震性能

如果将桩身的绝对最大位移视为工程需求参数 (EDP),可依据 PBEE 建议找出 IM (地面最大加速度 PGA) 和 EDP 关系,如幂函数 $EDP = a(IM)^b$,并求出不同目标 PGA 下各 EDP 所对应的变异系数 $\beta_{ln\ EDP|IM}$,该变异系数将随目标 IM 及其对应的 EDP 定义而异。图 7 为 30 m 桩和 60 m 桩的 IM - EDP 关系图。由不同 EDP 所对应的变异系数 $\beta_{ln\ EDP|IM}$ 与各组数据的中位数可计算如式 (13) 的 λ_{EDP} (EDP 的年超越概率函数),并求得其回归公式。图 8 为 30 m 桩;60 m 桩的 λ - EDP 关系图。由图可知,30 m 桩在多遇地震、设防地震和罕遇地震作用下的桩顶最大位移可设为 21 cm、49 cm 和 85 cm,60 m 桩对应的桩顶最大位移可设为 19 cm、45 cm 和 79 cm。

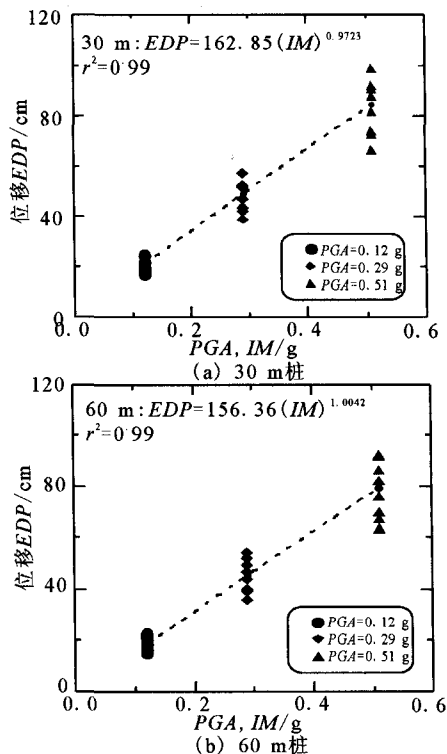


图 7 30 m 和 60 m 桩的 IM - EDP 关系图

Fig. 7 IM - EDP relationship for piles of 30 m and 60 m in length.

同理,如果将桩身最大弯矩视为结构破坏设计值 (DM),它和最大位移量 (EDP) 的关系也可用幂函数表示,如 $DM = c(EDP)^d$,图 9 为桩长 30 m 和 60 m 的 DM - EDP 关系图。同样地,可求出不同 DM 所对应的变异系数 $\beta_D = \beta_{ln\ DM|EDP}$;结合前述所计算的 $\beta_{ln\ DM|EDP}$ 与 DM 中位数,即可计算不同地震

下基桩最大弯矩对应的 λ_{DM} (DM 的年超越概率函数), 并利用回归分析求其公式。图10表明30 m和60 m桩分别对应的 λ - DM 关系图。三种不同等级地震下, 30 m桩的最大弯矩分别为15 233 kN·m、23 971 kN·m和25 670 kN·m; 60 m桩的最大弯矩则为9 493 kN·m、20 025 kN·m和24 760 kN·m。结合桩身开裂、屈服以及极限弯矩, 可知60 m长的桩比30 m长的桩更能满足抗震要求, 除抗

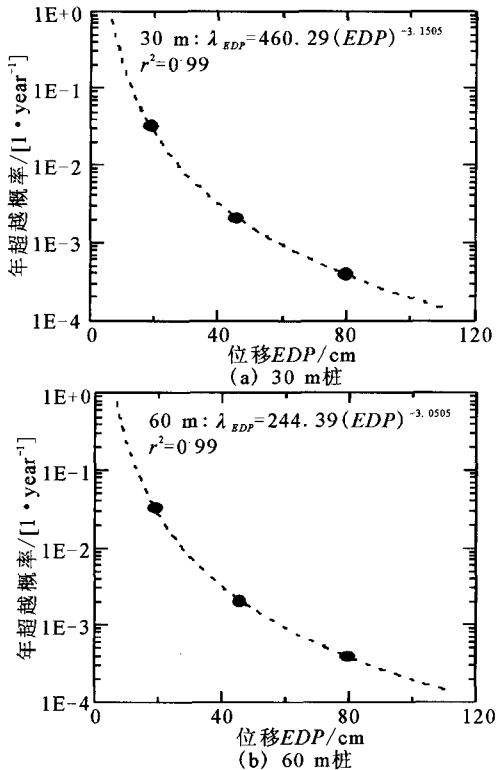


图8 30 m桩和60 m桩的 λ - EDP 关系图

Fig. 8 λ - EDP relationship for piles of 30 m and 60 m in length.

震性能Ⅲ和Ⅱ可满足外, 性能Ⅰ所要求的弹性状态, 大部份桩身可满足; 桩顶部位可能会有裂缝产生, 但总体工作性能不受影响。

2.4 影响因素分析

2.4.1 二次弯矩

以桩径为2.0 m的基桩为例, 其上下桩身相对位移量远比桩身绝对位移量小, 二次弯矩影响可予忽略。桩体变形与传统采用拟静力法考虑上部结构作用力或力法和位法所求得的变形状态相差很大。图11表明设计地震作用下, 采用TAP017测站记录所得的60 m长桩的原始弯矩和二次弯矩分布图。

2.4.2 静态水平力、配筋率和桩顶约束条件

(1) 静态水平力

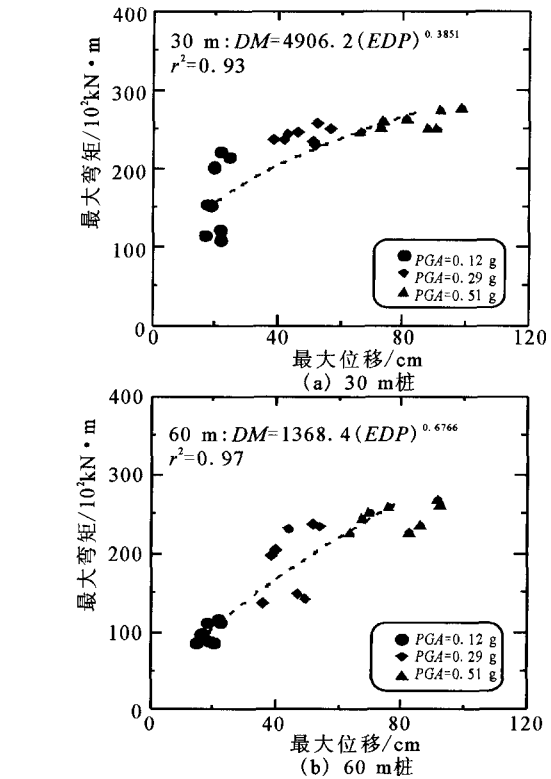


图9 30 m桩和60 m桩的 DM - EDP 关系图

Fig. 9 DM - EDP relationship for piles of 30 m and 60 m in length.

不同等级地震下, 考虑竖向力为18 000 kN, 水平力假设为静态2 700 kN(竖向力的15%), 所产生的最大位移、弯矩和剪力分布情况如图12所示。由图可知, 静态水平力将使桩顶破坏程度加剧, 此时长桩较短桩更能满足设计要求。

(2) 配筋率

设计地震下, 假设静态水平力为1 350 kN, 若将60 m桩的配筋率提高为3.0%, 分析结果如图13所示。结果显示, 桩顶弯矩将增加, 桩身弯矩明显减小, 故增加桩顶钢筋量似乎会增大桩的内力, 当弹性极限无法大幅提升时, 增加钢筋量会增加施工难度且无法有效提升桩的抗震性能。

(3) 桩顶约束条件

假如桩顶约束条件改为铰接(可承受外弯矩和水平力), 将60 m长的桩弯矩设为20 250 kN·m(水平力1 350 kN、桥墩高度假设为15 m), 不同等级地震时的分析结果示于图14。由图可知, 桩顶弯矩均由外弯矩所控制, 如果将外弯矩控制在屈服弯矩或开裂弯矩范围内, 桩身弯矩均比固接状态时要小。此分析表明约束条件也影响分析结果, 设计时应注意。

2.4.3 动态水平力

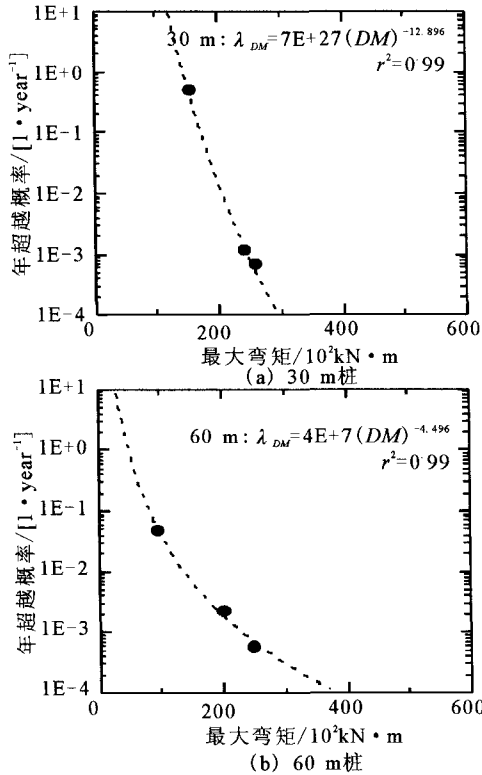
图 10 30 m 桩和 60 m 桩的 λ -DM 关系图

Fig. 10 λ -DM relationship for piles of 30 m and 60 m in length.

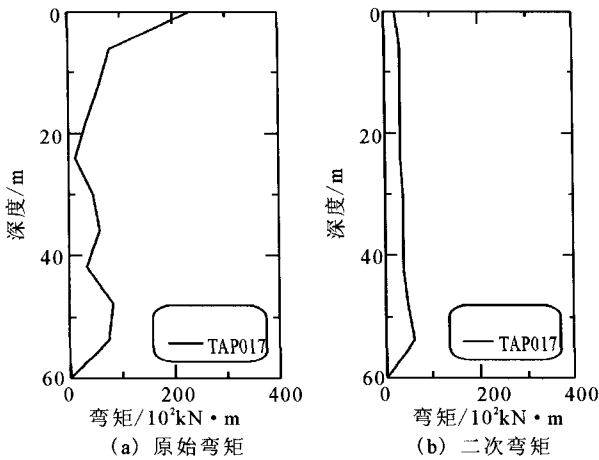


图 11 60 m 桩的原始弯矩与二次弯矩分配(设计地震)

Fig. 11 Distribution of primitive and additional bending moment for pile of 60 m in length (design earthquake).

前述的静态水平力分析与地面运动相矛盾,如果以正常使用状态下的竖向力乘以正规化的水平加速度函数(正常使用时为 $P_x \times a(t)/g$)进行动态分析,应能较为准确地模拟上部结构惯性力的影响。图 15 为在不同等级地震下 60 m 桩的最大位移、弯矩和剪力分布,其结果和无水平力情况相似,表明当

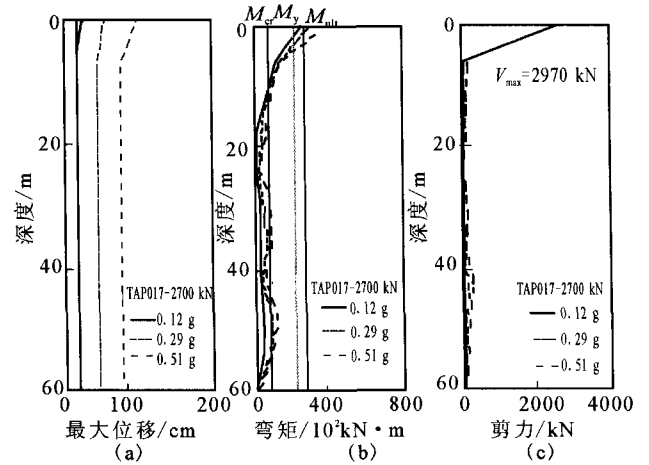


图 12 60 m 桩桩身最大位移、弯矩和剪力分配图 (水平力为 2 700 kN)

Fig. 12 Distribution of maximum displacement, bending moment and shear force for pile (horizontal force 2 700 kN, pile length 60 m).

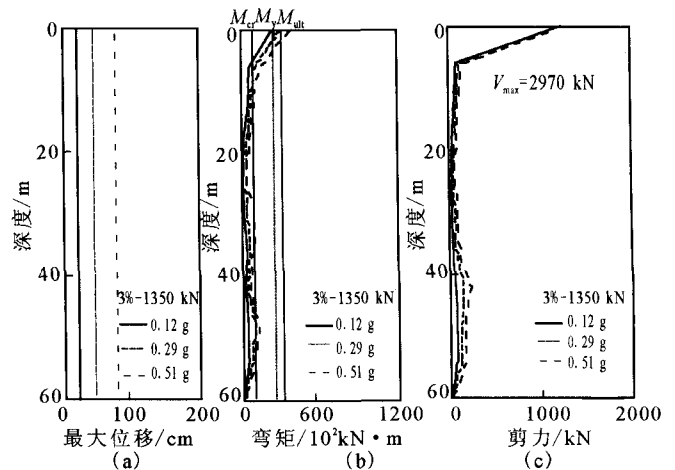


图 13 60 m 桩桩身最大位移、弯矩和剪力分配图 (水平力为 1 350 kN、配筋率为 3.0%)

Fig. 13 Distribution of maximum displacement, bending moment and shear force for pile (horizontal force 1 350 kN, reinforcement ratio 3.0%).

使用静态水平力进行基桩动态分析时,将导致结果过分保守,故分析时宜以动态水平力进行分析。

2.4.4 地震持续时间

以相邻地面监测站的加速度历时为分析工具,除 PGA 需要缩放外,地震持续时间也应加以注意,如表 5 所示。

从表 5 可看出,地震加速度持续时间较长或积分面积较大,所产生的位移和弯矩也较大,故应选择合理的加速度记录并进行修正。

2.4.5 地基刚度和土体液化

表 5 抗震计算分析结果
Table 5 Analysis results

测站	地震	原始加速度历时面积/g·s	30 m 基桩桩顶位移/cm	30 m 基桩最大弯矩/kN·m	60 m 基桩桩顶位移/cm	60 m 基桩最大弯矩/kN·m
成功国小(TAP003)	集集地震	0.875	56.95(31.32 秒)	24 938.80(26.70 秒)	53.94(31.27 秒)	23 285.41(26.65 秒)
二重国小(TAP010)		0.671	46.60(28.95 秒)	24 527.63(23.65 秒)	43.96(28.91 秒)	23 030.97(23.62 秒)
昌隆国小(TAP017) (1999-09-21)		0.780	52.41(30.86 秒)	25 664.40(24.61 秒)	52.21(30.81 秒)	23 555.51(24.56 秒)
五股(TAP087)		0.385	41.89(29.15 秒)	23 651.45(25.56 秒)	38.90(29.13 秒)	19 629.63(25.53 秒)
三光国小(TAP011)	宜兰地震	0.415	38.76(17.60 秒)	23 574.57(16.03 秒)	35.81(17.59 秒)	13 673.98(22.27 秒)
国泰国小(TAP037)		0.496	43.17(19.20 秒)	24 290.54(17.89 秒)	39.96(19.19 秒)	20 420.81(17.85 秒)
昌隆国小(TAP017) (2002-03-31)		0.550	51.40(18.26 秒)	23 412.33(16.79 秒)	46.76(18.24 秒)	14 694.94(17.63 秒)
五股(TAP087)		0.204	52.20(30.51 秒)	22 958.46(28.38 秒)	49.46(30.51 秒)	14 156.87(28.68 秒)

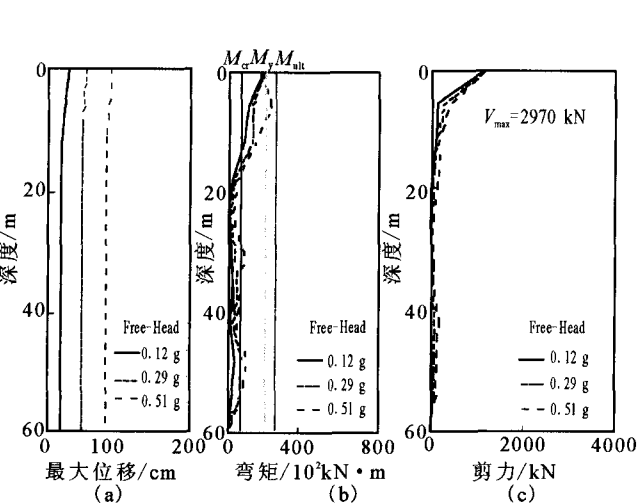


图 14 60 m 桩桩身最大位移、弯矩和剪力分配图
(桩顶设为铰接)
Fig. 14 Distribution of maximum displacement, bending moment and shear force for pile(pile head hinged).

为分析地基刚度可能的影响,将各层土体的 SPT-N 值分别增加或减小 20% 进行研究,结果见图 16 和图 17。

图 16 表明,无论地震力大小如何,地基刚度对基桩位移曲线的影响可忽略不计。由图 17 可知,多遇地震下桩身弯矩的差别较为明显,地基刚度较小时桩身弯矩增加,反之则减少;在设计地震和罕遇地震下,地基刚度的影响不明显。该分析表明地震力是桩基础抗震研究的主要因素,地基刚度的影响相对很小。此结果也印证了 Shin^[14] 的研究结论。

另外,由于松土层为黏土与砂土互层,研究发现,多遇地震时场地土层无液化可能;设计地震和罕遇地震时 20 m 以内砂土层将出现液化,20 m 以下则无液化可能。图 18 为孔隙水压力增量和剪切模

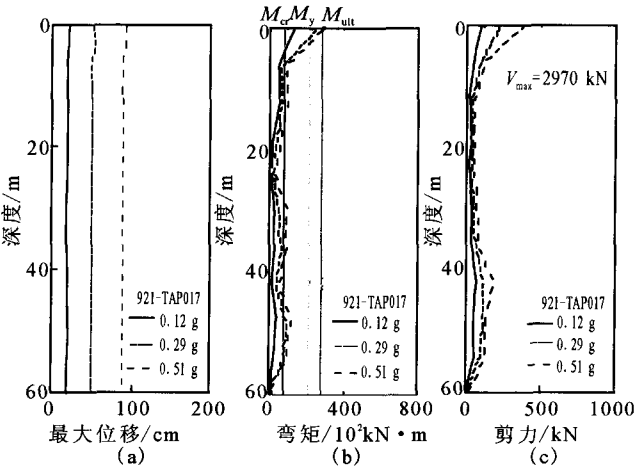


图 15 60 m 桩桩身最大位移、弯矩和剪力分配
(动态水平力作用于桩顶)

Fig. 15 Distribution of maximum displacement, bending moment and shear force for pile (dynamic horizontal force applied to pile head).

量的历时反应,图 19 则为设计地震和罕遇地震下场地土体的剪应力—剪应变反应。由图可知,该简易分析采用的土体模型仍需检验修正,以使土体地震反应更符合实际现象。

3 抗震性能设计步骤与流程

根据 Chang 等^[28] 建议,基桩抗震性能设计步骤如下:

(1) 首先应以传统桩基础设计法(考虑因素包括:荷载组合、正常使用工况和地震作用工况时的安全系数、轴向和侧向承载力、抗拔力、负摩擦力、沉降量、侧向变形等)确定基桩桩长 L 、桩径 D 、数量和配置,再以细部结构设计(钢筋混凝土规范要求)确定所需的配筋率。

(2) 如果竖向力 P_x 和水平力 H 均为已知(P_x

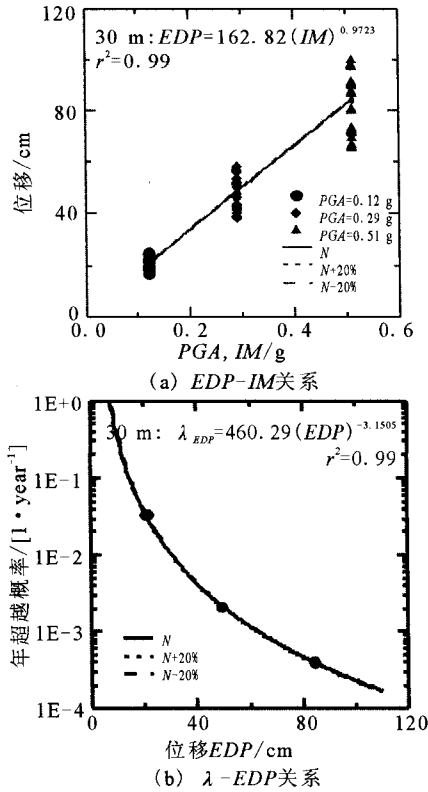


图 16 地基刚度变化对 30 m 桩 EDP-IM 关系图和 λ -EDP 关系图的影响

Fig. 16 Effect of variation of foundation stiffness on EDP vs IM curve and λ vs EDP curve for pile of 30 m.

和 H 须分别满足 RC 桩抗压和抗剪需求),可假设桩顶与桩帽基础为固接,若假设为铰接,则必须先计算桩顶弯矩 M ,为分析所用。需要注意的是,采用最大横向地震力作为基桩动力分析将导致设计过于保守,宜采用动态水平力进行分析。

(3) 可借助 LPILE 程序计算基桩开裂弯矩 (M_{cr})、屈服弯矩 (M_y) 和极限弯矩 (M_{ult}),所需输入的参数为竖向力 V 、桩径 D 和配筋率。上述弯矩可作为抗震性能 I(弹性桩)、抗震性能 II(可修复)和抗震性能 III(不断裂)所要求的弯矩极限值。

(4) 可参考场地地震危险性曲线(seismic hazard curve)图,以设计规范中三类不同地震等级的重现期(return period)或年超越概率 λ 所对应的最大地面加速度(PGA)值作为三类地震的最大地面加速度目标值 PGA_t ,将该目标值可作为抗震评估的期望值。

(5) 根据 PBEE 分析法,可选择场地附近地震测站的数组加速度历时记录,并参考不同地震的 PGA_t 值,将以上地震记录进行缩放,用修正的加速度记录分析结构的抗震性能。

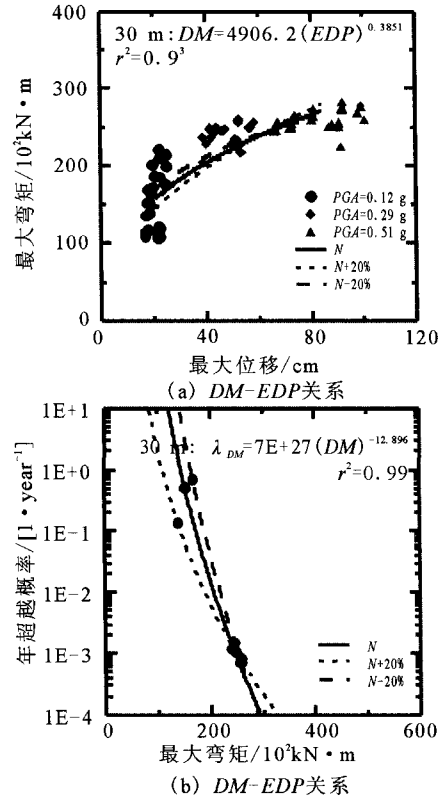


图 17 地基刚度变化对 30 m 桩 DM-EDP 关系图和 λ -DM 关系图的影响

Fig. 17 Effect of variation of foundation stiffness on DM vs EDP curve and λ vs DM curve for pile of 30 m in length.

(6) 参考场地土的构成和土体参数,结合基桩已知条件进行结构抗震反应分析。采用合理的结构动力分析程序为分析工具,不同超越概率地震作用下的基桩最大位移量(U_{max})和最大弯矩(M_{max})为分析重点。

(7) 依据 PBEE 法,找出年超越概率和基桩最大位移量关系曲线($\lambda-U_{max}$ 关系),同时找出年超越概率和基桩最大弯矩关系曲线($\lambda-M_{max}$ 关系)。将 M_{max} 和基桩开裂弯矩(M_{cr})、屈服弯矩(M_y)和极限弯矩(M_{ult})等进行比较,即可判断是否满足设计需求。

(8) 可根据基桩开裂弯矩(M_{cr})、屈服弯矩(M_y)和极限弯矩(M_{ult}),结合 $\lambda-M_{max}$ 曲线分别求出所对应的年超越概率,再由该类年超越概率值结合 $\lambda-U_{max}$ 曲线找出其所对应的 U_{mc} 、 U_{my} 和 U_{nm} 。该位移量即为不同超越概率地震作用下,满足性能要求所能容许的位移,如图 20。

(9) 依据抗震需求,比较不同地震等级所对应的桩最大位移和容许位移,若最大位移小于容许位移,即表示抗震性能满足;若最大位移大于容许位

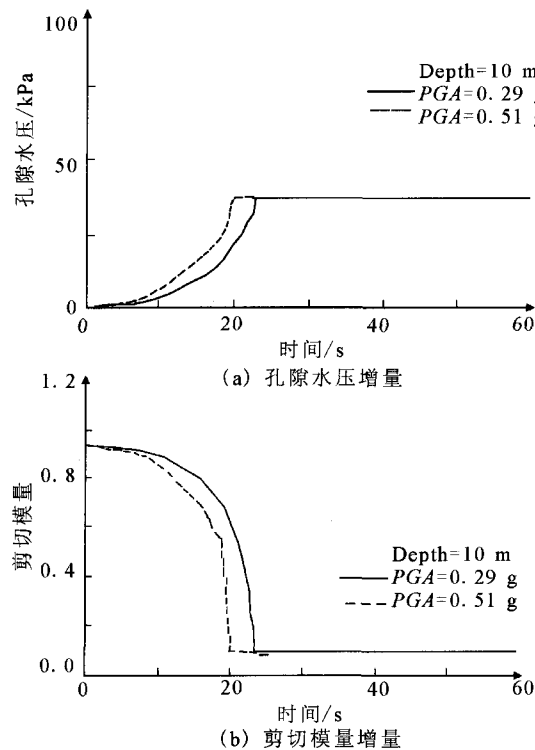


图 18 设计地震案例距地面 10 m 处土体
孔隙水压力和剪切模量历时反应
Fig. 18 Time history of pore water pressure and
shear modulus of soil 10 m below ground
surface under design earthquake.

移,则须调整设计。

4 结论

本文着重阐述了简易实用的桩基础抗震性能评价方法。基于 PBEE 概率分析和一维波动方程,以台湾台北地区桥梁桩基为例建立数值模型并进行了评估,探讨了桩基础地震响应规律和抗震性能,取得如下结论及认识:

(1) 桩基抗震性能除与桩径、桩长和配筋率等有关外,还与上部结构的作用力有关。以数值模型为例,如果只考虑上部结构重力和地面运动影响,除多遇地震工况下桩顶有部分开裂现象外,设计地震和罕遇地震工况能分别满足抗震性能 II 和抗震性能 III。如果将水平力按照静力处理,不但不合理而且会导致设计过于保守,故应采用动力法分析。上部结构作用的动力分析结果和无水平力分析结果差异不大,表明桩基抗震能力与上部结构惯性力的关系不大,只有竖向力影响基桩的弯矩值,故竖向力计算尤为重要。

(2) 地震作用下基桩的动力行为受制于地基运动,最大位移多发生在桩顶。当桩长足够大时,不同

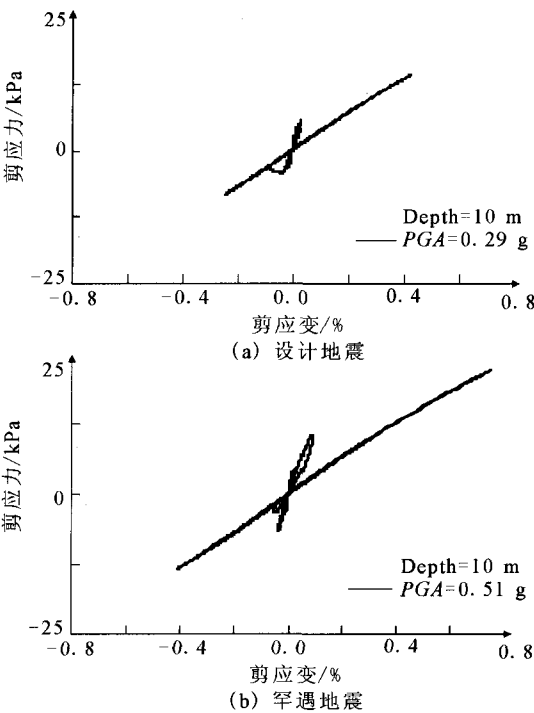


图 19 设计地震和罕遇地震作用下
液化土体的应力应变关系

Fig. 19 Stress-strain relationship of liquefied soil under
design earthquake and rare occurrence earthquake.

桩长基桩沿深度的最大位移值分布相似。桩顶为固接状态比较接状态要保守,但可避免桩顶弯矩的前期计算。对桩顶为固接的情形,桩身最大弯矩将发生在桩顶,增加桩长可有效降低桩的内力,提高抗震性能。在水平力远低于最大抗剪能力条件下,桩身弯矩为主要破坏因素。

(3) 大直径桩沿深度的最大位移分布相似且发生时间相近。多遇地震、设防地震和罕遇地震下,60 m 桩桩顶和桩端相对位移量约为 1.3 cm、4.3 cm 和 7.8 cm,由此造成的二次弯矩的影响可予以忽略。地基刚度减小会导致桩身内力增大而降低其抗震性能。算例中,最大位移发生时刻的桩体变形、弯矩和剪力分布与一般静力分析结果并不相似,分析时宜加以注意,避免产生误判。

(4) 设计地震和罕遇地震下饱和砂层有发生液化的可能,如何改善现行简易数值模型使其能够更精确地描述液化行为或液化引起的地基侧向流动的影响,是今后需要重点研究的方向之一。特别是如何取得更具代表性的地震加速度及其时程是需要深入探究的课题。

本文方法可用于桩基础抗震性能评价或对传统桩基抗震设计进行校核。抗震设计中,上部结构惯

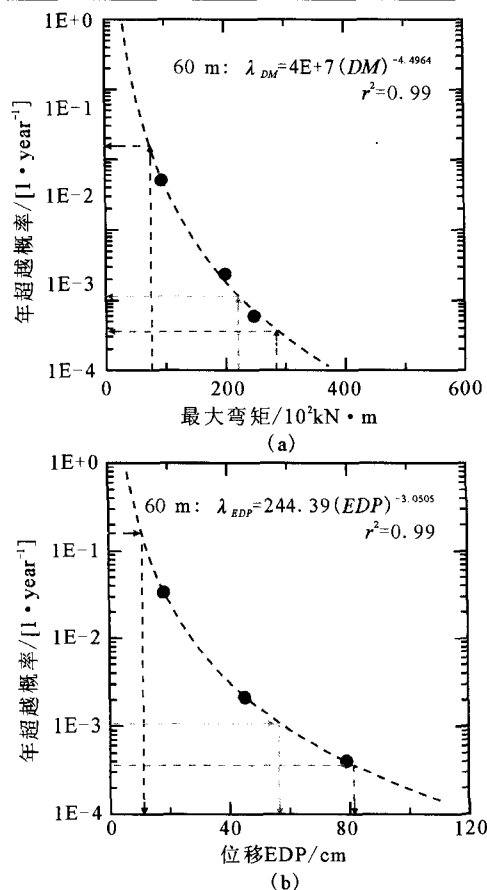


图20 基桩抗震性能所对应的容许位移
计算示意图

Fig. 20 Sketch of permitted displacement corresponding to pile aseismic performance.

性的影响和地基土液化或侧向流动的影响可借助拟静力法或按照静力法进行简化处理。如需要进行性能设计,可采用可靠度方法或荷载抗力系数法进行分析。特别需要指出的是,增加桩顶的延性以提高其适应变形的能力,是桩基础抗震设计成功的关键因素之一。

[参考文献]

- [1] Poulos H G, Davis E H. Pile Foundation Analysis and Design [M]. New York: Wiley, 1980.
- [2] Randolph M F. Design Methods for Pile Groups and Piled Rafts [A] // Proceedings of XIII ICSMFE [C]. New Delhi: [s. n.], 1994: 61-82.
- [3] Poulos H G. Piled Raft Foundations; Design and Applications [J]. Geotechnique, 2001, 51(2): 95-113.
- [4] Reese L C, Van Impe W F. Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading [M]. Rotterdam, The Netherlands: [s. n.], 2001.
- [5] Boulanger R W, Curras C J, Kutter B L, et al. Seismic Soil-pile-structure Interaction Experiments and Analyses [J]. Jour-

nal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999, 125(9): 750-759.

- [6] Chang D W, Lin B S. Wave Equation Analyses on Seismic Responses of Grouped Piles [A] // Proceedings of the 12th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering [C]. Singapore: [s. n.], 2003: 581-586.
- [7] Chang D W, Lin B S. EQWEAP—A Simplified Procedure to Analyze Dynamic Pile-soil Interaction with Soil Liquefaction Concerns [A] // Proceedings of the 2nd Taiwan-Japan Joint Workshop on Geotechnical Hazards from Large Earthquake and Heavy Rainfall [C]. Japan: [s. n.], 2006: 155-162.
- [8] Japan Road Association Specification for Highway Bridges, part IV: Underground Structure Design [S]. Japan: [s. n.], 1990.
- [9] Finn W D L, Lee K W, Martin G R. An Effective Stress Model for Liquefaction [J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1977, 103(6): 657-692.
- [10] Seed H B, Idriss I M. Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes [M]. California: Earthquake Engineering Research Institute, 1982.
- [11] 张建民. 水平地基液化后大变形对桩基础的影响 [J]. 建筑结构学报, 2001, 22(5): 75-78.
ZHANG Jian-min. Effect of Large Horizontal Post-liquefaction Deformation of Level Ground on Pile Foundation [J]. Journal of Building Structures, 2001, 22(5): 75-78.
- [12] 张建民, 王刚. 考虑地基液化后大变形的桩-土动力相互作用分析 [J]. 清华大学学报(自然科学版), 2004, 44(3): 429-432.
ZHANG Jian-min, WANG Gang. Pile-soil Dynamic Interaction Analysis Considering Large Post-liquefaction Ground Deformation [J]. Journal of Tsinghua University (Science and Technology), 2004, 44(3): 429-432.
- [13] Kramer S L. Performance-based Earthquake Engineering: Opportunities and Implications for Geotechnical Engineering Practice [M]. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. ASCE Geotechnical Special Publication 181, 2008.
- [14] Shin H S. Numerical Modeling of a Bridge System and Its Application for Performance-Based Earthquake Engineering [D]. Washington: University of Washington, 2007.
- [15] Bradley B, Cubrinovski M, Dhakal R. Performance-based Seismic Response of Pile Foundations [M]. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. ASCE Geotechnical Special Publication 181, 2008.
- [16] Chang D W, Lin B S, Cheng S H. Lateral Load Distributions on Grouped Piles from Dynamic Pile-to-pile Interaction Factors [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2009, 33(2): 173-191.
- [17] Chang D W, Yang T Y, Yang C L. Seismic Performance of Piles from PBEE and EQWEAP Analyses [J]. Geotechnical Engineering, 2010, 41(2): 1-8.
- [18] Dobry R, Gazetas G. Simple Method for Dynamic Stiffness and Damping of Floating Pile Groups [J]. Geotechnique, 1988, 38(4): 557-74.

- [19] Byrne P M. A Cyclic Shear-volume Coupling and Pore Pressure Model for Sand[A]// Proceedings of the 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake and Soil Dynamics[C]. St. Louis:[s. n.],1991:47-56.
- [20] Skempton A W. Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation[J]. Geotechnique,1986,36(3):425-447.
- [21] Johnson S M,Kavanaugh T C. The Design of Foundations for Buildings[M]. New York:McGraw Hill,1968:393.
- [22] Chang D W,Yeh S H. Time-Domain Wave Equation Analysis of Single Piles Utilizing Transformed Radiation Damping[J]. Soils and Foundations,1999,39(2):31-44.
- [23] Chang D W,Rosset J M, Wen C H. A Time-Domain Viscous Damping Model Based on Frequency-Depend Damping Ratios [J]. Soil Dynamic and Earthquake Engineering,2000,19(8): 551-558.
- [24] Kunnath S K, Reinhom A M. Inelastic Three-dimensional Response Analysis of Reinforced Concrete Building Structure (IDARC-3D) Part I—Modeling[R]. Buffalo, New York: Technical Report NCEER-89-0011, National Center for Earthquake Engineering Research, State University at New York,1989.
- [25] Tokimatsu K, Asaka Y. Effects of Liquefaction-induced Ground Displacement on Pile Performance in the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake[J]. Soils and Foundations, (Special Issue),1998:163-78.
- [26] Zhang J-M,Shamoto Y, Tokimatsu K. Evaluation of Earth Pressure under Any Lateral Deformation[J]. Soils and Foundations,1998,38(1):15-33.
- [27] Zhang J-M, Shamoto Y, Tokimatsu K. Seismic Earth Pressure Theory for Retaining Walls under Any Lateral Displacement[J]. Soils and Foundations,1998,38(2):143-63.
- [28] Chang D W, Cheng S H, Wang Y L. One-Dimensional Wave Equation Analyses for Pile Responses to Horizontal Ground Motions of Earthquake[J]. Soils and Foundations(under review),2012.
- [29] Jalayer F. Direct Probability Seismic Analysis:Implementing Non-linear Dynamic Assessments [D]. California: Stanford University,2003.
- [30] 郑锦桐. 台湾地区地震危害度的不确定性分析与参数拆解 [D]. 桃园:中央大学,2002.
- Cheng C T. Uncertainty Analysis and Deaggregation of Seismic Hazard in Taiwan[D]. Taoyuan: National Central University,2002.
- [31] 吴伟特. 台北盆地地盘分区土壤之工程特性[J]. 地工技术杂志,1988,22:5-27.
- Wu W T. Geotechnical Engineering Characteristics of Soils in relation to Horizontal Zoning in Taipei Basin [J]. Sino-Geotechnics,1988,22:5-27.
- [32] 陈正兴,杨鹤雄,黄俊鸿,等. 交通结构物基础耐震性能设计之研讨[J]. 地工技术,2006,109:73-82.
- Chen C H,Yang H H, Huang C H. et al. Study on Seismic Performance Design for Foundations of Transportation System[J]. Sino-Geotechnics,2006,109:73-82.