



工程力学
Engineering Mechanics
ISSN 1000-4750, CN 11-2595/O3

《工程力学》网络首发论文

题目: 软土地基桥梁桩基础设计地震力简化计算方法
作者: 苟凌云, 王晓伟, 叶爱君
收稿日期: 2024-05-20
网络首发日期: 2024-10-08
引用格式: 苟凌云, 王晓伟, 叶爱君. 软土地基桥梁桩基础设计地震力简化计算方法[J/OL]. 工程力学. <https://link.cnki.net/urlid/11.2595.O3.20240930.1732.012>



网络首发: 在编辑部工作流程中, 稿件从录用到出版要经历录用定稿、排版定稿、整期汇编定稿等阶段。录用定稿指内容已经确定, 且通过同行评议、主编终审同意刊用的稿件。排版定稿指录用定稿按照期刊特定版式(包括网络呈现版式)排版后的稿件, 可暂不确定出版年、卷、期和页码。整期汇编定稿指出版年、卷、期、页码均已确定的印刷或数字出版的整期汇编稿件。录用定稿网络首发稿件内容必须符合《出版管理条例》和《期刊出版管理规定》的有关规定; 学术研究成果具有创新性、科学性和先进性, 符合编辑部对刊文的录用要求, 不存在学术不端行为及其他侵权行为; 稿件内容应基本符合国家有关书刊编辑、出版的技术标准, 正确使用和统一规范语言文字、符号、数字、外文字母、法定计量单位及地图标注等。为确保录用定稿网络首发的严肃性, 录用定稿一经发布, 不得修改论文题目、作者、机构名称和学术内容, 只可基于编辑规范进行少量文字的修改。

出版确认: 纸质期刊编辑部通过与《中国学术期刊(光盘版)》电子杂志社有限公司签约, 在《中国学术期刊(网络版)》出版传播平台上创办与纸质期刊内容一致的网络版, 以单篇或整期出版形式, 在印刷出版之前刊发论文的录用定稿、排版定稿、整期汇编定稿。因为《中国学术期刊(网络版)》是国家新闻出版广电总局批准的网络连续型出版物(ISSN 2096-4188, CN 11-6037/Z), 所以签约期刊的网络版上网络首发论文视为正式出版。

软土地基桥梁桩基础设计地震力简化计算方法

苟凌云¹, 王晓伟^{1,2}, 叶爱君^{1,2}

(1. 同济大学桥梁工程系, 上海 200092; 2. 土木工程防灾减灾全国重点实验室, 上海 200092)

摘要：《城市桥梁抗震设计规范》在按能力保护构件计算低桩承台基础的设计地震力时，假定承台与地面同步振动并忽略承台侧土抗力，上海市《桥梁抗震设计标准》在此基础上考虑了承台侧土抗力的贡献，但尚缺乏对这一方法在软土地基中的适用性的论证。为此，本文针对上海地区典型桩基桥梁，考虑土-桩、土-承台非线性动力相互作用，建立软土地基群桩基础桥梁非线性有限元模型并开展增量动力时程分析，分析了承台地震惯性力、承台侧土抗力随墩高和地震动强度的变化规律，揭示了地震作用下桥墩剪力经承台传至基础的传力机制。在此基础上，基于能力设计方法，提出了新的群桩基础设计地震力简化计算方法。与现行规范相比，新的简化计算方法可显著提高软土地基群桩基础的设计地震剪力和弯矩的计算精度，同时具有一定的安全余量。

关键词：桥梁结构；基础抗震需求；数值分析；软土地基；群桩基础；承台地震响应；能力保护

中图分类号：U442.5+5；U443.25

文献标识码：A

doi：10.6052/j.issn.1000-4750.2024.05.0381

SIMPLIFIED CALCULATION METHOD FOR SEISMIC DESIGN FORCE OF BRIDGE PILE-GROUP FOUNDATIONS IN SOFT SOIL

GOU Ling-yun¹, WANG Xiao-wei^{1,2}, YE Ai-jun^{1,2}

(1. Department of Bridge Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;

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

Abstract: The "Code for Seismic Design of Urban Bridges" assumes synchronous vibration between pile cap and the ground, ignoring the lateral soil resistance of the pile cap when calculating the seismic design force for low-pile cap foundations based on the capacity protection design principle. The "Standards for Seismic Design of Bridges" in Shanghai considers the contribution of lateral soil resistance of the pile cap on this basis. However, the applicability of this method to soft soil foundations has yet to be demonstrated. Therefore, this study focuses on typical pile foundation bridges in Shanghai, considering the nonlinear dynamic soil-pile and soil-cap interaction. A nonlinear finite element model of pile foundation bridges in soft soil is established, and incremental dynamic time-history analysis is conducted. This analysis investigates the variation of seismic inertia force of the pile cap and lateral soil resistance with pier height and seismic intensity, revealing the force transfer mechanism from the pier to the bottom of the pile cap under seismic excitations. Based on this, a new simplified calculation method for the seismic design force of pile group foundations is proposed using the capacity design method. Compared with the current code, the new simplified calculation method significantly improves the calculation accuracy of design seismic shear force and bending moment for pile foundations in soft soil, while having a certain margin of safety.

收稿日期：2024-05-20；修改日期：2024-08-28；

基金项目：国家自然科学基金项目（52178155，52378183）

通讯作者：叶爱君(1970-)，女，浙江丽水人，教授，博士，博导，主要从事桥梁抗震研究(E-mail: yeaijun@tongji.edu.cn)

作者简介：苟凌云(2000-)，男，甘肃兰州人，博士生，主要从事桥梁抗震研究(E-mail: gulanguyu@tongji.edu.cn)

王晓伟(1987-)，男，江苏苏州人，副教授，博士，博导，主要从事桥梁抗震研究(E-mail: xiaoweiwang@tongji.edu.cn)

Key words: bridge structures; seismic demand for foundations; numerical analysis; soft soil foundation; pile group foundation; seismic response of pile-cap; capacity protection

我国是地震多发国家,随着城市建设的快速发展,城市桥梁抗震问题日益凸显。桩基础是软土地基桥梁广泛采用的基础形式,而且是桥梁抗震设计的关键构件,对桥梁抗震安全 and 功能起到重要作用^[1]。地震期间,软弱土层的变形和土-结构动力相互作用不可忽略。对于承台埋置于土内的低桩承台基础,土-结构动力相互作用可分为土-桩相互作用和土-承台相互作用。

根据现行的《城市桥梁抗震设计规范》(以下简称“住建部规范”)^[2],桩基础应按能力保护原则设计,基础的设计地震力是桥墩传递的最大地震力与承台贡献的直接叠加。计算承台贡献时,只考虑承台的惯性力,并假定承台与地面同步振动,即认为承台峰值加速度与地震动峰值加速度(PGA)相等,同时忽略侧向土体的抗力。软土地基中土-承台的相互作用较坚硬地基更为复杂,假设承台与地面同步振动可能与实际情况不符^[3]。为此,近期颁布实施的上海市《桥梁抗震设计标准》(以下简称“上海市地方标准”)^[4]在住建部规范的基础上考虑了承台侧土抗力的贡献,但该贡献的取值依据、该贡献与桥墩传递的最大地震力的组合方法,尚缺乏论证。可见,现行规范^[2,4]的简化计算方法会导致多大的误差?如何合理地考虑软土地基承台对桩基础设计地震力的贡献?是亟待研究的关键问题。

解决上述问题需要准确模拟软土地基-桩基础-承台-桥梁系统中的土-桩和土-承台动力相互作用。目前,土-桩-结构相互作用的数值模拟方法主要分为集中六弹簧模型、非线性 Winkler 地基梁模型^[5-6]和场地-桩基-桥梁一体化模型^[7]。集中六弹簧模型被工程界广泛采用^[8],该方法通常将基础刚度简化为六个自由度的线性弹簧,以地表地震动作为地震输入。由于采用了预先等效的基础刚度,该方法简单易用,但无法实时反映土体、桩基础和结构之间的动力相互作用。Winkler 地基梁模型,将桩视作土体中的梁,将土-桩相互作用简化为多个独立的土弹簧,以不同深度土弹簧对应的自由场地震反应作为地震输入,可以模拟土体特性随深度的变化。为模拟场地效应(如河谷、峡谷等起伏地形),场地-桩基-桥梁一体化模型得以发展^[9-11],但该方法计算成本高,且收敛性难以保证。当场地效应影响不显著时(如水平软土地基),Winkler 地基梁模型计算精度足够,物理概念清晰,计算量适中,因此被广泛应用于考虑土-桩相互作用的相关研究^[12-15]。

需要特别指出的是,非线性 Winkler 地基梁模型也能有效模拟土-承台的动力相互作用。对于低桩承台基础,只需考虑承台侧水平向 $p-y$ 弹簧即可有效模拟其在水平地震作用下的动力行为^[16]。为提出软土地基桥梁群桩基础设计地震力的合理简化计算方法,首先需要探明地震下墩柱剪力经承台传至基础的传力机制。本文以上海地区典型高架桥为工程背景,建立基于非线性 Winkler 地基梁模型的桩基桥梁有限元模型并进行地震反应分析。考虑墩高和 PGA 的变化,研究承台侧土抗力和承台地震惯性力的反应规律,并在此基础上揭示上部结构剪力经承台传至基础的传力机制,提出适用于软土地基的基础设计地震力简化计算方法,并重新审视现行桥梁抗震设计规范中简化计算公式的合理性,为软土地基桥梁群桩基础的能力保护设计提供参考。

1 桩基桥梁有限元模型

上海《桥梁抗震设计标准》^[4]给出了典型高架桥的结构参数,其中立柱高度为 0m~25m,同时建议,立柱高度 10m 以下的桥梁采用减隔震体系。本研究以上海地区(软土地区)的典型高架桥为背景,使用 OpenSees 有限元仿真平台^[17]开展地震反应分析。上海典型高架桥的桥面宽度为 25.5m,设计采用双向 6 车道,单跨恒载质量约 1400 t,由普通板式橡胶支座支承。盖梁高 2.6m,总质量 250 t。下部结构为双柱墩,桥墩高度可变,承台的水平尺寸为 11.6m×5.6m,高 2.5m。基础由 16 根钻孔灌注摩擦桩组成,桩长 50m,桩径 0.8m,间距 2m。该桥采用延性抗震设计,并通过墩顶剪力键实现墩梁的横向固定约束。

由于桥梁纵、横向的传力机制存在相似性,但横桥向是框架墩,抗震行为更为复杂,因此本文聚焦横桥向开展传力机制研究。

1.1 有限元模型

作者以往研究^[18]已采用振动台试验验证了基于 Winkler 地基梁模型的群桩基础-桥墩地震反应数值模拟方法(包括基于 API 规范^[19]的土弹簧模型参数确定方法、桩基础和桥墩的非线性模拟方法)。在此基础上,建立了桩基桥梁非线性有限元模型(如图 1),考虑实际场地和结构的物理参数,实现了高效准确的软土场

地典型桥梁地震反应模拟。桥梁的上部结构采用集中质量节点进行模拟,而支座采用零长单元,桥墩和桩基础采用基于位移的纤维单元。承台采用弹性梁单元进行模拟,承台顶面与土层顶面齐平,沿高度设置三个节

点,中间节点设集中质量 406 吨并连接水平向 $p-y$ 土弹簧,用于模拟承台的惯性效应和土-承台动力相互作用^[16]。混凝土和钢筋分别采用 OpenSees 材料库中的 Concrete04^[20]和 Steel02^[21]材料模拟,材料特性见图 1。

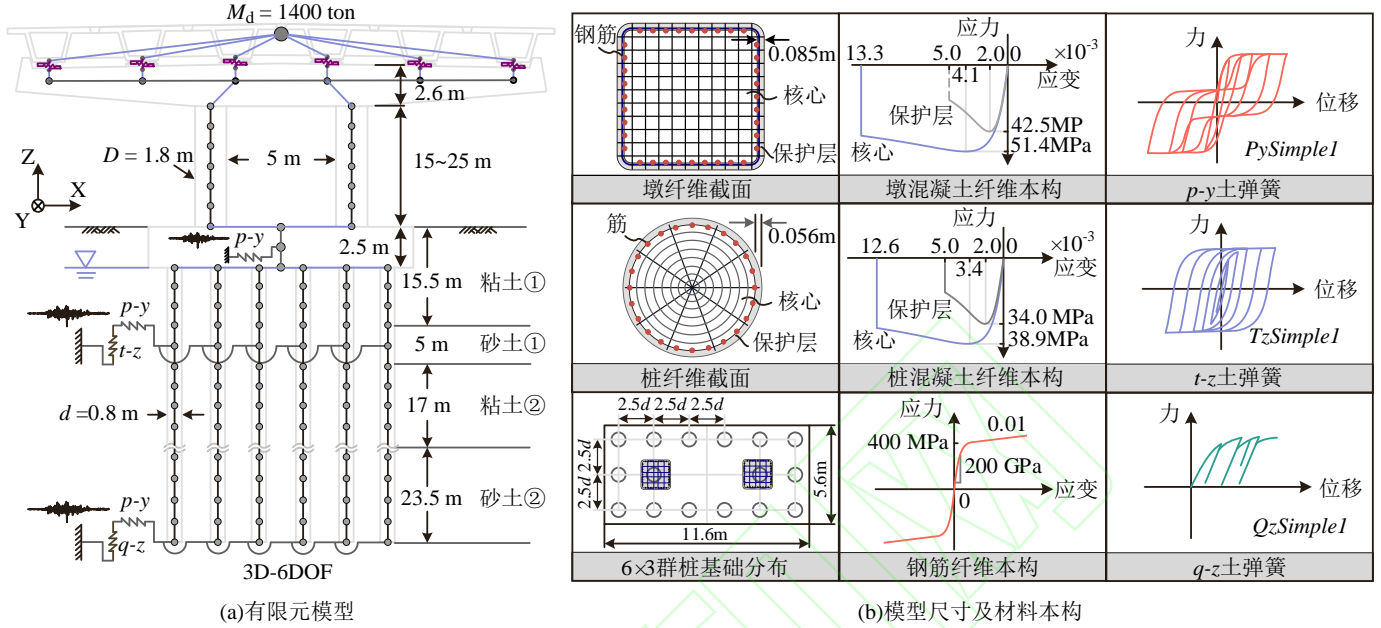


图 1 有限元模型和材料特性

Fig 1 Finite Element Model and Material Properties

1.2 土-桩相互作用模拟

土-桩相互作用通过土和结构对应节点间连接的零长单元进行模拟(如图 1),包括水平向 $p-y$ 土弹簧,竖向 $t-z$ 和 $q-z$ (仅桩尖)土弹簧。土弹簧的本构参数依据地勘报告中的土体参数(见表 1)确定。

表 1 土体材料参数

Table 1 Soil Material Parameters

土层名称	层厚/m	饱和密度 (ton/m^3)	摩擦角 $\theta/^\circ$	不排水剪强度 S_u/kPa
粘土①	15.5	1.81	13.2	32.0
砂土①	5.0	1.93	31.7	/
粘土②	17.0	1.86	17.9	45.5
砂土②	23.5	1.88	29.0	/

(1) 砂土层

砂土层的 $p-y$ 土-桩相互作用采用 $PySimple1$ 材料进行模拟,其表达式见公式(1)^[19]:

$$p(y) = A p_{ult} \tanh\left(\frac{n_h H y}{A p_{ult}}\right) \quad (1)$$

式中: $p(y)$ 为深度 H 处桩土相对位移 y 时的桩侧土压力; A 为荷载系数(循环荷载取 0.9); n_h 为初始地基反力系数,是砂土内摩擦角 θ 的函数,可由 API^[19] 中的曲线图进行估计。极限土体抗力 p_{ult} 按式(4)确定:

$$p_{ult} = \min\{(C_1 H + C_2 d), C_3 d\} \cdot \gamma' H \quad (2)$$

式中: $C_1 \sim C_3$ 为系数,是摩擦角 θ 的函数,根据 API 规范^[19]确定; d 为桩径; γ' 为土的有效重度。砂土层的 $t-z$ 土-桩相互作用采用 $TzSimple1$ 材料进行模拟,其表达式见式(3)^[22]:

$$t(z) = \frac{z}{1/E_f + z/t_{ult}} \quad (3)$$

式中, $t(z)$ 为桩土竖向相对位移 z 时的桩侧摩阻力,该摩阻力的初始模量 E_f 采用 Mosher^[22] 的推荐值。

极限桩侧摩阻力 t_{ult} 由式^[23]计算:

$$t_{ult} = 0.4 \gamma' H \pi d \tan(0.8\theta) \quad (4)$$

砂土层的 $q-z$ 土-桩相互作用采 $QzSimple1$ 材料进行模拟,其表达式见公式(5)^[24-25]:

$$q(z) = q_{ult} \left(\frac{z}{z_{cq}} \right)^{1/3} \leq q_{ult} \quad (5)$$

式中: $q(z)$ 为桩尖竖向位移 z 时的桩端阻力; 极限值 $q_{ult} = N_q \sigma'_{v0}$, 其中 $N_q = e^{\pi \tan \theta} \tan^2(\pi/4 + \theta/2)$ 为桩尖竖向承载力系数^[24]; σ'_{v0} 为竖向初始有效应力。达到峰值 q_{ult} 时的竖向位移 z_{cq} 取 0.05d。

(2) 粘土层

粘土层的 $p-y$ 弹簧采用 $PySimple1$ 模拟,由式(6)^[26]表达:

$$p(y) = \frac{p_{ult}}{2} \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3} \leq p_{ult} \quad (6)$$

式中: $y_{50} = 2.5d \varepsilon_{50}$ 为土体达到极限抗力一半时的位移,由式(6)易得当 $y_{\max} = 8 \cdot y_{50}$ 时达到 p_{ult} ; ε_{50} 为一

半极限抗力时的应变, 不排水剪强度 $S_u \leq 48 \text{kPa}$ 时可取 0.02, $48 < S_u \leq 96 \text{kPa}$ 时取 0.01, $S_u > 96 \text{kPa}$ 时取 0.005^[27]。 p_{ult} 可参考 API 规范^[19] 计算:

$$p_{ult} = 3S_u d + \gamma' H d + 0.5S_u H \leq 9S_u d \quad (7)$$

粘土层的 t - z 弹簧采用 $TzSimple1$ 来模拟, 由式(8)^[25]表达:

$$t(z) = t_{ult} \cdot \left(2 \sqrt{\frac{z}{z_c} - \frac{z}{z_c}} \right) \quad (8)$$

式中, 土-桩竖向相对位移临界值 $z_c = 0.51 \text{cm}$ ^[25], 极限抗力 $t_{ult} = 0.1\pi d S_u$ ^[25]。

1.3 土-承台相互作用模拟

土-承台水平相互作用的模拟采用粘土 p - y 土弹簧^[16], 关系式同式(6), 其特征参数 p_{ult} 和 y_{50} 的计算与 1.2 节不同。式中, 承台侧 p - y 土弹簧的极限承载力 p_{ult} 按朗金被动土压力确定:

$$p_{ult} = 0.5\gamma K_p D_f^2 \quad (9)$$

式中: 朗金被动土压力系数 $K_p = \tan^2(\pi/4 + \theta/2)$; D_f 为承台底面深度。

根据相关研究, 土体达到极限土抗力时的最大位移 y_{max} 可以取 0.05 倍承台高度^[23,28], 带入式(6)即可反解得到 $y_{50} = H_c / 160$ 。

1.4 桥梁结构动力特性

通过改变墩高参数 H (15m, 20m, 25m), 建立了三个桩基桥梁的有限元模型, 并进行了动力特性分析, 横桥向振型的周期详见表 2。结果显示, 墩高增加导致横桥向刚度减小, 一阶基本振型的周期增加, 但以承台振动为主的振型周期变化较小。

表 2 桥梁结构基本周期 /s

Table 2 Basic period of bridge structure			
墩高 H	15m	20m	25m
基本振型	0.93	1.28	1.67
承台主振型	0.13	0.14	0.15

2 地震输入

《城市桥梁抗震设计规范》^[2] 规定, 桩基桥梁计算模型应考虑桩土共同作用, 桩土共同作用可采用等代土弹簧模拟, 等代土弹簧的刚度可采用 m 法计算, 而地震动输入宜取地表处场地地震动, 即规范给出的各类场地地表地震动。本文进一步考虑场地土的非线性特性, 基于国内外广泛采用的非线性 Winkler 地基梁模型, 建立了桩基桥梁非线性有限元模型, 同时基于规范^[2] 和文献^[29], 采用自由场地

表地震动作为地震输入。为了增加论文成果的实用性, 本文直接采用上海地标推荐的 IV 类场地地表地震动作为地震输入, 共 7 条地震动时程, 包括 2 条人工波和 5 条实际地震记录。E2 地震设防水准下, 地表横桥向设计加速度反应谱 S 如下:

$$S = \begin{cases} 0.4S_{\max} & T = 0s \\ \eta_2 S_{\max} & 0.1s < T \leq T_g \\ \eta_2 S_{\max} \left(\frac{T_g}{T} \right)^\gamma & T_g < T \leq 5T_g \\ \left[\eta_2 0.2^\gamma - \eta_1 (T - 5T_g) \right] S_{\max} & 5T_g < T \leq 6s \\ \frac{S(6)}{6} & 6s < T \leq 10s \end{cases} \quad (10)$$

式中: S_{\max} 为反应谱最大值; T_g 为特征周期; η_1 为直线下降段斜率调整系数; η_2 为阻尼调整系数; γ 为曲线下下降段衰减指数。各参数具体取值为: $S_{\max} = 0.495g$, $T_g = 0.8s$, $\eta_1 = 0.02$, $\eta_2 = 1.00$, $\gamma = 0.90$ 。

七条地震动时程对应的反应谱和其中两条时程如图 2 所示, 平均反应谱与设计反应谱吻合较好。

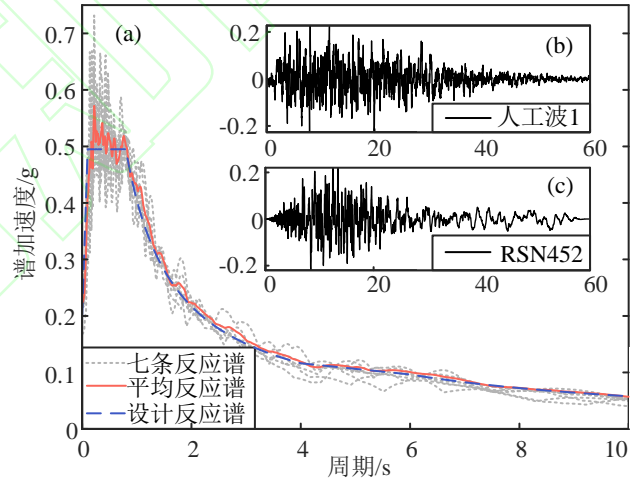


图 2 地震设计加速度反应谱和其中两条时程记录

Fig 2 Earthquake Design Acceleration Response Spectrum and Two Time History Records

3 桩基承台的地震反应规律

如前所述, 桥墩的刚度显著地影响着桥梁的基本振型, 并进一步影响着包括承台在内的桥梁地震响应, 以及桥墩的工作状态 (是否屈服)。所以, 为了分析桩基承台的地震反应规律, 特别是不同墩高和不同地震强度下承台地震惯性力和承台侧土抗力的变化规律, 本文调整了 E2 地震动加速度的幅值 (分别取放大系数 1.0、1.5、2.0、3.0), 针对前述不同墩高的三个有限元模型开展非线性地震反应

分析（共 84 种工况）。

3.1 墩柱地震反应

为研究墩柱的地震响应规律和屈服状态，图 3 以采用规范推荐的 RSN759 地震波为输入的工况为例，给出了不同墩高模型在不同地震强度下的墩柱曲率包络图。从图中可以看到，在 1.5 倍 E2 地震下，墩底截面已进入屈服状态；在 2 倍 E2 地震时，墩底、墩顶截面依次屈服。随着墩高的增加，墩柱截面弯矩响应增大，墩底、墩顶截面会更易屈服。

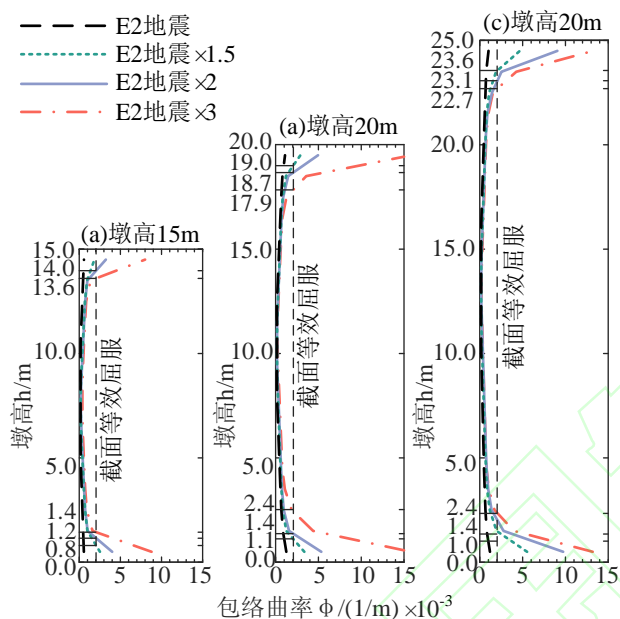


图 3 不同墩高下墩柱曲率包络图

Fig 3 Pier Curvature Envelope Diagram with Different Pier Height

3.2 承台地震惯性力

地震输入加速度代表地面加速度，而承台加速度是地震动激起的承台振动所导致的，为了验证承台地震响应与地表地震动之间的关系，图 4 以 RSN759 为输入的 E2 地震工况为例，比较了地面加速度时程和不同墩高下承台的加速度响应。可以看到承台的加速度相对地面加速度有明显放大，且两者的峰值发生在不同时刻，说明两者同步振动^[2]的假设与事实存在较大偏差，因此有必要研究承台最大地震惯性力的规律。

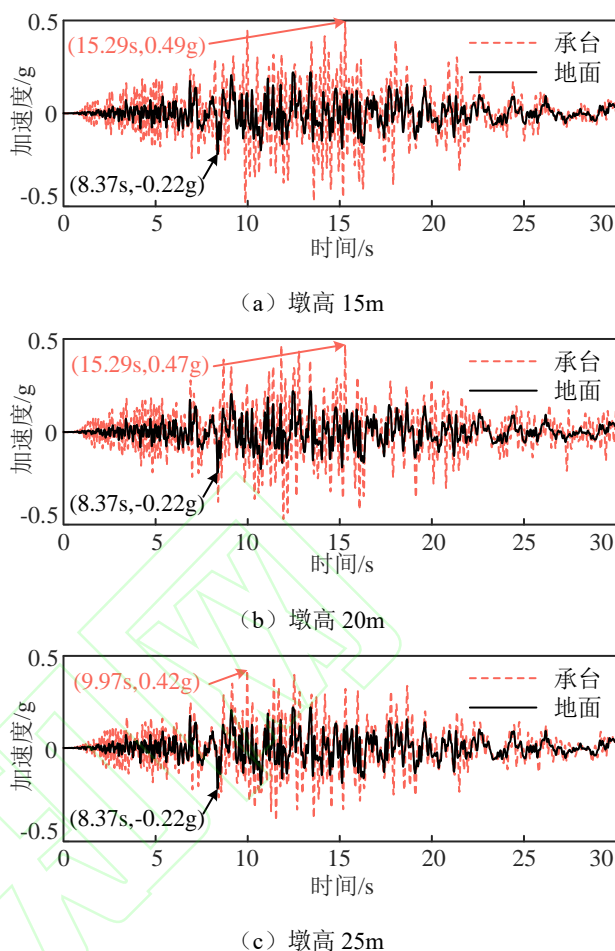


图 4 不同墩高下承台和地面加速度时程

Fig 4 Cap/Ground Acceleration with Different Pier Height

承台最大地震惯性力可由承台质量与加速度峰值的乘积计算得到，因此可以直接研究承台加速度的放大系数（承台峰值加速度反应与输入地震波 PGA 的比值）。图 5 给出了不同墩高工况下承台加速度放大系数随地震动强度的变化规律，并与独立基础（即无桥墩）的结果进行了比较。由图可知，随着地震强度的增大，墩柱逐渐屈服进入塑性且塑性程度不断增大，导致墩柱刚度不断减小，对基础的约束作用也不断减弱，承台的峰值加速度趋近于独立基础的结果，但显著大于地面峰值加速度。各地震强度下，承台加速度放大系数的平均值大于 1.5。

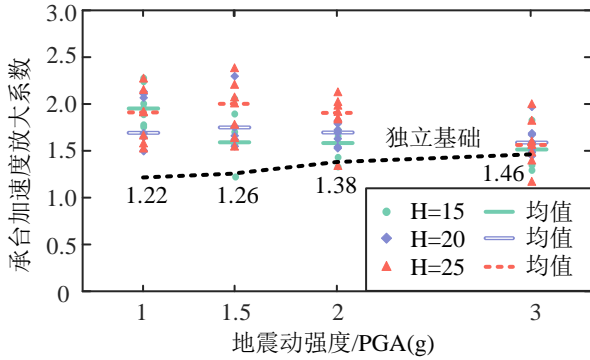
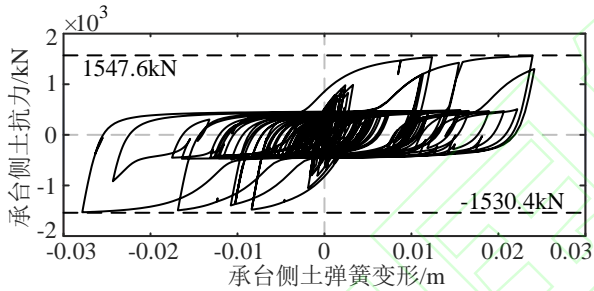


图 5 承台加速度放大系数与地震动强度和墩高的关系

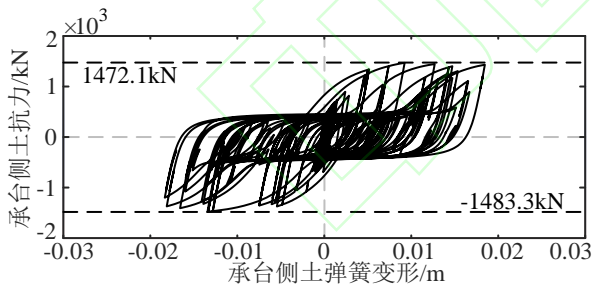
Fig 5 Relationship between the Amplification Factor of Cap Acceleration and Seismic Intensity/Pier Height

3.3 承台侧土抗力

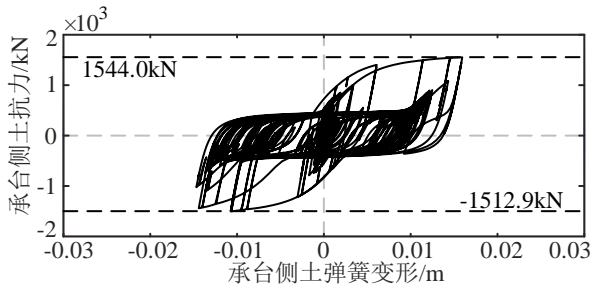
为研究承台侧土抗力的发挥情况,图 6 代表性的给出了以 RSN759 地震波为输入的 E2 工况下,不同墩高模型中承台侧土弹簧的滞回曲线,土弹簧的最大土压力在所有墩高情况下最小为 1483.3kN,已发挥至极限值 (1565.26kN) 的 95%。



(a) 墩高 15m



(b) 墩高 20m



(c) 墩高 25m

图 6 不同墩高下承台侧土弹簧滞回曲线

Fig 6 Cap Spring Hysteresis Curve with Different Pier Height

进一步地,绘制了不同墩高时承台侧土抗力发挥系数 (最大土抗力与极限土抗力的比值) 与地震动强度的关系 (图 7)。在所有工况下,土抗力发挥系数均超过 0.9,且绝大部分接近 1,表明 E2 地震作用下承台侧土抗力的发挥接近其极限值。

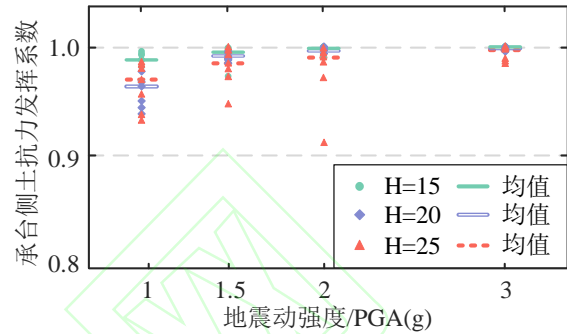


图 7 承台侧土抗力发挥系数

Fig 7 Cap Lateral Soil Resistance Mobilization Coefficient

4 基于能力设计的群桩基础设计地震力简化计算

4.1 桩基承台传力机制分析

为探究桥墩剪力经承台传至基础的传力机制,将前述代表性工况 (15m 墩高, E2 地震, RSN759 时程) 下的墩底剪力和承台地震响应 (承台惯性力、承台侧土抗力及其合力) 的时程曲线绘制于图 8,从图中可以看到承台惯性力和土抗力近乎同频率振动,总是在相近的时刻分别达到峰值,且大部分情况下方向相反,部分抵消。但两个力合力 (即承台的水平力贡献) 的最大值与这两个力的峰值不在同一时刻出现,说明承台的贡献与承台的惯性力、承台侧土抗力存在相位差。图 8 也表明了由于结构基本振型和承台主振型间显著的频率差异导致的承台合力与墩底剪力的非同频振动现象。

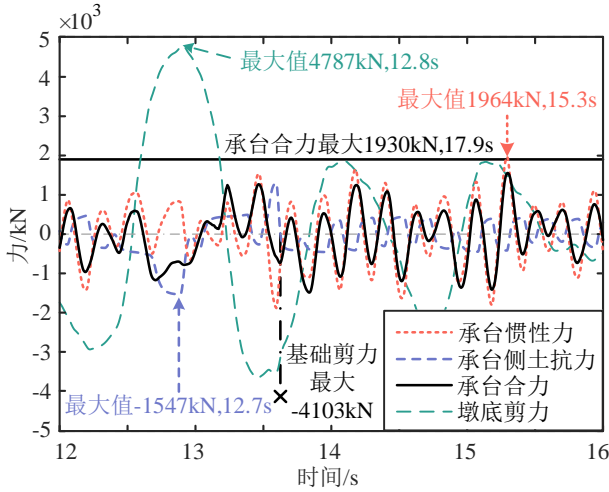


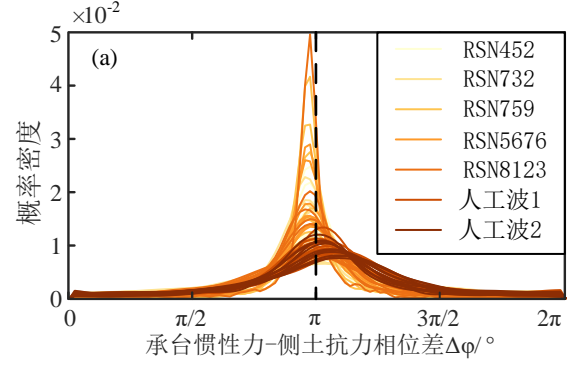
图 8 承台地震响应（承台惯性力、承台侧土抗力及其合力）以及墩底剪力的时程曲线

Fig 8 Time-History of Pier Bottom Shear Force and Cap Seismic Response (Cap Inertia Force, Soil Resistance and Their Resultant Force)

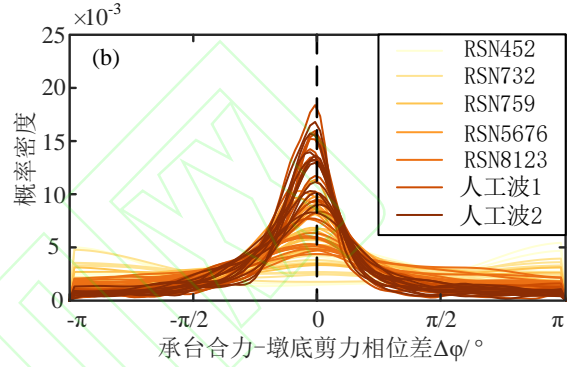
理论上，承台惯性力与承台的绝对加速度（位移的两阶导数）成正比，而小位移情况下承台侧的土抗力与承台和地面的相对位移成正比。对于单自由度简谐振动而言两阶导数意味着两个力之间存在相位差 π ，可以直接相减，但由图 8 可知承台合力取得最大值的时刻并未严格对应两个力的峰值时刻，即相位差不为 π 。因此，对于地震作用下非线性振动的承台，需要进一步探究两个力之间相位差的规律。

为此，对于每一个工况下的地震反应，可以通过快速傅里叶变换 (FFT) 得到这两个力的相位谱，相减后可得各频率成分对应的相位差。经检查发现承台惯性力和土抗力之间的相位差可视为与频率无关的随机变量，并通过核密度法计算得到所有工况下这两个力之间相位差的概率密度曲线（如图 9）。图 9 (a) 中的实线为承台惯性力与土抗力之间相位差的分布，可以看到相位差 $\Delta\phi$ 集中于 π 附近，说明两个力之间近似反相。经检验发现相位差 $\Delta\phi$ 在 $[\mu - \sigma, \mu + \sigma]$ 之间大致服从正态分布。

类似地，可得承台惯性力与土抗力的合力与墩底剪力（即承台总贡献和上部结构贡献）之间的相位差分布（如图 9 (b) 中的红色实线）。可以看到多数情况下相位差 $\Delta\phi$ 集中在 0 附近，说明承台总贡献和上部结构贡献虽然不同频振动，但是可以近似认为两者近似同相。



(a) 承台惯性力和土抗力



(b) 承台合力与墩底剪力

图 9 不同地震响应之间的相位差分布

Fig 9 Distribution of phase differences between two seismic responses

为求得这些力的合力大小，首先考察两个简谐波的合成：

$$\begin{aligned} f_1 &= A_1 \sin(\omega_1 t + \varphi_1) \\ f_2 &= A_2 \sin(\omega_2 t + \varphi_2) \end{aligned} \quad (11)$$

式中： A_1 和 A_2 为两个简谐波的振幅； ω_1 和 ω_2 为角频率； φ_1 和 φ_2 为初相位。两个波合成的结果为：

$$f = f_1 + f_2 = A_1 \sin(\omega_1 t + \varphi_1) + A_2 \sin(\omega_2 t + \varphi_2) \quad (12)$$

进一步利用和差化积公式对式(12)进行化简可以得到：

$$\begin{aligned} f &= A_1 \sin\left[\left(\frac{\omega_1 + \omega_2}{2}t + \frac{\varphi_1 + \varphi_2}{2}\right) + \left(\frac{\omega_1 - \omega_2}{2}t + \frac{\varphi_1 - \varphi_2}{2}\right)\right] \\ &+ A_2 \sin\left[\left(\frac{\omega_1 + \omega_2}{2}t + \frac{\varphi_1 + \varphi_2}{2}\right) - \left(\frac{\omega_1 - \omega_2}{2}t + \frac{\varphi_1 - \varphi_2}{2}\right)\right] \\ &= (A_1 + A_2) \sin\left(\frac{\omega_1 + \omega_2}{2}t + \frac{\varphi_1 + \varphi_2}{2}\right) \cos\left(\frac{\omega_1 - \omega_2}{2}t + \frac{\varphi_1 - \varphi_2}{2}\right) \\ &+ (A_1 - A_2) \cos\left(\frac{\omega_1 + \omega_2}{2}t + \frac{\varphi_1 + \varphi_2}{2}\right) \sin\left(\frac{\omega_1 - \omega_2}{2}t + \frac{\varphi_1 - \varphi_2}{2}\right) \\ &= A \sin\left(\frac{\omega_1 + \omega_2}{2}t + \frac{\varphi_1 + \varphi_2}{2} + \phi\right) \end{aligned} \quad (13)$$

式中，合成运动的振幅和相位可由式(14)得到：

$$\begin{aligned} A &= \sqrt{A_1^2 + A_2^2 + 2A_1A_2 \cos(\Delta\omega t + \Delta\phi)} \\ \tan \phi &= \frac{(A_1 - A_2)}{(A_1 + A_2)} \tan\left(\frac{\Delta\omega}{2}t + \frac{\Delta\phi}{2}\right) \end{aligned} \quad (14)$$

式中: $\Delta\omega = \omega_1 - \omega_2$ 为角频率差; $\Delta\varphi = \varphi_1 - \varphi_2$ 为相位差。

式(14)表明, 对于任意两个简谐波的合成, 角频率差 $\Delta\omega$ 的存在会导致振幅随时间变化。特别地, 如果两个简谐振动振幅相等, 则会形成振幅周期性变换的特殊振动, 一般称之为“拍振”。实际上, 对于任意振幅的两条波, 总存在某个时刻, 合振幅 A 为两个波振幅的直接叠加, 即 $A = A_1 + A_2$ 。更进一步可以得到推论: 有限项不同频率的简谐波相互叠加, 总振幅为所有波的振幅的叠加。

对于承台惯性力、承台侧土抗力以及墩底剪力的时程函数 $F_I(t)$ 、 $R(t)$ 和 $F_p(t)$, 由于其频率成分存在上限, 因此总可以将其写成有限项简谐波之和:

$$\begin{aligned} F_I(t) &= \sum_{n=1}^N f_n \sin(n\omega t + \varphi_I) \\ R(t) &= \sum_{n=1}^N r_n \sin(n\omega t + \varphi_R) \\ F_p(t) &= \sum_{n=1}^N p_n \sin(n\omega t + \varphi_p) \end{aligned} \quad (15)$$

式中: f_n 、 r_n 和 p_n 为傅里叶系数; $n\omega$ 为角频率; φ_I 、 φ_R 和 φ_p 为对应的相位角; N 为总项数。

由于我们只关心这几个力及其合力振动的幅值, 并不关心具体振动过程, 可以利用前文得到的推论, 忽略振幅的周期性变化, 仅采用单一简谐波来简化分析过程, 将几个力的时程改写为:

$$\begin{aligned} F_I(t) &= |F_I| \sin(\omega_I t + \varphi_I) \\ R(t) &= |R| \sin(\omega_R t + \varphi_R) \\ F_p(t) &= |F_p| \sin(\omega_p t + \varphi_p) \end{aligned} \quad (16)$$

式中: I 、 R 、 P 做下标时分别代表惯性力、土抗力和墩底剪力的频率和相位参数; $|F_I|$ 、 $|R|$ 、 $|F_p|$ 为这几个力的幅值。

下面根据由式(14)对承台惯性力 $F_I(t)$ 、承台侧土抗力 $R(t)$ 以及墩底剪力 $F_p(t)$ 的合力进行估计。

首先将承台直接受到的惯性力和土抗力进行组合, 考虑到两者近乎同频振动且相位差接近 π ($\Delta\omega = 0$, $\Delta\varphi = \pi$), 可以得到承台总贡献:

$$\begin{aligned} F_c(t) &= \sqrt{|F_I|^2 + |R|^2 + 2|F_I||R|\cos(\pi)} \cos\left(\frac{\omega_I + \omega_R}{2}t + \varphi_c\right) \\ &= (|F_I| - |R|) \cos\left(\frac{\omega_I + \omega_R}{2}t + \varphi_c\right) \\ &= |F_c| \cos(\omega_c t + \varphi_c) \end{aligned} \quad (17)$$

式中: $|F_c| = |F_I| - |R|$ 为承台总贡献的幅值; ω_c 和 φ_c 可联立式(14)、式(16)解出。

进一步考虑墩底剪力和承台合力的组合, 由于两者频率不同但无相位差 ($\Delta\omega = \Delta\omega$, $\Delta\varphi = 0$), 可以

得到墩底剪力 $F_p(t)$ 与承台总贡献 $F_c(t)$ 的合力, 即基础剪力 $V(t)$:

$$V(t) = \sqrt{|F_p|^2 + |F_c|^2 + 2|F_p||F_c|\cos(\Delta\omega t) \cdot \cos(\omega_B t + \varphi_B)} \quad (18)$$

式中: ω_B 和 φ_B 可联立式(14)、式(16)解出, 基础剪力 V 的幅值与时间有关, 其最大值也就是基础剪力的设计值为:

$$|V| = |F_p| + |F_c| = |F_p| + |F_I| - |R| \quad (19)$$

需要说明的是, 式(19)是基础剪力设计值的简化估计, 其误差包括两部分: 式(17)在估计承台贡献 $|F_c|$ 时忽略了可能存在的相位差 $\Delta\varphi$, 会导致承台贡献 $|F_c|$ 较实际值偏小; 而式(19)在式(18)的基础上忽略了振幅的周期性变化, 取其最大值, 导致实际得到的墩底剪力偏大。这两部分误差会相互抵消, 4.3 节的验证将说明式(19)的结果仍偏于保守。

综上所述, 软土地基桩基承台传力机制可以归纳如下: ①承台惯性力与承台侧土抗力基本反相, 部分抵消; ②两者合成的承台地震响应贡献与上部结构地震响应贡献无相位差, 可直接对两者的幅值进行叠加; ③三者合力传至基础成为基础剪力。

4.2 桩基设计地震力简化计算方法

根据能力设计方法, 桥梁群桩基础的设计地震力应根据延性墩柱传递下来的最大地震力, 并考虑承台水平力贡献来确定。因此需分别确定延性墩柱传递的最大地震力、承台水平力贡献以及两者的组合方法。

住建部规范^[2]中, 在确定群桩基础的设计地震力时, 延性墩柱传递的地震力和承台的贡献直接叠加。其中墩柱传递的最大地震力基于墩柱塑性铰区截面的超强弯矩计算。住建部规范假定承台与地面同步振动的同时忽略承台侧土体抗力的作用。因此, 承台对低桩承台基础的水平力贡献, 可采用静力法按下式计算:

$$F_t = M_t A \quad (20)$$

式中: F_t /kN 为作用在承台中心处的水平地震力; M_t/t 为承台质量; A 为水平向地震动峰值加速度 PGA。

而近期颁布实施的上海市地方标准^[4]在住建部规范的基础上考虑了承台侧土抗力的贡献, 将低桩承台基础的承台水平力贡献改为按式(21)计算:

$$F_t = M_t A - E_{hez} \quad (21)$$

式中, E_{hez} 为承台侧土抗力的贡献, 推荐在承台侧朗金被动土压力极限值 p_{ult} 的基础上乘以 1/3 的折减系

数。遗憾的是,上海市地方标准也并未对承台的贡献及其与桥墩传递的最大地震力的组合方法进行说明和论证。

事实上,根据本文前述分析结果,承台的峰值加速度显著大于地面峰值加速度,而且随着地震峰值加速度的增大,桥墩桩基承台的峰值加速度趋近于独立群桩基础的峰值加速度。同时,承台侧土抗力几乎发挥至极限土抗力。因此,住建部规范和上海地方标准中采用的,按地面加速度峰值计算承台惯性力,忽略或者仅考虑少部分承台侧土抗力的做法均存在不合理之处。

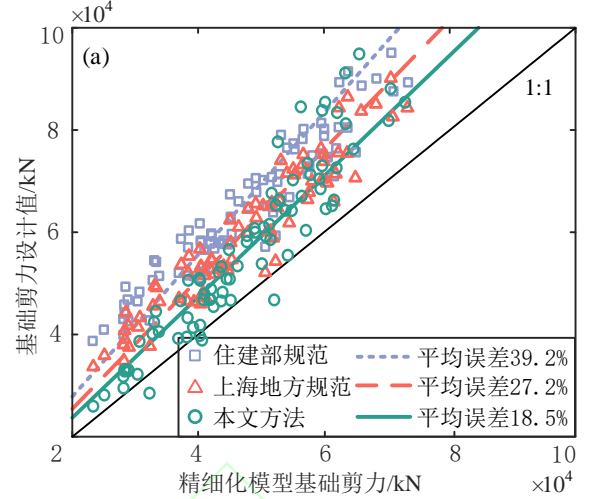
对于按延性抗震设计的桥梁,桥墩在罕遇地震下往往屈服,桥墩传下来的地震力仅与桥墩截面的抗弯能力相关。为此,本文在现行住建部规范中能力保护方法的基础上,假定桥墩屈服之后对承台没有约束作用,承台的贡献取决于桩基础的独立振动,认为桥墩桩基承台加速度等于独立群桩基础的加速度。同时假设承台侧土抗力的最大值为极限土抗力 P_{ul} 的 0.9 倍。在确定了承台地震响应的大小之后,可以将承台惯性力、承台侧土体抗力以及墩柱传递的地震力按照 4.1 节得到的式(19)进行合成,就得到桥梁低桩承台基础的设计地震力计算公式:

$$\begin{aligned} F_c &= F_l - R \\ V &= V_0 + F_c \\ M &= V_0 \cdot (H + H_c) + F_c \cdot 0.5H_c \end{aligned} \quad (22)$$

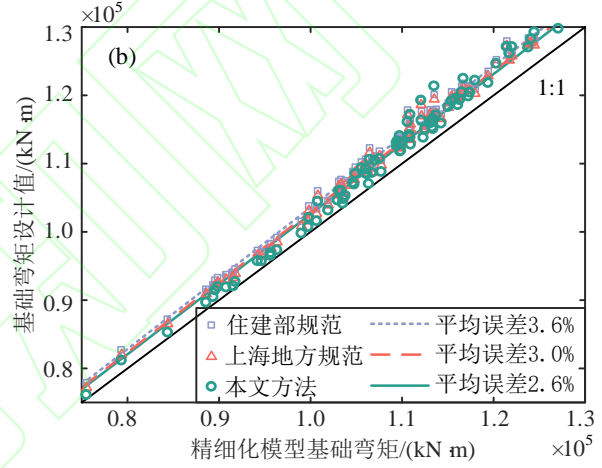
式中: F_c 为承台水平力贡献; F_l 为独立基础承台惯性力; R 为承台侧土抗力,由于承台侧土抗力发挥系数均超过 0.9,建议承台侧土抗力可近似取承台侧朗金被动土压力极限值 P_{ul} 的 0.9 倍; V_0 为墩柱传递的最大剪力; H 为墩高; H_c 为承台高。

4.3 简化计算方法的适用性验证

为验证 4.2 节简化方法的适用性,以精细化模型计算结果为基准,对所有工况(不同墩高,加速度幅值和地震动共计 84 个)下住建部规范方法、上海市地方标准和本文方法计算得到的基础剪力和弯矩设计值进行比较如图 10,并给出了平均误差线。为了可比性,三种简化方法中墩柱传递的剪力/弯矩均采用精细化模型的结果。桥梁抗震设计中,根据本文方法得到的基础弯矩、剪力设计值和永久作用效应组合后,按现行行业标准《公路桥涵地基与基础设计规范》^[30]进行桩基础强度验算。



(a) 基础剪力设计值



(b) 基础弯矩设计值

图 10 简化方法验证

Fig 10 Verification of simplified method

由图 10 可见,与精细化模型结果相比,三种简化方法的结果都是偏大的,特别是基础剪力设计值的结果。规范方法、规范修订方法和本文简化计算方法得到的基础剪力设计值平均误差分别为 39.2%、27.2%、18.5%,而基础弯矩设计值的平均误差分别为 3.6%、3.0%、2.6%。由于承台底的剪力设计值与桩身弯矩设计值呈正相关关系,而桩身截面抗弯强度又与配筋率呈正相关关系,因此与住建部规范相比,采用本文结果预计可减少桩身配筋率 14.6%,与上海市地标相比,可减少桩身配筋率 6.8%。

总体而言,住建部规范最保守,上海市地方标准相对更合理,而本文提出的简化方法更为经济,而且依然是偏安全的。

5 结论

本文以上海地区(软土地区)采用延性抗震设计策略的典型高架桥为工程背景,建立了基于非线性 Winkler 地基梁模型的桩基桥梁有限元模型,系统分析了承台地震惯性力、承台侧土抗力随墩高和地震动强度的变化规律,揭示了地震下墩柱剪力经承台传至基础的传力机制,提出了软土地基桥梁群桩基础的设计地震力简化计算方法,并在此基础上重新审视了现行规范简化计算公式的合理性。得到如下结论:

(1) 软土地基桥梁桩基承台在地震下的峰值加速度显著大于地震动峰值加速度,而且随着墩柱的屈服,承台峰值加速度趋近于独立群桩基础的峰值加速度。

(2) 罕遇地震下,承台侧土抗力能发挥至极限土抗力的 0.9 倍以上。

(3) 承台的惯性力与侧土抗力之间的相位差在 π 附近大致服从正态分布,可近似视为同频反相。

(4) 上部结构传下来的墩底剪力和承台水平力贡献频率不同,但相位差接近 0。

(5) 基于能力设计方法,软土地基桥梁群桩基础的设计地震力计算,可以简化为由墩底最大剪力直接叠加独立群桩基础承台最大地震惯性力与反向 0.9 倍承台侧极限土抗力的合力。现行桥梁抗震设计规范在计算群桩基础设计地震力时,同时低估了承台地震惯性力和承台侧土抗力,过于保守。

参考文献:

- [1] 王靖程,叶爱君,王晓伟,等. 液化大变形场地桩柱式墩桥梁震后竖向承载能力损失评估[J]. 工程力学, 2023.
WANG Jingcheng, YE Aijun, WANG Xiaowei, et al. Loss assessment of post-earthquake vertical loadcarrying capacity for pile-column bridges in liquefied ground with large deformation[J]. Engineering Mechanics, 2023. (in Chinese)
- [2] CJJ 166-2011. 城市桥梁抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
CJJ 166-2011. Code for seismic design of urban bridges [S]. Beijing: china architecture industry press, 2011. (in Chinese)
- [3] MYLONAKIS G, NIKOLAOU A, GAZETAS G. Soil-pile-bridge seismic interaction: Kinematic and inertial effects. part I: soft soil[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1997, 26(3): 337-359.
- [4] DG/TJ08-2440-2023. 桥梁抗震设计标准[S]. 上海: 同济大学出版社, 2023.
DG/TJ08-2440-2023. Standards for seismic design of bridges [S]. Shanghai, 2023. (in Chinese)
- [5] NOVAK M. Piles under dynamic loads[C]//Second International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. St. Louis, Missouri: University of Missouri-Rolla, 1991.
- [6] NAGGAR M H E, Novak M. Nonlinear axial interaction in pile dynamics[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 120(4): 678-696.
- [7] BOULANGER R W, CURRAS C J, KUTTER B L, et al. Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999, 125(9): 750-759.
- [8] REN J, SONG J, ELLINGWOOD B R. Reliability assessment framework of deteriorating reinforced concrete bridges subjected to earthquake and pier scour[J]. Engineering Structures, 2021, 239: 112363.
- [9] AYGÜN B, DUEÑAS-OSORIO L, PADGETT J E, et al. Efficient Longitudinal Seismic Fragility Assessment of a Multispan Continuous Steel Bridge on Liquefiable Soils[J]. Journal of Bridge Engineering, 2011, 16(1): 93-107.
- [10] GHORBANI A, HASANZADEHSHOOILI H, GHAMARI E, et al. Comprehensive three dimensional finite element analysis, parametric study and sensitivity analysis on the seismic performance of soil-micropile-superstructure interaction[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014, 58: 21-36.
- [11] 王晓伟, 钱晋, 叶爱君, 等. 砂土地桩柱式墩桥梁桩身地震需求简化计算方法[J]. 工程力学: 2022.
WANG Xiaowei, QIAN Jin, YE Aijun, et al. Simplified seismic demand prediction method for extended pile-shafts in cohesionless soils. Engineering Mechanics, 2022. (in Chinese)
- [12] SHANG Y, ALIPOUR A, YE A. Selection of input motion for seismic analysis of scoured pile-supported bridge with simplified models[J]. Journal of Structural Engineering, 2018, 144(8): 04018099.
- [13] PIETRASZEK P, LEGER P, TREMBLAY R. Pile foundation modelling for seismic analysis of highway

- bridges using beam on a non-linear winkler foundation[C]. Montreal, QC, Canada: Canadian Society for Civil Engineering, 2013: 1898-1908.
- [14] ROJAS E, VALLE C, ROMO M P. Soil-pile interface model for axially loaded single piles[J]. Soils and foundations, 1999, 39(4): 35-45.
- [15] 王晓伟, 叶爱君, 商宇. 砂土地基小直径单桩的浅层土 p-y 曲线[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(9): 1736-1745. WANG Xiaowei, YE Aijun, SHANG Yu. Shallow-layer p-y curves for single micropile in sands [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(9): 1736-1745. (in Chinese)
- [16] 杨当, 王靖程, 叶爱君. 土-承台动力相互作用对砂土地场地桩基桥梁地震反应的影响[J]. 城市道桥与防洪, 2024(1): 199-204+22. YANG Dang, WANG Jingcheng, YE Aijun. Influence of Soil-Base Slab Dynamic Interaction on Seismic Response of Pile Foundation Bridges in Sandy Soil Site [J]. Urban Roads Bridges & Flood Control, 2024(1): 199-204+22. (in Chinese)
- [17] MCKENNA F. OpenSees: A framework for earthquake engineering simulation[J]. Computing in Science Engineering, 2011, 13(4): 58-66.
- [18] 王靖程, 叶爱君, 王晓伟. 砂土地场地桥梁群桩基础延性抗震性能分析[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2024, 52(6): 893-901. WANG Jingcheng, YE Aijun, WANG Xiaowei. Ductile Seismic Performance Analysis of Bridge Pile-group Foundations in Sand[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2024, 52(6): 893-901. (in Chinese)
- [19] API RP 2A-WSD: Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms - working stress design[S]. 2014.
- [20] B. M J, N. P M J, R. P. Theoretical stress-strain model for confined concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(8): 1804-1826.
- [21] FILIPPOU F C, POPOV E P, BERTERO V V. Modeling of R/C joints under cyclic excitations[J]. Journal of Structural Engineering, 1983, 109(11): 2666-2684.
- [22] MOSHER R L. Load-transfer criteria for numerical analysis of axially loaded piles in sand. Part 1: Load-transfer criteria[R]//Final Report Army Engineer Waterways Experiment Station. 1984.
- [23] FANG H Y. Foundation engineering handbook[M]. Boston, MA: Springer US, 1991.
- [24] MEYERHOF G G. Bearing capacity and settlement of pile foundations[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1976, 102(3): 197-228.
- [25] VIJAYVERGIYA V N, HUDSON W R, REESE L C. Load distribution for a drilled shaft in clay shale[J]. diagrams, 1969.
- [26] MATLOCK H. Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay[C]//All Days. Houston, Texas: OTC, 1970: OTC-1204-MS.
- [27] REESE L, IMPE W F. Single piles and pile groups under lateral loading[J]. Applied Mechanics Reviews - APPL MECH REV, 2002, 55.
- [28] DAS B M, SIVAKUGAN N. Principles of foundation engineering[M]. Cengage Learning, 2018.
- [29] SHANG Y, ALIPOUR A, YE A. Selection of input motion for seismic analysis of scoured pile-supported bridge with simplified models[J]. Journal of Structural Engineering, 2018, 144(8): 04018099.
- [30] JTG 3363-2019. 公路桥涵地基与基础设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2019. JTG 3363-2019. Specifications for design of foundation of highway bridges and culverts[S]. Beijing: China Communication Press, 2019. (in Chinese)