

文章编号: 1004- 4574(2011) 02- 0102- 06

土-结构相互作用振动台试验模型简化方法探讨

王艳茹¹, 苗崇刚², 戴君武³

(1 温州大学, 浙江 温州 325035 2 中国地震局 应急救援司, 北京 100086;
3. 中国地震局工程力学研究所, 黑龙江, 哈尔滨 150080)

摘 要: 考虑到地震模拟振动台本身的承载能力限制、土体及边界条件模拟的复杂性、模型缩尺比例不能过小等因素, 提出了一种在地震模拟振动台试验中简化考虑土-结构相互作用的方法, 并以某海上高耸塔结构为例说明了该方法的可行性。利用有限元软件 ETABS9.0.0 建立了两个三维有限元模型: 考虑土-结构相互作用模型(模型 A)和简化模型(模型 B)。其中, 模型 B 上部结构与模型 A 相同, 通过模态分析、反应谱分析和时程分析反复调整基础结构形式, 使两个模型的上部结构地震反应相同。调整得到的模型 B, 即为考虑土-结构相互作用的简化模型, 可为土-结构相互作用地震模拟振动台试验提供参考。

关键词: 土-结构相互作用; 地震模拟振动台试验; 高耸塔结构; 简化方法

中图分类号: P315.8

文献标志码: A

A simplified model of shaking table test on soil-structure interaction

WANG Yan-ru¹, MIAO Chong-gang², DAI Jun-wu³

(1 Wenzhou University Wenzhou 325032, China 2. Department of Emergency Rescue, China Earthquake Administration Beijing 100086, China 3. Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration Harbin 150080, China)

Abstract This paper proposes a simplified method conducting earthquake simulation test on shaking table for high-rise tower structure with consideration of soil-structure interaction to overcome the limitation of the load-bearing capacity, the size of the shaking table and the difficulty in simulating both of the soil foundation and its' boundary condition in experimental practice. An offshore high-rise tower structure was taken as the example for developing the proposed simplified method. A 3-D finite element analysis model (Model A) considering the soil-structure interaction and a simplified model (Model B) were built. Both models are equipped with the same upper structure. According to results of numerical modal analyses, response spectrum analyses and time-history analyses, the form of foundation structure was adjusted repeatedly so that the seismic responses of superstructure of both Model A and Model B are same. Model B is precisely the simplified model considering soil-structure interaction which could be used for shaking table test.

Key words soil-structure interaction; earthquake simulation shaking table test; high-rise tower structure; simplified method

地震是人类面临的最严重的自然灾害之一, 常常引起建筑物的破坏、人员的伤亡, 给人类社会造成巨大的经济损失^[1], 而且几乎所有的人员伤亡和经济损失都与工程结构及构筑物的破坏密切相关。因此, 研究

收稿日期: 2010- 05- 20 修回日期: 2010- 12- 21

基金项目: 国家重点基础研究 973 计划 (2007CB714205)

作者简介: 王艳茹 (1982-), 女, 博士, 主要从事防灾减灾研究。E-mail: yanrupiaoyang@163.com

建筑物在地震作用下的反应,并在设计中采取适当的措施保证建筑物在地震中的抗震性能,已成为工程技术人员一个重要研究课题。传统的结构抗震设计往往采用刚性地基假定,随着震害资料的积累以及对结构抗震性能深入研究,发现刚性地基假定并不符合实际情况^[2]。由于土 - 结构相互作用的存在一般会使结构的实际振动阻尼增加,并使整个结构体系“变柔”,引起结构自振周期的延长,因此,一般的结构设计如果忽略土 - 结构相互作用,而简单地采用刚性地基假设,通常会使被分析结构“偏刚”,从而人为地增大上部结构设计的地震作用,多数情况下会使设计结果偏于保守,投资增加。这已为大多数设计人员所接受,并约定俗成。但如果结构比较复杂,地震作用下的反应机理并不清楚,这种人为地增大地震作用的做法实际上并不一定总是使设计结果“偏于保守”,甚至由于地震作用的估计失真,增大了结构中本不应该增大的某些抗侧力构件的截面,增大了结构自重,人为地改变了结构实际地震发生时结构的耗能机制,使得本不应该发生的破坏发生了,导致结构更加偏于不安全,那么,其后果将不但浪费投资,更有可能置结构及未来的居住者于危险之中。由此可见,尤其是对于日益增多的比较复杂的高层(高耸)结构,在设计中合理地考虑土 - 结构相互作用是十分必要的。

本文研究的出发点是为解决“威海之星”塔结构的考虑土 - 结构相互作用的地震模拟振动台试验实现问题。通常,在地震模拟振动台试验中,土 - 结构相互作用试验是将结构模型放在装有土体的箱子内实现的^[3];赵之颖等^[4]研究 SSI 系统阻尼特性振动台模型试验时,将 12 层带桩基础的小高层缩尺模型放于圆形地基模型箱中;王东坡等^[5]研究支盘桩 - 土 - 上部结构动力相互作用体系特性时,把 12 层钢筋混凝土缩尺模型放置于直径为 3m 的圆桶形土箱中;Tamura 等^[6]研究砂土液化过程中钢筋混凝土桩的破坏机理时,将 4 个直径 0.15m、长 6m 的钢筋混凝土桩置于长 × 宽 × 高为 12.0m × 3.5m × 6.0m 的薄层剪切盒;Yasuda 等^[3]进行足尺桩试验时,将桩基础放置于用最大水平位移可达 1m 的 (12m × 6m × 3.5m) 大型剪切盒子中;Philip 等^[3]进行了桩 - 土 - 上部结构动力相互作用试验时,利用直径为 2.3m、高 2m 的圆形柱状容器模拟自由场地震反应;等等。本研究拟进行的“威海之星”塔结构 1:36 模型试验须考虑土 - 结构相互作用问题,但受振动台 (5m × 5m) 承载能力 (35t) 的限制,若将地基土考虑在内进行试验,则上部结构比例将不得不大大缩小,会加剧模型的尺寸效应,达不到试验的原有目的,因此本文提供一种在地震模拟振动台试验中简化考虑土 - 结构相互作用效应的等效方法,采用数值模拟分析,说明了应用简化方法进行考虑土 - 结构相互作用地震模拟振动台试验的可行性。该方法为考虑土 - 结构相互作用地震模拟振动台试验提供了新的思路,使研究人员可在有限的条件下完成复杂的地震模拟振动台试验,节约成本,提高经济效益。

1 方法

为简化“威海之星”塔结构地震模拟振动台试验模型,首先,建立一个考虑土 - 结构相互作用的三维有限元模型(模型 A),鉴于现有研究土 - 结构相互作用的集总参数法、子结构法和整体有限元法^[7]等数值方法的优缺点,本文选择集总参数法模拟土 - 结构相互作用,假定基础为刚性,把地基土对刚性基础的影响用弹簧代替。但在地震模拟振动台试验过程中,模拟弹簧对结构反应影响也不现实,因此再次寻求一种简化考虑弹簧对结构反应影响的方法:建立简化模型(模型 B),通过对比两种模型的模态分析、反应谱分析、时程分析结果,不断调整模型 B 基础结构形式(如约束形式、基础参数等),使模型 B 与模型 A 上部结构地震反应相同,利用模型 B 可得到考虑土 - 结构相互作用的振动台试验缩尺模型。实现流程如图 1 所示。

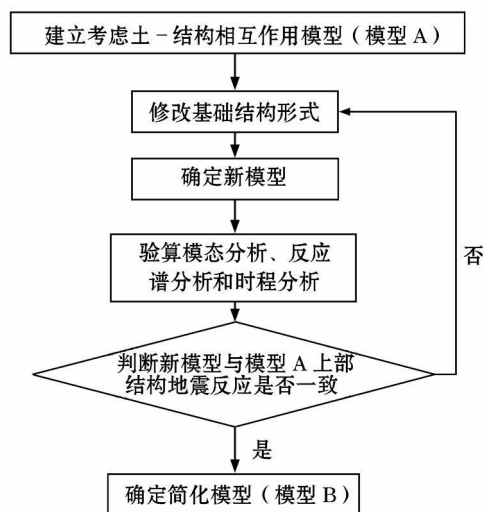


图 1 方法流程图

Fig 1 Flow chart of method

2 实例

2.1 工程背景

“威海之星”塔结构是大型海上观光塔,如图 2 所示,该塔处于威海至刘公岛空中快车线路的第 3 个门架位置,距离威海岸边约 1 500m,距离刘公岛 2 700m。该结构为钢筋混凝土塔,由下塔楼、塔身、塔楼、桅杆组成,总高度 285m,海上平台是 55m × 55m × 7m 的钢筋混凝土结构,平台以下是 81 根长度从 46m 到 60m、直径为 2m 的桩基础。该结构安全等级为二级,设计使用年限为 50a 结构重要性系数为 1.0 抗震设防分类为丙类,建筑场地类别为 II 类。该结构设计所采用的混凝土和钢筋材料如表 1 和表 2 所示。

表 1 混凝土材料表

Table 1 List of concrete materials

| 结构名称 | 强度等级 | 抗压强度设计值 / (N · mm ⁻²) | 弹性模量 / (N · mm ⁻²) | 泊松比 |
|------------|------|-----------------------------------|--------------------------------|-----|
| 墙、柱、型钢混凝土梁 | C50 | 23.1 | 3.45 | 0.2 |
| 梁、板 | C30 | 14.3 | 3.00 | 0.2 |
| 桩、承台 | C35 | 16.7 | 3.15 | 0.2 |
| 封桩层 | C20 | 9.6 | 2.55 | 0.2 |

表 2 钢筋材料表

Table 2 List of reinforcement materials

| 结构名称 | 强度等级 | 强度设计值 / (N · mm ⁻²) | 弹性模量 / (10 ⁶ N · mm ⁻²) |
|------------------|------------|---------------------------------|--|
| 梁、柱、墙的主筋、桩、承台的配筋 | HRB335 级钢筋 | 300 | 2.0 |
| 塔楼部分的型钢 | Q235 | 210 | 2.1 |
| 各楼板的钢筋 | HPB235 级钢筋 | 210 | 2.1 |

2.2 模型的建立

上部结构建立

该结构模型 A 和 B 均采用大型有限元软件 ETABS9.0.0 建立。二者都采用三维空间有限元模型,梁、柱、斜撑、桁架采用框架单元,具有拉、压、剪、弯、扭的变形刚度;楼板是采用板壳单元中的膜单元,包括平面内平动刚度和一个垂直于单元平面的旋转刚度,能承受平面内的力和法向弯矩。剪力墙是采用板壳单元中的壳单元来模拟的,由平面应力单元与弯曲单元组合而成的单元,能发生平动和转动,可承受力和弯矩。构件之间的连接,主梁与主梁之间、主梁与剪力墙之间采用刚接,次梁与主梁之间采用铰接。

基础结构建立

模型 A: (见图 3)桩基础采用框架单元,土 - 结构相互作用利用集总参数法模拟,假定基础为刚性,把地基土对刚性基础的影响用弹簧代替。弹簧对结构的作用力与弹簧的变形成正比,这个比例系数 K (见表 3) 与土的类型、物理力学状态和位移的形式有关,本文根据“威海之星”的地质资料^[8]确定比例系数 K ,把弹簧约束施加于桩基础。

模型 B (见图 4): 根据模型 B 与模型 A 上部结构地震反应一致的原则,利用大型有限元软件 ETABS9.0.0 通过对比模态分析、反应谱分析和时程分析结果,不断调整模型的基础结构形式,得到模型 B。对于“威海之星”塔结构地震模拟振动台试验这个特例,反复调整基础结构形式,最终通过缩短“威海之星”塔结构的桩基础的长度和增加水平约束板得到模型 B,即桩基础原有直径及材料特性不变,把原来 46m 到 60m 不等的桩长缩短成 26.5m,在距离海洋平台下表面 9.5m 与 17.5m 处增加两层 800mm 厚的钢筋混凝土板。虽然在这种简化使得桩基础本身的受力情况发生变化,但模型 B 上部结构在地震中的响应基本能反应出模型 A 上部结构结构响应,这将在后面的分析中得到证明。

表 3 比例系数 K 取值

Table 3 Choice of values of proportional coefficient K

| 层号 | 地基岩土名称 | K 取值 / (kN/m ³) |
|----|-----------|-------------------------------|
| ① | 低液限粘土 | 3924 |
| ② | 高液限粘土 | 8583.75 |
| ③ | 含砂低液限粘土 | 26835 |
| ④ | 粘土质砂 | 35561.25 |
| ⑤ | 低液限粘土 | 85837.5 |
| ⑥ | 含砂高液限粘土 | 171675 |
| ⑦ | 强风化片麻状花岗岩 | 392400 |
| ⑦1 | 碎裂岩 | 392400 |
| ⑧ | 弱风化片麻状花岗岩 | 784800 |
| ⑧2 | 弱风化变粒岩 | 784800 |
| ⑨ | 微风化片麻状花岗岩 | 4414500 |
| ⑨1 | 微风化变粒岩 | 4414500 |

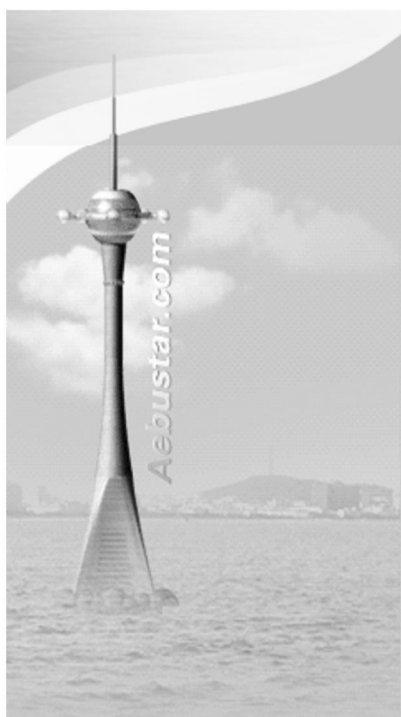


图 2 威海之星塔效果图

Fig 2 Effect picture of tower "Weihai's Star"

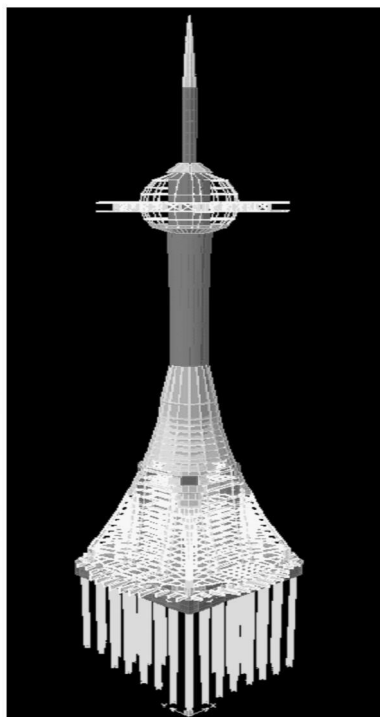


图 3 模型 A

Fig 3 Model A

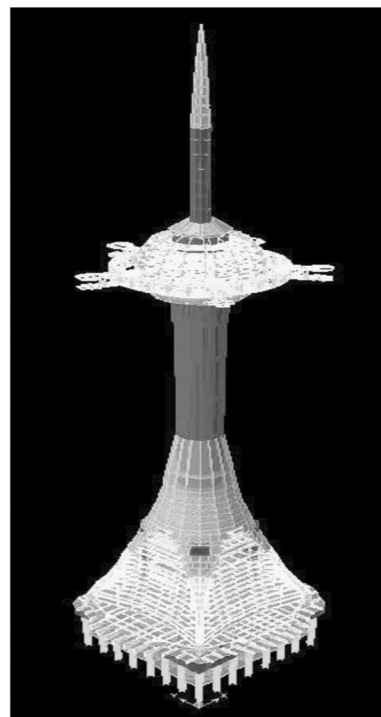


图 4 模型 B

Fig 4 Model B

2.3 模型分析

2.3.1 模态分析

对结构进行模态分析, 两个模型的模态分析结果如表 4 和图 5 所示。从表 4 和图 5 可以看出, 在前 18 阶振型中, 模型 B 与模型 A 结构周期基本一致, 模型 B 与模型 A 周期差最小为 0s, 最大为 0.05s, 周期差占模型二周期百分比最小为 0%, 最大为 8%; 从振型分布的情况可以看出, 在前 12 阶振型中, 模型 A 与模型 B 都有 5 个 X 方向平动振型, 5 个 Y 方向平动振型, 2 个扭转振型。模型 A 与模型 B 的周期与振型分布情况确认了简化模型结构的合理性。

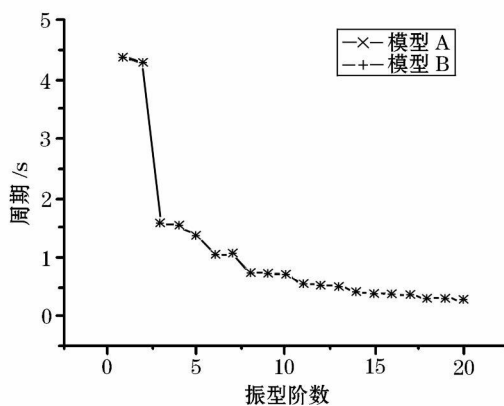


图 5 模态周期对比

Fig 5 Contrast of modal periods

2.3.2 反应谱分析

“威海之星”塔结构抗震设防烈度为 7 度, 设计地震分组为第一组, 加速度值为 0.1g, 建筑场地类别为 II 类。根据《高层建筑混凝土结构技术规程》^[9] 规定: 对于抗震设防为 7 度、加速度值为 0.1g 的结构, 多遇地震的水平地震影响系数最大值 α_{max} 为 0.08, 罕遇地震的水平地震影响系数最大值 α_{max} 为 0.5, 场地的特征周期 T_g 为 0.35s。该高层建筑结构以钢筋混凝土结构为主, 阻尼比取 0.05, 按照规范规定进行反应谱分析, “威海之星”塔结构的层位移、层加速度如图 6 所示。

从图 6 可以看出, 模型 B 与模型 A 的层位移、层加速度基本一致: 层位移, 二者相差最小为 0.2%, 相差最大为 18.9%, 最大相差看似比较大, 但它仅是在底层, 从标高 28.6m 到 285m 相对位移相差都小于 5%; 层加速度, 相差最小为 1.4%, 相差最大为 14.1%。

表 4 模态分析结果

Table 4 Results of modal analysis

| 振型阶数 | 模型 A | 模型 B | 模型 B 与模型 A | | 模型 A | 模型 B |
|------|-------|-------|------------|-------------------|--------|--------|
| | 周期 /s | 周期 /s | 周期差 /s | 周期差占模型 A 周期百分比 /% | 振型 | 振型 |
| 1 | 4.39 | 4.36 | -0.03 | -1 | Y 方向平动 | Y 方向平动 |
| 2 | 4.30 | 4.27 | -0.03 | -1 | X 方向平动 | X 方向平动 |
| 3 | 1.58 | 1.58 | 0.00 | 0 | X 方向平动 | X 方向平动 |
| 4 | 1.53 | 1.52 | -0.01 | 0 | Y 方向平动 | Y 方向平动 |
| 5 | 1.36 | 1.38 | 0.02 | 1 | 扭转 | 扭转 |
| 6 | 1.05 | 1.05 | 0.00 | 0 | Y 方向平动 | Y 方向平动 |
| 7 | 1.05 | 1.05 | 0.00 | 0 | X 方向平动 | X 方向平动 |
| 8 | 0.72 | 0.76 | 0.04 | 5 | 扭转 | 扭转 |
| 9 | 0.72 | 0.76 | 0.04 | 5 | Y 方向平动 | Y 方向平动 |
| 10 | 0.69 | 0.74 | 0.05 | 8 | X 方向平动 | X 方向平动 |
| 11 | 0.54 | 0.55 | 0.01 | 2 | Y 方向平动 | Y 方向平动 |
| 12 | 0.53 | 0.55 | 0.02 | 2 | X 方向平动 | X 方向平动 |
| 13 | 0.50 | 0.51 | 0.01 | 2 | — | — |
| 14 | 0.43 | 0.43 | 0.00 | 0 | — | — |
| 15 | 0.38 | 0.39 | 0.01 | 1 | — | — |
| 16 | 0.37 | 0.38 | 0.01 | 1 | — | — |
| 17 | 0.37 | 0.37 | 0.00 | 1 | — | — |
| 18 | 0.31 | 0.31 | 0.00 | 0 | — | — |

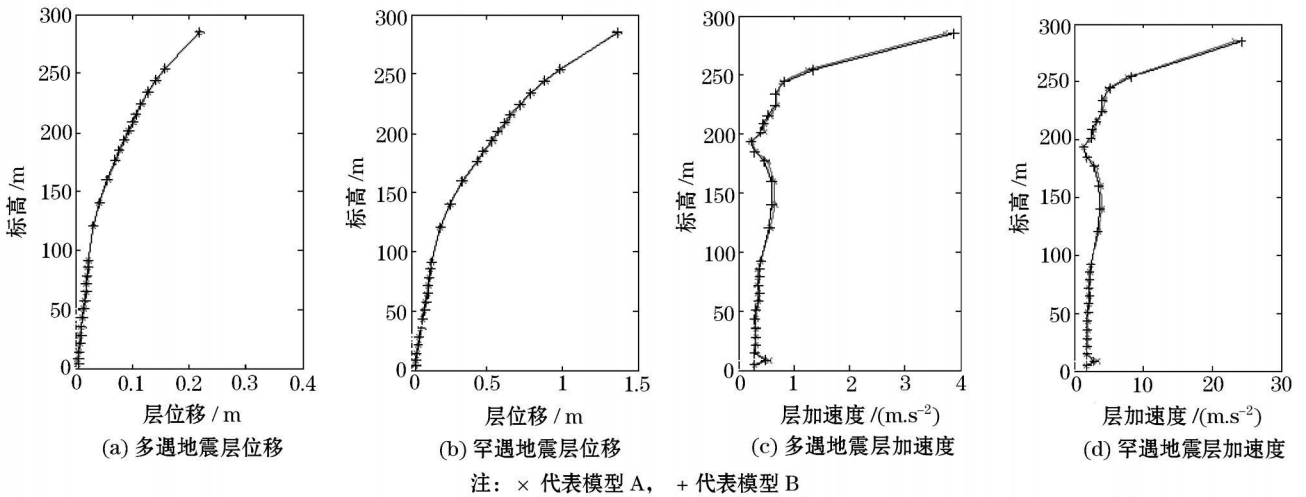


图 6 反应谱分析层位移、层加速度图

Fig 6 Story drifts and story accelerations from response spectrum analysis

2.3.3 时程分析

按照《高层建筑混凝土结构技术规程》^[9]第 3.3.5 条选取地震动,依据建筑场地类别和设计地震动分组选用不少于二组实际地震动记录和一组人工模拟地震动的加速度时程曲线,地震动的持续时间不宜小于建筑结构自振周期的 3 到 4 倍,也不宜小于 12s。地震动的时间步长可取 0.01s 或 0.02s。本文不但考虑了规范要求,并查阅了谢礼立院士等提出的最不利地震动^[10-11],选取的地震动为: 1979 El Centro, Array # 10 Imperial Valley CA 的 N69W 分量(地震动 1), 1952 Taft Kern County 的 N21E 分量(地震动 2), 相应于 7 度多遇地震的人造地震动(地震动 3)和相应于 7 度罕遇地震的人造地震动(地震动 4), 时程分析结果如图 7 所示。图 7 为“威海之星”塔结构在地震动 1、地震动 2、地震动 3、地震动 4 作用下沿标高分布的层位移、层加速度图。从图上可以看出,在各个地震动作用下,模型 A 与模型 B 的层位移、层加速度分布图基本一致,相差较小。

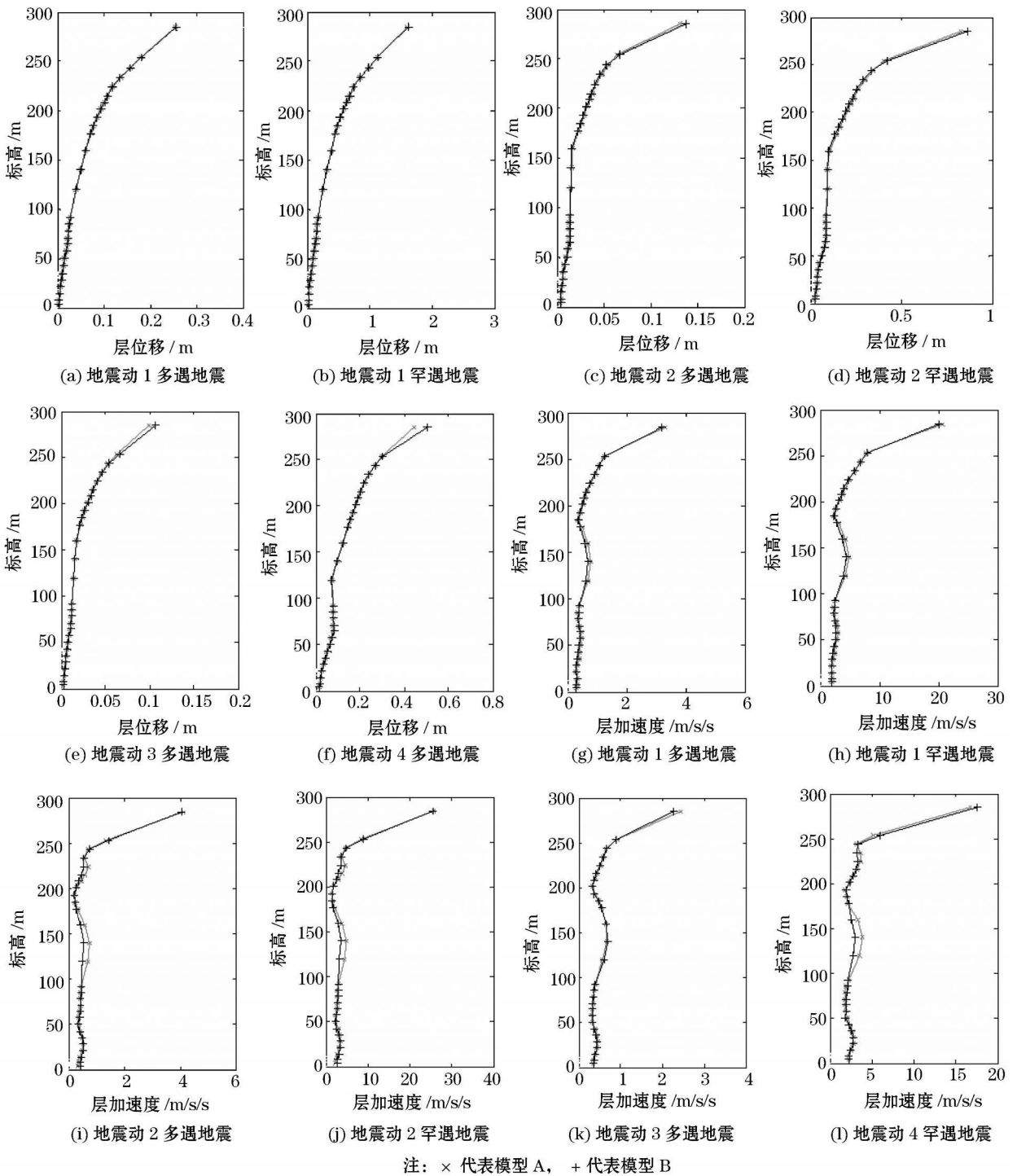


图 7 威海之星塔的层位移和层加速度

Fig 7 Story displacements and story accelerations of tower "Weihai Star"

3 结论

为解决“威海之星”高耸塔结构的考虑土 - 结构相互作用的地震模拟振动台试验实现问题, 本文给出一种在地震模拟振动台试验中考虑土 - 结构相互作用的简化方法: 在振动台试验中, 通过改变基础结构形式实现对土 - 结构相互作用的考虑。本文以“威海之星”高耸塔结构作为案例阐明了简化方法思路及实现过程, 通过对比模态分析、反应谱分析和时程分析结果, 反复调整基础结构形式, 得到了考虑土 - 结构相互作用的简化模型。该方法解决了高耸结构在模拟振动台试验中难以考虑土 - 结构相互作用的问题, 但仍存在一些

不足: (1)方法仅适用于简化考虑上部结构的地震反应,不能说明基础结构的受力情况;(2)土-结构相互作用模拟不够精确,仍要进一步改进。虽然该方法有待进一步改进,但可为考虑土-结构相互作用振动台试验提供思路参考,使得研究人员能在有限的条件下完成考虑土-结构相互地震模拟振动台试验。

参考文献:

- [1] 吴体,熊峰,王永维.土-结构相互作用体系自振频率计算模型[J].四川建筑科学研究,2006 32(2),95-99.
- [2] 石磊.高层建筑土-结构相互作用地震反应分析方法[D].哈尔滨:中国地震局工程力学研究所,2005
- [3] 梁丰,吕西林,陈跃庆.结构-地基动力相互作用试验研究综述[J].结构工程师,2004 3 57-71.
- [4] 张之颖,赵钟斗,吕西林,楼梦麟.SSI体系阻尼特性振动台模型试验研究[J].土木工程学报,2010,43(2):100-104
- [5] 王东坡,钱德玲.支盘桩-土-上部结构动力相互作用体系的振动台模型试验设计[J].合肥工业大学学报,2008,31(5):776-781
- [6] Tanura Shuji et al Dynamic Response and Failure Mechanisms of a Pile Foundation During Soil Liquefaction by Shaking Table Test with a Large Scale Linear Shear Box[A]. 12WCEE, 2000, Paper No. 0903
- [7] 王艳茹.考虑桩基效应的塔结构振动台试验方法数值模拟[D].哈尔滨,中国地震局工程力学研究所,2007.
- [8] 山东省地震工程研究院.威海-刘公岛空中快车道跨海运输系统及威海之星海上观光塔工程场地地震安全性评价工作报告[R].哈尔滨:中国地震局工程力学研究所,2006.
- [9] 中华人民共和国行业标准《高层民用建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3-2002 J 186-2002)[S].北京:中国建筑工业出版社,2002
- [10] 谢礼立,翟长海.最不利设计地震动研究[J].地震学报,2003,25(3),250-261
- [11] 翟长海,谢礼立.抗震结构最不利设计地震动研究[J].土木工程学报,2005 38(12),51-58