

文章编号:1000-582X(2006)10-0078-04

土-结构动力相互作用对结构弹塑性变形影响的探讨*

姬淑艳, 刘立平, 李英民, 韩军

(重庆大学土木工程学院, 重庆 400030)

摘要:罕遇地震作用下进行结构弹塑性变形验算是十分必要的, 目前结构弹塑性变形验算的方法均是基于地基刚性假定提出的, 而考虑土-结构动力相互作用的结构弹塑性变形验算有待研究. 采用平面桩-土-结构弹塑性有限元分析, 探讨了水平地震作用下土-结构相互作用对弹塑性变形特性的影响. 分析发现, 考虑相互作用后, 多层框架结构弹塑性层间位移均有折减, 薄弱层的塑性变形减小, 发生塑性破坏的程度降低. 对多层框架结构按现有规范进行弹塑性变形验算可能偏安全.

关键词:地震作用; 桩动力相互作用; 弹塑性变形

中图分类号: TU398

文献标识码: A

震害表明, 在强烈地震作用下结构薄弱部位将会出现弹塑性变形, 可能导致结构构件破坏, 甚至引起结构倒塌. 为了防止出现过大的弹塑性变形, 中国抗震规范规定^[1], 在罕遇地震作用下7~9度时楼层屈服强度系数小于0.5的钢筋混凝土框架结构应进行薄弱层的弹塑性变形验算. 目前对结构弹塑性变形验算方法是基于地基刚性假定, 而实际地基不可能是刚性的, 地基与上部结构间存在相互作用, 这种相互作用对结构弹塑性变形的影响程度如何有待开展研究工作. 笔者在桩-土-结构弹塑性有限元分析模型研究的基础上, 以5层框架结构为例, 分析了水平地震作用下土-结构相互作用对弹塑性变形特性的影响.

1 弹塑性分析模型

已有研究表明^[2-4], 桩-土-结构体系通过假定可简化为平面应变模型. 文中采用二维平面有限元模型, 上部结构以框架结构为研究对象, 用梁单元进行模拟; 土体采用二维平面应变单元进行模拟; 桩简化为二维模型用梁单元进行模拟. 下部土体和上部结构均采用弹塑性本构关系. 下面讨论分析模型的相关问题.

1.1 边界条件的考虑

由于有限元法只能处理有限域问题, 而在地震作用下有限域边界会限制有限域内的外行波透过边界. 因此需要在边界上设置人工边界. 作者采用文献[5-

6]建议人工边界条件, 即分析模型中土体底部采取固定边界, 两侧面采用自由边界, 自由边界距基础边的距离为7~8倍基础宽度.

1.2 弹塑性本构模型的确定

选取弹塑性本构模型时应兼顾实用性和反映材料(或构件)主要特性. 上部结构将采用基于应力-应变层面的弹塑性本构模型. 在该弹塑性本构模型中采用服从 von Mises 屈服的相关联流动规则的双线性等向硬化模型. 引入构件单轴屈服应力, 则 von Mises 屈服条件为:

$$f = \sqrt{3J_2} - y(H_a) = 0. \quad (1)$$

式中, $y(H_a)$ 为单轴试验条件下的屈服应力, J_2 为应力偏量第二不变量.

土体采用基于 Drucker-Prager 屈服准则的弹塑性本构模型, 其采用广义的 von Mises 屈服条件:

$$f = \sqrt{J_2} + \alpha I_1 - K = 0. \quad (2)$$

式中, I_1 为应力张量第一不变量; J_2 为应力偏量第二不变量; α 、 K 为试验常数.

$$\alpha = 2\sin\varphi / \sqrt{3}(3 - \sin\varphi),$$

$$K = 6C\cos\varphi / \sqrt{3}(3 - \sin\varphi).$$

式中, φ 为土体内摩擦角, C 为土体粘聚力.

1.3 动力方程及求解

桩-土-上部结构体系在地震动输入时任意时刻

* 收稿日期: 2006-06-20

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(59878055)

作者简介: 姬淑艳(1967-), 女, 河南商丘人, 重庆大学讲师, 主要从事结构理论分析的科研和教学工作.

t 的运动方程可表示为:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F(t) \quad (3)$$

式中 $M\ddot{u}(t)$ 和 $\dot{u}(t)$ 分别表示系统的结点加速度和结点速度向量, M, C, K 和 $F(t)$ 分别是系统的质量矩阵、阻尼矩阵、刚度矩阵和结点荷载向量, 分别由桩、土和上部结构中各单元的相应矩阵和向量集成. 阻尼矩阵采用瑞雷 (Rayleigh) 阻尼理论进行计算.

运动方程(3)采用混合法求解, 首先将荷载划分为荷载步, 在每个荷载步中采用牛顿-拉普森法 (Newton-Rapson 法) 迭代求解. 对每个迭代子步采用 Newmark 法计算.

1.4 重力作用的叠加

在弹性分析时, 各荷载效应可以分别计算, 然后将各荷载效应叠加得到最终结果. 但弹塑性分析时叠加原理不再适用, 而应同时考虑所有外力作用. 桩-土-结构相互作用分析中主要考虑的外力为水平地震作用和重力. 在分析时将重力作用按重力加速度以动力荷载方式与水平地震作用同时作用于计算模型. 为了减小动力效应, 首先在前 5 s 时间内重力加速度单独作用, 然后重力加速度与水平地震加速度时程共同作用于模型.

2 算例及结果分析

2.1 算例设计

采用以上的桩-土-结构弹塑性分析模型, 设计 II、III 两类场地上的三跨五层框架结构 (层高 3 m, 跨度均为 6 m) 算例, 研究相互作用对上部结构弹塑性变形特性的影响.

模型中梁柱混凝土等级 C30, 梁柱均对称配筋, 纵筋采用 HRB335, 梁单边配筋率 1.2%, 柱单侧配筋率 0.35%. 梁截面尺寸 300 mm × 700 mm, 柱截面为 600 mm × 600 mm. 基础采用一柱一桩形式, 桩长与土层总厚度相同; 桩的顶部设连梁, 连梁与上部结构梁相同; 桩径 1500 mm, C20 混凝土, 纵筋 HRB335, 全截面配筋率 0.4%.

为了对比研究, 采用 2 种计算模型, 一种是包含桩基和下部土体的桩-土-上部结构模型 (SSI 表示), 另一种是只要上部结构的地基刚性假定的结构模型 (non-SSI 表示).

II、III 类场地上土层由表至深的参数值如表 1 和表 2 所示.

输入采用加速度时程. 桩-土-结构模型中采用是土体底部输入地震动; 而地基刚性假定结构体系模型采用的是结构底部输入地震动, 且输入的地震动是将桩-土-结构体系的地震动经与该体系土体相同的

自由场反应分析得到的地表时程. 对 II 类场地采用 El Centro 波和 Taft 波, 对 III 类场地采用 El Centro 波和宁河地震天津波. 为便于比较, 将 II 类场地的地震波的幅值调为 1.5 m/s², III 类场地的地震波的幅值调为 1.0 m/s².

表 1 II 类场地土层参数 MN/m²

土层编号	厚度 / m	剪切波速 / (m · s ⁻¹)	密度 / (kg · m ⁻³)	泊松比	剪切模量	弹性模量	粘聚力	内摩擦角 / (°)
1	3	140	2 000	0.2	39.2	94.08	25 000	15
2	3	140	2 000	0.2	39.2	94.08	30 000	15
3	3	150	2 100	0.2	47.25	113.4	35 000	20
4	3	150	2 100	0.2	47.25	113.4	40 000	20
5	3	160	2 200	0.2	56.32	135.17	45 000	25
6	3	160	2 200	0.2	56.32	135.17	50 000	25

表 2 III 类场地土层参数 MN/m²

土层编号	厚度 / m	剪切波速 / (m · s ⁻¹)	密度 / (kg · m ⁻³)	泊松比	剪切模量	弹性模量	粘聚力	内摩擦角 / (°)
1	3	100	2 000	0.2	20	48	25 000	15
2	3	100	2 000	0.2	20	48	30 000	15
3	3	120	2 100	0.2	30.24	72.58	35 000	20
4	3	120	2 100	0.2	30.24	72.58	40 000	20
5	3	140	2 200	0.2	43.12	103.49	45 000	25
6	3	140	2 200	0.2	43.12	103.49	50 000	25

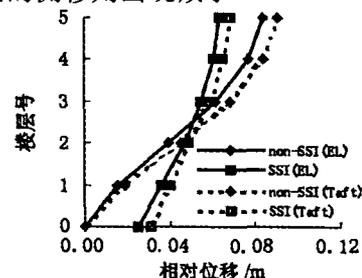
2.2 结果分析

对上述算例进行了分析, 下面讨论相互作用对层间位移和弹塑性应变的影响.

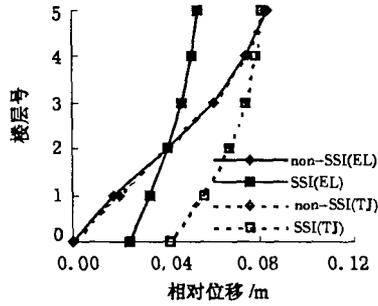
为便于比较, 将桩-土-结构体系和地基刚性假定结构体系计算的指标的比值称为折减系数, 其定义为: 折减系数 = 桩-土-结构体系反应量峰值 / 地基刚性假定结构反应量峰值.

2.2.1 对位移的影响

图 1 为在不同场地不同输入地震动作用下五层框架结构的相对位移峰值沿高度变化曲线. 无论是考虑相互作用还是不考虑相互作用, 5 层结构沿高度的位移变化趋势均呈剪切型, 这与实际结构的变形曲线相吻合. 考虑相互作用后, 底柱底部会产生较大的侧移, 而上部各层的侧移则出现减小.



(a) 5 层结构 II 类场地



(b) 5层结构 III类场地

图1 相对位移峰值沿高度变化曲线

图2为不同场地不同输入地震动时五层框架结构层间位移峰值折减系数.由图可见层间位移折减系数均小于1,最大值为0.8,折减系数最小值为0.31.但顶层和底层的层间位移折减相对较少而中间层层间位移折减较多,层间位移折减沿结构高度并不是直线变化.III类场地结构层间位移折减较II类场地结构层间位移折减的多.不同输入地震动对层间位移折减系数影响不同.因此,对多层结构而言,考虑相互作用后弹性层间位移均减小.

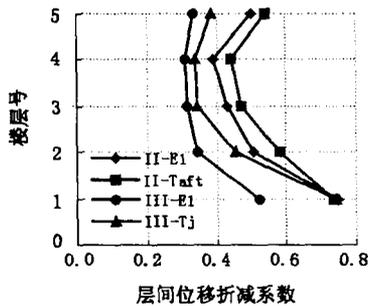


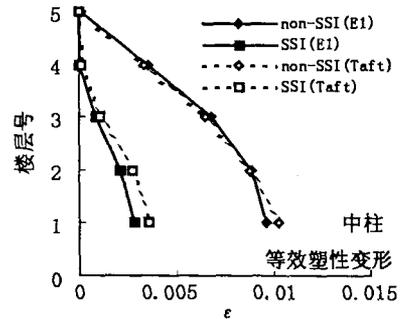
图2 层间位移峰值折减系数

2.2.2 对等效塑性应变的影响

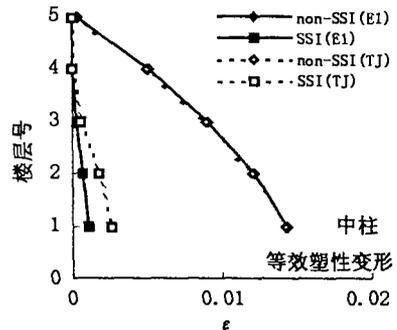
罕遇地震作用下结构的弹性层间位移只是一种表象,在某种意义上可以反映体系发生弹塑性的程度,但并不能完全体现结构的破坏程度.为了能反映结构真实的破坏程度,应从结构受力和弹塑性应变进行分析.下面以结构构件的等效塑性应变分析结构发生塑性程度.

为了分析梁柱弹塑性变形特性,以累积等效塑性应变作为指标,等效塑性应变反映了构件发生的塑性变形量的大小,其表示为: $\epsilon_{eq}^{pl} = \sum \Delta \epsilon_{eq}^{pl}$.

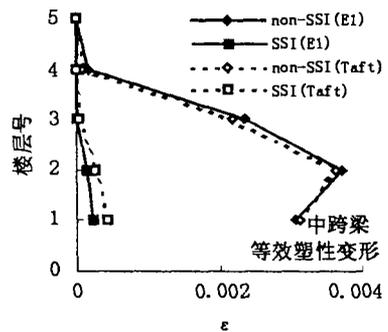
图3为不同场地不同输入地震动的梁柱等效塑性应变.由图3可见,不考虑相互作用时,楼层有明显的薄弱层,而考虑相互作用后各楼层的等效塑性应变比较接近,有较强的削峰作用;考虑相互作用后梁柱的等效塑性应变均减小,且考虑相互作用后各楼层的等效塑性应变差异比不考虑相互作用后小得多.



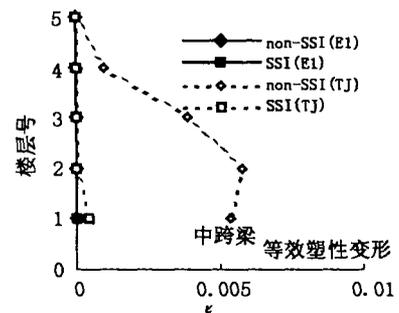
(a) II类场地



(b) III类场地



(c) II类场地



(d) III类场地

图3 不同场地不同输入地震动的梁柱等效塑性应变

3 结论

通过分析,可得出如下结论:1)考虑土-结构动力相互作用后,不同楼层的层间位移峰值间的差异减小;层间位移折减沿结构高度并不是直线变化;2)场地对层间位移折减影响不同.III类场地结构层间位移折减较II类场地结构层间位移折减的多;3)考虑弹塑性相互作用后,薄弱层位置塑性明显减小,因此塑性破

坏程度降低. 桩-土-结构弹塑性动力相互作用下的框架结构比不考虑相互作用时发生塑性破坏程度降低;4) 多层框架结构,按现有规范进行弹塑性变形验算可能偏安全.

参考文献

- [1] GB50011-2001. 建筑抗震设计规范[S].
- [2] 王松涛,曹资. 现代抗震设计方法[M]. 北京中国建筑工业出版社,1997. 89-90.
- [3] HARDJAN A H. The Learning from the Large Scale Soil-structure Interaction Experiments[C]. St. Louis, Proc. 2nd Int. Conf. On Recent Adv. in Geot. Earthq. Engrg. & Soil Dyn., 1991.
- [4] 陈国兴. 土体-结构体系抗震性能整体分析方法与程序开发研究[J]. 南京建筑工程学院学报, 1997, 41:1-7.
- [5] 刘立平. 水平地震作用下桩-土-结构弹塑性动力相互作用分析[D]. 重庆:重庆大学,2004.
- [6] 肖晓春,迟世春,林皋. 水平地震下土-桩-结构相互作用简化分析方法[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2003, 35(5): 561-564.

Influence of Pile-soil Dynamic Interaction for the Structure Elastio-plastic Deformation

Ji Shu-yan, Liu Li-ping, Li Ying-min, Han Jun

(College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing, 40030, China)

Abstract: It is necessary to analysis the structure elastoplastic deformation subjected to rare seismic action and the present methods are mostly based on the rigid foundation assumption, which give rise to the method considering the soil-structure dynamic interaction. Adopting the plan pile-soil-structure elastoplastic finite element models, the influence of soil-structure interaction for the structure elastoplastic deformation in the horizontal earthquake has been analyzed. Through analysing we found, considering interaction, the multilayer-frame elastoplastic displacement was discounted, elastic displacement was minished in the weakness layer and the possibility of break was reduced. The elastoplastic deformation computed by the Code is conservative.

Key words: seismic action; pile; dynamic interaction; elastoplastic deformation

(编辑 姚 飞)