

偏心结构的弹塑性扭转反应机理 ——实验与分析*

李 杰

(土建系)

摘 要: 本文从试验研究与理论分析两个角度论述了偏心结构的弹塑性扭转反应机理, 并将分析结果与扭转效应系数法作了对比。

关键词: 偏心结构, 扭转, 弹塑性

实际的房屋结构, 由于建筑、工艺要求, 不可避免地存在结构偏心 (即通常所说的刚度中心与质量中心不重合)。这种偏心的存在, 使结构物不能“均衡”地承受外力, 因而往往促成局部的先期破坏。为了考虑偏心效应的这种影响, 国际上较多的做法是采用动力偏心距的计算方法。由于这种方法本质上是一种等效静力法, 因而很难客观有效地反映扭转反应的影响。通过单层刚片系的弹性分析与反应谱分析, 文献[1]评价了下述五国规范的设计偏心距公式:

$$\text{墨西哥 (1976):} \quad c_x = 1.5e + 0.1D \quad (1)$$

$$\text{新西兰 (1976):} \quad c_x = (1.7e - c^2 / D) + 0.1D \quad (2)$$

$$\text{加拿大 (1977):} \quad c_x = 1.5e + 0.05D \quad (3)$$

$$\text{美 国 (ATC3 1978):} \quad c_x = e + 0.05D \quad (4)$$

$$\text{德 国 (1976):} \quad c_x = (e + c_1) + 0.05D \quad (5)$$

其中: e ——为结构偏心距;

D ——为规定偶然偏心距;

c_1 ——为考虑振动耦合影响的附加偏心距。

该文结论认为, 在小偏心或 $\Omega = 1^{**}$ 时, 前四国规范低估了扭矩与边缘位移。文献[2]是采用实际地震波输入单层刚片系研究规范方法可行性, 其结果亦表明动力偏心距方法有较显著的误差。事实上, 文献[3]曾指出: 仅在相当特殊的条件下, 偏心结构才存在抵抗中心, 剪切中心不是抵抗中心。由于一般多层结构的刚心仅是一假想概念, 建立在刚心基础

* 收稿日期: 1989.05.08

** $\Omega = \frac{\omega_\theta}{\omega_x}$

上的动力偏心距方法的前景自可推知了。

在我国近年来这方面的研究也卓有成效,其代表性成果便是提出了可供实用计算的扭转效应系数法^{[4][5]}。这个方法是通过研究偏心结构的主要控制参数,在一定范围内,按照振型反应谱方法大量计算出各类偏心结构的地震反应以及对应非耦联结构的平动地震反应,对其比值进行统计分析,从而建立起抗侧力构件的剪力修正系数(即扭转效应系数)与上述主要参数间的经验关系。

我们注意到,在迄今为止的研究工作中,存在这样两个问题:其一,关于偏心结构的扭转反应,很少有真正的动力试验验证;其二,在弹塑性阶段,偏心结构弹塑性阶段的扭转反应机理还有待于认识。本文结合笔者在文献[6]中的工作,试图对上述两方面问题作一初步探讨,供同行参考、指正。

1 试验研究结果

1987年,我们在同济大学大型地震模拟振动台上进行了两幢用构造柱~圈梁体系加固的多层砖房的大比例模型试验^[6]。这两幢模型各层均存在较大的结构偏心。试验模型简图示于图1、图2。

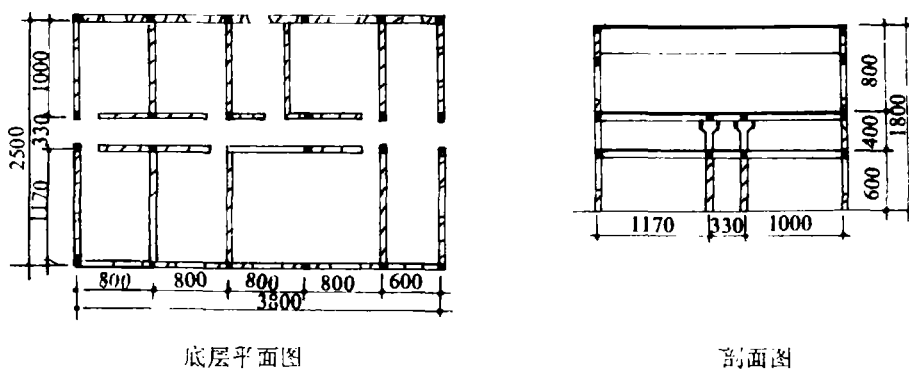


图1 模型I

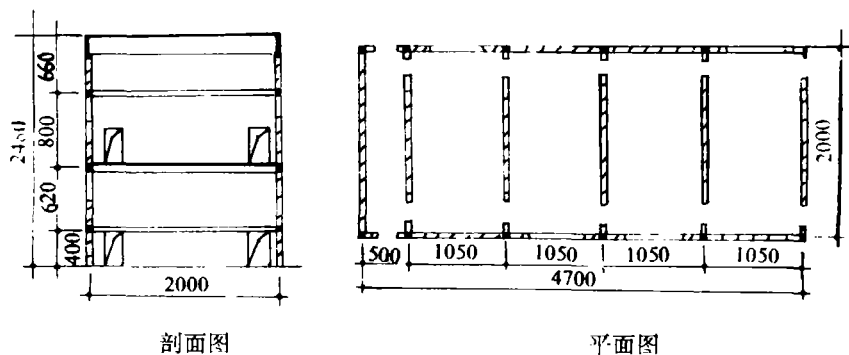


图2 模型II

在试验中,我们观察到了明显的扭转破坏特征,其具体表现在:边墙首先开裂,角柱

破坏严重,端山墙首先塌落。根据试验中量测的各层地震加速度反应记录数据,我们分析了模型房屋各层的扭转角加速度反应。扭转角加速度峰值计算公式为:

$$\ddot{\theta}_{\max} = \frac{(a_1 - a_2)_{\max}}{L} \tag{6}$$

其中: a_1 、 a_2 —设于同一层的同方向上的两个加速度反应记录;

L —加速度通道安装位置间的距离。

两幢模型的扭转角加速度峰值关于基底输入峰值的变化示于图3、图4。各模型典型的破坏阶段与基底输入峰值的关系如表1。模型I在结构严重损伤阶段已拆去了测量装置,故图3中只示出了在开裂破坏阶段的试验结果。

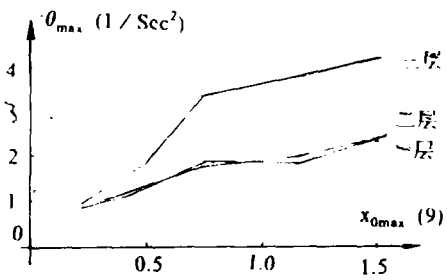


图3 模型I扭转反应

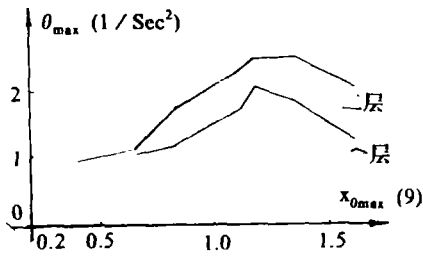


图4 模型II扭转反应

表 1 (单位: g)

	开 裂	层 间 屈 服	倒 塌 前
模 型 I	0.52	1.61	
模 型 II	0.66	1.12	1.62

值得指出,由于不存在基底的扭转输入,若忽略阻尼,则上述两图可近似视为各层扭矩峰值关于基底输入峰值的变化曲线。而相邻两条曲线的纵座标差,则可近似视为层间扭矩的比例值。结合宏观实验现象的观察,我们发现:在结构的初始损伤阶段,扭转反应基本上随结构的损伤的增加而增加。而在结构进入到严重损伤阶段后,扭转反应又趋于降低。这种现象,是本次试验中的重要发现之一,并且,这一事实,在下节的弹塑性反应分析中得到了进一步解释。

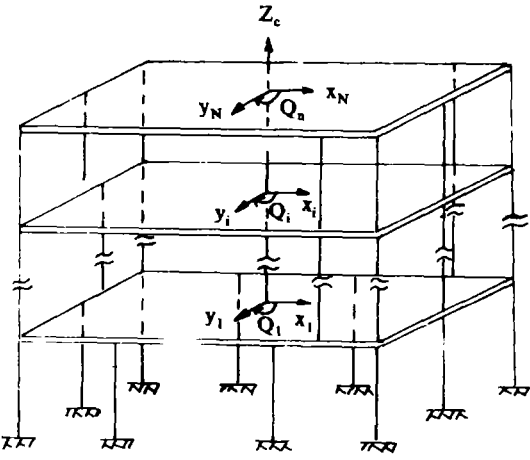


图5 层间剪切板模型

2 计算分析

将模型房屋简化为剪切板体系(图5),编制了平扭耦联体系的弹塑性动力分析程序^[6]。根据对试验房屋所确定的模型物理参数的相似变换结果,利用上述计算模型对结构进行了双向地震反应分析。在本文中,侧重于叙述结构的扭转反应特点。

2.1 地震波输入方向的影响

图6给出了模型I的层间扭矩随地震波输入方向变化而改变的例子。从图可见,地震波的输入方向对结构扭转反应影响显著。最小的层间扭矩,一般发生于90°输入角亦即主震沿纵墙方向输入的情况下,联系到结构实际偏心的分布可知,此种情况,一般是主震方向与结构偏心方向基本平行的情况。

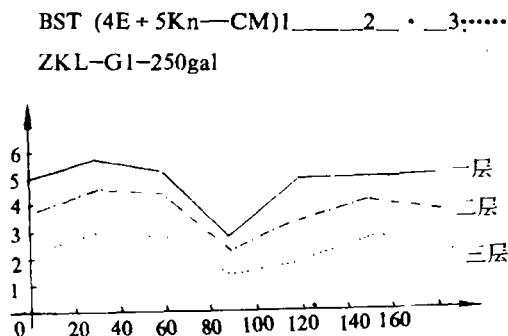


图6 层间扭转变化

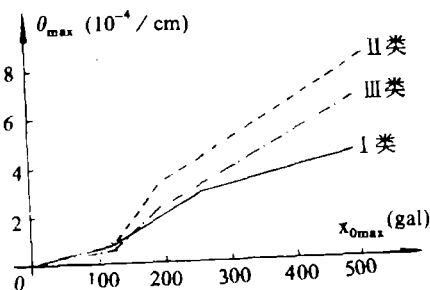


图7 最大扭转角反应

2.2 场地土的影响

分别计算了两幢结构对应于不同场地的地震反应。图7为模型II的最大扭转角反应与基底输入主震峰值之间的关系。从中可知:在弹性反应阶段,扭转反应几乎不受场地土条件的影响。而在弹塑性反应阶段,不同场地土上扭转反应差异显著。在屈服滑移阶段,以II类场地土上扭转反应最大,而III类土次之。

2.3 扭转反应机理分析

扭转反应的主要结果是使结构边缘变形大于层间平均变形。定义扭转效应系数为:

$$\alpha_d = \Delta_i^{rk} / \bar{\Delta}_i \quad (7)$$

其中: Δ_i^{rk} 为结构第*i*层,平面坐标为(*r*,*k*)的构件的层间变形;

$\bar{\Delta}_i$ 为结构第*i*层的平均层间变形。

在弹性阶段,上述定义与文献[4], [5]中有关定义并无本质区别。

以研究房屋的底层变形为例, 考虑不同地震输入方向, 不同峰值输入水平, 分析了 α_d 值的变化情况。在弹性阶段, 模型 I α_d 最大值为 1.49, 模型 II 为 1.42。在开裂变形阶段, 扭转效应系数值迅速增加, 模型 I α_d 最大值达 2.2, 模型 II 甚至达到了 3.65。这样大的扭转效应, 还是比较罕见的。进入屈服滑移阶段, α_d 值较开裂段的值降低。分析其原因可知: 进入屈服滑移阶段之后, 层间变形迅速增高, 而扭转变形的增长低于层间弹塑性变形的增长, 因之, α_d 值降低。图 8 示出了模型 II 在一个具体的地震输入方向下的 α_d 值变化规律。我们注意到: 图中的变化趋势与本文第二部分的试验分析结果是相一致的。模型 I 的变化规律相似, 在此将图例省略。

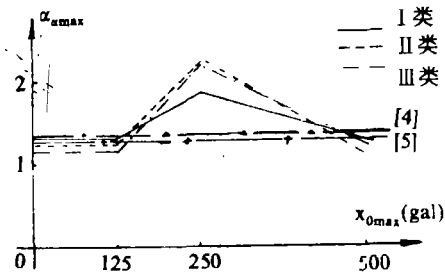


图 8 扭转效应系数变化

低。图 8 示出了模型 II 在一个具体的地震输入方向下的 α_d 值变化规律。我们注意到: 图中的变化趋势与本文第二部分的试验分析结果是相一致的。模型 I 的变化规律相似, 在此将图例省略。

总结上述分析, 我们认为偏心结构弹塑性扭转反应的特点是: 边缘构件的开裂破坏趋向于加速结构的破坏进程; 而在结构进入层间屈服之后, 又可以在一定程度上减轻扭转反应的影响。这种论断, 亦可以从结构的瞬时抗扭刚度与瞬时抗侧移刚度的比值变化的角度得到解释。

2.4 与扭转效应系数法的比较

分别按文献[4]、[5]中所述的方法计算了扭转反应系数, 并与本文的计算结果进行比较 (模型 II 结果同样绘于图 8 中)。从中发现: 在弹性阶段, 按两类计算公式计算的结果与本文分析结果差异不大, 而以按振型刚心概念出发建立的经验公式^[5]的计算结果与本文最为接近。但是, 无论按文献[4]还是按文献[5], 都不能反映偏心结构在开裂变形阶段扭转效应系数增大的特点。而这一特点, 却恰恰是一大类偏心结构弹塑性反应的特点之一。扭转效应的增强, 加速了结构破坏的进程。

虽然可以用文献[4]、[5]是从弹性反应的概念出发建立的计算公式这一背景来说明上述差异的原因。但还应该指出: 偏心结构因地震输入方向的不同, 其扭转反应系数亦表现出较明显的差异, 而现有研究文献基本上没有考虑这一因素。

3 结 论

根据本文的试验与分析结果, 我们认为:

3.1 偏心结构的弹塑性扭转反应机理表现为: 边缘构件的初始损伤趋向于加速结构的破坏进程; 而结构进入层间屈服之后, 又可以在一定程度上减轻扭转反应的影响;^[1]

3.2 抗震新规范即将采用的扭转反应系数法^[4]能基本正确地预测偏心结构的弹性扭转反应。但是, 在弹塑性变形阶段, 这种预测值与实际值会有较大的差异。根据本文的分析, 弹性预测值会显著低估开裂变形阶段的扭转反应;

3.3 在弹塑性反应阶段, 场地土条件与地震波输入方向都对结构扭转反应有不可忽视的影响, 此点应在以后的结构动力反应分析中引起注意。

致谢: 本文部分工作是在朱伯龙教授指导下完成的, 作者在此谨致深切的谢意。

参 考 文 献

- 【1】 W.K.Tso et al. Scismic Torsional Provisions for Dynamic Eccentricity. EESD 1980 V8 P275~P289
- 【2】 A.M.Chandler. Evaluation of Code Torsional Provisions by a Time History Approach. EESD 1987 V15 P491~P516
- 【3】 R.Riddell et al. Existence of Centers of Resistens and Torsional uncoupling of Earthquake Responce of Buildings. 8th WCEE V4 P187~P192
- 【4】 乔天民. 偏心结构地震反应的地震扭转系数法. 全国第二次地震工程会议论文集(下). 1987年
- 【5】 魏链. 不对称多层建筑的抗震计算. 1985年
- 【6】 李杰. 在双向地震作用下带构造柱多层砖房的力学模型研究和抗震性能评价. 同济大学博士学位论文. 1988年6月

The Elastoplastic Torsional Response Mechanism of Eccentric Structures —Tests and Analysis

Li Jie

(ZhengZhou Institute of Technology)

Abstract: The paper discusses the elastoplastic torsional response mechanism of eccentric structures from both test research and theoretical analysis, and it has taken the analytical result to compare with the torsional factor method.

Keywords: eccentric structures, torsion, plastoclastic