

基础隔震框架结构的二维模型分析

王依群, 刘全余, 李辉

(天津大学建筑工程学院暨港口与海洋工程教育部重点实验室, 天津 300072)

摘要: 使用平面结构弹塑性地震响应分析软件, 分别计算了二维梁柱杆件组成的隔震和不隔震框架结构计算模型的自振特性和地震时程响应, 其中考虑了非比例阻尼的影响。算例表明, 本文方法主要计算结果与一维层剪切模型结果基本相同, 并可直接给出梁、柱构件的内力, 方便设计。

关键词: 隔震; 非比例阻尼; 时程分析; NDAS2D

2-Dimensional analysis of base-isolated frame structures

Wang Yiqun Liu Quany Li Hui

(School of Civil Engineering & Key Laboratory of Harbor & Ocean
Engineering Ministry of Education, Tianjin University, Tianjin 300072)

Abstract: Using seismic response analyze software for 2-dimensional elasto-plastic structures, natural vibration properties and seismic time history response of a base-isolated frame and a non-isolated frame are calculated, with non-proportional damping is considered. The results show the main results are basically simile with the results by 1-dimensional story shear force model. And the method of this paper gives inner forces of structural members, which can simplifies the design jobs.

Key words: base isolation; non-proportional damping; time history analysis

引言

结构底部安装橡胶垫隔震装置可延长结构自振周期和加大结构阻尼达到减震的目的。但由于在罕遇地震作用下隔震装置进入了非线性状态, 计算较复杂, 过去多将隔震装置简化为一维的层剪切(糖葫芦串)模型。通过此一维模型计算可得到包括隔震层的各楼层的层剪力, 要想得到结构各梁柱构件的弯矩、剪力和轴力还需人工大量工作, 给设计带来不便。本文探讨用二维平面杆系模型计算隔震结构, 为减轻设计工作做出努力。

1 算例结构基本情况

算例取自[1], 某全现浇框架结构宿舍楼, 地下1层, 地上7层, 局部8层, 总高度26.25m, 1~7层层高3.15m。设防烈度8度(0.20g), 第二设计分组, II类场地, 不计近场影响。隔震橡胶垫放在1层地面(0层楼板)下, 即地下室顶部。结构平面规则, 因第8层面积、刚度、质量均很小, 对整体结构影响可忽略。将该结构简化为平面结构, 取出其中间一榀进行分析(图1)。结构纵向总长60m, 一

个开间 7.2m。框架为三跨，各跨尺寸 6m, 2.4m, 6m。将文[1]算例整个楼层质量乘 0.12(=7.2/60)得到一个平面框架模型各楼层的质量(表 1)。

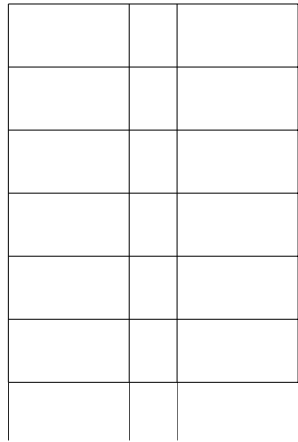


图 1a 未隔震的框架模型

Fig 1a Original frame

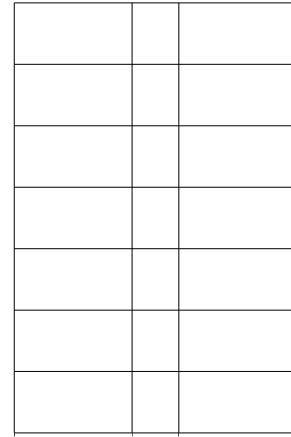


图 1b 隔震的框架模型

Fig 1b Base-isolated frame

按文[1]，框架每柱脚下各采用 1 个 GZY700V4A 型号的隔震垫。因 NDAS2D 软件目前还没有橡胶垫隔震器单元，本文采用梁柱单元模拟隔震垫。根据罕遇地震下一个隔震垫水平刚度 2339kN/m 和隔震垫高度 $h=0.235\text{m}$ ，计算出其等效梁柱单元的输入参数 E 、 I 、 A 过程如下：由水平刚度 $2339=\frac{12EI}{h^3}$ ，于是

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi}{64} \times 0.7^4 = 0.0118 \text{ m}^4; \quad E = \frac{2339h^3}{12I} = \frac{2339 \times 0.235^3}{12 \times 0.0118} = 214.373 \text{ kN/m}^2; \quad \text{再由竖向刚度 } \frac{EA}{h} = 4.5 \times 10^6, \text{ 得 } A = 4.5 \times 10^6 \times 0.235 / 214.373 = 4933 \text{ m}^2.$$

表 1 模型楼层质量和地震作用下楼层剪力

Table 1 Masses and shear forces of floors

楼层	质量/t	地震波作用下未隔震层剪力/kN			地震波作用下隔震后层剪力/kN			层剪力比 平均值
		EI-Centro	Taft	天津	EI-Centro	Taft	天津	
0	1154.5	---	---	---	1700	975	2200	---
1	1332	5750	4580	10000	1530	908	2040	0.220
2	1332	5210	4490	9720	1330	815	1820	0.204
3	1332	4670	4270	9090	1120	701	1570	0.188
4	1332	4260	4070	8020	888	569	1280	0.167
5	1312	3520	3400	6450	653	424	960	0.152
6	1312	2490	2330	4430	418	273	623	0.142
7	959.2	1150	1120	2000	179	119	269	0.132

注：0 层代表隔震垫所在位置

罕遇地震作用下橡胶垫隔震层的阻尼比为 0.15，而上部结构的阻尼比为 0.05^[1]。为模拟该隔震结

构的非比例阻尼特性，使用文[3]非比例阻尼结构的时程响应算法及文[2]的输入方法。首先分别建立该结构未隔震和隔震的计算模型，计算出其前二阶自振频率，假设其相应的振型阻尼比相等且分别为上述阻尼值，由NDAS2D软件算得相应的瑞利比例阻尼系数。按文[2]输入方法，整个隔震结构框架模型先输入阻尼比为 0.15 的阻尼系数，再对除隔震垫之外的结构部分输入第二种阻尼比（0.05）的阻尼系数。

2 自振特性和时程响应计算

计算模型框架四根柱下的橡胶垫均用以上等效的梁柱单元模拟，计算出的结构第一阶自振周期见表 2 示。可见其与文[1]的结果吻合较好，说明这样的等效方法可行。

表 2 结构基本周期/s

Table 2 Fundamental Period of structures (sec.)

未隔震	隔震后
0.922 (0.922 文[1])	2.412 (2.326 文[1])

分别选取 1940 年 El-Centro 地震波、1952 年 Taft 地震波和 1976 年唐山余震天津记录波进行了模拟计算。取罕遇地震地面加速度峰值为 400.0cm/s^2 ，对结构分别进行无隔震和隔震情况下的时程计算。将计算所得各楼层柱剪力相加，得楼层总剪力，其最大值如表 1 所列。层剪力变化趋势与文[1]的相同，隔震结构与未隔震结构层剪力比的平均值比文[1]的值低，可能是这里选取的地震波不同于文[1]，文[1]没用到的天津波卓越周期与未隔震结构基本周期接近造成的。

隔震垫上、下端间位移差的最大值分别为 0.182m (El-Centro 波)、0.104m (Taft 波)、0.236m (天津波)。该位移差均小于 0.55 倍橡胶垫直径和 3 倍橡胶层总厚度，且未出现隔震垫受拉状态，满足建筑抗震设计规范要求。

3 小结

本文采用二维杆系模型计算隔震结构地震时程响应，并与前人用一维层剪切模型计算结果进行了对比，二者主要结果基本一致。二维分析模型比一维模型具有的优势在于，前者可给出框架结构各梁、柱的杆端内力，方便设计。

参考文献：

- [1] 党育，杜永峰，李慧，基础隔震结构设计及施工指南，[M]. 北京：中国水利水电出版社，2007
- [2] 王依群，平面结构弹塑性地震响应分析软件 NDAS2D 及其应用，[M]. 北京：中国水利水电出版社，2006
- [3] 王依群，李忠献，不同阻尼特性材料组合结构的弹塑性动力时程响应计算，[J]. 地震工程与工程振动，19(2): 76~80.

算例数据文件在 e:\bysj\bysj03\刘全余\刘全余 NDASD\隔震前已加各波\WYQE1-Centro\