

文章编号:1671-6833(2008)04-0101-06

异形柱框架-剪力墙结构的地震响应分析

秦力^{1,2}, 贾小刚², 杨延波²

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 东北电力大学 建筑工程学院, 吉林 吉林 132012)

摘 要: 由于剪力墙平面布置不当, 在异形柱-框架剪力墙结构在地震作用下发生严重扭转变形甚至倒塌的例子屡见不鲜。笔者通过调整某异形柱框架-剪力墙结构实际工程中的剪力墙布置方案, 进行改进后模型的模态分析和弹性时程分析, 研究剪力墙和异形柱不同的平面布置对地震响应的影响。分析发现, 改进后模型的抗震性能显著提高, 底部剪力变化不大, 最大楼层位移和结构自振周期得到明显改善, 最大楼层位移值减小 14.4%, 自振周期减小 4.34%。

关键词: 异形柱框架-剪力墙; 模态分析; 弹性时程分析; 楼层位移

中图分类号: TU 317.6 **文献标识码:** A

0 引言

在多层结构中, 异形柱框架-剪力墙结构以其独特结构优势得到房产开发商和住户的认可, 但是这种结构的理论研究明显滞后于工程实践, 国内一些科研院校也只是近几年才开始理论研究的, 主要集中在如何确定剪力墙数量, 即找出剪力墙与异形柱合理刚度分配比^[1-8]。然而工程设计人员面临的另一问题是在已定的剪力墙刚度条件下如何确定剪力墙与其他构件的平面组合布置问题, 即不同的组合布置对结构刚度特征值、自振周期、水平地震作用, 结构的内力布分及变形等一系列相关因素的影响程度及变化规律。而不合理的平面布置方案不但造成结构资源的浪费而且对结构整体也会产生相当大的副作用。

对于剪力墙最有效的方法是改变其截面的惯性矩, 出于建筑结构功能的需要以及剪力墙墙肢长度受到限制等因素, 改变墙断面的高度不太可行, 因而这一措施也只能通过变换剪力墙的厚度来实现; 对于异形柱框架, 它的抗侧刚度同混凝土的强度等级, 框架梁、柱的断面尺寸及层高等参数有联系, 而且框架梁断面尺寸的改变更明显地影响到框架的抗剪刚度^[9], 但是上述所有因素都涉及结构物的经济性, 所以如果能通过调整结构平面布置而达到理想的结构抗震性能, 那么这种调

整是值得尝试的。

为此, 笔者参照《混凝土异形柱结构技术规范》[JGJ149-2006]的规定, 通过调整某异形柱框架-剪力墙结构实际工程中的剪力墙布置方案, 进行改进后模型的模态分析和弹性时程分析, 研究剪力墙和异形柱不同的平面布置对地震响应的影响。对该异形柱框架实例进行了深入的计算分析, 得到一系列较详实的计算数据, 分析比较得出的结论对进一步探讨异形柱框架结构体系的受力特征及工程设计有一定的参考价值。

1 异形柱框架-剪力墙结构总体平面布置原则

(1) 异形柱框架-剪力墙结构应设计成双向抗侧力体系。抗震设计时, 结构两主轴方向均应布置剪力墙。

(2) 异形柱框架-剪力墙结构中, 主体结构构件之间除个别节点外不应采用铰接; 梁与柱或柱与剪力墙的中线宜重合; 框架梁、柱中心线之间有偏离时, 应符合框架结构中梁、柱中心线的有关规定。

(3) 异形柱框架-剪力墙结构中剪力墙的布置宜符合分散、均匀、周边、对称的要求^[10-17]。

(4) 当建筑平面为长矩形或平面有一部分为长条形时, 在该部位布置的剪力墙除应有足够的

收稿日期: 2008-07-10; 修订日期: 2008-09-20

基金项目: 吉林省教育厅科技计划项目(200630), 吉林市科技发展计划项目(200702)

作者简介: 秦力(1970-)男, 辽宁人, 副教授, 博士, 主要从事高层结构设计理论与应用研究, E-mail: jilinql@

163.com.

总体刚度外,各片剪力墙之间的距离不宜过大,因为间距过大时,两墙之间的楼盖将不能满足平面内刚性的要求,造成处于该区间的框架不能与邻近的剪力墙协同工作而增加负担。当两墙之间的楼盖开大洞时,该段楼盖的平面刚度更差,墙的间距应再适当缩小。

(5) 异形柱框架-剪力墙结构中异形柱的布置宜符合下列要求:①异形柱结构的一个独立单元内,结构的平面形状宜简单、规则、对称,减少偏心,刚度和承载力分布宜均匀;②异形柱结构的框架纵、横柱网轴线宜分别对齐拉通;异形柱截面肢厚中心线宜与框架梁及剪力墙中心线对齐。

2 确定工程实例分析模型

某住宅,采用现浇钢筋混凝土异形柱框架-剪力墙结构,地上 13 层,层高 3 m,总高 39 m,建筑面积 9 499.88 m²,横向往高宽比 2.15。现浇钢筋混凝土楼面,抗震设防烈度 7 度,Ⅱ类场地。异形柱和剪力墙的混凝土采用 C40,梁和楼板采用 C30。异形柱截面尺寸 600 × 400,主梁 200 × 400,次梁 150 × 300,剪力墙厚 200,楼板厚 120。设计地震分组为第一组,抗震等级按异形柱框架二级,剪力墙二级设计。填充墙采用陶粒混凝土空心砌块,墙厚 200 mm。结构平面布置见图 1、图 2。

2.1 模型选择

两种剪力墙布置方式(模型 I,模型 II)的结构平面示意图如图 1、图 2 所示。黑色粗线示意剪力墙,其中纵向 C 轴,横向⑤、⑥轴线上的剪力墙围起来的范围是电梯间。

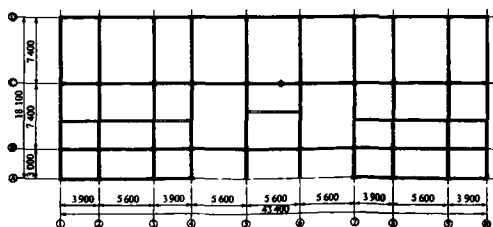


图 1 剪力墙布置方式模型 I 结构平面图

Fig. 1 Layout of shear wall for the engineering

在模型 I 的基础上,将电梯间两侧的剪力墙移至结构纵向的两个端部,并将②轴与⑨轴上的剪力墙改为布置在①轴与⑩轴上,原剪力墙位置结合结构平面形式分别用十字形、T 形、L 形异形柱代替得到如下模型 II:

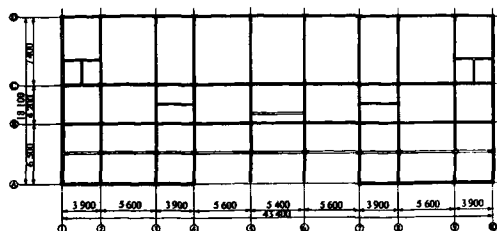


图 2 剪力墙布置方式模型 II 结构平面图

Fig. 2 Recommended layout of shear wall

3 剪力墙最优布置分析

3.1 模态分析

结构系统无阻尼自由振动的频率和相应振型是结构体系的重要动力特性。并且结构的振型和固有频率是谱分析的基础,因此首先进行模态分析。笔者计算了模型前 20 阶振型,初步了解异形柱框架-剪力墙结构的动力特性。

(1) 前三阶实体振型如图 3 所示。

(2) 周期及质量参与系数如表 1、表 2 所示。

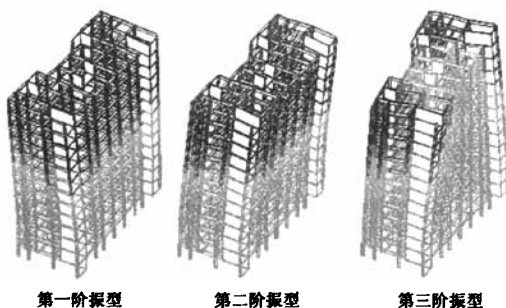


图 3 实体振型

Fig. 3 Entity model vibration mode

表 1 模型一前 3 阶周期及质量参与系数表

Tab. 1 The former 3 Periods and mass participation ratios for model one

阶数	周期/S	U_x	U_y	U_z	$\text{Sum}U_x$	$\text{Sum}U_y$	R_z
1	0.829 4	0.61	0.00	0.00	0.61	0.00	0.14
2	0.667 4	0.00	0.67	0.00	0.61	0.67	0.00
3	0.615 2	0.06	0.00	0.00	0.67	0.67	0.53

表 2 模型二前 3 阶周期及质量参与系数表

Tab. 2 The former 3 periods and mass participation ratios for model two

阶数	周期/S	U_x	U_y	U_z	$\text{Sum}U_x$	$\text{Sum}U_y$	R_z
1	0.793 4	0.66	0.00	0.00	0.66	0.00	0.00
2	0.674 9	0.00	0.67	0.00	0.66	0.67	0.00
3	0.475 4	0.01	0.00	0.00	0.67	0.67	0.66

(3)小结

《高规》^[18]建议的框架-剪力墙结构的基本自振周期 T_1 为 $(0.06 \sim 0.08)n$ (n 为结构层数), 本算例 13 层, $T_1 = 0.78 \sim 1.04$ s. 由表 1, 表 2 看出两模型的自振周期均满足规范要求, 本算例计算机结果有较好可信度.

此外由于剪力墙布置方式的差异, 导致结构自振周期发生变化, 模型 II 的第一阶自振周期比模型 I 减小 4.34%. 在结构质量相同情况下, 可知模型 II 的剪力墙布置方式使得结构刚度比模型 I 有所提高.

模型 I 和模型 II 第 20 阶振型的 $\text{Sum}U_x$ 和 $\text{Sum}U_y$ 均为 1, 满足 90% 以上的水平质量参与系数的要求.

结构的平扭属性通过判断前 3 个周期质量参与系数状态得到, 模型 I 第一振型中, $U_x = 0.61$, U_y 和 U_z 均为 0, 说明结构在三个平动自由度相比属于 x 方向平动振型, 而 $R_x = 0.14$, 此时结构带有一定的扭转属性, 但是 R_x 远小于 U_x , 可以判断第一振型属于 x 方向平动振型. 对于第二振型, $U_x = 0.67$, U_y , U_z 和 R_z 均为 0, 这一振型不带有扭转属性, 为单纯的 y 方向平动振型. 对于第三振型 $U_z = 0.06$, $R_z = 0.53$, 说明这一振型为扭转振型.

模型二第一振型中, $U_x = 0.66$, U_y , U_z 和 R_z 均为 0, 这一振型属于单纯 x 方向平动振型. 第二振型, $U_y = 0.67$, U_x , U_z 和 R_z 均为 0, 这一振型属于单纯 y 方向平动振型. 第三振型中, $U_z = 0.01$, $R_z = 0.66$, 这一振型为扭转振型.

由以上分析看出, 模型 I 和模型 II 均符合高规关于高层建筑第 I、第 II 阶振型不能为以扭转振型为主的规定. 但是模型 I 第一振型带有扭转属性, 而模型 II 前两振型均为纯平动振型, 具有良好整体性能.

3.2 线性时程分析

对于异形柱框架-剪力墙结构的线性时程分析, 计算顶点最大位移和层间位移角时, 采用调整后的地震波加速度时程曲线, 持续时间 20 s, 时间间隔 0.02 s. 《混凝土异形柱结构技术规程》^[19] 规定: 一般情况下, 应允许在结构两个主轴方向分别计算水平地震作用并进行抗震验算, 各方向的水平地震作用应由该方向抗侧力构件承担. 故本算例对结构 x , y 方向同时输入地震波.

3.2.1 地震波的选取

笔者选用的地震波为: ELCENTRO 波, 记录时长 30 s, 峰值加速度为 341.7 cm/s^2 ; 兰州波 1

(LANZHOU), 记录时长 16.6 s, 峰值加速度为 196.2 cm/s^2 ; 唐山东南向波 (TANGSHAN), 记录时长 49.22 s, 峰值加速度为 65.94 cm/s^2 , 根据《建筑抗震设计规范》, 7 度多遇地震最高加速度记录为 35 cm/s^2 , 因此要将以上地震波进行相应调整如表 3 所示.

表 3 地震加速度峰值			
Tab.3	Peak value of seismic acceleration		cm/s^2
烈度	7	8	9
多遇地震	35(55)	70(110)	140
罕遇地震	220(310)	400(510)	620

注: 括号内的数值用于设计基本加速度为 0.15 g 和 0.30 g 的地区.

3.2.2 楼层位移及层间位移角

高层建筑结构应具有一定的刚度, 在正常使用条件下必须控制建筑结构的层间位移. 由于高层建筑结构在水平地震作用下几乎都会产生扭转, 所以层间位移 Δu 的最大值一般发生在结构单元的边角位置. 因为结构各楼层的最大位移并不是发生在同一时刻, 故不能以各节点的最大位移来计算层间位移角. 本算例先找出所有节点位移中最大值发生的时刻, 在此时刻荷载作用下产生的所有节点的位移.

表 4 x 方向最大层位移及层间位移角
Tab.4 greatest story displacement and Inter-story Displacement Angle in x direction

楼层号	模型 I			模型 II		
	u_x/mm	$\Delta u/\text{mm}$	$(\Delta u/h)$	u_x/mm	$\Delta u/\text{mm}$	$(\Delta u/h)$
1	0.0725	0.0725	1/41382	0.0532	0.0532	1/56373
2	0.2515	0.1790	1/16759	0.1862	0.1329	1/22567
3	0.5196	0.2681	1/11192	0.3937	0.2075	1/14455
4	0.8632	0.3436	1/8731	0.6683	0.2764	1/10924
5	1.2710	0.4709	1/7356	1.0023	0.3340	1/8983
6	1.7331	0.4621	1/6492	1.3866	0.3844	1/7805
7	2.2388	0.5057	1/5933	1.8106	0.4240	1/7076
8	2.7756	0.5368	1/5589	2.2631	0.4525	1/6629
9	3.3306	0.5546	1/5409	2.7337	0.4705	1/6376
10	3.8899	0.5579	1/5360	3.2126	0.4789	1/6264
11	4.4455	0.5556	1/5400	3.6917	0.4791	1/6262
12	4.9901	0.5446	1/5509	4.1629	0.4712	1/6367
13	5.5272	0.5371	1/5585	4.6285	0.4656	1/6443

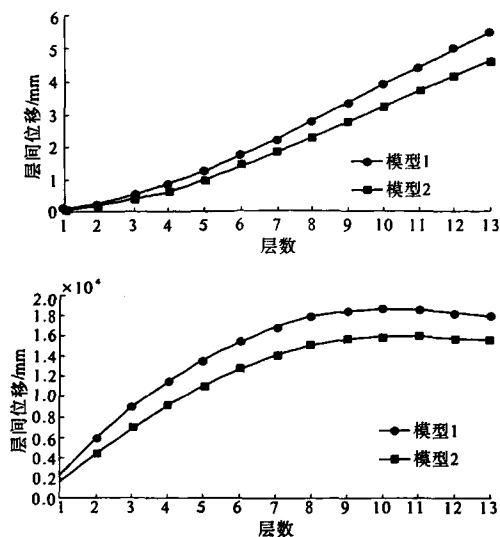


图 4 x 方向层位移和层间位移角曲线图
Fig. 4 Curve of story displacement and Inter-story Displacement Angle in x direction

表 5 y 方向最大层位移及层间位移角
Tab. 5 Greatest story displacement and Inter-story Displacement Angle in y direction

楼层号	模型 I			模型 II		
	u_x/mm	$\Delta u/\text{mm}$	$(\Delta u/h)$	u_x/mm	$\Delta u/\text{mm}$	$(\Delta u/h)$
1	0.1483	0.1483	1/20223	0.1356	0.1356	1/22128
2	0.4580	0.3097	1/9688	0.4243	0.2287	1/10390
3	0.8883	0.4303	1/6972	0.8293	0.4049	1/7409
4	1.4226	0.5343	1/5615	1.3266	0.4973	1/6032
5	2.0385	0.6159	1/4871	1.8967	0.5701	1/5262
6	2.7149	0.6764	1/4435	2.5189	0.6222	1/4822
7	3.4327	0.7178	1/4179	3.1780	0.6591	1/4552
8	4.1757	0.7429	1/4038	3.8584	0.6804	1/4409
9	4.9302	0.7545	1/3976	4.5484	0.6900	1/4348
10	5.6860	0.7558	1/3969	5.2353	0.6869	1/4367
11	6.4353	0.7492	1/4004	5.9143	0.6790	1/4418
12	7.1740	0.7388	1/4061	6.5769	0.6626	1/4528
13	7.8971	0.7231	1/4149	7.2302	0.6533	1/4592

从表 4、5 和图 4、5 看出:模型 II x 方向的节点最大层位移比模型 I 减少了 16.26%,最大层间位移比模型 I 减少 14.4%;y 方向的节点最大层位移比模型 I 减少 8.4%,最大层间位移比模型 I 减少 8.7%。说明模型 II 的剪力墙布置使得结构的刚度有所提高,增强了结构整体抗震性能。

模型 I x 方向最大层间位移角为 1/5 360,y 方向最大层间位移角为 1/3 969;模型 II x 方向最大层间位移角为 1/6 262,y 方向最大层间位移角

为 1/4 348。均远小于《混凝土异形柱结构技术规程》中规定的在多遇地震作用下,异形柱结构按弹性方法计算的框架-剪力墙结构 1/850 的层间位移角限值。

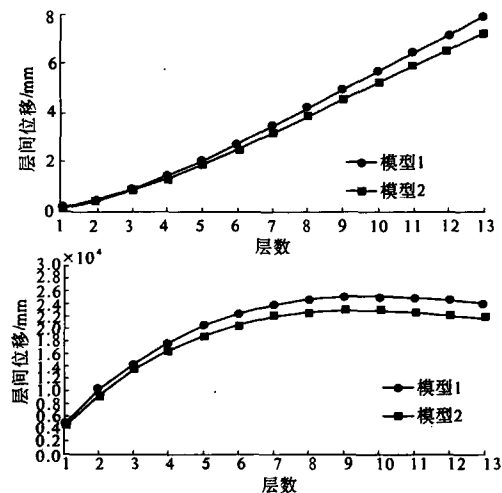


图 5 y 方向层位移和层间位移角曲线图
Fig. 5 Curve of story displacement and Inter-story Displacement Angle in y direction

观察两模型的位移及位移角曲线,可以看出都属于剪切型与弯曲型的混合变形,而弯曲型变形的比重更大一些,曲线形状大致相同。说明计算模型的抗侧刚度主要由剪力墙来提供,剪力墙的布置方式不会影响层间位移的变化规律。计算结果表明,在水平力作用下位移曲线随建筑物高度增加而逐渐增大,位移角则是沿高度迅速增大,达到一定高度后逐渐减小。13 层异形柱框-剪结构在 7 层到 12 层的层间位移均偏大,其最大值集中在第 9 层和 10 层左右,虽然此处层间位移角没有超过限值,但此处抗侧刚度较小,位移较大,属于薄弱层,应加以注意。

3.2.3 结构底部剪力

表 6 最大底部剪力				
Tab. 6 Greatest bottom shears				
工况	模型 I		模型 II	
	V_x/kN	V_y/kN	V_x/kN	V_y/kN
SPEC	1 325	1 683	1 489	1 653
LANZHOU	1 076	1 543	985	1 562
ELCENTRO	1 931	2 499	2 126	2 528
TANGSHAN	4 216	3 325	4 950	3 439

经过计算,每条地震波计算所得结构底部剪力不小于振型分解反应谱法计算结果的 65%,3

条地震波计算所得结构底部剪力的平均值,模型Ⅰ x 方向为2407.7 kN, y 方向为2455.7 kN,模型Ⅱ x 方向为2687 kN, y 方向为2509.7 kN,均大于振型分解反应谱法计算结果的80%,满足《建筑抗震设计规范》的要求。

由表6看出,反应谱工况时模型Ⅱ x 方向底部剪力比模型Ⅰ提高12.4%, y 方向底部剪力比模型Ⅰ减小1.8%;模型Ⅱ x 方向地震波底部剪力平均值比模型Ⅰ提高11.6%, y 方向地震波底部剪力平均值比模型Ⅰ提高2.2%。

4 结论及工程建议

4.1 结论

通过对两种不同剪力墙布置方式的模型进行模态、反应谱和弹性时程分析,可以看出,模型Ⅱ的自振周期(振型Ⅰ)及结构 x 、 y 方向最大顶层位移和层间位移角均比模型Ⅰ有所减小,说明结构的动力特性的确随剪力墙的外移而发生变化,模型Ⅱ的抗侧刚度要高于模型Ⅰ。

但是模型Ⅱ的底部剪力要高于模型Ⅰ,因 y 方向为结构的薄弱方向,此时反应谱工况下模型Ⅱ的 y 方向底部剪力稍低于模型Ⅰ,而地震波作用时 y 方向底部剪力平均值也只会比模型Ⅰ高出2.2%。由于位移是判断结构抗震性能的主要因素,且模型Ⅱ在地震波作用下的底部剪力与模型Ⅰ相差很小,故认为此时模型Ⅱ的剪力墙布置为本算例的最佳布置。需要说明的是在剪力墙的位置发生变化时,局部异形柱的轴压比出现了增大的情况,但均未超出限值要求。

4.2 工程建议

(1)对于平面不规则或有明显扭转反应的结构应考虑在结构周边、尤其是转交处设置一定数量的剪力墙;如果因功能限制而不能增加周边剪力墙数量时,应当将现有周边剪力墙配筋进行适当加密。

(2)长矩形平面($L/B > 2.5$)中布置的纵向剪力墙,不宜集中布置在平面的中部或尽端。原因是集中布置时,不但不能有效的增加结构整体刚度,房屋的两端还会被抗侧刚度较大的剪力墙锁住,中间部分的楼盖在混凝土收缩或温度变化时容易出现裂缝。所以结构平面设计时剪力墙应尽量采用周围分散式的对称布置。

参考文献:

[1] 徐培福,戴国莹. 超限高层建筑结构基于性能抗震

设计的研究[J]. 土木工程学,2005,38(1):1-10.

[2] ICC (2003) Performance Code for Buildings and Facilities, International code council, 2003: 23-30.

[3] FEMA 356(2000) Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings[R]. Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.

[4] 沈蒲生,孟焕陵. 基于优化原理框-剪结构中剪力墙合理数量[J]. 湖南大学学报:自然科学版,2006,33(5):1-5.

[5] 孟焕陵,沈蒲生. 框-剪结构考虑墙肢剪切变形时剪力墙合理数量[J]. 湖南大学学报:自然科学版,2005,32(6):6-10.

[6] 朱俊峰,王东炜,霍达. 钢筋混凝土多层框架结构的失效相关性分析[J]. 郑州大学:工学版,2005,26(3):38-40.

[7] DOWRICK D J. Earthquake resistant design, 1987: 10-20.

[8] BERTERO V V, Seismic Performance of reinforced concrete structure. Martch, 1984: 18.

[9] 武征霄. 框架-剪力墙结构协同工作计算分析与研究[D]. 西安:西安建筑科技大学,2004:3-20.

[10] 卿科. 剪力墙数量与空间位置对框架剪力墙结构抗震性能影响的研究[D]. 湖南:湖南大学结构工程,2007:15-18.

[11] SEAOC. Vision 2000 Performance-based seismic engineering of buildings. Sacramento: Structural Engineers Association of California,1995:150-205.

[12] KRAWINKLER H, SENEVIRATNA G D P K. Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation[J]. Journal of Engineering Structures,1998,20(4):452-464.

[13] BERTERO R D, BERTERO V V. Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach[J]. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamic,2002,31(5):627-652.

[14] GHABRAH A, ELFATH H A, BIDDAR A. Response-based damage assessment of structures[J]. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamic, 1999,28(10):79-104.

[15] 叶倩. 异形柱和短肢剪力墙体系的结构设计[D]. 合肥:合肥工业大学,2006:29-45.

[16] CLOUGH R W. 高层建筑设计准则的研究.

[17] BERTERO V V. States of the art and practice in the optimum seismic design and analytical response prediction of RC frame-wall structures Martch 1984:14-21.

[18] 中国建筑科学研究院. 高层建筑结构混凝土技术规程. JGJ 3-2002,北京,中国建筑工业出版社. 2002: (下转第111页)

Mechanical Property Analysis of Rigid Frame Arch Bridge

ZHANG Kai^{1,2}, LI Yu¹, ZHOU Yan³

(1. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China; 2. Civil Engineering Department, Shandong Jiaotong University, Jinan, 250023, China; 3. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, China)

Abstract: The old rigid frame arch bridges in service are most seriously damaged. Taking three - two - seven road line canal bridge of Shandong province as an example, the paper analyzed the static and dynamic performance of the rigid frame arch bridge by using finite element method. The stress characteristics and the mechanism of damage and fracture were discussed, and it revealed that the old rigid frame arch bridge designed under the old norms lacks bearing capacity and needed reinforced maintenance. The results provided the basis for its safe use, maintenance, strengthening, rebuild or load limit. The conclusion can be used for the other similar bridge analysis.

Key words: rigid frame arch bridge; finite element method; mechanical property; performance evaluation

(上接第 105 页)

- [19] 天津大学. 钢筋混凝土异形柱结构技术规程. JCJ 149 - 2006. 北京, 中国建筑工业出版社. 2006. [20] GB50011 - 2001. 建筑抗震设计规范. 北京, 中国建筑工业出版社. 2001.

The Analysis of Responses of RC Frame - shear Wall Structure with Specially Shaped Columns Under Earthquake

QIN Li^{1,2}, JIA Xiao - gang², YANG Yan - bo²

(1. School of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092 China; 2. School of Architectural and Civil Engineering, Northeast dianli University, Jilin 132012, China)

Abstract: Pieces of news that RC frame - shear wall structure with specially shaped columns in service were severely torsional deformed and even collapsed are always reported, which were largely caused by the disadvantage layout of shear - walls. The layout of shear - walls of an actual structure of this type had been adjusted in this paper, and then methods of modal analysis and time - history analysis were used to study the seismic responses of two different layouts of RC frame - shear walls with specially shaped columns. It is found that the seismic behavior of the adjusted model has improved obviously when having slightly variations of shear value at the bottom of structure. The maximum story displacement and natural period are reduced most apparently by 14.4% and 4.34%.

Key words: RC frame - shear wall structure with specially shaped columns; modal analysis; elastic time - history analysis; story displacement