

文章编号:1673-2049(2013)03-0056-06

对抗震规范中基于性能设计方法的研究

马恺泽¹, 郭 辉¹, 韩晓飞², 刘伯权¹

(1. 长安大学 建筑工程学院, 陕西 西安 710061; 2. 陕西省地震局, 陕西 西安 710022)

摘要:对中国新颁布的《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)中的“建筑抗震性能设计”的参考方法进行探讨,以框架-混凝土核心筒结构为实例,运用广厦建筑结构CAD有限元软件GSSAP,分别对核心筒结构中布置的框架梁、剪力墙以及连梁等构件在不同性能要求下的承载力以及结构的层间位移进行了验算。结果表明:如欲满足规范中“建筑抗震性能设计”的参考方法中关于设防烈度地震以及罕遇地震作用下承载力的要求,结构的剪力墙、连梁构件的配筋量将急剧增加,出现严重超筋现象,在实际工程中很难进行施工,框架梁则没有发生超筋现象;如欲满足规范中给出的设防烈度地震以及罕遇地震作用下侧向变形的要求,剪力墙、连梁构件以及框架梁、框架柱的截面尺寸均需要进行大幅度增加,不符合经济合理的设计原则。

关键词:基于性能设计方法;抗震设计;框架-核心筒结构;剪力墙;承载力;层间位移

中图分类号:TU352.11

文献标志码:A

Research on Performance-based Design Method of China Code for Seismic Design of Buildings

MA Kai-ze¹, GUO Hui¹, HAN Xiao-fei², LIU Bo-quan¹

(1. School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, Shaanxi, China;

2. Earthquake Administration of Shaanxi Province, Xi'an 710022, Shaanxi, China)

Abstract: In order to study performance-based seismic design method for the newly enacted China Code for Seismic Design of Buildings (GB 50011—2010), a frame-core tube structure building was taken as an example. The bearing capacities of frame beams, shear walls and coupled beams as well as the storey displacement were calculated by finite element software GSSAP based on Guangsha building structure CAD, which was commonly used in the practical engineering. The results indicate that if the bearing capacity requirements of performance levels are satisfied under seismic fortification intensity or rarely occurred earthquake actions, the amount of reinforcement in the shear walls and coupled beams will have a dramatic increase, serious overreinforced phenomenon will be appeared, and it is difficult for the construction in the practical engineering. The overreinforced phenomenon of frame beam isn't occurred. If the storey drift requirements are satisfied under seismic fortification intensity or rarely occurred earthquake actions, the shear wall, coupled beam as well as the cross-sectional dimensions of frame beam, frame column shall to have a significant modification. Indeed, this adjustment can't meet the requirements of economic rationality.

Key words: performance-based design method; seismic design; frame-core tube structure; shear wall; bearing capacity; storey drift

收稿日期:2013-05-07

基金项目:国家自然科学基金项目(51308052, 51078073);中国博士后科学基金项目(2012M511958)

作者简介:马恺泽(1981-),男,内蒙古包头人,讲师,工学博士,博士后, E-mail: topmkz@126.com。

0 引 言

基于性能的抗震设计是对不同设防水平、不同结构提出相应的性能目标,由不同的性能目标提出不同的抗震设防标准,根据结构在相应地震作用下的性能目标,采用一定的建筑材料、施工方法和结构分析手段完成设计,使所设计的建筑物在未来的地震中具备预期的功能,从而使建筑物在整个使用期内,在可能遭遇的地震作用下保证结构安全且总的费用最少,在这一过程中业主可根据自己的需求选择性能目标^[1-3]。中国《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)(以下简称新抗震规范)^[4]中增加了“建筑抗震性能设计”的条文,并提出了实现抗震性能设计的参考方法。本文中笔者以某钢筋混凝土框架-核心筒结构为例,采用广东省建筑设计研究院研制开发的广厦建筑结构 CAD 中的通用分析与设计有限元软件 GSSAP 对该结构设计以及承载力和层间位移进行计算,并将计算结果与新抗震规范中框架-核心筒结构在不同性能目标下的承载力以及层间位移指标进行对比分析,验证该性能设计方法中给出的参考指标的合理性。

1 结构性能指标

1.1 工程概况

钢筋混凝土平面规则的框架-核心筒结构,平面尺寸为 30 m×30 m,高 18 层,每层层高为 3.3 m。抗震设防烈度为 8 度,Ⅱ类场地,设计地震分组为第 1 组(特征周期 $T_g=0.35$ s)。剪力墙、框架柱、梁板的混凝土强度等级分别为 C50、C35,剪力墙截面厚度为 $b_w=400$ mm,剪力墙之间通过连梁连接,连梁宽 300 mm,高 600 mm,楼板厚度均为 150 mm。柱截面尺寸为 1 000 mm×1 000 mm,主梁、次梁尺寸分别为 400 mm×900 mm,300 mm×800 mm。结构平面布置如图 1 所示。

1.2 地震动水准

结构设计使用年限为 50 年,多遇地震、设防烈度地震及罕遇地震作用下的地震影响系数最大值分别为 0.16,0.45,0.90。

1.3 性能指标

新抗震规范中针对不同设防水平提出了结构的 2 种性能设计的性能指标:承载力指标、层间位移指标。

当以提高抗震安全性为主时,结构构件对应于不同性能目标的承载力参考指标可按表 1 选用。

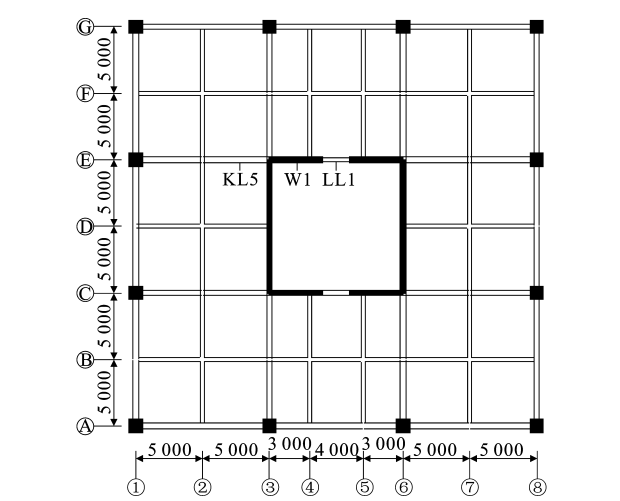


图 1 结构平面布置(单位:mm)

Fig. 1 Structural Plane Arrangement (Unit:mm)

表 1 结构构件实现抗震性能目标的承载力参考指标

Tab. 1 Reference Indexes of Bearing Capacity for Performance-based Seismic Design of Structural Component

性能目标	多遇地震	设防烈度地震	罕遇地震
性能 1	完好,按常规设计	完好,承载力按抗震等级调整地震效应的设计值复核	基本完好,承载力按不计抗震等级调整地震效应的设计值复核
性能 2	完好,按常规设计	基本完好,承载力按不计抗震等级调整地震效应的设计值复核	轻、中等破坏,承载力按极限值复核
性能 3	完好,按常规设计	轻微损坏,承载力按标准值复核	中等破坏,承载力达到极限值后能维持稳定,降低小于 5%
性能 4	完好,按常规设计	轻、中等破坏,承载力按极限值复核	不严重破坏,承载力达到极限值后基本维持稳定,降低小于 10%

当需要按地震残余变形确定使用性能时,结构构件除满足提高抗震安全性的性能要求外,不同性能目标的层间位移参考指标可按表 2 选用。

2 结构设计过程

2.1 8 度多遇地震作用下

8 度多遇地震的水平地震影响系数最大值 $\alpha_{max}=0.16$,特征周期 $T_g=0.35$ s。为了方便对计算结果进行对比分析,取 1 层、9 层、18 层剪力墙 W1 和与其相连的连梁 LL1 以及框架梁 KL5 来计算,结果见表 3~5,其中, A_s 为计算钢筋面积。

表 2 结构构件实现抗震性能目标的层间位移参考指标

Tab. 2 Reference Indexes of Storey Drift for Performance-based Seismic Design of Structural Component			
性能目标	多遇地震	设防烈度地震	罕遇地震
性能 1	完好, 变形远小于弹性位移限值	完好, 变形小于弹性位移限值	基本完好, 变形略大于弹性位移限值
性能 2	完好, 变形远小于弹性位移限值	基本完好, 变形略大于弹性位移限值	有轻微塑性变形, 变形小于 2 倍弹性位移限值
性能 3	完好, 变形明显小于弹性位移限值	轻微损坏, 变形小于 2 倍弹性位移限值	有明显塑性变形, 变形为 4~5 倍弹性位移限值
性能 4	完好, 变形小于弹性位移限值	轻、中等破坏, 变形小于 3 倍弹性位移限值	不严重破坏, 变形不大于 0.9 倍塑性变形限值

表 3 8 度多遇地震作用下剪力墙 W1 钢筋计算结果

Tab. 3 Reinforcement Calculation Results of Shear Wall W1 Under Eight Degree Frequently Occurred Earthquake					
层数	性能目标	边缘约束构件			分布钢筋型号
		A_s/mm^2	实配纵筋型号	箍筋型号	
1	性能 1~4	5 660	12 Φ 25	Φ 8@100	Φ 12@200(2 排)
9	性能 1~4	425	2 Φ 25	Φ 8@100	Φ 12@200(2 排)
18	性能 1~4	785	2 Φ 25	Φ 8@100	Φ 12@200(2 排)

表 4 8 度多遇地震作用下连梁 LL1 钢筋计算结果

Tab. 4 Reinforcement Calculation Results of Coupled Beam LL1 Under Eight Degree Frequently Occurred Earthquake				
层数	性能目标	A_s/mm^2	实配纵筋型号	箍筋型号
1	性能 1~4	400	3 Φ 14	Φ 10@100(2)
9	性能 1~4	400	3 Φ 14	Φ 10@100(2)
18	性能 1~4	400	3 Φ 14	Φ 10@100(2)

表 5 8 度多遇地震作用下框架梁 KL5 钢筋计算结果

Tab. 5 Reinforcement Calculation Results of Frame Beam KL5 Under Eight Degree Frequently Occurred Earthquake				
层数	性能目标	A_s/mm^2	实配纵筋型号	箍筋型号
1	性能 1~4	1 760	4 Φ 25	Φ 8@100(2)
9	性能 1~4	2 700	6 Φ 25	Φ 8@100(2)
18	性能 1~4	2 100	5 Φ 25	Φ 8@100(2)

2.2 8 度设防烈度地震作用下

8 度设防烈度地震的水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}=0.45$, 特征周期 $T_g=0.35\text{ s}$ 。同样为了方便对计算结果进行对比分析, 取 1 层、9 层、18 层剪力

墙 W1 和与其相连的连梁 LL1 以及框架梁 KL5 来计算, 结果见表 6~8。

表 6 8 度设防烈度地震作用下剪力墙 W1 钢筋计算结果

Tab. 6 Reinforcement Calculation Results of Shear Wall W1 Under Eight Degree Fortification Intensity Earthquake					
层数	性能目标	边缘约束构件			分布钢筋型号
		A_s/mm^2	实配纵筋型号	箍筋型号	
1	性能 1	28 735	46 Φ 28	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)
	性能 2	28 735	46 Φ 28	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)
	性能 3	26 950	44 Φ 28	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)
	性能 4	25 150	40 Φ 28	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)
9	性能 1	10 131	21 Φ 25	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)
	性能 2	10 131	21 Φ 25	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)
	性能 3	4 331	9 Φ 25	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)
	性能 4	4 200	9 Φ 25	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)
18	性能 1	4 000	8 Φ 25	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)
	性能 2	4 000	8 Φ 25	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)
	性能 3	2 844	6 Φ 25	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)
	性能 4	2 844	6 Φ 25	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)

表 7 8 度设防烈度地震作用下连梁 LL1 钢筋计算结果

Tab. 7 Reinforcement Calculation Results of Coupled Beam LL1 Under Eight Degree Fortification Intensity Earthquake				
层数	性能目标	A_s/mm^2	实配纵筋型号	箍筋型号
1	性能 1	2 200	5 Φ 25	Φ 10@100(2)
	性能 2	2 200	5 Φ 25	Φ 10@100(2)
	性能 3	1 960	4 Φ 25	Φ 10@100(2)
	性能 4	1 960	4 Φ 25	Φ 10@100(2)
9	性能 1	4 500	9 Φ 25	Φ 10@100(2)
	性能 2	4 500	9 Φ 25	Φ 10@100(2)
	性能 3	4 100	8 Φ 25	Φ 10@100(2)
	性能 4	4 100	8 Φ 25	Φ 10@100(2)
18	性能 1	1 700	3 Φ 25+ Φ 22	Φ 10@100(2)
	性能 2	1 700	3 Φ 25+ Φ 22	Φ 100@100(2)
	性能 3	1 570	4 Φ 22	Φ 10@100(2)
	性能 4	1 570	4 Φ 22	Φ 10@100(2)

2.3 8 度罕遇地震作用下

8 度罕遇地震的水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}=0.9$, 特征周期应增加 0.05 s, 即 $T_g=0.40\text{ s}$, 计算结果见表 9~11。

3 承载力分析

为了更加直观地反映不同性能目标对构件配筋量的影响, 取核心筒结构底层剪力墙 W1 配筋量 and 与其相连的连梁 LL1 以及框架梁 KL5 的配筋量的

表 8 8 度设防烈度地震作用下框架梁 KL5 钢筋计算结果

Tab.8 Reinforcement Calculation Results of Frame Beam KL5 Under Eight Degree Fortification Intensity Earthquake

层数	性能目标	A_s/mm^2	实配纵筋型号	箍筋型号
1	性能 1	2 600	5 Φ 25	Φ 8@100(2)
	性能 2	2 600	5 Φ 25	Φ 8@100(2)
	性能 3	1 940	4 Φ 25	Φ 8@100(2)
	性能 4	1 940	4 Φ 25	Φ 8@100(2)
9	性能 1	3 200	5 Φ 25+2 Φ 22	Φ 8@100(2)
	性能 2	3 200	5 Φ 25+2 Φ 22	Φ 8@100(2)
	性能 3	3 000	6 Φ 25	Φ 8@100(2)
	性能 4	3 000	6 Φ 25	Φ 8@100(2)
18	性能 1	2 500	5 Φ 25	Φ 8@100(2)
	性能 2	2 400	4 Φ 25+ Φ 22	Φ 8@100(2)
	性能 3	2 000	4 Φ 25	Φ 8@100(2)
	性能 4	2 000	4 Φ 25	Φ 8@100(2)

表 9 8 度罕遇地震作用下剪力墙 W1 钢筋计算结果

Tab.9 Reinforcement Calculation Results of Shear Wall W1 Under Eight Degree Rarely Occurred Earthquake

层数	性能目标	边缘约束构件			分布钢筋型号
		A_s/mm^2	实配纵筋型号	箍筋型号	
1	性能 1	29 999	48 Φ 28	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)
	性能 2	27 423	45 Φ 28	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)
	性能 3	25 620	42 Φ 28	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)
	性能 4	25 300	40 Φ 28	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)
9	性能 1	28 885	46 Φ 28	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)
	性能 2	26 248	43 Φ 28	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)
	性能 3	22 648	36 Φ 28	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)
	性能 4	21 000	34 Φ 28	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)
18	性能 1	10 825	18 Φ 28	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)
	性能 2	8 359	14 Φ 28	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)
	性能 3	7 820	12 Φ 28	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)
	性能 4	7 700	12 Φ 28	Φ 10@100	Φ 12@200(2 排)

计算结果进行分析,如图 2~4 所示。

图 2 中给出了不同水准地震作用下,按不同性能目标计算的底层剪力墙 W1 的配筋量。从图 2 可以看出,在同一地震动作用下,随着性能目标要求的提高,剪力墙配筋量随之增加,性能 3 与性能 4 的配筋量差别较小,如在罕遇地震作用下剪力墙的性能 1 与性能 4 的配筋量差距达到 18.5%,但性能 3 与性能 4 的差距只有 1.3%。在同一性能目标时,不同的地震水准,其配筋量相差较大。性能 1 时剪力墙在设防烈度地震作用下的配筋量为多遇地震时的 5 倍,在罕遇地震下的配筋量比设防烈度地震下多

表 10 8 度罕遇地震作用下连梁 LL1 钢筋计算结果

Tab.10 Reinforcement Calculation Results of Coupled Beam LL1 Under Eight Degree Rarely Occurred Earthquake

层数	性能目标	A_s/mm^2	实配纵筋型号	箍筋型号
1	性能 1	4 800	10 Φ 25	Φ 10@100(4)
	性能 2	4 400	8 Φ 25+ Φ 22	Φ 10@100(4)
	性能 3	4 270	7 Φ 25+2 Φ 22	Φ 10@100(4)
	性能 4	4 200	7 Φ 25+2 Φ 22	Φ 10@100(4)
9	性能 1	9 000	18 Φ 25	Φ 10@100(4)
	性能 2	8 900	18 Φ 25	Φ 10@100(4)
	性能 3	8 730	16 Φ 25+2 Φ 22	Φ 10@100(4)
	性能 4	8 600	16 Φ 25+ Φ 22	Φ 10@100(4)
18	性能 1	3 700	8 Φ 25	Φ 10@100(4)
	性能 2	3 300	7 Φ 25	Φ 10@100(4)
	性能 3	2 900	6 Φ 25	Φ 10@100(4)
	性能 4	2 640	5 Φ 25+ Φ 22	Φ 10@100(4)

表 11 8 度罕遇地震作用下框架梁 KL5 钢筋计算结果

Tab.11 Reinforcement Calculation Results of Frame Beam KL5 Under Eight Degree Rarely Occurred Earthquake

层数	性能目标	A_s/mm^2	实配纵筋型号	箍筋型号
1	性能 1	3 300	6 Φ 25+ Φ 22	Φ 8@100(2)
	性能 2	3 100	5 Φ 25+2 Φ 22	Φ 8@100(2)
	性能 3	2 820	6 Φ 25	Φ 8@100(2)
	性能 4	2 700	5 Φ 25	Φ 8@100(2)
9	性能 1	5 900	12 Φ 25	Φ 8@100(2)
	性能 2	5 500	11 Φ 25	Φ 8@100(2)
	性能 3	5 330	10 Φ 25+2 Φ 22	Φ 8@100(2)
	性能 4	5 100	10 Φ 25+ Φ 22	Φ 8@100(2)
18	性能 1	3 500	7 Φ 25	Φ 8@100(2))
	性能 2	3 300	6 Φ 25+ Φ 22	Φ 8@100(2)
	性能 3	3 100	6 Φ 25	Φ 8@100(2)
	性能 4	2 810	5 Φ 25	Φ 8@100(2)

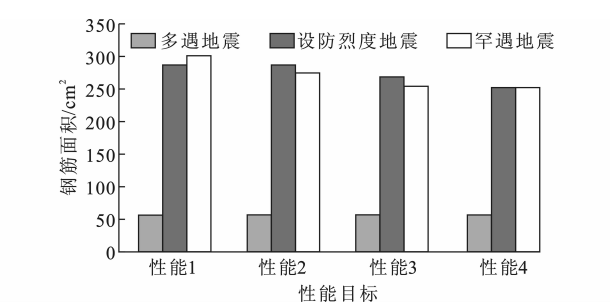


图 2 底层剪力墙 W1 的配筋量计算结果

Fig.2 Calculation Results of Amount of Reinforcement for Bottom Shear Wall W1

10%。从计算结果可以看出,在设防烈度地震与罕遇地震作用下底层剪力墙配筋量过大,出现了严重的超筋现象,在实际工程中很难进行正常施工。

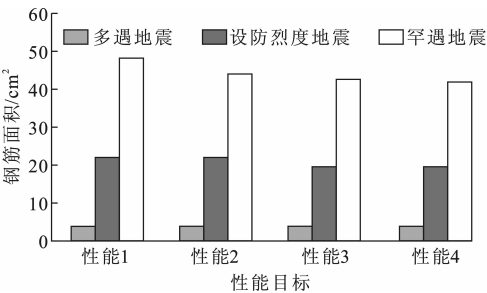


图3 底层连梁 LL1 配筋量计算结果

Fig.3 Calculation Results of Amount of Reinforcement for Bottom Coupled Beam LL1

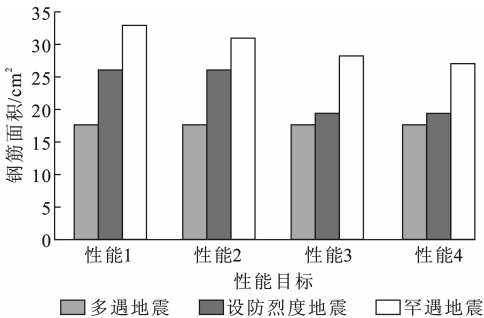


图4 底层框架梁 KL5 配筋量计算结果

Fig.4 Calculation Results of Amount of Reinforcement for Bottom Frame Beam KL5

图3中给出了不同地震作用下按不同性能目标计算的底层连梁LL1的配筋量。从图3可以看出,在设防烈度地震作用下满足性能1,2要求的底层连梁配筋量基本没变化。同样设防烈度地震作用下性能3与性能4的配筋量也无差异,底层连梁在罕遇地震作用下出现计算配筋量过大的现象。随着地震动的增加,连梁的配筋量显著增加,性能1情况下连梁的中震配筋量为小震时的5.5倍,而大震时配筋量达到了小震时的12倍。连梁配筋增加的幅度比其他构件要大得多,这是由于剪力墙之间的连梁是耗能构件,所以在同一性能目标下,连梁的损伤程度比墙肢重一些,故计算不同性能目标和不同地震水准下连梁的承载力时,应与墙肢有所区别。

图4中给出了不同地震作用下按不同性能目标计算的底层框架梁KL5的配筋量。从图4可以看出,框架梁的配筋量随着地震动输入的增加显著变大,性能目标要求越高,配筋量也呈现增大的趋势,在设防烈度地震作用下满足性能1,2要求的框架梁配筋量相等,满足性能3,4要求的配筋量也相等。在罕遇地震作用时,框架梁KL5并没有出现超筋现象,这是由于框架-核心筒结构中实腹筒成为主要抗侧力部分,框架承受的剪力和倾覆力矩都较小。

4 层间位移分析

采用静力弹塑性分析方法^[5-10]对上述实例进行计算,结果见表12。

表12 剪力墙结构层间位移角计算结果

Tab.12 Calculation Results of Storey Drift Angle of Shear Wall Structure

性能目标	多遇地震	设防烈度地震	罕遇地震
性能 1	1/1 055	1/478	1/241
性能 2	1/1 055	1/425	1/183
性能 3	1/1 055	1/370	1/140
性能 4	1/1 055	1/304	1/120

根据表2中的层间位移参考指标,由表13可知,该核心筒结构在设防烈度地震和罕遇地震作用下,均无法满足性能1~4的要求。对核心筒结构构件截面尺寸进行调整并计算最大层间位移角 θ_{max} ,使之满足表3中的各性能指标层间位移的要求,计算结果见表13。

5 结 语

(1)按新抗震规范基于性能抗震设计确定的核心筒结构截面尺寸,如欲达到“建筑抗震性能设计”的性能1和性能2的承载力要求,剪力墙、连梁截面均严重超筋。

(2)对处于8度抗震设防烈度区的18层混凝土核心筒结构,如欲满足设防烈度地震和罕遇地震作用下性能1~4的侧向变形限值,需要将剪力墙、连梁以及框架梁、框架柱的截面尺寸进行大幅度的调整,不符合经济合理的设计原则。

(3)计算不同性能目标和不同地震水准下连梁的承载力时,应与墙肢有所区别,即对连梁的承载力要求应低于同一性能目标下对剪力墙的承载力要求。

参考文献:

References:

[1] 邹 昀,吕西林. 基于结构性能的抗震设计理论与方法[J]. 工业建筑,2006,39(6):1-5.
ZOU Yun,LU Xi-lin. Theory and Method of Performance-based Seismic Design[J]. Industrial Construction,2006,39(6):1-5.

[2] 吕西林,周德源,李思明,等. 建筑结构抗震设计理论与实例[M]. 2版. 上海:同济大学出版社,2002.
LU Xi-lin,ZHOU De-yuan,LI Si-ming,et al. Theory and Examples of Building Structure Seismic Design [M]. 2nd ed. Shanghai: Tongji University Press, 2002.

表 13 调整后剪力墙结构最大层间位移角计算结果

Tab. 13 Calculation Results of Maximum Storey Drift Angle of Shear Wall Structure After Adjustment

性能目标	多遇地震	设防烈度地震	罕遇地震
性能 1	剪力墙: $b_w=400\text{ mm}$	剪力墙: $b_w=1\ 600\text{ mm}$	剪力墙: $b_w=2\ 200\text{ mm}$
	连梁: $300\text{ mm}\times600\text{ mm}$	连梁: $700\text{ mm}\times900\text{ mm}$	连梁: $700\text{ mm}\times1\ 000\text{ mm}$
	框架梁: $400\text{ mm}\times900\text{ mm}$	框架梁: $800\text{ mm}\times1\ 500\text{ mm}$	框架梁: $800\text{ mm}\times1\ 600\text{ mm}$
	框架柱: $1\ 000\text{ mm}\times1\ 000\text{ mm}$	框架柱: $2\ 000\text{ mm}\times2\ 000\text{ mm}$	框架柱: $2\ 200\text{ mm}\times2\ 200\text{ mm}$
	最大层间位移角 $\theta_{\max}=1/1\ 055$	最大层间位移角 $\theta_{\max}=1/877$	最大层间位移角 $\theta_{\max}=1/412$
性能 2	剪力墙: $b_w=400\text{ mm}$	剪力墙: $b_w=800\text{ mm}$	剪力墙: $b_w=2\ 000\text{ mm}$
	连梁: $300\text{ mm}\times600\text{ mm}$	连梁: $400\text{ mm}\times600\text{ mm}$	连梁: $700\text{ mm}\times1\ 000\text{ mm}$
	框架梁: $400\text{ mm}\times900\text{ mm}$	框架梁: $600\text{ mm}\times1\ 300\text{ mm}$	框架梁: $800\text{ mm}\times1\ 600\text{ mm}$
	框架柱: $1\ 000\text{ mm}\times1\ 000\text{ mm}$	框架柱: $1\ 500\text{ mm}\times1\ 500\text{ mm}$	框架柱: $2\ 200\text{ mm}\times2\ 200\text{ mm}$
	最大层间位移角 $\theta_{\max}=1/1\ 055$	最大层间位移角 $\theta_{\max}=1/560$	最大层间位移角 $\theta_{\max}=1/371$
性能 3	剪力墙: $b_w=400\text{ mm}$	剪力墙: $b_w=500\text{ mm}$	剪力墙: $b_w=600\text{ mm}$
	连梁: $300\text{ mm}\times600\text{ mm}$	连梁: $300\text{ mm}\times600\text{ mm}$	连梁: $400\text{ mm}\times600\text{ mm}$
	框架梁: $400\text{ mm}\times900\text{ mm}$	框架梁: $450\text{ mm}\times1\ 000\text{ mm}$	框架梁: $500\text{ mm}\times1\ 000\text{ mm}$
	框架柱: $1\ 000\text{ mm}\times1\ 000\text{ mm}$	框架柱: $1\ 200\text{ mm}\times1\ 200\text{ mm}$	框架柱: $1\ 000\text{ mm}\times1\ 000\text{ mm}$
	最大层间位移角 $\theta_{\max}=1/1\ 055$	最大层间位移角 $\theta_{\max}=1/457$	最大层间位移角 $\theta_{\max}=1/204$
性能 4	剪力墙: $b_w=400\text{ mm}$	剪力墙: $b_w=400\text{ mm}$	剪力墙: $b_w=450\text{ mm}$
	连梁: $300\text{ mm}\times600\text{ mm}$	连梁: $300\text{ mm}\times600\text{ mm}$	连梁: $300\text{ mm}\times600\text{ mm}$
	框架梁: $400\text{ mm}\times900\text{ mm}$	框架梁: $400\text{ mm}\times1\ 000\text{ mm}$	框架梁: $400\text{ mm}\times900\text{ mm}$
	框架柱: $1\ 000\text{ mm}\times1\ 000\text{ mm}$	框架柱: $1\ 100\text{ mm}\times1\ 100\text{ mm}$	框架柱 $1\ 000\text{ mm}\times1\ 000\text{ mm}$
	最大层间位移角 $\theta_{\max}=1/1\ 055$	最大层间位移角 $\theta_{\max}=1/350$	最大层间位移角 $\theta_{\max}=1/191$

[3] 孙 俊,刘 铮,刘永芳.工程结构基于性能的抗震设计方法研究[J].四川建筑科学研究,2005,31(3):98-101.
SUN Jun,LIU Zheng,LIU Yong-fang. Studies on Performance-based Seismic Design of Engineering Structures[J]. Sichuan Building Science,2005,31(3):98-101.

[4] GB 50011—2010,建筑抗震设计规范[S].
GB 50011—2010,Code for Seismic Design of Buildings[S].

[5] 叶燎原,潘 文.结构静力弹塑性分析(Push-over)的原理和计算实例[J].建筑结构学报,2000,21(1):37-43,51.
YE Liao-yuan,PAN Wen. The Principle of Nonlinear Static Analysis (Push-over) and Numerical Example [J]. Journal of Building Structures,2000,21(1):37-43,51.

[6] 杨 溥,李英民,王亚勇,等.结构静力弹塑性分析(Push-over)方法的改进[J].建筑结构学报,2000,21(1):44-50.
YANG Pu,LI Ying-min,WANG Ya-yong,et al. A Study on Improvement of Push-over Analysis [J]. Journal of Building Structures,2000,21(1):44-50.

[7] 刘 鸣,李世翠,刘伯权.高层建筑抗震设计振型数目选取原则[J].长安大学学报:自然科学版,2009,29(4):73-76.

[8] LIU Ming,LI Shi-cui,LIU Bo-quan. Criterion of Mode Number Selection in Seismic Design for High-rise Building Structures[J]. Journal of Chang'an University; Natural Science Edition,2009,29(4):73-76.

[8] 严建科,宋一凡,贺拴海.钢筋混凝土杆系结构拉压不对称弹塑性本构关系[J].长安大学学报:自然科学版,2008,28(6):46-50.

[9] YAN Jian-ke,SONG Yi-fan,HE Shuan-hai. Steel and Concrete Linkage Dissymmetrical Elastic-plastic Constitutive Relation of Stress-strain [J]. Journal of Chang'an University; Natural Science Edition,2008,28(6):46-50.

[9] 郝安民,周德源.静力弹塑性分析中目标位移的研究及应用[J].建筑科学与工程学报,2009,26(4):120-126.

[10] HAO An-min,ZHOU De-yuan. Research and Application for Target Displacement in Static Elastoplastic Analysis[J]Journal of Architecture and Civil Engineering,2009,26(4):120-126.

[10] 张 宇,李宏男,李 钢.考虑钢筋锈蚀的震损结构抗震性能评估[J].建筑科学与工程学报,2011,28(4):97-105.

ZHANG Yu,LI Hong-nan,LI Gang. Seismic Performance Evaluation of Earthquake Damaged Structures Considering Rebar Corrosion[J]Journal of Architecture and Civil Engineering,2011,28(4):97-105.