

剪力墙抗震能力设计措施有效性的校验与改进

韩 军^{1a,1b}, 李英民^{1a,1b}, 陈伟贤²

(1. 重庆大学 a. 土木工程学院; b. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045;

2. 中山大学 基建处, 广州 510275)

摘要:为研究有效的剪力墙抗震能力设计措施, 引导其在强震中实现可控的预期破坏模式, 通过理论分析指出目前剪力墙能力设计措施存在的问题, 通过精细有限元动力时程算例分析, 校验了中国规范剪力墙能力调整措施的有效性; 提出了改进措施, 并进行了算例验证。结果表明, 在刚性地基假定下中国 2001 版抗震规范抗弯能力调整措施使得剪力墙底截面在大震下弯曲延性需求过大、竖向承载力丧失, 而底部延性加强区其他部位不易屈服, 现行规范采用的抗剪能力措施不能有效避免底部加强区以上楼层剪力墙剪切失效; 提出的抗弯和抗剪能力设计措施经算例验证是有效的。

关键词:破坏模式; 能力设计; 框架-剪力墙结构; 动力分析

中图分类号: TU352.11 **文献标志码:** A **文章编号:** 1674-4764(2011)04-0042-10

Verification and Improvement of the Effectiveness of Seismic Capacity Design Measures of Shear Wall

HAN Jun^{1a,1b}, LI Ying-min^{1a,1b}, CHEN Wei-xian²

(1a. College of Civil Engineering; 1b. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China;

2 Infrastructure Department, Sun Yat-Sen University, Guangzhou 510275, P. R. China)

Abstract: In order to investigate the effective seismic capacity design measures of shear wall and to realize expected failure modes under strong earthquake, the existing problems in current seismic capacity design measures are pointed out through theoretical analysis. The effectiveness of the measures of Chinese seismic design code is verified by fine finite element dynamic time-history analysis of examples. Improving measures are then put forward and are verified through example analysis. It is shown the bending ductile demand of bottom section of shear wall increases too much based on moment capacity design measures of Chinese seismic design code 2001 in the rigid foundation assumption under rare earthquake action, and its bearing capacity for vertical axis force loses; the shear capacity design measures of current seismic design code would lead to shear failure in the stores above the bottom ductility strengthening area. Some improved bending and shear seismic capacity design measures of shear wall are proposed and are verified to be effective.

Key words: failure modes; seismic capacity design; frame-shear wall structure; dynamic analysis

目前大部分国家抗震规范采用的抗震设计思路是取用比设防烈度水准明显偏低的地震作用(小震)进行结构构件截面设计, 利用不显著降低构件承载

力前提下结构足够的延性来达到在较强地震作用下结构损伤不严重, 在预估的更强地震作用下(大震)不造成危及生命的严重破坏或结构倒塌的目标^[1-2]。

收稿日期: 2011-02-20

基金项目: 中央高校基本科研业务费(CDJZR10200023)资助项目; 教育部博士点基金(201001911110028)资助项目

作者简介: 韩军(1978-), 男, 博士, 主要从事结构抗震研究, (E-mail) hanjun009@126.com。

选用较低承载力的设计思路导致结构抗震的关键因素是如何保证抗侧力结构和构件的延性。20 世纪 70 年代后期,新西兰知名学者 T. Paulay 和 R. Park 提出的能力设计法是保证结构具有足够延性的主要技术措施,得到了一致的认可,其核心思想实际上是通过一定的构件承载能力级差设计措施来控制结构在强震下出现预期的延性破坏模式。但中国抗震规范^[3]采取的钢筋混凝土结构能力设计措施在汶川地震中并未有效引导结构形成预期的破坏模式^[4-5],规范采取的抗震能力设计措施的有效性引起了广泛关注,开展了有针对性的研究,但大多集中在框架结构的能力措施上^[6-8];汶川地震中少量剪力墙结构震害表明,按中国 2001 版抗震规范设计的剪力墙结构抗震性能基本达到预期设防目标要求,但重灾区剪力墙结构和框剪结构较少,未能充分检验剪力墙结构抗震能力设计措施控制其出现预期破坏模式的有效性和合理性,且中国抗震规范采取的剪力墙能力设计措施明显有别于其他国家规范,中国 2010 版抗震规范修订时对能力设计措施进行了修改,但对其有效性进行计算分析和试验验证的研究很少见,已有研究多侧重于“强墙弱连梁”和框架剪力墙的多道防线^[9-11],针对剪力墙自身抗弯和抗剪的能力设计措施的研究很少,其他国家有少数文献^[12-13]对规范采用的剪力墙能力设计措施进行了校验,但由于各国规范之间存在的显著差别,其结论并不适用于中国规范。因此,亟需对中国剪力墙能力设计措施的有效性进行校验和评估,找出其中存在的问题并进行改进,以便剪力墙构件在强震中更为有效的实现其预期破坏模式,保证其在在大震甚至是超大震下的抗倒塌性能。该文通过理论分析指出中国 01 版抗震规范中剪力墙能力设计措施可能存在的问题;对按规范设计的结构算例进行精细有限元动力时程分析,验证规范能力措施对控制剪力墙构件出现预期破坏模式的有效性和可行性,并对其改善措施进行了试算对比分析,给出相应的设计建议,并被 2010 版新规范修订时采纳。

1 现有剪力墙抗震能力设计措施对比分析

RC 剪力墙构件能力设计的基本目标是引导剪力墙底部一定区域发生弯曲破坏,并对此区域采取严格的针对性延性保障措施以保证其具有足够的塑性转动能力,其他部位不出弯曲铰;并且采取措施保证剪力墙任何部位都不发生剪切失效,从而使得结构的破坏具有较好的可控性和耗能性。其主要措施是增大底部加强区以上的剪力墙设计弯矩和增大剪力墙所有部位的剪力设计值。对于剪力墙构件抗震

设计主要有以下 3 种方法:

1) 美国规范方法^[14]:按设计地震作用组合下的计算弯矩进行抗弯承载力设计(如图 1(a)),采用极限剪力作为设计值保证不出现剪切破坏(图 2(a));

2) 新西兰^[15]和欧洲^[16]规范方法:对剪力墙底部加强区段取基底最大设计弯矩(如图 1(b))进行抗弯承载力验算,其上部楼层剪力墙取直线分布弯矩进行抗弯承载力设计。为了保证“强剪弱弯”,欧洲规范考虑弯曲超强对剪力墙剪力计算值乘以不小于 1.5 的增大系数,对框剪结构等双重结构体系取如图 2(b)中设计剪力包络,对剪力墙 1/3 高度以上考虑高振型影响取值较大,顶部剪力设计值不小于底部设计值的一半;新西兰规定剪力设计值 $V_u = \omega_v \varphi_{o,w} V_E$,如图 2(c)所示,其中 ω_v 为和结构基本周期相关的动态剪力放大系数,以 30 层结构为例, ω_v 为 2.3, $\varphi_{o,w}$ 为弯矩超强系数,一般大于 1.4;

3) 中国规范方法^[3]: ①对于一级抗震等级设计的剪力墙各截面弯矩设计值,底部加强部位及其上一层应按墙底截面弯矩计算值采用,其他部位可按墙肢组合弯矩计算值的 1.2 倍采用,如图 1(c)所示;②对于底部加强部位(1/8 结构高度和底部 2 层的较大值)剪力设计值在一、二和三级抗震等级时分别放大 1.6、1.4 和 1.2 倍,如图 2(d)所示,对于 9 度区按实配调整,以保证剪力墙构件“强剪弱弯”性能。

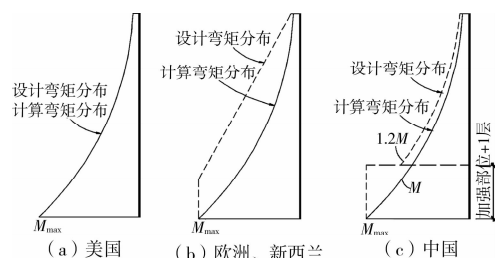


图 1 剪力墙抗弯能力调整措施示意

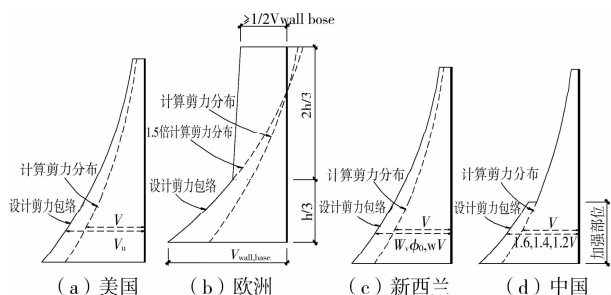


图 2 剪力墙抗剪能力调整措施示意

可见,各国规范都采用了一定的“强剪弱弯”措施以保证剪力墙在达到所需的弹塑性弯曲变形之前不发生剪切破坏,但具体措施差别较大,新西兰规范剪力增大系数相对最大,常大于 2.0;欧洲规范对底部 1/3 结构高度的剪力设计值放大 1.5 倍,对其以

上部位放大较多;中国规范对底部加强部位剪力设计值进行了放大,但对加强部位以上的剪力墙剪力未进行放大。在剪力墙抗弯能力设计方面,美国规范方法未对剪力墙计算弯矩进行能力调整,剪力墙破坏部位不易得到控制,沿结构高度范围都可能发生弯曲破坏,不利于采取针对性的延性构造措施;新西兰和欧洲规范除结构底层以外对计算弯矩放大较多;中国规范方法相比欧洲和新西兰方法底部加强部位以上楼层放大系数取较小的定值 1.2。

因此,中国规范方法相比国外规范存在的主要问题是底部加强区段上下的弯矩和剪力设计值沿高度有减小的突变,其带来的具体不利影响可能有:

1)底部加强部位及其上一层按墙底截面弯矩计算值采用,可能致使底层外的其他加强部位楼层及加强部位上一层设计弯矩增大较多,在强震中可能不出塑性铰或塑性变形较小,而剪力墙底部截面在强震中塑性变形集中而延性需求可能过大,这种能力设计调整方案未能充分发挥整个底部加强区的塑性变形能力,也使得底部加强区除墙底截面以上部位的延性构造措施未能真正起作用;

2)剪力墙加强部位以上对其抗弯能力进行了增大,而未对其进行“强剪弱弯”措施调整,其抗剪安全性存在较大隐患,特别是底部加强部位上一层,设计弯矩增大较多,会使其实际能够形成的剪力可能大于其设计剪力导致剪切失效先于弯曲破坏,汶川地震中都江堰有几栋框剪结构在 3 层及以上出现了剪切裂缝,可能与此有一定的关系。

因此,中国规范关于剪力墙的抗弯和抗剪能力设计措施的有效性需进行验证和改善。为此,下文通过精细有限元动力时程算例对比分析来考察中国规范剪力墙能力设计措施的实际控制效果及提出改进措施。

2 非线性地震反应分析模型

非线性动力时程分析已成为结构抗震性能研究的主要手段之一,得到了广泛的应用。已有研究表明^[17],在地震反应分析中采用纤维模型可较合理地模拟框架柱在双向弯曲和变化轴力间的耦合作用;有限元柔度法以单元截面力场的假定作为单元建立的出发点,对于轴向和弯曲变形为主的梁柱单元该假定通常能准确满足,不受单元所处非线性状态的影响,因此能较好地模拟单元进入软化阶段后的强非线性问题。该文采用 OpenSees^[18](Open System for Earthquake Engineering Simulation)平台上基于柔度法的梁柱纤维单元模拟框剪结构中的梁和柱。材料对象分别采用基于 Scott-Kent-Park 的单轴约束混凝土模型和基于 Menegotto-Pinto 的钢筋

模型,保护层和楼板混凝土采用无约束混凝土,梁柱核心区采用约束混凝土;非线性分析时材料强度取平均值;截面采用纤维截面(Fiber Section),单元采用基于柔度法的非线性梁柱单元,单元设置 5 个积分点,通过单元层次的迭代可确定各控制点的截面抗力和截面刚度,采用 Gauss-Lobatto 法沿杆长积分计算整个单元的抗力和单元刚度矩阵。

剪力墙的非线性模拟一直是结构动力分析的难点,以往研究多采用宏观模型^[19],应用较多的是等效梁模型、三垂直杆元模型和多垂直杆元模型等,但此类模型没有考虑构件的轴向、弯曲效应与剪切效应的耦合,结果依赖于试验结果拟合,精度难以保证,且模型参数较多,定参困难,应用较为麻烦。为了克服这些缺点,吕西林^[20]基于框架杆系纤维模型提出了纤维墙元模型,即由承受轴力及弯矩的纤维子单元与承受剪切变形的剪切子单元相合成的墙元计算模型,是对多垂直杆元模型的改进,尽管其仍不能考虑剪力墙弯曲与剪切效应的耦合作用,但其计算结果与试验值吻合较好,可近似模拟剪力墙在地震中的非线性反应,国际上比较流行的 IDARC、PERFORM3D 等商用软件中剪力墙构件也采用了这种模型。该文借鉴纤维墙元模型的思想在 Opensees 分析平台上采用纤维梁柱单元附加剪切子单元来模拟剪力墙,剪力墙构件分析结果与试验吻合较好^[21]。

3 算例设计

按中国 2001 版抗震规范设计 8 度 0.3 g 区 3×3 跨 12 层框剪结构,Ⅱ类场地,设计地震分组为第一组,底层层高 3.9 m,其他层层高 3.3 m,跨度 6 m,图 3 给出其平面布置示意图。Y 向左右各布置一道剪力墙,剪力墙长度 6 m,算例基本情况见表 1。梁混凝土强度等级为 C30,柱、墙混凝土强度等级 1~6 层为 C35,7~12 层为 C30。约束混凝土及钢筋材料参数取值参见文献^[23]。剪力墙抗震等级为一级,框架抗震等级为二级,底部加强部位为 1~2 层。模型中梁边各取 6 倍板厚范围内的板和板筋参与工作,近似考虑楼板的影响;不考虑土结相互作用,基础底部约束假定为固结。动力时程分析选用 6 条地震波,其中包括按双频段选波法在强震地震动数据库中选出的 3 条实际地面运动记录和 2 条采用 ARMA 模型拟合相应规范反应谱的人工波,如表 2 和图 4 所示。本算例弹性设计剪重比从下到上为 8%~16.8%,大于规范要求的 4.80%,经 Pushover 分析计算得到屈服剪重比从下到上为 18%~39%,说明该结构算例在大震下具有较高的保有抗侧承载力^[22]。

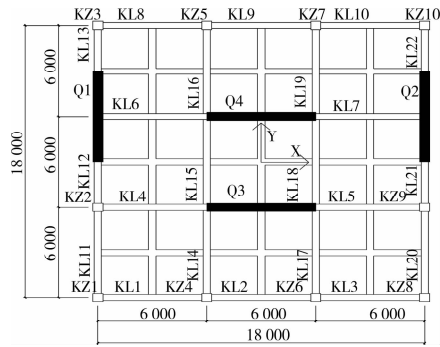


图 3 偏心框剪结构算例平面布置示意图

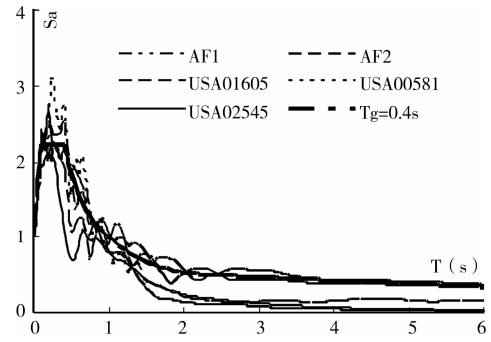


图 4 结构算例选用地震波加速度反应谱

表 1 12 层偏心框剪结构算例基本情况

设计地震下 最大层间位 移角 u_{max}	前三阶周期	周期比	墙截面				柱截面/mm				梁截面/mm		
			墙长/m				墙厚/mm				KZ1-KZ10	KL1-KL3;KL8- KL11;KL14-KL20	KL4-KL7;KL12- KL13;KL21-KL22
			Q1	Q2	Q3	Q4	Q1	Q2	Q3	Q4			
1/1 134	0.96, 0.87, 0.69	0.80	6	6	6	6	0.28/ 0.25	0.28/ 0.25	0.28	0.28	700/650	250×600	250×800

注:柱子截面均为正方形;“/”上为 1~6 层截面,“/”下为 7~12 层截面

表 2 计算所用地震记录一览表

编号	地震名称	时间	台站名称	方向
USA00581	SAN FERNANDO	1971. 2. 9	HOSE STORAGE ROOM, HEMET FIRE STATION, CA	S45W
USA01605	OROVILLE CA AFTERSHOCK	1975. 8. 2	CDMG STATION 1, OROVILLE, CA	N00E
USA02545	COYOTE LAKE	1979. 8. 6	GILROY ARRAY 1, GAVILAN COL WATER TWR	320
AF1		拟合 II 类场地的人造地震波		
AF2		拟合 II 类场地的人造地震波		

4 计算结果及分析

4.1 剪切变形的影响

相对梁柱杆件而言,剪力墙的剪切变形不容忽视,剪力墙结构非线性分析结果的可靠性将依赖于剪力墙模型的剪切单元的合理非线性剪切模型及参数的选取,目前应用较多的剪力墙非线性滞回恢复力骨架线如图 5 所示,各控制点参数的确定用的比较多的是广泽公式^[21],其定参过程详见文献^[22],但需要注意的是,按照广泽公式计算出的屈服承载力有时会显著低于按中国抗震规范公式的计算结果,如表 3 所示,对于按中国抗震规范设计的剪力墙屈服承载力若按广泽公式计算则会带来抗弯承载力与

抗剪承载力的不匹配,导致计算中剪切先于弯曲破坏,因此比较合理的做法是采用规范公式计算剪力墙的屈服承载力,再利用广泽公式提供的其与最大承载力及开裂荷载的比例关系来确定其它参数。剪切滞回曲线捏缩的程度与剪跨比、腹板配筋方式、腹板配筋率、截面正应力水平、混凝土强度等诸多因素相关。鉴于问题的复杂性,参照文献^[9]的简化方法处理:取用变形的捏缩系数为 0.6,力的捏缩系数为 0.25。卸载刚度退化指数 β 取为 0.5,卸载刚度 $K_d = \mu^{-\beta} K_{s0}$, μ 为延性系数, K_{s0} 为初始加载刚度。卸载至 0 后,反向加载先按上述捏缩系数加载至裂缝闭合点,再按原点指向型加至先前一次最大位移点。

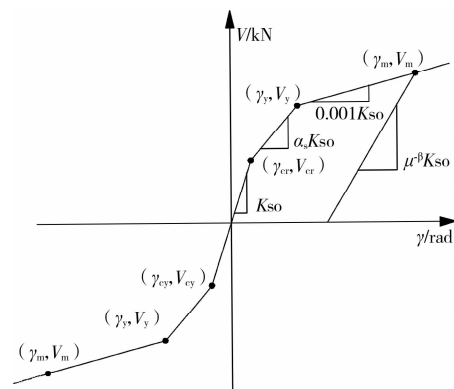


图 5 剪力墙骨架曲线示意图

表 3 剪力墙剪切参数对比

定参公式	墙号	开裂剪力	屈服剪力	破坏剪力	开裂变形	屈服变形	破坏变形
规范公式	底层 Q1	3.06E+06	5.02E+06	5.78E+06	1.68E-04	7.99E-04	4.21E-02
广泽公式	底层 Q1	2.50E+06	4.30E+06	4.70E+06	1.40E-04	7.20E-04	2.10E-02

考虑剪力墙剪切变形与否会显著影响结构地震反应,图 6 和图 7 分别给出了剪力墙 Q1 在大震下(以 USA00581 为例)的弯曲曲率滞回曲线和层间位移角沿楼层分布。可以看出,考虑剪切变形与否对结构位移反应和构件损伤都有明显的影响,不考虑非线性剪切变形时剪力墙构件的弯曲破坏程度相对严重些,层间位移角相对明显减小。因此,剪力墙结构强震反应分析时必须考虑剪力墙的非线性剪切变形。

限于篇幅,分别以人工波 AF1 和实际地震波 USA00581 为例,计算得到的剪力墙 Q1 的剪切变形值如表 4 所示,Q1 大震下弯曲曲率滞回曲线和剪切变形滞回曲线分别如图 8 和图 9 所示。可见,1)采用规范公式确定屈服剪力时,计算得到的剪力墙底部弯曲相对更为严重,因为规范公式在墙底部剪切屈服变形比广泽公式大,相应的剪切变形反应小而弯曲变形比重更大;2)采用规范公式定参时,3 层剪力墙出现了剪切破坏,屈服系数达到了 1.54,这是由于规范对剪力墙底部 2 层加强部位进行了“强剪弱弯”能力调整,基本能达到要求,但第 3 层在加大了抗弯能力的情况下不进行强剪弱弯调整则可能造成大震下的剪切失效,而采用广泽公式,底层和 3 层都发生了剪切破坏,主要是广泽公式计算出的剪

切强度在 1 层明显小于规范公式所致,因此,01 规范的剪力墙抗剪能力措施不足以确保其大震下“强剪弱弯”,应对其进行改进。

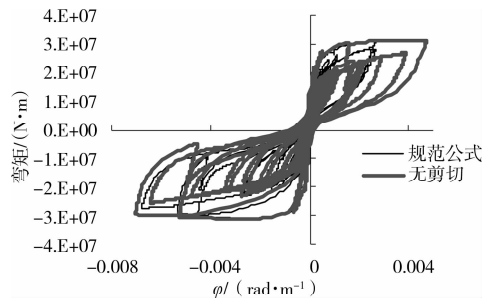


图 6 剪力墙 Q1 底层墙底在大震下的弯曲曲率滞回曲线 (USA00581)

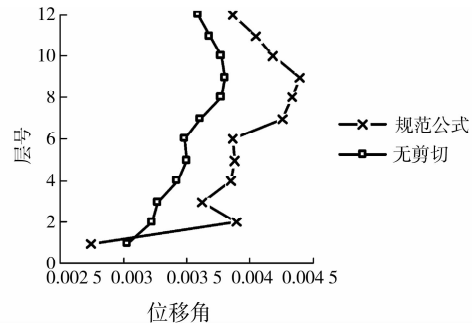


图 7 模型 L-6 层间位移角最大值沿楼层分布 (USA00581)

表 4 墙 Q1 剪切变形

定参类别	墙号	地震波 AF1			地震波 USA00581		
		最大剪切变形	屈服变形	屈服系数	最大剪切变形	屈服变形	屈服系数
规范公式	底层 Q1	5.9E-04	8.0E-04	0.74	7.7E-04	8.0E-04	0.97
	三层 Q1	5.9E-04	6.3E-04	0.95	9.7E-04	6.3E-04	1.54
广泽公式	底层 Q1	7.5E-04	7.2E-04	1.05	1.6E-03	7.2E-04	2.19
	三层 Q1	6.1E-04	6.5E-04	0.94	9.2E-04	6.5E-04	1.42

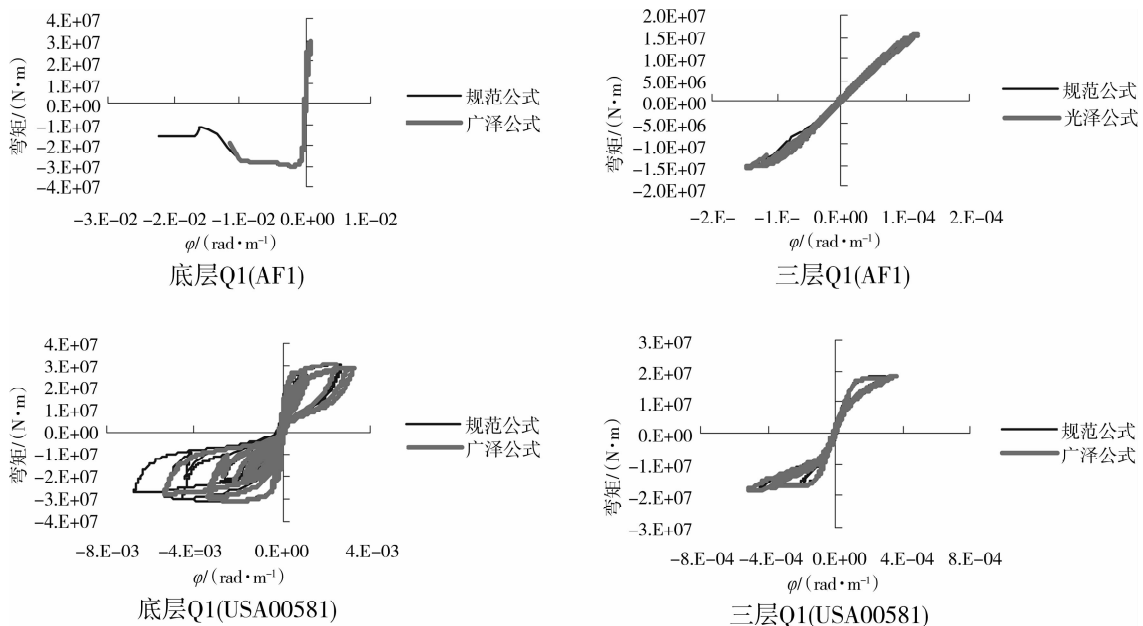


图 8 剪力墙 Q1 在大震下的弯曲曲率滞回曲线

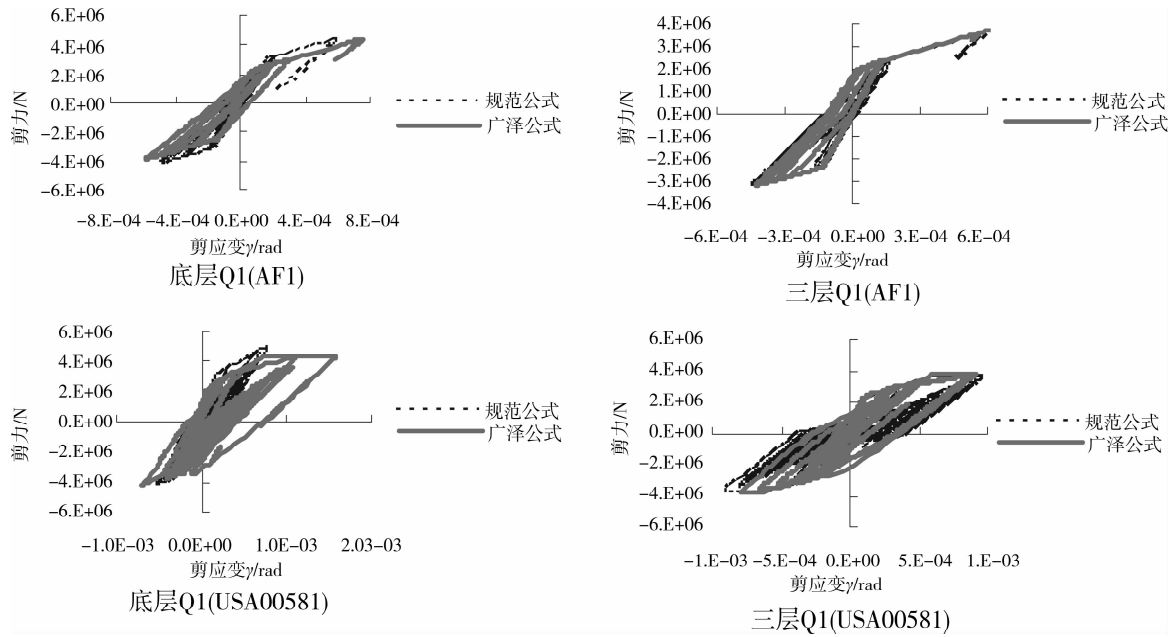


图 9 剪力墙 Q1 在大震下的剪切变形滞回曲线

4.2 抗弯能力措施控制效果

从图 8 可以看出,人工波大震作用下仅底层墙底发生弯曲屈服,曲率延性系数达到了 41,这是剪力墙结构构造措施无法达到的延性需求。图 10 和表 5 给出了人工波大震下底层剪力墙底截面钢筋、混凝土最大应变,钢筋最大屈服应变达到 0.032,边缘构件范围内混凝土被压溃,墙体轴向承载力迅速降低(如图 11(a)所示),丧失稳定的竖向承载能力,甚至其中震时剪力墙曲率延性系数也达到了 4.3;在实际地震波作用下,仍是仅墙底截面屈服,曲

率延性约为 10~14,但还具有较为稳定的竖向承载力(如图 11(b)所示)。

1)人工波比选出的实际地震动计算结果大很多,原因主要是,对于框剪结构算例来说,由于剪力墙提供了大部分刚度,致使其底部出较后结构周期增大较多,该文算例结构第 1 周期 0.96 s 在反应较大时周期变为 3.5~5.7 s。而选波时根据弹性反应谱选波法得到的实际地震动在长周期段反应谱明显小于规范反应谱(如图 2),而人工波与规范反应谱拟合较好。

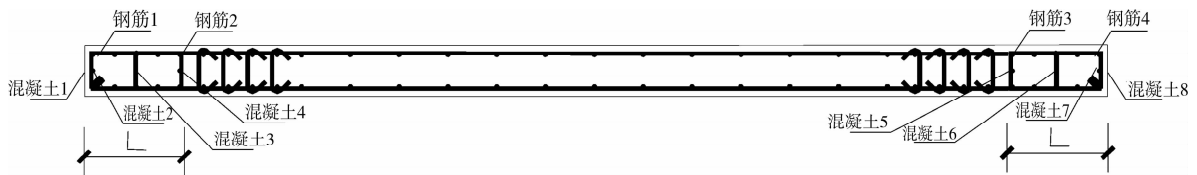


图 10 墙体钢筋和混凝土应变输出位置示意

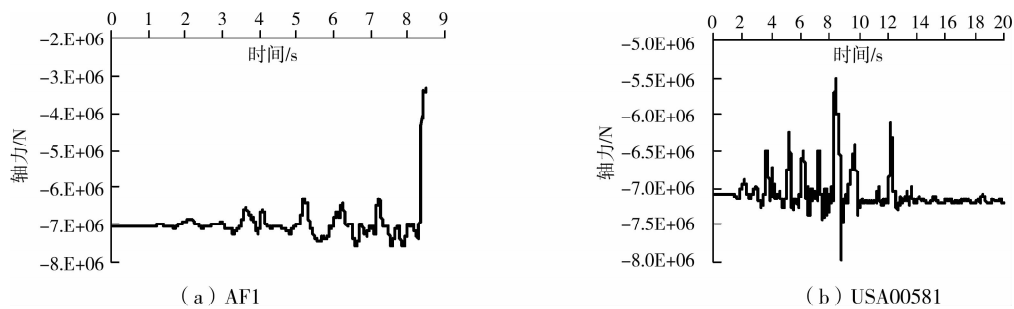


图 11 剪力墙轴力时程曲线

表 5 底层墙 QI 钢筋最大应变(AF1)

应变	钢筋 1	钢筋 2	钢筋 3	钢筋 4	混凝土 1	混凝土 2	混凝土 4	混凝土 5	混凝土 7	混凝土 8
$-\epsilon_{\max}$	-0.011	-0.007	-0.001	-0.001 7	-0.011	-0.010 6	-0.007 2	-0.001 1	-0.001 6	-0.001 6
$+\epsilon_{\max}$	0.004 1	0.003 6	0.028 5	0.031 9	0.004 2	0.004 2	0.003 7	0.029 0	0.032 3	0.032 6

2) 仅在墙底截面出现严重的塑性铰是由于采取的抗弯能力调整措施导致的,说明了第 1 节中理论分析的正确性。8 度 0.3g 区一级抗震等级的剪力墙一般受地震组合内力控制,剪力墙抗弯承载力超强系数约为 1.3(钢筋平均值与设计值之比)×1.3(地震荷载分项系数)×0.85(γ_{RE})=1.436 5,实际上钢筋平均值与设计值的比值 1.3 还并不能反映剪力墙抗弯承载力增大了 1.3 倍,实际上由于轴力项的影响承载力并未增大到 1.3 倍,因此一级剪力墙的底部加强部位超强系数约为 1.43,考虑到中震下剪力墙构件开裂后刚度退化周期变长,假设周期变长 1.3 倍,中震地震作用约减小 1.25 倍,若实现中震下不屈服则要求抗弯承载力再增大 2.86(中震对小震的地震力降低系数)/1.43/1.25=1.6 倍。因此,不考虑较软土-结构动力相互作用时,假定墙底固接于地面,剪力墙在大震下甚至是中震下会过早出现塑性铰,而能力调整措施使得除底部截面以外的部位不易出铰,塑性集中在底部截面,导致其峰值反应时曲率延性需求过大,甚至压溃区域过大而丧失稳定的竖向承载能力。根据文献[1],结构位移延性系数 μ_{Δ} 和曲率延性系数 μ_{φ} 存在如下关系:

$$\mu_{\varphi} = \frac{\mu_{\Delta} - 1}{3(l_p/h_e)[1 - l_p/(2h_e)]} + 1$$

$$l_p/h_e = 0.3h_w/H + 0.066 \quad (1)$$

式中: h_w 为墙截面长度, H 为墙总高。一般根据试验 RC 墙体在适当构造措施下位移延性系数可达到 3~5,因此,算例中的剪力墙曲率延性系数可较为可靠的达到 7~14。人工波作用下墙底曲率延性系数 41 明显超出过多,没有可靠措施能达到这样大的延性需求。因此,应对剪力墙抗弯能力措施进行改进,减小墙底截面过大的延性需求。

需要说明的是,“强墙弱连梁”措施引导连梁出现弯曲塑性铰,是剪力墙结构能力设计的主要措施之一,已有研究较多,该文未对此展开研究,而主要着眼于剪力墙构件自身的能力调整措施的合理性和有效性上,算例大震中连梁弯曲塑性铰曲率延性较大时达到 9~15,起到了多道防线的作用,连梁更弱时,连梁塑性耗能相对增大,剪力墙底部损伤会有所减小,但不会改变剪力墙损伤集中在底截面的状况。

4.3 能力措施的改善

为了改善中国 2001 版规范剪力墙构件在强震中可能存在的剪切失效问题,考虑到中国规范剪力墙底部加强区以上剪力未放大,而国外规范又放大

较多,结合中国国情本文取相对折中的剪力加强方案,对剪力墙加强部位设计剪力乘以增大系数 1.6,加强部位以上楼层设计剪力取直线变化,结构顶层取计算剪力值,如图 12 所示,相比国外规范取值偏低,此设计剪力计算出的抗剪钢筋与规范规定的构造配筋取大值,需要说明的是,中国规范对二、三级抗震墙底部加强部位剪力调整系数采用相对较低的增大系数的做法是不合理的,在相同的延性需求下理应采用相同严格程度的延性措施。从剪力墙构件计算剪力分布特征来看,剪力墙中上部抗剪承载力多数由构造配筋控制,对于中下部计算剪力乘以 1.4~1.6 的增大系数,对于避免剪力墙在强震中由于内力重分布和高振型的影响而发生剪切失效将大有好处。这在后面的算例中将得到证明。

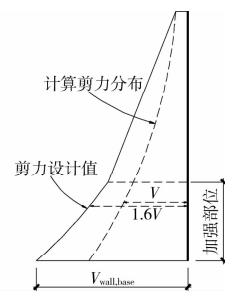


图 12 抗剪能力改进措施

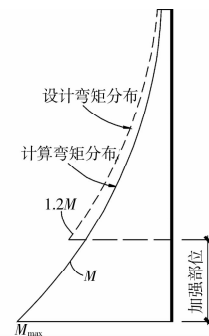


图 13 2010 版抗震规范剪力墙抗弯能力调整措施

对于解决剪力墙仅在底部截面弯曲延性需求过大的问题,可对剪力墙底部设计弯矩予以放大,但可能会带来屈服部位上移至非加强部位;较为理想的改进措施是将屈服部位控制在底部延性加强区内,尽量使加强区内的截面尽可能多的屈服而耗散能量,减小底截面延性需求,使底部加强区采取的较为严格的延性措施能真正发挥作用。为此设计如表 6 所示的抗弯能力调整方案进行非线性动力反应分析,考察各措施的有效性。算例 R-01 和 R-02 沿袭

01 抗震规范的思路增大底部加强部位的设计弯矩以期减小剪力墙底截面的弯曲变形;R-03 对剪力墙底部加强部位计算弯矩不进行放大,仅对底部加强部位以上计算弯矩放大 1.2 倍;R-04 和 R-05 在 R-03 的基础上对底层计算弯矩进行适当放大。图 14 给出了各算例剪力墙 Q1 的弯矩曲率。算例 R-01 剪力墙底层底截面屈服仍很严重,曲率延性系数达到了 31,第 3 层屈服程度较轻,曲率延性系数为 1.5,其他层剪力墙未屈服;算例 R-02 剪力墙第 1、3 和 4 层发生弯曲屈服,曲率屈服系数分别为 2.8、4.8 和 12.1,说明底部计算弯矩放大后可能导致破坏部位转移到非加强部位,不利于针对性的采取严格的延性构造措施。算例 R-03 剪力墙底部加强部位即第 1、2 层发生弯曲屈服,屈服系数分别为 24.1 和 3.0,底层剪力墙承载力下降到极限承载力的 75%,具有较为稳定的竖向承载力(图 15(a)所示),其他部位未发生弯曲屈服,相比原 01 规范措施的控制效果有了明显的改善,但底部延性需求仍较大;算例 R-04 剪力墙第 1、2 层屈服系数分别为 11.2 和 26.5,说明 1 层加强较多后 2 层屈服程度显著加重,曲率延性需求过大;算例 R-05 剪力墙第 1、2 层屈服系数分别为 14.5 和 9.8,极限承载力未下降,具有

稳定的竖向承载力(图 15(b)所示)。总体来说,R-03 和 R-05 是比较符合将剪力墙弯曲破坏较为均匀的控制到底部加强区范围内的改进措施,2010 版新抗震规范即采纳了 R-03 的改进措施(图 13 所示),尽管底部截面弯曲曲率仍较大,但考虑到剪力墙结构实际土-结构动力相互作用效应将降低底层剪力墙构件的地震反应,R-03 的措施在实际情况中也可能取得较好的效果,可以肯定的是 R-03 的改进措施比 01 抗震规范采取的抗弯能力措施更为有效;从该文算例计算结果来看 R-05 改进措施是符合能力设计要求的最有效措施,究竟哪种抗弯能力改进措施更为有效有待进一步的土-结构动力相互作用分析及结构模型试验研究验证。

表 6 剪力墙抗弯承载力调整方案

剪力墙	算例				
	R-01	R-02	R-03	R-04	R-05
一层 Q1-Q4	1.25×M1	1.45×M1	M1	1.25×M1	1.10×M1
二层 Q1-Q4	1.25×M1	1.45×M1	M2	M2	M2
三层 Q1-Q4	M1	1.25×M1	1.2×M3	1.2×M3	1.2×M3

注:M1—M3 分别为第 1~3 层墙计算弯矩。

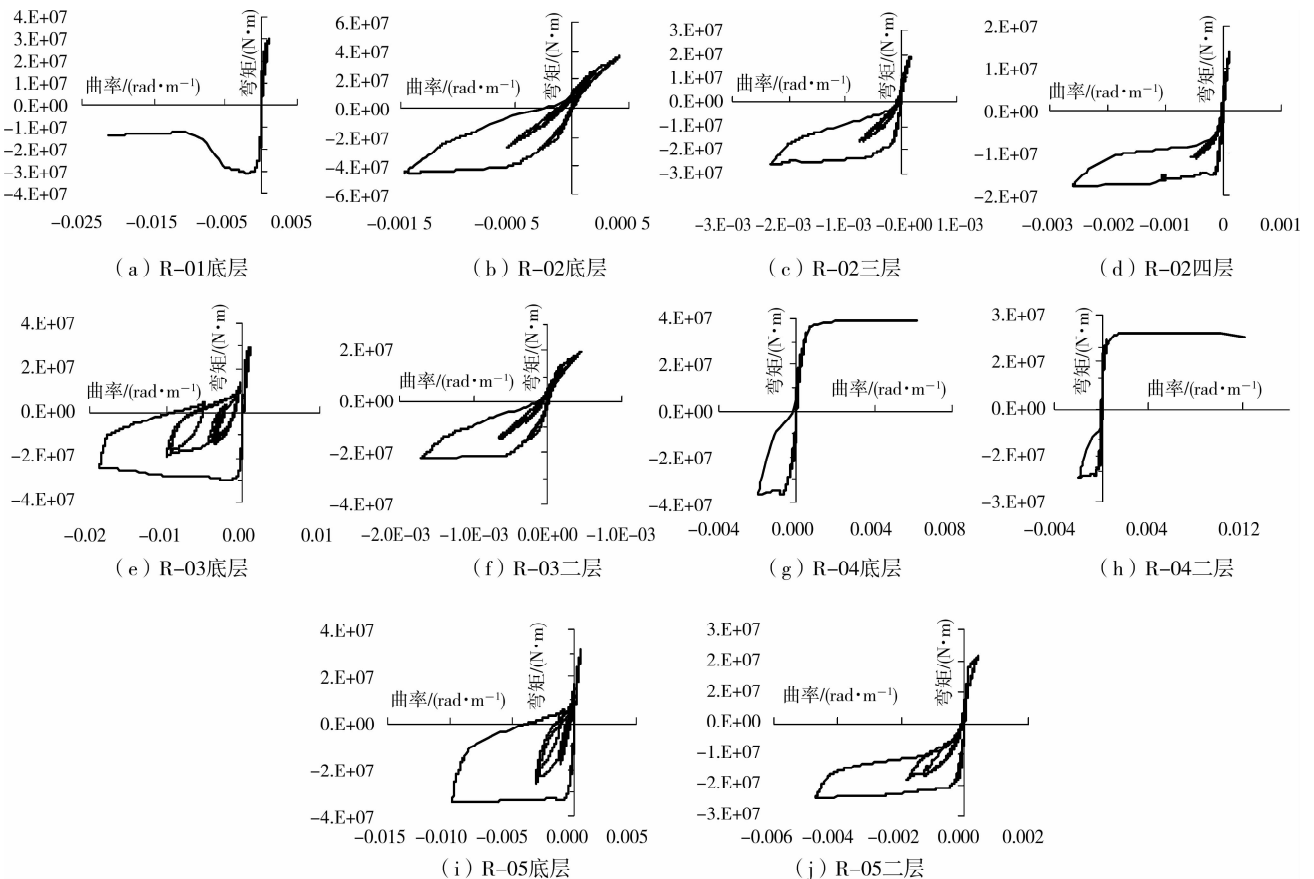


图 14 各改进措施算例剪力墙弯矩曲率滞回曲线(Q1)

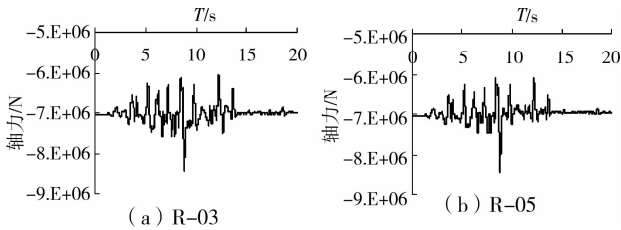


图 15 改进措施剪力墙轴力时程曲线

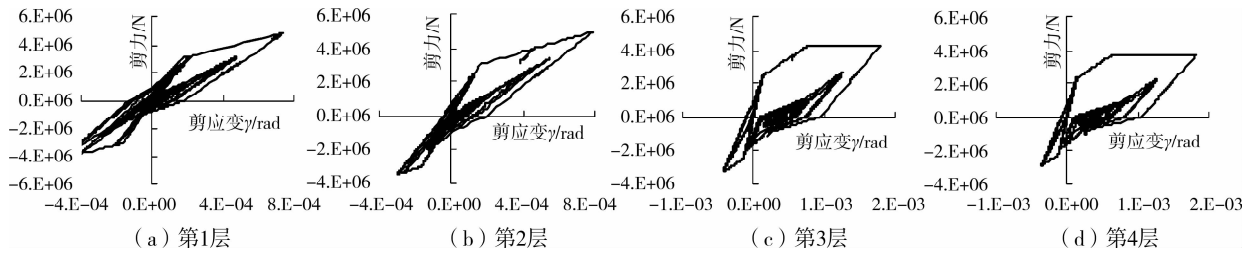


图 16 算例 R-05 采取规范抗剪能力调整措施时 QI 在大震下的剪切变形滞回曲线

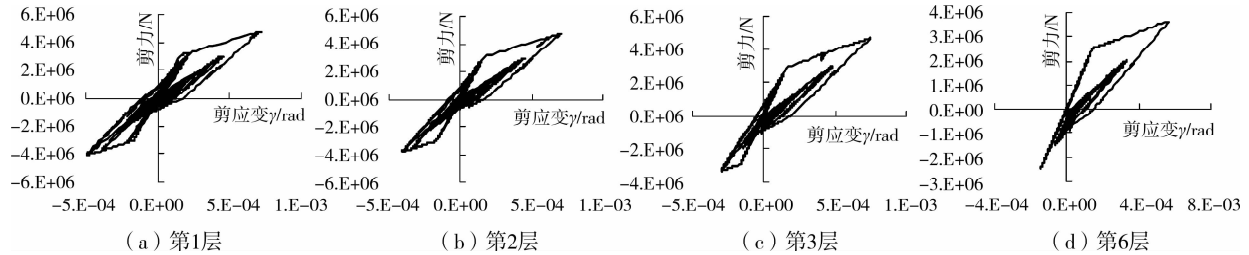


图 17 算例 R-05 采取提出的改进抗剪能力调整措施时 QI 在大震下的剪切变形滞回曲线

5 结语

该文指出中国 2001 版抗震规范的剪力墙能力设计措施存在的问题,通过精细有限元动力时程算例分析,校验了中国规范剪力墙能力调整措施控制其预期破坏模式的有效性;提出了改进措施,并进行了算例验证,得到的主要结论有:

1) 中国 2001 版抗震规范采用的剪力墙抗震能力设计措施理论上存在不足,亟需改进。在刚性地基假定下的算例分析表明,剪力墙底截面弯曲延性需求过大、竖向承载力丧失,而底部延性加强区其他部位不屈服,未充分发挥底部延性加强区塑性耗能的目的;现行规范采用的抗剪能力措施不能避免底部加强区以上剪力墙楼层剪切失效。

2) 对剪力墙抗弯能力设计改进措施的算例对比分析表明,对剪力墙底部加强部位以上进行抗弯能力增大调整、底部加强区除底截面外不进行调整,可引导剪力墙弯曲屈服较为均匀的出现在底部延性加强区内,2010 版抗震规范采用的改进措施相比目前国外各国抗震规范更为合理。

3) 提出了剪力墙抗剪能力设计改进措施,即对剪力墙加强部位设计剪力乘以增大系数 1.6 (不区

以 R-05 为例,图 16 和图 17 分别给出采取规范抗剪能力措施和该文建议的改进措施时剪力墙剪切变形滞回曲线。可见,采用规范剪力墙抗剪能力调整措施时,在第 3、4 层将出现剪切失效;而采用该文提出的抗剪能力调整措施,各层都未出现剪切失效。

分抗震等级),加强部位以上楼层设计剪力取直线变化,结构顶层取计算剪力值,设计剪力计算出的抗剪钢筋与规范规定的构造配筋取大值,通过算例分析表明其可有效避免剪力墙底部加强区以上楼层强震中出现剪切失效。

4) 剪力墙屈服后结构周期变大较多,按弹性反应谱双频段选波法选出的实际地震波比拟合规范反应谱的人工波大震计算结果小很多,结构强震非线性动力时程分析时选波原则和方法需进一步开展研究。

5) 该文针对剪力墙抗震能力设计措施开展了一些初步研究,提出的改进措施在理论上更为合理,但其有效性还有待进一步深入的土-结构动力相互作用分析及结构模型试验研究进行验证。

参考文献:

- [1] 鲍雷·T,普里斯特利 M·J·N. 钢筋混凝土和砌体结构的抗震设计[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.
 - [2] 叶列平,曲哲,陆新征,等. 提高建筑结构抗地震倒塌能力的设计思想与方法[J]. 建筑结构学报,2008,29(4): 42-50.
- YE LIE-PING, QU ZHE, LU XIN-ZHENG, et al. Collapse prevention of building structures: a lesson from the Wenchuan earthquake[J]. Journal of Building Structures,

- 2008,29(4):42-50.
- [3] GB 50011—2001 建筑抗震设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2001.
- [4] 王亚勇.汶川地震建筑震害启示——三水准设防和抗震设计基本要求[J].建筑结构学报,2008,29(4):26-33.
WANG YA-YONG. Lessons learnt from building damages in the Wenchuan earthquake: three earthquake performance objectives and basic requirements for seismic design of buildings[J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(4): 26-33.
- [5] 谢礼立.汶川地震的教训[J].南京工业大学学报:自然科学版,2009,31(1):1-8.
XIE LI-LI. Lessons learnt from Wenchuan earthquake [J]. Journal of Nanjing University of Technology: Natural Science Edition, 2009, 31(1): 1-8.
- [6] 韩军,李英民,姬淑艳.RC框架结构合理破坏机制的实现[J].哈尔滨工业大学学报,2010,42(12):1559-1565.
HAN JUN, LI YING-MIN, JI SHU-YAN. Realization of rational failure mechanism for the RC frame structure [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2010. 42(12): 1559-1565.
- [7] 林旭川,潘鹏,叶列平,等.汶川地震中典型RC框架结构的震害仿真与分析[J].土木工程学报,2009,42(5):13-20.
LIN XU-CHUAN, PAN PENG, YE LIE-PING, et al. Analysis of the damage mechanism of a typical RC frame in Wenchuan Earthquake [J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(5): 13-20.
- [8] 单慧敏,戴君武,王艳茹.现浇楼板对钢筋混凝土框架结构破坏模式影响浅析[J].土木工程学报,2010,43(S1):169-172.
SHAN HUI-MIN, DAI JUN-WU, WANG YAN-RU. Effects of casting slabs on the failure mode of RC frame structure[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(S1): 169-172.
- [9] 韦锋,陈文科,傅剑平,等.8度区框-剪结构中框架在罕遇地震下的反应性态[J].土木建筑与环境工程.2009,31(6):60-65.
WEI FENG, CHEN WEN-KE, FU JIAN-PING, et al. Seismic behaviors of frames in frame-wall structures under rare earthquakes on the zone of fortification intensity 8 in China[J]. Journal of Civil Architectural & Environmental Engineering, 2009, 31(6): 60-65.
- [10] 季静,韩小雷,郑宜,等.基于能力设计原理的双肢剪力墙极限承载力研究[J].地震工程与工程振动,2006,26(4):114-120.
JI JING, HAN XIAO-LEI, ZHENG YI, et al. Analysis of ultimate bearing capacity of coupled shear walls based on philosophy of capacity design [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2006, 26(4): 114-120.
- [11] 胡庆昌.钢筋混凝土框剪结构抗震设计若干问题的探讨[J].建筑结构,2006,36(6):84-86.
HU QING-CHANG. Some problems relating to seismic design of RC frame-wall structure [J]. Building Structure, 2006, 36(6): 84-86.
- [12] SULLIVAN, TIMOTHY J. Capacity design considerations for RC frame-wall structures [J]. Earthquake and Structures, 2010, 1(4): 391-410.
- [13] BOIVIN Y, PAULTRE P. Seismic performance of a 12-storey ductile concrete shear wall system designed according to the new Canadian building design codes [C]// Proceedings, Annual Conference - Canadian Society for Civil Engineering, June 10, 2008, Quebec City, Canada.
- [14] ACI 318-05 Building Code Requirements for Structural Concrete[S]. American Concrete Institute, 2005.
- [15] NZS3101 New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures [S]. Standard Association of New Zealand, 1995.
- [16] Eurocode8: Design of Structures for Earthquake Resistance [S]. European Committee for Standardization, 2003.
- [17] FABIO F TAUCER, ENRICO SPACONE, FILIP C FILIPPOU. A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures [R]. Berkeley: UCB/EERC-91/17, 1991.
- [18] MAZZONI SILVIA, MCKENNA F, SCOTT M H, et al. OpenSees Users Manual [R]. Berkeley: PEER, University of California at Berkeley, 2006.
- [19] YIHAI BAO, SASHI K KUNNATHA. Simplified progressive collapse simulation of RC frame-wall structures[J]. Engineering Structures, 2010, 32: 3153-3162.
- [20] 吕西林,卢文生.纤维墙元模型在剪力墙结构非线性分析中的应用[J].力学季刊,2005,26(1):72-80.
LV XI-LIN, LU WEN-SHENG. Application of fiber wall element model in nonlinear analysis of shear wall structures[J]. Chinese Quarterly of Mechanics, 2005, 26(1): 72-80.
- [21] 臧登科.纤维模型中考虑剪切效应的RC结构非线性特征研究[D].重庆:重庆大学,2008.
- [22] 叶列平,孙玉平.日本钢筋混凝土结构的大震设计方法介绍[J].建筑结构,2009,40(6):114-118.
YE LIE-PING, SUN YU-PING. Introduction of design method for RC structures under severe earthquake in Japan[J]. Building Structure, 2009, 40(6): 114-118.
- [23] 韩军.建筑结构扭转地震反应分析及抗扭设计方法研究[D].重庆:重庆大学,2009.