

中欧抗震设计规范关于“强柱弱梁”设计比较

车 轶*, 尤 杰

(大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘要: 通过“5·12”汶川大地震的震后房屋震害调查发现, 多层钢筋混凝土框架结构的框架柱比梁更易遭到破坏, 出现了非设计预期的柱铰破坏机制. 从抗震设防目标、地震作用水准、结构分析模型、构件抗震计算与构造措施等多角度出发, 对比分析了我国抗震设计规范 GB 50011—2001 和欧洲抗震规范 EN 1998-1 在实现“强柱弱梁”上的差异. 研究表明, 保证抗震等级为一至三级的梁、柱局部延性的构造措施不足, 以及对于楼板对梁刚度和承载力的贡献考虑不充分是造成地震中钢筋混凝土框架结构柱铰破坏的主要原因.

关键词: 汶川地震; 混凝土结构; 强柱弱梁; 延性

中图分类号: TU375.4; TU352.2 **文献标志码:** A

0 引言

2008年5月12日在四川汶川县映秀镇(31.0°N, 103.4°E, 仪器震中)发生的里氏8.0级特大地震对钢筋混凝土框架结构房屋造成了不同程度的破坏, 并导致部分房屋倒塌. 此次地震框架结构房屋的破坏可分为4类: (1) 围护结构及填充墙的开裂和破坏; (2) 框架柱和节点的破坏; (3) 现浇楼梯的破坏; (4) 结构倒塌破坏. 其中许多正常设计、施工的框架结构出现了柱铰破坏, 很少出现抗震设计要求的梁铰破坏, 这一现象引起了学者和设计人员的广泛关注^[1~3]. 本文分别从抗震设防目标与地震作用水准、结构分析模型、“强柱弱梁”内力调整、构件抗震承载力计算与抗震构造措施等方面, 对我国建筑抗震规范 GB 50011—2001 和欧洲抗震规范 EN 1998-1 的相关设计规定进行对比分析, 探讨我国设计规范实现“强柱弱梁”延性框架设计的有效性和造成柱铰破坏现象的原因.

1 设防目标与地震作用水准

我国抗震规范 GB 50011—2001^[4] 和欧洲抗

震规范 EN 1998-1^[5] 分别采用三水准和两水准的设防目标, 并且在具体的抗震设计方法上二者有所不同. 我国规范采用“小震不坏, 中震可修, 大震不倒”的三水准设防目标. 其中的小震、中震和大震分别指 50 a 内超越概率为 63.2%、10% 和 2%~3% 的地震作用, 对应的重现期分别为 50、475 和 2 000 a. 采用两阶段设计方法来实现上述三水准的设防目标要求, 具体方法如下: 根据小于设防烈度的小震地面加速度确定结构的设计地震作用, 采用弹性方法进行结构分析, 进行结构构件的承载力和弹性变形验算, 以满足“小震不坏”的设防要求; 验算大震下的弹塑性变形, 以保证“大震不倒”; 采取相应的构造措施, 以保证结构具有足够的延性和耗能能力.

欧洲抗震规范 EN 1998-1 要求各类房屋以一定的可靠度满足“不倒塌”和“限制损坏”两水准的抗震性能要求. “不倒塌”要求指结构应能抵抗 50 a 内超越概率为 10% 的设计地震作用(重现期 475 a), 无局部或整体倒塌, 并在震后保持结构的整体性和一定的残余承载力. “限制损坏”要求指当遭受出现概率超过设计地震作用的 10 a 内超

收稿日期: 2009-03-04; 修回日期: 2009-07-04.

基金项目: “九七三”国家重点基础研究发展计划资助项目(2007CB714202); “十一五”国家科技支撑计划资助项目(2006BA J01B6-06).

作者简介: 车 轶*(1970-), 男, 博士, 副教授.

越概率为10%的地震作用(重现期95 a)时,结构没有损坏和使用上受限情况的发生. EN 1998-1在对应于不倒塌性能要求的地震作用水准(即基准地震作用,相当于我国的中震作用)下进行结构设计.不倒塌要求下允许结构利用塑性变形吸收和耗散地震能量,因此在计算用于确定结构弹性地震内力的设计地震作用时,利用性能系数 q (一些国家规范称之为地震力折减系数,用 R 表示)将基准地震作用水准降到设计采用的相对偏低的地震作用水准,并通过相应的能力设计措施保证结构在大震下的反应需求不超过结构的反应能力.

欧洲抗震规范 EN 1998-1 与美国、新西兰等多数国家规范普遍采用了20世纪70年代欧美学者根据单自由度体系非线性动力分析结果提出的 $R-\mu$ 准则,即用于结构设计的地震作用取值水准与结构的延性需求直接相关. EN 1998-1 的具体做法是:将结构划分为低延性结构(DCL)、中等延性结构(DCM)和高延性结构(DCH),不同延性的结构分别取不同的性能系数.低延性结构的耗能能力差,一般用于低地震危险地区,不需要进行专门的抗震设计;高延性结构的性能系数取值较大,地震作用取值相对较小,相应地保证延性的构造措施较严格,在大震下结构较早进入塑性,依靠结构的延性和耗能保证结构的屈服后承载力;中等延性结构的性能系数小,地震作用取值相对较大,保证延性的抗震构造措施适度放宽,大震下进入塑性较晚,对延性的依赖较小.对于规则的多层多跨钢筋混凝土框架结构,欧洲规范规定的中等延性和高延性结构 q 分别为3.9和5.85.

我国抗震规范直接根据小震下的地震作用进行抗震设计,相当于对各类结构的地震力折减系数统一取为2.86.虽然通过承载力抗震调整系数 γ_{RE} 在一定程度上体现了不同结构构件的延性性能差异,但是不满足 $R-\mu$ 准则,即地震力折减程度与结构的延性需求没有直接的关系.对于钢筋混凝土框架结构,地震力折减系数取值相同,但是抗震构造措施却随设防烈度和抗震等级的不同而不同.其后果是随着设防烈度的降低和抗震等级的增加,结构性能控制水准降低.文献[6]按不同设防条件下的罕遇地震水准地震输入,对典型钢

筋混凝土框架结构进行了非线性动力分析和抗震性能评价分析,研究结果表明,7度和8度设防烈度地区按现行抗震规范要求设计的钢筋混凝土结构存在“能力-需求比”偏低和无法实现“强柱弱梁”的情况.

2 结构分析与抗震设计

2.1 结构分析

我国规范与欧洲规范均采用线弹性方法计算结构的内力,并在此基础上进行混凝土构件的承载力设计,但在分析模型上,两者有较大差距.由于我国规范直接按小震下的地震作用进行设计,此时结构处于弹性阶段,计算结构内力和位移时采用构件未开裂截面的弹性刚度,并通过增大框架梁弹性刚度的方法适当考虑现浇楼板作为梁的有效翼缘参与工作(刚度增大系数取1.3~2.0).由此得到的结构内力分布与小震下结构的实际情况基本相符,但不能有效地反映结构在中震或大震下进入弹塑性阶段的实际情况.产生塑性铰之前,受混凝土开裂、受压混凝土非线性性质,以及钢筋与混凝土之间的粘结退化等因素影响,结构构件的刚度有所降低.梁刚度的降低往往比受压框架柱严重,特别是在T形截面梁端负弯矩区,由于开裂混凝土翼缘退出工作,梁刚度降低尤为显著.由此可见,我国规范计算方法高估了结构出现屈服前框架梁的刚度和梁端弯矩.按此内力计算结果进行配筋计算将有可能延迟梁端塑性铰的产生.

EN 1998-1 依据不倒塌要求下的地震作用进行设计,此时允许利用结构构件的弹塑性性能抵抗地震作用和耗散地震能量.在进行结构分析时,考虑了混凝土开裂对构件刚度的影响,取构件开始屈服时的刚度进行计算.由此得到的结构内力分布能够较准确地反映构件屈服前的实际情况.

2.2 承载力计算

在构件抗震承载力计算上,我国规范与欧洲规范也存在差异.现浇楼板对梁的影响体现在楼板与梁共同工作增大了梁的刚度,同时板内的钢筋也参与梁的受力,提高了梁的实际受弯承载力.我国规范对框架梁翼缘现浇板内与梁肋平行的钢筋参与梁端负弯矩承载工作的问题未作出明确规

定,设计人员在工程设计时习惯将梁端截面按矩形截面考虑,不计入梁翼缘板内钢筋的贡献,并将支座的计算负弯矩钢筋全部放置在梁内.文献[7]的试验表明,梁翼缘内钢筋可将梁承载力提高 30%,因此这一做法严重低估了框架梁的实际承载能力.EN 1998-1 规范在进行梁端抗弯承载力设计时,与我国思路一样,没有要求考虑板内钢筋,但要求计算的梁端钢筋一部分放置在梁翼缘宽度范围内,这在一定程度上减少了梁端纵向负弯矩钢筋数量.

2.3 “强柱弱梁”设计要求

我国和欧洲抗震设计规范均采用能力设计准则,即通过“强柱弱梁”设计形成梁铰或梁柱铰机制破坏.但是两者在实现“强柱弱梁”的具体方法上不同,因而取得的实际效果也有所不同.EN 1998-1 通过控制节点两端的梁、柱实际受弯承载力来实现“强柱弱梁”要求.具体要求为,对除底层柱底以外的所有框架节点应满足

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \quad (1)$$

式中: $\sum M_{Rb}$ 为节点左、右梁端受弯承载力设计值之和; $\sum M_{Rc}$ 为柱端受弯承载力设计值之和,计算时取地震作用组合轴力对应的最小柱端抗弯承载力.虽然在梁的正截面设计时 EN 1998-1 没有考虑翼缘楼板内钢筋,但对式(1)中的 $\sum M_{Rb}$ 明确要求计入梁有效翼缘宽度范围内充分锚固的楼板纵向钢筋,以考虑楼板内钢筋对梁承载力的贡献.

我国规范通过增大柱端弯矩设计值的方法实现“强柱弱梁”,推迟框架柱塑性铰的出现时间.这一做法的优点是便于设计计算,但由于梁端的超配筋、材料的超强,以及梁端设计内力计算不够准确等因素影响,这一做法并不能保证柱端的实际受弯承载力大于梁端承载力,从而真正实现“强柱弱梁”.

我国规范的具体规定如下:除框架顶层和柱轴压比小于 0.15 者及框支梁与框支柱以外,柱端弯矩设计值应满足

$$\sum M_c = \eta_c \sum M_b \quad (2)$$

9 度及一级框架结构尚应符合

$$\sum M_c = 1.2 \sum M_{bua} \quad (3)$$

式中: $\sum M_c$ 、 $\sum M_b$ 和 $\sum M_{bua}$ 分别为柱端弯矩设计值、梁端弯矩设计值和根据实配钢筋面积和材料强度标准值确定的梁端截面抗震受弯承载力; η_c 为柱端弯矩增大系数,一、二和三级框架结构分别取 1.4、1.2 和 1.1.

对于一、二和三级框架,系数 η_c 在一定程度上考虑了梁端超配钢筋和超强钢筋,但并不充分.式(2)的前提是梁端实配钢筋不超过计算配筋的 10%,这在实际工程设计中很难得到有效保证.即使仅考虑梁端截面 10% 的超配筋,二、三级框架柱的柱端弯矩设计值分别为梁端抗震受弯承载力(按矩形截面计算)的 1.32 和 1.21 倍,但是由于在梁端截面受弯计算时没有考虑楼板内钢筋的贡献,低估了梁端实际承载能力,利用式(2)对柱端设计弯矩的增大并不能保证柱端实际承载力高于梁端承载力.

此外,当高阶振型对结构地震反应有较大影响时,框架柱在水平地震作用下有可能出现单曲率弯曲情况,此时反弯点的位置不在柱的层高范围内.对于这种情况,若实现“强柱弱梁”,柱端受弯承载力应满足

$$M_{cua}^a \geq \sum M_{bua} + M_{cua}^b \quad (4)$$

式中: M_{cua}^a 和 M_{cua}^b 分别为节点上、下柱端受弯承载力设计值.我国规范相应的规定为将柱端弯矩设计值乘以柱端弯矩增大系数.考虑到梁端截面超配钢筋的可能和未考虑楼板翼缘钢筋对梁承载力的影响,可以认为对于二、三级框架柱采用 1.2 和 1.1 的增大系数,调整幅度偏小.

3 抗震构造措施比较

3.1 轴压比要求

框架柱为压弯型受力构件,轴压比对柱的延性性能和耗能能力影响较大,是评价框架柱延性的重要指标.轴压比小时,柱发生大偏压破坏,构件变形大、延性好;随轴压比的增大,延性急剧下降.我国规范对一、二和三级框架柱轴压比的要求分别为 0.7、0.8 和 0.9.欧洲规范要求为 DCM 结构 0.65, DCH 结构 0.55.相比之下,我国规定对框架柱的轴压比限制较松,由此可能带来框架柱

设计截面过小,强震下延性差,易于破坏等后果.

3.2 纵向受力钢筋的抗震构造要求

3.2.1 框架梁 梁内纵筋的设置对梁的延性有较大影响.研究表明,梁的塑性转动量与截面混凝土受压区相对高度有关,当相对受压区高度为 0.25~0.35 时,梁的位移延性系数可达到 3~4;梁底面的钢筋可增加负弯矩时的塑性转动能力,还能防止在地震中梁底出现正弯矩时过早屈服或破坏过重,从而影响承载力和变形能力的正常发挥. GB 50010—2001 对梁端截面混凝土相对受压区高度加以限制,并规定梁端截面的底面和顶面纵向钢筋配筋量的比值,除按计算确定外,一级不应小于 0.5,二、三级不应小于 0.3. EN 1998-1 未对梁的受压区高度作出具体的规定,但要求在受压区除了按地震组合计算的受压钢筋外,还应配置不少于受拉钢筋一半的钢筋. 这一要求与我国一级框架梁的要求大体相当,高于二、三级框架梁的要求.

我国混凝土设计规范和 EN 1998-1 对框架梁纵筋的最小配筋率要求均采用了与混凝土和钢筋材料参数相关的表达式,具体见表 1,表中的 f_{ctm} 和 f_{yk} 分别为混凝土抗拉强度平均值和钢筋抗拉强度标准值. 我国规范对最小配筋率的要求划分得较详细,欧洲规范则对各延性等级结构采用相同标准. 图 1 比较了 GB 50010—2001 和 EN 1998-1 规范对纵筋为 $f_{\text{yk}}=400\text{ MPa}$ 的钢筋混凝土梁支座处的受拉钢筋最小配筋率限值. 二、三、四级框架梁的纵筋最小配筋率普遍低于 EN 1998-1 的要求,一级框架梁在混凝土强度等级为 C45 以下时高于欧洲规范要求, C45 以上时略低于欧洲规范要求.

表 1 梁纵筋最小配筋率要求

Tab. 1 Minimum longitudinal reinforcement of beams

规范	结构类别	支座(较大值)	跨中(较大值)
GB 50010—2001	一级	0.004,	0.003,
		$0.8f_t/f_y$	$0.65f_t/f_y$
	二级	0.003,	0.002,
		$0.65f_t/f_y$	$0.55f_t/f_y$
	三、四级	0.002,	0.002,
		$0.55f_t/f_y$	$0.45f_t/f_y$
EN 1998-1	DCM,DCH	$0.5(f_{\text{ctm}}/f_{\text{yk}})$	

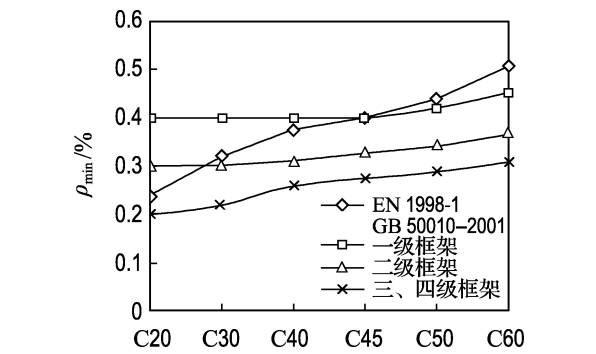


图 1 框架梁最小配筋率比较

Fig. 1 Comparison of minimum reinforcement ratios of frame beams

3.2.2 框架柱 EN 1998-1 规定 DCM 和 DCH 延性等级的框架柱纵向钢筋最小配筋率为 1%, 相对而言,我国抗震规范对框架柱纵筋最小配筋率的规定较细致,不仅区分抗震等级的不同,还根据框架柱在结构中所处的位置不同,分别规定了不同的最小配筋率要求(见表 2). 总体来说,我国规范对一级框架柱的最小配筋率要求与欧洲规范相当,二、三、四级框架柱的最小配筋率要求低于欧洲规范要求.

表 2 柱纵筋最小配筋率要求

Tab. 2 Minimum longitudinal reinforcement requirement of columns

规范	结构类别	中柱和边柱	角柱和框支柱
GB 50010—2001	一级	1.0%	1.2%
	二级	0.8%	1.0%
	三级	0.7%	0.9%
	四级	0.6%	0.8%
EN 1998-1	DCM,DCH	1.0%	

3.3 梁端和柱端箍筋加密区的构造要求

箍筋能够提高梁端和柱端潜在塑性铰区的延性,约束受压混凝土,并防止受压钢筋过早压屈. 表 3 和 4 分别为 GB 50010—2001 和 EN 1998-1 规范对梁端和柱端箍筋加密区的构造要求. 表中 h_b 为梁高; d_{bw} 为箍筋直径; d_{bl} 为最小纵筋直径; h_c 为柱截面高度; l_c 为柱净高; b_0 为混凝土核芯区的最小边长.

由表 3 和 4 可知,我国规范对一级框架结构梁端箍筋加密区范围、箍筋间距和最小直径的要求总体上比欧洲规范的 DCH 结构严格,对柱端箍筋加密区的要求略低于 DCH 结构;对二、三、

四级框架结构梁、柱的要求比欧洲规范中的 DCM 结构严格. 需要指出的是, 欧洲规范采用的钢筋最低强度为 $f_{yk}=400$ MPa, 高于我国常用的箍筋强

度, 因此能够为柱端提供更高的抗剪承载力, 有利于塑性铰的发展.

表 3 梁端箍筋要求
Tab. 3 Requirement of stirrups at beam end mm

规范	结构类别	加密范围 (最大值)	箍筋间距 (最小值)	箍筋最小直径
GB 50010—2001	一级	$2h_b, 500$	$h_b/4, 6d_{bl}, 100$	10
	二级	$1.5h_b, 500$	$h_b/4, 8d_{bl}, 100$	8
	三级	$1.5h_b, 500$	$h_b/4, 8d_{bl}, 150$	8
	四级	$1.5h_b, 500$	$h_b/4, 8d_{bl}, 150$	6
EN 1998-1	DCM	h_b	$h_b/4, 24d_{bw}, 225, 8d_{bl}$	6
	DCH	$1.5h_b$	$h_b/4, 24d_{bw}, 175, 6d_{bl}$	6

表 4 柱端箍筋要求
Tab. 4 Requirement of hoops at column end mm

规范	结构类别	加密范围 (最大值)	箍筋间距 (最小值)	箍筋最小直径
GB 50010—2001	一级	$h_c, l_c/6, 500$	$6d_{bl}, 100$	10
	二级		$8d_{bl}, 100$	8
	三级		$8d_{bl}, 150$	8
	四级		$8d_{bl}, 150$	6
EN 1998-1	DCM	$h_c, l_c/6, 450$	$b_0/2, 175, 8d_{bl}$	6
	DCH	$1.5h_c, l_c/6, 600$	$b_0/3, 125, 6d_{bl}$	$\geq 0.4d_{bl, \max} \sqrt{\frac{f_{ydl}}{f_{ydw}}}$

此外, 为了提高塑性铰区箍筋对混凝土的约束作用, GB 50010—2001 规范对箍筋加密区的箍筋肢距加以规定: 一级框架柱加密区的箍筋肢距不宜大于 200 mm, 二、三级框架不宜大于 250 mm 和 20 倍箍筋直径的较大值, 四级框架不宜大于 300 mm. 并规定至少每隔一根纵筋宜在两个方向上有箍筋或拉筋约束. 欧洲规范也有类似的规定, 但比我国规范严格, 要求与箍筋或拉结筋拉结的纵向钢筋间距, DCM 结构不超过 200 mm, DCH 结构不超过 150 mm.

4 有关填充墙的规定

填充墙对框架结构抗震性能影响十分复杂. 不利的影响主要有: (1) 填充墙增加结构的侧向刚度, 增大设计地震作用; (2) 改变主体结构侧向刚度的分布, 不利于正确计算结构的地震反应; (3) 填充墙布置不当会造成结构平面刚度的不均匀和竖向刚度突变; (4) 不到顶的填充墙使框架柱形成

短柱, 地震中易于破坏. GB 50010—2001 虽然对砌体填充墙的布置、墙体与主体结构的连结作出了规定, 要求采取措施减小对主体结构的不利影响, 避免因填充墙的不当布置形成平面和竖向不规则结构和短柱, 但是可操作性不强. EN 1998-1 的规定相对细致一些, 并给出考虑填充墙布置不规则性的计算方法以及对由填充墙设置产生的短柱的构造措施. 此外, 底层填充墙在中震和大震下易于破坏, 会导致底层侧向刚度的降低, 从而形成新的薄弱层. 对于这一可能性, 我国规范未作规定, 欧洲规范采取了将底层柱全长范围加密箍筋的方法予以考虑.

5 结 论

(1) 我国抗震规范在确定设计地震作用时未与结构的延性需求挂钩, 造成了我国规范对一级框架结构的构造措施与欧洲规范的 DCH 结构大体相当, 二、三、四级框架的抗震构造措施普遍弱

于 DCM 结构. 地震重灾区的原设防烈度多为 6 度和 7 度, 根据抗震设计规范框架结构的抗震等级为二~四级. 地震灾区框架结构保证构件局部延性的构造措施偏弱, 是出现框架柱铰破坏现象的原因之一.

(2) 进行结构分析和构件的抗震计算时, 我国规范对楼板翼缘对梁刚度和承载力影响的考虑不尽合理. 一方面, 内力分析时采用构件开裂前的弹性刚度, 并考虑楼板对梁刚度的增强, 导致框架梁的计算弯矩大于屈服前的实际弯矩; 另一方面进行梁承载力计算时没有考虑楼板钢筋的贡献, 使得梁端计算承载力远小于实际承载力. 因此, 按规范进行的柱端内力调整不能保证“强柱弱梁”的实现.

(3) 我国规范对柱轴压比的限制较松, 导致柱截面尺寸过小, 延性差, 强震下易于破坏.

(4) 设计中对填充墙对结构的影响考虑不足是造成框架结构柱铰破坏的原因. 地震作用下未设置填充墙的楼层和墙体遭受破坏的楼层会形成薄弱层, 导致形成层屈服机制, 无法实现“强柱弱梁”.

参考文献:

- [1] 欧进萍, 李惠, 吴斌, 等. 地震工程灾害与防御(II)——建筑抗震设计规范分析与比较[C] // 汶川地震建筑震害调查与灾后重建分析报告. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008
- [2] 叶列平, 曲哲, 马千里, 等. 从汶川地震中框架结构震害谈“强柱弱梁”屈服机制的实现[J]. 建筑结构, 2008, 38(11): 52-59
- [3] 王亚勇. 汶川地震建筑震害启示——抗震概念设计[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(4): 20-25
- [4] 中华人民共和国建设部. GB 50010—2001 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001
- [5] CEN. BS EN 1998-1:2004, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings [S]. London: British Standards Institution, 2005
- [6] 白绍良, 李刚强, 李英民, 等. 从 $R-\mu-T$ 关系研究成果看我国钢筋混凝土结构的抗震构造措施[J]. 地震工程与工程振动, 2006, 26(5): 144-151
- [7] 蒋永生, 陈忠范, 周绪平, 等. 整浇楼板的框架节点抗震研究[J]. 建筑结构学报, 1994, 12(3): 11-16

Comparison of “strong column-weak beam” design between Chinese seismic design code GB 50010—2001 and Eurocode EN 1998-1

CHE Yi*, YOU Jie

(State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: Field investigation on seismic damage of multi-story reinforced concrete (RC) frames after Wenchuan earthquake on May 12, 2008 showed that columns were more feasible to damage than beams, leading to an unexpected weak-column failure mechanism. A comparison of code provisions with regard to implementing design objectives of “strong column-weak beam” between Chinese seismic design code GB 50010—2001 and Eurocode EN 1998-1 from many aspects, such as seismic performance requirements, seismic action level, modeling of structure, seismic design and detailing of structural members is presented. It is shown that inadequate requirements on local ductility of beams and columns which are assigned to seismic class 1 to 3, as well as the insufficient consideration of contributions of the floor to stiffness and flexural resistance of the beam are the major causes to the weak-column failure mechanism of RC frames in the earthquake.

Key words: Wenchuan earthquake; concrete structure; strong column-weak beam; ductility