从汶川地震中框架结构震害谈“强柱弱梁”屈服机制的实现

叶列平，曲哲，马千里，林旭川，陆新征，潘鹏
清华大学土木工程系，结构工程与振动教育部重点实验室

摘要：本文首先介绍了汶川地震中钢筋混凝土框架结构的主要震害现象，并进行了简要分析。重点针对地震中框架结构未出现抗震设计所预期的“强柱弱梁”屈服机制的现象，从填充墙等非结构构件和楼板的影响、可能导致框架梁承载力和刚度增大的原因、造成框架梁端超配筋的原因、影响框架柱承载力发挥的原因、以及结构在大震下受力状态变化和结构不同受力阶段的梁柱构件的可靠度差异等方面进行深入的分析，并提出了有关建议，为今后框架结构设计实现“强柱弱梁”屈服机制和规范修订提供参考。

Study on ensuring the strong column-weak beam mechanism for RC frames based on the damage analysis in the Wenchuan Earthquake

Ye Lieping, Qu Zhe, Lu Xinzheng, Ma Qianli, Lin Xuchuan, Pan Peng
Department of Civil Engineering, Tsinghua University
Key Laboratory of Structural Engineering and Vibration of China Education Ministry, Tsinghua University

Abstract: Typical earthquake damages of RC frames in the Wenchuan earthquake are reviewed with some brief analyses. Special attentions are given to the absence of the preferable damage mode of RC frames known as the “strong column-weak beam” mechanism. Analysis is conducted in depth in order to discover the underlying reasons for this adverse phenomenon in the following aspects: influence of the partitions and floor slabs, possible reasons for under-estimating the strength and stiffness of frame beams, reasons for the over-reinforcement of frame beams, factors that may weaken frame columns, structural model changing under stronger earthquake, the difference of reliability of columns and beams under different load stages and so on. Suggestions of ensuring the “strong column-weak beam” mechanism for RC frames are proposed for the reference of future design practice and code revision.

1 汶川地震中的框架结构震害

汶川地震是我国建国以来最为强烈的一次地震。这次地震中，钢筋混凝土框架结构的主要震害现象有：

(1) 围护结构和填充墙严重开裂和破坏（图 1a）；

(2) 填充墙不合理设置或错层)成短柱剪切破坏（图 1b，图 1c）；

(3) 柱剪切破坏（图 1d、e），梁柱节点区破坏（图 1f）；

(4) 填充墙不合理设置造成结构实际层刚度不均匀，导致底部楼层侧移过大（图 1g），并导致倒塌（图 1h）；或导致结构实际刚度偏心使结构产生扭转地震响应（图 1i）；

(5) 柱端出现塑性铰，未实现“强柱弱梁”屈服机制（图 1j）。

围护结构和填充墙等非结构构件的严重开裂和破坏，也会造成一定的人员伤亡，并导致人们的恐惧心理，且震后修复工作量很大，费用很高。目前，规范对“可修”没有明确定义，也没有具体的控制指标。根据这次地震中框架结构的围护结构和填充墙的破坏情况，对“可修”定义应考虑非结构构件的损坏程度。

窗间填充墙的不合理布置（或错层）造成框架柱形成短柱，产生剪切破坏的问题，本文以下将专门讨论。

柱剪切破坏，梁柱节点区破坏，大多属于配箍不足，箍筋拉结或弯钩等构造措施不到位等原因造成，规范规定的最小配箍率可能也需要考虑提高。值得注意的是，在柱的强剪弱弯方面，即

资助项目：国家科技支撑计划课题，课题编号 2006BAJ03A02

使柱端首先发生弯曲破坏而形成塑性铰，巨大的轴压容易使混凝土压溃而发生剥离脱落（本次地震竖向振动很大），从而严重削弱柱端的抗剪能力，而柱端出铰并不会减小其所受到的地震剪力，因而很容易引起剪切破坏，见图 1e。因此，需要考虑压弯破坏对柱端抗剪承载力降低的影响，提出切实可行实用的配筋构造技术，如连续箍筋技术，防止柱端混凝土强度严重退化，充分保证“强剪弱弯”。

(a)填充墙破坏

(b)填充墙造成框架柱形成短柱剪切破坏

(c)错层造成短柱剪切破坏

(d) 框架柱剪切破坏

(e) 柱端出现塑性铰后产生剪切破坏

(f)梁柱节点区破坏

(g)底层侧移过大

(h)底层坍塌

(i)填充墙平面内不均匀布置造成平面刚度偏心，产生扭转地震响应的破坏

(j)柱端产生塑性铰形成层屈服机制

图 1 框架结构的震害情况

底部楼层侧移过大，主要原因是由于底层作为商用或公共停车场等大空间使用，上部楼层为住宅或宾馆（图 1g, h），填充墙使上部楼层的层刚度增大，形成柔性底层结构，个别因施工质量很差则导致底层倒塌（图 1h）。这类问题需在结构整体抗震方案中，将填充墙等非结构构件在结构抗震分析中给予充分考虑，本文以下将专门讨论。

这次汶川地震中砌体结构的震害基本是唐山地震的再现。震害调查表明，按 89 抗震规范要求进行抗震设计，并采取圈梁和构造柱抗震措施的砌体结构，大多震害较轻，很少发生脆性破坏式的倒塌。因此，对于砌体结构的抗震，主要是如何落实抗震规范执行的问题，特别是落实圈梁和构造柱抗震措施，相应需要进一步研究的工作可能并不是很多。而这次汶川地震中框架结构震害给抗震结构研究人员印象最深的主要是，

(1)填充墙等非结构构件严重开裂和破坏；

(2)几乎没有看到设计规范所要求的“强柱弱梁”破坏机制。

其中，填充墙等非结构构件也会对“强柱弱梁”破坏机制产生影响，以下将专门讨论。

《建筑抗震设计规范（GB50010-2001）》[1]（以下简称《抗震规范》）6.2.2 条文说明指出，地震作用下框架结构的变形能力与其破坏机制密切相关。国内外大量的研究表明，“强柱弱梁”屈服机制，可使整个框架结构有较大的内力重分布能力，有尽可能多的结构构件参与整体结构抗震，地震能量可分布于所有楼层耗散，耗能能力大，是框架结构抗震设计所期望的屈服机制。文献[2]认为“强柱弱梁”屈服机制属于整体型结构屈服机制，具有较大的抗震鲁棒性，而“弱柱强梁”屈服机制属于局部型结构屈服机制，结构抗震鲁棒性小，极易导致地震能量集中在局部楼层耗散，形成楼层屈服机制，造成局部楼层倒塌（图 1g）。本文重点分析未能实现“强柱弱梁”屈服机制的原因，并提出有关改进建议。

2 《抗震规范》关于“强柱弱梁”屈服机制的规定及考虑的因素

《抗震规范》主要考虑梁端抗弯纵筋可能的超配筋、钢筋强化和地震作用不确定性等影响，通过保证梁柱节点处柱梁抗弯承载力比，对“强柱弱梁”设计作了以下规定：

对二级和三级框架结构应符合，

$$\Sigma M_c=\eta_c \Sigma M_b \qquad (1a)$$

对一级框架结构及9度时尚应符合，

$$\Sigma M_c=\eta_c \Sigma M_{bua} \qquad (1b)$$

其中，ΣM_c为节点上下柱端截面顺时针或反时针方向组合的弯矩设计值之和，上下柱端的弯矩设计值，可按弹性分析分配；ΣM_b为节点左右梁端截面反时针或顺时针方向组合的弯矩设计值之和，一级框架节点左右梁端均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取零；ΣM_{bua}为节点左右梁端截面反时针或顺时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值之和，根据实配钢筋面积（计入受压筋）和材料强度标准值确定；η_c为柱端弯矩增大系数，一级取1.4，二级取1.2，三级取1.1。

上述(1)式主要考虑了钢筋和混凝土等材料强度的变异性、地震的复杂性以及钢筋屈服强度超强等因素给出的实现“强柱弱梁”机制所需的梁柱端抗弯承载力级差系数η_c，(1a)式的η_c是基于不超过10%梁端钢筋超配条件给出的。其中材料强度的变异性和钢筋屈服强度的超强等因素具有相对可靠的统计指标，可以比较准确的估计，但地震的复杂性包括了地震地面运动输入的随机性和结构地震反应的动力效应等多方面因素，影响十分复杂，难以准确考虑。此外，(1a)式考虑的10%梁端钢筋超配也没有正确反映目前我国建筑工程设计的实际情况，这在下文中还将详细讨论。

需要指出的是，考虑了上述所有不确定因素的柱端增大系数η_c都只能保证在梁柱节点的局部，梁端先于柱端出现塑性铰，并且如《抗震规范》6.2.2条文说明所说，“只在一定程度上减缓柱端的屈服”，而并不能保证在结构整体中不出现柱端塑性铰，从而不能保证预期的梁铰机制的出现。这是因为局部的梁柱端抗弯承载力级差并不能从整体结构层面上反映结构形成某种屈服机制后的受力状态，这一问题将在下文中详细讨论。

3 未实现强柱弱梁屈服机制的原因

由于在实际工程设计中，许多因素未在(1)式中得到充分反映或设计人员没有充分考虑，本次地震中框架结构大多未能实现“强柱弱梁”屈服机制的设计目标。根据现场震害调查分析，主要有以下几方面原因：

(1) 填充墙等非结构构件的影响；
(2) 楼板对框架梁的承载力和刚度增大影响；
(3) 框架梁跨度和荷载过大，使梁截面尺寸增大，梁端抗弯承载力增大；
(4) 梁端超配筋和钢筋实际强度超强；
(5) 柱轴压比限值规定偏高，柱截面尺寸偏小；
(6) 柱最小配筋率和最小配箍率偏小；
(7) 大震下结构受力状态与结构弹性受力状态存在差异；
(8) 梁柱可靠度的差异。

由于目前对框架结构“强柱弱梁”屈服机制的研究大多针对纯框架结构进行，因此确定(1)式中的柱端弯矩增大系数η_c时，主要考虑了以上(4)和(7)两个因素（因素(7)考虑并不充分），而对其它影响因素虽然有所考虑，但因规范未给出具体规定和方法，使得这些因素在设计中未被充分考虑。以下针对上述几方面原因，对本次地震中框架结构未能充分实现“强柱弱梁”屈服机制的问题进行深入分析。

4 各影响因素的分析

4.1 填充墙等非结构构件影响

实际工程中，围护墙和填充墙（以下简称“填充墙”）通常直接在框架梁上砌筑，对结构会产生以下影响：

(1) 与框架梁共同受力，显著减小框架梁弯曲变形，增大框架梁的刚度和抗弯承载力。

(2) 直接参与整体结构的抗震受力，增加结构层刚度，造成结构层刚度不均匀，使未设置填充墙的楼层实际形成薄弱层（通常是底层），导致形成层屈服机制（图1g,h），无法实现“强柱弱梁”屈服机制；或造成平面刚度分布不规则，引起扭转效应（图1i）。

(3) 结构总体刚度增大，基本周期减小约40~60%，地震力增大。

(4) 影响裸框架结构的内力分布，如，约束框架柱部分柱段的侧移变形，形成短柱，使得局部抗侧刚度过大，地震剪力增大，进而导致短柱剪切破坏（见图1b），影响整体结构的破坏模式。

以上前两个影响改变了框架结构的整体受力机制，使整体结构难以形成“强柱弱梁”屈服机制。第三个影响则使框架结构的实际地震作用显著大于设计地震作用，加剧结构的地震破坏。第四影响属于局部地震效应增大，进而影响整体结构破坏模式。

另一方面，由于填充墙抗侧刚度大、所分配的地震力较大，而其强度较低，因此容易导致填充墙产生严重开裂和破坏。

由以上分析可知，填充墙对整体结构抗震性能的影响十分复杂性，应根据其在整体结构中作用和影响情况，在结构设计中应给予充分考虑。《抗震规范》第3.7.4条规定：围护墙和隔墙应考虑对结构抗震的不利影响，避免不合理设置而导致主体结构的破坏。但《抗震规范》未给出如何考虑填充墙对结构抗震不利影响的具体方法。此外，实际工程中的填充墙类型很多，布置复杂，与框架主体结构的连接构造也多种多样，因此具体如何考虑，也十分复杂。本文认为，关键是应首先明确填充墙的结构功能及其相应的设计目标。

填充墙的结构功能目标可分为：(1)参与结构受力；(2)不参与结构受力。

对于参与结构受力的填充墙，填充墙可作为整体结构第一道抗震防线，可与周边框架可靠连接，形成组合墙，并应沿结构竖向连续布置。

对于不参与结构受力的填充墙，填充墙应与框架柱之间应预留足够的间隙，隔离两者的相互作用，保证主体框架结构的受力行为符合设计计算的条件。

将填充墙作为整个结构系统的第一道抗震防线是一种很好的整体结构抗震设计思想。不过，按这种思路设计时，填充墙在中震下发生一定程度的开裂应属于正常，但应控制在可修范围，并且应保证大震下填充墙不倒塌。这可通过合理的构造措施实现，如设置构造柱、水平系梁、拉结钢筋等，有效增强填充墙与主体框架结构的协同工作能力；提高填充墙的变形能力，包括抗裂能力和抗倒塌能力。所谓填充墙设置符合整体结构第一道抗震防线要求，是指填充墙沿结构竖向布置连续，最好与周边框架梁柱共同形成一种组合墙。这种组合墙在小震和中震下，填充墙与框架部分共同承担地震作用，并允许中震下填充墙部分开裂，大震下填充墙严重开裂，基本退出工作，整体结构抗侧刚度显著降低，主要由框架部分继续承担地震作用。这种组合墙应作为整体结构抗震的组成部分，在整体结构的抗震分析和设计中就要给予考虑，且相应的构造措施也要予以保证，并在施工中落实。这方面的研究目前还不多，但在实际震害中已体现出来。如图 2a 为本次汶川地震中绵阳市的一个框架结构，其填充墙经过设计认真考虑，与周边框架采用水平系梁和构造柱连接，结构抗侧刚度很大，地震中填充墙也几乎没有开裂，主体框架结构几乎也未损坏。而图 2b 为绵阳市的另一个框架结构，填充墙开裂显著，尽管主体框架结构损坏并不严重，但需要对填充墙进行大修。

(a)填充墙与周边框架连接良好　　(b)填充墙与周边框架无拉结

图 2 填充墙与周边框架连接状况与震害情况

对于参与结构受力的填充墙，将填充墙可作为整体结构第一道抗震防线，其实 89《抗规》附录三“砖填充墙框架抗震验算”，就符合这一思路。该附录是针对框架-填充墙框架结构体系，其中的填充墙框架即为前述由框架和填充墙组成的组合墙。该附录给出了这种结构体系的层抗侧刚度计算、地震作用效应及其分配、填充墙框架的抗震验算等计算方法。因限制粘土砖使用，02《抗规》取消该附录，代之以 02《抗规》的附录 F“配筋混凝土小型空心砌块抗震墙”。由于填充墙是框架结构必不可少的组成部分，在限制粘土砖使用后，出现各种其它材料的砌块用作填充墙，但相关研究和规定没有跟上，以致造成这次汶川地震中框架结构因填充墙导致的各种震害问题。因此，需进一步加强这方面的研究。

填充墙的不合理布置，会影响裸框架结构的内力分布，比较多的情况是窗上下部分的填充墙限制了框架柱上下部分的侧移变形，使框架柱形成短柱，产生剪切破坏。这类震害在日本 1968 年十胜沖地震中也出现过，避免这类破坏的措施主要是在填充墙与框架柱之间设置足够间距，并用柔性防水材料填充，给框架柱预留足够的层间变形间隙，见图 3。

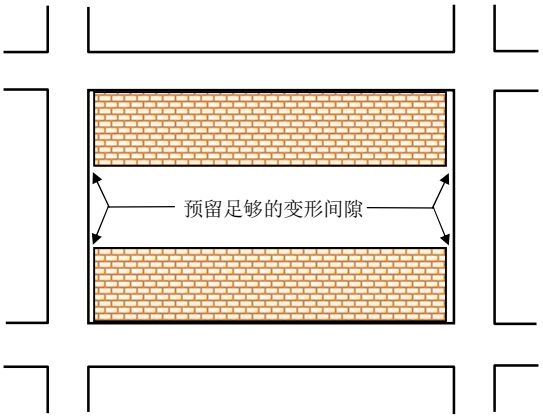


图 3 避免填充墙造成框架柱形成短柱的构造

错层造成短柱剪切破坏，属于不合理结构方案造成的，主要通过避免采用错层建筑方案来解决，当无法避免时，可采用连续箍筋约束混凝土柱或钢外套管柱，但目前相关研究尚不足，也无实际震害经验。

在考虑填充墙对框架结构屈服机制的影响方面，如要维持框架结构预期的“强柱弱梁”抗震屈服机制时，则需将填充墙纳入整体结构抗震方案中一并考虑。由于填充墙通常直接在框架梁上砌筑，对框架梁的刚度有很大的增强作用，只有让填充墙先于框架柱端出铰前破坏退出工作（作为第一道防线），才有可能实现“强柱弱梁”屈服机制。这种设计目标通常会在大震下造成严重

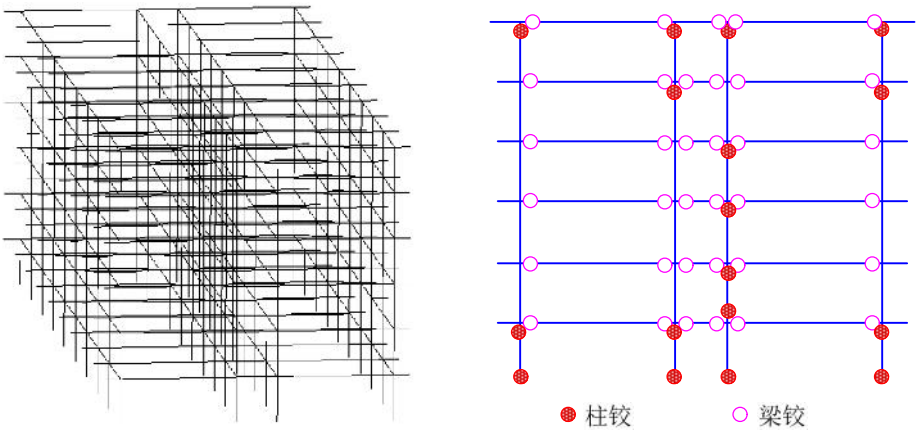
的非结构构件破坏，也会造成一定的人员伤亡，更主要的是震后修复工作量很大，费用也很高，并引起人们的心理恐慌。这次地震震害表明，这种设计目标已不能为大多数业主所接受。因此，这种设计目标只能适用于一般不太重要的建筑。另一种可以实现“强柱弱梁”屈服机制的情况是，结构中填充墙数量并不多，如仅在维护墙中设置，且上下能够连续，内部仍为纯框架结构。此时，最好将填充墙与周边框架形成前述的组合墙。

对于某些楼层（通常为底层或底部几层）因较少设置或未设置填充墙、其它楼层设置较多填充墙，会使得整体结构实际形成柔性层。这时应充分考虑包括填充墙在内的结构的实际层刚度，控制层刚度沿高度的变化率不应太大。这样的设计结果，必然会导致较少设置或未设置填充墙楼层的框架柱截面尺寸可能增大很多。比较好的方法，可在这些楼层设置一些支撑来增加抗侧刚度，见图 4。

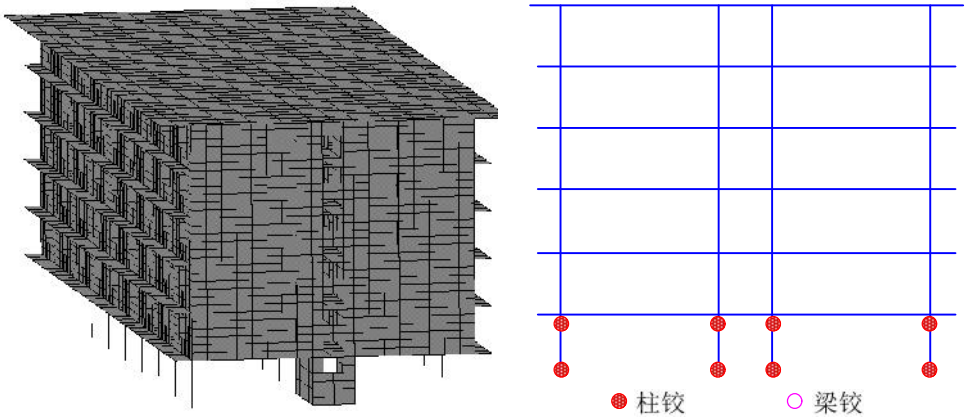
图 4 设置支撑来增加框架结构的抗侧刚度

图 5a 为都江堰某框架结构的震害。该结构底层作为停车场，未设置填充墙，而上部楼层作为宾馆客房，设置了大量的填充墙，使上部楼层层刚度显著增大，而底层层刚度则相对变小，形成柔性层，导致底层发生层屈服机制破坏，所有底层框架柱上下端均出现塑性铰，且底层楼梯间部分也破坏。该结构如按纯框架结构进行分析，可以实现“强柱弱梁”屈服机制（见图 5b，设计可能是按该分析模型进行计算），但若将填充墙纳入整体结构分析模型中考虑进行计算，则形成底层层屈服机制，与震害情况一致。因此，在设计中，应将填充墙作为整体结构抗震的一个重要构件，并结构抗震分析中给予必要的考虑。如结构分析中不考虑填充墙的影响，则应在构造措施上隔离填充墙对主体结构的影响，使结构实际受力状况与结构分析模型一致。

(a) 震害情况



(b) 按纯框架结构分析得到的屈服机制



(c) 按考虑填充墙影响后分析得到的屈服机制

图 5 某框架结构震害及是否考虑填充墙影响的屈服机制分析结果

在所有因素中，填充墙对框架结构实现预期“强柱弱梁”屈服机制的影响最大。主要原因在于填充墙具有一定的结构作用，类型又很多，布置位置多种多样，且使用中经常被改造。目前，在结构设计中大多不考虑填充墙的结构作用，这就增大了填充墙对结构屈服机制影响的复杂性。为此建议：

(1) 设计阶段考虑整体结构抗震方案时，应计入填充墙的因素，特别应计入填充墙对结构层刚度的影响。

(2) 明确填充墙的结构功能目标，并采取相应的配套技术措施和构造措施。

(3) 对于永久性填充墙，可其参与结构受力，故应在整体结构分析中给予考虑，并宜与主体框架结构结合形成组合墙，作为第一道抗震防线。此时，填充墙与框架之间应采取必要的水平钢筋拉结、构造柱、水平系梁等措施。

(4) 当以“强柱弱梁”作为包括填充墙在内的整体结构抗震的屈服机制设计目标时，预期出铰的框架梁上不应设置填充墙，或填充墙与框架柱之间应预留足够的变形间歇。

(5) 用户对填充墙进行拆除改造，需经过设计单位的认可。

如何在结构设计和结构分析模型中计入填充墙的影响，目前研究并不多，主要在于填充墙的类型及其与主体结构的拉结构造措施很多。为此，今后需加强对各类填充墙的结构分析模型和分析方法的进一步开展研究[5]。

4.2 楼板影响

楼板一般与框架梁一起现浇，两者结合良好，共同工作能力强，可显著提高框架梁的抗弯刚度和抗弯承载力，主要体现在两方面：

(1) 梁端承受正弯矩时，楼板和框架梁共同组成 T 型截面，增加了框架梁的受压区宽度，进

而增加梁端抗弯承载力和抗弯刚度。

(2) 梁端承受负弯矩时，楼板内配筋相当于增加了框架梁的负弯矩筋，也会显著增强框架梁的抗负弯矩承载力。

楼板对框架梁的抗弯刚度和抗弯承载力的提高作用十分显著，图 1j 中的后两个柱铰震害主要是由于这一因素造成的。

我国《抗震规范》在 6.2.2 条文说明中指出：当计算梁端抗弯承载力时，若计入楼板内的钢筋、且材料强度标准值考虑一定的超强系数，则可以提高框架结构“强柱弱梁”的程度。但具体如何考虑楼板影响没有更具体的规定。

目前，我国在结构设计的一些实际做法是，在考虑楼板对框架梁抗弯刚度提高方面，一般将中梁和边梁的刚度按原框架梁矩形截面刚度乘 2.0 或 1.5。这样，由结构分析得到梁端弯矩比按矩形截面梁的分析结果有所增大，但相应梁端抗弯纵筋仍全部配置在梁矩形截面内，同时楼板仍按自身受力另外在楼板中配筋，且在按(1)式计算“强柱弱梁”时，通常不考虑楼板内与梁肋平行的钢筋。

国内外许多研究者的研究表明[6~12]，楼板内的钢筋会使框架梁的实际抗弯承载力增大 20~30%，甚至有些情况下会增大近 1 倍[13]。即使在不考虑本文后面其它因素使框架梁超配筋的情况下，楼板配筋对框架梁端实际受弯承载力的这种增大幅度，对大多数情况下的二级和三级框架，都会超出(1a)式的柱端弯矩增大系数；如果考虑本文后面其它因素导致框架梁的超配筋情况，则对一级框架可能也会不满足(1b)式的强柱弱梁要求。

目前，国际上考虑楼板影响时的“强柱弱梁”设计主要有两种思路，一种是计算梁截面抗弯承载力时不考虑楼板翼缘，代之以提高现行规范规定的柱端弯矩增大系数η_c，以间接考虑楼板的贡献[7]；另一种是维持现行规定的柱端弯矩增大系数η_c，而在计算梁端截面抗弯承载力时，将楼板对梁端抗弯能力的增大影响折算成一定范围（即有效翼缘宽度）内的板参与框架梁受弯，将框架梁等效为 T 型或者Γ型梁进行设计计算。显然，后一种方法更为可靠。

美国 ACI318-02 规范[14]和 ACI352-02 节点设计规范[15]都明确指出，现浇楼板对梁的负弯矩承载力有较大提高，验算框架柱梁抗弯承载力比时，梁端承载力特别是负弯矩承载力须考虑有效翼缘宽度范围内的楼板与梁协同工作，并对各种节点中有效翼缘宽度作了细致规定（一般取梁每侧 6 倍板厚范围内的楼板），在此基础上再考虑柱端弯矩增大系数η_c，以达到强柱弱梁的设计目标。

新西兰规范则规定[16]，在确定框架梁所需负弯矩钢筋时，可以考虑板有效宽度范围内与梁肋平行的板内钢筋作为负弯矩受拉钢筋的组成部分，框架梁端矩形截面部分的负弯矩钢筋面积为除去相应楼板钢筋承载力贡献后的受拉钢筋面积。此时需注意，板有效宽度内与梁肋平行的钢筋应根据框架梁负弯矩纵筋的要求延伸足够长度后才能截断。

楼板的有效翼缘宽度随着框架梁变形的增大而增大。影响有效翼缘宽度的因素众多，包括节点类型、楼板配筋量、侧向变形量、加载制度、直交梁刚度、边界条件、板的长宽比以及板的钢筋分布等[8],[11~12]。French 等人的研究表明[8]，由 ACI 规范所规定的有效宽度计算出的梁端抗弯承载力与 2%层间水平位移角时的实测承载力相当，因此按照 ACI 规定可以合理考虑楼板对梁抗弯承载力影响。吴勇等对我国 2001 版《抗震规范》设计的框架进行计算分析后认为[16]，罕遇地震作用下框架最大层间位移角一般不大于 1.5%，同时借鉴文献[7]的研究结果，建议取梁每侧 6 倍板厚范围作为板的有效宽度。

4.3 框架梁跨度和荷载过大使梁截面尺寸增大，梁端抗弯承载力增大

框架梁跨度和荷载过大，会使梁截面尺寸增大，因此使框架结构的刚度比形成强梁弱柱，框架结构的侧移变形模式更接近纯层剪切型，再加上框架梁为满足大跨度和大荷载下的承载力要求，往往无法满足式(1)，因此极易形成层屈服机制，造成坍塌（见图 6）。

(a) 框架梁跨度过大　　(b) 框架梁跨度过大、屋面荷载过大造成倒塌

图 6 框架梁跨度过大、荷载过大使梁截面尺寸增大

4.4 梁端超配筋和钢筋实际强度超强

在强震作用下，框架结构实现“强柱弱梁”的条件是，梁柱节点处柱端实际受弯承载力之和ΣM_{cua}大于梁端实际受弯承载力之和ΣM_{bua}，即$\Sigma M_{cua} \geqslant \Sigma M_{bua}$。对于一般情况下的二、三级框架，规范为简化计算，用设计弯矩代替实际受弯承载力按(1a)式计算“强柱弱梁”。但由于各种因素导致梁端实际抗弯承载力ΣM_{bua}大于(1a)式的设计弯矩ΣM_b，造成不能满足实际“强柱弱梁”条件$\Sigma M_{cua} \geqslant \Sigma M_{bua}$。《抗震规范》6.2.2 条文说明指出，当梁端实配钢筋不超过计算配筋 10%的前提下，满足(1a)式可在一定程度上减缓柱端的屈服。因此，(1a)式的应用是有前提的，即梁端实配钢筋不能超配过多。然而，实际设计中，以下因素将导致梁端钢筋超配：

(1) 如前所述，如未考虑楼板内钢筋对框架梁端抗弯承载力的贡献，楼板有效翼缘内的钢筋属于超配。

(2) 结构内力分析计算简图按构件轴线考虑，梁端弯矩计算截面位于梁柱轴线交点处，即在柱截面轴线处（考虑刚域时，梁端弯矩计算截面位于柱截面范围内离柱边 $h_b/4$ 处）。此时，如在计算梁端配筋时取用柱截面轴线处（或刚域边缘处）的计算弯矩，而在验算(1a)式时，ΣM_b 取用梁端截面设计弯矩，则会造成“超配”。

(3) 若框架梁配筋由裂缝或变形条件控制造成实际梁端配筋增多，而在(1a)式计算时ΣM_b 仍取用梁端截面设计弯矩，也会造成“超配”。

(4) 梁底配筋由梁跨中正弯矩控制时，跨中梁底钢筋过多伸入梁端柱内锚固，导致梁端正弯矩钢筋超配。

(5) 实际工程中，梁端实配钢筋通常大于计算钢筋，如果超过规范(1a)式所要求不大于超配 10%的要求时，也导致“超配”。

解决梁端“超配”的根本办法是按梁端“实配”用(1b)式验算。在目前计算手段下，实现这一方法是不困难的。

另一方面，为减少框架梁端钢筋“超配”，设计应正确取用柱边缘的梁端作为计算截面，并应尽可能利用塑性内力重分布，减小框架梁端的设计弯矩，包括在框架梁裂缝宽度验算中也能考虑塑性内力重分布的分析方法，以避免框架梁端配筋过多，且可以避免不必要的浪费。

此外，梁端钢筋实际强度的超强也是一种“超配”。尽管这一因素在规范确定(1a)式中的柱端弯矩增大系数η_c时已有所考虑，但这一考虑仅限于材料随机性方面，并不能完全反映梁端钢筋实际可能超强的情况。目前，欧洲、新西兰和日本规范，都对预期塑性铰部位的钢筋材性指标有更为严格规定，如对钢筋屈服强度变异率限制、强屈比限制、延伸率要求等，我国目前还没有这么具体。此外，日本在保证“强柱弱梁”屈服机制设计时，明确指出梁端钢筋强度用其上限强度[17]，钢筋的上限强度约为标准强度的 1.25~1.30 倍，可见仅该增大系数就已高于(1a)是二级框架的柱端

弯矩增大系数η_c。

图 7 框架柱太细

4.5 柱轴压比限值规定偏高，柱截面尺寸偏小

这次地震中，框架结构的柱子大多看上去太细，以致于框架柱极易出铰，甚至发生“折断”（见图 1j 和图 7）。导致这一结果的原因是，由于业主和建筑师总是希望柱子越小越好，因此框架柱截面尺寸往往都是紧扣轴压比限值。而规范柱轴压比限值定得过高，导致框架柱截面尺寸偏小，这会使得在以下几方面降低实现“强柱弱梁”机制的可能性：

(1) 框架柱截面尺寸偏小，框架柱端抗弯力臂较小，不利于保证柱端受弯承载力。

(2) 正常使用状态下，框架柱处于高受压应力，地震力作用下混凝土宜先达到极限压应变产生压坏。在这次震害调查中，看到的所谓柱端塑性铰大多是混凝土压坏和钢筋压屈现象，至于钢筋是否受拉屈服，无法通过肉眼观测确认。

(3) 因轴压比限值偏大，通常底部几层框架柱轴压力已基本接近界限轴力，当遭遇罕遇地震，柱轴力会进一步增大，可能超过界限轴力而成为小偏压受力，这会导致柱抗弯承载力的降低，使得柱的实际受弯承载力不满足(1)式要求。

(4) 框架柱截面尺寸偏小，会使得框架柱刚度偏小，导致柱梁刚度比偏小，不利于实现“强柱弱梁”机制。

(5) 结构设计大多按单向考虑，实际地震下柱为双向受力，尤其是边柱和角柱的双向受力程度更大，若轴压比限值过高，柱截面过小，双向作用下更易发生受压破坏。

(6) 目前，轴压比计算主要依据水平地震作用下的柱轴压力确定，实际地震大多有竖向地震，尤其是本次汶川地震，竖向地震动加速度明显高于水平地震动加速度（什邡八角台地震加速度记录：竖向 632.9gal，东西 548.9gal，南北 585.7gal），因此在水平和竖向地震符合作用下，很容易超过轴压比限值，造成框架柱破坏。

当框架柱是按较高的轴压比限值控制设计时（目前由于限价设计，实际很多工程都是如此），由于以上各种不利因素的综合效果，极易导致框架柱出铰，甚至造成倒塌。这次汶川地震中，很多框架结构的破坏和倒塌大多属于这类情况，特别是空旷的纯框架结构建筑（大多是学校教学楼，见图 8）。

日本规范对框架柱轴压比限值的规定，换算为我国的情况约为 0.33，比我国 0.7~0.9 的轴压比限值要低很多。对于大体相同的框架结构，在日本，其框架柱的截面尺寸比我国看起来要大很多。因此，鉴于以上不利因素，再加上考虑可能遭遇超大震的情况（这种情况在我国已多次发生），应给轴压比限值留有足够的余地，控制轴压比限值不要过高。

此外，我国规定的柱最小截面尺寸仅 300×300，也偏小，且按抗震等级调整。因此，建议适当增大。

图 8 映秀镇漩口中学教学楼倒塌

4.6 柱的最小配筋率和最小配箍率偏小

柱的最小配筋率可保证柱的基本受弯承载力，而最小配箍率则可保证对混凝土的基本约束，可使框架柱在发生较大的塑性变形时混凝土抗压强度得以维持，不致很快降低。

美国 ACI 规范规定，受压构件中全部受力钢筋的最小总配筋率为 1%。我国《混凝土结构设计规范 GB50010-2002》对一般受压构件规定：全部纵向钢筋的最小总配筋率为 0.6%，一侧纵向钢筋的最小配筋率为 0.2%。对于抗震结构，《抗震规范》规定：中柱和边柱的最小总配筋率为 0.6~1.0%，角柱和框支柱为 0.8~1.2%，可见总体小于美国 ACI 规范的最小总配筋率。

在最小配箍率方面的规定，美国规范与中国规范大体相近，但箍筋直径的规定，美国规范要求明显高于我国。另外，美国规范规定使用的钢筋最小屈服强度为 280MPa，箍筋最高屈服强度为 550MPa。而我国一般普遍用 HPB235 级钢筋作箍筋，实际工程中最高可用到 HRB400 级钢筋。因此，美国规范中对箍筋的最小配筋率要求要高于我国规范。

此外，两国规范关于箍筋的构造要求存在较大差别。美国规范规定，箍筋的布置应使得每根柱角上的钢筋以及每隔一根纵筋均有箍筋的拐角作为横向支撑，此箍筋的内夹角不应超过 135 度，任一纵筋与这种有横向支撑的纵筋的净距不应大于 150mm。这一规定保证了半数以上的纵筋都能得到可靠的约束，而其余纵筋的约束也能得到一定程度的保证。而我国规范只规定了下列情况应设置复合箍筋或拉筋：偏心受压柱截面高度大于 600mm 时；柱截面短边尺寸大于 400mm 且各边纵向钢筋多于 3 根时；或当柱截面短边尺寸不大于 400 但各边纵向钢筋多于 4 根时。同时，我国规范对复合箍筋及拉结筋的数量及其具体构造并没有明确规定，并不能保证全部纵筋得到相对可靠的约束（在这次震害调查中，很少看到复合箍筋，而且箍筋构造也很少有符合规范要求的）。根据对比分析，当纵筋数量较多时，按美国规范配箍，同一截面上的箍筋肢数会大于我国规范的要求。再加之美国规范对箍筋直径的规定高于我国规范，故美国规范对箍筋的限制要比我国规范严格。文献[18]通过中美规范的对比表明，美国规范受压构件的配箍特征值约为我国规范的 2.6~3.0 倍。

4.7 大震下结构受力状态与结构弹性受力状态存在差异

目前，为便于设计计算，“强柱弱梁”计算大多采用(1a)式基于节点设计弯矩平衡给出的“柱端弯矩增大系数η_c”。Paulay 在 20 世纪七八十年代提出的能力设计法中对实现“强柱弱梁”屈服机制的柱梁抗弯承载力比进行深入的研究 **Error! Reference source not found.**[19][20]，并建议按下式确定框架柱的设计内力，

$$M_u = \omega\phi_o M_E \tag{2}$$

其中，M_E 为框架柱的弹性弯矩，M_u 是框架柱设计弯矩，ϕ_o 是梁端塑性铰的弯曲超强系数；ω是柱子的动力放大系数。$\omega\phi_o$即是规范确定“柱端弯矩增大系数η_c”的基础。

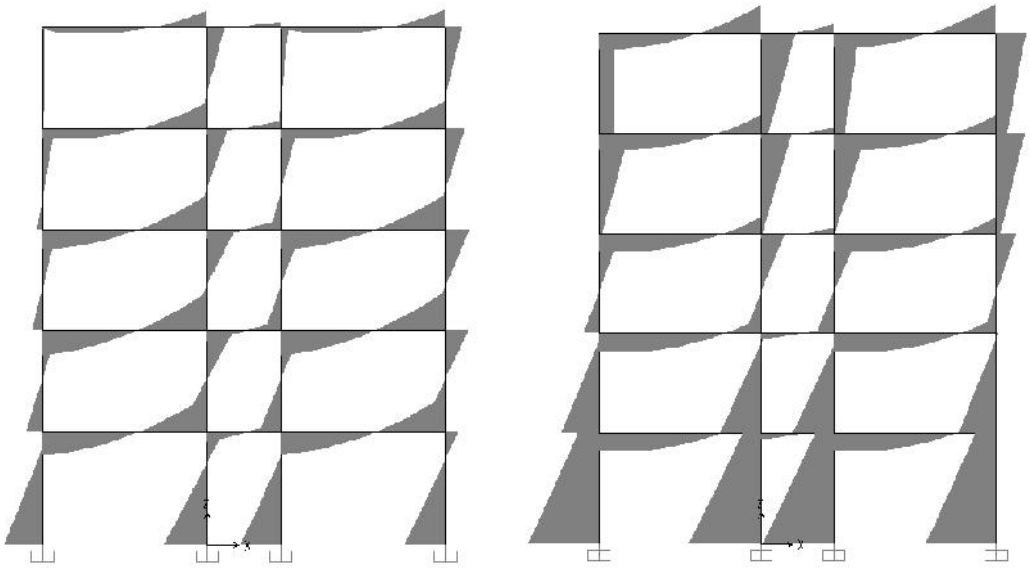
(2)式中的梁端塑性铰的弯曲超强系数ϕ_o，不但考虑了实际梁端受弯承载力对于梁端弹性内力

的超强，还考虑了屈服后材料硬化可能造成的超强，以及钢筋、混凝土材料可能的变异引起的梁端抗弯超强。因此，系数ϕ_0可以比较容易估计，尤其当按(1b)式采用M_{bua}时，影响系数ϕ_0因素的不确定性减小，但还需考虑钢筋屈服后强化和强度变异性。

(2)式中的柱子的动力放大系数ω，主要是考虑高阶振型的影响。因为，目前地震设计内力大多按静力计算方法确定。如果采用较多的振型按振型分解反应谱法分析，则可以方便地在弹性内力中包含高阶振型的影响。但结构高阶振型的影响程度与地震输入的频谱成分有很大关系，由于地震动随机性，频谱成分十分复杂，因此系数ω的取值还需要考虑地震动的随机性。

即便(2)式中的$\omega\phi_0$足够准确，但由于(2)式的前提是，结构抗震设计内力按弹性分析方法确定。而事实上，结构在形成屈服机制时已进入塑性状态。因此尽管采用系数$\omega\phi_0$能够给予一定考虑，但并不能完全反映整体结构形成“强柱弱梁”屈服机制时的实际受力状况。

“强柱弱梁”是在大震作用下所期望的框架结构屈服机制。而目前结构设计内力是按弹性分析得到的。由于梁端出现塑性铰后，结构内力分布规律与弹性内力分布规律相比会发生显著变化（见图 9），将导致框架柱的地震内力进一步增大。这种增大效应无法简单在(2)式的$\omega\phi_0$中予以考虑。根据初步分析，当按整体结构形成“强柱弱梁”屈服机制进行分析，柱梁受弯承载力比约为1.7~2.0，远高于目前规范的“柱端弯矩增大系数η_c”。



(a) 按弹性分析　　(b) 按强柱弱梁屈服机制分析

图 9 倒三角分布侧力分布作用下按弹性分析与按屈服机制分析的弯矩图对比

此外，(2)式中确定系数$\omega\phi_0$的基础大多根据比较规则框架结构的分析研究结果获得的，也不一定能够完全反映实际工程中复杂框架结构形成“强柱弱梁”屈服机制时的情况，这也会降低在满足(1)式时实现“强柱弱梁”屈服机制的可能性。

相比来说，日本在实现“强柱弱梁”屈服机制方面的设计方法比较合理[17]。它不是以结构弹性分析得到内力作为保证“强柱弱梁”屈服机制的基础，而是直接以实配钢筋的整体结构实现“强柱弱梁”屈服机制时的结构整体受力状态为基础进行所谓“屈服机制保证计算”，计算中考虑了梁端纵筋的最大可能超强。计算方法可采用整体结构近似屈服机构方法（简单规则中底层建筑，31m 以下），静力弹塑性分析方法（简单规则中高层结构，45m 以下），甚至弹塑性时程动力分析方法。

注意到“强柱弱梁”屈服机制是在大震作用下形成的，另一种较为简便的“强柱弱梁”设计计算方法是，框架梁内力按小震计算确定，框架柱内力按大震弹性计算确定，此时需考虑框架梁在大震时屈服，计算时需采用比整体结构弹性计算时更大的阻尼比、且框架梁的刚度要折减。但

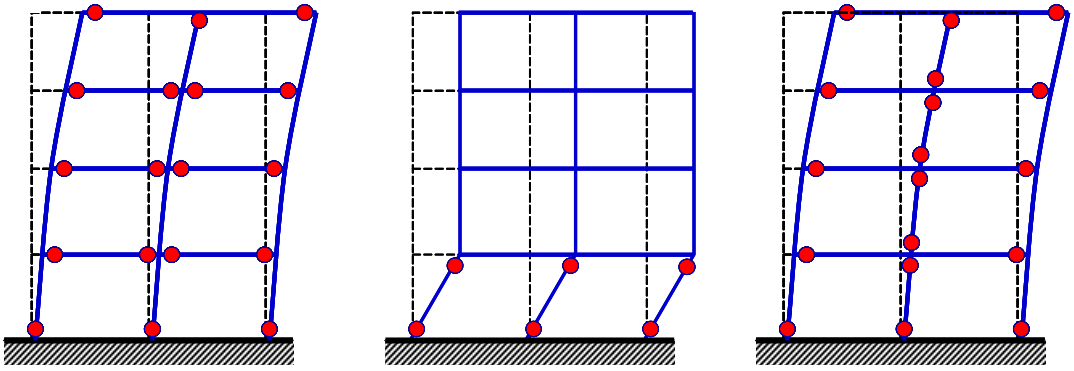
相关研究还不够。

4.8 梁柱可靠度的差异

一般来说，在正常使用情况下，结构主要承受竖向荷载，框架梁在弯矩作用下因各种因素影响而出现问题的现象较多；而框架柱则主要承受压力，通常压应力值不大、弯矩也不大，出现问题的现象较少。因此，一般工程中对梁的关注多于柱。但地震作用下，框架柱是主要抗侧力构件，在地震引起的弯矩与轴压力复合作用下，框架柱的问题才会暴露出来。但因为大震和超大震发生的概率很小，故框架柱所存在的很多问题没有引起设计人员和研究人员的足够关注。然而，一旦发生大震和超大震，一切都为时已晚。

从可靠度角度分析，以上事实可描述为，在正常使用情况下，框架梁的安全储备低于框架柱的安全储备；而在地震作用下，框架柱的安全储备低于框架梁的安全储备。由于框架柱对于整体结构抗地震倒塌能力具有至关重要的意义，因此应该给予框架柱更多的关注，不能简单的认为许多已建成的框架结构，框架柱的使用状况良好，就认为现行的设计方法不存在问题，更不能认为就有很好的抗震能力。这次汶川地震中暴露出来的框架结构未能实现“强柱弱梁”问题，就充分说明了这一事实。

对于纯框架结构，由于仅有一道抗震防线，一旦因影响框架柱的诸多不利因素导致出现“弱柱强梁”的层屈服机制（图 10b），极易造成局部楼层坍塌。若目前暂不能大幅提高框架柱的安全储备，如降低轴压比限值、提高最小配筋率和最小配箍率，以实现完全的“强柱弱梁”整体型屈服机制（图 10a），可以采用提高部分框架柱安全储备的方法，如对边柱和角柱降低轴压比限值、提高最小配筋率和最小配箍率，这样可使纯框架结构也具有多道抗震防线，形成部分梁柱铰的整体型屈服机制，见图 10c[22]。



(a)“强柱弱梁”整体型屈服机制　(b)“强梁弱柱”局部型屈服机制　(c)部分柱铰整体型屈服机制

图10 纯框架结构的屈服机制

5 结语

尽管框架结构“强柱弱梁”屈服机制是一种理想的抗震屈服机制，但从本文的分析可知，许多因素都会对能否实现“强柱弱梁”屈服机制产生影响，如在设计中未全面细致的考虑，则会导致实现“强柱弱梁”屈服机制可能性降低。这次汶川地震中框架结构的大量出现柱铰的震害现象已充分说明的这一问题。

根据本文分析，尽管(1)式可增加纯框架结构实现“强柱弱梁”屈服机制的可能性，但由于在实际工程中有很多因素会使得框架梁的受弯承载力和刚度增大，而框架柱“无依无靠”，几乎没有什么因素能够增加框架柱的受弯承载力和刚度，且有时填充墙还会导致框架柱形成短柱，更不利于框架柱抗震，如果这些因素没有在设计中给予充分的考虑，就会使得“强柱弱梁”屈服机制的目标无法实现。因此，工程设计人员应从工程结构的实际受力状况考虑，对各种可能影响“强柱弱梁”屈服机制的因素给予全面考虑，并采用合理的结构分析模型和分析方法，将这些因素纳

入整体结构的设计计算中，做到柱梁实际受弯承载力比满足(1)式，以充分保证实现“强柱弱梁”屈服机制。

由于实际工程中能够增加框架柱的受弯承载力和刚度的因素很少，因此在规范中应给框架柱留有足够的储备，最简单的方法就是控制框架柱的轴压比限值，增加柱的最小截面尺寸，并提高最小配筋率和最小配箍率。

本文针对这次地震中的框架结构未能实现“强柱弱梁”屈服机制的原因和问题进行了分析，提出了一些建议，有些问题目前尚未给出定量结论，有待进一步深入的研究，尤其需要结合本次地震中实际工程结构震害及其具体结构参数开展深入的分析。

从本文的分析所提出的问题可知，影响实现“强柱弱梁”的因素很多，也很复杂，实际工程如何全面考虑，还有待进一步的研究。尽管如此，作为设计人员应该清楚的认识到，框架柱在整体结构抗震能力中的特别重要的地位，任何过多的关注和增加柱的截面及配筋的考虑都不会过分，至少这会弥补目前框架柱在地震作用下安全储备低于框架梁的情况，况且所增加的造价占结构总造价的比例也很小。

参考文献

[1] 中华人民共和国国家标准 GB50011-2001, 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2001.

[2] 叶列平, 程光煜, 陆新征, 冯鹏. 论建筑结构抗震的鲁棒性[J], 建筑结构, 38(6), 11-15

[3] 陈立保; 陈明祥; 高作平等. 主厂房空间框架中考虑楼板作用的有限元分析[J].工业建筑，2005，35(S1)：420-422,431.

[4] Chaker A A, Cherifati A. Influence of masonry infill panels on the vibration and stiffness characteristics of R/C frame buildings[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics ,1999, 28(9): 1061-1065.

[5] 刘建新. 填充墙框架房屋抗震设计新方法[J]. 四川建筑科学研究, 1997,02:29-33.

[6] 蒋永生, 陈忠范, 周绪平, 鲁宗憙. 整浇梁板的框架节点抗震研究[J]. 建筑结构学报, 1994, 12(3): 11~16.

[7] 唐九如. 钢筋混凝土框架节点抗震[M]. 东南大学出版社, 南京, 1989.

[8] French C.W. and Moehle J.P. Effect of Floor Slab on Behavior of Slab-Beam-Column Connections[J]., Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance, SP-123, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1991: 225~258.

[9] Leon R.T. The Effect of Floor Member Size on the Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints[J]. Proceedings of 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Calif., July, 1984: 445~452.

[10] Paulay T. Developments in the Design of Ductile Reinforced Concrete Frames[J]. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1979, 12(1): 35-43.

[11] Ammerman O.V. and Wolfgram-French C. R/C Beam-Column-Slab Subassemblages Subjected to Lateral Loads[J]. Journal of Structural Engineering, 1989, 115(6): 1298~1308.

[12] Cheung P.C., Paulay T. and Park R. New Zealand Tests on Full-Scale Reinforced Concrete Beam-Column-Slab Subassemblages Designed for Earthquake Resistance[R]. Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance, SP-123, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1991: 1~38.

[13] 马千里，叶列平，陆新征，马玉虎，现浇楼板对框架结构柱梁强度比的影响研究，《汶川地震建筑震害分析与重建研讨会》论文集，中国建筑工业出版社，2008，北京

[14] Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI

318R-02) [S]. ACI Committee 318, 2002.

[15] Building Code Requirements For Structural Concrete (ACI 318-02) And Commentary (ACI 318R-02)[S]. ACI Committee 318, 2002.

[16] 吴勇, 雷汲川, 杨红, 白绍良. 板筋参与梁端负弯矩承载力问题的探讨[J]. 重庆建筑大学学报, 2002, 24(3): 33~37.

[17] 日本建筑学会，《钢筋混凝土建筑极限承载力抗震设计指南》，1997

[18] 叶列平，宋世研，中、美规范受压构件正截面承载力计算对比分析[J]. 建筑科学与工程学报，2008, 25(2): 56-63.

[19] Paulay, Thomas. Deterministic Seismic Design Procedures for Reinforced Concrete Buildings. Engineering Structures, 1983, 5(1): 79-86.

[20] T. Paulay and Priestley,M.J.N. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1992.

[21] 杨红 and 白绍良. 抗震钢筋混凝土结构承载力级差设计法的实质. 重庆建筑大学学报 22, no. sup. (2000): 93-101.

[22] Ye Lieping, Qu Zhe，Failure mechanism and its control of building structures under earthquakes based on structural system concept，The International Symposium on advances in Urban Safety (城市安全学的最前沿学术研讨会－中日峰会), Nanjing, China, Oct. 15-16, 2007: 150-157