

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2020.01.029

基于有效翼缘内板筋影响的 RC 框架 结构破坏机制分析

罗水华¹, 黄文颖¹, 吴应雄²

(1. 福建江夏学院 工程学院, 福建 福州 350108;

2. 福州大学 土木工程学院, 福建 福州 350108)

摘要: 有效翼缘内楼板钢筋对梁端抗弯承载力的加强作用是现浇楼板影响“强柱弱梁”破坏机制实现的一个重要因素。为研究这一因素,运用 OpenSEES 有限元软件建立一个中间为走道的三跨 5 层 RC 框架结构,运用梁有效翼缘公式计入板中钢筋的抗弯作用,并优化结构节点配筋;最后对有限元模型输入不同地震作用,通过模型的位移响应判断结构安全性,通过分析梁柱出铰情况判断其破坏机制。结果表明结构实现了“强柱弱梁”破坏机制,在 RC 框架结构设计时可以结合梁有效翼缘公式计算板筋面积并调整梁柱节点配筋,对结构进行配筋优化。

关键词: RC 框架结构;强柱弱梁;梁有效翼缘宽度;OpenSEES

中图分类号: TU312

文献标识码: A

文章编号: 1672—1144(2020)01—0169—06

Failure Mechanism Analysis of RC Frame Structure Based on Effective Flange Inner Plate Reinforcement

LUO Shuihua¹, HUANG Wenyong¹, WU Yingxiong²

(1. College of Engineering, Fujian Jiangxia University, Fuzhou, Fujian 350108, China;

2. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou, Fujian 350108, China)

Abstract: It is important to consider the potentiation of inner plate reinforcement on the beam's bending capacity on cast-in-place reinforced concrete (RC) frame structure. In this paper, OpenSEES finite element software was adopted to analyze a three-span five-storied RC frame structure which was built by considering the effect of inner plate reinforcement within effective flange calculated by a formula. Finally, the structure's displacement response was analyzed under the action of different seismic intensities to evaluate the safety of the structure. The failure mechanism of the structure was determined by analyzing the hinge of the beam and column. The results showed that the structure realized the failure mechanism of strong column-weak beam design. In the design of RC frame structure, the formula could be used to adjust the reinforcement of beam-column joints to optimize the reinforcement.

Keywords: RC frame structure; strong column and weak beam; effective flange width of beam; OpenSEES

通过对现浇 RC 框架结构的震害调查,结果表明,多数严格按照建筑抗震规范设计的建筑,仍然难以实现“强柱弱梁”的预期破坏机制^[1-6]。现浇楼板的存在对“强柱弱梁”的实现有较大的影响^[7-9]。

针对这一因素,目前中国抗震规范^[10]的做法是,通过放大梁刚度以考虑现浇楼板对其刚度的影响,通过调整系数法提高柱抗剪强度以期实现“强柱弱梁”的目标,而并未充分考虑现浇楼板与梁协同作

收稿日期:2019-10-17

修稿日期:2019-11-09

基金项目:2017 年福建省中青年教师教育科研项目(JAT170610);2018 年福建省中青年教师教育科研项目(JT180574);国家自然科学基金资助项目(51778149)

作者简介:罗水华(1990—),女,福建龙岩人,硕士,讲师,主要从事结构抗震、结构减隔震等研究工作。E-mail:04300108@163.com

通讯作者:吴应雄(1969—),男,福建泉州人,博士,副教授,博导,主要从事工程结构减隔震研究工作。E-mail:wuyxfz2006@163.com

用下,与梁平行的板内钢筋对梁端抗弯承载能力的提高作用。研究表明^[11-13],板内钢筋参与抗弯作用使得节点处负弯矩区梁屈服弯矩实测值比无翼缘梁高出了 30% 左右,“强柱弱梁”破坏机制难以实现。

在框架梁负弯矩区,与梁平行的板内钢筋对梁端抗弯承载能力的提高作用与其所在位置相关,距离梁位置越远板筋参与程度越小^[14],假定在某等效宽度内板筋全部参与梁端抗弯作用,这一等效宽度即定义为梁有效翼缘宽度。为考虑有效翼缘内板筋影响,新西兰建筑规范规定,在梁端负弯矩区,矩形截面内梁的实配钢筋面积是扣减了相应板筋加强作用后的面积。大量学者对有效翼缘宽度取值进行了研究^[15-18]且给出了建议性取值方法。其中,王素裹^[19]通过对 RC 框架模型的板筋受力分布规律进行了大量的数值模拟,对翼缘宽度分布规律进行数值回归,得出在综合考虑了节点位置、轴压比和正交梁跨度等因素下的有效翼缘计算公式;陈紫平^[20]利用 MTS 液压伺服系统对一个单层单跨三维空间 RC 框架结构进行往复加载,测得板筋的受力分布规律与文献[19]结论一致;黄福智^[21]结合文献[19]中有效翼缘宽度的取值方法,对一个 5 层 RC 框架结构缩尺模型进行振动台试验,得出考虑梁有效翼缘宽度内板筋增强作用并减少矩形梁端配筋的模型,在地震作用下节点处柱抗震能力强于梁。

目前 RC 框架“强柱弱梁”破坏机制已较清晰,但较少运用梁有效翼缘公式计入现浇楼板中板筋的影响,并对节点进行配筋优化,探究配筋优化后模型地震作用下的破坏机制。本文结合学者对梁有效翼缘公式取值方法计算板筋面积,通过降低矩形梁配筋的方法对节点进行配筋优化,运用 OpenSEES 有限元软件对模型进行数值分析,研究模型的安全性和破坏机制,为结构分析计算提出几点建议。

1 梁有效翼缘宽度取值

图 1 所示为有效翼缘 b_f 的定义,框架梁在负弯矩区 b_f 范围内的板筋全部参与作用。

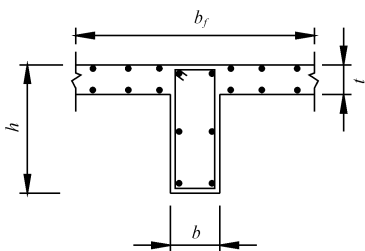


图 1 “有效翼缘宽度”定义简图

王素裹根据不同位置处板筋的应力分布情况,提出了公式(1)—公式(4)的梁有效翼缘宽度简化计算方法,公式中的边槓和中间槓与水平向主荷载方向相对应,这些公式同时考虑了节点位置、柱轴压比和正交梁跨度。另外,这些公式主要适用于层间位移角达到 1/50 的情况下,因在结构破坏时层间位移角一般较大,这与实际情况相符合。

边槓边节点:

$$b_f = (-1.701n^3 + 3.062n^2 - 1.906n + 0.757)l_n \quad (1)$$

边槓中节点:

$$b_f = (-0.479n^3 + 0.015n^2 + 0.14n + 0.356)l_n \quad (2)$$

中间槓边节点:

$$b_f = (-3.421n^3 + 5.820n^2 - 3.566n + 1.443)l_n \quad (3)$$

中间槓中节点:

$$b_f = (2.940n^3 - 6.442n^2 + 3.502n + 0.108)l_n \quad (4)$$

式中: b_f 为梁有效翼缘宽度; n 为结构轴压比; l_n 为正交梁净跨。

在地震作用下,当结构层间位移角较大时,在计入有效翼缘内板筋参与作用后,为实现节点处梁先于柱破坏,节点处抗弯承载力应满足式(5),其中,有效翼缘宽度按式(1)—式(4)计算:

$$\sum M_{cua} > \sum M_{bua} + M_s \quad (5)$$

式中: $\sum M_{cua}$ 为柱端实际抗弯承载力; $\sum M_{bua}$ 为矩形梁截面内实际抗弯承载力; M_s 为板筋所受弯矩。 b_f 范围内板筋面积 A_{sf} 为:

$$A_{sf} = (\rho_{ss} + \rho_{sb})tb_f \quad (6)$$

式中: ρ_{ss} 和 ρ_{sb} 是板面与板底配筋率, t 为板厚。

地震作用下梁可能存在异号弯矩,可采用双筋矩形截面来计算截面受弯承载力。根据弯矩平衡求梁受压区高度 x 时,受拉区钢筋面积 A_s 为矩形梁受拉钢筋面积与 b_f 内板筋面积 A_{sf} 之和,受压区钢筋面积为 A'_s ,即:

$$x = (f_y A_s - f'_y A'_s) / \alpha_1 f_c b \quad (7)$$

式中: f_y 、 f'_y 、 f_c 分别代表钢筋和混凝土的抗拉和抗压强度值,根据《混凝土结构设计规范》取值, α_1 为混凝土应力值与 f_c 的比值,此处取 1.0; b 为矩形梁的宽度。由力矩平衡可得:

当 $x \leq \xi_b h_0$, $x \geq 2a'_s$ 时:

$$\sum M_{bua} + M_s = \alpha_1 f_c b x (h_0 - x/2) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (8)$$

当 $x \leq 2a'_s$ 时:

$$\sum M_{\text{bu}a} + M_s = f_y A_s (h_0 - a'_s) \quad (9)$$

结构节点配筋优化过程为:首先通过 PKPM 有限元软件计算模型初始配筋;其次通过公式(1)—公式(4)和公式(6)计算 b_f 值和 A_{sf} 值;最后通过公式(7)—公式(9)计算节点负弯矩处梁实际抗弯承载力,并根据公式(5)调整矩形梁和柱配筋值,保证柱端实际抗弯承载能力大于梁端,最终达到梁先于柱产生塑性铰的目标。

2 模型的破坏机制分析

2.1 模型介绍及模拟方法

结构设计基本信息为:抗震等级为三级的现浇 RC 框架结构,中间为走道, x 向总长 12.6 m, y 向总长 10.2 m,其基本尺寸见平面图 2,结构总层数为 5 层,层高为 3.0 m。抗震设防烈度为 7 度(0.1 g),场地类别为 II 类,设计地震分组为第二组;结构荷载取值见表 1。

表 1 结构荷载取值

位置	2~4 楼面	上人屋面
恒荷载/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$)	1.5	5.0
活荷载/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$)	2.0(2.5 走廊处)	2.0

注:恒载均不包含结构自重,梁上墙载取 7.0 kN/m 。

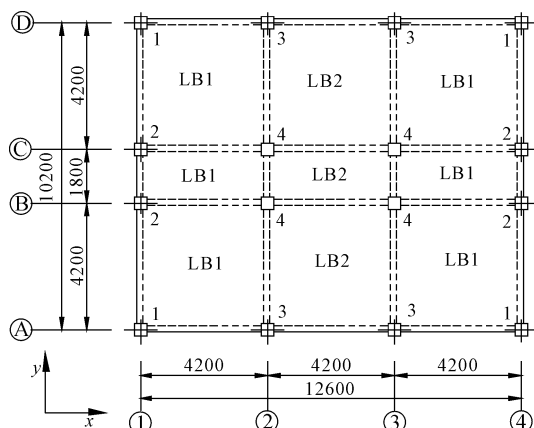
混凝土强度等级为 C30,受力钢筋为 HRB335,箍筋为 HRB300,钢筋弹性模量取 2.0×10^5 MPa。结构构件基本尺寸为:柱截面为 400 mm \times 400 mm;梁截面为 400 mm \times 200 mm;板厚 120 mm。利用第 2 节中介绍的方法,对结构配筋进行调整,运用公式(1)—公式(4)计算所得有效翼缘宽度列于表 2 中。

表 2 有效翼缘宽度取值

位置	宽度/mm			
	边楣边节点	边楣中节点	中间边楣节点	中间楣中节点
1 层	1000	1047	2312	2095
2 层	1105	1069	2522	2144
3 层	1319	1059	2925	1949

通过公式(7)—公式(9)计算节点处梁端实际承载力,对梁柱配筋进行调整后配筋情况如下:柱区分中柱和边(角)柱,底层中柱配筋面积为 39 cm^2 ,底层边(角)柱配筋面积为 25 cm^2 。 y 方向梁支座负筋配筋面积为 4 cm^2 ,其余部位梁配筋面积采用 PKPM 有限元软件计算得出。LB1 沿 y 方向板筋配筋率为 0.53% (该数值为板底和板面配筋之和,余

同),LB2 沿 y 方向板筋配筋率为 0.47。梁柱节点均能满足公式(5)的要求。



注:“1”为边楣边节点;“2”为边楣中节点;
“3”为中间边楣节点;“4”为中间楣中节点

图 2 模型平面简图(单位:mm)

运用 OpenSEES 有限元分析软件建立数值模型^[22]。使用 Tool Command Language,将公式(1)—公式(4)编写成 BuildRCrectSection 命令流,实现建模中快速套用公式。在运用 OpenSEES 建模时,混凝土、钢筋和截面恢复力模型分别采用 Concrete 02、Steel 02 和 Fiber Section 模型。将控制截面中的混凝土离散成 40 个纤维。梁柱采用杆系模型,每个杆件等分为四个 dispBeamColumn 单元。在求解过程中,将每个 dispBeamColumn 的积分数设置为 5。

针对 II 类场地和其特征周期,从 PEER 地震数据库中选取 2 条天然地震动和 1 条常用于中国福建省结构抗震设计的人工地震动(Rgbtongan),输入方向为 y 方向。三条波均满足现行规范^[10]第 5.1.2 条的规定。根据抗震规范对 7 度 0.1 g 区的相关规定,设置了表 3 的加载工况,为观察结构在超烈度作用下的屈服模式,对结构再输入加速度峰值(简称为 PGA)为 0.35 g 和 0.5 g 的地震波,模型加载工况见表 3。

表 3 加载工况

地震波	地震波加速度峰值/ g				
El Centro	0.035	0.1	0.23	0.35	0.5
人工	0.035	0.1	0.23	0.35	0.5
Taft	0.035	0.1	0.23	0.35	0.5

2.2 结构位移响应和塑性铰分析

2.2.1 结构位移响应

模型阻尼比 $\xi = 0.05$ 。经计算可得,瑞雷阻尼

系数 $a_0 = 0.3828$, $a_1 = 0.0065$, 自振频率为 $\omega_1 = 7.38$, $\omega_2 = 7.96$, 结构的第一周期 $T_1 = 0.85$ s, 第二周期 $T_2 = 0.79$ s。

不同荷载工况下最大层间位移和位移角如表 4 所示。取 PGA 相等时, 三种地震波作用下结构最大层间位移均值和最大层间位移角均值, 绘制出结构位移响应图, 如图 3 所示。根据我国抗震规范相关规定, 当层间位移角达到 1/50 时, 结构已严重破坏。

表 4 最大层间位移和位移角

PGA 值/g	地震波	层间位移/mm	层间位移角/%	所在层号	层间位移角均值/%
0.10	El Centro	9.49	0.32	2	0.30
	人工	8.34	0.31	2	
	Taft	9.42	0.28	2	
0.23	El Centro	26.47	0.88	2	0.69
	人工	20.78	0.48	2	
	Taft	14.40	0.69	2	
0.35	El Centro	35.87	1.20	2	1.05
	人工	32.90	0.85	2	
	Taft	25.42	1.10	3	
0.50	El Centro	48.21	1.61	2	1.61
	人工	54.36	1.40	2	
	Taft	42.08	1.81	3	

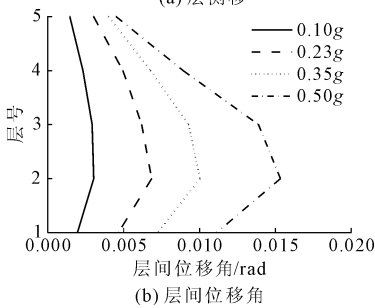
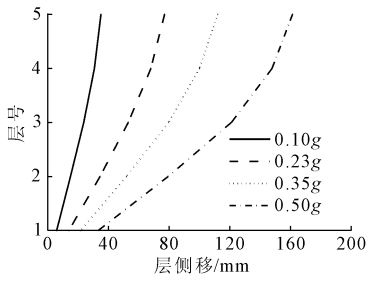


图 3 结构位移响应曲线图

由表 4 和图 3 可得: 当 $PGA = 0.1g$ 和 $0.23g$ 时, 最大层间位移角分别为 0.30% 和 0.69%, 均小于规范中的限值 2%, 结构在设防烈度作用下和罕遇地震作用下能满足“大震不倒”的安全性要求。随着 PGA 的增大, 结构层间位移增大, 当 PGA 等于

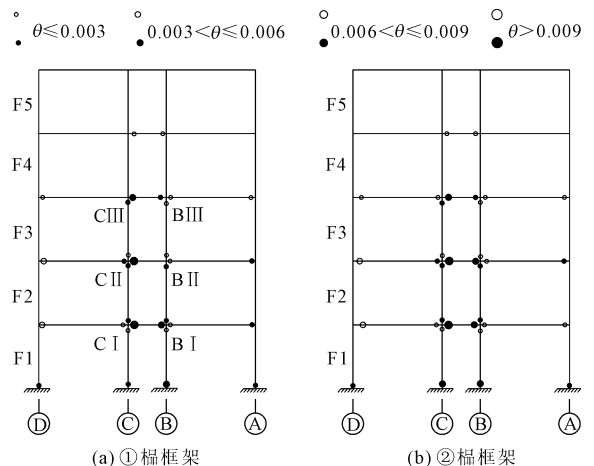
$0.50g$ 时, 层间位移角为 1.61%, 顶层位移为 161.3 mm, 接近规范限值, 结构处于严重破坏状态。如图 3 所示在不同 PGA 地震作用下, 二层位置位移响应最明显, 首层和三层的位移响应次之, 其他楼层层层间位移较小, 结构的破坏主要集中在一到三层。

在设防烈度和罕遇地震作用下, 通过对结构的位移响应分析可得: 由公式(1)—公式(4)计算范围内板筋参与抗弯作用, 并对节点配筋进行调整后的结构, 虽然降低了矩形梁端负弯矩区的配筋, 但结构能够满足抗震设计规范中的安全性要求。

2.2.2 梁和柱出铰情况

地震作用下, 结构构件将产生复杂的应力应变, 构件转角能够综合反映构件的受力情况和截面变形, 且简单直观, 因此本文以转角大小来判断构件所处状态。根据美国 FEM356 规范相关规定, 一般情况下, 当构件转角达到 0.002 rad 时, 构件可判定为屈服。将转角分为“单向铰”和“双向铰”, “单向铰”表示结构梁(柱)端仅一个方向出铰, “双向铰”表示结构梁(柱)端两个方向均出铰。为便于后续对梁柱塑性铰转角大小对比, 在图 4 中对破坏最为严重的节点进行编号。在 Taft 波和人工波作用下, 结构出铰规律与在 El Centro 波作用下一致, 本文将主要分析 El Centro 波作用下梁柱出铰规律。

图 4 是 PGA 等于 0.23g 时, 梁柱塑性铰分布图。根据梁(柱)端转角大小(简称为“ θ ”)将其分为图 4 中的四类, 以方便描述构件破坏程度。表 5 是 PGA 等于 0.23g 时, 节点破坏最为严重处的构件转角值。



注: 实心铰表示双向出铰, 空心铰表示单向出铰, 余同

图 4 PGA = 0.23g 时梁柱塑性铰分布图

表 5 PGA = 0.23g 时梁(柱)端塑性铰转角大小

铰位置	梁 R 转角 /(10 ⁻³ rad)		柱顶转角 /(10 ⁻³ rad)		梁 L 转角 /(10 ⁻³ rad)	
	①榀 框架	②榀 框架	①榀 框架	②榀 框架	①榀 框架	②榀 框架
节点 B I	5.3(2)	4.5(2)	1.4(1)	1.5(1)	2.6(1)	2.5(1)
节点 B II	4.2(2)	3.9(2)	2.3(2)	2.4(2)	2.8(1)	2.8(1)
节点 B III	2.6(2)	2.7(2)	2.3(1)	2.4(1)	2.2(1)	2.4(1)
节点 C I	2.2(1)	2.2(1)	1.4(1)	1.5(1)	7.1(2)	6.1(2)
节点 C II	2.2(2)	2.2(2)	2.1(2)	2.2(2)	7.1(2)	6.2(2)
节点 C III	2.0(1)	2.1(1)	1.9(2)	2.0(2)	3.2(2)	3.1(2)

注:括号内数值“1”代表单向出铰,“2”代表双向出铰,余同。
“梁 R”表示位于节点右侧的梁端,“梁 L”表示位于节点左侧的梁端。

分析图 4 和表 5,在罕遇地震作用下结构梁柱端塑性铰出铰情况如下:

(1) 柱端塑性铰情况:总体上看, θ 值均小于 0.003,出铰位置主要在 B、C 轴处一层柱顶、二层三层柱底和柱顶,底层柱底全部出双向铰,其余位置未出铰。由于中柱相对于边柱、②榀框架处的柱子相对于①榀框架处的柱子,轴压比更大,导致中柱损伤程度严重于边柱,②榀框架柱 θ 值大于①榀框架柱。

(2) 梁端塑性铰情况:梁出铰数和塑性铰转角大小总体大于柱;由于中间跨为短跨,梁端承受较大负弯矩作用,中间小跨处梁端破坏较严重;一二层梁端均出铰,且 θ 值大小较接近;三层处大部分梁端均出现塑性铰,且 θ 值以 0.003 以内者居多;四层出现少数塑性铰,五层梁端不出现塑性铰。

(3) 由表 5 可得,梁端转角大于柱端。除底层柱底外,二层处柱顶 θ 值最大,二层柱顶位置为较薄弱位置,这与二层层间位移最大相对应;同一节点中 B I—B III 右位置梁端 θ 值大于左位置梁端 θ 值,表现在 C I—C III 位置时规律一致,走廊处梁端 θ 值最大。结构的这些行为主要与地震作用下各节点受力状态相关。

模型在罕遇地震作用下结构各处有不同程度的破坏,总体表现出梁端出铰数目较多、塑性铰转角较大,结构表现为“强柱弱梁”的屈服模式。

同理,当 PGA 增大到 0.35g 时,梁端塑性铰多数由单向转为双向、出铰位置增多并向上延伸,原有塑性铰转角大小增大。柱端塑性铰数目略有增加,原有的塑性铰 θ 值增大。随着 PGA 的增大,梁端塑性铰 θ 值增长速度明显比柱端快,以破坏最严重的②榀框架 C II 处为例,柱 θ 值增加 0.008,同位置处“梁 R”和“梁 L” θ 值分别增大 0.001 9 和 0.001 4。

从数目上看,同一根梁左右两端均出铰(顶层除外),柱端出铰位置明显少于梁端,边节点和顶层处,只见梁端出铰。结构主要通过梁的塑性铰的增多增大耗能。

当 PGA 增大到 0.50g 时,梁端塑性铰 θ 值多数大于 0.006,且在 2~3 层走廊处梁端出现了 θ 值大于 0.009 的情况;柱端塑性铰增多增大,但 θ 值均在 0.006 以内(底层柱脚除外),边柱柱顶开始出现塑性铰。结合结构的位移响应,结构破坏程度严重。结构表现出的屈服机制为“强柱弱梁”。需值得关注的是结构底层柱底 θ 值大多分布在 0.006 和 0.009 之间,应对底层柱底强度予以加强,防止地震作用下底层柱底破坏而导致结构整体失稳。

综上分析,运用有效翼缘宽度简化公式(1)—公式(4)减少了矩形梁端配筋的模型,在同一 PGA 作用下结构梁端塑性铰与同节点处柱端相比数目多转角大,PGA 增大时梁端铰增长速度比柱快,实现了“强柱弱梁”破坏机制,可以考虑在结构配筋计算时结合公式(1)—公式(4)计算有效翼缘宽度,减少矩形梁端配筋;虽然梁柱节点处实现了梁先于柱破坏,但底层柱脚处为结构薄弱点需值得关注,应防止地震作用下底层柱底破坏而导致结构整体失稳。

3 结 论

(1) 考虑板筋对梁端抗弯承载力增强后的模型能够满足抗震设计规范中的安全性要求。模型虽然降低了梁端负弯矩区的配筋,但该部分弯矩实际由有效翼缘内板筋承担,通过对结构的位移反应、层间位移角分布分析,表明结构能够满足抗震设计规范中对现浇 RC 框架的安全性要求。

(2) 考虑板筋作用后的模型能够实现“强柱弱梁”目标破坏机制。通过分析节点处梁柱塑性铰分布情况和增长情况表明,柱端损伤情况小于梁端,结构的耗能方式主要以梁端的塑性铰增多增大为主。

(3) 可结合有效翼缘简化公式计算参与抗弯作用的板筋面积。有效翼缘简化公式综合考虑了轴压比、节点位置和正交梁跨度等相关因素,可以考虑在结构配筋计算时,计入有效翼缘宽度板筋参与作用并优化节点配筋。

(4) 虽然模型实现了“强柱弱梁”破坏机制,但底层柱脚处为结构薄弱点需值得关注,应对底层柱底强度予以加强,防止地震作用下底层柱底破坏而导致结构整体失稳。

参考文献:

- [1] 田志鹏,张新培,赵 统. 汶川地震中多层钢筋混凝土框架结构房屋震害分析[J]. 建筑结构,2009,39(11):67-71.
- [2] Zhou H, Xu X, Zheng F, et al. Numerical simulation of column-end damages of reinforced concrete frames caused by 2008 Wenchuan earthquake in China[J]. *Advances in Structural Engineering*, 2013, 16(12):2063-2074.
- [3] 刘爱文,李小军,郭恩栋,等. 玉树和宁洱等近城镇中强地震对中小城市影响的启示[J]. *应用基础与工程科学学报*, 2010, 18(S1):152-161.
- [4] Ruiz-Pinilla J G, Adam J M, Pérez-Cárcel R, et al. Learning from RC building structures damaged by the earthquake in Lorca, Spain, in 2011 [J]. *Engineering Failure Analysis*, 2016, 68:76-86.
- [5] 罗若帆,王仕成. 小高层塔式住宅三种结构体系抗震性能分析[J]. *水利与建筑工程学报*, 2017, 15(4):223-227.
- [6] Alemdar B, Ahmet C A, Mevlüt P. Performance and damages of reinforced concrete buildings during the October 23 and November 9, 2011 Van, Turkey, earthquakes [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2013, 22(1):123-129.
- [7] Park S, Mosalam K M. Experimental investigation of non-ductile RC corner beam-column joints with floor slabs [J]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 2013, 139(1):1-14.
- [8] 王 振,郭晓云,郭絮絮,等. RC 框架结构典型震害及抗震性能研究[J]. *工程抗震与加固改造*, 2018, 40(2):79-86.
- [9] Ning N, Qu W J, Zhu P. Role of cast-in situ slabs in RC frames under low frequency cyclic load [J]. *Engineering Structures*. 2014, 59(2):28-38.
- [10] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [11] 蒋永生,陈忠范,周绪平,等. 整浇梁板的框架节点抗震研究[J]. *建筑结构学报*, 1994(6):11-16.
- [12] 贾益纲,任文国,吴光宇,等. 考虑梁板柱空间协同效应 RC 框架“强柱弱梁”抗震设计效果非线性仿真分析[J]. *建筑结构*, 2017, 47(7):43-51.
- [13] 张望喜,王 雄,张瑾熠,等. 带现浇楼板 RC 框架结构抗震性能的多因素影响分析[J]. *地震工程与工程振动*, 2018, 38(1):77-88.
- [14] 郑士举,蒋利学,张伟平,等. 现浇混凝土框架梁端截面有效翼缘宽度的试验研究与分析[J]. *结构工程师*, 2009, 25(2):134-140.
- [15] Lafave J M, Wight J K. Reinforced concrete exterior wide beam-column-slab connections subjected to lateral earthquake loading [J]. *ACI Structural Journal*, 1999, 96(4):577-586.
- [16] 杨小卫,许君凤,胡江春. 影响 RC 框架结构抗地震倒塌能力的因素研究[J]. *水利与建筑工程学报*, 2016, 14(6):30-34.
- [17] Shin M, Lafave J M. Reinforced concrete edge beam-column-slab connections subjected to earthquake loading [J]. *Magazine of Concrete Research* 2004, 6(55):273-291.
- [18] Gunasekaran U, Ahmed S M. Experimental investigation into the seismic performance of slabs in RC frame joints [J]. *Magazine of Concrete Research*, 2014, 66(15):770-788.
- [19] 王素裹. 考虑板筋参与作用的 RC 框架有效翼缘宽度简化公式[J]. *华南理工大学学报*, 2014, 42(11):99-105, 120.
- [20] 陈紫平. 现浇楼板对框架梁端实际抗弯能力影响的试验研究[D]. 福州:福州大学, 2015:48-69.
- [21] 黄福智. 考虑楼板参与作用的 RC 框架振动台试验研究[D]. 福州:福州大学, 2016:66-78.
- [22] Scott M H, Fenves G L, Mckenna F, et al. Software patterns for nonlinear beam-column models [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2008, 134(4):562-571.