

基于软化拉-压杆模型的钢筋混凝土框架节点 受剪分析

邢国华, 刘伯权, 吴 涛
(长安大学 建筑工程学院, 陕西西安 710061)

摘要:软化拉-压杆模型是基于经典桁架模型理论而发展起来的一种模型,主要用于混凝土结构中应力紊乱区的受剪设计。以包含钢筋混凝土变梁中节点在内的各类框架节点为研究对象,建立框架节点等效核心区在剪、压复合荷载作用下的计算模型,应用软化拉-压杆模型对节点等效核心区进行受力分析,推导框架节点的受剪承载力计算公式,并通过国内外110个钢筋混凝土框架节点试件峰值剪应力试验结果与软化拉-压杆模型计算结果进行对比。结果表明:试验值与软化拉-压杆模型计算得到的节点受剪承载力的平均比值为1.169,方差为0.208,吻合较好。与现行混凝土结构设计规范中框架节点受剪承载力的半经验计算方法相比,软化拉-压杆模型方法有明确的力学计算模型,合理地反映框架节点的受力机理。

关键词:钢筋混凝土框架结构;节点;软化拉-压杆模型;受剪承载力

中图分类号:TU375.401 文献标志码:A

Shear strength of reinforced concrete frame joints using softened strut and tie model

XING Guohua, LIU Boquan, WU Tao
(School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, China)

Abstract: The softened strut and tie model is a new simplified method which originates from the classical truss theory, and can be used for determining the shear strength of discontinuity regions failed in diagonal compressions of reinforced concrete strut. An analytical model of the equivalent core of frame joints including interior joints with different depth beams of different depths under the combined action of axial load and shear was established, the softened strut and tie model was used for the shear analysis of reinforced concrete frame joints. In addition, a simplified formula for calculating the shear strength of the equivalent core of frame joint was proposed. Furthermore, the suggested analytical model was verified using 110 test data of reinforced concrete beam-column joints. Good agreement between test results and prediction results was achieved with an average ratio of test results to results of 1.169 and a variance of 0.208. Comparing with the semi-empirical formulas of joint shear strength suggested by the current concrete structures design code, the softened strut and tie model has definite mechanical model and can reasonably reveal failure mechanism of beam-column joint.

Keywords: RC frame structure; joint; softened strut and tie model; shear strength

基金项目:国家自然科学基金项目(50068004,51078037),教育部高校博士点基金项目(20100205110010),陕西省自然科学基金项目(2010JM7002),中央高校科研业务费资助项目(CHD2010JC005)。

作者简介:邢国华(1983—),男,内蒙古呼和浩特人,工学博士,讲师。E-mail:guohuachd@yahoo.com

收稿日期:2009年11月

0 引言

钢筋混凝土框架节点受到梁柱传来的弯矩、剪力、轴力等共同作用处于复杂的应力状态下,核心区属于不符合平截面假定的应力紊乱区,其受力性能受混凝土强度、节点区配箍率、轴压比等诸多因素影响,受剪机理十分复杂。目前在我国、新西兰、美国、日本的混凝土结构设计规范中,实际采用的节点承载力计算公式均为基于试验的半经验公式^[1],缺乏合理的理论模型。

拉-压杆模型是在经典桁架模型理论上发展起来的一种新模型,主要用于混凝土应力紊乱区的受剪设计。拉-压杆模型中拉杆主要用以代表钢筋的受拉作用,压杆代表受压混凝土的受压作用,拉-压杆模型是一种基于塑性下限理论的平衡模型,设计结果不唯一。结构设计时须选择合理的荷载传递路径,保证结构任一部分的应力不超过其强度^[2]。如果设计时能够确定满足平衡条件的荷载分布,则构件的实际强度至少等于计算强度。

Schlaich 等^[3]将拉-压杆模型应用于混凝土结构应力紊乱区的抗剪设计,并提供了许多结构构件如深梁、牛腿、节点等的设计实例,推动了拉-压杆模型的发展。此后,Ali、Yun、Foster、刘钊等^[4-7]均对这一模型进行了适当修正并应用于各种钢筋混凝土构件的受力分析,但节点核心区混凝土在拉、压复合作用下抗压强度的软化效应一直未能在拉-压杆模型中有效实现。

文献[8-10]提出的软化拉-压杆模型(softened strut and tie model,简称SSTM)应用于混凝土构件受剪分析中并证实了其可行性。基于此,本文应用软化拉-压杆模型对框架节点等效核心区进行受力分析,建立了等效核心区在剪、压复合荷载作用下的计算模型,并与国内外110组框架节点试件的试验结果进行对比。

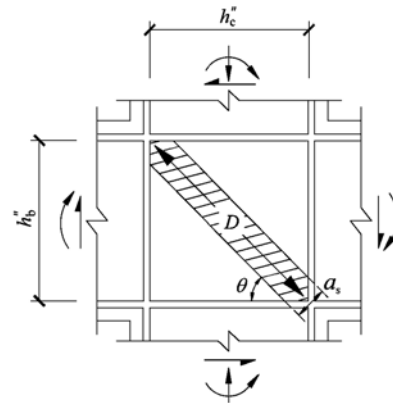
1 软化拉-压杆模型简述

1.1 宏观模型

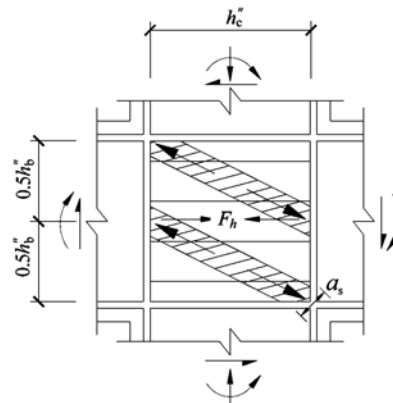
图1为软化拉-压杆模型中梁柱节点的抗剪机构。该抗剪机构由斜向机构、水平机构和竖向机构三部分构成,其中斜向机构由一对角斜压杆构成(图1a),斜压杆与水平轴夹角 θ 为:

$$\theta = \arctan \left(\frac{h_b''}{h_c''} \right) \quad (1)$$

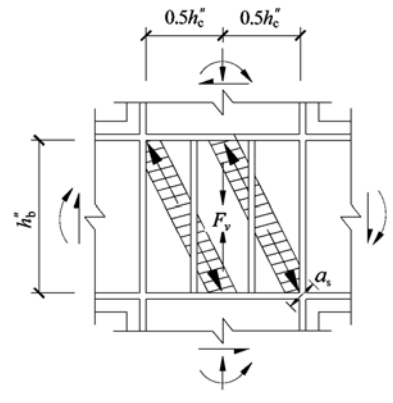
式中, h_b'' 、 h_c'' 分别为梁、柱截面最外侧钢筋中心线间的距离。



(a) 斜向机构



(b) 水平机构



(c) 竖向机构

图1 节点抗剪机构

Fig. 1 Joint shear-resisting mechanisms

相应的斜压杆有效面积 A_{str} 为:

$$A_{str} = a_s \times b_s \quad (2)$$

式中, a_s 为斜压杆高度, b_s 为斜压杆宽度。文献[10-11]建议 b_s 取节点的有效宽度,即柱截面宽度 b_c ;斜压杆高度 a_s 可由式(3)确定。

$$a_s = \sqrt{a_b^2 + a_c^2} \quad (3)$$

式中, a_b 、 a_c 分别为梁、柱截面受压区高度。考虑到组合体中梁截面受压区由于混凝土的不断剥落而减小,故在计算 a_s 时忽略 a_b ,因此斜压杆高度 $a_s = a_c$;若节点破坏时框架梁仍处于弹性范围内,此时 a_b 可

取左、右梁弹性受压区高度较小值。为了计算简便,文献[8]建议 a_b 取 $h_b/5$ 。压、弯荷载作用下混凝土柱截面的受压区高度为^[11]:

$$a_c = \left(0.25 + 0.85 \frac{N}{A_g f_c}\right) h_c \quad (4)$$

式中: N 为柱承受的轴压力; f_c 为混凝土圆柱体抗压强度; A_g 为柱毛截面面积; h_c 为柱截面高度。

图1b所示的水平机构由一水平拉杆和两个平缓压杆(阴影部分)组成。节点箍筋构成了水平拉杆,考虑到节点区箍筋在极限阶段不可能全部达到屈服,因此,可用系数 α 来表征节点区箍筋受力的不均匀性,实用计算时^[8]可保守地取 $\alpha = 0.65$ 。

图1c所示的竖向机构由一竖直拉杆和两个陡峭压杆(阴影部分)组成,其中柱截面纵筋构成了竖向拉杆。

由于混凝土斜压杆承担剪力,拉杆屈服后节点继续承载,核心区混凝土达到其抗压强度后压溃是节点组合体发生破坏的主要特征。因此,节点的受剪承载力可认为是混凝土达到其抗压强度时核心区所能承担的剪力。在软化拉-压杆模型中,混凝土剪力是由斜向机构、水平机构和竖向机构三者承担的剪力叠加所得。

1.2 力的平衡

图2为节点的软化拉-压杆模型,节点的水平剪力为:

$$V_{jh} = -D \cos \theta + F_h + F_v \cot \theta \quad (5)$$

式中: D 为斜向机构中的压力; F_h 为水平拉杆的拉力; F_v 为竖向拉杆的拉力。

同理,节点的竖向剪力为:

$$V_{jv} = -D \sin \theta + F_h \tan \theta + F_v \quad (6)$$

节点区存在三种机构参与受剪,计算时应确定三者承担剪力的比例关系。柱截面中如果没有构造筋或竖向拉杆已达到屈服,此时节点水平剪力由水平机构和斜向机构承担(图3a)。根据Schäfer^[12]的研究,水平拉杆的拉力 F_h 可表示为:

$$F_h = \gamma_h \times V_{jh} \quad (7a)$$

$$\gamma_h = \frac{2 \tan \theta - 1}{3} \quad (7b)$$

式中, γ_h 为水平拉杆的拉力与节点水平剪力的比值。

同理,当箍筋屈服后或未有箍筋参与受力时,节点竖向剪力由斜向机构和竖向机构承担(图3b),竖向拉杆的拉力 F_v 为:

$$F_v = \gamma_v \times V_{jv} \quad (8a)$$

$$\gamma_v = \frac{2 \cot \theta - 1}{3} \quad (8b)$$

式中, γ_v 为竖向拉杆的拉力与节点竖向剪力的比值。因此,三种机构承担水平剪力 V_{jh} 的比例关系为:

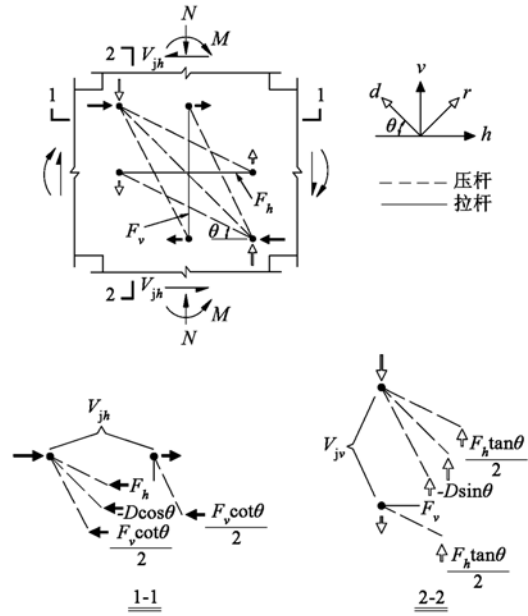
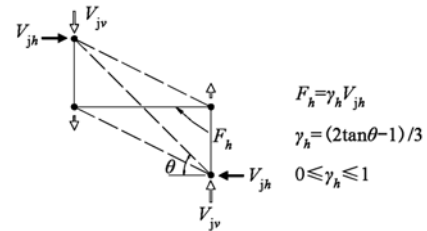
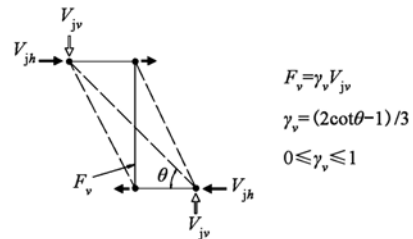


图2 软化拉-压杆模型

Fig. 2 Softened strut-and-tie model



(a) 节点剪力由斜向机构和水平机构承担



(b) 节点剪力由斜向机构和竖向机构承担

图3 拉-压杆模型中的各向分力

Fig. 3 Forces in struts and ties

$$-D \cos \theta : F_h : F_v \cot \theta = R_d : R_h : R_v \quad (9)$$

同理,竖直剪力 V_{jv} 在三种机构的比例关系为:

$$-D \sin \theta : F_h \tan \theta : F_v = R_d : R_h : R_v \quad (10)$$

其中, R_d 、 R_h 、 R_v 为三种机构承担剪力的比例关系,具体可通过式(11)、(12)、(13)计算。

$$R_d = \frac{(1 - \gamma_h)(1 - \gamma_v)}{1 - \gamma_h \gamma_v} \quad (11)$$

$$R_h = \frac{\gamma_h(1 - \gamma_v)}{1 - \gamma_h \gamma_v} \quad (12)$$

$$R_v = \frac{\gamma_v(1 - \gamma_h)}{1 - \gamma_h \gamma_v} \quad (13)$$

同时,三者满足 $R_d + R_h + R_v = 1$ 。为了计算简便,式(9)可变为式(14)、(15)、(16)。

$$D = \frac{-1}{\cos\theta} \times \frac{R_d}{(R_d + R_h + R_v)} \times V_{jh} \quad (14)$$

$$F_h = \frac{R_h}{(R_d + R_h + R_v)} \times V_{jh} \quad (15)$$

$$F_v = \frac{1}{\cot\theta} \times \frac{R_v}{(R_d + R_h + R_v)} \times V_{jh} \quad (16)$$

节点区发生破坏时认为核心区混凝土已达到抗压强度,故有:

$$-\sigma_{d,\max} = \frac{1}{A_{\text{str}}} \left[-D + \frac{F_h}{\cos\theta_f} \cos(\theta - \theta_f) + \frac{F_v}{\sin\theta_s} \cos(\theta_s - \theta) \right] \quad (17)$$

其中, $\sigma_{d,\max}$ 以受压为正, θ_f 和 θ_s 分别为各压杆与水平轴的夹角。根据图4的几何关系, $2\tan\theta_f = \tan\theta = \tan\theta_s/2$, 则式(17)可变为:

$$-\sigma_{d,\max} = \frac{1}{A_{\text{str}}} \left[-D + \frac{F_h}{\cos\theta} \left(1 - \frac{\sin^2\theta}{2} \right) + \frac{F_v}{\sin\theta} \left(1 - \frac{\cos^2\theta}{2} \right) \right] \quad (18)$$

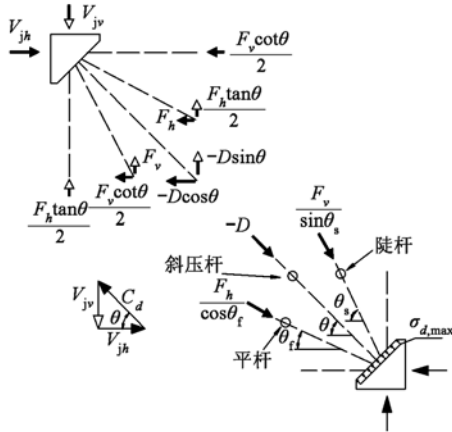


图4 混凝土压杆中的各向分力
Fig.4 Forces in concrete struts

1.3 本构关系及变形协调

混凝土开裂后受压本构关系采用文献[13]建议的表达式为:

$$\sigma_d = -\zeta f'_c \left[2 \left(\frac{-\varepsilon_d}{\zeta \varepsilon_0} \right) - \left(\frac{-\varepsilon_d}{\zeta \varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \left(\frac{-\varepsilon_d}{\zeta \varepsilon_0} \leq 1 \right) \quad (19a)$$

$$\sigma_d = -\zeta f'_c \left[1 - \left(\frac{-\varepsilon_d / (\zeta \varepsilon_0) - 1}{2/\zeta - 1} \right)^2 \right] \quad \left(\frac{-\varepsilon_d}{\zeta \varepsilon_0} > 1 \right) \quad (19b)$$

$$\zeta = \frac{5.8}{\sqrt{f'_c}} \times \frac{1}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \quad (20)$$

其中: σ_d 为混凝土在 d 向上的主应力; ζ 为混凝土软化系数; f'_c 为混凝土圆柱体抗压强度; ε_d 、 ε_r 分别为

混凝土的主压应变和主拉应变。峰值应变 ε_0 可通过式(21)计算。

$$\varepsilon_0 = 0.002 + 0.001 \left(\frac{f'_c - 20}{80} \right) \quad (20\text{MPa} \leq f'_c \leq 100\text{MPa}) \quad (21)$$

当节点区极限压应力 $-\sigma_d$ 小于混凝土抗压强度 $\zeta f'_c$ 时,节点可继续承载,直到二者相等为止,此时混凝土主压应力和主压应变需满足:

$$\sigma_d = -\zeta f'_c \quad (22)$$

$$\varepsilon_d = -\zeta \varepsilon_0 \quad (23)$$

钢筋本构关系满足理想弹塑性模型,即:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (\varepsilon_s < \varepsilon_y) \quad (24)$$

$$f_s = f_y \quad (\varepsilon_s \geq \varepsilon_y) \quad (25)$$

忽略混凝土的受拉刚化作用,拉杆拉力满足式(26)、(27)关系。

$$F_h = A_{th} E_s \quad (\varepsilon_h \leq F_{yh}) \quad (26)$$

$$F_v = A_{tv} E_s \quad (\varepsilon_v \leq F_{yv}) \quad (27)$$

式中: A_{th} 和 A_{tv} 分别为水平拉杆、竖直拉杆的截面积; F_{yh} 和 F_{yv} 分别为水平拉杆、竖向拉杆屈服时的拉力。

根据应变协调原理,存在关系式为:

$$\varepsilon_r + \varepsilon_d = \varepsilon_h + \varepsilon_v \quad (28)$$

式中, ε_h 、 ε_v 分别为混凝土水平向、竖直向的平均应变。

2 软化拉-压杆模型简化

文献[14]通过对牛腿抗剪强度的研究表明:应力紊乱区抗剪强度与水平钢筋用量呈双线性关系。应力紊乱区混凝土应力随着钢筋用量的增加而逐步增大并可达抗压强度,即拉杆的钢筋用量存在一上限值。当配筋超过此值时,组合体抗剪强度的增加有限,故可忽略多余拉杆(对提高组合体抗剪能力)参与工作,认为当拉杆达到平衡界限值时,应力紊乱区混凝土也将达到其抗剪强度,且拉杆配筋量与抗剪强度成线性关系^[8]。对于没有达到平衡配筋量的情况,其节点抗剪强度按线性内插后计算获得。

拉杆对提高节点抗剪强度可通过如下方式实现:当应力紊乱区有拉杆存在时,斜向受压除了斜压杆传递外还有其它额外传力路径。这将引发更多的核心区混凝土参与受剪,从而增大了应力紊乱区抗剪强度,拉杆的贡献可通过系数 K 体现。

$$K = \frac{C_d}{-\sigma_{d,\max} \times A_{\text{str}}} = \frac{-D + \frac{F_h}{\cos\theta} + \frac{F_v}{\sin\theta}}{-D + \frac{F_h}{\cos\theta} \left(1 - \frac{\sin^2\theta}{2} \right) + \frac{F_v}{\sin\theta} \left(1 - \frac{\cos^2\theta}{2} \right)} \quad (29)$$

相应的节点受剪承载力为^[15]:

$$C_{d,n} = K \zeta f_c' A_{sr} \quad (30)$$

式中: $C_{d,n}$ 为节点核心区的受剪承载力; K 为拉-压杆系数; A_{sr} 为斜压杆的有效作用面积, 其值可通过式(2)计算。

2.1 软化效应的近似处理

混凝土抗压强度软化系数 ζ 与主拉应变 ε_r 密切相关。Vecchio 等^[16] 建议 ε_r 的极值宜对应于跨越裂缝面钢筋屈服的情况, 故在软化拉-压杆模型中主拉应变可取各自拉杆屈服时混凝土的应变。根据文献[14]的试验研究, 拉杆屈服时 ε_d 的大小约为 -0.001, 因此 ε_r 根据式(28)计算后约为 0.005, 根据式(20)可得:

$$\zeta \approx 3.35 / \sqrt{f_c'} \leq 0.52 \quad (31)$$

2.2 拉-压杆系数 K 的确定

在受剪分析时节点区受力机构有四种组合方式, 依次为斜向机构、斜向机构-水平机构、斜向机构-竖向机构和完全机构。以下为不同组合方式下拉-压杆系数的确定方法。

若节点区无拉杆, 则斜压杆 C_d 仅由斜向机构提供, 如图 5 所示。则通过式(29)可得:

$$K_d = (-D)/(-D) = 1 \quad (32)$$

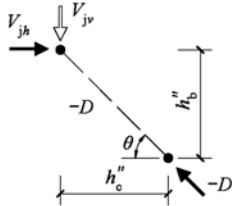


图 5 斜向机构受力示意
Fig. 5 Diagonal mechanisms

若软化拉-压杆模型包括如图 6 所示的斜向机构和水平机构组合受力时, 较为平缓的组合抗剪机构将会形成, 则斜压杆 C_d 可通过内力流确定。当配置足够水平钢筋时, 压杆将会达到抗压强度而拉杆仍在弹性范围内, 则拉-压杆系数为:

$$\bar{K}_h = \frac{(1 - \gamma_h) + \gamma_h}{(1 - \gamma_h) + \gamma_h \left(1 - \frac{\sin^2 \theta}{2}\right)} \geq 1 \quad (33)$$

水平拉杆平衡方程为:

$$\bar{F}_h = \gamma_h \times (\bar{K}_h \zeta f_c' A_{sr}) \times \cos \theta \quad (34)$$

当拉杆配筋不足时, 线性插值后的系数为:

$$K_h = 1 + (\bar{K}_h - 1) \times F_{yh} / \bar{F}_h \leq \bar{K}_h \quad (35)$$

同理, 若仅有竖向机构和斜向机构参与受剪, 则对应的计算式分别为:

$$\bar{K}_v = \frac{(1 - \gamma_v) + \gamma_v}{(1 - \gamma_v) + \gamma_v \left(1 - \frac{\cos^2 \theta}{2}\right)} \geq 1 \quad (36)$$

$$\bar{F}_v = \gamma_v \times (\bar{K}_v \zeta f_c' A_{sr}) \times \sin \theta \quad (37)$$

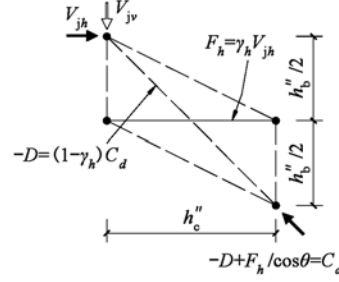


图 6 斜向机构-水平机构组合示意

Fig. 6 Diagonal mechanisms and horizontal mechanisms

$$K_v = 1 + (\bar{K}_v - 1) \times F_{yv} / \bar{F}_v \leq \bar{K}_v \quad (38)$$

若三种机构全部参与核心区受剪(图 7), 则拉-压杆系数为:

$$\bar{K} = \frac{R_d + R_h + R_v}{R_d + R_h \left(1 - \frac{\sin^2 \theta}{2}\right) + R_v \left(1 - \frac{\cos^2 \theta}{2}\right)} \geq 1 \quad (39)$$

为了简化过程, 拉-压杆系数近似为:

$$\begin{aligned} \bar{K} &= K_d + (\bar{K}_h - 1) + (\bar{K}_v - 1) \\ &= \bar{K}_h + \bar{K}_v - 1 \end{aligned} \quad (40)$$

同理, 拉杆配筋不足时, 此时拉-压杆系数约为:

$$\begin{aligned} K &= K_d + (K_h - 1) + (K_v - 1) \\ &= K_h + K_v - 1 \end{aligned} \quad (41)$$

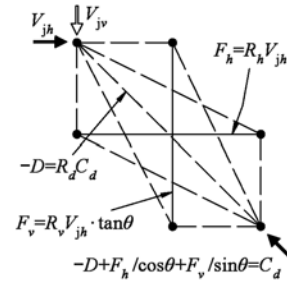


图 7 完全机构受力示意

Fig. 7 Complete mechanisms

3 试验验证

实际工程中非常规节点^[17] 的主要特征在于节点核心区两侧梁截面尺寸变化较大, 其受力特征明显不同于常规节点。应用软化拉-压杆模型方法对该类非规则节点进行受剪分析时, 可将节点区简化为矩形等效核心区。等效核心区宽度可取混凝土柱截面高度, 若上、下柱截面高度不等, 可取二者的平均值^[18]; 等效核心区的高度按式(42)计算。

$$h_{eq} = \frac{\rho_l}{\rho_l + \rho_r} h_l + \frac{\rho_r}{\rho_l + \rho_r} h_r \quad (42)$$

式中: h_{eq} 为等效核心区高度; h_l 为左梁截面高度; ρ_l 为左梁配筋率; h_r 为右梁截面高度; ρ_r 为右梁配筋

表 1 框架节点剪应力计算结果与试验结果对比

Table 1 Comparison of peak shear stress between test results and prediction results of frame joints

数据来源	节点类型	试件编号	混凝土强度 $f_{ck}(f'_c)/\text{MPa}$	ζ	柱截面尺寸 $b_c \times h_c/\text{mm}$	轴压比 n	$a_c /$ mm	屈服强度/MPa		$\theta/(\circ)$	节点剪应力/MPa		
								箍筋	纵筋		τ_T	τ_{SSTM}	τ_{GB}
文献[17]	中节点	WJ-1	39.18	0.520	260×260	0.125	92.53	391.4	393.1	61.2	5.25	5.22	5.04
		WJ-2	39.18	0.520	260×260	0.123	85.03	391.4	393.1	63.3	6.06	5.27	5.38
		WJ-3	39.18	0.520	260×260	0.166	101.71	391.4	393.1	59.2	5.82	5.56	5.05
		WJ-4	39.18	0.520	260×260	0.125	92.53	391.4	393.1	56.6	5.91	5.37	4.90
		WJ-5	39.18	0.520	260×260	0.166	101.71	391.4	393.1	55.2	5.83	5.69	4.92
		WJ-6	39.18	0.520	260×260	0.151	90.87	391.4	393.1	57.6	6.43	5.52	5.17
		J-7	33.81	0.520	260×260	0.230	115.76	355.9	458.8	59.1	7.49	6.58	6.72
		J-8	33.81	0.520	260×260	0.230	115.76	355.9	458.8	56.5	8.14	6.81	6.53
		J-9	33.81	0.520	260×260	0.230	115.76	355.9	458.8	53.9	7.48	7.01	6.33
		J-10	33.81	0.520	260×260	0.230	115.76	355.9	458.8	52.0	7.82	7.14	6.12
文献[19]	中节点	J3-5	37.20	0.520	200×340	0.159	113.04	321.6	387.0	54.3	5.85	5.67	4.45
	边节点	J1-1	37.20	0.520	200×320	0.169	126.04	321.6	356.6	57.1	4.22	4.60	4.54
		J1-2	37.20	0.520	200×320	0.169	126.04	321.6	356.6	63.0	4.53	4.03	4.82
		J1-3	37.20	0.520	200×320	0.169	126.04	321.6	356.6	57.1	4.69	4.70	5.06
		J2-4	37.20	0.520	200×360	0.150	136.04	321.6	356.6	59.9	4.04	4.17	4.64
文献[20]	中节点	I	24.70	0.520	250×250	0.226	110.53	277.5	353.8	56.7	4.15	3.43	
		I-1	27.20	0.520	250×250	0.204	105.85	301.1	366.0	56.7	4.16	3.63	
		I-2	31.95	0.520	250×250	0.173	99.26	301.1	366.0	56.7	5.10	3.97	
		SJ1-1	31.78	0.520	250×250	0.173	99.26	300.9	349.0	56.7	5.53	3.99	
		SJ1-2	34.48	0.520	250×250	0.180	100.75	300.9	349.0	56.7	5.82	4.36	
		SJ1-4	29.80	0.520	250×250	0.440	156.00	300.9	380.3	56.7	7.32	5.73	
		SJ2-2	28.40	0.520	250×250	0.174	99.48	300.9	349.0	56.7	6.17	4.29	
		SJ5-1	37.88	0.520	250×250	0.178	100.33	300.9	349.0	56.7	6.47	4.74	
		SJ-3	34.48	0.520	250×250	0.125	89.06	340.0	404.6	56.7	6.41	4.66	
		SJ-B	27.00	0.520	450×450	0.167	176.38	384.0	388.0	49.1	5.49	4.26	
文献[21]	中节点	J3-50	46.12	0.493	200×200	0.285	98.45	307.0	385.0	59.2	7.14	6.88	
		J4-50	47.40	0.487	200×200	0.361	111.37	307.0	385.0	59.2	7.83	7.72	
		J4-30	46.74	0.490	200×200	0.374	113.58	307.0	385.0	59.2	7.92	8.38	
		J5-80	46.71	0.490	200×200	0.467	129.39	307.0	405.0	59.2	8.80	8.45	
		J5-50	48.16	0.483	200×200	0.449	126.33	307.0	405.0	59.2	8.98	8.67	
		J6-50	43.60	0.507	200×200	0.514	137.38	307.0	405.0	59.2	8.29	8.93	
		J6-30	48.12	0.483	200×200	0.540	141.80	307.0	405.0	59.2	9.07	10.16	
		J7-50	48.42	0.481	200×200	0.636	158.12	307.0	405.0	59.2	8.98	10.58	
		J7-30	43.81	0.506	200×200	0.712	171.04	307.0	405.0	59.2	8.84	11.43	
		J8-50	49.45	0.476	200×200	0.744	176.48	307.0	405.0	59.2	9.22	11.79	
文献[22]	中节点	J-1	34.32	0.520	350×350	0.050	102.38	298.0	363.0	51.9	4.37	3.68	
		J-2	29.20	0.520	350×350	0.360	194.60	298.0	363.0	51.9	4.71	5.66	
		J-3	26.02	0.520	350×350	0.050	102.38	298.0	363.0	51.9	3.39	2.75	
		J-5	33.18	0.520	350×350	0.050	102.38	382.0	363.0	51.9	5.54	3.71	
		J-6	23.30	0.520	350×350	0.360	194.60	382.0	363.0	51.9	5.53	4.91	
		J-8	25.57	0.520	350×350	0.250	161.88	328.0	423.0	51.9	5.54	4.66	
		J-9	26.59	0.520	350×350	0.050	102.38	382.0	350.0	51.9	4.15	3.04	
		J-10	22.27	0.520	350×350	0.250	161.88	382.0	423.0	51.9	4.14	3.88	
		J-12	22.27	0.520	350×350	0.250	161.88	370.0	380.0	51.9	5.29	3.93	
		J-14	25.34	0.520	350×350	0.250	161.88	370.0	375.0	51.9	6.48	4.62	
文献[23]	中节点	ZHJ1	27.13	0.520	200×200	0.330	106.10	350.0	360.2	54.1	4.78	5.55	
		ZHJ2	27.13	0.520	200×200	0.330	106.10	350.0	360.2	54.1	4.72	4.95	
		ZHJ3	27.13	0.520	200×200	0.330	106.10	350.0	360.2	54.1	5.04	4.95	
		ZHJ4	27.36	0.520	200×200	0.330	106.10	350.0	360.2	54.1	6.91	4.99	
		ZHJ5	27.36	0.520	200×200	0.330	106.10	350.0	360.2	54.1	6.93	5.03	
		ZHJ6	27.36	0.520	200×200	0.330	106.10	350.0	360.2	54.1	7.07	5.36	
文献[24]	中节点	J-1a	27.36	0.520	200×200	0.330	106.10	350.0	380.0	54.1	6.78	4.99	
		J-2a	27.36	0.520	200×200	0.330	106.10	350.0	380.0	54.1	6.84	5.03	

续表 1 框架节点剪应力计算结果与试验结果对比

Cont. Table 1 Comparison of peak shear stress between test results and prediction results of frame joints

数据来源	节点类型	试件编号	混凝土强度 $f_{ck}(f'_c)/\text{MPa}$	ζ	柱截面尺寸 $b_c \times h_c/\text{mm}$	轴压比 n	$a_c /$ mm	屈服强度/MPa		$\theta/(\circ)$	节点剪应力/MPa			
								箍筋	纵筋		τ_T	τ_{SSTM}		
文献[24]	中节点	J-SY	27.36	0.520	200×200	0.250	115.63	276.0	380.0	46.9	4.08	4.50		
		J-1	29.41	0.520	200×200	0.330	106.10	350.0	380.0	54.1	6.78	5.33		
		J-2	46.02	0.494	200×200	0.126	71.42	227.4	380.0	54.1	5.05	4.97		
		J-3	29.41	0.520	200×200	0.126	71.42	227.4	380.0	54.1	5.81	3.41		
文献[25]	边节点	JD-2	31.36	0.520	252×305	0.201	128.36	315.5	412.6	54.5	4.39	4.26		
		JD-3	28.16	0.520	255×305	0.213	131.47	315.5	412.6	54.5	4.15	4.14		
		JD-4	28.16	0.520	255×305	0.215	131.99	315.5	412.6	54.5	4.21	4.15		
		JD-5	30.00	0.520	252×300	0.221	131.36	315.5	412.6	55.0	4.67	4.40		
		JD-6	30.00	0.520	251×303	0.220	132.41	315.5	412.6	54.7	4.83	4.42		
		HSRC-2	47.18	0.488	250×350	0.132	126.77	301.0	363.1	50.3	5.13	5.65		
文献[26]	边节点	HSRC-3	49.54	0.476	250×350	0.124	124.39	301.0	363.1	50.3	6.89	5.68		
		HSRC-4	36.93	0.520	250×350	0.180	141.05	301.0	363.1	50.3	3.77	5.59		
		A1	18.55	0.520	300×300	0.200	126.00	475.0	356.0	35.0	5.13	3.39		
文献[27]	中节点	H-1	17.10	0.520	250×300	0.280	146.40	244.9	356.9	55.0	3.21	2.49		
		H-2	17.10	0.520	250×300	0.280	146.40	244.9	356.9	55.0	3.72	2.82		
		H-3	17.10	0.520	250×300	0.280	146.40	244.9	356.9	55.0	3.76	2.82		
文献[28]	边节点	SC-1A	10.64	0.520	250×250	0.436	155.15	269.5	269.5	60.3	3.11	2.48		
		SC-1B	10.64	0.520	250×250	0.226	110.53	269.5	269.5	60.3	2.51	1.77		
		SC-2A	12.92	0.520	250×250	0.317	129.86	269.5	269.5	60.3	3.21	2.52		
		SC-2B	15.95	0.520	250×250	0.123	88.64	269.5	269.5	60.3	2.68	2.13		
文献[29]	中节点	BJ-2	38.76	0.520	310×310	0.200	130.20	316.3	392.9	51.3	5.45	5.42		
		BJ-3	25.84	0.520	310×310	0.500	209.25	316.3	392.9	51.3	5.30	5.80		
文献[30]	边节点	X1	34.30	0.520	362×362	0.050	105.89	352.0	414.0	51.7	6.40	4.51		
		X2	33.60	0.520	362×362	0.060	108.96	352.0	414.0	51.7	6.70	4.59		
		X3	31.00	0.520	362×362	0.050	105.89	352.0	345.0	51.7	5.36	4.50		
文献[31]	中节点	J1	25.60	0.520	300×300	0.080	95.40	367.0	374.0	47.7	4.32	2.77		
		J2	24.00	0.520	300×300	0.080	95.40	367.0	374.0	47.7	4.48	2.75		
		J3	24.00	0.520	300×300	0.080	95.40	367.0	374.0	47.7	4.97	3.05		
		J4	25.70	0.520	300×300	0.230	133.65	367.0	374.0	47.7	4.22	3.80		
		J5	28.70	0.520	300×300	0.070	92.85	367.0	374.0	47.7	5.04	3.15		
		J6	28.70	0.520	300×300	0.070	92.85	367.0	374.0	47.7	3.70	3.85		
		C1	25.60	0.520	300×300	0.080	95.40	324.0	422.0	47.7	5.40	4.12		
		C2	25.60	0.520	300×300	0.080	95.40	324.0	422.0	47.7	5.36	4.50		
		C3	25.60	0.520	300×300	0.080	95.40	324.0	422.0	47.7	5.08	4.50		
		文献[32]	中节点	U1	26.2	0.520	331×458	0.400	270.22	409.0	457.0	46.7	5.38	5.66
U2	41.8			0.518	331×458	0.250	211.83	409.0	449.0	46.7	7.87	7.29		
U3	26.6			0.520	331×458	0.390	266.33	409.0	402.0	46.7	6.03	5.80		
U4	36.1			0.520	458×331	0.290	164.34	409.0	449.0	57.0	7.17	5.60		
U5	35.9			0.520	331×458	0.040	130.07	409.0	449.0	46.7	7.57	4.79		
U6	36.8			0.520	331×458	0.480	301.36	409.0	449.0	46.7	8.15	7.84		
U7	37.2			0.520	458×331	0.460	212.17	409.0	449.0	57.0	7.24	6.77		
U12	35.2			0.520	331×458	0.300	231.29	423.0	449.0	46.7	9.58	6.47		
U13	41.3			0.519	331×458	0.250	211.83	409.0	449.0	46.7	7.66	7.66		
U14	33.2			0.520	458×331	0.310	169.97	409.0	449.0	57.0	7.59	6.43		
文献[33]	中节点			U11	35.9	0.520	458×458	0.040	130.07	336.0	423.0	55.1	4.22	4.26
				U12	34.6	0.520	458×458	0.040	130.07	336.0	423.0	55.1	4.21	4.09
文献[34]	中节点			B1	27.9	0.520	458×458	0.050	133.97	346.0	427.0	55.1	5.83	4.64
				B2	31.5	0.520	458×458	0.440	285.79	398.0	427.0	55.1	5.84	6.19
文献[35]	中节点	A1	40.2	0.520	220×220	0.080	69.96	291.0	644.0	52.9	5.25	4.49		
		A2	40.2	0.520	220×220	0.080	69.96	291.0	388.0	52.9	4.87	4.51		
		A3	40.2	0.520	220×220	0.230	98.01	291.0	644.0	52.9	5.25	5.36		
		A4	40.2	0.520	220×220	0.230	98.01	291.0	388.0	52.9	5.35	5.63		
文献[36]	中节点	LJ3	31.1	0.520	343×457	0	114.25	400.0	470.0	38.0	4.61	3.52		
		LJ4	34.3	0.520	343×457	0	114.25	400.0	470.0	38.0	5.03	3.81		
文献[37]	中节点	BC3	27.4	0.520	305×254	0	63.50	414.0	448.0	53.9	5.08	3.76		
		BC4	27.2	0.520	356×254	0	63.50	414.0	448.0	53.9	5.11	3.97		

注： τ_T 为试验结果； τ_{SSTM} 为软化拉-压杆模型方法计算结果； τ_{GB} 为现行混凝土结构设计规范建议方法计算结果。

率。对于边节点,等效核心区高度可取框架梁截面高度。

基于软化拉-压杆模型对国内外已完成试验研究的110个框架节点试件^[17,19-38]进行受剪分析,峰值剪应力计算结果见表1,相应的统计结果见表2。限于篇幅,试件配筋及其它信息详见文献[1]。

从表1和表2可以看出,软化拉-压杆模型计算结果与试验结果吻合较好,其中15个变梁中节点模型计算结果与现行混凝土结构设计规范^[39]建议方法计算结果相吻合。

表2 试验结果与模型计算结果比值的统计情况
Table 2 Statistical results of prediction values using SSTM

地区	类型	数量	τ_T/τ_{SSTM} 平均值	方差
国内	中节点	59	1.163	0.203
	边节点	17	1.051	0.168
国外	中节点	34	1.222	0.218
总计	—	110	1.169	0.208

4 结论

(1)基于软化拉-压杆模型,建立了钢筋混凝土框架节点等效核心区在剪、压复合荷载作用下的受剪分析模型。通过国内外110个框架节点试件试验结果与软化拉-压杆模型计算结果进行对比分析,结果表明:试验值与模型计算得到的节点受剪承载力的平均比值为1.169,方差为0.208,吻合较好。

(2)与现行混凝土结构设计规范中框架节点受剪承载力的半经验计算方法相比,软化拉-压杆模型有明确的力学模型,合理地反映框架节点的受力机理,可用于钢筋混凝土各类框架节点的受剪承载力计算。

参 考 文 献

[1] 吴涛,刘伯权,邢国华. 钢筋混凝土框架变梁异型节点抗震[M]. 北京:科学出版社,2010. (Wu Tao, Liu Boquan, Xing Guohua. Seismic behavior of reinforced concrete frame joints with different depth beams[M]. Beijing:Science Press,2010. (in Chinese))

[2] 贡金鑫,魏巍巍,赵尚传. 现代混凝土结构基本理论及应用[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2009. (Gong Jinxin, Wei Weiwei, Zhang Shangchuan. Basic theory and application of modern concrete structures[M]. Beijing:China Architecture & Building Press, 2009. (in Chinese))

[3] Schlaich J, Schäfer K, Jennewein M. Toward a consistent design of structural concrete[J]. PCI Journal, 1987, 32(3):74-150.

[4] Ali M A, White R N. Automatic generation of truss model for optimal design of reinforced concrete structures[J]. ACI Structural Journal, 2001, 98(4):431-442.

[5] Yun Y M. Nonlinear strut-tie model approach for structural concrete[J]. ACI Structural Journal, 2000, 97(4):581-590.

[6] Foster S J, Malik A R. Evaluation of efficiency factor models used in strut-and-tie modeling of nonflexural members[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2002, 128(5):569-577.

[7] 刘钊,吕志涛,惠卓,等. 拉压杆模型在混凝土梁桥中应用与研究进展[J]. 中国工程科学,2008, 10(10):14-21. (LIU Zhao, LÜ Zhitao, HUI Zhuo, et al. Review of application and research of strut-and-tie models for concrete bridges[J]. Engineering Science, 2008, 10(10):14-21. (in Chinese))

[8] Hwang S J, Lee H J. Analytical model for predicting shear strengths of interior reinforced concrete beam-column joints for seismic resistance[J]. ACI Structural Journal, 2000, 97(1):35-44.

[9] Hwang S J, Lee H J. Analytical model for predicting shear strengths of exterior reinforced concrete beam-column joints for seismic resistance[J]. ACI Structural Journal, 1999, 96(5):846-857.

[10] Hwang S J, Lu W Y, Lee H J. Shear strength prediction for deep beams[J]. ACI Structural Journal, 2000, 97(3):367-376.

[11] Paulay T, Priestley M N J. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings[M]. New York:John Wiley & Sons,1992.

[12] Schäfer K. Strut-and-tie models for the design of structural concrete[R]. Taiwan: Cheng Kung University, 1996, 32(10):1376-1381.

[13] Zhang L X, Hsu Thomas T C. Behavior and analysis of 100MPa concrete membrane elements[J]. Journal of the Structural Division, ASCE, 1998, 124(1):24-34.

[14] Hwang S J, Lu W Y, Lee H J. Shear strength prediction for reinforced concrete corbels[J]. ACI Structural Journal, 2000, 97(4):543-552.

[15] Zhang L, Jirsa J O. A study of shear behavior of reinforced concrete beam-column joints[R]. PMFSEL Report No. 82-1. Austin: University of Texas, 1982.

[16] Vecchio F J, Collins M P. Compression response of cracked reinforced concrete[J]. Journal of the Structural Division, ASCE, 1993, 119(12):3590-3610.

[17] 吴涛,邢国华,刘伯权,等. 钢筋混凝土框架变梁中节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2010, 31(10):98-106. (WU Tao, XING Guohua, LIU Boquan, et al. Experimental research on seismic behavior of irregular joints in RC frame structure[J]. Journal of

- Building Structures, 2010, 31 (10): 98-106. (in Chinese))
- [18] Joh O, Goto Y, Shibata T. Behavior of reinforced concrete beam-column joints with eccentricity[C]//Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance. SP123-12. Farmington Hills, MI, USA: ACI, 1991: 359-378.
- [19] 白国良,李红星,朱佳宁. 钢筋混凝土框架异型节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2004, 25 (4):8-14. (BAI Guoliang,LI Hongxing,ZHU Jianing. Experimental study on seismic behavior of abnormal joints of reinforced concrete frame[J]. Journal of Building Structures, 2004, 25 (4): 8-14. (in Chinese))
- [20] 框架节点专题研究组. 低周反复荷载作用下钢筋混凝土框架梁柱节点核心区抗剪强度的试验研究[J]. 建筑结构学报,1983, 4 (6):1-17. (Research Group on Frame Joints. Shear strength of reinforced concrete beam-column joints under low reversed cyclic loading [J]. Journal of Building Structures,1983, 4 (6):1-17. (in Chinese))
- [21] 赵成文,张殿惠,王天锡,等. 反复荷载下高强混凝土框架内节点抗震性能试验研究[J]. 沈阳建筑工程学院学报,1993, 9 (3):260-268. (ZHAO Chenwen, ZHANG Dianhui, WANG Tianxi, et al. Experimental study on the aseismic property of the beam-column joints in high-strength concrete frame under alternating load[J]. Journal of Shenyang Architectural and Civil Engineering Institute, 1993, 9 (3): 260-268. (in Chinese))
- [22] 傅剑平. 钢筋混凝土框架节点抗震性能与设计方法研究[D]. 重庆:重庆大学,2002. (Fu Jianping. Seismic behaviour and design of joints in a reinforced concrete frame[D]. Chongqing: Chongqing University, 2002. (in Chinese))
- [23] 吕西林,郭子雄,王亚勇. RC 框架梁柱组合件抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2001, 22 (1):2-7. (LU Xilin, GUO Zixiong, WANG Yayong. Experimental study on seismic behavior of beam-column subassemblages in RC frame[J]. Journal of Building Structures,2001, 22 (1):2-7. (in Chinese))
- [24] 余琼,吕西林,陆洲导. 框架节点反复荷载下的受力性能研究[J]. 同济大学学报:自然科学版,2004, 32 (10):1376-1381. (YU Qiong,LU Xilin, LU Zhoudao. Research on frame's joint property under low frequency reversed load[J]. Journal of Tongji University: Natural Science,2004,32 (10):1376-1381. (in Chinese))
- [25] 方根生,欧阳林. 低周反复荷载下钢筋混凝土框架边节点抗剪强度的试验研究[J]. 西南交通大学学报,1990, 76 (2):33-38. (FANG Gensheng, OU Yanglin. Shear strength of exterior joints of reinforced concrete frames subjected to low cyclic loading[J]. Journal of Southwest Jiaotong University,1990, 76 (2):33-38. (in Chinese))
- [26] 刘翠兰,肖良丽,彭建. 高强混凝土框架边节点抗震性能分析[J]. 甘肃工业大学学报,2002, 28 (4):96-99. (LIU Cuilan, XIAO Liangli, PENG Jian. Analysis of anti-seismic capability of peripheral joints in high-strength concrete frame[J]. Journal of Gansu University of Technology, 2002, 28 (4):96-99. (in Chinese))
- [27] 季韬,钱在兹,庄一舟. 配筋钢纤维混凝土宽扁梁柱节点抗震性能的试验研究[J]. 浙江大学学报:工学版,2000, 34 (4):388-392. (JI Tao, QIAN Zaizi, ZHUANG Yizhou. An experimental investigation on earthquake resistance behavior of steel fiber reinforced concrete wide flat beam-column joints [J]. Journal of Zhejiang University: Engineering Science, 2000, 34 (4):388-392. (in Chinese))
- [28] 唐九如,冯纪寅,庞同和. 钢筋混凝土框架梁柱节点核心区抗剪强度试验研究[J]. 东南大学学报:自然科学版,1985, 15 (4): 61-74. (TANG Jiuru, FENG Jiyin, PANG Tonghe. Experimental study of shear strength of R/C beam-column joint cores[J]. Journal of Southeast University: Natural Science Edition, 1985, 15 (4):61-74. (in Chinese))
- [29] 抗震节点研究小组. 不同柱梁强度比的梁柱节点的抗震性能[J]. 建筑结构,1980, 10 (1):17-21. (Research Group on Seismic Joints. Seismic behavior of beam-column joints with different ratios of column-to-beam strength[J]. Building Structures,1980, 10 (1): 17-21. (in Chinese))
- [30] 郭慧英. 轴压力对节点抗震性能的影响和框架边节点的抗剪强度[D]. 天津:天津大学,1999. (Guo Huiying. Study on axial load influence on seismic behavior of beam-column joints and the shear strength of exterior joints in frame structure [J]. Tianjin: Tianjin University, 1999. (in Chinese))
- [31] Durrani A J, Wight J K. Behavior of interior beam-to-column connections under earthquake-type loading[J]. ACI Structural Journal, 1985, 82(3):343-349.
- [32] Otani S, Kitayama K, Aoyama H. Reinforced concrete interior beam-column joints under simulated earthquake loading [C]//US-New Zealand-Japan Seminar on Design of Reinforced Concrete Beam-Column Joints. Monterey: New Zealand National Society Earthquake, 1984.
- [33] Meinheit D F, Jirsa J O. The shear strength of reinforced concrete beam-column joints[R]. Technical Report, CESRL, Report No. 77-1. Austin:University of Texas, 1977.
- [34] Beckingsale C W. Post elastic behavior of reinforced concrete beam-column joints[D]. Christchurch:

- University of Canterbury, 1980.
- [35] Birss G R. The elastic behavior of earthquake resistant reinforced concrete interior beam-column joints [R]. Technical Report Research Report No.78-13. Christchurch: University of Canterbury, 1978.
- [36] Fujii S, Morita S. Comparison between interior and exterior RC beam-column joint behavior[J]. Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance, SP123-6, ACI, 1991, 145-165.
- [37] Abrams D P. Scale relations for reinforced concrete beam-column joints[J]. ACI Structural Journal, 1987, 84(6):502-512.
- [38] Leon R T. Shear strength and hysteretic behavior of interior beam-column joints[J]. ACI Structural Journal, 1990, 87(1):3-11.
- [39] GB 50010—2011 混凝土结构设计规范[S]. (GB 50010—2011 Code for design of concrete structures [S]. (in Chinese)