

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2014.03.016

纤维增强混凝土梁柱节点受剪承载力计算模型

王英俊, 梁兴文, 李方圆, 王海

(西安建筑科技大学 土木工程学院, 西安 710055)

摘要:普通混凝土梁柱节点由于节点区配箍率大、钢筋拥挤而施工不便。纤维增强混凝土材料(FRC)开裂后具有较强的桥接能力因而抗拉性能较好,可以替代部分或全部箍筋。基于前人对钢筋混凝土梁柱节点抗力机制的研究,提出了节点核心区采用FRC材料节点的计算模型,即斜压杆机制和软化桁架机制承担的水平剪力按一定比例组合的计算模型。将该计算模型节点受剪承载力计算值与试验值进行比较,结果表明:对低轴压比的试件,稍有保守,对高轴压比的试件,二者吻合较好。基于该计算模型的节点受剪承载力计算方法既可以进行节点核心区受剪承载力计算,还可以分别验算节点核心区FRC抗压强度和水平配箍率是否满足设计要求,具有较好的实用性。

关键词:梁柱节点;纤维增强混凝土;斜压杆机制;软化桁架机制

中图分类号:TU375.4 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2014)03-0099-07

Analysis of Fiber Reinforced Concrete Beam-Column Joints Model

Wang Yingjun, Liang Xingwen, Li Fangyuan, Wang Hai

(School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture & Technology, Xi'an 710055, P. R. China)

Abstract: Due to the large stirrup ratio and reinforcement congest in beam-column joints, the ordinary reinforced concrete beam-column joints take inconvenience to construction. Cracked fiber reinforced concrete (FRC) has strong bridge ability and better tensile performance so that it can replace part or all of the stirrups. Based on previous researches on resistance mechanism of reinforced concrete joints, a new model using FRC materials in the core zone of beam-column joints is presented. It is a kind of model in which horizontal shear supported by the diagonal strut mechanism and softening truss mechanism with a certain percentage. The calculation results of the model is compared with the existing test results. It is a bit conservative to specimens with low axial load ratio. However, the results are in line with the specimens with high axial load ratio. Therefore, the results totally demonstrate the rationality of the proposed model in this paper. Meanwhile, according to the proposed model, the shear capacity of beam-column joints can be not only calculated, it also check whether FRC compressive strength in core zone of joints and horizontal stirrup ratio meets design requirements, which has a higher practicability.

Key words: beam-column joints; high performance fiber reinforced concrete (FRC); the diagonal strut mechanism; the softening truss mechanism

在框架及框架-剪力墙结构中,梁柱节点是保证结构整体稳定性和承载能力的重要部位,其破坏类型影响整栋建筑物的抗震性能,一般设计为“强节

点,弱构件”使其满足抗震要求。梁柱节点应变分布不符合贝努利平面应变分布假定,内部应力分布复杂且出现应力集中现象,许多学者对此进行了研究,

收稿日期:2013-03-07

基金项目:国家自然科学基金(81278402、51078305),长江学者和创新团队发展计划(PCSIRT)

作者简介:王英俊(1983-),女,博士生,主要从事超限复杂高层建筑结构研究,(E-mail)yingzikd@126.com;

梁兴文(通信作者),男,教授,博士生导师,(E-mail)liangxingwen2000@163.com。

如美国和日本采用混凝土斜压杆机制预测节点的剪切强度;新西兰采用斜压杆机制和桁架机制进行预测;Choi 和 Lee^[1]在新西兰规范的基础上,考虑了混凝土的软化效应对节点进行分析;中国学者采用软化拉-压杆模型对节点受剪承载力进行了一些研究^[2-3]。

采用普通混凝土仍然克服不了节点核心区配箍率大的缺点,一些学者寻找可替代的材料解决此问题。纤维增强混凝土材料(FRC)^[4]克服了普通混凝土材料在拉伸荷载下的软化性能,呈现出类似于金属材料的准应变硬化特征,具有优良的韧性和高能量吸收能力,已经应用在桥面修补、堤坝加固、结构潜在的塑性铰区(连梁端部和剪力墙底部等)和受弯构件的受拉区,均取得良好的效果。试验研究^[5-7]表明:FRC用在节点区,可以部分取代或完全取代箍筋的抗剪作用,减少箍筋的拥挤现象,对节点的延性和耗能能力都有极大的提高,且具有良好的社会效益。基于 FRC 优良的性能,本文提出了一种在节点核心区及梁、柱端部采用 FRC 材料新型节点的节点受剪承载力计算模型,即将斜压杆机制和软化桁架机制对节点受剪承载力的贡献按一定比例进行组合的计算模型。

1 梁柱节点核心区受力分析

在地震作用下,梁柱节点核心区周围受到来自梁端、柱端弯矩、剪力和轴力的共同作用,受力状态如图 1 所示。在此受力状态下,节点核心区一个对角线方向受拉,另一个对角线方向受压,形成一个斜压杆受力机制,如图 2 所示。当作用外力较小时,节点及梁、柱端部均处于弹性阶段,钢筋基本上未受力或受力较小,外部传来的荷载基本上由 FRC 组成的斜压杆机制承担;随着外力逐渐增大,由梁柱纵筋、箍筋及节点剪力形成的软化桁架机制开始承担一部分外力作用,由于梁纵筋的屈服渗透和粘结退化,二者分担的剪力可能会随荷载增大而发生一些变化^[8],当其中一部分抗力不能满足要求时,节点将发生破坏。

2 梁柱节点抗剪机制分析

根据圣·维南原理,梁柱节点区应属于 D 区(应变分布不符合线性分布的区域),此区域应力传力机制十分复杂,一般简化为斜压杆机制、软化桁架机制及 2 种机制的综合 3 种形式。笔者采用 2 种机制的综合形式,将 2 种机制按照一定的比例进行组合建立计算模型。

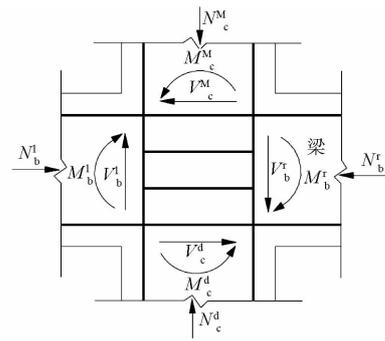


图 1 节点受到的外力

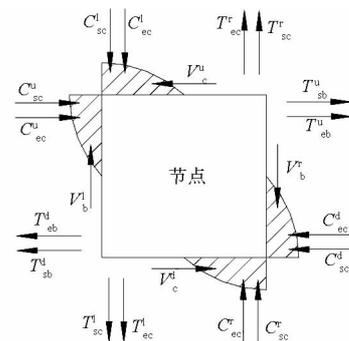


图 2 节点区受力分析

2.1 基本假定

由于节点核心区受力复杂,为了便于分析,需做如下假定:

1)与节点相邻的梁或柱对节点核心区产生压力的合力由 FRC 斜压杆机制承担。斜压杆机制是利用节点核心区对角线上 FRC 形成的斜压杆来抵抗外部压力而形成的机制,根据轴压比及外荷载的不同,斜压杆受压区范围的大小也不同。经过对节点核心区混凝土斜压杆机制的研究^[9],节点内斜压杆机制存在主压杆、次压杆、竖向压杆和水平压杆机制,如图 3 所示。主压杆机制在整个受力机制中占绝大部分,其他机制所占份量较少,可以忽略不计,因此,对斜压杆机制进行简化,简化后的受力机制如图 4 所示。

2)通过节点区的梁、柱纵筋的拉力、压力、FRC 拉力以及节点剪力均由软化桁架机制承担,节点剪力的其余部分由水平箍筋和 FRC 拉力承担,只承受剪应力,不承受正应力,如图 5 所示。由于 PVA 纤维具有较强的桥接能力,FRC 开裂后仍能承受一定的荷载,裂缝开裂模式为多重裂纹的稳态开裂,且拉伸时出现准应变硬化现象,在结构中具有一定的抗拉能力^[4],当其达到极限拉应变时,FRC 拉杆退出工作。在进行各杆件变形分析时,可将结点视为一个理想铰,忽略其尺寸效应。

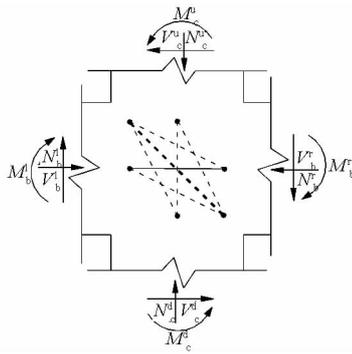


图3 简化前斜压杆模型

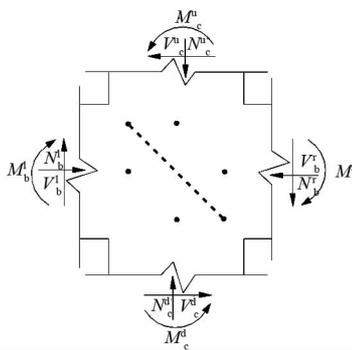


图4 简化后斜压杆模型

3)节点核心区的压力由斜压杆内的FRC压力和桁架机制内FRC的压力组成,考虑轴压比的影响,二者按一定的比例组合,使其只承受压力,不承受剪力。

4)假定钢筋与FRC粘结良好,忽略纵筋的销栓作用。节点内斜向压力由桁架机制和斜压杆机制共同承担,假设FRC与钢筋之间有良好的协调变形能力,故不考虑钢筋与FRC之间的相对滑移和FRC收缩、徐变的影响;假定作用在软化桁架机制和斜压杆机制截面上的拉应力和压应力为均匀分布。

5)在桁架机制中,FRC主压应力方向与斜裂缝的方向是一致的,且方向角不变。

2.2 基本方程的建立

1)斜压杆机制承担的水平剪力 V_{ch} 按式(1)计算。

$$V_{ch} = \sigma_d (b_j \times a_n) \cos \alpha \quad (1)$$

式中: σ_d 为斜压杆内FRC的主压应力; α 为斜压杆与水平轴的角度,取为 $\alpha = \arctan(h_b/h_c)$, h_b 、 h_c 分别为梁截面和柱截面高度; b_j 为节点水平截面的有效宽度,按规范^[10]取值; a_n 为斜压杆的宽度,取为 $a_n = \sqrt{a_b^2 + a_c^2}$; a_b 为梁截面的受压区高度,由于达到极限荷载时,梁截面受压区高度因中和轴的上移而不断减小,为了计算简便,取为 $h_b/5$ ^[11]; a_c 为柱截面受压区

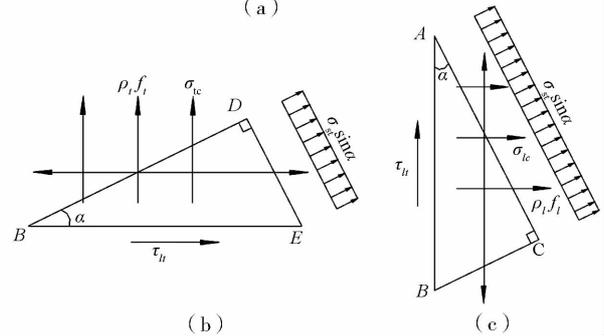
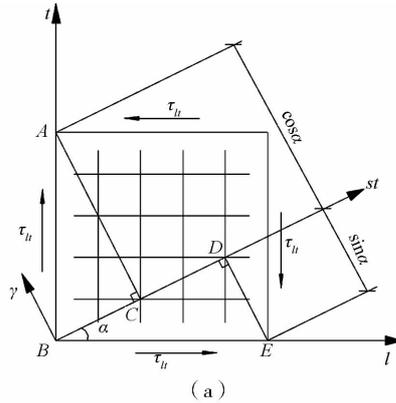


图5 梁柱节点软化桁架模型应力

高度,按式(2)取值^[12]。

$$a_c = (0.25 + 0.85n)h_c \quad (2)$$

式中: n 为柱的轴压比, $n = \frac{N}{A_c f_c}$; f_c 为FRC的抗压强度; A_c 为柱截面的总面积。

为了安全起见,本文将斜压杆宽度 a_n 偏保守地取柱截面受压区高度 a_c 。

2)桁架机制承担的水平剪力 V_{sh}

隔离体 $\triangle BDE$ 的应力分布如图5(b)所示,由平衡条件得

$$\sigma_{st} \sin^2 \alpha + \sigma_{tc} + \rho_t f_t = 0 \quad (3)$$

$$\sigma_{st} \sin \alpha \cos \alpha + \tau_h = 0 \quad (4)$$

隔离体 $\triangle ABC$ 的应力分布如图5(c)所示,由平衡条件得

$$\sigma_{st} \cos^2 \alpha + \sigma_{lc} + \rho_l f_l = 0 \quad (5)$$

$$\sigma_{st} \cos \alpha \sin \alpha + \tau_h = 0 \quad (6)$$

式中: σ_{st} 为桁架机制在节点核心区斜压杆中产生的压应力; σ_{tc} 、 σ_{lc} 分别为节点核心区 t 方向和 l 方向的FRC拉应力,MPa; τ_h 为作用于节点的剪应力; ρ_t 、 ρ_l 分别为节点核心区 t 方向和 l 方向的钢筋面积配筋率; f_t 、 f_l 分别为节点核心区 t 方向和 l 方向的钢筋抗拉强度。

由式(3)~(6)可得

$$\rho_t = \frac{-\sigma_{tc} + \tau_h \tan \alpha}{f_t} \quad (7)$$

$$\rho_l = \frac{-\sigma_{lc} + \tau_{lt} \cot \alpha}{f_l} \quad (8)$$

$$\tau_{lt} = -\sigma_{st} \cos \alpha \sin \alpha \quad (9)$$

由式(7)、(8)可分别求得 t 、 l 方向钢筋的面积配筋率。

根据式(9),并对剪应力 τ_{lt} 取绝对值,可得由桁架机制承担的水平剪力 V_{sh} ,即

$$V_{sh} = |\tau_{lt}| (b_j \times h_c) = \sigma_{st} \cdot (b_j \times h_c) \cos \alpha \sin \alpha \quad (10)$$

节点核心区的强度条件为

$$\sigma_c = \sigma_d + \sigma_{st} \leq \nu f_c \quad (11)$$

式中: σ_c 为节点核心区 FRC 总压应力,MPa; ν 为考虑节点核心区在拉、压应力状态下 FRC 受压强度的降低系数,文献^[13]对梁柱边节点取为 0.9,文献^[14]取混凝土的软化系数为 $0.6(1 - f_c/250)$,笔者建议采用 Nielsen 提出的系数^[15],即

$$\nu = 0.80 - \frac{f'_c}{200} \quad (12)$$

式中 f'_c 为混凝土圆柱体抗压强度,MPa。

对于 C30~C50 级混凝土,由于 $f'_c = 0.818f'_{c,m}$, $f'_{c,m} = 0.8f_{cu,m}$, $f_{c,m} = 0.76f_{cu,m}$,则 $f'_c = 0.86f_{c,m}$,其中, $f'_{c,m}$ 为混凝土圆柱体抗压强度平均值, $f_{cu,m}$ 为混凝土立方体抗压强度平均值, $f_{c,m}$ 为混凝土轴心抗压强度平均值,则式(12)应改为

$$\nu = 0.80 - \frac{f_{c,m}}{232} \quad (13)$$

当预测节点受剪承载力并与试验值进行比较时,应按式(13)确定 ν 。当进行节点受剪承载力设计时,应采用混凝土轴心抗压强度设计值 f_c ,式(13)应改为

$$\nu = 0.80 - \frac{f_c}{133} \quad (14)$$

3)梁柱节点内水平剪力 V_{jh} 的分配

节点核心区的水平剪力由斜压杆机制与桁架机制各自承担的剪力组成,即

$$V_{jh} = V_{ch} + V_{sh} \quad (15)$$

关于斜压杆机制与桁架机制所分担的剪力,文献^[8]认为,在梁端屈服后,由于梁纵筋的屈服渗透和粘结退化,节点中桁架机制的抗剪作用逐步衰减,斜压杆机制的抗剪作用逐步增强。Noguchi 和 Kasiwazaki^[16]基于试验研究评估了混凝土斜压杆机制对梁柱节点剪切承载力的贡献,认为斜压杆机制的抗压区域随轴压比的增大而增加。因此,梁柱节点的斜压杆模型和桁架模型各自承担剪力的比例关系,可采用式(16)、(17)计算:

$$\lambda_1 = \frac{V_{ch}}{V_{jh}} = 0.3(1 + 3.5n) \quad (16)$$

$$\lambda_2 = \frac{V_{sh}}{V_{jh}} = 0.35(2 - 3n) \quad (17)$$

式中: λ_1 为斜压杆机制承担的水平剪力在总剪力中所占的比例; λ_2 为桁架机制承担的水平剪力在总剪力中所占的比例。

由式(1)、(10)、(11)和式(14)~(16),可求出节点的水平受剪承载力为

$$V_{jh} = \frac{\nu \cdot f_c (b_j \times h_c \times a_a) \cos \alpha \sin \alpha}{0.35(2 - 3n)a_a + 0.3(1 + 3.5n)h_c \sin \alpha} \quad (18)$$

4)梁柱节点区的水平剪力

在梁柱节点及其梁柱端塑性铰区均采用 FRC,因此节点周围应考虑 FRC 的拉应力。在框架结构侧移比较大时,框架梁端邻近节点核心处会形成塑性铰。节点将承受两侧塑性铰区梁受拉钢筋达到屈服并超强及 FRC 拉应力所产生的剪力,则此时节点核心区的水平剪力 V'_{jh} 为

$$V'_{jh} = \frac{M'_b + M_b}{h_{b0} - a'_s} \left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b}\right) \quad (19)$$

式中: M'_b 和 M_b 分别为节点核心区左、右梁端处的弯矩; H_c 为柱上、下反弯点间的距离; h_b 、 h_{b0} 分别为梁截面高度和有效高度; a'_s 为梁截面受压区纵向钢筋合力点至截面受压边缘的距离。

3 计算步骤

按下述步骤计算其受剪承载力:

1)按式(19)计算节点需要承担的水平剪力 V'_{jh} 。

2)在式(18)中,令 $V_{jh} = V'_{jh}$,可求出节点核心区所需要的 FRC 抗压强度 f_c 最小值,即

$$\nu \cdot f_c = \frac{0.35(2 - 3n)a_a + 0.3(1 + 3.5n)h_c \sin \alpha}{(b_j \times h_c \times a_a) \cos \alpha \sin \alpha} V'_{jh} = \omega \quad (20)$$

式(20)中的 ν 应按式(14)计算。

3)由式(8)计算节点核心区所需要的水平箍筋配筋率,桁架机制只承担剪应力,不承担正应力。式(8)中, $\alpha = \arctan(h_b/h_c)$, $\tau_{lt} = V'_{sh}/b_j h_c$, $\sigma_{lc} = \sigma_t$, $f_l = f_{yv}$, $\rho_l = \rho_{svj}$,则由式(8)可得节点核心区所需要的水平箍筋配筋率 ρ_{svj} 为

$$\rho_{svj} = \frac{-\sigma_t + V'_{jh} \cot \alpha / b_j h_c}{f_{yv}} \quad (21)$$

式中: f_{yv} 为水平箍筋的抗拉强度; σ_t 为 FRC 抗拉强度。

4 试验验证

文献[17]~[19]分别给出了2、4和7组共13个试验数据,试件设计符合《混凝土结构设计规范》(GB 50011-2002)和《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2001)的相关要求。文献[17]和[18]的梁截面尺寸均为150 mm×300 mm,采用4根直径为20 mm的HRB335钢筋,配筋率为2.8%;柱截面尺寸均为250 mm×200 mm,采用6根直径为16 mm的HRB335钢筋,配筋率为2.41%;试件HJ基体材料的轴心抗压强度和抗拉强度见表1。文献[19]的梁截面尺寸均为150 mm×300 mm,采用6根直径为18 mm的HRB400钢筋,配筋率为3.4%;柱截面尺寸均为250 mm×250 mm,采用4根直径为18 mm的HRB400钢筋,配筋率为1.6%;纤维均采用日本生产的聚乙烯醇(PVA)纤维,体积掺入率为2%,基体材料的抗压强度和抗拉强度见表1。

13个试件节点区均发生剪切破坏,其中, V_{jh} 为节点核心区受剪承载力试验值, V_{jh}^* 为按本文方法所得的节点受剪承载力计算值, V_{jg} 为按规范[10]计算的节点受剪承载力。现对表1的数据分析如下。

1)在基体材料强度和轴压比相同的情况下,仅改变箍筋间距,可见:

①对文献[18]的4个试件,当节点核心区箍筋间距由150 mm(试件UJ1,面积配箍率 $\rho_{sv} = 0.268\%$)减小到75 mm(试件UJ3, $\rho_{sv} = 0.537\%$)

时,配箍率增加100%,最大承载力仅增加2.64%,延性系数增加12%;而由75 mm(试件UJ3)减小到50 mm(试件UJ4, $\rho_{sv} = 0.805\%$)时,配箍率增加50%,最大承载力仅增加3.25%,延性系数反而减小2.85%。

②对文献[19]的7个试件,节点核心区箍筋间距由150 mm(试件FRCJ4,面积配箍率 $\rho_{sv} = 0.152\%$)减小到100 mm(试件FRCJ6, $\rho_{sv} = 0.228\%$)时,配箍率增加50%,最大承载力减小6.85%,延性系数不变;而由100 mm(试件FRCJ6)减小到60 mm(试件FRCJ7, $\rho_{sv} = 0.380\%$)时,配箍率增加67%,最大承载力增加3.14%,延性系数反而减小0.28%。

这表明,对于FRC节点,配箍率的提高对提高节点最大剪切承载力及节点延性的作用相对较小。

2)在基体材料抗压强度相同的条件下,轴压比在0.26以下和0.45时, V_{jh}/V_{jh}^* 的误差分别为6%和11%。

3)在基体材料抗压强度和箍筋间距相同,轴压比不同条件下,箍筋间距为100 mm时, V_{jh}/V_{jh}^* 的误差为1.3%;箍筋间距为150 mm时, V_{jh}/V_{jh}^* 的误差为6%。

4)比较表1中的13个试验数据可知: V_{jh}/V_{jh}^* 的总误差为7%,二者吻合较好。 V_{jh}/V_{jg} 的总误差为19%,由于规范建议的节点受剪承载力计算公式是试验结果的下包线,因而计算值偏小是必然的结果。

表1 节点受剪承载力试验值与计算值的比较

来源	试件编号	n	配箍量	d/h_c	$V/f_c b_j h_j$	μ	f_c / MPa	f_t / MPa	ρ_{sh} / %	V_{jh} / kN	V_{jh}^* / kN	V_{jh}/V_{jh}^*	$V_{jg}^{[8]}$	V_{jh}/V_{jg}
文献[17]	HJ-35-1.17	0.35	φ8@100	1/12.5	0.23	3.39	30.0	4	0.4	405.31	341.97	1.19	319.55	1.27
	HJ-55-1.17	0.55	φ8@100	1/12.5	0.22	3.26	30.0	4	0.4	391.32	404.14	0.97	331.05	1.18
	UJ1	0.45	φ8@150	1/12.5	0.23	3.22	30.4	4	0.27	405.31	373.97	1.08	302.87	1.34
文献[18]	UJ2	0.55	φ8@100	1/12.5	0.22	3.90	30.4	4	0.40	398.62	408.04	0.98	331.05	1.20
	UJ3	0.45	φ8@75	1/12.5	0.23	3.61	30.4	4	0.53	416.02	373.97	1.11	351.24	1.18
	UJ4	0.45	φ8@50	1/12.5	0.24	3.51	30.4	4	0.80	429.55	373.97	1.15	399.61	1.07
	FRCJ1	0.07	φ6@150	1/14	0.13	3.71	49.6	6.50	0.15	388.70	406.39	0.96	384.71	1.01
文献[19]	FRCJ2	0.08	φ6@150	1/14	0.14	3.60	50.6	6.53	0.15	429.78	414.54	1.04	386.36	1.11
	FRCJ3	0.20	φ6@150	1/14	0.15	4.35	53.2	6.59	0.15	489.29	462.65	1.06	389.66	1.26
	FRCJ4	0.18	φ6@150	1/14	0.16	3.62	50.6	6.53	0.15	492.31	441.51	1.12	386.36	1.27
	FRCJ5	0.26	φ6@150	1/14	0.17	3.40	50.6	6.53	0.15	522.74	466.44	1.12	386.36	1.35
	FRCJ6	0.18	φ6@100	1/14	0.15	3.62	50.6	6.53	0.23	460.77	441.51	1.04	399.97	1.15
	FRCJ7	0.18	φ6@60	1/14	0.15	3.61	50.6	6.53	0.38	475.24	441.51	1.08	427.18	1.11

注:1. n 为试验轴压比;2. FRC材料轴心抗压强度 $f_c = 0.76f_{cu}$, $f_{cu} = f_{cu,0} + 5.7V_f$;3. HTCCJ、UHTCCJ分别简称为HJ、UJ;4. HJ-35-1.17中35表示试验轴压比为0.35,1.17表示节点核心区箍筋体积配箍率为1.17%;5. d/h_c 为纵筋直径与柱截面高度的比值; μ 为节点延性系数。

5 设计实例及分析

某教学实验楼设防烈度9度,设计地震为第1组,I类场地,为现浇钢筋混凝土框架结构,层高3.6m,底层梁柱中节点的轴压比设计值为0.26,柱截面尺寸500mm×600mm,大梁跨度为6.0m,截面尺寸为250mm×650mm,走道梁跨度为3.0m,截面尺寸为250mm×500mm,梁、柱纵筋均采用HRB400级钢筋,节点内的水平箍筋采用HRB335级钢筋,节点左、右梁端配筋相同,梁上部纵筋为2根直径25mm和2根直径20mm钢筋,下部纵筋为4根直径20mm。柱截面纵筋为12根直径28mm。荷载传至底层梁柱节点时,经组合中柱左侧和右侧梁端弯矩分别为346.7kN·m和210.3kN·m,梁柱节点及其周围塑性铰区均采用FRC浇筑,强度等级为C35,抗拉强度为4MPa,要求进行节点设计。

查规范^[10]得:HRB400钢筋, $f_y = 360$ MPa; HRB335级钢筋, $f_y = 300$ MPa, $\sigma_{lc} = \sigma_t$ 。

由式(19)得

$$V'_{jh} = \frac{1.5 \sum M_b}{h_{b0} - a'_s} \left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b}\right) = 1301.13 \text{ kN}$$

由式(20)得

$$\omega = 10.956$$

由式(20)和式(14)得

$$(0.80 - f_c/133)f_c = 10.98$$

由上式可得 $f_c = 16.14$ MPa,可采用C35混凝土浇筑。

由式(21)得

$$\rho_{svj} = \frac{-\sigma_{lc} + V'_{jh} \cot \alpha / b_j h_c}{f_{yv}} = 0.20\%$$

即节点区的水平箍筋配置为 $\phi 8@100$ 。

按规范计算:FRC抗压强度为9.6MPa,节点配箍率为0.33%,均小于按本文方法计算所需的值。

6 结论

本文提出了梁柱节点受剪承载力计算模型,经过试验数据的验证,得出以下主要结论:

1)对梁柱节点核心区采用FRC代替普通混凝土,考虑轴压比的影响,将斜压杆模型和软化桁架模型按一定的比例组合,对计算模型进行简化,斜压杆模型承担节点核心区的斜向压力,桁架模型承担节

点中的斜向拉力。

2)基于FRC抗压强度对核心区受剪承载力的影响,经过计算结果与试验结果的对比分析,对低轴压比的试件,计算结果稍有保守,但对高轴压比的试件,基本一致,验证了此计算模型的合理性。

3)由箍筋和FRC拉力组成的桁架模型承担节点中产生的剪应力,当考虑FRC的抗拉作用时,可以部分或全部替代箍筋,给施工带来方便。

参考文献:

- [1] Choi H Y, Lee J Y. Strength evaluation of reinforced concrete beam-column joints [C/OL]//The 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, September 24-28, 2012 [2014-03-20]. http://www.iitk.ac.in/nicee/article/WWEE2012_1219.pdf
- [2] 邢国华,刘柏权,吴涛. 基于软化拉-压杆模型的钢筋混凝土框架节点受剪分析[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(5): 125-134.
Xing G H, Liu B Q, Wu T. Shear analysis of reinforced concrete frame joints based on softened strut and tie rod model [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(5): 125-134.
- [3] 韩凤霞,王志军,宋孟超,等. 钢筋混凝土梁柱节点核心区拉-压杆模型化方法研究[J]. 土木建筑与环境工程, 2010, 32(1): 61-65.
Han F X, Wang Z J, Song M C, et al. Strut and tie model method of reinforced concrete beam column joint core [J]. Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering, 2010, 32(1): 61-65.
- [4] 李艳. 高性能纤维增强水泥基复合材料的力学性能研究[D]. 西安:西安建筑科技大学, 2011.
- [5] Shakya K, Matsumoto K, Niwa J. Experimental investigation on the effects of steel fibers to reduce steel rebar in beam-column joints of railway bridges [C/OL]//The 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, September 24-28, 2012 [2014-03-20]. http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/WCEE2012_0262.pdf.
- [6] Takatsu H, Kimura H. Experimental study on beam-column joint using steel fiber reinforced ultra high-strength concrete[J]. Proceedings of the Japan Concrete Institute, 2009, 31(2): 559-564.
- [7] Noguchi H, Kashiwazaki T, Takatsu H, et al. Analytical study on shear resistance of beam-column joints composed of ultra high strength concrete containing steel fiber[C/

- OL]// The 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal. September 24-28, 2012 [2014-03-20]. Http://www.iitk.ac.in/micee/wcee/artick/WCEE2012_0257.pdf.
- [8] 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.
- [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, 1998, 96(5):846-857.
- [10] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB 50010-2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [11] 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.
- [12] Paulay T, Priestley M N J. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings [M]. New York: John Wiley & Sons, 1992.
- [13] 季韬, 郑建岚, 林旭健. 钢纤维钢筋混凝土梁柱节点抗震设计方法[J]. 工程力学, 2006, 23 (5): 94-98.
Ji T, Zheng J F, Lin X J. Seismic design method of steel fiber in core area of beam-column joints [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2006, 23 (5): 94-98.
- [14] Comité Euro-International du Béton. Bulletin D'information No. 213/214 CEB-FIP model code 1990; concrete structures [M]. Lausanne: FIB - Féd. Int. du Béton, 1993.
- [15] Nielsen M P. Limit analysis and concrete plasticity [M]. Englewood Cliffs, NJ, USA: Prentice-Hall Inc, 1984: 226.
- [16] Noguchi H, Kasiwazaki T. Experimental studies on shear performances of RC interior column-beam joints with high-strength materials [C]// The Tenth World Conference On Earthquake Engineering, Madrid, Spain, 1992. Balkema, Rotterdam, 1992: 3163- 3168.
- [17] 程彩霞. PVA 纤维水泥基复合材料增强框架节点抗震性能研究[D]. 武汉: 湖北工业大学, 2009.
- [18] 苏骏, 徐世娘. 高轴压比下 UHTCC 梁柱节点抗震性能试验[J]. 华中科技大学学报: 自然科学版, 2010, 38(7): 53-62.
Su J, Xu S L. Seismic performance test of UHTCC beam-column joints under high axial compression ratio [J]. Journal of Huazhong University of Science and Technology: Natural Science Edition, 2010, 38(7): 53-62.
- [19] 梁兴文, 王英俊, 邢朋涛, 等. 局部采用 FRC 梁柱节点抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 拟录用, 待刊.
Liang X W, Wang Y J, Xing P T, et al. Experimental research on seismic behavior of beam-column joints with FRC in core region [J]. China Civil Engineering Journal, in Press.

(编辑 罗 敏)