

文章编号:1673-2049(2018)05-0024-08

基于 MCFT 的高强轻骨料混凝土框架中节点 受剪承载力计算方法

吴 涛,王立勋,刘 喜

(长安大学 建筑工程学院,陕西 西安 710061)

摘要:根据低周反复荷载作用下不同轴压比的 4 个不同核心区配箍率高强轻骨料混凝土框架中节点抗震性能试验结果,主要研究了该类构件的破坏特征以及受剪性能。在试验研究基础上,结合高强轻骨料混凝土破坏特性,选取合适的节点受剪核心区,修正骨料粒径计算参数,建立了基于修正压力场理论(MCFT)的高强轻骨料混凝土框架中节点受剪承载力计算模型,同时收集 13 个轻骨料混凝土框架中节点试验结果,应用该模型计算了包含 17 组该类构件的受剪承载力,并将理论值与试验值进行比较分析。结果表明:该类构架的破坏特征与普通混凝土中节点破坏特征类似,均经历了初裂、通裂、极限和破坏 4 个典型破坏阶段,且试验结果与应用基于修正压力场理论的高强轻骨料混凝土框架中节点受剪承载力计算模型计算结果之比的均值为 0.907,方差为 0.008,两者吻合较好,验证了模型的准确性与合理性,该模型可以应用于该类构件的极限受剪承载力计算,同时该理论有明确的力学理论和计算过程,可以较为清楚地反映构件初裂、通裂、极限阶段的受力过程。

关键词:高强轻骨料混凝土;框架中节点;修正压力场理论;受剪承载力

中图分类号:TU375.4

文献标志码:A

Calculation Method for Shear Capacity of High-strength Lightweight Aggregate Concrete Frame Interior Joints Using Modified Compression Field Theory

WU Tao, WANG Li-xun, LIU Xi

(School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, Shaanxi, China)

Abstract: According to the seismic performance test results of the high-strength lightweight aggregate concrete (HSLAC) frame interior joints in 4 different stirrup ratios of core area under reversed quasi-static cyclic loading, the failure characteristics and shear behavior were mainly studied. Based on the experimental research and combined with the failure characteristics of HSLAC, through selecting suitable joint shear core area and modifying aggregate particle size calculation parameters, a calculation model for the shear capacity of HSLAC frame interior joints based on modified compression field theory (MCFT) was established. Then collected 13 lightweight aggregate concrete frame interior joint test results, the shear strengths of 17 specimens were calculated based on the model, the calculated results were compared with the test

收稿日期:2018-06-17

基金项目:国家自然科学基金项目(51878054, 51578072, 51708036);陕西省自然科学基金研究计划项目(2017JQ5092);

中央高校基本科研业务费专项资金项目(300102288401);长安大学研究生科研创新实践项目(2018039)

作者简介:吴 涛(1976-),男,安徽霍山人,教授,博士研究生导师,工学博士,E-mail:wutao@chd.edu.cn。

results. The results indicate that the failure characteristic of the member similar to that of normal concrete specimens, all HSLAC specimens experience cracking, yield, ultimate and failure during the failure process. The average value of the ratio between the test results and the calculated results of the proposed model is 0. 907 and the variance is 0. 008, the values are in good agreement, which verifies the accuracy and rationality of the proposed model. The model can be applied to the calculation of ultimate shear capacity of the kind of member, and the theory has definite mechanics theory and calculation process, can reflect the mechanical process of cracking, yield, ultimate and failure of the member more clearly.

Key words: high-strength lightweight aggregate concrete; frame interior joint; modified compression field theory; shear strength

0 引 言

高强轻骨料混凝土拥有密度低、强度高、保温效果显著、抗裂效果明显等优点,具有良好的应用前景,已广泛应用于高层建筑、桥梁工程等^[1-4],但其弹性模量低,脆性大,易发生剪切破坏,尤其是在往复荷载作用下抗剪强度明显降低。对比中国《轻骨料混凝土结构技术规程》(JGJ 12—2006)^[5]和《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[6]可以发现,轻骨料混凝土节点核心区的受剪承载力计算公式由普通混凝土公式中混凝土项和轴力项进行 75% 的折减得到,缺乏合理的理论支撑。

高强轻骨料混凝土框架中节点受力机理相对复杂,抗剪强度受多种条件影响,包括混凝土等级、轴压比、核心区配箍率等^[7-10],目前中国设计规范实际采用的承载力计算公式是基于经验和理论回归基础上提出的^[6,11],缺乏合理的理论支持。然而加拿大学者 Vecchio 等^[12-15]在压力场理论(CFT)基础上,依据应力平衡方程、应变协调方程及材料本构关系,进一步考虑混凝土裂缝之间残余拉应力,推导出了修正压力场理论(MCFT),且已证明其在混凝土构件受剪性能分析中效果显著,其核心思想已被海外多部规范采纳,包括美国标准 AASHTO、加拿大 CSA A23. 3-04 规范等^[16-17]。

基于此,本文进行了 4 个高强轻骨料混凝土框架中节点试验研究,对该类构件的破坏模式和破坏过程进行了理论分析,同时在修正压力场理论(MCFT)基础上,推导出高强轻骨料框架中节点受剪计算模型,完成包含本文构件在内的 17 组高强轻骨料混凝土框架中节点的受剪承载力计算,以及试验结果与计算结果的对比分析。

1 试验概况

1.1 试件设计

试验设计了 4 个高强轻骨料混凝土框架中节点试件,试件上柱和下柱高度均为 1 050 mm,左右两侧横梁长度均为 1 200 mm。试件采用了不同的节点核心区配箍率。试件配筋情况如图 1 所示,试件详细设计参数见表 1。

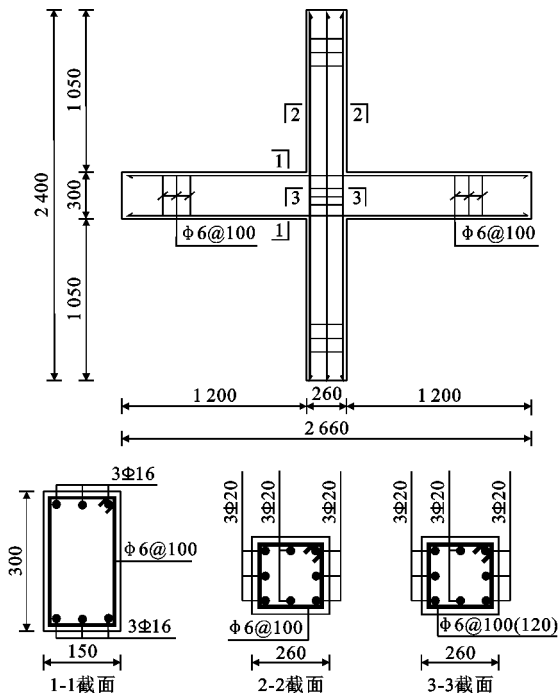


图 1 试件尺寸及配筋(单位:mm)

Fig. 1 Dimension and Reinforcement of Specimen (Unit:mm)

试件由强度等级为 LC40 的高强轻骨料混凝土浇筑,其水泥采用 P. O42. 5 普通硅酸盐水泥,轻骨料使用强度 800 级页岩陶粒,陶粒粒径分布在 5~16 mm 之间,陶粒筒压强度为 6. 2 MPa,细骨料由

表 1 试件参数
Tab. 1 Parameters of Specimens

试件编号	柱						梁						节点核心区		轴压比
	b_c/cm	h_c/cm	纵筋型号	$\rho_{cl}/\%$	箍筋型号	$\rho_{ct}/\%$	b_b/cm	h_b/cm	纵筋型号	$\rho_{bl}/\%$	箍筋型号	$\rho_{bt}/\%$	箍筋型号	$\rho_j/\%$	试验值
HSLCJ-1	260	260	2×3 Ⅲ 20	2.79	Ⅲ 8@100	0.22	150	300	2×3 Ⅲ 16	2.68	Ⅲ 6@100	0.38	Ⅲ 6@120	0.18	0.15
HSLCJ-2	260	260	2×3 Ⅲ 20	2.79	Ⅲ 8@100	0.22	150	300	2×3 Ⅲ 16	2.68	Ⅲ 6@100	0.38	Ⅲ 6@100	0.22	0.15
HSLCJ-3	260	260	2×3 Ⅲ 20	2.79	Ⅲ 8@100	0.22	150	300	2×3 Ⅲ 16	2.68	Ⅲ 6@100	0.38	Ⅲ 6@120	0.18	0.25
HSLCJ-4	260	260	2×3 Ⅲ 20	2.79	Ⅲ 8@100	0.22	150	300	2×3 Ⅲ 16	2.68	Ⅲ 6@100	0.38	Ⅲ 6@100	0.22	0.25

注： b_c, h_c 分别为框架柱的截面宽度和高度； b_b, h_b 分别为框架梁的截面宽度和高度； ρ_{cl}, ρ_{ct} 分别为节点核心区的水平和竖向配筋率； ρ_{bt}, ρ_{bl} 分别为节点水平和竖向配筋率； ρ_j 为体积配筋率。

普通砂和陶砂按 3∶1 比例混合配置。试件箍筋为 HPB300 级钢筋,纵筋为 HRB400 级钢筋。试件的混凝土配合比见表 2,试件高强轻骨料混凝土参数见表 3。

表 2 高强轻骨料混凝土配合比

Tab. 2 Mix Proportion for High-strength
Lightweight Concrete

混凝土材料	水泥	砂+陶	陶粒	水	减水剂	粉煤灰
设计配合比	1.000	1.560	1.100	0.400	0.022	0.220
1 m ³ 用量/kg	432.0	675.0	475.0	173.0	9.5	95.0
试验配合比	1.000	1.680	1.100	0.368	0.022	0.220

表 3 高强轻骨料混凝土参数

Tab. 3 Parameters for High-strength Lightweight Concrete

强度等级	f_{cu}/MPa	f_{ck}/MPa	f_{tk}/MPa	$E_c/10^4 \text{ MPa}$
LC40	40.78	27.2	3.08	2.5

注： f_{cu} 为混凝土立方体抗压强度； f_{ck} 为混凝土轴心抗压强度标准值； f_{tk} 为混凝土轴心抗拉强度； E_c 为混凝土弹性模量。

1.2 试验结果

各试件在水平低周往复荷载作用下均在节点核心区发生了剪切破坏。虽然各试件的核心区配箍率和轴压比不尽相同,但在低周往复荷载作用下,破坏过程都与普通混凝土相似,均依次产生了初裂、通裂、极限和破坏 4 个典型阶段。试件典型阶段特征荷载及剪切变形见表 4。

1.3 破坏形态

以试件 HSLCJ-1 的试验现象为例,阐述该类试件的剪切破坏形态。加载初期,试件处于弹性受力阶段,首先产生垂直于梁跨度方向的弯曲裂纹。随荷载增加,节点核心区逐渐开裂,并不断发育形成第 1 条斜裂缝,此刻进入初裂阶段。持续加载,节点核心区在对角线方向出现交叉裂缝,并且稳定发展,形成 0.14 mm 宽的主斜裂缝,持续发展至 0.5 mm,节点进入通裂阶段。此后节点核心区裂缝持续增多,且开始逐渐向柱方向延伸,剪切变形显著变大,核心区开始出现起皮、脱落现象,试件迅速进入极限状

表 4 试件典型阶段特征荷载

Tab. 4 Eigenvalues Loads of Specimens in Typical Stages

试件编号	阶段	柱顶位移/mm		剪切角/ 10^{-3} rad		柱顶荷载/kN	
		正向	反向	正向	反向	正向	反向
HSLCJ-1	初裂	12	−12	0.62	−0.67	33.799	−36.284
	通裂	24	−24	3.62	−3.21	52.711	−53.836
	极限	36	−36	7.53	−4.96	61.128	−62.212
	破坏	48	−48	17.90	−18.50	51.959	−52.880
HSLCJ-2	初裂	12	−12	1.38	−1.20	31.022	−38.149
	通裂	24	−24	4.70	−5.95	45.045	−57.176
	极限	36	−36	8.91	−7.45	62.012	−64.270
	破坏	48	−48	24.50	−20.30	43.671	−57.919
HSLCJ-3	初裂	16	−16	0.58	−0.78	46.069	−45.474
	通裂	24	−24	4.34	−5.12	55.870	−55.787
	极限	36	−36	8.33	−9.05	62.630	−63.950
	破坏	48	−48	25.40	−23.80	53.235	−54.358
HSLCJ-4	初裂	18	−18	1.06	−0.91	45.810	−50.131
	通裂	24	−24	3.23	−4.11	53.567	−57.694
	极限	36	−36	6.54	−8.44	63.972	−64.647
	破坏	48	−48	21.70	−19.60	50.126	−54.950

态,承载能力达到最大值。荷载继续施加,核心区混凝土出现大块脱落、箍筋外露现象,最后试件核心区形成 X 形主斜裂缝。正向主斜裂缝增至 1.6 mm 宽,反向主斜裂缝增至 1.2 mm 宽。随着交替变形的缓慢增大,荷载也缓慢下降,混凝土大量脱落,变形急剧变大。当柱端荷载减小至其极限荷载的 85% 时结束加载。最终,左右梁破坏形态呈对称分布,核心区损伤严重,混凝土被压碎,是典型的核心区剪切破坏。试件的破坏形态如图 2 所示。

2 MCFT 模型建立

2.1 平衡条件

由钢筋和混凝土共同承担作用于钢筋混凝土薄膜单元的外力,且忽略因为钢筋存在而引起的混凝土截面面积的微小变化,由图 3 可得 2 个方向的平衡方程为

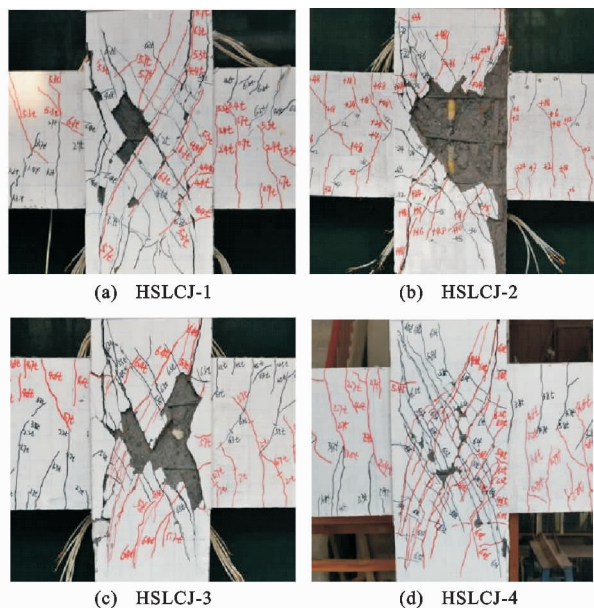


图 2 试件破坏形态

Fig. 2 Failure Models of Specimens

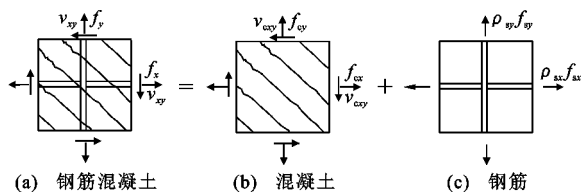


图 3 平面应力下的钢筋混凝土薄膜单元

Fig. 3 Reinforced Concrete Membrane Element Subjected to In-plane Stresses

$$f_x = f_{cx} + \rho_{sx} f_{sx} \quad (1)$$

$$f_y = f_{cy} + \rho_{sy} f_{sy} \quad (2)$$

$$v_{xy} = v_{cx} + \rho_{sx} v_{sx} \quad (3)$$

$$v_{xy} = f_{cy} + \rho_{sy} v_{sy} \quad (4)$$

式中: f_x, f_y, v_{xy} 分别为 x 向、 y 向、合力方向的外力; f_{cx}, f_{cy} 分别为 x 向、 y 向的平均应力; ρ_{sx}, f_{sx} 分别为 x 向钢筋的配筋率和应力; ρ_{sy}, f_{sy} 分别为 y 向钢筋的配筋率和应力; v_{sx}, v_{sy} 分别为 x 向、 y 向的剪应力。

假定节点核心区钢筋只承受拉应力和压应力,不承担任何方向上的剪应力,即 $v_{sx} = v_{sy} = 0$, 据此可以得到如下方程

$$v_{cx} = v_{cy} = v_{cxy} \quad (5)$$

图 4 为开裂后混凝土薄膜单元平均应力莫尔圆,其中 v 为剪应力, f 为剪应变, θ_c 为主压应力倾角。利用平均应力莫尔圆中的几何关系以及图 4 可以得到

$$f_{cx} = f_{cl} - v_{cxy} / \tan(\theta_c) \quad (6)$$

$$f_{cy} = f_{cl} - v_{cxy} \tan(\theta_c) \quad (7)$$

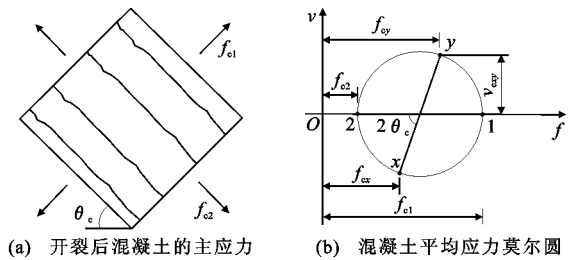


图 4 开裂后混凝土薄膜单元平均应力莫尔圆

Fig. 4 Mean Stress Mohr Circle for Cracked Concrete Membrane Element

$$f_{c2} = f_{cl} - v_{cxy} [\tan(\theta_c) + 1/\tan(\theta_c)] \quad (8)$$

式中: f_{cl}, f_{c2} 分别为混凝土主拉应力和主压应力。

2.2 相容条件

假设节点核心区钢筋完全锚固于混凝土中,两者不发生黏结滑移,即钢筋与混凝土具有完全相同的变形量,因此有

$$\epsilon_{sx} = \epsilon_{cx} = \epsilon_x \quad (9)$$

$$\epsilon_{sy} = \epsilon_{cy} = \epsilon_y \quad (10)$$

由图 5 所示的几何关系可以得到

$$\gamma_{xy} = \frac{2(\epsilon_x - \epsilon_2)}{\tan(\theta)} \quad (11)$$

$$\epsilon_1 + \epsilon_2 = \epsilon_x + \epsilon_y \quad (12)$$

$$\tan^2(\theta) = \frac{\epsilon_x - \epsilon_2}{\epsilon_y - \epsilon_2} = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_y}{\epsilon_1 - \epsilon_x} \quad (13)$$

式中: ϵ_x, ϵ_y 分别为 x 向和 y 向应变; ϵ_{sx} 为箍筋应变; ϵ_1, ϵ_2 分别为主拉应变和主压应变; θ 为主压应变方向角; γ_{xy} 为剪应变。

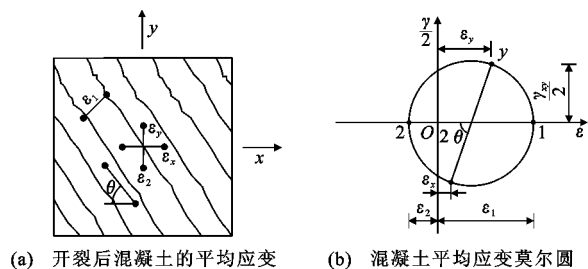


图 5 开裂后混凝土薄膜单元平均应变莫尔圆

Fig. 5 Mean Strain Mohr Circle for Cracked Concrete Membrane Element

2.3 本构关系

钢筋本构关系可表示为

$$f_{sx} = E_s \epsilon_x \leq f_{yx} \quad (14)$$

$$f_{sy} = E_s \epsilon_y \leq f_{yy} \quad (15)$$

式中: E_s 为钢筋弹性模量; f_{yx}, f_{yy} 分别为 x 向和 y 向的屈服强度。

高强轻骨料混凝土受压时选用 Vecchio 建议的

裂缝间平均应力-应变关系模型,即

$$\left. \begin{aligned} f_{c2} &= f_{c2, \max} \left[2 \frac{\epsilon_2}{\epsilon_c} - \left(\frac{\epsilon_2}{\epsilon_c} \right)^2 \right] \\ \frac{f_{c2, \max}}{f_c} &= \frac{1}{0.8 - 0.34 \epsilon_1 / \epsilon_c} \leq 1.0 \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

式中: f_c 为混凝土圆柱体抗压强度; $f_{c2, \max}$ 为混凝土极限压应力; ϵ_c 为混凝土单轴受压峰值应力对应的应变,一般取 -0.002 。

开裂混凝土平均主拉应力 f_{c1} 为

$$f_{c1} = \begin{cases} E_c \epsilon_1 & \epsilon_1 \leq \epsilon_{cr} \\ \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{500 \epsilon_1}} & \epsilon_1 > \epsilon_{cr} \end{cases} \quad (17)$$

式中: f_{cr} 为混凝土的抗拉初裂强度; ϵ_{cr} 为混凝土的开裂应变,取 $\epsilon_{cr} = f_{cr} / E_c$, $E_c = 2 f_c' / \epsilon_c$ 。

2.4 裂缝间力的平衡

假设节点核心区斜裂缝相互平行,均与纵向钢筋呈 θ 角度。混凝土裂缝处局部应力和混凝土计算平均应力如图 6 所示。当施加外力 f_x, f_y 和 v_{xy} 后,由 x 向和 y 向力平衡得

$$\rho_{sx} (f_{sxcr} - f_{sx}) = f_{c1} + f_{ci} + v_{ci} / \tan(\theta) \quad (18)$$

$$\rho_{sy} (f_{syer} - f_{sy}) = f_{c1} + f_{ci} - v_{ci} \tan(\theta) \quad (19)$$

式中: v_{ci} 为开裂混凝土的局部应力; f_{sxcr}, f_{syer} 分别为裂缝 x 向和 y 向的钢筋应力; f_{ci} 为混凝土裂缝处的压应力。

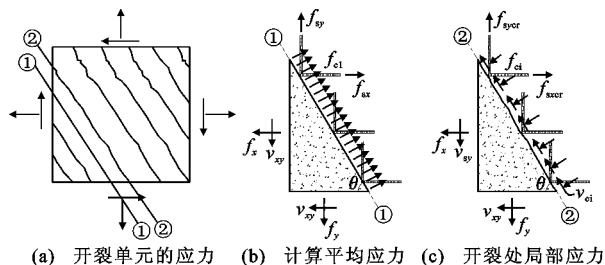


图 6 裂缝处局部应力和计算应力对比

Fig. 6 Comparison of Local Stresses and Calculated Stresses at Crack

当裂缝截面处既无剪应力又无压应力作用时,式(18), (19)应满足

$$\rho_{sy} (f_{syer} - f_{sy}) = \rho_{sx} (f_{sxcr} - f_{sx}) = f_{c1} \quad (20)$$

裂缝间钢筋应力应当小于屈服强度,即 $f_{sxcr} \leq f_{yx}, f_{syer} \leq f_{yy}$,由此证明裂缝间存在剪力,可得主拉应力 f_{c1} 应满足以下控制条件

$$f_{c1} \leq v_{ci, \max} (0.18 + 0.3k^2) \tan(\theta) + \rho_{sy} (f_{yy} - f_{sy}) \quad (21)$$

式中: $k = 1.64 - 1 / \tan(\theta)$, 且 $k > 0$ 。

开裂混凝土的局部剪应力 v_{ci} 可通过下式计算

$$v_{ci} = 0.18 v_{ci, \max} + 1.64 f_{ci} - 0.82 \frac{f_{ci}^2}{v_{ci, \max}} \quad (22)$$

$$v_{ci, \max} = \frac{\sqrt{-f_c}}{0.31 + 24w / (a + 16)} \quad (23)$$

式中: a 为骨料的最大粒径;混凝土裂缝处压应力 f_{ci} 的计算方法参考文献[13]; w 为裂缝宽度。

本文计算模型对公式(23)中骨料粒径参数 a 进行了修正,由于轻骨料混凝土中的骨料会破碎,裂缝由骨料内部经过,故此时取 $a = 0$ 进行计算[18]。

公式(23)中裂缝宽度 w 可由下式求得

$$w = \epsilon_1 s_\theta \quad (24)$$

$$s_\theta = 1 / \left[\frac{\sin(\theta)}{s_{mx}} + \frac{\cos(\theta)}{s_{my}} \right] \quad (25)$$

$$\left. \begin{aligned} s_{mx} &= 1.5 d_x \\ s_{my} &= 1.5 d_y \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

式中: s_θ 为混凝土薄膜单元裂缝的平均间距; s_{mx}, s_{my} 分别为垂直于 x 向和 y 向的裂缝间距; d_x, d_y 分别为 x 向和 y 向的钢筋最大间距。

2.5 计算过程

将上述方程联立求解,即可得计算结果,MCFT 计算流程如图 7 所示。

计算步骤包括:

(1)假定节点核心区 y 向正应力 f_{y0} 。

(2)通过公式(26)计算核心区的裂缝间距

s_{mx} 和 s_{my} 。

(3)选择合适的混凝土主拉应变 ϵ_1 。

(4)假定主压应力倾角 θ 。

(5)假定箍筋应力 f_{sx0} 。

(6)通过公式(24), (25)计算平均裂缝宽度 w 。

(7)通过公式(22), (23)计算裂缝间剪应力 v_{ci} 。

(8)通过公式(17)计算混凝土主拉应力 f_{c1} , 同时应满足公式(21)控制条件。

(9)通过公式(1), (6)计算 f_{cx}, v_{cxy} 。

(10)通过公式(8)计算 f_{c2} , 同时应满足 $f_{c2} \leq f_{c2, \max}$ 。

(11)通过公式(16)计算混凝土主压应变 ϵ_2 。

(12)通过公式(11)~(13)计算 ϵ_x, ϵ_y 和 γ_{xy} 。

(13)通过公式(14)计算 f_{sx} , 将 f_{sx} 与步骤(5)假定的 f_{sx0} 相比较,若 $f_{sx} = f_{sx0}$,则继续计算,否则返回步骤(5)调整 f_{sx0} ,直至 $f_{sx} = f_{sx0}$ 。

(14)通过公式(15), (2)计算 f_{sy}, f_y , 将 f_y 与步骤(2)假定的 f_{y0} 相比较,若 $f_y = f_{y0}$,则继续计算,否则返回步骤(4)调整 θ ,直至 $f_y = f_{y0}$ 。

(15)通过公式(18), (19)计算裂缝面处钢筋应

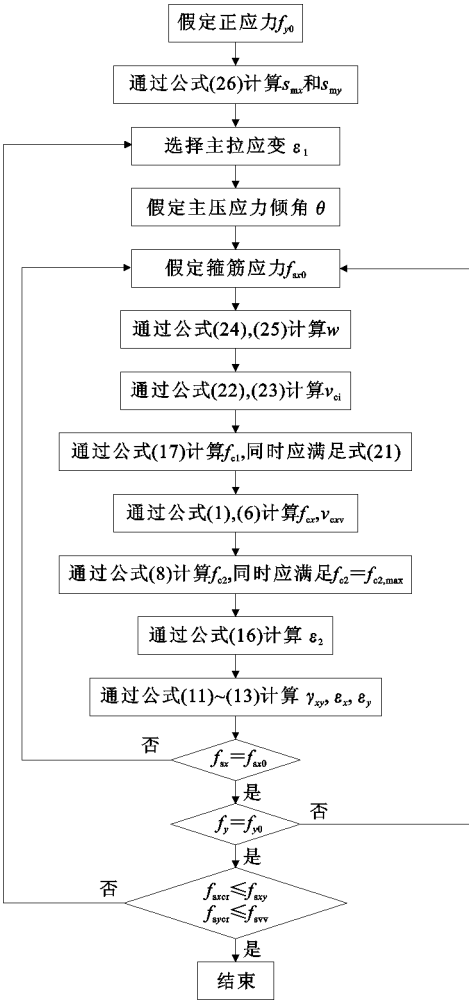


图 7 计算流程

Fig. 7 Calculation Flow

力 f_{sxc} , f_{syxc} , 若其值小于钢筋屈服强度, 则终止计算, 否则返回步骤(3), 减小 ϵ_1 后重新计算。

完成以上步骤, 即可得一组节点核心区剪应力 v_{cxy} 和剪切变形 γ_{xy} , 逐渐增大设定的节点核心区 y 向正应力 f_{y0} , 即可得到节点核心区的剪应力-剪应变关系曲线。

3 试验验证

将上述计算过程编制 MATLAB 程序, 对本文 4 个中节点进行受剪分析, 由此得到试件节点核心区剪应力-剪应变曲线, 模型获得的曲线与试验测得的曲线比较情况如图 8 所示。同时对本文和文献 [19]~[21] 共 17 组轻骨料混凝土框架中节点峰值剪应力进行计算, 结果见表 5。

由表 5 和图 8 可以看出, 试件测试结果与 MCFT 计算模型模拟结果比值的均值和方差分别

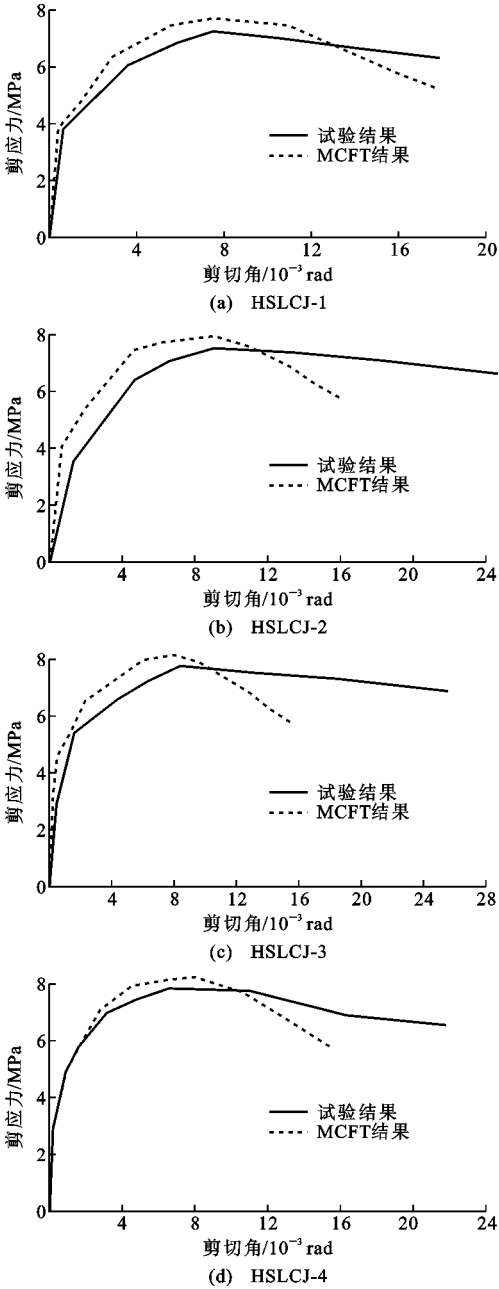


图 8 计算结果与试验结果对比

Fig. 8 Comparisons of Calculation Results and Test Results

为 0.907 和 0.008, MCFT 计算模型计算获得的剪应力-剪应变关系曲线与试验得到的曲线在上升段吻合良好。需要注意的是, 该模型计算结果偏高于试验结果, 这主要是因为该模型将节点核心区按照相同的配筋方式等效为平板单元进行计算, 边界条件的变化致使模拟结果比实际稍高一点。另外发现模型计算曲线下落快于试验曲线, 这是因为破坏阶段试验节点梁筋出现滑移, 导致刚度和强度退化较慢, 而本文 MCFT 计算模型中假设节点核心区钢筋完全锚固于混凝土中, 两者不发生黏结滑移。

表 5 高强轻骨料混凝土试件计算结果与试验结果对比

Tab. 5 Comparison of Peak Shear Stress Between Calculation Results and Test Results for High-strength Lightweight Aggregate Concrete Specimens

文献	试件编号	轴压比 μ	f_{cu}/MPa	f_c'/MPa	b_c/mm	h_c/mm	b_b/mm	h_b/mm	节点核心区		$\tau_{\text{test}}/\text{MPa}$	$\tau_{\text{MCFT}}/\text{MPa}$	$\tau_{\text{test}}/\tau_{\text{MCFT}}$
									f_{yv}/MPa	$\rho_j/\%$			
本文	HSLCJ-1	0.150	48.60		260	260	150	300	449.0	0.18	7.25	7.72	0.939
	HSLCJ-2	0.150	48.90		260	260	150	300	449.0	0.22	7.50	7.94	0.945
	HSLCJ-3	0.250	49.50		260	260	150	300	449.0	0.18	7.76	8.10	0.958
	HSLCJ-4	0.250	48.20		260	260	150	300	449.0	0.22	7.82	8.26	0.947
[19]	JD1	0.147	41.90		250	250	150	300	318.0	0.33	7.28	8.80	0.828
	JD2	0.147	43.95		250	250	150	300	318.0	0.84	7.38	9.10	0.811
	JD3	0.147	43.34		250	250	150	300	318.0	1.44	7.46	9.60	0.777
	JD5	0.059	41.06		250	250	150	300	318.0	0.84	6.35	8.57	0.741
	JD6	0.235	44.35		250	250	150	300	318.0	0.84	8.05	9.72	0.828
[20]	MZJD-1	0.100	37.20		300	300	200	400	318.0	0.67	5.85	5.94	0.985
	MZJD-2	0.300	37.20		300	300	200	400	318.0	0.67	7.29	6.85	1.064
[21]	8-1	0.100		54.86	250	250	200	300	479.6	0.49	8.46	8.75	0.967
	8-200	0.100		54.08	250	250	200	300	479.6	0.73	8.46	8.89	0.952
	8-300	0.100		54.17	250	250	200	300	479.6	0.49	9.86	9.99	0.987
	8-400	0.100		55.55	250	250	200	300	479.6	0.73	9.86	10.16	0.971
	8-500	0.100		55.34	250	250	200	300	479.6	0.49	11.29	13.11	0.861
	8-600	0.100		54.08	250	250	200	300	479.6	0.73	11.29	13.18	0.856
均值													0.907
方差													0.008

注： τ_{test} 为试验的剪应力； τ_{MCFT} 为模型的剪应力。

4 结 语

(1)试验结果表明,该类高强轻骨料混凝土框架中节点破坏过程与普通混凝土相似,都经历了初裂、通裂、极限和破坏 4 个典型过程。

(2)应用修正压力场理论(MCFT)计算了 17 组高强轻骨料混凝土框架中节点峰值剪应力,结果表明计算值与试验值接近,可以应用于该类构件的极限受剪承载力预测。

(3)修正压力场理论模拟得到的剪应力-剪应变关系曲线与试验曲线在上升段吻合较好,且该理论有明确的力学理论和计算过程,可以较为清楚地反映构件初裂、通裂、极限阶段的受力过程。

参考文献:

References:

[1] 叶列平,孙海林,陆新征,等. 高强轻骨料混凝土结构——性能、分析与计算[M]. 北京:科学出版社,2009.

YE Lie-ping,SUN Hai-lin,LU Xin-zheng,et al. High-strength Lightweight Reinforced Concrete Structure — Performance,Analysis and Calculation[M]. Beijing:

Science Press,2009.

[2] 邵永健. 型钢轻骨料混凝土梁的力学性能及设计方法的试验研究[D]. 西安:西安建筑科技大学,2007.

SHAO Yong-jian. Experimental Study on Mechanical Performance and Design Method of Steel Reinforced Lightweight Aggregate Concrete Beams[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2007.

[3] 王菊芬,马桂兰. 高强轻骨料混凝土的物理力学性能研究[J]. 硅酸盐通报,1990(6):12-16.

MA Ju-fen,MA Gui-lan. Study on Physical and Mechanical Properties of High-strength Lightweight Aggregate Concrete[J]. Bulletin of the Chinese Ceramic Society,1990(6):12-16.

[4] 孙海林,丁建彤,叶列平. 高强轻骨料混凝土在桥梁工程中的应用及发展[C]//中国土木工程学会桥梁及结构工程分会. 第十五届全国桥梁学术会议论文集. 上海:同济大学出版社,2002:593-598.

SUN Hai-lin,DING Jian-tong,YE Lie-ping. The Development and Application of High-strength Lightweight Aggregate Concrete in Bridge Engineering [C]//Bridge and Structural Engineering Branch of China Civil Engineering Society. Proceedings of the

- Fifteenth National Academic Conference on Bridge. Shanghai: Tongji University Press, 2002: 593-598.
- [5] JGJ 12—2006, 轻骨料混凝土结构技术规程[S].
JGJ 12—2006, Technical Specification for Lightweight Aggregate Concrete Structures[S].
- [6] GB 50010—2010, 混凝土结构设计规范[S].
GB 50010—2010, Code for Design of Concrete Structures[S].
- [7] 唐九如. 钢筋混凝土框架节点抗震[M]. 南京: 东南大学出版社, 1989.
TANG Jiu-ru. Aseismic of Reinforced Concrete Frame Joints [M]. Nanjing: Southeast University Press, 1989.
- [8] 高丹盈, 史科. 基于MCFT理论的钢筋钢纤维混凝土梁柱节点受剪性能计算方法[J]. 土木工程学报, 2016, 49(2): 41-48.
GAO Dan-ying, SHI Ke. Calculation Method for Shear Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete Beam-column Joints Based on Modified Compression Field Theory [J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49(2): 41-48.
- [9] 邢国华, 刘伯权, 牛荻涛. 钢筋混凝土框架中节点受剪承载力计算的修正软化拉压杆模型[J]. 工程力学, 2013, 30(8): 60-66.
XING Guo-hua, LIU Bo-quan, NIU Di-tao. Shear Strength of Reinforced Concrete Frame Joints Using Modified Softened Strut-and-tie Model [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(8): 60-66.
- [10] 秦全, 王立成, 宋玉普. 混凝土框架内节点受剪承载力计算模型和方法研究[J]. 建筑结构, 2013, 43(8): 63-68.
QIN Quan, WANG Li-cheng, SONG Yu-pu. Study on Analytical Models and Improvement for the Shear Loading Capacity of Reinforced Concrete Beam-column Interior Joints [J]. Building Structure, 2013, 43(8): 63-68.
- [11] GB 50011—2010, 建筑抗震设计规范[S].
GB 50011—2010, Code for Seismic Design of Buildings[S].
- [12] VECCHIO F J, COLLINS M P. The Modified Compression-field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear [J]. ACI Journal, 1986, 83(2): 219-231.
- [13] VECCHIO F J, COLLINS M P. Predicting the Response Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using Modified Compression Field Theory [J]. ACI Structural Journal, 1988, 85(3): 258-268.
- [14] COLLINS M P, MITCHELL D, ADEBAR P, et al. A General Shear Design Method [J]. ACI Structural Journal, 1996, 93(1): 36-45.
- [15] COLLINS M P, MITCHELL D. Prestressed Concrete Structures [M]. London: Prentice Hall, 1991.
- [16] ACI 318-08, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary [S].
- [17] CSA A23.3-04, Design of Concrete Structures [S].
- [18] VECCHIO F J, COLLINS M P. Simplified Modified Compression Field Theory for Calculation Shear Strength of Reinforced Concrete Elements [J]. ACI Structural Journal, 2007, 104(3): 614-624.
- [19] 张洪海, 吕振利, 苏世灼. 高强陶粒混凝土框架节点抗震性能试验研究[J]. 建筑科学, 2016, 32(1): 81-87.
ZHANG Hong-hai, LU Zhen-li, SU Shi-zhuo. Experimental Study on Seismic Behavior of High-strength Ceramic Concrete Frame Joints [J]. Building Science, 2016, 32(1): 81-87.
- [20] 曲波. 全轻混凝土框架结构梁柱节点抗震性能研究[D]. 吉林: 吉林建筑大学, 2015.
QU Bo. Experimental Study on Seismic Performance of Full Lightweight Aggregate Concrete Beam-column Joints [D]. Jilin: Jilin Jianzhu University, 2015.
- [21] DECKER C L, MOHSEN A. Seismic Investigation of Interior Reinforced Concrete Sand-lightweight Concrete Beam-column Joints [J]. ACI Structural Journal, 2015, 112(3): 287-297.