

[文章编号] 1003—4684(2021)01-0079-05

UHTCC 新型框架梁柱中节点非线性有限元分析

蔡 苗, 苏 骏

(湖北工业大学土木建筑与环境学院, 湖北 武汉 430068)

[摘 要] 基于 UHTCC 新型梁柱节点低周反复加载试验,用 ABAQUS 分析软件中混凝土塑性损伤模型对 UHTCC 新型框架梁柱节点进行非线性有限元分析。得到的骨架曲线、屈服位移、屈服荷载、极限荷载与试验结果吻合良好,说明所建立的模型合理。研究轴压比、节点核心区箍筋体积配箍率和 UHTCC 浇筑范围等参数对节点滞回曲线、骨架曲线、耗能能力的影响。结果表明:轴压比增大,屈服荷载、峰值荷载增大,但变形能力降低;节点配箍率增大,抗剪承载力增加不明显,说明 UHTCC 可部分替代节点箍筋抗剪;随着 UHTCC 浇筑范围增加,节点耗能能力增大,滞回环形状更趋于饱满。

[关键词] UHTCC; 梁柱节点; 塑性损伤模型; 有限元分析

[中图分类号]TU375.4 [文献标识码] A

混凝土具有抗拉强度低,韧性差等缺点,基于微观力学和断裂力学的超高韧性水泥基复合材料(Ultra High Toughness Cementitious Composites,简称 UHTCC)应运而生。UHTCC 具有伪应变硬化特征,在承受直接拉伸荷载作用下表现出典型的稳态开裂特性,并产生多条细密裂缝,具有优良的韧性和非线性变形控制能力^[1]。徐世烺^[2]等分析了 UHTCC 的基本性能和工程应用。苏骏^[3]通过超高韧性水泥基复合材料新型梁柱节点的低周反复荷载试验,研究了轴压比和节点核心区箍筋间距对节点承载能力、滞回特性和耗能能力的影响。马健^[4]等用 ABAQUS 对钢筋混凝土梁柱中节点钢筋的力学行为进行研究,潘建荣^[5]等用 ABAQUS 研究了钢梁截面高度、混凝土翼板等效宽度和厚度对钢管混凝土柱-钢混凝土组合梁框架节点性能的影响。本文对文献[6]中的节点试件进行了非线性有限元分析,分析了轴压比、节点核心区箍筋体积配箍率和 UHTCC 浇筑范围对 UHTCC 新型框架节点抗震性能的影响,为 UHTCC 的推广应用提供技术支持。

1 材料本构关系选取

1.1 混凝土的损伤塑性模型

在低围压状态下,混凝土可视为准脆性材料,即

材料因拉伸开裂和压缩破坏而破坏。基于 ABAQUS 连续介质塑性损伤模型,使用各向同性弹性损伤、各向同性拉伸和压缩塑性的模式表示混凝土的非弹性行为,引入非关联多重硬化塑性和各向同性弹性损伤理论说明材料断裂过程中发生的不可逆的损伤行为^[7]。本文采用《混凝土结构设计规范》(GB50010—2010)^[7]中的单轴应力-应变关系来确定混凝土单轴受压、受拉的应变应力关系。混凝土立方体抗压强度标准值取值为 $f_{cu,k}=42.8\text{ MPa}$, UHTCC 抗压强度标准值取值为 $f_{c,k}=4\text{ MPa}$ 。

基于规范中混凝土应力-应变关系,引入损伤因子来描述在反复荷载下混凝土刚度退化等现象,采用文献^[8]中基于能量等价原理的公式计算混凝土拉、压损伤因子 d_c 和 d_t 。有限元分析参数输入时,混凝土弹性模量 $2.3\times 10^4\text{ MPa}$,UHTCC 弹性模量 $2.5\times 10^4\text{ MPa}$,混凝土和 UHTCC 密度 $2.5\times 10^{-9}\text{ t/mm}^3$,泊松比 0.2。

1.2 钢筋本构及参数定义

钢筋本构关系采用双折线模型,弹性模量 $2.1\times 10^5\text{ MPa}$,密度 $7.85\times 10^{-9}\text{ t/mm}^3$,泊松比 0.3,得到的应力和塑性应变值见表 1。

[收稿日期] 2020—01—16

[基金项目] 湖北省科技厅重大专项(2017BEC008)

[第一作者] 蔡 苗(1996—),女,湖北襄阳人,湖北工业大学硕士研究生,研究方向为新型混凝土材料,工程结构抗震分析

[通信作者] 苏 骏(1971—),男,安徽六安人,工学博士,湖北工业大学教授,研究方向为新型混凝土材料与结构,工程结构抗震分析

表 1 钢筋参数

名称	钢筋直径/mm	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	塑性应变	横截面积/mm ²
梁箍筋	8	478	558.13	0.038	50.3
柱箍筋	10	339.87	460.46	0.057	78.5
梁纵筋	18	354.5	544.03	0.089	254
柱纵筋	22	370.76	506.21	0.064	380

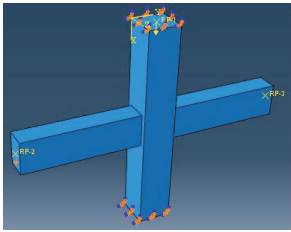


图 3 ABAQUS 中载荷和边界条件的创建

2 有限元模型的建立

2.1 试件尺寸及配筋

1 号试件尺寸及配筋见图 1,其他试件尺寸及配筋见文献[6],UHTCC 浇筑范围见表 2,试件加载示意图见图 2。

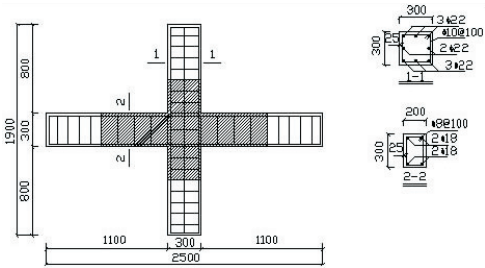


图 1 1 号试件尺寸及配筋图 mm

表 2 各试件 UHTCC 使用区域^[6]

编号	节点配箍率/%	UHTCC 使用区域	轴压比
1	0.59	节点核心区、梁端(600 mm)、柱端(300 mm)	0.225
2	0	节点核心区、梁端(600 mm)、柱端(300 mm)	0.225
3	0.59	节点核心区、梁端(300 mm)	0.225
4	0.59	节点核心区、梁端(600 mm)、柱端(300 mm)	0.150

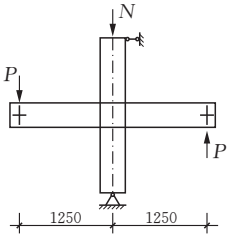


图 2 试件加载示意图

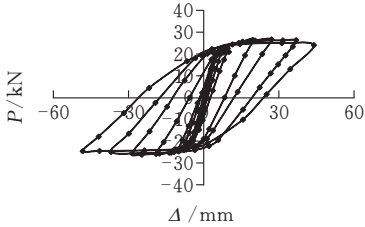
2.2 单元选择与加载方法

混凝土采用三维实体 8 节点线性减缩积分单元 C3D8R 模拟,钢筋采用三维 2 节点线性桁架单元 T3D2 模拟。混凝土和钢筋单元尺寸取 100 mm。实验中左、右梁端采用力—位移混合加载,由于力加载容易导致滞回曲线不收敛,模拟中用位移加载,参考点作为加载点,分别施加向下、向上的位移,将屈服前的力转换为位移,通过幅值来设定值,其效果等效于实验的力—位移混合加载(图 3)。

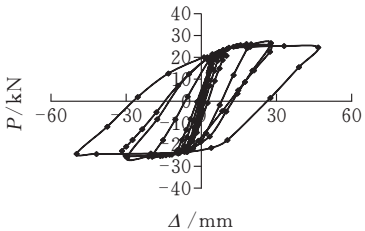
3 有限元结果及参数分析

3.1 梁端荷载—位移滞回曲线

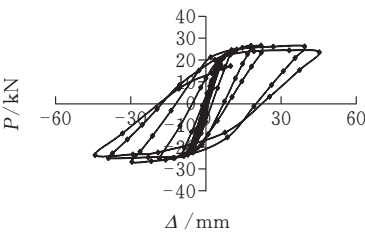
图 4 为有限元分析得到的各节点试件梁端荷载—位移(P—Δ)滞回曲线。从图中看出:屈服前,滞回曲线基本为直线,刚度退化和残余变形现象不明显;屈服后,滞回环呈倒 S 形,滞回环面积增加,极限荷载后,试件承载力开始下降,耗能继续增加。



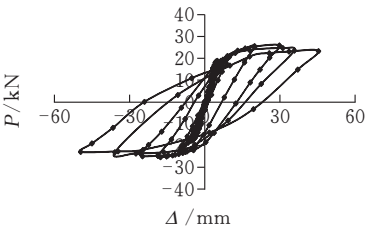
(a)1 号试件滞回曲线



(b)2 号试件滞回曲线



(c)3 号试件滞回曲线



(d)4 号试件滞回曲线

图 4 梁端荷载—位移滞回曲线

从图 4 可以看出:

1)4 号和 1 号试件节点配箍率、UHTCC 浇筑

范围相同,轴压比分别为 0.150 和 0.225,轴压比较大的 1 号试件滞回环面积小,耗能能力差,说明轴压比在一定程度降低节点耗能能力。

2)2 号和 1 号试件轴压比、浇筑范围相同,节点配箍率分别为 0,0.59%,节点配箍率较大的 1 号试件滞回环形状和饱满程度与 2 相似。

3)3 号和 1 号试件节点配箍率、轴压比相同,UHTCC 浇筑范围增大,UHTCC 浇筑范围较大的 1 号试件滞回环形状较为饱满,刚度退化现象表现缓慢,耗能能力和塑性变形增加,表明 UHTCC 浇筑范围在一定范围可明显提高节点抗震性能。

3.2 骨架曲线

由滞回曲线各加载级第一循环的峰点所连成的包络线即骨架曲线(图 5—8)。由图 5—7,有限元分析得到的骨架曲线与试验结果吻合较好。

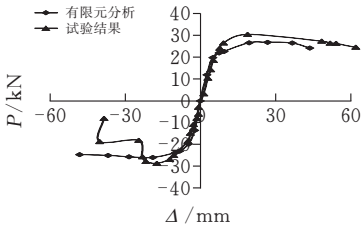


图 5 1 号试件有限元与试验结果

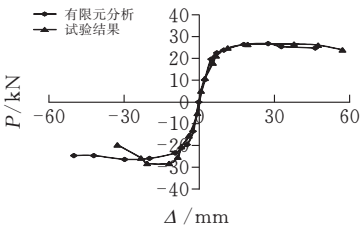


图 6 2 号试件有限元与试验结果

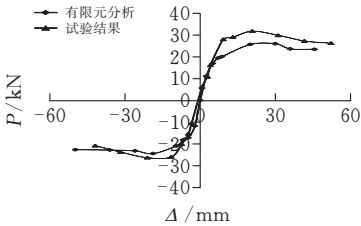


图 7 4 号试件有限元与试验结果

由图 8 可知:

1)4 号和 1 号试件节点配箍率、UHTCC 浇筑

范围相同,轴压比分别为 0.150 和 0.225,轴压比较大的 1 号试件极限荷载较大,极限位移较小,说明增加轴压比在一定范围提高节点极限荷载,降低其变形能力。

2)2 号和 1 号试件轴压比、浇筑范围相同,节点配箍率分别为 0,0.59%,节点配箍率较大的 1 号试件屈服荷载和极限荷载较大,但极限荷载增加不明显,说明 UHTCC 本身的抗剪性能可部分替代箍筋的抗剪作用。

3)3 号和 1 号试件节点配箍率、轴压比相同,浇筑范围增大,浇筑范围较大的 1 号试件极限荷载较大,但增加幅度有限,为 0.5%,说明 UHTCC 浇筑范围可在一定程度提高梁端受弯承载力。

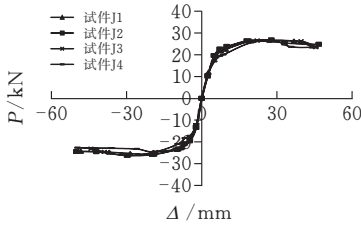


图 8 骨架曲线

3.3 主要分析与试验结果

试件屈服时梁端荷载和位移 P_y 和 Δ_y , 梁端极限荷载和相应位移 P_{max} 和 Δ_{max} , 破坏时梁端相应荷载和极限位移 P_u 和 Δ_u , 位移延性系数 $\mu = \Delta_u / \Delta_y$, 其值见表 3 和表 4。误差=(试验值-有限元分析结果)/有限元分析结果。由表 3 和表 4, P_y 误差平均值为 15.1%, Δ_y 误差平均值为 1.1%, P_{max} 误差平均值为 11.2%, Δ_{max} 误差平均值为 -23.5%, P_u 误差平均值为 -6.8%, Δ_u 误差平均值为 4.5%, μ 误差平均值为 7.9%。有限元模拟值与试验值比较接近,且骨架曲线变化趋势一致,故 ABAQUS 分析梁柱中节点的抗震性能是可行的。但同时模拟值与试验值存在一定的误差,主要原因:采用 ABAQUS 数值模拟时边界条件和加载情况与实际加载试验时存在一定的差异,如加载试验中的各种支承和支座情况不可能绝对刚性,同时反复加载所造成的内部损伤积累也不可能完全一致等。

表 3 有限元分析结果

编号	加载方向	$P_{y,c}/\text{kN}$	$P_{max,c}/\text{kN}$	$P_{u,c}/\text{kN}$	$\Delta_{y,c}/\text{mm}$	$\Delta_{max,c}/\text{mm}$	$\Delta_{u,c}/\text{mm}$	μ_c
1	+	22.5	26.7	24.0	9.5	27.0	43.8	4.6
	-	-23.5	-25.4	-24.4	-9.9	-28.5	-48.2	4.8
2	+	23.8	26.8	24.8	10.0	27.8	46.6	4.7
	-	-23.3	-26.3	-24.5	-9.4	-29.6	-49.9	5.3
4	+	20.1	26.0	23.4	8.7	29.7	45.3	5.2
	-	-21.0	-23.3	-22.7	-9.5	-25.9	-49.5	5.2

表 4 试验结果

编号	加载方向	$P_{y,t}/\text{kN}$	$P_{\max,t}/\text{kN}$	$P_{u,t}/\text{kN}$	$\Delta_{y,t}/\text{mm}$	$\Delta_{\max,t}/\text{mm}$	$\Delta_{u,t}/\text{mm}$	μ_t
1	+	26.4	30.2	24.7	9.3	18.9	68.4	7.4
	-	-26.6	-28.4	-18.5	-12.3	-17.4	-40.2	3.3
2	+	21.1	26.6	23.9	6.9	38.1	57.5	8.3
	-	-25.3	-28.1	-19.6	-8.4	-11.8	-32.5	3.9
4	+	28.0	31.8	26.2	9.2	20.7	52.0	5.7
	-	-26.1	-26.4	-20.9	-11.5	-20.9	-41.6	3.6

下标“t”表示试验值,“c”表示有限元模拟值

由表 3 和表 4 可知

1)4 号和 1 号试件节点配箍率、UHTCC 浇筑范围相同,轴压比分别为 0.150,0.225,1 号试件的位移延性系数略低于 4 号试件,说明轴压比在一定程度降低节点变形能力。

2)2 号和 1 号试件轴压比、浇筑范围相同,节点配箍率分别为 0,0.59%,1 号试件的位移延性系数与 2 号试件差别不大,说明 UHTCC 优异的抗剪性能可部分替代节点核心区箍筋的抗剪作用。

3.4 刚度退化

试件的刚度退化采用割线刚度表示,计算式为

$$K_i = \frac{P_i}{\Delta_i}$$

其中: K_i 为第 i 级加载下的刚度, P_i 为第 i 级加载下的峰值荷载, Δ_i 为对应的位移值。

图 9 为试件的刚度退化曲线。可以看出:各试件刚度退化趋势基本一致,屈服阶段衰减最快,极限阶段刚度衰减较快,破坏阶段刚度衰减趋于平缓。轴压比较高的 1 号试件较 4 号试件刚度退化更显著。

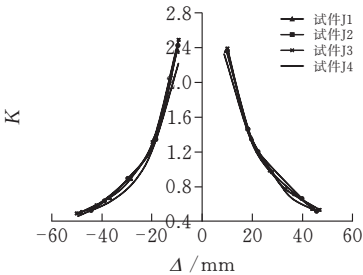


图 9 刚度退化曲线

3.5 耗能能力

在反复荷载作用下,节点的耗能能力可以采用能量耗散系数 ψ 、等效粘滞阻尼系数 ζ_{eq} 来评价,其表达式为

$$\psi = \frac{E}{E_e} = \frac{S_{CAD+ CBD}}{S_{\triangle OAF + \triangle OBE}}$$
$$\zeta_{eq} = \frac{\psi}{2\pi}$$

式中: E 为试件达到极限位移时耗散的能量; E_e 为假定试件达到该位移时弹性变形所吸收的能量,具

体计算见文献[9]。由表 5 可以得出。

1)4 号和 1 号试件节点配箍率、UHTCC 浇筑范围相同,轴压比分别为 0.150,0.225,1 号试件在屈服点对应的耗能比 4 号试件提高 14.7%,极限点提高 7.1%,破坏点提高 23.2%,说明随着轴压比增大,节点耗能能力有所提高。这与试验违背,可能是由于试验时无法保证各种支撑的绝对刚性,且试验骨架曲线包括低周反复加载时积累的内部损伤与有限元建模时不同导致。

2)2 号和 1 号试件轴压比、浇筑范围相同,节点配箍率分别为 0,0.59%,1 号试件在屈服点、极限点和破坏点对应的耗能与 2 号试件相比变化不大,说明 UHTCC 优异的抗剪性能可部分替代节点核心区箍筋的抗剪作用。

3)3 号和 1 号试件节点配箍率、轴压比相同,浇筑范围增大,1 号试件在屈服点对应的耗能比 3 号试件提高 12.6%,极限点提高 5.1%,破坏点提高 7.7%,说明在一定范围内 UHTCC 浇筑范围增大,各特征点的耗能增大。

表 5 试件的能量耗散系数及等效粘滞阻尼系数

编号	屈服点		极限点		破坏点	
	ψ	ζ_{eq}	ψ	ζ_{eq}	ψ	ζ_{eq}
1	2.57	0.41	2.78	0.44	2.93	0.47
2	2.29	0.36	2.94	0.47	2.92	0.46
3	2.29	0.36	2.65	0.42	2.72	0.43
4	2.24	0.36	2.60	0.41	2.38	0.38

4 结论

- 1)节点配箍率、UHTCC 浇筑范围相同,轴压比增大,耗能能力减小,屈服荷载、峰值荷载增大,但变形能力降低,骨架曲线刚度退化现象较明显。
- 2)轴压比、UHTCC 浇筑范围相同,随着节点配箍率增大,耗能能力、极限承载力增加不明显,说明 UHTCC 可部分替代节点箍筋抗剪。
- 3)节点配箍率、轴压比相同,随着 UHTCC 浇筑范围增加,节点耗能能力增大,滞回环形状更饱满,峰值荷载增加,但峰值荷载增加幅度有限。

[参 考 文 献]

[1] 苏骏,李威,张晋.超高韧性水泥基材料增强框架节点抗震性能有限元分析[J].世界地震工程,2016,32(4):50-55.

[2] 徐世烺,李贺东.超高韧性水泥基复合材料研究进展及其工程应用[J].土木工程学报,2008(6):45-60.

[3] 苏骏,徐世烺.超高韧性水泥基材料新型框架节点性能研究[J].世界地震工程,2012,28(2):110-114.

[4] 马健,彭运动,高飞,王思启.单调反对称荷载下钢筋混凝土梁柱中节点数值分析[J].土木工程与管理学报,2015,32(1):28-36.

[5] 潘建荣,王湛,张吉.框架组合梁柱节点的非线性有限元分析[J].西安建筑科技大学学报(自然科学版),2009,41(5):655-662.

[6] 路建华,张秀芳,徐世烺.超高韧性水泥基复合材料梁柱节点的低周往复试验研究[J].水利学报,2012,43(S1):135-144.

[7] 中国建筑科学研究院.GB50010-2010.混凝土结构设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.

[8] 白洁,黄长鑫.基于规范的 ABAQUS 塑性损伤模型损伤因子的确定[EB/OL].(2015-07-16)[2020-12-21].https://xueshu.baidu.com/usercenter/paper/show?paperid=e052b4ec679ede65.155f50eb996a3443&site=xueshu_se&hitarticle=1.

[9] 崔钦淑,王建东,郭颜恺.高强箍筋高强混凝土 Z 形截面柱框架节点抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2018,39(3):56-66.

Nonlinear Finite Element Analysis of Beam-column
Middle Joints of UHTCC New Frame

CAI Miao,SU Jun

(School of Civil Engineering, Architecture and Environment,
Hubei Univ. of Tech.,Wuhan 430068,China)

Abstract: Based on the low-cycle repeated loading test of UHTCC new beam-column middle joints, the finite element analysis of the UHTCC new frame node was carried out by using the concrete plastic damage model in the ABAQUS analysis software. The obtained skeleton curve, yield displacement, yield load and ultimate load agree well with the experimental results, indicating that the model is reasonable. The influence of parameters such as axial compression ratio, core hoop volume ratio and UHTCC pouring range on the hysteresis curve, skeleton curve and energy dissipation capacity of the joint were studied. The results show that the axial compression ratio increases, the yield load and peak load increase, while the deformation capacity decreases; coupling ratio of the joint increases, shear capacity increases not obviously, which indicates that UHTCC can partially replace the joint stirrups to resist shear; with the increase of UHTCC pouring range, the node energy consumption capacity increases and the hysteresis loop shape becomes fuller.

Keywords: ultra high toughness cementitious composites; beam-column joints; the concrete damage model; finite element analysis

[责任编辑:裴 琴]