

# 钢框架梁柱组合节点滞回性能有限元分析

石永久, 王 萌, 王元清, 施 刚

(清华大学 土木工程系, 北京 100084)

**摘 要:**钢框架组合节点考虑楼板组合效应后,其承载能力大幅提高,节点区刚度相应增大,可能对抗震造成不利影响。采用通用有限元软件 ABAQUS 建立非线性精细有限元模型,并对单元选取,螺栓受力行为和材料的应力应变关系及损伤模型的确定进行详细说明。结合国内外已有的钢框架组合梁节点拟静力试验,验证了非线性有限元模型的正确性和适用性。试验和有限元分析结果均表明:考虑楼板的组合效应之后,该类型节点的刚度和承载力均有较大幅度提高,承载力提高幅度约为 26%,节点区弹性刚度提高了 30%左右;在静力往复荷载作用下,该类型节点的滞回曲线较为饱满,耗能能力强,具有良好的抗震性能。

**关键词:**钢框架组合节点;有限元分析;滞回曲线;承载力;损伤退化

**中图分类号:**TU391 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2010)03-0001-07

## FEM Analysis on Cyclic Behavior of Steel Frame-Composite Connections

SHI Yong-jiu, WANG Meng, WANG Yuan-qing, SHI Gang

(Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, P. R. China)

**Abstract:** The capacity and stiffness of the steel frames are improved significantly considering slab composite effect which may cause bad effects on the seismic. Efficient and accurate FEM of ABAQUS was proposed for numerical simulation. And the selection of elements types, the material stress-strain relationship and damage model were made a detailed description. Non-linear finite element model was approved with existing steel frame-composite connections quasi-static test home and abroad. It is shown that the capacity of this type connections is improved by nearly 26% and the stiffness by 30%. And this type of connections have more full hysteretic curve with high energy-consuming ability and good seismic performance.

**Key words:** Steel Frame-Composite Connections, finite element analysis, hysteretic curve, bearing capacity, damage degradation

在多高层钢框架中最常用的刚性连接方式即为梁翼缘与柱焊接、梁腹板与柱上耳板用高强度螺栓连接。钢框架结构中的楼盖常采用混凝土或压型钢板组合楼板。抗震设计的基本准则要求“强柱弱梁”、“强节点弱构件”<sup>[1]</sup>,但是目前对于节点的强化

往往是考虑加强钢梁与钢柱的连接,在实际工程中并没有考虑节点区组合效应使承载力提高的作用,特别是在采用钢柱—组合梁的框架结构中,组合效应对节点区的承载性能影响更为突出。

组合作用对于节点承载力的提高毋庸置疑<sup>[2]</sup>,

收稿日期:2010-01-06

基金项目:国家自然科学基金(90815004)

作者简介:石永久(1962-),男,教授,博士生导师,主要从事结构工程、玻璃幕墙方面研究,(E-mail)shiyj@mail.tsinghua.edu.cn。

但组合效应也有其不利的一面,混凝土楼板的组合作用将使节点正弯矩区组合截面中和轴上移,下翼缘应力可能比不考虑组合作用时有所增大,在地震往复荷载作用下,加速钢梁的疲劳断裂<sup>[3]</sup>。同时,考虑组合作用后,会使节点的刚度上升,从而对节点的抗震延性带来不利影响。

采用通用有限元软件 ABAQUS,建立钢框架混凝土楼板组合节点的非线性有限元模型,并结合国内外此类节点的典型试验,验证提出的有限元模型的准确性和适用性,为该类型组合节点的受力性能分析提供有力的依据和工具。对比分析试验和有限元分析结果,对该类型节点承载力性能、组合作用、滞回性能进行深入探讨。

## 1 有限元计算模型

### 1.1 单元选取

钢框架组合节点一般由钢框架、压型钢板、混凝土楼板、钢筋、栓钉以及螺栓组成,典型节点形式如图 1 所示。其中钢梁柱部分一般采用 H 型钢,在 ABAQUS 中采用四节点缩减积分壳单元(S4R)模拟。在实际工程中组合梁大部分按照完全剪力连接设计,因而在该文模型中不考虑组合梁的滑移效应。混凝土楼板采用空间 3 维缩减积分实体单元(C3D8R)。楼板内钢筋采用 3 维桁架单元(T3D2)。压型钢板采用四节点缩减积分壳单元(S4R)。有限元计算模型的边界条件和典型试验中的基本相同。

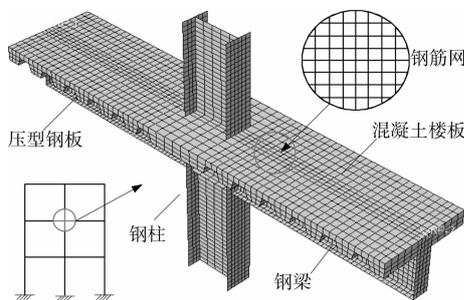


图 1 典型钢框架组合节点

### 1.2 材料本构模型

**1.2.1 钢材本构** 钢材本构模型采用 Hajjar<sup>[4]</sup>提出的考虑屈服强化的本构模型,泊松比取 0.3。采用 Von Mises 屈服准则、相关流动准则以及随动强化准则。在弹性和塑性加载阶段都考虑几何非线性以及大变形。

**1.2.2 螺栓力—滑移关系** 该类型节点的梁腹板采用高强度螺栓与剪切板连接。分析中为了真实模

拟实际情况,用弹簧模拟螺栓。弹簧的刚度曲线如图 2 所示,采用文献[5]中对于高强螺栓抗滑移曲线的试验得到计算曲线的准则:

1)摩擦阶段:外力由接触面的摩擦承担,相对位移量不超过 0.2 mm,达到高强螺栓的剪切承载力,承载力的计算公式参照文献[6]。

2)滑移阶段:当外力超过承载力时,曲线出现转折,接触面产生“滑动”;荷载变化不大,芯板和盖板间相对位移量增大显著;螺栓发生滑移之后,由于螺栓孔比螺栓大 2 mm,所以螺栓在碰触在孔壁之前保持摩擦承载力。

3)承压阶段:外力靠螺栓与孔壁的承压传递,与普通螺栓的抗剪承载力计算方法相同。

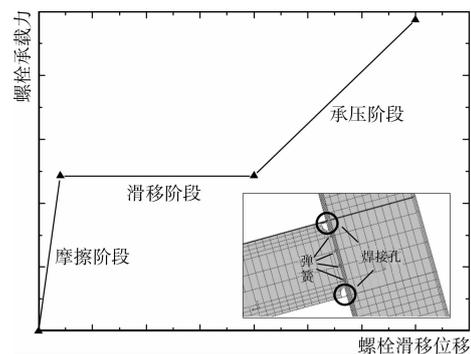


图 2 模拟螺栓弹簧的剪切刚度曲线

**1.2.3 混凝土本构** 混凝土采用 ABAQUS 中提供的混凝土弹塑性断裂—损伤模型<sup>[7]</sup>。其将损伤指标引入混凝土模型,对混凝土的刚度矩阵加以折减,模拟混凝土的卸载刚度随损伤增加而降低的特点,如图 3 所示。

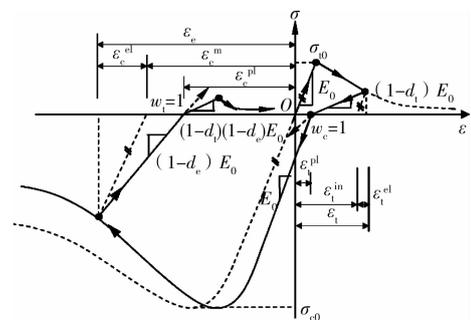


图 3 混凝土材料损伤本构模型

在混凝土塑性损伤模型中,有效拉、压应力为:

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} = E_0(\epsilon_t - \epsilon_t^{pl}) \quad (1)$$

其中, $d_t, d_c$  为比例退化变量,当值为 0 时表示没有损伤,为 1 时表示材料完全破坏。计算过程中,ABAQUS 将自动根据当前的压应力和受压损伤值,

按照上式来计算考虑损伤后的受拉、压塑性应变,进而确定有效拉、压应力  $\epsilon_c^{pl}$ ,  $\epsilon_s^{pl}$ 。损伤模型参数的确定参照文献[8]。

楼板中使用的混凝土应力—应变关系采用 Hognest 本构模型。其中,混凝土抗压强度  $f_{ck} = 0.67f_{cu}$ ,混凝土抗拉强度,  $f_{ct}$  为混凝土立方体抗压强度。

## 2 算例分析

### 2.1 苏迪等人试验<sup>[9]</sup>

苏迪等人的试验选取了现行抗震规范<sup>[1]</sup>中的梁柱标准节点形式和改进焊孔构造的节点形式,在循环往复荷载作用下,考察混凝土楼板的组合效应。

节点尺寸和局部构造如图 4 所示。试件采用主框架平面的十字形足尺模型。其中钢梁柱部分均为焊接 H 型钢,梁的截面尺寸如图 5 所示。试验所得钢材的屈服应力为 270 MPa。梁的翼缘用角焊缝焊接在柱翼缘上,梁腹板采用 4 个 10.9 级 M20 摩擦型高强度螺栓通过连接板与柱翼缘连接。梁柱截面板件的宽厚比、高厚比均满足中国现行抗震规范的构造要求<sup>[1]</sup>,试件的具体参数见表 1。

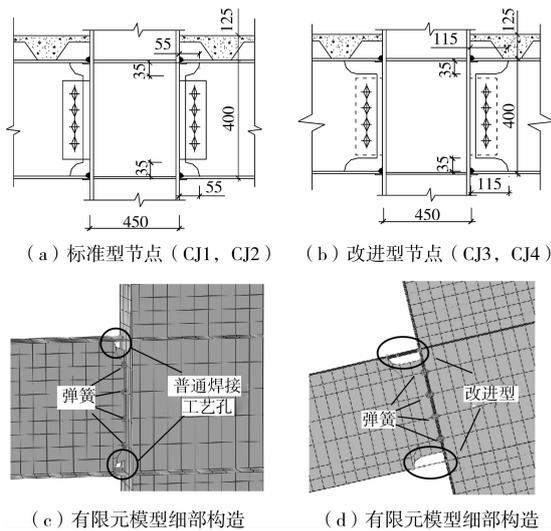


图 4 苏迪等人试验节点构造示意图/mm

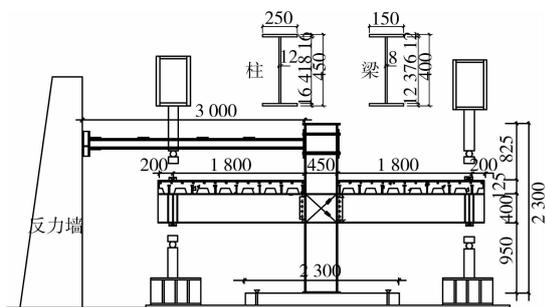


图 5 试验装置布置图/mm

表 1 试件材料主要参数

节点编号	钢节点类型	钢材型号	混凝土等级	纵筋配筋	加载方式
CJ1	标准型	Q235B	C30	12@140	反对称
CJ2	改进型	Q235B	C30	12@140	反对称
CJ3	标准型	Q235B	C30	12@80	反对称
CJ4	改进型	Q235B	C30	12@80	反对称

注:材料 C30、立方体强度  $f_{cu,k}$  为 46.55 MPa、弹性模量  $E_c$  为 28 069 MPa。

试件加载装置如图 5 所示。试验中在梁端施加循环往复荷载,直至构件完全破坏。加载分 2 个阶段,试件屈服前采用荷载增量控制,试件的弹性极限荷载约为 120 kN,分 4 级,每级循环 1 次;出现塑性屈服后采用位移增量控制,以屈服位移的 0.5 倍为单位增加,每级循环 2 次,直至构件破坏。

各试件的计算荷载—位移( $P-\Delta$ )曲线和试验滞回曲线的对比如图 6 所示。

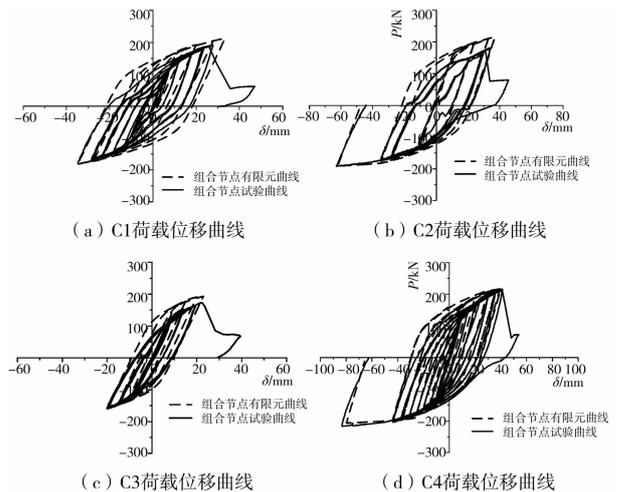


图 6 国内试验有限元滞回曲线对比分析

### 2.2 Lee, Seung Joon 等人试验<sup>[10]</sup>

Lee 等人的试验从 1 个 6 层高,两跨足尺的框架模型中提取出来,框架根据 1979 年 Uniform Building Code(UBC)以及 1981 年的日本建筑规范进行设计。选用试验中的 2 个节点:1 个为典型的外部节点 EJ-FC、1 个为典型的内部节点 IJ-FC,如图 7 所示。钢梁柱部分均为焊接 H 型钢,梁腹板采用 5 个摩擦型高强度螺栓通过连接板与柱翼缘连接。试件具体尺寸如图 8 所示。材料属性根据节点试验的材性试验得到,具体见表 2。

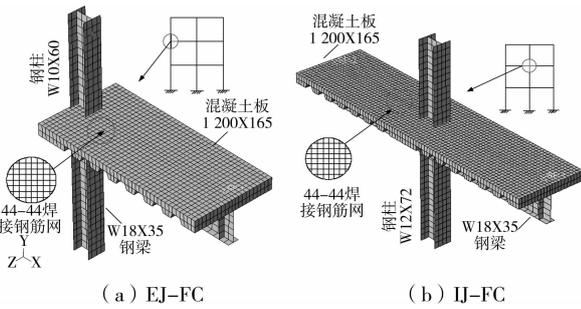


图 7 节点模型选取/mm

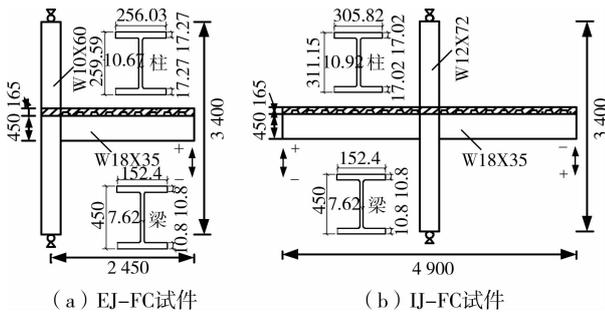


图 8 节点构造尺寸图/mm

表 2 试验中构件钢材材性

试件编号	截面	荷载类型	弹性模量/MPa	屈服值 N/mm <sup>2</sup>
EJ-FC	梁	翼缘	195.3	252.7
	W18X35	腹板	204.1	260.6
	柱	翼缘	219.6	236.3
	W10X60	腹板	218.3	244.0
IJ-FC	梁	翼缘	195.3	252.7
	W18X35	腹板	204.1	260.6
	柱	翼缘	204.5	241.9
	W12X72	腹板	214.5	261.7

注:材料混凝土、抗压强度  $f_c$  为 35.50 MPa、弹性模量  $E_c$  为 22 930 MPa。

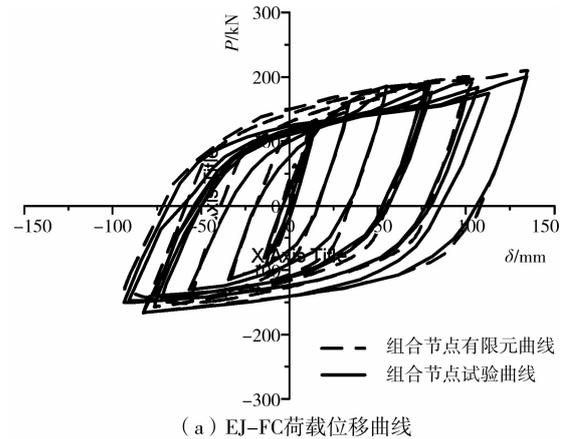
试件的加载制度与苏迪等人的试验相似,采用位移加载,在屈服前分为 5 级加载,屈服后以屈服位移的整数倍加载,每个等级循环 3 次。

各试件的计算荷载—位移( $P-\Delta$ )曲线和试验滞回曲线的对比如图 9 所示。

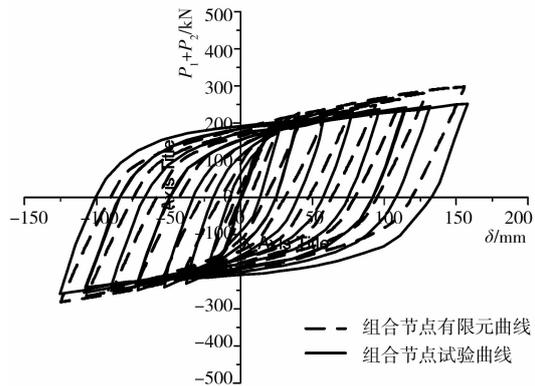
### 2.3 试验有限元对比分析

**2.3.1 滞回性能对比分析** 从图 9 中可以看出,试验中试件的滞回曲线在卸载完成后出现部分捏拢的现象,源于反向加荷时,受拉区混凝土裂缝尚未闭合,使初始刚度下降,待裂缝闭合受压区混凝土参加工作后,刚度上升,曲线同时上升了。从图 9 中可以看出有限元结果的强化特性比试验明显。主要原因

是试验中的材料不可能是无缺陷的,这一点和有限元中理想材料是有区别的。



(a) EJ-FC 荷载位移曲线



(b) IJ-FC 荷载位移曲线

图 9 国外试验限元滞回曲线对比分析

**2.3.2 承载性能对比分析** 构件的极限承载力计算值和试验值的比较见表 3、图 10 和图 11,采用文中给出的非线性有限元分析方法模拟试件的承载力和荷载—位移曲线是可靠的。

表 3 极限承载力有限元计算值与试验值对比

试件	荷载类型	计算值 $P_u$ /kN	试验值 $P_t$ /kN	$P_u/P_t$
C-1	正弯矩	220.32	191.24	1.15
	负弯矩	181.17	181.68	1.00
C-2	正弯矩	214.60	180.81	1.19
	负弯矩	190.76	190.71	1.00
C-3	正弯矩	193.01	172.94	1.12
	负弯矩	161.20	159.92	1.01
C-4	正弯矩	217.14	216.79	1.00
	负弯矩	206.89	214.58	0.96
EJ-FC	正弯矩	200.18	202.20	0.99
	负弯矩	159.62	166.23	0.96

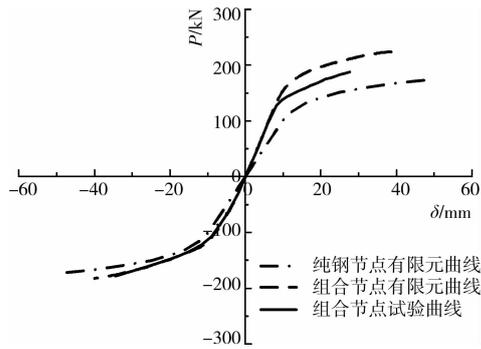


图10 12@140 试验有限元试件骨架曲线对比

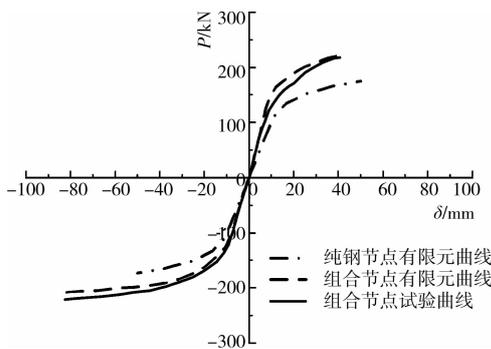


图11 12@80 试验有限元骨架曲线对比

从图10和图11中可以看出,有限元对节点负弯矩受力行为模拟很好,但正弯矩有限元计算结果比试验稍高,这主要由2方面原因造成:1)由于在试验中侧向约束不足,造成梁在加载的过程中发生平面外扭转,导致承载力降低。苏迪等人的试验中,正负弯矩承载力基本相同。但是由于楼板的组合作用,在正弯矩的作用下混凝土参与受力,节点承载力应该有显著的提高;在负弯矩加载中,由于混凝土开裂提早退出工作,对承载力的提高有限,这一点从Lee等人试验中也可以看出。2)混凝土在往复加载中损伤较为严重,而混凝土对框架梁正弯矩受力行为影响很大,负弯矩受力行为影响小,所以正弯矩作用下混凝土的退化更为严重。虽然在有限元分析中考虑了混凝土的损伤退化,但其对于卸载刚度的影响大于承载力的影响,因此,采用更为准确的考虑强度和刚度2方面损伤退化得准则显得尤为重要。

有限元分析的滞回曲线在弯折的位置均高于实验结果,这是因为实验中材料的缺陷和杂质的存在使得弹性承载力比有限元理想材料计算值低。

从图10和图11中可以看出,随着配筋率的升高,有限元计算和试验值越接近。这是由于配筋率高的节点延性更好,离屈服弯曲的部分更远,所以弹性承载力的影响减小,而且延性提高对于混凝土对

于承载力增强的效应越明显,所以有限元和试验计算拟合较好。

### 3 节点力学性能分析

#### 3.1 节点滞回性能分析

##### 3.1.1 节点的耗能行为

1)苏迪等人的试验除CJ3由于焊缝破坏较早,滞回曲线面积明显偏小,其他的试件都表现出较好的延性,虽然CJ1和CJ2的滞回曲线在卸载完成的时候出现部分捏拢的现象,但基本上都呈纺锤形,其截面的破坏形式均为出现塑性铰后再发生焊缝撕裂。CJ4的包络线面积最大,延性最好,滞回曲线最为饱满光滑,证明该节点具有良好的承受低周往复循环地震荷载的能力。

2)Lee等人的EJ-FC、IJ-FC均表现出良好的滞回性能,虽然试验曲线在正弯矩的部分表现出部分捏拢现象,但总体来说滞回曲线饱满光滑。

##### 3.1.2 节点的损伤退化

1)实验中曲线存在下降段,并且即使是同一位移加载,滞回曲线也不完全重合,并且随着滞回圈数的增加,节点的卸载刚度也是逐渐降低,说明实际中钢材、混凝土均存在强度和刚度的退化<sup>[11]</sup>。退化的程度与其前面的循环次数、滞回环的面积(节点的耗能能力)、塑性变形均有密切的关系。但在有限元分析中的钢材强化准则并没有考虑退化的现象,并且卸载准则也是经典的弹塑性卸载准则。现国内外均对这方面进行研究。钢材的累积损伤主要反映在裂纹发展和断裂,可定义损伤指数考虑钢材在反复荷载作用下的累积损伤<sup>[12-13]</sup>,强度和刚度退化主要反映在构件和节点的屈曲、屈服和断裂<sup>[14]</sup>,虽然现在也有很多考虑刚度强度退化的方法及模型,但并没有一种通用性的模型,此问题是需要进一步研究的<sup>[15]</sup>。

2)虽然混凝土在有限元分析中考虑了损伤退化的影响,但是其对于卸载刚度的影响大于承载力的影响,而且损伤只和最大应变有关,没有体现损伤随滞回圈数增加的损伤累积。

#### 3.2 节点的承载能力分析

3.2.1 楼板组合作用分析 苏迪的试验中,梁柱尺寸相同,弹性极限荷载,各构件基本一致,说明在受荷初期,混凝土开裂以前,截面的正向刚度与负向刚度比较接近。表4给出组合作用考虑与否对节点

承载力和刚度的影响情况,表 4 中  $P_{uc}$  为考虑组合作用承载力,  $P_{us}$  为纯钢结构承载力,  $K_c$  为考虑组合作用刚度,  $K_s$  为纯钢结构刚度。从表 4 可以看出,考虑了混凝土板的组合效应,刚度提高平均 32%,承载力提高平均 26%。对于节点的性能有很大的影响,在工程设计中应给予重视。

表 4 组合节点与纯钢结构节点对比

试件	$P_{uc}/$ kN	$P_{us}/$ kN	$P_{uc}/$ $P_{us}$	$K_c/$ ( $kN \cdot mm^{-1}$ )	$K_s/$ ( $kN \cdot mm^{-1}$ )	$K_c/K_s$
C-1	220.32	175.98	1.25	14.80	10.98	1.35
C-2	214.60	175.98	1.22	14.23	10.98	1.30
C-3	193.01	175.98	1.10	15.24	10.98	1.39
C-4	217.14	175.98	1.23	14.37	10.98	1.31
EJ-FC	200.18	142.49	1.40	11.18	8.12	1.38
IJ-FC	153.30	110.26	1.39	9.62	7.93	1.21
平均值			1.27			1.32

**3.2.2 极限承载力分析** 由于楼板的组合作用,节点正弯矩作用下承载力显著高于负弯矩作用下承载力。

**3.2.3 配筋率的影响** 从图 12 中可以看出高配筋率对于正弯矩下的承载力影响很小;而对负弯矩的承载力有显著地提高。这主要源于负弯矩作用下混凝土受拉开裂提早退出工作,钢筋成为受力的主体。

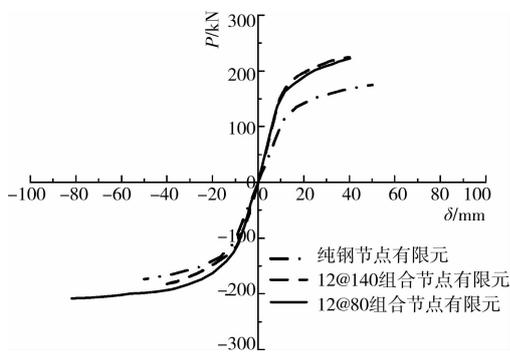


图 12 组合结构纯钢结构计算曲线对比

**3.2.4 破坏形态分析** 试验中结构的破坏均是在焊接的热影响区焊缝或者翼缘断裂。因此工程中为保证节点延性,必须保证节点梁柱焊接条件,尽可能减少焊接缺陷。适当的对节点进行局部构造的改进,也有利于节点受力性能的改善,减少节点焊缝区域脆性断裂的可能性。

## 4 结论

建立钢框架混凝土楼板组合节点非线性有限元计算模型,并和典型国内外试验结果进行比较。根据试验和计算的结果进行此类节点的受力性能分析,得到如下结论:

1)建立的钢框架组合节点非线性有限元模型在宏观破坏形态和承载力-变形关系等方面与典型试验结果均吻合良好,验证了模型中采用的单元类型、材料本构以及接触类型的合理性。

2)考虑节点区混凝土板的组合效应,对于提高钢框架梁柱节点在低周往复循环荷载下的承载力效果明显,平均提高 26%,弹性刚度平均提高 30%,这一点会对节点的抗震延性带来不利的影 响,要在结构设计引起关注。但是在节点选型合理,配筋合适的情况下,也能得到强度高、滞回曲线还比较饱满、延性好的抗震节点形式。

3)上述 4 种类型节点的延性都比较好而且滞回性能饱满。工程中为保证节点延性,必须保证节点梁柱焊接条件,尽可能减少焊接缺陷。适当的对节点进行局部构造的改进,也有利于节点受力性能的改善,减少节点焊缝区域脆性断裂的可能性。

4)虽然在有限元分析中考虑了混凝土损伤退化的影响,但是其对于卸载刚度的影响大于承载力的影响,而且有限元的计算并没有考虑到钢结构的损伤退化,所以提出更为准确的考虑强度和刚度 2 方面损伤退化得准则显得尤为重要。

## 参考文献:

- [1] 中华人民共和国建设部. GB50011-2001 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2001.
- [2] 石永久, 奥晓磊, 王元清, 等. 钢材强度对梁柱组合节点性能影响的有限元分析[J]. 重庆建筑大学学报, 2008, 30(5): 32-36.  
SHI YONG-JIU, AO XIAO-LEI, WANG YUAN-QING, et al. Finite element analysis of the influence of steel strength on beam-to-column composite connections [J]. Journal of Chongqing Jianzhu University, 2008, 30(5): 32-36.
- [3] AO X L, SHI Y J, WANG Y Q. Influence analysis of steel strength on composite beam-to-column connection in steel frame structure [C]//Proceedings of the 9th International Conference on Steel Space & Composite

- Structures, Beijing, 2007.
- [4] HAJJAR J F, LEON R T, GUSTAFSON M A, et al. Seismic response of composite moment-resisting connections ii: behavior [J]. Journal of Structural Engineering, 1998, 124(8): 877-885.
- [5] 陈以一, 沈祖炎, 韩林, 等. 涂醇酸铁红或聚氨酯富锌漆连接面抗滑移系数测定[J]. 建筑结构, 2004, 34(5): 3-6.  
CHEN YI-YI, SHEN ZU-YAN, HAN LIN, et al. Measurement of slipping-resistant coefficients of two coating surfaces in high strength bolts connections[J]. Building Structure, 2004, 34(5):3-6.
- [6] 中华人民共和国建设部. GB 50017-2003 钢结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- [7] Abaqus Analysis User's Manual[M]. 19. 6. 3
- [8] BIRTEL V, MARK P. Parameterised finite element modelling of RC beam shear failure [C]//2006 ABAQUS Users' Conference, 2006:95-108
- [9] 石永久, 苏迪, 王元清. 混凝土楼板对钢框架梁柱节点抗震性能影响的试验研究[J]. 土木工程学报, 2006, 39(9):26-31.  
SHI YONG-JIU, SU DI, WANG YUAN-QING. An experimental study on the seismic performance of beam-column joints in steel frames with the effect of concrete slabs considered[J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39(9):26-31.
- [10] LEE S J. Seismic behavior of steel building structures with composite slabs[D]. Lehigh University, 1987.
- [11] 王先铁, 郝际平, 孙彤, 等. 新型方钢管混凝土梁柱节点抗震性能研究[J]. 重庆建筑大学学报, 2007, 29(2): 73-77.  
WANG XIAN-TIE, HAO JI-PING, SUN TONG, et al. Experimental study on seismic behavior of penetrated interior diaphragm on one side beam-to-column connection for concrete-filled square steel tube [J]. Journal of Chongqing Jianshu University, 2007, 29(2):73-77.
- [12] 沈祖炎, 沈苏. 高层钢结构考虑损伤累积及裂纹效应的抗震分析[J]. 同济大学学报, 2002, 30(4):393-398  
SHEN ZU-YAN, SHEN SU. Seismic Analysis of Tall Steel Structures with Damage Cumulation and Fracture Effects[J]. Journal of Tongji University, 2002, 30(4): 393-398.
- [13] 刘永明, 陈以一, 陈扬骥. 考虑钢框架节点局部断裂的滞回模型[J]. 同济大学学报, 2003, 31(5):525-529  
LIU YONG-MING, CHEN YI-YI, CHEN YANG-JI. Hysterical model of steel frame connection considering partial fracture[J]. Journal of Tongji University, 2003, 31(5):525-529.
- [14] METTUPALAYAM V S, ANDREI M R. Hysteretic models for deteriorating inelastic structures[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2000, 126(6):633-640.
- [15] 王萌, 石永久, 施刚, 等. 高层钢框架构件与节点滞回模型及损伤退化分析[J]. 工业建筑, 2009(S):973-981.  
WANG MENG, SHI YONG-JIU, SHI GANG, et al. Analysis on degraded and damage hysteretic model of high-rise steel frame structures and connections [J]. Industrial Construction, 2009(S):973-981.

(编辑 王秀玲)