

文章编号: 1006-7329(1999)05-0106-06

用二维非线性有限元法判断钢筋混凝土框架 顶层端节点的斜压破坏条件

106-111

邹 昀¹ 白绍良²

(1. 江南大学 建工系, 无锡 214000; 2. 重庆建筑大学 建筑工程学院 400045)

TU375.401
TU375.4
TU312.3

摘 要 利用本文第一作者编制并经过校准的钢筋混凝土二维非线性有限元分析程序,对框架顶层端节点及其相邻梁、柱段进行了全过程分析,探讨了该类节点斜压破坏条件与梁、柱端截面配筋特征值和节点外上角负弯矩钢筋相对弯弧半径之间的关系,为国家标准《混凝土结构设计规范》给出这类节点合理的斜压破坏控制条件提供了分析依据。

关键词 非线性有限元分析, 钢筋混凝土框架, 顶层端节点, 斜压破坏控制条件

中图分类号 TU311.4, TU375.4

文献标识码 A

1 概 述

直到本世纪八十年代中期,国内外都还没有人对工程中大量应用的钢筋混凝土框架顶层节点的受力性能和设计方法进行试验研究。当时,这类节点的设计只能全凭经验,设计方法也无从统一。1986年起,文献[1]的作者根据我国工程设计需要和国家标准《混凝土结构设计规范》进一步修订的要求,率先开始了对钢筋混凝土框架顶层端节点的系统试验研究工作。

框架顶层端节点的受力特点与其它部位的节点,例如中间各层的中间节点、中间各层的端节点以及顶层中间节点的主要区别在于,由顶层端节点连在一起的框架梁、柱相当于一根折角为90°的折梁。在实际工程中的常见情况下,即当梁跨度内作用有一定大小的竖向荷载,且框架所受的水平荷载不是过大时,这一折梁临近端节点的区段均在负弯矩作用下(图1a)。这时由梁、柱端作用给节点的内力如图1b所示。通过顶层端节点在负弯矩下的静力性能试验^[1]已经查明,当端节点在负弯矩作用下充分开裂后(图1c),根据节点斜裂缝和梁、柱端垂直裂缝中的弯矩平衡条件,由斜裂缝穿过的负弯矩筋弯弧两端点附近的钢筋拉应力将接近梁、柱端负弯矩筋中的拉应力。这表明由弯弧段以外的节点负弯矩筋水平和竖直段经粘结效应传入节点核心区的边缘剪力很小。与此同时,由梁、柱端截面受压区伸入节点的受压钢筋,其压力在分别抵消了柱截面和梁截面传入节点的剪力后,已经所剩不多,故由受压钢筋粘结效应传入节点核心区的边缘剪力也很小。这意味着在这类节点的核心区中,当混凝土开裂后,桁架机构是很弱的,起主导作用的是图1d所示的斜压杆传力机构。在这个机构中,由负弯矩钢筋两端点处的钢筋拉力合成的并由弯弧传给核心区混凝土的斜向压力与由梁、柱端截面中的受压区混凝土压力在抵消了经柱、梁截面传入节点的剪力中的相应部分之后所合成的斜向压力在节点核心区混凝土中相互平衡。因此,节点中即使设有水平箍筋,箍筋应力直至节点破坏均离屈服尚远。

试验查明^[1],顶层端节点梁、柱接头区的最终破坏形态,在梁、柱端不首先发生剪切破坏的前提下,除去梁端或(和)柱端的正截面破坏外,在节点核心区则可能发生两种形态的破坏,即核心区混

收稿日期: 1999-06-29

基金项目: 建设部城乡建设科技发展基金资助

作者简介: 邹 昀(1968-),女,江南大学建工系讲师。

混凝土的斜压破坏和弯弧内侧混凝土的局部受压破坏。根据试验结果判断，这两种破坏主要与梁端截面的负弯矩钢筋配筋特征值 ξ_b ($\xi_b = A_s f_t / b_b h_{b0} f_{cm}$) 和负弯矩钢筋在节点外上角的弯弧相对半径 r/h_{b0} 有关。当然， ξ 和 r/h_0 亦可以柱截面为准。但在本文分析中， ξ 和 r/h_0 均统一以梁截面为准。不论对梁截面或对柱截面取值，所得规律均只适用于与试验所取梁、柱截面尺寸比例相近的端节点，当梁、柱实际截面尺寸比例与试验比例相差过远时，有关规律应专门研究。

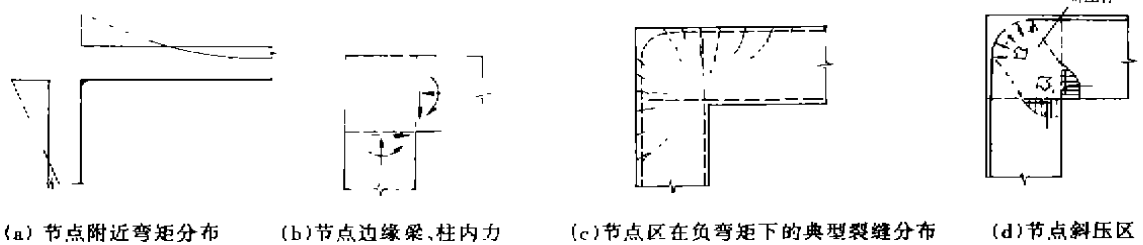


图 1 框架顶层端节点在静力负弯矩下的受力特征

为了在实际结构中避免出现节点核心区的斜压破坏和局压破坏，需要分别给出与 ξ_b 和 r/h_{b0} 有关的防止斜压破坏和局压破坏的控制条件。根据实验中发生斜压破坏和局压破坏节点的试验结果，文献[2]给出了图 2 所示的防斜压和防局压破坏的控制条件，其中防斜压破坏的控制条件为：

$$\xi_b \leq 0.33 + 0.2r/h_{b0} \quad (1)$$

防局压破坏的控制条件为

$$\xi_b \leq 2.2r/h_{b0} \quad (2)$$

式中和前文所述 $\xi_b = A_s f_t / b_b h_{b0} f_{cm}$ ，其中 A_s 、 f_t 分别为梁端负弯矩钢筋的截面面积和抗拉强度设计值； b_b 、 h_{b0} 分别为梁端截面宽度和有效高度； f_{cm} 为梁混凝土弯曲抗压强度设计值； r 为负弯矩筋在节点中的弯弧内半径。

由于建立上述控制条件的有效试件数量偏少，故有必要通过节点区的非线性有限元分析对由试验建立的控制条件进行校正。但因防局压破坏控制条件已属三维问题，非线性分析条件尚不成熟，故本文拟通过二维非线性有限元分析对防斜压破坏控制条件进行验证。

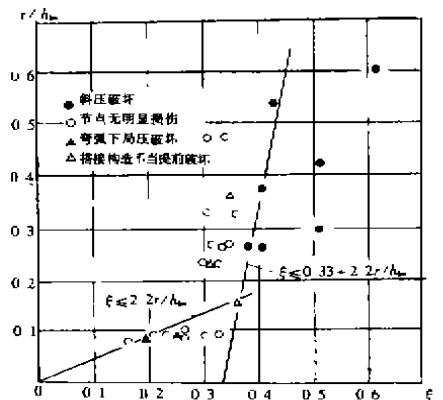


图 2 试验结果以及依据试验结果建立的斜压破坏和局压破坏控制条件

2 分析模型及单元划分

分析选取的模型(图 3a)是以文献[1]试验方案中试件的受力状况(图 3b)为依据的。这种模型虽然增加了分析中的单元数，但可以避免仅取节点区作分析模型时假定边缘剪力分布规律时可能遇到的困难。模型梁、柱矩形截面等宽，梁截面为 300 mm × 500 mm，柱截面为 300 mm × 400mm。

混凝土采用三角形单元。对受拉钢筋则先将其圆形截面折算成等面积的矩形截面，然后再划分成三角形单元。受压钢筋与箍筋采用线性单元。为了模拟受拉纵筋与混凝土之间的相对粘结-滑移关系，在钢筋单元和相邻混凝土单元之间引入了联结单元。该联结单元分别由两个相互垂直的弹簧组成。各单元的基本参数，诸如结点坐标、单元编码、单元面积、单元厚度等均根据所需划分的网格大小由程序自动生成。

3 计算框图及分析中的基本假定

本文采用增量法求解非线性问题，即将荷载划分成若干增量，每次施加一级荷载增量。在一级

荷载增量中假定刚度矩阵为常数。计算过程见图 4 所示框图。

在分析中,混凝土单轴受压的应力-应变关系采用有限元法中最常用的 Saenz 公式,单轴受拉时的应力-应变关系采用 Liu 和 Scordles 的公式。混凝土双轴受压和双轴受拉应力-应变关系则按 Kupfer 破坏准则和单轴应力-应变关系确定。其中,混凝土在拉-压状态下采用华南理工大学谢理在他的博士学位论文³¹中提出的对 Kupfer 破坏准则的修正。这是因为根据近年来混凝土的双轴受力试验结果,可以判定,混凝土在拉-压状态下可以划分为压-拉破坏区和拉-压破坏区这两个不同的区域。在压-拉破坏区发生的是混凝土的受压破坏,即压碎;而拉-压破坏区发生的则是混凝土的拉断。两个区域的分界值为 $\alpha = \sigma_1/\sigma_2 = -0.17$ 。由于混凝土的抗拉强度随强度等级增长的比例小于抗压强度的线性增长关系,故当 $|f_t/f_c| < 0.1096$ 时,若取 $\alpha = -0.17$,则由 Kupfer 公式将得到 $\sigma_{1c} > f_c$,这显然是不合理的。因此,需对拉-压情况下的破坏准则作如下修正:

压-拉区: $\alpha_0 < \alpha \leq 0$

$$\sigma_{2c} = f_c(1 + 3.28\alpha)/(1 + \alpha)^2 \tag{3}$$

$$\sigma_{1c} = \alpha \sigma_{2c} \tag{4}$$

拉-压区: $-\infty < \alpha \leq \alpha_0$

$$\sigma_{1c} = f_t \tag{5}$$

$$\sigma_{2c} = f_t(1 + 3.28\alpha)/(1 + \alpha)^2 \tag{3}$$

上述 α_0 按下列公式计算:

$$\alpha_0 = [(1 - 2\beta) - \sqrt{1 + 9.12\beta}]/(6.56 - 2\beta) \tag{6}$$

其中

$$\beta = f_t/f_c \geq -0.1096 \tag{7}$$

在式(7)中,当 $\beta < -0.1096$ 时,取 $\beta = -0.1096$,从而保证了式(6)开方运算有意义。也就是当 $|f_t/f_c| < 0.1096$ 时才需要作上述修正。

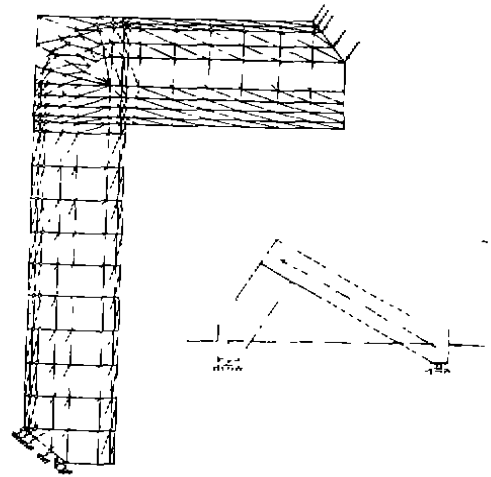
本文对混凝土的受拉开裂仍采用一般二维有限元分析中常用的摊开式裂缝模式(或称片状裂缝模式),即不去具体追踪实际上按单根出现的裂缝位置及其走向,而是假定裂缝发生在各单元体内,即认为一旦某个单元体的主拉应力超过了混凝土的双轴受力抗拉强度,该单元就将在主拉应力作用下进入开裂状态。这时该单元原承担的拉应力就将释放出来,并作为超额应力在各单元间重新分配,以达到新的平衡。此后,该方向的弹性模量取为零。

处于拉-压状态下的混凝土单元一旦沿一个方向受拉开裂,则在与其垂直的另一个受压方向中引用了徐增全(Thomas T.C.Hsu)的软化理论。所谓“软化”是指当混凝土沿一个方向受拉开裂后。若配有与裂缝相交的钢筋,则垂直于拉应力方向的受压刚度和强度将随拉力引起的钢筋的伸长而降低。本文采用了徐增全的软化系数 ζ ^[4],其表达式为:

$$\zeta = 0.9/\sqrt{1 + 600\varepsilon}, \quad 0 \leq \zeta \leq 1 \tag{8}$$

把软化系数 ζ 引入到混凝土受压应力-应变关系的 Saenz 表达式中可得:

$$\sigma = \frac{\zeta E_0 \varepsilon}{1 + (-2 + E_0/E_s)(\varepsilon/\zeta\varepsilon_0) + (\varepsilon/\zeta\varepsilon_0)^2} \tag{9}$$



(图 3a 中的空心圆点为设置联结单元处)

(a)分析模型 (b)试验构件受力简图

图 3 分析用模型及试验用试件

从中可导出切线模量为：

$$E = \frac{\partial \sigma}{\partial \epsilon} = \frac{\zeta E_0 [1 - (\epsilon/\zeta \epsilon_0)^2]}{[1 + (-2 + E_0/E) (\epsilon/\zeta \epsilon_0) + (\epsilon/\zeta \epsilon_0)^2]^2} \quad (10)$$

由于分析中钢筋不会进入屈服后的过大应变状态，故钢筋的拉、压应力 - 应变关系均采用理想弹性 - 理想塑性双折线模型。

在钢筋直线段上钢筋与混凝土的粘结 - 滑移关系采用了 Houde 公式^[5]。这时，粘结联结单元的水平垂直弹簧的刚度都是参照钢筋直锚段的试验结果给出的。但在本文分析中存在着 90°弯弧段。当弯弧两端受拉时，这一拉力将在弯弧段上转变为径向压力作用在弯弧内侧的混凝土上。当内侧混凝土受压变形后，弯弧将“陷入”内侧混凝土中一个深度，并使弯弧外侧与混凝土在一定程度上分离。这一现象必然对弯弧段内、外侧粘结联结单元的水平及垂直弹簧的刚度产生影响，使其有别于直线段。为了模拟弯弧段的这一特殊受力状态，本文对弯弧钢筋内、外侧的垂直和水平弹簧刚度在各级荷载增量下分别乘以不同的修正系数。修正系数用逐次逼近的步骤确定，目标是使分析得出的弯弧中点钢筋应力与弯弧起点的钢筋应力之比与试验中实测的各级荷载下的这一比值相接近。

本文二维程序无法有效模拟钢筋弯弧对弯弧内侧混凝土的挤压问题，因为这一问题已属三维范畴。但是弯弧段钢筋与弯弧内侧混凝土之间的平衡条件和变形协调条件，特别是弯弧的压陷现象将影响整个节点核心区的受力状态，故本文对弯弧内侧混凝土做了以下简化处理，即将弯弧内侧第一环混凝土单元到弯弧内侧靠近圆心的最后一环混凝土单元的厚度从 0.5b₀ 逐步过渡到 b₀ (b₀ 为节点区厚度，即梁、柱截面宽度)，以反映钢筋弯弧压力在弯弧内侧混凝土中的影响宽度向内逐步扩大的趋势。

4 分析结果和对斜压破坏控制标准的讨论

在进行系列计算之前，为了检验分析程序的有效性，首先选取文献 [1] 中的五个试件，即

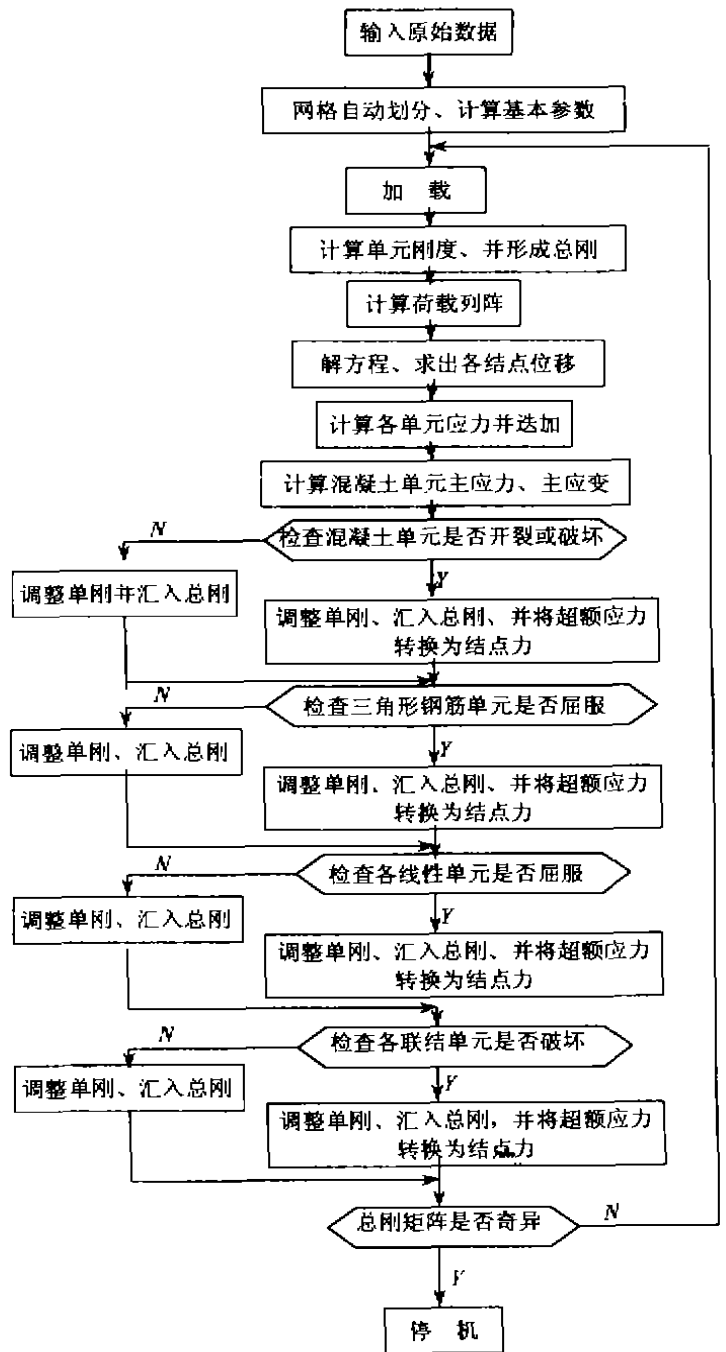


图 4 计算框图

图 4 计算框图

CJSa-2、CJSa-8、CJSa-10、CJSa-15 和 CJSa-16 进行模拟计算。从计算结果可以看出,试件 CJSa-2 和 JSa-10 按二维非线性有限元分析总刚出现奇异时求得的破坏荷载 P_j 与按梁端、柱端正截面发挥载能力求得的破坏荷载 P_0 比较接近。这表明梁、柱端正截面出现强度破坏的可能性很大。而试件 CJSa-8、CJSa-15 和 CJSa-16 的 P_j 值则明显小于 P_0 , 这表明发生节点核心区混凝土斜压破坏的可能性很大。这与试验中前两个试件发生梁端抗弯强度破坏, 而后三个试件先期发生节点斜压破坏的结果完全一致。

随后, 本文对 $r/h_{bn} = 0.21 \sim 0.59$, $\xi = 0.2 \sim 0.45$ 的 34 个算例进行了从加载到破坏的全过程分析, 得到每组 r/h_{bn} 、 ξ 取值所对应的破坏荷载 P_j 以及在达到 P_j 时节点内已达到抗压强度的单元个数。同时根据配筋计算出与首先发生正截面弯曲破坏的梁端或柱端相对应的破坏荷载 P_0 。从理论上讲, 当 $P_j < P_0$ 时, 节点核心区就将先行发生斜压破坏。但是应该看到, P_j 是在围绕某一结点的所有单元都达到了双向受力条件下的受压破坏条件, 即总刚出现奇异时得到的, 而真正的斜向压碎现象, 则往往发生在非弹性变形进一步增大, 也就是试件荷载再略有上升之后。因此由总刚发生奇异得出的 P_j 可能比真正出现混凝土压溃的荷载略低。根据分析结果, 针对本文讨论的节点核心区斜压破坏情况, 不以 $P_j < P_0$ 作为斜压破坏条件, 而以 $P_0 - P_j \geq 40 \text{ kN}$ 作为发生斜压破坏的条件, 40 kN 约相当于破坏荷载的十分之一。图 5a 给出了全部分析结果, 其中空心圆点满足 $P_0 - P_j < 40 \text{ kN}$, 属于梁、柱端发生正截面破坏的可能性很大的情况; 实心黑点则为 $40 \text{ kN} < P_0 - P_j \leq 80 \text{ kN}$, 属于有一定可能性发生斜压破坏的情况, 而黑点外面加圆圈的则为 $P_0 - P_j$ 大于 80 kN 的情况, 应属于极可能发生斜压破坏的情况。从图中可以看出, 当 r_0/h_{bn} 较小时 (即 $r_0/h_{bn} = 0.2 \sim 0.3$ 时), 很可能发生斜压破坏的 ξ 界限在 0.32 左右; 当 r_0/h_{bn} 为中等时 (即 $r_0/h_{bn} = 0.4 \sim 0.5$ 时), ξ 界限增大到 0.35 ~ 0.4。这与图 2 所示的试验结果不论从数量上还是变化规律上都有较好的一致性。但当 r_0/h_{bn} 增大到 0.6 时, ξ 界限又回落到 0.32 左右, 这一点则与根据试验结果推断出的公式 (1) 有一定差别。应该指出, 在提出公式 (1) 时, 已经考虑到了 ξ 的界限不可能随 r_0/h_{bn} 的增大而无限持续增大的问题, 此次分析结果恰恰证明这种考虑是有道理的, 而且考虑得还不够充分。

如果按照总刚出现奇异时节点区内达到抗压强度的混凝土单元总数对所分析的算例进行统计, 则可得到图 5b 的结果。其总的趋势与图 5a 有类似之处。这种统计只能从一个侧面说明节点区受力较大的部分所占范围的大小, 似不能以此为依据来判断是否先期发生斜压破坏, 但不妨作为一种对节点受力程度的参考性评价标准。

根据试验和本文分析结果, 为了简化工程中应用的防斜压破坏控制条件, 可以统一取与 r_0/h_{bn} 无关的 $\xi = 0.32$ 或 0.35 作为防斜压破坏的控制标准。

最后, 还需要提请注意的是, 当围绕一个结点的各个单元都达到受压破坏条件时, 总刚将出现奇异。同样, 当围绕一个结点的各个单元都达到受拉破坏条件 (例如本文规定的拉应变超过受拉极

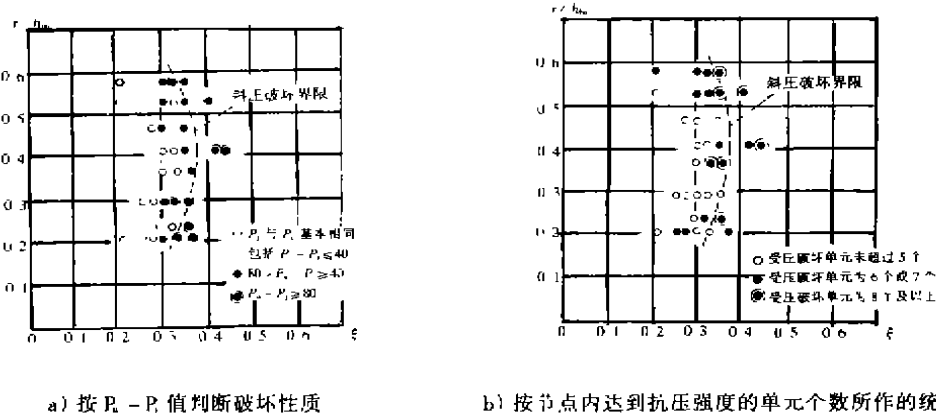


图 5 分析结果

限应变的 10 倍)时,总刚也将出现奇异,从而使计算自动终止。这说明,如果受拉的 ϵ_u 取值不够大,则有可能在梁、柱端尚未达到正截面承载力极限,节点也未出现斜压破坏时,由于上述受拉单元应变过高,导致某个节点处总刚奇异而使计算无法继续进行下去。这当然是不合理的。为了排除了这种干扰,就必须把受拉的 ϵ_u 取得足够大。

5 小 结

利用二维非线性有限元分析对钢筋混凝土框架顶层端节点的静力性能进行模拟分析,可以求得某个结点周围各个单元都达到了混凝土的二维受压破坏条件,从而使总刚出现奇异时的节点区斜压承载力。可以用稍高于这一分析承载力的值作为节点的斜压破坏承载力。由分析求得的斜压承载力与试验结果有很好的—致性。同时,还可以通过分析对试验试件较少的区域内的斜压破坏承载力作出补充判断。

参考文献

- [1] 白绍良,罗元辉,周起敬,张祖涛. 钢筋混凝土顶层角节点在负弯矩下的静力性能研究[J]. 重庆建筑工程学院学报,1989,(1)
- [2] 框架顶层边节点专题组. 钢筋混凝土框架顶层边节点的静力及抗震性能试验研究. 混凝土结构研究报告选集 3[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1994
- [3] 谢 理. 钢筋混凝土剪力墙开裂性能的计算模拟[D]. 广州:华南理工大学,1992
- [4] Thomas T. C. Hsu. Unified theory of reinforced concrete[J]. CRC Press, 1993
- [5] Houde J. and Mirza M. S. A finite element analysis of shear strength of reinforced concrete beams. shear in reinforced concrete[J], SP-42, ACI, Detroit, Michigan, 1974, (1)

Diagonal Compression Failure Criteria of Knee Joints in Reinforced Concrete Frames by Using Two Dimensional Nonlinear Finite Element Analysis

ZOU Yun¹ BAI Shao-liang²

(1. Dep. of Civil Engineering, Jiangnan University, Wuxi, 100013, China; 2. Faculty of Civil Engineering, Chongqing Jianshu University, 400045, China)

Abstract On the basis of two dimensional nonlinear finite element analysis of reinforced concrete programmed by the first author, full range analysis of knee joints in the frame and adjacent beams and columns is carried out. Correlation between diagonal compression failure criteria of joints and reinforcement characteristics of beams and columns, along with the arc radius of negative moment reinforcement in the exterior corner of the joint, is investigated. Suggestions are proposed on diagonal compression failure criteria for the national standard "Design Code of Reinforced Concrete Structures"

Key Words nonlinear finite element analysis; reinforced concrete frame; knee joint; diagonal compression failure criteria