

斜交网格 X 型节点轴压承载力性能研究

史庆轩, 王 峰, 王 朋, 吴超锋

(西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055)

摘要: 采用 ABAQUS 分析软件对斜交网格 X 型节点进行轴压荷载作用下的非线性分析, 依据轴压荷载作用下节点各组成部分的应力分布情况及钢管混凝土短柱工作机理和 Mises 屈服准则, 提出了该类型节点的承载力计算公式。同时, 以相贯角度、宽厚比、竖向连接板厚度、衬板厚度、混凝土强度、加强环厚度等为控制参数, 分析其对斜交网格 X 型节点承载力及公式适用性的影响。研究表明: 采用竖向连接板、衬板、加强环较好的改善了对节点区混凝土的约束作用; 相贯角度、宽厚比、混凝土强度对节点承载力影响较大, 竖向连接板厚度、衬板厚度、加强环厚度对承载力影响相对较小; 计算公式的参数选取合理, 计算值精确度较高, 可用于工程中构件承载力的计算。

关键词: 斜交网格结构; X 型节点; 钢管混凝土; 非线性分析; 轴压承载力

中图分类号: TU317⁺.1

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2017)02-0155-09

Investigation of axial bearing capacity of X-nodes in diagrid structures

SHI Qingxuan, WANG Feng, WANG Peng, WU Chaofeng

(School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China)

Abstract: Analysis software of ABAQUS is used in nonlinear analysis for X-nodes of diagrid structures under axial compression load. The calculation formula of bearing capacity for the nodes is proposed based on the stress distribution of each component of the nodes under axial compressive load, the working mechanism of concrete-filled steel tubular short columns and the yield criterion of Mises. Then, according to the controls parametric of intersecting angle, width-thickness ratio, thickness of vertical connecting plate and lining plate, concrete strength and thickness of stiffening ring, the effect on the applicability of the calculation formula and the bearing capacity for the X-nodes of diagrid structure was analyzed. The research shows that the vertical connecting plate, lining plate and stiffening ring of the nodes could all improve the confinement effect of concrete. The parameter of calculation formula of bearing capacity is reasonable and the precision of calculated results is high. Intersecting angle, width-thickness ratio and concrete strength all have great influence on the bearing capacity of the X-nodes, while thickness of vertical connecting plate, lining plate and stiffening ring have little influence on the bearing capacity of the X-nodes.

Key words: diagrid structures; X-nodes; concrete-filled steel tube; nonlinear analysis; compressive bearing capacity

进入 21 世纪以来, 现代高层建筑正以全新的面貌快速发展。在确保结构安全和经济的前提下, 研发节约材料和降低建造成本, 有效控制侧移的高层建筑结构体系成为高层建筑发展的必然趋势^[1-3]。然而斜交网格筒结构体系正是满足该要求的一种新型结构体系, 斜交网格不同于传统的框架结构, 该节点由四根以承受轴力为主的钢管混凝土斜柱拼装而成。斜交网格结构具有整体性强、抗侧刚度大、受力合理、建筑经济美观的优点, 该结构体系越来越受到建筑界人们的青睐^[4-5]。如

图 1 所示, 韩国第一高楼乐天大厦(Lotte Super Tower)(高 555 m, 112 层)^[6]、广州西塔(高 432 m, 103 层)^[7]均采用了钢管混凝土斜交网格筒结构体系, 并取得了较好的效果。

近年来, 对于钢管混凝土及钢管混凝土斜交网格的研究已有较多开展^[7-11], 但由于斜交网格 X 型节点构造的复杂性, 关于各控制因素对于节点的承载力及提出一种简单、精确、适用的承载力计算公式的研究尚有不足。本文以韩小雷等^[7-10]提出的传力途径明确的 X 型节点为研究对象, 采用

收稿日期: 2016-04-12

修改稿日期: 2017-03-21

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51478382); 陕西省自然科学基金基础研究基金重点项目(2016JZ015); 陕西省自然科学基金基础研究基金项目(2016JQ5082); 校人才科技基金(RC1607)

作者简介: 史庆轩(1963—), 男, 教授, 博士, 博导资助项目, 从事混凝土结构及抗震研究。E-mail: qingxuanshi@sina.com.

有限元软件 ABAQUS 进行非线性数值模拟, 考察 X 型节点在轴压荷载作用下各部件的应力分布情况, 并提出一种关于节点承载力的理论计算公式. 同时选取节点宽厚比、相贯角度、竖向连接板厚度、衬板厚度、混凝土强度等级、加强环厚度为控制参数, 考察各控制参数对斜交网格 X 型节点承载力的影响.

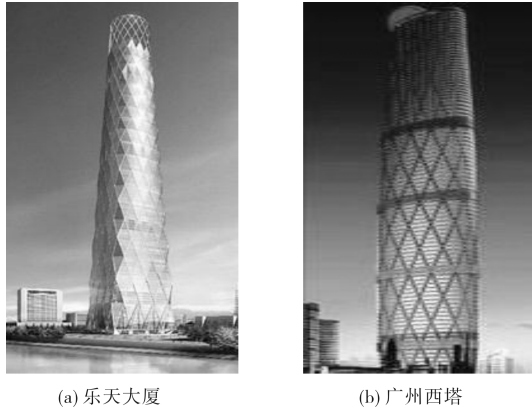


图 1 斜交网格结构效果图
Fig. 1 Architecture view of diagrid structures

1 模型实现

1.1 节点构造

采用韩小雷等^[7-9]人提出的斜交网格节点形式, 斜交网格 X 型节点由 4 根钢管混凝土柱相贯而成, 主要有 4 部分组成: 斜交钢管混凝土柱、竖向椭圆连接板、衬板和加强环, 如图 2 所示.

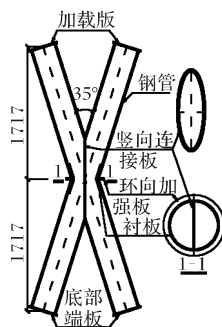


图 2 X 型节点构造示意图/mm
Fig. 2 Diagram of the X-nodes detail/mm

1.2 单元类型及接触作用

采用非线性有限元软件 ABAQUS 建立模型, 如图 3 所示. 建模时, 混凝土采用三维六面体八节点减缩实体单元-C3D8R 单元, 过渡区混凝土采用三维四面体四节点实体单元-C3D4 单元, 钢材采用三维四边形单元-S4R 单元. 钢管与混凝土间采用交互接触, 钢管为主控面, 混凝土为从属面, 并且法向采用“硬”接触(即钢管与混凝土不能穿透);

切向采用允许“弹性滑动”的罚摩擦, 摩擦系数 $\mu = 0.25$, 钢管与竖向连接板、加强环、衬板间采用 Tie 连接, 加载板与混凝土为硬接触, 钢管与加载板为壳-实体耦合约束.

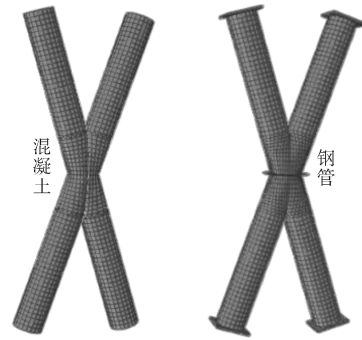


图 3 有限元模型
Fig. 3 Finite element model

1.3 材料本构模型

混凝土采用 ABAQUS 提供的塑性损伤模型, 在塑性损伤模型中, 剪胀角取 30° , 流动势偏移值取 0.1, 双轴极限抗压强度与单轴极限抗压强度的比值取 1.16, 拉压子午面上第二不变量取 $2/3$, 以及粘性系数取 0.001, 混凝土受压恢复系数取 0.8, 受拉恢复系数取 0.2, 同时通过损伤指标^[12]考虑混凝土的刚度退化. 混凝土受拉时采用钢筋混凝土规范的本构关系^[13], 混凝土受压时采用韩林海等^[14]的钢管约束核心混凝土应力-应变关系, 计算公式如下:

$$y = \begin{cases} 2x - x^2, & x \leq 1 \\ \frac{x}{\beta_0(x-1)^2 + x}, & x > 1 \end{cases} \quad (1)$$

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c + n_c \sigma_{c0}}{n_c \sigma_{c0} + E_c \epsilon_c}, \quad (s_c \geq 0) \quad (2)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t + n_t \sigma_{t0}}{n_t \sigma_{t0} + E_t \epsilon_t}, \quad (s_t \geq 0) \quad (3)$$

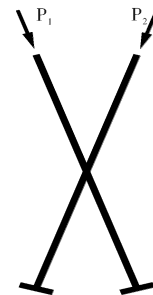


图 4 约束及加载示意图
Fig. 4 Diagram of constraint and loading

式中: $\beta_0 = (2.36 \times 10^{-5})^{[0.25 + (\xi - 0.5)7]} \times (f_c)^{0.5} \times 0.5 \geq 0.12$, $\xi = (f_y A_s) / (f_{ck} A_c)$, $x = \epsilon / \epsilon_0$, $y =$

σ/σ_0 , $\epsilon_0=\epsilon_c+800\xi^2\times10^{-6}$, $\sigma_0=f_c$, $\epsilon=(1\ 300+12.5f_c)\times10^{-6}$; σ 、 ϵ 、 σ_0 、 ϵ_c 分别为混凝土受压应力值、应变值、峰值应力、峰值应变; σ_t 、 ϵ_t 、 σ_{t0} 别为混凝土受拉应力值、应变值、峰值应力; ξ 为套箍系数; f_{ck} 、 f_c 、 f_y 依次为混凝土棱柱体抗压强度标准值、混凝土圆柱体抗压强度及钢管的屈服应力, A_c 、 A_s 分别为混凝土和钢管的截面面积; d_t 、 d_c 分别为受压损伤指标、受拉损伤指标, 当计算的 $d<0$ 时, 取 $d=0$; n_c 、 n_t 为损伤指标计算系数, 普通约束混凝土取 $n_c=1$ 和 $n_t=1$, 钢管约束混凝土取 $n_c=2$ 和 $n_t=1$.

钢材采用 ABAQUS 中提供的同向弹塑性模型, 满足 Von-Mises 屈服准则, 该模型能较好的模拟金属材料的弹塑性性能. 考虑到模型中的钢材为 20# 钢, 属于低碳钢, 宜采用五段式二次塑流模型^[14].

1.4 边界约束及加载方法

如图 4 所示, 对试件的底部进行 X、Y、Z 三

个方向的平动和转动约束(即固端约束), 在试件顶部施加对称的轴压位移荷载. 加载时, 荷载达到极限荷载前每 2 mm 为一级进行加载, 荷载达到极限荷载后每 5 mm 为一级进行加载, 直至试件破坏或发生较大的变形.

2 模型验证

为了验证所建立模型的正确性, 选取文献[11]中的钢管混凝土斜交节点 J-1、J-2 进行数值模拟分析, 将模拟结果与试验结果进行对比. 模型中采用强度等级为 C60 的混凝土, 其弹性模量为 36 GPa, 泊松取为比 $\nu=0.2$, 钢管采用 20# 钢材, 其屈服强度为 271.25 MPa, 极限强度为 434 MPa, 弹性模量为 206 GPa, 泊松取为比 $\nu=0.3$. 表 1 为 J-1、J-2 试件参数及模拟与试验的单轴承载力结果对比, 经对比可知: J-1、J-2 试件的模拟与试验结果的单轴承载力比值分别为 1.001、1.010, 吻合较好.

表 1 试件参数及模拟与试验结果对比

Tab. 1 Parameters and results of simulation and experimental of the specimen

试件 编号	钢管外 径/mm	钢管壁 厚/mm	钢管屈 服强度 /MPa	混凝土 抗压强 度/MPa	连接板 厚/mm	加强环 厚度 /mm	衬板厚 度/mm	相贯 角度	有限元 单肢承 载力/kN	试验单 肢承载 力/kN	模拟值/ 试验值
J-1	299	14	271.25	59.5	28	14	14	20°	7 506	7 500	1.001
J-2	299	14	271.25	59.5	28	14	14	35°	7 826	7 750	1.010

选取 J-1 试件, 将模拟与试验的荷载-位移曲线、荷载-轴向应变、荷载-环向应变结果进行对比分析(其中, 位移指节点中截面-加强环所处截面相对于支座的竖向位移, 轴向应变以及环向应变指

节点中截面处的应变, 荷载指单肢柱荷载), 如图 5 所示. 经对比: 模拟值与试验值的荷载-位移曲线、荷载-轴向应变、荷载-环向应变吻合较好.

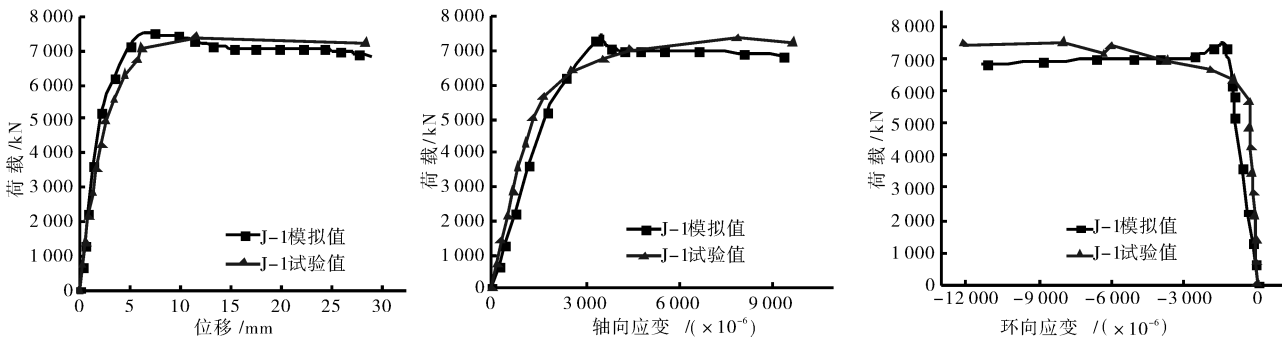


图 5 J-1 试件模拟结果与试验结果对比

Fig. 5 Comparison of test and simulation results of specimen J-1

图 6 为试件 J-1 数值模拟破坏形态和位置与试验结果的对比图, 可知模拟的破坏位置和形态基本与试验相吻合. 综上所述, 以 ABAQUS 所建立

模型的模拟结果与试验结果吻合良好, 能够较准确的反应结构的受力特性, 该数值模型可以用于后续的分析研究.

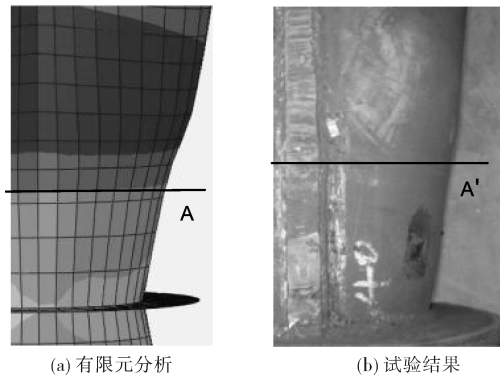


图6 试件 J-1 数值模拟与试验破坏形态对比

Fig. 6 Comparison of failure pattern of test and simulation result of specimen J-1

3 轴压荷载作用下节点的模拟分析及承载力计算式推导

选取 J-2 试件作为节点应力分析对象, 利用 ABAQUS 后处理器调出不同加载阶段 X 型节点钢管、连接板、衬板和加强环的 von Mises 应力云图和混凝土的 Max. princial 云图, 分析各部分的应力状态, 预估各部分对节点承载力的影响程度, 为节点承载力公式推导提供依据。

3.1 节点应力分析

图 7 为 X 型节点荷载端轴向位移依次为 5 mm、10 mm、20 mm、40 mm 时对应的 von Mises 应力云图。由图 7 可知, J-2 试件首先屈服的位置为节点区上边缘处, 且该位置伴有应力集中现象。随着荷载位移的不断增大, 屈服逐渐向两端和节点中截面发展, 节点最终破坏位置发生在距加强环约 $D/6$ 处 (D 为钢管外直径), 然而节点区中截面上下约 $D/6$ 区域应力较小, 并未达到屈服荷载。综上可知: 该类 X 型节点承载力计算截面为距加强环 $D/6$ 的横截面, 同时考虑衬板上边缘处的承载力, 取两者最小值作为承载力值。

图 8 为 X 型节点最终阶段对应的钢管、连接板、衬板和加强环的 Von Mises 应力云图以及混凝土的 Max princial 云图。由图 8 可知, 在最终破坏阶段时破坏横截面处钢管、连接板、衬板均已屈服, 而且其应力大小基本相等, 特别是整个连接板上的应力大小差值在 10% 以内, 受力均匀, 说明其具有内力重分布作用。节点中截面处各钢部件受力相对较小, 而混凝土应力相对较大, 通过分析, 节点区衬板及加强环对混凝土起到较强的约束作用。综上可知, 该类 X 型节点传力途径明确, 竖向连接板具有内力重分布作用, 竖向连

接板、衬板和加强环对混凝土具有较强的约束作用。

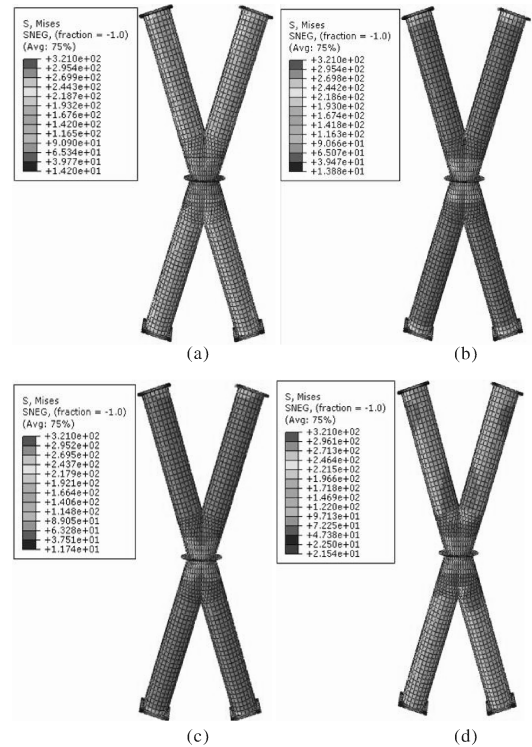


图7 各阶段钢管 Mises 应力云图

Fig. 7 Mises stress contours of steel tube in different stages

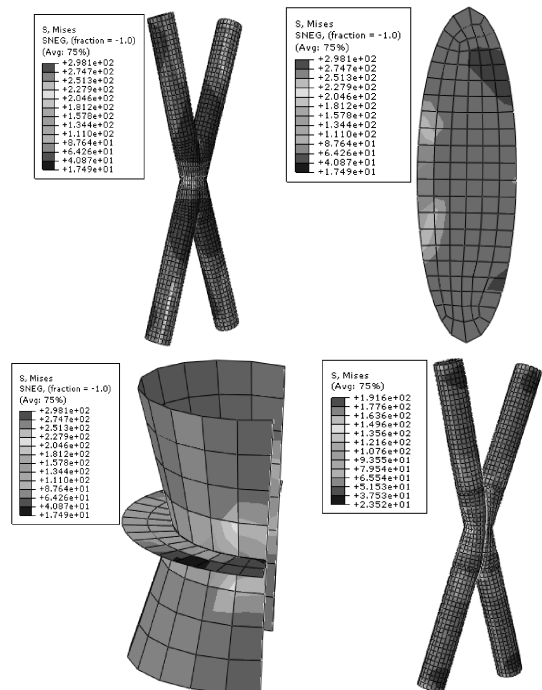


图8 J-2 试件各部分应力云图

Fig. 8 Stress contours for each part of specimen J-2

3.2 节点承载力计算式推导

通过上述分析可知, X 型节点区的钢管、竖向连接板、混凝土、衬板对节点承载力具有较大影响, 因此, 在推导节点承载力公式时需考虑钢管、

竖向连接板、混凝土、衬板的影响。依据钢筋混凝土原理^[15]，钢管混凝土短柱核心混凝土极限强度为

$$f_{c,c} = f_c(1 + \lambda^{0.5} + 1.1\lambda_t) \quad (4)$$

式中： f_c 为混凝土轴心抗压强度； λ_t 为钢管混凝土约束指标， $\lambda_t = (f_y A_s) / (f_c A_c) \approx (4t f_y) / (d_c f_c)$ ； f_y 、 A_s 和 t 分别为钢材屈服强度、计算截面的钢材横截面面积和壁厚； A_c 、 d_c 分别为核心混凝土面积和直径。

混凝土对钢管的侧向压应力及剪切应力的影响使钢管在极限状态时的承载力大幅度降低^[16]，须乘以折减系数 β_t 进行调整， β_t 通过式(5)及文献^[11]中的试验数据确定。

$$\beta_t = (u + 2)(1 + b) / [3(1 + u) + b(u + 2)] \quad (5)$$

式中： $u = \epsilon_\theta / \epsilon_z$ ， ϵ_θ 、 ϵ_z 分别为破坏截面处钢管的环向应变和轴向应变； b 为加权参数，极限面的形状随着 b 值的变化而改变，取 $b = 1 / (1 + \sqrt{3})$ ，即得到逼近 Mises 屈服曲线的解。故节点的承载力公式为

$$N_u = 0.9[f_{c,c} A_c + \beta_t f_y (A_{s1} + A_{s2})] \quad (6)$$

式中： A_{s1} 、 A_{s2} 分别为钢管和竖向连接板横截面面积， A_{s2} 依据椭圆方程及钢板厚度求得；0.9 为可靠度调整系数；在本文中 β_t 值取为 0.58。式(6)中的计算截面为距加强环 $D/6$ 处(即图 6(a)中的 A 截面或图 6(b)中的 A' 截面)的横截面，并将计算结果与衬板上边缘处的强度进行对比，取较小者作为承载力计算结果。表 2 为 X 型节点承载力试验值 P_t 、模拟值 P_E 及式(6)计算值 P_c 对比，经对比分析可知，X 型节点承载力计算值、模拟值与试验值相差较小，式(6)可以用于该类节点的承载力计算，对于实际工程的应用具有重要意义。

表 2 节点承载力试验值、模拟值和计算值对比

Tab. 2 Comparison of test and simulation and calculated values results on bearing capacity of joints

试件 编号	P_t/kN	P_E/kN	P_c/kN	P_c/P_t	P_E/P_t
J-1	14 772	14 784	14 395	0.974	1.001
J-2	14 783	14 928	15 098	1.021	1.010

4 控制参数对节点承载力的影响

确定 X 型节点的承载力是斜交网格结构设计中的重要环节，因此，分析确定影响节点承载力的主要因素对其在实际工程的应用具有重要意义。斜交网格 X 型节点构造较为复杂，针对钢管混凝土平面相贯节点而言，选取相贯角度、宽厚比、竖向连接板厚度、衬板厚度、混凝土强度、加强

环厚度等影响因素进行参数分析。选定 X3 试件(相贯角度、宽(径)厚比、竖向连接板厚度、衬板厚度、混凝土强度、加强环厚度分别为 35°、23(328/14)、28 mm、14 mm、C60、14 mm)为参考试件，通过改变 X3 试件中的单一控制参数设计了 19 个 X 型节点模型试件，并得出单肢柱荷载 P 、节点模拟承载力 P_E 、节点式(6)计算承载力 P_c 及对比分析，结果如表 3 所示。

表 3 参数分析结果及对比

Tab. 3 Comparison and results of parametric analysis

参数 类型	试件 编号	参数值	P/kN	P_E/kN	P_c/kN	P_c/P_E
相贯 角度 / $^\circ$	X1	10	6 687	13 323	13 921	1.045
	X2	20	7 506	14 784	14 395	0.974
	X3	35	7 826	14 928	15 024	1.006
	X4	50	7 493	13 582	15 024	1.106
宽厚 比	X5	20(278/14)	5 839	11 138	12 289	1.103
	X6	27(378/14)	10 052	19 174	18 019	0.940
	X7	31(428/14)	11 150	21 268	20 405	0.959
竖向 连接 板厚 /mm	X8	0	7 549	14 399	13 800	0.958
	X9	14	7 810	14 897	14 449	0.970
	X10	42	7 847	14 968	15 348	1.025
衬板 厚/ mm	X11	0	7 128	13 596	12 311	0.905
	X12	7	7 694	14 676	13 785	0.939
	X13	28	7 853	14 979	15 366	1.026
混凝 土强 度	X14	C40	6 917	13 194	14 013	1.062
	X15	C80	8 533	16 276	16 105	0.989
	X16	C90	9 276	17 693	17 138	0.969
加强 环厚 /mm	X17	0	7 767	14 815	14 992	1.012
	X18	7	7 815	14 907	14 992	1.006
	X19	28	7 836	14 947	14 992	1.003

4.1 相贯角度

加强环同侧的两根斜柱相交形成的角度大小称为相贯角度。试件 X1、X2、X3、X4 的分析结果如表 3 所示，不同相贯角度的荷载-位移曲线及节点承载力模拟值与计算值对比分别如图 9、图 10 所示。由图 9、图 10 可知，随着相贯角度的增大，节点的刚度稍有增加；当相贯角度小于 35°时，节点承载力随相贯角度的增大而增大，且模拟值与式(6)的计算值相差较小，其误差均在 5% 以内；

当相贯角度大于 35° 时, 节点承载力随相贯角度的增大而减小. 式(6)计算值保持不变, 主要是由于此时模型的破坏位置发生在节点区外的钢管混凝土斜柱上, 而式(6)计算位置为距节点中截面 $D/6$ 处, 故此时有限元模拟值不能反映节点的承载力.

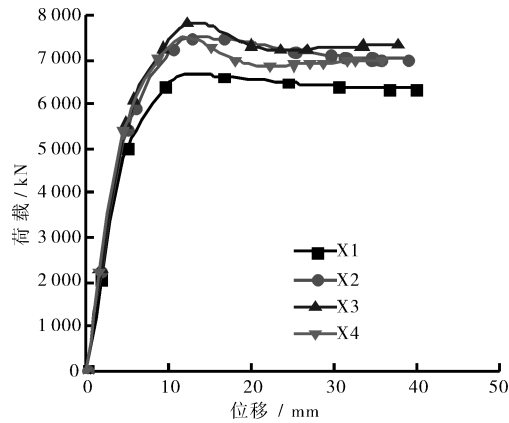


图 9 不同相贯角度节点的荷载-位移曲线

Fig. 9 Load-displacement curves of nodes with various intersecting angles

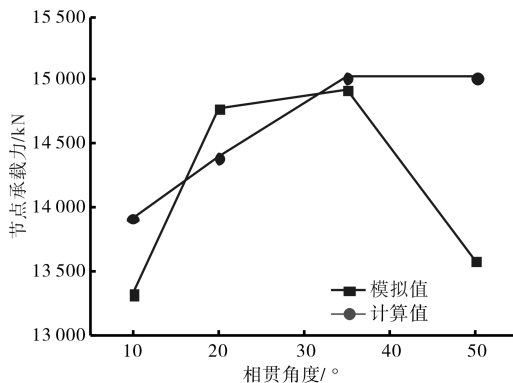


图 10 不同相贯角度节点的模拟值与计算值

Fig. 10 Simulated and calculated results on bearing capacity of nodes with various intersecting angles

4.2 宽厚比

宽厚比指节点处钢管外径与钢管壁厚的比值, 其本质反映了钢管混凝土的含钢率, 宽厚比大小与钢管混凝土的含钢率成反比. 试件 X3、X5、X6、X7 的分析结果如表 3 所示, 不同宽厚比的荷载-位移曲线及节点承载力模拟值与计算值对比分别如图 11、图 12 所示. 由图 11、图 12 可知, 节点刚度随着宽厚比的增大而增大; 节点承载力宽厚比的增大而急剧提高, 但是当宽厚比超过 27 时, 增速有所降低; 式(6)的计算值与有限元模拟值吻合较好, 除 X5 试件误差为 10.3% 以外, 其余试件的误差均在 5% 以内, 计算值偏为保守, 主要是宽厚比较小时, 钢管对混凝土的约束较大, 当钢管

混凝土达到极限荷载时, 钢管的环向变形对钢管的轴向承载力削弱作用较大, 而此时式(6)中的折减系数取值较大, 故误差稍有偏大.

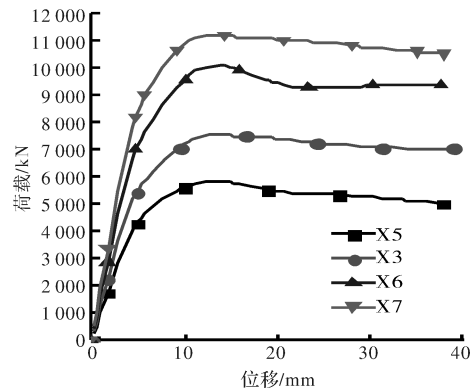


图 11 不同宽厚比节点的荷载-位移曲线

Fig. 11 Load-displacement curves of nodes with various width-thickness ratio

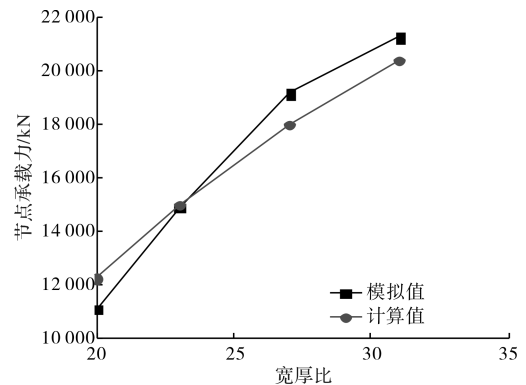


图 12 不同宽厚比节点的模拟值与计算值

Fig. 12 Simulated and calculated results on bearing capacity of nodes with various width-thickness ratio

4.3 竖向连接板厚度

竖向连接板将四根斜柱有效连接起来, 且在受力过程中起到应力重分布和约束混凝土的作用. 试件 X3、X8、X9、X10 的分析结果如表 3 所示, 不同竖向连接板厚度的荷载-位移曲线及节点承载力模拟值与计算值对比分别如图 13、图 14 所示. 由图 13、图 14 可知, 随着竖向连接板厚度的增大, 节点的刚度略有提高; 当竖向连接板厚度小于 14 mm 时, 节点的承载力随着竖向连接板的厚度增大而增大, 当竖向连接板厚度大于 14 mm 时, 节点的承载力随着竖向连接板的厚度增大而基本保持不变, 再次说明竖向连接板对节点承载力的直接贡献较小, 其主要通过约束混凝土和提高节点承载力; 式(6)的计算值与有限元模拟值相差较小, 误差均在 5% 以内且多数比模拟值小, 计算值偏为安全.

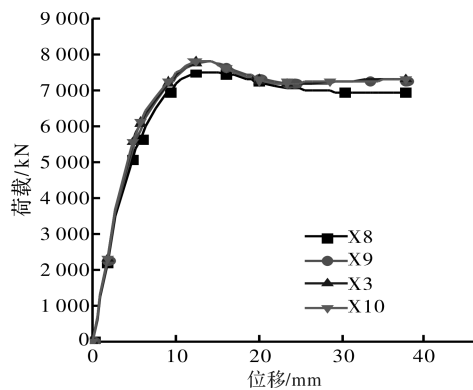


图 13 不同竖向连接板厚度节点的荷载-位移曲线

Fig. 13 Load-displacement curves of nodes with various vertical connecting plate thickness

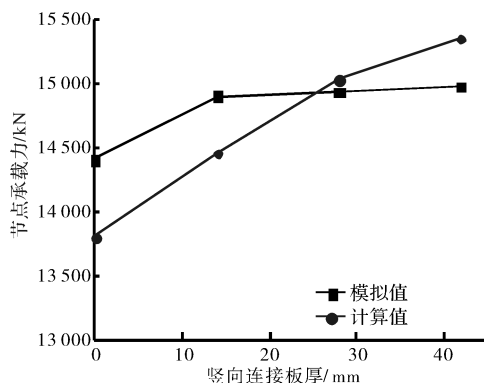


图 14 不同竖向连接板厚度节点的模拟值与计算值

Fig. 14 Simulated and calculated results on bearing capacity of nodes with various vertical connecting plate thicknesses

4.4 衬板厚度

衬板主要约束混凝土,增强节点中截面区域的强度,提高节点承载力。试件 X3、X11、X12、X13 的分析结果如表 3 所示,不同衬板厚度的荷载-位移曲线及节点承载力模拟值与计算值对比分别如图 15、图 16 所示。由图 15、图 16 可知,衬板厚度对节点的刚度几乎没有影响;当衬板厚度小于 14 mm 时,节点的承载力随着衬板的厚度增大而增大,当衬板厚度大于 14 mm 时,衬板厚度对节点的承载力影响较小,说明衬板厚度达到一定值时,其对核心混凝土的约束作用将基本保持不变,衬板并不直接提高节点承载力,而是通过提高对混凝土的约束作用使节点承载力提高;式(6)的计算值与有限元模拟值相差较小,误差均在 5% 左右且多数比模拟值小,计算值较为安全。

4.5 混凝土强度

试件 X3、X14、X15、X16 的分析结果如表 3 所示,不同混凝土强度的荷载-位移曲线及节点承

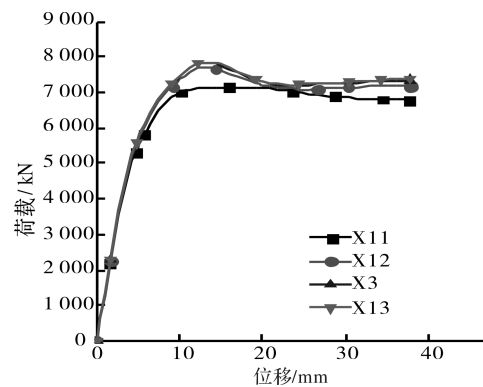


图 15 不同衬板厚度节点的荷载-位移曲线

Fig. 15 Load-displacement curves of nodes with various lining plate thicknesses

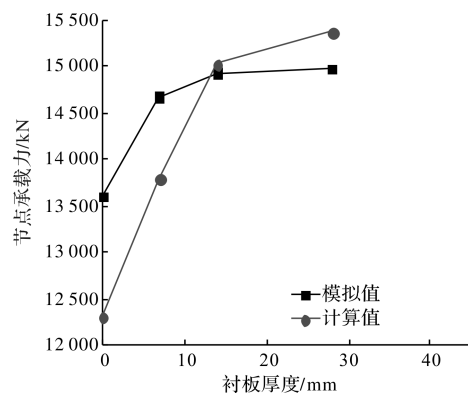


图 16 不同衬板厚度节点的模拟值与计算值

Fig. 16 Simulated and calculated results on bearing capacity of nodes with various lining plate thicknesses

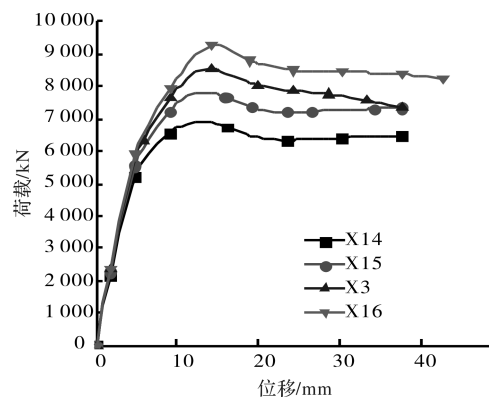


图 17 不同混凝土强度节点的荷载-位移曲线

Fig. 17 Load-displacement curves of nodes with various concrete strength

载力模拟值与计算值对比分别如图 17、图 18 所示。由图 17、图 18 可知,节点的刚度随着混凝土强度的增大而增大;随着混凝土强度的增大节点的承载不断提高;式(6)的计算值与有限元模拟值基本呈线性变化,误差基本在 5% 以内,吻合较好且多数比模拟值小,计算值偏为安全。

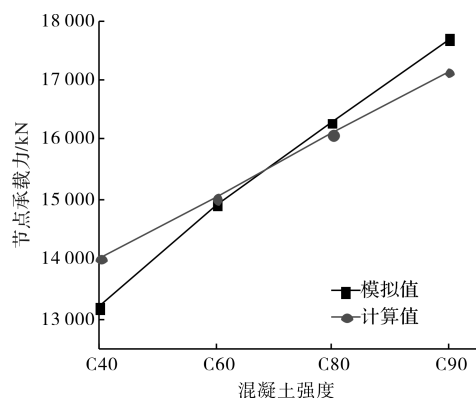


图18 不同混凝土强度节点的模拟值与计算值

Fig. 18 Simulated and calculated results on bearing capacity of nodes with various concrete strength

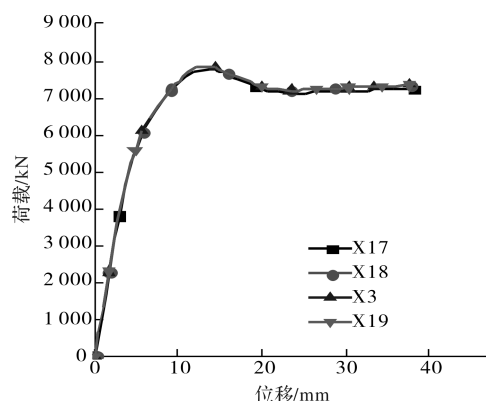


图19 不同加强环厚度节点的荷载-位移曲线

Fig. 19 Load-displacement curves of nodes with various stiffening ring thicknesses

4.6 加强环厚度

加强环主要用于加强对节点中截面的约束作用。试件 X3、X17、X18、X19 的分析结果如表 3 所示,不同加强环厚度的荷载-位移曲线及节点承载力模拟值与计算值对比分别如图 19、图 20 所示。由图 19、图 20 可知,加强环厚度对节点刚度及承载力几乎没有影响,然而当加强环不存在时,节点中截面的横向变形较大,说明加强环主要起约束横向变形作用,对提高承载力的作用较小;式(6)的计算值与有限元模拟值相差较小,误差均在 1.2% 以内,这与式(6)中并不涉及加强环吻合的较好。

5 结论

通过 ABAQUS 对斜交网格 X 型节点进行有限元分析,并进行节点承载力公式推导,得到了以下结论:

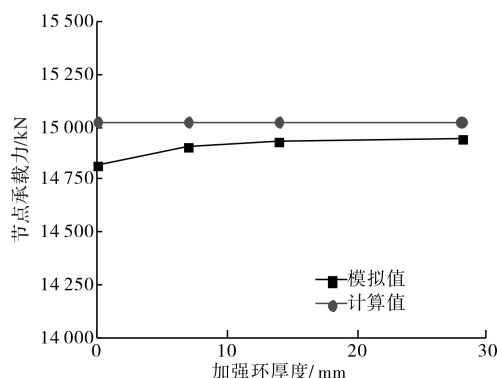


图20 不同加强环厚度节点的模拟值与计算值

Fig. 20 Simulated and calculated results on bearing capacity of nodes with various stiffening ring thicknesses

(1) 采用 ABAQUS 分析软件对斜交网格 X 型节点进行有限元分析,得出模拟值与试验值吻合较好,说明所选用的分析软件及材料的本构模型和参数较为合理,对今后开展与钢管混凝土相关的模拟及试验有一定的指导作用。

(2) 节点应力分析过程中,竖向连接板应力分布较为均匀,应力大小的差值在 10% 以内,且钢管、衬板、竖向连接板、加强环、混凝土的应力分布形式相一致,说明竖向连接板具有内力重分布的作用,且衬板、竖向连接板、加强环对混凝土具有较强的约束作用。

(3) 通过对斜交网格 X 型节点进行有限元应力分析,并以钢管混凝土短柱的工作原理及 Mises 屈服准则为依据,提出斜交网格 X 型节点的轴压承载力公式,通过对比分析可知,该式的计算较为准确,可对实际工程中构件的设计计算。

(4) 通过参数分析可知,斜交网格 X 型节点的相贯角度、宽厚比、混凝土强度对其承载力影响较大,而斜交网格 X 型节点的竖向连接板的厚度、衬板厚度、加强环厚度对其承载力影响相对较小,且在变化各因素时式(6)的计算值仍较为准确,说明该公式的计算参数选取较为合理。

参考文献 References

- [1] 容柏生. 国内高层建筑设计结构的若干进展[J]. 建筑结构, 2007, 37(9): 1-5, 34.
RONG Baisheng. Progress of high-rise building's structural design in China [J]. building structure, 2007, 37(09): 1-5, 34.
- [2] 徐培福, 王翠坤, 肖从真. 中国高层建筑结构发展与展望[J]. 建筑结构, 2009, 39(9): 28-32.

- XU Peifu, WANG Cuikun, XIAO Congzhen. Development and prospect of high-rise building structures in China[J]. Building Structure, 2009, 39(9): 28-32.
- [3] 李真. 180m 的生态环境摩天楼瑞士再保险公司大厦[J]. 时代建筑, 2005(4): 74-81.
- LI Zhen. Ecological 180m; environmental skyscraper of the swiss re[J]. Time Architecture, 2005(4): 74-81.
- [4] 傅学怡, 吴兵, 陈贤川, 等. 卡塔尔某超高层建筑结构设计研究综述[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(1): 1-9, 15.
- FU Xueyi, WU Bing CHEN Xianchuan, et al. Summarizaion of research on the structural design of a super high-rise building in Qatar[J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(1): 1-9, 15.
- [5] MOON K S, CONNOR J J, FERNANDEZ J E. Diagrid structural system for tall building: characteristics and methodology for preliminary design [J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2007, 16(2): 205-230.
- [6] BAKER W, BESJAK C, PAWLIKOWSKI J, et al. 555m tall lotte super tower[R]. Seoul, Korea[R]Seoul, IABSE Congress Report, 2007: 472-473.
- [7] 方小丹, 韩小雷, 伟宏, 等. 广州西塔巨型斜交网格平面相贯节点试验[J]. 建筑结构学报, 2012, 31(1): 56-62.
- FANG Xiaodan, HAN Xiaolei, WEI Hong, et al. Experimental study on planar intersecting connections in huge obliquely crossing lattice of Guangzhou West Tower[J]. Journal of Building Structures, 2012, 31(1): 56-62.
- [8] HU H T, HUANG C S, CHEN Z L. Finite element analysis of CFT columns subjected to an axial compressive force and bending moment in combination[J]. Journal of Constructio-nal Steel Research, 2005, 61(12): 1692-1712.
- [9] HAN Linhai, LIU Wei, YANG Youfu. Behaviour of concrete filled steel tubular stub columns subjected to axially local compression[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2008, 64(3): 377-387.
- [10] 季静, 方小丹, 韩小雷, 等. 钢管混凝土空间相贯节点试验与研究[J]. 工程力学, 2009, 26(5): 102-109.
- JI Jing, FANG Xiaodan, HAN Xiaolei, et al. Experiment and study on the CFST space intersecting connection[J]. Enginnering Mechanics, 2009, 26(5): 102-109.
- [11] HAN Xiaolei, HUANG Chao, JI Jing, et al. Experimental and numerical investigation of the axial behavior of connection in CFST diagrid structures[J]. Tsinghua Science and Technology, 2008, 13(S1): 108-113.
- [12] 李威. 圆钢管混凝土柱—钢梁外环板式框架节点抗震性能研究[D]. 北京: 清华大学, 2011.
- LI Wei. Study on the seismic performance of circular concrete-filled steel tubular column to steel beam joint with external diaphragm[D]. Beijing: Tsinghua University, 2011.
- [13] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Construction of the P. R. C. Code for design of concrete structures: GB 50010—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [14] 韩林海. 钢管混凝土结构-理论与试实践[M]. 北京: 科学出版社, 2004.
- HAN Linhai. Concrete filled steel tubular structure-theory and practice[M]. Beijing: Science Press, 2004.
- [15] 过镇海. 钢筋混凝土原理[M]. 北京: 清华大学出版社, 2013.
- GUO zhenhai. Principle of reinforced concrete[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2013.
- [16] 张玉芬, 赵均海, 刘一颖. 基于双剪统一强度理论的复式钢管混凝土轴压承载力计算[J]. 力学与实践, 2012, 34(3): 36-42.
- ZHANG yufen, ZHAO junhai, LIU yiying. Calculation of compressive bearing capacity concrete-filled twin steel tubes based on twin shear unified strength theory[J]. Mechanics in Engineering, 2012, 34(3): 36-42.

(编辑 沈波)