第 27 卷 第 2 期
2006 年 6 月

固 体 力 学 学 报
ACTA MECHANICA SOLIDA SINICA

Vol. 27 No. 2
June 2006

# 计及轴向压力的方管节点塑性铰线模型*

张 骥 董满生 葛 斐 洪友士
(中国科学院力学研究所非线性力学国家重点实验室(LNM),北京,100080)

**摘 要** 塑性铰线分析模型已成功用于估计由弦杆表面屈服控制的各种管节点的强度;然而弦杆自身的轴向压力对节点承载力的影响仍然是用一个经验折减系数来考虑的. 为了计算在轴向压力作用下沿倾斜塑性铰线的极限弯矩,研究者们提出了各种理论模型. 该文对这些模型进行了分析和对比. 结果表明,采用简化假设的阶梯形塑性铰线模型用于评价 T 形方管节点的强度与试验结果和有限元计算结果符合得最好.

**关键词** 方管,节点,塑性铰线分析,倾斜塑性铰线

## 0 引言

钢管构件之间直接焊接是一种常用的连接方式,其工艺简单,节省钢材,外形美观. 这种节点的柔度比较大,弦杆翼缘连接面的变形常常控制节点的承载力. 如图 1 所示,对于 T 形节点,塑性铰线分析模型常用于这类节点以估计由连接表面变形限制的节点承载力. 各主要国家现行设计规范中[1~4],用于 $\beta<0.85$ 方钢管的 T、Y、X 形节点的设计公式都是以塑性铰线分析为基础的,这里 $\beta$ 表示腹杆和弦杆的宽度比 $b_1/b_0$.

钢管连接节点处的弦杆往往承担双重任务:既要承受来自腹杆的作用力,又要承受自身的轴向荷载. 弦杆中的轴向压力将降低管壁的极限弯矩承载力. 设计公式中采用相应的折减系数以考虑轴向压力对节点强度的影响[5]. 这些折减系数是从试验结果得来的,它们对于几何尺寸超出试样范围的节点不适用.

为了提供一个可以计入弦杆中轴向压力影响的节点强度计算公式,本文试图寻找一个合理的塑性铰线模型.

## 1 正交各向异性模型

在用于方钢管节点的塑性铰线模型中,弦杆的翼缘板是各向同性的,即各个方向的极限弯矩是相同的. 而对于承受轴向压力的弦杆,沿两个正交方向的极限弯矩是不同的. 称平行于轴向压力的塑性铰线为"平行塑性铰线",其极限弯矩为 $m_1$;垂直于轴向压力的塑性铰线为"垂直塑性铰线",其极限弯矩为 $m_2$.

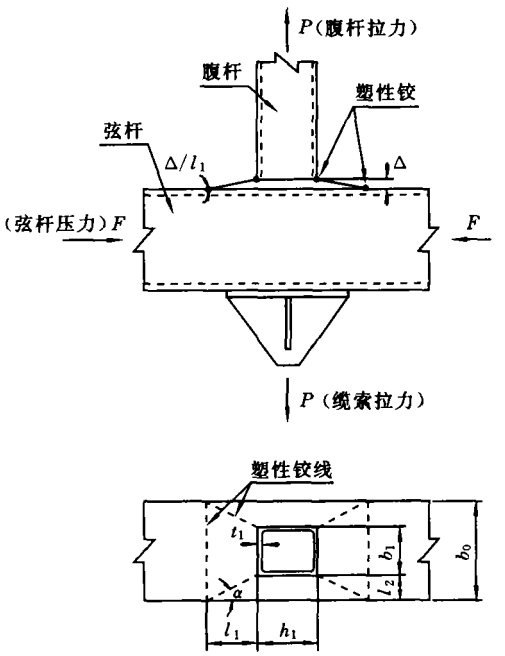


图 1 方钢管节点的塑性铰线模型

如果没有轴向压力,单位长度上的极限弯矩为

$$m_1 = m_2 = m_{p0} = f_{y0}\frac{t_0^2}{4} \tag{1}$$

* 国家自然科学基金重点项目(10532070)资助.
2005-03-08 收到第 1 稿,2006-03-06 收到修改稿.

式中, $f_{y0}$ 为弦杆屈服应力, $t_0$ 为弦杆壁厚.

如果考虑轴向压应力 $\sigma_{F0}$ 的影响, 极限弯矩 $m_2$ 可按图 2 中的极限弯矩应力图计算. 压应力区的下半部分是由轴向压应力 $\sigma_{F0} \leq 0$ 引起的. 有

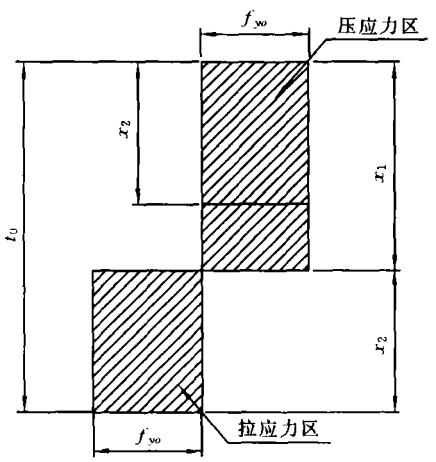


图 2 “垂直塑性铰线”截面应力分布

$$\sigma_{F0} t_0 = - f_{y0} (x_1 - x_2), \quad x_1 + x_2 = t_0 \tag{2}$$

$$x_1 = \frac{t_0}{2}\left(1 - \frac{\sigma_{F0}}{f_{y0}}\right), \quad x_2 = \frac{t_0}{2}\left(1 + \frac{\sigma_{F0}}{f_{y0}}\right) \tag{3}$$

极限弯矩 $m_2$ 为

$$m_2 = f_{y0} x_2 (t_0 - x_2) = \left(1 - \frac{\sigma_{F0}^2}{f_{y0}^2}\right) \frac{t_0^2}{4} = (1 - n^2) m_{p0} \tag{4}$$

轴向压应力 $\sigma_{F0}$ 对弦杆表面沿平行塑性铰线的极限弯矩也可能有影响. 极限弯矩 $m_1$ 可表示为通式 $km_{p0}$, 按图 3 中的应力图计算, 图中 $f_{1C}$ 和 $f_{1T}$ 分别

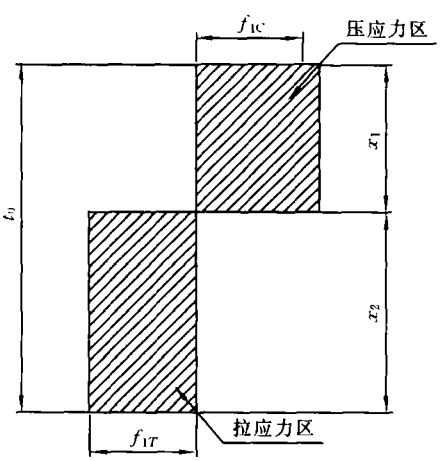


图 3 “平行塑性铰线”截面应力分布

表示到达屈服状态的压应力和拉应力. 由于平行塑性铰线截面上没有轴向压力, 应力图中的关系可表示为

$$f_{1C} x_1 + f_{1T} x_2 = 0, \quad x_1 + x_2 = t_0 \tag{5}$$

极限弯矩 $m_1$ 为

$$m_1 = k m_{p0} = f_{1T} x_2 \frac{t_0}{2} = \frac{- f_{1T} f_{1C} t_0^2}{f_{1T} - f_{1C}\, 2} \tag{6}$$

不同的理论和假设可用来确定 $f_{1C}$ 和 $f_{1T}$.

### 1.1 von Mises 准则

$$\sigma_1^2 - \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2^2 = f_{y0}^2 \tag{7}$$

将 $\sigma_2 = n f_{y0}$ 带入式(7), 解得

$$\frac{\sigma_1}{f_{y0}} = \frac{n \pm \sqrt{4 - 3n^2}}{2} \tag{8}$$

得到

$$\frac{f_{1C}}{f_{y0}} = \frac{n - \sqrt{4 - 3n^2}}{2}, \quad \frac{f_{1T}}{f_{y0}} = \frac{n + \sqrt{4 - 3n^2}}{2} \tag{9}$$

将式(9)代入式(6), 得到

$$k = \frac{2 - 2n^2}{\sqrt{4 - 3n^2}} \tag{10}$$

### 1.2 Tresca 准则

$$\begin{cases} \sigma_1 - \sigma_2 = f_{y0}, & \sigma_1 - \sigma_2 = - f_{y0} \\ \sigma_1 = f_{y0}, & \sigma_1 = - f_{y0} \\ \sigma_2 = f_{y0}, & \sigma_2 = - f_{y0} \end{cases} \tag{11}$$

将 $\sigma_2 = n f_{y0}$ 代入(11)式, 解得

$$f_{1C} = - f_{y0}, \quad f_{1T} = (1 + n) f_{y0} \tag{12}$$

将式(12)代入式(6), 解得

$$k = \frac{2 + 2n}{2 + n} \tag{13}$$

### 1.3 简化假设(忽略 $\sigma_{F0}$ 对 $m_1$ 的影响)

在实际的方钢管节点中, 弦杆上连接处的翼缘板与腹杆相连并延伸至两侧腹板, 圆角处对翼缘板提供了一定的约束. 对弦杆翼缘板沿垂直方向约束的程度很难定量化, 故而难以确定沿平行塑性铰线方向的极限弯矩. 在方钢管节点的塑性铰线分析中, 材料假设为理想弹塑性, 实际上低估了节点强度. 所以, 有理由不考虑轴向压应力 $\sigma_{F0}$ 对弦杆翼缘板上沿平行塑性铰线方向极限弯矩的影响, 当然这是一种偏于危险的假设. 在这个假设基础上, $k$ 的值为 1. Davies 等[6] 和 Bakker[7] 采用了这个假设.

## 2 直接计算倾斜塑性铰线极限弯矩

关于与轴向压力成斜角的塑性铰线的研究工作

已经开展多年，并已提出计算其折减极限弯矩的各种公式. Zhao 和 Hancock[8,9] 对 Murray[10]，Davies 等[6] 和 Bakker[7] 提出的公式进行了总结，并提出了自己的公式. Zhao 和 Hancock[11] 也开展了一些试验工作以验证他们的理论分析. 在这些公式中，假定了屈服面上的不同应力分布，采用了不同的屈服准则. 表 1 中以单位长度上倾斜塑性铰线极限弯矩与无轴向压力作用时极限弯矩的比值的形式列出了这些公式，所有公式都表示为轴向预应力率 $n = \sigma_{F0}/f_{y0}$ 和塑性铰线与垂直方向之间夹角 $\phi$ 的函数.

**表 1　倾斜塑性铰线极限弯矩的计算公式**

| 研究者 | $f(n,\phi) = m_\phi / m_{p0}$ | 非负 | 保 1 | 随 $n$ 递减 | 随 $\phi$ 递增 | $k = f(n, 90°)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Murray (1973) | $1 - n^2$ | √ | √ | √ | × | $1 - n^2$ |
| Mouty (1976) | $1 - n^2\cos^4\phi$ | √ | √ | √ | √ | 1 |
| Bakker (1990) | $1 - n^2(\cos\phi + 2\sin\phi)^2\cos^2\phi$ | × | √ | √ | × | 1 |
| Davies 等 (1975) | $\dfrac{1 - n^2(\cos^2\phi + 4\sin^2\phi)\cos^2\phi}{\sqrt{1 - 4n^2\sin^2\phi\cos^2\phi}}$ | × | √ | √ | × | 1 |
| Murray (1984) | $(1 - k_n^2)\dfrac{\Phi_1 + \Phi_2}{2}$<br>$k_n = \dfrac{-2n\cos^2\phi - (\Phi_1 - \Phi_2)}{\Phi_1 + \Phi_2}$<br>$\Phi_1 = \dfrac{1 - n^2\cos^2\phi\sin^2\phi + n\sin^2\phi}{1 + n\sin^2\phi}$<br>$\Phi_2 = n\sin^2\phi + \sqrt{1 - n^2\sin^2 2\phi}$ | √ | √ | √ | × | $\dfrac{2 + 2n}{2 + n}$ |
| Zhao 和 Hancock (1992, 1993) | $(1 - k_n^2)\dfrac{\Phi_1 + \Phi_2}{2}$<br>$k_n = \dfrac{-2n\cos^2\phi - (\Phi_1 - \Phi_2)}{\Phi_1 + \Phi_2}$<br>$\Phi_1 = \dfrac{1 - \frac{1}{k_t^2}n^2\cos^2\phi\sin^2\phi + n\sin^2\phi}{1 + n\sin^2\phi}$<br>$\Phi_2 = n\sin^2\phi + \sqrt{1 - \frac{1}{k_t^2}n^2\sin^2 2\phi}$<br>$k_t = \sqrt{1 + (C/4)^2} - C/4$<br>$C = \dfrac{m_\phi}{m_{p0}}\dfrac{1}{1 - n\cos^2\phi}$ | √ | × | √ | × | ≈0 |
| Zhao 和 Hancock Simplified Formula (1993) | $(1 - n^2)\cos^2\phi$ | √ | × | √ | × | 0 |

表 1 中公式是按照其复杂程度排列的. 为了使公式更实用, Zhao 和 Hancock[11] 提出了简化的表达式,列为表中最后一项.

倾斜塑性铰线的极限弯矩应该从 $m_{y0}(1-n^2)$ (当 $\phi=0$ 时) 到 $km_{y0}$ (当 $\phi=90$ 时) 连续变化,故 $f(n,\phi)$ 应该在整个区间 $n\in[0,-1]$ 和 $\phi\in[0°,90°]$ 上不小于零. 当 $n=0$ 时,板为各向同性,应有 $f(0,\phi)=1$. 对于给定的 $\phi$, $f(n,\phi)$ 应随 $n$ 减小而减小. 将这些条件表述为下列方程

$$\begin{cases} f(n,\phi)\geq 0, & 0°\leq\phi\leq 90°, 0\geq n\geq -1 \\ f(0,\phi)=1, & 0°\leq\phi\leq 90° \\ f(n_1,\phi)>f(n_2,\phi), & 0°\leq\phi\leq 90°, 0\geq n_1\geq n_2\geq -1 \end{cases} \tag{14}$$

对于给定的 $n$, $f(n,\phi)$ 可能随 $\phi$ 增大而增大或减小. 下列方程用于指出不同公式之间的区别,

$$f(n,\phi_1)<f(n,\phi_2),\ 0°\leq\phi_1\leq\phi_2\leq 90°,\ 0\geq n\geq -1 \tag{15}$$

当 $\phi=90$ 时, $m_\phi=m_1$,故有 $k=f(n,90°)$. 式(14)和(15)用来检查表 1 中的各公式,结果也列于表中. 只有式(14)的第三个条件被所有公式满足.

Mouty 的公式满足式(14)和(15)中的所有条件,并且对应于 $n$ 和 $\phi$ 的不同取值显示出清晰的变化趋势. 按照他的公式, $k=1$,即忽略了轴向压应力 $\phi_{n0}$ 对 $m_1$ 的影响. Packer 等[12] 采用 Mouty 的公式分析了有间隙的 K 形方钢管节点. 但即使是这样简单的倾斜塑性铰线极限弯矩公式仍使节点承载力的推导非常繁琐,结果过于复杂.

Murray 的公式形式最简单,武振宇等[13] 采用它推导了 T 形方钢管节点的承载力公式.

这些公式多不便使用,得出的结果大相径庭. 由于在方钢管节点的塑性铰线模型中只有一小部分塑性铰线是倾斜的,所以关于倾斜塑性铰线的计算在整个节点计算中占的分量不大. 为了得到一个计入轴向压力影响的实用设计公式,需要一个简单可靠的理论.

## 3 正交各向异性板的阶梯线模型

Wood[14] 在钢筋混凝土板的塑性铰线分析中提出阶梯形塑性铰线的简化模型,如图 4 所示. 倾斜塑性铰线由阶梯形折线代替,其极限弯矩的计算也就转化为这些分别平行于两主轴的小段塑性铰线极限弯矩的计算. 钢筋混凝土板因为单向配筋而成为正交各向异性板;钢管的连接面由于单向受压而成为正交各向异性板. 故而有理由将这种阶梯形折线替

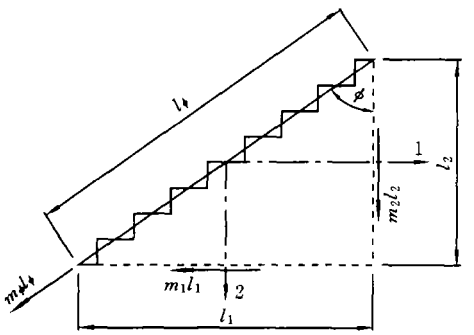


图 4 阶梯形塑性铰线

代方法用于管节点的塑性铰线分析. 这些小段塑性铰线的转角和其它纵横向塑性铰线的转角相同. 图 1 中显示了虚位移和塑性铰转角之间的关系. 令平行和垂直于弦杆轴线的塑性铰线极限弯矩分别为 $m_1=km_{p0}$ 和 $m_2=(1-n^2)m_{p0}$,由虚功原理得,

$$P\cdot\Delta=2\left[2(h_1+2l_2\cot\alpha)\frac{\Delta}{l_2}km_{p0}+2b_0\frac{\Delta}{l_2\cot\alpha}(1-n^2)m_{p0}\right] \tag{16}$$

故

$$P=4m_{p0}\left(\frac{h_1}{l_2}+2\cot\alpha+\frac{b_0}{l_2}\frac{1-n^2}{k}\tan\alpha\right)k \tag{17}$$

节点的屈服强度应该是上式所得 $P$ 的最小值,对 $\alpha$ 微分

$$\frac{\mathrm{d}P}{\mathrm{d}\alpha}=4m_{p0}\left(-2\csc^2\alpha+\frac{b_0}{l_2}\frac{1-n^2}{k}\sec^2\alpha\right)k=0 \tag{18}$$

极值点的 $\alpha$ 为

$$\tan\alpha=\sqrt{1-\beta}\sqrt{\frac{k}{1-n^2}} \tag{19}$$

式中 $\beta$ 表示腹杆和弦杆的宽度比 $b_1/b_0$.

将式(19)代入式(17)得

$$P_{\min}=\frac{8m_{p0}}{1-\beta}\left(\frac{h_1}{b_0}+2\sqrt{1-\beta}\sqrt{\frac{1-n^2}{k}}\right)k \tag{20}$$

为了将阶梯形折线替换法与表 1 中的方法进行比较,先推导出图 4 中倾斜塑性铰线极限弯矩的公式. 沿倾斜塑性铰线和方向 1、2 的塑性铰线单位长度的极限弯矩分别为 $m_\phi$, $m_1$ 和 $m_2$. 将沿各小段阶梯塑性铰线的弯矩向倾斜塑性铰线投影可得沿倾斜塑性铰线的总弯矩

$$\begin{cases} m_\phi l_\phi=m_1l_1\sin\phi+m_2l_2\cos\phi \\ l_1=l_\phi\sin\phi,\quad l_2=l_\phi\cos\phi \end{cases} \tag{21}$$

故有

$$m_\phi = m_1 \sin^2\phi + m_2 \cos^2\phi \tag{22}$$

代入 $m_1 = k m_{p0}$ 和 $m_2 = (1 - n^2) m_{p0}$ ,得

$$f(n,\phi) = \frac{m_\phi}{m_{p0}} = k\sin^2\phi + (1 - n^2)\cos^2\phi \tag{23}$$

如果采用前述的三种 $k$ 值假设(von Mises 准则 ,Tresca 准则或简化假设) ,上式满足式(14) 的所有条件. 图 5 显示了采用不同屈服准则和不同倾角下该公式得出的结果.

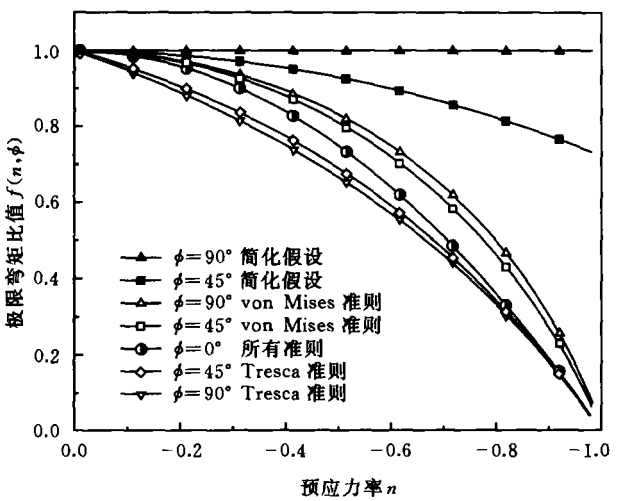


图 5　不同屈服准则对应的倾斜塑性铰线极限弯矩

当 $\phi = 0$ 时(不论 $k$ 取何值) ,各准则结果相同. 如果取 $k = 1$(简化假设) , $f(n,\phi)$ 随 $\phi$ 增大而增大. 如果采用 von Mises 准则 , $f(n,\phi)$ 也随 $\phi$ 增大而增大;而如果采用 Tresca 准则 , $f(n,\phi)$ 则随 $\phi$ 增大而减小. 在这两种准则下,对应不同倾角的曲线比较接近 $\phi = 0$ 的曲线. 式(23) 的图形随倾角 $\phi$ 的变化有清晰的趋势.

## 4　与试验和数值计算结果的比较

武振宇等[13] 采用 Murray 模型(1973) 计算了弦杆轴向压力影响下的 T 形节点承载力. 本文分别根据不同的屈服准则和假设(简化假设、von Mises 准则和 Tresca 准则) ,采用阶梯线模型的式(23) 计算 T 形节点承载力. 将各种理论模型的计算结果与文[15]、[16]中的试验结果进行比较,并将比值列于表 2,其中节点的编号遵照原文.

可见采用简化假设的阶梯线模型与试验结果符合得最好,且偏于安全;而采用 von Mises 准则和 Tresca 准则过于保守,明显低估了轴向压力影响下板的极限弯矩. Murray 模型不考虑倾角 $\phi$ 的影响,也与试验结果符合较好.

表 2　理论模型与试验结果的比较

| 文献 | 节点 | 预应力率 | 简化假设试验结果 | von Mises 准则试验结果 | Tresca 准则试验结果 | Murray 模型试验结果 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 15 | 0L P0 | 0 | 0. 889 | 0. 889 | 0. 889 | 0. 884 |
| 15 | 90L P20 | - 0. 187 | 0. 974 | 0. 959 | 0. 903 | 0. 951 |
| 15 | 90L P40 | - 0. 374 | 0. 931 | 0. 871 | 0. 776 | 0. 875 |
| 15 | 90L P60 | - 0. 561 | 0. 937 | 0. 788 | 0. 661 | 0. 783 |
| 16 | S1 | 0 | 0. 856 | 0. 856 | 0. 856 | 0. 856 |
| 16 | S2 | 0 | 0. 883 | 0. 883 | 0. 883 | 0. 883 |
| 16 | S3 | - 0. 3 | 0. 948 | 0. 909 | 0. 835 | 0. 903 |
| 16 | S4 | - 0. 3 | 0. 990 | 0. 949 | 0. 872 | 0. 943 |
| | 期望 | | 0. 926 | 0. 888 | 0. 834 | 0. 885 |
| | 均方差 | | 0. 047 | 0. 054 | 0. 081 | 0. 053 |

为了验证本文推导的理论公式对大尺寸节点承载力的估计,运用有限元软件 ANSYS 对节点进行了弹塑性大挠度分析. 节点建模采用四结点、弹塑性壳单元 shell181,同时考虑了材料非线性和几何非线性. 钢材采用国内常用于钢管结构的 Q345,采用理想弹塑性模型,不计残余应力的影响. 破坏准则采用目前国际上公认的极限变形准则,即取使弦杆管壁产生过度局部变形时管节点的承载力为其最大承

载力,这一极限变形取为弦杆宽度的 3 %. 图 6 所示为节点的计算模型.

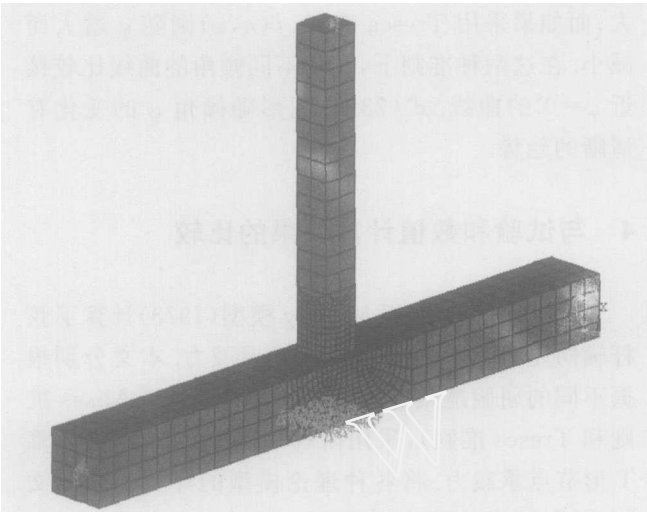

图 6 方管节点的有限元模型

考虑实际工程中节点的受力状态,建立有限元分析的边界条件:各杆端在平面内和平面外均为滑动支座,即约束杆端的转动,释放其平动,以此模拟桁架体系中杆件跨中处的截面;在与腹杆相对的弦杆外侧表面比腹杆稍宽的区域内约束单元结点的竖向位移,以此模拟横梁的支座反力;在腹杆的端部和弦杆的一端分别施加轴向集中力,弦杆的另一端约束其轴向位移. 图 7 显示了在桁架平面内的节点边界条件. 表 3 为节点尺寸.

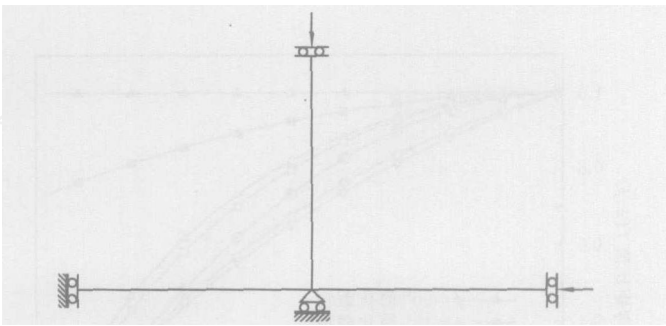

图 7 方管节点平面内的边界条件

表 3 节点尺寸

| 节点 | 弦杆截面 $b_0 \times h_0 \times t_0$ | 腹杆截面 $b_1 \times h_1 \times t_1$ | 宽度比 $\beta$ |
|---|---|---|---|
| 1 | 400 ×400 ×12 | 160 ×240 ×8 | 0. 4 |
| 2 | 400 ×400 ×12 | 240 ×240 ×8 | 0. 6 |
| 3 | 400 ×400 ×12 | 320 ×240 ×8 | 0. 8 |

表 4 理论模型与有限元结果的比较

| 节点 | $n$ | 本文 (kN) | 有限元 (kN) | 规范 (kN) | 本文/有限元 | 规范/有限元 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0 | 356 | 340 | 356 | 1. 05 | 1. 05 |
| 1 | - 0. 2 | 351 | 328 | 356 | 1. 07 | 1. 09 |
| 1 | - 0. 5 | 322 | 298 | 285 | 1. 08 | 0. 96 |
| 1 | - 0. 8 | 253 | 220 | 178 | 1. 15 | 0. 81 |
| 2 | 0 | 463 | 495 | 463 | 0. 94 | 0. 94 |
| 2 | - 0. 2 | 457 | 476 | 463 | 0. 96 | 0. 97 |
| 2 | - 0. 5 | 421 | 427 | 448 | 0. 99 | 1. 06 |
| 2 | - 0. 8 | 338 | 321 | 355 | 1. 05 | 1. 11 |
| 3 | 0 | 742 | 780 | 742 | 0. 95 | 0. 95 |
| 3 | - 0. 2 | 733 | 753 | 742 | 0. 97 | 0. 99 |
| 3 | - 0. 5 | 683 | 682 | 742 | 1. 00 | 1. 09 |
| 3 | - 0. 8 | 565 | 586 | 668 | 0. 96 | 1. 14 |
| 期望 | | | | | 1. 01 | 1. 01 |
| 均方差 | | | | | 0. 065 | 0. 094 |

从表 4 可见采用简化假设的阶梯线模型对大尺寸方管节点承载力的计算结果与有限元分析结果符合得很好.

## 5 结论

在钢管结构中,相贯节点附近的弦杆在承受腹杆局部荷载的同时,也在承受自身的轴向荷载. 关于两者相互作用的理论还不成熟,至今各国设计规范仍在不考虑弦杆自身轴向荷载影响的设计公式的基础上采用基于试验结果的经验折减系数.

本文整理了前人在轴向压力对板的极限弯矩承载力的影响方面的工作,并推导了 T 形方管节点的采用简化假设的阶梯线模型,试验和数值计算表明该模型可靠而且实用. 阶梯线模型本身并没有限制所采用的屈服准则或假设,今后如果能得到沿平行于轴向压力方向塑性铰线的更准确的极限弯矩,也就能得到更准确的节点强度计算公式. 关于直接计算倾斜塑性铰线极限弯矩的研究工作需要更合理且方便使用的结果.

## 参 考 文 献


1 IIW ,Design Recommendations for Hollow Section Joints-Predominantly Statically loaded , 2nd edn. International Institute of Welding Submission XV-E , IIW Doc. XY-701-89 , IIW Annaul Assembly , Helsinki , 1989

2 European Committee for Standardisation , Eurocode 3: Design for Steel Structures. Part 1. 1 —General rules and rules for buildings. ENV 1993-1-1 :1992 , British Standards Institution , London , UK, 1992

3 AISC , Specification for the Design of Steel Hollow Structural Sections. American Institute of Steel Construction , Chicago , 1997

4 钢结构设计规范. GB50017. 北京:中国计划出版社, 2003

5 Packer J A , Henderson J E. Hollow Structural Section Connections and Trusses —A Design Guide , 2nd edn. Canadian Institute of Steel Construction , Toronto , 1997

6 Davies P , Kemp K O , Walker A C. An analysis of the failure mechanism of an axially loaded simply supported steel plate. Proceedings-Institution of Civil Engineers , Part 2 ,1975 ,59 :645～658

7 Bakker M C. Yield line analysis of post-collapse behaviour of thin-walled steel members. Heron ,1990 ,35(3) :1～50

8 Zhao X L. The behaviour of cold-formed rectangular hollow section beams under combined actions. Ph D thesis , School of Civil and Mining Engineering , University of Sydney , 1992

9 Zhao X L , Hancock G J. A theoretical analysis of the plastic-moment capacity of an inclined yield line under axial force. International Journal of Thin-walled Structures 1993 ,15(3) :185～207

10 Murray N W. The effect of shear and normal stresses on the plastic moment capacity of inclined hinges in thin-walled structures. Festschrift Roik , Inst Fur Konstruktiven Ingenieurbau. Ruhr Univ Bochum Metteilung ,1984 ,84(3) :237～248

11 Zhao X L , Hancock G J. Experimental verification fo the theory of Plastic-moment capacity of an inclined yield line under axial force. International Journal of Thin-walled Structures ,1993 ,15(3) :209～233

12 Packer J A , Davies G, Coutie M G. Ultimate strength of gapped joints in RHS trusses. Journal of the Structural Division , ASCE ,1982 ,108(ST2) :411～431

13 武振宇 ,张耀春. 轴向压力作用下 T 型方管节点的塑性铰线分析. 土木工程学报 ,2002 ,35(4) :20～24

14 Wood R H. Plastic and Elastic Design of Slabs and Plates. Thames & Hudson , London , 1961

15 Cao J J , Packer J J , Kosteski N. Design guideline for longitudinal plate to HSS connections. Journal of Structural Engineering , 1998 ,124(7) :784～791

16 武振宇. 直接焊接钢管节点静力工作性能的研究[博士学位论文]. 哈尔滨:哈尔滨建筑大学 ,1997

# PLASTIC HINGE LINE MODEL OF RECTANGULAR HOLLOW SECTION JOINTS UNDER AXIAL COMPRESSIVE FORCE

Zhang Ji Dong Mansheng Ge Fei Hong Youshi

(*State Key Laboratory of Nonlinear Mechanics (LNM), Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing*, 100080)

**Abstract** The plastic hinge line analysis model has proved successful in predicting the strength of different structural hollow section (SHS) joints due to yielding of the connecting face of the chord. A reduction factor is used to consider the influence of axial force in the chord. Various methods, which take axial force in the chord into account, used for the calculation of ultimate moment along an oblique plastic hinge line have been investigated and compared. The estimations from the stepped plastic hinge line model using simplified assumptions are in good agreement with the results from both laboratory tests and present finite element analyses for T-type rectangular hollow section (RHS) joints.

**Key words** rectangular hollow sections, joints, plastic hinge line analysis, oblique plastic hinge line