矩形钢管混凝土轴压柱的弹塑性局部屈曲模型

龙跃凌^{1,2*}, 曾琳^{1†}, 王英涛^{3†}, 蔡健^{4†}

1. 广东工业大学土木与交通工程学院, 广州 510006;

2. Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London, London SW7 2AZ, UK;

3. 佛山科学技术学院土木工程系, 佛山 528000;

4. 华南理工大学亚热带建筑科学国家重点实验室, 广州 510641

* E-mail: longyl@scut.edu.cn; y.long@imperial.ac.uk

†同等贡献

收稿日期: 2018-05-16; 接受日期: 2018-11-06; 网络版发表日期: 2018-12-24

国家自然科学基金(批准号: 51008085, 11472084)、中国博士后基金(批准号: 2014T70807, 2012M511810)和中国留学基金(批准号: 201608440006)资助项目

摘要 假定载荷边为固端约束, 非载荷边为弹性可转动约束, 提出了轴压下矩形钢管混凝土柱弹塑性局部屈曲模型. 利用全量理论推导得到钢管混凝土柱钢管弹塑性局部屈曲强度计算公式. 该公式的计算结果与已有的试验结果比较, 结果表明理论计算结果与试验结果相符. 基于所提出矩形钢管混凝土柱弹塑性局部屈曲模型, 研究了不同长宽比情况下钢管宽厚比对钢管弹塑性局部屈曲应力的影响. 最后给出了不同截面长宽比情况下, 保证矩形钢管屈服前不发生弹塑性屈曲的钢管宽厚比合理限值及各钢板的合理厚度比, 供工程设计参考.

关键词 矩形钢管混凝土, 弹塑性, 局部屈曲, 宽厚比

1 引言

矩形钢管混凝土具有截面惯性矩大、梁柱节点易于处理等优点, 在高层建筑中得到了广泛采用. 钢管混凝土柱中, 内填混凝土限制了钢管壁向内屈曲, 使其只能向外屈曲. 矩形钢管混凝土的钢管壁一方面受到核心混凝土的膨胀挤压, 另一方面是其自身承受的横向应力和纵向应力产生的弯曲应变, 因此, 矩形钢管混凝土较圆形钢管混凝土更易于发生局部屈曲, 对构件的承载力和延性影响显著. 当钢管的应变或应力超过钢材的弹性极限应变或应力, 钢管就会进入弹塑性范

围, 此时钢管发生的局部屈曲为弹塑性屈曲.

目前, 国内外对圆形、矩形钢管混凝土柱钢管的弹性局部屈曲性能研究较多^[1~10], 并取得一系列阶段性进展. 而对矩形钢管混凝土柱钢管的弹塑性局部屈曲性能研究还比较少, 且仅限于应用有限条法、有限元法等数值方法对矩形钢管混凝土柱钢管的弹塑性局部屈曲性能进行了初步研究^[11~16]. 同时, 还有一些关于单一矩形板的弹塑性屈曲性能和塑性屈曲性能的研究^[17~21], 但这些研究均未考虑内填混凝土的影响. 为了进一步探明矩形钢管混凝土柱钢管的弹塑性局部屈曲性能, 本文首次提出了矩形钢管混凝土柱弹塑性局

引用格式: 龙跃凌, 曾琳, 王英涛, 等. 矩形钢管混凝土轴压柱的弹塑性局部屈曲模型. 中国科学: 技术科学, 2019, 49: 35–43

Long Y L, Zeng L, Wang Y T, et al. Elastic-plastic local buckling model of rectangular CFT columns under axial compression (in Chinese). Sci Sin Tech, 2019, 49: 35–43, doi: [10.1360/N092018-00148](https://doi.org/10.1360/N092018-00148)

部屈曲模型, 利用该模型对矩形钢管混凝土钢管弹塑性局部屈曲性能进行了研究, 最终给出了保证矩形钢管屈服前不发生弹塑性屈曲的钢管宽厚比合理限值及各钢板的合理厚度比。

2 矩形钢管混凝土钢管壁弹塑性局部屈曲模型

对于两边均匀受压的矩形板, Bleich^[22]建议把弹塑性板看作正交异性板, 即假定当板超过弹性极限后, 板在受力方向的抗弯刚度按 $\eta=E_t/E$ 进行折减, 其中 E 为钢板的弹性模量, E_t 为钢板的切线模量。而沿非加载方向的抗弯刚度不折减, 但沿加载方向对非加载方向的抗扭刚度按 $\sqrt{\eta}$ 进行折减, 其中 η 为弹性模量折减系数。根据这一假定, 弹塑性板的屈曲微分方程为

$$D_r \left(\eta \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\sqrt{\eta} \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) = N_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + 2N_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + N_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}, \quad (1)$$

式中, $D_r = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$; $\eta=E_t/E$; t 为钢板厚度, ν 为钢板的泊松比。

薄板产生小变形后, 其积蓄的弯曲应变能按下式计算:

$$U = \frac{D_r}{2} \iint \left\{ \eta \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 + 2\sqrt{\eta} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 - 2\sqrt{\eta}(1-\nu) \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] \right\} dx dy. \quad (2)$$

对单向承受均匀压力的钢管壁, 其边界应力为 $\sigma_y = \tau_{xy} = 0$, 即为

$$N_y = \sigma_y t = N_{xy} = \tau_{xy} t = 0, \quad (3)$$

$$N_x = -p_x t = -\sigma_x t. \quad (4)$$

2.1 模型的建立

考虑到材料的初始缺陷和安装误差等, 将矩形钢管角部即钢板的非载荷边假定为弹性约束较为合理^[4,5], 故假定矩形钢板非载荷边为弹性可转动约束。由于考虑到荷载的影响, 根据先前关于矩形钢管混凝土柱钢管的弹性局部屈曲研究^[6-9], 假定载荷边为固端约束。同时, 根据先前关于矩形钢管混凝土柱钢管的弹性局部屈曲研究, 假定内填混凝土刚性^[6-9]。另外, 钢管壁因内填混凝土的存在只能产生向外屈曲, 屈曲模型如图1所示。

取纵向一个半波(设半波长为 a)进行研究, 可选取式(5)为位移函数的表达式:

$$w = C \left[a_1 \frac{y}{b} \left(1 - \frac{y}{b} \right) + a_2 \left(\frac{y}{b} \right)^2 \left(1 - \frac{y}{b} \right) + a_3 \left(\frac{y}{b} \right) \left(1 - \frac{y}{b} \right)^2 + a_4 \left(\frac{y}{b} \right)^2 \left(1 - \frac{y}{b} \right)^2 \left(1 - \cos \frac{2\pi x}{a} \right) \right]. \quad (5)$$

显然, 上述位移函数满足钢管壁在载荷边为固端约束, 非载荷边为弹性可转动约束的边界条件, 即: 当 $x=0, a$ 时,

图1 矩形钢管混凝土钢管壁的局部屈曲模式

$$w = \frac{\partial w}{\partial x} = 0. \quad (6)$$

当 $y=0$, b 时,

$$w = 0, \quad M_y = -D_r \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = -\zeta_r \frac{\partial w}{\partial y}, \quad \text{且 } w \geq 0, \quad (7)$$

式中, ζ_r 为非载荷边转动的约束刚度.

由式(5)对 y 求导并代入式(7)可以证明式(5)中系数 a_2 和 a_3 完全等价, 故位移函数式(5)可进一步简化为

$$w = C \left[\frac{y}{b} \left(1 - \frac{y}{b} \right) + m \left(\frac{y}{b} \right)^2 \left(1 - \frac{y}{b} \right)^2 \right] \left(1 - \cos \frac{2\pi x}{a} \right). \quad (8)$$

将式(8)求一阶和二阶偏导, 并代入式(7)可求得

$$m = \chi + 1, \quad (9)$$

式中, χ 为非载荷边弹性约束系数, 表达式为

$$\chi = \frac{\zeta_r b}{2D_r}. \quad (10)$$

为便于公式推导, 将式(5)右边多项式展开:

$$w = C \left[\frac{y}{b} + \varphi_1 \left(\frac{y}{b} \right)^2 + \varphi_2 \left(\frac{y}{b} \right)^3 + \varphi_3 \left(\frac{y}{b} \right)^4 \right] \left(1 - \cos \frac{2\pi x}{a} \right), \quad (11)$$

式中, C 为常数, $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ 系数由式(8)对应项可得

$$\left. \begin{aligned} \varphi_1 &= \chi, \\ \varphi_2 &= -2(\chi + 1), \\ \varphi_3 &= \chi + 1. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

钢管壁的总势能 Π 可表达为

$$\Pi = U + U_r - W, \quad (13)$$

式中, 钢管壁内积蓄的弯曲应变能 U 和变形过程中外力做功 W , 分别由式(1)和(2)计算; U_r 为钢管壁非载荷边弹性约束能, 计算公式如下:

$$\begin{aligned} U_r &= \frac{\zeta_r}{2} \int_0^a \left[\left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)_{y=0}^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)_{y=b}^2 \right] d\Gamma \\ &= \frac{3C^2 \zeta_r a (1 + A_5^2)}{4b^2}. \end{aligned} \quad (14)$$

外力所做的功为

$$\begin{aligned} W &= -\frac{1}{2} \iint \left[N_x \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 + 2N_{xy} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial y} \right) \right. \\ &\quad \left. + N_y \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \right] dx dy = \frac{p_x t \pi^2 C^2 b}{a} A_1. \end{aligned} \quad (15)$$

联合式(2), (11), (13)~(15)及边界条件, 得到钢管壁弹塑性屈曲后的总势能:

$$\begin{aligned} \Pi &= \frac{D_r}{2} \left[\eta \frac{8\pi^4 C^2 b}{a^3} A_1 - \sqrt{\eta} \frac{4\pi^2 C^2}{ab} A_4 \right. \\ &\quad \left. + \frac{3aC^2}{2b^3} A_2 + 2\sqrt{\eta} (1 - \nu) \frac{2\pi^2 C^2}{ab} A_3 \right] \\ &\quad + \frac{3C^2 \zeta_r a (1 + A_5^2)}{4b^2} - \frac{p_x t \pi^2 C^2 b}{a} A_1, \end{aligned} \quad (16)$$

式中,

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{1}{3} + \frac{\varphi_1}{2} + \frac{\varphi_1^2 + 2\varphi_2}{5} + \frac{\varphi_3 + \varphi_1 \varphi_2}{3} \\ &\quad + \frac{\varphi_2^2 + 2\varphi_1 \varphi_3}{7} + \frac{\varphi_2 \varphi_3}{4} + \frac{\varphi_3^2}{9}, \\ A_2 &= 4\varphi_1^2 + 12\varphi_2^2 + 12\varphi_1 \varphi_2 \\ &\quad + \frac{144}{5} \varphi_3^2 + 16\varphi_1 \varphi_3 + 36\varphi_2 \varphi_3, \\ A_3 &= 1 + 3\varphi_1 + 2\varphi_1^2 + 4\varphi_2 + 5\varphi_3 + 5\varphi_1 \varphi_2 \\ &\quad + 6\varphi_1 \varphi_3 + 7\varphi_2 \varphi_3 + 3\varphi_2^2 + 4\varphi_3^2, \\ A_4 &= \varphi_1 + \frac{2\varphi_1^2 + 6\varphi_2}{3} + 3\varphi_3 + 2\varphi_1 \varphi_2 \\ &\quad + \frac{14\varphi_1 \varphi_3 + 6\varphi_2^2}{5} + 3\varphi_2 \varphi_3 + \frac{12\varphi_3^2}{7}, \\ A_5 &= 1 + 2\varphi_1 + 3\varphi_2 + 4\varphi_3. \end{aligned} \quad (17)$$

根据最小势能原理 $\frac{\partial \Pi}{\partial C} = 0$, 可进一步求得

$$\begin{aligned} p_x t &= \frac{\sqrt{\eta} D_r \pi^2}{b^2} \left[\sqrt{\eta} \frac{4}{\gamma^2} + \frac{2(1 - \nu) A_3 - 2A_4}{\pi^2 A_1} \right. \\ &\quad \left. + \frac{3\gamma^2 A_2}{4\pi^4 A_1 \sqrt{\eta}} + \frac{3\chi \gamma^2 (1 + A_5^2)}{2\pi^4 A_1 \sqrt{\eta}} \right] \\ &= k \frac{\sqrt{\eta} \pi^2 D_r}{b^2}, \end{aligned} \quad (18)$$

式中, γ 为半波长参数, 按 $\gamma = \frac{a}{b}$ 计算; k 为钢管壁的弹塑性局部屈曲系数, 按式(19)计算:

$$\begin{aligned} k &= \sqrt{\eta} \frac{4}{\gamma^2} + \frac{2(1 - \nu) A_3 - 2A_4}{\pi^2 A_1} \\ &\quad + \frac{3\gamma^2 A_2}{4\pi^4 A_1 \sqrt{\eta}} + \frac{3\chi \gamma^2 (1 + A_5^2)}{2\pi^4 A_1 \sqrt{\eta}}. \end{aligned} \quad (19)$$

根据最小值原理, 当 $\frac{\partial k}{\partial \gamma} = 0$ 时, k 取得临界应力最

小值 k_{cr} , 将式(19)对 γ 求导可得

$$\gamma_{cr} = 2\pi \left[\frac{\eta A_1}{3A_2 + 6\chi(1 + A_5^2)} \right]^{1/4}, \quad (20)$$

式中, 弹性约束系数 χ 按照文献[22]计算, 具体公式如下:

$$\chi = \left(\frac{\alpha t_w}{t_f} \right)^3 \frac{r'}{\rho}, \quad (21)$$

$$r = 2 - \left(\frac{t_f b_w}{t_w b_f} \right)^2, \quad (22)$$

$$\rho = \frac{1}{\pi} \tanh \left(\frac{\pi b_w}{4 b_f} \right) \cdot \left[1 + \frac{\pi b_w / 2 b_f}{\sinh(\pi b_w / 2 b_f)} \right], \quad (23)$$

式中, b_f , t_f 分别为计算钢管壁的宽度和厚度; b_w , t_w 分别为相邻约束钢管壁的宽度和厚度, 且满足 $\frac{t_f b_w}{t_w b_f} \leq 1$; α 为考虑核心混凝土的存在对计算约束板厚的修正系数, 取 $\alpha=0.8$.

因此, 钢管壁非载荷边按弹性约束考虑时弹塑性临界屈曲强度可表述为

$$\sigma_{crp} = \frac{k_{cr} \pi^2 E \sqrt{\eta}}{12(1-\nu^2) \cdot (b/t)^2}. \quad (24)$$

当弹模折减系数 $\eta=1$ 时, 即得到矩形钢管混凝土柱钢管弹性局部屈曲的临界屈曲强度表达式:

$$\sigma_{cre} = \frac{k_{cr} \pi^2 E}{12(1-\nu^2) \cdot (b/t)^2}. \quad (25)$$

与文献[4]的研究成果一致.

2.2 弹性模量折减系数 η 的确定

图2和3分别给出了钢材的强屈比对钢板屈曲应力与宽厚比关系曲线的影响和钢材屈服强度对钢板屈曲应力与宽厚比关系曲线的影响. 可见, 若在钢材的强屈比较小小时能满足宽厚比要求, 钢材的塑性性能就能得到较充分发挥. 我国《钢结构设计标准》[23]要求在塑性设计时钢材强屈比 $f_{ay}/f_u \leq 0.85$, 即强屈比 $f_u/f_{ay} \geq 1.2$. 故可假定弹性模量折减系数与屈服强度和弹性屈曲应力相关, 建议弹性模量折减系数如下:

$$\eta = \frac{1}{1 + 0.7 \times (\sigma_{cre}/f_{ay})^2}. \quad (26)$$

2.3 模型验证

文献[12,24]分别进行了方形钢管混凝土构件局部屈曲试验研究, 测量了局部屈曲时钢管壁的屈曲强度. 表1和2分别给出了文献[12,24]中轴压构件发生局部屈

图2 (网络版彩图) 钢材强屈比对屈曲应力与宽厚比关系曲线的影响

图3 (网络版彩图) 钢材屈服强度对屈曲应力与宽厚比关系曲线的影响

曲时钢管壁弹塑性局部屈曲强度和弹性局部屈曲强度的试验值与本文建议公式计算值的比较. 需要说明的是, 当试验值小于钢管屈服强度且小于弹性屈曲计算值时, 表明钢管出现的为弹性屈曲, 须采用弹性屈曲计算公式即式(25); 当试验值小于弹性屈曲计算值, 而又等于或大于屈服强度时, 表明钢管为弹塑性屈曲, 原有弹性屈曲强度计算公式无法判定, 需要按弹塑性屈曲强度公式计算即式(24). 由表1和2可见, 本文所提矩形钢管混凝土柱钢管的弹塑性局部屈曲公式即式(24)的理论计算结果与试验结果相符, 而矩形钢管混凝土

表 1 方形钢管混凝土构件钢管壁弹塑性局部屈曲强度计算值与试验值比较^{a)}

试件编号	b (mm)	t (mm)	b/t	f_{ay} (MPa)	E (MPa)	σ_{ol} (MPa)	式(24)		屈曲形态	资料来源
							σ_{crp} (MPa)	σ_{crp}/σ_{ol}		
LB1	120	3	40	300	200000	300	300	1.00	塑性	文献[12]
LB3	150	3	50	300	200000	300	289	0.963	弹塑	
B16	80	2.142	37.3	282	199400	272.5	282	1.035	塑性	
B17	120	2.142	56.0	282	199400	260.3	254.8	0.979	弹塑	
B20	160	2.142	74.7	282	199400	197.9	183.6	0.928	弹塑	文献[24]

a) b 和 t 为钢管壁的宽度和厚度; f_{ay} 和 E 分别为钢材的屈服强度和弹性模量; σ_{ol} 为钢管壁屈曲强度的实测值.

表 2 方形钢管混凝土构件钢管壁弹性局部屈曲强度计算值与试验值比较

试件编号	b (mm)	t (mm)	b/t	f_{ay} (MPa)	E (MPa)	σ_{ol} (MPa)	式(25)		屈曲形态	资料来源
							σ_{crp} (MPa)	σ_{crp}/σ_{ol}		
LB7	240	3	80	300	200000	200	191	0.955	弹性	文献[12]
LB9	300	3	100	300	200000	120	122	1.016	弹性	
B1	240.3	2.142	112.2	282	199400	164.1	97	0.593	弹性	
B5	200	2.142	93.4	282	199400	183.7	140.0	0.762	弹性	
B29	280	2.142	130.7	282	199400	151.9	71.5	0.471	弹性	文献[24]

柱钢管的弹性局部屈曲公式即式(25)的理论计算结果较试验结果偏小, 即偏保守安全.

3 矩形钢管混凝土柱钢管壁弹塑性局部屈曲性能分析

3.1 矩形钢管混凝土柱钢管壁弹塑性局部屈曲性能

目前, 常用结构钢有Q235, Q345, Q390, Q420

等^[23]. 根据本文提出的矩形钢管混凝土柱弹塑性局部屈曲模型, 对上述各钢材在不同截面长宽比(D/B)情况下矩形钢管混凝土柱钢板宽厚比-弹塑性屈曲强度关系曲线进行计算, 如图4所示. 由图4可见, 随着钢板宽厚比的增大, 矩形钢管混凝土柱弹塑性局部屈曲强度显著下降, 且其弹塑性局部屈曲强度因钢材标号不同(即屈服强度不同)而产生的差异明显减小. 当钢板宽厚比大于110时, 采用Q235, Q345, Q390, Q420的矩形钢管混凝土柱钢板弹塑性局部屈曲强度趋于一致, 即

图 4 (网络版彩图)不同截面长宽比(D/B)情况下矩形钢管混凝土柱钢板宽厚比-弹塑性屈曲强度关系曲线. (a) $D/B=1.0$; (b) $D/B=2.0$; (c) $D/B=3.0$

图5 (网络版彩图)不同钢材标号情况下矩形钢管混凝土柱钢板宽厚比-弹塑性屈曲强度关系曲线。(a) Q235; (b) Q345; (c) Q390; (d) Q420

此时可以忽略钢材标号(即屈服强度)的影响。

类似地, 图5给出了不同钢材标号(即屈服强度)情况下矩形钢管混凝土柱钢板宽厚比-弹塑性屈曲强度关系曲线。图5可见, 当采用同种型号钢板时(即屈服强度相同时), 不同的钢管截面长宽比(D/B)的矩形钢管混凝土柱钢板宽厚比-弹塑性屈曲强度关系曲线较为接近, 表明矩形钢管截面长宽比(D/B)对矩形钢管混凝土柱弹塑性局部屈曲强度的影响较小。

3.2 矩形钢管混凝土柱各钢板合理厚度比和合理宽厚比限值

矩形钢管混凝土受到轴心荷载时(如图6所示), 钢管短边的钢板(钢板1和钢板2)与钢管长边的钢板(钢板3和钢板4)均受到轴向均布压力。当矩形钢管各钢板厚度设计成相等时, 即 $t_1=t_2=t_3=t_4$ 时, 钢管长边的钢板(钢板3和钢板4)会先于钢管短边的钢板(钢板1和钢板2)发

图6 轴心压力作用下的矩形钢管混凝土柱示意图

生弹塑性局部屈曲, 不能同时充分发挥材料的强度。故建议设计时, 建议各钢板的厚度取为 $t_1=t_2 \neq t_3=t_4$, 使得 $\sigma_{crp1}=\sigma_{crp2}=\sigma_{crp3}=\sigma_{crp4}$ 。以保证矩形钢管的各钢板能够同时发生弹塑性局部屈曲, 避免因某一块钢板件率先发生弹塑性局部屈曲而使整个构件失效。将相应的 D/B 分别代入弹塑性临界屈曲强度计算公式即式(24), 计算得到钢板1弹塑性局部屈曲应力 σ_{crp1} 和钢板3弹塑性

局部屈曲应力 σ_{crp3} , 并且令 $\sigma_{crp1}=\sigma_{crp3}$. 可以得到不同截面长宽比(D/B)情况下的 t_1 和 t_3 的合理比值, 如表3所示, 供工程设计参考.

类似地, 当各钢板弹塑性临界屈曲强度大于钢板的屈服强度时, 将 $\sigma_{crp1}=\sigma_{crp3}=f_{ay}$ 分别代入弹塑性局部屈曲应力计算公式即式(24), 可得到不同截面长宽比(D/B)情况下的宽厚比合理限值(D/t_3), 如表4所示, 供工程设计参考.

4 结论

(1) 本文基于全量理论, 提出了矩形钢管混凝土轴压柱钢管壁的弹塑性局部屈曲模型. 该模型的计算结果与已有的试验结果吻合良好, 从而验证了模型的正确性.

(2) 基于所提出的模型, 进一步对矩形钢管混凝土

轴压柱钢管壁弹塑性局部屈曲性能进行了研究. 研究发现, 随着钢板宽厚比的增大, 矩形钢管混凝土柱弹塑性局部屈曲强度显著下降, 且其弹塑性局部屈曲强度因钢材标号不同(即屈服强度不同)而产生的差异明显减小. 当钢板宽厚比大于110时, 不同钢材标号的矩形钢管混凝土柱钢板弹塑性局部屈曲强度趋于一致, 即此时可以忽略钢材标号(即屈服强度)的影响.

(3) 当采用同种型号钢板时, 不同的钢管截面长宽比(D/B)的矩形钢管混凝土柱钢板宽厚比-弹塑性屈曲强度关系曲线较为接近, 表明矩形钢管截面长宽比(D/B)对矩形钢管混凝土柱弹塑性局部屈曲强度的影响较小.

最后, 基于所提出的模型, 给出了不同钢管截面长宽比情况下, 保证矩形钢管屈服前不发生弹塑性屈曲的钢管宽厚比合理限值及矩形各钢板的合理厚度比, 供工程设计参考.

表3 不同截面长宽比(D/B)情况下矩形钢管混凝土柱钢板厚度的合理比值

钢材	$D/B=1.0$	$D/B=1.5$	$D/B=2.0$	$D/B=2.5$	$D/B=3.0$
Q235	$t_3=t_1$	$t_3=1.43t_1$	$t_3=1.86t_1$	$t_3=2.28t_1$	$t_3=2.70t_1$
Q345	$t_3=t_1$	$t_3=1.43t_1$	$t_3=1.86t_1$	$t_3=2.28t_1$	$t_3=2.70t_1$
Q390	$t_3=t_1$	$t_3=1.43t_1$	$t_3=1.86t_1$	$t_3=2.28t_1$	$t_3=2.70t_1$
Q420	$t_3=t_1$	$t_3=1.43t_1$	$t_3=1.86t_1$	$t_3=2.28t_1$	$t_3=2.70t_1$
Q460	$t_3=t_1$	$t_3=1.43t_1$	$t_3=1.86t_1$	$t_3=2.28t_1$	$t_3=2.70t_1$

表4 不同截面长宽比(D/B)情况下矩形钢管混凝土柱钢板厚度的合理限值

钢材	$D/B=1.0$	$D/B=1.5$	$D/B=2.0$	$D/B=2.5$	$D/B=3.0$
Q235	$D/t_3 \leq 54$	$D/t_3 \leq 56$	$D/t_3 \leq 57.5$	$D/t_3 \leq 58.5$	$D/t_3 \leq 59$
Q345	$D/t_3 \leq 44$	$D/t_3 \leq 46$	$D/t_3 \leq 47.5$	$D/t_3 \leq 48.5$	$D/t_3 \leq 49$
Q390	$D/t_3 \leq 42$	$D/t_3 \leq 44$	$D/t_3 \leq 44.5$	$D/t_3 \leq 45.5$	$D/t_3 \leq 46$
Q420	$D/t_3 \leq 40$	$D/t_3 \leq 42$	$D/t_3 \leq 43$	$D/t_3 \leq 44$	$D/t_3 \leq 45$
Q460	$D/t_3 \leq 38$	$D/t_3 \leq 40$	$D/t_3 \leq 41$	$D/t_3 \leq 42$	$D/t_3 \leq 43$

参考文献

- Bradford M A, Loh H Y, Uy B. Slenderness limits for filled circular steel tubes. *J Constr Steel Res*, 2002, 58: 243–252
- 张耀春, 曹宝珠. 轴心受压薄壁圆钢管混凝土柱临界径厚比的确定. *工程力学*, 2002, 22: 170–174
- 蒋丽忠, 周旺保, 刘鹏. 轴心受压钢管混凝土柱局部屈曲理论分析. *建筑结构学报*, 2011, 32: 110–116
- Cai J, Long Y L. Local buckling of steel plates in rectangular CFT columns with binding bars. *J Constr Steel Res*, 2009, 65: 965–972
- Long Y L, Wan J, Cai J. Theoretical study on local buckling of rectangular CFT columns under eccentric compression. *J Constr Steel Res*, 2016, 120: 70–80

- 6 Uy B, Bradford M A. Elastic local buckling of steel plates in composite steel-concrete members. [Eng Struct](#), 1996, 18: 193–200
- 7 Wright H D. Local stability of filled and encased steel sections. [J Struct Eng](#), 1995, 121: 1382–1388
- 8 Wright H D. Buckling of steel plates in contact with a rigid medium. [Struct Eng](#), 1993, 71: 209–215
- 9 何保康, 杨晓冰, 周天华. 矩形钢管混凝土轴压局部屈曲性能的解析分析. [西安建筑科技大学学报\(自然科学版\)](#), 2002, 34: 210–213
- 10 莫时旭, 钟新谷, 赵人达. 刚性基底上弹性约束矩形板的屈曲行为分析. [工程力学](#), 2005, 22: 174–178
- 11 郭兰慧, 张素梅, Wha-June K M. 钢管填充混凝土后弹性与弹塑性屈曲分析. [哈尔滨工业大学学报](#), 2006, 38: 1350–1354
- 12 Uy B. Local and post-local buckling of concrete filled steel welded box columns. [J Constr Steel Res](#), 1998, 47: 47–72
- 13 Uy B. Local and postlocal buckling of fabricated steel and composite cross sections. [J Struct Eng](#), 2001, 127: 666–677
- 14 Liang Q Q, Uy B, Liew J Y R. Local buckling of steel plates in concrete-filled thin-walled steel tubular beam-columns. [J Constr Steel Res](#), 2007, 63: 396–405
- 15 Liang Q Q, Uy B. Theoretical study on the post-local buckling of steel plates in concrete-filled box columns. [Comput Struct](#), 2000, 75: 479–490
- 16 Liang Q Q, Uy B, Liew J Y R. Nonlinear analysis of concrete-filled thin-walled steel box columns with local buckling effects. [J Constr Steel Res](#), 2006, 62: 581–591
- 17 苑世剑, 盖秉政. 板塑性屈曲的变分原理. [塑性工程学报](#), 2004, 11: 12–15
- 18 Wang C M, Aung T M, Kitipornchai S, et al. Plastic-buckling of rectangular plates under combined uniaxial and shear stresses. [J Eng Mech](#), 2009, 135: 892–895
- 19 罗蜀榕, 吴连元. 板壳弹塑性屈曲的有限元分析. [固体力学学报](#), 1993, 14: 237–240
- 20 Wang C M, Aung T M. Plastic buckling analysis of thick plates using p-Ritz method. [Int J Solids Struct](#), 2007, 44: 6239–6255
- 21 Le Grogne P, Le Van A. Some new analytical results for plastic buckling and initial post-buckling of plates and cylinders under uniform compression. [Thin-Walled Struct](#), 2009, 47: 879–889
- 22 Bleich F. [Buckling Strength of Metal Structures](#). New York: McGraw-Hill, 1952
- 23 GB50017-2017, 钢结构设计标准. 北京: 中国建筑业出版社, 2018
- 24 Bridge R Q, O'Shea M D. Behaviour of thin-walled steel box sections with or without internal restraint. [J Constr Steel Res](#), 1998, 47: 73–91

Elastic-plastic local buckling model of rectangular CFT columns under axial compression

LONG YueLing^{1,2}, ZENG Lin¹, WANG YingTao³ & CAI Jian⁴

¹ School of Civil and Transportation Engineering, Guangdong University of Technology, Guangzhou 510006, China;

² Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London, London SW7 2AZ, UK;

³ Department of Civil Engineering, Foshan University, Foshan 528000, China;

⁴ State Key Laboratory of Subtropical Building Science, South China University of Technology, Guangzhou 510641, China

Assuming that the loaded edges of steel plates are clamped, while the unloaded edges are restrained against rotation, the elastic-plastic local buckling model of rectangular CFT columns was proposed. The formula for calculating elastic-plastic local buckling strength of steel plates in rectangular CFT columns were proposed using the deformation theory of plasticity. The calculated results by formula were compared with the experimental results, showing good agreement between the calculated results and the experimental results. Based on the proposed elastic-plastic local buckling model of rectangular CFT columns, the effects of width-to-wall thickness ratios on the elastic-plastic local buckling critical stress of the steel tube in the cases of different cross-sectional aspect ratios were investigated. Finally, the reasonable limitations for width-to-wall thickness ratios and the reasonable thickness ratios of the steel plates in the cases of different cross-sectional aspect ratios are suggested for engineering design, which can ensure that the elastic-plastic local buckling of the steel tube can not occur before the steel yield.

rectangular CFT, elastic-plastic, local buckling, width-to-thickness ratio

doi: [10.1360/N092018-00148](https://doi.org/10.1360/N092018-00148)