论 文

单向偏心受压方钢管混凝土柱局部屈曲强度的解析解

龙跃凌^{1,2*}, 万军¹¹ 广东工业大学土木工程系, 广州 510006;² 帝国理工学院土木与环境工程系, 伦敦 SW7 2AZ, 英国

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

收稿日期: 2017-04-01; 接受日期: 2017-11-07; 网络出版日期: 2017-11-27

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

摘要 对偏压作用下方钢管混凝土柱钢管的局部屈曲性能进行了理论研究. 假定方钢管混凝土偏压柱的钢板的加载边与非加载边的边界条件均为固定约束, 采用能量变分法推导得到方钢管混凝土偏压柱钢管局部屈曲应力的解析解. 从而进一步研究了钢管的局部屈曲系数与应力梯度系数的关系, 发现钢管的局部屈曲系数随应力梯度系数增大而增大: 当应力梯度系数为0即轴心受压时, 钢管的局部屈曲系数取得最小值即10.312; 当应力梯度系数为2即纯弯受力时, 钢管的局部屈曲系数取得最大值即22.713. 其次, 研究了不同应力梯度系数时方钢管混凝土偏压柱各钢板局部屈曲强度与钢板宽厚比的关系, 从而给出了不同应力梯度系数时方钢管混凝土偏压柱各钢板合理的宽厚比限值, 供工程设计参考.

关键词 方钢管混凝土, 局部屈曲, 偏心受压, 应力梯度, 能量变分法

1 引言

近年来, 随着钢管混凝土构件在工程实践中越来越广泛地应用, 钢管混凝土构件钢管壁的局部屈曲问题在研究和设计中越来越受重视. 钢管混凝土构件钢管壁发生局部屈曲后, 钢管混凝土构件的承载力和延性会大大降低, 不利于钢材及混凝土两种材料强度的充分利用. 由于内填混凝土的存在, 钢管混凝土构件钢管壁的局部屈曲模式与空钢管的局部屈曲模式存在明显不同^[1-7]. 目前, 国内外学者对轴压作用下圆

形或方形钢管混凝土钢管壁局部屈曲特性开展一些研究工作, 取得一系列成果^[1-14]. 然而, 这些研究均针对轴压作用下的圆形或方钢管混凝土构件局部屈曲特性展开的, 而关于偏压作用下的钢管混凝土构件局部屈曲特性的理论和试验研究均尚未见报道. 在工程实践中, 方钢管混凝土柱作为偏压构件广泛存在, 其钢管壁的局部屈曲特性尚不清楚. 因此, 本文假定方钢管混凝土柱的钢板的加载边与非加载边的边界条件均为固定约束^[1-3], 采用能量变分法推导得到方钢管混凝土偏压柱钢管局部屈曲强度的解析解.

引用格式: 龙跃凌, 万军. 单向偏心受压方钢管混凝土柱局部屈曲强度的解析解. 中国科学: 技术科学, 2018, 48: 87-93
Long Y L, Wan J. Analytical solution for local buckling strength of square CFT columns subjected to eccentric compression (in Chinese). Sci Sin Tech, 2018, 48: 87-93, doi: 10.1360/N092017-00100

2 方形钢管混凝土偏压柱钢板壁的局部屈曲分析

2.1 分析理论

由弹性稳定理论^[15]可知, 板内受到边缘荷载作用时的平板稳定方程为

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

式中, D_r 为薄板的弯曲刚度, 由下式给出:

$$D_r = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}, \quad (2)$$

其中, E 为钢板弹性模量, t 为板厚, μ 为钢材的泊松比。

同时, 钢板在发生微小的挠曲变形之后, 板内积蓄的弯曲应变能为

$$U = \frac{D_r}{2} \iint \left\{ \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right)^2 - 2(1-\mu) \left[\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] \right\} dx dy, \quad (3)$$

变形过程中, 外力做功为

$$V = \frac{1}{2} \iint \left[N_x \left(\frac{\partial \omega}{\partial x} \right)^2 + 2 N_{xy} \left(\frac{\partial \omega}{\partial x} \frac{\partial \omega}{\partial y} \right) + N_y \left(\frac{\partial \omega}{\partial y} \right)^2 \right] dx dy. \quad (4)$$

对于方形钢管混凝土(如图1所示), 方形钢管混凝土受到单向偏心荷载时, 钢板1和钢板2受到偏心压力(即轴压力和弯矩的叠加), 钢板3受到轴向均布压力, 钢板4轴向均布压力或均布拉力。

方形钢管混凝土柱偏心受压时, 并假定方钢管混凝土柱的钢板的加载边与非加载边的边界条件均为固定约束^[1-3]. 钢管壁板件的边界应力为: $\sigma_y = \tau_{xy}$, 即:

$$N_y = \sigma_y t = N_{xy} = \tau_{xy} t = 0, \quad (5)$$

$$N_x = -p_x t = -\sigma_x t = -\sigma_1 \left(1 - \alpha_0 \frac{y}{b} \right) t, \quad (6)$$

其中 σ_x 为板件在 x 方向的应力(见图2), 且 σ_x 可表示为

图1 方形钢管混凝土柱的截面

图2 偏心荷载作用下的钢板

$$\sigma_x = \sigma_1 \left(1 - \alpha_0 \frac{y}{b} \right), \quad (7)$$

式中, α_0 为应力梯度系数, 表示如下:

$$\alpha_0 = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}. \quad (8)$$

偏心受压作用时不同应力梯度下的应力分布如图3所示。

2.2 局部屈曲强度分析

假定钢管混凝土板件的加载边与非加载边均为固定端, 并考虑内填混凝土的影响, 即假定内填混凝土刚性^[1-14]. 因此, 内填混凝土存在使钢板只能向外发生屈曲变形, 取纵向一个半波(波长为 a)进行研究, 如图4所示。

对于四边固定的矩形钢板, 其边界条件为

当 $x=0, a$ 时:

$$\omega = \frac{\partial \omega}{\partial x} = 0, \quad (9)$$

当 $y=0, b$ 时:

$$\omega = \frac{\partial \omega}{\partial y} = 0, \quad (10)$$

其中, ω 为板的位移。

假设沿纵向的位移函数为半波余弦函数且沿横向的位移函数为四次泛函数, 取位移函数为

图3 不同应力梯度下的应力分布

图4 偏压下钢管混凝土钢管壁板件局部屈曲模态

$$\omega = c \left[a_1 \frac{y}{b} \left(1 - \frac{y}{b} \right) + a_2 \left(\frac{y}{b} \right)^2 \left(1 - \frac{y}{b} \right) + a_3 \left(\frac{y}{b} \right) \left(1 - \frac{y}{b} \right)^2 + a_4 \left(\frac{y}{b} \right)^2 \left(1 - \frac{y}{b} \right)^2 \left(1 - \cos \frac{2\pi x}{a} \right) \right] \quad (11)$$

显然, 上式能同时满足边界条件和变形协调条件. 将式(11)进一步简化为

$$\omega = c \left[\frac{(a_1 + a_3)y}{b} + \frac{(a_2 - a_1 + a_4 - 2a_3)y^2}{b^2} + \frac{(a_3 - a_2 - 2a_4)y^3}{b^3} + \frac{a_4 y^4}{b^4} \right] \left(1 - \cos \frac{2\pi x}{a} \right), \quad (12)$$

令

$$\begin{aligned} a_1 + a_3 &= \psi_1, \\ \psi_2 &= a_2 - a_1 + a_4 - 2a_3, \\ \psi_3 &= a_3 - a_2 - 2a_4, \quad \psi_4 = a_4. \end{aligned}$$

为了推导方便, 将式(12)改写为

$$\omega = c \left[\frac{\psi_1 y}{b} + \frac{\psi_2 y^2}{b^2} + \frac{\psi_3 y^3}{b^3} + \frac{\psi_4 y^4}{b^4} \right] \left(1 - \cos \frac{2\pi x}{a} \right). \quad (13)$$

板的总势能可表达为

$$\Pi = U + V. \quad (14)$$

计算与位移函数相关的偏导数:

对式(3)中 U 的计算式第二项进行格林变换可得

$$\begin{aligned} & \iint 2(1-\mu) \left[\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] dx dy \\ &= \iint 2(1-\mu) \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \omega}{\partial x} \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial \omega}{\partial y} \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} \right) \right] dx dy \\ &= \int \left(\frac{\partial \omega}{\partial x} \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y} dx + \frac{\partial \omega}{\partial x} \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} dy \right). \end{aligned} \quad (15)$$

对于加载边和非加载边均固定的板件, 在边界上有 $\frac{\partial \omega}{\partial x} = 0$, 于是上式积分恒为0, 在这种情况下, 变形能的计算式 U 可简化为

$$U = \frac{D_r}{2} \iint \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right)^2 dx dy. \quad (16)$$

将相关偏导数代入式(16)积分可得

$$U = \frac{D_r}{2} \left(\frac{8\pi^4 bc^2}{a^3} A_1 - \frac{4\pi^2 c^2}{ab} A_2 + \frac{3ac^2}{2b^3} A_3 \right). \quad (17)$$

将式(5), (6), (13)代入式(4)可得

$$V = -\frac{\pi^2 bc^2 \sigma_f t}{a} (A_1 - \alpha_0 A_4). \quad (18)$$

联立式(14), (17), (18)可得钢板屈曲后总势能为

$$\begin{aligned} \Pi &= \frac{D_r}{2} \left(\frac{8\pi^4 bc^2}{a^3} A_1 - \frac{4\pi^2 c^2}{ab} A_2 + \frac{3ac^2}{2b^3} A_3 \right) \\ &\quad - \frac{\pi^2 bc^2 \sigma_f t}{a} (A_1 - \alpha_0 A_4), \end{aligned} \quad (19)$$

式中, 参数 A_1, A_2, A_3, A_4 分别为

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{1}{3} \psi_1^2 + \frac{1}{2} \psi_1 \psi_2 + \frac{1}{5} (\psi_2^2 + 2\psi_1 \psi_3) + \frac{1}{3} (\psi_1 \psi_4 + \psi_2 \psi_3) \\ &\quad + \frac{1}{7} (\psi_3^2 + 2\psi_2 \psi_4) + \frac{1}{4} \psi_3 \psi_4 + \frac{1}{9} \psi_4^2, \\ A_2 &= \psi_1 \psi_2 + 2\psi_1 \psi_3 + 3\psi_1 \psi_4 + \frac{2}{3} \psi_2^2 + 2\psi_2 \psi_3 + \frac{14}{5} \psi_2 \psi_4 \\ &\quad + \frac{6}{5} \psi_3^2 + 3\psi_3 \psi_4 + \frac{12}{7} \psi_4^2, \\ A_3 &= 4\psi_2^2 + 12\psi_3^2 + \frac{144}{5} \psi_4^2 + 12\psi_2 \psi_3 + 16\psi_2 \psi_4 \\ &\quad + 36\psi_3 \psi_4, \\ A_4 &= \frac{1}{4} \psi_1^2 + \frac{1}{6} \psi_2^2 + \frac{1}{8} \psi_3^2 + \frac{1}{10} \psi_4^2 + \frac{2}{5} \psi_1 \psi_2 + \frac{1}{3} \psi_1 \psi_3 \\ &\quad + \frac{2}{7} (\psi_1 \psi_4 + \psi_2 \psi_3) + \frac{1}{4} \psi_2 \psi_4 + \frac{2}{9} \psi_3 \psi_4. \end{aligned}$$

根据最小势能原理:

$$\frac{\partial \Pi}{\partial c} = 0. \quad (20)$$

联立式(19), (20)可得

$$\sigma_t = \frac{\pi^2 D_r}{b^2} \frac{1}{A_1 - \alpha_0 A_4} \times \left[\frac{4b^2}{a^2} A_1 - \frac{2}{\pi^3} A_2 + \frac{3a^2}{4\pi^4 b^2} A_3 \right], \quad (21)$$

式中, 令 γ 为半波参量, 且 $\gamma = a/b$, k 为钢板局部屈曲系数, 且表达式为

$$k = \frac{1}{A_1 - \alpha_0 A_4} \left[\frac{4b^2}{a^2} A_1 - \frac{2}{\pi^3} A_2 + \frac{3a^2}{4\pi^4 b^2} A_3 \right] = \frac{1}{A_1 - \alpha_0 A_4} \left[\frac{4}{\gamma^2} A_1 - \frac{2}{\pi^3} A_2 + \frac{3\gamma^2}{4\pi^4} A_3 \right]. \quad (22)$$

当 $\frac{\partial k}{\partial \gamma} = 0$ 时, k 取得最小值 k_{cr} , 即临界应力取得最小值. 将式(22)代入 $\frac{\partial k}{\partial \gamma} = 0$ 整理可得

$$\gamma_{cr} = 2\pi \left(\frac{A_1}{3A_3} \right)^{1/4}. \quad (23)$$

式(23)代入式(22)即可得临界屈曲系数 k_{cr} :

$$k_{cr} = \frac{1}{A_1 - \alpha_0 A_4} \left(\frac{2\sqrt{3A_1 A_3}}{\pi^2} - \frac{2A_2}{\pi^3} \right). \quad (24)$$

令

$$\frac{\partial \Pi}{\partial \psi_1} = 0, \quad \frac{\partial \Pi}{\partial \psi_2} = 0, \quad \frac{\partial \Pi}{\partial \psi_3} = 0, \quad \frac{\partial \Pi}{\partial \psi_4} = 0,$$

板的屈准则是系数 ψ_i 不全为零, 则有系数行列式值为零, 由此可得

$$\left. \begin{aligned} \psi_1 &= 0, \\ \psi_2 &= \psi_4, \\ \psi_3 &= -2\psi_4. \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

将系数 $A_1 \sim A_4$ 以及式(25)代入式(24)可得

$$k_{cr} = \frac{10.312}{1 - 0.273\alpha_0}. \quad (26)$$

则偏压下方钢管混凝土柱钢板的临界局部屈曲应力 σ_{cr} 可表达为

$$\begin{aligned} \sigma_{cr} &= \frac{k_{cr} \pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(b/t)^2} \\ &= \frac{10.312}{1 - 0.273\alpha_0} \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(b/t)^2}. \end{aligned} \quad (27)$$

当 $\alpha_0 = 0$ 时, 由式(26)即可得钢板的局部屈曲系数 $k_{cr} = 10.312$, 则轴压下方钢管混凝土柱临界屈曲应力表达式可由式(27)得到

$$\sigma_{cr} = 10.312 \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(b/t)^2}. \quad (28)$$

本文得到轴压下方钢管混凝土柱钢板的局部屈曲系数 $k_{cr} = 10.312$, 与文献[1~3]的研究结果 $k_{cr} = 10.31$ 相符.

当 $\alpha_0 = 2$ 时, 由式(26)即可得纯弯作用下方钢管混凝土柱钢板的局部屈曲系数 $k_{cr} = 22.713$, 该结论与文献[16]的数值分析结果 $k_{cr} = 22.52$ 非常接近. 故临界屈曲应力表达式可由式(28)得到

$$\sigma_{cr} = 22.713 \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(b/t)^2}. \quad (29)$$

3 钢管宽厚比 b/t 的合理限值

3.1 偏压下钢板的局部屈曲系数的分析

方钢管混凝土柱钢板的局部屈曲系数 k 与应力梯度 α_0 的关系如图5所示. 由图5可见, 钢管的局部屈曲系

图5 局部屈曲系数 k 与应力梯度 α_0 的关系

数 k 随应力梯度系数 α_0 的增大而增大: 当应力梯度系数为0即轴心受压时, 方钢管混凝土柱钢管的局部屈曲系数取得最小值即10.312; 当应力梯度系数为2即纯弯受力时, 方钢管混凝土柱钢管的局部屈曲系数取得最大值即22.713.

方钢管混凝土偏压柱在不同应力梯度下各钢板件局部屈曲应力 σ_{cr} 与宽厚比 b/t 的关系如图6所示. 由图6可见, 当应力梯度 α_0 一定时, 随着宽厚比 b/t 的增加, 钢管壁的局部屈曲强度 σ_{cr} 明显下降; 当宽厚比一定时, 随着应力梯度的增加, 钢管壁的局部屈曲强度 σ_{cr} 增大.

图 6 局部屈曲应力 σ_{cr} 和屈曲系数 k 以及应力梯度 α_0 之间的关系. (a) $\alpha_0=0$; (b) $\alpha_0=0.5$; (c) $\alpha_0=1.0$; (d) $\alpha_0=1.5$; (e) $\alpha_0=2.0$

表 1 基于本文模型的各钢板宽厚比合理限值

钢材		$\alpha_0=0$	$\alpha_0=0.2$	$\alpha_0=0.4$	$\alpha_0=0.6$	$\alpha_0=0.8$	$\alpha_0=1.0$	$\alpha_0=1.2$	$\alpha_0=1.4$	$\alpha_0=1.6$	$\alpha_0=1.8$	$\alpha_0=2.0$
Q235	弯矩作用平面内(板1和板2)	$b/t_1 \leq 89$	$b/t_1 \leq 91$	$b/t_1 \leq 94$	$b/t_1 \leq 97$	$b/t_1 \leq 100$	$b/t_1 \leq 104$	$b/t_1 \leq 108$	$b/t_1 \leq 113$	$b/t_1 \leq 118$	$b/t_1 \leq 125$	$b/t_1 \leq 132$
	弯矩作用平面外(板3) $\alpha_0=0$	$b/t_3 \leq 89$										
Q345	弯矩作用平面内(板1和板2)	$b/t_1 \leq 73$	$b/t_1 \leq 75$	$b/t_1 \leq 78$	$b/t_1 \leq 80$	$b/t_1 \leq 83$	$b/t_1 \leq 86$	$b/t_1 \leq 89$	$b/t_1 \leq 93$	$b/t_1 \leq 98$	$b/t_1 \leq 103$	$b/t_1 \leq 109$
	弯矩作用平面外(板3) $\alpha_0=0$	$b/t_3 \leq 73$										
Q390	弯矩作用平面内(板1和板2)	$b/t_1 \leq 69$	$b/t_1 \leq 71$	$b/t_1 \leq 73$	$b/t_1 \leq 75$	$b/t_1 \leq 78$	$b/t_1 \leq 81$	$b/t_1 \leq 84$	$b/t_1 \leq 88$	$b/t_1 \leq 92$	$b/t_1 \leq 97$	$b/t_1 \leq 102$
	弯矩作用平面外(板3) $\alpha_0=0$	$b/t_3 \leq 69$										
Q420	弯矩作用平面内(板1和板2)	$b/t_1 \leq 66$	$b/t_1 \leq 68$	$b/t_1 \leq 70$	$b/t_1 \leq 73$	$b/t_1 \leq 75$	$b/t_1 \leq 78$	$b/t_1 \leq 81$	$b/t_1 \leq 85$	$b/t_1 \leq 89$	$b/t_1 \leq 93$	$b/t_1 \leq 99$
	弯矩作用平面外(板3) $\alpha_0=0$	$b/t_3 \leq 66$										

3.2 合理的宽厚比 b/t 的限值

当方钢管混凝土柱在受到单向偏心荷载时, 方钢管混凝土柱各钢板由于受力状态不同, 其局部屈曲强度是不一样的. 板1和板2受力状态相同, 即受到偏心荷载作用($\alpha_0 \neq 0$), 其受力状态见图2. 而板3受到轴向均布压力作用(即 $\alpha_0=0$ 情况). 板4可能轴向均布受压或轴向均布受拉. 且若当板4轴向均布受压时, 其压应力小于板3的压应力, 故不可能先于板3发生局部屈曲.

为了最大限度的利用钢管混凝土钢材的强度, 应避免弹性局部屈曲发生在钢材屈服之前, 即钢管混凝土各板件的临界局部屈曲应力大于其屈服强度即可满足要求. 目前, 常用的建筑结构用钢为Q235钢、Q345钢、Q390钢和Q420钢^[17]. 即令钢材的临界局部屈曲应力 σ_{cr} 分别大于上述钢材的屈服强度时, 可由式(27)得到不同应力梯度下钢管混凝土偏压柱各钢板的宽厚比的限值(如表1所示), 可供工程设计参考. 即当采用Q235钢、Q345钢、Q390钢和Q420钢的钢管混凝土偏

压柱各钢板满足表1的宽厚比限值时, 可保证在钢板屈服之前不发生弹性局部屈曲.

4 总结

本文对方钢管混凝土偏压柱钢管的局部屈曲性能进行了理论研究, 假定方钢管混凝土偏压柱的钢板加载边和非加载边均为固定约束, 采用能量变分法推导得到方钢管混凝土偏压柱钢管局部屈曲应力的解析解. 从而进一步研究发现当应力梯度 α_0 一定时, 钢管壁的局部屈曲强度 σ_{cr} 随着宽厚比 b/t 的增加显著降低; 当钢管宽厚比一定时, 随着应力梯度 α_0 的增加, 钢管壁的局部屈曲应力增加. 当应力梯度系数为0即轴心受压时, 钢管的局部屈曲系数取得最小值即10.312; 当应力梯度系数为2即纯弯受力时, 钢管的局部屈曲系数取得最大值即22.713. 最后, 给出了不同应力梯度系数时方钢管混凝土偏压柱各钢板合理的宽厚比限值, 供工程设计参考.

参考文献

1 Uy B, Bradford M A. Elastic local buckling of steel plates in composite steel-concrete members. *Eng Struct*, 1996, 18: 193–200
2 Uy B. Strength of concrete filled steel box columns incorporating local buckling. *J Struct Eng*, 2000, 126: 341–352
3 Uy B. Strength of short concrete filled high strength steel box columns. *J Constr Steel Res*, 2001, 57: 113–134
4 Wright H D. Buckling of steel plates in contact with a rigid medium. *Struct Eng*, 1993, 71: 209–215
5 Wright H D. Local stability of filled and encased steel sections. *J Struct Eng*, 1995, 121: 1382–1388

- 6 Uy B. Local and post-local buckling of concrete filled steel welded box columns. *J Constr Steel Res*, 1998, 47: 47–72
- 7 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
- 8 Liang Q Q, Uy B. Theoretical study on the post-local buckling of steel plates in concrete-filled box columns. *Comp Struct*, 2000, 75: 479–490
- 9 Liang Q Q, Uy B, Richard Liew J Y. Nonlinear analysis of concrete-filled thin-walled steel box columns with local buckling effects. *J Constr Steel Res*, 2006, 62: 581–591
- 10 何保康, 周天华. 矩形钢管截面的 b/t 、 h/t 的限值确定. *钢结构*, 2001, 16: 29–31, 38
- 11 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
- 12 蔡健, 何振强, 金雪峰. 带约束拉杆方形钢管混凝土轴压柱局部屈曲性能. *工程力学*, 2007, 24: 169–175
- 13 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
- 14 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*, 2005, 22: 170–174
- 15 Timoshenko S P, Gere J M. *Theory of Elastic Stability*. 2nd ed. New York: McGraw-Hill, 1961
- 16 龙跃凌, 盘创汉. 基于有限条法的偏压下方钢管混凝土柱局部屈曲分析. *工业建筑*, 2017, 47: 158–162
- 17 钢结构设计规范(GB 50017-2003). 北京: 中国计划出版社, 2003

Analytical solution for local buckling strength of square CFT columns subjected to eccentric compression

LONG YueLing^{1,2} & WAN Jun¹

¹ Department of Civil Engineering, Guangdong University of Technology, Guangzhou 510006, China;

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

Theoretical study on local buckling behavior of square CFT columns subjected to eccentric compression has been carried out. Assuming that both the loaded edges and the unloaded edges of the steel plate are clamped, the analytical solution for local buckling strength of steel plates in square CFT columns subjected to eccentric compression is derived by energy method. Furthermore, the relationship between the local buckling coefficient of steel tube and the stress gradient is investigated. It is found that the local buckling coefficient of steel tube increases with the increase of the stress gradient. When the stress gradient equals 0, namely the steel plate is subjected axial compression, the minimum of the local buckling coefficient of steel tube is obtained, namely 10.312; when the stress gradient equals 2, namely the steel plate is subjected to pure bending, the maximum of the local buckling coefficient of steel tube is obtained, namely 22.713. Then, the relationship of local buckling strength of steel plates in square CFT columns subjected to eccentric compression with b/t ratios at different stress gradients is studied, resulting in the reasonable limitations for b/t ratios of the steel plates at different stress gradients in square CFT columns subjected to eccentric compression for the reference of engineering design.

square CFT, local buckling, eccentric compression, stress gradient coefficient, energy method

doi: 10.1360/N092017-00100