

钢筋混凝土板中负弯矩钢筋 长度的分析方法

(10)
67-77

刘正保

TU375.2

(南阳理工学院土木工程系 河南南阳 473066)

摘要 根据塑性铰线理论分析了四边支承板和三边支承一边自由板的可能破坏机构, 得出了相应的极限荷载, 并且分析了钢筋混凝土板负弯矩钢筋切断的可能破坏机构, 按不降低相应的极限荷载为条件, 确定出负弯矩钢筋的理论截断位置。给出了四边支承形板和三边支承一边自由形板在不同边长比 λ 、跨中双向配筋比 k 以及各种支座类型情况下的负弯矩钢筋的长度系数 ξ , 若考虑一定的延伸长度之后, 即可确定负弯矩钢筋的实际配置长度。本文的分析方法对钢筋混凝土板的设计有较大作用。

关键词 钢筋混凝土板, 负弯矩, 钢筋长度, 分析方法, 塑性铰线理论

中图法分类号 TU375.2

钢筋混凝土矩形板在建筑工程中的应用非常普遍, 其截面配筋的设计方法已为广大设计人员所熟练掌握。为了满足强度和刚度要求, 可将所需钢筋均匀布置在矩形板的整个面积上。但为了经济节约可结合弯矩分布情况, 在大多数情况下的板顶负弯矩钢筋可在适当位置处予以切断而不致于降低其极限承载力。因此, 有必要确定板顶负弯矩钢筋的合理切断位置, 明确它与现行规范中规定数值的差别, 以供钢筋混凝土矩形板的配筋设计时参考。

1 虚功方程

塑性铰线理论是分析钢筋混凝土板极限荷载的一种常用方法。它研究板可能出现的各种破坏机构, 确定其可能的机动容许位移场。对于任一可能的破坏机构, 都可用机动法或平衡法求出其极限荷载。下面仅简单介绍采用虚功原理的机动法。

众所周知, 钢筋混凝土矩形板的极限弯矩为

$$m_u = f_y A_s h_0 \left(1 - \frac{\rho f_y}{2 f_{cu}} \right) \quad (1)$$

式中, f_y 、 A_s 分别为受力钢筋的设计强度和截面面积, h_0 为截面有效厚度; f_{cu} 为混凝土的弯曲抗压强度; $\rho = \frac{A_s}{bh_0}$ 为配筋率, b 为单位板宽 1 m。

收稿日期: 1995-09-28

刘正保, 男, 1966年生, 讲师

板中全部塑性铰线上所做总的内功为

$$U = \sum (m_{ux} Q_y l_y + m_{uy} Q_x l_x) \quad (2)$$

式中, m_{ux} 、 m_{uy} 分别为塑性铰线上沿 x 、 y 轴方向单位长度内钢筋所能承担的极限弯矩; Q_x 、 Q_y 分别为塑性铰线上所产生的相对转角在 x 、 y 轴方向上的分量; l_x 、 l_y 分别为塑性铰线长度在 x 、 y 轴方向的投影长度。

若在板的微单元面积 $dx dy$ 上作用有分布荷载 q , 其虚位移为 δ , 则总的外功为

$$W = \iint q \delta dx dy = qV \quad (3)$$

式中, V 为板下垂位置与原平面之间的体积。

令 $W = U$, 则得虚功方程如下

$$qV = \sum (m_{ux} Q_y l_y + m_{uy} Q_x l_x) \quad (4)$$

当破坏机构中包含有 n 个几何参数 α 、 β 、 γ ……时, 可建立求荷载最小值的极限条件

$$\frac{\partial q}{\partial \alpha} = 0, \quad \frac{\partial q}{\partial \beta} = 0, \quad \frac{\partial q}{\partial \gamma} = 0 \dots\dots \quad (5)$$

得到 n 个代数方程, 联立求解可得 n 个几何参数 α 、 β 、 γ ……再回代到虚功方程(4)中, 即可求得极限荷载值 q 。

2 极限荷载

2.1 四边支承矩形板

任意支座配筋条件下的破坏机构如图 1。矩形板的短边跨长为 l_1 , 长边跨长为 l_2 , m_1 、 m_2 、 m_1' 、 m_2' 分别为各塑性铰线在单位长度上的极限弯矩。

设矩形板中点的虚位移为 1, 则均布荷载 q 所做的外功为

$$W = \frac{q l_1^2}{6} [3\lambda - (\alpha_2 + \alpha_3)]$$

板中塑性铰线上所做的内功为

$$U = \lambda m_1 \left(\frac{1+i_1}{\alpha_1} + \frac{1+i_3}{1-\alpha_1} \right) + k m_1 \left(\frac{1+i_2}{\alpha_2} + \frac{1+i_4}{\alpha_3} \right)$$

其中, $\lambda = \frac{l_2}{l_1}$, $k = \frac{m_2}{m_1}$, $i_1 = \frac{m_1}{m_1}$, $i_2 = \frac{m_1}{m_2}$, $i_3 = \frac{m_1'}{m_1}$, $i_4 = \frac{m_1'}{m_2}$

令 $W = U$, 则得

$$q = \frac{6 m_1}{l_1^2 [3\lambda - (\alpha_2 + \alpha_3)]} \left[\lambda \left(\frac{1+i_1}{\alpha_1} + \frac{1+i_3}{1-\alpha_1} \right) + k \left(\frac{1+i_2}{\alpha_2} + \frac{1+i_4}{\alpha_3} \right) \right] \quad (6)$$

根据荷载 q 为最小值的极限条件确定塑性铰线的位置参数 α_1 、 α_2 和 α_3 。

令 $\frac{\partial q}{\partial \alpha_1} = 0$, 经化简后可求得

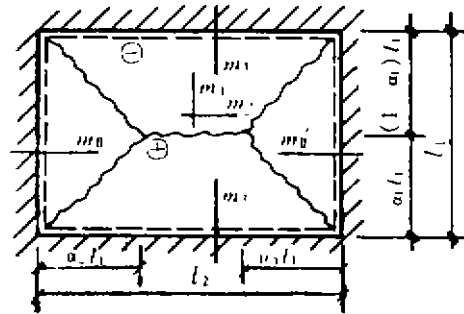


图 1 四边支承板的破坏机构

$$a_1 = \frac{\sqrt{1+i_1}}{\sqrt{1+i_1} + \sqrt{1+i_3}} \tag{7}$$

同时令 $\frac{\partial q}{\partial \alpha_2} = 0$ 和 $\frac{\partial q}{\partial \alpha_3} = 0$, 则可求得

$$a_2 = a_3 \sqrt{\frac{1+i_2}{1+i_4}} \tag{8}$$

$$a_3 = \frac{k \sqrt{1+i_4}}{\lambda (\sqrt{1+i_1} + \sqrt{1+i_3})} \left[\sqrt{\frac{3\lambda^2}{k} + \left(\frac{\sqrt{1+i_2} + \sqrt{1+i_4}}{\sqrt{1+i_1} + \sqrt{1+i_3}} \right)^2} - \left(\frac{\sqrt{1+i_2} + \sqrt{1+i_4}}{\sqrt{1+i_1} + \sqrt{1+i_3}} \right) \right] \tag{9}$$

将式(7)(8)(9)代入式(6)中, 经化简后可得

$$q = \frac{6m_1}{l_1^2} \frac{(\sqrt{1+i_1} + \sqrt{1+i_3})^2}{\left[\sqrt{3 + \left(\frac{\sqrt{1+i_2} + \sqrt{1+i_4}}{\sqrt{1+i_1} + \sqrt{1+i_3}} \right)^2 \frac{k}{\lambda^2}} - \left(\frac{\sqrt{1+i_2} + \sqrt{1+i_4}}{\sqrt{1+i_1} + \sqrt{1+i_3}} \right) \frac{\sqrt{k}}{\lambda} \right]^2} \tag{10}$$

对于有简支边的四边支承矩形板, 只要令简支边的 i 值为零, 以上结果同样适用。

为了计算方便, 可近似假定板中斜向塑性铰线与板边成 45° 方向, 此时 $a_1 + a_2 = a_3 = 0.5$, 代入(6), 可得极限荷载的近似公式为

$$q = \frac{12 m_1}{l_1^2 (3\lambda - 1)} [\lambda (2 + i_1 + i_3) + k (2 + i_2 + i_4)] \tag{11}$$

2.2 三边支承一边自由矩形板

任意支座配筋条件下的破坏机构如图 2。矩形板的自由边跨长为 l_1 , 其邻边跨长为 l_2 , m_1 , m_2 , m_0 分别为各塑性铰线在单位长度上的极限弯矩。

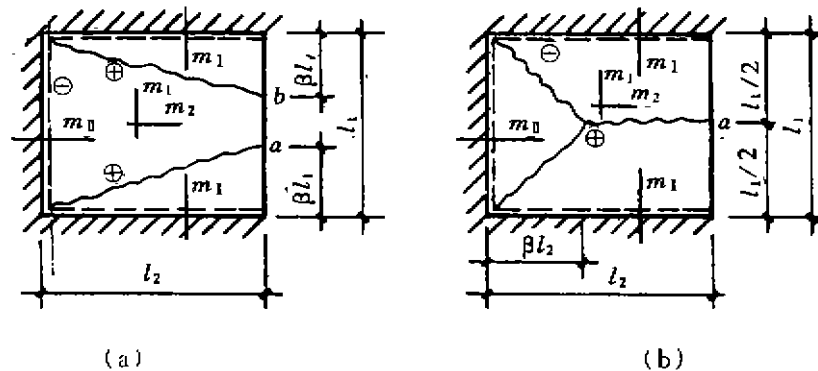


图 2 三边支承一边自由板的破坏机构

对于图 2a 所示的破坏机构, 设塑性铰线与板自由边交点 a 、 b 的虚位移为 1, 则作用于板上的均布荷载 q 所做的外功为

$$W = \frac{q l_1^2}{6} \lambda (3 - 2\beta)$$

板中塑性铰线上所做的内功为

$$U = 2\lambda m_1 \frac{(1+i_1)}{\beta} + k m_1 \frac{(2\beta+i_2)}{\lambda}$$

其中, $\lambda = \frac{l_2}{l_1}$, $k = \frac{m_2}{m_1}$, $i_1 = \frac{m_1}{m_1}$, $i_2 = \frac{m_0}{m_2}$

令 $W = U$, 则得

$$q = \frac{6m_1}{l_1^2(3-2\beta)} \left[\frac{2(1+i_1)}{\beta} + \frac{k(2\beta+i_2)}{\lambda^2} \right] \quad (12)$$

为了求荷载 q 的最小值, 令 $\frac{\partial q}{\partial \beta} = 0$, 可求得

$$\beta = \left(\frac{1+i_1}{3+i_2} \right) \frac{\lambda^2}{k} \left[\sqrt{4+3\left(\frac{3+i_2}{1+i_1}\right)\frac{k}{\lambda^2}} - 2 \right] \quad (13)$$

将式(13)代入式(12), 经化简后可得

$$q = \frac{2km_1}{\lambda^2 l_1^2} \frac{\left\{ 12+i_2 \left[\sqrt{4+3\left(\frac{3+i_2}{1+i_1}\right)\frac{k}{\lambda^2}} + 2 \right] \right\}}{\sqrt{4+3\left(\frac{3+i_2}{1+i_1}\right)\frac{k}{\lambda^2}} - 2} \quad (14)$$

如果按式(13)求得的 β 值大于 0.5, 则破坏机构应为图 2b 所示。设点 a 的虚位移为 1, 则作用于板上的均布荷载 q 所做的外功为

$$W = \frac{q l_1^2}{6} \lambda (3 - \beta)$$

板中塑性铰线上所做的内功为

$$U = 4\lambda m_1(1+i_1) + km_1 \frac{(1+i_2)}{\lambda \beta}$$

令 $W = U$, 则得

$$q = \frac{6m_1}{l_1^2(3-\beta)} \left[4(1+i_1) + \frac{k(1+i_2)}{\lambda^2 \beta} \right] \quad (15)$$

为了使荷载 q 为最小, 令 $\frac{\partial q}{\partial \beta} = 0$, 可求得

$$\beta = \left(\frac{1+i_2}{1+i_1} \right) \frac{k}{2\lambda^2} \left[\sqrt{\frac{1}{4} + 3\left(\frac{1+i_1}{1+i_2}\right)\frac{\lambda^2}{k}} - \frac{1}{2} \right] \quad (16)$$

将式(16)代入式(15), 经化简后可得

$$q = \frac{24m_1(1+i_1)^2\lambda^2}{l_1^2(1+i_2)k \left[\sqrt{\frac{1}{4} + 3\left(\frac{1+i_1}{1+i_2}\right)\frac{\lambda^2}{k}} - \frac{1}{2} \right]^2} \quad (17)$$

当假定板内斜向塑性铰线与板边成 45° 方向时, 对于图 2a, 有 $\beta = \lambda$, 代入式(12), 可得极限荷载的近似公式为

$$q = \frac{6m_1}{l_1^2(3-2\lambda)\lambda} \left[2(1+i_1) + k \left(2 + \frac{i_2}{\lambda} \right) \right] \quad (18)$$

对于图 2b, 有 $\beta = \frac{1}{\lambda}$, 代入式(15), 可得极限荷载的近似公式为

$$q = \frac{24m_1}{l_1^2(6\lambda-1)} [2(1+i_1)\lambda + (1+i_2)k] \quad (19)$$

三边支承一边自由矩形板的极限荷载应是上述两个可能破坏机构中的较小者, 即式(14)和式(17)中的较小者, 或式(18)和式(19)中的较小者。

3 负弯矩钢筋的最小长度

3.1 四边支承矩形板

设板底钢筋在板平面内均匀设置, 板顶钢筋长度与相应跨度之比为 ξ , 四边固定板的板底与板顶配筋如图 3(a)、(b)所示

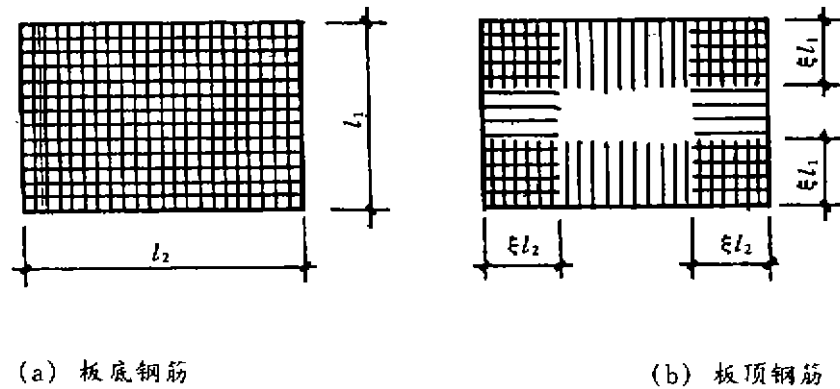


图 3 四边固定板的配筋

在板内没有板顶钢筋的区域内, 忽略混凝土的抗拉强度, 可认为板内的破坏是沿板顶钢筋切断线处简支的, 其可能的破坏机构如图 4。当板顶负弯矩钢筋的长度满足要求时, 图 4 破坏机构的极限荷载应不低于图 1 基本机构和极限荷载。分析比较图 4 中的三种破坏机构的极限荷载可知, 其最不利者为图 4a。

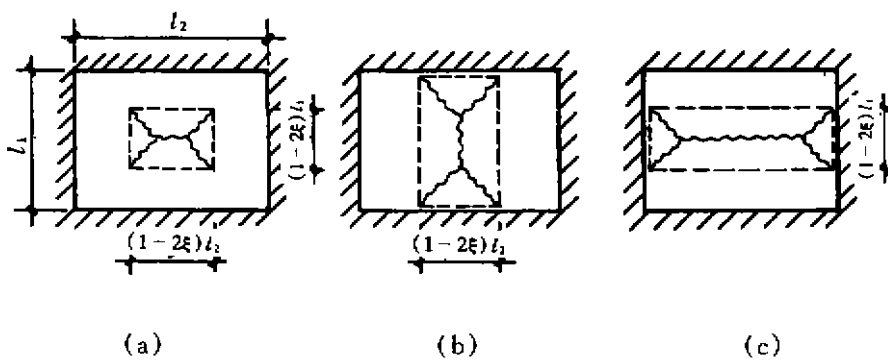


图 4 四边固定板负弯矩钢筋切断的破坏机构

对于图 1 所示的基本破坏机构, 四边固定板的 $i_1 = i_2 = i_3 = i_4$, 由式(10)可得极限荷载为

$$q = \frac{24m_1(1+i_1)\lambda^2}{l_1^2 k \left[\sqrt{\frac{3\lambda^2}{k} + 1} - 1 \right]^2} \quad (20)$$

由式(11)可得极限荷载的近似公式为

$$q = \frac{24m_1(1+i_1)(\lambda+k)}{l_1^2(3\lambda-1)} \quad (21)$$

对于图 4a 所示的破坏机构, 可令 $i_1=0$, 并用 $(1-2\xi)l_1$ 、 $(1-2\xi)l_2$ 代替式 (20) 及 (21) 中的 l_1 、 l_2 , 则矩形板的长短边之比 $\frac{(1-2\xi)l_2}{(1-2\xi)l_1} = \frac{l_2}{l_1} = \lambda$, 可得

$$q = \frac{24m_1\lambda^2}{(1-2\xi)^2 l_1^2 k \left[\sqrt{\frac{3\lambda^2}{k} + 1} - 1 \right]^2} \quad (22)$$

$$q = \frac{24m_1(\lambda+k)}{(1-2\xi)^2 l_1^2 (3\lambda-1)} \quad (23)$$

为了使式 (22) 或 (23) 求得的极限荷载分别不低于式 (20) 或 (21) 求得的数值, 应满足

$$\frac{1}{(1-2\xi)^2} \geq 1+i_1$$

求解此式可得

$$\xi \geq 0.5 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{1+i_1}} \right) \quad (24)$$

对于有一条、二条、三条简支边的四边支承矩形板, 其固定边上的板顶负弯矩钢筋的长度系数 ξ 可以采用与上述类似的方法确定。此时, 像简支板那样破坏机构的内部塑性铰线将延伸到简支边上, 并且求得的 ξ 值一般随 λ 和 k 而变化。通常情况下 ξ 值要通过求解高次方程确定, 计算过程较为繁琐, 即使采用较为简单的近似公式 (11) 求解也是如此。此处仅将一些具体板的计算结果列于表 1 中。

3.2 三边支承一边自由矩形板

三边固定一边自由板的板底与板顶配筋如图 5(a)、(b), 其可能形成的破坏机构如图 6。

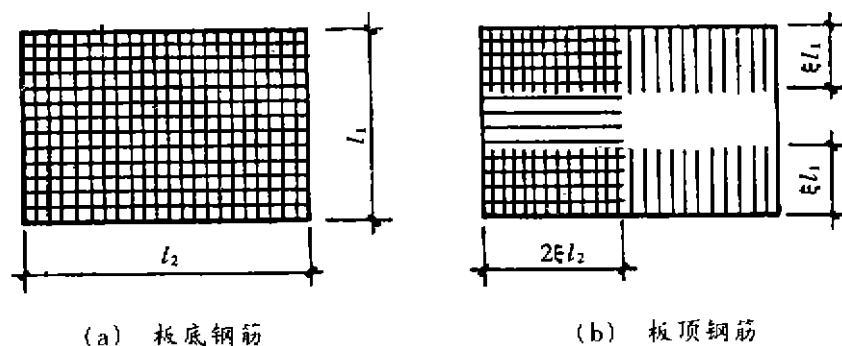


图 5 三边固定一边自由板的配筋

对于图 2 所示的基本破坏机构, 三边固定一边自由板的 $i_1 = i_2$, 由式 (14) 或式 (17) 可得极限荷载为二式中的较小者, 即

$$q = \frac{2km_1}{\lambda^2 l_1^2} \frac{\left\{ 12+i_1 \left[\sqrt{4+3 \left(1+\frac{2}{1+i_1} \right) \frac{k}{\lambda^2} + 2} \right] \right\}}{\sqrt{4+3 \left(1+\frac{2}{1+i_1} \right) \frac{k}{\lambda^2} - 2}} \quad (25)$$

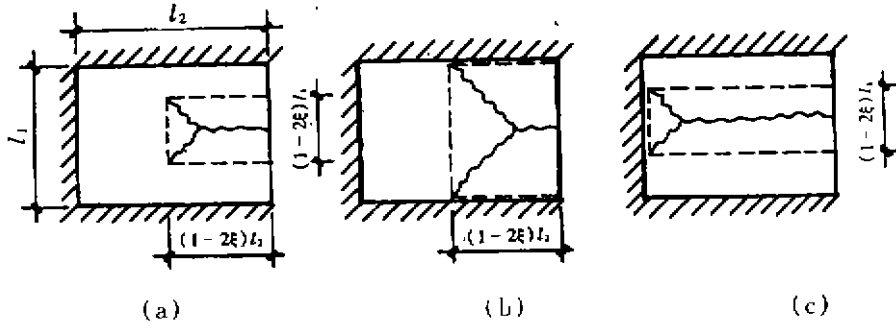


图6 三边固定一边自由板负弯矩钢筋切断的破坏机构

或

$$q = \frac{24m_1(1+i_1)\lambda^2}{l_1^2 k \left[\sqrt{\frac{1}{4} + 3\frac{\lambda^2}{k}} - \frac{1}{2} \right]^2} \quad (26)$$

由式(18)或式(19)可得极限荷载的近似公式为

$$q = \frac{6m_1}{l_1^2(3-2\lambda)\lambda} \left[2(1+i_1) + k \left(2 + \frac{i_1}{\lambda} \right) \right] \quad (27)$$

或

$$q = \frac{24m_1(1+i_1)(2\lambda+k)}{l_1^2(6\lambda-1)} \quad (28)$$

对于图6a所示的破坏机构,可令 $i_1=0$,并用 $(1-2\xi)l_1$ 、 $(1-2\xi)l_2$ 代替式(25)~(28)中的 l_1 、 l_2 ,则得极限荷载公式分别为

$$q = \frac{24km_1}{\lambda^2(1-2\xi)^2 l_1^2 \left[\sqrt{4+9\frac{k}{\lambda^2}} - 2 \right]} \quad (29)$$

或

$$q = \frac{24m_1\lambda^2}{(1-2\xi)^2 l_1^2 k \left[\sqrt{\frac{1}{4} + 3\frac{\lambda^2}{k}} - \frac{1}{2} \right]} \quad (30)$$

近似计算公式为

$$q = \frac{12m_1(1+k)}{(1-2\xi)^2 l_1^2(3-2\lambda)\lambda} \quad (31)$$

或

$$q = \frac{24m_1(2\lambda+k)}{(1-2\xi)^2 l_1^2(6\lambda-1)} \quad (32)$$

为了使图6破坏机构的极限荷载不低于图2基本破坏机构的极限荷载,比较式(25)与式(29)或者比较式(26)与式(30)可分别求得

$$\xi \geq 0.5 \left\{ 1 - \frac{\sqrt{4+3\left(1+\frac{2}{1+i_1}\right)\frac{k}{\lambda^2}-2}}{\sqrt{\left|1+\frac{i_1}{12}\left[\sqrt{4+3\left(1+\frac{2}{1+i_1}\right)\frac{k}{\lambda^2}+2\right]\right|}\left[\sqrt{4+9\frac{k}{\lambda^2}}-2\right]}} \right\} \quad (33)$$

或

$$\xi \geq 0.5 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{1+i_1}} \right) \quad (34)$$

比较式(27)与式(31)或者比较式(28)与式(32)可求得

$$\xi \geq 0.5 \left[1 - \sqrt{\frac{1+k}{1+i_1+k \left(1 + \frac{i_1}{2\lambda} \right)}} \right] \quad (35)$$

或

$$\xi \geq 0.5 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{1+i_1}} \right) \quad (36)$$

三边支承一边自由板的负弯矩钢筋长度系数 ξ 值应取式(33)和式(34)中的较大者,或近似式(35)和(36)中的较大者。

对于有一条、二条简支边的三边支承一边自由板,其固定边上的负弯矩钢筋长度系数 ξ 可以采用与上述类似的方法确定,此处仅将一些具体板的计算结果列于表2中。

当然,前述计算结果仅是极限状态下按塑性铰线理论确定的,而用塑性铰线理论分析钢筋混凝土板的极限荷载是令人信服的,也是偏于安全的,这已被国内外大量试验结果所证实^{[3][4]}。

4 结束语

根据本文的分析方法和计算结果可以得出如下几点结论:

1) 四边支承矩形板固定边上的负弯矩钢筋的最小理论长度,由式(10)确定为 $0.21 \sim 0.28 l$,为了保证钢筋的充分锚固,钢筋必须伸过理论截断点一个延伸长度。若取延伸长度 $\geq 15 d$,当满足规范^[1]规定长度 $\frac{l}{4}$ 或 $\frac{l}{3}$ 时,则一般要求 $l \geq 375 d = 2\ 250 \sim 4\ 500$ mm(板中钢筋直径取 $6 \sim 12$ mm)。否则,应慎重考虑支座配筋引起的刚度影响。

2) 四边支承矩形板按近似公式(11)确定的固定边上负弯矩钢筋的最小理论长度为 $0.17 \sim 0.38 l$,其数值的离散性较大,这主要是因为假定斜向塑性铰线为 45° 方向与实际情况(尤其是两邻边支承刚度相差较大时)的差别可能较大所致。

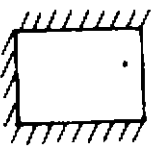
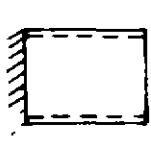
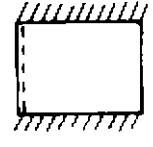
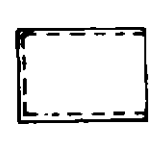
3) 两邻边固定两邻边简支、一边固定三边简支矩形板固定边上负弯矩钢筋的最小理论长度,按式(10)确定为 $0.17 \sim 0.28 l$,已超过规范^[1]规定长度 $\frac{l}{4}$ 的 $8\% \sim 12\%$ 。因此,在一定条件下对板顶负弯矩钢筋适当加长是必要的。

4) 三边支承一边自由矩形板固定边上负弯矩钢筋的最小理论长度按精确式确定为 $0.21 \sim 0.32 l_1$ 或 $0.42 \sim 0.64 l_2$,考虑一定的延伸长度之后,当固定边为自由边的邻边时一般可取 $\frac{l_1}{4}$;当固定边为自由边的对边时一般可取 $\left(\frac{1}{2} - \frac{2}{3} \right) l_2$,但当 $\lambda = \frac{l_2}{l_1} \leq \frac{1}{3}$ 时宜取 l_2 。

5) 钢筋混凝土板在简支边上的弯矩值为零,但考虑实际支承存在的弹性嵌固作用,应按规范^[1]要求配置一定数量的构造钢筋。

最后,需要指出的是,本文的分析方法进一步推广也可应用于确定其它复杂形状板固定边

表 2 三边支承一边自由矩形固定边上负弯矩钢筋的长度系数 ξ

$\lambda = \frac{l_2}{l_1}$	$k = \frac{m_2}{m_1}$	支 座 类 型							
									
		精确式 (14) 或 (17)	近似式 (18) 或 (19)	精确式 (14) 或 (17)	近似式 (18) 或 (19)	精确式 (14) 或 (17)	近似式 (18) 或 (19)	精确式 (14) 或 (17)	近似式 (18) 或 (19)
$\frac{1}{3}$	1.0	0.24	0.23	0.32	0.33	0.21	0.20	0	0
	0.8	0.23	0.23	0.31	0.32	0.21	0.20	0	0
	0.6	0.23	0.23	0.29	0.30	0.21	0.22	0	0
	0.4	0.22	0.22	0.27	0.27	0.21	0.23	0	0
	0.2	0.21	0.22	0.20	0.20	0.21	0.24	0	0
$\frac{1}{2}$	1.0	0.22	0.21	0.27	0.31	0.21	0.22	0	0
	0.8	0.22	0.22	0.26	0.30	0.21	0.22	0	0
	0.6	0.21	0.21	0.23	0.28	0.21	0.22	0	0
	0.4	0.21	0.21	0.21	0.24	0.21	0.23	0	0
	0.2	0.21	0.21	0.21	0.18	0.21	0.24	0	0
1	1.0	0.21	0.21	0.21	0.25	0.21	0.21	0	0
	0.8	0.21	0.21	0.21	0.24	0.21	0.21	0	0
	0.6	0.21	0.21	0.21	0.23	0.21	0.21	0	0
	0.4	0.21	0.21	0.21	0.22	0.21	0.22	0	0
	0.2	0.21	0.21	0.21	0.18	0.21	0.22	0	0
2	1.0	0.21	0.21	0.21	0.28	0.21	0.21	0	0
	0.8	0.21	0.21	0.21	0.27	0.21	0.21	0	0
	0.6	0.21	0.21	0.21	0.26	0.21	0.21	0	0
	0.4	0.21	0.21	0.21	0.24	0.21	0.21	0	0
	0.2	0.21	0.21	0.21	0.20	0.21	0.22	0	0
3	1.0	0.21	0.21	0.21	0.28	0.21	0.21	0	0
	0.8	0.21	0.21	0.21	0.28	0.21	0.21	0	0
	0.6	0.21	0.21	0.21	0.27	0.21	0.21	0	0
	0.4	0.21	0.21	0.21	0.25	0.21	0.21	0	0
	0.2	0.21	0.21	0.21	0.20	0.21	0.21	0	0

上负弯矩钢筋的最小长度。虽然它仅是极限状态下的塑性分析结果,但作进一步检验可以发现,它能满足弹性理论的有限差分法、有限元法等所确定的钢筋混凝土矩形板的弯矩分布^[1]^[4],况且钢筋混凝土板属于非弹性材料,因此对其采用塑性分析是必要的。

参 考 文 献

- 1 中华人民共和国城乡建设环境保护部. 混凝土结构设计规范 (GBJ-89) 北京:中国建筑工业出版社, 1989
- 2 《建筑结构设计综合手册》编制委员会. 建筑结构设计综合手册 郑州:河南科学技术出版社, 1989
- 3 R. 派克, W. L. 根勃尔著. 黄国桢, 成源华译. 钢筋混凝土板. 上海:同济大学出版社, 1992
- 4 沈聚敏, 王传志, 江见鲸. 钢筋混凝土有限元与板壳极限分析. 北京:清华大学出版社, 1993

A calculation method for length of steel reinforcement with negative bending moment in reinforced concrete slabs

Liu Zhengbao

(the Department of Civil Engineering

Nanyang Institute of Science and Technology, Nounyang, Henan 473066)

Abstract: This paper, presents reinforced concrete slabs with four or three supported edges and their ultimate load by plastic yield-line theory. To examine steel reinforcement for negative bending moment, its length is decided that ultimate loads aren't lower. Numerical examples are given that the coefficients of length ξ , of steel reinforcement with negative bending moment, are derived from λ , k and supported ends about the rectangular slabs with four or three edges. To keep in mind a extensional length, it will be calculated the true length of steel reinforcement with negative bending moment. This calculation method is propitious for design of reinforced concrete slabs

Key Words: reinforced concrete slabs, negative bending moment, length of steel reinforcement, calculation method, plastic yield-line theory

(编辑:刘家凯)