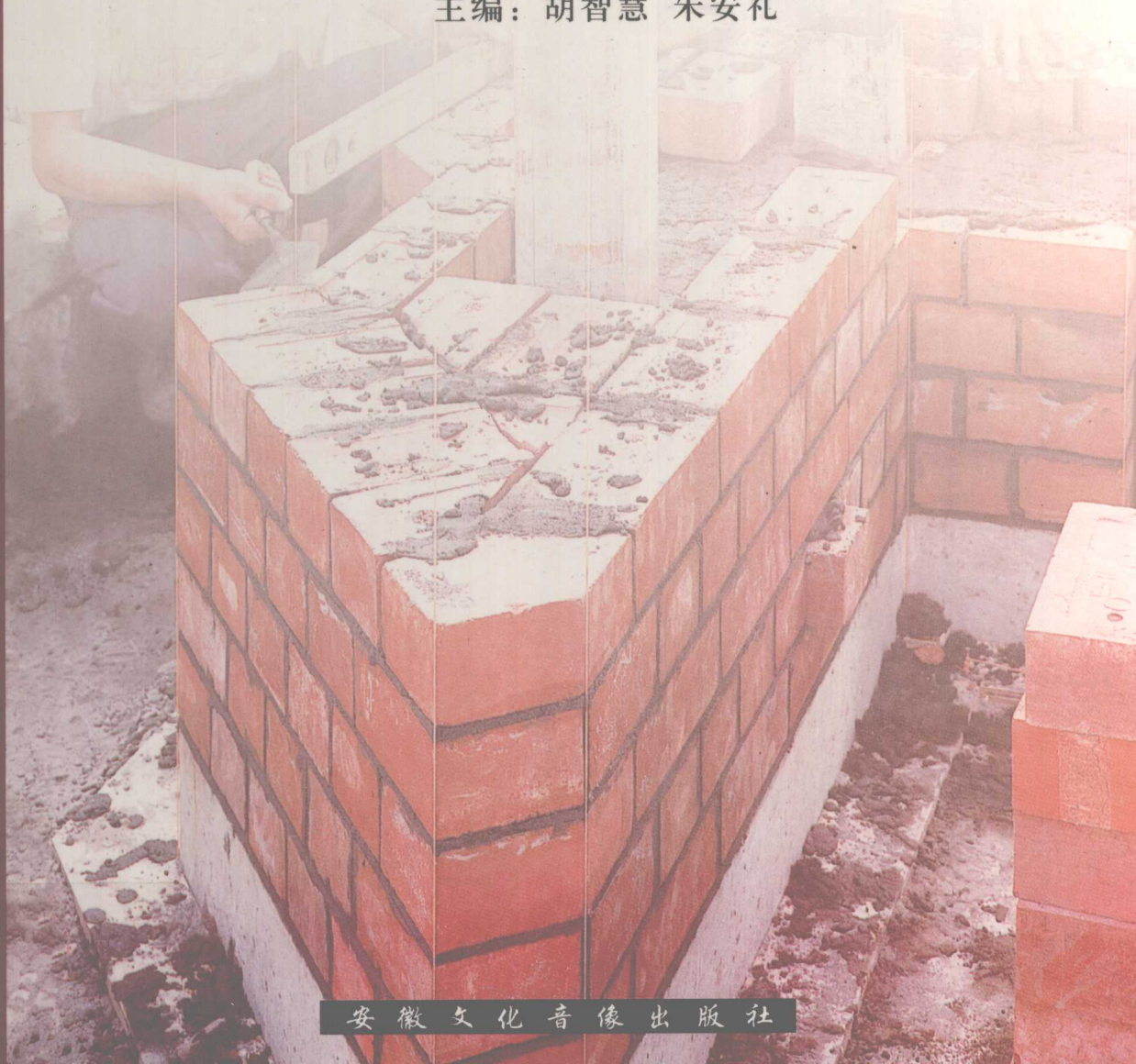


砌体结构 工程设计与 施工质量检测验收标准规范 实用全书

主编：胡智慧 朱安礼



安徽文化音像出版社

第四节 梁柱节点

一、通用设计准则

今天,人们都知道梁柱节点是钢筋混凝土框架在严重地震下对非线性反应抗震设计的最重要部位。由于节点的上柱与下柱的地震作用弯矩符号相反,以及梁在通过节点后节点左右梁的弯矩也反向,因此,节点受到水平方向剪力与垂直方向剪力的共同作用,剪力值的大小是相邻梁和柱上剪力的几倍。如果不对节点进行专门设计,节点会出现剪切破坏。节点左右弯矩反向也意味着通过节点梁的主筋在节点的一侧受压,而在节点的另一侧受拉。为了保证通过节点后力的这一变化梯度需要产生很高的锚固应力,并会引起节点因锚固粘结不足而破坏,由此产生过度的侧向位移并出现弯矩能力的相应降低。在以下的几节中,我们只讨论与抗震有关的节点性能和相关因素,也会给出一些建议。研究地震区的有关建筑节点,只有 20 多年的历史。很多年来,对这些重要构件的设计被完全忽略了,而且,迄今为止,在通常的教程中介绍也很少,在下面的几节中,我们将对此作深入的讨论。

多少年前,在抗震方面,还很少有不同国家的合作研究,这使得一些国家在设计条款上发生相互不协调。但是,在 1984~1989 年间,美国、新西兰、日本和中国的研究者通过合作的试验研究,作了很大的努力来认识并解决技术上的不协调甚至有冲突的问题。

有时候,有人认为抗震设计中对节点的重要性太过分强调了,因为在过去发生的一些主要破坏性、毁灭性的大地震中,很少有迹象表明结构破坏是由节点破坏引起的。这些观察大多数是对结构设计中采用了较差的梁的设计标准,特别是对一些柱子采用不良的构造方法,使这些构件则成为结构中的薄弱环节。框架结构的许多破坏都源于薄弱层机构,当梁达到它的完全强度之前,柱子则由于剪切,或者没有足够的混凝土约束而先发生了破坏。近期已有报道,没有一次地震可以比 1980EI Asam 地震那样,可观察到那么多的梁柱节点破坏。1985 年 Mexco 地震、1986 年 San Salvdor 地震和 1989 年 Loma Prieta 地震中,都发现了节点的剪切与锚固破坏,特别是在框架的外节点上。

延性结构节点的抗震设计可归纳如下:

1. 节点的强度不小于框架形成塑性铰机构时所对应的最大强度。这样,可以避免对结构上不易处理位置的修补,并且也是为了使节点能量耗损的要求,后面,我们将看到节点承受反复周期荷载作用时,在非线性变形范围内,节点的强度与刚度会产生严重的退化。

2. 柱子的承载能力不应由于节点的强度衰减而受到损坏。节点也应该作为柱子的

整体的一部分来考虑。

3. 在中等程度的地震作用下, 节点应保持弹性。
4. 节点变形不得明显增大层间侧移。
5. 保证节点理想性能所需采取的节点配筋应易于施工制作。

实现上述要求可以采用能力设计理论来取得。关于这一点已在前几节作了概述; 在此基础上再形成实用的详细设计步骤, 这将在以后几节中将逐一介绍。

二、性能标准

钢筋混凝土框架以及砌体框架的延性和能量耗散能力, 主要是源之于梁和柱子上经过专门构造处理的塑性铰的变形。由于节点的动力性能受剪切和锚固机制控制, 节点的滞回特性较差, 因此, 一般认为节点是不宜作为能量耗散主要部位的。节点的变形应基本限制在弹性范围内, 当要求具有很大的延性时, 可考虑允许节点有一部分非线性变形。

尤其重要的是要确保受剪切作用特别是在一定锚固力下节点的变形不致于使在结构的总高度上形成过度的侧向位移。当梁的主筋直径较粗时, 节点内出现的锚固破坏会使层间位移超过 1%, 而且它的产生是在相邻梁中的钢筋屈服之前。过度的层间侧移会引起建筑中非结构构件的严重破坏, 尽管框架结构此时仍处于弹性变形范围之内。通过恰当的构造处理, 节点的变形是可以得到控制的, 节点的构造, 将在后面几节中介绍。在地震力作用下, 经过良好设计的节点变形的水平分量一般小于总位移的 20%。

三、节点受力特性

在地震作用下, 无论是在柱表面出现塑性铰还是在梁的截面上产生塑性铰, 梁柱节点都将受到很大的剪力作用。这些剪力会使节点内的核芯产生剪切和锚固力破坏, 或者产生二种破坏同时出现的节点损害。

(一) 平衡准则

节点也是柱子的一部分, 将节点作为柱构件来研究其性能是具有意义的。可以将内柱在反弯点处断开, 取出作为隔离体来分析, 反弯点大约在层高的一半高度, 取出的隔离体如图 4-7-26 (a) 所示。根据梁对柱子的对称性质, 混凝土梁对柱子的作用可由图中水平方向拉力 T_b , 压力 C_b 和竖向剪力 V_b 来表示, 近似地计算可使 $C_b = T_b$, 并使节点两侧梁上的剪力相等, 根据隔离体的平衡, 柱子的水平方向剪力为:

$$V_c = \frac{2T_b z_b + V_b h_c}{l_c} \quad (4-7-27)$$

其中的符号变量如图 4-7-26 (a) 中所示。

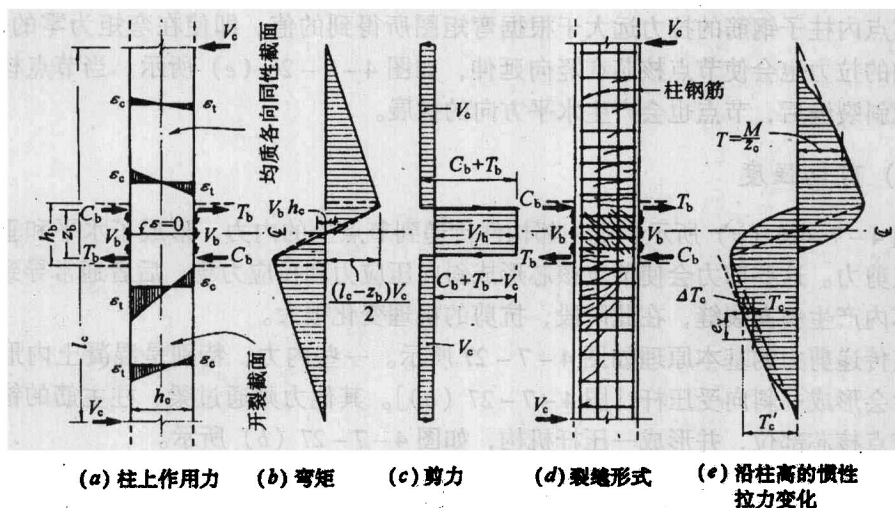


图 4-7-26 柱子与节点的特征

柱上的弯矩与剪力图则由图 4-7-26 (b) 和 (c) 来表示。根据一阶线性原则，通过节点的水平方向剪力为：

$$V_{jh} = C_b + T_b - V_c = \left(\frac{l_c}{z_b} - 1 \right) V_c - \frac{h_c}{z_b} V_b \quad (4-7-29)$$

式中右端表达式是考虑了节点核芯中弯矩梯度变化而得到的。由于图 4-7-26 (b) 所采用的常规弯矩分布（实现）并不显示弯矩减小的因素，因此，通过节点的斜率不会给出节点水平方向剪力的准确数值。如图 4-7-26 (c) 所示，节点内水平方向的剪力大小比相邻节点间柱上的剪力 V_c 大 4~6 倍。

为了正确计算水平向、竖向以及斜向上节点内力相对数值的大小，还应考虑节点内应变的协调。图 4-7-26 (a) 中隔离体的上半部分，为假设均匀各向同性的柱截面在没有轴压作用下的应变分布。该图中下半部分则为弯曲开裂后混凝土截面上所对应的应变分布。在这二种情况下，截面上的应变梯度（即曲率）与截面所在位置上的弯矩成正比。柱截面上梁中轴位置的应变为零，如图 4-7-26 (a) 所示。

图 4-7-26 (d) 的上半部为钢筋混凝土柱子出现很多水平方向裂缝时的情况。采用列裂截面分析方法，总的拉伸内力 T_c 为 $T_c = M/z_c$ ，如图 4-7-26 (e) 上半部曲线所表示的分布，其中 z_c 为柱的内力力臂。在弯矩小的地方，未开裂的混凝土仍可承受弯曲拉伸内力。

图 4-7-26 (d) 的下半部为柱子在剪力 V_c 作用下产生明显斜向裂缝的情况。这些裂缝会使构件有关截面上弯曲产生的拉伸内力增大（即 $T_c + \Delta T_c$ ），如图 4-7-26 (e) 所示。柱子下半部的拉力增加为：

$$\Delta T_c \approx \frac{e_v}{z_c} V_c$$

其中 e_v 是拉力的偏心值。通常 e_v/z_c 的变化范围为 0.5~1.0。

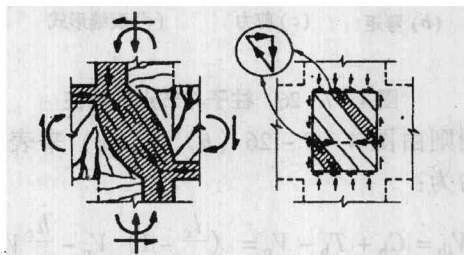
可以看到，增量 ΔT_c 与所在区域上的剪力成正比。因此，从图 4-7-26 (d) 中可

看到，节点内柱子钢筋的拉力远大于根据弯矩图所得到的值。即使在弯矩为零的位置，其所增加的拉力也会使节点核芯在竖向延伸，如图 4-7-26 (e) 所示。当节点核芯混凝土出现斜裂缝后，节点也会产生水平方向的扩展。

(二) 剪切强度

如图 4-7-26 (a) 所示，由相邻构件传递到节点上的内力，形成了水平和垂直方向的节点剪力。这些剪力会使节点核芯形成斜向压应力和拉应力场。后者通常导致在混凝土核芯内产生斜向裂缝，在此阶段，抗剪的机理变化很大。

节点传递剪力的基本原理如图 4-7-27 所示。一些内力，特别是混凝土内形成的内力最后会形成一斜向受压杆 [图 4-7-27 (a)]。其他力则通过梁、柱主筋的锚固力传递到节点核芯部位，并形成一压杆机构，如图 4-7-27 (b) 所示。



(a) 混凝土压杆 (b) 对角受压区

图 4-7-27 内节点的剪力传递机理

为了防止节点在主对角线斜向平面产生拉伸剪切破坏，必须对节点采取水平与垂直方向的抗剪配筋。这类配筋可使斜向压力场发挥作用，并用来作为水平和垂直方向剪力的荷载传递途径。所需配置的水平方向节点抗剪切配筋会远远大于一般情况下柱子的横向配筋量，特别是当柱子上轴压较小时。

当节点内的剪切钢筋不足时，箍筋会产生屈服。水平方向剪切配筋仅仅传递拉力，而与斜向裂缝的方向无关。钢筋所产生的非线性应变是不可逆的，因此，在相继的荷载作用下，只有当强制作用的拉伸应变大于已经产生的拉应变时，箍筋才能对节点抗剪有明显作用。这样就出现了在剪力水平较低的情况下，节点刚度有较大的损失，尤其是在力或位移的反复作用下会使构件耗散地震能量的能力降低。

如果采用了足够的节点抗剪配筋，保证在梁上相邻的塑性铰形成过程中，节点箍筋不产生屈服，节点芯区内斜向压缩所导致混凝土的压碎也必须作为节点破坏的主要原因来考虑。可是，只有在节点所传递的平均剪力和平均轴向压应力较大时，才会发生节点混凝土的压碎。若对斜向压应力取上限，并采用节点剪应力来表示，使结构具有超强的节点剪应力，是可以避免节点的压碎破坏的。

(三) 粘结强度

对于尺寸已定的梁的主筋，设计规范所规定的锚固长度，一般是大于相邻柱子宽度的。在框架的边柱上，要使梁的主筋达到有足够的锚固长度则可采用标准弯钩形式，但

是,在内柱上,这样做是不符合实际的。有些设计规范要求在梁柱的内节点中梁的主筋必须连续穿过节点。下面则将说明在内节点上,如果采用弯钩锚固不是很奏效的话,还有主筋锚固在起作用。

事实上,如图 4-7-26 (a) 所示,钢筋通过内节点时在旁边梁的“拔”与“压”作用下传递内力,并使钢筋中的应力达到拉伸强化,但这一因素却一直没有在设计规范中考虑到。也许,可以很容易地证明,在大多数情况下,由钢筋传递到节点核芯混凝土上所需的锚固应力是很大的,甚至远远大于设计规范对钢筋强度所采用的极限值。

即使在中等程度的延性要求下,梁的主筋通过节点时也会产生滑移。内节点上的锚固破坏并不一定导致节点马上丧失强度。但是锚固不足产生的粘结滑移会严重影响框架的滞回反应性能。钢筋表面粘结强度减小 30%,就会使节点的能量耗散能力减少 30%。由于框架的刚度对于通过节点,尤其是通过内柱节点的钢筋的锚固性能相当敏感,所以,应采取专门措施,防止节点在地震作用下过早地发生锚固破坏。在外柱节点上,无论如何,都不允许梁主筋出现锚固破坏,因为这会导致梁的强度完全丧失。

四、框架中应用的节点类型

框架的节点可以根据节点的几何构造来分,也可以根据其结构性能来划分。由于节点的主要差别在于梁主筋的锚固机制上的不同,习惯上是将节点分为内节点和外节点。这两种节点在地震作用下所具有的弹性和非弹性的反应性能都需进行深入研究。这里,我们只研究现浇框架节点的有关性能。

(一) 受邻接构件形状影响的节点

图 4-7-28 为各种梁柱外节点的类型。有些节点为平面框架节点 [图 (a) 和 (d)], 而另一些则是双向或称空间框架节点。这些节点可以出现在框架的顶层或者是在框架的中间楼层部位。图中 (b) 和 (e) 型称为角节点。图中箭头表示节点在地震作用下受力的具体方向。图中 (c) 和 (f) 型称为边界节点。图 4-7-29 则表示了空间框架中内节点的变化形式。

上述的节点都是在矩形框架中出现的。梁与柱的角度呈非直角的框架也不是不常见的,如图 (g) 所示一例,即为边梁呈 135° 角度的节点。从楼板内伸出的第三根梁与柱子也形成框架,图中用虚线表示。

(二) 弹性和非弹性节点

如果要满足本节所概述的设计准则,最好使结构在非弹性反应范围内,节点仍处于弹性反应范围。这一点是可以容易地实现的。节点内剪切与锚固的受力机理是受相邻的梁与柱的性能影响的。当与节点相邻的梁与柱子没有或不能产生非弹性变形时,可以直接加强节点并使节点保持弹性。在这种情况下,仅需采用较少的剪切配筋就够了。

作为设计的总原则,在地震作用下塑性铰预计会在与节点相邻的梁端出现。在这种

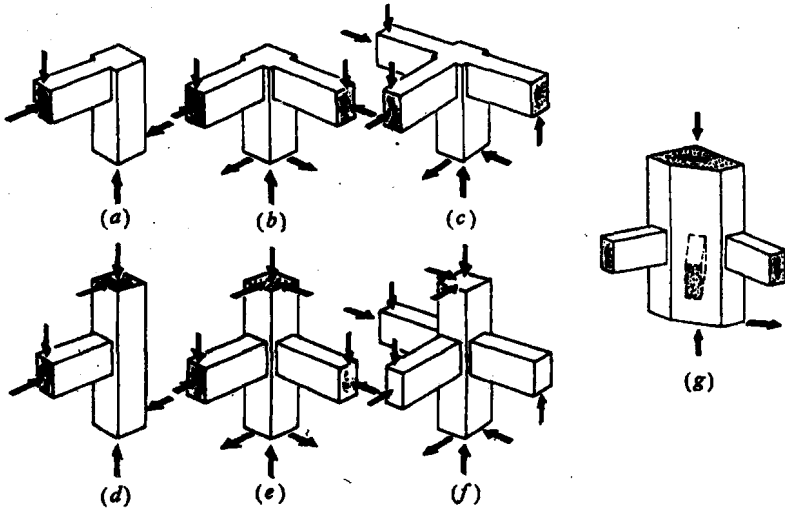


图 4-7-28 梁柱外节点

情况下，特别是在几次往复变形后进入了非弹性变形的范围，就不可能防止节点中一部分也出现非弹性变形。这主要是由于伸入节点中梁的主筋上非弹性应变的渗透漫延作用所引起的。这一类节点可归纳为非弹性节点；它需要配置较多的抗剪钢筋。

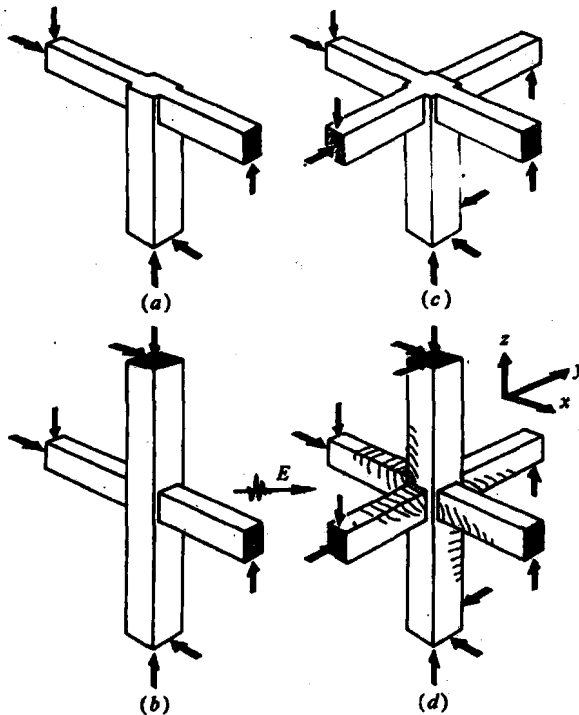


图 4-7-29 梁柱的内节点

根据弱梁强柱原则设计的框架，比较容易使节点保持弹性，可以在设计时有意识地使梁上潜在塑性铰的位置离开柱表面一些距离。

五、内节点的剪切机理

通过理论分析或试验来评价数学模型的限制条件与适用范围,是非常重要的,尤其是对钢筋混凝土梁柱节点而言,若没有一个合适的计算模式,设计者则无法通过理性的认识来了解节点的力学特性,并在一采用通常设计规范方法无法求得最佳的问题答案时,提出革新的建议。建立节点的力学模型时,必须在简便与准确之间选择最佳的方案。在这方面,试验观察提供了最好的机会。但是,实验室试验的基本作用是为所建立的力学模型提供合适的数据、现象以及相应验证的限制条件,使得设计者能在各种不同情况下,非常有信心地使用该模型,而不仅仅是为了得到经验公式提供试验数据。

本节通过对节点总体性能的研究,分析各影响参数对节点的作用,并对节点类型作了归纳和近似。这里所介绍的节点模型有的已被人们广泛认识,而为一些节点却是鲜为人知的。

(一) 节点上的内力分布及作用点

可以通过图 4-7-30 所示的平面框架中梁-柱的内节点来研究节点上内力分布以及内力作用点位置。假设框架在重力以及地震水平力作用下,由左右梁所引起的节点转动是相同方向的。

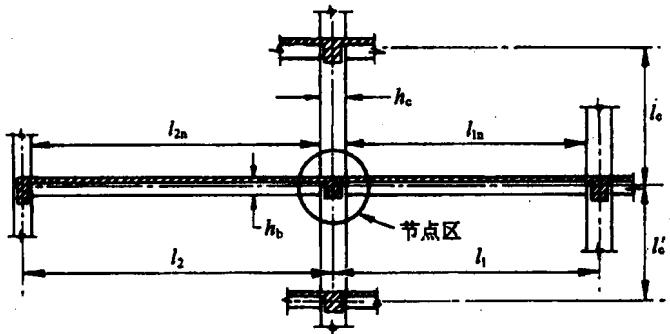


图 4-7-30 梁-柱的内节点

在这种情况下,作用在内节点上的弯矩,剪力和轴力如图 4-7-31 (a) 所示。如前面节点应满足静力平衡条件,在确定的荷载路径作用下,节点核心的应力合力可由图 4-7-31 (b) 中的阴影面积表示,其中拉应力合力用 T 表示,混凝土中的压应力合力以及钢筋的压应力合力分别用 C_c 和 C_s 表示。图 4-7-31 (b) 所表示的是当紧邻节点位置的梁上出现塑性铰时内节点上的内力分布。

(二) 节点剪力的演算

与 4-7-29 式的做法相似,并忽略地震时节点水平方向上的楼板惯性力作用,采用图 4-7-31 (b) 的有关符号,节点上水平方向的剪力为

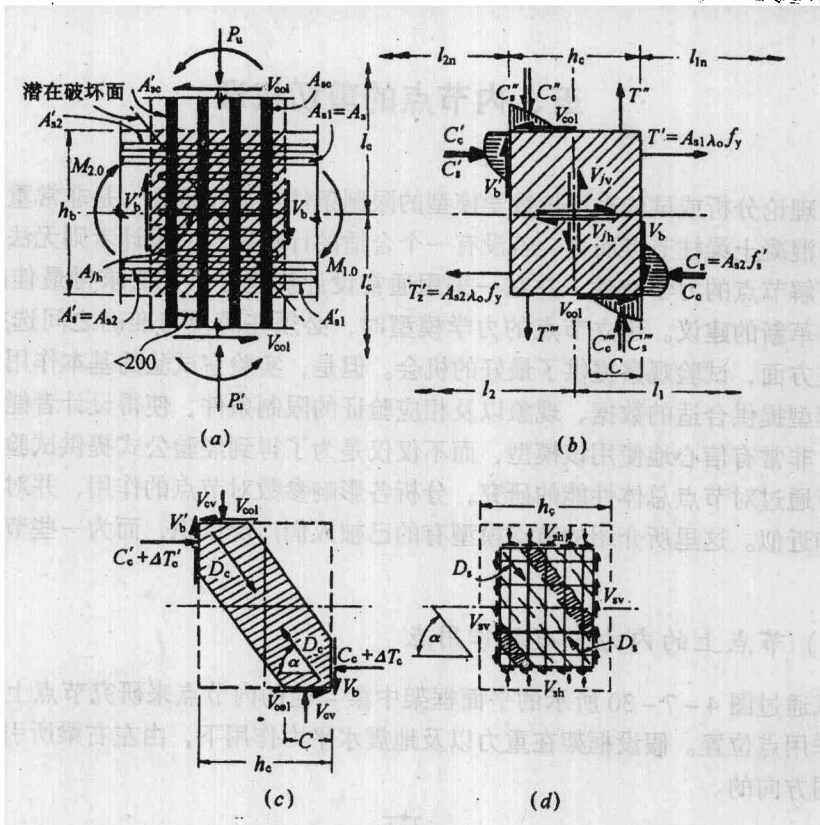


图 4-7-31 内节点上的外力作用及内应力合力

$$V_{jh} = T + C'_c + C'_s - V_{col} = T' + C_c + C_s - V_{col} \quad (4-7-30)$$

通过近似, $T' = C'_c + C'_s$, 节点剪力可简化为:

$$V_{jh} = T + T' - V_{col} \quad (4-7-31)$$

其中 V_{col} 是节点上柱子和节点下柱子中剪刀的平均值。

由于弯曲钢筋的用量 A_{s1} 和 A_{s2} 是已知的, 而且受拉伸的钢筋已达到其超强度 $\lambda_{\alpha} f_y$, 剪切强度设计所采用的水平方向节点剪力的最大值为:

$$V_{jh} = (A_{s1} + A_{s2}) \lambda_{\alpha} f_y - V_{col} = (1 + \beta) \lambda_{\alpha} f_y A_{s1} - V_{col} \quad (4-7-31)$$

其中 $\beta = A_{s2}/A_{s1}$

柱子的剪力 V_{col} 是根据柱子表面处梁的计算弯曲超强、如图 4-7-32 (a) 中所示的 $M_{1,0}$ 以及 $M_{2,0}$ 来推导得到的; 也可采用柱子中线上相应比例梁的弯矩值 [图 4-7-2 和图 4-7-10] 来推算。根据图 4-7-30 所示尺寸可求得:

$$V_{col} \approx 2 \left(\frac{l_1}{l_{in}} M_{1,0} + \frac{l_2}{l_{2n}} M_{2,0} \right) / (l_c + l'_c) \quad (4-7-32)$$

考虑图 4-7-31 中节点竖向力的平衡可得到与 (4-7-31a) 式和 (4-7-31c) 式类似的竖向剪力的表达式。但是, 由于柱子钢筋是分层布置的, 竖向应力合力的推导更为复杂。由于应力合力之间的距离以图示构件的尺寸等原因, 在常规设计工况下, 对节点竖向剪力的估算已经足够精确了, 因此:

$$V_{jv} = (h_b/h_c) V_{jh} \quad (4-7-33)$$

此时, 应按图 4-7-27 所示基本模型对节点抗剪能力的作用进行分析。

(三) 混凝土对节点剪切强度的作用

图 4-7-31 (c) 中表示了节点上由梁与柱所引起的对角线方向的斜向压力 D_c 。在节点的左上方, C'_c 和 C''_c 表示混凝土分布应力的合力作用 [图 (b)]。较为合理的是假设梁作柱子中的剪力 V_b , V_{c01} 主要是通过弯压区作用到节点上的。

梁上部弯曲钢筋所传递的水平方向合力通过粘结力 $T + C'_c$ 作用到节点上, 其中一部分力 $\Delta T'_c$ 将传递到图 4-7-31 (c) 节点中阴影区表示的斜向压杆上去; 对此将作进一步讨论。以同样的方法, 柱子中竖向钢筋也将传递一部分力 $T'' + C'_c$ (即 $\Delta T''_c$) 到斜向压杆上去。节点右下端角上的混凝土压力、剪力和粘结力 [图 (c)] 将形成一大小相等、方向相反的对角压力 D_c 。

只要斜向压杆上的压应力不过大, 通常也是如此, 采用图 4-7-31 (a) 所表示的剪切模型是非常有效的。压杆对节点剪切强度的作用可以定量表示为:

$$V_{ch} = D_c \cos \alpha \quad (4-7-34a)$$

$$V_{cv} = D_c \sin \alpha \quad (4-7-34b)$$

当轴力不是作用在柱上时, 图 4-7-31 (c) 中压杆角度与图 4-7-31 (a) 中节点破坏面的角度相似。此时有 $\alpha \approx \text{tg}^{-1} (h_b/h_c)$ 。在柱子上有轴力作用时, 压杆的角度会更陡些。我们称 V_{ch} 和 V_{cv} 为混凝土压杆对节点剪切强度的作用。

(四) 节点剪切钢筋对节点剪切强度的作用

前面已假设梁和柱中沿主筋分布的粘结力和一部分 ΔT_c 是传递到节点的斜向压杆上的, 如图 4-7-32 (c) 所示。其余的粘结力, 如梁上部主筋上的粘结力 $V_{sh} = T + C' - \Delta T_c$, 预计是以剪力流的形式作用在核心混凝土上的, 如图 4-7-32 (d) 所示。同样, 作用在节点核心上的粘结力应平衡, 形成一总的斜向压力 D_s 。在水平方向上, 节点剪切钢筋的作用可表示为:

$$V_{sh} = D_s \cos \alpha = V_{jh} - V_{ch} \quad (4-7-35)$$

根据图 4-7-32 (d) 所示节点模型来看, 节点竖向剪切钢筋的作用是非常明显的。在推导节点所需的竖向钢筋值时, 还应考虑图 4-7-32 (d) 中作用在节点上部平面和底部平面上的竖向轴力。同时假设两者在剪切模型中与对角线形成的倾角 α 是相同的; 将在本节 (b) 中进一步分析。

图 4-7-32 (d) 表示的节点剪切机理, 正如前面所讨论的, 是建立在假设节点核心完全开裂这一基础上的。此时, 混凝土不能再传递拉应力 (对角线方向)。当梁的弯曲配筋较少, 或者柱的截面相对梁的尺寸较大时, 节点中的剪应力会相当小, 节点上没有或者只有很少的裂缝。此时, 节点核心能通过斜向拉伸应力来承受剪力, 图 4-7-31 (d) 所示的剪切机理则不再成立。

节点剪力是如何分配到图 4-7-27 所示两种不同的剪切模式上的这是设计的重要

环节。压杆模式不依赖于节点内钢筋的作用，但桁架模式则需大量的配筋，尤其是沿节点水平方向配置钢筋。

六、钢筋锚固对加强节点强度的作用

(一) 影响粘结强度的因素

钢筋在大幅值往复循环作用下，对其粘结强度的因素和粘结滑移关系等方面影响的研究，已取得了显著的进展。但这些研究的发现还不能直接变成简单的设计建议或方法，因为在建立数学模型和试验模拟方面存在着困难。这里，我们所说的试验模拟是指恰当地模仿梁柱节点混凝土核心上各种严格的条件，如图 4-7-33 (b) 所示。

一旦钢筋上出现局部的屈服变形，则会产生粘结破坏。因此，在弹性节点中，可以维持较高的平均粘结应力。由于钢筋出现的塑性变形而产生的粘结破坏会导致产生相当于梁-柱节点总侧向位移 50% 的位移。

粘结条件是随着梁钢筋穿过节点的长度上而变化的。在节点核心之外混凝土中的粘结力迅速减小 [图 4-7-32 (b) 和图 4-7-33 (e)]。在柱子 (节点) 核芯区内，能形成很大的粘结力，因为柱子中总是有着一些受约束的混凝土。在上进两个区域之间有一个过度范围。因此，沿钢筋长度上粘结滑移关系也与钢筋锚固所在的位置有关。所以，要提出一个简单的设计方法，得到内节点钢筋的粘结-滑移特性曲线使其能适合于常规设计是比较困难的。

模拟抗震粘结特性的试验通常是通过图 4-7-32 (a) 所示的试验条件得到的。这有些类似于传统的拔出试验。在这类试验中，粘结应力沿钢筋的环向表面是均匀分布的，并在周围的混凝土中形成径向与切向的应力，如图 4-7-32 (a) 所示。但是，如图 4-7-32 (b) 所示，在节点中梁的上部主筋所遇到的是各种不利的受力环境。由于要传递的粘结力 $\Delta T = T + C$ 很大，而且节点右端柱子的弯曲作用使节点产生横向拉伸而会沿钢筋形成一道劈裂裂缝。根据 (4-7-31) 式所得通过节点的水平方向剪力，从图 4-7-26 (c) 中显然可以看到，是从梁的上部主筋粘结力向下传递到达节点核心内的斜向受压区的。因此，绕钢筋的粘结应力分布不会是均匀的，这与标准试验的情况是一致的。在节点核心钢筋表面的一侧，如图 4-7-31 (b) 所示，会产生更大的粘结应力。若粘结力超过总值的 15%，则必须由节点核心来分担，这里所说的总值是指传递到柱子上的力 [即图 4-7-31 (b) 中钢筋的上半部分]。这关系到沿图 4-7-31 (b) 所示水平方向劈裂裂缝上的剪力传递。这些传力机理除非影响通过这些裂缝的约束，外是不起什么作用的。

钢筋表面粘结应力的不均匀分布会严重影响梁上部主筋的粘结特性。影响节点内钢筋粘结性能的因素主要如下所述：

1. 约束：约束若与被约束的主筋方向垂直，可明显改善地震作用下钢筋的粘结性能。对混凝土的约束可通过柱子的轴压以及对劈裂裂缝施加嵌固作用的钢筋来实现。因

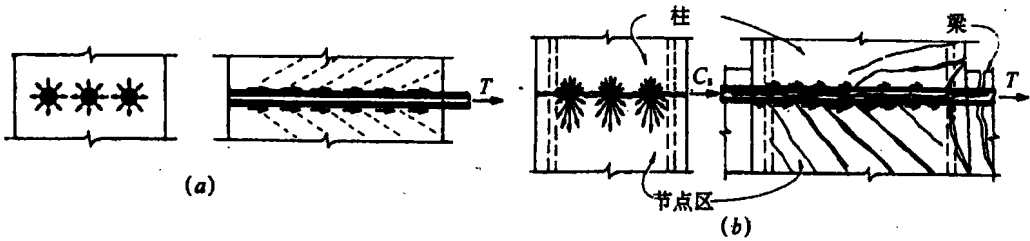


图 4-7-32 钢筋的粘结应力

(a) 简单锚固的钢筋; (b) 通过内节点的钢筋锚固

此, 柱子中部的钢筋 [图 4-7-31 (a)], 除有节点竖向抗剪切功能之外, 还可防止当柱子承受较小轴压或没有轴压力时, 节点出现过早的粘结破坏。

混凝土所受的约束有一个上限值。当增加横向配筋或增加柱子轴压而产生的混凝土横向压力的增大不再能进一步改善钢筋的局部粘结滑移性能时, 即达到了对粘结作用的全部混凝土的约束。此时的约束, 达到了最大的粘结强度, 所发生的破坏只是钢筋肋前部的混凝土压碎以及变形钢筋外径表面抗摩擦剪切能力的破坏。

2. 钢筋直径: 钢筋直径 d_b 是根据粘结应力来计算的, d_b 对粘结强度没有明显的影响。对于普通尺寸的常用钢筋来说, 局部粘结强度会在 10% 的范围内变化, 直径较小, 粘结强度增大。因此, 若粘结应力限制了最大粘结力 $\Delta T = T + C$ 。[参见图 4-7-32 (b)], 当钢筋受同样大小的力时, 有效包裹长度 l_e 与钢筋直径 d_b 的比值是保持为常数的, 即:

$$l_e/d_b = \text{常数}$$

在框架的梁-柱内节点中, 设计人员很少有机会来规定合适有效的钢筋包裹长度。实际的锚固长度则是固定的, 近似等于被约束节点核心的尺寸 h_c , 并与被锚固钢筋的方向平行 [图 4-7-33 (e)]。因此, 设计者在选择钢筋的直径时, 必须满足相应 l_e/d_b 比值的要求。

3. 混凝土的抗压强度: 这不是一个影响很大的参数。在修正后的周期荷载作用下, 局部粘结强度更取决于混凝土的抗拉强度, 其值大致为 $\sqrt{f'_c}$ 的函数, 这已经被证实, 并为许多规范的设计条款所采纳。所观测到的局部最大粘结应力大约为 $2.5 \sqrt{f'_c}$ MPa ($30 \sqrt{f'_c}$ psi) 的大小。

4. 钢筋间的净距离, 对粘结强度的影响是适中的。当此净间距小于 $4d_b$ 时, 粘结强度有所减小, 但减小的量不超过粘结强度的 20%。

5. 钢筋变形 (即钢筋的肋面变形) 是影响粘结强度的主要因素。因此钢筋肋的面积将影响粘结强度和粘结滑移关系。

(二) 平均粘结强度要求

过去 20 多年所进行的试验研究已经表明, 满足抗震设计准则, 内节点上梁主筋的锚固可以根据远大于规范要求的理论粘结应力来计算, 如我们在 3.6.2 节 (a) 中所介绍过的方法。新西兰所进行的试验研究一致指出了如果将内节点上钢筋直径与柱子的厚

度的比值控制在:

$$\frac{d_b}{h_c} f_y \leq 11 \text{ (MPa)}; \frac{d_b}{h_c} f_y \leq 1600 \text{ (psi)} \quad (4-7-36)$$

则可以使位移延性系数达到 $\mu_{\Delta} = 6$, 或者使节点具有 2.5% 层间侧向位移的延性能力。

上述限制是建立在非常极端的应力条件基础上的, 并假设通过节点的梁的主筋同时具有拉伸和压缩的超强作用 $\lambda_0 f_y$ 。在实际中, 并不会出现这种极端情况。正如图 4-7-33 所表示的许多情况一样, 只有在非常好的锚固条件下, 梁上主筋才会达到其屈服强度。进一步而言, 这一限制是基于当节点中混凝土的抗压强度为 25MPa (3.6ksi) 时试验观测基础上的, 因此, 图 4-7-33 中, 当钢筋两端达到最大强度 $\lambda_0 f_y$ 时, 节点范围 h_c 上的单位平均粘结力为:

$$u_o = (T + C'_s) / h_c = 2\lambda_0 f_y A_s / h_c \quad (4-7-37)$$

或者根据平均粘结应力为:

$$u = \frac{u_o}{\pi d_b} = \frac{d_b}{2h_c} \lambda_0 f_y \quad (4-7-38)$$

在试验所得到的局部粘结应力最大值的基础上, 可估算出可采用的平均粘结应力; 这里说的试验是模拟梁-柱节点核心平均约束作用所进行的试验。利用图 4-7-33 (g) 所示的应力分布形式, 混凝土核心 $0.8h_c$ 长度上单位长度平均粘结力大约为 $u_o \approx 0.67 u_{o, \max} = 0.67 \pi d_b u_{\max}$ 。当用节点长度 h_c 上的平均剪应力来表示该值时, 可得到下述推荐采用的设计值:

$$u_a = 0.67 \times 0.8 \times 2.5 \sqrt{f'_c} \approx 1.35 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)}; 16 \sqrt{f'_c} \text{ (psi)} \quad (4-7-40)$$

当 $\lambda_0 = 1.25$, $f'_c \approx 25\text{MPa}$ (3.6ksi), 根据 (4-7-36) 式和 (4-7-38b) 式可以得到类似的数值。

按照一阶线性原则, 在图 4-7-33 (a) 所示的情况下, 选择钢筋直径必须使其他因素不再影响粘结的质量, 即:

$$d_b \geq (T + C'_s) / \pi h_c u_a \quad (4-7-40)$$

通过限制平均粘结强度 u_a 来满足 4-7-39 式, 但钢筋受压应力是小于超强度下的应力 (即 $f'_s < \lambda_0 f_y$), 并限制其他影响粘结性能的因素, 可估计出 d_b/h_c 的增大值。

进一步的研究则指出了其他一些因素也应该予以考虑, 这些因素的考虑可使 4-7-36 式的适用条件有所放松, 这些因素分别为:

1. 在大多数情况下, 受压的梁主筋应力不会大到 $\lambda_0 f_y$ 的应变强化程度 [图 4-7-33 (d) 和 (e)]。当梁上部的钢筋面积 A_s 大于梁底部钢筋的面积 A'_s (即 $A'_s < A_s$) 更是如此。显然, 此时上部钢筋中的压应力值会小于底部钢筋的拉应力值。

2. 当梁上重力作用大于地震力产生的作用时, 在柱子的表面, 梁底部钢筋受拉, 不会形成塑性铰。这样, 可以直接估计出 $f_s < f_y$ 。

3. 在地震作用明显的情况下, 节点中的梁主筋应力变化以及粘结力分布与图 4-7-33 (g) 所示的情况类似。这表明, 应该允许柱表面处梁钢筋中压应力增大所产生的影响是受限制的。显然, 假设受压钢筋总是要屈服的, 并且一旦受压钢筋屈服会使其进

入应变强化这种做法是过于保守的。

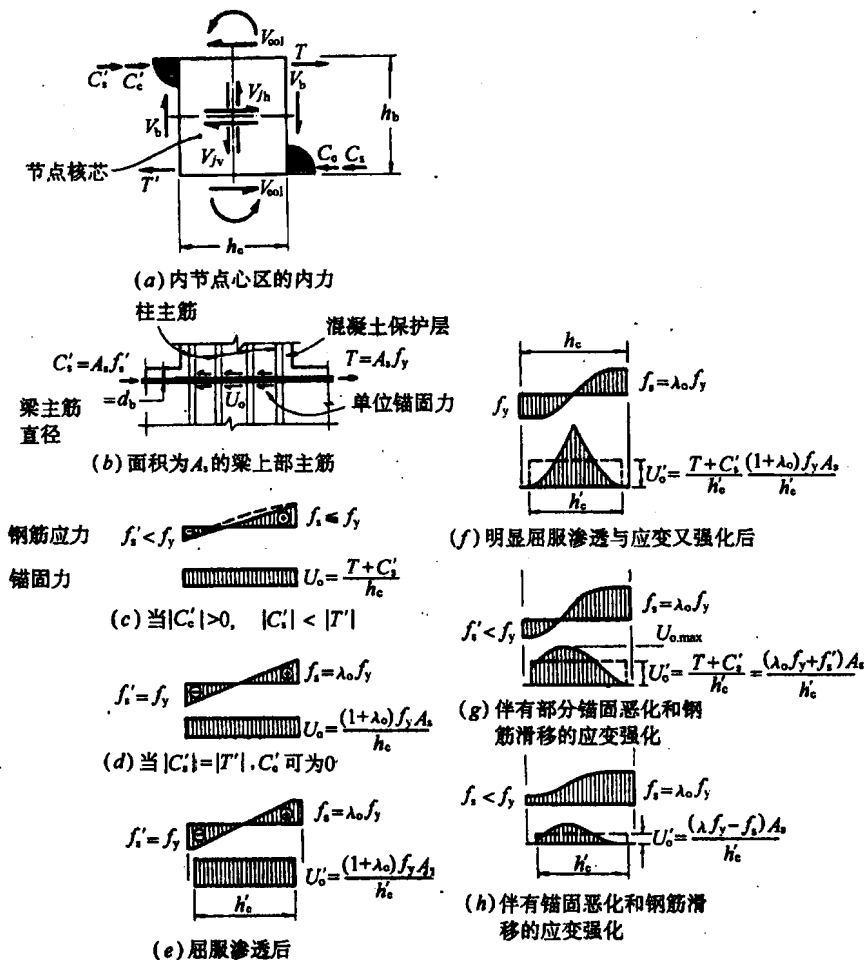


图 4-7-33 内节点上梁上部钢筋的锚固条件

4. 当较长一段梁主筋周围的混凝土受到横向压缩时，采取改善的粘结强度是合理的，如当柱子还同时受轴压荷载作用就是这种情况。

5. 通过双向框架节点 [图 4-7-36 (e), (f) 以及图 4-7-42 (d) 所示] 梁的主筋，在主筋包围在混凝土内，受到横向拉伸应变时应予特别注意。必须预计到在柱子四边上邻接梁均出现塑性铰 [图 4-7-42 (d)] 这样严重而又常见的情况。所观测到的结果表明，双向框架内节点中梁主筋的锚固要比单向框架内节点中梁主筋的锚固情况要差。

考虑上述有关因素，假设受压钢筋的应力不大于 f_y ，4-7-36 式所表示的极端情况下的基本限制条件可表示如下：

$$\frac{d_b}{h_c} < K_j \frac{\xi_p \xi_1 \xi_f}{\xi_m \lambda_0} \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (4-7-42)$$

上式中 应力单位为 MPa 时 $K_j = 5.4$ ，当应力单位为 ksi 时， $K_j = 65$ 。

$\xi_m \geq 1.0$, 为由 (4-7-43c) 式和 (4-7-43d) 式所确定的系数; 即考虑了由于上述两式所得弯矩在节点每个面上配置钢筋产生的应力水平所决定的系数。

$\xi_p \geq 1.0$, 考虑了节点在轴压力作用下约束粘结的影响, 由 (4-7-43) 式所确定的系数; $\xi_t = 0.85$, 对于上部钢筋, 考虑到钢筋下部有 300mm (12in) 厚的混凝土, 并已计入可能不利粘结性能的影响; 对底部钢筋, ξ_t 取为 1.0;

ξ_f 为允许内节点四边均产生塑性铰的影响系数, 此时 $\xi_f = 0.90$, 其他情况下 $\xi_f = 1.0$ 。(4-7-42) 式中的 f'_c 不应大于 45MPa (6500psi), 除非通过试验验证而采用高强度混凝土。

(i) ξ_m 的具体取值: 将钢筋应力或相应的钢筋受力的数值代入, 如图 4-7-31 (b) 所示, 可以估算出最大粘结力 $(T + C'_s)_{\max}$ 与最大拉力 T 的比值。

$$\begin{aligned} (T + C'_s)_{\max} &= \lambda_o f_y A_b + \gamma f_y A_b \\ &= \left(1 + \frac{\gamma}{\lambda_o}\right) \lambda_o f_y A_b = \xi_m T \end{aligned} \quad (4-7-43a)$$

其中
$$\xi_m = 1 + \frac{\gamma}{\lambda_o} \quad (4-7-43b)$$

当底部配筋 $A_s = A_{s2}$ 小于上部配筋量 $A_s = A_{s1}$, 上部钢筋中的压应力不会大于 $f'_c / \lambda_o f_y$, 这里 A_s 已包括受拉翼缘中的所有受拉钢筋, 显然这些钢筋会对总拉力 T 产生影响, 我们记住 $\beta = A'_s / A_s'$ 。

当图 4-7-33 (g) 所表示的粘结应力和相应位移出现在几次应力循环之后, 梁上部主筋中的压应力是不会大于 $0.7f_y$ 的。这已在试验中得到了验证。由于产生了明显的滑移, 当上部钢筋再次受压, 在钢筋屈服之前裂缝会闭合, 因此, 即使当 $\beta = 1.0$ 时, 混凝土对弯压也是有作用的。受压梁中钢筋的作用可用系数 γ 来估计, 而且

$$\lambda_o \beta \geq \gamma \leq 0.7$$

(4-7-44b) 式中的 ξ_m 值对钢的超强系数 λ_o 的变化不是很敏感的, 所以当 λ_o 的值为 $1.2 \leq \lambda_o \leq 1.4$, 以及 $\beta = A'_s / A_s > 0.7\lambda_o$ 时, 可取 ξ_m 为:

$$\xi_m = 1.55 \quad (4-7-43c)$$

这是一个比较容易被接受的近似值。

任何时候, 梁的底部钢筋都不会屈服。因为在柱子表面不会形成正弯矩塑性铰, 可取 $\gamma = f'_s / f_y \leq 0.7$, 也可以按 (4-7-43b) 式来估计 ξ_m 值。

当 $\beta \leq 0.1$ 时, 梁的底部钢筋能承受较大的压应力。为了估计从梁底部钢筋传递到节点上总的粘结力, 可采用下述所似计算:

$$\xi_m = 2.55 - \beta \leq 1.8 \quad (4-7-43d)$$

当 $\beta \leq 0.75$ 时, 如果采用 (4-7-43d) 式, 传递 $1.8\lambda_o f_y A_b$ 这样大小的粘结力, 底部锚固钢筋的面积应为 A_b 。

(ii) ξ_p 值的确定: 在设计弯矩以及最小轴压 P_u 作用下, 根据分析, 柱子截面很大的一部分将受压应力, 当所预计的塑性铰会在节点边缘出现时, 由于约束作用, 可以允许粘结强度作一定的修正。并建议

$$1.0 \leq \xi_p = \frac{P_u}{2f'_c A_g} + 0.95 < 1.25 \quad (4-7-44)$$

目前尚没有试验结果来验证轴压力对实际节点的锚固强度的影响。

【例 4.1】 为了演示锚固对内节点梁主筋尺寸的限制作用及范围，我们来考虑某双向框架，柱子宽度 610mm (24in)，柱子上的有效轴压力 $P_u = 0.25f'_c A_g$ 。假设 $f'_c = 27.5\text{MPa}$ (4000psi)，由 (4.57c) 式得 $\xi_m = 1.55$ ，(4.58) 式得 $\xi_p = 0.5 \times 0.25 + 0.95 = 1.075$ ，双向框架， $\xi_f = 0.90$ 。对于梁主筋强度为 $f_y = 275\text{MPa}$ (40ksi)， $\lambda_o = 1.25$ ，上部钢筋 $\xi_s = 0.85$ ，则运用 (4.56) 式得：

$$\frac{d_b}{h_c} = 5.4 \frac{1.075 \times 0.85 \times 0.90 \sqrt{27.5}}{1.55 \times 1.25 \times 275} \text{ (MPa)} \approx 0.044$$

$$\text{或者} \quad \frac{d_b}{h_c} = 65 \frac{1.075 \times 0.85 \times 0.90 \sqrt{4000}}{1.55 \times 1.25 \times 40,000} \text{ (psi)} \approx 0.044$$

因此有： $d_b \leq 0.044 \times 610 = 26.9\text{mm}$ (1.06in)

在单向框架中，则应采用直径为 29.9mm (1.18in) 的钢筋。

当采用高强度钢筋 [$f_y = 415\text{MPa}$ (60ksi)]， $\lambda_o = 1.25$ 时，锚固的限制条件将更严。此时，运用 (4-7-42) 式可分别估计出双向框架中梁的主筋应为 $d_b \leq 18\text{mm}$ (0.71in)，单向框架中： $d_b \leq 20\text{mm}$ (0.80in)。底部钢筋的直径则可相应增大 18% 左右。

(三) 内节点中粘结力的分布

为了能把节点剪力分配到图 4-7-27 所示的二种节点剪切模型中去，必须对通过节点的钢筋上的粘结力分布 u 进行估算。如图 4-7-33 所示，在框架从弹性动力响应到非线性动力响应的变化过程中，钢筋上的应力以及粘结力也将呈连续变化。为了设计方面的考虑，必须选择一个有代表性的，可实施的又不过分的最佳应力分布，本节将力图做到这一点。

图 4-7-33 (b) 表明单位粘结力 [(4-7-38a) 式] 从梁钢筋传递到柱子和节点上，其结果即图 4-7-33 (a) 所示的钢筋受力 T 和 C' 。图中还给出了不同受力情况下，沿同样钢筋上的应力和粘结力分布形式。例如，图 4-7-33 (c) 和 (d) 为通常弹性反应状态下所采用的钢筋应力与粘结力分布假设。当钢筋达到屈服应力以及在交变循环应变作用下，柱子外钢筋的保护层混凝土是不能承担任何粘结力作用的，这样，梁钢筋的有效锚固长度从 h_c 减少到 h'_c ，如图 4-7-33 (e) 所示。当钢筋出现应变强化，预计会有进一步的屈服渗透并使钢筋上的粘结力重新分配，不管节点中部是否出现钢筋滑移现象。

到现在为止，我们所考虑的情况均假设梁钢筋具有完全的锚固作用，节点中部钢筋应力和应变都非常小，并且没有任何钢筋的局部滑移发生。在这种情况下，钢筋的拉伸变形与压缩变形大致相等，可忽略节点内梁钢筋的长度 h_c 所发生的变化。

图 4-7-33 (g) 则反映了更接近实际的节点内力分布，此时框架已经历了部分非弹性位移的往复作用，节点核心出现了明显的拉伸屈服渗透，并导致粘结条件的恶化。结果，梁中钢筋的压应力 f' ，减低并远小于屈服应力。与图 4-7-33 所示的前面几

种情况相比较,节点内总的粘结力被减小,钢筋的长度增长,这是此阶段的明显特征。图 4-7-34 为根据图 4-7-35 所示节点模型中梁钢筋上的实测应变分布。当位移延性系数为 $\mu = 6$ 时,塑性铰上的拉伸应变约为 $20\epsilon_y$ 左右,而此时在节点核心的中部,拉伸应变则刚达到屈服。必须注意,在梁钢筋的受压边,残余拉伸应变很大。此节点模型具有良好的受力性能,仅在试验结束时才记录到较明显的钢筋滑移。

当位移延性系数为 4~6in,图 4-7-33 (g) 所示的梁柱内节点的应力分布具有一定的代表性。

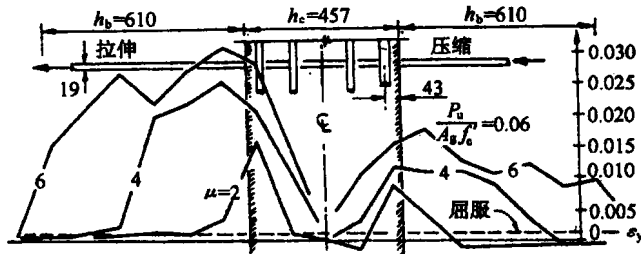


图 4-7-34 钢筋通过梁塑性铰和内节点时实测钢筋应变分布

图 4-7-33 (b) 表示了产生粘结破坏的梁柱内节点的应力分布。由于钢筋的明显伸长以及钢筋出现滑移,框架产生了很大的变表。根据本节的建议,即使是出现地震并对框架有很大的延性要求,这种情况也不会产生。

(四) 柱子钢筋的锚固要求

按照 6.4 节所述的方法进行柱的设计,柱子钢筋是不会屈服的。因此,也不会出现由于屈服渗透导致的锚固粘结恶化。由于混凝土参与了很大一部分的承压作用,柱子钢筋的粘结力要求远比梁钢筋的粘结力要求小。因此,4-7-42 式中可采用更佳数值。可以证明,这可以使钢筋直径与梁高度的比值,比根据 4-7-42 式所推导的值至少大 35%,此时采用数值分别为: $\xi_m = 1.25$ 、 $\xi_p = \xi_t = \xi_f = 1.0$ 以及 $\lambda_0 = 1.0$ 。所以,通常并不需要对所采用的柱子钢筋进行专门的校核。但是,我们再次强调,当柱子预计会出现塑性铰并且有较大的转动延性要求时必须遵守 (4-7-42) 式的计算。

七、节点的抗剪要求

采用图 (4-7-27) 所示的节点模型,可以计算出梁-柱的内节点的总抗剪切强度。为此,必须对图 4-7-31 (c) 和 (d) 所示二种剪切构件,进行量化。节点抗剪强度可以通过二种模型的计算结果进行叠加而推导得,即:

$$V_{jh} = V_{ch} + V_{sh} \quad (4-7-46a)$$

$$V_{jv} = V_{cv} + V_{sv} \quad (4-7-46b)$$

其中下标 c 和 s 分别代表混凝土的压杆模式与桁架模式。后者则要求在水平向和竖向上