

1-12

框架中间层端节点梁筋直角弯折锚固端设计概念及方法的改进

白绍良

傅剑平

汤华

TU375.4

(建筑工程学院)

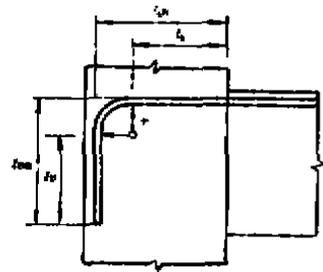
摘

摘要 本文以作者完成的钢筋混凝土框架中间层端节点足尺试件的静力试验结果为主要依据,同时参照已收集到的国内外其它试验结果,对框架中间层端节点中梁负弯矩筋直角弯折锚固端的承载力进行了分析,对国家标准《混凝土结构设计规范》(GBJ10-89)中关于这类锚固端水平锚固长度的规定作了进一步验证,对这类锚固端的设计概念和设计规定提出了改进建议。

关键词 钢筋混凝土, 框架, 节点, 钢筋锚固, 锚固承载力, 水平临界锚长
中图法分类号 TU375.4

1 背景情况

在钢筋混凝土框架结构中,除顶层外,各中间层端跨梁外端的负弯矩筋均应妥善锚固在相应的中间层端节点中。但因受柱截面高度限制,锚固端常采用将钢筋末端以 90° 折角向下弯折的特殊做法。根据已有的试验结果,这种锚固端的受力特征不同于直线锚固端,其原因有二:一是由于弯弧段和竖直锚固段一起相当于水平锚固段后面的一个附加锚固措施,并以其特有的传力机制对水平段尾部形成了一个具有特定 σ_s-s_s 关系的约束(其中 σ_s 为弯弧起点处的钢筋拉应力, s_s 为弯弧起点处的水平位移)。二是因为这一锚固端位于端节点和与其相邻的上柱下端这样一个受力复杂的特殊锚固环境中,不同于直锚端在简单拉拔试验中的锚固环境。因此,对这种锚固端,应在从构造角度对弯弧内半径 r (见图1)及竖直锚固长度作出规定的前提下,根据试验结果来确定其水平锚固长度临界值。



$l_{a,1}, l_{a,2}$ ——规范定义

l_a, l_v ——本文分析试验结果时的定义

图1 规范使用的和本文分析试验结果时使用的水平及竖直锚长定义

* 收稿日期:1994-02-01

白绍良,男,1935年生,教授,重庆建筑大学建筑工程学院(630045)。

在制订我国国家标准《混凝土结构设计规范》(GBJ10-89)时,曾由邵卓民、徐有邻主持,以西安冶金建筑学院傅恒菁的试验结果^[1]为主要依据(同时参考了牛铭的试验结果^[2]),通过将这种锚固端的可靠度水平取为 $\beta = 3.95$ (即与一般直锚端的可靠水准相同),于1986年首次在我国设计规范中对这类锚固端提出了较全面的要求。其主要内容是除要求总锚长满足直锚端锚长 l_a 外,从拉拔端(柱内边)量到竖直段外缘的水平锚长 l_h (图1)尚应不小于 $0.45l_a$ 。这一规定首次明确了水平锚长在保证这类锚固端承载力及刚度方面所起的主导作用,有助于在设计中杜绝总锚长虽不小于 l_a ,但水平锚长过小,竖直段过长的错误做法。但不足之处在于,在上述规定中依然保留了由再早的《钢筋混凝土结构设计规范》(TJ10-74)沿袭下来的总锚长不小于 l_a 的要求。这表明 GBJ10-89 规范还没有做到把 TJ10-74 规范视这类锚固端为尾部下弯的直锚段的不正确观念转变到它视作有特定附加锚固措施(弯弧与竖直段)的锚固端的正确观念上来。

规范 GBJ10-89 公布后,不少使用单位不适应水平锚长 l_h 不应小于 $0.45l_a$ 的新规定。这是因为按原规范 TJ10-74 设计时没有这项要求,梁负筋直径选择可以不受限制(实际上当选用过大直径钢筋因而水平相对锚长过小时,是以恶化锚固性能为代价的);而按规范 GBJ10-89,特别是在层数不太多,因而柱截面高度相对较小的框架中,若梁负筋直径偏大,节点中就可能容不下 $0.45l_a$ 的水平锚长。若不拟增大柱截面高度,就只有调小梁负筋直径,增加其根数。这在荷载重、截面大、配筋率高的框架中有可能增加配筋构造难度。提高节点及柱的混凝土强度等级虽亦可使矛盾缓解,但经济代价较高,在一般情况下得不偿失。所以,不少设计单位希望对这项规定再做试验验证,以考察有无减小水平锚长的可能性。

1992年12月,在《混凝土结构设计规范 GBJ10-89 1993年局部修订》定稿前夕,规范管理组曾召集在京各大设计单位的总工和重庆建筑工程学院、西安冶金建筑学院主持这类锚固端性能试验的人员在北京开会,专门研究这类锚固端的设计规定。会上本文第一作者根据对重庆建筑工程学院试验结果的初步分析^[3],对规范 GBJ10-89 中关于受静力荷载为主的梁负筋直角弯折锚固端的规定提出了以下看法。

从总体上看,规范对水平锚固长度的规定基本合理。但若仍以 σ_s 曲线的第二个转折点作为锚固承载力的失效控制点,并与直锚端取相同的可靠水准,则当混凝土强度等级未超过C25时,特别是在C20时, $0.45l_a$ 的水平锚长不仅不过份,反而略偏不安全。只有当混凝土强度等级在C35以上时,方有在一定程度上减小 $0.45l_a$ 的可能性。考虑到这一试验结果,会议认为,在混凝土强度偏高时,由于 l_a 较小,柱截面高度与水平锚长的矛盾不突出。矛盾集中于混凝土强度偏低时,但根据试验结果,此时 $0.45l_a$ 已不能再减,因此会议同意维持规范 GBJ10-89 关于水平锚长的规定不变(本文作者对此问题的进一步分析见后文)。同时,为了在混凝土强度不高,且柱截面高度较小时给设计人员留一些处理手法上的机动性,经到会有关设计单位总工建议,会议同意当在锚固端 90° 弯弧内侧加绑大直径横向短筋时(见图2,短

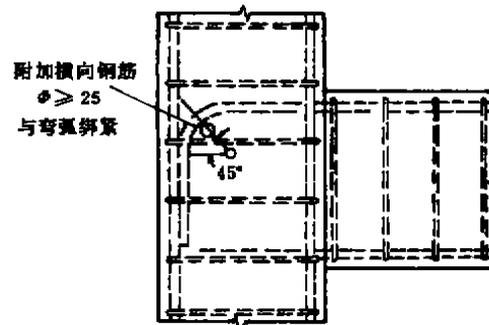


图2 锚筋弯弧内侧加横向短筋的做法

筋必须与弯弧贴紧), 水平锚长 l_{ah} 可由 $0.45l_a$ 减小为 $(0.85 \times 0.45)l_a = 0.38l_a$ 。这一决定已写入《1993年局部修订》。但应指出, 这一做法来源于新西兰坎特伯雷大学的 Thomas Paulay 教授^[4]。据了解, 新西兰和其它国家对这一措施的有效性未做过试验验证。因此, 应待必要的验证性试验完成后, 方能对这一措施的有效性作出判断。

在这次会议上, 本文第一作者还建议: ① 取消总锚长不小于直线锚长 l_a 的规定; ② 取消规范 GBJ10-89 第 7.2.3 条及第 8.3.8 条中垂直锚固段 l_{av} (图 1) 不小于 $10d$, 不大于 $22d$ 的规定, 并按试验结果从构造角度取垂直段长度 $l_{av} = 12d - 15d$ 。会议采纳了这些建议, 并确定弯弧内半径维持原规范不变, 垂直段长度 $l_{av} = 15d$ 。这一修订已反映在《1993年局部修订》中。这意味着对这类锚固端从概念上最终摆脱了 TJ10-74 规范遗留下来的不合理传统观念。对于新规定则可从概念上理解成, 在由弯弧及垂直段组成的附加锚固措施满足上述构造要求的前提下, 只要水平锚固长度 l_{ah} 不小于 $0.45l_a$, 这种锚固端就能基本满足锚固承载力和锚固刚度要求, 此处 l_a 只应看作是一个借用的尺度。

1993年8月, 混凝土结构设计规范管理组又会同有关方面向建设部申请组建了《钢筋混凝土框架节点技术规程》编制组。为了编好这本包括现浇框架各部位节点设计及施工规定的规程, 编制组要求对我国有关规范及规程中涉及这些节点的各种规定再作一次认真审核。为此, 本文作者收集了国内外关于框架中间层端节点中梁筋直角弯折锚固端受力性能的试验研究结果, 其中包括重庆建筑工程学院白绍良等完成的前后两批足尺节点试件的试验结果^{[3][5]}、西安冶金建筑学院傅恒菁^[1]及周小真^[6]、美国 Marques 和 Jirsa^[7]、美国 Hamad 和 Jirsa^[8] 从柱中拔出钢筋的试验结果。并以此为基础, 对这类锚固端所需的水平锚长进行一次再分析, 以求在更广泛试验结果的基础上验证 GBJ10-89 规定中相应的有效程度, 并探讨可能更为合理的水平锚长取值规定。在另文中^[5], 还根据重庆建筑工程学院的试验结果, 提出了这类锚固端锚固刚度的表达式, 它是静力荷载下框架非线性全过程分析中梁端钢筋拉力-滑移关系的计算依据。现将对锚固承载力及水平临界锚长的分析过程及分析结果叙述如下。

2 锚固承载力及水平锚固长度临界值

2.1 锚固承载力的几种失效方式及失效判别准则

锚固端的受力性能通常可用 σ_s - s 曲线来表示, 其中 σ_s 在图 3a 试验方案中为由加在试件梁外端的荷载 P 在梁柱交界面处受拉钢筋中引起的拉应力, 或图 3b 试验方案中钢筋拉拔端的应力; s 为梁柱交界面处钢筋上的测点 (图 3a) 或锚筋拉拔端处的测点 (图 3b) 与节点区混凝土表面测试基点之间的水平相对位移, 即锚筋在拉拔端的滑移值。

由试验结果可知^[3], 不论锚固端的水平锚长 l_{ah} 、垂直锚长 l_{av} (图 1) 大小及混凝土强度高, 当拉拔力较小时, 每个锚固端的 σ_s - s 曲线都有一个无滑移段, 即此时拉拔端滑移值 s 过小, 用常规测试仪器难以察觉 (例如图 4 曲线 ①, ②, ③, ④ 上的 OA_1, OA_2, OA_3 和 OA_4 段)。当拉拔力加大到水平锚固段前端的化学粘附作用开始从拉拔端向内逐步退化后, 拉拔端滑移 s 即开始随 σ_s 的增大而不断增长。不论水平锚长 l_{ah} 大小和混凝土强度高, 这段曲线中 s 随 σ_s 增长的趋势均比较稳定, 曲线接近于直线 (图 4 曲线 ①, ②, ③, ④ 的 A_1B_1, A_2B_2, A_3B_3 及 A_4B_4 段)。

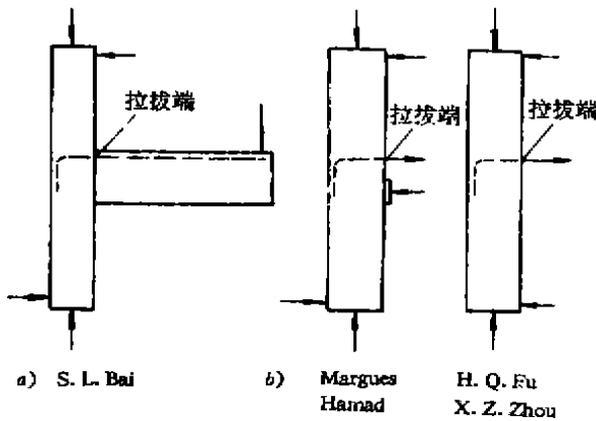


图 3 锚固端受力性能试验方案

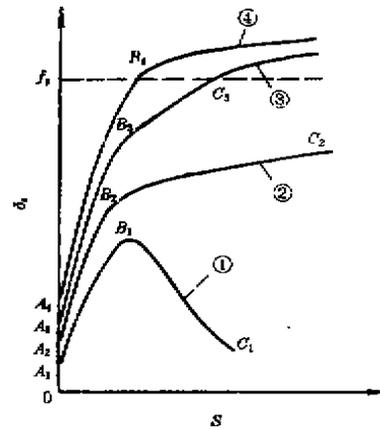
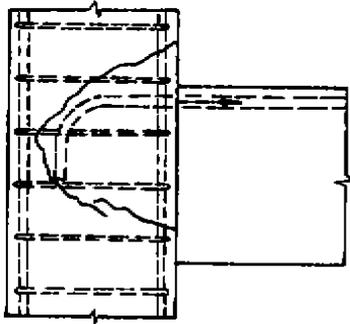
图 4 不同锚条件下的典型 σ - s 曲线

图 5 水平段及竖直段过短时的局部拉脱破坏

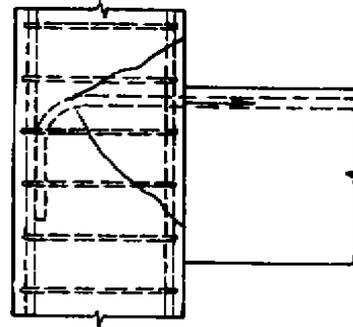


图 6 水平段较短竖直段尚有一定长度时的局部拉脱式破坏

若 l_h 很短, 或 l_v 偏短, 同时混凝土强度过低, 则在 σ_c 很小时, 例如在图 4 曲线 ① 的 B_1 点或曲线 ② 的 B_2 点处, 水平段的粘结承载力即已达到极限。这时, 拉力中除仍有一多半继续由水平段上的残余粘结力抵抗外, 相当一部分拉力将转由弯弧段及竖直段承担。随后, 水平滑移 s 开始明显增长。若锚筋竖直段 l_v 过短, 则当节点配箍较少或配箍量适中 (例如与柱构造配箍量相等) 时, 整个锚固端及其周围的混凝土将如图 5 所示被从试件中拉脱, 锚固承载力迅速下降 (图 4 曲线 ① 的 B_1C_1 段)。这种破坏属于典型的局部拉脱式破坏。即使节点区配箍量较高, 这类锚固端也将从节点中拔出, 只不过锚固承载力稍高。

若竖直段稍长, 则在水平段滑移明显增大后, 弯弧和竖直段虽已不会再拔出, 但因锚筋水平段及其周围的混凝土向外滑动过多, σ_c - s 曲线仍将出现明显的下降段。

若水平段及竖直段均稍长, 则随着水平段的粘结承载力达到极限和滑移明显增大, 将从弯弧起点向拉拔端方向朝斜上方和斜下方各形成一条破坏斜裂缝 (图 6)。由这两条斜裂缝包围的喇叭口状混凝土块体将随水平段向外拔出, 但竖直段仍能牢固锚在混凝土中。这时 σ_c 将随 s 的增长始终保持一定的上升势头 (图 2 曲线 ② 的 B_2C_2 段)。但在这种情况下, 由于对应于 B_2 点的 σ_c 与钢筋屈服强度 f_y 差距较大, 即使 s 很大时 σ_c 仍无法达到屈服强度。这种失效

方式亦基本属于局部拉脱型。

若水平段 l_a 再长些或混凝土强度再高些,同时竖直段也有一定长度时,则随着水平段的粘结退化,将只出现沿水平段从拉拔端向内发展的粘结劈裂裂缝。到图4曲线③的 B_3 点处,水平段的粘结承载力达到极限。此后,滑移 s 将明显增大,而且锚固承载力的增长梯度较大(明显大于曲线②的 B_2C_2 段的增长梯度),因此,在 s 较大时, σ_s 仍能达到钢筋的屈服强度(图4曲线③长的 C_3 点)。超过 C_3 点后, σ_s-s 曲线的斜率又将进一步降低。

若水平段 l_a 更长,或混凝土强度更高,则直到钢筋屈服,水平段粘结承载力仍未达到极限,即未发生粘结失效, σ_s-s 曲线在钢筋屈服前也不出现转折(图4曲线④),只有在钢筋屈服后, σ_s 方才变为随 s 只有少许增长(屈服后强化)。

根据上述描述,考虑到锚固端在 σ_s-s 曲线的第二个转折(图4中的 B_1, B_2, B_3 点)后滑移将明显增大,因此,到目前为止,对于带有 90° 到 180° 弯折或弯钩的锚固端一般是定义 σ_s-s 曲线的上述第二个转折点对为其锚固承载力的失效标志点。于是,与这一转折点对应的钢筋拉拔端应力 σ_{sk} 即为“锚固失效力”。应该承认,这对于曲线③所示的锚固端可能是稍过于偏严的控制条件,因为这类试件在超过 B_3 点后承载力随 s 仍有较明显增大,不存在丧失承载力的问题,而且在 s 较大时锚筋拉拔端仍能达到屈服,只不过滑移较大而已。

这里还需着重说明的是,锚固失效控制标准虽然是以滑移是否明显增大为依据,但用“变形控制”这种提法^[9]容易造成误解,因为这绝不是正常使用极限状态下的变形控制条件,而是以失效阶段变形不能过大作为依据的承载能力极限状态下的锚固承载力控制条件。

由于 σ_s-s 曲线在第二个转折点常常是圆滑的,因此,为了给锚固失效力 σ_{sk} 一个量化的标准,通常均需先对实测 σ_s-s 曲线作理想化处理。观察各试件的 σ_s-s 曲线,可以发现,它们都具有共同的特点,都可以较好地用三折线简化模型来描述(图7)。根据本文试验结果,第一折线(无滑移段)与第二折线交界点可取 $\sigma_{s1} = 0.3\sigma_{sk}$,第二及第三折线则根据每个试件的实测 σ_s-s 曲线经拟合确定,这两段折线交点对应的 σ_s 即为试件的 σ_{sk} (参见表1)。

对锚固端承载力的基本要求是,当拉拔端钢筋达到屈服强度时,锚固端不出现粘结失效。这一要求可具体表达为:

$$\sigma_{sk} \geq f_s \quad (1)$$

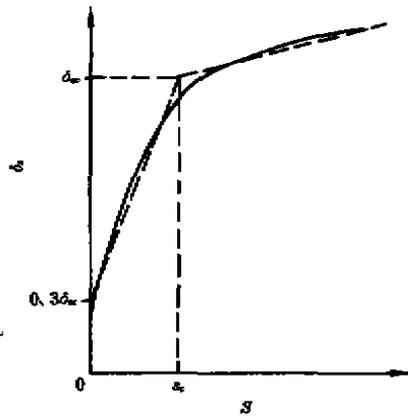


图7 σ_s-s 曲线的理想化处理
(三折线模型)

表 1 有效试件主要参数与主要试验结果

试验者	试件编号	f_{cu150} (N/mm ²)	f_c (N/mm ²)	l_a/d	l_b/d	c_1/d	c_2/d	$bc \times hc$ (mm \times mm)	σ_{cr} (N/mm ²)	s_r (mm)
白 绍 良 第 二 批	A ₁	33.6	2.73	8	10	2.5	4.5	200 \times 310	379.0	0.55
	A ₂	29.3	2.49	12	5	2.5	3	200 \times 360	386.8	0.39
	A ₃	37.8	2.95	12	10	2.5	3	200 \times 360	406.1	0.33
	B ₁	33.6	2.73	8	10	2.5	4.5	200 \times 310	386.8	0.32
	B ₂	31.7	2.63	12	5	2.5	3	200 \times 360	348.1	0.44
	B ₃	33.6	2.73	12	10	2.5	3	200 \times 360	338.4	0.42
	B ₄	33.6	2.73	16	5	2.5	4	200 \times 460	362.6	0.40
	B ₅	35.0	2.80	16	10	2.5	4	200 \times 460	386.8	0.38
	C ₁	18.3	1.82	8	10	2.5	4.5	200 \times 310	270.7	0.39
	C ₂	23.3	2.14	12	5	2.5	3	200 \times 360	386.8	0.52
	C ₃	19.2	1.88	12	10	2.5	3	200 \times 360	309.4	0.67
	C ₄	23.1	2.13	16	5	2.5	4	200 \times 460	386.8	0.48
	C ₅	19.8	1.93	16	10	2.5	4	200 \times 460	348.1	0.80
白 绍 良 第 一 批	J20-1-a	48.4	3.48	7	10	2	5	200 \times 300	419.9	0.31
	J20-1-a'	50.3	3.57	7	15	2	5	200 \times 300	419.9	0.31
	J20-2-a	49.7	3.55	10	10	2	2	200 \times 300	353.6	0.06
	J20-3-a	50.2	3.57	13	10	2	4	200 \times 300	397.8	0.18
	J20-3-a'	39.5	3.05	13	5	2	4	200 \times 300	397.8	0.27
	J20-1-c	46.0	3.36	7	10	4	5	150 \times 300	419.9	0.42
	J20-2-c	46.4	3.39	10	10	4	2	150 \times 300	375.7	0.24
	J20-3-c	42.6	3.20	13	10	4	4	150 \times 300	397.8	0.19
	J20-4-c	40.5	3.09	15	10	4	2	150 \times 300	397.8	0.35
	J25-1-a	44.3	3.28	7	10	2	2	150 \times 400	387.0	0.24
	J25-1-a'	53.2	3.71	7	10	2	2	150 \times 400	352.8	0.50
J25-1-c	49.8	3.55	7	10	4	2	150 \times 400	387.0	0.33	

试验者	试件编号	f_{c160} (N/mm ²)	f_t (N/mm ²)	l_2/d	l_1/d	c_2/d	c_3/d	$b_c \times h_c$ (mm × mm)	σ_{cr} (N/mm ²)	s_r (mm)
傅恒菁	D-1.1	23.6	2.14	6	8	4.18	3.0		271.0	
	D-1.2	23.6	2.14	6	8	4.18	3.0		243.5	
	D-2.1	23.6	2.14	6	8	4.18	3.0		223.8	
	D-2.2	23.6	2.14	6	8	4.18	3.0		273.6	
	D-2.3	23.6	2.14	6	8	4.18	3.0		199.0	
	D-2.4	23.6	2.14	6	8	4.18	3.0		273.0	
	D-3.1	23.6	2.14	12	8	4.18	3.0		407.9	
	D-3.2	23.6	2.14	12	8	4.18	2.0		388.0	
	A-1.1	20.6	1.95	6	8	3.13	3.13		348.2	
	A-1.2	20.6	1.95	6	8	3.13	3.13		323.4	
	A-1.3	20.6	1.95	6	8	3.13	3.13		330.8	
	A-2.1	20.6	1.95	12	8	3.13	3.13		410.4	
	A-2.2	20.6	1.95	12	8	3.13	3.13		437.8	
	A-2.3	20.6	1.95	12	8	3.13	3.13		410.0	
	A-3.2	20.6	1.95	16	8	3.13	3.13		447.7	
	A-3.3	20.6	1.95	16	8	3.13	3.13		482.5	
	B-1.1	20.0	1.92	12	13	3.13	3.13		467.6	
	B-1.2	20.0	1.92	12	13	3.13	3.13		462.6	
	B-1.3	20.0	1.92	12	13	3.13	3.13		472.6	
	B-2.1	20.0	1.92	16	13	3.13	3.13		472.6	
C-0.1	20.0	1.92	6	18	3.13	3.13		348.2		
C-0.2	20.0	1.92	6	18	3.13	3.13		323.4		
C-0.3	20.0	1.92	6	13	3.13	3.13		333.3		
*	7-90-U*	47.06	3.39	7.66	9.3	3.5	3.8	300×300	422.0	-
	11-90-U*	47.06	3.39	5.47	9.3	2.1	3.8	300×380	331.0	-
	11-90-U-Tb	32.36	2.63	7.66	9.3	2.1	3.8	300×380	317.2	3.05
	7-90-U	22.42	2.07	5.47	9.3	3.5	3.8	300×380	298.8	0.61
	11-90-U	22.42	2.07	5.47	9.3	2.1	3.8	300×380	212.4	0.76
	11-90-US*	36.94	2.88	5.47	9.3	2.1	3.8	300×380	344.1	0.74
	11-90-U-T4	36.94	2.88	8.0	9.3	2.1	3.8	300×380	367.5	2.79

试验者	试件编号	f_{c150} (N/mm ²)	f_t (N/mm ²)	l_h/d	l_v/d	c_s/d	c_b/d	$b_c \times b_c$ (mm × mm)	σ_w (N/mm ²)	s_w (mm)
**	J7-90-12-1-H	36.20	2.84	5.5	12.7	3.32	3.8	300 × 380	434.4	2.03
	J11-90-15-1-H	42.8	3.17	5.5	13.3	2.03	3.8	300 × 380	337.9	1.52
	J11-90-15-1-L	41.5	3.12	5.5	13.3	2.03	3.8	300 × 380	358.5	1.52
	J11-90-15-2-H	43.6	3.22	5.5	13.3	2.03	3.8	300 × 380	331.0	1.52
	J11-90-15-2-L	39.2	3.00	5.5	13.3	2.03	3.8	300 × 380	365.4	1.52
	J11-90-15-4-L	35.8	2.82	5.5	13.3	2.03	3.8	300 × 380	303.4	0.76
周小真	S40B	27.0	2.34	16	15	2.5	3.0	200 × 380	371.8	
	S30B	27.0	2.34	12	15	2.5	3.0	200 × 300	276.0	

注: ① b, h 分别为柱截面宽度及高度;

② 混凝土抗拉强度 f_t 按下式取用, $f_t = 0.26(f_{c150})^{2/3}$.

* —— Margues

** —— Hamed

根据试验结果^{[3][7][8][9]}, 端部带直角弯折的锚固端的 σ_w 值主要取决于水平相对锚长 l_h/d 和混凝土强度, 同时也受弯弧相对内半径 r/d 、竖直锚固段相对长度 l_v/d 、锚筋侧边保护层相对厚度 c_s/d 和竖直段背部保护层相对厚度 c_b/d 的影响。但其中 r/d 已为定值, c_b/d 对 σ_w 的影响很小, 故在讨论 σ_w 与各参数关系时, 这两个因素可以忽略不计, 留下的主要变量即为混凝土强度以及 $l_h/d, l_v/d$ 和 c_s/d 。于是, 只要找到 σ_w 与以上四个因素之间的关系, 即可根据公式(1)求得在给定的混凝土强度以及 l_h/d 和 c_s/d 下的水平相对锚固长度临界值 l_{hc}/d 。

需要指出的是, 在分析各家试验结果时, l_h 一律取为从拉拔端到弯弧起点的水平长度, 它的规范定义的水平锚长之间存在下列关系:

$$l_h = l_{hc} - d - r \quad (2)$$

同样, 在分析试验结果时取用的竖直锚长 l_v 与规范定义的竖直锚长之间亦存在下列关系:

$$l_v = l_{vc} - d - r \quad (3)$$

其中, r 为弯弧内半径, d 为锚筋直径, 参见图 1。

2.2 水平相对临界锚长的确定

在确定水平相对临界锚长时, 本文使用的国内外有效试验结果见表 1。所谓有效试验结果是指实测锚固失效力 σ_w 小于或等于钢筋实测屈服强度的试验结果。

根据以往对钢筋混凝土粘结性能的试验研究结果, 用抗拉强度 f_t 表达混凝土对粘结性能的影响较为适当。本文也沿用这种做法。

此外, 美国试验^{[7][8]}中锚筋弯弧内半径 r 按 ACI 规范^[11] 取为 $r = 3d$ (直径 25 mm 及以下钢筋) 和 $r = 4d$ (直径 29 mm 及以上钢筋)。为了找到这些试件相当于 $r = 2d$ 时的当量水平锚长 l_h , 本文在 $r = 3d$ 时取

$$l_h = l_{hc} + 0.7d \quad (4)$$

在 $r = 4d$ 时取

$$l_h = l_{hc} + 1.7d \quad (5)$$

其中 l_{hc} 为美国试件由拉拔端量至弯弧起点的实际水平锚长。

为了在影响 σ_w 的四个因素中首先求出 σ_w 与两个主要影响因素, 即 f_t 和 l_h/d 之间的关

系,先统一取各试件的竖直段相对长度为 $l_c/d = 10$,侧边保护层相对厚度为 $c_s/d = 2$.于是,对于 l_c/d 不等于 10 和 c_s/d 不等于 2 的各试件应按公式(9) 对其 σ_{se} 进行换算.例如,对于 $l_c/d = 15$ 的试件,当只考虑这一个因素进行折算时,所得的相当于 $l_c/d = 10$ 时的换算锚固失效应力 σ_{se} 即为:

$$\sigma_{se} = \frac{0.93 + 0.007 \times 10}{0.93 + 0.007 \times 0.15} \sigma_{se} = 0.966 \sigma_{se} \quad (6)$$

又如,对于 $c_s/d = 3$ 的试件,当只考虑这一个因素进行折算时,所得的相当于 $c_s/d = 2$ 时的 σ_{se} 即为:

$$\sigma_{se} = \frac{0.9 + 0.04 \times 2}{0.9 + 0.04 \times 3} \sigma_{se} = 0.961 \sigma_{se} \quad (7)$$

然后,将各试件的 σ_{se}/f_c 试验值按该试件 l_c/d 的大小画在 $\sigma_{se}/f_c-l_c/d$ 坐标中,即得图 8. 从中可以看出,在 $l_c/d = 10 \sim 16$ 的区段内,傅恒菁的试验结果普遍偏高,而且离散性较大;重庆建筑工程学院第一批试验结果则普遍偏低;重庆第二批试验结果以及周小真的试验结果较为适中.在 $l_c/d = 5 \sim 8$ 的区段内,各单位试验结果相对较为集中,但与美国试验相比,傅恒菁试验结果的离散性较大,重庆建筑工程学院第一批试验结果仍略偏低,而美国试验结果离散性相对较小,且与重庆第二批试验结果较为接近.

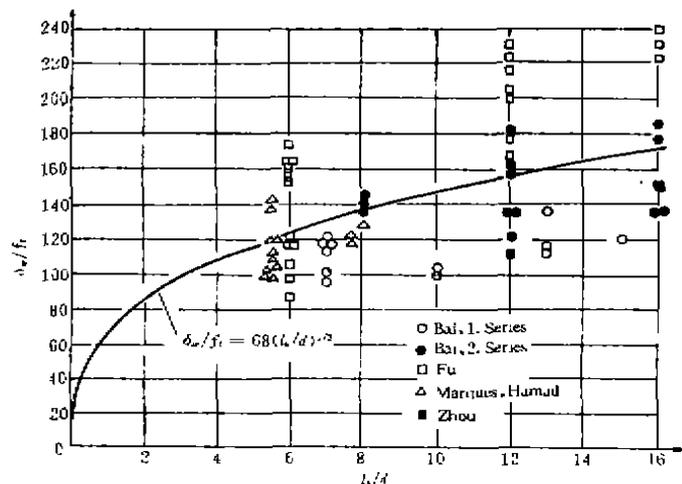


图 8 用 $\sigma_{se}/f_c-l_c/d$ 坐标表达的试验结果及回归式

如按试验结果进行非线性回归,并要 $l_c/d = 0$ 时 σ_{se}/f_c 亦为零,则可得 σ_{se} 与 f_c 和 l_c/d 之间关系的回归式为 $\sigma_{se}/f_c = 68(l_c/d)^{1/3}$ (8) 如图 8 中曲线所示.

再以上式为基础,利用表 1 的试验结果对另外两个影响因素,即 l_c/d 和 c_s/d 影响 σ_{se} 的程度进行回归分析,则可得包含四个因素影响在内的 σ_{se} 表达式为

$$\sigma_{se} = 68(l_c/d)^{1/3} f_c (0.93 + 0.007 l_c/d) (0.9 + 0.04 c_s/d) \quad (9)$$

如果考虑到傅恒菁的试验方法与实际节点区的锚筋受力环境有一定差异,且试验结果

离散性较大,而重庆建筑工程学院的第一批试验的混凝土强度普遍偏高,测试精度稍差。若将这两部分试验结果略去不计,则如图 9 所示可得 $\sigma_w/f_t-l_a/d$ 关系式为

$$\sigma_w/f_t = 70(l_a/d)^{0.3} \quad (10)$$

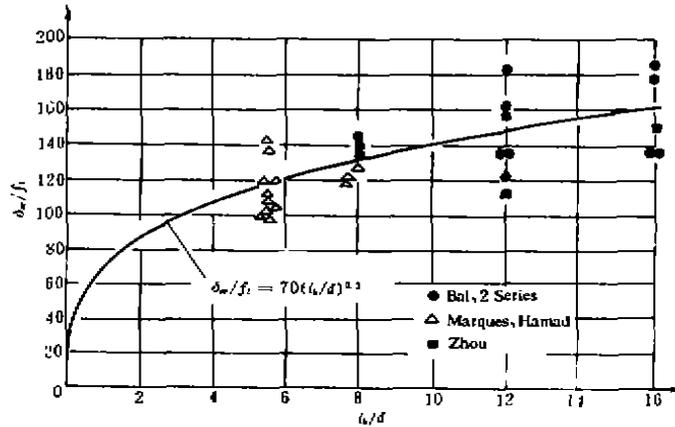


图 9 不包括文献[1]的试验结果及 $\sigma_w/f_t-l_a/d$ 回归式

若再用与公式(9)相同的方式考虑 l_a/d 和 c_s/d 的影响,则得

$$\sigma_w = 70(l_a/d)^{0.3} f_t (0.93 + 0.007 l_a/d) (0.9 + 0.04 c_s/d) \quad (11)$$

若将公式(8)和公式(10)中的 σ_w 作为 σ_w 代入公式(1),并取 $f_t = 400 \text{ N/mm}^2$,则可求得在 $l_a/d = 10$ 和 $c_s/d = 2$ 时不同混凝土强度等级下的水平相对临界锚长 $l_{w,c}/d$,见表 2。再将其扫公式(2)换算成规范定义的水平相对锚长 $l_{w,d}/d$,亦如表 2 所示。

表 2 水平相对临界锚长

混凝土强度等级	f_t (N/mm ²)	l_a/d	$l_{w,c}/d$	$l_{w,d}/d$	$\frac{l_{w,d}}{l_a}$	建议 $\frac{l_{w,d}}{l_a}$	σ_w/f_t
C20	1.92	47.12	28.76 (37.92)	31.76 (40.92)	0.67 (0.87)	0.5 (0.55)	0.90 (0.86)
C25	2.22	40.46	18.61 (23.37)	21.61 (26.37)	0.53 (0.65)	0.45 (0.45)	0.94 (0.88)
C30	2.51	35.71	12.87 (15.52)	15.87 (18.52)	0.44 (0.52)	0.40 (0.45)	0.96 (0.95)
C35	2.78	32.11	9.47 (11.04)	12.47 (14.04)	0.39 (0.44)	0.40 (0.40)	1.01 (0.97)
C40	3.04	29.28	7.25 (8.20)	10.25 (11.20)	0.35 (0.38)	0.40 (0.40)	1.06 (1.06)

注:表中第四列到第八列,括号外数字为公式(8)求得的结果,括号内数字为公式(10)求得的结果。

由于在我国设计规范中习惯于用直线锚长 l_a 的倍数表示直角弯折锚固端的水平锚长,故需从文献[10]中取用《混凝土结构设计规范》编制组提出的直锚端平均粘结强度(或临界粘结应力) τ_c 的表达式: $\tau_c = (0.82 + 0.9d/l_a)(1.32c_s/d + 20\rho_w)f_t$ (12)

规范最后取用的临界粘结应力是按最不利条件计算的,即取 $c_t/d = 1.0$ 和 $\rho_{te} = 0$,于是上式即为:

$$\tau_s = 1.3(0.82 + 0.9d/l_s)f_t \quad (13)$$

在 τ_s 和拉拔端临界应力 σ_{sk} 之间应存在下列关系:

$$\sigma_{sk} = 4\tau_s(l_s/d) \quad (14)$$

将公式(13)代入公式(14)即得

$$\sigma_{sk} = 5.28(0.82l_s/d + 0.9)f_t \quad (15)$$

若仍取 $\sigma_{sk} = f_t = 400 \text{ N/mm}^2$ (I级钢筋),则可由公式(15)求得在不同的混凝土强度等级下的 l_s/d 值,如表2所示,再进一步即可求得上述用公式(8)和公式(10)分别求得的 l_{sa}/d 与 l_s/d 之间的比值(见表2第六列),从中可以看出,当用公式(8)计算时,在混凝土强度等级为C20和C25时,GBJ10-89规范规定的 $l_{sa} = 0.45l_a$ 均满足不了公式(8)所要求的水平锚长;同样,当用公式(10)计算时,在混凝土强度等级为C30或以下时,规范规定也都满足不了公式(10)所要求的水平锚长;而且混凝土强度等级越低,差距越大。这意味着,当采用的混凝土强度等级较低时,如水平锚长按规范规定取用的,锚固端的失效力 σ_{sk} 将低于钢筋的屈服强度。

从图4可知,如 σ_{sk} 与钢筋屈服强度之间差距不大,则锚固端在达到 σ_{sk} 后滑移虽然会明显增大,但 σ_s 仍在继续增长,并将在滑移增长到一定程度时达到钢筋的屈服强度。因此,在适度放松对锚固性能的要求,这种锚固端还能满足公式(1)的基本要求,这将是绝对不可取的。为了使水平锚长不致大到工程界难于处理的地步,我们不反对容许 σ_{sk} 略小于屈服强度。但是考虑到混凝土强度、钢筋强度和锚固性能的离散性,对 σ_{sk} 与 f_t 之间的差距必须偏严控制,例如可要求

$$\sigma_{sk} \geq 0.9f_t \quad (16)$$

根据这一原则,本文作者建议对规范规定的比值 $(l_{sa}/d) / (l_s/d) = l_{sa}/l_s$ 作出调整。对C25及以上的混凝土,不论用公式(8)还是公式(10)进行计算,新建议均取相同的比值,见表2第七列;但对C25,则分别建议比值为0.5和0.55。虽然看起来建议比值与计算出的比值之间的混凝土强度偏低时差距还比较大,但如果假定锚筋在计算出的水平锚长 l_{sa} 或 l_{sa} 下恰能达到钢筋屈服强度,则在建议比值下由公式(8)或公式(10)反算出的 σ_{sk} 与 f_t 的比值即如表2最后一列所示。其最小比值为0.86。虽比公式(16)的条件稍差,但看来还是可以接受的。因此,我们认为,这里新建议的比值是保证直角弯折锚固端具有必不可少的最基本锚固性能所需最小水平锚长。

3 小 结

1. 根据本文作者及西安冶金建筑学院周小真的试验分析及建议,《混凝土结构设计规范 GBJ10-89 1993年局部修订》对梁筋在框架中间层端节点中的直角弯折锚固端的设计概念作了原则性调整,取消了总锚长不小于直锚长的传统规定,把弯弧及竖直段视为加在水平段后面的一种特定附加锚固措施,再从构造角度对弯弧及竖直段作出规定的前提下,对水平锚固段的临界长度提出要求。

2. 通过对国内外共计63个柱式或节点组合体式接近足尺试件静力试验结果的分析可知,如果允许滑移开始明显增长时的锚固失效力略低于锚筋的屈服强度,则GBJ10-89规范关于直角弯折锚固端从拉拔端算到竖直段外缘的水平锚长不小于0.45倍直锚长度的规定,除对于C20混凝土需要增大外,对于其它强度混凝土均可保留不变。对于更高强度的混凝土还可以略有降低。本文对这一比值提出了新的建议。

3. 由试验结果可知,在水平相对锚长 l_s/d 大于10以后, l_s/d 的增长所带来的锚固承载力

的提高并不是很显著的。因此,在混凝土强度等级不高时只有被迫选用较大的水平锚长,但这只是一种低效率的措施。可以预料,随着重要的工业与民用框架中混凝土强度的进一步提高,例如提高到不低于 C30,则可以简单规定水平锚长不小于 $0.4l_a$ 或 $0.45l_a$,即 $0.4 \times 30d = 12d$ 或 $0.45 \times 30d = 13.5d$ 。

参 考 文 献

- 1 傅恒菁. 月牙纹钢筋 90°弯折锚固性能试验研究,西安冶金建筑学院科研报告,1985,3
- 2 牛铭. 框架节点 90°弯折变形钢筋锚固性能试验研究,河南省建筑材料科学研究所科研报告,1985,4
- 3 白绍良,周兴杰,吴京婕,傅剑平. 框架边节点中梁负筋带 90°弯折锚固段的静力性能试验研究,重庆建筑工程学院科研报告,1992,12
- 4 Thomas Paulay. A Deterministic Approach to the Seismic Design of Reinforced Concrete Building. University of Canterbury. New Zealand, 1988, 6
- 5 白绍良,周兴杰,傅剑平. 框架边节点中梁筋直角弯折锚固端的静力性能试验研究,混凝土结构基本理论及工程应用第三届学术讨论会论文集,湖南科技出版社,1993,10
- 6 周小真,张汉东,框架节点中直角弯折钢筋锚固性能试验研究(中间报告 2),西安冶金建筑学院,1993,11
- 7 Jose L. G. Margues and James O. Jirsa. A Study of Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints. ACI Journal, May, 1975
- 8 Bilal S. Hamad, James O. Jirsa and Natalie I. D' Abreu de Paulo. Anchorage Strength of Epoxy-Coated Hooked Bars. ACI Structural Journal. March-April, 1993
- 9 傅恒菁,徐有邻,沈文都. 框架节点中直角弯折钢筋锚固设计的研究,建筑结构,1986,6
- 10 粘结锚固专题研究组. 钢筋混凝土粘结锚固的研究及设计建议,建筑结构,1986,4

(编辑:徐维森)

IMPROVEMENTS FOR THE DESIGN CONCEPT AND APPROACH OF THE ANCHORAGE END 90-DEGREE BENT BEAM REINFORCEMENT IN FRAME EXTERIOR JOINTS

Bai Shaoliang · Fu Jianping · Tang Hua

(Faculty of Civil Engineering)

ABSTRACT On the basis of the results of static tests of the full-scale subassemblage of exterior joints in reinforced concrete frames, and with reference to other experimental results of home and abroad. This paper analyses the load-carrying capacity of the anchorage end of 90-degree bent beam reinforcement in the exterior joints, verified the horizontal development length of this kind of anchorage end specified in the state standard "Concrete Structure Design Code", and proposes improvements for the design concrete and specification for this kind of anchorage end.

KEY WORDS reinforced concrete, frame, joints, reinforcement anchorage, anchorage capacity, horizontal critical development length