

# 钢筋混凝土深梁纵筋锚固的试验研究

龚绍熙

刘立新\*

(土建系)

## 提 要

本文论述了钢筋混凝土深梁纵筋锚固的特点。根据16根深梁锚固试件的试验结果,分析了光圆钢筋、变形钢筋在深梁中的粘结应力——滑移曲线并与一般拔出试验结果进行了对比。初步阐明了深梁锚固和一般锚固的异同点。指出当横向压应力小于 $0.5f_{ck}$ 时对锚固是有利的,当横向压应力大于 $0.5f_{ck}$ 时对锚固是不利的。本文还给出了光圆钢筋、月牙纹钢筋和螺旋钢筋在深梁中的临界锚固长度公式。最后,提出设计锚固长度和加强锚固措施的建议。本文成果已列入我国新修订的《混凝土结构设计规范》。

**关键词:** 钢筋混凝土, 锚固长度, 深梁

## 一、概 述

通过钢筋与其周围混凝土之间的粘结作用传递应力和协调应变是钢筋与砼共同工作的基本前提。粘结作用包括钢筋伸入支座的锚固粘结,钢筋在跨间截断时的延伸粘结,两传力钢筋之间的搭接粘结以及裂缝附近的局部粘结等。随着砼结构基本理论的发展,结构抗震设计的迫切要求以及力学分析方法如非线性有限元方法在砼结构的应用,钢筋与砼之间的粘结锚固问题变得愈来愈重要,并引起国内外学者的广泛兴趣和深入研究。

所谓钢筋在砼中的锚固,指通过在砼中的钢筋埋设段(称锚固长度)或机械锚固措施,将钢筋所受的力可靠地传给砼的方法。而钢筋的锚固破坏系指钢筋锚固不足引起钢筋滑脱或锚固区混凝土破裂而造成的破坏。纵向受力钢筋的锚固破坏是钢筋混凝土深梁较易发生的破坏形态之一。一般应通过设置足够长的埋置段或其他构造措施来防止。和浅梁相比,深梁的纵筋锚固具有以下特点:

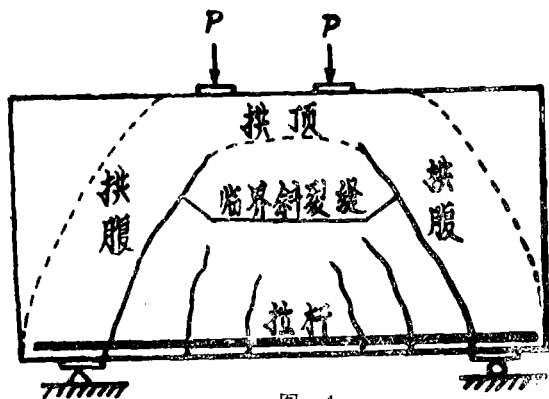


图 1

1.文献<sup>[1][2]</sup>指出,深梁在顶面荷载作用下,当临界斜裂缝出现后将形成变截面拉杆拱的受力体系(图1)。纵筋受力逐渐均匀而相当于“拉杆”,进入支座锚固区处的应力和跨中基本相同。而浅梁的纵筋应力在跨中较大,进入支座锚固区处较小。

2.和浅梁不同,深梁锚固区的混凝土除因和受力钢筋的握裹作用而受有水平方向的拉应力和剪应力外,还承受由支座传

本文1986年11月15日收到

\*参加本文工作的还有尹水文、王春光。参加试验的还有李天玉、蔡长明、冯桂英、孙伟通等。

来的竖向压应力 $\sigma_c$ 。这种竖向压应力与钢筋所受拉拔力同步增长,其最大值一般可达 $0.6 \sim 0.9f_{ck}$ ,甚至达 $f_{ck}$ 。 $f_{ck}$ 为砼轴心抗压标准强度。锚固区混凝土处于拉压剪复合应力作用下极易开裂,对纵筋的锚固不利。

3.文献<sup>[1][2]</sup>还指出,由于深梁的纵筋起“拉杆”作用,不得在跨中弯起或截断,必须全部伸入支座。这就导致深梁锚固区钢筋密集,保护层的厚度及纵筋的间距较小,这对钢筋的锚固也是不利的。

深梁纵筋锚固的上述特点已为国内外一些学者所注意。例如CEB—FIP70(欧洲混凝土委员会——国际予应力协会)规范中关于深梁纵筋的锚固有如下规定:主筋应直通梁跨并在梁端锚固,且应在深梁底部均匀分部于 $0.05 \sim 0.25h$ 的范围内;建议纵筋采用小直径钢筋以便于锚固和限制裂缝开展;靠近支座处应另配腹筋加强;水平腹筋应绕过梁端锚固等。近年来,我国“混凝土结构设计规范”粘结锚固专题组对光圆钢筋、螺纹钢及月牙纹钢筋的锚固机理、粘结应力——滑移本构关系,粘结的影响因素,粘结强度以及锚固可靠度等进行了深入研究。提出了钢筋的极限粘结强度公式,临界锚固长度、设计锚固长度和增强锚固的措施的设计建议。<sup>[3][4][5]</sup>冶金部建筑研究总院还对上述三种钢筋的锚固性能进行了对比试验,较详细地讨论了它们在锚固性能上的差异<sup>[6]</sup>。清华大学也对钢筋与砼的粘结进行了研究<sup>[7]</sup>。上述研究成果及国外有关规定对解决深梁纵筋的锚固问题有一定参考价值。但上述研究大多以钢筋拔出试验为基础,也进行过少量模拟浅梁的锚固试验。但对深梁这种高压应力状态下的锚固不一定适合。粘结锚固专题组虽也进行了侧压力下的锚固试验,但只限于 $\sigma_c < 0.4f_{ck}$ 的情况。并认为考虑配箍后侧压力对锚固有利。这和深梁的情况显然不同。为了解决深梁纵筋的锚固问题,我们进行了16根深梁的梁式锚固试验。目的是在粘结锚固专题组研究的基础上对光圆钢筋、螺纹钢和月牙纹钢筋在深梁条件下的锚固性能进行分析,找出深梁和浅梁锚固的异同点,提出可供设计使用的深梁锚固长度和锚固措施的建议。

## 二、试验概况

16根深梁锚固试件中包括光圆钢筋试件2根,螺纹钢试件4根,月牙纹钢筋试件4根,采用各种锚固措施的光圆和螺纹钢试件6根。为使试件的锚固长度准确,模拟深梁临界斜裂缝出现后的情况,将位于跨中纵筋部位的混凝土去掉。所有试件的纵筋配筋率均小于弯剪界限配筋率<sup>[1]</sup>,以尽量增大破坏时的纵筋应力,为防止过早出现劈裂裂缝,试件均配置 $\phi 6 @ 100$ 的水平腹筋和 $\phi 6 @ 120$ 的垂直腹筋。试件高900mm宽120mm,梁跨 $l$ 均为1350mm。剪跨比 $a/h_0$ 均为0.82。砼立方强度分别为 $25.9 \sim 45.6 \text{ N/mm}^2$ 。在梁的端头各安放两只百分表,一只量测梁端混凝土面的水平变位,另一只量测钢筋自由端的水平变位。两只百分表量测水平变位的差值即为钢筋自由端的滑移值 $s$ 。在支应及跨中另装三只百分表以量测跨中挠度。用电阻应变仪量测纵筋应变。用刻度放大镜量测裂缝宽度。试件在500tf压力机上加荷。试件加荷状况及仪表布置见图2。试件参数见表1。

各级荷载作用下的平均粘结应力按下式计算:

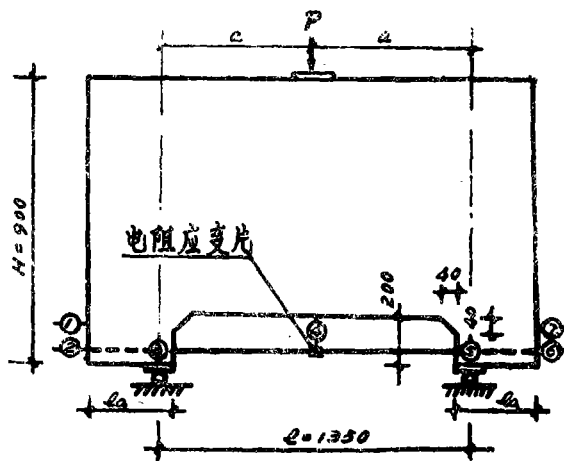


图 2

$$\tau = \frac{\sigma_s A_s}{\pi d l_s} = \frac{\sigma_s d}{4 l_s} \dots\dots (1)$$

式中,  $d$  为纵筋直径;  $l_a$  为锚固长度,  $A_s$  为单根纵筋的截面积,  $\sigma_s$  为相应荷载下的纵筋应力。

### 三、试验结果及钢筋锚固性能分析

### 1. 光圆钢筋

现以Ⅱ—M—16试件为例说明深梁中无弯钩光圆钢筋锚固破坏的过程。

加荷初始阶段, 钢筋应变较小, 钢筋无滑移, 粘结应力——滑移曲线直线上升, 梁未出现裂缝。荷载逐渐加大时, 钢筋应变增大, 加荷端钢筋首先发生滑移, 滑移区段粘结力开始丧失, 无滑移区段的粘结力加大, 滑移区段残存的粘结力主要为摩阻力。接着, 跨中出现垂直裂缝, 荷载——挠度曲线出现了第一个转折点, 当荷载增加到破坏荷载的 30 % 左右时, 自由端钢筋开始滑移, 锚固区段钢筋与混凝土接触面的粘结力开始破坏, 此对粘结力全部由摩阻力提供, 粘结力——滑移曲线进入斜向上升阶段。随着荷载继续增大, 钢筋应变和挠度不断增大, 裂缝上升并有新的裂缝出现。当荷载增加到破坏荷载的 85 % 左右时, 出现斜裂缝, 荷载——挠度曲线出现第二个转折点, 粘结应力——滑移曲线逐渐平缓, 粘结应力  $\tau$  增加不多, 滑移  $s$  增加很大, 当荷载增加到极限荷载时, 粘结应力——滑移曲线达到顶点, 粘结强度达到极限值  $\tau_u$ 。此后曲线下降, 粘结强度降低, 裂缝急剧开展, 挠度急剧增加, 出现类似弯曲破坏的现象。但此时荷载和纵筋应变是逐渐降低的, 表明只要钢筋未被全部拔出, 钢筋和混凝土之间的摩阻作用仍能提供一定的粘结力。最后破坏时, 最大裂缝宽度达 7mm, 钢筋被拔出 18mm 形成一光滑的孔洞, 被拔出的钢筋表面有明显擦痕。试验中锚固区混凝土承受由垫板传来的竖向压应力  $\sigma_c$  达到  $0.62f_{tk}$ , 锚固区未观察到裂缝。该试件的挠度曲线, 钢筋应变曲线, 破坏时的裂缝图及粘结应力——滑移曲线分别见图 3、4、5、6。

表 1 试 验 构 件 一 览 表

构件编号	纵 向 钢 筋							混 凝 土		保护层	垫板
	配筋	类型及锚固形式	$A_s$ mm <sup>2</sup>	$u$ %	屈服强度 $f_y$ N/mm <sup>2</sup>	锚固长度 $l_a$ mm	$l_a/d$	立方强度 $f_{cu}$ N/mm <sup>2</sup>	抗拉强度 $f_t$ N/mm <sup>2</sup>	厚度 $a$ mm	长度 $l_c$ mm
Ⅲ-M-1	4 $\Phi$ 12	螺 纹 无 钩	452	0.46	401.5	300	25	30.6	2.6	28	150
Ⅲ-M-2	3 $\Phi$ 12	螺 纹 无 钩	339	0.34	401.5	240	20	28.3	2.5	13	150
Ⅲ-M-3	2 $\Phi$ 12	螺 纹 无 钩	226	0.23	401.5	180	15	38.9	3.1	14	150
Ⅲ-M-4	2 $\Phi$ 12	螺 纹 无 钩	226	0.23	401.5	120	10	39.5	3.1	14	150
Ⅲ-M-5	2 $\Phi$ 16	月 牙 纹 无 钩	402	0.41	414.5	400	25	32.8	2.7	14	150
Ⅲ-M-6	2 $\Phi$ 16	月 牙 纹 无 钩	402	0.41	414.5	340	20	39.1	3.1	14	150
Ⅲ-M-7	2 $\Phi$ 16	月 牙 纹 无 钩	402	0.41	414.5	240	15	29.5	2.6	22	150
Ⅲ-M-8	2 $\Phi$ 16	月 牙 纹 无 钩	402	0.41	414.5	160	10	31.9	2.7	22	150
Ⅲ-M-9	3 $\Phi$ 12	螺 纹 竖 直 弯 钩	339	0.34	401.5	180	15	36.8	3.0	10	150
Ⅲ-M-10	3 $\Phi$ 12	螺 纹 竖 直 弯 钩	339	0.34	401.5	240	20	41.8	3.2	9	150
Ⅲ-M-11	3 $\Phi$ 12	螺 纹 水 平 弯 钩	339	0.34	401.5	180	15	44.7	3.4	9	150
Ⅲ-M-12	3 $\Phi$ 12	螺 纹 水 平 弯 钩	339	0.34	401.5	240	20	37.5	3.0	9	150
Ⅲ-M-13	4 $\Phi$ 12	光 圆 焊 短 钢 筋	452	0.46	328.4	120	10	48.2	3.6	9	150
Ⅲ-M-14	4 $\Phi$ 12	光 圆 水 平 弯 钩 焊 短 钢 筋	452	0.46	328.4	120	10	45.6	3.4	9	150
Ⅲ-M-15	4 $\Phi$ 12	光 圆 无 钩	452	0.46	328.4	300	25	38.7	3.1	9	150
Ⅲ-M-16	4 $\Phi$ 12	光 圆 无 钩	452	0.46	328.4	240	20	33.6	2.8	15	150

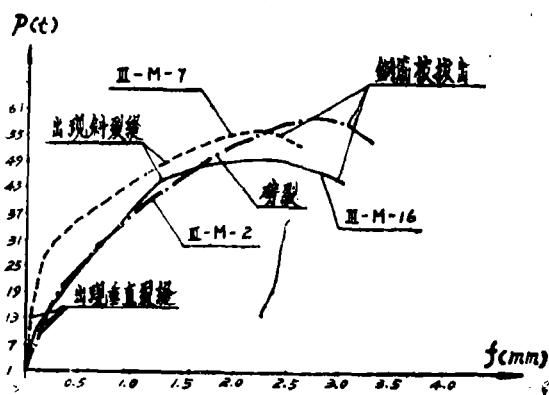


图 3

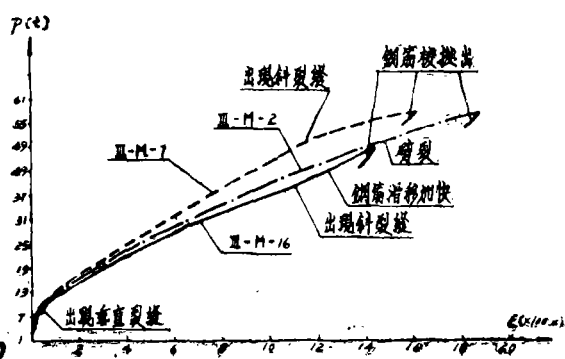


图 4

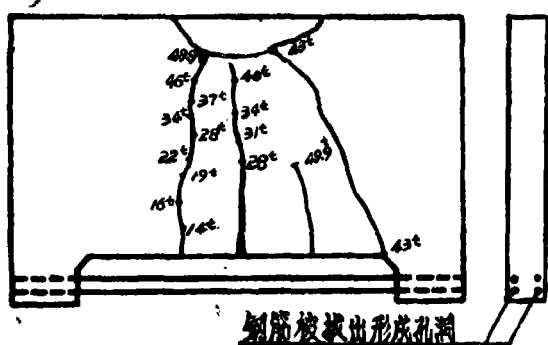


图 5

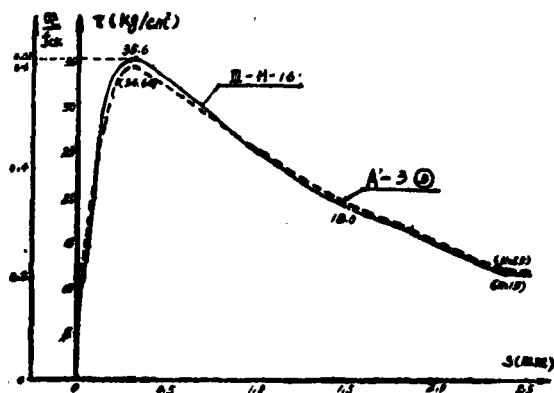


图 6

为了比较深梁锚固和普通锚固的异同点, 图6中还画出了文献<sup>[4]</sup>光园钢筋拔出试验A'-3③号试件的 $\tau-S$ 曲线。II-M-16试件的混凝土立方强度是343kgf/cm<sup>2</sup> (33.6N/mm<sup>2</sup>) A'-3-③试件的混凝土立方强度是312kgf/cm<sup>2</sup> (30.6N/mm<sup>2</sup>), 可以看出在两个试件混凝土强度差别不大的情况下不仅 $\tau-S$ 曲线极为接近, 而且极限粘结强度 $\tau_u$ 也极为接近。试件II-M-15的情况也类似。文献<sup>[3][4][6]</sup>还给出了光园钢筋的极限粘结强度的回归公式:

$$\tau_u = (1 + 2.1 \frac{d}{l_a}) f_t \quad (2)$$

式中 $d$ 为纵筋直径,  $l_a$ 为锚固长度,  $f_t$ 为混凝土的抗拉强度。将II-M-15, II-M-16实测的 $\tau_u$ 与按(2)式计算的 $\tau_u$ 进行比较, 结果见表2。可以看出, 光园钢筋在深梁中的 $\tau_u$ 与一般拉拔试验的 $\tau_u$ 无明显差异。虽然本次试验光园钢筋的试件不多, 但已表明光园钢筋在深梁中的锚固性能和一般状况下拔出试验的锚固性能大致相同。这点可以试解释如下:



$$\tau_u = (0.82 + 0.9 \frac{d}{l_a}) (1.6 + 0.7 \frac{c}{d} + 20 \frac{A_{sv}}{CS_{sv}}) f_t \quad (3)$$

式中 $C$ 为钢筋保护层厚度,  $A_{sv}$ 、 $S_{sv}$ 分别箍筋截面积和间距。将锚固破坏的试件Ⅲ—M—6 ~ Ⅲ—M—8实际的 $\tau_u^s$ 与按(3)式计算的一般锚固情况下的月牙纹钢筋的 $\tau_u$ 进行比较, 其结果见表3。

表3

试件编号	$\tau_u^s$ (N/mm <sup>2</sup> )	按(3)计算的 $\tau_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_u^s / \tau_u$	平均比值
Ⅲ—M—6	5.4	6.1	0.87	0.89
Ⅲ—M—7	5.2	5.3	0.97	
Ⅲ—M—8	4.9	5.8	0.84	

可以看出深梁中月牙纹钢筋的 $\tau_u^s$ 均小于按(3)式计算的 $\tau_u$ , 其比值变化幅度不大, 平均为0.89。考虑试件的离散性, 以0.85乘以(3)式的右边, 即

$$\tau_u = 0.85 (0.82 + 0.9 \frac{d}{l_a}) (1.6 + 0.7 \frac{c}{d} + 20 \frac{A_{sv}}{CS_{sv}}) f_t \quad (4)$$

作为深梁中月牙纹钢筋的极限粘结强度公式。

### 3. 螺纹钢筋

试件Ⅲ—M—1~Ⅲ—M—4采用螺纹钢筋, 其锚固长度分别为25d、20d、15d、10d。其中Ⅲ—M—2~Ⅲ—M—4为锚固破坏, 破坏过程和月牙纹钢筋大致相同。试件Ⅲ—M—2的挠度曲线、钢筋应变曲线、裂缝图和 $\tau$ - $S$ 曲线分别见图3、4、9、10。

文献<sup>[3][4][6]</sup>给出螺纹钢筋的极限粘结强度公式为:

$$\tau_u = (0.82 + 0.9 \frac{d}{l_a}) (1.9 + 0.8 \frac{c}{d} + 20 \frac{A_{sv}}{CS_{sv}}) f_t \quad (5)$$

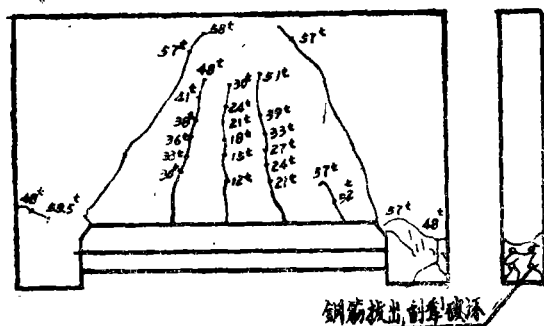


图 9

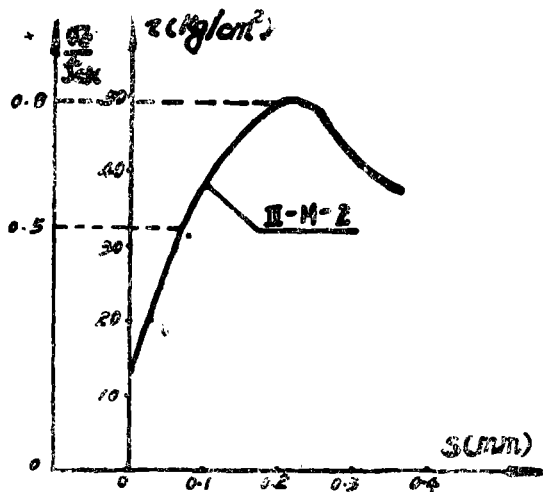


图 10

将Ⅲ—M—2~Ⅲ—M—4实际的 $\tau_u^s$ 与按(5)计算的 $\tau_u$ 进行比较,结果见表4。可以看出 $\tau_u^s$ 均小于按(5)式计算的 $\tau_u$ ,其平均比值为0.87。仍以0.85乘以(5)式的右边,即

$$\tau_u = 0.85 \left( 0.82 + 0.9 \frac{d}{l_a} \right) \left( 1.9 + 0.8 \frac{c}{d} + 20 \frac{A_{sv}}{CS_{sv}} \right) f. \quad (6)$$

作为深梁中螺纹钢筋的极限粘结强度公式。

表4

试件编号	$\tau_u^s$ (N/mm <sup>2</sup> )	按(5)计算的 $\tau_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_u^s / \tau_u$	平均比值
Ⅲ—M—2	4.8	5.8	0.83	0.87
Ⅲ—M—3	6.1	7.4	0.83	
Ⅲ—M—4	7.5	7.7	0.97	

为了比较月牙纹钢筋、螺纹钢筋粘结强度的差异,将Ⅲ—M—2~Ⅲ—M—4,Ⅱ—M—6~Ⅱ—M—8两组试件各自的 $\tau_u^s$ 除以各自的混凝土抗拉强度列于表5。可以看出深梁中月牙纹钢筋的极限粘结强度也较螺纹钢筋低,平均比值为0.89,这与文献<sup>[5]</sup>中提到的月牙纹钢筋粘结强度比螺纹钢筋低10~17%是大致相符的。

全部试验结果见表6。

表5

构件编号	钢筋类型	la/d	$\tau_u^s/f_t$	比值	平均比值
Ⅲ—M—6	Ⅱ级月牙纹	20	1.75	0.90	0.89
Ⅲ—M—2	Ⅱ级螺纹	20	1.93		
Ⅲ—M—7	Ⅱ级月牙纹	15	2.02	1.01	
Ⅲ—M—3	Ⅱ级螺纹	15	1.99		
Ⅲ—M—8	Ⅱ级月牙纹	10	1.84	0.76	
Ⅲ—M—4	Ⅱ级螺纹	10	2.42		

#### 四、锚固长度的确定和加强锚固的措施

为了求出可供使用的设计锚固长度,首先应求出各种钢筋的临界锚固长度。临界锚固长度是指钢筋屈服而未被拔出的最小锚固长度。根据定义可由(1)式导出临界锚固长度的公式为:



表6 试验结果汇总

构件编号	破坏荷载 (KN)	破坏时钢筋最大应力 $\sigma_{smax}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{\sigma_{smax}}{f_s} \%$	破坏形态
Ⅲ—M—1	559	335	84.5	锚固区压坏
Ⅲ—M—2	570	397	100	钢筋达流限 钢筋拔出2.915mm锚固破坏
Ⅲ—M—3	478	357	89.9	钢筋拔出 锚固破坏
Ⅲ—M—4	422	372	93.6	钢筋拔出 锚固破坏
Ⅲ—M—5	673	419	100	钢筋达流限 弯曲破坏
Ⅲ—M—6	623	419	100	钢筋达流限 钢筋拔出 锚固破坏
Ⅲ—M—7	559	303	72.2	钢筋拔出 锚固破坏
Ⅲ—M—8	481	181	43	钢筋拔出 锚固破坏
Ⅲ—M—9	518	313	74.6	锚固区压坏
Ⅲ—M—10	530	397	100	钢筋达流限 锚固区压酥
Ⅲ—M—11	510	331	83.4	锚固区压坏
Ⅲ—M—12	500	260	65.6	锚固区压坏
Ⅲ—M—13	600	397	100	钢筋达流限 弯曲破坏
Ⅲ—M—14	628	397	100	钢筋达流限 弯曲破坏
Ⅲ—M—15	451	304	92.5	钢筋拔出 锚固破坏
Ⅲ—M—16	489	291	88.6	钢筋拔出18mm锚固破坏

$$[l_a] = \frac{f_y}{4\tau_u} \cdot d \quad (7)$$

式中 $f_y$ 为钢筋的屈服强度,  $\tau_u$  分别按(2)、(4)、(6)式计算,  $f_t = 0.26 (f_{cu})^{2/3}$ ,  $f_{cu}$  为混凝土立方强度。取 $\frac{c}{d} = 1$ , 且不考虑腹筋影响, 可由(7)式求出深梁中各类钢筋的临界锚固长度如表7所示。括号内的数字是文献<sup>[6]</sup>给出的一般条件下受拉钢筋的临界锚固长度。可以看出, 光圆钢筋在深梁中的临界锚固长度和一般条件下的临界锚固长度差别不大, 后者比前者长1.1~2.6d, 平均1.9d; 月牙纹钢筋和螺纹钢筋在深梁中的临界锚固长度比一般

条件下的临界锚固长度长2.3~7.4d, 平均4.4d;而在同样条件下月牙纹钢筋的临界锚固长度又比螺纹钢筋长4.3~7.1d, 平均5.7d。本次试验中Ⅱ—M—2、Ⅱ—M—6两个试件均是在纵筋达到流限后持续一段时间钢筋被拔出的, 故该两个试件的实际锚固长度接近临界锚固长度, Ⅱ—M—2的混凝土强度 $f_{cu}=28.3\text{N/mm}^2$ 螺纹钢筋实际锚固长度为20d, 而由(7)求得的 $[l_a]=19.94\text{d}$ , Ⅱ—M—6  $f_{cu}=39.1\text{N/mm}^2$ , 月牙纹钢筋的实际锚固长度也为20d, 按(7)式求得 $[l_a]=19.93\text{d}$ , 可见由本文给出的深梁的极限粘结强度公式求出的临界锚固长度是比较符合实际的。

表7 深 梁 临 界 锚 固 长 度

钢 筋 类 型	混 凝 土 标 号			
	C 15	C20	C30	C40
I级钢筋(光面)	37d (39d)	30d (31.8d)	23d (25.6d)	20.5d (21.6d)
II级钢筋(螺纹)	28.2d (23.7d)	22.7d (19.4d)	17.9d (15.6d)	1.56d (13.2d)
III级钢筋(月牙纹)	35.3d (27.9d)	28.9d (22.8d)	23.1d (18.4d)	19.9d (15.6d)

设计锚固长度是在临界锚固长度的基础上经过可靠度分析求得的。光园钢筋仅依靠直锚段锚固既不经济又不可靠, 必须加弯钩。加弯钩后的光园钢筋, 其直锚段仍取临界锚固长度。参照文献<sup>(4)(5)</sup>可靠度分析的结果并考虑深梁的特点, 我们给出深梁纵筋的设计锚固长度如表8所示。又由文献<sup>(3)</sup>第6、1、14条月牙纹钢筋锚固长度增加5d。第7、6、11条规定深梁的锚固长度按表6、1、14的数值增加5d的规定求得深梁纵筋的锚固长度如表9所示, 可以看出表8、表9所列设计锚固长度的数值是较为吻合的。

表8 深 梁 设 计 锚 固 长 度

钢 筋 类 型	混 凝 土 强 度 等 级			
	C15	C 20	C30	C40
I级钢筋(光面)	39d	30d	23d	18d
II级钢筋(螺纹)	46d	38d	30d	25d
III级钢筋(月牙纹)	52d	43d	34d	28d

表9 按新规范求得的深梁设计锚固长度

钢筋类型	混凝土强度等级			
	C15	C20	C25	$\geq C30$
I级钢筋(光面)	40d	30d	25d	20d
II级钢筋(螺纹)	—	40d	53d	30d
II级钢筋(月牙纹)	—	45d	40d	35d
III级钢筋(月牙纹)	—	50d	45d	40d

本次试验还包括6个采取不同机械措施加强锚固的试件。其中Ⅱ—M—9、Ⅱ—M—10为纵筋加竖向弯钩、Ⅱ—M—11、Ⅱ—M—12为纵筋加水平弯钩，Ⅱ—M—13是在纵筋上加焊水平方向短钢筋，Ⅱ—M—14是在纵筋水平弯钩内绑扎一竖向钢筋。试验结果表明，采用竖向弯钩的试件，其弯钩形成的竖向劈尖在锚固区混凝土内产生一水平方向的劈裂力，该劈裂力和锚固区混凝土在竖向压应力作用下产生的水平拉应力方向一致，使锚固区过早开裂，对锚固不利。水平弯钩和加焊水平方向短钢筋形成的劈尖产生的劈裂力的方向和竖向压应力产生的拉应力方向是垂直的，压应力限制了裂缝的开展因而锚固性能较好。至于水平弯钩内绑扎一短钢筋虽在试验中锚固性能较好，但因施工不便，且弯钩和短钢筋之间的混凝土不易捣实，在荷载作用下容易发生绑扎的短钢筋的锚固作用尚未充分发挥时纵筋已产生了较大滑移的现象，不宜采用。综上所述，建议钢筋砼深梁采用水平弯钩或加焊水平方向的短钢筋等方式来加强锚固。

## 五、结 论

1. 在深梁中光圆钢筋因竖向压应力对锚固的有利作用和不利作用大致相抵，其锚固性能和一般拔出试验相近。
2. 月牙纹钢筋和螺纹钢筋在深梁中的极限粘结强度比拔出试验结果约低15%。
3. 在深梁中月牙纹钢筋的极限粘结强度也比螺纹钢筋低10~17%。
4. 深梁的临界锚固长度和设计锚固长度可采用表8、表9数值。
5. 深梁加强锚固的措施可采用水平弯钩或加焊水平短钢筋等形式。

## 参 考 文 献

- [1] 深梁专题组: “钢筋混凝土简支深梁的试验研究” 建筑技术通讯, 建筑结构 1984·1·  
[2] 深梁专题组: “钢筋混凝土简支深梁的试验研究”(综合报告) 1982·10·  
[3] 《混凝土结构设计规范》(送审稿及编制说明) 1986·1·北京  
[4] 建研院结构所“钢筋粘结锚固性能的试研究” 1983·1, 1984·2  
[5] 粘结锚固专题组: “钢筋砼粘结锚固问题的研究及设计建议” 1986年2月  
[6] 冶金部建筑研究总院“钢筋粘锚固性能的试验研究综合报告” 1984·3·  
[7] 清华大学工程结构教研组, 王传志, 滕智明主编“钢筋混凝土结构理论”第六章中国建筑工业出版社1985年3月  
[8] A·A·格沃兹捷夫《混凝土与钢筋混凝土结构设计的新理论与新方法》黑龙江省出版局 1983·

## Experimental Research of End Anchorage of Longitudinal Bars in Reinforced Concrete Deep Beams

Gong Shao Xi    Liu Li Xin

(Department of Civil Engineering and Architecture Zhengzhou Institute of Technology)

### Abstract

In this paper, unusual features of end anchorage of longitudinal bars in reinforced concrete deep beams are discussed. According to the test results on 16 anchorage specimens of reinforced concrete deep beams, the average bond stress—bond slip relationships of the plain bars and the deformed bars in deep beams are analysed and compared with the pullout bond tests. The same and the different characteristics of anchorage in deep beams and in shallow beams are specially discussed. It is indicated in this paper that the transverse compressive stress in anchorage zone is beneficial to the anchorage when it is less than  $0.5f_{ck}$ , and it is not beneficial to the anchorage when it is more than  $0.5f_{ck}$ . The formulas for critical anchorage lengths, the usable anchorage lengths in design and the detailing of anchorage in deep beams are also given.

**key words:** Reinforced concrete, Anchorage length, Deep beams