

# 钢——混凝土组合梁的试验研究

钢—混凝土组合结构科研组\*

## 一、试件制作与测试装置

### 1、试件制作

本批组合梁试件由河南省第五建筑工程公司预制构件厂制作,在郑州工学院土建系结构试验室进行试验。钢梁采用221a工字型钢,板为现浇混凝土板,厚度10.5厘米。连接件用8号槽钢,长7厘米。组合梁跨度为5米。

组合梁制作时,采用较为平直的钢梁,埋设在予制的地模中,用电弧焊接的方式将槽钢(联结件)下翼尖和趾沿槽钢长度方向用42\*焊条贴角焊在钢梁上翼面,焊缝高度一般为6毫米,沿平行于钢梁方向勿施焊,联结件间距为中至中25厘米(A梁)和33厘米(B梁)。然后支撑木模,捣制钢筋混凝土板,板中沿纵向和横向分别配置间距20厘米和18厘米、直径6.5mm和10mm的上下双层钢筋,保护层厚度2.5厘米。混凝土浇筑后,自然养护,待试件混凝土达到规定强度指标后拆模,并移动试件准备试验。

为了能较准确地确定剪切联结件的抗剪力,制作试件前,钢梁与联结件及钢筋混凝土板接触面清除锈污后,抹油一层,使板和钢梁间无粘结力,以便确定联接件承担的剪力值。

混凝土设计标号为200号,采用500号硅酸盐水泥,最大粒径为2.5厘米的河卵石、中粗砂拌制,配合比1:2.3:4.4,人工搅拌,振捣成型。制作试件同时,制作标准立方体试块与梭柱体试件各三个,同等条件下养护,试验的同时检定材质。检验结果,混凝土立方体强度为212.7kg/cm<sup>2</sup>。钢梁的材质取同等材料制作的推出件材质报告结果作为分析依据,钢梁和联结件的屈服强度为280kg/cm<sup>2</sup>,弹性模量 $E_g = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 。

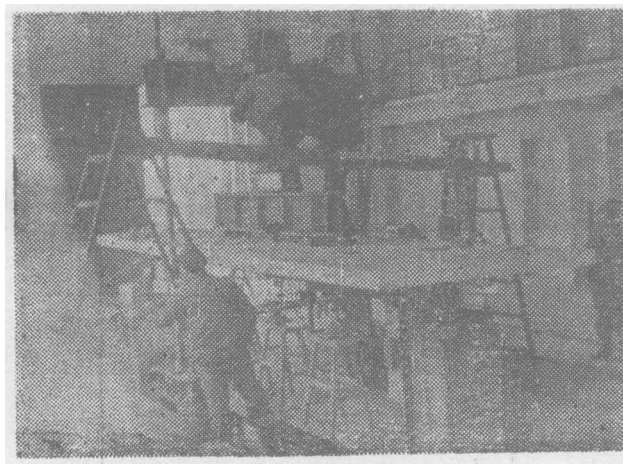
试件尺寸、构造简图见图1(A梁)。

### 2、试验装置及方法

试验时,(见照片1)将试件吊装安置在予先加工好的支座上,支承处采用钢筒形支座,形

---

\* 本次试验在孙国良同志主持下进行,由张保善同志进行资料整理,及执笔,参加测试工作的有左明生,周鉴清,龚绍熙、唐克强、李望明,李保良、王有若,林人梁,曾广杰、李天玉、范立群,秦昌明,张增荣等同志。



照片1

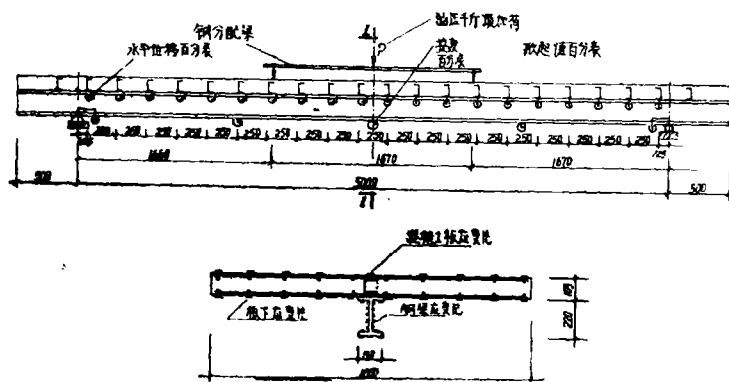


图1 组合梁构造尺寸及测试装置图

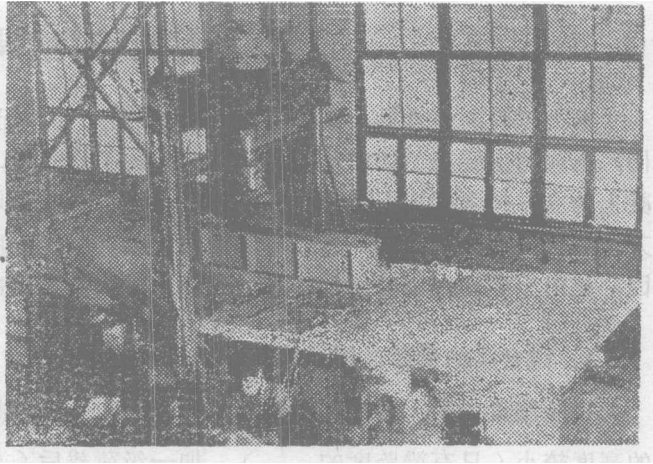
成铰支，并用水准仪校正梁是否平整。当梁调平后，外加临时支撑保证梁的正确位置。荷载通过油压千斤顶和刚度较大的钢分配梁施加在组合梁的三分点处，其数值用予先标定好的千分表读出。为了保证加荷点位于组合梁的纵轴线平面内，各类仪表安装及调试后进行试加荷，每次1吨，加3级，每级荷载后检查仪表运行情况及梁倾斜情况，然后调整，直至加荷点基本无误和仪表工作正常后再进行正式测试。加荷时取计算极限荷载的 $\frac{1}{10}$ 作为一级逐级加荷，每级取3吨，加荷后停5~7分钟读数，直到荷载不能再增加或挠度过大时，停止试验。

量测混凝土的受压应变时，我们取跨中和三分点处的截面，在板的上表面沿板的横向贴了标距为10厘米的电阻应变片9个，利用YJD—1型静态应变仪读数。并且，为了控制混凝土板开裂时的荷载、及时找到裂缝，在同一截面处板的底面分别贴了标距为10厘米的电阻应变片10个，以测定混凝土的受拉应变，其值用同一台静态应变仪读出。

为了确定组合梁中钢梁的应力状态及截面变形规律，我们在上述同一截面处量测了工字型钢梁上翼、下翼、腹板的应变情况，测点布置见图1，每个测点处贴标距为1.5厘米的电阻

应变片，读数用另一台 YJ—1 型静态应变仪读出。

梁的挠度通过安装在钢梁底部的百分表及支座处的百分表读数测出，并在每个槽钢联结件处固定百分表，以观测槽钢联结件相对于钢筋混凝土板的位移值和钢筋混凝土板沿梁纵轴向上掀起值的变化规律，其安装位置如图1 中所示，每测点安装 2 个百分表，共计 40 个。试验中，有专人用放大镜检查钢筋混凝土板底面，及上表面的裂缝发生和开展情况，并有专人绘制了裂缝图（图2）。



照片 2

按照上述试验手段和方法，我们测试了两根组合梁（照片2），现将试验结果汇报如下。

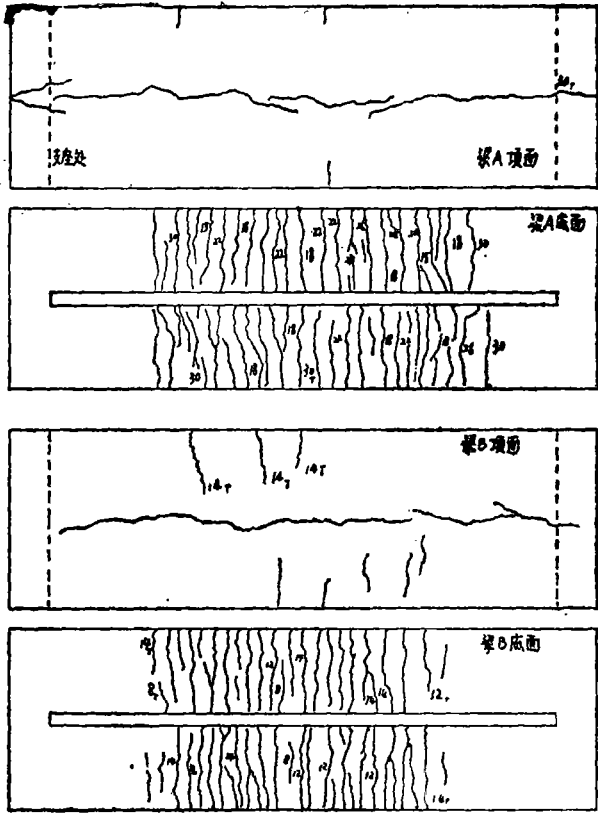


图 2 组合梁破坏时裂缝图

## 二、主要测试结果与分析

本批试验的组合梁A和B,其跨度、截面尺寸、配筋情况、钢梁及联结件材料都基本相同,不同的主要是剪切联结件沿梁长方向的平均间距,A梁和B梁分别是每米4个和3个。混凝土的立方体强度根据回弹仪读数的分析结果,其平均读数A、B梁分别为41.26和41.70,方差分别为2.95和7.15,所以可认为两根梁混凝土强度基本一样,B梁材质方差较大的原因,是由于冬季捣制时受寒冷影响所致。对这两根梁进行试验的主要结果如下:

### 1、组合梁的受荷过程及特征

试验结果表明,在加荷初期,组合梁的钢梁和混凝土板整体工作性能较好,但由于钢梁的高度较小(只有梁跨度的 $\frac{1}{22.7}$ ),加一级荷载后(A梁、B梁分别为3吨和2吨),钢梁就全部处于受拉状态中,中和轴在混凝土板底内,随着荷载的增加,中和轴位置在混凝土板中上移,当荷载达到A梁的15吨和B梁的8吨时,板底面开裂,而且不是一条裂缝,而是几条裂缝同时出现。其开裂荷载分别为最大荷载 $P_m$ 的50%和57%。继续逐级加荷,A梁和B梁的钢梁下翼外缘进入屈服,相应的屈服荷载 $P_y$ 分别为18吨和10吨,是 $P_m$ 的60%和70%。此后,随着荷载的增加,组合梁的挠度增长较快,混凝土的受压应变也发展较快,钢梁的屈服范围自下而上升高。而且,板的裂缝宽度开展较快,当临近最大荷载时,在组合梁的钢筋混凝土板顶面沿梁纵轴方向,产生由支座两端向跨中发展的通长纵向裂缝,其位置在梁纵轴剪切联结件的连线附近。此裂缝的产生和扩展导致组合梁丧失最大承载力。本试验A梁和B梁的最大荷载 $P_m$ 分别为30吨和14吨。由图2可见,尽管A梁和B梁的最大承载力相差一倍以上,但其最终破坏都是由于混凝土板顶面纵向裂缝的产生和开展,挠度过大,无法继续加载,破坏特征基本一样。由图2裂缝的产生和开展情况可知,在梁的纯弯部分(跨中 $\frac{1}{3}$ 跨度内),混凝土板底面的横向裂缝较多,间距也较密,说明它主要取决于梁截面的正弯矩,而在梁中混凝土板顶面发生的纵向裂缝,则主要取决于联结件承担的剪力值,及梁肋与板翼相交的混凝土板竖向截面中产生的剪应力之大小。所以,我们认为本批试验组合梁发生的破坏不是压区混凝土压碎,而是混凝土板的剪弯破坏。

### 2、组合梁工作性质的分析

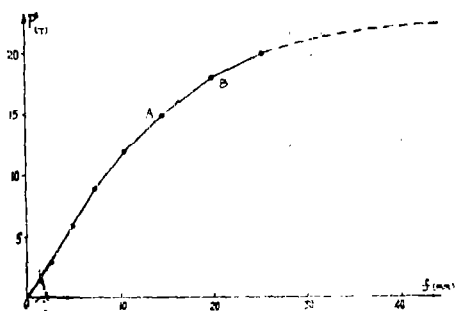
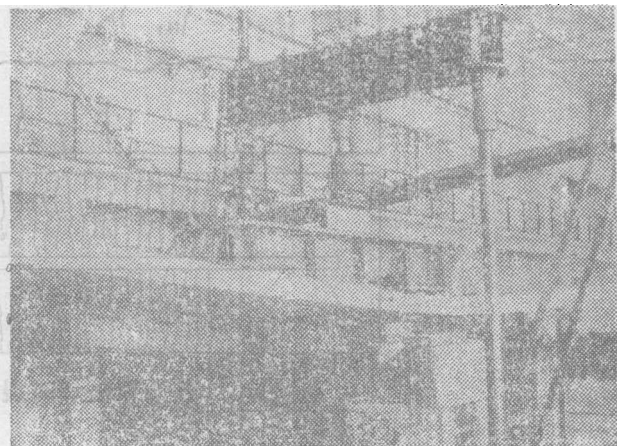


图3a 实测荷载—挠度曲线(组合梁A)



照片3

图3a、3b为试验中实测的荷载—挠度曲线,图4,图5a及图5b分别为实测混凝土板底面及顶面混凝土应变变化曲线,以及钢梁在 $\frac{1}{2}l$ 截面处沿梁高各测点的荷载—应变曲线。结合

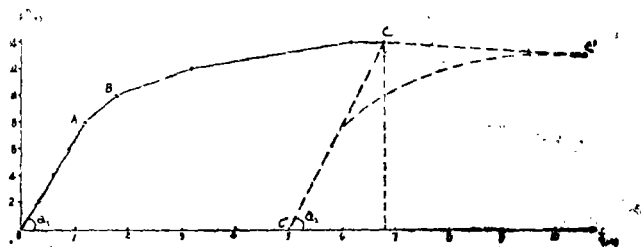
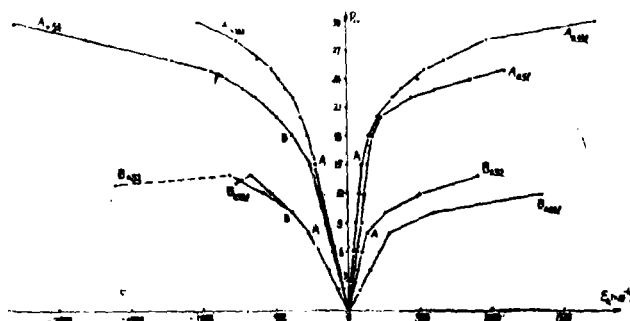


图3b 实测荷载—挠度曲线  
(组合梁B)



- 4

图 4 组合梁A和B中混凝土板受压外  
缘与受拉底面的荷载—应变变化曲线

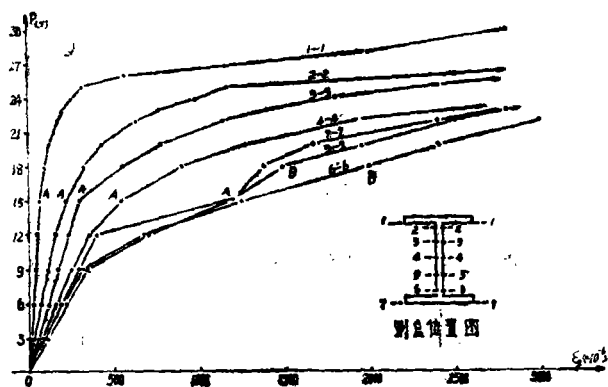


图5a 结合梁A工字形钢梁 $\frac{1}{2}l$ 处  
荷载—应变曲线。

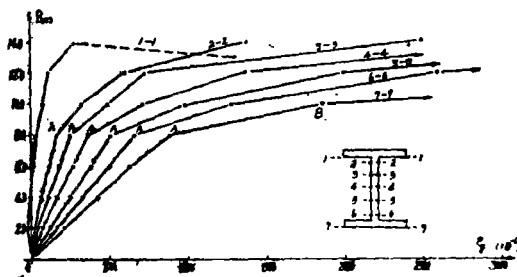


图5b组合梁B工字形钢梁 $\frac{1}{2}l$ 处截面各测点荷载—应变曲线

图2中所示组合梁混凝土板裂缝产生及开展情况,可以看出,采用槽钢联结件的柔性联接方式,钢—混凝土组合梁从受力到丧失最大承载能力的整个工作过程,大体上可以分为弹性、弹—塑性、塑性三个阶段。从加荷到钢筋混凝土板底面开裂(相应的钢梁受拉下翼缘应变小于屈服应变)时,荷载与挠度基本呈线性关系,混凝土板顶面的压应变及底面的拉应变,无论是在 $\frac{1}{3}l$ 截面处,还是 $\frac{1}{2}l$ 截面处,A梁和B梁中(见图4)荷载与应变的关系都基本呈线性关系。由图5b可以看出,在 $\frac{1}{2}l$ 截面处钢梁中,沿钢梁截面高度方向各测点的应变在弹性范围内,荷载与应变呈线性关系,在图5a所示的A梁 $\frac{1}{2}l$ 截面处,沿钢梁高度方向各测点的实测应变与荷载的关系(除图中5—5、6—6、7—7)亦基本呈线性关系,其中测点5—5、6—6、7—7在第四级、第五级荷载读数时有较大差异,与B梁比较,我们认为此差异与测点读数的顺序,贴片质量等因素有关。在混凝土板底面横向开裂时,混凝土拉应变平均约为 $150\mu\epsilon$ 。在此阶段,剪切联接件的水平变位较小,它与荷载的关系亦呈线性关系(见图9)。所以,可以认为混凝土板底开裂前,(钢梁未进入屈服前),组合梁的工作处于弹性阶段。一旦混凝土板底面开裂,截面中和轴位置上升,图5a、图5b中所示钢梁应变曲线开始出现转折,钢梁应变增长率随着测点离中和轴的距离增大而增加,而且受拉下翼缘首先进入屈服。由图4所示曲线可见,混凝土板顶面的压应变及底面的拉应变增长速率都逐级增大,荷载—挠度曲线上在混凝土底面开裂处(A点)出现明显地转折。所以,我们认为截面中混凝土板底面开裂后,组合梁的工作进入弹—塑性阶段。在该阶段,混凝土及钢梁各测点的应变增长率,以及组合梁的挠度增长率开始明显的增长。而且,混凝土板底面的弯曲裂缝出现较多,间距较密,其宽度也在增大。随着荷载的增加,钢梁的下翼缘首先进入屈服,此时,A梁和B梁的荷载分别为18吨和10吨,相当于最大荷载 $P_u$ 的60%和70%,混凝土板受压最外缘的应变增长速率急速增大,组合梁的挠度大幅度增加,而且剪切联接件的水平变形,及混凝土板相对于钢梁的向上掀起值,也有很大增加,裂缝的宽度增长很快,受压区的高度进一步缩小,在弯矩最大截面处,不仅钢梁的下部进入塑性变形阶段,而且受压混凝土也产生较大的塑性变形,截面处于弹—塑性工作应力状态中。当荷载增到加 $P_u$ 的90%以上时,由于剪切联接件的较大水平变形、以及混凝土板相对于钢梁的较大掀起变形,使得组合梁整体工作程度受到削弱,混凝土板底面的横向裂缝开展很宽,混凝土压应变发展很快。在组合梁A中,混凝土压应变在90%最大荷载时约为 $2000\mu\epsilon$ ,但未见皱纹和剥离现象,而且在荷载不增加的情况下,其值继续增大。同时,在混凝土板顶面中部沿梁纵向出现纵向裂缝,钢梁的屈服范围也自下而上升高,挠度迅猛增长(见图3),梁进入破坏阶段。当组合梁丧失最大承载力时,A梁和B梁的混凝土压应变分别达到 $2800\mu\epsilon$ 和 $1600\mu\epsilon$ ,钢梁基本上都全部进入屈服状态,截面形成较为理想的塑性铰,梁顶面的纵向裂缝开始开展,组合梁发生较大塑性变形,所以,可以认为梁的工作进入塑性阶段(破坏状态)。在试验中,我们在最大荷载时卸荷(见图3b),然后重新加荷( $C'$ ),其承载力下降,而且卸荷后,有很大残余挠度,若将最大荷载时的C点与卸荷点 $C'$ 联接起来,由图3b中可以看出,挠度曲线的初始角度 $\alpha_1$ 与卸荷曲线的角度 $\alpha_2$ 基本一样,所以说,我们将开裂点A之前定义为梁的弹性工作阶段是合适的。

由上述分析可以看出,钢—混凝土组合梁的工作性质可以分为弹性、弹—塑性、塑性三个阶段,而且最终丧失最大承载力时,并未表现为混凝土的压碎,而且由于沿梁纵向在混凝土

土坂顶面产生纵向裂缝而破坏。中和轴位置一直在混凝土坂中。其承载力和混凝土的压应变随着剪切联结件数量的减小而降低和减小,说明组合梁的整体工作程度与剪切联结件的数量密切相关,在剪切联结件按水平剪力计算有充分数量的情况下,混凝土坂与钢梁通过联结件产生完全的相互作用,使组合梁成一体,其承载力大为提高,也有可能充分发挥混凝土的强度和变形能力。另外,混凝土坂顶面纵向裂缝的产生是组合梁最终破坏的标记,一般认为,是弯剪的共同作用结果,详细的分析有待进一步研究。

### 3. 截面平均应变

图6a、图6b是我们根据组合梁B和A试验中,实测的 $\frac{1}{2}l$ 截面处混凝土及钢梁应变值绘制的截面平均应变图。其中包括钢筋混凝土坂上表面及下表面混凝土的应变,以及沿梁高度方向各测点量测的钢梁纵向应变。每个测点的读数仅表示该点在受力过程中的实际应变情况,混凝土坂和钢梁之间的相对滑移未反映在该图中。可以看出,在钢梁受拉翼缘的应变未到屈服应变之前,截面应变服从平截面法则。

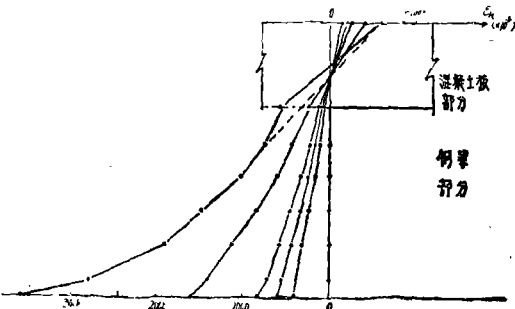


图6a 组合梁B  $\frac{1}{2}l$ 截面实测应变图

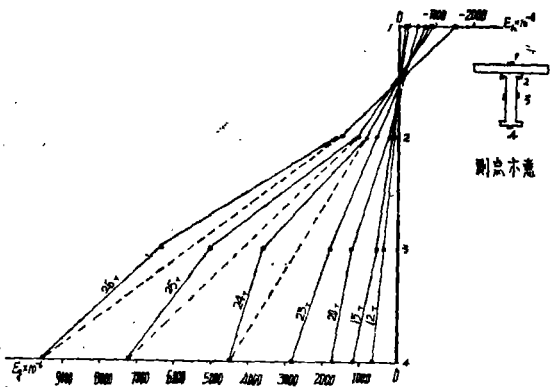


图6b 截面平均应变实测图

### 4. 钢梁中的应力分布

图7是荷载作用下,同一截面上的钢梁应力分布图。图中每条曲线代表该级荷载作用下的应力分布情况,其数值是根据各点处的实测应变值换算求出的。由图中各条曲线的比较可以看出,钢梁中的应力分布经历了弹性线性分布、梯形分布到最终的矩形分布的过程。当开始加载时,钢梁中的应力沿截面高度呈线性变化,当荷载达到50~60%最大荷载时,钢梁的下翼缘首先屈服,而后,随着荷载的增加,达到屈服应力的范围增大,高度增加,钢梁截面上的应力分布图形呈现梯形。当接近最大荷载(90%以上最大荷载时)钢梁接近进入全屈服状态,由于混凝土还未达到极限应变,所以承载能力还可以增加,最后混凝土将近破坏时,

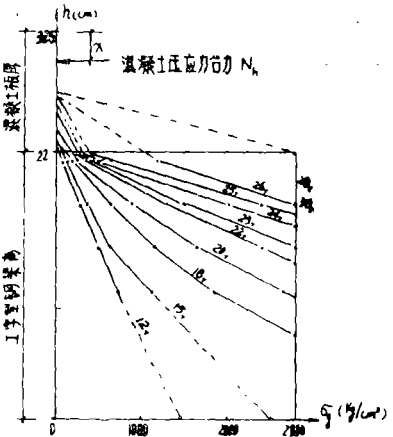


图7 受荷各阶段沿钢梁高度应力图

组合梁达到最大承载力,此时,钢梁截面上的应力分布接近矩形(将近全部达到屈服应力)。但是,我们也应注意到,钢梁截面中的应力分布与钢梁的刚度,受压混凝土的抵抗能力等因素有关。一般认为,钢梁中的最大应力为屈服应力,而实际应力由于钢梁部分进入强化阶段,而高于屈服应力。

### 5. 混凝土板对于钢梁的相对滑移及掀起位移

试验中,我们利用安装在每个联结件处的百分表,观察了板相对于钢梁沿长方向发生的滑移变形情况,以及沿梁竖直方向发生的向上掀起变形情况。图8是A梁的实测滑移变形曲线

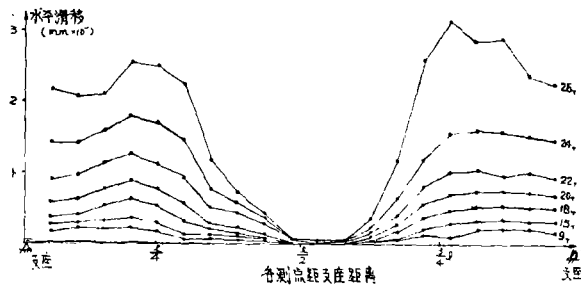


图8 受荷各阶段剪切件水平滑移曲线

图, 每条曲线代表一级荷载。可以看出,在梁中部区段某一范围内几乎无相对滑移发生,而在加荷点附近发生了较大的水平滑移,从加荷点到两端支座处的区段都发生了几乎相同大的水平滑移。各级荷载作用下的水平滑移曲线具有上述的同一性质。随着荷载的增加,发生的滑移值愈来愈大。可见,在梁的纯弯曲段内,剪切联结件承受很小的水平剪力,可仅由构造要求设置,而在弯剪区段内,联结件承受较大的水平剪力,应根据抗剪强度的要求而设置足够数量的联结件,才能充分保证钢梁和混凝土板之间的相互作用,以便整体工作。所以,剪切联结件的设计是钢—混凝土组合梁中的重要环节。

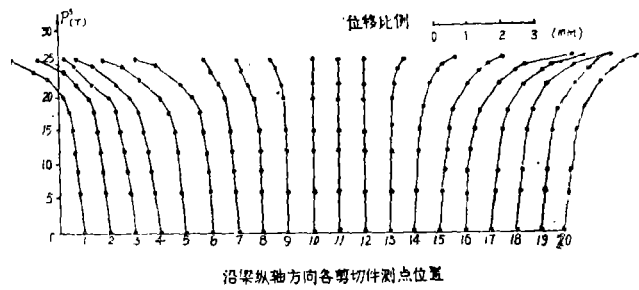


图9 剪切件各测点荷载—水平位移曲线

图9 是我们根据A 梁的实测水平位移值,绘制的各测点荷载—水平位移曲线。由图中各个曲线的比较可以看出,加荷初期,剪切联接件的水平位移和荷载成比例增加,当荷载达到最大荷载的70%左右时,在剪力较大区段内,剪切联接件的水平滑移变形出现塑性性质。在纯弯区段内跨中三个测点几乎没有滑移变形发生,曲线为一竖直线,而在加荷点向两端支座处各测点显出较大的滑移变形,各曲线随荷载的增大而愈来愈平缓,临近破坏时,滑移



变形迅猛增长, A梁最大水平滑移变形达到3.12mm。可见, 剪切联接件的工作进入塑性阶段。因此, 在计算剪切联接件的强度时, 可按极限状态考虑, 钢材的强度指标取 $\sigma_s$ 。

图10是组合梁B在各级荷载作用下, 半跨梁的实测荷载—水平变形曲线。与图8曲线比较, 具有相同的特征。其最大水平滑移值为2.66mm, 仍然是荷载作用点附近产生较大变形, 而且由此点到支座的各点水平变形值基本相等。



图10 组合梁B 各剪切联接件处测点水平变形实测值变化曲线



图11 板、钢梁接合处竖向相对位移分布图

图11是测出的组合梁A中板沿梁长方向各测点向上掀起变形曲线图, 每条曲线代表一级荷载时的向上掀起变形曲线。可见, 在跨中截面附近处, 混凝土板相对于钢梁的向上掀起值很小, 当测点由跨中移向两端支座时, 向上掀起值愈来愈大, 约在离端支座  $\frac{1}{10}l$  处达到最大值, 其值约为1.632mm。以跨中截面的竖直轴线作为中心线, 各级荷载作用下向上掀起变形曲线基本对称。上述规律和文献〔3〕中所述一致, 实测曲线相仿。图12是组合梁B

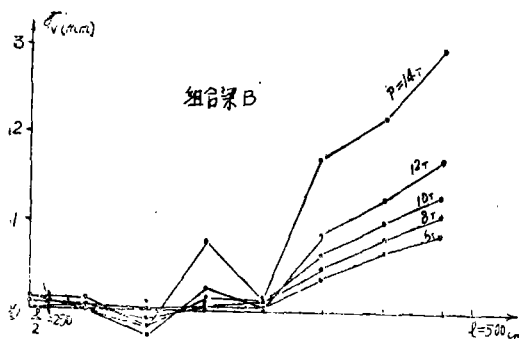


图12 混凝土板右半跨沿梁轴线各测点向上掀起变形实测值变化曲线

中实测混凝土板相对于钢梁的向上掀起值变化图, 可以看出, 其基本规律和图11相似。但由于联接件过少, (A梁的联接件间距为250mm, B梁为330mm), 离支座愈近, 其掀起值愈大。文献〔4〕中试验5根梁, 跨度均为5.19米, 混凝土板厚102mm, 工字型钢梁高为25.4cm, 在跨中点加荷, 采用栓钉连结件, 在剪力跨的间距为2.54cm。混凝土板与钢梁的最终相对水平位移为3mm, 与我们的测试值相接近。而最后掀起值在0.38至1.18mm, 我们的A梁为1.632mm, 而B梁竟达3.021mm。显然板与工字钢失去了整体性的完全相互作用, 使B梁最后承载力(14吨)远低于A梁(30吨)。B梁是在深冬季节烧注混凝土, 又无蒸汽养护, 受

到冻害,致使试件质量不好,也可能连结件数量不敷抵抗组合梁最终水平剪力的需要,以及地模不够平整等众多因素,致使B梁承载力下降,有待进一步研究。

## 6. 混凝土板工作的有效宽度

图13是组合梁A跨中截面混凝土板受压最外缘在各级荷载作用下实测应变变化曲线。可以看出,在  $\frac{b}{l_0}$  ( $b$ 为板宽、 $l_0$ 为组合梁计算跨度)为  $\frac{1}{2.75}$  的情况下,各级荷载作用时,板

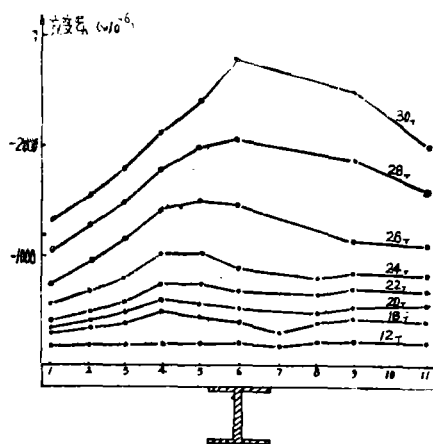


图13 跨中截面处混凝土受压外缘层变曲线图

截面中心线处受压最外缘混凝土的应变值最大,而且,随荷载增加,其值与板边缘应变值之差愈大,各测点应变值的连线为一向上凸的曲线,荷载愈大,曲线的曲率愈大,达到最大荷载时,板截面中心线处受压混凝土应变达到0.0028,而两翼边缘处的应变平均值仅为0.0015,相差几乎一倍。显然,沿板截面横向受压混凝土的内力是不均匀的,板截面中心线处应力最大,两翼边缘处应力最小。所以说,混凝土板不可能全部有效地参加组合梁的整体工作,应根据试验确定参加工作的混凝土板有效宽度 $b_e$ 。如果我们假定组合梁达到最大承载能力时,受压混凝土的折算平均抗压强度为 $\sigma_0$ ,并等于板截面竖轴处的应力,且假定混凝土应力—应变有如下关系:

$$\sigma_k = 0.85R \left[ 2 \frac{\varepsilon_k}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon_k}{\varepsilon_u} \right)^2 \right] \quad (0 \leq \varepsilon_k \leq \varepsilon_0)$$

$$\sigma_k = 0.85R \quad (\varepsilon_0 < \varepsilon_k \leq \varepsilon_u)$$

式中,  $\varepsilon_0$ ——相应于曲线峰值应力时的应变,取 $\varepsilon_0 = 0.002$ ,

$\varepsilon_u$ ——混凝土极限应变,取 $\varepsilon_u = 0.003$ 。

那么根据实测应变值,可将板截面分割成几个有限竖向板条(本梁以每一个测点之间距划分),利用上述曲线进行积分,求出各板条的内力,叠加后根据板中内力相等的原则可求出 $b_e$ :

$$b_e = \frac{1}{\sigma_0} \sum_{i=1}^n \left( \frac{b}{n} \int \sigma_i dy \right)$$

式中 $\sigma_0$ 可由曲线积分及等效矩形原理直接求出,按前边所设条件, $\sigma_0 = 0.8R$ 。求出的 $b_e$ 。

为130厘米,  $\frac{b_e}{l_0}$ 约等于 $\frac{1}{3.85}$ , 小于我国现行钢筋混凝土规范(TJ10—74)中对于单独T形梁的规定 $\frac{1}{4}$ 。接近国外有关文献中对组合梁的规定。所以, 我们认为, 在进行组合梁的计算时, 受压混凝土的设计强度可取 $0.8R$ ,  $b_e$ 可取 $\frac{1}{4}l_0$ , 或对于中间梁不得大于邻梁的间距, 对于边梁不得大于钢梁中心线到板边缘的距离。

### 三、结 论

根据上述对试验结果的初步分析, 可得出如下结论:

1. 钢—混凝土组合梁采用普通槽钢作为连接件属于柔性联结, 要合理布置, 并计算保证连接件有足够的强度, 其整体工作性能较好, 最终混凝土板纵向开裂, 且梁的挠度过大, 不能继续加载而终止试验, 由于钢梁的较好塑性, 组合梁破坏呈塑性性质。
2. 钢筋混凝土板的有效宽度可取 $\frac{1}{4}l_0$ , 且不大于相邻梁的净距, 对于边梁不得大于梁中心线到板边缘的距离。
3. 在进行截面强度及构件变形计算时, 平截面法则是适用的。
4. 剪切联结件的强度计算主要由水平剪力决定, 钢材的设计强度按钢结构规范规定的设计强度取用, 混凝土的设计强度可取 $0.8R$ 。

### 参 考 文 献

- [1] Report of the Sub-committee on the state-of-the-Art Survey of the Task Committee on Composite Construction of the Committee of Metals of the Structural Division: "Composite Steel—Concrete Construction", Journal of the Structure Division, ASCE, March, 1974.
- [2] L.C.P. Yam, and J.C. Chapman: "The inelastic behaviour of simply supported Composite beams of steel and Concrete" The Institution of Civil Engineers Proceedings, December, 1963. V.41, pp 651~683.
- [3] N.M. Hawkins and J.W. Roberick: "The behaviour of Composite Beams" The Institution of Engineers, Australia civil Engineering Transactions, vol. CE18, No.2 1976, PP103~108.
- [4] 郑州工学院土建系、哈尔滨建筑工程学院、化工部建筑设计技术中心站: "钢—混凝土组合结构资料" 1979年4月