

# 一种新型连续钢—砼组合梁的试验研究

聂建国 卫军 荆建梅 郭乐功

(土建系)

**提 要:** 本文对采用预制钢筋砼板和现浇层砼共同形成翼缘这种新型连续钢—砼组合梁进行了试验研究。阐述了这些试验梁的基本性能,内力重分布过程和破坏形态。对支座截面和跨中截面的极限抗弯强度计算方法提出了建议。本文还对这种连续梁的使用极限状态进行了讨论且得到了能满足使用阶段要求的支弯矩调幅系数最大值。

**关键词:** 新型连续组合梁,性能,强度,弯矩调幅系数。

作为一种受弯构件,钢—砼组合梁已经在工业和民用建筑中得到了广泛的应用。对于砼翼缘为整体现浇的钢—砼组合T型梁已进行了大量的研究<sup>[1]</sup>,但对于采用预制钢筋砼板和现浇层砼共同形成翼缘的连续钢—砼组合梁尚缺乏研究。这种新型组合梁的施工方法是,作为楼板中一部分的钢筋砼预制板首先支承于预先焊有栓钉剪力连接件的钢梁上翼缘,然后在预制板上面浇筑一层现浇砼,因此这种组合梁的砼翼缘由预制板和现浇层砼所组成,当现浇层砼达到一定强度时,一端焊在钢梁翼缘上而另一端则埋入现浇层砼中的栓钉剪力连接件便开始具有承载力,使组合梁表现出整体工作性能。可见这种钢—砼组合梁能充分利用材料强度,加快施工速度,很适于高层建筑和其他大型工业与民用建筑。作为叠合板钢—砼组合楼层结构研究计划中的一部分,我们进行了三根两跨连续钢—砼组合梁的试验研究。如所周知,当荷载超过弹性范围时,由于材料的非线性性能将使这种连续梁发生弯矩重分布。本文主要目的是研究弯矩重分布过程、基本工作性能和极限承载力。

## 1、试 验 方 案

设计试件时采用[2]中建议的简化塑性理论计算中支座截面塑性弯矩 $M_1$ 和跨中截面塑性弯矩 $M_2$ ,在计算 $M_1$ 时只考虑钢筋和钢梁截面,不考虑砼参加工作。由于砼翼缘相对较窄,故计算 $M_2$ 时采用试件实际砼翼缘宽度,而不是有效宽度。为了达到试验目的,我们主要改变中支座负弯矩区的钢筋数量。支座钢筋数量随负弯矩设计调幅值而变化。三个试件(其编号分别CCB1, CCB2, CCB3截面尺寸相同(见图1a)。上表面的预制钢筋砼板厚度为45mm(经过人工拉处理,最大拉毛深度为5mm),现浇层砼的厚度为55mm,每块预制板长(垂直钢梁纵轴方向)为300mm,宽(平行于钢梁纵轴方向)为760mm,钢梁上翼缘的支承长度为30mm在砼翼缘底部和顶部分别设有 $\phi 6@100$ 的横向钢筋(见图1b),底部横向钢筋就是由予制板支承端预先伸出的“胡子筋”,横向配筋率为0.6%。栓钉剪力连接件根据[3]进行设计(但对负弯矩区栓钉数量增加20%)。带头栓钉高90mm,直径为16mm,在不同弯矩区段均匀布置。

\* 硕士研究生王聚厚同志参加了试验准备工作

收到日期: 1988. 09. 19.



图 1

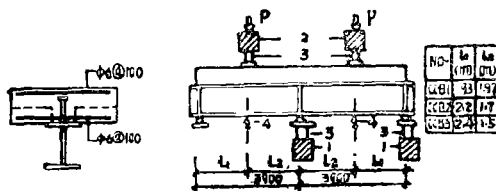


图 2

1—能升降的千斤顶；2—同步液压千斤顶；3—荷载传感器；4—百分表  
焊接工字钢翼缘为 $160 \times 10\text{mm}$ ，腹板为 $180 \times 8\text{mm}$ 钢号为A3F。

试验方案，仪表布置和量测手段参看图2，每根梁均采用两跨对称集中加载，对于CCB1 CCB2和CCB3，加载点到中支座的距离分别为197cm，170cm和150cm 通过两个 500KN且与一同步稳压装置WE—300A相连接的液压千斤顶施加集中荷载，同时用两个荷载传感器量测中支座和一个边支座的实际反力，在量测支反力的支座下方布置有能升降的千斤顶。砼、钢筋和钢梁上的应变均通过电阻应变片用应变自动记录仪量测。在跨中及支座处均设有百分表以量测挠度和支座的沉降。

考虑到支座升降对连续梁内力会产生影响，在试验过程中采用几何调平加静力调平的方法，以提高试验结果的精度和可靠性。从加荷开始到砼第一裂缝出现时为止，每加完一级荷后先进行静力调平，然后再读数。静力调平的方法是调整支座的升降，使实测支反力与线弹性理论计算值完全相吻合。中支座区砼开裂后，便开始采用几何调平直至试验结束。几何调平即每加完一级荷载后，先对支座进行调整，以消除支座的不均匀沉降，然后再测读有关数据。

## 2 主要试验结果与分析

设 $P_1$ 和 $P_2$ 分别代表作用于右跨和左跨的荷载， $R_1$ 和 $R_2$ 分别表示中支座和右边支座的实测反力，主要试验结果见表1所示。结果表明 $P_1$ 和 $P_2$ 之间的最大相对误差为3%， $P_1$ 和 $(\frac{R_1}{2} + R_2)$ 间的最大相对误差为2.6%，说明测量的荷载和支反力数据是可靠的。

表1 主要试验结果

试 件	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{tr}$ (N/mm <sup>2</sup> )	立方体强度 $f_{cu}$ (N/mm <sup>2</sup> )		开裂荷载 $P_c$ (KN)		$P(c=0.3)$	$P(f=\frac{L}{250})$	$P_u$	$\alpha_u$	$P(\alpha=20\%)$	$M_1$	$M_{1t}$
			预制板	现浇砼	中支座	跨中	(KN)	(KN)	(KN)	(%)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)
CCB1	371	410	25	27	32	125	250	260	348	23	327	189	195
CCB2	371	410	25	25	39	141	230	270	362	25	333	194	204
CCB3	371	410	25	26	40	180	240	310	395	29	321	202	209

\*注： $P(c=0.3)$ ， $P(f=L/250)$ 和 $P(\alpha=20\%)$ 分别表示对应于最大裂缝宽度为0.3mm，跨中最大挠度为 $L/250$ 和支座弯矩调幅系数为20%时的试验荷载。

开裂荷载见表1所示。第一条裂缝首先在中支座砼上表面出现,随着荷载的增大,负弯矩区砼裂缝数量逐渐朝跨中方向增多,已出现的裂缝不断发展变宽,随着荷载进一步增加,跨中截面中和轴逐渐上升并进入砼翼缘中,当中和轴上升到一定高度时便开始在跨中出现裂缝。负弯矩区和跨中裂缝随荷载不断增加而持续发展直至试件破坏。试验表明负弯矩区裂缝分布范围比跨中区的分布范围大,最大裂缝宽度也存在于支座负弯矩区。砼上表面未出现任何纵向裂缝,这表明横向配筋率为0.6%即可足以抵抗纵向剪力。为满足正常使用极限状态要求,支座最大裂缝宽度将控制这种连续组合梁的实际设计。

典型的荷载—应变“ $P/P_U-\epsilon$ ”(P,  $P_U$ 和 $\epsilon$ 分别表示荷载,极限荷载和图示特征点的应变)见图3所示。在支座区砼开裂前, $P/P_U$ 与 $\epsilon$ 之间成直线关系,裂缝出现后,应变发

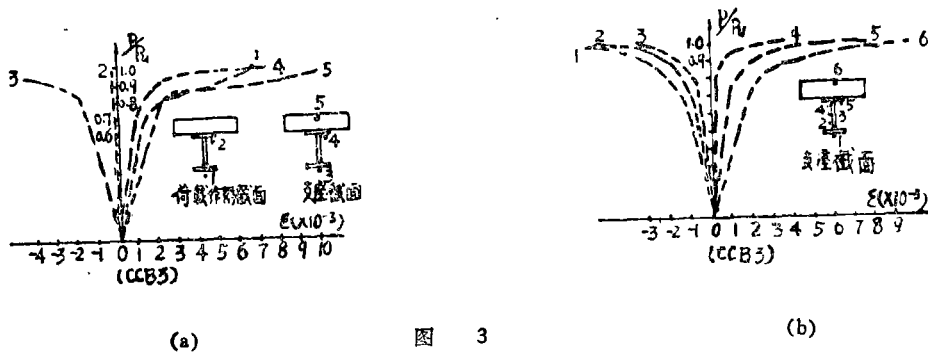


图 3

展速度略有增大,但 $P/P_U$ 与 $\epsilon$ 之间仍然近似呈线性关系且持续到支座区钢筋开始屈服(此时对应荷载为 $0.7P_U-0.8P_U$ )时为止。在钢筋屈服后应变迅速发展直至破坏机构形成。裂缝的出现并不明显改变“ $P/P_U-\epsilon$ ”曲线的性质。图3b和图3a具有相同的特点,当达到极限荷载时支座截面的钢筋,钢梁上下翼缘和绝大部分腹板均已进入屈服阶段。跨中截面钢梁下翼缘和绝大部分腹板也进入了屈服状态。

从图4可见 $P/P_U$ 与 $f$ ( $f$ 为荷载作用点的挠度)之间在中支座区钢筋屈服之前近似呈线性关系,支座区砼开裂对“ $P/P_U-f$ ”曲线无明显影响。当中支座区钢筋屈服之后,挠度迅速发展,此时截面塑性区发展已进入工字钢腹板而使梁的刚度迅速变小。从支座区钢筋开始屈服到极限荷载达到这一阶段,“ $P/P_U-f$ ”曲线平缓上升,达到极限荷载后曲线又平缓下降,它表明这种连续组合梁具有良好的延性。值得指出的是,在荷载达到 $0.4P_U$ (对应于跨中砼开始出现裂缝时的荷载)之前,按照线弹性理论计算的挠度与实测挠度完全吻合,这

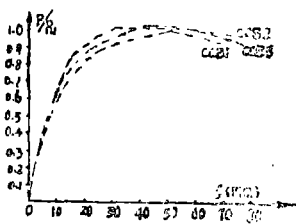


图 4

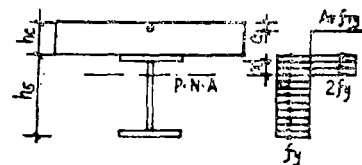


图 5

表明支座区砼裂缝并不明显减小梁的刚度,但由于钢梁和砼翼缘间的相对滑移和跨中砼第一条裂缝几乎同时出现,这表明相对滑移的出现会在某种程度上降低组合梁的刚度。

三根试验梁均属于弯曲破坏,在达到极限荷载 $P_U$ 之后接着发生支座处钢梁下翼缘的局部屈曲。其破坏过程是在荷载接近 $P_U$ 时,中支座区钢筋首先屈服,接着支座和荷载作用点的钢梁截面塑性区进入腹板,然后荷载作用点附近的砼翼缘上面部分被压碎,此时破坏机构完全形成。三根梁均未发生整体失稳破坏。在荷载达到极限荷载之后,中支座处钢梁压翼缘出现局部屈曲现象并导致荷载下降,值得指出的是在荷载略有下降之后,梁仍能继续承载。之所以发生中支座压翼缘局部屈曲是由于在破坏机构形成时中支座截面已发生了较大的转动变形。试验表明只要支座负弯矩区钢梁翼缘和腹板的宽厚比满足有关规范要求,那么在极限荷载到达之前它们不会发生局部屈曲,因此设计这种组合梁时,负弯矩区钢梁的翼缘和腹板尺寸应满足钢结构规范对塑性设计的要求。在整个试验过程中,预制砼板和现浇层砼之间未出现相对滑移,这表明采用人工拉毛的砼预制板上表面和现浇层砼之间具有足够的抗剪力。试验过程中也未发生栓钉连接件破坏,它表明这种新型组合梁中的栓钉连接件与完全用现浇层砼作为翼缘的组合梁中的栓钉剪力连接件具有同样的承载力。

### 3 弯矩重分布和正常使用极限状态的讨论

设 $M_1$ 为按照线弹性理论计算的中支座弯矩, $M_{1t}$ 为中支座实测弯矩,则弯矩调幅系数 $\alpha$ 为:

$$\alpha = \frac{M_1 - M_{1t}}{M_1} \times 100\% \quad (1)$$

在支座区砼开裂之前, $\alpha = 0$ 。第一条裂缝出现之后, $\alpha$ 随荷载增大而增大,当支座区钢筋开始屈服时, $\alpha$ 随荷载进一步上升而迅速增大。由表1可见,对于试件CCB1,CCB2和CCB3,其最大 $\alpha$ 值分别为23%,25%和29%。如果在正常使用阶段,最大裂缝宽度限制为0.3mm,且取活荷载分项安全系数 $\gamma_Q = 1.4$ (即使用荷载 $= 0.7P_U$ ),试验表明这些中支座最大弯矩调幅系数不能满足正常使用阶段要求。换句话说当 $P = 0.7P_U$ 时,最大裂缝宽度已超过0.3mm。但是,如果取 $\alpha = 20\%$ ,三根试验梁均能满足使用阶段对最大裂缝宽度不大于

0.3mm的限制。值得指出的是,实际跨高比为13的这些试验梁所对应最大挠度为 $\frac{L}{250}$ 时的荷

载(已列于表1中)均大于 $0.7P_U$ 。综上所述,我们认为对于连续钢—砼组合梁在跨高比不大于13时,不是变形而是最大裂缝宽度控制设计。很显然支座区最大裂缝宽度主要与支座弯矩调幅系数 $\alpha$ 有关,因此建议在实际设计时应当限制支座弯矩调幅系数 $\alpha$ 不大于20%。

极限强度,根据试验结果,只要在极限荷载达到之前能保证钢梁不发生局部屈曲,截面极限抗弯强度可以按照简化塑性理论进行计算,由试验结果和参考文献[3],计算中支座截面极限抗弯强度时可采用如下假定:(1)拉区钢筋及拉压区的钢梁截面均已达到屈服强度;(2)忽略钢筋和钢梁的应变强化阶段,即假定钢梁和钢筋的应力—应变曲线为理想弹—塑性曲线,同时不计拉区砼参加工作。参看图5,设塑性中和轴位于钢梁腹板内,由 $\sum X = 0$ 和 $\sum M = 0$ 可以得到:

$$A_s f_y - 2b_f t_f f_y - 2x t_w f_y = A_s f_{sy} \quad (2)$$

$$M_i = A_s f_y \left( \frac{h_s}{2} + h_c - a \right) - 2b_f t_f f_y \left( h_c + \frac{1}{2} t_w - a \right) - 2x t_w f_y \left( h_c + t_w + x - a \right) \quad (3)$$

式中 $A_s$ 和 $A_s$ 分别表示钢梁和支座区钢筋的面积, $f_y$ 和 $f_{sy}$ 则分别表示钢梁和钢筋的屈服应力, $t_w$ 和 $t_f$ 为钢梁翼缘和腹板的厚度。其余符号意义见图5所示。联立求解方程(2)和(3)可以得到三个试件 $M_i$ 的计算值,其结果见表1, $P_0$ 作用下对应的中支弯矩实测值 $M_{1,t}(=L_2 \times P_0 - L \times R_2)$ 也列于表1中,比较表明中支座截面极限抗弯强度实测值与按照简化塑性理论计算结果吻合良好。

根据类似假定和计算,我们发现简化塑性理论同样适用于跨中截面,只要考虑到组合梁中剪力连接程度的影响,试验值同样与简化塑性理论计算值吻合较好。

#### 4 几点结论

①只要对预制钢筋砼板上表面采取人工拉毛处理和设置适当数量的栓钉剪力连接件,用预制钢筋砼板和现浇层砼共同形成翼缘的钢-砼组合T形梁具有良好的整体工作性能。

②这种新型组合梁砼翼缘中横向配筋率不小于0.6%时能足以抵抗纵向剪力并防止纵向开裂。

③栓钉剪力连接件在这种组合梁中的性能和极限承载力与一般钢-砼组合梁中的相同。

④试验梁均未发生整体失稳。只要支座区钢梁压翼缘和腹板的宽厚比满足钢结构规范对塑性设计的要求,在达到极限荷载之前钢梁不会发生局部屈曲。

⑤试验表明这三根连续梁具有足够的转动能力。如果取活荷载分项安全系数 $\gamma_Q = 1.4$ ,则支座弯矩调幅系数可取20%仍能满足使用阶段要求。对于这种型式的连续构件,是支座区最大裂缝宽度,而不是最大挠度(只要跨高比不大于13)控制设计。

⑥支座截面及跨中截面的极限抗弯强度可以按照简化塑性理论计算,但应考虑剪力连接程度的影响。

#### 参 考 文 献

- [1] R.Paul, Johnson: "Research on Steel-concrete composite beams". J.Struct.Div.Am.Soc. Civ.Engrs, Mar., 1970.
- [2] Slutter R.G.and Driscoll G.C. "Flexural Strength of Steel-concrete composite beams". J.Struct.Div.Am.Soc.Civ.Engr.1965, 91, No.ST4, Apr., 71-99
- [3] British Standards Institution "Draft Code of Practice, B.S.499".
- [4] Park R. "ultimate Strength of continuous composite T-beams". Trans.Instn.Engrs.August, 1967 1967, CEG, No.2, oct, 180-197

## Experimental research on a new type of continuous composite steel—concrete beam

Nie Jianguo Wei Jun Jing Jianmei Guo Legong

( Civil and Architecture Department )

**Abstract:** In this paper, experimental reserch work was carried out on a new type of continuous composite steel-concrete beam using precast reinforced concrete slabs and a whole layer of post-placed concrete on the precast slabs as its flange. The behaviour of bending moment redistribution and the failure mode for these composite beams were pointed out. The calculating methods for the ultimate flexural strength of support section and mid-span section were recommended. The serviceability limit state for this kind of beam were also discussed, and a maximum factor of moment for the support moment was given out.

**Keywords:** new type continuous composite beam, behaviour, strength, factor of moment adjustment.