

U—200压型钢板与砼组合楼 板受力性能的试验研究

邓秀泰 聂建国

(郑州工学院土建系)

提 要: 对不同型式的压型钢板和砼所构成的组合楼板, 均应进行协同工作的试验研究, 根据其破坏特征确定计算方法。本文通过十八个足尺寸国产U—200压型钢板—砼简支组合板试件的研究, 确定了板端焊栓钉和不焊栓钉简支板的破坏形态, 分析了其破坏机理, 并为设计计算提供了基本参数 m 、 k 值。

关键词: 压型钢板, 栓钉, 剪跨

压型钢板—砼组合楼板是近廿年来发展起来的一种新型楼板, 它是用薄钢板压成合理的几何断面, 在钢板上构造剪力连接装置 (如在钢板上轧制凹凸槽纹、焊上与肋垂直的横向钢筋、板端焊劲性栓钉等等), 钢板上浇砼制成。它具有许多优点: 压型钢板由于有较好的刚性, 在施工期间可作平台和模板使用, 从而省去大量模板和支撑; 在使用期间又可作受力钢筋用, 不需再配受拉钢筋; 压型钢板重量轻, 国产U—200型钢板每平方米仅重13.1公斤 (板厚1毫米), 可预先截成所需长度, 运输、施工方便; 各层楼板可同时施工, 加快工程进度; 组合楼板的延性相当好, 适于抗震结构等等。国外已有不少工业建筑和高层建筑采用组合楼板, 我国正处于起步阶段, 被列为国家建委科研重点项目。随着我国钢产量的不断增加, 建筑用钢也会相应增加, 这种组合楼板的应用前景将是十分光明的。

1 组合板的基本破坏形态

组合楼板的破坏形态主要有两种:
1.1 纵向水平剪切破坏 组合板主要是依靠砼和压型钢板之间的粘结力起组合作用, 所以纵向水平剪切粘结力的丧失是其主要破坏模式。其破坏特征是集中荷载作用点附近砼由下而上的斜裂缝, 随着噼噼啪啪的响声, 砼和钢板在局部脱离, 此时砼和钢板间的切粘结力逐渐丧失, 纵向产生砼与钢板间明显的相对位移如图1所示。由试验结果表示纵向水平剪切破坏破坏关系的曲线如图2虚线所示, 类似及整期使结构的计算。

本文1988年8月15日收稿

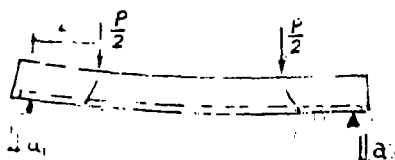


图 1

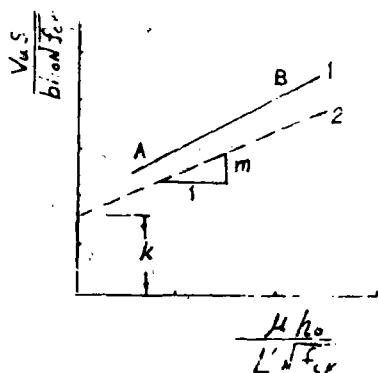


图 2

$$V_u = \varphi \frac{b t_0}{S} \left(\frac{m \mu h_0}{L'} + k \sqrt{f_{ck}} \right) \quad (1)$$

式中

φ ——承载力降低系数;

V_u ——组合板单位长度的纵向水平剪切粘结极限承载力 (KN/cm)

μ ——含钢率;

S ——压型钢板上纵向水平剪力件的间距 cm;

L' ——剪跨长 cm;

f_{ck} ——砼轴心抗压强度 (KN/cm²)

m 、 k ——分别为回归分析直线的斜率与截距, 按折减 15% 后的直线 2 取值。

1.2 弯曲破坏。如果压型钢板与砼之间的连接装置有足够的保证, 使最大弯矩截面达到极限弯矩 M_u 之前仍能成整体工作, 而只出现极微小的纵向相对滑移, 到按弯曲破坏模式进行设计计算, 其方法与普通钢筋砼受弯构件类似。根据极限平衡条件, 组合板的极限弯矩

$$M_u = A_s F_y \left(h_0 - \frac{X}{2} \right) \quad (2)$$

式中

A_s 、 F_y ——分别为压型钢板截面面积和屈服强度;

h_0 ——组合板的有效高度, 为压型钢板的重心至砼板顶面的高度;

X ——受压区高度, 应使 $X \leq X_{\max}$ ($= 0.55 h_0$)

2 组合板试验与分析

试验目的: ①探讨国产压型钢板——砼组合楼板的整体工作性质; ②了解板端栓钉对组合板破坏型式的影响; ③受弯组合板的承载能力; ④由试验分析得出计算纵向水平剪切粘结承载力的基本参数 m 、 k 值。

试件及试验方案: 板端焊有栓钉的试件共十二个, 分 A、B 两组, A 组的钢板为反扣, 即窄肋在底部, B 组的钢板为正扣, 即宽肋在底部 (见图 3)。每组六块, 按板厚、砼标号和剪跨长 L' (即离支座最近的集中荷载作用点到支座的距离) 分两小组如表 1。试件长度为

表1

试件编号 项 目 测 值	SP1-1			SP1-2			SP2-1			SP2-2		
	I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III
混凝土立方体强度 f_{cu} (N/mm ²)	36.8			26.5			24.8			35.9		
组合板厚度 h (cm)	14.0	14.0	15.0	13	14.5	13.5	13.2	13.5	13.5	12.5	12.6	12.0
开始滑移荷载 q_s (KN/m ²)	16.1	11.7	8.2	22.1	13.8	13.8	12.6	11.8	15.8	11.3	17.0	15.1
$r=1/360$ 的荷载 (KN/m ²)	16.1	14.7	14.7	14.4	14.0	12.0	15.8	17.7	15.8	17.0	18.9	18.9
屈服荷载 q_1 (KN/m ²)	27.3	28.0	24.0	20.1	24.0	24.0	22.0	23.5	21.8	25.3	26.1	24.8
极限荷载 q_u (KN/m ²)	40.0	41.0	40.2	45.4	48.0	37.4	36.0	40.0	36.6	43.2	43.2	43.2
极限弯矩 M_u (KN·m)	25.0	25.6	25.1	28.4	30.0	23.4	22.5	25.0	22.5	27.0	27.0	27.0
计算极限弯矩 (KN·m)	26.9	26.9	29.8	23.1	27.5	24.6	27.8	28.1	28.1	26.0	26.3	24.6

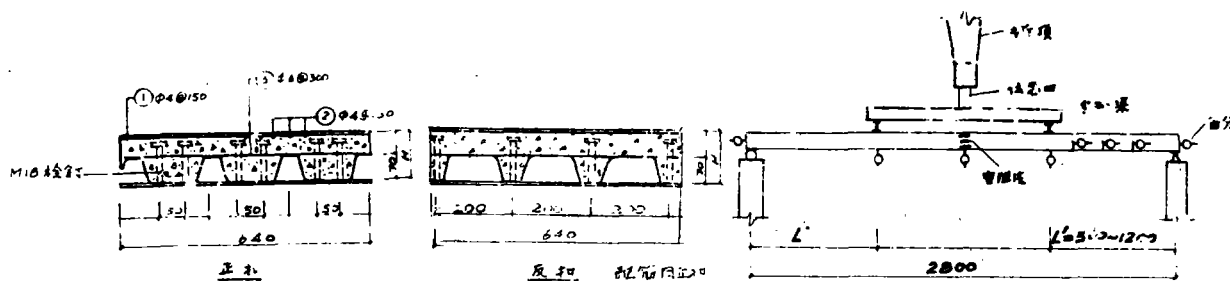


图3

试验装置示意图

图1

3 M、计算跨度 $L = 2.8\text{M}$ 、板宽 $b = 0.63\text{M}$ 、压型钢板截面高为 70mm 。在压型钢板上翼缘上用 J 422 焊条点焊上 $6 @ 300$ 的横向抗剪钢筋。在压型钢板上离板端 10cm 处用栓钉焊机透过压型钢板, 将栓钉焊到 10mm 厚的支承钢板上, 把压型钢板与支承钢板紧密地连接在一起。栓钉的规格为直径 18mm 、长度 110mm , 其作用是在实际工程中把压型钢板和钢梁上翼缘连接起来, 同时起抗剪作用, 以抵抗压型钢板和砼交接面上的部分剪力。组合板顶部配置有 $4 - 150\text{mm} \times 150\text{mm}$ 的钢筋网。板端无栓钉的试件共六个, 压型钢板均为反扣, 其基本数据见表 2。全部

表 1 和表 2 中的荷载是通过最大弯矩等效和最大挠度等效得到的等效均布荷载。由最大弯矩等效得

由最大挠度等效得

式中:

P (kN)——千斤顶所施加的总荷载;

B (M) ——组合板宽度;

 L'_{ts} (M)——剪力跨长度;

L (M) —— 计算跨度。

2.1 板端焊有栓钉组合板的试验结果及分析

典型的裂缝发生及发展见图 5 所示, 当板下部拉应力达到砼抗拉强度时, 出现弯曲裂缝,



此时荷载约为 $0.25q_u$ ，随着荷载进一步增大，裂缝向上延伸发展，接近于极限荷载时，加载点附近开始出现竖向裂缝延伸出来的弯剪斜裂缝。

典型的应变发展及分布规律见图 6 所示。在栓和压型钢板顶部交接面上的剪应力未超过自然粘结应力之前, 应变沿截面高度基本上呈连续线性分布规律, 在荷载增加到约等于 $0.3q_u$ 时可听见交接面上自然粘结力局部被破坏的响声, 截面应变分布开始在压型钢板上翼水平面位置出现水平台阶, 表示产生滑移应变, 但由于横向抗剪钢筋和端部栓钉的存在, 使得在荷载不断增加的情况下, 组合板仍表现出良好的协同工作性能, 滑移应变很微小, 对组合板的受力性能无明显影响。随着荷载进一步增加, 截面中和轴不断上移, 压型钢板和栓部分基本上仍分别保持平截面变形。在整个受载过程中, 压型钢板始终受拉, 在荷载达到 $(0.5 \sim 0.7) q_u$ 时钢板下翼缘开始屈服, 多数试件在荷载达到 $(0.8 \sim 0.9) q_u$ 时压型钢板上翼缘屈服。组合

板的抗弯刚度不同,在两个集中荷载之一下面出现竖向分离,组合作用遭到破坏,水平相对滑移较明显。随着荷载的增加,这个过程将继续下去;竖向分离在更大的范围内出现,更多的荷载由砼承受,更多的横向钢筋失去抗剪作用。当由砼所承受的荷载足够大而引起斜向拉裂时,砼剪跨部分开始对钢板出现明显的相对滑移,横向钢筋不再起抗剪作用了,协同作用完全消失,端部滑移可达5~10mm。上述破坏机理认为:破坏起始于组合截面靠近一个加荷点的抗弯能力下降,由于两种材料的弹性模量不一样,导致钢板层和砼的竖向分离,竖向分离致使纵向抗剪遭到破坏,这使得砼承受更多的荷载,最后产生一个标准的斜向拉裂,裂缝加宽以及横向抗剪钢筋作用的消失,均导致端部出现较大滑移,这个过程持续到抗剪能力耗尽,这时就达到了最终荷载。

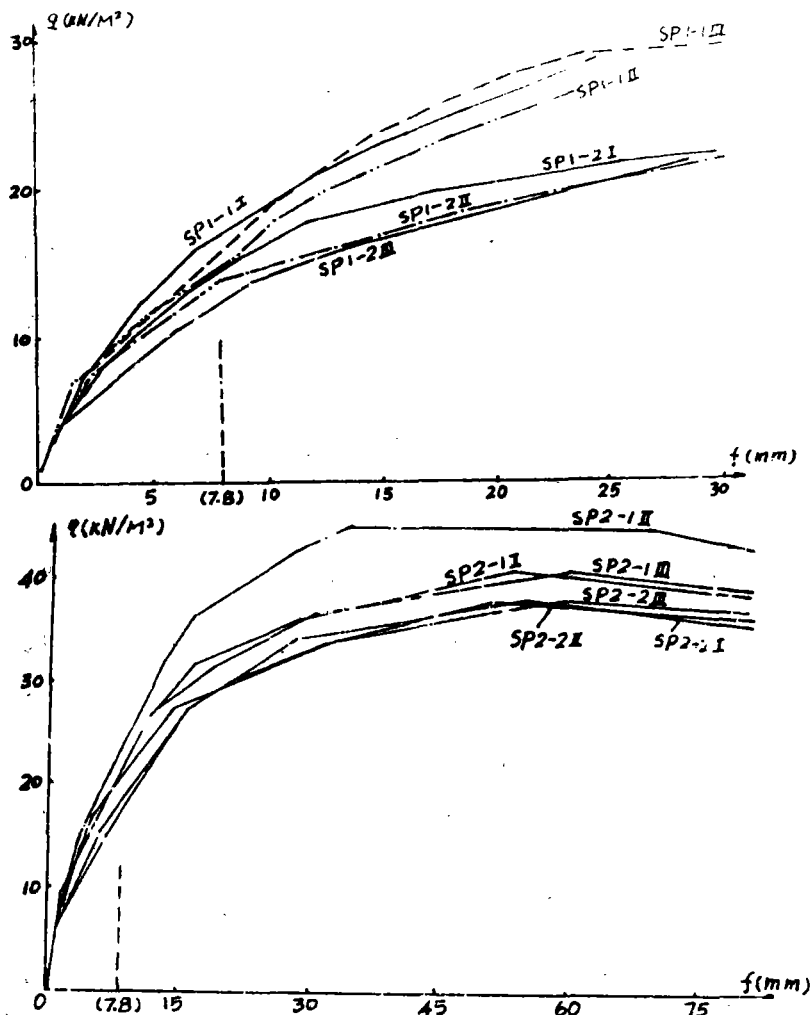


图7

根据表2及图9,可得纵向水平剪切粘结破坏关系的回归直线如图10所示。为了考虑试验

表2

试件 编 号	剪跨 L (cm)	板厚 h (cm)	轴心抗压 强度 f_{ek} (N/cm ²)	$f = L/360$ 的 荷载 (KN/m ²)	屈服荷载 q_T (KN/m ²)	纵向水平粘结 极限荷载 (KN/m ²)
SP3-1	100	13	2030	12.4	23.3	15.3
SP3-2	70	13	1760	15.4	20.8	13.1
SP3-3	120	13	2060	16.2	19.4	14.3
SP3-4	50	14	1820	15.0	—	11.9
SP3-5	60	14	2220	18.3	19.1	14.3
SP3-6	70	14	1880	19.0	—	15.5

数据的离散性, 将 (1) 式中的试验系数 m 、 k 值降低 15%, 如图中虚线所示, 由此求得 $m = 15100$ 和 $k = 0.816$

表 2 中的纵向水平粘结极限荷载可由图 9 看出, 它是当板端突然产生较大相对滑移而确定的。六个构件的纵向水平粘结极限荷载一般均小于 $f = L / 360$ 时的荷载, 而屈服荷载都较大, 其中第四、六两个试件尚未达屈服就由于滑移而破坏。由图 9 可见, 在剪跨范围内各试件的滑移没有明显的规律性, 这与许多因素有关: 横向钢筋的焊接质量、加荷载时试件的平直精度等等。从试验结果看, 滑移常可在两端出现。(图 9 见下页)

3 结论

3.1 焊接在压型钢板上翼缘的横向抗剪钢筋, 6 @ 300 和焊接在压型钢板端部的栓钉能有效地保证组合楼板协同工作。压型钢板和砼接触面上滑移较小, 对组合板的协同工作无明显影响。组合板呈弯曲破坏形态, 计算极限弯矩和实测极限弯矩值相接近, 可以把压型钢板作为受拉钢筋, 按照普通钢筋砼板进行计算。

3.2 当组合板端不焊栓钉而

仅在压型钢板上焊有横向钢筋时, 其破坏模式呈纵向水平剪切粘结破坏形态, 板端产生明显的相对滑移。这种构件其承载力是由纵向水平剪切粘结力所控制。

3.3 组合板在厚度相同的情况下, 压型钢板正扣和反扣时承载力相近, 由于组合板的强度和刚度储备很大, 在使用荷载不大时一般可采用反扣, 节约砼用量 30% 左右。

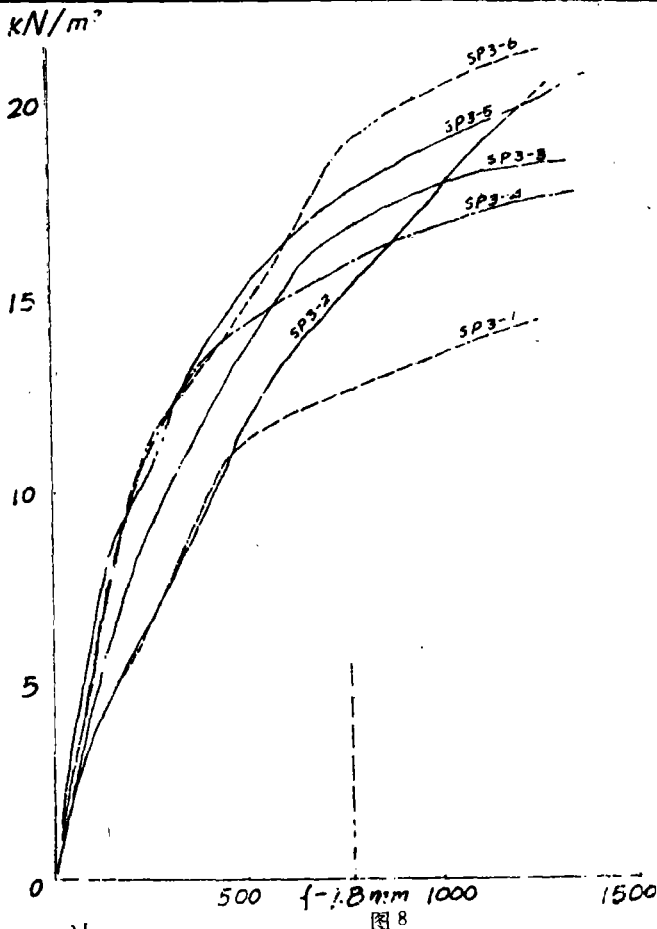


图 8

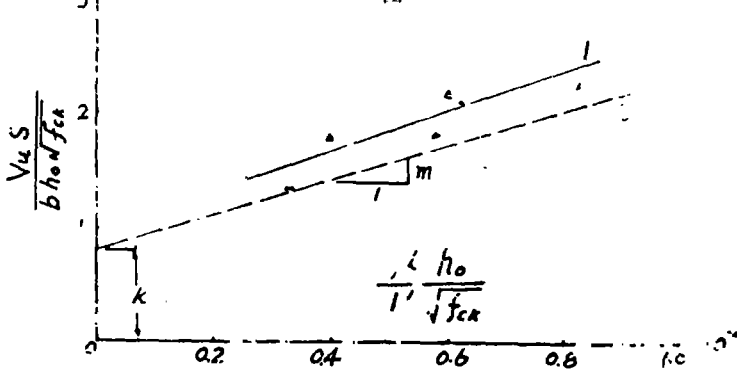


图 10

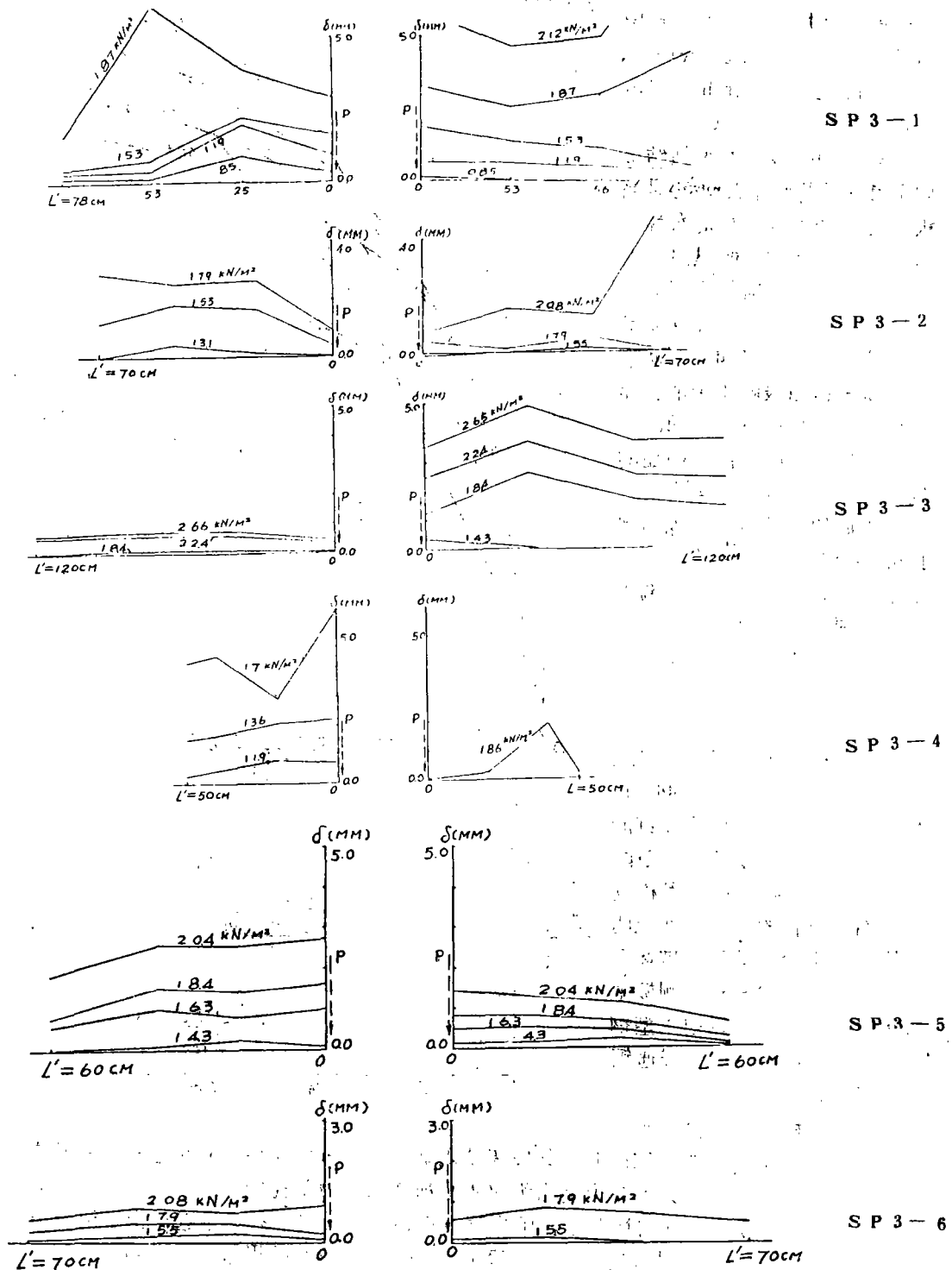


图 9

3.4 当组合板放置于钢筋砼梁上时可采用板端不焊栓钉的组合板。

4 算 例

设简支组合板 $L = 2.8\text{M}$, $h = 13\text{cm}$, $q = 6\text{KN/M}$, 砼强度等级 C25, 验算其纵向水平剪切粘结承载力。

最大弯矩 M :

$$M = 1/8 \cdot qL^2 = 1/8 \cdot 6 \times 2.8^2 = 5.88\text{KN} \cdot \text{M}$$

按开裂计算压型钢板所受到的拉力 T :

$$T = M / (h_0 - x/2) \\ = 588000 / (8.65 - 4.5/2) = 91446 \quad (\text{N})$$

纵向单位长度 (1 cm) 平均剪力 V_b :

$$V_b = T / L = 91446 / 70 = 1306\text{N/cm}$$

纵向水平极限剪切粘结力 V_u :

$$V_u = 0.85 \times \frac{100 \times 8.68}{30} \left(\frac{15100 \times 0.0206 \times 8.68}{70} + 0.816 \sqrt{1700} \right) \\ = 1776\text{N/cm} > 1306\text{N/cm} \quad (\text{安全})$$

参 考 文 献

- [1] Johnson, R. P., Composite Structures of Steel and Concrete, 1975
- [2] Porter, M. L., and C. E. Ekberg, Jr., Design Recommendations for steel Deck Floor Slabs, Journal of structural Division, Proceedings of ASCE, Vol. 102, NO. ST11, November 1976.
- [3] 汪心渊: 压型钢板与混凝土组合楼板的组合效应, 《工业建筑》1985年9月。
- [4] 潘泰华、沈曙东译: 高层建筑《钢—混凝土组合结构》, 冶金部建筑研究总院建筑技术情报研究室 1985年12月。

Experimental Research on Load-bearing Capacity for Composite Floor of U-200 Profiled

Steel Sheet/Concrete Slab

Deng Xiutai Nie Jianguo

(ZhengZhou Institute of Technology)

Abstract: It is necessary to preform experimental research of coordinated work for composite floor constructed with concrete/different profiled steel sheets. Based on failure mode a design method is established. This paper has distinguished failure character of simply floor with or without welded stud connectors at slab end through 18 enough size test specimen with U-200 profiled steel sheet which was made in China and analysed failure mechanism. Finally, two basic parameters m, k for design have been presented.

Keywords: profiled steel sheet, stud, shear length.