

闭口型压型钢板-混凝土组合楼板 纵向抗剪性能试验研究

王先铁¹, 罗古秋¹, 郝际平¹, 周观根², 白连平¹, 程志敏², 吴治国²

(1. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2. 浙江东南网架集团有限公司, 浙江 杭州 311209)

摘要: 对 18 块 YXB65-185-555 闭口型压型钢板-混凝土组合楼板进行了纵向抗剪性能试验研究, 考察了楼板厚度、压型钢板厚度以及剪跨等因素对组合楼板纵向抗剪性能的影响. 得到了组合板的极限承载力、变形和破坏形态以及压型钢板与混凝土之间的滑移. 试验结果表明: 随着组合板和压型钢板厚度的增大, 组合板的纵向抗剪承载力越大; 剪跨越大, 纵向抗剪承载力越小; 剪跨比较小的试件主要发生纵向剪切粘结破坏, 剪跨比较大的组合板主要发生弯曲破坏和弯曲剪切粘结破坏. 基于欧洲规范 4 的建议公式, 对试验结果进行线性回归得到了适用于该板型的压型钢板-混凝土组合楼板的纵向剪力粘结系数 m 、 k , 可为该种楼板的工程设计提供参考.

关键词: 闭口型压型钢板; 组合楼板; 纵向抗剪性能; 试验研究

中图分类号: TU398

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2011)03-0335-07

压型钢板-混凝土组合楼板是在带有各种形式的凹凸肋或各种形式槽纹的钢板上浇筑混凝土形成的组合楼板体系, 它充分发挥了钢材和混凝土两种不同材料的优点, 具有轻质、高强、施工周期短等优点, 因而在工程中得到了越来越广泛的应用, 而且具有良好的经济性和建筑效果, 是一种具有广阔发展前景的楼板形式.

为了保证压型钢板与混凝土的共同工作, 二者要有足够的组合作用, 即应有足够的纵向抗剪承载力. 研究表明, 绝大多数组合板的失效状态为纵向剪切破坏. 一直以来, 纵向抗剪性能的研究是压型钢板-混凝土组合楼板研究的热点之一^[1-3]. 关于压型钢板-混凝土组合板的纵向抗剪承载力计算, 我国现行《高层民用建筑钢结构设计规程》^[6] (JGJ 99-98) 建议采用叠合面的受剪承载力验算, 主要适用于早期国产光面开口压型钢板的计算, 但未给出纵向剪力设计值的形式. 目前国内外主要采用欧洲规范 4 的建议公式计算组合板的纵向受剪承载力. 该公式是在对美国学者 Porter 等提出的公式加以改进后得出的, 此公式反映了各种类型的压型钢板及相应组合板的特性. 但该公式必须以试验数据为基础, 公式中剪切粘结系数 m 、 k 需通过试验数据回归而得. 由于压型钢板种类繁多, 因此, 对于每种压型钢板-混凝土组合板均需通过试验确定其抗剪承载力. 同时, 影响组合板纵向受剪承载力的因素还有压型钢板的类型(齿槽、肋高等)、楼板厚度、压型钢板厚度、剪跨比等. 近些年发展起来的闭口型压型钢板以其优异的性能得到了广泛的使用, 并有逐渐代替开口型压型钢板的趋势, 该板型板底平整, 腹板贴合且上翼缘呈三角形分布, 加强了腹板和上翼缘的稳定性, 特殊的闭口肋型增强了混凝土对压型钢板的握裹力, 并且闭口型压型钢板具有良好的防火性能. 本文通过 18 块闭口型压型钢板-组合板的试验研究, 得出了纵向剪切粘结系数 m 、 k , 并分析了楼板厚度、压型钢板厚度以及剪跨等因素对组合楼板纵向抗剪性能的影响^[7].

收稿日期: 2010-08-07 修改稿日期: 2011-04-12

基金项目: 中国博士后科学基金项目(20080431230); 陕西省自然科学基金资助项目(2010JQ7001); 陕西省教育厅专项科研项目(11JK0942)

作者简介: 王先铁(1979-), 男, 湖南常德人, 博士后, 副教授, 主要从事钢结构与钢管混凝土结构研究.

1 试验概况

1.1 试件设计制作

试验试件采用由浙江东南网架股份有限公司提供的 YXB65-185-555 型闭口镀锌压型钢板, 压型钢板截面形状如图 1 所示. 为了考察压型钢板厚度对组合楼板纵向抗剪性能的影响, 采用了厚度分别为 0.8 mm、1.0 mm、1.2 mm 三种厚度的压型钢板. 压型钢板截面特性及材料力学性能由材性试验得到, 如表 1 所示.

设计了 3 类共 9 组试件, 每组 2 个共 18 个试件, 试件实际几何尺寸如表 2 所示. 组合楼板中受力钢筋由压型钢板代替, 为了防止收缩应力和温度应力的影响, 以及模拟实际工程中楼板中的分布钢筋, 在板顶布置 $\phi 6 @150$ 的双向构造钢筋, 构造钢筋的保护层厚度为 25 mm. 混凝土抗压强度 $f_c=15.37$ MPa.

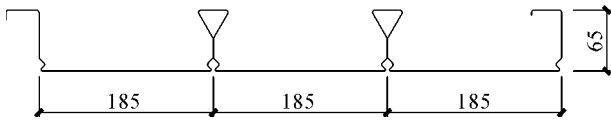


图 1 YXB65-185-555 型压型钢板截面形状
Fig. 1 Cross-sectional shape of YXB65-185-555 profiled steel sheet

表 1 压型钢板截面特性

Tab. 1 Section properties of profiled steel sheet

Thickness/mm	Sectional area/mm ²	Cross sectional moment of inertia/cm ⁴	Section modulus/cm ³	Yield strength/N/mm ²	Elastic modulus/N/mm ²
0.747 5	1 618.34	100.64	22.26	429.6	225 000
0.954 2	2 065.84	125.75	27.75	345.3	259 000
1.162 6	2 517.03	150.95	33.23	464.1	257 000

表 2 组合楼板试件参数

Tab. 2 Parameters of composite slab specimens

Specimen number		Net span/mm	Thickness of plate/mm	Thickness of steel plate/mm	Shear span/mm	Width of plate/mm	Shear span ratio	f_c /Mpa
SP-1a	1	1 800	124	0.747 5	450	1 162	4.33	15.37
	2	1 800	123	0.747 5	450	1 163	4.37	15.37
SP-1b	1	1 800	123	0.954 2	450	1 164	4.37	15.37
	2	1 800	122	0.954 2	450	1 167	4.41	15.37
SP-1c	1	1 800	123	1.162 6	450	1 161	4.37	15.37
	2	1 800	125	1.162 6	450	1 162	4.29	15.37
SP-2a	1	2 200	142	0.747 5	550	1 168	4.51	15.37
	2	2 200	141	0.747 5	550	1 167	4.55	15.37
SP-2b	1	2 200	143	0.954 2	550	1 154	4.47	15.37
	2	2 200	141	0.954 2	550	1 158	4.55	15.37
SP-2c	1	2 200	141	1.162 6	550	1 163	4.55	15.37
	2	2 200	141	1.162 6	550	1 163	4.55	15.37
SP-3a	1	3 600	163	0.747 5	900	1 159	6.29	15.37
	2	3 600	161	0.747 5	900	1 160	6.38	15.37
SP-3b	1	3 600	163	0.954 2	900	1 161	6.29	15.37
	2	3 600	161	0.954 2	900	1 162	6.38	15.37
SP-3c	1	3 600	160	1.162 6	900	1 162	6.43	15.37
	2	3 600	161	1.162 6	900	1 160	6.38	15.37

1.2 试验方案

试件两端简支, 为了便于加载, 利用线荷载模拟均布荷载, 线荷载大小按照均布荷载和线荷载作用

下的支座剪力相等及剪力图形面积相等的原则确定^[8], 试验装置如图 2 所示. 采用 500 kN 液压千斤顶进行单调静力加载, 每级荷载 10 kN, 每加载完一级荷载停留 3 min, 以观察组合楼板的裂缝、挠度、钢板与混凝土相对滑移情况.

1.3 测点布置

利用对称性, 仅在压型钢板四分之一区域内布置应变片, 沿钢板纵向在跨中、剪跨处布置应变片; 为了解应力沿钢板肋高的变化, 在跨中和剪跨处沿肋高亦布置应变片.

在试件两端分别布置两组共 4 个电子百分表, 以测量压型钢板与混凝土之间的相对纵向滑移. 在试件中部布置竖向位移计以测量楼板的竖向挠度. 所有数据均由 TDS-602 数据采集系统自动采集.

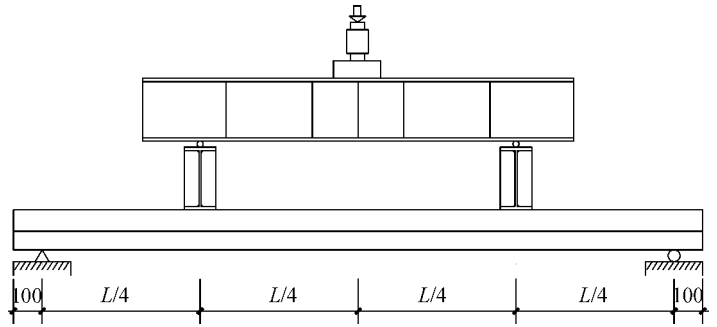


图 2 加载装置示意图

Fig. 2 Loading set-up

2 试验结果与分析

2.1 破坏过程和破坏形态

试验结果表明, 组合楼板的破坏形态主要有以下三种: 纵向剪切粘结破坏、弯曲破坏、弯曲剪切粘结破坏. 其中 SP-1、SP-2 系列试件均发生纵向剪切粘结破坏, SP-3 系列试件中压型钢板最厚的两个试件 SP-3c-1、SP-3c-2 发生了纵向剪切粘结破坏, SP-3a-1、SP-3b-1、SP-3b-2 发生了弯曲破坏, SP-3a-2 发生了弯曲剪切粘结破坏. 试验结果如表 3 所示.

(1)纵向剪切粘结破坏: 加载初期, 组合板处于弹性阶段. 荷载加至约 20%~30% P_u 时, 组合楼板侧面开始出现由底部向上延伸的细微裂缝, 裂缝主要出现在跨中和加载点附近; 继续加载, 不断有新裂缝产生, 同时裂缝向上发展, 宽度不断增加; 当荷载加至约 40%~60% P_u 时, 由于压型钢板与混凝土的应变变化不同步, 剪跨区混凝土与压型钢板粘结应力逐渐增大, 当粘结应力达到其粘结强度时, 压型钢板与混凝土之间出现相对滑移, 并伴随断断续续的噼啪声, 此时压型钢板与混凝土之间的作用逐渐由化学粘结力转变为摩擦力和机械咬合力; 当荷载加至 50%~60% P_u 时, 组合板侧面部分裂缝变得明显; 当荷载加至 80% P_u 后, 组合板在剪跨区靠加载点处的斜裂缝快速发展, 并逐渐发展成为临界斜裂缝 (如图 3a), 压型钢板与混凝土之间产生明显的相对滑移 (如图 3b); 加载至 P_u 时, 剪跨区混凝土与压型钢板发生分离, 组合板在加载点处发生明显弯折, 端部混凝土与压型钢板相对滑移在 5~15 mm 之间.

(2)弯曲破坏: 荷载加至 25%~35% P_u 时, 组合板侧面开始出现由底部向上延伸的细微裂缝, 裂缝主要出现在跨中附近, 随着荷载增加, 纯弯段不断有新裂缝出现, 裂缝发展迅速并按一定间距均匀分布, 纯弯段逐渐发生弯曲; 当荷载加至 65%~75% P_u 时, 压型钢板与混凝土开始出现相对滑移, 但直至试件破坏, 压型钢板与混凝土之间的相对滑移仍较小 (不超过 1 mm); 荷载加至 80% P_u 后, 纯弯段裂缝宽度和组合板挠度迅速增加; 荷载达到 P_u 时, 纯弯段发生较大弯曲变形, 跨中挠度较大, 纯弯段裂缝宽度为 2~3 mm 左右, 最大裂缝出现在跨中附近, 混凝土与压型钢板相对滑移很小, 压型钢板在跨中位置被拉断 (如图 3c).

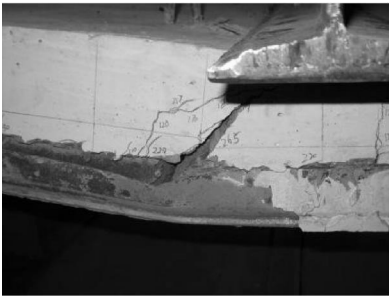
(3)弯曲剪切粘结破坏: 兼具纵向剪切粘结破坏和弯曲破坏特征. 荷载加至约 35% P_u 时, 加载点和跨中附近开始出现裂缝, 随着荷载增加, 裂缝和挠度不断发展; 加载至约 70% P_u 时, 压型钢板与混凝土开始出现相对滑移; 荷载达到 P_u 时, 两加载点处产生较大斜裂缝, 混凝土与压型钢板发生较大相对滑移, 同时纯弯段组合板发生明显弯曲, 跨中附近裂缝宽度约 2~3 mm.

表 3 试验结果

Tab. 3 Test results

Specimen number		Failure pattern	L / mm	P_u / kN	P_{cr} / kN	P_{cr} / P_u	P_h / kN	P_h / P_u	$P_{0.3}$ / kN	$P_{0.3}$ / P_u	$P_{l/200}$ / kN	$P_{l/200}$ / P_u	f_u / mm	s /mm
SP-1a	1	Longitudinal	1 800	315	104	0. 330	124	0. 393	174	0. 552	171	0. 542	48	8. 0
	2	Shear	1 800	285	69	0. 242	147	0. 517	174	0. 611	206	0. 724	51	12
SP-1b	1	Longitudinal	1 800	337	74	0. 219	134	0. 397	244	0. 723	212	0. 628	40	14
	2	Shear	1 800	304	100	0. 329	174	0. 573	264	0. 869	N/A	N/A	N/A	10
SP-1c	1	Longitudinal	1 800	428	114	0. 267	189	0. 442	214	0. 500	232	0. 542	44	11
	2	Shear	1 800	416	112	0. 269	182	0. 437	234	0. 562	224	0. 538	37	5. 0
SP-2a	1	Longitudinal	2 200	310	67	0. 216	142	0. 459	207	0. 669	140	0. 452	69	6. 0
	2	Shear	2 200	290	57	0. 196	157	0. 541	147	0. 506	162	0. 558	59	6. 5
SP-2b	1	Longitudinal	2 200	318	107	0. 336	192	0. 603	257	0. 807	187	0. 588	46	3. 0
	2	Shear	2 200	310	67	0. 216	187	0. 604	187	0. 604	179	0. 578	73	13
SP-2c	1	Longitudinal	2 200	424	97	0. 229	217	0. 512	217	0. 512	207	0. 488	49	13
	2	Shear	2 200	435	117	0. 269	207	0. 475	227	0. 521	225	0. 517	43	5. 5
SP-3a	1	Bending	3 600	243	89	0. 366	183	0. 753	193	0. 794	115	0. 473	129	0. 7
	2	Bending Shear	3 600	251	83	0. 331	173	0. 689	163	0. 649	105	0. 418	93	2. 3
SP-3b	1	Bending	3 600	288	73	0. 253	203	0. 705	213	0. 740	124	0. 431	168	0. 5
	2		3 600	272	83	0. 305	188	0. 691	193	0. 710	123	0. 452	95	1. 0
SP-3c	1	Longitudinal	3 600	341	83	0. 243	223	0. 654	183	0. 537	131	0. 384	120	15
	2	Shear	3 600	325	73	0. 225	173	0. 533	173	0. 533	134	0. 413	92	13

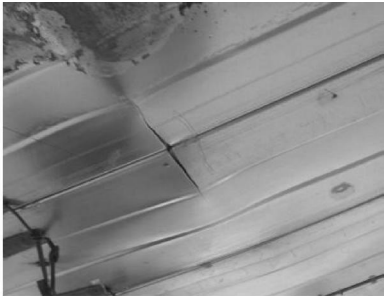
注: P_{cr} 为混凝土开裂荷载; P_h 为压型钢板与混凝土开始出现滑移的荷载; $P_{0.3}$ 为组合板侧面混凝土裂缝宽达 0. 3 mm 荷载; $P_{l/200}$ 为跨中挠度达 $l/200$ 荷载; P_u 为极限荷载; f_u 为组合板跨中挠度; s 为压型钢板与混凝土端部相对滑移; “纵剪”表示纵向剪切粘结破坏; “弯曲”表示弯曲破坏; “弯剪”表示弯曲剪切粘结破坏; 表中荷载值已计入分配梁和组合板自重.



(a) 剪跨处斜裂缝



(b) 端部相对滑移



(c) 板底压型钢板断裂

图 3 组合楼板典型破坏照片

Fig. 3 Typical failure mode of composite slabs

2.2 试验结果分析

(1)典型荷载-挠度曲线:图 4 为三种跨度组合板的典型荷载-跨中挠度曲线,由图可知组合板在受力过程中大致经历了弹性阶段、弹塑性阶段和下降阶段.从开始加载到加载至 75% P_u 左右,组合板处于弹性阶段,继续加载直至 P_u ,荷载-跨中挠度曲线表现为明显的非线性.对比三种跨度组合板达到 P_u 时跨中挠度可知,小跨度组合板达到 P_u 时跨中挠度在 55 mm 以内,中等跨度组合板达到 P_u 时跨中挠度在 75 mm 以内,大跨度组合板达到 P_u 时跨中挠度在 170 mm 以内.根据钢筋混凝土结构相关规定^[9]:极限状态下挠度限值为 $L/50$,试验中组合板试件实测挠度均超过该限值,说明组合楼板具有较好的变形性能.

(2)典型荷载-端部相对滑移曲线:图 5 为三种跨度组合板典型荷载-端部相对滑移曲线.从开始加

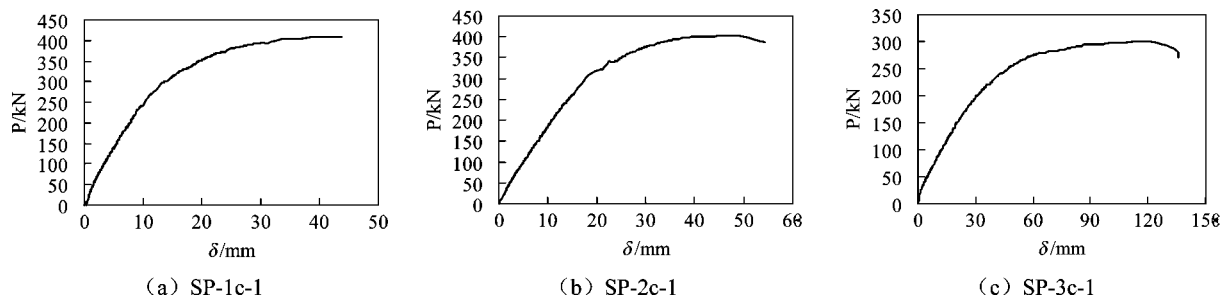


图 4 典型荷载-跨中挠度曲线
Fig. 4 Typical load-midspan deflection curves

载到加载至约 40% P_u , 混凝土与压型钢板未发生明显的相对滑移; 随着荷载的不断增大, 相对滑移缓慢增加; 加载至约 70%~80% P_u , 相对滑移开始迅速增加. 发生纵向剪切粘结破坏的试件端部相对滑移较大, 约 5~15 mm, 发生弯曲破坏的试件端部相对滑移很小, 不超过 1 mm.

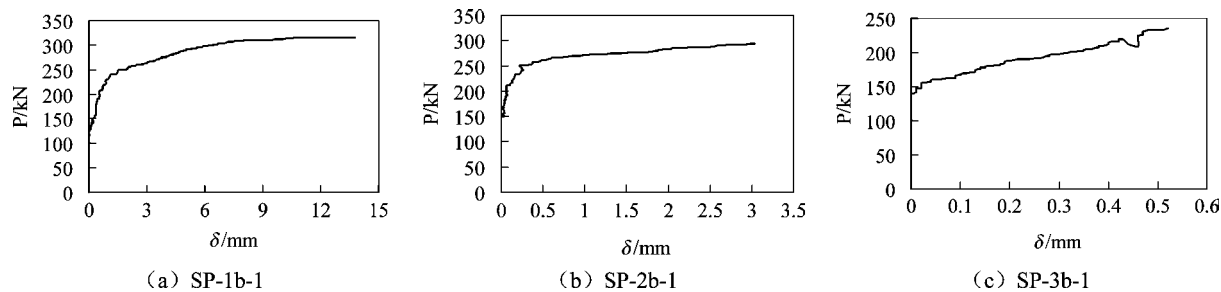


图 5 典型荷载-相对滑移曲线
Fig. 5 Typical load-relative slide curves

3 纵向抗剪承载力计算

组合楼板的纵向抗剪承载力与诸多因素有关, 难以通过理论分析得到精确计算公式. 目前, 英国、美国及欧洲规范等基本上都是采用 Porter 和 Ekberg 教授根据大量试验得出的回归公式:

$$\frac{sV_u}{bh_0\sqrt{f_c}} = \frac{\rho h_0}{L'\sqrt{f_c}}m + k \tag{1}$$

式中: V_u 为组合板的纵向抗剪承载力; b 为组合板板宽; f_c 为混凝土轴心抗压强度设计值; m 、 k 由试验回归分析得到; L' 为组合板剪跨; h_0 为组合板有效高度, 为压型钢板重心至组合板顶面的高度; ρ 为含钢率; s 为剪力连接件间距, 当压型钢板采用凹入闭合式外形时, 取 $s=1$.

根据式(1)对试验结果进行线性回归 (如图 6 所示), 得到纵向抗剪承载力计算公式:

$$\frac{sV_u}{bh_0\sqrt{f_c}} = 295.5 \frac{\rho h_0}{L'\sqrt{f_c}} + 0.0716 \tag{2}$$

实际工程应用中考虑一定离散性, 对 m 、 k 分别折减 15%, 得到纵向抗剪承载力计算公式:

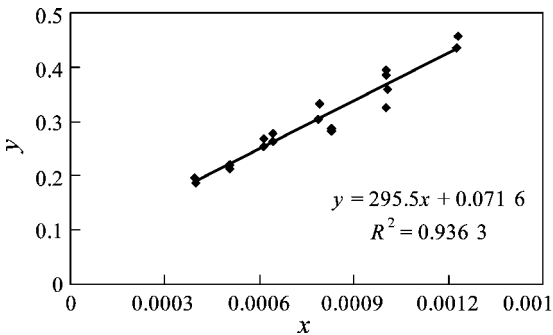


图 6 组合楼板试件回归曲线
Fig. 6 Regression curve of composite slab specimens

$$\frac{sV_u}{bh_0\sqrt{f_c}}=251.18\frac{\rho_{h_0}}{L'\sqrt{f_c}}+0.0609$$

(3)

其中, $m=251.18$, $k=0.0609$. 公式(3)的计算结果与试验结果比较如表 4 所示. 由表 4 可知, 式(3)与试验结果基本吻合, 且偏于安全, 建议采用公式(3)计算 YXB65-185-555 型闭口压型钢板-混凝土组合楼板的纵向抗剪承载力.

表 4 试验值与公式(3)计算值比较

Tab. 4 Comparison of results of experiment and formula (3)

Specimen number				Specimen number			
Test value / kN		Calculated value of formula(3) / kN		Test value / kN		Calculated value of formula(3) / kN	
		Formula(3) / Test value				Formula(3) / Test value	
SP-1a	1	315.28	245.59	SP-2c	1	423.88	345.37
	2	284.56	243.28		2	435.4	345.37
SP-1b	1	337.36	294.78	SP-3a	1	243	208.31
	2	303.76	292.07		2	251	205.46
SP-1c	1	427.6	346.52	SP-3b	1	288	244.16
	2	416.08	353.29		2	272	240.82
SP-2a	1	309.64	248.37	SP-3c	1	341	274.37
	2	290.44	246.28		2	324.68	276.19
SP-2b	1	318.28	299.86				
	2	309.64	295.22				

4 结 论

通过对 18 块闭口型压型钢板-混凝土组合楼板的试验研究, 得出以下结论:

(1)剪跨比较小的闭口型压型钢板-混凝土组合板试件主要发生纵向剪切粘结破坏, 剪跨比较大的试件主要发生弯曲破坏和弯曲剪切粘结破坏; 对于大跨度组合板试件(如 SP-3 系列), 随着压型钢板厚度的增加, 组合板趋于发生剪切粘结破坏.

(2)随着组合板和压型钢板厚度的增大, 组合板的纵向抗剪承载力越大; 剪跨越大, 纵向抗剪承载力越小.

(3)对于采用 YXB65-185-555 型闭口型压型钢板的组合楼板, 纵向抗剪承载力可以采用公式(3)进行计算.

参考文献 References

[1] 聂建国, 易卫华, 雷丽英. 闭口型压型钢板-混凝土组合板的纵向受剪性能[J]. 工业建筑, 2003, 33(12): 15-18.
NIE Jian-guo, YI Wei-hua, LEI Li-ying. Longitudinal shearing behavior of closed profiled sheeting-concrete composite slab[J]. Industrial Construction, 2003, 33(12): 15-18.

[2] 白力更, 赵 辉, 史庆轩. 压型钢板-混凝土组合楼板剪切-粘结试验研究[J]. 钢结构, 2005, 20(3): 30-34.
BAI Li-geng, ZHAO Hui, SHI Qing-xuan. Shear-bond experimental study of cold-formed steel deck and concrete composite floors[J]. Steel Construction, 2005, 20(3): 30-34.

[3] 黄永强, 潘士劼, 陈以一. 一种计算组合楼板纵向剪切承载力的新方法[J]. 建筑钢结构进展, 2005, 7(4): 36-41.
HUANG Yong-qiang, PAN Shi-jie, CHEN Yi-yi. A new method for calculation of longitudinal shear resistance of composite slabs[J]. Progress in Steel Building Structures, 2005, 7(4): 36-41.

[4] 潘红霞, 何敏娟, 蔡 飞, 等. 压型钢板-混凝土组合楼板纵向受剪承载力试验研究[J]. 建筑结构学报, 2007, 28(3): 116-121.

©1994-2015 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

- PAN Hong-xia, HE Min-juan, CAI Fei, et al. Experimental study of longitudinal shear capacity of composite slabs [J]. Journal of Building Structures, 2007, 28(3): 116-121. (in Chinese)
- [5] 吴蕊, 史庆轩, 委旭. 闭口型压型钢板-混凝土组合楼板受剪承载力的试验研究[J]. 水利与建筑工程学报, 2008, (4): 137-138.
- WU Rui, SHI Qing-xuan, WEI Xu. Experimental study on shear-bearing capacity of composite floor slab with closed profiled steel sheet-concrete[J]. Journal of Water Resources and Architectural Engineering, 2008, 6(4): 137-138.
- [6] JGJ 99-98 高层民用建筑钢结构技术规程[S].
- JGJ99-98 Technical specification for steel structure of tall buildings[S].
- [7] 王先铁, 罗古秋. 压型钢板-混凝土组合楼板纵向抗剪性能研究报告[R]. 西安: 西安建筑科技大学, 2010.
- WANG Xian-tie, LUO Gu-qiu. Research report of longitudinal shear behavior of closed profiled steel sheet-concrete composite slab[R]. Xi'an: Xi'an University of Architecture & Technology, 2010.
- [8] 赵鸿铁. 钢与混凝土组合结构[M]. 北京: 科学出版社, 2001.
- ZHAO Hong-tie. Steel and concrete composite structures[M]. Beijing: Science Press, 2001.
- [9] GB 50011-2001 建筑抗震设计规范[S].
- GB50011-2001 Code for seismic design of building[S].

Study on the longitudinal shear behavior of closed profiled steel sheet-concrete composite slab

WANG Xian-tie¹, LUO Gu-qiu¹, HAO Ji-ping¹, ZHOU Guan-gen², Bai Lian-ping¹,
CHENG Zhi-min², WU Zhi-guo²

(1. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture & Technology, Xi'an 710055, China;
2. Zhejiang Southeast Space Frame Stock Ltd, Hangzhou, 311209, China)

Abstract An Experimental study of longitudinal shear behavior for eighteen YXB65-185-555 closed profiled steel sheet-concrete composite slabs was conducted. The influence of the slab thickness, the profiled steel sheet thickness and shear span on the longitudinal shear behavior of composite slabs was investigated. The ultimate load capacity, deformation and failure characteristics the slippage between profiled steel sheet and concrete were obtained. The test results show that the longitudinal shear capacity is higher for the thicker composite slabs or the thicker profiled steel sheets, and longitudinal shear capacity is lower for the larger shear span. Longitudinal shear bond failure takes place for the composite slabs with smaller shear span, and bending and bending-shear bond failure occurs for the ones with larger shear span. Based on the formula suggested by Eurocode 4 and test results of longitudinal slide and load relationships, longitudinal shear bond coefficients m and k were defined with regression analysis. Test results achieved may provide a reference for the engineering application of this kind of composite slabs.

Key words closed profiled steel sheet; composite slab; longitudinal shear behavior; experimental study