

中华人民共和国行业标准

钢-混凝土组合楼盖结构 设计与施工规程

YB 9238 — 92

主编单位：冶金工业部建筑研究总院
批准部门：中华人民共和国冶金工业部
施行日期：1992年9月1日

关于批准行业标准《钢-混凝土组合楼盖 结构与施工规程》的通知

(92)冶建字第 033 号

由冶金工业部建筑研究总院会同有关单位负责编制的《钢-混凝土组合楼盖结构与施工规程》业经审查,现批准为行业标准,编号为 YB 9238—92,自 1992 年 9 月 1 日起施行。

本规程由冶金工业出版社出版发行,由冶

金工业部建设司负责管理与解释。

冶金工业部
1992 年 1 月 11 日

编 制 说 明

本规程是根据冶金工业部(87)冶基字第 054 号文的通知,由冶金部建筑研究总院主编,中建一局研究所、北京有色冶金设计研究总院、哈尔滨建筑工程学院、北京钢铁设计研究总院参加共同编制而成。编制期间,进行了广泛的调查和必要的科学试验,总结了我国组合楼盖工程实践经验,吸收了近年来国内外有关科研成果,并广泛征求有关设计、施工、科研、高等院校的意见,最后经冶金工业部组织同行专家审查后修改定稿。

本规程共有 6 章及 7 个附录。组合楼盖结构包括压型钢板-混凝土组合楼板和钢-混凝土

组合梁,它们之间通过设置剪力连接件组合为一个整体楼盖结构。因焊钉(焊接栓钉简称焊钉)是目前较理想的剪力连接件,为便于广大建设部门采用焊钉焊接技术,特在附录六中列入了栓焊施工技术规定。

本规程为首次编制,条文及内容难免有不完善之处,为进一步完善和提高,请各单位在实施本规程过程中,将发现的问题及意见寄交冶金工业部建筑研究总院,以便今后参照修订。

冶金工业部建筑研究总院
1990 年 12 月

基本符号

A ——钢梁毛截面面积;
 A_b ——单位长度组合梁翼板底部钢筋截面面积;
 A_c ——钢梁受压区截面面积;
 A_e ——界面单位长度上横向钢筋截面面积;
 A_h ——单位长度组合梁托托横向钢筋截面面积;
 A_s ——单位宽度压型钢板截面面积;
 A_t ——单位长度组合梁翼板上部钢筋截面面积;
 A_{sc} ——组合板塑性中和轴以上的压型钢板面积;
 A_{sk} ——组合梁混凝土翼板有效宽度内钢筋截面面积;
 A_1 ——组合梁剪跨区段 1 的剪力图面积;
 A_2 ——组合梁剪跨区段 2 的剪力图面积;
 a_t ——抗剪连接件纵向间距;
 B ——组合梁的截面抗弯刚度;
 B_s ——组合梁截面在荷载短期效应组合下的抗弯刚度;
 B_l ——组合梁截面在荷载长期效应组合下的抗弯刚度;
 b ——压型钢板单位宽度;
 b_e ——组合梁混凝土翼板的有效宽度;
 b_m ——集中荷载在组合板中的分布宽度;
 b_p ——荷载宽度;
 b_d ——压型钢板的板有效宽度;
 b_{em} ——组合板承受荷载的有效宽度;
 b_{es} ——组合梁在短期荷载作用下, 受压混凝土翼板有效宽度;
 b_{el} ——组合梁在长期荷载作用下, 受压混凝土翼板有效宽度;
 b_0 ——组合梁托托顶部宽度; 无托托时, 为钢梁上翼宽度;
 b_1 ——组合梁外侧翼板的计算宽度;
 b_2 ——组合梁内侧翼板的计算宽度;
 c ——纵向钢筋保护层厚度;
 c_p ——组合板承受集中荷载的临界周长;
 d ——组合梁中钢梁截面重心至混凝土翼板顶端的距离;
 d_t ——组合梁钢筋截面重心至混凝土翼板顶端的距离;
 d_{sc} ——组合梁中钢梁截面重心至组合梁截面塑性中和轴的距离;
 d_{st} ——纵向钢筋直径;
 E ——钢材的弹性模量;
 E_c ——混凝土弹性模量;
 E_s ——钢筋弹性模量;
 e ——组合梁抗剪连接件抗掀起端底部高出翼板底部钢筋的距离;
 f ——钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值;
 f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值;
 f_p ——钢材抗压、抗拉和抗弯强度塑性设计值;
 f_s ——圆柱头焊钉抗拉强度设计值;
 f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值;
 f_v ——钢材抗剪强度设计值;

f_y ——钢材的屈服强度;
 f_{cm} ——混凝土弯曲抗压强度设计值;
 f_{sk} ——组合梁有效宽度内钢筋抗拉强度设计值;
 f_q ——组合板的自振频率;
 f_{vp} ——钢材抗剪强度塑性设计值;
 f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值;
 h_a ——压型钢板总高度;
 h_c ——压型钢板肋顶混凝土厚度;
 h_f ——组合板饰面厚度;
 h_s ——焊钉焊接后的高度;
 h_w ——钢梁腹板高度;
 h_{ct} ——组合梁上混凝土翼板的计算厚度;
 h_0 ——钢梁腹板的计算高度(不包括翼缘厚度);
 I ——钢梁截面惯性矩;
 I_s ——单位宽度压型钢板对其中和轴的截面惯性矩;
 I_{sc} ——组合梁折算截面惯性矩;
 I_{st} ——包括混凝土翼板中钢筋在内的钢梁截面惯性矩, 不考虑受拉开裂混凝土的影响;
 L ——组合板或组合梁的跨度;
 L_c ——槽钢抗剪连接件的长度;
 L_p ——荷载作用点至组合板支点的较近距离;
 L_s ——组合梁纵向界面的周边长度;
 L_v ——组合板剪跨;
 L_x ——组合板顺肋方向的跨度;
 L_y ——组合板垂直肋方向的跨度;
 M ——弯矩设计值;
 M_p ——组合梁中钢梁的抗弯承载力矩;
 M_t ——部分抗剪连接的组合梁抗弯承载力矩;
 M_k ——按荷载短期效应组合计算的负弯矩;
 M_{cl} ——完全抗剪连接时, 组合梁正截面抗弯承载力矩;
 N ——轴力设计值;
 V_s ——每个抗剪连接件的受剪强度设计值;
 n ——每个剪跨区段内所需配置抗剪连接件的总数;
 n_t ——组合梁一个横截面上抗剪连接件的个数;
 n_r ——组合梁截面的一个板肋中配置的焊钉总数;
 S_s ——荷载短期效应组合的设计值;
 S_L ——荷载长期效应组合的设计值;
 t ——压型钢板厚度;
 t_f ——钢梁的翼缘板厚度;
 t_w ——钢梁的腹板厚度;
 V ——剪力设计值;
 V_p ——组合板的冲剪力设计值;
 V_L ——组合梁单位长度纵向界面剪力设计值;
 V_R ——组合板垂直剪力设计值;
 V_n ——组合板叠合面纵向抗剪能力;
 V' ——焊钉连接件剪力合力;
 W_{max} ——混凝土翼板最大裂缝宽度;
 W_t ——组合板平均肋宽;
 W_{sc} ——压型钢板受压翼缘截面抵抗矩;
 W_{st} ——压型钢板受拉翼缘截面抵抗矩;

- X ——组合梁截面塑性中和轴至混凝土翼板顶面距离；
- X_c ——压型钢板受压翼缘外边缘至中和轴距离；
- X_{ca} ——组合板受压区高度；
- Y ——钢梁(或钢筋)纵向受拉合力点至混凝土受压区合力点之间的距离；
- Y_w ——钢筋截面重心至组合梁截面(不考虑受拉开裂混凝土截面)中和轴距离；
- α ——组合梁板托倾角；
- α_E ——钢材与混凝土的弹性模量之比；
- $\alpha_0, \alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ ——组合板抗剪粘结系数；
- λ_c ——组合板顺肋与垂直肋方向跨度之比与其各向异性系数的乘积；
- μ ——组合板的各向异性系数；
- ν ——与纵向钢筋表面特征有关的系数；
- ρ_s ——纵向受拉钢筋配筋率；
- σ_{st} ——按荷载短期效应组合计算的负弯矩内纵向钢筋应力；
- ψ ——应变不均匀系数。

第一章 总 则

第 1.0.1 条 本规程适用于工业与民用建筑组合楼盖和一般构筑物的组合楼盖与组合平台结构的设计与施工。

第 1.0.2 条 组合楼盖包括组合梁结构与组合楼板结构(以下简称组合板)。组合梁系指钢梁与钢筋混凝土板或组合板通过抗剪连接件的组合；组合板系指压型钢板与混凝土通过各种不同剪力连接形式的组合。

第 1.0.3 条 组合板适用于以下结构：

一、与混凝土组合在一起的压型钢板，部分地或全部地起受拉钢筋作用的组合板。

二、压型钢板仅作为浇注混凝土永久性模板的非组合板。

第 1.0.4 条 直接受热源影响或在露天条件下的组合楼盖结构，应考虑由于温差，混凝土收缩引起的温度收缩应力。

第 1.0.5 条 直接承受动荷载作用的组合楼盖结构，应遵守有关规定。

第 1.0.6 条 本规程是根据现行国家标准《建筑结构设计统一标准》中规定的原则制定的。

第 1.0.7 条 组合楼盖设计与施工，除执行本规程外，尚应符合防火、防锈、抗震以及其他现行的国家标准、行业标准的有关规定。

第二章 材 料

第一节 压 型 钢 板

第 2.1.1 条 压型钢板采用现行国家标准 GB 700《碳素结构钢》中规定的 Q215、Q235 钢牌号，其化学成分与物理力学性能见附录一中附表 1.1 与附录三中附表 3.1；钢材强度设计值见附录四中附表 4.1，当有可靠依据时，也可使用具有材质

相似的其他钢材。

第 2.1.2 条 组合板用压型钢板应保证其抗拉强度、延伸率、屈服点、冷弯试验合格以及硫、磷的极限含量。焊接尚应保证碳的极限含量。

第 2.1.3 条 组合板用压型钢板应采用镀锌卷板，镀锌层两面总计 $275\text{g}/\text{m}^2$ ，基板厚度为 $0.5\sim 2.0\text{mm}$ 。

第 2.1.4 条 为使组合板中的压型钢板能够传递钢板与混凝土叠合面上的纵向剪力，可采取下列措施：

一、压型钢板上翼焊有剪力钢筋的无痕开口式压型钢板(图 2.1.4-1)；

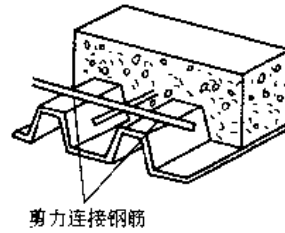


图 2.1.4-1 无痕开口式压型钢板上翼焊剪力钢筋

二、无痕或有痕封闭式压型钢板。混凝土在压型钢板槽内形成的楔状混凝土块为叠合面提供有效的抗剪能力(图 2.1.4-2~图 2.1.4-4)。

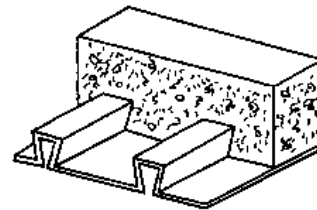


图 2.1.4-2 无痕封闭式压型钢板

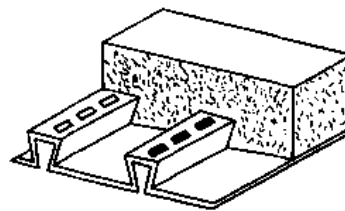


图 2.1.4-3 有痕封闭式压型钢板

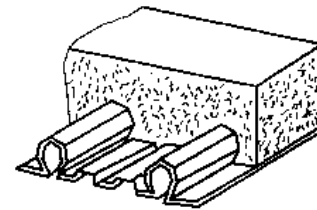


图 2.1.4-4 带波纹封闭式压型钢板

三、带压痕(图 2.1.4-3、图 2.1.4-5、图 2.1.4-6)、加劲肋(图 2.1.4-6、图 2.1.4-7)、冲孔(图 2.1.4-8)的压型钢板。

腹、肋、冲孔为叠合面提供有效的抗剪能力。

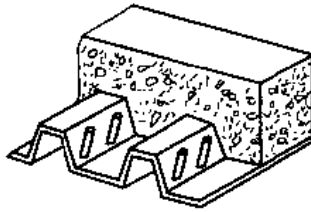


图 2.1.4-5 有痕开口式压型钢板

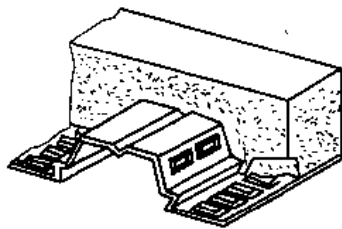


图 2.1.4-6 有痕带加劲肋
开口式压型钢板

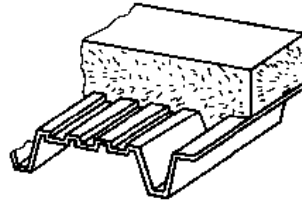


图 2.1.4-7 带波纹开口式压型钢板

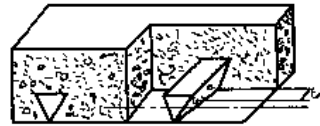


图 2.1.4-8 带冲孔封闭式压型钢板

第 2.1.5 条 为确保组合板的抗剪作用,组合板必须设置端部锚固,其锚固方法与支承组合板的结构体系有关。锚固方法见第 5.1.11 条。

第 2.1.6 条 适用于组合板的国产压型钢板板型见附录五,其规格与各种参数见表 2.1.6。

表 2.1.6 国产压型钢板规格与参数

板 型	板 厚 /mm	重量/(kg/m)		断面性能(1m宽)			
		未镀锌	镀锌 Z27	全截面		有效宽度	
				惯性距 I /(cm^4/m)	截面系数 W /(cm^3/m)	惯性距 I /(cm^4/m)	截面系数 W /(cm^3/m)
YX-75-230-690(I)	0.8	9.96	10.6	117	29.3	82	18.8
	1.0	12.4	13.0	145	36.3	110	26.2
	1.2	14.9	15.5	173	43.2	140	34.5
	1.6	19.7	20.3	226	56.4	204	54.1
	2.3	28.1	28.7	316	79.1	316	79.1
YX-75-230-690(II)	0.8	9.96	10.6	117	29.3	82	18.8
	1.0	12.4	13.0	146	36.5	110	26.2
	1.2	14.8	15.4	174	43.4	140	34.5
	1.6	19.7	20.3	228	57.0	204	54.1
	2.3	28.0	28.6	318	79.5	318	79.5
YX-75-200-690(I)	1.2	15.7	16.3	168	38.4	137	35.9
	1.6	20.8	21.3	220	50.2	200	48.9
	2.3	29.5	30.2	306	70.1	306	70.1
YX-75-200-600(II)	1.2	15.6	16.3	169	38.7	137	35.9
	1.6	20.7	21.3	220	50.7	200	48.9
	2.3	29.5	30.2	309	70.6	309	70.6
YX-70-200-600	0.8	10.5	11.1	110	26.6	76.8	20.5
	1.0	13.1	13.6	137	33.3	96	25.7
	1.2	15.7	16.2	164	40.0	115	30.6
	1.6	20.9	21.5	219	53.3	153	40.8

第二节 钢 梁

第 2.2.1 条 组合梁中钢梁的材质宜采用 Q235 沸腾钢或镇静钢、16Mn 和 15MnV 钢,其质量应分别符合现行国家标准 GB700《碳素结构钢》和 GB1591《低合金结构钢》技术要求。若采用相似质量的其他钢材时,必须符合现行国家标准的技术要求。

第 2.2.2 条 组合梁钢梁的材质应按结构重要性、荷载特征、连接方法、工作温度等不同使用条件和情况进行选择。钢材的机械性能应保证抗拉强度、延伸率、屈服点;钢材的化学成分应保证硫、磷的

极限含量,对焊接钢梁还应保证碳的极限含量。

第 2.2.3 条 钢梁钢材的强度设计值,根据钢材厚度分组,见附录四附表 4.2 和附表 4.3。

第三节 抗剪连接件

第 2.3.1 条 组合楼盖用抗剪连接件有焊钉、槽钢及弯筋等(见图 2.3.1)。

第 2.3.2 条 焊钉应采用优质 DL 钢,其化学成分、力学性能及其抗拉强度设计值分别见附录二附表 2.1、附录四附表

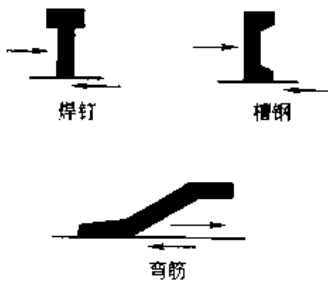


图 2.3.1 剪力连接件

4.4。

第 2.3.3 条 对于重要建筑物或受动荷载作用的焊钉应选用镇静钢, 并应保证冷拉、冷墩性能。

第 2.3.4 条 槽钢和弯筋应选用符合现行国家标准 GB700 中 Q235 牌号钢, 其化学成分、机械性能及强度设计值分别见附录一中的附表 1.1; 附录三中的附表 3.1; 附录四中的附表 4.2。

第四节 钢筋与混凝土

第 2.4.1 条 组合板与组合梁翼板的钢筋与混凝土材质及强度设计值应遵守现行国家标准 GBJ10《混凝土结构设计规范》的规定。

第 2.4.2 条 组合板与组合梁翼板采用轻集料混凝土时, 应遵守现行建设部标准 JGJ51《轻集料混凝土技术规程》的规定, 并应有专门的试验依据。

第三章 基本设计原则

第一节 一般规定

第 3.1.1 条 组合楼盖设计方法应采用近似概率理论为基础的极限状态设计方法; 按分项系数设计表达式进行计算, 按承载力极限状态和正常使用极限状态进行设计。

第 3.1.2 条 按承载力极限状态设计时, 应采用荷载效应组合的设计值和结构构件抗力的设计值。

第 3.1.3 条 按正常使用极限状态设计时, 应采用荷载标准值和对变形、裂缝宽度规定的容许值; 按荷载短期效应组合并考虑长期效应组合的影响进行计算。变形计算应按弹性理论进行, 按荷载短期效应组合计算时, 混凝土截面除以 α_E 值换算成钢截面; 按荷载长期效应组合计算时, 则除以 $2\alpha_E$ 换算为钢截面 (α_E 为钢材与混凝土弹性模量之比)。

第二节 组合板

第 3.2.1 条 组合板的设计应考虑以下两个阶段的不同要求:

一、施工阶段: 此时压型钢板作为浇注混凝土的底模, 应对其强度与变形进行验算。

二、使用阶段: 此时组合板在全部荷载作用下, 应对其截面的强度与变形进行计算。若压型钢板仅作为模板, 则此时不应考虑其承载作用。而对其上浇注的混凝土板可按常规的钢筋混凝土楼板设计方法进行设计, 此时的楼板厚度仅考虑压型钢板上翼所浇注的混凝土厚度 h_c (见图 4.1.3)。

第 3.2.2 条 在施工阶段, 对压型钢板作为模板计算时应考虑以下荷载:

一、永久性荷载: 压型钢板与钢筋、混凝土自重。

二、可变荷载: 施工荷载与附加荷载。施工荷载系指工人和施工机具、设备, 并考虑到施工时可能产生的冲击与震动。此外, 尚应以工地实际荷载为依据, 若有过量冲击、混凝土堆放、管线、泵荷载等应增加附加荷载。

第 3.2.3 条 当压型钢板跨中变形 w 大于 20mm 时, 确定混凝土自重应考虑“坑凹”效应, 在全跨增加混凝土厚度 $0.7w$ 或增设支撑。

第 3.2.4 条 组合板上作用有局部荷载时, 组合板的有效工作宽度不应超过按下列公式计算的 b_{em} 值。

一、抗弯计算时:

$$\text{简支板 } b_{em} = b_m + 2L_p[1 - L_p/L] \quad (3.2.4-1)$$

$$\text{连续板 } b_{em} = b_m + |4L_p[1 - L_p/L]|/3 \quad (3.2.4-2)$$

二、抗剪计算时:

$$b_{em} = b_m + L_p[1 - L_p/L] \quad (3.2.4-3)$$

式中 L ——组合板跨度;

L_p ——荷载作用点至组合板支座的较近距离; 当跨度内有多个集中荷载时, L_p 应取产生较小 b_{em} 值的相应荷载作用点至较近支点的距离;

b_m ——集中荷载在组合板中的分布宽度(见图 3.2.4);

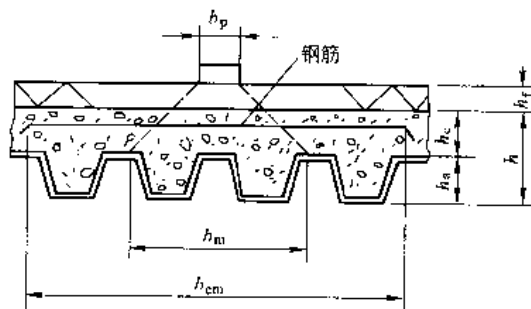


图 3.2.4 集中荷载分布的有效宽度

$$b_m = b_p + 2(h_c + h_f) \quad (3.2.4-4)$$

式中 b_p ——荷载宽度;

h_c ——压型钢板肋顶上混凝土厚度;

h_f ——地板饰面厚度(若无饰面 $h_f = 0$)。

第 3.2.5 条 施工阶段, 对作为浇注混凝土模板的压型钢板, 当计算其抗弯承载力时, 可采用弹性分析方法; 其强边(顺肋)方向的正、负弯矩和挠度按单向板计算, 不考虑弱边(垂直肋)方向的正、负弯矩。

第 3.2.6 条 使用阶段计算时, 当压型钢板上浇的混凝土厚度 $h_c = 5 \sim 10\text{cm}$ 时, 可按以下规定进行实用设计:

一、组合板强边方向的正弯矩和挠度, 均按全部荷载作用的强边方向单向板计算。此时, 不论其实际支承情况如何, 均按简支板考虑。

二、强边方向的负弯矩, 按嵌固端考虑。

三、弱边方向的正、负弯矩均不考虑。

第 3.2.7 条 对组合板的方向异性, 根据弹性理论分析, 按以下规定考虑:

当 $0.5 < \lambda_c < 2.0$ 时, 按双向板计算;

当 $\lambda_c \leq 0.5$ 或 $\lambda_c \geq 2.0$ 时, 按单向板计算;

$$\lambda_c = \mu L_x / L_y \quad (3.2.7)$$

$$\mu = \sqrt[4]{I_x/I_y}$$

式中 μ ——板的各向异性系数;

L_x ——组合板强边(顺肋)方向的跨度;

L_y ——组合板弱边(垂直肋)方向的跨度;

I_x, I_y ——分别为组合板强、弱边方向的截面惯性矩(计算 I_y 时,只考虑压型钢板肋顶上混凝土厚度 h_c)。

第 3.2.8 条 双向组合板周边的支承条件,可按以下情况确定:

一、当跨度大致相等,且相邻跨是连续的,楼板周边可视为固定边。

二、当组合板上浇的混凝土板不连续或相邻跨度相差较大,应将楼板周边视为简支边。

第 3.2.9 条 对于各向异性双向板弯矩,可将板形状按有效边长比 λ_c 加以修正后视作各向同性板弯矩:

一、强边方向弯矩,取等于弱边方向跨度乘以系数 μ 后所得各向同性板在短边方向的弯矩(图 3.2.9a)。

二、弱边方向弯矩,取等于强边方向跨度乘以系数 $1/\mu$ 后所得各向同性板在长边方向的弯矩(图 3.2.9b)。

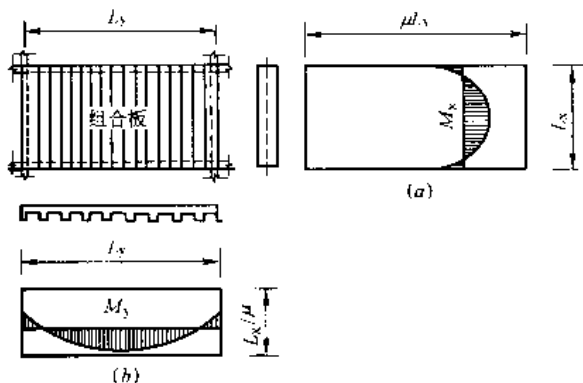


图 3.2.9 各向异性板的计算简图
a—强边方向弯矩; b—弱边方向弯矩

第 3.2.10 条 设计四边支承双向板时,强边方向按组合板设计,弱边方向只按上浇的混凝土板($h = h_c$)设计。

第三节 组合梁

第 3.3.1 条 组合梁混凝土翼板的有效宽度 b_e 按式

3.3.1 中所列各项的最小值取用。

$$b_e = \frac{L_0}{3}$$

$$b_e = b_0 + 12h_{cl} \quad (3.3.1)$$

$$b_e = b_0 + b_1 + b_2$$

式中 L_0 ——钢梁计算跨度;

h_{cl} ——混凝土翼板厚度(见图 3.3.1);

b_1, b_2 ——分别为两侧相邻钢梁间净距的 1/2, b_1 尚不应超过混凝土翼板实际外伸宽度 S_1 (图 3.3.1);

b_0 ——若无板托,则为钢梁上翼缘宽度;若有板托,则为板托顶部宽度;计算时应按以下情况考虑:

当板托倾角 $\alpha \geq 45^\circ$ 时,应按实际角度计算板托顶部宽度;

当板托倾角 $\alpha < 45^\circ$ 时,应按 $\alpha = 45^\circ$ 计算板托顶部宽度。

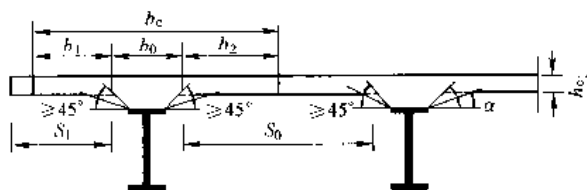


图 3.3.1 组合梁截面与混凝土翼板计算宽度

第 3.3.2 条 组合梁混凝土翼板在有效宽度内受压时,压力沿宽度均匀分布。连续梁支座截面上翼板在有效宽度内受拉时,受拉钢筋均匀受拉。

第 3.3.3 条 采用弹性分析法时,受压混凝土翼板有效宽度 b_e 应折算成与钢材等效的换算截面宽度 b_m, b_{cl} 。

短期荷载作用下的等效截面宽度:

$$b_m = b_e / \alpha_E \quad (3.3.3-1)$$

长期荷载作用下的等效截面宽度:

$$b_{cl} = b_e / 2\alpha_E \quad (3.3.3-2)$$

式中 b_e ——混凝土翼板有效宽度,按公式 3.3.1 计算;

α_E ——钢材与混凝土的弹性模量比 $\alpha_E = E/E_c$, 其中 E 为钢材的弹性模量, E_c 为混凝土弹性模量。

第 3.3.4 条 考虑全截面塑性发展,组合梁钢梁塑性设计截面的板件宽厚比应符合表 3.3.4 规定。

表 3.3.4 板件宽厚比

截面形式	翼缘	腹板
	$b/t \leq 9 \sqrt{235/f_y}$	当 $(A_w f_w / A_f) < 0.37$ 时 $h_0/t_w \leq (72 - 100 A_w f_w / A_f) \sqrt{235/f_y}$
	$b_0/t \leq 30 \sqrt{235/f_y}$	当 $A_w f_w / A_f \geq 0.37$ 时 $h_0/t_w \leq 35 \sqrt{235/f_y}$

注: A_w ——混凝土翼板有效宽度内钢筋截面面积;

f_w ——钢筋抗拉强度设计值;

A ——钢梁毛截面面积;

f_w ——塑性设计时采用的钢材抗拉、抗压、抗弯强度设计值, $f_w = 0.9f$;

f ——钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值(按附表 4.2.4.3 采用);

f_y ——钢材屈服强度(对 Q 235 钢,取 $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$; 对 16Mn 钢、16Mnq 钢,取 $f_y = 345 \text{ N/mm}^2$; 对 15MnV 钢、15Mnq 钢,取 $f_y = 390 \text{ N/mm}^2$)。

第 3.3.5 条 施工阶段钢梁下设置临时支承时(梁跨度 $L > 7m$, 设不少于 3 个支承点; $L \leq 7m$, 设 1~2 个支承点), 全部荷载作用由组合梁承受。钢梁下不设临时支撑时, 应分两步考虑:

一、混凝土翼板强度达 75% 强度设计值之前, 组合梁自重与施工荷载由钢梁承受, 按现行国家标准 GBJ17《钢结构设计规范》计算。

二、混凝土翼板强度达到 75% 强度设计值后, 用弹性分析方法时, 其余荷载作用由组合截面承受, 钢梁应力与挠度与前一阶段进行叠加; 用塑性理论分析时, 则全部荷载由组合梁截面承受。

第 3.3.6 条 对连续组合梁采用塑性内力重分布法分析内力时, 应符合下列条件:

- 一、梁截面板件宽厚比应符合表 3.3.4 规定。
- 二、内力合力与不利外荷载组合必须平衡。
- 三、相邻两跨的跨度之差不应超过短跨的 45%。
- 四、边跨跨度不应小于邻跨的 70%, 也不得大于邻跨的 115%。

五、在每跨的 1/5 范围内, 不得集中作用该跨半数以上的荷载。

六、中间支座截面的力比 $r = A_m f_m / A_f f_p$ 应小于 0.5, 并大于 0.15。

七、内力调幅不得超过 25%。

第 3.3.7 条 连续组合梁采用弹性分析法分析内力时, 应符合下列规定:

一、在正弯矩区段内, 对长、短期荷载效应的组合分别采用长、短期荷载换算截面的刚度。

二、负弯矩区段内受拉开裂混凝土翼板对刚度影响可不考虑, 其区段长度可按试算法确定。

第 3.3.8 条 组合梁上混凝土翼板的计算厚度 h_{cl} 可按以下要求取值:

一、钢筋混凝土翼板的计算厚度按原厚度 h_{cl} 取值(见图 3.3.1)。

二、带压型钢板混凝土翼板的组合梁在按塑性理论分析方法进行设计时, 其混凝土翼板计算厚度只取压型钢板上翼所浇注的混凝土厚度 h_c (见图 4.1.3), 即令 $h_{cl} = h_c$ 。

第四章 组合楼盖结构设计

第一节 组合板设计

第 4.1.1 条 压型钢板施工阶段的设计方法如下:

一、压型钢板强度计算:

压型钢板的正截面抗弯承载力应满足以下要求:

$$M \leq f W_s \quad (4.1.1-1)$$

式中 M ——弯矩设计值;

f ——压型钢板抗拉抗压强度设计值;

W_s ——压型钢板截面抵抗矩, 取受压区 W_x 与受拉区 W_n 的较小值;

$$W_x = I_s / X_c \text{ 或 } W_x = I_s / (h_s - X_c)$$

I_s ——单位宽度压型钢板对截面重心轴的惯性矩; 受压翼缘的计算宽度取值 b_d (图 4.1.1) 应满足 $b_d \leq 50t$, t 为压型钢板厚度;

X_c ——压型钢板从其受压翼缘外边缘到中和轴的距离;

h_s ——压型钢板总高度。

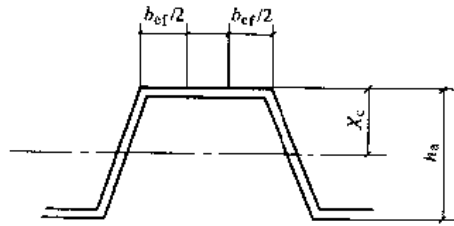


图 4.1.1 压型钢板受压翼缘的计算宽度

二、压型钢板变形计算: 压型钢板在施工阶段, 应进行正常使用极限状态下的挠度 w 计算, 当均布荷载时:

简支板:

$$w_s = 5 S_s L^4 / 384 E I_s \leq [w] \quad (4.1.1-2)$$

双跨连续板:

$$w_s = S_s L^4 / 185 E I_s \leq [w] \quad (4.1.1-3)$$

式中 S_s ——荷载短期效应组合的设计值;

E ——压型钢板弹性模量;

I_s ——单位宽度压型钢板的全截面惯性矩;

$[w]$ ——容许挠度, $[w] = L/180$ 以及 20mm 取其中较小者;

L ——压型钢板跨度。

第 4.1.2 条 组合板在使用阶段的截面设计应保证具有足够抵抗各种可能的极限状态破坏模式。应进行正截面抗弯能力、纵向抗剪能力、抗冲剪能力、斜截面抗剪能力等破坏状态计算。对连续板还应计算负弯矩区段的截面强度与裂缝宽度。

第 4.1.3 条 组合板正截面抗弯能力采用塑性设计法计算, 假定截面受拉区和受压区的材料均达到强度设计值。组合板抗弯能力计算的截面应力图形见图 4.1.3。压型钢板钢材强度设计值 f 与混凝土弯曲抗压强度设计值 f_{cm} 均分别乘以折减系数 0.8。

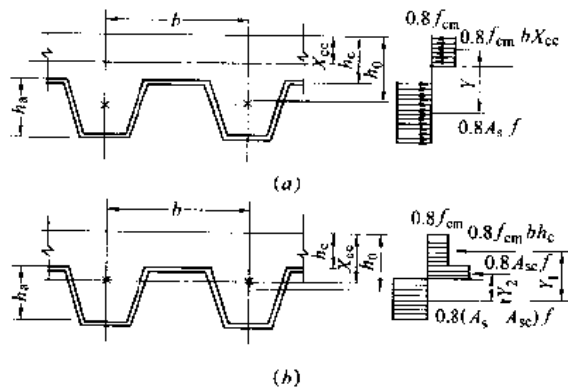


图 4.1.3 组合板正截面抗弯能力计算图

a——塑性中和轴在压型钢板以上混凝土内;

b——塑性中和轴在压型钢板内

一、当 $A_s f \leq f_{cm} h_c b$ 时, 塑性中和轴在压型钢板上翼缘以上的混凝土内(图 4.1.3a), 组合板抗弯能力按下式进行计算:

$$M \leq 0.8 f_{cm} X_{cc} b Y \quad (4.1.3-1)$$

式中

$$X_{cc} = A_s f / f_{cm} b$$

$$Y = h_0 - (X_{cc} / 2)$$

式中 X_{α} ——组合板受压区高度,当 $X_{\alpha} > 0.55h_0$ 时,取 $X_{\alpha} = 0.55h_0$;
 h_0 ——组合板有效高度,即从压型钢板重心至混凝土受压边缘的距离;
 Y ——压型钢板截面应力合力至混凝土受压区截面应力合力的距离;
 b ——压型钢板单位宽度;
 A_s ——压型钢板截面面积(单位宽度内);
 f_{cm} ——混凝土弯曲抗压强度设计值。

二、当 $A_s f > f_{cm} h_c b$ 时,塑性中和轴在压型钢板内(图 4.1.3b),组合板正截面抗弯能力按下式计算:

$$M \leq 0.8(f_{cm} h_c b Y_1 + A_{s*} f Y_2) \quad (4.1.3-2)$$

式中 A_{s*} ——塑性中和轴以上的压型钢板面积;
 $A_{s*} = 0.5(A_s - f_{cm} h_c b / f)$ (4.1.3-3)

Y_1, Y_2 ——分别为压型钢板受拉区截面拉应力合力至受压区混凝土板截面和压型钢板截面压应力合力的距离。

第 4.1.4 条 组合板的纵向抗剪能力按下式要求计算:

$$V_f \leq V_u = a_0 - a_1 L_v + a_2 W_r h_0 + a_3 t \quad (4.1.4)$$

式中 L_v ——组合板剪跨,mm;
 W_r ——组合板平均肋宽,mm(见图 5.1.2);
 t ——压型钢板厚度,mm;
 V_u ——组合板抗剪能力,kN/m;
 V_f ——组合板的纵向剪力设计值,kN/m;

a_0, a_1, a_2, a_3 ——剪力粘结系数(由实验确定)。

第 4.1.5 条 组合板在集中荷载下的抗冲剪能力按下式要求计算:

$$V_p \leq 0.6 f_c c_p h_c \quad (4.1.5)$$

式中 c_p ——临界周界长度(见图 4.1.5);

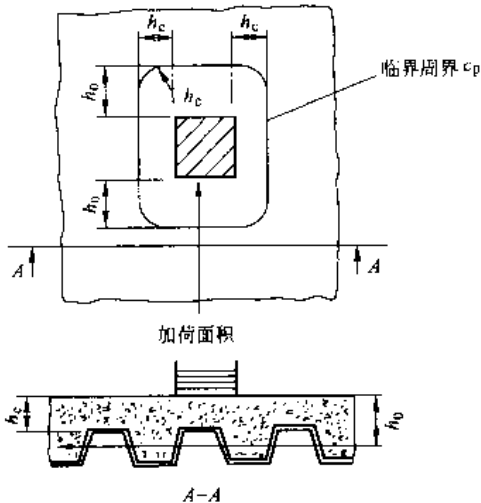


图 4.1.5 剪力临界周界

V_p ——组合板的冲剪力设计值;
 f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值。

第 4.1.6 条 组合板的斜截面抗剪能力按下式要求计算:

$$V_c \leq 0.07 f_c W h_0 \quad (4.1.6)$$

式中 f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值;
 V_c ——组合板斜截面上的剪力设计值。

第 4.1.7 条 组合板的挠度应分别按荷载短期效应的组

合与荷载长期效应的组合计算,取其中不利者不应超过规定的容许值 $[w]$;

$$\max(w_s, w_l) \leq [w] \quad (4.1.7)$$

式中 w_s ——采用荷载短期效应组合的设计值 S_s 与相应换算截面刚度 B_s (第 3.1.3 条)计算的挠度值;

w_l ——采用荷载长期效应组合的设计值 S_l 与相应换算截面刚度 B_l (第 3.1.3 条)计算的挠度值;

$[w]$ ——容许挠度值, $[w] = L/360$ 。

荷载短期效应组合下的挠度为:

简支均布荷载

$$w_s = 5 S_s L^4 / 384 B_s$$

简支集中荷载

$$w_s = S_s L^3 / 48 B_s$$

双跨连续均布荷载

$$w_s = S_s L^4 / 185 B_s$$

荷载长期效应组合下的挠度为:

简支均布荷载

$$w_l = 5 S_l L^4 / 384 B_l$$

简支集中荷载

$$w_l = S_l L^3 / 48 B_l$$

双跨连续均布荷载

$$w_l = S_l L^4 / 185 B_l$$

第 4.1.8 条 组合板的自振频率 f_q 不得小于 15Hz,可按 下式估算

$$f_q = 1/0.178 \sqrt{w} \quad (4.1.8)$$

式中 w ——永久荷载作用产生的挠度,cm。

第 4.1.9 条 组合板负弯矩区段最大裂缝宽度计算与允许值应按照现行国家标准 GBJ10 的规定。

第二节 组合梁设计

第 4.2.1 条 对于符合第 3.3.4 条规定的组合梁以及塑性中和轴位于混凝土受压翼板内的组合梁,当混凝土翼板与钢梁为完全抗剪连接时,其截面抗弯能力计算应符合下列假定:

一、混凝土翼板有效宽度内的纵向钢筋及钢梁的受拉与受压应力,均达到强度设计值。

二、塑性中和轴受拉侧的混凝土强度设计值,忽略不计。

三、塑性中和轴受压区的混凝土截面均匀受压,并达到混凝土弯曲抗压强度设计值。

第 4.2.2 条 组合梁正截面抗弯能力计算按以下公式进行:

一、正弯矩作用时

1. 当 $A f_p \leq b_e h_c f_{cm}$ 时(图 4.2.2-1),塑性中和轴位于混凝土受压翼板内,为第一类截面。这时

$$M \leq b_e X f_{cm} Y \quad (4.2.2-1)$$

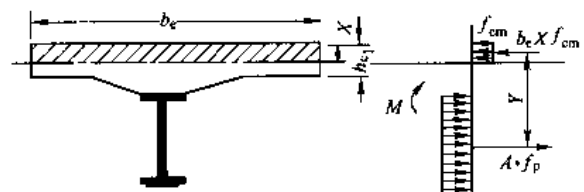


图 4.2.2-1 第一类截面和计算简图

式中 X ——组合梁截面塑性中和轴至混凝土翼板顶面的距离,应按式计算

$$X = Af_y / b_c f_{cm} \quad (4.2.2-2)$$

M ——全部荷载产生的弯矩设计值;

A ——钢梁截面面积;

Y ——钢梁截面应力合力至混凝土受压区截面应力合力之间的距离;

f_{cm} ——混凝土弯曲抗压强度设计值;

b_c ——混凝土翼缘有效宽度。

2. 当 $Af_y > b_c h_{cl} f_{cm}$ 时(图 4.2.2-2), 塑性中和轴在钢梁截面内, 为第二类截面。这时

$$M \leq b_c h_{cl} f_{cm} Y_1 + A_c f_y Y_2 \quad (4.2.2-3)$$

式中 A_c ——钢梁受压区截面面积, 按下式计算:

$$A_c = 0.5(A - b_c h_{cl} f_{cm} / f_y) \quad (4.2.2-4)$$

Y_1 ——钢梁受拉区截面应力合力至混凝土翼板截面应力合力之间的距离;

Y_2 ——钢梁受拉区截面应力合力至钢梁受压区截面应力合力之间的距离。

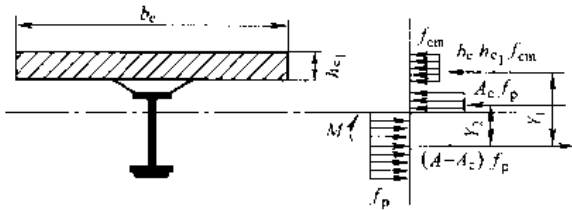


图 4.2.2-2 第二类截面和计算简图

二、负弯矩作用时(图 4.2.2-3)

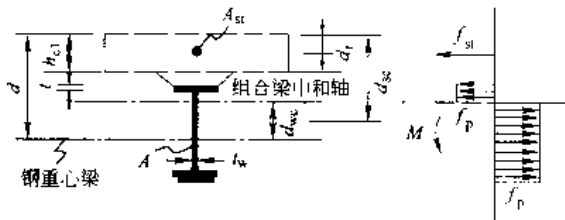


图 4.2.2-3 负弯矩组合梁截面与计算简图

$$M \leq M_y + A_s f_y (d_w - d_s) \quad (4.2.2-5)$$

$$d_w - d_s \geq h_{cl} + t_f \quad (4.2.2-6)$$

$$d_w - A_s f_y / 2 t_w f_y$$

式中 M_y ——钢梁对自身塑性中和轴的抗弯能力;

d ——钢梁截面重心至混凝土翼板顶端距离;

d_w ——钢梁截面重心至组合梁截面塑性中和轴距离;

d_s ——钢筋截面重心至混凝土翼板顶端的距离;

t_f ——钢梁上翼缘板厚度;

t_w ——钢梁腹板厚度;

d_w —— d 与 $d_w/2$ 的差值。

第 4.2.3 条 组合梁截面的全部剪力假定仅由钢梁腹板承受, 其抗剪能力按下式要求计算:

$$V \leq h_w t_w f_{vp} \quad (4.2.3)$$

式中 h_w ——钢梁腹板高度(钢梁截面全高);

f_{vp} ——塑性设计时钢材抗剪强度设计值,

$$f_{vp} = 0.9 f_v$$

f_v ——钢材抗剪强度设计值;

V ——剪力设计值。

第 4.2.4 条 用塑性设计法计算组合梁强度时, 对以下情况的截面可不考虑弯矩与剪力的相互影响:

一、对受正弯矩的组合梁截面。

二、力比 $\gamma = A_s f_y / A_c f_{cm} \geq 0.15$ 的负弯矩截面。

第 4.2.5 条 组合梁应以支座点至弯矩绝对值最大点或至零弯矩点为界限, 划分为若干剪跨区(图 4.2.5), 进行连接件的抗剪承载力计算。

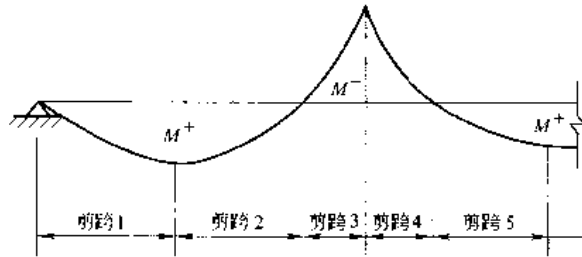


图 4.2.5 组合梁剪跨区段的划分

第 4.2.6 条 每个剪跨区段内所需配置剪力连接件的总数 n , 可按式计算:

$$n = V / V_s \quad (4.2.6)$$

式中 V ——每个剪跨区段内, 混凝土与钢梁迭合面之间的纵向剪力, 应按第 4.2.7 条规定计算;

V_s ——每个剪力连接件的受剪承载力设计值, 应按第 4.2.8 条规定计算。

第 4.2.7 条 每个剪跨区段内, 迭合面上的纵向剪力 V 可按下列公式确定:

一、正弯矩区段的剪跨(如图 4.2.5 的 1、5 剪跨):

当塑性中和轴位于混凝土翼板内时

$$V = Af_y \quad (4.2.7-1)$$

当塑性中和轴位于钢梁内时

$$V = b_c h_{cl} f_{cm} \quad (4.2.7-2)$$

二、负弯矩区段的剪跨(如图 4.2.5 的 3、4 剪跨):

$$V = A_s f_y \quad (4.2.7-3)$$

第 4.2.8 条 剪力连接件受剪承载力设计值 V_s 由下列公式确定:

一、圆柱头焊钉连接件(图 2.3.1):

$$V_s = 0.43 A_s \sqrt{E_c f_c} \leq 0.7 A_s f_s \quad (4.2.8-1)$$

式中 A_s ——圆柱头焊钉杆截面面积;

f_s ——圆柱头焊钉抗拉强度设计值;

E_c ——混凝土弹性模量;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值。

二、槽钢连接件(图 2.3.1):

$$V_s = 0.26(t_f + 0.5t_w)L_c \sqrt{E_c f_c} \quad (4.2.8-2)$$

式中 t_f ——槽钢翼缘的平均厚度;

t_w ——槽钢腹板的厚度;

L_c ——槽钢的长度。

三、弯起钢筋连接件(图 2.3.1):

$$V_s = A_s f_y \quad (4.2.8-3)$$

式中 A_s ——弯起钢筋截面面积。

第 4.2.9 条 当连接件在以下位置时,其受剪承载力设计值 V_s 应予以折减:

一、位于连续梁中间支座上负弯矩区段内时,应乘以折减系数 0.93。

二、位于悬臂端负弯矩区段内时,应乘以折减系数 0.8。

第 4.2.10 条 钢梁与组合板构成的组合梁,其迭合面之间的焊钉连接件受剪承载力设计值 V_s 应考虑以下两种情况予以降低(折减系数仅针对式 4.2.8-1 中的 $0.43A_s \sqrt{E_c f_c}$ 项):

一、压型钢板肋与钢梁平行(图 4.2.10a)且 $W_r/h_s < 1.5$ 时,应乘以按下式计算的折减系数 K :

$$K = 0.6(W_r/h_s)[(h_s/h_a) - 1.0] \leq 1.0 \quad (4.2.10-1)$$

二、压型钢板肋与钢梁垂直(图 4.2.10b)应乘以按下式计算折减系数 K :

$$K = \frac{0.85}{\sqrt{n_r}}(W_r/h_s)[(h_s/h_a) - 1.0] \leq 1.0 \quad (4.2.10-2)$$

式中 n_r ——组合梁截面的一个板肋中配置的焊钉总数(当焊钉数超过 3 个时,仍按 3 个考虑);

W_r ——压型钢板肋的平均宽度,但当采用闭合式压型钢板其肋为上窄下宽时,则应按上窄宽度计算(图 4.2.10c);

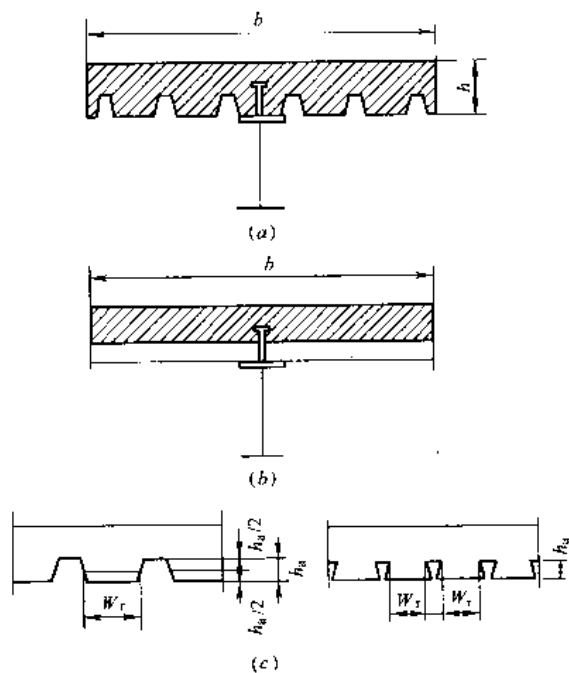


图 4.2.10 钢梁与组合板构成的组合梁

- a—压型钢板肋与钢板平行;
- b—压型钢板肋与钢板垂直;
- c—压型钢板肋宽 W_r 的取值

h_a ——压型钢板高度;

h_s ——焊钉焊接后的高度,但不得大于 $h_a + 75\text{mm}$ 。

焊钉连接件同时承受组合梁和组合板在迭合面上的剪力,作用于焊钉的剪力合力应按下式计算:

$$V' = \sqrt{V^2 + V_c^2}$$

式中 V' ——焊钉连接件上的剪力合力;

V ——组合梁上的纵向剪力(见第 4.2.6 条);

V_c ——组合板的纵向剪力(见第 4.1.4 条)。

则每个剪跨区段配置焊钉总数为:

$$n = V'/V_s \quad (4.2.10-3)$$

第 4.2.11 条 按公式 4.2.6 或 4.2.10-3 求得的 n 个剪力连接件可均匀布置于该剪跨区段内。当该剪跨内有较大集中力作用时,可将连接件总数按各剪力区段的剪力图面积分配,然后各自均匀布置(图 4.2.11)。

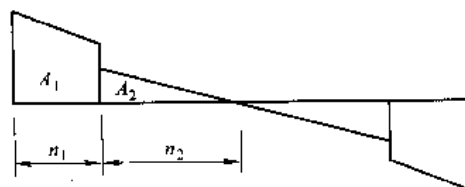


图 4.2.11 集中力作用时剪力连接件的布置图

$$n_1 = nA_1/(A_1 + A_2);$$

$$n_2 = nA_2/(A_1 + A_2)$$

第 4.2.12 条 当剪力连接件的设置受构造等原因的影响不能完全满足公式 4.2.6 计算的要求时,可采用部分剪力连接设计法。对于单跨简支梁可采用简化塑性理论按下列假定计算:

一、在所计算截面左右两个剪跨内,取连接件受剪承载力设计值之和 nV_s 的较小者,作为混凝土翼板中的压力。

二、剪力连接件处于理想的塑性状态。

三、钢梁与混凝土翼板间产生相对滑移,致使混凝土翼板与钢梁各有其自身的中和轴。

第 4.2.13 条 部分剪力连接组合梁可用于承受静载作用且集中力不大的情况,这时跨度不应超过 20m,钢梁为常截面梁,其配置的连接件总数 n_r 不得小于 $0.5n$ (n 为完全抗剪连接件总数)。

第 4.2.14 条 部分抗剪连接组合梁的抗弯承载力矩 M_r 可近似地由下式决定:

$$M_r = M_p + (n_r/n)(M_o - M_p), n_r \geq 0.5n \quad (4.2.14)$$

式中 M_o ——完全抗剪连接时,组合梁正截面抗弯承载力矩;

按第 4.2.2 条规定计算;

M_p ——单独钢梁的抗弯承载力矩;

n_r ——部分抗剪连接时,剪跨区段连接件总数。

第 4.2.15 条 部分抗剪连接组合梁挠度 v_r 可近似按下式计算:

$$v_r = v_o 0.5v(I_w/I - 1)(1 - n_r/n) \quad (4.2.15)$$

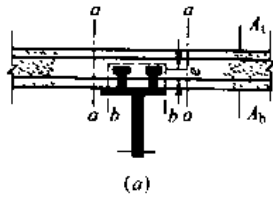
式中 v_o ——完全抗剪连接时组合梁的挠度,按第 4.2.20 条计算;

I_w ——组合梁折算截面惯性矩;

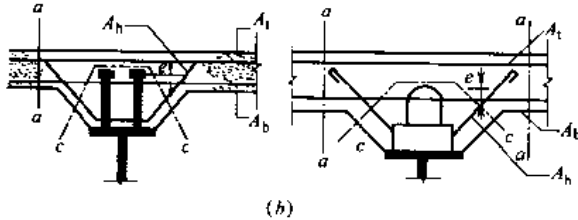
I ——钢梁截面惯性矩。

第 4.2.16 条 组合梁混凝土翼板及其板托的纵向界面受剪承载力计算时,应分别考虑包络连接件的纵向界面(图 4.2.16 中的界面 $b-b$ 及界面 $c-c$)与混凝土翼板纵向界面(图 4.2.16 中的界面 $a-a$)。对带压型钢板的混凝土翼板与钢梁组成的组合梁,其压型钢板肋与钢梁垂直的组合梁可不进行此项验算。

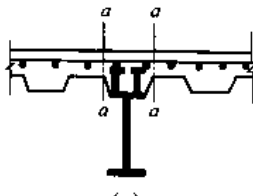
第 4.2.17 条 混凝土翼板单位梁长纵向界面剪力设计值 V_L 可由下列公式确定(图 4.2.17):



(a)



(b)



(c)

图 4.2.16 组合梁混凝土翼板与板托纵向受剪面及横向钢筋
a—无板托时；b—有板托时；
c—与钢梁平行的“压型钢板-混凝土”翼缘板

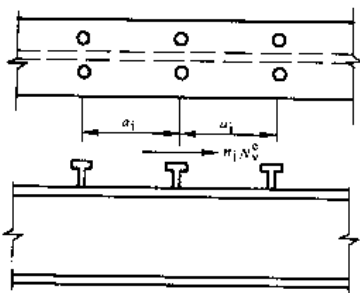


图 4.2.17 V_L 计算简图

$$V_L = n_1 V_s / a_1 \quad (4.2.17-1)$$

一、包络连接件的纵向界面(图 4.2.16 中的 c-c)。

二、混凝土翼板纵向界面(图 4.2.16 中的 a-a)；

$$V_L = n_1 V_s b_1 / a_1 b_c \quad (4.2.17-2)$$

$$V_L = n_1 V_s b_2 / a_1 b_c \quad (4.2.17-3)$$

V_L 取两者中的较大者

式中 V_L ——混凝土翼板单位梁长纵向界面剪力, N/tmm;

n_1 ——一个横截面上连接件的个数;

V_s ——一个连接件的剪力强度设计值;

a_1 ——连接件纵向间距;

b_c ——组合梁的有效宽度;

b_1, b_2 ——在有效宽度范围内梁侧的翼板宽度,按第 3.3.1 条规定采用。设计时取两者中较大值。

第 4.2.18 条 板托与混凝土翼板纵向界面抗剪承载力应符合下列规定:

$$V_L \leq K_1 S L_s + 0.7 A_e f_{st} \quad (4.2.18-1)$$

$$V_L \leq K_2 L_s f_c \quad (4.2.18-2)$$

式中 L_s ——纵向受剪界面的周边长度,按图 4.2.16 采用;

S ——应力单位 $1\text{N}/\text{mm}^2$;

K_1 ——采用普通混凝土时为 0.9,采用轻质混凝土时为 0.7;

K_2 ——采用普通混凝土时为 0.19,采用轻质混凝土时为 0.15;

A_e ——单位梁长纵向受剪界面上与界面相交的横向钢筋截面面积, mm^2/mm ,按图 4.2.16 及下列规定采用:

一、对混凝土翼板纵向界面(图 4.2.16a-a):

$$A_s = A_b + A_t$$

二、对无板托的连接件包络界面(图 4.2.16b-b):

$$A_s = 2A_b$$

式中 A_b ——单位长度组合梁翼板底部钢筋截面面积;

A_t ——单位长度组合梁翼板上部钢筋截面面积。

三、对有板托的连接件包络界面(图 4.2.16c-c):

当连接件的抗掀起端底部高出翼板底部钢筋距离 e 为:

$$e < 30\text{mm} \text{ 时, } A_s = 2A_b;$$

$$e \geq 30\text{mm} \text{ 时, } A_s = 2(A_b + A_t).$$

式中 A_b ——单位长度组合梁板托横向钢筋截面面积。

第 4.2.19 条 横向钢筋的最小配筋量应满足下列条件:

$$\frac{A_s f_{st}}{L_s} \geq 0.75 \quad (4.2.19)$$

第 4.2.20 条 组合梁的挠度 v 应分别按荷载短期和长期效应组合进行计算,取其中不利者不应超过现行国家标准 GB17 规定的容许值 $[v]$

$$\max(v_s, v_L) \leq [v] \quad (4.2.20)$$

式中 v_s ——采用荷载短期效应组合设计值 S_s 与相应换算截面刚度 B_s 计算的挠度值;

v_L ——采用荷载长期效应组合设计值 S_L 与相应换算截面刚度 B_L 计算的挠度值。

简支均布荷载下的挠度: $v = 5SL^4/384B$

简支跨中集中荷载下的挠度: $v = 3L^3/48B$

当计算荷载短期效应组合下的挠度时, v 式中刚度 B 值采用相应换算截面刚度 B_s (见第 3.1.3 条),荷载 S 采用短期效应组合 S_s 。

当计算荷载长期效应组合下的挠度时, v 式中刚度 B 值采用相应换算截面刚度 B_L (见第 3.1.3 条),荷载 S 采用长期效应组合 S_L 。

第 4.2.21 条 连续组合梁负弯矩区段内混凝土翼板的最大裂缝宽度 W_{\max} 可按下列公式计算:

$$W_{\max} = 2.7 \psi \sigma_m / E_s (2.7c + 0.11 d_m / \rho_e) \nu \quad (4.2.21-1)$$

$$\psi = 1.1 - (0.65 f_{tk} / \rho_e \sigma_m) \quad (4.2.21-2)$$

式中 ν ——与纵向钢筋表面特征有关的系数,变形钢筋 $\nu = 0.7$,光面钢筋 $\nu = 1.0$;

ψ ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数,

当 $\psi < 0.3$ 时,取 $\psi = 0.3$;当 $\psi > 1.0$ 时,取 $\psi = 1.0$;

c ——纵向钢筋保护层厚度, cm。当 $c < 2$ 时,取 $c = 2$;

当 $c > 5$ 时,取 $c = 5$;

d_m ——纵向钢筋直径, cm;

ρ_e ——按有效受拉混凝土面积计算的纵向受拉钢筋配筋

率; $\rho_e = A_{st}/b_c h_c$, 当 $\rho_e \leq 0.008$ 时, 取 $\rho_e = 0.008$;

f_k ——混凝土轴心抗拉强度标准值;

σ_{st} ——荷载短期效应组合下负弯矩纵向钢筋应力, 由下式确定:

$$\sigma_{st} = M_k Y_{st} / I_{st}$$

M_k ——荷载短期效应组合下引起的负弯矩值;

I_{st} ——包括混凝土翼板中钢筋在内的钢截面(钢筋与钢梁截面)惯性矩, 不考虑受拉开裂混凝土的影响;

Y_{st} ——钢筋截面重心至钢截面(钢筋与钢梁截面)中和轴的距离(图 4.2.21)。

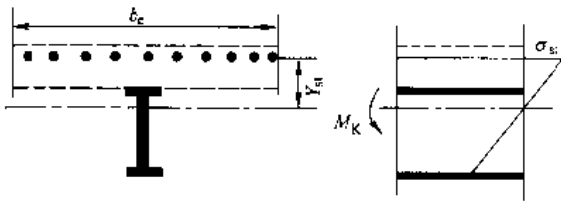


图 4.2.21 负弯矩计算截面及钢筋应力

第 4.2.22 条 连续组合梁负弯矩区段内混凝土最大裂缝宽度允许值应符合第 5.1.5 条规定。

第 4.2.23 条 连续组合梁在负弯矩区段钢梁受压翼缘的稳定性应按 GBJ17 的规定进行计算。

第五章 构造要求

第一节 组合板

第 5.1.1 条 组合板用的压型钢板净厚度(不包括镀锌保护层或有机饰面层)不应小于 0.75mm。但仅用作施工时浇注混凝土模板的压型钢板其基板厚度可小至 0.5mm。

第 5.1.2 条 组合板用的压型钢板, 其浇注混凝土的平均槽宽 W_f 不应小于 50mm; 对封闭式压型钢板, 按上槽口宽度计。当在槽内放置焊钉连接件时, 压型钢板总高(包括压痕)不应超过 80mm(图 5.1.2)。

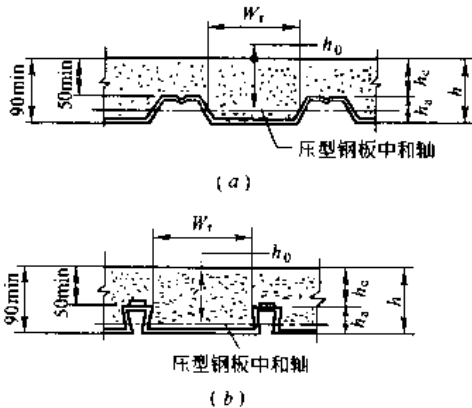


图 5.1.2 组合板截面

a—开口式压型钢板; b—封闭式压型钢板

第 5.1.3 条 组合板总厚度 h 不应小于 90mm, 压型钢板

板肋顶部以上浇注的混凝土厚度 h_c 不应小于 50mm。(见图 5.1.2), 混凝土强度等级不宜低于 C20。浇注混凝土的骨料大小不应超过以下数值:

$0.4h_c$; $W_f/3$; 30mm。

第 5.1.4 条 组合板在下列情况下, 应配置钢筋:

- 一、为组合板储备承载力的要求设置附加抗拉钢筋。
- 二、在连续组合板或悬臂组合板的负弯矩区配置连续钢筋。
- 三、在集中荷载区段和孔洞周围配置分布钢筋。
- 四、为改善防火效果, 配置受拉钢筋。

五、为保证组合作用, 将剪力连接钢筋焊于压型钢板上翼缘(剪力筋在剪跨区段内设置, 间距 150~300mm)。

第 5.1.5 条 连续组合板负弯矩区的裂缝宽度, 当处于正常环境时不应超过 0.3mm, 当处于室内高湿度环境或露天时不应超过 0.2mm。

第 5.1.6 条 连续组合板按简支板设计时, 抗裂钢筋截面不应小于混凝土截面的 0.2%; 从支承边缘算起, 抗裂钢筋的长度不应小于跨度的 1/6, 且必须与不少于 5 根分布钢筋相交。

第 5.1.7 条 抗裂钢筋最小直径为 4mm, 最大间距为 150mm, 顺肋方向抗裂钢筋的保护层厚度为 20mm, 与抗裂钢筋垂直的分布钢筋直径不应小于抗裂钢筋直径的 2/3, 其间距不应大于抗裂钢筋间距的 1.5 倍。

第 5.1.8 条 组合板在集中荷载作用处, 应设置横向钢筋, 其截面面积不应小于肋上混凝土截面面积的 0.2%, 其延伸宽度不应小于集中荷载在组合板上分布的有效宽度 b_{em} (图 3.2.4)。

第 5.1.9 条 组合板端部必须设置焊钉锚固件。焊钉应穿透压型钢板凹肋焊牢于钢梁上。焊钉直径可按下列规定采用:

- 一、跨度在 3m 以下的板, 焊钉直径为 13~16mm。
- 二、跨度在 3~6m 的板, 焊钉直径为 16~19mm。
- 三、跨度大于 6m 的板, 焊钉直径为 19mm。

第 5.1.10 条 组合板用压型钢板, 在钢梁、混凝土梁或剪力墙上的支承长度不应小于 50mm。

第 5.1.11 条 组合板的端部锚固:

一、钢结构体系

组合板支承于钢梁上, 宜采用焊钉焊接技术, 将焊钉穿透压型钢板并与钢梁上翼三者焊成一体(图 5.1.11-a); 或将压型钢板端头压脚后点焊固定于钢梁上翼(图 5.1.11-b)。

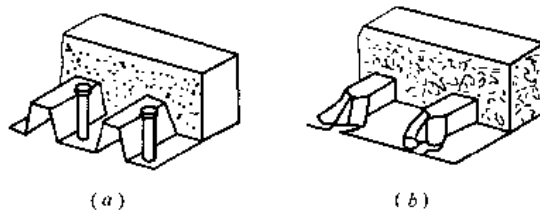


图 5.1.11-1 组合板支承于钢结构体系的端部锚固方法

a—栓焊技术; b—端头压脚

二、钢筋混凝土框剪结构体系

组合板铺设于钢筋混凝土梁或剪力墙上, 可采用以下方法:

1. 在预制混凝土梁上皮预埋钢板, 锚固方法与钢结构体系锚固方法相同。

2. 射钉法(图 5.1.11-2a),用于预制钢筋混凝土梁,用射钉枪将射钉打入压型钢板并固定于混凝土预制梁上,射钉至混凝土边缘距离为 30mm,钉入长度约 25~30mm。

3. 钢筋插入法(图 5.1.11-2b),将组合板中的钢筋弯入现浇梁或剪力墙中;或将压型钢板端头打圆孔后将钢筋插入并点焊固定。

4. 拧“麻花”法(图 5.1.11-2c),将端部冲切出多个鱼尾状条后拧成麻花状的压型钢板支承在钢筋混凝土梁或剪力墙的侧边模板上,使浇注混凝土后,板端部麻花条与混凝土梁或墙锚固在一起。

1/16。组合梁截面的总高度不应超过钢梁截面高度的 2.5 倍。混凝土板托高度不应超过混凝土翼板厚度的 1.5 倍。板托顶面宽度不应小于板托高度的 1.5 倍。

第 5.2.2 条 组合梁上钢筋混凝土板厚一般采用 100、120、140、160mm,对于承受荷载特大的平台结构,可采用 180、200mm,甚至 300mm。

第 5.2.3 条 连续组合梁在中间支座负弯矩区的上部纵向钢筋,应伸过梁的反弯点,并留有足够的锚固长度或弯钩;下部纵向钢筋在支座处必须连续配置,不允许中断。

第 5.2.4 条 剪力连接件的设置应符合以下规定:

一、连接件抗掀起端头底部(如锚杆或锚环内侧、焊钉圆柱头底部、槽钢上翼缘内侧等)至翼缘底部钢筋的距离不得小于 30mm。

第二节 组合梁

第 5.2.1 条 组合梁截面高跨比 h/L 不宜小于 $1/15 \sim$

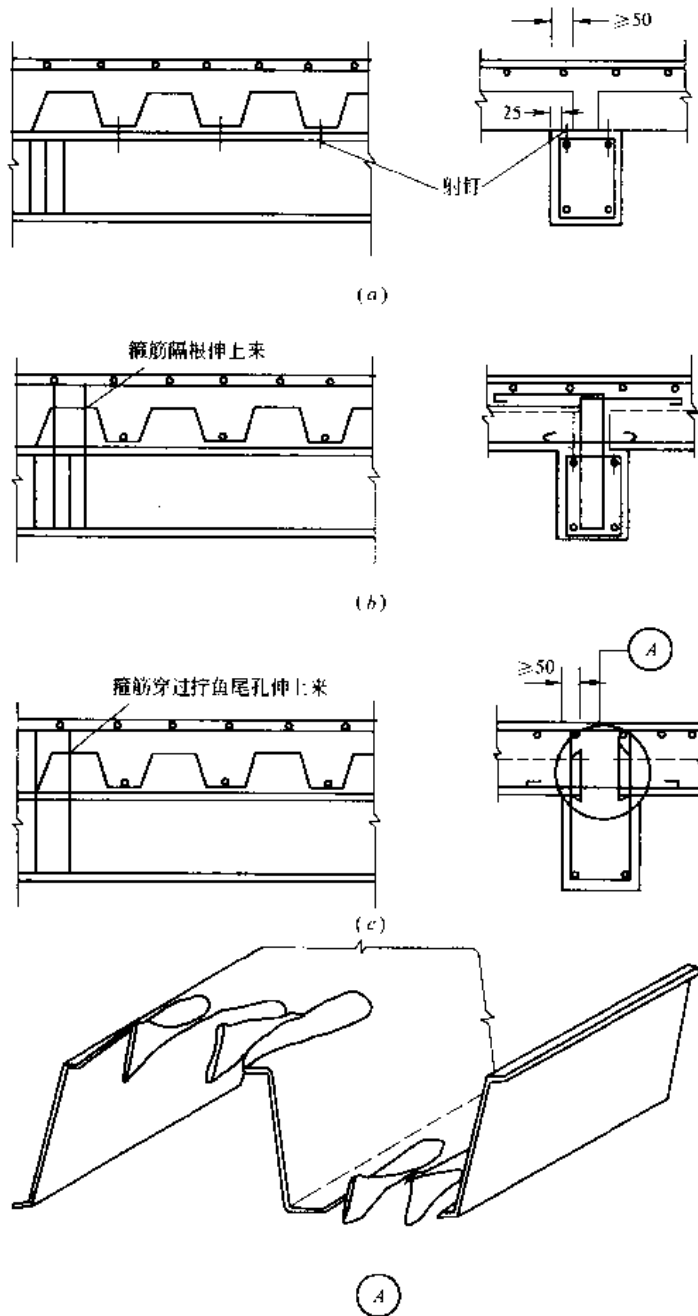


图 5.1.11-2 组合板支承于钢筋混凝土结构体系的端部锚固方法
a—射钉法; b—钢筋插入法; c—拧“麻花”法

二、连接件的最大间距不得大于混凝土翼板厚度的4倍,且不得大于600mm。

三、连接件的外侧边至钢梁上翼缘侧边的距离不应小于20mm。

四、连接件顶面的混凝土保护层厚度不应小于15mm。

第5.2.5条 组合梁焊钉连接件的设置除应满足第5.2.4条构造要求外,尚应符合以下规定:

一、焊于钢梁受拉翼缘的焊钉直径,不得大于翼缘板厚度的1.5倍;而焊于无拉应力部位的焊钉直径,不得大于翼缘板厚度的2.5倍。

二、沿梁轴线方向布置的焊钉间距不得小于 $5d$ (d 为焊钉直径);而垂直轴线布置的焊钉间距不得小于 $4d$ 。

三、用于穿透压型钢板焊于钢梁的焊钉直径不得大于19mm,焊后焊钉高度应大于压型钢板总高度30mm。

第5.2.6条 槽钢剪力连接件的开口方向应指向纵向水平剪力方向。

第5.2.7条 弯起钢筋连接件除应满足第5.2.4条规定的构造要求外,尚应符合下列规定:

一、在钢梁上以成对设置为宜,沿梁轴线方向布置的间距不应小于混凝土翼板(包括板托)厚度的0.7倍。

二、弯起钢筋长度不应小于其直径的30倍,I级钢筋另加弯钩。

三、弯起钢筋弯起角度以 45° 为宜,弯折方向应指向纵向水平剪力方向。在跨中纵向水平剪力方向变化处,在两个方向都必须设置弯起钢筋。

第5.2.8条 组合梁板托外形尺寸应符合以下规定(图5.2.8):

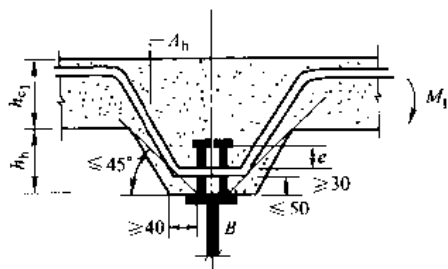


图5.2.8 板托构造图

一、板托边距连接件外侧距离不得小于40mm。

二、板托外形轮廓应在自连接件根部起的 45° 角界限之外。

第5.2.9条 板托中横向钢筋下部水平段距钢梁上翼缘应小于50mm;连接件抗掀起端底面高出横向钢筋下部水平段的距离 e 不得小于30mm,而横向钢筋间距不应大于 $4e$,且不应大于600mm。

第六章 施工与验收

组合楼盖施工与验收除应遵守本规程规定外,其中钢梁的施工与验收应符合现行国家标准GBJ 205《钢结构工程施工及验收规范》有关规定;混凝土施工与验收应符合现行国家标准GBJ 204《钢筋混凝土工程施工及验收规范》的有关规定,并均应符合国家劳保安全技术有关规定。

第一节 压型钢板

第6.1.1条 施工前应绘制压型钢板平面布置图,图中应注明柱、梁及压型钢板的相互关系,板的尺寸、块数、搁置长度及板与柱相交处切口尺寸,板与梁的连接方法,以减少在现场切割的工作量。

第6.1.2条 压型钢板原材料应有生产厂的质量证明书。

第6.1.3条 压型钢板的几何尺寸应在出厂前进行抽检,对用卷板压制的板,每卷抽检不应少于3块;对用平板压制的板,在每作业班中抽检不应少于3块。

第6.1.4条 压型钢板应按合同文件规定包装出厂,每个包装箱应有标签,标明压型钢板材质、板型、板号(板长),数量和净重,且必须有出厂产品合格证书。

第6.1.5条 压型钢板基材不得有裂纹,镀锌板面不能有锈点,涂层压型钢板的漆膜不应有裂纹、剥落和露出金属基材等损伤。

第6.1.6条 压型钢板尺寸的允许偏差应符合以下规定:

一、板厚度极限偏差应符合原材料板相应标准。

二、当波高小于75mm时,波高允许偏差为 ± 1 mm;当波高大于或等于75mm时,波高允许偏差为 ± 2 mm。波距允许偏差为 ± 5 mm。

三、当覆盖宽度小于或等于1m时,覆盖宽度的允许偏差为 ± 5 mm。

四、当板长度小于10m时,板长度允许偏差为 ± 10 mm,当板长度大于或等于10m时,其允许偏差为 ± 10 mm。

五、对波高小于或等于80mm的压型钢板,任意测量4~5m长压型钢板,其翘曲值不应超过5mm。

六、测量长度小于10m时,镰刀形弯曲值不应超过8mm;测量长度大于或等于10m时,镰刀形弯曲值不应超过20mm。

七、任取10m长压型钢板测量扭转,两端扭转角应小于 10° 。若波数大于2,可任取一波测量。

八、端部相对最外棱边的不垂直度,在压型钢板宽度上不应超过5mm。

第6.1.7条 压型钢板在起吊、堆放时应多设支点,并应在支点处设置垫板,以免形成集中荷载,且不得堆放过高,以防止发生变形。

第6.1.8条 对无外包装的压型钢板,装卸时应采用吊具,严禁直接使用钢丝绳捆绑起吊。长途运输宜采用集装箱,若无外包装时,应在车辆内设置有橡胶衬垫的枕木,其间距不应大于3m。较长的压型钢板运输时应设置刚性支承台架,装车时压型钢板外伸长度不应大于5m,并应牢固地与车身或刚性台架捆绑在一起,以防止滑动。

第6.1.9条 压型钢板应按不同材质、板型分别堆放。室内堆放一般采用组装式货架;工地堆放则一般采用设有橡胶衬垫的架空枕木,以防地面有水浸泡。架空枕木应有一定倾斜度,以防止上面积水,堆放处应置于无污染,不妨碍交通,不受重物撞击的安全地带。

工地堆放时,其板型堆放顺序应与施工顺序相吻合。

第6.1.10条 压型钢板长期存放时,应设置雨棚,且应保持良好的通风环境,以防潮、防锈。

第6.1.11条 在压型钢板铺设之前,必须认真清扫钢梁顶面的杂物,并对有弯曲和扭曲的压型钢板进行矫正。板与钢梁顶面的间隙应控制在1mm以下。

第6.1.12条 为了保持钢梁与其上的钢筋混凝土板的粘

着力,且对剪力连接件的焊接不受影响,钢梁顶部上翼缘不应涂刷油漆。

第 6.1.13 条 压型钢板的铺设工作应按照板的布置图进行,用墨线标出每块压型钢板在钢梁上翼的铺设位置,按其不同板型将所需块数配置好,沿墨线排列好,然后对切口、开洞等作补强处理。若压型钢板通长穿过梁布置时,可直接将焊钉穿透压型钢板焊于钢梁上翼。

第 6.1.14 条 铺设的压型钢板,既作为浇注混凝土的模板又可作为工作平台,在板上直接绑扎钢筋、浇注混凝土。为了保证工作平台的安全,必须保证板与板、板与钢梁焊牢固定。

第 6.1.15 条 如设计图纸上注明施工阶段需设置临时支撑,则压型钢板安装以后即应设置临时支撑,应在浇注的混凝土达到足够强度时,方可拆除。临时支撑做法应适合工地条件,一般可在压型钢板底部设临时支撑或临时梁,或由上方悬吊支承。

第二节 压型钢板连接

第 6.2.1 条 压型钢板之间的连接可采用贴角焊或塞焊,以防止压型钢板相互移动或分开。焊缝间距 300mm 左右,长度 20~30mm 为宜(图 6.2.1)。

第 6.2.2 条 压型钢板与钢梁连接可采用贴角焊、塞焊(图 6.2.2)。当与高强钢梁连接时,应注意焊接条件和选择较好的焊接工艺。

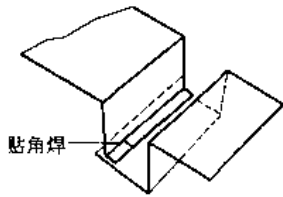


图 6.2.1 压型钢板相互连接

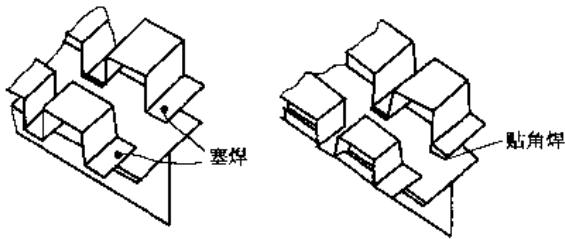


图 6.2.2 压型钢板与钢梁连接

第 6.2.3 条 钢筋(剪力连接件)与压型钢板的连接宜采用喇叭形坡口焊(图 6.2.3)。

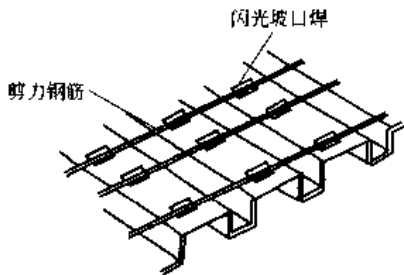


图 6.2.3 压型钢板与钢筋连接

第 6.2.4 条 组合板与钢梁的端锚固连接,采用焊钉穿透压型钢板与钢梁焊接熔融在一起的方法(图 6.2.4)。

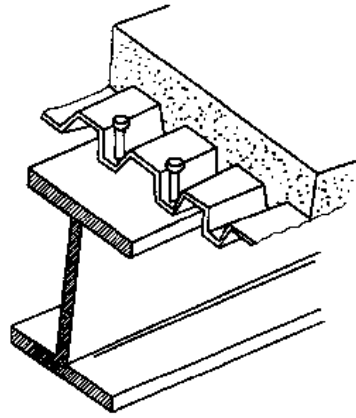


图 6.2.4 组合板用锚固焊钉与钢梁连接

第三节 焊钉焊接

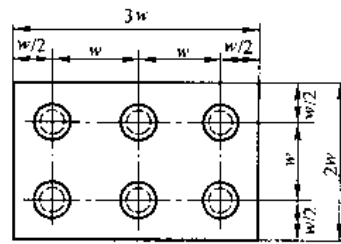
第 6.3.1 条 工地施焊时应配备专用的栓焊设备,其暂载率必须大于或等于 15%,且能保证在较差的环境下长时间连续工作。所采用的焊接工艺应符合附录六(四)要求。

第 6.3.2 条 组合楼盖采用的焊钉直径为 $\phi 13 \sim 22\text{mm}$;当穿透焊时其直径不应大于 $\phi 19\text{mm}$ 。焊接时每个焊钉必须配备相应的陶瓷环。焊钉与瓷环的规格与公差分别见附录六附表 6.1 和附表 6.2。

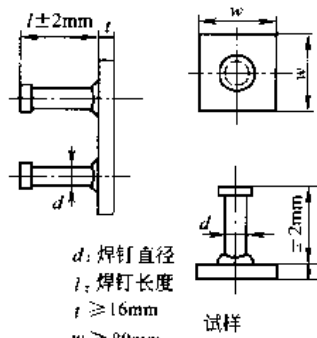
第 6.3.3 条 每种新规格的焊钉出厂前必须通过焊接端质量鉴定。质量鉴定试验要求如下:

一、试件的数量与制备:

栓焊所需电流与时间及其相应试件的数量见表 6.3.3;试件应按图 6.3.3-1 要求制备。试板采用厚 16mm 以上,80mm×80mm 的钢板,钢板选材可采用 GB 700 中规定的 Q235,GB 1591 中规定的 16Mn 或 15MnV 钢材;按照表 6.3.3 要求的电流与时间将焊钉焊至试板上。



焊钉焊接试板



d: 焊钉直径
l: 焊钉长度
 $t \geq 16\text{mm}$
 $w \geq 80\text{mm}$

试样

图 6.3.3-1 栓焊试板与试件

表 6.3.3 试件数量

焊钉直径 /mm	焊接时间	电 流	焊钉数量 /个
≤22	最佳恒定 时 间	高于最佳电流 2%~3%	30
		低于最佳电流 2%~3%	30
>22		取正常电流的中间值	10
		低于最佳电流 2%	10

二、试验:

1. 拉力试验:按表 6.3.3 的规定,各焊接 10 个试件,在拉力试验装置(图 6.3.3-2)上进行拉伸试验。若所有试件的抗拉强度设计值均等于或超过附表 4.4 规定的最小值,则认为焊接质量合格。

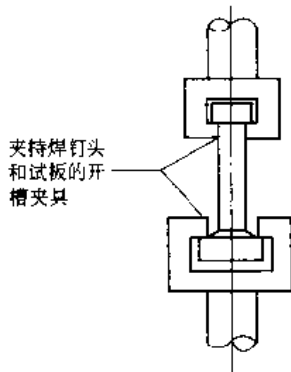


图 6.3.3-2 焊钉拉力试验夹具

2. 弯曲试验:对直径小于或等于 22mm 的焊钉,按表 6.3.3 的规定,各焊 20 个试件,在弯曲试验机(图 6.3.3-3)上进行弯曲试验,相对原轴线往两边作 30° 交变弯曲,直至焊钉发生损坏为止。若全部试件的断裂均发生在试板上或杆杆上(图 6.3.3-4a),而在焊缝或热影响区内(图 6.3.3-4b),则焊接质量应视为合格。对于直径大于 22mm 的焊钉不需进行弯曲试验。

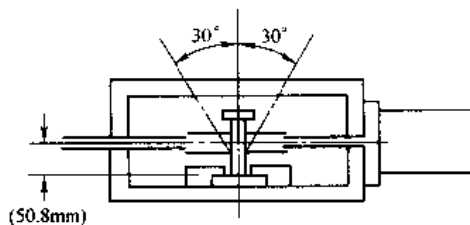


图 6.3.3-3 焊钉交变弯曲试验装置

3. 重新试验:经过拉力和弯曲试验后,若有不合格的试件,则应重新制备试件进行试验;如果再次失败,则认为该批焊钉焊接质量不合格。

第 6.3.4 条 栓焊机必须接在独立电源上(三相 380V、

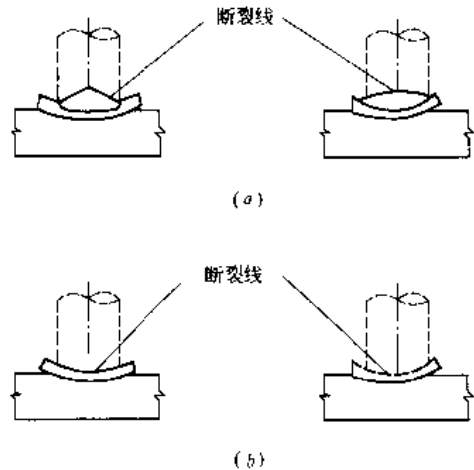


图 6.3.3-4 焊钉交变弯曲试验破坏位置
a—焊钉杆体断裂;b—焊钉在焊缝处开裂

100~300A),并应安放在防潮、防尘、防风日晒、清洁通风的环境中,还应具备维修条件和空间。配电设施应在栓焊机附近,便于出现故障时迅速切断电源。在连接焊机和焊枪的电缆线上严禁压重物、车辆碾压及猛力拽拉,在电缆线通过处严禁烟火,全部电缆及其接头处均应绝缘;与地线连接的母材表面应除锈、油或油漆等污物。

第 6.3.5 条 焊钉施焊前应认真检查压型钢板是否与钢梁点固焊牢,施焊前应在母材表面按焊钉焊接的准确位置放线,然后消除母材上的锈、油、漆等污物。

第 6.3.6 条 焊钉端头与圆柱头部不得有锈或污物,严重锈蚀的不得使用;受潮瓷环必须烘干后方可使用。

第 6.3.7 条 气温在 0℃ 以下以及降雨、雪或工件上残留水分时不得施焊。

第 6.3.8 条 施焊时焊工应穿工作服,戴安全帽、护目镜、手套和护脚。

第 6.3.9 条 栓焊施工技术应遵守附录六“栓焊施工技术规定”的全部要求。

第四节 浇注混凝土

第 6.4.1 条 支承在梁上的压型钢板当端头未封闭处理时,浇注混凝土前应设置堵头板或挡板,以免施工时混凝土渗漏。

第 6.4.2 条 穿过楼板的水管、暖气管等套管,吊顶用钢筋,悬吊电线用螺栓等均应于浇注混凝土前固定在压型钢板上或埋入槽内。压型钢板表面应清扫干净,板槽内杂物宜采用电动清扫机清除。

第 6.4.3 条 浇注混凝土时,压型钢板容易振动,应采取措措施避免邻近已初凝的混凝土产生裂缝或分离。

第 6.4.4 条 高层建筑浇注混凝土,在提高垂直和水平两个方向运输混凝土速度的同时应注意安全。

附录一 碳素结构钢、低合金结构钢牌号和化学成分

附表 1.1 碳素结构钢牌号和化学成分

牌 号	等 级	化学成分(质量百分比)/%					脱氧方法
		C	Mn	Si	S	P	
				不 大 于			
Q215 ^①	A	0.09~0.15	0.25~0.55	0.30	0.050	0.045	F、b、Z
	B				0.045		
Q235 ^②	A	0.14~0.22	0.30~0.65 ^{*2}	0.30	0.050	0.045	F、b、Z
	B	0.12~0.20	0.30~0.70 ^{*2}		0.045		
	C	≤0.18	0.35~0.80		0.040	0.040	Z
	D	≤0.17			0.035	0.035	TZ

① 国家标准《碳素结构钢》GB 700—88 中 Q215 相当于 GB 700—79 规定的 2 号钢, Q235 相当于 GB 700—79 规定的 3 号钢;

② Q235A·B 级沸腾钢锰含量上限为 0.60%。

附表 1.2 低合金结构钢的牌号和化学成分

牌 号	化学成分(质量百分比)/%					
	C	Mn	Si	V	S	P
					不 大 于	
16Mn	0.12~0.20	1.20~1.60	0.20~0.55		0.045	0.045
15MnV	0.12~0.18	1.20~1.60	0.20~0.55	0.04~0.12	0.045	0.045

附录二 焊钉用钢材的化学成分

附表 2.1 焊钉钢材化学成分(质量百分比)/%

材 料	C	Mn	Si	S	P	Al
硅镇静钢	0.08~0.23	0.30~0.90	0.15~0.35	0.05 以下	0.04 以下	
铝镇静钢	0.08~0.2	0.30~0.90	0.10 以下	0.05 以下	0.04 以下	0.02 以下
DL 钢	0.09~0.17	0.25~0.55	0.05	0.04 以下	0.04 以下	

附录三 碳素结构钢、低合金结构钢物理力学性能

附表 3.1 碳素结构钢、低合金结构钢的物理力学性能

牌 号	屈服点 f_y / (N/mm ²)	抗拉强度 f_u / (N/mm ²)	伸长率/%		弹性模量 E / (N/mm ²)	泊桑系数 μ	180°冷弯试验 d 为弯心直径 a 为钢材厚度
			δ_5	δ_{10}			
Q215	165~215	335~410	不小于 31	不小于 26	2.06×10^5	0.3	$d = a \sim 2.5a$
Q235	185~235	375~460	不小于 26	不小于 22			$d = a \sim 3a$
16Mn	275~345	470~660	20~22				$d = 2a \sim 3a$
15MnV	390~410	530~700	18~19				$d = 2a \sim 3a$

附录四 压型钢板、钢梁和焊钉的强度设计值

附表 4.1 压型钢板钢材强度设计值(N/mm²)

种类	符号	钢 牌 号		种类	符号	钢 牌 号	
		Q215	Q235			Q215	Q235
抗拉、抗压、抗弯	f	190	205	弹性模量	E	206000	
抗 剪	f_v	110	120				

附表 4.2 钢梁钢材强度设计值(N/mm²)

钢 材			抗拉、抗压和抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压 f_{ce}
牌 号	组 别	厚度或直径			
Q235	第一组		215	125	320
	第二组		200	115	320
	第三组		190	110	320
16Mn 16Mnq		≤16	315	185	445
		17~25	300	175	425
		26~36	290	170	410
15MnV 15MnVq		≤16	350	205	450
		17~25	335	195	435
		26~36	320	185	415

附表 4.3 Q235 钢材分组尺寸(mm)

组 别	工字钢、角钢和槽钢的厚度 δ	钢板厚度 δ
第一组	$\delta \leq 15$	$\delta \leq 20$
第二组	$15 < \delta \leq 20$	$20 < \delta \leq 40$
第三组	$\delta > 20$	$40 < \delta \leq 50$

附表 4.4 焊钉钢材力学性能与抗拉强度设计值(N/mm²)

屈服强度	抗拉强度	抗拉强度设计值 f_t
235~345	402~549	200

附录五 压型钢板板型

压型钢板板型见附图 5.1。

附录六 栓焊施工技术规定

(一) 适用范围

1. 钢结构上的圆柱头焊钉或螺栓的焊接。
2. 钢筋混凝土钢板预埋件上的圆柱头焊钉的焊接。
3. 高炉、电炉等挂炉衬的异形钉焊接。

(二) 一般要求

1. 焊钉设计应适用于自动定时的栓焊机,并以电弧焊接

方法焊至钢构件上。焊钉的类型尺寸应符合图纸要求和技术条件规定。圆柱头焊钉规格及其公差见附表 6.1。

2. 每个焊钉均应配用耐热、稳弧的陶瓷环,瓷环的型式尺寸与公差见附表 6.2。

3. 直径大于 8mm 的焊钉应在端部镶嵌脱氧和稳弧的焊剂,小于 8mm 的焊钉可在端部喷涂焊剂或不涂。

4. 焊钉出厂前应按本规程第 6.3.3 条要求通过焊接端质量鉴定,正式施焊时所用瓷环应与鉴定试验用瓷环相同。

5. 焊钉成品应采用冷拔、冷镦或机加工生产(少量的)。成品的质量和规格应均匀,无有害的皱皮、毛刺、发裂、裂纹、扭歪、弯曲及其他有害缺陷。焊钉头部的径向裂纹或开裂不得作为拒收理由,但裂纹或开裂从周边伸向钉体的深度不得超过周边至钉体距离的一半,以目检确定。

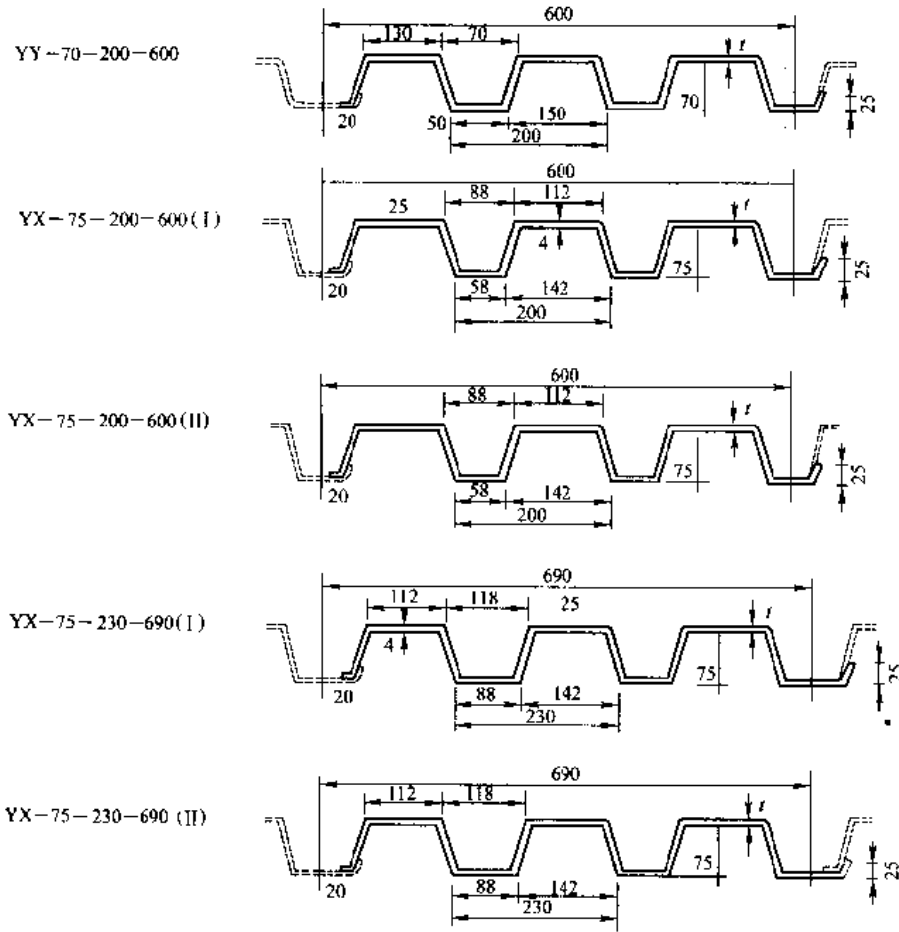
6. 施工与验收应具备下列文件:

- (1) 焊钉和瓷环出厂合格证明。
- (2) 按附录六(二)4 要求的焊钉焊接端质量鉴定书。
- (3) 施工前确定焊接参数的试验报告。
- (4) 焊工资格考查试验报告(若焊接参数试件是由参加施工的焊工焊接,则可免去焊工资格考查报告)。
- (5) 施工后的自检报告。
- (6) 由设计、施工、建设部门及质检站共同签署的焊接工程验收报告。

(三) 材质与机械性能

1. 焊钉应采用冷拔棒料制成,材质应符合附录二附表 2.1 的规定。

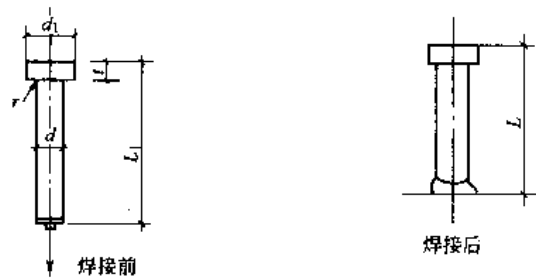
2. 焊钉的机械性能应符合附录四附表 4.4 规定。制造厂对出厂的同一规格的每批焊钉都应提出机械性能试验报告。



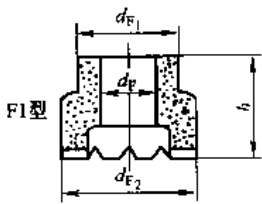
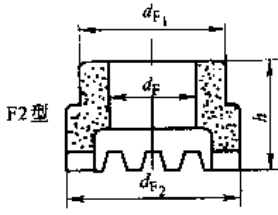
附图 5.1

附表 6.1 圆柱头焊钉的标准尺寸和公差 (mm)

规格	焊钉直径 d		焊钉头直径 d_1		焊钉头最小厚度 t	焊钉杆长度 加焊裕量 L_1	r
	基本尺寸	公差	基本尺寸	公差			
8	8	+0.00	15	±0.4	7	$L+4$	2
10	10	-0.20	18		7	$L+4$	2
13	13	+0.00	22		10	$L+5$	2
16	16	-0.25	29		10	$L+5$	±1.6
19	19	+0.00	32		12	$L+6$	
22	22	-0.40	35		12	$L+6$	



附表 6.2 陶瓷环的规格、尺寸与公差 (mm)

焊钉直径 d/mm	配用瓷环的尺寸与公差					规格
	d_F	公差	d_{F1}	d_{F2}	h	
8	8.3	+0.2 -0.00	12.0	14.5	10	用于普通栓焊 
10	10.3		17.5	20.0	11	
13	13.3		18.0	23	12	
16	16.3		24.5	27	14	
19	19.5		27.0	31.5	18	
22	22.5		32.0	36.5	18.5	
13	13.3	+0.2	23.5	27	16	用于穿透栓焊 
16	16.3	-0.00	26	30	18	
19	19.5		31	36	18	

(四) 焊接工艺

1. 焊钉应采用自动定时的栓焊设备进行施焊。栓焊机必须连接在独立电源上, 电源变压器的容量应在 100~250kVA, 容量大小应随焊钉直径的增大而增大。焊钉焊接的能量与所需电压、电流、时间的乘积成正比, 为保证焊接电弧的稳定性, 不得任意调节工作电压, 可对焊接电流和通电时间进行调节。常用规格的焊钉焊接电流和时间可参照附表 6.3 进行调节。

附表 6.3 焊钉焊接电流与时间参考值

焊钉规格 /mm	电流/A		时间/s	
	普通焊	穿透焊	普通焊	穿透焊
φ13	950		0.7	
φ16	1250	1500	0.8	1.0
φ19	1500	1800	1.0	1.2
φ22	1800		1.2	

2. 为使成型焊肉饱满且适当, 必须按不同焊钉规格对焊钉伸出瓷环的长度与焊钉提升高度进行调节。伸出长度与提升高度可参照附表 6.4。

附表 6.4 焊钉伸出长度与提升高度参考值

焊钉规格 /mm	伸出长度/mm		提升高度/mm	
	普通焊	穿透焊	普通焊	穿透焊
φ13	4		2	
φ16	5	7~8	2.5	3.0
φ19	5	7~9	2.5	3.0
φ22	6		3	

3. 若在同一电源上采用两支或两支以上的焊枪时, 焊枪应有连锁装置, 在同一时间内只能有一支焊枪工作, 且当焊完一个焊钉之后, 而另一个焊钉焊接之前, 电源应恢复正常。

4. 施焊时, 焊枪应按住不动, 直至焊缝处熔化的金属凝固为止。

(五) 焊接质量

1. 焊接时, 焊钉不应有锈、锈蚀坑、氧化皮、油脂、受潮或其他会对焊接工作造成有害影响的物质。

2. 焊接前, 焊接端不应涂漆、镀锌或镀锡等。

3. 母材在焊钉的施焊处不应有过量的氧化皮、锈、受潮或其他有害物质。为确保焊接质量, 可使用钢丝刷、角相磨光机等方法除锈或除污。

4. 焊接用瓷环应保持干燥。因凝水或雨水而使表面有受潮的瓷环, 在使用前应置于 120℃ 的烘箱中烘烤 2h。

5. 焊接完毕, 应将套在焊钉上的瓷环全部清除。

6. 焊好的焊钉, 不应有影响其功能的缺陷或物质。在其根部周围应有挤出的熔融金属 (挤出焊脚), 但焊钉挤出焊脚的立面可不熔合, 水平面可为溢瘤, 且允许在挤出焊脚的顶面有时形成与焊钉直线呈径向或纵向的少量小收缩裂纹或缺陷。

(六) 焊钉施焊鉴定要求

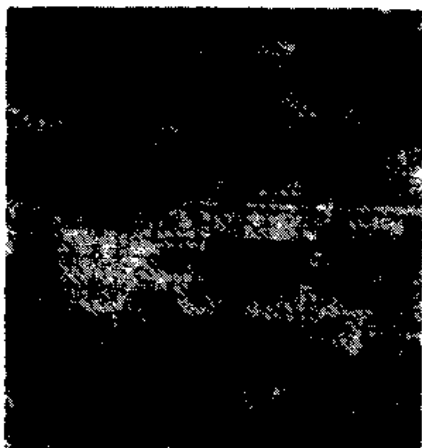
1. 在工厂或现场以平焊位置 (焊枪口朝下, 见附图 6.1)、焊于平的和水平表面上的焊钉可视为已按附录六 (二)、4 规定要求通过焊接试验鉴定。

2. 除平焊位置外, 焊于竖立面 (立焊) 和底面 (仰焊) (附图 6.2 和附图 6.3), 以及焊于不平表面的焊钉必须按下列规定进行施焊试验。

(1) 试件制备。试件应取与构件母材相同的试板, 试板尺寸可按本规程第 6.3.3 条规定, 但当构件厚度大于 16mm 时也可取构件厚度相同的试板, 但试板厚度不宜超过 30mm。



附图 6.1 焊钉平焊图



附图 6.2 焊钉立焊图



附图 6.3 焊钉仰焊图

(2) 焊钉焊于试板的焊接位置,焊接表面的状况、焊接电流与时间均需记录。

(3) 试件数量:对于不同规格的焊钉、焊接位置以及表面几何形状,应采用推荐的工艺方法和参数连续焊接 10 个焊钉。

(4) 试验:应自焊钉原轴线弯曲 90°作试验,若 10 个试件弯曲 90°后,裂纹产生在试板上或钉杆上,而不在焊缝上,则应视为焊接试验合格。

3. 施焊鉴定试验资料应包括以下内容:

(1) 焊钉、瓷环形状和尺寸图。

(2) 焊钉与母材材质说明书、瓷环说明书。

(3) 焊接位置与焊接参数(电流、时间、焊枪回弹高度与焊钉的突出长度)。

(4) 鉴定试验记录与试验报告。

(七) 试验与检验

1. 栓焊施工开工前必须进行确认焊接参数的试验检验:

(1) 焊钉焊接部位的抗拉伸与抗弯曲试验按本规程第 6.3.3 条要求配置 6 个试件,取其中 3 个试件进行拉伸试验,其抗拉强度设计值均应大于或等于附表 4.4 的规定。另取余下的 3 个试件进行弯曲试验,用铁锤敲击焊钉圆柱头部位使其弯曲 30°后,观察其焊接部位有无裂纹,若无裂纹则认为焊接合格。当气温低于 0℃时,应采取持续慢加载方式进行 15°弯曲试验。

(2) 外观检验的判定标准、允许偏差和检验方法见附表 6.5。

附表 6.5 外观检验的判定标准、允许偏差和检验方法

项次	外观检验项目	判定标准与允许偏差	检验方法
1	焊肉形状	360°范围内:焊肉高>1mm 焊肉宽>0.5mm	目 检
2	焊肉质量	无气泡和夹渣	目 检
3	焊缝咬肉	① 咬肉深度<0.5mm ② 咬肉深度≤0.5mm 并已打磨去掉咬肉处的锋锐部位	目 检
4	焊钉焊后高度	焊后高度偏差<±2mm	用钢尺 量 测

2. 焊工资格审查。若已确认的焊接参数试验试件是由该焊工操作,则该焊工资格审查通过,否则在正式施工前,应对焊工按本附录六(七)、1 要求进行栓焊资格审查。

3. 栓焊施工班前检验。在每日或每班开工前,若焊接设备及焊钉规格未改变,且焊接参数(包括焊枪、电源、枪的进退、总引线长度,或大于±5%的电流和时间变化)仍为特定值时,最先焊的两个焊钉应做试验。试验焊钉可直接焊在结构工件上,并按实际焊接位置施焊(平、立或仰焊位置)。试验焊钉应做以下检验:

(1) 外观检验:按本附录六附表 6.5 要求进行。

(2) 弯曲试验:用锤击或套入管子或采用其他方法将焊钉从原轴线弯曲 30°,视其焊接部位无裂纹为合格。

4. 栓焊施工中的检验有如下两部分内容:

(1) 栓焊施工开始后,若焊接设备和已确认的焊接参数有变动,在继续焊接前必须按本附录(七)、1 要求检验。

(2) 施工过程中对焊接部位应随时检查,发现焊缝有缺陷的应及时进行修补。焊缝缺损与修补要求见附表 6.6。

附表 6.6 焊缝缺损与修补要求

项次	焊缝缺损	修 补 要 求
1	挤出焊脚不足 360° ^①	修补焊缝应超过缺损两端 9.5mm

续附表 6.6

次数	焊缝缺损	修补要求
2	构件受拉部位铲除的不合格焊钉的母材表面	应打磨光滑、平整;若母材出现凹坑,可用手工焊方法填足修平
3	构件受压部位的不合格焊钉	可以不铲除,在原焊钉附近重焊一枚;若进行铲除后母材缺损处可照本表第 2 项处理;若缺损深度小于 3mm,且小于母材厚度的 7%,则可不作修补

① 若挤出焊脚的缺陷符合本附录(五)、6 情况时,可不进行修补。

5. 栓焊施工后的检验。按照本附录附表 6.5 要求,对成焊缝内的外观进行检查;外观检查合格后,应在主要构件上逐根进行 1% 抽样打弯 15° 检验,若焊钉根部无裂纹则认为通过弯曲检验。否则应再从同批中抽样 2% 进行 15° 弯曲检验,若全部合格则认为通过,如有 1% 不合格,则应对这批焊钉逐根进行检验。

6. 质检程序。首先由施焊方自检,自检合格后写出自检报告,并附有参数试验报告;最后由甲方组织专门质检小组进行检验。

(八) 栓焊工程验收

栓焊工程应按隐蔽工程进行验收,由设计、施工、建设单位以及质检部门组成验收小组进行验收。验收内容包括技术文件(附录六(二)、6)和现场检验(附录六(七)、5)两部分。最后由各方签字盖章生效。

附录七 本规程用词说明

(一) 执行本规程条文时,为便于区别对待要求严格程度不同的用词,特作以下说明:

- 表示很严格,非这样做不可的:
正面词用“必须”,反面词用“严禁”;
- 表示严格,在正常情况下均应这样做的:
正面词用“应”,反面词用“不应”或“不得”;
- 对表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样做的:
正面词用“宜”或“可”,反面词用“不宜”。

(二) 条文中指定应按其他有关标准、规范执行时,写法为“应按……执行”或“应符合……要求(或规定)”。非必须按所指定的标准、规范或其他规定执行时,写法为“可参照……”。

附录:条文说明

第一章 总 则

第 1.0.1 条 组合楼盖结构多适用于高、多层钢结构或钢-混凝土结构楼层,也适用于平台结构或桥面结构;组合板还可用在高、多层钢筋混凝土框剪结构中。

第 1.0.2 条 组合楼盖中可以仅采用组合板而不采用组合梁,可以采用“钢梁-钢筋混凝土板”组合梁、“钢梁-组合板”组合梁。

第 1.0.3 条 当组合板中压型钢板部分地起受拉钢筋作用时,必须配置足够的受拉钢筋。有时对全部起受拉钢筋作用的组合板也配置适量的所谓“储备筋”。

第 1.0.4 条 组合楼盖结构是采用两种或两种以上材料的组合,其温度膨胀系数各不相同,当直接受热源影响时,必须按照专门规定进行温度应力的考虑。

第 1.0.5 条 对不直接承受动力荷载的组合楼盖可按照本规程设计,否则应进行动荷载试验。

第 1.0.6 条~第 1.0.7 条 本规程的编制与现行国家标准 GBJ 68, GBJ 9, GBJ 17 等的规定是一致的。凡本规程有规定的,在设计、施工时应按本规程执行;若未规定,则应遵守其他现行国家标准和行业标准的有关条例。

第二章 材 料

第一节 压 型 钢 板

第 2.1.1 条 Q215 号钢和 Q235 号钢材质稳定、性能可靠、工程经验多、价格低,是近年来我国冷弯加工用钢最多的钢种。目前冶金部对耐候钢种正组织攻关研究推广,这对压型钢板用材更加适应,只要有可靠性能试验依据,就可以采用。

第 2.1.2 条 组合板用压型钢板是作为受拉钢筋的构件,其物理力学性能必须可靠,对冷成型压型钢板的冷弯试验合格极为重要。另外为保证组合板中压型钢板与混凝土之间的组合作用,要在光面压型钢板板肋上焊接横向剪力钢筋等等,因此对硫、磷、碳的含量应加以限制。

第 2.1.3 条 为防止组合板用压型钢板的锈蚀并保证其耐久性,应采用连续热浸镀锌钢板。为便于加工及避免材料浪费采用卷板最适宜。由于组合板用压型钢板是作为受拉钢筋使用,应具有一定的强度和刚度,所以基板厚度不宜小于 0.75mm;但对非组合板用压型钢板,只要满足浇注混凝土的强度和刚度要求,其基板的厚度不宜小于 0.5mm。若厚度过大超过 1.6mm,不仅压型较难,对焊钉穿透焊也有一定困难。

第 2.1.4 条 我国尚无封闭式及带压痕的压型钢板;这种类型的压型钢板更适用于组合板。

第二节 组 合 梁

第 2.2.1 条~第 2.2.4 条 组合梁中的钢梁是钢结构构件,故完全按照国家标准 GBJ 17 中对钢材的要求。

第三节 抗 剪 连 接 件

第 2.3.1 条 抗剪连接件的型式很多,如槽钢、弯筋、方钢、焊钉等等,目前采用最多、效果最佳的是圆柱头焊钉(headed stud 应译为带头栓钉);(86)冶科技字第 258 号栓焊技术鉴定证书明确指出:带头栓钉即焊接栓钉简称栓钉,不带头栓钉即焊接螺柱简称螺柱,但 GBJ 17—88《钢结构设计规范》称焊钉,经与该规程编制人员商榷,待下次修订该规程时改为栓钉,本规程按照 GBJ 17—88 仍称为焊钉。

第 2.3.2 条 用 DL 钢制造的焊钉在静载下的力学性能与焊接性能都能满足,但由于它属于沸腾钢,在长期动荷载

作用下会产生应变时效,因此,对重要建筑物及受动载荷作用的焊钉应选用能保证冷拉、冷墩性能的镇静钢。

第三章 基本设计原则

第一节 一般规定

第 3.1.1 条~第 3.1.3 条 基本设计原则是按照 GBJ 68 制定的。组合楼盖按承载力极限状态是指组合楼盖结构或某组合部件达到最大承载能力或不适于继续承载的变形时的极限状态;按正常使用极限状态是指组合楼盖结构或某组合部件达到正常使用的某项规定限值的极限状态。

第二节 组合板

第 3.2.1 条 组合板施工阶段设计仅考虑压型钢板的强度与变形,如果不满足要求,可加临时支撑以减小板跨,设计跨度可按临时支撑的跨度考虑;但使用阶段设计时,跨度必须按拆除临时支撑后的设计跨度考虑。

第 3.2.3 条 “坑凹”效应是由于压型钢板的变形而增加的混凝土厚度。当挠度 w 小于 20mm 时,可假定在 $1\text{kN}/\text{m}^2$ 的均布施工荷载中考虑“坑凹”效应;而当挠度 w 大于 20mm 时,“坑凹”效应除考虑施工荷载外应附加 $0.7w$ 倍的混凝土重量(图 3.2.3)。

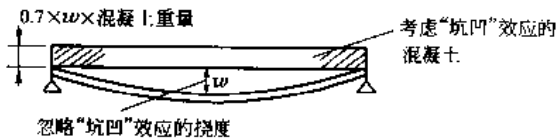


图 3.2.3 “坑凹”效应

第 3.2.4 条 本条是参照 ECCS(欧洲钢结构委员会)1981 年出版的组合结构规程,BS(英国标准)1982 年出版的压型钢板设计施工规程以及 CEC(欧洲共同体)于 1985 年共同编制的《钢与混凝土组合结构统一标准》。

第 3.2.6 条、第 3.2.7 条、第 3.2.9 条 是参照日本建筑学会于 1970 年出版的《压型钢板结构设计施工规程》。

第 3.2.8 条 由于双向连续板分析极其复杂,一般都将连续板视作周边固定的单块板进行分析;组合板多支承在钢梁上,梁与板的连接难以达到足够的刚性,且钢梁比钢筋混凝土梁的抗扭刚度小,因此,不能将不连续支承边视为固定边,而只能近似地视为简支边考虑。

第三节 组合梁

第 3.3.1 条 组合梁混凝土翼板的有效宽度,是参照标准 GBJ 10 的规定制定的。

第 3.3.3 条 组合梁的变形计算是根据 GBJ 68 规定进行的,应按弹性理论计算,并按荷载的长、短期效应组合考虑。对长期效应组合采用 $2\alpha_E$ 确定换算截面,这主要是考虑混凝土在长期荷载作用下的徐变影响。

第 3.3.4 条 塑性设计控制要求控制钢梁截面的板件宽厚比,避免因板件局部失稳降低部件承载能力。一般符合表 3.3.4 规定的截面称为密实截面,否则称为纤细截面。钢结构设计规

范中塑性设计值与钢材设计值规定为同一符号 f ,为了更加明确在表 3.3.4 中增加了塑性设计值 f_p ,取 $f_p = 0.9f$ 。

第 3.3.6 条 据国内外试验表明,只要符合本条规定的条件连续组合梁的某些截面能够形成塑性铰并产生所需的转动,实现内力重分配,力比 r 小于 0.5 是根据哈建院的试验和国内外资料分析提出的。

第 3.3.7 条 在采用试算法时,可假定中间支座两侧负弯矩区混凝土受拉翼板开裂区长度各为该跨度的 0.15 倍。欧洲钢结构委员会认为距中间支座 $0.15l$ 范围内(l 为梁的跨度)确定梁截面刚度时,不应考虑混凝土翼板的存在,但翼板所配的钢筋应计入。考虑变截面影响进行内力分析,除可较真实地反映梁的实际受力情况外,还可不致对支座截面的负弯矩值计算过高。

第四章 组合楼盖结构设计

第一节 组合板设计

第 4.1.3 条 考虑到作为受拉钢筋的压型钢板没有混凝土保护层,以及中和轴附近材料强度发挥不充分等原因,故对压型钢板与混凝土弯曲抗压强度设计值予以折减。冶金工业部建筑研究总院对组合楼板试验的抗弯能力试验值与本条公式的计算值作过分析比较,建议按本条规定计算。

第 4.1.4 条 1972 年美国 M. L. 波特(M. L. Potter)和 C. E. 埃克伯利(C. E. Ekbery)提出的纵向抗剪能力计算公式,除在美国“组合楼板设计和施工准则”中采用外,近几年已成为国际通用公式。该式如下:

$$V_u = \varphi \left[\frac{d_s}{S} \left(m \frac{A_s}{L_v} + kB \sqrt{f_c} \right) + \frac{rW_1 L}{2} \right]$$

式中 φ ——材料强度折减系数,取 $\varphi = 0.8$;

d_s ——压型钢板的有效高度;

S ——剪力筋间距,对压痕板 $S = 1$;

A_s ——单位宽度内压型钢板截面面积;

L_v ——剪跨;

B ——组合板单位宽度;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值;

W_1 ——混凝土板自重;

r ——临时支撑影响系数;浇注混凝土时,若加设临时支撑,拆除后,对所增加的静荷载的比例系数;设完全临时支撑时, $r = 1.0$;无临时支撑时, $r = 0$;仅中间设临时支撑时, $r = 0.625$;

L ——简支组合板跨度;

m, k ——分别为组合板试验结果的线性回归线的斜率和截距。

此公式虽已为国际通用,但使用并不方便,因为 m, k 值是按不同板型所做的特定组合板试验而建立的回归系数,而且美国的试验大都是采用的压痕板,我国目前尚未生产这种板型, m, k 值必须重新做试验。

冶金工业部建筑研究总院组合结构课题组,通过对不同压型钢板板型组合板抗剪能力的正交设计试验研究和分析,所得的显著性检验表明,组合板纵向抗剪能力与其剪跨 L_v 、平均勘宽 W_1 、有效高度 h_0 、压型钢板厚度 T 密切相关。式中剪力帽

系数 $\alpha_0 = 78.142$, $\alpha_1 = 0.0981$, $\alpha_2 = 0.0036$, $\alpha_3 = 38.625$ 。本书只做了 5 种板型的共 20 多个试验构件的试验,但正交设计的特点就在于以较少数据说明问题,以科学的显著性变量检验方法代替大量的数据分析;特别是本试验是采用我国现有板型这一特点,因此推出的式 4.1.4 在目前是可行的。国产压型钢板均为光面开口式的,如附录五所示,如采用进口带压痕开口式或封闭式压型钢板作组合板时,建议采用美国波特公式计算纵向抗剪能力。

第 4.1.5 条、第 4.1.6 条 参照 ECSS4《组合结构设计规范》、BS《压型钢板设计、施工规程》、ECC《钢与混凝土组合结构统一标准》以及我国新修证的 GBJ 10 标准规定。

第 4.1.7 条 根据 GBJ 68 和 GBJ 9 对组合板的挠度值进行长、短期荷载效应组合下的挠度计算,并取其较大者。

第 4.1.8 条 参照日本压型钢板结构设计施工规范的规定。

第二节 组合梁设计

第 4.2.1 条 组合梁截面抗弯能力计算符合简化塑性理论假定的截面情况:

一、当塑性中和轴位于钢梁腹板上的第二类截面,或连续组合梁在支座处负弯矩的截面,若截面符合表 3.3.4 条规定时。

二、塑性中和轴位于混凝土受压翼板内的第一类截面。

三、混凝土翼板与钢梁具有完全抗剪连接。

第 4.2.2 条 与 BJ 17 相比,本条增加了在负弯矩作用时的截面抗弯能力计算公式,这是为连续组合梁的设计需要而拟定的。

第 4.2.5 条 为适应连续组合梁的计算需要而编制本条,便于在各跨跨区段内配置抗剪连接件。

第 4.2.8 条 剪力连接件受剪承载力设计值 V_s 的计算公式是通过推出试验或梁式试验结果推导出来的。连接件的破坏形式与混凝土的强度级别、品种有关,有时还取决于连接件的型号及材质。焊钉的承载力与焊钉长度有关,焊钉长,承载力大,但当焊钉长度与其直径之比大于 4 后,承载力的增加就很少了。若焊钉长度太短,不仅承载力很低,且焊钉会出现拔出破坏。

第 4.2.10 条 当压型钢板肋与钢梁平行时,焊钉受剪承载力设计值 V_s 按公式 4.2.8-1 计算,而当 $W_f/h_s < 1.5$ 时,按式 4.2.8-1 计算的 V_s 值中的 $0.43A_s \sqrt{E_s f_c}$ 项应乘以按公式 4.2.10-1 计算的折减系数 K 值。

第 4.2.12 条、第 4.2.13 条 部分抗剪连接组合梁一般用于组合截面抗弯强度可以充分发挥的情况。例如,施工时钢梁下无临时支撑的组合梁,其钢梁截面受施工荷载控制或截面受挠度控制的构件。此时其极限弯曲状态下的混凝土翼板与钢梁各有其自身中和轴。为此,抗剪连接件必须具有一定的柔性,才能在其受到纵向剪力作用时,产生较大的相对滑移。

具有一定柔性连接件的条件:圆柱头焊钉直径不能超过 22mm,其杆长不小于 4 倍钉杆直径;浇注的混凝土强度等级不能高于 C30,除非满足这些条件或已由试验表明该连接件的变形性能满足理想塑性性能的假定,否则均应视为刚性连接。

第 4.2.14 条、第 4.2.15 条 式 4.2.14 和式 4.2.15 均为简化计算公式。

第 4.2.16 条、第 4.2.18 条 关于纵向界面横向钢筋的设

计方法,参照 ECSS4 组合结构设计规程拟定。

第 4.2.20 条 根据 GBJ 9 和 GBJ 68 的规定对组合梁的挠度值进行长、短期荷载效应组合下的挠度计算,取其中较大者。

第 4.2.21 条 组合梁混凝土裂缝宽度的计算,参考 GBJ 10 的规定。国内试验资料表明,公式 4.2.21 是适宜的。

第 4.2.23 条 组合梁在正弯矩区段的钢梁受压翼缘,因与混凝土相连,不存在整体失稳问题。在负弯矩区段,钢梁下翼缘虽然受压,但其上翼缘固定于混凝土翼板内,下翼缘类同于弹性地基上的压杆稳定问题,腹板的抗侧向弯曲可视作下翼缘的侧向弹性地基,根据试验现象分析,一般不出现失稳现象,但为慎重起见,在钢结构设计中,对下翼缘仍应在梁端设置侧向支承构件,具体做法可参照现行国家标准 GBJ 17 的规定。

第五章 构造要求

第一节 组合板

第 5.1.1 条 应采用裸金属板厚度,若屈服应力是按有镀锌层材料试件试验的,则在计算时应明确指出是按板总厚度的材料取得的屈服应力值。

第 5.1.3 条 这是考虑骨料规格及对组合板结构整体性要求提出的规定。

第 5.1.4 条 组合板试验表明,剪力筋设置在跨中区内的效果与全跨设置的效果相近。

第 5.1.9 条 组合板试验表明,组合板端锚固可阻止混凝土板与压型钢板之间的滑移。板端支座处的锚固方法如图 5.1.9 所示。焊钉锚固件应设置于简支组合板端部支座处或连续组合板各跨端部。

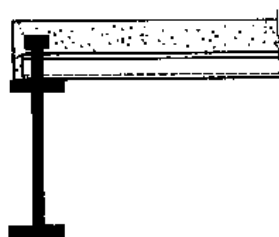


图 5.1.9 组合板端支座的锚固方法

第 5.1.10 条 组合板用压型钢板,当支承在砖墙或砌体上时,其支承长度不应小于 75mm。

第二节 组合梁

第 5.2.1 条 为使组合梁截面有足够刚度,对其高跨比做了限制。钢梁与钢筋混凝土翼板通过剪力连接件的组合,其抗弯能力提高较多,相对而言,钢梁抗剪能力反而不足。为协调这一状态,在假设截面时,对组合梁高度加以限制,对板托高度及宽度也提出要求。

第 5.2.4 条、第 5.2.6 条 参照 ECSS4 第 6.5 节规定。为保证剪力连接件在钢梁与混凝土翼板间引起抗掀起作用,同时,为使混凝土翼板中配置的底部钢筋能作连接件根部周围混凝土的横向配筋,以防止混凝土因连接件局部受压而开裂,所以要求连接件抗掀起端头底部至翼缘底部钢筋的距离不小于

30mm。

第 5.2.8 条 为保证板托中剪力连接件的工作性能和在标准试件中相同,所以对板托外形尺寸提出要求。

第 5.2.9 条 由于组合梁钢梁上翼的混凝土板托部位受焊钉的局部承压作用而多发生劈裂现象,因此需配筋加强。为保证焊钉抗剪作用及抗掀起能力,对焊钉抗掀起端底面应高出横向钢筋的距离做了规定,对横向钢筋配置间距也提出要求。

第六章 施工与验收

第一节 压型钢板

本节比较详细地规定了压型钢板制造、生产、施工准备、施工、运输、存放与保管的要求,这是由于压型钢板是组合板中的重要受力部件,在我国还是近年来发展起来的新技术,在其他标准中不多见,基于组合楼盖中压型钢板的重要性,因此做了专门规定。

压型钢板施工与验收除应满足本节条文之外,还应符合现行部标准 YBJ 216—88《压型金属板设计施工规程》的规定。

第 6.1.1 条 根据实际工程经验,本条规定极为重要,这是保证制造与安装的正确性,加快施工速度的重要环节。

第 6.1.4 条 如果远距离运输,包装出厂必须严格包装质量;如果压型量很大,可以将轧机运至现场进行轧板,既减少运输、包装等手续,又可减少不必要的损失。

第 6.1.11 条 板与钢梁间隙尽量控制在 1mm 以下,以保证焊钉穿透压型钢板能牢固地焊至钢梁上。

第 6.1.12 条 施工时本条规定往往被忽视,造成安装后的返工现象,所以应严格遵守此条规定。

第 6.1.14 条 压型钢板铺设于钢梁上之后应立即点固焊牢,稍有疏忽会酿成大事故。

第二节 压型钢板连接

压型钢板连接方法很多,本节规定了几种常见的做法。

第三节 焊钉焊接

焊钉焊接是组合楼盖结构中剪力连接件的重要焊接技术,圆柱头焊钉在组合结构中的应用在我国自 80 年代开始,栓焊技术在发达国家应用普遍,而在我国尚属新技术,也没有相应的标准、规范,故本章较详细地提出了栓焊要求,同时在附录六中专门编制了栓焊施工技术规定。

第 6.3.1 条 栓焊设备的暂载率如果低于 15%,则不能适应土建工程施工条件,必须大于或等于 15%,方能保证在较

差环境下的连续作业。

第 6.3.2 条 焊钉与瓷环必须匹配,焊钉生产应严格遵守负公差,瓷环规格应为正公差,见附录六附表 6.1 与附表 6.2。

第 6.3.3 条 这条规定是针对工厂每生产一种新规格的焊钉,必须保证通过焊接端质量鉴定,这是保证厂家合格产品的重要环节。焊接端质量鉴定试验可由厂家做,也可由厂家委托专门的栓焊试验单位做。

第 6.3.4 条~第 6.3.8 条 这五条是总结近年来我国一些高层钢结构栓焊施工经验提出的,一定要严格遵守。

第四节 浇注混凝土

第 6.4.1 条 堵头板可在加工压型钢板时一起提出加工任务。

第 6.4.4 条 由于垂直和水平两个方向运输混凝土的速度直接影响混凝土的浇注效率,所以在高层建筑浇注混凝土时,应当特别注意作业安全。

附录六 栓焊施工技术规定

(二) 一般要求

5. 焊钉头部的径向裂纹或开裂是指焊钉头部周边因金属径向分离而突然中断。此类金属中断并不影响结构强度、抗腐蚀性或其他功能要求。

(五) 焊接质量

6. 焊好的焊钉根部周围应有挤出的熔融金属——挤出焊脚,不同于常规焊的角焊缝,挤出的金属虽然并非焊缝强度所必需的,但为使焊缝满足应有要求也是必不可少的。由于焊缝四周由瓷环形状而成型的熔融金属,有助于焊钉根部断面与母材间良好的熔合。

(六) 焊钉施焊技术要求

1. 所谓平焊是指焊钉与母材的角度为 $90^\circ \sim 75^\circ$ 范围内,且焊枪口朝向下(见规程附图 6.1)。

本规程主编单位、参加单位和 主要编写人员名单

主编单位:冶金工业部建筑研究总院

参加单位:中建一局科研所、北京有色冶金设计研究总院、
哈尔滨建筑工程学院、冶金工业部钢铁设计研究总院

主要编制人:汪心洲

参加编制人:朱聘儒 郝景羲 袁泉 荣连旺