

编 号: 0146

内 部

科学技术成果报告

18米跨度(板总长20米)冷拔低碳钢丝
预应力V形折板试验研究

浙江省图书馆

科学技术文献出版社

目 录

一、冷拔低碳钢丝在预应力V形折板中应用的意义	(1)
二、本试验研究所要探讨的几个问题	(2)
三、试验介绍	(3)
(一) 构件设计	(3)
(二) 试验台座设计及吊装	(9)
(三) 荷载试验及放张试验	(10)
四、分析	(13)
(一) 强度	(13)
(二) 抗裂度	(15)
(三) 刚度	(17)
(四) 关于冷拔低碳钢丝预应力构件可能产生脆断的讨论	(19)
(五) 用冷拔低碳钢丝作预应力主筋时对跨中和端部水平裂缝的影响	(19)
(六) 并丝配筋时钢丝端部的锚固情况	(20)
(七) 混凝土标号变化对折板性能的影响	(21)
五、对试验结果的几点看法	(22)

18米跨度(板总长20米)冷拔低碳钢丝

预应力V形折板试验研究

福建省轻工业设计院 福建省第六建筑工程公司

福州大学

整理执笔: 林元坤、刘洪廷、洪希信、程大达、徐心台

审 核: 程季怀总工程师

一、冷拔低碳钢丝在预应力V形折板中

应用的意义

我国的预应力混凝土技术是从1956年开始采用并推广的,但实际上是近十几年才得到大量的发展。我国广大科技工作者广泛地将冷拔低碳钢丝作为预应力主筋用于工业与民用建筑的混凝土构件中,成为我国建筑工业中独有的特点,它在很大程度上解决了预应力构件中高强度钢筋供应不足的问题。冷拔低碳钢丝早期大部份用在多孔板、平板、檩条等跨度较小的构件上,近几年来,国内发展了V形折板、双T板和马鞍形壳板等板架合一的结构,对冷拔低碳钢丝的应用跨度已逐步有所扩大。

折叠式预应力V形折板屋盖国外于六十年代开始研究和应用,我国在1969年由北京石油化工总厂设计院首先设计试验成功。由于这种结构具有节约三材(钢材、木材、水泥)、可以折叠、便于施工等优点,因而迅速得到推广和应用。截至目前止,全国29个省市自治区,均采用和推广了这种结构。其中用高强度钢筋作预应力主筋的最大应用跨度达24米,试验成功的构件跨度达27米。1976年7月28日唐山地区发生7.8级的大地震,震中附近的建筑物绝大部分倒塌,造成人民生命财产的极大损失。预应力V形折板屋盖在这次大地震中显示出良好的抗震性能,经震后调查,自六度区直至十度区,无一座坍塌,有一座折板屋盖建筑,当相邻高跨的维护砖墙倒塌在其上面的情况下,也能做到震而不坍。因而在1977年3月广州召开的全国工业厂房抗震经验交流会议上,定为重点推广的抗震结构之一。我国是多地震的国家,广泛推广这种结构,将具有很大的现实意义。

预应力V形折板结构一般采用高强度碳素钢丝作为预应力的受拉主筋。这种材料国内虽有生产,但数量不多,远不能满足工程实际的需要,这就限制了这种结构的广泛推广使用,特别是地方性工业,许多工程由于得不到高强度碳素钢丝,而无法采用这种结构。国内有关单位,曾用冷拔低碳钢丝作为预应力主筋,如长沙、遵义、连云港、厦门、石家庄及杭州等

地, 均曾应用到跨度为15米的结构上。这批工程经过实践的考验, 均未发现重大问题。但是某工程曾将其跨度扩大到17.4米(板总长18.4米), 结果工程完工后, 发现有较多的裂缝, 特别是有较长而粗的水平裂缝出现, 影响正常使用。故国家折板小组在编制“预应力V形折板标准图集”时, 将冷拔低碳钢丝的应用跨度控制在12米以内。

为了研究扩大冷拔低碳钢丝应用跨度的范围, 以适应我国当前建设事业的需要, 我们在省科委和省建委的支持下, 进行了跨度为18米(板总长为20米)的冷拔低碳钢丝预应力V形折板的试验, 并在试验成功的基础上编制了一套跨度为6~18米的“冷拔低碳钢丝预应力V形折板”通用图集, 以便广泛推广, 也为今后研究进一步扩大冷拔低碳钢丝的应用范围起点先行的推动作用。

二、本试验研究所要探讨的几个问题

冷拔低碳钢丝与高强碳素钢丝相比, 存在以下问题:

1. 强度低。冷拔低碳钢丝的标准强度为5500~6500公斤/厘米²($\phi 5$), 而高强钢丝的标准强度为16000公斤/厘米²($\phi 5$), 二者比例为近于1:3。由于强度低, 这就大大地限制了建立预应力的效果。当跨度较大时, 在抗裂计算上就难以解决。分析电子计算机计算的结果可知, 当预应力主筋排列的高度超过三分之一板宽时, 整个断面的强度虽有增加, 但是抗裂的安全系数K, 增加得非常缓慢。因而, 当结构的跨度较大时, 光靠增加主筋根数是无法达到抗裂的要求的, 这时就必须采取其他更为有效的措施。

2. 延伸率低。普通3号钢的延伸率 $\delta_{100\text{毫米}}$ 应不小于21%, 而经冷拔成为冷拔丝后, 延伸率急骤下降, $\delta_{100\text{毫米}}$ 只有3%左右, 因而材料变脆, 普遍的担心是怕发生脆断现象。

3. 产品质量不易保证, 波动性大, 张拉时易造成断丝等。此外, 一般设计采用甲级I组或II组, 据我们调查, 各地都有发现的情况是冷拔后强度很难达到这个指标, 或是达到的合格率很低。

4. 有的反映用冷拔低碳钢丝配筋的折板, 其弹性性能比用高强钢丝配筋的差。根据已有试验的调查, 在侧曲失稳破坏时, 均未发现高强钢丝有被拉断的, 但冷拔丝有时有断筋的。

根据以上分析, 我们的试验主要探讨下列问题:

1. 从理论计算上分析, 以及实验验证冷拔低碳钢丝在较大跨度V形折板结构中作为预应力主筋时, 其强度和抗裂度是否能满足设计要求? 测定断面应力和挠度变形数值。验证计算理论是否正确?

2. 观察用冷拔低碳钢丝配筋的V形折板在吊装过程中的弹性性能和在加荷试验时有可能发生脆断破坏。

3. 测定单丝配筋和双丝并列配筋在剪筋放张时的回缩量, 以及端部预应力筋的应力变化情况, 以确定预应力筋的滑移情况和并丝对钢筋和混凝土之间粘结力的影响。

4. 注意观察冷拔低碳钢丝配筋的V形折板对出现纵向水平裂缝和端水平裂缝的影响。

5. 观察这种结构的破坏特点。

三、试验介绍

(一) 构件设计

构件详图见图1

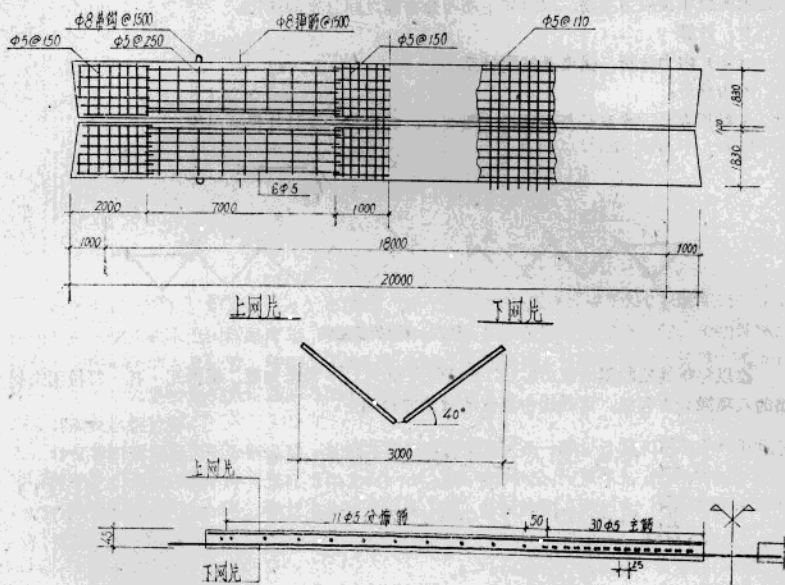


图1 折板构造详图

1. 为了在计算上解决抗裂的要求,采取提高混凝土标号和增加板厚的办法。混凝土标号由300号提高至400号,板厚由4厘米增加至4.5厘米。这样当跨度为18米,波宽为3米,倾角以 45° 为限时,尚可承受150公斤/米²的活荷。

2. 根据我们对已有一些工程的分析,当使用冷拔丝配筋时,如果纵向截面强度计算正确,尚未发现严重的跨中垂直裂缝。但某些工程为了解决抗裂度的要求,在采用加大板厚的办法时(例如板厚加大至5厘米),横向网片仍放置在板的中和轴处,且又较稀和细,因而易发生板的纵向裂缝,也影响整个板的侧向弹性性能。为此,我们在本研究中,采用双层网片配筋,将横向网片靠近板的上下面层,并且适当加密横向筋的间距。实验证实,这种办法还是较好的,折板构件起吊时,二板合拢后虽有左右晃动,但整体弹性性能是好的。

3. 为了解决有些地区3号钢冷拔后达不到甲级Ⅰ组或Ⅱ组的强度指标的问题,在浙江舟山会议上,曾建议增加甲级Ⅲ组的规格,我们认为采用甲级Ⅲ组虽然钢材指标略有增

加, 但由于配筋率提高, 总的来说对结构安全度是有利的, 而且当强度低时, 一般延伸率会大些, 这些都是有利的, 所以我们在编制通用图集时, 凡是计算能过关的均予以编制, 以便灵活应用, 减少推广中遇到的困难。当然, 在应用低组级的冷拔丝时, 其原材料的各项指标应满足有关规范的要求。

4. 由于考虑到板的厚度只有4.5厘米, 所以不采用将冷拔丝绞成钢绞线的形式配筋, 而采用二根併筋的办法, 以增加折板的有效高度。主筋与分布筋之间增加一根离主筋束间距为50毫米的分布预应力主筋, 以缓和主筋与分布筋之间急剧的变化。

5. 计算

(1) 内力分析, 强度及抗裂计算

内力分析:

V形折板是一多波长折板结构(图2), 在边跨依靠拉杆保持平衡。

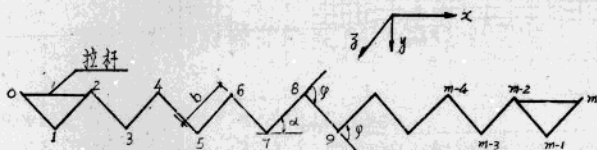


图2 V形折板结构

设以每折缝处的纵向应力 $\sigma_i(Z)$ 及横向弯矩 $G_i(Z)$ 为未知数, 根据瓦·扎·符拉索夫提出的八项微分方程组, 可列出中间波的微分方程如下:

$$\begin{cases} \sum_{i=k-1}^{k+1} r_{ki} \sigma_i''(Z) + \sum_{i=k-2}^{k+2} S_{ki} G_i(Z) + R_{kp}(Z) = 0 \\ \sum_{i=k-2}^{k+2} \bar{S}_{ki} \sigma_i(Z) + \sum_{i=k-1}^{k+1} C_{ki} G_i''(Z) + \bar{R}(Z) = 0 \end{cases} \quad (1)$$

$$K=4, 5, 6 \dots m-4,$$

式中:

$$r_{k, k-1} = r_{k, k+1} = \frac{1}{6}bt, \quad r_{kk} = \frac{2}{3}bt, \quad (t \text{ 表示板厚});$$

$$S_{k, k-2} = \frac{1}{b^2} \frac{1}{\sin \varphi_{k-1}} \quad (\text{规定 } \varphi \text{ 顺时针为正, 反之为负});$$

$$S_{k, k-1} = S_{k, k+1} = 0;$$

$$S_{kk} = \frac{2}{b^2 \sin \varphi_k};$$

$$S_{k, k+2} = \frac{1}{b^2 \sin \varphi_{k+1}};$$

$$\bar{S}_{ki} = -S_{ik};$$

$$C_{k, k-1} = C_{k, k+1} = \frac{2b}{t^3};$$

$$C_{kk} = \frac{8b}{t^3};$$

设屋盖均布荷载为 1，按正弦级数展开，并取第一项，则：

$$q = \frac{4}{\pi} \sin \frac{\pi}{l} z \dots$$

$$R_{kp} = \frac{8}{\pi} \operatorname{ctg} \alpha \cdot \sin \frac{\pi}{l} z,$$

$$\theta = \frac{4\pi b^3}{l^2 t^3} \sin \frac{\pi}{l} z;$$

如果取 $\sigma_i(Z)$ 及 $G_i(Z)$ 为下值，即：

$$\begin{cases} \sigma_i(Z) = \pm \frac{12l^2}{\pi^3} \frac{1}{tb^2 \sin \alpha} \sin \frac{\pi}{l} z \quad (i \text{ 为偶数时用正号, 奇数用负号}) \\ G_i(Z) = \frac{b^2}{3\pi} \sin^2 \alpha \cdot \sin \frac{\pi}{l} z \end{cases} \quad (2)$$

$$i = 4, 5, 6, \dots m-4$$

代入方程 (1)，则方程 (1) 恒满足。而 (2) 式正是将折板当作 V 形断面的简支梁应力和横向按固端求出的固端弯矩。因而，这种多波长折板在承受均布荷载时，中间波纵向可按 V 形断面的简支梁计算，横向由于实际构造难于做到嵌固，可按二端铰支计算。至于边波，则采取在底缝增加构造钢筋的办法予以加强。

强度及抗裂计算：

将 V 形断面换算为矩形断面后，计算与矩形断面计算完全一样。计算利用电子计算机进行 (注 1)。为便于编程序，预应力损失 $\sigma_{s1} + \sigma_{s2}$ 统一用 650 公斤/厘米²。设计标准活荷载 100 公斤/米²，混凝土 400 号，钢材本构件用甲级 I 组，张拉控制系数 0.7，计算结果如下：

横向：K = 3.38

K_f = 2.17

纵向：K = 1.83

K_f = 1.20 (编制标准图时，已提高至 1.25)

(2) 稳定计算

V 形折板稳定性于灌缝约束之前较差。在推广的早期，各地由于缺乏经验，在吊装时，曾发生一些失稳事故，因而设计时，应验算安装过程的稳定性能。

计算简图如图 3A 所示。

符号：

l：折板跨度；

t：折板厚度；

E：混凝土弹性模量；

J_v：出板平面外惯性矩 $\left(= \frac{1}{12} bt^3 \right)$ ；

注 1：本计算为北京石油化工厂设计院协助进行。

J_x : 板平面内惯性矩($=\frac{1}{12}tb^3$);

J_d : 单板抗扭惯性矩($=\frac{1}{3}bt^3$);

G : 混凝土剪切模量;

D : 板柱状刚度($=\frac{1}{12}Et^3$);

P : 单板施加预应力总和;

e : P 的偏心矩(对V形断面重心);

q : 折板上线荷载;

M_x : 纵向弯矩, 一律简写为 M ;

$u_x(z)$: 板出平面位移, 简写为 u_x ;

$u_y(z)$: 板平面内位移, 简写为 u_y ;

$u(z)$: V形重心处的侧向位移, 简写为 u 。

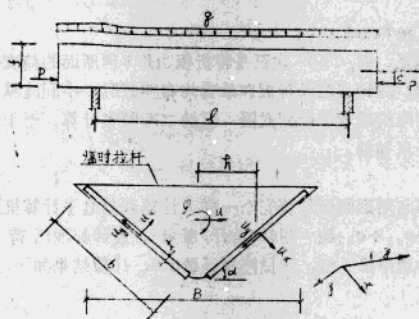


图 3A

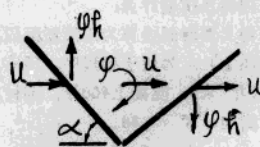


图 3B

设 u 为V形折板失稳时重心处产生的水平位移, φ 为该点产生的扭转角, 则单板重心的位移合成如图3B所示。

$$\begin{cases} u_x = u \cdot \sin \alpha + \varphi h \cdot \cos \alpha \\ u_y = u \cdot \cos \alpha - \varphi h \cdot \sin \alpha \end{cases} \quad (3)$$

由荷载产生的外弯矩为:

$$M = \frac{ql}{2} \cdot z - \frac{1}{2} qz^2 - 2Pe \quad (4)$$

外力作功为:

$$I_1 = \int_0^l Mu'' \varphi dz + P \int_0^l u'^2 dz + P \int_0^l (\varphi h)' ^2 dz + Pi_p^2 \int_0^l \varphi'^2 dz \quad (5)$$

i_p 为单板扭转回转半径($i_p^2 = \frac{J_x + J_y}{bt}$)

V形板的变形能为:

$$I_2 = \int_0^l EJ_y u_x''^2 dz + \int_0^l EJ_x u_y''^2 dz + \int_0^l GJ_d \varphi'^2 dz \quad (6)$$

总势能为:

$$U = I_1 - I_2 \quad (7)$$

现设 $u = A \sin \frac{\pi}{l} z$, $\varphi = C \sin \frac{\pi}{l} z$, 则可满足简支的边界条件。将 u , φ 以及 (3)~(6)

式代入 (7) 式, 并令 $\frac{\partial U}{\partial A} = 0$, $\frac{\partial U}{\partial C} = 0$, 即可得到 A 、 C 二系数的二个线性齐次方程组。

令方程组的系数项的行列式等于零, 即可解出 ql 的失稳临界值为:

$$(ql)_K = 181.5 \frac{EJ_y}{l^2} \left(\frac{h}{l} \right) \cdot \left\{ \sqrt{\left(\sin^2 \alpha + \lambda \cos^2 \alpha - \frac{P}{P_K} \right) \left(\cos^2 \alpha + \lambda \sin^2 \alpha + \frac{GJ_d}{EJ_y} \frac{1}{\pi^2} + \frac{P}{P_K} \left(1 + \frac{i_p^2}{h^2} \right) - \sin \alpha \cdot \cos \alpha (\lambda - 1) \right)} + \frac{2A\pi^2}{(\pi^2 + 3)} \frac{P_e}{l} \right\} \quad (8)$$

式中:

$$P_K \text{ 为欧拉临界值, } P_K = \frac{\pi^2 EJ_y}{l^2}$$

$$\lambda = \frac{J_x}{J_y}$$

以原始数据代入 (8) 式, 本构件的计算结果为:

$$(ql)_K = 40642.11 \text{ 公斤}$$

投影面荷载为:

$$(q) = \frac{40642.11}{3 \times 18} = 752.6 \text{ 公斤/米}^2$$

扣除板自重后, 允许面活荷载为

$$(P) = 752.6 - 156 (\text{自重}) = 596.6 \text{ 公斤/米}^2 \text{ (可以)}$$

(3) 端部横向拉应力计算

V形折板在预应力筋剪断放张时, 端部曾较普遍出现水平裂缝, 本试验在放张时对端部横向应力作了测定, 以探讨这种裂缝产生原因, 并在理论上作了计算。

计算简图如图 4 所示。

符号:

$q(y)$: 预应力筋剪断时, 作用在板边的外力, 按钢筋间距换算为分布荷载。

q_0 、 q_b : 外力在板上下端处的值。

σ_y : 横向应力。

σ_x : 纵向应力。

τ_{xy} 、 τ_{yx} : 剪应力。

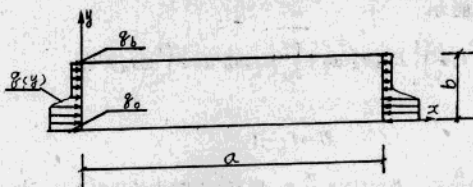


图 4

平板协调方程为:

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) \varphi = 0$$

φ 为应力函数; 令 $q(y)$ 按余弦展开, 则:

$$q(y) = \sum_{n=0}^{\infty} q_n \cos \frac{n\pi}{l} y$$

φ 应满足的边界条件为:

$x=0$:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} = \sum_{n=0}^{\infty} q_n \cdot \cos \frac{n\pi}{b} y$$

$$\tau_{xy} = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \cdot \partial y} = 0$$

$x=a$:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} = \sum_{n=0}^{\infty} q_n \cos \frac{n\pi}{b} y$$

$$\tau_{xy} = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \cdot \partial y} = 0$$

$y=0$ 及 $y=b$:

$$\tau_{yx} = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \cdot \partial y} = 0$$

$$\sigma_y = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} = 0$$

利用级数可解出 φ , 并求出 σ_y 值 (注 2)。现列出 $x=0$ 及 $x=a$ 处横向的拉应力公式如

下:

$$\sigma_y = q(y) - \frac{1}{2}(q_0 + q_b) + \left[2 \left(\frac{y}{b} \right)^3 - 3 \left(\frac{y}{b} \right)^2 + \frac{1}{2} \right] (q_b - q_0) \quad (9)$$

q_0, q_b : 压应力为负, 拉应力为正。

将原始数据代入 (9) 式后得:

$y=53.5$ 厘米时

$\sigma_{y\max} = 53$ 公斤/厘米²

$y=70$ 厘米时

$\sigma_y = 45$ 公斤/厘米²

计算和实测均证实, 在剪断预应力筋时, 端部将产生较大的拉应力。

注 2: 本处计算及上节稳定计算, 公式详细推导可详见福建省轻工业设计院资料。

(二) 试验台座设计及吊装

1. 间断式边界处理: 折板在安装灌缝之后为一整体结构, 其中波在均布荷载作用下, 将自由上下移动, 但没有水平位移。而折板试验是取出其中的单折作为构件, 进行试验。

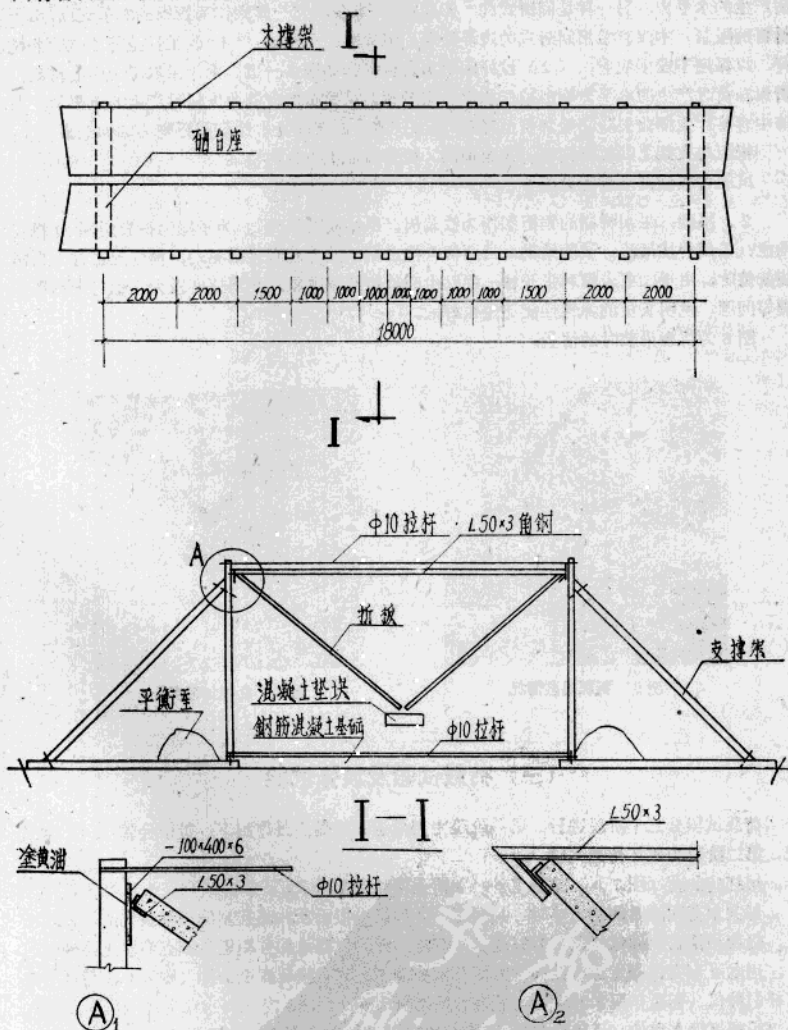


图5 试验台座示意图
①: 折板与撑架接触; ②: 钢拉杆与折板联结

因而如何模拟安装后的边界条件极为重要。据国内已有的折板试验资料介绍,折板破坏绝大部分为边界条件没有处理好,产生失稳破坏,极少是强度破坏。边界条件一般有二种做法,一种是连续式的,即在边界放置一通长的大工字梁。再加以木架支撑,借以承受折板在加荷后产生的水平力。另一种是间断式的,即间距1.5米左右立一撑架作为折板的水平支点。由于材料的限制,本试验采用间断式的边界处理,但采取二个措施:(1)改柔性拉杆为刚性拉杆,以保证不发生变形;(2)拉杆间距加密至每1000毫米一道。由于采取了上面的措施,折板加荷时产生的水平力均由拉杆承受,支撑架只承受折板在侧曲失稳时产生的水平力。在跨中容易产生侧曲失稳之处加密至每500毫米一道,离支座处木撑架间距则为2000毫米。

折板与支架之间放置钢板,并涂黄油,使折板能上下自由移动。

试验台座装置示意图见图5。

2. 吊装: 采用特制的钢桁架作为铁扁担,吊钩间距1.5米。为了检验折板的侧向稳定性能,采用合拢吊法。试验结果,当两板合拢之后,虽有左右轻微晃动,但情况正常。当吊装就位时,由于二板未顺利张开曾一度发生向单边倾倒现象,侧向挠度较大,但仍未出现开裂等问题,说明折板的弹性性能还是很好的。

图6为折板吊装时的情景。

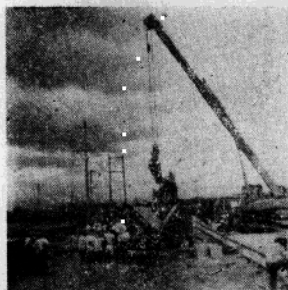


图6 折板吊装情况

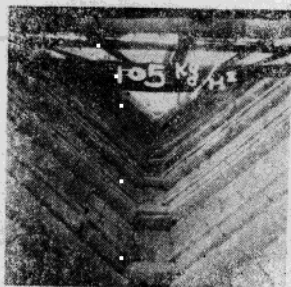


图7 红砖加荷情景

(三) 荷载试验及放张试验

荷载试验分二个阶段进行,第一阶段主要测定在标准活载作用下,折板残留变形的情况,第二阶段为破坏荷载试验。

用红砖加荷(图7),除自重外,加荷程序如表1所示。

每次加荷间隔时间约一小时,其间测读各种仪表指示数并观察裂缝开展情况。

挠度用精密水准仪(读数0.01毫米)测定,直至破坏前均有测定,测点布置见图8。

用电阻应变仪测定折板混凝土表面及钢筋的77个点的应变直至破坏(图9)。用8个大杠杆引伸仪(标距10厘米)对应变值进行校对测定。

在折板沿支座处,及跨中与1/3跨度处还布置了48个手持应变仪测点(标距25厘米),见图10,以期了解支座对折板受力的影响与裂缝出现的情况。

表1 加 荷 程 序

阶 段	加荷级数	加荷量 公斤/米 ²	累计加荷量 公斤/米 ²	相应于使用荷 载的K值	备 注
第 一 阶 段	一	35	35		按8级加载,加至105公斤/米 ² (标准活荷载100公斤/米 ²),保持12小时以上,后卸荷,测定残余变形。
	二	35	70		
	三	35	105		
	四	-35	70		
	五	-70	0		
第 二 阶 段	一	35	35		1. 第五级荷载时板底缝后浇混凝土出现裂缝,裂缝上升进入预应力板。 2. 第十三级荷载时,因缺砖而暂停,本级加荷不均匀。 3. 第十六级荷载时,卸去部分荷载,并松动三角木架及拉杆,折板在外部震动力扰动下,上部失稳破坏。
	二	35	70	1.05	
	三	35	105	1.15	
	四	35	140	1.28	
	五	35	175	1.41	
	六	35	210	1.54	
	七	35	245	1.67	
	八	35	280	1.80	
	九	35	315	1.94	
	十	35	350	2.12	
	十一	50	400	2.31	
	十二	50	450	2.50	
	十三	50	500	2.69	
	十四	50	550	2.87	
	十五	50	600	2.98	
	十六	30	630	2.98	
	十七	-100	530	2.61	

注:自重、灌缝及角钢拉杆等462公斤/米(154公斤/米²)

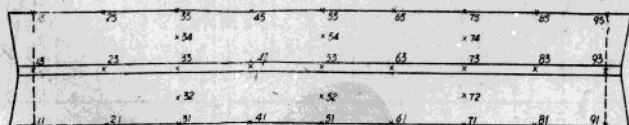


图8 挠度测点布置图

用刻度放大镜测绘裂缝发展情况与宽度,裂缝分布见图11。折板下部后浇混凝土部分在第五级荷载($K=1.28$)出现第一条垂直于纵向的裂缝,第六级荷载($K=1.41$)时折板预应力混凝土部分出现裂缝。挠度曲线见图15,从中可看出在出现裂缝时的第五级及第六级荷载下挠度增大较快。对裂缝的发展详细地测绘至第十一级荷载($K=2.12$),此时折板预应力混凝土部分的裂缝最大宽度为0.07毫米。当加荷至第十三级($K=2.50$)时,裂缝已上升至半个板的高度以上,但与纵向平行的水平裂缝尚未观察到。此后,只在第十六级荷载($K=2.98$)保持一夜后,再度观察裂缝时才发现已经出现水平裂缝及斜裂缝,且用肉眼可看到

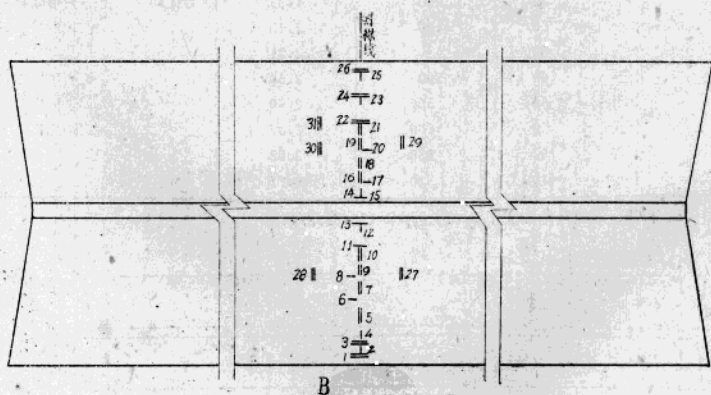
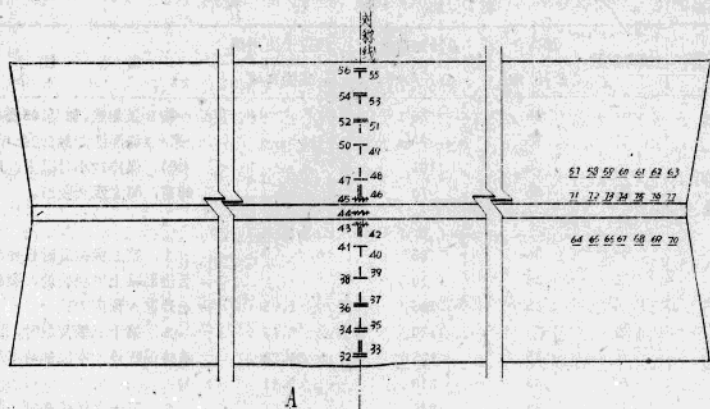


图9 电阻片测点布置图

A 上表面; B 下表面

= 长片; — 短片

43~45; 57~77为钢筋测点

裂缝已上升到离板上缘约40厘米处。这时由测定的受拉区钢筋应变可知, 钢筋已达极限绝对值。同时挠度增大很快, 总挠度值已达7.35厘米, 折板明显地下垂。这一切都显示着折板已接近极限承载能力。

为了了解二侧木架是否可能对折板上缘产生摩阻力, 先卸去100公斤/米²荷载, 卸荷后观

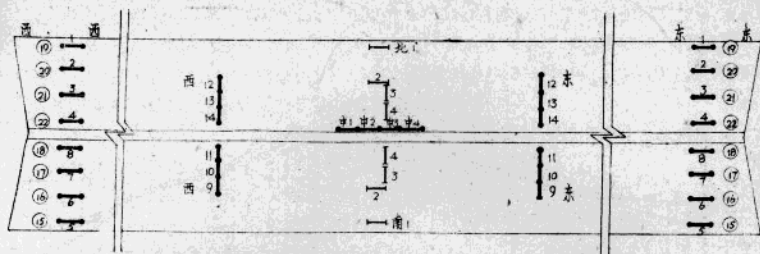


图10 杠杆引伸仪和手持应变仪分布图
 |—| 杠杆引伸仪 ·—· 手持应变仪

- 注 1. 杠杆引伸仪 8 只均布置在下面。
 2. 手持应变仪共测量 48 点, 除有 ○ 记号是上面测点外, 其余都在下面。

察到跨中挠度回弹 3.84 毫米, 因此可认为木架钢板与折板上缘角钢之间不致有很大的摩擦阻力。为了完全排除摩擦阻力可能产生的影响, 对木架进行了转动, 在部分木架已与折板脱离接触后, 有人不慎将角钢拉杆松动, 此时板上尚有部分人员赶着整理砖块, 折板便突然发生扭转屈曲失稳破坏, 见图 12。破坏时受拉区钢丝没有拉断。

折板平均厚度实测为 4.46 厘米, 混凝土强度为 582 公斤/厘米², 用 10×10×30 厘米混凝土棱柱体测定的弹性模量为 3.7×10^5 公斤/厘米², 对 82 根预应力钢丝每根强度及实际位置都进行了测定, 钢丝拉断强度 6450~7280 公斤/厘米², 钢丝平均弹性模量为 2.08×10^6 公斤/厘米²。钢丝控制应力为 920 公斤/根, 放张时混凝土强度为 450 公斤/厘米²。

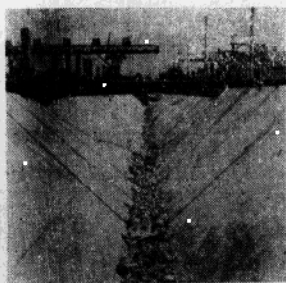


图12 折板破坏情景

四、分 析

(一) 强 度

图 13 所示为跨中垂直截面纵向应变情况, 由图可知, 在最后几级荷载作用下, 截面平均变形仍然近于平截面假定值。

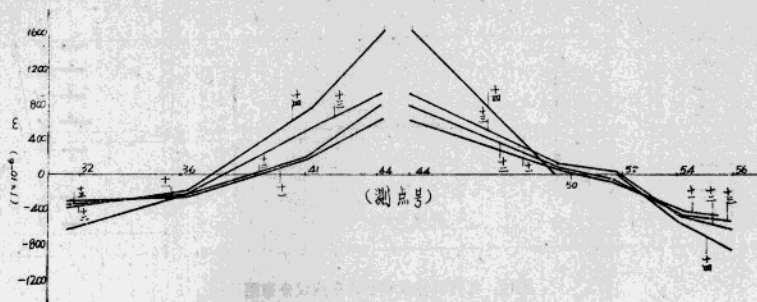


图13 纵向电阻片应变图

折板受拉区钢筋及受压区混凝土表面部分测点的应变值见表2、表3。

表2 下部钢丝应变及应力值

	测点号	离板底距离 厘米	荷载级数	应变 ϵ 1×10^{-6}	σ_{ES} 公斤/厘米 ²	与预应力及自重产生的 应力叠加后的值 公斤/厘米 ²	钢筋实际强度 公斤/厘米 ²
受 拉 区	47	32	十四	470	978	4907	6770
			十五	820	1705	5634	
			十六	1030	2140	6069	
	43	11	十四	1180	2450	6863 > 6550	6550
			十五	1618	3360	> 6550	
			十六	1880	3910	> 6550	
	41	36	十四	730	1520	5563	6800
			十五	1020	2130	6173	
			十六	1200	2500	6543	

表3 受压区混凝土应变及应力值

	测点号	荷载级数	应变 ϵ 1×10^{-6}	换算至第十六级荷载并考虑 自重与预应力后的应力 公斤/厘米 ²	R_w 公斤/厘米 ²
受 压 区	56	十四	950	493	510
	54	十四	560	295	510

注：1. 测点离板顶或板底距离系指沿板的平面所测定的值；

2. 第十五级荷载应变值是由14、16级测定值标出。

从表2及表3可看出，在第十六级荷载时，钢筋及混凝土（受压区）皆已达到或接近其极限强度，也就是说，第十六级荷载已极接近破坏荷载（这从挠度与裂缝图中亦可看出）。

此时实际K值已达2.98，而设计的K值为1.83，这是由于设计时只考虑下部30根受拉主

筋,而对分布预应力筋、网片纵向筋及底缝中的1#10钢筋未计入和实际混凝土标号超过400号所致。如果按照裂缝所贯穿的实际纵向钢筋计算,即每板除30#5主筋外,再计入6#5分布筋,8#5构造筋,以及1#10底缝钢筋,混凝土按实际标号582#计算,则构件真正的强度安全系数应为 $K=3.0$,这个结果与实测的 K 值2.98完全接近。

据此,实验证实了,用冷拔低碳钢丝配筋的大跨度折板,其内力按简支梁进行计算,以及断面强度按规范规定的计算图形进行计算是完全正确的。

单体V形折板的侧曲临界失稳荷载的计算值为596.6公斤/米²(扣除自重后),实际上由于边界有三角木架支撑,不可能产生失稳破坏。但是加荷至十七级荷载时(530公斤/米²),由于松动了三角木架,构件在轻微的挠动下即突然发生侧曲失稳破坏,这就说明了从定性和定量上看稳定计算理论是正确的,也说明了对这种构件的稳定性计算应当予以足够的重视。

(二) 抗 裂 度

折板底缝灌缝为非预应力混凝土,因而这部分总是先开裂。但是如果预应力板块具有足够的抗裂度,则裂缝将不会往上开展,因而设计计算时只需控制预应力板的抗裂度即可。

如按构件的实际混凝土标号(582#)和预应力筋的实际位置计算,则构件的实际抗裂度将比设计为高。现按实际计算如下:

南板: $A_0=843.1$ 厘米 ² ;	$e_0=43.3$ 厘米;
$J_0=2280960$ 厘米 ⁴ ;	$W_0=25200$ 厘米 ³ ;
北板: $A_0=843.1$ 厘米 ² ;	$e_0=40.3$ 厘米;
$J_0=2260000$ 厘米 ⁴	$W_0=24900$ 厘米 ³

A_0 : 换算截面面积;

e_0 : 预应力筋合力点至换算截面面积重心距离;

J_0 : 换算截面对 x_1-x_1 轴的惯性矩(图14);

W_0 : 换算截面下边缘的断面模量(对 x_1-x_1 轴);

混凝土标号582号, $R_f^c=33$ 公斤/厘米²。

则此时计算结果 $K_f=1.42$, 实测 $K_f=1.41$ (预应力板出现裂缝时),二者极其相近。这说明在弹性范围内,计算理论是很符合实际的。

通过对裂缝的观察可看出,高标号混凝土与钢丝具有良好的握裹力,裂缝密而细,加载至第九级荷载($K=1.9$)时,折板底缝后灌的混凝土裂缝最大宽度为0.088毫米,而加载至第十一级($K=2.24$)时,板预应力部份的裂缝最大宽度仅0.07毫米。整个试验过程中裂缝都没有发生突然极度增大现象,说明了冷拔低碳钢丝用在较大跨度结构中,工作性能是正常的。

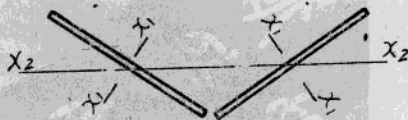


图 14