

全國煤矿采煤、掘进及机械化技术专业會議

文件彙編之十二

坑木節約（二）

煤炭工业出版社

885
全國煤礦采煤、掘進及機械技術專業會議
一、文件匯編之十二

抗 木 节 約(二)

煤炭工業出版社編

*

煤炭工業出版社出版

(社址：北京東長安街煤炭工業部)

北京市書刊出版業營業許可証出字第084号

煤炭工業出版社印刷厂排印 新華書店發行

*

開本787×1092公厘 $\frac{1}{32}$ 印張2 $\frac{5}{8}$ 字數49,000

1958年9月北京第1版 1958年9月北京第1次印刷

統一書號：15035•612 印數：0,001—4,000冊 定價：0.35元

目 录

峰峰鋼筋混凝土支架总結.....	1
淮南木螺栓支架試驗第一試点技術总結.....	28
开灤使用金屬支柱的經驗和对目前發展 金屬支架的商榷.....	61
淄博黑山礦薄煤層推行金屬垛經驗总結.....	72

峯峯鋼筋混凝土支架總結

一、概 况

峰峰礦務局于1954年第四季試制了鋼筋混凝土支架54架，在一礦試用，結果良好。1955年起即用人工制作，大量推廣，并建立了支架厂。几年來獲得了一定的成績。截至1957年底共生產支架5.65万架，維護巷道总長度达30公里。在这种支架的服務年限——30年內，每年可節約坑木9500立方公尺；这对降低巷道維修費用，減少巷道維修工作起了一定的作用。

在使用初期，部分支架曾發生損坏情况，經組織有关人員作地面試驗，証明其質量合乎要求，并根据損坏地区的地压情况及木支架使用情况，結合鋼筋混凝土支架的具体特性找出了損坏原因，这样就提高了大家使用鋼筋混凝土支架的信心。

國家規定的分30个月攤銷資金的办法，有效地解决了鋼筋混凝土支架初期投資大、影响原煤成本的問題。为了保証用量，我們把鋼筋混凝土支架的使用数量、所需。流动資金和架設人工都列入各礦年度計劃，并由各礦組織專門小組保証計劃的完成。

由于井下使用的鋼筋混凝土支架日漸增多，維修坑木已有顯著下降，例如：1955年全局維修巷道总長度39,666公尺，坑木用量为17093M³，平均每公尺巷道每年坑木消耗为0.4309M³；1957年全局維修巷道总長度61,366公尺，

坑木用量为 $15,644\text{M}^3$ ，平均每公尺巷道每年坑木消耗为 0.2546M^3 ，每年相对地节约坑木 $0.1763\text{M}^3/\text{m}$ 。维修工人也相应减少。

在推广钢筋混凝土支架的同时，并于1955年末设计了钢筋混凝土轨枕，在支架厂地面小铁路中使用。1957年二季末初，又设计了跑电机车的轨枕，在一矿井底车场试验，结果良好。9月由局确定大量使用，截至1957年年底，全局用量已达两千多根，大量使用后，在30年内每根轨枕每年可节约木材 0.01M^3 或1.5元资金。

1957年又开始使用空心钢筋混凝土支柱来代替木支柱，1958年并将在支架厂生产空心电杆。

二、支架的生产和使用

支架生产过程如图1所示。

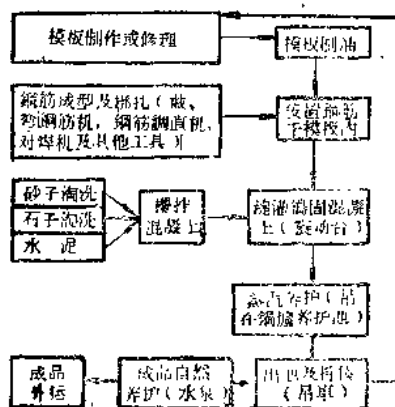


图1

支架經過24小时蒸汽养护后，混凝土强度达50—55%，再經自然养护兩星期即可出厂。当某些規格的支架急于使用时，可經過二次蒸汽养护后即出厂使用。

支架厂生產效率平均为每工一架。由于采用新品种鋼材和改進結構形式，鋼材用量和支架成本都逐年降低：1955年每架平均鋼材用量为31.8公斤；1956年为27.0公斤/架，1957年为24.6公斤/架；1955年每架平均成本为31.01元；1956年为27.17元；1957年为26.4元。

目前我局支架使用範圍是压力穩定、服务年限在2年以上的地区，其他均不作限制。由于支架成本的逐年降低，使用地区的服务年限的規定也將日漸放寬；現我局已提出，只要合乎木支架修換一次的时间即可使用。

由于鋼筋混凝土支架剛度很大，目前除了試驗性地区外，一般不適用於动压地区。我局已在动压不大的地区使用了鋼筋混凝土柱和木梁或混凝土梁和木柱的混合支架2,000多架。

我局已使用的支架規格为：

1. 按巷道規格不同可分为：（一）梯形棚子；因其不改变原有巷道規格且巷道易于掘進，所以用量最大。一般巷道断面为 $3.2 \times 2.4\text{M}$ 及 $2.0 \times 2.2\text{M}$ ，最小者为 $1.6 \times 1.8\text{M}$ （用于人行道）。（二）三腿棚子：它的优点是可提高梁的支承能力三倍；缺点是巷道断面利用率較小；在頂压較大的巷道可以使用。（三）五節棚子（見圖）：它的优点是支承能力大，但必須用于压力穩定而均衡的地区，用于峒室，代替砌碯最為適宜。我局在一礦淨寬（下寬）6.5M，

淨高4.0M的車房峒室中使用已有二年，情况很好。

2. 按梁柱接口处的形狀分为：（一）方口支架——这种接口制作方便，適合一般巷道規格，易于掌握，用量較大。（二）圓口支架——这种接口梁柱間的相对角度可灵活掌握，便于適應地区情况和架設流水棚子。

3. 按結構断面可分为：（一）矩形断面支架：制作方便，但須注意选择合理而經濟的断面。

（二）丁形断面支架：制作較麻煩，但断面利用率最高，应尽量采用。

支架棚距：开始使用时，棚距是根据与木支架計算能力的关系比例确定的。目前由于对鋼筋混凝土支架的使用已有經驗，而且对已維修过的巷道經過一定時間的觀察，其地压的相对大小也比較熟悉，这样就可以根据具体情况來决定棚距。在一般地区多半是每公尺1—2.5架，在压力較大地区可使用对棚子。在二礦的个别地段也有將3—5架棚子并起來使用的。

从全局看，鋼筋混凝土支架的损坏率約为1.5%，大多是由于动压影响而损坏的。

支架工作，由于現有支柱机尚有缺点，所以除双軌巷道中架設棚梁外大多是人工操作，支架效率一般为2—4架/工。

三、支架設計

鋼筋混凝土支架的設計能力是依据木支架計算能力并参考地压計算來加以确定，然后根据使用情况及新品种

材料的出現不斷校正和改進，使其適應井下環境並不斷降低造價。考慮到地壓的不均衡性和鋼筋混凝土構件的特點，所以梁柱均按受均布荷重的簡支梁計算。含鋼筋百分率一般在1—2.2%之間，均採用單筋構件。水泥標號1955年為140號，1956年為170號，1958年將為200號。鋼材規格：1955年全部為3號鋼，1956年有一半採用5號鋼（螺紋鋼），1957年主筋全部是螺紋鋼，其中還有部分25Г00號鋼材，1958年將大部採用2500Г號鋼，這對降低成本、節約鋼材都是有幫助的。

我局已採用的矩形斷面，寬與高之比均在 $\frac{1}{2}$ 左右。這一比數目前各局各不相同，我局也有同志提出應予減小的意見。這裡着重作一比較即可看出這一比數與支架的鋼材用量，成本，承載能力和重量均有很大關係。

現在提出下面的三種情況：

- 1、斷面寬與高之比為 $\frac{1}{2}$ ，即 $b_1 = \frac{1}{2}h_{o1}$ ，
- 2、斷面寬與高之比為1，即 $b_2 = h_{o2}$ ，
- 3、斷面寬與高之比為2，即 $b_3 = 2h_{o3}$ ，

$$\text{根據公式 } h_o = r \sqrt{\frac{KM}{b}}, \text{ 即 } h_o^2 b = r^2 K_M,$$

式中 h_o ——構件斷面的有效高度；

b ——構件斷面的寬度；

F_a ——單筋構件的主筋斷面積；

K_M ——構件的破壞抗彎力矩；

r ——系數，與水泥標號、鋼號及含鋼筋百分

率有关；

u ——含鋼筋百分率。

設以上三种断面的水泥标号、鋼号及含鋼百分率均相同，即 $r_2KM=k$ ， k 为一常数。

$$\text{則 } h_{01}^2 b_1 = \frac{1}{2} h_{01}^3 = k,$$

$$h_{02}^2 b_2 = h_{02}^3 = k,$$

$$h_{03}^2 = 2 h_{03}^3 = k,$$

$$\therefore h_{02} = \sqrt[3]{\frac{1}{2}} h_{01} = 0.796 h_{01},$$

$$h_{03} = \sqrt[3]{\frac{1}{4}} h_{01} = 0.63 h_{01}.$$

主筋的鋼材用量各为：

$$F_{A1} = u b_1 h_{01} = 0.5 u h_{01}^2,$$

$$F_{A2} = u b_2 h_{02} = 0.63 h_{01}^2,$$

$$F_{A3} = u b_3 h_{03} = 0.796 h_{01}^2,$$

$$\text{即 } F_{A2} = 1.26 F_{A1}, \quad F_{A3} = 1.592 F_{A1}.$$

依据目前鋼筋混凝土支架的一般結構情况，將該三种断面的比較关系列表如下：

断 面 种 类	主鋼筋用量	鋼材总用量	構 件 重 量	成 本
第 一 种	100%	100%	100%	100%
第 二 种	126%	124%	135%	123%
第 三 种	159.2%	150%	175%	145%

具体的支架設計方法請參看下面的兩個計算實例，這是我局用量最大并經使用與修正的二種支架規格。

實例 1. $3.23 \times 2.4\text{m}$ 雙軌巷道鋼筋混凝土支架設計書。

(一) 地壓確定：

(1) 一般地壓公式：結合庫倫定律計算地壓。

巷道毛斷面見圖 2，

頂板為頁岩，普氏系數 $f_1 = 3$ ，比重 $\gamma_1 = 2.5$ 噸/ M^3 ；

兩帮煤為，普氏系數 $f_2 = 2$ ，比重 $\gamma_2 = 1.4$ 噸/ M^3 ；

內摩擦角 $\varphi = \tan^{-1} \alpha$
 $= 63^\circ 24'$ 。

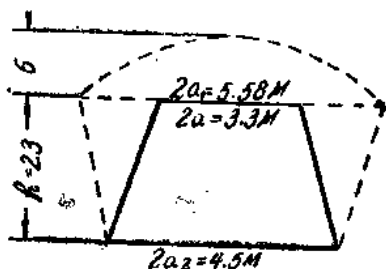


圖 2

$$\begin{aligned} \text{則 } a_1 &= a_2 + h \tan(45^\circ - \frac{1}{2} \varphi) \\ &= 2.25 + 2.3 \tan(45^\circ - 31^\circ 42') \\ &= 2.25 + 0.54 = 2.79 \end{aligned}$$

$$b = \frac{a_1}{f_1} = \frac{2.79}{3} = 0.93。$$

頂壓 $p_1 = 2abr_1 = 2 \times 1.65 \times 0.93 \times 2.5 = 7.67$ 噸/ m 。

側壓 $p_2 = \frac{r_1 h}{2} (2h_0 + h) \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$

$$\left[\tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) + \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \right]$$

式中 $h_0 = b \frac{r_1}{r_2} = 0.93 \times \frac{2.5}{1.4} = 1.66\text{m},$

$$\begin{aligned} \therefore p_2 &= \frac{1.4 \times 2.3}{2} (2 \times 1.66 + 2.3) \\ &\quad \times 0.236 [0.236 + 0.268] \\ &= 0.7 \times 2.3 \times 5.62 \times 0.236 \times 0.504 \\ &= 1.075 = 1.1 \text{噸/m。} \end{aligned}$$

(2) 木支架能力計算:

梁 $20\varphi \times 3.2\text{m}$, 柱 $18\varphi \times 2.4\text{m}$ 。

用松木, 按回風巷計算, 弯曲应力 $\sigma_u = 70 \text{公斤/cm}^2$ 。

順木紋受压 $\sigma_c = 60 \text{公斤/cm}^2$ 。

橫梁按簡支梁計算, 立柱按弯曲受压構件計算:

直徑变化率为每公尺/公分。

梁的中徑为 $d = 20 + \frac{3.2}{2} \times 1 = 21.6\text{cm}.$

梁的断面系数 $\omega = 0.098 \times d^3 = 0.098 \times 21.6^3$
 $= 987\text{cm}^3,$

梁的計算最大弯矩 $M = \omega \sigma_u = 987 \times 70$
 $= 69100 \text{公斤-公分}.$

梁可承受的頂压为 $p = \frac{8M}{l},$

l —— 梁的跨度, 等于3.0m。

$$\text{則: 頂壓 } p_1 = \frac{8 \times 69100}{300} = 1.84 \text{ 噸}$$

$$\text{柱的中徑 } d = 18 + \frac{2.4}{2} \times 1 = 19.2 \text{ cm,}$$

$$\text{斷面系數 } \omega = 0.098 \times 19.2^3 = 694 \text{ cm}^3,$$

$$\text{斷面積 } F = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \times 19.2^2}{4} = 290 \text{ cm}^2.$$

$$\text{折算系數 } \xi = 1 - \frac{\lambda^2}{3100} \times \frac{N}{F \sigma_c}$$

$$\text{式中: } \lambda = \frac{l}{0.25d} = \frac{240}{0.25 \times 19.2} = 50.$$

(柱的長細比)

$$\begin{aligned} \text{柱的軸心壓力 } N &= \frac{p_1}{2 \cos 15^\circ} = \frac{1.84}{2 \cos 15^\circ} \\ &= 952 \text{ 公斤,} \end{aligned}$$

式中 15° 為柱腿傾斜角。

$$\text{則 } \xi = 1 - \frac{50^2}{3100} \times \frac{952}{\frac{290}{60}} = 1 - 0.043 = 0.957,$$

$$\text{柱的計算最大彎矩 } M = \xi \times \omega \left[\sigma_u - \frac{N}{F} \cdot \frac{b_u}{\sigma_c} \right]$$

$$=0.957 \times 694 \left[70 - \frac{952}{290} \times \frac{70}{60} \right] = 44000 \text{ 公斤-公分。}$$

$$\text{則側壓 } p = \frac{8M}{l} = \frac{8 \times 44000}{240} = 1.47 \text{ 噸}$$

木支架的棚距一般為0.4—0.8m，個別地區有每公尺用4架的。根據以上計算採用鋼筋混凝土支架的設計能力為頂壓4.0噸，側壓2.0噸，約折合計算地壓每公尺兩架棚子，或者說與兩架木支架的計算能力相接近。在使用中可根據具體情況確定。一般來說，在進風道可代替一架木棚子使用，在回風道可代替一架半木棚使用。在木支架維修較勤的地方，鋼筋混凝土支架棚距應適當縮小。

(二) ·鋼筋混凝土支架設計

設計能力已如上述，頂壓4.0噸，側壓2.0噸，主筋採用GT-5號鋼，其鋼材流限 $\sigma_T = 3500 \text{ 公斤/cm}^2$ 。付筋及箍筋採用GT-3號鋼，其流限 $\sigma_T = 2500 \text{ 公斤/cm}^2$ 。

用170號水泥，彎曲極限應力 $R_n = 155 \text{ 公斤/cm}^2$ 。

受拉極限強度 $R_p = 15 \text{ 公斤/cm}^2$ ，安全係數採用 $K = 2.2$
 $K_1 = 2.4$ 。

斷面寬度採用 $b = 12 \text{ cm}$ ，梁斷面含鋼筋百分率採用 $\mu = 2.2\%$ ，從計算資料表中查得係數 $r = 0.132$ ，梁的長度為3.23m計算跨度 $l = 3.05 \text{ m}$ ，

$$\text{則 } K_n = K \frac{P_1 l}{8} = 2.2 \frac{4000 \times 305}{8}$$

$$= 335500 \text{ 公斤-公分，}$$

$$\text{断面有效高度 } h_0 = r \sqrt{\frac{K_{\kappa}}{b}} = 0.132 \sqrt{\frac{335500}{12}}$$

$$= 0.132 \sqrt{28000} = 0.132 \times 167$$

$$= 22.1 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{主筋断面 } Fa &= \mu b h_0 = 0.022 \times 12 \times 22.1 \\ &= 5.83 \text{ cm}^2, \end{aligned}$$

选用 $\phi 18 \text{ mm}$ 者两根, $\phi 10 \text{ mm}$ 者一根,

$$\text{则实际断面为 } Fa = 5.09 + 0.785 = 5.875 \text{ cm}^2,$$

取保护层厚度 $a = 2.0 \text{ cm}$,

则断面总高度:

$$h = h_0 + a + \frac{d}{2} = 22.1 + 2.0 + \frac{1.8}{2} = 25 \text{ cm}$$

主应力核算, 参看圖 3。

$$\text{最大剪力 } \theta_{\max} = \frac{p_1}{2} = 2000 \text{ 公斤/cm}^2$$

由混凝土承受的最大主拉应力:

$$J_0 = \frac{R_p}{K_1} = \frac{15}{2.4} = 6.25 \text{ 公斤/cm}^2.$$

最大主拉应力:

$$J = \frac{2000}{0.9 b h_0} = \frac{2000}{0.9 \times 12 \times 22.1}$$

$$= 8.39 \text{ 公斤/cm}^2,$$

而 $\frac{R_u}{7} = 22.14,$

可知 $J_0 < J < \frac{R_u}{7}.$

故主拉应力大于 6.25 公斤/cm² 的区間可由主筋和箍筋來承受。
該部分的長度

$$\begin{aligned} C &= \frac{s}{2} \times \frac{J - J_0}{J} \\ &= \frac{305}{2} \times \frac{8.39 - 6.25}{8.39} \\ &= 38.9 \text{ cm.} \end{aligned}$$

該部分主拉应力之和:

$$\begin{aligned} Z_x &= \frac{bc}{2} (J_0 + J) \\ &= \frac{12 \times 38.9}{2} (6.25 + 8.39) \\ &= 3830 \text{ 公斤} \end{aligned}$$

其中 20% 由主筋承受，其余的 80% 由箍筋承受，

則 $Z'_x = 0.8 \times 3830 = 3064 \text{ 公斤.}$

該段所需箍筋面積的总和为

$$\frac{Z'_x}{\sigma_r} \times k = \frac{3064}{2500} \times 2.2 = 2.71 \text{ cm}^2$$

在該段內放置三个 $\phi 6 \text{ mm}$ 及一个 $\phi 4 \text{ mm}$ 鋼箍 及一个 $\phi 4 \text{ mm}$ 附加鋼筋，則总面积为

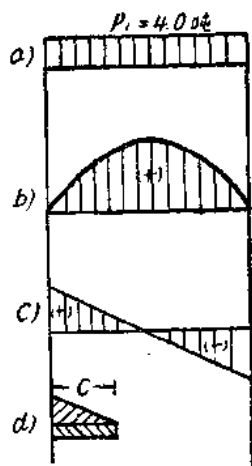


圖 3

- (a) 荷重圖
- (b) 弯矩圖
- (c) 剪力圖
- (d) 由主筋及箍筋承主拉应力部分的剪力圖

$$F_x = 3.22 \text{ cm}^2 > 2.71 \text{ cm}^2.$$

梁口部核算：从口部凹口处 45° 方向取一斜截面使其所截钢筋的总拉力等于或大于支点反力。

该截面所截 OT-3 号钢筋计有 6 mm 4 根及 9 mm 2 根总拉力为：

$$\begin{aligned} \frac{F'_x \times \sigma_s}{K} &= \frac{(1.13 + 1.27) \times 2500}{2.2} \\ &= 2730 \text{ 公斤} > 2000 \text{ 公斤}. \end{aligned}$$

柱的计算：柱长 2.4 m，按简支梁计算，跨度 $l = 2.2 \text{ m}$ ，支承均布荷重 2.0 吨，断面宽度 $b = 12 \text{ cm}$ 。

$$\begin{aligned} \text{则 } K_M &= K \frac{Pl}{8} = 2.2 \times \frac{2000 \times 220}{8} \\ &= 122430 \text{ 公斤} \cdot \text{公分}. \end{aligned}$$

选用 $\mu = 1.1\%$ ，由计算资料查得 $r = 0.171$ 。

$$\text{则 } h_0 = r \sqrt{\frac{K_M}{b}} = 0.171 \sqrt{\frac{122430}{12}}$$

$$= 0.171 \sqrt{10203} = 0.171 \times 101 = 17.3 \text{ cm}.$$

$$F_a = \mu b h_0 = 0.011 \times 12 \times 17.3 = 2.28 \text{ cm}^2.$$

选用 2 根 $\phi 12 \text{ mm}$ 钢筋， $F_a = 2.66$ ，与计算数近似。

$$h = h_0 + a + \frac{d}{2} = 17.3 + 2 + \frac{1.2}{2} = 19.9 = 20 \text{ cm}.$$

主应力核算：

$$Q_{\max} = \frac{Pl}{2} = \frac{2000}{2} = 1000 \text{ 公斤}$$

$$J_0 = \frac{R_p}{K_1} = \frac{15}{2.4} = 6.25 \text{ 公斤/cm}^2,$$

$$J = \frac{1000}{0.9 \times 10 \times 17.4} = 6.38 \text{ 公斤/cm}^2,$$

J 略大于 J_0 ，端部按一般方法放置箍筋即可，但由于上端支点深度较小，故箍筋应予加大。

实例2. $2.0 \times 2.2\text{m}$ 单轨巷道钢筋混凝土支架设计书
计算书中所用符号与前面相同的不再加说明。

(一) 地压确定：

(1) 按一般地压公式结合库伦定律计算地压。

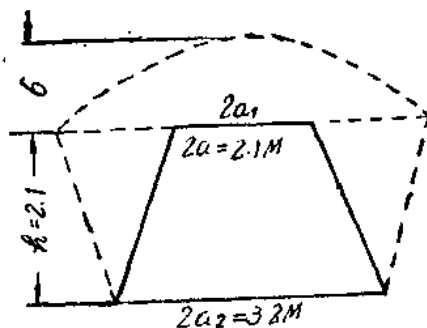


图 4

巷道的毛断面见图 4。顶板为页岩，两帮为煤。

$$f_1 = 3, r_1 = 2.5,$$

$$f_2 = 2, r_2 = 1.4,$$

$$\varphi = \tan^{-1} \alpha = 63^\circ 24'$$