

混凝土接觸網支柱研究

鐵道科學研究院編

人民鐵道出版社

56.55-385

前 言

铁路建設中，接触網支柱是主要建筑項目之一。为了节省鋼料和木材应用鋼筋混凝土支柱。預应力混凝土具有一系列的优点，可以进一步增加構件的抗裂性和剛度，因而可使構件断面减小，并可增加構件的使用寿命。因此在电气化铁路接触網的建筑中采用預应力混凝土支柱。苏联对于混凝土接触網支柱的研究和应用十分重視，其他国家亦曾經应用过的，但是混凝土接触網支柱的結構形式和制造工艺一直为問題。

因大量地应用混凝土接触網支柱，中苏合作丰台科学研究基点組織了于1957年开始研究关于混凝土接触網支柱的問題。專題小組包括铁路專業設計院和丰台桥梁工厂三个單位。專題小組首先对区間用土支柱的結構形式和制造工艺进行了研究，提出采用的方案；同时并对石中的基础問題，进行了試驗研究；为了改善旋制普通鋼筋混凝土有效地利用高强度鋼絲，节省鋼料，研究了用預应力鋼弦混凝土芯棒混凝土支柱的結構形式；并对于我国应用中的旋制的普通鋼筋混凝土进行了調查；此外并且研究了用鋼筋混凝土構件代替鋼料制作接触

小組1958年的研究工作報告彙編成冊，供有关單位參考。

目 录

一、横腹杆预应力鋼弦混凝土接触網支柱靜力試驗报告.....	1
二、横腹杆预应力粗鋼筋混凝土接触網支柱靜力試驗报告.....	5
三、旋制空心錐体形预应力鋼弦混凝土芯棒混凝土接触網支柱研究报告.....	10
四、预应力鋼弦混凝土接触網支柱台座法生产工艺总结.....	21
五、鋼筋混凝土接触網支柱坚硬岩石基础試驗报告.....	27
六、旋制鋼筋混凝土电杆的調查报告.....	34
七、鋼筋混凝土腕臂.....	36

一、橫腹杆預应力鋼弦混凝土 接觸網支柱靜力試驗報告

1. 橫腹杆預应力鋼弦混凝土接觸網

支柱的構造及其特点

橫腹杆預应力鋼弦混凝土接觸網支柱的構造如圖1所示。它在結構型式上的特点是：（1）腹杆在水平位置，这样可以避免由于兩翼緣預应力的作用，在腹杆中發生扭曲以致节点开裂；（2）支柱腹部开孔較大，便于司机对信号的观察；（3）支

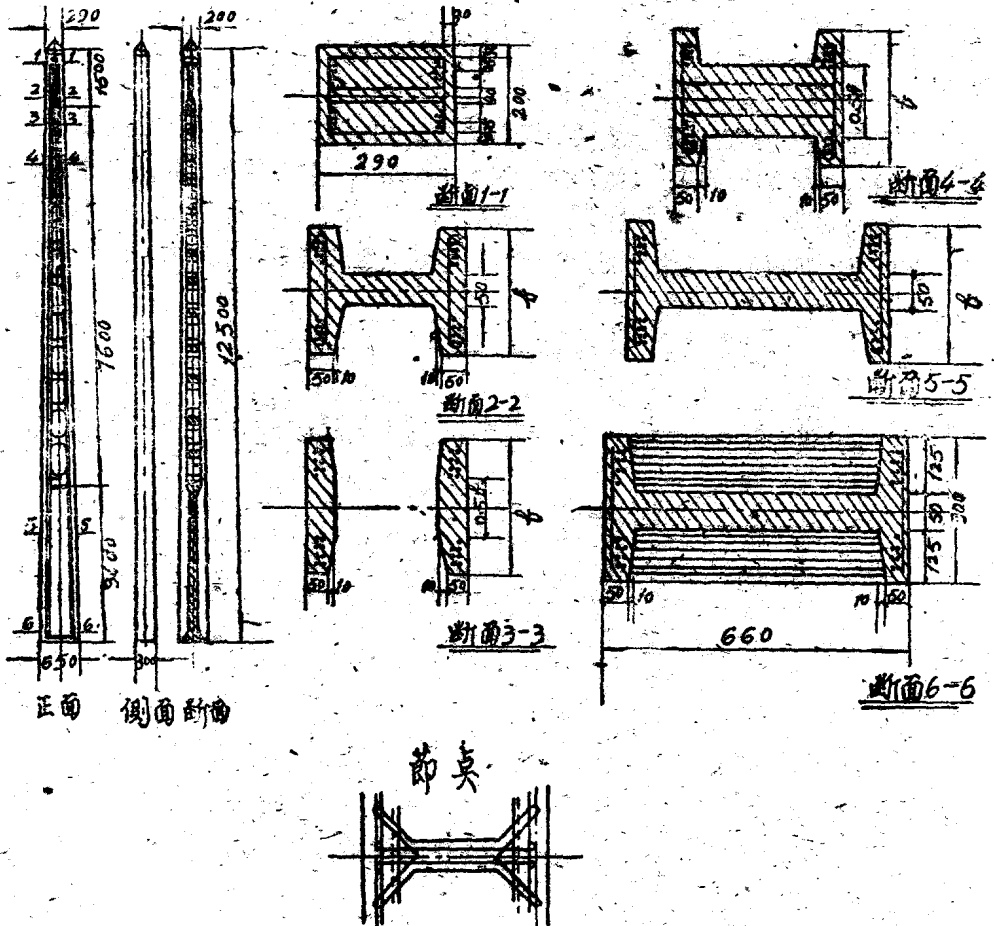


圖 1 4.5 吨-米計算力矩橫腹杆預应力鋼弦混凝土接觸網支柱
注：本圖尺寸以毫米計

柱成梯子形狀，便于工人上下；（4）翼緣寬度和兩翼緣間的距離都是上狹下寬，有效地利用構件斷面，並且可使支柱外表較為美觀。

在設計中對於腹杆斷面和節點予以加強，腹杆寬度為翼緣的一半，厚度是55~75毫米，下部腹杆較厚，上部腹杆較薄，腹杆與翼緣連結處有加強的牛腿，配筋方面，在腹杆中採用了雙層配筋，這些措施對於防止腹杆上裂紋的發生和發展是有幫助的。

混凝土的設計強度為500公斤/厘米²，預應力高強度鋼絲採用直徑為3毫米的冷拔鋼絲，其極限強度 $\sigma_p = 16,000$ 公斤/厘米²，鋼筋骨架用直徑為6毫米的Ⅲ圓鋼和直徑3毫米的冷拉鋼絲。

圖1為4.5噸-米計算力矩支柱的設計，混凝土用量0.5立方米，鋼料用量36.26公斤，其中高強度鋼絲20.6公斤；8噸-米計算力矩以下的支柱都可用同一外形，只須增減主筋用量即可。

2. 靜力試驗結果

橫腹杆預應力鋼弦混凝土支柱的靜力試驗是按照圖2所佈置的方法進行的，在支柱的兩端用兩個支撐架，支撐的兩端用鋼絲繩聯系，在鋼絲繩中間用起重滑輪加力，這樣可使支柱在受力情況下，力矩的分佈與實際情況相符，支柱在工作荷載下，腕臂點（距頂端1.5米）的力矩相當基頂面（距底端3.5米）力矩的一半*。

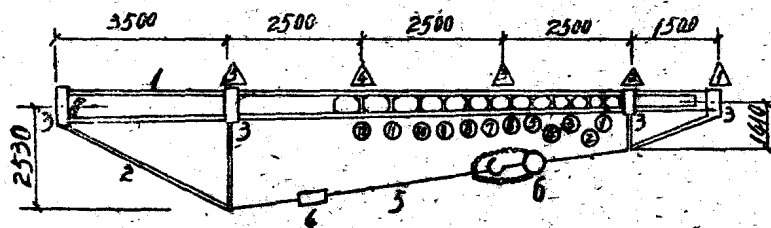


圖2 試驗裝置

說明：1. 支柱；2. 橫鋼，兩端鉸接；3. 鋼板箍；4. 拉力計；5. 鋼絲繩；6. 起重滑輪；7. 觀察撓度的望遠鏡。
△……△測撓度標尺，①……⑫節點號碼

在試驗中，觀察支柱的破壞強度、破壞特征、裂紋出現時力矩和發展情況以及支柱的撓度。

裂紋的觀察是用帶刻度的放大鏡進行，測量撓度的方法是將一望遠鏡固定於支柱的底部，在所測各點（頂點、腕臂點中部兩點和基頂面，如圖2）各系一標尺，荷載變化時，用望遠鏡觀察標尺的移動。

支柱的靜力試驗共進行了兩根，茲將結果分述於后。

* 在本次試驗中，由於利用現有支撐，腕臂點與基頂面力矩之比為0.556，與實際情況接近，而偏於安全方面。

I、强度

試驗的强度結果列于表 1，兩試件的實際破坏力矩分別為 9.98 和 9.88 吨米，其相应的安全系数分別為 2.22 和 2.19，支柱的强度符合要求。

試件說明和强度試驗結果

表 1

試件 編號	計算 力矩 (吨米)	應 力 配 筋		控制 應力	混凝土强度 (公斤/厘米 ²)		實際破 坏力矩 (吨米)	實際破 坏力矩 与計算 力矩之 比	破 坏 特 征
		直徑和數 量(毫米)	强 度 σ_p (公斤/厘米 ²)		設計	实际			
1	4.5	32 $\varnothing$ 3	16,000	0.65 σ_p	500	450	9.98	2.22	节点7~8間受拉 翼緣被拉斷，鋼絲 斷折
2	4.5	32 $\varnothing$ 3	16,000	0.65 σ_p	500	485	9.88	2.19	受拉翼緣鋼絲被 拉斷

II、抗裂性

抗裂性的試驗結果列于表 2，試件 1 翼緣出現第一批裂紋時，基頂面的實際力矩為 5.55 吨米，抗裂性安全系数為 1.24，符合規定要求。試驗 2 翼緣出現第一批裂紋時，基頂面的實際力矩為 4.45 吨米，不够規定要求，其原因可能系張拉鋼絲時，控制應力不够，或者在放松預應力鋼絲時，混凝土强度不到規定程度，以致應力損失過多。

試件抗裂性試驗結果

表 2

試件編號	計算力矩 (吨米)	出現裂紋 时的实际 力矩 M_{tp} (吨米)	出現裂紋 时的实际 力矩与計 算力矩之 比	備 註
1	4.5	5.55	1.24	
2	4.5	4.45	0.99	

在試驗前，支柱腹杆數處發現微細裂紋，裂紋部位均在腹杆与牛腿相接的地方。試件 1 第 5、11、12 腹杆有裂紋，寬度為 0.01~0.02 毫米。試件 2 在第 7、8、12 腹杆上發現裂紋，寬度為 0.1 毫米。荷載在計算力矩以內時，這些裂紋的寬度不見發展，支柱 1 当基頂面力矩達 5.55 吨米時，腹杆裂紋寬度達 0.05 毫米，此時已達計算力矩的 1.24 倍。

在試驗以前，支柱是經過吊裝搬運的。不恰當的吊裝可能是造成腹杆開裂的原因，特別是將鋼絲繩綁于腹杆上，使腹杆支承支柱的重量，腹杆必然會開裂。支柱的吊裝应当嚴格遵守操作規程以免降低支柱的質量。

III、撓度

圖 3、圖 4 所示為支柱的撓度曲線，在計算荷載下（4.5 吨米），兩支柱腕臂

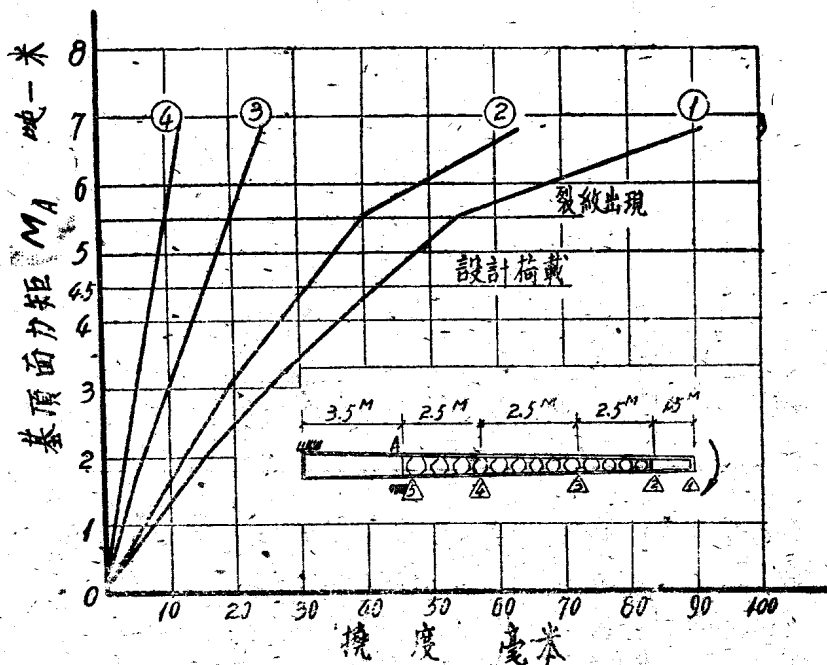


圖 3 1号支柱撓度

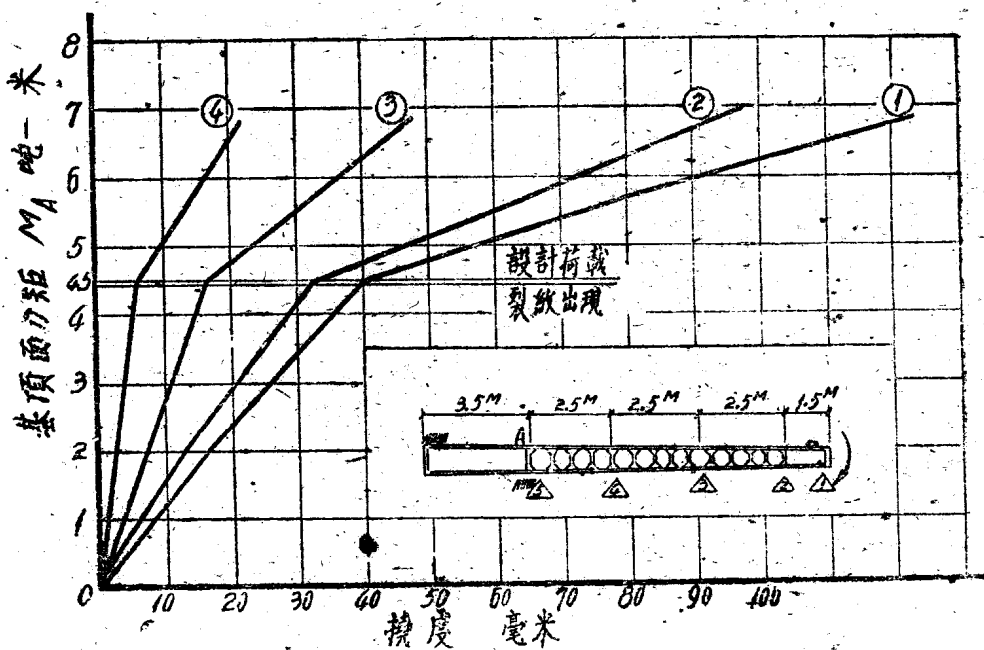


圖 4 2号支柱撓度

点的水平挠度分别为 31 及 32 毫米；顶点的挠度分别为 41 及 42 毫米，这个数值远在容許范围以内。

支柱發生裂紋之后，挠度增加轉剧。

橫腹杆預应力鋼弦混凝土支柱的剛度是足够的，可以滿足应用的要求。

3. 結 語

I、橫腹杆預应力混凝土接觸網支柱的結構形式是較為优越的，本报告中 4.5 吨米計算力矩接觸網支柱的設計基本上是适用的。

II、应力配筋可采用高强度鋼絲，亦可改用高强度的規律变形鋼筋如 70ГC、60Г2 以及經過冷拉强化的 25ГC 和尤 5 等鋼筋。

III、支柱的制造和吊裝搬運应当严格遵守技术規定以便保證支柱的質量。

IV、建議成批試制橫腹杆預应力鋼弦混凝土接觸網支柱，在試制和試用过程中进一步改善支柱的結構。

二、橫腹桿預应力粗鋼筋混凝土 接觸網支柱靜力試驗報告

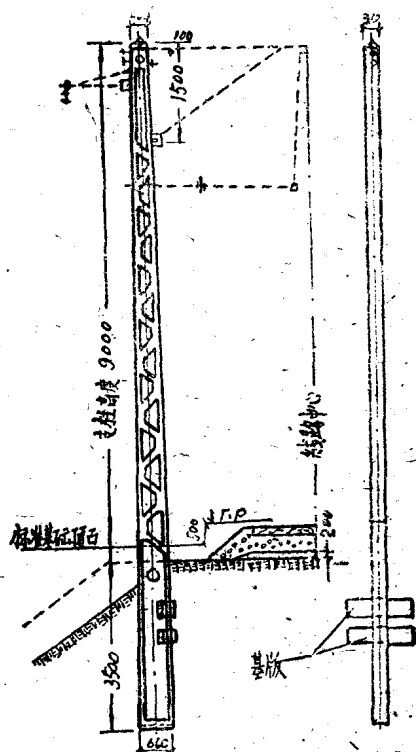
現在应用的格架式支柱（圖 1）节点处容易出現裂紋，其原因如圖 2 所示，当放松翼緣中預应力鋼絲时，由于預加应力的关系，翼緣受到壓縮，腹杆發生扭轉變形，因而节点处容易产生細小裂紋（这种裂紋对于强度并無影响）。为了改善这种現象，应將斜的腹杆改为水平位置。为此研究了橫腹杆支柱，現已試制成功，并进行了靜力試驗，結果良好，可在現場应用。本文略述其構造特点和試驗結果。

1. 橫腹桿預应力粗鋼筋混凝土接觸網支柱的構造

橫腹杆預应力混凝土支柱的構造如圖 3 所示。構造的特点是輕便、腹孔較大，如同一个梯子，翼緣寬度和兩翼緣間的距离都是上狹下寬，有效地發揮断面的性能，翼緣厚 50 毫米，中間加厚至 60 毫米，腹杆断面較強，厚度均为 60 毫米，寬度相当翼緣寬度的 70%，和翼緣接触处有加强的牛腿，腹杆中双層配筋，这样加强了腹杆的抗裂性能。

預应力鋼筋采用直徑 10 毫米的經過冷拉强化的 尤 5 螺紋鋼筋，其屈服强度按 5,000 公斤/厘米²計算。控制应力为屈服强度的 90%，鋼筋骨架和橫箍用 3 号鋼和冷拉鋼絲。

本設計采用尤 5 螺紋鋼之目的是为預应力混凝土支柱的制造开辟广泛的道路，以补高强度鋼絲供应之不足，同时也为簡化制造工艺提供了有利的条件，不久我国高



垂直綫路方向立面圖 順沿綫路方向立面圖

圖 1

强度粗鋼筋正式供应之后，在节约鋼料方面，預应力粗鋼筋支柱的优越性將更为提高。

当然，預应力鋼弦混凝土支柱仍然不失其优越性，在目前來說，冷拔高强度鋼絲的强度比一般粗鋼筋要高出很多，鋼料的节约是十分显著的。

圖 3 所示为約略相当于 4.5 吨米計算力矩的支柱，鋼料用量为 91.7 公斤，其中預应力鋼筋为冷拉强化的 55，用量为 77 公斤，如果將預应力鋼筋改用經過热处理的 25ГC 鋼，則預应力鋼筋部分可节省鋼料 40%；如果改用經過热处理的 70ГC 鋼，則可节省 60%。

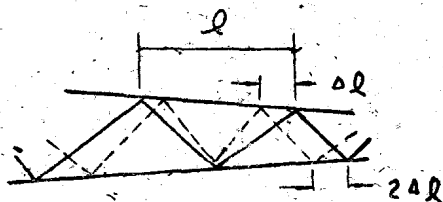


圖 2 格架式支柱在放松預应力鋼絲时腹杆的变位

混凝土的設計强度为 500 公斤/厘米²，每根支柱体积为 0.52 立方米。

2. 試驗結果

如圖 3 所示的支柱，当龄期达到 15 天的时候进行了解力試驗，当时混凝土强度为 450 公斤/厘米²。

試驗裝置如圖 4 所示，試驗时用起重滑輪加力，支柱承受之力矩与工作荷載时的情况相似，荷載逐漸增加按循环进行，在試驗中測量混凝土的应变、支柱撓度、并观察裂紋發生和發展的情况。

測量撓度的方法是將一望远鏡固定于支柱的底部，在支柱上所測各点固定标尺，每次荷載变化时，用望远鏡观察标尺的讀数，混凝土的应变用槓杆式应变仪測量，观察裂紋用放大鏡进行。

試驗結果分述于后：

(1) 强度

根据設計，支柱基頂面（即距支柱底端 3.5 米处）的計算破坏力矩 $M'_p = 10.15$ 吨米，試驗支柱的实际破坏力矩 $M'_p = 10.60$ 吨米。

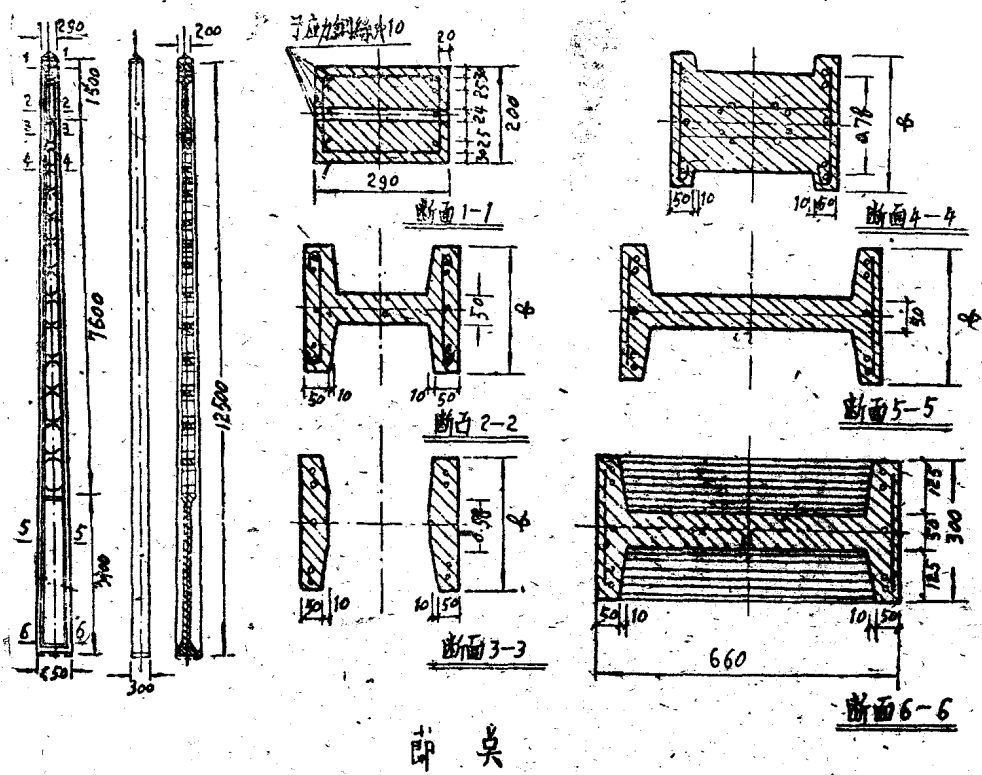


圖 3 4.5吨-米計算力矩橫腹杆式預壓力粗鋼筋混凝土接觸網支柱

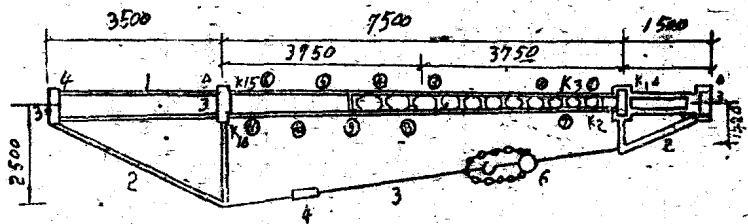


圖 4 支柱試驗裝置

說明：1. 支柱；2. 槽鋼，兩端鉗接；3. 鋼絞箍；4. 拉力計；5. 鋼絲繩；6. 起重滑輪；7. 滑板；
 应变仪， Δ 測撓度標尺；8. 觀察撓度的望遠鏡； K_1 ……表节点號碼。

$$\frac{M'_p}{M_p} = 1.045$$

如以 4.5 吨米为使用力矩，則安全系数 $K'_p = 2.36$ 。

支柱腕臂点（即距柱頂 1.5 米处）的計算破坏力矩 $M_p = 5.6$ 吨米，試驗的实际破坏力矩 $M'_p = 6.02$ 吨米。

$$\frac{M'_p}{M_p} = 1.075$$

$$\text{实际的安全系数 } K'_p = \frac{6.02}{4.5 \times \frac{1}{2}} = 2.68。$$

支柱破坏的特征是节点 8~9 間的受拉鋼筋断折兩根，該点的实际破坏力矩与計算破坏力矩之比为 1.05。

(2) 抗裂性

支柱基頂面处的裂紋出現計算力矩 $M_{rp1} = 8.35$ 吨米，腕臂点的裂紋出現計算力矩 $M_{r2} = 4.65$ 吨米。

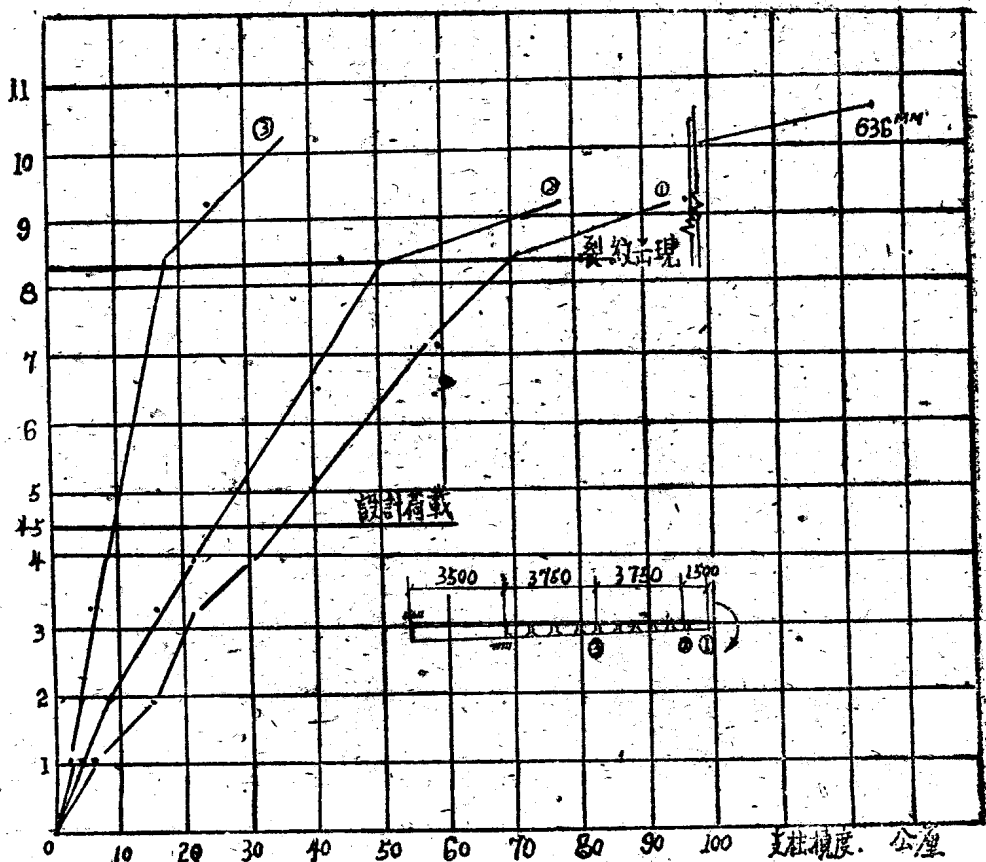


圖 5 挠曲

試驗時，當起重滑輪拉力達3.4噸時，支柱中部發生裂紋，寬0.02毫米，長50毫米，此時支柱基頂面處力矩 $M'_{rp1}=8.38$ 噸米，腕臂點處力矩 $M'_{rp2}=4.76$ 噸米，兩者均與計算值接近：

$$\frac{M'_{rp1}}{M_{rp1}} \approx 1, \quad \frac{M'_{rp2}}{M_{rp2}} = 1.01$$

如以4.5噸米為使用荷載，則抗裂性安全系數 $K'_p=1.86$ 。

當起重滑輪拉力達3.75噸時（此時支柱基頂面力矩為9.2噸米），大部分裂紋寬達0.1毫米，個別寬度達0.2毫米，卸除荷載後，絕大部分裂紋消失，個別的剩餘寬度為0.05毫米。

接近破壞時，支柱發生很大變形，此時腹杆靠近受壓翼緣的一端全部開裂，裂紋發生在斷面變換處，此處應適當加強。

翼緣上裂紋間距為50~100毫米。

(3) 撓度

在試驗過程中測量支柱頂端、腕臂點和中部的撓度，試驗結果如圖5所示。

由圖5看出：在設計荷載（基頂面力矩為4.5噸米）下，支柱頂端撓度為35毫米，腕臂點撓度為25毫米，這個數值遠在允許範圍（腕臂點允許偏斜100毫米）以內，支柱具有足夠的剛度。

在裂紋出現之後（基頂面力矩為8.38噸米），支柱剛度急劇下降，但此時已遠遠超過設計荷載。

3. 制 造 方 法

橫腹杆預應力粗鋼筋混凝土支柱是先張法預應力混凝土的結構，製造工藝可以採用台座法或承力模板法，這些工藝丰台橋梁工廠已經有了較為成熟的經驗，工藝基本上沒有問題。

由於採用了粗鋼筋代替鋼弦，這樣就使鋼筋編組的工序大為簡化，可以免去經過阻力器的一套手續。

張拉鋼筋可以應用油壓千斤頂進行，也可用電熱法張拉。

其餘細節可參照鋼弦混凝土支柱製造的規定辦理。

4. 結 語

(1) 橫腹杆預應力混凝土支柱在結構型式上是一個改進，腹杆成為水平位置可以避免由於預應力的作用而在節點處發生裂紋。

(2) 採用粗鋼筋作預應力配筋，在目前情況下可以彌補高強度鋼絲供應之不足，同時使鋼筋編組工作簡化，並且可以有效地採用電熱法張拉鋼筋，為簡化製造設備創造有利條件。

粗鋼筋可以采用尤5螺紋鋼、15Г螺紋鋼或其他高強度的粗鋼筋如60ГГ、70ГГ号鋼等（鋼筋用量要按強度換算）。

（3）試驗結果証明，橫腹杆預應力粗鋼筋混凝土支柱具有足夠的強度抗裂性和剛度。

（4）建議試用橫腹杆預應力粗鋼筋混凝土支柱（關於采用粗鋼筋或高強度鋼絲的問題應根據材料供應和生產設備的具體條件決定）。

三、旋制空心錐體形預應力鋼弦混凝土 芯棒混凝土接觸網支柱研究報告

在鋼筋混凝土工程中，預應力鋼弦混凝土芯棒（以下簡稱預應力芯棒）的應用已很廣泛，效果是良好的，但多用於房屋建築構件。由於我國電氣化鐵路的修建，須要大量鋼筋混凝土接觸網支柱。為了給鋼筋混凝土支柱結構開辟廣闊的道路，我們在1958年研究了用預應力芯棒作配筋旋制混凝土支柱的問題，試制了小型試件和實體支柱，並進行了力學試驗，對於預應力芯棒配筋的環形鋼筋混凝土斷面的計算問題也進行了研究，擬訂了抗裂性的計算公式。

預應力芯棒配筋旋制鋼筋混凝土支柱的特點是用預應力芯棒代替構件中的縱向主筋，用離心法旋制而成。這種結構具有一系列優點，簡述如下：

（1）混凝土支柱在工作荷載下，芯棒不發生裂紋，主筋得到可靠的保護作用。

（2）用一般旋制混凝土構件的設備（不須增添承力模板和張拉設備）就可以有效地應用高強度鋼絲，收到節約調料的效果。

（3）芯棒用高標號混凝土制作，後澆混凝土可用較低標號的混凝土或其他輕質混凝土，這樣，既可保證混凝土支柱的質量，又可得到節約水泥的效果。

如上所述，預應力芯棒旋制混凝土支柱的優點，是可收到旋制預應力鋼弦混凝土支柱的效果，但在製造工藝和設備上要簡單得多。芯棒的製造是在一般的台座上進行的，這在混凝土制品工廠里是常有的設備，旋制的模型和離心機與旋制普通鋼筋混凝土支柱所需要的完全一樣，因為在模型上不須要進行鋼絲的張拉，模板不須要加強。

1. 預應力芯棒配筋的環形斷面鋼筋混凝土受撓

構件抗裂性的計算

用預應力芯棒配筋旋制環形斷面混凝土構件受荷時，按荷載逐漸增加到破壞過程中，可分為四個應力狀態。構件開始承受荷載時，應力與應變成直線比例，在受拉區域內芯棒和混凝土同時承受拉應力，此時為狀態Ⅰ（圖1）。

當荷載增加時，受拉區的應力增長較纖維的伸長為慢，因此應力圖形成曲綫狀

态, 受拉曲綫內应力达到極限值 R_p , 此时为状态Ⅱ, 同时也是計算后澆混凝土出現裂紋的基础。

当荷載再繼續增加时, 后澆混凝土边緣受拉纖維的伸長, 到达混凝土开裂的数值, 出現裂紋并逐漸向中和軸扩展拉力区, 后澆混凝土由于裂紋的开展結果, 脱离工作, 而拉力全部由芯棒承受。

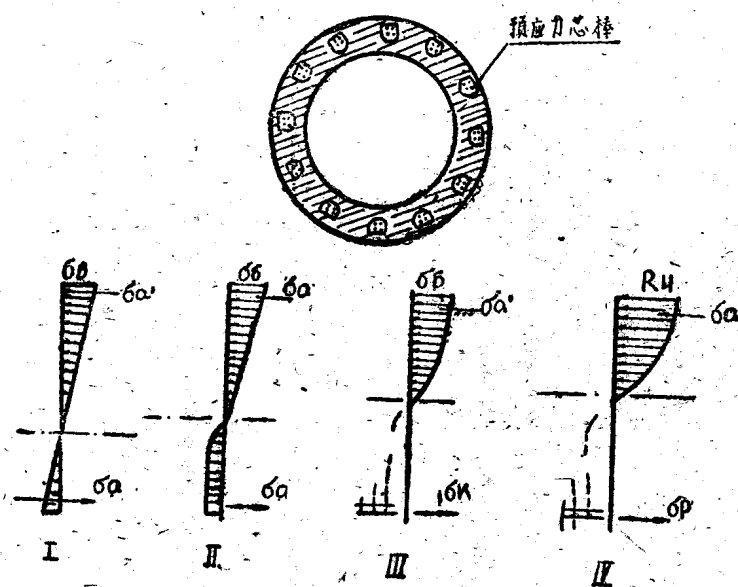


圖-1. 在各受荷阶段混凝土的变形

芯棒的应力值 $\sigma_k = \sigma_{01} + rR_p$, 也就是說, 芯棒并没有开裂, 此时为状态Ⅲ, 亦是本节所要阐述的主要問題。荷載繼續增加, 構件破坏, 受压区后澆混凝土或芯棒混凝土应力达到 R_d , 或者受拉区芯棒中的鋼絲应力达到 σ_p 而破坏, 此时为状态Ⅳ, 也是構件强度計算的基础。

以上四个应力状态說明, 随着荷載的增加, 断面中和軸的位置逐漸移向受压区的边緣。

由于实用上的要求, 对構件要掌握以下的数值:

- (1) 后澆混凝土出現裂紋时的最大弯矩值 (应力状态Ⅱ)。
- (2) 預应力芯棒出現裂紋时的最大弯矩值 (应力状态Ⅲ)。
- (3) 構件的破坏力矩 (应力状态Ⅳ)。

对于 1、3 兩点, 均已有关妥的計算公式提出, 而預应力芯棒出現裂紋时的最大弯矩值, 則尚無成熟的計算方法。本节之目的即在于研究用預应力芯棒配筋的环形断面鋼筋混凝土構件承受荷載时, 芯棒出現裂紋弯矩值的計算公式。

对預应力芯棒出現裂紋时的假定如下:

- (1) 断面应力分佈: 后澆混凝土受压区应力圖形为三角形, 受拉区不受力 (应力为零)。預应力芯棒受力处于彈性阶段, 应力圖形为直綫。

(2) 受挠曲时, 断面仍保持为平面而转动, 并仍遵照虎克定律, 即挠曲的垂直应力和变形与纖維至中和軸之距离成正比例。

(3) 受拉区边缘芯棒拉应力 $\sigma_k = rR_p + \sigma_{61}$

式中 $r=1.6$ 为塑性系数, 將預应力芯棒折算为均匀分佈的环形構件。

(4) 折算断面按鋼絲和混凝土間的彈性模量比折算。

(5) 在积分中, 角变值按一次函数計算。

(6) 預应力芯棒和后澆混凝土間沒有滑动現象。

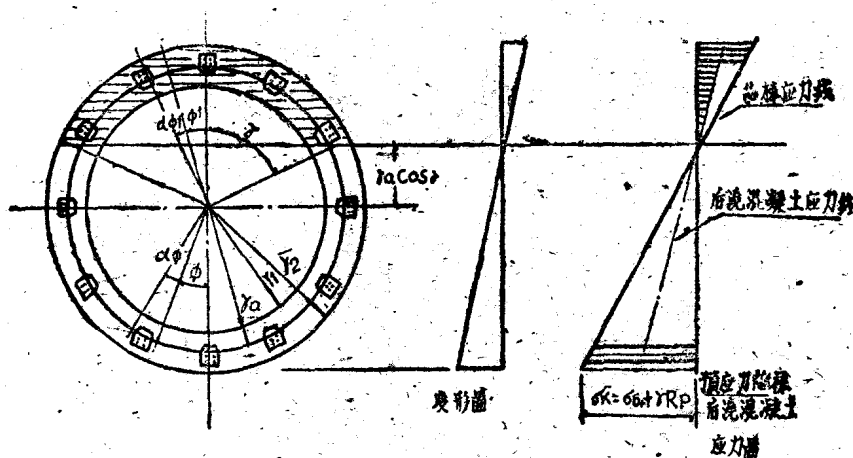


圖 2 芯棒应变圖

圖 2 所示为構件中芯棒的应变圖, 圖中 $r_a = \frac{r_1 + r_2}{2}$, 受拉区边缘芯棒的最大拉应力 $\sigma_k = \sigma_{61} + rR_p$, 受拉区任一点芯棒的拉应力

$$\begin{aligned}\sigma_a &= \sigma_k \times \frac{r_a(\cos\varphi + \cos\alpha)}{r_a(1 + \cos\alpha)} \\ &= \sigma_k \times \frac{\cos\varphi + \cos\alpha}{1 + \cos\alpha}\end{aligned}$$

受压区后澆混凝土任一点应力为 σ_d , 預应力芯棒彈性模量为 E_k^* , 后澆混凝土彈性模量为 E_d , 則,

$$\begin{aligned}\frac{\sigma_k}{E_k^*} \times \frac{1}{r_a(1 + \cos\alpha)} &= \frac{\sigma_d}{E_d} \times \frac{1}{r(\cos\varphi - \cos\alpha)} \\ \sigma_d &= \frac{E_d}{E_k^*} \times \frac{r_a(\cos\varphi - \cos\alpha)}{r_a(1 + \cos\alpha)} \sigma_k \\ &= \frac{E_d}{E_k^*} \times \frac{\cos\varphi - \cos\alpha}{1 + \cos\alpha} \sigma_k \\ &= \frac{1}{n} \times \frac{\cos\varphi - \cos\alpha}{1 + \cos\alpha} \times \sigma_k\end{aligned}$$

式中 $n = \frac{E_{\delta}^{\kappa}}{E_{\delta}}$ 。

为了便于积分，将受压区预应力芯棒压应力扣除后浇混凝土所承受的压应力，以 σ_a 表之，

$$\sigma_a = \frac{E_{\delta}^{\kappa} - E_{\delta}}{E_{\delta}^{\kappa}} \times \frac{r_a(\cos\varphi - \cos\alpha)}{r_a(1 + \cos\alpha)} \sigma_{\kappa}$$

$$= \left(1 - \frac{1}{n}\right) \times \frac{\cos\varphi' - \cos\alpha}{1 + \cos\alpha} \sigma_{\kappa}$$

后浇混凝土断面面积为 F ，预应力芯棒断面面积为 F_{δ}^{κ} ， $\mu = \frac{F_{\delta}^{\kappa}}{F}$ 。

按内外力在水平轴投影之和为零，即

$\Sigma x = 0$ ，得

$$2 \int_0^{\pi-\alpha} \sigma_{\kappa} \frac{\cos\varphi + \cos\alpha}{1 + \cos\alpha} \times \frac{F_{\delta}^{\kappa}}{2\pi} d\varphi - 2 \int_0^{\alpha} \sigma_{\kappa} \left(1 - \frac{1}{n}\right)$$

$$\times \frac{\cos\varphi' - \cos\alpha}{1 + \cos\alpha} \times \frac{F_{\delta}^{\kappa}}{2\pi} d\varphi'$$

$$- 2 \int_0^{\alpha} \frac{1}{n} \sigma_{\kappa} \times \frac{\cos\varphi' - \cos\alpha}{1 + \cos\alpha} \times \frac{F}{2\pi} d\varphi' = 0$$

整理积分得，

$$[n\pi\mu + \alpha(1-\mu)]\cos\alpha - (1-\mu)\sin\alpha = 0 \quad (A)$$

对通过圆心轴内外力矩之和为零，即

$\Sigma M_0 = 0$ ，得芯棒出现裂纹的力矩为

$$\dot{M}_{TP} = \frac{\sigma_{\kappa} F r_a}{1 + \cos\alpha} \left[\frac{\mu}{2} + \frac{1-\mu}{n\pi} \left(\frac{\alpha}{2} + \frac{\sin 2\alpha}{4} - \cos\alpha \sin\alpha \right) \right] \quad (B)$$

从(A)式求出 α 之值，代入(B)式即得构件内预应力芯棒出现裂纹时的力矩 M_{TP} 。

以上式中采用符号说明，

F_{δ} 混凝土断面面积；

F_a 预应力芯棒内钢丝面积；

F_{δ}^{κ} 预应力芯棒混凝土面积；

F 后浇混凝土面积

$$F = F_{\delta} - F_{\delta}^{\kappa} ;$$

$F_{\delta n}$ 折算混凝土面积（包括预应力芯棒断面的折算）

$$F_{\delta n} = F_{\delta 0} + \frac{E_{\delta 0}^{\kappa}}{E_{\delta}} \times F_{\delta}^{\kappa} ;$$

μ 預应力芯棒面积与后澆混凝土面积之比

$$\mu = \frac{F_{\delta}^K}{F};$$

E_{δ}^K 芯棒混凝土彈性模量;

E_{δ} 后澆混凝土彈性模量;

$$n = \frac{E_{\delta}^K}{E_{\delta}};$$

R 后澆混凝土抗弯極限强度;

σ_s 鋼絲極限强度;

r_n 計算断面配筋半径;

σ_K 受拉区芯棒最大拉应力;

σ_a 受拉区芯棒任一点拉应力;

σ_o 受压区混凝土压应力;

σ_a 受压区芯棒应力扣除該处后澆混凝土压应力。

2. 預应力芯棒配筋旋制鋼筋混凝土構件的靜力試驗

試驗之目的是为了檢查預应力芯棒旋制鋼筋混凝土構件在受力情况下的性能芯棒和后澆混凝土間的共同作用情况，驗證試件的實際强度和抗裂性与理論計算数值的比較，并且檢驗構件的剛度。

首先，我們利用直徑 400 毫米的管樁模型旋制了長 4 米的預应力芯棒的管形構件；得到了初步的試驗資料以后利用电杆模型，試制了長 12 米的預应力芯棒支柱，进行了力学試驗，茲將試件情况和試驗結果分述于后。

I、試件說明：所用試件都是以預应力芯棒作配筋，用离心机旋制成管形及空心錐形構件，試件分为兩种：

(1) 管形構件：如圖 3 所示，外徑 400 毫米，壁厚原設計为 50 毫米，但因配料不一，实际厚度很有出入（实际厚度見表 1），芯棒断面为 30×45 毫米，預应力筋为 4 个直徑 3 毫米的高强度鋼絲，其極限强度为 $\sigma_p = 14,000$ 公斤/厘米²，控制应力为 $70\% \sigma_p$ ，芯棒混凝土标号为 400 公斤/厘米²，后澆混凝土强度为 350 公斤/厘米²。

(2) 空心錐体支柱：如圖 4 所示，支柱底徑 360 毫米，梢徑 190 毫米，長 12 米，壁厚 50 毫米，芯棒断面 30×40 毫米，芯棒內配有 6 根直徑为 3 毫米的高强度鋼絲，其極限强度为 $\sigma_p = 14,000$ 公斤/厘米²，芯棒混凝土标号 500 公斤/厘米²，后澆混凝土为 350 公斤/厘米²。

支柱內配有 12 根芯棒其長度为 12、8.2、5.2 米。

II、試驗方法：

接触網支柱主要是承受撓曲力矩，因此各試件都进行撓曲試驗。