

水力发电建设技术经验专题报导



梅山水电站叠合式 预应力吊车梁

科技卫生出版社

內 容 提 要

本書系上海水力发电設計院在梅山水电站应用預应力叠合式吊車梁的技术总结。内容包括：概述、結構型式的選擇、設計、施工、經濟分析、結語等以及有关掺加氯化鈣、少加应力事故处理等附录。可供各地水力发电設計院結構設計人員参考。

水力发电建設技术經驗專題报导

梅山水电站叠合式預应力吊車梁

編 者 上海水力发电設計院

科技卫生出版社出版

(上海南京西路2004号)

上海市书刊出版業營業許可証出 093号

大众文化印刷厂印刷 新华書店上海发行所总經

开本850×1168 1/32·印張1 1/16·字數25,000

1958年9月第1版

1958年9月第1次印刷·印數1—2,000

統一書号: 15119·877

定价: (9) 0.17 元

編制 章加榮

審核 諸鴻恩

水力發電建設 技術經驗專題報導

滬技 0058 号

1958 年 8 月

梅山水电站叠合式預应力吊車梁

目 錄

一、概述	1
二、結構形式的選擇	2
三、預应力叠合式吊車梁設計	4
I. 計算实例	4
II. 有关設計的几个問題	11
四、預应力叠合式吊車梁施工	14
五、預应力叠合式吊車梁經濟分析	18
六、結語	19
附錄 1. 預应力叠合式吊車梁已加氯化鈣处理措施	21
附錄 2. 关于梅山水电站工程使用預应力叠合式吊車梁發生 少加 832 公斤/平方公分預应力問題	23
附錄 3. 符号說明	25
附录 4. 予应力叠合式吊車梁施工全部过程照片	29

一. 概 述

梅山水电站工程在國內水电建設中第一次采用了預应力混凝土結構。設計是从去年(57年)11月分开始的,58年一月拟定了設計大綱,中旬正式开始了技術設計,二月底全部完成,四月底由上海預加应力工厂承包施工,五月廿日全部运出,五月底到达梅山工地,六月中旬由响洪甸工程局405工区進行安裝及加澆部分的澆搗工作。六月廿二日完全完工,从設計到施工完畢遇到了不少的問題,在各方面的大力支持下,我們完成了这项任务。

水电站的吊車梁要結合水电站本身特性,和其他工業所使用的不同。主要是承载量大,但起吊、运行的速度都很慢,使用次数少。尤以滿載的情况下更少使用(平均每年1~2次,用于檢修安裝)。这些特点对吊車梁設計是有利的,必須加以考慮。另一方面,水电站工程工地是臨時性的,目前还缺少專門的預应力設備,技術經驗也不足,在工地制造預应力構件不但設備不足,質量也难保證。这样就使預应力結構在水电站建設中的推廣,存在着一定的困难。針對这样情况,我們对于吊車梁選定了疊合式預应力結構,即將吊車梁分成二部分,預应力部分在上海預应力工厂制造,另一部分則在現場澆搗。这样既利用了工厂專門的設備和優良的工藝質量,又發揮了預应力的特点,節省大量鋼材。毫無疑問这將是今后水电建設中值得推廣的一种預应力結構。

二. 結構形式的選擇

能够作为吊車梁的預应力混凝土結構的型式很多,归納起來有下列几种:

I. 按結構的类型分:

- 1) 整体式: 一般的实体預应力梁, 可为簡支或連續;
- 2) 梁式桁架。

II. 按承受預应力的程度分:

- 1) 全部預应力: 所有主筋均受預拉应力, 預应力所產生的反力傳到結構物的全部截面上, 預应力之大小依抗裂安全系数決定。
- 2) 部分預应力: 只有部分主筋受預拉应力, 預应力產生的反力仍然傳到全部截面上, 預应力之大小依規定的裂縫开展來決定。
- 3) 叠合式: 預应力所產生的反力只作用在結構的部分截面上。分二次澆搗。

III. 按施加預应力的方法分:

- 1) 先張法: 張拉控制在混凝土澆搗前。
- 2) 后張法: 張拉控制在混凝土結硬后。

必須从上述类型中选择一种在技術上可能, 經濟上合理, 还要適合水电站特点的結構。在下面提出我們的看法:

桁架式吊車梁: 这是一种能節約原材料的結構, 自重小, 運輸安裝都方便, 可在工地外施工, 叠合水电站使用的。但水电站厂房柱距一般在 6~7 公尺左右, 桁架不能充分發揮作用 (一般桁架适用于 12 公尺以上的大跨度結構), 受动荷重作用的桁架, 在國內还未有試驗成功的資料, 本电站却急于施工, 故暫不考慮。

整体式吊車梁: 可以做成全部預应力、部分預应力或叠合式結構。前两种截面是一次澆搗, 故在運輸安裝的自重方面, 叠合式將是最輕的。在水电站工地不宜設置預应力加工厂时, 采用叠合

式結構顯然是优越的。

在結構方面，疊合式結構在疊合截面上是个弱点。但从預应力效果和用鋼量方面來看，疊合式却有很大的优点。因为全部預应力或部分預应力的結構，截面高度較大，故預应力的偏心距也大，上緣往往因此而產生拉应力。解决这个問題是在受压区内增加預应力鋼筋。这部分鋼筋在受拉区產生的反力和受拉区預应力鋼筋產生的反力互相抵消，减少了預应力作用。

当受压区預应力鋼筋控制应力大于 4200 公斤/平方公分时，对受压区的作用也会减弱。因此疊合式虽有缺点，但各方面优点較多，对水电站工地（無預应力設備）更为適合，因而选定这种結構型式。

連續梁的跨中弯矩比簡支梁小得多，在一般普通鋼筋混凝土中，連續梁是比較經濟的。但在預应力結構目前并不一定經濟。如采用圖 1(a) 型式，施工技術要求較高，会受到一定的限制。如采用圖 1(b) 型式，要多做芯棒。目前上海厂沒有設備，增加設備成本大大增加，不合算，故決定采用先張法預应力疊合式簡支吊車梁。

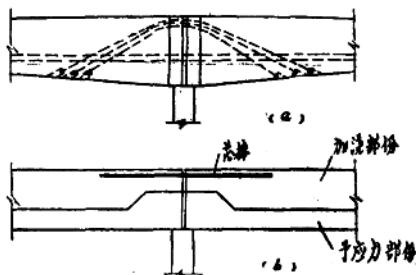


圖 1 連續梁接头

三. 預应力疊合式吊車梁設計

I. 計算实例 (符号見附錄 3)

1) 計算理論假定:

裂縫出現前:

1. 以容許应力为根据, 应力与应变依照彈性定律(虎克定律)。

2. 假定橫截面不弯曲僅轉动(平截面定律)。

裂縫出現后:

1. 按照破損理論为根据。

2. 混凝土在受压区域应力圖形采用矩形。

3. 混凝土在受拉区域作用不計。

換算系数:

1. 确定变形初次出現裂縫的弯矩和使用荷載时

$$m_0 = E_2 / E_1$$

2. 确定破損弯矩时

$$m_0 = R_{2u} / R_{1u}$$

2) 設計数据:

預应力梁及加澆部分均采用 400 # $R_u = 325 \text{ kg/cm}^2$

預应力鋼筋: 采用 CT5 热轧螺紋鋼, 冷拉, 拉伸率不大于 5.5%, 100°C 时效 2~3 小时。

$$\sigma_T = 5000 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{ak} = 0.9 \sigma_T = 4500 \text{ kg/cm}^2$$

非預应力鋼筋: 受力筋用 CT5, 不冷拉。 $\sigma_T = 3500 \text{ kg/cm}^2$

非受力筋用 CT3 $\sigma_T = 2500 \text{ kg/cm}^2$

强度安全系数为 1.8。抗裂安全系数 $k_T = 1.3$

主拉应力强度安全系数 $k_1 = 2.2$ 。

主拉应力抗裂安全系数 $k_T = 1.3$ 。

动力系数 1.2。运输安全系数 1.5。

3) 設計參考書:

a) 預应力钢筋混凝土結構設計規範 (И-148-52)

b) 混凝土与钢筋混凝土結構設計标准及技術規範 (ННТУ. 123-55)

o) 預应力混凝土叠合梁在桥梁上的应用

4) 荷重:

活重 $p = 50^T$ 。静荷重 $q = 1.3 \text{ T/M}$ 。(截面尺寸見圖 2)

(預应力梁自重 $q = 0.43 \text{ T/M}$ 。加澆部分自重 $q = 0.715 \text{ T/M}$)

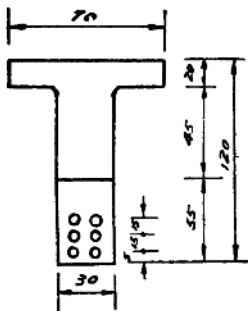


圖 2

i) 作用在預应力梁上最大弯矩。(預应力梁当施工脚手)

$$M_1 = \frac{0.47 \times 5.88^2}{8} + \frac{0.715 \times 5.88^2}{8} = 4.96 \text{ T-M}$$

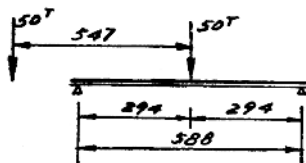


圖 3

ii) 运用时最大弯矩:

$$M_{\max} = \frac{1.3 \times 5.88^2}{8} + \frac{1.2 \times 50 \times 5.88}{4} = 93.63 \text{ T-M}$$

iii) 预应力梁运输时最大的负弯矩:

用二点法, 支点离梁端为 $0.2l$,

$$M = \frac{1}{2} \times 0.414 \times 0.2 \times 6.27^2 + 0.066 + 0.02 = 0.394 \text{ T-M}$$

iv) 最大剪力:

$$Q_{\max} = 1.2 \times 50 \left(1 + \frac{0.075}{5.55} \right) = 60.8 \text{ T}$$

5) 截面特征:

i) 预应力梁特征:

$$F_1 = 1026 \text{ cm}^2 \quad h_a - \eta_1 = 20 \text{ cm}$$

$$S_1 = 49400 \text{ cm}^3 \quad I_1 = 426300 \text{ cm}^4$$

$$\eta_1 = 27 \text{ cm} \quad W_1 = 15750 \text{ cm}^3$$

$$W'_1 = 15200 \text{ cm}^3 \quad h'_{1s} = 8.62 \text{ cm}$$

$$h_{1s} = 8.32 \text{ cm} \quad z'_{1s} = 14.62 \text{ cm} \quad z_{1s} = -2.32 \text{ cm}$$

ii) 加浇混凝土截面特征:

$$F_2 = 2807 \text{ cm}^2 \quad S'_2 = 73500 \text{ cm}^3 \quad \eta'_2 = 26.2 \text{ cm}$$

$$h - \eta'_2 = 93.8 \text{ cm} \quad I_2 = 1037000 \text{ cm}^4$$

iii) 叠合截面特征:

$$F = 4633 \text{ cm}^2 \quad S = 312400 \text{ cm}^3 \quad \eta = 67.5 \text{ cm}$$

$$I = 6450000 \text{ cm}^4 \quad W = 95600 \text{ cm}^3 \quad W' = 123000 \text{ cm}^3$$

iv) 考虑到加浇部分开裂的截面特征:

$$\bar{F} = 4257.5 \text{ cm}^2 \quad \bar{S} = 290000 \text{ cm}^3 \quad \bar{\eta} = 68.1 \text{ cm}$$

$$h - \bar{\eta} = 51.9 \text{ cm} \quad \bar{I}_2 = 534400 \text{ cm}^4 \quad \bar{I} = 6361000 \text{ cm}^4$$

$$\bar{W} = 9.3500 \text{ cm}^3 \quad \bar{W}' = 122500 \text{ cm}^3 \quad \bar{h}'_{1s} = 22 \text{ cm}$$

$$\bar{h}_s = 28.8 \text{ cm} \quad \bar{z}'_s = 69.1 \text{ cm} \quad \bar{z}_s = 18.3 \text{ cm}$$

6) 强度校核:

假定中和轴在翼内, 依 $\Sigma M = 0$ 。

$$1.8 \times 9363000 = 325 \times 70 \times x \left(99 - \frac{x}{2} \right) + (4.02 \times 3500 + 2.26 \times 2500) \times 95.$$

$x = 7.35 \text{ cm}$ 。与假定符合。依 $\Sigma D = \Sigma z$ 。

$$5000 F_a - 4.02 \times 3500 - 2.26 \times 2500 = 325 \times 70 \times 7.25.$$

$F_a = 36.9 \text{ cm}^2$ 。采用 $6 \phi_{28}$ ($F_a = 36.9 \text{ cm}^2$)

7) 上翼缘水平冲击力的强度校核:

$$T = 2.5^T, \quad M = 4.17^T\text{-M}, \quad u_s = 0.003,$$

$$F_a = 0.003 \times 20 \times 66 = 3.96. \text{ 采用 } 2 \phi_{16} (F_a = 4.02 \text{ cm}^2)$$

8) 预应力梁下缘抗裂性校核:

$$\sigma_{ak} = 0.9 \times 5000 = 4500 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_n = 800 + 500 = 1300 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{an} = \sigma_{ak} - \sigma_n = 4500 - 1300 = 3200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M_{an} = \sigma_{an} \times z'_{1x} \times F_a \\ = 3200 \times 14.62 \times 36.9 = 1728000 \text{ kg-cm}.$$

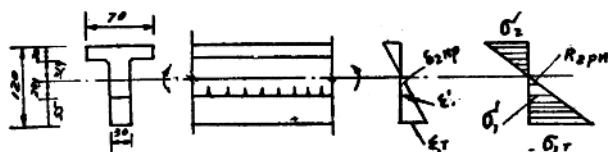


图 4 叠合梁内裂缝形成图

假定混凝土收缩不计, $\sigma_{1y} = 0$ 。并考虑予应力梁作为加浇部分脚手, 则:

$$M_T = \left[\frac{M_{an}}{W_1} + R_{1pn} - \sigma_{1y} \right] W - \left(\frac{W}{W_1} - 1 \right) M_1 \\ = 12078000 \text{ kg-cm}.$$

$k_T = 1.29 \approx 1.3$ 。安全。

9) 預应力梁放松及做脚手时强度和变形計算:

i) 放松时:

$$E_{\delta} = \frac{1000000}{1.7 + \frac{360}{320}} = 354000 \text{ kg/cm}^2.$$

設在放松时温度应力已超出, 收縮徐变超出了一半。

$$\sigma'_{ak} = 4500 - 900 = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

$$N'_{an} = 3600 \times 36.9 = 133000 \text{ kg}.$$

$$\sigma_1 = \frac{133000 \times 14.62}{15750} = 123 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 0.6 R' = 192 \text{ kg/cm}^2. \text{ 安全.}$$

$$\sigma'_1 = \frac{133000 \times 2.32}{15200} = 20.3 \text{ kg/cm}^2.$$

ii) 使用階段:

$$\sigma_n = 1300 \text{ kg/cm}^2.$$

$$N_{nn} = -3200 \times 36.9 = -118000 \text{ kg}.$$

$$\sigma'_1 = \frac{-118000 \times 2.32}{15200} = -18 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_1 = \frac{-118000 \times 14.62}{15750} = -109.5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\varepsilon_1 = \frac{-109.5}{380000 \times 0.85} = -3.5 \times 10^{-4} \text{ cm}.$$

$$\varepsilon_2 = \frac{-18}{380000 \times 0.85} = -0.558 \times 10^{-4} \text{ cm}.$$

iii) 預应力梁作为施工脚手时產生的变形:

$$\sigma_1 = \frac{4.96 \times 10^{-5}}{15750} = 31.5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_1 = \frac{4.96 \times 10^{-5}}{15200} = -32.6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\varepsilon_1 = \frac{31.4}{323000} = 0.972 \times 10^{-4} \text{ cm}.$$

$$\varepsilon_1' = \frac{-32.6}{323000} = -1.01 \times 10^{-4} \text{ cm}.$$

10) 預应力梁在使用荷重下上緣抗裂性校核:

考慮預应力梁做脚手时的壓縮。

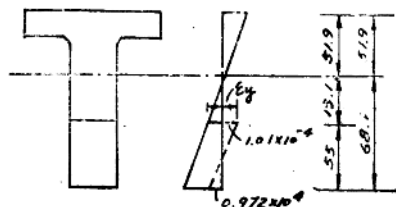


圖 5

$$s_y = (\varepsilon_1 + s_p) \frac{13.1}{68.1} - 1.01 \times 10^{-4} = -0.047 \times 10^{-4} \text{ cm 安全}.$$

負号說明在使用荷載下梁上緣仍受壓。

11) 凝縮應力的影响:

假定加澆混凝土時預应力梁的徐變已終止。

$$E_{1t} = 380000 \text{ kg/cm}^2 = E_2.$$

$$E_{2t} = \frac{.380000}{1 + 4 \times 10^{-6} \times 380000} = 150700 \text{ kg/cm}^2.$$

$$m_t = \frac{150700}{380000} = 0.396.$$

$$\eta_y = \frac{I_1 + m_t I_2}{F_1 (h_2 - h_1)} - h_1 = -20.1 \text{ cm}.$$

$$\zeta = \frac{F_2}{F_1} = 1.54.$$

$$s_{\eta} = - \frac{m_t \zeta \eta_y}{h_1 + \eta_y + m_t (h_2 + \eta_y)} s_y = 0.0000354.$$

其中 h_1 ——自預应力梁截面重心至叠合截面下緣的距离；
 h_2 ——自加澆混凝土截面重心至叠合截面下緣的距离，
 s_y ——凝縮所產生的混凝土应变。

凝縮应力 σ_y

$$\sigma_{1y} = 3.8 \times 10^5 \times 3.45 \times 10^{-5} = 13.45 \text{ kg/cm}^2。$$

$$\sigma'_{1y} = 3.8 \times 3.54 \times \frac{55 - 20.1}{-20.1} = -23.3 \text{ kg/cm}^2。$$

$$\begin{aligned} \sigma_{2y} &= 1.507 \times 10^5 \left(15 + 3.54 \times \frac{55 - 20.1}{-20.1} \right) \times 10^{-5} \\ &= 13.3 \text{ kg/cm}^2 < 27 \text{ kg/cm}^2。 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma'_{2y} &= 1.507 \times 10^5 \left(15 + 3.54 \times \frac{120 - 20.1}{-20.1} \right) \\ &= -3.92 \text{ kg/cm}^2。 \end{aligned}$$

凝縮力对抗裂性影响較小，略去不計。

12) 运输时对預应力梁上緣校核：

$$M = 0.394 T \cdot M。 \quad \sigma'_1 = \frac{0.394 \times 1.5 \times 10^5}{15750} = 3.75。$$

在預应力梁上緣由永存应力產生的压应力

$$\sigma_1 = -18 \text{ kg/cm}^2 \text{ 安全。}$$

13) 主拉应力的校核：

i) 抗裂計算，最危險断面中和軸处主拉应力：

$$\begin{aligned} \tau_{sp} &= \frac{60.8 \times 74200 \times 10^3}{30 \times 6361000} \\ &= 23.6 \text{ kg/cm} < R_p = 27 \text{ kg/cm}^2。 \end{aligned}$$

ii) 强度核算：

$$\textcircled{1} \text{ 端部：} \bar{q}_s = 1 \times 0.8 \times \frac{2100 \times 0.785 \times 2}{20} = 132 \text{ kg/cm}_s。$$

$$Q_{s0} = \sqrt{0.6 \times 230 \times 30 \times 99^2 \times 132}$$

$$= 73.2 T > 60.8 T。 \text{ 采用 } \phi_{10}, @ = 20 \text{ cm}。$$

$$\textcircled{2} \text{ 离端 } 1.2^M: Q = 1.2 \times 50 \times \frac{4.35}{5.55} = 47^T.$$

$$q_x = 88.$$

$$Q_{x0} = \sqrt{0.6 \times 230 \times 30 \times 99^2 \times 88} \\ = 59^T > 47^T. \text{ 采用 } \phi_{10} @ 30\text{cm}.$$

14) 刚度校核:

$$\delta_{\max} = \frac{Pl^3}{48 EI} + \frac{5 q_0 l^4}{384 EI_1} \\ = 0.230\text{cm}.$$

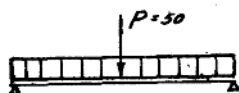


图 6

$$\frac{\delta_{\max}}{l} = \frac{1}{2560} < \frac{1}{750}. \text{ 安全.}$$

II. 有关设计的几个问题

i) 钢筋的控制应力: 目前国内用于预应力吊車梁的粗钢筋有 CT5 及 25 FC。关于它们在动载重作用下使用的控制应力, 存在不同的意见。第一种意见认为 CT5, 拉伸率 3%, 时效后, σ_T 用 4000 kg/cm², 而 25 FC, 拉伸率 2.5%, 用 5000 kg/cm²。虽然经冷拉时效后 CT5 能达到 5000 kg/cm², 25 FC 达到 6000 kg/cm²。他们认为根据规范 (II-148-52) 在动荷重作用下最大应力不超过 85%。此外还认为拉伸到 3.5% 的 25 FC 和 5.5% 的 CT5 虽有明显的流幅, 但其塑性较原来差, 拉伸后也不能恢复原状, 故应降低应力。第二种意见认为 CT5 拉伸率为 5.5% 时 σ_T 采用 5000 kg/cm², 25 FC 拉伸率 3.5%, σ_T 用 6000 kg/cm²。他们认为吊車梁预应力幅度变化小, 一般在 400~600 kg/cm² 以内, 并無“+”“-”变化。而国内初步試驗(唐山铁道学院、建工部科学院等)认为疲劳影响不大。其他国家资料也认为由于疲劳产生的破坏主要在裂缝出现后, 而吊車梁按不开裂设计, 所以没有必要降低应力。

我們認為在動荷重作用下，預應力鋼筋應力的選擇主要和材料的疲勞程度有關。水電站的吊車使用次數不多，它有充分的時間來恢復（疲勞恢復有人認為2~3小時，也有人認為3~4天便可恢復，水電站吊車一年用1~2次），因而疲勞影響極小。另外根據蘇聯編制規範的專家在談到“有關鋼筋混凝土設計的其他問題”——參考“工程建設”1957年7期，認為“預應力鋼筋混凝土吊車梁所用的預應力鋼筋是毋須由於返復荷重或沖擊荷重而降低其計算應力”。

由於上述原因我們採納第二種意見。

ii) 關於水電站吊車梁的動力系數：根據“上海市建築暫行規範”，第一類吊車採用動力系數為1.2。第三類如動力站等建築動力系數為1。國內對預應力吊車梁設計一般都採用1.2。對於水電站說來，由於沒有明確規定，因此應採用什麼系數最為適合，我們認為值得研究。因為水電站起重量很大，各種內力值是不小的，稍為增加一個百分數，其絕對值增加是不少的。

對於動力系數用“1”，我們認為可能有些問題。水電站吊車使用次數雖少，運行速度慢，但起重量大，因而動荷作用仍然不小。至於動力系數為1.2，對水電站是偏大的，它適合於一般工作繁忙的工業車間，對我們不適合。由於我們資料較少，也不能定出一個適合的系數，特此提出，希有關方面提出意見，使今後設計更有依據。

iii) 預應力梁高度 h_0 的選擇：預應力梁高度 h_0 和截面特征、鋼筋重心位置有關。它們的變化對整個截面的抗裂能力大有影響。不單這樣，在選擇 h_0 時還得考慮到運輸、安裝的方便，要求截面在不增加鋼筋用量的條件下盡量使 h_0 減少。根據這些，我們從下列幾方面來考慮的。

① 預應力疊合式吊車梁的 h_0 。一般在 $0.2h \leq h_0 \leq 0.87\eta$ 範圍內變化。也就是說在較多的情況下結合面在破損中和軸以下。這

样 h_a 变化对截面破損弯矩是没有影响的(相应于破損弯矩时中和軸以下部分是不考虑的)。此外水电站吊車使用次数較少,可按附加情况設計,抗裂安全系数較低($k_T=1.2$)。考虑这两个因素后,叠合梁的主鋼筋主要按强度要求决定,即在 h 一定时以强度条件决定最少鋼筋用量。

② 在 $0.2h \leq h_a \leq 0.87\eta$ 的条件下, h_a 愈大,預应力鋼筋重心愈偏向下緣,对截面的强度、抗裂条件都有好处。但实际上并不能完全这样。当 h_a 和預应力合力偏心距增加到一定的程度,預应力梁的上緣便会產生拉应力,使上緣出現裂縫。这是不允许的。因此 h_a 大小的决定是既要保証下緣的抗裂性,也要保証上緣不出裂縫。

③ 具体計算步骤:

i) 根据整个截面的高度和預应力鋼筋重心位置,依强度条件計算主鋼筋截面积。其中梁的断面高度不小于 $l_0/15$ 。由于工厂的傳力架是标准型式,預留孔是选定的,故預应力鋼筋重心位置也就定了。

ii) 假定几个 h_a , 計算在使用荷載下的預应力梁下緣的抗裂性:

$$M_T = \left[\frac{M_{cn}}{W_1} + R_{1,fn} - \sigma_{1y} \right] W - \left(\frac{W}{W_1} - 1 \right) M_1.$$

iii) 依次計算各 h_a 在下緣达到裂縫出現弯矩时,預应力梁上緣的变形 ε_y :

$$\varepsilon_y = (\varepsilon_1 + \varepsilon_p) \frac{\eta - h_a}{\eta} + \varepsilon_k.$$

其中 ε_k ——考虑施工脚手及收缩影响在預应力梁上緣的变形。

ε_1 ——达到裂縫出現弯矩时預应力梁下緣的变形。

ε_p ——預应力混凝土的極限变形。

iv) 計算各 h_a 相应各梁上緣的極限变形 ε_n :

$$\varepsilon_n = \varepsilon_p + \varepsilon_1'.$$

其中 ϵ'_1 ——包括預壓壓縮的預應力梁上緣的應變。

v) 求上緣抗裂安全係數:

$$R'_{T1} = K_{T1} \times \frac{\sigma_M}{\sigma_y}$$

R_{T1} ——下緣抗裂安全係數。

比較各 h_a 所得安全係數, 選擇最合理的 h_a 。

四. 預應力疊合式吊車梁施工

吊車梁是由預應力部分和現場澆搗部分組成, 因此施工分為兩個階段:

第一階段是預應力部分, 在上海預加應力工廠預制。其中主要的問題有:

A) 張拉方法的選擇: 後張法施工可不用台座、傳力架等設備, 所以施工費用較少, 對水電站說來又方便又經濟。但也有它的缺點: 如錨頭施工較複雜, 用鋼量較多, 為少數吊車梁來做這些, 也不見得經濟。另一方面預留孔的灌漿不易密實, 和鋼筋握裹情況很難鑒定。在目前施工條件下, 認為有動荷重作用的結構, 使用後裝法不太適宜。因為對鋼筋疲勞的影響還沒有足夠論據, 水電站吊車返復次數雖然較少, 是否適用, 有待今後進一步研究。先張法雖然要用台座、傳動架, 但在工廠中製造問題不大, 在動荷重方面影響不大, 故決定使用先張法。

B) 生產預應力部分總體布置: 預應力結構生產工場要根據各生產程序盡量互不干擾的原則來進行布置。圖7是幾個主要生產程序的布置。當然還應該考慮到地形及運輸條件, 把場地布置得更合理。圖中沒有包括鋼筋車間及混凝土車間, 它們可以單獨設在附近, 或合併在水電站原有的鋼筋工廠及拌和站里。如果需要蒸汽養護, 還得在附近設鍋爐房。至於台座及傳力架等工具的