

Dome Dam の Prestressing について

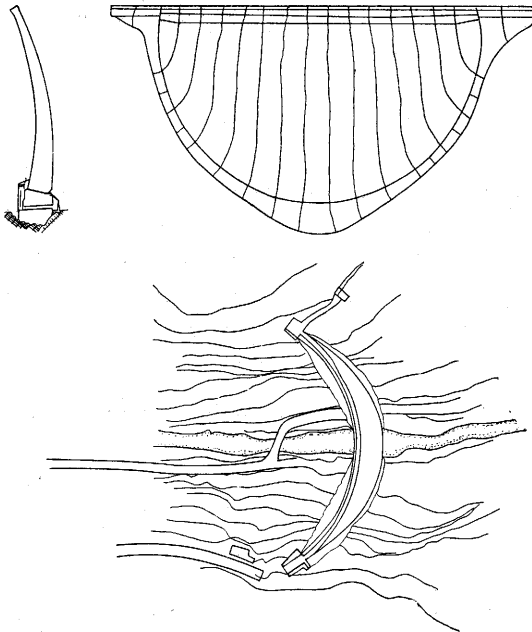
岡 本 舜 三

1. 序 言

Arch Dam より Dome Dam の方が有利な場合がしばしばある。このとき Dome Dam の上部の背後への反りがあまり大きい場合には、建設中未だ arch が構成されないうちに slot に自重による cantilever tension を生じ、その大きさが許容しえない値になることが懸念される。このような場合には完成後の応力状態を犠牲にしても多少反りをへらすか、張応力を減ずるような特殊の工夫をするかしなければならぬ。関西電力株式会社ではかかる場合にそなえて Dome Dam の prestressing という特殊工法を考案し、その模型による力学的研究を当所に依頼された。その着想は dam 竣工後の joint grout の際に dam が前方に張りでることにヒントを得たものの由であるが、外国にもその例をみないものである。

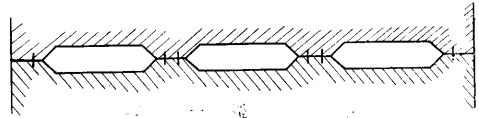
2. Prestressing 工法

第 1 図は Dome 型 Dam の一例を示したものである。このようなダムに建造にあたっては、各 slot が個々に立ち上るために完成までは arch 作用を生じないから、slot には片持梁作用によって自重による張応力を生じ、これが堤体に亀裂を生じさせる虞がある。ここに考案された Prestressing 工法とは、joint に水圧を加えそれのもとづく arch 作用により各 slot を上流向に押すこ



第 1 図 Daé Dam

とによってこの張応力を打ち消し、なお完成後の応力状態の改善を計るものである。そのために joint 部に第 2



第 2 図

図のような水密な空洞を設ける。最初に中央の空洞に水圧を加え、全部コンクリートを打ち上った後に両側の 2 個の空洞に prepack など適当な方法でコンクリートを填充し、その硬化によって arch が形成された後に中央空洞より水を抜きコンクリートを填充して完全な arch を形成させるのである。

もし各 slot が全く単独に並立している場合ならば、この問題は力学的にはあまり複雑なことにはならない。しかし中間湛水が計画されている dam では他に一つの条件が加わって問題を複雑にする。そのときは dam が中間湛水位まででき上ったときにその面まで湛水し、さらにその上に上部工事を続けることになるが、中間湛水面以下はすでに arch dam が完成して arch と cantilever の両作用をもつので、上部の slot に働らく片持梁作用は下部の堤体に複雑な応力を誘起せずにはおかない。この既成部分に生ずる応力は竣工後も元応力として残存するのでその値は正確に推定されねばならないのである。

3. 模型実験

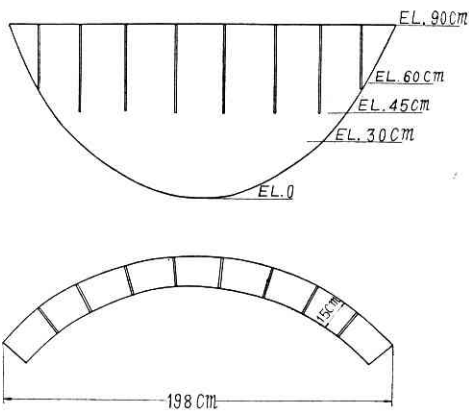
以上の応力計算は試し荷重法を用いて行なうのが最も適当であると思われるが、かかる新工法を採ろうとする場合は計算方法の信頼性を前もって確かめておくことが必要である。その考慮から非常に理想化された arch dam について模型実験を行って実験値と計算値とを比較する

第 1 表

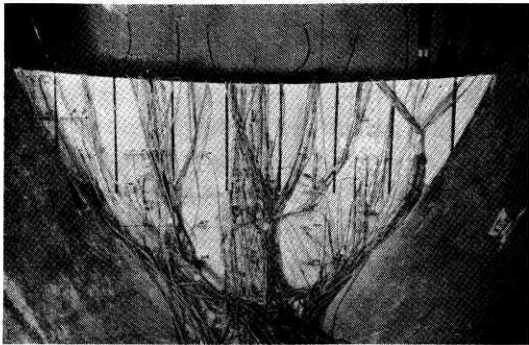
高	さ	90cm
上流面半径		130cm
堤頂	長	225cm
上流面弦長		198cm
厚	さ	15cm
天端中心角		99°10'
弦長と高さの比		2.2

ことを試みた。模型として採られた谷および dam の形は第 3 図および第 4 図に、そのおもな寸法は第 1 表に示した。すなわち模型 dam の形は最も簡単な一様な厚さの円壩面とし、その El. 45cm 以上の部分は 8 個の radial joint

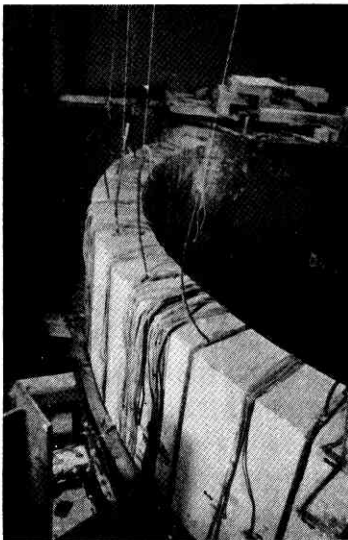
によって第 2 表に示すような大きい slot にわけられている。このとき谷の弦長と高さの比は 2.2 であ



第 3 図 模型アーチダム



(A)



(B)

第 4 図 模型アーチダム

る. joint に 3 個の空洞を作るかわりに模型ではこの部分の中央部約 1/3 部分にゴム袋を通じて水銀圧を加えることとしその両側に後述の石膏珪藻土を填充しその硬化後に水銀圧を抜くことにした. われわれは簡単のために最初に水銀圧をかける作業を joint pressure, ついで石膏珪藻土をうった後水銀圧を取り去る作業を

第 2 表

高	さ	45cm
slot の中心間隔		25cm
slot の夾む中心角		11°1'

wedging と名付け, 水銀を充したゴム袋の両側につめる石膏珪藻土を楔とよんだ.

谷はコンクリートで作られた. コンクリートの配合を第 3 表に, その性質の平均値を第 4 表に示した. dam の

第 3 表

水セメント比	0.60
粗細骨材比	1.6
粗骨材最大寸法	25mm
単位セメント量	280kg/m ³

第 4 表

スランプ	6.4cm
圧縮強度	225kg/cm ²
動弾性係数	3.30×10 ⁵ kg/cm ²

第 5 表

珪藻土/石膏	0.67
水/(石膏+珪藻土)	1.176
緩結剤/石膏	1.5%

第 6 表

フロー値	235
静弾性係数	14,400kg/cm ²
圧縮強度	24.5kg/cm ²
曲げ強度	10.3kg/cm ²

第 7 表

珪藻土/石膏	0.40
水/(珪藻土+石膏)	0.91
緩結剤/石膏	1.5%

第 8 表

静弾性係数	14,700kg/cm ²
圧縮強度	53.5kg/cm ²
曲げ強度	25.3kg/cm ²

材料には石膏と珪藻土を第 5 表に示すような配合に練り混ぜたものを用いた. 石膏は陶磁器型材用石膏 A 級, 珪藻土は市販のものである*. 凝結時間を 30 分程度に延ばして打ち込み作業を容易にするために緩結剤として燐酸 2 ナトリウムを加えた. 第 5 表の配合は静弾性係数約 10,000 kg/cm², 許容引張強度 2 kg/cm², 許容圧縮強度 5kg/cm² をもち, この応力以内で creep せず比例性を失わないものとして種々の比較試験ののち求めたものである. dam の打設の際

採取した供試体の試験結果の平均値は第 6 表に示した. dam は電熱器と扇風機によって重量が定常化するまで乾燥し, 乾燥後の重量は 53%であった. 乾燥状態を維持するには dam 表面にワニス を 3 回塗装し, ついで数日後約 1/3 容積のシンナーで薄めたエナメルを 3 回塗装したがこれで防湿には十分であった. 楔の材料は第 7 表に示す石膏珪藻土を用い, その強度は第 8 表に示すようであった.

試験は恒温恒湿設備をもつ室内で行われ, 測定時は温度 20±1°C, 湿度 50±5% に保たれた. 貯水圧荷重の载荷はうすい生ゴム製袋を dam 上流面とそれから約 1cm 距てて固定された支持曲面板との間に挿入し, これに所定の水位まで水銀を充すことによって行われた. joint 内にも全幅の約 1/3 にあたる中央部分にゴム袋を挿入し水銀圧を加えたが, その加圧幅が一定に保てるようにゴム袋を鋼製枠で支えた. dam 各点の歪測定には抵抗値 500 Ω のポリエステルベースの抵抗線歪計を用い, 接着には東京測器研究所製 P-2 接着剤を用いた. indicator は一般には最小目盛 5×10⁻⁶ のものを用いたが特に高感度を要する部分には当所大井研究室で作られた最小目盛 1×10⁻⁶ のものを用いた. dam の撓みは 1/1,000 dial gauge で測った. 歪測定は流面 107 点, 下流面 106 点, 撓み測定は下流面 13 点で行った. El. 45cm 面の付近

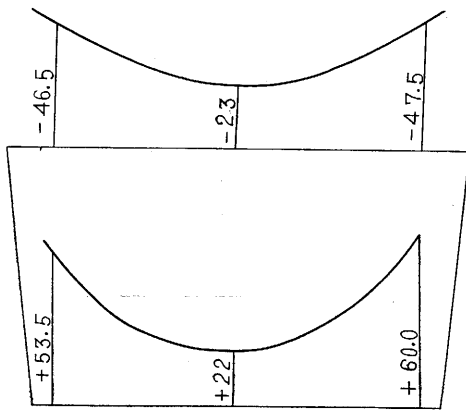
* 1. この実験(昭和 32 年)当時には珪藻土は市販のものを用いたが其の後セライト(外国産珪藻土)を用いたところ品質が均質で実験結果は良好であった.

では歪が急激に変わり、特に計算ではこの面を境として不連続となるのでこの付近は測点を密に配置し、計算値については上部を EL. 45 U, 下部を EL. 45 L として区別することにした。

4. 測定結果

実験は joint pressure と wedging の 2 段階に分けられる。第 1 段階は水銀圧を天端まで加える場合の歪の測定で、この場合の加圧高は正確には 44.1cm, 加圧幅は 7.5cm である。第 2 段階は joint に上記の水銀圧を加えたまま楔を填充した後水銀圧を除去した場合の歪の変化の測定である。

joint pressure を加えた場合に EL. 45cm 以上の cantilever block の曲げ応力は基底部を除いては Bernoulli-Euler の仮定にもとづく分布をしていることはほとんど疑う余地はないが、基底部では応力集中の影響をうけて梁幅の方向の応力分布が第 5 図にみるように一

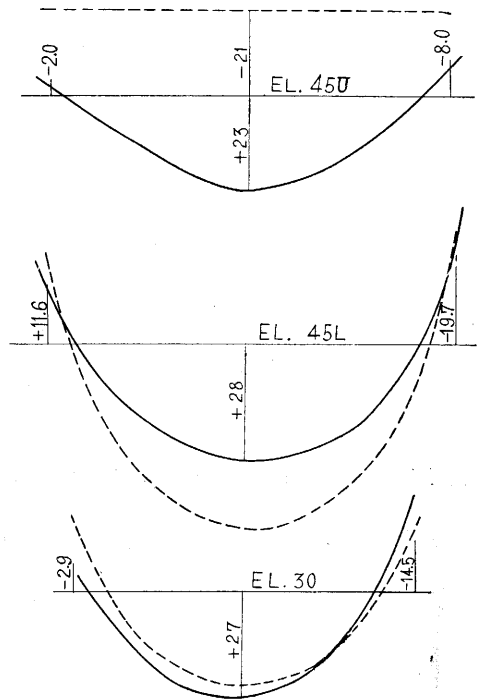


第 5 図 EL. 45cm の cantilever strain

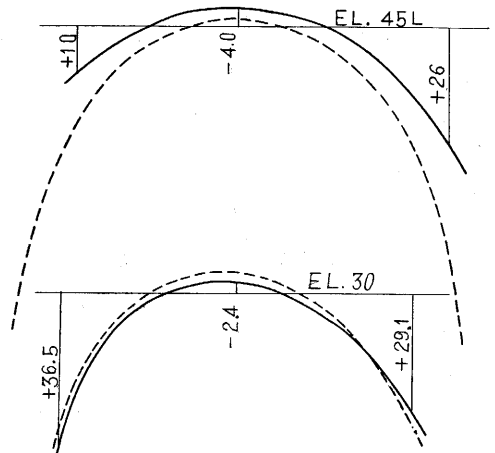
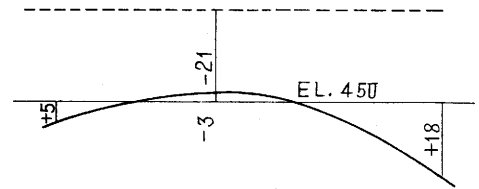
様でない。すなわちこの部分では曲げ応力は中央部で小さく端部で大きくなるような放物線分布をなし、最大応力は平均応力よりかなり大きくなるので設計に際しては曲げ応力の不均等分布に留意せねばならない。

joint pressure により dam の既設下半部に計算からえられるような応力が生ずるかということを見るためにこの部分の arch strain と cantilever strain を求めると第 6 図～第 10 図のようになる。これらの図で実線は測定値、破線は $L=0.2$ とした場合の荷重試算法による計算値を示している。

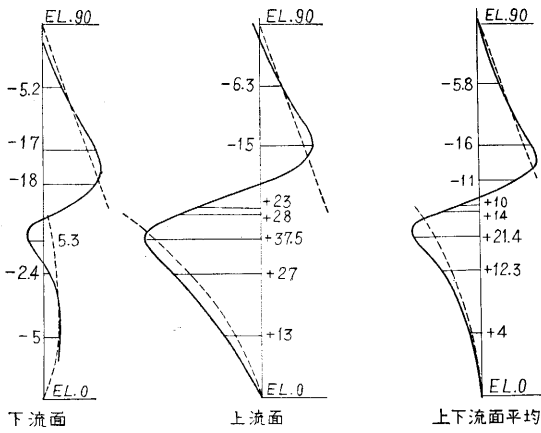
第 6 図は上流面、第 7 図は下流面の arch strain, 第 8 図は crown における arch strain の分布, 第 9 図は上流面および下流面の cantilever strain, 第 10 図は crown cantilever および $\frac{1}{4}$ 断面の cantilever の撓みである。これらによると arch strain の実測値は EL. 45cm すなわち joint のはじまる部分を除いては計算値とほぼ一致している。計算の歪は EL. 45 U では arch が形成されず単に block が圧縮されたとして求められ、EL. 40L では top arch として求められているが、実測は EL. 45 U と



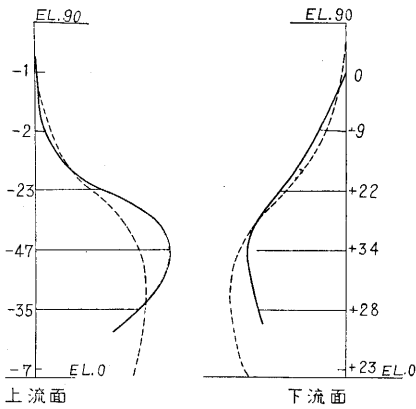
第 6 図 joint pressure による arch strain (上流面)



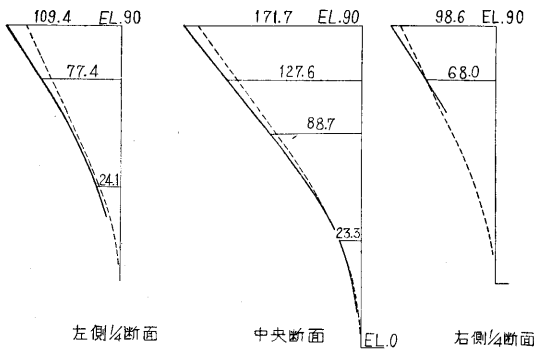
第 7 図 joint pressure による arch strain (下流面)
EL. 45L をこのように確然と区別することの無理なことを示している。EL. 45L の arch stress は一般に緩さを示している。



第8図 joint pressure による crown にそる arch strain

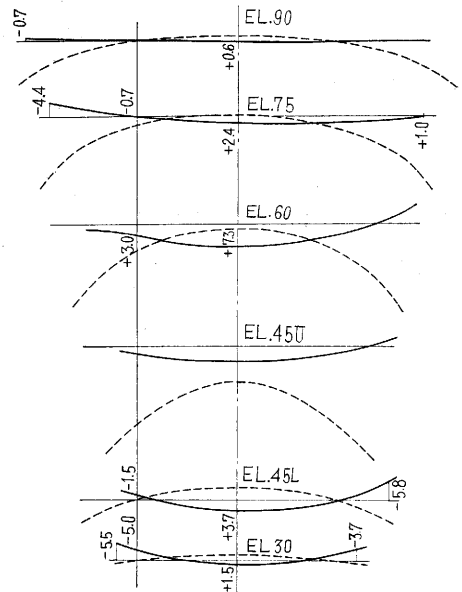


第9図 crown における cantilever strain

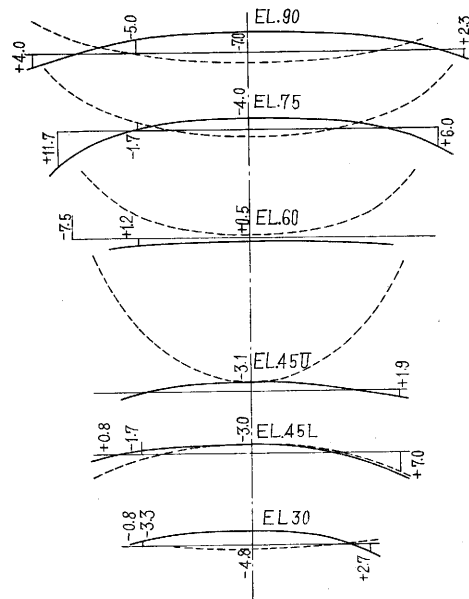


第10図 joint pressure による撓み

れ、EL.45U の arch stress は arch 作用のため計算値とは全く異なった値になっている。この部分の arch stress の変化する様子を crown cantilever にそって示すと第8図となり応力が漸変する様子が明瞭に認められる。第9図は cantilever strain の分布を示しているがこれによると下半部においては実測値は計算値に比して上流面では大きく下流面では小さくなっている。しかしその差は著しくはない。以上の結果から EL.45cm 付近の

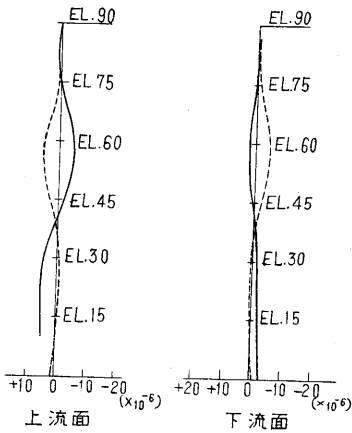


第11図 wedging による arch strain (上流面)

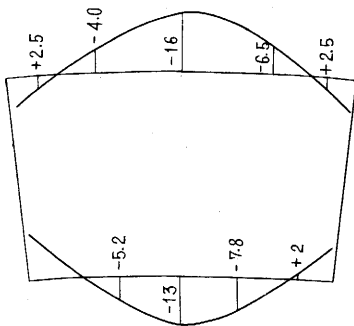


第12図 wedging による arch strain (下流面) arch stress が計算上の仮定と異なる分布をすることの影響は局部的にとどまることを認めることができる。

wedging の主たる目的は dam 完成後堤体内に joint pressure によって生じた cantilever stress を残留させることと、中間湛水位付近の arch に joint pressure によって生じた arch stress を残留させることにある。これに関する測定結果は第11図～第13図に示されている。第11図および第12図は上流面および下流面の arch strain, 第13図は crown の cantilever strain である。この結果からみると joint pressure を除去した場合に変化する歪は joint pressure によって生ずる



第 13 図 wedging による crown の cantilever strain



第 14 図 EL.60 の arch strain

入れる位置が歪の特に小なる部分であることと相まって明らかに上半部 arch の剛性は見掛け上低下する。その結果 rib expansion が減じそれによる応力は計算値より小さくなる。この減少は arch にも cantilever にも現われるが殊に arch の剛性がおちている状態では arch stress に顕著に現われるのである。

(2) block の rib expansion の計算は block 底部までその点の joint pressure に等しい力で圧縮されていると仮定して行われる。しかし実際には EL. 45cm 付近の arch stress は漸変しており block 底部付近の短縮の状態は仮定とはかなり異りこのために rib expansion の効果が計算より多少小さくなるものと思はれる。

(3) wedging action による力の radial 方向の成分は arch の剛性の低下により cantilever によけいかかってくる。一般に dam の上半部に荷重がかかる場合には cantilever に負担される荷重の方が arch に負担される荷重よりも下半部に対して大きな影響を与えるものであるから、この力は dam 下半部に対して計算でえられるよりも大きな影響を与えると考えられる。

以上のような理由により wedging の効果は予期されるほど大きくはなく、arch の剛性の低下を考慮しなければ計算は信頼しうる結果を与えない。wedging によ

歪に比べて非常に小さい。order 的には計算と実測は同程度であるが、その絶対値や分布等については両者は全く異なっていて、この実験ではむしろ逆符号のものが多し。この相違の原因には次のことが考えられる。

(1) joint pressure によって block の水平方向には第 14 図にみるような著しい不均等歪分布を生じているから rib expansion の計算の際に一律な圧縮歪を仮定することは適当でない。さらに楔を

る撓みの戻りの実測値が計算値より格段に大きいのも rib expansion の効果が少ないことを示すものである。

5. 結論

以上の考察の結果として本工法について次のような結論を導くことができる。

(1) joint pressure による建設中の cantilever の曲げモーメントについての計算方法は妥当である。この場合の block の曲げ応力は底部を除いては現在行なわれている梁理論による計算方法で求められる。block 底部付近では幅の方向に応力がかかなり不均等に分布するからそれについて光弾性実験等による検討が必要である。

(2) joint pressure により dam 下半部に生ずる cantilever stress については計算は大体妥当な結果を与える。

(3) joint pressure により生ずる中間湛水面を境とする上下の element の arch stress は計算に仮定されるように不連続ではなく漸変する。したがってこの付近の arch stress は計算値と一致しない。この面よりかなり距った位置では両者は一致してくる。

(4) joint pressure による dam の撓みの計算と実測は大体一致する。

(5) wedging により戻る stress は一般に計算と同程度に微小であるが、絶対値や分布は実測と計算とはかなり異なる。これは joint pressure による block 内の歪の不均一分布および joint における中空部分の存在による arch の剛性の低下とそれによる rib expansion 作用の低下によるものである。ゆえに wedging action および rib expansion の計算には上半部 arch の剛性の低下を考慮しなければ信頼しうる結果をうることはできない。この場合剛性の低下の程度は光弾性実験により推測することができよう。

以上本特殊工法の応力に関して考察したが、応力の面では現行計算法を改めなければならない点はあるが、致命的な欠点は認められない。それゆえその他の数個の難点が解決されれば将来実施に移すことも可能であると判断される。

本研究は関西電力株式会社の委託を受け会社建設部(高野, 長野, 鈴木), 本所丸安研究室(水野, 島田, 不島, 飯高, 長谷部) 大井研究室(浅野, 小倉), 久保研究室(川崎), 岡本研究室(加藤, 伯野, 市川, 荒川)の諸氏の協力により行ったものである。以上の各氏および支援を与えられた丸安, 大井, 久保各教授および中央工作室, 一部工作室に感謝の意を表す。

(1958. 10. 30)