

UDC 627.82.042.4

## ダムに対する氷圧

G. E. Monfore

ASCE Proc. vol. 78, December, 1952.

Separate No. 162.

この論文は、アメリカの開発局が、1946年から1951年にわたつて、Colorado州の数地点のダムにおいて、貯水池に張つた氷層が熱膨脹して生ずる氷圧を測定し、またDenver市の開発局研究所で実験を行つた結果を述べたもので、さらに氷の初期温度と氷の温度上昇の割合とから氷圧力を求める方法をも述べたものである。

1. 現場調査 天然に張つた氷の圧力を直接測定するのが、この調査の第一の目的である。

氷圧の測定には、2種のゲージを用いた。いづれも径2.5 in (約6.5 cm)の鉄板を2枚重ねたものである。一つは、2枚の鉄板の隙間にワイヤがあつて、鉄板が圧力を受けて、鉄板の隙間が小さくなると、ワイヤが伸び、この電気抵抗の変化から圧力を測定する電気抵抗圧力計である。他は、鉄板の間にある鋼球が圧力を受けて、比較的軟かい小鉄板に喰込み、その凹みの直径を測つて圧力を求める Indentor 圧力計である。

これらのゲージ3個を1組をモルタル板(22×12×1 in) (約56×30×2.5 cm)に埋めこんで、氷の表面、下面から2.5 in (約6.5 cm)およびその中央の上中下3点の氷圧を測定した。1949年1月、Eleven Mile Canon 貯水池で、2週間毎日日中4、5回測定した結果、大きい氷圧は、一般に、寒い日の後に比較的暖かい日がある場合にみられた。1月22日午後12時45分には、氷の上部の圧力は150 lb/in<sup>2</sup> (約10.5 kg/cm<sup>2</sup>)で、測定値のうちで最大であつた。その時、中央部では50 lb/in<sup>2</sup> (約3.5 kg/cm<sup>2</sup>)、下部では0であつた。これが午後3時には、上部では100 lb/in<sup>2</sup> (約7 kg/cm<sup>2</sup>)に減じ、中央部では、80 lb/in<sup>2</sup> (5.6 kg/cm<sup>2</sup>)で最大値に達し、下部では5 lb/in<sup>2</sup> (約0.4 kg/cm<sup>2</sup>)であつた。上中下3部の圧力の平均は、午後12時45分の67 lb/in<sup>2</sup> (約4.7 kg/cm<sup>2</sup>)がこの日では最大であつた。この日、氷の厚さは18 in (約46 cm)であつたからこの時の氷圧は67×12×18=14 kips/ft (約20.8 t/m) 1月20日には上中下3部の平均は74 lb/in<sup>2</sup> (約5.2 kg/cm<sup>2</sup>)で、測定期間中最大で、氷圧は16

kips/ft (約23.8 t/m)であつた。

風の強い日に測定すると圧力計の読みが急激に変化した。これは明らかに風のためであつて、その変化は風速30 mile/h (約9 m/sec)のとき、平均3 kips/ft (約4.5 t/m)であつた。

寒気がきわめて厳しいときには、氷の表面に無数のクラックが認められたが、これは、収縮によるクラックを運つて下から上つてくる水が氷の上部に達しないうちに凍つてしまうためである。このような場合には、氷の圧力は一般に小さく、最も大きい圧力は、氷の上部ではなく中央部において認められた。

氷圧は、貯水池の岸の状態によつて影響されると考えられる。すなわち、岸が氷圧によつて崩れたり、氷層が岸に密着して、ずることができるときには、ダムに対する氷圧は小さくなるものと考えられる。1950年から1951年にかけて、数箇所の貯水池で調査した結果は次のとおりであつた。

平坦な岸の2箇所の貯水池では、この冬の最大の氷圧は3.6 kips/ft (約5.4 t/m)および5.8 kips/ft (約8.6 t/m)で、かなり切り立つた岸の貯水池では9.8 kips/ft (約14.6 t/m)、また岸が切り立つた岩である貯水池では17 kips/ft (約25.3 t/m)であつた。これは、氷圧を考えると岸の状態が重要なこととなることを示している。

また、以上の結果と逆に、砂岸においても岩岸とほとんど同程度の氷圧が測定されたことがあつた。これは、この場合、氷と岸との附着が強固であつたためと考えられる。岸の位置や向きによつて、氷の表面の状態や、日光の照り具合が他の地点の岸と違い、このため、氷と岸との附着が強固となり、最大の氷圧を示すこともありうると考えられる。

Eleven Mile Canon 貯水池で1949年1月、氷の温度を測定した。鉄・コンスタンタン熱電対を用いて、氷の表面から、1、2、4、8、および16 inの氷の温度を、氷上に雪が5 in積つているときと、雪のないときの2つの場合で測定した。氷の上部では午前9時頃より温度が上り始め、午後3時頃まで温度が上昇し、氷の下部では、上部に比べておいて温度が上昇し始め午後おそくまでこれが続いた。氷上の雪が氷の温度に及ぼす影響は大きく、氷上に雪がないときは温度の上昇が9日間の平均で13.5°F (7.5°C)であつたが、5 inの雪のあるとき3.3°F (約2°C)にすぎなかつた。氷上に雪のないとき深さ1 inの点の最低氷温は-7°F (約21.7°C)で、氷の最も大きい温度上昇の割合は7°F/h (約4°C/h)であつた。この氷の温度変化が氷圧に及ぼす影響については「氷圧の算

定」の項で述べる。

氷の太陽熱の吸収は氷の温度に大きく影響するものである。1946年から1947年にわたる冬に、Eleven Mile Canon 貯水池および1949年の実験の結果では、氷の太陽熱を吸収する強さは水のそれとほとんど同じであった。

以上の現場調査の期間、各地点の気温の最低は約  $-20 \sim -50^{\circ}\text{F}$  (約  $-30 \sim -45^{\circ}\text{C}$ )、最高は約  $50 \sim 70^{\circ}\text{F}$  (約  $10 \sim 20^{\circ}\text{C}$ ) の範囲であった。また、氷の厚さの最大は  $19 \sim 24 \text{ in}$  (約  $48 \sim 61 \text{ cm}$ ) の範囲であった。

2. 実験室における研究

実験室では氷の温度変化と氷圧との関係を明らかにするため実験を行ったのである。

天然の氷から径 4 in, 高さ 4 in の氷柱を切り取り、その軸は天然の氷の層の水平方向と一致させた。

外気と隔離され、自由に温度を調節しうる部屋の中で、この供試体の温度を一定の割合で上げ、供試体の軸方向に荷重を加えて供試体の長さを一定に保つた。供試体の長さを測るには、氷とともに伸び縮み可能なワイヤの電気抵抗の変化によつた。氷温の測定には、銅・コンスタンタン熱電対を氷中に埋めて用い、 $0.05^{\circ}\text{F}$  (約  $0.03^{\circ}\text{C}$ ) まで測定した。

その結果、氷の温度と圧力との関係の代表的なものは、図-1(原文のFig.7)のごとくであった。これは氷を  $-10.5^{\circ}\text{F}$  (約  $-23.6^{\circ}\text{C}$ ) から毎時  $5^{\circ}\text{F}$  (約  $2.8^{\circ}\text{C}$ ) の割合で温度を上げていったものである。氷の圧力は始めはほとんど直線的に増加し、極大値に達した後減じている。氷の初期温度と温度上昇の割合を種々変えて実験を行った結果はいづれも図-1と

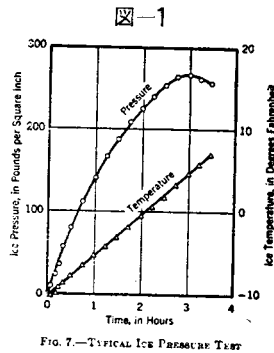


FIG. 7.—TYPICAL ICE PRESSURE TEST

図-2

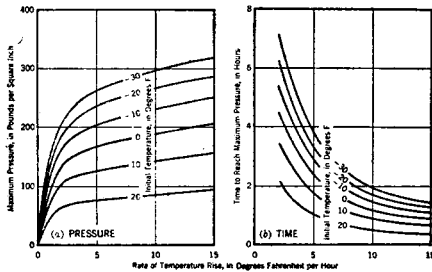


FIG. 9.—MAXIMUM ICE PRESSURE AND TIME OF TEMPERATURE RISE RELATED TO RATE OF ICE TEMPERATURE RISE

同様な曲線であつた。これらの結果から、氷の最大圧力と温度上昇との関係を、氷の初期温度別に曲線に画くと、図-2(a) (原文の Fig. 9) である。また、氷が最大圧力を示すまでの時間と温度上昇との関係も図-2(b)に掲げた。これらは、24個の氷の供試体について行つた100回の実験の結果である。

3. 氷圧の算定

現場において、氷の温度を測定できるときには、その氷の圧力を、図-2を利用して知ることができる。

Eleven Mile Canon 貯水池で1949年1月、氷温と氷圧とを同時に測つた値が、算定値とよく一致することから、この算定法がよい方法であることがわかる。

すなわち、1949年1月22日の朝、氷層の上部(氷の表面から1 in)の最低温度は  $14^{\circ}\text{F}$  ( $-10^{\circ}\text{C}$ ) で、午前9時から氷の温度が上昇し始め、温度上昇は約6時間続き、その上昇の割合の大きかつたのはこのうちの4時間で、その間の温度上昇の割合は毎時  $3.6^{\circ}\text{F}$  (約  $2^{\circ}\text{C}$ ) であつた。氷の初期温度が  $14^{\circ}\text{F}$  で温度上昇の割合が毎時  $3.6^{\circ}\text{F}$  のときの、氷の最大圧力を図-2(a)から求めると  $100 \text{ lb/in}^2$  (約  $7 \text{ kg/cm}^2$ ) であり、最大圧力に達するまでの時間は図-2(b)から2時間と求められる。また、氷層の中央部(氷の表面から8 in)の初期温度は、 $19^{\circ}\text{F}$  (約  $-7^{\circ}\text{C}$ ) で、温度上昇の割合は毎時  $1.3^{\circ}\text{F}$  (約  $0.7^{\circ}\text{C}$ ) で、図-2(a), (b)から最大圧力および、最大圧力に達するまでの時間を求めると、 $55 \text{ lb/in}^2$  (約  $3.9 \text{ kg/cm}^2$ ) および約3時間である。実際の測定では、最大圧力に達する時間は6時間以上となつていた。また、氷の下面では温度は ( $32^{\circ}\text{F}$   $0^{\circ}\text{C}$ ) で一定であるから氷圧は0である。この3点の氷の圧力の平均は  $52 \text{ lb/in}^2$  で、最大氷圧は氷厚 18 in で  $52 \times 12 \times 18 = 11 \text{ kips/ft}$  (約  $16.4 \text{ t/m}$ ) となり、前に述べたように、実際に測定した値  $14 \text{ kips/ft}$  (約  $20.8 \text{ t/m}$ ) とよく一致する。また、同様に1月14日、21日の氷圧を算定すると、 $6, 13 \text{ kips/ft}$  (約  $8.9, 19.3 \text{ t/m}$ ) となり、実際の測定値  $6, 12 \text{ kips/ft}$  (約  $8.9, 17.9 \text{ t/m}$ ) とよく一致する。

以上はいづれも、氷上に雪がない場合であつたから、雪のないとき測定した氷の温度を算定に用いたが、氷上に雪のある場合は、雪のある時の氷の温度を用いて氷圧を算定するのがよいと思われる。5 in の雪がある場合、1月14日、21日、22日の氷圧を算定すると  $1, 3, 3 \text{ kips/ft}$  (約  $1.5, 4.5 \text{ t/m}$ ) であつたが、雪がないとして算定すると、 $6, 13, 11 \text{ kips/ft}$  (約  $8.9, 19.3, 16.3 \text{ t/m}$ ) であつた。

Eleven Mile Canon 貯水池で、最も急激な氷の温度上昇は1時間  $7^{\circ}\text{F}$  (約  $4^{\circ}\text{C}$ ) で、その日の氷の初期

温度は  $-7^{\circ}\text{F}$  (約  $-21.3^{\circ}\text{C}$ ) であつたが、このように急激な温度上昇は初期温度が非常に低かつたためと思われる。このようにきびしい条件では、氷圧を算定すると 22 kips/ft (約 32.7 t/m) となつた。

#### 4. 結 論

Eleven Mile Canon 貯水池において、Indentor 圧力計で測つた一冬の最大氷圧は、14 ~ 20 kips/ft (約 20.8 ~ 29.8 t/m) の範囲であつた。ここの岸は、氷が自由に動きえぬような状態であつたから、ここの氷厚および天候等の条件の下では、この程度が氷圧の最大値と考えられる。また Indentor 圧力計にはその測定にいくぶん不安な点もあるが、電気抵抗圧力計で測定した最大氷圧 16 kips/ft (約 23.8 t/m) とよく一致していた。

これらの測定値は、実験室における実験によつてさらに確かめられた。氷の最大圧力は、氷の初期温度と温度上昇の割合とによつて決り、実験室における実験結果を用いて算定した氷圧は、電気抵抗圧力計によつて直接測定した氷圧とよく一致した。

各地点の最大氷圧は、そこの氷層の温度を用いて、実験室における実験結果から求めることができるが、この氷の温度を数年以上にわたつて測定することが必要である。

(電力中央研究所 西沢紀昭)

UDC 624.15.042.7  
621.974

### 破壊的な振動作用を抑制するために つくられた鍛造ハンマーの基礎

Forging-hammer foundation built to control destructive vibration. by Alden M. Klein & J. H. A. Crockett, Civil Engineering January 1953

International Nickel Co. の新しい 8 t の鍛造ハンマーの基礎は次の 5 つの点で注目されるべきものであると思われる。第 1 に、あらゆる方向の荷重、運動、振動に対して完全に解析された最初のものであること、第 2 に、ハンマーの保守費を減少するようにつくられた最初のものであること、第 3 に、ハンマー自身の疲労破壊を防ぐか、できるだけ少なくするように設計された最初のものであること、第 4 に、プレストレストコンクリートでつくられた最初のものであること、第 5 に、念入りに配合設計をした高強度のプレバクトコンクリートの採用された最初のものであること、以上の 5 つの点である。本抄録においては第 3、第 4、第 5 の点について概述する。

コンクリートも繰返し荷重によつて疲労することは周知の事実であるが、このハンマーの基礎には、水セメ

ント比の小さい高強度のコンクリートを用いることによつて疲労の軽減をはかるとともに、コンクリートが特に圧縮引張の交互の繰返し作用に弱いことに留意し、プレストレストコンクリートを採用した。プレストレスは 3 方向に与え、3 次元の応力状態を招来した。このことはブロックの一端から鋼線を緊張し、斜にブロックを過ぎ、かなり大きな半径で転回し、最初に出発したところにもどるといつたような鋼線の配置をすることにより可能となつた。プレストレスを与えるケーブルとシャーシとの間の大きな摩擦力は 2 個の平たい Fressinet ジャックを用いることにより克服された。鉄床の下のゴムのパネは溶接された腕金に取り付けられ、この腕金は高強度ボルトで Lee-Mc Call 方式による鋼線緊張法 (最近プレストレストコンクリート界で発展してきた) により下部ブロックに緊結された。腕金に適当にパッキングをした後、ボルトに 30 t/in<sup>2</sup> の応力を与えることによりパネに予圧縮力を生ぜしめ、いかなる場合にも弛んだりすることのないよう設計されている。

上部及び下部の慣性ブロックのコンクリートは動的基礎の一部であることから、普通よいコンクリートといわれるものよりはるかに品質のよいことが要求された。まず第 1 に、応力の波の通過する際にコンクリートが分解しないよう絶対に齊等質なものでなければならぬ。第 2 に 6 × 12 in の円筒供試体で試験した場合、最終強度が 8500 psi 程度でなければならぬ。第 3 に、このコンクリートはポストテンション方式により応力を与えられるため 1 週強度が 4000 psi 程度でなければならぬ以上のほか鉄筋及びプレストレスを与えるケーブルが無数に入りまじつていたのでコンクリートは非常に打ちやすいものでなければならぬ。またセメントの使用量は乾燥収縮を小さくするため多くすることはできない。さらに下部ブロックの上の 5 枚の鉄底鋸はコンクリート打ちのはじまる前に配置されなければならず、この鉄底鋸の存在するためブロックの下部に作業員は入れないこととなつた。以上のような客観状況のもとでは、齊等が高強度のコンクリートを従来の方法により得ることは困難であることは明らかで、プレバクトコンクリートの採用されたのは必然の勢であつたと判断される。

プレバクト施工方式は周知のように、まず型わくに粗骨材をつめ、その空けきをモルタル注入により充たすものである。注入用モルタルはボルトランドセメント アルフェシル (商品名、ポゾランの 1 種で主としてフライ アッシュが使われる)、砂、イントリユージョン エイド、水からできている。イントリユー

ジョン エイドはコロイド状となつて注入モルタルの早期硬化を妨げ、粒子を浮遊状態におき、沈下収縮を妨げるというような働きをする。

本ブロックに用いられたような高強度のプレキャストコンクリートは、従来施工されたことがなかつたので、相当大規模な実験が行われた後、2型ボルトランドセメント9、アルフェシル1、砂6の配合の注入モルタルを採用することに決定された。この注入モルタルによつてつくられたプレキャストコンクリートの強度は1週で4070 psi、4週で5850 psi、90日で7250 psiであつた。

据付けは1951年10月に完成し、ハンマーは同月20日から使用された。プレキャストコンクリートの不満足な箇所は鉄床の下部に1つだけ発見されたがこれを修繕した後は欠陥が発見されないようである (Journal of ACI, January, 1953 にも本内容を述べた論文がのつている)。

(鉄道技研 樋口芳朗)

UDC 624.6.012.4

長径間コンクリート橋の設計

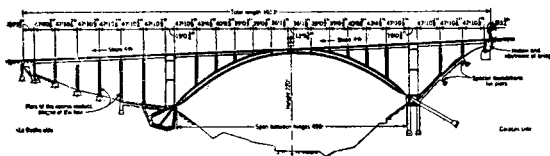
Largest concrete spans of the Americas; How the three bridges were designed. Jean Muller, Civil Engineering, March, 1953. p 45~49

はしがき これは Venezuela の La Guaira 空港と Caracas を結ぶ高速度道路に架設された、3つの長大径間コンクリート橋についての報告であつて、その主要寸法と第1橋の一般図は表-1及び図-1のよになつている。これ等はどれも総巾員70', 6車線、横断勾配1.5%, であり設計荷重はAASHO, H 20~44を採用し、プレキャストの床版及びプレキャストのプレストレスしたビームを併用している。

表-1

	TOTAL LENGTH	HEIGHT FROM BED OF GORGE	MAIN SPAN
Bridge No. 1 . . . .	1,013 ft	230 ft	498 ft
Bridge No. 2 . . . .	830 ft	240 ft	478 ft
Bridge No. 3 . . . .	700 ft	170 ft	453 ft

図-1



アーチの設計

1. 影響線について 床部の慣性モーメントは拱肋のそれに比較して、かなりの値になるからこれ等を分離して考えることはできない。従つて影響は次のようなものを使つて

1') I: 拱肋の慣性モーメント

$$J = I \cos \alpha: \text{水平線に対する } I \text{ の射影}$$

I': 床部の2次モーメント

とすれば

$$\text{拱肋モーメント} = MJ / (J + I')$$

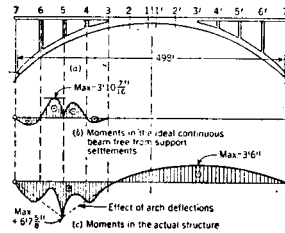
$$\text{床部モーメント} = MI' / (J + I')$$

2') 床部は支柱と支柱の間隔を径間とする連続梁とし、拱肋は支柱の立つ点に集中荷重が作用するものとして、これ等の影響を1')の結果に加算する。

3') 床部の支点は支柱の鉛直方向の変位に従つて沈下するからその影響を計算して2')に加算する。

4') 上記の方法で求めた床部のモーメント影響線の1例として格点5におけるものを図-2に示す。

図-2



2. 拱肋断面の応力分布について 拱肋は3段階に分割して打設するように設計されている。すなわち、

(1) 下版と腹鉄の一部、(2) 腹鉄の残り、(3) 上版の順序となる。このように一体となるべき拱肋を分割して打設する結果その応力分布は図-3(b)のよいに不連続となるが、もし打設直後に荷重がかかれば点線に示すような分布となる。 $f_0$  と  $f_1$  との差はコンクリートのクリープによつて接近し終局的には応力  $f_2$  は

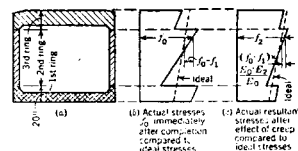
$$f_2 = f_0 + (f_1 - f_0)(E_0 - E_2) / E_0$$

$E_0$ : 打設直後の弾性係数

$E_2$ : 終局における弾性係数

となる。

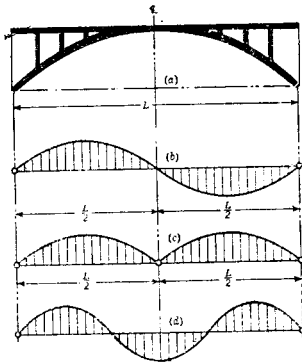
図-3



3. 変曲した中空拱肋に生ずる応力について 拱肋断面のうち上版は支柱によつて軸に直角な方向の変位に対して固定されているが下版はその全長にわたつて自由である。いま拱肋下版の縦方向の圧力を  $f$  とすれば拱軸に垂直で上向き  $f/R$  を生ずる。  $R$  は拱軸線の曲率半径である。

4. 拱肋の挫屈について 上路型式のアーチの鉛直挫屈は注意深く検討することが必要である。挫屈を生ずる時の撓み曲線は図-4に示すような形をとる。

図-4



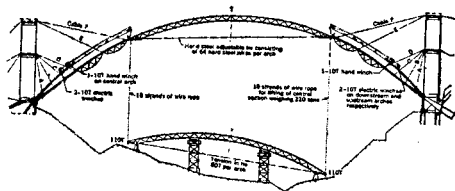
アーチの各半分については  $L/2$  をスパンとし  $J+I'$  を各点の慣性モーメントとした直線梁の挫屈と同様に取り扱われ、数値計算の結果は満足すべきものであつた。この方法によつて計算すると、理論挫屈限界荷重は拱頂に鉸を入れた3鉸アーチとして算定した場合と同じになるが、挫屈にともなう変形は2鉸と3鉸とで大いに異なる。このようなことを検討した結果から、Caracasのアーチは挫屈に対し非常に安全かつ安定であり、また温度変化の影響や想定される支点移動に対してきわめて適応性を有することが証明された。

#### 5. 支保工について

実験室において1/5模型でテストされたアーチ型トラスを兩岸起拱寄り1/4点で吊上げその上でコンクリートを打設する。

(堀井健一郎)

図-5



UDC 627.824.33

## ロックフィルダムの復興

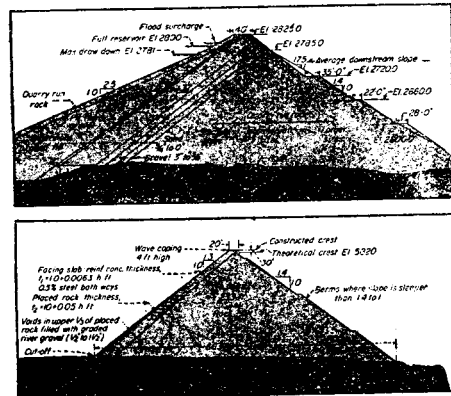
Renaissance in rockfill dams, ENR Jan. 22, 1953

by L. L. Wise

ロックフィルダムの設計及び施工に関する最近の進歩は1952年に造られた次の3つのダムに顕著に示されている。すなわちアメリカ アルミニウム会社のノースカロライナ州 Cedar Cliff ダム、カナダ アルミニウム会社のブリティッシュコロンビア州 Kenneyダム及びパシフィックガス電気会社のカリフォルニア州 Bear River ダムである。シーダクリフダム及びケニダムは傾斜した不透水性転圧粘土コアを有し、ベアリバダムはこれに反しコンクリートフェイスングを有する。

図-1にケニダム及びベアリバダムの標準断面を示す。ケニダムは高さ317 ft、土石量370万  $\text{yd}^3$  で、ベアリバダムは高さ230 ft、石塊量は量は隣接谷に造つた同様な、しかし小さなダムを含めて、140万  $\text{yd}^3$  である。

図-1 ケニダム及びベアリバダムの断面



ケニダムに不透水コアを用いた一つの理由は、水面降下が44 ftに限定されることで、従つてその水位以下のコンクリートフェイスングの検査及び修繕を行う機会がないためである。新しい設計としては転圧不透水層の基部にコンクリートまくらを設けたこと、基礎となる兩岸斜面にショットクリートを施工したことである。ケニダムの基礎はしまつた岩盤であるが、古い河床で多数のつば穴や不陸があり転圧不透水層の締め固めが困難であろうと思われた。そこで不陸の基礎上水コンクリートまくらを設けたので不透水層の築堤作業が水平面から始められた。

230 ftのNantahalaダム(ノースカロライナ州、1942年7月に完成した初期のもの)と317 ftのケニダムについて、フィルタ及び不透水コアの厚さを比較

すると次のごとくである。

	ゾーンの厚さ (ft)	
	ナンタハラ	ケニ
下流側フィルタ		
10~3 in	14.75	20.4
3~3/4 in		22
3~1/2 in	6.5	
3/4 in 以下		27.2
1/2 in 以下	6.5	
不透水コア		
コア頂部	13.0	51.4
コア底部	29.0	92.0
下流側フィルタ		
砂		8.5
1/2 in 以下	5.0	
山砂利		10~250
3~1/2 in	5.0	

傾斜コア式の権威、アメリカアルミニウム会社の元水理技師長 J. P. Growdon によれば、フィルタは理論的には非常に薄くて充分であるが、施工が容易なように、またロックフィルの沈下になじみよく破壊を起さないようにある厚さを必要とする。ケニダムにおいてフィルタ及び上流側山砂利層がきわめて厚いのは、砂及び砂利が非常に豊富であるためである。ナンタハラダムでは不透水層の材料が充分でなく、2.75 cfm 以下の漏水で満足した。ケニダムではこれに対し  $2.5 \times 10^{-4}$  cm/sec であると考えられ、透水を最小にするように余分に厚みを増してある。

ベア リバ ダムは最新のコンクリート フェイシング式ダムである。大きな石塊を上流面に沿うて層状にクレンで置き、しまつた、から石積みを造つた。ベア リバ ダムではこの層を水圧に応じて頂部10~底部 22 ft の厚さに変えたが、これは一様に 15 ft の厚

さを有する Salt Springs ダムといちじるしく異なるところである。

初期のロックフィダムにおいては、空石積みフェイシングが広く用いられた。それは比較的急な傾斜に積むために厚く造られた。しかしベア リバ ダムでは上流斜面の石塊積みはフェイシングの傾斜の基礎となるだけにその厚さをとどめ、またその傾斜を石塊の安息角に近くした。

ベア リバ ダムのコンクリート板は 60 ft 角に分割した。伸縮継手の箇所では、石積みの中にみぞを掘りこの中に 4 ft 角、2 ft 高さの無筋コンクリートはり打設して、伸縮継ぎ手を支持した。これは継ぎ手の施工を簡単にし、その伸縮を容易にし、部分的に継ぎ手に破壊が起つても漏水を少なくするためである。ベア リバのフェイシングは厚さが頂部 1 ft から底部 2 ft 5 in に変化する。大部分の断面は 1 in 角鋼を版中心に一層に、1 ft 1 in (頂部)~7/8 in (底部附近)の間隔に入れた。厚いばんは 12 in の間隔で 2 層に同様に配筋した。このフェイシングはダムの沈下に備えて上流側に突出した曲面とし、沈下が起つた場合に継ぎ手が閉ぢるように考慮した。

石塊は高い所から落とし、斜面をよるめきすべらせた。この転動作用は石塊のかどをこわし安定を増す。さらにこの衝撃で先にダンプされた下層の石塊を締め固める。

また水洗浄 (sluicing) が行われ、これによつて石塊同志の接触をよくし、安定な構造とする。なお、ごみや微粒を洗い去り、小石塊を大塊の空隙に流し込む。これによつて完成後の沈下量を減小する。この水洗浄は石塊をダンプした時に行われ、石塊量の 2~4 倍の水量を使用する。

(建設技術研究所 森 茂)

## 第9回 コンクリート講習会

日本セメント技術協会では例年のとおり第9回コンクリート講習会を下記により行うこととなりました。講習を希望される方は至急同協会宛ハガキにて御申込み下さい。

記

会 期：昭和 28 年 7 月 13 日 (月)~7 月 17 日 (金) の 5 日間

会 場：東京大学工学部大講堂 (文京区本富士町)

受 講 料：300 円 (当日払いのこと)

人 員：400 名 (先着順により定員に達し次第締切ります)

講 師：吉田徳次郎博士外 14 氏

実 習：今回は建設省土木研究所及び日本セメント株式会社中央研究所において 16, 17 の両日実習を行います。

申 込 先：東京都港区赤坂台町 1 番地

日本セメント技術協会 電話 赤坂(48)2565・5502  
振替 東京 196803