

オーストラリアにおける工業港の計画について

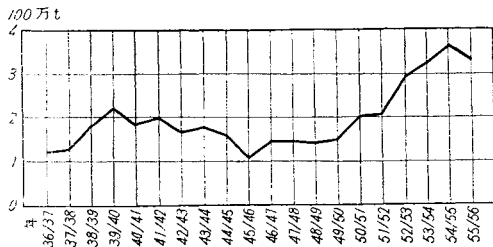
“Proposed Inner Harbour for Port Kembla”
The Dock & Harbour Authority, April 1957.

シドニー港の南 70 km にあるポート ケンブラ港は、半世紀前石炭積出港として発達したオーストラリアの主要工業港の一つである。南～東の風は 9.0 m におよぶ沖波を生ずるが、ポート ケンブラ港は南にある岬によつてある程度防がれる。しかし港湾荷役量が増大し、繫船施設を一層防護する必要が生じ 1900～1930 年に 2 本の防波堤が完成された。その間に、石炭荷役埠頭やベルト コンベヤ等が建設され、また 1928 年に製鋼所が建設された。その後、年の推移とともに石炭の積出しは減少し、おもな荷役は臨港地帯の工業、特に製鋼業に関連した貨物にとつかわられた。

取扱い貨物量の増大にともなつて港内面積が狭くなり、現在建設中の第 6 突堤に続いて新バースを合理的に建設することは不可能となり、突堤背後の鉄道、道路、駐車場の必要面積も不足し、また防波堤は完成されたが港内の静穏度は不十分で、荒天時における適当な避難場にはならないので、1951 年に隣接のトムサム潟に内港を建設する計画が立てられた。

計画に際して、1962～1963 年における取扱い貨物量は 350 万 t と推定されたが、実際の貨物量の増加は 1954～1955 年にこの推定値を超過した。図-1 にみられるように、貨物量は 1949～1950 年から増大し、数年間この傾向を持続することは、特に計画された内港の南地先に第二製鋼所が建設中であることを考えれば当然のことと思われる。

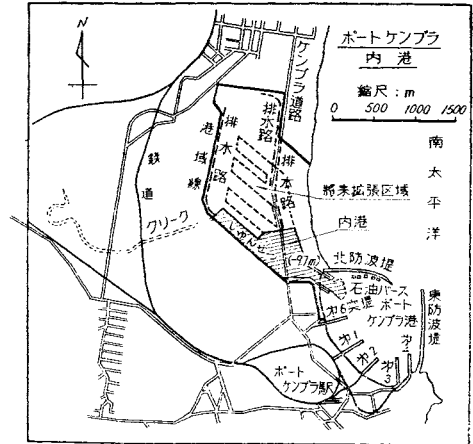
図-1



将来の貨物船の大きさについては種々検討した結果、船舶大型化に対処するため水深 9.7 m のバースを造ることに決定した。ニュー サウスウェールズの各港で現在荷役しているタンカーの必要水深は 10.6 m であるが、これに対しては外港の北防波堤沿いの石油バースが使用される。

図-2 に示す計画は最終的なものとして 46 バースを与え、実線で示した部分は議会で認可され、今回施工される部分である。内港の南西部にある土地の大部分を占める製鋼所は延長 1670 m におよぶ繫船施設の建設を認められた。ドックおよび船舶修理施設は、ターミナルポ

図-2



ート以外ではほとんど必要ないため現在は計画されていないが、将来それらの施設が必要になれば計画は変更できる余裕はある。計画に当つては洪水、工業廃水の排除および沈泥の予防も考慮された。

石油会社の油槽所は第 6 突堤基部の西側、内港の南側にあり、油送管はこの油槽所から内港の計画入口を横切り、北防波堤の石油バースまで走っているが、将来油槽所は内港の北側に建設される予定である。

地質はボーリングの結果、南側前浜沿いに岩盤があるほか、内港全域にわたつて -9.7 m の深さまでは砂、泥、粘土であることがわかった。

内港の工事についてドライ工法が考えられたが、これは地域内の排水と、掘削土砂の運搬に多額の費用がかかり、また全掘削が完了するまで内港を使用できない欠点がある。これに対して、しゅんせつ工法はドライ工法の難点を除去し、しゅんせつが進むにつれて内港を漸次使用することができる。

内港建設の準備工は 1956 年 1 月から、まず北防波堤への通路を維持し油送管を導く仮橋の建設、北防波堤基部の護岸の除去とそれを使用しての入口の護岸の建設、しゅんせつ船が内港で作業できるような航路の掘削から開始された。それと並行して入口水路に油送管を設置するための溝が掘られ、油送管をこの溝へ移設してから仮橋は除去される。仮橋の除去によつて断たれる北防波堤への通路は、トムサム潟の現在の入口を横切つて内港の北側に設けられる。

内港の周囲の岸は、将来繫船施設の建設される場所は 1:1.5 の勾配に砂利が敷かれ、それ以外の場所は 1:4 の自然勾配で残される。382 万 m³ におよぶ、しゅんせつ土砂の大部分はトムサム潟の埋立に用いられる。

北から潟に流入する排水のためにケンブラ道路沿いに二排水路が設けられ、臨港鉄道は内港の発展に応じて建設されるように計画されている。

現在の港は風や波によつて悪影響をうけるので、これを改善するため、マンリー ベイルの水理研究所において多年にわたつて模型実験が行われ、北防波堤の延長と、港の西浜の浸食防止によつて一応改善できることが

わかつた。また短周期波は内港に影響をおよぼさないが、周期 80~90 sec の波は内港に振動を起し、製鋼所地先の繫留船舶にいちじるしい影響を与えることがわかつた。棧橋構造の繫船岸は波の作用の約 25% を減少させるから、従来のソリッド型の繫船岸をやめて、すべて棧橋構造を使用する必要がある、浸食海浜や北の境界の位置の修正によつて、残りの波の作用は港内荷役にさしたくつかえない程度に減少される。

内港内体についての最終的計画はまだ決定されていないが、予想される荷役量に対しては十分な計画が立てられており、計画変更に対する弾力性を備えている。その上、港はどんな種類の貨物でも取扱うことができ、どんな悪天候時でも荷役ができるように計画されている。

(運輸省港湾局 垣中三樹男)

水圧鉄管の設計と施工

“Penstock Design and Construction”

By G.R. Latham

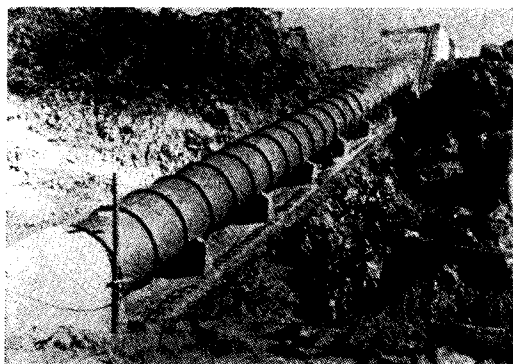
Proc. A.S.C.E., Journal of Power Division. June 1957.

1. 概要 本文では合理的な工費と適切な設備で、実際に応じた水圧鉄管の施工過程と設計の一般的特色について述べる。現在の水圧鉄管は溶接管であり、設計は普通、許容応力 $1\,266\text{ kg/cm}^2$ 、溶接効率は 85% である。最近の水圧鉄管では、コンマーシャル サンド ブラストと、工場 1 回、現場 1 回の亜鉛塗装が推奨される。自動溶接機を使用した場合には、代表的な試験片を切り取り、普通の曲げおよび引張試験を行う必要がある。人間が溶接したカ所の検査は普通くり抜きよりも X 線照射の方法がとられる。厚さ 2.54 cm 以上の鋼を使つた工場組立の管や、Y 字管その他特別な部分は、普通工場で内部応力を除去し、全水頭の 150% の水圧試験が行われる。伸縮継手を設けていない場合には、固定台間の最後の溶接は引張応力を最小にするよう 50°C の温度で行われる。維持上の要求から伸縮継手はなるべく少なくし、十分な寸法の人孔が設けられる。完成後は一般に静水圧のみで試験し、ろう水についても検査を行う。完成後の超過静水圧試験は普通行わない。次に述べる建設例は特殊な条件に適合するよう設計された異なつた型式のものである。

2. Upper Malad Hydro-Electric Development 1946 これはコンクリート支承で支えられたスティフナーを持つ露出鋼管の簡単な例である。水圧鉄管は直径 3.048 m 延長約 68.6 m で、全設計水頭は水衝圧を含めて 54.86 m である。鉄板厚は 9.53 mm で、中心間隔 2.13 m で $15.24 \times 10.16 \cdot 0.95\text{ cm}$ のアングルをスティフナーとして、中心間隔約 6.40 m の 120° コンクリートサドルで支えられている。また普通の packed sleeve expansion joint が水圧鉄管の上端に設けられている。鉄管は工場で長さ約 6.40 m に製作され、現場の建設力で容易に掘付けられる (写真-1)。

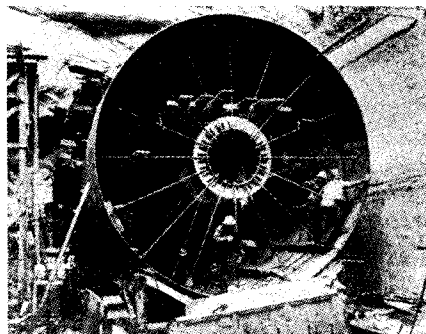
3. Kerr Hydro-Electric Development 1954 これは岩盤トンネル内に敷設された水圧鉄管の例である。溶接鋼管がトンネル内へ約 30.48 m 延びて、鋸接したラセン形ケイシングに接続している。設計水頭は水衝圧

写真-1



を含めて 82.30 m で、直径 6.10 m 、管厚は 23.8 mm である。これは弓形の鋼で輸送され、現地でリングに組立てられる。内側のスパイダーは、取扱いとコンクリート打設のために設けられる。すなわち外側につけるリング スティフナーではコンクリート打込みが妨げられるからである。トンネル内のコンクリート ピヤーの上には、2本のレールが敷設されていて、管の両側に取付けられた軌条番とで管の移動を可能ならしめる。最初に長さ 2.44 m の管が崖の前のレール上に下され、トンネル内に引込まれる。次に第二番目の管が下され、初めの管に溶接され、2本の管はまた 1 本分だけトンネル内に移動せしめ、また第三番目の管を溶接するのである。止水環が巻立ての上端に設けられ、管はコンクリート打設中の浮上り防止のため、 1.83 m 間隔にケーブルで下に結ばれている。打設はコンクリート ポンプを用い、後にクラウンはグラウトする。水圧管とケイシングとの接続は鋸接された。

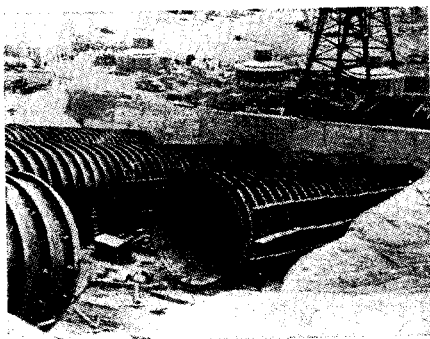
写真-2



4. C.J. Strike Hydro-Electric Development 1952 これは埋込み鉄管の一例である。延長約 106.7 m 、直径 6.70 m の 3 条の水圧管が取水口と発電所間に埋設されている。種々の施工方法を検討した結果、土の上に一様に与えられたスティフナーつき埋込み水圧鉄管が材料的に非常に経済的であつた。これは一般的な大きなコンクリート支承付のリング ガーダーの必要がないのである。鉄管は空虚時、満水時、その他埋戻し等の荷重状態につき設計された。設計水頭は水衝圧を含めて 36.58 m 、管厚は $9.53\sim 15.88\text{ mm}$ で、 1.22 m の中に間隔で高さ 33.02 cm のスティフナーが設けられる。補剛された管

は堅牢で、据付けや埋戻し中にスパイダーを必要としない。特殊の隔板型伸縮継手が設けられ、その可撓性は取水口と発電所間の不等沈下も許容する。鉄管の外部はサンドブラストされ、温水エナメル塗装された。当所の水は長年の検査により腐食性のものでないというので、鉄管内部は赤鉛ペイントを一度塗つたのみであつた。実際に鉄管の内部には白色の保護性沈殿物が付着した。特殊な支承を満足させるため埋戻しを必要としたので、完成後のろう水検査はできなかつたので、溶接管理はえぐり抜きのほかに magna-flux 検査をして、いかなるキズもないようにした。埋戻しの方法としては初めに 45.72 cm 以上の砂利を並べ、ついで管に接して砂を水で流し込んだ。この際鉄管の変位と内部応力をさけるべく、両側の荷重を等しくするよう特に注意が払われた。鉄管の主要部分が埋戻しされ、温度を安定させたのち、最後の閉鎖溶接を行つた。据付け後のタワミ検査のため鉄管の上部に指示標を取付け、埋戻しの上に出させさせた。埋戻し部の排水用としてパイプと集水池を設けたが、排水量の変化は認められず、水圧管が完全に水密であることが明らかになつた。

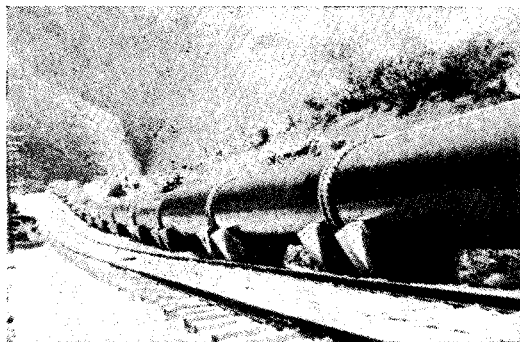
写真-3



5. Paucartambo Hydro-Electric Development

1955 これは Dresser coupled field joint を使用した高水頭水圧鉄管の例である。種々研究した結果コンクリート支承で与えられた一条の水圧鉄管が選定され、下端で2本の分岐をもち、おのおの 24 000 kVA の3基の発電機を働かせる。トンネルは延長約 12.87 km でスルース弁つきバルブ室により水圧鉄管に連結する。非常用として直径 1.83 m のバタフライバルブが上端に設けられている。これは過剰流速に応じて働らく自働保安装置である。空気弁も異常流れによる真空の発生防止のため設けられる。水圧鉄管は延長約 1 370 m、高低差 472.4 m であり、最大設計水頭は 563.9 m、約 40° に傾斜している。管は上部のトンネル接続部の径 2.048 m、厚さ 11.11 mm から、下部の分岐点における径 1.895 m、厚さ 46.04 mm まで変化する。Dresser coupled field joint は経済的であることのほかに次のごとき利点がある。すなわち隣接管間のある程度のタワミを許容し、鉄管を地盤線に沿わせることができるので、スラストブロックの数を減らしうる。また伸縮継手が不要で、かつ地震による微小変位を補正する能力がある。

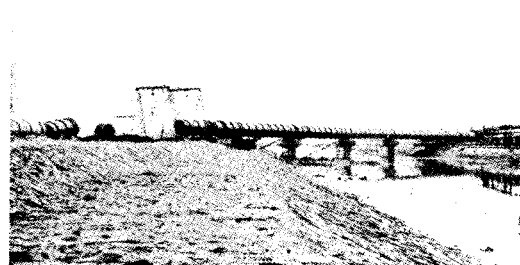
写真-4



分岐管と 2.54 cm 以上の直管は焼きなましにより応力を除去したのち、工場で設計圧の 150% の静水圧試験を行つた。鉄管据付けのために容量 25 t のインクラインが路線に平行し、鉄管支持のために Dresser 継手の両側に 120° のコンクリート支承が設けられる。一つは固定され、他は滑動型であり、ともに普通の地盤上に作られる。建設は発電所の方から山頂に進んだ。Dresser coupling リングが管に取付けられたのちケーブルカーによつて大体の据付け位置に運びレールに結びつける。管を支承に移すとき急斜面をすべり落ちることのないように副巻機を使用する。据付けには特殊な設備の必要はなく、普通 30 人より成る班で、平均 1 日 (8 時間) 1 本据付けうる。ケーブルカーから支承上に管を下す所要時間は緩傾斜部の 15 人/h から急傾斜部の 40 人/h 程度のものである。この Dresser coupling 法は、現場溶接よりも簡単かつ迅速で、さらにきわめて経済的であることが実証された。

6. Trombay Thermal Power Station 1956 この鉄管は、循環水 (ボンペー湾からの海水) を火力発電所へ供給する設備で、管径 1.83 m、延長約 1 280 m、管厚 11.11 mm で 10.16×7.62×0.953 cm のアングルスティフナーが 1.83 m 間隔で取付けられている。管は内圧 4.22 kg/cm²、真空 1.05 kg/cm² で設計されており、海水の激しい腐食作用に対する保護として内部に 2.54 cm 厚さのコンクリート巻を行つた。これは鉄管製作後現場へ輸送する前に spinning process により行われた。露出した伸縮継手の部分は腐食に対して亜鉛メッキを行つて保護した。管の主要部分は築堤またはロックフィルで作られた “bund” の上に据えられ、Dresser coupled field joint を使つて基礎の不等沈下を許容しうるようにしてある。管は 12.80 m の長さに工場で作製され、Dresser

写真-5



の両端はコンクリート支承(一つは固定, 他は滑動可能)で支えられる。管はまた運河を横切り, 18.3m 間隔に 122m の区間ピヤが設けられている。この部分は現場溶接され, リング ガーダーとして設計されている。リング ガーダーは, 大半径のロッカー支承で支えられ, 伸縮に対しては Sleeve type の伸縮接手が設けられている。

7. Pelton Hydro-Electric Development 1957

これはアーチ ダムと発電所を結ぶ, 3 条の埋込み水圧鉄管であり, 現在工事中である。ダムおよび発電所は基礎岩盤上にあり, この間は砂および砂利で埋戻しされた。鉄管はこの埋戻しで支持され, 被り 4.88m で埋込まれ, この上には, 主変圧器をもつスイッチ ヤードが位置している。設計水頭は水衝圧を加えて 54.86m で, 管厚は 1.27 cm, 中心間隔 1.22 m で高さ 25.4 cm のスティフナーがついている。総延長はわずか 33.53m で, この半分は埋戻し中にある。伸縮継手はなく, 鉄管は温度応力に対して設計されている。最後の溶接は埋戻しを完了し, 温度を安定させたのちに行われる予定である。水圧管の外面は, 温水エナメル塗装を行う。埋戻しは選定された土を用い沈下防止のために, 均等な層に稠密に填充される。

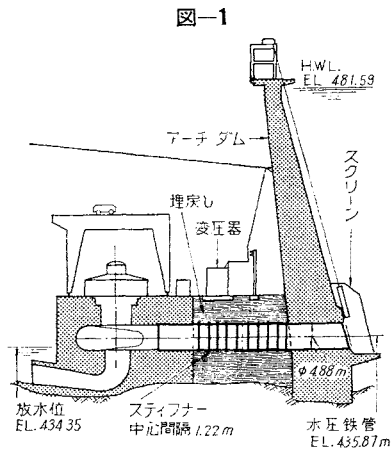


図-1 (建設技術研究所 湯浅 昭)

ダム洪水吐減勢工の被害調査

“Stilling Basin Experiences of the Corps of Engineers”

By R.H. Berryhill

Proc. A.S.C.E., Vol. 83, No. HY 3, June 1957

Corps of Engineers (U.S. Dept. of the Army) が過去 25 年間に設計施工した貯水池計画は 150 もの多きにおよぶが, 本文は, それらのうちおよそ 20 のダムの洪水吐や放水管のエネルギー減勢工の実態調査の結果を記録し, 類似構造物の今後の設計管理に有意義な指針を与えるものである。調査の対象となつた減勢工の形式には, 傾斜または階段状水叩きやバケット型式のものも二, 三あるが, 大部分は baffle pier 2 列と end sill とをそなえた標準型水平エプロンで, 放流水のエネルギーを跳水によって処理する方式のものである。洪水調節を

目的とするダムの減勢池はそれほどでないが, 航行, 発電用のダムではかなりの大洪水を経験している。それにもかかわらず, 調査の結果はこれら減勢池の大部分の構造物が, ほとんどあるいは全く被害を受けておらず, baffle pier は高速放流水の浸食力に十分耐えてきたことが明らかとなつた。この一般的事実にまず注目して, 以下, 特に被害の顕著だつた二, 三の例をとり上げてみよう。

大洪水放流の最もはげしい試練を受けたと思われるものは **Bonneville Dam** で, 1937 年完成以来 20 年間にその減勢池を流過した洪水は $1.2 \times 10^{12} \text{m}^3$ と見つもられ, 1948 年には計画洪水量 ($45,300 \text{m}^3/\text{s}$) の 62% におよぶ放流が 18 日間続いた。1947 年の調査では baffle pier の浸食はなほだしく, C.I.T. のキャビテーションタンクで試験した pier 形状に改造修復し, あるものには防護鋼板を張つたが, 7 年後の調査で, その鋼板もはぎ取られ, 再び深いピッチングを受けていたことがわかつた。最近 2 列目の baffle pier の間をうめて一本の sill に改造した。

Bull Shoals Dam ではダム直下の放水管 16 門 ($1.2 \times 2.7 \text{m}$) から放流するが, その減勢工は 70 cm づつ高まる 4 段の階段式エプロンである。1951 年完成しその翌年の調査までに総量 $3.2 \times 10^9 \text{m}^3$ を放流したが, 16 門中 12 門の下流エプロンに 0.6~1m の浸食を生じた。electrical pressure cell を取りつけて現場試験を行った結果, これらの浸食はキャビテーションにもとづくものであることがわかり, 階段状を上り勾配面に改め, かつ放水管からのジェット流を完全に跳水させるべく, 高さ 2.4 m の baffle pier 一列と高さ 3.7 m の end sill とを追加した。

キャビテーションに起因するいま一つの例は **Lucky Peak Dam** の放水管の減勢工である。この径 7 m の放水管 (ヘッド 71 m) は末端で 6 門 ($1.6 \times 3.0 \text{m}$) に分れ, 放流水 (計画 $850 \text{m}^3/\text{s}$) は flip bucket で空中へ放散される。1955 年の調査で, 1 m 以上のゲートの開きではほとんどわずかであつた浸食が, その直後 0.6 m のゲートの開きで放流したところ, 床面やバケットで最大 1 m におよぶ浸食に発展した。これはゲートの開きが小さいと, ゲートからの流出水にゲート戸溝から生ずる高速ジェット流が斜めに突込んで, キャビテーション圧力を生ずるものと推定された。床と壁面に厚さ 2 cm の鋼板を張つて修理したが, この板に圧力測定孔を設けて翌年実測したところ, 上述の被害原因が実証された。

Nimrod Dam の洪水吐はクレストからの越流のほか, ダム下端に 7 門 ($1.8 \times 2.3 \text{m}$) の放水管 (ヘッド 15.5 m) があり, 両者に兼用の減勢池は baffle pier 一列と end sill とをもつ水平エプロンである。1942 年完成以来 1952 年調査までの放水管の放流量は $11 \times 10^9 \text{m}^3$ と見積られる。調査の結果, baffle pier には被害がなく, 放水管出口のコンクリート面に最大 13 cm の深さの浸食を生じていた。しかも 7 門中最小の放流をした放水管の下流に最大の浸食を生じていた事実から, この場合の被害原因は減勢池コンクリートの性質および施工の不

備によるものと判断された。

次に減勢池内の砂利玉石等の磨耗作用にもとづく被害の例を二つあげよう。**Norfolk Dam** の洪水吐減勢池はクレストからの越流と放水管 11 門 (1.2×1.8 m, ヘッド 52 m) の両者に対して、兼用の水平エプロンで **baffle pier** 二列と **end sill** とをもつ。完成の翌年 1945 年の調査までに $2.5 \times 10^3 \text{ m}^3$ の洪水を大部分放水管から放流したが、二、三の **baffle pier** がいちじるしく破損しており、これは完成時に減勢池内から取除かなかつたズリの回流が原因と考えられた。そこでこれを除去して 8 年後に再び調査したところ、その後の **baffle pier** の磨耗はごくわずかであった。

Fort Gibson Dam の放水管 (10 門, 1.7×2.1 m, ヘッド 17 m) の減勢池も同様で、1953 年の調査でその下流エプロンが平均 10 cm 最大 20 cm の深さに達する浸食を受けていた。これは工事中エプロン中に立てた橋脚用 I ビームのまわりに捨てられた玉石が、仮排水のための放水管放流に転動されて、浸食を進展したものと判断された。

その他、**Lock and Dam No. 1** などの例に見られるように、跳水がエプロンの下流端に生じ、このためエプロン下流の水路が洗掘された例があり、これに対しては **baffle pier** を追加して跳水位置を是正した。

以上被害の原因を異にする顕著な例を二、三あげたが、著者の結論によれば、被害発生のおもな原因は、完全な減勢作用に必要な長さを備えていないエプロン、有効な跳水現象を形成するには十分でないエプロンの深さ、キャピテーション圧力を誘起せしめるような不適当な構造物形状、高速流の浸食力に抵抗しがたいコンクリートの品質と施工の不備、工事中の仮放流によつて生じた異常な事態、工事後減勢池内に放置したズリの回流作用、設計時に予測しがたい、いろいろなファクター、および以上の組合せなどである。

調査結果を総合すれば、水平エプロン、二列の **baffle pier** および **end sill** から成る標準型跳水式減勢池については、洪水吐のバケットカーブの P.I. から、**end sill** 下流端までの長さを $3D_2$ (D_2 は跳水後の最大共轭水深) に等しくとれば、大体適正な減勢作用をもたらすようである。

コンクリートの品質については、現在 **Corps of Engineers** では、流速 12 m/s 以上の高速流を受けるカ所あるいは放流時間が長期にわたるところには、水セメント比最大 0.44, スランプ約 5 cm, 骨材の最大寸法 37 mm のものを用いている。

この調査資料が物語るように、減勢池の水を定期的に抜いて現状を調査することはきわめて望ましいことである。それは、この調査期間に多くの岩や砂利を除去して被害の進展を阻止しうるし、また被害の原因を調べ、それぞれに適切な対策を立てて修復作業を行い、さらに被害原因を究明するための測定装置を取りつけて、有益な実測データをうることもできるからである。

(電力中央研究所 千秋 信一)

スエーデン国定コンクリート規則の 水密性試験標準方法

“Provning av Vattentätthet Hos Betong
Med Prismaformade Provkroppar”

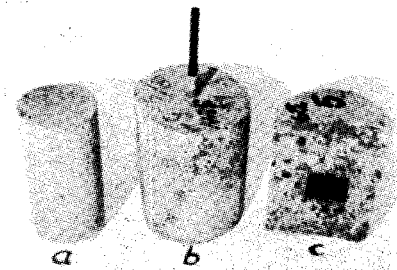
Av Rer Nycander

Statens Provningsanstalt, Meddelande 112, 1954.

1953 年 11 月のスエーデンのコンクリート会議において、従来国定コンクリート規則に定められている水密性試験方法が種々の見地から不適当であるので、ここに紹介するプリズム形供試体を用いる試験方法をすみやかに標準化しよう意見の一致をみた。

従来の標準試験方法は多孔質煉瓦核を埋込んだ円柱形供試体または円柱形供試体 (Solid Cylinder) を用いるものであった (写真—1)。

写真—1

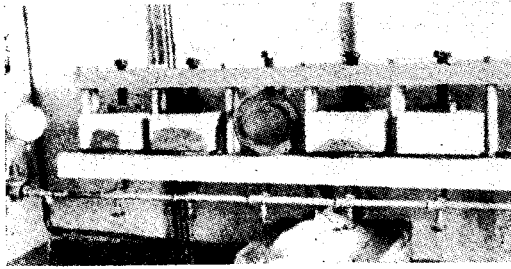


前者は $22 \times 30 \text{ cm}$ の円柱形の中央部に $7 \times 7.5 \text{ cm}$ の円柱形多孔質煉瓦を埋込んだもので、コンクリートを通して煉瓦核に挿込まれた鋼製パイプから圧力水を注入する。 5 kg/cm^2 の水圧を 24 時間加え、この間に供試体の側面および底面が濡れなければ水密的なコンクリートとみなすのである。この試験方法は供試体の製造がむずかしく、導水パイプの周囲からろ水しやすい。

後者は $15 \times 30 \text{ cm}$ の円柱形供試体の一端面に 35 kg/cm^2 の圧力水を 48 時間加え、他端面が濡れなければ水密的なコンクリートとみなされる。この試験方法では供試体を鋼製ケース内に入れ、供試体とケースとの間ゲキにピッチを流し込んで水止めするのであるが、完全な水止めが困難であり、また水止めが完全であるかどうかを確認できない場合が多い。

上記の二方法にくらべて、プリズム供試体を用いる方法は供試体の製造、試験方法も簡単であるばかりでなく、試験値の偏差も少い。プリズム供試体の寸法は $25 \times 25 \text{ cm}$, 高さ 12.5 cm であつて、所定の型ワクにコンクリートを一層に詰め、直径 19 mm の突棒を用い、コンクリートのコンシステンシーに応じて 50~100 回突固める。用いる粗骨材は 30 mm 以下とするのが適当である。供試体は硬化後 5 日間水中養生し、水密性試験を開始する。水密性試験装置は 写真—2 のようである。供試体を内径 17 cm, 外径 23 cm のゴムパッキングを介して、パイプを埋め込んだ鋼製台上に据え、上部からネジで締めつける。供試体の下面から 8 kg/cm^2 の水圧を 24 時間加え、供試体表面のどの部分も濡れない場合は水密的なコンクリ

写真—2



ートとみなすのである。

表—1 は同じコンクリートから造つたプリズム、煉瓦核を有する円柱および円柱形供試体の水の浸透時間（水密性試験を開始してから、始めてコンクリート表面に濡れ汚みが生ずるまでの時間）の試験値の変異係数を示すもので、プリズム供試体を用いる試験方法がすぐれていることを示している。表—1 の * 印は高さが 25cm となる縦の位置で、コンクリートを打込んだプリズム供試体の試験結果であつて、コンクリートの打込み方向と水圧方向が直角となる。この場合試験値の偏差が比較的大きい。このことから、横の位置で打込まれたプリズムの方が縦の位置で打込まれたプリズムより有利であることがわかる。

写真—3 は試験の途中で二つに割つたプリズム供試体であつて、水の浸透深さは供試体の中央部と表面部とで

表—1

供 試 体	供試体の数	水の浸透時間の試験値の偏異係数 (%)
プリズム	折込み方向と水圧方向が平行	34
	折込み方向と水圧方向が直角	12
煉瓦核を有する円柱形	23	58.5
円 柱 形	15	49.9

表—2

コンクリートの種類	圧 縮 強 度 (kg/cm ²)		強 度 比	
	立方体供試体 (20×20×20 cm) 打込み方向に平行に加圧	プリズム供試体 (25×25×12.5 cm) 打込み方向に直角に加圧	プリズム (%)	立方体 (%)
1	183	水密性試験を	165	90
2	187	を終り、水	152	81
3	216	が圧入され	186	86
4	372	ているもの	331	89
5	419	水密性試験を経ないもの	360	86

備 考 供試体の養生は湿空中である。試験値は供試体 3~6 コの試験値の平均値である

表—3

コンクリート	空気量 (%)	圧入水量 (水密性試験前後の重量差) (g)	水の浸透深さ (cm)
AE剤を用いないコンクリート	1.5	63	8.7
AEコンクリート (ダレックス)	5.0	100	6.0

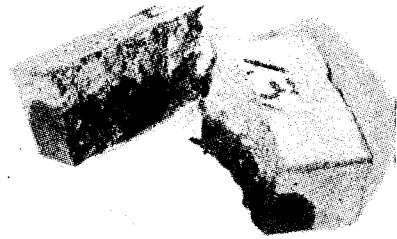
備 考 試験値は供試体 4 コの試験値の平均値である

ほぼ同じであるから、プリズム供試体においては、供試体の外表面を観察することにより水の浸透深さの時間的変化を知りうる利点もある。

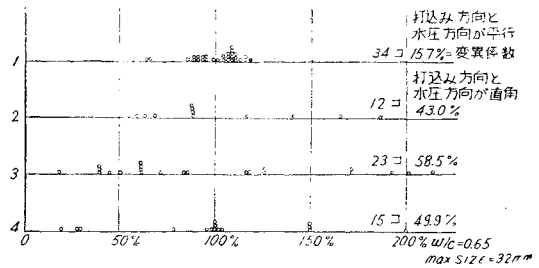
表—2 は水密性試験を終了したプリズム供試体そのまま圧縮強度試験にも用いられることを示している。すなわち表—2 のコンクリート 1~4 は水密性試験を終了して水が圧入されているもの、5 は水密性試験をへないものであつて、水密性試験により水が圧入されているかどうかにかかわらず、プリズム供試体の圧縮強度は立方体供試体を用いた場合の約 86% となつている。

なお Nycander 教授は AE コンクリートの水密性につきプリズム供試体を用いて実験し、“Betongens Vattentätthet” に興味ある結果を述べている。すなわち、表—3 は、単位セメント量およびウオーカ ビリティを同じにした AE コンクリートと AE 剤を用いないコンクリートとの水密性試験結果であつて、AE コンクリートは圧入水量は多いが、水の浸透深さは少ない（訳者の透水試験結果でも AE コンクリートは AE 剤を用いないコンクリートにくらべ、一般に圧入水量は多いが、コンクリートを透して流出する水量は少ないことが認められた。

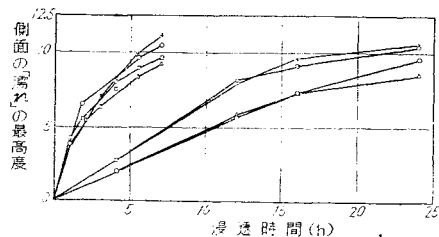
写真—3



図—1



図—2



(山梨大学工学部 村田 二郎)

高速自動車道の建設に...



エーリングの 土木建設機械

主要営業品目



バッチャープラント・トレンチャー
コンクリートミキサー・ペーバーク
パワーショベル・マッドジャク
トラッククレーン・ロードフィニッシャー
クルーザークレーン・モトバックフォークリフト
ダンプター・その他土木建設機械

9月号記事訂正謹告

本誌9月号折込広告文中 205型
クローラークレーン1日1,000ト
ン(250石)の木材処理の記事は
250トン(1,000石)の誤りに付
訂正します。

石川島コーリング株式會社

営業所 東京都中央区日本橋通 3-2 (広瀬ビル) Tel. (27) 5675~7
大 阪・九 州・北 海 道・名 古 屋・広 島