

軽い箱でできた世界最大のドライドック

“World’s Biggest Drydock will be Lightweight Box.” E.N.R. Vol.162, No.4, Jan. 29, 1959

アメリカ海軍はワシントン州の Bremerton で、世界で一番大きなドライドックを建設中である。長さ 1150 ft(≒350.5 m)、幅 188 ft(≒57.3 m)で、床版の表面がヤードの水準より 61 ft(≒18.6 m) 下にあるこのドライドックは、現存する、あるいは企画されている海軍で最大の船舶に適応する(図—1 参照)。

このドライドックの床版は、極度に薄く、わずか 7 ft(≒2.13 m) に設計されている。壁は床版から片持バリになつて立ち上り、その厚さは、わずか 12 ft(≒3.66 m) から 3 ft(≒0.91 m) までで、テーパ―がついている。

床版の下および壁にそつて装置された精密な排水施設は、ドックの水を抜くときに地下水位を下げることであり、ドックの外側の静水頭を調節できる。このような調節をしないと、薄い壁と軽い床版に働く水圧は、ドックを破壊するか、または水密なコンクリートの箱を全体として浮き上がらせる。地下水位は床版の表面の高さまで下げれば浮き上がりに対しては十分安全である。しかし、ドックの排水中に、地下水がドックの水位よりあまりおおくて下れば危険である。したがつて、外側と内側の水位の差は 10 ft(≒3.05 m) より多くならないように維持される。地下水排水装置は、版の下および壁の側面においた粒状物質の、規則正しく配列された排水層から始まる。排水層の中には、穴をあけた集水パイプが埋めてあ

り、石綿セメント管が各壁の底にある排水トンネルに集水管から水を導く。

建設地域はアース ダムでかこまれ、ドライドックはドライで建設されるが、これはこのように大きい構造物では異例のことである。ドックの海側の端部は矢板セルで締切られる。このドックを作る Puget Sound 海峽は、0~40 ft(≒0~12.2 m) の軽弱土の層でおおわれた、よくしまつたシルトまじり砂礫層からなつている。この下には若干のシルトをともなつた氷河堆石があり、この層はドライドックの荷重をささえることができる。軽弱土は、現地に豊富な粒状の土砂とおきかえられる。

(片山 猛雄)

巨大ナイアガラの大工事

“Mighty Niagara Poses Big Problems,” E.N.R., Vol.162, No.8, Feb. 26, 1959

ナイアガラ瀑布の壮観は周知のとおりであり、巨大なエネルギーを利用し水力発電を行う計画がなされた。これは地上における最大級の工事になりそうである。発電能力においては 2190000 kW あり、自由世界における最大となるのである。確実のところ 1800000 kW を下ることはあるまい。どこに貯水池と発電所を設置するかが重要な問題となり種々論議があるが、大工事であることを考慮し、高度に工業化された地方に設けることであつた。計画に示されるごとく、巨大な工事量なので都市と工業の機能および活動を妨害しないことが必要とされた。一方観光の点も十分に考慮し美観をそこなわないようにされなければならなかつた。その結果写真—1 のごとき位置選定が行われた。特色があるのはポンプ所と貯水池であり、これは 10 月と 12 月の渇水期の少水流時

図—1 ドックの断面および平面

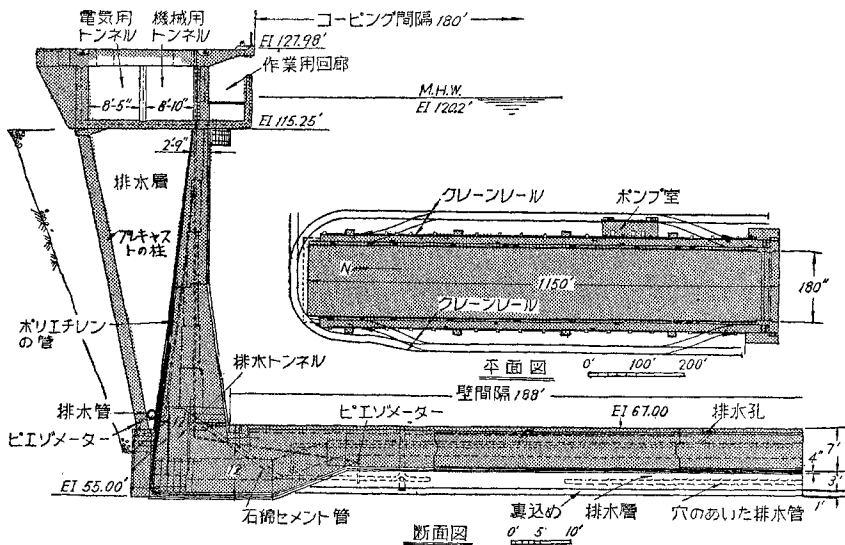
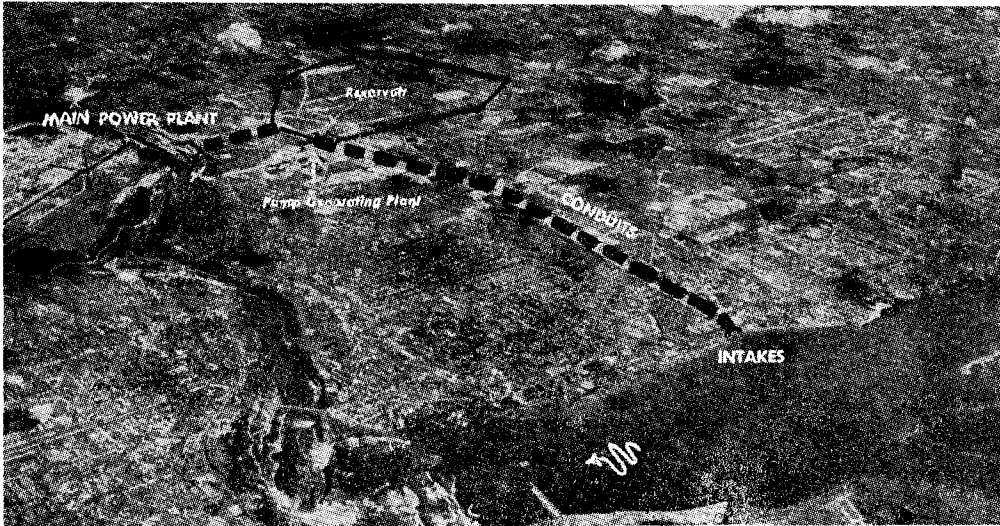


写真-1 ナイアガラ発電計画



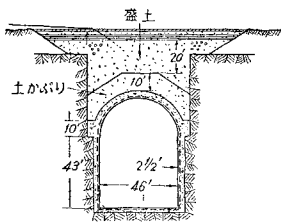
MAIN POWER PLANT: 発電所
Pump Generating Plant: ポンプ所
INTAKES: 取入口

Reservoir: 貯水池
CONDUITS: 導水路

写真-2 取入口（矢印は縮切堤）



図-1 導水路横断面



高さ 66 ft (≒20 m) で、その横断面は図-1のごとくである。河より導水路に水を流すため写真-2のように

における電力需要を満たすためである。本計画で最も興味あることは、瀑布上流の河から貯水池まで水を導く導水路の設計である。地層が柔軟なので、構造上これに耐えるよう工夫した。柔軟な岩石の移動が考えられるのである。ナイアガラ地帯の岩石移動の記録はないが、ここから少々離れた場所では、移動の記録がある。そこで岩石移動という最悪条件のもとに導水路の設計が行われ、水路おおいのアーチは3ヒンジアーチを採用した。導水路は2本でその長さは22000 ft (≒6.7 km) である。幅は46 ft (≒14 m)、

縮切堤を作つて導く。導水路の掘削工事は写真-3のごとくである。貯水池について、その容量をどの程度に定めるべきかが問題のあるところであつた。発電所と導水管の横断面は図-2のごとくで、止水壁により断崖の地層が重力ダムの働きをしている。本計画は全般的に規模が大きいため、多くの技術的諸問題を持つている。

写真-3 導水路の掘削工事

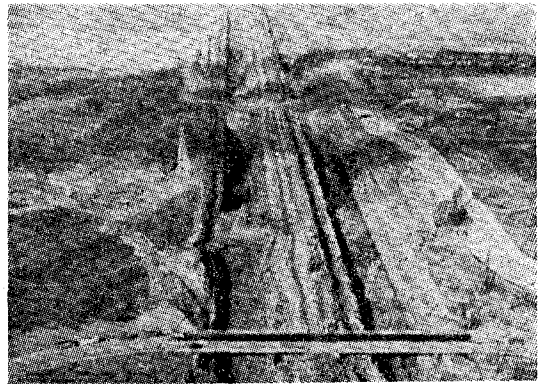
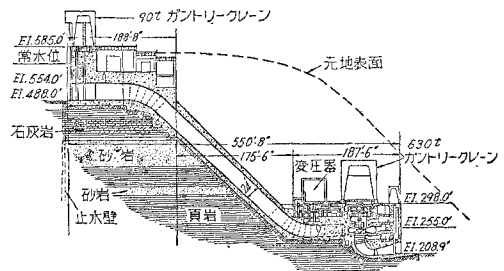


図-2 発電所と地層



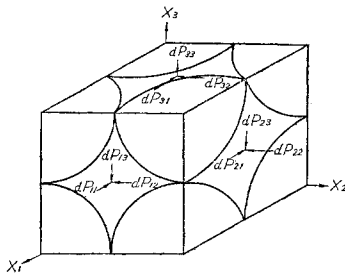
(高野 祐吉)

粒状物質の応力とヒズミの関係

“Stress-Strain Relations for a Simple Model of a Granular Medium.” by H. Deresiewicz, Jour. of App. Mech. Sept. 1958 Vol.25, No.3

粒状物質の応力とヒズミの関係に関する現在までの数理研究の成果をまとめたのは Mindlin¹⁾ であるが、これはきわめて一般的な場合について取扱っているの、その理想条件として粒子の面心立方配列の場合について考えたのが Duffy と Mindlin の論文²⁾ である。しかし、この配列は不静定構造になつているので、接触条件が非線型であるということと相まつて、問題はきわめてむづかしくなつてしまう。そこで、この論文ではこれらの粒状物質のもう一つの理想配列について考えている。同じ大きさの球状粒子が図-1のごとく配列し、これに初期圧力が加わつていれば、この配列は静定構造となるので

図-1 球体よりつくられた基本立方体



接触応力を決定するにあつて荷重履歴を必要としない(コンプライアンスの決定は別)。そこで荷重条件としてその垂直力と接線力の増加が常に一定の比

を有するようなものを考えれば、応力-ヒズミの関係は容易に求めることができる。接触点における接触力の増分と図-1に示す力の増分の間には $dN_{ij} = dP_{ij}$ の関係があるから、球の半径を R 、垂直方向、接線方向のコンプライアンスを C, S ²⁾ とすれば、応力とヒズミの基礎方程式は

$$\left. \begin{aligned} d \varepsilon_{ii} &= 2RCd \sigma_{ii} \\ d \varepsilon_{ij} &= R[(S_i \sigma_{ij} / \tau_{ijk}) d \tau_{ijk} \\ &\quad + (S_j \sigma_{ji} / \tau_{ijk}) d \tau_{ijk}], \quad i \neq j \neq k = 1, 2, 3 \end{aligned} \right\}$$

ただし、 $\tau_{jk} = (\sigma_{ij}^2 + \sigma_{ik}^2)^{1/2}$ 、 $d \sigma_{ij} = dP_{ij} / 4R^2$ で与えられる。

そこで前記の荷重条件 $d \sigma_{ij} / d \sigma_{11} = \lambda_{ij} (\text{const.})$ 、 $i, j = 1, 2, 3$ を満足するように荷重したとすれば、上記の基礎方程式を用いて荷重の際の応力-ヒズミ関係を求めることができる。除荷の際には、接線方向のコンプライアンスを求めるのに履歴の影響がでてくるので、残留ヒズミを生ずるが(図-2)、これは摩擦によるエネルギーの消費を示している。この構造の破壊は全体的な滑りの発生として与えられ、次の不等式で示される。

$$\tau_{jk} > f \sigma_0 / (1 - f \lambda_{ii} / \lambda_{jk})$$

ただし、 f : 摩擦係数、 σ_0 : 初期圧力

図-1の X_3 軸のまわりに 45° 回転した座標を X_1' とし、 X_2' 軸方向の応力-ヒズミ関係を示したのが図-2

図-2 図-1の配列の X_1' 方向に対する応力-ヒズミの関係

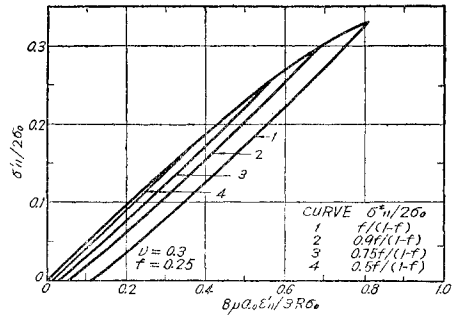
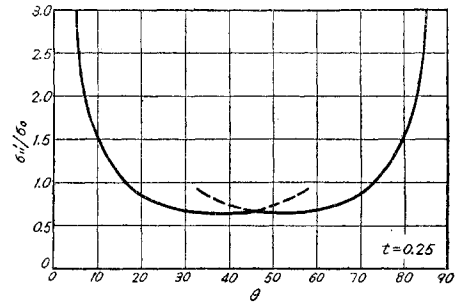


図-3 図-1の配列で X_1' 方向に荷重した場合に破壊を生ずる応力



であり、 X_3 軸のまわりに θ だけ回転し、 X_1' 軸方向に荷重した場合の破壊応力を与えたものが図-3である。

参考文献

- 1) Mechanics of Granular Media: by R.D. Mindlin, Proceedings of the Second U.S. National Congress of Applied Mechanics, Ann Arbor, Mich., 1954, pp. 13-20
- 2) Stress-Strain Relations and Vibrations of a Granular Medium: by J. Duffy and R.D. Mindlin, Jour. of App. Mech., Trans. ASME, vol.79, 1957, pp.585-593.

(社 松雄)

弾性床上的ハリの沈下理論

“Rechnerische Erfassung der Satzung am Balken auf elastischer Bettung.” von Gustav Jenne, Die Bautechnik, Januar 1959

弾性床上的ハリの沈下量をハリの弾性曲線を仮定した方法で求める場合考慮すべきことがらを述べている。

(1) 実際の沈下傾斜は彎曲線であるが、直線傾斜とみなしても実用的範囲内では実際の値に十分近似するので、一次の弾性方程式によつて不静定系を計算すると便利である(式(1)および図-1参照)。

$$S_n = \alpha_n + i_n P_n \quad (1)$$

S_n : n 点の沈下量

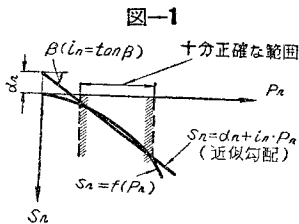
P_n : n 点の底面圧力

α_n, i_n : n 点の地盤係数

(2) 弾性床上的ハリは厳密には無限次の不静定であるので、床の沈下傾斜はハリの各点について無限に多く

の変形条件を立てなければいけません。

(3) 計算に使用される剛度係数は地盤の性質のみでなく、圧力が作用する変域によつて定まり、平均圧力は床盤の圧力分担によつて定まる。



(津野 和男)

コンクリートのひびわれの研究

に関する新しい貢献

“Nouvelles contributions à l'étude de la fissuration du béton.” Annales de I.T.B.T.P. Nov. 1958 p.1231~1254, Déc. 1958, p.1267~1290

1. セメントペーストの引張り強度とひびわれ

La resistance en traction et la fissuration des pâtes pures de ciment. par A. Ilantzis

2. 塗装モルタルの収縮とひびわれ

Retrait et fissuration des enduits. par C. Lefèvre

3. 練り直しモルタルの収縮とひびわれ

Retrait et fissuration des mortiers rebattus.

La Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé の依頼により行われた試験報告

4. コンクリートのひびわれ試験方法

Méthode d'essai de fissuration du béton. par C. Lefèvre.

1. セメントペーストの引張り強度とひびわれ

この報告は2種類のセメントと2種類の養生方法(水中および50%湿度の空中)によつて製作した多数のセメントペースト供試体から、引張り強度とひびわれに関する性状を求めようとした実験報告である。引張り強度はリング状の供試体に内圧をかけ、リングテンションによる破壊から求めている。

リングの内面あるいは外面をパラフィンで保護した場合、収縮勾配によつて相当大きな応力が生じることが実験結果の解析からわかった。ひびわれ発生と材料の性質の間の関係は非常に複雑で、一定した関係を求めることはできなかつたが、ひびわれ発生までの時間は便宜的な方法として、セメントの性質に一般的な指示を与えることができるかと結論している。

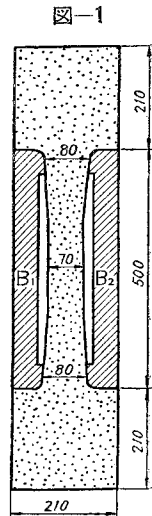
2. 塗装モルタルの収縮とひびわれ

この実験の目的は普通のモルタル塗装に対して行う養生条件のもとにおいて、塗装モルタルの収縮およびひびわれ発生の時期に関し、いろいろのパラメーターの影響を決めるためである。実験は図-1に示すごとく供試体によつてひびわれを、またこれの半分の供試体の細い

方に標点を打つて顕微鏡により収縮を測定している。

パラメーターとしては次に列挙するものを考慮している。

- (1) 塗装モルタルの組成
 - a) セメント量
 - b) 水量
 - c) セメントの性質
 - d) 砂の粒度
 - e) 混和剤
- (2) 塗装モルタルの養生条件
 - a) 温度
 - b) 湿度
 - c) 換気
- (3) 塗装方法
 - a) 練り直しモルタル
 - b) 表面仕上げおよび海綿による水取り
- (4) モルタル施工後、水の蒸発を防いだ場合
 - a) モルタルを5時間湿度100%においた場合
 - b) curing compoundによつて保護した場合



これらのパラメーターからひき出された結論は次のごとくであつた。

(1) モルタルのひびわれ危険性を少なくするために必要なモルタルの性質は

- a) 十分な強度をもつ範囲内で、できるだけセメント量を減ずること
- b) 湿つた配合をさけること
- c) 比表面積の大きいセメントはさけること
- d) 細かすぎる砂の使用をさけること、特に80μ以下のものはこのましくない。

(2) 施工に関してはモルタル塗装後の最初の時間の間の蒸発が重要な問題であることがわかつた。

- a) セメントの凝結の間および硬化の初期に、ぬれぎぬ、curing compound、その他の蒸発を防ぐ方法によつてモルタルを保護することは、かくことができない。

- b) モルタルの施工前および後にモルタルに手を加えること(例えば練り直しのような)に対して、あまり大きな効果を期待しない方がよい。ただし海綿によつて適当なる時間をおきながら脱水することは有利な結果をもたらすようである。

- c) 分散剤の使用はひびわれの危険性に対して何らの改善にならない。

3. 練り直しモルタルの収縮とひびわれ

本実験はセメントペーストおよび、モルタルの両者について行つている。モルタルの場合には練り直しをする場合に標準調度をうるために、ある量の水を加えている。次に結論だけを述べよう。

セメントペーストの練り直しは、ひびわれ発生に関し

て非常に明確な影響を与えている。すなわちセメントの凝結の始発の前におこなえば、ひびわれ発生の時期は非常におくられる。しかし、凝結の始発後の場合には練り直して行かないペーストと、ほぼ同じ時期に発生している。従つて凝結の始発の前のわずかな時間の間に練り直しを行つた場合にのみ、有利な結果を与えるように思われる。

セメントペーストの収縮および膨脹に対する影響についてはあまり明確でない。例えばある場合に収縮が多くなつても、他の場合には同じ結果をうるとはかぎらない。従つて練り直しが収縮を増加させると結論することは、ほとんど不可能である。

結局、実験の範囲においては練り直しが、ある一つの方向に対して大きな影響を与えるには思えない。

4. コンクリートのひびわれ試験方法

図-1 に示すような厚さ 5 cm の供試体によつて、最大骨材寸法 50 mm のコンクリートにより収縮ひびわれの実験を行つた。コンクリートが収縮をおこそうとすると、鉄製の2つのブロック B₁ および B₂ によつて収縮を妨げるため、コンクリートには引張り応力が働き、この引張り応力がコンクリートの引張り強度に達するとコンクリートにひびわれが発生し、切れおちるようになっていく。測定はコンクリートが切れるまでの時間によつている。5つのパラメーターによつて行つた実験の結果は表-1のごとくであつた。

表-1

パラメーター	コンクリート	セメント	養生		ひびわれ発生までの日数
			温度	湿度	
セメントの性質	連続粒度 単位セメント量 400 kg/m ³	CPA (普通)	20°	50%	13
		HRI (早強)			11
		PMF 2			7
養生条件	同上	CPA	23°	50%	11
			30°	45%	4
単位セメント量	連続粒度 400 kg/m ³	CPA	23°	50%	11
	連続粒度 350 kg/m ³	CPA			16
粒度	連続粒度 350 kg/m ³	CPA	20°	50%	17
	不連続粒度 350 kg/m ³	CPA			21
分散剤	不連続粒度 350 kg/m ³	0%	20°	50%	21
		1%			90日ひびわれなし
		5%			53

(野口 功)

長 径 間 の 橋

“Brücken mit grossen Spannweiten.” von D.B. Steinman. Der Stahlbau, Januar 1959

長径間の橋は 1870 年頃から出現し、経験から作り出された技術によつて建造されていたが、それ以来、新しい材料の製作が新しい構造、建設の方法を生み出し、鋼材と設計計算法が旧式スタイルの鉄桁トラスから新しい橋梁の型式—近代的なアーチ、突桁、連続、吊橋……へと進展させている。

この報告では過去一世紀にわたる長径間の橋について、その橋名、型式、径間と今後の問題点についてまとめたものである。

40 年前には 3 000 ft (≒915 m) の径間の可能性を問題

表-1 種々の橋梁型式で最も長い径間の例

型 式	橋 名	場 所	完 成年	径間 (m)
吊 橋	Golden Gate	San Francisco	1937	1280
突 桁 橋	Quebec ¹⁾	Canada	1917	549
鋼 アーチ 橋	Kill van Kull	New York	1931	504
ク ナ リ 式 吊 橋	Florianopolis ¹⁾	Brasilien	1926	340
鉄筋コンクリート アーチ 橋	Sando	Schweden	1943	264
連 続 橋	River Save	Belgrad	1956	261
連 続 ト ラ ス 橋	Dubuque	Mississippi R.	1943	258
昇 開 橋	Cape Cod Canal ¹⁾	Massachusetts	1935	166
旋 回 橋	Fort Madison ¹⁾	Mississippi R.	1927	160
木 橋	Mckenzie River ¹⁾	Coburg Ore.	1926	116
P S 桁 橋	Worms	Dentshland	1953	114
単 純 桁 橋	Harlem River	New York	1951	101
コ ン ク リー ト 橋	Villeneuve	Seine River	1939	78

1) 鉄道橋

にしていたが、今日では、6 300 ft (≒1 920 m) の径間の橋を計画しており、吊橋では 10 000 ft (≒3 048 m) の径間の実現の可能性を確信し、期待することができる。

将来の方向としては高張力鋼の使用と軽合金の使用とが考えられる。高張力鋼は熱処理した炭素鋼等があり、普通鋼の3倍から4倍の強度を示している。軽合金としては普通アルミニウム合金が使用されており、アメリカ、イギリス、カナダにおいて、多数の注目値する橋が実現している。

(津野 和男)

混和剤の使用によつて管理された

コンクリートの凝結時間

“Setting time of Concrete Controlled by the use of Admixtures.” by Raymonde J. Schutz, Jour. of A.C.I. Jan. 1959, p 769~781

コンクリートの施工にあつて、コンクリートの凝結時間が非常に重要な要素として作用する場合は少なくない。コンクリートの凝結時間を左右する要素はセメントのタイプ、品質、製造後の経年、コンクリートの温度、周辺の湿度、単位セメント量、コンクリート部材の大きさ、スランプ、水セメント比、ブリーディングの程度、混

和剤の使用等々によるものであるが、これらの作用は代数的に相加されるものである。これらの要素のうち、温度と混和剤の使用をのぞいては、一般に凝結時間を調整するための変数とはなり得ないものである。しかし特に混和剤の使用によつては、凝結時間を 15 秒程度から数週間まで、予期した時間に調節することができるので、施工上必要な凝結時間をうるには、非常に有効な道具である。

施工上コンクリートの凝結時間を調節しなければならない場合を、以下にあげるような実例について解説している。

- Tappan Zee 橋の杭頭のシーリング（アクセレーターの使用）
- 型ワクの変位によるひびわれの防止（脂肪酸タイプのレターダーの使用）
- コールド ジョイントの除去（脂肪酸タイプのレターダー使用による再振動締め固め）
- 水もれ部分のシーリング（急結剤使用による 15~20 秒間の凝結）
- 連続バリのコンクリート打ち（レターダーの使用）
- 合成桁のコンクリート打ち（レターダーの使用）
- スリップ型ワク使用のコンクリート打ち（レターダーの使用）
- 集中プラント方式によるコンクリート打ち（レターダーの使用）
- 寒中コンクリート（アクセレーターの使用）

（野口 功）

構造物を保守する立場からみた早強セメント

“Points de vue d'un maitre d'oeuvre sur les ciments à forte resistance initiale.” par A. Lazard. Revue des Matériaux, Déc. 1958. p. 315~320

本論文はフランス国鉄の構造物の保守の責任を有する筆者が、保守の費用を最低にするという、工事施工者と異なる観点から早強セメントの使用に関して意見を述べている。

一般に保守が低廉であるといわれているコンクリート構造物の保守費が、現実には鋼構造物の保守費とそう変わらないということは、構造物完成後 10 年、20 年たつて保守を必要とするようになると、相当大がかりな出費をかける必要はなくなるからである。これに反し鋼構造物は定期的なペンキ塗りを行つてさえいれば、保守のために大きな出費を必要とすることは少ない。

新しいコンクリート構造物においては、欠陥の第一のきざしであるコンクリートのひびわれが、比較的早い時期に発生しているが、これは早強セメントを使用する頻度が多くなつてきたためのものであるとしている。

フランス国鉄の工事仕様書には、上記のことがらを考慮して、セメントの性質に関して種々の制限を施している。その中に鉄筋コンクリート構造物で空气中にさらされる部分には原則として普通セメントを使用し、プレキャスト製品をのぞいて早強セメントの使用は一般に考慮しないという項目があげられており、収縮についても試験とその限界値があげられている。このようにコンクリートの収縮ひびわれによる鉄筋の腐食に対しては大きな考慮を払っている。

（野口 功）

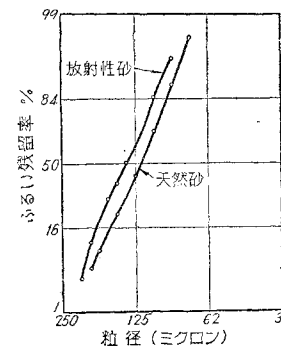
放射性石英による海岸の砂の移動の追跡

“Tracing Beach Sand Movement with Irradiated Quartz.” by D.L. Inman & T.K. Chamberlain. Journal of Geophysical Research, Vol. 64, No.1, Jan. 1959

この論文は、人工放射能を用いて行つた波の作用の影響による砂の移動の機構の調査研究の報告である。いままででも、この種の調査は行われたが、トレーサーの物理的な性質が天然砂と異なつていたので、標砂の追跡にいつでも適当であるとはいえなかつた。ここでは、天然の石英砂の試料が調査地域から採取され、低速度の中性子の照射をうけ、その後、調査地域に再投入された。石英の移動は、海底の沈殿物の試料採取と、天然の石英の低速度中性子照射によつて作られた、主要な放射性同位元素である P_{32} を、ラジオ オートグラフィーによつて検出することにより追跡される。

現場実験では、860 g の放射性石英が、Scripps 海岸沖のものとの点の海底に、潜水夫によつて投入された。砂の粒度曲線は図-1のとおりである。試料は格子状に、

図-1 天然砂および放射性石英砂の粒度曲線



時間間隔 1/4, 1, 3-1/2, 7-1/2, 24 時間および数日後に採取された。投入点の水深は約 10 ft, 調査中の波高は約 1-1/4 ft, 波の周期は約 14 秒であった。

結果は次のとおりである。

(1) この実験の感度は 10 万粒につき 1 粒である。しかし、実際にはもつと高い感度が実現でき、感光フィルムの寸法および試料の寸法のみによつて限定される。感度の試験は、放射性粒子が数カ月間検出できることを示した。

(2) 現場実験は、波高が 1-1/4 ft で、水深が約 10 ft の投入点からの砂の分散が、予想されたよりも速い

ことを示している。1-1/2 ft/min という砂移動率が投入点の近くで測定された。図-2 に放射性砂粒子の時間による分散を示す。

(3) 砂の分散は沖および陸方向に最も速い。放射性粒子は 24 時間で、投入点から 1/4 mile の海岸で検出

図-2 放射性砂粒子の時間による分散 (図の線に示された値は 100 cm² あたりの放射性粒子の数を表わす。挿入図に示された△は 24 時間後に海岸で検出されたものである)

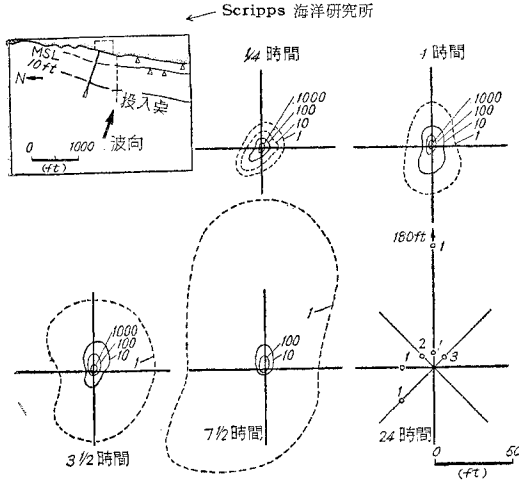
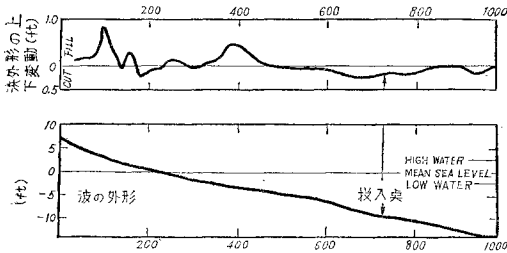


図-3

距離 (ft)



された。

(4) 試料採取は、放射性粒子の陸方向への純移動量を示し、粒子が 24 時間で 0.75 mile² より広い域に分散したことを示している。

(5) 投入点の近くでとつたコアによつて砂の表面から 0.06 ft ほど下で、放射性粒子を検出した。

(6) 砂表面の高さを測定した結果、約 0.1 ft の侵食が投入点付近で起り、一方砂の堆積が前浜で起つたことを示している。純堆積地帯に投入された放射性物質にたいする砂の分散の率は、おそらく異なつていゝと思われる。(片山 猛雄)

単式サージ タンク系の非定常流

“Unsteady Flow in Conduits with Simple Surge Tanks.” by E.H.Taylor, A Reisman & J.W. Ward, Proc. ASCE., Vol. 85 HY 2, 1959

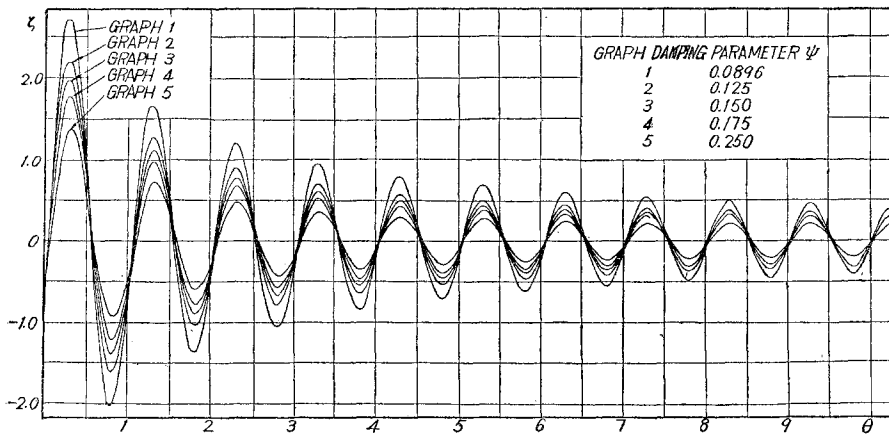
バルブの急閉塞による、単式サージ タンク系の非定常流の方程式は、次のように無次元化された変数と 1 コの減衰パラメーターで表わすことができる。すなわち

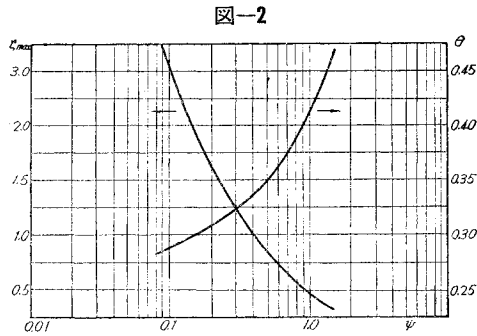
$$\frac{d^2\zeta}{d\theta^2} + \psi \frac{d\zeta}{d\theta} + (2\pi)^2 \zeta = 0$$

ただし、 $\zeta = z/z_0$, $\theta = t/2\pi \sqrt{\frac{LA}{ga}}$, $\psi = \frac{fAz_0}{2da}$; Z : 頂水池水面を基準としてのサージ タンク内の水位(上方を正とする), z_0 : 定常状態におけるサージ タンクの損失水頭, A : サージ タンクの断面積, L : 圧力トンネルの長さ, a : 圧力トンネルの断面積, d : 圧力トンネルの内径, f : 抵抗係数を表わす。

この非線型微分方程式をカリフォルニア大学の機械的ディファレンシャル アナライザーにより解き、最大サージ水位、その時刻、および減衰を推定しうるように結果を図示した。このコンピューターによる解の精度は 1% 以内である。また、模型実験との一致は、最初の最大水位およびその時刻に関しては、きわめてよいが、減衰率

図-1





については一致をみなかつた。

さらに、単式サージタンクの安定についても、Thomaの安定条件と、模型実験のそれとは一致しないことが認められた。これら不一致の点については、目下研究を行っている。
(日野 幹雄)

調圧水槽の振動安定化

“Sulla Stabilità della Oscillazioni Pozzi Piezometrici.” da L. Gheradelli, L'Energia Elettrica, N. 9 1958

調圧水槽の水位変動により、圧力トンネル抵抗が変化する型式の振動安定装置の効果を述べる。

図-1 は、このような装置の一例で、二つの水槽からなる調圧水槽をもち、その接続部の抵抗は、下流側水槽の水位変動速度により変化するもの、すなわち $\beta x'q_1^2$ である。

圧力トンネル内の運動方程式、水槽 Fv_1 の連続方程式

図-1

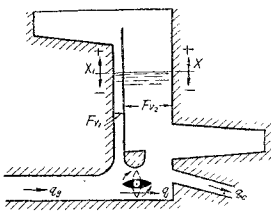
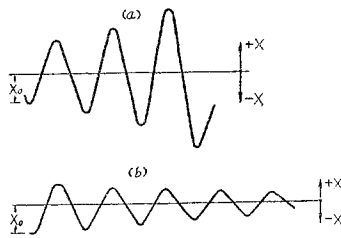


図-2



式、二水槽の接続部での方程式 $(x - x_1 + \beta x'q_1^2 = 0)$ 、水槽 Fv_2 での連続方程式、流出方程式 $(q_c = Q \frac{Y}{Y+x})$ の解として、調圧水槽の水位変動は

$$x = C_1 e^{-\alpha t} + X_0 e^{-\alpha t} \sin(\omega_2 t + \varphi)$$

で与えられる。ただし、

$$a = \frac{1}{AFv_2 \beta Q^2} \left\{ \frac{L_g Fv_2}{g F_g} + 2 H Fv_1 \beta Q \right\}$$

$$b = \frac{1}{AFv_2 \beta Q^2} \left\{ \frac{2 H}{Q} (Fv_1 + Fv_2) + \beta Q^2 - \frac{L_g Q}{g F_g Y} \right\}$$

$$c = \frac{1}{AFv_2 \beta Q^2} \left(1 - \frac{2 H}{Y} \right)$$

として、

$$-\alpha_2 = -\frac{1}{2} \frac{ab-c}{a^2+b}; \quad \omega_2 = \sqrt{\frac{c}{a} - \alpha_2^2}$$

で与えられる。また H : 定常状態における調圧水槽での損失水頭、 Y : 有効落差、 C ; X_0, φ は積分定数である。その他は図-1を参照のこと。

図-2(a) は変化抵抗装置のない場合の水位変動、(b) は図-1 型式の安定装置のある場合の振動を示す。

(日野 幹雄)

交通建設における発明・改良の提案運動

交通建設(ソ連) 8-11, 1958-11, イェズキン

交通建設に対する新しい機械、装置、構造、技術および作業方法に関する発明や提案は、年ごとにさかんととなり、生産性の向上およびコスト引下げに役立っている。提案者の数は 1957 年には 20 574 名であつたが、1958 年は前半ですでに 16 821 名を算している。案件の数は 1956 年 28 501 件、1957 年 28 755 件、1958 年前期 19 101 件で、その採用数はそれぞれ 21 358 件、22 111 件、および 14 199 件である。これによる経費節約はそれぞれ 138.1×100 万ルーブル(≒117 億 9 900 万円)、144.7×100 万ルーブル(≒130 億 2 300 万円)、および 74.2×100 万ルーブル(≒66 億 7 800 万円)である。

(梶川 温彦)

組立式鉄筋コンクリート外殻式杭の統一の問題

交通建設(ソ連) 8-11, 1958-11, カルピンスキー

筆者は、中国の武漢大橋の建設工事指導のためソ連より派遣された技師であるが、この工事において始めて使用されたシェル型の杭の利点はソ連および海外においても認められ、最近各方面で広く用いられるに至っている。1958~1959 年にかけて、この型式の杭(最大径 7 m)を利用して 15 コの大型の橋で、ボルガ、オカ、ウラル、ドビナ、ドン、オビなどの大河に架設されようとしている。そこでこの式の型式を早急に統一し、これに使用する振動沈下装置その他の設備

の製作を容易にしなければならない。筆者は種々の点を考慮した上、次の三つの型に統一することも合理的と考える。

1. 直径 1 m 以下のもの、杭型シェル
2. 直径 1~2 m までのもの、チューブ型シェル
3. 直径 2 m 以上のもの、井戸型シェル

(梶川 温彦)

新案組立式コンクリートまくら木

鉄道運輸(ソ連) 40-10, 1958-10, クターセヴィッチ
ソ連鉄道では数年来、コンクリートまくら木から一歩進めた連続的あるいは一体構造のブロック組立式コンク

リートまくら木ないし道床の新工夫を練り、コンクリートさえも行うという熱の入れ方で、試案として数型式のものが、1957年の本誌に発表されたが、その中の一種である4ブロック式の縦まくら木型のものが試作されるに至った。レールを支えるブロック、縦長のもの2コとこれを横方向につなぐ2コのブロックとの4単位で構成されている。前者の寸法は4160mm長×300mm高×800mm幅(中間部)、または1100mm(両端部)、後者は480×480×200mmである。前者はプレストレストコンクリート製で、直径160mmの孔が明けられている。後者は普通の鉄筋コンクリート製である。前者の重さは2250kg、後者は110kg。縦ブロックと縦ブロックとの中間にはバラストを散布するが汚染を防ぐため、この上にコンクリートの敷板を並べる。このような頑丈な土台を用いることにより重レールを用いるの必要はなくなる。

(梶川 温彦)

コンクリートまくら木を用いた 軌道の計算の特殊性

鉄道運輸(ソ連)40-10, 1958-10, フリシマン, イサコフ, ヴォロシユ

レール下支体の弾性係数は軌道の強度計算上の基本的な要素である。コンクリートまくら木の使用がますます

盛んとなるにともなつて、その弾性係数および横方向の剛度を計算することが必要である。ソ連の鉄道で用いられているコンクリートまくら木には数種あるが、その各種について締結具の異なつた場合、道床が異なつた場合、また列車通過前と列車通過後とについて、弾性係数や横方向の剛度を調査した。

(梶川 温彦)

75 kg 重レールの敷設

軌道・保線(ソ連)10, 1958, チェルヴォニヤージュチイ

ソ連鉄道では1957年度より新たに、従来の重レールであつたP65型、すなわち65kgレールを上まわるP75型、すなわち75kg重レールの生産を開始した。これは有名な製鋼所“アゾフスタリ”で圧延され、まづ輸送の最も激しいクィフィシェフ鉄道局の路線に使用されることになつた。P75型レールは25m長で、高さは43kgレールより40%も高く、底部の幅は46mmも広い。タイプレートは長さ360mm、重さ7.6kgのものを使用する。継目板は長さ800mmで、重さ26.39kgである。犬釘は長さ195mm、横断面16×16mmの弾性のものである。この犬釘はクリーブに対して相当の抵抗を示し、通常の犬釘を用いた場合の25~30%の数のアンチクリーパーしか使用しなかつた。(梶川 温彦)

大好評!!

コンクリート辞典

京大名誉教授

工博 近藤泰夫氏編

上製ビニール表紙 B・6変形判 254ページ

特価サービス 1部 150円 千30円

コンクリートに関連のある土木、建築その他あらゆる分野の用語をもれなく集成したもので、内容はアイウエオ順に各単語につき簡明な説明が付き最後に英対訳索引も付録されている。専門技術者はもちろん一般の方々にも座右の書として貴重な知識を提供してくれるであろう。

新刊 コンクリートパンフレット 各号共 A・5 1部 60円 千10円

58号 } **コンクリートの** { (上) 82ページ
59号 } **練り混ぜと打込み** { (下) 76ページ

(米国における最近の技術と傾向)

間組 技術局 藤田圭一 訳

日本で出版されている参考書にも見当たらないような技術者の盲点ともいふべきことがらについてくわしく述べられている。

東京都港区赤坂台町1番地

振替東京 196803 電話(48) 8541(代)

日本セメント技術協会

〔御一報次第図書目録進呈〕
(全国丸善書店などでも販売中)