

イタリアでの 構造物の模型実験の発達
 について (主としてアーチダム)

"Arch Dam; Development of Model
 Research in Italy"
 By Guido Oberti

Proc. of ASCE., Vol. 83, No. PO. 4, Aug. 1957

模型実験の効果 数学的な解法が不明であつたり、ごく低い近似度でしか計算ができなかつたり、計算の労力が非常に大きい場合に有力な解決方法となるが、アーチダムの場合としては、非対称、あるいは非均一な地形地質、不規則なアバットメント、半径方向継目、周辺継目、余水吐用の切り欠き、ダム内部の孔、等を考えに入れるときには模型実験が今のところ最も適切な方法である。

相似律 コンクリート構造物の静力学的な相似律を満足する模型材料としては、過去数年の間、石コウを主成分とした材料を用いてきたが、これは乾そうに長い時間がかかるのと、均質につくりにくいために、最近イタリアでは軽石を骨材としたコンクリートを用いている。静力学的な普通の試験のほかに、これを拡張し、荷重を構造物が破壊するまで増大し、構造物としてのいわゆる総合安全率を求めることも行なつている。この場合には多かれ少なかれ荷重速度が関係するが、これは実物と模型の粘性係数の関係より定めることができる。動的な模型実験では、周波数の間に Froude の相似律を適用することになる。

温度応力、収縮応力は単純に模型化して実験を行なうことは、ほとんど不可能であるが、考えるべき温度分布収縮量の分布が座標の一次関数であたえられるときには、物体力と表面力を適当に模型に作用させることによつて、弾性論的には求めることができる。

模型実験の分類 筆者は次の3つに大別している。

(A) 二次元的な弾性問題 二次元的な模型、特殊な場合には光弾性実験を行なつている。

(B) 三次元的な弾性問題 この場合には、模型実験は応力計算器の役目を果たすことになり、基本的な仮定は弾性応力計算のそれと本質的に異ならないのを特長とする。したがつて弾性応力計算をチェックすることになる。

(C) 非弾性、非均質構造物としての模型実験 コンクリートダムのような場合には、弾性計算よりはコンクリートの非弾性的性質を加味して、模型材料をぎん味し、できるだけ忠実に境界条件を表現し、継目等の施工状態の特殊性を加味した実験を行なうと真実に近づきうる。これは大別してさらに2つに分かれる。

a) 基準荷重試験: これは構造物の基準荷重に対応する荷重状態での試験であるが、くりかえし荷重により、

非弾性変形がだんだんなくなり、弾性部分のみとなるが、それはもはや弾性計算の場合とは異なるもので、非弾性調整作用の結果を示していることになるが、これは弾性計算よりは有利な応力状態をしめすが普通であるし、しかも真実に近い。

b) 破壊荷重試験: これは構造物が破壊するまで、基準荷重を比例的に増大せしめ、破壊荷重を基準荷重で除した値を構造物としての総合安全率と名づけている。

イタリアにおいて、筆者はとくに (C) の型のアーチダムの模型実験を重視し、アーチダムの基礎の状況、各種の継目、特殊な付帯構造物等の解析的な検討のできにくい要素を、模型実験において考慮することを強調しており、このような模型実験こそ、現実の状態により近い

写真-1 アーチダムの模型、上流面ヒズミ計の配置

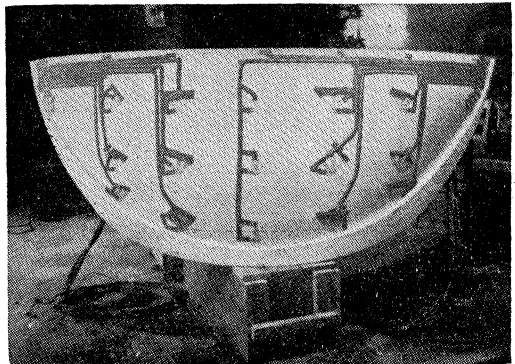


写真-2 広い谷のアーチダムの下流面でのタワミ測定

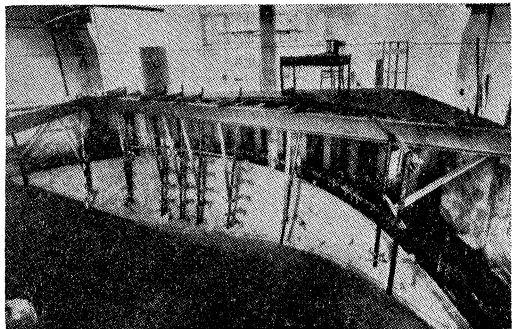
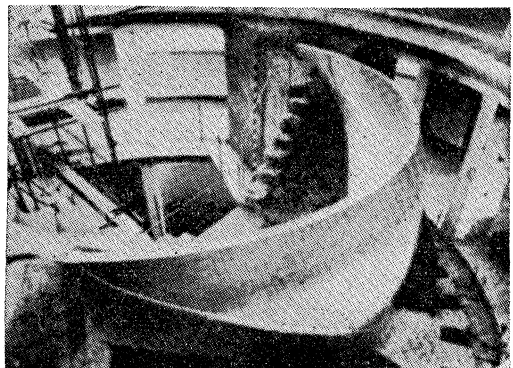


写真-3 Beaugregard アーチ重力式ダムの模型実験



ものであり、設計者に最もよい暗示をあたえるものであるとしている。

なお、イタリアでの薄いアーチダムについての I.S.M.E.S. の上述の方法による総合安全率は 8~12 である。

I.S.M.E.S. (Istituto Sperimentale Modelli e Strutture) は構造物の模型実験のための、民間の研究所であり民間の構造物の設計、施工の構造上の問題を適当した経営方法で、しかも自由に解明する目的で、民間会社の出資により設立されたものである。

大型の荷重をささえるタンク、2000 t の圧縮試験機、

多数の小型油圧ジャッキ、ヒズミ・タワミ測定装置、記録装置、振動発生装置（可変常数のフリコ、衝撃波発生用のスプリング系統、一方向の単弦振動台、一方向とウズ型の合成振動台）等を備えている。

アーチダムのような高次の不穩定構造の解析は、計算によるよりも、いろいろの境界条件、非均質条件等を忠実に導入した高度の模型実験技術を駆使した模型実験の方が、状態についてよりよいヒントをあたえ、したがって安全で経済的な設計に近づきうるのである。

表—1 I.S.M.E.S. の模型実験の歴史

(訳者によりまとめた)

ダ ム 名	高 さ, スパン	実験の時期	実 験 の 特 長
Rocchetta	$H=70$ m	1937~38	縮尺 1/40 せまい谷のアーチダム、弾性実験、破壊実験。
Vajont (A,B 案)	$H \approx 260$ m	1940~43	下部アーチの特質、Aはいちじるしく非対象、Bは対象。
" (C,D 案)	"	1945~47	Cは下部の厚みをへらしうる可能性の検討。
Santa Giustina	$H=150$ m, $L=80$ m	1941	縮尺 1/66, ごくせまい谷のアーチダム。
Lumiei	$H=136$ m, $L \approx H$	1945	V型の谷, サドルつき, ドーム効果の検討。
Osiglietta	$H=215$ m, $L=75$ m	1940	広い谷 $L/H \approx 2.8$ が特長。
Val Gallina	$H=90$ m, $L=240$ m	1947	縮尺 1/100, 基礎岩盤の状態をとくに重視。
Beauregard	$H=135$ m, $L=400$ m		縮尺 1/50, 左岸はいちじるしく悪く右岸の ER の 1/10。
Rio Freddo			アバットメントが重力式人工アバットメント。
Pontesei	$H=90$ m	1956	うすいドーム型, ダム底の岩が特に悪い。
Piave di Cadore	$H_1=112$ m, $H_2=55$ m	1947	$L=330$ m で, プラグの応力状態, サドルの影響, 広い谷のアーチダムとして特長あり。
Cancano	$H=176$ m, $L=460$ m		工期が2つに分れるので, それに応じた実験をするとともに, 非対象ダムの最も経済的な設計を求めた。
Beluiso			工期が2つに分れる場合の検討。
Pian Telesio	$H=80$ m, $L=510$ m		$L/H \approx 65$ でアーチダムとして, いまのところ最も大きい比を有している。収縮縫目が開いた状態で, 模型に自重を作用せしめた。
Fedaia			2つのアーチグラビティー案とくらべアバットレスを採用した。
Gioviaretto			排水孔のまわりの応力問題をアバットレスダムの模型でしらべた。
Ambiesta	$H=66$ m, $L=120$ m	1956	縮尺 1/75 の litharge と石コウの混合材料の模型により, 水平動, 上下動のいろいろの振動実験が行われた。

(電力中央研究所 林 正 夫)

連続流式タンクの試料採取方法

"Sampling Procedure for Tanks of Homogeneous Content."

By Peter J. Neuspil

Sewage and Industrial Wastes, Dec. 1957, p. 1347

連続流式の処理槽で槽内の液体が均一に、かくはん混合されている場合、流出入口から試料を採取してその処理効率を判定する方法について検討してみた。いま槽容積を V , 流入量を X , 流出量を P , T 時間中の流入量を S とすれば ΔT 時間の流出量を ΔP とすれば流入水 S 中 ΔP に含まれて流出する量は $\frac{S}{V} \Delta P$, また流入量は ΔP , よつて

$$S = \Delta P - \frac{S}{V} \Delta P \quad \frac{\Delta S}{\Delta P} = 1 - \frac{S}{V}$$

これより

$$\frac{dS}{dP} = 1 - \frac{S}{V} \quad dp = \frac{dS}{1 - \frac{S}{V}}$$

また $f = 1 - \frac{S}{V}$ とおけば $df = -\frac{1}{V} dS$

$$dS = -Vdf \quad dp = -\frac{Vdf}{f}$$

これを解いて

$$P = V \ln f + K \quad P = V \ln \left(1 - \frac{S}{V}\right) + K$$

ここに $P=0$ のとき $K=0$, また $P=X$ より

$$N = \ln \left(\frac{V}{V-S}\right) \quad \left(N = \frac{X}{V} : \text{置換係数}\right) \text{ これより}$$

$$\frac{S}{V} = \frac{e^N - 1}{e^N}$$

上式をとくと

N	$\frac{S}{V}$ (%)	N	$\frac{S}{V}$ (%)
1	63	4	98
2	86	5	99
3	95	6	→ 100

いま $V=10000$ gal $q=1000$ g.p.d ($=X=P$) の槽を例にとると槽内の液体が1日に置換される率は $q/V=1/10$ であるから

$$T=100 \text{ のとき } N=1 \quad \therefore S/V=0.63$$

$$T=30 \quad \text{ " } \quad N=3 \quad S/V=0.95$$

すなわち槽内の液体は10日で63%, 30日で95%が置換されることになる。この方法により消化槽の消化率沈殿

池の B.O.D. 除去率等を, 比較的正確に算定することができる。
(仙台市土木局 木村 慶見)

磁鉄鉱コンクリートの構造的性質

“The Structural Properties of Magnetite Concrete”
By Jerome M. Raphael

Proc. of ASCE., Jurnal of the Structural Div.
(Proc. Paper 1511)

序 論 アイダホのアルコに Engineering Testing Reactor (ETR) という原子炉が作られる。これは中性子束が高く動力炉のための材料試験その他の試験に用いられる。濃縮ウラン-アルミ合金板を燃料とし, 加圧水冷却型, 熱出力 175 000 kW である。この原子炉の生物遮蔽体コンクリート壁内に生ずる温度上昇と熱サイクルによる体積変化が問題となり研究がなされた。

温 度 温度上昇は炉心冷却水外面温度と放射線による遮蔽体中における熱発生とが原因で起り, 次の4点で問題となる。(1) 高温は内面コンクリートの性質を変える。(2) 温度勾配は拘束応力を生ずる。(3) 高温多湿はアルカリ骨材反応の条件となる。(4) 温度サイクルは体積ばう長の原因となる。

水で飽和したコンクリートが急激な温度上昇をうけると, 蒸気圧により 422°F(217°C) で破壊する。また温度勾配による熱応力は, ETR では内面 230°F(110°C) 外面 65°F(18°C) に対して, 1%のふつう鉄筋によつて十分防げる。

骨材: 放射線遮蔽のためには高密度コンクリート 220~240 pcf (3.51~3.85 g/cm³) が要求されるので, 骨材は見掛比重 4.6 の磁鉄鉱が用いられた。

セメント: Na₂O<0.6%のアルカリ骨材反応に対し安全と思われるマス コンクリート用低アルカリ セメントが用いられた。

体積変化の影響: アルカリ骨材反応: 熱サイクル等により, 内部の不均等ばう脹を生じ, クラックが入ることがある。1"×1"×11"の重モルタル棒を密封し100°F(38°C)の水中に浸し長さの変化を計った。ばう脹の割合が 1 000 × 10⁻⁶/year を上まわればアルカリ骨材反応の可能性はあるが, ETR で使用したコンクリートはこれ以内だった。

また 200°F~70°F (94°C~18°C) の熱サイクル試験結果によると, 比較に入れた Canowingo 発電所のコンクリートは徐々にばう脹を示しているが, 磁鉄鉱コンクリートは安全であった。

配合設計および施工試験: 重コンクリートの配合設計ではウォーカビリティ, セグリゲーション, 密度が互いに矛盾しい, 骨材ごとに慎重な試配合が必要である。ペーストを十分粘り強くちよう密にし, その中に骨材を浮かべるようにつくる。必要なウォーカビリティ

は, 水をできるだけ少なくし, セメント, 空気, 混和剤によつてうるようにする。ただし連行空気は密度の上から限界がある。かくて 225~239 pcf (3.51~3.83) の密度が得られる。多くの施工上の性質で, 水量が臨界的に作用するので, プラントの運転者と観察者は配合量に対してあらゆる注意を要する。また重密度は型ワクの強度が大きいかを必要とする。

乾燥による重量損失: 3"×6" の円筒で 130°F (55°C) の実験の結果, コンクリート中の自由水全量を失なうのに 35 日を要し, 実際の ETR の炉壁体形状においては 80 年を要するだろうと計算されたが, 実際には ETR は鋼板でおほわれているので, 水分そう失は考えなくてもよい。

強度・弾性率・ポアソン比: 6"×12" の供試体群により, 試験がなされた。28 日強度は $w/c=0.61$ 4 000 psi $w/c=0.71$ 300 psi $w/c=0.82$ 2 000 psi であり, c/w に比例している。破壊面では磁鉄鉱は破壊されずに, ペースト部がこわれている。ヤング率並びにポアソン比も測定された。これらの値はふつうのコンクリートのものより, 50%大きい。その他の調査から考えて, これらの値は密度の大きいほど大きくなるようである。ヤング率の時間的変化も測定された。設計値として次の値を採用すればよからう。

σ	E	
3 000 psi	4.5×10^{-6} psi	0.25 (220~240 pcf)
4 000 psi	6.0×10^{-6} psi	

収縮および熱ばう脹係数: 4"×4"×40" 棒の 28 日霧室養生の後, 100°F~40°F (38°C~5°C) の熱サイクルを 2 週間与えたのち測定した。これらの係数は, 含水量と材令によるが, 設計数値には $5.0 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{F}$ ($9 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$) が適当と思われる。磁鉄鉱は弾性率高く表面が粗なので, 収縮量を小さく拘束する。

放射線遮蔽: コバルト 60 よりのガンマ線に対して, 吸収係数の測定が行なわれた。この際しばつたビームと広いビームについて比較が行なわれ, 吸収係数として 0.054 cm²/g を得た。

結論: 適当な注意のもとで, 重コンクリートは普通施工法で良好な結果をもたらし, またその性質は原子炉遮蔽体の熱的構造的性質に適したものとすることができる。ASTM の試験方法は, 重コンクリートの試験にも適した方法である。(鹿島建設 K K 鶴尾 昭)

離岸構造物の設計波

“Selection of Design Wave for Offshore Structures”
By Charles L. Bretschneider

Proc. of ASCE, Vol. 84, No. WW 2., March 1958

離岸構造物および海岸構造物の設計には, 設計波の波高, 周期, 峯の高さ, 波長を求めることが必要である。

杭で支持された沖の Platform の設計では、その上部構造の下側は波の峯よりも高くしなければならない。波長およびその表面の形状は支持杭の列にかかる波力と、転倒モーメントを計算するのに必要である。本論文は離岸構造物に対する設計波の峯の高さ、波長および水粒子の最大水平速度を選択する方法を述べている。海岸構造物に対してはいくらか異なるので本文ではふれていない。

まず観測された高潮位と予報された高潮位との差を考慮するには、ストーム サージの予報法を検定する必要がある。海底および海岸地形が不規則な場合には、それがとくに重要である。外海に面した海岸のストーム サージの予報法は Reid や Freeman 等によつて与えられているが、これらは過去の水位記録を使つて検定される。

深海波の予報には一般に次の四つの方法が使用される。すなわち S-M-B 法、Pierson-Neumann-James 法、Darbyshire 法および Suthon-Braceline 法である。いづれもそのもととなつた資料や解析の方法に関連した特徴をもつているので、Roll の研究は、各方法がそのおもなデータを得た地方にはよくあうという結論を出している。Wilson のグラフによる近似法は検定のために役に立つ。

浅海の風波の予報には Thijssse 法および Bretschneider 法があるが、これは一定水深の浅海に対しては合理的な結果をあたえる。Bretschneider 法は Okeechobee 湖とメキシコ湾の観測記録にもとづいて修正されたものである。波の予報法の検定には個々の手法と位置の変化を考慮に入れることが必要である。次に波の統計およびハリケーンの頻度について調査する必要がある。現在では、実際の観測にもとづくハリケーンの波の頻度の研究に役立つ資料が少ないが、メキシコ湾の深海における資料が最近 Wilson によつて集められた。この資料はメキシコ湾における設計波を推定するための基礎となりうる。

頻度を求めるには、一般に十分な数のハリケーンをうるため 300~400 カイリ(≒555~740 km)の海岸線を選び、それから 100 カイリ(≒185 km)の海岸線に対する頻度として標準化する。たとえば米国フロリダ州 Jacksonville とノースカロリナ州 Cape Hatteras の間 430 カイリ(≒796 km)の海岸線に入つてきたハリケーンを考えると、1893 年から 1955 年までの間に 17 のハリケーンが入つてきている。この 17 のハリケーンをエネルギー指数 $R\Delta P$ の順に並べると表-1 のごとくなる。このハリケーンの起る頻度は次の Beard の式を用いて得られる。

$$f = \frac{100(N-1/2)}{M}$$

ここに f : 頻度の百分率

N : $R\Delta P$ の順位 (1~17)

M : ハリケーンの総数 (17)

表-1 Cape Hatteras と Jacksonville 間の 17 のハリケーンの頻度 (1893~1955)

	年月日	最大風速 半 (カイリ) R	気圧降下 ΔP (インチ水銀柱) (ΔP)	エネルギー 指 数 $R\Delta P$	発生頻度 f (%)
1	1899. 9.31	110	1.22	134.2	2.94
2	1954.10.15	36	2.31	83.2	8.82
3	1955. 9.19	50	1.46	73.0	14.71
4	1955. 8.12	45	1.40	63.0	20.59
5	1925.12. 2	54	1.02	55.1	26.47
6	1893. 8.27	34	1.64	50.8	32.35
7	1913. 9.13	39	1.16	45.2	38.23
8	1898. 9. 2	32	1.40	44.8	44.12
9	1955. 8.17	45	0.82	36.9	50.00
10	1906. 9.17	37	0.99	36.6	55.88
11	1893. 9.13	23	1.59	36.5	61.76
12	1940. 8.11	27	1.19	32.1	67.64
13	1911. 8.28	27	1.05	28.4	73.53
14	1953. 8.14	30	0.79	23.7	79.41
15	1947.10.15	12	1.38	16.6	85.29
16	1914. 8.11	19.5	0.76	14.8	91.17
17	1952. 8.30	20	0.95	11.4	97.05

図-1 は表を対数確率グラフにプロットしたものであり、またこの海岸におけるハリケーンの強さがアメリカ全体のものよりもわずかに大きいことを示している。

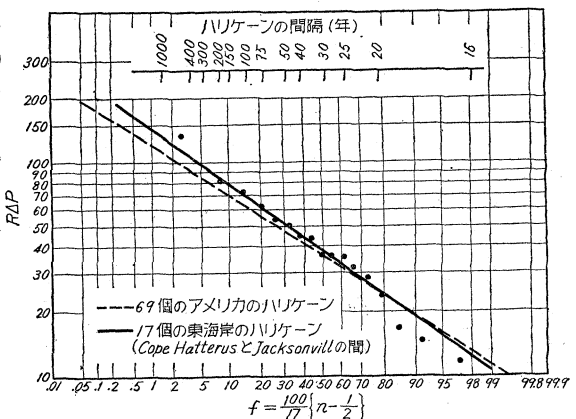
17 のハリケーンが 62 年間に 430 カイリ(≒796 km)の海岸は入つてきているので、この区間の海岸 100 カイリ(≒185 km)にハリケーンが一度入つてくる期間は $62/17 \times 430/100 = 15.7$ 年である。

図-1 の任意の強さの暴風の起る間隔 I は次式から得られる。

$$I = \frac{15.7}{f} \times 100, \text{あるいは} f = \frac{1570}{I}$$

図-1 は I に対するエネルギー指数 $R\Delta P$ を求めるのに使用される。たとえば 100 年に一度の暴風ならば $f = 1570/100 = 15.7\%$ であるから図-1 から $R\Delta P = 69$ を得、表から R は 45~50 カイリ(≒73~93 km, ΔP は 1.46~1.40 in 水銀柱であることがわかる。従つてこの例の場合、海岸線 100 カイリあたり、100 年に一度起る

図-1 頻度の百分率とハリケーンの $R\Delta P$ との関係



設計暴風としては $R=48$ カイリ (≈ 89 km), $dP=1.44$ in 水銀柱, $RdP=69$ が選ばれる。

このように設計暴風が決定され予報の式が検定されたならば, ストームサージと有義波に対して計算を行う。計算法は本誌 Vol. 83, No. WW 2, Paper 1238 に述べてある。その中で例として解いた 1954 年 10 月 15 日の Hazel ハリケーンを引用すると, $RdP=83.2$ で, これは図-1 において $f=9.0\%$ に相当し, 襲来の間隔は 100 カイリ (≈ 186 km) の海岸について $I=1570/9=175$ 年である。この例で平均干潮水深 $d_0=74$ ft に対してサ-

ジを含めた水深 $d=85.3$ ft 最大波高 $H_{max}=39.6$ ft, 波の周期 $T=11.63$ sec であつた。

$d=85.3$ ft 上の波頂の高さは図-2 を用いて求められる。すなわち $H/T^2=0.293$ と $d/T^2=0.63$ を計算すれば図-2 から $\eta_0/H=0.69$ が読みとれる。従つて $\eta_0=39.6 \times 0.69=27.3$ ft で, 波の峯の高さは海底から $85.3+27.3=112.6$ ft である。波長は

$$L = \left(\frac{L}{L_A} \right) \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L_A}$$

から求められる。ここに L_A は Airy の波長, L/L_A は波のスティーブネスに対する修正係数で図-3 から求められる。深海における Airy の波長は $L_0=5.12T^2=693$ ft である。図-3 から $d/T^2=0.63$ と $H/T^2=0.293$ に対して $L/L_A=1.06$, 図-4 から $d/T^2=0.63$ に対して $\tanh 2\pi d/L_A=L_A/L_0=0.77$ が得られる。従つて $L=1.06 \times 693 \times 0.77=565$ ft となり, 波速は $c=L/T=565/11.63=48.5$ ft/sec となる。

波の峯の最大水平水粒子速度は $2g\eta_0/c^2=64.4 \times 27.3/48^2=0.75$ を計算すれば図-5 から $U_{max}/c=0.5$ が得られ, 従つて $U_{max}=0.5 \times 48=24$ ft/sec となる。

これに対して, Airy の波理論を使つて求めると, $U_{max}=17.0$ ft/sec となり, Bernoulli の式(図-5)を用いて求めたものより 40% も少ない。杭にかかる力は速度の 2 乗に比例するから, 抵抗係数を等しいと仮定すると, この二つの方法によつて求めた波の峯の最大力の比は $(24/17)^2=2.0$ となる。このことから Airy の理論の使用は好ましくない。

以上述べたことは強風の影響を受けない規則正しい単純な波に適用できるものである。図-6 に Okeechobee における

図-5 波の峯の最大水平水粒子速度

図-2 静水面上の波頂の高さと波高との関係

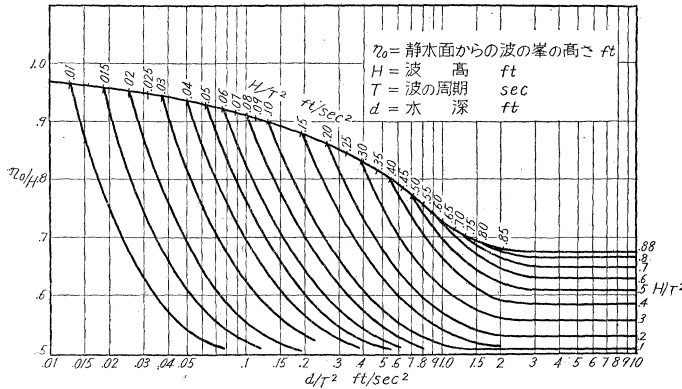


図-3 スティーブネスによる波長の修正係数

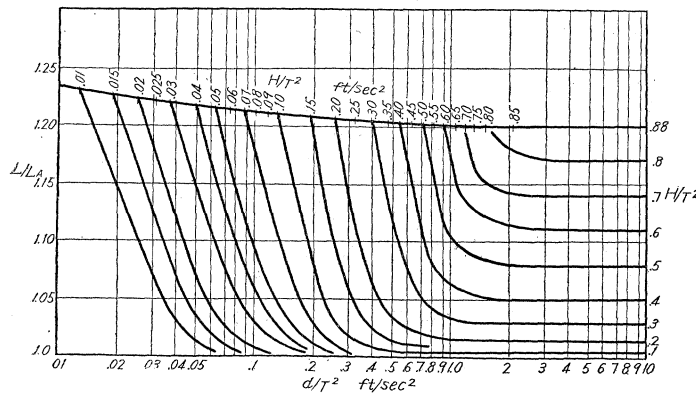


図-4 L_A/L_0 と d/T^2 との関係

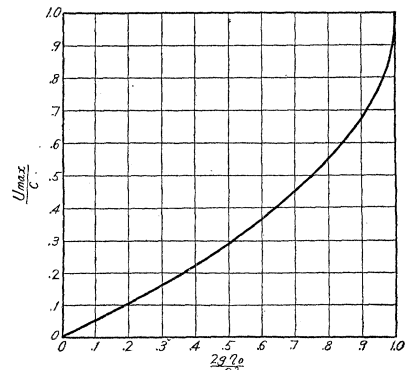
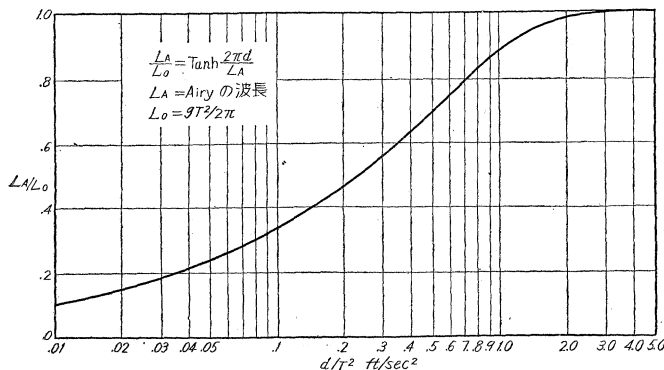
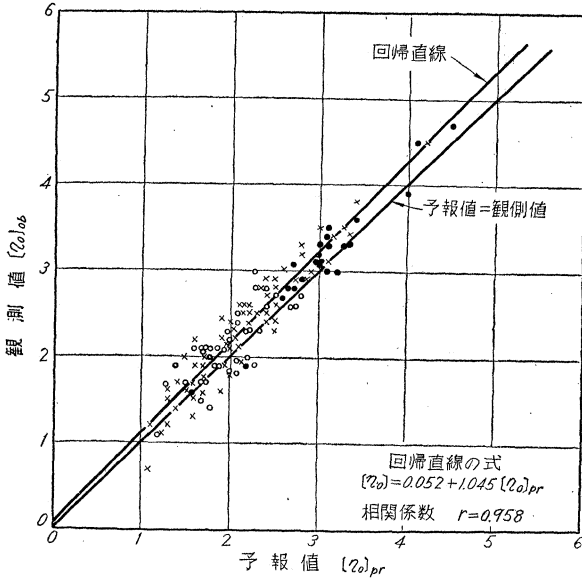


図-6 静水面上波の峯の高さの観測値と予報値の比較



波の峯の高さ Q_0 の観測値と予報値との比較を示した。バラツキの多くは H, T および d の正確な測定が不可能だからである。図-2 が風に影響されない波について正確であると仮定すれば、ハリケーンの風の影響で静水面上の波の峯の高さのバラツキは約 5% であるから、設計波としては 10% 増加すればよいであろう。もちろんこれはメキシコ湾の波の資料を用いてもつと研究する必要がある。(運輸省港湾局 片山 猛雄)

衝撃を受けたケーブルの解折

“Motion and Stress of an Elastic Cable due to Impact”
By F.O. Ringleb

Jour. of App., Mech. Sept. 1957, p. 417.

直線状に静止しているケーブルの一端に斜め衝撃を加えた場合に、そのケーブルに生ずる運動と応力について述べ、エネルギーの分配を検討し、近似計算法を提案している。次に、その基本的な考え方を述べ実験結果をあげる。このケーブルの解折において用いた仮定は、

- (1) ケーブルは Hook の弾性法則に従う。
- (2) ケーブルの応力変化によって横方向の伸縮はない。

である。

(1)の仮定から、初期応力 σ_0 を有するケーブル l の伸び δ は

$$\frac{\delta}{l} = \frac{\frac{\sigma - \sigma_0}{E}}{1 + \frac{\sigma_0}{E}} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ただし σ : ケーブルに生ずる応力, E : ヤング率で与え

られる。

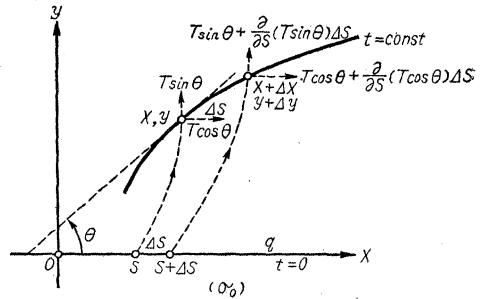
一方、初期張力 $T = \sigma q$ (q : 断面積) を受けるケーブルが、図-1 に示される運動をする場合には、その釣合の方程式として、

$$\frac{\partial^2 x}{\partial t^2} = \frac{E}{\rho} \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{\sigma}{E} \cos \theta \right) \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = \frac{E}{\rho} \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{\sigma}{E} \sin \theta \right) \quad \dots\dots\dots (3)$$

が成立し、これと (1) 式から

図-1



$$\frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{1 + \frac{\sigma}{E}}{1 + \frac{\sigma_0}{E}} \cos \theta \right) = \frac{E}{\rho} \frac{\partial^2}{\partial s^2} \left(\frac{\sigma}{E} \cos \theta \right) \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$\frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{1 + \frac{\sigma}{E}}{1 + \frac{\sigma_0}{E}} \sin \theta \right) = \frac{E}{\rho} \frac{\partial^2}{\partial s^2} \left(\frac{\sigma}{E} \sin \theta \right) \quad \dots\dots\dots (5)$$

をうる。ここで、 $\theta = \text{const.}$ とすると、(4) および (5) 式は

$$\frac{\partial^2 \sigma}{\partial t^2} = \left(1 + \frac{\sigma_0}{E} \right) \frac{E}{\rho} \frac{\partial^2 \sigma}{\partial s^2} \quad \dots\dots\dots (6)$$

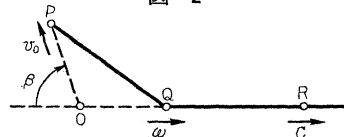
となつて、 σ の伝播速度 $c = \left[\left(1 + \frac{\sigma_0}{E} \right) \frac{E}{\rho} \right]^{\frac{1}{2}}$ が求められ、 $\sigma = \text{const.}$ とすれば、

$$\frac{\partial^2}{\partial t^2} [\cos(\theta - \theta_0)] = \frac{1 + \frac{\sigma_0}{E}}{1 + \frac{\sigma}{E}} \frac{\sigma}{\rho} \frac{\partial^2}{\partial s^2} [\cos(\theta - \theta_0)] \quad \dots\dots\dots (7)$$

となつて、 θ の伝播速度 $\bar{c} = \left(\frac{1 + \frac{\sigma_0}{E}}{1 + \frac{\sigma}{E}} \frac{\sigma}{\rho} \right)^{\frac{1}{2}}$ が求められ

る。ここで c は縦波の伝播速度を、 \bar{c} は横波の伝播速度を与えている。

図-2



ケーブルの一端を v_0 の速度で β の方向に動かすと、縦波と横波の速度差によって、このケーブルの PQ の部

分は v_0 の速さで β の方向に動き、 PQ の部分は U の速度 $R \rightarrow Q$ の方向に動く。この運動を前述の波動速度を用いて幾何学的な適合条件にもとづいて解析することにより基本方程式として

$$\left(\frac{v_0}{c_0}\right)^2 + 2\frac{v_0}{c_0} \left[\left(\frac{\sigma}{E}\right)^{\frac{1}{2}} \left(1 + \frac{\sigma}{E}\right)^{\frac{1}{2}} - \frac{\sigma - \sigma_0}{E} \right] \cos \beta = 2\frac{\sigma - \sigma_0}{E} \left(\frac{\sigma}{E}\right)^{\frac{1}{2}} \left(1 + \frac{\sigma}{E}\right)^{\frac{1}{2}} - \left(\frac{\sigma - \sigma_0}{E}\right)^2 \quad (8)$$

をうる。しかし、鋼のケーブルでは破壊応力においても σ/E は 0.0019 にすぎないから、 σ/E と σ_0/E を 1 に対して無視すれば、(8) 式は

$$\left(\frac{v_0}{c_0}\right)^2 + 2\frac{v_0}{c_0} \left[\left(\frac{\sigma}{E}\right)^{\frac{1}{2}} - \frac{\sigma - \sigma_0}{E} \right] \cos \beta = 2\frac{\sigma - \sigma_0}{E} \left(\frac{\sigma}{E}\right)^{\frac{1}{2}} - \left(\frac{\sigma - \sigma_0}{E}\right)^2 \quad (9)$$

となり、この計算のために作製した図表が 図-3 である。

(9) 式で $(\sigma - \sigma_0)/E$ を $(\sigma/E)^{1/2}$ にくらべて無視し、 $\beta = 90^\circ, \sigma_0 = 0$ の場合について理論と実験を比較したのが 図-4 である。

この理論ならびに 図-3 の図表を用いて逐次計算を行うことにより、ケーブルの衝撃問題を一般的に解くことが可能である。

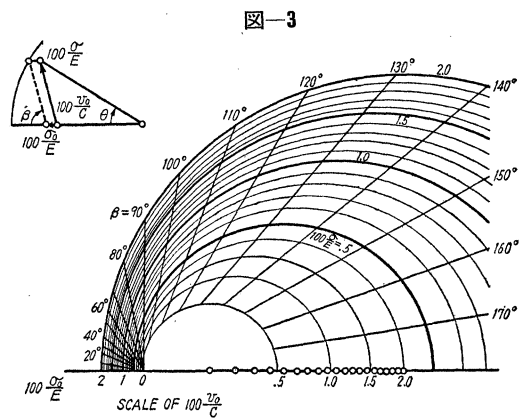


図-3

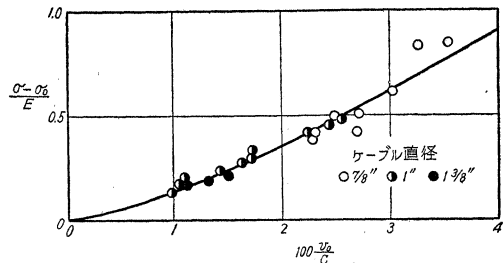


図-4

(東大生産技術研究所 佐藤 吉彦)

土木学会誌抄録委員一覧

(昭和 33 年 6 月より一部交代)

委員長 樋口 芳朗
委員 伊能 忠敏
同 岩間 滋
同 垣中三樹男

委員 小池 修二
同 高秀 秀信
同 佐藤 吉彦
同 津野 和夫

委員 土屋 雷蔵
同 新谷 洋二
同 野口 功
同 福沢 清行

委員 丸山 速夫
同 矢島 基臣
委員兼 高橋 裕
幹事

書 評

河川工学 本間 仁 著 コロナ社刊

東洋では古くから国を治むるには、まず河を治むべきであると考えられているように、河川技術は最も古くから人々の関心をいだかされた技術の一つである。

本書は現代の河川技術を履修する新制大学学生を対象として、標準土木工学講座の第 7 回配本となつたものである。その内容は河川地形学、水文学(1),(2)、河川水理学、河川計画、山間部工事、堤防、護岸水制、取水および排水、河川の航路化の 10 章よりなり、とくに河川技術の基礎的事項である水文学、河川水理学、河川計画にその努力が払われ、新制大学の教科書として必要十分なる内容を整えたものである。

河川工学は従来技術者の経験とカンによつて河川を処理してきた、いわゆる経験工学的傾向が強かつた。しかし河川に関する理学的研究の多くの成果を見るに至つて、河川理学的傾向が付加され、そのような立場で河川工学を体系づけるべく、野満氏は「河川学」(地人書館、昭和 18 年)を刊行したことは周知のとおりである。近代統計学の進歩と戦後世界各地で行われた研究や調査の莫大な業績によつて、自然河川工学も在来の経験工学にプラス河川理学的傾向がますます強くなりつつあるのが現況である。そのようなことがらを考え本書を再検討するならば、現代の河川工学のありかたに沿つて記述さ

れ、かつ読者に十分理解できるように努力が払われていることが考察せられ、さらに河川工学に興味をいだいた読者に便利のように引用文献名が記述されるなどの親切さが見受けられる。また「練習問題や設計計算例など不足……」と序文で述べてはいるが、例題並びに問題とそのヒントおよび解答が記述され、新制の制度に適合した記述がなされている等の特質が認められる。

以上のように本書は新制大学の河川工学の教材として好ましいものであると思う。

著者 本間 仁：本会副会長 工博 東京大学教授、A5 版 272 ページ、上製箱入、定価 450 円、昭 33.5 発行