

ロンドンの PC 高架橋

“Three-Way Prestressing Builds a London Viaduct”,
Engineering News-Record, Vol. 167, No. 3, July 20 (1961)

ロンドンの6本の道路と運行量の多い鉄道とが交差する混雑した場所に1/2 mileにわたる高架橋を建設し、しかも施工中も交通を維持し、かつ騒音を発しない構造物を建造しなくてはならないという問題に当面して設計されたのが、本文で紹介する3方向にプレストレスされたPC高架橋である(写真-1)。

上部構造 16 径間よりなり、支間長は 140 ft から 74 ft までである。伸縮継手によりコンクリート構造物は、811 ft 6 in と 1232 ft 6 in の2部分にわけられ、おのおのは連続してプレストレスされ、橋台で固定されている。

写真-1

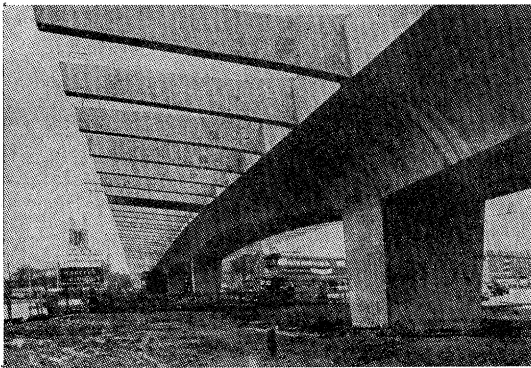
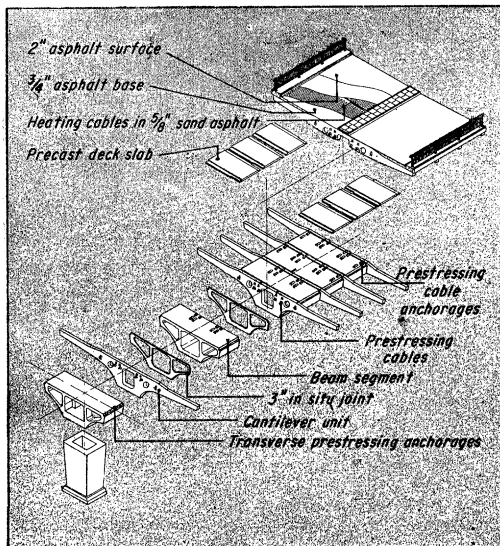


図-1



主構造は図-1に示すように、巾 26 ft の中空箱桁である。箱桁はプレキャスト ビーム部と一つおきにあるプレキャスト張出断面よりなっている。これらは現場打ちコンクリートで結合される。

縦方向プレストレス ケーブルは、これら断面を珠数のように結びつける。

プレキャスト ビームは鋼鉄型 わくで作られ、重量は約 40 t から 60 t である。張出断面はコート ハンガーのような形で厚さ 12 in, 長さ 59 ft, 重さ約 17 t である。プレキャスト床版は鉄筋コンクリートで 14.4 ft × 9.6 ft, 厚さ 8 in, 1 ブロック重量 6・1/2 t である。

橋脚と基礎 橋脚基面にはローラー支承が設けられ温度変化、コンクリートの収縮などによる橋軸方向の移動量をとるようになっている。桁と橋脚とは垂直方向のプレストレス棒により結びつけられている。

橋脚断面は中空長方形閉断面で頂面は10×8・1/2 ft, 底面は8・1/2×7 ftとなっている。壁厚は2 ft, 高さは平均16 ft である(図-2)。

写真-2 は施工状態を示したものである。

写真-2

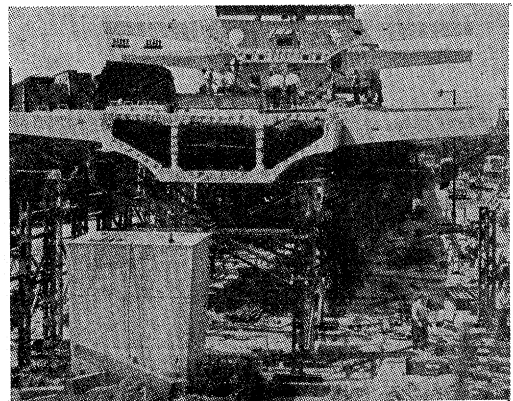
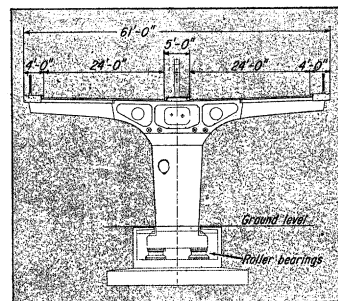


図-2

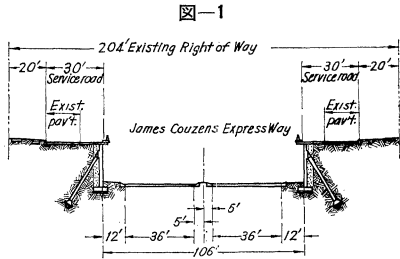


(土居 威男)

ベル型ケーソンで固定された擁壁

“Belled Caissons Anchor Walls as Michigan Remodels an Expressway”, Jones, N.C. and Kerkhoff, G.O., Engineering News-Record, Vol. 166, No. 9, May 11 (1961)

ミシガン州道路局の設計した珍しい鉄筋コンクリート擁壁の紹介である。この擁壁はデトロイトにおける高速道路に用いられたもので、図-1はこの道路横断面



を示し、図-2は擁壁の詳細を示している。

図に示すように本擁壁の特徴は、直径 20 in のポストテンションされたコンクリートケーソンで固定していることである。ケーソンはその基部に直径 5 ft のベルを持ち、その傾斜角は 2:1 である。

この擁壁を採用するまでには、通常の鉄筋コンクリート擁壁、PCシートパイル、鋼製シートパイルなどの比較設計を行ない、道路用地を十分に利用でき、かつ工事費も安い本型式が採用されたものである。

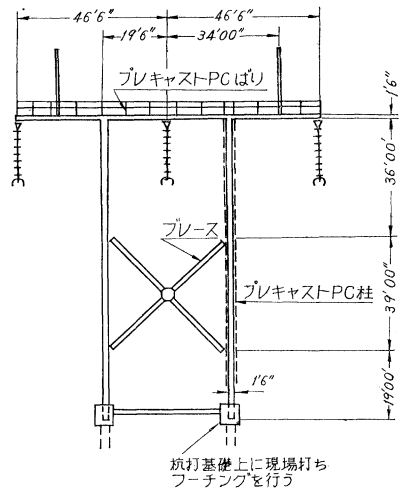
なお、この鈴型ケーソンの設計に当っては、実物大の引張試験を行ない、その結果各ケーソンには 150 000 lb の設計荷重が採用された。本文ではこの試験結果もくわしく紹介されている。試験結果からはこのほかに、変化する擁壁の高さおよび土質状態に応じたケーソンの経済的長さが決定され、またベルの最小深さは、擁壁フーチングから 10 ft 下となっている。(土居 威男)

プレストレストコンクリートの 高圧送電塔

“Experimental Transmission Tower of Prestressed Concrete”, Schupack, M. and McDonald, A., Civil Engineering, August (1961)

最近、超高圧送電塔として世界最大の高さ 33 m のプレストレストコンクリート塔が建設された。この塔の主要部材はプレキャストのプレストレストコンクリート部材で、図-1 および 2 に示すように、中空断面の 2

図-1



本の柱と、1本のほりからなり、柱の長さは 28 m 最大重量 22 t である。

この塔は、米国とカナダに電気を供給する数社と多くの公共事業会社の協同研究により、超高電圧による経済的な送電方法について、電気的な面とプレストレストコンクリートの構造的な面の両方について、研究を行なった。

規定された限界荷重は、表-1のとおりであり、そのほかこの塔の形状に影響を与える設計上の条件は、次のとおりである。

- (1) 製造工場から 217 km 離れた、建設用地まで運搬するための重量 25 t、長さ 33 m の積荷制限。
- (2) 地上 1.5 m でくいを打ち止め、その上にフーチング基礎を行なう。
- (3) 91 cm 箱ばり型わくおよび 30 cm 平方のくい用型わく使用。

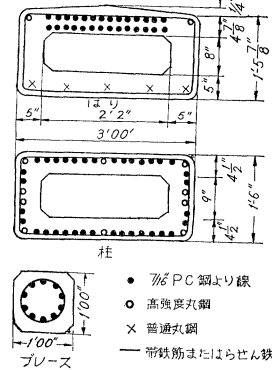
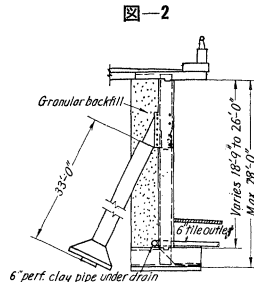
この塔の架設方法は、くい打ち基礎の上にソケットつきフーチング基礎を施し、このソケット部に柱を建込み、

表-1

項目	はりの設計荷重	垂直柱の設計	
		横方向荷重	縦方向荷重
垂直 (kg)	11 335	3 580	0
水平 (kg)	2 450	3 490	0
死荷重係数	1.20 D.L. + 40 psf	1.25 D.L.	1.10 D.L.
風荷重 kg/m ²	0	205	307

注：横方向および縦方向荷重は同時に作用しない

図-2 各部材断面



一時的に堅木のクサビで柱を止め、塔の変位を防ぐためにX型のブレース（対傾構）を柱に取りつける。それからPCばりを2台のクレーンで吊り上げ、柱の頂部にアンカーボルトですえつける。このほりにはボルトをとおすために十分な余裕をもたせた10×5cmの細長い溝孔があけてある。

その後、安全梯子、手すり、そのほかの部品をさし込みによって、プレキャスト部材に取りつけてから、フーチング基礎ソケット部にドライパッキングを行ない、クサビを取り去る。この間わずか2、3日で建設ができた。

この種の塔構造物に対してもプレストレストコンクリートは、経済的で、美観的で、維持費が少ないなどの長所を有することがわかった。（石川 久忠）

基礎の大きさの沈下におよぼす影響

“The Influence of Foundation Size on Settlement”, Bond, D., Geotechnique, Vol. 11, No. 2, June (1961)

基礎の沈下量を推定する方法のうち、弾性理論による解析法は荷重強度の小さいしかも粘性土の場合にのみ、また塑性理論による方法は密な砂の場合にしか用いることができず、すべての土質に一律に用いられる方法はなかった。この論文は、ある寸法の基礎の荷重沈下曲線から同一の均一な土質上に支持された同一形状の任意の寸法の基礎の荷重沈下曲線を求める方法について述べたものであり、この方法はすべての土質に適用することができる。

いま図-1(a)に示すように円形の剛体の載荷板で密度が γ の均一な土質上に載荷するとし、静止土圧係数を $K_0=1$ と仮定すれば、土中の任意の点Caの応力

図-1 異なった寸法の2つの基礎の比較

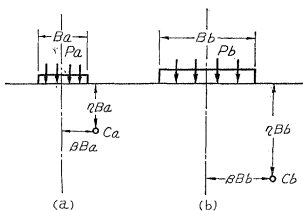
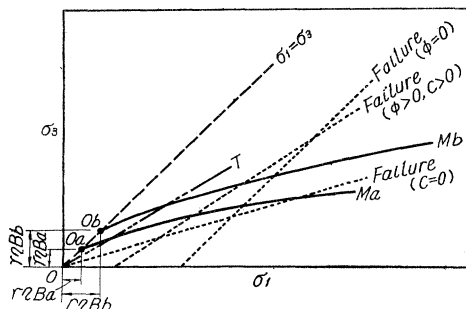


図-2 応力の経路と破壊条件の例



は図-2のOaMaで表わされる。また載荷板の寸法の異なる場合(図-1(b))についても任意の点Cbの応力はObMbで表わされる。C点における最大主応力および最小主応力の影響値を I_1, I_3 とすれば

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{PI_1 + r\eta B}{PI_3 + r\eta B}$$

であるから、(a), (b)それぞれについて主応力の比をとれば

$$\frac{\sigma_{1a}}{\sigma_{3a}} = \frac{PaI_1/Ba + r\eta}{PaI_3/Ba + r\eta}, \quad \frac{\sigma_{1b}}{\sigma_{3b}} = \frac{PbI_1/Bb + r\eta}{PbI_3/Bb + r\eta}$$

となる。したがって $\frac{Pb}{Bb} = \frac{Pa}{Ba}$ ならば、

$$\frac{\sigma_{1b}}{\sigma_{3b}} = \frac{\sigma_{1a}}{\sigma_{3a}} \dots\dots\dots(1)$$

が得られる。

仮定-1

幾何学的に相似な形状、深さ、荷重分布をもつ同一の均一な土質上に支持された基礎において、 P/B が等しいならば、幾何学的に対称な点における主応力の比は等しい。

CaとCbの点における最大主応力の比をとれば、

$$\frac{\sigma_{1b}}{\sigma_{1a}} = \frac{PbI_1 + r\eta Bb}{PaI_1 + r\eta Ba}$$

$$\frac{\sigma_{3b}}{\sigma_{3a}} = \frac{\sigma_{2b}}{\sigma_{2a}} = \frac{\sigma_{1b}}{\sigma_{1a}} = \frac{Bb}{Ba} = N \dots\dots\dots(2)$$

が得られる。

図-2においてOTは $\sigma_1/\sigma_3=$ 一定を示し、OaMaとObMbはこの直線と交わる。Caの点における応力の経路OaMaが既知のときは、ほかの任意の基礎下のCbの点における応力の経路ObMbが求められる。

一方載荷のさい沈下のためになされる仕事量は、荷重を W 、沈下量を $\delta\rho$ とすれば、 $\Sigma W \cdot \delta\rho$ で与えられる。したがって単位体積当りの土が吸収する仕事量の比をとると、次式で表わされる。

$$\frac{Ab}{Ba} = \frac{\frac{1}{Bb_3} \Sigma Wb \cdot \delta\rho_b}{\frac{1}{Ba_3} \Sigma Wa \cdot \delta\rho_a} = \frac{\Sigma Pb \cdot \frac{\delta\rho_b}{Bb}}{\Sigma Pa \cdot \frac{\delta\rho_a}{Ba}} \dots\dots\dots(3)$$

仮定-2

同じ形状で異なった寸法の2つの基礎を支持する同一の土質の変形にさいし、単位体積の土が吸収する仕事量が等しいときは、実験的に次の関係が成りたつ。

$$\frac{\rho_b/Bb}{\rho_a/Ba} = f(N) \dots\dots\dots(4)$$

$f(N)$ のくわしい性質はまだ知られていないが、近似的に

$$\log \frac{\rho_b/Bb}{\rho_a/Ba} = -\nu \log N, \text{ または } \frac{\rho_b/Bb}{\rho_a/Ba} = N^{-\nu} \dots\dots(5)$$

で与えられる。ここで ν は実験によって求められる経験的なファクターである。

仮定—3

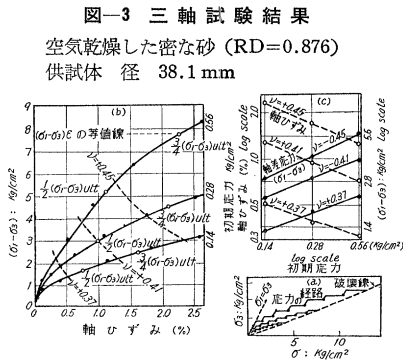
仮定—1 にしたがって、同一土質の2つの要素が、2つの異なった経路にそって増加する応力をうけるととき、それぞれの要素になされる仕事量が等しいならば、次の近似的な関係が実験的に求められる。

$$\frac{\epsilon_b}{\epsilon_a} = f(N) \dots \dots \dots (6)$$

ここで ϵ_b, ϵ_a は2つの要素の軸方向ひずみである。 $f(N)$ は(5)式におけるものと同一であり、近似的に次のとおりに表わされる。

$$\log \frac{\epsilon_b}{\epsilon_a} = -\nu \log N, \text{ または } \frac{\epsilon_b}{\epsilon_a} = N^{-\nu} \dots (7)$$

ν の値が既知であれば、ある寸法の基礎の荷重沈下曲線から、同一土質上のほかの任意の寸法の基礎の荷重沈下曲線を求めることができるのである。経験的な定数 ν の値は三軸圧縮試験における応力ひずみ特性または異なる寸法の2つ以上の平板載荷試験における荷重沈下特性から求められる。



図—3 は ν を求めるために行なった三軸圧縮試験の結果を示す。(駒田 敬一)

のり尻に排水工を施した堤体中の
非定常流地下水

- ① "Unsteady Flow Through on Underdrained Earth Dam", DeWiest, R.J.M., Jour. of Fluid Mechanics, Vol. 8, Part 1 (1960)
- ② "Free Surface Flow in Homogeneous Porous Medium", DeWiest, R.J.M., Proc. of ASCE, Vol. 87, HY 4 (1961)

堤体のような均質透水層の自由表面をもつ流れについては、ヘル・ショウ粘性流体模型によって実験を行なうことができるが、この論文では、のり尻に排水工を施した堤体の前面の水面が変動した場合の非定常運動について解析を行ない、実験と比較している(訳者註: なお、この方法はのり尻に排水工がなく浸潤面が生ずる場合には適用しえない)。

理論: まず第一段階として定常流の場合について解い

ている。堤体巾は半無限に広がるものとすれば(図—1はその物理面であり特別の記号はないが、 Q_{H_0} は水頭 H_0 における単位巾あたりの定常流量であり、添字0はすべて定常的な状態における物理量を示す)、複素ポテンシャル面(図—2 $W_0 = \phi_0 + i\psi_0$, ϕ_0 : 速度ポテンシャル, ψ_0 : 流関数)との写像関係は、 K を透水係数として

$$W_0 = (2KQ_{H_0}r)^{1/2} e^{-i\theta_0/2} = -\frac{KQ_{H_0}(u_0 + iv_0)}{q_0^2} \dots \dots \dots (1)$$

であり、流線をあらわす式は、 n を任意定数として

$$y^2 = \frac{n^4}{K^2 Q_{H_0}^2} + \frac{2n^2}{KQ_{H_0}} x \dots \dots \dots (2)$$

となる。なお、定常的な自由表面をあらわすには、 $n = \psi_0 = Q_{H_0}$ とおけばよい。図—1のc点の座標は、 $(-\frac{Q_{H_0}}{2K}, 0)$ であり、 Q_{H_0} は

$$Q_{H_0} = K[H^2 + L^2]^{1/2} - L \dots \dots \dots (3)$$

である。

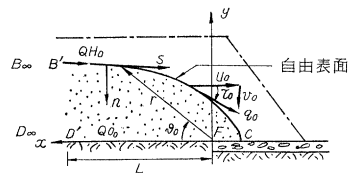
実際には、堤体巾は有限であるから、これらの式には多少の誤差を生ずる。このために、貯水池内の圧力分布が静水圧分布であると仮定すれば、 $\phi_0 = KH$ であるから、 L の代りに $L^* = KH^2/2Q_{H_0}$ を用いるとよい。ただし、この影響は数値的にはそれほど大きくはない。

非定常状態を解くには、 ϕ を $e^{-\lambda t}$ の級数に展開する摂動法を用いる。

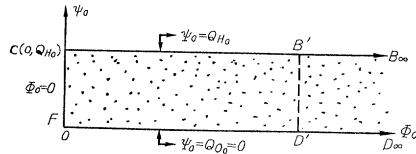
$$\phi(x, y, t) = \phi_0(x, y) + \phi_1(x, y)e^{-\lambda t} + O(e^{-2\lambda t}) \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 ϕ_1 は調和関数で、ラプラスの方程式 $\nabla^2 \phi_1 = 0$

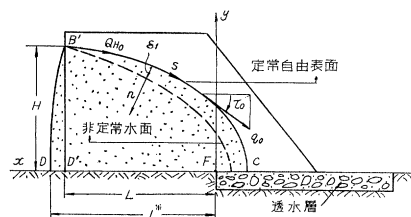
図—1 Z-面(物理面)



図—2 W_0-面



図—3



を満たし、 λ は決定方程式により定まる固有値である。非定常自由表面を現わす方程式は

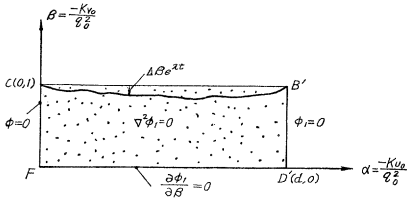
$$\frac{\varepsilon}{K} \frac{\partial \phi}{\partial t} = \left(\frac{\partial \phi}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \phi}{\partial y} \right)^2 - \frac{\partial \phi}{\partial y} \dots\dots (5)$$

(ε は堤体ポロシティ) である。(4) 式を (5) 式に代入して、非定常自由表面を定常境界になおして解を求める。すなわち、定常自由表面からの変位を

$$\delta(x, y, t) = \delta_1(x, y) e^{-\lambda t} + O(e^{-2\lambda t}) \dots\dots (6)$$

これに対応するホドグラフ面での ϕ の変位を $\Delta \beta e^{-\lambda t}$ として (図-4), (4) (5) 式を書き換えると、水位

図-4 ホドグラフ面



上昇の遅い場合には

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \phi_1}{\partial \beta} &= (a\lambda)^2 (1 + \alpha^2) \phi_1 + (a\lambda) \frac{\partial \phi_1}{\partial \alpha} \\ \alpha &= -Ku_0/q_0^2, \beta = -Kv_0/q_0^2 \\ q_0^2 &= K^2/\alpha^2 + \beta^2, a = \varepsilon Q_H/K^2 \end{aligned} \right\} \dots (7)$$

が得られ、これと連続の条件から固有値 λ を決定すべき無限行列式

$$D(a\lambda) = \begin{vmatrix} h_{11}-1 & h_{12} & h_{13} & \dots \\ h_{21} & h_{22}-1 & h_{23} & \dots \\ h_{31} & h_{32} & h_{33}-1 & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \end{vmatrix} = 0 \dots (8)$$

ここに、 $h_{mn}(a\lambda) = (a\lambda)^2 \frac{2}{n\pi} b_{m,n} \cot h \frac{n\pi}{d} + (a\lambda) \frac{2}{d} c_{m,n} \cot h \frac{n\pi}{d}$, $b_{m,n}$, $c_{m,n}$ は m, n により定まる定数

が得られる。この初めの数列から、 λ の近似値を求め、これより $\nabla^2 \phi_1 = 0$ の解 $\phi_1(x, y)$ を決定しうる。

例えば、 $cKH/Q_H = 3$ の場合の $D(a\lambda)$ の曲線は 図-5 のようになり、これより $D(a\lambda) = 0$ の解として $a\lambda = 0.49$ が定まる。自由表面の変化の様子は 図-6 のようである。

実験：この問題を狭い間げき中の粘性流体相似を利用するヘル・ショウ模型によって実験するための相似律は、時間 t , x, y 方向の縮尺比をそれぞれ $\lambda_t, \lambda_x, \lambda_y$ とすると

$$\lambda_t = \frac{1}{\varepsilon} \frac{K}{K_m} \lambda_x, \lambda_x = \lambda_y$$

の関係がある。ここで模型の透水係数 K_m は、模型巾を b , 相似模型の流体の粘性係数を ν , とすれば、 $K_m =$

図-5 固有値 $a\lambda$ の決定

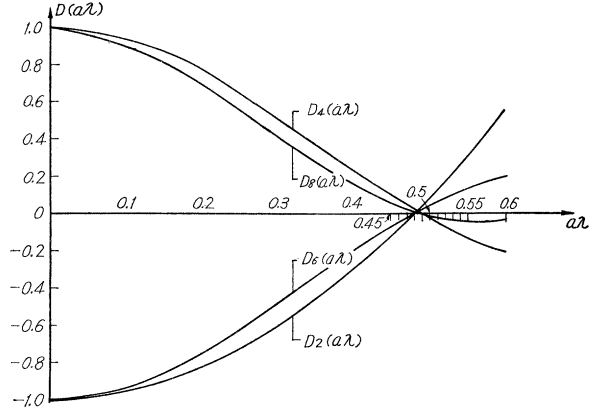
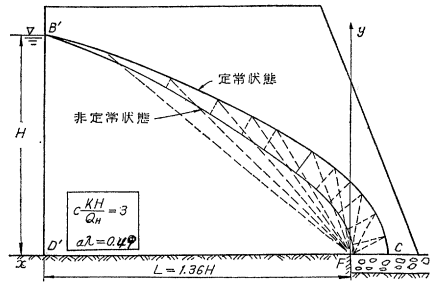


図-6 自由表面の運動



$\frac{1}{12} g \frac{b^2}{\nu}$ である。

次に模型において水深 H_m を堤体巾 L_m の 10% から 74% に変化させた時に得られた結果を示す。

上昇速度	高速 2.30 cm/s	低速 1 cm/s
定常状態までの時間	実測値 44.5 s 計算値 48.5 s	52.0 s 60.5 s

計算と実験の結果はかなりよく一致する。また、実用上は、上昇速度の差を考慮に入れなくてもさしつかえない。(椎貝博美, 日野幹雄)

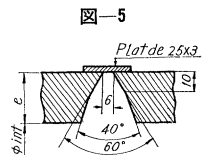
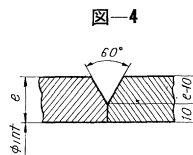
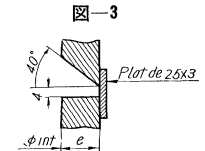
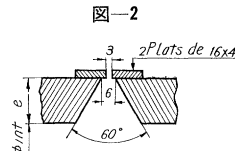
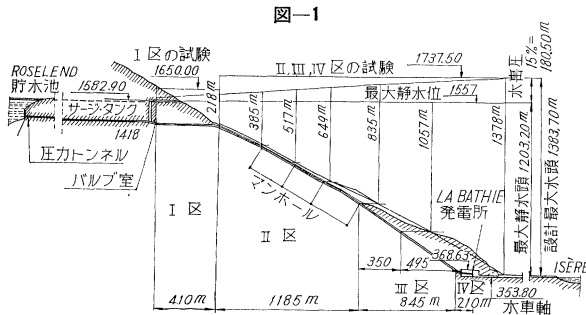
ローズランド発電所ペンストックのすえつけと検査

“Les Opération de Montage et de Contrôle de la Conduite Forcée de L'Aménagement de Roselend”, Rignet, M.M.R. et Sougrzat, J.L., Le Génie Civil, 15, Oct. (1961)

最大落差 1384 m のローズランドの発電所工事に用いられたペンストック (註: 土木学会誌第 45 巻第 11 号文献抄録「ローズラン (パチー) 発電所の水圧鉄管」参照) の設計上の特色は、表-1 に見られるごとくである。鉄管路の配置は 図-1 で示される。サージタンクまでの内張り部ではスチフナー付の 12~16 mm 厚の A 55 M 鋼 (抗張力 54, 弾性限 34 kg/mm²) が使用された。サージタンク部は全高約 147 m, 内側にスチフ

表-1 ペンストック各区間の主要特性

区 間	1	2	3		4
			上 流 側	下 流 側	
管 長 (m)	410	1 175	350	495	210
内 径 (m)	3.5	3.2	3	3	3 ~ 1
抜 厚 (mm)	16~24	17~32	32~21	内外側管: 18~26 管: 17	34~16
パ ン ド (mm)	なし	100×27~54	100×64~46	—	100×63~90×18
パ ン ド 間 隔 (mm)	—	250	250	—	250~180
設 置 状 態	内 張 り	斜面掘削すえつけの後コンクリートを巻き埋め戻し	斜 坑 内 張 り	—	分岐部はコンクリートに埋没
管 の 種 類	普通の溶接管	自緊管, 2%過圧自緊管	2%過圧自緊管	2%過圧式の2重管	2%過圧自緊管
鋼 材	A 55 M	Cu-Cr Martin 鋼 バンド: 炭素鋼	2区と同じ	内側管: 2区と同じ 外側管: Super-Elso	2区と同等
安 定 率	1.5	2.2	2.2~1.4	1	1.5



ナーをつけた 16~26 mm 厚鋼であって、安全率は、岩盤の協力を見積って、上部(φ7.25 m)から下部(φ3.70 m)へ 1~1.5 (弾性限に対して)とされた。図-1 に見られる第1区間では水の内圧の 30% がコンクリートを介して岩盤に支持されるとの計算仮定で、安全率を 表-1 のように定めるとともに、また 8 kg/cm² 外圧に対して、弾性限までの強度を許容した。第2区間は、自緊管ですえつけた後、水圧試験を行なった後で埋戻された。マンホールは φ0.45 m で、監査台を内部に下げ降すための監査口は φ1.50 m である。第3区間は下部約 500 m に 2重管式の過圧自緊管(内側管は抗張力54, 弾性限 34 kg/cm² のコンフォール, 外側管は抗張力 85 kg/mm², 弾性限 68 kg/mm² で 10% のスーパー エルソ鋼)で内側管のみの周接ぎ溶接を行なった。第4区間では5個の球分岐を用いた。

工作およびすえつけに関する溶接上の特色は 図-2~5 とともに 表-2 に示される。工場溶接は球分岐、スーパー エルソ鋼などをのぞいてはユニオン・メルト自動溶接、現場仮工場では、単管接続に自動溶接を用いた。すえつけ位置での溶接は、サージタンクに半自動式ネルタリックを用いた以外は、手溶接である。

検査は、鋼材質の検査、溶接法の認定のほか、溶接部の非破壊検査として、

(1) 工場において: 水圧試験前に溶接線長(周および縦)の 20% の X 線検査(全線超音波検査された場合

表-2 溶接開先の形状

区間	工作物の種類	板厚 (mm)	溶 接 場 所	溶 接 法	形 状 図
1	バルブ室前後の内張り	15+1 24	工場 現場仮工場 すえつけ位置	自動溶接	(略)
				手溶接	図-2
2	サージタンク	30 12+1	すえつけ位置	手溶接	図-3, 外
				自動溶接	(略)
3	斜坑内の自緊管および2重管	16+1 32	工場 現場仮工場 すえつけ位置	自動溶接	(略)
				手溶接	図-4, 外 図-5, 外
4	球形分岐および枝管	32 50	工場 すえつけ位置	Super-Elso Confor E 自動溶接	(略)
				手溶接	図-4, 外 図-5, 外

は 3% までにしうる), 水圧試験後に溶着部の X 線による厚さのチェックが行なわれ、さらに単管の両端 10 cm の X 線検査が課されたが、実際には全溶接線の 100% の超音波検査と X 線検査(工事初期には溶接長の 20%, 後に溶接端をふくめて 5%まで)が並用された。

(2) 現場仮工場において: 周接ぎ溶接では 100% のガンマー線検査が行なわれ、全溶接線の 5% の抜きとり X 線検査が課された。

(3) すえつけ現場では: 100% の超音波検査と 5% のガンマー線検査が行なわれたが、サージタンクでは上部 100%, 下部で 30% の超音波検査とされた。

以上の各種の検査法を用いて、あくまで、この主要な構造物の安全率を確保するため 100% の検査を論理的に実施した。この目的のためには、特に、コンクリート中に埋設された部分の手溶接の検査に超音波が有効であった。この方法は、溶接欠陥の判定にかなり困難をとまなうが、溶接部の両側からの反射波を比較することと、標準切欠試片により感度を調整し、また多数のいろいろな形の欠陥部を X 線検査と比較することなどによって、例えば、 h (反射波のエネルギーの関数：計測器により、標準片から換算され、欠陥部の深さを示す) と、 l (欠陥部の長さ) を知るときには、表-3 のような判定基準

表-3 溶接許容の判定

使用した超音波探傷器の種別		判定基準
Krautkramer	Ultrasonic Métalloradar P.R.	
$h > 2$	$h > 3$	$l > 25$ mm ならば：補修 $5 < l < 25^{(1)}$: X線検査 $l < 5$: 許容
$2 > h > 1.5$	$3 > h > 1$	$l > 50$ ならば：補修 $20 < l < 50^{(2)}$: X線検査 $l < 20$: 許容
$1.5 > h$	$1 > h$	$l > 75$ ならば：補修 $l < 75$: 許容

(1) X線検査不可能な場合は $l > 15$ ならば：補修、 $l < 15$ ：許容
(2) " " " " $l > 35$: 補修、 $l < 35$ ：許容

を求めることができる。また放射線による検査は基準による断面減少 2% までの欠陥が許容された。この結果、検査および溶接補修した割合は表-4 に示されるようなものであった。検査に要した時間 (装置の移動検査作業

表-4 各部分の溶接検査の結果

工事区間	溶接長 (m)	検査長 (m)		補修長 (m)		補修率 (%)			検査の %	
		超音波	ガンマ線	超音波	ガンマ線	超音波	ガンマ線	平均		
メンストック	1区	2160	1030	1130	4.02	1.16	0.39	0.10	0.24	100
	2区	2115	1775	340	25.17	0	1.43	0	1.19	100
および分岐管	3区	1535	875	657	3.04	11.61	0.35	1.77	0.96	100
	4区	385	336	55	5.94	0.06	1.77	0.11	1.56	100
サージタンク	1742	1069	0	0.62	-	0.058	-	0.058	61	

など) は 1 組で 1 m 長当たり平均 1 時間 40 分で、サージタンクもふくめて、総計約 12 000 時間であった。なお、現場溶接の 100% 検査に要した費用は、製作、すえつけ費の約 1% に相当した。(矢島 基臣)

車両重量の動的測定

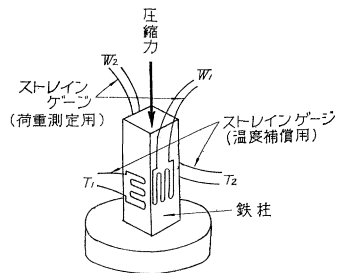
"Dynamic Weighing of Vehicles", *Dearinger, J.A., Public Roads, Vol. 31, No. 10, Oct. (1961)*

道路を通行する自動車の車両荷重の規制あるいは舗装設計、維持修繕の資料を得る目的で従来行なわれていた機械式静的荷重計による測定は不必要に車を停止させ、測定経費もかさむなどの欠点が多く、アメリカでは 1951

年以来、電気式動的荷重計により自動車を止めずに測定する方法が研究され実用化されてきた。これらの荷重計の共通した測定原理は、自動車荷重が舗装面下に設置された装置の部材に伝達され、それにはられたストレインゲージの抵抗を変え、その変化がオッシログラフなどの記録装置に示される方法をとっている。

動的荷重計の種類としては、アメリカでは多くが舗装面を巾約 3.3 m、長さ約 2.3 m にくりぬいたコンクリートのピットの四隅に「ロード・セル」(商品名で、鉄柱部材に SR-4 型のストレインゲージをはったもの)を設置し(図-1 参照)、その上に表面が舗装面と一致するように載荷板をはめこむ構造で、前後の路面にはオッシログラフの始動および停止スイッチに連結したロードチューブが設備され、通過車両はまずロード・チューブをふんで、オッシログラフを始動させ、次に荷重計の載荷板をふんで、オッシログラフ上にひずみを記録させ、通過後さらにロード・チューブをふんでオッシログラフを停止させる(図-2, 3 参照)。

図-1 ロード・セルの構造



この型のほかに、載荷板をビームで支持し、そのビームにゲージをはりつけたものや、薄い「ロード・セル」を板にサンドウィッチ状にはさんだ簡単なものもある。

イギリスでは、アメリカの「セル型が多く、これをミラー・ガルバノメータ、光電管およびトランジスター回路を通じ、機械式計数器につないでいる。そして、自動

図-2 オッシログラフ記録 (5軸のトラックトレーラー)

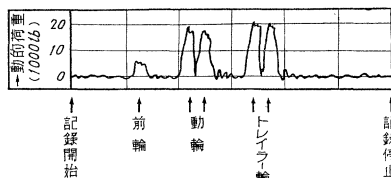
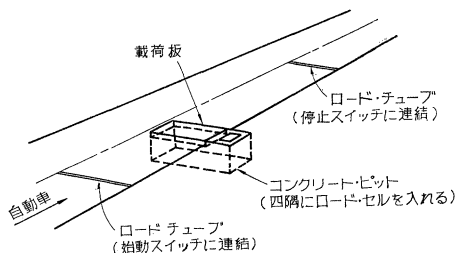
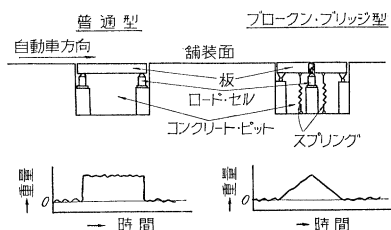


図-3 設備方法 (アメリカの例)



車重量はこの回路を通じ 11 段階に分類されて計数器に示される。西ドイツで研究されたものは、「ブローケンブリッジ」型といわれるもので、載荷板が真中で切られていて、ロードセルはその中央に設置され板の両端は別の支承で支えられる。車の重量は板上を通過する間にセルに三角形の荷重変化を与える。記録方法は 0.3~12 t を 6 段階に分類し計数器に示す機構となっている（図-4 参照）。

図-4 普通型とブローケンブリッジ型の比較



以上の荷重計で問題となる点は、車両が走っているために受ける振動の影響によって計測記録が不正確になる点である。これを減少させるためには、前後の舗装面を滑らかに施工すること、装置内に振動を減少させる設備をすることであるが、ドイツの型では、載荷板をスプリングで引張ってある。

また、精度については、セル型のもので、アメリカの実験では測定車両の半分が静的測定に対して 2% 以内の誤差であった例もあり、イギリスのもので 10% 程度といわれている。ブローケンブリッジ型は、静的測定に対し 5% 以内の精度であり、板が連続板である場合の記録が矩形形状にあらわれるのに対し、三角形形状にあらわれるのでデータの精度があがるようである。

ビーム型のもは誤差 30% にもおよび問題はあるが、将来の一方法を示すものと考えられる。またサンドウィッチ型のもは、設備は簡単だが荷重によるひずみと重量が直接関係にならない点が不利である。

結論として

(1) 適切に設計設置された電気式荷重計は、静的測定ではほかの型のものと同程度の精度をもち、また動的測定では、軸重の差は大きいですが、総重量については精度よく有効である。

(2) 荷重規制には大変有効であるが、静的荷重と動的荷重の差を 5% 程度に止める必要があり、車の振動を舗装面を滑らかにして減少させる必要がある。

(3) 荷重計の維持管理問題は、現在製造業者および管理者によって解決されつつあり、これらの成果は、今後の標準設置仕様書に利用されるべきである。

(田中 敬一)

新分野の海岸工学を体系づけたわが国最初の書!

日本大学教授・工学博士 久宝 雅 史 著

海 岸 工 学

最新刊・好評発売中

建設省河川局長 山 内 一 郎 推 薦

A 5 判・296 頁

クロス装・函入

定価 800 円 千 100 円

本書は、わが国の海岸における保全と防災とを目的とする海岸工法を、多数の図表と実例とによって、設計施工技術の理論と実際との両面にわたり、総合的に解明してわが国で最初に体系づけられたものである。

すなわち、海岸工学を研究する人々のための

1. 図表と解説とによる **海岸工学の入門書** として
2. 新しい理論と公式とによる **大学の教科書** または **参考書** として
3. 豊富で多数な設計施工例・歩掛りなどによる **海岸技術の設計用データブック** として

広く利用されるものと信ずる。

〔内 容〕 第 1 篇 海岸調査——1. 海岸（海岸の形・海岸における現象・海岸工事の必要性）2. 潮の流れ（潮力・潮の調和分析・潮の波・異状潮位・流れ）3. 波（波の種類・基礎理論・設計波・波力・波のはいり、屈折と回折）4. 漂砂（漂砂の種類・底質・沿岸・漂砂）第 2 篇 海岸工事 5. 計画法（海岸法・海岸工事の種類・計画の基礎資料・水理実験法・海岸侵食防止対策・河口閉塞処理・導流堤・養浜）6. 工法（工事材料・海岸堤防・護岸・突堤・離岸線・導流堤・その他）

益々好評第 5 版出来!

土木設計データブック

成瀬勝武・本間 仁・谷藤正三 監修

〔B5 判 776 頁・豪華美本 価 3,200 円 千 130 円〕

読者諸氏よりの絶大な支援のもとに、本書は発行後一年を経ず第 5 版を送り出すことになりました。今回は、昭和 36 年 8 月土木学会「改正 PC 設計施工指針」に伴ないプレストレスト・コンクリート篇を全面的に改訂して斯界の要望に応えます。書店品切・申込は本社へ

〔近 刊〕

路 線 測 量

測量実務叢書第 9 回配本

A5・400 頁

価 1,300 円

国鉄技師・工博 多谷 虎男 著

懇切丁寧な解説と実際問題から引用された豊富なデータ、計算例に接することにより路線測量全般の技術に通曉できるよう、又理論の問題に処する方法を身につけるよう指導する。

森北出版株式会社

東京・神田・小川町 3 の 10 振替東京 34757

電 (291) 2616・4510・3068