

コンクリート舗装版の新しい目地工法

“Unidowel forms load transfer Joints in Concrete”, Engineering News-Record, pp. 56~58, July 4 (1963)

現在、舗装版の収縮目地にはスリッバーを用いたものが最も多いが、これと全く趣きをことにする新しい形式の目地工法が昨秋からアメリカで実験されている。

これは、二枚の薄い亜鉛引き板を重ねて、直径 11 cm, 深さ 1.25 cm の突起で互いにかみ合うように成型したものを(写真-1)を主体とし、上部の、目地材の部分を確認するための幅 1 cm, 深さ 5 cm の、Unitube と称する部分とから成る。

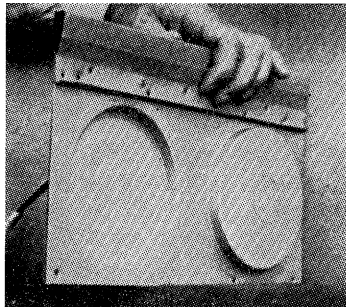


写真-1

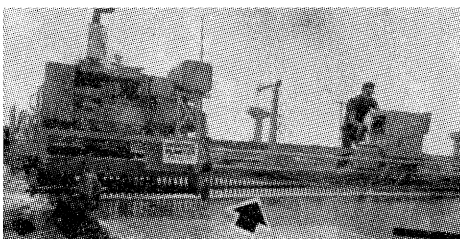
これを、舗装版の厚さ、幅員に合わせて製作し、舗装版コンクリート施工と同時に設置し、コンクリート硬化後、Unitube の部分をクランプして目地材を注入する。

コンクリートのかみ合い部分の亜鉛引き板相互間には、石油系のグリースが塗られている。かみ合いの突起の中心間隔は、15 cm 程度である。従来スリッバーなどにくらべてかみ合いの深さが過少のようであるが、実験の結果によると、 $\sigma_c = 260 \text{ kg/cm}^2$ のコンクリートを用いた場合、1.25 cm のかみ合い 1 箇所あたり、約 4t, 0.61 cm の場合で、約 2.2t の耐荷力を有している。実際に、路盤上に施工された場合には、7t の輪荷重が、かみ合いの直上に載荷されたとき、1 個の受ける力は、約 500 kg, 60 cm 離れた場合には、約 300 kg であり、十分な安全率をもつとしている。

この工法の利点として、つぎの点があげられる。

1. 舗装版全厚にわたって、確実に分離できること。
2. 非常に軽量で、従来のものの 1/10~1/15 である。
3. 舗装コンクリートの施工と同時に、機械化施工に

写真-2



よって、非常に迅速に行なえること。

4. 工費が低廉であること。

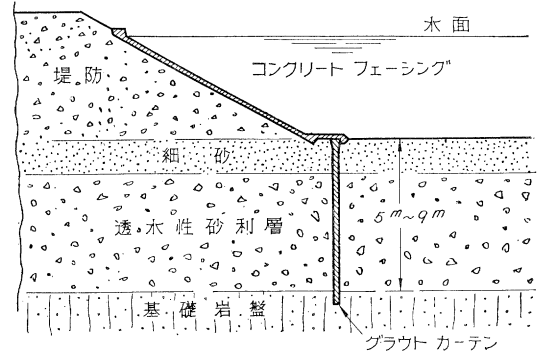
施工に際しては、かみ合い部分の突起が完全にコンクリートで充填されることが最も重要な点であるが、これについては写真-2 に見られるような、櫛型のパイプレーターを備えた施工機械によって、確実に行なっている。(委員 伊関治郎)

止水壁の新工法

“The French have a way with Grout Curtains”, Engineering News Record, pp. 32~33 April. 18(1963)

ダム貯水池における、地下透水層からのろう水をふせぐための新しい工法による止水壁が、ドナウ河の、Obelchingen Dam で採用された(図-1)。

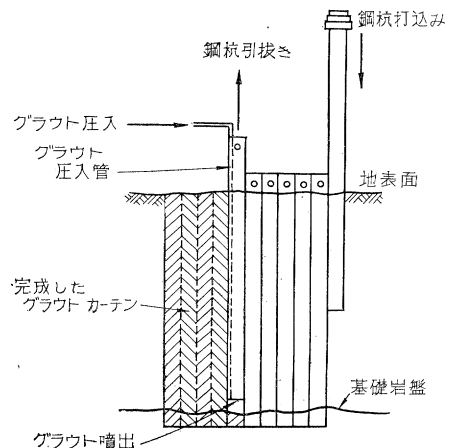
図-1



まず、H ぐい (15"×7") を、止水壁を作る面に、順次、基礎岩盤に達するまで打ち込んで行き、7 本目を打ち込むとき、最初に打ち込んだぐいを引き抜き、これを 8 本目として打ち込む(図-2)。

ぐいのフランジの内側には、3/4" のパイプ 1 本が溶

図-2



接してあって、その先端には、リベットがそう入してあり、くいが引き抜かれると同時に、これが抜け落ちて、高圧のセメントグラウトが噴出して抜けたあとを充たして行く。

グラウトの圧力は、くいの抜けたあとの空間体積の4~5倍のセメントグラウトが噴出するように調節されていて、平均厚20~25cmの止水壁が作られる。透水性の高い部分では、厚さ90cmにも達したと報告されている。

この方式による施工の結果は、普通のシートパイルによるものよりも良好で、工費は、その約1/2であったという。本工事は、140kg-mのディーゼルハンマーくい打機と、165tの水圧ジャッキおよびくいの移設用の、小さな塔を備えた可搬式設備によって、1時間約9m²の速さで施工されたと報告されている。

(委員 伊関治郎)

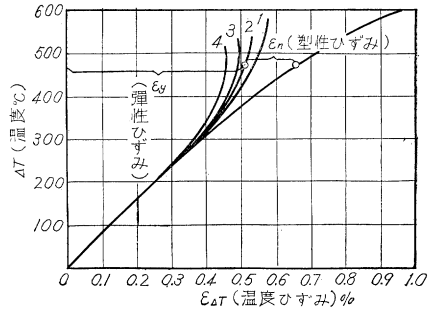
PC鋼線の電熱緊張

“Электротермическое натяжение высокопрочной проволоки”, канд. техн. наук. Е.И. ЕГОРОВ, инж. А.В. КОСОЛАПОВ, БЕТОН и ЖЕЛЕЗОБЕТОН (コンクリートおよび鉄筋コンクリート), pp. 151~155 (1963)

現在、ソ連ではPC鋼材に電流を通じ、電熱による熱ひずみを利用して緊張する方法、すなわち電熱緊張法が広く用いられている。PC鋼材としては、低炭素の鋼棒を使用し、加熱温度を350°C以下としていた。この場合、導入応力は50~60kg/mm²程度であり、加熱によって鋼材に与えられる悪影響もほとんどなかった。

しかし、鋼線を用い、導入応力を100~110kg/mm²とするためには、加熱温度を500~550°Cまで高めなければならない。したがって、PC鋼線に電熱緊張法を適用するためには、このような高温におけるまた高温工程を経た後の鋼線の諸性質を知る必要がある。本論文は、加熱温度および加熱速度がPC鋼材の材質変化におよぼす諸影響を調べるために行なった実験研究の結果を述べたものである。

図-2 温度と温度ひずみの関係



- 1-φ2.5 mm, $v_{cp}=30^\circ/\text{sec}$
- 2-φ5 mm $v_{cp}=25^\circ/\text{sec}$
- 3-φ5 mm $v_{cp}=18^\circ/\text{sec}$
- 4-φ5 mm 異形 $v_{cp}=18^\circ/\text{sec}$

実験は図-1に示す装置により行なった。実験に用いた鋼線は長さ5mのφ2.5mm, φ5mmの普通鋼線およびφ5mmの異形鋼線であった。鋼線には電流を通じるまえに、あらかじめ5kg/mm²の応力を与えておいた。鋼線の温度はトムソン電橋により鋼線の抵抗値変化を測定して求めた。

実験の結果、図-2に示すように鋼線の加熱温度が約300°Cを越すと、塑性ひずみが増すため、 $\sigma_0 = \epsilon_{\Delta T} E_0$

(σ_0 : 導入応力度, $\epsilon_{\Delta T}$: 温度ひずみ, E_0 : ヤング係数) によって与えられる値より導入応力が小さくなることがわかった。また、図-3, 図-4に示すように、硬度(ビカース硬度)および引張強度はある温度を越えると急激に低下するので、この温度は

図-3 温度および加熱速度による硬度の変化

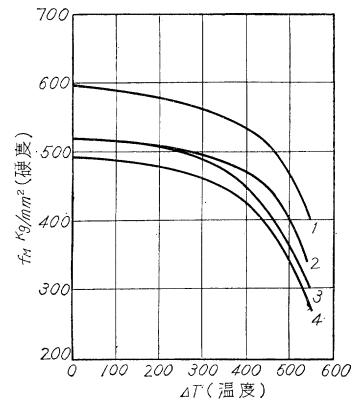
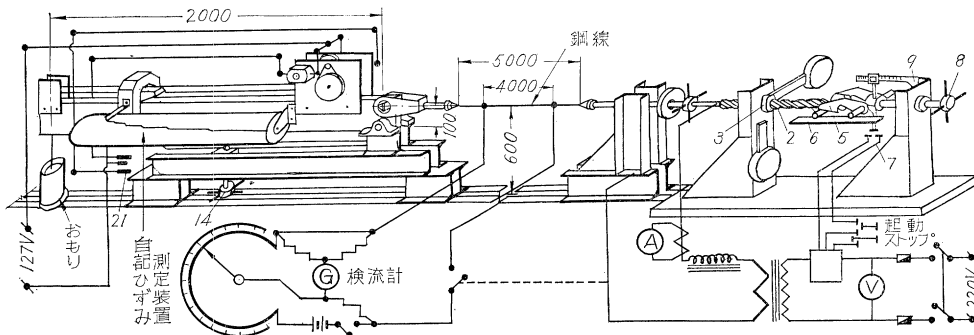
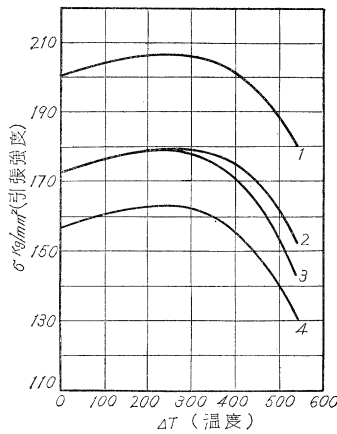


図-1



鋼材の再結晶温度と考えられる。この再結晶温度は、加熱速度が速いほど、また鋼線の直径が大きいほど、高くなることがわかった。たとえば、 $\phi 2.5\text{ mm}$ の鋼線の $\Delta T'$ (再結晶温度) は v_{cp} (加熱速度) = $30^\circ\text{C}/\text{sec}$ のとき $\Delta T' = 450^\circ\text{C}$ であるが、 $\phi 5\text{ mm}$ の鋼線の場

図-4 温度および加熱速度による引張強度の変化



合には、 $v_{cp} = 25^\circ\text{C}/\text{sec}$ のとき $\Delta T' = 450^\circ\text{C}$ 、 $v_{cp} = 18^\circ\text{C}/\text{sec}$ のとき $\Delta T' = 400^\circ\text{C}$ になる。 $\phi 5\text{ mm}$ の異形鋼線は $v_{cp} = 18^\circ\text{C}/\text{sec}$ のとき $\Delta T' = 350^\circ\text{C}$ とかなり低い温度であるが、これは異形加工によって鋼材の組織が変化したためであると考えられる。

以上の結果を考慮して、電熱緊張法によって $\phi 2.5\text{ mm}$ の鋼線に有害な組織的、機械的性質の変化を与えることなく、 $\sigma_0 = 110\text{ kg}/\text{mm}^2$ の引張応力を導入するためには、加熱温度を 550°C とし、加熱速度を $30^\circ\text{C}/\text{sec}$ とすればよく、 $\phi 5\text{ mm}$ の鋼線に $\sigma_0 = 100\text{ kg}/\text{mm}^2$ の応力を導入するためには、これらをそれぞれ 500°C および $25^\circ\text{C}/\text{sec}$ とすればよいことがわかった。(青柳征夫)

アーチの横方向の剛性

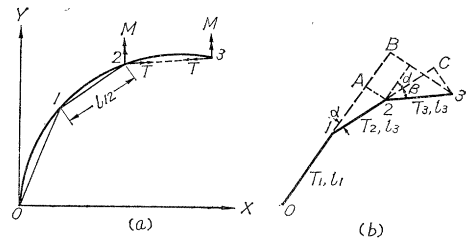
“A Numerical Solution to the Curved Beam Problem”, Donald, P.T.A. & Godden, W.G., The Structural Engineer, Vol. 41, No. 6, pp. 179~186, June (1963)
 “The Transverse Behaviour of Laterally Unsupported Parabolic Arches” Donald, P.T.A. & Godden, W.G., The Structural Engineer, Vol 41, No. 6, pp. 187~191 June (1963)

同じ著者による上記の二つの論文は、内容的に相關するので、とりまとめて紹介する。

一平面内で曲っているはりが、その面に垂直方向に作用する荷重を受ける場合の厳密解は、特殊な二、三の Case に対してしか得られていない。著者等は、直ばりの数値解法に関する N.M. Newmark の方法 (Proc. of ASCE, Vol 68, 1942) を、曲りばりの問題に発展させ、任意の線形を有し、任意の荷重群を受けるはりの曲げモーメント、トルク、ねじれ角、たわみ、座屈荷重などを数値計算で求める方法を提示している。

図-1(a) に示すように、曲りばりを数個の弦でおきかえ、また荷重はすべて節点に集中する換算荷重で代表

図-1



させる。換算荷重は台形公式によって求め、これらの荷重による各節点の断面力を計算する。もちろん複雑な系に対してはイテラションを行なわなければならない。断面力から変形を求める操作は弾性荷重の理念にしたがえば、荷重に対する断面力の計算と相似である。ただ、ねじれ変形にもなうたわみの計算には次式を考慮しなければならない (図-1(b))。

$$\delta_2 \times NJ = T_1 l_1 l_2 \sin \alpha \quad (NJ \text{ はねじれ剛性})$$

$$\delta_3 \times NJ = T_1 l_1 l_2 \sin \alpha + T_1 l_1 l_3 \sin \alpha \cos \beta + T_1 l_1 l_3 \cos \alpha \sin \beta + T_2 l_2 l_3 \sin \beta$$

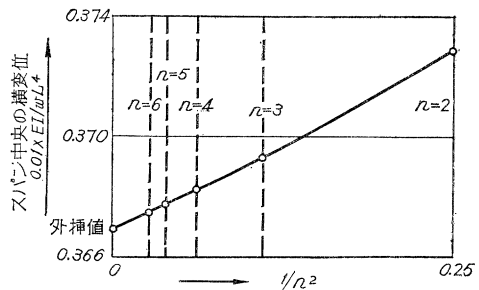
以上の一連の数値計算も、著者等が示す作表方法にしたがえば、ほとんど機械的に行なうことができて便利である。

数値計算で得られた結果は、 $1/n^2$ (n ははりの分割数) に対する収れん性を利用した外そう法によって、その精度を容易に高めることができる。これは、たとえば水平横荷重を受ける放物線アーチの拱頂点のたわみの計算について示した図-2 によって例証されるであろう。

第2の論文では以上のべた数値解法を応用して、解析的な解を求めるには非常に困難な放物線タイドアーチの横方向の挙動を解析している。このアーチは支点では横曲げおよびねじれに対して固定されており、吊材は横曲げに剛な弦材にとりつけられている。

このようなアーチが弦に対して等分布する水平横荷重 w を受ける場合の支点モーメント M_X 、 M_Y および拱頂点の横変位 δ の値の計算結果を拱矢比 f と無次元量

図-2



外そう値 ($n=2, 3, 4$ より) 0.3669
 ($n=4, 5, 6$ より) 0.3668
 実験値 0.366

図-3

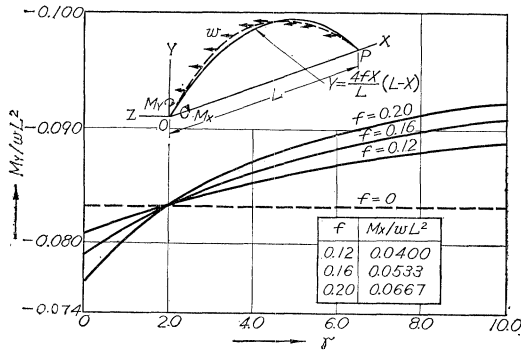
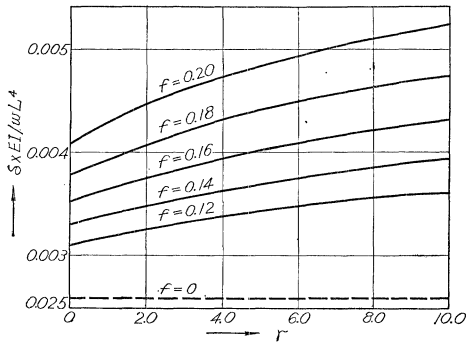


図-4



$r = EI/NJ$ (EI , NJ はそれぞれアーチリブの横曲げ剛性, ねじれ剛性) をパラメータとして図表にまとめたのが図-3, 4 である。

鉛直荷重と水平横荷重とを同時に受ける場合には、アーチリブに生じている軸力が変形を増大させる(吊材張力の水平分力は変形を減少させるようにはたらく)。水平力 H が $H = 0.5 H_{cr}$ (H_{cr} は H の横座屈値) のときの拱頂点の横変位と横曲げモーメントの軸力による増加率をそれぞれ $\Delta a_{(0.5)}$, $M_{(0.5)}$ で表わすとき、これらの値は図-5, 6 で示される。他の任意の H に対する軸力による増加率 Δa , M の計算には、近似的ではあるが実用計算式として次式を提案している。

$$\Delta a = \frac{\Delta a_{(0.5)}}{H_{cr}/H - 1}, \quad M_i = \frac{M_{(0.5)}}{H_{cr}/H - 1}$$

したがって、図-3~6 および上式を用いれば、鉛直

図-5

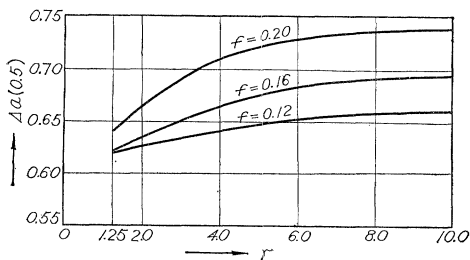
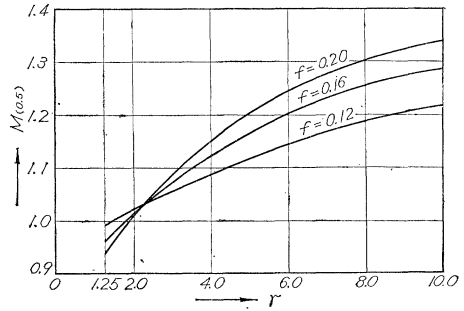


図-6



荷重と水平横荷重を同時に受けるタイドアーチの拱頂点の横変位および横曲げモーメントを容易に求めることができる。(委員 深沢泰晴)

岩盤深部での弾性係数測定

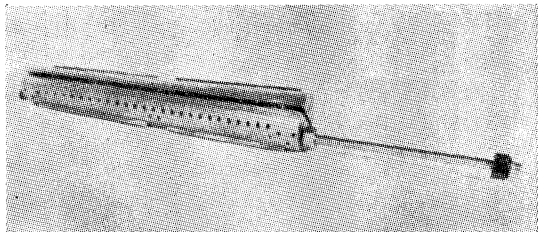
“Mesure du Module d'Elasticité en profondeur dans les Massifs Rocheux. Cellule de Mesure” Noel, G., Annales de L.I.T.B.T.P., No. 185, pp. 534~540, Mai (1963)

岩盤力学を研究する上で、岩盤の弾性係数を現場で測定することは非常に大切である。従来、現場測定は主として横坑を利用し、掘削された岩盤表面で行なわれて来た。

ここに紹介する測定方法は、標準ボーリング孔に特殊な測定用セルをそう入して、岩盤表面のみならず、掘削面より任意の深さで測定出来るよう考案されたものである。

測定原理：標準ボーリング孔(ここでは 76 mm)に、写真-1 に示されるような単割の円筒型の測定セルをそう入し、これに油圧を加えてボーリング孔内壁を押し上げて、その開きを測定する。変位は Beaudouin タイプの誘導型偏位計によって測定する。測定範囲は $\pm 5/100$ mm, 最小単位 1/100 mm。

写真-1 測定セル



ボーリング孔への装填：測定器は反覆使用出来るよう、セメントペーストやグラウトによる永久装填を行わず、すべて機械的に行なえるよう考案されている。そのため、測定セルは、写真-2 に示すようなそう入用ジャケットで包含される。写真-3 は測定セルをジャケット内に包含された状態を示している。

写真-2 そろ入用ジャケット

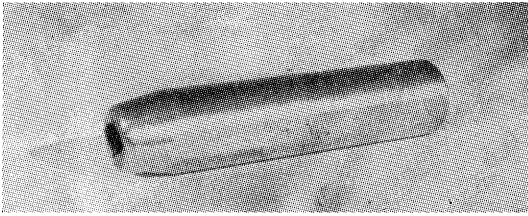
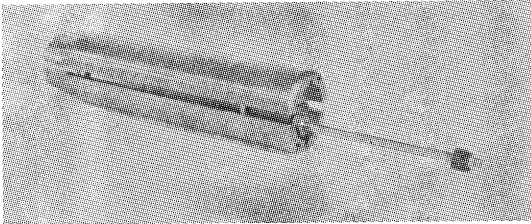


写真-3 ジャケット内にそろ入された測定セル

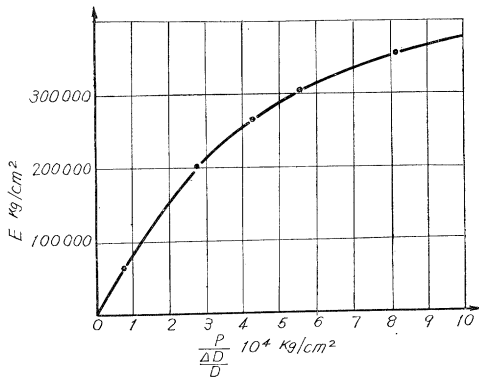


測定計器の検定：測定セルとボーリング孔内との接触面が厳密な意味ではわからないということ、数学的に解を求めるには多大な労力を要するという二つの理由で、弾性係数既知の材料を用いて検定を行なった。

すなわち、それぞれ既知で異なる弾性係数をもつ3種のコンクリートと、セメントペーストの供試体を造り、これに76mmの孔をあらかじめあけておいて、測定セルをそろ入し、検定した。

検定カーブは、横軸に $P/(4D/D)$ 、縦軸に E をとって図-1が得られた。ここで P ：与えた油圧 (kg/cm^2)、 D ：ボーリング孔の直径、 $4D$ ：測定セルの変位、すなわち直径の変化、 E ：弾性係数 (kg/cm^2) である。

図-1 検定カーブ



弾性係数がことなる材料に、測定セルをそろ入し、測定セルの変形量と、油圧との関係を $P/(4D/D)$ で表してみると、その材料の弾性係数に応じて、ある一定値が得られたので、これをパラメーターとして弾性係数との関係を示したのである。以上のように室内で十分実験を行ない、検定した後現場において試験を行なったが、非常に好い結果が得られている。(委員 北原義浩)

地下水位の推算の一方

“Mechanics of a Mathematical Groundwater Model”,
Trelease, F.J. and Bittiger, M.W, Proc. of A.S.,
C.E., IR, Vol 89 No. 1, pp. 51~62, March (1963)

この論文は、地下水位の推算に諸要素をモデル化し、デジタルコンピューターを用いておこなった一例において述べたものである。

地下水層の境界の位置：対象地域であるWidefield Channel (Colorado) の地下水層は、両側に不浸透壁を持ち、両端が Fauntain Creek と接する長方形モデルで表わされた。

計算には、仮想井戸理論 (the image well theory) を用いるために、不浸透壁の最適位置が試算され、また、図-2のように仮想井戸の配置が決められた。

揚水井の単純化：すべてのかんがい用および都市用井戸を7グループに分け、おのおのグループを個々の井戸の平均値に等しい深さを持つ一つの井戸と考えた(図-1参照)。

Widefield Channel における1954年から1957年までの3年間の揚水状況をモデル化したものは図-3の

図-1

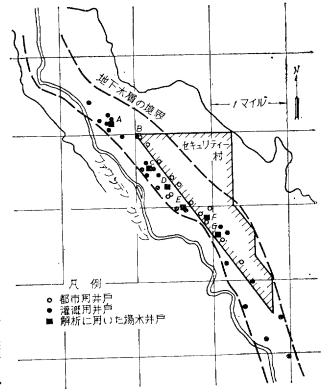


図-2

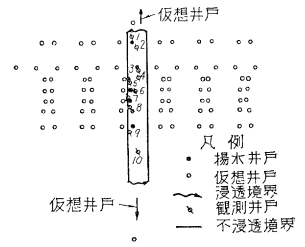
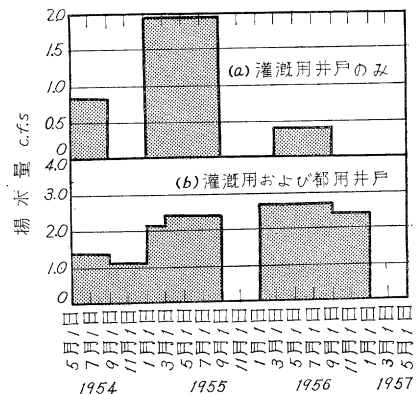


図-3



ごとくである。

モデルの試算：モデルの検証試算は、1954年5月1日より3ヵ年間にわたり、10ヵ所の地下水位を計算し、それを実測値と比較することである。計算には Theis の非定常地下水流の式(1)を展開した式(2)を用いた。

$$y = \frac{Q}{4\pi KD} \int_{r^2/4at}^{\infty} \frac{e^{-v}}{v} dv \dots\dots\dots(1)$$

$$y = \frac{Q}{4\pi KD} \left[-0.57216 - \ln u + u - \frac{u^2}{(2)2^7} + \frac{u^3}{(3)3^7} - \frac{u^4}{(4)4^7} - \dots\dots \right] \dots\dots(2)$$

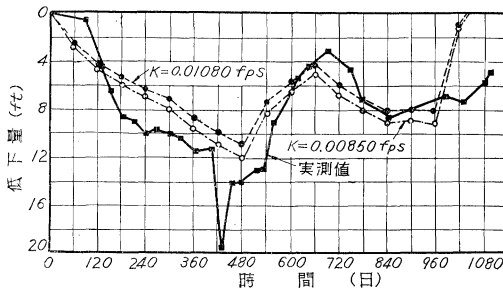
ここに、 $u = Vr^2/4KDt$

記号： v ；積分変数， y ；低下量 (feet)， Q ；揚水量 (c.f.s.)， K ；浸透係数 (f.p.s.)， D ；地下水層の厚さ (feet)， V ；貯留係数， $a = KD/V$ (s.f.s.)， r ；揚水井または仮想井より y が計算される点までの距離 (feet)， t ；時間 (second)

低下量は、60日間隔で1080日間計算された。それにさいし、(1) かんがいと降水からの地下水層への浸透、(2) 地下水層の傾斜 (約 30 ft/mile) の二項を無視した。計算には、IBM デジタルコンピュータを用いた。

計算結果：一例として、観測井 No. 8 における実測値と計算値との比較を 図-4 に示す。かんがいと降水からの地下水層への浸透、および、地下水層の傾斜を無視したためと思われる影響が部分的に表われているが、一般的にかなり良い一致を示している。

図-4



結論：(1) かなり大胆なモデル化を行なったにもかかわらず、地下水位挙動の説明に満足すべき結果を与えた。(2) インプットデータを変えることにより、他の類似の地下水層にも適用し得る。(3) 結果に要求する精度を十分検討すべきである。(4) 仮定を適切にすることにより、計算時間の短縮、より良い実測値との一致が可能である。(委員 水越三郎)

Mersey 川河口土砂堆積の原因調査

“Fieldand Model Investigation into the Reasons for Siltation in the Mersey Estuary”, Price, W.A. and Kendrick, M.P., Proc. of the I.C.E., pp. 473~518 April (1963)

England 西海岸の Liverpool 湾に注ぐ Mersey 川の河口には多くの大ドックがあり、一年に約 6000 万 t の船舶が出入りしているが、近年になって河口部の土砂の堆積がいちじるしく、その原因を Wallingford の水理研究所で調査した。原因究明にあたっては現地観測、歴史の変遷の解析および水理模型実験の三つの方法によ

って問題に取り組んだ。現在の Mersey 川河口には約 14.5 km にわたって導流堤を設けた航行用水路があり、さらに The Narrow とよばれる水深の深い水路が約 9.5 km ある。その奥には upper estuary とよばれる幅の広い部分があって、その最大の幅は 6000 m に達し、Dingle から約 41.5 km 上流の Howley ぜきまでおよんでいる。

現地観測では流速、塩分および浮遊物質の測定を行なった。The Narrow で行なった塩分の観測によれば、河床と水面の塩分の差は 1/1000 ないし 2/1000 程度である。Cammel Laird's slipway と Brunswick dock 入口を結ぶ河川横断面での流速および浮遊物質の測定によれば、河床の近くでは満潮時の上流へ向う掃流力の方が干潮時の下流へ向う掃流力より大きく、輸送されているシルトは upper estuary に堆積しているものと同じ大きさであった。この現地観測によって、Mersey 川河口のように河水と海水が十分混合しているところでも、密度流の影響がはつきり現われていることが確かめられた。

水理模型実験は、Liverpool 湾および upper estuary の二つの模型を用いて行なった。upper estuary の模型は河口循環流の状態を明らかにし、Eastham および Garston 水路の土砂堆積の問題を調べるためのもので、このために自然の潮汐伝播を再現し、さらに自然の塩分分布の再現をした。試みに淡水のみによる実験も行なったが、河床付近の掃流力は現地観測より得たものとは異なっており、自然の塩分分布を再現して実験した場合にはこれはよく一致して、河口部における土砂堆積の模型実験では、塩分分布の再現が必要であることがはっきり判った。現地観測および模型実験の結果、河口の土砂は上流へ移動することが明らかにされたが、今世紀の始め頃までは Mersey 川の河口は長い間平衡状態にあったと考えられており、土砂の堆積による河口部容量の減少は比較的近年に起ったことである。河口が長期間平衡状態にあった時にも密度流は存在し、河床に近い層内の流れは上流に向っていたのであるから、近年になって急速に土砂の堆積が増した原因は密度流以外のものである。これを調べるため Liverpool 湾についての過去の測量図の比較検討および水理模型実験を行なった。

Liverpool 湾の測量は 1833 年以来行なわれているが、湾内の様相が大きく変化したのは 1912 年から 1936 年までで、これは 1909 年に着工し 1936 年に完成した導流堤の建設および航行用水路の大規模なしゅんせつと一

図-1 1911年の Liverpool 湾模型での海底付近の掃流力

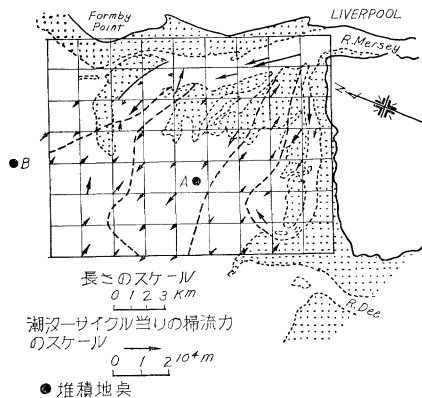
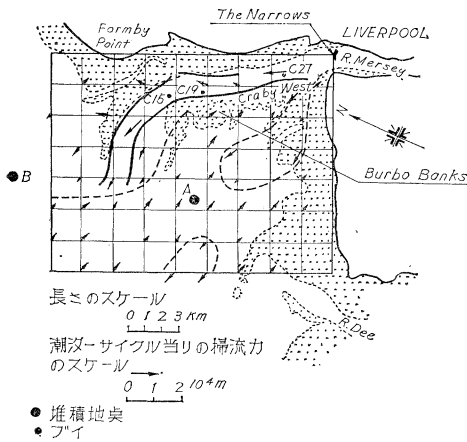


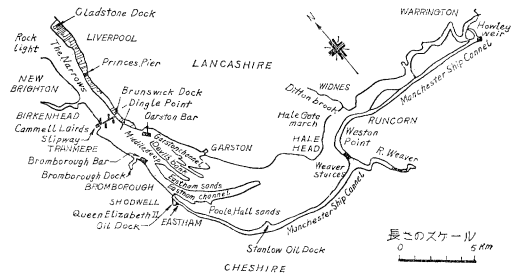
図-2 1957年のLiverpool湾模型での海底付近の掃流力



致する。Liverpool湾の模型は湾内の流れの状態が導流堤の建設によってどのような影響を受けたかを調べるためのもので、導流堤建設以前の1911年の測量図によって作成された模型および1957年の測量図によって作成された模型での流れの状態を比較した。その結果は図-1および図-2に示す通りで、導流堤の建設によって満潮時および干潮時の流れはともに主水路に集中したが、干潮時にBurbo Banksを越える流れが少ないために、ここでは満潮時の陸側へ向う掃流力の方が大きくな

て、土砂は導流堤の方へ移動し、一部では導流堤を越えて主水路内に侵入している。また堆積地点Aは1911年には干潮時の海側へ向う掃流力の方が強かったが、1957年には逆に満潮時の陸側へ向う掃流力の方が強くなっている。以前にこの地点にしゅんせつ土砂の廃棄が行なわれたが、この土砂は現在は河口部の方へもどっている。このようにして航行用水路およびupper estuaryへの土砂の供給源はWest Crosby堤背後の砂洲であることが判った(図-3)。

図-3 Upper Estuary 平面図



以上の調査によって河口部への土砂堆積のおもな原因は導流堤の建設であることが判ったが、さらに副次的な原因を調べたところ、upper estuaryにおいて各種の土木構造物が設置されたために低水路の移動が止まったことも河口部への土砂堆積の一因となっており、また河口部でしゅんせつした土砂を廃棄する地点が不適当であったことも一因となっていることが判った。(中村 宏)

設計・施工に必備のコンサルタント 諸家賞讃
成瀬勝武・谷藤正三・沼田政矩・種谷 実 監修

土木施工データブック 第2版出来

B5判 1162頁 豪華本 定価 4800円 千160円

〔主要項目名〕 計画測量・工事測量／仮設工事／土工・土木機械／地盤改良工法／基礎工法／プレキャストコンクリート工／プレストレストコンクリート工／鋼橋・鋼構造物の製作・架設／電気防食法／道路工事／軌道布設／保線工事／地下鉄工事／河川工事／砂防工事／港湾・海岸工事／ダム・発電水力工事／トンネル工事／上水道工事／下水道工事／防水工事／工事管理／付録／資料

成瀬勝武・本間 仁・谷藤正三監修

土木設計データブック 好評11版

B5判 776頁 豪華本 定価 4000円 千160円

〔主要項目名〕 構造力学／鋼橋・鋼構造／木橋／コンクリート／鉄筋コンクリート／PSコンクリート／土質力学／基礎工／土工／道路／空港／鉄道／水理／河川／水力・ダム／港湾・海岸／上水道／下水道／都市計画／土地改良／付録／資料

森北出版株式会社

東京・神田・小川町3丁目10番地
振替東京 34757 電 (291) 2616・3068