

サンドドレーンの効果に対する批判  
 “Checking up on Vertical Sand Drains”

by William S. Housel

Highway Research Board Bulletin 90, 1954

サンドドレーン（サンドパイルともよばれる）は道路、飛行場等の建設に際して近年ますます利用されるようになった。これは水で飽和した軟弱な地盤の圧密を促進させるためのもので、**surcharge** によつて土中からしぼりだされる水を早く抜くために、地盤内に垂直な排水路を設けようとするものである。このように人工的に地盤を圧密させる目的は、土のせん断抵抗を増大させ、その後に加わる構造物の荷重を安全に支持させるためである。しかしサンドドレーンが本当に有効なものであるかどうか、また理論的にみちびかれるような結果を実際に生ずるものであるかどうかは、まだ論争の余地がある。

筆者はサンドドレーンの理論的根拠になつている圧密理論に対して懐疑的であり、その利用については疑問をもつている。圧密沈下は、加えられた荷重のもとで飽和した土中の空隙から水がしぼりだされることによつておこるとされている。しかし、水を追いだすために打勝たねばならぬ土中の分子間力は、それがそのまま土の粘着力あるいはせん断抵抗力の源泉になつていことから考えれば、実際の条件下では、圧密に際して水だけが土粒子をともなわずにのがれでるといふことはあり得ず、従つて圧密に先立つて土の流動、あるいはせん断破壊をおこすものと想像される。その他、圧密理論は現象的にはにいていても、飽和していない土の沈下に対しては適用できないし、またその理論が立脚している簡単な力学の概念では、十分説明することのできない塑性論的な問題が含まれている。また一方、実際に利用するとなると、現場の地盤からの排水状態を支配すべき境界条件をテストボーリングによつては明確につかむことができない。例えば、粘土層中に介在する砂の層が連続したものであれば排水層として圧密に役立つが、それがレンズ状のものであれば、圧密に対して全く無効である。実際の場合、そのいずれであるかをボーリングで判断することははなはだむづかしい。こういった不明確な理論を拡張して、サンドドレーンの間隔、必要な **surcharge** の厚さ、圧密期間をきめるとともに、最終の盛土の安全支持力を決定しようというのである。現場の技術者にとっては、それらが示方書中に定量的にのべられているために、これらの値は疑問の余地もないような正しいものと思

われがちである。もちろん、サンドドレーンの設置により成功した例も多くきいている。しかし施工前の地盤の支持力がどれだけ不足して、それが圧密によつて、どのように所定の改良がなされたかを実際に検討した例がほとんどなく、沈下についても、どれだけ圧密による沈下で、どれだけ流動によるものかはつきり区別されていない。筆者が実際の工事でサンドドレーンの効果を調査した数例によると、結果はまさに否定的であつた。Norfolk Naval Air Station の湿地帯内の滑走路拡張工事に際しては、表面近くの軟かな層のすべり出し、および流動によつて盛土量が膨大になつたとともに、盛土量を定めるための **settlement platform** が破壊されてしまい、はなはだしいところでは **settlement platform** をおく以前にすべり出しがおこつてしまつた。またサンドドレーンを打込み、**surcharge** の一部あるいは全部をおくことのできた区間では、広い範囲におよぶすべり、および盛土のかたわらの地盤に **mud wave** を生じた。次にある区間では 2~5 カ月間の圧密期間を経たのち、計画によれば圧密はすでに終了したことになつていたので **surcharge** をとりのぞいたが、沈下は依然として進行し、鋪装すべき面のレベルを計画のとおりを保ちうるかどうかの問題になつた。これらの計画では想像しえなかつた現象の原因を調査するために、**surcharge** を施工したのちに、チェックボーリングを行い、その結果と工事にかかる前に行つたボーリングの結果とを、採取した土の含水量、密度、せん断強度について比較してみた。なおせん断試験は **ring shear test** および一軸圧縮試験によつた。

調査の結果によれば、すべり出しのひどい区間から採取した乱さない試料についてしらべたところ、地表面から 60 ft の深さまで軟かなシルト質粘土で、鋭敏比が高く、乱されるとはなはだしくせん断強度が減ずる。すなわち施工前の乱さない試料については、破壊強度は、

**ring shear test** で 30~195 lb/in<sup>2</sup>

一軸圧縮試験で 25~160 lb/in<sup>2</sup>

という値（ある場合には表面近くの粘土は軟かすぎてせん断力がかれないくらいであつた）を得たが、一方滑走路の中心線に沿つて 3 つのボーリングの結果、上部の最も軟かな粘土は **sand fill** によつて流れでてしまい、そしてその下の土は、サンドパイルの打込みによつて乱されてしまつたので、せん断強度は、2~5 カ月もの間、**surcharge** によつて圧密されたのちであるにかかわらず、最初の状態における値よりも、強くなるどころかかえつて減じていた（この場合の **ring shear** の破壊強度は 45~125 lb/in<sup>2</sup> であつた）。また乱さない土の試料について含水量を比較してみると、上述のような期間、圧密をうけたにもかかわらず、圧密前後の含水量の変化が認められなかつた（圧密が進行していれば、当然含水量はへるはずである）。

また安定計算の結果によると、この施工法は、地盤に対して明らかに **overload** で、現実としてはなほだしい沈下と **mud wave** を生じた事実と一致しており、従つてこれらの結果を総合すると、この沈下は、圧密によるものでなく、**surcharge** が下の地盤の支持力をこえたための流動による沈下であることが明瞭になつた。なおこの工事に用いられたサンドドレーンは径 14", 深さ 60' のものであつた。

(建設省土木研究所 久野 悟郎)

タワミ性路盤上の弾性版応力  
 "Stresses in Elastic Plates over Flexible Subgrades"

by E. Reissner

Proc. A.S.C.E., May 1955, No. 690

本論文は弾性的表層がスプリングまたは大粘性流体と考えられる路盤と、一体的に荷重を受けるときの効果の比較研究を計算している。表層の最大張力と最大タワミを円形面荷重の場合に求め、この式の応用上の適用範囲を論じて、これが表層の有効範囲を与える。この有効範囲内で、実際に起りうると考えられる非斉一な荷重分布、またはあらかじめ与えておく張力による影響は、二次的であることがわかつた。またタワミが大きい場合の非線型効果はタワミが表層の厚さの 1/2 までは無視してよい。問題は別して次の四つに分けられる。

(1) 有限円形内の一様分布荷重を受ける無限平板の問題を薄板理論で行い、在来と一致した結果を得て、新たにこの公式が基礎常数の、一つの特別値を超えて使用してはならないことを指摘し、この範囲でより簡単な形に改めた。

(2) 放物的分布荷重に対して(1)と同様計算し、実用的に大差がないことを知つた。また上と同じく基礎常数の限界値で大きな変化が起る。

(3) 一様引張を受け、一様分布横荷重になる無限平板では一般の場合にその影響は少ないが、解は張力が卓越し曲げ剛性が無視できる場合にも有用である。

(4) タワミが表層厚さの 1/2 以下のときタワミ性路盤上の弾性版のタワミ荷重関係は、やはり線型的であることを確かめ、さらに進んで必要ならば線型理論に対する非線型補正をなすに便利な公式を与えた。

以下それぞれの場合に求めたものは

- a) 路盤の接触面上の最大圧力
- b) 表層内の最大張力

で、これらは表層の弾性、厚み、荷重半径、全荷重値、路盤の沈下係数で表わせる。

I. II. 放物分布の場合

$$p = \begin{cases} p_0 [\eta + 2(1-\eta)(r/a)^2] & r < a \\ 0 & r > a \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

$\eta = 1$  ならば  $p = p_0$  (一様分布),  $\eta = 0$  ならば原点

で 0 で周に向い増す形,  $\eta = 2$  ならば原点で最大で周に向い減り, 周では 0 となる分布形である。

考える基礎方程式は

$$Dp^2 r^2 w + kw = p \dots\dots\dots (2)$$

である。ここに  $D = Eh^3/12(1-\nu^2)$  で  $E, \nu, h$  は表層のヤング率, ポアソン比, 厚みであり,  $k$  は路盤反力係数,  $w$  は版の軸面の横タワミである。求めるのは、路盤接触圧

$$\sigma_F = kw \dots\dots\dots (3a)$$

版応力 ( $r$  方向)

$$\sigma_{rB} = \pm \frac{1}{2} \frac{Eh}{1-\nu^2} \left( \frac{d^2 w}{dr^2} + \frac{\nu}{r} \frac{dw}{dr} \right) \dots\dots\dots (3b)$$

版応力 ( $\theta$  方向)

$$\sigma_{\theta B} = \pm \frac{1}{2} \frac{Eh}{1-\nu^2} \left( \frac{1}{r} \frac{dw}{dr} + \nu \frac{d^2 w}{dr^2} \right) \dots\dots\dots (3c)$$

である。

(2) を満たす  $w$  は  $r=0$  で最大であり, したがつて  $\sigma_F$  は  $\sigma_F(0)$  を考えればよく, また曲げ応力も  $r=0$  で最大で, そこでは  $\sigma_r = \sigma_\theta$  であるので  $\sigma_{rB}(0) = \sigma_{r\theta}(0) = \sigma_B(0)$  と記すれば, 得られた結果は

$$\sigma_F(0)/p_0 = 1 + \rho a \text{ker}' \rho a + (1-\eta) \times \left[ -1 + \rho a \text{ker}' \rho a + \frac{8 \text{kei}' \rho a}{\rho a} - 4 \text{ker} \rho a \right] \dots\dots (4)$$

$$\sigma_B(0)/p_0 = \frac{\sqrt{3}}{2} \sqrt{\frac{1+\nu}{1-\nu}} \sqrt{\frac{E}{kh}} \left\{ \rho a \text{kei}' \rho a + (1-\eta) \left[ \rho a \text{kei}' \rho a - 4 \text{kei} \rho a - \frac{8 \text{ker}' \rho a}{\rho a} - \frac{8}{(\rho a)^2} \right] \right\} \dots\dots\dots (5)$$

となる。ここで  $\text{ker}, \text{kei}$  は Kelvin の関数であり  $\rho a$  は引数に関する微分を示す。また

$$\rho = \sqrt[4]{k/D} \dots\dots\dots (6)$$

である (原著には (4), (5) の導き方について詳細なる説明があるがここではすべてはぶく)。(4), (5) を

$$\sigma_F(0)/p_0 = C_F + (1-\eta) C_F^* \dots\dots\dots (4')$$

$$\sigma_B(0)/p_0 = [C_B + (1-\eta) C_B^*] \frac{\sqrt{3}}{2} \sqrt{\frac{1+\nu}{1-\nu}} \sqrt{\frac{E}{kh}} \dots\dots\dots (5')$$

とかけば  $C_F, C_B$  は一様分布時の応力係数であり,  $C_F^*, C_B^*$  は非斉一分布による効果を示す。

表-1

$\rho a$	0	0.5	1.0	2.0
$C_F$	0	0.09	0.30	0.79
$C_F^*$	0	-0.002	-0.02	-0.17
$C_B$	0	0.16	0.35	0.44
$C_B^*$			-0.07	-0.33

表-1 をみると  $\rho a$  が 1 より大きくなると非斉一分布の影響は大きくなる。このとき  $\eta > 1$  (中央最大型荷重) でことに注意を要する。

$\eta=1$  のとき (一様分布) は (4) から

$$C=1+\rho a k e^{\rho a} \dots\dots\dots(7)$$

でこのような  $C$  は

表-2

$\rho a$	0	0.3	0.5	0.7	1.0	1.5	2.0	$\infty$
$C$	0	0.034	0.090	0.166	0.305	0.55	0.787	1

である。表面層の目的は路盤圧の減少にあることを思えば  $C \ll 1$  が望ましく、上表から  $\rho a$  が 1 より大きすぎてもならない。また  $\rho a$  が 1 より小さいと載荷円内の  $w$  は一様とみてよいので、このことと表-1 について述べたことより、表面層の適用は  $\rho a$  が約 1 なる値に制限されねばならない。 $\rho a < 1$  ならば

$$C \doteq \frac{\pi}{8} (\rho a)^2 = \frac{\pi}{4} \sqrt{3(1-\nu^2)} \sqrt{\frac{k}{E}} \frac{a^2}{h^{3/2}} \dots\dots(7')$$

となる。

同様 (5) から一様分布の場合、曲げ応力に対して

$$\begin{aligned} \sigma_B(0) &= \frac{\sqrt{3}}{2} \sqrt{\frac{1+\nu}{1-\nu}} \rho_0 \sqrt{\frac{E}{kh}} \rho a k e^{\rho a} \rho a \\ &\doteq \frac{3(1+\nu)}{2} \left(\frac{a}{h}\right)^2 \log \left[ \sqrt{\frac{4}{3(1-\nu^2)}} \right. \\ &\quad \left. \times \sqrt{\frac{Eh^3}{ka^4}} \right] \quad (\rho a < 1) \dots\dots\dots(8) \end{aligned}$$

となる。(7')(8)より  $h$  をますことは  $\sigma_F, \sigma_B$  の両者を減らすことに有効である ( $E$  をますと  $\sigma_F$  はへるが  $\sigma_B$  は大きくなる)。

III. 表面層にあらかじめ張力  $N=h\sigma$  を加えておくとき

$$D\Gamma^2 \Gamma^2 w - N\Gamma^2 w + kw = p \dots\dots\dots(9)$$

ここに  $p$  は (1) で  $\eta=1$  としたときを考える。結果は

$$\frac{\sigma_F(0)}{p_0} = 1 + \frac{\pi \rho a}{4} \left[ \frac{u_1 - V_1}{\sin \phi} + \frac{v_1 + U_1}{\cos \phi} \right] \dots\dots(10)$$

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_B(0)}{p_0} &= \pm \sqrt{\frac{3(1+\nu)}{4(1-\nu)}} \sqrt{\frac{E}{kh}} \frac{\pi \rho a}{4} \\ &\quad \times \left[ \frac{u_1 - V_1}{\sin \phi} - \frac{v_1 + U_1}{\cos \phi} \right] \dots\dots\dots(11) \end{aligned}$$

とかける。ここに

$$\cos 2\phi = -N/2\sqrt{kD}$$

であり式中の  $u_1, v_1, U_1, V_1$  は

$$J_1(\rho a e^{i\phi}) = u_1(\rho a, \phi) + i v_1(\rho a, \phi)$$

$$Y_1(\rho a e^{i\phi}) = U_1(\rho a, \phi) + i V_1(\rho a, \phi)$$

$$H_1^{(1)}(\rho a e^{i\phi}) = (u_1 - V_1) + i(v_1 + U_1)$$

で定められる。

二、三の数値計算を行うと  $\sigma$  が数百 psi の程度では  $\sigma_F, \sigma_B$  の軽減の割合は 10% 内外で一般に小さいことがわかる。

IV. 非線型として考えるとき

有限変位の方程式として

$$D\Gamma^2 \Gamma^2 w + kw = \frac{1}{r} \frac{d}{dr} \left[ \frac{dF}{dr} \frac{dw}{dr} \right] + p \dots\dots(12)$$

$$\Gamma^2 \Gamma^2 F = -\frac{Eh}{2r} \frac{d}{dr} \left( \frac{dw}{dr} \right)^2 \dots\dots\dots(13)$$

をとる。荷重は一様分布とする。式中  $F$  は微小変形では表われない中央面の応力を示す。(11)を  $F=0$  について解き得た  $w$  を (13) へ入れて  $F$  について解き得られた  $w, F$  を (12) の右辺へ入れたとき、その項が  $p$  より小さければ非線型効果は無視できよう。無次元化を行うことによつていちいち解析解を求めずして重要な性質をうかがうことができる。いま  $a$  として限界値 ( $\rho a=1$ ) すなわち  $1/k=a^4/D$  なるような代表値を考えると  $w$  の値は (12) の線型式から

$$w = \frac{p_0 a^4}{D} f(\xi)$$

$$r = a \xi$$

で  $f(\xi)$  の程度は  $1(0[f(\xi)]=1)$  であることがわかる。また

$$\Gamma^2 w = \frac{p_0 a^2}{D} \Gamma_*^2 f(\xi)$$

$$\Gamma_*^2 = d^2/d\xi^2 + d/\xi d\xi$$

とすると  $0[\Gamma_*^2 f]=1$  である。さらに

$$F = Eh \left( \frac{p_0 a^4}{D} \right)^2 g(\xi)$$

として (12) は

$$\Gamma_*^2 \Gamma_*^2 f + \frac{ka^4}{D} f = \frac{Eh}{D} \left( \frac{p_0 a^4}{D} \right)^2 \frac{1}{\xi}$$

$$\times \frac{d}{d\xi} \left[ \frac{dg}{d\xi} \frac{df}{d\xi} \right] + \frac{p}{p_0}$$

$$p/p_0 = \begin{cases} 1 & (\xi \leq 1) \\ 0 & (\xi > 1) \end{cases}$$

となるが左辺の  $ka^4/D=1$  であることを考えると右辺第一項をのぞくすべての項は  $0(1)$  であるから

$$\frac{Eh}{D} \left( \frac{p_0 a^4}{D} \right)^2 \ll 1$$

ならば非線型効果は少ない。 $p_0 a^4/D = \delta$  は  $w = \delta 0(1)$  からタワミを与えるので、上式はまた

$$12(1-\nu^2) \frac{\delta^2}{h^2} \ll 1$$

となる。表-1 を参照すれば  $w < h/2$  ならばよいことが知られる。

(注) 抄訳者の気づいたところによれば原論文には数カ所のミスプリントがあるようである。

(東大理工学研究所 山口 柏樹)

ソ連の寒中コンクリートについて

“Monthly Review of Engineering Developments in the U.S.S.R.”

Civil Engineering, May 1955.

ソ連の技術誌 *Stroitel'naya Promishlennost* の 1954 年 9 月号に寒中コンクリートについての記事が出ているが、それはおおむねコンクリート混合物に  $\text{CaCl}_2$  及び  $\text{NaCl}$  の溶液を用いる方法について述べたものである。これらの塩化物を大量に加えることにより氷点以下でもコンクリートを打つことができる。コンクリートの打設に当つて加熱する方法は高くつくので、ソ連の長い冬期を通じてコンクリート工事を交障

なく行えるような経済的な工法の研究が必要となつたので、以下にその研究の概要について述べる。

まづ塩化物を利用する研究が始められ 1948 年に一応の結論を得た。すなわち重量 100 の水に対して  $\text{CaCl}_2$  を 17~18,  $\text{NaCl}$  を 4.5 混合すると、 $-15^\circ\text{C}$  においてもセメントモルタルを打つことが可能となつた。これをコンクリートにも採用し、1951~1952 年にボルガ・ドン 運河の工事に 4810  $\text{m}^3$  ほど使用してみた。その実績にもとづいて次の 2 年間にいくつかの構造物を寒中コンクリートで施工した。

混合すべき塩類の量は温度により異なるが、水の重量に対する率は次のとおりである。

$-23^\circ\text{C}$	18% $\text{CaCl}_2$ + 5% $\text{NaCl}$
$-20^\circ\text{C}$	14% $\text{CaCl}_2$ + 6% $\text{NaCl}$
$-15^\circ\text{C}$	8% $\text{CaCl}_2$ + 7% $\text{NaCl}$
$-10^\circ\text{C}$	3% $\text{CaCl}_2$ + 7% $\text{NaCl}$

**材 料** セメント：普通のポルトランドセメントを使用する。骨材：砂利よりも碎石の方がよい。両者につき寒中コンクリートの強度を試験してみた結果、砂利を用いたものは碎石を用いたものの 53% しかない場合もあつた。

**水セメント比** 0.45~0.70 の範囲で最もよい結果が得られた。水セメント比 0.45 以下では凝点が速すぎ 0.70 以上では塩類の含有量がふえるため、コンクリートの強度が落ちる。

**硬化速度** 塩類の混合、温度の影響による硬化速度は次のとおりである。7日で 25%, 28日で 50~60%, 3カ月で 100%, 興味あることには  $\text{NaCl}$  は含有量が 10% 以下のときは  $\text{CaCl}_2$  より硬化を早めるのに効果があり 10% 以上になるとその逆の現象が見られる。

**強度** 強度はコンクリートの温度、水セメント比、塩類の量、セメントの質によるが、塩類の量と強度との関係はあまり知られていない。同温の下で塩類の量を変化させて試験してみた結果、温度との関係において塩類の量を決定してみなければならないことがわかつた。コンクリートを打つたのち供試体を冷蔵庫のなかで 7日間  $-20^\circ\text{C}$  に保ち、続いて 28 日間  $+15^\circ\text{C}$  に保つた。そのときの強度は塩類の量 23% のものは 237  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , 15% のものは 278  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , 10% のものは 208  $\text{kg}/\text{cm}^2$  であつた。このように配合をあやまると強度はいちじるしく悪くなる。

**ウォーカビリティ** 塩化物を混ぜるとウォーカビリティはよくなり、水セメント比を 8~10% さげることができる。 $-10^\circ\text{C}$  における凝結時間は普通の状態の塩を含まないものと同じである。温度の上昇とともに凝結時間は短くなり、 $\text{NaCl}$  は遅滞剤として利用できる。

**密度** 寒中コンクリートの特色は密度が高いことである。これはウォーカビリティがよく、水和したセメントについた水分が多いためである。低温でできる塩化アルミン酸カルシウムは密度を増し収縮を減ず

る。 $\text{CaCl}_2$  を多量に混和するとあらたな水酸化物を生成し、寒中コンクリート中のセメントペーストの構造は普通のコンクリートのものとは違ってくる。これに対し  $\text{NaCl}$  はあらたな水酸化物の生成には影響を与えず、その機能は硬化したコンクリートの内部応力を調節するにある。

#### 鉄筋コンクリート構造物における寒中コンクリート

鉄筋コンクリート構造物に寒中コンクリートを使用することは Central Institute of Scientific Research for Industrial Structure で研究された。この一連の試験は 1953・54 年の冬期間、鉄筋コンクリート桁につき温度変化（凍結、融解）が桁の強度に及ぼす影響、プレキャスト・コンクリート構造物の現場継目の強さ、及び鉄筋の防食について行われた。この試験では縦鉄筋には異形鉄筋、スターラップには丸鋼を用いている。

試験は 6 回行われ、最初の試験では桁を 30~36 日間氷点以下の温度に保ち、その後常温にもどして破壊試験した。破壊荷重は計算上のものより 9.6~19.8% 小さかつた。第 2 回の試験では桁を 43 日間氷点以下の温度に保ち、次に 82~87 日間常温に保つた。その結果計算上の破壊荷重と実際のそれとの差は 4% 以内におさまつた。コンクリートの 125 日強度は設計強度の 75% に達した。

第 3 回の試験では 60 日間、温度を種々に変化させてみたが、破壊荷重は大きくなつた。第 4 回の桁は両側プレキャストで中央部と現場打ち寒中コンクリートで継いだ。これは計算上の破壊荷重と実際のそれとはよく一致したが強靱性はおちた。第 5 回の桁（普通の鉄筋を使用）と第 6 回の桁（瀝青材で包んだ鉄筋を使用）を比較すると、瀝青材で鉄筋を包むことは何の効果もなかつた。

#### 結 論

1. セメント量を増すことなく、またそれほど労力を要することもなく、強度 200  $\text{kg}/\text{cm}^2$  の寒中コンクリートを施工することは可能である。
2. 塩化物の含有量はコンクリート硬化時の温度によつてきめるべきである。
3. 打設時のコンクリートの温度は  $0^\circ\text{C}$  ~  $-10^\circ\text{C}$  でなければならない。
4. 寒中コンクリートの性質はそれと同じ強度をもつ普通のコンクリートと変りはない。
5. ここに述べた方法は、コンクリートの硬化始めの温度が氷点以下で、硬化終りの温度が氷点以上の場合に用いて特に有効である。
6. 寒中コンクリートの価格は普通のコンクリートより 5~7% 高くなる。
7. 寒中コンクリートで鉄筋コンクリートを作れる。
8. 異形鉄筋を瀝青材で包むことは桁の強度を増す上に役立たないが、防食に対する有用性はなお研究の余地がある。

9. プレキャスト・コンクリートの現場継には寒中コンクリートは推奨できない。  
(建設省道路局 八木 一郎)

に於ける縦方向曲げモーメントの 50% 程度である。この範囲の外側ではこの割合は急激に減少する。

### プレストレスト コンクリート橋の荷重分布に関する実験

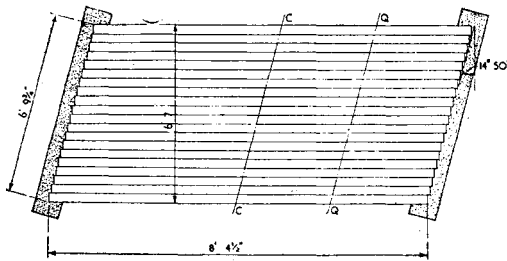
“Laboratory Tests for Load Distribution in a Model P.C. Bridge”

by G. Little, M. Sc.

Civil Engineering and Public Works Review. March, April 1955.

短径間のプレストレスト コンクリート橋でプレストレスト桁を数本並べて横方向にプレストレスを与えた場合について、実物大と 1/4 の模形について実験している。橋は 20 本の PC 桁を 15° の斜角に並べたものに橋台に平行に横方向の PC 鋼線を入れたもので、タワミとヒズミを測定した (図-1)。

図-1



模形試験では 70 lb/in<sup>2</sup> の初期横方向プレストレスを径 0.2 in の鋼線によつて与えたが、これは 1/44 のキャンバーのセントロイドラインにしてあつた。引張り装置は Gifford-Udall-CCL を使つた。

荷重 実物大のスパンは 33' 6\"/>

実物大と模形とはヒズミが等しい条件になるようにした。

	ヒズミ	荷重/桁	モーメント/桁	タワミ
実物大	1	1	1	1
模形	1	1/16	1/64	1/4

橋の縦方向の活荷重は横方向の偏心に従つて変り、各桁に応じた分布係数  $K$  により定まる。Massonnet と Guyon の式を用いると偏心率  $r$  の桁に生ずるモーメントは  $M_r = K_r M_{av}$  となる。ここで  $M_{av}$  は与えられた荷重を横方向のスパンに対して等分布荷重にしたときと等しいモーメントである。載荷位置は  $r=0$  と  $r=1'2.5/8'$  のおのおので行つた。

スパンと幅とがほぼ等しいスラブの試験においてスラブ幅を  $2b$  とした場合  $-b/2$  から  $+b/2$  の間に点荷重をおくと、任意点の横方向曲げモーメントはこれ

図-2

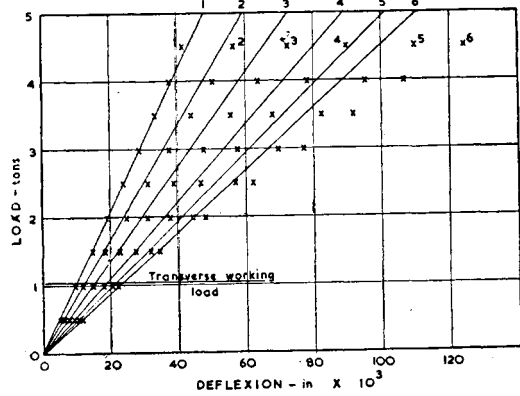
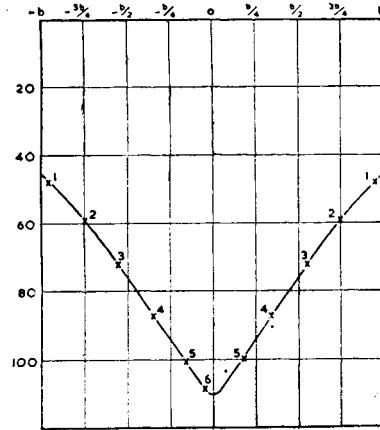
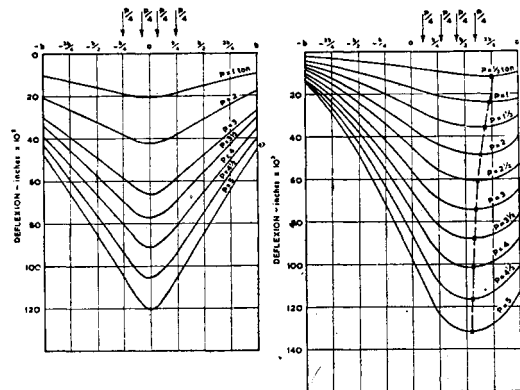


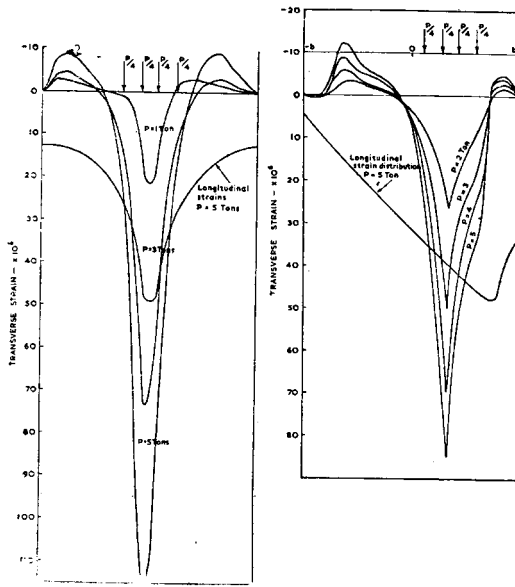
図-3



偏荷重試験 タワミに加えて縦方向と横方向のヒズミの測定を Demec ヒズミ測定ゲージで行つた。図-2, 3 にその結果を示している。

横方向のヒズミは図-4 に示してある。測定された縦方向ヒズミを曲げモーメントに直すため単桁の試験を行つた。1200 lb で破壊したが、荷重-ヒズミ曲線

図-4



中で直線範囲は 650 lb で、 $E$  は  $5.76 \times 10^6$  lb/in<sup>2</sup> を示した。

**結果の解析** 以下のべる解析はタワミの読みをもとにしたもので、Massonnet と Guyon によつた。

1. 横方向の活荷重が過大になり分布が悪くなると弾性理論は適用できない。
2. 理論的に曲げのパラメーター  $\theta$  とネジリのパラメーター  $\alpha$  の 2 つが考えられる。Massonnet Guyon によれば

$$\theta = b/2a \sqrt{(i/j)}, \quad \alpha = (\tau_p + \tau_E)/2E \sqrt{ij}$$

$b$ :  $1/2 \times$  (有効幅)

$2a$ : 有効スパン

$i$ : 単位幅に対する断面 2 次モーメント

$j$ : 単位長に対する断面 2 次モーメント

$\tau_p$ : 単位幅に対するネジリ剛度

$\tau_E$ : 単位長に対するネジリ剛度

橋がスラブと考えられれば  $i=j$ ,  $\alpha=1$  となる。かくて  $\theta=b/2a$ ,  $\alpha=1$  となり構造物に対する分布係数が定まる。

3.  $\theta$  の値に関係なく Massonnet の係数はかなりの精度で一致する。このことは直線範囲のみにいえるが  $\alpha$  は別である。
4. 最初に同じスパンの矩形構造物として計算して  $\theta=0.4$  を得たが実験値とあまり合わなかつた。

第 2 には橋の平面図に内接する矩形の辺を有効スパンとして取ることである。この場合  $\theta=0.5$  となるがこれもよく合わない。 $\alpha$  の値は次の関係から定まる。

$$\sqrt{\alpha} = \frac{K_\alpha - K_0}{K_1 - K_0}$$

ここで  $K_\alpha$  は実測で求められる係数であり、 $K_0$  と  $K_1$  は仮定された  $\theta$  に対する Guyon 及び Massonnet 係数から求められる。

図-5

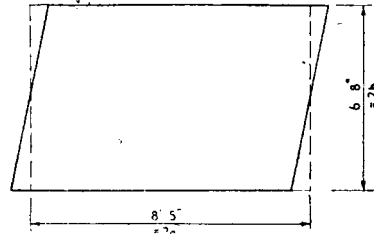


図-6

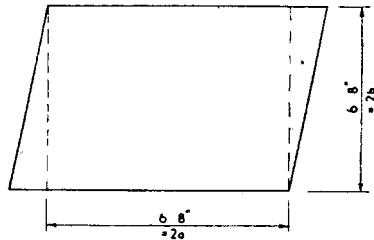
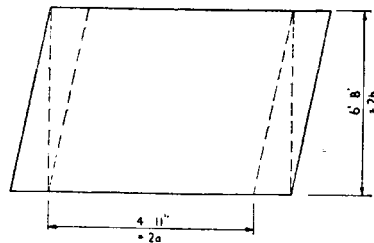


図-7



最後に考えられることは図-7 のように有効スパンをとることであり、 $\theta=0.682$  となる。中央スパンと同様に  $1/4$  スパンにおける荷重と読みに対して、 $\sqrt{\alpha}=0.72$  となり実験と計算値とがよく一致している。

**極限荷重** 7 t の荷重 (実物大の橋に対して約 100 t に相当) をかけたのちの回復はかなりよかつたがキ裂と 20 本の桁のうち 14 本がクラッシュされた。キ裂は橋台に平行に桁中央断面に一線に入つた。鋼線はアンカー部でいくぶん滑り、特に横方向のものに多かつた。極限荷重は 9 t で実物大の橋に対して 144 t くらいになる。桁相互のセン断滑りもかなり認められた。

橋の働らきは横方向の抵抗モーメントに制約されるバランス・デザインに対してこの抵抗は縦方向の抵抗の 50% のオーダーである。実際の横方向曲げモーメントは  $\mu$  係数解析で計算できる。

この試験結果から一般的にいうことは危険であるが横方向のプレストレスがより有効に設計に役立つことが考えられる。(国鉄技術研究所 近藤 時夫)

## ヨーロッパ最長の吊橋

—時計のようにつくられた橋—

“The Bridge that was Built Like a Watch”

E.N.R., April 7, 1955.

ヨーロッパで最長の吊橋が 1954 年 12 月に竣工したが、この橋には非常にめずらしい工法が採用され、鋼材、工費を相当に節減し、注目をひいている。

ドイツのローデンキルヘンでライン川に竣工した長さ 1860' の吊橋は設計施工技術がユニークであるため、時計師の橋と呼ばれることがある。

厚さ 7-1/2' のコンクリート床版は縦ゲタと合成され、プレストレストされており、1860'×82' の全橋面にわたって継目一つもない。また床部はブレイシングで補剛ゲタに弾性的に結合されているため、補剛ゲタの一部として働くようになつており、また補剛ゲタの剛性を増大している。以上のような工法によつて床組重量は普通の構造に対して 2/3 に減じている。

ここには以前にもやはり吊橋があつたのであるが、二次大戦中の 1941 年に破壊されたのである。しかし橋台、ケーブルアンカー、橋脚、塔は被害が少なかつたので補修して再開することにし、上部構造は新しく設計、施工することにした。支間は 310'+1240'+310' の 3 径間、橋面は 8' (歩道) + 28'6" (車道) + 7'4" (自転車道) + 28'6" (車道) + 8' (歩道) であり、ケーブルは 2-1/8" の小縄 61 本でつくられている。補剛ゲタは溶接プレートガーダーで、高さが 10' 10", 間隔は 86'8" である。床ゲタその他の工場製作部材はすべて溶接構造であるが、現場継手はリベット接合である。設計荷重は 132 000 lb (60 t) の車両荷重 (戦車) と等分布荷重、主車線 100 psf (500 kg/m<sup>2</sup>)、その他の部分 60 psf (300 kg/m<sup>2</sup>) である。

**補剛ゲタのプレストレス** 補剛ゲタは、仕上りの骨組線と異なる縦断形に設計製作することによつてプレストレスを導入した。この方法で、ゲタの一部として働らく合成床組に生ずる応力と反対方向のプレストレスが導入された。補剛ゲタの上部フランジとしては、車道部床も有効であり、プレストレスを導入することによつてゲタ断面はバランスのとれたものになり、ゲタの最大正曲げモーメントと最大負曲げモーメントが釣合うようになつている。床組に作用しているモーメントは塔の位置と支間中央で等しくなっている。

塔の付近の吊材に一時的に高張力を作用させることによつて、工場および現場継手の危険限界内に、架設中のゲタのたれ下りを調整することができた。

吊材張力の不等および補剛ゲタの元応力によつてケーブルは放物線形にならないで変形したが、支間の 1/4 点での変形は 8" であつた。支間中央のゲタ継手は橋の支間中央に重量物をのせて閉合させた。閉合のた

めに載荷する工法は (架設用のトラベラーを用いることもある) 吊橋工事ではよく用いるのであるが、この橋では、他の場合よりもずっと重いものが必要であつた。載荷して継手を閉合し、重量物を撤去するとゲタにはプレストレスが生ずるのである。

**縦ゲタのプレストレス** 床版コンクリートを打設する前に水圧ジャッキによつて縦ゲタに引張力を与える。この場合縦ゲタはまだ床ゲタに結合されていないので、縦方向には自由に滑ることができる。この状態で床版コンクリートを打設する。コンクリートが硬化して数日後、コンクリートにプレストレスを与えて収縮の影響を除くため、縦ゲタに与えた引張力を徐々にゆるめる。約 3 カ月後、コンクリートの収縮および塑性変形が大体終結すると今度は縦ゲタに圧力を与える。そうしてこの状態で縦ゲタを床ゲタに結合し、ブレイシングによつて補剛ゲタに弾性的に結合した。

以上の工法によつてコンクリート床版に引張応力の生ずるのを防止したのであるが、このために採用した工法はこれだけではなく、次のようにいろいろの方法を併用している。縦ゲタにジャッキを掛ける場合には橋端で補剛ゲタに取付けたプレートガーダーを支点とするため、縦ゲタに張力を与える場合には補剛ゲタには圧力が生じ、縦ゲタに圧力を与える場合にはゲタには張力が生ずる。この張力はコンクリート床版の塑性変形によつて消滅するが、竣工した床版には、全く引張応力が作用しないようになつている。また床版には径 1" のプレストレス鉄筋 (強度 85 000~128 000 psi, 6 000~9 000 kg/cm<sup>2</sup>) を縦横に配置し、プレストレスを与えてキ裂発生を除去している。

**負曲げモーメントの減少** 連続縦ゲタの負の曲げモーメントは、床ゲタ間隔をいくぶん狭くし、縦ゲタを比較的柔軟な部材に設計するとともに、床版の 1/3 点に活荷重分布用の縦方向トラスを配置して減じている。こうして長い、幅広の継目なし床版に引張応力、キ裂が発生するのを防止している。

以上の工法によつて 150 万ドルの節約ができたと発表されている。なお下部工等の補修を含めて全工費は 410 万ドルであり、使用鋼材は約 8 000 t であつた。

**調査、研究** 設計、架設、プレストレッシング工法等が複雑であるため、応力および変形の解析を十分慎重に行う必要があり、その他、各種の試験を行う必要があつた。

実験、試験のうち、おもなものは、模型による橋断面の風洞実験、ケーブルロープの疲労試験、プレストレスト コンクリート床版の疲労試験である。

橋の設計者は H. Homberg, ドイツ連邦交通省技師は W. Klingenberg であり、工事は August Kloener, Dortmund Union, M.A.N, Polenski & Zoellne Dyckerhoff & Widmann が施工した。

(建設省土木研究所 池田 哲夫)