

歴青すべり層によるネガティブ・フリクションの減少
Proc. of A.S.C.E. GT/青鹿勝之・訳
 足踏み式鉄筋コンクリート橋脚の地震応答
Earthquake Engineering and Structural
Dynamics/森光康夫・訳
 波と離岸流とのエネルギー・カップリング
Jour. of Geophysical Research/日野幹雄・訳

歴青すべり層によるネガティブ・フリクションの減少

"Reducing Negative Friction with Bitumen Slip Layers"
 Claessen, A., I.M. and Horvat, E.
Proc. of A.S.C.E., Vol. 100, No. GT 8, pp. 925~944,
 August (1974)

はじめに

歴青材をH鋼ぐいに塗布して、ネガティブ・フリクションを減少させることが、1960年頃オランダにおいて試みられている。1966年には径530mmのバイプロ・パイルの薄肉鋼製シェルに10mm厚の歴青材を施し現場測定を行った。その結果歴青材で処理しないくいのネガティブ・フリクションによる軸力が70~80tに達したとき、処理したくいの軸力は6t程度にしかならないことが認められた。ピエラムは径300mm、長さ25mの鋼ぐいに1mm厚の歴青材を塗布してその効果を確かめている。1968年にはコンクリートぐいの打込み試験がオランダにおいて行われている。本文はその後に行われたオランダ・シェル化学の建築現場における試験について報じる。

歴青材の特性

くいに用いる歴青材の特性を定めるにあたって次の条件を考えた。

(1) 長さ40m、断面500×500mmのくいのまわりの地盤の沈下速度を100mm/年とし、かつ地中温度を10°Cとして、ネガティブ・フリクションによる最大軸力を約5tとすると、10°Cにおける歴青材の粘性度 η は、

$$\eta < \text{約 } 2 \times 10^{10} \text{ ポアズ}$$

(2) くいを現場に三日間20°Cの温度で放置したときの歴青材の最大流動量を5~10mmと設定すると、最小許容粘性度は、

$$\eta > \text{約 } 2.5 \times 10^8 \text{ ポアズ}$$

(3) くい打込み時は5°Cにおいて約 10^{-2} のひずみが0.02秒間続くとすると、歴青材の剛性係数は、

$$S_b < \text{約 } 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

でなければならない。

これらの条件を満たす規格品がなかったため、新たな歴青材が開発された。一般的指標を用いてこの歴青材の特性を表わすと、① 25°Cにおける針入度が4~5mm、② 軟化点60~70°C、③ 剛性係数に関しては、針入度指数および針入度80mmに対する温度との関係を計算図表によってみる。

さらに歴青材が満たすべき条件としては、経済的で、塗布方法が単純で信頼性のあること、水平土圧の差によって上下方向に流動しないこと、また砂礫などによって塗布層が損傷しないことが考えられる。

現場試験

地盤にはしゅんせつ砂による埋立層が標高+4mの地表面から厚さ5~6mで存在する。その下から標高-5~-6mまでの間に圧縮性の高いピートおよび粘土の層がある。その下層は硬粘土、ローム、ローム質砂、密なあるいはゆるい砂の複雑な互層になっている。

試験はプレキャスト・コンクリートぐいである。歴青材は工場において型枠を用いて塗布された。

歴青層中には、薄いシア・プレート埋め込み、歴青層の鉛直方向の変位を測定した。このシア・プレートで測定したせん断流によって、ネガティブ・フリクションによる軸力を試算してみると、3~2.5tになった。くいの側面に働くせん断力を推定するには、歴青材のせん断剛性から計算することも考えられる。せん断剛性 G は剛性係数 S_b から $G=1/3 S_b$ の関係を用いて求められる。一方 S_b は図-1に示されるように温度と時間に依存する。せん断剛性を用いたくい軸方向のせん断応力の分布

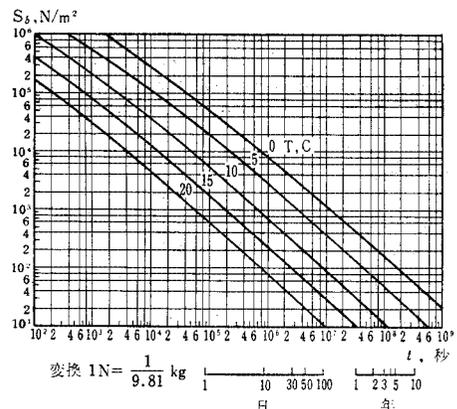


図-1 歴青材の剛性係数と載荷時間 t および温度 T との関係

は 図-2 のようになる。
この計算結果はさきの粘性
体と仮定した場合の 1/4~
1/5 の値を示した。載荷時
間が長くなれば完全な粘性
体とみなされよう。そのと
きの粘度は 1.5×10^{10} ポア
ズ程度となろう。

歴青材の働きをより明ら
かにするために、試験ぐい
の載荷テストを行った。こ
こではくい側壁の歴青材が
先端支持力を大幅に小さ
せることがわかった。先端
支持力は地表の平板試験に
相当する値にしか達しなかつた。この現象を避けるため
に、くい径の倍にあたる先端部は無処理のままが望まし
い。

載荷テスト後水ジェットを用いてぐいを引抜き、歴青
材の状態を調べた。歴青材の状態が良い状態であったこ
とが確かめられた。しかし先端部は 150~200 mm の長
さにわたって完全にはがれていた。

おわりに

これらの研究をもとにしてオランダ・シェル化学の基
礎ぐいの選定がなされた。このくい基礎はネガティブ・
フリクションの 90% を断つよう計画された。一般的に
歴青材を用いるとくい本数を 20~50% 少なくすること
ができる。歴青材のコストは、くい基礎全体のコストの
10~20% を占める。

足踏み式鉄筋コンクリート橋脚の地震応答

“The Seismic Response of a Reinforced Concrete
Bridge Pier Designed to Step”
Beck, J.L. and Skinner, R.I.
Earthquake Engineering and Structural Dynamics,
Vol. 2, No. 4, pp. 343~358, April-June (1974)

はじめに

鉄筋コンクリート技術の進歩に伴い高橋脚の場合に
も、鋼橋より建設費・維持費ともに少なくすむ鉄筋コ
ンクリート橋が製作されるようになったが、その質量が
大きく地震時に強い慣性力が作用するため、従来の形式
の鉄筋コンクリート橋脚ではなんとかしてこの時の大き
な横荷重に耐えるか、あるいは塑性領域までスムーズに
変形し得るよう設計する必要がある。しかし、もし橋
脚が横方向に足踏み、すなわち橋脚の底部が基礎から離

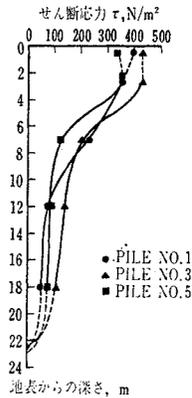


図-2 歴青材のせん断剛性係
数から計算したすべり
面上のせん断応力

れ得て橋脚全体が橋軸直角方向にロッキングできるなら
ば、地震時に高橋脚に生ずる応力は十分軽減されるであ
らう。このような足踏み式橋脚の利点は水平方向の地震
に対して部材のいかなる部分も弾性域をはずれることな
く応答できることだが、一方横方向の変位はかなり大き
くなるであろう。そこで、足踏み式橋脚に関する基本的
問題を研究するため、高さ 200 ft の橋脚をモデルとし、
1940 年 El Centro 地震 (N-S 成分) に対する横方向
応答を計算で求めた。また、この応答に対するパラメー
タの効果をもあわせて検討した。

構造モデル

足踏み式橋脚をもつ橋のもっとも重要な特徴に焦点を
絞ることにし、まず最初に単独の橋脚およびそれに支え
られた橋桁の横方向の応答に注目した。解析モデルに選
んだ橋脚の形と寸法を 図-1 に示す。また橋桁につい
ては、橋桁自体の横方向固有振動数が橋脚のそれよりは
るかに大きいので、モデル化に際しては橋脚の頂部に全質
量を集中させた。図-2 には座標を示す。ここで、 x_1 、
 x_3 は接地状態での橋脚の運動、すなわち頭の平衡位置
からの水平および垂直変位を表わし、 x_2 、 x_4 は足踏み状
態での変位を表わす。

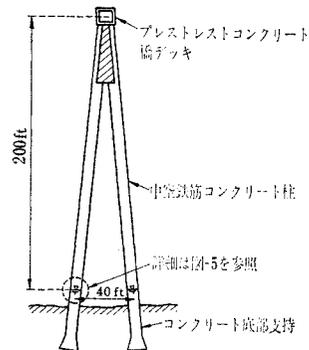


図-1 A型橋脚モデル

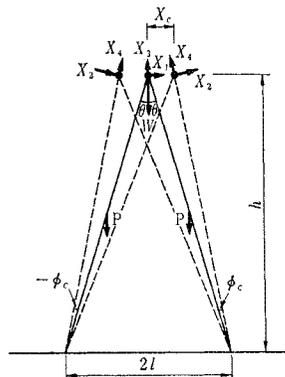


図-2 つり合い位置および足踏み直前の概要図

1) 接地状態での運動方程式

橋脚の高さを h , 幅を $2l$, 頂角を 2θ , 重量を P , 橋桁の重量を W , 橋脚の各柱の長さを d , その軸方向の剛性を K_p , 地盤の水平加速度を \ddot{x}_g とすれば, x_1, x_3 に関しては次の運動方程式を得る。

$$\left. \begin{aligned} \ddot{x}_1 + \omega_1^2 x_1 &= -P_1 \ddot{x}_g \\ \ddot{x}_3 + \omega_3^2 x_3 &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ただし,

$$\omega_1^2 = \frac{2K_p \sin^2 \theta}{\left(W + \frac{2}{3}P\right)g}, \quad \omega_3^2 = \frac{2K_p \cos^2 \theta}{\left(W + \frac{2}{3}P\right)g},$$

$$P_1 = \frac{W+P}{W + \frac{2}{3}P}$$

2) 足踏み状態での運動方程式

x_2, x_4 に関しては次式を得る。

$$\left. \begin{aligned} \ddot{x}_2 - \omega_2^2 \sec \theta \cdot x_1 + \beta_2 \sec \theta \operatorname{sign}(x_1) &= -P_2 \sec \theta \cdot \ddot{x}_g \\ \ddot{x}_4 + \omega_4^2 x_4 - \beta_4 &= P_4 \operatorname{sign}(x_1) \ddot{x}_g \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ただし,

$$\omega_2^2 = \frac{(W+P)\cos^2 \theta}{h\left(W + \frac{2}{3}P\right)g}, \quad \beta_2 = \frac{(W+2P)\sin \theta \cos \theta}{\left(W + \frac{2}{3}P\right)g},$$

$$P_2 = \frac{(W+P)\cos^2 \theta}{W + \frac{2}{3}P}$$

$$\omega_4^2 = \frac{K_p}{\left(W + \frac{4}{3}P\right)g}, \quad \beta_4 = \frac{(W+2P)\tan \theta \sin \theta}{\left(W + \frac{4}{3}P\right)g},$$

$$P_4 = \frac{\left(W + \frac{3}{2}P\right)\sin \theta}{W + \frac{4}{3}P}$$

また, 両脚が同時に接地している条件は次式で表される。

$$x_1 + x_3 \cot \theta \leq x_c \quad \text{かつ} \quad x_1 - x_3 \cot \theta \geq -x_c \dots\dots\dots (3)$$

ここで, $x_c = (W+2P)/K_p \sin 2\theta$

運動方程式 (1), (2) および条件 (3) は減衰がない場合の橋脚の横方向の応答を完全に決定する。

3) 固有横振動

今回の研究では, 橋脚の頂部の変位のうち水平成分のみを考えることとした。このとき橋脚の横方向変位は次の 1 自由度系の運動方程式で求められる。

$$\ddot{x}_1 + \omega_1^2 x_1 = -P_1 \ddot{x}_g, \quad |x_1| \leq x_c \dots\dots\dots (4)$$

$$\ddot{x}_1 - \omega_2^2 x_1 + \beta_2 \operatorname{sign}(x_1) = -P_2 \ddot{x}_g, \quad |x_1| > x_c \dots\dots\dots (5)$$

4) 構造減衰

構造減衰を考慮する場合には, 両脚が接地している場合にのみ減衰が作用するわけであるから, 次式を式 (4)

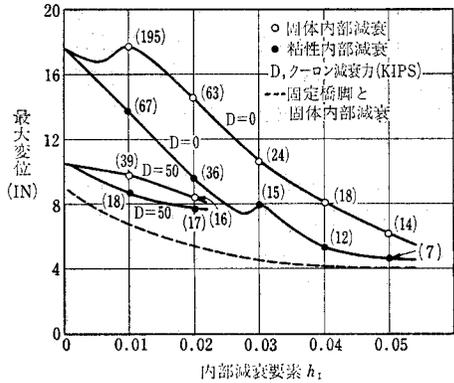


図-3 最大横変位の減衰による変化

のみにつけ加えればよい。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= 2\eta_1 \omega_1 \dot{x}_1, & \text{粘性減衰 (viscous damping)} \\ \sigma_1 &= \pi\eta_2 \omega_1^2 \operatorname{sign}(\dot{x}_1)|x_1|, & \text{固体減衰 (solid damping)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

ここに η_1 は接地状態での減衰定数である。

5) エネルギー吸収装置による減衰

足踏み式構造物の運動の減衰力は非常に小さいので, エネルギー吸収装置を用いればこの運動は相当減衰するはずである。そこですでに開発されている鋼製ねじりばりの塑性変形を利用した吸収装置を橋脚と基礎の間に取付けたものについて解析した。簡単のため減衰装置はクーロン・ダンパーとして取扱い, 式 (5) に次の力を加えて行った。

$$\sigma_2 = \frac{D \sin 2\theta}{\left(W + \frac{2}{3}P\right)g} \operatorname{sign}(\dot{x}_1) \dots\dots\dots (7)$$

地震応答

橋脚モデルの横振動の計算は, 修正オイラー法によって行った。外力は 1940 年 El Centro 地震 (N-S 成分) を用い, 地盤の最大変位を 29.0 cm とした。

減衰の効果を調べるため, まず粘性あるいは固体減衰のみが作用した場合, それぞれの諸値に対して計算を行った。計算結果は図-3 に $D=0$ の場合として載せた。なお同図において破線は固定橋脚, 固体減衰の場合の計算結果である。次に, エネルギー吸収装置のクーロン減衰力 $D=50$ kips (2.2×10^5 N) が橋脚のそれぞれに作用したときの最大変位を図-6 に $D=50$ として載せる。図から明らかなように, この容量をもつ減衰装置は最大振幅を固定橋脚の場合の 1.5 倍にまで減少させる。

また, 原論文では他のパラメータの影響についても検討されている。

結 論

地震の一時的な横荷重により橋脚に生ずる応力は, 足

踏み式橋脚を使用することによって相当減少させ得る。ただ、足踏式橋脚はそれだけでは構造減衰が小さく、地震時に大きな横変位をおこし、また足踏みの回数も多いので、エネルギー吸収装置を用いてこれらをおさえることが望ましい。

足踏式橋脚の性能を十分評価するには、まだ次のような問題が残されている。すなわち ① 脚柱の応力を完全に調べるには、上下方向の変位も同時に扱わねばならない。また、② 基礎と橋脚間の衝撃力の影響、③ 他の種類の地震動に対する応答、④ 橋梁全体の挙動等についても検討する必要がある。

波と離岸流とのエネルギー・カップリング

“On Energy Coupling between Waves and Rip Currents”
Le Blond, P.H. and Tang, C.L.
 Journal of Geophysical Research, Vol. 79,
 No. 6, pp. 811~816, February (1974)

本論文は Bown (1969) による離岸流発生理論を波と離岸流のエネルギー交換を含むよう発展させ、また離岸流の発生間隔をエネルギー逸散率最小の仮説から説明しようとしたものである。

基本式および2次流の解

基本式は次のようである。

平均流の運動量方程式

$$U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{1}{\rho h} \frac{\partial S_{ij}}{\partial x_i} = -g \frac{\partial \eta}{\partial x_i} - \frac{\langle B_i \rangle}{\rho h} \dots (1)$$

連続式

$$\partial(hU_i)/\partial x_i = 0 \dots (2)$$

および、エネルギー保存式

$$\frac{\partial}{\partial x_i} [(U_i + C_i)E] = -S_{ij} \frac{\partial U_i}{\partial x_i} - D \dots (3)$$

ここに、 U_i : 平均流速、 S_{ij} : radiation stress、 η : 平均水面の水位上昇、 $h=d+\eta$: 平均水深、 $\langle B \rangle = f(2U, V)$: 底摩擦応力、 $f=2\rho CU_{\max}/\pi$

ここに、 $C_i = (-\sqrt{gh}, 0)$: 波速、 D : エネルギーの逸散。また、流関数 ϕ を導入し U, V を

$$U = (1/h)\partial\phi/\partial y, V = -(1/h)\partial\phi/\partial x \dots (4)$$

と表わす。

海底は一様勾配で沿岸方向に一様であり、また波の入射は海岸線に直角に仮定する。ある、微小オーダーパラメータ ϵ に関して

$$\left. \begin{aligned} E &= E_0(x) + \epsilon E_1(x, y) + \dots \\ \eta &= \eta_0(x) + \epsilon \eta_1(x, y) + \dots \\ \phi &= \epsilon \phi(x, y) + \dots \\ D &= D_0(x) + \epsilon D_1(x, y) \end{aligned} \right\} \dots (5)$$

ϵ の 0 次の項からはよく知られている wave setup, setdown の関係

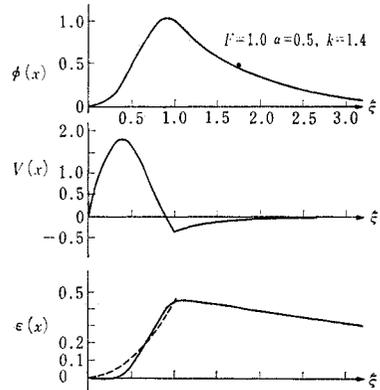


図-1

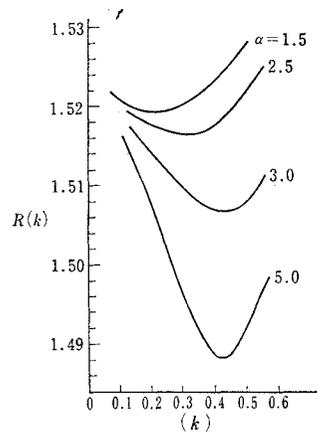


図-2

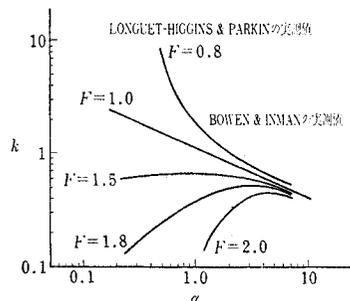


図-3

$$\eta_0(x) = \eta_0^*(x_B) + (d_B - d)/(1 + 2/3 r^2)$$

(ここに、添字 B は碎波帯での値を意味し、 r はサーフ・ゾーンの波高に関する係数) が導かれる。

いま、波の入射角が海岸にまっすぐにもかかわらず、なんらかの理由により2次流が発生し、この流関数が

$$\Psi(x, y) = \phi(x) \cos ky \dots (6)$$

で表わされるとする。このとき、未知関数 $\phi(x)$ を碎波帯の外域と内域とに分けて基本方程式 (1) より、境界条件を考慮しつつ解く。例えば、碎波帯内域では、

$$x^2 \phi''' - (3-4\alpha k^2 x^2) x \phi''$$

$$- (k^2 x^2 (1-6\alpha) - 15/4) \phi' + (3-2\alpha) k^2 x \phi = 0$$

ここに、 $\alpha = \pi r h_B / 4 C(x_s + x_B)$ 、 x_B ：砕波帯までの距離、 x_s ：wave setupによる海岸線の後退距離、ここで、 $\phi(x) = A x^C \sum_{n=0}^{\infty} p_n x^n$ とし上式に代入し、 x の等べきの項同志をまとめ境界条件より係数 p_n が決定される。

$\phi(x)$ が境界値問題として求められると、エネルギー分布 $E(x, y) = \epsilon(x) \sin ky$ は式(4)より求められる。図-1は、流関数、海岸方向の流速成分およびエネルギー密度に関する計算結果である。エネルギー密度の図中点線は波と流れのカップリングを考慮しない場合の結果である。

離岸流の発生間隔

Bowen (1969) のモデルでは、2つの岬にはさまれた海浜に生ずる定在陸棚波が平均水面の沿岸方向の周期変化をもたらし、これと波との干渉により離岸流が発生するとしている。しかし、岬の間隔が十分離れており定在

陸棚波の存在しないと思われる場所での離岸流の発生を説明しえない。そこで、著者らは“全運動エネルギーに対する相対的エネルギー逸散 $R(k)$ が最小による沿岸波数で離岸流は最も発生しやすい”との判定基準を想定した。図-2は、離岸流波数 k と相対エネルギー逸散率 $R(k)$ との関係を $\alpha = \pi r h_B / 4 C(x_s + x_B)$ をパラメータとして目盛ったものである。この場合 ($F=2.0$) には、卓越波数が小さすぎる。そこで、底面摩擦の $x-y$ 方向の非一様性パラメータ $F = \langle B_x \rangle / U / \langle B_y \rangle / V$ を導入し種々の F の値に対して相対エネルギー逸散最小の仮定より決定される離岸流の卓越波数と α の関係を求め、Bowen & Inman や Longuet-Higgins & Parkin の実測と比較したのが 図-3 である。この図から F は1よりやや小さい場合に実測と著者らの理論は一致する。

抄 訳 者

青 鹿：日本鋼管(株)/森 光：鹿島建設(株)技術研究所/日 野：東京工業大学土木工学科

下水道講座・全6巻

久保 赳推薦 (建設省都市局下水道部長)
本郷文男監修 (東京都下水道局建設監)

第1回 処理場の設計と考え方
第4巻 村田恒雄編 A5判 272頁 ¥3,800 千200

<第4巻の主要目次>

- | | |
|---|--|
| 第1章 下水処理施設
処理場の計画/沈殿池/散水汙床法による処理/活性汚泥法による処理/処理場の建物 | ／施工計画/仕様書
<建築>基本設計/実施設計
／施工計画/仕様書/積算の意義/材料単価と歩掛の考え方/設計書の構成 |
| 第2章 汚泥処理施設
処理施設の計画/汚泥の輸送・貯留・濃縮/汚泥消化/汚泥脱水/汚泥焼却/汚泥処理工場/汚泥の処分 | 第4章 設計実例
下水処理施設/汚泥処理施設 |
| 第3章 設計委託
〈土木〉基本設計/実施設計 | 第5章 処理場の施工
監督の意義/監督員の心得/監督業務/実施施工計画書
参考文献 |

水理学史

H.ラウス他著/高橋 裕他訳 ¥2,600
水理学がどのように発展し育成されたか、どのような経緯で各応用分野に適用されてきたか—古代初期の実際的水理学、ローマの給水組織……から20世紀中葉における科学の評価、日本における水理学の導入と発展までを網羅した待望の書。

国土計画と地域経済

三菱総合研究所 牧野 昇編
B5判 332頁 ¥9,800
新たな計画のアプローチに対応すべく、5種類のモデルを用意し、地域・都市の総合計画立案に際しては、地域分散モデル、アーバン・エコ・ユニット・モデル、土地利用モデル、環境評価モデル、工業立地評価システムを連結することにより地域・都市の長期的経済計画のみならず、土地利用計画、交通計画、環境保全計画、その他大規模プロジェクト計画などの立案に供する。
国土開発の課題と方向/分散効果および技術効果の評価/国土改造の諸政策と分析

小社は注文制を主にしていますので、万一店頭がないときは書店にご注文下さい。

明日を築く
知性と技術

鹿島出版会

107 東京都港区赤坂6-5-13 電話582-2251 振替東京180883