

今月は論文集第 92 号 (38 年 4 月発行) 掲載論文としてつぎの 4 編を紹介します。なお、次号で紹介する第 93 号掲載予定は論文は、下記の 6 編です。

- 渡辺 昇：弾性体の相反法則とその一般的应用(独文)
- 杉尾捨三郎：ダム上流の堆砂形状について
- 水野 高明・渡辺 明：丸鋼、異形丸鋼および異形ねじり鉄筋の付着に関する研究
- 小松 定夫：曲線並列桁橋の実用計算式

## 移動荷重をうける相対 2 辺単純支持、他の 2 辺自由なる直交異方性板の振動性状について

平 井 一 男

橋梁上を移動荷重が走行するとき橋に生じる動的影響を調べる研究は多くの人によって行なわれてきたが、最近幅員の大きい橋に対して、直交異方性板理論を使用して解析を行なう方法がとられるようになった。これらの研究では、この板理論を使用して固有振動数および振動モードを求め、この理論値と測定結果と比較を行なっているようである。しかしながら、移動荷重が作用するとき橋梁に生じる振動モードは解析的には無限に求めることができるが、実際に発生する振動モードはごくわずかであり、大部分のものは無視できる微小なものである。したがって、実際に発生する振動モードの大きさを定量的に調べ、板としての振動性状を知ることが重要なことと考えられる。

この研究は、対向する 2 辺単純支持、他の 2 辺自由なる直交異方性板上を荷重が移動するときの運動方程式を一般の場合について求め、特別な場合として一定荷重が移動するとき、走行位置・板の形状・測定位置などによって、発生する振動モードの大きさがどのように変化するかを調べたものである。

### 1. 運動方程式

いま、図-1 に示すように座標軸をとり、板の固有振動数  $\omega_{mm'}$ 、振動モード  $\varphi_{mm'}$  ( $x, y$ ) を求める。この振動モードの大きさは任意に決定できるので、解析に便利なるように式 (1) を満足するようにしてきめる。

$$\iint_A \rho \varphi_{mm'}^2 dx dy = 1$$

(A: 板の全面積)

このようにして決定した振動モードを  $\Phi_{mm'}$  ( $x, y$ ) と書くと、集中荷重  $P(t)$  が任意の固定点  $j(x=x_j, y=y_j)$  に作用する際、任意の点  $i(x_i, y_i)$  におけるたわみ  $w_{mm'}$  は、 $mm'$  次の振動モードに対して、次式より求めることができる。

$$\ddot{w}_{mm'} + \omega_{mm'}^2 w_{mm'} = \Phi_{mm'}(x=x_i, y=y_i) \Phi_{mm'}(x=x_j, y=y_j) P(t) \dots \dots \dots (2)$$

また、 $i$  点のたわみは式 (3) にて与えられる。

$$w = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{m'=1}^{\infty} w_{mm'} \dots \dots \dots (3)$$

荷重が移動する場合は、式 (2) において、単に荷重点の座標を時間の関数として表わせばよい。すなわち、

$$w_{mm'} + \omega_{mm'}^2 w_{mm'} = \Phi_{mm'}(x=x_i, y=y_i) \Phi_{mm'}\{x=x_j(t), y=y_j(t)\} P(t) \dots \dots \dots (4)$$

橋の減衰はいろいろ複雑な原因によって生じるものであるが、一般には自由振動の減衰は、ほぼ対衰減衰をしているから、橋は速度に比例する抵抗をうけるという仮定を使用する方法がとられているので、この場合式 (4) は式 (5) となる。ここに  $\lambda$  は対数減衰率である。

$$\lambda = 2\pi h / [\omega_{mm'} \{1 - h^2 / \omega_{mm'}^2\}]^{1/2}$$

$$\ddot{w}_{mm'} + 2h w_{mm'} + \omega_{mm'}^2 w_{mm'} = \Phi_{mm'}(x=x_i, y=y_i) \cdot \Phi_{mm'}\{x=x_j(t), y=y_j(t)\} P(t) \dots \dots \dots (5)$$

### 2. 数値計算例

数値計算には、昭和 32 年に大阪市に架設された長堀川新橋を使用した。この橋は中空板構造方式であるから、 $x, y$  軸方向の曲げ剛性はほとんど同じである。

この橋の諸定数はつぎのとおりである。

スパン  $l = 30.6$  m,  $D_x = 1.412 \times 10^{10}$  kg-cm,  $b = 22.0$  m  
全重量  $W = 321.9$  t,  $D_y = 1.483 \times 10^{10}$  kg-cm

この橋は幅員  $b$  とスパン  $l$  との比  $b/l$  がほぼ 0.72 であるが、ここで橋の諸定数はそのまま幅員の値のみが変化して板の形状が変化した場合を想定して計算を行なった。荷重は 1 t の大きさの一定荷重が 72 km/h の速度で移動するものとした。

直交異方性板の形状が変化した場合、固有振動数がどのように変化するかを 図-2 に示す。

ここで、振動モード ①, ②, ③ は  $x=l/2$  断面において、図-3 に示すような形状をもつものである。固有振動数は ① の振動モードのものが一番低いので、幅員が大きくなってこれ以下のものは考えなくてよいことがわかる。なお、振動モード  $\Phi_{mm'}$  は、板の形が変化してもほとんど変わらない。

図-4, 5 は、走行位置・測定点によって動的たわみ曲線がどのように変化するかを示している。

$b/l = 4$  の場合には、動的たわみ曲線は、はりの場合には見られない板としての振動性状をはっきり示していることがわかる。

図-4 は動的増加率が 2% と非常に小さいが、これは ① の振動モードと ② の振動モードとがほぼ同じ大きさにて発生し、しかも、この 2 つの振動モードの角速度が異なっているため

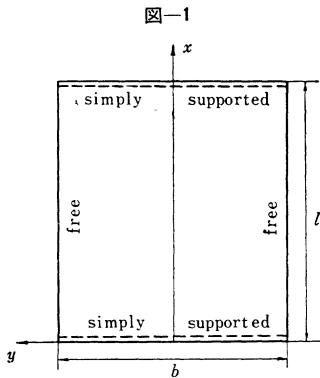


図-1

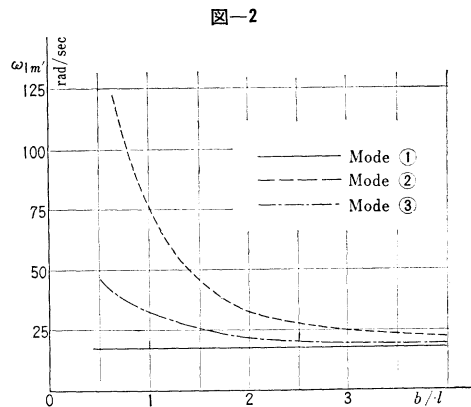


図-2

\* ここでいう動的増加率とは (動的最大たわみ-静的最大たわみ)/静的最大たわみ×100, にて表わされるものである。

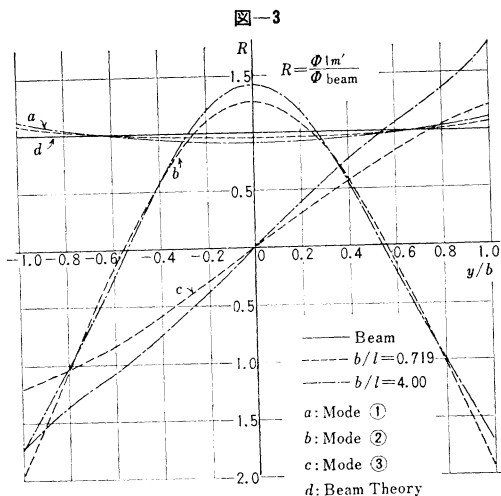


図-3

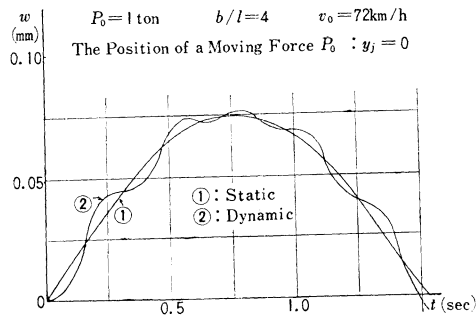


図-4

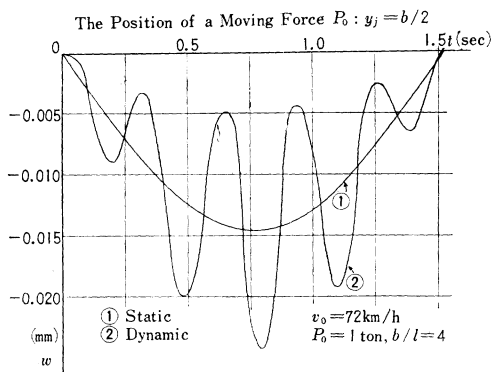


図-5

に、荷重が  $l/2$  点付近に達したとき、この2つの振動モードを合成したものが0に近くなるからである。

図-5では荷重が  $y_j = b/2$  点を移動した場合、 $x_i = l/2$ ,  $y_i = 0$  の測定点ではたわみは負となり、しかも動的増加率は67%と非常に大きくなっている。

### 3. 結論

直交異方性板理論を使用して解析すると、はりの場合には見られない特殊な振動性状のものが表われ、幅員の大きい橋に対しては、この板理論を使用することは非常に有意義であることがわかるが、以下のことが結論づけられると思う。

(1) 固有振動数は①の振動モードの場合、はりの理論値と

ほとんど同じ値を示しているから、たとえ測定値がはり理論によって求めたものとよく一致していても②、③のモードに対する検討を行なわなければ意味がない。しかし、 $b/l < 0.7$  の橋に対しては②、③の振動モードはほとんど発生しないから、はり理論を用いて解析しても十分である。

(2) 動的たわみ曲線は、図-4の場合、動的増加率が非常に小さいが、これは橋の初期条件によってきまるものであるから、さらに大きい値が得られる可能性のあるものである。

図-5の場合、静的たわみは負であるが、理論的には0にすることもできるので、この場合動的増加率は無限大となる。

(1962. 8. 10・受付)

[筆者：正員 熊本大学助教授 工学部応用工学科]

## 固体粒子を浮遊した流れの乱流構造の変化

日野 幹 雄

洪水時のように多量の土砂を浮遊する水流では、摩擦損失は2つの作用の影響をうける。もし、水路底が移動床であったり、あるいは浮遊土砂量が多く、その一部が水路底に沈積する場合には、水路底面に砂れんが発生し、それは流速の増加とともに発達して、摩擦抵抗は増大する。しかし、流速がさらに増加すると砂れんは消滅に向かい、抵抗は減って行く。他方、土砂を浮遊するにつれて流速分布の勾配が急になって、いわゆる Karman 定数が減少し、その結果、摩擦抵抗係数も土砂を浮遊しない場合にくらべて減少する。

この後者の作用については、V.A. Vanoni (1944) の実験以来多くの実験が試みられ、いくつかのこれに関する解釈や理論が発表されている。それらによれば Karman 定数の減少はつぎのように考えられた。水流は土砂を浮遊するためのエネルギーの増加分に見合うだけのエネルギーを平均流から奪うべく流速分布が急になり、これとともに乱れのエネルギーは減少すると考えられた。樁氏・志村氏の理論はこのような考えから導かれ、実験結果とよく一致するものであった。

しかし、最近 C. Elata と A.T. Ippen は、 $100 \mu$  くらいの大きさの比重がほぼ1に等しい中立浮遊粒子の水流について、実験を行ない、土砂粒子と異なって浮遊のためのエネルギーを必要としないこの場合にも粒子濃度の増加とともに Karman 定数の減少が起こること、また驚くべきことに乱れの強さは減少するのではなく、逆に増加することを明らかにした。

この実験事実、従来の理論や解釈では説明しえないものである。また、これまでの理論は、乱れの諸特性の間になんらかの関係を仮定していた。本論文は、新たに乱れのエネルギー方程式と乱れの加速度平衡方程式を導き、乱れの構造になんかの関係を仮定することなく、固-液2相流の乱流構造(乱れの強さ、平均の渦径または Karman 定数、渦の寿命時間)の変化に関する統一的理論を展開し、すでに発表されているいくつかの実験結果と比較して理論の妥当性を明らかにしたものである。まず乱れのエネルギー方程式には、固体粒子の浮遊によっていくつかの項を付加しなければならない。粒子の浮遊のためのエネルギー  $\rho_0(r-1)v_p g C C_0$  ( $\rho_0$ : 水の密度、 $r$ : 粒子の比重、 $v_p$ : 粒子の沈降速度、 $C$ : 粒子の体積濃度) は、樁氏・志村氏の理論でも付加された。このほかに粒子の存在によって単位体積あたりの粘性によるエネルギー逸散の有効部分が少なくなるから、エネルギー逸散率は粒子を浮遊しない場合の  $(1-\alpha C)$  倍でなければならない。ここに、 $\alpha$  は粒子の存在の影響範囲が粒子径の  $\alpha$  倍であることのために導入された定数で、ほぼ1に近く、1よりはやや大

きい値であろうと予想される。また、粒子の回転運動や水流に対する相対速度のためにエネルギーの逸散が行なわれる。その大きさは等方性乱流中の浮遊粒子の理論から

$$W_p = \frac{3 \rho_0 (2\gamma + 1)}{2} \cdot \frac{\bar{u}^2}{U_*^2} \cdot \frac{U_*^2}{h}$$

と導かれる。したがって、エネルギー方程式は、

$$\rho_a U_*^2 \frac{dU}{dy} \int_{\eta/h}^1 \frac{\rho_0 [1 + (\gamma - 1)C]}{\rho_a} \times d\left(\frac{y}{h}\right) = \alpha_1 (1 - \alpha C) \frac{(\sqrt{\bar{u}^2})^3}{L} + \rho_0 (\gamma - 1) v_p g C + W_p + [\text{Diffusion}] \dots (1)$$

となる。右辺の第一項の明らかな形は、あとから求まる。また、[Diffusion] の項は全断面について積分すれば消えてしまうので、関数形を示していない。

乱れの発生は、機械的摩擦応力によるものと、浮力の作用によるものとわけて考えることができるが、これを加速度平衡方程式として、

$$l \left( \frac{dU}{dy} \right)^2 = f_n(C) l_0 \left( \frac{dU}{dy} \right)^2 - Bg(\gamma - 1) \frac{\rho}{\rho_a} \frac{dC}{dy} \dots (2)$$

を与えた。ここに  $l$  は見かけの混合距離、 $l_0$  は浮力の作用のない場合の混合距離を表わし、 $f_n(C)$  は粒子群と移動する流体塊の衝突による加速度の減殺効果を表わす関数である。

図-1 中立浮遊粒子流の濃度増加によるカルマン定数の減少—本理論[式(6)、本文式(38 a)]と Elata and Ippen の実験との比較—

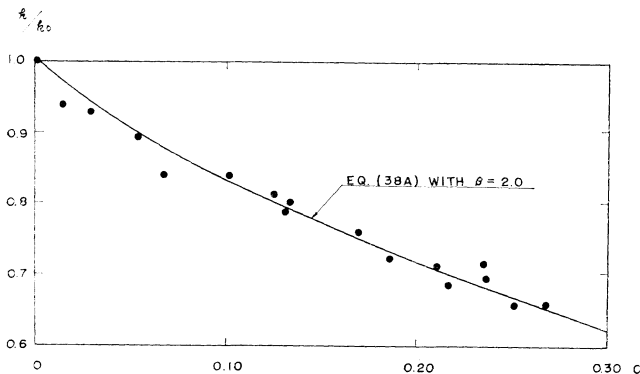


図-2 中立浮遊粒子流の濃度増加による“乱れの強さ”の増加—理論式[式(7)、本文式(38b)]と Elata and Ippen の実験との比較—

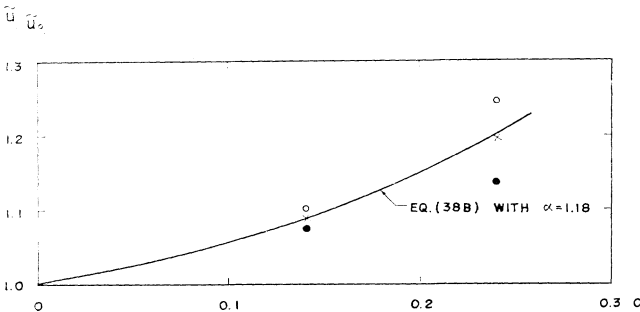
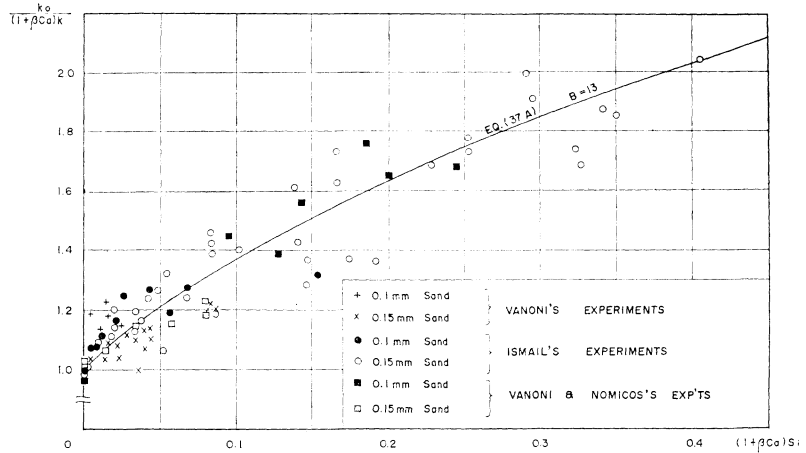


図-3 土砂流の濃度とカルマン定数の減少との関係

— $s_1$  は濃度に関する無次元パラメーター [式(3)、本文式(37 a)]—



乱流構造の変化は、断面に一律な割合で起こると考えて、式(1),(2)を積分変形して、

$$\frac{k_0}{k} = \frac{(1 + \beta C_a)}{2} [1 + \{1 + 4 B k_0 (1 + \beta C_a) s_1\}^{1/2}] \dots (3)$$

$$\frac{\bar{u}}{\bar{u}_0} = \left( \frac{1}{1 - \alpha_1 C_a} \right)^{1/2} \left( \frac{\rho_a}{\rho_0} \right)^{1/2} \times \left[ 1 - \frac{2 k_0 \sigma s_1}{(1 + \beta C_a) [1 + \{1 + 4 B k_0 (1 + \beta C_a) s_1\}^{1/2}]} \right]^{1/2} \dots (4)$$

$$s_1 = \frac{\rho_0 (\gamma - 1) g v_p C_a (h - \bar{\delta})}{\bar{\rho}_a U_*^2 \ln \frac{h}{\bar{\delta}}} \dots (5 a)$$

$$\sigma = \frac{(\ln h / \bar{\delta} - 1)}{\ln h / \bar{\delta}} \dots (5 b)$$

を導いた。ただし、 $\bar{u} = \sqrt{\bar{u}^2}$  であり、 $\rho_a, C_a$  はそれぞれ、 $\rho, C$  の全断面の平均値、 $\beta, B$  は定数である。

特別の場合として、 $C \neq 0, s = 0$  の中立浮遊粒子の場合には、

$$\frac{k_0}{k} = 1 + \beta C \quad (\beta > 0) \dots (6)$$

$$\frac{\bar{u}}{\bar{u}_0} = \left( \frac{1}{1 - \alpha C} \right)^{1/2} \dots (7)$$

$$\frac{t_*}{t_{*0}} = \frac{(1 - \alpha^2 C)^{1/2}}{1 + \beta C} \dots (8)$$

の関係がある。

これらの理論と MIT における Elata and Ippen の実験とを比較したものが 図-1,2 である。測定の困難な  $\sqrt{\bar{u}^2} = \bar{u}$  の実験値はばらつきが大きいが、理論的に 1 にほぼ等しく、1 よりやや大きいと予想された  $\alpha$  を  $\alpha = 1.18$  として実験値の平均と式(7)とがよく一致していることは、理論の妥当性を示すものと考えられる。

また、土砂流に関する Vanoni, Ismail, Vanoni and Nomicos の実験と式(3)の比較を示したのが 図-3 である。

土砂流の場合の従来の実験範囲では  $C_a$  は 0.01 以下の小さな値であり、 $(1 + \beta C_a) = 1$  と考えてよく、式(3)は志村氏の理論と似ている。

乱れの強さは、必ずしも減少することは限らず $\gamma$ が1に近いほど、粒子濃度とともに増加する傾向を示す。土砂流の場合には従来の予想ほど減少せずほぼ一定の傾向を示すことが明らかとなった。

(1962. 8. 3・受付)

[筆者：正員 工博 電力中央研究所技術研究所]

## 単鉄筋コンクリート矩形ばりにおける $a/d$ とせん断破壊についての考察

加賀美 一二三<sup>✉</sup>

鉄筋コンクリートばりのせん断破壊による性状は、鉄筋の降伏点、鉄筋比、コンクリートの力学的性状、荷重状態などの諸要素に影響されるということにもとづき、 $a/d$  と中立軸位置係数  $k$  との関係より、曲げ破壊、せん断—曲げ破壊、せん断破壊の限界を吟味し、実験によりこれを立証し、つぎに主鉄筋量を同一と腹筋を種々に変化した場合の供試体について、荷重位置を変化して実験した場合の破壊機構を考察し、一般鉄筋コンクリートばりの腹筋設計の限界条件を求め、腹筋ばりに対する極限強さ設計の場合の式を提案したものである。また、斜スタースタップ供試体の実験をなし、その配筋の有効であることを認められた。

本文の概要はつぎのごとくである。

(1)  $a/d$  による破壊の限界式は、

$$\frac{a}{d} \approx 10 \mu k \quad \dots\dots\dots (1)$$

$a/d$  の限界の略値は、

- 5.65  $k$  以下 : せん断破壊領域
- 5.65  $k$ —8.34  $k$  : せん断—曲げ破壊領域
- 8.34  $k$  以上 : 曲げ破壊領域

(2) 鉄筋コンクリートばりの設計にあたってのせん断応力の限界値は、はり設計の本旨である曲げ破壊の場合のせん断応力を土限界値とすると、力学的安定上、必須の要点である。

(3) 腹筋設計の限界条件は、

コンクリートだけにせん断応力を受け持つ場合：

$$\tau > \tau_0 = \frac{V}{b(d-v_x)} \quad \dots\dots\dots (2)$$

腹筋ばりとして設計の場合：

$$\tau < \tau_0 = \frac{V}{b(d-v_x)} < \mu \sigma_{sy} k d \frac{V}{M_u} \quad \dots\dots\dots (3)$$

(4) 腹筋の設計式

スタースタップ筋の場合：

$$a_v = \frac{SVl'}{\sigma_{sy}(d-v_x)} \quad \dots\dots\dots (4)$$

曲げ上げ筋または斜スタースタップ筋の場合：

$$a_b \text{ あるいは } a_i = \frac{SVl' \sin 45^\circ}{\sigma_{sy}(d-v_x)} \quad \dots\dots\dots (5)$$

(1962. 9. 5・受付)

[筆者：正員 工博 山口大学教授 土木工学科]

## 地中構造物に働く地震力に関する研究

岡本舜三・加藤勝行・伯野元彦

### 1. はしがき

構造の上部構造に働く地震力のためにケーソンや基礎ぐいのような地中構造物に生ずる応力、変形についての研究は従来も行なわれているが、地震時に地中の各点の動きが波動的である

ために生ずる地中構造物内の応力については寡聞にして研究されたのを知らない。しかし、最近では構造物が地中深く設けられるようになった事情をかえりみると、地中構造物に働くこの種の地震力の影響も検討してその大きさの程度を知っておくことは必要であると考えられたので、標題の問題を弾性論にもとづいて研究した。しかし、この問題には地震、構造、土または岩石の3者が介入し問題はきわめて複雑であることから、その解析的研究においては対象を抽象化する方法的妥当性に関しては常に疑問を残している。したがって筆者らは本文の所論がその意味で十分であるとは思っていないが、問題探求の端緒とはなりうると考えている。

### 2. 半導体ひずみゲージを用いた地中地震計

地中地震観測用地震計の小型式を考えていたが幸い高感度の半導体ひずみゲージが開発市販されたので、これを加速度計に応用し、口径5cmの試掘坑内に埋設しうる地中地震計を試作した。それは水平動加速度計であって、試作にあたりつぎの3点に特に留意した。

- ① 5cm口径の試掘坑内に埋込みうること
- ② 感度は構造物の振動測定に普通に用いている機械的加速度計と同程度となること
- ③ 長期間安定で、かつ水密性がきわめて高いこと

筆者らはこの種計器により地震時における地中各部分の振動や、地中構造物各部分の振動が実測されることが地中構造物に働く地震力を明らかにするための第一歩であると信じている。

### 3. 基礎ぐいに働く地震力

表面層のある地盤では表面層が振動子のごとき作用をして基盤層における地表面における地震動がいちじるしく異なることが理論的に、また実験的に明らかにされている。このために表面層内各部の地震時の動きはかなり不同でこれは表面層内にある構造物に不様な変位、すなわち変形を強制することになる。その影響が工学上無視しうる程度か、設計上考慮すべき程度かはこれまで明らかにされていないので、表面層を貫通して基盤層上にまで打込まれた基礎ぐいを例にとり、その地震時応力の評価を試みた。計算の仮定としては表面層を弾性体とし、地震波を直上に向かって進む正弦波のせん断波とし、基礎ぐいは弾性床の上のはりとした。試算の結果は基礎ぐいを長さ30.75m、直径1.20mのコンクリートぐいとするとき強震程度の地震に対して最大曲げ応力は3.5kg/cm<sup>2</sup>となる。したがって激震に対しては曲げ応力はコンクリートが無筋で耐えうる限界程度の値に達するものと推定される。これは単なる一試算にすぎないが、このことから一般的に推測されることは地盤内の地震動が一様でないことが基礎工におよぼす影響は烈震や激震の場合には無視しえざる程度に達するところがあるということである。したがって、重要構造物に対しては地震動のこの種の作用に対する安全性を吟味することが基礎工の設計にして必要である。

### 4. トンネルの覆工に作用する地震力

トンネルの覆工は重要な地下構造物の一つであって従来しばしば震害をうけているが解析的に検討された例はほとんどない。そのおもな理由はトンネルに働く外力が施工時の事情によるものが多く施工事情を正しく評価することが非常にむずかしいと考えられているためと思われる。筆者らもこの考えを肯定するけれども、未解決のまま放置するわけにはいかないと考え、一面において震害実状を調べ他面において、若干の仮定のもとに解析的計算を行なった。北米濃地震で震害をうけた水路トンネルにおいて覆工厚別に区間全長ときれつ区間長の比(震害率

とよぶ)を調査せる結果は震害率は覆工の厚い区間ほど高くなっている。その原因は種々考えられるので、ただちに結論はできないが、この事実は注目されてよいと思う。他方トンネルに働く地震力を解析的に推定するために一つの計算を試み、その仮定はつぎのようである。

- ① 地山は一樣な弾性体とする
- ② ひずみ分布は2次元とし平面ひずみ状態とする
- ③ 伝わってくる地震波はせん断平面波であって、波形は無限に連続する正弦波形とする
- ④ トンネル断面は円形とする
- ⑤ 覆工と周囲の岩との間が半径方向には離れることはない
- ⑥ 覆工と周囲の岩との周辺方向の相対的なずれに対しては抵抗がない

計算の結果覆工に生ずる最大地震応力  $\sigma_m$  は、

$$\sigma_m = \frac{12 V \left( \frac{h}{r} \right)}{16 \frac{C_s}{E_c} + \frac{g}{\rho C_s} \left( \frac{h}{r} \right)^2}$$

をえた。ここに  $V$  は地震波の速度振幅、 $C_s$  は同伝播速度、 $\rho$  は岩の単位体積当り重量、 $E_c$  は覆工の弾性係数、 $h$  は同厚さ、 $r$  はトンネルの半径である。試算の結果わかったことは、

- ①  $C_s$  が小なるほど地震力も地震応力も増大する。

- ②  $C_s$  がはなはだしく小なる場合を除いては  $h/r$  が大となると地震力も地震応力も増大する。
- ③  $C_s$  がはなはだしく小なる場合には地震応力は  $h/r$  がある値より大なる範囲では覆工厚を増すことによって減少する。しかし覆工厚が増したわりには地震応力はそれほど減少しない。

この結果がトンネルのすべての場合に通用するとはもちろんいえないが、先の北美濃地震時の被害から得られた結果とは現象的にかなり一致していることは興味ぶかいことである。筆者らは、これらの研究の結果、トンネルの耐震性を高めるためにはつぎのような方策が適当であろうと考えている。

- ① 覆工裏込めを十分に偏圧を防止する。
- ② 損傷せる地山に対しては適当な工法によってこれを固める。
- ③ 覆工の増厚によって地震力に対抗することは困難である場合が多いように思われるので、鉄筋、鉄骨などによって覆工に靱性を与え、材質的にこれを強化する。

(1962. 8. 2・受付)

筆者：岡本 正員 工博 東京大学教授生産技術研究所  
加藤 正員 東京大学生産技術研究所  
伯野 正員 工博 同上

## 工事報告：坂本アーチダム

内 容：わが国ダム技術を結集して完成した電源開発KKの坂本アーチダムについて、その計画・実験から完成に至るまでの詳細な工事報告である。執筆には本ダム工事に関係した工事関係者があっている。

体 裁：B5判 266 ページ 口絵2ページ 付図3葉 表紙カバーカラー原色版印刷 上製本

定 価：1250 円(〒150 円) 会員特価：980 円(〒150 円)

## 書 評

### 土木構造物設計シリーズ

### PC 橋 の 設 計

プレストレスト コンクリート橋梁の発達とともに、具体的な設計方法に関する参考書の出版が各方面から要望されていた。今般、上記図書がオーム社より刊行されたが、著者はすでに数多くの PC 橋の設計を実施した方々であり、かかる書物を著すにはきわめて適任であると考えられる。

内容は道路編(木村・清野)と鉄道編(佐伯・田中)とからなり、いずれも設計計算例がその骨子をなしている。道路編では、昭和36年度改訂の土木学会制定プレストレスト コンクリート設計施工指針にもとづいて設計したプレテンション方式のスラブ橋とTげた橋、およびポストテンション方式の道路橋それぞれ一橋を実例としてあげている。鉄道編には、国鉄新幹線用 PC 桁設計要領案(昭和36年7月)にもとづいたポストテンション方式設計例が記されている。これらの設計例は、いずれも単純支持の橋梁で、ポストテンション方式のものはフレシネー式を対象としたものである。

設計計算のみならず、要点が適宜解説してあるので、

木村公道・佐伯俊一 共著 オーム社刊  
清野茂次・田中 登

PC 橋の設計参考書として非常に役立つものと考えられる。ただ、引用してある参考文献の出所などに関する記述に不足する点がおしまれる。

巻末には国鉄新幹線用 PC 桁設計要領案が記載されており、また Guyon-Massonet の方法によって各主桁の荷重分担率を求める場合の影響係数の表がグラフ化して収められているので、設計上便利であると思われる。

著者：木村 正員 KKオリエンタルコンサルタンツ常務取締役

清野 正員 KKオリエンタルコンサルタンツ技術部設計課第四課長

佐伯 正員 ビー・エス・コンクリートKK東京事務所設計課長

田中 正員 ビー・エス・コンクリートKK東京事務所設計係長

体裁：A5判、全282ページ(設計資料、付表：78ページ) 設計図10葉、1962.7.31刊 定価1100円

オーム社：東京都千代田区神田錦町3ノ1

【東京大学工学部 船越 稔・記】