以上でクリープまたは塑性の問題の基本的考え方を明らかにし得たわけであるが，この考え方は短期間のクリープのみでなく，長期間のクリープについても近似的に正しいと考えることができるものと思う。

この考え方を実験的にたしかめるために荷重速度を種種に変化せしめた場合の応力ひずみ曲線について実験と計算との比較を行つたが，かなりよく一致しているので以上の考えの正しいことが判明したものといいうると思う（図—1 参照)。

今後この考え方を応用した問題を解いてゆきたいと思つているが，御批判御教示を賜わりたいとお願いする次第である。

(総—4)　土堰堤の振動に関する3次元的考察[3]

——自由振動について——

(昭和 27 年度土木学会奨励賞論文)

正員　京都大学防災研究所　畑　中　元　弘

アースダム，堤防，突堤などのように平面形が細長い構造物や，またこのような形状の建物，とくに平面形がL型，T型，E型の建物などが地震動を受けた場合には，その高さの方向のみでなく長さ方向にも変形を生じ，震害状況は2次元的でなくむしろ3次元的なものとなり，従来のごとき2次元的な取り扱いのみでは充分説明しがたい場合が多い。すなわち構造物は一様に地盤と同一の震度を受けるのではなく，各部分でことなる。したがつて耐震的構造物を設計するためには，高さ方向のみでなく，長さ方向にも設計震度をかえる必要があると思われる。著者はつとにこの点に注意し，これら構造物の性質，形状などからその振動を剪断振動と考えて若干の研究を行つてきた[2]。

本論文はこうした1連の研究のうち，アースダムの耐震性の究明に関するもので，その第一歩として貯水池空虚時の立体的自由振動につき考察した。すなわちアースダムの両側と底面とが矩形状の地山に固定された場合の剪断振動の基礎方程式を導いて自由振動に対する理論解を求め，その結果を寒天による模型実験と比較してアースダムの立体的振動性状を研究し，さらに理論式の妥当性を検討したものである。

まず自由振動の性状を明らかにし，次に土の物性に関する従来の研究資料を用いてアースダムの自由振動週期，さらにコンクリートダムに対するものを示したが，アースダムの場合は容易に地震動と共振する程度であることがわかつた。自由振動週期はダム材料の剛性率，密度のほかにダムの高さ b 及び長さ a と b の比 $k=a/b$ によつてことなり，高さに較べて長さが比較的長いとき ($k>5$) は，2次元的に考えても3次元的に考えても大差のないことがわかつた。たとえば高さ方向に第1次振動のときは，長さ方向に高次振動であつても，その週期は2次元的な場合とほとんど同一である。したがつて2次元的に考えた第1次共振週期に対して，長さ方向の高次の自由振動週期がきわめて接近しており，ダムの中間部で振動の節線を生じ，ダムの両側のみでなくこの点でも長さに直角方向の剪断力が大きくなることがわかつた。

また強制振動についても考察を加え[3]，その結果を総合するとダムの中間部で地盤に較べてかなり大きな震度を受けることが明らかになつた。

本理論を実際問題に適用するには，ダム材料，基礎地盤の性質，とくにその非弾性性，地震動の不規則性などきわめて複雑かつ難解な問題が多く残されてはいるが，最大な構造物の耐震性を究明し，さらにその設計を合理化するためのひとつの新しい方向を示すものと考え，今後もこの研究を発展せしめたいと考える。

本研究に対し終始御指導を賜わつている本学石原藤次郎博士，横尾義貫博士に対し深謝の意を表する。

参考文献

1)　畑中元弘：土堰堤の振動に関する3次元的考察，土木学会誌，37 巻 10 号，昭 27.10
2)　a) 同　上：突堤の自由振動について，　同　上，36 巻 10 号，昭 26.10
　　b) 同　上：土堰堤の強制振動について，第8回土木学会年次講演会にて講演，昭 27.5
　　c) 同　上：構造物の立体剪断振動について，関西工学連合講演会にて講演，昭 27.10
　　d) 横尾義貫，畑中元弘：壁式アパートの振動実験報告，建築学会研究報告，18 号，昭 27.5
　　e) 同　上：建物の3次元的剪断振動について，同　上，20 号，昭 27.10
　　f) 同　上：壁式鉄筋アパートの振動実験(立体振動)，同　上，投稿中，昭 28.5

g) 横尾義貫，畑中元弘：建物の立体振動について，本講演会にて講演予定，昭 28.5
3) 前掲 2) b)

（総—5）ランガー橋の振動に関する研究

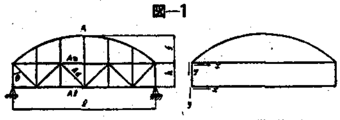
（昭和 27 年度土木学会奨励賞論文）

正員　建設省土木研究所　　安　部　清　孝

ランガー橋は径間長 60 m くらい以上になると単純橋より材料が少くてすむしまたアーチ橋では架設困難な軟弱地盤の所にも架設できるという長所をもつているのであるが，これはその構成の本質から明らかなように，単純橋よりもまたアーチ橋よりも橋の剛性が少く振動量が多く，振動学的にはあまり好ましからざる橋梁型式であろうことは明白である。従つて既設橋梁の強度判定という実際問題の必要に迫られて筆者はこの研究に着手した。この論文では基礎微分方程式に立脚点をおいた研究結果を発表する。

I. 使用記号の一般的説明

図—1



x：単純橋および拱肋の任意点の左支点よりの距離
l：ランガー橋の径間長　f：拱肋の拱矢
h：単純橋の高さ　ξ：x の l に対する比，すなわち x/l
y：単純橋の振動変位
y_m：単純橋の曲げ変形による振動変位
η_n：単純橋の第 n 次の正則型振動の正規函数
δds：拱肋の ds 部分が振動中に変化する長さ
A：任意点における拱肋の断面積
A_u：任意点における単純橋の上弦材の断面積
a：垂直吊材の径間方向の単位長当りの断面積
θ：単純トラスの斜材の垂直材に対する傾斜角
y_s：単純トラス橋の腹材変形による振動変位
η：単純橋の振動の正規函数
ds：任意点における dx 部分の拱肋の微小弧長
φ：拱肋の軸曲線を表わす函数
A_l：任意点における単純橋の下弦材の断面積
A_d：単純トラスの斜材の平均断面積
F：A_u と A_l との和，すなわち (A_u+A_l)
I：単純橋の断面２次率
J：A_u および A_l のそれぞれの重心軸に関する断面２次率の和
p：任意点における径間方向の単位巾部分の垂直材に作用する張力
ε：垂直吊材の上部部分の p による伸び
H_x：任意点における拱肋の振動中の軸力の水平分値
P：任意点における拱肋に作用する軸力
Y：ランガー橋の単位長当りに作用する強制力
E：ランガー橋を構成する材のヤング弾性係数
ν_n：ランガー橋の第 n 次の固有円振動数
H：拱肋に作用する軸力の水平分値
H_0：$x=0$ なる原点における H_x の値
δp：任意点における拱肋の振動中の軸力の変化量
ρ：ランガー橋の単位長当りの質量
ν_0：ランガー橋の固有円振動数
ν：ランガー橋に作用する強制力の作用円振動数

単純橋に対しては断面２次率としては次の式によつて表わされるものを採用するものとする。

$$I=\frac{A_uA_l}{A_u+A_l}h^2+J$$

なお η はつぎの式によつて表わされる。

$$\eta=\sum_{n=1}^{\infty}a_n\eta_n \quad (n=1,2,3\cdots\cdots\infty),\quad a_n：任意常数$$

II. 振動の基礎微分方程式

減衰項を含むランガー橋の強制振動の基礎微分方程式はつぎの連立微方方程式によつて与えられる。

$$\rho\left(\frac{\partial^2}{\partial t^2}+\zeta_0\frac{\partial}{\partial t}\right)y=EA_d\sin\theta\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2}+\zeta_i\frac{\partial^3}{\partial x^2\partial t}\right)y_S+u\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2}+\zeta_i\frac{\partial^3}{\partial x^2\partial t}\right)y$$
$$+v\left(\frac{\partial}{\partial x}+\zeta_i\frac{\partial^2}{\partial x\partial t}\right)y-H_0\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2}+\zeta_i\frac{\partial^3}{\partial x^2\partial t}\right)y+Y \quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

$$\frac{\rho I}{F}\left(\frac{\partial^3}{\partial x\partial t^2}+\zeta_0\frac{\partial^2}{\partial x\partial t}\right)(y-y_S)=EA_d\sin\theta\left(\frac{\partial}{\partial x}+\zeta_i\frac{\partial^2}{\partial x\partial t}\right)y_S$$
$$+E\frac{\partial}{\partial x}\left\{I\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2}+\zeta_i\frac{\partial^3}{\partial x^2\partial t}\right)(y-y_S)\right\} \quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

この両式から y_S を消去すれば強制振動の普通の意味での基礎微分方程式がえられるのであるが，これは一般には消去困難である。

いま腹材変形の影響を無視すればランガー橋の減衰振動の基礎微分方程式はつぎのごとく求められる。

$$\rho\left(\frac{\partial^2}{\partial t^2}+\zeta_0\frac{\partial}{\partial t}\right)y=\frac{\partial}{\partial x}\left\{\frac{\rho I}{F}\left(\frac{\partial^3}{\partial x\partial t^2}+\zeta_0\frac{\partial^2}{\partial x\partial t}\right)y\right\}-E\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left\{I\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2}+\zeta_i\frac{\partial^3}{\partial x^2\partial t}\right)y\right\}$$
$$+u\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2}+\zeta_i\frac{\partial^3}{\partial x^2\partial t}\right)y+v\left(\frac{\partial}{\partial x}+\zeta_i\frac{\partial^2}{\partial x\partial t}\right)y-H_0\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2}+\zeta_i\frac{\partial^3}{\partial x^2\partial t}\right)y+Y \quad\cdots\cdots\cdots\cdots(3)$$

つぎに断面 2 次率の変化が廻転慣性の項に及ぼす影響は微小であるから，この影響を無視すれば，ランガー橋