

III. エネルギーの式による方法 ポテンシャルエネルギー u 及び振動のエネルギー v はそれぞれ腹材変形 (又は剪断変形) の影響及び廻転慣性の影響を無視すればつぎのごとく与えられる⁽⁵⁾。

$$u = \frac{(1-\gamma)H}{2l} \int_0^1 \left(\frac{\partial y}{\partial \xi} \right)^2 d\xi + \frac{E}{2l} \int_0^1 A \psi \left(\frac{\partial y}{\partial \xi} \right)^2 d\xi + \frac{E}{2l^3} \int_0^1 I \left(\frac{\partial^2 y}{\partial \xi^2} \right)^2 d\xi + \frac{1}{2El^3} \int_0^1 \frac{\varphi}{\alpha} \left(u \frac{\partial^2 y}{\partial \xi^2} + v l \frac{\partial y}{\partial \xi} \right)^2 d\xi \quad \dots\dots\dots(31)$$

$$v = \frac{l}{2} \int_0^1 \rho \left(\frac{\partial y}{\partial t} \right)^2 d\xi \quad \dots\dots\dots(32)$$

U, V の時間的的最大値は y に

$$y_0 = \eta_0(\xi) \sin(\nu_0 t + \beta_0) \quad \dots\dots\dots(33)$$

なる変数分離を適用すると

$$U = \frac{(1-\gamma)H}{2l} \int_0^1 \left(\frac{d\eta_0}{d\xi} \right)^2 d\xi + \frac{E}{2l} \int_0^1 A \psi \left(\frac{d\eta_0}{d\xi} \right)^2 d\xi + \frac{E}{2l^3} \int_0^1 I \left(\frac{d^2 \eta_0}{d\xi^2} \right)^2 d\xi + \frac{1}{2El^3} \int_0^1 \frac{\varphi}{\alpha} \left(u \frac{d^2 \eta_0}{d\xi^2} + v l \frac{d\eta_0}{d\xi} \right)^2 d\xi \quad \dots\dots\dots(34)$$

$$V = \frac{l\nu_0^2}{2} \int_0^1 \rho \eta_0^2 d\xi \quad \dots\dots\dots(35)$$

ここに $\gamma = \frac{H_0}{H}$ とする。

これらの U, V, u, v を用いればラグランジの方法により固有振動及び強制振動解は求められる。

IV. 実測値との比較 以上は理論的の取扱いに対する説明であるが長野県の犀川橋* に対する実測を行つて、この結果を理論結果と比較検討して説明する積りである。

(5) 式の誘導は建設省土木研究所報告 83 号に示されている。

* ランガートラス橋

(4-21) 橋梁下部構造の振動性状

—基礎反力係数が 1 次的に変化する場合—

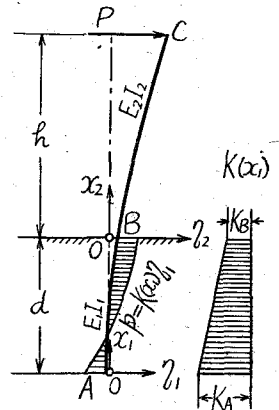
准員 京都大学工学部 後 藤 尙 男

(1) 概要 橋梁下部構造の振動性状が橋梁震害の最も重大な原因となるという事実に着目して、筆者は先に基礎地盤の弾性を考慮に入れた橋梁下部構造の振動性状に関する理論解を導き、これが現地橋梁実験の結果とよく合致することを確認した。このとき基礎地盤の弾性を基礎反力係数 K で表わし、Rayleigh の法によつて振動曲線 y が静的な撓み曲線 η に相似であると考へて、

- 1) K が根入部全長にわたつて一定のとき、 η を厳密に計算し、⁽¹⁾
- 2) K が根入深さ方向に 1 次的に増大する場合、 η を近似的に計算し、⁽²⁾

この η を用いて理論計算を進めた。ところが 1) は基礎地盤が根入深さ方向に硬くなるという事実を取入れず地表面で反力が過大になる欠点があり、2) では η の近似計算にかなりの難点があつた。こうしたことから K が 1 次的に増大する場合 η を厳密に計算して振動性状を一層明確にしよとしたのが本文の要旨である。

(2) 撓み曲線 η の計算 η を計算するのに別図を参照する。AB は橋梁下部構造根入部、BC は地上部を表わすものとする、AB、BC 区間に対して次の平衡式が成立つ。



$$E_1 I_1 \frac{d^4 \eta_1}{dx_1^4} + b_1 K(x_1) \eta_1 = 0, \quad K(x_1) = \{K_B + (K_A - K_B)\} \frac{d-x_1}{d} \dots\dots\dots(1)$$

$$E_2 I_2 \frac{d^4 \eta_2}{dx_2^4} = 0 \dots\dots\dots(2)$$

式(1)に $\xi = -\sqrt[5]{\frac{b_1(K_A - K_B)}{E_1 I_1 d}} \left(x_1 - \frac{K_A}{K_A - K_B} d \right)$

という演算を施し式(2)の $E_2 I_2$ を略すると,

$$\left(\frac{d^4 \eta_1}{d\xi^4} + \xi \eta_1 = 0 \right), \quad \frac{d^4 \eta_2}{dx_2^4} = 0 \dots\dots\dots(3)$$

となる。式(3)の一般解は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \eta_1 &= A_1 f_1(\xi) + A_2 f_2(\xi) + A_3 f_3(\xi) + A_4 f_4(\xi) \\ \eta_2 &= B_1 x_2^3 + B_2 x_2^2 + B_3 x_2 + B_4 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4)$$

$f_1(\xi), f_2(\xi), f_3(\xi), f_4(\xi)$ は ξ の冪級数として求められ、積分常数 A, B は別図の A, B, C 各点の境界及び接続条件から決定される。これより静荷重 P による下部構造 ABC の撓み曲線 η_1, η_2 が計算される。

(3) 振動性状の計算 (2) で求めた η を振動曲線に相似であるとして採用するから、振動の時間一変位曲線 y は $g(t)$ を時間函数として次式で表わされる。

$$y_1 = \eta_1 g(t), \quad y_2 = \eta_2 g(t) \dots\dots\dots(5)$$

これより位置のエネルギー V 、運動のエネルギー T 及び散逸函数 F を求めこれに Lagrange の運動方程式を適用して基礎式をうる。強制外力には地震動をとり基礎式は常数変化の法に従つて解を求めた。

数値計算は振動試験を実施したが九頭龍橋及び国鉄瀬田川新設橋梁について特に自由振動週期を求め(1)の1)及び2)による結果と比較考究し、橋梁下部構造の振動性状を一層明確ならしめた。本研究は昭和26年度文部省科学試験研究費による「橋梁の耐荷力及び耐久力に関する研究」の成果の1部である。

註:

- (1) 小西一郎, 後藤尙男, 橋梁橋脚の震害に関する動力学的考察, 土木学会論文集第6号, 昭 26.8. pp.58-70.
- (2) 小西一郎, 後藤尙男, 橋脚の振動性状について, 第1回応用力学連合講演会, 昭 26.11.4 で講演