

## II-28 振動試験による損傷橋脚の安定性調査について

建設省土木研究所 正員 工博 高田孝信  
建設省土木研究所 正員 工修 ○栗林栄一

### 1. まえがき

本報告は、国道一号线天竜川橋（昭和8年竣工）の震害により損傷せる橋脚の振動試験による耐震安定性調査に用いた方法の概略と就中その際に問題となる本橋の振動時における基礎地盤の剛性の一判別法について述べるものである。

### 2. 天竜川国道橋の現況

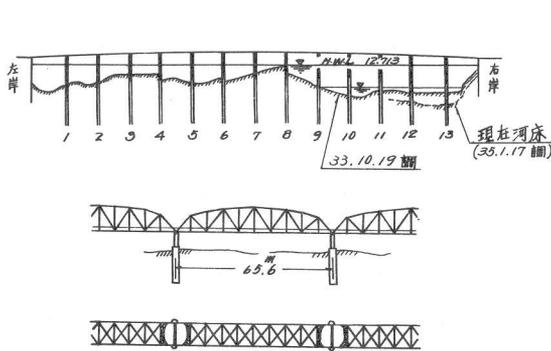


図-1

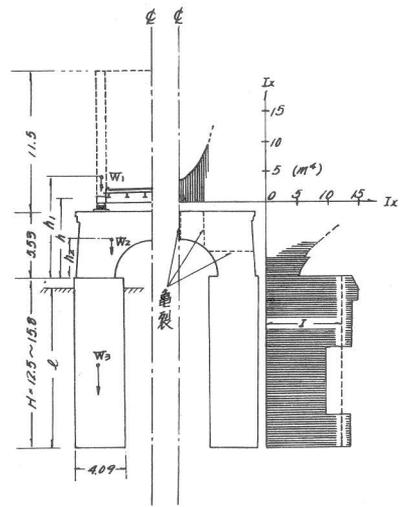
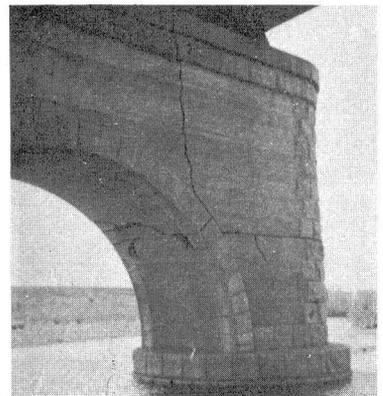


図-2

本橋梁は支間 $64.77\text{ m}$ 、14連、巾負 $7.27\text{ m}$ （旧内務省道路構造令を二種荷重で設計）、橋脚13基、橋台2基からなり、図-1に示すように上部構造は曲弦ワーレン・トラスで橋脚は図-2に示すように2本の井筒基礎となっている。橋梁としては典型的なものである。なお基礎地盤の地質は建設時の調査によれば“砂混り粘土層または硬質粘土層”である。

現在、右岸寄りの低水敷にある橋脚の井筒頭部は洗堀により $3.5\sim 5.4\text{ m}$ 露出している。したがって橋脚は最悪の場合根入 $l=7\text{ m}$ に対して地表面より天端までの高さが $11\text{ m}$ になる。加うるに震害によりほとんどの橋脚が頭部で図-2に示すような位置に亀裂が生じており、喰い違いを見せているものもある（写真参照）。またカ9号橋脚では橋面の縦断曲線に対し、 $6\text{ cm}$ （上流側）、 $12\text{ cm}$ （下流側）程の顕著な不等沈下が観測さ



れている。

### 3. 天竜川橋地災における地震記象

橋脚損傷の直接の原因である天竜川橋地災における地震記象は中央気象台の発表する資料に基づいて推定するとつぎの表のとうりである。橋梁管理者の意見あるいは震度などから判断すると“本橋震害の主因は東南海地震である”と仮定するのが妥当であると思われる。しかしもしそうであるとすれば、その後の2つの地震の際に本橋が決定的な崩壊から免かれていることは注目に値する。

| 地震名    | 震 央     |        | 発生日月日    | リヒター震度(M) | エネルギー指数(E*) | 天竜川橋地災の地震記象 |        |
|--------|---------|--------|----------|-----------|-------------|-------------|--------|
|        | 東 経     | 北 緯    |          |           |             | 震央距り        | 震度階    |
| 静岡地震   | 138°42' | 34°59' | 10.7.11  | 6.6       | 24.0        | 100 km      | II     |
| 伊豆新島地震 | 139°12' | 34°24' | 11.12.27 | 6.4       | 23.5        | 159         | III    |
| 東南海大地震 | 136°12' | 33°42' | 19.12.7  | 8.3       | 27.0        | 212         | V      |
| 三河地震   | 137°00' | 34°42' | 20.1.13  | 6.9       | 24.5        | 89          | III~IV |
| 南海道大地震 | 135°36' | 33°00' | 21.12.21 | 8.1       | 26.5        | 211         | III    |

\*  $E = 12 + 1.8M$

天竜川橋中央位置：東経 137°48'11"，北緯 34°43'34"

### 4. 振動試験およびその結果

振動試験で負荷力を明確にしておくためには、起振機による正弦波的な振動負荷を与えることが望ましいわけであるが、本橋は交通量が大でしかも迂回路が得難く、起振機利用による試験が著しく困難であると考えられたので、荷重車（砂利を積んだダンプロック）の障碍物通過による衝撃力負荷法を採用した。この負荷法では荷重車の二軸間距離と走行速度によりインターバルが変る2回の pulse 負荷となる。試験時の前後輪による衝撃負荷の間隔は 0.42~1.4 秒程度しか望めなかつたのと走行による可成りの攪乱が認められたので振動変位を橋脚の自由振動との共振として明瞭に抽出することは無理であった。

衝撃負荷は橋脚直上と支間中央の橋床面で与え、最大の衝撃力は後輪で生ずるものと考えられ、一軸静荷重 11t に対し、荷重車の“バネの荷重-撓み曲線”を利用して試算すると 20t 前後の衝撃力が作用したものと推定される。

橋梁の振動変位測定ならびに記録には、地震計、加速度計、田辺式撓度計および電磁オシログラムを使用した。これらによる測定結果からつぎのことが判った。試験対象とした橋脚は3基。

- i. 10 gal 前後の振動加速度が作用する場合、水平亀裂により隔てられている橋脚の天端と井筒上面とは同位相で振動している。
- ii. 橋脚頂部に亀裂があるので、左右脚は必ずしも同位相、同一振動数で振動しない。
- iii. 橋脚の自由振動周期は井筒がほぼ覆土されている場合、橋軸方向では  $T_0 = 0.34 \pm 0.01$  秒、同直交方向では  $T_0 = 0.270 \pm 0.002$  秒であった。減衰自由振動における damping factor は  $D = 0.011 \pm 0.0005$  であった。
- iv. 上部構造のトラス2連を対象として得た自由振動周期は  $T_0 = 0.348 \pm 0.002$  秒、ならびに damping factor は  $D = 0.013 \pm 0.001$  であった。

### 5. 振動時における地盤の側方基礎係数

〔橋脚の振動を曲げ動揺振動と考える場合〕：橋脚を図-3(a)のようなモデルと考え、上部構造の重量を天端に固定して、地表より上の重量を $W_0$ 、その重心高を地表面から $h$ とし、井筒根入れを $l$ 、直径を $B$ 、断面二次率を $I$ 、ヤング率を $E$ 、単位長さの重量を $w$ ( $=w_0/l$ )とし、地盤の側方基礎係数(Lateral Foundation coeff.)を $k_0$ 、重力の加速度を $g$ とすれば、つぎの曲げ振動の方程式が得られる。  
 さらに基礎地盤へのエネルギーの逸散ならびに底面反力の影響などは小さいものとみて省略してある。

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + \frac{w}{g} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + Bk_0 y = 0 \quad \text{----- (1)}$$

いま、 $y = y_1 \sin pt$  ----- (2) なりと考えると、

$$\frac{d^4 y_1}{dx^4} + 4\lambda^4 y_1 = 0 \quad \text{----- (3)}$$

ただし  $\lambda^4 = \frac{1}{4EI} (Bk_0 - \frac{w}{g} p^2)$ 、 $p$ ：円振動数  
 (3)式が成り立ち、その解はつぎのようになる。

$$y_1 = e^{\lambda x} (A \cos \lambda x + B \sin \lambda x) + e^{-\lambda x} (C \cos \lambda x + D \sin \lambda x) \quad \text{----- (4)}$$

(4)式の境界条件はつぎのように与えられる。

$$x=0 \text{ に } EI y_1'' + P^2 \frac{W_0 h}{g} \{h y_1' - y_1\} \Big|_{x=0} = 0, \quad EI y_1'' + P^2 \frac{W_0}{g} \{h y_1' - y_1\} \Big|_{x=0} = 0$$

$$x=l \text{ に } y_1''(l) = y_1'(l) = 0$$

(4)式に(5)式を適用して、未知係数 $A, B, C, D$ を消去すれば、つぎの振動数方程式が得られる。

$$\left. \begin{array}{cccc|c} \Delta_1 & \Delta_2 & \Delta_3 & \Delta_4 & = 0 \\ \Delta_1 - \Delta_2 & \Delta_1 + \Delta_2 & -\Delta_3 - \Delta_4 & \Delta_3 - \Delta_4 & \\ U_1 & U_2 & U_3 & U_4 & \\ V_1 & V_2 & V_3 & V_4 & \end{array} \right\} (5)$$

ただし

$$\Delta_1 = -e^{2\lambda l} \sin \lambda l, \Delta_2 = e^{2\lambda l} \cos \lambda l, \Delta_3 = \sin \lambda l, \Delta_4 = -\cos \lambda l$$

$$U_1 = (P-Q)P^2, U_2 = 2+PP^2, U_3 = -(P+Q)P^2, U_4 = -2-PP^2$$

$$V_1 = -2+(Q-R)P^2, V_2 = 2+QP^2, V_3 = 2-(Q+R)P^2, V_4 = 2-QP^2$$

$$P = \frac{k^2 W_0}{\lambda EI g}, Q = \frac{h W_0}{l^2 EI g}, R = \frac{1}{\lambda^3} \frac{W_0}{EI g}$$

〔橋脚の振動を動揺振動と考える場合〕：つぎに図-3(b)のようなモデルを考え、橋脚が弾性基礎中で動揺振動をするものと考えれば、前記の境界条件を与え、橋脚の慣性力と基礎反力との釣り合いから、直ちにつぎの振動数方程式が得られる。

$$P^2 = Bk_0 l g \frac{\frac{l^2}{12} - (l_0 - \frac{l}{2})(\frac{l}{2} - x')}{W_0 (h+l-l_0)^2 + w \left\{ \frac{l^2}{12} + (\frac{l}{2} - l_0)^2 \right\}}, \quad P^2 = \frac{Bk_0 l g}{2(W_0 + w)} \frac{l - 2x'}{l_0 - x'} \quad \text{----- (6)}$$

ただし、 $l_0 = \{2W_0(h+l) + wl\} / 2(W_0 + w)$ 、 $x'$ ：井筒底面より動揺中心までの距離。

〔側方基礎係数〕

“曲げ動揺振動と考える場合” (5)式より  $(\lambda l = 0.42 \pi) \quad k_0 = 2.13 \text{ kg/cm}^2, k_0 \text{ の比: } 1.00$

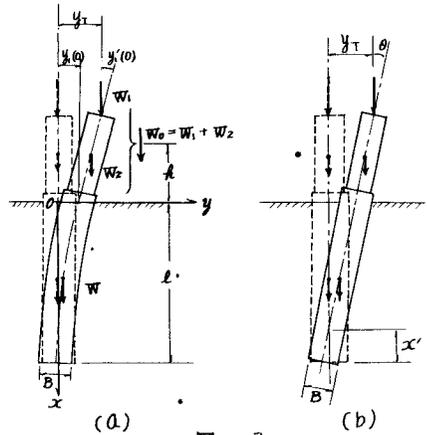


図-3

“動揺振動と考えた場合”(6)式より

$$k_0 = 2.15 \text{ kg/cm}^2, \quad k_0 \text{ の比 } 1.01$$

この結果からみて、本橋脚井筒では曲げの要素が非常に小さい動揺振動であることが判る。

[橋脚の水平変位]：いま、損傷をうけていない橋脚に水平震度  $K=0.2$  が一様に作用したものとし、動揺変位を生じた場合の橋脚天端の水平変位 ( $y_T$ ) および動揺中心の高さ ( $x'$ ) は

$$\text{“根入り長が井筒長に等しい場合 ( $l=14.2 \text{ m}$ )”} \quad y_T = 0.75 \text{ cm}, \quad x' = 4.2 \text{ m}$$

$$\text{“井筒頭部が } 5.4 \text{ m 露出している場合 ( $l=8.8 \text{ m}$ )”} \quad y_T = 5.72 \text{ cm}, \quad x' = 3.7 \text{ m}$$

となり、両者の比は  $1:2.7$  となる

## 6. 結論

幾何的形状からみた水平龜裂の生じている橋脚の水平震度による転倒限界は  $0.472$  であり、龜裂面上で生ずるそれより上部の物体の剛体ロッソング周期は約  $3.7$  秒と計算されるから、東南海地震で相当な震害を蒙りながらも、その後には  $2$  つの地震で壊滅的な破壊に至らなかったと仮定したことは、この  $2$  地震々度階が  $IV$  (最大震度  $0.83$ ) 以下であり、固有周期が著しく長くなってむしろ震度を減殺するような効果をもたらしたと考えることによつて、その理由の一端を説明することができる。また滑動限界は  $\mu$  サツ係数に等しく  $0.65$  程度が期待できる。しかし、今後震度階  $IV \sim V$  (最大震度  $0.255$ ) 程度で被震した場合の安全性は必ずしも保証されるものではない。また不平等下、洗堀に対する対策は更に精密な調査の上によつて検討されるなければならないと考えられる。

いま一つ、一般論としてこの種の構造物の耐震設計上の問題点として、従来の変位を殆んど考慮しない“力の釣り合い”による震度設計法を合理化するためには、現状としては変位の大きさにより安全性の判断の一助とすることが望ましい。しかしその許容変位を決定するためには、地震記象利用の振動理論による解析あるいは構造物の不平等下、機能、形式、種類などを考慮した上での総合的判断を必要とする。同様のことが基礎地盤にも当てはまり、境界の変位が与えられた場合の安全性を検討することが望ましい。

## 参考文献

- 東京天文台 : 理科年表 第 30 冊 1957  
本多 : 地震波動  
Timoshenko : *Vibration Problems in Engineering*  
後藤 : 橋脚井筒構造の動的耐震計算について 土木学会論文集 No. 24, 1955  
猪瀬 高田 : 橋脚の耐震性に関する研究 (1) 土木研究所報告 第 81 号, 1951  
高田 千塚 : 橋梁の震害調査 土木技術資料 第 1 巻 10 号, 1959 10 月