

り代入した。計算結果の一覧をみると、現場の腐朽の様子とくらべて見て、まず妥当な値を得たものと思つている。ただ荷重負荷係数については、多少疑問の余地があるので M. Hetényi の理論等を参考にして、合理的な数値を誘導すべく研究中である。

(5) 測定結果 一つの木橋について見ると、一番腐朽しているのは敷成木、枕土台、主桁の両端及び上面、両耳桁等である。又実測の結果、外観は外の桁と大した変りはないが直接車輪を受ける下にある桁の強度が相当に減少しているのに気付いた。これは明かに自動車等の車輪による繰返荷重の影響によるものと思われる。地勢の影響については、風通しの悪い谷間の木橋は腐朽が特に著しい。防腐剤の処置をほどこしたものは、その効果が非常に大であつた。群馬県下の実測例について防腐処理した橋桁の曲げ強度は最小 350 kg/cm² 以上 1,000 kg/cm² に達しているが無処理材は最大 300 kg/cm² 以下 0 まで減少しており、橋脚は腐朽及び白蟻の被害のため圧縮強度 300 kg/cm² 以下 0 まで減少しておる箇所がある。

橋桁や橋脚に杉材を用いた例を多く見受けたが、松材の方が杉材より強度も大きく耐朽性も大きいから松材の使用が望ましい。

木橋の実測に際しては石川県土木部道路課及び各土木出張所並びに群馬県土木部道路課及び富岡土木出張所の方々の非常な援助を受けた。こゝに附記し深甚なる感謝の意を表する次第である。なお本研究は文部省科学試験研究費の補助を受けて行つたものである。

(2-11) 橋脚健全性の振動による判定について

— 打継目の弱い場合 —

正貞 国鉄鉄道技術研究所 篠田 仁吉

概要 無筋コンクリート橋脚の打継目が弱いためにこの部分で剪断されて顛倒した橋脚が山田線では多かつたので、この打継目の強度を振動試験により確かめたところ健全なものに比べて高次振動が相当低い所に現れた。

打継目の強度低下が振動試験の結果に影響を及ぼすためには、この部分で曲げモーメントに比例して撓曲線が折れ曲るか、又は剪断力に比例して撓曲線がずれると考える必要がある。橋脚を一樣断面で、下端に傾斜角に比例する曲げモーメントと変位に比例する剪断力が働き、上端に剛体の橋桁を架設し、打継目部で上記のような力を受ける梁と考えると振動動方程式を解くと、8元行列式を満足する根を求めることにより固有振動数が求められる。打継目で剪断力に比例して撓がずれると考えると行列式を展開して求めた固有振動数を求める式は

$$\begin{aligned} & 2(1+cz \cdot chz) - 20z(sz \cdot chz - cz \cdot shz) - 2\xi z^3(cz \cdot shz + s_2 \cdot chz) \\ & - \eta z^3\{s_2 \cdot ch \cdot \bar{c}h + shz \cdot c \cdot \bar{c} + \bar{s} \cdot ch + \bar{c} \cdot sh - (s \cdot ch + c \cdot sh)\} \\ & + \xi \eta z^6\{(\bar{s} \cdot \bar{c}h + c \cdot \bar{sh})(s \cdot ch + c \cdot sh) - 2s \cdot sh(1 - c \cdot ch)\} \\ & + 20\xi z^4(1 - cz \cdot chz) + \theta \eta z^4\{2c \cdot ch + ch(sz \cdot \bar{sh} - cz \cdot \bar{c}h) - c(shz \cdot \bar{s} + chz \cdot \bar{c})\} \\ & + \theta \xi \eta z^7\{s_2 \cdot ch \cdot \bar{c}h + shz \cdot c \cdot \bar{c} - (\bar{s} \cdot \bar{c}h + \bar{c} \cdot \bar{sh} + s \cdot ch + c \cdot sh)\} \\ & + qz\{-2(sz \cdot chz - cz \cdot shz) - 4\theta z \cdot s_2 \cdot shz - 4\xi z^3 \cdot cz \cdot chz \\ & - \eta z^3\{2\bar{c} \cdot \bar{c}h(1 + c \cdot ch) + (s \cdot ch + c \cdot sh)(\bar{c} \cdot \bar{sh} - \bar{s} \cdot \bar{c}h)\} \\ & + 2\xi \eta z^6(cz \cdot sh \cdot \bar{c}h + chz \cdot s \cdot \bar{c}) + 2\theta \xi z^4(sz \cdot chz - cz \cdot shz) \\ & + 2\theta \eta z^4\{c \cdot ch(\bar{s} \cdot \bar{c}h - \bar{c} \cdot \bar{sh}) + \bar{c} \cdot \bar{c}h(s \cdot ch - c \cdot sh)\} \\ & - \theta \xi \eta z^7\{(s \cdot ch + c \cdot sh)(\bar{s} \cdot \bar{c}h - \bar{c} \cdot \bar{sh}) + 2\bar{c} \cdot ch(1 - c \cdot ch)\} = 0 \end{aligned}$$

ここに

L : 橋脚全長 l_1, l_2 : 打継目より下方及び上方の長さ

$z = fL, u = fl_1, v = fl_2$

$\omega = 2\pi \times$ 固有振動数 $\omega^2 = f^4 EIg / \gamma S$

Q : 上部構造物重量 $q = Q / \gamma SL$

M : 単位傾斜角当り曲げモーメント

P_1, P_2 : 単位変位当り剪断力 (F端及び打継目)

$\theta = \frac{EI}{ML}, \xi = \frac{EI}{P_1 L^3}, \eta = \frac{EI}{P_2 L^3}$

$$s = \sin u, \quad c = \cos u, \quad sh = \sinh u, \quad ch = \cosh u$$

u の代りに v となつたものは $\bar{s}, \bar{c}, \bar{sh}, \bar{ch}$ で示す。

$$sz = \sin z, \quad cz = \cos z$$

打継目で傾斜角の差に比例した曲げモーメントが働くと考えるとこの式は次のようになる。

$$\begin{aligned} & 2(1+cz \cdot chz) + 2\theta_1 z (cz \cdot shz - sz \cdot chz) \\ & + \theta_2 z (s \cdot ch - c \cdot sh - \bar{s} \cdot \bar{ch} + \bar{c} \cdot \bar{sh} - sz \cdot \bar{ch} \cdot \bar{c} + shz \cdot c \cdot \bar{c}) \\ & + \theta_1 \theta_2 z^2 \{ 2s \cdot sh + sh(cz \cdot \bar{sh} - sz \cdot \bar{ch}) + s(chz \cdot \bar{s} - shz \cdot \bar{c}) \} \\ & + qz \{ 2(cz \cdot shz - sz \cdot chz) - 4\theta_1 z \cdot sz \cdot shz \\ & \quad - \theta_2 z \{ 2\bar{s} \cdot \bar{sh} + \bar{sh}(sz \cdot ch - cz \cdot sh) + \bar{s}(shz \cdot c - chz \cdot s) \} \\ & \quad + 2\theta_1 \theta_2 z^2 (shz \cdot s \cdot \bar{s} - sz \cdot sh \cdot \bar{sh}) \} = 0 \end{aligned}$$

実例として山田線の振動試験より求めた結果について述べる。

(2-12) スラブ止め格子桁, 格子合成桁の模型実験

正員	京都大学工学研究所	工博	○成	岡	昌	夫
正員	神戸大学工学部		大	村		裕
正員	大阪市土木局		近	藤	和	夫
正員	新三菱重工業 K. K.	神戸造船所	伊	藤	敏	一

1. さきに鋼格子桁 (横桁 1 本および 3 本), 格子合成桁 (参考のために合成桁並列構造もあわせて), スラブ止め格子桁, スラブ絶縁格子桁の実験を行い, 報告した。これらはいずれも 5 本主桁の場合である。

2. 上に述べたスラブ止め格子桁は, 両端単純支持で, 正の曲げモーメントを受ける場合である。この場合支点をこして張出部をつけると, ゲルバー桁橋の礎着部となる。この張出部の先端に集中荷重をかけると, 負の曲げモーメントを受けることになる。このようなスラブ止め格子礎着桁の性状をしらべることは, 1. の場合と異なつた興味ある実験である。

3. 1., 2. の実験の格子桁は 5 本主桁で, 各桁の断面 2 次モーメントが等しい。しかし実際の格子桁橋では, $J_R/J = 1.2 \sim 1.7$ である。大阪市の新喜多大橋架換工事に伴い, 実物の 1/4 のスケールで, かつ格子桁の剛度 z と J_R/J の値が実物とよくにている模型桁橋を製作し, これについて, 格点載荷, パネル中央載荷により, 格子桁としての性状をくわしく調べることにした。

4. 一般にこのような実験では, 桁の応力に主眼がそそがれるが, 格子桁の上フランジである床板の変形状態を知るのは大切なことである。この意味において 3. のパネル中央載荷にあつては, 特に載荷パネルおよび隣接するパネルの変形状態をしらべることにした。この場合の床板は 4 辺を弾性梁で支持されているので, 応力状態が甚だ複雑である。これと比較する意味で, 主桁, 横桁 (いずれもジバルがついている) で支えられ, かつ床板の支承である桁がいずれも携まない模型床板 (1 パネル分) についても, 床板の変形をしらべ, 両者を比較し格子合成桁の床板の研究を行つた。講演会では主として 3. について述べたいと思う。

5. 3. の実験においては, 応力比, 撓み比の値が, およそ 80~90% であつて, さきに 5 本主桁の場合において求めた値と一致する。すなわち横桁による荷重分配は明らかに認められる。

(2-13) I 形桁のフランジの有効幅について

正員 東京大学工学部 奥 村 敏 恵

通常見られるプレートガーダーではフランジの有効突出長はその板厚の函数で与え, 全断面有効とみなしている。最近合成桁, 函桁形式が採用されるに従つて, フランジ幅と桁長の比が大となり, その有効幅 (応力分布の均一性) が問題となつている。しかし従来の文献によると, T 形桁としての計算であり, I 形即ち上下にフランジを有するものは筆者の見た文献には見あたらない。このようなフランジの応力分布の不均一性を支配する条件