

斜組ぐい鋼管橋脚を有する道路橋の振動性状について

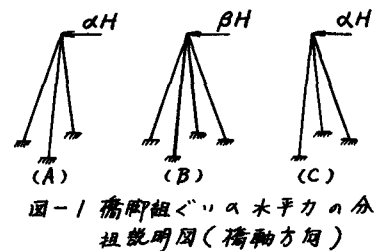
神戸大学 正員 畑中元弘

まえがき

荒大橋は兵庫県川崎川河口に架設された橋長 32.8 m 、幅員 6 m 、9連の単純げたよりな鋼橋で、左岸のオスパンは長さ 14 m の可動橋であり、下部構造には斜組ぐい鋼管が用いられている。このような下部構造をもった橋梁はいまだ建設の厂史が浅く、その耐震性については不明の点が多いため、本橋について一連の静的および動的試験を実施し、主として下部構造の安全性や設計方法を検討することとした。なお試験計画がたてられた時期にはすでに下部構造はほぼ完成しており、したがって測定の対象としたのは水面以上の部分のみである。オ1次試験では P_1 、 P_2 、 P_3 橋脚を対象として静的載荷試験と、 P_3 橋脚について起振機試験および引張（自由振動）試験を実施し、橋脚の水平抵抗、固有周期、減衰係数などを調べた。¹⁾ オ2次試験では、 P_3 橋脚について行ったオ1次起振機試験の加振力が小さかったので（共振振幅約 0.3 mm ）、大型起振機を用い数段の荷重段階で大振幅（最大振幅約 3 mm ）の試験を実施した。^{2), 3)} オ1次およびオ2次試験はいずれも上部構造架設前の橋脚のみに関するものであすが、本年7月に上部構造が架設されたので今回、橋梁全体としての振動を調べるためにオ3次試験として起振機試験および試験車による走行試験を行った。なお今回の試験では可動橋についてかなり詳細に測定したが、本文では橋脚の振動性状に関する主な事項と橋梁全体としての振動の概要を報告するにとどめる。

1. 橋脚の水平抵抗^{1), 3)}

オ1次試験の水平載荷試験は P_3 橋脚の両側にそれぞれ 50 t の油圧ジャッキを設置し、両スパンの押ばりにより P_2 、 P_3 橋脚を支点として 50 t までの片側載荷、および 30 t までの交番載荷を行ったが、各橋脚の荷重—変位曲線は軟弱地盤にもかかわらず、ヒステリシスが少なくかなり弾性的性質を示し、橋軸方向の見掛けのバネ係数は $P_2 \sim P_3$ 橋脚でそれぞれ 80% 、 82% 、 102% であった。設計計算は、くり頭固定の Chang 方式の単純直ぐいをもととし、図-1 のようにこの2本を組合せた A 型の組ぐいと1本 (A, C) あるいは2本 (B) の直ぐいとよりなる群ぐいにより、全水平荷重を A, B, C の群ぐいの剛性に応じて分担するものとして行われた。くり頭変位の計算に設計の際用いた諸元はくり頭の全長 $L=54\text{ m}$ 、 $\phi 609\text{ mm}$ 、厚さ $t=9\text{ mm}$ 、河床上部の高さ $h=10\text{ m}$ 、地盤係数 $k=1.0\text{ kg/cm}^2$ であり、水平地震荷重 $7/11$ に対しくり頭の水平変位および見掛けのバネ係数は橋軸およびこれと直角方向でそれぞれ 26 mm 、 27% および 34 mm 、 21% で、橋軸方向の値は実測値の約3倍であった。しかしながら実際にはくり頭の厚さはくり頭より 14 m まで $t=14\text{ mm}$ 、それ以下 12 mm であり、河床下 $12 \sim 13\text{ m}$ までは鋼管ぐい内にコンクリートが充填されており、また $h=8.0\text{ m}$ (橋脚天端まで 8.8 m) である。さらにくり頭の拘束条件は固定ではなく固定端と回転端の間である。このためまずくり中のコンクリートや管厚の変化によるくりの剛性変化を考慮し、これ



と等価な一樣剛性を有する単ぐりの剛性を求め、この単ぐり基準とし設計計算と同様にしてくい頭の変位を計算すれば図-2 のようである。同図によれば橋軸方向の水平変位はくい頭を固定端とした場合よりも回転端とした場合の方が実測値に近い値を与え、河床よりの橋脚の高さは8.8mであるが、河床部が軟弱であることを考えれば計算に用いべき河床上のくり長はこれよりも長くともことが適当と考えられ、このことを考慮すれば上記の方法は実測結果とさわるべく一致するということができる。なお橋軸直角方向の変位については、橋軸方向に比べてくい頭の拘束条件はほぼ固定端に近いものと考えられるので、この場合の値のみしか示してなく、実測値がないので比較はできないが、かなりよく実状を表わしているものと思われる。図-3は河床上のくり長が8.0mの場合につき、水平方向の地盤係数の変化により橋脚天端の橋軸方向の水平変位がどのように変化するを示したもので、地盤係数の橋脚変位におよぼす影響は非常に小さく、本橋脚のように斜組ぐり構造でラーメン作用の著しいことがわかる。なお設計計算は中空ぐりについて行われていさ、くい中にコンクリートで充填すればかなり水平耐力が増加し、本例では河床下7~8m程度までの充填でほぼ無限長のくいの効果を期待できることが判明した。

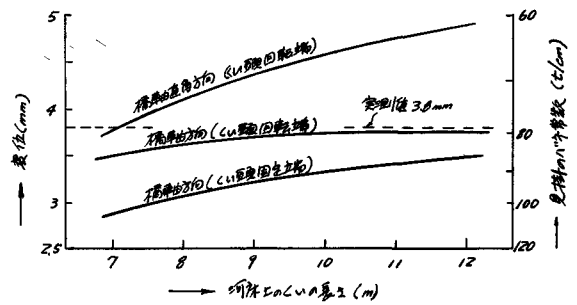


図-2 橋脚頭部の計算位置 (材料等 $H=30t$)

く一致するということができる。なお橋軸直角方向の変位については、橋軸方向に比べてくい頭の拘束条件はほぼ固定端に近いものと考えられるので、この場合の値のみしか示してなく、実測値がないので比較はできないが、かなりよく実状を表わしているものと思われる。図-3は河床上のくり長が8.0mの場合につき、水平方向の地盤係数の変化により橋脚天端の橋軸方向の水平変位がどのように変化するを示したもので、地盤係数の橋脚変位におよぼす影響は非常に小さく、本橋脚のように斜組ぐり構造でラーメン作用の著しいことがわかる。なお設計計算は中空ぐりについて行われていさ、くい中にコンクリートで充填すればかなり水平耐力が増加し、本例では河床下7~8m程度までの充填でほぼ無限長のくいの効果を期待できることが判明した。

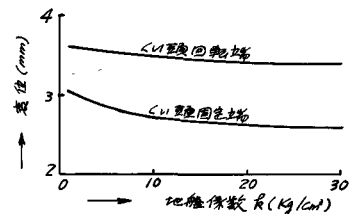


図-3 地盤係数と橋脚頭部の計算位置との関係 (水平荷重 $H=30t$, $h=8m$)

2. 橋脚の振動性状³⁾

図-4は起振機試験の各加振力段階における共振時の加振力と共振振幅との関係を示したもので、最大共振振幅5および6mmまでの振動に対しては起振力と振幅とは直線関係にあり、この範囲では本橋脚は弾性振動として取扱ってよいことが知られる。なおこの起振機試験における橋脚天端の最大加速度は橋軸方向およびこれと直角方向でそれぞれ240galおよび180galで、設計震度0.26であるので、載荷試験は設計地震力の1/2~3/4程度であるが、加速度は設計値とほぼ同程度となっている。P₃~P₅橋脚は同一構造であるのでP₃橋脚を代表とし、橋脚を最も簡単な1質点系モデルにおきかえて実測値を最もよく説明できるように還元すれば図-4中に示したように、橋軸方向の振動については $W=105t$, $R=0.14$ となる。なお $W=105t$ は橋脚頭部のコンクリート部、くいおよびくい中のコンクリート、防護板の重量などの換算重量、またくいに働く木の抵抗などの総重量 $107t$ とよく一致した値であり、固有周期 $T=0.232$ sec, 減衰係数 $R=0.14$ は引張試験および起振機試験の平均的な値である。しかしながら橋軸直角方向については、実測値と一致するためには $W=138t$ であることが必要で、橋軸方向のモデルで十分説明できず橋脚の回転慣性とともにさらに検討を要する点である。

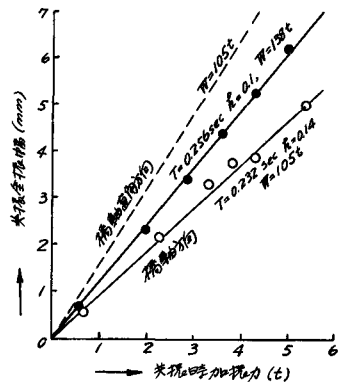


図-4 橋脚天端の共振振幅 (P₃橋脚)

3. 橋梁の振動性状

図-5~7にそれぞれ P_3 , P_1 , A_1 上の橋床面に追加した場合の加振点付近の共振曲線を示す。またこの場合の橋梁全体としての mode の1例は図-8のようで、1次の共振周期は加振場所によつてこととなり、橋軸方向振動では A_1 , P_1 で $0.39 \sim 0.40 \text{ sec}$ であるが、 P_3 では 0.34 sec とかなり短く、橋軸直角方向では P_1 で 0.52 sec , P_3 で 0.41 sec と大きな開きがある。このような現象は微小振動である図-8からは橋全体が一樣に振動して見えるように見えが、やはり P_1 , P_3 橋脚の剛性の相違や上部構の構造および載荷重の影響が強く表われているためであろう。いま試みに P_3 橋脚につき橋脚に一部分の重量が追加された場合の固有周期を計算すれば橋軸およびこれと直角方向でそれぞれ 0.39 sec および 0.44 sec となり実測値 0.34 sec および 0.41 sec に比べてやや長い値となる。橋全体としての減衰常数は $0.03 \sim 0.04$ および $0.02 \sim 0.03$ 程度で、減衰力を橋脚のみとすると同一であるとすれば、橋全体としての減衰常数の計算値は実測値の約2~3倍程度の値となる。また橋脚一部分のモデルについて

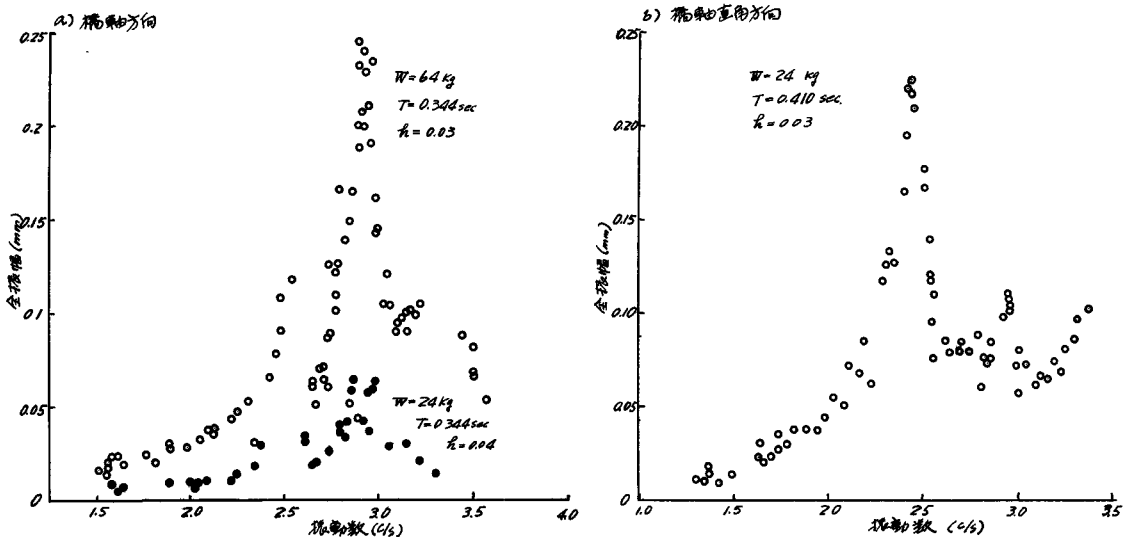


図-5 P_3 橋脚部の共振曲線

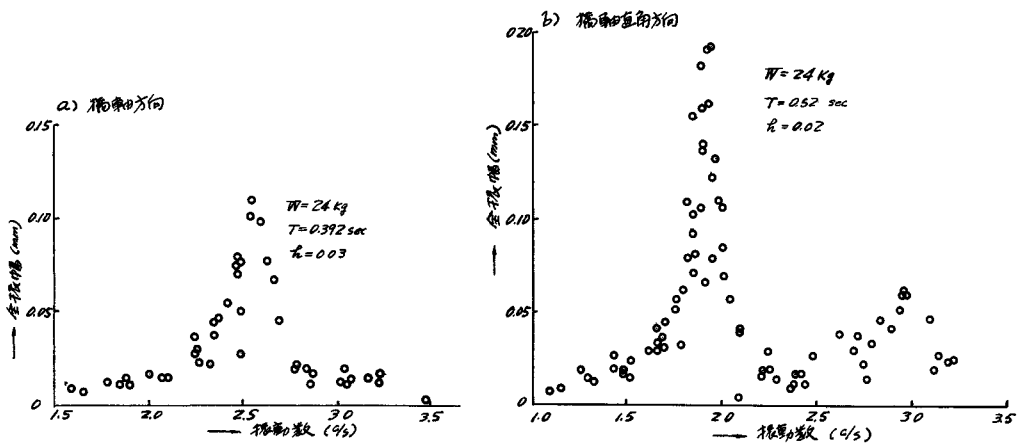


図-6 P_1 橋脚部の共振曲線

(1) 起振力 $W = 24 \text{ Kg}$

a) $9^\circ \sim 18^\circ$ あり

$T = 0.391 \text{ sec}$

b) $9^\circ \sim 18^\circ$ 無し

$T = 0.393 \text{ sec}$

(2) 起振力 $W = 64 \text{ Kg}$

a) $9^\circ \sim 18^\circ$ あり

$T = 0.397 \text{ sec}$
 $\lambda_c = 0.02$

b) $9^\circ \sim 18^\circ$ 無し

$T = 0.390 \text{ sec}$
 $\lambda_c = 0.02$

圖-7 左岸橋台A、橋軸方向の矢張曲線

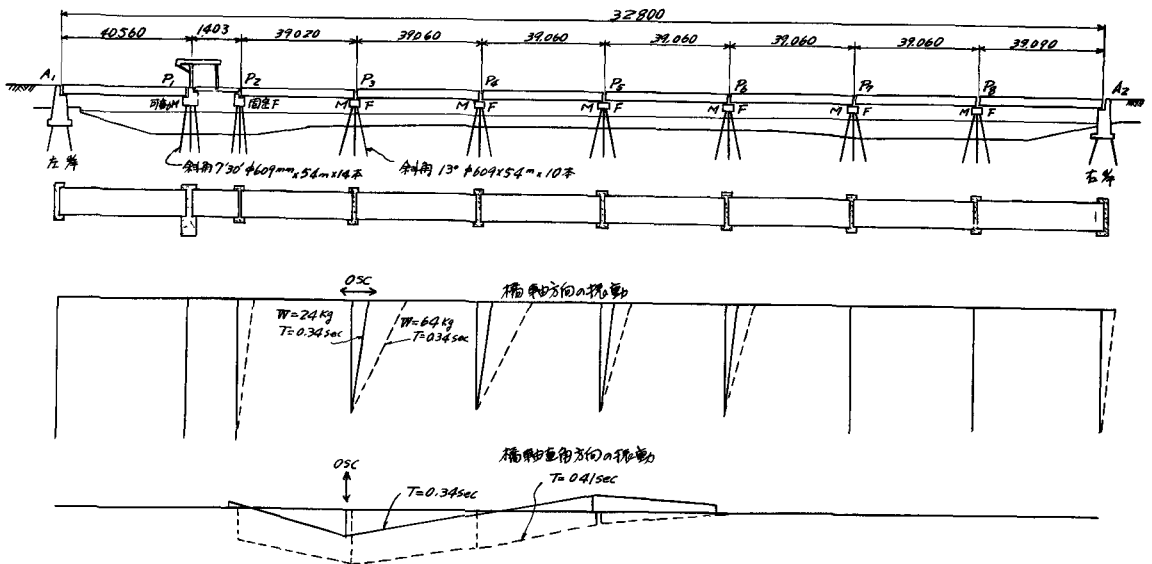


図-8 突現時の振動力形の一例

- 1) 畑中元弘：鋼管組ぐゝ橋脚の振動実験（才1報），建設工学研究所報告 No.9，昭41.5.
- 2) 畑中元弘，小笠原弘：鋼管橋脚の振動実験（その2），土木学会関西支部講演概要，昭41.11.
- 3) 畑中元弘：鋼管組ぐゝ橋脚の振動実験（才2報），建設工学研究所報告 No.10，（印刷中）