

早稲田大学 正員 ○堀井 健一郎
早大大学院 学生員 工修 川原 睦 人
全 上 石井 通夫

1. まえがき 橋梁下部構造においてくいをを用いる場合、くいに期待する機能によって構造を大別すると、a) 下部構造としてのすべての機能をくいにもたせた構造。b) 基礎構造としての機能のみをくいにもたせた構造。その他となる。これらのうちここでは、明瞭にa)またはb)に分類されるもので、しかも通常の規模の橋脚を対象とし、いくつかの実例からその挙動について考察した結果を報告する。

橋脚の挙動として注目すべきものは、橋脚の機能が上部構造を安全に支持することにあるという立場からみて、橋座を有する頭部の変位であろう。橋脚頂部で考えられる変位や回転のうち、上部構造に影響を及ぼすという意味から実際上の問題となるものは、鉛直方向ならびに水平方向の変位であると考えられる。したがって一般に鉛直および水平二方向（橋軸方向およびそれと直角方向）の変位が注目される。このうち鉛直方向については、くいのものがほぼその方向に打込まれたものであること、常時作用する荷重の方向と一致していることなどからみて、必要な安全性を及ぼすことが比較的容易であると思われ、過去の経験的事実もこれを証明しているようであるから、ここでは主として水平方向の変位に注目して、橋脚が外部から刺激をうけた際の挙動と現地試験の結果を参照して考察する。

2. 実例 1. a) の場合に相当する実例として、橋軸方向に傾斜した2本の鋼管くいからなる組くいを横断方向に3組配置した橋脚構造をとりあげる。この橋脚は河中にあり河床からの立上りは約9m、地盤は中砂で深さ約9mまでN値が10～20、それ以下は40～50となっている。試験は3組の組くいのうち中央のものを切離した状態でも行われているので、(図-1)に示すような4種類のモデルを取扱ったことになる。①③および②④はそれぞれ同一の構造物であるが方向による相違がある。

これらについて、橋脚天端に起振機を据えて水平方向に加振した結果得られた共振曲線は(図-2)、(図-3)、(図-4)に示した。

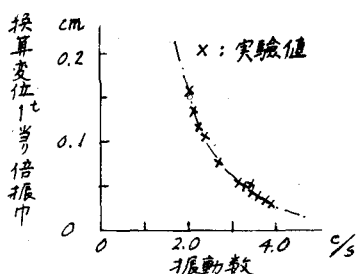
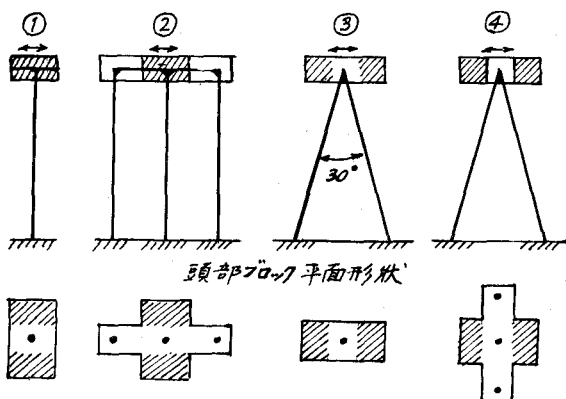


図-2 モデル① 共振曲線



ハッチを施した部分は上部構造の重量相当分として添加

図-1 構造モデル

なおこのほか、くいの
応力は①では当然なが
ら曲げによるものが卓
越し、③では軸方向力
によるものが卓越して
いることが確認されて
いる。また共振曲線か
ら減衰定数、共振振
数を算出して起振力と
の関係をもめたものが
(図-5)である。

これらの資料から同
一の地盤に打込まれた

同一のくいの作用が、構造形式の相違によってどのように変化する
かをみることが出来る。ただし①③と②④とは頭部重量の割合が
相違するので結果をそのまま比較することはできない。いま共振曲
線のピークの得られたものについて、モデルを並進1自由度系とみ
なし、ピークの位置と大きさを実験値に一致させ、実験から得られ
た減衰定数を用いて計算した値を(図-2)、(図-3)、(図-4)に記
入したものをみると、モデル②の場合にもっともよく一致し、
以下④③の順に一致しなくなる。また(図-2)に記入した計算値は
自由減衰振動の結果から算出した減衰と固有振動数とを用いたもの
である。②では頭部の回転変位が考えられないことからみても、こ
れを並進1自由度系とみなすことは妥当である。③については頭部
から張出しているブロックの回転の影響があることは当然考えられるところである。④になると1組
のくいが分担する割合が減少するので影響が小さくなるのであろう。①もほぼ1自由度系とみてよい
と思われる。そこで①②④について並進1自由度系としてのばね定数を算出したものが(表-1)
であり、これによって各構造系の強さの概略の関係をみることが出来る。

(表-1)

モデル	共振振動数 %	頭部重量 t	ばね定数 t/cm	備考
①	0.62~0.63	90	1.39~1.44	組ぐい 横方向
②	1.66~1.77	150	16.63~18.90	橋脚 横方向
④	4.08~4.18	150	100.45~105.43	橋脚 橋軸方向

以上から次のようなことがいえる。

- 1) モデル①および②のようなくいの使い方にくらべて、斜ぐいを用いた組ぐいは非常に強い。
- 2) 橋脚の動的挙動は各方向ともほぼ並進1自由度系とみなして説明することができる。
- 3) 振動系に関する値量は、構造物自身について考えたものだけで良いようである。

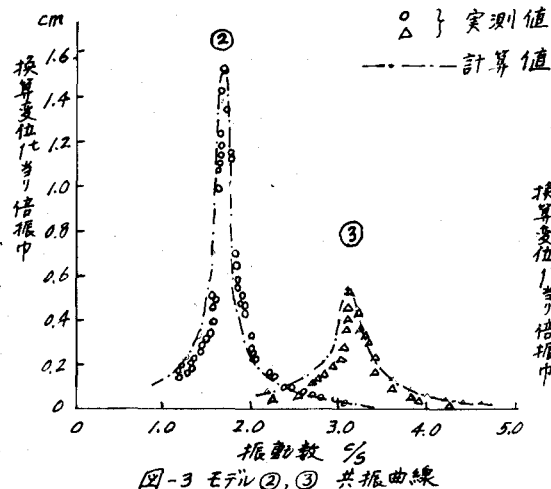


図-3 モデル②、③ 共振曲線

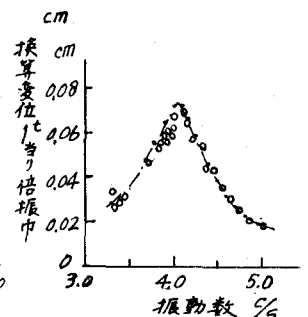


図-4 モデル④共振曲線

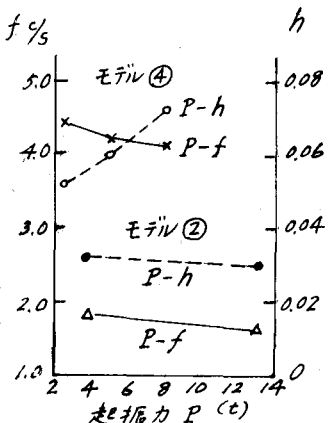


図-5

3. 実例 II. b) の場合に相当する実例として、平面形状 $8\text{m} \times 8.5\text{m}$ 、厚さ 2m のフーチングに頭部を相互に固定した斜角 10° の鋼管斜ぐい 6 本を放射状に配置し、さらに中心に直ぐい 1 本を設けた立体組ぐい基礎を用いた橋脚ととりあげる。放射ぐいの頭部は半径 3m の円周上に配置されている。橋脚躯体は厚さ 1.7m 、高さ約 8m の鉄筋コンクリート壁体である。地盤は上層約 30m は N 値がほとんど 0 のシルト質粘土、それ以下 20m は N 値 3~20 の砂と粘土の互層、それ以下が N 値 40 以上の締った砂層となっている。なおフーチング下面は地表下約 4m の位置にある。

この橋脚構造に対し、天端に起振機を据えて水平方向に加振した場合およびフーチング下面から 5m 上の部分に静的水平力と加えた場合の測定記録を (図-6)、(図-7)、(図-8) に示す。

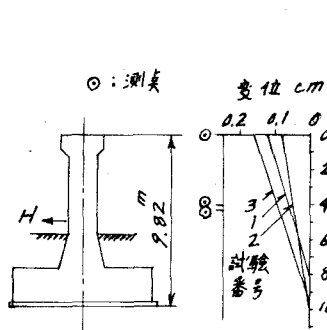


図-6 静的引張による変位分布

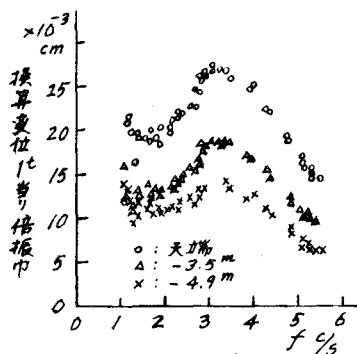


図-7 共振曲線

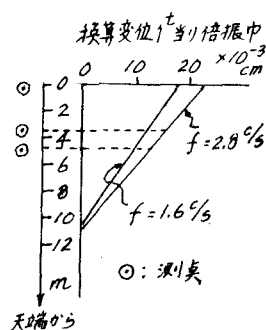


図-8 振動変位分布

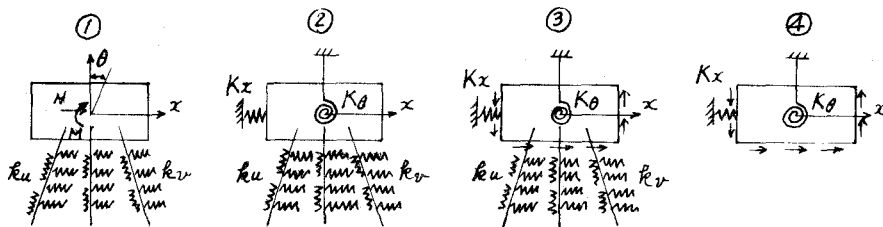


図-9 構造モデル

これらの記録に因し、まず静的試験結果について次のような解析を行った。すなわち (図-9) に示すような 4 つのモデルを想定し、これらが試験結果と見合うような水平力とモーメントをうけたときに示す挙動を、Chang の式を基本式とした立体組ぐいの解式によって計算した。(図-9) の中で

$$K_x = k_v \cdot A \quad \text{ここに } A: \text{フーチングおよび躯体前面の土との接触面積}$$

$$K_\theta = k_v \cdot B \quad \text{ここに } B = \frac{b l^3}{3}, \quad b: \text{フーチング幅}$$

l : フーチングと土との接触面長

である。またモデル ③④の場合に考慮したフーチング底面および側面における土との粘着力については、これを小さく見積るようにして、ここでは 0.2 t/m^2 という値を採用した。

$k_v = 2k_h$ と仮定し、 k_v を 0.25 kg/cm^3 、 1.0 kg/cm^3 および 2.0 kg/cm^3 の 3 段階に変化させた場合の計算結果を示すと (表-2) のようになる。

(表 - 2)

モデル	kg/cm^3 ρ_u	実験1に対応する計算値		実験3に対応する計算値	
		水平変位 cm	回転角 rad	水平変位 cm	回転角 rad
① 組い基礎	0.25	2.72×10^{-1}	8.83×10^{-5}	4.20×10^{-1}	1.35×10^{-4}
	1.00	1.03×10^{-1}	5.67×10^{-5}	1.57×10^{-1}	8.69×10^{-5}
	2.00	6.22×10^{-2}	4.11×10^{-5}	9.52×10^{-2}	6.28×10^{-5}
② 組い基礎 とフーチング 前面の土	0.25	1.50×10^{-1}	7.52×10^{-5}	2.30×10^{-1}	1.15×10^{-4}
	1.00	4.65×10^{-2}	3.68×10^{-5}	7.12×10^{-2}	5.64×10^{-5}
	2.00	2.52×10^{-2}	2.31×10^{-5}	3.86×10^{-2}	3.53×10^{-5}
③ 組い基礎 とフーチング前面 の土と粘着力	0.25	7.10×10^{-2}	4.17×10^{-5}	1.59×10^{-1}	8.18×10^{-5}
	1.00	2.20×10^{-2}	2.02×10^{-5}	4.66×10^{-2}	3.99×10^{-5}
	2.00	1.19×10^{-2}	1.27×10^{-5}	2.53×10^{-2}	2.50×10^{-5}
④ フーチング前面 の土と粘着力	0.25	1.60×10^{-1}	2.35×10^{-4}	3.39×10^{-1}	4.62×10^{-4}
	1.00	4.01×10^{-2}	0.59×10^{-4}	8.52×10^{-2}	1.15×10^{-4}
	2.00	2.00×10^{-2}	0.29×10^{-4}	4.25×10^{-2}	0.58×10^{-4}
実測値		3.22×10^{-2}	1.23×10^{-4}	4.50×10^{-2}	1.62×10^{-4}

実験1と実験3とでは、加えた水圧力の大きさがことなる。

この結果から水平変位に関しては ρ_u がこの範囲をあまり大きくはずれないでも、すべての場合について実験値にかなり近い値が算出されるが、回転角に関しては ④ の場合を除き他の場合はいずれも実験値の方がかなり大きいということが注目される。また ④ の場合からわかるように、基礎ぐいの存在を無視しても一応の説明がつくということは興味がある。 $\rho_u = 1.0 \sim 2.0 \text{ kg/cm}^3$ というような値と実験値とをあわせ考えた場合、この例のようなぐい基礎の作用の仕方は通常考えるような状態とはかなり相違しているようである。

次に動的挙動については、別途解析の結果から、並進振動、回転振動の各固有振動数は大幅に相違しており、その間の連成振動はほとんど無視しうるものと考えられる。実測例としては 3~4 % にピークを有する共振曲線がえられているが、これに対応する振動形式は静的変形の場合と同じく、フーチング下端附近と中心とする回転である。実測値から回転慣性および回転ばね定数を推定すると、およそ $K_\theta = 1.25 \times 10^{11} \text{ kg} \cdot \text{cm}$, $I_\theta = 1.94 \times 10^{11} \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$ という値が得られる。これに対し静的試験結果からは、 $K_\theta = 5.0 \times 10^{10} \text{ kg} \cdot \text{cm}$ という値が得られており、一般に静的ばねよりも動的ばねの方が強いといわれていることからみても、大体妥当な値であると考えられる。回転慣性の値はフーチング下端中央を中心とした半径約 7m の半球内の土と一緒に考慮するとほぼ上記の値に一致し、またこれらの値を用い回転自由度系として共振曲線と計算すると減衰定数 $\zeta = 0.33 \sim 0.35$ の場合にはほぼ実測曲線を再現する。以上のことからこの例では、この挙動に地盤が大きく関与していることがわかる。

4. あとがき 以上の結果からみて、たとえば橋脚の耐震性を検討するための実験方法などについては、対象とする構造物の状態によってそれに相当する配慮が必要であると思われる。