

日本道路公団 正会員 沼田 耕一
 " " 荒川 直士
 大成建設(株) " ○ 坪根 康雄

1 理論解析フロー

単杭の実験結果より潮位差による共振点の移動、即ち付加質量の影響、起振力による共振点の移動、即ち地盤バネの非線型性が明らかになった。解析ではまず付加質量について桜井氏の提唱した式⁽¹⁾を用いて検討した。次に地盤バネについては、各実験ケースの共振振動数に合致するK値を算定し、さらにこのK値と実験時の地表面変位との関係を探り、水平載荷試験結果⁽²⁾のK値～地表面変位の関係と比較した。これらの結果をP4橋脚の解析に適用するため、LLT試験結果の静的弾性定数を利用して、道路橋下部構造設計指針⁽⁴⁾から地盤反力係数 K_H を求め、実験時の地表面変位に対応して、この地盤反力係数 K_H を補正した。こうして求めた数値を用い、P4橋脚を立体モデル化して解析した。

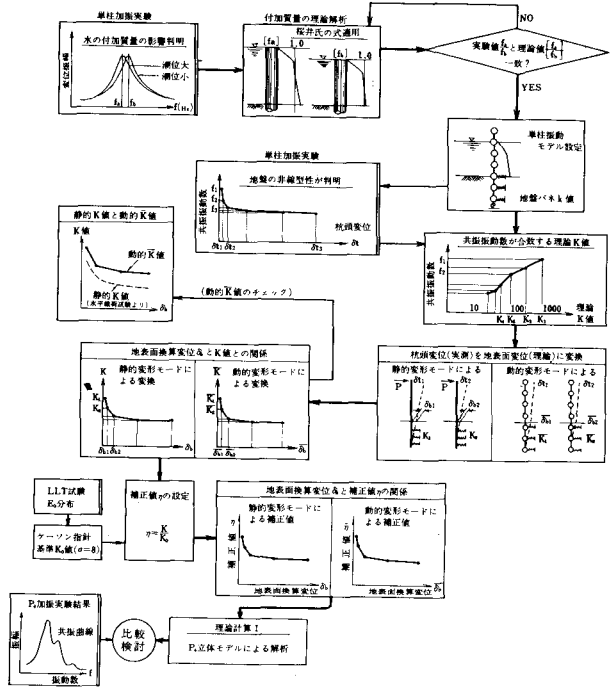


図-1 理論解析フロー

2 付加質量の検討

変形する杭の水中における仮想質量は次式⁽¹⁾で与えられる。

$$m(z, f) = 1/f(z) \times \rho_0 \pi a^2 \int_0^z K^{(i)}(a/h) \cdot Si(fi) \cos \lambda i \cdot z/h \quad (1)$$

$$Si(f) = \int_0^1 f(h\zeta) \cos \lambda i d\zeta, K^{(i)}\left(\frac{a}{h}\right) = \frac{2}{a/h} \times \frac{K_1(\lambda i a/h)}{\lambda i K_0(\lambda i a/b) + h/a \cdot K_1(\lambda i a/h)}$$

$m(z, f)$: 仮想質量

ρ_0 : 水の密度, a : 杭の半径,

$f(z)$: 杭のたわみ

K_0, K_1 : 第2種ベッセル関数

$$\lambda i = (2i + 1)\pi/2$$

上式を用い単杭の実験結果のうち起振力が同じで水位差の異なる2ケースについて高潮位と低潮位における共振点の比を実験値と理論値について比較した。このとき地盤反力係数の値は一定値にした。

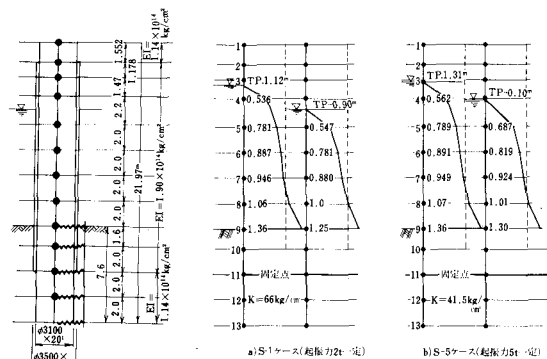


図-2 単柱振動モデルと付加質量係数分布

単杭の解析モデル及び①式より求めた付加質量係数分布 $(m(z, f)/\rho_0 \pi a^2)$ を図-2に示す。このときの杭のたわみ曲線としては

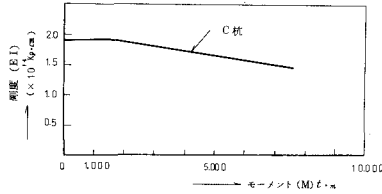


図-3 剛度とモーメントの関係

	S-1ケース	S-5ケース
実験値	$f_{HWL}=3.98\text{Hz}$ $f_{WL}=4.12$ $f_{HWL}/f_{WL}=0.966$	$f_{HWL}=3.77\text{Hz}$ $f_{WL}=3.88$ $f_{HWL}/f_{WL}=0.972$
計算値	$f_{HWL}=4.19\text{Hz}$ $f_{WL}=4.29$ $f_{HWL}/f_{WL}=0.976$	$f_{HWL}=3.776\text{Hz}$ $f_{WL}=3.858$ $f_{HWL}/f_{WL}=0.979$

表-1 付加質量の影響

振動モードから類推して、節点番号11の点で固定され

自由端に集中荷重を受ける片持ばりのたわみ曲線を用いた。また中詰コンクリートがある杭の剛性EIは、水平載荷試験の結果②(図-3)よりモーメントが小さい範囲であるので、初期の線型部分の値を採用した。計算結果を表-1に示す。解析値は実験値とほぼ合っており、潮位差による共振点の変化は①式により説明出来るので、以下の解析において付加質量は、①式を用いて求めた。

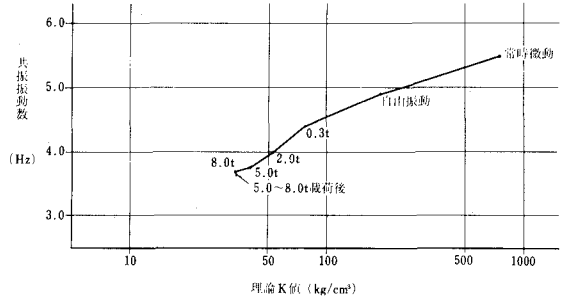


図-4 共振振動数～理論K値曲線

3 地盤バネの非線型性の検討

常時微動、自由振動試験、起振力0.3ton, 2ton, 5ton, 8ton, の各実験ケースについて図-2の単柱振動モデルを用い各実験時の潮位における付加質量を①式により求め地盤反力係数を適当に変えて、逆に各共振振動数に合致する地盤反力係数K値を求めた。この結果を図-4に示す。これより起振力の違いによるK値の非線型性が明らかである。常時微動測定による単杭の卓越周期に対応するK値は、起振機実験の共振振動数に対応するK値の10倍以上であること、また8ton加振後の5ton加振の共振振動数に対応するK値は8ton加振前のK値より小さくなっていることがわかる。次にこの起振力によるK値の非線型性は、主に地盤の変形量によると考えられるので以下地表面変位量とK値を関係づけた。まず各実験ケースについて対応するK値を用い共振モードを求めた。このモードを用い杭頭が共振時の変位をするときの地表面変位を比例計算により求めた。こうして各実験ケースについて求めた

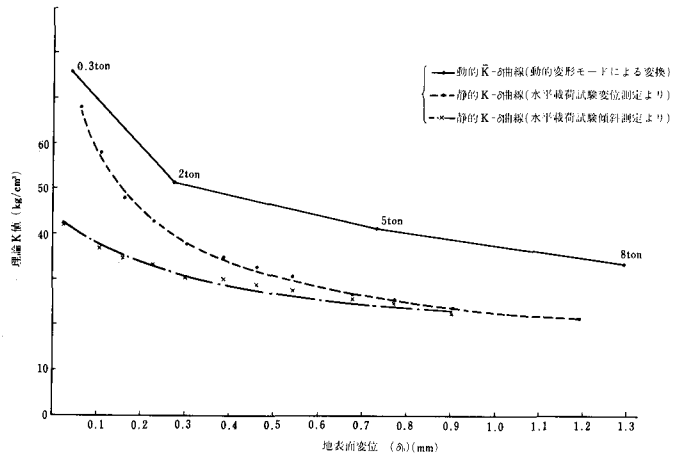


図-5 動的K値と静的K値の比較

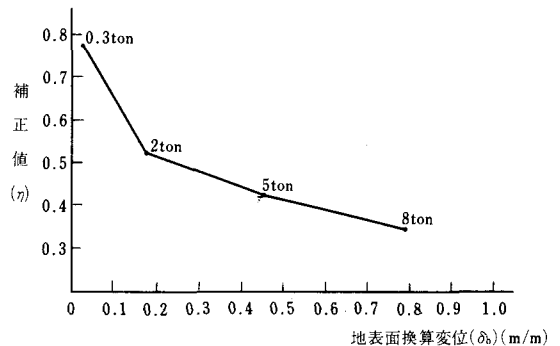
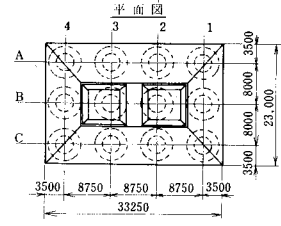
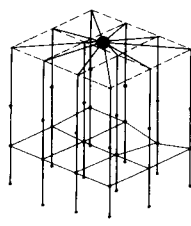
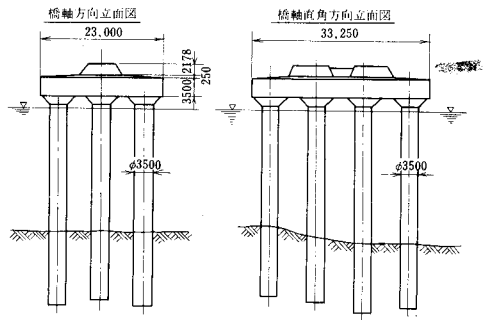


図-6 地表面換算変位～補正值曲線(静的変形モード)

地表面変位～K値の関係を図-5に示す(動的変形モードによる方法)。また同じK値を用い、単杭を地盤バネにより弾性支承されたはりと考え杭頭が各実験ケースの共振時の変位をするときの地表

面変位を求めたが、共振モードによる値とほぼ同様な結果が得られた（静的変形モードによる方法）。図一五より動的K値の地表面変位に対する非線型が明らかである。また同図に示している水平載荷試験結果の静的K値～地表面変位の関係と比較して、地表面変位の如何にかかわらず動的K値は静的K値のほぼ2倍となることが確かめられた。



図一七 P4橋脚概要

4 P4橋脚の解析

P4橋脚の解析にあたっては、単杭で得られたK値—地表面変位の関係を用い次の方法で行なった。まず単杭地点のLLT試験結果の静的弾性定数から「道路橋下部構造設計指針」(4)の方法

$$K_H = 12.8 \cdot K_{H0} \cdot \frac{3}{B_H^4}$$

$$K_{H0} = 1/30 \cdot \alpha \cdot E_0$$

$$\alpha = 8.0, B_H = 2/3 \cdot l \cdot D \quad (l: \text{地中部の杭長}, D: \text{杭径}, E_0: \text{静的弾性定数})$$

より K_H を求めた。次に静的変形モードより求めたK値とこの K_H との比(K/K_H)を補正值 η とし、地表面変位と η の関係を求めた(図一六)。この関係を用いてP4橋脚の

K値を次のように算定した。最初に補正值 η を適当に仮定し、 $K = \eta \cdot K_H$ (K_H はP4橋脚地点のLLT試験結果より求めた)とする。このK値を用い杭頭が共振時の変化をしたときの地表面変位を静的に求める。得られた地表面変位から再び η を求める。同様の過程をくり返し η の収束値を求めた($\eta = 0.69$)。こうしてK値を決定した。また付加質量については、実験結果から潮位差による影響はみとめられなかったので平均水位に対して考えた。図一八に示す立体モデルを用いた解析結果を表一2に示す。

図一八 立体モデル

次数	振動数 (Hz)			備考
	実験値	常時微動	解析値	
1	1.42	1.45	1.52	橋軸方向1次
2	1.45	1.50	1.56	橋軸直角方向1次
3	1.82	1.84	1.78	ねじり1次

表一2 立体解析結果 (振動数)

5 結果およびまとめ

本格的な多柱基礎に対して行なわれた加振実験結果および解析結果より、①潮流の橋脚に与える振動影響は無視出来ること、②水の付加質量の適用性、③地盤バネの非線型性及び動的K値が静的K値のほぼ2倍になること、④これらの結果を用いたP4橋脚の解析ではほぼ妥当な値が得られたこと、⑤またP4橋脚においてねじりの影響が比較的顕著に表われていること等がわかった。今後はさらに減衰定数の非線型性の検討が必要であろう。最後に本実験及び解析を進めるに当たって多大な援助を頂いた中央大学川原睦人助教授に深く謝意を表します。

参考文献 (その1, その2)

- 1) 桜井彰雄 「水中に立てられた柱状構造物の振動」 土木技術 第16巻 1号 昭和36年6月
- 2) 日本道路公団高速道路広島建設局大島大橋工事事務所 東洋技研コンサルタント㈱ 「大島大橋水平載荷試験報告書」 昭和48年6月
- 3) 日本道路公団広島建設局大島大橋工事事務所 大成建設(株) (株) 大林組共同企業体 「大島大橋主橋梁(下部工)工事振動実験報告書(本編)」 昭和50年3月
- 4) 日本道路協会 「道路橋下部構造設計指針 ケーソン基礎の設計篇」