

軟弱地盤中の基礎杭の地震時挙動特性に関する研究

OBSERVATION AND ANALYSIS OF EARTHQUAKE RESPONSE BEHAVIOR OF FOUNDATION PILES IN SOFT SOIL DEPOSIT

大平 彰*・田藏 隆**・中松 新***・清水勝美****

By Akira OHIRA, Takashi TAZOH, Shin NAKAHI and Katsumi SHIMIZU

Earthquake observations have been carried out on a road bridge supported by piles where dynamic strain gauges are attached on their surfaces for the purpose of the clarification of earthquake response behavior of piles penetrating through soft soil deposit.

External factors which govern the earthquake response of pile foundation are analyzed quantitatively and dynamic behavior characteristics of battered pile foundation are investigated. Effective data for establishing aseismatic design of pile foundation applicable for real conditions are presented.

1. ま え が き

現行の杭の耐震設計法は上部工からの地震時慣性力に対して、杭はその変形に比例した地盤反力を受けるとした仮定に基づいて作成されている。しかし、一般に地盤表層は地震動の増幅特性を有していることから、現行の耐震設計法の地盤反力に対する仮定は元来有効でない。

過去に小坪ら¹⁾や田治見²⁾がこの問題点を指摘し、地盤の変形が基礎杭の地震時応答に及ぼす影響度に関する検討を行っている。一方、1978年の宮城県沖地震によって発生した杭基礎の地震被害が社会的関心を集め、岸田はこの被害が地盤の変形に関与しているとして、地盤変形を考慮した杭の耐震設計法の確立を示唆している³⁾。

杭基礎の耐震設計において重要なことは、杭の変形あるいは応力の分布がどのようになるかを知り、さらにその地震時挙動が上部工の慣性力と地盤の変形に対してどのような形で支配されているかについて究明することである。しかし、杭基礎の地震時の問題を扱った既往の研究報告において、このことを地震観測などの実測との対

比といった観点から論じた研究はきわめて少ない。

著者らはこれまで神奈川県藤沢市に建設された道路橋基礎杭の地震時ひずみの観測結果に基づき、軟弱地盤中の基礎杭の地震時挙動に関する検討を行ってきた^{4),5)}。

本論文は地震観測によって得られた基礎杭の地震時挙動特性に対し、それを支配する外的要因の定量的検討ならびに斜杭を有する杭基礎の挙動特性などについて論じ、杭基礎の合理的な耐震設計法確立のための基礎資料を提供しようとしたものである。

2. 地震観測概要

地震観測は図一および図二に示すような加速度計およびひずみ計配置により実施している⁴⁾。加速度計はサーボ型加速度計で、地表に1台(GS1)、基盤に4台(GB1~GB4)、フーチングに3台(BS1~BS3)、橋脚および橋桁に3台(BR1~BR3)の合計11台である。加速度計の水平方向は橋軸方向(H1方向)と橋軸直角方向(H2方向)に一致させてあり、図一に示す+の方向が加速度記録の正の方向である。

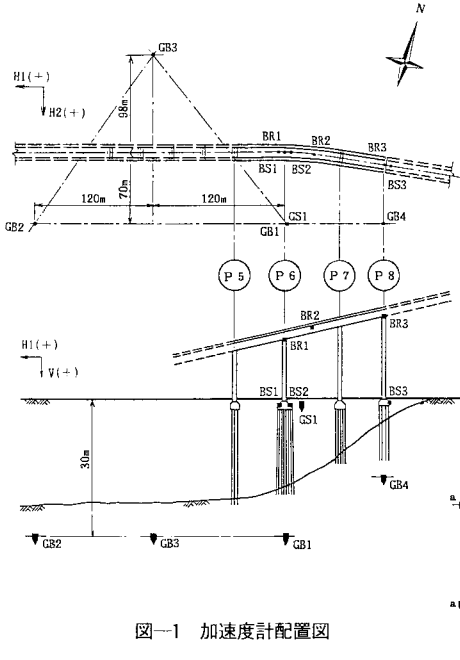
ひずみ計は固定支承であるP6橋脚の基礎杭に設置した。P6橋脚は斜杭を含む64本(8列×8列)の鋼管杭(径 $\phi=600$ mm, 杭長 $l=22$ m, 直杭肉厚 $t=9$ mm, 斜杭肉厚 $t=12$ mm)で支持されており、杭先端は支持

* 正会員 清水建設(株)技術研究所副所長
(〒135 江東区越中島3-4-17)

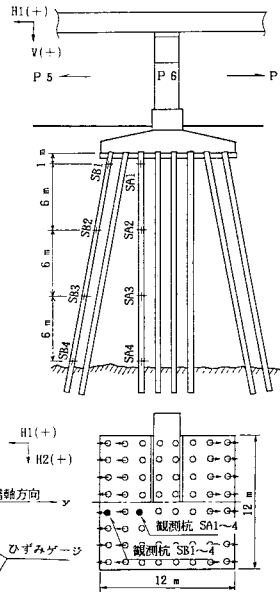
** 正会員 工修 清水建設(株)技術研究所主任研究員

*** 正会員 工修 清水建設(株)技術研究所

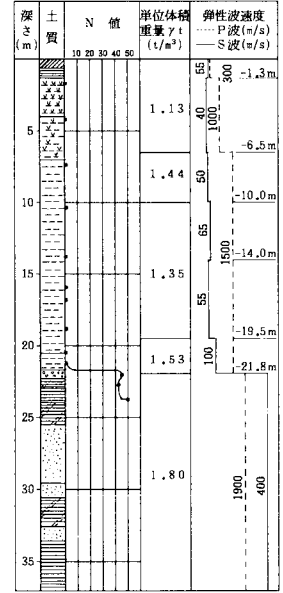
**** 正会員 清水建設(株)技術研究所



図一 加速度計配置図



図二 ひずみ計配置図



図三 土質調査結果

層中に十分根入れされている。ひずみ計はストレインゲージ型のひずみ計であり、直杭と斜杭の各1本に対し、それぞれ深さ方向に4断面(SA1~SA4, SB1~SB4, 1断面当たり4台)、合計32台を設置した。

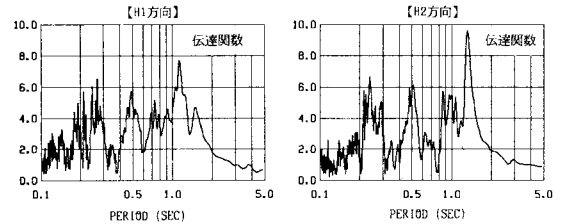
本道路橋の建設地盤は海岸砂洲によるおぼれ谷閉塞の典型的な軟弱地盤⁶⁾で、P6橋脚とP7橋脚の間を流れる河川の後背湿地である。図-3にP6橋脚近傍で実施した土質調査結果を示す。表層は層厚約22m、N値0の腐食土およびシルトの互層で、せん断波速度40~65m/sの非常に軟弱な沖積層である。支持層はN値50以上の粘性土および砂質土から成る洪積層で、せん断波速度は400m/sである。

1981年4月からの地震観測開始以来、これまで合計14個の地震記録が得られている。地表部で最も大きな加速度を与えた地震は昭和58年8月8日の神奈川・山梨県境地震(No.12地震、マグニチュード $M=6.0$ 、震央距離 $\Delta=42$ km、震源深さ $D=20$ km)で、GS1のH1方向で 113.5 cm/s^2 である。

3. 観測記録に基づく地盤表層部、基礎杭およびP6橋脚の地震時挙動特性について

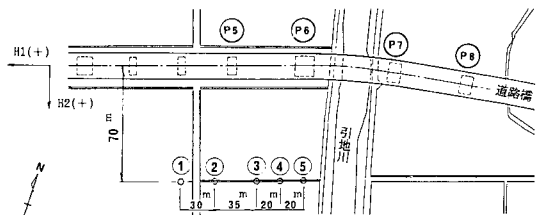
(1) 地盤表層部の地震時挙動特性⁷⁾

図-4は観測記録に基づいて計算した基礎(GB1)に対する地表(GS1)の加速度記録の平均周波数伝達関数である。周期1.4秒のピークは図-3に示した土質調査結果に基づき、当該地盤を成層地盤と仮定して得られる一次固有周期に対応している。

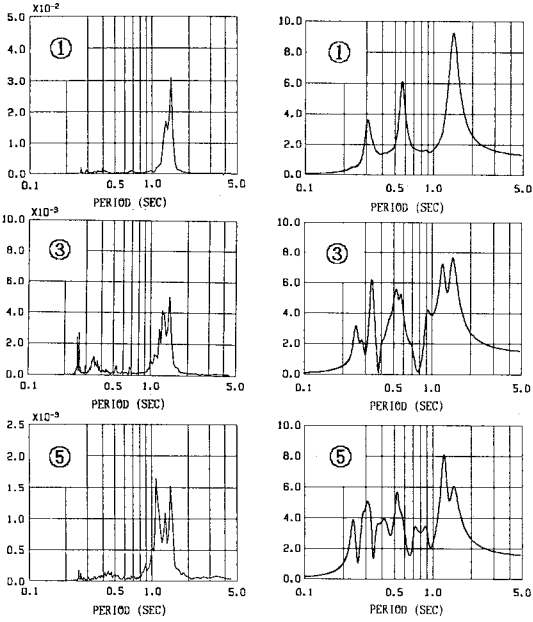


図四 基礎に対する地表の平均周波数伝達関数

当該地盤は橋軸直角方向にはほぼ成層であるが、橋軸方向には基礎の深さが大きく変化した地層構成になっている。H1方向とH2方向の周波数伝達関数において、周期1.0秒~2.0秒間でのかなりの差異がみられ、またH1方向の伝達関数において、周期1.1秒で卓越したピークがみられる。この原因を調べるために、図-5に示す5地点で常時微動観測を実施した。図-6(a)はこの観測結果(H1方向)を示したもので、20回以上の平均パワースペクトルで表示した。基礎が平坦なところ(測点①側)ではスペクトルは周期1.4秒で単一のピークを示し、基礎傾斜が急な山側(測点⑤側)に移行するにつれて、周



図五 常時微動観測地点



(a) 常時微動観測結果 (b) 有限要素法解析結果

図-6

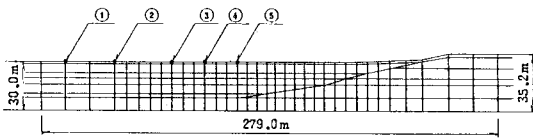


図-7 表層地盤の有限要素法解析モデル

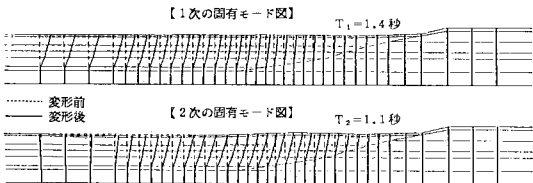


図-8 表層地盤の一次および二次の固有モード

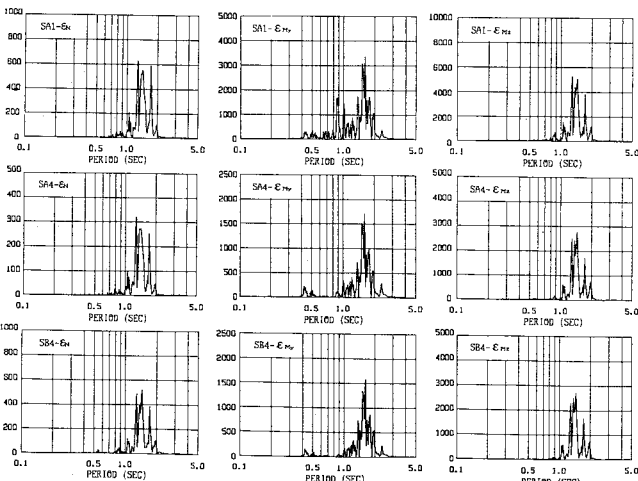


図-9 軸ひずみおよび曲げひずみのパワースペクトル (No.12地震)

期1.4秒と1.1秒でピークが現われる結果になっている。

測点⑤は地震計GS1およびGB1の設置点に一致しており、図-6(a)における測点⑤のスペクトルと図-4に示した平均周波数伝達関数とが対比できる。両者を比較すると、周期1.0秒~2.0秒間でのスペクトル特性はよく対応した結果になっている。

さらに、表層地盤の振動特性を解析的に検討するために、二次元有限要素法によって常時微動観測地点に対応する節点での周波数伝達関数を計算した。図-7はこのときの解析モデルである。減衰定数は図-4の平均周波数伝達関数に基づき、有限要素法モデルの各固有周期に対応する応答倍率から算定した。この解析結果を図-6(b)に示したが、これと図-6(a)に示した常時微動観測の結果とは周期1.0秒~2.0秒間においてよく一致したのになっている。

図-8は有限要素法解析による一次および二次の固有モードを示したものであるが、周期1.4秒の一次モードは自然地盤のせん断型一次モードに対応するモードである。一方、周期1.1秒の二次モードは自然地盤の方は振動せず基礎傾斜が急な部分が振動するモードである。以上のことから、周期1.1秒のピークは基礎の傾斜が原因で発生した周期成分であると考えられる。

(2) 基礎杭の地震時挙動特性^{4),5)}

直杭と斜杭の各計測断面における地震時ひずみ記録から、軸ひずみ ϵ_N 、橋軸方向回りの曲げひずみ ϵ_{My} および

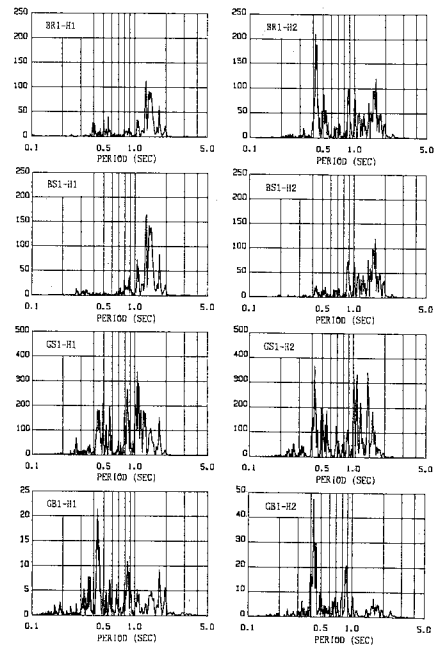


図-10 P6橋脚天端、フーチング部、地盤地表部および基礎部加速度のパワースペクトル (No.12地震)

橋軸直角方向回りの曲げひずみ ϵ_{Mz} を計算した。軸ひずみおよび曲げひずみのパワースペクトルを図-9に示した。

図-10はP6橋脚天端(BR1)、P6橋脚フーチング部(BS1)、地盤地表部(GS1)および基盤部(GB1)の加速度記録のパワースペクトルについて示したものである。これと図-9のひずみ記録のスペクトルとを対比すると、斜杭、直杭ともに ϵ_N と ϵ_{Mz} のスペクトルはBS1-H1のスペクトルとよい対応関係にあり、 ϵ_{My} のスペクトルはBS1-H2のスペクトルに類似している。

図-11は杭頭部で最大ひずみが発生した時刻を中心に、その前後5秒間のひずみ分布の経時変化をみたものである。軸ひずみは深さ方向に漸減する傾向にあり、曲げひずみは杭頭部と杭先端部で大きく、杭の中間部では小さいことがわかる。

図-12はP6橋脚のフーチング部BS1のH1および

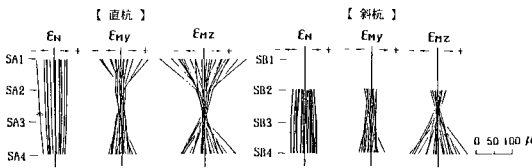


図-11 ひずみ分布の経時変化 (No. 12地震)

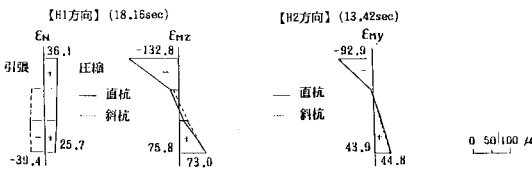


図-12 フーチング部の水平加速度が最大となる時刻のひずみ分布図 (No. 12地震)

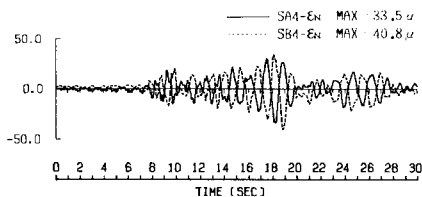


図-13 斜杭と直杭の軸ひずみ波形の重ね書き (No. 12地震)

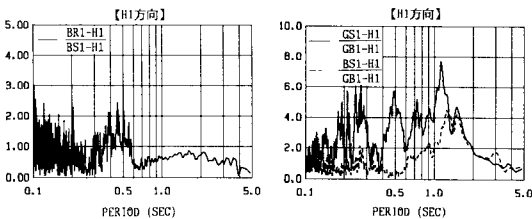


図-14 フーチング部に対する橋脚天端の平均周波数伝達関数

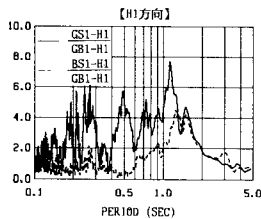


図-15 基盤に対する地表およびフーチング部の平均周波数伝達関数

H2方向の加速度が最大になる時刻での杭のひずみ分布を示したものである。計測を実施している斜杭および直杭が図-2に示したように、フーチング中心線に対し両者同じ側にあるにもかかわらず、斜杭と直杭の軸ひずみの正負が逆になっている。つまり、斜杭が引張りであるとき直杭は圧縮の状態にある。図-13は斜杭と直杭の軸ひずみ波形を重ね書きしたものであるが、この現象は記録の全継続時間を通じて発生していることがわかる。

図-9から図-13はいずれもNo.12地震の観測記録の解析結果であるが、上記の特徴的な傾向は観測された地震記録すべてに共通してみられた現象である。

(3) P6橋脚の振動特性と杭基礎の制震性について^{4),5)}

図-14はP6橋脚フーチング部(BS1)に対するP6橋脚天端(BR1)の加速度記録のH1方向の平均周波数伝達関数を示したものである。これより、P6橋脚のH1方向の一次固有周期は0.4秒~0.5秒であると推察される。

図-15は基盤(GB1)に対する地表(GS1)およびP6橋脚フーチング部(BS1)の加速度記録のH1方向の平均周波数伝達関数を対比したものである。フーチング部での加速度応答倍率は地盤地表部に対して、概略1/4~1/2になっていることがわかる。

4. 基礎杭の地震時ひずみ発生に対する外的要因の定量的検討

基礎杭の地震時挙動を支配する外的要因の定性的かつ定量的把握が、杭基礎の合理的な耐震設計法確立のために重要である。また、その検討結果が杭基礎の耐震性を論ずる上で重大な示唆を与えることになる。

本章では地震観測によって得られた杭の地震時ひずみが上部工の慣性力と地盤の振動に対し、どのような形で支配されているかについて解析的に検討を行った。

(1) 外的要因の定量的把握のための検討方法

田治見は三次元弾性波動論に基づいて、杭基礎構造物の地震時応答を求める解析手法を提案している²⁾。田治見の方法は上部工を剛体と仮定したものであり、P6橋脚のように上部工が剛体とみなせない場合、この方法を適用してその地震時応答を検討するには問題がある。

そこでここでは、上部工の振動特性を考慮した杭基礎構造物の地震時応答解析手法について検討した。

田治見は基盤からの水平加速度 $\ddot{u}_g = -u_g \omega^2 e^{i\omega t}$ に対して、単杭の基盤に対する相対変位 $u_p(z, \omega)$ を以下のように導いている。

$$u_p(z, \omega) = V \cdot F^*(z, \omega) + u_g \cdot G^*(z, \omega) \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 z は杭先端から上方に定めた座標変数、 ω は共振振動数である。 V は杭頭水平力であり、上部工が質量 m の剛体である場合、 $V = m \omega^2 u_p(H, \omega) + u_g$ と

なる。また、

$$F^*(z, \omega) = \frac{1}{EI} \left(\frac{2H}{\pi} \right)^4 \frac{2}{H} \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} f(\omega) \sin \frac{n\pi z}{2H} \dots (2)$$

$$G^*(z, \omega) = \left(\frac{\omega}{\omega_g} \right)^2 \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} g(\omega) \sin \frac{n\pi z}{2H} \dots (3)$$

ここに、 $f(\omega)$ 、 $g(\omega)$ は、

$$f(\omega) = \frac{(-1)^{n-1/2}}{n^4 - \alpha (\rho_p/\rho)(\omega/\omega_g)^2 + \alpha \xi_n^2 \Omega_n} \dots (4)$$

$$g(\omega) = \frac{\alpha \{ \Omega_n + (\rho_p/\rho)(4/n\pi) \}}{n^4 - \alpha (\rho_p/\rho)(\omega/\omega_g)^2 + \alpha \xi_n^2 \Omega_n} \dots (5)$$

である。また、

$$\xi_n^2 = n^2 - (\omega/\omega_g)^2 + i2h_g n^2 (\omega/\omega_g) \dots (6)$$

$$\Omega_n = |K_1(\eta_{1n}) + K_1(\eta_{1n}) \zeta_n| \Gamma_n \dots (7)$$

$$\zeta_n = \frac{2K_1(\eta_{1n}) + \eta_{1n} K_0(\eta_{1n})}{2K_1(\eta_{1n}) + \eta_{1n} K_0(\eta_{1n})} \dots (8)$$

$$\Gamma_n = K_1(\eta_{1n}) + \eta_{1n} K_0(\eta_{1n}) - K_1(\eta_{1n}) \zeta_n \dots (9)$$

$$\eta_{1n} = \xi_n \omega_g a / V_p, \quad \eta_{2n} = \xi_n \omega_g a / V_s \dots (10)$$

$$\alpha = \frac{\mu\pi}{EI} \left(\frac{2H}{\pi} \right)^4 \left(\frac{\pi a}{2H} \right)^2 \dots (11)$$

であり、さらに EI は杭の曲げ剛性、 H は地層厚、 ω_g は表層地盤の一次固有円振動数、 a は杭の半径、 ρ は地盤密度、 μ は地盤のせん断弾性係数、 h_g は地盤の減衰定数、 ρ_p は内実断面の杭に換算したときの杭の密度、 V_p 、 V_s はそれぞれ地盤のP波速度、S波速度である。また、 $K_0(\)$ 、 $K_1(\)$ は第2種一次、二次の変形ベッセル関数である。

いま、図-16(a)に示すような2質点系モデルを考えた場合、固定点から加速度 \ddot{u}_g が入力されたときの振動方程式は、

$$m_1 \ddot{u}_1 + c_1 \dot{u}_1 + k_1 u_1 = -m_1 (\ddot{u}_g + \ddot{u}_0) \dots (12)$$

$$m_0 \ddot{u}_0 + k_0 u_0 = k_1 u_1 + c_1 \dot{u}_1 - m_0 \ddot{u}_g + P_e \dots (13)$$

と書ける。この2質点系モデルにおいて、質点②の系を杭・地盤系と考え、この系の応答が式(1)で示した田治見の式によって与えられるとし、質点①の系が m_1 、 c_1 、 k_1 の定数で表わされる1自由度系モデルの上部工に対応しているものとする(図-16(b)参照)。

P_e はフーチング側面に作用する土圧で、ここでは飯

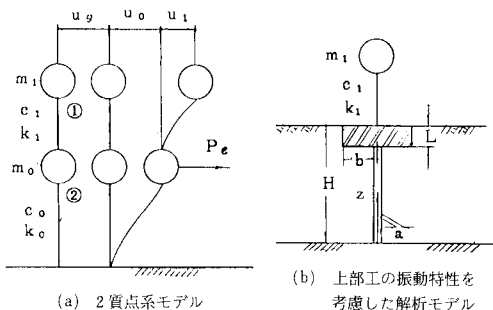


図-16

場が導いているようにフーチングを円筒剛体と仮定し⁸⁾、

$$P_e = P_1 u_0 + P_2 u_g \dots (14)$$

$$P_1 = -\rho\pi b^2 \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \xi_n^2 \omega_g^2 \Omega_n^2 \frac{8H}{(n\pi)^2} \cos \left\{ \frac{n\pi(H-L)}{2H} \right\} \dots (15)$$

$$P_2 = \rho\pi b^2 \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \omega^2 \Omega_n^2 \frac{8H}{(n\pi)^2} \cos \left\{ \frac{n\pi(H-L)}{2H} \right\} \dots (16)$$

とした。ここに、 b はフーチングの半径、 L はフーチングの埋設深さである。また、 Ω_n^2 は式(7)において杭の半径 a を b に置き換えたものに対応している。この場合、式(1)における V は式(13)より以下のように与えられる。

$$V = k_1 u_1 + i\omega c_1 u_1 + \omega^2 m_0 u_g + \omega^2 m_0 u_0 + P_1 u_0 + P_2 u_g \dots (17)$$

式(1)において、 $u_0 = u_0(H, \omega)$ とし、これに式(17)を代入し整理すると、

$$u_0 = \frac{A(H, \omega)}{B_1(H, \omega)} u_1 + \frac{1 - B_2(H, \omega) + G^*(H, \omega)}{B_1(H, \omega)} u_g \dots (18)$$

となる。ここに、

$$A(H, \omega) = (k_1 + i\omega c_1) F^*(H, \omega) \dots (19)$$

$$B_1(H, \omega) = 1 - F^*(H, \omega)(\omega^2 m_0 + P_1) \dots (20)$$

$$B_2(H, \omega) = 1 - F^*(H, \omega)(\omega^2 m_0 + P_2) \dots (21)$$

である。つまり、 u_0 は u_1 と u_g の関数として与えられ、式(18)と式(12)を連立させて解くことにより、 u_1 および u_0 は以下のように得ることができる。

$$u_1 = \frac{1 + |B_1(H, \omega) - B_2(H, \omega)| + G^*(H, \omega)}{-A(H, \omega) + \phi(\omega) B_1(H, \omega)} u_g \dots (22)$$

$$u_0 = \frac{A(H, \omega) + \phi(\omega) [1 - B_2(H, \omega) + G^*(H, \omega)]}{-A(H, \omega) + \phi(\omega) B_1(H, \omega)} u_g \dots (23)$$

ここに、

$$\phi(\omega) = -1 + i2h_1 (\omega_1/\omega) + (\omega_1/\omega)^2 \dots (24)$$

$$\omega_1 = \sqrt{k_1/m_1}, \quad h_1 = c_1/(2\sqrt{k_1 m_1}) \dots (25)$$

である。また、杭の曲げひずみ $\epsilon_b(z, \omega)$ は次式で表わされる。

$$\epsilon_b(z, \omega) = -a \left\{ V \frac{\partial^2}{\partial z^2} F^*(z, \omega) + u_g \frac{\partial^2}{\partial z^2} G^*(z, \omega) \right\} \dots (26)$$

(2) 杭頭剛結および杭先端固定条件の下での単杭の地震時応答解の誘導

N 値 50 以上、せん断波速度 400 m/s の洪積層に杭先端が十分根入れされていること、ならびに図-11に示した計測杭の曲げひずみの分布から、P6 橋脚の基礎杭は杭先端固定に近い状態になっていると考えられる。田治見解は杭先端をピンとして導かれたものであり、地震観測の結果を解析的に検討するためには杭頭剛結、杭先端固定の条件下での地震時応答解を導く必要がある。

式の誘導過程については省略するが、杭頭剛結、杭先端固定の条件下における $F^*(z, \omega)$ および $G^*(z, \omega)$ は以下ようになる。

$$\begin{aligned}
 F^*(z, \omega) = & A_f \left[\sin \lambda z + \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \bar{f}(\omega) \alpha_n \sin \frac{n\pi z}{2H} \right] \\
 & + B_f \left[\cos \lambda z + \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \bar{f}(\omega) \beta_n \sin \frac{n\pi z}{2H} \right] \\
 & + C_f \left[\sinh \lambda z + \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \bar{f}(\omega) \gamma_n \sin \frac{n\pi z}{2H} \right] \\
 & + D_f \left[\cosh \lambda z + \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \bar{f}(\omega) \delta_n \sin \frac{n\pi z}{2H} \right] \\
 & \dots\dots\dots(27)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 G^*(z, \omega) = & A_g \left[\sin \lambda z + \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \bar{f}(\omega) \alpha_n \sin \frac{n\pi z}{2H} \right] \\
 & + B_g \left[\cos \lambda z + \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \bar{f}(\omega) \beta_n \sin \frac{n\pi z}{2H} \right] \\
 & + C_g \left[\sinh \lambda z + \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \bar{f}(\omega) \gamma_n \sin \frac{n\pi z}{2H} \right] \\
 & + D_g \left[\cosh \lambda z + \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \bar{f}(\omega) \delta_n \sin \frac{n\pi z}{2H} \right] \\
 & + \left(\frac{\omega}{\omega_g} \right)^2 \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} g(\omega) \sin \frac{n\pi z}{2H} \dots\dots\dots(28)
 \end{aligned}$$

ここに、

$$\lambda^4 = \rho_g \pi a^2 \omega^2 / (EI) \dots\dots\dots(29)$$

$$\bar{f}(\omega) = -\alpha (-1)^{n-1/2} \xi_n^2 \Omega_n f(\omega) \dots\dots\dots(30)$$

であり、 $\alpha_n, \beta_n, \gamma_n, \delta_n$ は $\sin \lambda z, \cos \lambda z, \sinh \lambda z, \cosh \lambda z$ をそれぞれフーリエ級数に展開したときのフーリエ係数である。また、 A_f, A_g, \dots, D_g は杭頭および杭先端の境界条件から定まる未定係数で、この場合、

$$\left. \begin{aligned}
 A_f &= \tan \lambda H \frac{\xi_f(\omega)}{\Gamma(\omega)} + \frac{1}{2\lambda^3 EI \cos \lambda H} \\
 A_g &= \tan \lambda H \frac{\xi_g(\omega)}{\Gamma(\omega)}, \quad B_f = -D_f = \frac{\xi_f(\omega)}{\Gamma(\omega)} \\
 C_g &= \tanh \lambda H \frac{\xi_g(\omega)}{\Gamma(\omega)}, \quad B_g = -D_g = \frac{\xi_g(\omega)}{\Gamma(\omega)} \\
 C_f &= \tanh \lambda H \frac{\xi_f(\omega)}{\Gamma(\omega)} - \frac{1}{2\lambda^3 EI \cosh \lambda H}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(31)$$

である。上式において、

$$\begin{aligned}
 \Gamma(\omega) = & \left[\lambda + \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \left(\frac{n\pi}{2H} \right) \bar{f}(\omega) \alpha_n \right] \tan \lambda H \\
 & + \left[\lambda + \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \left(\frac{n\pi}{2H} \right) \bar{f}(\omega) \gamma_n \right] \tanh \lambda H \\
 & + \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \left(\frac{n\pi}{2H} \right) \bar{f}(\omega) (\beta_n - \delta_n) \dots\dots\dots(32)
 \end{aligned}$$

$$\xi_f(\omega) = \frac{1}{\lambda^3 EI} \left\{ \frac{\lambda + \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \left(\frac{n\pi}{2H} \right) \bar{f}(\omega) \alpha_n}{\cos \lambda H} - \frac{\lambda + \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \left(\frac{n\pi}{2H} \right) \bar{f}(\omega) \beta_n}{\cosh \lambda H} \right\} \dots\dots\dots(33)$$

$$\xi_g(\omega) = -\left(\frac{\omega}{\omega_g} \right)^2 \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \left(\frac{n\pi}{2H} \right) g(\omega) \dots\dots\dots(34)$$

である。

(3) 群杭基礎に対する応用

前節までの議論は半径 a 、長さ H の単杭を対象としたものである。しかし、P6橋脚の杭基礎は64本の群杭基礎であり、これまでの議論を群杭基礎に対していかに応用するかについて考える必要がある。

式(1)で示したように、杭頭変位 u_0 は次式で与えられる。

$$u_0 = u_p(H, \omega) = V \cdot F^*(H, \omega) + u_g \cdot G^*(H, \omega) \dots\dots(35)$$

$F^*(H, \omega)$ は杭頭水平荷重に対する杭頭複素剛性の逆数であり、 $G^*(H, \omega)$ は基盤からの入力変位 u_g に対する地盤のせん断振動による杭頭変位の増幅係数である。上式において、 V および u_g は杭本数によって変化しないことから、前節までの議論の群杭基礎に対する応用は、この $F^*(H, \omega)$ および $G^*(H, \omega)$ を群杭基礎として定義することにあるといえる。

各杭の杭頭が剛なフーチングに結合されていれば、すべての杭頭変位は同じになる。このことから、杭頭水平荷重に対する群杭基礎の杭頭複素剛性 $1/F_g^*(H, \omega)$ は並列ばねモデルの状態を想定することによって、以下のよう

$$F_g^*(H, \omega) = F^*(H, \omega) / (N \cdot e_g^*(\omega)) \dots\dots\dots(36)$$

ここに、 $1/F_g^*(H, \omega)$ は杭頭水平荷重に対する単杭の杭頭複素剛性であり、 $e_g^*(\omega)$ は杭頭水平定常加振外力による群杭効率である。また、 N は杭本数である。

一方、群杭基礎としての $G_g^*(H, \omega)$ は基盤変位 u_g に対して、地盤の振動によって生じる杭頭変位が単杭の場合と比較してどのようになるかで定義されるものである。この差異が係数 $e_g^*(\omega)$ で表わされるものとして、これを次のように定義した。

$$G_g^*(H, \omega) = e_g^*(\omega) \cdot G^*(H, \omega) \dots\dots\dots(37)$$

$e_g^*(\omega)$ は、この場合地盤振動による群杭効率といった見方ができよう。

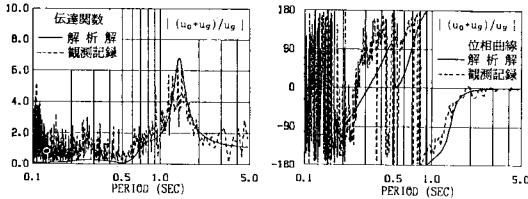
(4) P6橋脚の杭基礎に対するモデル化

地盤の単位体積重量は平均値 1.33 tf/m^3 とし、地盤の一次固有周期 1.40 秒から、地盤のせん断波速度 V_s ならびにせん断弾性係数 μ の解析定数を定めた。地層厚は $H=20 \text{ m}$ とし、ポアソン比は $\nu=0.493$ とした。地盤の減衰定数 h_g は基盤への波動逸散を考慮し⁹⁾、 $h_g=0.10$ とした。

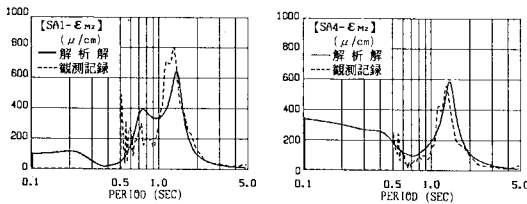
上部工に対するモデル化は3.(3)の結果からP6橋脚の一次固有周期を 0.45 秒とし、これに対応するように m_1 および k_1 を定めた。また減衰係数 c_1 は $h_1=0.02$ に匹敵する値とした。フーチングの質量 m_0 にはP6橋脚の半分の重量を考慮し、フーチングの半径 b はフーチングの面積が等しくなるように定めた。また、フーチング厚は $L=2.0 \text{ m}$ とした。杭のモデル化は直杭の定

表一 解析定数

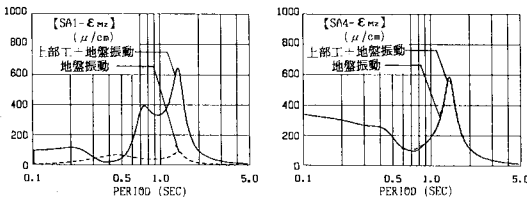
地盤	杭	上部工
$\mu_g = 443.15 \text{ tf/m}^2$	$a = 0.30 \text{ m}$	$m_1 = 223.47 \text{ tf s}^2/\text{m}$
$\nu_g = 0.493$	$\ell = 20.00 \text{ m}$	$c_1 = 112.33 \text{ tf s/m}$
$w_g = 1.33 \text{ tf/m}^3$	$I_p = 7.2974 \times 10^{-4} \text{ m}^4$	$k_1 = 35288.87 \text{ tf/m}$
$T_g = 1.40 \text{ s}$	$w_p = 0.4639 \text{ tf/m}^3$	$m_0 = 81.63 \text{ tf s}^2/\text{m}$
$h_g = 0.18$		$b = 6.77 \text{ m}$
$H = 20.00 \text{ m}$		$L = 2.00 \text{ m}$



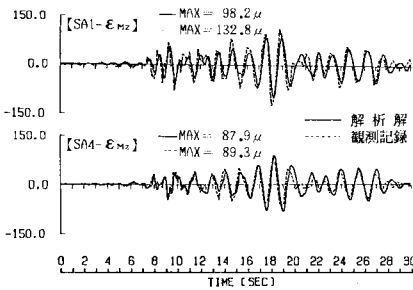
図一七 フーチング部の周波数伝達関数と位相曲線



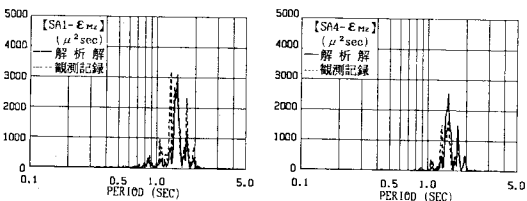
図一八 曲げひずみの周波数応答関数



図一九 上部工と地盤の振動による曲げひずみの分離



図二〇 地震応答解析による曲げひずみ波形 (No. 12 地震)



図二一 地震応答解析による曲げひずみパワースペクトル (No. 12 地震)

数を基本にして定め、長さは $l=20 \text{ m}$ とした。

$e_g^*(\omega)$ および $e_p^*(\omega)$ に関する厳密な算定はきわめて難しく、ここでは $e_g^*(\omega)$ に関しては、小坪・高西らの理論¹⁰⁾ による静的杭頭水平荷重に対する群杭効率 $e_g^* = 0.125$ を用いた。また、 $e_p^*(\omega)$ に関してもその周波数依存性を無視し、いくつかのパラメータスタディーから観測結果と最もよい対応を示す値として、 $e_p^* = 0.75$ を採用することにした。表一は解析定数について示したものである。

(5) 解析結果とその考察

解析結果を図一七から図一三に示す。図一七は地盤 (GB 1-H 1) に対する P 6 橋脚フーチング部 (BS 1-H 1) の平均周波数伝達関数および平均位相曲線について観測記録と解析結果を比較したものであり、両者はよく一致しているといえる。

図一八は単位の基盤入力変位に対する計測杭の杭頭部 (SA 1) および杭先端部 (SA 4) の曲げひずみの平均周波数応答関数について観測記録と解析結果を対比したものである。この場合も解析結果は観測記録とよい対応関係にあることがわかる。周期 1.4 秒は地盤の卓越周期であり、周期 0.73 秒は地盤・杭・上部工の連成系による上部工の共振周期である。杭頭部の曲げひずみはこの 2 つの周期でピークを示しているが、杭先端部では周期 0.73 秒に対応するピークはみられず、杭先端部に上部工の振動が及ぼす影響は少ないと考えられる。

図一九は杭の曲げひずみの発生要因について検討したものである。実線は式 (26) の左辺に相当する地盤・杭・上部工の連成振動によって生じる曲げひずみ ϵ_0 を表わしており、破線は式 (26) の右辺第 2 項に相当する地盤・杭の連成振動による曲げひずみを表わしている。杭頭部 (SA 1) では上部工の慣性力の影響が大きく、地盤振動による影響は小さいが、杭先端部 (SA 4) では圧倒的に地盤の振動に支配されていることがわかる。

図二〇および図二一は No. 12 地震の記録に基づく地震応答解析結果を示したもので、杭頭部および杭先端部の曲げひずみ波形とそのパワースペクトルについて比較した。解析結果は観測記録を十分模擬しているといえよう。基礎杭の曲げひずみの発生が地盤振動に大きく支配されているという事実は、今後の杭基礎の耐震設計において十分配慮すべき重要事項であると考えられる。

5. 二次元有限要素法による地震応答解析

有限要素法は複雑な境界条件を有した構造系の解析に適した手法であることから、杭基礎構造物の地震応答解析手法としても一般に広く使用されている。本章では二次元有限要素法による地震応答解析を行い、解析結果と観測記録との対比からその有効性について検討した。ま

た、上部工を除去したモデルに対する地震応答解析を実施し、この解析結果から基礎杭の地震時ひずみ発生要因に関する考察を行った。

(1) 地震応答解析結果と観測記録との対比

図-22に解析モデルを示す。橋桁部および橋脚部はそれぞれ集中質量ならびにはり要素、また地盤はソリッド要素、杭ははり要素でモデル化し、解析は平面ひずみ状態を仮定して行った。減衰定数はGB1に対するBS1ならびにBS1に対するBR1の周波数伝達関数から算定した。解析定数を表-2に示す。地震入力基盤はGB1の設置深さに一致させ、GB1-H1での観測記録を同位相で入力した。

図-23にNo.12地震による解析結果を示す。解析結果は観測記録とよく対応しており、有限要素法解析の有効性が窺える。

(2) 有限要素法解析結果に基づく考察

式(1)あるいは式(26)において、右辺第1項は上部工の慣性力による杭の応答であり、右辺第2項は地盤の振動に起因する応答を表わしている。右辺第1項は慣性力 V に比例した形で表わされ、 V は式(17)においてフーチング側面に作用する土圧項を無視すると、 $V = m_1(\ddot{u}_1 + \ddot{u}_0 + \ddot{u}_g) + m_0(\ddot{u}_0 + \ddot{u}_g)$ と書ける。これはBR1

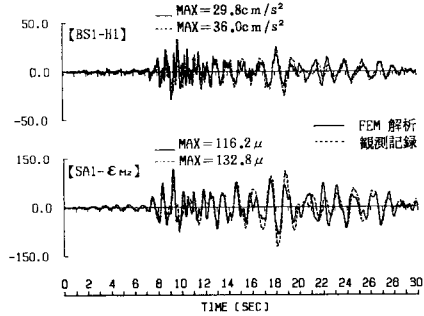


図-23 地震応答解析による加速度波形および曲げひずみ波形 (No.12地震)

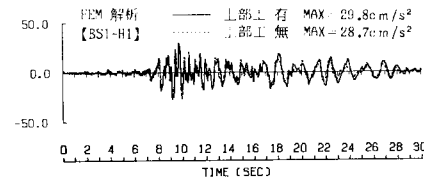


図-24 上部工の有無によるフーチング部加速度波形の対比 (No.12地震)

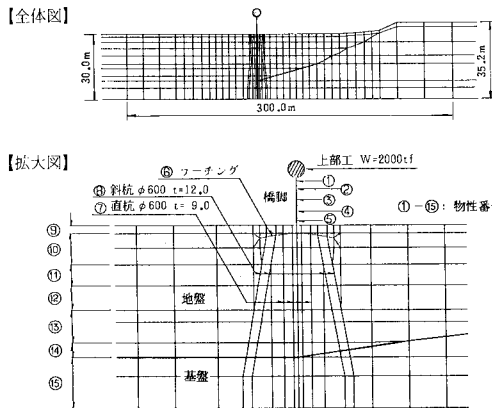


図-22 有限要素法による解析モデル

表-2 解析定数

物性系号	E (tf/m ²)	I (m ⁴)	A (m ²)	ν	γ (tf/m ³)
橋	1	2.55 × 10 ⁶	18.432	38.40	2.50
	2	2.55 × 10 ⁶	9.562	19.02	2.50
	3	2.55 × 10 ⁶	5.530	11.52	2.50
	4	2.55 × 10 ⁶	5.530	11.52	2.50
	5	2.55 × 10 ⁶	8.857	14.58	2.50
フーチング	6	2.55 × 10 ⁶	-	-	0.167
	7	2.10 × 10 ⁷	7.2974 × 10 ⁻⁴	1.6710 × 10 ⁻²	7.85
杭	8	2.10 × 10 ⁷	9.5842 × 10 ⁻⁴	2.2167 × 10 ⁻²	7.85
	9	1,034	-	-	0.482
地	10	555	-	-	0.499
	11	1,100	-	-	0.499
	12	1,745	-	-	0.499
	13	1,249	-	-	0.499
盤	14	4,671	-	-	0.497
	15	86,789	-	-	0.476

とBS1の加速度記録に基づいて作成することが可能であり、杭の地震時挙動の支配要因に対する検討を目的として、この波形と杭の曲げひずみ記録が対比できよう。

しかし、式(1)および式(26)の右辺第2項は上部工がない状態での応答量を意味し、この項に関する応答は観測記録からは直接知り得ない状況にある。

そこで、有限要素法解析が実状に則した結果を与えるという前節の結論に基づき、上部工を除去したモデルに対する地震応答解析を試みた。

図-24はこの解析によって得られたBS1の設置点に対応する節点の加速度波形と前節の解析から得られた同じ節点の加速度波形を比較したものである。両者に大きな差異がみられないことから、BS1の加速度応答には上部工の影響は少ないと考えることができ、BS1の加速度記録が地盤振動による杭の応答とみなすことができる。

このことは3.(2)で示した基礎杭のひずみ記録とBS1の加速度記録のパワースペクトルがよく対応しているという観測結果について、基礎杭の地震時挙動が地盤の振動に大きく支配されているという考察を可能にし、またそのことを解析的に検討した4.の結論を裏付けていると考えることができる。

6. 斜杭を有する杭基礎の挙動特性

斜杭の使用目的は基礎の水平抵抗力増強にあるが、その地震時挙動特性に関しては十分解明されていない。本地震観測では特筆すべき現象の1つとして、3.(2)で

示したように斜杭と直杭の軸ひずみの正負が常に逆になるという観測結果が得られている。本章ではこの現象を理解するために、斜杭を有する杭基礎に対して二次元有限要素法による数値実験を行い、その結果に基づき斜杭の挙動特性に関して考察した¹¹⁾。

(1) 杭頭水平外力ならびに地盤に強制せん断力を与えた場合の挙動特性について

斜杭を有した杭基礎の挙動特性について検討するために、フーチングに水平外力を静的に作用させた場合と地盤に強制せん断力を作用させた場合に関して、直杭だけで構成された杭基礎の挙動特性との比較を行った。

図-25はこの検討のために用いた解析モデルで、表-3は解析定数である。モデルAはすべてが直杭である杭基礎モデルで、モデルBはモデルAにおける両端の杭を斜杭とした杭基礎モデルである。

図-26はフーチングに同じ水平力を作用させたときの両モデルの杭部の変形状態を対比したものである。モデルAのフーチングはわずかではあるが時計回りに回転しているのに対し、モデルBの方は反時計回りの回転になっている。また、この解析によって得られた各杭の軸ひずみは、モデルAでは pile 1, pile 2 が引張ひずみ、pile 3, pile 4 が圧縮ひずみであるのに対し、モデルBの場合は pile 1, pile 3 が引張ひずみで、pile 2, pile 4 が圧縮ひずみになっている。

図-27は斜杭の角度を横軸に取り、地盤の剛性をパラメータとして、杭頭水平外力に対するフーチングの水平変位ならびに pile 3 と pile 4 の杭頭部での軸ひずみおよび曲げひずみの変化特性について検討したものであ

【解析モデルA】



【解析モデルB】



図-26 杭部の変形状態

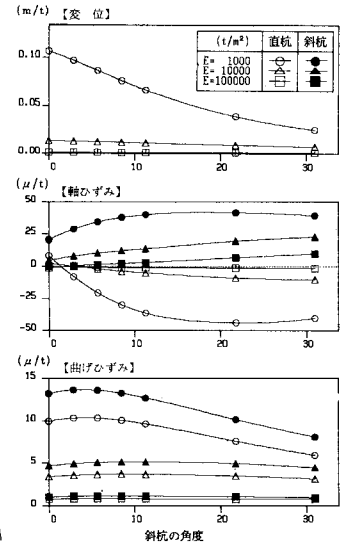


図-27 斜杭の傾斜角および地盤剛性の違いによる杭挙動の変化

る。これより、斜杭の角度が大きくなるに従いフーチングの水平変位は減少すること、またわずかな角度の斜杭が打設されても直杭に軸ひずみが発生し、斜杭には直杭よりも大きな曲げひずみが発生することがわかる。

地盤に強制せん断力を作用させた場合に関しても定性的には同様の傾向にあり、解析結果の掲載は割愛した。

単純なモデルによる解析結果であるが、これより地震観測によって得られた現象が理解できる。

(2) 観測記録に基づくフーチングの水平動とロッキング動の関係

図-28はNo.12地震の観測記録に関してBS1とGB1のH1方向の記録の差から求めたフーチングの相対変位波形と、BS1とBS2のV方向の変位記録の差を両加速度計の距離で除すことによって求めたフーチングの回転角の波形(反時計回りの回転を正とした)を重ねて描いたものである。比較のために両波形の最大値を1.0としているが、記録の全時刻を通して両者はきわめてよく一致した関係にあり、前節での考察結果が観測記録においても確認できる。

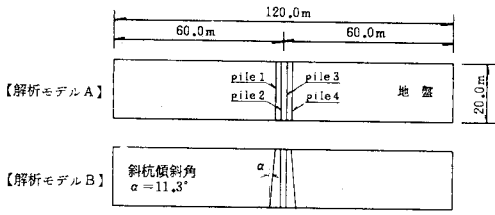


図-25 解析モデル

表-3 解析条件

項目	解析条件
杭の諸元	A = 0.0187 m ²
	E = 2.1 × 10 ⁷ tf/in ²
	I = 7.2974 × 10 ⁻⁴ m ⁴
	φ = 600 mm
	t = 9 mm
杭頭回転拘束、杭先端固定	
杭間隔	2.0 m
斜杭の角度	α = ±0.0°, ±2.9°, ±5.7°, ±8.5°, ±11.3°, ±21.8°, ±31.0°
地盤定数	E = 1000 t/m ² , 10000 t/m ² , 100000 t/m ² ν = 0.3
奥行方向解析幅	T = 1 m
水平外力	H = 1000 tf

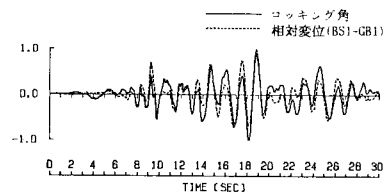


図-28 フーチング部の水平動およびロッキング動 (No.12地震)

7. 基礎杭の地震被害とそれに対する考察

基礎杭に関する震害調査報告のうち、調査が杭の全長にわたって行われたものについて調べ、杭の被害箇所と地層の関係について考察した。

1964年の新潟地震による昭和大橋のP4橋脚の基礎杭 ($\phi=600$ mm, $l=25$ m, $t=12$ mm および 9 mm の鋼管杭) の被害調査結果が福岡によって報告されている¹²⁾。杭先端から約6 mのところまで曲げによる永久変形が生じていたとされているが、この位置は併記された土質柱状図において、N値が10程度の地層から30程度の地層に変化する境界部に一致している。

また、同じ新潟地震によって被害を受けた事務所ビルの基礎杭 ($\phi=300$ mm, $l=10$ m, 既製 RC 杭) の震害調査結果が西沢らによって報告されている¹³⁾。フーチングから下方に3.1 m~3.5 mの位置と杭先端部から上方に2.2 mのところまで被害が著しく、コンクリートが圧壊剥離し、軸方向鉄筋およびスパイラル補強筋が露出していたとされている。併記された土質柱状図から、杭先端部の被害位置が支持層と表層の境界に一致していることがわかる。

1978年の宮城県沖地震によるRC造3階建の事務所の基礎杭 ($\phi=250$ mm, $l=10$ m, RC 杭) の被害調査結果が報告されている¹⁴⁾。土質柱状図との対比から、基礎杭のひびわれが地層の剛性が変化する杭先端部においてもみられる。

いずれも共通して地層剛性の変化する部分で被害が発生しており、本地震観測においてみられた杭先端部における大きな曲げモーメントの発生が杭の被害に結びついている可能性が考えられる。

8. あとがき

本論文において示した基礎杭の地震時挙動特性に関する解析結果から、軟弱地盤に建設される杭基礎の耐震設計を行う上で留意しなければならないと考えられる事項を列挙すると、以下のように書ける。

(1) 基礎杭に発生する曲げモーメントは杭頭だけでなく、剛性が大きく変化する地層の境界部で大きくなる。

(2) 基礎杭の地震時挙動は地盤の振動に大きく支配され、杭の耐震設計を行う場合、地盤の地震時挙動を適切に評価する必要がある。

(3) 斜杭を有した杭基礎では、直杭にも斜杭と同程度の軸力が発生し、また斜杭にも大きな曲げモーメントが発生する。

謝 辞：地震観測を実施する上で、藤沢市建設局西野康雄氏、重田龍雄氏はじめ多くの方々にご多大のご便

宜を計って頂いた。また、地震観測記録の解析ならびに結果の考察において、京都大学 土岐憲三教授、中央大学 岡内 功教授、東海大学 浜田政則助教授、建設省建築研究所 飯場正紀氏から貴重なご意見を賜った。さらに、本論文をまとめるにあたり、九州大学 小坪清真教授、鳥野 清助教授よりご指導を賜り、杭頭水平力による群杭効率の計算には九州大学小坪研究室において小坪教授、九州工業大学 高西照彦教授らによって開発された計算プログラムを使用させて頂いた。記して深謝の意を表わすものである。

参 考 文 献

- 緒方信英・小坪清真：杭基礎に作用する水平地震力について、第2回日本地震工学シンポジウム、pp.55~60、1966年10月。
- 田治見宏：深い基礎を有する構造物の地震応答について、第2回日本地震工学シンポジウム、pp.255~260、1966年10月。
- 岸田英明：杭基礎の地震時における挙動と被害例、カラム、No.78、pp.73~78、1980年10月。
- Ohira, A., Tazoh, T., Dewa, K., Shimizu, K. and Shimada, M.: Observations of Earthquake Response Behaviors of Foundation Piles for Road Bridge, Proc. of the 8th WCEE, Vol. III, pp.577~584, July, 1984.
- 田蔵 隆・清水勝美・出羽克之・嶋田 穰・時田秀住：道路橋基礎杭の地震時挙動観測、第18回土質工学研究発表会、pp.587~590、1983年6月。
- 西野康雄・大平 彰・斉藤一郎・勝沢勝美：軟弱地盤における杭基礎の設計、土木学会誌、Vol.67、pp.16~22、1982年9月。
- 田蔵 隆・清水勝美・嶋田 穰・木全宏之：基礎の深さが大きく変化する地盤の震動特性について、第18回土質工学研究発表会、pp.657~660、1983年6月。
- 飯場正紀：構造物一杭一地盤連成系モデルの設定、日本建築学会東海支部報告集、pp.61~64、1984年2月。
- 小坪清真・高西照彦：杭基礎一地盤系における地盤係数の振動数特性と付加質量、土木学会論文報告集、第305号、pp.35~46、1981年1月。
- 小坪清真・高西照彦・鳥野 清・園田敏矢：多柱基礎の荷重分担率と群杭効果、土木学会論文報告集、第312号、pp.15~26、1981年8月。
- 田蔵 隆・中松 新・清水勝美・木全宏之・増野正男・岡内 功：斜杭を有する群杭基礎の地震時挙動特性に関する考察、第19回土質工学研究発表会、pp.721~724、1984年6月。
- Fukuoka, M.: Damage to Civil Engineering Structures, Soil and Foundation, Vol. 6, No. 2, pp.45~52, March, 1966.
- 西沢敏明・河村社一・田尻貞夫：新潟地震時に破損した既製RCぐいの調査と耐震解析(その1)、日本建築学会大会学術講演会、pp.767~768、1982年10月。
- 日本建築学会編：1978年宮城県沖地震災害調査報告書、日本建築学会、pp.125~133、1980年2月。

(1984.12.17・受付)