

摩擦杭基礎の地震時変形特性に関する研究（その1）

森 信 夫
(技術研究所)

近 藤 司
(大崎研究室)

楠 本 太
(大崎研究室)

§ 1. まえがき

ウォーターフロント開発における埋立地の多くは、軟弱な沖積地盤上に造成されることが予想される。この場合、埋立てにより従来の支持層としていた堅固な地層は深くなる。支持杭基礎の場合は長尺杭を使用することとなり、支持層が浅い沖積地盤は正規圧密または未圧密状態であり、埋立て完了後あるいは上部構造物が供用を開始した後も沈下を許容せざるを得ない。支持杭をこのような地盤に使用すると、建物の抜け上がりや、ネガティブフリクションによる杭の破損および建物の不同沈下が生じることになる。

支持杭のこのような問題点に対する反省から、フローティング基礎、摩擦杭や地盤改良等の支持杭に頼らない基礎工法が最近見直され始めている。

フローティング基礎とは構造物を地盤に浮かばせるという意味を持つ基礎で、埋立造成地とか沖積層などの軟弱地盤において、構造物の建つ位置から排土した土の重量が構造物の重量とほぼ等しくなるようにした基礎のことをいい、構造物の建設後における地中応力が建設前に比べてできるだけ増大しないようにすることによって、構造物に生じる沈下量を許容限界以内に抑えることをねらいとしている。フローティング基礎を採用する際には構造物の総沈下量よりも不同沈下量の大きさが問題となり、非常に剛性の高いべた基礎として設計され¹⁾、土の重量を利用することから、重量構造物の基礎としてはあまり適していないと考える。

一方、摩擦杭とは主として杭の周辺摩擦で支持させる杭である。杭基礎が使われ始めた頃には、この摩擦杭が広く用いられたらしいが、杭の許容支持力に対する算出法が未解明であったこと、および杭先端下の地層の圧密による杭基礎の沈下が考慮されてなかったことにより、ほとんど例外なく建物完成後に傾斜・不同沈下等を生じたといわれ、構造物の重量化および長尺な支持杭の施工が可能になったことに伴い、摩擦杭は使用されなくなっ

た²⁾³⁾。しかしながら、最近では摩擦杭のこのような問題点が次第に解決されつつあること、完全支持杭の多くの載荷試験の結果より設計荷重のほとんどは周面摩擦力が負担し、初期沈下量もほとんど周面摩擦支持力の性状によって決まること、および場所打ち杭などでは掘削中に先端地盤を緩めてしまい、これにスライムの影響等が加わり先端支持力が期待できない場合もあることから⁴⁾、摩擦杭が再び見直されている。摩擦杭を採用する際も、構造物の総沈下量よりも不同沈下量の大きさが問題となり、剛性の高い地中梁が必要となること、および群杭として用いられたことで沈下量の算出に不確かさがあるものの、フローティング基礎のみを採用する際に比べ構造物の重量化は期待できると考える。

摩擦杭基礎と完全支持杭基礎を比較、調査した例で、進藤・森重⁵⁾は東海道新幹線の実例から、打込み杭基礎の場合で地盤沈下を生じている場所では、摩擦杭または不完全支持杭のほうが完全支持杭よりも不同沈下が少ないと述べている。この理由として、完全支持杭基礎の場合摩擦杭基礎よりも杭本数が少なく、杭間隔が広く、圧密層を貫く長い杭を用いる等で杭のネガティブフリクションを増大させる要因や、中間砂層の打抜き、継手部の弱点、打込み順序などに伴う杭の先端支持力やバネ係数のばらつきなど、杭の不同沈下の要因となるものが多いことを挙げている。また建築物の場合、低層建物において短尺な摩擦杭である節杭（一般には杭長8～12m以下のものを示す）が用いられることも少なくない⁶⁾。さらに、杭先端下部の地層の圧密沈下による建物に有害な不同沈下を避けるためと、杭長10m以下では支持力も小さくかつ地盤も不均一で安定しない状態であることから、長尺な摩擦杭が使用される例が出てきている⁶⁾⁷⁾。

阪口⁸⁾は長尺摩擦杭の使用例を調査し、全層正規圧密の沖積層である場合では、支持力とともに杭先端下部の地層の圧密沈下について検討が必要であること、全層正規圧密の沖積層であるが、下部の地層は地下水の汲み上げにより過圧密となっている場合では、圧密沈下による

沈下量をほとんど考える必要がない設計が可能であること、沖積層の下部に洪積層粘土層がある場合には洪積層自体を良質な支持地盤とと考えてよく、圧密沈下に関する検討が不要の場合が多く、かなり大きく周面摩擦力が期待できること、および全層あるいは一部が圧密未了の地層である場合には全層正規圧密の沖積層に準じた検討をすれば良いと述べている。また、阪口はN値が小さいことから、杭基礎の支持地盤として多くの場合無視されている過圧密の沖積粘性土地盤および新期洪積粘性土が中底層建物の支持地盤となり得ること、およびかなりの摩擦力が期待できることを指摘している。

宇都宮⁷⁾からも、設計荷重レベルでは粘性土地盤中の摩擦杭であっても、過圧密地盤に根入れされた長尺摩擦杭であれば沈下量の増加はほとんどないこと、および完全支持杭と同程度以上の短期の安全性は有していると述べている。

以上述べたように、長期における摩擦杭の支持力・沈下特性が解明されつつあるが、地震時ならび地震後の摩擦杭基礎の沈下特性の評価については未だ十分に解明されたといえない。正規圧密および過圧密度の低い粘性土の場合には、室内要素試験結果から過剰間隙水圧による軟化現象が発生することから、摩擦杭基礎の地震時なら

びに地震後の基礎・建物の沈下量の評価が重要である⁹⁾。

本報告は、軟弱粘性土地盤中に摩擦杭基礎を有する建物の地震時・地震後の変形特性を評価するために、基礎的なデータを得ることを目的とし、長い杭で単杭基礎を有する基礎・建物の模型振動実験および解析を実施したものである。実験結果および解析を以下に報告する。

§ 2. 実験装置および実験方法

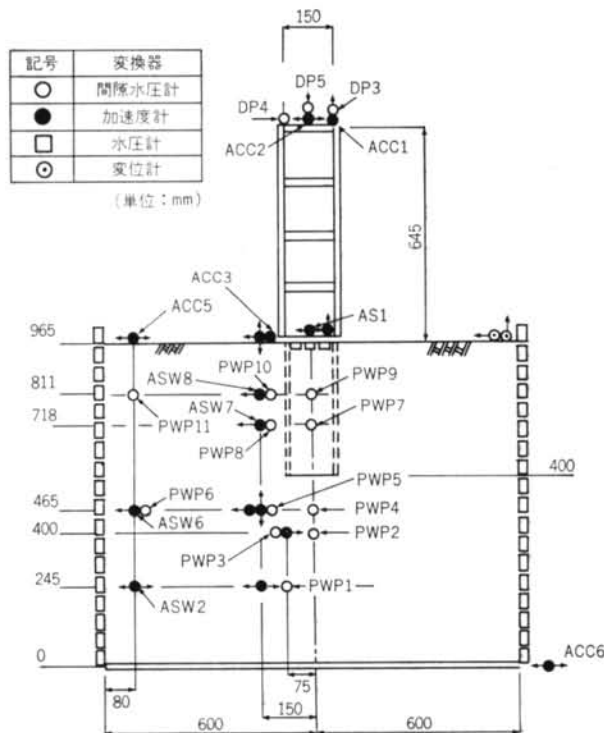
実験に用いたせん断土槽、建物・基礎・杭模型および計器配置を図一に示した。せん断土槽の内寸法は、幅1.2m(加振方向)、奥行0.8m、高さ1.0mである⁹⁾。建物基礎・床モデルは鉄製で、寸法は幅150mm、奥行750mm、厚さ19mm、建物壁モデルはリン青銅製で、寸法は幅2mm、奥行750mm、高さ150mmである。杭モデルはBromsの式から長い杭とするために、寸法を長さ400mm、外径 $\phi 20.15$ mm、内径 $\phi 16.6$ mmの中空とし、アクリル製とした。杭配列は2例(加振方向)×5列(奥行方向)で、杭間隔を130mmとし、各杭は単杭と作用するようにした。

粘土地盤の試料としては、カオリン粘土を用いた。地盤の作成は、煮沸飽和したスラリー状のカオリンを圧密する方法によった。圧密は層圧10cm~25cmずつ6層に分けて行ない、厚さ965mmの粘土地盤を作成した。圧密荷重は、いずれの層においても0.13kgf/cm²とした。地盤の物理特性は、湿潤密度 ρ_t は1.80g/cm³、含水比 w は38.9%、間隙比 e は1.15、飽和度 S_r は94.0%であった。杭の設置は地盤作成後、地盤中にベーンにより穴開けし、スラリー・杭モデルを挿入し、再圧密する方法によった。

使用した振動台は幅4m、長さ5mの電気油圧制御方式の一次元振動台である。振動台への入力波形は、十勝沖地震八戸EW成分(加振時間は90秒)で、入力最大の加速度を段階的に増加する方法を用いた。振動台上の加速度計で記録された各段階の最大加速度を表一に示す。Case 1-4 および Case 2-1 は加振後1~2日間放置し、間隙水圧および変形量の計測を行った。

表一 入力最大加速度

Case	最大加速度 (Gal)
1-1	63.5
1-2	102.5
1-3	222.5
1-4	271.6
1-5	364.0
2-1	243.0
2-2	318.9



図一 建物・杭模型と計器配置図

§ 3. 実験結果および考察

実験により得られたデータは前章の計器配置図で示したように、間隙水圧、加速度、土圧、変位の4種類であるが、今回は主に間隙水圧と加速度について検討する。

3.1 入力加速度

入力波形として十勝沖地震八戸 EW 成分を用い、加振時間は90.0秒とした。表-1に、振動台に設置したACC6で記録した各ケースの入力最大加速度の一覧を示し、図-2に Case 1-1 の加速度波形およびパワースペクトルを示す。

3.2 過剰間隙水圧

過剰間隙水圧の変化を把握するためには、過剰間隙水圧 u を初期平均主応力 σ_{m0} との比、いわゆる間隙水圧比 (u/σ_{m0}) により表示した方が便利である。そこで、まず

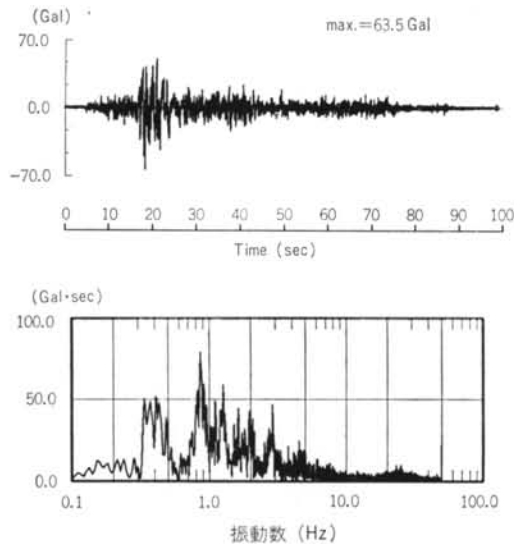


図-2 入力加速度波形およびフーリエスペクトル (Case 1-1)

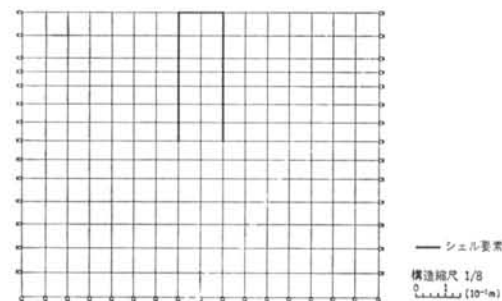


図-3 解析モデル

静的解析により、実験モデルの加振前の地盤の初期平均主応力 σ_{m0} を算定する。

3.2.1 初期応力解析

解析は、建物-摩擦杭が設置された状態を想定して、有限要素法解析により行なう。解析モデルを図-3に示す。摩擦杭はビーム要素でモデル化し、建物はその重量を上載荷重として評価する。地盤要素の非線形特性は、Duncan-Chang が提案した関係式で近似する。表-2に解析に用いた定数を示す。このうち、地盤定数については、物理試験および静的三軸圧縮試験結果により設定した。また、境界条件として側方は自由、下方は固定境界とした。

単位体積重量 γ_t (grf/cm ³)	1.80
静止土圧係数 K_0	0.60
粘着力 C (kgf/cm ²)	0.27
内部摩擦角 ϕ	26.6
実験定数 R_f, n, K	0.63, 0.30, 70.0
実験定数 G, F, D	0.39, 0.03, 2.56

表-2(a) 地盤定数

単位体積重量 γ_t (grf/cm ³)	1.15
ヤング係数 E (kgf/cm ²)	2.5×10^4
厚さ t (cm)	0.057

表-2(b) 杭定数

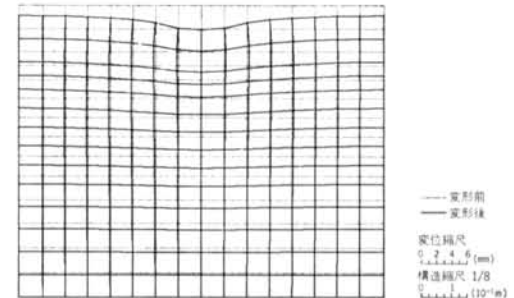


図-4 変位分布

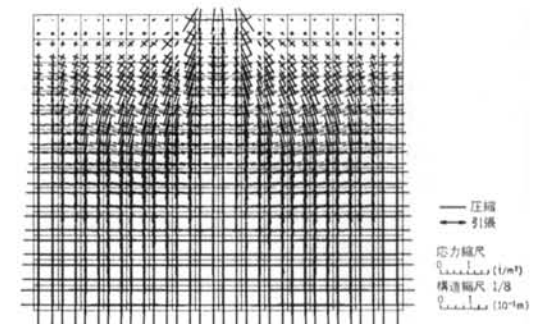


図-5 主応力分布

計測点	初期平均主応力 (grf/cm ²)	過圧密比
PWP 1	108	1.1
PWP 2	97	1.5
PWP 3	97	1.5
PWP 4	88	1.6
PWP 5	88	1.6
PWP 6	85	1.6
PWP 7	56	2.5
PWP 8	54	2.9
PWP 9	47	3.0
PWP 10	43	4.3
PWP 11	29	6.8

表-3 計測点の初期平均主応力と過圧密比

	1-1	1-2	1-3	1-4	1-5	2-1	2-2
PWP 1	0.00	0.00	0.09	0.36	0.86	0.09	0.81
PWP 2	0.00	0.00	0.05	0.16	0.37	0.05	0.38
PWP 3	0.00	0.00	0.06	0.17	0.47	0.05	0.38
PWP 4	0.00	0.00	0.10	0.22	0.21	0.06	0.14
PWP 5	0.00	0.00	0.08	0.20	0.29	0.05	0.40
PWP 6	0.00	0.02	0.09	0.15	0.30	0.04	0.41
PWP 7	0.01	0.11	0.22	0.25	0.29	0.11	0.47
PWP 8	0.00	0.03	0.05	0.08	0.10	0.02	0.10
PWP 9	0.04	0.51	0.35	0.38	—	0.22	0.35
PWP 10	0.04	0.14	0.09	0.11	—	0.09	0.28
PWP 11	0.04	0.05	0.02	—	—	0.14	0.30

表-4 最大間隙水圧比

図-4 に変位分布, 図-5 に主応力分布を示し, 実験モデルの間隙水圧計測点に対応した要素の初期平均主応力および過圧密比を表-3 に示す。過圧密比は, 圧密応力を 0.130 kgf/cm^2 として算定した。これらの図より, 建物直下での応力が大きいこと, および過圧密比は表層部分で 3.0 以上と高い値であるが, 下層部分では 1.0 とほぼ正規圧密状態であることなどが分かる。

3.2.2 間隙水圧の検討

表-4 に, すべてのケースの加振時の最大間隙水圧比 (u/σ_{mo}) の一覧を示す。このときの最大間隙水圧は, 計測波形に 0.2 Hz のローパスフィルターをかけ, 振動成分を除去して読み取ったものである。この表より, 次のことが分かる。

(1) Case 1-1 と Case 1-2 では間隙水圧の蓄積は見られず, 応答はほぼ線形状態にある。

(2) 同一ケースの計測点の比較では, PWP 1 が最も大きな水圧比を示す。これは過圧密比に対応したものであり, 一般的に地盤の応力状態が正規圧密状態に近いほど

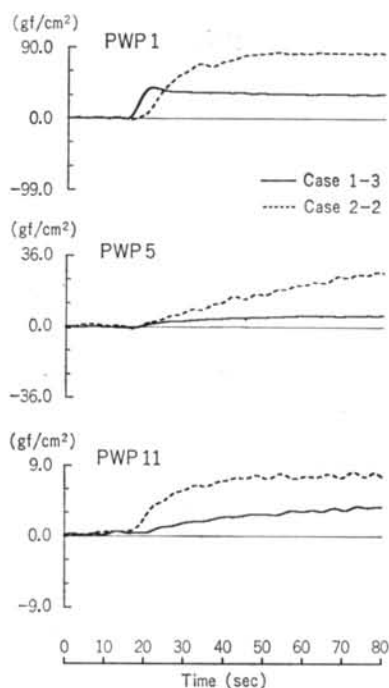


図-6 間隙水圧波形

発生する水圧は大きくなる。

(3) 杭間の PWP 7 と PWP 9 の水圧比は周辺の地盤に比べ高い傾向にあるが, 杭の外側の PWP 8 と PWP 10 の水圧比は反対にかなり低い。これは, 加振時の杭挙動に影響されたものと推定される。杭間地盤は変形に対する拘束が大きいこと, 杭外側は杭と接する地盤が排水境界に近い挙動をしていることによるものと推定される。

(4) 杭先端部の PWP 5 と同じ深さの PWP 6 の水圧比はほぼ同じレベルにあり, 杭先端の挙動による影響は見られない。

次に, Case 1-3 と Case 2-2 の PWP 1, PWP 5, PWP 11 の加振時の水圧波形を図-6 に示す。波形は, 0.2 Hz のローパスフィルターをかけ振動成分を除去したものである。まず, PWP 1 では主要動に対応して水圧の上昇が見られ, その後は加振終了まで蓄積された水圧がほぼ一定の状態にある。それに対して, PWP 5 や地表面に近い PWP 11 では主要動で水圧の蓄積が始まり, その後加振終了まで一定の勾配で水圧の上昇が見られる。両者に蓄積過程の差が認められるが, これは蓄積された水圧が地表面に向かって上昇して行くことによるものと推定される。さらに, 図-7 に Case 2-2 の計測点の加振開始から水圧の消散までの経時変化を示す。縦軸は水圧比であり, 加振時 (100 sec まで) の波形は計測波形である。これらの図より, 次のことが分かる。

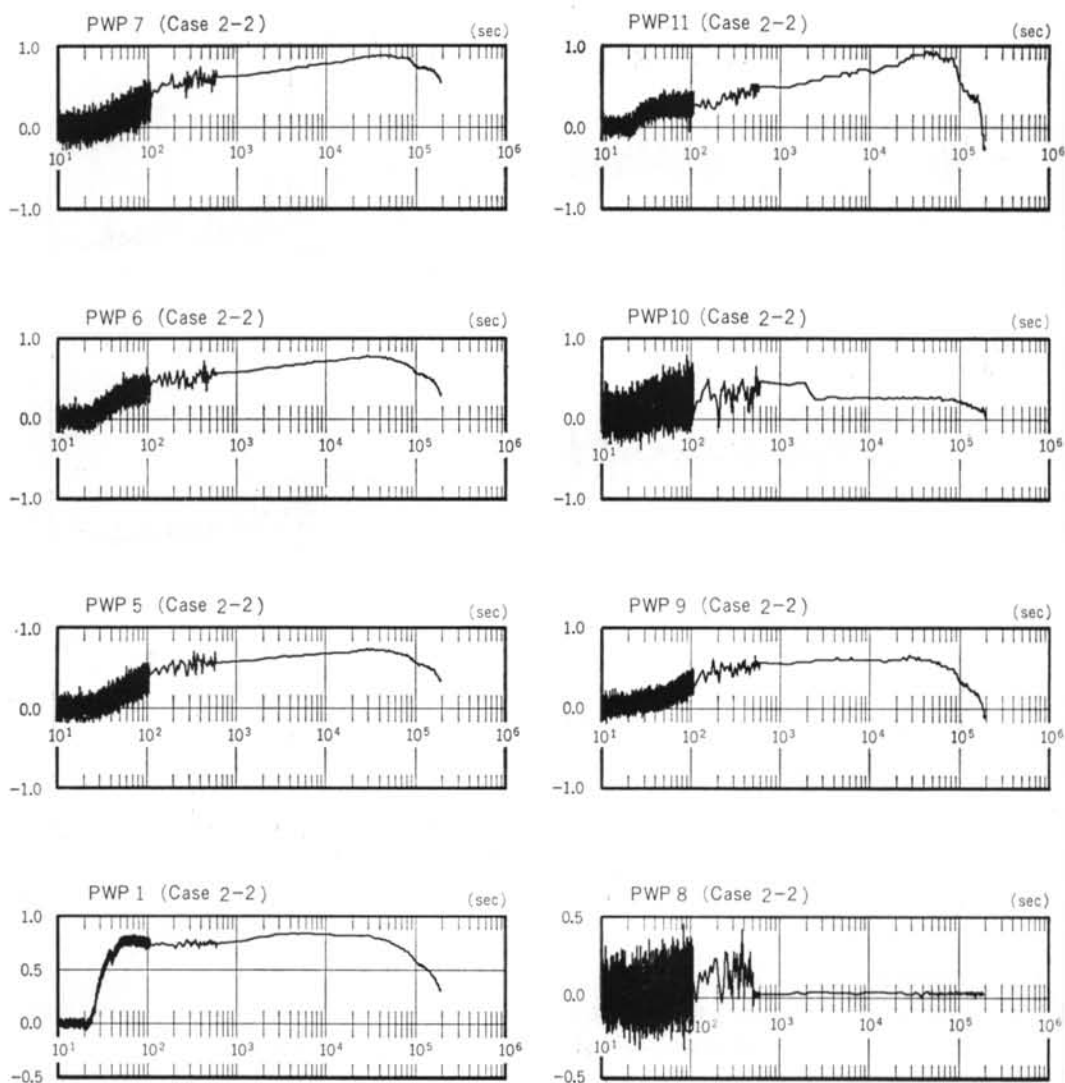


図-7 間隙水圧比の経時変位 (Case 2-2)

(1)PWP 1 は加振中に最大の水圧比がみられ、消散が始まるまではほぼ一定の水圧比である。それに対し、PWP 1 の上の PWP 2 や PWP 3 では加振終了後も水圧の蓄積が見られ、消散開始まで蓄積が続く傾向にある。

(2)杭外側の PWP 8 や PWP 10 では、前述したように加振時および加振終了後ともに蓄積は少なく、他の計測点と異なった傾向にある。

(3)最深部の PWP 1 と地表面近くの PWP 11 とでは消散の開始時刻にずれが見られ、地表面近くの PWP 11 の方が遅れて消散が始まる。このことから、水圧は地表面に向かって上昇して行くことが分かる。また、消散に必要な時間は当然のことながら PWP 11 の方が短い。

3.3 加速度応答

表-5 に、地表面加速度 ACC5 の最大値を入力最大値で除した増幅率を示す。この表より、今回の実験では入力加速度が大きくなるほど、増幅率が大きくなる傾向にあることが分かる。つぎに、図-8 に Case 1-1, Case 1-3, Case 2-2 の ACC5 の加速度波形とパワースペクトルを示す。この図より、入力加速度が大きくなるほど、すなわち非線形レベルが高くなるほど高振動数成分が減

増幅率	1-1	1-2	1-3	1-4	1-5	2-1	2-2
ACC5/ACC6	1.27	1.38	1.18	1.99	1.82	1.00	2.11

表-5 加速度増幅率

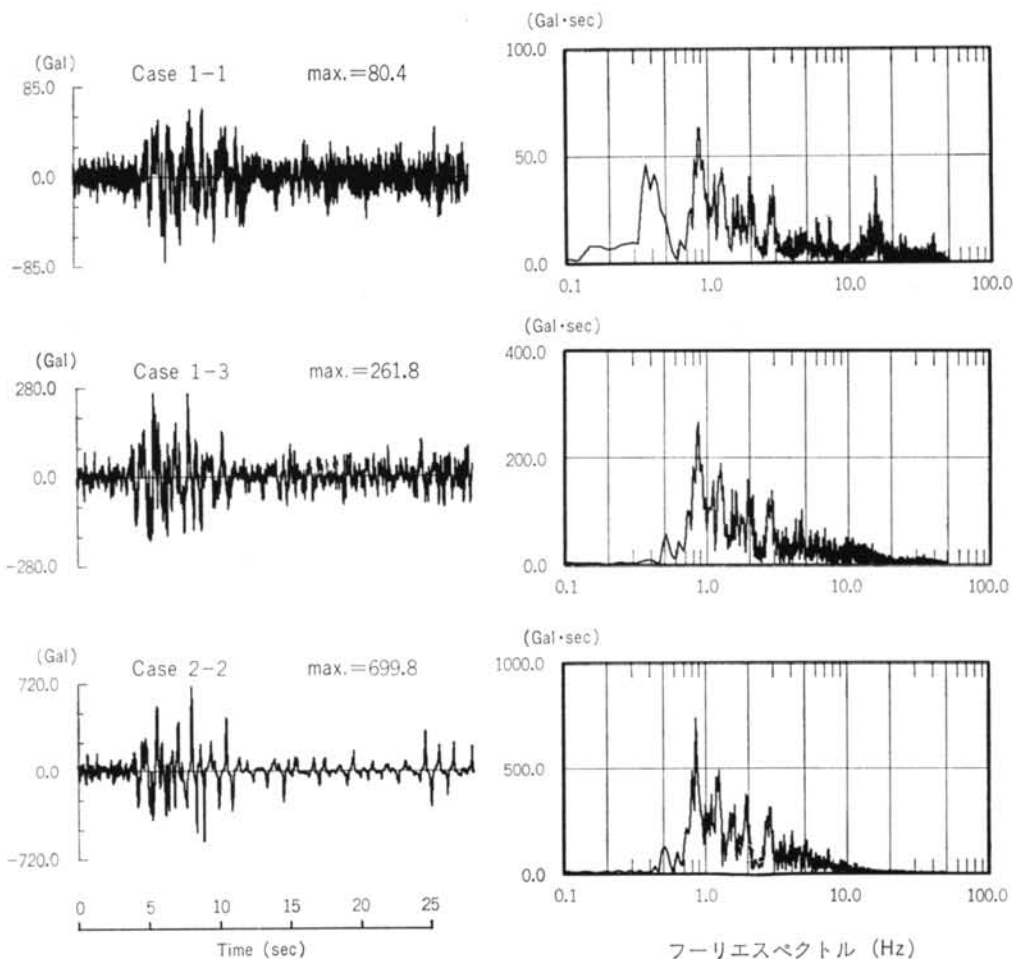


図-8 加速度波形およびフーリエスペクトル (ACC 5)

少していくことが分かる。このことをさらに検討するために、線形状態にある Case 1-1 と最も非線形性の高い Case 2-2 の、入力加速度 ACC 6 に対する各計測点の伝達関数を図-9 に示す。この図より、次のことが分かる。

(1) Case 1-1 では、地盤の計測点において 17 Hz と 38 Hz に卓越したピークが見られる。これらは地盤の 1 次、2 次の固有振動数である。しかし、杭外側の ASW 7 では地盤の 2 次成分が見られず、線形状態では杭と地盤の相互作用により、杭近傍地盤と遠方地盤で異なった振動をする傾向にあることが分かる。

(2) Case 2-2 では、17 Hz の 1 次成分が低振動側へ移行するとともに、38 Hz の 2 次成分は消滅している。また、Case 1-1 では杭近傍地盤と遠方地盤では異なった振動を示したが、Case 2-2 ではその傾向は見られず、杭近傍地盤と遠方地盤は同じ振動成分を有していること

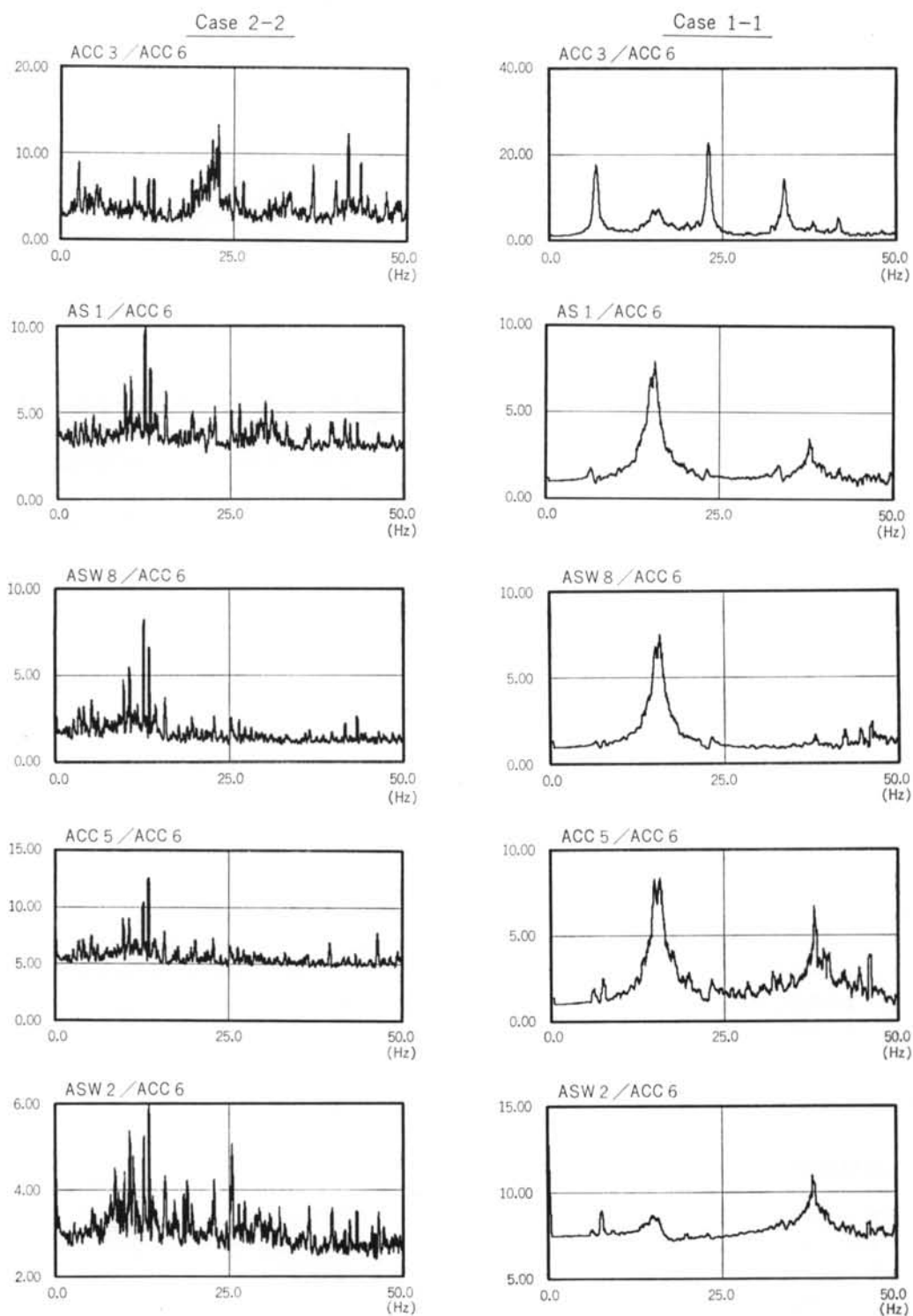
が分かる。これらは、間隙水圧の蓄積に伴う地盤剛性の低下の影響であると推定される。

(3) 建物の床の振動成分は、両ケースともに周辺地盤と同様であり、このような基礎構造の入力動は地盤に支配されていると判断される。建物上端では独自の卓越成分が発揮されており、地盤の影響は小さい。また、図-10 に Case 1-3 の建物上端の変位波形を示す。水平変位は主要動の後、残留変形が見られ、上下動は地盤に押し込まれる方向に残留変形を生じながらロッキング振動をしていることが分かる。

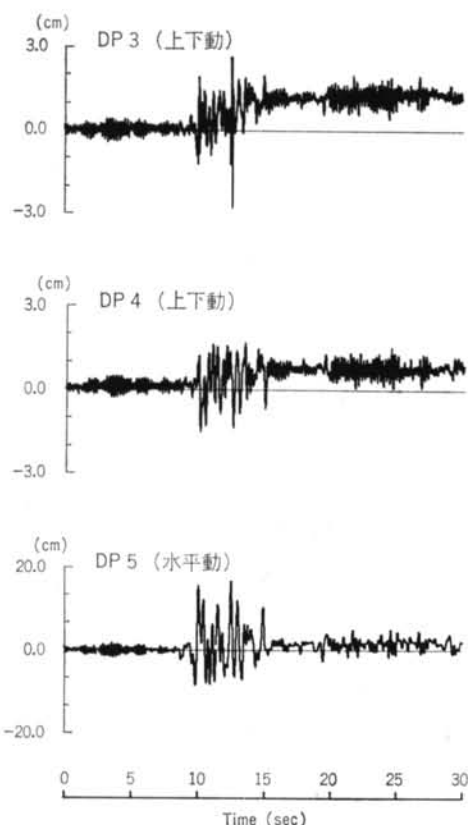
3.4 実験結果のまとめ

実験結果の考察より得られた知見をまとめると、次のようになる。

(1) Case 1-1 や Case 1-2 の結果より、軟弱粘性土地盤では入力レベル 50.0~100.0 Gal に対して水圧の上昇



図—9 伝達関数



図—10 建物の変位波形 (Case 2-2)

はほとんど見られない。

(2)過剰間隙水圧の発生量は過圧密比に依存し、地盤の応力状態が正規圧密状態に近いほど間隙水圧比は大きくなる。

(3)粘性土地盤では、加振終了後にも水圧の蓄積が認められる。

(4)杭近傍の地盤では間隙水圧の発生量は少ない。

(5)過剰間隙水圧の発生による地盤剛性の低下により、地盤の固有振動数は低振動側に移行する。

(6)このような基礎を持つ構造物の入力動は、周辺地盤の応答に支配される傾向にある。

§ 4. 二相系理論に基づく地震応答解析

模型実験を対象として、二次元非線形地震応答解析を行なう。解析は、地盤を Biot の多孔質理論¹⁾を用いて土粒子骨格と間隙水の二相系でモデル化し、地盤の構成則として弾塑性理論に基づく構成則を用いる。

なお、ここでの解析の目的は実験結果に対し詳細なシ

ミュレーションを行なうのではなく、その前段階の本解析手法の適用性を確認する位置付けとして実施するものである。

4.1 解析手法の概要

二相系理論において間隙水の取り扱いを非圧縮性であると仮定し、その挙動は地盤の透水係数を介して土粒子骨格部分との相互作用により規定されるものとする、運動方程式は式(1)¹¹⁾¹²⁾¹³⁾ようになる。

$$\begin{bmatrix} M^s & 0 \\ 0 & M^f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u^s \\ u^f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_R + C^{ss} & C^{sf} \\ C^{fs} & C^{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u^s \\ u^f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u^s \\ u^f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F^s \\ F^f \end{Bmatrix} \quad \dots\dots(1)$$

ここで、 M は質量、 K は剛性、 C は透水係数および体積変化に関わるマトリックスである。また、 C_R は Rayleigh 減衰、 F は外力ベクトルである。なお、時間軸方向の数値解析は Newmark の β 法を用いている。

地盤の構成則は、弾塑性論に基づく構成則を取り上げることとし、降伏関数、塑性ポテンシャル関数、硬化関数は次のものとする。

$$\text{降伏関数: } f = Q - \eta_v P \quad \dots\dots(2)$$

ポテンシャル関数:

$$g = Q - \frac{\eta_f}{1 - a^*} \left\{ 1 - \left(\frac{P}{P_v} \right)^{\frac{1 - a^*}{a^*}} \right\} P \quad \dots\dots(3)$$

$$\text{硬化関数: } \eta - \eta_0 = \frac{(\eta_f - \eta_0)(\gamma q^p - \gamma q_0^p)}{\frac{(\eta_f - \eta_0)}{A} + (\gamma q^p - \gamma q_0^p)} \quad \dots\dots(4)$$

ここで、 P は一般応力の1次不変量、 Q は偏差応力の2次不変量であり、 P_v は先行圧密応力である。 η_v は降伏応力比 $(Q/P)_v$ 、 η_f は破壊時の応力比である。 η_0 は折返点の応力比、 γq^p は偏差ひずみの2次不変量、 γq_0^p は応力比に対応した折返点のひずみである。 A は $2G_0/P_0$ で与えられる定数である。 G_0 は初期せん断剛性である。

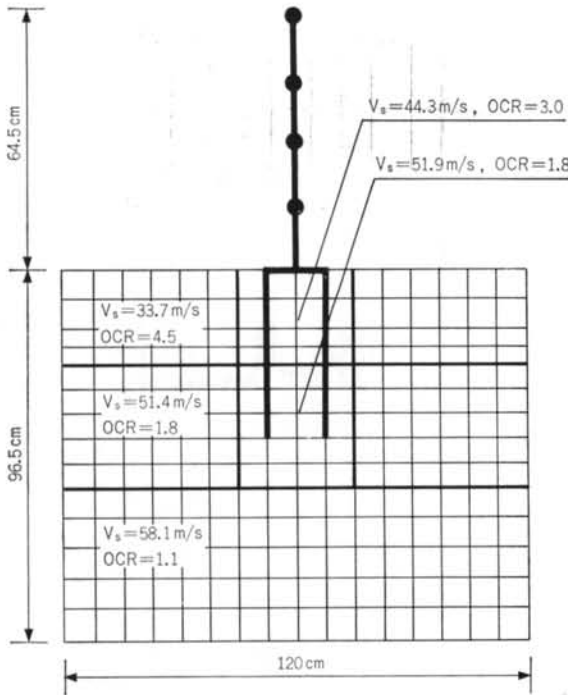
さらに、ここで用いる構成則には、式(5)で示す西らの提案する「ダイレイタンシー限界」に相当する平衡状態を設定し、この領域内は弾性挙動とする。

$$\eta^* = a\eta_f \sqrt{\frac{F_y(ocr) \frac{\lambda}{k}}{P}} - 1 \quad \dots\dots(5)$$

ここで、 η^* は弾性範囲上限の応力比、 a は平衡状態の大きさを規定するパラメータ、 ocr は過圧密比、 λ は圧縮指数、 k は膨潤指数である。

4.2 地震応答解析

地震応答解析は、Case 1-1 に対応した線形解析と、Case 2-2 に対応した非線形解析の2ケース行なう。Case



図—11 解析モデル

運動方程式に関わる定数		構成則に関わる定数	
土粒子重量 γ_s	2.79 t/m ³	圧縮指数 λ	0.021
間隙水重量 γ_f	1.0 t/m ³	膨潤指数 κ	0.0014
ポアソン比 ν	0.45	弾性範囲設定パラメータ α	0.20
間隙率 n	0.52	内部摩擦角 ϕ_f	45
透水係数 k	1.45×10^{-6} cm/s	—	—

表—6 地盤定数

質点	重量(kg)	建物ビーム定数	杭ビーム定数
①	16.8	ヤング率 (kg/cm ²) $E=1.18 \times 10^6$	ヤング率 (kg/cm ²) $E=2.47 \times 10^4$
②	16.8	断面積 (cm ²) $A=30.0$	断面積 (cm ²) $A=4.1$
③	16.8	2次モーメント (cm ⁴) $I=67.5 \times 10^2$	2次モーメント (cm ⁴) $I=1.78$
④	16.8	—	—
B	16.8	—	—

表—7 構造物・杭の定数

1-1 は前章で検討したように、応答はほぼ線形状態にある。そこで、線形解析結果と Case 1-1 を比較することにより、設定する解析モデルあるいは材料定数の適否について検討する。Case 2-2 を対象とした解析は、過剰間隙水圧の蓄積やそれに伴う地盤の非線形性をシミュレートすることを目的として解析する。

4.2.1 解析条件

解析モデルを図—11に、物理試験および力学試験より

求めた地盤定数および建物・杭の定数を表—6, 7に示す。なお、地盤のせん断波速度 V_s と過圧密比 ocr は解析モデル図に示す。建物・杭は実験模型から単位幅取り出し、建物は質点～パネ系で、杭はビーム要素でモデル化した。解析境界として、側方は土粒子骨格・間隙水ともに自由境界、下方は固定境界とした。

4.2.2 線形解析による Case 1-1 と比較

入力波形は Case 1-1 の ACC 6 を使い、継続時間は主要動を含む 15.0 秒、時刻刻みは 0.01 秒である。

図—12と図—13に、地表面 ACC 5 と建物上端 ACC 2 の実験と解析の加速度波形とフーリエスペクトルを示す。地表面加速度の比較では、波形形状から高振動成分 17 に差異があることが分かる。これは、実験結果にある 17.0 Hz の卓越成分が、解析では 10.0 Hz にあることによる。それ以外の振動数特性は、実験結果を比較的模擬している。また、最大値は実験が 80.3 Gal、解析が 100.9 Gal で多少解析の方が大きい、これは初期減衰定数の設定により対応できるものである。

建物上端の加速度についても、地盤の結果とほぼ同様なことがいえる。よって、今回のモデル化については、高振動部分において実験と解析に差異のある結果となっている。

4.2.3 非線形解析による Case 2-2 との比較

入力波形は Case 2-2 の ACC 6 を使い、継続時間は主要動を含む 4.0 秒、時刻刻みは 0.005 秒である。

図—14に、地表面 ACC 5 と建物上端 ACC 2 の実験と解析の加速度波形を示す。前章で述べたように、実験結果では非線形性が強くなるに従って高振動成分が減少して行くが、解析による加速度波形は実験結果に比べ高振動成分が多く見られ、振動成分が異なっていることが分かる。

図—15に、最も深いところにある PWP 1 の過剰間隙水圧波形を示す。実験結果はほぼ単調増加的に水圧が蓄積するが、解析では入力波形の振幅に依存した傾向を示している。すなわち、入力振幅の大きい時刻に対応して水圧は多く発生するが、その後入力振幅が小さくなると水圧の蓄積量が減少する。この過程を検討するために、PWP 1 に対応した要素の有効応力経路を図—16に示す。この図より、解析では実験結果では見られない加振中の排水が発生していることが分かる。このことが地盤の非線形性を実験より小さく評価し、加速度波形に高振動成分が見られる原因であると推定される。

図—17に、解析より求めた過剰間隙水圧分布を示す。杭先端部分に水圧の蓄積する傾向が多少見られるが、杭があることによる影響は特には見られない。

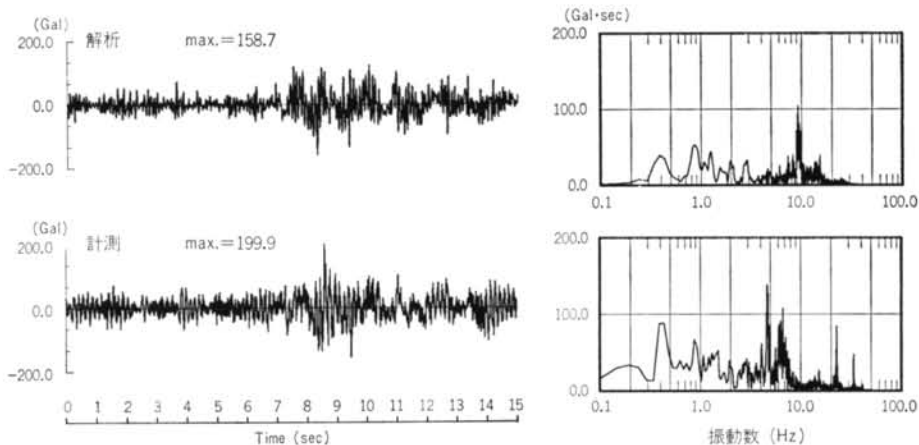


図-12 建物上端の加速度波形およびフーリエスペクトル

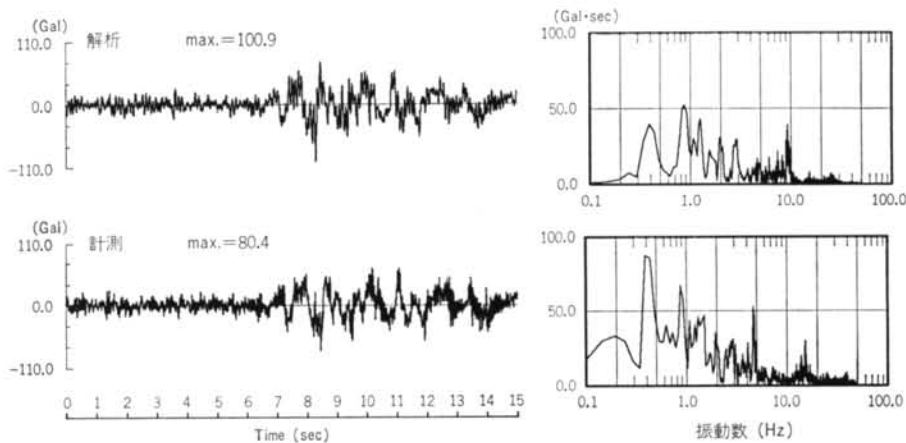


図-13 地表面の加速度波形およびフーリエスペクトル

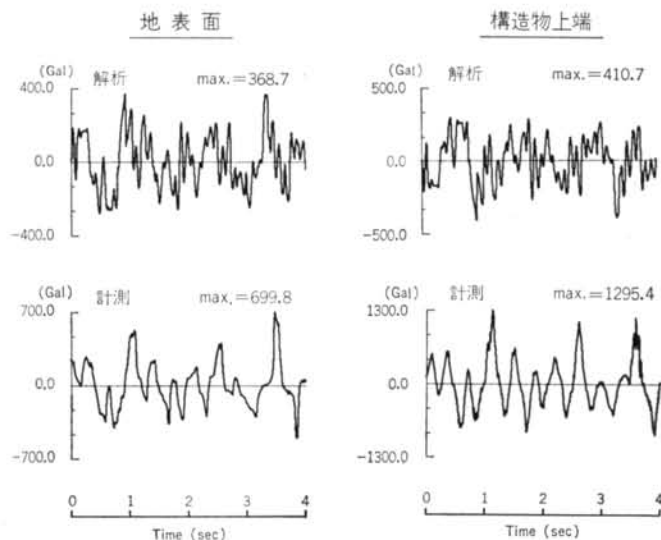
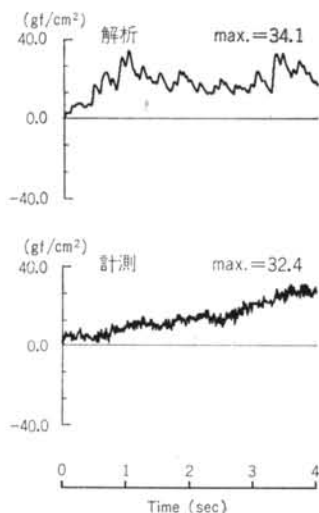
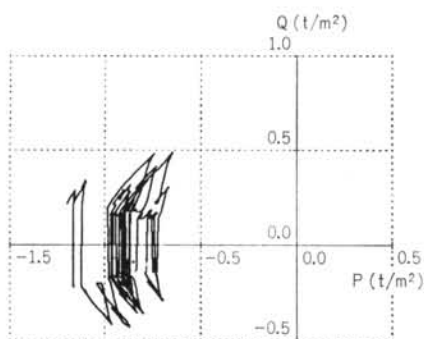


図-14 解析と計測の加速度波形



図一15 過剰間隙水圧波形



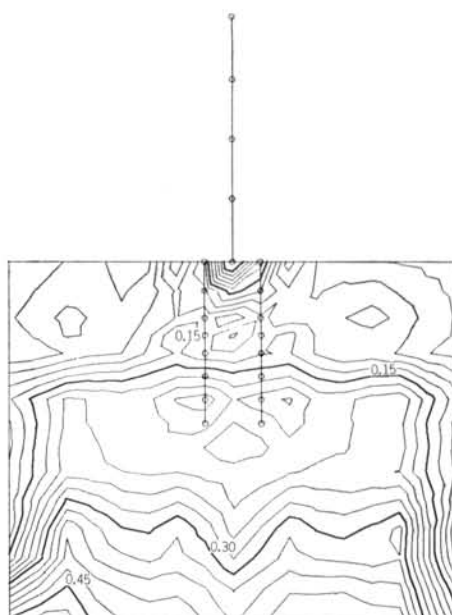
図一16 有効応力経路

§ 5. 結論

軟弱粘性土地盤中に摩擦杭基礎を有する建物の地震時・地震後の変形に関する基礎的データを得るために模型振動実験を実施し、さらに二次元非線形解析法の適用性を検討するために実験結果に対して動的応答解析を行なった。得られた知見をまとめると、次のようになる。

実験結果より、

(1) 軟弱粘性土地盤では、入力レベル 50.0~100.0 Gal



図一17 過剰間隙水圧分布 ($t=4.0 \text{ sec}$; t/m^2)

に対して水圧の上昇はほとんど見られず、応答は線形状態にある。強震時には過剰間隙水圧の発生による地盤剛性の低下により、地盤の固有振動数は低振動側に移行する。

(2) 過剰間隙水圧の発生量は過圧密比に依存し、地盤の応力状態が正規圧密状態に近いほど間隙水圧比は大きくなる。

(3) 粘性土地盤の上層では、加振終了後も水圧の蓄積が認められる。また、杭近傍の地盤では間隙水圧の発生量は少ない傾向にある。

(4) 摩擦杭基礎を持つ構造物の人力動は、周辺地盤の応答に支配される傾向にある。

解析については、実験結果との比較より解析モデルの設定や解析法に用いている構成則に修正あるいは検討すべき項目があり、これらを詳細に検討し、実験結果のシミュレーションを実施していく予定である。

実験実施に協力していただいた関係各位に、厚くお礼を申上げる次第である。

<参考文献>

- 1) 吉見吉昭, 福井實, 伴野松次郎: “支持ぐいをうめない建築基礎” 建築技術 No. 381 (1983年) pp. 63~80
- 2) 大崎順彦: “摩擦ぐいについての一考察” 日本建築学会大会学術講演梗概集 (1968年) pp. 605~606
- 3) 阪口理: “粘性土地盤中に打設した摩擦杭に関する一考察” 土と基礎 Vol. 30, No. 2 (1982年) pp. 19~24
- 4) 小粥庸夫, 坂本稔: “場所打ちモルタル杭の摩擦杭としての特性” 土と基礎 Vol. 30, No. 2 (1982年) pp. 20~30

- 5) 進藤卓, 森重龍馬: “鉄道構造物の変位” 土と基礎 Vol.22, No.12 (1974年) pp.13~20
- 6) 青木功: “長尺摩擦杭の実施例” 建築技術 No.362 (1981年) pp.89~98
- 7) 宇都宮一馬, 岡原美知夫, 池田憲二, 前野良刀, 松井謙二: “摩擦杭の支持力特性と信頼性” 第32回土質工学シンポジウム発表論文集 (1987年) pp.17~22
- 8) N. Mori, V. Ishikawa, A. Hirayama, K. Tamaoki & H. Hirayama: “Softening of the Clayey Seabed Foundation due to Earthquakes” Journal of Offshore Mechanics & Arctic Engineering, Vol.110 (1988) pp.17~23
- 9) 佐藤正義, 社本康広: “群杭基礎の液状化時の挙動に関する模型実験と解析” 清水建設研究報告 第49号 (平成元年4月) pp.23~29
- 10) M. A. Biot: “Theory of Propagation of Elastic Waves in a Fluid-saturated Porous Solid” Journal of Acoustic Society of America, Vol.28, No.2 (1956) pp.168~178
- 11) O. C. Zienkiewicz & P. Bettess: “Soil and Other Saturated Media under Transient, Dynamic Conditions; General Formulation and the Validity of Various Simplifying Assumptions” Soil Mechanics-Transient and Cyclic Loads, Wiley (1982) pp.1~16
- 12) 近藤司, 楠本太: “有効応力法に基づく軟弱地盤一構造物系の動的応答解析手法に関する研究” 清水建設研究報告 Vol. 48 (1988年) pp.65~78
- 13) 近藤司, 楠本太: “有効応力法による摩擦杭基礎構造物の動的応答解析” 構造工学論文集 Vol. 35 A (1989年) pp.1291~1300