

港湾技研資料

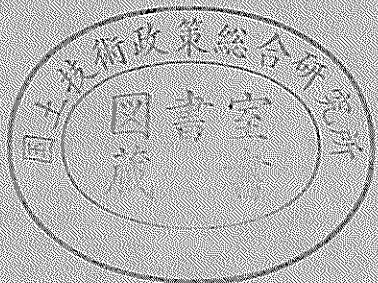
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 587 June 1987

砂地盤における直杭の振動性状

稲 富 隆 昌
風 間 基 樹
大 塚 幸 治

運輸省港湾技術研究所



Vibration Characteristics of Vertical Pile in Sand Layers

Takamasa INATOMI*

Motoki KAZAMA**

Kohji OHTSUKA**

Synopsis

During earthquakes, sheet pile quaywalls with vertical pile anchorages are often damaged by lack of resistant capacity of the vertical pile anchorage. So, the authors investigated experimentally vibration characteristics of the vertical pile with horizontal load at its top like the vertical pile anchorage. Bending moment and deflection of the pile after vibration were analyzed by linear and nonlinear elastic subgrade reaction methods with which we estimated horizontal bearing capacity. The pile behavior during vibration was analyzed linear elastic subgrade reaction method in which we took ground displacement into consideration.

Consequently, we obtained the relation between ground displacement and pile deflection.

The results of this study are summarized as follows;

- (1) The vibration period and phase of vertical pile were the same as those of surrounding ground.
- (2) As a result of the experimental and numerical studies, it was found that pile deflection was amplified when the ground was in resonant condition or in nearly resonant condition.
- (3) The residual maximum bending moment of the vertical pile subjected to earthquake ground motion was smaller than that of the pile subjected to sinusoidal waves.
- (4) The bending moments of vertical pile obtained from the method so called Port and Harbour Research Institute method (PHRI method) and linear equation in which coefficient of subgrade reaction depend on depth were consistent with the experimental results. The pile deflection after vibration could be explained by reducing coefficient of subgrade reaction. The relation between reduction ratio of coefficient of subgrade reaction and maximum acceleration of surface ground was specified.
- (5) Some kinds of ground vibration induced excessive stress everywhere in pile.

* Chief of Vibration Laboratory, Structures Division.

** Members of Vibration Laboratory, Structures Division.

砂地盤における直杭の振動性状

稲富 隆昌*
風間 基樹**
大塚 幸治**

要 旨

控え直杭の矢板式岸壁の地震被害は、矢板壁の耐力不足より、直杭の抵抗力不足によって発生している。そこで 控え直杭のように杭頭に水平荷重が作用している杭の振動性状を模型実験によって検討した。杭の振動後の挙動を、杭の水平支持力算定方法である線形および非線形弾性地盤反力法で解析した。更に、杭の振動時の挙動を地盤の変形を考慮した線形弾性地盤反力法によって解析し、地盤の振動と杭の変形の関係を検討した。おもな結論は、以下のとおりである。

- 1) 杭は、周辺地盤とはほぼ同一周期、同一位相で振動する。
- 2) 杭の変形は、実験および数値計算結果から、入力地震動の卓越振動数と地盤の共振振動数が近づくと大きくなることがわかった。
- 3) 入力波が地震波の場合、杭の残留曲げモーメントは、10波の正弦波入力のものより小さかった。
- 4) 地盤反力係数が深さに依存する線形方式および港研方式により求めた杭の曲げモーメントは、実験結果とよく一致した。また、振動後の杭の変形は、地盤反力係数を低減させて解析できることがわかった。地盤反力係数の低下率と表層地盤の最大加速度の関係を求めた。
- 5) 地盤の振動性状によっては、杭のいたるところに大きな曲げモーメントすなわち過大な応力が発生する。

1. まえがき

港湾構造物に矢板式岸壁がある。矢板式岸壁は、図-1に示すように大地の鉛直な切口を可とう（拵）性の鋼矢板で土留めした構造物である。この矢板壁に作用する静的、動的土圧は、矢板壁の背後に設置する控え工によって支持されている。したがって、矢板式岸壁の静的、動的安定性は、矢板壁を支持する控え工の安定性と直接関係することになる。

港湾施設の被害報告によると、矢板式岸壁の被害は、矢板壁の耐力不足より、控え工の抵抗力不足によって発生している¹⁻⁴⁾。この控え工の抵抗力不足の原因は、控え工の支持地盤の液状化によることが多い。しかしながら、液状化がなかった場合でも、控え工の抵抗力不足で矢板式岸壁の法線が海側へはらみ出している。また、支持地

盤および裏込め地盤を乾燥砂で製作し、控え工が変位しうる、すなわち控え工に矢板を用いた矢板壁の模型振動実験においても、矢板壁は、合加速度の増加とともに海側へはらみ出すことを明らかにしている⁵⁾。

本研究は、このように地震時に抵抗力が減少する控え工の振動性状を模型実験及び数値計算によって明らかにすることを目的としている。控え工の構造様式は、控え版、控え矢板、控え直杭、控え組杭の4つに大別される。本研究では、地震被害が比較的多い砂地盤にある控え直杭を対象とした。控え直杭は地中杭となるが、実験では、地上部を有する頭部自由杭とした。控え直杭の杭頭に作用する地震時荷重は、矢板壁に作用する地震時土圧が時間とともに変化するため、杭頭に作用する水平荷重も時間とともに変化する。実験では、振動現象が複雑になるので杭頭に作用する水平荷重は、一定荷重とした。杭の横抵抗

* 構造部 振動研究室長

** 構造部 振動研究室

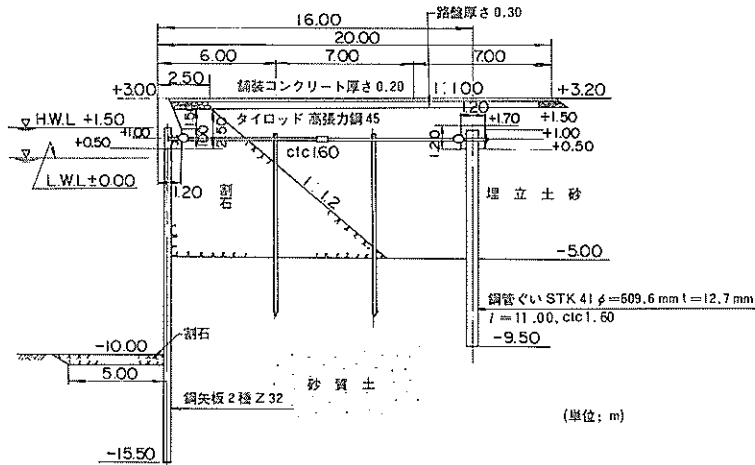


図-1 矢板式岸壁 (控え直杭)

力は、地盤が液状化すると著しく低下し、杭は大きく変形する。しかし、本実験は、振動時の杭の横抵抗に関する研究の総合的な研究の第一歩として、乾燥砂における直杭の振動性状を検討した。

次に、杭を弾性床上的のはりと考え、地盤反力係数を深さの関数とした線形および非線形弾性地盤反力法によって、振動前後の杭の変形を検討した。また、線形弾性地盤反力法では、振動時の地盤の変形を考慮した杭の動的特性も検討した。

2. 地中にある杭の動的挙動について

地中にある杭の動的挙動を、地震被害報告および既存の模型実験、数値計算等から検討する。

1) 地震被害

常時、杭頭に水平荷重が作用する杭としては、矢板式岸壁の控え直杭がある。控え工が直杭の矢板式岸壁は、地震に弱い構造物と言われている。これは、杭の変形が周辺地盤の変形と直接関係しているためと考えられる。控え工が直杭の矢板式岸壁の地震被害の多くは、矢板壁の根入れ不足より控え直杭の水平抵抗力が不足したためと報告している。¹⁻⁴⁾ 杭の抵抗力不足は、振動時の杭頭周辺の地盤反力の減少、すなわち地盤強度の低下によるものと考えられる。地盤の強度が低下する理由としては、地震による地盤の塑性的挙動や地盤の液状化等が考えられる。特に、矢板式岸壁の法線のはらみ出しが大きい場合、液状化現象をみる事ができる。

一方、1978年6月に発生した宮城県沖地震の際、仙

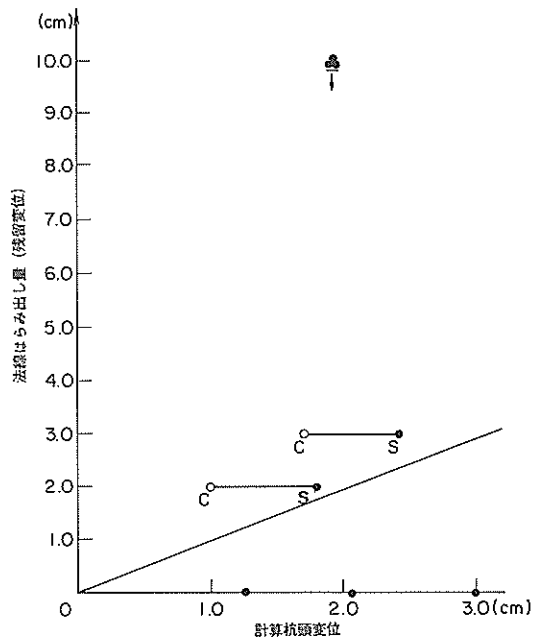


図-2 残留変位と計算杭頭変位

台港と相馬港には、液状化の発生しなかった地盤に控え直杭の矢板式岸壁があった。³⁾ 地震の際、仙台港の地表面での最大加速度は、209 Gal、相馬港のそれは、214 Gal程度であったと言われている。この岸壁の被害、すなわち法線のはらみ出しは、図-2の縦軸に示す程度であっ

た。⁶⁾ 図中の10cmの残留変位は、地震被害報告によると、最大10cm程度の法線の出入りを示したもので、特に地震の影響は認められなかったと報告している。³⁾ 図の横軸は、控え直杭の杭頭変位を港研方式²⁰⁾によって算定した結果である。なお、記号Cは、地盤をC型地盤として杭頭変位を算定している。その他(Sも含む)は、地盤をS型地盤とした場合の結果である。計算に用いた地盤反力係数は、常時の値を用いている。図から地震による法線のはらみ出しは、直杭に作用する杭頭の水平外力すなわち矢板壁本体に作用する土圧外力の増大、あるいは地盤反力係数を若干低下させた計算によって説明できる程度である。また、1983年5月に発生した日本海中部地震により、秋田港では多くの矢板式岸壁に被害が生じた。⁴⁾ 被災原因は、裏埋め地盤の液状化である。このように大きな被害が発生した中で、大浜-10m岸壁の控え直杭式の矢板式岸壁は、被害を受けなかった。この岸壁の地盤にも液状化は発生していなかった。秋田港の強震観測結果によると、この岸壁も、205 Gal程度の地震外力を受けている。このように被害調査結果から判断すると、液状化が発生しないような強度を有する地盤にある控え直杭の変形は、小さいと考えられる。なお、被害調査結果からは、液状化の程度と杭の変形についての定量的な関係は明らかにされていない。

2) 模型実験

杭頭に水平荷重が作用している直杭の動的挙動については、矢板壁模型実験の控え工にその結果を見ることが出来る。⁵⁾ 控え工は、たわみ性控え壁を用いている。矢板壁本体と控え壁は、タイロッドによって連結している。矢板壁の根入れ部の砂地盤の単位体積重量は、1.45 tf/m³、相対密度は、0.53であった。また、控え矢板の横抵抗と直接関係する裏込め部の単位体積重量と相対密度は、それぞれ、1.35 tf/m³と0.13であった。したがって、控え工の横抵抗と直接関係する裏込め部の地盤強度は、極めて弱かったといえる。模型には、5 Hz から 50 Hz までの正弦波外力を1 Hz 刻みに5波づつ与えている。図-3は、控え壁で測定された曲げモーメントを台加速度レベルごとに示したものである。図から、台加速度が増加すると控え壁に発生する最大曲げモーメントは増大し、モーメント第一ゼロ点も深くなっている。すなわち、控え壁は、台加速度の増加とともに海側へ大きく変形していることを示している。このように、控え壁が海側へ変形したことは、地盤反力係数が著しく低下したことを表しているとして、Changの方法²⁴⁾によって杭の曲げモーメントを求めている。その結果が、図-3の実線である。図中に示す計算結果に対応する横地盤反力係数 n_h を台加

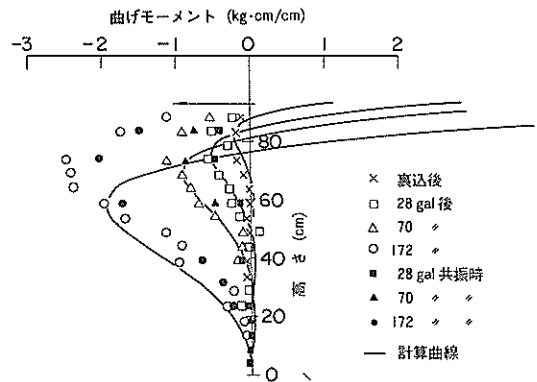


図-3 たわみ性控え壁の曲げモーメント(振動時)

表-1 振動実験の n_h

荷重 (kg)	23	31	46	63
台加速度 (gal)	0	14	115	172
n_h (kg/cm ³)	0.47	0.15	0.0048	0.0016

速度および共振時のタイロッド荷重とともに示したのが、表-1である。表から、控え壁の振動時の変形は、砂層の剛性低下で表すことができることを示した。なお、本実験の相対密度は、先に述べたように極めて小さい。したがって、控え壁の変形が、台加速度の大きさとともに大きくなった原因は、杭と砂地盤の動的相互作用の他に、砂層が極めて緩いため、砂層に大きな塑性変形が生じ、横抵抗力が急速に低下したとも考えられる。その他に、振動時における控え壁の変位は、振動の強さのみでなく、入力波の振動数と波数に関係することも示している。

地中にある杭の振動時の挙動を把握するため、実物の単杭の杭頭に起振機を取り付け、振動実験を実施している。⁷⁾ 振動実験は、単杭に対する短期、長期荷重載荷試験や交番載荷試験などの静荷重試験とともに実施されたものである。これら一連の実験から、杭に作用する地盤反力の形は、大別すると以下のものであると述べている。

静荷重に対して、軟地盤の場合、

$$\bar{k}_s \cdot x \cdot y^{0.5}$$

静荷重に対して、硬地盤の場合、

$$k_s \cdot y^{0.5}$$

動荷重および交番荷重に対して地盤軟の場合、

$$\bar{k}_s \cdot x \cdot y$$

動荷重および交番荷重に対して地盤硬の場合、

$$k_s \cdot y$$

ここに、軟地盤は、港研方式によるS型地盤、硬地盤は、C型地盤に対応する。また、 x は深さ、 y は杭の変位、 k_s 、 \bar{k}_s は地盤反力係数を表す。このように杭の変位に比例させた計算法で、杭の動的挙動が解析できることは、設計を行う上で極めて実用的である。

3) 動的解析

地中にある杭の振動後の変形は、前述のように地震被害や模型振動実験によって検討され、特に模型実験からは、地盤反力係数を低減させた静的な解析法によって解析できることが示された。一方、振動時の杭の挙動についても、地盤の反力形を仮定することによって評価できることを模型実験から明らかにしている。しかしながら、これら解析結果は、地盤の変形を考慮していない。地震時には、地盤が振動するため、地中にある杭の動的挙動は、地盤の変形を考慮する必要がある。そこで、本項では、地中にある杭の動的挙動を数値計算等から検討する。

地中にある杭あるいは橋脚等の動的挙動を解析する計算法には、杭を弾性床上のはりともみなして解析する方法^{8,9)}、杭を多質点系と考えて解析する方法^{10,11)}、有限要素法による解析法^{12,13)}などがある。これら解析結果から、地中にある杭の動的挙動は、地盤の変形に大きく影響され、多くの場合、地盤の変形は、杭にとって危険側であることを述べている。そこで、地盤の変形を考慮した基礎の耐震設計法も提案されている。¹⁴⁾

動的解析に用いる動的地盤反力係数は、静的地盤反力係数と異なると考えられている。以下に、動的地盤反力係数に関する既存の研究成果を述べる。動的地盤反力係数を求める方法として、杭に対する起振実験、ボーリング孔壁加圧試験、振動三軸試験等がある。江刺らは、動的地盤反力係数をボーリング孔壁の動的加圧試験から得た動的変形係数を岸田-Vesicの換算式に代入して求めた¹⁵⁾。その動的変形係数は、起振実験から求めた動的変形係数と良い一致を示すと報告している。矢作らは、ボーリング孔壁の加圧試験から、動的地盤反力係数(K_{sd})と静的地盤反力係数(K_{ss})の関係をひずみの大きさによって求めている¹⁶⁾。すなわち、動的および静的ひずみの大きさが 10^{-2} 程度の場合、 $K_{sd}=1.05 K_{ss}$ の関係があることを示し、動的ひずみが 10^{-3} で静的ひずみが 10^{-2} の場合は $K_{sd}=4.84 K_{ss}$ の関係があることを示した。竹下らの起振実験によると、動的水平地盤反力係数は、静的地盤反力係数の約1.2~1.4であることを示した¹⁷⁾。矢作らは、更に動的地盤反力係数は、地盤の状態の他に、載荷時間、繰返し回数、載荷寸法などにも依存すると述べている。

以上のように、地震時の地盤反力係数は、常時のそれより大きくなるということで、国鉄の杭基礎の耐震設計

では、地盤の変形を考慮するとともに、動的地盤反力係数は、常時の2倍の値を用いている¹⁸⁾。なお、道路橋の杭基礎の耐震設計に用いる地盤反力係数は、常時と同じ値を使うものとしている¹⁹⁾。この場合、地盤の変形は考慮していない。同様に、港湾構造物の杭基礎も、技術基準²⁰⁾には明記されていないが、道路橋の杭基礎と同じ考え方で設計されることが多い。

地中にある杭の振動中の挙動を検討する場合、地盤の変形を考慮することが合理的である。一方、地震時の動的地盤反力係数の値や設計の簡便さを考えると道路橋の杭基礎の設計法も実務的と考えられる。しかしながら、地中にある杭は、地盤の変形に依存するため、地盤の振動性状によっては、地中深い位置で大きな変形が発生する可能性もある。杭に対する合理的な耐震設計法を考えると、地盤の変形の導入とともに動的地盤反力係数の調査、研究も、今後更に必要と考えられる。

3. 模型振動実験

振動実験は、図-4に示すような杭・地盤系の模型で行った。模型は、3m×3m×1.2mの内寸法を持つ振動箱内に製作した。地盤すなわち砂層の厚さは、95cmである。模型杭は、A杭とB杭の2本で、砂地盤に図-4のように建て込まれている。なお、杭頭への水平荷重は、A杭の場合、振動前後のみ載荷し、B杭の場合は、実験開始から終了まで載荷した。すなわち、B杭は、実物の矢板岸壁の控え直杭のように常に水平荷重を受けている杭を想定している。ただし、控え直杭の場合、杭は地中に埋め込まれた杭で、本研究に用いたような地上部を有する杭ではない。一方、A杭は、振動によってその特性が変化する砂層と杭の挙動の関係を静的に把握するために設置されている。A、B杭は、図-4に示すように地上部の長さが20cm、地中部が90cmとなるように設置されている。杭の下端は、杭が沈下しないように10cm角のプラスチック板を敷いている。水平荷重は、地表面から10cmの位置において曲げモーメントが発生しないように作用させた。振動実験から、杭の曲げモーメント、杭頭変位などに関する情報を得て、地盤とともに振動する杭の動的特性を検討した。

以下に、模型杭、砂地盤、水平荷重、加振内容、実験の種類を述べる。

1) 模型杭

模型杭は、アルミニウム板で、その形状は、図-5に示すとうりである。杭幅は10cm、厚さ6mm、長さは110cmである。杭の両面には、曲げモーメント測定用のひずみゲージが36枚ずつ貼付されている。また、杭頭

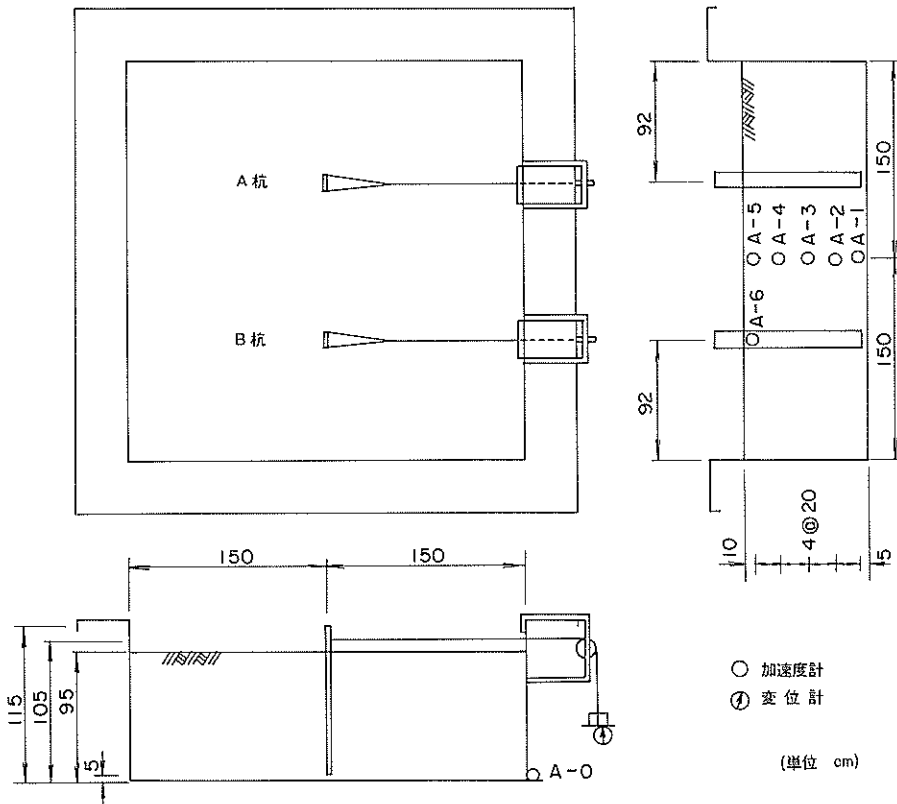


図-4 杭・地盤模型および計器の配置

から10 cm の位置に水平荷重を作用させるための治具用の穴が2個ある。振動実験に先立ち、模型杭の弾性係数 E を求めた。その結果、弾性係数は、 $E=7.351 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ であった。単位体積重量は、 2.7 gf/cm^3 であった。

2) 模型砂地盤

砂地盤は、秋田港の埋立地盤の砂で製作されている。砂の粒形加積曲線は、図-6 に示すとうりである。また、粒子比重 G_s は、2.70 である。

砂地盤は、内寸法が $3 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 1.2 \text{ m}$ の振動箱に、20 cm ごとにタンパーで締めて製作した。でき上がった砂地盤の性状を把握するため、土研型動的円錐貫入試験器による動的貫入試験を実施し、深度と一打ごとの貫入量を求めた。この試験結果の一例を図-7 に示す。砂地盤は、深さ方向に貫入抵抗が増加していることが分かる。実験前の砂地盤の単位体積重量は、約 1.6 gf/cm^3 で、相対密度は、70%前後であった。また、板たたき法によって求めたせん断波速度 (S波速度) は、110~120 m/s であった。これら数値については、表-2の実験一覧表

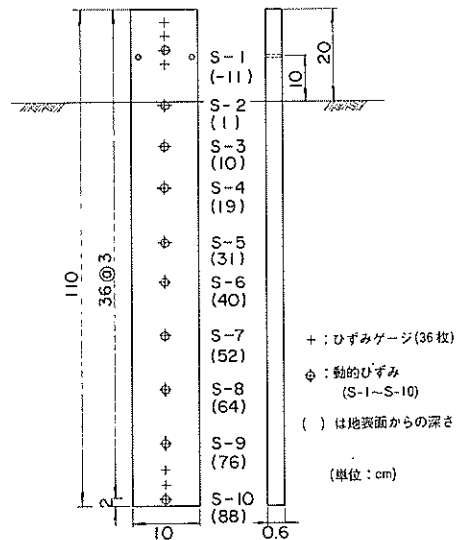


図-5 模型杭

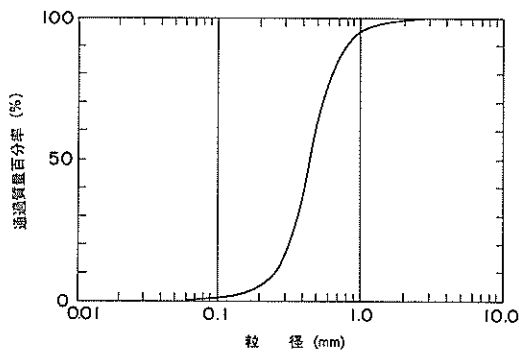


図-6 粒径加積曲線

に示されている。

3) 水平荷重

矢板岸壁の控え工には、常に水平荷重が作用している。本実験は、直杭式控え工を想定して実施しているので、一定の水平荷重を杭頭に作用させた。実物の控え工に作用する地震時の水平荷重は、矢板岸壁に作用する地震時土圧の増減によって時間とともに変化する。しかし、実験では、実験条件をなるべく簡単化するため、振動時の水平荷重は、一定とした。水平荷重は、9.05 kgfと14.05 kgfの2種類で、前述のように地表面から10 cmにおいて杭に曲げモーメントが発生しないように载荷した。载荷は、図-4に示すように、重錐により設定した鉛直方向の荷重を振動箱の縁に設置した滑車を通して行った。

4) 加振内容

模型に与えた外力の波形は、正弦波と地震波である。正弦波の波数は、10波と30波の2種類、振動数は、原則として5~40 Hz、加速度レベルは、10~200 Galとした。地震波形は、1968年十勝沖地震の際、青森県八戸港

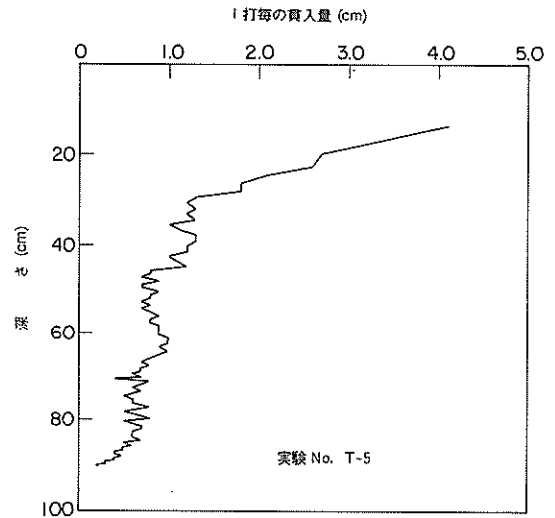


図-7 コーン貫入試験結果

で観測された地震波(NS成分、図-8、9)で、原波形の卓越振動数0.5 Hzが5~35 Hzとなるように時間を縮めて用いた。入力地震波の最大加速度は、50~200 Galとした。このように、入力波の振動数あるいは卓越振動数を変化させて実験を実施したのは、杭の挙動が地盤の振動性状に影響されると考えたためである。これら加振内容は、表-2の実験一覧表に示す。

振動実験は、当研究所の粘性土振動試験装置を用いて実施した²¹⁾この振動台の駆動方式は動電型で、低振動数から高振動数まで安定した波形を再現できる。

5) 計測内容

実験では、砂層および杭の加速度、水平荷重載荷点の杭の変位(以後、杭頭変位と言う)、杭の曲げモーメン

表-2 実験一覧表

実験名	砂層の単位体積重量 (gf/cm ³)	相対密度 D_r	V_s (m/s)	杭頭荷重(kgf)		入力波形	波数	振動数 (Hz)	入力波最大加速度(Gal)
				A 杭	B 杭				
T-1	1.614	0.687	117	9.05	9.05	正弦波	10	5~40	10, 50, 100, 150, 200
T-2	1.634	0.741	124	9.05	9.05				
T-3	1.626	0.719	111	9.05	9.05				
T-4	1.602	0.654	119	14.05	14.05		30		
T-5	1.624	0.714	112	9.05	9.05	地震波	10	卓越振動数 5, 10, 15, 20 25, 30, 35	50, 100, 150, 200

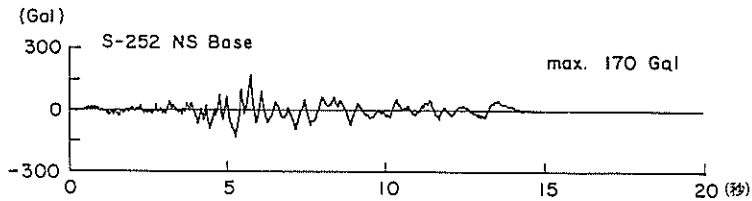


図-8 原地震波形

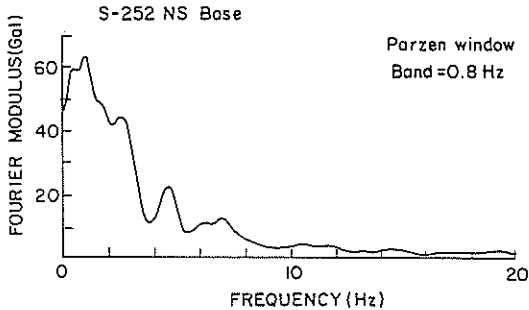


図-9 原地震波のフーリエスペクトル

トを計測して杭の振動性状を検討した。加速度計の位置は、図-4に示すとうりである。A-0が振動台の加速度計、A-1~A-5が砂層中の加速度計を表す。また、すべての実験ではないがB杭に極小加速度計(A-6)を取り付けて杭の加速度も計測した。杭頭変位すなわち水平荷重載荷点の静的な変位は、図-4に示す重錐の上下方向の移動量をダイヤルゲージで計測して求めた。このようにして杭の変位を測定した理由は、水平荷重載荷点の変位を低振動数から高振動数まで、安定した状態で測定することが困難であったためである。B杭の曲げモーメントは、加振前後の静的なモーメントの他に、振動時の動的曲げモーメントも測定した。この動的曲げモーメントは、図-5の+印で示す10点(S-1~10)のひずみゲージで測定した。なお、正弦波入力加速度および曲げモーメント(動的成分)は、記録波形の6~8波めの平均値で示した。

6) 実験の種類

実験は、杭の挙動が、杭頭荷重の大きさ、入力波形の違い、入力波の振動数などによって、どのように変化するかを検討するため、表-2に示す合計5ケースを実施した。実験名は、T-1~T-5で示すことにする。T-1~T-4は正弦波入力、T-5は地震波入力である。正弦波入力のうち、T-3は30波入力で、ほかは、10波入力である。

4. 実験結果と考察

4.1 砂層の加速度応答特性

砂層の振動性状をA杭とB杭の中間に設置された砂層の加速度記録で検討した。図-10~14は、実験No. T-2の振動台加速度(台加速度)に対する砂層の加速度応答倍率である。

砂層の加速度応答は、台加速度が増加すると共振振動数が低下していき、同時にその応答倍率も小さくなって

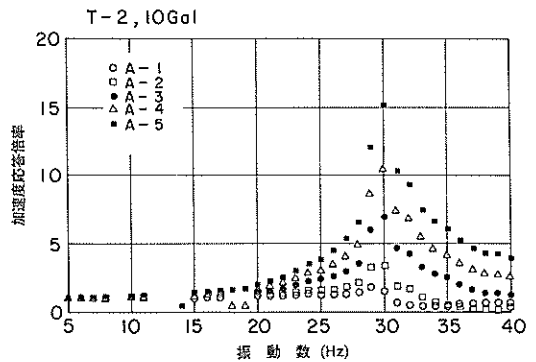


図-10 砂層の加速度応答倍率(T-2, 10Gal)

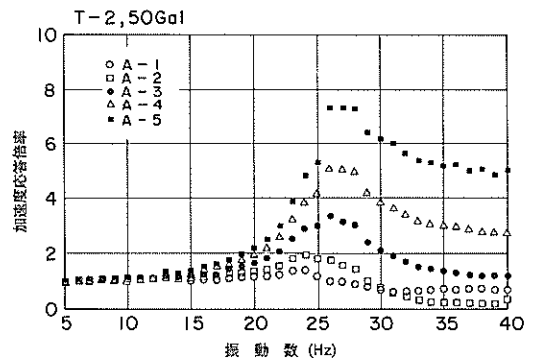


図-11 砂層の加速度応答倍率(T-2, 50Gal)

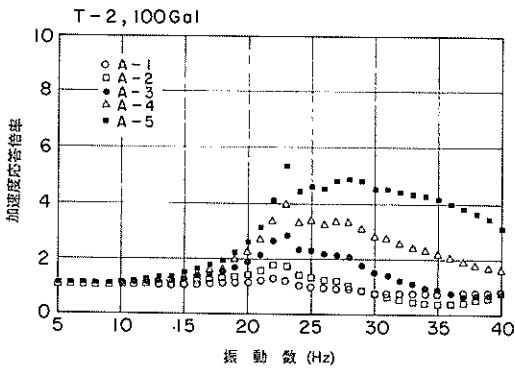


図-12 砂層の加速度応答倍率 (T-2, 100 Gal)

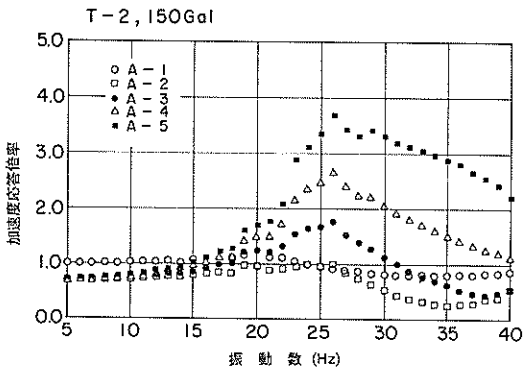


図-13 砂層の加速度応答倍率 (T-2, 150 Gal)

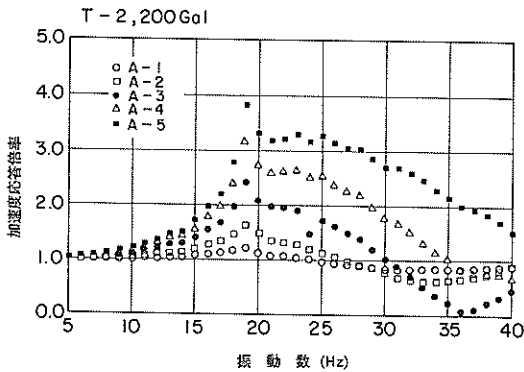


図-14 砂層の加速度応答倍率 (T-2, 200 Gal)

いくことがわかる。これは、台加速度の増加にともなって砂層にひずみが発生し、砂層の挙動に非線形性が現れてきたためである。このような特性は、今までの砂層の振動実験で確認されている現象である。なお、台加速度が10 Gal の場合の一次共振振動数は、30 Hz 付近にみら

れるが、実験に先立ち求めたせん断波速度 V_s (124 m/s) から算定される砂層の一次固有振動数 (約32 Hz) とほぼ等しい。低振動数領域の砂層の深さ方向の加速度は、表層ほど大きい値を示すが、一次共振振動数を越え、更に高振動数になると深さ方向の加速度分布は、低振動数領域のそれと異なっている。この現象は、砂層の振動形が一次から二次に移行していることを示している。この現象は、台加速度が大きくなると、よく見ることができる。これは、台加速度が増加すると、砂層の挙動に非線形性が強く現れ、二次の共振振動数が低下するためである。

4.2 杭の加速度応答特性

地中にある杭が、周辺地盤に対して、どのような挙動をするか知ることは、耐震設計上重要なことである。この点を検討するため、杭の加速度波形を地盤のそれと比較した。図-15~19は、実験 No. T-2 (水平荷重 $F = 9.05 \text{ kgf}$) のB杭の加速度応答倍率を同一深度の砂層の

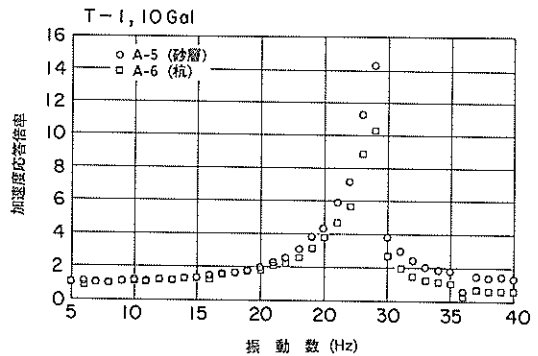


図-15 砂層 (A-5) と杭 (A-6) の加速度応答倍率 (T-1, 10 Gal)

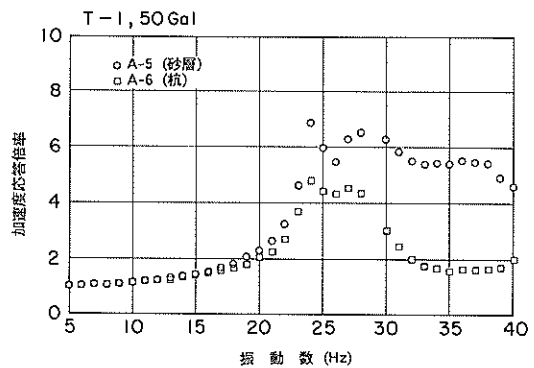


図-16 砂層 (A-5) と杭 (A-6) の加速度応答倍率 (T-1, 50 Gal)

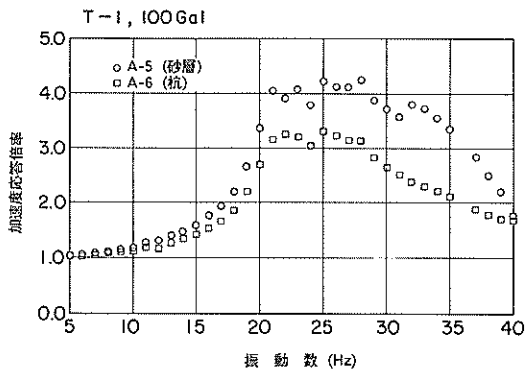


図-17 砂層 (A-5) と杭 (A-6) の加速度応答倍率 (T-1, 100 Gal)

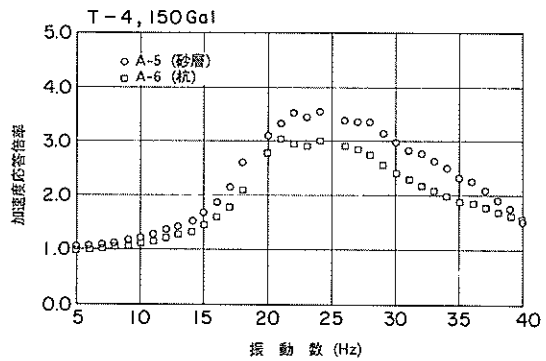


図-20 砂層 (A-5) と杭 (A-6) の加速度応答倍率 (T-4, 150 Gal)

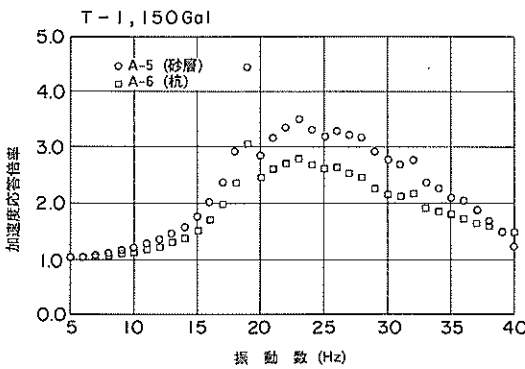


図-18 砂層 (A-5) と杭 (A-6) の加速度応答倍率 (T-1, 150 Gal)

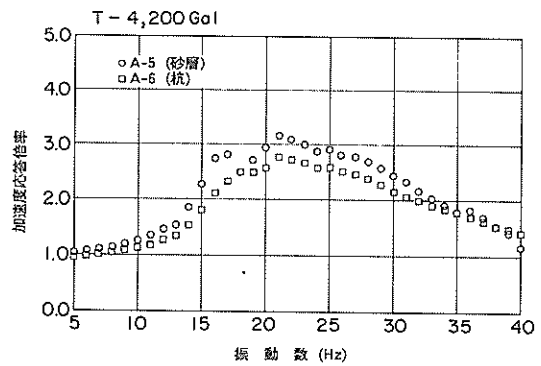


図-21 砂層 (A-5) と杭 (A-6) の加速度応答倍率 (T-4, 200 Gal)

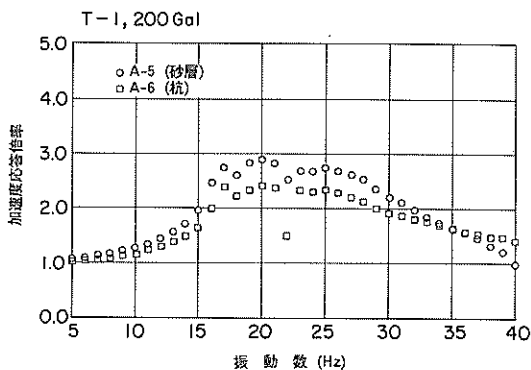


図-19 砂層 (A-5) と杭 (A-6) の加速度応答倍率 (T-1, 200 Gal)

加速度応答倍率と比較したものである。図から台加速度の大きさに係わらず杭の加速度の振動数特性は、砂層のそれとはほぼ同じであることがわかる。加速度の大きさを比較すると、低振動数における杭の加速度は、砂層の加速度とほぼ同じであるが、振動数が増加すると杭の加速度は、砂層のそれより小さくなっている。図-20, 21は、水平荷重が14 kgf、台加速度が150, 200 Gal に対する結果である。杭の応答加速度は、水平荷重の大きさに係わらず、同じ深さの砂層の加速度と同程度か、あるいは若干小さいことが分かる。

つぎに、杭と砂層の挙動の位相特性等を検討した。最初に、入力波が正弦波の例として、実験 No. T-1 の結果を図-22に示す。この図は、台加速度が200 Gal、振動数が10, 20, 40 Hz のときの杭と砂層の加速度波形を比較したものである。砂層の共振振動数より低い振動数である10 Hz の場合、杭と砂層は、同一振動数、同一位

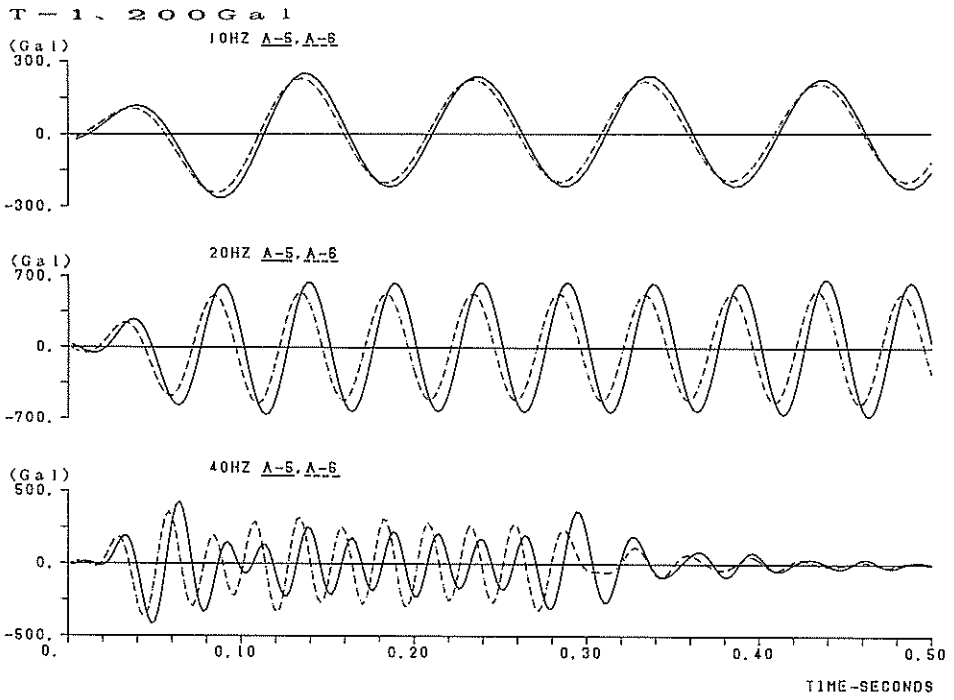


図-22 砂層 (A-5) と杭 (A-6) の加速度応答時刻歴 (T-1, 200 Gal)

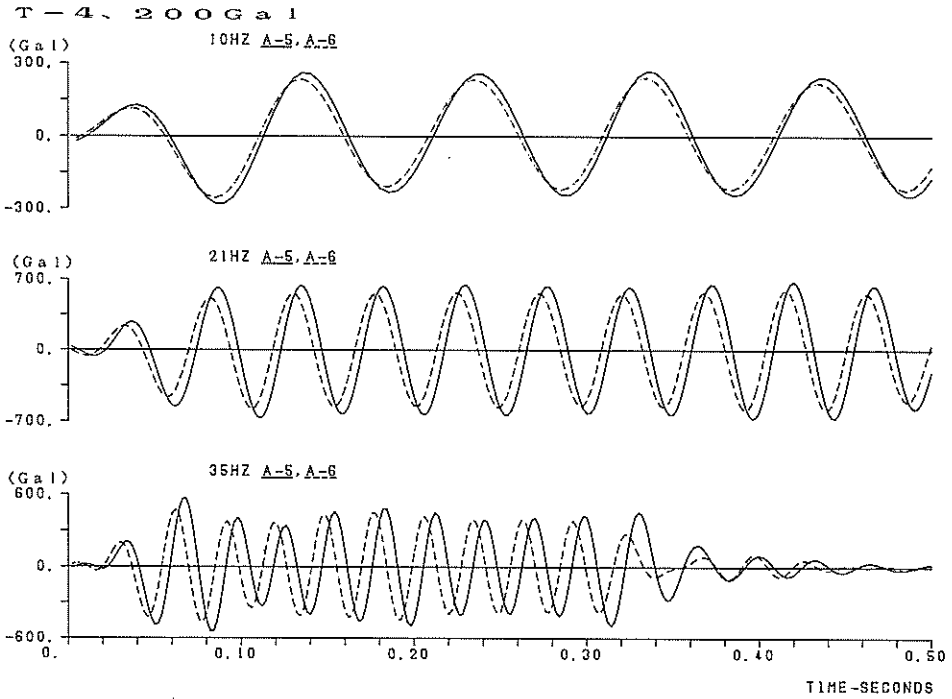


図-23 砂層 (A-5) と杭 (A-6) の加速度応答時刻歴 (T-4, 200 Gal)

T-5, $f = 10 \text{ Hz}$

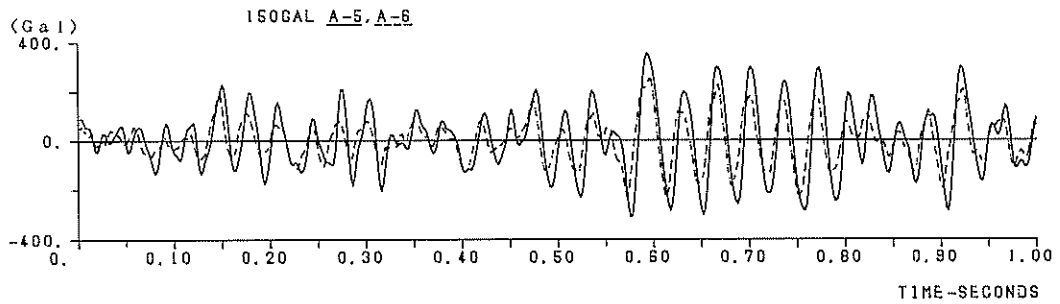
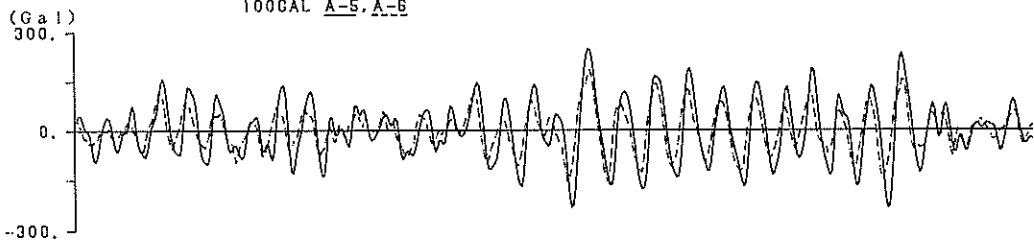


図-24 砂層 (A-5) と杭 (A-6) の加速度応答時刻歴 (T-5, $f = 10 \text{ Hz}$)

T-5, $f = 20 \text{ Hz}$

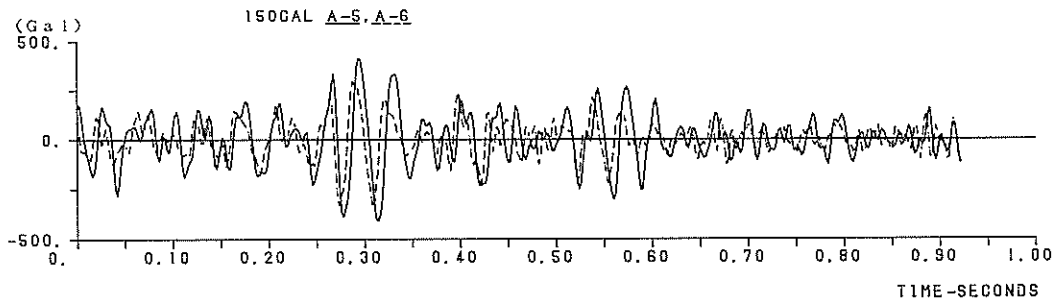
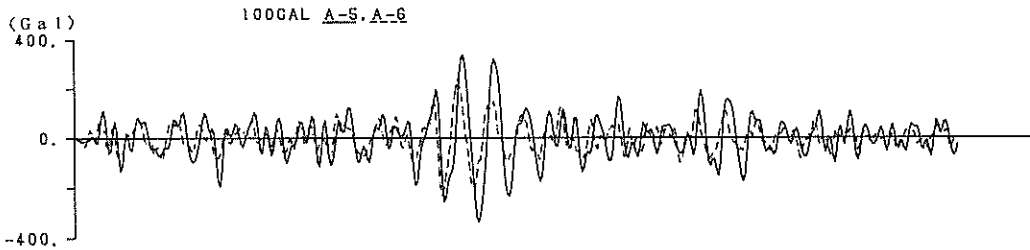


図-25 砂層 (A-5) と杭 (A-6) の加速度応答時刻歴 (T-5, $f = 20 \text{ Hz}$)

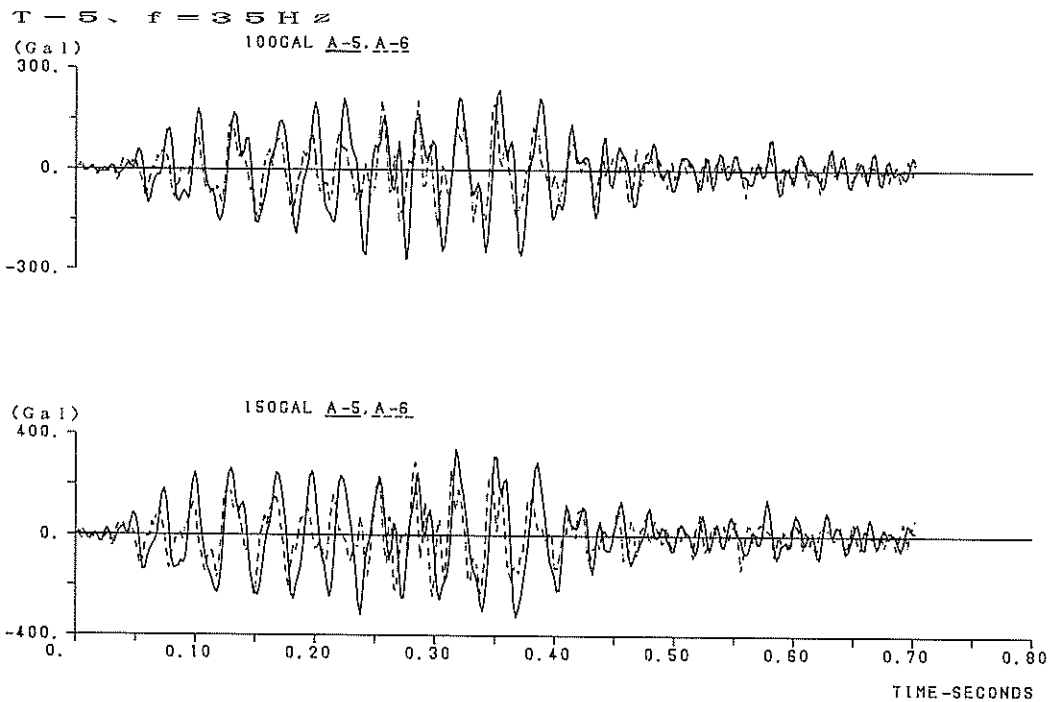


図-26 砂層 (A-5) と杭 (A-6) の加速度応答時刻歴 (T-5, $f = 35 \text{ Hz}$)

相、同一振幅で振動している。加振振動数が、砂層の共振振動数 (20 Hz) あるいはそれ以上の振動数 (40 Hz) になると、杭の応答振動数は、砂層のそれと同じであるが、杭と砂層の応答に位相差が生じる。図-23は、同じく正弦波入力で水平荷重が 14 kgf の結果であるが、水平荷重 9 kgf と同じような結果を示している。図-24~26は、入力波が地震波の場合の杭と砂層の加速度波形を比較したもので、図の上段が台加速度が 100 Gal、下段が 150 Gal の結果である。地震波の場合も卓越振動数が砂層の共振振動数より低い (10 Hz) と、杭と砂層は同一周期、同一位相で振動し、入力波が正弦波の場合と同様な結果を示している。一方、卓越振動数が砂層の共振振動数に等しい (20 Hz) か、あるいはそれ以上 (35 Hz) になると杭と砂層の挙動に若干の位相差が生じる。しかし、その差は、正弦波入力ほどではないようである。また、台加速度の大きさが変わっても位相差の傾向に変化はないようである。

以上から、実験に用いた杭は、地盤と同一周期で振動するが、外力の振動数が地盤の共振振動数以上になると地盤の振動と若干の位相差が生じてきた。また、杭の加速度は、地盤の加速度より小さくなる傾向がある。なお、

杭が地盤に対して位相差が生じるのは、杭の質量効果、すなわち慣性力の効果が若干現れていることを示している。このように杭と砂層の間に位相差が現れたのは、杭の単位体積重量 (2.7 gf/cm³) が砂層のそれ (1.6 gf/cm³) より大きく、杭の挙動に慣性力の影響が現れたものと考えられる。しかしながら、実物における鋼管杭の単位体積重量を考えると、例えば、外径 550 mm、肉厚 12 mm の杭の場合、単位体積重量は、0.67 tf/m³ となり、周辺地盤のそれより小さく、杭は、周辺地盤とほぼ同一位相で振動すると考えられる。

4.3 杭頭変位応答特性

振動時に杭頭に水平荷重が作用している杭 (B杭) の杭頭変位の振動数特性を検討する。ここで言う杭頭変位は、水平荷重載荷点の動的変位の振幅ではなく、振動後の残留変位をいう。図-27~30は、入力波形が正弦波の場合の杭頭変位を示したものである。杭頭変位は、実験開始前の変位からの累積変位で示した。図-31は、入力波形が地震波の実験結果である。地震波の杭頭変位の整理方法は、正弦波の場合と同じであるが、横軸は入力地震波の卓越振動数である。

入力波形が正弦波の場合、入力加速度の大きさに係わ

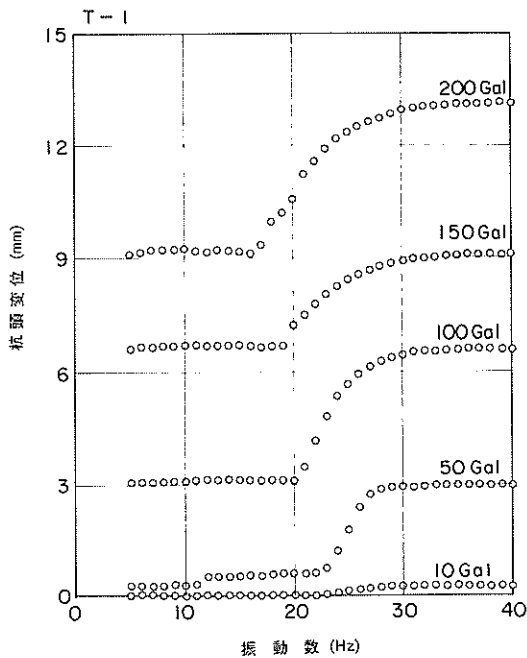


図-27 杭頭変位の振動数特性 (T-1)

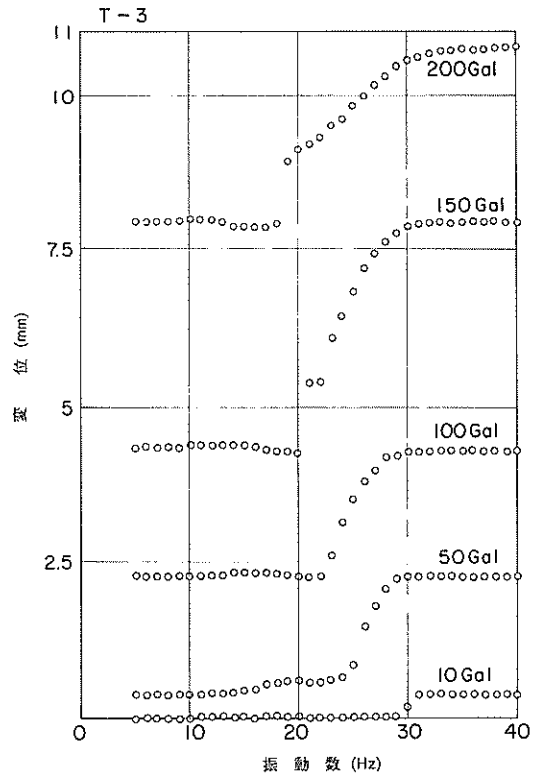


図-29 杭頭変位の振動数特性 (T-3)

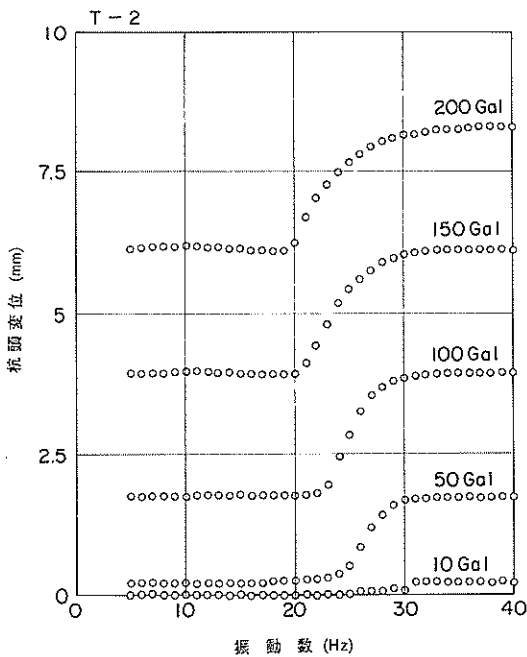


図-28 杭頭変位の振動数特性 (T-2)

らず、振動数がある振動数以上になると杭頭変位はしだいに増加する。更に振動数が増加すると杭頭変位は一定値となる。また、杭頭変位の増加量は、入力加速度の大きさに比例することがわかる。このように杭頭変位は、ある振動数領域で増加している。この振動数領域は、図-10~14から砂層の1次共振振動数付近の振動数であることがわかる。このことは、杭の動的応答と砂層の共振振動数が密接に結び付いていることを示している。

入力波が地震波の場合の杭頭変位(図-31)は、入力波が正弦波の場合と同様に、地震波の卓越振動数と砂層の共振振動数がほぼ一致すると、増加する。なお、杭頭変位の絶対値は、正弦波入力の場合より小さい。また、正弦波の場合のように、入力振動数に敏感な応答はみせず、なだらかな応答を示す。これは、入力地震波には卓越振動数の他に種々の振動数の波動が含まれているためである。

以上から、杭頭に水平荷重が作用している杭の杭頭変位は、地盤の共振振動数と入力地震動の卓越振動数の大小関係によって決まり、杭は、入力地震動の卓越振動数が砂層

の共振振動数に近づくとき大きくなることがわかった。

4.4 杭の曲げモーメント

振動実験は、外力波形が正弦波の場合、入力振動数を

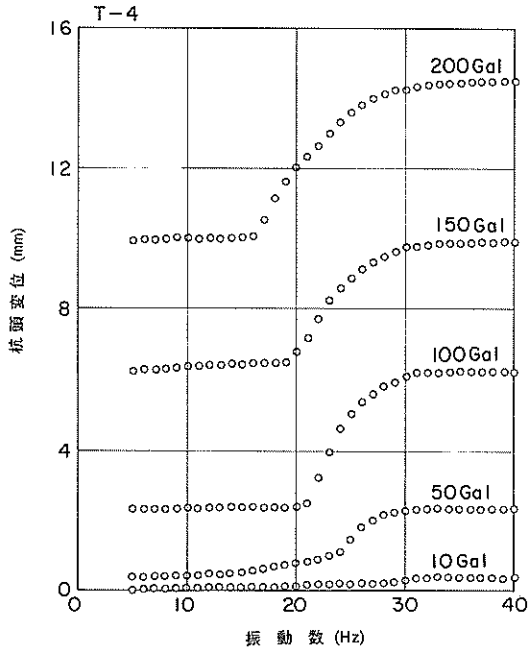


図-30 杭頭変位の振動数特性 (T-4)

変化させ、地震波の場合は、卓越振動数を変化させて実施した。図-32~36は、振動後の杭の曲げモーメントを台加速度の大きさごとに示したものである。図に示す右側 (B 杭) は、振動中にも杭頭に水平荷重が作用している場合の結果、左側 (A 杭) は、振動後に杭頭に B 杭と同じ重さの荷重を載荷した結果である。図中に示す実線は、後で述べる港研方式によって推定した曲げモーメント曲線である。

最初に、A 杭の曲げモーメントを考察する。図-32~36の左側に示した台加速度ごとの A 杭の残留曲げモーメ

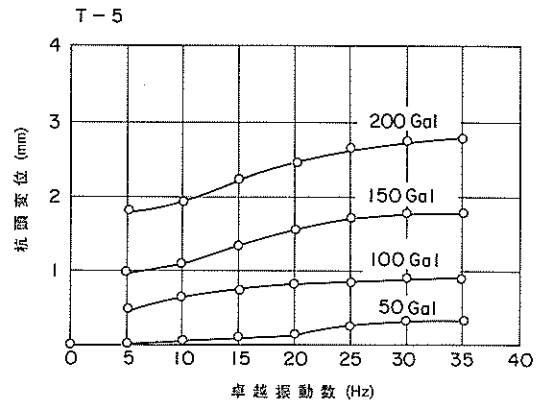


図-31 杭頭変位の振動数特性 (T-5)

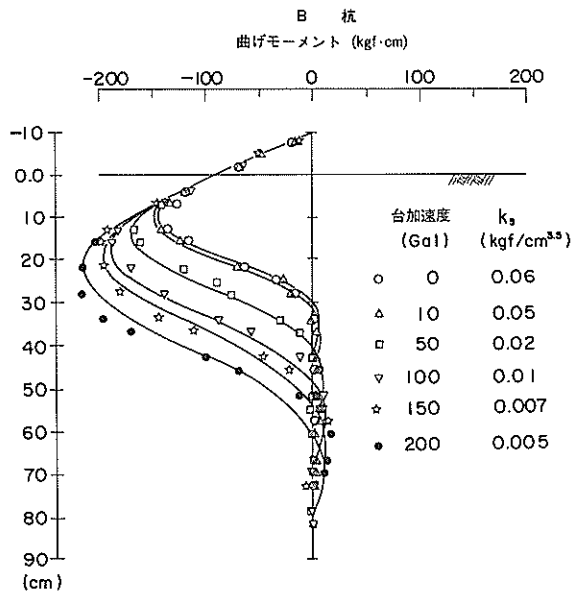
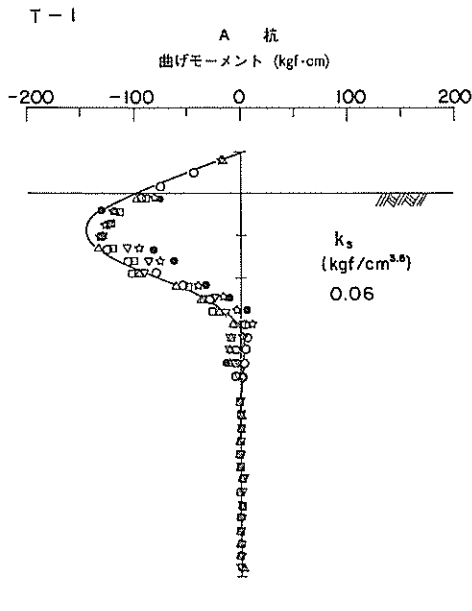


図-32 残留曲げモーメントと港研方式による解析結果 (T-1)

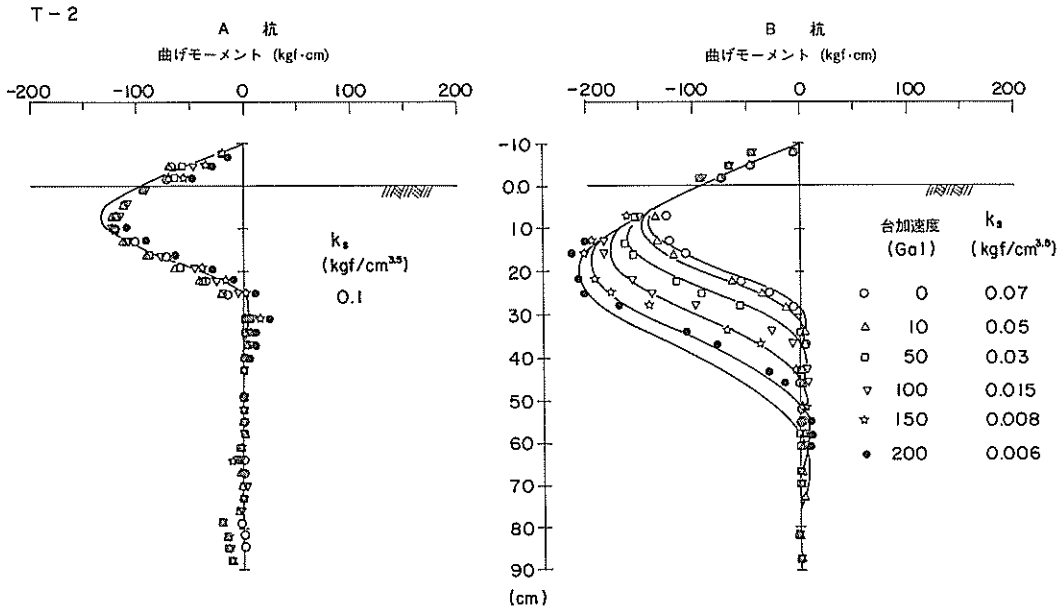


図-33 残留曲げモーメントと港研方式による解析結果 (T-2)

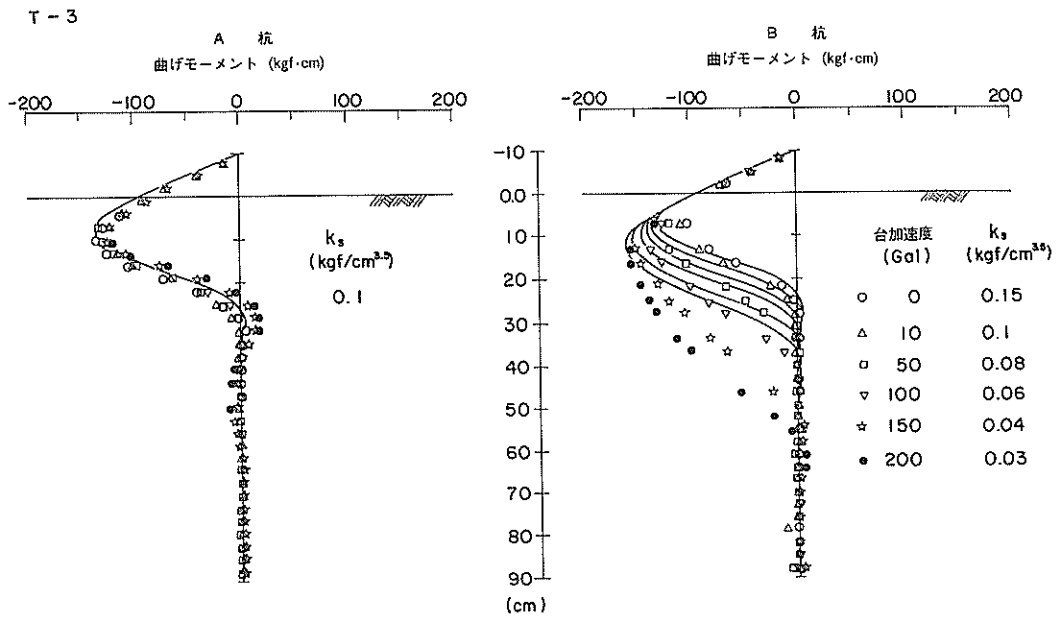


図-34 残留曲げモーメントと港研方式による解析結果 (T-3)

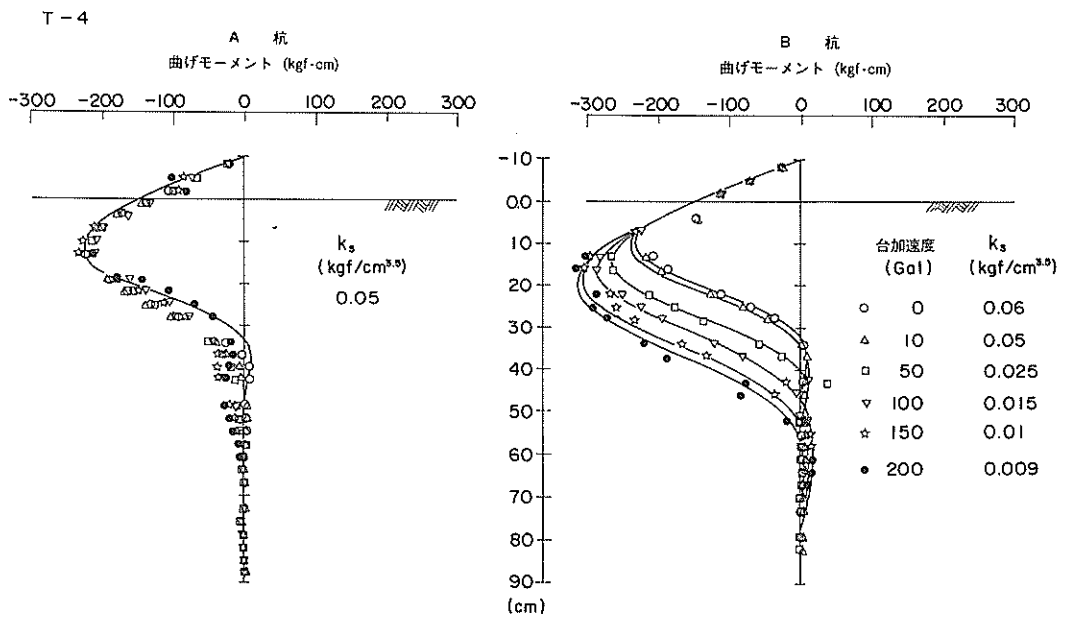


図-35 残留曲げモーメントと港研方式による解析結果 (T-4)

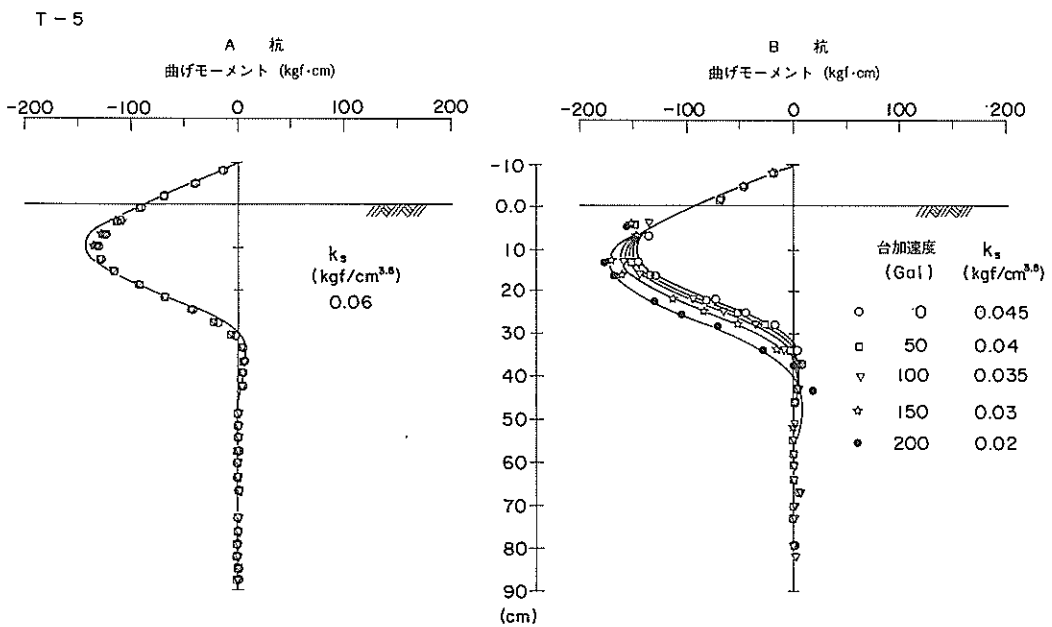


図-36 残留曲げモーメントと港研方式による解析結果 (T-5)

ントは、振動前後で大きな差はないが、台加速度が増加すると曲げモーメントの最大値は、若干小さくなる傾向がある。これは、砂層が振動によって締め固まった結果で、地盤の強度が増加したことを示している。

一方、振動中にも水平荷重が作用しているB杭の場合、振動後の曲げモーメントの最大値は、入力加速度が増大するとしだいに増加し、その発生位置も深くなっていることが分かる。以下に、B杭の曲げモーメントを水平荷重の大きさ、正弦波の波数、地震波によって考察した。

まず、波数が10波で、水平荷重が9 kgfの場合(図-32, 33)と14 kgf(図-35)の場合の結果を比較する。台加速度の増加による最大曲げモーメントの増加傾向は、水平荷重の大きさに係わらずほぼ同じようである。また、曲げモーメントの深度方向の分布形状もよく似ている。このことは、杭の動的応答は、水平荷重の大きさより、地盤振動の大きさに大きく依存することを表している。

つぎに、水平荷重が9 kgfで、波数が10波の結果(図-32, 33)と30波(図-34)の結果を比較する。10波の結果については、既に述べたが、30波の最大曲げモーメントは、入力加速度が増加しても10波の場合のように増加していない。これは、後述するように砂層の剛性が10波の実験の場合より大きかったためと考えられる。図-34に示す振動実験開始前の最大曲げモーメント(○印)の大きさが、図-32, 33に示した同じ状態のそれ(○印)に比較し、小さいことから、このことがわかる。一方、入力加速度が増加すると、曲げモーメントの第一零点の位置は、深くなっている。これは、杭に作用する波数の影響が出ているものと考えられる。

最後に、地震波の結果(図-36)を正弦波の結果(図-32, 33)と比較した。地震波の場合、入力加速度が増加しても正弦波のように最大曲げモーメントは増大していない。また、曲げモーメントの深度方向の形状も大きな変化はない。これは、地震波の場合、杭の変形に影響を及ぼす波動が正弦波の場合より少ないためと考えられる。以上述べた曲げモーメントは、台加速度ごとの曲げモーメントの累積結果(残留曲げモーメント)を示したものである。したがって、これらの図から、振動時の曲げモーメントの振動数特性については、明らかにできない。

杭には、静ひずみの測定とともに、図-5に示したように杭頭から約10 cmごとの点において、動的な曲げモーメントを測定している。図-37~39は、実験No. T-3のB杭の曲げモーメントを各振動数ごとに示したものである。図中の曲げモーメントは、振動によって発生した動的な曲げモーメントの累積値で、実験開始前の静的な状態の曲げモ

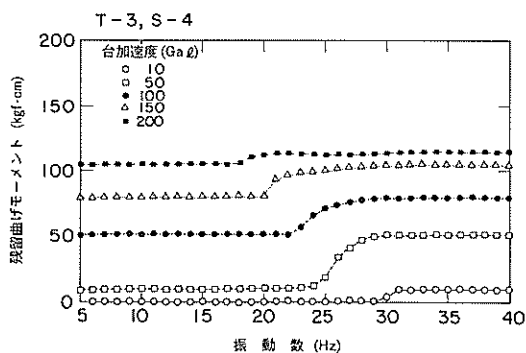


図-37 曲げモーメントの振動数特性 (T-3, S-4)

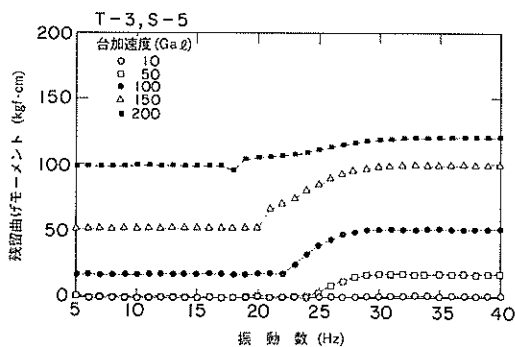


図-38 曲げモーメントの振動数特性 (T-3, S-5)

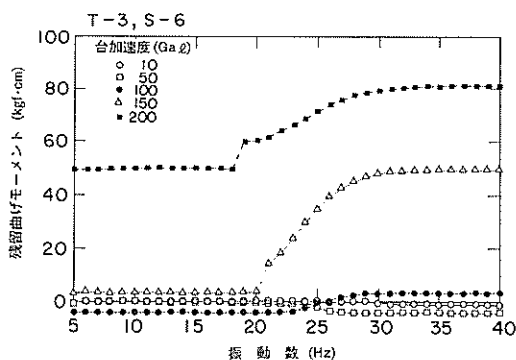


図-39 曲げモーメントの振動数特性 (T-3, S-6)

メントは含んでいない。杭は、杭頭変位および加速度から、砂層の一次共振振動数付近で大きな応答を示すことが確認されている。図-37~39に示す曲げモーメントからも同じことが言え、砂層の共振振動数からはなれた低振動数、高振動数では曲げモーメントに変化はみられない。

杭に発生する曲げモーメントは、砂層が共振するとき

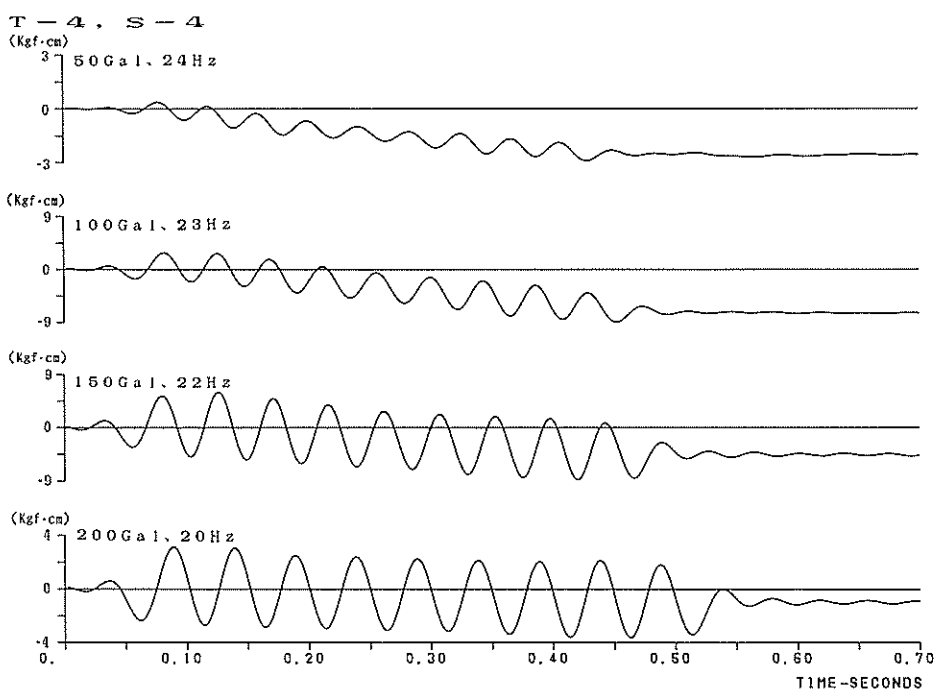


図-40 曲げモーメントの時刻歴 (T-4, S-4)

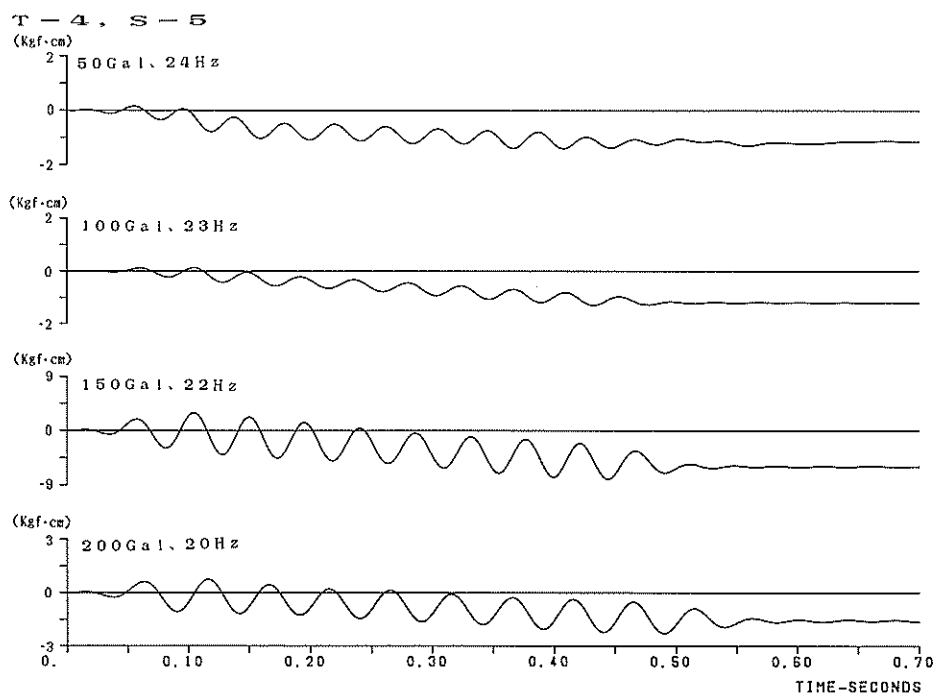


図-41 曲げモーメントの時刻歴 (T-4, S-5)

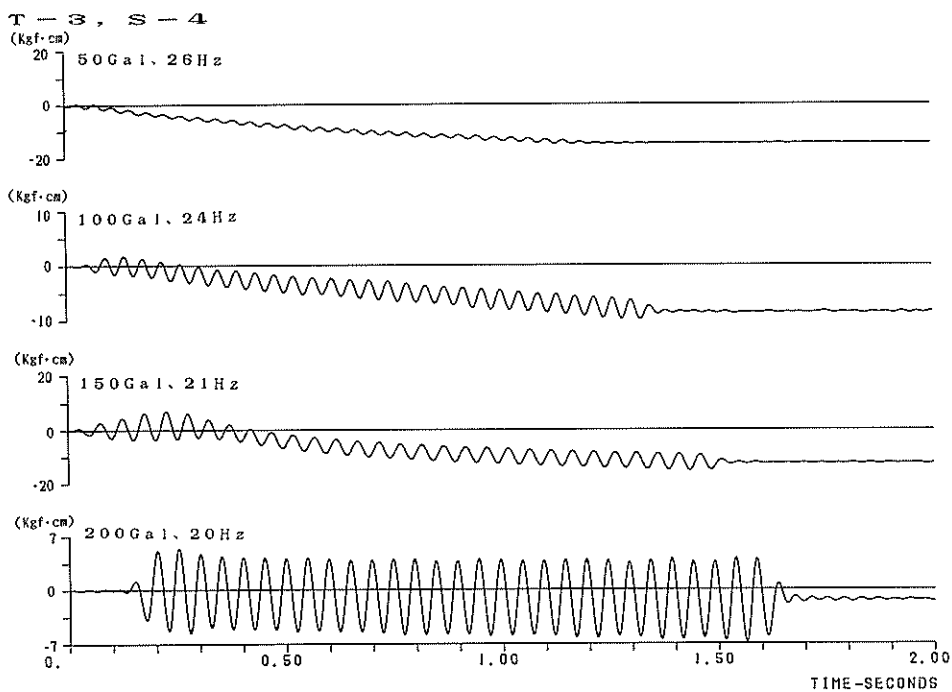


図-42 曲げモーメントの時刻歴 (T-3, S-4)

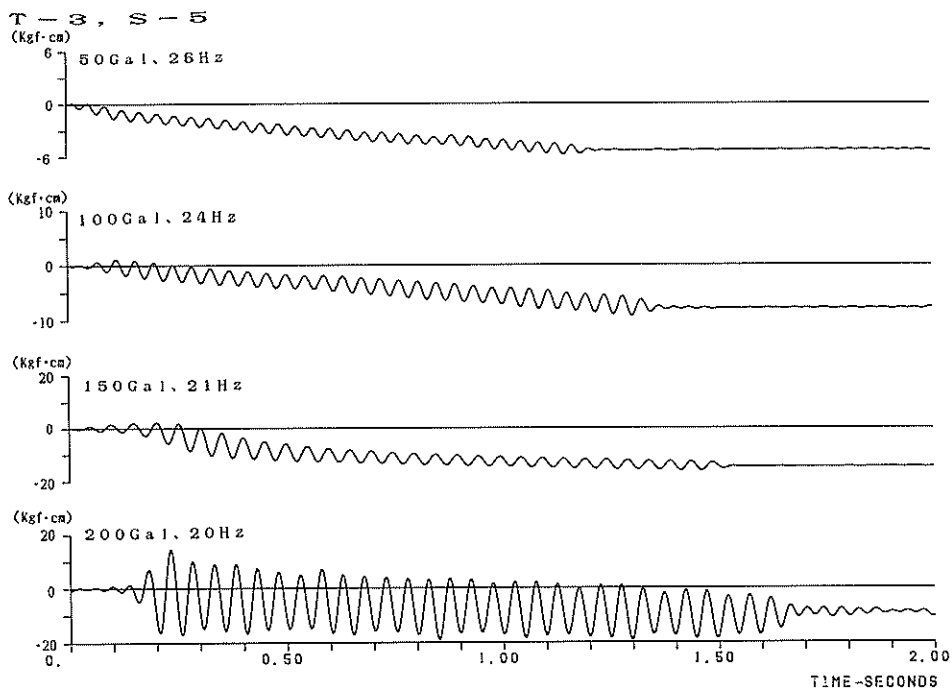


図-43 曲げモーメントの時刻歴 (T-3, S-5)

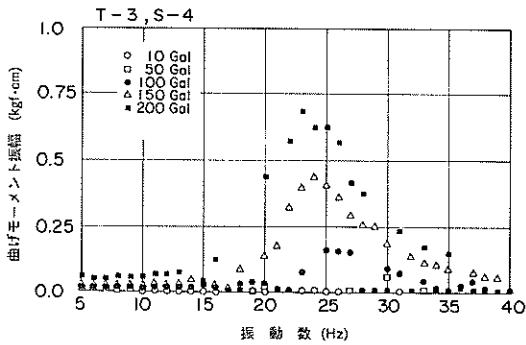


図-44 曲げモーメント振幅の振動数特性 (T-3, S-4)

に増大しているが、その増大の過程を曲げモーメントの時刻歴で検討した。図-40~43は、地表面から20cm (S-4)、30cm (S-5) の位置の曲げモーメントの時刻歴を示したものである。図-40, 41は、入力波数が10波の実験 No. T-4の砂層が共振しているときの結果で、上から台加速度が50, 100, 150, 200 Galの結果である。図-42, 43は、入力波数が30波の実験 No. T-3の結果である。杭に発生する残留曲げモーメントは、入力波の波数が大きく影響することがわかる。

図-40~43において杭の曲げモーメントの時刻歴を示したが、そこで示された曲げモーメントの動的振幅の振動数特性を以下に示す。例として、実験 No. T-3の地表面から20cmの結果を図-44に示す。図から、杭の曲げモーメントには顕著な振動数特性があることが分かる。モーメント振幅が増加するのは、図-37~39に示した残留曲げモーメントが増加するとき、すなわち砂層が共振するときであることが分かる。

砂層は、台加速度の増加とともに締め固まり、地盤強度は増加する。したがって、振動後に水平荷重を載荷した杭の曲げモーメントは、台加速度の増加とともに小さくなった。しかし、振動中にも水平荷重が作用した杭の曲げモーメントは、台加速度および波数の増加とともに大きくなる。このように台加速度および波数が増加すると杭の曲げモーメントが増加する理由としては、杭の横抵抗力と変位の関係が非線形で、また台加速度および波数が増加すると地盤が非線形的挙動をするためと考えられる。なお、地震波を入力した実験 (実験 No. T-5) の残留曲げモーメントは、正弦波入力のそれより小さかった。これは、杭を変形させる波動が正弦波より少なかったためと考えられることができる。

以上のように、杭の動的特性を曲げモーメントで考察

しても、地盤の共振振動数と入力地震動の卓越振動数の大小関係によって決まることが分かる。

5. 杭の動的解析

5.1 解析手法

杭頭に水平荷重が作用する杭の振動時の挙動は、すでに実験結果にみられたように地盤の挙動に大きく影響されることが分かった。したがって、地中にある杭の動的挙動は、杭と地盤の動的相互作用を考慮して検討することが望ましい。杭と地盤との動的相互作用を解析する手法としては2.で述べたように弾性床上的のりだけで解析する方法、多質点法、有限要素法等がある。本研究では、杭の挙動を、工学的によく用いられ、実用性が高い弾性床上的のりとして解析した。

杭を弾性床上的のりと考えた場合、地中にある杭の横抵抗力の基本式は、以下のとおりである。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -P = -pb \quad (1)$$

ここに、 EI : 杭の曲げ剛性

x : 地表面からの深さ

y : 深さ x における杭の変位

P : 深さ x における杭の単位長さ当たりの地盤反力

b : 深さ x における杭の単位面積当たりの地盤反力

B : 杭幅

式-1は、杭の地盤反力をどのようなものと考えるかによって、解析法が異なってくる。現在、地盤反力の考え方は、

- ① 極限地盤反力法
- ② 弾性地盤反力法
- ③ 複合地盤反力法

に分類されると言われている。²²⁾

極限地盤反力法の地盤反力 p は、杭の変位 y とは無関係な深さ x の関数 $p(x)$ で与えられている。弾性地盤反力法の地盤反力 p は、深さ x と杭の変位 y の関数 $p(x, y)$ で与えられている。複合地盤反力法では、杭が変形し、地盤が塑性状態となった領域の地盤反力を極限地盤反力法で求め、地盤が弾性状態にある領域の地盤反力を弾性地盤反力法で求める。この複合地盤反力法は、地盤が塑性、すなわち破壊現象も表現できるが、動的な荷重条件下では、極めて計算が複雑となる。本報告では、数学的処理が簡単で、工学的に極めて実用性が高い弾性地盤反力法を用いて杭の挙動を解析した。

弾性地盤反力法は、地盤反力が杭の変位の一次関数と

おく線形弾性地盤反力法と、地盤反力と杭の変位の関係が非線形である非線形弾性地盤反力法に分けられる。すなわち、弾性地盤反力法の地盤反力 p と杭の変位 y の関係は、

$$p = K(x) \cdot y^n \quad (2)$$

ここに、 $K(x)$: 土の弾性的性質によって決まる係数
(地盤反力係数)

n : 指数

で表される。ここで、指数 $n = 1$ の場合が、線形弾性地盤反力法、 $n \neq 1$ の場合が、非線形弾性地盤反力法である。

以下に、本報告で用いた線形、非線形弾性地盤反力法を説明する。

(1) 線形弾性地盤反力法による解析法 (線形方式)

最初に、杭の横抵抗の基本式を説明する。砂地盤等の剛性は、図-7の動的コーン貫入試験結果から分かるように深さ x に比例して増加している。したがって、地盤反力係数も深さとともに増加すると考えた。本報告では、Roweの方法²³⁾と同様に、地盤反力係数を深さ x に比例させ、

$$K(x) = k \cdot x \quad (3)$$

とした。ここに、 k は、地盤反力係数の深さ方向の増加率を表す。したがって、地盤反力 p と変位 y の関係は、

$$p = k \cdot x \cdot y \quad (4)$$

となる。なお、地盤反力係数が深さによらず一定とした杭の横抵抗の式が、Changの方法²⁴⁾である。

式-4と式-1から、次式が得られる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + B \cdot k \cdot x \cdot y = 0 \quad (5)$$

式-5が地盤が振動しない場合の線形弾性地盤反力法による杭の横抵抗の基本式である。

一方、地盤が振動する場合の杭の挙動は、次式によって表すことができる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + m \frac{d^2 y}{dt^2} + B \cdot k \cdot x \cdot (y - u) = 0 \quad (6)$$

ここに、 t : 時間

x : 深さ

y : 時間 t における深さ x の杭の変位

u : 時間 t における深さ x の地盤変位

m : 杭の単位長さ当たりの質量

なお、式-6の第2項は、杭の慣性力を表すが、一般に杭の質量は地盤の質量に比較し、小さく微量と考えることができるので、次式のように書き換えることができる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + B \cdot k \cdot x \cdot (y - u) = 0 \quad (7)$$

式-7の解は、べき級数あるいは差分法によって求めることもできるが、本報告では、式-7を以下に示す多元連立一次方程式によって解析した。

図-45に解析モデルを示す。杭は、 n 層に分割された地盤中にあるとし、各層は、図中の下に示す性質を持っているとする。式-7の地盤反力の項に含まれる地盤反力係数 ($k \cdot x$) は、層内でも深さ方向に連続的に変化するが、本解析では、層の中心の値で表した。すなわち、式-7を次式のように書き直した。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + B \cdot K_n \cdot (y - u_n) = 0 \quad (8)$$

ここに、 n : 層番号

K_n : n 層の $K(x)$ を表す (n 層における地盤反力係数)

式-8が、地盤の変形を考慮した杭の横抵抗の基本式である。なお、式-8の第2項の n 層の地盤変位 u_n は、重複反射理論によって求めた。²⁵⁾

n 層めの杭の横抵抗の基本式は、式-8に示されているが、更に書き直されて、次式とする。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + B \cdot K_n \cdot y = B \cdot K_n \cdot u_n \quad (9)$$

更に、

$$4B\beta_n^4 = \frac{BK_n}{EI} \quad \text{とおくと、}$$

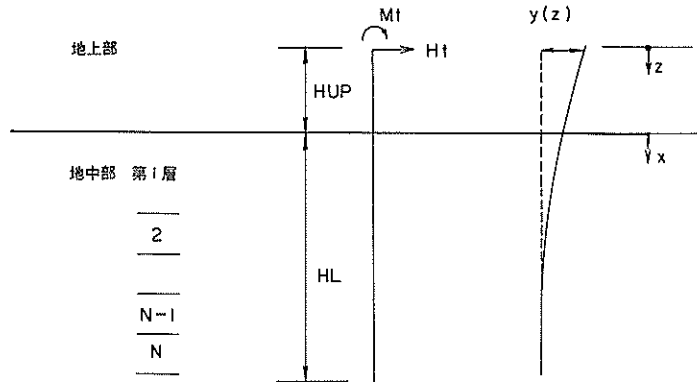
式-9は、次式となる。

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + 4B \cdot \beta_n^4 \cdot y = 4B \cdot \beta_n^4 \cdot u_n \quad (10)$$

式-10の方程式の解は、(一般解)+(特殊解)で表すことができる。すなわち、 n 層めの一般解は、式-11に示す同次方程式の解 y_{cn} で、式-12のように表される。

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + 4B \cdot \beta_n^4 \cdot y = 0 \quad (11)$$

$$y_{cn} = e^{\beta_n \cdot x} (C_1 \cdot \cos(\beta_n x) + C_2 \cdot \sin(\beta_n x)) + e^{-\beta_n \cdot x} (C_3 \cdot \cos(\beta_n x) + C_4 \cdot \sin(\beta_n x)) \quad (12)$$



地盤	層厚 (cm)	せん断波速度 (cm/sec)	せん断剛性	減衰定数	地盤ばね定数
第1層	H_1	V_{s1}	G_1	h_1	K_1
2	H_2	V_{s2}	G_2	h_2	K_2
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
N-1	H_{N-1}	$V_{s_{N-1}}$	G_{N-1}	h_{N-1}	K_{N-1}
N	H_N	V_{sN}	G_N	h_N	K_N

図-45 解析モデル

ここに、 $C_1 \sim C_4$ は、境界条件によって決まる係数である。また、特殊解は、非同次方程式である式-10を解くことによって求めることができる。杭の動的振幅は、実験結果からも分かるように地盤と同位相振幅と考えるもよいので、 n 層目の特殊解 y_{sn} は、

$$y_{sn} = (A_{1n} \cdot e^{ikx} + A_{2n} \cdot e^{-ikx}) \cdot e^{i\omega t} \quad (13)$$

と表すことができる。ここに、 A_{1n}, A_{2n} は境界条件によって決まる係数である。

したがって、 n 層目の杭の変位 y_n は、

$$y_n = y_{cn} + y_{sn} \quad (14)$$

となる。

以上示した関係式に、以下に示す境界条件

- ① 杭の地上部と地中部の連続条件
- ② 杭下端の境界条件（せん断力と曲げモーメントを零とした）
- ③ 杭の各層間の連続条件

を代入し、未定係数に関する連立一次方程式を作成する。

杭の変位、曲げモーメント等は、この未定係数に関する方程式を解いて求められる係数を用いて求めることができる。なお、本報告では、この線形弾性地盤反力法を線形方式という。

(2) 非線形弾性地盤反力法による解析法（港研方式）
港湾構造物の直杭の設計法である港研方式²⁰⁾は、非線形弾性地盤反力法の一つである。港研方式においては、地盤反力 p と杭の変位 y の関係を次式のように表している。

$$\begin{aligned} p &= K(x) \cdot y^{0.5} \\ &= k \cdot x^m \cdot y^{0.5} \end{aligned} \quad (15)$$

ここに、 k ：地盤の横抵抗定数

m ：指数（1または0）

指数 m は、解析対象地盤がS型地盤の場合は、 $m = 1$ 、C型地盤の場合は、 $m = 0$ である。ここで、S型地盤は、一様な密度の砂地盤で標準貫入試験値 N が深さとともに直線的に増加するような地盤、C型地盤は、標準貫入試験値 N が深さによらず一定であるような地盤である。本実験の砂層は、図-7に示したように動的コーン試験値

が深さとともに増加しているため、S型地盤として取り扱った。したがって、杭の横抵抗の基本式は、次式となる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -P = -p \cdot B \quad (1')$$

$$p = k_s \cdot x \cdot y^{0.5} \quad (16)$$

ここに、 k_s ：砂地盤の横抵抗定数

港研方式で杭の挙動を推定するためには、 p と y の関係が非線形であるため、線形方式のように解析的には解けず、一定の基準杭について求めた基準曲線に換算係数を用いて求めなければならない。このようにして求める杭の物理量は、杭頭変位、地中部最大曲げモーメント、曲げモーメントの第一ゼロ点の深さ等で、深さ方向の曲げモーメント分布および変位分布などは求めることができない。

そこで、任意の深さの曲げモーメントや変位等を数値解析的に解く計算手法が提案されている²⁵⁾。数値計算では、杭を n 個の支点で支えられる連続ばりに置き換えている。また、支点 i では、次式で示す反力 R_i と変位 y_i の関係を持っている。

$$R_i = K_i \cdot y_i^{0.5} \quad (17)$$

ここに、支点ばね定数 K_i は、支点が受け持つ地盤ばね係数で、杭幅 B 、地盤の横抵抗定数 k_s および深さ x から求めることができる。

港研方式は、杭の挙動を精度よく推定できる解析手法であるが、杭の深さ方向の変形、曲げモーメントなどを計算するには、地盤反力と杭の変位の関係が非線形関係であるため、以上のように数値解析的に解かざるをえない。また、地震時のように地盤が変形するような場合、地盤反力と杭の変位の関係は、履歴曲線で示される関係にもなる。したがって、港研方式によって、杭の動的挙動を解析する場合、計算式が極めて複雑となり、かつ膨大な計算時間を要することになる。そこで、本報告における港研方式は、振動前後の静的な杭の挙動を解析するのに用いた。

5.2 解析結果

解析は、最初に振動前後の杭、すなわち杭頭に静的水平荷重のみが作用している杭の曲げモーメントに対して行い、次に振動中の杭の変形を解析した。振動前後の杭に対して行った計算結果は、実験によって得られた残留曲げモーメントと比較検討した。

(1) 残留曲げモーメント

最初に、同一杭の挙動を5.1で示した線形方式と港研

方式によって解析し、その差を検討した。比較検討した杭は、実験No.T-1とT-4のB杭である。図-46はT-1、図-47はT-4に対する曲げモーメントの結果である。両図に示す○印は実験値を示し、実線は港研方式、点線は線形方式による結果である。なお、一点鎖線は、地盤反力係数が深さ方向に一定値であるChangの方法による計算結果である。両方式で用いた地盤の横抵抗定数 k_s および地盤反力係数の増加率 k は、計算による曲げモーメントが実験値と合うように設定した。地盤反力係数が深さによらず一定としたChangの方法では、最大曲げモーメントは、実験結果と一致させることはできない。一方、地盤反力係数が深さの関数である線形方式と港研方式の計算結果は、水平荷重の大きさが変化しても、実験結果とよく一致している。地盤反力と杭の変位の関係は、非線形関係にあることが知られている。したがって、杭の挙動を微小変位から大変位まで線形方式を適用するのは不相当とも思われるが、今回の模型実験の範囲においては、線形方式でも十分に実験結果を再現できることが分かった。また、砂地盤の地盤反力係数は、深さとともに増加することもわかった。図-46と図-47の左側には、杭の変位曲線を示しているが、港研方式と線形方式で大差ないことがわかる。

次に、各加振段階ごとの杭の残留曲げモーメントを港研方式と線形方式で検討する。港研方式による計算結果は、すでに図-32~36に示した。また、線形方式による計算結果を、図-48~52に示す。両方式で用いたB杭の地盤の横抵抗定数 k_s および地盤反力係数の増加率 k は、台加速度レベルごとに測定された残留曲げモーメントの最大値および深さ方向の分布形状に合うように設定した。振動後に水平荷重を載荷したA杭の場合は、振動による曲げモーメントに差がほとんどないので、台加速度レベルが零、すなわち最初に杭頭に水平荷重を載荷したときに発生した曲げモーメントに合うように k_s および k を設定した。なお、同一実験のA杭とB杭の振動前の k_s および k は、同一になると考えられるが、実験No.T-3の地盤反力係数は、A杭の場合とB杭の場合で大きく異なっている。これは、砂層を極力均一に製作するように努めたが、B杭付近の砂層が何らかの理由で締め固まったものと思われる。

振動後のB杭の曲げモーメントの最大値および分布は、実験No.T-3を除き、地盤反力係数を適切に設定することによって、ほぼ港研方式および線形方式によって表すことができる。すなわち、外力波形が正弦波で、その波数が10波の場合、あるいは外力波形が地震波の場合、

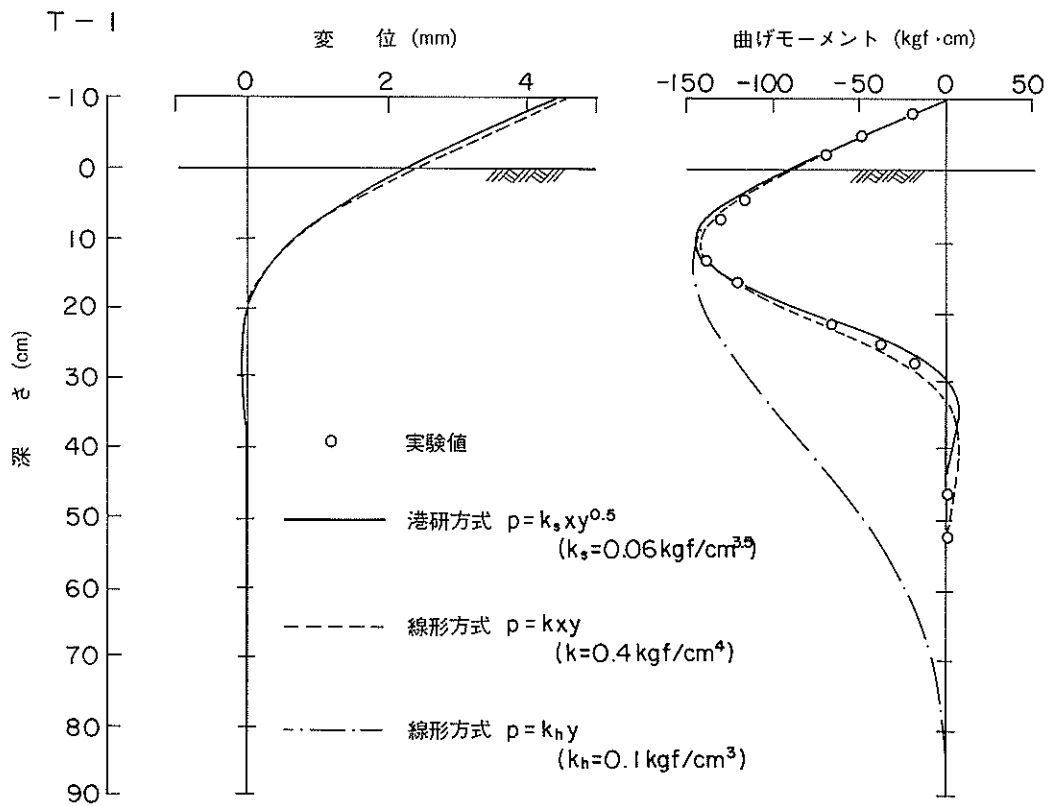


図-46 港研方式と線形方式の比較 ($F = 9.05 \text{ kgf}$)

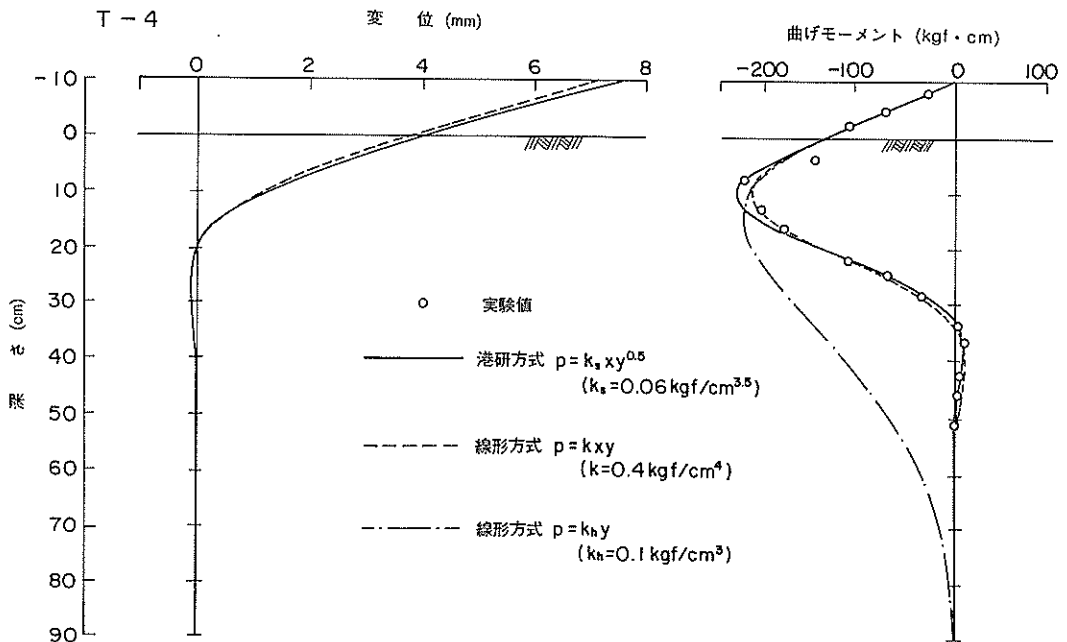


図-47 港研方式と線形方式の比較 ($F = 14.05 \text{ kgf}$)

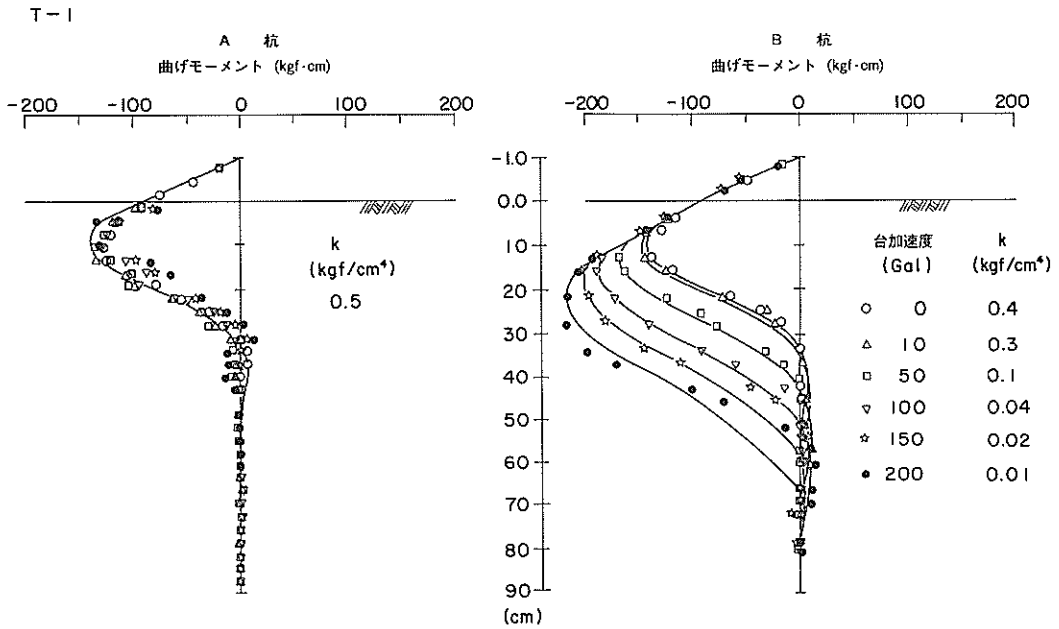


図-48 線形方式による残留曲げモーメント (T-1)

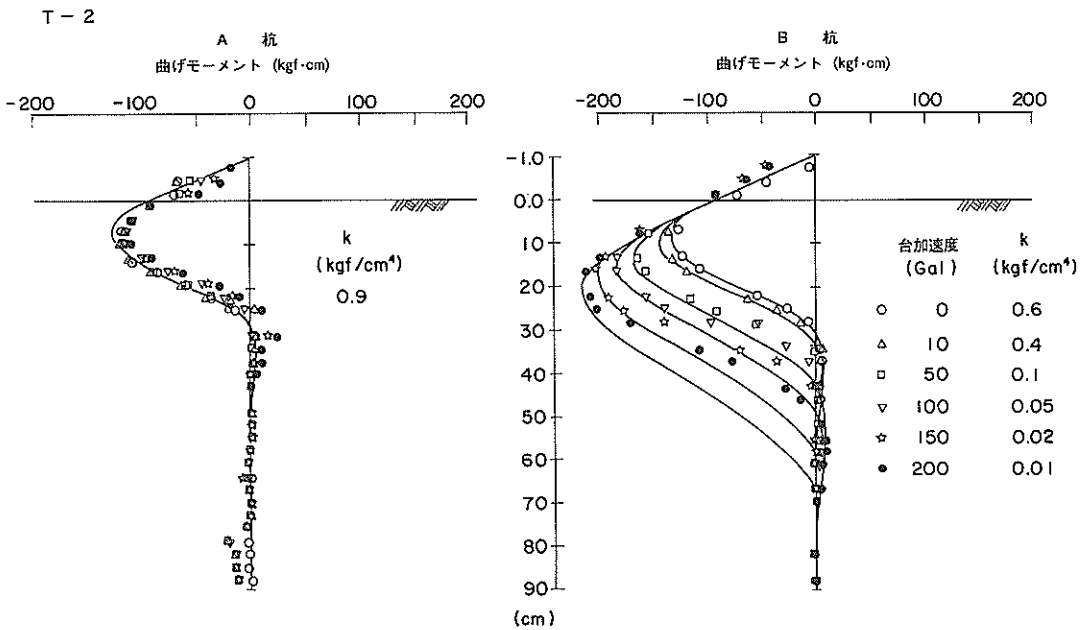


図-49 線形方式による残留曲げモーメント (T-2)

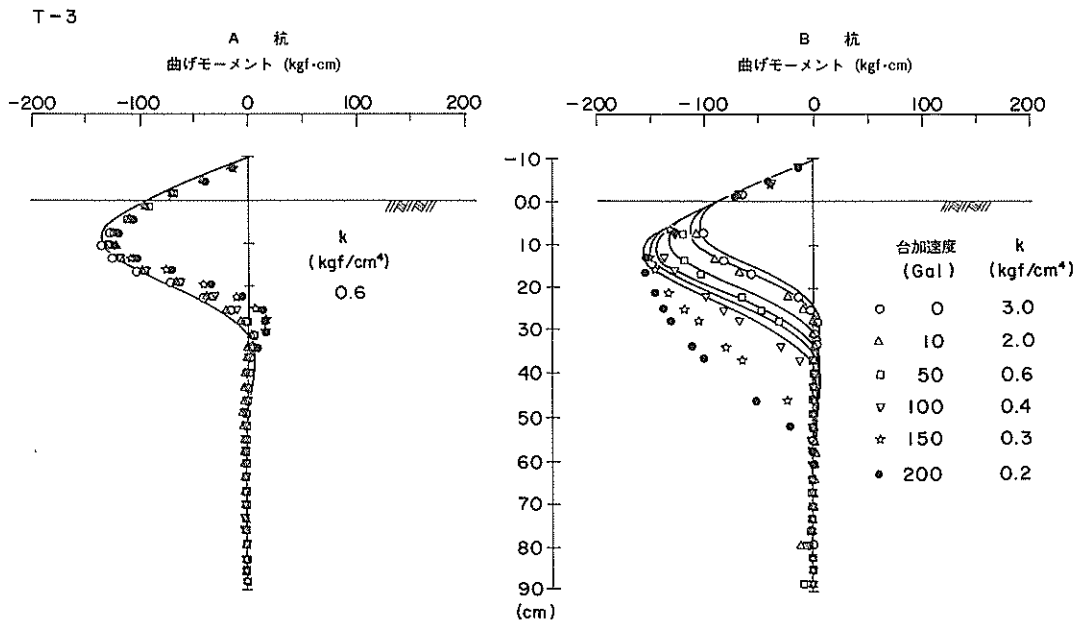


図-50 線形方式による残留曲げモーメント (T-3)

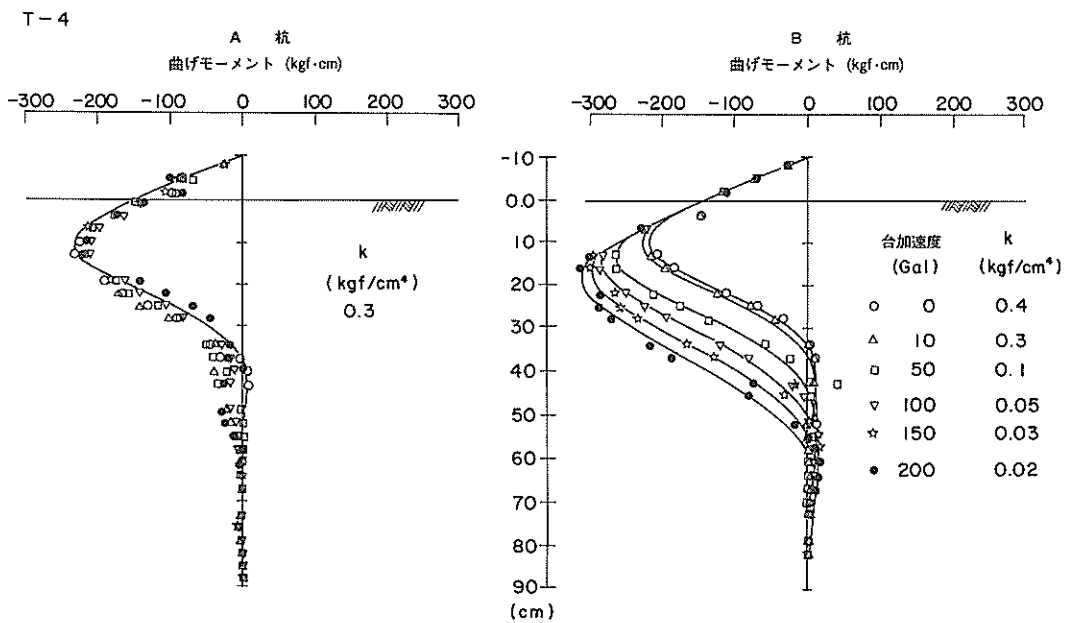


図-51 線形方式による残留曲げモーメント (T-4)

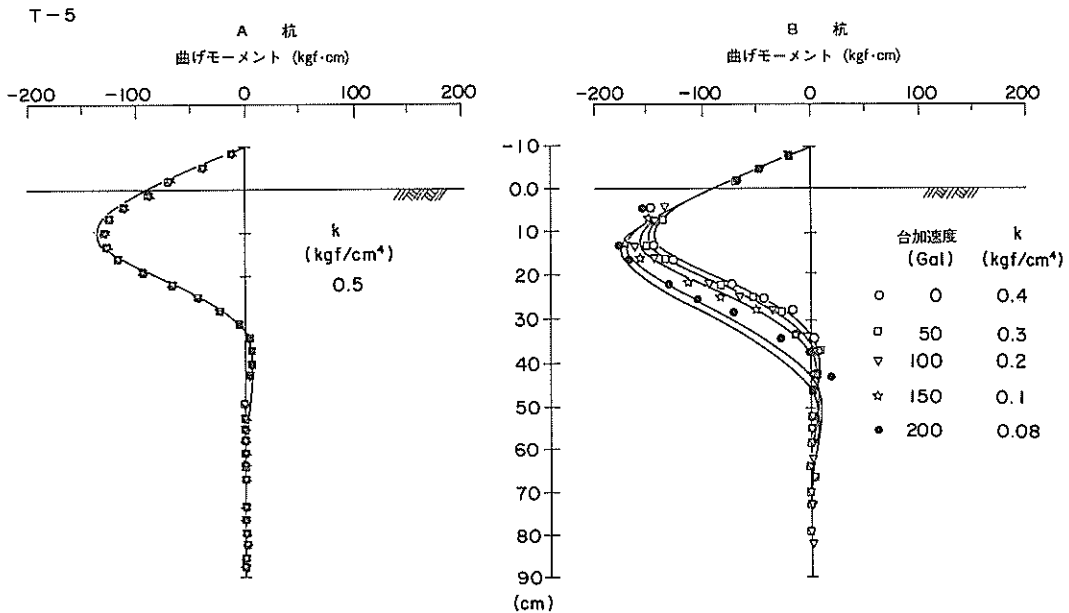


図-52 線形方式による残留曲げモーメント (T-5)

振動後に発生する杭の残留曲げモーメントは、地盤反力係数を低減させることによって予測することができる。すでに、実験結果において述べたように杭の曲げモーメントは、波数の影響を強く受ける。入力波数の増加とともに地盤は、弾性的挙動から塑性的挙動を示す。振動後の深さ方向の杭の変形には、この地盤の塑性的な挙動の影響が入っているものと考えられる。したがって、実験 No. T-3 のように入力波数が30波になると、地盤を弾性地盤と仮定している港研方式あるいは線形方式では、十分に杭の挙動を表しきれなかったと考えられる。しかしながら、杭頭に水平荷重が作用する杭の振動後の挙動は、一部例外 (実験 No. T-3) はあるものの、地盤反力係数を低下させた静的な解析法によって解析できることがわかった。

一方、この地盤反力係数の低減率を、何らかの指標と関係づけることができると、その関係式は、杭頭に水平荷重が作用している杭を耐震設計する際の重要な設計資料となる。すでに、矢板壁の模型振動実験においては、図-3 に示したように地盤反力係数が深さによらないとした Chang の方法によって、振動時のたわみ性控え壁の曲げモーメントを計算している。更に、この計算に用いた各振動段階ごとの地盤反力係数を振動台の加速度と関係づけている。このように地盤反力係数の低減率と振

動台加速度の大きさを明らかにするのも一つの方法である。しかし、振動台加速度が同じであっても模型地盤の層厚、特性等によっては、杭の動的挙動に大きく影響を与える地盤の応答は変化する。本研究では、杭の横抵抗に最も支配的と考えられる地表面付近の最大加速度を指標とし、この指標と地盤反力係数の低減率の関係を求めた。

図-53は、地表面から10 cm 下の A-5 の最大加速度に対する港研方式による地盤の横抵抗定数の低減率 (てい減係数) を示したものである。なお、図中の縦軸は、振動前の地盤の横抵抗定数に対する振動後のその比で表した。図-53から砂層の加速度が増加するとともに地盤の横抵抗定数は、急速に低下することがわかる。その傾向は、外力波形が正弦波である場合、波数が10~30、水平荷重が9~14 kgfに変化しても、ほぼ同じようである。なお、波数が30波の場合は、最大曲げモーメントのみ実測値と合うように定数が決定されている。外力波形が地震波である場合は、正弦波の場合より低減率は小さい。これは、地震波の場合、杭の変形に与える波動の継続時間が短かったことによると考えられる。

次に、線形方式によって推定した地盤反力係数 ($K(x) = k \cdot x$) の低減係数を港研方式と同様な方法で整理し、その結果を図-54に示した。線形方式の場合も港研方式

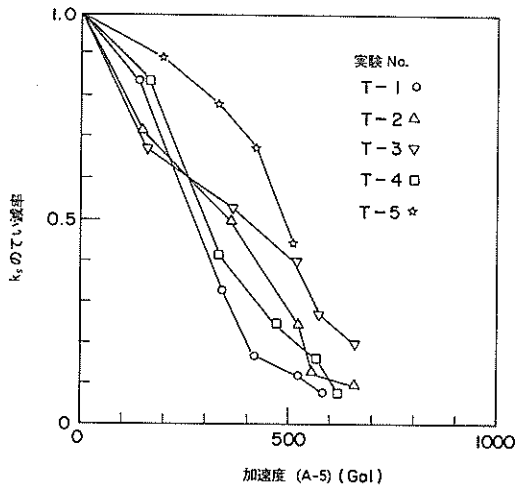


図-53 地盤反力係数の低減率と砂層 (A-5) の最大加速度の関係 (港研方式)

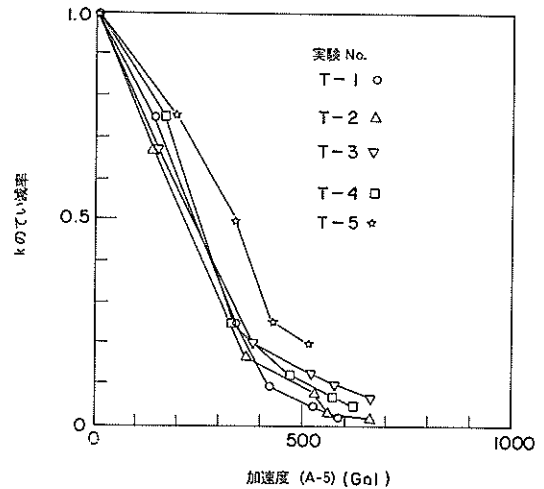


図-54 地盤反力係数の低減率と砂層 (A-5) の最大加速度の関係 (線形方式)

の結果と同様に、外力波形が地震波の地盤反力係数の低減係数は、正弦波の場合より小さいことがわかる。正弦波に対する地盤反力係数の低減係数も波数および水平荷重の大きさに係らず同じである。

以上から、振動後の杭の変形は、杭の横抵抗に支配的な地表層の地震の最大加速度を推定し、その加速度に見合う地盤反力係数を図-53あるいは図-54から求め、その地盤反力係数を用いて解析できる。

なお、動的な地盤反力係数は、静的な地盤反力係数より大きくなることは、すでに2.3)において述べた。一方、この動的な地盤反力係数は、地盤を弾性体と仮定して求められている。振動後の杭が、実験結果に見られたように振動前の杭の変形より大きくなった理由としては、杭と地盤の動的相互作用の他に、振動時の地盤の挙動が弾性ではなく弾塑性的であることによる地盤反力係数の低下が考えられる。図-32~36および図-48~52に示す k_r および k を低減させた静的な解析結果は、このような地盤の弾塑性的な挙動を加味したものと考えられる。

(2) 振動時の杭の挙動

振動後の杭の変形は、地盤反力係数を低減させることによって解析できることを示した。本項では、振動後の杭の変形ではなく、振動時の杭の挙動を5.1(1)で示した線形方式によって解析し、地盤と杭の動的相互作用について検討する。動的な水平外力に対する地盤反力係数は、静的な地盤反力係数より大きくなることは、すでに述べ

たように過去の研究成果から明らかである。本研究によると砂地盤における杭は、杭頭に作用している水平荷重の方向と同一方向に変形していく。これは、振動により地盤が塑性的な挙動をするため、振動中の地盤反力係数は、地盤に発生するひずみの大きさに依存していることを示している。動的な地盤反力係数については、このように、今後検討すべき点はあるが、本報告で用いた動的な地盤反力係数は、解析手法の関係から定数とし、静的な地盤反力係数と同じとした。

解析手法は、5.1(1)に示した地盤反力係数が深さとともに増加する線形方式である。計算に用いた基準となる地盤反力係数の増加率 k は、図-48のB杭の0.4 kgf/cm⁴である。入力波形は正弦波、杭下端の砂層の最大加速度は200 Galとした。砂層のせん断波速度 V_s は、実験結果によると表-2から120 m/s程度であった。しかしながら、台加速度が200 Galの場合、砂層の一次共振振動数は、20 Hz付近にあった。これは、砂層が台加速度の増加とともに非線形挙動を示し、剛性が低下していることを示している。そこで、砂層のせん断波速度は砂層の一次共振振動数20 Hzに対応する72m/sとした。減衰定数 δ は、0%とした。振動中に杭頭に作用する水平荷重は、9.05 kgfとした。その他の砂層の単位体積重量、杭材の定数等は、3.1)~3.3)に示した値を用いた。解析振動数は、砂層の2次共振振動数を越えた70 Hzとした。これは、杭の挙動と砂層の振動性状の関係を検討するためである。以下に解析結果を述べる。

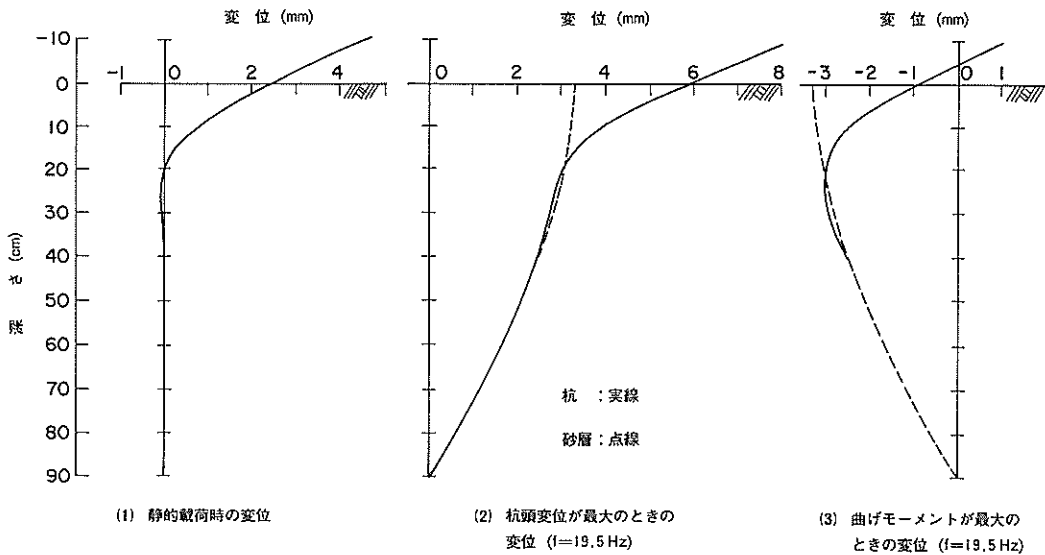


図-55 杭および砂層の変位

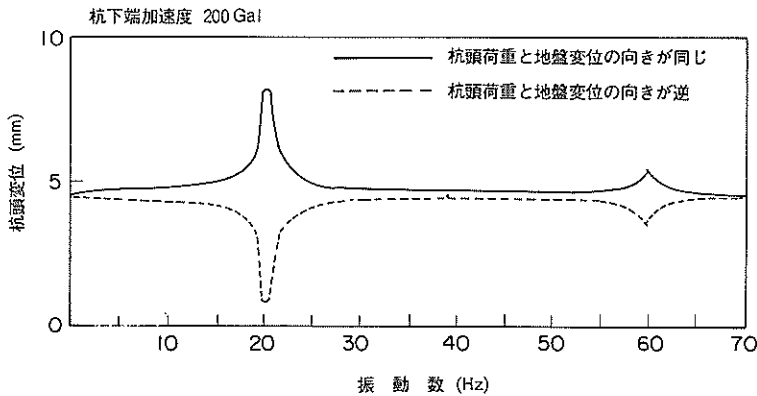


図-56 杭頭変位の振動数特性

図-55は、砂層と杭の変位曲線を示したもので、(1)は振動前の変位曲線、(2)および(3)は砂層の一次共振振動数における杭(実線)と砂層(点線)の変位曲線である。ここで、(2)は砂層の変位が杭頭の水平荷重の向きと同じで、杭頭の変位が最大となるときの結果である。一方、(3)は砂層の変位と杭頭荷重の向きが逆となり、杭の曲げモーメントが大きくなる場合の結果である。このように、地中にある杭の挙動は、地盤が振動することによって(1)に示した静的載荷時の杭と大きく異なることがわかる。図-55は、振動数が19.5 Hzのときの杭の変位であったが、図-56は、杭頭変位の振動数特性を示したものであ

る。実線と点線は、図中に示すように砂層の変位の向きが杭頭荷重の向きと同じ場合と逆の場合の結果である。したがって、実線と点線の間隔が杭頭の動的振幅を表す。図から、杭頭の動的振幅は、砂層の一次および二次共振振動数付近において卓越し、その他の振動数では極めて小さいことが分かる。特に、杭頭変位は、一次共振振動数付近において際だって大きくなる。このように、一次共振振動数付近において杭頭変位が増大する計算結果は、図-27~31に示した杭頭変位あるいは図-37~39に示した曲げモーメントが一次共振振動数付近において急激に増加し、その前後の振動数において増加しなかった実

杭下端加速度 200 Gal

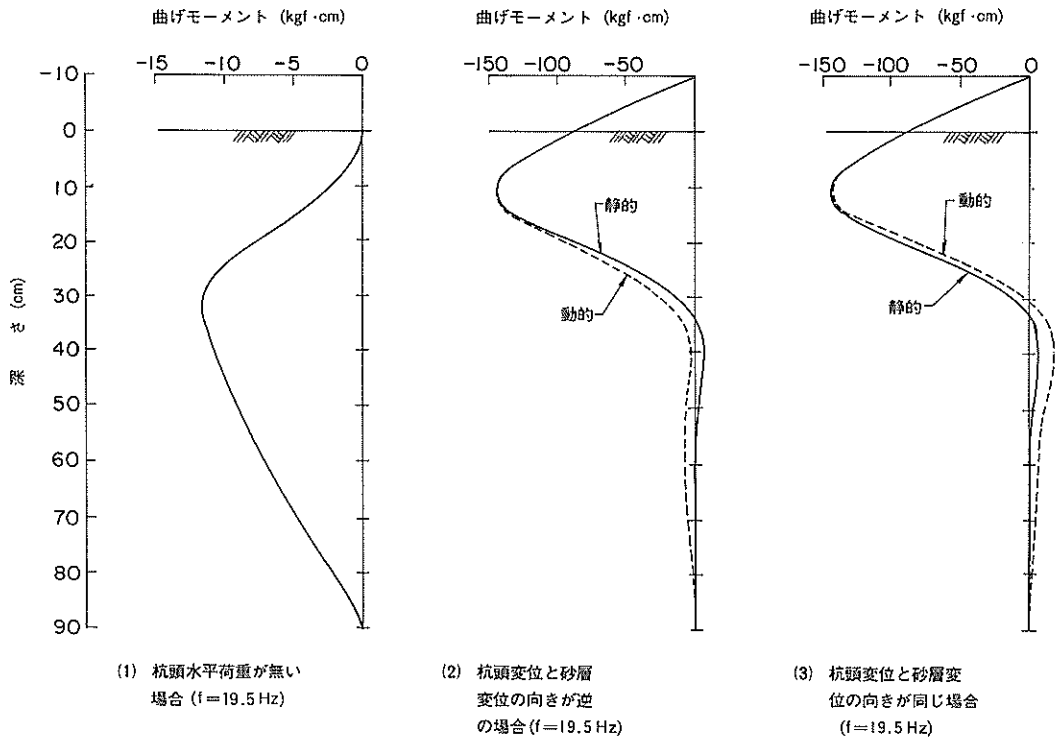


図-57 砂層の一次固有振動数における杭の曲げモーメント

験結果の傾向と良く一致している。もちろん、本解析手法より杭の残留変位を計算できないことは、図-56の高振動数の杭頭変位が低振動数のそれと同じであることわかる。しかしながら、地中にある杭の動的挙動が、地盤の固有振動数と密接に関連することは、本解析結果からも明らかである。

次に、杭に発生する曲げモーメントについて考察する。図-57は、砂層の一次共振振動数における曲げモーメントを示したもので、(1)は杭頭に水平荷重がない杭に発生する曲げモーメント、(2)と(3)は図-55の(2)と(3)に示したように砂層の変位が杭頭荷重の向きと同じか、あるいは逆向きに変形したときの曲げモーメント(点線)を静的載荷時の曲げモーメント(実線)と比較したものである。図-57の(1)から、杭頭に水平荷重がない地中杭は、周辺地盤が図-55の(2)と(3)のように振動する場合、地表面から30 cm 付近の曲げモーメントが最大となる。したがって、杭頭荷重がある場合も、その深度付近の曲げモーメント振幅が大きくなっている。本解析手法では、地盤を

弾性体として取り扱うため、地盤反力係数は定数である。したがって、実験結果に見られたような波数の増加による杭の残留変位は計算できない。そこで、計算による深さ方向の曲げモーメント振幅を実験で計測された一波当たりの曲げモーメント振幅と比較した。計算結果による曲げモーメントの振幅の最大値は、図-57の(1)に示すように地表面から30 cm 付近にあった。しかしながら、実験では、図示していないが、地表面から10 cm の間にあった。これは、実験における砂層の表層変位が、図-55の(2)と(3)の点線で示された以上に大きかったと考えられる。なお、実験では、杭頭に水平荷重が作用しているため、地盤の変形による動的な曲げモーメントは、水平荷重による曲げモーメントより小さかった。しかし、計算結果は、地盤の振動性状によっては、杭のいたるところで大きな曲げモーメントが発生する可能性を示している。そこで、砂層の二次共振振動数(59.5 Hz)における杭の変形を検討した。現象を簡単にするため、杭頭に水平荷重が作用していない場合の杭の計算結果を図-58に示

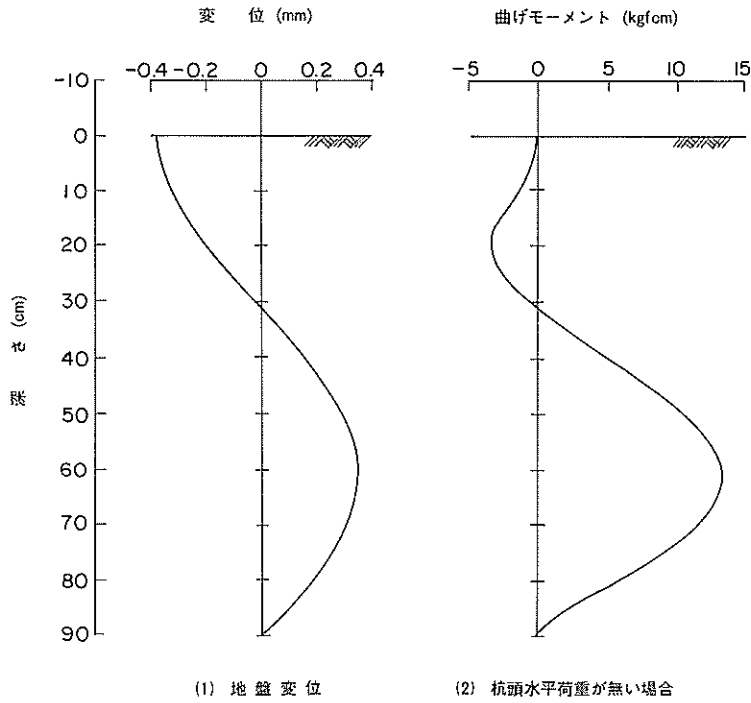


図-58 砂層の二次固有振動数における杭の曲げモーメント

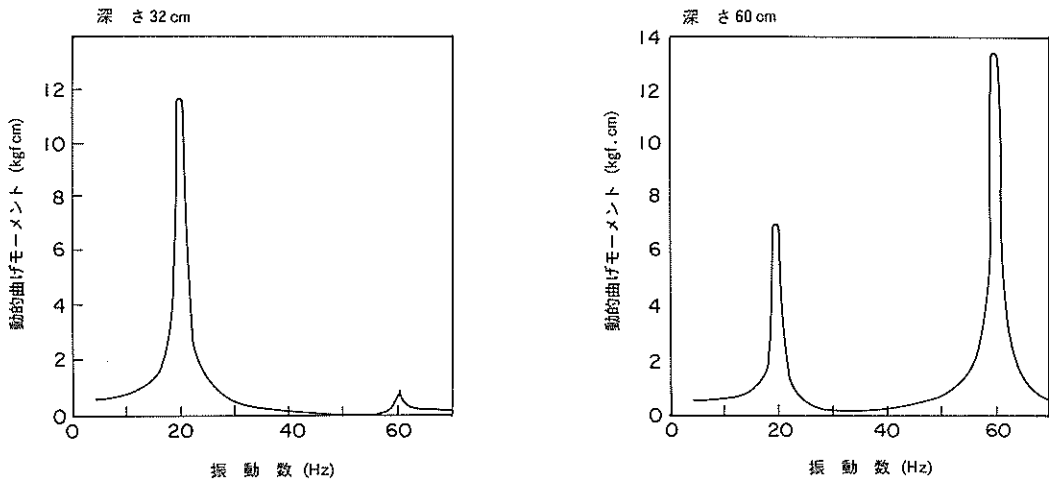


図-59 動的曲げモーメントの振動数特性

す。図の(1)は地盤変位、(2)は杭の曲げモーメントを示す。杭の曲げモーメントの最大値は、地盤変位に影響され、深さ60 cm付近に発生している。その値は、図-57の(1)に示した一次共振振動数のときのそれより大きくなって

いる。以上は、地盤の共振振動数における曲げモーメントであったが、図-59は、砂層の一次、二次共振振動数において曲げモーメントが卓越する深さ32 cmと60 cmにおける曲げモーメントの振動数特性を示したものである。

図から、杭に発生する動的な曲げモーメントは、地盤の固有振動数付近でのみ卓越し、また杭の深いところでは、地盤の一次より二次の共振振動数における曲げモーメントのほうが大きな値を示す場合があることを示している。これら計算結果は、地震時の地中杭は、地盤の振動性状に大きく影響されることを示している。

以上示した杭の動的挙動は、地盤の振動性状を考慮したものである。実験結果に示されたように地盤が塑性化したり、あるいは地盤反力と杭の変位の関係が非線形性を持つとした場合には、杭の変形は更に大きなものとなると思われる。しかしながら、定性的にはあるが、今回の解析結果から、地中にある杭は、地盤の振動性状によっては、杭のいたるところに大きな曲げモーメント、すなわち過大な応力が発生する可能性を有していることがわかった。したがって、杭に水平荷重が作用するような杭の地震時挙動を検討するには、地盤の塑性効果が取り込まれた地盤反力係数を求めたり、地盤反力と杭の変位の関係に非線形性を考慮した動的解析法の開発が必要である。

6. 結 論

港湾構造物の地震被害報告、既存の矢板壁の模型振動実験結果および数値解析結果等によると、地中にある杭の動的挙動は、振動時における地盤の剛性低下、あるいは振動時の地盤の変形が大きく影響すると述べている。本研究も、砂地盤における鉛直杭の振動性状を明らかにするため、杭頭に水平荷重を作用させた杭模型の振動実験や数値解析を実施し、以下の結論を得た。

1) 杭頭に水平荷重を作用させた杭を相対密度約70%の砂層に建て込み、振動実験を実施した。杭は、地盤と同一周期で振動する。一方、外力の振動数が地盤の共振振動数以上になると、杭と地盤の振動に若干の位相差が生じた。また、杭の加速度は、地盤の加速度より小さかった。杭と地盤に位相差が生じたのは、杭の質量効果、すなわち慣性力の効果が現れていることを示している。しかしながら、実物の鋼管杭の単位体積重量は、周辺地盤のそれより小さく、杭は周辺地盤とほぼ同一周期、同一位相、異振幅で振動すると考えられる。

2) 杭頭に水平荷重が作用している杭の振動時の変形は、地盤の共振振動数と入力地震動の卓越振動数の大小関係によって決まり、入力地震動の卓越振動数が砂層の共振振動数に近づくとき大きくなる。

3) 杭の動的特性を残留曲げモーメントおよび振動時の曲げモーメント振幅によって考察しても、地盤の共振振動数と入力地震動の卓越振動数の大小関係によって決まることが明らかとなった。なお、入力波が、地震波の

場合の残留曲げモーメントは、正弦波入力の場合より小さかった。これは、地震波の場合、杭を変形させる波動が正弦波の場合より少なかったためと考えられる。

4) 杭を弾性床上的はりと考え、数学的処理が簡単で、工学的に極めて実用性が高い線形および非線形弾性地盤反力法を用いて杭の挙動を解析した。静的載荷時の杭の曲げモーメントの最大値および分布形式は、地盤反力係数を深さの関数とした線形方式と非線形方式の一つである港研方式によって計算しても、実験結果とよく一致した。地盤反力と杭の変位の関係は、非線形関係にあることが知られているが、今回の模型実験の範囲においては、線形方式でも十分に実験結果を再現できることが分かった。また、砂地盤の地盤反力係数も、深さとともに増加することが分かった。

5) 杭頭に水平荷重が作用する杭の振動後の曲げモーメントの最大値および分布形状は、一部例外はあるものの、地盤反力係数を低下させた静的な解析法によって解析できることがわかった。この地盤反力係数の低減率と杭の横抵抗に最も支配的な地表層の最大加速度の関係を求めた。

6) 線形方式によって解析した杭頭の動的振幅は、砂層の一次および二次共振振動数付近において卓越し、その他の振動数では極めて小さいことが分かった。一次共振振動数付近において杭頭変位が増大する計算結果は、杭頭変位が一次共振振動数付近において急激に増加し、その前後の振動数においては増加しなかった実験結果と良く一致する。また、本解析結果から地中にある杭の動的挙動は、地盤の固有振動数と密接に関連することも明らかにできた。

7) 杭に発生する動的な曲げモーメントは、地盤の固有振動数付近でのみ卓越する。また杭の深いところでは、地盤の一次より二次の共振振動数における曲げモーメントのほうが大きな値を示す場合がある。この計算結果は地震時における地中杭は、地盤の振動性状に大きく影響されることを示している。

8) 今回の解析結果から、定性的にはあるが、地中にある杭は、地盤の振動性状によっては、杭のいたるところに大きな曲げモーメント、すなわち過大な応力が発生する可能性を有していることがわかった。したがって、杭に水平荷重が作用するような杭の地震時挙動を定量的に検討するには、地盤の塑性効果が取り込まれた地盤反力係数を求めたり、地盤反力と杭の変位の関係に非線形性を考慮した動的解析法の開発が必要である。

7. あとがき

港湾施設の被害報告によると、矢板式岸壁の被害は、矢板壁の耐力不足より、控え工の抵抗力不足によって発生している。この控え工の支持力不足の原因は、控え工の支持地盤の液状化によることが多い。本研究は、地震時における控え工の抵抗力の特性を明らかにする総合的な研究の第一段階として、地盤が液状化しない地盤における直杭の挙動を模型振動実験および数値解析によって検討したものである。今後は、杭の水平抵抗力が著しく低下し、杭に大きな変形を起こす液状化地盤の液状化の程度と杭の抵抗力の関係なども研究する必要がある。

本研究では、地中にある杭の振動性状を線形弾性地盤反力法によって解析し、定性的にはあるが、地盤と杭の動的相互作用を検討できた。今後、杭の地震時挙動を定量的に検討するには、地盤の塑性効果を取り込まれた地盤反力係数を求めたり、地盤反力と杭の変位の関係に非線形性を考慮した動的解析法の開発が必要である。

最後に、本研究を実施するにおいて、今村俊博氏（現、第四港湾建設局）には、実験、また横山育起氏（飛鳥建設（株）、昭和60年度研修生）には、実験およびデータ整理作業に絶大なる協力を得た。ここに、厚く感謝する次第である。（1987年3月31日受付）

参考文献

- 1) 運輸省港湾局・港湾技術研究所・第二港湾建設局・北海道開発局港湾部：1968年十勝沖地震港湾被害報告，津波調査報告，1968年。
- 2) 運輸省港湾局・港湾技術研究所・北海道開発局港湾部：1973年根室半島沖地震港湾被害報告，津波調査報告，1973年。
- 3) 土田 肇・稲富隆昌・野田節男・柳生忠彦・田端竹千穂・徳永省三・大槻有吾・平野忠告：1978年宮城県沖地震港湾被害報告，港湾技研資料，No. 325，1979年，175 p。
- 4) 土田 肇・野田節男・稲富隆昌・上部達生・井合進・大根田秀明・外山進一：1983年日本海中部地震港湾被害報告，港湾技研資料，No. 511，1985年，447 p。
- 5) 荒井秀夫：矢板壁の模型振動実験－控え壁が変位しうる場合－，港湾技研資料，No. 296，1978年，19 p。
- 6) 福田 功・柴田綱三・金子英久・白石修章・大堀晃一：1978年宮城県沖地震の被災例などによる現行設計法の検討，港湾技研資料，No. 446，1983年，96 p。
- 7) 運輸省港湾技術研究所・八幡製鉄株式会社：Hパイルの水平抵抗に関する研究，1963年，pp. 417～424。
- 8) 岡本舜三・加藤勝行・伯野元彦：地中構造物に働く地震力に関する研究，土木学会論文集，第92号，1963年，pp. 37～51。
- 9) 小坪清真・高西照彦：鋼管橋脚の耐震性におよぼす基礎地盤変形の影響，土木学会論文集，第148号，1968年，pp. 22～31。
- 10) Penzien, J, Scheffey, C.F. and Parmelee, R. A. : Seismic Analysis of Bridges on Long Piles, Proceedings of ASCE, EM 3, 1964, pp. 223～254。
- 11) 岩崎敏男・川島一彦・高木義和：強震記録を用いた道路橋井筒ケーソン橋脚の地震応答解析，土木学会論文報告集，第293号，1980年，pp. 35～47。
- 12) 榎戸源則：有限要素法による単杭の応答解析，土と基礎，Vol. 33, No. 12, 1985年，pp. 15～20。
- 13) 大平 彰・田蔵 隆・中楡 新・清水勝美：軟弱地盤中の基礎杭の地震時挙動特性に関する研究，土木学会論文集，第362号 / I-4，1985年，pp. 417～426。
- 14) 大橋勝弘・西村昭彦：地盤の変位を考慮した基礎の耐震設計（I）～（III），構造物設計資料，No. 50，51，52，1979年，pp. 6～11，14～19，11～16。
- 15) 江刺靖行・吉田保夫・国生剛治・西 好一：静的地盤反力係数と動的地盤反力係数，杭の水平載荷試験法に関するシンポジウム，1979年，pp. 91～98。
- 16) 矢作 樞・中川誠志・伊藤徳二郎・宮川純一：静的地盤反力係数と動的地盤反力係数の関係について，杭の水平載荷試験法に関するシンポジウム，1979年，pp. 99～104。
- 17) 竹下貞男・安田祐作：杭の水平地盤反力係数に関する模型試験，第21回土質工学研究発表会講演集，1986年，pp. 1207～1208。
- 18) 日本国有鉄道編：耐震設計指針（案）解説，（社）日本鉄道施設協会，1979年，p. 15，pp. 54～75。
- 19) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV下部構造編，1980年，p. 273。
- 20) （社）日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1979年，pp. 5-43～5-68。
- 21) 稲富隆昌・黒川 誠：粘性土層の振動性状，港湾技研資料，No. 376，1981年，36 p。
- 22) 横山幸満：くい構造物の計算法と計算例，山海堂，1977年，p. 14。
- 23) Rowe, P. W. : The Single Pile Subject to Horizontal Force, Géotechnique, Vol. VI, pp. 70～85, 1956。
- 24) Chang, V. L. : Discussion on "Lateral Pile Loadings Test", by Feagin, Trans. ASCE, Vol. 102, 1959, 1937, pp. 272～278。
- 25) 石原研而・木村 孟・土木工学大系 8 土質力学，彰国社，1979年，pp. 274～284。
- 26) 荘司喜博：砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究，港湾技術研究所報告，Vol. 23, No. 2, 1984年，pp. 117～119。

港湾技研資料 No. 587

1987.6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 阿部写真印刷株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.