

投稿論文 (和文)
PAPERS

大規模群杭基礎橋脚の動的解析による耐震設計の妥当性について—起振機実験と数値解析による検証—

布施洋一*・芦原栄治**・菊地敏男***・久保寺家光***

大規模群杭基礎橋脚について、地盤との相互作用を考慮した地震応答解析に用いる計算モデルの妥当性と諸物性値を検証する目的で、起振機振動実験とFEMによるシミュレーション解析を実施した。その結果、①地盤との連成は1次と2次の共振点で顕著に現われること、②実験結果はFEMでシミュレーションできること、③設計時に地震応答解析のために設定された諸物性値が妥当であること、などが明らかになった。

Key Words: vibration test, group-pile foundation, soil-pile interaction, simulation analysis, earthquake-resistant design

1. まえがき

杭基礎は軟弱地盤地域における一般的な基礎形式であり、海を渡る橋梁や地上タンクのような大型の構造物には杭本数の多い大規模な群杭基礎が用いられることが多い。杭基礎の耐震設計は一般に震度法により設計されるが、重要度の高い構造物では杭基礎も含めたモデルによって動的解析を実施し、設計の照査が行われている。杭基礎の動的な解析法は、①地盤を弾性体と仮定して、弾性波動理論を杭～地盤系に適用する方法^{1)~3)}、②Penzienに代表されるもので、地盤中の杭を多くの質点に置き換えて、これがバネ～ダッシュポットで地盤と接続しているとする方法^{4)~6)}、③FEMを適用する方法^{7)~10)}、④薄層要素法やグリーン関数による方法^{11)~14)}、に大別できる。最近では、大量の計算が比較的容易に行える様になってきたことや、複雑な形状を容易にモデル化できるという利点から③や④の方法が用いられる場合が多くなってきたが、杭本数の多い基礎では依然として膨大な計算量に制約され、簡略化したモデルを採用することが多い。ところが、その様な解析法の検証は大規模な群杭基礎^{15)~17)}と地盤の動的な相互作用に関する実測データが少ないため、いまだに不十分な点が多い。また、解析法の精度が向上するにつれ、特に地盤の動的な物性値の評価が解析の精度を左右する重要な要因となってきた。

本研究は大規模群杭基礎の橋脚について、起振機実験による橋脚部および基礎部の応答特性の確認、地震応答解析に用いる計算モデルの妥当性と諸物性値の検証を実施した。さらに、地震応答解析を行うことにより、橋脚の靱性を増すことを目的に設計された鋼橋脚の中埋めコ

ンクリートが、橋梁の地震応答特性に及ぼす影響を検討した。

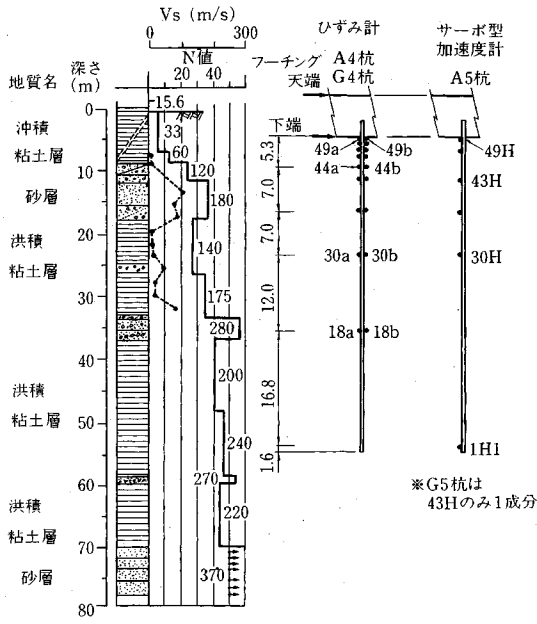
2. 地盤と橋脚・基礎の概要

試験の対象とした関西国際空港連絡橋P11橋脚付近の地盤状況を図-1に示した。最上層に軟弱な沖積粘土層、次に段丘堆積層の砂礫層、さらに、その下に洪積粘土層と薄い砂層の互層がそれぞれ堆積している。杭は摩擦杭で先端は深さ55m付近の洪積粘土層中に根入れされている。図中のせん断波速度 V_s の値は設計時に用いられたもので、ボーリングデータをもとに付近で実測された V_s 値やこの地域の地質的な特性を勘案して設定されたものである。橋脚は図-2に示すような、門型ラーメン構造であり、脚柱部の断面は5×5m、高さが34.4mである。フーチングの寸法は32.5×27.5mで、φ1500mmの鋼管杭が56本打設されている。この鋼製橋脚は工場において一括製作、輸送、設置され、橋脚内にコンクリートが充填されて合成構造となっている^{18)~20)}。コンクリートの打設部分は橋脚天端より15m以下である。

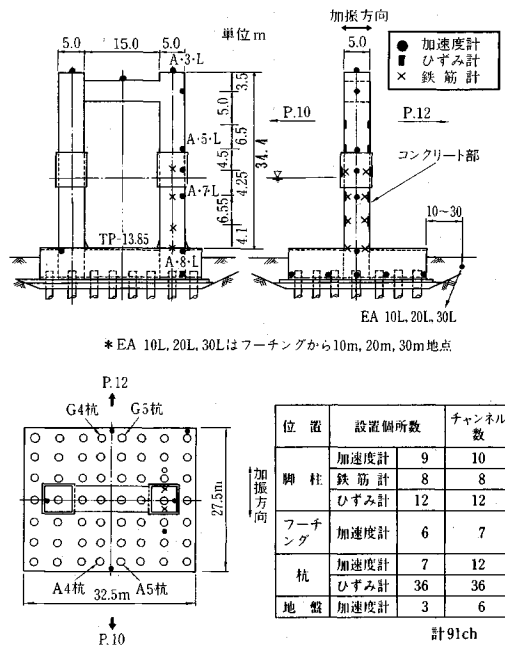
3. 実験方法

加振源には20ton起振機を使用し、橋脚上部の横梁に設置した。起振モーメントは、2.8Hzから15Hzの帯域で起振力が20tonになるように設定した。2.8Hz以下は起振モーメント一定で起振力は振動数の自乗に比例して減少した。振動数の設定は平均0.2Hzピッチで行い、共振点付近はさらに細分した。加振方向は橋軸方向である。センサーは、図-1と図-2に示すように加速度計、ひずみ計および鉄筋計である。加速度計は脚柱部に9台(A2測点では2成分)、フーチングに6台(A10測点では2成分)、A5杭に6台(49測点から1測点まで、それぞれ2,1,2,1,2,3成分)、G5杭に1台(43測

* 正会員 旧関西国際空港(株) 常務取締役
(〒542 大阪市中央区南船場3-11-10 心斎橋太陽ビル)
** 正会員 工修 旧関西国際空港(株) 工務二部
*** 正会員 工修 (株)大林組技術研究所



図一 地盤状況と杭の計測点



図二 橋脚・基礎の概要と計測点

点のみ1成分),地盤上に3台(3地点にそれぞれ2成分)の計25台である。地盤上の測点は加振方向にフーチングから10m,20m,30mの地点(深さ2~3m)である。ひずみ計は脚柱部の鋼筋に12台(12成分),A4杭に18台(18成分),G4杭に18台(18成分)それぞれ設置し,その他,脚柱部のコンクリート内に鉄筋計を8台(8成分)設置した。A4,G4杭にはモールドタイプのひずみ計をあらかじめ取付けておいて打設し,A5,G5杭には鋼管パイプを溶接しておいて打設し,打設後に加速度計を挿入した。

各センサーからの信号は,アンプで増幅したあと,起振力と同位相の信号と共にデジタルデータレコーダに記録した。収録したデジタル記録はミニコンによって解析し,加振振動数成分のみの振幅と位相を読み取った。

4. 実験結果

(1) 共振曲線および位相曲線^{21)~23)}

脚柱部,フーチング,杭および周辺地盤における代表的な測点の共振・位相曲線を図一3から図一6に示した。変位は加速度値を2回積分して求めた。曲げひずみは同一深度における対面のひずみの差を平均したものである。共振曲線はこれらの値を起振力1ton当りに規準化して示している。図より,主な共振点は,1.4Hz,3.2Hzおよび11.7Hzの3つであることがわかる。すなわち,図一3の脚柱部の振幅は2つの明確なピークを示しており,それらのピークでは位相差も90°を示している。図一4のフーチングおよび杭では脚柱部で現われ

たピークの他に,1.4Hz付近にもピークが現われている。フーチングの振幅は橋脚上部に比較し,1/10程度である。1.4Hzのピークは周辺地盤(図一5参照)および杭の曲げひずみ(図一6参照)にも見られ,特にEA30L(フーチングより30m地点の地盤)において顕著である(図一5参照)。

これらの共振・位相曲線より,共振時振幅の $1/\sqrt{2}$ 法を用いて構造物の減衰定数を求めると,3.2Hzの第2ピークでは20%,11.7Hzの第3ピークでは2~3%程度となる。なお,1.4Hzの第1ピークは読み取り不可能で,きわめて大きな値である。

(2) 振動モード^{21)~23)}

以上の共振点における振動モードを示したものが図一7である。これらの図は橋脚天端の変位が最大となった時間の変位分布である。1.4Hzのモードは,地盤の水平振動とフーチングのスウェイ振動が連成したものであり,3.2Hzのそれは,橋脚部の1次曲げ振動とフーチングのロッキング振動が連成したもので,11.7Hzの場合は橋脚部の2次の曲げ振動である。

(1)節で減衰定数は第1ピーク,第2ピーク,第3ピークの順に小さくなることを示したが,図一7の振動モードの特徴から橋脚自体の振動エネルギーに対して橋脚と連成する周辺地盤の振動エネルギーの比率が高いモードほど減衰が大きくなることがわかる。

(3) 杭の軸ひずみと曲げひずみ^{21)~23)}

3つのピークにおける杭の軸ひずみと曲げひずみを図一8に示した。図中,実線(—)はひずみ計より求め

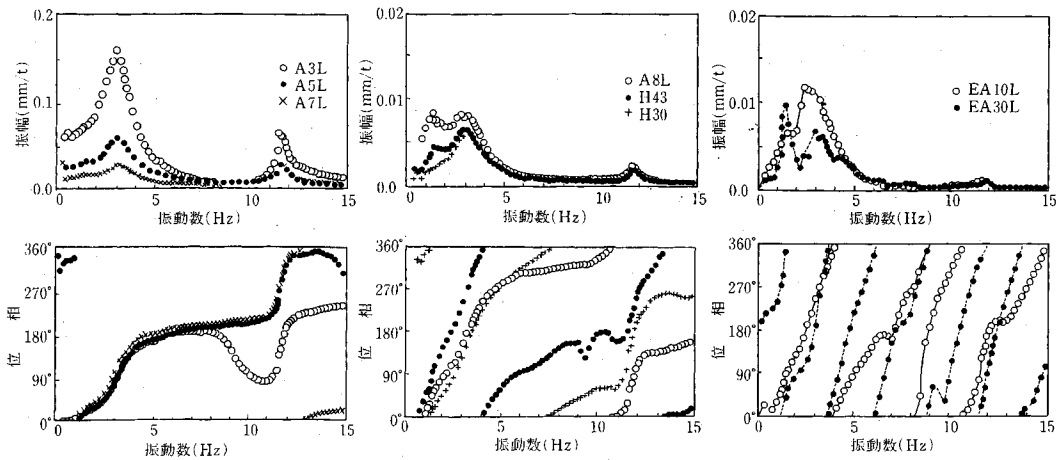


図-3 共振・位相曲線(脚柱部) 図-4 共振・位相曲線(フーチング・杭) 図-5 共振・位相曲線(地盤)

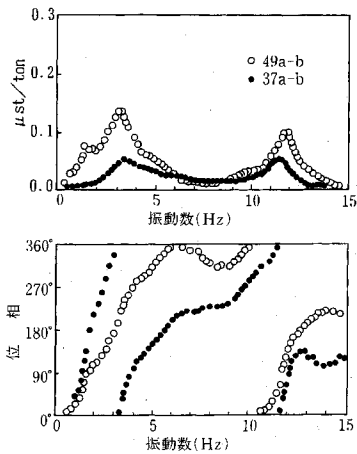


図-6 共振・位相曲線(杭の曲げひずみ)

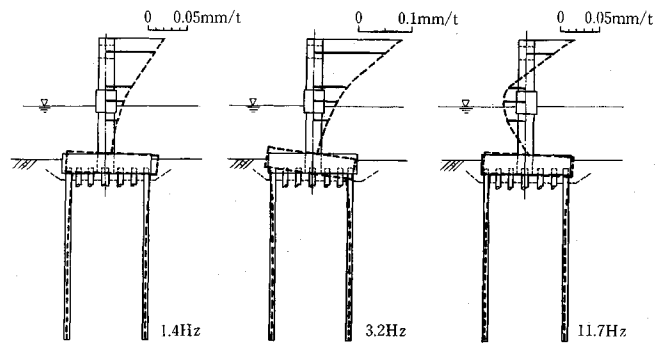


図-7 振動モード

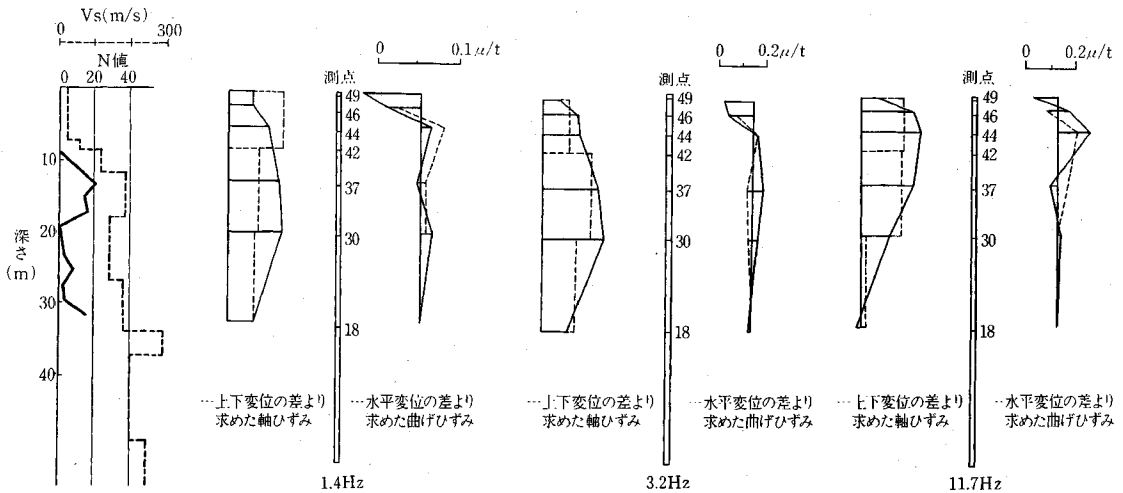
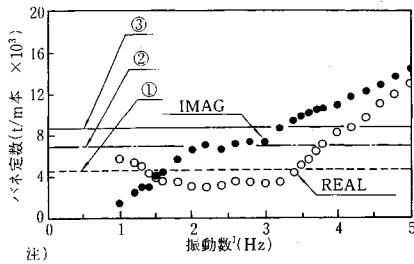


図-8 杭の軸ひずみ・曲げひずみ



- ① 関西国際空港連絡橋 下部工設計概要 (孔内水平載荷試験結果を利用)²¹⁾
 ② 道路橋示方書・1990年2月(孔内水平載荷試験結果を利用)²²⁾
 ③ 道路橋示方書・1990年2月(弾性波試験結果を利用)

図-9 バネ定数

たものであり、点線(---)は加速度を積分して求めた上下、水平変位の差分よりそれぞれ求めたものである。これらの図より、加速度より求めた軸ひずみと曲げひずみは、ひずみ計からの値とほぼ同じ傾向を示すこと、曲げひずみについては杭頭部で最大となっており、杭頭固定の状態に近いことがわかる。また、軸ひずみは杭頭部で最大とならず測点30付近の中間部で大きくなっていることがわかる。この理由としては、杭頭より2m付近までは中埋めコンクリートが打設されていること、杭頭より13mまでは杭の肉厚が19mmであり、それ以降は16mmであること、等により杭頭付近ほど断面剛性が大きいことが考えられる。また、深さ20m~30mの地層はその上下の層より軟らかく ($V_s=140$ m/s) なっており、地盤自体もひずみやすくなっていることも影響していると考えられる。

(4) 杭頭の水平バネ定数^{21)~23)}

実験時の加速度振幅と橋脚の質量ならびに加振力から杭頭に作用する水平外力を算出し、同じく加速度振幅から求めた杭頭水平変位で除して杭頭の水平バネ定数を求めたものが図-9である。バネ定数は振動数によって複雑な変化を示すが、実数部は2~3 Hz付近で極小値を示す傾向にあり、虚数部は3 Hz付近を境として振動数と共に増加する傾向を示す。図-4、図-5の共振・位相曲線からわかるように3 Hz付近には、地盤とフーチングが連成する明確な共振点が見られることから、振動数によるバネ定数の変化は地盤とフーチングの連成振動の影響を受けたものと推定できる。また、実験から求めたバネ定数は、1~5 Hzの平均値で見ると、図中の注に示した各設計指針^{24)~26)}から得られる値と概略一致している。設計指針が前提としている杭の変位は振動実験時に生じた変位の約100倍であるにもかかわらず一致した理由は以下のように推察される。すなわち、設計指針による値は群杭効果を見込んでいない値であって、振動実験による値は群杭効果の影響を受けた値である。したがって、振動実験から得られた値は杭の変位が小さいことによりバネ値が大きくなる影響と群杭効果によりバネ

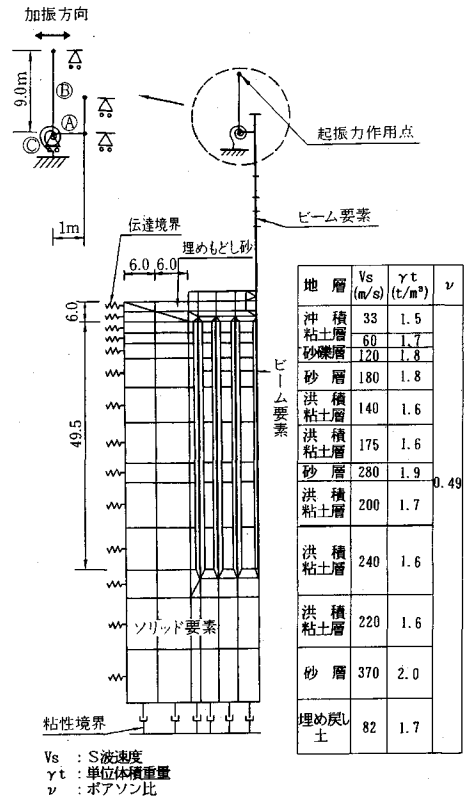


図-10 FEMモデル

値が小さくなる影響が相殺され、結果として設計指針の値と同じオーダーとなったと考えるのが妥当である。

5. 2次元 FEMによる解析

(1) 解析方法

使用したプログラムは、任意点に加振力が作用する場合の解析機能と底面粘性境界処理機能を加えた FLUSH 拡張版²⁷⁾である。図-10に要素分割図 (1/2モデル) を示す。モデルの表面と裏面には擬似3次元粘性境界を配し、側方には伝達境界、底面には粘性境界を設定して境界の影響が小さくなるようにした。奥行はフーチングの幅32.5mと一致させた。脚柱部は同じ奥行を有する板としてモデル化した。杭は奥行方向の8本で1枚の板とし、同じ奥行を有する7枚の板で群杭全体をモデル化した。脚柱下部ならびにフーチングは鋼殻コンクリートであり、杭内はフーチングより-2m(設計値)までコンクリートが充填されているので、これらのコンクリート部は全断面有効として剛性評価した。地盤に関する諸定数は、設計時に設定された図-1の値を用いた。海水の影響は海面下の脚柱部に付加質量として考慮した。脚柱部、フーチング、杭等における構造物の減衰は2%に設定し、地盤では各層すべて5%の履歴型とした。この解析は微小ひずみ域であることから、地盤の非線形

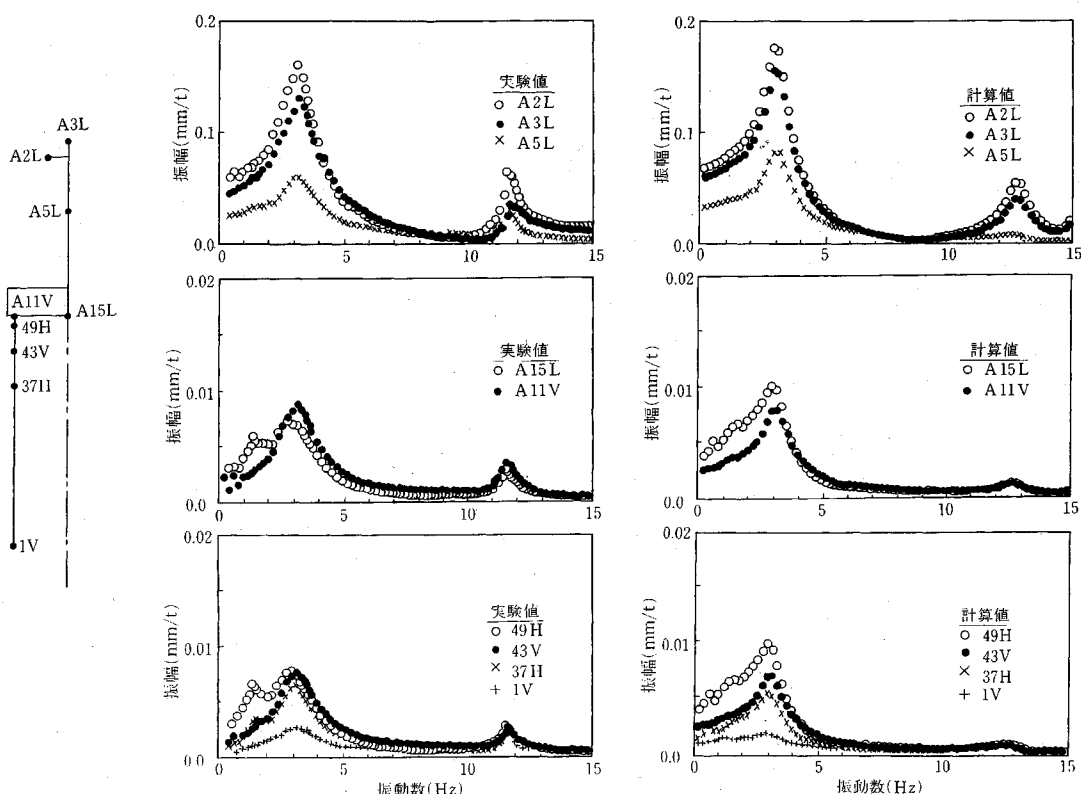


図-11 共振曲線の比較

の影響は考慮していない。この橋脚は2本の脚柱の上部を横梁で結合した構造となっており、実験では横梁の中央に起振機を設置して梁軸直角方向に加振している。横梁を考慮しないモデルでは第3ピークが実験値のように大きく現れないため図-10の付図のようにモデル化した。横梁のモデルは3次元の構造物を2次元で表現できるように、下端を回転バネと回転慣性を持つ梁とした。梁の上端は回転が拘束され、水平には自由とする。長さは横梁の中央点(起振機的位置)に相当する。同図のⒶは水平方向の軸力のみを伝える剛なロッド材、Ⓑは横梁の2倍の曲げ剛性を有する上端回転拘束の片持梁、Ⓒは脚柱のねじり剛性を表現する回転バネでその中心には脚柱の回転慣性が付加されている。加振点は梁Ⓒの頂部で、ここに起振機の出力に相当する正弦波を入力して応答を計算した。

(2) 共振曲線・位相曲線の解析結果^{21)~23)}

代表的な測点の共振曲線を実験結果と比較したものが図-11である。これらの図より、脚柱部、フーチングおよび杭、等における各測点の共振曲線を実験値と解析値で比較すると、3.2 Hz 付近の振動数と振幅はほぼ一致している。ただし、橋脚部における 12 Hz 付近のピークが若干相違する。このピークでは脚柱部のねじれと横梁自身の曲げ振動が発生しているため、図-10に示す

ような回転バネと梁要素を立ちあげたモデル化を行ったとしても2次元の範囲ではモデル化に限界があるものと思われる。また、1.4 Hz 付近のピークが実験値ほど明瞭でないのも2次元解析の限界である。

6. 3次元回転体 FEM による解析

(1) 解析方法

解析には、群杭を同心円上に配置されている多重のリング状の要素としてモデル化できる(以降、リング杭仮定)²¹⁾ 3次元回転体有限要素法プログラム『ABLE』²⁸⁾(以降、3次元FEM)を用いた。ここでは、まず3次元FEMと薄層要素法²⁹⁾により群杭とフーチングに作用する動的相互作用バネを求め、両者を比較し、リング杭仮定の妥当性の検証を行った。その後、起振機実験のシミュレーションを行い、起振機実験の結果と比較することにより3次元FEMの計算精度の確認を行った。

図-12に3次元FEMのメッシュ図を示す。3次元FEMでは群杭を6重の同心円にグループ分けし、リング杭仮定を適用してモデル化した。フーチングを矩形から円形に変換する際は、フーチングの回転2次半径が互いに等しくなるように設定した。橋脚は回転軸の中心に1本の柱としてモデル化し、その横梁相当高さに起振機相当の加振力を作用させて定常応答を求めた。地盤側方

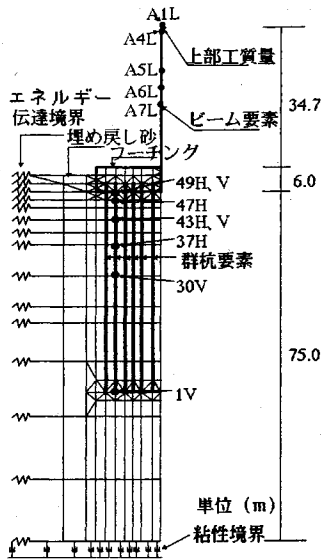


図-12 3次元FEMモデル

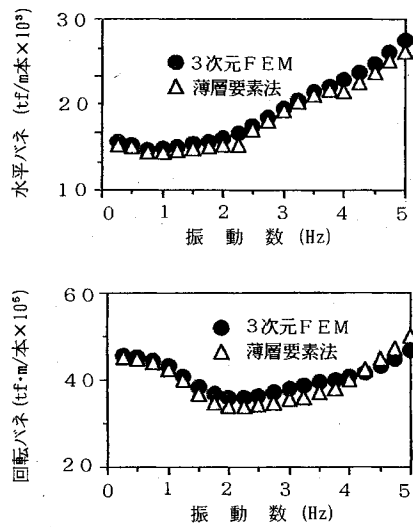


図-13 動的相互作用バネの比較

にはエネルギー伝達境界を、下方には粘性境界を接続した。地盤定数は2次元FEMと同様とした。次に、動的相互作用バネを求める際には、フーチング以上を質量ゼロで剛性が無限大として、フーチングの中心底面に単位の水平加振変位を作用させて、作用変位に対する反力を求めバネの値とした。

(2) 解析結果

図-13に3次元FEMと薄層要素法で解析した動的相互作用バネを示す。水平、回転バネ共に良好な一致が見られリング杭仮定の妥当性が認められる。

次に、図-14に橋脚の水平動と杭の水平および上下動に関する共振曲線を示す。これらの図から実験値と解析値とで良好な一致が見られ、特に2次元FEMでは追い切れなかった1.4 Hz付近のピークも明瞭にシミュレーションでき、3次元FEMの計算精度の高さが認められる。図-15に各共振点における杭に生じる軸ひずみと曲げひずみの分布を示す。図中の実線が実験値、点線が解析値である。紙面の都合で2次元の結果を省略したが、3次元FEMの結果が2次元のそれよりも実験値に近い分布形状ならびに値を示しており、3次元FEMに採用されたリング杭仮定の有効性が確認できる。

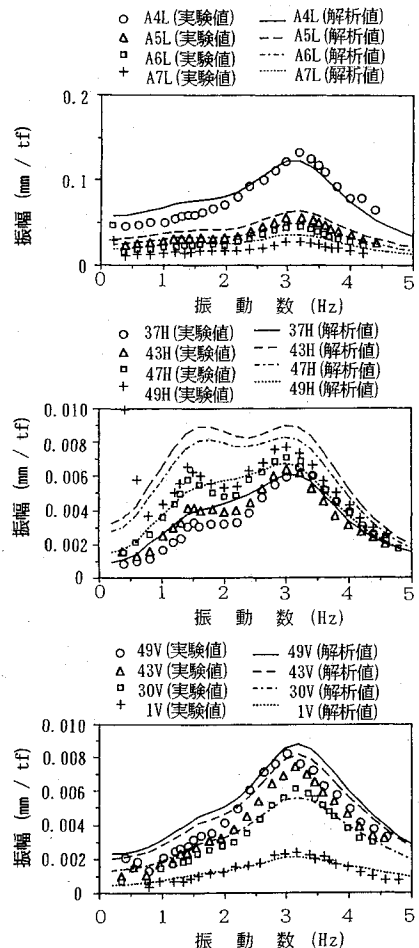


図-14 共振曲線の比較

7. 橋脚中埋コンクリートの効果の検討

(1) 地震応答解析

対象とした橋脚には、橋脚の剛性と靱性を増すことを目的に中埋コンクリートが充填された。ここでは、上記の3次元FEMを用いた地震応答解析を行うことにより、中埋コンクリートが橋梁の地震応答特性に及ぼす影

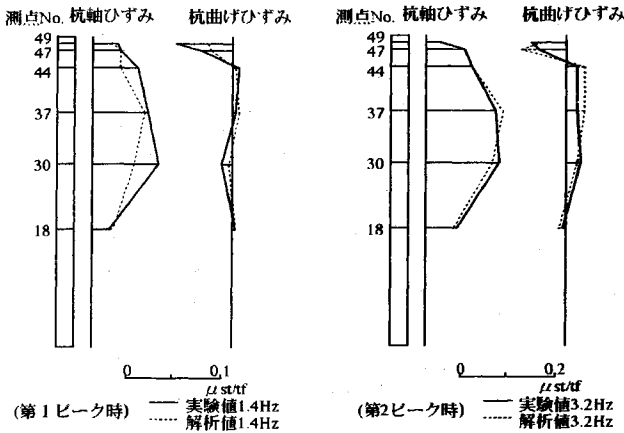


図-15 杭に生じる軸ひずみと曲げひずみ

響を検討する。モデルは、6章で示した3次元FEMモデルの橋脚頂部に上部工重量を付加したものを中埋コンクリートがある場合(以降、充填)とし、このモデルの橋脚部(ビーム要素)からコンクリートの重量を取り除いたものを中埋コンクリートが無い場合(以降、非充填)とした。なお、上部工の重量は設計³⁰⁾で用いられた $P=(W_1+W_2) \times L=5256\text{tf}$ [死荷重 $W_1=31.04\text{tf/m}$, 地震時列車荷重 $W_2=4.0\text{tf/m}$, スパン $L=150\text{m}$] の重量を橋脚天端に付加した。また、地盤の非線形性は等価線形化法を用いた多重反射理論による地盤の応答解析プログラム『SHAKE』により求めた収束剛性率と減衰定数を用いることにより考慮した。この二つのモデルにおいて、まず上部工を考慮した橋脚自体の振動特性を見るために、橋脚頂部を定常加振した場合の応答をシミュレーションした。その後、以下の2つの地震波を用いた入射波解析を実施し、橋脚の地震応答特性を検討した。

用いた地震波は以下の通りである。

- ① Taft EW (1952年) Kern County 地震
- ② El-Centro NS (1940年) Imperial Valley 地震

入力最大加速度は、入射波として 95 gal を水平方向に入力した。

(2) 解析結果

図-16 に定常加振シミュレーション結果を示す。図中白抜きが非充填、黒塗りが充填である。非充填では卓越周期が 0.65 Hz, ピーク値が約 1.2 mm, 充填ではそれぞれ 0.75 Hz, 約 0.6 mm であり、コンクリート充填により橋脚の剛性が上ると共に地盤との相互作用が大きくなって減衰定数が上り、定常状態では変位が抑制されているのがわかる。次に、図-17 に鉛直下方から正弦波が入力する場合の橋脚と基盤の伝達関数を示す。この図からも、充填の場合、剛性が上がるにより卓越周期が短周期化するが、橋脚と地盤との動的相互作用効果により逸散減衰が増加し、ピーク値が低下する傾向がう

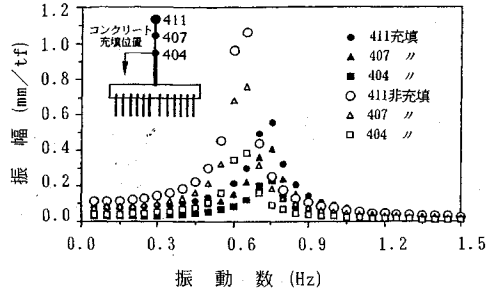


図-16 定常加振シミュレーション結果

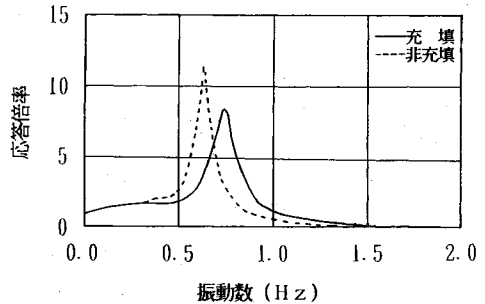


図-17 橋脚頂部の伝達関数

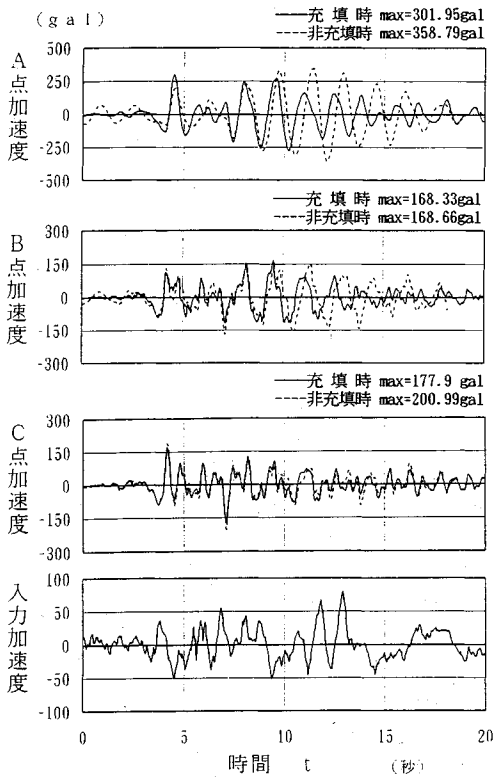
かがえる。図-18, 19 に各地震波ごとの橋脚の応答加速度を示す。図-18 の Taft 波の解析結果では充填の方が応答が小さいが、図-19 の El-Centro 波の結果では、充填の方が非充填に比べて橋脚頂部の応答は高くなる。これは、El-Centro 波の周期成分が非充填より充填の周辺で優勢であったため、充填の方が大きく応答する影響が現れたからと思われる。しかしながら、図-20 に示すように変位については、どちらも充填の方が低めの応答を示しており、変位抑制効果が現れている。次に、図-21 に杭基礎に生じる最大曲げモーメントと最大軸力分布を示す。最大軸力に関しては、地震波によっては充填の方が大きく働くが、最大曲げモーメントは両者共ほぼ同じであることがわかる。

(3) 設計時の地震応答解析値³⁰⁾との比較

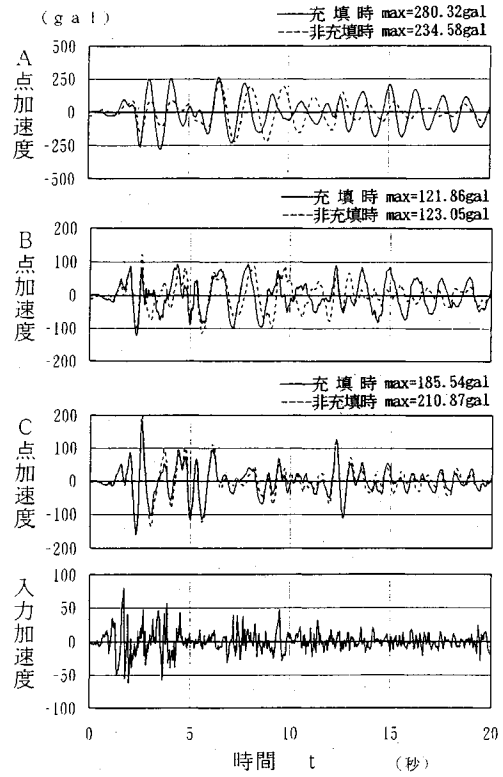
対象とする橋脚とモデル化手法が異なるが、今回の地震応答解析から求めた充填時の最大値と設計時に行われた地震応答解析結果との比較を表-1 に示す。この表から今回求められた値は設計時に求められた値を下回っており、実験に裏付けられた詳細なモデルによる解析によっても、現設計が十分に安全であることがわかる。

8. 結論

(1) 振動実験ならびにそのシミュレーション解析から、橋脚はほぼ設計値通りの剛性を有していることが確認され、特に変わった挙動は認められなかった。(2) 地盤との連成の程度が大きいモードほど減衰が大きくなること、実験結果から求めた複素パネ定数のうち虚数部は



図—18 Taft波解析結果



図—19 EL-Centro波解析結果

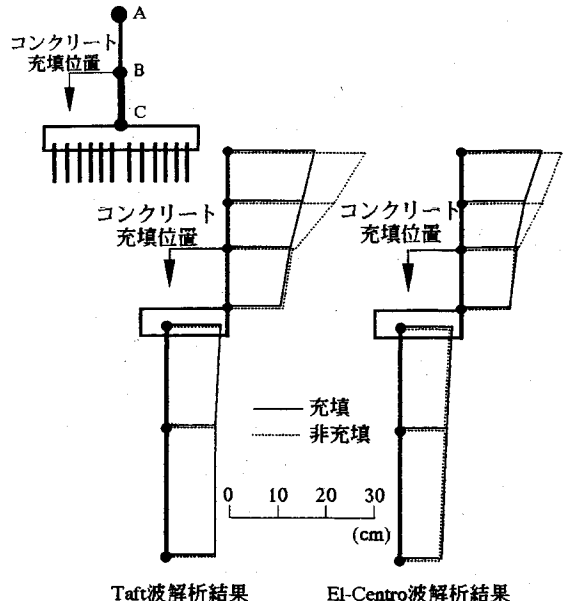
振動数の増加とともに大きくなること等、地盤と構造物の動的相互作用理論で知られている現象を、この実験でも確認することができた。(3)設計に用いた物性値は、その値を変更することなしに、シミュレーション解析結果を実験結果と一致させることができた。これは、物性値と解析モデルの設定方法が高い精度を有していることを示しており、動的解析の信頼性が確認された。(4)実験および解析により検証されたモデルによって地震応答解析を行った結果、橋脚に充填されたコンクリートは橋脚の剛性を高めると同時に地盤との動的相互作用による減衰性を高め、地震時の橋梁の変位を抑制し、基礎に働く外力を低減する上で効果があることが確認できた。

謝 辞

実験にあたりご指導頂いた山田善一中部大学教授、建設省土木研究所耐震研究室 川島一彦室長、数値解析および論文作成においてご助言を頂いた(株)大林組技術研究所土木第5研究室 後藤洋三室長ならびにご協力頂いた工事関係各位に深謝致します。

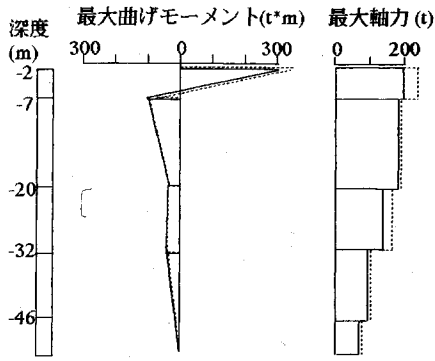
参 考 文 献

1) 田治見宏：Dynamic Analysis of a Structure Embed in an Elastic Stratum, Proc 4th, W. C. E. E. Chile Vol



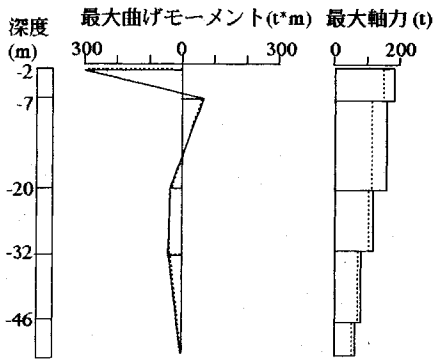
Taft波解析結果 El-Centro波解析結果
図—20 応答変位の比較

3, pp53~69 1969年.
2) 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講演集, pp. 255~260, 1966年.
3) Novak, M. : Dynamic Stiffness and Damping of piles, Can.



— コンクリート有り
 コンクリート無し

(Taft波解析結果)



— コンクリート有り
 コンクリート無し

(El-Centro波解析結果)

図—21 杭の最大曲げモーメントと最大軸力分布図

表—1 応力度の照査

		設計時解析値 ^{*1)}	今回の解析値
δ	cm	6.7	10.7
M	t·m	558.3	314.4
N	t	637.3	526.2 ^{*1)}
板厚	mm	20	19
材質	SKK50		
A	(cm ²)	835.8	789.9
Z	cm ³	30500	28800
N/A	Kg/cm ²	763	666
M/Z	Kg/cm ²	1830	1092
σ	Kg/cm ²	2593	1758
σ_a	Kg/cm ²	3200 ^{*2)}	3200
Na	t	1454.9 ^{*3)}	842.6

δ : 杭頭水平変位 Z : 杭の断面係数
 M : 曲げモーメント σ : 杭の応力度 (=N/A+M/Z)
 N : 軸力 σ_a : 許容応力度又は降伏応力度
 A : 杭の断面積 Na : 許容鉛直支持力³⁰⁾

*1) 常時の軸力+地震時の軸力=328.5 + 324 = 526.2t
 *2) SSK50 (又はSK50)の降伏応力度
 *3) 摩擦杭としての極限支持力

Geotech J.11.574, 1974.

- 4) Penzien, J. : Soil-pile-Foundation Interaction, Earthquake Engineering (Ed.R.L.Wiegel), Prentice-Hall, pp.349~381, 1970.
- 5) 日本建築学会, 地震時杭委員会: 杭基礎の水平抵抗および振動挙動に関する研究, 附. 単杭・載荷試験, 1965年.
- 6) 山本鎮男: 杭のある構造物のロッキング振動, 第2回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.249~254, 1966年.
- 7) 正木義春他: 軟弱地盤中の杭基礎橋脚の振動特性, 第4回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.527~534, 1975年.
- 8) 吉田 修: 多柱基礎の設計法に関する一考察, 第11回土質工学研究発表会, pp.969~972, 1976年.
- 9) 長岡弘明・吉田 映・榎 信昭: 鋼管矢板井筒の有限要素振動解析と野外実結果との比較, 土木学会論文集, No.254, pp.61~72, 1976年.
- 10) Randolph, M.F. and Wroth, C.P. : Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles, GT 12, ASCE, Dec, pp.1465~1488, 1978.
- 11) 竹宮宏和・有岡謙一: 集中力/分布力加振に対する粘弾性多層半無限地盤の2次元グリーン関数の数値計算法, 土木学会論文集, No.441/I-18, pp.57~66, 1992.
- 12) J. Lysmer and J.A. Drake : The Propagation of Love Waves across Nonhorizontally Layered Structures, Bull., Seismological Society of America, Vol.61, No.5, pp.1233~1251, 1971.
- 13) E. Kausel, J. Roesst and G. Waas : Dynamic Analysis of Footings on Layered Media, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.101, No.EM5, pp.679~693, 1975.
- 14) 田治見宏・下村幸男: 3次元薄層要素法による建物一地震系の動的解析, 日本建築学会論文報告集, 第243号, pp.41~51, 1976.
- 15) Kim, J.B. and Brungraber, R.J. : Full-Scal Lateral Load Tests of Pile Groups, GT1, ASCE, Jan, pp.87~102, 1976.
- 16) 小倉正巳・奥田 庸・山岡重喜: 群グイの水平抵抗一群グイ基礎水平載荷試験の結果一, 土と基礎, Aug. pp.35~42, 1979年.
- 17) 脇田栄治: 水平力を受ける群杭基礎の二次元有限要素法による解析, 土と基礎, Sep. pp.35~42, 1979.
- 18) 本山 蒔・角町 洋他著: 関西国際空港連絡橋の基礎について, 基礎工, 1月号, pp.56~65, 1988年.
- 19) 本山 蒔・角町 洋・辻 秀紀・川口 廣・丸山忠明: 関西国際空港連絡橋の計画と下部工の設計(上)(下), 橋梁と基礎, Vol.22 No.2 pp.2~10, No.3 pp.36~44, 1988年.
- 20) 鈴木達彦著: 関西国際空港連絡橋下部工事, 土木施工, 30巻6号(6月) pp.27~37, 1989年.
- 21) 本山 蒔・丸山忠明・菊地敏男他著: 関西国際空港連絡橋橋脚における起振機実験とその解析, 第20回地震工学研究発表会, pp.329~332, 1989年.

- 22) 布施洋一・芦原栄治・菊地敏男・後藤洋三：大規模群杭基礎橋脚の加振実験と相互作用に関する解析，第8回日本地震工学シンポジウム、pp 1119～1124，1990年10月。
- 23) Yoichi Fuse, Eiji Ashihara, Toshio Kikuchi, Yozo, Goto: Vibration Test of Bridge Pier with Large-scale Group-Pile Foundation and its analysis, Proc. of the 10th world Conference of Earthquake Engineering, Madrid/Spain. 1992.
- 24) 関西国際空港(株)：空港連絡施設海上一般部橋梁下部工計画 設計業務報告書，1985年3月。
- 25) 関西国際空港連絡橋 下部工設計概要(1987年9月) 第9章 基礎の設計法 p.137.
- 26) 日本道路協会：道路橋示方書・V耐震設計編，1990年2月。
- 27) (株)大林組 情報システムセンター：Z-FLUSH user's manual "A computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems"
- 28) (株)大林組 情報システムセンター：ABLE "Analyser for Axi-symmetric Structure with Extended Boundary of Liquid and Earth"
- 29) (株)大林組 情報システムセンター：SPRINT マニュアル "Substructure Procedure for Soil-pile-structure Interaction"
- 30) 関西国際空港(株)：日本建設コンサルタント(株)：空港連絡施設連絡橋下部工(pp. 7～12) 基本設計第8編 P11 橋脚設計計算書(1987年1月)。
- 31) 関西国際空港(株)：日本建設コンサルタント(株)：空港連絡橋動的耐震設計手法検討業務報告書(1986年4月)(1992.8.21 受付)

VERIFICATION ANALYSIS OF EARTHQUAKE-RESISTANT DESIGN FOR PIER WITH LARGE-SCALE GROUP-PILE FOUNDATION

Yoichi FUSE, Eiji ASHIHARA, Toshio KIKUCHI and Iemitsu KUBODERA

The purpose of this study is to verify the adequacy of an FEM model taking into account soil-structure interaction applied to earthquake response analysis of a bridge pier with a large-scale group-pile foundation. Principally, this paper describes the results of dynamic FEM analyses compared with those of in-situ vibration test using an exciter.

Results from the experiments and analyses are as follows; ① Coupling resonant phenomena between the ground and the pier are conspicuously observed at the first and the second natural frequencies. ② Dynamic axial strain which occurs at the top of the piles is transmitted to the end of the piles. ③ The experimental results can be simulated by the two-dimensional analysis model, FLUSH and the three-dimensional analysis model. ④ Inner concretes of the pier show effect of the damping to the pier and the pile foundation under earthquake.