

杭中間部にゴムを挿入した免震杭基礎の側方流動地盤における有効性に関する研究

宇野 州彦¹・大塚 久哲²・三藤 正明³

¹正会員 博(工) 五洋建設(株) 技術研究所耐震構造チーム (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534-1)

E-mail:Kunihiko.Uno@mail.penta-ocean.co.jp

²フェロー 工博 九州大学大学院名誉教授 工学研究院社会基盤部門 (〒819-0395 福岡市西区元岡744)

E-mail:otsuka@doc.kyushu-u.ac.jp

³正会員 工博 五洋建設(株) 技術研究所 技師長 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534-1)

E-mail:Masaaki.Mitou@mail.penta-ocean.co.jp

液状化が発生する地盤において、杭基礎構造物は地震時慣性力と地盤の液状化や側方流動等で、液状化層と非液状化層の層境界部で大きな断面力が発生し、これらの箇所において杭の塑性化や損傷を招くと考えられる。このことは過去の被災事例からも明らかとなっている。著者らはこれまでに橋梁杭基礎の損傷メカニズムと、杭に対する地盤の液状化および慣性力の影響を把握するために、無対策の杭を用いた模型振動実験において、層境界部で局所的な断面力が杭に発生することを確認し、これに対して地震時に大きな断面力の発生する杭中間部にゴムを取り付けた構造(免震杭基礎)を用いて振動台実験および有効応力解析を行い、杭基礎の耐震性が向上することを示した。本研究では、側方流動が生じる地盤において、提案する免震杭基礎の効果を検証するものである。

Key Words : pile foundation, soil liquefaction, lateral flow, seismic isolation rubber, shaking table test, effective stress analysis

1. はじめに

四方を海に囲まれた我が国は、古くから臨海部に産業・経済活動の拠点を形成してきた。各地の臨海工業地帯では重工業用地や物流拠点である港湾の埋め立て造成が進み、またウォーターフロント開発も盛んに行われ、埋立地は工業用地のみならず居住や商業空間へと利用形態が拡大していった。将来においても、国際競争力をさらに強化し日本経済を発展させていくために、より沖合へと埋め立て展開がなされることが確実である。

一方、沖合地域に都市が形成されていくと、この地域と市街地とのアクセスは臨港道路によるところが大きくなる。港湾空港施設の発展とともにこの臨港道路網が形成されていくことが物流をはじめとする日本経済を支える根幹であることは疑う余地もない。また都市自体が人工島等の臨海部へ展開されていることから、これらの都市と市街地を結ぶ道路橋、鉄道橋も臨港道路とともに数多く建設されていくことになる。我が国には数多くの

橋梁が臨海部に建設され、また今後も増えていくものと思われるが、これらの臨海地域においては、大規模地震に対して液状化による被害が発生すると考えられる。過去の被災事例を見ると、1964年新潟地震や1995年兵庫県南部地震では、液状化による杭基礎の損傷、またその損傷による上部構造の落橋等があり、緊急交通路としての役割を担う橋梁が使用できない状況では、人命救済を始め緊急物資や人員の輸送が難しくなり、災害復旧や復興活動に大幅な遅れが生じることとなる。2011年に発生した東北地方太平洋沖地震においても、液状化や側方流動による基礎の被害も複数発生している。これら橋梁基礎の被害に共通していることは、杭頭部のみならず、液状化層と非液状化層の層境界部、あるいは液状化層中で土質定数が大きく異なる箇所における損傷や崩壊が顕著であることである。このような杭中間部に着目した耐震性向上策が必要となると思われる。

現状の杭基礎液状化対策としては地盤改良が主流であり、また構造的対策としては、吉見¹⁾が層境界部におい

てヒンジを設けることを提案しており、また宮坂ら²³⁾、泉ら⁴⁵⁾が高い靱性を持つ継手構造の開発を行い、層境界部における断面力発生に対する対策を提案しているが、主に静的な範囲における研究である。他にも増し杭^{例えば⁶⁾}や鋼矢板を用いるもの^{例えば⁷⁾}等があるが、断面力の増大を踏まえた上で構造的に対策を講じるものは少ない。

したがって、橋梁杭基礎の損傷メカニズムと、杭に対する地盤の液状化および慣性力の影響を把握するために、著者らはまず無対策の杭基礎を用いて模型振動実験を行い、層境界部において局所的な断面力が杭基礎に発生することを確認した⁸⁾⁹⁾。次に、図-1に示すように地震時の断面力が大きな杭中間部にゴムを取り付けて振動台実験を行い、杭基礎の耐震性が向上することを確認した¹⁰⁾。さらにゴムをモデル化した杭基礎の有効応力解析の妥当性を確認するため、模型振動実験の再現解析を実施した¹¹⁾。

今回は、側方流動が生じる地盤を対象として、提案する免震杭基礎の効果を検証するものである。

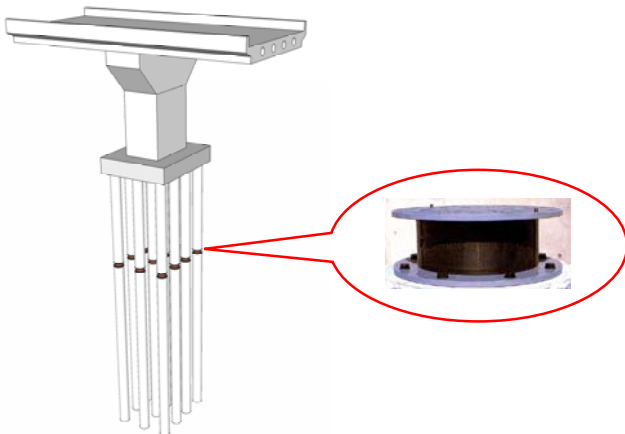


図-1 提案する免震杭基礎のイメージ

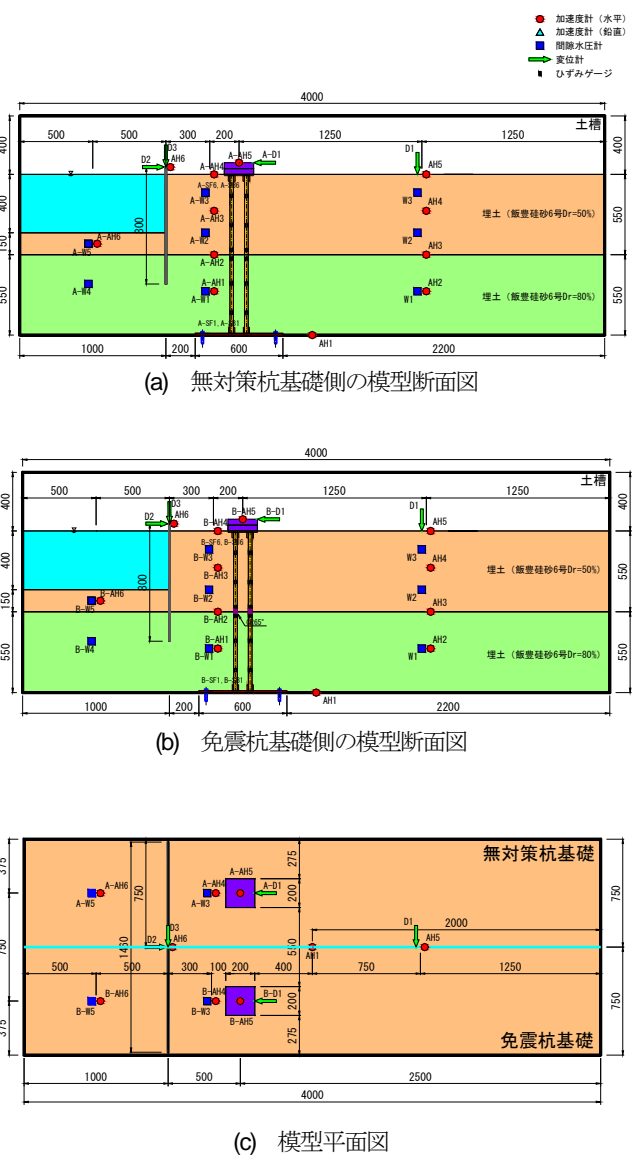


図-2 実験模型図 (単位: mm)

表-1 適用する相似則と縮尺比

パラメータ	λ =実物/模型	縮尺
長さ	λ	20
密度	1	1
時間	$\lambda^{0.75}$	9.46
応力	λ	20
間隙水圧	λ	20
変位	$\lambda^{1.5}$	89.4
加速度	1	1
ひずみ	$\lambda^{0.5}$	4.47
透水係数	$\lambda^{0.75}$	9.46
曲げ剛性	$\lambda^{4.5}$	715,542
軸剛性	$\lambda^{2.5}$	1,789

2. 実験概要

(1) 縮尺と相似則

実験模型の断面図および平面図を図-2に示す。模型の縮尺は、モデル化範囲と土槽の大きさを考慮して1/20とした。相似則は、表-2に示すように、井合により提案されている1G場における相似則¹²⁾を適用した。この相似則は、現象を支配する方程式に基づいて求められている。方程式としては、飽和した地盤の方程式、杭や矢板などの構造物の方程式、および水の方程式に大別される。これらにより求められた相似則のうち、長さのパラメータを縮尺の基準として、加速度を縮尺比1、密度を縮尺比1、ひずみを縮尺比の0.5乗に比例するとして、

他のパラメータの縮尺比を算出している。なお、この場合の地盤の土粒子骨格に対する相似則は、香川¹³⁾、国生¹⁴⁾の示した結果に一致している。

実験では、加振による杭の挙動を分かりやすくするため、杭本数を2×2の4本にしている。杭長は、実験設備の制約から相似則を満足する長さ(1.25m)よりも若干短くなっている。杭基礎にはアルミパイプを用いた。

また、橋梁上下部工の質量を錘として設置した。錘質量は25kgである。錘の質量に関しては後述する。

(2) 実験装置

加振装置には振動台テーブルの直径 5.5m の大型水中振動台を使用した。実験土槽は長さ 4.0m, 高さ 1.5m, 奥行き 1.5m の箱型の鋼製枠である。土槽による水の反射を防ぐため、加振方向に直角な土槽の面には不織布を貼付したものを土槽として使用し、土槽境界での水の流入を可能にしている。ただし、海側の地盤地表面より上方は珪砂が土槽外に流出することがないため、開放している(写真-1(d)参照)。

地盤は、図-2にあるように液状化層(Dr=50%)と非液状化層(Dr=80%)を作製し、杭基礎の前面側に矢板護岸を模擬した鋼板を設置することで、側方流動現象が生じる模型とした。なお、本実験の鋼板設置に関しては、実際の設計上想定される護岸矢板ではなく、あくまで側方流動が生じるための装置であるため、それを考慮した根入れ長となっている。また、加振時に矢板が前面に大きく変位し倒壊することを防ぐため、矢板天端から水平方向 5cm 先にストッパーを設置し、それ以上の矢板の変位を防止する模型とする。

(3) 加振波

実験ケースは、最大加速度を 350Gal としたケースを実施した。図-3に加振波を示す。最初の1波分にテーパを設けて、その後に波数 20 波の正弦波を用いている。加振周波数は、杭基礎の固有振動数を考慮して 10Hz に設定した。固有振動数試験に関しては後述する。

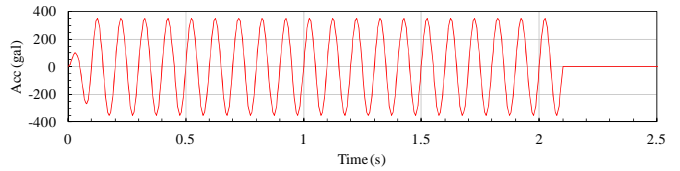


図-3 加振波(最大加速度 350Gal)

(4) 計測項目

計測項目の一覧を表-2に示す。加振時の動的計測では、計測機器の信号を信号中継ボックスに集約して、動ひずみアンプで増幅した後、AD変換器によりデジタルデータに変換して収録を行った。図-2に示す配置で加速度計18台、水圧計13台、変位計5台、ひずみゲージ24箇所×2枚を使用し、杭基礎の変位・加速度・ひずみ、地盤の加速度・水圧、地表面の変位の時刻歴データを計測機器により測定した。なお、変位計については、杭基礎が対象の場合には、インダクタンス型変位計、地盤が対象の場合には、レーザー変位計を用いた。ひずみゲージは、貼付している杭の最上部の箇所に関しては軸力を計測するために1ゲージ法、それ以外は2ゲージ法とした。1ゲージ法では杭に発生する曲げひずみと軸ひずみを計測することができる。2ゲージ法では今回の場合、曲げひずみを計測することができる。使用できるチャンネル数が限られるため、上記のように1ゲージ法と2ゲージ法を使い分けた。なお、ひずみゲージの貼付箇所に関して、本実験では杭中間部の断面力がどのように変化するかについて着目しているため、杭頭部や杭先端部には貼付していない。さらに、図-2の地盤物性や構造条件から考えると、 3β (β :杭の特性値)よりも杭中間免震部から杭先端部までの杭長が長く、林-Changの方法から半無限長の杭と見なせるため、杭先端部のひずみを計測する必要性がないものと判断している。また、地表面の残留変形は、実験前後におけるターゲット座標の計測結果から求めた。

表-2 計測項目一覧

計測項目	計測対象	計測機器
水平変位	杭基礎上部工	変位計
鉛直変位	杭基礎上部工, 地表面	変位計
水平応答加速度	杭基礎上部工, 地盤	加速度計
鉛直応答加速度	杭基礎上部工	加速度計
過剰間隙水圧	地盤	間隙水圧計
ひずみ	杭	ひずみゲージ
残留水平・鉛直変位	地表面	地表面ターゲット

(5) 使用材料

杭基礎にはアルミパイプ ($\phi=25\text{mm}$, $t=2\text{mm}$) を用い、地震時慣性力を考慮するため、錘を 25kg 設置した。錘重量に関しては、杭基礎 1 本当たりの橋梁上下部工の質量を考慮して、今回の杭基礎構造物が負担すべき質量を計算している。また、免震杭基礎に用いるゴムは、硬度 CR65°の単体ゴムである。取り付け方法等に関しては後述する。

地盤については、飯豊硅砂（山形県産）を使用した。表-3 に飯豊産 6 号硅砂の物理特性を示す。

表-3 飯豊硅砂 6 号の物理特性

土粒子密度	G_s (g/cm^3)	2.654
最大間隙比	e_{max}	0.897
最小間隙比	e_{min}	0.547
均等係数	U_c	1.45
曲率係数	U_c'	1.00
中央粒径	D_{50} (mm)	0.25

(6) ゴムの取り付け方法

図-2 にあるように、免震杭基礎は層境界部にゴムを取り付けている。ゴムの形状と杭への取付方法を、図-4 に示す。免震ゴムは積層構造ではなく単体であり、杭中間の層境界部に配置した。ゴムと杭は差し込み部分において接着剤により接着されており、動的な水平载荷試験により 25mm まで変形させ、この接着が剥れないことを確認している。

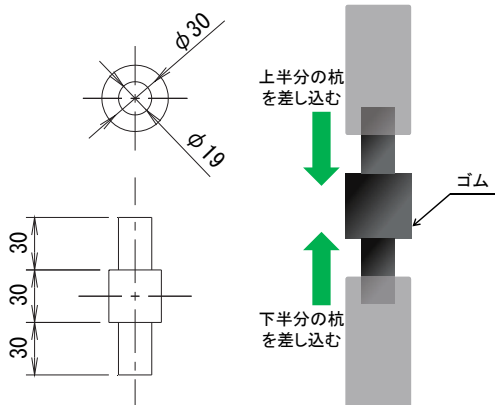
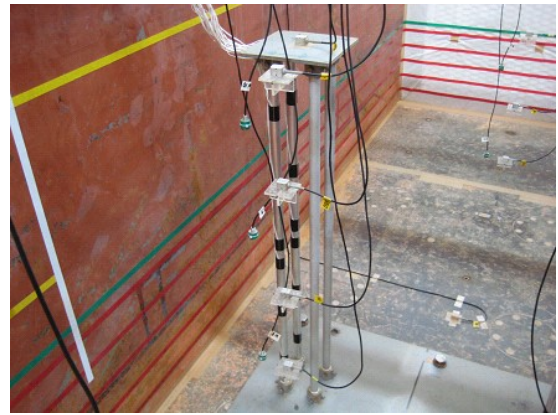


図-4 ゴム形状と取り付け方法 (単位: mm)

(7) 模型製作

模型作製状況を写真-1 に示す。まず土槽内に杭基礎を取り付けるプレートを振動台とボルトにて固定し、杭基礎をそのプレートに溶接してあるリングに差し込み、ボルトにて 2 方向から挟み込んで固定する。またリング



(a) 杭基礎設置状況



(b) 鋼板設置 (治具固定) 完了



(c) 非液状化地盤作製完了 (杭基礎周辺)



(d) 模型地盤作製完了 (前面側)

写真-1 模型地盤作製状況

とパイプのすき間にエポキシ樹脂を注入して剛結状態としている。次に矢板護岸を模擬した鋼板 (PL-1460mm×800mm, t=12mm) を設置する。鋼板は地盤作製時および作製完了から実験加振開始までの間に、常時の偏土圧により変位しないよう治具で固定した。次に飯豊砂 6 号にて、非液状化地盤と液状化地盤を作製する。まず非液状化層は相対密度 80% を管理しながら所定の高さまで、投入・締固め・均しを行う。密度管理は、層厚 100mm 毎に砂投入重量と地盤高さを計測して行った。完成地盤の相対密度の実測値は、79.8% であった。なお非液状化層は気中にて作製した。その後注水を行い、液状化層の作製となる。液状化層は水中落下法により砂を静かに投入する。ここでは設計密度 50% に対して、完成地盤の相対密度の実測値は、48.6% であった。

3. 固有振動数試験

加振実験に先立って、杭基礎単体の固有振動数を計測した。参考とした杭基礎構造物の剛性および質量や、兵庫県南部地震において卓越周波数が 1Hz 前後で構造物に影響を及ぼしたことを考慮し、固有振動数を実スケールで 1Hz 程度とし、相似則の適用から模型スケールにおいて約 10Hz 程度の固有振動数となるよう、無対策の杭において剛性や質量を設定した。ただし剛性に関しては、今回主に着目する曲げ剛性 EI が相似則の適用から外れないようにする必要があるので、質量での調整を行っている。

試験方法は、杭基礎の上部工を手で水平方向に押した状態から一気に手を離し外力を解放する方法、木槌を用いて上部工を打撃する方法、振動台にパルス波を入力する方法、振動台にスイープ波を入力する方法の全 4 種類にて行い、全ての結果を平均化した。なおそれぞれの試験は 3 回ずつ実施している。全ての試験を平均した結果、平均値に対して $\pm 0.5\text{Hz}$ 以上の差が生じているものはなかった。固有振動数試験の結果、無対策杭基礎の固有振動数は 9.9Hz、免震杭基礎の固有振動数は 2.5Hz であった。

4. 実験結果

(1) 杭頭部の応答加速度と水圧上昇の関係

図-5 に杭基礎および地盤の応答加速度と周辺地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。図-5(d)より、加振開始約 1 秒程度で地盤が完全液状化していることが分かる。なお水圧上昇の際に、動水圧のような挙動を示しているが、これは計測器 B-W3 周辺は矢板や杭基礎といった構

造物近傍であるため、動水圧の挙動をしていると考えられる。比較のために背後地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴を図-5(e)に示すが、背後地盤においては、上述した動水圧のような挙動は見られない。また、周辺地盤の応答である図-5(c)から、開始 1 秒程度で液状化していることが加速度応答の低減から判断できる。無対策の杭基礎の応答加速度を図-5(a)に、免震杭基礎の応答加速度を図-5(b)に示す。これらの結果より、地盤液状化後も応答が増大している無対策の杭基礎と比較して、免震杭基礎は応答が低減できていることが分かり、免震杭基礎の有効性が示された。

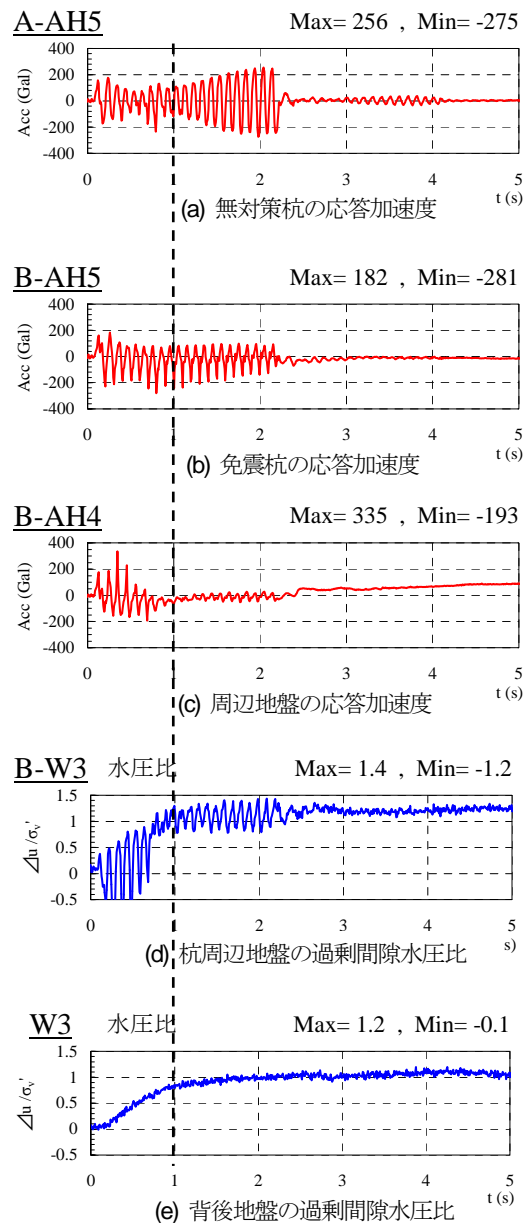


図-5 応答加速度と過剰間隙水圧比の比較

(2) ゴムの変形量と杭基礎支持力安定性に与える影響

表4に加振時に発生したゴムの最大変形量、せん断ひずみおよび有効平面積を示す。ここで有効平面積とは、地震時のゴムの移動量を控除した平面積であり、鉛直支持に期待できるゴム面積は加振前と比較してどれほど残っているのかを示しているものである。ゴムの変形量は直接計測できないため、ゴムにとって最も危険な状態を次のように想定した。杭頭部で水平変位の最大値を計測した時刻に、杭が全体的に曲げ1次モードの変形をしたと仮定し、杭頭最大変位発生時刻における杭のひずみ量から杭(アルミ部)の水平変位量を計算し、杭頭最大変位と杭(アルミ部)の水平変位の差がゴムの変形量として発生しているものとした。本検討においては、ゴムの変形は全てせん断変形するものとして評価している。今回使用したゴムは単体構造であることから曲げ変形も生じるものであるが、ここではせん断変形したことで鉛直荷重を負担できなくなり、破断に至る状態を最も厳しい状況と考えているため、変位差が全てゴムのせん断変形により生じたものとしている。変形状態については今後の課題として必要であると考えている。

著者らが以前実施した液状化地盤における実験結果^{10,11)}と比較すると、ゴムの変形量が相当大きく、したがって有効平面積が表4にあるように非常に小さい。実験中にこの有効平面積が小さいことで生じられると思われるゴム部での局所曲げ変形等は発生しなかったが、杭基礎の支持力が確保できるかどうかについては今後検討していく必要があると思われる。またせん断ひずみも実験結果^{10,11)}に比べ大きな値であるが、通常のゴム支承設計と比較すると十分余裕のある値である。

表4 ゴムの変形量

ゴムの最大変形量(mm)	22.1
せん断ひずみ(%)	74
有効平面積(%)	16

※ゴムの最大変形量は目安値

(3) 杭頭部の地震時変位が上部構造に与える影響

杭頭部の地震時変位量の結果を図6に示す。変位が正の方向が海側への挙動を示している。図6(c)より、加振開始0.8秒後に矢板がストッパーへ到達したために、この時刻において変位が最大となっている。

結果から免震杭基礎の地震時最大変位量は28.4mmとなった。これは実スケールに換算すると、2.5mとなるため、当然このような変位量が発生するのであれば、適用は難しくなる。

今回の実験では杭基礎の位置を水際線から実スケール換算で約10m、地震時の矢板の変位が実スケール換算で

約5mと、極端に側方流動を生じさせやすい環境であったための結果であり、実際は水際線からの位置が10m程度であってもこれほどの変位量は発生しないと思われる。しかしながら側方流動が生じる地盤においてこのような免震構造を用いるのであれば、当然変位は発生しやすい状況であるため、設計段階において適用可能かどうかを見極める必要があると思われる。

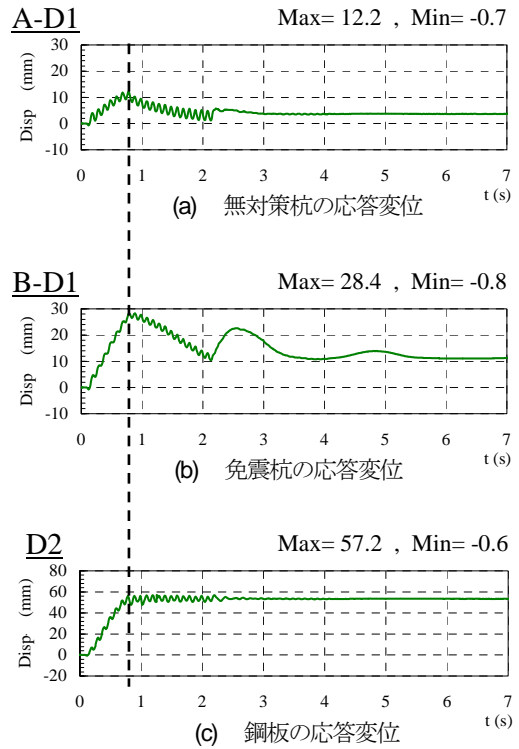


図6 杭頭部の応答変位

(4) 杭基礎に発生する断面力

杭基礎の最大曲げモーメント分布を図7に示す。結果から、杭基礎全体にわたって断面力が低減できている。杭中間部が低減できていることはもちろんであるが、杭頭部や杭下端に発生する断面力も低減できることが示され、例えば杭頭部と杭中間部での耐震対策が必要な場合でも、本提案は対策工法として有効であるものと考えられる。

(5) ターゲット計測による地盤の残留変位

図8にターゲット計測による地盤の残留変位を示す。変形倍率は2倍で示している。結果から、まず鉛直方向の分布に着目すると、地表面に近いほど変位量が大きいたことが分かる。ただし、矢板近傍では、深さ方向に一律に変位が生じている。これは、矢板の天端にはストッパーが設けられ、そのことにより、流動力が矢板天端から矢板中央を変位させるように働いたため、その結果として矢板天端付近と同等の変位量が発生したものと考えら

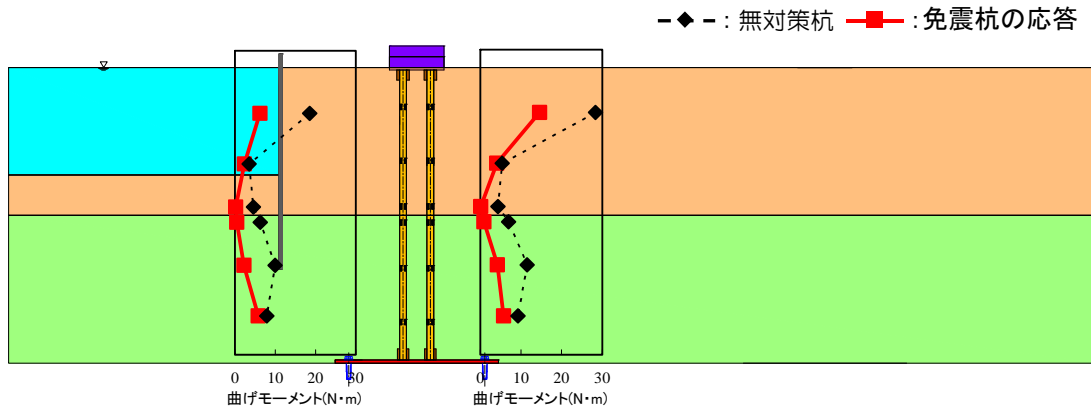


図-7 杭基礎の最大曲げモーメント分布 (無対策杭と免震杭との比較)

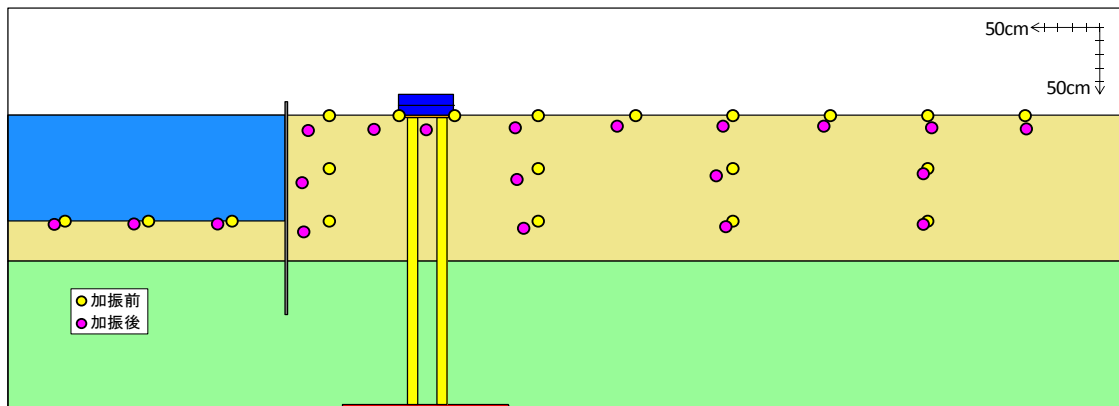


図-8 地盤の残留変位 (変形倍率: 2倍)

れる。次に水際線からの距離における地盤流動状況について着目すると、矢板に近いほど、つまり水際線からの距離が短いほど、水平変位量が大きくなっている。杭基礎は水際線から 500mm 離れているが、水際線から 2500mm 程度の距離まで、側方流動による変位が発生していることが分かる。ただし、この実験では水際線から 3000mm のところに境界を設けているので、側方に無限地盤を想定した場合は、異なる結果が得られる可能性がある。水際線から 2500mm は実スケールで 50m であり、道路橋示方書¹⁵⁾に記載してある水際線から 100m 以内の地点になるので、側方流動を懸念しなければならない範囲内となることから、実験結果は妥当であると考えられる。さらに杭基礎近傍の地盤変位に着目すると、地盤が実スケールで 2, 3m 程度変位している。この結果から、この杭基礎には非常に大きな流動力が発生しているが、矢板が実スケールで 5m 程度動いてしまったこともあるため、実際のケースにおいては、水際線からの距離が 500mm であっても、地盤の変位は今回の実験に比べ小さくなることも推察される。

一方、矢板前面の地盤は、矢板が変位することで地盤が押されるために、これらの位置においても前面側へ地盤が移動しているものと考えられる。

5. 模型振動実験の再現解析概要

(1) 解析条件

模型振動実験を再現するための有効応力解析は、解析コードFLIP¹⁶⁾により行った。また、今回の解析における有限要素分割を図-9に示す。要素の大きさは、既往の文献¹⁷⁾を参考に解析で対象とする波長の1/5以下に設定した。要素の大きさの上限 H は以下の式(1)により算出した。

$$H = \frac{V_s}{5f} \quad (1)$$

ここで、 H : 伝播方向における要素の長さの上限 (m)

V_s : 地盤のせん断波速度 (m/s)

f : 解析する振動数の上限 (Hz)

実験前にパルス波による加振を行い、液状化層および非液状化層の V_s を算出している。 V_s はそれぞれおよそ 70m/s, 80m/s であった。液状化層に関しては $\sqrt{50}$ で除し、液状化後の V_s を 9.9m/s と仮定した¹⁷⁾。実物スケールでの f はそれぞれ 2Hz, 5Hz と仮定し、時間の相似則に従っ

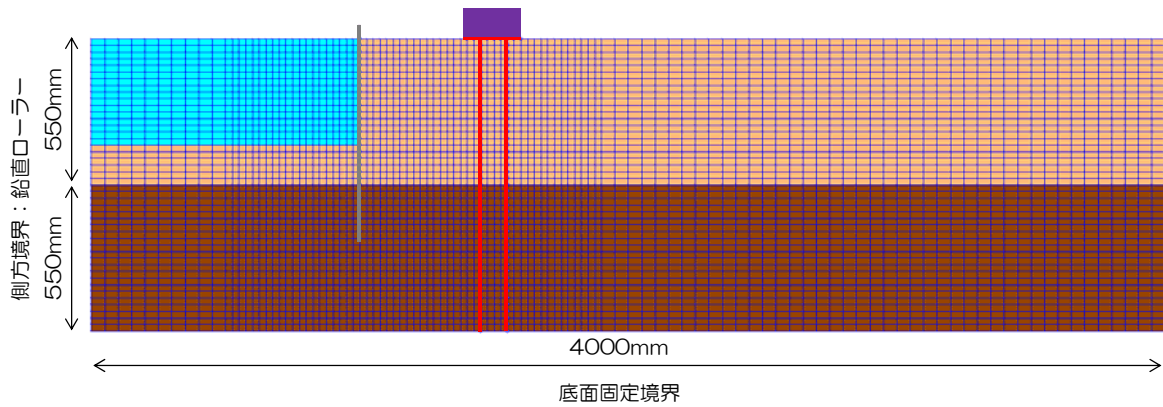


図-9 解析モデル

て模型スケールに換算した値はそれぞれ19Hz, 47Hzとなる。以上より、液状化層および非液状化層の要素の長さの上限 H は、それぞれ0.10m, 0.34mとなった。

解析に使用したパラメータを表-5, 表-6に示す。液状化層や非液状化層の地盤は、マルチスプリング要素でモデル化した。杭および上部工は線形はり要素でモデル化した。なお上部工の断面剛性や密度は、錘を含めて考慮している。免震ゴムは線形ばね要素でモデル化した。免震ゴムのモデル化に関しては、次節で詳述する。その他のパラメータはFLIPにおける標準的な方法に基づき設定した¹⁷⁾。境界条件は、実験土槽が剛土槽であることを考慮し、側面は鉛直ローラー、底面は固定境界でモデル化した。またFLIPでは計算安定化のためRayleigh減衰を剛性比例型として、剛性比例係数 β を適用しており、その

設定法として1次元非線形地盤の最大応答変位収斂時の β とする方法が提案されている¹⁸⁾。本解析でも同様の手法を用い、 β の値を0.001に設定した。解析方法は、初期応力状態を再現するため、自重解析を行った後に動的応答解析を実施した。入力波は、模型振動実験の土槽底版(AHI)で計測された加速度時刻歴を使用した。

矢板のモデル化に関しては、重量、剛性、断面積等を実験サイズと同様の条件で設定し、線形はり要素でモデル化した。矢板と前面および背面地盤との節点に関しては、背面のみ地盤のある箇所は二重節点、前面、背面ともに地盤のある箇所については矢板の節点も含めて三重節点となっている。それぞれの節点は、水平方向のみをMPC拘束している。これは、地震応答解析に先がけて自重解析を実施するが、この際に地盤と矢板との間に接

表-5 地盤パラメータ

区分	動的変形特性パラメータ										
	密度 ρ (t/m^3)	基準拘束圧 σ_{ma}' (kN/m^2)	せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m^2)	体積弾性係数 K_{ma} (kN/m^2)	m_G	m_K	ポアソン比 ν	間隙率 n	粘着力 c (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ_f ($^\circ$)	最大減衰定数 h_{max}
液状化層	1.88	1.61	9,212	24,023	0.5	0.5	0.33	0.467	0	36.7	0.24
非液状化層	1.94	4.95	12,416	32,379	0.5	0.5	0.33	0.426	0	42.1	0.24

区分	液状化特性パラメータ					
	変相角 ϕ_p ($^\circ$)	S1	W1	P1	P2	C1
液状化層	28	0.005	2.244	0.5	1.07	1.815
非液状化層	—	—	—	—	—	—

表-6 杭基礎パラメータ

構造部材	ヤング係数 E (kN/m^2)	せん断剛性 G (kN/m^2)	ポアソン比 ν	断面積 A (m^2)	断面二次モーメント I (m^4)	有効せん断面積率 ef
杭	7.17×10^7	2.76×10^7	0.3	1.45×10^{-4}	9.6×10^{-9}	0.5

線方向に実際には存在し得ない応力が発生して解析上考慮されてしまうためである。したがってモデル化を行う際に節点を分離したのち、鉛直方向は拘束せず水平方向のみ拘束するようにモデル化している。

また、側方流動実験において矢板にはストッパーが設けられていたため、解析においてもこれを考慮する。具体的には、矢板の頂部から水平方向にばねを取り付け、もう一端は端点拘束とし動かないようにする。その上で、ばねの水平変形量が 5cm となるまでは非常に小さなばね剛性 (1.0×10^5 kN/m) を持ち、5cm 以上となると非常に大きな剛性 (1.0×10^5 kN/m) に変化するモデルとしている。実際には第一剛性と第二剛性の変化率が非常に大きいと解析上不安定となりやすいため、実用上問題のない範囲内で剛性を設定している。またストッパーを考慮するため、解析時間間隔を 0.001 秒として細かく設定している。

また、杭周辺のモデル化に関して、地盤が杭間をすり抜けるような状況を表示するために、杭と地盤を結ぶ非線形ばね（以下、相互作用ばねと呼ぶ）を設定している。設定に関しては、文献¹⁾を参照されたい。

(2) 免震ゴムのモデル化

本解析において、免震ゴムを線形ばね要素を用いてモデル化するために、以下の方法¹⁹⁾によって、そのばね定数を算出した。

ゴムのばね定数 K は以下の式(2)で与えられる。

$$K = \frac{W}{\delta} = \frac{E_{ap} \times A_L}{h} \quad (2)$$

ここで、 W : 荷重(N)

δ : たわみ量(cm)

E_{ap} : 見かけのヤング係数(MPa)

A_L : 受圧面積(cm^2)

h : ゴムの高さ(cm)

ここで見かけのヤング係数 E_{ap} は、ゴム形状の影響を受けて値が変わるものであり、今回円柱形を使用していることから以下の式(3)で求められる。

$$E_{ap} = G_s (3 + 4.94S^2) \quad (3)$$

ここで、 G_s : せん断弾性率(MPa)

S : 形状率

また式(3)にある形状率は、円柱の場合以下の式(4)から求められる。

$$S = d/4h \quad (4)$$

ここで、 d : 直径、 h : 高さ

せん断弾性率はゴムの種類・硬さと相関があり、

CR65°では約1.25 MPaである。

以上より、ゴムのばね定数を求めると、CR65°では、36.9 kN/mとなった。なお今回は、ゴムのロッキング挙動は想定しないものとし、鉛直および回転方向には、剛性の大きなばね定数を設定した。

6. 解析結果

(1) 杭頭部の応答加速度と液状化地盤の過剰間隙水圧による比較

図-10 に、杭基礎を用いた正弦波加振実験における杭頭部の応答加速度と液状化地盤(A-W3)の過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。まず加速度に着目すると、実験、解析ともにおよそ 200Gal 程度で振動している状況を表示できている。ただし実験では矢板がストッパーへ到達して以降、加速度が上昇するのに対し、解析では最初の2波がやや実験より大きいものの、それ以外は 200Gal で推移している。これは矢板がストッパーへ到達した際の、地盤や水の跳ね返りの影響を解析で表現することが難しいためであると推察される。次に、免震杭基礎を用いた正弦波加振実験における杭頭部の応答加速度と液状化地

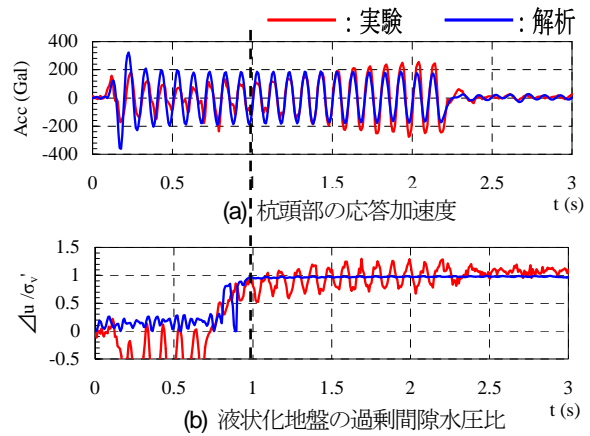


図-10 実験および解析結果（無対策杭）

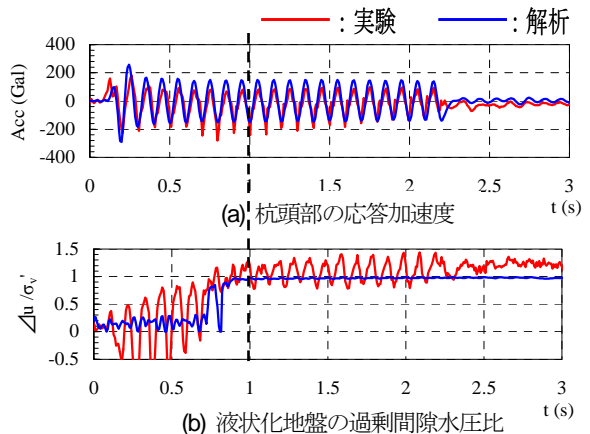


図-11 実験および解析結果（免震杭）

— : 実験 — : 解析

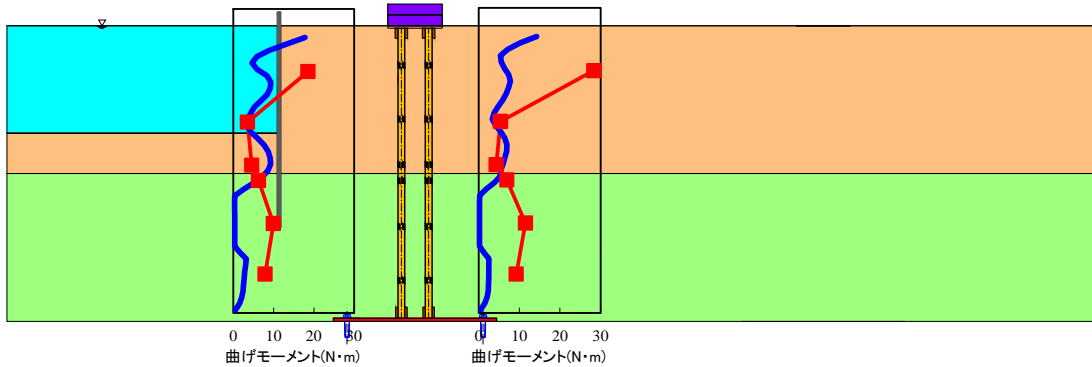


図-12 杭基礎の最大曲げモーメント分布 (無対策杭)

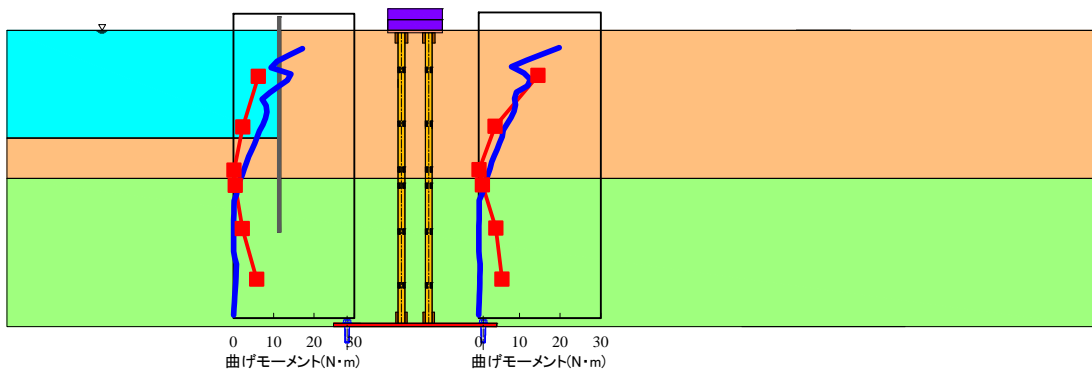


図-13 杭基礎の最大曲げモーメント分布 (免震杭)

盤(B-W3)の過剰間隙水圧比の時刻歴を図-11 に示す。まず加速度に着目すると、実験を概ね再現できていることがわかる。実験では加速度計がやや傾いたことで負側へ応答がシフトしているものの、それを取り除けば、加速度レベルにおいても再現できているといえる。

(2) 杭基礎の曲げモーメント分布

図-12 に、杭基礎の最大曲げモーメント分布を示す。結果から、着目する杭中間部の断面力は解析でほぼ再現できている。杭頭部や杭下端においては解析結果が過小評価する結果となっている。図-13 には、免震杭基礎の最大曲げモーメント分布を示す。着目する杭中間部の断面力は解析でほぼ再現できている。こちらの結果についても、杭下端においては解析結果が過小評価する結果となっている。これは、非液状化層が加振時において、実験では間隙水圧が多少上昇することによって地盤が軟化するために杭に断面力が発生するものの、解析においては液状化しない設定としたためによる地盤剛性の違いと考えられる。

7. 側方流動地盤における免震杭基礎の適用範囲に関する解析的検討

(1) 水際線からの距離を変化させたパラメトリックスタディ

前章までにおいて、実スケールで水際線から10mの距離に杭基礎がある場合の免震杭基礎の適用は、地震時の地盤の流動によりゴムの変形量が大きくなることから、その適用が難しいことを実験および解析において示した。ここでは水際線からの距離をパラメータとした検討を行い、免震杭基礎の適用範囲に関して解析的に検討する。

前章において、解析モデルの妥当性が示されたことにより、本章では、この解析モデルを用いて水際線からの距離を変化させた検討を行う。

道路橋示方書¹⁵⁾においては、水際線からの距離が100m以内に橋梁基礎がある場合は、基礎周辺の地盤は橋に影響を与える流動化が生じるとし、その流動力に対して基礎を設計することとなっている。したがって、水際線からの距離が100m以内の橋梁基礎において、本研究で提案する免震杭基礎が適用でき、かつ効果が見込めるのであれば、耐震性向上策として有効であると考えら

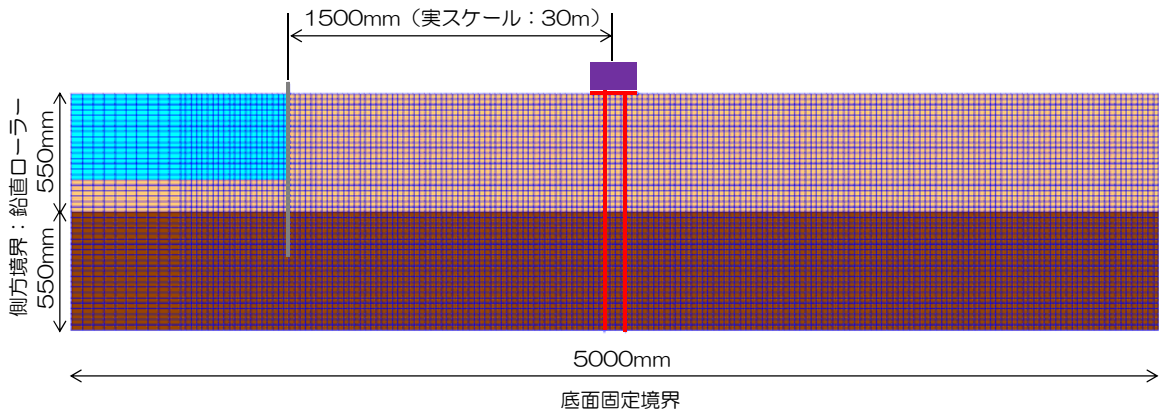


図-14 解析モデル (水際線からの距離 30m モデル)

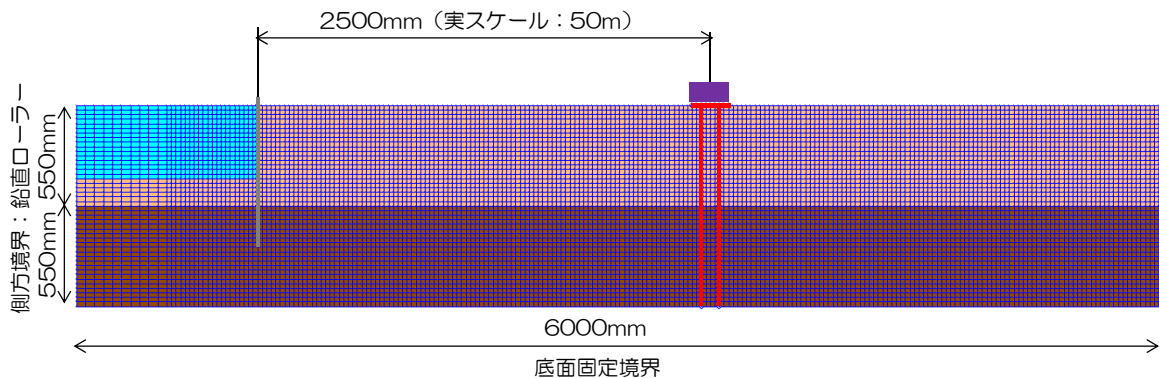


図-15 解析モデル (水際線からの距離 50m モデル)

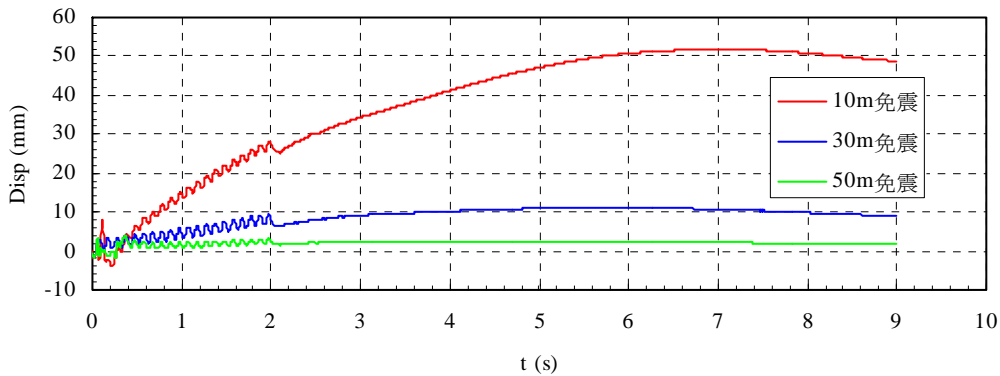


図-16 杭頭部における変位量比較

れる。

そこで本章では、水際線からの距離を 30m としたケース、50m としたケースについて検討する。

図-14 に、水際線から橋梁基礎までの距離を 30m としたケースの解析モデルを示す。本検討では、実験模型スケールでの解析を行っているため、解析上の水際線からの距離は 1.5m となる。また、図-9 のモデルをベースに水際線からの距離を 30m としたが、杭基礎の位置を水際線から遠ざけるように変更するだけでは、杭基礎と背後側の側方境界までの距離が短くなってしまい、それにより杭基礎背後地盤からの流動量の減少につながれば免

震杭基礎の妥当性評価が正しく行われなくなってしまうため、杭基礎を背後側へ移動した分だけ、背後地盤のモデル化領域も追加することとした。結果として、杭基礎を実験模型スケールで 1.0m 背後に移動したために、モデル化領域も 4.0m から 5.0m へ変更となっている。なお、地盤や杭基礎のパラメータはこれまでのモデルと同一である。

次に、図-15 に、水際線から橋梁基礎までの距離を 50m としたケースの解析モデルを示す。解析上の水際線からの距離は 2.5m となる。このケースも、図-9 のモデルをベースに水際線からの距離を 50m としたが、杭基

礎の位置を水際線から遠ざけるように変更するだけでは、杭基礎と背後側の側方境界までの距離が短くなってしまいうため、杭基礎を背後側へ移動した分だけ、背後地盤のモデル化領域も追加した。杭基礎を実験模型スケールで2.0m 背後に移動したために、モデル化領域も4.0m から6.0m へ変更となっている。なお、地盤や杭基礎のパラメータは、30m ケースと同様にこれまでのモデルと同一である。

本章においては、免震杭基礎の適用範囲に関して検討を行っているため、主に杭頭部に発生する変位量に着目して適用性をみるものとする。

図-16 に、免震杭基礎における杭頭部の変位量を比較したものを示す。水際線からの距離10m のケースに着目すると、加振開始から2秒後に杭頭部最大変位量が約28mm となり、この時点で矢板がストッパーに到達している。実験結果と比較すると、実験では加振開始から0.8秒後にストッパーに到達し、約28mm 変位していたことから、矢板の移動過程は解析の方がやや遅いが、加振中の移動量という観点ではほぼ同じ結果を示している。到達時間が異なった要因としては、前章において杭基礎に発生する断面力の結果で述べたが、非液化化層と想定した地盤が実験では多少水圧上昇したため、地盤が軟化したことで実験における矢板のストッパー到達時間が早まったものと考えられる。解析における非液化化層と想定した地盤の液化化パラメータの設定に関しては、今後の課題である。水際線からの距離が30m のケースでは、加振開始2秒までの杭頭部最大変位量は約10mm で、実スケールでは約90cm である。また水際線からの距離が50m のケースでは、杭頭部最大変位量が約4mm であり、実スケールで35cm 程度となる。実橋梁においては、設計上支承部で30cm 程度の移動量を考慮して設計することを考えると、水際線からの距離50m では、免震杭基礎の適用が可能であると考えられる。また30m のケースにおいても、今回の解析では矢板が5m 程度も水平変位するケースであるため、通常的设计における矢板の地震時水平変位量(例えば1m 程度)であれば、適用できる可能性もあると考えられる。以上のことから、側方流動が生じる地盤においても水際線からの距離として30m 程度であれば、護岸の変位量等により可能となり、距離が50m 以上あれば、問題なく適用可能であると言える。

(2) 矢板変位量を低減させた場合の免震杭基礎の適用範囲

前節までは、実験および解析ともに矢板の変位量を実験スケールで5cm (実スケールで約4.5m) とした場合の免震杭基礎の水際線からの適用範囲について検討してきた。本節では、矢板の地震時変位量を実験スケールで

表-7 矢板変位量の違いによる杭頭部変位量比較

矢板天端変位量	杭頭部変位量 (m)	
	5cm (4.5m) [※]	1cm (0.9m) [※]
10m ケース	4.68	0.883
30m ケース	0.945	0.175
50m ケース	0.315	0.057

※矢板天端変位量は実験スケール。括弧内は実スケール。

1cm (実スケールで約0.9m) とした場合に、適用範囲がどの程度拡大するのか解析的に検討する。

解析モデルは前節までに使用したのと同様のものとし、矢板頂部にモデル化したストッパーばねを、頂部の変位量が1cm を超えたときに剛性が大きくなるよう修正したものである。

解析結果を表-7 に示す。結果から、矢板の変位量が実スケールで約1m 以内であれば、水際線からの距離30m においても杭頭部の変位量が20cm 以内となり、適用できる可能性が高いと考えられる。以上から、矢板の地震時水平変位を抑制するために地盤改良等を用い、本論文で提案する免震杭基礎との併用工法とすることで、適用可能性の範囲を拡大できることが示唆された。

8. まとめ

本研究では、側方流動が生じる地盤を対象として、提案する免震杭基礎の効果を振動台実験および有効応力解析により検証した。

得られた知見を以下に示す。

- 1) 側方流動が生じる地盤においても、これまでの液化化地盤における研究と同様に、免震杭基礎は杭頭部の応答加速度の低減、杭中間部に作用する曲げモーメントの低減等の効果を示した。
- 2) 水際線からの距離が短い箇所では免震杭基礎を用いる場合は、杭頭部の変位量が大きくなるために結果的に上部構造の変位量が増大し、桁端部の衝突や、場合によっては落橋の要因となる可能性もある。したがって適切な水際線からの離隔を検討する必要がある。
- 3) 有効応力解析コードFLIPによる模型実験の再現解析では、杭頭部の応答加速度や液化化地盤の過剰間隙水圧に関しては概ね再現できているが、鋼板および杭基礎の水平変位に関しては、時間毎の変位の増大に関して一致しなかった。また断面力に関しても、特に非液化化層と想定した地盤においては、実験と解析で相違が見られた。これらの要因として、実験においては非液化化層と想定した地盤においても若

干の間隙水圧上昇があるものの、解析においては液化化しない地盤として設定したため、実験における地盤の方が相対的に軟らかく、この違いが生じたものと考えられる。したがって、解析においても非液化化層と想定した地盤の液化化パラメータを設定する必要がありと考えられる。

- 4) 免震杭基礎が適用可能な水際線からの必要距離について解析的に検討を行ったが、水際線から 50m 以上離れていれば、免震杭基礎は適用可能であると言える。
- 5) 水際線からの距離が 30m 程度であっても、護岸の設計条件（地震時水平変位量等）によっては十分適用可能な範囲に入ってくる可能性もあり、側方流動が生じる地盤に対する対策としては非常に有効であることが示された。さらに、従来から実施されている地盤改良工法等との併用工法によっても、免震杭基礎の適用範囲は拡大できる可能性がある。

謝辞：今回の実験にあたり、免震ゴムの特性や試験法に関して、日本大学理工学部教授の塩尻弘雄博士にご指導を賜った。また、側方流動実験の方法等に関して、富山県立大学教授の田蔵隆博士にご教授を賜った。さらに、ゴムの製作や形状検討について、横浜ゴム MB ジャパン(株)の濱上保明氏、佐々木慎氏にご協力いただいた。液化化地盤の模型振動実験に関しては、五洋建設(株)の吉田誠博士、池野勝哉博士に貴重なご助言を賜った。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 吉見吉昭：地盤の側方流動に追従できる杭基礎の設計法，土と基礎，Vol.45, No.3, pp.9-12, 1997.
- 2) 宮坂享明，三浦房紀，平田大三：高靱性能耐震ジョイント杭の開発とその側方流動する液化化地盤に対する応答，土木学会論文集，No.513/I-31, pp.201-211, 1995.
- 3) 宮坂享明，三浦房紀，平田大三：改良型高靱性能耐震ジョイント杭の液化化による地盤の側方流動に対する応答，土木学会論文集，No.525/I-33, pp.287-298, 1995.
- 4) 泉博允，三浦房紀，宮坂享明，福嶋研一：高靱性能耐震ジョイント杭の地震時有効性について，土木学会論文集，No.577/I-41, pp.191-203, 1997.

- 5) 泉博允，三浦房紀，宮坂享明，福嶋研一：高靱性能耐震ジョイント杭の繰り返し曲げ特性とそのモデル化について，土木学会論文集，No.612/I-46, pp.109-127, 1999.
- 6) 高耐力マイクロパイル研究会：高耐力マイクロパイル工法，http://jamp-hmp.jp/mp_sum.html, 1997. (2013年11月1日閲覧)
- 7) 地盤・基礎 21 研究会：In-Cap 工法，<http://www.jibankiso21.gr.jp/>, 2002. (2013年11月1日閲覧)
- 8) 宇野州彦，大塚久哲，三藤正明：橋梁杭基礎に対する地盤液化化と地震時慣性力の影響に関する実験的研究，第38回土木学会関東支部技術研究発表会，I-35, 2011.
- 9) 宇野州彦，大塚久哲，三藤正明：液化化地盤における橋梁杭基礎の杭中間部断面力に着目した振動台実験，第46回地盤工学研究発表会，No.779, pp.1561-1562, 2011.
- 10) 宇野州彦，大塚久哲，三藤正明：液化化地盤内にある中間に免震ゴムを持つ杭基礎の振動台実験，土木構造・材料論文集，第27号，pp.69-80, 2011.
- 11) 宇野州彦，大塚久哲，三藤正明：液化化地盤における中間部免震杭基礎の耐震性に関する振動台実験及び有効応力解析，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.68, No.4, pp.L584-I_597, 2012.
- 12) Iai, S. : Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.27, No.3, 1988.
- 13) 香川崇章：土構造物の模型振動実験における相似則，土木学会論文報告集，第275号，pp.69-77, 1978.
- 14) 国生剛治：低拘束圧下の砂の動的特性と模型振動実験に適用される相似則，第15回地震工学研究発表会講演概要，pp.265-268, 1979.
- 15) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，2002.
- 16) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. : Analysis of Undrained Cyclic Behavior of Sand under Anisotropic Consolidation, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.16-20, 1992.
- 17) 森田年一，井合進，Hanlong Liu，一井康二，佐藤幸博：液化化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメータの簡易設定法，港湾技研資料，No.869, 1997.
- 18) 小堤治，井合進，岡由剛：1次元有効応力解析のパラメータ感度解析，第25回地震工学研究発表会講演論文集，pp.337-340, 1999.
- 19) 例えば，株式会社札幌ゴム：橋梁用ゴム緩衝材，<http://www.sarogom.com/hasigom.pdf/>, 2012. (2013年11月1日閲覧)

(2013. 11. 15 受付, 2014. 2. 21 修正, 2014. 2. 22 受理)

EFFECTIVENESS OF THE PILE SYSTEM WITH SEISMIC ISOLATION
RUBBER TO THE INTERMEDIATE PART OF PILE
IN LATERAL FLOW OF LIQUEFIED GROUND

Kunihiko UNO, Hisanori OTSUKA and Masaaki MITOU

The pile foundation is heavily damaged at the boundary division of the ground types, liquefied ground and non-liquefied ground, during an earthquake and there is a possibility of the collapse of the piles. We developed a seismic resistance method for a pile foundation in liquefaction using seismic isolation rubber and it was shown the middle part seismic isolation system was very effective.

In this study, we confirmed that the pile foundation system using seismic isolation rubber we developed was effective not only liquefiable ground but also lateral flow ground with liquefaction. By experimenting, the seismic isolation pile showed longer displacement than the normal pile one. So it is not appropriate to apply the seismic isolation pile at the place where the pile and the quay wall are very close to each other. But the bending strain of the seismic isolation pile was decreased, so it is contemplated that the risk of failure to the intermediate part of pile is descended in the case that the distance of the pile and the quay wall is placed appropriately.