

既設杭を対象とした耐震補強工法の検討

足立有史¹・河邑眞²・浦野和彦¹・三原正哉¹

¹正会員 ハザマ 技術研究所（〒305-0822 つくば市苅間515-1）

²正会員 豊橋技術科学大学 建設工学系（〒441-8580 豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1）

大規模地震時において、地盤の液状化に起因するとされる杭基礎の被害事例が多く報告されている。また近年、設計震度の見直し等で既存構造物への補強対策が要求されるケースが生じている。これらのことを背景に、本研究ではせん断土層を用いた1g場振動台実験を実施し、液状化時の杭基礎挙動メカニズムを乾燥砂地盤と比較することで検討した。さらに、既存杭についても適用可能な耐震補強方法として杭基礎+固化改良による複合基礎形式を提案し、その補強効果について同様の振動台実験により補強効果の確認を行った。また、ここで提案した補強形式の実構造物レベルでの補強効果を確認するため、軟弱な粘性土地盤における杭基礎構造物を対象とした動的FEM解析を実施した結果、耐震補強方法の適用性を確認した。

キーワード: 液状化, 杭基礎, 振動台実験, 動的応答解析, 耐震補強

1. はじめに

大規模地震時において、軟弱地盤の変形や液状化に起因するとされる杭基礎の被害事例が多く報告されている¹⁾。その被害形態も杭の性状、地盤構成等の違いにより異なる。本研究では、液状化時の杭基礎の挙動を把握するため、せん断土槽を用いた1g場での振動台実験を実施した。実験では地盤の液状化の影響を評価するため、乾燥砂地盤との比較を中心に検討した。また兵庫県南部地震以降、設計震度

の見直し等で補強対策が要求されるケースが生じていることから、液状化時を含めた地震時の杭に発生する応力を効率的に低減できる対策工の検討として、2タイプの杭補強方法を模型実験に取り入れ、その補強効果についての検討を行った。そのうちのひとつの方法については、実規模の杭基礎を対象とした数値シミュレーションを実施し、補強効果の確認を行った。

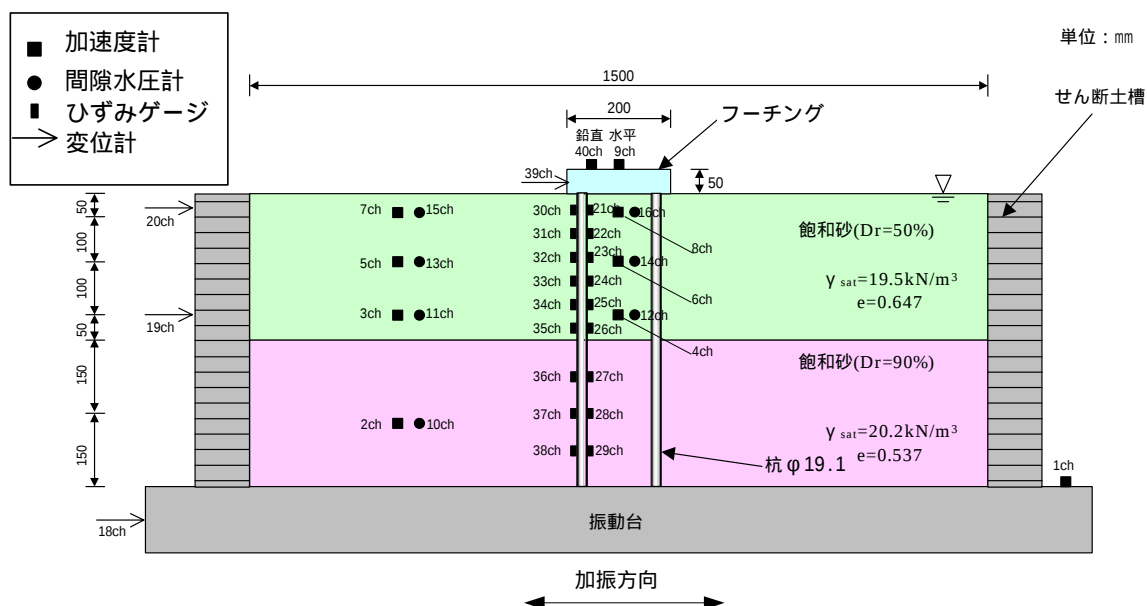


図-1 振動台実験模型図（ケース2の場合）

表-1 使用材料の基本物性

項目	単位	物性値
地盤	土粒子の密度 ρ_s	g/cm^3 2.633
	最大密度 ρ_{dmax}	g/cm^3 1.75
	最小密度 ρ_{dmin}	g/cm^3 1.48
	最大粒径	mm 0.85
	均等係数 U_c	2.11
	乾燥単位体積重量 ($Dr=50\%$)	kN/m^3 15.7
	乾燥単位体積重量 ($Dr=90\%$)	kN/m^3 16.8
	飽和単位体積重量 ($Dr=50\%$)	kN/m^3 19.5
	飽和単位体積重量 ($Dr=90\%$)	kN/m^3 20.2
	単位体積重量	kN/m^3 76.5
杭	断面積	m^2 6.75×10^{-5}
	断面2次モーメント	m^4 2.71×10^{-9}
	弾性係数	kN/m^2 2.06×10^8
	重量	N 98.0
フーチング	重量	N 98.0
壁枠	アクリル製(内寸法210mm×210mm×150mm, t=5mm)	
	弾性係数	kN/m^2 3.55×10^6
板状固化体	石こう(230mm×230mm×60mm)	
	弾性係数	kN/m^2 7.73×10^5

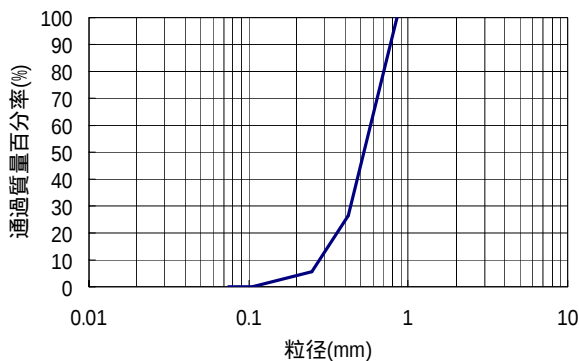


図-2 珪砂5号の粒径加積曲線

2. 振動台実験の概要

(1) 実験模型

図-1に振動台模型の概要図を示す。せん断土槽は幅1.5m×奥行0.4m×高さ0.6mである。地盤は珪砂5号を用いた2層(上部層相対密度 $Dr=50\%$ 、下部層相対密度 $Dr=90\%$)からなる水平地盤を対象とした。地盤作製は砂を均等に撒き出すことのできる移動式の砂撒き装置を用い水中落下法により5cmごとに土層を作成し、所定の相対密度を確認した。飽和砂モデルにおける地下水位は地表面に設定した。なお、間隙流体は水を用いている。実験は地盤作成後一晩置いた後に開始している。杭模型は外径19.1mm、肉厚1.2mm、長さ0.6mの鋼管を4本(2×2)使用し、フーチングを支持している。杭間隔は0.15m(約7.8D)とし、杭上端はフーチングに剛結、杭下端は底版に固定とした。計測は図-1に示すように、加速度計、間隙水圧計、非接触変位計、ひずみゲージを用いて行った。各材料の基本物性を表-1に、珪砂5号の粒径加積曲線を図-2にそれぞれ示す。この材料の $Dr=50\%$ および 90% における液状化強度曲線を図-3に示すが、液状化強度比 R_{L20} はそれぞれ $R_{L20}=0.17$ および $0.34(DA=5\%)$ であった。なお、別途実施した予備試

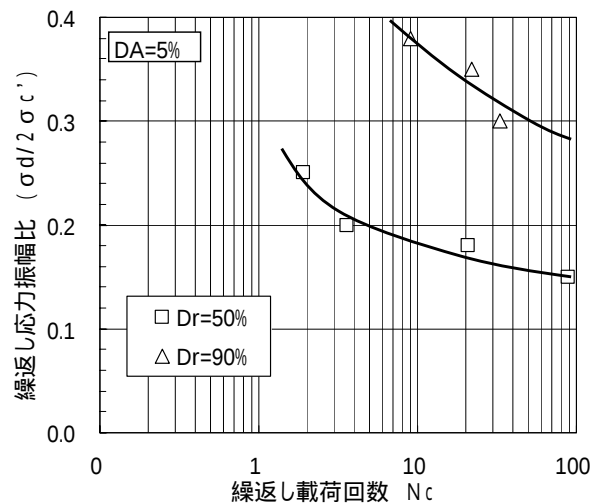
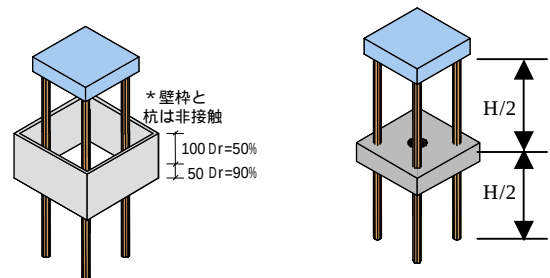


図-3 珪砂5号の液状化強度曲線

表-2 実験ケース

ケース名	地盤	補強仕様	入力加速度波形
ケース1	乾燥砂	-	・正弦波
ケース2	飽和砂	-	・一定振幅:80 Gal
ケース3	飽和砂	壁枠	・周波数:4Hz
ケース4	飽和砂	板状固化	・継続時間:10sec+前後1secの テーパ部



ケース3(壁枠) ケース4(板状固化)

図-4 補強方法概要図

験より杭-フーチング系(地盤なし)の固有振動数は約11Hz、飽和砂地盤の固有振動数は約30Hzを確認している。

(2) 実験ケース

実験ケースは表-2に示す4ケースを実施した。各ケースとも入力加速度波形は同一で4Hzの正弦波とした。なお、ケース3,4で実施した補強方法はそれぞれ図-4に示すような構造形態で、既設構造物への適用時の施工性等も考慮し、杭深度中間部の拘束度を高めることにより杭基礎+フーチング系全体の構造をより剛にすることを目的として採用したものである。なお、ケース4は理想的な状態を想定したものであり、一方ケース3は拘束効果は低下するが、施工性の面で有利となる。ケース4の杭-フーチング系固有振動数(地盤なし)は約18Hzであった。補強体材料としてケース3の壁枠にはアクリル板を、

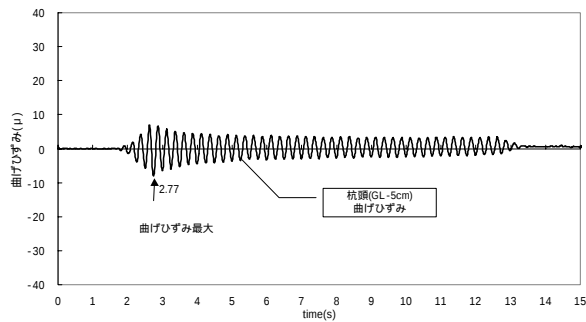


図-5 杭頭曲げひずみ（ケース1）

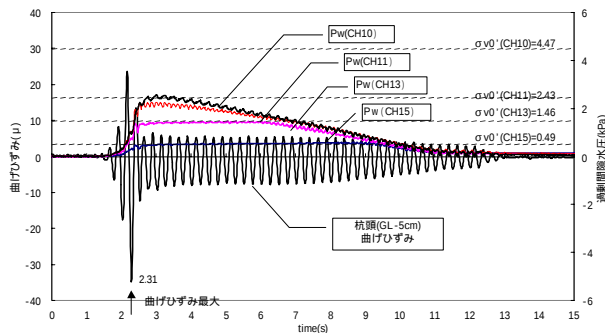
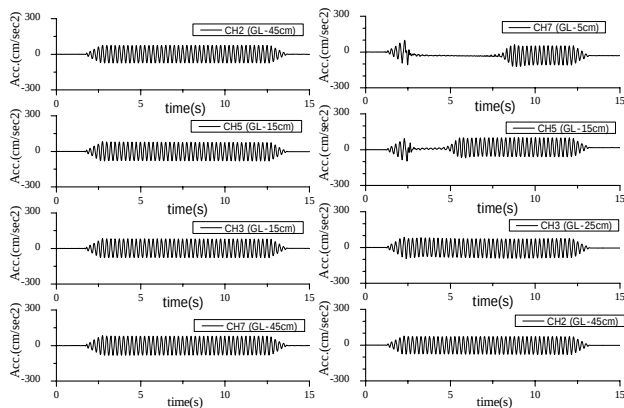


図-6 杭頭曲げひずみ（ケース2）



ケース1（乾燥砂） ケース2（飽和砂）

図-7 地盤加速度応答図（側方部）

また、ケース4の板状固化体には石こうを用いて模型を作成した。

3. 実験結果および考察

(1) 乾燥砂地盤と飽和砂地盤の比較

図-5, 6に杭頭部（GL-5cm）の曲げひずみ時刻歴を示す。ここで、ケース2については側方地盤部の過剰間隙水圧時刻歴を併記している。また、図-7に乾燥砂地盤（ケース1）と飽和砂地盤（ケース2）の側方地盤部の加速度応答の比較を示す。図-5より飽和砂地盤ではGL-15cm程度の深さまでの範囲で加振開始後約1秒後に過剰間隙水圧が初期鉛直有効応力 σ_{v0}' に達し、完全液状化に至ったことがわかる。また、下部層（Dr=90%）でも、過剰間隙水圧比（ Pw/σ_{v0}' ）がピーク時には0.56まで上昇した。

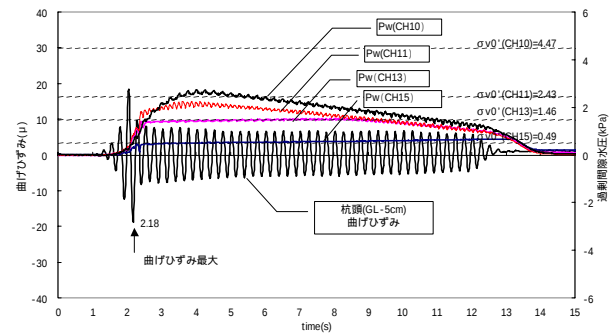


図-8 補強時杭頭曲げひずみ
ケース3（壁枠）

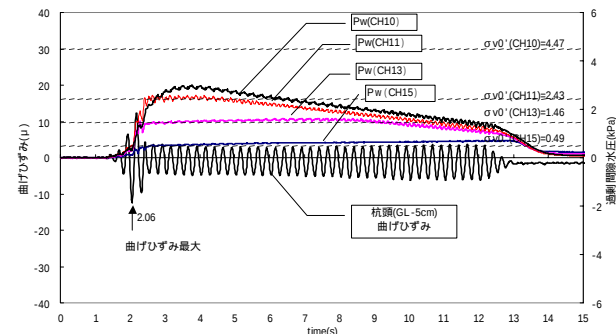


図-9 補強時杭頭曲げひずみ
ケース4（板状固化）

表-3 最大曲げひずみ時刻の
過剰間隙水圧比（ケース2）

深度	曲げピーク時刻	Pw(kPa)	σ_{v0}' (kPa)	Pw/σ_{v0}'
GL-5cm(ch15)	2.31sec	0.33	0.49	0.68
GL-15cm(ch13)	2.31sec	0.74	1.46	0.50
GL-25cm(ch11)	2.31sec	1.00	2.43	0.41
GL-45cm(ch10)	2.31sec	1.01	4.47	0.23

地盤状況は、液状化に伴い地表面に水が湧き上がり、加振終了時点で地表面沈下量が1cm程度生じた。図-7の加速度波形からもケース1では加振中ほぼ一定の振幅を示しているのに対し、ケース2では上部層において液状化に達した時刻から加速度応答がほとんどなくなり、その後過剰間隙水圧の低下とともに、応答が回復する傾向にある。

図-5, 6より杭頭部の曲げひずみ応答を比較してみると、ケース1はケース2に比べ最大値で1/4程度と小さく、振幅も比較的一定である。一方ケース2では加振開始後、過剰間隙水圧が増加するとともに曲げひずみも急激に上昇している。表-3にケース2の曲げひずみの最大値発生時刻での過剰間隙水圧比を示しているが、上部層で0.5～0.7程度まで過剰間隙水圧比が上昇した時点で最大曲げひずみを示し、その後完全液状化に達すると急激に低下している。これは、過剰間隙水圧の上昇過程で地盤剛性の低下に伴い固有振動数も低下することで、共振状態になり、地盤外力が急激に上昇した結果、杭に発生する曲げひずみが最大となったものと考えられる。その後地盤が完全液状化に至ったことにより流体状にな

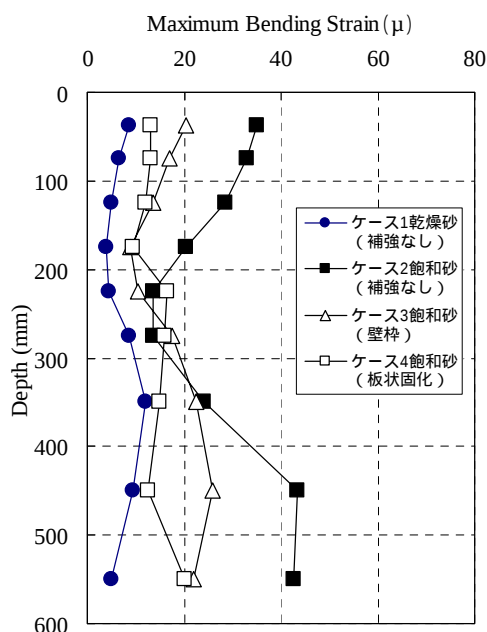


図-10 最大曲げひずみ分布

り地盤が杭間をすり抜ける状態となり、杭に作用する水平荷重が減少したためであると考えられる。その後も徐々に曲げひずみが減少する傾向にあるが、これは地盤が一旦液状化した後の再堆積に伴い固体化し、剛性が回復することによるものと推察される。

(2)補強対策による効果

杭に作用する最大曲げひずみを低減させることを目的として、図-4に示したような補強を施した。ケース3、4の杭頭曲げひずみおよび過剰間隙水圧の時刻歴を図-8、9に示す。また、図-10に最大曲げひずみ分布をケース1,2の結果と合わせて示す。補強を施した両ケースとも曲げひずみの発生状況は無補強時（ケース2）と同様に、過剰間隙水圧の上昇に伴い、液状化に至る直前に応答値が最大となり、その後完全液状化付近で急激に低下する傾向にあった。補強対策時は無補強時に比べ最大曲げひずみが杭上下端で4～5割程度減少し、断面力低減に対する補強効果が現れている。これは杭深度中間部に配置した補強部材により、2層ラーメン的な構造となり、杭基礎構造がより剛なものになったことによるものと考えられる。また2種類の補強形式を比較した場合、杭の最大曲げひずみ分布は、ケース3の方がケース4に比べ大きい結果となった。ケース3では壁枠に囲まれた地盤は剛性低下が抑制され拘束効果はあるものの、ケース4のように地盤を完全に固化させるものに比べ拘束の度合いが小さい構造となったためと考えられる。

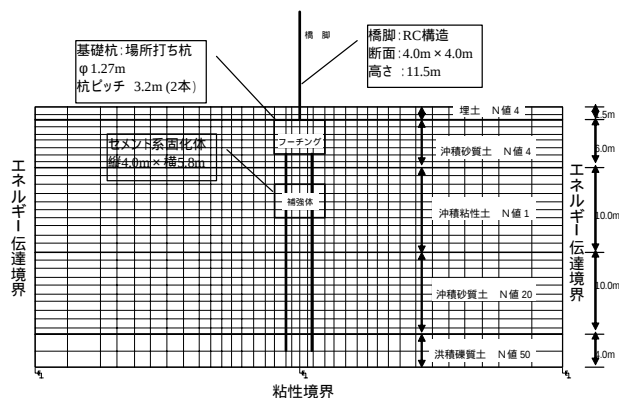


図-11 解析モデル

表-5 地盤モデルパラメーター一覧

土層区分	埋土	砂質土	粘性土	砂質土	礫質土
平均N値	4.0	3.8	0.9	20.0	50.0
単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	16.0	18.5	16.5	19.0	20.0
せん断波速度 V_s (m/s)	127	28	97	217	295
せん断剛性 G (kN/m ²)	26330	1471	15695	91424	177268
減衰定数 h (%)	2.0	20.0	2.0	2.0	2.0
ポアソン比 ν	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
動の変形曲線	岩崎・龍岡・高木による文献3)	線形	岩崎・常田・吉田による文献4)	岩崎・龍岡・高木による文献3)	横田・龍岡による文献5)
備考		液状化層 $D_L=0.05$			

表-6 構造物モデルパラメータ

	杭	フーチング	橋脚躯体	補強体
単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	24.5	24.5	24.5	20.0
ヤング係数 E (kN/m ²)	2.50×10^7	2.50×10^7	2.35×10^7	1.00×10^6
減衰定数 h (%)	5.0	5.0	5.0	5.0
ポアソン比 ν	0.2	0.2	0.2	0.2
備考				$q_u=2\text{MN/m}^2$ $E=500q_u$
杭径 (m)	杭長 (m)	配筋	許容応力度 (N/mm ²)	
			コンクリート	鉄筋
1.27	24	D32-24本	12	270

4. 実規模構造物を対象とした数値シミュレーション

(1)解析手法および解析モデル

今回提案した、2つの補強方法のうち板状固化による補強方法を実規模構造物に適用した場合の効果を確認するため、橋脚基礎をイメージしたモデルを対象に2次元等価線形動的FEM解析（プログラム名：FLUSH）による数値シミュレーションを実施した。

解析モデルを図-11に示す。対象とした基礎構造は一般の道路橋の橋脚基礎を想定したもので、杭は $\phi 1270$ 、 $L=24\text{m}$ 、杭間隔3.2mの場所打ち杭を橋軸方向に3列、橋軸直角方向に2列の計6本である。杭頭はコンクリート製のフーチングが設置され、さらに

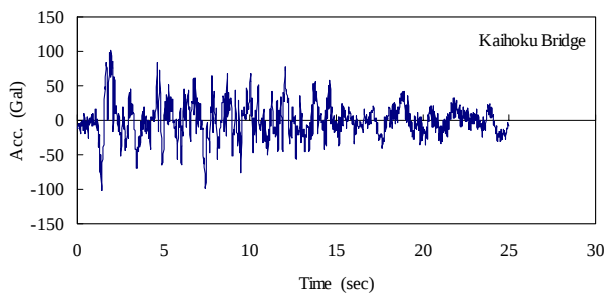


図-12 入力地震動

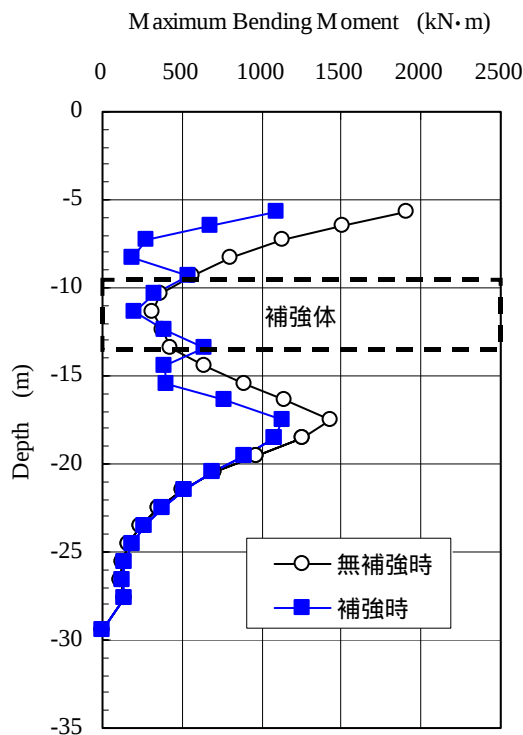


図-13 最大曲げモーメント分布

高さ11.5mの橋脚を有する。地盤は、沖積低地を想定し地表面から、緩い砂層および軟弱な粘性土が約18m存在し、GL-30m程度から支持層となるN値50の基盤面が存在するものである。FEMのモデル化にあたっては、地盤、フーチングおよび補強体は平面ひずみ要素を用い、また、杭および橋脚は梁要素でモデル化した。

(2)解析パラメータの設定

解析に用いた地盤および構造物の各パラメータを表-5、6に示す。地盤のパラメータのうち、上部沖積砂質土層(GL-1.5～7.5m)は別途実施した液化化判定の結果、液化化低効率FLが1.0未満となり、液化化する土層判定されたため、動的解析時のせん断剛性は低減係数 D_E を考慮した一定値とした。その他の土層については、既往の調査にもとづく動的変形特性($G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$)を採用した。板状固化による補強体はフーチング下部の軟弱層厚の中間部に厚さ4mのセメント系の改良体を配置した。また、橋脚の上端には上部工による奥行き単位長さ当りの付加質量として134.5kNを与えている。杭、橋脚の断面

表-7 杭1本当りの最大発生断面力(杭頭)

	常時+地震時	
	モーメント(kNm)	軸力(kN)
無補強時	1972	-1415
補強時	1159	-1036

表-8 応力照査(コンクリート)

	コンクリート応力(N/mm ²)		判定
	計算値	許容値	
無補強時	12.9	12	×
補強時	7.5		○

表-9 応力照査(鉄筋)

	鉄筋応力(N/mm ²)		判定
	計算値	許容値	
無補強時	420	270	×
補強時	260		○

積および剛性は単位奥行きあたりの値に換算している。なお、解析は橋軸直角方向を対象とし、補強体がない場合とある場合の2ケースを実施した。

入力地震動は図-12に示すような、1978年宮城県沖地震(M=7.4)で観測されたレベル1相当の波形を用いた⁶⁾。

(3)解析結果

動的FEM解析結果のうち、地震時最大曲げモーメント分布を図-13に示す。無補強時には杭頭部で最大値を生じ、さらにGL-18m付近の粘性土層と砂質土層の境界部の地盤剛性の変化点で曲げモーメントが増加する傾向を示している。これに対して補強時は、補強体の拘束効果により、杭頭およびGL-18m付近の層境界部での曲げモーメントが、低下する結果となった。特に杭頭では40%程度の低下率であった。ただし、補強体天端および下端では、拘束効果により、曲げ応力が集中する箇所が生じていることもわかる。これらの結果から、模型実験とは異なる軟弱な粘性土地盤を対象とした場合についても、板状固化による耐震補強効果を確認することができた。

(4)照査結果

動的FEM解析に先立ち実施した静的(自重)解析結果と動的解析で得られた曲げモーメントおよび軸力の杭頭での最大応答値をもとに算定した発生断面力を表-7に示す。これらの値に対してコンクリートおよび鉄筋部材の応力照査を行った結果を表-8、9に示す。コンクリートおよび鉄筋ともに無補強時には許容値を上回っていたが、板状固化による補強効果で発生断面力が低減され、許容値を満足する結果となった。

5. まとめ

本研究では、液状化時の杭の挙動を把握するため、水平地盤を対象に1g場での模型振動実験を実施した。また、地震時に発生する杭の応力を低減させるための補強方法の効果を確認するため、実験および解析的な検討を行った。その結果、以下のことを得た。

■本研究で用いたモデルの場合、液状化によって杭に発生する最大曲げひずみは、乾燥砂地盤と比べ4倍程度大きくなった。また、飽和砂地盤での曲げひずみは過剰間隙水圧が上昇し完全液状化に達する直前で最大となり、その後は地盤の流体化に伴い急激に低下する。

■本研究で採用した壁枠、板状固化の2タイプの杭の補強方法において、杭の最大曲げひずみ低減効果を定性的に確認できた。

■実規模の橋脚基礎を対象として、板状固化による耐震補強工法の補強効果を確認するため、動的FEM解析を実施した結果、杭基礎の発生断面力の低減により、許容値を満足する補強効果が確認された。

今後は実構造物を対象とした実大実験等により、補強効果および施工性の確認を行う予定である。

参考文献

- 1) 土木学会地震工学委員会杭基礎耐震設計研究小委員会：杭基礎の耐震設計法に関するシンポジウム論文集・報告書，2001
- 2) Iai, S.: Similitude for Shaking Table Tests on Soil - Structure - fluid Model in 1-g Gravitational Field, Soil and Foundations Vol.29, No.1, pp.105-118, 1989.
- 3) 岩崎，龍岡，高木(1980)：地盤の動的変形特性に関する実験的研究()，土木研究所報告153号の2
- 4) 岩崎，常田，吉田(1980)：沖積粘性土の動的変形，強度特性について，第15回土質工学研究発表会，pp.625-628
- 5) 横田，龍岡(1982)：不攪乱洪積粘土のせん断変形係数について，土木学会第32回年次学術講演概要集，第3部，pp.257-258
- 6) 社) 日本道路協会(2002)：道路橋示方書・同解説 耐震設計編