直杭式桟橋の地震時変形特性に関する 模型振動台実験

藤田 大樹1・小濱 英司2・竹信 正寛3・吉田 誠4・規矩 大義5

 ¹関東学院大学大学院土木工学専攻 (〒236-8501 神奈川県横浜市金沢区六浦東1-50-1) E-mail:m1045006@kanto-gakuin.ac.jp
 ²港湾空港技術研究所耐震構造研究チームリーダー (〒239-0826 神奈川県横須賀市中瀬3-1-1) E-mail:kohama-e83@pari.go.jp
 ³国土交通省関東地方整備局 (〒221-0053 神奈川県横浜市神奈川区橋本町2-1-4) E-mail:takenobu-m83ab@pa.ktr.mlit.go.jp
 ⁴五洋建設株式会社技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534-1) E-mail:Makoto.Yoshida@mail.penta-ocean.co.jp
 ⁵関東学院大学工学部教授 (〒236-8501 神奈川県横浜市金沢区六浦東1-50-1) E-mail:kiku@kanto-gakuin.ac.jp

直杭式桟橋の模型振動台実験を実施し、桟橋の桟橋の変形特性について検討を行った.桟橋模型は杭 の全塑性モーメントに関する相似側を満足させた模型を作製し、杭が全塑性状態に達した後の変形特性 や杭の応力状態を確認するため、同一の模型に対し複数回の模型振動台実験を行った.また、被災後に 緊急物資等の荷役を行うことや余震が発生することを想定し、杭が全塑性状態に達した後に上載荷重を 模した錘を載荷し、さらに地震力を載荷した.その結果、杭が全塑性に達しても強度低下しない場合、 て桟橋の変形は比較的小さいものであることを確認した.

Key Words : pile supported pier, shaking table tests, steel pipe pile

1. はじめに

桟橋構造は港湾施設の中でも地震時の保有耐力は 大きいとされており、被災事例は少ないが、1995年 兵庫県南部地震では桟橋が大きな被害を受けた¹⁾. この桟橋は鋼管杭による直杭式横桟橋形式であり、 被災により護岸法線が1.5m程度せり出し、鋼管杭頭 部及び地中部で座屈が生じた.被災原因として、地 震による慣性力,基礎地盤及びケーソン背後地盤の 液状化等が挙げられており、ケーソンが渡版を介し て桟橋を押し出したことも指摘されている²⁾.

桟橋の被災メカニズムについては実験や解析等に より明らかにされているが、本震による変形後の挙 動に関する知見はあまり得られていないため、変形 後に荷役をした場合や余震等を受けたときの挙動は 十分に明らかにされていない.

桟橋の被災メカニズムを明らかにするために行わ れた実験で使用した模型の多くは、杭の曲げ剛性 (桟橋の振動特性)に関する相似側を満足させるよ うに検討されている.しかし、杭の曲げ剛性に関す る相似側を満足した場合、桟橋の振動特性に関する 相似側を満足することはできるが、杭の全塑性モー メントや降伏点強度に関する相似側を同時に満足す ることは困難である.曲げ剛性に関する相似側を満 足させる場合,ヤング率の低い材料を用いるか杭の 断面を小さくすることにより整合をとる方法が一般 的である.しかし,どちらの方法を用いても模型の 降伏点や全塑性モーメントを相似則により実物スケ ールに換算すると,実際の桟橋よりも降伏点や全塑 性モーメントが大きくなり,変形に対して強い模型 となってしまう.例えば,模型杭が降伏点に達して おらず,弾性挙動を示している場合でも,実物スケ ールに換算すると降伏点を越えており,塑性域に達 している場合がある.このような場合,実験結果か ら得られた変位量を実スケール換算しても実際の変 位量よりも小さい値を示している場合があり,変形 特性を評価することは困難であると考えられる.

そこで本研究では液状化が懸念される鋼管杭式桟 橋の変形特性や杭の応力状態を確認することを目的 とし、杭の全塑性モーメントに関する相似側を満足 させた桟橋模型を用いて模型振動台実験を行った. 更に被災後に緊急物資輸送のために供用することや 余震が発生することを想定し、杭頭部が全塑性状態 に達した後に設計上載荷重相当の錘を載荷し、錘を



載荷した状態でも模型振動台実験を行い,変形特性 や杭の応力状態を確認した.なお,実験模型は杭の 全塑性モーメントに関する相似側を満足させたため, 杭の曲げ剛性,外径,板厚に関する相似則や振動特 性に関する相似則は満足していない.

2. 実験概要

本研究では使用した桟橋模型は1ブロックに杭が3 列×5本の合計15本の直杭式桟橋とし,縮尺を1/15 相当とした.本実験ではIaiによって提案されている 1G場における相似則³⁾を用いた.**表-1**に相似率を 示す.

(1) 実験模型

振動台は港湾空港技術研究所の三次元水中振動台 を使用し,土槽は長さ4.0m,幅2.5m,高さ1.5mの剛 土槽を使用した.土槽中に図-1に示す模型を作製した.

写真-1に実験で使用した桟橋模型を示す.本実験 では桟橋に変形が生じた後の変形特性を確認するこ とを目的としているため, 杭の全塑性モーメントに 関する縮尺比を満足する模型を作製した. 桟橋を対 象とした既往の研究で用いられる模型の多くは杭の 曲げ剛性に関する縮尺比を満足させ、振動特性に関 して整合を取っている. 図-2に既往の研究でよく用 いられている曲げ剛性に関する縮尺比を満足させた 場合と本実験で用いた全塑性モーメントに関する縮 尺比を満足させた場合での曲げモーメントー曲率関 係を示す。また、図中には曲げ剛性及び全塑性モー メントに関する縮尺比を満足させた理想的なモデル も示している.なお、図中のモデルは本実験で対象 とした杭から算定した値である.本実験で用いた模 型と既往の実験で用いられた模型では曲げ剛性と全 塑性モーメントに大幅な差が見られる. 既往の研究 で用いられていた模型は強度が高く、実験結果から

表−1 相似率					
パラメータ	実物/モデル	相似率			
長さ	λ	15			
密度	1	1			
時間	$\lambda^{0.75}$	7.62			
応力	λ	15			
変位	$\lambda^{1.5}$	58.09			
ひずみ	$\lambda^{0.5}$	3.87			
曲げモーメント	λ^{3}	3375			
曲げモーメント	ר <u>1</u>	50625			
(奥行き考慮)	Λ	50825			
曲率	$\lambda^{-0.5}$	0.26			



写真-1 桟橋模型



得られる変位量は過小評価されていると考えられる. しかし,全塑性モーメントに関する縮尺比を満足さ せた場合,曲げ剛性に関して大幅な差があり振動特 性に関する縮尺比を満足させることができない.そ のため,本実験で用いた模型は振動特性に関する縮 尺比を満足していない.

本実験で対象とした桟橋杭は直径700mm,板厚10 ~14mm, 材質SKK490とし, 杭の全塑性モーメント を算定すると1.16~1.60MN・mとなる. 模型の縮尺 比を λ =15としているため、Iaiによる相似則³⁾によ ると,曲げモーメントに関する相似比はλ⁴=50625 となり、相似則により模型杭の全塑性モーメントを 算定すると23.0~31.5N・mとなる. 模型杭の断面は 全て同一断面とし、模型杭の全塑性モーメントの平 均値27.3N·mとなるよう降伏点強度が40.0N/mm²で あるJIS A1070のアルミパイプを使用し、模型杭の 寸法は直径22mm,板厚1.5mmとした.表-2に模型 杭の諸元を示す. なお, 模型杭は全塑性モーメント に関する相似側を満足させたが、杭の直径及び板厚 は相似側を満足していない. これは、全塑性モーメ ント, 直径及び板厚の全てが相似側を満足させる模 型を作製することは困難であると予想されたためで ある.

模型に使用したアルミパイプの2点曲げ載荷試験 及び引張試験を行った.図-3に2点曲げ載荷試験結 果を,図-4に引張試験結果をそれぞれ示す.2点曲 げ載荷試験から得られた全塑性モーメントは 50.0N・mとなり,算定結果の27.3N・mよりも大き くなった.これは,全塑性モーメントの算定時に用 いたアルミパイプの降伏点強度は公称値の 40.0N/mm²を用いたが,引張試験から得られた降伏 点強度が90.6N/mm²と公称値よりも大きかったため である.また,2点曲げ載荷試験の結果から,曲率 が1.8×10⁴ (1/mm)以上において杭断面が全塑性に 達したものと判断した.

桟橋模型はベースプレートを用いて土槽底面に剛結している.桟橋上部工は自重相当の鋼板とした. また,別途,桟橋への上載荷重載荷用の錘を 1.3kN/m²(実物スケール20kN/m²)の設計荷重相当 の鋼板で作製した.模型地盤には護岸背後及び捨石 下部共に相馬硅砂5号を使用し,ホッパーを用いて 相対密度60%を目標に気中落下法で作製した.捨石 は砕石5号を使用し,護岸模型はコンクリート製と した.

(2) 実験ケース

加振は護岸法線直行方向の一方向のみとした.実験に使用した加振波はポートアイランドGL-32m波(以下,PI波と呼ぶ)及び正弦波であり,各ケースの加振条件は表-3に示す通りである.なお,模型の縮尺比を $\lambda = 15$ (模型スケール/実物スケール)としているため,Iaiによる相似則³⁾によると,時間に関しては $\lambda^{0.75} = 7.62$ であるため,PI波は加振時間を1/7.62にした波を使用した.

実験は全部で10ケース実施した.表-3に示す実験 ケースのうちCASE1~CASE5は本震を,CASE6は被

表-2 模型杭の諸元

直径	板厚	降伏点強度	断面係数	全塑性 モーメント
(m)	(m)	(N/mm²)	(m³)	(N∙m)
0.022	0.0015	40.0	6.32E-07	25.3
0.022	0.0015	90.6	6.32E-07	57.3



表-3 実験ケース

CASE	加振波·載荷	最大加速度·錘質量
1	PI波	412gal
2	PI波	819gal
3	正弦波10Hz	314gal
4	正弦波5Hz	352gal
5	正弦波10Hz	639gal
6	錘載荷	160kg
7	PI波	220gal
8	PI波	401gal
9	PI波	789gal
10	正弦波10Hz	636gal

災後の供用時の荷重を、CASE7~CASE10は被災後 の供用中に発生する余震を想定している.なお、 CASE6では加振は行わず、模型スケールで設計荷重 相当⁴⁾の錘を載荷した.また、各ケースの主な計測 事項は杭のひずみ、桟橋及び護岸の変位、加速度、 間隙水圧及び渡版に生じる圧縮力である.図-1には 計測器の配置も併せて示している.模型表面には沈 下・変位測定用のターゲットを配置し、各加振前後 で計測を行い残留変形を計測した.

3. 実験結果

表-4に各ケース終了時における桟橋天端の水平残

	桟橋水平	残留変位	海	則杭	中間		陸側	則杭
CASE	模型スケール	実物スケール	杭頭部	杭下端	杭頭部	杭下端	杭頭部	杭下端
	(mm)	(mm)	GA1-1	GA1-7	GA2-1	GA2-7	GA3-1	GA3-7
1	6.6	385.7	0	0	0	0	0	0
2	9.3	542.3	0	0	0	0	0	0
3	7.6	439.4	0	0	0	0	0	0
4	15.2	883.4	0	0	×	0	×	0
5	18.7	1088.8	×	0	×	0	×	0
6	-	-	×	0	×	0	×	0
7	-0.2	-12.8	×	0	×	0	×	0
8	-0.3	-17.1	×	0	×	0	×	0
9	0.2	11.0	×	0	×	0	×	0
10	6.7	388.4	×	×	×	0	×	0

表-4 桟橋天端の変位量及び杭の応力状態

注)O:全塑性以下,×:全塑性

留変位量,杭頭部及び杭下端の応力状態を示す.な お,桟橋の水平残留変位量は各ケースの加振前を0 とした増加分である.また,CASE6では錘を載荷す る際に変位計を設置することが困難であったため, 変位量は得られていない.

CASE5では全ての計測杭頭部が全塑性状態に達し、 CASE10では海側杭下端も全塑性状態となった.

CASE2ではPI波を用い、最大加速度はCASE1の2 倍の約800galとしたが、桟橋の水平残留変位量は CASE1の1.4倍程度となった. CASE5では10Hzの正 弦波を用い、加速度振幅はCASE3の2倍の約800gal とし、さらに波数も倍の100波(継続時間10秒)と したが、桟橋の水平残留変位量はCASE3の2.5倍程 度となった. CASE7, CASE8及びCASE9ではPI波を 用い、最大加速度をそれぞれCASE1の1/2倍、1倍、 2倍としたが、桟橋の水平残留変位量はそれぞれ CASE1の1/40倍程度、1/22倍程度、1/35倍程度とな った. CASE10では10Hzの正弦波を用い、加速度振 幅及び波数をCASE3の2倍としたが、桟橋の水平残 留変位量はCASE3の0.9倍程度となった.

CASE1~CASE3では計測杭の全ての箇所において 全塑性状態以下であるが、CASE4では中間杭及び陸 側杭頭部が全塑性状態に達し、CASE5では海側杭頭 部も全塑性状態に達した.また、CASE10では海側 杭下端も全塑性状態に達した.杭の一部が全塑性状 態に達した後に、全塑性状態に達する前と同一の加 振条件、または加速度や波数を増加させた条件で加 振を行ったが、桟橋の水平残留変位量は全塑性状態 に達する前と同程度またはそれ以下となった.

(1) 時系列データ

図-5~図-9にCASE1, CASE3, CASE5, CASE8, CASE10における時系列データを示す. これらのデ ータは図-1にチャンネル名称の入った代表的な計測 ポイントにおけるデータを示している. なお, 渡版 の伝達荷重は圧縮を正, 曲率は海側に凸の場合を正 とし, 図中のチャンネル名称は表-4に示している. また, すべてのケースにおいて加振前の値を0とし て表示している.

桟橋天端の応答加速度は入力加速度よりも増幅しており、海側(負側)に卓越している。特にPI波で加振したケースでは顕著に表れている。

CASE1, CASE3, CASE5, CASE10においては加 振中に桟橋の変位及び曲率の増加が生じ,加振終了 後に最大値よりは小さいが残留変位及び残留曲率が 生じている. CASE8では加振中に桟橋の変位及び曲 率が生じたが,残留変位及び残留曲率は殆ど生じて いない.また,桟橋天端の鉛直変位は全てのケース において殆ど生じていない.

CASE5(正弦波10Hz, 639gal)の曲率は5秒付近 までは杭頭部と杭下端は同じ挙動を示しているが5 秒を超えると杭頭部の曲率が急激に増加しており, 杭下端と異なる挙動を示している.これは、CASE5 終了時に杭頭部が全塑性状態に達しているため,5 秒付近で杭頭部が全塑性に達し, 曲率が急激に増加 したものと考えられる. 杭頭部の曲率が急激に増加 しても桟橋天端の水平変位は急激に増加する傾向は 見られなかった. 地盤内の過剰間隙水圧は加振開始 直後から上昇し,加振終了と共に消散し始めている が、本実験では完全な液状化には至ったケースは無 かった.しかし、過剰間隙水圧の上昇により地盤は 著しく軟化していたと考えられる.また,桟橋の水 平変位量が最も大きかったCASE5では過剰間隙水圧 比が最大で0.96程度まで上昇している.液状化に至 らなくても過剰間隙水圧が上昇し、地盤が著しく軟 化することにより桟橋の変位が増加すると考えられ る.

図-10に模型地盤完成後に行った桟橋模型の自由 振動試験から得られたフーリエスペクトルを,図-11に各ケースにおける土槽底面と桟橋天端の伝達関 数を示す.自由振動試験は,模型地盤完成後に上部 工をハンマーで水平方向に打撃し,自由振動させた 時の加速度を計測することで行った.図-10に示す 自由振動試験の結果,桟橋模型の固有振動数は 5.7Hzである.模型スケールにおける固有振動数 5.7Hzを時間の相似率 $\lambda^{0.75}$ =7.62で除して実物スケー













ルでの値に換算すると0.75Hzとなる. この値は一般 的な桟橋の固有振動数としてやや低めであり,前述 のように,相似則において模型杭の全塑性モーメン トを合わせるために曲げ剛性を小さくしたことが影 響していると考えられる.

図-11に示した各ケースにおける土槽底面と桟橋 天端の伝達関数を見ると、全てのケースにおいて桟 橋の固有周波数である5.7Hz付近の応答が大きいこ とがわかる.伝達関数の傾向はPI波で加振を行った CASE1とCASE8が同様の傾向を、10Hzの正弦波で 加振を行ったCASE3とCASE5、CASE10が同様の傾 向を示している.桟橋の固有振動数以外にも応答が 大きい周波数があるが、これは加振中に桟橋と渡版 が衝突していたこと等が影響していると考えられる.

(2) 曲率の深度分布

図-12に残留曲率の深度分布を示す. CASE1~ CASE5では各加振により曲率が増加している. 全ての計測杭頭部が全塑性モーメントに達した後に設計荷重相当の錘を載荷したCASE6では曲率は殆ど増加しなかった. また, CASE7~CASE10では各加振により中間杭及び陸側杭頭部の曲率は大きく増加しているが, 杭頭部を除く箇所では曲率は殆ど増加していない. 曲率は杭頭部と杭下端に集中している. これは杭頭部及び杭下端をベースプレートや上部工に剛結したためであると考えられる. また, 杭頭部は海側へ, 杭下端は陸側へはらむような傾向を示している.

実験終了後に杭の状態を確認したところ,杭頭部 及び杭下端に若干の塑性変形は生じていたが,局部 座屈と思われる変形は生じていなかった.本実験で 使用した模型杭の径厚比t/D=0.068は実際の桟橋よ りも大きかった⁵⁾ためであると考えられる.

(3) 荷重載荷による杭の応力状態の変化

CASE6では、被災後に桟橋上で緊急物資等の荷役 を行うことを想定し,設計荷重1.3kN/m²(実物スケ ール20.0kN/m²)の錘を載荷した.図-13に錘載荷状 況を示すが、渡版を設置するための治具を桟橋天端 上に設置していたため, 桟橋天端に一様な荷重での 載荷は行えず、桟橋海側に荷重が偏った、錘載荷に よって生じた杭下端の曲率,曲げモーメント及び渡 版の伝達荷重を表-5に示す.渡版の伝達荷重とは護 岸の変位に伴い渡版を介して桟橋を押し出す荷重で ある.なお,表-5に示した曲率,曲げモーメント及 び渡版の伝達荷重は、錘載荷によって生じた増加分 を示している.また参考までに,杭下端での曲げモ ーメントを、荷重増加による周辺地盤の地盤反力の 変動などは考慮せず、また、渡版の伝達荷重の減少 を考慮して、桟橋天端の水平変位と錘載荷による荷 重から以下の式により算出した.計算値において海 側杭、中間杭、陸側杭での値が異なるのは、錘が載 荷時に海側へ偏ったことを考慮したためである.

 $M = F_a \cdot \delta + F_b \cdot H$



ここに, F_a: 杭に作用する上載荷重

F_b:渡版の伝達荷重

δ:桟橋天端の水平変位量

(CASE5までの累積値)

(錘載荷による変動分)

H:桟橋の高さ

(図-13参照)

桟橋上への錘の載荷位置が海側に偏ったため,錘 の載荷によって渡版が桟橋を海側へ押し出す力が減 少した.この時,変位の計測はできていないが,渡 版が桟橋を海側へ押し出す力はゼロとはなっていな いため,桟橋 - 渡版 - 護岸が離れるほどの変位は桟 橋に生じていない.錘の載荷によって生じた杭下端 の曲げモーメントは海側杭では計算値が実験値と近 い値を示しているが、中間杭及び陸側杭では計算値 と実験値に大きな差が生じている.これは、載荷時 に荷重が海側へ偏っていたため、偏心荷重により海 側杭は押し込み側の杭となり曲げモーメントが増加 し、陸側杭及び中間杭は引抜き側の杭となり曲げモ ーメントが減少したと考えられる.曲げモーメント の減少は陸側に近づくほど大きくなると考えられる ため、実験値と計算値の差は陸側に近づくほど大き くなったと考えられる.

CASE6においては、杭頭部が塑性化し、累積の桟 橋水平変位が模型スケールで6cm弱、実物スケール で3m以上となった状態で上載荷重を載荷したが、 桟橋の変位は小さく、倒壊するような現象は全く見 られなかった.相似側において変位と長さの相似率 が等しくないこともあり、実物スケールで考慮する 際には注意が必要であるが、杭が全塑性化しても強 度低下しない条件では、杭頭部だけが全塑性化して も桟橋上へのある程度の鉛直荷重に対して変形が加 速するようなことはないと考えられる.

(4) 荷重載荷後の加振による杭の曲率変化及び桟 橋変位

荷重載荷後に加振を行ったCASE7~CASE10では, 図-12を見ると中間杭と陸側杭の杭頭部では残留曲 率が著しく増加しているが,杭頭部以外は殆ど曲率 が増加していない.また,図-8に示すCASE8の時系 列データを見ると杭下端の曲率は正側(海側に凸) に生じており,CASE5までに生じていた曲率と逆方 向に生じたため曲率が減少している.これは,渡版 の伝達荷重も加振後に減少していることから,渡版 の伝達荷重の減少に伴い杭下端の曲率が減少したと 考えられる.一方,図-9に示すCASE10の時系列デ ータを見ると杭下端の曲率は負側(陸側に凸)に生 じており,CASE5までに生じていた方向と同じ方向 に生じたため,曲率が増加した.CASE10では渡版 の伝達荷重が増加しているため,曲率も増加したと 考えられる.

載荷後の加振においては,表-4に示すように, 10Hz600gal程度の正弦波を用いたCASE10以外では 桟橋の残留変位はあまり生じていない.これらのケ ースでは,杭頭部は全塑性状態に達していたが,杭 1本につき2箇所の全塑性状態とはなっておらず, また,全塑性状態に達しても強度は低下しないこと (図-3)により,桟橋の変形が進まなかったことが 考えられる.

(5) 地盤反力

地盤反力はひずみゲージで計測したひずみから算 定した曲げモーメントの深度分布をスプライン補完 し、スプライン関数を二階微分することで算定した. 菊池によると一度微分した後に次元が下がらないよ うな工夫を施すことが可能であれば、杭の横抵抗の 解析では、3次の自然スプライン関数を用いれば十 分であるとしている.測定データのばらつきを考慮 するために平滑化を行い、特に微分を繰り返すこと により曲線の滑らかさを失わないために一つの近似



図-13 錘載荷状況

表-5 錘載荷によって生じた曲率,曲げモーメント,渡 版の伝達荷重

	曲げモーメント(N・m)		曲率(1/mm)	伝達荷重(N)
	実験値	計算値	実験値	実験値
海側杭	3.58	3.35	6 × 10⁻⁵	
中間杭	-1.29	-2.68	-1 × 10 ⁻⁶	-109
陸側杭	-0.11	-7.81	1 × 10 ⁻⁷	



図-15 杭の曲げモーメントと地盤反力(CASE3)

式を2回微分することを避け,一度微分した後にも う一度スプライン近似をやり直してから2回目の微 分を行うとしている⁶.本実験結果は菊池と同様の 手法を用いて,スプライン関数の次数は3次とし, 平滑化係数は3×10⁶として地盤反力を求めた.なお, 地盤反力は地表面を超えて1つ目までのひずみゲー ジの計測結果のみを用いて算定しており,それより も上の杭頭までのひずみゲージの値は用いていない.

図-14~図-19にCASE1, CASE3, CASE5, CASE6, CASE8, CASE10における残留曲げモーメント及び 残留地盤反力を示す.曲げモーメントはスプライン 補完する前の各ひずみゲージから計測したひずみか ら算出した曲げモーメントもプロットしている. 図-14~図-19を見ると,スプライン補完した曲げモ ーメント分布はひずみゲージのひずみから算出した 曲げモーメントのプロット点を全て通っている.

CASE1~CASE5までは加振中に護岸背後地盤中に おいて過剰間隙水圧が上昇し,各加振において桟橋 の変位,地盤反力が増加している.桟橋上に錘を載 荷したCASE6や,PI波を用いてCASE1と同じ最大加 速度で加振したCASE8では,地盤反力の増加は殆ど 見られない.これらのケースでは,桟橋の残留変位 はあまり増加しておらず,杭の変位に対する抵抗力 である陸向きの地盤反力が大きくならなかったと考 えられる.

上載の錘を桟橋上に載荷した後に10Hz600gal程度 の正弦波で加振したCASE10においては,桟橋の残 留変位は模型スケールで7mmほど増加し,海側杭の 下端部は累積で全塑性状態に達したが,杭地中部全 体の曲げ変形はあまり変化していない(図-18及び 図-19).残留地盤反力もCASE8と比較してあまり 変化がないため,杭周辺地盤の移動はあまりなく, 護岸背後が桟橋上部を海側に押すことで杭頭部の塑 性変形が進行して残留変位が生じたと考えられる. よって,杭の杭頭付近と地中部の2箇所に全塑性が 発生して不安定化した場合でも,杭の変位に地盤が 抵抗することによって,桟橋全体が倒壊するような 変形がある程度抑制されることが考えられる.

4. 結論

本研究では杭が全塑性状態に達した後の桟橋の変 形特性について,桟橋上への上載荷重や更なる地震 力の載荷を行い,桟橋が倒壊するような大きな変状 は確認されなかった.このことについて以下のよう な要因にまとめることができた.

- ・今回の実験で用いた模型杭では、相似則において 杭の曲げ剛性ではなく全塑性モーメントを合わせ ることを考慮したが、杭の径厚比までを合わせる ことはできず、局部座屈による強度低下は生じ難 い模型となった.実験結果として、杭の一部では 全塑性状態に達していても上載荷重や地震力の載 荷によって大きな変形が見られなかったのは、杭 が全塑性に達しても局部座屈などによって強度低 下が生じなかったことが理由の1つとして考えら れる.
- ・全塑性状態が生じた箇所は杭頭部等であり,海側 杭,中間杭,陸側杭の全ての杭の杭頭部及び杭下 端の2箇所において全塑性に達していなかった.
 中間杭や陸側杭での全塑性部が1箇所の場合には 桟橋全体としての安定性は顕著に損なわれず,変



図-19 杭の曲げモーメントと地盤反力 (CASE10)

位量は増加しにくかったと考えられる.

 ・杭の2箇所で全塑性が発生しても、その1つが地中 部である場合、杭の変位に伴い地盤反力が抵抗す
 る.この場合、杭周辺部での過剰間隙水圧上昇に よる地盤の軟化が無ければ,杭断面が全塑性に達 して不安定化しても桟橋の変位は増加しにくいと 考えられる.

参考文献

- 1) 稲富隆昌ら:1995年兵庫県南部地震による港湾施設等 被害報告,港湾技研資料, No.857, 1997
- 2) 及川研, 菅野高弘, 三藤正明, 中原知洋: 兵庫県南部 地震により被災した杭式桟橋に関する実験的検討, 第 10回日本地震工学シンポジウム論文集, pp1809~1812, 1998
- 3) S.Iai: Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-

Fulud Model in 1G Gravitational Field, Report of the Port and Harbour Res. Inst., Vol.27, No.3, pp3-24, 1988

- 4)日本港湾協会:港湾施設の技術上の基準・同解説
 (上),pp416-417,2007
- 5) 土木学会地震工学委員会:橋梁構造等の耐震設計法に 関する講習会-耐震設計の現状と今後の展望-, pp265-267, 1999
- 菊池喜昭:軟弱粘性土地盤着定式くし形構造物の横抵 抗特性に関する研究,港湾空港技術研究所資料, No.1039,2003

SHAKING TABLE TESTS ON SEISMIC DEFORMATION OF PILE SUPPORTED PIER

Daiki FUJITA,Eiji KOHAMA,Masahiro TAKENOBU,Makoto YOSHIDA and Hiroyoshi KIKU

The shaking table test was executed, and the seismic deformation of the pile supported pier was examined. The model by whom the similitude concerning the fully-plastic moment of pile is suited is made, and to confirm the deformation characteristic and the state of the stress after reaching fully-plastic moment had been generated in the pile, the shaking table test was done many times with the same model. Moreover, it is assumed that transportation of eritical material and occurrence of after shok in the post-disaster period, after reaching fully-plastic moment had srisen, weight was put on the pile supported pire, and also the shaking table test was conducted. The result cheched displacement of a pile supported pire was comparatively small, if deterioration of strength did not arise even if it the pile reached fully-plastic moment.