

裏込め荷重を受ける軟弱粘土地盤上の 杭基礎橋台の安定性に関する研究

渡部要一¹・竹村次朗²・木村 孟³

¹正会員 工博 運輸省港湾技術研究所土質部土性研究室 (〒239 神奈川県横須賀市長瀬三丁目1-1)

²正会員 工博 東京工業大学助教授 工学部土木工学科 (〒152 東京都目黒区大岡山二丁目12-1)

³正会員 工博 東京工業大学学長 (〒152 東京都目黒区大岡山二丁目12-1)

筆者らは、軟弱粘土地盤中の杭基礎橋台背面に裏込めを築造する場合の地盤の安定性や杭基礎の変形挙動を調べることを目的に一連の遠心模型実験を行ってきた¹⁾。本研究では、これらの実験の結果側方流動荷重を強く受けることが明らかとなった杭先の拘束が十分大きい場合の地盤の安定性を評価することを目的として、各種影響要因を取り入れた上界値計算を行った。また、合わせて行った杭の水平載荷実験より得られた杭の水平抵抗に関する荷重-変位関係と上界値計算の結果とを有機的に結び付けることにより、裏込め載荷時の杭基礎の変形挙動の定量的評価を試みた。その結果、計算より得られた破壊裏込め高さや粘土が塑性化する領域の深さ、杭に生じる曲げモーメント分布は、実験結果と良く一致することを確認した。

Key Words : pile, abutment, clay, soft ground, backfill, horizontal load, lateral soil movement, centrifuge model test

1. 序論

軟弱粘土地盤中に建設された杭基礎橋台に対し、裏込め盛土等の偏載荷重を作用させる場合の杭基礎橋台の安定性に関する既往の研究は非常に少なく、堀部ら²⁾や木村³⁾による実現場における橋台の水平移動の計測事例、筆者ら^{1),4)}を含めたSpringmanら⁵⁾、Stewartら^{6),7)}が行った遠心模型実験、石原ら⁸⁾、木村³⁾、Itoら⁹⁾、Matsuiら¹⁰⁾が試みた側方流動荷重の評価法などが報告されている程度である。

このような問題において設計の際に検討すべき項目としては、(i)盛土および粘土地盤の安定性、(ii)橋台の水平変位、(iii)杭の破壊に対する安全性等が挙げられる。このうち(i)に関しては杭の存在を考慮した地盤の安定解析を行う必要があり、(ii)(iii)の検討に際しては、裏込め土から橋台に作用する水平土圧と粘土地盤から杭に作用する側方流動荷重の定量的な評価が必要となる。裏込め土は橋台のわずかな水平変位でも主働化するため、橋台に作用する水平土圧はほぼ主働土圧であると考えられる。一方、側方流動荷重に関しては以下のような評価法が提案されている。すなわち、石原ら⁸⁾と木村³⁾は側方流動

荷重の分布形状を二等辺三角形と仮定し、その大きさの推定方法を提案している。この方法では、側方流動荷重を盛土荷重のみの関数としているため、地盤の強度や杭間隔の影響をどのように取り入れていくかが今後の課題とされている。また、Itoら⁹⁾、Matsuiら¹⁰⁾は、杭周りの変形が杭軸と直角な面からなる平面ひずみ状態であると仮定して、塑性論的な方法により、杭間隔を考慮した側方流動荷重を解析的に求めているが、側方流動荷重の深さ方向の分布を求めるまでには至っていない。

以上のように、これまでに幾つかの研究成果が報告されているが、現状では、杭基礎構造物と地盤の変形のメカニズムについては未解明な点が多く、地盤強度、杭間隔、軟弱層厚を合理的に取り入れた地盤の安定性ならびに杭に作用する荷重分布の評価法は確立されていない。本研究では、既往の設計法では十分考慮されているとはいえないこれらの要因の影響を調べることを目的に、渡部ら¹⁾が行った裏込め載荷実験の結果に対して、杭間隔、橋台幅、地盤の強度分布、橋台の水平変位等の影響を取り入れた上界値計算により地盤の安定解析を行い、杭周辺の地盤が破壊に至る裏込め高さの定量的な評価を行っ

Table 1 Test conditions : Backfilling test
(Pile tip fixed)

Test code	Pile spacing (mm)	Pile spacing ratio ^{*)}	Number of piles	Pile length (mm)	Existence of retaining wall
PA23S	24	2.4	12	100	No
PA24S	24	2.4	12	100	Yes
LP83S	35	3.5	8	100	No
LP84S	35	3.5	8	100	Yes
PA84S	35	3.5	8	100	Yes
LP43S	75	7.5	4	100	No
LP44S	75	7.5	4	100	Yes
PA23L	24	2.4	12	140	No
PA24L	24	2.4	12	140	Yes
PA84L	35	3.5	8	140	Yes

^{*)} Pile spacing / Pile diameter

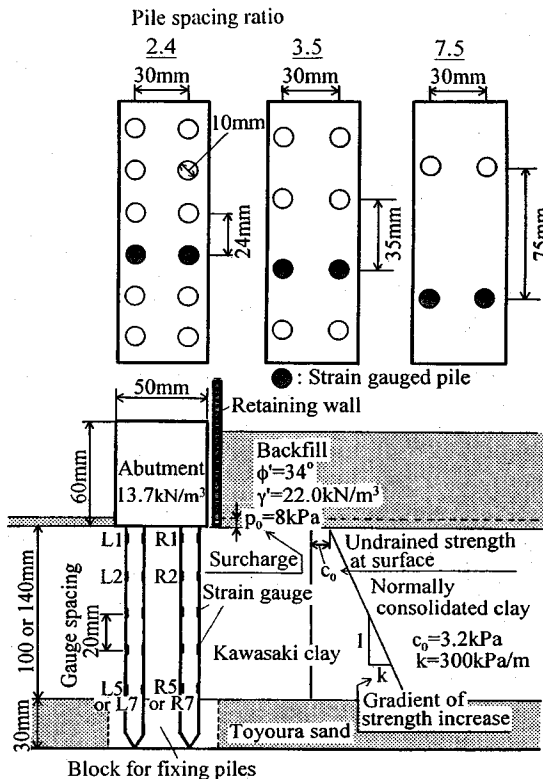


Fig.1 Model piled abutment and arrangement of piles

た。また、裏込め載荷実験と同じ杭間隔からなる単列杭の水平載荷実験を行い、杭の水平抵抗に関する荷重-変位関係を求め、これと上界値計算から得られる橋台下の塑性領域と実験で観測された変形パターンにより仮定した杭と地盤の相対変位分布とを

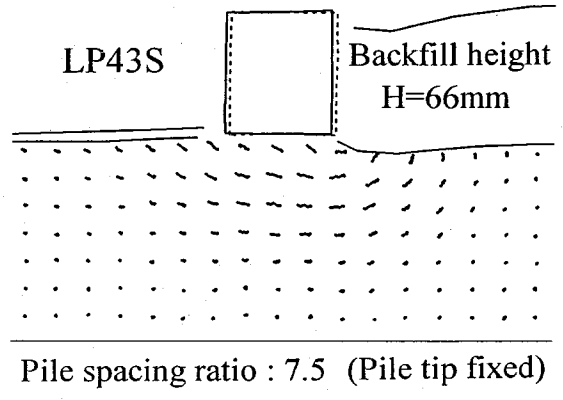


Fig.2 Displacement vectors of backfilling test(LP43S)

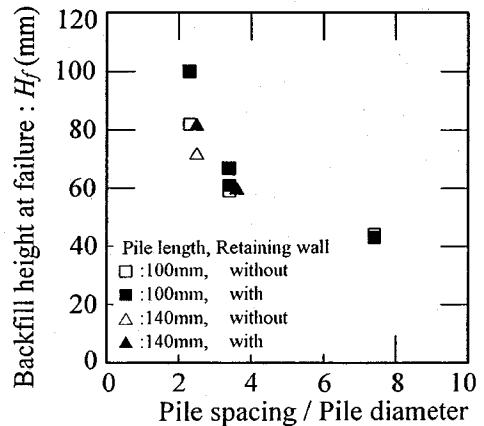


Fig.3 Relationship between backfill height at failure and pile spacing ratio (Pile tip fixed)

有機的に結び付けて、杭基礎構造物の変形挙動を定量的に評価することを試みた。

2. 裏込め載荷実験¹⁾

本研究では、渡部^らが行った100gの遠心加速度場における裏込め載荷実験のうち、大きな側方流動荷重が杭に作用することが明らかとなった杭先の拘束が強いケース(杭先固定ケース)を対象としており、その実験概要および実験条件はFig.1およびTable 1に示す通りである。実験結果のうち、本研究と関連することについて、以下にその概略を示す。

Fig.2は、裏込め高さが約65mmの時の地盤の変形状況をLP43Sについて示したものである。構造物(杭上部)の変位より大きな地盤変位が構造物周辺の

Table 2 Test conditions : Lateral loading test

Test code	Pile spacing (mm)	Pile spacing ratio	Number of piles	Pile length (mm)	Pile type
PAH6	24	2.4	6	130	Rigid
PAH4	35	3.5	4	130	Rigid
HP4	35	3.5	4	130	Alum.
HP2	75	7.5	2	130	Alum.

浅い領域に集中して発生し、この部分の粘土が杭間をすり抜けている様子がわかる。また、地盤と杭の相対変位はこのせん断変形の集中領域で最も大きく、それ以深ではやや曲率を持ちながらほぼ直線的に減少している。なお、ここでは示していないが、杭先の拘束が十分に大きく橋台の水平変位が非常に小さいケースでは、軟弱層厚が異なっても変形の大きさ、深さ方向の分布ともほぼ等しく、変形が及ぶ深さは橋台幅の約2倍までであり、それ以深では有意な変位(地盤と杭の相対変位)を生じないことが確認されている。また、一連の裏込め載荷実験の結果、杭周辺地盤破壊時の裏込め高さ(杭径に対する杭間隔の比)の関係としてFig.3が得られている。

その他、裏込め高さ(杭径に対する杭間隔の比)の関係は、裏込めからの土圧が橋台側面に作用しないようにした仕切板有りのケースの場合、裏込めの鉛直圧力が約 $2.5 \sim 2.8 \bar{c}_u$ (\bar{c}_u は粘土表面近くの変形の大きな領域、すなわち深さ20mmまでの非排水せん断強度の平均)まではほとんど曲げモーメントを生じず、それ以降破壊に至るまではほぼ直線的に変化すること、また、杭間隔が杭径の2.4倍以上では、杭周辺地盤破壊時の側方流動荷重の分布はほぼ等しいものとなることなどの結果が得られている。

3. 単列杭の水平載荷実験

杭周辺地盤が破壊に至る前の杭の水平抵抗を定量的に評価するためには、杭の水平抵抗に関する荷重-変位関係が必要となる。そこで本研究では杭の水平載荷実験を行い、この荷重-変位関係を求めることを試みた。

(1) 実験条件

杭の水平抵抗に関する荷重-変位関係を求めるための水平載荷実験は、杭間隔の影響も調べるために裏込め載荷実験と同じ3種類の杭間隔(杭間隔比2.4, 3.5, 7.5)からなる単列杭を用いて行った。実験条件

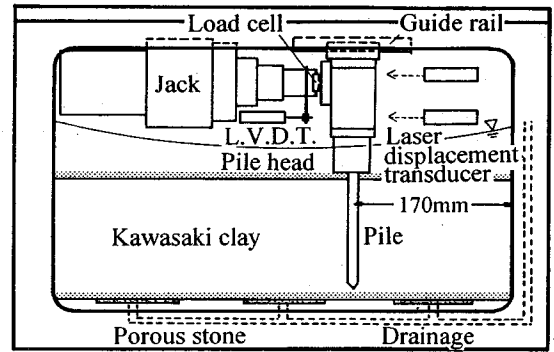


Fig.4 Test setup for lateral loading test

はTable 2に示す通りであり、HP4とHP2では、裏込め載荷実験に用いたアルミ製模型杭(AL)¹⁾を、またPAH6とPAH4では、杭の変形を極力抑えるためにステンレス製で肉厚1mmのかなり剛性の高い模型杭を使用した。

(2) 実験方法

実験に用いた模型容器は幅500mm、高さ326mm、奥行150mmの鋼製容器である。裏込め載荷実験と同じ川崎粘土M30¹¹⁾を所定量投入し、予備圧密を完了した後、地盤前面に変位計測用の光学ターゲットを設置する。次に透水圧密により正規圧密粘土地盤と同様の深さ方向に強度が増加する地盤を作成し、小型オーガ(木工用ドリル)で杭配置に合わせて粘土に小孔を開け、そこに杭頭をブロックに固定した模型杭を挿入した後、100gの遠心加速度場において8kPaのサーチャージに相当するジルコン砂(土粒子密度 4.63g/cm^3)を地盤表面に敷きならし、電動モータジャッキを搭載してFig.4に示すシステムを組み上げる。これを遠心模型実験装置に取り付け、100gの遠心加速度場で自重圧密を完了させた後、杭頭の回転を拘束した状態で、ジャッキにより水平方向に一定の速度(約 0.01mm/s :実物に換算すると約 8.5mm/day)で単調に載荷を行った。この載荷速度は通常行われている現場における水平載荷試験に比べて遅い速度であるが、粘土試料M30の透水係数が十分小さい(約 $5.0 \times 10^{-10}\text{m/s}$)ため、載荷中はほぼ非排水条件が満足されており、本実験で採用した載荷速度は実験結果にあまり影響しないものと考えられる。なお、粘土地盤の強度分布は裏込め載荷実験(Fig.1)と同様に、表面の非排水せん断強度 c_0 が3.2kPa、深さ方向の強度増加率 k が 300kPa/m (実物に換算すると 3.0kPa/m)である。また、模型杭の長

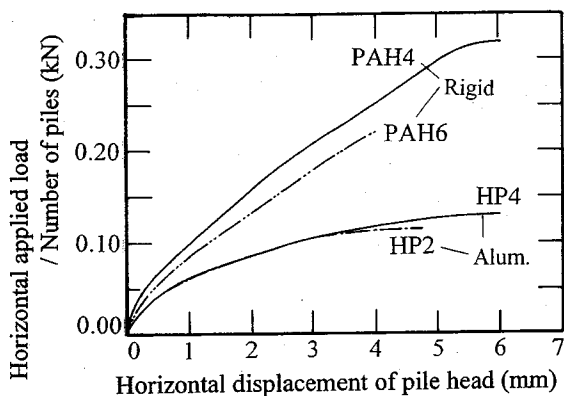


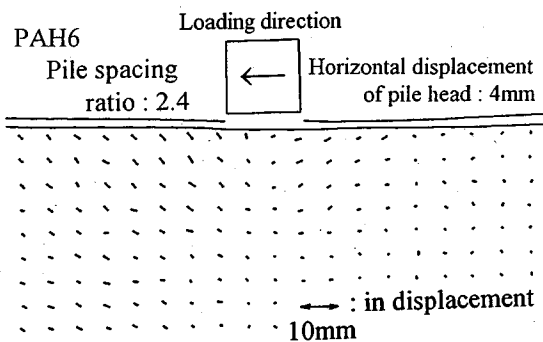
Fig.5 The test results of lateral loading tests

さは130mmで、地盤表面と杭頭固定ブロックとの隙間5mmは地盤表面から突出しているが、それ以外は全長にわたって粘土層に打設されており、杭先は支持砂層には根入れされていない。

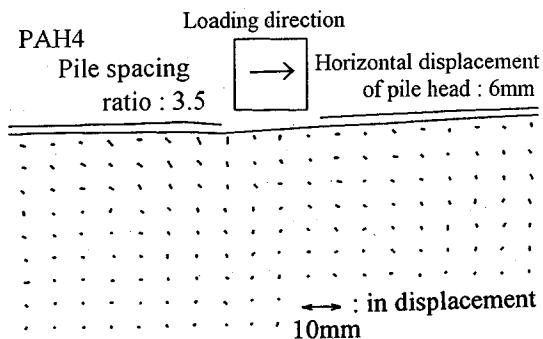
(3) 実験結果

Fig.5は、単列杭の水平荷重実験における、杭1本当たりの荷重と杭頭の水平変位との関係を示したものである。HP4とHP2およびPAH6とPAH4では杭の曲げ剛性に大きな差があるため、両実験シリーズでは地盤内での杭の変形形状が異なり、この荷重-変位関係において直接的な比較はできない。同一の杭を用いたHP4とHP2を比較すると、同一の杭頭水平変位に対してHP4の水平荷重はHP2の水平荷重とほぼ等しくなっていることから、杭間隔比が3.5と7.5では杭1本当たりに地盤から作用する反力はほぼ等しく、杭間隔の影響があまり現れていないといえる。これに対し、PAH6とPAH4を比較すると、杭間隔比2.4では3.5に比べ杭1本当たりに地盤から作用する反力が若干小さくなっている。なお、PAH4では、杭頭水平変位約5mmのところで極限荷重に達している。

Fig.6は、PAH6とPAH4の荷重終了時、すなわち、杭頭の水平変位がPAH6では約4mm、PAH4では約6mmの時の容器前面で観測された変位を2倍に拡大して示したものである。PAH4ではPAH6より杭の変位が大きいにも関わらず、杭周辺の地盤はほとんど変位せず、粘土が杭と杭の間をすり抜けることによって地盤の抵抗力が発揮されていることがわかる。一方、PAH6では、わずかではあるが杭列の背面側および前面側に、主働・受働くさびの形成につながると考えられる斜め方向の変位が見られ、粘土が杭と杭の間をすり抜ける挙動と同時に、杭列が1枚の壁のようになって主働・受働破壊を起こす挙動も現



(a) PAH6 (Pile spacing ratio : 2.4)



(b) PAH4 (Pile spacing ratio : 3.5)

Fig.6 Observed displacement of clay in lateral loading tests

れている。このため、PAH6の水平荷重は、純粋に粘土のすり抜けにより反力が発揮されるPAH4に比べ同一の水平変位における杭1本当たりに作用する反力が小さくなったものと考えられる。

Randolphら¹²⁾は、杭周りの粘土の変形を杭軸と直交する面における平面ひずみ状態として取り扱い、極限解析により表面が滑な円形杭の単位深さ当たりの極限水平抵抗として

$$p_{ult} = 9.14 c_u d \quad (1)$$

を得ている。ここで、 $c_u (= c_0 + k \cdot z)$ は深さ z における粘土の非排水せん断強度、 d は杭径である。これを用いると粘土が杭間をすり抜けることによる極限水平抵抗は杭1本当たり0.25kNとなる。一方、杭列を表面が滑な壁面とみなし、主働・受働くさびが形成されるとしたときのRankineの受働土圧と主働土圧の差を各杭に均等に配分すると、杭1本当たりPAH6では0.28kPa、PAH4では0.41kPaとなる。このことから、主働・受働くさびが形成されることによる抵抗の方がすり抜けによる抵抗よりも1.5倍以上大きなPAH4では、主に粘土が杭間をすり抜ける

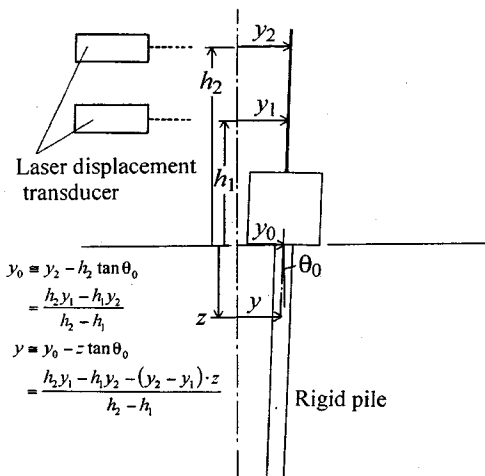


Fig.7 Assumption of horizontal displacement of pile in the clay

ことにより抵抗力が発揮されるのに対し、両者がほぼ近い値となるPAH6では粘土のすり抜けと同時に主働・受働破壊的な挙動も現れたと考えられる。

載荷は杭頭の回転を拘束したものであり、杭頭に非常に大きな曲げモーメントが生じるため、アルミ製模型杭を用いたHP4とHP2では杭頭に塑性ヒンジが形成され、地盤内での杭の変形形状の推測が困難であることや、PAH6では主働・受働的な挙動が含まれることを考慮し、最も条件が明確で、しかも極限荷重まで載荷がなされた杭間隔比3.5のPAH4における杭の水平地盤反力係数を、以下に示す方法により求めた。なお、このケースの杭1本当たりの極限荷重は0.3kNであり、式(1)より求められるものよりやや大きくはなるがほぼ対応したものとなっている。また、上述のように杭間隔比3.5では杭間隔の影響が現れないことから、ここで求められる係数は単杭の水平地盤反力係数とほぼ等しいといえる。一方、杭間隔比が2.4の場合でも渡部ら¹⁾が示したように杭先が固定され、橋台下の粘土の鉛直変位が拘束された状態である裏込め載荷実験では、杭間隔の影響があまり現れていなかったこと、ならびにRandolphら¹²⁾が示した表面が滑な杭の極限水平抵抗のメカニズムにおける杭周りの塑性域の範囲が重なり合わないことから、ここで求められる係数は粘土が杭と杭の間をすり抜ける場合だけを考えると、杭間隔比2.4のケースにもある程度適用できるものと考えられる。

PAH4で用いた模型杭は剛性が高いため、載荷中の杭の変形を無視できるものと仮定すると、2つのレーザー変位計から計測される杭頭の水平変位と回

Table 3 Value of α_h obtained from PAH4

Displacement of pile head (mm)	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
Value of α_h (mm ^{-0.5})	7.5	5.7	6.0	6.5	6.6	6.5

転角から地盤中の深さzにおける杭の水平変位yを推定することができる(Fig.7)。なお、PAH4に用いた曲げ剛性の大きなステンレス製模型杭でも実際にはたわみを生じており、杭頭を固定したCantileverにRandolphら¹²⁾が求めた式(1)の極限水平荷重が作用する場合、杭先端のたわみ量は約1.5mmとなる。しかし、ここで求めようとしている杭の水平地盤反力係数は変位が小さい場合に対応したものであり、また、杭頭の回転を拘束した本実験でもガイドレールのたわみ等により杭頭が若干回転しており、杭上部に比べ杭先端部の水平変位が非常に小さくなっていることから、ここでは杭の曲げ変形は無視して変位を求めている。

久保¹³⁾は、この水平変位yと杭の単位長さ当たりの抵抗力 p_L との関係として次式を提案している。

$$p_L = k^* z^m y^{0.5} d \quad (2)$$

ここに、 k^* は水平抵抗定数、 m は地盤の強度分布を考慮した指数でS型地盤(緩い砂など深さ方向に直線的に強度が増加する地盤)では1、C型地盤(過圧密な粘土など深さ方向に強度が一様な地盤)では0、 y は深さzにおける杭の水平変位である。本研究では、式(2)をサーチャージを有する正規圧密された粘土地盤に適用しやすいように地盤強度を導入して書き換えた以下の式

$$p_L = \alpha_h c_u y^{0.5} d = \alpha_h (c_0 + kz) y^{0.5} d \quad (3)$$

を用いて、杭の水平抵抗に関する荷重-変位関係をモデル化した。ここで、 α_h は定数である。この式を杭の全長にわたって積分した値が杭頭に作用している水平荷重(Fig.5)と等しいとおいて、杭頭の水平変位毎に定数 α_h を求めると、Table 3に示すように水平変位によらずほぼ6.5mm^{-0.5}(実物に換算すると0.65mm^{-0.5})で一定値になり、杭の水平抵抗に関する荷重-変位関係を式(3)によりモデル化し得ることが確認できる。

久保¹³⁾が粘土地盤を対象として示した地盤強度(c_u)と k_c (C型地盤における水平抵抗定数 k^*)の関係は比例関係にないため、 $\alpha_h (= k_c/c_u)$ が一定値とならない。しかし、一般に正規圧密粘土の応力-ひずみ関係は c_u により無次元化できることから、本研究で行っているように α_h を一定値として取り扱うことは合理的なものと考えられる。本研究で対象としている $c_u \approx 20\text{kPa}$ 程度の粘土地盤では、久保¹³⁾

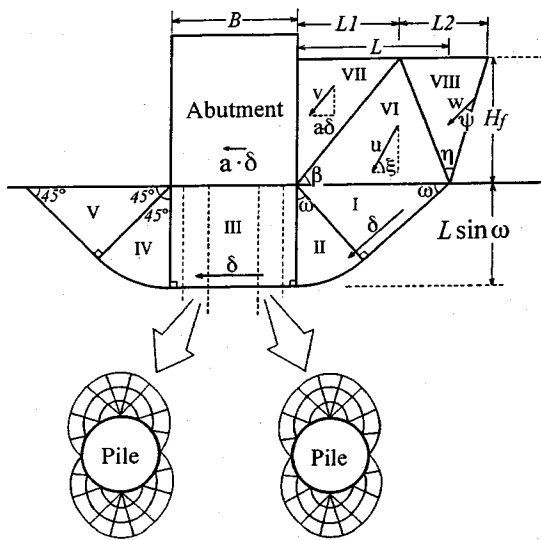


Fig.8 Failure mechanism used in upper bound calculation

が示した k_c を 100g の遠心加速度場における α_n に換算すると $\alpha_n \approx 17 \text{ mm}^{-0.5}$ となり、本研究の α_n の 2 倍以上になる。この差の原因として、(i) 本研究では正規圧密粘土地盤を対象としているが、久保¹³⁾ は主に過圧密地盤を対象としていること、(ii) 久保¹³⁾ が扱っている杭の表面は粗面であると考えられるが、本研究で用いている杭は滑面と見なせること、(iii) 久保¹³⁾ が用いている c_u は一軸圧縮試験または N 値から求めているが、本研究では三軸試験の結果に基づいて応力履歴から決めていること等が考えられる。

4. 破壊裏込め高さの上界値計算

(1) 破壊メカニズムと上界値式

軟弱地盤中の杭のように、地盤材料に対して杭が相対的に剛であり、また、支持層への十分な長さの根入れ等により杭先の拘束が強い場合、裏込め盛土等により杭に作用する荷重を評価するためには、杭の存在を考慮した地盤の安定性、すなわち破壊裏込め高さの正確な予測が必要と考えられる。そこで、本研究では、上界値計算により地盤の安定性の評価を試みた。Fig.2 で示した地盤の変形挙動の観測結果を参考にして、杭の存在ならびに砂のせん断を考慮した破壊メカニズムを Fig.8 のように仮定した。なお、領域 III において粘土が杭間をすり抜ける際の内部消散は、表面が滑な杭について Randolph¹²⁾ が仮定した、図に示すようなメカニズムを用いて求

Table 4 Results of upper bound calculation

ψ deg	a	H_f mm	L mm	L1 mm	L2 mm	ω deg	ξ deg	$L \sin \omega$ mm
Pile spacing ratio : 2.4								
5	0	56.5	28	11	17	34.0	89.9	16
15	0	68.9	53	24	29	21.0	89.9	19
20	0	75.2	71	42	29	17.0	89.4	21
25	0	82.3	94	53	41	14.0	89.4	23
34	0	97.3	148	82	66	10.5	89.4	27
34	0.1	66.9	58	41	17	15.0	68.9	15
34	0.2	55.1	42	1	41	17.0	55.9	12
Pile spacing ratio : 3.5								
5	0	49.1	26	10	16	41.0	89.9	17
15	0	59.0	49	28	21	24.5	89.4	20
20	0	63.9	61	36	25	21.0	89.4	22
25	0	69.2	77	45	32	18.0	89.4	24
34	0	82.9	137	78	59	12.5	88.9	30
34	0.1	59.5	60	36	24	15.0	68.9	16
34	0.2	49.5	45	15	30	17.5	56.4	14
Pile spacing ratio : 7.5								
5	0	40.3	26	8	18	46.5	89.9	19
15	0	47.3	43	16	27	31.5	89.9	22
20	0	51.0	53	28	25	27.0	89.4	24
25	0	54.8	63	35	28	24.0	89.4	26
34	0	64.0	105	59	46	17.5	88.9	32
34	0.1	50.8	65	31	34	15.0	68.9	17
34	0.2	42.7	51	13	38	17.5	56.4	15

めている。このメカニズムでは、模型橋台の側面または仕切板の側面はかなり滑らかであるためこれを滑とし、領域 VI, VII, VIII の各ブロックをそれぞれ相対的にダイレーション角 ψ をなして変位させることにより、裏込め材のせん断を考慮している。さらに、橋台に直下の粘土の a 倍の水平変位を与え、領域 VII のブロックの変位に水平成分を許すことにより、橋台の変位の影響をある程度評価できるように工夫されている。このメカニズムを用いた上界値式を無次元量で表すと次式のようになる。すなわち、

$$\frac{\gamma' H_f}{c_0} = f \left(\frac{k H_f}{c_0}, \frac{B}{H_f}, n_p d, a, \psi \right) \quad (4)$$

ここで γ' は裏込めの単位体積重量、 c_0 は粘土表面の非排水せん断強度、 k は深さ方向の強度増加率、 n_p は単位奥行き当たり存在する杭の本数、 H_f は破壊裏込め高さ、 B は橋台幅である。上式では被説明変数である H_f が両辺に含まれるために、これを用いて安定図表を作成することは不可能であり、計算はかなり複雑なものになる。左辺は盛土の安定数

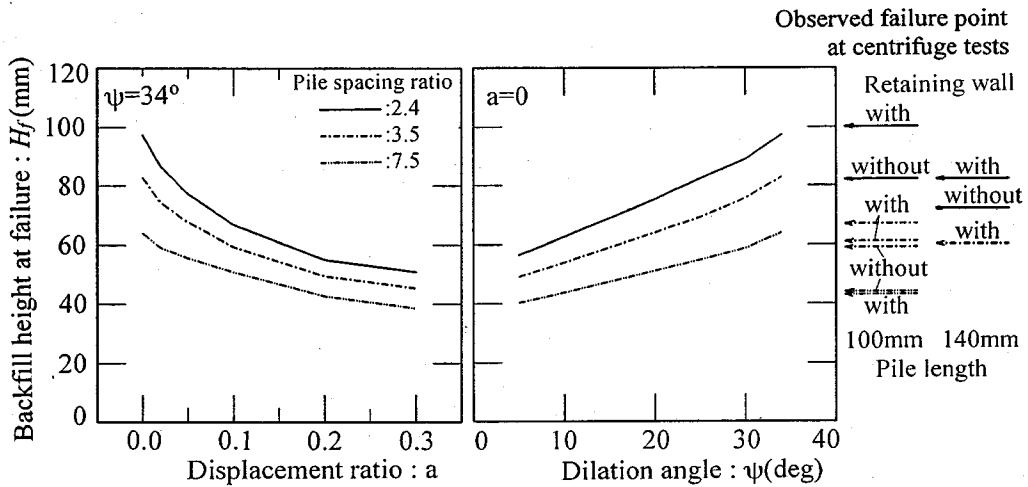


Fig.9 Results of upper bound calculation :
Variation of backfill height at failure (H_f) with displacement ratio (a) and dilation angle (ψ)

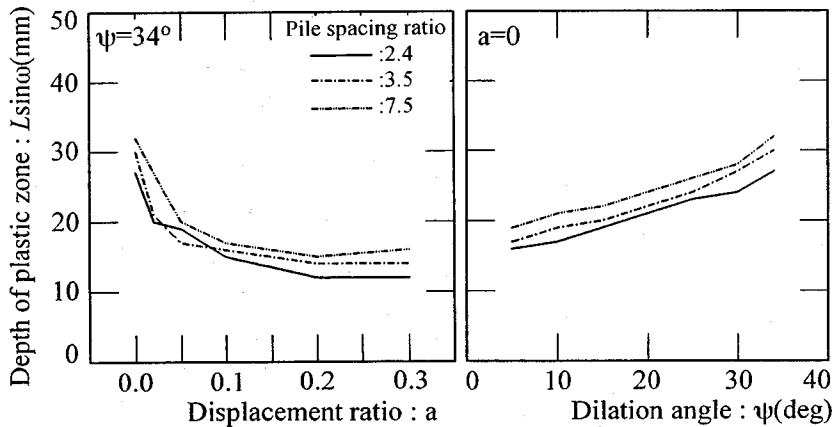


Fig.10 Results of upper bound calculation :
Variation of depth of plastic zone ($L\sin\omega$) with displacement ratio (a) and dilation angle (ψ)

を表しており、これに影響する支配パラメータは、右辺より k/c_0 , B , $n_p d$, a および ψ であることがわかる。このうち a は軟弱層厚(杭長)や杭先の拘束条件および杭の剛性等に依存する量であり、また $n_p d$ は橋軸方向および橋軸直角方向を含めた杭間隔の影響を決定する量であることから、式(4)は裏込め載荷実験¹⁾のパラメータを取り入れた形となっている。計算では c_0 , k , γ' , ψ を所与の条件とし、 a を仮定したもとの、メカニズムの形状を決める L , $L1$, $L2$, ω および ξ の各変数を $L1+L2 \geq L$ の条件のもとで漸次変化させることにより、破壊裏込め高さ H_f が最小となる上界値を求めた。ここで ξ はブロックIとVIとの間に相対的な変位を許すための変数である。なお、この上界値は常に $L1+L2 = L$

のときに得られる。

(2) 計算結果

遠心模型実験と同じ地盤条件、幾何条件 (Fig.1) について行った計算結果を Table 4, Fig.9 に示す。裏込め材がせん断に伴って大きくダイレーションを起こす場合、橋台の水平変位が小さいと裏込め材の変形を拘束する(鉛直下方への変位が小さくなる)ため破壊裏込め高さが高くなる。またその逆のこともいえることから、裏込め材のダイレーション(ダイレーション角 ψ) と橋台が裏込め土の水平変位を拘束する効果(粘土と橋台の変位の比 a) とが直接対応したものであると考え、橋台の水平変位 a の影響を $a=0$ の下で ψ の変化という形で取り入れた計算結

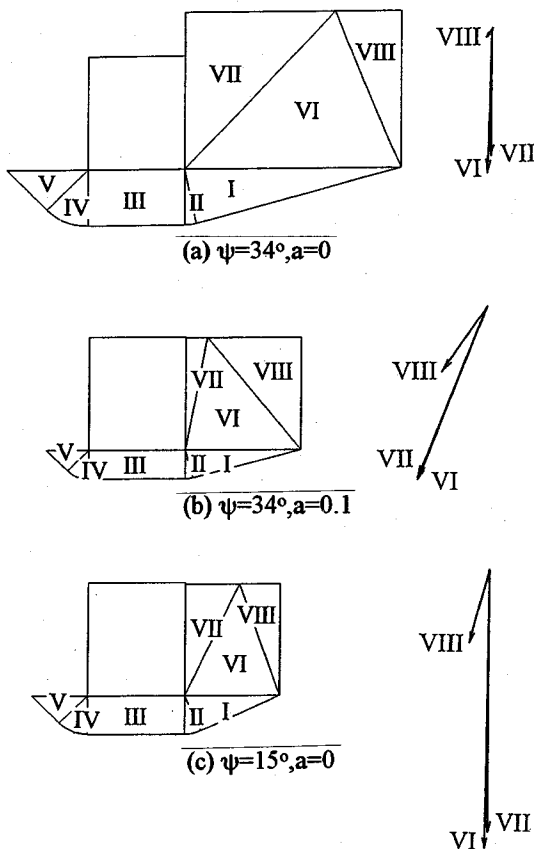


Fig.11 Failure mechanism and displacement hodograph (Pile spacing ratio : 3.5)

果も示してある。計算から求められる破壊裏込め高さ H_f は杭間隔が狭いものほど高くなっており、図に示した実験結果¹⁾と同様の傾向が得られている。橋台の変位ゼロ ($a=0$) の下では、ダイレクション角 ψ の値として裏込め材の安息角 34° を用いた場合の計算結果は、実験より得られた破壊裏込め高さ H_f (Fig.3) を過大に評価しており、この条件では橋台が裏込め材のせん断変形を拘束する効果を過大に評価しているといえる。 ψ の値を低減させた場合の計算結果と、 a の値を変化させた場合の計算結果を比較すると、 $\psi=34^\circ, a=0.1$ と $\psi=15^\circ, a=0$ の H_f の値がほぼ一致しており、この上界値計算では $a=0$ として ψ を低減することにより、橋台の水平変位の影響をある程度評価できるものと考えられる。上界値計算に a の効果を取り入れると、領域VIIの変位に水平成分が含まれ計算式が極めて複雑になるため、これと同等の効果を ψ の低減の形で計算に取り込めることは計算の簡略化が可能であることを

意味している。

Fig.10は、計算から得られた地盤破壊時の橋台下の塑性域の深さ $L \sin \omega$ を示したものである。変位比 a の増加とともに塑性域の深さ $L \sin \omega$ が減少するのに対応して、ダイレクション角 ψ の減少とともに塑性域の深さ $L \sin \omega$ が減少しており、破壊時の裏込め高さ H_f と同様に塑性域深さに対する a の増加の影響を ψ の低減によりある程度表せることがわかる。計算より得られた塑性域の深さ $L \sin \omega$ は20mm前後となっており、渡部ら¹⁾の実験結果とほぼ一致しているといえる。

Table 4によると、破壊裏込め高さ H_f を得るときの各パラメータの値は次のような傾向になっている。すなわち、 ψ が減少または a が増加すると L および L/l は減少、 ω は増加、また塑性域の深さを表す $L \sin \omega$ は減少する。なお、 ξ の値は $a=0$ の場合ほぼ 90° となるが、 a の増加とともに減少する。また、 $a=0$ の場合、同一の ψ では杭間隔が狭いケースの方が L が大きく、逆に $L \sin \omega$ は小さくなっている。

Fig.11は杭間隔比3.5のケースについて、 $\psi=34^\circ$ で $a=0, 0.1$ の場合および $\psi=15^\circ$ で $a=0$ の場合の破壊のメカニズムと領域VI, VII, VIIIの変位の hodograph を示したものである。 $a=0, \psi=34^\circ$ (Fig.11(a)) では大きな ψ の下で領域VIIの水平変位を拘束 ($a=0$) しているため、盛土全体の変位が著しく拘束され、破壊時の裏込めの高さ、幅ともに大きくなっている。一方、Fig.11(b)では、橋台に水平変位を与え ($a=0.1$) て領域VIIに水平変位を許しているために、盛土の鉛直変位量が若干大きくなっており、破壊時の裏込めの高さ、幅ともに小さくなっている。また、ほぼ同じ破壊時裏込め高さ H_f が得られているFig.11(b)とFig.11(c)を比較すると、領域VIIIの鉛直変位は両者でほぼ等しくなっているが、この領域VIIIの面積は領域VIIに水平変位を許しているFig.11(b)の方が大きいため、領域VIとVIIの変位の鉛直成分は、Fig.11(b)の方が小さくなっている。

Fig.9において、実験で観測された破壊点と計算結果との対応に着目すると、杭間隔が狭いケースの方が対応する ψ が大きく、また a が小さくなっていることから、杭間隔が狭いケースの方が、この計算における仮定の下では橋台が裏込め土の水平変位を拘束する効果が大きくなっているといえる。

渡部らの裏込め実験¹⁾では、仕切板の有無の影響について、仕切板が裏込め盛土の水平変位を抑えるという点にのみ着目してきたが、実際には、仕切板と橋台模型との間隔 (5mm) および仕切板の厚さ (2mmまたは5mm) のために、50mmの橋台幅 B が見

Table 5 Variation of results of upper bound calculation with width of abutment (B) : $a=0, \psi=20^\circ$

Pile spacing ratio	B mm	H_f mm	L mm	$L1$ mm	$L2$ mm	ω deg	ξ deg	$L \sin \omega$ mm
2.4	20	60.8	58	33	25	16.5	89.4	16
	50	75.2	71	42	29	17.0	89.4	21
	60	79.5	74	45	29	17.0	89.4	22
	90	92.0	88	52	36	16.5	89.4	25
3.5	20	49.8	41	21	20	23.0	89.9	16
	50	63.9	61	36	25	21.0	89.4	22
	60	68.2	63	38	25	21.5	89.4	23
	90	79.9	80	52	28	20.0	88.9	27
7.5	20	37.8	36	21	15	29.0	89.4	17
	50	51.0	53	28	25	27.0	89.4	24
	60	54.8	56	35	21	27.5	88.9	26
	90	65.5	69	37	32	26.0	89.4	30

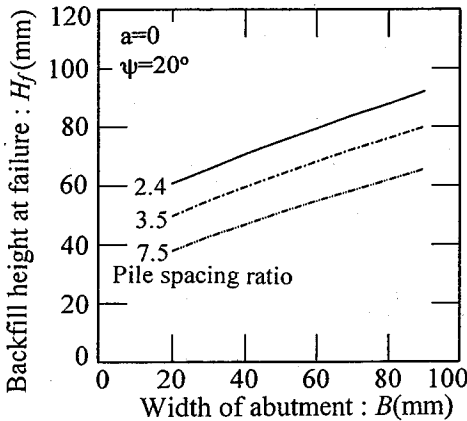


Fig.12 Results of upper bound calculation : Variation of backfill height at failure (H_f) with width of abutment (B)

かけ上57~60mmに増加していることによる影響もあると考えられる。Table 5, Fig.12は、破壊裏込め高さ H_f に対する橋台幅 B の影響を調べるために、実際の破壊裏込め高さに比較的近い計算結果が得られる ψ が 20° の場合($a=0$)について計算を行った結果である。これを見ると、杭列の数が同じであれば50mmの橋台幅 B が見かけ上57~60mmとなることが破壊裏込め高さに及ぼす影響はおよそ7%の増加であり、あまり大きくないことがわかる。なお、橋台幅 B に対する破壊裏込め高さ H_f の増加量は杭間隔によらずほぼ等しくなっている。Table 5からわかるように、 B が増えると塑性域の深さ $L \sin \omega$ も増加しているが、50mmから57~60mmの間ではそれは極めて小さなものとなっている。

これまで見てきたように、変位比 a の減少(またはダイレイション角 ψ の増加)および橋台幅 B の増加により破壊裏込め高さ H_f は高く、塑性域の深さ $L \sin \omega$ は深くなる。一方、杭間隔の減少(杭本数の増加)によっても破壊裏込め高さ H_f は高くなるが、この場合、塑性域の深さ $L \sin \omega$ は浅くなる。このように、破壊のメカニズムは多くの要因の影響を受け、非常に複雑に変化するといえる。

5. 側方流動荷重と杭の曲げモーメントの評価

裏込め載荷実験の結果、側方流動荷重を強く受けることが明らかとなった杭先の拘束が十分に大きな場合に対して、上界値計算の結果ならびに単列杭の水平載荷実験から求めた杭の水平抵抗定数 α_h を含んだ式(3)で与えられる $p-q$ 関係を用いて、地盤破壊時の側方流動荷重の推定を試みた。その方法は、上界値計算から求められる塑性域内(深さ $L \sin \omega$ まで)ではRandolphら¹²⁾が求めた式(1)で表される極限荷重を杭に作用させ、それ以深では粘土と杭にある相対変位の分布を仮定し、これに杭の水平抵抗定数 α_h を適用して式(3)より分布荷重を推定するというものである。粘土と杭の相対変位分布は、裏込め載荷実験の結果から、有意な変形が及ぶ深さを橋台幅 B の2倍とし、地盤の水平変位は地盤表面付近のせん断ひずみが集中する付近で最大となり、それ以深ではほぼ直線的に、しかしやや曲率を有しながら減少する分布とした。すなわち、相対変位 y の分布形状を橋台幅の2倍の深さ($z=2B$)を頂点とする3次曲線($y=C(z-2B)^3$, C は定数)で近似し、それ以深の地盤強度の大きな部分ではこれをゼロとした。また、3次曲線の係数 C は、塑性域底部($z=L \sin \omega$)における水平荷重が連続的に変化するように式(1)と式(3)を等値させて相対変位を $(9.14/\alpha_h)^2$ とした。本研究では $\alpha_h=6.5\text{mm}^{-0.5}$ が得られており、 $(9.14/\alpha_h)^2 \approx 2\text{mm}$ となる。裏込め載荷実験¹⁾では粘土の水平変位が3mmのときを破壊と定義しており、このとき杭は約1mm水平変位していることからこの定義は粘土と杭の相対変位が約2mm(粘土が杭間を杭径の20%すり抜けたとき)をもって破壊としていることになり、 $(9.14/\alpha_h)^2 \approx 2\text{mm}$ は実験結果に対しても妥当な値であるといえる。このようにして仮定した粘土と杭の相対変位の分布は次式

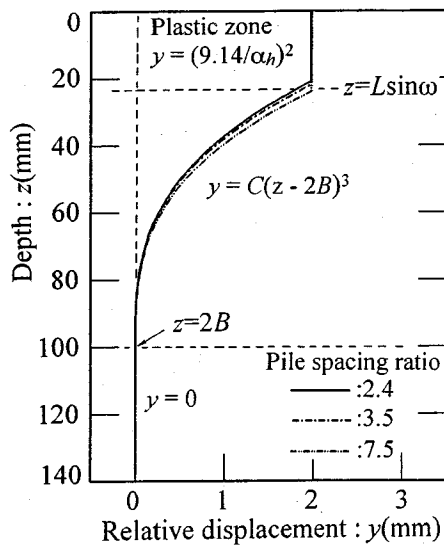


Fig. 13 Assumed distribution of relative displacements between pile and soils

$$\left\{ \begin{array}{l} y = (9.14/\alpha_h)^2 \quad (0 \leq z < L \sin \omega) \\ y = \frac{9.14^2}{\alpha_h^2 (L \sin \omega - 2B)^3} (z - 2B)^3 \quad (L \sin \omega \leq z < 2B) \\ y = 0 \quad (2B \leq z) \end{array} \right. \quad (5)$$

のように表され、これはFig.13に示すような分布となる。

Fig.9に示したように、実験結果と計算結果が対応する ψ や a の値は実験条件により異なるが、個々の実験結果に対して対応する ψ や a の値を決定することにはあまり意味が無いものと考えられる。したがって、ここでは $a=0$ のときの上限値計算の結果のうち、実験結果に対応する ψ の平均的な値として $\psi=20^\circ$ のときの破壊裏込め高さ H_f と塑性域の深さ $L \sin \omega$ を用いることにする。なお、Fig.10からわかるように ψ が $15 \sim 25^\circ$ 程度の範囲では $L \sin \omega$ の値がほとんど変化しないことから、 $\psi=20^\circ$ の計算結果を代表的なものとして用いても以下の議論に ψ の差はほとんど影響しないものと考えられる。

Fig.14は、式(5)の相対変位分布に式(1)および式(3)を適用することにより得られる破壊時の側方流動荷重の分布であり、この側方流動荷重分布を利用して求めた杭に生じる曲げモーメント分布と、杭先固定ケースの実験から得られた破壊時の曲げモーメント分布を比較したものがFig.15ある。ここで示した実験結果は、計測された曲げモーメントの分布か

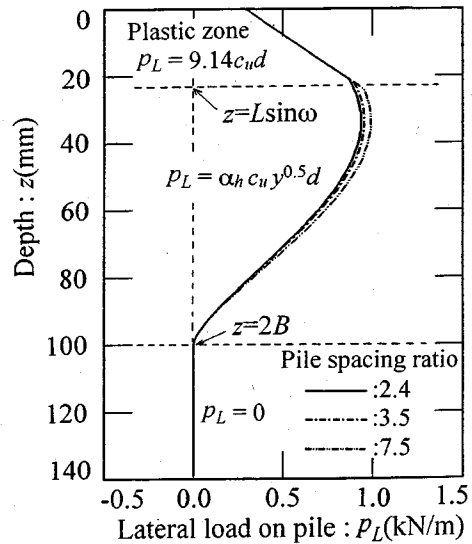
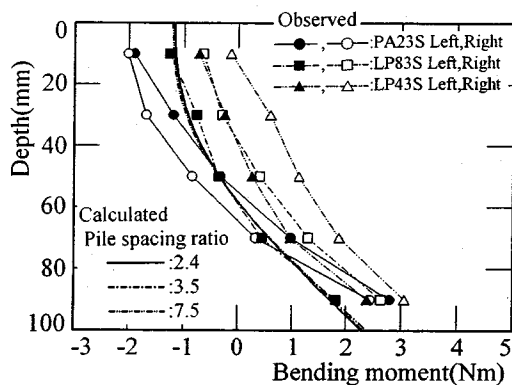


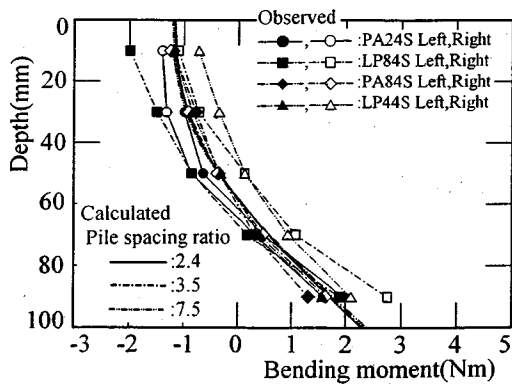
Fig. 14 The calculated distribution of lateral loads on pile (P_L)

ら橋台底面の摩擦による成分、および裏込めから橋台側面に作用する土圧(主働土圧と仮定)による成分を差し引いたものである。この実験結果は、ひずみの計測値から曲げモーメントを求めたものであるが、アルミ製模型杭(AL)¹⁾を用いたLPシリーズでは、ひずみゲージが曲げに対し片側にのみ貼られているために軸力によるひずみ成分も含まれた結果となっており、その分だけ値がシフトしている。このことを考慮すると、今回実験を行った範囲では、いずれのケースでもここで示した計算方法により杭先の拘束が十分ある場合の破壊時の側方流動荷重および曲げモーメントの分布をかなりよい精度で推定することが可能であるといえる。また、Fig.3に示した実験結果やFig.9に示した計算結果には、杭間隔が狭いものほど地盤が安定するために破壊裏込め高さが高くなるという形で杭間隔の影響が現れていたものの、上限値計算により求められる塑性域の深さが杭間隔によってあまり変わらないため、地盤破壊時の曲げモーメント分布には杭間隔の差はほとんど現れず、遠心模型裏込め載荷実験の結果¹⁾と同様の傾向が得られている。

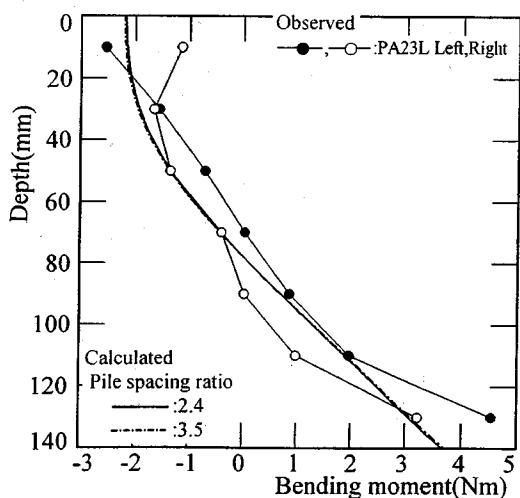
遠心模型実験によると、裏込め高さ h と杭に生じる曲げモーメントの関係は、裏込めの鉛直圧力が約 $2.5 \sim 2.8 \bar{c}_u$ まではほとんど変化せず、それ以降裏込め高さに対してほぼ直線的に変化していくことから、破壊時の曲げモーメント分布が決まれば、任意の裏込め高さに対する曲げモーメント分布を推定することが可能となる。Fig.16は、杭長が100mmの



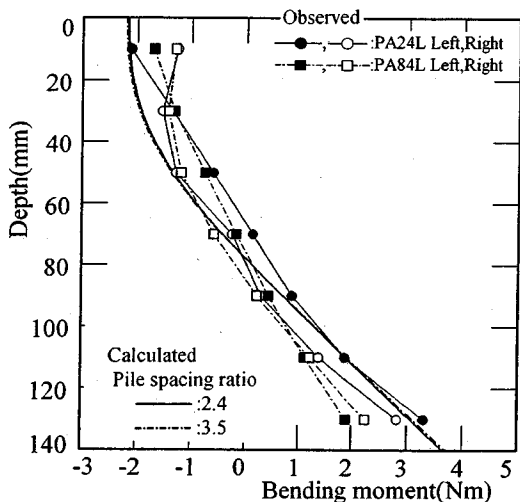
(a) Pile length: 100mm, without retaining wall



(b) Pile length: 100mm, with retaining wall

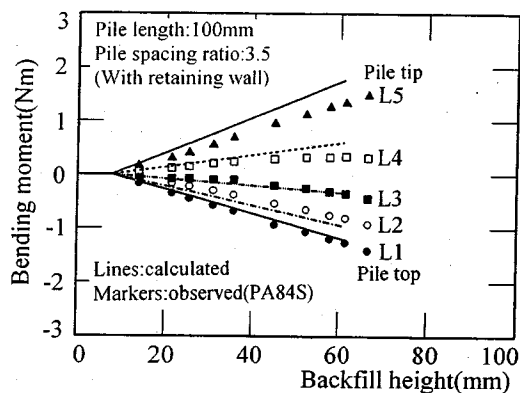


(c) Pile length: 140mm, without retaining wall

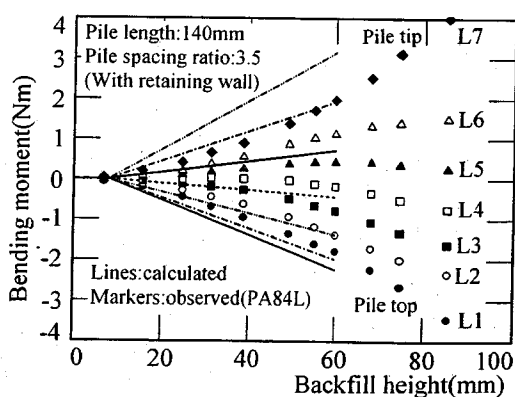


(d) Pile length: 140mm, with retaining wall

Fig.15 Comparison between calculation and observation for pile bending moments at failure



(a) PA84S



(b) PA84L

Fig.16 Comparison between calculation and observation for pile bending moments during backfilling

PA84Sと杭長が140mmのPA84Lについて、この方法により推定した裏込め高さと同曲げモーメントの関係を実験結果とともに示したものである。杭先を固定したケースでは左右の杭にほぼ等しい曲げモーメントが生じることから、ここでは、代表例として橋台の前面側に当たる左側の杭の結果について示している。また、Fig.15では様々な実験条件の結果を比較するため実験結果に対して橋台底面の摩擦による成分等を補正しているが、この補正は地盤破壊時に対してのみ可能であり、任意の裏込め高さに対して行うことはできないため、ここでは、地盤破壊時に対応する計算結果に対して橋台底面の摩擦による成分を補正している。PA84Sでは、計算結果と実験結果が非常に良く一致しているが、PA84Lでは、計算結果は実験結果を過大評価、すなわち安全側の評価をしている。これは裏込め載荷実験において、本来ならば粘土地盤と杭との相対変位に着目して破壊点を定義すべきであるがこれが不可能であるため、便宜的に粘土の水平変位がある一定値(3mm)に達した時点をもって破壊と定義していることに原因があると考えられる。同じ曲げ剛性を有する杭を用いたPA84SとPA84Lでは、杭が長いPA84Lの方が杭の水平変位が大きく、同じ相対変位を生じるには粘土の水平変位がもう少し大きくなった状態を考えなくてはならないため、Fig.3に示したPA84Lの破壊裏込め高さは本来の定義からすると過小評価となっている。より厳密な破壊裏込め高さの定義ができれば、PA84Lの場合にも計算結果と実験結果の間に、より良い一致が見られたものと考えられる。

6. 結論

本研究では、軟弱な正規圧密粘土地盤上の杭基礎橋台が裏込め荷重を受ける場合の杭と地盤との複雑な相互作用について調べることを目的に、遠心模型による単列杭の水平載荷試験、および上界値計算を行い、地盤の安定性ならびに杭に作用する側方流動荷重に影響する種々の要因について検討し、それらの定量的な評価を試みた結果、以下の結論を得た。すなわち、

- 1) 深さ方向に強度が増加する軟弱粘土地盤中の杭の水平抵抗あるいは側方流動荷重は、粘土強度および粘土と杭との相対変位 y について以下の関係を持つ。すなわち、

$$p = \alpha_h (c_0 + k \cdot z) y^{0.5} d$$

ここで、 α_h は定数、 c_0 は粘土地盤表面の非排水強度、 k は深さ(z)方向の強度増加率、 d は杭径である。

- 2) 杭先の拘束が十分にある場合には、杭間隔が狭くなるほど、すなわち、杭の本数が増加するほど裏込めに対する地盤の安定性が向上し、破壊時の裏込め高さが高くなる。しかしながら、杭間隔比が2.5程度以上になると、地盤破壊時の杭の曲げモーメント分布に杭間隔の影響はあまり現れない。
- 3) 実験より得られた変形挙動に基づいて仮定した破壊メカニズムを用いた上界値計算により得られる破壊時の裏込め高さ、および塑性域の深さは、ほぼ実験結果と対応したものとなった。
- 4) 裏込めのダイレーションと橋台が裏込め土の水平変位を拘束する効果とは直接対応したものであり、橋台の水平変位の影響を変位ゼロの条件の下でダイレーション角の低減の形で取り入れることにより、ほぼ同等の効果を計算に取り入れることができる。
- 5) 実験から得られる地盤の変形と上界値計算の結果から地盤と杭の相対変位を仮定し、これに杭の水平荷重-変位関係を適用することにより、破壊時に杭に作用する側方流動荷重分布、ならびに杭の曲げモーメントを評価することができる。
- 6) 裏込め高さと同曲げモーメントの関係は、裏込めの鉛直圧力が約 $2.5 \sim 2.8 \bar{c}_u$ まではほとんど変化せず、それ以降裏込め高さに対してほぼ直線的に変化していくことから、破壊時の曲げモーメント分布を求めることにより、任意の裏込め高さにおける曲げモーメントの分布をある程度の精度で推定することができる。

参考文献

- 1) 渡部要一、竹村次朗、木村 孟：裏込め載荷時の軟弱粘土地盤と杭基礎の相互作用に関する実験的研究、土木学会論文集、No.523/III-32, pp.111-123, 1995.
- 2) 堀部正文、塩井幸武、浅沼英弥：軟弱地盤上の橋台の設計、第36回土木学会年次講演概要集、III, pp.572-573, 1981.
- 3) 木村 衛：軟弱地盤上の橋台の側方移動対策、土と基礎、Vol.30, No.5, pp.33-40, 1982.
- 4) Kimura, T., Takemura, J., Watabe, Y., Suemasa, N. and Hiro-oka, A.: Stability of piled bridge abutments on soft clay deposits, *Proc. of 13th ICSMFE*, pp.721-724, 1994.
- 5) Springman, S. M. and Bolton, M. D.: Modeling the behavior of piles subjected to surcharge loading, *Proc. of Centrifuge 91*, pp.253-260, 1991.

- 6) Stewart, D. P., Jewell, R. J. and Randolph, M. F. : Embankment loading of piled bridge abutments on soft clay, *Proc. of GEO-COAST '91*, pp.741-746, 1991.
- 7) Stewart, D. P., Jewell, R. J. and Randolph, M. F. : Centrifuge modeling of piled bridge abutments on soft ground, *Soils and Foundations*, Vol.34, No.1, pp.41-51, 1994.
- 8) 石原静夫, 越田 昭, 斉藤正忠, 前田詔一 : 側方流動の杭基礎に及ぼす影響に関する現地試験, *土と基礎*, Vol.29, No.4, pp.19-24, 1981.
- 9) Ito, T. and Matsui, T. : Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles, *Soils and Foundations*, Vol.15, No.4, pp.43-59, 1975.
- 10) Matsui, T., Hong, W. P. and Ito, T. : Earth pressure on piles in a row due to lateral soil movements, *Soils and Foundations*, Vol.22, No.2, pp.71-81, 1982.
- 11) 竹村次朗, 廣岡明彦, 末政直晃, 木村 孟 : 中間土-Headache Soilか否か? -, *土と基礎*, Vol.41, No.7, pp.1-4, 1993.
- 12) Randolph, M.F. and Houlsby, G. T. : The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil, *Geotechnique*, Vol.34, No.4, pp.613-623, 1984.
- 13) 久保浩一 : 杭の横抵抗の新しい設計法, *港湾技術研究所報告*, Vol.2, No.3, 1964.

(1995. 5. 10 受付)

STABILITIES OF PILED BRIDGE ABUTMENTS IN SOFT CLAY SUBJECTED TO BACKFILL LOADING

Yoichi WATABE, Jiro TAKEMURA and Tsutomu KIMURA

In this paper upper bound calculations and centrifuge lateral loading tests on piles were carried out to estimate the stability of clay around piled bridge abutments subjected to backfilling and obtain the relationship between lateral resistance(p) and displacement of pile(y). An attempt was also made to predict the lateral load acting along the pile at the failure of clay by combining the results of the upper bound calculation and the observed p - y relation. It was found that the calculated backfill height and lateral load at the failure of the clay compared well with the results of centrifuge model tests which had been previously conducted by the authors.