

裏込め荷重を受ける軟弱粘土地盤中の 杭基礎橋台の長期挙動

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)

軟弱粘土地盤中の杭基礎橋台背面に裏込めを施す場合の地盤の安定性や杭基礎橋台の変形挙動は、粘土の非排水変形を対象として取り扱われることが多い。しかし、この種の問題では、粘土地盤は裏込め築造とともに発生する即時変形後も応力一定の状態では生じる非排水クリープや圧密変形といった時間に依存した挙動が現れる。本研究では、このような長期的に現れる現象が杭基礎の変形挙動に与える影響について調べるために、裏込め築造後の長期挙動に着目した遠心模型実験ならびに有限要素解析を行った。これらの結果から、軟弱層厚や杭先の拘束条件といった各種影響要因が軟弱地盤や杭基礎構造物の長期挙動に与える影響を明らかにした。

Key Words : pile, abutment, clay, soft ground, backfill, long term behavior, lateral soil movement, consolidation

1. 序論

軟弱地盤中に建設された杭基礎橋台の背面に裏込め盛土を築造する場合、裏込めから橋台側面に直接作用する土圧に加えて、軟弱地盤に生じる側方流動により杭基礎に大きな水平力が作用し、橋台が著しく水平変位して杭が破壊に至ったり、上部構造物に支障を来すことがある(Flemingら¹⁾)。軟弱地盤上に盛土荷重を載荷する場合、盛土下の地盤が時間とともに圧密して強度が増加するため、盛土の破壊に対する安定性に関しては、非排水変形が対象となる盛土築造直後が最も危険な短期安定問題といえる。

このような背景から、裏込め載荷時の即時変形を対象とした既往の研究が多く、例えば、堀部ら²⁾、木村³⁾、Springmanら⁴⁾、Stewartら^{5),6),7)}、Kimuraら⁸⁾、渡部ら^{9),10)}など幾つかの研究結果が報告されている。しかし、これらの既往の研究のうち、Stewartら⁶⁾は、数多くの遠心模型実験を行った結果、粘土の非排水せん断による即時変形が原因となる橋台の変位は、最終的な変位量の70%であり、残りの30%はその後の粘土地盤の圧密が原因であると報告している。また、Stewartら¹¹⁾が言うように、

盛土築造に伴う即時変形の影響は、杭の施工手順によって回避する可能性はあるが、長期的な影響は施工期間の関係上回避することは難しい。このことから、時間に依存した変形挙動にも注目する必要があるといえるが、長期的な地盤変形が杭基礎構造物に与える影響について詳しく調べた報告はあまりないのが実状である。

一般に、軟弱地盤中の杭基礎橋台が盛土等の偏載荷重を受ける場合、杭基礎の時間に依存した変形挙動、すなわち裏込め築造時の即時変形後に現れる変形挙動に影響する要因は、(i)地盤内に生じる過剰間隙水圧の再配分、(ii)粘土のせん断変形の進行(非排水クリープの進行)、(iii)盛土内での応力の再配分、(iv)杭周りでの局所的な圧密等であるといわれている(Stewartら⁶⁾)。これらの要因は相互に影響を及ぼし、この種の問題をより複雑なものにしている。そこで、本研究では、裏込め築造後の粘土地盤の非排水クリープ変形、ならびに粘土地盤の圧密変形が杭基礎に与える影響について調べるために、小型模型内に実物と同等の応力-ひずみ状態を再現することができる遠心模型実験装置を用いて、軟弱粘土地盤中の杭基礎橋台模型に対して裏込め載荷を行

表-1 実験条件

実験コード	杭間隔 (mm)	杭長 (mm)	杭先条件	1回目の载荷の裏込め高さ (mm)
PC81L	35	140	砂層	43mm
PC83L	35	140	固定	51mm
PC83S	35	100	固定	50mm

表-2 川崎粘土M30の物理・力学特性

液性限界 : W_L %	52.4
塑性限界 : W_P %	23.1
塑性指数 : I_P	29.3
土粒子密度 : ρ_s g/cm ³	2.69
圧縮指数 : C_c	0.327
膨潤指数 : C_s	0.046
間隙比 : e at $\sigma_v' = 98$ kPa	1.040
強度増加率 : c_u / σ_{vc}'	0.400

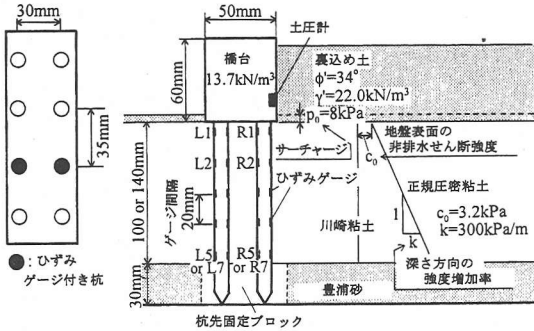


図-1 杭基礎橋台模型と杭の配置

い、その後過剰間隙水圧が消散するまで長期間放置する実験を行った。

裏込め荷重を受ける杭基礎橋台の長期的な挙動においては、粘土は非排水クリープによるせん断変形と同時に圧密が進行し、前述の通り、その両者が現象に大きく関わっており、特に、杭周りの粘土の複雑な挙動が現象を大きく支配していると考えられる。ここで取り扱っている長期挙動において土は「破壊」せず、このような場合には地盤や橋台の変位ならびに杭の曲げモーメントの変化がより重要となるため、Stewartら⁷⁾や渡部ら¹⁰⁾が行ったような非排水せん断により生じる「破壊」という現象を取り扱う極限解析法の適用は不可能である。また、杭周りでは圧密と同時にせん断変形も生じることから、古典的な圧密理論のみによる取り扱いでは不十分であり、せん断と圧密を同時に取り入れた土の構成則を用いた解析が必要となる。そこで、本研究では、修正カムクレイモデルを適用した有限要素解析プログラム¹²⁾を用いた計算を行い、裏込め荷重を受ける杭基礎橋台の長期的挙動に対する有限要素法の適用性について検討を行った。なお、粘土の二次圧密など非排水クリープ現象を表すために、弾粘塑性モデルが多く用いられているが、そのパラメータの決定が難しく、本研究で対象としている複雑な三次元問題にこれを適用すると、解釈を困難にする恐れがある。従って、このようなモデルによる検討は後の研究に委ねることとし、本研究では明解な古典的モデ

ルによる検討を行うことにした。

2. 遠心模型実験

(1) 実験条件

実験に用いた杭基礎橋台模型(水中有効単位体積重量 13.7kN/m^3)を図-1に示す。本実験では、外径1m、肉厚17mmの鋼管杭を実物として想定した外径10mm、肉厚0.17mmのステンレス製模型杭を製作して、100gの遠心加速度場で裏込め载荷実験を行った。この模型杭の曲げ剛性EIは 13.05Nm^2 (実物に換算すると 1305MNm^2)である。これらの杭の一部のものには杭軸方向に20mm間隔でひずみゲージが曲げに対し両側に貼ってあり、曲げひずみを計測できるようになっている(渡部ら⁹⁾)。橋軸直角方向の杭間隔は杭径の3.5倍とし、これよりなる杭列は橋軸方向に杭径の3.0倍の間隔で2列とした。また、軟弱層厚(杭長)は杭径の14倍(140mm)および10倍(100mm)の2種類である。杭の境界条件を明確にするために、杭先固定ブロックを用いて杭先を容器底面と剛結にした実験を中心に実験条件を設定したが、軟弱層厚が杭径の14倍のケースでは、実物を想定して杭先を砂層に根入れした実験も行った。なお、杭先を容器底面と剛結にした実験は、杭先を支持砂層に十分長く根入れした場合にも相当する。実験条件は表-1に示す通りで、実験コードは渡部ら⁹⁾の実験と一貫性があるように付けてあり、2つ目の数字“1”は杭先砂層、“3”は杭先固定を、末尾の記号“L”と“S”はそれぞれ軟弱層厚140mmと100mmを表している。

裏込めの载荷条件は、渡部ら⁹⁾の急速载荷実験の結果を参考にして、地盤の破壊に対する安定性が確保できる裏込め高さ、すなわち約45mmまで裏込めを築造し、その後、遠心加速度場で放置して過剰間隙水圧が消散するまで圧密を行うことにした。なお、

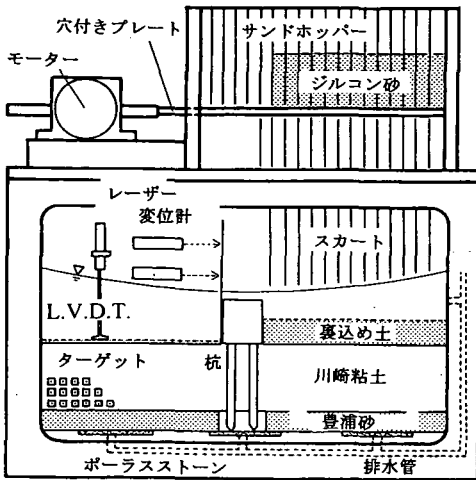


図-2 実験システム

この裏込め高さは、渡部ら⁹⁾が実験より求めた破壊時の裏込め高さに対する安全率にすると、杭先を砂層に根入れしたケースでは約1.1、杭先を固定したケースでは約1.3に相当する。

(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。杭先を砂層に根入れする実験では、この底部に水を張り、豊浦砂を投入して十分に締固め、厚さ30mmの飽和した砂層を作成し、杭先を容器底部に剛結にする実験では、予め、杭が取り付けられた高さ30mmの杭先固定ブロックを容器底部に固定する(図-1)。次に、東京湾川崎沖から採取した表-2に示す諸特性を有する塑性指数約30の海成粘土(川崎粘土M30(竹村ら¹³⁾))を液性限界の約1.5倍の含水比に調整し、十分に攪拌、脱気した後容器に所定量投入し、5kPaで予備圧密する。予備圧密終了後、地盤前面に変位計測用の光学ターゲットを設置し、容器背面側から間隙水圧計を埋め込む。次に地盤表面に8kPa分の鉛散弾を敷きならし、これによる予備圧密が終了した後、容器に上蓋を取り付けて密閉し、100gの遠心加速度場における粘土層底面での粘土の自重による有効鉛直応力に相当する水圧を容器上面から作用させ、容器底面を大気圧に解放することにより透水圧密を行い、深さ方向に強度が増加する正規圧密粘土地盤を作成する(渡部ら^{9),14)}。この透水圧密は、遠心圧密時に橋台底面と粘土表面との間に隙間が生じるのを極力抑えることが主な目的であるが、この後

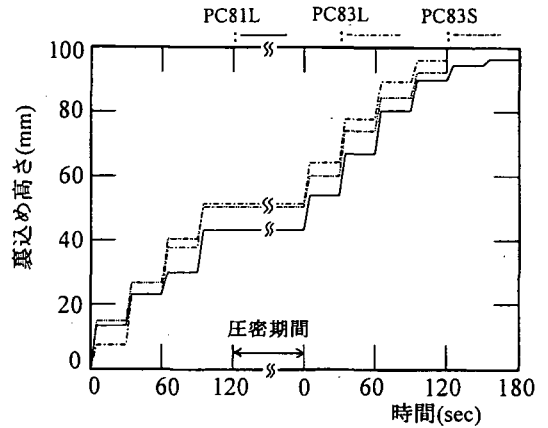


図-3 裏込め盛土の築造過程

の遠心圧密に要する時間を大幅に削減できるため、重要な過程であるといえる。透水圧密終了後鉛散弾を取り除き、杭先を固定する実験では、地盤表面に突き出している杭頭に幅50mm、高さ60mm、奥行き150mmの橋台模型を取り付け、また、杭先を砂層に根入れする実験では、粘土層上部から小型オーガ(木工用ドリル)で杭配置位置に小孔を開け、そこに予め橋台模型に取り付けられている杭を挿入する。この後、地盤表面に過圧密領域ができないように、100gのもとで8kPaのサーチャージに相当するジルコン砂を地盤表面に敷きならし、容器に遠心加速度場での盛土作成をシミュレートする装置(サンドホッパー)を載せ、図-2の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、地盤中央で100gとなる遠心加速度場で自重圧密(透水圧密と遠心圧密では有効応力分布が若干異なるため、自重圧密が進行し、単なる有効応力の回復よりも時間がかかる)を完了させた後、サンドホッパーを動作させ、30秒毎に約10mm(実物に換算すると約3.5日で1m)の裏込め土の築造を高さ約40~50mmまで行った(1回目の载荷)。この後、模型を遠心加速度場において放置し、その長期挙動を観測し(圧密期間)、過剰間隙水圧が十分に消散したことを確認した後、高さ約95mmまで再び裏込め土の築造を行った(2回目の载荷)。なお、盛土の築造は全て水中で行ったが、これは空中で行う場合に生じる盛土内のサクシジョンの影響ならびに粘土表面の乾燥を避けるためであり、水中において実際の盛土材と比較的近い単位体積重量となるように非常に大きな密度(土粒子密度4.63g/cm³で、水中有効単位体積重量 γ' は22kN/m³)を有するジルコン砂を盛土材として使用した。各実験ケースごとの裏込めの築造状況は

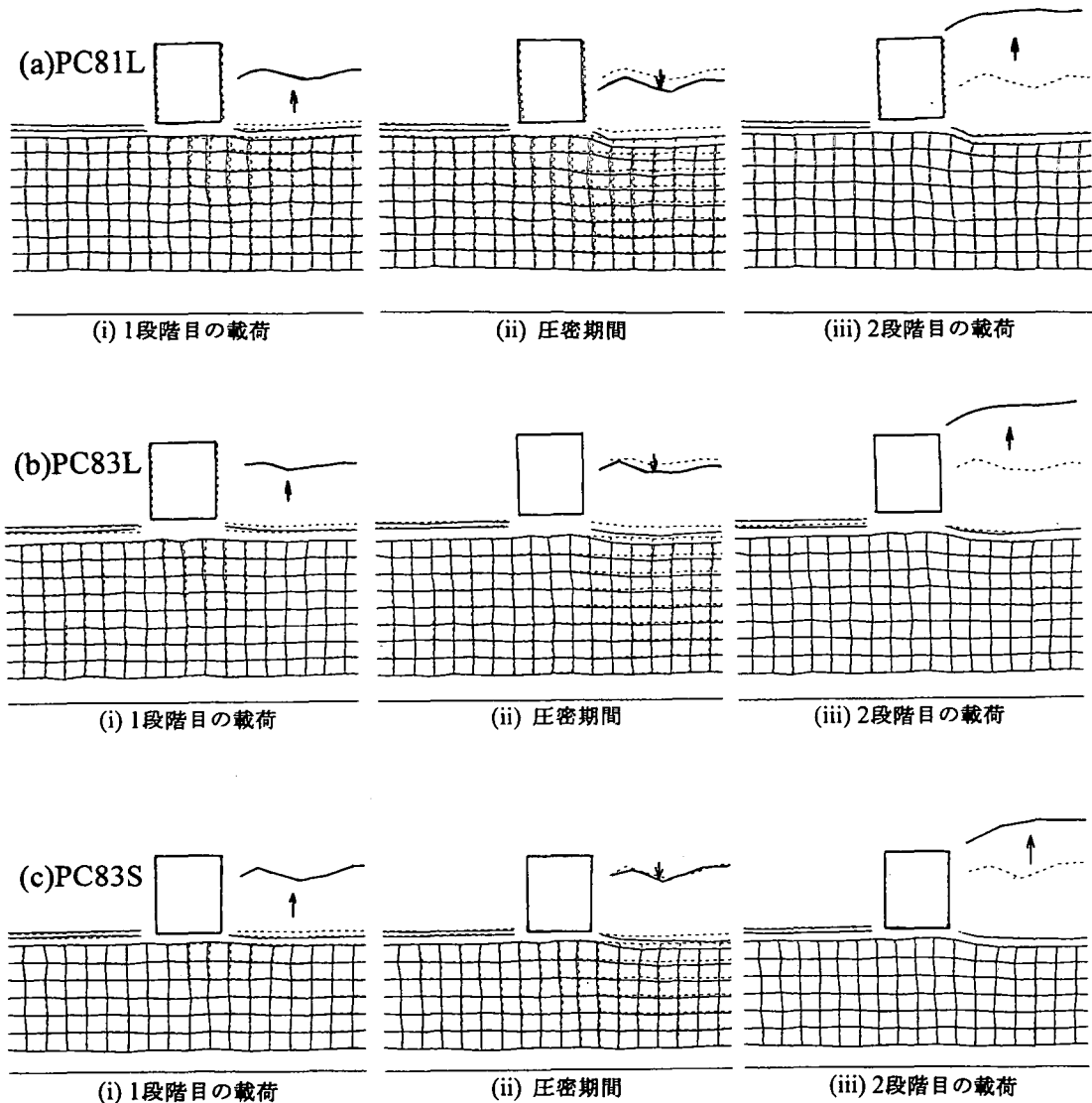


図-4 地盤の変形

図-3に示す通りであり、この間に地盤の変位、地盤内間隙水圧の変化、杭の曲げひずみ(曲げモーメント)、橋台の水平変位、橋台側面に作用する土圧(PC81LとPC83L)を計測した。なお、図-1には有効土被り圧より求めた粘土地盤の非排水強度分布(表面強度 $c_0=3.2\text{kPa}$ 、深さ方向の強度増加率 $k=300\text{kPa/m}$)および盛土材に用いたジルコン砂の強度定数($\phi=34^\circ$)を示してある。

(3) 実験結果

図-4は地盤の変形状況を、(i)1回目の載荷中の

変形、(ii)圧密期間中の変形、(iii)2回目の載荷中の変形に分けてそれぞれ示したものである。杭が長いPC81LとPC83Lの結果を比べると以下のことがわかる。すなわち、1回目の載荷中の変形では、裏込め高さが渡部ら⁹⁾が示している急速載荷の場合の破壊荷重よりかなり小さいため、橋台右下の浅い領域でわずかな水平変位が生じているもののほとんど変形が見られず、杭先の拘束条件の違いによらずほぼ同様の変形状況となっている。一方、圧密期間中の変形では、いずれのケースでも裏込め側の粘土地盤が大きく沈下しているが、杭先を固定した

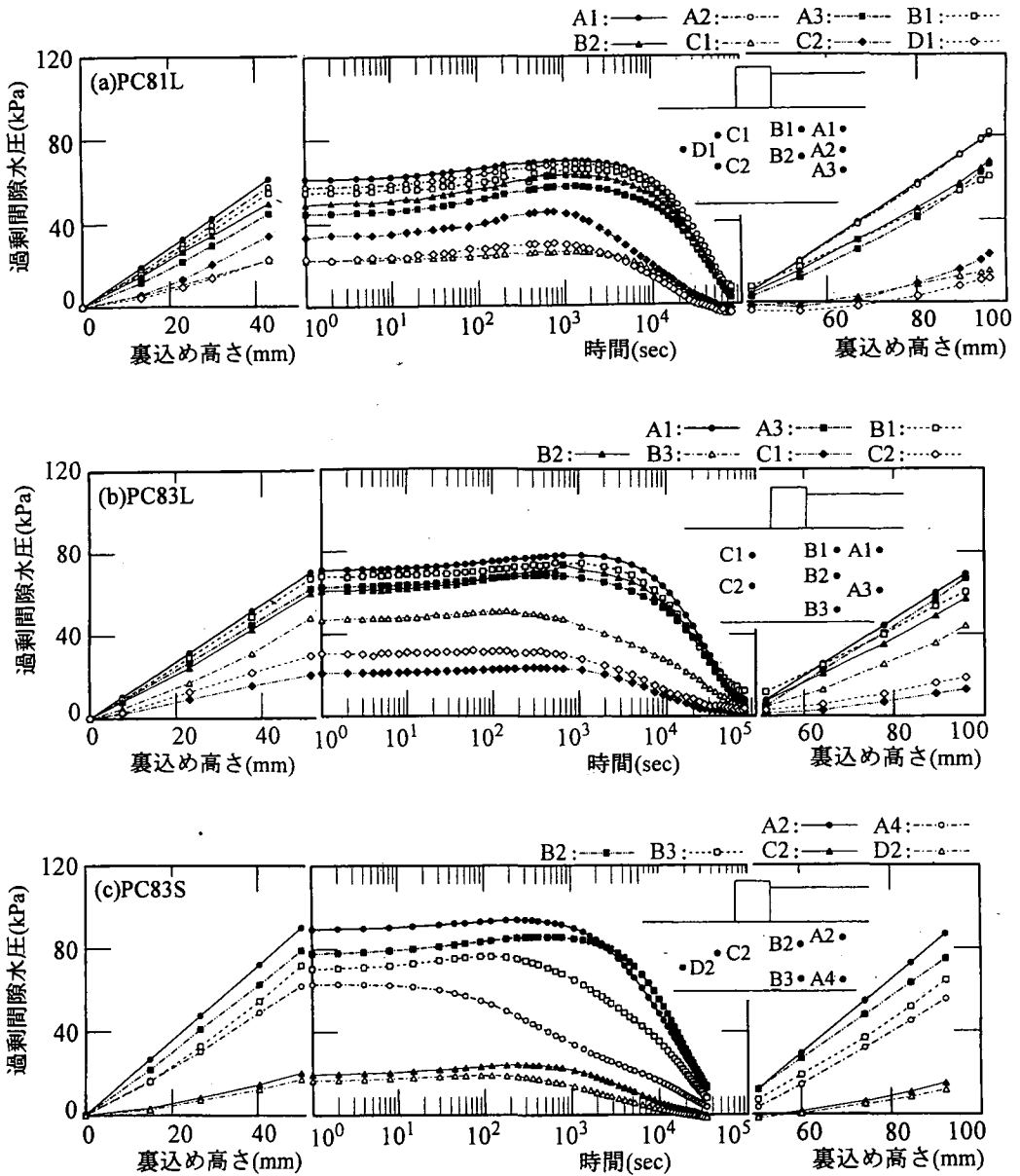


図-5 地盤内過剰間隙水圧の変化

PC83Lでは橋台下の粘土はほとんど変位せず、裏込め下においてほぼ一次的に圧密しているのに対し、杭先を砂層に根入れしたPC81Lでは、裏込め下の粘土の沈下と同時に橋台下の粘土の橋台前面側への水平変位が見られる。さらに、2回目の载荷中の変形では、急速载荷の場合には十分破壊に至る高さ⁹⁾まで裏込めを築造しているにも関わらず、ほと

んど変位が生じておらず、圧密による裏込め側の粘土地盤の強度増加の効果が明確に現れている。

杭先を固定したPC83LとPC83Sの結果を比較すると、軟弱層が厚いPC83Lの方が圧密期間中の裏込め側の粘土地盤の沈下が若干大きくになっているものの両者の挙動はほぼ同様の結果となっている。このことから、今回の実験の範囲では地盤の変形に対

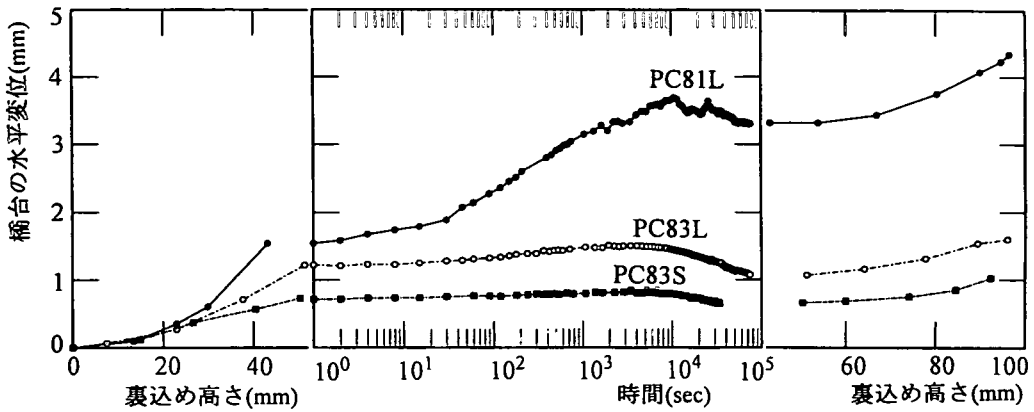


図-6 橋台の水平変位の変化

し軟弱層厚の影響はあまり大きくないことがわかる。

図-5は地盤内過剰間隙水圧の変化を示したものである。1回目の载荷, 2回目の载荷ともに, 裏込め側の粘土内の過剰間隙水圧の変化は, 裏込め高さに対して直線的に増加している。一方, 橋台前面側では, 1段階目の载荷における発生量は比較的小さくなるものの, それ以降は裏込め高さに対してほぼ直線的に増加している。2回目の载荷初期において橋台前面側の過剰間隙水圧の増加が非常に小さいのは, 圧密期間中に強度が増加した裏込め側の粘土地盤が裏込め荷重を支持し, 応力が橋台前面側の粘土まであまり伝播しないためと考えられる。なお, 1回目の载荷において, 裏込め下の粘土地盤に生じる過剰間隙水圧の裏込め荷重に対する割合は, 軟弱層厚が140mmのケースで65%, 100mmのケースで80%程度となっており, 軟弱層が厚いケースの方が地盤内の応力が分散していることがわかる。圧密期間中の経時変化を見ると, 初期部で徐々に過剰間隙水圧が増加した後, 消散に転じる, いわゆるMandel-Cryer効果¹⁵⁾が見られる。裏込め側の過剰間隙水圧が減少に転じる時刻は, 軟弱層厚が140mmのケースで約1000秒(約116日), 軟弱層厚が100mmのケースで約500秒(実物に換算して約58日)となっており, この時刻は軟弱層の厚さの2乗にほぼ比例している。一旦過剰間隙水圧が上昇するのは, 地盤内の応力の再配分, ならびに粘土地盤の非排水クリープによるせん断変形の進行で生じる過剰間隙水圧が, 消散速度を上回ったためと考えられる。杭先を砂層に根入れしたPC81Lの過剰間隙水圧は, 杭先を固定したPC83Lに比べ圧密中の上昇量が大きくなっているが, 図-4で述べた通り, PC81Lの方が放置中に構造物周辺地盤の水平変位

が顕著に現れており, PC83Lより非排水クリープの影響が大きいことがわかる。このことが上述した放置中の間隙水圧挙動の差の一つと考えられる。なお, $1/n$ の縮尺の遠心模型における圧密とクリープの時間の相似率は異なり, 圧密は実物の n^2 倍, クリープは1倍早くなる¹⁶⁾。そのため, 実物と比較して, クリープの進行が圧密に比べ相対的に短期間で進行するため, クリープの影響が小さくなっていることに注意する必要がある。

PC83Lの方がPC81Lより構造物による载荷盛土の水平変位拘束の効果が大きく, これが地盤の破壊に対する安定性を向上させ(渡部ら¹⁰⁾), クリープの程度を抑えていると考えられる。Yamaguchiら^{17),18)}はBiotの圧密方程式を用いて帯基礎による二次元圧密問題を解き, 基礎底面の変位の拘束条件によって圧密挙動が異なることを示しているが, 今回の結果はそれに対応したものとなっている。

図-6と図-7は, 橋台の水平変位, ならびに杭に生じる曲げモーメントの変化をそれぞれ示したものである。なお, 杭先固定のケースは2列の杭でほぼ同じ挙動となることが確認されている⁹⁾ので, PC83L, PC83Sの曲げモーメントについては前面側(左側)のみを示してある。

杭先を固定したケースでは, 1回目の载荷, 2回目の载荷とも, 载荷初期にはあまり増加しないものの, その後裏込め高さに対してほぼ直線的に増加しており, 図-5に示した橋台前面側の過剰間隙水圧の挙動と似た傾向が見られる。このことから, 杭先の拘束が十分にある場合には, 杭に生じる曲げモーメントならびに橋台の水平変位の変化と橋台前面側の過剰間隙水圧の変化, すなわち地盤内の応力伝播とは極めて高い相関があるものと考えられる。杭先

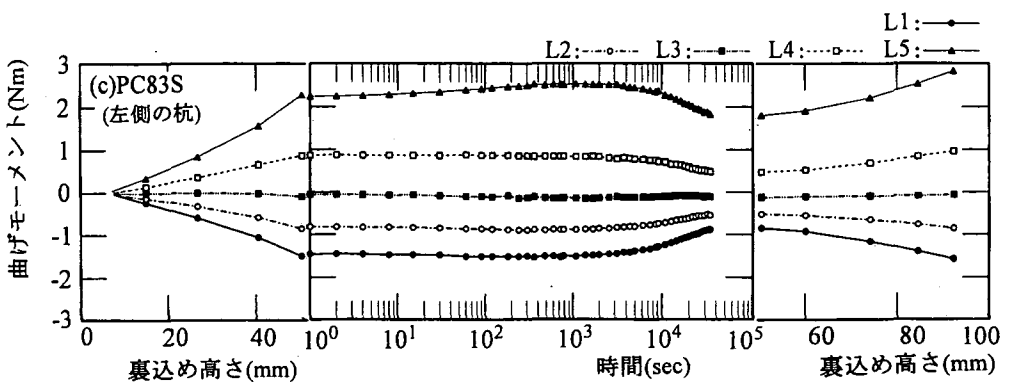
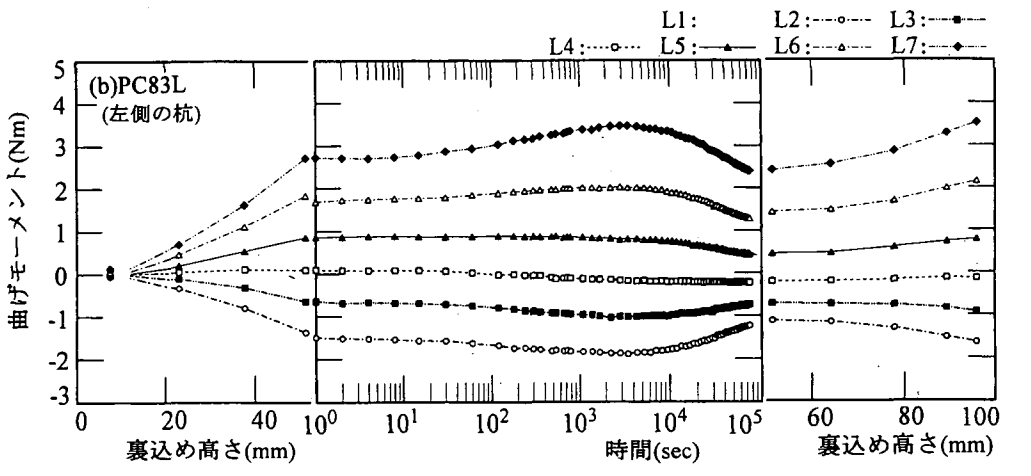
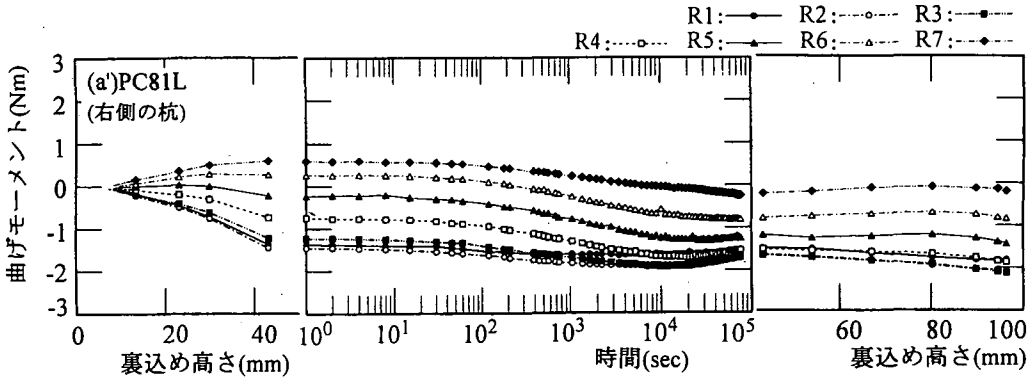
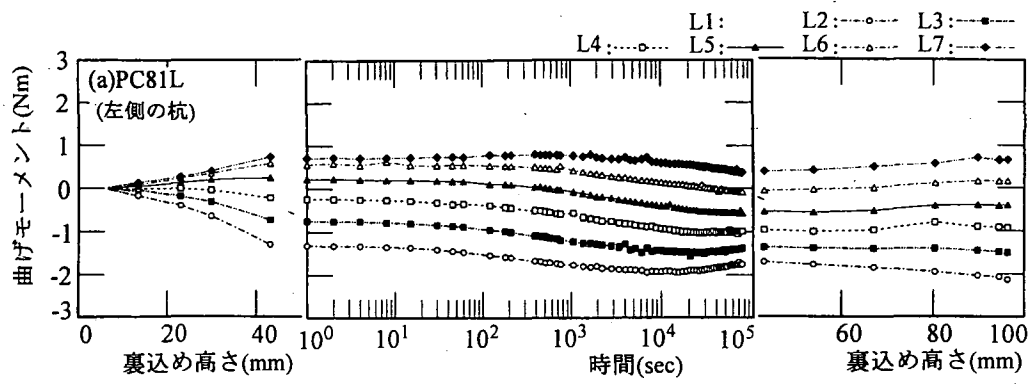


図-7 曲げモーメントの変化

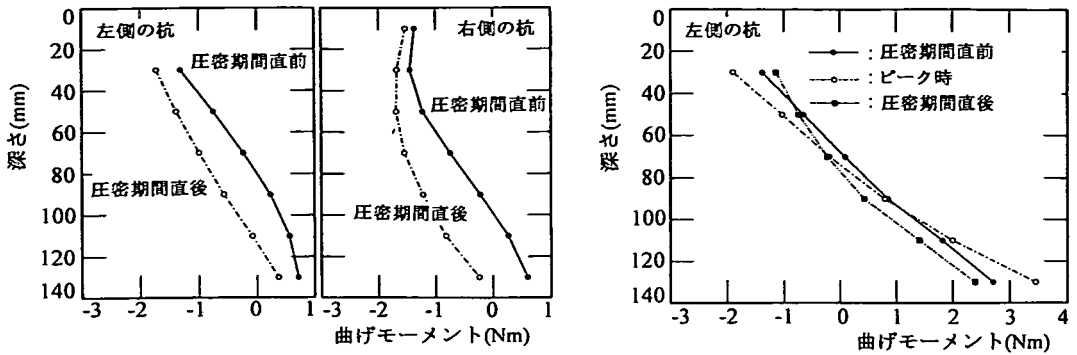


図-8 圧密期間前後の曲げモーメントの分布

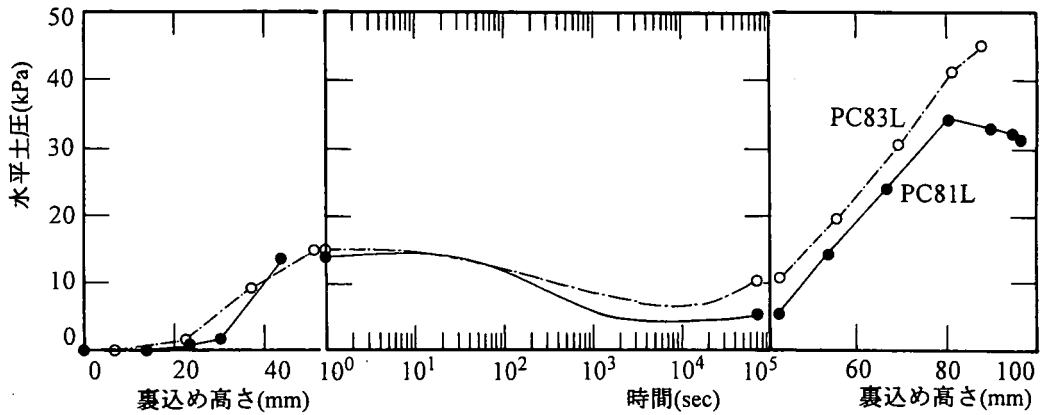


図-9 橋台側面に作用する土圧の変化

固定ケースの圧密期間中の変化を見ると、粘土地盤の非排水クリープによる変形のために、橋台変位、杭の曲げモーメントとも始めやや増加してから圧密の進行により減少に転じており、曲げモーメントが減少に転じる時刻は軟弱層厚140mmのケースでは約3000秒(約347日)、軟弱層厚100mmのケースでは約1500秒(実物に換算して約174日)で、過剰間隙水圧の場合と同様に軟弱層厚の2乗にほぼ比例している。なお、この時刻は、過剰間隙水圧が減少に転じる時刻より3倍程度遅くなっている。これは、圧密がある程度進行しなければ、その影響が杭基礎の挙動に現れないためであると考えられる。また、橋台変位が減少に転じる時間はさらに遅くなっている。

一方、杭先を砂層に根入れしたケースでは、1回目2回目によらず、载荷中の橋台変位および曲げモーメントの変化は、杭先を固定した場合と比べると、杭先の拘束が弱いために橋台の変位が大きく、逆に曲げモーメントが小さいことを除けば、比較的似た傾向を示している。しかし、圧密期間中におい

ては、橋台の水平変位は前半部で時間とともに著しく増加し、後半で減少に転じているが、その減少量は杭先固定のケースよりやや小さい。一方、曲げモーメントの変化は、圧密期間中にマイナス側(杭が裏込め側に凸に折れ曲がるような曲げ変形を正としている)にシフトしており、ピーク値を持つ杭先固定ケースの挙動とは異なったものとなっている。

先に述べたようにStewartら⁶⁾は、即時変形によって生じる変位は最終変位量の70%程度であり、残りの30%は時間に依存した現象として長期的に現れることを報告している。これらの割合は荷重条件によって変化するものと考えられるが、本実験では圧密期間中最大の水平変位と1回目の载荷終了時の水平変位の比は、杭先固定ケースで1.2~1.3、杭先を砂層に根入れしたケースで2.4となっており、この圧密期間中の水平変位の増加量は、杭先の拘束条件にも大きく依存しているといえる。

図-8は杭先を砂層に根入れしたPC81Lと杭先を固定したPC83Lの圧密期間の初期および最終状態

表-3 入力した材料定数

修正カムクレイモデル	κ	λ	e_{cs}	M	ν	γ_w kN/m ³	γ kN/m ³	k_w m/s
川崎粘土	0.02	0.145	1.545	1.60	0.35	9.8	17.3	5.0E-10
弾性体	E_h kPa	E_v kPa	ν_{hh}	ν_{hv}	G_{hv} kPa	γ kN/m ³		
杭e	2.66E+7	2.66E+7	0.35	0.35	9.85E+6	17.3		
橋台	1.0E+9	1.0E+9	0.35	0.35	3.70E+8	0.0		
橋台と裏込め土の間の境界要素	1.0E+4	1.0E+4	0.35	0.35	3.70E+2	21.95		
弾完全塑性体	E kPa	ν	c kPa	ϕ deg	γ kN/m ³	破壊基準		
裏込め土	1.0E+4	0.35	5.0	34.0	21.95	Mohr-Coulomb		

と、PC83Lにおいて曲げモーメントがピーク値に達したときに杭に生じる曲げモーメントの深さ方向の分布を示したものである。杭先を砂層に根入れしたケースにおいて、図のように曲げモーメントがマイナス側にシフトして杭先付近の曲げモーメントが小さくなる挙動は、杭先の拘束が圧密期間中に弱くなったことを意味しており、長期的な挙動に対しては、下部層の拘束をあまり期待できない場合もあり得るといえる。一方、杭先固定のケースではピーク時に一旦大きくなった曲げモーメントは、最終状態ではほぼ初期状態と同じ大きさになっている。しかし、最終状態の曲げモーメント分布は深さ80mm付近の曲率が大きくなっており、圧密前に比べ深い位置に大きな側方流動荷重が作用していることがわかる。

図-9は実験中に計測した橋台背面に作用する土圧の変化を示したものである。1回目から圧密中にかけて、土圧のピーク値は載荷完了直後に現れ、その後、圧密の進行に伴って減少し、この減少量は杭先砂層のケースの方が顕著となっている。これより橋台の水平変位が大きいことによる背面土の主動化の程度が著しいことが確認できる。一方、圧密後半部では土圧の増加が見られ、これは橋台の水平変位が戻ることと対応したものとされている。

図-8に示したひずみ分布の勾配は、杭の復元力の大きさと関係している。このことから杭先固定のPC83Lの方が復元力が圧倒的に大きいことがわかるが、図-6に見られる橋台の戻りはこの差ほどのものとはなっていない。この原因として、橋台変位

表-4 解析条件

コード	杭 間隔 (mm)	杭長 (mm)	杭先 条件	1回目の載 荷の裏込め 高さ(mm)	有限要素 メッシュ
M1-L	35	140	固定	40	メッシュI
M2-L	35	140	固定	40	メッシュII
M1-S	35	100	固定	40	メッシュI
M2-S	35	100	固定	40	メッシュII

の戻りに伴う裏込め盛土からの土圧の増加が挙げられる。渡部ら⁹⁾、Springmanら⁴⁾は、背後に盛土載荷を受ける杭基礎橋台の挙動について、盛土から橋台に直接作用する土圧の影響の大きさを示したが、以上の結果より、載荷中と同様、裏込めからの土圧が圧密中の橋台の変位にも影響を与えることがわかる。

3. 有限要素解析

(1) 解析の概要

裏込め荷重を受ける杭基礎構造物のように、杭周辺の地盤が側方に変位することによって杭に荷重が作用する、いわゆる受働杭の問題に対して有限要素解析を試みた研究として以下のようなものがある。すなわち、Carter¹⁹⁾は杭を中心軸とする軸対称問題として取り扱い、非軸対称な表面荷重を受ける単杭の問題として三次元的に解析した。またStewart²⁰⁾は杭を曲げ剛性が等価な矢板に置き換えた平面ひずみ状態での解析を行った。

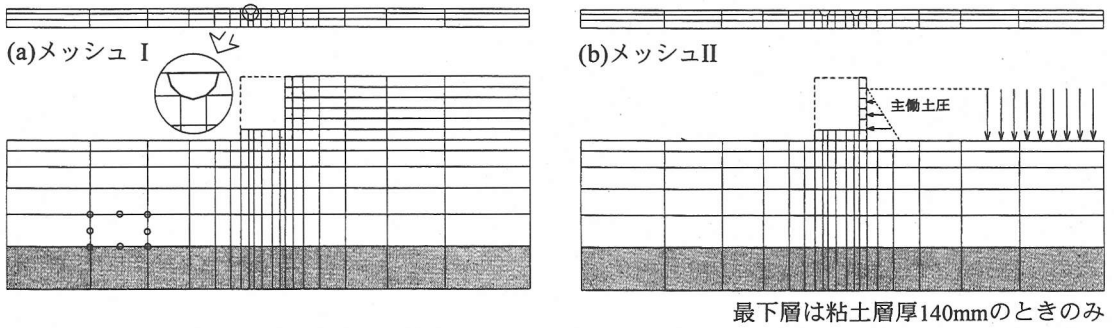


図-10 有限要素メッシュ

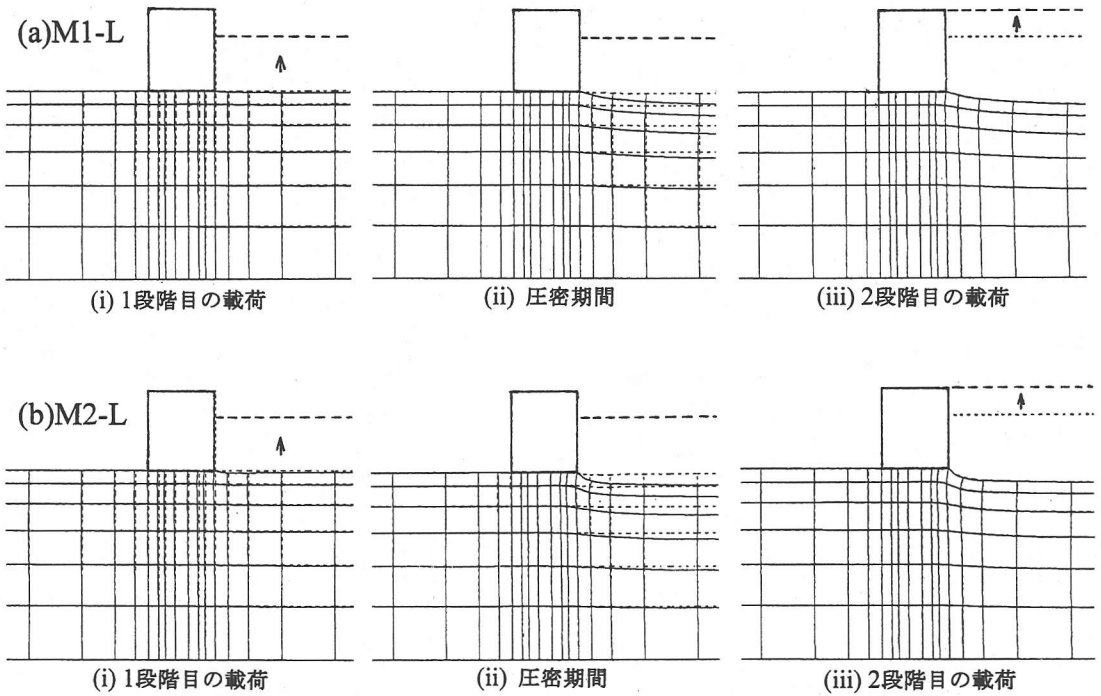


図-11 計算により求められた地盤の変形

本研究では、平面ひずみ状態を仮定した二次元有限要素解析では表すことができない、粘土が杭間をすり抜ける現象を再現するために、杭先を固定したケースについて遠心模型実験の幾何条件(図-1)を図-10のようにモデル化した有限要素メッシュを用いて、三次元有限要素解析を行った。本研究で用いた有限要素解析プログラムはCRISP90¹²⁾である。円形断面を有する杭断面はその対称性を利用して半円を考え、要素の中間節点の位置が円周上来るように指定することにより、円を正十二角形で近似し

ている。側面の境界は容器幅方向の変位のみ固定、前面および背面の境界は、これらが対称面であることから奥行き方向の変位のみ固定、粘土地盤の表面および底面は排水面とし、粘土地盤表面には遠心模型実験と同様に8kPaのサーチャージを付与した。ここでは裏込め盛土部のモデル化が異なる2種類のメッシュ(メッシュI、メッシュII)を用いて計算を行った。両者の主な違いは、前者が裏込め土に相当するメッシュを裏込め荷段階毎に追加していくことにより裏込め荷をシミュレートするのに対して、

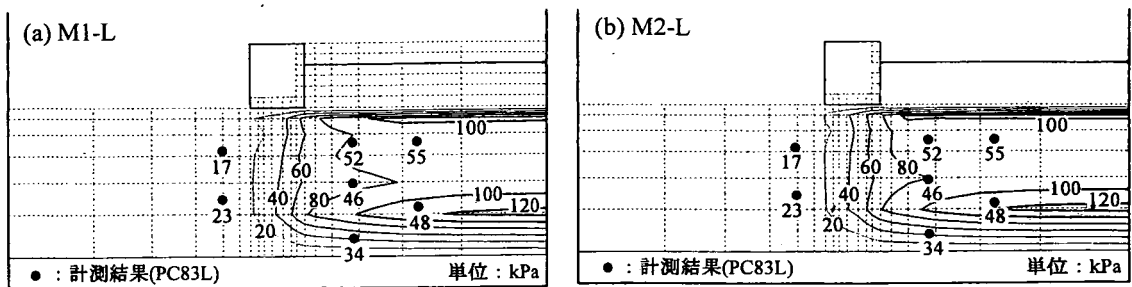


図-12 高さ40mmの裏込め盛土築造直後の過剰間隙水圧の分布

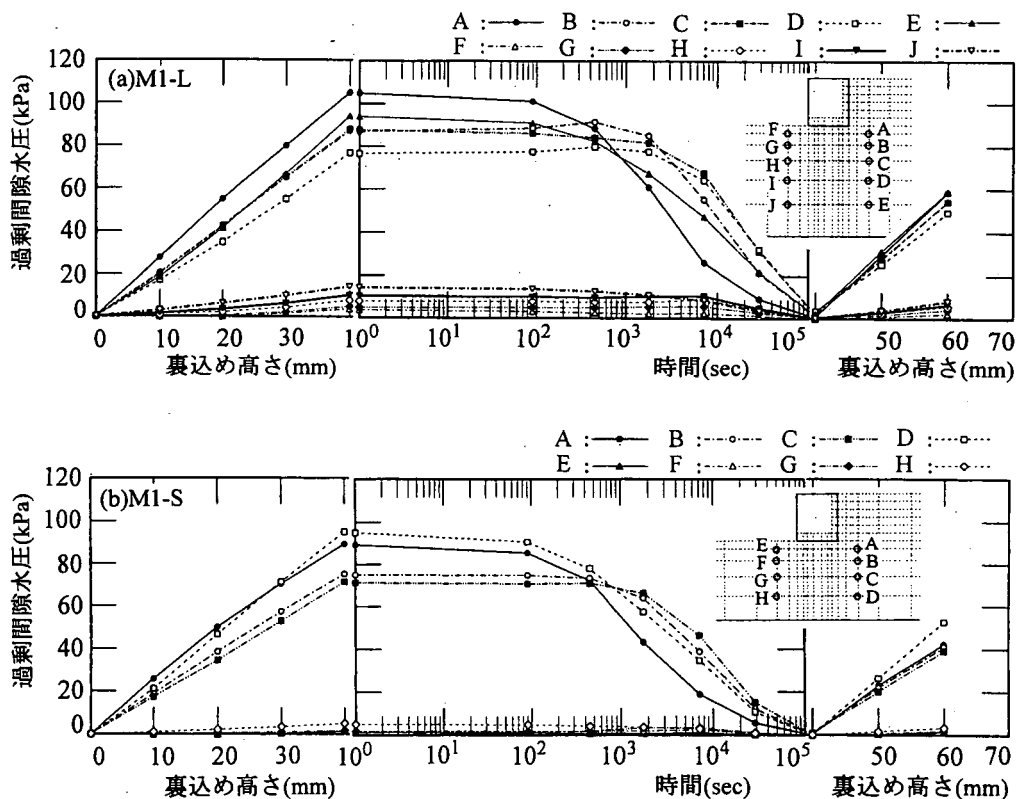


図-13 計算により求められた過剰間隙水圧の変化

後者は粘土表面に裏込めの鉛直圧に相当する圧力を、橋台側面に裏込め土の主働土圧を作用させることにより裏込めの築造をシミュレートする点である。各要素の構成則としては、粘土地盤には修正カムクレイモデル、杭および橋台には線形等方弾性体、裏込め土にはMohr-Coulombの破壊基準を満たす等方弾完全塑性体を用いた。裏込め土と橋台との境界には相対的なすべりが生じることが予想されるため、スリップ要素を導入することが望ましいが、

CRISP90¹²⁾では三次元問題に対してスリップ要素を導入することはできない。従って、ここでは裏込め土の要素のうち橋台に接する要素は他の裏込め土の要素よりせん断剛性率 G を10分の1にした線形等方弾性体とし、スリップ要素としての機能を持たせてある。計算に用いた各パラメータは、表-3に示す通りである。

有限要素解析における解析条件は表-4に示す4ケースである。すなわち、40mmの裏込めを30秒毎

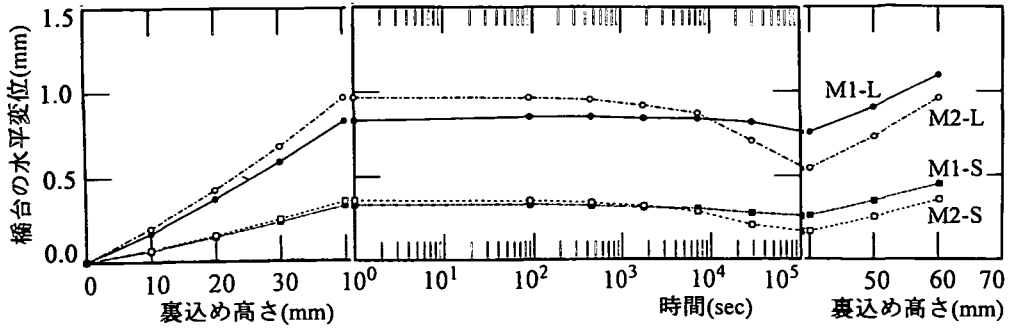


図-14 計算により求められた橋台の水平変位の変化

に10mmずつ築造した(1回目の载荷)後、過剰間隙水圧が消散するまで圧密放置し(圧密期間)、その後60mmまでの裏込めを30秒毎に10mmずつ築造する(2回目の载荷)载荷条件で、軟弱層厚140mmおよび100mmに対しメッシュIとメッシュIIを用いて解析した。10mmの裏込めの築造過程の5秒間を2ステップ、その後の25秒間を3ステップで計算し、1つの荷重段階は計5ステップで計算した。また、約 10^5 秒の圧密放置期間は時間の増分が約2倍ずつとなるようにして計12ステップで計算した。

(2) 解析結果と考察

図-11は、粘土層厚140mmのM1-LとM2-Lにおける地盤の変形を図-4に示した実験結果と同様に、(i)1回目の载荷中の変形、(ii)圧密期間中の変形、(iii)2回目の载荷中の変形に分けて示したものである。(i)、(ii)、(iii)いずれにおいても、メッシュIを用いた解析結果とメッシュIIを用いた解析結果に差はほとんどなく、以下のようなことがいえる。すなわち、1回目の载荷では橋台下にわずかな水平変位が見られるものの地盤は安定していてほとんど変位していない。圧密期間中には裏込め下の粘土において一次元的に沈下が生じ、2回目の载荷では粘土地盤全体にわたってほとんど変位が見られない。これらの結果は実験結果(図-4)と同様の傾向であるといえるが、圧密期間中に生じた裏込めによる圧密沈下量は、解析結果の方がやや過大評価となっている。

図-12は、M1-LとM2-Lにおいて裏込め高さが40mmに達したときに地盤内に生じる過剰間隙水圧の分布をPC83Lにおける計測値とともに示したものである。裏込め側の過剰間隙水圧の分布を見ると、裏込め高さ40mmのときの裏込めの鉛直圧は88kPaしかないにもかかわらず、解析結果では120kPa以上の過剰間隙水圧が発生している領域がある。鉛直荷

重増分より間隙水圧増分が大きくなる原因として、ダイレイタンスの効果が考えられる。また、実験での最大値は55kPa程度であることから、ここで用いる解析は過剰間隙水圧を過大評価しているといえる。メッシュIでは橋台に近付くにつれて過剰間隙水圧が漸減し、また、メッシュIIでは粘土表面付近に様な過剰間隙水圧が発生して、地盤表面に様な鉛直圧を作用させていることの影響が現れた分布になっているが、全体としては両者に大きな違いは認められない。

図-13は、メッシュIを用いた有限要素解析から得られた過剰間隙水圧の変化を示したものである。なお、対応する遠心模型実験(図-5)とは、圧密期間中の裏込め高さが若干異なっている(実験の方が約10mm高い裏込めが築造されている)ので、比較する際には注意が必要である。圧密期間中の変化を見ると、上下の排水面から遠い粘土層中心付近の過剰間隙水圧は低下の始まりが遅く、その時刻は実験結果と良く対応している。消散がほぼ終了する時刻は軟弱層厚が140mmのケースの方が軟弱層厚100mmのケースに比べて約2倍となっており、計算上圧密時間が排水長の2乗に比例しているといえる。なお、解析結果でも粘土層中心付近の過剰間隙水圧が一旦上昇するMandel-Cryer効果¹⁵⁾が現れているが、その上昇量は実験ほどは大きくない。これは、この解析では非排水クリープによるせん断を表現できないためと考えられる。

図-14は、解析から得られた橋台の水平変位の変化を示したものである。実験結果は、圧密期間開始後しばらくの間水平変位が増加し、その後減少に転じた(図-6)。この理由については、先に考察したように初期部分では粘土の非排水クリープによる側方流動荷重の増加の影響が卓越し、その後裏込め側の粘土の圧密変形の影響が卓越するようになるため

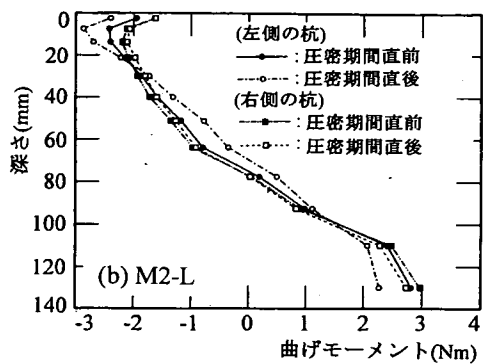
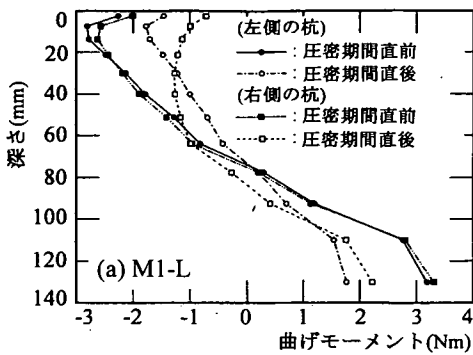


図-15 計算により求められた圧密期間前後の曲げモーメントの分布

であると考えられる。一方、解析結果では、粘土に対して用いた構成則(修正カムクレイモデル)が時間に依存する現象としては圧密等の透水に関係する現象しか表現できず、非排水クリープの影響を考慮できないため、初期に変位が増加する現象を再現することはできていないが、圧密の進行に伴って水平変位が減少する現象は再現できている。しかし、圧密期間中の水平変位の戻り量に着目すると、メッシュIを用いた解析結果(M1-L, M1-S)は実験結果と比較してもほぼ妥当な大きさであるといえるが、メッシュIIを用いた解析結果(M2-L, M2-S)は圧密期間中に水平変位の戻り量が著しく大きくなっている。この原因として、図-9で考察したような橋台の戻りに伴う裏込めからの土圧の変化をメッシュIIでは考慮していないことが挙げられる。

図-15は軟弱層厚140mmの解析から得られた圧密期間の初期および最終状態における杭に生じる曲げモーメントの分布を示したものである。図-8(b)に示した実験結果と比べると、橋台の変位と同様に実験結果と解析結果の間には非常に良い一致が見られる。なお、メッシュIIを用いた計算結果では、圧密終了時に右側の杭の深さ60mmより浅い部分で曲率が大きくなっており、この部分に大きな水平力が作用する結果となっている。これは、図-14に示したように、圧密期間中に橋台が裏込め側に大きく引き戻される計算結果となったことが原因であると考えられる。

4. 結論

本研究では、裏込め築造後の長期的挙動を調べるために遠心模型実験ならびに有限要素解析を行い、

以下の結論を得た。すなわち、

- 1) 橋台の水平変位ならびに杭に生じる曲げモーメントは、裏込め築造時に現れる即時変化の後、粘土地盤の非排水クリープにより時間の経過とともにさらに増加するが、十分に時間が経過し地盤の圧密が卓越するようになると、橋台の変位および杭に生じる曲げモーメントは減少し安全側に向かう。ただし、圧密とクリープの相似率が異なるため、実物におけるクリープ挙動は遠心模型のものより大きくなると考えられる。
- 2) 杭下部の拘束が大きなケースにおいて、裏込め築造後に橋台の水平変位、杭に生じる曲げモーメント、および地盤内に発生する過剰間隙水圧の変化が増加から減少に転じる時刻は、軟弱層の厚さに依存しており、軟弱層厚の2乗にほぼ比例している。また、橋台の水平変位ならびに杭に生じる曲げモーメントが減少に転じる時刻の方が、過剰間隙水圧が減少に転じる時刻より3倍程度遅い。
- 3) 裏込め築造後の長期的な杭基礎橋台の挙動に及ぼす非排水クリープの影響は盛土載荷時の挙動と同様であり、杭先の拘束が十分大きい場合には、杭に生じる曲げモーメントの増加に、また、杭先の拘束が小さい場合には、橋台の水平変位の増加に顕著に現れる。
- 4) 裏込め築造後の長期的な橋台の水平変位の大きさは、杭先の拘束条件の影響を大きく受ける。また、下部支持層への根入れが小さい場合、その拘束は短期的には期待できても長期的には圧密により低下する可能性がある。
- 5) 裏込め側の地盤の強度が杭基礎の変形挙動に大きく影響し、裏込め荷重を受ける杭基礎構造物の側方流動対策として、裏込め側の地盤を改良

し、強度を上げることの有効性を示唆する実験結果が得られた。

- 6) 橋台背面に裏込め土から作用する土圧は長期的な橋台の変位に影響を与える。
- 7) 杭先の根入れが十分にある場合には、修正カムクレイモデルを用いた三次元有限要素解析により裏込め載荷に伴う短期挙動、すなわち地盤の変形、間隙水圧挙動、橋台の水平変位、杭に生じる曲げモーメント等を説明することが可能である。しかし、地盤内に生じる過剰間隙水圧はやや過大な評価となる。
- 8) 修正カムクレイモデルを用いた三次元有限要素解析では、粘土の非排水クリープ変形を考慮することができないため、裏込め築造後に時間経過とともに生じる橋台の水平変位の増加を捉えることはできないが、裏込め下の粘土地盤の圧密沈下および杭周りの局所的な圧密により杭が裏込め側に引き戻される現象は捉えることができる。

参考文献

- 1) Fleming, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph, M.F. and Elson, W.K. : Piling Engineering, Blackie, London, 1985.
- 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) Springman, S.M. and Bolton, M.D. : Modeling the behavior of piles subjected to surcharge loading, *Proc. of Centrifuge 91*, pp.253-260, 1991.
- 5) 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.
- 6) Stewart, D.P., Jewell, R.J. and Randolph, M.F. : Centrifuge modelling of piled bridge abutments on soft ground, *Soils and Foundations*, Vol.34, No.1, pp.41-51, 1994.
- 7) Stewart, D.P., Jewell, R.J. and Randolph, M.F. : Design of piled bridge abutments on soft clay for loading from lateral

soil movements, *Geotechnique*, Vol.44, No.2, pp.277-296, 1994.

- 8) 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.
- 9) 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.
- 10) 渡部要一, 竹村次朗, 木村 孟 : 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, 土木学会論文集 No.529/III-33, pp.177-189, 1995.
- 11) Stewart, D.P., Jewell, R.J. and Randolph, M.F. : Discussion ; Design of piled bridge abutments on soft clay for loading from lateral soil movements, *Geotechnique*, Vol.46, No.1, pp.165-173, 1996.
- 12) Britto, A.M. and Gunn, M.J. : CRISP 90, Cambridge University, 1990.
- 13) 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.
- 14) 渡部要一, 末政直晃, 竹村次朗, 木村 孟 : 軽量材を用いた軟弱地盤上の裏込め盛土実験, 第26回土質工学研究発表会講演集, pp.2211-2212, 1991.
- 15) 山口伯樹 : 土質力学(全改訂), 技報堂出版, pp.131-133, 1984.
- 16) Fuglsang, L.D. and Ovesen, N.K. : The application of the theory of modelling to centrifuge studies, *Centrifuges in Soil Mechanics*, Balkema, pp.119-138, 1988.
- 17) Yamaguchi, H. and Murakami, Y. : Plane strain consolidation of a clay layer with finite thickness, *Soils and Foundations*, Vol.16, No.3, pp.67-79, 1976.
- 18) Yamaguchi, H. and Murakami, Y. : Some analytical results of a plane strain consolidation problem of a clay layer with finite thickness, *Soils and Foundations*, Vol.18, No.1, pp.98-104, 1978.
- 19) Carter, J.P. : A numerical method for pile deformations due to nearby surface loadings, *Proc. of 4th Int. Conf. on Numerical Method in Geomechanics*, pp.811-817, 1982.
- 20) Stewart, D.P., Jewell, R.J. and Randolph, M.F. : Numerical modelling of piled bridge abutments on soft ground, *Computers and Geotechnics*, Vol.15, pp.21-46, 1993.

(1996. 10. 3 受付)

LONG TERM BEHAVIOR OF PILED BRIDGE ABUTMENTS IN SOFT CLAY SUBJECTED TO BACKFILL LOADING

Yoichi WATABE, Jiro TAKEMURA and Tsutomu KIMURA

When embankment is constructed behind a piled bridge abutment in soft clay deposits, lateral deformation of the clay caused by the fill loading may lead severe damages of the pile foundations. After completion of the backfill, however, ground deformation occurs due to undrained creep and consolidation, and these phenomena may affect the stability of piled structures. In this paper, a series of centrifuge tests were conducted to investigate the long-term behavior. An attempt using FEM with modified Cam-clay model for clay was also made to predict it. From these results, the effects of some influence factors as depth of soft clay and pile tip fixity conditions to the long term behavior were studied.