

軟弱地盤上の護岸部掘削工事における地盤の変形

Deformation for Countermeasure against the Revemnt of a Dike on the Soft Ground

矢田部龍一	Ryuichi YATABE	(愛媛大学工学部)
八木 則男	Norio YAGI	(愛媛大学工学部)
横田 公忠	Kinutada YOKOTA	(愛媛大学工学部)
右城 猛	Takeshi USHIRO	((株)第一コンサルタント)
向谷 光彦	Mitsuhiko MUKAITANI	((財)大阪土質試験所)

河川の氾濫平野部には、厚く軟弱粘土層が堆積している地層が見られることがある。そして、そのような氾濫平野部を流れる河川では、護岸の改修やひ門の設置等に伴って種々の問題が発生することがある。本報告では、四国に位置する河川の護岸改修工事に伴って発生した変状から、その地域一帯の変形観測、土質試験等を行い地盤工学的な検討を実施した。その結果、①本調査地一帯が卓越したクリープ特性を有する地盤であること、②地中に有機物を含み、地盤改良(深層混合処理工法)に伴う粘性土地盤の非排水せん断強さの増加が期待できないこと、③本調査地のようにクリープが卓越した地盤では、通常の安全率より安全側の設計を行う必要があることが明らかになった。

キーワード：クリープ、粘性土、一軸圧縮強度、地盤改良(IGC:E6)

1. まえがき

我が国に限らず、軟弱な陸成・海成粘性土地盤上に土木構造物を構築することがある。特に、陸成粘性土が堆積して形成された沖積平野は、陸上における軟弱地盤の代表的な地域である。また、軟弱地盤では、構造物の安定と変形の問題に対して十分な調査・設計・施工・管理が行われなければならないことは周知の事実である。しかしながら、現在の土木技術で全ての軟弱地盤上の工学的諸問題が全て解決されているとは言えない。したがって、室内試験やモデル実験を積み重ねるとともに、実際問題への適用性の検討を行うことの重要性が再認識されなければならない。ここで、土質構造物基礎全体の計画立案から施工完了後、何十年という月日が経った後までの安定性を評価できない。しかし、ここでは軟弱地盤上の護岸工事の事例報告を目的としているから、本論文中でその全てを述べることは出来ない。

次に、実際の軟弱地盤上の土木工事における調査開始から施工完了までを例に考える。ここで、調査・安定性の評価における重要性を列挙すると①原地盤から採取した試料を用いて詳細な土質調査を行い、安定解析に入力するパラメーターを決定すること、②土質調査に基づいて入力するパラメーターを決定し、極限

平衡法に基づく安定解析¹⁾により現状の安全率や安全率に及ぼす対策工の効果の判定を行うこと、③土質調査に基づいて入力するパラメーターを決定し、有限要素解析に基づく変形解析により沈下に対する安定性の検討を行うこと、④計測に基づく施工および計測管理を行うことも重要性を増している。したがって、上記の重要な四点に着目し、実際問題への適用性の検討とその問題点を明らかにすることは工学的に意義がある。

ところで、著者らは、四国内のある軟弱地盤上の護岸改修工事に携わる機会を得た。そして、この護岸改修工事で多くの問題点に直面することになった。しかし、それらの多くの問題点に対処して行く過程で、現在の軟弱地盤に対する設計法や安定・変形解析法への疑問点が明らかにされていったことは工学的に重要であると思われる。また、調査地域一帯に堆積する粘性土のクリープ特性の有無について、別途室内試験結果を基に地盤工学的な検討を加えた。つまり、今回関わった軟弱地盤上の護岸改修工事全体を報告することが、今後の技術者の一助となることを期待するものである。

そこで本論文では、①護岸工事の土質調査、②地盤改良工法の選定、③土質試験結果に基づく安定解析、

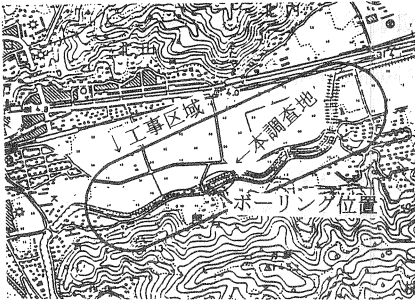


図-1 平面図

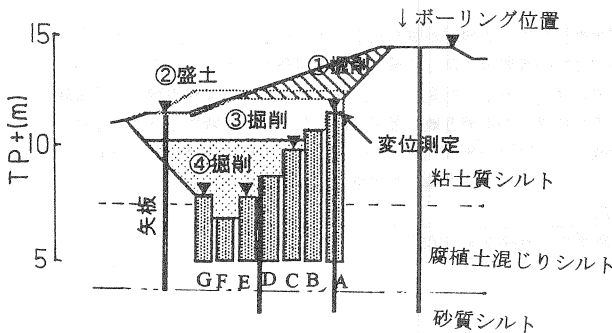


図-2 横断面図

④施工および計測管理を行った結果について述べるものである。そして、⑤原位置の粘性土が卓越したクリープ特性を有する地盤であることを見いだした。また、⑥原位置の粘性土と地すべり地粘性土とのクリープ特性に対して比較検討を行った。

2. 護岸工事域の概要

工事域の平面図、横断面図を図-1, 2に示す。周辺の地質および地形を考慮すると、以下のことが明らかになった。

1) 本河川は、過去に氾濫の度に河道を幾度も変化させてきたと考えられる。つまり、沖積平野における自然堤防の発達した地域であると思われる。実際、近年でもかなりの降雨強度になると堤防を越流することがある。ここで、自然堤防を形成するに至った地形学的な堆積環境に注目する必要がある。沖積層における軟弱地盤の形成では、①自然堤防が発達し、②河川の氾濫原が広がり、③小さなおぼれ谷が埋没して形成されたと考えられる本調査地は、典型的な沖積粘性土層の堆積環境にあることが考えられる。

2) 本工事域の上流部には、建設省指定の地すべり地が存在する。この地すべり地や本工事域は地質帯から

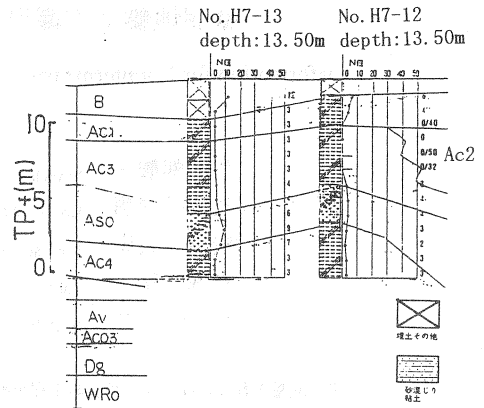


図-3 地質柱状図

表-1 地盤改良条件の一覧

改良体の直径(m)	0.7
改良体の間隔(m)	1.0
改良率(%)	38.5
改良地盤の設計一軸圧縮強さ: q_v (kgf/cm ²)	10.0

見ると四十層群に分類されている。著者らは、地すべり地粘性土の粘土鉱物のピーク強度に相当する有効応力規準に関する強度定数 c' , ϕ' を圧密非排水三軸圧縮試験により調べ、土の最も小さな値の強度に相当する残留強度定数 c_r , ϕ_r を一面せん断型リングせん断試験機により調べ、以下の結論を得ている²⁾。それは、粘土鉱物の中にはピーク強度から残留強度への低下が大きいものとそうでないものに分類される。例えば、本調査地の粘土層に多いクロライトは他の粘土鉱物と比較してピーク強度から残留強度への低下が大きい粘土鉱物である。したがって、本調査地の粘土層を構成する主要な粘土鉱物の影響により堤防に大変形を生じさせ、安定性が失われる可能性がある。

3. 本調査地における護岸改修工事の概要

過去の地質柱状図の一例を図-3に示す。これらより、過去に行われた近接の堤防改修の設計に際して以下の留意点が挙げられていた。

①軟弱な粘土質シルトが表層から15m~17m程度堆積しており、有機物が混じる層がある、②堤防に近接してJ R, 私鉄, 交通量の多い国道があり、周辺は民家にも隣接しており、沈下量の少ない工法を選択する必

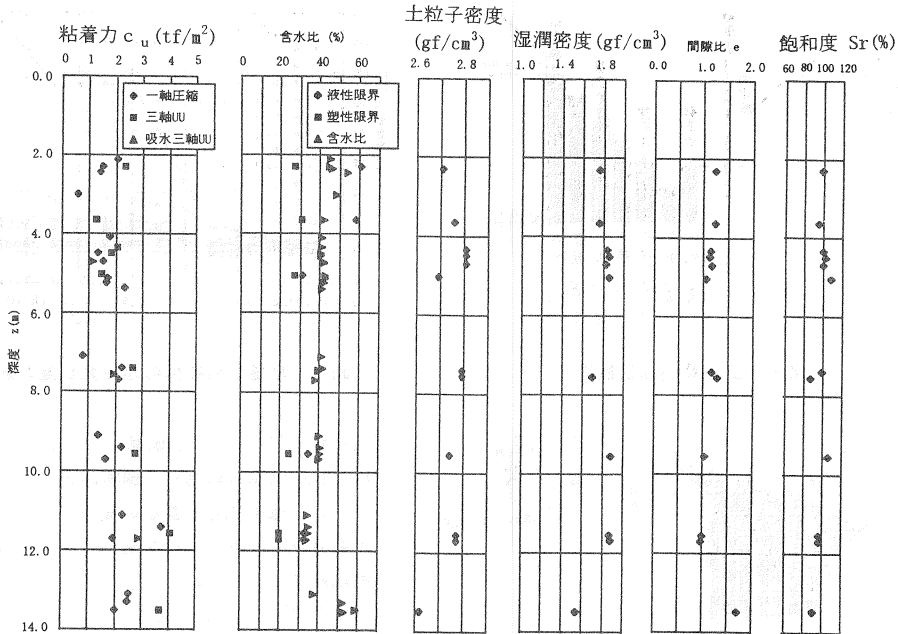


図-4 土質試験結果

要がある，③河床の掘削工事により現状より非排水せん断強さが低下する，④河川堤防として洪水時に河川の氾濫を防ぐ必要がある。

上記の留意点を考慮し地盤改良工法はスラリー系の深層混合処理工法を採用した。図-2には横断面図に施工順序を記載しており，一次掘削により地盤改良機器設置のためのスペースを確保した後，二次掘削を行って護岸工を施工後，現河床まで埋め戻しを行うものである。また地盤改良条件を表-1に示す。

4. 本調査地の土質調査

4. 1 土質調査の必要性

本調査地は，過去通常の調査，設計に基づく工事を行ったにもかかわらず変状をきたしたことがある，或いは崩壊したことがある土質的に非常に問題の多いところである。陸成の粘性土は海成の粘性土と比べて堆積環境が複雑で，局所的な地質，鉱物の存在による強度低下の発生を起こしやすく，時に理解しがたい挙動を示すものがあることが知られている。本調査地付近に堆積している陸成の粘性土がこれまで多くの問題を起こしている背景には，過去の調査・試験では把握できなかったような力学的挙動を示した可能性がある。これまで調査された地盤のデータを参考に，本調査地の粘性土の力学特性を明らかにするために，以

下の試験を行った。①物理試験，②有機物含有量試験，③圧密試験，④一軸圧縮試験，⑤三軸UU試験，⑥三軸CU試験，⑦X線回折による鉱物分析。

4. 2 試験結果および考察

図-4に土質試験結果の一例を示す。これらより，以下のことが明らかになった。

- ①GL-2～12mはクロライト鉱物を多く含有するため，比重が比較的大きめである。
- ②自然含水比は大半が40%前後であり，深度方向に若干減少していると思われる。但し，GL-13.0～13.8mは有機物含有量の影響により50%より大きい。
- ③間隙比は1.4～0.9であり，深度方向に減少する傾向がある。
- ④当該地盤の土質は粘土質シルトであり，粘土分が20%，砂分10%，シルト分70%程度の割合になっている。
- ⑤有機物含有量は1.5～4.5%程度であり，過去の調査と比較すると小さめの値を示す。
- ⑥GL-4～5mまでは液性限界60%，塑性限界30%程度であるのに対し，それ以深では液性限界20%程度，塑性限界が30～40%前後の低塑性の土である。
- ⑦施工前，土被り圧から見るとGL-4～5m付近までは過圧密状態の0.4kgf/cm²程度の一軸圧縮強さを示す。
- ⑧GL-4～5m以深では一軸圧縮強さが線形的に増加し

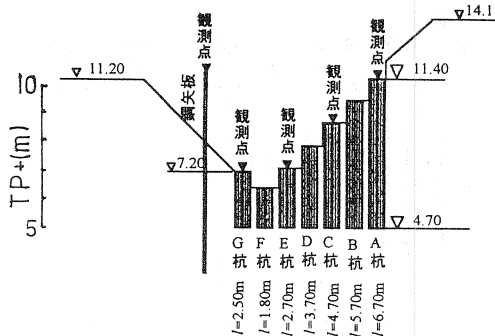


図-5 変位観測点位置図

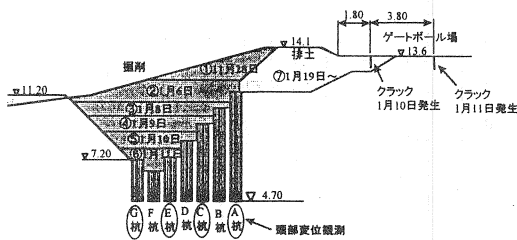


図-6 掘削経過図

ており、 q_u (kgf/cm²) = 0.052z (z: 地表面からの深度m) で表される。ただし、過去のデータでは本工法と同様の地盤改良による非排水せん断強度の増加は見られなかった。したがって、地盤改良前の q_u を用いることが望ましい。

⑨一軸圧縮試験による破壊ひずみは5～15%と大きい。
⑩X線回折による粘土鉱物分析から、本調査地の粘土はクロライトが卓越している。また、一次鉱物としては石英が多く含まれており、アンティゴライト、クリソタイル、それとタルクといった蛇紋石鉱物も含まれている。これは、後背地に蛇紋岩からなる山が控えているせいであると考えられる。しかし、モンモリロナイトのような膨張性を示す問題の多い鉱物は含まれておらず、鉱物から見る限りでは特に問題と認められるものはない。

⑪三軸圧縮試験により有効応力規準に関するせん断抵抗角 ϕ' は30°より少し大きい。したがって、 ϕ' から見れば特異な性質を有しているとは考えられない。

5. 護岸掘削に伴う変位観測

5.1 変位観測位置

変位観測は地盤改良杭頭部で12点、右岸側堤内地の

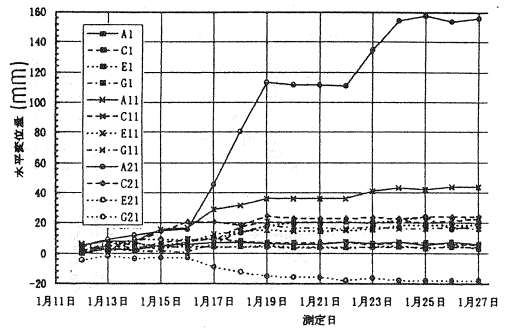


図-7 地盤改良杭体の水平変位量の経時変化

堤防肩付近に5点など全観測点で計49点である。ここでは、改良杭体の観測点の横断面図のみを図-5に示す。

5.2 掘削工程と変状の概況

本調査地の掘削の工程を図-6に示す。地盤改良は①の掘削終了後施工された。⑤のステップが掘削された日と同じくして堤防に隣接したゲートボール場の堤防のり尻から1.8mの位置に堤防に並行してクラックが発生した。また、翌日には更に3.8m堤内地寄りに前日発生したクラックとほぼ並行してクラックが観察された。この後も、クラックは進展してゆくことが確認されたため、堤防の一部を1月25日までに上部排土し、変形の増大を抑制した。

5.3 変位観測結果

測定は光波測距器を用いており、多くの観測点のうち、ここでは地盤改良杭体の水平変位量の経時変化の一例を図-7に示す。また、図-8には、横断面図に対して変位ベクトルをプロットしたものを示し、図-9には周辺地盤のベクトル図を示す。これら多くの変位観測結果から得られた結果は以下の通りである。

①TP+10mまでの掘削では変位が生じていない。②堤防肩の地盤変位は水平および鉛直ともほぼ同じ大きさであり、変位ベクトルはほぼ下方45°であると思われる。③地盤改良杭体の変位は、特定の杭周辺が突出しており、15cm以上の変位が観測された。④周辺地盤の変位を見ると、掘削地点から約40m離れた対岸(A域)でも2～3cmのオーダーの水平変位が観測されている。測定値は、光波測距器等から得られた結果であり、データの誤差とは考えられない。⑤図-9より掘削による応力状態の変化から周辺地盤の流動が見られた。

5.4 孔内傾斜計を用いた地中変位観測

堤内掘削に伴う地盤の変形は当初の設計を大きく上回ることが予測された。そこで、地表面変位の観測

— 33 —

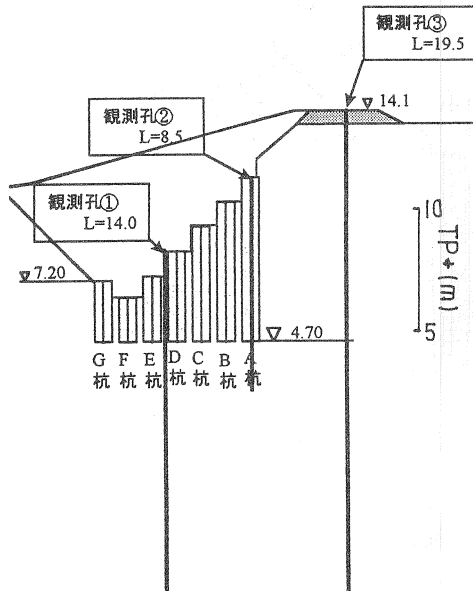


図-10 孔内傾斜計の設置位置図

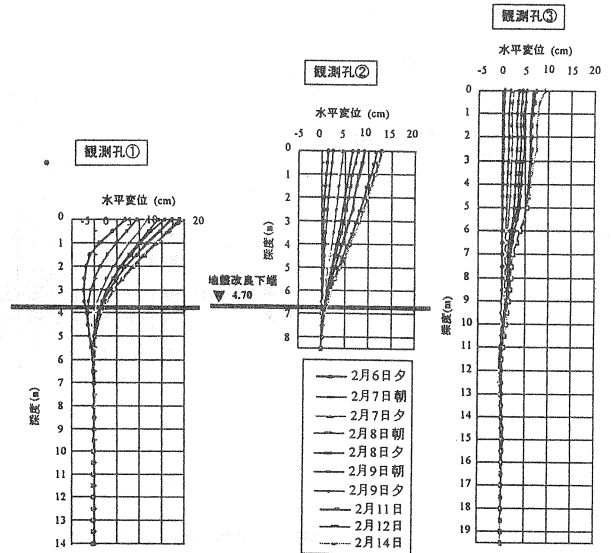


図-11 観測孔の水平変位の経時変化

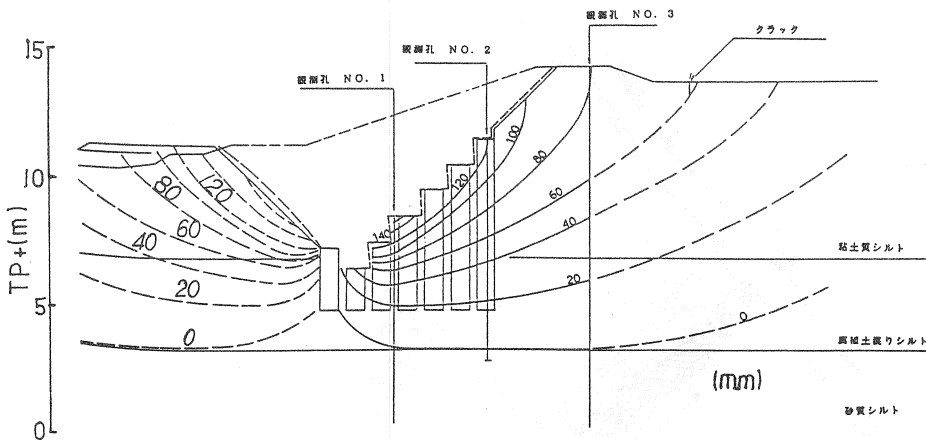


図-12 等水平変位量分布図

とともに地盤内部の変位を観測することの必要性が生じ、図-10に示す3本の孔内傾斜計を設置した。図-11は、観測孔の水平変位の経時変化を示したものである。ここで、堤防肩に設置している地表面変位観測点と観測孔③の水平変位の比較から50mm程度の差異が生じていることが問題になった。これは、今回の測定に使用した傾斜計のケーシングパイプが、比較的肉厚のあるもののため剛性が高く、硬質地盤の地すべり地等で使用されるものをそのまま用いたため、本調査地のように軟弱な地盤の変形に十分追従することが困難であったためと考えられる。しかしながら、地

盤内部の動きを視覚的に把握し、地表面変位との関係を把握するには十分であると思われる。

また、図-12には孔内傾斜計と地表面変位の観測結果から得られた等水平変位量分布を示した。なお、地盤の変位量は絶対値で示しており、掘削部に対して堤防側は左向きが正、河川水部側は右向きが正である。これより、①堤内側の改良杭ほど水平変位量が多いこと、②堤防の天端高さから見て深さ12m以深は水平変位がゼロであると考えられること、③改良杭から見ると変形はせん断変形というよりは曲げ変形が卓越している、ということが明らかになった。

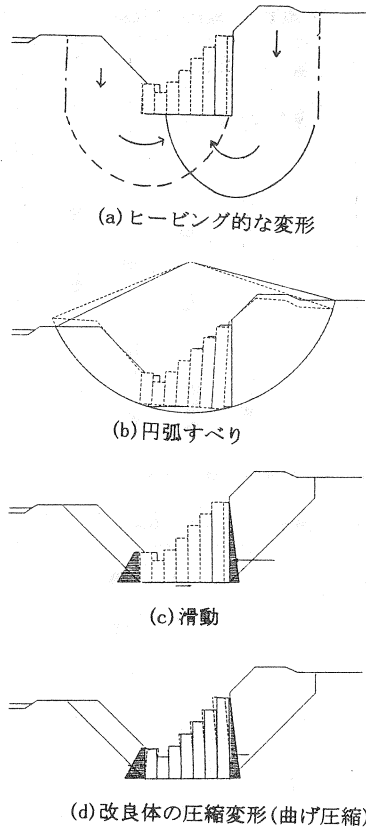


図-13 地盤改良杭体の変形の模式図

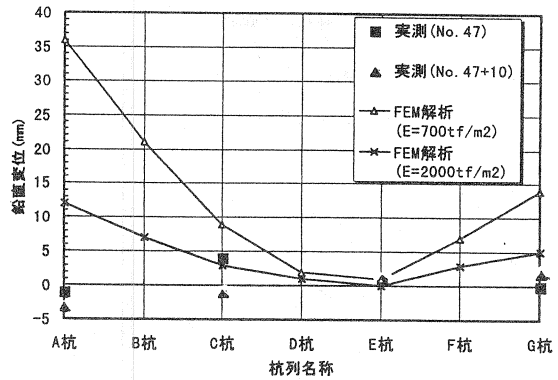
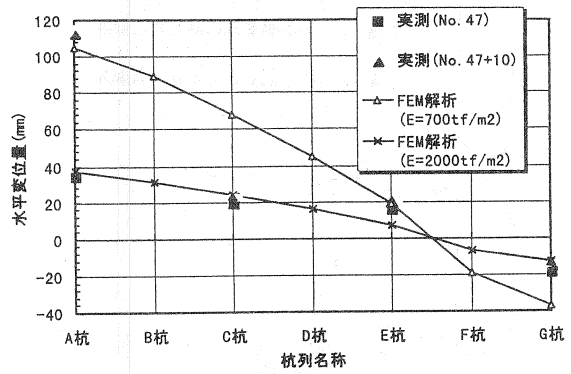


図-15 FEM解析結果と実測変位置の関係

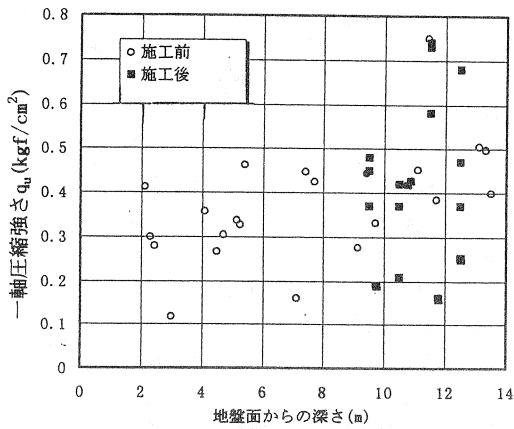


図-14 地盤改良施工前後の深度と一軸圧縮強さの関係

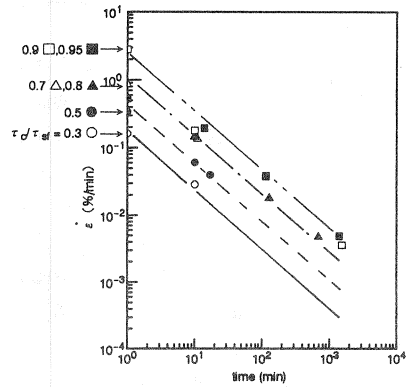


図-16 載荷時間と軸ひずみ速度の関係

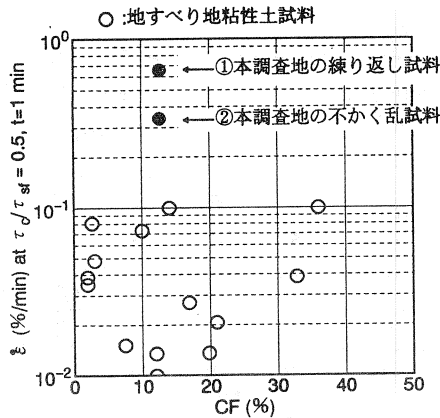


図-17 CFと軸ひずみ速度の関係

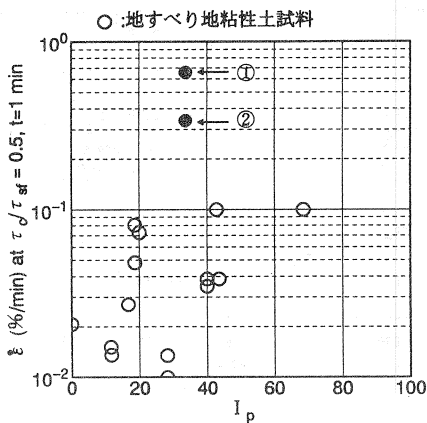
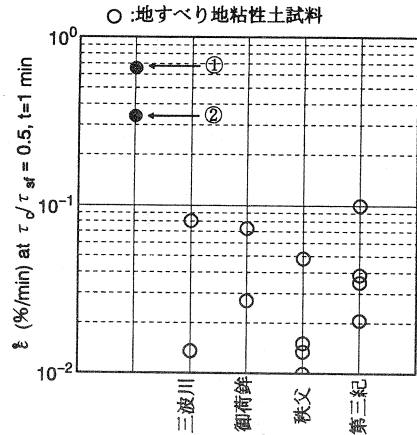
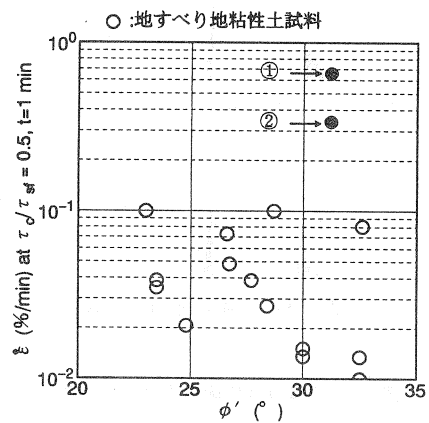

図-18 I_p と軸ひずみ速度の関係


図-19 地質帯と軸ひずみ速度の関係


図-20 ϕ' と軸ひずみ速度の関係

6. 過大な地盤変位を生じさせた要因の検討

6. 1 地盤改良体および改良杭周辺の強度不足・強度低下

改良杭体の一軸圧縮強さは改良前と比較して約50倍に、変形係数は200倍に改善されており問題はないと考えられる。また、周辺地盤の一軸圧縮強さも施工の前後で大きく変化していないことを確認している。本調査地で採用した地盤改良工法は、高圧(200kgf/cm²)でセメントミルクを噴射することによって地盤改良杭を造成するものであり、周辺地盤にかなりの応力変化による影響を及ぼすことが考えられたが、一時的な間隙水圧の上昇は観測していない。少なくとも原地盤の非排水せん断強さを低下させるようなものではないと思われる。ただし、図-13(a)に示

ようなヒーピング的な安定を考慮する必要があったものと思われるが、今回の調査ではこの点に関する詳細な検討は行わなかった。

図-14には非地盤改良域の粘性土における施工前後の一軸圧縮強さの比較を行ったものを示す。この結果からは、地盤改良の施工によって非改良域の粘性土の強度が著しく低下したとは言えない。しかしながら、改良杭体間に取り残された粘土は大きく乱されていることは事実であろう。また、改良杭体は必ずしも円柱になっておらず、杭間の粘土のせん断変形による杭体の転倒的な変形を起こしていた可能性がある。

6. 2 地盤改良体の円弧すべり、滑動および曲げ変形

図-13(b), (c), (d)には改良体の円弧すべり、滑動お

よび曲げ変形の模式図である。まず、円弧すべりが発生したとするならば地盤改良杭頭部は全て河道側に変形しなければならないが、実際には最前列が堤内側に変形しており、図-13に示すような全体的な円弧すべりを起こしているとは考えられない。次に、改良体の滑動を考えてみると、模式図のように改良杭体の変位ベクトルはいずれも河道方向で等しい変位量なければならないが、実際の変形は深度方向に連続的に減少しており、理屈と合わない。最後に曲げ変形であるが、市販の弾性計算アプリケーションソフト(2d-σ)を用いて算定したものが図-15である。ある弾性係数である程度実測値と一致するが、水平変位が突出した測点No. 47+10mの変位と一致しない。

弾性係数の局所的な変化によりある程度説明は出来るが地盤内部の全体を説明できるようなものではない。また、地盤改良杭体の変位量が2~3cmを上回るものについては弾性計算から求めることは整合性を持たないと考えられる。

6. 3 粘性土地盤のクリープ変形

本調査地における過大な変位を発生させた原因として、粘性土地盤のクリープ変形が考えられる。そこで、圧密非排水三軸クリープ試験を実施した。せん断試験は、圧密圧力2.0kgf/cm²で2日間圧密した後、静的せん断強度の0.3, 0.5, 0.7, 0.8, 0.9, 0.95倍の荷重で載荷した。図-16は、載荷時間と軸ひずみ速度の関係である。これらは、いずれの応力レベルにおいても両対数上で直線であり、その勾配は0.75程度である。また、クリープ荷重 $\tau_c/\tau_{cf}=0.5$ で、 $t=1$ minの時のひずみ速度と粘土分含有量CF、塑性指数I_p、地質帯、有効応力規準によるせん断抵抗角 ϕ' との関係をそれぞれ図-17, 18, 19, 20に示す³⁾。ただし、図中には比較のため北陸、中国、四国地方の第三紀層地すべり地と破碎帯地すべり地のデータも併記してある。これから、ひずみ速度はCF、I_p、地質帯とは殆ど相関がないことが分かる。また、同じ地質の沖積粘土との比較検討を行っていないが、地すべり地の粘性土のクリープひずみ速度と比較しても、本調査地は非常に卓越したクリープ特性を有していると考えられる。今回試験した結果だけでも最低3倍程度の違いがある。なお、地すべり地粘性土のデータで10⁻¹(%/min)程度のひずみ速度を持つ試料は、スメクタイトを多量に含む島根と富山の地すべり地から採取したものである。年間数mという移動量を示している。8×10⁻²(%/min)のものは御荷鉾のクロライトを多量に含む地すべり地のもので年間10cm近い移動量を示した箇所

である。7×10⁻²(%/min)の試料は、三波川帯の大規模地すべり地として名高い善徳地すべり地のものである。クリープ速度が数倍異なると、同じ安全率で対策を行っても変位の抑制効果はかなり異なることは明らかである。したがって、対策を考える上でクリープ試験を行う意義がある。

7. あとがき

本論文では、軟弱地盤上の護岸工事について現場データと室内試験から卓越したクリープ特性を有していることと現場計測データの考え方に関する検討を行った。本調査地における挙動は、あくまでこの地域特有の現象かもしれないが、沖積平野部の鋭敏粘土の存在とそれに伴って生じる地盤工学的諸問題が発生していることは事実である。これらの検討事項を基に今後の施工では、①地盤改良率を上げる、②改良長さを大きくする、③上部排水工を先行して行う、④計測管理を行い地盤の変形挙動を管理する等の対策をとることとし、変形が卓越するような軟弱地盤地域の設計に活用して行くことが望まれる。

したがって、軟弱地盤に共通のメカニズムおよび工学的性質を明らかにするとともに、実際問題の事例解析を積み重ねてゆくことの重要性は変化しないと思われる。

参考文献

- 1) Enoki, M. et.al: Generalized limit equilibrium method and its relation to slip line method, S&F, Vol. 31, No. 2, pp.1-13, 1991.
- 2) 八木則男・矢田部龍一・向谷光彦: 海底粘性土と地すべり地粘性土の力学特性, 地盤と建設, Vol. 12, No. 1, pp.79-85, 1994.
- 3) 矢田部龍一・八木則男・松村真一郎・石井朋紀・向谷光彦: 地すべり地の粘性土の非排水クリープ速度に関する一考察, 第31回地盤工学研究発表会発表講演集, 2分冊の2, pp.2009-2010, 1996.

謝辞 本研究にあたり実験遂行のため、多くの愛媛大学大学院生・4回生にお世話になった。不かく乱試料の提供に際し、関係機関・諸氏にご協力を賜った。末筆ながら記して謝意を表する次第である。