

II-2 改良地盤による構造物基礎の経済的な設計手法に関する研究開発

研究予算：運営費交付金（道路整備勘定）

研究期間：平 14～平 17

担当チーム：施工技術チーム

研究担当者：大下 武志、小野寺 誠一、
堤 祥一

【要旨】

近年土地利用上の制約から、軟弱な地盤上に構造物を構築する事例が増えてきている。主な軟弱地盤地域は、海岸・湖沼の近接地域、埋立て地、旧河川跡などで、一般に軟弱層が厚い場合が大半である。しかしながら、従来方法による深層混合処理工法は、支持層までの改良により荷重を支える設計であり、地盤の圧密等による強度増加を充分に見込める場合において、不経済である事が問題となっている。そこで経済的な地盤改良法として、増加した地盤強度と、分散した載荷重がつり合う長さまで改良を行なう、浮式（フローティング式）地盤改良に注目し、遠心模型実験を行ない、浮式地盤改良の設計上、必要とされる特性（即時・圧密沈下、円弧すべり・側方流動、不等沈下）と問題点を明らかにするとともに、浮式地盤改良における沈下量推定式の提案を行った。

キーワード： 軟弱地盤、浮式地盤改良、遠心模型実験、沈下量推定

1. はじめに

浮式地盤改良の設計法を提案するにあたり、通常の深層混合処理工法と同様に沈下量、円弧すべり、側方変位、不等沈下に対して、定性・定量的に評価を行なう必要がある。本研究では、これら検討課題の影響と問題点を明らかにするとともに、浮式地盤改良による沈下量推定式の提案を行った。

表 1 各遠心模型実験のねらいと目的

実験名	検討項目	計測項目	実験時期
『沈下量推定に関する実験』	改良率 改良長 盛土載荷	沈下量(周辺、擁壁、裏込め)	H15
『円弧すべり、側方変位の影響に関する実験』	改良率 改良長 盛土載荷	標点の変位量	H16
『偏心荷重に対する遠心実験』	改良率 改良長 偏心/等分布載荷	沈下量(前後、上下の4点) 間隙水圧計(改良域) 標点の変位量	H17

背景：軟弱地盤における浮式地盤改良工法の適用
目的：浮式地盤改良の変形特性への定性・定量的な評価
方針：検討課題として

- ①沈下量の推定に関する検討（平成15年度）
- ②円弧すべり、側方変位に関する検討（平成16年度）
- ③偏心荷重による不等沈下に関する検討（平成17年度）を抽出し、遠心実験により評価

*平成14年度は基礎的実験を実施

図 1 研究の背景・目的・方針

2. 1 沈下量に関する実験

擁壁の擁壁部・裏込め部にて、改良率、改良長を変えて、即時・圧密沈下量の計測を行なった。即時沈下量は目標遠心場(70G)までの沈下量とし、圧密沈下量は沈下量の低減が収束するまでの沈下量とした。表2に実験ケースを、図2に実験の概要図を示す。

表 2 沈下量に関する実験ケース

実験ケース	擁壁基礎		裏込め基礎		備考
	改良率 a_p (%)	杭長 L(m)	改良率 a_p (%)	杭長 L(m)	
Case1	無対策	-	無対策	-	無対策
Case2	41.6	6	32.9	4	基本パターン
Case3	18.5	6	32.9	4	擁壁部 改良率を変化
Case4	58.9	6	32.9	4	
Case5	41.6	2	32.9	4	擁壁部の 杭長を変化
Case6	41.6	8	32.9	4	
Case7	41.6	6	18.5	4	裏込め部 改良率を変化
Case8	41.6	6	58.9	4	
Case9	41.6	6	32.9	2	裏込め部 杭長を変化
Case10	41.6	6	32.9	6	

2. 遠心模型実験

浮式地盤改良の設計上の課題に対し、遠心模型実験により①即時・圧密沈下量の計測、②円弧すべり・側方変位、③不等沈下の把握を行なった。(初年度は基礎実験、予備実験を実施)①と③に関しては盛土・擁壁模型の沈下量、傾斜量を沈下計・レーザー変位計により計測を行ない、②に関しては、地盤内につけた標点の変動量から把握を行なった。又、平成17年度の実験では、改良地盤域に間隙水圧計を設置し、過剰間隙水圧の発生の特性的把握を行なった。

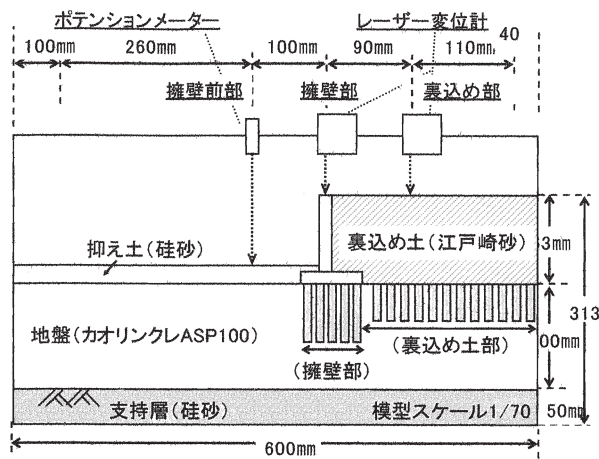
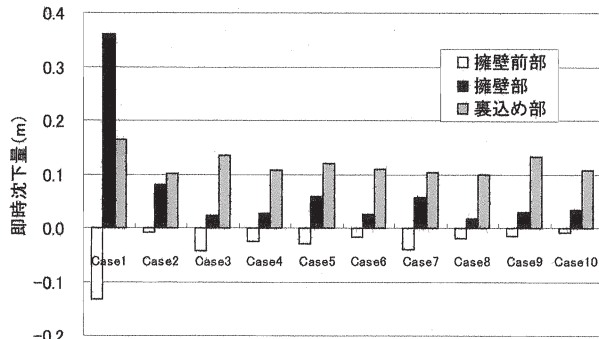


図2 沈下量に関する実験概要図

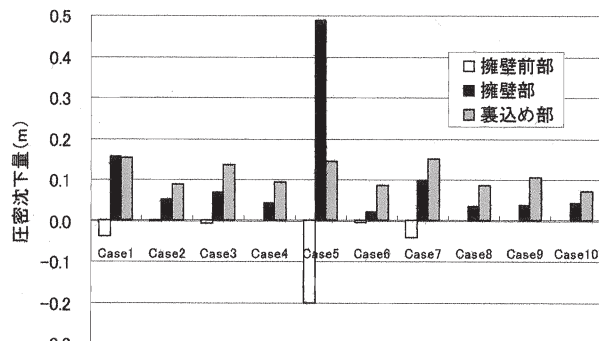
改良杭には、品質が一律で、改良柱体の破壊を考慮せず、比重がコンクリートに近いアルミ杭（実大φ700）を用いた。これより計測された実験結果を図3（即時沈下）、図4（圧密沈下）に示す。



実験ケース

*隆起量はマイナス *数値は実大換算
*Case1（無対策）とCase5（擁壁-杭短）では、円弧すべりが発生

図3 即時沈下量に関する実験結果



実験ケース

*隆起量はマイナス *数値は実大換算
*Case1（無対策）とCase5（擁壁-杭短）では、円弧すべりが発生

図4 圧密沈下量に関する実験結果

実験より得られた、沈下特性を以下にまとめる。

- Case1（無対策）とCase5（擁壁-杭短）では、円弧すべりが発生した。これより想定されるすべり円より長い杭長を確保することが必要であることが分かった。

- 擁壁・裏込め土部いずれも、改良率、改良長が上昇するにつれ、沈下量が抑制されることが分かった。
- 改良率、杭長による沈下量の差は、即時沈下量では小さく、圧密沈下量において顕著であることが分かった。

平成15年度の沈下量に関する実験により、ある程度の沈下特性を把握することができた。しかしながら、この実験により、①沈下の過程で擁壁の傾斜が生じること。②擁壁の偏心荷重により、擁壁前後の沈下量に違いがあることが分かった。そのため、杭長、改良率と不等沈下の関係の把握、施した対策の効果について、焦点を絞って偏心荷重に関する実験（平成17年度実施）を行なった。

2.2 円弧すべり・側方変位に関する実験

i) 実験概要

杭長、改良率と円弧すべり、側方変位の関係を把握するために、遠心場（70G）でサンドホッパーにより盛土（盛土3mに相当52kPa）の急速荷重を行なった。急速荷重を行なう理由は、圧密沈下の影響を除去し、地盤内の側方変位量を定量的に把握するためである。実験の概要図を図5に、実験のケースを表3に示す。

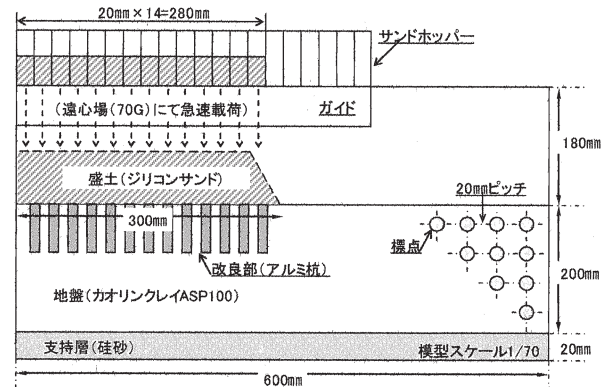


図5 円弧すべり、側方流動に関する実験概要図

表3 円弧すべり、側方流動に関する実験ケース

実験ケース	杭径 (cm)	杭長 (m)	改良率 (%)	上載圧 (kPa)	地盤強度 (kPa)	初期含水比 (%)	備考
Case1	-	-	-	52	39.9	80	無対策
Case2	21	5	3	52	39.9	80	改良率(極低)
Case3	21	5	6	52	39.9	80	改良率(低)
Case4	21	5	9	52	39.9	80	改良率(中)
Case5	21	5	12	52	39.9	80	改良率(高)
Case6	21	10	3	52	39.9	80	杭長(長)-改良率(極小)
Case7	21	10	6	52	39.9	80	杭長(長)-改良率(低)
Case8	21	10	9	52	39.9	80	杭長(長)-改良率(中)
Case9	21	10	12	52	39.9	80	杭長(長)-改良率(高)
Case10	70	10	13.3	52	39.9	80	杭径(大)-改良率(低)
Case11	70	10	61.2	52	39.9	80	杭径(大)-改良率(中)
Case12	70	10	32.9	52	39.9	80	杭径(大)-改良率(高)

この実験に関しては、間伐材の研究と同時に行なったため、杭径を2段階（φ21cm、φ70cm）に変化させ、改良率は杭径φ70cmでは、13.3%、32.9%、61.2%の3段階で変化させて実験を行なった。

ii) 変位コンター図

急速荷重により生じた地盤内変位を、地盤内の標点 (2cm ピッチ) より画像分析を行ない、コンター図 (X、Y の 2 方向) を作成した。作成したコンター図の一例 (Case10) を図 6 に示す。

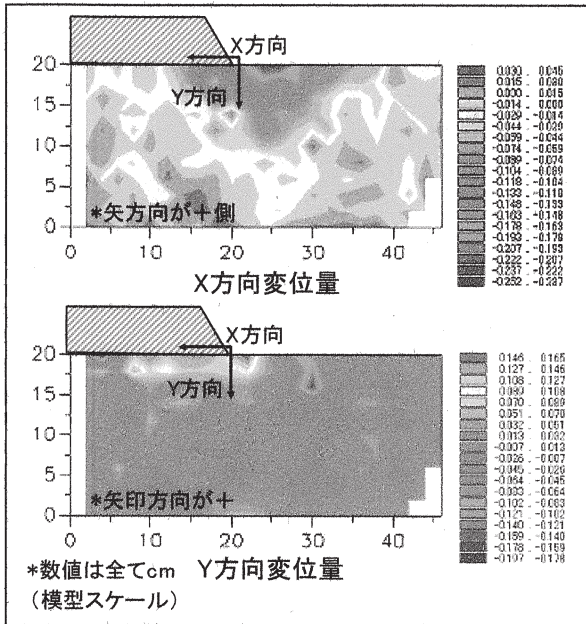


図 6 コンター図 (Case10 杭径 (大) -改良率 (低))

コンター図の作成により分かったことを以下に示す。

- 側方変位量 (X 方向) は法尻の地表面付近において、沈下量 (Y 方向変位量) は法尻直下において顕著に表れることが分かった。
- 改良長の短いケースでは、改良率による側方流動の低減を期待できず、発生するすべり円弧が拡大することで、改良率が高いと広範囲で変形することが分かった。
- 改良長の長いケースでは、改良率が大きくなるにつれ側方変位量・沈下量ともに抑制されていることから、側方流動の抑制に関しても、すべり円以上の改良長の確保が重要であることが分かった。
- 杭径が大きいケースでは、改良率を 30%以上確保したケース 11、12 において、側方変位・沈下量ともにほとんど見られなかった。これより、3m の想定盛土範囲では、側方変位の抑制には改良率 30%程度で抑制できることが分かった。

iii) 変形土量の分析

続いて、地盤内の変位量を定量的に把握・評価するため、地表面・法尻直下の線を基準線として、変形土量を求めた。図 7 に概要図を、図 8 に各ケースでの比較結果を示す。

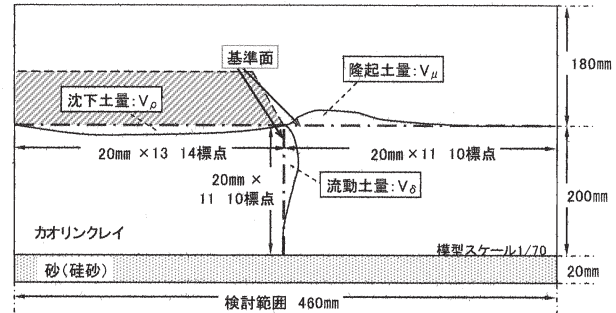


図 7 変形土量の分析概要図

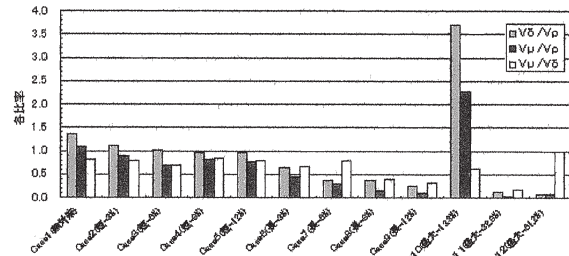


図 8 各ケースでの変形土量 (沈下/流動/隆起) の比率のまとめ

これより、分かることを以下にまとめる。

- 杭長の比較では、流動土量 V_s と沈下土量 V_p の比において、短いケースが 1.0 前後で推移しているのに対し、長いケースは 0.6~0.3 前後に留まっており、杭長の確保が沈下・側方流動の抑制に有効であることが変形土量からも再確認できた。
- 改良率が近く (12%、13.34%)、杭径が異なるケース ($\phi 210$ 、700) との比較では、杭径が大きい側で、側方流動 V_s が顕著に表れている。これより、杭間距離が広いことで、地盤のすり抜けが生じたことが考えられる。

2. 3 不等沈下に関する実験 (H17)

i) 実験概要

H15 年度に実施した沈下量に関する実験では、偏心荷重による擁壁の傾斜と対策の効果に関して、十分に検討することができなかった。そのため、杭長、改良率と不等沈下の関係を把握するため、不等沈下に焦点を絞り込み、遠心荷重実験を行なった。

高さ 5m の擁壁と裏込め土の土圧 (クーロン土圧で試算) により生じる、限界状態での地盤反力に相当する荷重を、偏心荷重として载荷した。(図 9 参照) また、载荷模型の傾斜の様子を正確に把握するため、上部・側方 2 箇所ずつ計 4 箇所より変位量の計測を行なった。さらに、改良部内に間隙水圧計を設置し、改良部内の地盤に作用する応力の把握を行なった。

実験の概要図を図 10 に、実験ケースを表 4 に示す。

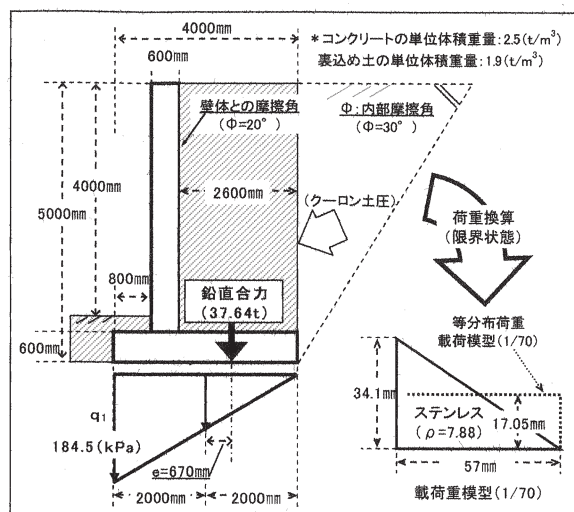


図9 载荷重模型の寸法と定義

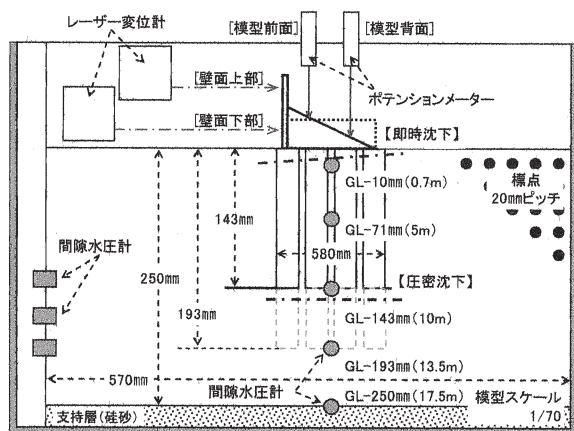


図10 偏心荷重に関する実験の概要図

表4 不等沈下に関する実験ケース

実験ケース	荷重値 (kPa)	杭長 (m)	杭径 (m)	改良率 (%)	備考
Case1	184.5	10.0	1.0	30	基本系
Case2	184.5			15	改良率(低)
Case3	92.2	13.5		30	等分布载荷(通常)
Case4	184.5			65	改良率(高)
Case5	92.2	10.0		15	等分布载荷(低改良)
Case6	92.2			30	盛土载荷
Case7	92.2	10(前)-4.8(後)		30	改良率変化(前後)
Case8	184.5			10.0	30(前)-15(後)
Case9		30			ジオテキ使用
Case10					

数値は全て実大換算

ii) 実験結果

実験の結果、得られた即時/圧密沈下、擁壁面の傾斜/不等沈下、過剰間隙水圧の値を図11~13に示す。

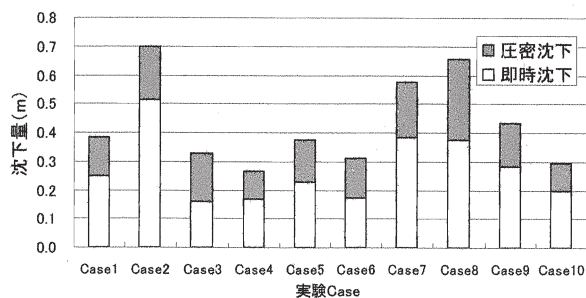
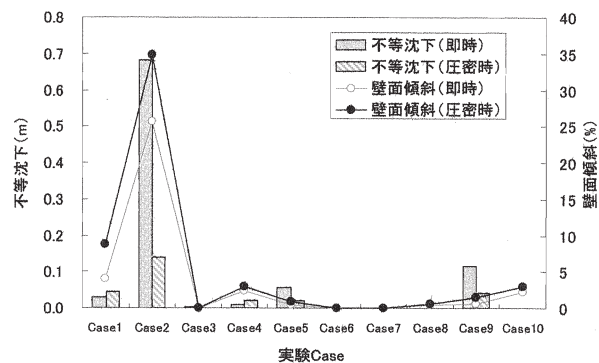


図11 実験結果 (即時/圧密沈下量)



*Case7は盛土により計測不可

*Case8、10の不等沈下量は計測値なし

図12 実験結果 (擁壁面の傾斜)

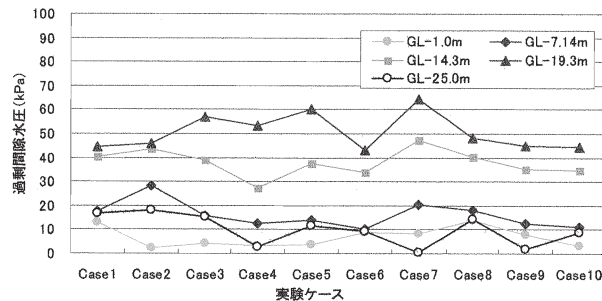


図13 実験結果 (過剰間隙水圧)

これら結果、得られたことを以下にまとめる。

《即時/圧密沈下について》

- 改良率が小さいCase2では、地盤破壊を伴う、過大な不等沈下が生じた。また、他Caseとの比較から、偏心荷重を均一化して地盤に作用させるためには、改良率の確保が必要であること。改良率が不十分で、不等沈下が生じた場合、圧密沈下にも反映されることが分かった。
- 等分布荷重のケース、即時沈下時の不等沈下が小さいケースでは、改良率の変化による圧密沈下量の差は小さいことが分かった。
- 杭長が長いケースでは、圧密沈下量が低減されており、圧密沈下には、杭長による荷重分散の影響が大きいことが分かった。

《擁壁の傾斜について》

- 不等沈下量と同様に、改良率が大きく関係していることが分かった。
- 前後の作用荷重の変化に応じて、改良率・杭長を変化させることで、擁壁の傾斜に効果があることを確認できた。

《過剰間隙水圧について》

- 過剰間隙水圧が最も上昇する場所は、改良直下部であること。改良率が充分でない場合、改良内部の過剰間隙水圧が大きいことが分かった。
- 改良率が増えるに従い、過剰間隙水圧が減少す

る傾向であることから、改良率の上昇により、改良部の地盤に作用する荷重が減少していることが分かった。また、改良部でも地盤にも荷重が少なからず作用していることが分かった。

iii) ひずみのコンター図

画像解析により各標点の移動量を求め、標点間距離のひずみのコンター図を作成して分析を行なった。コンター図は各ケース、70G 到達時まで（即時沈下時）と圧密終了後に分けて示した。図 14 に作成したコンター図の一例を示す。

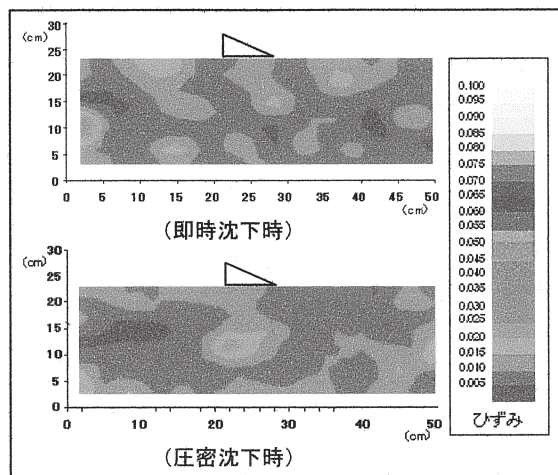


図 14 ひずみのコンター図 (Case1)

各ケースのひずみコンター図の結果分かったことを以下にまとめる。

- 全 Case の傾向として、改良直下部（杭底面部）にひずみが集中して生じ、特に圧密沈下は各ケースで見ることができた。
- 改良部のみに注目した場合、ひずみは主に地盤表面部に表れ、Case2(改良率(低))や Case8(杭長変化)では、即時沈下時にも改良直下部でのひずみの集中を確認することができた。これは偏心荷重が、十分に荷重分散されずに未改良部分に伝達しているため、ひずみとして表れたことが考えられる。
- 等分布荷重のケースでは、即時/圧密沈下時ともに、改良部のひずみが小さいことが分かった。
- ジオテキスタイルを用いたケースでは、即時沈下時に不等沈下を見ることができたが、他の同様なケースと異なり、圧密沈下時の改良直下部に集中したひずみは見られなかった。これより、ジオテキスタイルの敷設の効果は圧密沈下の抑制に有効であることが分かった。

iv) 改良直下部の標点変位分析

各ケースにおける標点移動の状況について、改良

部-未改良部の移動量、即時-圧密沈下量に分けて算出し、沈下傾向の把握を行なった。標点の移動量の追跡結果を図 15、16 に示す。

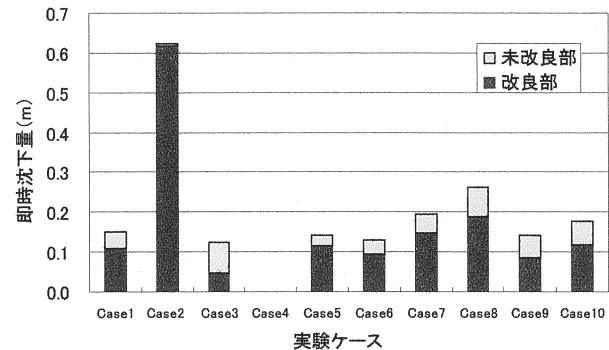


図 15 標点の即時沈下量(未改良・改良)

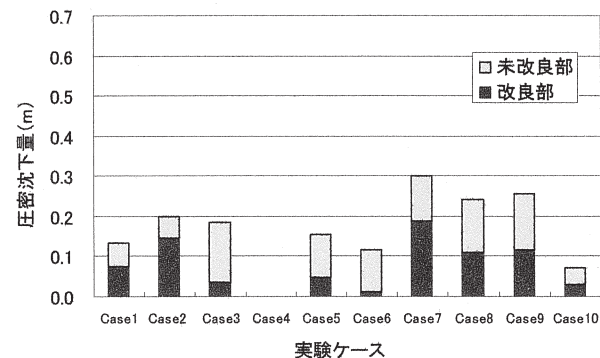


図 16 標点の圧密沈下量(未改良・改良)

これより、分かることを以下にまとめる。

- 全ケースにおいて、即時沈下量では改良部の占める割合が大きく、圧密沈下時には未改良部の沈下量が大きいことが分かる。これより、載荷開始直後は改良部が沈下し、その後、未改良部が徐々に圧密沈下する様子を把握できた。
- 等分布の荷重ケースでは、圧密沈下時に未改良部の割合が大きい傾向を示した。
- 改良率の確保により、荷重を均一化できれば、改良部の沈下量は、即時時、圧密時ともに低い割合に抑えられることが分かった。

2. 4 実験のまとめ

H15～H17 年度にかけて行なった、遠心模型実験による結果を以下にまとめる。

- 円弧すべりの発生を抑制するには、想定されるすべり円より、杭長を長く取る必要があること。
- 即時沈下量は、改良率を確保する（本実験では 30%以上）ことで、一定値に収束させることができること。また、偏心荷重を均一な荷重にするには、改良率による効果が大きいこと。
- 同じ改良率でも、杭間距離が大きい場合、地盤

の側方変位の影響を受けること。

- 地盤の側方変位、沈下量の抑制には、杭長、改良率の順で効果があること。
- 荷重の集中は、改良杭の底部において見られること。しかしながら、改良部の地盤にも少なくない荷重値（実験では載荷値の約 1/6 程度：GL-5m 地点）が作用すること。
- 即時沈下時は、改良部の占める割合が高く（平均 7 割程）、圧密沈下時は、未改良部の割合が高い（平均 6 割程）こと。

3. 浮式地盤改良の沈下量の推定

浮式地盤改良を設計する際に必要となる設計事項として、①円弧すべりに対する検討、②支持力に対する検討、③沈下量の推定、④側方変位の検討、⑤偏荷重への対処が挙げられる。当研究では、このうち③に関して、遠心模型実験により詳細な検討を行ない沈下量推定式の提案を行なった。

3.1 沈下量の推定の方針

遠心実験における沈下特性より、浮式地盤改良における沈下量推定式を以下の方法で算出し、実験値との比較を行った。浮式地盤改良の沈下量 S は、改良部の沈下量 S_1 と未改良部の沈下量 S_2 の合計値として定義し、 S_2 は改良長の 3 分の 1 の長さから 2:1 の分散角で拡散した荷重が未改良部の圧密に作用する方法を採用した（現在の道路橋示方書における提案式^{*)}）。 S_1 については、今回の実験結果から新に提案する式により沈下量の算出を行なった。浮式地盤改良の沈下量の算出の方針を図 17 に示す。

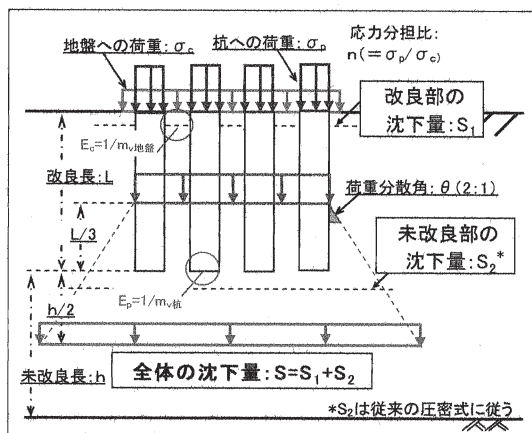


図 17 浮式改良地盤の沈下量算出の方針

3.2 改良部の沈下量

沈下量の試算で重要なパラメータとして、改良部の地盤が受ける応力と、改良杭に作用する応力の比

$n (= \sigma_p / \sigma_g)$ があり、改良部の沈下量を試算では、まずこの値を設定する必要がある。本研究では、直接計測を試みたものの、正確な値を計測することが出来なかった。そのため、従来型の支持層貫入の改良で使用される n の範囲^{*)} (10~20) から、浮式であるため、杭間の未改良地盤部にも応力が作用し沈下量が大きく出ること考慮に入れ、若干落とした範囲 (6~12) を想定して、沈下量の算出を行なった。改良部の沈下量は、地盤部の沈下量 $S_{1地}$ と改良杭部の沈下量 $S_{1杭}$ をそれぞれ求め、改良率で合成したものを、改良部全体の沈下量 S_1 とした。算出手順は、①地表面部の体積圧縮係数（以後 $m_{v地}$ とする）と杭底面部の $m_{v杭}$ を圧密試験結果（ $p-m_v$ の関係）より求め、その逆数を変形係数 E_c 、 E_p とする。②即時沈下に関する既存式、もしくは道路橋示方書に記載されている、地盤反力係数による方法により、地盤部の沈下量、改良杭部の沈下量を個別に求め、改良率で合成することにより全体の沈下量として算出した。図 18~19 に算出のフロー図を示す。

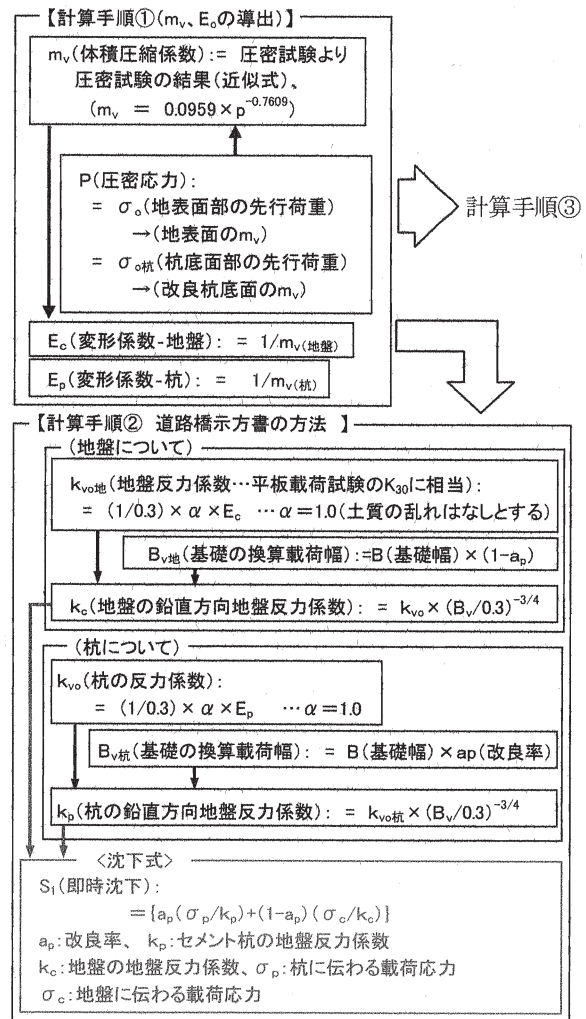


図 18 改良部の沈下量の算出フロー（その 1）

【計算手順③ 既存の即時沈下式】

E_c (変形係数-地盤): E_p (変形係数-杭):

μ (ポアソン比): 粘土 $\mu=0.3$ を使用
 I_p (係数): D (層厚)/ B (載荷幅) から図A^{*3}より算出
 *ただし軟弱層が深い場合、 $(1-\mu^2)I_p \approx 1$ と設定

$S_{1(地盤)} := \sigma_c \times (B \times (1-a_p)) \times (1-\mu^2) \times I_p / E_c$
 $S_{1(杭)} := \sigma_p \times (B \times a_p) \times (1-\mu^2) \times I_p / E_p$
 S_1 (即時沈下量): $S_{1(杭)}$ と $S_{1(地盤)}$ の合成
 $= \{S_{1(地盤)} \times (1-a_p)\} + \{S_{1(杭)} \times a_p\}$

図19 改良部の沈下量の算出フロー(その2)

続いて、平成17年度の実験をモデルとして、設計値と実験値との比較を行なった。表5に結果を示す。

表5 設計値と実験値との比較(改良部)

想定上載荷重 ^{*1} P (t/m ²)	改良率 a _p (%)	応力分担比 n (σ _p /σ _c)	改良部沈下量 S ₁		
			(道路橋示方書) (m)	(既存式) (m)	(実験値) (m)
14.12	15	12	0.346	0.531	0.52
		10	0.376	0.583	
		8	0.415	0.651	
		6	0.468	0.743	
	30	12	0.274	0.386	0.25
		10	0.288	0.410	
		8	0.308	0.444	
		6	0.338	0.494	
	55	12	0.306	0.453	0.23
		10	0.309	0.457	
		8	0.313	0.462	
		6	0.319	0.471	
4.705	15	12	0.115	0.177	0.17
		10	0.125	0.194	
		8	0.138	0.217	
		6	0.156	0.248	
	30	12	0.091	0.129	0.16
		10	0.096	0.137	
		8	0.103	0.148	
		6	0.113	0.165	
	55	12	0.102	0.151	
		10	0.103	0.152	
		8	0.104	0.154	
		6	0.106	0.157	

*1 前後部の平均荷重値

これより、言えることを以下にまとめる。

- 実験値との比較において、地盤の破壊が生じた改良率が低いケースを除き、比較的近い数値となった。
 - 改良率を変化させても、それが沈下量に大きく反映されなかった(±0.15~0.05m程度)。実験値でも、同様であった。
 - どちらの算出方法でも、応力分担比による沈下量の差は概ね小さい傾向を示した。
 - 算出方法の比較では、既存式の方が沈下量、改良率の影響ともに大きい値となった。
- 他に合成mvによる方法などで試算も行なったが、載荷幅を考慮して、個別に求めた沈下量を合成する方法が、実験結果に近い値となった。

3.3 未改良部の沈下量

未改良部の沈下量に関しては、道路橋示方書で示されている改良長の1/3から荷重分散(θは一般に30°)する方法に従って試算を行ない、実験での圧密沈下量との比較を行なった。

表6 設計値と実験値との比較(未改良部)

試算ケース	改良率 a _p (%)	圧密係数 C _c	初期間 隙比 ^{*1} e _o	未改良部 深さ h(m)	改良杭底部		未改良部の沈下量 ^{*2} S ₂ (m)
					先行荷重 p ₀ (t)	増加荷重 Δp'(tf/m ²)	
ケース1	15	0.52	1.62	7.5	105.6	18.8	0.11
ケース2	30	0.52	1.62	7.5	105.6	18.8	0.11
ケース3	55	0.52	1.62	7.5	105.6	18.8	0.11

*1 $e = -0.2688 \ln(P_0) + 2.2551$ (圧密試験結果)

*2 $S_2 = h \times \{C_c / (1+e_0)\} \times \log_{10}(P_0' + \Delta p') / P_0'$

*3 その他入力事項 …先行荷重(地表): p₀=39.9(kPa) <圧密応力>
 …地表面載荷重: p₁=92.2(kPa) <実験の平均荷重>

実験ケース (実験の種類)	改良率 a _p (%)	未改良部の沈下量 ^{*2} S ₂ (m)
改良率(低)	15	0.18
等分布載荷(低改良)		0.14
基本系	30	0.13
等分布載荷(通常)		0.17
改良率(高)	55	0.15


これより、未改良部の圧密沈下量に関しては、道路橋示方書の方法で、ほぼ実験値に近い値を取ることが確認できた。

3.4 その他設計事項

沈下量の推定以外の検討事項(①円弧すべりに対する検討、②支持力に対する検討、③側方変位の検討、④不等沈下への対処)について、①、②については、既存式(テルツァギーの支持力式、スウェーデン法)による設計方法が有効であることを確認できた。④については、偏心沈下を抑制できるだけの十分な改良率の確保により対処できることを確認できた。しかしながら、③については、杭長・改良率、杭間距離の設定により、抑止できたものの、定量的

な評価を行い、設計方法を提案するところまでは至らなかった。また、③については、既存の研究において、検討式が複数提案^{*)}(表7 側方流動に関して提案されている検討式:参照)されており、これらの式の検証・評価等が今後の課題として挙げられる。

表7 側方流動に関して提案されている検討式

【提案式】	【式】	【備考】
ダラーの式	$q_{cr} = 4c_u$ <small>c_u: 側方流動の生じる限界荷重 c_u: 地盤の非排水せん断強度 B: 帯状荷重の載荷幅</small>	荷重端の下の地盤中に仮想壁面を考え、この壁面に作用する外向きの主動土圧($q_{cr}-2c_u$)と受動土圧($2c_u$)がつり合っているとして q_{cr} を求めたもの。 
マイヤホフの式	$q_{cr} = \left(\frac{B}{2H} + \frac{\pi}{2} \right) c_u$	軟弱層が塑性化するのに必要な限界圧をPrandtl(プラントル)の方法によっても求めたもの
道路公団法	$q_{cr} = \frac{1}{F \times H} c_u$ $F = \frac{c_u}{\gamma_E \times h \times H} < 0.04$ <small>F: 側方流動の生じやすさを示す係数(F=0.04を目安) γ_E: 盛土の単位重量 h: 盛土の高さ</small>	日本道路公団(1981)が側方流動による橋脚の移動例を調査した結果をもとに提案した式。F値が側方流動の発生の可能性の判定する指標であり、0.04より小さいと側方流動による橋脚移動の恐れがあると診断される。

* 出典:「地盤の側方流動」土質基礎ライブラリー38(1994) 地盤工学会

4. 研究のまとめ

本研究において、得られた結果を以下にまとめる。

- ・ 浮式地盤改良の設計を行なう上で、必要とされる懸案事項(即時/圧密沈下、偏心荷重、側方変位、円弧すべり)の影響を定性的に把握し、評価することができた。
- ・ 地盤内の変位・ひずみ分析、改良部に設置した間隙水圧計より、浮式地盤改良における荷重分散状況・沈下のメカニズムを把握することができた。
- ・ 浮式地盤改良の即時/圧密沈下量に関しては、遠心実験より、定量的な評価を行ない、実験より得られた沈下現象から、浮式地盤改良における沈下モデル、沈下量推定式の提案を行なった。
- ・ 本研究では、高さ5m以下の擁壁を対象構造物とし実験した結果、支持力安定を確保した改良長で、改良率を少なくとも30%以上確保できれば、不等沈下を構造物仕様の範囲内に抑えることができた。これより浮式地盤改良工法の有効性を確認することができた。
- ・ 今後の課題として、より大きな構造物による偏心荷重へ対処や、背面土圧による側方変位に対する効果的な設計法・対処法の研究開発が挙げられる。今後は改良杭間の連結化や改良杭の斜杭化などにより、経済的な設計に基づいた対象構

造物の適用範囲を広げていくことが求められる。

5. 参考文献

- 1) (社)日本道路協会、道路橋示方書・同解説(IV 下部構造編)、平成14年3月、p.371
- 2) (財)土木研究センター、陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版、平成16年3月、p.86
- 3) 稲田倍穂、鹿島出版会、軟弱地盤の土質工学-予測と実際-、1994年6月、p.97
- 4) 地盤工学会、土質基礎工学ライブラリー38「地盤の側方流動」、平成6年2月、pp.59-60