

# 地盤改良に伴う粘性土地盤表面の隆起部分の特性に関する研究

## STUDY ON CHARACTERISTICS OF UPHEAVAL PART OF COHESIVE GROUND CAUSED BY SOIL IMPROVEMENT

平尾 寿雄\*・松尾 稔\*\*

By Hisao HIRAO and Minoru MATSUO

The upheaval part of cohesive ground caused by driving the compacted sand piles is removed in general because of uncertainty of the characteristics and the design method. The present paper proposes the design method to treat the upheaval part as a foundation of structures without removing this part. The data of the prototype field test and actual several marine structures are analyzed for this. A shape of upheaval part is estimated by soil parameters and some mechanical and geometric parameters of ground improved by compacted sand piles.

It is desirable for the construction of marine structures to improve the upheaval part by the compacted sand piles. The stability and deformation of the upheaval part can be estimated by the general method concerning a clay layer improved by sand piles. The method of improving the upheaval part and loading control to it under construction is also proposed.

*Keywords : soil improvement, design*

### 1. まえがき

締固め砂杭による地盤改良工法は、海上工事では一般に、軟弱粘性土層中に大口径の砂杭を造成する一種の強制置換工法として用いられている。この場合、大量の砂を圧入することにより排除されて原地盤表面上に隆起してくる部分（以下隆起地盤という）を、構造物の基礎地盤の一部として活用することが強く求められている。このような要請に応えるため大規模な現場実験を行い、隆起地盤の実態と、載荷したときの安定および沈下特性について検討を行った。その結果、隆起地盤の物理的、力学的性質は原地盤とほぼ同等であること、隆起地盤は砂杭で処理することによって有効利用できること<sup>1)</sup>、また、砂杭で処理した隆起地盤は複合地盤としての特性を示すことを明らかにすことができた<sup>2)</sup>。

隆起地盤を活用した海洋構造物の施工事例はいくつあるが、設計法として明確な方法あるいは基準は定められていない。また、これまでの施工事例においてもその都度別々の考え方方が用いられているので、統一的な設計

法を早急に確立することが次の重要課題である。隆起地盤を活用した構造物の具体的な設計にあたっては、①隆起地盤の形状の推定、②隆起地盤の特性の評価、③構造物の安定性の評価、④長期的な沈下量の推定の4項目が検討課題となる。

本報告では、前述の成果に加え他の施工事例の分析を含めて検討を行い、現時点で最も妥当と思われる設計法を提案している。また、施工実績がまだ少ない現状においては、その適用にあたり十分な施工管理を行うことが必須であり、その方法についても明らかにしている。

### 2. 大規模現場実験の概要

本研究に用いた基礎的なデータは、昭和57年7月から58年7月にかけて実施された大規模な現場実験によっている。その詳細は文献1)に紹介しており重複することになるが、本論文の理解を容易にするため必要最小限の説明を行う。

実験体の概念図を図-1に示す。実験地点は水深約8mであり、海底面から約12m厚さの軟弱な沖積粘土層がある。沖積粘土層は直径1.6mの締固め砂杭（図中SCPと略記）を1.7m間隔に正方形配置して改良し、その際に生じる隆起地盤は、同一施工機械により締固め砂杭に連続して直径1.2mのサンドドレン用砂杭（図中SDPと略記）を1.7m間隔に正方形配置して改良する。

\* 正会員 工修 運輸省第三港湾建設局企画課  
(〒650 神戸市中央区海岸通)

\*\* 正会員 工博 名古屋大学教授 工学部地盤工学教室  
(〒464 名古屋市千種区不老町)

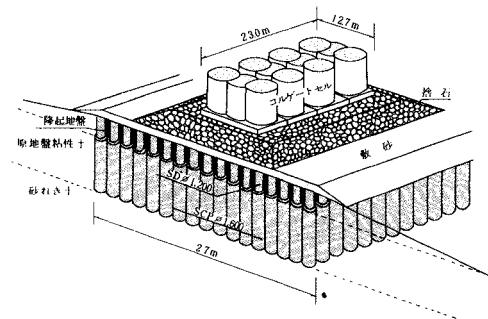


図-1 実験体概念図

中 SD と略記) を同様に配置して改良した。次いで、捨石マウンド上に底版付きコルゲートセル 4 基を設置し、中詰砂により載荷した。載荷重は第一段階 74.3 kN/m<sup>2</sup>、第二段階 92.4 kN/m<sup>2</sup> であった。

隆起地盤の実態と載荷時の安定および沈下特性を把握するため、砂杭の打設前から載荷体撤去までの間において、海底地盤高、原地盤および隆起地盤の物理的性質、強度、圧密特性、砂杭の形状および N 値、地盤の間隙水圧、沈下、側方変位等を計測した。計測概念図を後の図-12 に示す。

なお、以下において本実験のことを現場実験 A と略記することとする。

### 3. 隆起地盤の形状の推定方法

隆起地盤の形状に関しては砂杭打設方向の影響が大きく、未改良域へ粘性土を押しやる形で発達するので、隆起高さ、隆起率について提案されている従来の推定式<sup>3), 4)</sup>のみでは、平均的な値の推定はできるものの、砂杭の打設方式も考慮した正確な形状を推定するうえで不十分である。このため、比較的よくデータが整っている施工事例に基づいて帰納的に隆起形状の推定方法を検討した。

締固め砂杭の一般的な打設方式である一方向打設方式、二方向打分け方式によって生じる隆起地盤の形状は図-2 のようにモデル化できる。同図は原地盤のみに砂杭を打設した状況を示している。一方向打設方式の場合

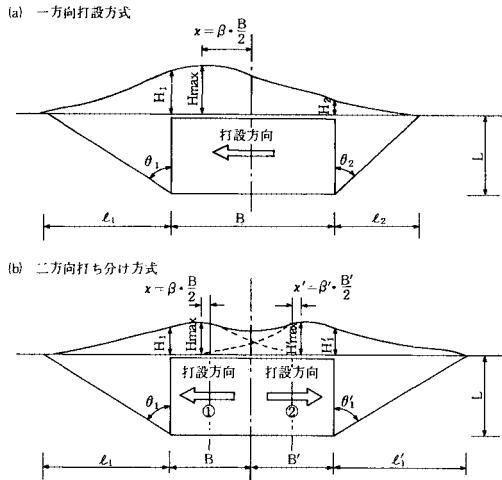


図-2 砂杭打設方式と隆起地盤の形状

の隆起地盤の形状を、図-2(a) のように最大隆起高さ  $H_{\max}$ 、改良範囲前端の隆起高さ  $H_1$ 、後端の隆起高さ  $H_2$ 、最大隆起高の生じる地点と改良中心の距離  $x$ 、前方隆起範囲  $l_1$ 、後方隆起範囲  $l_2$  で表わし、改良幅  $B$ 、改良深さ  $L$ 、隆起土量  $V$  との関係を検討した。隆起地盤の形状は、 $H_{\max}$  と  $H_1$  あるいは  $H_2$  の比  $\alpha_1$ 、 $\alpha_2$ 、 $x$  と  $B/2$  の比  $\beta$ 、隆起範囲の発生角度  $\theta_1$ 、 $\theta_2$  を用いることにより無次元化して取り扱うことができる。

表-1 に施工事例より求めた隆起地盤の形状および形状係数を示す。なお、打設方式欄の \*印を付した工事は隆起地盤も砂杭処理を行っているものである。二方向打ち分け方式は、図-2(b) に示すように改良範囲中央から砂杭を左右へ打ち分けるものであり、それぞれの砂杭打設方向に着目すると一方向打設方式の前方側(図 (a) 中添字 1) と同様の状態である。したがって、二方向打ち分け方式のデータは一方向打設方式の前方側データとみなして取り扱った。これらのデータに基づき工学的見地から、形状係数として  $\alpha_1=0.85$ 、 $\alpha_2=0.4$ 、 $\beta=0.7$ 、 $\theta_1=60^\circ$ 、 $\theta_2=45^\circ$  を提案する。

隆起土量  $V$  は隆起地盤の形状を直線近似することにより式 (1) で算定される。

表-1 施工事例より求めた隆起地盤の形状係数

工事名	打設方式	改良仕様			隆起地盤の形状(m)							形状係数				
		$\alpha_1$	$B(m)$	$L(m)$	$H_{\max}$	$H_1$	$H_2$	$x$	$l_1$	$l_2$	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\beta$	$\theta_1$	$\theta_2$	
I 岸壁	一方向打設	0.91	22.5	9.0	3.8	3.4	1.0	6.0	27.0	9.0	0.90	0.26	0.53	71.6°	45.0°	
II 防波堤	〃	0.70	27.0	21.5	4.6	4.3	2.1	10.5	25.5	18.5	0.94	0.46	0.79	49.9°	40.7°	
III 防波堤 *	〃	0.50	36.0	17.0	3.5	2.5	1.1	5.5	—	8.5	0.71	0.31	0.30	—	26.6°	
IV 岸壁	〃	0.50	30.0	25.0	4.8	4.0	2.8	8.0	—	—	0.83	0.58	0.53	—	—	
V 護岸	二方向打分け	0.58	27.0 20.0	19.5 15.5	3.4 3.3	3.3 2.8	—	11.5 5.0	43.0 30.0	—	0.97 0.85	—	0.85 0.50	65.6° 57.0°	—	
VI 護岸	〃	0.55	20.2 15.5	20.0 15.7	4.2 4.5	4.0 4.5	—	6.1 7.3	26.2 25.0	—	0.60 1.00	—	0.95 1.00	52.0° 57.9°	—	
現場実験 A *	〃	0.70	15.3 13.6	13.0 3.3	3.0 3.3	3.0 3.3	—	4.2 7.2	42.0 38.0	—	0.99 1.00	—	0.59 1.00	72.8° 71.1°	—	
平均											0.88	0.40	0.71	62.2°	37.4°	

$$V = (C_1 B + C_2 L) H_{\max} \quad (1)$$

$$C_1 = \frac{1}{2} + \frac{1-\beta}{4} \cdot a_1 + \frac{1+\beta}{4} \cdot \frac{1+3a_2}{4}$$

$$C_2 = (a_1 \tan \theta_1 + a_2 \tan \theta_2)/2$$

また、隆起土量は隆起率  $\mu$  と打設砂量  $V_s$  の積として式(2)で求められる。

$$V = \mu V_s \quad (2)$$

両式から  $H_{\max}$  は式(3)で表わすことができる。

$$H_{\max} = \frac{\mu V_s}{C_1 B + C_2 L} \quad (3)$$

以上の結果から隆起地盤の形状は、図-3に示す流れに沿って求めることができる。砂置換率  $a_s$  (全水平面積に占める砂杭部面積の割合) および平均砂杭長  $L$  を用いて隆起率  $\mu$  を算定し、式(2)の隆起土量  $V$  を算定する。次いで、式(3)より  $H_{\max}$  を算定し、 $a_1$ ,  $a_2$  を乗じて  $H_1$ ,  $H_2$  を求める。また、改良幅  $B$  および改良深さ  $L$  と  $\beta$ ,  $\theta_1$ ,  $\theta_2$  より  $x$ ,  $l_1$ ,  $l_2$  を求める。

隆起地盤の形状は海底地盤の特性によって異なることが予想される。本論文で検討対象としている地盤は軟弱な海底粘性土であり、形状に影響する表層部分の土性は大きくは変わらないものと考えられる。また、隆起率に対する一軸圧縮強度の寄与率は砂杭長、砂置換率に比して小さく、棄却し得ることが示されている<sup>4)</sup>。したがって、海底軟弱粘土層を対象とする限りここに示した推定方法は妥当なものといえる。

#### 4. 砂杭で処理した隆起地盤の特性

現場実験Aでの載荷試験の結果および施工事例の調査

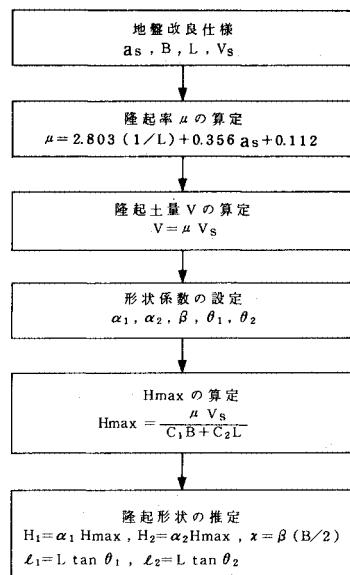


図-3 隆起地盤の形状の推定方法

結果をもとに、複合地盤の特性の評価にあたって重要な応力低減係数、応力分担比等の特性の検討を以下のように実施した。

#### (1) 応力低減係数

複合地盤への載荷による非排水せん断強度の増加は以下のようになる。原地盤としての粘性土が  $\sigma_z$  の応力のもとに圧密度  $U$ まで圧密されたときの強度増加は、 $\Delta c_u = \sigma_z (c_u/p) U$  である。ところが、砂杭を打設して複合地盤を造成すると、粘性土にかかる応力が低減するので、複合地盤中の強度増加は次のようになる。

$$\Delta c_{ui} = \mu_c \Delta c_u = \mu_c \sigma_z (c_u/p) U \quad (4)$$

$$\mu_c = 1/[1+(m-1)a_s] \quad (5)$$

ここに、 $\Delta c_{ui}$ ：複合地盤中の粘性土の非排水せん断強度の増分、 $c_u/p$ ：強度増加率、 $\mu_c$ ：応力低減係数、 $m$ ：応力分担比、 $a_s$ ：砂置換率である。

現場実験Aで4か所の土質調査により実測された隆起地盤の非排水せん断強度から、 $U=85\sim95\%$ と想定し式(4)を用いて応力低減係数を求めるところ $0.4\sim0.7$ 程度である。図-4に原地盤のみを締固め砂杭で改良した従来の施工事例で得られた応力低減係数も含めて、砂置換率  $a_s$ との関係で整理して示す。図には、異なる応力分担比の値に対応する  $\mu_c$  と  $a_s$  の関係(式(5))を併記した。ばらつきはあるが、隆起地盤における応力低減係数は  $m=2$  から 6 の範囲内にあり、締固め砂杭工法による既施工事例とほぼ同じ傾向を示している。

#### (2) 沈下低減係数

複合地盤の沈下量  $S$  と原地盤の沈下量  $S_0$  の比が沈下低減係数  $\beta$  である。原地盤の沈下量は、地盤厚さを  $H$ 、体積圧縮係数を  $m_v$ 、鉛直応力を  $\sigma_z$  として  $S_0 = H m_v \sigma_z$  で求められる。一方、複合地盤の沈下量は、粘性土部分への応力が  $\mu_c \sigma_z$  に低減することを考慮して、体積圧縮係数を  $m_v$  とすると、 $S = H m_v \mu_c \sigma_z$  で求められる。したがって、沈下低減係数  $\beta$  は、通常  $m_v = m_{v'}$  と仮定できるので、

$$\beta = \frac{S}{S_0} = \mu_c \frac{m_v}{m_{v'}} = \mu_c \quad (6)$$

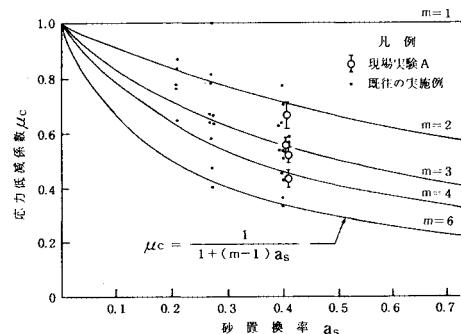


図-4 複合地盤の応力低減係数

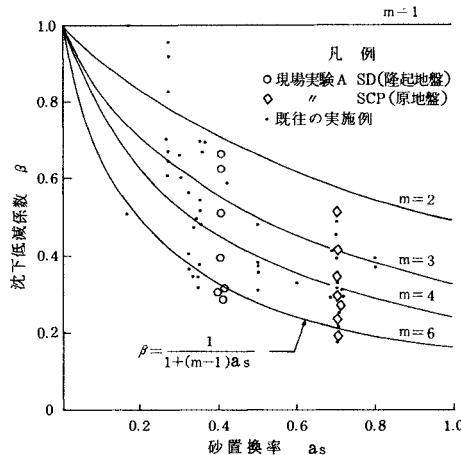


図-5 複合地盤の沈下低減係数

現場実験Aで7か所の層別沈下計により実測されたデータをもとに、隆起地盤の最終沈下量  $S_{mf}$  を推定し、これと隆起地盤を無処理とした場合の圧密沈下量  $S_{cf}$  の比から  $\beta$  を求めると0.3~0.7程度であった<sup>2)</sup>。層別沈下計は図-12の計測概念図に示すように、載荷体下および改良域端部に配置してある。図-5に現場実験Aにおいて計測された沈下低減係数および他の計測事例<sup>5)</sup>も併せて、砂置換率  $a_s$  との関係で整理して示す。図には、 $\beta = 1 / [1 + (m-1)a_s]$  の関係も併記した。ばらつきはあるものの、隆起地盤の沈下低減係数は原地盤と同様の傾向を示しており、また、(1)で示した応力低減係数ともほぼ整合する値となっている。

### (3) 応力分担比

現場実験Aにおける応力低減係数  $\mu_c$  や沈下低減係数  $\beta$  から、 $\mu_c = \beta = 1 / [1 + (m-1)a_s]$  の関係をもとに、隆起地盤部分のサンドドレーン用砂杭の応力分担比を求めると図-6のようであり、その平均値は  $\bar{m} = 4.1$  である。図には原地盤部分を改良した締固め砂杭の応力分担比も併せ示してあり、その平均値は  $\bar{m} = 3.9$  となっている。締固め砂杭の応力分担比については、既往の施工事例の実測データの分析から図-7の値が得られている<sup>5)</sup>。また、多くの理論的研究や室内実験によると応力分担比は3~6の範囲にある。したがって、隆起地盤中のサンドドレーン用砂杭についても、締固め砂杭に関して認められている結果とほぼ同様の応力分担効果を発揮している。

応力分担比については、砂杭と周辺粘性土との間の水平力のつり合いから、砂杭が自立性を保持する限界としてその最大値を検討することができる。すなわち、図-8のように複合地盤に荷重  $p$  が作用すると、応力集中係数  $\mu_s = m / [1 + (m-1)a_s]$  として、砂杭部では  $\mu_s p$ 、粘

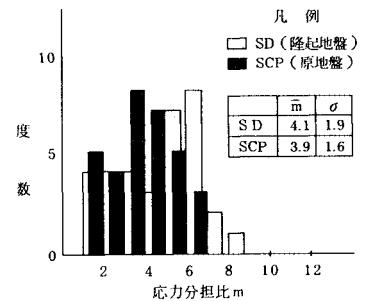


図-6 現場実験Aにおける応力分担比

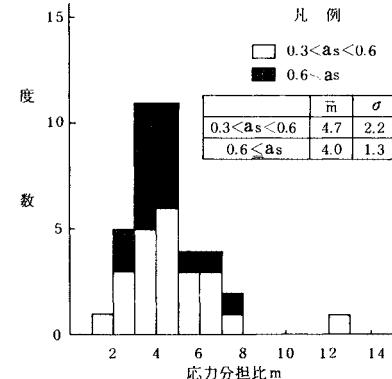


図-7 応力分担比

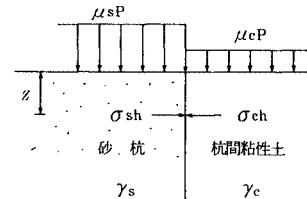


図-8 砂杭部と粘性土部の水平応力

性土部では  $\mu_c p$  の荷重を分担することとなる。このとき、地盤表面から深さ  $z$  の地点における砂杭部の水平応力は、 $\sigma_{sh} = K(\mu_s p + \gamma_s z)$  であり、それに対して粘性土部では、 $\sigma_{ch} = \mu_c p + 2 c_u + \gamma_c z$  である。したがって、荷重が増加し砂杭部が主働土圧状態になったときの水平力のつり合い ( $\sigma_{sh} = \sigma_{ch}$ ) から  $m_{max}$  を求める式 (7) が得られる。

$$m_{max} = \frac{1 + \frac{2 c_u + (\gamma_c - K_a \gamma_s) z}{p} (1 - a_s)}{K_a - \frac{2 c_u + (\gamma_c - K_a \gamma_s) z}{p} a_s} \quad \dots \dots \dots (7)$$

ここに、 $c_u$ : 粘性土の非排水せん断強度、 $\gamma_s$ : 砂杭の単位体積重量、 $\gamma_c$ : 粘性土の単位体積重量、 $K_a$ : 主働土圧係数、塑性平衡状態のとき  $K_a = (1 - \sin \phi_s) / (1 + \sin \phi_s)$  である。

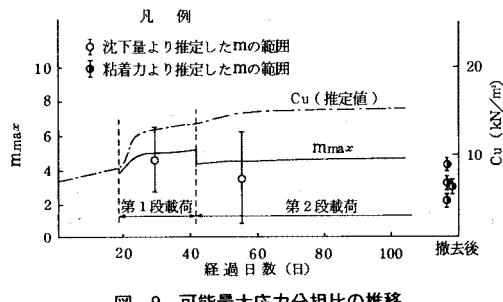


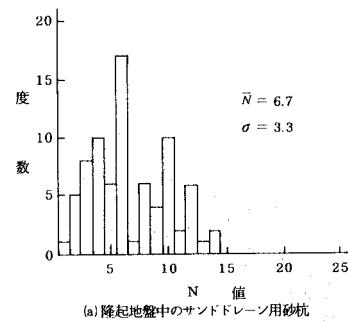
図-9 可能最大応力分担比の推移

現場実験Aでは、隆起地盤上にマウンドを造成し底版付きコルゲートセルを据え付け(図-1参照)、第一段階として $p_1=74.3\text{ kN/m}^2$ を載荷した。その状態を23日継続し、引き続き第二段階として $p_2=92.4\text{ kN/m}^2$ を載荷した。その間、隆起地盤粘性土の非排水せん断強度 $c_u$ の変化は、先の式(4)に基づいて図-9の一点鎖線のように推定された。この $p$ と $c_u$ の変化に応じたサンドドレン用砂杭の $m_{\max}$ は、式(7)に従って図-9の実線のようになる。これと、同図中に示してある応力分担比の実測値の範囲を対比すると、ばらつきはあるが第一段載荷時にはほぼ $m_{\max}$ となり、第二段載荷時には $m_{\max}$ よりも小さい状態で推移したと考えられる。

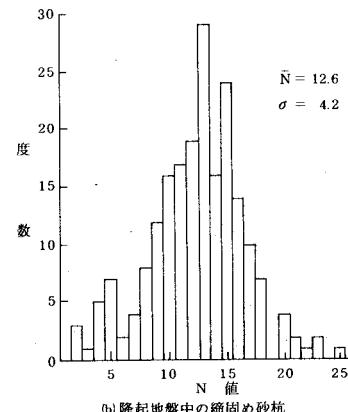
以上の結果から、現場実験Aにおいてサンドドレン用砂杭で処理した隆起地盤は、応力低減係数、沈下低減係数および応力分担比の各特性からみて、締固め砂杭で処理した原地盤と同様に複合地盤としての応力分担効果を期待してよく、実測値からみると、応力分担比は両者とも平均が4程度と大きい差異は認められなかった。しかしながら、サンドドレン用砂杭では、①通常 $a_s$ および $\phi_s$ が締固め砂杭に比して小さく、この場合、式(7)から $m_{\max}$ が小さくなると考えられること、②砂杭のせん断抵抗が小さくなること、③地盤全体としての沈下や変形が大きくなることなど、締固め砂杭と比較して実用上不利な点が多いことに注意しておかなければならぬ。さらに、原地盤の締固め砂杭の延長として隆起地盤部分の砂杭を造成することを考慮すると(図-1参照)、その施工の連続性や一体性の見地から、隆起地盤部分の処理方法として締固め砂杭を採用するのが妥当である。

#### (4) 砂杭の $N$ 値

隆起地盤の改良方法としては、過去の施工事例をみるとサンドドレン用砂杭と締固め砂杭の両者が用いられている。これらの事例から隆起地盤中の砂杭の実測 $N$ 値を頻度分布として取りまとめる図-10のようになる。サンドドレン用砂杭についてみると、 $\bar{N}=6.7$ であるがばらつきが大きい。また、現場実験Aで造成されたサンドドレン用砂杭の $N$ 値は $\bar{N}=3.6\sim3.9$ である。これらのことから、隆起地盤中のサンドドレン用



(a) 隆起地盤中のサンドドレン用砂杭



(b) 隆起地盤中の締固め砂杭

図-10 隆起地盤中の砂杭の $N$ 値

砂杭の強度はたかだか $N=5$ 前後の値と考えておくのがよいようである。前節でも述べたように、地盤全体としてはこの種の砂杭に大きい強度を期待することはできない。

一方、図-10(b)の締固め砂杭の方は $\bar{N}=12.6$ であり、良好な砂杭であると考えられる。隆起地盤を撤去してきた従来の施工事例における締固め砂杭の平均 $N$ 値は22.1となっており<sup>5)</sup>、隆起地盤と原地盤において一見砂杭強度に大きい差異がある。

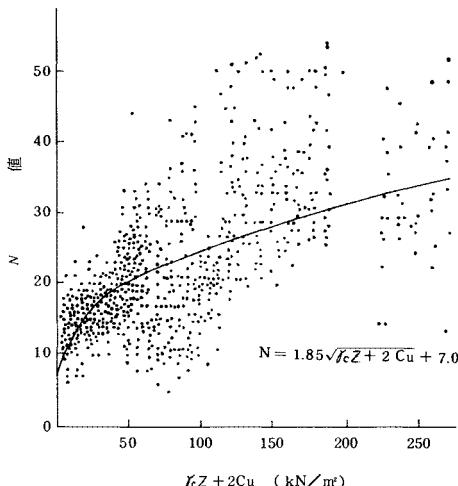
締固め砂杭の $N$ 値については、粘性土の土被り圧と強度、荷重、砂置換率と正の相関があることが知られている<sup>6)</sup>。最近の施工事例をもとに、 $N$ 値に最も寄与率の大きい土被り圧 $\gamma_c z$  ( $\text{kN/m}^2$ )と非排水せん断強度 $c_u$  ( $\text{kN/m}^2$ )との相関を求める、図-11に示すように

$$N=1.85\sqrt{\gamma_c z+2 c_u}+7.0 \quad (\text{kN}, \text{m}) \dots\dots\dots (8)$$

$$=5.79\sqrt{\gamma_c z+2 c_u}+7.0 \quad (\text{tf}, \text{m}) \dots\dots\dots (9)$$

の関係が得られた。すなわち、締固め砂杭の $N$ 値は表層部(土被り圧、地盤強度ともに小)において小さく、深度とともに増加する特性がある。したがって、隆起地盤中の締固め砂杭の $N$ 値が小さいのは、それが地盤の表層部に位置することによるに過ぎないといえる。

隆起地盤の処理は、前節でも述べたように締固め砂杭を用いるのが望ましい。ただし、隆起地盤は当然表層に

図-11 砂杭  $N$  値と  $\gamma_c z + 2 c_u$  の相関

位置するから、その中の砂杭の強度は原地盤部のそれに比べて小さくなり、また、式(7)から応力分担比も原地盤部より小さくなる。そうではあっても、①隆起地盤部分がいわゆる複合地盤としての諸特性を有していること、②隆起地盤を撤去する従来工法においても、結果的に改良地盤の表層部については隆起地盤と同様の状況にあったと考えられることから、設計法そのものの適用については原地盤と同様の取り扱いでよいと結論される。

## 5. 構造物の安定性の評価方法

締固め砂杭工法で改良した複合地盤のせん断抵抗力の評価には基準的な考え方があるわけではなく、また、砂杭の内部摩擦角や応力分担比についても統一された基準がない状況である。現在、運輸省第三港湾建設局では砂杭の応力分担比を1および2として安定性の検討を行っている<sup>3)</sup>。

隆起地盤についても統一した設計法が望まれている。ここでは、まず隆起地盤を活用した既存の構造物で安定して供用されているものについて、第三港湾建設局の方法を適用して逆解析を行い、円弧すべりの安全率を比較する。次いで、隆起地盤等の物性値の変動を考慮して、実務設計を念頭においてこれを控えめに見積った場合の安全率、換算すると少なくともこれ以上は期待してよいと考えられる安全率を求め、構造物が現に安定していることをよりどころとして設計法の評価検討を行う。

### (1) 運輸省第三港湾建設局の方法による逆解析

海底軟弱粘土層を締固め砂杭工法で処理し、防波堤や岸壁等の海洋構造物を建設する場合、第三港湾建設局では円弧すべり計算によって地盤と構造物の安定性の検討を行っている。すなわち、複合地盤のせん断抵抗力  $\tau$  を式(10)で算定する。

$$\tau = (1 - a_s)(C_0 + kz) + (\gamma_m z + \sigma_z) \mu_s a_s \tan \phi_s \cos^2 \theta \quad \dots \dots \dots (10)$$

ここに、 $a_s$ : 砂置換率、 $C_0 + kz$ : 原地盤の粘着力、 $z$ : 改良地盤表面からすべり面までの深さ、 $\gamma_m$ : 改良地盤の換算単位体積重量 [ $\gamma_m = a_s \gamma_s + (1 - a_s) \gamma_d$ ]、 $\gamma_s$ : 砂杭の単位体積重量、 $\gamma_d$ : 粘性土の単位体積重量、 $\sigma_z$ : 改良地盤面上の荷重、 $\mu_s$ : 応力集中係数、 $m$ : 応力分担比、 $\phi_s$ : 砂杭内部摩擦角、 $\theta$ : すべり面が水平面となす角度である。

改良地盤の物性値として次のような値が採用されている。すなわち、粘性土については原地盤の平均的な粘着力および単位体積重量を用い、締固め砂杭については  $N = 15$  とし  $\phi_s = 33.4^\circ$ 、単位体積重量  $\gamma_s = 9.8 \text{ kN/m}^3$  ( $1.0 \text{ tf/m}^3$ ) を用いている。また、砂杭打設による乱れや圧密による粘性土の強度の増減は考慮していない。このような条件を設定し、応力分担比  $m = 1$  および 2 における円弧すべりの安全率をそれぞれ  $F_{s1} = 1.1$  および 1.2 以上確保することを基準としている。

一方、隆起地盤の設計法については現在のところ基準化されていない。したがって、ここではせん断抵抗力の算定式、応力分担比、および円弧すべりの安全率は同一のものを用い、地盤の物性値については前章の結果に基づき隆起地盤粘性土は原地盤粘性土と同等とし、締固め砂杭については  $\phi_s = 30^\circ$  とする。

以上の方法を取りまとめて表-2に示す。なお、同表中の物性値の変動を考慮した場合の方法については次節で述べる。

隆起地盤を活用した構造物7例についてその設計法を比較したところ、計算手法および採用物性値に関しては必ずしも統一されていない状況であった。ただし、安全率については1.2前後のものが多く、基準安全率としては1.2を採用しているものが多いと考えられた。これらの構造物の安定性について第三港湾建設局の方法を一律に適用して検討してみると、表-3に示すように応力分担比  $m = 1$  で  $F_{s1} = 1.0 \sim 1.3$ 、 $m = 2$  で  $F_{s2} = 1.2 \sim 1.4$  であり、1.0を下回るものはないがばらつきがやや大きい。

表-2 円形すべり安全率計算条件

		三建法		物性値変動を考慮
		1	2	1
$\phi_s$	原地盤	$33.4^\circ$		(注) $32.7^\circ \sim 33.0^\circ$ $30.7^\circ$
	隆起地盤	$30.0^\circ$		
$C_u$	原地盤	平均値 $\bar{C}_u$		0.75 $\bar{C}_u$ 0.75 $\bar{C}_u'$
	隆起地盤	隆起高さに等しい深さまでの平均値 $\bar{C}_u$		
改良域外の強度低下		考慮しない		0.82 $C_u$
安全率		$F_{s1}$	$F_{s2}$	$F_{s'}$
(注) $0.3 < a_s < 0.6$ $32.7^\circ$ $0.6 \leq a_s$ $33.0^\circ$				

表-3 円弧すべり安全率比較

工事名	三建法		Fs'	RFs	
	Fs <sub>1</sub>	Fs <sub>2</sub>		Fs <sub>1</sub> /Fs'	Fs <sub>2</sub> /Fs'
A防波堤	1.16	1.38	1.09	1.06	1.27
B防波堤	1.36	1.47	1.21	1.12	1.21
C岸壁	1.21	1.39	1.15	1.05	1.20
D護岸	1.18	1.36	1.09	1.08	1.25
E護岸	1.26	1.39	1.13	1.16	1.22
F防波堤	1.03	1.16	0.96	1.07	1.20
G防波堤	1.20	1.34	1.12	1.07	1.20
平均値	1.20	1.36	1.11	1.09	1.22
標準偏差	0.10	0.10	0.04	0.04	0.03

いといえる。

## (2) 物性値の変動を考慮した解析

構造物の安定計算に用いられる地盤の物性値の変動を考慮して、物性値を控えめに見積った場合における円弧すべりの安全率を検討する。円弧すべりの安全率に影響を与える主要な物性値は、応力分担比  $m$ 、砂杭内部摩擦角  $\phi_s$ 、粘性土の非排水せん断強度  $c_u$  である。応力分担比は、既設計では 1~3 の値を採用している例が多い。また、図-6, 7 に示すように 1 以上の値が実測されているが、安全性を控えめに評価した場合の結果を求めるようとする本節の目的に鑑みて  $m=1$  と設定して計算した。砂杭の内部摩擦角は、図-10 や文献 5) に砂杭  $N$  値の実測値が得られているので、これに基づいて平均値から標準偏差を差引いた  $N$  値に相当する  $\phi_s$  を設定した。粘性土の非排水せん断強度は、海底粘性土の強度の変動係数を 0.25 と考えて平均値の 75 % と設定した<sup>7)</sup>。また、砂杭の打設に伴う周辺粘性土の強度低下は、実測値をもとに原地盤強度の 82 % と設定した<sup>5)</sup>。表-2 にこれらの条件設定を取りまとめて示す。

以上のような設定値は、それぞれ独立的には必ずしも下限値とはいえない。しかし、これらを同時に考慮することによって、工学的には十分控えめであると評価し得る安全率を求めることができる。このようにして求めた円弧すべりの安全率  $F_s$  は、表-3 に示すように 0.96~1.21 であった。前節で求めた  $F_{s1}$ ,  $F_{s2}$  と  $F_s$  の比を算定し表-3 に示す。 $F_{s1}/F_s$  は 1.05~1.16 の値をとり平均は 1.09 であり、 $F_{s2}/F_s$  は 1.20~1.27 の値をとり平均は 1.22 であった。これらに関する考察を(3)で行う。

## (3) 安定性評価法の提案

隆起地盤を活用した安定した構造物について、第三港湾建設局の方法による円弧すべりの安全率  $F_{s1}$ ,  $F_{s2}$ 、および地盤の物性値の変動を考慮した方法による円弧すべりの安全率  $F_s$  を求めた。その結果、仮に  $F_s$  を少なくとも 1.0 以上確保するためには、 $\bar{F}_{s1} \geq 1.09$  ( $F_{s1} \geq 1.05$  ~1.16),  $\bar{F}_{s2} \geq 1.22$  ( $F_{s2} \geq 1.20$  ~1.27) でなければな

らないことが明らかとなった。

第三港湾建設局の方法では、応力分担比  $m=1$  の場合  $F_{s1} \geq 1.1$  かつ  $m=2$  の場合  $F_{s2} \geq 1.2$  を規定している。本章で解析した構造物では、 $F_{s1}/F_s$  が 1.05 ないし 1.07 のものがある。これらの構造物が現実に安定していることから、 $m=1$  に対して基準安全率を 1.1 以下の値に設定し得ることを示唆している。一方  $F_{s2}/F_s$  の値は 1.20 ないし 1.22 のものが 7 例中 5 例であり、 $m=2$  に対する基準安全率は 1.2 として不適ではないと考えられる。

ところで、応力分担比としては、原地盤、隆起地盤を問わず 3~4 程度の値が実測されていることを勘案すると、 $m=1$  は過少であり、 $m=2$ 、基準安全率  $F_s \geq 1.2$  とするのが現在のところ最も妥当な方法と考える。

## 6. 沈下の推定手法

複合地盤の圧密沈下量は、粘性土部分への応力の低減を考慮してすでに示した式(5), (6) で表わされる。現場実験 Aにおいて得られた応力低減係数、沈下低減係数およびこれらをもとに求めた応力分担比は、それぞれ図-4, 5, 6 に示したとおりである。これらの図から、サンドドレーン用砂杭で処理した隆起地盤の沈下特性は、従来の締固め砂杭工法で確認されている特性とはほぼ同様である。また、隆起地盤中の締固め砂杭については、原地盤の締固め砂杭と比較して  $N$  値が小さいほかは特に区別をする必要がないことをすでに示した。したがって、隆起地盤の圧密沈下量の推定は式(5), (6) を用いて行うことができ、応力分担比を実測値の平均的な値である  $m=4$  とすることによってほぼ平均的な沈下量が得られる。

複合地盤の圧密時間は Barron の式を用いて計算することができる。現場実験 Aより得られた沈下量および間隙水圧の推移と、圧密係数をパラメーターとして計算した圧密度の推移を比較すると、原地盤部分についてはやや圧密の遅れがみられたが、隆起地盤部分についてはこのような傾向は認められなかった<sup>1)</sup>。このことのみから結論付けることはできないが、圧密時間について Barron の式により一応の予測を行い、実際の沈下の推移を観測することによって施工中に修正予測することが望ましい。

## 7. 施工管理手法

### (1) 締固め砂杭打設工における施工管理

締固め砂杭の施工に関しては、一般に、敷砂の品質および出来形を使用砂の材質と敷砂厚さで管理し、また、砂杭の品質を使用砂の材質と  $N$  値で、砂杭の出来形を打設位置、打設深度、砂投入量、砂変化率、砂杭天端高

で管理している。改良地盤の出来形として隆起形状の計測も行っている。現場実験Aでは、砂杭で処理された隆起地盤の特性を詳細に把握するために、敷砂の品質および出来形の変化をサンプリングや敷砂移動量で調査し、砂杭の品質、出来形をサンプリング、三軸試験、砂杭の変形計測、メッシュコーン試験等で調査した。さらに、杭間粘性土および改良域外粘性土の品質についてもサンプリングを行い調査した。表-4にこれらの品質、出来形管理項目と方法、内容をとりまとめて示す。表中※印を付した項目は、現場実験Aにおいて特に追加された項目である。

現場実験Aにおいても、敷砂および締固め砂杭の打設については、施工管理項目として一般に行われている項目を用いている。しかし、通常に比して管理の頻度、精度等については十分に行うことによって、砂杭による隆起地盤の処理を確実に行うことができた。したがって、その内容を充実させることによって実際の工事においても十分対応が可能である。

しかし、隆起地盤を活用した実績が少ないので、今後の設計の信頼性向上の観点からみると、通常の施工管理項目に加えて隆起地盤の形状、砂杭および杭間粘性土の品質の項目を当分は追加して管理するのが望ましい。

## (2) 載荷中の安定および沈下管理

現場実験Aにおける安定および沈下管理は、自動計測

表-4 締固め砂杭打設時の施工管理

管理目的	管理項目	管 理 方 法	管 理 内 容	管 理 時 期
敷砂の品質	使用砂材質	粒度試験	透水性	敷砂前
	※品質維持	※粒度試験 ※標準貫入試験	敷砂品質の変化	※地盤改良後
敷砂の出来形	敷砂厚	深浅測量 レッド測量	透水層としての確認 砂杭の頭部保護機能の確認	敷砂前・後 敷砂中
	※出来形維持	※敷砂の移動調査 ※ボーリング ※サンドサンプラー	砂杭造成に伴う敷砂厚変化	※地盤改良中・後
	砂杭の品質	使用砂材質 造成砂杭の品質	粒度試験 三軸試験 標準貫入試験 粒度試験	施工前・中 施工後
砂杭の出来形	打設位置	視準測量	位置の確認	施工前・中
	打設深度	砂面ゲージ測定	断面の確認	打設時
	造成砂杭の天端高	レッド測量	同上	打設直後
	※造成砂杭の形状	※砂杭の変形計測 ※杭頭位置測量 メッシュコーン	既設砂杭の周辺砂杭造成による変形	※施工中 施工後
改良地盤の出来形	隆起高さ	深浅測量	改良域内外の隆起形状	施工前・後 ※施工中
	※地表面変位計測			※施工中
杭間粘土の品質	※杭間粘土の性質	土質試験	物理特性の把握	施工後
	※域外粘土の品質	※位変計測 土質試験	域外粘土の乱れと回復	施工中 施工後

注) ※ : 現場実験Aの為に行われたもの

を中心を得られる多数の情報を活用して行った。図-12に計測概念図を、図-13には管理体制を示す。

安定、沈下管理の情報としては、沈下量、側方変位、載荷重、水圧、間隙水圧、上部工の傾斜等が使用できる。これらの情報を得るため、層別沈下計、水圧計、地中変位計、盤圧計、土圧計、間隙水圧計、傾斜計等による自動計測を行い、また、上部工の水準測量、中詰砂投入量の計測を行った。現場実験Aでは、データ収録とデータ処理が分かれたオフラインシステムを採用したことから、自動計測値に異常値が生じた場合の警報機能をデータ収録部(観測室)に設けるなどの工夫をしている。各計量値による直接的な判定のみでは十分な評価が行えないもので、収録されたデータをもとに松尾、川村の管理図<sup>8)</sup>、沈下、側方変位および、間隙水圧の時間的な変化の図等を作成し、これらをもとに総合的な判断を行った。

多くの自動計測を中心とする安定、沈下管理が約1年間にわたり順調に行われ、海上工事における自動計測技術の信頼性が確認できた。また、適切な計測と処理の頻度設定、あるいは、構造物の水準測量等による補完を行うことによって、オフラインシステムとしての制約についても十分対応可能であることがわかった。安定管理の手法の1つとして松尾、川村の管理図を適用したが、図-14にみるように、海上工事においてその有効性が確

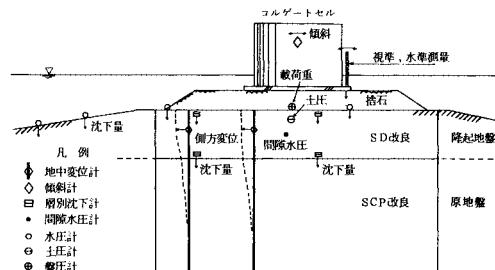


図-12 安定・沈下管理のための計測概念図

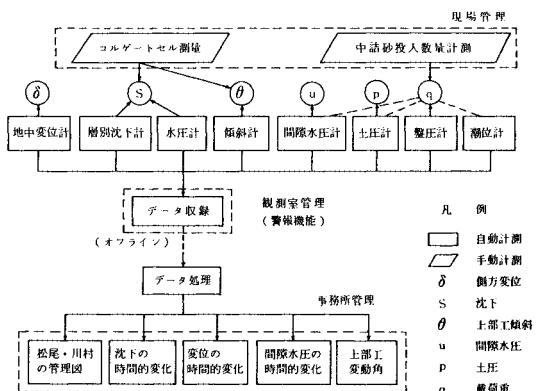
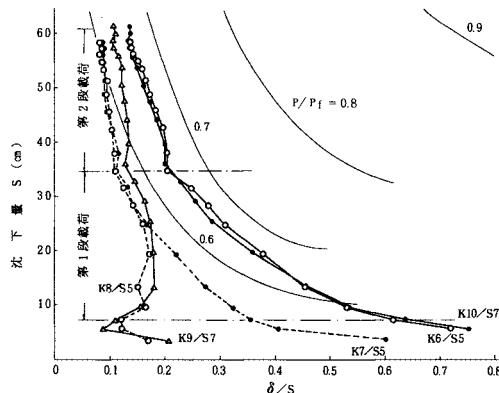


図-13 中詰載荷中の施工管理体制

図-14  $S \sim \delta/S$  管理図

認できた。上記のこととは、海上工事に関する新しい経験として工学的に重要な実績であると考えている。

実際の工事においては全工区、全区間での自動計測による安定、沈下管理を行うことは困難である。したがって、代表的な工区を試験あるいは調査工区として設定して、そこで安定、沈下管理を集中的に行い、その知見から以後の施工の工法指針を作成し実行することが現実的である。

## 8. あとがき

締固め砂杭工法で海底粘性土を地盤改良する場合の課題であった隆起地盤について、大規模な現場実験および既往の施工事例の分析を通して、有効活用の方法を明らかにすることができた。

第一は隆起地盤の形状予測についてである。すなわち、(1) 隆起土量を隆起率の推定式を用いて算定し、砂杭打設方向との関連で得られた形状係数によって、隆起の範囲、隆起の高さを求めることができる。

第二は砂杭で処理した隆起地盤の特性についてである。すなわち、(2) 隆起地盤の性質は原地盤と同等である。この隆起地盤を砂杭で処理することによって、応力低減係数、沈下低減係数、応力分担比の各特性からみて複合地盤としての特性を発揮する。(3) 隆起地盤の処理は締固め砂杭によって行うことが適切である。ただし、造成された砂杭の強度は、隆起地盤の強度と土被り圧が小さいことに起因して、一般の場合よりも当然小さくなることに注意する必要がある。

第三は構造物の安定性の評価方法についてである。すなわち、(4) 締固め砂杭で処理した隆起地盤は、同工

法で処理した原地盤と同様のせん断力算定手法が適用できる。この場合、応力分担比  $m=2$  のときの円弧すべりの安全率を 1.2 とするのが現在のところ最も妥当である。

第四は施工管理手法についてである。すなわち、(5) 隆起地盤中の締固め砂杭の打設にあたっては、締固め砂杭工法で通常採用している施工管理項目について十分な頻度、精度で管理を行うことによって確実な施工が可能である。(6) 載荷中の安定および沈下管理については、層別沈下計、地中変位計、間隙水圧計等を用いた自動計測と、松尾、川村の管理図等によって十分な成果が得られる。

本論文で提案した設計、施工管理方法は現時点では最も妥当と考えているが、今後これらの適用実績を積み重ねていく中で、より合理的な工法へと発展させたいと考えている。

最後に、本研究は運輸省第三港湾建設局が昭和 57 年度から昭和 58 年度にかけて実施した締固め砂杭工法の現場実験結果および施工事例についての実態調査結果を用いてまとめたものである。著者に対して調査成果の利用と本論文の発表を許可下さった第三港湾建設局ならびに関係の各位に対し、深く感謝する次第であります。

## 参考文献

- 1) 平尾寿雄・松尾 稔：締固め砂杭の打設による海底隆起地盤の活用に関する研究、土木学会論文集、第 364 号／Ⅲ-4, pp. 169~178, 1985 年 12 月。
- 2) 平尾寿雄：締固め砂杭の応力分担比に関する現場載荷実験に基づく考察、複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム発表論文集, pp. 125~128, 1984.
- 3) 曽我部隆久：サンドコンパクションパイル工法の設計・施工の技術的課題、第 36 回土木学会年次学術講演会研究討議会資料、pp. 39~50, 1981.
- 4) 塩見光男・河本憲二：SCP 打設に伴う盛り上り土の予測、第 21 回土質工学研究発表会講演集、pp. 1861~1862, 1986.
- 5) 一本英三郎：サンドコンパクションパイル工法の実用設計と実施結果、第 36 回土木学会年次学術講演会研究討議会資料、pp. 51~55, 1981.
- 6) 黒田・三好・神田・井上：重回帰分析に基づいた砂杭の品質管理について、第 17 回土質工学研究発表会講演集、pp. 2413~2416, 1982.
- 7) 堀内・川村：信頼性設計のための土質の統計的性質、土と基礎、No. 237, pp. 11~18, 1977.
- 8) 松尾 稔・川村国夫：軟弱地盤上の盛土施工に関する施工管理図、土と基礎、No. 245, pp. 5~10, 1978.

(1986.6.25・受付)