

サンドコンパクションパイルの大規模施工に伴う 隆起地盤の形状と物性

SHAPE AND PROPERTIES OF THE UPHEAVAL OF COHESIVE SOIL IMPROVED BY COMPACTED SAND PILING METHOD

前田 進*・高井俊郎**・福手 勤***

By Susumu MAEDA, Toshiro TAKAI and Tsutomu FUKUTE

The upheaved part of the cohesive ground due to compacted sand pilings was also improved by the same method and utilized as a part of the foundation soil of structures at the construction site of the Kansai International Airport Island.

The shape, strength, soil properties and settlement of the upheaved part were studied.

A method to predict the shape of the upheaved part was proposed and the measured shapes of the upheaval were compared with predicted ones.

The study results show that the upheaved part of the cohesive ground is strong enough to serve as a foundation for structures.

Keywords: compacted sand piling

1. まえがき

サンドコンパクションパイル（以下SCPと記す）工法は、当初は緩い砂質土地盤の締固めに用いられていたが、最近ではむしろ粘性土地盤の改良に適用されることが多く、急速施工が可能であること、施工後の沈下量が比較的小さいことなどと相まって港湾構造物の基礎の地盤改良工法として一般的に用いられるに至っている。

粘性土地盤に置換率の大きいSCPを施工すると、大量の砂を圧入することにより周辺粘性土が海底面上へ隆起してくるが、従来この隆起地盤については軟弱な粘性土であるうえその性状がほとんど不明であったため、この隆起部分を地盤として使用せず撤去する例が多かった。しかし関西国際空港の工事においては、隆起した軟弱粘土の撤去に伴う土砂処分場の確保の困難・海水汚濁防止・工期の短縮等の観点から隆起地盤の有効活用が強く求められることとなり、運輸省第三港湾建設局が関西国際空港の着工準備のため舞鶴港で実施した現地実験の

結果^{1),2)}等をふまえ、隆起地盤についても砂杭による改良を実施した。

以下本文では関西国際空港³⁾の埋立護岸で施工されたSCP工に伴う隆起地盤の形状、土性ならびにその部分での沈下特性を総合的に把握することによって得られた隆起地盤の有効活用に関する知見について報告する。

2. サンドコンパクションパイルの施工の概要

関西国際空港の空港島護岸（図-1）のうちC護岸（鋼製セル護岸1790m）およびD護岸（直立消波ケーソン護岸721m）の地盤改良工法としてSCP工法が採用された。

SCPの打設は昭和62年4月から11月にかけて行われた（写真-1）。打設地点の水深は16.6m～18.3mであり、海底面から15～18m厚さの軟弱な沖積粘土層があり、その下に洪積層が現われる⁴⁾。

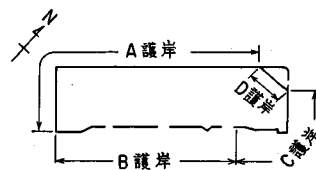
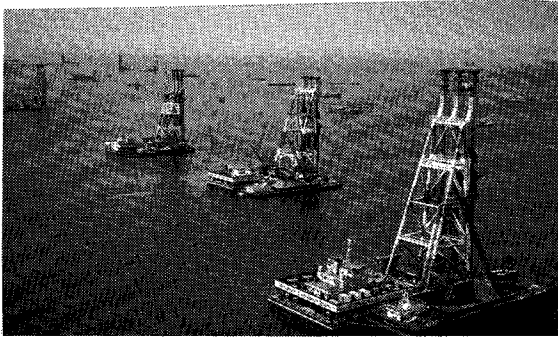


図-1 関西国際空港 空港島の平面形状

* 正会員 関西国際空港(株)常務取締役
(〒542 大阪市中央区南船場3-11-18)

** 正会員 工修 関西国際空港(株)建設事務所所長
(〒596 岸和田市大北町9-25)

*** 正会員 工博 同上技術課長(現・運輸省港湾技術研究所構造部材料研究室長)(〒239 横須賀市長瀬3-1-1)



写真—1 空港島の SCP 地盤改良の施工状況

SCP の施工部分には厚さ 3 m (海砂約 1 m の上) に山砂約 2 m) の敷砂を敷設した後に砂杭を打設した。SCP による沖積粘土層の改良は、直径 2.0 m の締固め砂杭を 2.1 m 間隔で正方形配置 (砂置換率 70 %) を基本としており、護岸の断面方向端部では一部直径 1.25 m の締固め砂杭を 2.1 m 間隔で配置 (砂置換率 27 %) している。このように端部で置換率の低い砂杭が一部採用されているのは、設計計算の際、円形すべりに対する最も経済的な断面を求めた結果である。

本工事で特徴的なのは、前述したように SCP の上部に生ずる隆起地盤部分についても締固め砂杭を施工して改良することとしたことである (表—1, 図—2 参照)。すなわち護岸 70 % 改良部では杭打設直前にケーシング直近で測定した敷砂天端高さから 3 m (敷砂厚は 3 m) 下がった面を SCP 天端基準高さとしており、これ以深は直径 2.0 m に拡張締固めて砂杭の打設を行い、これ以浅敷砂天端高さまでは直径 1.25 m の締固め砂杭を打設することとした。また護岸 27 % 改良部では直径 1.25 m のストレート杭で杭打設直前にケーシング直近で測定した敷砂天端高さまで SCP を施工している。さ

表—1 SCP のパイル種一覧

打設場所	護岸70%改良部	護岸27%改良部	アバット部
杭種名	φ2000複合杭A	φ1250ストレート杭	φ2000複合杭B
パイルピッチ	□ 2.1 m	□ 2.1 m	□ 2.1 m
本数	14,379本	1,768本	1,620本
パイル仕様図			

* -16.7 m は敷砂施工前の海底地盤高である。

らにアバット部では、護岸 70 % 改良部のような改良を行うと広範囲に置換率の大きい SCP を打設することとなり地盤の隆起が過大になると予想されたため、敷砂施工前の原海底地盤高である -16.7 m 以深では直径 2.0 m の SCP、-16.7 m 以浅打設直前 GL までの部分では直径 1.25 m の SCP で改良を行うこととした。

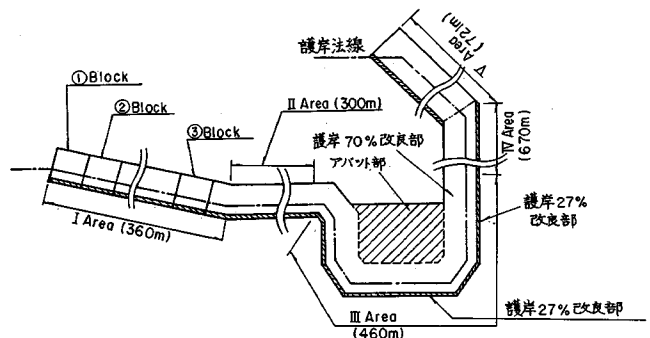
3. サンドコンパクションパイルの施工に伴う隆起地盤の形状

(1) これまでの経験式の適用性

SCP 打設前および SCP 打設後の深浅測量結果から求めた隆起等高線の例を図—8, 図—12 に示す。当初の設計において SCP 改良域内の隆起地盤の平均隆起高さを過去の施工事例より得られた重回帰式⁵⁾より 2.8 m と見積っていたのと比べるとかなり大きい結果となっている。このような差異が生じたのは、①設計では平均隆起高さのみに着目していたこと、②重回帰式中に大水深、大深度のデータが含まれていなかったのに対して今回の施工は大水深、大深度での施工であること、③重回帰式が旧 GL 以下を改良した事例から得られたものであるのに対して、今回の施工では隆起地盤部分についても SCP を施工したためこれによる隆起も加わったこと、などが複合的に影響を及ぼしたことによると考えられる。

(2) 施工に伴う隆起地盤の形状予測

SCP による隆起地盤の形状は平尾・松尾¹⁾が示すように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生する。実施工においては SCP の打設方向、SCP 打設周囲の拘束条件などの三次元的な効果があり、二次元的な取り扱いのみでは隆起地盤の形状を十分推定できないところがあるため、塩見⁶⁾らは三次元モデルに対する平均隆起高の算定式を提案している。本報では、①SCP の打設方式 (交互打設片押し方式か一方方向打設片押し方式か)、②側方の隣接既施工 SCP による拘束条件の違いといった現場の施工状況をできるだ



図—2 C, D 護岸部の平面図

け忠実に取り込み、基本となる SCP 打設ブロックごとの隆起形状を重ね合わせていく手法を提案する。この手法のフローを図-3 に示し、以下に詳細を述べる。

a) 隆起地盤の基本形状

隆起地盤形状に影響を与える要因としては、

- i) SCP の打設方向
- ii) SCP 打設周囲の拘束条件
- iii) 隆起率 μ (μ =全隆起土量/設計投入砂量)

が挙げられる。

このうち i), ii) を考慮に入れて、改良ブロックごとに図-4 に示す基本隆起地盤形状の $\theta_1, \theta_2, \theta_3, \theta_4$ を実際の施工実績に合致するように設定する。ここでいう改良ブロックは、1つのユニットとして施工される SCP 群をひとまとまりとしてみたものである。実際の SCP の施工による隆起地盤形状を予測する際には、各改良ブロックの施工順序を与えて図-4 のモデルに従い計算をし、各ブロックの隆起形状を重ね合わせることで、三次元的な隆起地盤の形状を得ることができる。

b) 隆起率 μ の設定

SCP による改良を行う場合の一般的な隆起率は、次のように定義される (図-5 参照)。

$$\text{隆起率 } \mu = V / (V_{s1} + V_{s2} + V_{s3}) \dots \dots \dots (1)$$

ここに、V: 全隆起土量

V_{s1} : 在来地盤中を置換率 a_{s1} で改良する際の設計砂投入量 ($V_{s1} = a_{s1}AL_0$)

A: 改良面積

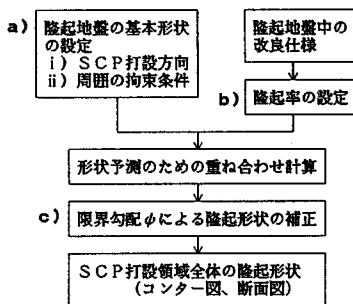


図-3 隆起地盤の形状予測方法

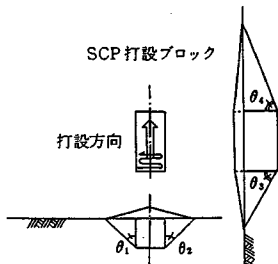


図-4 隆起地盤モデル

L_0 : 在来地盤面以深の改良深さ

V_{s2} : 隆起地盤中を置換率 a_{s2} で改良する際の設計砂投入量

V_{s3} : 敷砂中を置換率 a_{s3} で改良する際の設計砂投入量

さらに全隆起土量 V は次式で表わされるとする。

$$V = \mu_1 V_{s1} + \mu_2 V_{s2} + \mu_3 V_{s3} \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 μ_1 : 在来地盤中を改良したときの実質隆起率 (従来の施工実績から統計的に推定される隆起率)

μ_2 : 隆起地盤中を改良したときの実質隆起率

μ_3 : 敷砂中を改良したときの実質隆起率

また、 V_{s2}, μ_3, V_{s3} は次式で得られるとする。

$$V_{s2} = a_{s2} \alpha \mu_1 V_{s1} \dots \dots \dots (3)$$

$$\mu_3 = 1, V_{s3} = a_{s3} Ah \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 α : 在来地盤を V_{s1} で改良することで生ずる隆起土量のうち、さらに改良される部分の土量の割合で、隆起地盤の形状に応じて幾何学的に求められる係数

h : 敷砂の厚さ

以上より μ_1, μ_2 は、

$$\mu_1 = V_{s2} / (a_{s2} \alpha V_{s1}) \dots \dots \dots (5)$$

$$\mu_2 = (V - \mu_1 V_{s1} - \mu_3 V_{s3}) / V_{s2} \dots \dots \dots (6)$$

で求まる。

隆起の重ね合わせ予測をする際は、隆起部を除く設計砂投入量から全隆起土量を算定しているの、計算上必要なパラメーターとして見掛けの隆起率 μ^* を次のように定義する。

$$\mu^* = V / (V_{s1} + V_{s3}) \dots \dots \dots (7)$$

図-2 中の①護岸部 (I, II, IV Area), ②アパット部 (III Area) で隆起予測に必要なパラメーター μ^* を、以下のようにして求めた。

① 護岸 70% 改良部 ($a_{s1} = a_{s2} = 0.7, a_{s3} = 0.27$)

本工事に於いて先行的に SCP を施工した領域 (図-2 の①~③ Block) における隆起土量等の実績を表-2 に示している。それぞれのブロックは護岸方向に 37.8 m (2.1 m×18 本), 護岸直角方向に 39.9 m (2.1 m×19 本) の大きさである。表-2 の実績より式 (7) を使っ

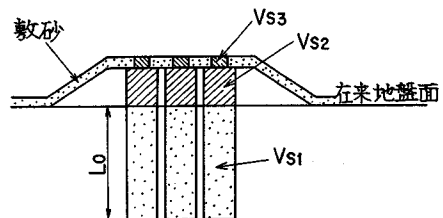
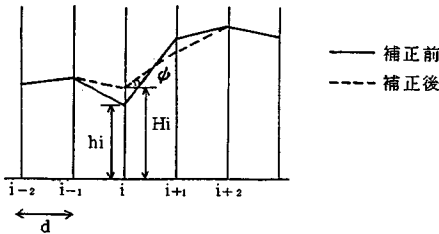


図-5 SCP 改良仕様と隆起地盤の関係

表一 隆起率 μ, μ^* の実測例 (関西国際空港現場)

Block名		①Block	②Block	③Block	備考
改良面積	A m ²	1,508	1,508	1,508	
平均パイル長	L m	26.6	27.9	23.9	
全隆起土量	V m ³	21,312	21,350	18,646	
在来地盤中砂量	V _{s1} m ³	20,071	21,419	17,852	
隆起地盤中砂量	V _{s2} m ³	4,596	4,472	4,224	
敷砂中砂量	V _{sa} m ³	1,225	1,225	1,225	
隆起率	μ	0.823	0.787	0.800	
護岸70%改良部	μ^*	1.001	0.943	0.977	
	α	0.393	0.391	0.439	
	μ_1	0.832	0.762	0.770	$\bar{\mu}_1 = 0.79$
	μ_2	0.738	0.850	0.872	$\bar{\mu}_2 = 0.82$



図一六 隆起形状の補正

て直接 $\mu^* \approx 1.0$ が得られる。

② アバット部 ($a_{s1} = 0.7, a_{s2} = a_{s3} = 0.27$)

アバット部は、表一のようにSCP改良仕様が護岸部と異なるが、表一の先行調査結果から、以下のように μ^* を推定できる。なお、アバット部の α については、図一七の基本ブロックの組合せからなる形状について試算した結果より $\alpha = 0.4$ とする。

表一より、式 (5), (6) を使って得られた μ_1 および μ_2 の平均値 $\bar{\mu}_1 = 0.79, \bar{\mu}_2 = 0.82$ と $a_{s1} = 0.7, a_{s2} = 0.27$ を用いて、式 (3) から V_{s2} 、式 (2) から V が求まる。これらと式 (7) から計算の結果、 $\mu^* \approx 0.85$ が得られる。

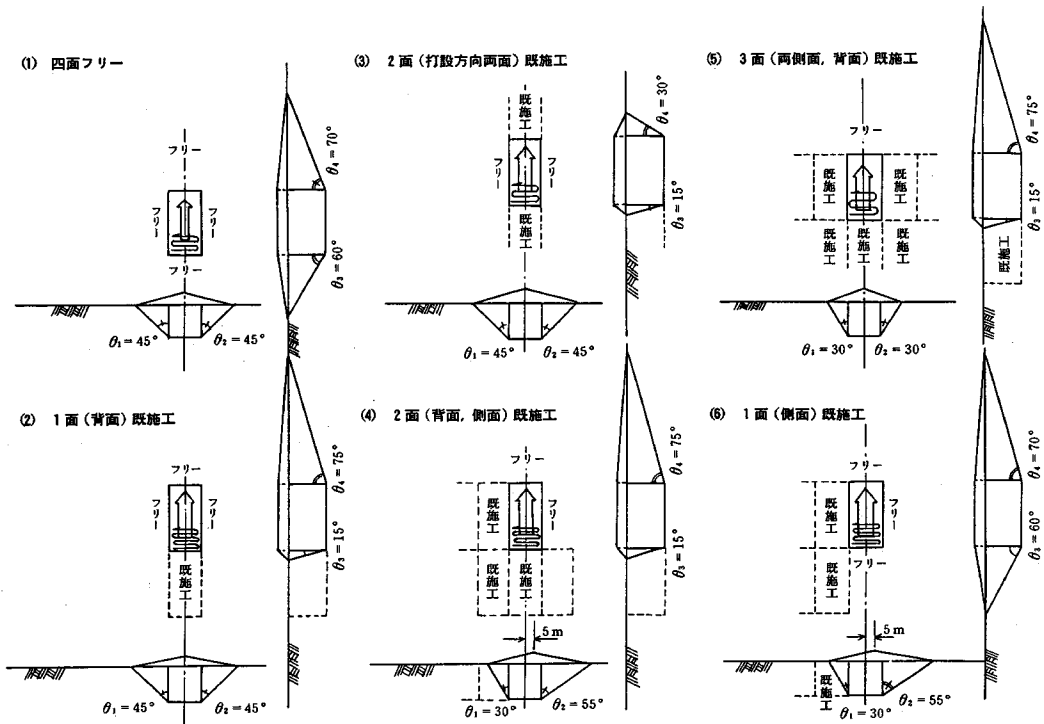
c) 限界勾配 ϕ による隆起形状の補正

SCPを順番に打設していく場合、それぞれの砂杭による隆起が重なり合っていく。この際、隆起地盤斜面の傾きに限界があり、この限界勾配 ϕ 以上になると斜面が崩れはじめ、平衡状態になるまで隆起土が移動すると想定すれば、移動後の隆起高さについては図一六に示すように次式が成り立つ。 ϕ の値としては通常無処理域の限界勾配と考えられる $1 : (6 \sim 7)$ におおむね相当する $\phi = 10^\circ$ を採用した。

$$H_{i+1} - H_i = d \cdot \tan \phi \dots\dots\dots (8)$$

$$H_i - h_i = -L_c(H_{i+1} - h_{i+1}) \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 L_c : 断面における補正前後の面積変化率 (体積



図一七 隆起地盤形状検討のための基本ブロック (交互打設片押し方式)

変化率に相当するが通常1とする)

h_i : 補正前の予測隆起高さ

H_i : 補正後の予測隆起高さ

d : 計算間隔 (実測量間隔に相当)

式 (8), (9) を使い各断面の最大勾配区間から逐一隆起高さを補正し H_i を計算する。

(3) 実測との比較

関西国際空港空港島のC護岸部 (延長1790 m) を対象として, 前節で述べた手法で隆起地盤の形状を予測した結果と実測結果とを比較する。

a) 基本ブロックの設定

本工事のうち先行的に実施された図-2, 表-2の区域 (①~③ Block) での実績に基づき, 実際のSCPの打設方式に合致するように図-7のようないくつかの基本ブロックを設定する。実際のSCP打設工では護岸法線から直角方向に振り分けて打設する交互打設片押し方式が多用されており, ここで採用した基本ブロックの大きさは護岸法線方向に18.9 m (2.1 m×9本), 護岸直角方向に16.8 m (2.1 m×8本) または23.1 m (2.1 m×11本) であり, その面積は318 m² または437 m² となっている。この基本ブロックでは, 各ブロックの施工順序の違いによる側方の隣接施工SCPによる拘束条件の違いが隆起地盤の三次元的な形状に与える影響が考慮されている。すなわち, 四面フリーの状態に比べて, 隣接して既施工ブロックがある場合には, 既施工ブロック側への隆起がおさえられ, その分がフリー側へ広範囲に隆起する傾向がモデル的に表現されている。

なお, 図-7には高さが表示されていないが, 3.(2)b) に示した $\mu^*=1.0$ または0.85 を用いて得られる各基本ブロックの隆起土量から隆起高さが計算されることとなる。

b) 予測形状と実測値との比較

予測された隆起形状と実測隆起形状の比較を行うため X_{ij} を次のとおり定義する。

$$X_{ij} = H_{0ij} - H_{1ij} \dots \dots \dots (10)$$

ここに, X_{ij} : 座標 (i, j) での実測値と予測値の差

H_{0ij} : 座標 (i, j) での実測隆起高さ

H_{1ij} : 座標 (i, j) での予測隆起高さ

この X_{ij} の頻度分布によってその予測精度を評価することができる。

以下に, 護岸の直線部 (図-2のI Area) と隅角部 (連絡橋アバット部, 図-2のIII Area) についての比較を示す。

① 護岸直線部の例 (I Area)

図-8に予測隆起高さのコンター図と実測隆起高さのコンター図を示す。図-9に両者の相関図を, 図-10に X_{ij} の頻度分布を示す。また図-11に隆起地盤の断面図

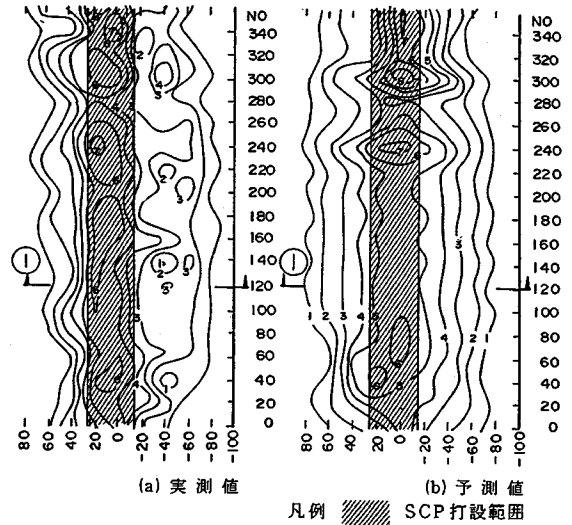


図-8 隆起地盤形状の比較 (I Area)

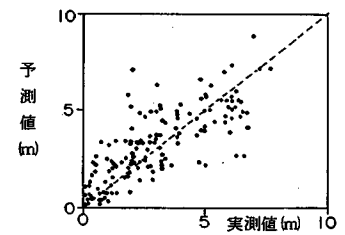


図-9 実測値と予測値の相関 (I Area)

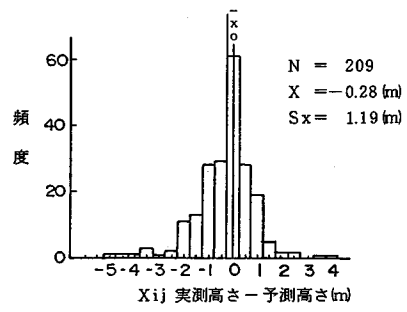


図-10 X_{ij} の頻度分布 (I Area)

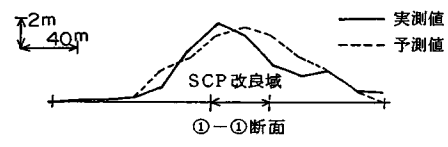


図-11 隆起地盤の実測と予測の断面図 (I Area)

を示す。これらの図より予測値と実測値とがよく対応していることがわかる。

② 護岸隅角部の例 (III Area)

この部分は, 隆起土が集中しやすいこともあり, 原地盤以浅の隆起地盤の改良法として護岸部では置換率70

%のSCP, アバット部では置換率27%の砂杭が採用されている。そのため、3.(2)b)に示したように前者では $\mu^*=1.0$, 後者では $\mu^*=0.85$ とした。また重ね合わせが重複しあうので $\phi=10^\circ$, 式(6)の $L=1$ として3.(2)c)に示した限界勾配 ϕ による隆起形状の補正を行った。図-12から図-15に予測と実測の比較を示す。これらの図より予測値と実測値はおおむね似通っているが、前者の方が若干大きめにでる傾向がある。

本予測手法で他の場所についても隆起地盤の予測形状と実測形状を比較してみた⁷⁾が、本例②に示した護岸隅角部(Ⅲ Area)を除き両者はよい一致を示した。護岸隅角部では予測値の方が実測値よりいくぶん大きくなっているが、これは本例では他の事例に比べて基本ブロックがより複雑に重なり合い、影響範囲も重複していたことが一因となっていると考えられる。しかしながら図-15に示すようにここでも隆起形状の傾向はよく近似している。実際、現地では本報で示した手法で同地区の形状予測を行い、複雑な施工時のSCP打設計画を合理的に行った。本手法を他の事例に適用していくには測定事例を積み重ね μ_1, μ_2 の信頼性を上げるほか、図-7の基本ブロック形状の汎用性についても確認を行う必要があるが、今後もSCPの施工による隆起地盤の発生傾向を知るうえで本手法は適用性があるものと考えられる。

4. 改良地盤およびその周辺地盤の強度特性

隆起地盤の土性を調べるためのボーリングを行った結

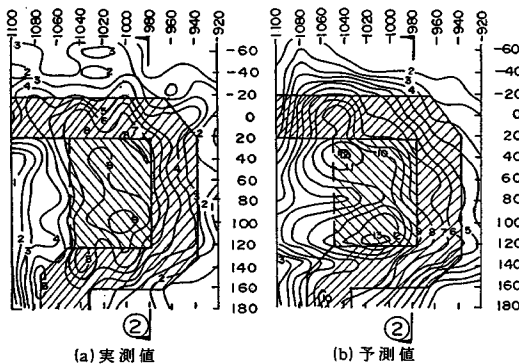


図-12 隆起地盤形状の比較 (Ⅲ Area)

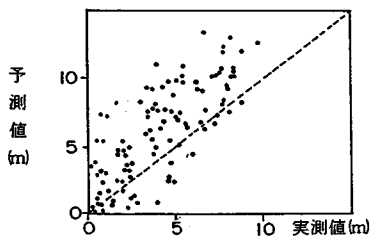


図-13 実測値と予測値の相関 (Ⅲ Area)

果の一例を図-16に示す。これはセンターラインからの両方向振分け方式で施工した部分である。

従来、隆起部分を改良せずに撤去することとした隆起地盤は乱された軟弱な粘性土であったが、本例では、隆起地盤もSCPで改良したことにより粘性土はところどころに塊状にみられるにすぎない。また隆起地盤部分で行ったボーリングで得られた粒度組成を表-3に示す。表層3m未満および表層3m以上のSCP杭心部についてはおおむね90%以上が砂・礫質であり、粘土・シルト分は10%程度しか含まれていない。隆起地盤部分で行った図-16の9本のボーリングを含む18本のボーリングによるN値をみると、表層部分3mまでは平均N値4とゆるい砂であるが、海砂についてはSCP杭以外の海砂で平均N値19、SCP杭の海砂で平均N値17であり、比較的良好に締まっており改良された隆起地盤が十分な強度をもっていることがわかった。

また、SCPによる改良域周辺地盤のボーリング結果を図-17に示す。同図には破壊ひずみ ϵ_r が5%以上となる領域をSCP打設に伴う乱れの影響があるとした場合の乱れの範囲も示している。これによると、周辺の粘性土が乱される影響はSCPの下端深度近くでは鉛直に対して約45度の範囲であるが、海底面に近づいてくると、この角度が大きくなっていくことがわかる。このような傾向は、平尾・松尾³⁾により報告されているものと一致している。本ボーリングはSCP打設後9か月で行ったものであり、上載荷重のない状態ではSCP打設に伴う乱れの影響で大きくなった破壊ひずみはあまり元には戻らないといえよう。しかしながら強度については原地盤程度に回復している状況が伺われる。

5. 改良地盤の圧密沈下特性

SCPによる改良を行った地盤に鋼板セル打設または、

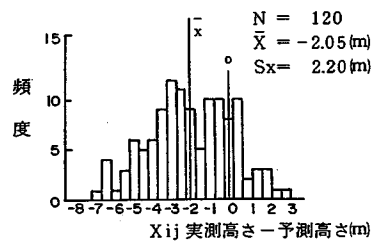


図-14 X_{ij} の頻度分布 (Ⅲ Area)

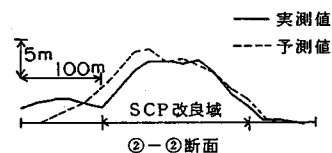
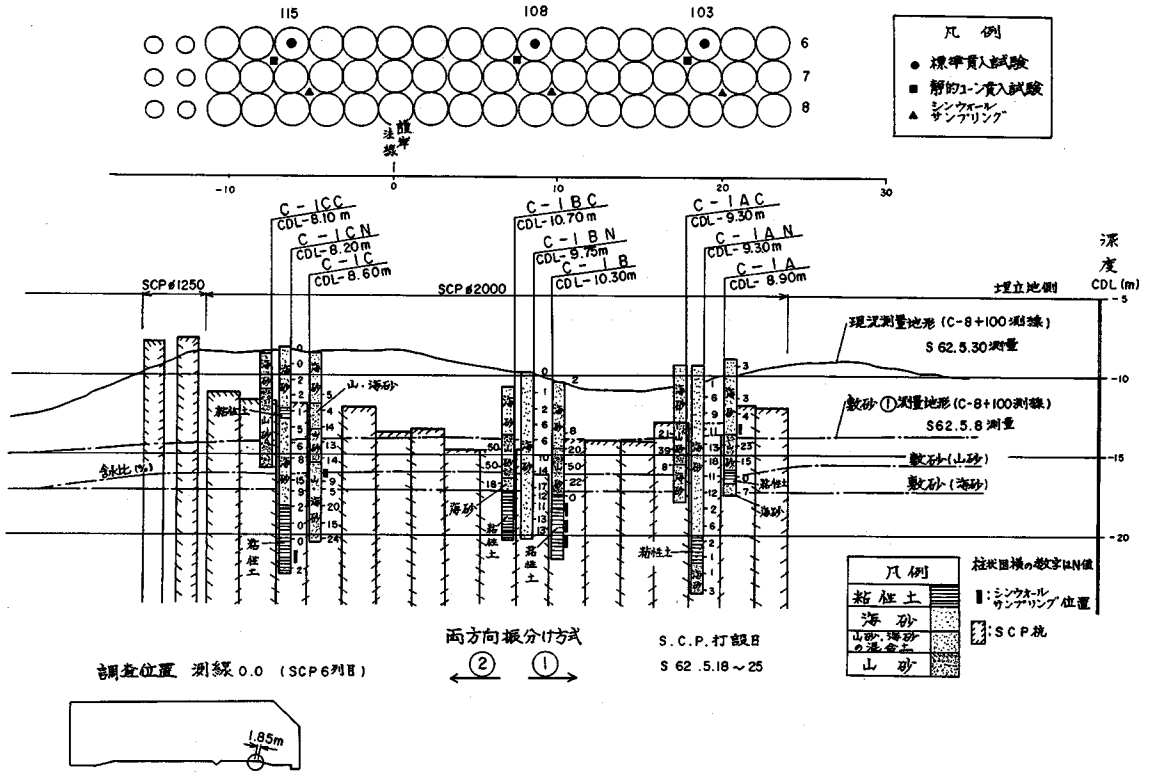


図-15 隆起地盤の実測と予測の断面図 (Ⅲ Area)



図一六 SCP工区（C護岸部）における盛り土の土質性状

表一三 C護岸部におけるSCP隆起地盤の粒度組成

() 内は標準偏差

組成	粘土・シルト (%) (74μ以下)	砂 (%) 74~2000μ	レキ (%) 2000μ以上	データ数	
土質区分					
表層 3 m 以浅	13 (9)	72 (7)	15 (6)	14	
表層 3 m 以深	海砂	17 (8)	69 (8)	14 (3)	2
	山砂および山砂・海砂混合土	10 (5)	48 (17)	42 (19)	15
	粘性土	53 (18)	33 (13)	14 (10)	3
SCP杭心	8 (3)	70 (6)	22 (4)	15	

* SCP杭間の土性はボーリングの標判定されたものである。

ケーソン据え付けをした際の沈下量について、当初設計では、次式を採用していた。

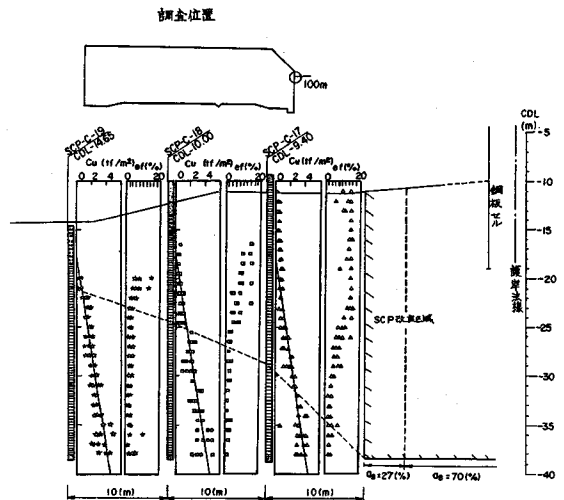
$$S = \beta S_0 \dots \dots \dots (11)$$

ここに、S : SCP改良地盤の沈下量

S₀ : 原地盤の沈下量

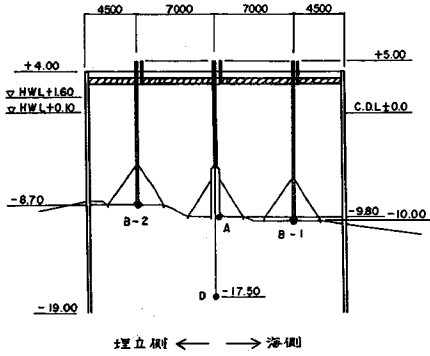
β : 沈下低減係数

βの値については a_s = 70% では β = 1 - a_s = 0.3 としていた。しかしながら、これまでの実績⁸⁾をみると、置換率と沈下低減係数の関係にはばらつきが大きいことから、関西国際空港の現場では、打設された鋼製セルの沈



図一七 SCP改良区域周辺の乱れの状況

下観測を行った。図一八に沈下計測地点を示す。A, B-1, B-2の3点は隆起地盤上、D点は原海底地盤面に設置されている。図一九に鋼板セル打設後アーク打設までの沈下計測の結果の一例を示す。表一四にはこれらのうち隆起地盤表面での沈下計測データをもとに浅岡法、門

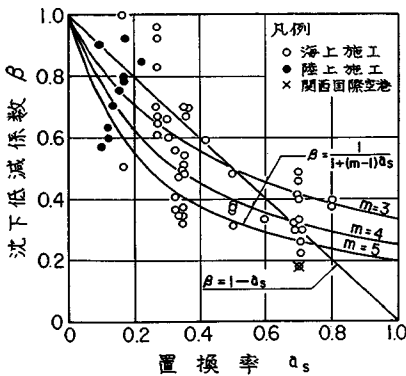


図—18 鋼製セルの沈下計測地点

表—4 最終沈下量予測

セルNo.	測点	S f (cm)		
		浅間法	門田法	双曲線法
No. 68	No. A	54.8	61.4	61.3
	No. B-1	50.4	56.2	54.5
	No. B-2	57.5 *	62.8 *	61.1 *

*) 沈下量初期補正済

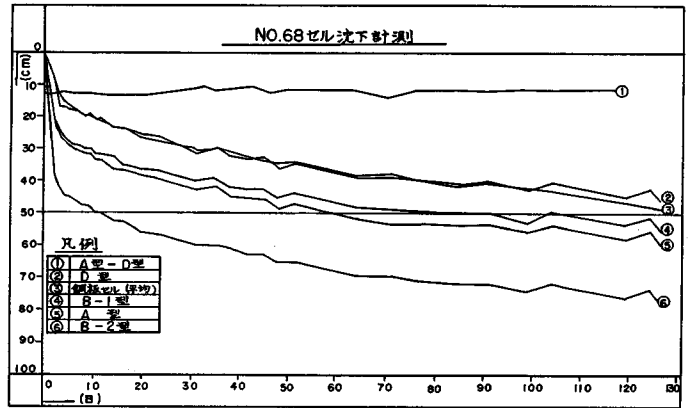


図—20 置換率 α_s と沈下低減係数 β の関係

田法、双曲線法によるカーブフィッティングによって最終沈下量予測を行った結果を示すが、これによる最終沈下量は平均で58 cmとなる。

一方、原地盤に鋼製セル施工による上乗荷重が加えられた際の沈下量を、地盤内の応力は Boussinesq の式に従い、 m_v は設計値どおり ($m_v = 0.18 \times p^{-1.08}$ (cm²/kgf)) であるとして計算すると $S = \sum S = \sum \Delta H \cdot m_v \cdot \Delta p = 303$ cm となることから、沈下低減係数 $\beta = 58 \text{ cm} / 303 \text{ cm} = 0.191$ となり、図—20 に示したように他の施工事例³⁾と比べて小さめの値となった。

隆起地盤の沈下圧縮状況については図—19 の A と D の差 (図—19 の ① : A 型—D 型) を経時的に追うことによって把握できるが、セル打設後、計測開始までの3日間に約10 cm の沈下を示した後は隆起部分の沈下は



図—19 鋼製セルの沈下計測結果

ほとんどみられない。このことから隆起地盤を置換率70%のSCPで改良することによれば隆起地盤部での沈下はほとんどが即時的に発生し長期的な沈下は問題にならず、構造物の支持地盤としての十分な適用性があることがわかる。

6. まとめ

関西国際空港の空港島護岸工事で採用されたSCP工においては敷砂を施工したうえでSCPを打設しており、隆起地盤についてもSCPによる改良を行ってその有効活用が図られた。これについては本論で報告してきた結果をまとめると以下のとおりである。

(1) SCPによる隆起地盤の形状予測について、現場の施工状況をできるだけ忠実に取り込み、基本となるSCP打設ブロックごとの隆起形状を重ね合わせる手法を新たに提案した。三次元的、面的な隆起地盤の形状をSCPの打設方向、周囲の拘束条件を考慮して算定し、精度の高い予測が可能になった。

(2) 置換率70%のSCPによる隆起地盤部は、N値からみても十分な強度をもっている。

(3) 置換率70%のSCPによる隆起地盤部はセル打設に伴う荷重増を受けて3日間で約10 cm沈下したがその後ほとんど沈下しておらず、長期的な沈下は問題とならない。

(4) SCP施工による隆起部分についてもSCPによる改良を行うことにより、在来撤去されることの多かった隆起地盤をそのまま改良地盤として活用することが可能であることが明らかになった。

謝辞：本論文をまとめるにあたって運輸省港湾技術研究所土質部の寺師昌明室長に有益なご意見、ご指導を賜った。ここに記して謝意を表する。

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-4，1985年12月。
- 2) 平尾寿雄・松尾 稔：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，土木学会論文集，第376号／Ⅲ-6，1986年12月。
- 3) 古土井光昭・矢島道夫：関西国際空港の建設計画，土と基礎，Vol. 34, No. 1, pp.13~18, 1986.
- 4) 古土井光昭：講座 海洋・海岸工学と土質 4. 海洋・海岸の構造物と基礎 4.3 人工島（関西国際空港），土と基礎，Vol. 35, No. 5, pp.63~68, 1987.
- 5) 曾我部隆久：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.
- 6) 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.
- 7) 福手 勤・樋口嘉章・古市正彦・坪井英夫：サンドコンパクションパイルの大規模な打設に伴う海底隆起地盤の形状予測，第33回土質工学シンポジウム，1988年11月。
- 8) 一本英三郎・末松直幹：サンドコンパクションパイル工法の実際の問題点(3)—総括—，土と基礎，Vol. 31, No. 5, pp. 83~90, 1983.

(1988.7.22・受付)