



深い地盤改良の実際と問題点を考える

11. 深層混合処理工法の実際と問題点

—深層混合処理工法の実施例—

の能 と登 しげ 繁 ゆき 幸* くら だ 田 のぼる 登***
てら し まさ あき
寺 師 昌 明***

11.1 概説

軟弱地盤に深層混合処理工法を適用して強固な安定処理土を形成する場合に、改良地盤に期待する効果はサンドドレーン工法やサンドコンパクションパイル工法の場合とは異なる。例えば沈下に関しては、人為的な排水路を設けて圧密を早期に終了させるのではなく、強固な安定処理土に外力を負担させて最終沈下量そのものを低減させる。また安定に関しては、平均的に地盤強度を増加させるのではなく、地中に杭や構造体を形成して外力に抵抗させるものである。このため、地中に形成される安定処理土に構造部材と同様な材料安全率を適用して許容応力度を設定することが一般に行われている。この結果、改良範囲内の変形は一般に極めて小さくなり、地表や上部構造物に現れる短期的あるいは長期的変形は、その大きさも時間経過も改良範囲の周辺や下部に残された未改良の圧縮層の挙動に支配されることとなる。すなわち、最も精度良くかつ容易に測定できる地表の変形から改良地盤の改良範囲内の挙動を正確に知ることが困難なため、実施例を介して設計手法の妥当性を厳密に検討するためには緻密な調査（例えば、高精度の層別沈下、地中応力、間隙水圧、土中ひずみなどの測定）が要求される。一方、重要構造物のための大規模改良工事ではいねいな調査が計画されるが、設計断面が地震時に対して決定されることが多いため、常時の観測結果からは有意な測定値が得られ難い。したがって、予測（あるいは設計）と実際の対比を行うためには、破壊に至る大規模実験が信頼性の高い模型実験に頼るしかないのが実状である。

実施例を紹介する本章では、まず現場で形成される安定処理土の実態を示す。次に杭状改良地盤の2例について設計上の工夫、施工管理上の留意点、そして施工後の挙動の定性的な紹介を行う。最後に、地中構造物としての改良地盤については、五つの事例を用いて施工の実態と管理上のポイントを紹介する。

11.2 現場処理土ならびに周辺土の特性

深層混合処理工法によって形成される安定処理土の特性に関する従来の研究は、そのほとんどが室内配合供試体を用いて実施されている。供試体の作成方法は通常の場合、学会基準(案)¹⁾に準拠している。しかし、学会基準(案)・同解説²⁾にも述べられているように、現場の施工機械と施工方法は規格化されているわけではなく、室内で作成される安定処理土と現場処理土では、混合方法・混合度合・養生環境など多くの面で相違がある。このため、10.3に述べた特性を現場処理土についても確認しておく必要がある。現場処理土に関する既往の調査結果を以下に紹介する。

11.2.1 室内強度と現場強度の対比

室内配合試験による一軸圧縮強度 q_{ui} と現場施工によって得られる一軸圧縮強度 q_{uf} の各々の平均値 $\overline{q_{ui}}$, $\overline{q_{uf}}$ を対比すると図—11.1, 2が得られる。陸上工事で杭状に改良された事例^{3)~7)}では、安定材が生石灰であっても、セメントミルクあるいはモルタルであっても $\overline{q_{uf}}/\overline{q_{ui}}$ は1/2~1/5程度であり極端な場合は1/10近くになることもある(図—11.1)。一方、セメントミルクを安定材として海上工事で大規模な地中構造物を形成した事例^{8)~11)}では、粘性土を対象とする場合、 $\overline{q_{uf}}/\overline{q_{ui}}$ はほぼ1と考えられる(図—11.2)。陸上(杭状改良)と海上(構造物状改良)で顕著な差の生じる理由は厳密には解明されていないが、①陸上の処理機と比べて、海上の処理機は一般にかくはん翼の枚数が多く、かつ貫入ならびに引上げ速度が陸上で1.5m/min、海上で1m/minを標準としていること(混合度の相違)、②マッシュな改良の場合は杭状改良に比べて、安定材の水和による温度上昇が大きくかつ持続すること^{12),13)}(養生条件の相違)によるものと考えられる。このことは、海上工事であっても、試験的に小さな断面積の安定処理土を形成し、 $\overline{q_{uf}}/\overline{q_{ui}}$ が0.5程度にとどまった事例があること¹⁴⁾からも類推される。

11.2.2 現場強度の変動

現場処理土の強度は室内で作成される供試体の強度に比べて変動が大きい。これは、(a)対象地盤の不均質性、(b)施工機種とその使用方法による混合度の変動、(c)安定材の供給量の変動、(d)改良土の部位の相異による変動(オーバーラップ部と杭体内部の施工条件の差、内部の温度分布な

*北海道開発局土木試験所 土質研究室副室長

**沖縄開発庁振興局振興第三課専門官

***運輸省港湾技術研究所 地盤改良研究室長

講座

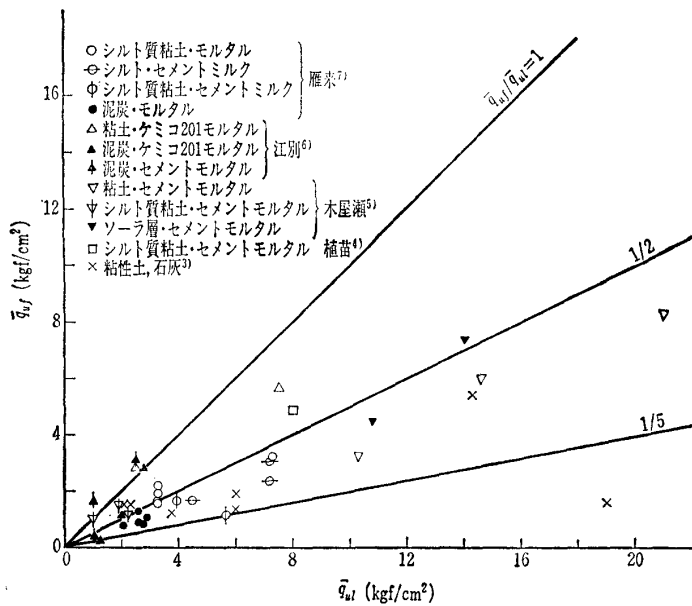


図-11.1 杭状改良(陸上)の \bar{q}_{u_f} と \bar{q}_{u_i} ^{9)~7)}

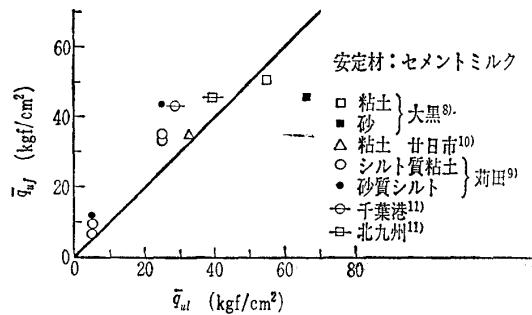


図-11.2 構造物状改良(海上)の \bar{q}_{u_f} と \bar{q}_{u_i} ^{8)~11)}

ど), (e)サンプリングによる乱れ, (f)材令による強度変化, (g)その他, の多くの要因が安定処理土の強度に影響するためである。したがって, 施工事例ごとに強度の変動の度合も異なる。

過去の事例では, 現場処理土の強度データに含まれる上記の諸要因をあまり考慮せずに統計的な処理を行っていることが多い。前述の \bar{q}_{u_f} と \bar{q}_{u_i} の比較の場合も大雑把な対象土層による区分が行われている程度である。その結果として, セメント系の安定処理について報告されている変動係数(標準偏差/平均値)は0.2~0.7程度と現場によって変化している。

一定の施工条件で, 比較的均質な地盤を対象とした海上施工例の q_{u_f} のヒストグラムを図-11.3に示す¹⁰⁾。後述する施工実施例の節で杭状改良の場合のヒストグラムの例を(図-11.10), 構造物状の改良事例については平均値 \bar{q}_{u_f} と標準偏差 S を対比して示す(表-11.2)。

11.2.3 現場処理土のその他の特性

軟弱な粘性土に安定材を添加混合すると, 密度ならびに含水比が変化する。安定材の理論吸水量, 比重, 体積を考慮すれば, 変化量の推定はある程度まで可能である。一般に含水比は低下し, 密度はやや増加する。

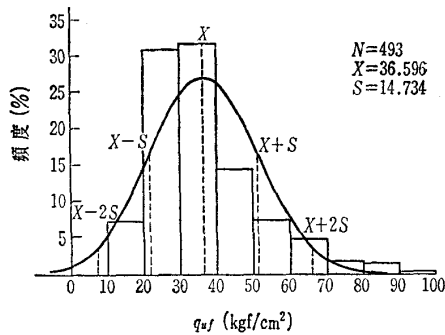


図-11.3 現場強度(広島, 廿日市)ヒストグラム¹⁰⁾

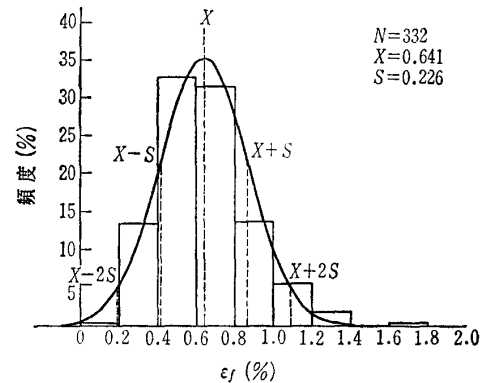


図-11.4 破壊ひずみのヒストグラム(広島, 廿日市)¹⁰⁾

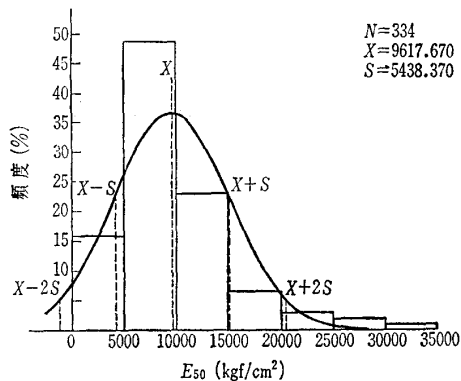


図-11.5 弾性係数のヒストグラム(広島, 廿日市)¹⁰⁾

安定処理土は, 前章にも述べたように強度が大きくなる程, 弾性係数は大きく, 破壊ひずみは小さくなる。図-11.3に対応する海上施工例の一軸圧縮試験時の破壊ひずみのヒストグラムを図-11.4に, 弾性係数 E_{s0} のヒストグラムを図-11.5に示す。

11.2.4 処理土杭の杭間ならびに周辺地盤の変化

サンドコンパクションパイル工法では, 大量の砂を強制的に地中に圧入すると, 砂杭間の粘性土は乱され地表面は膨れ上がる。同様に, 深層混合処理工法の場合でも, 安定材の体積に相当する未改良土がどこかへ排除される必要がある。

石灰系深層混合処理による杭状改良地盤の調査⁹⁾によると施工前後で杭間未改良土の強度, 含水比共に変化は認められない。また, セメント系深層混合処理による壁状改良地盤の壁間未改良土の強度の調査結果を図-11.6に, 格子

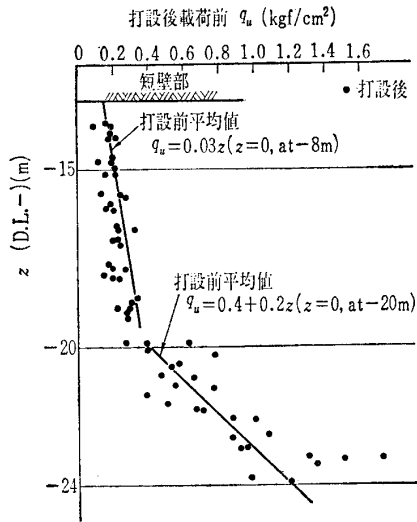


図-11.6 壁間未改良土の強度変化 (堺泉北)

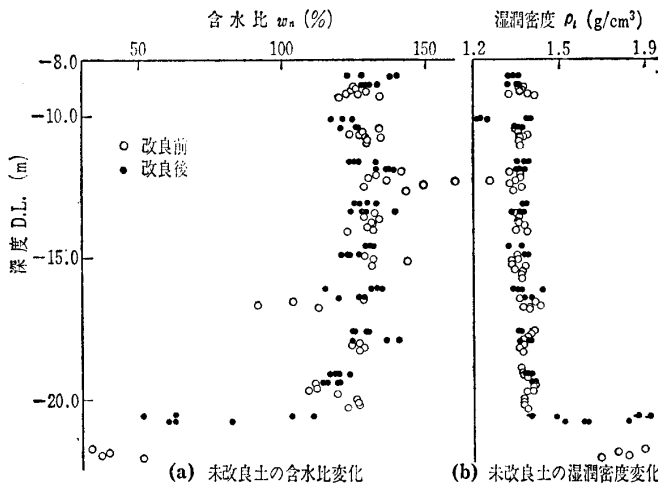


図-11.7 施工前後の処理土周辺未改良土の変化¹⁰⁾

状改良地盤の改良土の近傍での未改良土の含水比の調査結果¹⁰⁾を図-11.7に示す。いずれの結果からも、施工による中間未改良土や周辺未改良土の変化は現れていない。これは、本工法の場合、処理機で処理土杭を形成する部分の原地盤を十分にリモールドしてから安定材を圧入するため、その部分の強度は一時的に著しく低下し、安定材圧入による体積変化が側方の未改良土の方向へではなく、鉛直上方もしくは隣接する施工直後の改良土の方向へ現れやすいためと考えられる。

地表面へ流出した未改良土あるいはセメント混合土は、施工中ならびに施工直後は流動性が高く周辺へ広がり、地盤表面の隆起として観察される。施工後に打設区域および周辺の地盤高がどの程度盛り上ったかを大黒、荻田、廿日市で調査した既存データにより計算すると、盛り上り高で改良層厚の10~15%程度、盛り上り土量でセメントスラリー注入総量の80~110%となっており測量精度を考えると、100%と考えるべきであろう。また、盛り上り範囲は、おおむね改良体端部から杭長分を外にとった範囲となっている。こうした盛り上り土には、注入したスラリーの一部が混入して

おり、ある程度の強度は発現するが品質面では信頼性の低いものが多い。したがって、表層部分は撤去する事例が多い。

11.3 深層混合処理による杭状改良実施例

11.3.1 概説

深層混合処理工法による既往の杭状改良例は、①低盛土道路の舗装のための路床部以深の強化、②高盛土道路のすべり破壊の防止、③橋台背面盛土の沈下防止、④掘削時のヒービング防止、などを目的としている。本工法の実施例は、住宅街に近接した地域の工事であることが多く、種々の軟弱地盤対策工法を比較検討したのち、工事中の環境問題を考慮して無振動無騒音に近い本工法に最終決定した例が多い。改良の対象となった地盤の土質は、軟弱粘性土に限らず、泥炭を始めとする腐植土、緩いシルト、緩い砂など、広範囲にわたっている。

過去に行われた杭状改良の代表例を図-11.8、11.9に示す。前者は泥炭が挟在する軟弱粘性土地盤上の低盛土道路であり、交通荷重等の影響による長期に及ぶ路面の沈下や舗装の破損を防止する目的で路床以下を改良したものである¹⁵⁾。後者は、ソーラ層と呼ばれる腐植土層を含む緩いシルト、粘性土、砂の互層からなる地盤上の高盛土道路であり、沈下および盛土安定対策ならびに市街地であるため側方変形の低減と工事中の振動や騒音を抑えることを目的として施工されたものである¹⁶⁾。

11.3.2 杭状改良の設計

杭状改良の設計は、基本的には低強度の安定処理土杭を

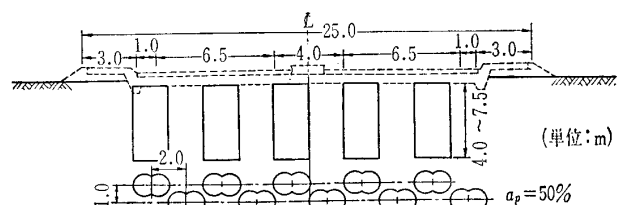


図-11.8 杭状改良例 (低盛土道路)¹⁵⁾

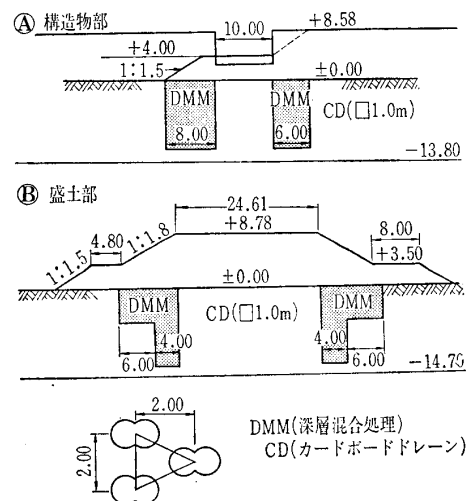


図-11.9 杭状改良例 (高盛土道路)¹⁶⁾

講座

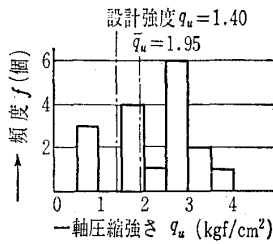


図-11.10 現場試験杭の q_u のヒストグラム⁵⁾

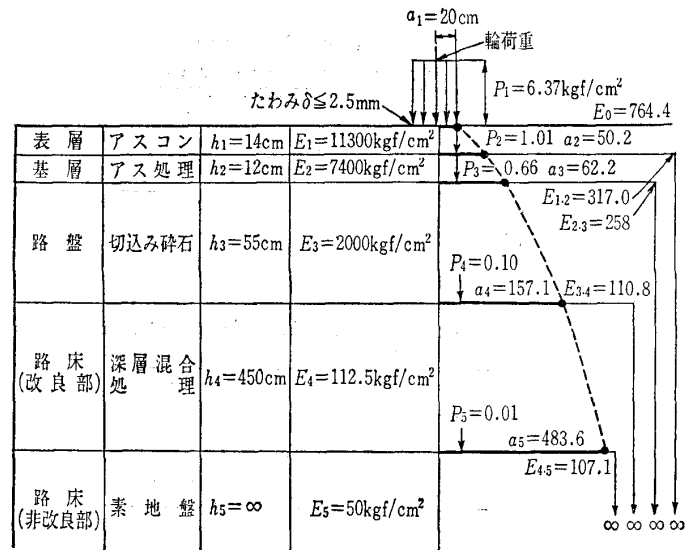
多数打設することによる複合地盤としての強度増加を期待するものである。通常は改良率 $a_p=50\%$ と設定し、あらかじめ、すべりや沈下、舗装表面のたわみなどに関する計算を行って現場で必要とする安定処理土の強度を逆算し、これを満足する安定材、混合率を室内配合試験により求める方法が行われている。ただし、杭状改良の場合には現場処理土の一軸圧縮強さ q_{uf} は、混合精度の影響等のため室内試験による一軸圧縮強さ q_{ui} より一般に低くなる場合が多い。したがって、室内配合試験結果を一応の目安として現場で試験打設を行い、処理土の強度の確認をした後に本施工するのが望ましい。この場合、図-11.10に現場試験による q_{uf} のヒストグラムの一例を示すように、かなり強度のばらつきがあり、設計強度の決定や品質管理上に問題が生ずることもある。この事例では、建築基礎構造物関係の基準を準用し、ばらつきの大きい場合の設計強度=(平均値)- $0.5 \times$ (標準偏差)として設計および管理を行っている。

安定に関する検討では、すべり破壊に対しては $F_s=1.2 \sim 1.25$ を満足するように改良幅と改良深さを決定する。高盛土の沈下に対しては、一般に改良面積比が大きく処理土の圧密降伏応力が大きいので、圧密沈下を無視し、弾性沈下のみが生ずるとして計算することが多い。一方、低盛土の場合は10.2.2の(2)式によって圧密沈下量を計算するが、道路の舗装面のたわみ量の計算に際しては、一様な弾性体(10.2.2の(3)式)として検討する¹⁷⁾。

舗装面のたわみ規制量による検討例を図-11.11に示す。この場所では、原地盤強度 $q_u=0.46 \text{ kgf/cm}^2$ から $E_c=210 c_u=105 q_u$ を用いて $E_c=50 \text{ kgf/cm}^2$ が求められ、処理土の変形係数 E_p は $q_{uf}=q_{ui}/3=1.67 \text{ kgf/cm}^2$ とすると $E_p=175 \text{ kgf/cm}^2$ となる。したがって、複合地盤としたときの変形係数は $\bar{E}=112.5 \text{ kgf/cm}^2$ となる。このような条件のときに、舗装面のたわみ規制量を $\delta=2.5 \text{ mm}$ とし、多層構造の弾性理論近似解を用いて必要とする改良深さを求めると 4.5 m となった。

11.3.3 杭状改良の施工および管理

深層混合処理工法は、他工法と比較して周辺地盤や近隣家屋に及ぼす影響は少ないが、市街化区域では、施工に先立ち、地下埋設物、隣接家屋状況、地下水位などについて調査を行っておくのがよい。施工時の騒音の主な発生源は油圧ユニットとゼネレーターであり、これに防音対策を施した場合には、図-11.12に示すとおり、ほとんど問題と



- E_i : 各層の変形係数 (kgf/cm²)
- P_i : 各面上の荷重強度 (kgf/cm²)
- a_i : 各面上の荷重半径 (cm)
- E_{ij} : 各面上の等値変形係数 (kgf/cm²)

図-11.11 たわみ規制による検討の例¹⁸⁾

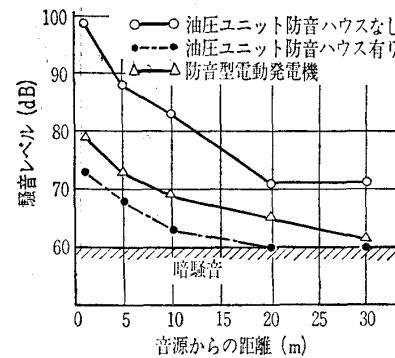


図-11.12 騒音測定結果¹⁸⁾

ならない小さな値になる。地盤振動は、施工機械からわずか 5 m 離れた位置で 50 dB 以下となっており、人体に感じないほどである。

かくはん翼の貫入に際しては、 N 値が15を越える層が挟在するときに貫入困難となる場合もあり、ウォータージェットを併用した例が見られる。安定材注入時の引抜き速度およびかくはん翼の回転速度は、それぞれ 1.5 m/min 、 50 rpm とすることが多い。

施工管理の項目は、①安定処理土の杭長、②貫入および引抜き速度、③かくはん翼の回転数、④安定材の投入量であり、いずれも自記記録計で確認している。杭径や杭間隔については、 2000 m^2 程度に1か所、横断方向の全数を対象に地表面で実測し写真記録を残している。処理土の強度については、100本程度に1か所、 50 cm 以深に処理土が未硬化の内に塩ビパイプを押し込み3個以上の試料を採取して、3週間あるいは4週間室内で養生して一軸圧縮試験を行って確認している。オランダ式二重管コーン貫入試験などのサウンディングも補助的に用いられている。

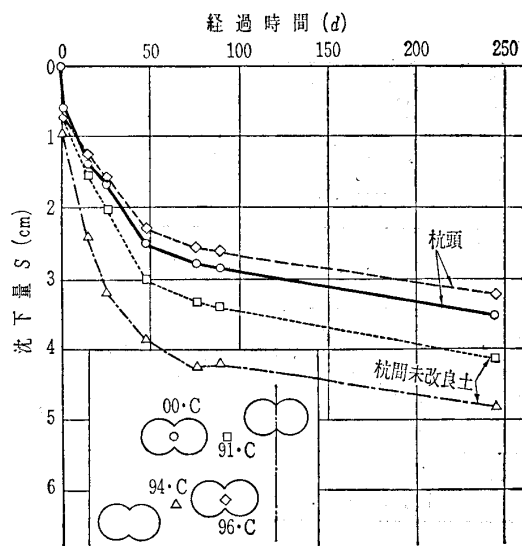


図-11.13 低盛土箇所の実測沈下時間曲線¹⁹⁾

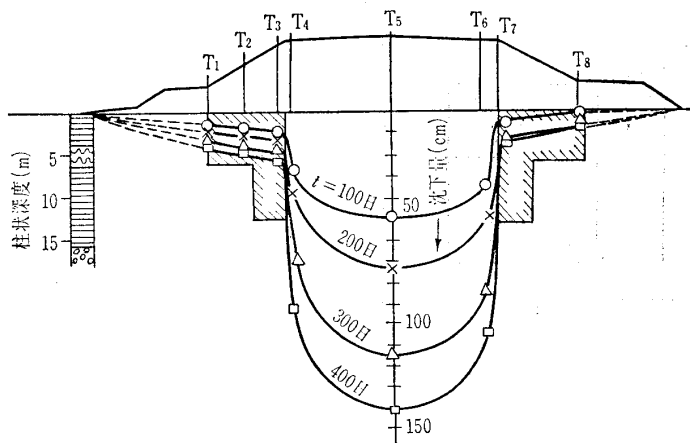


図-11.14 高盛土箇所横断方向の沈下状況¹⁶⁾

11.3.4 改良後の実態

1) 盛土の安定と沈下について

既往の杭状改良例では、いずれも盛土のすべり破壊の徴候は見られず、安定している。

低盛土箇所での上部路床面で観測した沈下の状況は、図-11.13に示すように、杭頭に比べて杭間未改良土の沈下がやや大きい、いずれも設計沈下量10cm未満で収束する傾向にある。この場所では継続して沈下観測を行っているが、施工後4年経過した現在でも路面に不陸は発生していないし、有限要素法などの解析でも舗装面上に極度の不同沈下は生じない結果となっている。なお、同一地点で測定した杭と杭間未改良土の上面における鉛直応力の実測結

果は、それぞれ0.5 kgf/cm²、0.2 kgf/cm²前後であり、応力分担比は2.5程度であった。

高盛土箇所での沈下の状況は図-11.14のとおりであり、この場所ではカードボードレーンを施した盛土中央部の沈下は著しいが、深層混合処理を施したのり面下では盛土後400日経過時で10~23cm程度の沈下量であった。沈下量の差が著しいのり肩付近では多少のクラックや段差も見られたが、大きな変状を呈していない。安定処理部の沈下量は、当初約10cmの弾性沈下量のみ生ずるとして設計したが、実測値には処理土杭の下部に未改良で残された圧縮層の圧密沈下が同程度の大きさで現れている。

2) 周辺地盤の変位について

前述の高盛土箇所の周辺地盤に設置した変位杭およびのり尻付近に埋設した地中変位計の観測によれば、盛土の施工に伴って安定処理部が全層にわたって水平に動き、盛土9m施工直後で約15cm、盛土後90日で約20cmの水平変位を示した。のり尻から10m程度離れた地点でもこれとほぼ同様の水平変位を生じたが、鉛直方向には周辺地盤全体が3cm程度の隆起を生じただけであり、安定処理部が一つのブロック(塊)として挙動していると思われた。

3) 変形係数の評価について

低盛土道路の設計時に仮定した変形係数の妥当性を検討するため、路盤と路床に対してCBR試験と平板載荷試験を実施しており、その結果を表-11.1に示す。同表によれば、路床部では処理土上と未処理土上の各測定値に差があるものの、路盤部では両者の値がほぼ同じ程度になっている。これらの値を用いて複合地盤と考えたときの変形係数を求めると、同表に示すとおり、いずれも設計値をほぼ満足する値となっている。また、8t輪荷重による舗装面上におけるベンケルマンビームによるたわみ量試験の結果は、 $\delta=0.5$ mm程度であり、当初設計値 $\delta=2.5$ mmを大きく下回るものであった。

11.4 深層混合処理工法による地中構造物状改良実施例

11.4.1 主要な施工例

海上におけるDMMの施工実績から構造様式別に代表的なものを選び、その施工年次、処理土量、配合条件および改良地盤の強度等を整理すると表-11.2のとおりである。また、その一部の標準断面と土質条件を図-11.15~11.17

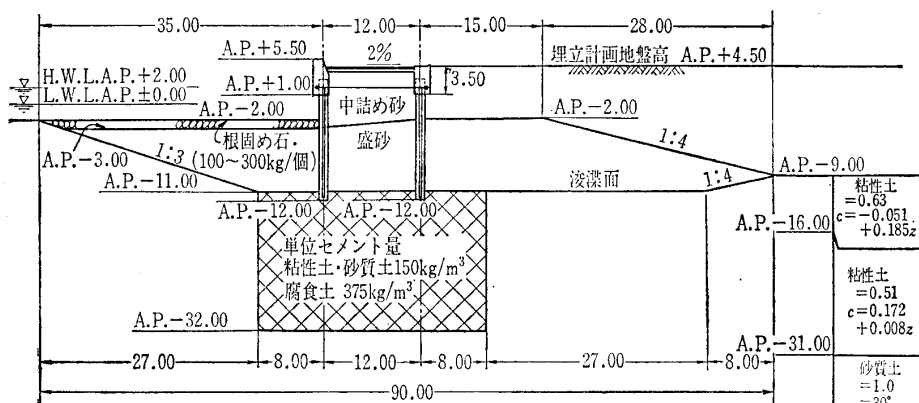
表-11.1 改良効果に関する調査結果

表層	項目	非改良部	改良部	複合地盤	設計値	改良層	改良層		複合地盤	設計値	
							上部	下部			
路盤	たわみ量(mm)	0.49~0.53	0.51~0.52	$\delta=0.5$ mm	$\delta \leq 2.5$ mm	改良層	q_u (kgf/cm ²)	0.19	1.3	(kgf/cm ²) $q_u=1.67$	
	CBR (%)	97~107	111~143	kgf/cm ²	kgf/cm ²		E_{50} (kgf/cm ²)	2.6	76.4		
路床	K_{30} (kgf/cm ³)	22~23	20~21	$E_{2.3}=380$	$E_{2.3}=258$	改良層	シルト質粘性土	0.32	3.3	(kgf/cm ²) $q_u=1.67$	
	CBR (%)	8.2~16.7	25~27	kgf/cm ²	kgf/cm ²		E_{50} (kgf/cm ²)	7.8	235		
路床	K_{30} (kgf/cm ³)	5.1~5.2	10.3~10.6	$E_{3.4}=130$	$E_{3.4}=110.8$	改良層	下部	q_u (kgf/cm ²)	1.02	2.7	(kgf/cm ²) $q_u=1.67$
							泥炭	E_{50} (kgf/cm ²)	20	227	

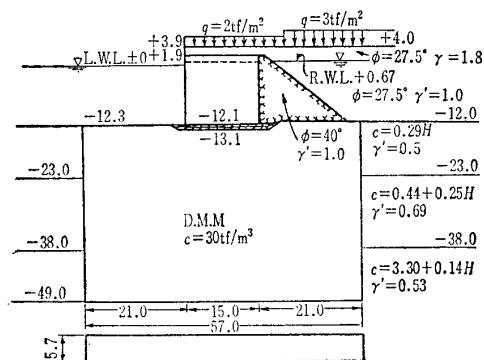
ただし $E=17.7K_{30}$

表—11.2 DMM改良パターン別の代表的な施工実績内容^{9), 20)-28)}

構造様式の種類	工事例	施工年次 (昭和)	処理土量 (m ³)	配合 (c; m ³ 当たりセメント量) 条件 (W/C; 水セメント比)	改良地盤の平均強度および標準偏差 (上段) 目標強度, 許容圧縮応力度 (下段)	備考
ブロック式	千葉港 廃棄物埋立護岸	54~55	235,314	①粘性土・砂質土: c=150kg/m ³ , W/C=60% ②腐食土: c=375kg/m ³ , W/C=60%(真水) 引抜き時吐出	$\bar{q}_u=43.3\text{kgf/cm}^2, S=9.0\text{kgf/cm}^2$ $\hat{q}_u=—, \sigma_{ca}=6\text{kgf/cm}^2$	図-11.15 参照
	京浜港 大黒埠頭-12m岸壁	51~56	671,000	①有機質土のない改良ブロック: c=160kg/m ³ , W/C=60% ②有機質土を含む改良ブロック: c=340kg/m ³ , W/C=60%(真水 or 海水) 引抜き時吐出	$\bar{q}_u=77.3\text{kgf/cm}^2, S=22.1\text{kgf/cm}^2$ $\hat{q}_u=50\text{kgf/cm}^2, \sigma_{ca}=6\text{kgf/cm}^2$	図-11.16 参照
格子式	広島港 廿日市分懸堤	54	20,270	c=150kg/m ³ , W/C=60%(真水) 引抜き時吐出	$\bar{q}_u=34.6\text{kgf/cm}^2, S=13.6\text{kgf/cm}^2$ $\hat{q}_u=32.2\text{kgf/cm}^2, \sigma_{ca}=4.0\text{kgf/cm}^2$	文献22)参照
壁式	荇田港沖 土砂処分場護岸	54~55	101,290	c=260kg/m ³ , W/C=60%(真水) 貫入時吐出	$\bar{q}_u=45.4\text{kgf/cm}^2, S=25.6\text{kgf/cm}^2$ $\hat{q}_u=21\text{kgf/cm}^2, \sigma_{ca}=3.5\text{kgf/cm}^2$	図-11.17 参照
	東京港 中央防波堤外 廃棄物埋立護岸中仕切	52	331,674	c=110kg/m ³ , W/C=60%(真水) 引抜き時吐出	$\bar{q}_u=31.4\text{kgf/cm}^2, S=10.0\text{kgf/cm}^2$ $\hat{q}_u=—, \sigma_{ca}=4.0\text{kgf/cm}^2$	文献23)参照



図—11.15 千葉港廃棄物埋立護岸 (ブロック式着底タイプ)



図—11.16 京浜港大黒埠頭-12m岸壁 (ブロック式, フローティングタイプ)

に示す。

ブロック式のDMM改良は安定性に優れていることから比較的規模の大きな重力式構造物の基礎として採用されている反面, 改良土量を減らす工夫がなされた格子式および壁式については, 改良地盤内の発生応力が余り大きくならない構造物に採用されている傾向にある。

11.4.2 配合条件および品質

既往の施工例における配合条件を見れば, 水セメント比 (W/C) が60%の場合のセメント添加量 (c) は 90 kg/m³ 以上で施工がなされており, また W/C が 100% では c が 75 kg/m³ 以上の実績となっている。したがって, 表—11.2 に示す配合条件は一般的なものと言える。なお, これらの施

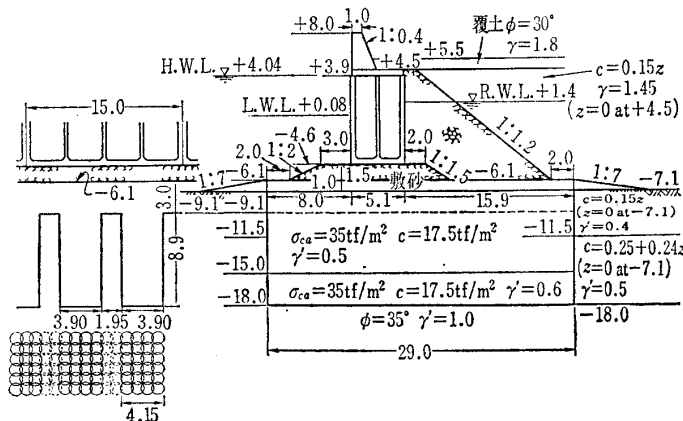
工例における配合条件の設定には室内配合試験および工事に用いる処理船による試験工事等を事前に実施し, 改良地盤の品質について入念な検討が加えられている。

施工後に得られた改良地盤の強度データも表—11.2にとりまとめられているが, おおむね目標強度 (\hat{q}_u) に対して強度分布の標準偏差分だけ上回る程度の平均強度を有する地盤が形成されている。改良地盤強度の

ばらつきを変動係数 (標準偏差/平均強度) で見れば, 0.2~0.4程度となっている。ただし, 表中の強度データは, 深度方向に増加傾向を示す生データを一括して算出しており, また供試体材令もある程度の幅をもったものが対象となっている。したがって, ここに取り挙げた事例の改良地盤強度のばらつき度合は, 原地盤強度分布のそれとほぼ同程度となっていると考えられる。

11.4.3 地中構造物状改良の施工および管理

改良地盤の品質, 出来形を適切に確保するには, 処理船の持つ性能と密接に関連したきめ細かな施工管理が必要である。特に, 表—11.3に挙げた施工上の3要点が最も重要視されている。均一に必要な強度を有する改良杭相互を良



図—11.17 荇田港沖土砂処分場護岸 (壁式, 着底タイプ)

表-11.3 処理船の性能と関連する主な施工上の要点

施工上の要点	処理船の性能 (関連する具体的事項)	施工管理方法	過去の実績に基づく状況
改良杭のオーバーラップ幅の確保	安定性能 ○処理船の形式、大きさ ○処理機の支持機構、剛性 ○処理機の貫入、引抜き速度	処理作業中の処理機の一定点の位置測量と、処理機の傾斜度の測定から処理機先端の軌跡を算定し、オーバーラップ幅を確認する。	気象、海象、土質状況の影響による処理船の移動、揺れ等から処理機は複雑な動きを示し、全体的に傾斜するものや一部には途中から傾斜していくの字形になるものなどがある。 しかし、こうした軌跡に対して法則性を見出すまでに至っていないため、経験上からの処理船のくせを利用するなどの方法によって、所要のオーバーラップ幅を確保する施工がなされている。
改良杭の支持層への確実な着底	貫入性能 ○先端羽根の形状 ○処理機の重量、強度、最大トルク ○処理機の貫入速度、吐出方法(貫入時のセメントスラリーの吐出の有無)	事前ボーリングの位置で試験打ちを実施し、土質柱状図上から設定される着底深度での処理機のトルク、荷重の変化およびその時の貫入速度、回転数を確認し、これをもとに着底の判定基準を作成して施工管理する。	先端処理として特に入念な施工がなされている。 ○所定深度にてセメントミルクを吐出したまま60~120秒間かくはんする方法 ○ダブリング処理(所定深度にて処理機を上下させる方法)
改良杭の品質(均一、所要の強度)の確保	かくはん性能 ○羽根の形状、段数 ○吐出口の位置、数 ○セメントスラリー吐出圧 ○かくはん時の処理機の種類、回転数	試験工事等の結果より各種仕様を慎重に決定する。	一般的に次のような傾向を示す。 ○処理機の昇(降)速度が遅い方が改良度合がよい。 ○処理機の回転数が大きい方が改良度合がよい。 ○処理機の羽根の枚数が多い方が改良度合がよい。

表-11.4 オーバーラップ幅(d)と断面有効係数(α)の関係^{20),21)}

施工例	オーバーラップ計画幅(d ₀)とαの関係			(d ₀ -5)cmとαの関係			(d ₀ -10)cmとαの関係		
	(cm) d ₀	α	(%) d ₀ 以上の割合	(cm) d ₀ -5	α	(%) d ₀ -5以上の割合	(cm) d ₀ -10	α	(%) d ₀ -10以上の割合
京 浜 港	30	0.87	長辺 37 短辺 56	25	0.80	長辺 87 短辺 95	20	0.73	長辺 100 短辺 100
広 島 港	25	0.83	長辺 46 短辺 44	20	0.76	長辺 80 短辺 85	15	0.66	長辺 96 短辺 99

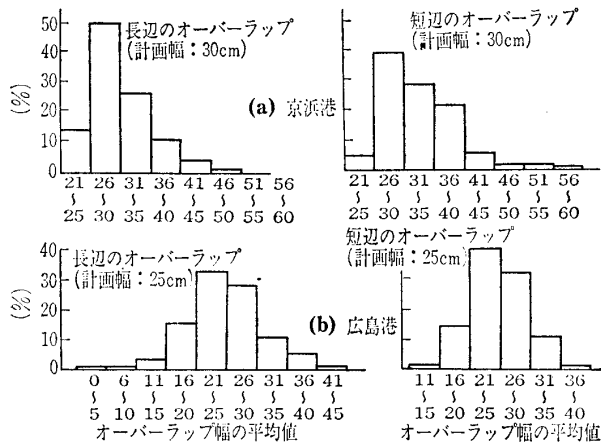


図-11.18 オーバーラップ幅の分布の例^{20),21)}

好に接合させ、かつ支持層へも確実に着底させ、一体となった地中構造物を施工するために多くの努力が払われているのである。この為の施工管理手法として現在試みられている方法および過去の施工実績から得られた経験則等の知見も表-11.3に記述したが、いずれも技術的に未解明な部分を残していると言える。

DMM工法の確立には、今後こうした施工面での課題解決も重視されなければならないと思われるが、現行施工法によって形成された改良杭のオーバーラップ幅の状況を図-11.18に示す。ラップ幅が極端に小さくなってしまった箇所の原因は、障害物の存在等であったと報告されている

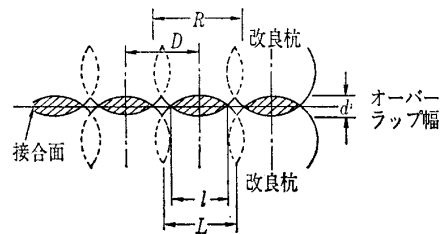


図-11.19 オーバーラップ幅(d)と接合する長さ(l)

が、一つの傾向として短辺の方が長辺より良い結果となっている。また計画幅(施工目標値)を中心に±5cmの範囲で過半数のラップが施工されている。

10.2.3¹⁷⁾において安定処理土の許容圧縮応力度の算定式中に断面有効係数(α)を定義したが、このαとラップ幅(d)との関係を図-11.19を念頭に置いて求めれば次式のようになる。

$$\alpha = \frac{\sqrt{d(2R-d)}}{D}$$

ここに、d: オーバーラップ幅

α: 断面有効係数 (l/D)

R: かくはん翼の直径

D: かくはん翼の軸間距離

表-11.4は上式を用いて、図-11.18のデータとαの関係を整理したものであるが、計画幅より10cm程度ラッ

講座

幅が減少した場合、 α は15~20%減ずることとなり、この範囲でほぼすべてのラップ部施工が行われていることが分かる。断面有効係数の許容下限値がどのくらいであるかは、設計段階での許容応力度の取り方と密接不可分の問題であるが逆に設計時の α 値から、施工時の施工誤差を考慮したラップ幅を設定することも今後必要であろうと思われる。

着底部の施工については、表-11.3中に記述した方法で着底の確認がほぼ正確に行われているが、その品質についてやや不均一な施工となってしまう傾向が強い。先端処理を入念に行うことである程度克服されるが、支持層の硬軟と施工の難易が対応関係にあるので留意しなければならない。なお、改良杭内部、ラップ部、着底部等の出来形、品質の最終確認として、事後ボーリング（鉛直、傾斜）等がかかすことのできない施工管理項目であるので常に実施する必要がある。

参考文献

- 1) 土質工学会：土質工学会基準(案)「締固めを伴わない安定処理土の試験方法」(JSF規格：T31-81T), 土と基礎, Vol. 30, No. 1, pp. 95-97, 1982.
- 2) 土質工学会：締固めを伴わない安定処理土の試験方法解説(案), 安定処理土の試験方法に関するシンポジウム発表論文集, pp. 19-26, 1980.
- 3) 鎌田英男・阿久津英智：施工例からみた深層混合処理工法, 土と基礎, Vol. 24, No. 12, pp. 43-50, 1976.
- 4) 北海道開発局土木試験所：土質研究室未発表資料
- 5) 日本道路公団福岡建設局直方工事事務所・不動建設㈱：九州自動車道木屋瀬地盤処理工事地盤改良杭調査試験報告書, 1977.3.
- 6) 日本道路公団札幌建設局札幌工事事務所：道央自動車道江別試験盛土工事混合処理工試験施工報告書, 1977.9.
- 7) 北海道開発局札幌開発建設部札幌道路事務所・不動建設㈱：一般国道275号雁来バイパス改良工事深層混合処理工法による地盤改良工事報告書, 1980.9.
- 8) 運輸省第二港湾建設局：セメントスラリーを用いた深層混合処理工法—横浜港大黒埠頭における適用例一, 横浜調査設計事務所部内資料, 242 p., 1978.
- 9) 運輸省第四港湾建設局：荻田沖土砂処分場深層混合処理工事, 管内工事報告会資料, 105 p., 1980.
- 10) 運輸省第三港湾建設局：広島港(廿日市)DMM追跡調査データとりまとめ結果報告書, 神戸調査設計事務所部内資料, 169 p., 1983.
- 11) 奥村良介・他：セメント系硬化剤による深層混合処理工法に関する研究(その21), 第16回土質工学会研究発表会, pp. 1773-1776, 1981.
- 12) 大村哲夫・村田 充・平井宜典：深層混合処理土の水和熱現地測定結果と養生温度による強度への影響について, 土木学会第36回年次講演会, 第3部門, pp. 732-733, 1981.
- 13) 山下浩一郎・石井武美・酒向信一：セメント系地盤改良工法において水和熱を利用した施工管理と改良体のN値, 土木学会第36回年次講演会, 第3部門, pp. 728-729, 1981.
- 14) 斎藤 聰・他：セメント系硬化剤による深層混合処理工法に関する研究(その3), 第12回土質工学会研究発表会, pp. 1333-1336, 1977.
- 15) 見延勲英・栗原秀人・池田 実・島田三男：深層混合処理工法による軟弱地盤処理について, 第19回北海道開発局技術研究発表会論文集, pp. 210-221, 1976.
- 16) 高瀬浩一・中尾 学：セメントモルタルによる深層混合の軟弱地盤処理工法について—九州自動車道木屋瀬地盤処理工事の施工例, 第19回および第20回日本道路公団業務研究発表会論文集, pp. 301-305 および pp. 371-374, 1977, 1978.
- 17) 寺師昌明・布施谷寛・能登繁幸：深層混合処理工法の実際と問題点—深層混合処理工法の概要一, 土と基礎, Vol. 31, No. 6, pp. 57-64, 1983.
- 18) 佐藤 勉・吉田紘一・金 庄光：深層混合処理による軟弱地盤処理について, 第23回北海道開発局技術研究発表会論文集, pp. 63-70, 1980.
- 19) 北海道開発局札幌開発建設部札幌道路事務所・基礎地盤コンサルタント㈱札幌支店：一般国道275号雁来バイパス地盤処理試験業務報告書, 1980, 1981.
- 20) 坂本 浩・徳永省三：横浜港大黒埠頭における深層混合処理工事(II, III), 埋立と浚渫, No. 104, pp. 56-68, No. 105, pp. 36-45, 1982.
- 21) 運輸省第三港湾建設局：広島港廿日市地区木材港けい船杭分離堤における深層混合処理工法の施工について, 管内工事施工技術研究会資料, 1980.
- 22) 曾我部隆久・荘司喜博・南兼一郎・村田 進：広島港(廿日市地区)における深層混合処理工法による格子状改良, 土と基礎, Vol. 29, No. 4, pp. 11-18, 1981.
- 23) 菅野辰男：セメント系深層混合処理工法により改良された海底軟弱粘性土地盤の現地計測試験, 安定処理土の試験方法に関するシンポジウム論文集, 土質工学会, pp. 53-60, 1980.

◆ 正誤表の御案内 ◆

土質工学会にて発行しました下記の書籍の正誤表ができております。ご希望の方は下記あてご連絡下されば、折返しお送りいたします。

記

書籍名

土質調査法(第2回改訂版)

ロックフィル材料の試験と設計強度

現場技術者のための土と基礎シリーズ6「建設工事に伴う公害とその対策」

連絡先 (社)土質工学会販売係 電話 03-251-7661