

# 招待論文

## 東京湾横断道路建設における土質工学的諸問題について

### GEOTECHNICAL PROBLEMS OF TRANS-TOKYO BAY HIGHWAY PROJECT

前田 依彦\*・篠原 洋司\*\*

By Yorihiro MAEDA and Hiroshi SHINOHARA

#### 1. ま え が き

東京湾は、その背後に広大な平野が拓け、大規模な河川が流入するなど、その利用上きわめて優れた諸条件を備えた内湾であることから、これを抱えるようにして世界に例を見ない大都市圏が発達した。すなわち、わが国の政治・経済・文化の中心である東京圏（東京都、神奈川県、千葉県、埼玉県）である。

ところで、この地域の人口は、昭和58年の2900万人が昭和75年には3200～3500万人に達すると予測されている。この増加人口は、現状の東京圏の交通・輸送体系を前提とした場合には、官庁・金融・商・工業・学校等の諸機能が集中している京浜地域にそのほとんどが収容されることになり、この地域が従来からかかえる過密構造をいっそう拡大し、快適な生活と業務活動の効率を損なってゆくことは必至であろうと考えられる。

これらの弊害を解決するため、都市機能の再配置と多核都市化が進められているが、京浜地域と開発余力の大きい房総地域とを結ぶ東京湾横断道路は、その一翼を担うものとして大きな期待を集めている。

調査開始以来20年、脚光を浴びた時期もあったが、その都度事業化は見送られ今日に至っている。

しかし、貿易摩擦対策としての内需拡大の必要性から厳しい財政事情にもかかわらず、早期に着工すべきとの声が高まり、民間活力を活用した新方式で事業化される

表一 東京湾横断道路の計画諸元

道路名	東京湾横断道路
路線名	一般国道409号
区間	自) 神奈川県川崎市川崎区浮島町地先 至) 千葉県木更津市中島
延長	約15.1 km
道路規格	第1種第2級、設計速度80 km/時
幅員・車線数	3.5 m×4車線(将来構想6車線)
道路の構造	トンネル、橋梁、人工島
総事業費	約11500億円
計画交通量	64000台/日
工期	昭和61年度～昭和70年度(約10年間)

こととなり、昭和62年7月に事業許可を受けた。

東京湾横断道路は、東京圏の核都市の1つである神奈川県川崎市と、東京湾の対岸にあって豊かな自然空間をもつ千葉県木更津とを結ぶ延長約15.1 kmの自動車専用道路である。東京湾に沿って、横須賀市から富津市を結ぶ約160 kmの東京湾岸道路と東京湾の入口部にあたる浦賀水道を跨いで横須賀市と富津市とを結ぶ湾口部横断道路(調査中)を加えて、東京湾環状道路を構成するもので、東京外かく環状道路などを經由して全国の高速道路網につながる東京圏の大動脈である。

東京湾横断道路の計画諸元を表一、一般図を図一に示す。

本論文は、東京湾横断道路の構造物ごとに土質工学的な面での諸問題を紹介するとともに、特にシールドトンネルを掘進・収容することに特徴を有する地盤改良工・海中盛土工について、これまでの検討結果をまとめたものである。

\* 日本道路公団東京第一建設局事業調整部部长  
(〒105 港区虎ノ門1-18-1第10森ビル)

\*\* 東京湾横断道路(株)設計部部长  
(〒102 千代田区一番町15-5一番町NNビル)

Keywords: trans-Tokyo bay highway, cement mixed soil, deep mixing method, underwater embankment

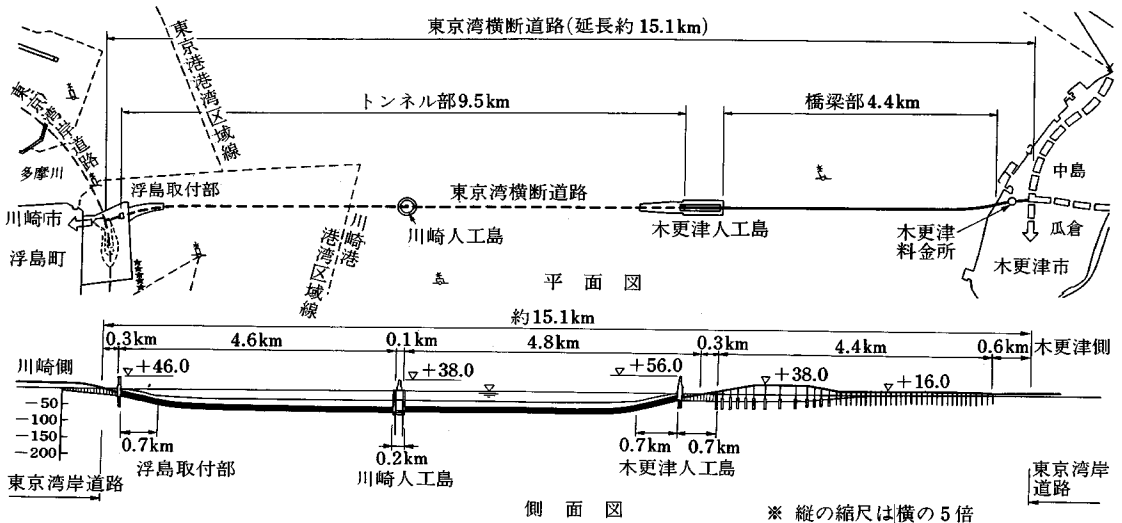


図-1 東京湾横断道路一般図

2. 東京湾横断道路建設計画の概要と土質工学的諸問題

東京湾横断道路の建設工事は、湾岸道路との取り付け部に一部陸上部工事があるものの、海底部でのトンネル、人工島、橋梁工事が主体となる工事である。

表-2 に工事工程を示すが、この工程に大きな影響を及ぼすのはトンネル工事であり、橋梁工事の影響は少ない。したがって、全体の工期短縮にはトンネルの発進時期を早めることが必要であり、発進作業基地となる浮島取り付け部、川崎人工島、および木更津人工島の早期完成が重要である。

また、表-3 は当初計画案における主要資材の総括表である。

本事業の構造物は、従来の規模をはるかに超えるものであり、また、その建設地点は比較的地震が多く、かつ大水深下の超軟弱地盤地域にある。したがって、本道路の技術調査にあたっては、各構造物ごとに構造検討委員

表-3 主要資材表

種別	単位	総数量
捨土	千 m <sup>3</sup>	5 900
山砂・石材	千 m <sup>3</sup>	15 500
鋼材	千 t	424
コンクリート	千 m <sup>3</sup>	1 520

会を設置して、これらの特殊性を踏まえた軟弱地盤処理方法、各構造形式の耐震安定性の検証、盛土材料、周辺地盤の地震時液状化に対する検討など、技術的諸問題について調査・検討を加えながら、最適構造形式の選定、設計基準の作成を実施してきた。

(1) 自然条件・社会条件

a) 地形および地質条件

横断道路の計画地点の海底はきわめて緩やかな舟底形地形を呈し、中央部で最大水深 28.4 m である。

川崎側の浮島より約 1 km は現在埋立て工事中であり、埋立て護岸付近の水深は約 20 m 程度である。この部分より東では約 11 km の広い範囲できわめて緩い舟底形地形を呈している。

木更津側は、川崎側と異なり海岸より約 1.5 km は水深 2 m 以下で平坦な三角州面を成し、これより三角州前置斜面を経て中央平坦面に接している。

計画地点の地質は図-2 に示すとおりである。このうち A 層が沖積世の堆積層、D<sub>1</sub>~D<sub>4</sub> 層が洪積世の堆積層、D<sub>5</sub> 層は第 3 紀鮮新世紀末期から第 4 紀洪積世前期にかけて堆積した地層である。この D<sub>5</sub> 層は、川崎側から木更津側にかけて連続的に確認されており、N 値もおおむね 70 以上を示し、きわめて密に締まっていることから、各構造物の設計にあたって工学的な基盤と考えるこ

表-2 工事工程表

作業区分	年次	1	2	3	4	5	6	7	8
	海上部	浮島取り付け部	■	■	■	■	■	■	
海上部	川崎人工島	■	■	■	■	■	■	■	
	木更津人工島	■	■	■	■	■	■	■	
	トンネル			■	■	■	■	■	■
	橋梁	■	■	■	■	■	■	■	■
陸上部	舗装・付帯工							■	■
	土工・橋梁・舗装					■	■	■	■

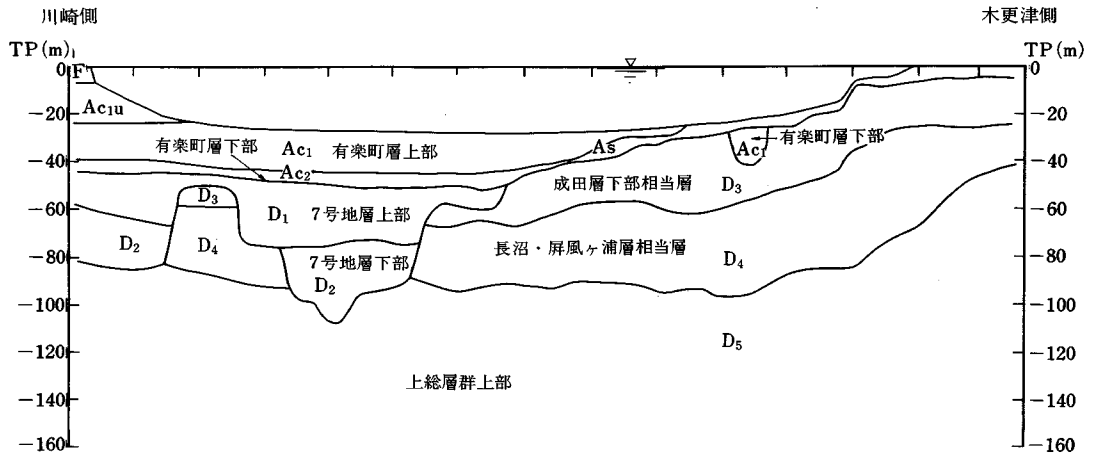


図-2 地質断面概要図

とができる地層である。

Ac層は有楽町層と呼ばれるほぼ1万年前から堆積した層で、その上部(Ac<sub>1</sub>層)は塑性指数が高く( $PI=60\sim 100$ ),一軸圧縮強度が小さい軟弱な粘土層であり、A層の下部(Ac<sub>2</sub>層)は、Ac<sub>1</sub>層よりも塑性指数がやや低く( $PI=10\sim 40$ ),せん断強度がやや大きい粘土層であり、これらが厚く堆積している。このため、人工島の沈下や安定、トンネルの地震時の大きな水平変位などの課題が生じてくることになる。

#### b) 船舶航行の状況

東京湾は、特定重要港湾である東京港、川崎港、横浜港、千葉港および重要港湾である横須賀港、木更津港を擁しており、東京湾内諸港間、湾内諸港と湾外とを航行する船舶も多く、船種、船型も多種多様である。

東京湾を航行する船舶の通航隻数をみると、まず、東京湾の入口である浦賀水道では昭和58年において1日当たり744隻であり、ここ数年大きな変化は見られない<sup>1)</sup>。

次に、横断道路計画線を航過する隻数は、昭和58年11月に実施した実態調査によれば、1日当たり、1274隻であり、そのうちの9割強が川崎側の約10km区間に集中している。

#### c) 地震

東京湾地域は日本の中でも有数の地震活動の活発な地域であり、818年(弘仁8年)から1867年の約千年の間に32回の大地震があったとされている。また、1868年(明治元年)以降に発生した被害を伴う地震は23回あり1923年の関東大地震に代表されるように、かなり大規模な地震が発生している地域である<sup>2)</sup>。したがって、地震時の安全性は、震度法、修正震度法、応答変位法による設計に加えて、地震応答解析を実施して確認することとしている。地震応答解析の入力地震動としては、東

京湾周辺の既往の地震活動状況を考慮して、構造物の耐用年数内に発生することが予想される地震動(L1)とまれにしか発生しない地震動(L2)を考え、L1に対して構造物が道路交通機能を損なうような損傷を受けないこと、L2に対して構造物の崩壊を防止することという新しい設計思想を取り入れている。

#### (2) 設計・施工の概要と土質工学的諸課題

##### a) シールドトンネル

##### ④ 構造

東京湾横断道路のような海底下のトンネル構造としては、従来は沈埋トンネルで計画されている。しかし、シールド工法が、近年の都市トンネル工法として著しい技術的進歩を成し、本道路のような条件、すなわち、大口径(2車線断面直径約13.9m)、大水深下(水圧5~6kgf/cm<sup>2</sup>)、長掘進(両押し施工でも約2500m)にも、適用の可能性が高まってきている。なお、本計画では、将来交通量の予測ならびに事業採算性の面から、全体計画6車線のうち、当初は4車線で供用する段階建設施工を採用しており、この場合の将来における追加工事の容易さのほか、施工中の船舶航行への影響が少ない等の利点を考慮し、シールドトンネルとしている。

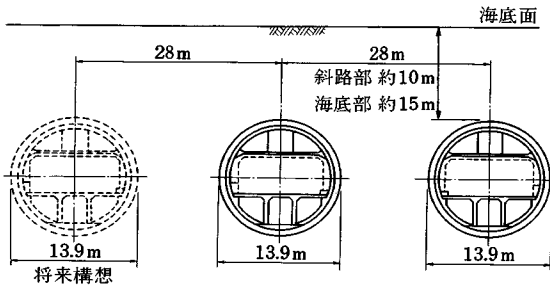
##### ⑤ 施工法

シールドトンネルは高水圧で軟弱地盤という条件でのトンネル切羽の安定と止水を確保するため、密閉式のシールドマシンを使用して掘進を行う。

2本のトンネルは、浮島および木更津の立坑と川崎換気塔の計4か所(8台)から発進し、両押し施工で地中接合する計画である。また、各作業場所にはズリ処理設備、バッチャープラント、セグメント置場等の作業ヤードが確保される予定である。

##### ⑥ 土質工学的課題

東京湾横断道路のシールドトンネル計画の中でかつて



図—3 トンネル標準断面図

経験したことの無い厳しい条件は、

- ① 大水深：海面下-60 m（シールドトンネル下端）（斜路部：海面下-50 m シールドトンネル下端）
- ② 大口径： $\phi 14 \text{ m} @ 2 \text{ 本}$ （将来計画：3 本）
- ③ 長距離：2~3 km/本

であるが、斜路部（人工盛土部分）では次のような特徴が付加される。

- ④ 土被りが浅い：約  $10 \text{ m} \approx 0.7 D$ （ $D$ =トンネル外径）
- ⑤ 造成後すぐの掘進開始：2年~1か月（工程上の制約）
- ⑥ 狭い堤体幅内のシールドトンネルの建設：トンネル相互およびトンネルと護岸構造物との離隔距離は  $0.5 D \approx 7 \text{ m}$

- ⑦ 造成地盤に引き続く在来地盤の掘進：斜路部約 700 m 掘進後在来地盤を連続して掘進（約 1.5 km）

さらに、浮島側においては次の点も特徴的である。

- ⑧ 層厚 30 m に及ぶ軟弱地盤の改良：高さが最大約 20 m かつトンネル軸に沿って高さの変化する盛土を支持する地盤の造成が必要である。このことをシールドトンネルの側からみれば、「改良地盤中での建設」「3種類の地盤（盛土部-改良地盤-在来地盤）の貫通」という二点で特徴的に考慮する課題となる。

#### b) 浮島取付部

##### ① 構造

浮島埋立地にできる換気塔からシールドトンネルは、4%の勾配で海底に漸次入っていくが、換気塔からこの約 700 m の海中盛土区間を浮島取付部と呼んでいる。斜路部の構造は図—4 のとおり両側面を鋼製護岸で拘束し、その外側を粗石などで押さえたものとなっている。

この斜路部の地盤は上の約 30 m が軟弱な沖積粘土層、その下が洪積層で一部粘土層を含んでいる。

##### ② 施工法

沈下対策およびシールドの安定掘進の条件から、軟弱地盤層の改良を深層混合処理工法やサンドコンパクションパイル工法で行う。その後に鋼製ジャケット等の護岸構造物を設置し、護岸間を混合処理盛土し、ロック材、

天端防護コンクリート等で堤体を被覆して施工する計画である。

#### ③ 土質工学的課題

##### ① 斜路部堤体の安定性

斜路部の堤体は、道路トンネルとしてのシールドを収容する土構造物であり軟弱地盤上での狭い堤体幅での築造が必要である。さらに、シールドトンネルを安定掘進するために過去に例のない地盤改良工法・海中盛土工法の適用が必要なため、改良地盤・盛土の力学的挙動を的確に反映した堤体の安定検討が必要である。

##### ② 地盤改良

層厚 20~30 m の沖積粘土層の圧密沈下、その下方に位置する洪積粘土層の 2 次圧密沈下が予想される。この沈下対策および盛土堤体の安定のため地盤改良が必要となるが、改良地盤中にシールドトンネルが掘進されることから、シールドトンネルの安定（掘進時・完成時）に適した地盤改良工法が必要である。

##### ③ 盛土工法

盛土は、シールドトンネルの安定掘進性・トンネルの浮き上がり防止・海中施工された盛土の安定性等を考慮して適切な工法を選定しなければならない。このため、セメント安定処理した材料を用いた盛土工法を開発・施工することを計画しているが、現地での品質確保・施工性・品質管理法・環境影響等を総合的に評価したうえで工法の開発・選定が必要である。

#### c) 川崎人工島

##### ① 構造

川崎換気塔は、鋼製ジャケットを護岸とする築島上から土留めおよび遮水を目的とした地下連続壁を構築し、その内側に逆巻きコンクリート工法による人工島本体を築造するものである。その規模は、3本のシールドトンネル、非常用連絡通路および換気設備の収納等を考慮して設定した。

##### ② 施工法

施工位置は、川崎港沖の海上約 5 km の沖合で水深 28 m 程度のところに計画しており、海底面下約 30 m は軟弱層となっている。このため、川崎人工島の施工時および完成後の安定性を考慮して、深層混合処理工法およびサンドコンパクション工法により地盤改良する。その後、外側、内側の鋼製ジャケットで護岸を築造し、混合処理盛土で築島して、その上から土留め・遮水用地下連続壁を構築し、その後、本体部を逆巻きコンクリート工法で施工する計画である。

工程面では川崎人工島およびここから発進するシールドトンネルの施工期間が全体工程に最も影響を与えるので、設計・施工上の工期短縮案についても検討中である。

#### ③ 土質工学的課題

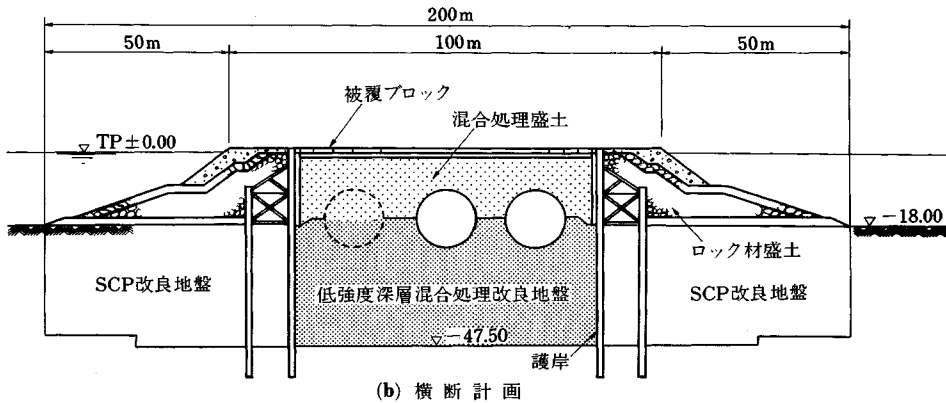
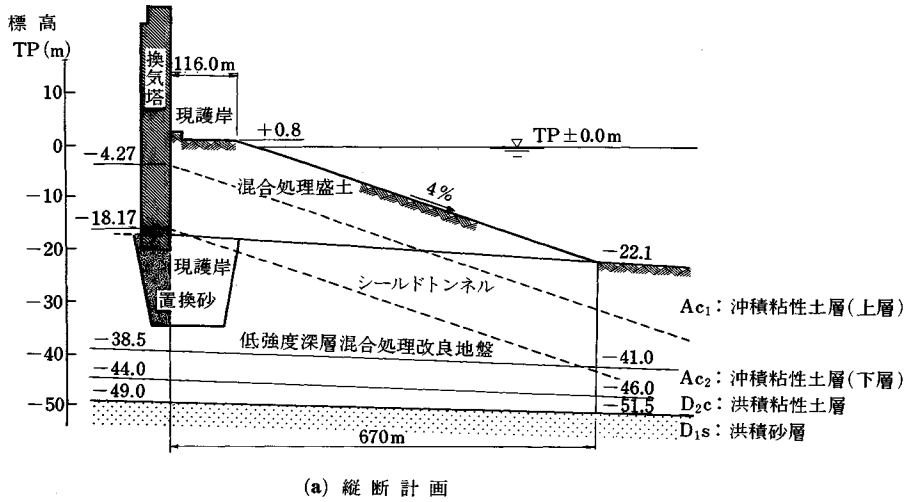


図-4 斜路部計画図 (浮島取付部)

① 地下連続壁の施工性に関する検討

川崎人工島で計画している地下連続壁の計画規模としては、連続壁外径約100m、壁厚2.4m～3.0m、深度135mにおよぶ既往の工事規模を大幅に上回るものである。

また、1エレメント当たりの施工も長さ9m、掘削量3000m<sup>3</sup>～3700m<sup>3</sup>、3ガット構成での大量施工で計画している。さらに地下連続壁を施工する地盤は混合処理盛土、低強度深層混合処理地盤および原地盤より構成された複合地盤を削溝するものである。

以上のような施工規模、施工条件下での施工実績は、これまでになく、本工事を確実に進めるための、主として施工上の課題が多い。特に地下連続壁掘削時の構造の安定が重要な課題であり、各種の溝壁安定計算手法を用いて安定照査を実施するとともに実物大規模での地下連続壁施工実験を実施して、混合処理盛土、深層混合処理地盤および原地盤を掘削したときのおのおのにおける溝

壁安定性を確認することとしている。

② 盛土の安定に関する検討

川崎人工島で計画している盛土は海底面から33mの高さに及び、盛土荷重は約35tf/m<sup>2</sup>となる。このため盛土直下の地盤は地盤の変形防止および築島護岸にかかる土圧軽減のため深層混合処理工法により改良することとした。

盛土したときの地盤のすべりに対する安定計算に用いる深層混合処理土のせん断強度については各種の室内試験を実施し検討している。

d) 木更津人工島

④ 構造

木更津人工島は、トンネルと橋梁の接続部としての交通機能のほか、換気塔、維持管理施設等を収容するため幅100m×長さ650mの規模となっている。

⑤ 施工法

木更津人工島平坦部の基礎地盤改良は、軟弱層(1～3

m) をすべて浚渫除去し、山砂と碎石で全面置換する。基礎地盤改良後、鋼矢板セルおよび橋梁接続部の鋼管矢板井筒を打設する。

斜路部の護岸、混合処理盛土、捨石盛土工および換気塔を先行して施工する。

平坦部セル間盛土の締固めは、サンドコンパクション工法により砂盛土の終了後に行う。なお、斜路部については、浮島取付部と同様な観点から計画している。

③ 土質工学的課題

① 斜路部盛土材料

浮島取付部の盛土材料と同様な問題がある。

② 平坦部の液状化対策

木更津人工島の地震時の検討はすべり安定、液状化に関して実施している。特に液状化に関しては山砂の締固め度、締固め方法を変化させた一連の非排水三軸圧縮試験と中空円筒型供試体を用いた非排水ねじりせん断試験を正弦波荷重と地震波のような不規則荷重に対して実施し、その結果に基づいた累積損傷度という新しい概念を導入した液状化判定手法により照査している<sup>3)</sup>。

さらに、実際の施工法、品質管理方法について検討を行っている。

e) 橋 梁

① 構造

図一七に橋梁の標準断面図を示す。橋梁の構造形式は大ブロック一括架設工法等による能率的な架設を図ること等を考慮して、鋼床版鋼箱桁橋を基本構造とした。

下部構造は、経済性、施工性から、深海部でオープンケーソン基礎、浅海部で多柱式基礎としている。

なお、下部工形式については、さらに経済性、施工性、景観的な見地から、他種構造の適用についても検討している。

② 施工法

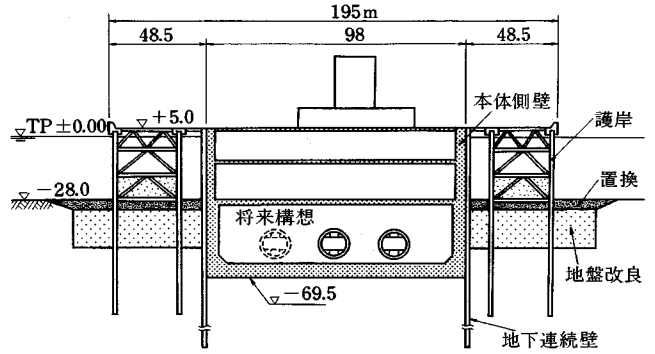
オープンケーソンの基礎の施工法は、クレーン船による鋼殻ケーソン吊り込み工法、多柱式基礎の施工法は浅海部では栈橋を建設して陸上機械により施工する栈橋工法、沖合部では杭打ち船工法としている。

上部工の架設は、大ブロックを一括架設するクレーン船工法とする。浅海部では海側で架設し陸側に引き出す、引出し工法とする計画である。

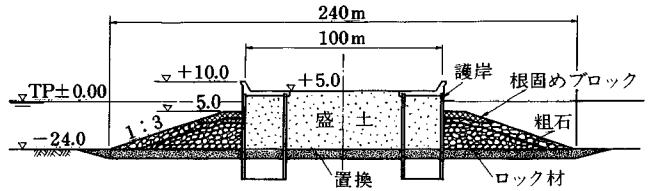
③ 土質工学的課題

支持地盤の砂層は薄層であるため、杭基礎等の他の構造形式についても比較検討を行っている。

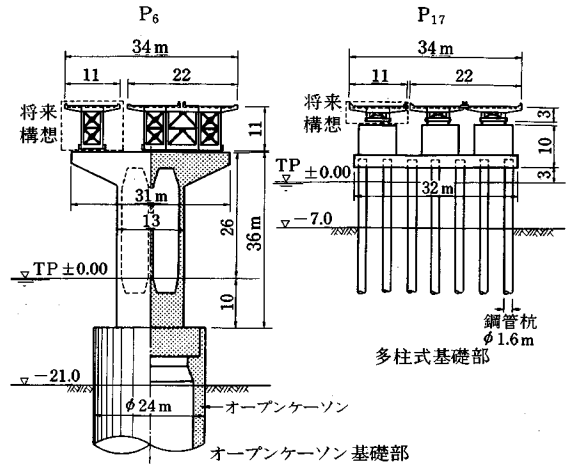
このように本工事では大水深下の軟弱地盤上に大規模な構造物を建設するため、基礎地盤あるいは土構造物と



図一五 川崎人工島計画図



図一六 木更津人工島標準断面図



図一七 橋梁標準断面図

しての安定性の問題や地震時の液状化対策をはじめ、施工性、品質管理等に多くの土質工学的問題を抱えている。それぞれの問題について大学、建設省土木研究所、民間の研究所等の研究機関の協力を得て、作業を進めているところである。

3. 低強度のセメント系地盤改良工・海中盛土工

東京湾横断道路において、斜路部と称した浮島取付部・木更津人工島のそれぞれ約700mの区間は、シールドトンネルを掘進・収容する地盤(盛土)である。シールドトンネルを掘進・収容する地盤は、掘進時の安定性

の面から透水性が低く粘着力のある地盤であり、かつ、掘削の容易さからあまり強固な地盤ではないことが望ましい。一方、変位に敏感なシールドトンネルに対して地震等の外乱や長期的な安定確保の面からは剛性が高く強固な地盤であることが望まれる。このような条件を満足させるため、斜路部では強度のあまり大きくない（低強度の）セメント系の地盤改良・海中盛土工の適用を計画している。従来のセメント系改良土は一軸圧縮強度  $q_u$  で 30~50 kgf/cm<sup>2</sup> 程度という高強度での施工実績が多く、地盤改良あるいは造成後の掘削を考慮して  $q_u$  で約 10 kgf/cm<sup>2</sup> 程度という比較的低強度での大規模な施工実績はないようである。このため、低強度を目標としたセメント系の地盤改良工および海中盛土工について施工法やできあがった地盤の物性に関する調査を実施し、東京湾横断道路における適用性を検討した。

本章では、シールドトンネルが掘進・収容されることを特徴とする地盤改良工法・海中盛土工法についてこれまでの検討結果を報告する。

#### (1) 地盤改良工法・海中盛土工法の概要

##### a) シールドトンネルの安定に必要な地盤の条件

シールドトンネルの施工性、施工時・完成時の安定性等を検討し、地盤改良工・海中盛土工を検討する際の地盤条件を下記のとおり設定した。

- ① 盛土の単位体積重量  $\gamma \geq 1.8 \text{ tf/m}^3$
- ② トンネル周辺地盤の一軸圧縮強度  $q_u = 6 \sim 30 \text{ kgf/cm}^2$ 、ただし、平均は  $q_u = 10 \text{ kgf/cm}^2$  程度。

上記の2つの条件を、シールドトンネルの安定に必要な基本物性として考慮した。

- ③ 透水係数が小さいこと
- ④ トンネル周辺の地盤の均一性
- ⑤ 沈下量が小さいこと
- ⑥ 造成する地盤同志および造成する地盤と在来地盤の剛性が極端に変わらないこと
- ⑦ 常時・地震時に過大な変形や局所的な変形の集中を起こさないこと。

##### b) 地盤改良工法の概要

浮島斜路部における地盤改良工の主な施工条件を表一

表一 浮島斜路部における地盤改良工の主な施工条件

改良対象	改良土量：約 1 400 000 m <sup>3</sup> 改良面積：約 700 m × 100 m = 70 000 m <sup>2</sup> 土 質：沖積粘性土・沖積砂質土・洪積粘性土
工事条件	最大水深：約 18 m 最大深度：海面下約 50 m 空域制限：海面上約 60 m
工 期	約 1 年
施工場所	浮島地先

4に示す。前項で示したシールドトンネルの安定に必要な地盤の基本物性のうち単位体積重量に対する条件は地盤改良工については付与されていない。単位体積重量に対する条件は、トンネルの浮き上がり安定を原則として上載土の自重のみで確保することとしたため、盛土に対して付与した条件だからである。なお、一般海底部は土被りを標準約 14 m (1.0 D, D: トンネル外径) で計画しており、原地盤のままでも浮き上がり安定は確保されている。

水深 20 m 程度の海底地盤での大規模な施工実績を持つ工法で、かつ、基本物性を満足することが可能と考えられる工法として深層混合処理工法を検討することとした。

深層混合処理工法は、石灰・セメント系を主とする塊状、粉末状あるいは懸濁液状の化学的安定材を原位置の土に添加して、原位置で強制的に混合することによって強固な安定処理土を形成する工法であり、安定材の種類、安定材の圧入方法、安定材と原位置の土との攪拌方法等により数種の工法が実用化されている。本工事では海中での施工実績の最も多い、安定材としてセメントミルク、圧入方法としてスラリー状でのポンプ圧送、攪拌方法としてプロペラ状の攪拌翼により機械的に混合する工法を検討することとした (CDM 工法)。本工法による海上での施工実績は 1988 年現在約 800 万 m<sup>3</sup> である。

従来の深層混合処理工法では本工事で目標とするような比較的低強度での改良実績は少ないようである。これは、従来の地盤改良工事において改良地盤の強度をある程度低い値に抑えることが必要とされなかったためと思われる。したがって、セメント添加量や施工速度等に若干の工夫を行えば、従来の深層混合処理工法と基本的には同一の施工法で目標とする強度を持つ改良地盤が得られるものと考えられたため、本工事における地盤改良工法として深層混合処理工法を検討することとした。

本工事と従来の深層混合処理工法との相違点は、改良目標強度の違いである。以下、目標強度の比較的大きい従来の工法を「高強度深層混合処理工法」、比較的小さい今回考えている工法を「低強度深層混合処理工法」と呼ぶこととする。

##### c) 海中盛土工法の概要

海中盛土工の主な施工条件を表一に示す。本工事における海中盛土は、造成される盛土地盤に対する要求品質面および施工規模の面で従来の実績とは大幅に異なったものであり、従来工法に若干の改良もしくは修正を加えた工法では本工事に適用できないものと考えられる。このため本工事で独自の海中盛土工法を開発することとした。

本工事では盛土の主材料として山砂を用いることとし

表一五 海中盛土工の主な施工条件

盛土量	盛土土量：約2 000 000m <sup>3</sup> 木更津：約1600 000m <sup>3</sup> 浮島：約400 000m <sup>3</sup> 盛土部面積：約700m×100m=70 000m <sup>2</sup> (木更津人工島，浮島共)
最大水深	木更津：約25m，浮島：約18m
工期	浮島斜路部：約1年 木更津人工島斜路部：約2年
施工場所	東京湾湾中部

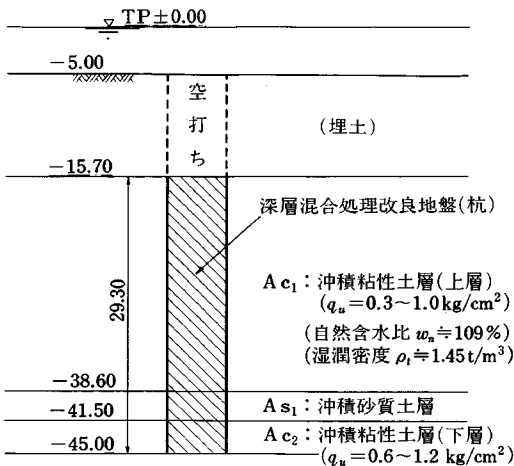
た。これは、約200万m<sup>3</sup>に及ぶ全体盛土量に対する材料調達の可能性およびシールドトンネルの安定のための基本物性として必要とされた単位体積重量を確保しやすくするためである。一方、目標とする一軸圧縮強度を達成する方法としては、低強度深層混合処理工法と同様にセメントを硬化材として用いることとした。すなわち、山砂を主材料とし硬化材としてセメントをあらかじめ混合した材料を盛土材として用いることにより所用の基本物性を持つ海中盛土を造成する工法を計画した(以下、「混合処理盛土工法」と称する)。

(2) 低強度深層混合処理工法

a) 検討課題および検討方法

低強度深層混合処理工法を検討するうえでの課題は、①安定材の配合・施工法に関する課題、②改良された地盤の力学特性の評価・設計法に関する課題に大別される。①の課題では、安定材の配合・施工法を決定すると同時に所要の基本物性を持つ改良地盤が得られることを確認することが必要である。②の課題では、改良地盤の静的・動的な力学的挙動および定数値を各種試験により評価し、改良地盤の力学特性を適切に反映した設計手法を確立することが重要である。

浮島斜路部と地盤条件の近い川崎市浮島の埋立地内で



図一八 地盤改良試験位置の地盤断面および主な土性値

の低強度深層混合処理工法による現地地盤改良試験を中心とした検討を実施した。

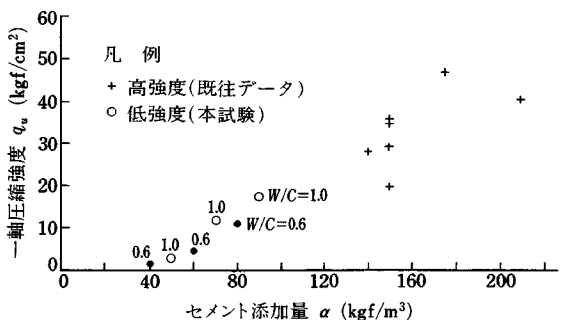
現地試験は、①土層別の室内配合試験、②選定した6種類の配合による地盤改良試験、③最適配合の選定・確認のための改良地盤の一次調査、④最適配合の改良地盤に対する品質の精査・物性把握のための二次調査、という手順で実施した。一次調査では2本の直ボーリングによる連続コアの目視観察および一軸圧縮試験を実施し、二次調査では斜ボーリング・PS 検層等のサウンディングおよび三軸圧縮試験・三軸クリープ試験・振動三軸試験等の各種の力学試験を実施した。

試験位置の地盤断面および主な土性値を図一八に示す。Ac<sub>1</sub>層は砂・礫含有率が6%以下、塑性指数PIが約60であるのに対し、Ac<sub>2</sub>層は、砂・礫含有率が9~24%と多く、塑性指数PIが約25と低塑性の粘性土である。なお、Ac<sub>1</sub>層・Ac<sub>2</sub>層ともにpHは8.5~9.2、有機物含有量は2%以下であった。

以下では、改良地盤中で大部分のシールドトンネルが収容され、かつ従来の高強度深層混合処理工法で改良対象とされることが多い典型的な海成軟弱地盤であるAc<sub>1</sub>層に対する試験結果について報告する。

b) 配合・施工法および改良土の基本物性

高強度深層混合処理工法の試験工事・施工例は、安定剤の配合として硬化材添加量αを改良土1m<sup>3</sup>当たり120~210kgf、水セメント比W/Cを60%としていることが多いようであり、このときの室内配合試験による一軸圧縮強度q<sub>u</sub>は20~50kgf/cm<sup>2</sup>程度となっていることが報告されている<sup>4)</sup>。これより、低強度を得るため硬化材添加量を少なくしてα=40~90kgf/m<sup>3</sup>の範囲で室内配合試験を実施した。αの低下に伴いセメントミルクの量が減るが、現地の改良対象土と均一に混合するためにはある程度の量のセメントミルクが必要と考え、水セメント比は実績の多い60%と100%の2種類とした。硬化材添加量と材令28日における一軸圧縮強度(q<sub>u28</sub>)



図一九 室内改良土の硬化材添加量と一軸圧縮強度(材令28日)の関係



の関係を図-9に既往の高強度深層混合処理工法での室内試験データとともに示す。室内配合試験は土質工学会基準「締め固めを伴わない安定処理土の試験方法」(JSF規格：T31-81T)によって行った。室内配合された供試体の $q_u$ は硬化材添加量に比例して増加している。水セメント比は強度に明確な影響を及ぼしていない結果となった。材令による強度の増加率は試験を実施した材令91日まではほぼ材令の対数に比例しており、材令91日の $q_u$ は材令28日の約1.2倍ほどとなった。シールドトンネルの掘進は地盤改良後約2年後に開始される予定であるので、長期材令時における現場改良土の強度増加率( $q_{u28日}/q_{u28日}$ )を既往データをもとに上限で約2倍と考え、室内配合試験において $q_{u28日}$ が5 kgf/cm<sup>2</sup>以上を示す $\alpha \geq 60$  kgf/m<sup>3</sup>の硬化材添加量で、地盤改良試験に供する配合を選定することとした。

地盤改良試験は、配合および接合時間をパラメーターとして、表-6に示す試験条件で実施した。使用した深層混合処理船は8軸・処理(改良)面積5.74 m<sup>2</sup>の処理機を持ったものである。

コア観察の結果は、セメント添加量の最も少ないケース①( $\alpha = 60$  kgf/m<sup>3</sup>,  $W/C = 0.6$ )の改良地盤および埋土の直下で原地盤の土性値にばらつきの多いTP-20 m以浅を除けば、おおむね良好であった。図-10にセメント添加量と現地改良土の一軸圧縮強度 $q_u$ の関係を、既往のデータ<sup>5)</sup>とともに示す。

以上の試験から硬化剤添加量の少ない深層混合処理工法について下記のことが明らかとなった。

- ① 均一な改良地盤を得るためには、ある量以上の硬化剤添加量あるいはセメントミルク量が必要である(本地盤での必要セメント添加量は $\alpha \geq 70$  kgf/m<sup>3</sup>である)。
- ② 水セメント比の違いは改良地盤の品質に顕著な影響を与えない。
- ③ 現地改良土の $q_u$ のばらつきは従来の高強度の場合と同じ程度である。

表-6 地盤改良試験の試験条件

項目	ケース番号	①	②	③	④	⑤	⑥
硬化材の種類		NP	NP	NP	NP	NP	NP
硬化材の添加量 (kgf/m <sup>3</sup> )		60	80	100	70	90	110
水セメント比 (%)		60	60	60	100	100	100
貫入速度 (m/分)		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
引抜速度 (m/分)		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
スラリー吐出方法		引抜	引抜	引抜	引抜	引抜	引抜
接合時間(時間)		連続 24 48	連続 24 48	連続 24 48	連続 24 48	連続 24 48	連続 24 48
打設本数(本)		4	4	4	4	4	4

(注) NP : 普通ポルトランドセメント。  
打設本数：8軸の処理機により作製されるDMM改良杭の本数

④ すでに改良された地盤に接合して隣接地盤を改良処理すると、接合された既改良の地盤(接合された地盤)は、新たに改良した地盤(接合されていない地盤)に比べ、強度が低下し、ばらつきも大きくなる。

以上の結果より、低強度深層混合処理工法により浮島斜路部においてシールドトンネルの安定のための基本物性を満足し得る改良地盤を造成することは可能と判断した。また、改良材の配合はセメント添加量 $\alpha = 70$  kgf/m<sup>3</sup>程度を目途とすることとした。

c) 改良土のせん断特性

改良地盤の力学特性の調査はケース④( $\alpha = 70$  kgf/m<sup>3</sup>)の接合されていない地盤(現場改良土)および同一配合の室内で作成した供試体(室内改良土)について実施した。本工事における深層混合処理工法による改良対象土の圧密有効応力 $\sigma'_c$ の範囲は0~3 kgf/cm<sup>2</sup>であり、一軸圧縮強度 $q_u \approx 10$  kgf/cm<sup>2</sup>に対しかなり小さい範囲に限られている。

図-11に、圧密非排水三軸圧縮試験(CU試験)結果の一例を示す。図(a)は、偏差応力 $q = \sigma'_a - \sigma'_r$ と軸ひずみ $\epsilon_a$ の関係である。同時に一軸圧縮試験結果も示してある。図(b)はせん断中の有効拘束圧 $\sigma'_r = \sigma'_c - \Delta u$ と軸ひずみ $\epsilon_a$ の関係である。Ac<sub>1</sub>層と類似の沖積海成軟弱粘土を対象とした広範なセメント含有量に対するセメント改良土のせん断特性については龍岡らにより報告されている<sup>6)</sup>。図-12は、龍岡らによるCU試験におけるピーク強度 $q_{max}$ と圧密有効応力 $\sigma'_c$ の関係に本試験の結果をプロットしたものである。本試験におけるAc<sub>1</sub>層のセメント添加率 $a_w = (\text{セメント乾燥質量}/\text{粘土の乾燥質量})$ は10.1%であり、室内供試体については良く一致した値を示す。このことは本工事で計画している深層混合処理改良土が、沖積海性粘土を対象としたセメント改良土としては、セメント添加量 $\alpha$ および一軸圧縮強度に対する圧密有効応力比 $\sigma'_c/q_u$ が小さい領域に属

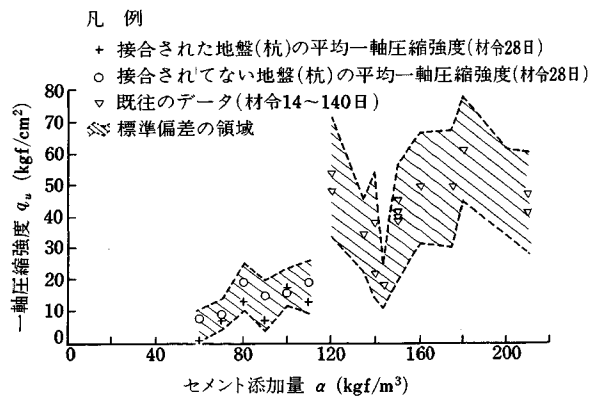
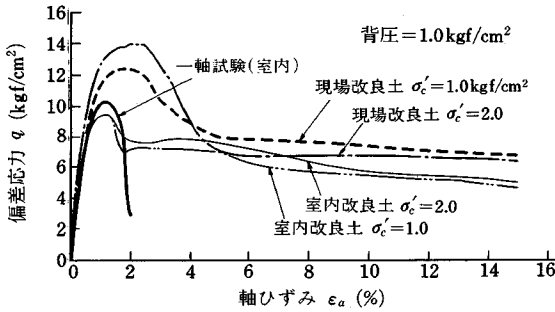
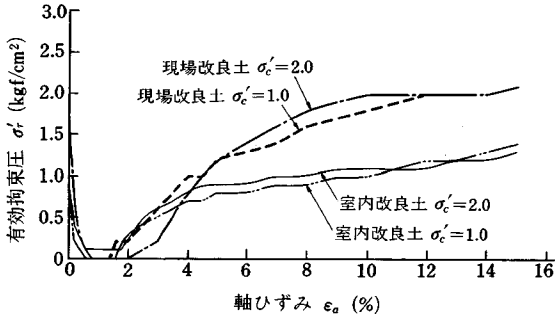


図-10 現地改良土の硬化材添加量と一軸圧縮強度の関係

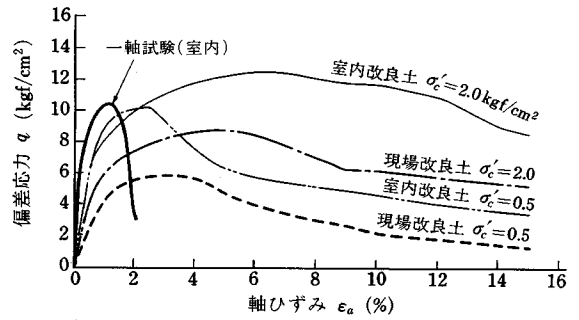


(a) 偏差応力  $q = \sigma'_a - \sigma'_r$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係

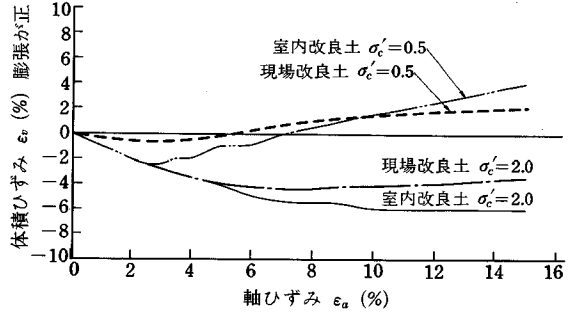


(b) 有効拘束圧  $\sigma'_r = \sigma'_c - \Delta u$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係

図一11 低強度深層混合処理改良土の圧密非排水三軸圧縮試験結果の例

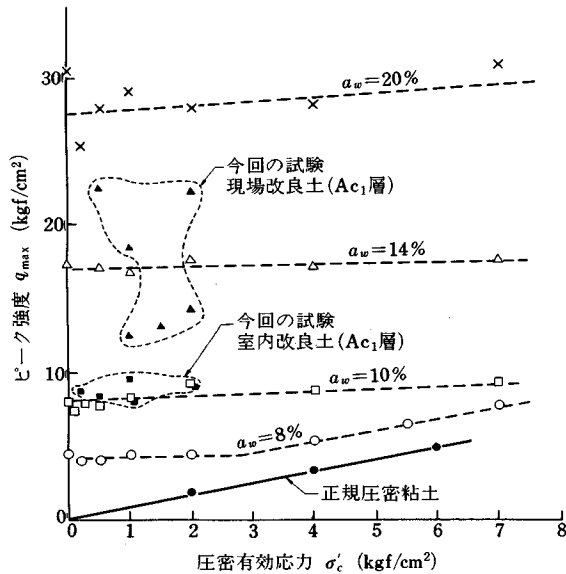


(a) 偏差応力  $q = \sigma'_a - \sigma'_r$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係



(b) 体積ひずみ  $\epsilon_v$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係

図一13 低強度深層混合処理改良土の圧密排水三軸圧縮試験結果の例



図一12 ピーク強度  $q_{max}$  と圧密有効応力  $\sigma'_c$  の関係 (CU 試験)

するものであることを裏付けている。

図一13に、圧密排水三軸圧縮試験 (CD 試験) 結果の一例を示す。図 (a) は、偏差応力  $q = \sigma'_a - \sigma'_r$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係、図 (b) はせん断中の体積ひずみ  $\epsilon_v$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係である。

低強度深層混合処理土のせん断挙動の特徴は次のようである。①現場改良土の三軸圧縮試験におけるせん断挙動はばらつきが大きいものの室内改良土の場合と同じ傾向を示す。②三軸圧縮試験におけるせん断挙動は一軸圧縮試験の場合とは異なった挙動を示す。非排水条件の場合、残留強度は  $\sigma'_c$  の値によらず小拘束圧下でも残留強度が発揮される。③排水条件の場合はせん断中の体積収縮量が著しく大きい。これは圧密有効応力が大きいほど大きい。また、非排水条件下のせん断と比較するとはるかに圧密有効拘束圧の影響を受ける。さらにピーク強度よりも残留強度の方が圧密有効拘束圧の影響を受けやすい。

図一14, 15は、偏差応力  $q = \sigma'_a - \sigma'_r$  と平均有効主応力  $p' = (\sigma'_a + 2\sigma'_r)/3$  の関係をピーク時・残留時について示したものである。排水条件によらずほぼ一直線状に並んでおり、低強度深層混合処理改良土に対しても通常の土と同様に有効応力の原理が成り立っていることを示している。また室内改良土と現場改良土には明かな差は認められない。

### (3) 混合処理盛土工法

#### a) 検討課題および検討方法

本工法を開発・検討するうえでの課題は、①盛土材の材料・施工法に関する課題、②盛土された地盤の物性評

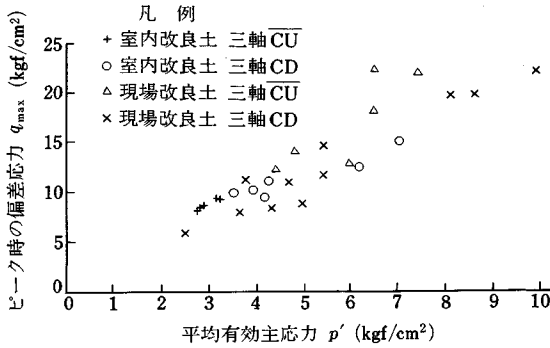


図-14 ピーク時の偏差応力  $q$  と平均有効主応力  $p'$  の関係

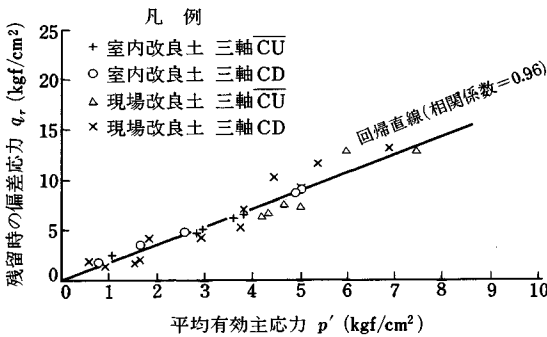


図-15 残留時の偏差応力  $q$  と平均有効主応力  $p'$  の関係

価・設計法に関する課題に大別される。①の課題に対する開発目標(値)を表-7に示す。②の課題は低強度深層混合処理工法の場合と同様である。

図-16は、混合処理盛土工法の全体的な開発・検討のフローを示したものである。室内配合試験では、室内レベルでの配合の選定を行った。中規模水槽打設試験は、本工法が施工方法に大きく依存する工法であることか

表-7 混合処理盛土工法の盛土材の材料・施工法に関する開発目標(値)

要求品質	<ul style="list-style-type: none"> <li>シールドトンネルの安定のための基本物性を満足すること (<math>6 \leq q_u \leq 30</math> (kgf/cm<sup>2</sup>), <math>\gamma \geq 1.8</math> (tf/m<sup>3</sup>))</li> <li>強度等物性にばらつきが少ないこと(打継ぎ面, 他)</li> <li>所用の物性を長期に維持し, 安定であること</li> </ul>
盛土材の材料・配合	<ul style="list-style-type: none"> <li>原材料は大量入手が可能で取扱いが容易であること</li> <li>原材料の種類が少ないこと</li> </ul>
施工法	<ul style="list-style-type: none"> <li>できるだけ簡単な工法であること</li> <li>大量・急速施工が可能であること (6500m<sup>3</sup>/日)</li> </ul>
環境影響	<ul style="list-style-type: none"> <li>周辺海域を汚濁することのない材料・施工法であること</li> </ul>
コスト	<ul style="list-style-type: none"> <li>工費(材料・施工)が低廉であること</li> </ul>

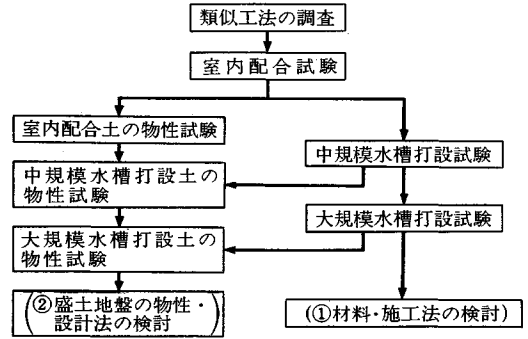


図-16 混合処理盛土工法の開発・検討フロー

(条件)

層	打設量	打設管径
1	10m <sup>3</sup>	5B
2	10m <sup>3</sup>	4B

盛土内への筒先貫入深さ15~20cm

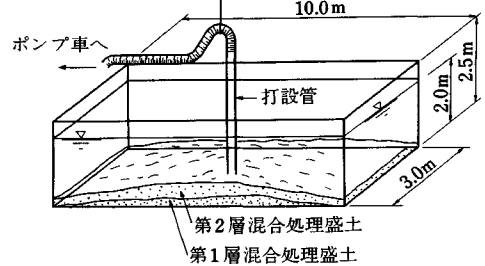


図-17 中規模水槽打設試験概要図

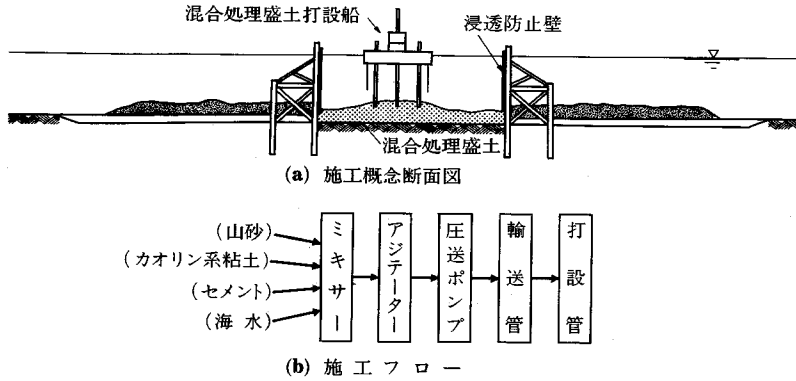
ら、実施工での施工状態を考慮した盛土材料・施工法の選定と同時に打設された盛土の物性評価を目的として図-17に示す形で実施した。中規模水槽打設試験までの結果から盛土材料・施工法・盛土地盤の物性について基本的な評価を行い、大規模水槽打設試験は中規模水槽打設試験で選定された材料・施工法の確認試験および物性評価を目的とした試験と位置づけしており、現在実施中である。

#### b) 盛土材料・施工法および基本物性

混合処理盛土工法の施工概念図を図-18に示す。あらかじめスラリー状に混合された盛土材料をポンプで圧送し、圧送パイプに直結したトレミー管にて所定位置に打設して盛土地盤を造成することを基本とした施工法である。

盛土材料は、セメント・海水・山砂を主成分とし、分離防止材として粘土や混和剤を助材として用いることとした。

室内配合試験は表-8に示す配合条件で実施した。試験方法は、土質工学会基準「締め固めを伴わない安定処理土の試験方法」による。試験項目は、①物性試験(単位体積重量・一軸圧縮試験)、②流動性試験、③材料分



図一18 混合処理盛土工法の施工概念図

表一8 室内配合試験の配合表 (混合処理盛土工法)

セメント (kgf/m <sup>3</sup> )	海水 (l/m <sup>3</sup> )	山砂* (kgf/m <sup>3</sup> )	粘土等			混和剤**	
			カオリン系粘土 (kgf/m <sup>3</sup> )	ベントナイト (kgf/m <sup>3</sup> )	フライアッシュ (kgf/m <sup>3</sup> )	Aタイプ (kgf/m <sup>3</sup> )	Bタイプ (kgf/m <sup>3</sup> )
100	400	900	200	—	—	—	—
			100	—	—	1.0	—
150	450	1500	0	—	—	2.0	—
			—	20	—	—	2.0
200	500	練り上がり 1m <sup>3</sup> となる 量とする。	—	—	250	—	—
			—	—	50	—	1.0

注) ただし、海水を除きすべて乾燥重量である。

\* 山砂については、セメント量および海水量の組合せから練り上がり 1m<sup>3</sup> するためおのずと決定される。

\*\* 混和剤A タイプ：特殊水中コンクリート用混和剤

混和剤B タイプ：ソイルセメント用混和剤

離試験である。試験方法は通常あるいは特殊水中コンクリートの試験法に準じた。これらの試験方法は実際の打設状態を反映したものではないため、室内配合試験では材料・配合の相対的な絞り込みを行った。

室内配合試験の主要な結果として、①材料分離防止材として特殊水中コンクリートやソイルセメント等に用いられている混和剤は、盛土量 1m<sup>3</sup> 当たり 2 kgf 以下の使用量では効果が認められない (本工事では使用量 2 kgf/m<sup>3</sup> を経済的な限界とした)、②助材としてカオリン系の粘土が最適であることが明らかとなった。

図一19は、助材としてカオリン系粘土を用いた場合の、基本物性値とした  $q_u$ ,  $\gamma_c$  およびポンプ圧送という面で施工性の指標となるテーブルフローを主材・助材量をパラメーターとしてチャート化した図である。図中の塗りつぶし部は、基本物性・施工面から好ましい配合となる領域を示したものである。 $q_u$  は材令や養生条件の差による強度増加を、 $\gamma_c$  は実際の打設状態での密度低下を懸念し、テーブルフローは実施工でのポンプ圧送距

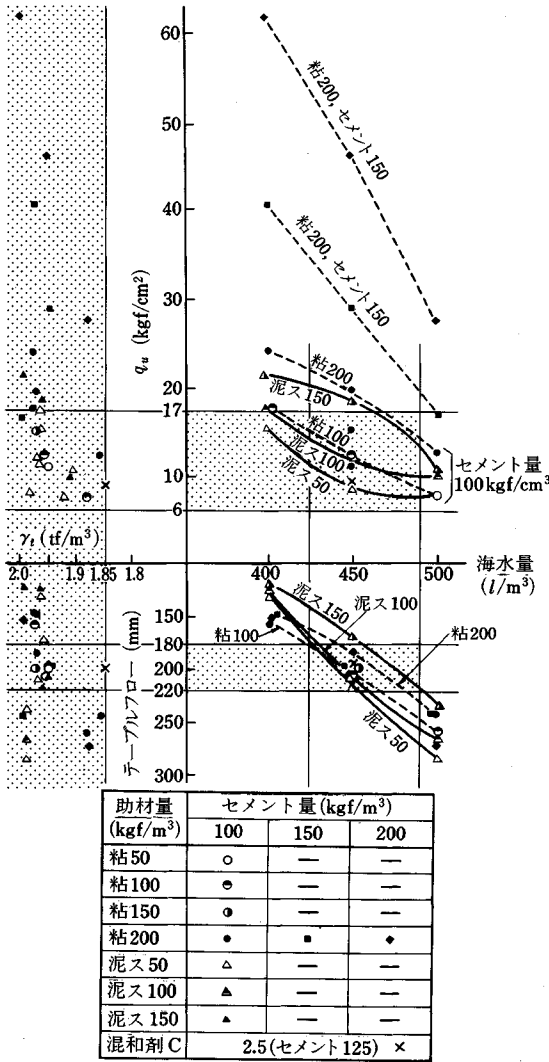
離を水平換算長で 200 m と想定して、塗りつぶした領域を設定した。

室内配合試験結果をもとに7種類の配合を選定し、中規模水槽打設試験を実施した結果、表一9に示す配合を有力配合とした。これは、図一20に示す打設形状や打設された土の強度・単位体積重量等の物性、施工中の品質の安定性および経済性等を考慮して選定したものである。なお、セメント量は水槽打設された土の強度が室内配合試験によるものより高い傾向にあるため室内試験での最適値 (100~150 kgf/m<sup>3</sup>) より減らすこととした。

基本物性値とした  $q_u$ ,  $\gamma_c$  の本配合における中規模水槽打設試験結果を図一21に示す。強度、単位体積重量はともにほぼシールドトンネルの安定に必要な条件を満足しており、本工法により斜路部の海中盛土の造成は可能であるものと判断している。

なお、このほかに中規模水槽打設試験から得られた主な結果は下記のとおりである。

・水中に打設した供試体の  $q_u$  は、室内配合供試体に比



注) 図中の粘は陶土用の粉末粘土, 泥スは泥岩をすりつぶしスラリー状としたものでいずれもカオリン系粘土である。

図一十九 混合処理盛土の配合選定のための室内試験結果のまとめ

べ約 75 % 程度に低下する。

- 中規模水槽試験における  $q_u$  のばらつきは変動係数が 10~30 % である。
- 水中打設供試体の単位体積重量は室内配合供試体より数 % 程度低下する。
- $q_u$  の材令による伸びは, 材令 100 日程度まで時間の対数に比例する。
- 施工時の pH や SS の上昇量はきわめて小さく, 日施工量を 6500 m³ としても施工域外 (約 500 m) での海水汚濁の程度は, 一般的な海域の日変動量の範囲内である。
- テーブルフロー値が 180 mm 以上あれば, 現有の圧送ポンプで圧送距離 200 m くらいまで十分圧送可能である。
- トレミー管の筒先は必ず既打設された盛土中に挿入して打設することが必要である。

c) 混合処理盛土のせん断特性

混合処理盛土の力学特性の調査は, 材令 28 日で一軸圧縮強度  $q_u \approx 10 \text{ kgf/cm}^2$  程度となることを目標として作成した室内配合供試体 (室内供試体) および有力配合での中規模水槽打設試験よりサンプリングした供試体 (打設供試体) について実施した。本工事での圧密有効応力  $\sigma'_c$  の範囲は 0~2.5 kgf/cm² であり, 一軸圧縮強度  $q_u \approx 10 \text{ kgf/cm}^2$  に対しかなり小さい範囲に限られたものである。

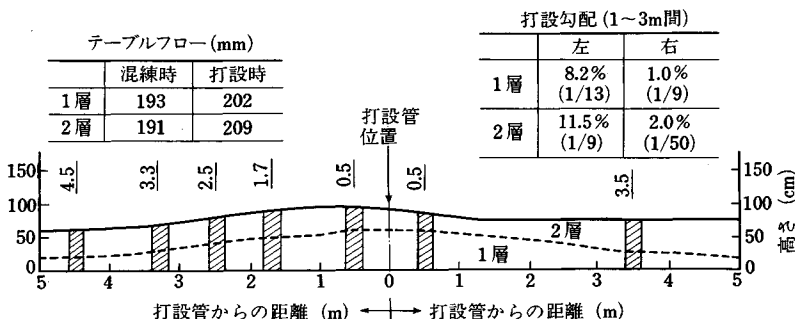
図一22に, 室内および打設供試体の圧密非排水三軸圧縮試験 (CU 試験) 結果の一例を示す。混合処理盛土の圧密非排水せん断挙動の特徴は次のとおりである。① 室内および打設供試体は同様な傾向のせん断挙動を示す。② 応力-ひずみ関係は, 一軸圧縮強度付近でかなり

表一 混合処理盛土の有力配合

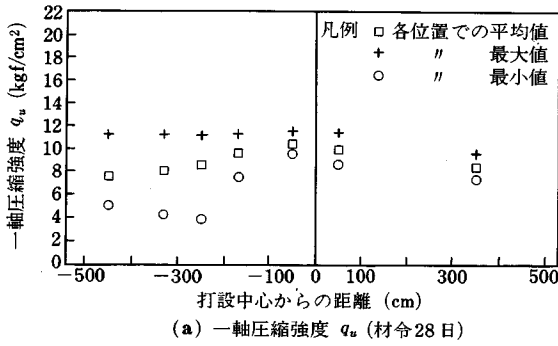
(中規模水槽打設試験結果)

セメント	海水	山砂	カオリン系粘土
80 kgf	520 kgf	1 177 kgf	110 kgf

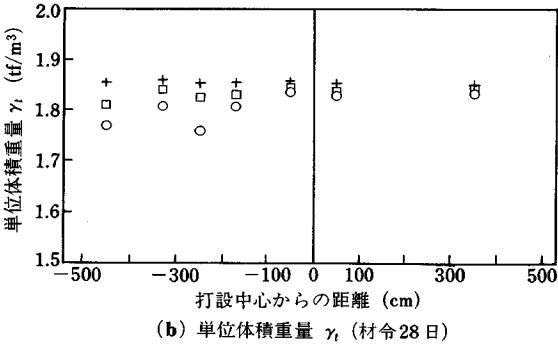
(盛土 1m³ 当たり)



図一二十 混合処理盛土の打設形状 (中規模水槽打設試験)



(a) 一軸圧縮強度  $q_u$  (材令28日)

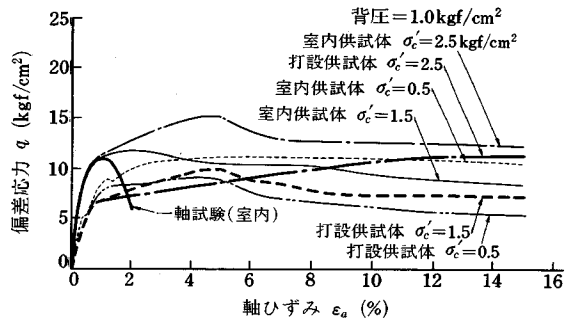


(b) 単位体積重量  $\gamma$  (材令28日)

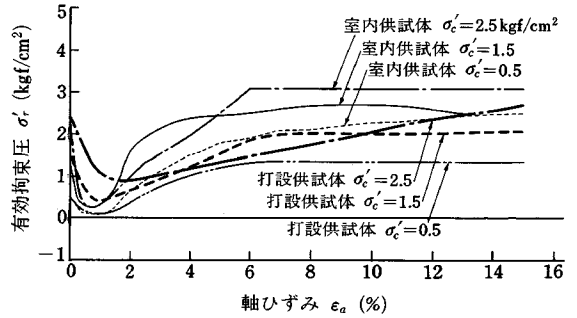
図-21 中規模水槽打設試験における基本物性値の分布

明瞭な折れ点(降伏値)を持った後、徐々に増加してピーク強度に達する。ピーク強度の値は  $\sigma'_c$  が大きいほど大きい。③ピーク以後、ゆっくりと強度が低下して残留強度に至る。強度の低下の度合は、低強度深層混合処理土より小さい。残留強度の値は、実験を行った  $\sigma'_c \leq 2.5$  kgf/cm<sup>2</sup> の範囲ではあまり有効圧密応力の影響を受けずほぼ同じ値を示す。④有効拘束圧  $\sigma'_r$  は降伏応力付近でほぼゼロまで低減した後過剰間隙水圧  $\Delta u$  の減少に伴って増加し、残留時ではほぼ一定の値を示す。  $\Delta u$  の減少量は低強度深層混合処理土に比べ大きく、  $\sigma'_c$  が小さい場合は負の過剰間隙水圧を示す。

図-23に、室内および打設供試体の圧密排水三軸圧縮試験(CD試験)結果の一例を示す。混合処理盛土の圧密排水せん断挙動の特徴は次のとおりである。①室内および打設供試体はともにほぼ等しいせん断挙動を示す。②ピーク強度に達するまでに、一軸圧縮強度付近で折れ点(降伏値)を持つような応力-ひずみ関係を示し、その後圧密有効応力  $\sigma'_c$  が大きいほど大きなピーク強度に達する。③ピーク強度を越すと急激(脆性的)に応力が低下して残留強度に達する。脆性的な応力の低下の度合は、前節で示した低強度深層混合処理土の場合より大きい。残留強度の値は  $\sigma'_c$  が大きいほど大きい。④ピーク強度に達するまでは負の体積ひずみを示し、その後膨張して残留状態に至る。膨張傾向は  $\sigma'_c$  が小さいほど大きい。

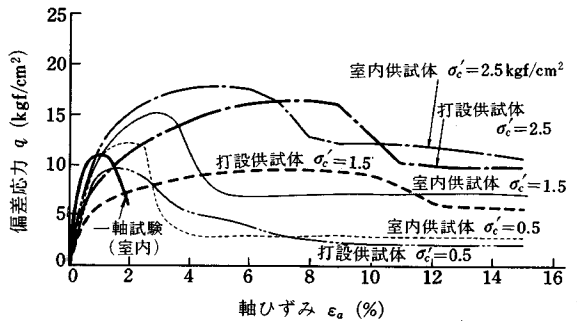


(a) 偏差応力  $q = \sigma'_d - \sigma'_r$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係

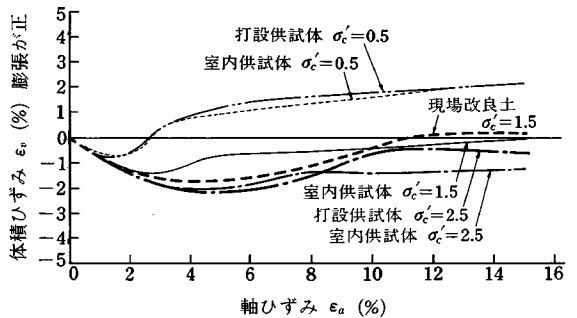


(b) 有効拘束圧  $\sigma'_r = \sigma'_c - \Delta u$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係

図-22 混合処理盛土の圧密非排水三軸圧縮試験結果の例



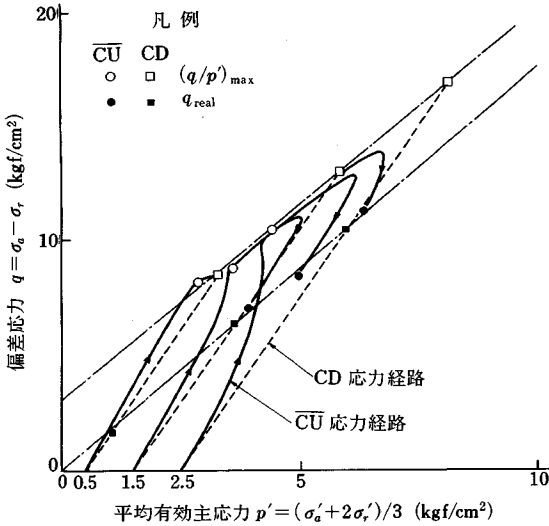
(a) 偏差応力  $q = \sigma'_d - \sigma'_r$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係



(b) 体積ひずみ  $\epsilon_v$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係

図-23 混合処理盛土の圧密排水三軸圧縮試験結果の例

図-24は打設供試体のCD・CU試験における偏差応力  $q$ -平均有効主応力  $p'$  面上での有効応力経路を示したものである。排水条件の場合には応力経路は1:3の傾



図—24 混合処理盛土（打設供試体）の有効応力経路

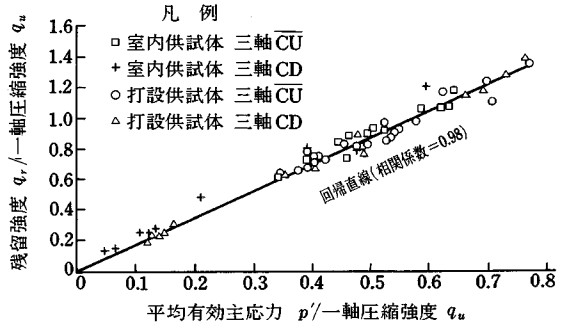
きの直線となる。非排水条件の場合にはせん断初期に正の過剰間隙水圧が発生するため応力経路は排水時の経路より左側を通り、降伏点付近で有効応力比  $q/p'$  は最大値に達する。 $q/p'$  が最大値をとる点は排水・非排水にかかわらず一直線上にある。その後過剰間隙水圧が減少しながらこの直線に沿って進行した後、残留状態に至る。残留強度を示す点も排水・非排水にかかわらず一直線上にある。これらの結果は、混合処理盛土についても有効応力の原理が成り立つことを示している。

図—25に残留強度  $q_r$  と平均有効主応力  $p'$  の関係を示す。室内供試体には若干配合の違うものも含まれているため一軸圧縮強度  $q_u$  で正規化している。排水条件の差は認められない。室内供試体は打設供試体に比べ若干大きい値を示すようであるがその差は明瞭ではない。

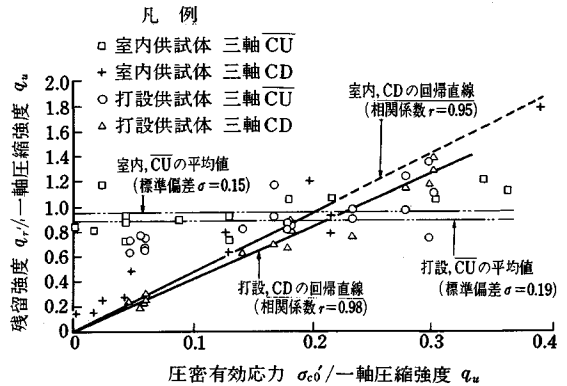
図—26に一軸圧縮強度で正規化した残留時のせん断強度と圧密有効応力の関係を示す。 $q_u$  に比べ  $\sigma'_c$  の小さな本実験の範囲では非排水強度はばらつきはあるもののほぼ一定の値を示している。排水強度はほぼ原点を通る直線関係にある。打設供試体の残留強度は、室内供試体に比べやや小さい傾向にあるが、打設供試体の密度は室内供試体に比べやや小さくこの密度差が影響していると思われる。

(4) 低強度のセメント系改良土の設計

本工事で計画している低強度深層混合処理工法による改良土と混合処理盛土は、ともに一軸圧縮強度  $q_u$  が 10 kgf/cm<sup>2</sup> 程度のセメント系改良土であり、前者が粘土土を母材としているのに対し後者は砂質土を母材としているが、前節までに示したようによく類似した力学的挙動を示している。本節では、東京湾横断道路におけるセメント系改良土の部分の安定性の検討で用いる設計方法と



図—25 混合処理盛土の残留強度  $q_r$  と平均有効主応力  $p'$  の関係



図—26 混合処理盛土の残留時のせん断強度と圧密有効応力の関係

設計強度の決め方について報告する。

従来の深層混合処理工法による改良土の設計法は、安定処理土の塊を地中構造物（剛体）と考え、この地中構造物が外力に対して安定か否かを滑動・転倒・支持力等に対して検討するとともに、外力によって発生する内部応力が安定処理土の許容応力を越えないように設計する方法（「構造物式設計法」と呼ぶ。）で行われる場合が多い<sup>7)</sup>。この考え方は、一軸圧縮試験の結果に基づく大気中の高強度のコンクリートを対象とした設計法から出発している。本設計では、改良地盤を通常の土の地盤と同じように考え、全体の安定性を円弧すべり安定計算法のような極限設計法で検討し、全体の安定に対する安全率が 1 以上のある値であれば良いとする方法（「地盤式設計法」と呼ぶ。）で行うこととした。

その理由は下記のとおりである。

① 低強度のセメント系改良土の実際の地盤内での挙動は、地盤式設計法の方に対応していると考えられる。一軸圧縮試験は無拘束・吸気実験であり、変形が大きくなってセメンテーションが壊れ始めてからは、実際の地盤内での挙動と著しく異なってくる。すなわち、セメント系改良土は大変形時において縦引張りクラックによつ

て破壊し、残留強度はゼロに近く大変脆性的である。これに対し、実際の地盤内では拘束圧が存在し、かつ飽和して、さらに背圧（静水圧）が作用している。三軸圧縮試験においてセメント系改良土は一軸圧縮試験のような脆性的挙動は示さず、せん断面を形成しながらせん断破壊し、そのときの残留強度はせん断面上の有効直応力に支配される。したがって、せん断面（すべり面）に沿った全体的な安定が確保されていれば良いとする地盤式設計法の方が実際の地盤内での挙動に対応していると考えられる。

② 現在計画しているセメント系改良土の一軸強度  $q_u$  は  $10 \text{ kgf/cm}^2$  程度である。この程度の強さを有する自然の堆積軟岩の地盤では地盤式の考え方で安定計算を実施している。

一般に、地盤式設計法では、(a) 極限設計における安全率の計算、(b) 作用荷重に対する変形計算の2つの面でチェックが行われる。(a) 極限設計における安全率の計算でのセメント系改良土の設計強度の設定におけるポイントは次のとおりである。①一軸圧縮試験の結果に基づかないで三軸圧縮試験の結果に基づく。②残留強度に基づく。これは、セメント系改良土は有効拘束圧が低いときにはかなりのひずみ軟化特性を示すが、構造物としてのセメント系改良土地盤が破壊するときは、要素としてのピーク強度が破壊面に沿って同時には発揮されないという意味で進行的な破壊特性を示すと思われるからである。したがって、残留強度を設計強度とすることで破壊の進行性を十分に考慮することができると考えられる。

設計に用いるせん断強度の評価では、低強度のセメント系改良土は、①排水条件によってせん断強度特性が大きく変わる事、②非排水せん断においては背圧（静水圧）の値によって強度が変わること、等に留意するとともに、③現場での改良状態あるいは打設状態を十分配慮して強度設定することが必要である。また、(b) 作用荷重に対する変形計算においては、セメント系改良土の剛性がかなり大きいため微小ひずみレベルでの変形特性の把握が必要となる。これらの点については大規模水槽打設試験等を通じて現在検討中である。

#### 4. あとがき

東京湾横断道路事業の進め方は、昭和61年5月7日

に公布・施行された「東京湾横断道路の建設に関する特別措置法」の中で明らかになっているように東京湾横断道路の整備の緊急性にかんがみ、厳しい財政事情の下で民間活力を活用し、国の負担を軽減しつつ早期に事業着手するため、民間、地方公共団体および日本道路公団の出費による会社が建設・管理を行い、日本道路公団が道路を所有し、対外調整を行う民活新方式で事業化することとなっている。

公団は事業主体として諸手續きの協議、用地取得・漁業補償等の事業調整を行い、また、会社は低コスト資金の調達あるいは詳細設計を実施して、必要に応じて調査・実験を加えながら、実際の工事に着手することになる。

現在、漁業補償交渉も終局を迎えており、今年度内には、海上工事に着手する予定である。

本文は、東京湾横断道路建設においていくつかの技術的な検討課題がある中で、当面の、特に土質工学的諸問題点について紹介したものである。

最後に、この論文をまとめるにあたり適切なご意見、ご指導を賜った東京湾横断道路人工島構造検討委員会の久野悟郎委員長（中央大学教授）、同人工島検討会 龍岡文夫委員長（東京大学助教授）を初め、本計画に携わってこられた先輩諸氏の皆様方に対して感謝の意を表する次第である。

#### 参考文献

- 1) 海上保安庁：海上保安白書（昭和59年度版），1984。
- 2) 建設省土木研究所：土木研究所資料，第745号。
- 3) 大石嗣雄・龍岡文夫：東京湾横断道路における人工島の土質工学的諸問題，土と基礎，Vol.34, No.1, 1986。
- 4) 齊藤 聡：深層混合処理工法による改良土の調査と工学的性質，基礎工，Vol.13, No.12, 1985。
- 5) CDM研究会：セメント系深層混合処理工法（CDM）設計と施工マニュアル，CDM研究会，1986。
- 6) 龍岡文夫：土質試験の課題と試験結果の評価—東京湾横断道路計画における土質工学的諸問題と室内土質試験—，土質工学会，「昭和61年度最近の土質・基礎に関する講習会」講演資料，1986。
- 7) 奥村樹郎：深層混合処理工法の設計と今後の課題，第36回土木学会年次学術講演会，研究討論会「軟弱地盤におけるサンドコンパクション工法および深層混合工法の問題点」資料，1981。

(1988.11.7・受付)