

# 軟弱地盤上の空港建設

## CONSTRUCTION OF AN AIRPORT ON SOFT CLAY

塩田精一\*・足立二雄\*\*・豊田奉節\*\*\*・田中洋行\*\*\*\*

By Seiichi SHIODA, Tugio ADACHI, Tomotoki TOYODA and Hiroyuki TANAKA

A new airport is under construction off the coast of the present Tokyo International airport to cope with the increase in passengers and to reduce the noise problem. The construction site is located on the place which has recently reclaimed by soft clay with high water content.

The paper describes the settlement of the ground treated by band drain, the design method for structures under ground settling by consolidation and the behaviour of braced excavations.

Keywords: airport, soft clay, settlement, braced excavation, underground structure

### 1. はじめに

現在、運輸省は増大する航空需要、周辺地域の騒音問題に対処するために、既存の東京国際（羽田）空港を沖合に移転する事業（羽田沖合事業）を進めている。事業は三段階に分けて実施され、第一期工事として新A滑走路が昭和63年7月に供用開始された。

新しく空港が建設される地区は東京都が浚渫後に廃棄物対策として作られた処分場であるため、地盤は非常に不均一かつ軟弱である。滑走路には不等沈下に対して厳しい制約条件があり、この条件に対処するためベーパードレン（プラスチックドレン）による大規模な圧密促進工法を採用した。また、滑走路の建設に先立ちその下を通るアクセス道路、モノレール、および電気、上下水道のための共同溝の建設が行われた。

本報告では、ベーパードレンによって改良された地

\* 正会員 運輸省第二港湾建設局次長  
(〒220 横浜市西区高島1-2-5)

\*\* 正会員 運輸省第二港湾建設局東京空港工事事務所長  
(〒144 大田区羽田空港2-7-2)

\*\*\* 正会員 工修前・運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所長（現・同上京浜港工事事務所長）

\*\*\*\* 正会員 工修前・運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所次長（現・港湾技術研究所土質部地盤調査研究室長）

盤の沈下挙動と、軟弱地盤中に建設される地下構造物の設計の考え方および土留工で実施した観測施工について述べる。

### 2. 事業の概要

羽田沖合展開事業が完成すると、図-1と表-1に示すように、現在の2本の滑走路が3本となり、それに伴

表-1 羽田沖合展開事業の計画諸元

区 分	理 由	計 画
滑 走 路	(A 滑走路) 供用休止	(新 A 滑走路) 3,000×60 m
	(B 滑走路) 2,500×45 m	(新 B 滑走路) 2,500×60 m
	(C 滑走路) 3,150×60 m	(新 C 滑走路) 3,000×60 m
面 積	408 ha	約 1,100 ha
滑走路処理能力	約 16 万回/年	約 23 万回/年

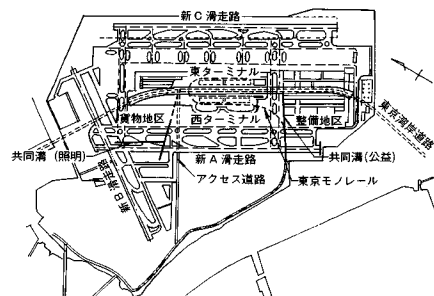
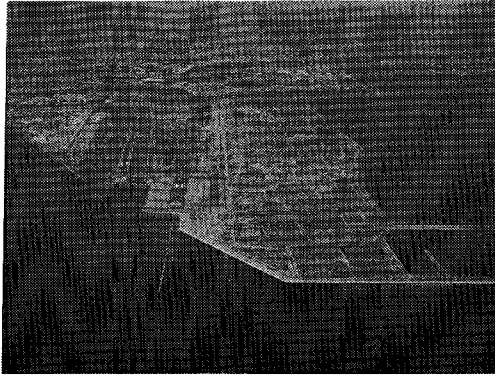


図-1 羽田沖合展開事業



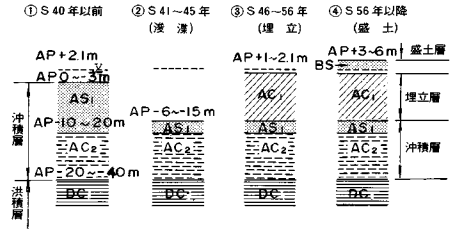
写真—1 供用開始した新A滑走路

い発着回数も現在の16万回/年から23万回/年となる。空港に対するアクセスもより便利なものとなり、現在の環状8号線、モノレールに加えて空港中央に東京湾岸道路が通り、また将来は京浜急行の乗入れも予定され、21世紀にふさわしい空港に生まれかわる。空港ターミナルビルは湾岸道路の両側に配置され、処理できる乗客数も5400万人/年と既存と比べて2倍の能力を有するものとなる。また、空港貨物地区をターミナルビルの東京寄りに配置し、飛躍的に増大する貨物量に対処する。ターミナルビルの川崎寄りには各航空会社の整備場が配置されている。

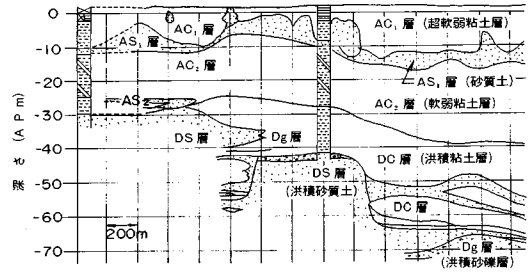
工事は全体を3つの地区に分け、新A滑走路の建設を第一期工事、港岸道路より既存側にあるエプロン、貨物地区、西ターミナル地区の整備を第二期工事、新B、C滑走路、東ターミナル地区を第三期工事としている。写真—1に昭和63年7月に供用が開始された新A滑走路を示す。

### 3. 土質の概要<sup>1)</sup>

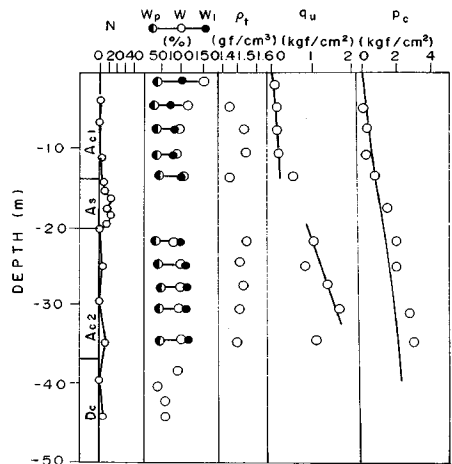
当地区は東京都が廃棄物処分場として、図—2に示すような埋立過程を経て形成された地盤である。すなわち、多摩川によって運ばれた砂が当初はほぼ水面近くまで堆積していたが（AS層）、昭和40年代に埋立材料として掘削され、その後を東京湾の航路浚渫によって生じた土砂（ヘドロ）を捨て込み（AC<sub>1</sub>層）、さらにその上を建設残土によって埋め立てられた（BS層）地盤である。このため、図—3に示す新A滑走路に沿った土質断面図にみられるようにBS層、AC<sub>1</sub>層、AS層の境界は複雑に入り組んでいる。AS層の下にはさらに沖積粘土層（AC<sub>2</sub>層）層が20m程度堆積しており、工学的に基盤とみなすことができるN値が50以上の層は深いところでAP（荒川量水標）—65mもの深度にある。第一期工事地区でBS層を盛る前に行われた土質試験結果を図—4に示す。圧密特性を示す図の中で実線は有効土被り



図—2 埋立の過程



図—3 新A滑走路下の土層断面図



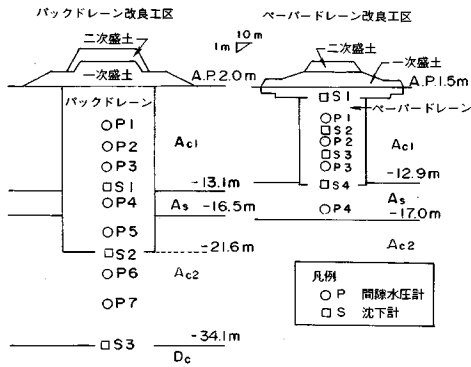
図—4 代表的な土質柱状図

圧（BS層を盛る前）であるが、AC<sub>1</sub>層の圧密降伏応力、 $p_c$ は有効土被り圧と同じか、あるいは場所によってはより小さく、AC<sub>1</sub>層の自重による圧密が終了したか、しないかの非常に軟弱な地盤である。一方、AC<sub>2</sub>層はわずかに過圧密した地盤で、 $q_u$ は上層で1.0 kgf/cm<sup>2</sup>程度である。

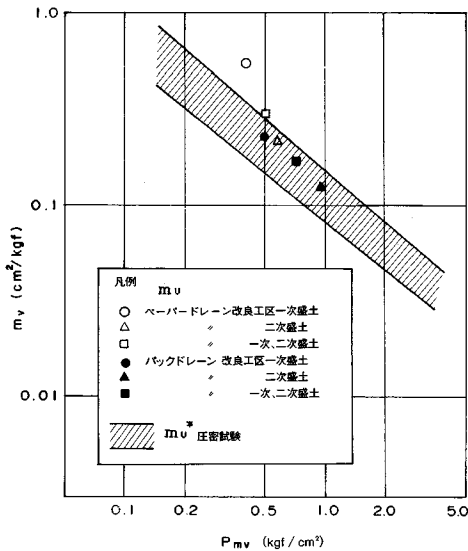
### 4. パーティカルドレーン工法

#### (1) 盛土試験<sup>2)</sup>

BS層の埋立によるAC<sub>1</sub>層およびAC<sub>2</sub>層の圧密により、沈下が長時間にわたり生ずることが予想された。滑走路の供用後の沈下を低減させるために、AC<sub>1</sub>層を対



図—5 試験盛土による現地実験

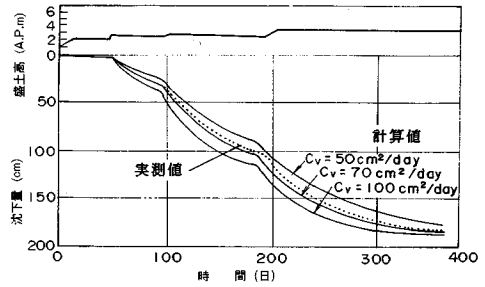


図—6 現地実験から求められた  $m_v$  と標準圧密試験から求められた  $m_v^*$  との比較

象にパーティカルドレーン工法を採用することにした。工法の選定と設計に必要な定数を定めるために、バックドレーンおよびペーパードレーンについて、図—5に示すような試験盛土による現地実験を実施した。

圧密の問題は最終沈下量と圧密速度とに分けることができる。図—6に実測沈下量から予測された体積圧縮係数、 $m_v$  と標準圧密試験から求められた  $m_v^*$  とを比較して示す。実測値の  $m_v^*$  は層別沈下計から求められた  $AC_1$  層の経時的な変化から双曲線法を用いて最終沈下量を求め、層厚および増加応力から逆算することにより求めた。図に示すように、標準圧密試験から求めた  $m_v^*$  の範囲に実測値はおおむね分布し、このことより室内試験から求めた  $m_v^*$  を用いて沈下量を計算しても精度の良い予測値が得られることがわかった。

圧密係数、 $c_v$  は実測沈下量をカーブフィッティング



図—7 試験盛土から得られた沈下と時間の関係

により求めた。すなわち、図—7に示すように数通りの  $c_v$  を仮定し、沈下量を計算し実測値に一番近いものを選択する方法である。その結果  $c_v = 70 \text{ cm}^2/\text{day}$  が実測沈下量と良く一致していることがわかり、またばらつきはあるが室内試験から得られた平均値も、ほぼこれに近い値が得られているので、設計値として上記の値とした。

### (2) 施工と沈下観測<sup>3),4)</sup>

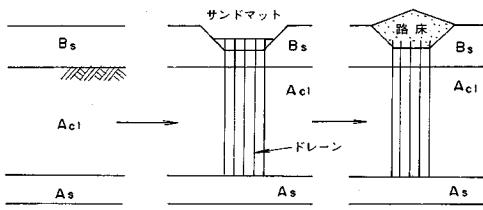
経済性、施工性の観点から、第一期工事では圧密沈下対策工法としてペーパードレーンが採用された。改良深度は  $AC_1$  層の下端までであり、ドレーンピッチは施工後の放置期間および許容残留沈下量によって異なるが 0.8 から 1.6 m である。工事で使用したペーパードレーンは 4 種類で、その総延長は 7000 km にも及んだ。ドレーンの打設方法は以下のとおりである (図—8 参照)。

- ①建設残土を計画地盤高さ (AP+5.5 m) まで埋立。
- ②滑走路および誘導路の路床工のための掘削。
- ③ドレーンの敷砂 (排水層) を兼ねた路床工の施工。
- ④ペーパードレーンの打設。
- ⑤打設後すぐに路盤と舗装に等しい荷重を載荷。
- ⑥舗装の施工まで放置。

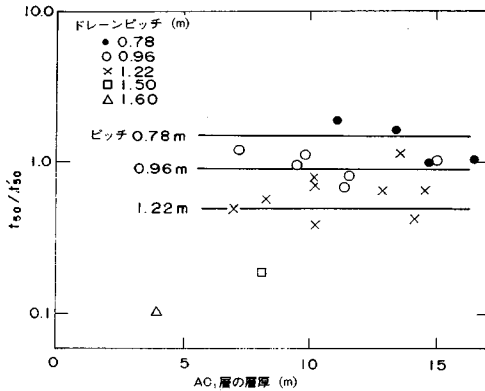
圧密沈下の終了の確認、および後に続く第二期工事地区の設計定数の確認の目的で、沈下の計測を行った。図—3に示すように、地盤改良の対象となった  $AC_1$  層の下にも圧縮層である  $AC_2$  層が存在するため、層別ごとの沈下量を計測した。以下に報告するのはペーパードレーンを施工した  $AC_1$  層の沈下である。

### (3) 沈下の挙動

沈下観測から得られた沈下量を標準圧密試験での log t 法の整理と同様に、時間の対数に対して直線となる部分を二次圧密と考え、一次圧密から二次圧密に移行するときの時間を  $t_{100}$  とし、そのときの沈下量を  $\rho_{100}$  とする。また圧密速度を検討するうえで、圧密が 50% 進んだときの時間、すなわち  $\rho_{100}$  の 1/2 の沈下量が生じたときの時間、 $t_{50}$  を定義する。 $c_v = 70 \text{ cm}^2/\text{day}$ 、ペーパードレーンの有効径を 5 cm として、圧密度が 50% となるときの時間、 $t_{50}$  を Barron の式から求める ( $t'_{50}$ )。  $t_{50}/t'_{50}$ 、すなわち (実測値/計算値) を図—9に示す。図からわ



図—8 ペーバードレーン打設の作業工程



図—9 圧密度 50% に要した時間の計算値と実測値との比較

かるように、おおかたの地点の  $t_{50}/t'_{50}$  は 1 に近い値を示していることから当初の予想どおり圧密が進行したことがわかる。すなわち、載荷盛土実験から得られた  $c_v$  の設定が妥当であったことを示している。ペーバードレーンはサンドドレーンと比べて断面積が小さいので、ウェルレジスタンスによる圧密の遅れが心配された。しかしながら、図—9 に示すようにドレーンピッチが 1.5 と 1.6 m の沈下を除けば、圧密速度は AC<sub>1</sub> 層の層厚（ドレーン長）に影響されないようである。試みにドレーンの縦方向の透水係数を 1 cm/s としてレジスタンス係数、 $I^s$  を計算してみるとドレーン長が 15 m で 0.2 程度であるから、この数字から判断しても、この程度の層厚であるとウェルレジスタンスによる圧密の遅れの影響は小さいと考えられる。

しかし、ドレーンピッチごとに  $t_{50}/t'_{50}$  をみってみるとピッチが狭くなると、 $t_{50}/t'_{50}$  の値が大きくなり、圧密が遅く進行するようである。この原因として考えられるのがドレーン打設時に生じるドレーン周囲の土の乱れ（スミア）による透水係数の低下である。スミアの範囲はドレーンピッチによらず同じと考えられるので、ピッチが狭ければドレーンの有効径に対するスミアの占める割合が大きくなり、圧密が遅れる度合いが大きくなる。このため、圧密を早めるためにドレーンピッチを狭くする場合には、地盤の圧密係数を通常の値よりも小さ

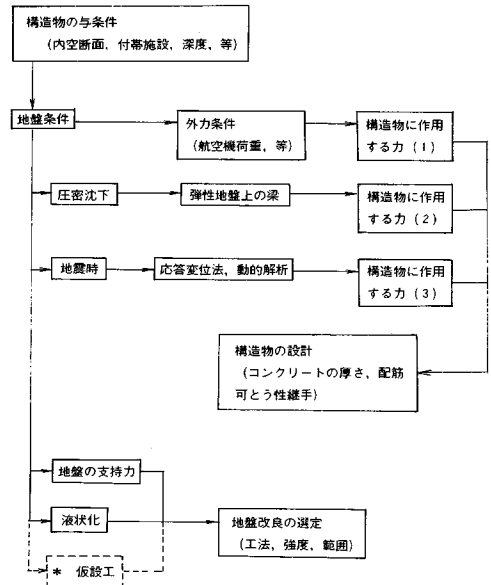
くして、安全側の数値を用いることが望ましいと考えられる。このような傾向はサンドドレーンでも報告されている<sup>6)</sup>。

### 5. 地下構造物の建設

#### (1) 軟弱地盤における地下構造物の設計

新 A 滑走路の建設に先立ち、その下を通るアクセス道路、東京モノレール、共同溝の建設が行われた（環状 8 号線の地下構造物は東京都が実施）。これらの構造物の設計のフローは図—10 に示すとおりである。

AC<sub>2</sub> 層の圧密に伴う構造物の沈下の推定方法は建設残土を載荷荷重として、通常の Terzaghi の一次元圧密によるものである。ただし、地下構造物の直下の AC<sub>2</sub> 層に作用する圧密荷重は、構造物が中空であるためその分を Boussinesq による弾性解によって荷重を低減している。沈下によって構造物に作用する力の求め方は、構造物を弾性支床の上のはりと考え強制的に変位を与えることにより曲げモーメントを計算した。地震時における耐震性については、応答変位法あるいは動的解析によって構造物に働く軸力と曲げモーメントを算出した。沈下、地震時、外力（航空機荷重）によって発生する応力に対して構造物のコンクリート厚さと、配筋設計を行い、場合によっては可とう性継手を設け構造物に発生する応力を低減させた。AC<sub>1</sub> 層の強度は非常に小さいため、航空機荷重が作用すると構造物の直下の地盤の支持力が不足する箇所があった。これらの箇所は、次節で述べる仮設工の設計も考慮しながら、深層混合処理工法による改良を行うことにした。AS 層の液状化発生が予測される



図—10 地下構造物の設計フロー

表一 土留工の諸元

施設名	掘削幅 (m)	掘削深さ (m)	地盤改良法	土留壁
アクセス道路	35	10~12	生石灰杭	鋼矢板
アクセス道路	35	10~12	未改良	鋼管
共同溝(照明)	6	6~9	DM	鋼矢板
共同溝+モノレール併設部	29	8~9	DM	鋼矢板
共同溝(公益)	14	6~11	DM	鋼矢板
モノレール	14	11	DM	鋼矢板

所については、サンドコンパクションパイルによる締め、深層混合処理工法による固化あるいは地下構造物の周りをグラベルで埋める等の対策工法を採用した。

(2) 仮設工の設計<sup>7)</sup>

地下構造物の切ばり土留工の規模は表一に示すとおりである。今までの土留工の実施例と比べて、当地区の土留工が大きく異なる点は、以下に示す二点である。

- ① 地盤が非常に軟弱であるうえに、支持層が非常に深いために土留壁が軟弱地盤中に浮いた形となり、非常に不安定である。
- ② 延長 2 500 m にもわたる地下構造物を仮設工をも含めて 2 年間という短期間で施工するため、工事の遅延あるいは掘削途中の仮設工の変更をできるだけ避ける必要がある。

土留工の設計にあたっては、さまざまな機関の設計基準を参考にしたが、主にトンネル標準示方書(開削編)・同解説(土木学会)と共同溝設計指針(日本道路協会)に基づいた。土留壁の根入れ長は①ヒーピング、②土留壁に作用する土圧によるモーメント、③AS 層のボイリング、によって決定した。また、土留壁は一部鋼管矢板を使用しているが、経済性の観点から再使用できる U 字形鋼矢板を原則とし、そのサイズは弾塑性法から求めた曲げモーメントにより決定した。

AC<sub>1</sub> 層は非常に軟弱であるため、以下に示す項目を考慮して地盤改良工法を決定した。

- ① (1) で述べた地盤の支持力の確保
- ② 土留工の安定(ヒーピング、受働土圧の増加)
- ③ 掘削のトラフィカビリティの確保

その結果、アクセス道路は生石灰杭工法(砂層が厚い箇所は無改良)、その他は深層混合処理工法(DM)を採用した。

DM 工法は運輸省により昭和 40 年代後半に研究・開発されたもので<sup>8)</sup>、港湾を始めとするさまざまな分野で広く採用されている。しかし、土留工の地盤改良として当工法を採用された例は少ないため、港湾における設計法を参考にしながら改良土の強度を式(1)によって決定した。

$$c = 1/F \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot q_{ui} / 2 \dots \dots \dots (1)$$

ここに、c:改良土のせん断強度

F:安全率

α:断面有効係数

β:ラップ部信頼度係数

γ:現場強度発現係数

q<sub>ui</sub>:室内配合による一軸圧縮強度

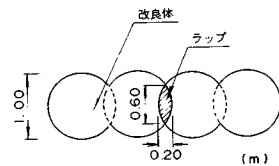
DM 工法では眼鏡状の改良体が地中に形成されるが、一体化を図るため図一11に示すように土圧が作用する方向に改良体同士を 20 cm ほどラップさせた。式(1)の α はラップ部のみが有効に働くとした係数であり、β は施工誤差等に起因するラップ幅の変動に対する信頼度係数である。γ は室内と現場とでは混合方法、養生条件等が異なることによって生じる現場強度のばらつき、強度低下を考慮した係数である。

改良部下端の深度は弾塑性法から計算された改良部の変形量、地盤反力が受働土圧を越えて塑性となる領域の深さを考慮し、さらに最終掘削の時点で処理土の厚さが最低 3 m 確保できるようにして決めた。

(3) 土留工の挙動(アクセス道路)<sup>9),10)</sup>

地盤が軟弱でしかも大規模な掘削工事では施工中の安全を確保するために計測施工が不可欠である。また、土留工が最初に施工されたアクセス道路の 1~4 工区では、後続する土留工のための経済的な設計法を確立するために、設計に必要な土圧等の諸定数を測定する必要があった。このため、これらの工区においては数多くの計測器を設置するとともに、施工中の土留の挙動を迅速かつ的確に把握するためにコンピューターによる計測管理を行った。また、後で詳しく述べるが、この工区では 3 次掘削が終了し、4 次掘削が開始されると、土留壁が大きいたわみ出し、それに伴い中間杭が浮き上がり切ばりの座屈破壊のおそれが生じたので、工事を一時中断し対策工法を施した。ここでは、土留工の変形挙動を述べ、変形が大きくなった原因について考察し、それが後の設計にどう生かされたかを紹介する。

当工区の仮設工の断面を図一12に示す。掘削の幅は 35 m、掘削深さは 13 m である。工事は全長 300 m を 5 工区に分けて実施した。土留は V<sub>i</sub> 型の鋼矢板を使用し、下層地盤も軟弱であるため、その長さは 24 m と掘削深さの 2.2 倍となっている。切ばりは 4 段で 1 段目を除い



図一11 深層混合処理工法の改良体のラップ

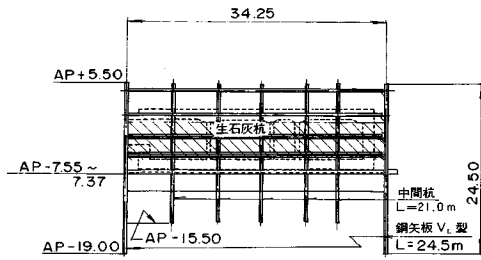


図-12 アクセス道路の仮設工の断面図

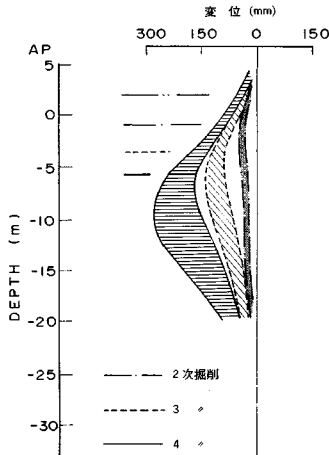


図-13 各掘削段階で計測された矢板の変形

てH鋼を2段重ねている。切ばりの座屈を防ぐために、おおよそ6mピッチで中間杭を設けている。施工はまず鋼矢板を打設した後、AC<sub>1</sub>層のトラфикаピリティを改善するための生石灰杭工法を実施した。改良後のAC<sub>1</sub>層の $q_u$ はおおよそ8tf/m<sup>2</sup>であった。

3工区で得られた各掘削段階での矢板の変形を図-13に示す。同図では掘削を放置している期間（掘削深さが変化していない）に生じた変形をシャドウで示している。また、1次掘削時の変形は小さかったので省略している。AS層を掘削し始めた3次掘削時から矢板の変形量が大きくなり、3次掘削終了時で最大変位量は90mm、4次掘削終了時で160mmと、通常の土留工で観測される変位量と比べて大きい。この、土留工の変形で特徴的なのは、変位量の絶対値が大きいばかりではなく、各段階の掘削が終了しても時間とともに変形が増加する、いわゆるクリープ現象が顕著なことである。たとえば、3次掘削が終了してから4次掘削を開始する2週間の間に50mm、4次掘削を終了して対策工を施す前の1か月の間に100mm以上も変形が進行している。変形の形状をみると、掘削面より数m深い所で最大変位が生じており、これは軟弱地盤の土留によくみられる変形形状と

同様である。施工中で最も危険とみなされた変形形状は、矢板がかなり深くまで打設されているにもかかわらず、矢板下端がかなり掘削側に移動していることである。すなわち、このまま掘削を続けると、矢板が掘削底面下で掘削側に跳ね上がる、いわゆるヒービングと呼ばれる現象が生じる危険性が大きいと判断された。

この矢板の変形のほかに、土留工の安定が損なわれていると考えられた現象は中間杭の浮き上がりである。図-14に浮き上がり量が最も大きかった1工区での中間杭の浮き上がり形状を示す。掘削に伴う中間杭の挙動は中央部分ほど大きく、土留壁に近くなるほど小さくなっていく。しかし、土留壁自身も4次掘削終了時で50mm程度の浮き上がりが計測された。各工区での中央部に位置する中間杭の浮き上がり量と掘削による土被り圧の減少の関係を図-15に示す。これらの関係は直線的ではなく、土被り圧が8tf/m<sup>2</sup>を過ぎるあたりから、浮き上がり量が急に増加している。すなわち、土被り圧の減少による浮き上がりだけではなく、周辺の土が回り込んで中間杭を押し上げているものと推察できる。

4次掘削終了時の各工区で得られた主働側の土圧分布を図-16に示す。図には6地点（3工区×2測定点）での土圧の平均値（太線）と、ばらつきを表わす標準偏差値 $\sigma$ も記入している。本工事で得られた土圧係数 $K$ は掘削面より上は1.0、掘削面より下は0.6程度であり、

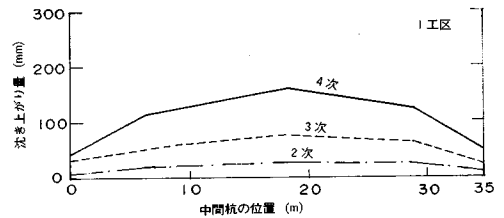


図-14 中間杭の浮き上がり

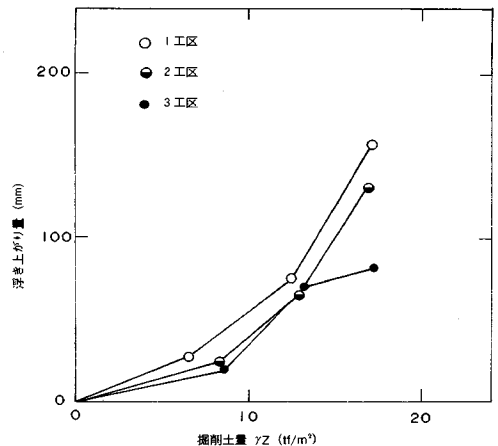
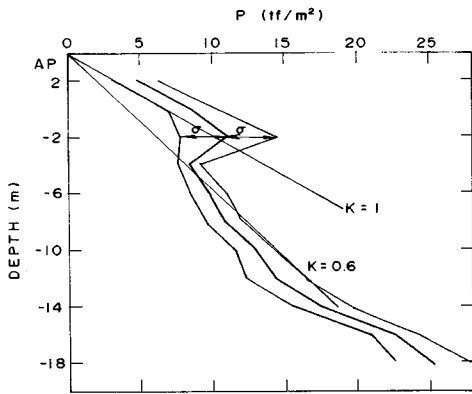
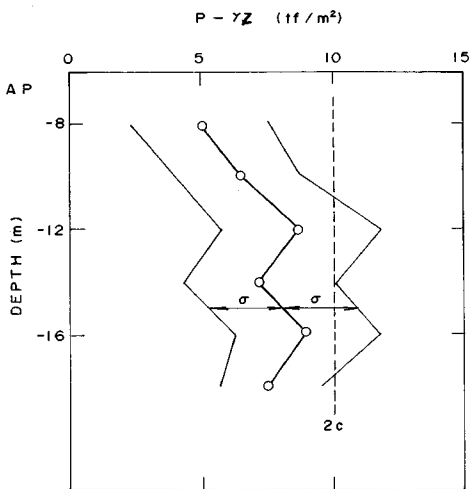


図-15 中間杭の浮き上がりりと土被り圧の減少の関係



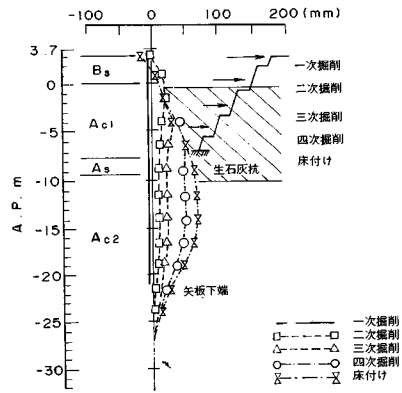
図一16 4次掘削終了時に計測された主動側の土圧分布



図一17 4次掘削終了時に計測された受働側の土圧分布

他の事例と比べて、掘削面より上の土圧が大きい。

図一17には掘削側の4次掘削終了時の土圧を示す。ただし、受働土圧の算定に通常用いられているRankine土圧の適用性をみるために、土圧から土被り圧、 $\gamma z$ を差し引いた値、 $(p - \gamma z)$ で整理している。図一17に示す太線と $\sigma$ は図一16と同様に全工区での平均値と標準偏差を表わしている。また、点線で $AC_2$ 層の $q_u$ から求められたせん断強度の2倍の値、 $2c$ の値も示してある。計測された $(p - \gamma z)$ はAP-12mまでは深度とともに増加し、それより以深は一定の傾向にある。また、全般にわたって $(p - \gamma z)$ は $2c$ より小さな値であるためRankineの受働土圧より小さな土圧しか発揮していないことになる。これは、掘削側がまだ受働土圧状態に達していないと判断するよりは、矢板が著しく移動していることから、4次掘削の時点では掘削側はかなりの深度まで受働状態に移行していると考えられ、当初想定されていたRankineの受働土圧より小さな土圧しか発揮



図一18  $AC_2$ 層も改良した場合の矢板の変形

しなかったと解釈される。

ヒービングの検討については種々の考え方があるが、矢板が有効に働くと仮定し、矢板の下端をすべり面とし、 $AC_2$ 層の強度を $5 \text{ tf/m}^2$ として、Terzaghi-Peckによる方法で1.77、Bjerrum-Eideで1.37と各企業が設定している安全率を満足している。

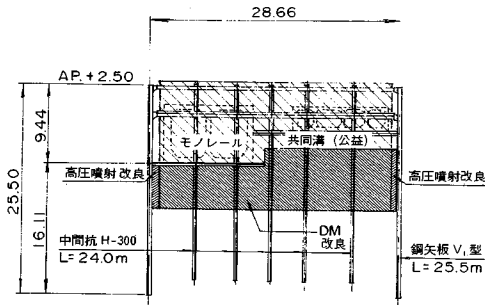
4次掘削終了後、最終掘削段階である5次掘削をそのまま続行すると、矢板の掘削側への跳ね出し、および中間杭の浮き上がりに伴う切ばりの座屈が生じるおそれが高いと判断された。このため、掘削工事を一次中断し、対策工を施すこととなった。対策工としては、一番確実な方法である土圧を小さくする方法を採用し、背後の地盤を1.7mほど下げ、また矢板背後にディープウェルを施し、地下水位の低下を図った。その結果、無事最終掘削を終えることができた。

このような事態が起きた最大の原因は、 $AC_2$ 層の受働土圧を過大に見積もったことにあると考え、後に続くアクセス道路の土留工では図一18に示すように $AC_2$ 層の上層も生石灰杭工法で改良し、受働土圧の増加とヒービングに対する安定を図った。この結果、同図に示すように最終掘削時点で矢板の変形は95mm以下となった。

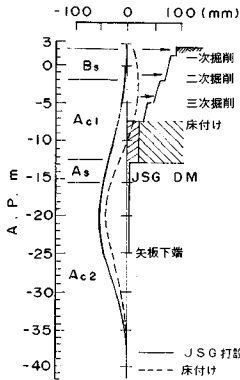
#### (4) 土留工の挙動 (DM改良工区)

DM改良を行った土留工の代表的な断面を図一19に示す。施工順序はまずDMで掘削側の土層を改良した後、矢板を打設する。矢板とDMの改良体の隙間は1mで、その間を高圧噴射工法 (JSG) で改良した。

DM改良をした土留工の代表的変形パターンを図一20に示す。図中の変位はいずれも矢板の打設終了後を基準として、JSGの施工後を実線で、掘削終了後の変形を点線で表わす。図からわかるように矢板の変形はJSGによるものがほとんどで、掘削に伴う変形は非常に小さい。すなわち、JSGの施工によって矢板が背面側に押し広げられ、掘削する前から矢板にはかなりの量



図一19 深層混合処理工法を用いた仮設工の断面



図一20 深層混合処理工法を用いた仮設工の土留壁の変形

の曲げモーメントが発生していることになる。しかし、この曲げモーメントは掘削によって生じるものとは正負が逆であり、掘削によって絶対値が減少するものと考え、施工には支障を生じないと判断した。

DM工法で改良した土留工の施工は大きなトラブルもなく順調に工事が進行し、掘削に伴う変形も図一20でわかるように、非常に小さく結果的には改良体の強度設定はかなり安全側であったと判断できる。しかしながら、セメントによる処理土は破壊後の残留強度が著しく小さい脆性的な材料であること<sup>11)</sup>、また改良体がヒービングに対してどのように抵抗するのか等、不明な点が数多くあり、より経済的な設計法を確立するために、今回得られたデータを詳細に解析するなどの調査・研究を実施する必要がある。

## 6. あとがき

東京国際空港の沖合展開第一期工事は、地盤が軟弱か

つ不均一であるうえ、離発着回数が非常に多い現空港に隣接しているため施工上の制限が課せられ、また工期が短い、等の悪条件の中で進められたが、昭和63年3月には土木工事が終了し、同7月には新A滑走路の供用を開始することができた。

本工事の実施にあたっては、東京国際空港沖合展開事業技術委員会（委員長：長尾義三 日本大学教授）および東京国際空港開削・盛土工法研究会（座長：中瀬明男 東京工業大学教授）から多くの貴重なご助言、ご指導をいただいた。また、工事関係者の方々には、大変なご苦労があったことはいまでもない。ここに感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 田中・豊田・足立：東京国際（羽田）空港沖合展開地区の土質特性について、第22回土質工学研究発表会講演集、1987。
- 2) 鈴木・福手・西島：試験盛土による軟弱地盤の圧密沈下、第38回土木学会年次講演会講演集、1983。
- 3) 小野・豊田・田中・戸引：パーバードレン改良地盤の特性について、第22回土質工学研究発表会講演集、1987。
- 4) 田中・小野：羽田空港沖合展開工事（第二期）におけるパーティカルドレン工法について、第33回土質工学シンポジウム講演論文集、1988。
- 5) 吉国：パーティカルドレン工法の設計と施工管理、技報堂、1979。
- 6) 乗安・森平・谷本・住岡：サンドドレン改良地盤の沈下特性、第43回土木学会年次講演会講演集、1988。
- 7) 田中・鈴木・小林・吉永：羽田沖展（第一期）地区の土留工について、第23回土質工学研究発表会講演集、1988。
- 8) 奥村・光本・寺師・酒井・吉田：石灰による深層混合処理工法（第一報）、港研報告、Vol.11, No.1, 1972。
- 9) 橋本・豊田・田中・吉永：東京空港アクセス道路工事における山留め計測施工について、第22回土質工学研究発表会講演集、1987。
- 10) 田中・吉永：軟弱地盤における山留め工の計測結果について、土質工学における情報化施工シンポジウム講演論文集、1988。
- 11) 寺師・田中・光本・新留・本間：石灰セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究（第2報）、港研報告、Vol.19, No.1, 1980。

(1988.12.5・受付)