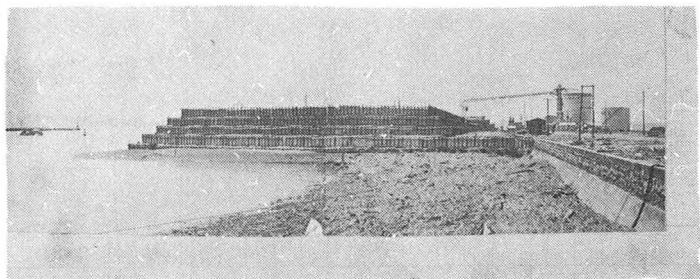


### III-6 ハ代港-7.5M岸壁の間隙水圧測定について

福岡大学工学部 正員 吉田信夫  
河川港湾建設局 正員 中野敏灰

#### 1. まえがき

ハ代港-7.5M岸壁の建設に際して、軟弱地盤改良のためにサンドドレーン工法を採用したが、この盛土荷重(写真1)の施工管理の資料を得るために昭和39年11月から昭和40年4月にかけて過剰間隙水圧の測定と沈下板による沈下量の観測を実施した。また同時にボーリングにより増加粘着力のチェックを行なつたので、とりあえずその測定結果を報告するものである。



#### 2. 測定の概要

##### 2.1 軟弱地盤の土質

軟弱地盤改良区域は図-1の柱状図で示される様な成層状態をなしており、地表からの深さに応じて±0m~-7m, 細砂-7m~-10m, 砂質シルト-10m~-23.0m, シルト質粘土-23.0m, 以深は粘土混り砂礫である。軟弱地盤改良の対象となるシルト質粘土の概略の土性は次のとおりである。

含水比: 36~65%, 一軸圧縮強さ:  $0.23 \sim 0.62 \text{ kg/cm}^2$

液性限界: 37~67%, 圧密係数: 約  $2.0 \times 10^{-1} \text{ cm}^3/\text{min}$

塑性限界: 22~29%,

##### 2.2 盛土

盛土荷重の規模は図-2に示す様に長さ140m, 幅50mで盛土高さは計1段階盛土+2.6m, 2段階盛土+5.5m, 3段階盛土+10.5m, の3段載荷で、盛土用土砂はポンプ船により航路浚渫土砂を吹き込んだ盛土の工程は、7/27/64から吹き込みを開始し、約100日間放置し、更に+5.5mまで嵩上げし約60日間放置して更に+10.5mまで吹き込んだ。その後約140日間放置して、7/16/65から撤去にかかり現行岸壁用鋼矢板の打込み中である。

##### 2.3 過剰間隙水圧の測定

過剰間隙水圧の測定は図-3に示した2ヶ所でそれぞれ-11.0m, -17.0mの深度、合計4ヶ所で測定を実施する予定であったが計器の導水チューブ埋設箇所N02, N04の導水チューブ切断のため計測が不能となつた。使用した間隙水圧計はアースマニアル型の基礎用

図-1

標高	戸厚	回表	色調	土質名
+0.0	+0.30			
-	-			
-5.0				
-6.50	6.80			
-	-			
-10.0	3.80			
-10.50	3.80			
-	-			
-15.0				
-	-			
-20.0				
-22.00	12.50			
-	-			
-25.0	0.50			
-	-			
-27.0	6.50			
-	-			

ピエゾメーターを用い、測定値に表われる潮位差の周期によるタイムラグを除くために連續的な記録をとれる自記記録装置を試作した。過剰間隙水圧計の埋設には、押込みにより生じる過剰間隙水圧の減少期間を考慮して測定より2週間前に所定の深さの0.5m上までボーリング孔を掘削しロッドの先端に過剰間隙水圧計を取り付け0.5m静かに押し込んだ後に孔内の空隙に地盤と同様の土で埋戻した。

#### 2.4 沈下量の観測

軟弱地盤の沈下量の観測のため図-3の位置で( )の中に示してある深さ1.0m×1.0m×0.2mの鉄筋コンクリート版を設け、この上に直径2インチのガス管をたて盛土高さ毎に繰ぎたして沈下の状況を観測した。

#### 2.5 チェックボーリング

盛土荷重の増加により生じる粘着力の大きさを検討するために、盛土荷重高+5.5m 盛土荷重+10.5mの時に図-4の地盤でボーリングを実施し、一軸圧縮強度の試験をあこなつた。

#### 2.6 潮位と残溜水位の観測

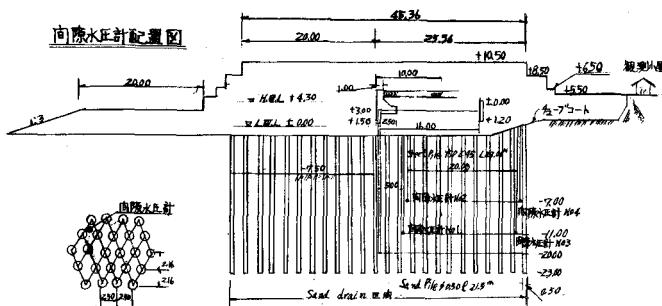
過剰間隙水圧の測定に併行して検潮儀による潮位の観測と、盛土の木柵内にパイプを埋設し、盛土内の残溜水位の観測とを実施した。

### 3. 過剰間隙水圧、沈下量、チェックボーリングの結果について

#### 3.1 過剰間隙水圧

盛土荷重の載荷工程と過剰間隙水圧の変化の状況を図-5に示す。+5.5mまでの盛土高まで生じる過剰間隙水圧の値は、N01, N03、いずれも略同一の変化を示している。これは背後の旧護岸高+5.5mまで一株に盛土したので、N01, N03、両者とも同一の圧密応力の作用を受けたためである。しかし1/31/65(図-5で載荷日数90日目)以降はN03の過剰間

図-2



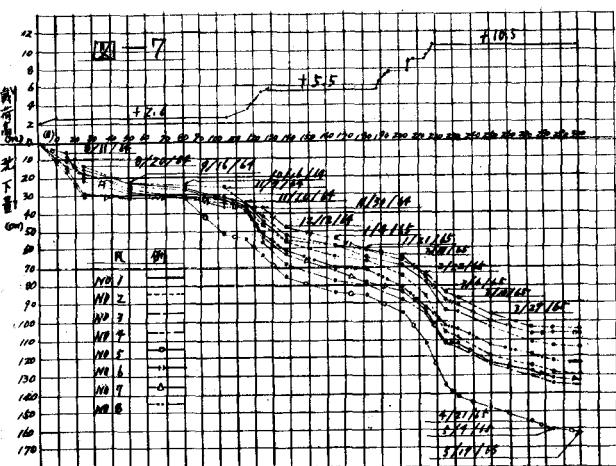
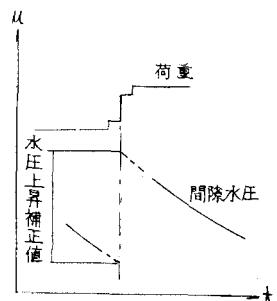
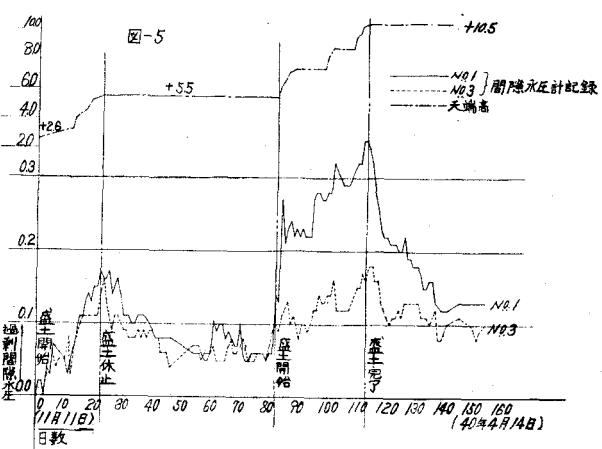
隙水圧は N01 の過剰間隙水圧の略を示していない。これは図一の盛土の規模から考えて N01 の位置では +10.5mまでの圧密荷重の約 0.84 倍の圧密応力、N03 の位置では 0.54 倍の圧密応力(オステーベルグの方法)となるのでこの圧密応力の相違が表われたものと思われる。また過剰間隙水圧は盛土完了後 20 日～30 日でかなり急激に減少し、その後は余り変化はない。漸増荷重の場合の過剰間隙水圧の上昇は瞬間的でないので一応簡便法として載荷日を中心で上昇前の曲線と上昇後の曲線を外挿してその差が過剰間隙水圧であるとみなして求めると +5.5m 盛土時には、0.35～0.40 kg/cm<sup>2</sup> +10.5m 盛土時には N01 で 0.55～0.60 kg/cm<sup>2</sup> N03 で 0.35～0.40 kg/cm<sup>2</sup> 程度の過剰間隙水圧になるものと推定される。

なにを盛土荷重用に用いた土砂の現場密度は湿潤時 1.57 t/m<sup>3</sup> ( $S_r = 28\%$ )～1.88 t/m<sup>3</sup> ( $S_r = 93\%$ )である。

### 3.2 沈下量

沈下量の観測は盛土高が +2.6m, +5.5m, +10.5m の期間中実施し図-7 のような変化を示した。いずれの沈下板も盛土完了直後から沈下量が増大し、過剰間隙水圧の減少と略同一の傾向にある、沈下が鉛直方向のみに生じる場合にはテルツアギーの圧密理論で沈下

の状況を解析することができるが、本観測の場合のように軟弱地盤層に較べて盛土荷重の規模が小さい時には部分載荷重の状態になり軟弱地盤中の土は等方圧により圧密されると同時に軸差応力によりセン断変形により形状変化を生じるものと考えられる。また軟弱シルト層の上には 8～9m 層厚のゆるい細砂の堆積層があるので、もしこの細砂の体積圧縮係数が  $1.0 \times 10^{-2}$  cm<sup>3</sup>/kg 程度であれば軟弱シルト

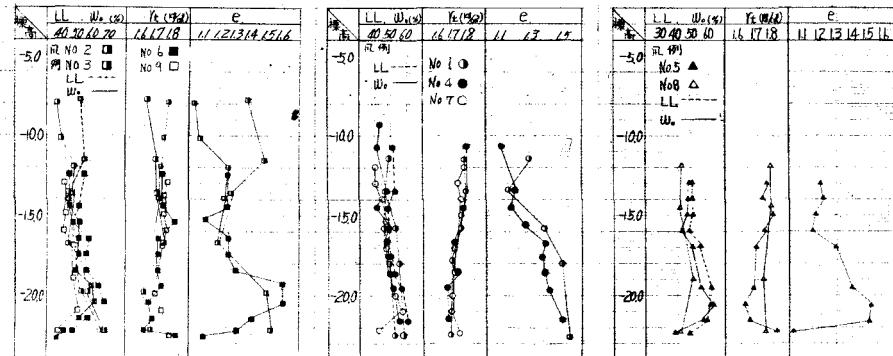


の体積圧縮係数の $1/6$ ～ $1/8$ にならうこの細砂層の圧縮沈下も検討する必要があると思われる

### 3.3 チェックボーリング

地盤改良前、+5.5m載荷時、+10.5m載荷時の土の特性値（含水比、液性限界、単位体積重量、間隙比）は図-8、一軸圧縮強度は図-9の如く変化した。

図-8



盛土荷重の増加に応じて含水比、間隙比は減少し単位体積重量が増加しているのは、サンドドレーン工法により軟弱地盤の脱水が進行したこと示している。また一軸圧縮強度も当初推定していた $\Delta c/\Delta p = 0.24$ 程度の増加を示した。

### 4. むすび

サンドドレーン工法により図-9のように一軸圧縮強度の増加が得られたので地盤改良の目的は達せられ現在岸壁用鋼矢板の打込み中である。

過剰間隙水圧、沈下量、一軸圧縮強度等の間の関係については部分載荷重の応力と変形に関する理論的取扱いがスケンプトン、ベーラムにより提案されているのでこの理論に沿って資料を整理し報文その2を発表する予定である。

最後に間隙水圧計の選定について御助言頂いた農業土木試験場の宮原室長と観測に協力頂いた八代港工事各所各位に感謝致します。

### 参考文献

名古屋港防波堤施工管理のための観測について

1963 伊勢湾港湾建設部

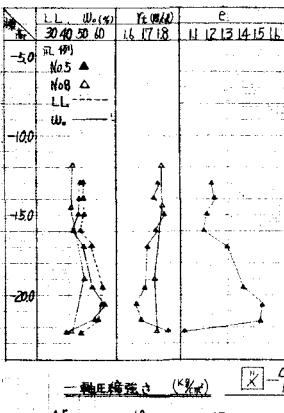


図-9  
一軸圧縮強度 (%)

