

名古屋港高潮防波堤基礎地盤の強度増加について

運輸省第5港湾建設局 奥村樹郎

1. まえがき

名古屋港高潮防波堤は総延長8kmのうち約半分をサンド・ドレーンで地盤改良しており、圧密による強度増加を期待して設計が進められている。しかし土質調査の結果から推定した強度増加が予想通りに起るか否かについては多くの疑問が残つたので、総数70本に及ぶチェック・ボーリングを行つた。

チェック・ボーリングにはロータリー式連研61年型工法を用い、1mに1本のシンウオール・サンプリングと単純圧縮試験、含水比測定、単位体積重量測定などを行つて地盤の強度増加を調べた。その結果地盤の強度は予想以上に増加していることが判つたが、ここでは観測結果の概要を設計値と対比しながら簡単に述べる。

2. 原地盤の土質

サンド・ドレーンの対象となつた区域の土質は-8mの海底から-20~-40m迄軟弱なシルト質粘土となつており、その下には砂礫の多い洪積層が続いている。

軟弱粘土の剪断強度は単純試験結果から次のように決定された。

$$C = 0.44 + 0.155z \text{ (t/m}^2\text{)} \dots\dots\dots (1)$$

(z : 海底からの深さ..... m)

粘土の単位体積重量測定から水中単位重量として $\gamma = 0.55 \text{ t/m}^3$ が採用されたので(1)式から地盤の強度増加比は $C/P = 0.28$ と計算でき、サンド・ドレーンの設計にはこの値を用いた。しかしqu試験の値にはばらつきが多く設計通りの比率で強度が増加するか否かには疑問が残つた。なお三軸試験、一面剪断試験などから求めた強度増加比は上の値の5割増程度であつた。

正規圧密粘土の剪断強度が有効荷重に正比例し、除荷されても強度が変らないものとすれば(1)式は原地盤が $P_0 = 1.6 \text{ t/m}^2$ の過圧密荷重を受けた事を意味している。しかし現地の軟弱層の成因を考えるとこの値には疑問の点が残る。一方圧密試験結果からCasagrandeの方法によつて先行荷

重を求め、現在の土被り圧と比較してみてもはつきりした事はつかめなかつた。しかし過圧密荷重を考慮する事は強度増加にとつては安全側、沈下にとつては危険側となるので安定を第1とする設計態度から上述の過圧密荷重を採用した。

なお原地盤の圧密係数は $C_v \div 0.1 \text{ cm}^2/\text{min}$ 含水比は 50～90%、液性限界は含水比の 100% 程度であつた。

3. サンド・ドレーン区間内の強度増加

サンド・ド

レーン区間内

の強度増加の

一例を図-1

に示す。qu

試験はシンウ

オール1本に

付き4ケずつ

行つたが図に

はその平均値

をプロットし

た。上載荷重

による応力増

分は深くなる

程小さくなり

したがつて

強度増加は深

い程小さくな

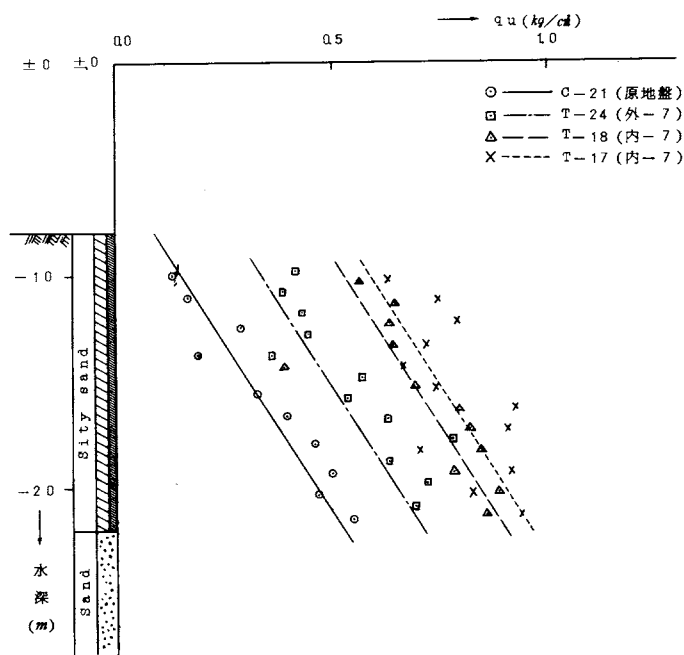
るから深度～

強度の勾配は

次第に大きくなる筈であり、実際にもその傾向が見られるが、第1回のボーリングだけはむしろ逆になつてゐる。これは荷重巾が広い事の他に後に述べる強制圧縮にも関連しているように思われる。

サンド・パイルは-20 m迄打込まれているので、-22 m以深の砂層

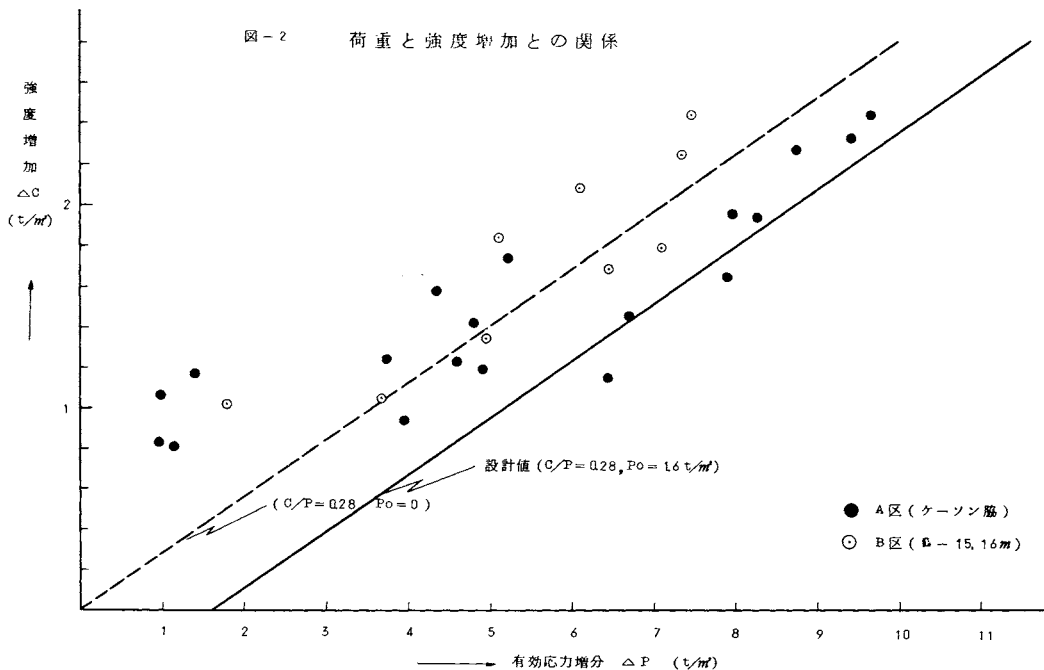
図-1 サンド・ドレーン区間内の地盤強度増加例
(900 m 地点)



とあいまつて粘土層全体の強度を増加させているが、東側の粘土層の厚い区間では -20 m から 2 m 程度の遷移領域があり、厚地盤強度に続いていた。

2.に述べた設計条件を検討するため実際の荷重記録を基にして Boussinesq の弾性解でサンド・ドレーン区間の中心深さにおける鉛直応力増分を求め、 $P_0 = 1.6\text{ t/m}^2$ 、 $C_v = 0.1\text{ cm/min}$ 、 $C/P = 0.28$ の値を用いて推定した地盤強度をそれぞれ直線で示した。各段階とも実測値の方が大き目になつている。

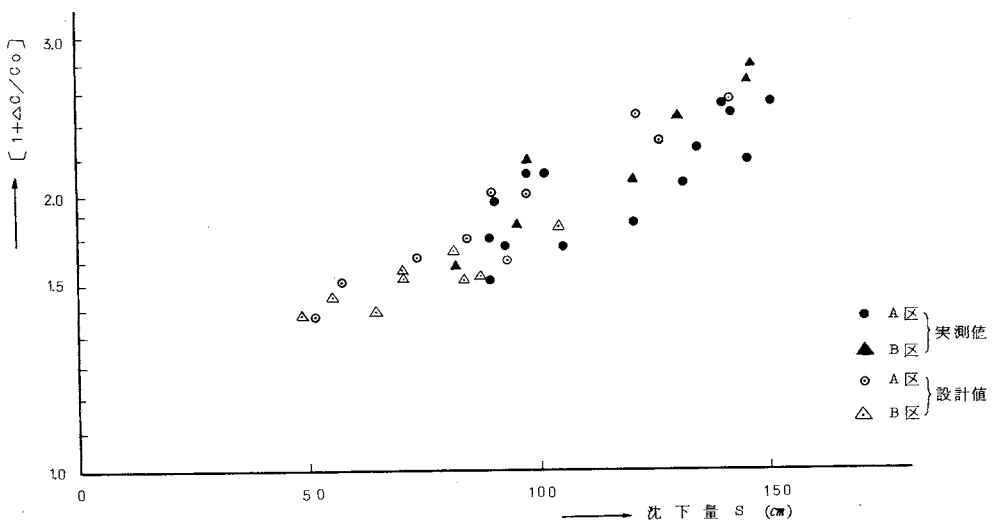
この関係を総合的に眺める為に上で求めた有効応力増分 ΔP を横軸に、中心深さにおける実測強度増加量 ΔC を縦軸にプロットしたものが図-2である。実線は設計値を表わし、点線は過圧密荷重が無いとした時の設計



条件を表わしている。 ΔP が大きい部分の関係から $C/P = 0.28$ の設計条件は実測値とほぼ一致していると云えるが、過圧密荷重は設計値よりかなり小さく、むしろ無かつたと考えた方が良いでしょう。また ΔP が小さい部分の強度増加が設計値より著しく大きいのはサンド・パイルによる強制圧縮の影響が入っているためではないかと思われる。

強度増加量と沈下量との関係は $\sigma' \propto \log C$ を仮定すると $S' \propto \log(1 + \Delta C / C_0)$ となるので実測値および設計値の両方についての関係をプロットすると図-3のようになる。かなりのばらつきはあるが両者ともほぼ同一

図-3 沈下と強度増加との関係



の線上に乗り、沈下観測から或る程度強度増加を推定できると云えよう。

なお圧密後の含水比は減少し、単位体積重量は増加していたが、それぞれ実測沈下量から計算した値とほぼ一致していた。

4. サンド・ドレーン区間外の強度増加

設計には見込んでいなかったたのであるが、試験的に行つたドレーン区間外のボーリング結果の一例を図-4に示す。設計条件を用いて推定した値

を曲線で表わしたが、中央部で強度増加が少いと云う傾向は一致しているものゝ全体としては実測値の方がかなり大きい。その原因としては過圧密荷重の推定その他に問題があるように思われる。

5. あとがき チェック。 ボーリングそ の他の土質調 査結果はその

都度現場に反映され、防波堤工事も8月末には完了したのであるが、観測データの詳しい解析にはまだまだ不十分な点が多く、今後とも種々の検討を加えていきたい。しかしこれ迄に得られた結果だけでも(イ)強度増加比率の土質条件を従来の方法で決定してもほぼ間違いがなかつた事、(ロ)過圧密荷重の推定方法にはなお問題が残る事、(ハ)サンド・パイルの強度圧縮によると思われる初期強度増加が意外に大きかつた事、(ニ)沈下～強度増加の関係が設計とほぼ一致する事、など今後のサンド・ドレーンの設計に与える示唆には少なくないものがある。

図-4 サンド・ドレーン区間外の地盤強度増加
 (900m地点)

