

土木研究所資料

多目的原位置試験機を用いた
軟弱地盤の調査法に関する研究

平成11年2月

建設省土木研究所
材料施工部 土質研究室

Copyright © 1999 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

多目的原位置試験機を用いた 軟弱地盤の調査法に関する研究

土質研究室 室 長 三木 博史
研 究 員 山田 哲也
研 究 員 古田 光弘

要 旨

軟弱地盤上の建設工事における、対策工の選定、設計及び施工において、地盤の土質特性を精度よく迅速に把握することは重要な課題である。近年、軟弱地盤調査に際して機械本体を移動することなく（再仮設を伴うことなく）各種原位置試験（三成分コーン貫入試験、さや型ベン試験）及びボーリング、サンプリングを集中的におこなうことが可能である「多目的原位置試験機」が開発されている。当研究室では、この「多目的原位置試験機」に着目し、本試験機を様々な軟弱地盤に試験適用することで、本試験機の有用性を明らかにすることを目的に研究を実施してきた。その結果、軟弱地盤調査に本試験機を用いることで、緻密な地盤情報が迅速に得られることが明らかになった。

キーワード：軟弱地盤調査、三成分コーン貫入試験、さや型ベン試験、不攪乱試料サンプリング、多目的原位置試験機、圧密沈下解析

ま え が き

軟弱地盤上の建設工事における、対策工の選定、設計及び施工において、地盤の土質特性を精度よく迅速に把握することは重要な課題である。

そこで近年、軟弱地盤調査に際して機械本体を移動することなく(再仮設を伴うことなく)、各種原位置試験(三成分コーン貫入試験、さや型ベーン試験)及びボーリング、サンプリングを集中的におこなうことが可能である「多目的原位置試験機」が開発されている。

当研究室では、この「多目的原位置試験機」に着目し、本試験機を様々な軟弱地盤に試験適用することで、本試験機の有用性を明らかにすることを目的に研究を実施してきた。本報告書は、その成果について報告するものである。

平成11年2月

建設省土木研究所

土質研究室 三 木 博 史
山 田 哲 也
古 田 光 弘

目 次

1. 調査目的	1
2. 調査方法	2
2.1 多目的原位置試験機の概要	2
2.2 三成分コーン貫入試験	3
2.3 さや型ベーン試験	5
2.4 ボーリング及びサンプリング	6
3. 調査結果	7
3.1 霞ヶ浦における地盤調査	7
3.2 新潟西における地盤調査	13
3.3 笹岡における地盤調査	22
3.4 熊本における地盤調査	29
3.5 各データの間の相関	36
4. 解析結果	44
4.1 沈下解析への適用	44
4.1.1 新潟への適用	44
4.1.2 熊本への適用	48
4.2 安定解析への適用	51
4.2.1 新潟への適用	51
5. 考 察	53
付録解析データ	54

1. 調査目的

軟弱地盤上の建設工事における、対策工の選定、設計及び施工において、地盤の土質特性を精度よく迅速に把握することは重要な課題である。

現在、軟弱地盤上の建設工事は、標準貫入試験により得られたN値、不攪乱試料を用いた一軸圧縮試験結果などをもとに、対策工の選定、設計及び施工がおこなわれている。しかしながら、標準貫入試験による方法ではN値0以下が連続するような地盤の評価が不可能であるという問題点や、一軸圧縮試験による方法ではサンプリング試料を持ち帰るといった煩雑さが伴うといった問題点を含んでいる。

近年、開発された「多目的原位置試験機」は、軟弱地盤調査に際して機械本体を移動することなく(再仮設を伴うことなく)、各種原位置試験(三成分コーン貫入試験、さや型ベーン試験)及びボーリング、サンプリングを集中的におこなうことが可能であり、従来の諸手法に比べ軟弱地盤の土質特性を精密かつ迅速に得ることができる試験機である。しかし現在、本試験機による原位置試験結果と、一般に設計に用いられる一軸圧縮試験結果との相関は解明されておらず、本試験機による調査結果は一連の設計の流れに組み込まれてはいない。

本研究の目的は、本試験機を様々な軟弱地盤に試験適用し、得られた原位置試験結果と一軸圧縮試験結果との相関を得ることで、本試験機の設計への有用性を明らかにしようとするものである。

2. 調査方法

2.1 多目的原位置試験機の概要

多目的原位置試験機は、基本的にはボーリングマシンであるが、以下の点について、機能追加、改良、特化した仕様となっている。

(1) 回転台座の追加

ボーリングマシンの下部に高さ1m程度の台座部を追加し、台座上部に回転機構を装備している。本機構の追加により台座下部を固定したままボーリングマシンを360度回転できるようになり、再仮設を伴うことなく4回の原位置試験又はボーリング作業が可能となっている(図2.1)。

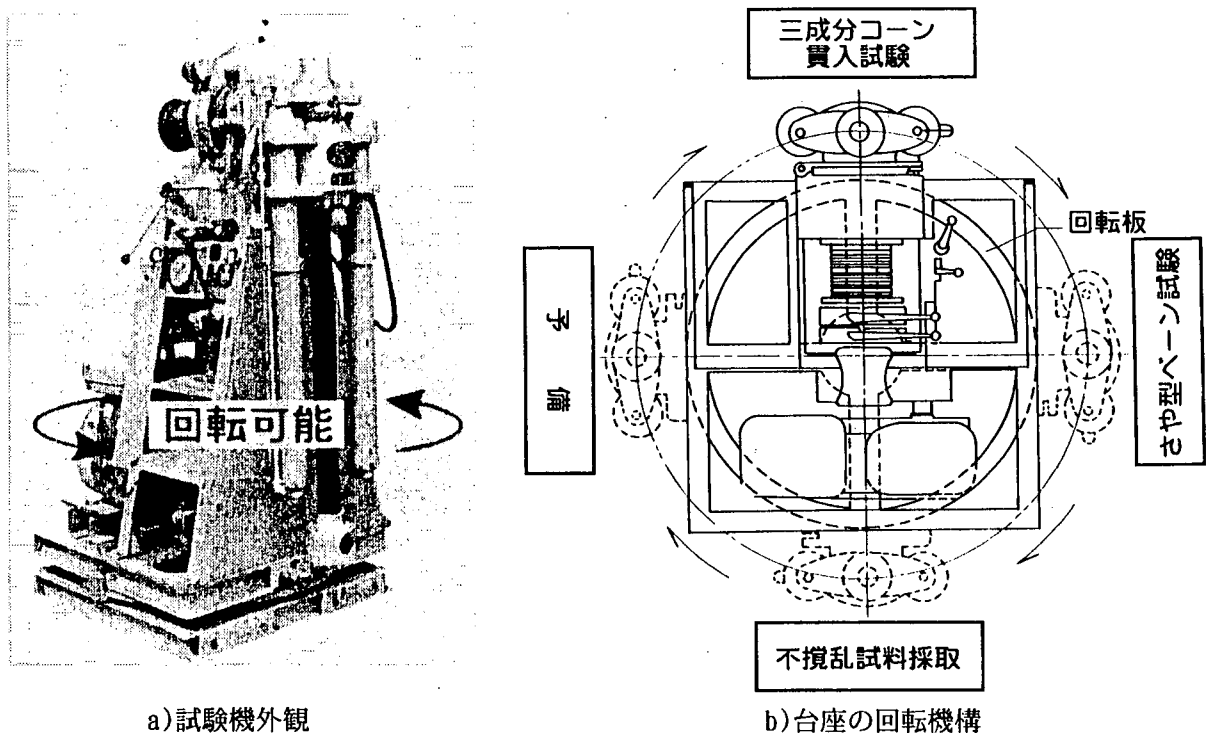


図2.1 回転台座

(2) 原位置試験機の接続

三成分コーン貫入試験、さや型ベーン試験がおこなえるよう、各原位置試験機が接続可能になっている。各原位置試験機は、通常のボーリングロッドに接続されるため、余分な機材を必要としない。

(3) 貫入ストロークの拡大

従来のボーリングマシンに比較し、スイベルヘッドの貫入ストロークを800mm以上と長めに改良した。この改良により一度に貫入可能な長さが大きくなり、作業の効率性が向上している。

2.2 三成分コーン貫入試験

「三成分コーン貫入試験」は静的コーン(円錐)貫入試験の一種で、コーンを一定の速さ(1cm/sec)で土中に圧入し、主にコーンの貫入抵抗から土の強度を求める原位置試験である(図2.2、図2.3)。

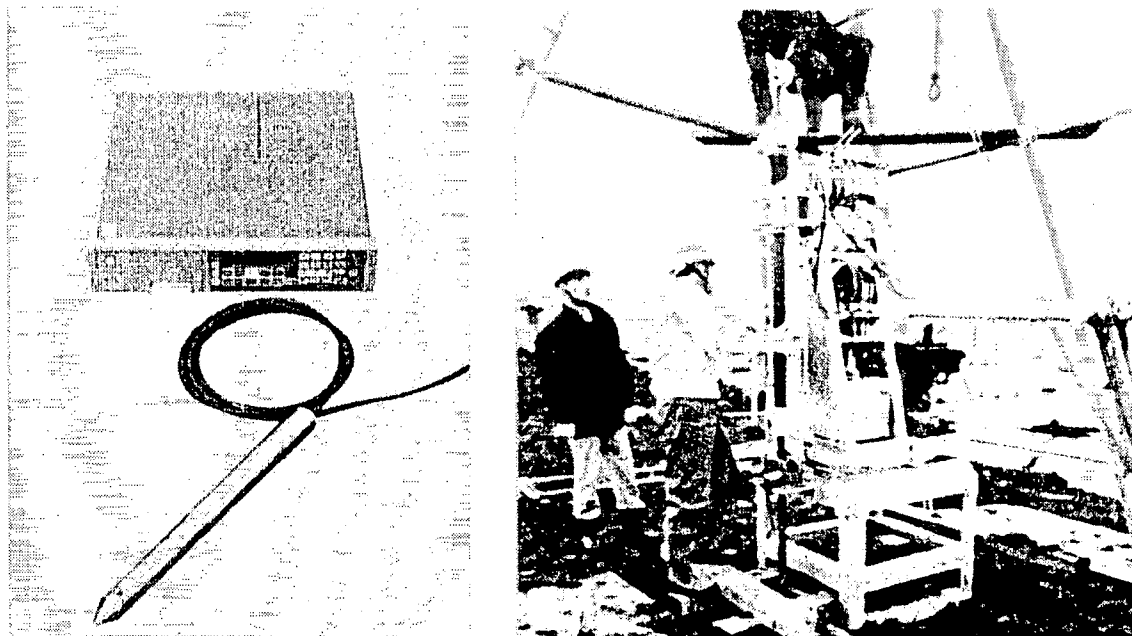


図2.2 三成分コーン貫入試験機と試験状況

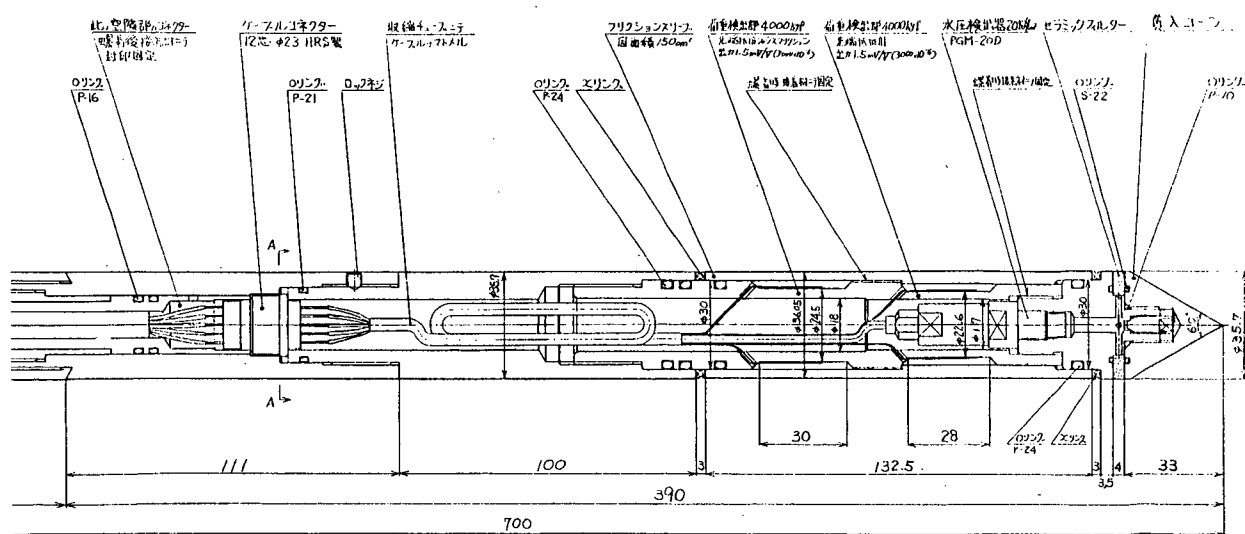


図2.3 三成分コーンの構造

三成分コーン貫入試験により得られる情報は以下の3種類である。

①先端抵抗: q_t (kgf/cm²)

②周面摩擦: f_s (kgf/cm²)

③間隙水圧: u_d (kgf/cm²)

これらの情報は土中の三成分コーン貫入試験機先端に装備されたセンサーから電気信号によって地上まで伝えられる。その際、深度方向に連続した地盤情報が大量に発生するため、これらの情報は貫入量と対にしてデータロガーを介してノート型のパソコンに入力され管理される。

(1) 先端抵抗: q_t

三成分コーンの先端部にある荷重検出器から得られる値である。

一般に「コーン支持力: q_c 」は、「コーン先端の貫入抵抗を円錐底面積で除した値」である。この値は地盤の強度定数(一軸圧縮強度: qu 、N値)と密接な相関があるとされている。

三成分コーン貫入試験では機器の構造上、周面摩擦が貫入抵抗に影響を及ぼすことはないが、間隙水圧の影響により q_c が減少する特性をもつため、以下の式により q_c の補正をおこない「先端抵抗: q_t 」として扱うことにしている。

$$q_t = q_c + (1 - \alpha) u_d$$

ここに、

q_t : 先端抵抗(kgf/cm²)

q_c : 未補正コーン支持力(kgf/cm²)

α : 有効面積比

u_d : 間隙水圧(kgf/cm²)

である。有効面積比: α は簡易な実験により求まる値である。参考までに本研究室の所有する三成分コーン貫入試験機の有効面積比: α は0.852である。

本研究では主に「先端抵抗: q_t 」に着目し「一軸圧縮強度: $qu/2$ 」との相関を求めることを大きな目的としている。また「先端抵抗: q_t 」は土層構成の調査にも有用であり、値の大小により砂か粘土かの概ねの判別が可能であるとともに、精度の高い土質柱状図の作成にも役立たせることができる。

(2) 周面摩擦: f_s

三成分コーンの首に当たる部分にある荷重検出器から得られる値である。

一般に「周面摩擦: f_s 」は、「コーン周面の貫入抵抗を周面面積で除した値」である。この値は「先端抵抗: q_t 」と比較的近い傾向を示す。

本研究では特に「周面摩擦: f_s 」について単独で扱ってはならず「先端抵抗: q_t 」の補助的な情報として用いる程度である。

(3) 間隙水圧: u_d

基本的に三成分コーンの先端の溝につながる水圧検出器から得られる値である。

一般に「間隙水圧: u_d 」は「コーン付近の間隙水圧」を示すが、三成分コーン貫入試験では連続して貫入しながら間隙水圧を測定するため、静水圧を得るわけではない。

本研究では主に「間隙水圧: u_d 」を土層構成の砂か粘土かの判別に用いている。これは、貫入中に得られた間隙水圧: u_d が、砂質土地盤の場合は静水圧に近い値をとり、粘性土地盤の場合は静水圧よりかなり大きな値をとる特性を利用しておこなうものである。この現象は、砂質土は透水係数が高いためコーン貫入に伴って発生する過剰間隙水圧が瞬時に消散するのに対し、粘性土は透水係数が低いため発生する過剰間隙水圧が静水圧にそのまま加算されるという相違点によってもたらされるものである。

2.3 さや型ベーン試験

ベーンせん断試験は鋼製のベーン(十字羽根)を土中に挿入してロッドにより回転し、最大回転モーメントからベーンに外接する円筒すべり面上のせん断強さを求める直接せん断試験である(図2.4)。

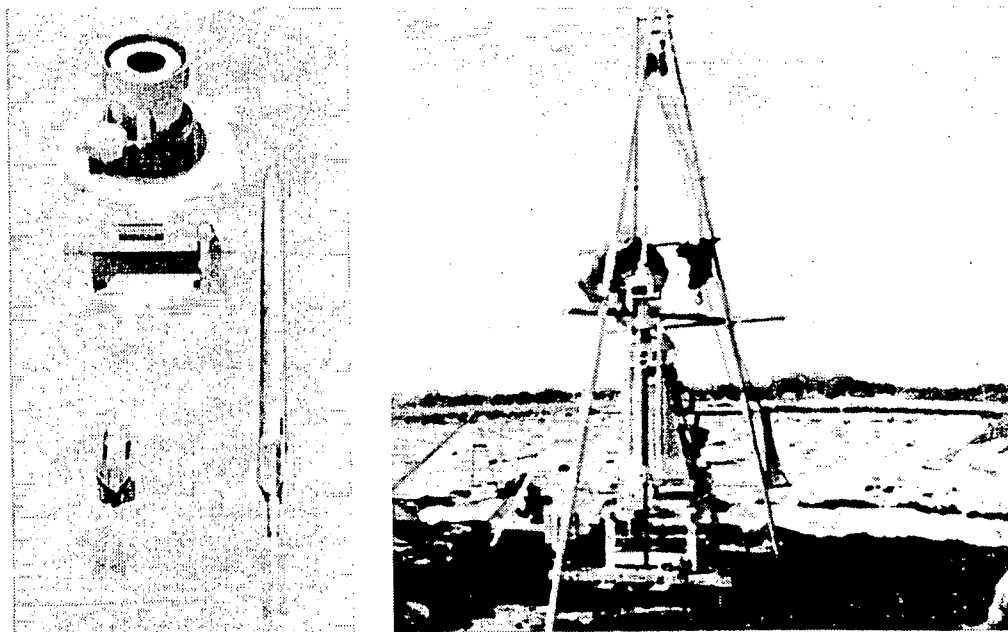


図2.4 さや型ベーン試験機と試験状況

今回、新規作成した「さや型ベーン試験機」はベーンが収まる「さや」を装備しているのが特徴である。ベーンがさやに収まった状態であれば直接地盤への貫入が可能であり、測定深度に達した時点でベーンをさやから出して試験を実施することができる。これにより、事前のボーリングを必要とせず、一度に複数深度の情報が得られるという利点をもつ。また、二重管式であるため、ロッドが周面摩擦の影響を受けることがなく、試験精度も高い。

試験は多目的原位置試験機上部にさや型ベーン試験機の与回転部を設置、ベーン本体(直径:4cm、高さ:8cm、4枚羽根)を所定深度まで貫入し、試験を実施するという手順を必要回数繰り返しておこなう。回転は0.1deg/secの速度を回転ハンドルにより手動で与える(電動による駆動も可能だが通常の場合は手動で十分である)。計測は目視で目盛を読み、最大回転モーメント(kg・cm)を記録する。

さや型ベーン試験により得られる情報は「ベーン強度: $\tau_{f(v)}$ 」であり、以下の式で求める。

$$\tau_{f(v)} = \frac{6}{7} \cdot \frac{M_{max}}{\pi D^3}$$

ここに、

$\tau_{f(v)}$: ベーン強度(kgf/cm²)

M_{max} : 最大回転モーメント(kg・cm)

D : ベーンの直径(cm)

である。なお、標準型のベーン(直径:高さ=1:2)を用いる限りベーンの高さの項は必要ない。

本研究では「ベーン強度: $\tau_{f(v)}$ 」を「先端抵抗: q_t 」の検証を行うための重要情報として位置付けている。三成分コーン貫入試験から得られる「先端抵抗: q_t 」は基本的に「貫入強度」であり、さや型ベーン試験から得られる「ベーン強度: $\tau_{f(v)}$ 」のように「せん断強度」ではないためである。

2.4 ボーリング及びサンプリング

多目的原位置試験機は基本的にはボーリングマシンであり、ボーリング及びサンプリングを実施することが可能である。

サンプリングは機械式及び水圧式シンウォールサンプラーにより不攪乱試料の採取が可能である。採取された不攪乱試料を持ち帰り、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、一面せん断試験を実施することが可能である。これらの試験結果は、現地で実施した原位置試験結果の検証と補足に有用である。

なお、三成分コーン貫入試験やさや型ベーン試験は礫層及び締まった砂層などは貫通できないため、該当部をボーリングにより貫通し、試験を再開することもありうる。

3. 調査結果

3.1 霞ヶ浦における地盤調査

3.1.1 調査概要

平成6年度、茨城県稲敷郡霞ヶ浦干拓地地内で多目的原位置試験機の現場適用性についての調査を実施した。

調査位置を図3.1に、調査項目を表3.1に示す。

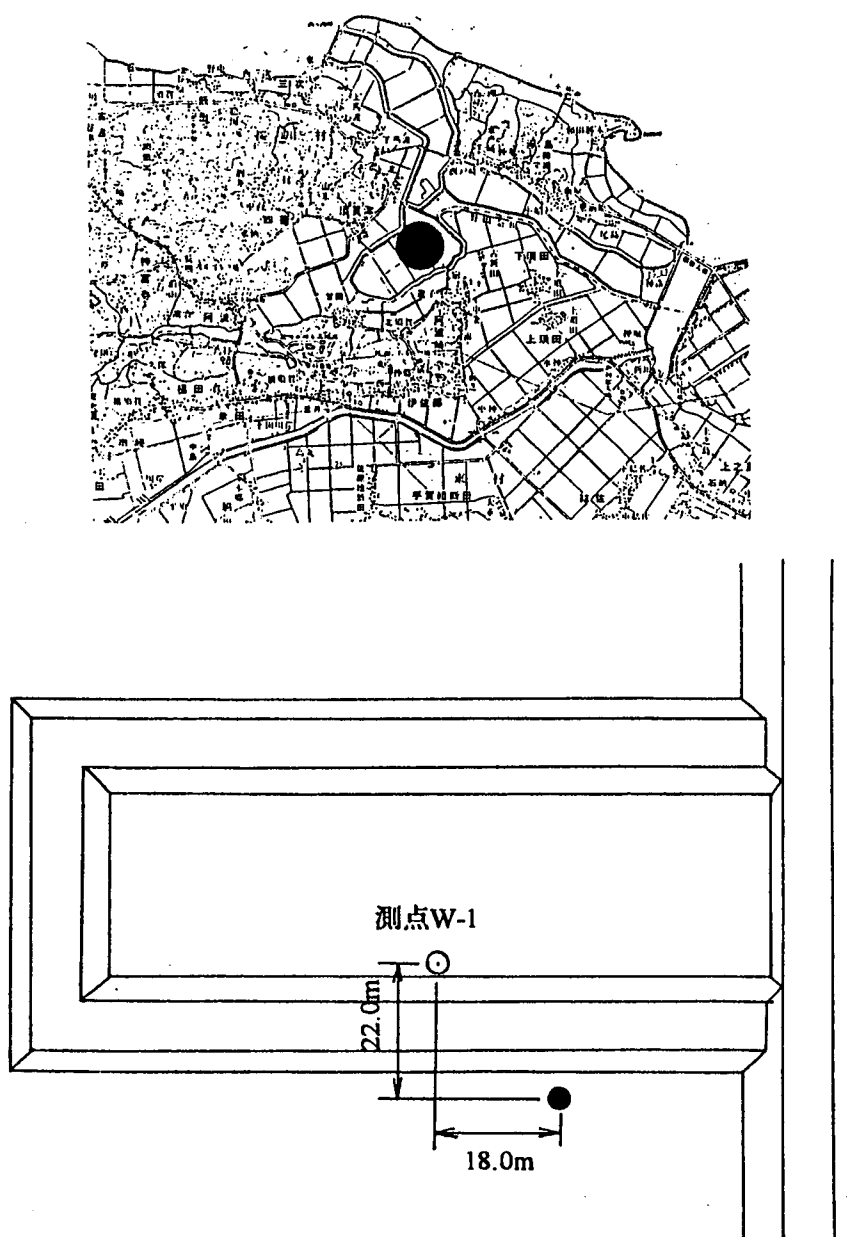


図3.1 調査位置

表3.1 調査項目

調 査 項 目	数量	単位	備 考
三成分コーン貫入試験	12.8	m	
さや型ベーン試験	12	本	
不攪乱試料採取	8	ヶ	掘削深度:10.6m
土粒子の密度試験	8	試料	1試料×3供試体
含水比試験	8	ヶ	
粒度試験	8	ヶ	
液性・塑性限界試験	8	ヶ	
一軸圧縮試験	7	ヶ	1試料×2供試体
一面せん断試験	8	ヶ	1試料×1供試体
三軸圧縮試験	3	ヶ	1試料×1供試体
圧密試験	1	ヶ	1試料×1供試体

3.1.2 地盤概要

塑性限界(W_p)、液性限界(W_L)、自然含水比(W_n)、土粒子の密度(ρ_s)および粒度分布を図3.2に示す。各深度ともシルト・粘土分(粒径0.075mm以下)が90%以上を占める、完全な粘土地盤である。

三成分コーン貫入試験の結果を図3.3に示す。コーン貫入抵抗(q_t)は、5m付近を境にして深度に対する増加率が異なっていることから、若干性状の異なる2層の粘土からなる粘土地盤であると推測できる。

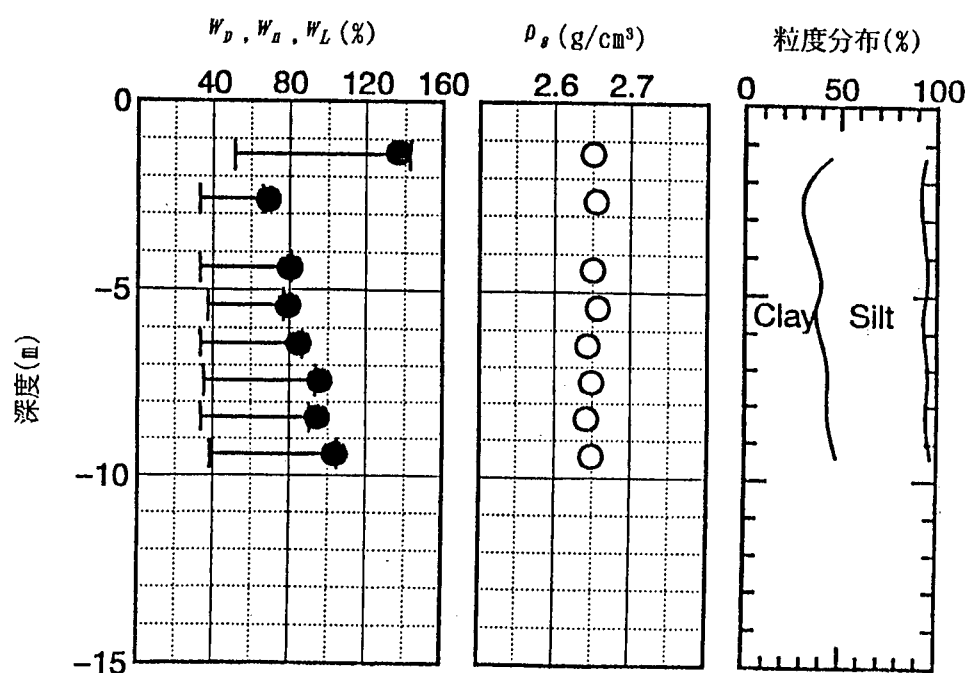


図3.2 地盤概要

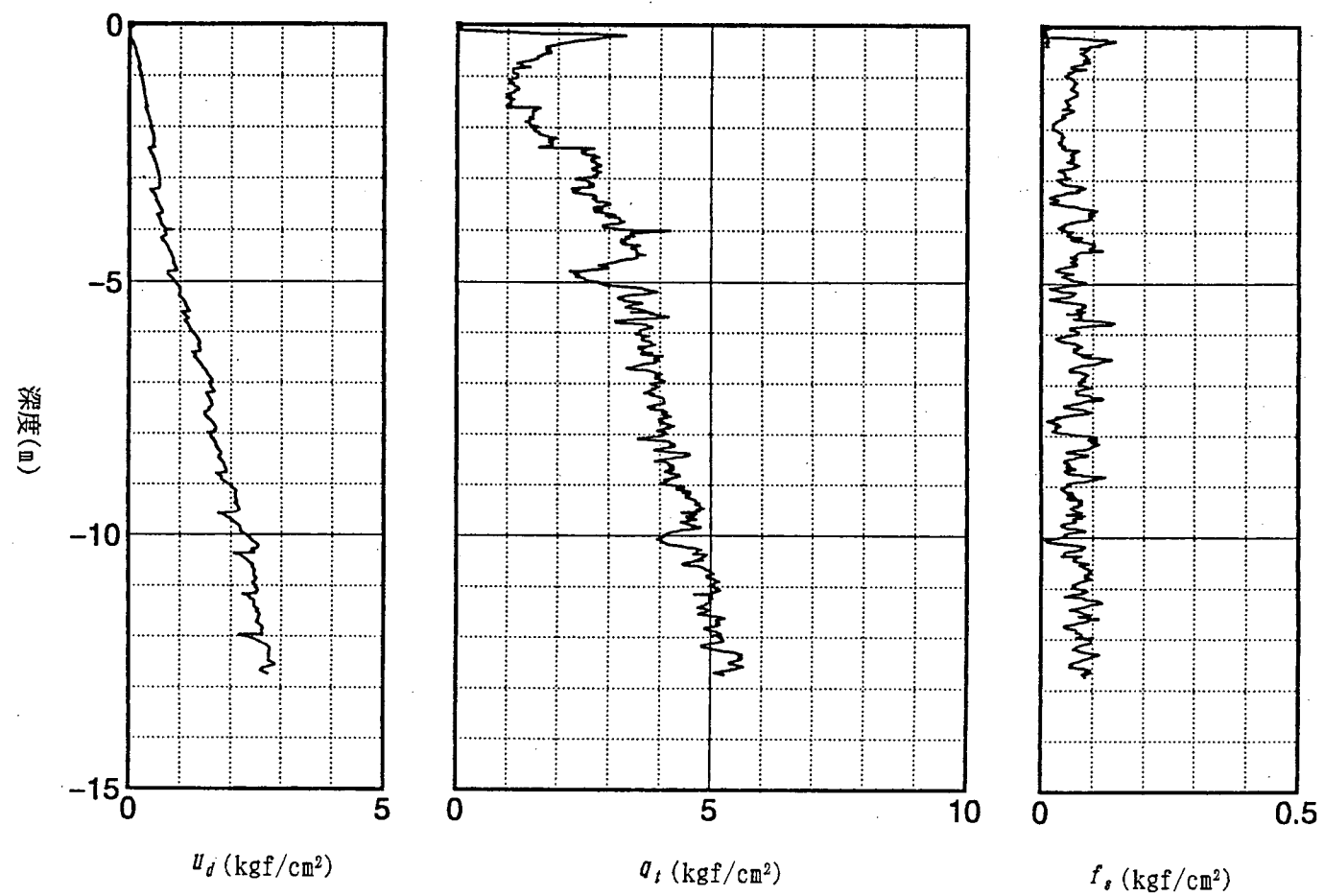


図3.3 三成分コーン貫入試験結果

3.1.3 ベーン試験結果

深度に対するベーンせん断強度($\tau_{f(v)}$)を図3.4に示す。ベーンせん断強度($\tau_{f(v)}$)は、深度5m付近で強度が一旦落ち込むような挙動を示している。このことは上記コーン貫入抵抗(q_i)に関する推測とも関連して、若干性状の異なる2層の粘土からなる粘土地盤であると推測できる。

3.1.4 一軸圧縮試験結果

深度に対する一軸圧縮強度(qu)の1/2の値、($qu/2$)を図3.5に示す。一見して($qu/2$)は非常にばらつきが大きく一貫した傾向が見られない。

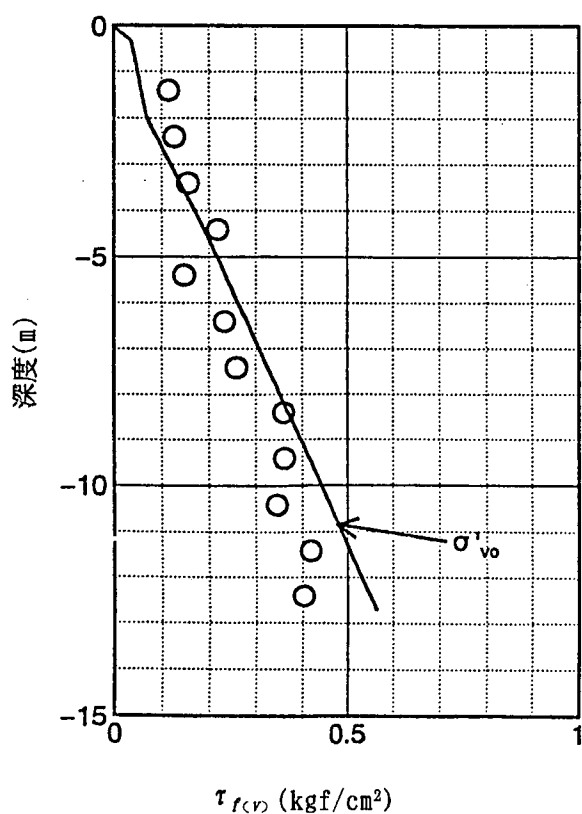


図3.4 さや型ベーン試験結果

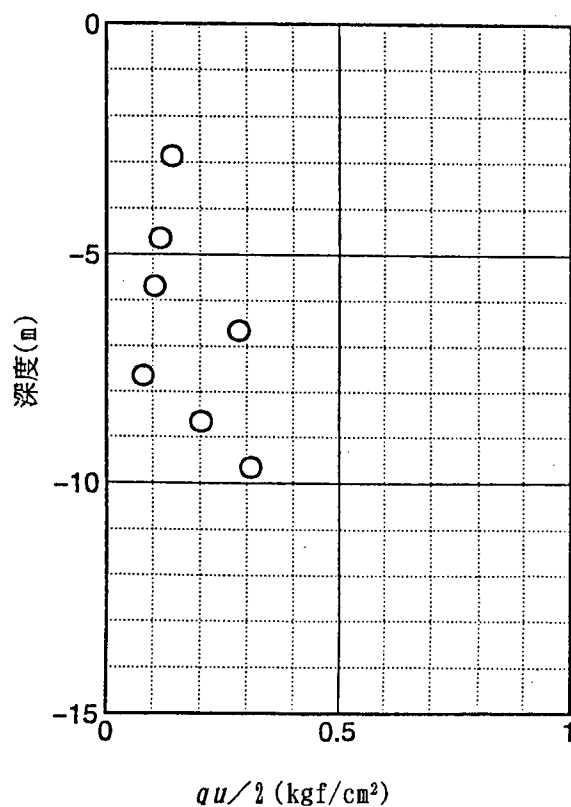


図3.5 一軸圧縮試験結果

3.1.5 一面せん断試験結果

原位置でのせん断強度を得るため、有効土かぶり圧(σ'_{vo})下で一次圧密終了まで($\sqrt{t}$ 方により10分間)圧密した後、変位速度0.25mm/minで定圧一面せん断試験を行った。深度に対する一面せん断強度($\tau_{f(d)}$)を図3.6に示す。

3.1.6 三軸圧縮試験結果

深度に対する三軸圧縮強度($\tau_{f(t)}$)を図3.7に示す。

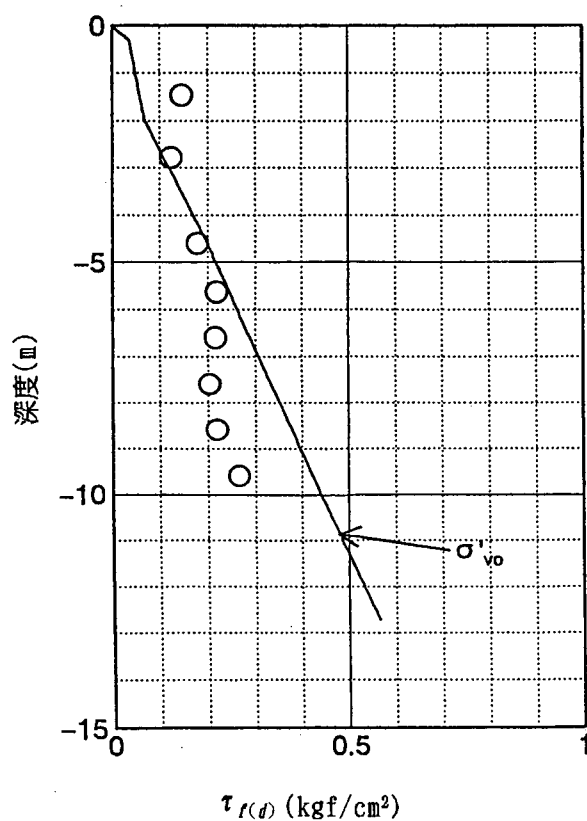


図3.6 一面せん断試験結果

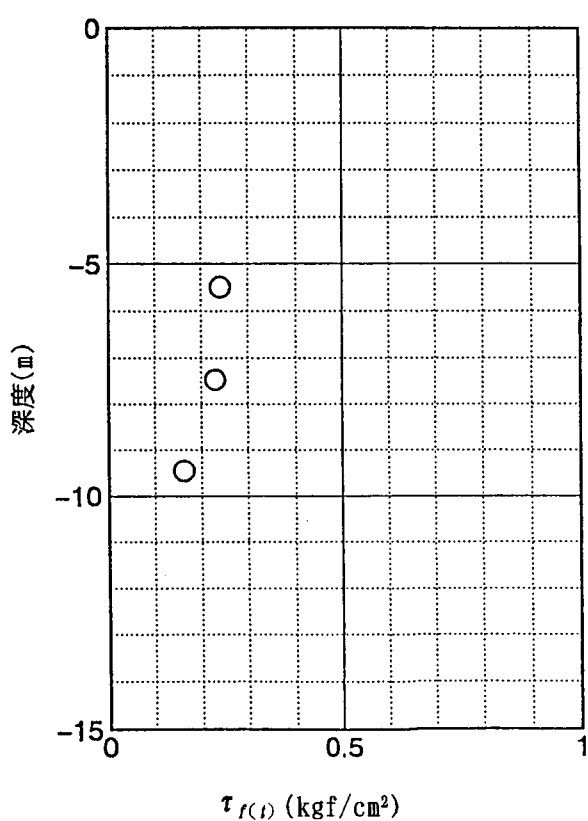


図3.7 三軸圧縮試験結果

3.1.7 圧密試験結果

深度6.4mの試料に対する標準圧密試験から得られた間隙比(e_0)と圧密圧力(p)との関係を図3.8に示す。また、平均圧密圧力($\bar{p}$)に対する体積圧縮係数(m_v)、圧密係数(c_v)との関係を図3.9に示す。

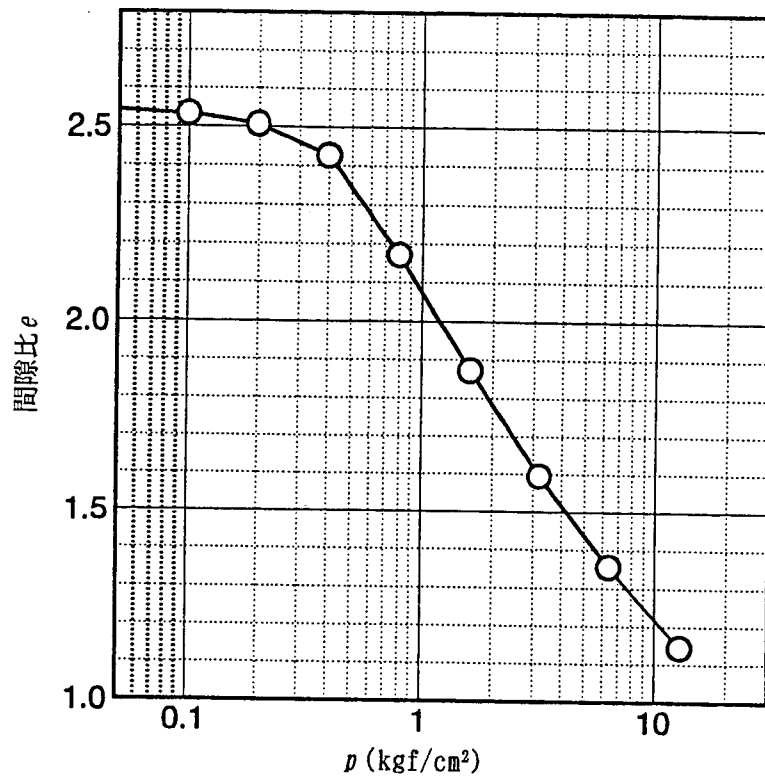


図3.8 $e - \log p$ 曲線

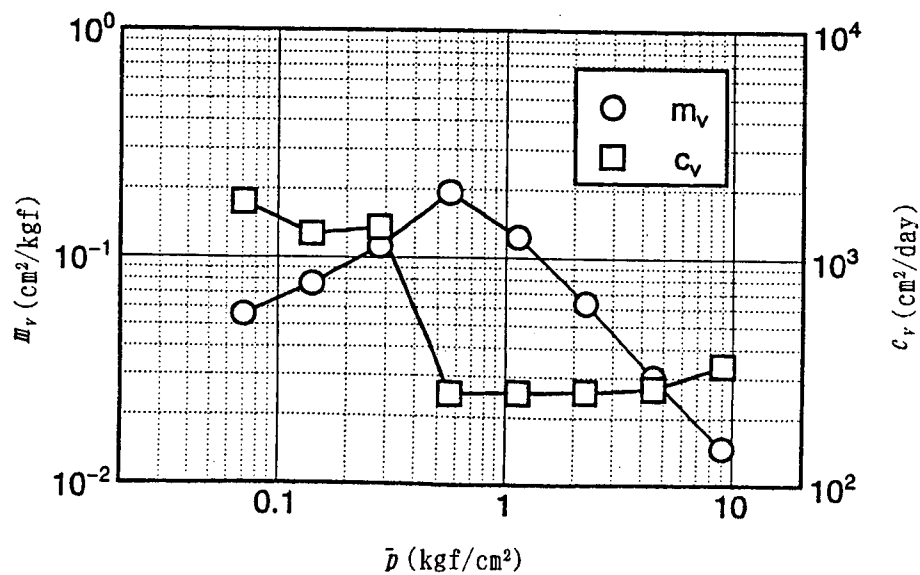


図3.9 m_v, c_v 曲線

3.2 新潟西における地盤調査

3.2.1 調査概要

平成6年度及び平成7年度、新潟県新潟市新潟西バイパス盛土のり尻付近で多目的原位置試験機の現場適用性についての調査を実施した。

調査位置を図3.10に、調査項目を表3.2に示す。

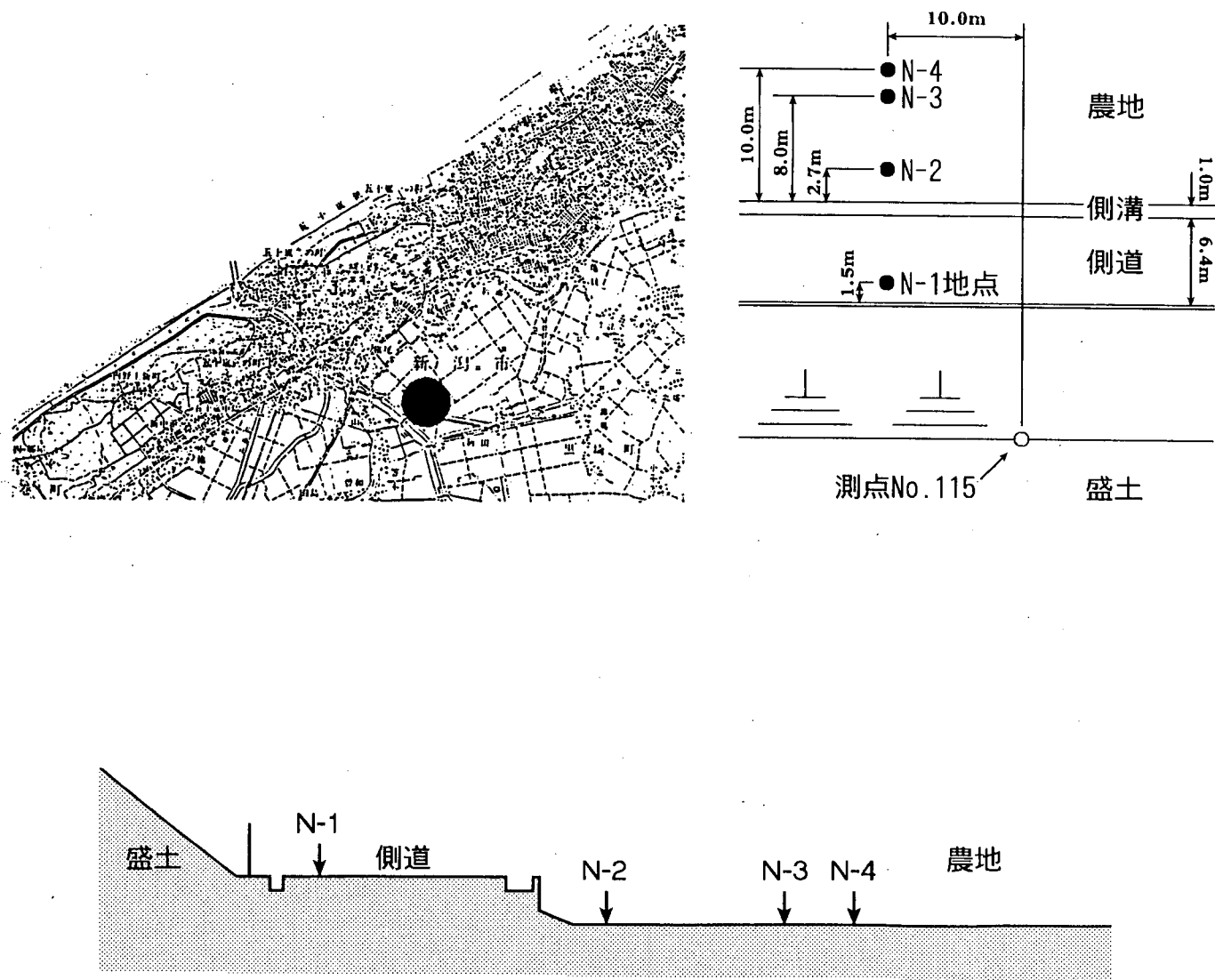


図3.10 調査位置

表3.2 調査項目

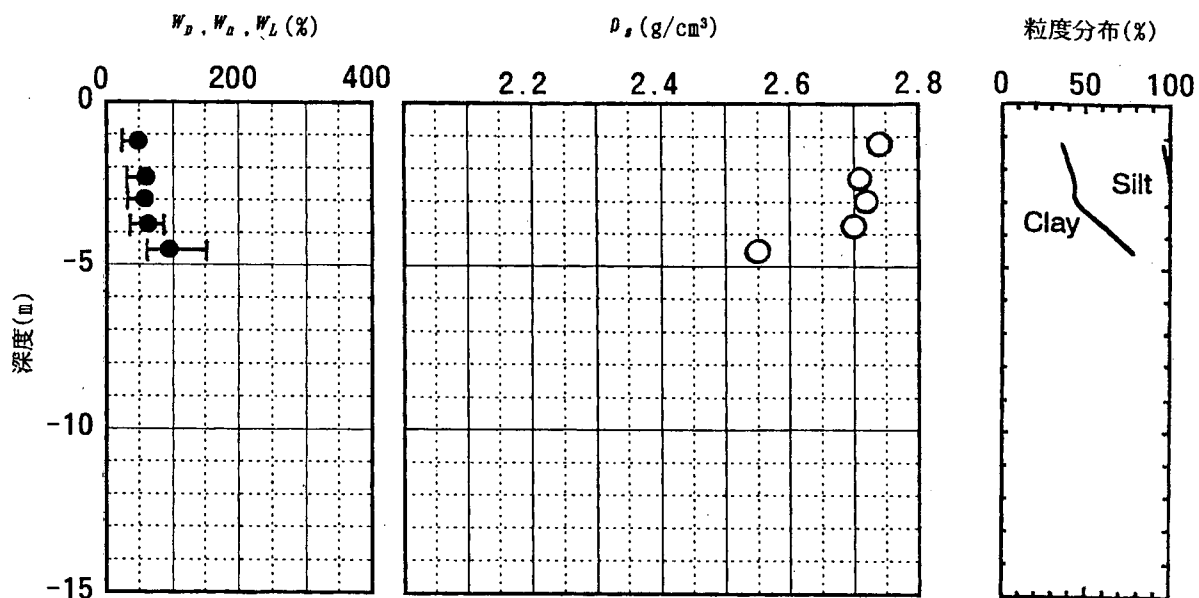
調 査 項 目	数量	単位	備 考
三成分コーン貫入試験	23.2	m	4地点計(4.2m+7.6m+5.7m+5.7m)
さや型ベーン試験	22	本	
不攪乱試料採取	11	ヶ	N-1地点及びN-3地点
土粒子の密度試験	11	試料	1試料×3供試体
含水比試験	11	ヶ	
粒度試験	11	ヶ	
液性・塑性限界試験	11	ヶ	
一軸圧縮試験	11	ヶ	1試料×2供試体
一面せん断試験	11	ヶ	1試料×1供試体(土被り圧)
	2	ヶ	1試料×3供試体(正規圧密)
三軸圧縮試験	8	ヶ	1試料×1供試体
圧密試験	11	ヶ	1試料×1供試体

3.2.2 地盤概要

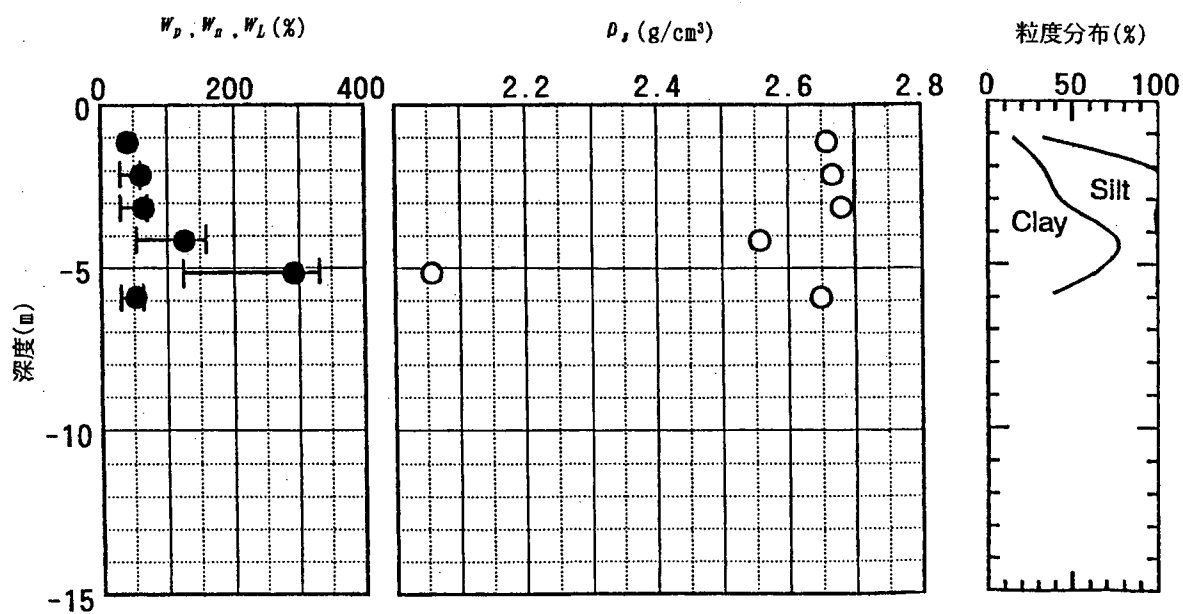
塑性限界(W_p)、液性限界(W_L)、自然含水比(W_n)、土粒子の密度(ρ_s)及び粒度分布を図3.11に示す。深度2mまでは比較的砂分を多く含むが、2m以深はシルト・粘土分(粒径0.075mm以下)が90%以上を占める、完全な粘土地盤である。深度5m付近で土粒子の密度が小さいが、これはピートが堆積しているためである。以上の特徴は両調査地点とも共通にあらわれている。

三成分コーン貫入試験の結果を図3.12に示す。いずれの地点においても、コーン貫入抵抗(q_t)は1～2m付近で非常に大きくなっており、砂の存在を検知している。これは1m間隔に実施するサンプリングのみでは得られなかった可能性のあるデータであり、連続して地盤情報を得ることの可能な三成分コーン貫入試験の有意性があらわれている。

また、盛土至近であるN-1地点では砂層の位置が約30cmほど深度方向に移動していることから、盛土を行ったことにより圧密沈下の影響を受けたこと、その沈下量は約30cm程度であることがわかる。



a)N-1地点



b)N-3地点

図3.11 地盤概要

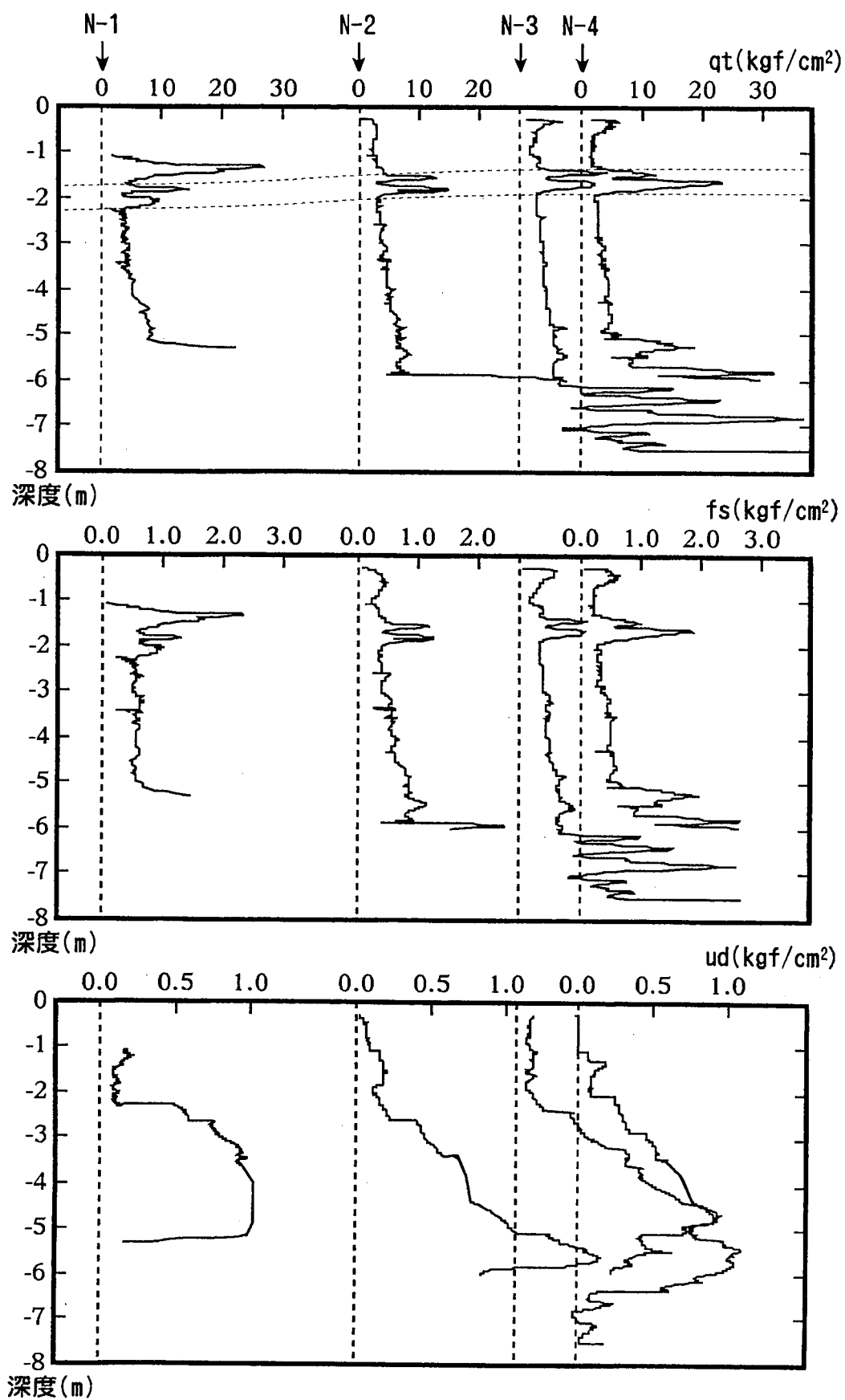


図3.12 三成分コーン貫入試験結果

3.2.3 ベーン試験結果

深度に対するベーンせん断強度($\tau_{t(v)}$)を図3.13に示す。ベーンせん断強度($\tau_{t(v)}$)は、砂質土が存在する深度付近での、砂にベーンが引っかった為と思われる顕著な高強度以外は、深度に伴って増加する傾向にある。

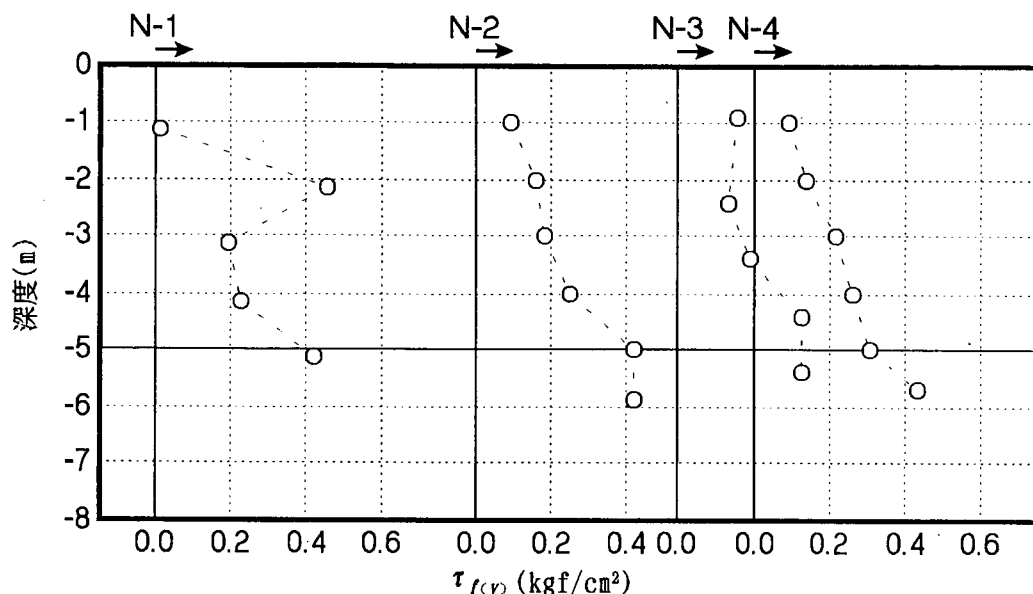


図3.13 さや型ベーン試験結果

3.2.4 一軸圧縮試験結果

深度に対する一軸圧縮強度(qu)の1/2の値、($qu/2$)を図3.14に示す。他の試験結果と比較して若干低めであるが、概ね深度に伴って増加する傾向にある。

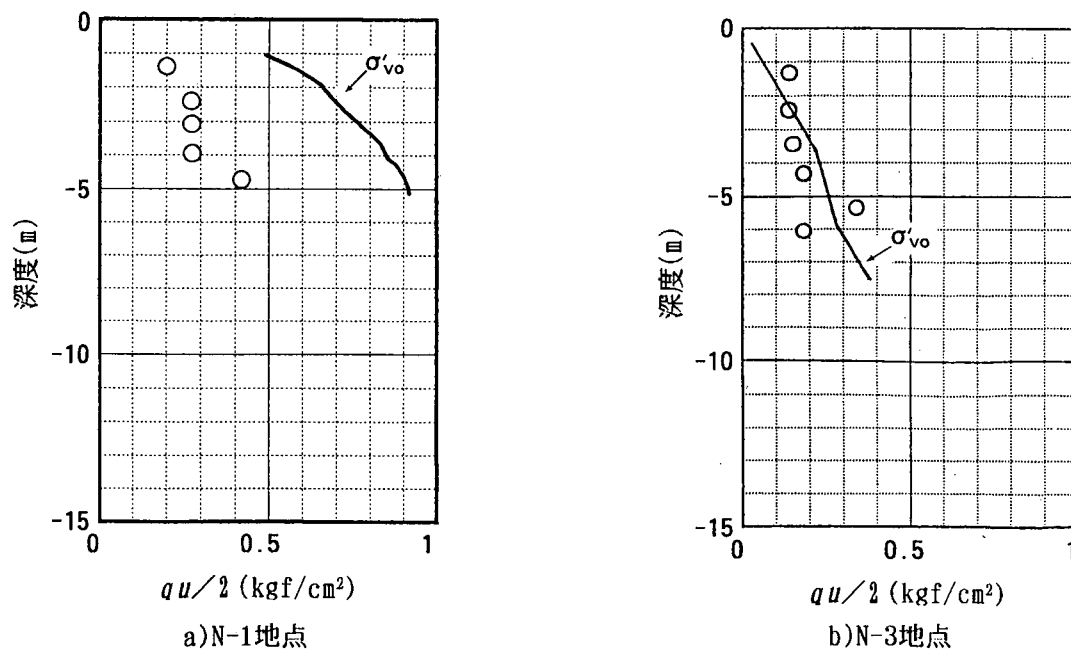


図3.14 一軸圧縮試験結果

3.2.5 一面せん断試験結果

原位置でのせん断強度を得るため、有効土かぶり圧(σ'_{vo})下で一次圧密終了まで($\sqrt{t}$ 方により10分間)圧密した後、変位速度0.25mm/minで定圧一面せん断試験を行った。深度に対する一面せん断強度($\tau_{f(d)}$)を図3.15に示す。深度3m付近のデータを除いて、深度に伴って増加する傾向にある。

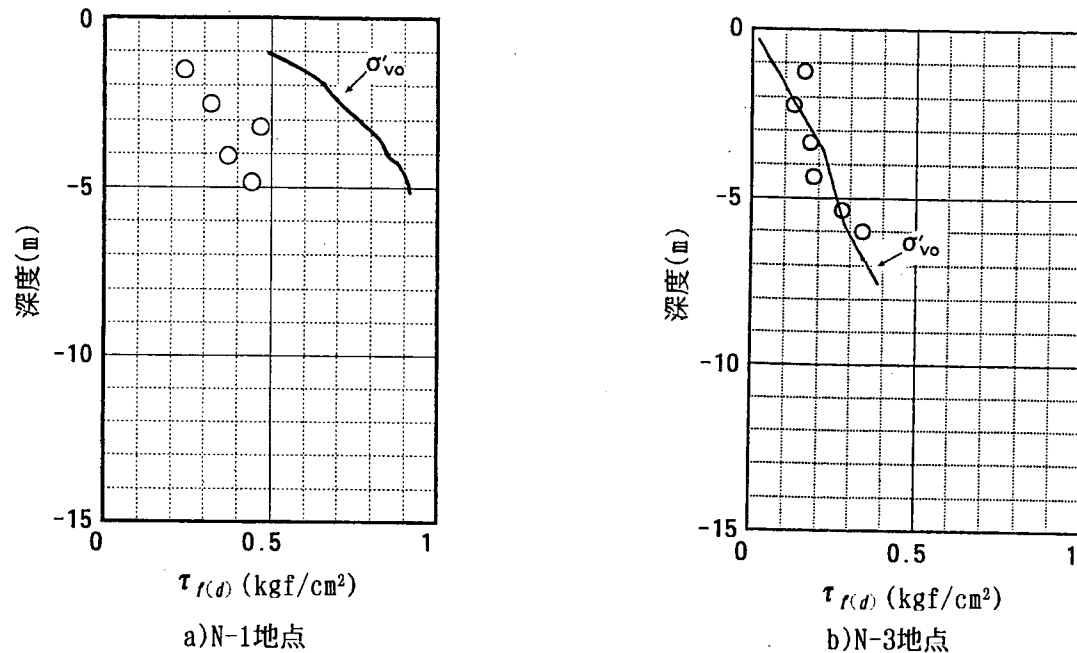


図3.15 一面せん断試験結果

3.2.6 三軸圧縮試験結果

深度に対する三軸圧縮強度($\tau_{f(t)}$)を図3.16に示す。

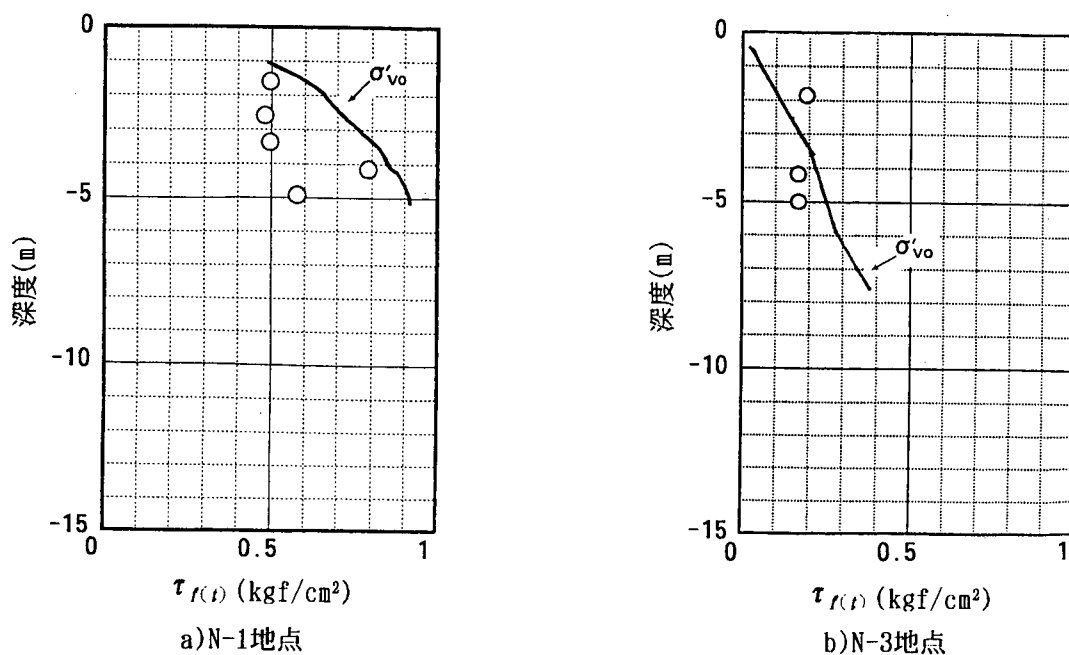
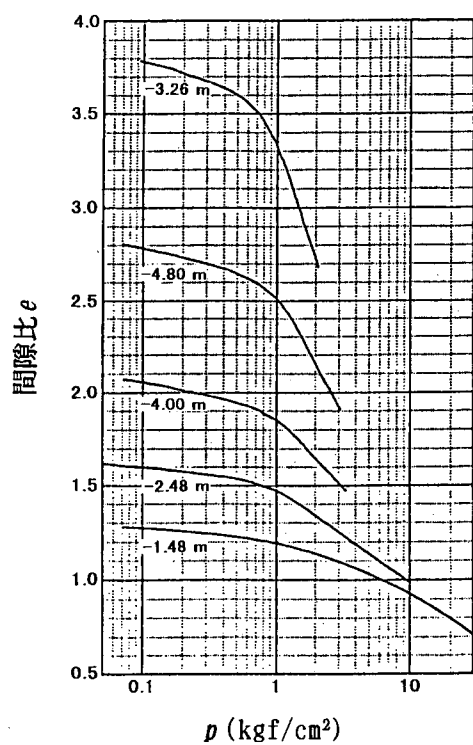


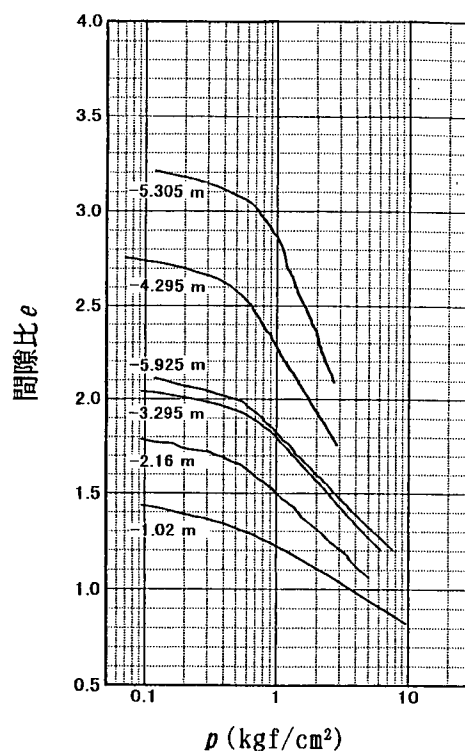
図3.16 三軸圧縮試験結果

3.2.7 圧密試験結果

定ひずみ速度圧密試験から得られた間隙比(e_0)と圧密圧力(p)との関係を図3.17に、平均圧密圧力($\bar{p}$)に対する体積圧縮係数(m_v)、圧密係数(c_v)との関係を図3.18及び図3.19に示す。また、深度に対する圧密降伏応力(σ'_y)を図3.20に示す。

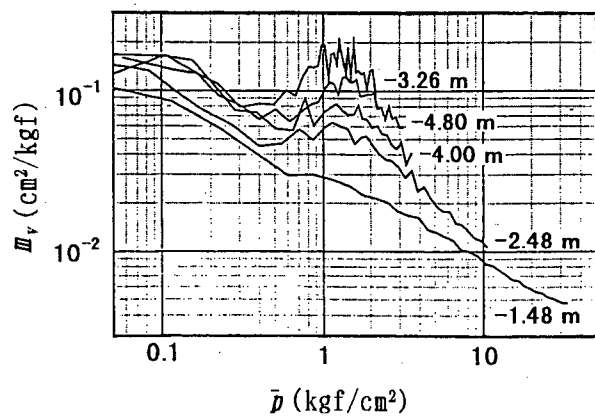


a)N-1地点

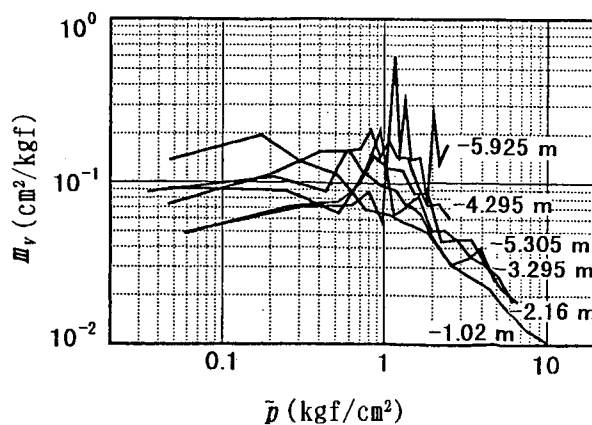


b)N-3地点

図3.17 $e - \log p$ 曲線

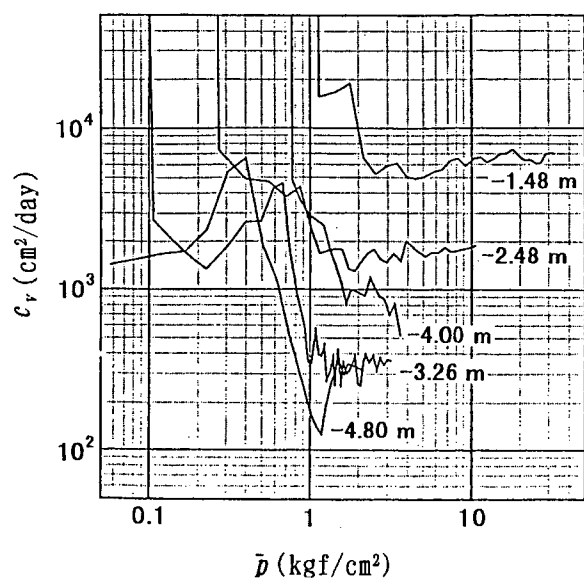


a)N-1地点

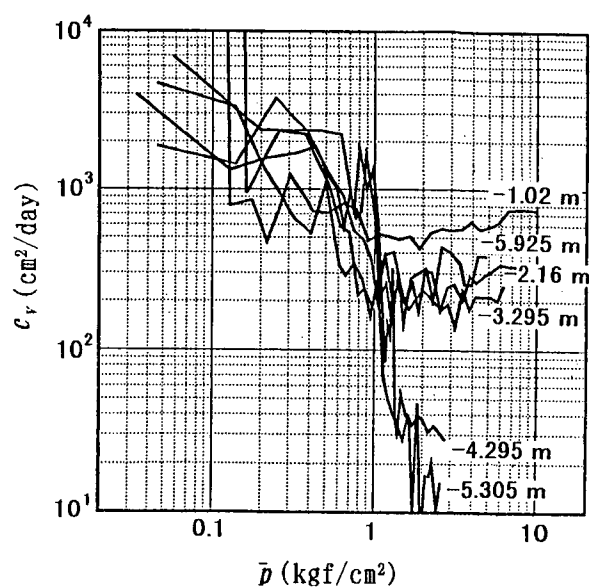


b)N-3地点

図3.18 m_v 曲線

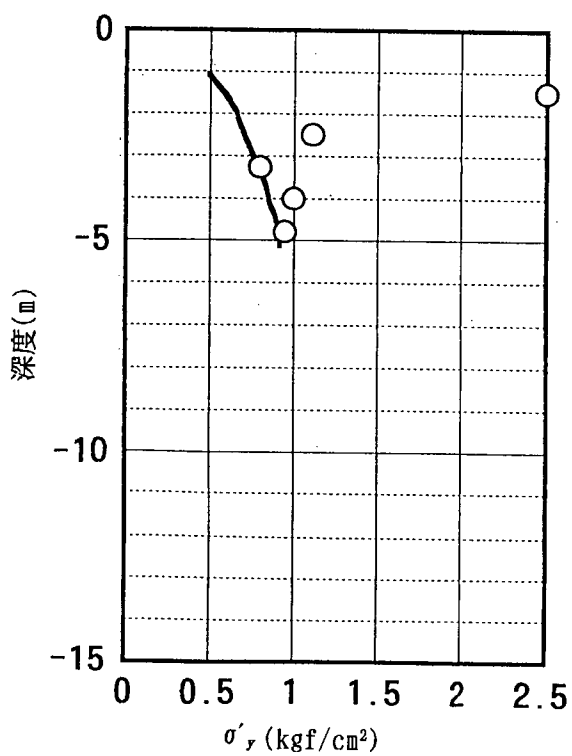


a)N-1地点

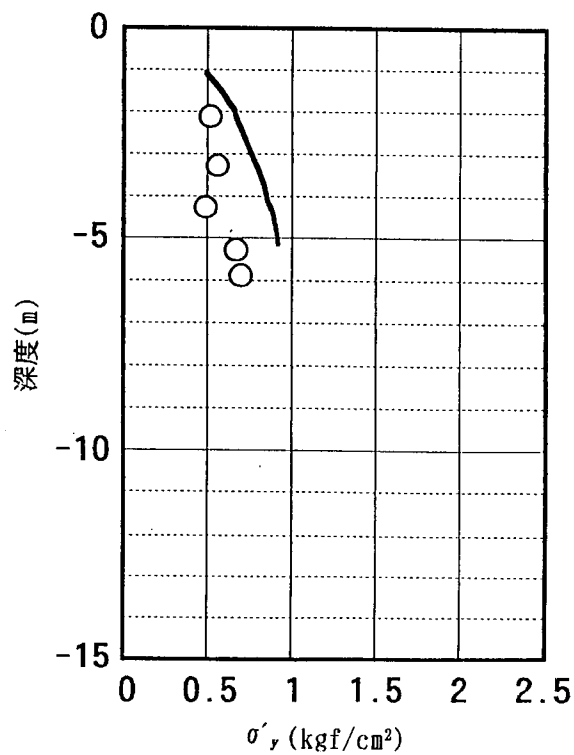


b)N-3地点

図3.19 c_v 曲線



a)N-1地点



b)N-3地点

図3.20 σ'_y 曲線

3.2.8 強度増加率

強度増加率を求めるために、粘土及びPEATの代表的な試料を σ'_{vo} の3倍以上の圧密圧力(σ'_{vc} $\approx 1, 2, 3 \text{ kgf/cm}^2$)で一次圧密が終了するまで圧密した後、同様にせん断に供した。 σ'_{vc} に対するせん断強度 $\tau_{f(d)}$ を図3.21に示す。その結果より、粘土及びPEATの強度増加率は以下の式で表される。

$$\tau_{f(d)} / \sigma'_{vc} = 0.31 \quad (\text{粘土})$$

$$\tau_{f(d)} / \sigma'_{vc} = 0.40 \quad (\text{PEAT})$$

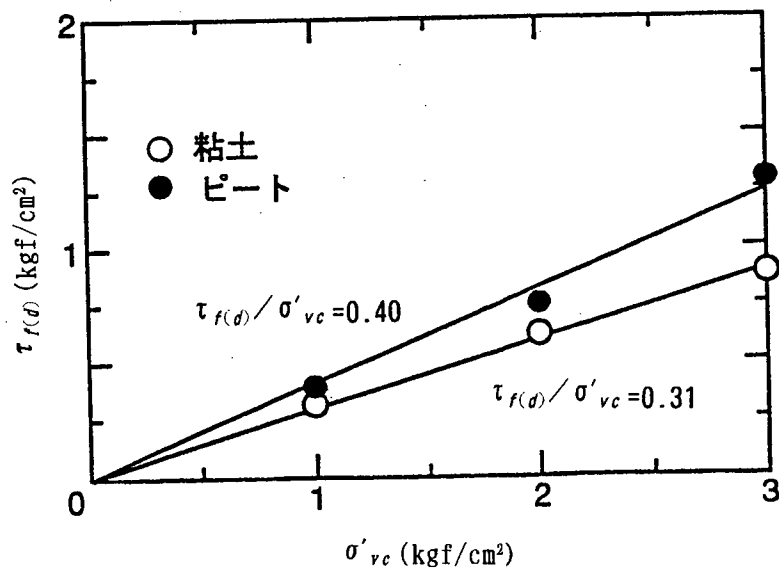


図3.21 強度増加率

3.3 笠岡における地盤調査

3.3.1 調査概要

平成6年度、岡山県笠岡市笠岡干拓地地内で多目的原位置試験機の現場適用性についての調査を実施した。

調査位置を図3.22に、調査項目を表3.3に示す。

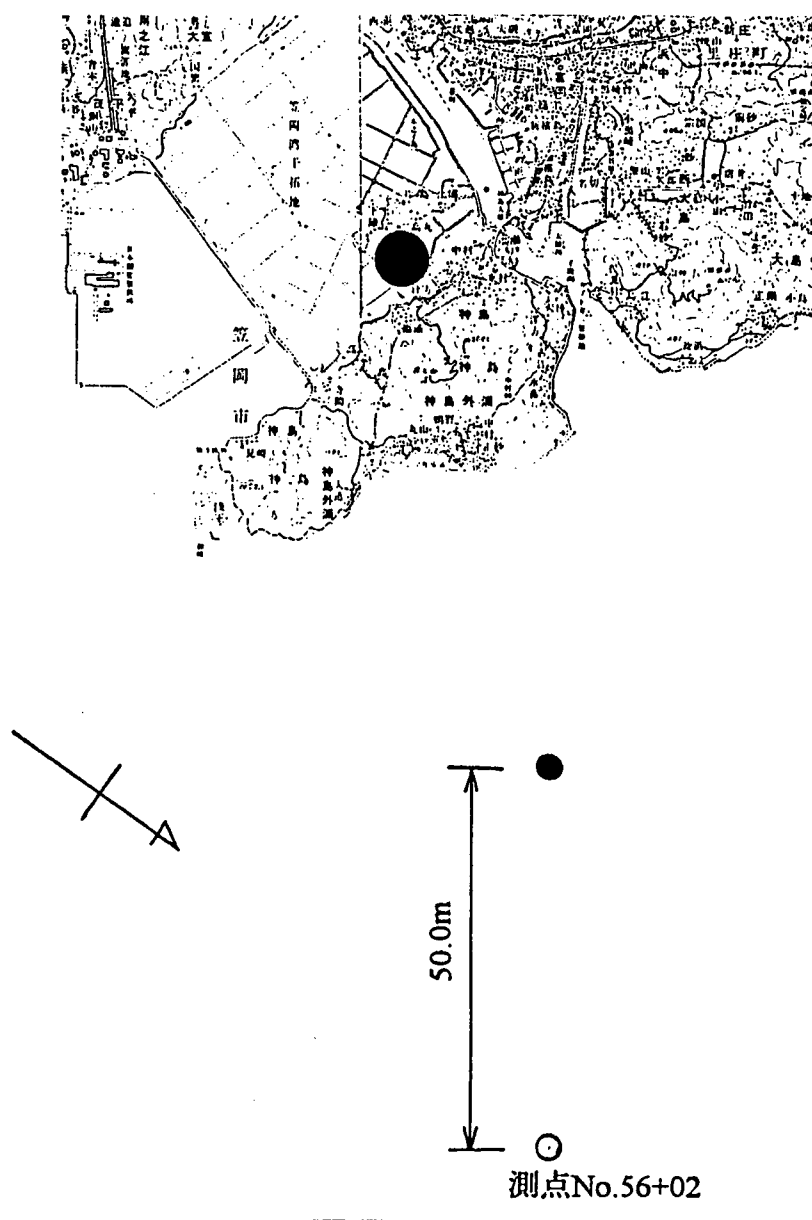


図3.22 調査位置

表3.3 調査項目

調 査 項 目	数量	単位	備 考
三成分コーン貫入試験	12.7	m	
さや型ベーン試験	11	本	
不攪乱試料採取	10	ヶ	掘削深度:11.5m
土粒子の密度試験	10	試料	1試料×3供試体
含水比試験	10	ヶ	
粒度試験	10	ヶ	
液性・塑性限界試験	10	ヶ	
一軸圧縮試験	10	ヶ	1試料×2供試体
一面せん断試験	10	ヶ	1試料×1供試体
三軸圧縮試験	3	ヶ	1試料×1供試体
圧密試験	1	ヶ	1試料×1供試体

3.3.2 地盤概要

塑性限界(W_p)、液性限界(W_L)、自然含水比(W_n)、土粒子の密度(ρ_s)及び粒度分布を図3.22に示す。深度3mまでは比較的砂分を含む土層が存在するが、3m以深はシルト・粘土分(粒径0.075mm以下)が90%以上を占める、完全な粘土地盤である。

三成分コーン貫入試験の結果を図3.23に示す。コーン貫入抵抗(q_t)は、3m以浅の表土層で砂の影響を受けて高めている以外は、深度12mの支持層まで、深度に伴って増加する傾向にある。

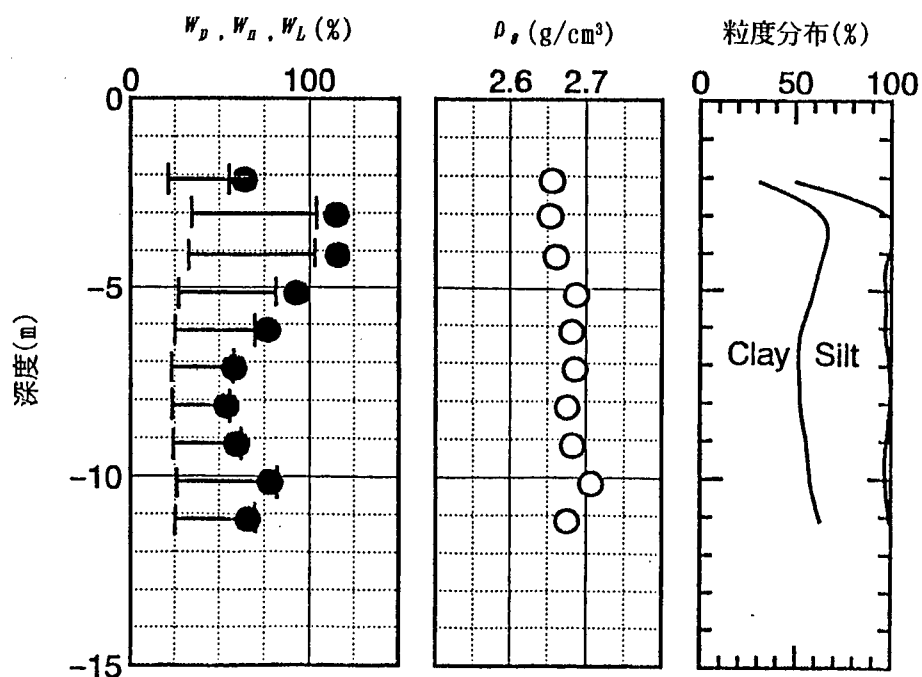


図3.23 地盤概要

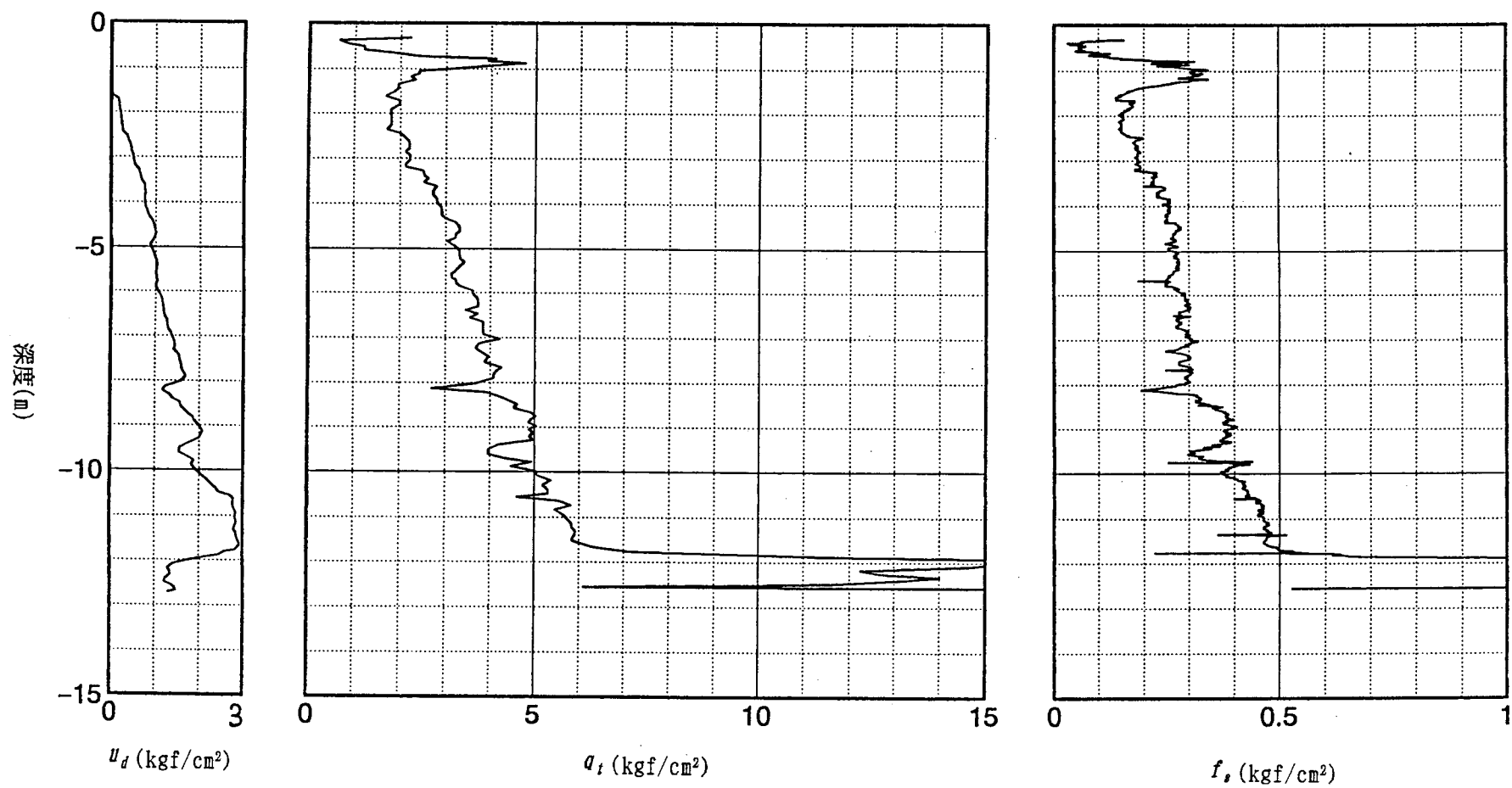


図3.24 三成分コーン貫入試験結果

3.3.3 ベーン試験結果

深度に対するベーンせん断強度($\tau_{f(v)}$)を図3.25に示す。ベーンせん断強度($\tau_{f(v)}$)は、深度に伴って増加する傾向にある。

3.3.4 一軸圧縮試験結果

深度に対する一軸圧縮強度(qu)の1/2の値、($qu/2$)を図3.26に示す。若干ばらつきが目立つが、概ね深度に伴って増加する傾向にある。

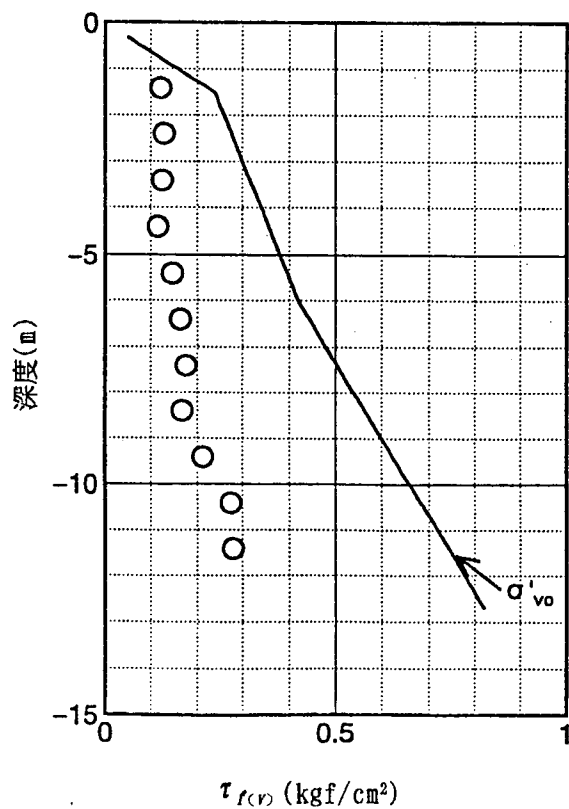


図3.25 さや型ベーン試験結果

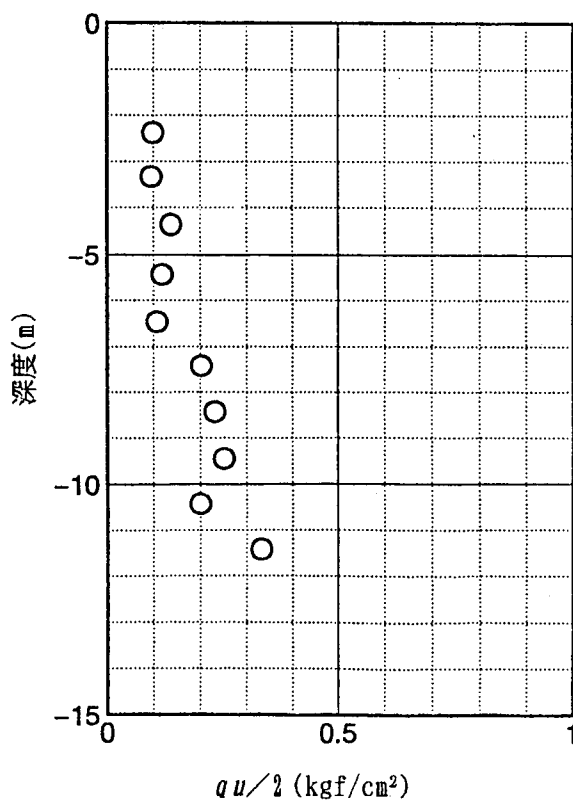


図3.26 一軸圧縮試験結果

3.3.5 一面せん断試験結果

原位置でのせん断強度を得るため、有効土かぶり圧(σ'_{vo})下で一次圧密終了まで($\sqrt{t}$ 方により10分間)圧密した後、変位速度0.25mm/minで定圧一面せん断試験を行った。深度に対する一面せん断強度($\tau_{f(d)}$)を図3.27に示す。若干ばらつきが目立つが、概ね深度に伴って増加する傾向にある。

3.3.6 三軸圧縮試験結果

深度に対する三軸圧縮強度($\tau_{f(t)}$)を図3.28に示す。

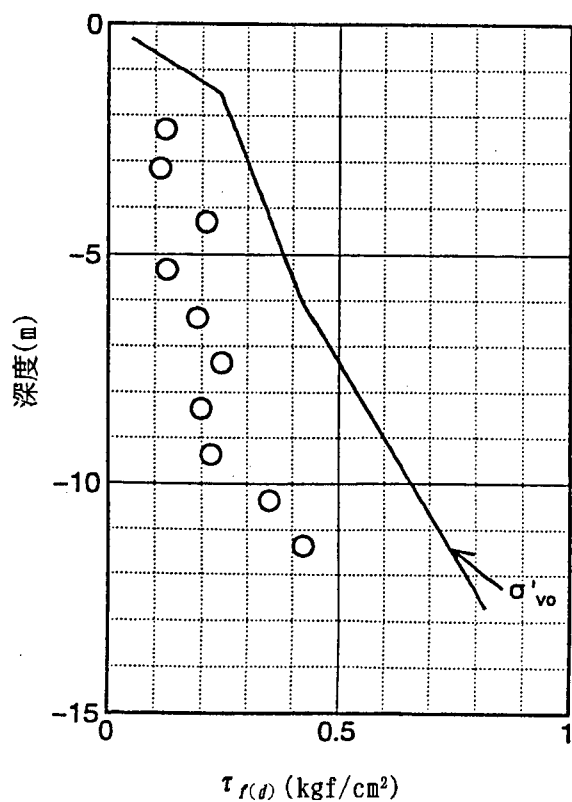


図3.27 一面せん断試験結果

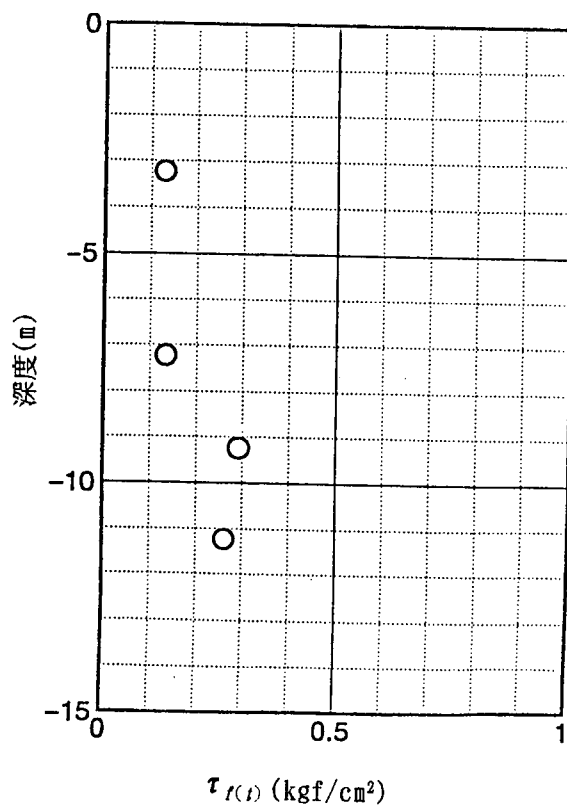


図3.28 三軸圧縮試験結果

3.3.7 圧密試験結果

深度7.3mの試料に対する定ひずみ圧密試験から得られた間隙比(e)と圧密圧力(p)との関係を図3.29に示す。また、平均圧密圧力($\bar{p}$)に対する体積圧縮係数(m_v)、圧密係数(c_v)との関係を図3.30及び図3.31に示す。

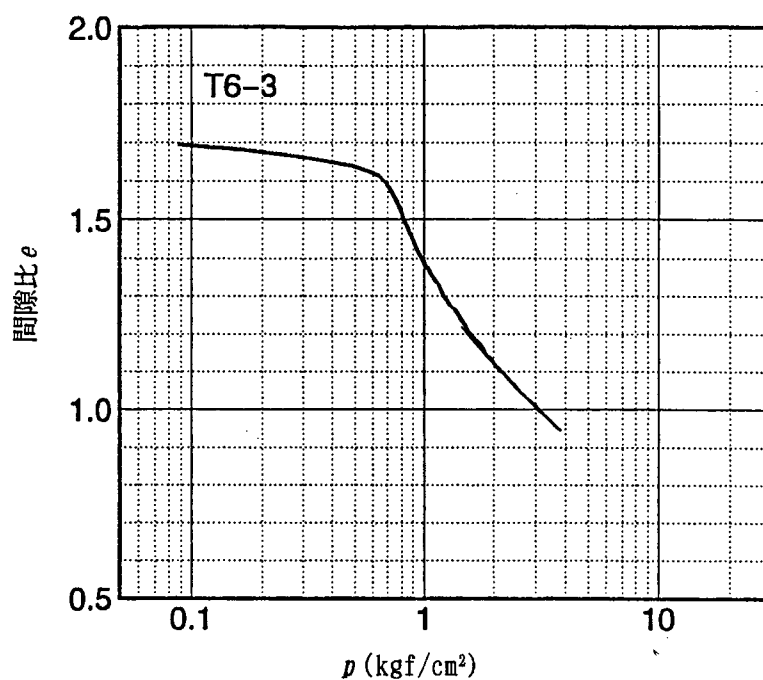


図3.29 $e - \log p$ 曲線

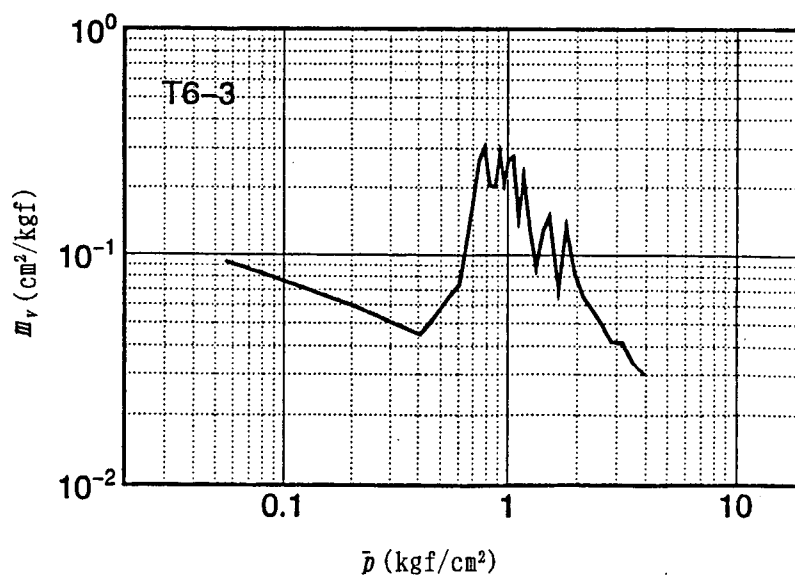


図3.30 m_v 曲線

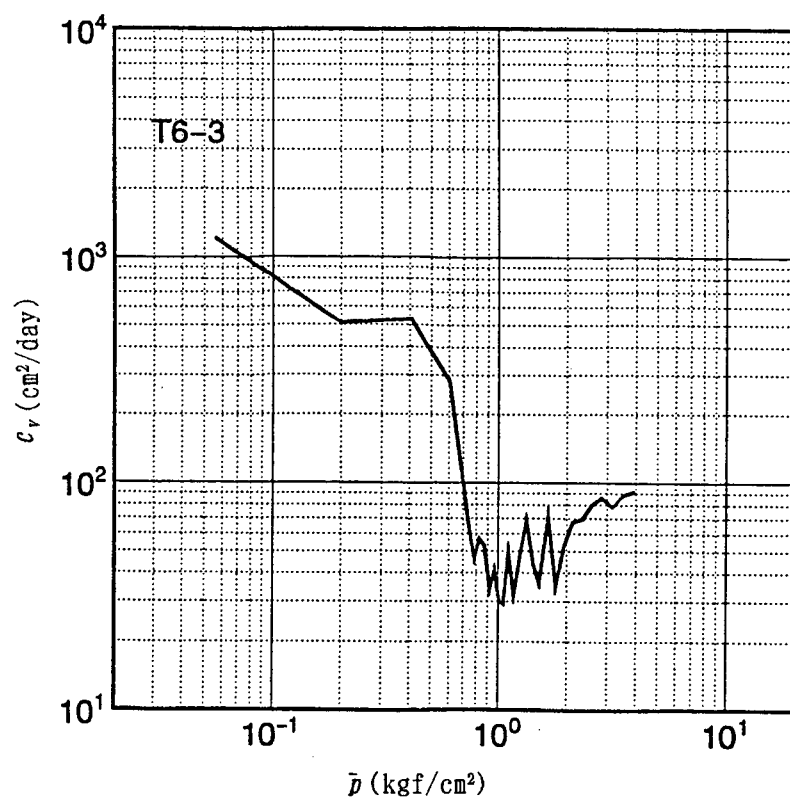


圖3.31 c_v 曲線

3.4 熊本における地盤調査

3.4.1 調査概要

平成8年度、熊本県熊本市国道バイパス盛土の盛土上及び盛土下で多目的原位置試験機の現場適用性についての調査を実施した。

調査位置を図3.32に、調査項目を表3.4に示す。

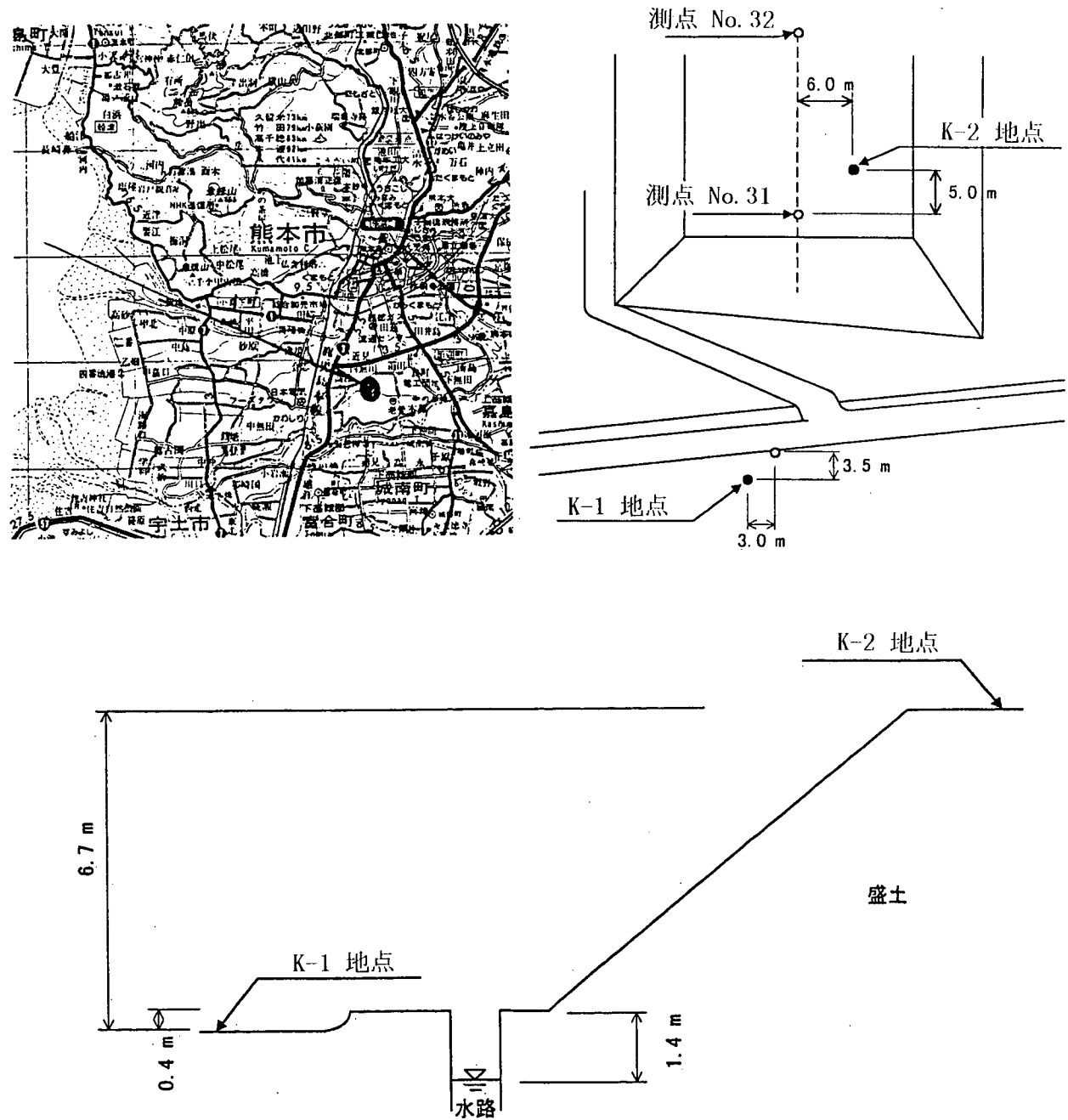


図3.32 調査位置

表3.4 調査項目

調 査 項 目	数 量	単 位	備 考
三成分コーン貫入試験	26.9	m	2地点計(14.7m+12.2m)
さや型ペーン試験	16	本	
不攪乱試料採取	7	ヶ	K-1地点及びK-2地点
土粒子の密度試験	3	試料	1試料×3供試体
含水比試験	3	ヶ	
粒度試験	3	ヶ	
液性・塑性限界試験	3	ヶ	
一軸圧縮試験	7	ヶ	1試料×2供試体
一面せん断試験	7	ヶ	1試料×1供試体
三軸圧縮試験	4	ヶ	1試料×1供試体
圧密試験	4	ヶ	1試料×1供試体

3.4.2 地盤概要

塑性限界(W_p)、液性限界(W_L)、自然含水比(W_a)、土粒子の密度(ρ_s)及び粒度分布を図3.33に示す。本現場は深度5mに砂礫層、深度13m付近細砂層を含んでいる。深度4.3mまでは貝殻混じりの粘土層で一部砂の薄層を挟んでいる。また、深度8.2~13.0mはかなり砂分を多く含んだ地盤であり、他の試験調査現場とはかなり異なる性質の地盤である。

三成分コーン貫入試験の結果を図3.34に示す。両地点とも若干の深度の差はあるものの、性状の異なる3層の粘土層に分割することができる。また、上部2層では砂の影響を受け、データにばらつきがみられる。

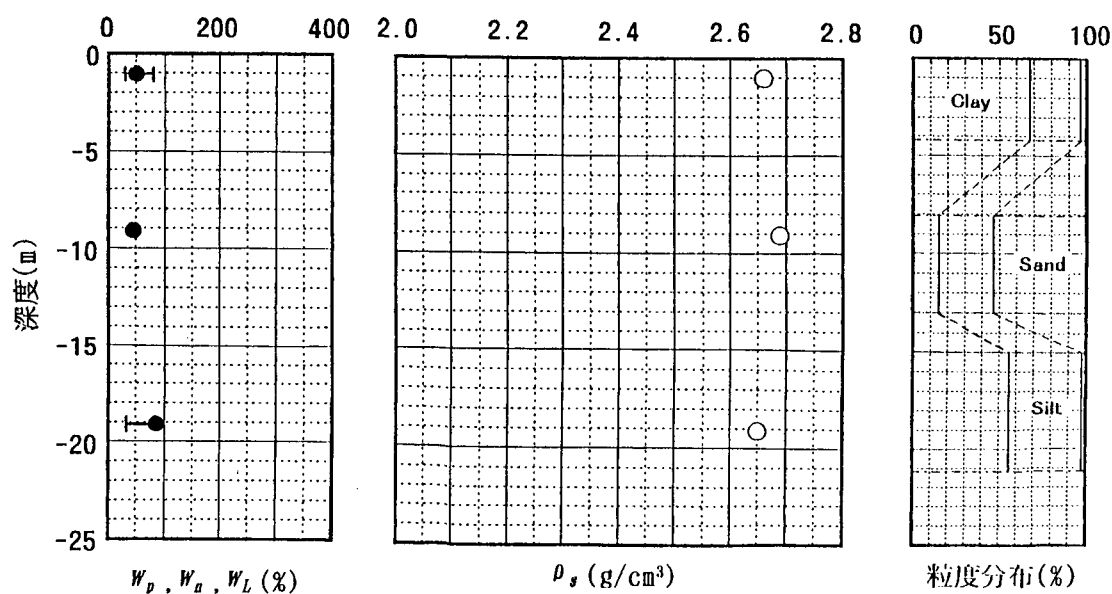


図3.33 地盤概要

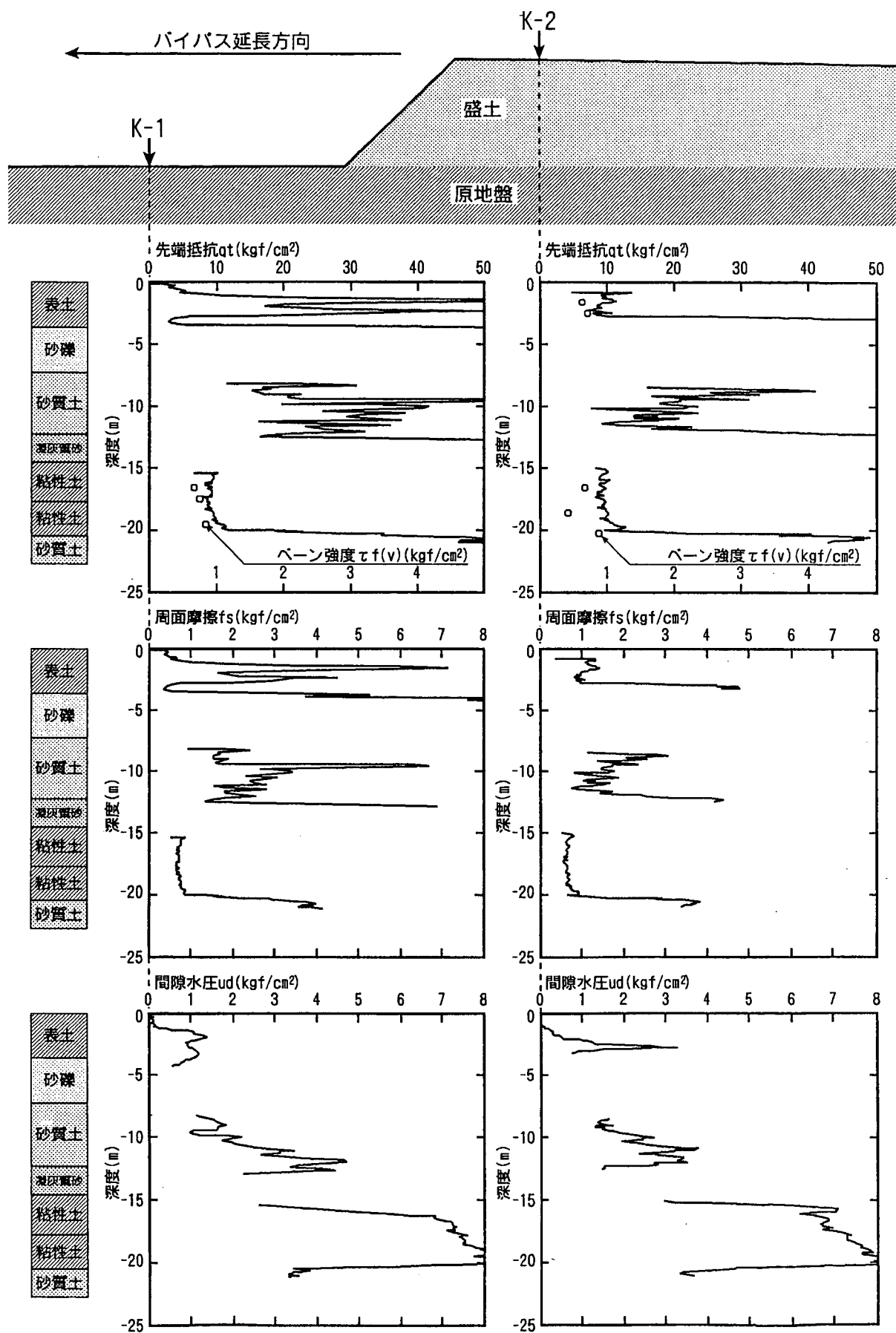


図3.34 三成分コーン貫入試験結果

3.4.3 ベーン試験結果

深度に対するベーンせん断強度($\tau_{f(v)}$)を図3.35に示す。ベーンせん断強度($\tau_{f(v)}$)は、かなりばらついており、特に深度10m付近でのばらつきが顕著である。この原因としては、該当深度が薄い砂層を多く挟んでおり、試験時に砂にベーンが引っかかった場合と引っかからなかった場合とで、極端な強度差を生じたためと考えられる。また、深度15m以深の層では砂をそれほど含んでおらず、それほど大きなばらつきはみられない。

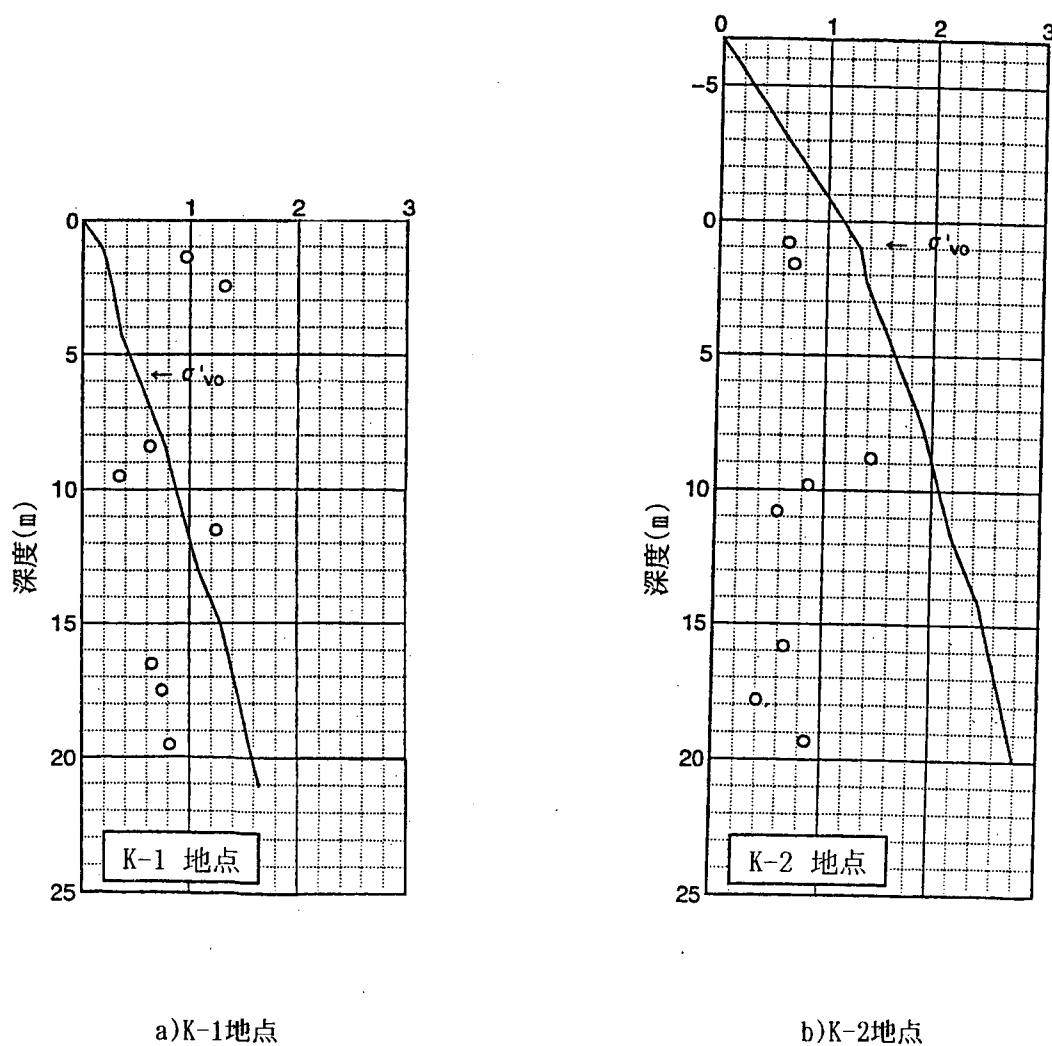


図3.35 さや型ベーン試験結果

3.4.4 一軸圧縮試験結果

深度に対する一軸圧縮強度(qu)の1/2の値、($qu/2$)を図3.36に示す。

3.4.5 一面せん断試験結果

原位置でのせん断強度を得るため、有効土かぶり圧(σ'_{vo})下で一次圧密終了まで($\sqrt{t}$ 方により10分間)圧密した後、変位速度0.25mm/minで定圧一面せん断試験を行った。深度に対する一面せん断強度($\tau_{f(d)}$)を図3.37に示す。

3.4.6 三軸圧縮試験結果

深度に対する三軸圧縮強度($\tau_{f(t)}$)を図3.38に示す。

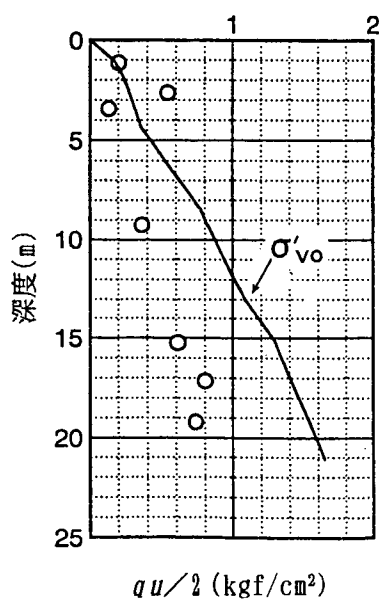


図3.36 一軸圧縮試験結果

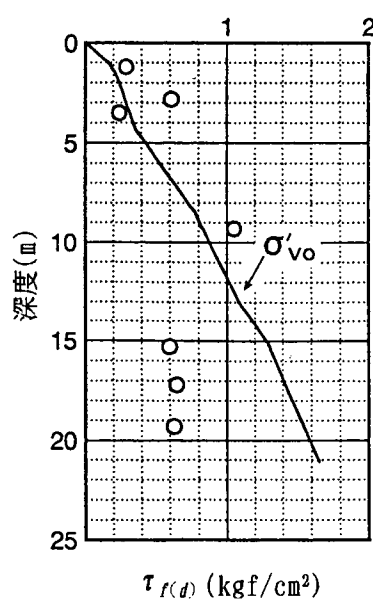


図3.37 一面せん断試験結果

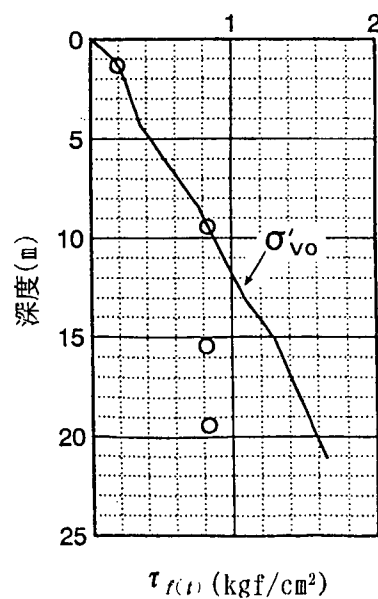


図3.38 三軸圧縮試験結果

3.4.7 圧密試験結果

定ひずみ速度圧密試験から得られた間隙比(e_0)と圧密圧力(p)との関係を図3.39に、平均圧密圧力($\bar{p}$)に対する体積圧縮係数(m_v)、圧密係数(c_v)との関係を図3.40及び図3.41に示す。また、深度に対する圧密降伏応力(σ'_y)を図3.42に示す。

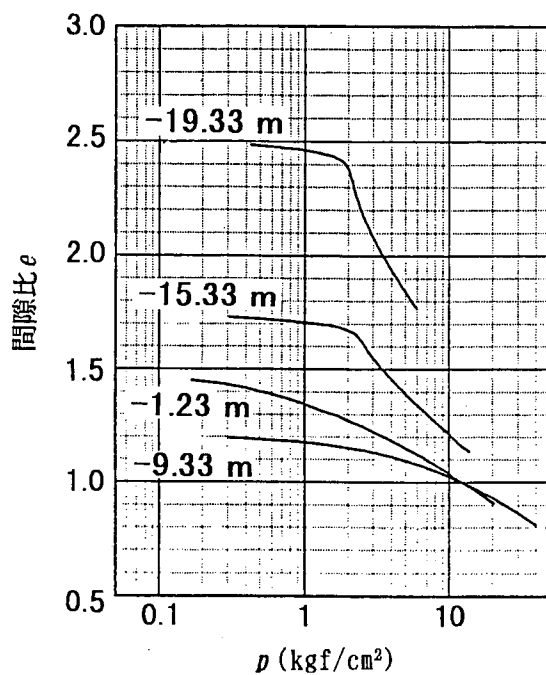


図3.39 $e - \log p$ 曲線

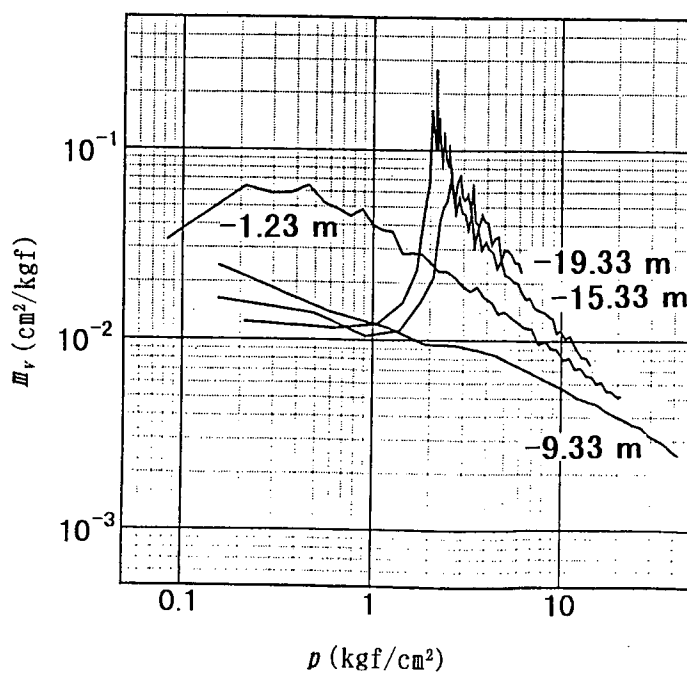


図3.40 m_v 曲線

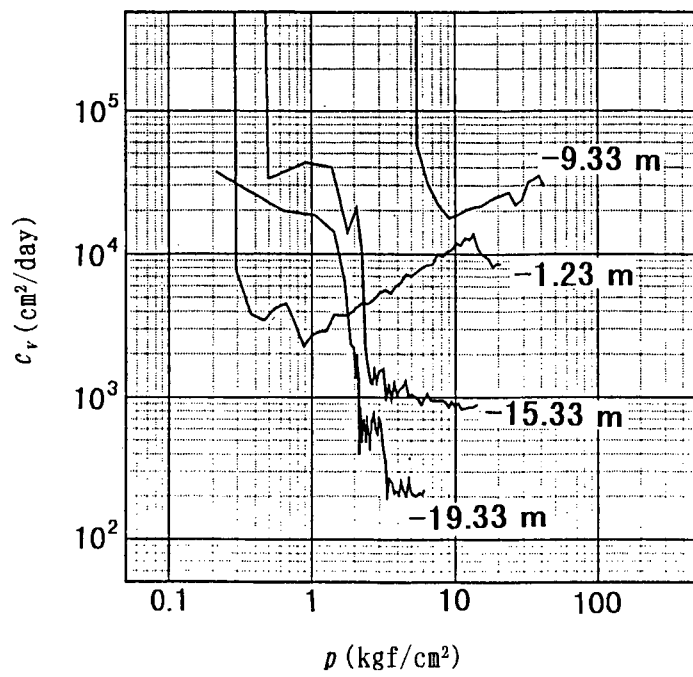


图3.41 c_v 曲线

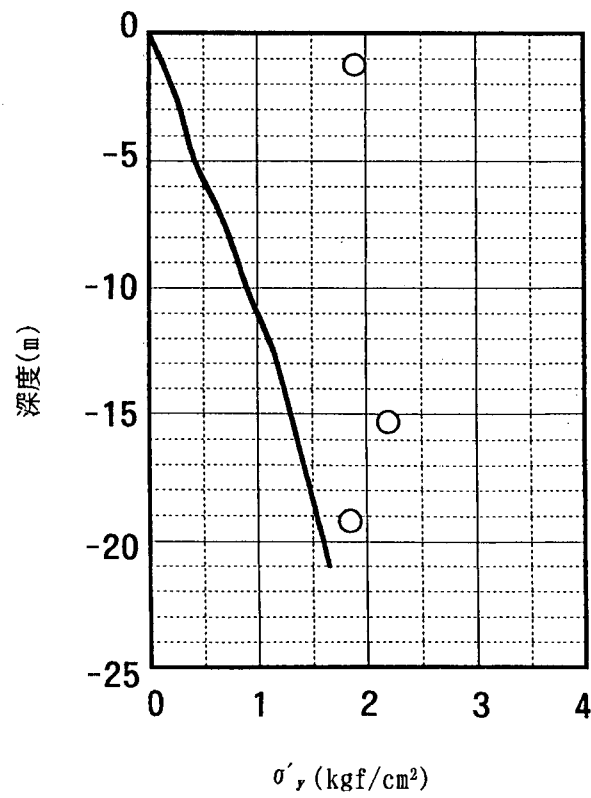


图3.42 σ'_y 曲线

3.5 各データ間の相関

3.5.1 概要

前節までの調査結果より、多目的原位置試験機を用いて軟弱地盤調査を行うことで、従来の手法では得にくい深度方向に連続的な地盤の強度データが非常に効率よく得られることがわかった。

しかし、冒頭にも述べたように、多目的原位置試験機による調査を軟弱地盤調査法として確立するためには、本試験機により得られたデータを調査のみならず、設計、施工につながる一連の流れに組み込んでいく必要がある。

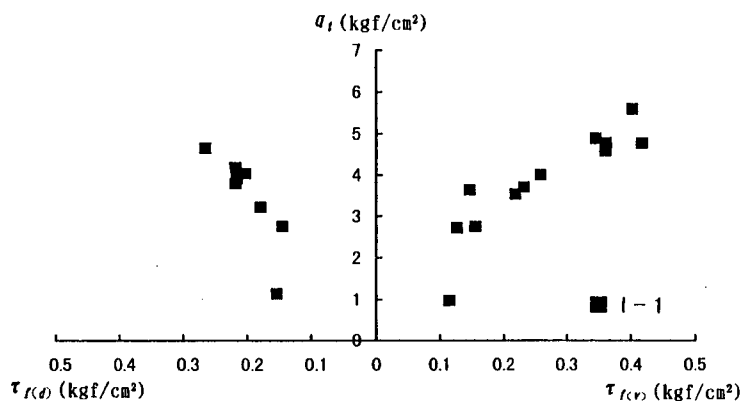
そのためには、現在得られている「コーン貫入抵抗： q_t 」及び「ベーンせん断強度： $\tau_{t(v)}$ 」などのパラメータを、一般的な室内土質試験のパラメータに換算することが最も早道であり、その換算係数を求めることが本研究テーマの最大の目的である。

本節では、各パラメータ間の相関についての検討結果を記述したものである。

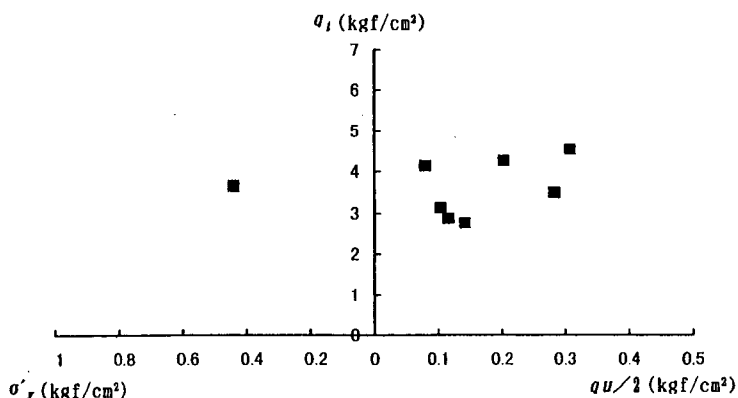
3.5.2 霞ヶ浦での相関

本地盤は12m以上の軟弱層を持ち、得られたコーン貫入抵抗(q_t)からは、若干性状の異なる2層の粘土からなる粘土地盤ではないかと推測されている。

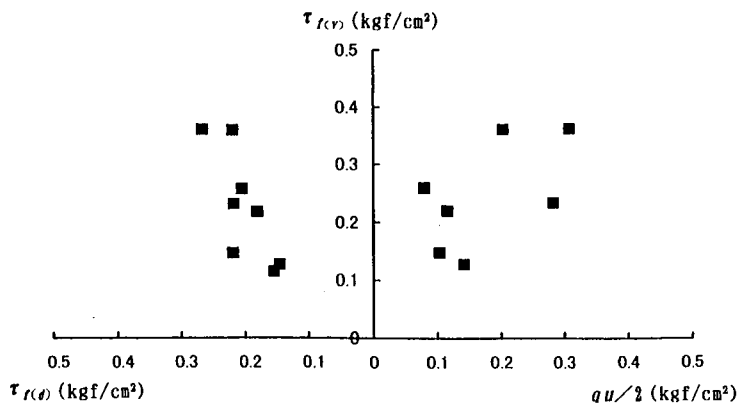
プロット点数は、ベーンせん断強度($\tau_{f(v)}$)で12点、一面せん断強度($\tau_{f(d)}$)で8点、一軸圧縮試験によるせん断強度($qu/2$)で7点、圧密降伏応力(σ'_r)で1点である。



a) $q_t - \tau_{f(v)} - \tau_{f(d)}$ 間の相関



b) $q_t - (qu/2) - \sigma'_r$ 間の相関



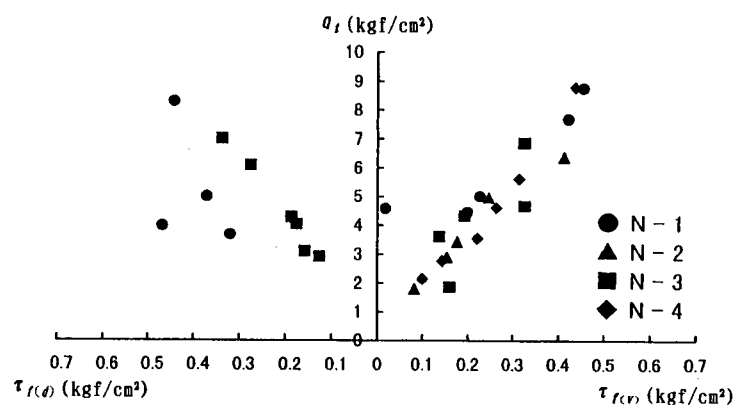
c) $\tau_{f(v)} - (qu/2) - \tau_{f(d)}$ 間の相関

図3.43 霞ヶ浦での各値の相関

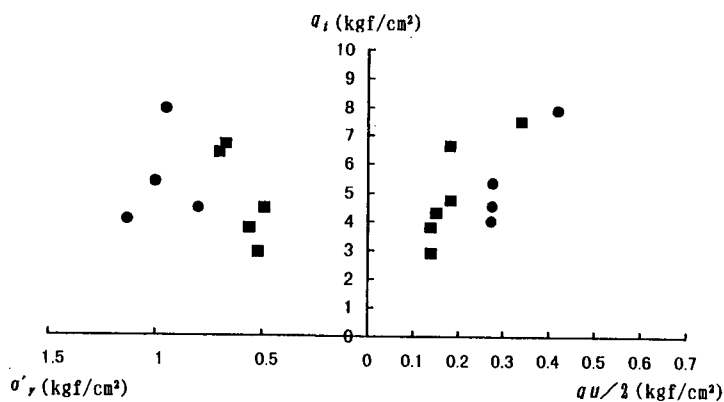
3.5.3 新潟での相関

本地盤の軟弱層は7m以下と比較的薄いが、盛土による圧密の影響を受けた地点とそうでない地点の両者の試験調査を行っている。

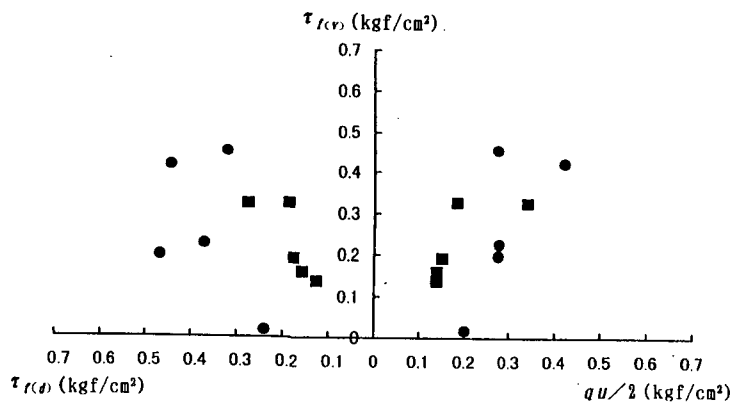
プロット点数は、2地点でベーンせん断強度($\tau_{f(v)}$)で22点、一面せん断強度($\tau_{f(d)}$)、一軸圧縮試験によるせん断強度($qu/2$)、圧密降伏応力(σ'_v)すべて各11点である。



a) $q_t - \tau_{f(v)} - \tau_{f(d)}$ 間の相関



b) $q_t - (qu/2) - \sigma'_v$ 間の相関



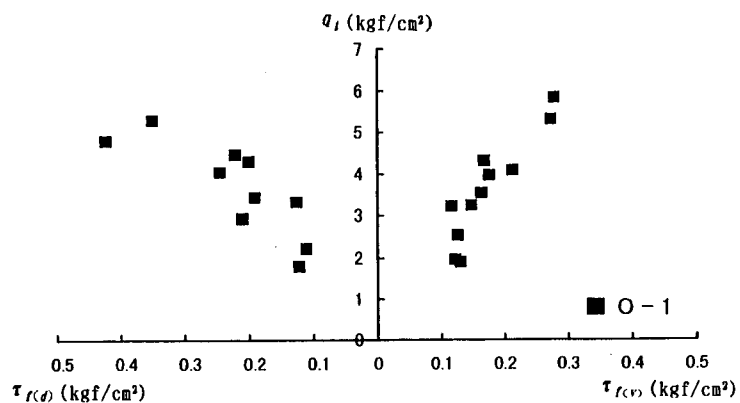
c) $\tau_{f(v)} - (qu/2) - \tau_{f(d)}$ 間の相関

図3.44 新潟での各値の相関

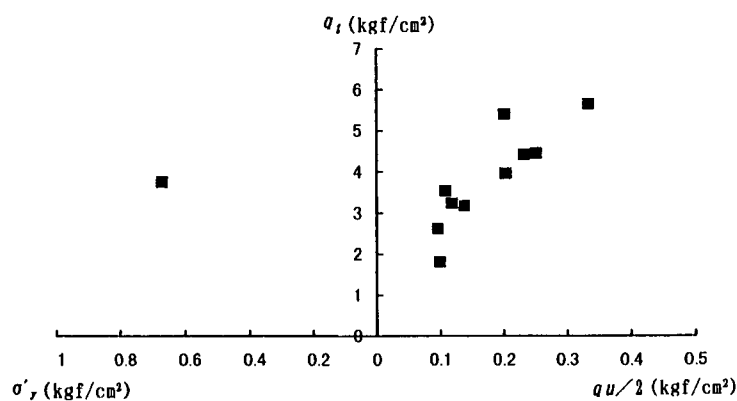
3.5.4 笠岡での相関

本地盤は12m程度の軟弱層を持ち、得られたコーン貫入抵抗(q_t)から、上部のまとまった砂層と深部に薄い砂層を数層挟んでいるのではないかと推測されている。

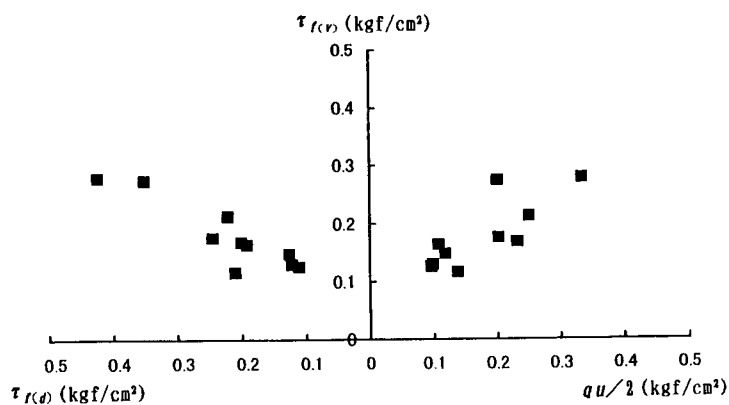
プロット点数は、ベーンせん断強度($\tau_{f(v)}$)で11点、一面せん断強度($\tau_{f(d)}$)、一軸圧縮試験によるせん断強度($qu/2$)で各11点、圧密降伏応力(σ'_y)で1点である。



a) $q_t - \tau_{f(v)} - \tau_{f(d)}$ 間の相関



b) $q_t - (qu/2) - \sigma'_y$ 間の相関



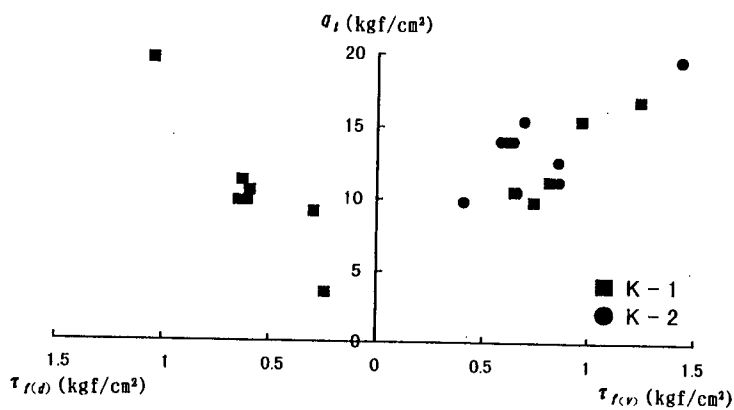
c) $\tau_{f(v)} - (qu/2) - \tau_{f(d)}$ 間の相関

図3.45 笠岡での各値の相関

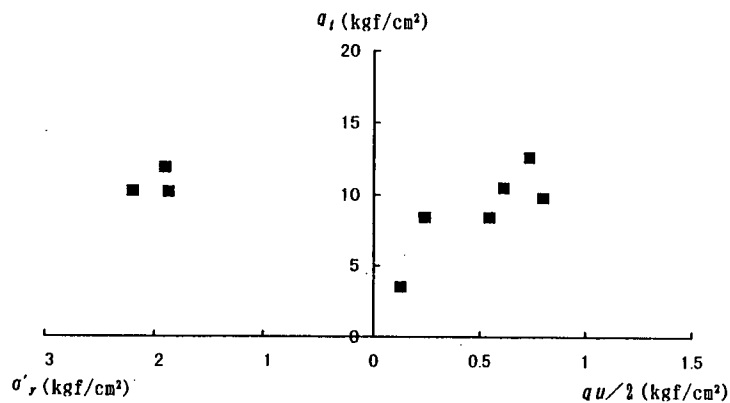
3.5.5 熊本での相関

本地盤は3層の軟弱層の間に礫などの強固な地盤を挟む構造を持ち、得られたコーン貫入抵抗(q_t)から、軟弱層の強度もかなり高めであると推測されている。

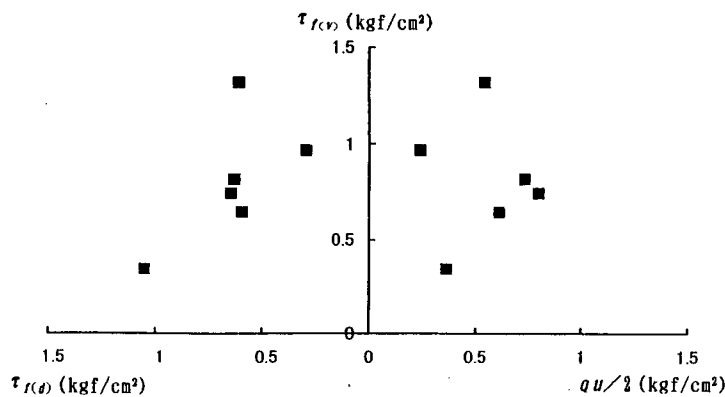
プロット点数は、ベーンせん断強度($\tau_{f(v)}$)で16点、一面せん断強度($\tau_{f(d)}$)、一軸圧縮試験によるせん断強度($qu/2$)で各7点、圧密降伏応力(σ'_r)で4点である。



a) $q_t - \tau_{f(v)} - \tau_{f(d)}$ 間の相関



b) $q_t - (qu/2) - \sigma'_r$ 間の相関



c) $\tau_{f(v)} - (qu/2) - \tau_{f(d)}$ 間の相関

図3.46 熊本での各値の相関

3.5.6 全データ間での相関

以下に、すべての現場で得られたデータを、同軸上にプロットした結果を示す。

全体的な傾向として、以下の考察が可能である。

熊本以外の現場については、ほとんどの粘土層が 0.5kgf/cm^2 以下のせん断力しか発現していなかったが、熊本の現場については 1.5kgf/cm^2 程度のせん断力を発現する粘土層も存在しており、かなり性状の異なる現場であるといえる。しかし、相関を求めるためにプロットした結果、概ね同一の線形関係にあることが確認され、強度の大小に関わらず同じ関係式が適用できる可能性があることがわかった。

また、新潟及び熊本の現場では複数地点で調査を行い、盛土前の粘土層と、盛土により圧密が進行した粘土層との比較を行った。しかし、相関を求めるためにプロットした結果、概ね同一の線形関係にあることが確認され、圧密の状態に関わらず同じ関係式が適用できる可能性があることがわかった。

(1) $q_t - \tau_{f(v)} - \tau_{f(d)}$ 間の相関

コーン貫入抵抗： q_t とベーンせん断強度： $\tau_{f(v)}$ の間には最も良い相関が得られた。ベーン試験は原位置でせん断力を得ることができる試験であり、 $\tau_{f(v)}$ と q_t との相関が証明されたことで q_t を $\tau_{f(v)}$ に換算することが可能となり、深度方向に連続したせん断力を得ることが可能になったといえる。

一方、コーン貫入抵抗： q_t と一面せん断強度： $\tau_{f(d)}$ の間にも比較的良好な相関が得られた。一面せん断試験は供試体を直接せん断してせん断力を求める試験であり、水平方向のせん断力を精度よく求めることが可能であるとされているが、 $\tau_{f(d)}$ と q_t との相関が証明されたことで q_t を $\tau_{f(d)}$ に換算することが可能となり、深度方向に連続した精度の高いせん断力を得ることが可能になったといえる。

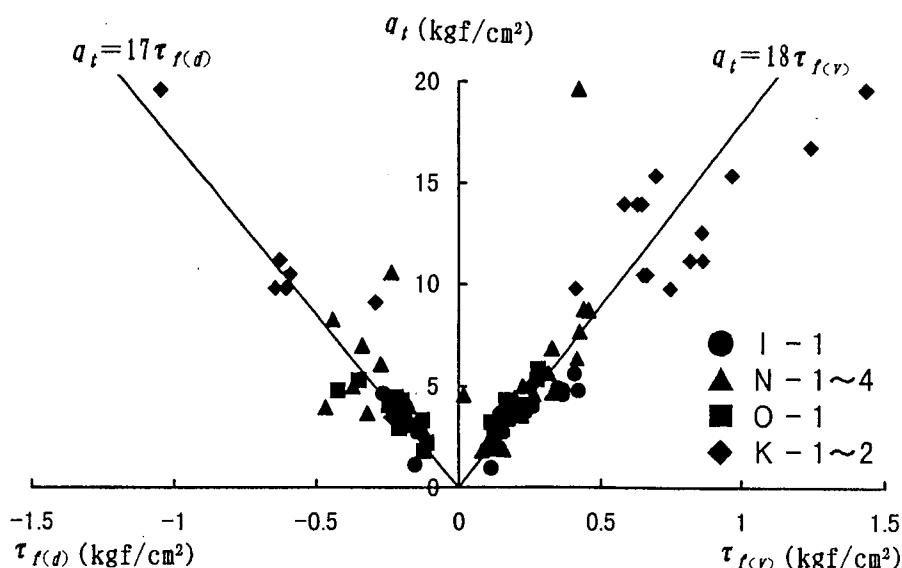


図3.47 $q_t - \tau_{f(v)} - \tau_{f(d)}$ 間の相関

(2) $q_t - (qu/2) - \sigma'_y$ 間の相関

コーン貫入抵抗： q_t と一軸圧縮強度の1/2の値： $(qu/2)$ の間にはそれほど良い相関があるとはいえない結果となった。その原因としては、一軸圧縮試験が試料の乱れの影響を非常に受けやすい試験方法であること、一軸圧縮試験からせん断力を導き出すことが経験則に基づく考え方であることなどが挙げられる。しかし、 q_t を20で除することで、概ね $(qu/2)$ の値として扱える可能性があることがわかり、今後 q_t を設計に反映することが可能であるという見通しを得ることができた。

一方、コーン貫入抵抗： q_t と圧密降伏応力： σ'_y の間にもそれほど良い相関があるとはいえない結果となった。しかし、 σ'_y は長い時間をかけて圧密試験を行って求めるパラメータであり、本来ならば一瞬のうちに求める q_t とは全く相関がみられないはずである。しかし、ある程度の相関が見られたことから、参考程度にすることは可能であると考えられる。

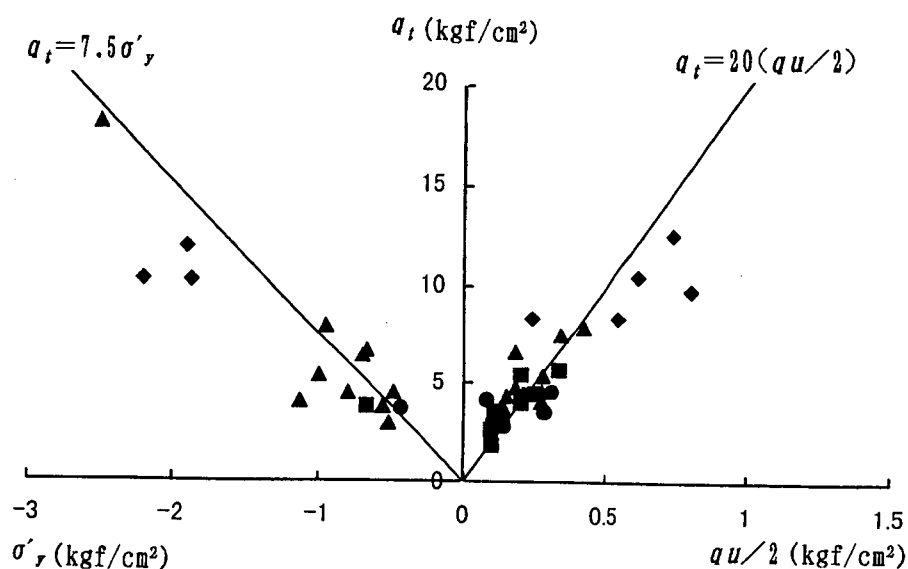


図3.48 $q_t - (qu/2) - \sigma'_y$ 間の相関

(3) $\tau_{f(v)} - (qu/2) - \tau_{f(d)}$ 間の相関

さや型ベーン試験により求めた $\tau_{f(v)}$ 、一軸圧縮試験により求めた $(qu/2)$ 、一面せん断試験により求めた $\tau_{f(d)}$ 、これらのせん断強度は理論的には同じ値を示すはずである。しかし、各試験条件の違いにより同じ値を示すとは限らない。この試験条件の違いのなかで、最も大きい影響を及ぼすといわれているのが試料の異方性による影響である。

さや型ベーン試験によるせん断は主に垂直方向のせん断である。一軸圧縮試験は斜め方向にせん断線が現れることが多い。一面せん断試験では水平方向のせん断を行う。これらのせん断方向の違いによる強度の差を「異方性」による強度の差という。

しかし、相関を求めるためにプロットした結果、それほど大きなせん断強度の差は見られず、せいぜい1割程度の差が見られただけであった。この結果より、最も安全側の設計を行うのであれば、 q_t を20で除し $(qu/2)$ に換算して用いることが適当だと考えられる。

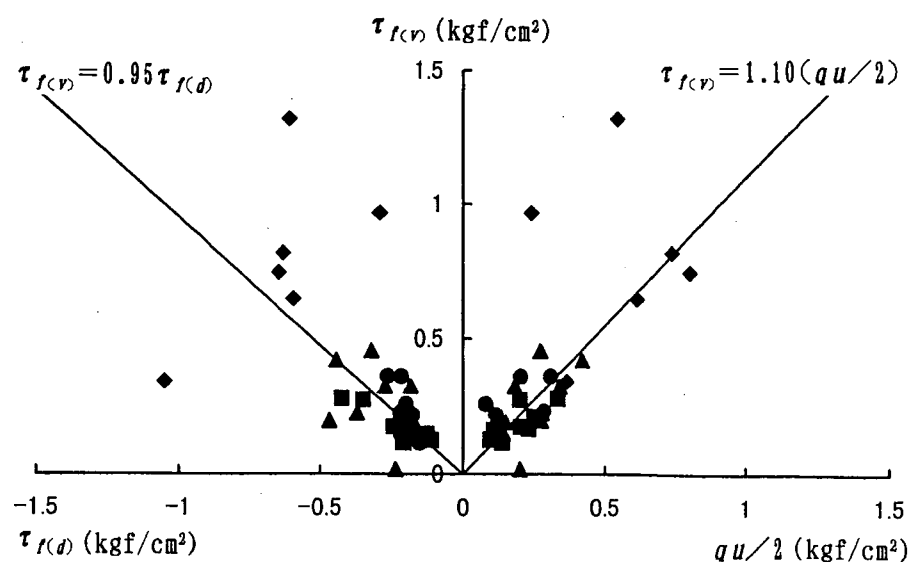


図3.49 $\tau_{f(v)} - (qu/2) - \tau_{f(d)}$ 間の相関

4. 解析結果

4.1 沈下解析への適用

4.1.1 新潟への適用

(1) 解析概要

多目的原位置試験機の沈下解析への適用性を調査するため、多目的原位置試験機を用いることにより得られた詳細な地盤情報及び土質定数を二次元弾粘塑性圧密解析プログラムに入力し、新潟西バイパスの盛土による沈下変形挙動の再現を試みた。

解析対象とした新潟西バイパスの断面の概要を図4.1に示す。当断面は深度6m付近までN値が0～1を示す超軟弱地盤で、対策工としてベーパードレーン工法、ジオテキスタイル工法、サーチャージ工法、段階盛土工法等を用いている。

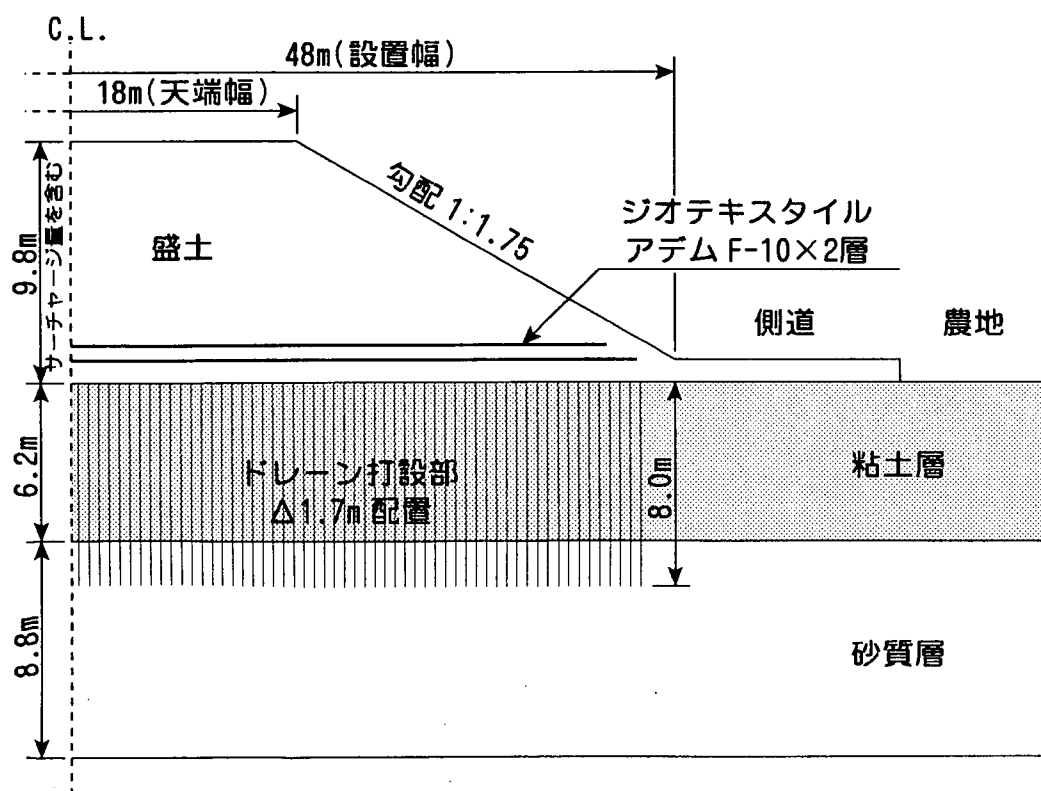


図4.1 新潟西バイパスの断面概要

(2) 解析対象断面のモデル化

解析プログラムは、関口・太田モデルを扱うことの可能なFEM解析プログラムとした。

本現場は、単なる土構造でなく、ペーパードレーン、ジオテキスタイル等の人工材料を用いている。そのため、ペーパードレーンに関しては透水係数を適切に変化することで対応し、ジオテキスタイルに関してはトラス要素、ジオテキスタイルと土のすべりをジョイント要素として表現することで対応した。

図4.2に実際の現場断面と解析モデルとの比較を示す。

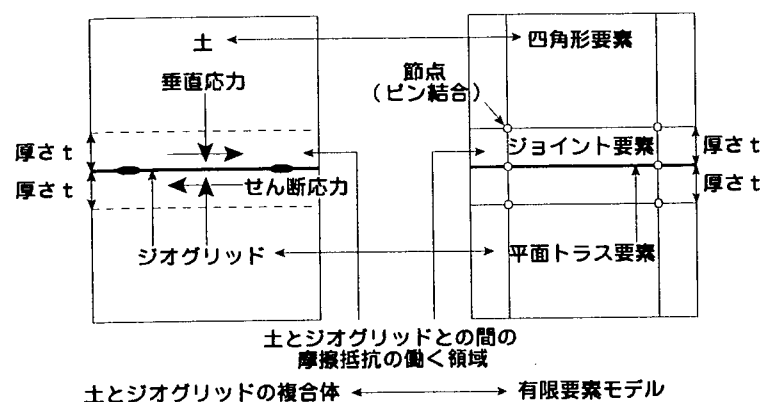


図4.2 現場のモデル化

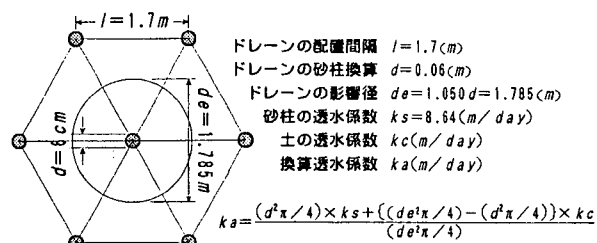


図4.3 透水係数の換算

(3) 土質パラメータの決定

解析を実施するにあたり、解析モデルに与える各要素のパラメータを、現場試料を用いた各種土質試験結果から求めた。以下に、土質定数の決定方法を示す。

1) $\lambda \cdot \kappa$ (圧縮指数、膨潤指数)

標準圧密試験及び定ひずみ圧密試験の結果より $\lambda = 0.434 C_c$ 、 $\kappa = 0.434 C_a$ として決定した。

2) ϕ' (破壊時の有効内部摩擦角)

有効内部摩擦角は、一面せん断試験より求め、落合の式により補正を行った。

$$\sin \phi' = \frac{\tan^2 \phi_s + \mu}{\tan^2 \phi_s + \mu(2 - \mu)} \quad (\mu = 0.5)$$

3) ν (ポアソン比)

ポアソン比については、静止土圧係数 K_0 より次の式で定義される。

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0}$$

4) K_0 (静止土圧係数)

静止土圧係数は、関口提案の式によって決定する。

$$K_0 = \frac{2 - \lambda / \kappa - \sin \phi'}{2 - \lambda / \kappa + \sin \phi'} \quad (\text{関口})$$

5) D (ダイレタンシー係数)

土のダイレタンシー係数 D と限界状態指数 M には次の関係がある。

$$D = \frac{\lambda - \kappa}{(1 + e_0) M} \quad D = \frac{\lambda - \kappa}{(1 + e_0) M}$$

6) α (二次圧密係数)

正規圧密状態の二次圧密領域における間隙比 e - $\log(t)$ の関係として、二次圧密係数 α が定義される。ここでは定ひずみ圧密試験の結果から、次式を用いて求める方法がある。

$$C_{a(st d. r)} = 0.045 C_{c(ch s t)} \quad \alpha = \frac{0.434 C_a}{1 + e_0}$$

7) v_0 (初期体積ひずみ速度)

弾粘塑性モデルに用いられている初期体積ひずみ速度 v_0 は次の式で定義される。

$$v_0 = \frac{\alpha}{t_{90}} \quad \alpha: \text{二次圧密係数} \quad t_{90}: \text{一次圧密終了時間(圧密度90\%)}$$

8) k (透水係数)

e - $\log(k)$ の関係より、間隙比と透水係数の関係を $e = A \log k + B$ と近似する。

またドレーン打設後の地盤の透水係数については、面積比を考慮のうえドレーン材と地盤との透水係数を平均換算して与えることで表現した(図4.3)。

上述した方法で決定された土質パラメータを表4.1に示す。

表4.1 FEM解析に用いたパラメータ

地層名	深度 (m)	構成式	単位体積重量 γ (tf/m ³)	弾性係数 E (tf/m ²)	ポアソン比 ν	塑性指数 Ip	間隙比 e_0	圧縮指数 C_c	二次圧密係数 α	透水係数 k (cm/sec.)	透水係数 k (cm/sec.)	過圧密比 OCR
盛土材	0.0	線形弾性	1.70	1000	0.26	—	—	—	—	1.0×10^{-3}	—	—
粘土1	-1.3	弾・粘塑性	1.65	—	0.35	30.0	1.47	0.41	3.6×10^{-3}	4.0×10^{-6}	1.5×10^{-5}	4.23
砂混粘土	-1.9	線形弾性	1.65	700	0.30	—	—	—	—	2.0×10^{-6}	1.3×10^{-5}	—
粘土2	-4.0	弾・粘塑性	1.60	—	0.36	40.0	2.07	0.74	5.2×10^{-3}	2.0×10^{-6}	1.3×10^{-5}	2.83
ビート1	-5.0	弾・粘塑性	1.40	—	0.40	105.0	2.69	1.35	1.1×10^{-2}	2.0×10^{-6}	1.3×10^{-5}	2.07
ビート2	-5.8	弾・粘塑性	1.20	—	0.42	210.0	3.05	1.96	1.5×10^{-2}	2.0×10^{-6}	1.3×10^{-5}	2.49
粘土3	-6.2	弾・粘塑性	1.60	—	0.35	35.0	1.98	0.75	5.5×10^{-3}	2.0×10^{-6}	1.3×10^{-5}	2.41
細砂1	-7.5	線形弾性	1.70	280	0.30	—	—	—	—	1.0×10^{-2}	←	—
中砂1	-11.0	線形弾性	1.70	1600	0.30	—	—	—	—	1.0×10^{-2}	←	—
中砂2	-13.3	線形弾性	1.70	2560	0.30	—	—	—	—	1.0×10^{-2}	—	—
細砂2	-13.3	線形弾性	1.70	1900	0.30	—	—	—	—	1.0×10^{-2}	—	—

※弾・粘塑性モデルは関口・太田モデル

(4) 解析結果

構築したモデル、設定したパラメータを入力して解析を実施した結果をケース1とし、動態観測結果とともに図4.4に示す。これをみるとケース1は動態観測結果と比較して、800日経過後で約20cm程度の沈下量の差がみられた。また沈下形状も、解析結果では放置期間後に盛土をする時にほとんど圧密が終了しているのに対し、動態観測結果では沈下が継続的に進行しているという差異がみられた。この原因としては、解析ではドレーン効果が十分に発揮されたと仮定しているが、実際にはドレーン効果が想定したほど大きくなかったことが考えられる。

そこでケース2として、ドレーン効果を考慮せず、さらに粘土層についてはポアソン比 $\nu = 0.49$ ($K_0 = 0.96$)として解析を行った。

その結果ケース2では、動態観測結果よりも沈下量をやや過大に評価する結果になった。実際の沈下はドレーン効果がどの程度発揮されるかによりケース1とケース2の中間的な挙動を示すが、今回はやや

無処理に近い挙動を示した。今回の解析ではドレーン効果の評価法により、動態観測結果との間にやや違いが生じたが、多目的原位置試験機により詳細に地盤状況を把握し、土質試験を行うことで、ある程度の沈下予測が可能であることがわかった。

以上より多目的原位置試験機を用いて軟弱地盤を調査することは、精度の高い土質情報が密に得られ、解析を行う際にも非常に有用であることがわかった。またペーパードレーンなどの対策工を施した地盤に対しては、その対策工の評価も慎重に行うことで、より高精度に現象を再現できる可能性があることがわかった。

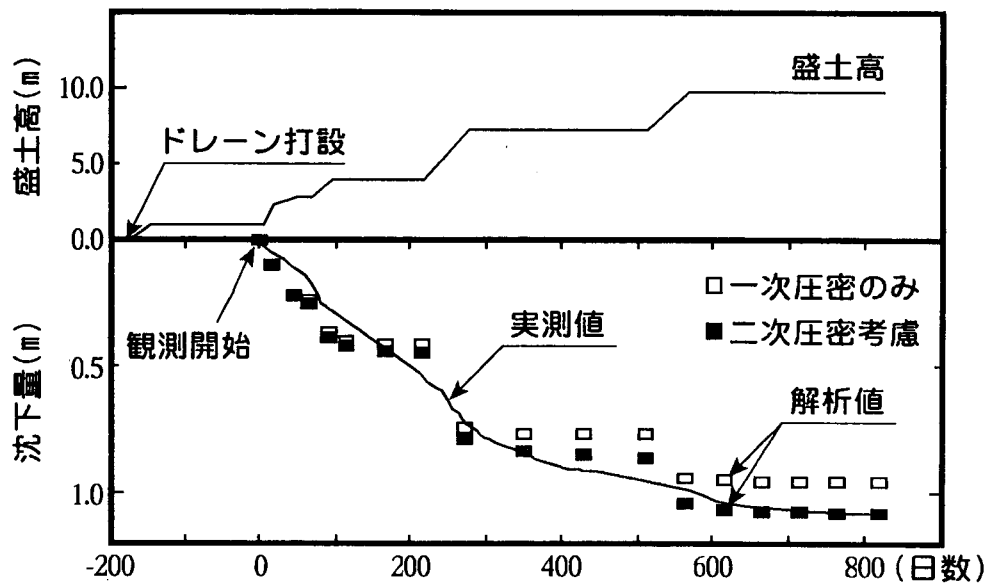


図4.4 盛土中心の沈下量の比較

4.1.2 熊本への適用

(1) 解析概要

前年度に引き続き、多目的原位置試験機より得られた調査結果を用いてFEM圧密連成解析を行い、その結果と動態観測結果との比較により、本試験機の解析への適用性について検討した。

解析対象とした熊本市国道バイパス測点No.32+05の概要を図4.5及び図4.6に示す。当地盤は上部粘土層(地表面～深度3.5m)と下部粘土層(深度14.7m～深度20.3m)に砂層を挟む構成となっている。両粘土層はいずれもN値が0～1程度を示しており、かなりの軟弱層である。

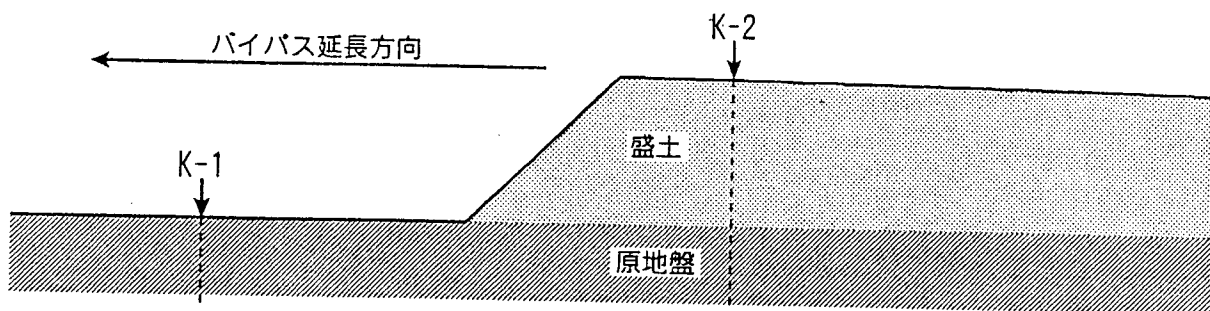


図4.5 熊本バイパスの概要

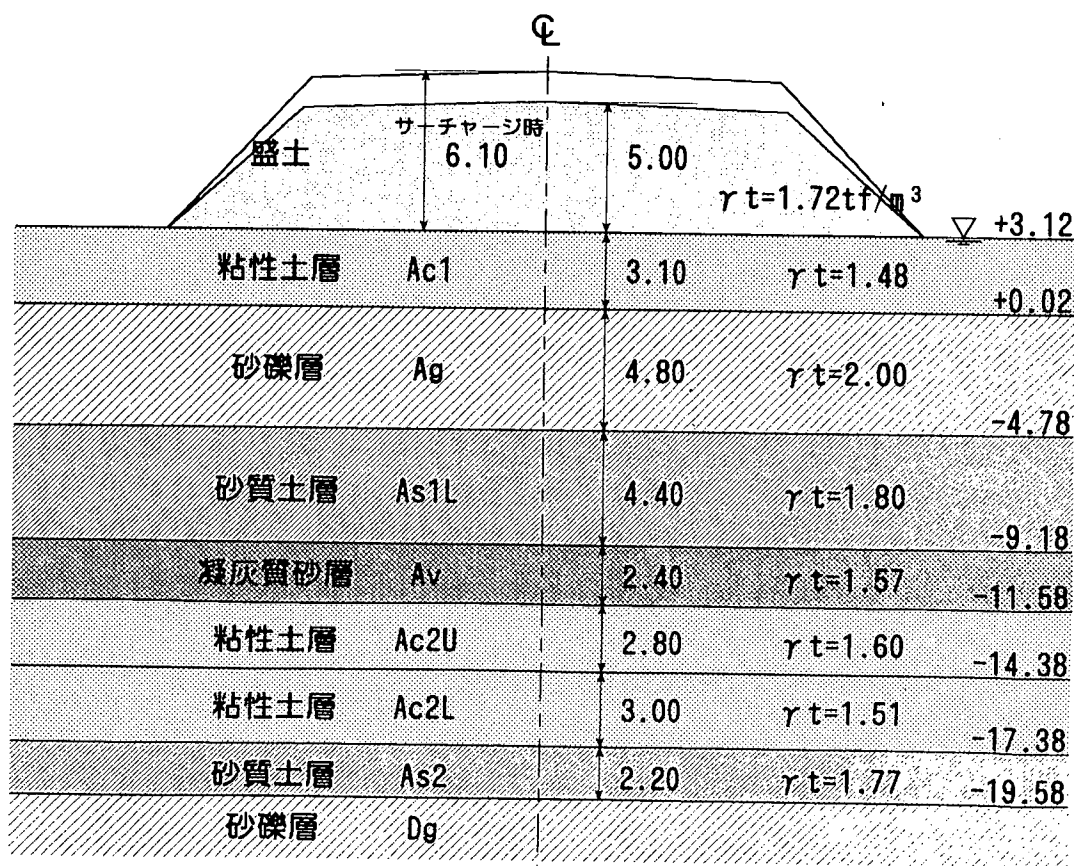


図4.6 熊本バイパスの断面概要

(2)土質パラメータの決定

粘土層については、関口・太田による弾・粘塑性モデルを用いて解析を行った。以下に、土質定数の決定方法を示す。なお、基本的に各試験は、盛土による影響圏外でのサンプリング試料が盛土施工前の原地盤の物性を示すと考え、K-1地点(図4.5参照)のサンプリング試料を用いて行った。

- 1) I_p (塑性指数): 液性・塑性限界試験を行い、 $I_p = w_l - w_p$ として入力した。
- 2) r_t (単位体積重量): 単位体積重量試験を行い、得た r_t を入力した。
- 3) OCR(過圧密比): 定ひずみ圧密試験を行い、圧密降伏応力 σ'_y を求め、有効土被り圧 σ'_{vo} との関係、 $OCR = \sigma'_y / \sigma'_{vo}$ より入力した。
- 4) e (間隙比): 定ひずみ圧密試験を行い、圧密降伏時の e を入力した。
- 5) C_c (圧縮指数): 定ひずみ圧密試験を行い、得た C_c を入力した。
- 6) k (透水係数): $e - \log(k)$ の関係より、圧密降伏時の k を入力した。
- 7) E (弾性定数): 道路土工-軟弱地盤対策工指針より式 $E = 60N + 100(tf/m^2)$ を用い、 N 値より推定した。
- 8) ν (ポアソン比): $\nu = k_0 / (1 + k_0)$ 、 $k_0 = 0.44 + 0.0042I_p$ を用い、塑性指数 I_p より推定した。

表4.2 FEM解析に用いたパラメータ

地層名	深度 (m)	構成式	単位体積重量 $r_t(tf/m^3)$	弾性係数 $E(tf/m^2)$	ポアソン比 ν	塑性指数 I_p	間隙比 e	圧縮指数 C_c	透水係数 $k(cm/s)$	過圧密比 OCR
盛土材	0.0	線形弾性	1.490	1000	0.300	-	-	-	1.00×10^{-4}	-
粘土1	-3.5	弾・粘塑性	1.365	-	0.379	40.7	1.18	0.27	5.00×10^{-7}	5.06
砂礫	-7.2	線形弾性	2.000	1300	0.300	-	-	-	1.00×10^{-4}	-
砂質土1	-12.3	線形弾性	1.749	400	0.300	-	-	-	1.00×10^{-6}	-
凝灰質砂	-14.7	線形弾性	1.570	700	0.300	-	-	-	1.00×10^{-6}	-
粘土2	-17.5	弾・粘塑性	1.563	-	0.333	13.9	1.24	0.37	1.00×10^{-6}	1.77
粘土3	-20.3	弾・粘塑性	1.460	-	0.388	46.2	1.98	0.88	1.25×10^{-6}	1.37
砂質土2		線形弾性	1.770	400	0.300	-	-	-	1.00×10^{-5}	-

※弾・粘塑性は関口・太田モデル

(3)解析結果

上述した方法で決定されたパラメータを表4.2、解析結果を図-4.7に示す。解析では、モデルが現地の状況を的確に再現しているか確認するために、沈下量と過剰間隙水圧で比較を行った。

その結果、沈下量、過剰間隙水圧とも比較的良好な一致を示し、解析により現地の沈下挙動を予測できる可能性があることがわかった。なお、今回は定ひずみ圧密試験により透水係数を求めたが、沈下の収束挙動、過剰間隙水圧の消散挙動とも、観測結果に比べて解析結果のほうが早い収束を示す傾向が見られた。

以上より、多目的原位置試験機による軟弱地盤調査は、精度の高い土質情報が密に得られ、解析を行う際にも非常に有用であることがわかった。

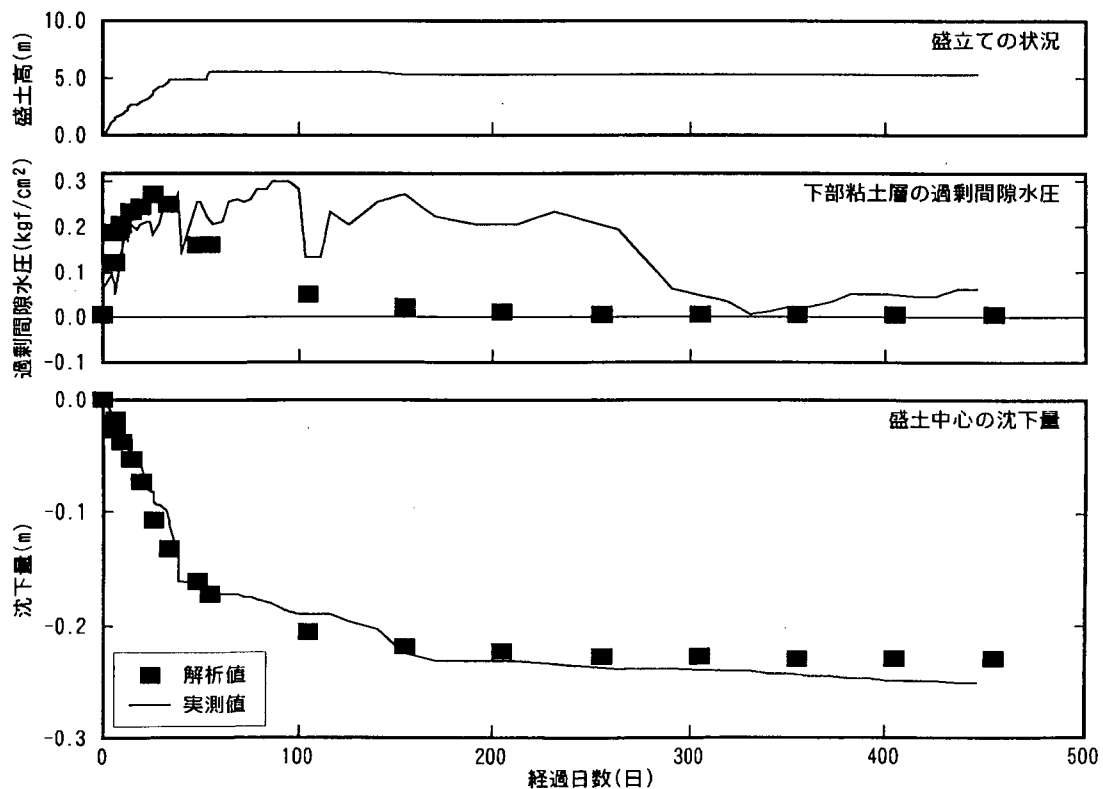


図-4.7 熊本バイパス沈下解析結果

4.2 安定解析への適用

4.2.1 新潟への適用

(1) 解析概要

本試験機を用いて原位置試験を実施することで迅速に地盤強度を得ることが可能である。しかし、得られる強度はコーン貫入抵抗 q_t と原位置ペーン強度 $\tau f(v)$ であり、設計に直接用いることができない。しかし、昨年からの検討の結果 q_t や $\tau f(v)$ と、従来より現場での設計に多く用いられている $(q_u/2)$ との関係がほぼ明らかになり、この関係を用いることで、原位置試験より直接設計をおこなうことが可能となる。

そこで、新潟西バイパスの道路盛土を対象に、コーン貫入抵抗 q_t と原位置ペーン強度 $\tau f(v)$ を用いて各層のせん断強度 τ を推定し、多目的原位置試験機を用いた実際の盛土設計をシミュレートした。

盛土及び地盤内部の状況を図-4.8に示す。

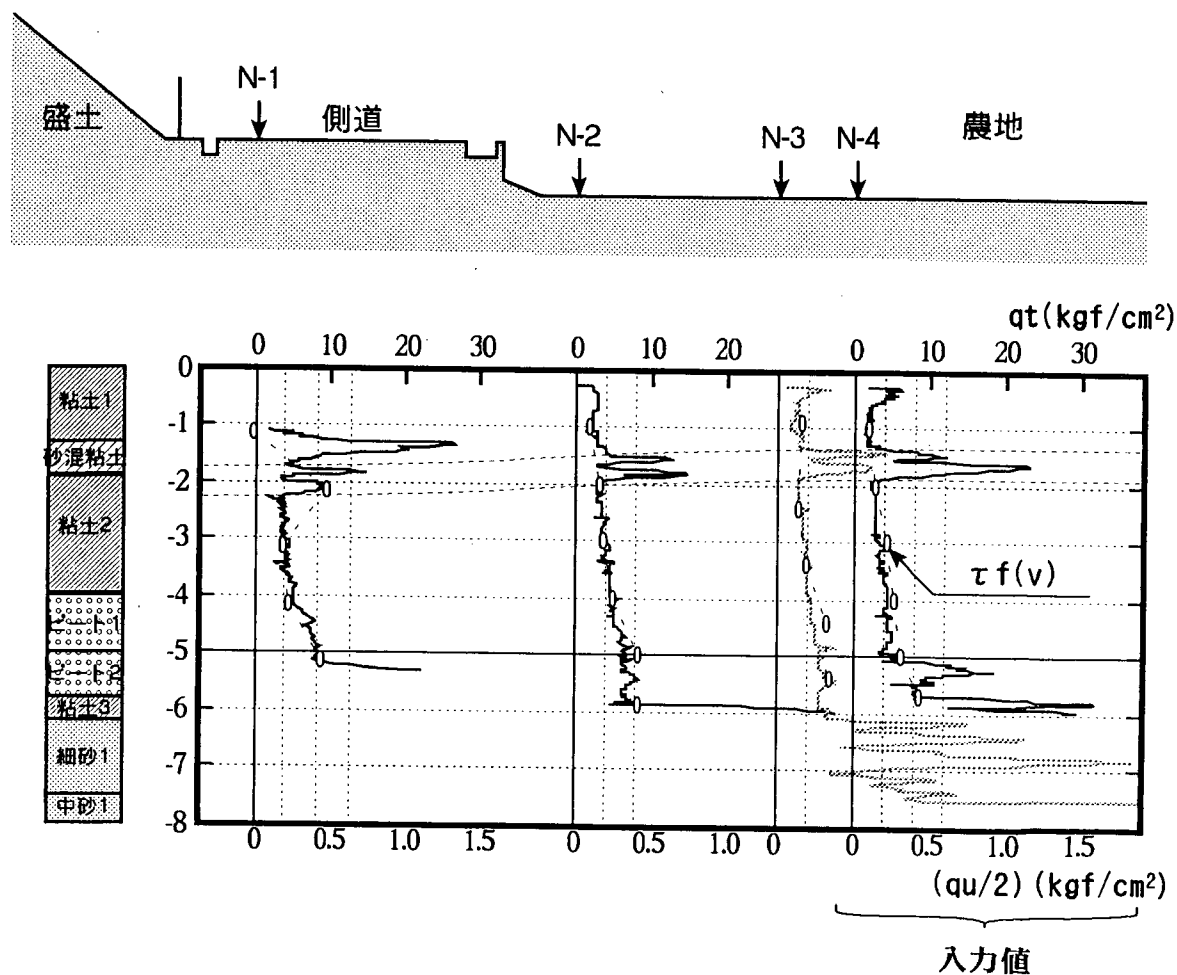


図4.8 新潟西バイパス地盤内部の概要

(2)解析対象断面のモデル化、土質パラメータの決定

安定計算は非排水強度を用いた全応力解析法とし、せん断力は次式で評価されるものとした。

$$\tau = C_{cu} + \sigma \tan \phi_{cu} \quad (\text{非排水強度})$$

解析対象地盤は、各種調査結果より深度6m以上が粘土で構成されることから内部摩擦角 ϕ は0と仮定したため、各層でのせん断力は粘着力 C にのみ支配されることになる。そこで、盛土着工以前の地盤データを示すと思われるN-3地点各層の q_t より $(q_u/2)=q_t/20$ の関係を用いて $(q_u/2)$ 求め、粘着力 C の値として直接入力した(図-4.8)。なお、深度1.3~1.9mに存在する砂層についてはこの強度を無視し、安全側をみている。

(3)解析結果

以上の検討より安定解析をおこなった結果を図4.9に示す。盛土立上がり高4.0mまで施工した場合の安全率は1.01と、実際の現場で設計に用いた1.02とほとんど同じ値を示し、コーン貫入抵抗 q_t や原位置ベーン強度 $\tau_f(v)$ を実際の設計に用いることの可能性が示唆された。

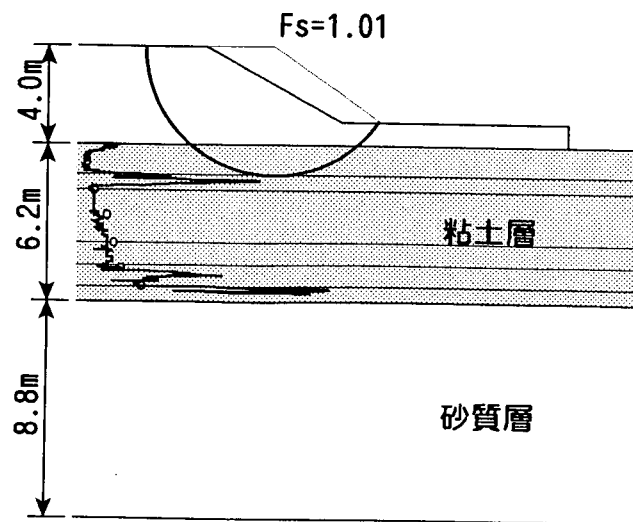


図4.9 安定解析結果

5. 考察

本研究では、7年度までに多目的原位置試験機を用いて軟弱地盤を対象とした調査を行い、原位置試験による粘土の力学特性の決定を試みた。また、多目的原位置試験機により得られた調査結果を用いて、圧密沈下解析や、安定解析を実施し、実際の運用に即した多目的原位置試験機の適用性について検討した。さらに8年度は、熊本の軟弱地盤で原位置試験や沈下挙動の予測を行い、以下のことがわかった。

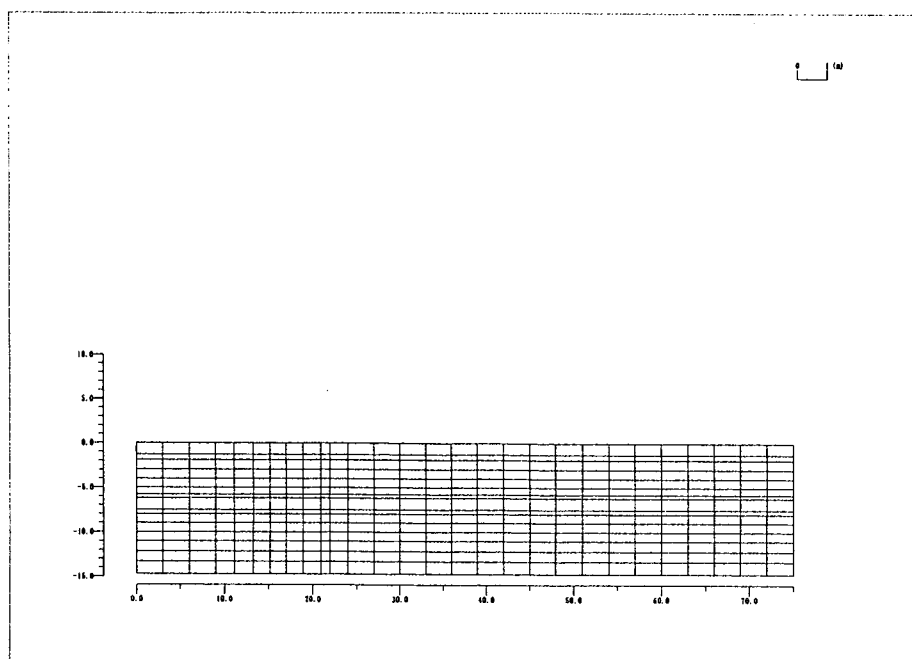
- 1) 多目的原位置試験機による調査は、他の原位置試験に比べ、迅速に地盤の土質情報を入手できる。標準貫入試験ではN値=0が連続するような地盤でも、三成分コーン貫入試験を実施すれば粘土層の強度を的確に推定することが可能である。また、コーン貫入抵抗 q_t は、粘土の種類によらず、現位置ベーン強度 $\tau_f(v)$ 、一面せん断強度 $\tau_f(d)$ 、及び一軸圧縮強度($q_u/2$)のいずれとも強い相関をもつことがわかった。
- 2) 三成分コーン貫入試験により軟弱地盤を調査することで、原地盤深度方向の連続的な強度変化が得られ、砂と粘土の区分などの土質情報を正確に得ることが可能であることがわかった。また、得られた土層構成を解析モデルに反映してFEM圧密連成解析を行うことで、現地の沈下挙動などを高精度に予測可能であることがわかった。
- 3) コーン貫入抵抗 q_t は、サンプリング時の乱れが結果に大きく影響する一軸圧縮強度($q_u/2$)よりも、高精度のデータを取ることができ、非常に有用であることがわかった。このことより、多目的原位置試験機を用いて得たコーン貫入抵抗 q_t や原位置ベーン強度 $\tau_f(v)$ を用いて、従来より設計に用いている($q_u/2$)に変換し、安定解析を行うことで、迅速かつ高精度な設計が行える可能性があることがわかった。

今後、これらの成果を道路土工-土質調査指針、道路土工-軟弱地盤対策工指針に反映する予定である。

付録 解析データ

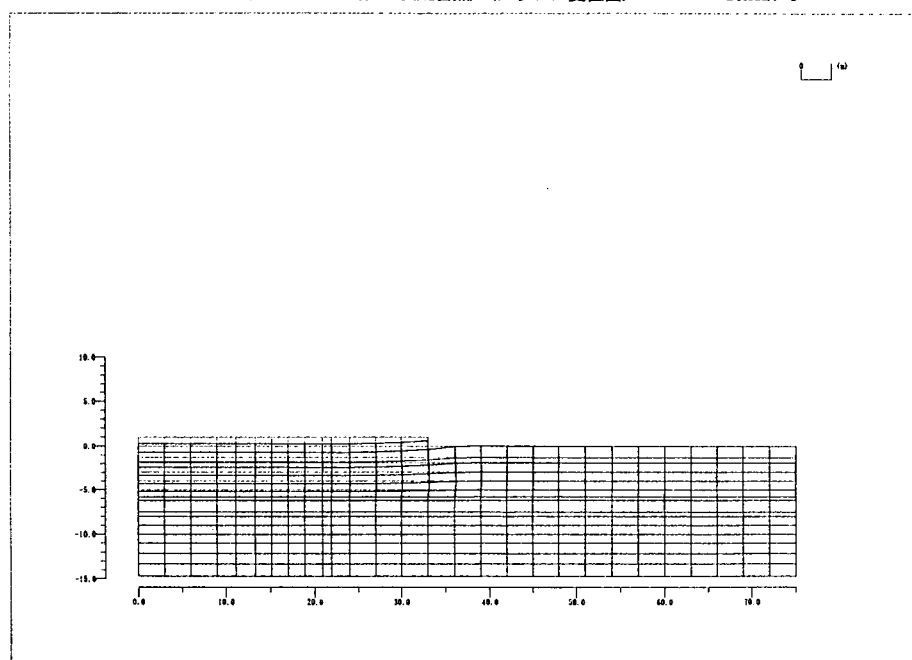
1. 新潟西バイパス(2次圧密無)解析結果(メッシュ変位図)

	工事内容	所要日数	ステップ分割数	テキスト出力
1	初期	0.0	1	0
2	サンドマット施工	30.0	3	0
3	サンドマット放置1	50.0	3	0
4	サンドマット放置2	50.0	3	0
5	サンドマット放置3	50.0	3	0
6	盛土0 施工	15.0	3	0
7	盛土1 施工	30.0	3	0
8	盛土1 放置	20.0	3	0
9	盛土2 施工	25.0	3	0
10	盛土2 放置1	25.0	3	0
11	盛土2 放置2	50.0	3	0
12	盛土2 放置3	50.0	3	0
13	盛土3 施工	55.0	3	0
14	盛土3 放置1	80.0	3	0
15	盛土3 放置2	80.0	3	0
16	盛土3 放置3	80.0	3	0
17	盛土4 施工	55.0	3	0
18	盛土4 放置	50.0	3	0
19	盛土4 放置	50.0	3	0
20	盛土4 放置	50.0	3	0
21	盛土4 放置	50.0	3	0
22	盛土4 放置	55.0	3	0



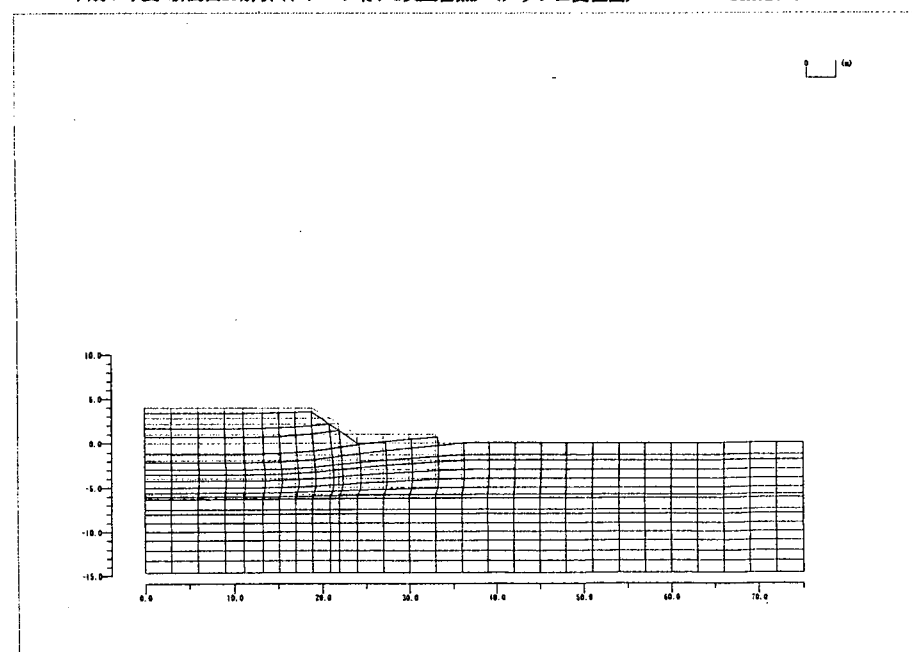
平成7年度 新潟西BP解析(ドレーン有、2次圧密無) (メッシュ変位図)

STAGE: 1



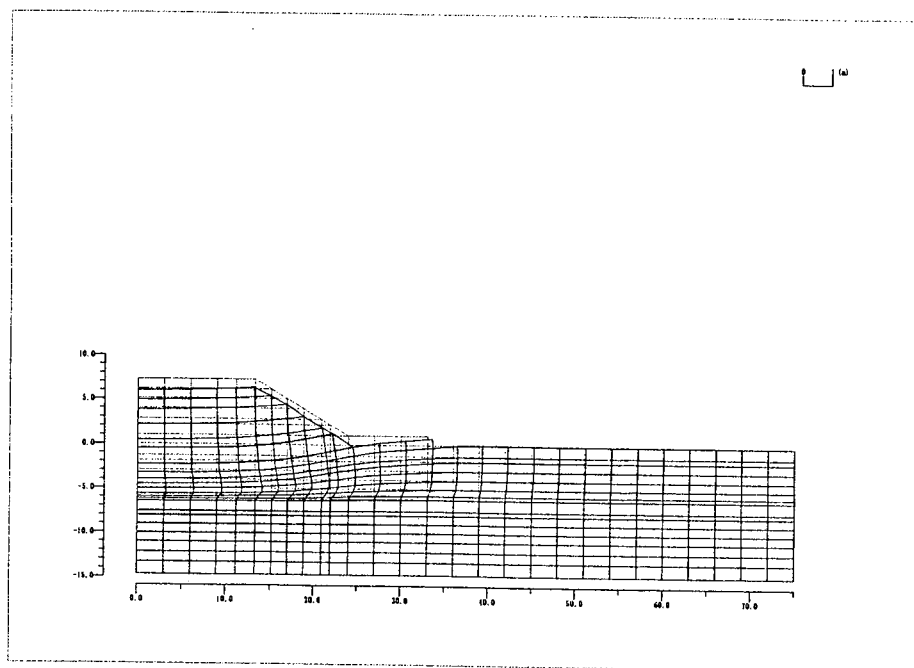
平成7年度 新潟西BP解析(ドレーン有、2次圧密無) (メッシュ変位図)

STAGE: 5



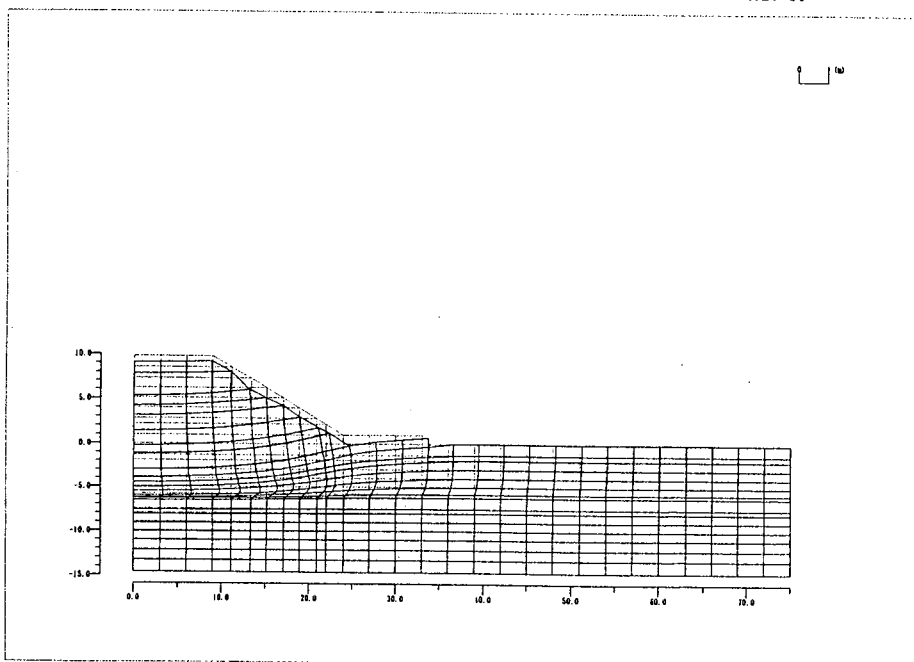
平成7年度 新潟西BP解析(ドレーン有、2次圧密無) (メッシュ変位図)

STAGE: 12



平成7年度 新潟西BP解析(ドレーン有、2次圧密無) (メッシュ変位図)

STAGE: 16

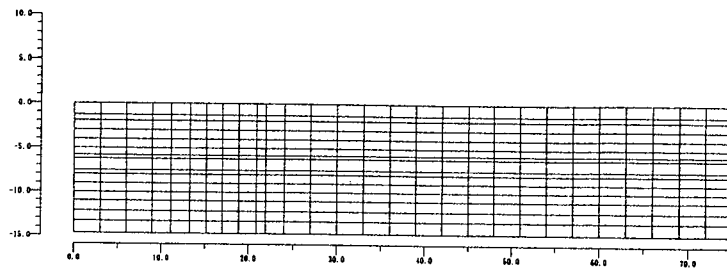


平成7年度 新潟西BP解析(ドレーン有、2次圧密無) (メッシュ変位図)

STAGE: 22

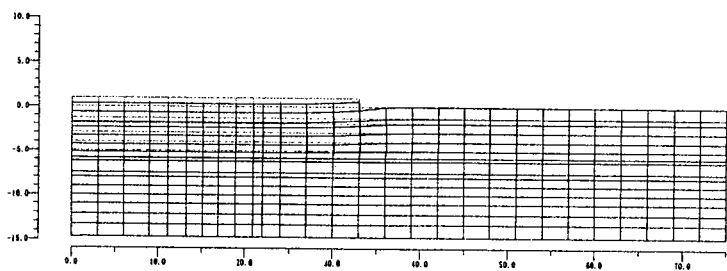
2. 新潟西バイパス(2次圧密有)解析結果(メッシュ変位図)

	工事内容	所要日数	ステップ分割数	テキスト出力
1	初期	0.0	1	0
2	サンドマット施工	30.0	3	0
3	サンドマット放置1	50.0	3	0
4	サンドマット放置2	50.0	3	0
5	サンドマット放置3	50.0	3	0
6	盛土0 施工	15.0	3	0
7	盛土1 施工	30.0	3	0
8	盛土1 放置	20.0	3	0
9	盛土2 施工	25.0	3	0
10	盛土2 放置1	25.0	3	0
11	盛土2 放置2	50.0	3	0
12	盛土2 放置3	50.0	3	0
13	盛土3 施工	55.0	3	0
14	盛土3 放置1	80.0	3	0
15	盛土3 放置2	80.0	3	0
16	盛土3 放置3	80.0	3	0
17	盛土4 施工	55.0	3	0
18	盛土4 放置	50.0	3	0
19	盛土4 放置	50.0	3	0
20	盛土4 放置	50.0	3	0
21	盛土4 放置	50.0	3	0
22	盛土4 放置	55.0	3	0



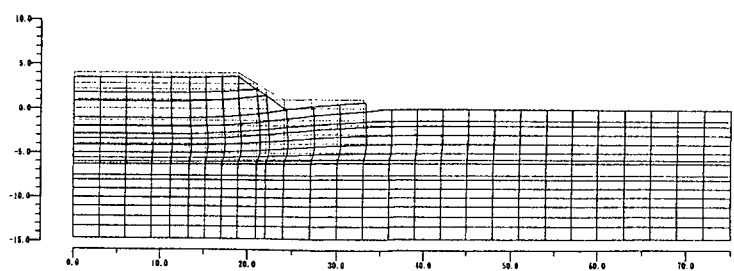
平成7年度 新潟西BP解析(ドレーン有、2次圧密有) (メッシュ変位図)

STAGE: 1



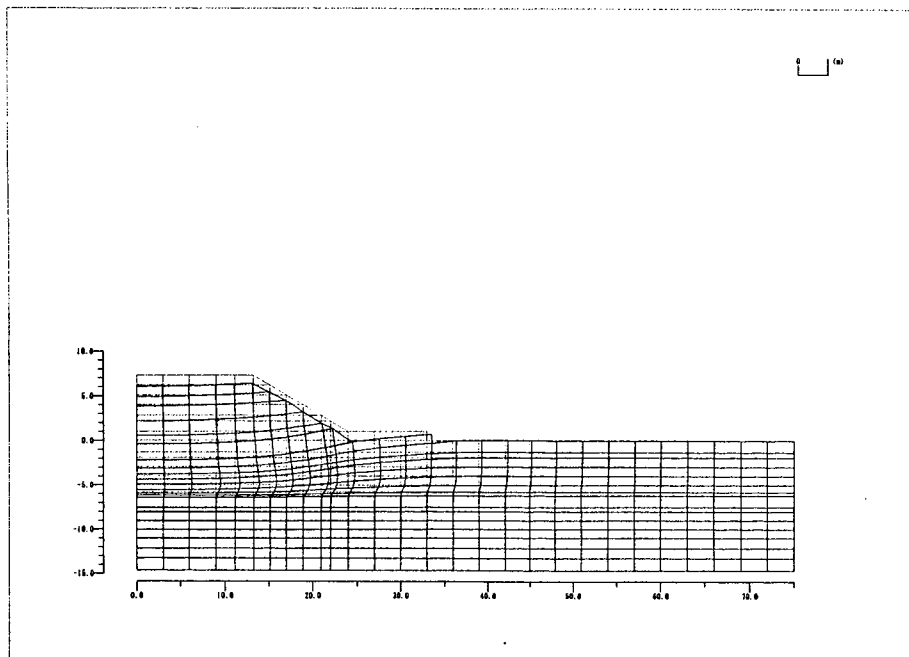
平成7年度 新潟西BP解析(ドレーン有、2次圧密有) (メッシュ変位図)

STAGE: 5



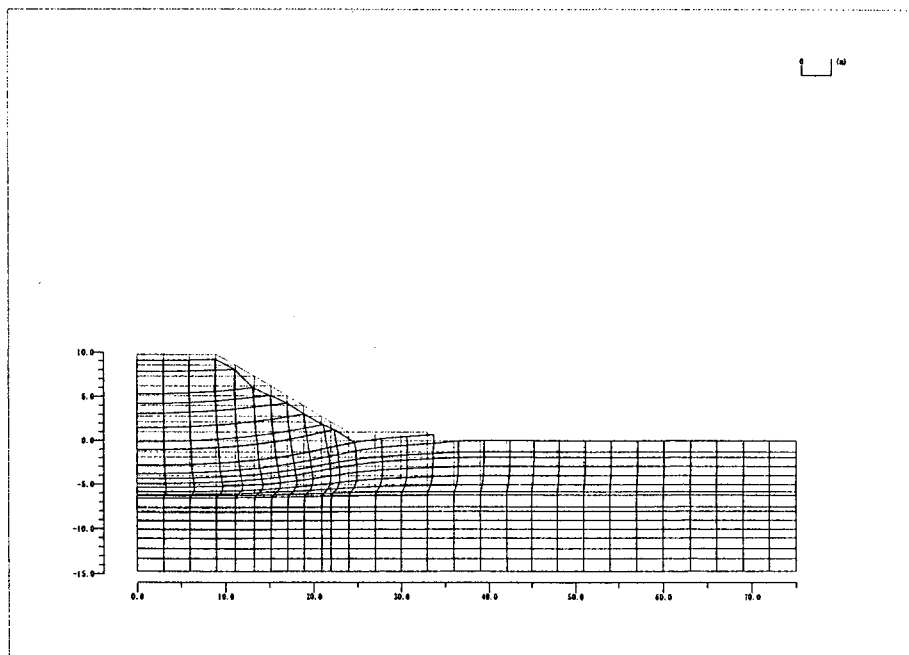
平成7年度 新潟西BP解析(ドレーン有、2次圧密有) (メッシュ変位図)

STAGE: 12



平成7年度 新潟西BP解析(ドレーン有、2次圧密有) (メッシュ変位図)

STAGE: 16



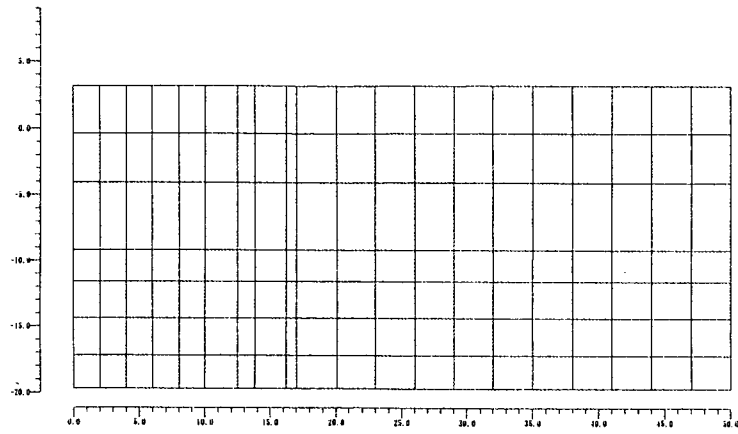
平成7年度 新潟西BP解析(ドレーン有、2次圧密有) (メッシュ変位図)

STAGE: 22

3. 熊本バイパス解析結果(メッシュ変位図)

	工事内容	所要日数	ステップ分割数	テキスト出力
1	初期	0.0	1	0
2	1次盛土	7.0	3	0
3	2次盛土	1.0	3	0
4	3次盛土	3.0	3	0
5	4次盛土	4.0	3	0
6	5次盛土	5.0	3	0
7	6次盛土	7.0	3	0
8	7次盛土	7.0	3	0
9	8次盛土	15.0	3	0
10	9次盛土	6.0	3	0
11	放置1	50.0	3	0
12	放置2	50.0	3	0
13	放置3	50.0	3	0
14	放置4	50.0	3	0
15	放置5	50.0	3	0
16	放置6	50.0	3	0
17	放置7	50.0	3	0
18	放置8	50.0	3	0

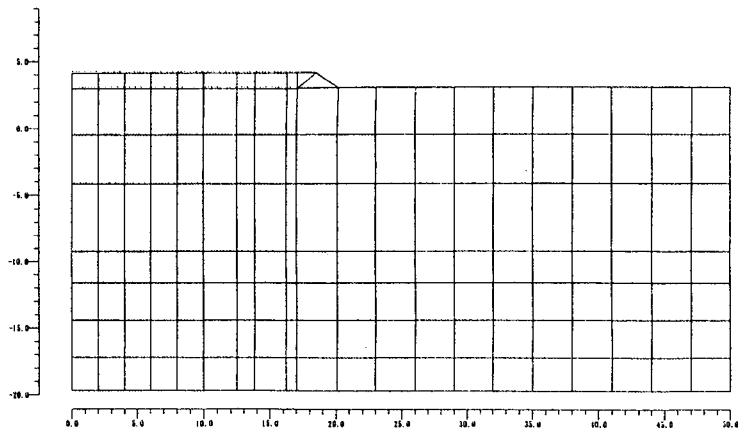
0 1 (a)



熊本盛土解析 (メッシュ変位図)

STAGE: 1

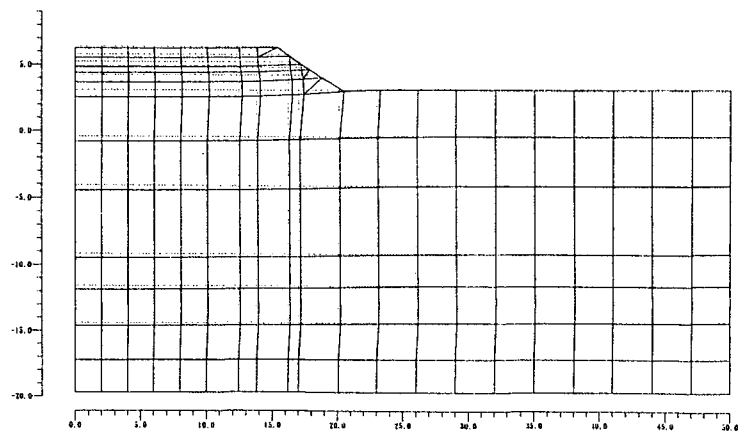
0 1 (a)



熊本盛土解析 (メッシュ変位図)

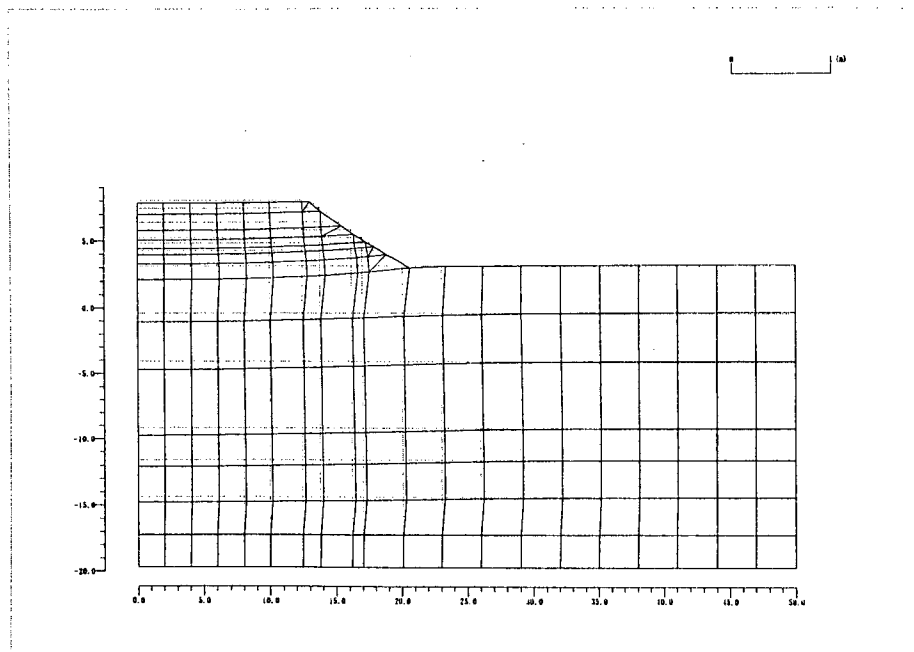
STAGE: 2

0 1 (a)



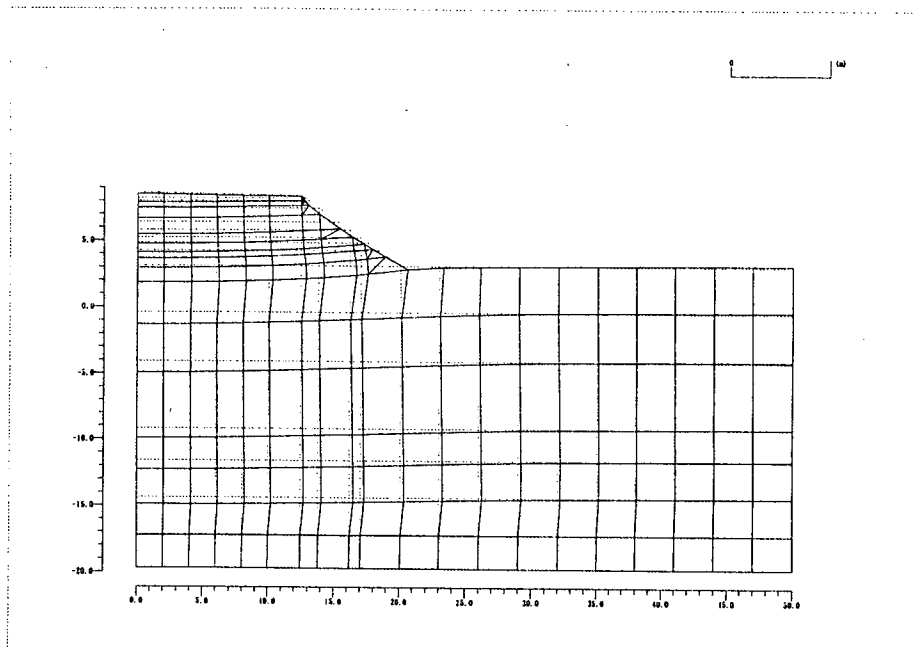
熊本盛土解析 (メッシュ変位図)

STAGE: 6



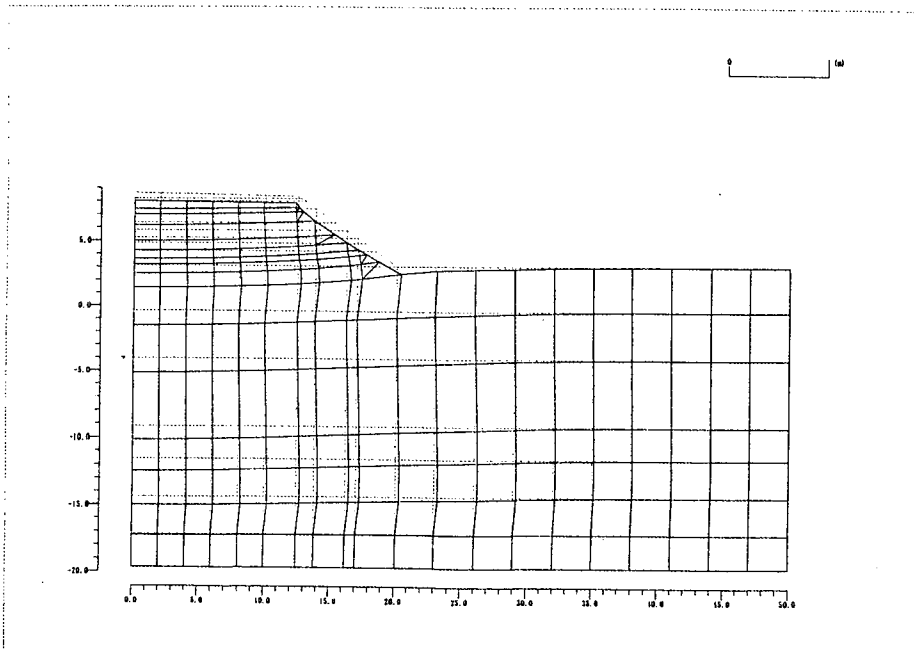
熊本盛土解析 (メッシュ変位図)

STAGE: 8



熊本盛土解析 (メッシュ変位図)

STAGE: 10



熊本盛土解析 (メッシュ変位図)

STAGE: 18