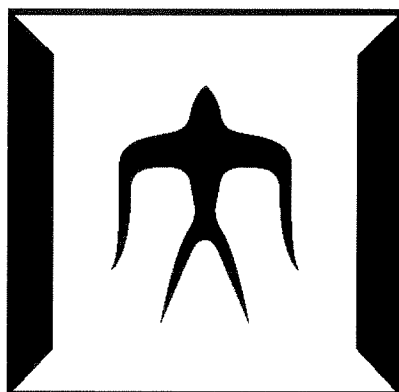


論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	粘性土地盤におけるコーン貫入試験の適用性に関する実証的研究
Title(English)	
著者(和文)	深沢健
Author(English)	
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第5739号, 授与年月日:2004年3月26日, 学位の種別:課程博士, 審査員:
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第5739号, Conferred date:2004/3/26, Degree Type:Course doctor, Examiner:
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

粘性土地盤における
コーン貫入試験の適用性に関する実証的研究



東京工業大学 大学院
理工学研究科 土工学専攻

指導教官

日下部 治 教授

学籍番号 01D16038

深沢 健

要 旨

我が国の臨海部には軟弱な粘性土が厚く堆積している。このような地盤上に構造物を建設する場合、工学的諸問題の検討のため実施される地盤調査の品質が建設費に及ぼす影響は大きい。また、建設工事のコスト縮減が叫ばれている中、地盤調査により多くの情報やその質的な向上が期待される傾向にある現在、低コストで必要十分な精度が得られ、調査から施工管理まで一貫した方法の確立が求められている。このような状況の下、本研究の目的は、従来の地盤調査方法に較べてより合理的で実用性のある、コーン貫入試験（CPT）の適用性・有効性を示すことにある。CPTの迅速性を活用し、平面的に数多くの試験を実施すれば地盤の状況をより詳細に得ることができ、得られる豊富な情報から設計に用いる土質定数を精度良く推定する方法が確立できれば、建設コストの縮減にも寄与できる。本論文では、土質特性の異なる国内外 26ヶ所の粘性土地盤に対して実施した現地調査結果から得られた新たな実測データに基づいて、粘性土地盤における CPT 結果の解釈について考察し、その適用性について実証している。

上記の研究の背景および目的を踏まえ、本論文は次のように構成されている。

第1章「序論」では、地盤調査および CPT の現状と問題点について述べ、建設業界の国際化や建設工事のコスト縮減のために CPT の活用を目指す、本研究の位置付けを行っている。

第2章「CPTの適用性」では、原位置試験としての CPT の位置付けと適用性およびその得失をまとめ、CPT 結果に対する影響要因について現地調査結果に基づいて示している。また、CPT の開発史を概観し、様々な用途に適用するため現在までに開発されている各種コーンの概要および CPT の基準について取りまとめている。

第3章「コーン貫入のメカニズム」では、コーン貫入に伴う地盤の変形状況について視覚的に捉えることを目的とした室内実験結果を示している。アルミニウム棒積層体を使用したコーン貫入模型実験により、コーン貫入過程のメカニズムを定性的ではあるが捉えることに成功している。

第4章「CPT 結果の解釈に関する既往の研究」では、本研究と関連する既往の研究成果を示し、その問題点を指摘している。本章では、まず CPT 結果の解釈に用いられる各種の指標を定義し、次に粘性土地盤の非排水せん断強度 (s_u) を推定する際の重要なパラメータであるコーン係数に関する、理論解析結果、室内

試験および原位置試験結果について既往知見を取りまとめている。また、CPTにより評価可能な粘性土地盤の諸定数として、原地盤の状態や物性および圧密・変形に係る定数についても示している。

第5章「新たな原位置試験データを用いた CPT の適用性の検討」では、前章までの結論を鑑み、①CPT 結果の解釈に当たっては地盤の種別や地域特性および堆積環境の影響などについても詳細な比較・検討が必要不可欠である、②地盤強度だけでなく変形係数や圧密定数および原地盤の状態に関しても合理的で有用な実務に適用できる値や推定式が提案できれば CPT だけで調査・設計・施工管理が可能となる、という2つの観点から、CPT 結果の解釈は現在の最新技術を用いて得られた最新データにより再検討される必要があるという考えに立脚し、国内外26ヶ所（日本国内19ヶ所、東南アジアを中心とした海外7ヶ所）の現地調査結果を様々な角度からまとめている。ここでは、CPT 結果の解釈に使用するパラメータとして、従来から用いられている実コーン先端抵抗 ($q_{net} = q_t - \sigma_{vo}$) だけでなく、有効コーン先端抵抗 ($q_e = q_t - u$) や過剰間隙水圧 (Δu) を適用している。これらのパラメータと地盤の各種 s_u との相関関係から、地域性・堆積環境の違いによる3種のコーン係数 ($N_{kt} = q_{net}/s_u$, $N_{ke} = q_e/s_u$, $N_{\Delta u} = \Delta u/s_u$) の変化を調査し、CPT の適用性を現場データから実証している。また、CPT 結果から得られる各種パラメータを用いて、 s_u のみならず圧密に係る諸定数や物性値および強度増加率など粘性土地盤の物理・力学的特性を推定するための関係式を示している。

第6章「CPT の実務への適用」では、軟弱粘性土地盤上に建設中の海上空港護岸工事に CPT を適用した事例を示している。そこでは、第5章で得られた結論とともに、新たに開発した深淺測量による施工層厚・沈下量および施工（載荷）履歴管理システムを併用した、CPT を中心とした軟弱地盤の調査・設計・施工管理法を実工事へ適用し、その方法が従来の方法に較べてより合理的で実用性のあることを実証している。

第7章「CPT の新たな適用性」では、新たに開発した2種類の調査機器について、その適用性を示している。まず、硬質地盤への適用を目指し、CPT の貫入力不足を解消するために開発したフリクションレスコーン貫入試験装置とそのセメント固化処理土に対する現場適用結果についてまとめている。次に、超軟弱地盤および大水深下での調査を念頭に置き開発した、T-bar penetrometer とその超軟弱地盤における現場適用結果を示している。これらの機器の開発と適用事例により CPT の適用範囲拡大の可能性を示している。

第8章「結論」では、粘性土地盤における CPT 結果の解釈について検討し、その適用性について実証した上記の成果を取りまとめている。

ABSTRACT

Soft cohesive soil is thickly accumulated in coastal areas in Japan. The ground investigation is conducted prior to the construction of structures on such soft ground to examine various civil engineering problems. The quality of such investigations affect significantly on the amount of construction cost. Generally, reduction of construction cost has become important, and more information with better quality is needed from the ground investigation, it is required to establish a test method which provides data with necessary and sufficient accuracy at a low cost throughout the whole process from the investigation to the construction control. Based on such situations, the purpose of this study is to point out the applicability and reliability of Cone Penetration Test (CPT), which is more reasonable and practical than the conventional methods. When tests are conducted in a wider area using the rapidity of the CPT, more detailed ground information can be provided. If a method can be established for accurately estimating soil characteristics applicable to engineering with a great quantity of information from CPT, cost reduction can be achieved in overall construction. In this study, interpretation of the CPT results for cohesive soils is considered and applicability of CPT is verified with actual data obtained site investigation results from different cohesive soils at 26 locations in Japan and overseas.

This thesis is divided into 8 chapters including the introduction and the conclusions.

Chapter 1 is the introduction of this thesis. This chapter describes the present situation and problems of the ground investigation involving the CPT. It is then enunciate that the purpose of this study is utilizing the CPT to achieve cost reduction of construction and the globalization of the construction industry.

Chapter 2 assesses the significance of CPT as an in-situ test method and its applicability, weighing advantages and disadvantages of the CPT. Influential factors for the CPT results are shown with field investigation data. For ref-

erence, this chapter outlines the history of CPT development and reviews various types of cones developed for different purposes together with the CPT standards.

Chapter 3 shows laboratory model test result aiming a visualization of deformation development in the ground during the cone penetration process. A rough mechanism during the penetration process of the cone was investigated using a cone penetration model with horizontally piled aluminum rods.

Chapter 4 describes the previous studies on interpretation of the CPT results and points out the problems involved in the past research results. Various parameters used to interpret the CPT results are defined in this chapter. The cone factors, which are essential parameters to estimate the undrained shear strength (s_u) of the cohesive soil are discussed based on the results obtained from theoretical analysis, laboratory tests and the in-situ tests. It is also shown that various characteristics of the cohesive soils such as consolidation, deformation, in-situ condition and physical properties of the ground can be estimated by CPT results.

Chapter 5 discusses for evaluation of the CPT results obtained from 19 sites in Japan and 7 sites overseas (mainly South East Asia) based on necessity of reexamination for interpretation of the CPT results using the latest data collected by the latest technology. The reasons for this are two points considering the conclusions of previous chapters, i) interpretation of the CPT results requires a detailed examination on the effect of accumulation conditions, the soil types, and local characteristics, and ii) the ground investigation, engineering, and construction control using only the CPT will be possible if the estimating expressions reasonably applicable to practical use can be proposed for the deformation, consolidation, and original ground conditions as well as the shear strength. Here, parameters used for interpretation of the CPT results are not only net cone resistance ($q_{net}=q_t - \sigma_{vo}$), which has generally been used up to now, but also effective cone resistance ($q_e=q_t - u$) and excess pore water pressure (Δu). From correlation with these parameters and various s_u of the ground, the changes in 3 types of cone factors ($N_{kt}=q_{net}/s_u$, $N_{ke}=q_e/s_u$, and $N_{\Delta u}=\Delta u/s_u$) were investigated. Applicability of the CPT was thus verified using field data. With various parameters obtained from the CPT results, expressions were proposed to estimate physical and mechanical properties of the cohesive soils, which include not only s_u but also various characteristics related to consolidation, physical properties as well as strength increment ratio in normally consolidated state.

in normally consolidated state.

Chapter 6 shows an actual example of the CPT application to seawall construction for a manmade airport island, which is under construction on the soft ground. In this chapter, it is shown that applicability of the construction control system using CPT for ground investigation, engineering, and construction control, combined use with a newly-developed management system for reclamation thickness, settlement of the ground, and construction (loading) record, which is based on bathymetric survey. Using the system, more reasonable and practical construction control is attainable compared with the conventional method.

Chapter 7 describes the applicability of two types of investigation devices, which were developed to expand the application range of the CPT. The Frictionless CPT device can reduce penetration force and is applicable to hard ground to provide stronger cone tip resistance. The device was applied to actual ground solidified with cement and the test results are introduced. The T-bar penetrometer was developed for use in very soft ground and in deep water. The test results from soft ground are described. The possibility of a wider range of application of the CPT is shown based on development of these devices and the actual test results.

Chapter 8 is the conclusions derived from this study. This chapter concludes the above discussion about the interpretation of the CPT results from cohesive soil ground and the applicability of the CPT.

目 次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 論文の構成	2
第2章 CPTの適用性	5
2.1 はじめに	5
2.2 原位置試験としてのCPTの位置付け	5
2.3 CPTから得られるパラメータ	6
2.4 CPT結果に対する影響要因	8
2.5 CPTの開発史	10
2.6 まとめ	14
第2章 図表	16
第3章 コーン貫入のメカニズム	25
3.1 はじめに	25
3.2 コーン貫入のメカニズム	25
3.3 まとめ	27
第3章 図表	28
第4章 CPT結果の解釈に関する既往の研究	35
4.1 はじめに	35
4.2 CPT結果の解釈に用いられるパラメータ	35
4.3 コーン貫入に関する理論的解析	36
4.4 CPT結果による地盤強度推定	39
4.5 CPT結果を用いた土層判別・土質分類法	46
4.6 CPT結果を用いた応力履歴の推定	48
4.7 CPT結果を用いた変形特性の推定	51
4.8 CPT結果を用いた圧密係数の推定	53
4.9 まとめ	56
第4章 図表	58

第5章 新たな原位置試験データを用いた CPT の適用性の検討	73
5.1 はじめに	73
5.2 調査位置と土質概要および試験概要	74
5.3 CPT 結果と地盤のせん断強度との相関	79
5.4 CPT 結果から得られる圧密・変形に係る定数	82
5.5 CPT 結果と地盤の物性値との相関	85
5.6 NCA 粘土の強度増加過程の検証	86
5.7 CPT による調査・設計・施工管理方法	89
5.8 まとめ	89
第5章 図表	92
第6章 CPT の実務への適用	123
6.1 はじめに	123
6.2 工事概要	124
6.3 原地盤の特性	124
6.4 層厚・沈下管理	127
6.5 安定管理	129
6.6 まとめ	133
第6章 図表	134
第7章 CPT の新たな適用性	146
7.1 はじめに	146
7.2 フリクションレスコーン (FL-CPT) の開発と セメント固化処理地盤への適用	147
7.3 Tbar penetrometer の開発と超軟弱地盤への適用	149
7.4 まとめ	150
第7章 図表	152
第8章 結論	159
参考文献	165
謝辞	185
添付資料	187

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

我が国の臨海部には軟弱な粘性土が厚く堆積している。このような地盤上に構造物を建設する場合、工学的諸問題の検討のため実施される地盤調査の品質が建設費に及ぼす影響は大きい。一般的な地盤調査法としては、ボーリングを行い採取された不攪乱試料に対して各種室内試験を実施することで必要な地盤特性を得る方法や原地盤に直接的に変位や応力を加えることによって地盤の諸特性を調査する、いわゆる原位置試験がある。

従来、粘性土地盤に関する調査法として多用されてきたものに、欧米では現場ベーン試験（FVT）が、我が国では不攪乱試料に対する一軸圧縮試験（UCT）がある。UCTに基づく設計法は、豊富な経験と多くの実績を最大の根拠とした我が国固有の設計体系である。これらの試験から得られる強度は、地盤の性質や技術レベルの違いを含む地域特性に大きく左右されるため、それらの実務的な扱いはその国や地方での経験に基づくところが大きい。我が国の標準的な方法であるUCTに代わりうる、試料の品質や地盤の地域特性に依存しない地盤調査法確立の必要性が叫ばれて久しい。

原位置試験としてのコーン貫入試験（CPT）は、UCTやFVTのように土質によって測定値が左右されることが少なく、有用な地盤情報が短時間に得られ、試験方法も単純であるという利点を有する。CPTは、不攪乱試料のサンプリングが不可欠である室内土質試験と比較して、原位置の状況に迅速に対応することができ深度方向に変化する地盤情報を連続するデータとして得ることができる。ただし、多くの原位置試験と同様にCPTの最大の弱点は、応力や変形条件などの境界条件が複雑であり、測定された値と地盤定数が理論的に結びつかないため、試験結果と地盤定数を関連付ける室内試験を別途行なうか経験式に頼らざるを得ないことである。しかし、せん断強度との相関性の高さを利用することにより、粘性土の非排水せん断強度（ s_u ）を求めるためのアプローチが多く研究者によりなされており、 s_u 以外の地盤定数を求めるための関連式の提案も多い。欧米では1980年代後半から電気式CPTの基準や試験方法の制定が行われ、CPTは標準的な原位置試験の一つとして位置付けられている。地盤の諸問題をテーマとする海

外の論文では、地盤の性状を表す手段として CPT 結果が用いられることが非常に多く、その有効性が認められている CPT であるが、我が国では実務において使われることはほとんどないのが現状である。これまでに、粘性土地盤における CPT の適用に関する研究は数多く報告されているが、かつては試験方法や結果の整理方法が統一されていなかったこともあり、CPT 結果の解釈が極めて多岐に渡っていたことが CPT の普及を妨げている一因であろう。ボーリングとサンプリングによる土質調査が我が国の主流であり、CPT は軟弱な地盤においてその地盤概要を把握するために補完的に利用されてきたに過ぎない。急速な国際化の波が建設業界にも押し寄せていることを考えれば、CPT の利用拡大が望まれるところである。

また、建設工事のコスト縮減が叫ばれている中、地盤調査により多くの情報やその質的な向上が期待される傾向にある現在、低コストで必要十分な精度が得られ、調査から施工管理まで一貫した方法の確立が求められている。ここで、粘性土地盤に対する調査費用について CPT と UCT を比較してみよう。一般的に行われている深度 10~20m の陸上での調査を想定する。仮設費を含まない、単に CPT と UCT に係る費用のみを比較すると、UCT を実施するためには、ボーリングを行いシンウォールサンプリングにより不攪乱試料を採取する必要があることを考えれば、CPT に係る費用は UCT のその 1/5 程度である。さらに、調査期間は UCT の 1/5~1/10 で済むとともに、得られるデータは UCT が深度方向に標準的には 1m 毎であるのに対し、CPT は連続データである。

このような状況下、本研究の目的は、従来の方法に較べてより合理的で実用性のある、CPT の適用性・有効性を示すことにある。CPT の迅速性を活用し、平面的に数多くの試験を実施すれば地盤の状況をより詳細に得ることができ、得られる豊富な情報から設計に用いる土質定数を精度良く推定する方法が確立できれば、建設コストの縮減にも寄与できる。本論文では、土質特性の異なる国内外 26 ヶ所の粘性土地盤に対して実施した現地調査結果から得られた新たな実測データに基づいて、粘性土地盤における CPT 結果の解釈について考察し、その適用性について実証する。

1.2 論文の構成

上記のような研究の背景および目的を踏まえ、CPT から得られる事象について現場における実測データに基づいた解釈を試みることを念頭に置き、本論文は次のように構成されている。

第 2 章「CPT の適用性」では、まず原位置試験としての CPT の位置付けを示

し、その適用性と得失についてまとめている。次に、CPT 結果に対する影響要因に関して、筆者が実施した現地調査結果および既往知見に基づいて論じている。また、CPT の開発史を概観し、様々な用途に適用するため現在までに開発されている各種コーンの概要および CPT の基準について示している。

第 3 章「コーン貫入のメカニズム」では、コーン貫入メカニズムを視覚的に捉えることを目的とし、コーン貫入に伴うコーン先端部の応力やひずみの状況について室内実験結果を示している。

第 4 章「CPT 結果の解釈に関する既往の研究」では、まず CPT 結果の解釈に用いられる各種パラメータを定義し、次に地盤強度を推定する際の重要なパラメータであるコーン係数に関する理論解析結果、室内試験および原位置試験結果を取りまとめている。また、CPT により評価可能な粘性土地盤の諸定数として、原地盤の状態や物性および圧密・変形に係る定数について、本研究と関連する既往の研究成果を示している。最後に、従来のコーン係数の問題点として地盤のローカル性と試験方法および年代に伴う技術差などを考慮する必要があることを指摘している。

第 5 章「新たな原位置試験データを用いた CPT の適用性の検討」では、第 4 章の結論を踏まえ、筆者が実施した日本国内 19 ヶ所、東南アジアを中心とした海外 7 ヶ所の現地調査結果を様々な角度からまとめている。ここでは、CPT 結果と各種強度との相関関係から、地域性・堆積環境の違いによるコーン係数の変化を調査し、CPT の適用性を現場データから実証している。また、CPT 結果から得られる各種パラメータを用いて、非排水せん断強度、圧密に係る諸定数、物性値および強度増加率など粘性土地盤の物理・力学的特性を推定するための関係式を示している。さらに、コーン係数の普遍性を活用して、粘性土地盤の原位置強度を求めるための各種室内試験の適用性を議論している。このように、CPT の適用性について現地調査データに基づいて実証したことは本研究の特徴の一つとして挙げられる。

第 6 章「CPT の実務への適用」では、大阪湾泉州沖において軟弱粘性土地盤上に建設中の海上空港護岸工事に CPT を適用した事例を示している。ここでは、第 5 章で得られた結論とともに、新たに開発した深淺測量による施工層厚・沈下量および施工（載荷）履歴管理システムを併用した、従来の方法に較べてより合理的で実用性のある、CPT を中心とした軟弱地盤の調査・設計・施工管理法を実工事へ適用し、計測されたデータを解析している。このように、実現場において CPT の実務への適用性について実証したことも本研究の特徴の一つである。

第 7 章「CPT の新たな適用性」では、従来の CPT の弱点を克服し用途を拡大するために開発した 2 種類の調査機器に関して、その開発目的と適用土質について述べ、現場への適用結果について示している。ここでは、これらの機器の開発

と適用事例により CPT の適用範囲拡大の可能性を示している。

第 8 章「結論」では、本研究によって得られた結論をまとめている。

最後に、「付録」として、本研究に用いた各調査地点の物理・力学特性をまとめて示している。

第 2 章 CPT の適用性

2.1 はじめに

CPT は、ロッドの先端に取り付けられたコーン（先端角 60° 、底面積 1000mm^2 、直径 35.7mm ）を地盤中に一定速度で押込み、その貫入抵抗などを連続的もしくは一定間隔で測定するものである。CPT は、地盤の特性値を経済的に精度良く短時間に得られることから、ヨーロッパを中心に発展を遂げてきている原位置試験である。現在、世界各国で標準的に実施されている電気式静的コーン貫入試験機は、深さ方向に連続的にデータが得られ、コーン先端抵抗以外にも周面摩擦や間隙水圧などの測定ができる。一般的に、間隙水圧の測定を伴う CPT を特に CPTU と表記しているが、本論文ではこれらコーン貫入試験を総称して CPT と表すことにする。CPT から得られる複数の情報を多角的に組み合わせれば、詳細な地層の変化に敏感に対応できると同時に、土質分類や堆積性状を評価することに利用できるといった特徴を有しており、欧米では CPT による杭の設計法も確立されている。本章では、まず原位置試験としての CPT の位置付けと適用性およびその得失をまとめ、CPT 結果に対する影響要因について現地調査結果に基づいて示す。次に、CPT の開発史を概観し、様々な用途に適用するため現在までに開発されている各種コーンの概要および CPT の基準について取りまとめる。

2.2 原位置試験としての CPT の位置付け

写真-2.1 に我が国で使用されている一般的なコーンを、図-2.1 は先端部の各計測項目の名称を示す。間隙水圧計測位置は大別して三種あり、それぞれ応答特性が異なっている。我が国で使用されている電気式コーンでは間隙水圧の測定は u_2 部で行われることが多い。

ある沖積海成粘土地盤における CPT 調査結果の一例を図-2.2 に示す。図は、測定されたコーン先端抵抗、周面摩擦、コーン貫入時の過剰間隙水圧の三成分を柱状図と併せて標高に対してプロットしたものである。粘性土層ではコーン先端抵抗は小さく過剰間隙水圧は大きい、砂層ではコーン先端抵抗は大きく過剰間

隙水圧は発生していない。さらに、通常のボーリング調査では検知することが難しい、 -33m 付近に存在する薄い砂層が確認できる。粘性土中に薄い砂層が介在している場合とそうでない場合とでは圧密時間が大きく異なるが、この結果からも明らかなように、CPTにより土層構成および地盤中の砂層の存在やその厚さを調査することは非常に有効である。

表-2.1は、Lunneら(1997)が主な原位置試験の適用性について評価したものである。砂や粘性土およびピートに対するCPTは、土の種別や性状はもちろんのこと、強度や圧密・変形特性および応力履歴に関するパラメータを精度良く把握できる。また、表-2.2は原位置試験の測定誤差について、Phoon and Kulhawy(1999)がまとめた結果である。CPTは、機器や試験方法の誤差が最も少なく、電気式CPTの変動係数は標準貫入試験(SPT)の $1/3$ である。これらの表からも明らかなように、CPTは礫や岩以外の土に対する適用性が最も高く、測定誤差の最も少ない原位置試験であると言えることができる。しかし、成層状態が複雑な地盤では、想定外の礫層に遭遇しコーンの貫入が困難になる場合もあることから、我が国の地盤調査は依然としてSPTが中心であり、最近までCPTは補助的な手法としての評価を受けてきた。そのため、我が国のCPTの実績およびデータ蓄積は少ないが、近年はその有効性が認められ使用頻度が徐々に上がってきており、1995年には電気式静的コーン貫入試験に関する地盤工学会基準(JGS 1435-1995 電気式静的コーン貫入試験方法)が制定されている。現在、地盤調査に適用されている他の原位置試験と比べたCPTの得失を表-2.3に示す。CPTの主な利点をSPTと比べながら次に示す。SPTは、測定間隔が通常 1m (基準上は測定間隔の規定はなく、精度を無視すれば測定間隔 50cm でも可)の離散情報であり、ボーリング孔の品質やハンマーの落下方法によって得られるN値が大きく異なるが、CPTでは応力開放や人的影響を受けない連続情報が得られる。また、杭の支持力問題などの静的問題では、非排水状態に近い動的パラメータであるN値に比べ、CPTから得られる値は、砂質土では排水状態、粘性土では非排水状態での結果となり、より実際の現象に近い。さらに、CPTは模型実験にも適用可能である(例えば、末政ら(1994)、Kurupら(1994))。

2.3 CPTから得られるパラメータ

我が国で一般的に使用されている電気式静的コーン試験機では、コーン先端抵抗(q_c)、周面摩擦(f_s)、間隙水圧(u)が測定されることが多い。 q_c はコーン貫入時に内部の荷重計によって測定された力(P_m)をコーン本体の断面積(A_p)で除したもの(P_m/A_p)である。 f_s は同様にフリクションスリーブにかかる荷重

(P_s) をその周面積 (A_s) で除したもの (P_s/A_s) である。コーン先端部には、図-2.3 に示すように間隙水圧測定のためのフィルターが設置されることが多く、貫入時にはコーンの背後に u が作用するため、地盤本来のコーン先端抵抗を求めするためには、次式のように有効断面積を考慮した間隙水圧補正をする必要がある。

$$\begin{aligned}
 q_t &= \frac{P_m + (A_p - A_e) \cdot u}{A_p} \\
 &= \frac{P_m}{A_p} + \left(1 - \frac{A_e}{A_p}\right) \cdot u \\
 &= q_c + (1 - \alpha) \cdot u
 \end{aligned}
 \tag{2.1}$$

ここに、 P_m ：コーン内部の荷重計によって測定された力、 A_p ：コーン本体の断面積、 A_e ：フィルター部分を除いた有効断面積、 u ：コーン貫入時に測定された間隙水圧、 α ：有効断面積比 ($=A_e/A_p$) である。(2.1)式による水圧補正後の先端抵抗を q_t とし、間隙水圧を考慮しない先端抵抗を q_c として区別することが多い。粘性土の場合、 q_c が小さく u が大きくなる傾向にあるため、図-2.3 に示されるような形状のコーンであるにもかかわらず、間隙水圧補正を行わずに q_c を直接用いると q_t との誤差は大きい。特に、我が国の沿岸域に堆積している粘性土においてはその差は顕著である。過去、これを考慮せずに q_c をそのまま用いていた時代もあるため注意を要する。ただし、 u の測定を行わないコーンにおける先端抵抗は q_c を用いる。

q_t (q_c) と粘性土の非排水せん断強度 (s_u) は、粘性土地盤に関する Terzaghi の支持力公式 ($\phi=0$) を援用した次式によって関連付けることができる。

$$q_t = N_{kt} \cdot s_u + \sigma_{vo} \tag{2.2}$$

$$q_c = N_k \cdot s_u + \sigma_{vo} \tag{2.3}$$

ここに、 q_t は水圧補正後のコーン先端抵抗、 q_c は水圧補正をしないコーン先端抵抗、 N_{kt} (N_k) はコーン係数、 s_u は粘性土の非排水強度、 σ_{vo} は鉛直土被り圧(全応力)である。(2.2)、(2.3)式から得られる ($q_t(q_c) - \sigma_{vo}$) を実コーン先端抵抗と呼ぶことにする。

2.4 CPT 結果に対する影響要因

2.4.1 CPT 結果の再現性

CPT が測定誤差の少ない原位置試験であることは前述のとおりであるが、現場実測データに基づいた CPT 結果の変動係数に関する報告はない。そこで、浚渫土による埋立地内で CPT データのばらつきを調査した。調査は粘性土で埋め立てられた地点で行なわれ、その自然含水比 (w_n) は表層部の 170% から深度とともに減少し、10m で 100% 程度となり、液性限界 (w_L) は 100~70%、塑性指数 (I_p) は 55 である。調査は、図に示すように半径 1m 以内の 5ヶ所で深度 10m まで実施している。コーン貫入速度は毎秒 10mm とし、CPT データは深さ 10mm 毎に記録された。試験は、測定値に対する温度変化の影響を防止するため、その変化が 5°C 以内の条件下で実施され、すべての地点で同じコーンを使用している。図-2.4 に調査結果として q_t とコーン貫入時の過剰間隙水圧 (Δu) を示す。5 点のデータから求められた変動係数 (COV) は q_t , Δu に対してそれぞれ 9.9%, 20.1% と小さい。この結果から、CPT を使用すれば測定機器に起因するばらつきに影響されることなく地盤の特性を評価できると考えられる。

また、ロードセルや各種センサーなどを内蔵した計測機器による計測値はどれも少なからず温度変化の影響を受ける。Lunne ら (1986a) は、気温の変化が CPT 結果に大きな影響を与える場合があることを現地調査事例により示し、温度補正の重要性について述べている。しかし、その後のコーンの改良により、計測値に与える温度変化の影響は大きく減少したと報告している。Post and Nebbeling (1995) は、5°C の気温変化で q_c は 10kPa 異なる結果が得られたと報告している。粘性土にコーンを貫入する場合、砂中のような摩擦熱が発生することは少ないことから、地中の温度変化が測定値に与える影響は小さいと考えられる。通常、CPT により得られた測定値の温度補正は行われていないため、CPT 実施時には測定者はコーンに急激な温度差が生じないように温度変化に対する配慮が必要である。

2.4.2 コーン形状、測定位置、寸法効果の影響

CPT は貫入試験であるため、その結果はコーンの形状などに影響されることは想像に難くない。そのため、その影響度に関する調査事例は多い。田中・田中 (1996) は、我が国で用いられている 8 種類のコーンに対して一斉試験を行った。その結果、先端抵抗は機種によって 30% 程度異なることを示したが、その原因については前述の温度による原点移動、即ち、異なった気温のもとで試験時の原点

を取ったことによる影響であるとしている。また、彼らは図-2.1 に示すようにコーンプローブの u_2 部にフィルターが設置されている機種においても、フィルターの位置、厚さおよびその材質の違いにより u の測定値は 30%程度異なることを示している。さらに、周面摩擦 (f_s) も機種によって著しい差異 (結果図から読み取ると、測定値が最大で 2 倍以上異なる機種もある) があるため、 f_s を用いた土質分類を行う場合には機種の特性を把握する必要があると報告している。

間隙水圧測定位置の違いにより得られる u は異なる。Lunne ら (1997) は、3ヶ所の間隙水圧測定部を持つコーンを使用してその違いを調査しているが、コーン先端部で測定された u が最も大きい値を示す (図-2.5)。また、 u の変化に対する感度を向上させるため、間隙水圧測定部フィルターの飽和度には特に留意する必要がある。

室町 (1971) は、粘性土地盤に対するチャンバー試験の結果から、オランダ式の先端抵抗は電気式の 1.37 倍であると報告している。これは、両者の先端コーンの形状の違いに起因すると考えられる。Tumay ら (1998) は、断面積が 2cm^2 のミニチュアコーン (MCPT) を開発し、コーン断面積の違いによる先端抵抗と周面摩擦の測定値に与える影響 (寸法効果) について調査している。一般的に用いられているコーン (断面積 10cm^2) との比較を過圧密粘土地盤 ($I_p=25\sim 40$)、過圧密比 ($\text{OCR}=15.5\sim 12$) における原位置試験により行なった結果、先端抵抗は MCPT が 10%大きく、周面摩擦は通常コーンが 12%大きい値が得られることを報告している。したがって、CPT 結果を杭などの設計に直接的に用いる場合のパラメータ設定時には注意を要する。また、キャリブレーション・チャンバー (CC) や遠心載荷装置を用いた実験では、MCPT と同様か若しくはさらに小さな寸法のコーンが使用されることが多い (Randolph and House (2001)) ことから、寸法効果を考慮する必要がある。

2.4.3 貫入速度の影響

コーン貫入速度の影響については数多くの報告があるが、欧米の粘性土の調査結果によれば、貫入速度が 10%増加すると貫入抵抗は 10~20%増加する。図-2.6 は、Roy ら (1982) の調査結果を示したものである。シルト質粘土地盤 ($I_p=10\sim 30$, $\text{OCR}=2$)、に対して貫入速度を 0.05 から 4cm/sec まで変化させたところ、 q_c/σ'_p 比 (σ'_p : 圧密降伏応力) は約 20%増加している。貫入速度が遅い場合の q_c/σ'_p 比が大きい理由は明らかではないが、部分排水状態となった可能性もある。

また、末政ら (1994) は CC 試験結果から、貫入速度の変化に対して粘性土の貫入抵抗は増加する傾向にあるが、その増加量は試料により異なり、貫入速度を 10 倍変化させた時の貫入抵抗の増加量は最大 20%であることを報告している。

粘性土の設計用せん断強度を求める際は、ひずみ速度の補正を加えることが行われている。これは、通常の土質試験におけるひずみ速度は $10^0 \sim 10^{-1} \%$ /min であるが、実際の安定問題におけるそれは $10^{-2} \sim 10^{-3} \%$ /min とされており（例えば、Bjerrum (1972), Ladd and Foott (1974)），設計用せん断強度を決定する際は室内試験と実際問題のひずみ速度の違いによるせん断強度の変化を考慮する必要があるためである。Hanzawa (1992) の報告によれば、ひずみ速度の補正值は、0.8~0.9 程度である。先に述べた試験結果からも、室内強度試験と同様に CPT においてもコーン貫入速度によってはその補正も考慮すべきであることを示唆している。

通常、コーンの貫入は毎秒 10~20mm で行われているが、 I_p や粒度が変化に富んだ我が国の自然堆積地盤において、貫入速度の違いによる測定値の変化を調査した事例はない。そこで、コーン貫入速度の影響について現地調査を実施した。図-2.7 に調査結果を示す。調査地点は岸壁背後地であり、深度 10m までは埋立砂層とかつての海底地盤であるシルト質粘土および中間砂層が存在し、その下部に層厚約 8m の粘性土層が堆積している。コーン貫入速度は、実務上考えられる速度を考慮して、図に示すように 0.01cm/sec~1cm/sec の範囲で変化させている。砂分含有率が高い粘性土層の上部（深度 10m~12.5m）においては、貫入速度が遅くなるに従って実コーン先端抵抗 ($q_t - \sigma_{v0}$) は大きくなるが、この速度域では Δu に明確な傾向は見られない。ここで注目すべきは、図に示すように細粒分が 95%以上含まれる深度 12.5m~15m の粘性土層においては、($q_t - \sigma_{v0}$) および Δu については貫入速度の影響は小さく、実務上問題とならない点である。

2.5 CPT の開発史

ここでは、前述のように多くの利点を有する CPT の開発の歴史を概観してみる。CPT の原型は 1920 年頃には軟弱地盤の調査に利用されていたようであるが、静的コーン貫入試験の代表的なものに、1930 年代初頭にオランダで開発されたダッチコーンがある。ダッチコーンでは、計測される貫入抵抗に含まれる地盤と貫入ロッドの間に働く摩擦力の影響を少なくするために二重管のロッドが用いられていた。この試験方法はオランダ式二重管コーン貫入試験方法として我が国でも規格 (JIS A 1220-1995) 化されている。次に、このコーン貫入試験機を発展させて、貫入抵抗と同時に周面摩擦を測定できる Friction-Jaket-Cone が考案され、Begemann (1965) により貫入抵抗と周面摩擦の値の組合せにより地盤を分類する方法が提案された。この方法は、現在活用されている CPT による土質分類の始祖となるものである。図-2.8, 2.9 はこれらのコーン先端部を示したものであ

る。当時、コーン貫入に伴う先端抵抗の測定は、マノメータ等により地上で読み取られていた（写真-2.2）

1950年代から1960年代半ばにかけて、このようなメカニカルな測定方法に代わって、コーン先端抵抗や周面摩擦を直接測定できる電気式コーンが開発された。さらに、コーン貫入時の間隙水圧を測定できるピエゾコーン（Piezocone）が開発され、コーン貫入抵抗（ q_c ）・周面摩擦（ f_s ）・間隙水圧（ u ）の三つの成分を同時に測定できるコーンが主流となった。最近では、この三成分に加えて、地中温度、測定器の傾斜角、土の密度、土中の水分量、電導度、S波速度、側方応力なども測定できるコーンも開発されている。先端コーンにこれら各種センサーを追加することで、CPTの地盤環境特性把握への適用性が広がっている。また、CPTの欠点として指摘されてきた、調査地点の土が目視できないという問題を解決しうるビデオコーンや試料採取可能なコーンも開発されており、それらの多くは実用化段階に至っている。以下に、現在までに開発された各種コーンの概要をとりまとめる。

2.5.1 ラジオアイソトープコーン(RI-CPT)

原位置における土の密度を測定する目的で、放射性物質とその検知装置を内蔵したコーンが1980年代始めに開発された。Nieuwenhuis and Smits（1982）によりガンマ線密度コーンが、Ledouxら（1982）によりCPTとガンマ線密度コーンを組み合わせたコーンが開発された。柴田ら（1991）は、中性子線源とヘリウム検出管をCPTに内蔵した中性子水分コーンおよびガンマ線源とヨウ化ナトリウムを用いた検出器をCPTに内蔵したガンマ線密度コーンの2種類を開発した（図-2.10）。RI-CPTは、CPTによる情報と原位置での土の密度・水分量が同時に得られ、その利用価値は高い。

2.5.2 サイスマックコーン(SCPT)

サイスマックコーン貫入試験は、地盤中に貫入する測定コーンの内部に受振機を内蔵し、一定速度で押し込みながら、地表に置いた振源からS波を発振してS波速度の深度分布を測定する方法で、Campanellaら（1986）によって開発された。その試験方法は、通常CPTを行いながら所定の深度に達すると貫入を停止してS波速度を測定するものである。SCPTの特徴は次の2点にまとめられる。①ボーリング孔を必要としないので、孔掘削に伴う問題点や試験時にケーシングを伝播するノイズによる測定障害がない。②調査による地盤の乱れはボーリング掘削に比べて程度が小さい。また、振源を内蔵したコーンと受振機が内蔵されたコ

ーンを平面的に一定間隔をおいて同時に貫入し、地盤を横断していく波の速度を測定するクロスホール式サイスミックコーンもある(Baldiら(1988)). 図-2.11, 2.12にSCPTとその試験方法の一例を示す.

2.5.3 電導コーン(RCPT)

地盤の電導特性は、固体成分と間隙水の電導特性や間隙比、密度、粒径、粒度分布などの土の構造特性および土粒子の表面電荷特性や電流周波数によって変化することが知られている。電導コーン(比抵抗コーン)試験は、コーン貫入時に地盤の比抵抗を測定することによって詳しく地盤特性を把握できるものである。当初は、原位置における砂の密度を把握するために開発されたが、Campanella and Weemees(1990)は、従来のコーン貫入試験機のコーン上端ロッド部に電極を取り付けた電導コーンを開発し地盤内の比抵抗変化を調べた結果、地盤汚染検出が可能としている。福江ら(1998)は、Campanella and Weemees(1990)と同様な電導コーン(図-2.13)を作製し、室内および原位置試験を実施した結果、電導コーン試験により地盤層序の決定や汚染域の検出が可能であると報告している。しかし、電導コーン(比抵抗コーン)では、汚染物質が既知の場合には電導度と汚染の濃度を関連付けることにより汚染の程度を知ることが可能であるが、汚染物質が未知の場合には、その汚染物質が何かを特定することはできない。汚染物質の種類と濃度を詳細に調査するためには、土中水を採取することが理想的である。土中水を採取可能なコーンについてはBrandl and Robertson(1997)や織田ら(2000)により開発されている。織田らが開発した地盤環境モニタリングコーンを図-2.14に示す。

2.5.4 コーンプレッシャーメータ(CPM)

プレッシャーメータをコーンの背後に取りつけるという着想は1980年代初頭に現れ、Jezequelら(1982)によってpressio-penetrometerとして最初に開発された。その後、コーンプレッシャーメータとして、Withersら(1986)をはじめとして同様の装置が数種類開発されているが、基本的にはCPTの背後にプレッシャーメータを設置した装置である。CPM試験は、通常のCPTを行いながら所定の深度に達すると貫入を停止してプレッシャーメータ試験を実施するものである。Campanella and Robertson(1986)はSCPTとCPMを組み合わせたサイスミックコーンプレッシャーメータ(SCPM)を開発している。図-2.15にCPMの一例を示す。

2.5.5 ビデオコーン(VisCPT)

原地盤試料を採取・目視できないことが CPT の弱点の一つであったが、Raschke and Hryciw (1997) により開発された小型ビデオカメラを内蔵したコーン (Vision cone penetrometer, 図-2.16) によって地中の状況をモニターすることが可能となった。これにより、CPT 結果を基にした従来の土質分類をさらに正確なものとするだけでなく汚染地盤の状況を試料採取することなく目視確認が可能になりつつある。

2.5.6 ミニコーン(MCPT)

コーン貫入のために大きな反力を必要とする場合が多く、特に硬質地盤や大深度における調査では貫入不能に陥ることがしばしば見られる。そこで、この反力を低減し、より簡便な試験とすることを目的とした小径コーンが開発されている。小径コーンは国内外で断面積の異なる数種の機器が開発されている (例えば、Tumay ら(1998))。図-2.17 に、伊藤ら (2003) が開発した断面積が 2cm^2 のミニチュアコーン (MCPT) を示す。しかし、CPT には寸法効果が確認されているため、結果の取り扱いには注意を要する。

2.5.7 その他のコーン

温度センサーはコーン内部に最も早く組み込まれたものの一つである。地盤の温度変化が地盤特性や環境に及ぼす影響の評価および資源調査に適用可能な、温度と熱伝導を測定可能なコーン (例えば、Schaap and Hoogedoorn(1984)) も開発されている。このコーンは、当初は凍土調査に使用され、最近では生物・化学的発熱のある汚染土壌の識別に利用されている。また、温度センサーに隣接してコーン表面や内部に取り付けた pH センサーの連続測定値から汚染物質の検出をしているものも多い。図-2.18 は、Olie ら (1992) による酸化還元電位、pH、電導度が測定できるコーン (Chemoprobe) を示したものである。

1980 年代後半からコーン貫入中に側方応力を測定しようという試み (例えば、Huntsman ら(1986)) がなされているが、測定器具の問題や結果の解釈方法が確立されていないため、実務で使用されるまでには至っていないのが現状である。図-2.19 は、Campanella ら (1990) が開発したコーンを示したものである。

地盤環境問題への対応を目的として、ガスや液体を採取可能なコーンも開発されている。その一例として、図-2.20 に Woeller ら (1991) が開発した chemi-cone を示す。

コーン貫入に伴う土粒子の移動や圧壊および土粒子とコーンの接触により発生するノイズは、土の粒径、密度、鉱物組成、砂の構造、年代効果、原位置の応力状態により異なる。Menge and Impe (1995) は、このノイズを音響コーン (AE-CPT, 図-2.21) により計測することで、先端抵抗よりも明確に地盤の成層状態を把握でき、1mm 以下の薄層をも検知できることを室内試験により示している。

2.5.8 CPT の基準

CPT は、各種基準やガイドラインによりコーンプローブの寸法から試験手順、キャリブレーション、メンテナンスおよび結果の報告に至るまで規定されている。1989年の国際土質基礎工学会議 (ISSMFE) において CPT の国際標準試験方法 (IRTP (1989)) が公表されている。標準コーン先端部の一般的な形状を図-2.22 に示す。IRTP (1989) 以外にも、各国独自の基準も多い (例えば、SGF (1993), NGF (1994), ASTM (1995))。これらの試験方法と 1995年に制定された我が国の電気式静的コーン貫入試験に関する地盤工学会基準 (JGS 1435-1995 電気式静的コーン貫入試験方法) との違いは、試験装置の許容寸法、貫入速度や測定間隔等の試験方法、測定精度、較正頻度等に関する詳細な記述と周面摩擦の測定についての規定がなされていることである。これは、我が国ではコーン開発が先行したのに対して基準化が遅れたことで、既存のコーンを否定することなく、すべて網羅する必要があったために細かな規定がなされなかったからである。

第3節「CPT 結果に対する影響要因」で述べたように、実務上の支障とはならないまでも、CPT 結果はコーンの形状や試験方法に影響される。このことは逆に、基準に則った機器・手順で実施すれば技術格差の影響が出ない試験であるといえる。それを実証することが本研究の目的の一つであるが、CPT 結果の解釈を行う上でもデータの信頼性を高めることは必要であり、我が国においても先に述べた欧米の基準と同程度の詳細な基準化が望まれる。

2.6 まとめ

本章では、原位置試験としての CPT の位置付けと適用性およびその得失をまとめ、CPT 結果に対する影響要因について現地調査結果に基づいて示した。また、CPT の開発史を概観し、様々な用途に適用するため現在までに開発されている各種コーンの概要および CPT の基準について取りまとめた。その結果、次のような結論を得た。

- ①原位置試験としての CPT は, UCT や FVT のように土質によって値が左右されることがなく, 地盤の成層状態や貫入時の先端抵抗等の有用な情報が短時間に得られ, 試験方法も単純であるという利点を有する.
- ②現場実測結果から CPT により得られる測定値の再現性は高い. したがって, CPT を使用すれば測定機器に起因するばらつきに影響されることなく地盤の特性を評価できる.
- ③コーンの機種の違いによる測定結果の相違は周面摩擦 (f_s) 測定値に顕著に現れるため, f_s を用いた土質分類を行う際には注意を要する.
- ④コーンプローブの間隙水圧測定位置の違いによる測定値の相違に留意する必要がある.
- ⑤現場実験および既往知見から, CPT 測定値 (コーン先端抵抗, 間隙水圧) に対するコーン貫入速度の影響は実務上無視し得る.
- ⑥CPT の測定値はコーン寸法に影響される. したがって, ミニチュアコーンを使用した実験ではスケール効果を考慮すべきである.
- ⑦有用な地盤情報を得ることができる様々なコーンが開発されている. 地盤環境問題に関連したパラメータを求めるための新しい機器の開発や提案も多く, それらの多くは実用化段階に至っている.

第 2 章 図表

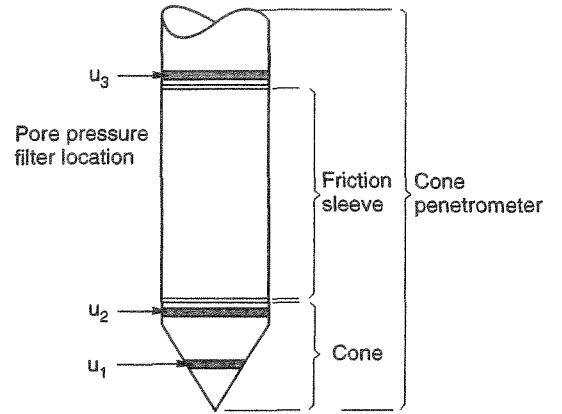
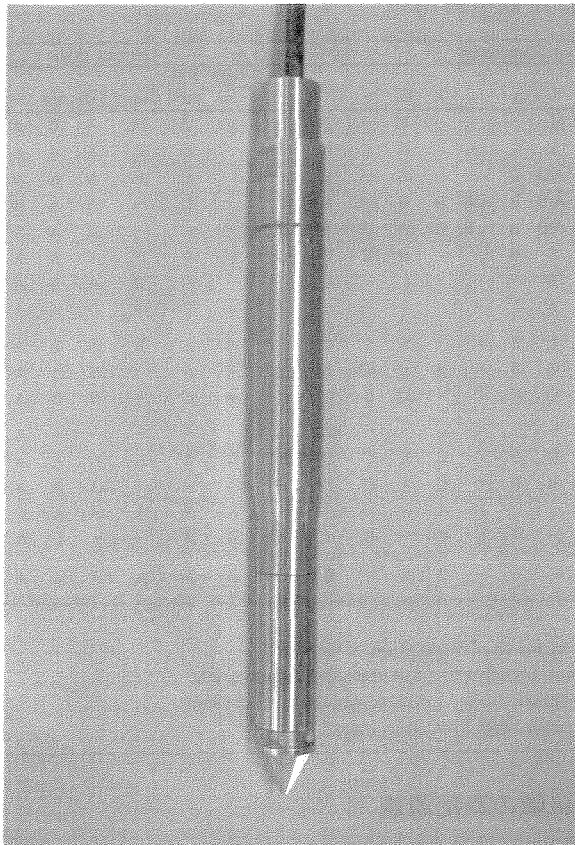


図-2.1 コーン先端部の各計測項目の名称

写真-2.1 我が国で使用されている一般的なコーン

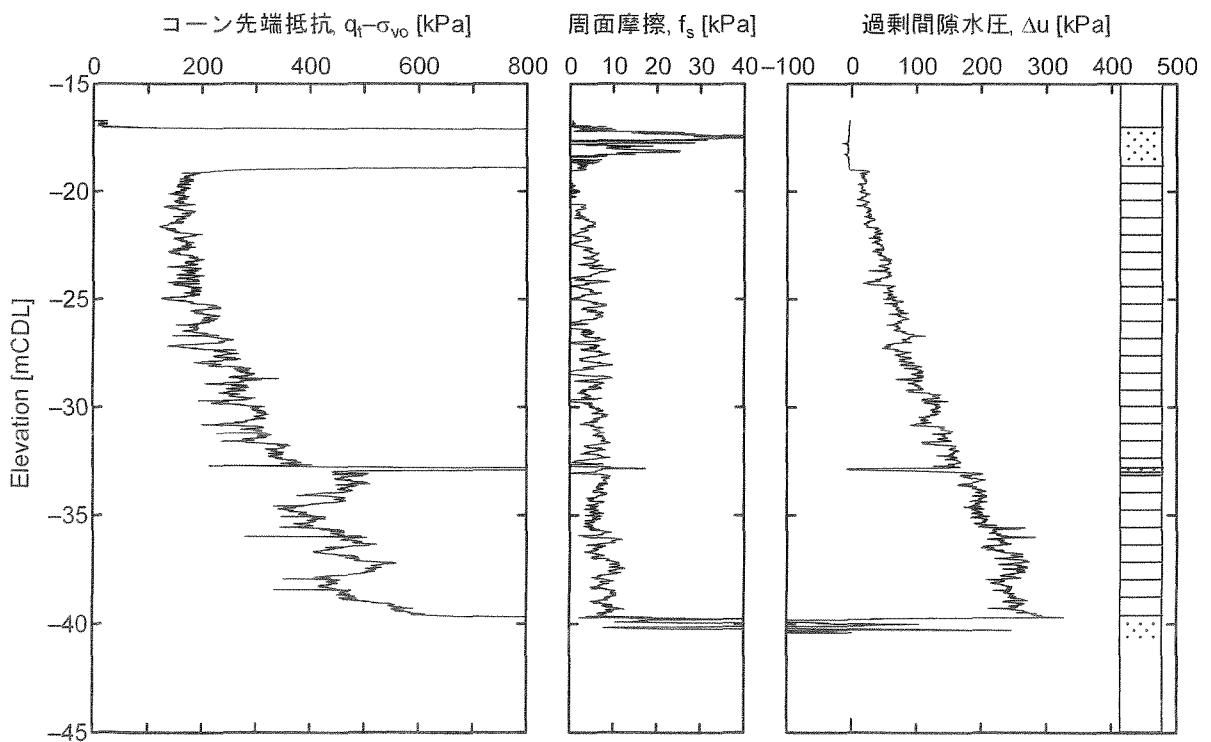


図-2.2 CPT 調査結果の一例

表-2.1 原位置試験の適用性

Group	Device	Soil Parameters													Ground Type						
		Soil type	Profile	u	ϕ'	S_u	I_D	m_v	c_v	k	G_o	σ_h	OCR	$\sigma - \epsilon$	Hard rock	Soft rock	Gravel	Sand	Silt	Clay	Peat
Penetrometers	Dynamic	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-	-	C	B	A	B	B	B
	Mechanical	B	A/B	-	C	C	B	C	-	-	C	C	C	-	-	C	C	A	A	A	A
	Electric (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-	-	C	C	A	A	A	A
	Piezocone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C	-	C	-	A	A	A	A
	Seismic (SCPT/SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B	-	C	-	A	A	A	A
	Flat dilatometer (DMT)	B	A	C	B	C	B	-	-	-	B	B	B	C	C	C	-	A	A	A	A
	Standard penetrometer (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-	-	C	B	A	A	A	A
	Resistivity probe	B	B	-	B	C	A	C	-	-	-	-	-	-	-	C	-	A	A	A	A
Pressuremeters	Pre-bored (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	C	-	B	C	C	C	A	A	B	B	B	A	B
	Self boring (SBP)	B	B	A ¹	B	B	B	B	A ¹	B	A ²	A/B	B	A/B ²	-	B	-	B	B	A	B
	Full displacement (FDP)	B	B	-	C	B	C	C	C	-	A ²	C	C	C	-	C	-	B	B	A	A
Others	Vane	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B	-	-	-	-	-	A	B
	Plate load	C	-	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	B	B	A	B	B	A	A	A
	Screw plate	C	C	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	-	-	-	-	A	A	A	A
	Borehole permeability	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-	A	A	A	A	A	A	B
	Hydraulic fracture	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-	B	B	-	-	C	A	C
	Crosshole/downhole/ surface seismic	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-	A	A	A	A	A	A	A

Applicability: A=high, B=moderate, C=low; -=none.

¹ ϕ' = Will depend on soil type; ² = Only when pore pressure sensor fitted; ³ = Only when displacement sensor fitted.

Soil parameter definitions: u=in situ static pore pressure; ϕ' =effective internal friction angle; S_u =undrained shear strength; m_v =constrained modulus; c_v =coefficient of consolidation; k=coefficient of permeability; G_o =shear modulus at small strains; σ_h =horizontal stress; OCR=overconsolidation ratio; $\sigma - \epsilon$ =stress-strain relationship; I_D =density index.

表-2.2 原位置試験の測定誤差

Test	Coefficient of variation, COV (%)				
	Equipment	Procedure	Random	Total ^a	Range ^b
Standard penetration test (SPT)	5-75 ^c	5-75 ^c	12-15	14-100 ^c	15-45
Mechanical cone penetration test (MCPT)	5	10-15 ^d	10-15 ^d	15-22 ^d	15-25
Electric cone penetration test (ECPT)	3	5	5-10 ^d	7-12 ^d	5-15
Vane shear test (VST)	5	8	10	14	10-20
Dilatometer test (DMT)	5	5	8	11	5-15
Pressuremeter test, prebored (PMT)	5	12	10	16	10-20 ^e
Self-boring pressuremeter test (SBPMT)	8	15	8	19	15-25 ^e

^aCOV(TOTAL)=[COV(Equipment)²+COV(Procedure)²+COV(Random)²]^{0.5}.

^bBecause of limited data and judgment involved in estimating COVs, ranges represent probable magnitudes of field test measurement error.

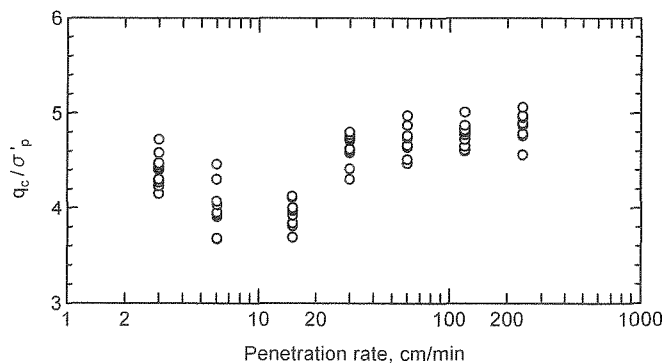
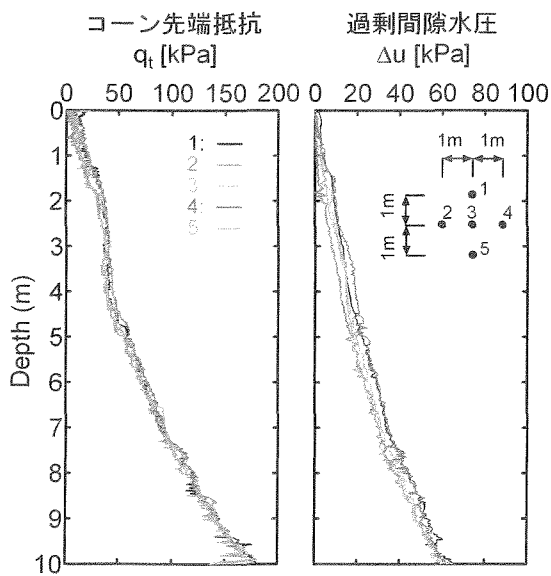
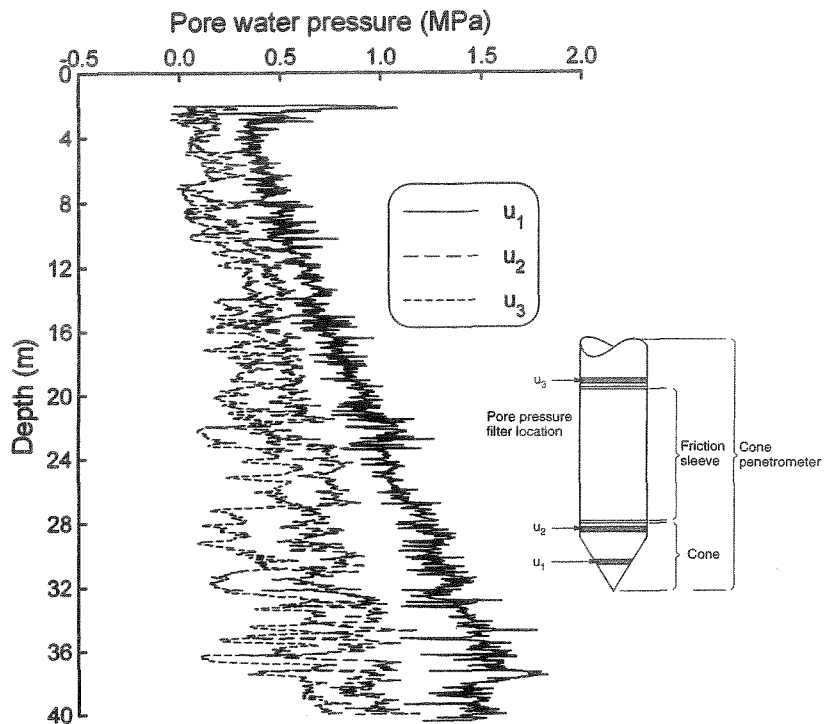
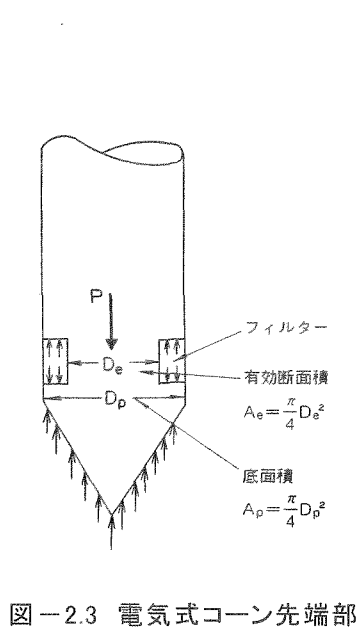
^cBest to worst case scenarios, respectively, for SPT.

^dTip and side resistance, respectively, for CPT.

^eIt is likely that results may differ for p_o , p_e and p_c , but the data are insufficient to clarify this issue.

表-2.3 CPT の得失

利点	<ul style="list-style-type: none"> 掘削を伴わずに貫入させるだけでよいので、簡便で経済的であり、汚染地盤でも安全に試験ができる 貫入と同時に深度方向に連続したデータが得られる 他の試験では確認できない層厚数cmの薄層を検知できる 貫入が静的であるため、コーンに各種精密センサーを内蔵でき、先端抵抗以外にも多くの情報を得ることができる 得られる先端抵抗、周面摩擦および間隙水圧により土質分類が的確にできる コーン先端抵抗と地盤強度の相関性が高く、高精度で強度を推定できる
欠点	<ul style="list-style-type: none"> 応力開放の影響を受けないデータを計測できる 測定機器のキャリブレーションと適切な品質管理により人為的な誤差要因が他の試験に比べて少ない 土や地下水の採取等に適用できる機器もある 模型実験に適用できる
欠点	<ul style="list-style-type: none"> N値が30程度以上の固い地盤や軟岩および軟弱地盤でも調査深度が大きくなればコーン貫入ができない 室内試験に比べて、応力・ひずみ・排水などの境界条件が不明確であるため、理論的に地盤定数を導くことは難しい サンプルを採取できない 精密機器を内蔵するため慎重な取扱いが必要となる



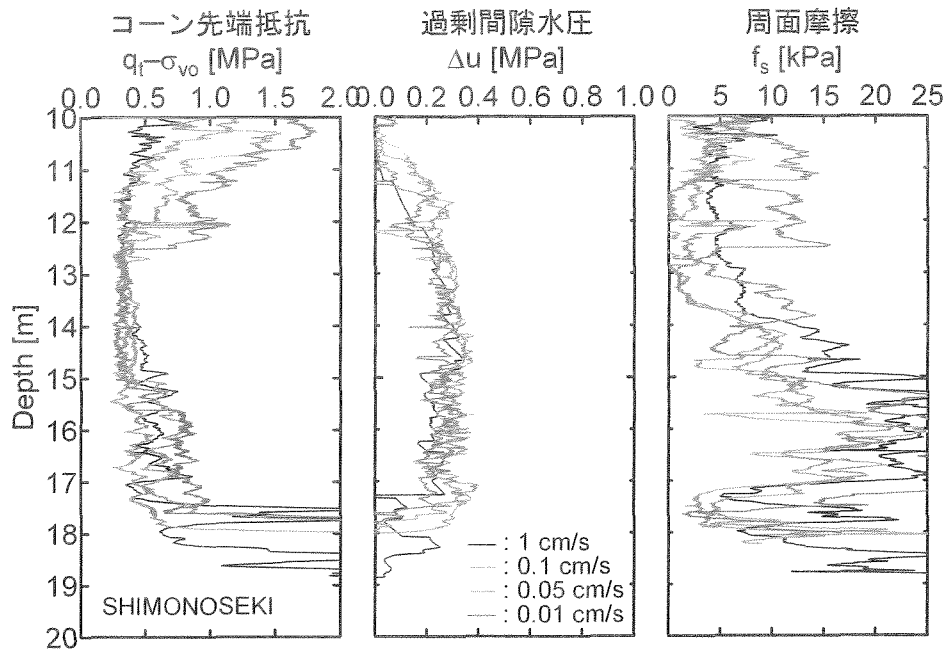


図-2.7 CPT 結果に対する貫入速度の影響

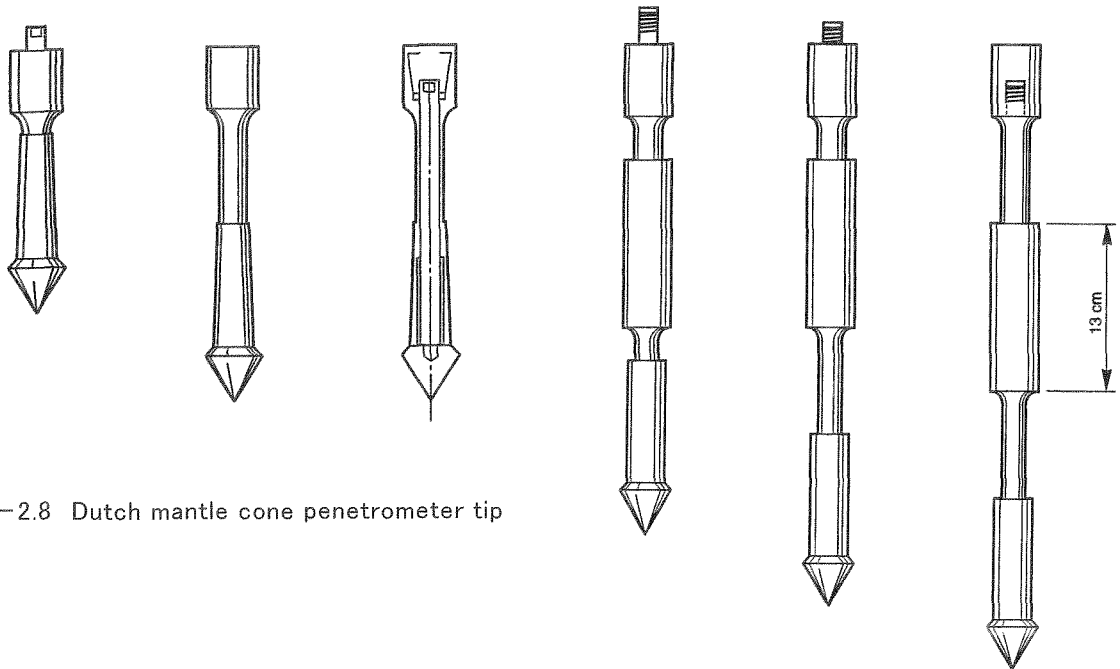


図-2.8 Dutch mantle cone penetrometer tip

図-2.9 Dutch friction sleeve cone penetrometer tip

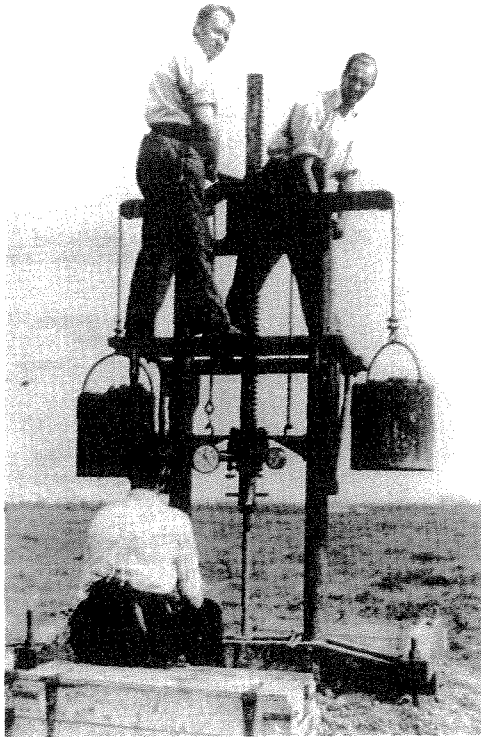


写真-2.2 1940年代のCPT調査状況

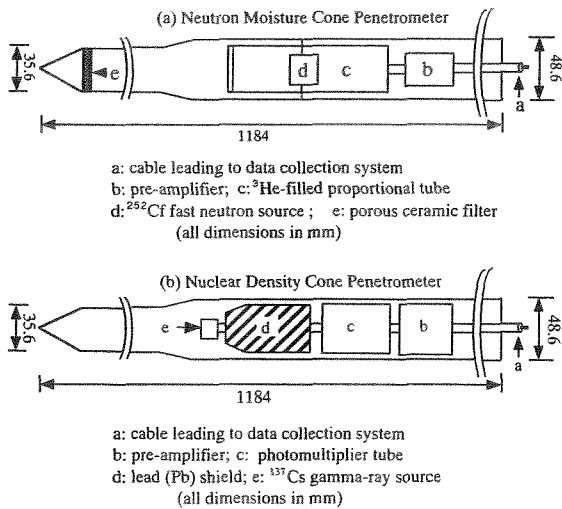


図-2.10 ラジオアイソトープコーン(RI-CPT)の構造

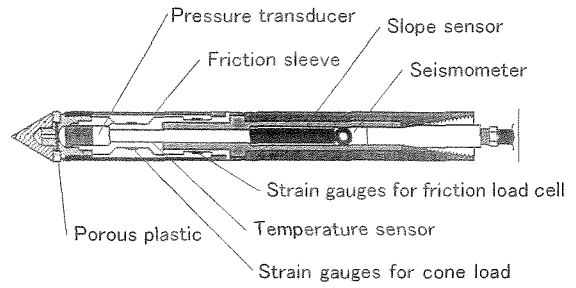


図-2.11 サイスマックコーン(SCPT)の構造

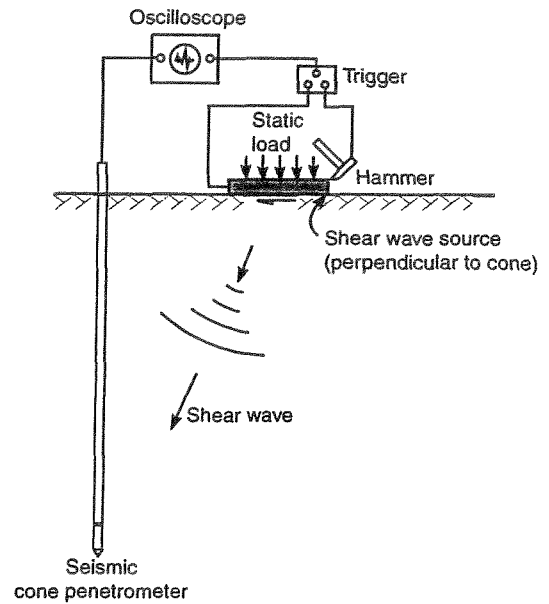


図-2.12 サイスマックコーン(SCPT)貫入試験の概要

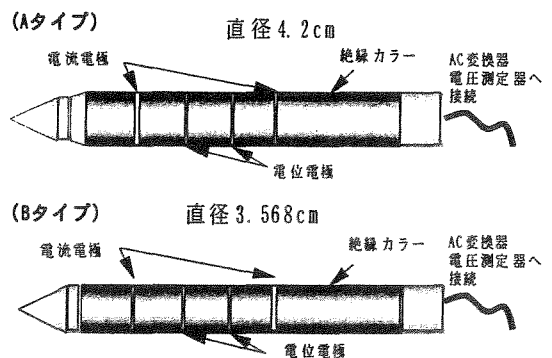


図-2.13 電導(比抵抗)コーン(RCPT)の構造

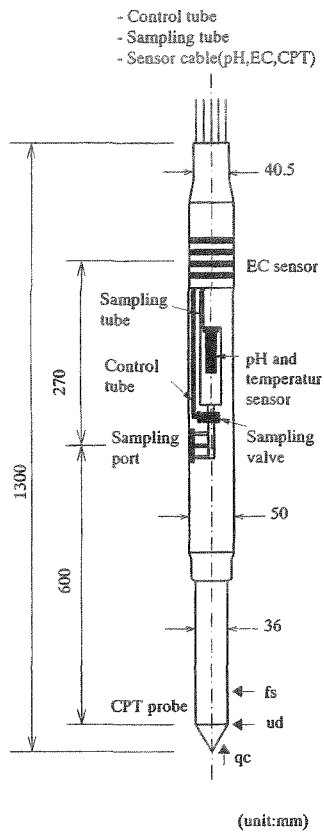


図-2.14 地盤環境モニタリングコーンの構造

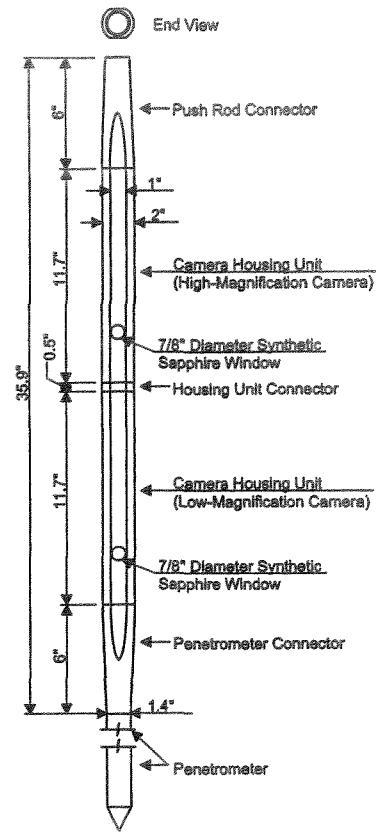


図-2.16 ビデオコーン(VisCPT)の構造

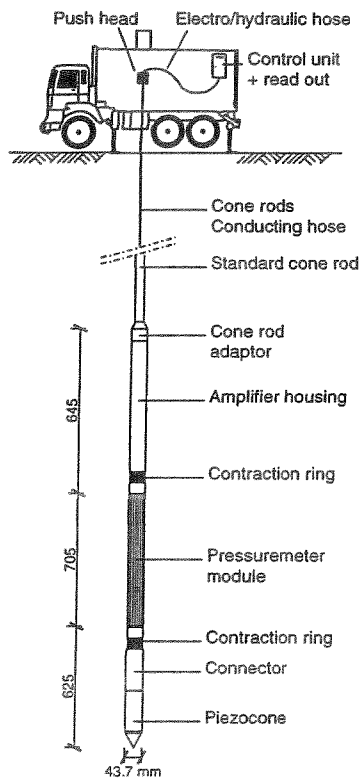


図-2.15 コーンプレッシャーメータ(CPM)試験の一例

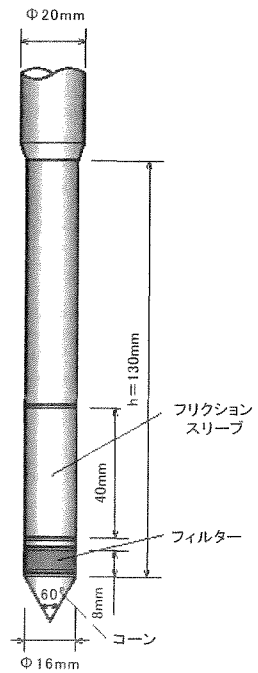


図-2.17 ミニチュアコーンの構造

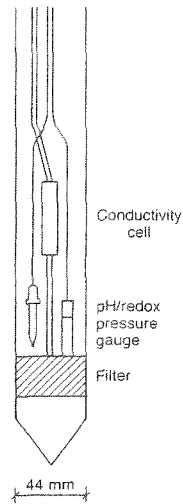


図-2.18 酸化還元電位・pH・電導度測定
コーン(Chemoprobe)の構造

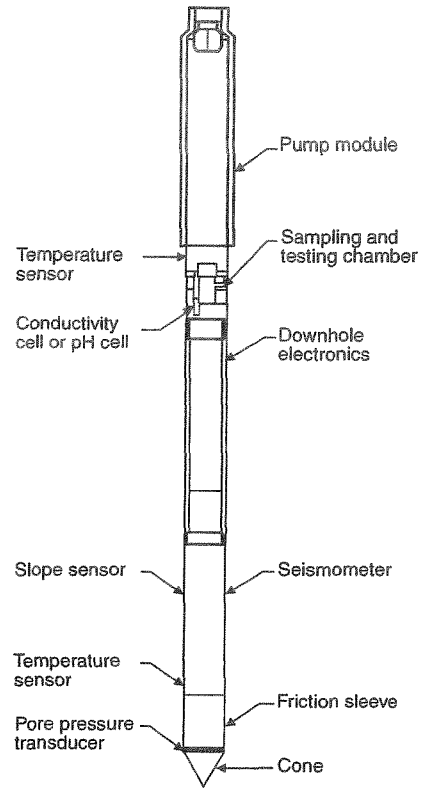


図-2.20 サンプル採取コーン(Chemicone)の構造

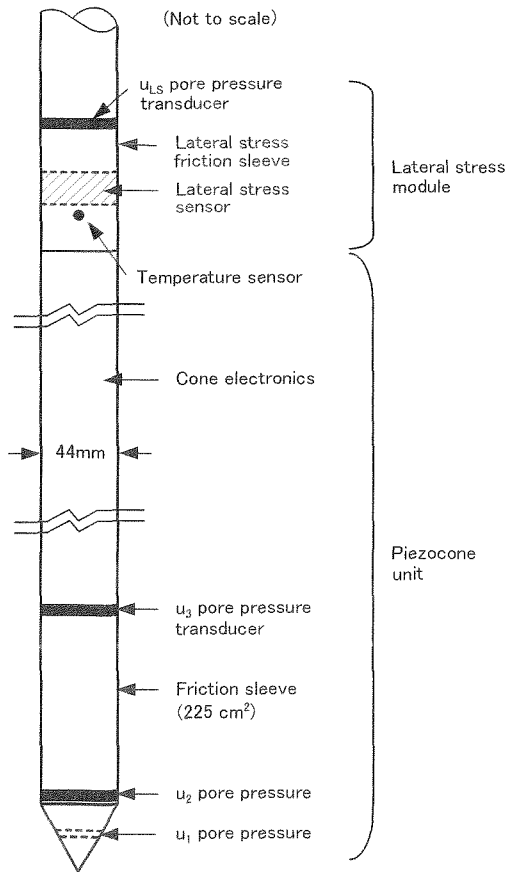


図-2.19 Lateral stress cone の構造

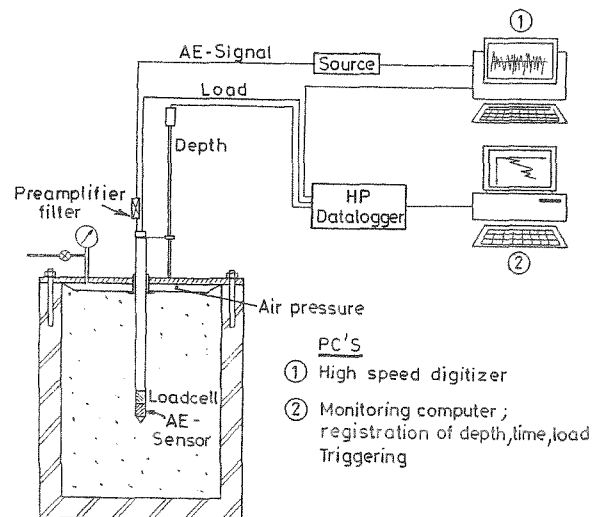


図-2.21 音響コーン(AE-CPT)測定機器

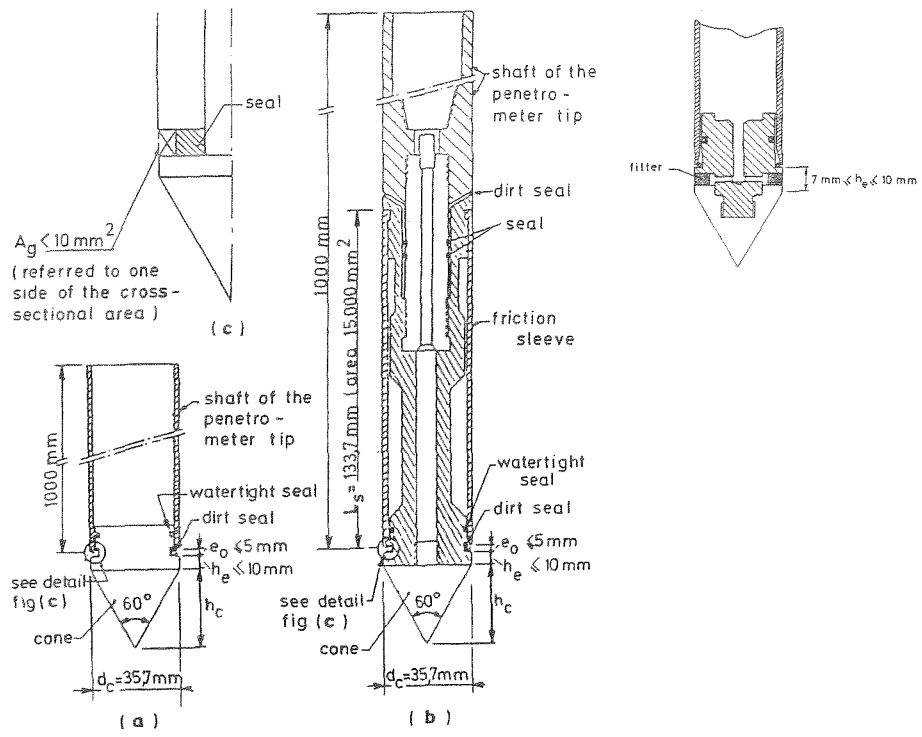


図-2.22 標準コーン先端部の一般的形状

第3章 コーン貫入のメカニズム

3.1 はじめに

CPTの適用性を議論するに際し、コーン貫入メカニズムを把握しておくことは重要である。CPTの普及を妨げている一因として、試験中の応力や変形条件などの境界条件が複雑であり、測定された値と地盤定数が理論的に結び付き難いことが挙げられる。また、コーン貫入メカニズムそのものが土を押しつけていく過程であり、必然的に大変形問題に帰着するため、その合理的な解釈は非常に難しい。さらに、室内試験とは異なり、地中への貫入時の地盤の破壊状況を目視観察できないこともコーン貫入のメカニズム解明の妨げとなっている。ここで、一般的なコーン貫入過程については、次のようにまとめられる。①貫入されたコーン体積分の変形やコーン貫入に伴うせん断および圧縮変形により、②周辺地盤の応力状態に大きな変化が生じ、③大変形・破壊に至り間隙水圧が上昇する。このように、貫入中のコーン周辺の地盤変化は複雑であり、測定値は土の不均一性、異方性、非線形、弾塑性、コーン形状、コーン貫入速度など非常に多くの要因に左右される。しかし、コーン周辺の応力の変化や塑性領域などの実測値を得る試験方法は現状では見当たらない。したがって、本章では、コーン貫入メカニズムを解明するための一助とするため、コーン貫入に伴う地盤の変形状況について視覚的に捉えることを目的とした室内実験を実施した結果を示す。

3.2 コーン貫入のメカニズム

図-3.1はDurgunoglu and Mitchell (1975)がこれまでに提案されたコーン先端部周辺地盤の破壊メカニズムをまとめたものである。写真-3.1は、Koumoto and Kaku (1982)が実施した二次元モデルによるくさびの貫入実験結果を示したものである。実験は、自然含水比 (w_n)、塑性指数 (I_p) がそれぞれ 110%、291 のベントナイト中に幅 3cm、先端角 60° のくさびを貫入し、予め記されたベントナイト側面の鉛直線 (1.4cm 間隔) の変形状況を調べている。Allersma (1982) は、直径 2mm 程度で内部摩擦角 38° の粉碎ガラス中のコーン貫入過程を He-Ne

レーザー光と偏光プリズムなどによる光学的測定装置を用いた室内実験によりコーン貫入中の地盤の応力ひずみ状態を調べた。写真-3.2, 図-3.2 は, その結果を示したものであるが, コーン周辺部に大きな応力とひずみが発生していることが確認できる。

コーン貫入時における周辺地盤の変形挙動やその影響範囲を視覚的に捉え, 破壊メカニズムを把握するため, 簡易的な模型実験を実施した。図-3.3 に実験装置を示す。模型地盤は, 長さ 15cm で直径が 3 種類 (1.5mm, 2.0mm, 3.0mm) のアルミニウム棒(写真-3.3)を同重量比(1:1:1)で配合し, 幅 1.5m, 高さ 0.55m, 奥行き 0.15m の土槽内に積み重ねることで, 二次元状態を再現した。また, 実験土槽内に高さ 0.45m まで積み重ねたアルミニウム棒積層体の上部から 10kPa の拘束圧をかけている。この模型地盤の変形挙動を計測するため, 2cm ピッチでターゲットを配置した。なお, 作製した模型地盤の密度は 2.13g/cm^3 であった。この地盤に対して二次元的に再現したコーン模型 (奥行き 15cm×幅 36mm, 先端角 60° , 鉄製) を地盤中央部に上方から貫入した。貫入は, 速度調整機能付の自動貫入機を用いて行い, 貫入速度は 1cm/sec とした。コーン貫入時は, 実験土槽の側面から 1 秒ごとに写真撮影を行い, 地盤の変形挙動を連続的に記録した。

写真-3.4 は, アルミニウム棒積層体へのコーン貫入状況を示したものである。また, 図-3.4~3.8 は, コーン貫入深度が 2, 5, 10, 15cm における水平ひずみ, 鉛直ひずみ, せん断ひずみ, 体積ひずみ, 最大ひずみの変化を色コンターで示したものである。まず始めに指摘しておかなければならないことは, 粘性土地盤へのコーン貫入は非排水状態と考えられるが, 今回の実験にはアルミニウム棒を使用しているため体積変化が大きいことである。しかし, この実験により定性的にはあるがコーン貫入のメカニズムを把握することができよう。コーン貫入に伴って土が押しのけられていく過程が図-3.4~3.8 により再現されているが, 先端付近のひずみは鉛直方向よりも水平方向の方が大きいことが分かる。また, シャフト部においてはコーンと地盤との摩擦により土が引き込まれるような変形モードが見られる。ここで, 各ひずみともコーンを中心とした半径 250mm 以内 (コーン幅の約 7 倍) の領域に限定され, それより外側では大きな変化が生じていないことに注目したい。コーン先端周辺のひずみは非常に大きいにもかかわらず, 変形は周辺の極めて限定された範囲に留まっている。コーン本体からその幅の 5.5 倍 (200mm) 程度離れた位置では発生ひずみ量はほとんどなく, コーン貫入過程が局所的な変形の発生メカニズムによって支配されていると解釈できる。鉛直ひずみはコーン先端より下方 50mm 程度 (コーン幅の約 1.5 倍) の位置が最大となっており, その点を中心としたコーン幅の 3 倍 (直径約 100mm) ほどの円に集中している。したがって, CPT から得られる諸量はこの領域の土の平均的な値を示しているものと考えられる。また, コーン貫入に伴う周辺地盤の変位ベク

トルを図-3.9 に示す。図より、コーン貫入に伴って先端部の土が激しく外側に押しつけられていることが分かる。先にひずみの発生が局所的であることを述べたが、変位ベクトルの分布からも同様の結論が得られる。

3.3 まとめ

本章では、コーン貫入に伴う地盤の変形状況について視覚的に捉えることを目的とした既往の室内実験結果および地盤の挙動を連続的に捉えるため実施した簡易的な模型実験結果を示した。その結果、以下の結論を得た。

- ①コーン貫入過程のメカニズムに関して定性的ではあるが捉えることができた。
- ②既往知見に加えて、アルミニウム棒積層体を用いた模型実験を行った結果、コーン貫入過程が局所的な大変形の発生メカニズムによって支配されていることが判明した。
- ③CPT 結果はコーン先端部の限定された領域の平均的な地盤特性を表していると解釈できる。

次章以降において、CPTにより原地盤の物理・力学特性を評価するための議論を展開することになるが、コーン貫入時に地盤の一部が押し上げられ、大きな体積変化が生じるにも拘らず、不攪乱状態の地盤の諸量が推定できるのかという疑問が提起される。これに応えるための一つの実証的手法としてコーン貫入過程の模型実験を行い、CPT 結果がコーン先端部の限定された領域の地盤の平均的な値を表していることを示した。本章に示したように複雑な貫入メカニズムを持つCPTであるが、その結果の解釈については数多くの報告がなされている。それらは理論的解析と実験による相関に基づく方法の2つの手法に大別される。原位置試験で得られる諸量は基本的に要素レベルの強度やひずみではなくその試験法に固有の初期値・境界値問題の解である。CPTのプロセスを考えれば、コーン貫入過程の地盤の挙動を理論的に解明することの困難さは容易に想像できる。したがって、本論文においては、コーン貫入の力学的解釈は既往の研究成果を示すにとどめ、CPT 結果の工学的解釈に重点を置き、以下の議論を進めるものとする。

第 3 章 図表

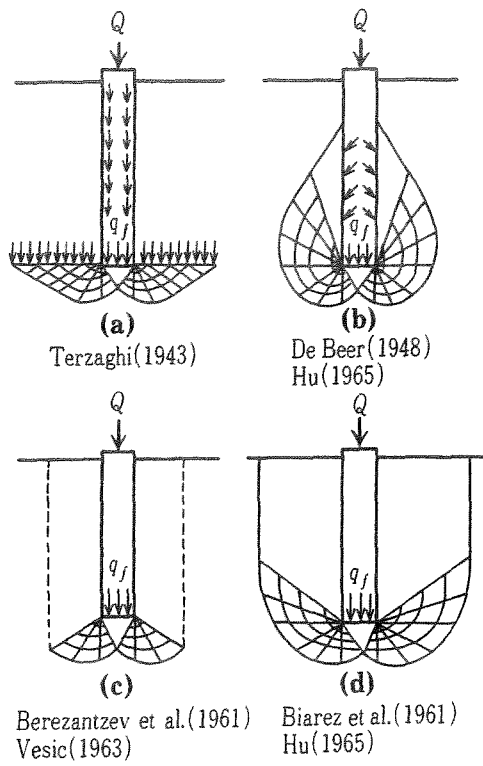


図-3.1 コーン先端部周辺地盤の破壊メカニズム

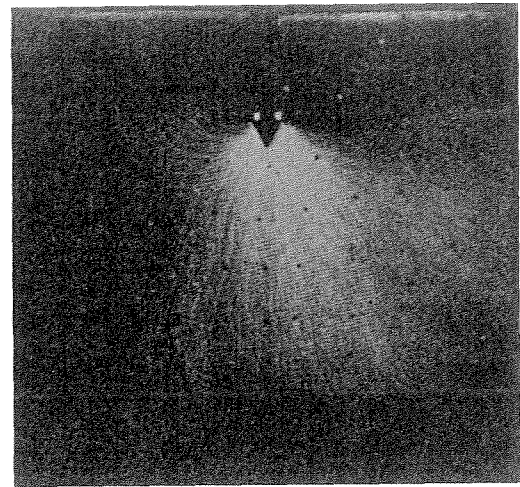


写真-3.2 コーン貫入中の発生応力

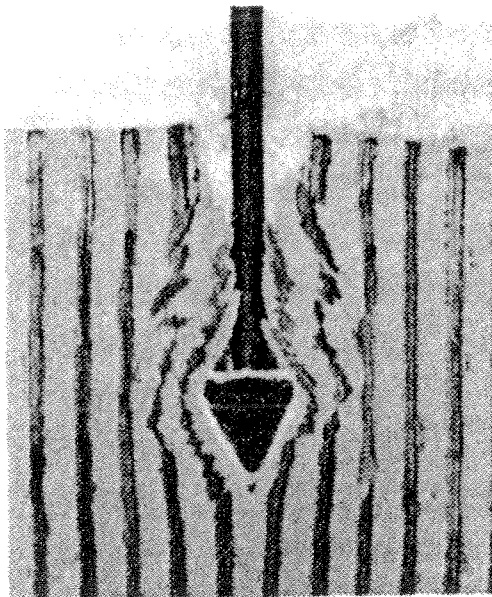


写真-3.1 くさび貫入実験による大変形

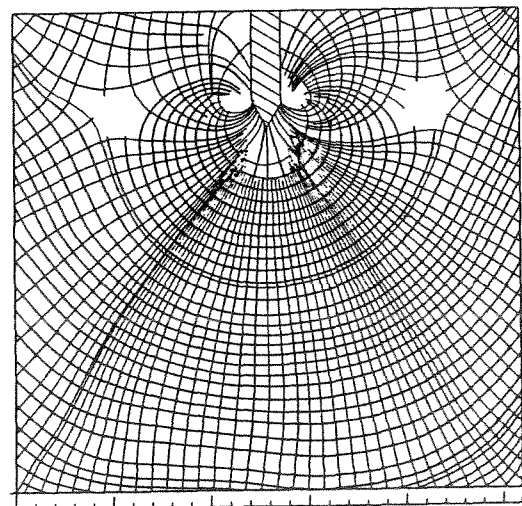


図-3.2 コーン貫入中の発生応力

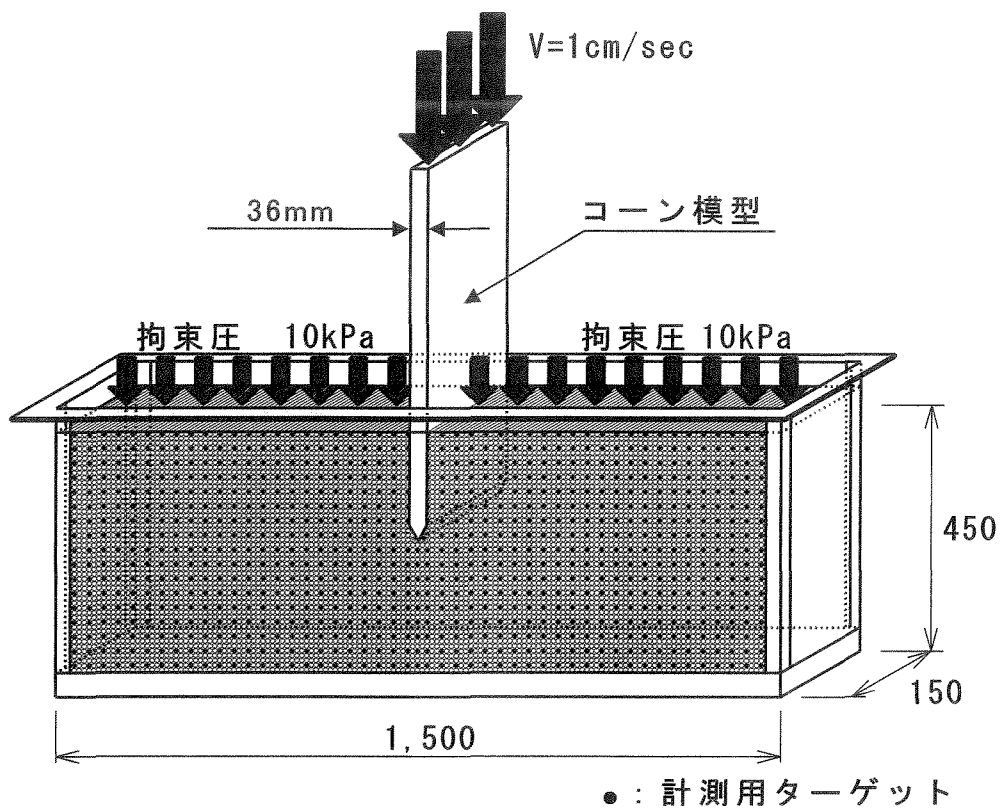


図-3.3 模型実験装置

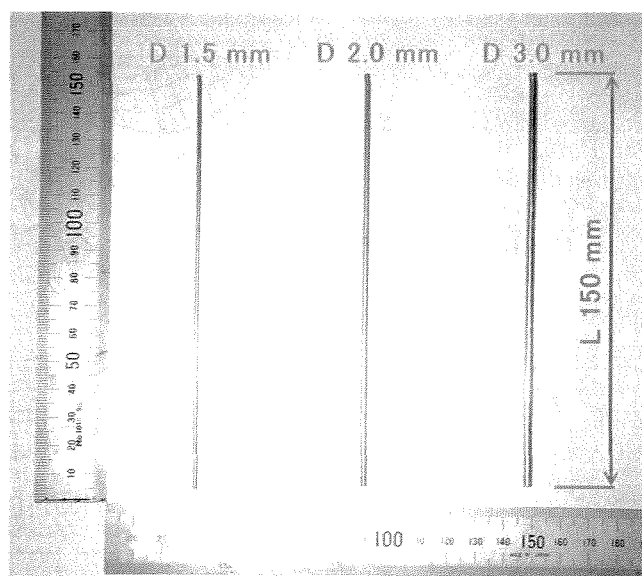


写真-3.3 アルミニウム棒

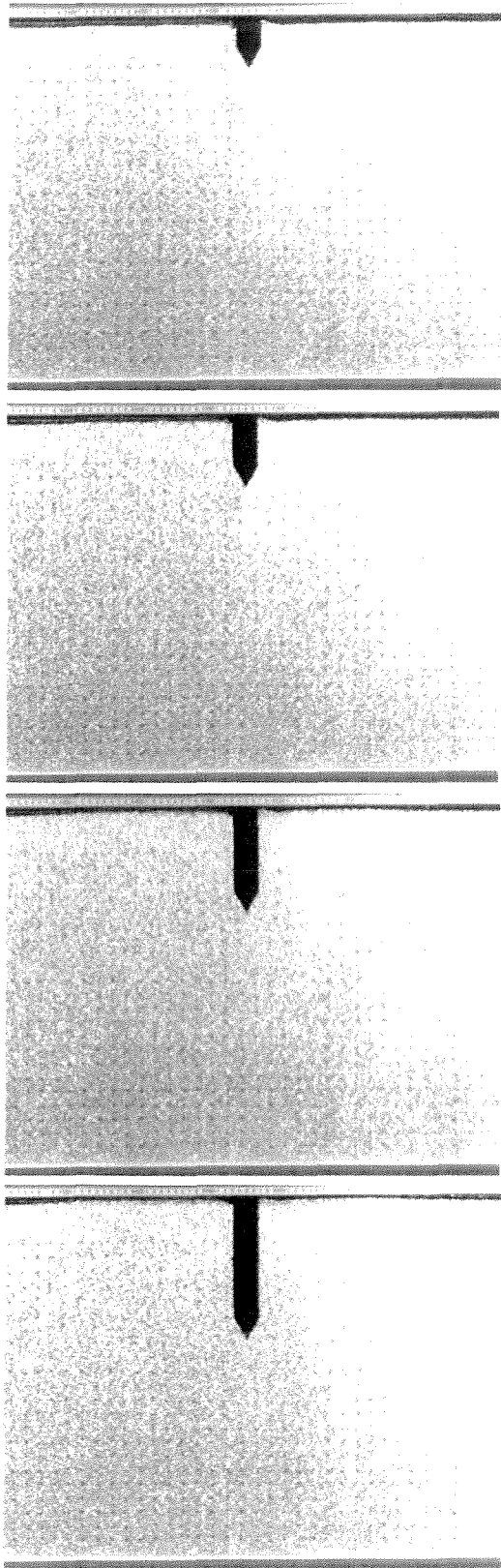


写真-3.4 コーン貫入状況

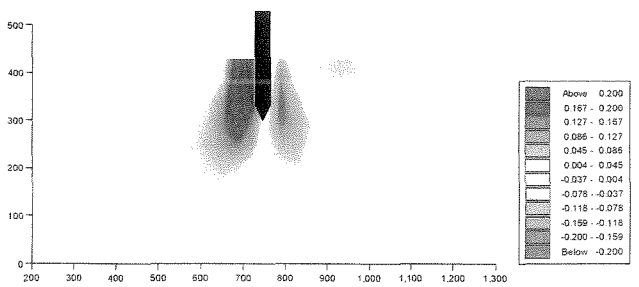
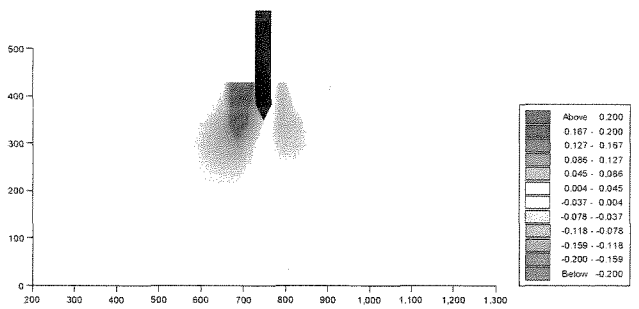
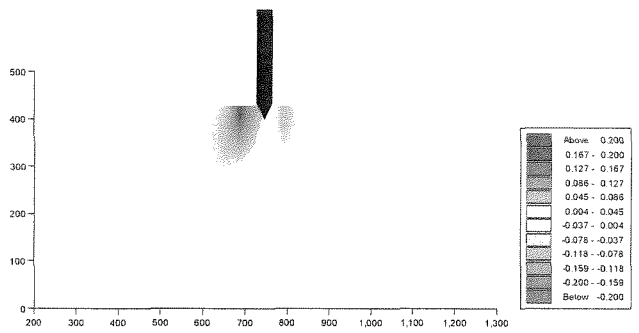
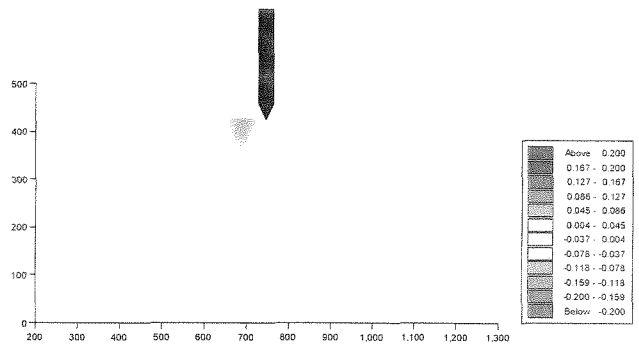


図-3.4 コーン貫入に伴う
せん断ひずみ分布の変化

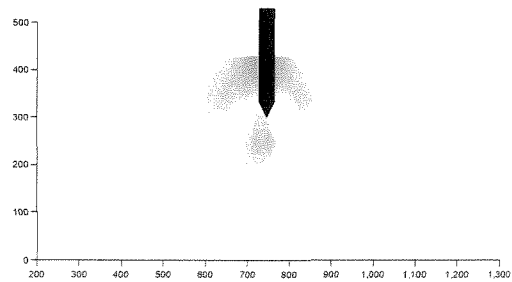
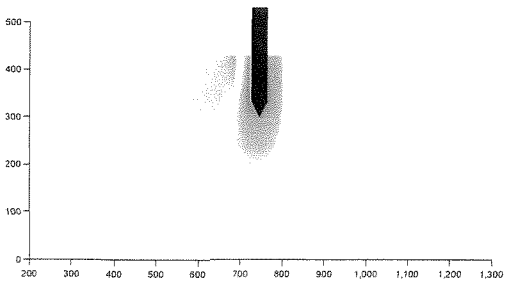
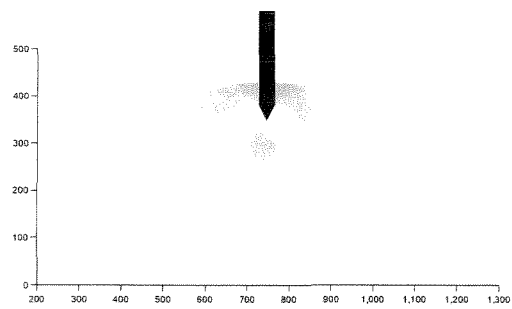
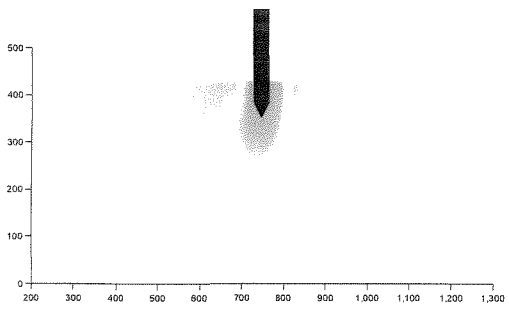
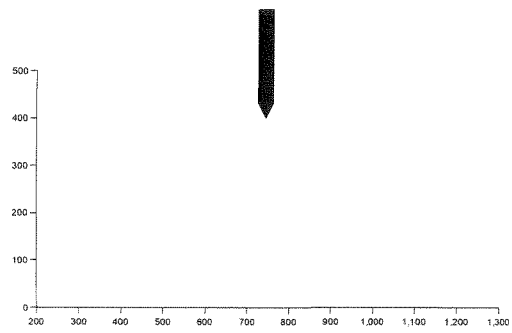
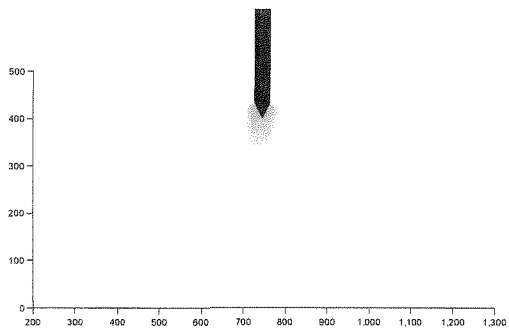
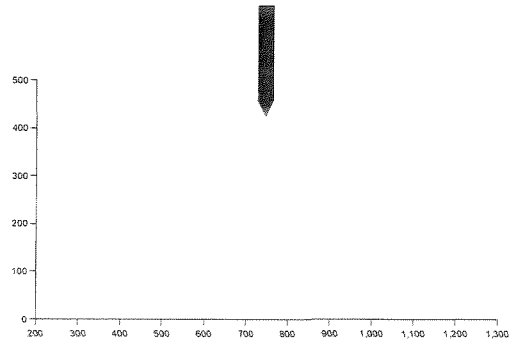
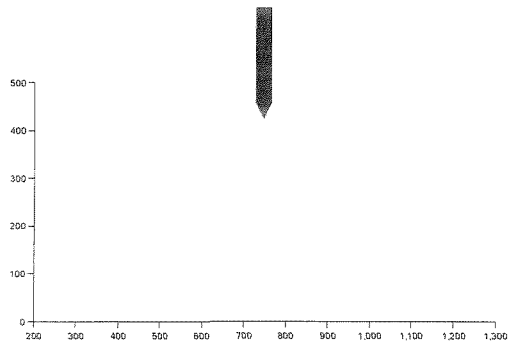


図-3.5 コーン貫入に伴う
水平ひずみ分布の変化

図-3.6 コーン貫入に伴う
鉛直ひずみ分布の変化

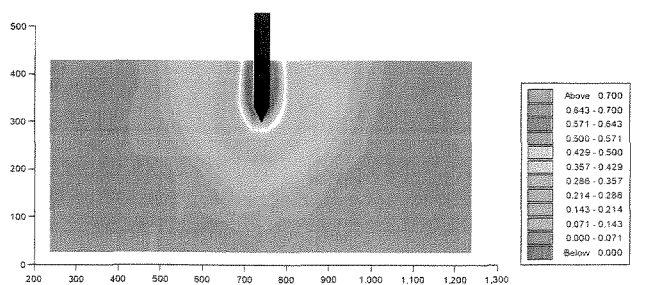
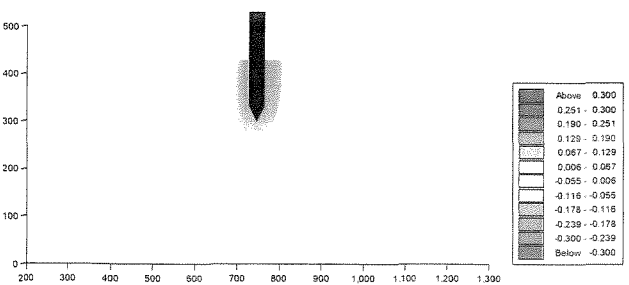
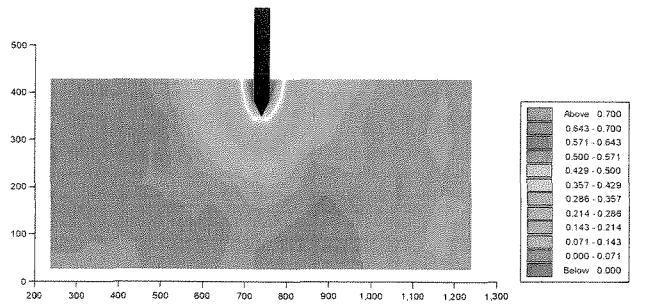
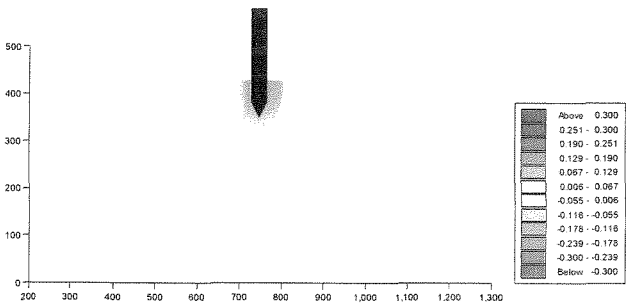
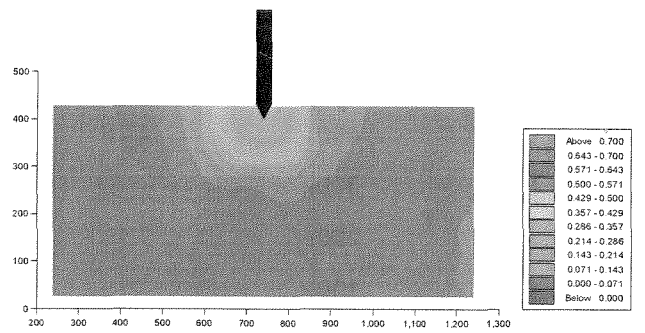
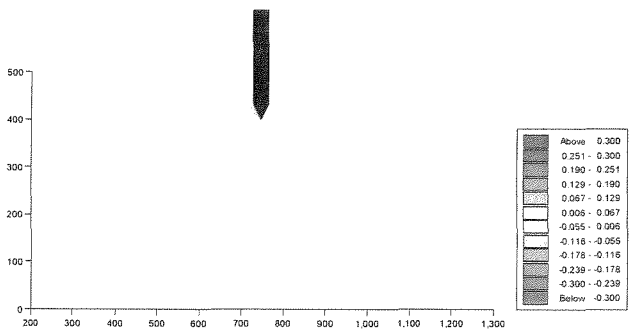
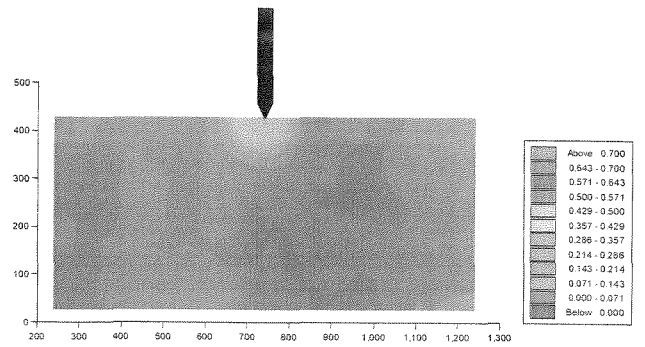
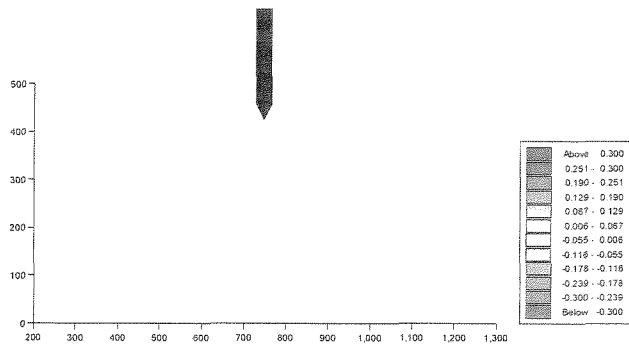


図-3.7 コーン貫入に伴う
体積ひずみ分布の変化

図-3.8 コーン貫入に伴う
最大ひずみ分布の変化

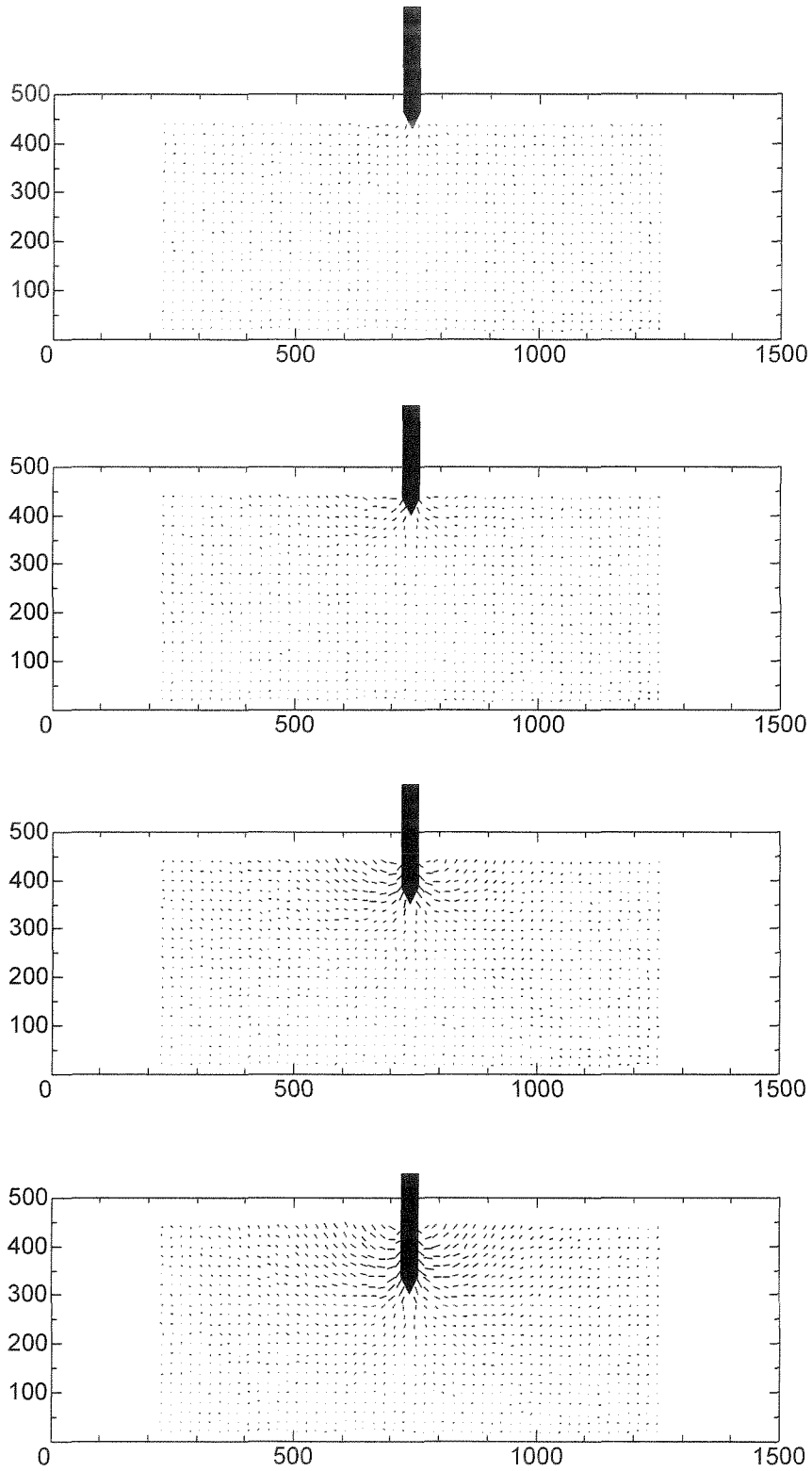


図-3.9 コーン貫入に伴う変位ベクトルの変化

第4章 CPT 結果の解釈に関する既往の研究

4.1 はじめに

従来、CPT の主目的は地盤の土層構成や堆積状況を調査することであったが、古くからのデータの蓄積やその有効性が評価された欧米では、CPT から得られる各パラメータにより地盤の物理・力学的特性を定量的に推定する試みが多い。CPT 結果から評価可能な粘性土地盤の諸定数は、土質分類、成層状態、過圧密比などの原地盤の物性や応力履歴に係るものから、原地盤強度、圧密定数、剛性などの力学特性に関するものまで幅広い。特に、原地盤強度の推定に関してはその信頼性は高い。しかし、これらの推定方法や解釈は、試験を実施した地域や地盤の種類に限定されることが多く、未だ統一されたものとなっていないのが現状である。本章では、これまでに提案された推定法や結果の解釈について整理するとともに、それらの妥当性や問題点について取りまとめる。

本章第2節では、まず CPT 結果の解釈に用いられるパラメータを整理する。それらを用いた地盤強度推定に関する既往の研究は、CPT 結果をその他の実験結果、例えば各種室内要素試験や他の原位置試験の結果などと比較することにより、それらの関係を経験的に求める手法がほとんどであるが、コーン貫入メカニズムを解析的に解釈しようとする試みも行われている。それらを取りまとめて第3節に示す。第4節では上述した原地盤強度の推定方法に関する既往の研究成果を整理している。続いて、第5節において CPT 結果を用いた土層判別・土質分類法について示し、第6節では応力履歴を推定する方法に関してまとめる。また、CPT では試験中にコーン貫入を一旦停止し、先端部に発生した過剰間隙水圧の消散状況を調べる、いわゆる消散試験が実施されることが多い。この消散試験の結果は地盤の圧密係数の推定に利用されることが多く、第7節でその推定方法に関して取りまとめる。

4.2 CPT 結果の解釈に用いられるパラメータ

CPT 結果を解釈するため、第2章で述べた実コーン先端抵抗 ($q_{\text{net}}=q_t(q_c)-\sigma_{\text{vo}}$)

をはじめとして様々な指標が提案されている。本節では、一般的に用いられるパラメータをまとめて示す。Sennesetら(1982)およびCampanellaら(1982)は、測定された先端抵抗からコーン直背後で測定された間隙水圧を差引いた有効コーン先端抵抗 ($q_e=q_t-u$) の使用を提案した。また、空洞押し抜け理論に基づいた解析では、地盤の非排水せん断強度 (s_u) とコーン貫入時の過剰間隙水圧 (Δu) との関係が数多く求められている (例えば、Battaglioら(1981), Campanellaら(1985))。 q_{net} , q_e , Δu と s_u を結びつけるための係数を次式で定義する。

$$N_{kt}(N_k) = \frac{q_t(q_c) - \sigma_{vo}}{s_u} \quad (4.1)$$

$$N_{ke} = \frac{q_t - u}{s_u} \quad (4.2)$$

$$N_{\Delta u} = \frac{\Delta u}{s_u} \quad (4.3)$$

ここで、 $N_{kt}(N_k)$ は実コーン係数、 N_{ke} は有効コーン係数、 $N_{\Delta u}$ は過剰間隙水圧コーン係数とし、それぞれ q_{net} , q_e , Δu に対応する。

Wroth(1988)は、下式に示す正規化コーン先端抵抗 (Q_t)、間隙水圧比 (B_q)、正規化周面摩擦比 (F_r) を提案した。

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \quad (4.4)$$

$$B_q = \frac{u - u_0}{q_t - \sigma_{vo}} = \frac{\Delta u}{q_t - \sigma_{vo}} \quad (4.5)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \quad (4.6)$$

ここで、 σ'_{vo} は原位置有効土被り圧、 u はコーン直背後で測定された間隙水圧、 u_0 は静水圧、 f_s は測定された周面摩擦である。

4.3 コーン貫入に関する理論的解析

これまでに行われてきたコーン先端抵抗に関する理論的解析手法は次の4つに分類することができる。また、コーン貫入問題はその機構が非常に複雑であるため、解析においては塑性域のすべり線の形状や境界条件等について単純化が行われている。

(1) 支持力理論

- (2) 空洞押抜け理論
- (3) 定常状態変形解析
- (4) 有限要素解析

理論解析結果は、コーン係数 (N_c) を介した次式で示されるコーン先端抵抗 (q_c) と粘性土の非排水強度 (s_u) との関係に帰着している。ここで、 σ_i は原位置全応力で、土被り圧 (σ_{vo})、水平応力 (σ_{ho}) および平均応力 ($\sigma_{mean}=(\sigma_{vo}+2\sigma_{ho})/3$) が用いられる。なお、本文においては理論解より得られるコーン係数を N_c とし、 N_k や N_{kt} と区別している。

$$q_c = N_c \cdot s_u + \sigma_i \quad (4.7)$$

表-4.1 は、Konrad and Law (1987a)、Yu and Mitchell (1998) および甲本 (1995) らがそれぞれ、これまでに理論的解析から得られた N_c とその概要をまとめたものを、上記分類に従い再整理したものである (一部加筆)。また、4つの理論的解析手法の概要と表-4.1 に示される主な N_c の算定根拠を以下に示す。

・支持力理論

支持力理論は、コーン貫入過程の解析に最も早く適用されたものであり、貫入抵抗を杭のような深い円形基礎下の地盤の破壊荷重と等値する手法である。貫入抵抗は土中の極限釣合い法やすべり線解法を用いて求められる。Terzaghi (1943) が確立した極限平衡解析による深い基礎の支持力理論 (図-4.1(a): 図-3.1 を再掲) をコーンの場合に適用するには経験的な形状係数を用いて三次元化が図られる。すべり線解法は、Mohr-Coulomb などの破壊基準と土中の釣合い式とを組み合わせ、軸対称問題として解析して三次元的な解を与える。支持力理論に基づく解析手法は、他の手法に較べて簡単であるが、土の変形特性や剛性および圧縮性、シャフト周辺の水平応力などが考慮されないことなどの解析上の制限がある。また、コーン貫入問題を剛塑性体地盤の破壊問題として扱っているため、コーン周りの塑性域の取り方がその結果に大きく影響する。 N_c は、深い円形基礎の支持力係数に相当すると考えると、9~10 程度 (Meyerhof (1951), Skempton (1951)) になると予想される。

・空洞押抜け理論

空洞押抜け理論は、解析的に算定した空洞拡張の極限圧力をコーン貫入抵抗と関連づけるもので、コーンに隣接する地盤の一部は円筒状または球状に押し抜けられて塑性化し、その塑性域周辺の地盤は弾性挙動であると仮定される。1970年代半ばから、本解析手法に土の応力-ひずみモデルの導入が試みられ、より実態に近い空洞拡張理論解が得られている (例えば、Vesic (1972, 1977), Ladanyi and Johnston (1974), Carter ら (1986), Yu and Houlsby (1991), Collins

ら (1992) , Collins and Yu (1996) , Salgado ら(1997)) . 図-4.2 は, この理論に関連した解説図を示したものである. Vesic (1972, 1977) は, 実際の破壊形態を考慮した球の押広げに必要な極限内圧を決定することによって支持力の予測方法を提案した. 彼は, 図-4.2(b) に示される幾何および境界条件に基づき, BD に沿って働く平均直応力が球の極限内圧に等しいと仮定して N_c を求めている. Baligh (1975) は, 本理論においてコーンの連続貫入問題を定常状態と見なした解析を行っている. Yu and Mitchell (1998) は, 空洞押広げ理論はコーン貫入中の弾塑性挙動を考慮でき, 初期応力に及ぼすコーン貫入過程の影響やコーン先端部周辺の応力の回転効果をも考慮できることから, 支持力理論よりも実態に近いと報告している.

・ 定常状態変形解析

本解析手法は, 等方均一土中のコーン貫入をコーン周辺の土が相対的にコーンに対して定常状態流れとなると見なして解析するものである. Ladanyi (1963, 1969) は, 室内三軸試験から得られる応力ひずみ曲線を数本の直線で近似したモデルを用いた解析を行い, 押し広げられる空洞周りのひずみ場はその地盤を形成する土の特性には依らないことを示した. Baligh and Levadox (1980) と Baligh (1985) は, この事実を利用し, コーン周辺の非粘性流体の一樣流を仮定することによりひずみ場を導き, これに土の構成関係に基づいて有限要素解析の結果を適用することにより, コーン周りの応力経路を導いた (Strain Pass Method) . Teh and Houlsby (1991) は, 空洞押広げ理論解を用いて Strain Pass Method による解析を行い, 地盤の剛性指数 ($I_R=G/s_u$) の範囲が 50~500 において $N_c=9\sim17$ を得ている. 末政ら (1994) は, コーン周りの土に生じる平均的なひずみ速度は通常の三軸試験時のひずみ速度に較べ非常に大きな値となることから, Houlsby and Teh (1988) の解にひずみ速度依存性の補正を考慮した近似解を得, それが N_{kt} の経験値にほぼ一致することを示した.

・ 有限要素解析

本解析手法において使用される地盤のモデルは様々であるが, 大きく分けて2つのアプローチがある. 即ち, 微小ひずみモデルと大ひずみモデルである. 微小ひずみモデルを用いた解析手法は, 事前に開けた穴にコーンをあてがい, 地盤の塑性破壊荷重がコーン貫入抵抗に等しいとするものである. ただし, 穴周辺地盤は依然として原位置応力状態にあると仮定している. de Borst and Vermeer (1982) は, 本解析手法を粘性土に対して適用し, 滑なシャフトの場合の N_c として 10 を得ている. Griffiths (1982) は同様の解析により $N_c=9.5$ を得ている.

コーン貫入試験はコーン直径の何倍もの深さに貫入されるものであるから, 貫入抵抗に及ぼす初期応力の影響を考慮して解析を行うためには大ひずみモデルが必要となる. 本解析手法により, Kioussis ら (1988) は $N_c=8.5$ を得ている. Budhu

and Wu (1992) は、同様の解析をサンプラー貫入問題に適用している。Yu and Mitchell (1998) は、Berg (1994) の解は I_R が 50~500 の範囲で N_c が 13.8~17.5 を示すことを報告している。本解析手法はやや複雑であるが、シャフトと土の摩擦を考慮できるなどの利点を有している。また、三村・Berg (1994) は、Arbitrary Lagrangean Eulerean 法を粘性土地盤におけるコーン貫入過程の解析に導入し、CPT 結果を非常に精度良く評価できることを示している。

このように、コーン貫入メカニズムを理論的に解明するための解析モデルの開発が数多くなされている。しかし、貫入中のコーン周辺の地盤変化は複雑であることや堆積層序の不均一性といった原位置の特殊性もあり、一般的な関係式を確立するに至っていない。

図-4.3 は、表-4.1 に示す理論的解析から求められた N_c と I_R の関係を示したものである。ここで、甲本・加来 (1984) の報告によれば、塑性指数 (I_p) が 30 以上であるような粘土に対しては通常使用されるコーン表面は粗と見なせることから、表中のコーン粗さ指標 (λ) は 1 としている。また、図化に当たり N_c を求める際の先端抵抗は、 $(q_t(q_c) - \sigma_{vo})$ とし、 σ_{mean} や σ_{ho} を用いた理論解は除いた。

4.4 CPT 結果による地盤強度推定

4.4.1 実験による相関に基づくコーン係数

上述のように、コーン貫入問題を理論的に解析するのは困難を伴う。そこで、大型のキャリブレーションチャンバー (CC) を用いて、コーン貫入抵抗と土の物理・力学的性質の関係を実験的に求めようとする試みがなされてきた。図-4.4 に CC の一例 (Kurup ら (1994)) を示す。ただし、CC 試験においては、測定されるコーン先端抵抗が原位置でのそれと異なる可能性がある。これはチャンバーの寸法が有限であることに起因する (寸法効果) もので、この試験で注意しなければならない最も重要なことは、コーンの貫入条件を原位置のそれに近づけることにある。CC の寸法効果が無視できるチャンバーとコーンの直径比 (D_c/d_c) は、密な砂の場合で 50~100 程度以上と考えられる (例えば、Parkin and Lunne (1982), Ghionna and Jamiolkowski (1991), Mayne and Kulhawy (1991), Schnaid and Houlsby (1991), Salgado ら (1997, 1998))。この手法は、砂地盤に対してはこれまで多年にわたり行われてきたが、粘性土に関する知見は少ない。今後は、粘性土に関するデータの蓄積と寸法効果に関する検討が必要であると考えられる。

表-4.2 は、Kurup ら (1994) がカオリナイトと砂を混合して作製した飽和粘

土を用いた CC 試験結果 ($D_c/d_c=41.3\sim 46.5$) と各種理論解との対比を行ったものに Yu and Mitchell (1998) および甲本 (1999) が一部修正を加えたものである。実験結果によれば、等方圧密非排水圧縮 (CIUC) 試験による s_u から求めた N_{kt} は粘土の I_R が大きいほど大であり、空洞拡張理論、ひずみ経路法、大ひずみ有限要素法は定性的にこの関係を表現できている。特に、空洞拡張理論の Yu (1993) と大ひずみ有限要素法の Berg (1994) の値は実験結果と概ね一致している。これに対し支持力理論は土の剛性の変化を考慮できないが、甲本の値は実験値の平均値と良く一致している。ただし、この実験に用いられた粘土は、 I_p が 15 以下の低塑性粘土であることに注意したい。

末政ら (1994) は、川崎沖で採取された海成粘土と川崎粘土に砂を混合して作成した試料 ($I_p=5\sim 55$) に対して行った CC 試験結果 ($D_c/d_c=20$) から、 N_{kt} は I_R の増大とともに増加し、 I_R の一般的値である $50\sim 500$ の範囲では N_{kt} は $9\sim 20$ となることを示した。また、三軸圧縮・伸張試験の平均強度から得られた N_{kt} は、 I_p が 30 以下では $15\sim 18$ 、高塑性土では $12\sim 15$ となり、 I_p の増加に伴って低下することを報告している。また同時に、コーン係数に及ぼす非排水強度のひずみ速度依存性の影響についても検討し、その影響は剛性指数のそれとほぼ同程度であることも示している。ここで、 I_p の増加に伴って先端抵抗が減少する傾向を、空洞押上げ理論によって考察する。空洞押上げ理論では、その極限内圧 (p_u) が I_R の対数に比例する形で表される (式(4.8), (4.9))。

$$p_u = s_u (\ln I_R + 1) \quad (\text{円筒}) \quad (4.8)$$

$$p_u = \frac{4}{3} s_u (\ln I_R + 1) \quad (\text{球}) \quad (4.9)$$

一般に塑性指数が増加するほど粘土の剛性指数は減少する (例えば, Nakase and Kamei (1984)) ことを考慮すると、 I_p の増加とともに極限内圧、即ちコーン q_t は低下する傾向となることを解釈できる。

図-4.5 は、Kurup ら (1994) および末政ら (1994) が実施した CC 試験結果により求められたコーン係数 ($N_{kt(CC)}$) と I_p の関係を示したものであるが、 N_{kt} と I_p の間には明確な関係は見られない。また、 $N_{kt(CC)}$ と I_R の関係を図-4.6 に、前述した理論的手法による N_c と併せて示したが、 $N_{kt(CC)}$ は I_R とともに増加する傾向が見られる。

4.4.2 原位置試験に基づくコーン係数

原位置試験および原位置試験と室内試験との組合せにより得られたコーン係

数の実測値の報告も多い。Amarら(1975)は、フランス国内19ヶ所においてCPTと現場ベーン試験(FVT)より得られたコーン係数(N_k)は5から70までの広い範囲に分布すると報告している。O' Riordanら(1982)は、同様の試験をアイルランドの粘性土地盤において実施したところ、 N_k は I_p が20以上の粘性土では10~20の範囲にあるものの、それが20以下の粘性土においては6~60と広範囲に分布することを示した。Lunneら(1985)とRad and Lunne(1988)は、 N_{kt} は地盤の過圧密比(OCR)とともに増加することを示した。これらの例に示されるように、かつては I_p 、OCR、 s_u を求める試験方法の違い、土の剛性、コーンの形状や径、貫入速度などの影響によりコーン係数は異なり、様々な地盤に対して唯一のコーン係数を用いることは過大な誤差を生むとされていた。即ち、コーン係数は現場固有の値であるという考え方である(Schmertmann(1975))。

1970年代後半に、先端角度 60° 、断面積 10cm^2 のコーンが標準とされ、1977年にISSMFEで、1979年にASTMで規格化されるまでは形状寸法の異なるコーンが混在していた。また、1980年代前半に電気式コーンが主流になるまでは、再現性や測定精度の面で劣るメカニカル式のコーンが用いられていた。さらに、粘性土地盤においてはコーン貫入時に大きな間隙水圧が発生するが、コーンの有効断面積を考慮した補正が行われていなかった時代もある。それらがコーン係数にばらつきを生じさせる大きな原因の一つであったと考えられる。Aasら(1986)は、Balighら(1980)、Lunne and Kieven(1981)、Azzouz(1985)、Bligh(1985)らのCPT結果から N_k を求め、 I_p との関係についてまとめている。 N_k は10~20の範囲にあるものの I_p に対して大きなばらつきが見られ、その主な原因は測定された先端抵抗(q_c)に対して有効断面積補正を行っていないことを挙げている。コーン形状や試験法が規格化されたことおよび有効断面積の補正が行われるようになったことによって、1980年代後半にはコーン先端抵抗が機種の影響を受けることが少なくなったとされている(Lunneら(1986a)、田中ら(1990))。

表-4.3は、現在世界各地で一般的に使用されているコーン係数をまとめたものである。表中のコーン係数は、強度試験を行わない場合の s_u の概略値を推定する際に適用されるものから原位置または室内強度試験により求めた値まで含んでいる。 s_u を求めるための試験は、FVTが多く用いられている。経験的に求められたコーン係数は6から25の間にばらついている。これらのばらつきの原因は、まず、使用されるコーンは電気式、機械式が混同しており、得られる先端抵抗に差が生じているためであると考えられる。次に、FVTから得られる強度($s_{uf(FVT)}$)に対する異方性やひずみ速度に関する補正の有無などが統一的ではないことが挙げられる。コーン係数を求める際に通常用いられてきた $s_{uf(FVT)}$ は、 s_u のひずみ速度依存性やベーン羽挿入時の地盤の乱れ、進行性破壊などの影響によって必ずしも真の地盤強度を表すとは限らないことが指摘されている(例えば、Bjerrum

(1972) , La Rochelle ら (1974)) .

Bjerrum (1972) は、軟弱地盤上に築かれた盛土の破壊事例を数多く検討した結果から、破壊時の地盤のせん断強度 ($s_{u(field)}$) を逆算し、ベーンせん断強度と比較した。両者の関係をベーン強度に関する補正值 (μ) を用いた次式で表し、図-4.7 に示すように I_p に対して整理・提案している。

$$s_{u(field)} = s_{u(FVT)} \cdot \mu \quad (4.10)$$

粘性土の強度はせん断時のひずみ速度が速くなれば大きくなり、せん断方向の違いによって強度が異なる。それら、いわゆるひずみ速度依存性と強度異方性とを併せた補正係数が μ である。 μ は I_p に大きく依存しているが、粘性土においては I_p が大きくなることにより粘性的性質の効果が増大するためであると考えられる。

CPT の先進国である欧米では、1970 年頃より各地のコーン係数に関する報告が数多くなされてきた。欧米や東・東南アジア各国において電気式コーンにより求められたコーン係数をまとめて表-4.4 に示す。また、コーン係数と I_p の関係を使用された s_u 別に図-4.8 に示す。図中(a)~(c)は、それぞれ s_u として FVT 結果、圧縮試験結果および平均的な強度を用いたもので、さらに(d)にそれらをすべて同一図にまとめて示した。また、図-4.9 は、現地調査に基づくコーン係数 ($N_{kt(field)}$, $N_k(field)$) と I_R の関係を示したものである。図中、前述した理論的手法による N_c も併せて示したが、 I_R が 15~250 の範囲では、 $N_{kt(field)}$, $N_k(field)$ の値に明確な傾向は見られない。以下に、得られたコーン係数を地域別にとりまとめて示し、コーン係数の地域性および既往の研究成果の問題点について考察する。

・北米 (Canada, USA)

Canada では、東部の Champlain 粘土 ($I_p=5\sim45$) に対する FVT 結果から得られたコーン係数の報告が多い。Tavenas ら (1982) は、Louisville や Batiscan ($I_p=6\sim45$) における N_k として 9~18 を、Roy ら (1982) は St.Alban ($I_p=5\sim37$) で 14~16 を得ている。同様に、FVT 結果から得られた N_{kt} の範囲として、Konrad and Law (1987) は Gloucester, Ottawa および Fredericton ($I_p=5\sim40$, OCR=1.5~3.3, $I_R=84\sim176$) での調査から 7.5~11.5 を得ている。La Rochelle ら (1988) は、Louisville, Berthierville および Saint-Jean-Vianney ($I_p=10\sim40$, OCR=1.1~50) における N_{kt} の範囲は 10~17.5 となり、 I_p との関係は見られないことを報告している。また、Rad and Lunne (1988) は、 I_p が 9~16, OCR が 1.5 の Vancouver 粘土に対する異方圧密非排水圧縮 (CAUC) 試験結果から得られた N_{kt} の既往の調査結果として、8.5 (平均値) を示した。

USA では、Eid and Stark (1998) により Chicago 粘土 ($I_p=15$) を中心に California 粘土 ($I_p=21, 42$) , Louisiana 粘土 ($I_p=26, 31$) および Alabama 粘

土 ($I_p=38$) における調査結果が示されている。そこでは, Shelby tube により採取された試料に対する UCT 結果より得られた N_k は 8~25 の範囲にあることが, California 粘土 ($I_p=8\sim54$) における非圧密非排水 (UU) 試験結果より得られた N_k の既往値の範囲 8.5~16.5 とともに報告されている。また, Jamiolkowski ら (1982) は, Massachusetts および Louisiana ($I_p=22, 30, 70$) において行われた既往の調査結果として, FVT 結果から得られた N_k の範囲は 9~12 であると報告している。

・ Scandinavia (Norway, Denmark, Sweden)

Scandinavia 地方の粘土に対する調査報告は 1970 年代から行われている。Lunne and Eide (1976) は, Norway, Sweden, Denmark の各地 ($I_p=5\sim55$) で調査を行い, FVT 結果から得られた N_k は 8~22 であると報告している。Norway の代表的な粘土である Drammen や Onsoy など ($I_p=3\sim50$) での調査結果から, Lacasse and Lunne (1982) は, FVT 結果から得られた N_k の値として 12~19 を, Aas ら (1986) は三軸圧縮・伸張試験と単純せん断試験結果の平均値に対する N_{kt} は 12~21 の範囲にあり, I_p の増加に伴い N_{kt} も増加すると報告している。また, Rad and Lunne (1988) は, CAUC 試験結果から得られた N_{kt} の範囲として 8.5~21 を示している。Denver (1988) は, Denmark の Niverod および Niva 粘土 ($I_p=10\sim15$) に対して FVT を行い 4~12 の N_k を得ている。Luke (1995) は, Denmark 各地の粘土 ($I_p=7\sim137, I_R=15\sim188$) の CAUC 試験結果から得られた N_{kt} の範囲として, 8.5~12 を示している。

・ UK, Ireland

UK では, Nash and Duffin (1982) が, 北 England 地方の粘土 ($I_p=10\sim25$) に対する UU 試験から得られた N_k は 12.5~20.5 となることを報告している。London 粘土や Yorkshire 粘土などに関する N_{kt} として, Powell and Quarterman (1988) は供試体直径が 98mm の三軸試験結果から 13~30 ($I_p=12\sim54$) を, Rad and Lunne (1988) は CIUC 試験結果から得られた既往値 12~27 ($I_p=16\sim49, OCR=2.6\sim38$) を報告している。また, Powell and Quarterman (1988) は, 大きな OCR を有する粘土では内部に微細な亀裂が生じていることが多く, 強度試験の方法によって N_{kt} が変化することを指摘している。

Ireland 粘土 ($I_p=10\sim63$) では, O'riordan ら (1982) および Faulkner ら (1998) が行った FVT 結果による N_k として 6.5~35 が, N_{kt} の値として 4~18.5 が得られている。

・ North Sea

North Sea の海底に堆積している粘土 ($I_p=18\sim41, OCR=1\sim15$) の調査も行われている。Lunne ら (1985) は水深 80~220m の地点で調査を行い, CAUC 試験結果から求めた N_{kt} として 9~19.5 を示している。Rad and Lunne (1988)

は CAUC 試験結果から得られた既往値 8~24 を報告している。

・東アジア、東南アジア

Lee and Kim (1998) は Korea の Pyeongtaek 粘土 ($I_p=22$, $OCR=3.6$, $I_R=100\sim150$) および Youngsam 粘土 ($I_p=31$, $OCR=2.9$, $I_R=70\sim125$) の調査を行い、FVT および CIUC 試験結果から得られた N_{kt} は 8.5~32 であるとの報告を行っている。

田中ら (1989) は、大阪湾岸域の沖積粘性土 ($I_p=30\sim80$) の調査結果よりコーン係数 N_{kt} は I_p の増加とともに減少し、14~6 の範囲になるという Aas ら (1986) とは逆の結果を示した。深沢ら (1992) は、日本国内外 9ヶ所の粘性土地盤において修正 Bjerrum 法による一面せん断強度を用いてコーン係数 N_{kt} を求めた。その結果、 N_{kt} は試験地域や I_p および OCR に依存せずほぼ一定値 (=11) になることを示した。修正 Bjerrum 法による一面せん断強度は現場ベーン強度に比べて 2~3 割大きな値を示すことから、現場ベーン強度に換算すれば $N_{kt}=13\sim14$ となり、La Rochelle (1988) の結果に近い。田中・田中 (1996) は、我が国の海成粘土 ($I_p=20\sim150$, $OCR=1.3$ (地表部除く)) に関する N_{kt} として UCT 結果から 8~16 を、FVT 結果から 9~14 をそれぞれ実測値の範囲として得、 I_p に対して特別な関係は認められないことを報告している。

Singapore の海成粘土に関しては、Dobie (1988) が補正した FVT 結果を用いた N_{kt} として 15.5~21 ($I_p=35\sim75$) を得ている。

Newman ら (1995) は、Hong Kong 新空港建設地の海底粘土 ($I_p=28\sim39$, $OCR=2\sim3$) で調査を行い、FVT 結果を用いた N_{kt} として 14.5~21 を、UU 試験から 21~30 を得ている。

Shibuya ら (1998) は、Bangkok 粘土 ($I_p=41\sim78$, $OCR=1\sim3$) に対する補正した FVT 結果を用いた N_{kt} は 11~17 であり、定体積一面せん断試験 (DST) から得られる値は 7.8 であると報告している。

・その他の地域

Jamiolkowski ら (1982) は、Porto Tolle, Italy の正規圧密粘土 ($I_p=30$, $I_R=115$) の FVT 結果から求めた N_k の平均値は 12 であると報告している。

Brazil では、Rio de Janeiro 粘土 ($I_p=40\sim200$, $OCR=1\sim3.5$) に対する調査報告がなされている。Rad and Lunne (1988) は、CAUC 試験結果から得られた N_{kt} は 16.7 (既往値の平均) であると報告している。また、Almeida (1998) は、FVT 結果を用いた N_{kt} の平均値として 9 を得ている。

以上、 N_{kt} に関する既往知見を示したが、第 2 節で示した N_{ke} や $N_{\Delta u}$ を用いた強度推定方法の提案も試みられている。最初に q_e を提案した Senneset ら (1982) は、 $N_{ke}=9\pm3$ を示した。また、空洞押上げ解に基づいた半経験式から破壊時間隙水圧係数と剛性比の関数となる $N_{\Delta u}$ と強度の関係も報告されている (Battaglio

ら (1981, 1986), Randolph and Wroth (1979), Massarch and Broms (1981), Campanella ら(1985)) . Lunne ら (1985) は, N_{ke} と $N_{\Delta u}$ はそれぞれ 1~13, 4~10 の範囲に分布し両者とも B_q と相関が見られることを報告した. Karlsrud ら (1996) は, CAUC 試験から得られた N_{ke} は 2~9 にあることおよび B_q と相関性を示したが, $N_{\Delta u}$ は B_q によらず 6~8 となる結果を得た. La Rochelle ら (1988) は, OCR の範囲が 1.1~50 の 3ヶ所のカナダの粘土の FVT 結果から $N_{\Delta u}$ は 7~9 であると報告した. 田中ら (1992) は, 日本各地の粘土地盤において $N_{\Delta u}$ を求めたところ, 塑性指数によらず 6~8 になることを示した. しかし, 現在までのところ N_{ke} や $N_{\Delta u}$ に関する知見は少ない.

ここに挙げた諸国・地域のコーン係数についてまとめてみると, N_k , N_{kt} はそれぞれの地域毎の特徴を呈しているが I_p に対する依存性は見られない. 一般的な N_k として, 正規圧密粘土に対しては 10~15, 過圧密粘土に対しては 15~20 であるとの報告 (Konrad and Law (1987a)) もあるが, 用いる s_u の違いにより N_{kt} は異なると考えられる. また, Mesri (2001) は, 強度の異方性とひずみ速度依存性を考慮したコーン係数 ($N_{k(mob)}$) を提案し, それが 16 ± 2 であることを示したが, 他にこのような報告は少ない. さらに, N_{ke} および $N_{\Delta u}$ に関しては今後のデータの蓄積が待たれるところである.

従来, 粘性土の特性は土粒子を構成する粘土鉱物や堆積環境に大きく影響され, コーン係数は粘性土の I_p , OCR, 構造などの地盤特性に加えて, コーンの種類や s_u を求める際の不攪乱試料の品質に影響され, 特に低塑性粘土ではその傾向が強いとされている. Lacasse and Lunne (1982) は, 過去に調査された地点で 6 年後に同様の試験を行ったところ, 異なる N_k が得られた理由として, 機器の違いおよびその進歩と調査時の気温差が主原因であると報告している. 機器の違いや温度差に起因する測定誤差については田中・田中 (1996) も言及しているが, 30 年近く前の測定機器においては, 温度差もさることながら機器の進歩に伴う計測値の差が大きいと考えられる. サンプリングから室内強度試験に至る過程においても同様である. コーン係数を不攪乱試料に対する室内強度試験結果とコーン先端抵抗の比で求める場合, 試料採取から試験実施に至るまでに発生した試料の乱れの影響を受けやすいという欠点がある. 我が国における不攪乱試料採取法のようにロータリー式ボーリングを行い, 固定ピストン式サンプラーを用いたサンプリングでは試料の乱れは少ないが, 諸外国で一般的に用いられているオープンドライブ式サンプラーやブロックサンプリングで採取された不攪乱試料と称する乱れた試料に対して UCT やどのような厳密な室内試験を実施しても得られた値が本来の地盤特性を正確に表しているかどうか疑問である. 現在でも異なった調査・試験手法による強度などの測定値の違いが認められている (例えば, Hanzawa (1992), 田中ら(1992)) ことを考えれば, 当時のデータから得られたコーン係数

は再確認が必要となるものもある可能性は否定できない。様々な技術格差が未だに存在している中でコーン係数を求めるためには、このような技術的諸問題や技術格差について考慮しつつ原地盤強度を適切に求める手法により得られた値を使用することが必要である。

したがって、図に見られるようなこれらのばらつきは地盤のローカル性と試験方法および年代に伴う技術差の相互作用に起因すると考えられ、ある年代・ある特定の地域で得られた経験式は、必ずしも他の地域へ無条件に適用できないことが明らかである。

4.5 CPT 結果を用いた土層判別・土質分類法

従来から CPT の用途の多くは地盤の成層状態を調査することであり、コーン貫入中の先端抵抗と間隙水圧の変化から地盤の層序が推定されていた。現在、ボーリング調査の補完的な CPT 調査は一般化されているが、先端抵抗を用いた成層状態調査の特殊な例を紹介する。岸田ら（1993）は、ピート質地盤上に建設中の高速道路用盛土施工中のすべり破壊直後の調査に、Demers ら（1999）は、粘性土地盤の地すべり調査に、それぞれ CPT を実施した。両者とも先端抵抗の変化から特定したすべり線の位置は、解析結果とよく一致したと報告している。

一方、コーン貫入時の間隙水圧は土の種類によって反応が異なるため、それを連続的にモニターし先端間隙水圧の挙動に注目すれば、土層の識別に役立つとともに非常に薄い砂層であっても判別が可能である。間隙水圧測定部がコーン直背後に設置されているプローブを土中に貫入する場合に発生する間隙水圧は、軟弱な粘性土中では大きく、硬質粘土中や密な砂中では小さいか負の値を示す。土質の変化に対する間隙水圧の反応は速いため、その挙動に注目すれば厚さ数 cm の薄層も捉えることができる。五明ら（1993）とプラダンら（1993）は、海底（湖底）の軟弱泥上に散布された非常に薄い砂層の厚さの測定に CPT を利用した手法の妥当性を示した。

ある沖積海成粘土地盤における CPT 調査結果の一例を図-4.10 に示す（第 2 章、図-2.2 を再掲）。図は、測定されたコーン先端抵抗、周面摩擦、コーン貫入時の過剰間隙水圧の三成分を柱状図と併せて標高に対してプロットしたものである。粘性土層ではコーン先端抵抗は小さく過剰間隙水圧は大きい、砂層ではコーン先端抵抗は大きく過剰間隙水圧は発生していない。さらに、通常のボーリング調査では検知することが難しい、-33m 付近に存在する薄い砂層が確認できる。軟弱粘性土地盤の圧密沈下速度を評価する場合、地盤中の排水層の有無が問題となることが多い。粘性土中の砂層は、たとえ極薄い砂層であっても排水層と

なる場合もあり圧密時間が大きく異なるため、このような薄い砂層を判別することは重要である。この結果からも明らかなように、CPTにより土層構成および地盤中の砂層の存在やその厚さを調査することは非常に有効である。ただし、コーン先端抵抗によって十分に識別できる軟弱地盤中の砂層の厚さはコーン直径の10~20倍である（例えば、Campanella and Robertson (1988)）ため、厚さの判断は測定された間隙水圧データにより行なう必要がある。

CPT 結果から土質分類を行う方法は古くから提案されている。CPT では、標準貫入試験のように土を採取し観察することができないが、地盤の深度方向に連続したデータが得られ、測定される先端抵抗、間隙水圧および周面摩擦の挙動が土質により異なるという CPT の特徴が利用されている。即ち、CPT による土質分類は、得られる各成分を組み合わせて行うという土の力学挙動に基づいたものであり、粒径の大きさによって判別される従来の分類法とは全く性質は異なる。以下に、分類に用いる指標別に既往の研究成果をまとめる。

・ 周面摩擦と先端抵抗に基づく方法

CPT による土層判別を最初に試みた Begemann (1965) は、周面摩擦と先端抵抗の比 (f_s/q_c) が砂質土では小さく粘性土では大きくなることに着目し、この比を用いた土質判別を試みた。Schmertmann (1978) や Douglas and Olsen (1981) は、 F_r に先端抵抗を加えた判別図を提案している。

・ 間隙水圧、先端抵抗、周面摩擦に基づく方法

近年の三成分コーンの普及に伴い、測定値の信頼性が低いとされる周面摩擦に代わり、間隙水圧を用いた土質分類が行われた。Senneset and Janbu (1984) は、先端抵抗と B_q を用いた分類図表を提案した。Jones and Rust (1982) は、過剰間隙水圧 (Δu) と実先端抵抗 ($q_t - \sigma_{vo}$) とによる分類を試みている。過圧密比の大きな地盤や密な砂地盤においては間隙水圧が静水圧より小さくなることがあるが、Jones and Rust (1982) の分類図ではこの点も考慮している。Robertson ら (1986) は、先端抵抗 (q_t) と F_r および q_t と間隙水圧比 (B_q) による 2 枚の分類図を用いた判別法を提案した (図-4.11)。

・ 正規化指標に基づく方法

Robertson (1990) は、分類指標に Q_t , F_r , B_q の三つの無次元量を用いて、自らが先に提案した図表を修正して新たな 2 枚の分類図の提案を行った (図-4.12)。Tsutiyu ら (1988) は、 q_t/σ'_v , F_r および $\Delta u/u_0$ を、Olsen and Farr (1986) は、 $q_c/(\sigma'_v)$ と f_s/σ'_v を指標に用いることを提案している。Jefferies and Davies (1991) は $Q_t/(1-B_q)$ と F_r の関係からなる土質分類法を提案した。しかし、 B_q は 1 を超える場合もあるため適用には限界がある。

・ その他の指標に基づく方法

Larsson and Mulabdic (1991) は、消散試験を行い 1 分または 5 分経過時の

間隙水圧を指標とする分類図を提案した。Lunne ら (1997) は Q_t と G_0/q_t の関係から判別する図表を提案している。この図表の用途は、高圧縮性砂や年代効果を受けた土など通常より間隙比が高いか低いものに限定される。

このように、現在までに多くの分類図が提案されているが、これらは同じ CPT 結果を用いた場合でも必ずしも同じ土質に分類するとは限らないので注意を要する。また、古い年代に提案され、判別指標に先端抵抗を用いている分類図は、貫入深度が大きい場合または逆に非常に小さい場合には判別精度が低下することがある。それらは、一般的に調査深度が浅かった (30m 以浅) 時代に作成されている場合が多く、先端抵抗が土被り圧に影響される性質を無視していたからである。逆に、静水圧や上載圧が非常に小さい場合にも判別誤差が大きくなることに注意する必要がある (Jones ら (1982))。現在のところ、CPT 結果のみで土質分類を行うには図-4.11 が、無次元量の使用が可能ならば図-4.12 の適用性が高いと考えられる。しかし、周面摩擦 (f_s) を用いた分類図表を用いる場合、コーンの機種によって f_s の測定値は大きく異なる (田中・田中 (1996)) ことに留意すべきである。また、紹介した分類図表の多くは欧米の地盤データを基に作成されているため、堆積環境の異なる我が国の地盤に無条件に適用できるか検証する必要がある。

4.6 CPT 結果を用いた応力履歴の推定

地盤の圧密降伏応力 (σ'_y) や過圧密比 (OCR) は、圧密沈下計算や安定解析を行う際に必要となる重要なパラメータの一つである。一般的に OCR は過去に受けた圧密応力と現在の有効上載圧の比として定義されているが、それは上載圧の変化のみ受けた過圧密粘土にのみ適用できる。一般的な自然堆積地盤では過去における上載圧の変化がない場合でも化学的結合や二次圧密などの年代効果を受けたことによる過圧密状態にあることが多い。そのような地盤の OCR は、不攪乱試料を用いた圧密試験から得られる σ'_y と有効鉛直土被り圧との比から求められているが、このような方法は比較的時間がかかるため簡単な一次調査や広範囲に渡る調査には適していない。それ故、CPT によって応力履歴を求める試みが行われるようになった。Baligh ら (1980) がコーン貫入中の間隙水圧は粘性土地盤の応力履歴を反映すると指摘して以来、 σ'_y や OCR を推定するための数多くの理論解や相関式および指標が提案されている。それらをまとめて表-4.5 に示すが、概念的に次の 4 つに大別できる。

- 1) 先端抵抗を用いた指標
- 2) 間隙水圧を用いた指標

3) 間隙水圧と先端抵抗の比で表される指標

4) 有効応力的な指標

以下に、この分類に従ってまとめたそれぞれの指標の特徴について示す。

・ **先端抵抗を用いた指標**

Tavenas and Leroueil (1979) は、先端抵抗 (q_c) と圧密降伏応力 (σ'_y) との相関関係を求め、両者の関係 ($=q_c/\sigma'_y$) はカナダの粘土では 3 となることを示した。その後、先端抵抗の補正と全応力を考慮した実コーン先端抵抗 ($q_t - \sigma_{v0}$) と σ'_y の間に高い相関関係があることを報告している (Tavenas and Leroueil (1987))。ここで、($q_t - \sigma_{v0}$) と地盤の非排水強度 (s_u) を関連付けるコーン係数と同様に ($q_t - \sigma_{v0}$) と σ'_y を結びつける次式により N_{σ} を定義する。

$$N_{\sigma} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_y} \quad (4.11)$$

Mayne and Holtz (1988) は、世界 36 ヶ所の既往の研究成果をとりまとめ ($q_c - \sigma_{v0}$) と σ'_y の間に明らかな傾向があることを示した ($N_{\sigma t} = 2.5 \sim 3$)。ただし、 q_c を使用していることに注意しなければならない。Chen and Mayne (1996) は、世界各地 (123 ヶ所) の既往の調査データを収集し $N_{\sigma t} = 3.28$ を示した (図-4.13)。Larsson and Mulabdic (1991) は、スカンジナビア地方の土に関してばらつきは大きいものの $N_{\sigma t} = 3.43$ なる関係を見出した。東カナダの 18 ヶ所の粘土の調査結果から Leroueil ら (1995) は、非常に良い相関で $N_{\sigma t} = 3.6$ を提案した。Demer and Leroueil (2002) は、カナダの Quebec 粘土の $N_{\sigma t}$ は 3.4 で非常に良い相関が見られ、塑性指数 (I_p) によらず一定値となることを報告した。深沢ら (1992) は、日本国内外 9 ヶ所の粘性土地盤における調査結果から、 $N_{\sigma t}$ は約 3 であることを示した。 Q_t をパラメータとした報告も多い。Lutenegger and Kabir (1988) は、ニューヨークの海成粘土において Q_t と OCR の関係 ($=Q_t/OCR$) の平均値として 3.3 を得た。ただし、OCR が 3 以下の場合ばらつきが大きい。 Q_t/OCR の値として、前出の Chen and Mayne (1996) は 3.2 を、Lunne ら (1997) は正規圧密粘土においては 2.5~5.0 の範囲にあると報告した。

・ **先端間隙水圧を用いた指標**

過剰間隙水圧を有効土被り圧で正規化した正規化過剰間隙水圧 ($\Delta u/\sigma'_{v0}$) と OCR、または過剰間隙水圧 (Δu) と σ'_y の相関は数多く示されている (Azzouz ら (1983), Mayne (1986), Lutenegger and Kabir (1988), Mayne and Bachus (1988), Mayne and Holtz (1988), Chen and Mayne (1996), Demer and Leroueil (2002))。 Δu と σ'_y の関係付ける $N_{\sigma \Delta u}$ を次式で定義する。

$$N_{\sigma \Delta u} = \frac{\Delta u}{\sigma'_y} \quad (4.12)$$

間隙水圧の値はその測定位置によって変わるため、 $N_{\sigma\Delta u}$ は異なる。Larsson and Mulabdic (1991)は、スカンジナビア粘土におけるコーン表面での間隙水圧 (u_1)を用いた $N_{\sigma\Delta u1}$ は 3.45、コーン直背後での間隙水圧 (u_2)を用いた $N_{\sigma\Delta u2}$ は 2.6～3.33 であると報告した。Mayne and Kulhawy (1990)は、カナダの Champlain 粘土で $N_{\sigma\Delta u2}=3.33$ を得た。図-4.14は、Chen and Mayne (1996)が示した ($u_2 - u_0$) と σ'_y の関係である ($N_{\sigma\Delta u2}=1.89$)。Demer and Leroueil (2002)は、カナダの Quebec 粘土で得られた ($u_2 - u_0$) と σ'_y の関係 ($N_{\sigma\Delta u2}=2.04$)を示した。ただし、 u_2 は粘土の種類によっては測定値が負になることもあるため注意を要する。Sully ら (1988)は、過圧密地盤ではコーン先端部とコーン直背後部で計測された間隙水圧 (図-4.15 (図-2.1を再掲)に示す u_1 と u_2) に大きな差があることに着目して、次のような指標を提案した。式(4.13)は、彼らが提案した OCR が 10 以下の場合の関係式を示したものである。

$$PPD = \frac{(u_1 - u_2)}{u_0}$$

$$OCR = 0.49 + 1.50 \cdot PPD \quad (4.13)$$

しかし、($u_1 - u_2$)と σ'_y の間には明確な傾向が見られない (Mayne ら (1990))か、相関は低い (Chen and Mayne (1996)) という報告がある。Demer and Leroueil (2002)は PPD と OCR の相関は低いと述べている。

・ 間隙水圧と先端抵抗との比で表される指標

Baligh ら (1980)は、応力履歴や地盤構成の異なる 2 種類の粘土地盤で実施した CPT から得られた先端抵抗 (q_c) とピエゾメータ試験から得られた (u) から、(u/q_c) なるパラメータを提案し、この指標が地盤の応力履歴と密接な関係にあることを示した。Tumay ら (1981)もほぼ同様の指標を提案している。しかし、この指標には地盤の静水圧の影響等が含まれているため、Campanella and Robertson (1981)や Smits (1982)によって静水圧や有効面積の影響を考慮した指標に修正された。Seneset ら (1982)と Wroth (1984)は、応力履歴を精度よく推定するためには指標が間隙水圧係数 (A_f ; Skempton (1954)) と概念的に同じ形、即ち過剰間隙水圧と最大せん断応力との比になる必要があるとし、指標として B_q の有効性を示した。Keaveny and Mitchell (1986)は、 B_q が OCR の増加に伴って減少するという Wroth (1984)と同様な結果を示したが、 B_q と OCR の関係は間隙水圧計測位置によって異なるため、 B_q の利用には注意を要すると述べている。OCR と B_q の間には今のところ一般的な関係は見出されていない (Lunne ら (1985), Robertson ら (1986), Konrad and Law (1987b), Sugawara

(1988) , Chen and Mayne (1996) , Demer and Leroueil (2002)) .

・有効応力の指標

Larsson and Mulabdic (1991) と Chen and Mayne (1996) は、有効コーン先端抵抗 ($q_e=q_t-u_2$) と σ'_y の関係を調査し、両者に強い相関があることを示した。ここで、 q_e と σ'_y を結びつける次式により $N_{\sigma e}$ を定義する。

$$N_{\sigma e} = \frac{q_t - u_2}{\sigma'_y} \tag{4.14}$$

Larsson and Mulabdic (1991) は、スカンジナビア粘土における $N_{\sigma e}$ は 0.5～1.0 の間にあることを示した。Demer and Leroueil (2002) は、カナダの Quebec 粘土の $N_{\sigma e}$ は 1.83 を、世界各地のデータから Chen and Mayne (1996) は、 $N_{\sigma e}=2.0$ を報告した。

q_e を有効土被り圧 (σ'_{vo}) で正規化した指標 ($= (q_t - u_2) / \sigma'_{vo}$) は、理論的な研究に多く用いられている (例えば, Konrad and Law (1987b)) . Mayne (1991, 1992 and 1993) は、空洞押し抜け理論と限界状態理論を組み合わせ、 $(q_t - u_2) / \sigma'_{vo}$ を指標とした次式を提案した。

$$OCR = 2 \left[\frac{1}{1.95M + 1} \frac{q_t - u_2}{\sigma'_{vo}} \right]^{\frac{1}{\Lambda}} \tag{4.15}$$

ここで、 Λ は膨潤指数で、一般的な値として Mayne (1991) は 0.75 を推奨している。M は限界状態線の勾配で次式により決定される。

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \tag{4.16}$$

Mayne (1991) は、OCR が 1～60、 ϕ' が 20° ～43° までの様々な地盤において OCR の予測値と実測値はよく一致したと報告している。ただし、この式を使うに当たっては予測値に大きな影響を与える ϕ' を事前に知る必要があることが大きな問題である。

以上、CPT 結果から σ'_y や OCR を推定するための様々な有用な報告を取りまとめた。しかし、普遍的な関係式は確立されていないのが現状である。

4.7 CPT 結果を用いた変形特性の推定

近接構造物の多い我が国においては、地盤の変形特性を精度よく把握することが要求されている。一般的に、粘性土に関する変形係数は次のように求められて

いる。接線変形係数 ($M=1/m_v$) は圧密試験から、非排水変形係数 (E_u) は一軸・三軸圧縮試験から得られる E_{50} を、せん断剛性率 (G) はせん断波探査や室内試験から決定されている。実務的な設計では E_{50} が用いられているが、ひずみレベルが 10^{-2} 程度である E_{50} の値は、 G (レベルは 10^{-5}) の $1/10$ 程度であることや M が応力に依存することは良く知られている。このように、地盤の変形特性は応力・ひずみレベルによって大きく変化するだけでなく、応力履歴など様々な要因が影響するため、その予測は難しい。したがって、貫入メカニズムが複雑な CPT 結果から M や E および G などの粘性土地盤の変形特性を推定する試みは少ないが (表-4.6), コーン先端抵抗との相関を調査した事例を以下に示す。

・接線変形係数

図-4.16 は、接線変形係数 (M) の概念を模式的に示したものである (Janbu (1963))。 M は応力状態により異なり、 M_i は過圧密状態での値を、 M_n は圧密降伏応力における値を示し、 m は正規圧密状態における勾配を表している。Senneset ら (1982, 1989) と Sandven ら (1988) は、 $(q_t - \sigma_{vo})$ から M_i や M_n を推定する次式を提案した。

$$M_i = 5 \sim 15(q_t - \sigma_{vo}) \quad (4.17)$$

$$M_n = 4 \sim 8(q_t - \sigma_{vo}) \quad (4.18)$$

Senneset ら (1989) や Sandven ら (1998) は、提案式から得られる予測値と圧密試験結果と比較しているが、必ずしも良い一致を示していない。Kulhawy and Mayne (1990) は、図-4.17 および次式を示した。

$$M = 8.25(q_t - \sigma_{vo}) \quad (4.19)$$

・せん断剛性率

理論的な考察によって (例えば, Houlsby and Teh (1988)), コーン先端抵抗はせん断強度だけでなく剛性率にも影響されることが明らかになっている。一般的に、ひずみレベルが 10^{-5} 程度以下の微小ひずみ状態におけるせん断剛性率 (G_0) は一定値であると言われており、砂質土に関しては標準貫入試験 (SPT) による N 値やコーン先端抵抗との相関が認められている。しかし、粘性土に関する調査事例は少ない。Mayne and Rix (1993) は、地盤の間隙比 (e_0) と q_c から G_0 を推定するための次式を示した。

$$G_0 = 406 \frac{q_c^{0.695}}{e_0^{1.130}} \quad (4.20)$$

ただし、上式の適用のためには事前に何らかの方法で e_0 を求めておく必要がある。田中・田中（1996）は、サイスミックコーン（SCPT）から求めたせん断剛性率（ G_{sc} ）と実コーン先端抵抗（ $q_t - \sigma_{vo}$ ）の関係を調査し、両者の間には次式が成り立つことを示した（図-4.18）。

$$G_{sc} = 50(q_t - \sigma_{vo}) \quad (4.21)$$

Mayne and Glenn（1995）は、コーン先端抵抗（ q_c ）とせん断波速度（ V_s ）の関係として、次式を提案した。ただし、 q_t ではなく q_c を用いていることや式(4.11)と同様に事前に何らかの方法で e_0 を求めておく必要があることなどの問題点がある。

$$V_s = 9.44(q_c)^{0.435} (e_0)^{-0.532} \quad (4.22)$$

以上のように、CPT 結果から地盤の変形特性を推定するための既往の研究成果は少ない。しかし、連続データである CPT 結果から $M (=1/m_v)$ を推定できれば、圧密沈下量予測精度の向上が期待される。また、一軸・三軸圧縮試験から得られる E_{50} を用いて行われている一般的な設計では、試料の乱れにより地盤の変形係数を過小に評価してしまう可能性もある。したがって、未だ確立されていない CPT 結果を用いた粘性土地盤の変形特性に関する推定式の確立が望まれる。

4.8 CPT 結果を用いた圧密係数の推定

CPT においては、試験時に一旦貫入を止めコーン周辺に生じた過剰間隙水圧の経時変化を計測する、いわゆる消散試験によって地盤の圧密係数や静水圧を調査することができる。消散試験結果の一例を図-4.19に示す。この試験は、地盤の圧密特性の深度方向の変化を簡便に再現性良く経済的に得ることができる長所を有していることから、コーン周辺に生じた間隙水圧の消散現象について解析的研究や実験結果を取りまとめた研究がなされており、多くの有用な知見が得られている。それらをまとめて表-4.7に示す。本節では、消散試験に関する解析的研究の概要と結果、現場実験値と解析結果や室内圧密試験結果とを比較した事例を示し、消散試験の適用性や結果の解釈および問題点についてまとめる。

Soderberg（1962）は、粘土地盤中に打設された摩擦杭の支持力が時間経過とともに増加する現象（セットアップ現象）を定量的に説明するため、打設時に杭

近傍に生じた間隙水圧の経時変化について数値計算を実施し、実杭の支持力について実測値と計算値の比較を行った。彼は次式で与えられる杭周辺の圧密現象に関する無次元量、いわゆる時間係数を提案しセットアップ現象が圧密係数と杭径に影響を受けることを示した。

$$T = \frac{c \cdot t}{r^2} \quad (4.23)$$

ここに、 T は杭周りの間隙水圧に関する時間係数、 c は圧密係数、 t は実時間、 r は杭半径である。Torstensson (1977) は、コーン貫入により生じる間隙水圧の初期分布を円筒または球の空洞押し抜け解によって与えた一次元圧密解析を行い、圧密係数は次式により 50%消散時の値で解釈できることを指摘した。

$$c = \frac{T_{50} \cdot r_0^2}{t_{50}} \quad (4.24)$$

ここに、 c は圧密係数、 T_{50} は理論解析から得られた時間係数、 t_{50} は 50%消散に要する時間、 r_0 はコーン径である。Gupta and Davidson (1986) は、間隙水圧の初期分布勾配が Vesic (1972) の空洞押し抜け解によって与えられると仮定し、これをコーン先端部では球形に、シャフト部では円筒形に分布させた場合について二次元圧密解析を行った。彼らの解は、地盤の剛性指数や間隙水圧係数によって変化し、それらの値が大きくなると消散速度が小さくなる。Levadoux and Baligh (1986) と Baligh and Levadoux (1980, 1986) は、Strain Path Method (Baligh (1985)) を用いてコーン周辺の初期間隙水圧分布を求め、軸対称有限要素解析により消散挙動の解釈を試みた。これにより、①間隙水圧の消散は主に水平方向に生じる、②消散速度は間隙水圧計測部の位置により異なる、③初期間隙水圧の分布は圧密係数の推定に大きな影響を与える、などの有用な結論を得た。Houlsby and Teh (1988) は、Strain Path Method に基づく大変形有限要素解析を行い、地盤の剛性指数 (I_R) が消散挙動に及ぼす影響を調べた。その結果、次のような修正時間係数 (T) を用いることにより、剛性指数が 50~500 の範囲内では一つの消散曲線が得られることを示した。また、 T は間隙水圧計測部の位置によって異なるが、コーン直背後での消散速度は、Torstensson (1977) や Randolph and Wroth (1979) の円筒押し抜け理論に基づく解に近い値となると報告した。

$$T = \frac{c_h \cdot t}{r^2 \sqrt{I_R}} \quad (4.25)$$

ここに、 c_h はコーン軸に直角方向の圧密係数、 r はコーン径、 I_R は剛性指数 ($=G/s_u$)

である。Teh and Houlsby (1991) は、間隙水圧測定部がコーン表面 (u_1) とコーン直背後 (u_2) の 2 種類に関して Houlsby and Teh (1988) による T の値と Torstensson (1977) によるそれを比較したところ、両者は良く一致することを示した。

以上、現在までに提案された消散現象に関する解析的研究の概要を示したが、それらの解は様々に異なっている。これに対して消散現象に関する実験的研究は実験結果がいずれの解析モデルと良く一致するか、得られた圧密係数がどのような状態にある圧密係数に対応するのかについて検討したものが多い。Campanella ら (1982) や Senneset ら (1988) はシルト質地盤において、Lutenegger and Kabir (1988) や柴田ら (1990) および田中ら (1992) は、沖積粘土地盤において実施した消散試験結果をそれまでに提案されている解析解や圧密試験結果と比較している。それらの結論を地盤の種類に着目してまとめると、次のような傾向のあることが分かる。即ち、圧密係数が大きいシルト質地盤では Torstensson (1977) の円筒解や Levadoux and Baligh (1986) の解が、圧密係数の小さい粘土地盤では Gupta and Davidson (1986) の解や Torstensson (1977) の球解が実測値と良い一致を示す。

一方、Robertson ら (1992) は、Houlsby and Teh (1988) , Teh and Houlsby (1991) の解を用い、50%消散時間 (t_{50}) から c_h を求めるための図を提案し、室内試験や原位置で得られた値を用いてその妥当性を検証した。Teh (1987) は、消散過程を $\sqrt{}$ 時間軸に対してプロットした際の直線部分の勾配 (m) を用い、下式に示す c_h の推定式を提案した。

$$c_h = (m / M)^2 \cdot \sqrt{I_R} \cdot r^2 \quad (4.26)$$

ここに、M は理論的な消散曲線の勾配で間隙水圧測定部の位置によって異なり、コーン表面 (u_1) では 1.63、コーン直背後 (u_2) では 1.15 である。

Lunne ら (1997) は、間隙水圧測定位置がコーン直背後 (u_2) にあるコーンを用いた消散試験データによる圧密係数の算出方法について、Robertson ら (1992) の図と Teh (1987) の提案式を組み合わせた図 (図-4.19) を示し、次のようにその手順を提案した。

①初期段階 (消散度 10%以下) の消散過程を時間 (t) に対してプロット (t は log または $\sqrt{}$ スケールとする) し、初期間隙水圧 (u_i) を求める。②地下水位や付近の砂層の間隙水圧などからコーン貫入前の原位置間隙水圧 (u_0) を決定する。③計測された間隙水圧 (u_t) と u_i および u_0 を用いて、下式で示される正規化された過剰間隙水圧 (U) を log または $\sqrt{}$ スケールの時間 (t) に対してプロットする。

$$U = \frac{u_t - u_0}{u_i - u_0} \quad (4.27)$$

④50%消散時間 (t_{50}) を求める. ⑤図-4.20 を用いて t_{50} と図中の直線から c_h を推定する. ⑥消散が t_{50} を求めるまで進行していない場合は, t_{50} の代わりに図一中に示した m を用いても良い.

このように, CPT による消散試験の利点は, 地盤の圧密係数が簡便に得られることである. また, 定常状態まで放置後の間隙水圧から静水圧または圧密度が容易に把握できる. しかし, 次のような欠点も有している. ①コーン周りの間隙水圧の消散現象は, 水平方向のみならず鉛直方向への消散, 土の乱れの影響, 応力の分布や時間変化が不明確, 土の異方性と圧縮性の非線形性, 地盤の不均一性などの要因によって, その解釈が極めて複雑なものとなっている. ②コーン周りの有効応力は, コーン貫入により生じる過剰間隙水圧によって小さくなった状態からほぼ初期の状態まで変化するため, 得られた圧密係数がどのような応力状態の圧密係数に対応しているのかが明らかでない. ③消散曲線は, 一般的な正規圧密粘土においては図-4.19 のようになることが多いが, 地盤によって様々な形状を示す (Sully ら(1999), 図-4.21) ため, その解釈は個別的にならざるを得ない.

④得られた c_h の精度は必ずしも高くない (Lunne ら(1997)). ⑤粘性土中における間隙水圧の消散には相当の時間を要す. 我が国の一般的な海成粘土中で定常状態にまで消散させるためには, 0.5~1 日程度必要である. 田中ら (1992) は定常状態の予測に双曲線法が適用できることを示しているが, それでも長時間の貫入停止状態が続くことには変わりはない. 実務的には, 長時間の停止状態が続けばロッドと周辺の土との摩擦によってその後の再貫入または引抜きが非常に困難になる.

したがって, コーン貫入によって得られるパラメータのみで圧密係数を推定する方法の確立が望まれるが, 現在そのような研究成果は報告されていない.

4.9 まとめ

本章では, CPT 結果の解釈に用いられる各種パラメータを定義し, それらから粘性土地盤の非排水せん断強度 (s_u) を推定する際の重要なパラメータであるコーン係数 ($N_{kt}(N_k) = q_{net}/s_u$, q_{net} : 実コーン先端抵抗($=q_t(q_c) - \sigma_{vo}$)) に関する理論解析結果, 室内試験および原位置試験結果を取りまとめた. また, CPT により評価可能な粘性土地盤の諸定数として, 原地盤の状態や物性および圧密・変形に係る定数について, 本研究と関連する既往の研究成果を示すとともにその問題点を指摘した. その結果, 次の結論を得た.

- ① $N_{kt}(N_k)$ に関する室内実験や原位置試験および理論解析結果を取りまとめた結果、諸外国での調査結果や室内実験に用いられた人工作成粘性土における地盤の剛性指数 (I_R) の範囲 (15~500) と塑性指数 (I_p) の範囲 (5~115) においては、 $N_{kt}(N_k)$ と I_R , I_p の値に明確な傾向は見られない。
- ② $N_{kt}(N_k)$ のばらつきは、地盤のローカル性と試験方法および年代に伴う技術差の相互作用に起因すると考えられ、ある年代・ある特定の地域で得られた経験式は、必ずしも他の地域へ無条件に適用できない。
- ③土の力学的挙動に基づいた CPT による土質分類は、粒径の大きさによって判別される従来の分類法とは全く性質は異なるが、土質分類図表の多くは欧米の地盤データを基に作成されているため、堆積環境の異なる我が国の地盤に適用できるか検証する必要がある。
- ④現状では、CPT 結果から粘性土地盤の圧密降伏応力 (σ'_y) や過圧密比 (OCR) および変形特性を推定するための普遍的な関係式は成り立っていない。
- ⑤CPT による消散試験の利点は、静水圧や地盤の圧密係数および圧密度が簡便に得られることであるが、欠点も有している。

第 4 章 図表

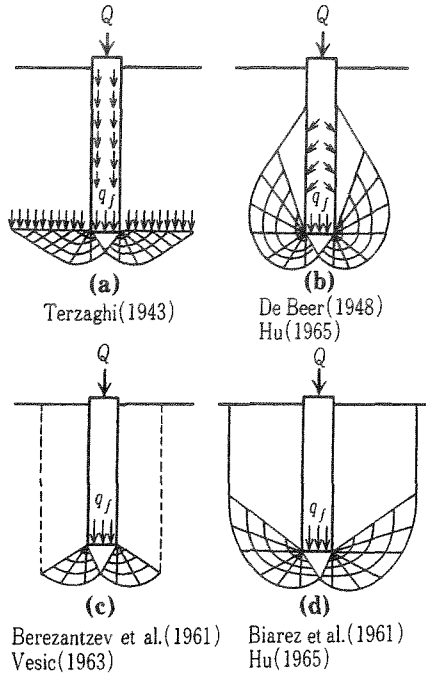


図-4.1 コーン先端部周辺地盤の破壊メカニズム(図-3.1 再掲)

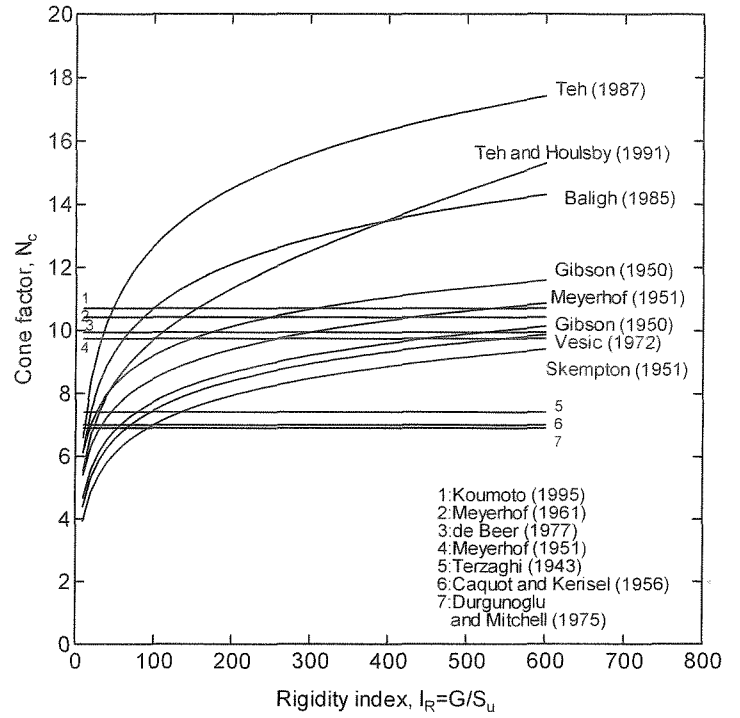


図-4.3 理論的解析から求められたコーン係数(N_c)と剛性指数(I_R)の関係

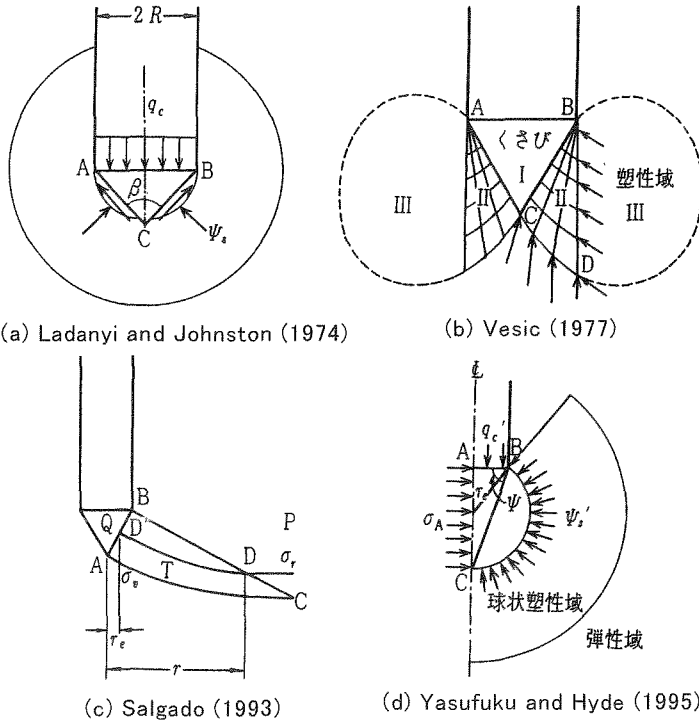


図-4.2 コーン先端抵抗と空洞限界圧との関係

表-4.1 理論的解析から得られたコーン係数

Cone factor (Nc) or main conclusions	σ_v	Solution class	Methods and assumptions	Reference
7.41	σ_{v0}	1	limit equilibrium analysis plane strain solution	Terzaghi (1943)
7.0	σ_{v0}	1		Caquot and Kerisel (1956)
9.34 (smooth base)	σ_{v0}	1		Meyerhof (1951)
9.74 (rough base)	σ_{v0}	1		
1.15(6.28+a+cot(a/2)) (10.42 at a=60°)	σ_{v0}	1	limit equilibrium analysis plane strain solution	Meyerhof (1961)
9.94	σ_{v0}	1		de Beer (1977)
1.2(2.443+3.303 $\lambda + \sin[(1-\lambda)(\pi/2)])$	σ_{v0}	1	limit equilibrium analysis plane strain solution	Durgunoglu and Mitchell (1975)
Cone resistance increases indefinitely with penetration depth.	σ_{v0}	1	slip-line analysis axisymmetric solution	Houlsby and Wroth (1982)
Cone resistance approaches a constant value once the depth of penetration is greater than the cone diameter.	σ_{v0}	1	slip-line analysis axisymmetric solution	Koumoto and Kaku (1982)
10.7 ($D_p/2R \geq 8$)	σ_{v0}	1	slip-line analysis axisymmetric solution	甲本 (1995)
$(4/3)[1+\ln(E_s/3S_u)]+1$	σ_{v0}	2	spherical cavity	Meyerhof (1951)
$(4/3)[1+\ln(E_s/S_u)]+1$	σ_{v0}	2	spherical cavity	Skempton (1951)
$(4/3)[1+\ln(E_s/3S_u)]+\cot(a/2)$	σ_{v0}	2	spherical cavity	Gibson (1950)
$(4/3)[1+\ln(E_s/S_u)]+\cot(a/2)$	σ_{v0}	2	spherical cavity finite strain theory	Gibson (1950)
$(4/3)[1+\ln I_R]$	σ_{v0}	2	spherical cavity	Vesic (1972)
$3.06+1.33\ln(G/S_u)$	σ_{mean}	2	spherical cavity	Ladanyi and Johnston (1974)
$[1+\ln I_R]+11$	σ_{ho}	2	cylindrical cavity	Baligh (1975)
$(4/3)[1+\ln I_R]+3.90$	σ_{mean}	2	spherical cavity	Vesic (1977)
$4.18+1.155\ln(\sqrt{3/2})(G/S_u)$ (smooth cone)	σ_{mean}	2	cylindrical cavity limit pressure with a rigorous plasticity solution	Yu (1993)
$9.4+1.155\ln(\sqrt{3/2})(G/S_u)$ (Rough cone)	σ_{mean}	2		
$(S_u/S_u)+(4/3)(S_u/S_u)[1+\ln(E_s/3S_u)]+4/3$	σ_{v0}	3	trilinear stress-strain relationship	Ladanyi (1967)
$[(E_u/S_u \cdot E_r/S_{ur} \cdot S_{ur}/S_u)/(E_u/S_u \cdot E_r/S_{ur})]\ln(E_u S_{ur}/S_u E_r)$ $+0.19+2.64\ln I_R - (\sigma'_{v0}/S_u)(1-K_o)+2 \alpha$	σ_{v0}	3	elastic perfectly plastic-strain path approach	Teh (1987)
$1.51+2\ln(G/S_u)$	σ_{v0}	3	uniform flow field	Baligh (1985); Whittle (1992)
$4/3(1+\ln(G/S_u))(1.25+G/2000S_u)$	σ_{v0}	3	finite-difference method	Houlsby and The (1988), Teh and Houlsby (1991)
Limited experience with critical state soil models suggests that the cone factor is quite sensitive to the overconsolidation ratio.	σ_{v0}	3	one-step finite-element method	Yu et al. (1996)

a: cone apex angle; λ : cone roughness indicator (1 for a rough cone and 0 for a smooth cone); D_p : penetration depth; R: radius of cone;
 E_t : initial tangent modulus; S_u : undrained shear strength; E_s : secant modulus at 50% failure stress; I_R : rigidity index = $G/S_u = E_s/3S_u$;
 G : shear modulus; E_s : young's modulus at small strain; E_r : young's modulus at large strain; S_{ur} : residual or large strain undrained shear strength;
 σ'_{v0} : effective vertical stress; K_o : coefficient of earth pressure at rest; α : cone roughness coefficient; σ_{v0} : total overburden stress;
 σ_{mean} : mean normal total stress = $(\sigma_{v0}+2\sigma_{ho})/3$; σ_{ho} : total horizontal stress

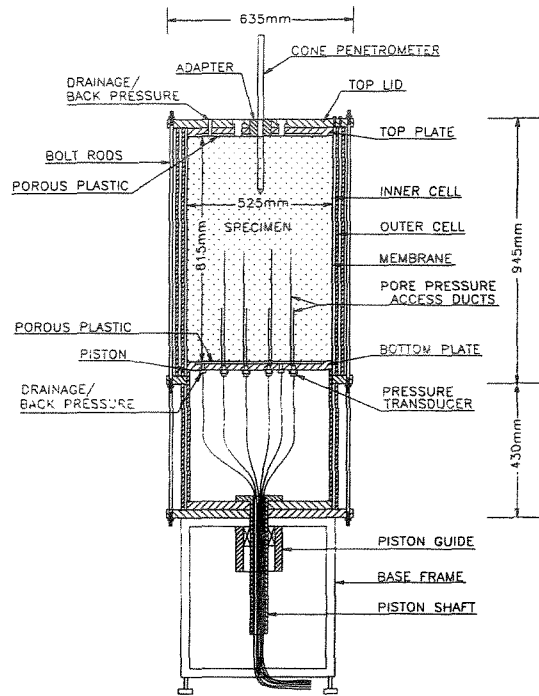


図-4.4 キャリブレーションチャンバーの一例

表-4.2 飽和粘土を用いたキャリブレーションチャンバー試験結果
と理論的解析から得られたコーン係数との対比

G/S_u	Measured N_{kt}	Bearing capacity theory		Cavity expansion theory			Strain path method		Large strain finite-element method
		Meyerhof (1961): rough cone	Koumoto (1995): rough cone	Vesic (1977): rough cone	Baligh (1975): rough cone	Yu (1993): rough cone	Baligh (1985) and Whittle (1992)	Teh and Houlsby (1991):	Van den Berg (1994): rough cone
267	16	10.4	15.0	11.3	17.5	15.6	12.7	14.3	16.7
267	16	10.4	15.0	11.3	17.5	15.6	12.7	14.3	16.7
267	14	10.4	15.0	11.3	17.5	15.6	12.7	14.3	16.7
100	13	10.4	15.0	10.0	16.6	14.6	10.7	11.9	15.3
100	13	10.4	15.0	10.0	16.6	14.6	10.7	11.9	15.3
150	15	10.4	15.0	10.6	17.0	15.0	11.5	12.8	15.8
150	16	10.4	15.0	10.6	17.0	15.0	11.5	12.8	15.8
150	14	10.4	15.0	10.6	17.0	15.0	11.5	12.8	15.8

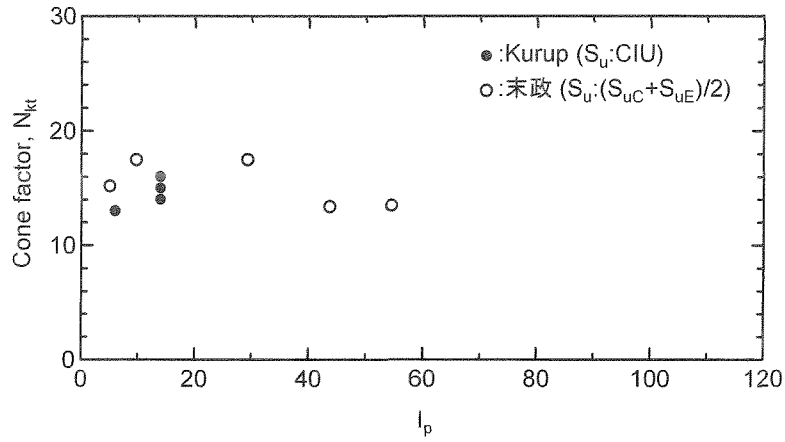


図-4.5 キャリブレーションチャンバー試験から求められた
コーン係数 (N_{kt}) と塑性指数 (I_p) の関係

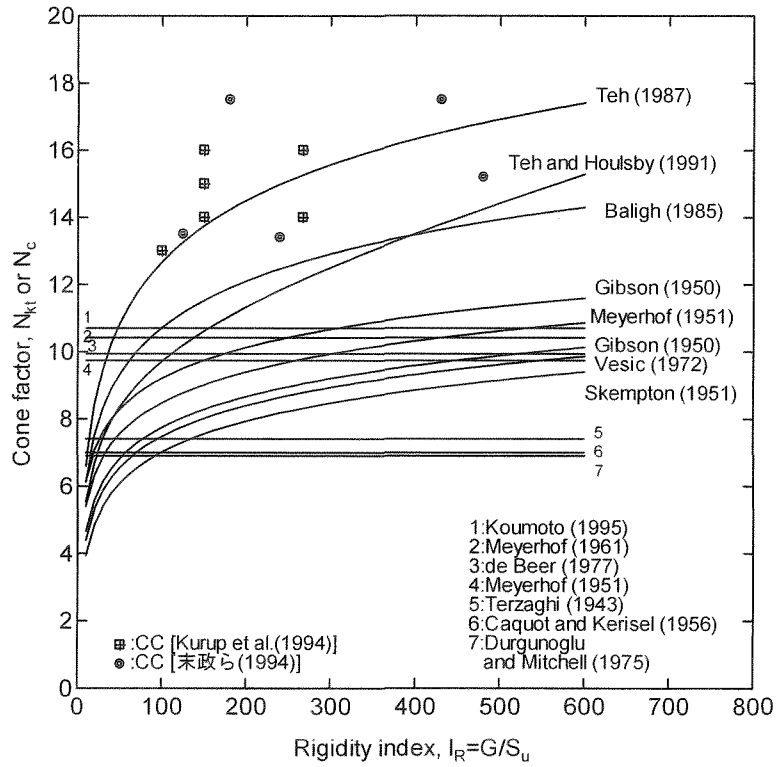


図-4.6 キャリブレーションチャンバー試験から求められた
コーン係数 (N_{kt}) と剛性指数 (I_R) の関係 (N_c 併記)

表-4.3 世界各地で使用されているコーン係数

Country	Cone factor	q	σ_v	S_u	Reference	Remark
Australia	12~15	q_c	σ_v'	FVT, Triaxial	Thom, M.J. et al. (1995)	
Belgium	15	q_c	σ_v'	—	Nuyens, J. et al. (1995)	
Brazil	14±20%	q_t	σ_v	FVT, Triaxial	Rocha-Filho, P. (1995)	
China	14~20	q_c	—	—	Yuan, J.X. (1988)	
Denmark	10	q_c	σ_v	FVT	Denver, H. (1995)	
	$f_R^{-0.4} \cdot 15$	q_t	σ_v	FVT		
Finland	20	q_t	σ_v'	FVT	Halkola, H. and Tornqvist, J. (1995)	
Germany	10~20	q_c	—	DIN 18137	Faust, J. (1995)	
India	15~25	q_c	—	FVT, UCT	Desai, M.D. and Vikash, J. (1995)	
Ireland	11~21	q_t	σ_v	FVT	Long, M. (1995)	$I_p = 0 \sim 50$
	6~12	q_t	σ_v'	FVT		$I_p = 0 \sim 50$
Italy	14	q_c	σ_v	FVT, UU	Pane, V. et al. (1995)	
Japan	8~16	q_t	σ_v	UCT	Tanaka, H. (1995)	
	9~14	q_t	σ_v	FVT		
Lithuania	15~25	q_c	—	—	Furmonavicius, L. and Dagys, A. (1995)	
Nigeria	12~20	q_c	—	UU	George, E.A. and Ajayi, L.A. (1995)	
Norway	15	q_t	σ_v	in situ or laboratory tests in selected profiles at the site	Lunne, T. and Sandven, R. (1995)	If no reference values for S_u exist, $N_{ki}=15$ is usually recommended
Malaysia	5~13	q_t	σ_v	FVT	Chang, M.F. (1995)	
Slovenia	16.5	q_t	σ_v	FVT	Ajdic, I. and Gaberc, A. (1995)	
Spain	15	q_t	σ_v	FVT	Sopena Manas, L.M. et al. (1995)	
Sweden	16.3	q_t	σ_v	FVT, DSS	Moller, B. et al. (1995)	$N_{ki} = 13.4 + 6.65w_L$
Switzerland	21	q_t	σ_v	FVT	Amann, P. and Heil, H.M. (1995)	
Vietnam	14~20	q_c	—	FVT	Nguyen Truong Tien (1995)	
France	10~20	q_c	—	—	Frank, R. and Magnan, J.P. (1995)	
	9~13	q_t	—	—		
Poland	11~20	q_t	σ_v	FVT	Mlynarek, Z. et al. (1995)	

$N_{ki}, N_k = (q - \sigma_{v0} / \sigma_v') / S_u$; N_{ki}, N_k : cone factor; q_c : cone resistance; q_t : corrected cone resistance; σ_v' : effective overburden stress; σ_v : total overburden stress; UCT: unconfined compression test; f_R : friction ratio; FVT: field vane shear test; UU: unconsolidated undrained triaxial test; DSS: direct simple shear test

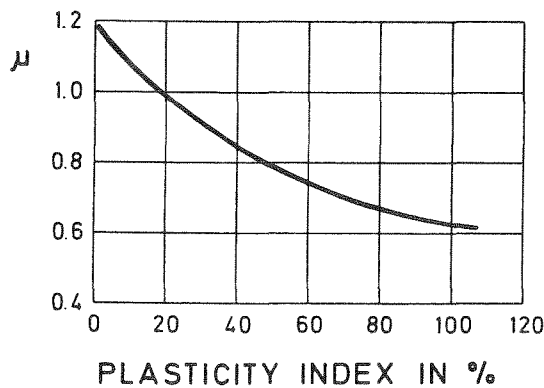


図-4.7 ベーン強度に関する補正値

表-4.4 諸外国で求められたコーン係数

Country	Site	Cone factor	S_u	q	Investigation depth	Thickness of clay layer	Plasticity index	Reference
Canada	Champlain	9~18	FVT	q_c	10~27m	10~20m	6~45	Tavenas et al. (1982)
	Champlain	14~16	FVT	q_c	10m	10m	5~37	Roy et al. (1982)
	Champlain	7.5~11.5	FVT	q_t	20~25m	20m	5~40	Konrad and Law (1987)
	Champlain	10~17.5	FVT	q_t	5~8m	5~8m	10~40	La Rochelle et al. (1988)
USA	Vancouver	8~9	CAUC	q_t	23m	—	9~16	Rad and Lunne (1988)
	Chicago et al.	8~25	UCT	q_c	21m	21m	15~42	Eid and Stark (1998)
	California	8.5~16.5	UU	q_c	—	—	8~54	
Scandinavia	Massachusetts, Louisiana	9~12	FVT	q_c	—	—	22~70	Jamiolkowski et al. (1982)
	Norway, Sweden, Denmark	8~22	FVT	q_c	12~35m	11~33m	5~55	Lunne and Eid (1976)
Norway	Drammen, Onsoy	12~19	FVT	q_c	20m	16~19m	10~36	Lacasse and Lunne (1982)
	Onsoy et al.	12~21	$S_{u(LAB)}$	q_t	—	—	3~50	Aas et al. (1986)
	Drammen et al.	8.5~21	CAUC	q_t	7~25m	—	4~46	Rad and Lunne (1988)
Denmark	Niverod, Niva	4~12	FVT	q_c	7m	7m	10~15	Denver (1988)
	Yoldia et al.	8.5~12	CAUC	q_t	1.25~2.4m	—	7~137	Luke (1995)
UK	Easington et al.	12.5~20.5	UU	q_c	16~22m	16~22m	10~25	Nash and Duffin (1982)
	Cowden et al.	13~30.5	Tri	q_t	18~20m	16~20m	12~54	Powell and Quarterman (1988)
	Cowden, Brent	12~27	CIUC	q_t	15~18m	—	16~49	Rad and Lunne (1988)
Ireland	Athlone	6.5~35	FVT	q_c	11m	10m	10~63	O'riordan et al. (1982)
	Belfast	10.5~18.5	FVT	q_t	11m	7m	14~56	
	Belfast, Cavan	4~14	FVT	q_t	6~9m	5~7m	10~75	Faulkner et al. (1998)
North Sea	Sleipner, Gullfaks	9~19.5	CAUC	q_t	33~50m	18~28m	18~32	Lunne et al. (1985)
	Troll, Brage	8~24	CAUC	q_t	30~42m	—	19~41	Rad and Lunne (1988)
Korea	Pyeongtaek, Youngam	8.5~32	FVT, CIUC	q_t	9~16m	9~16m	22~31	Lee et al. (1998)
Japan	日本各地	9~14	FVT	q_t	14~45m	11~45m	20~150	田中・田中 (1996)
	日本各地, インドネシア	8~16	UCT	q_t	—	—	—	
Singapore	日本各地, インドネシア	11	DST	q_t	11~45m	7~45m	—	深沢ら (1992)
		14.5~21	CFVT	q_t	32m	30m	35~75	Dobie (1988)
Hong Kong	Chek Lap Kok et al.	15.5~21	FVT	q_t	28m	28m	28~39	Newman et al. (1995)
Thailand	Bangkok	11~17	CFVT	q_t	17~21m	14~19m	41~78	Shibuya et al. (1998)
		7.8	DST	q_t	21m	19m	41~78	
Italy	Porto Tolle	8~16	FVT	q_c	30m	10m	30	Jamiolkowski et al. (1982)
Brazil	Rio de Janeiro	11~27	CAUC	q_t	10m	—	60~87	Rad and Lunne (1988)
	Rio de Janeiro	8~18	FVT	q_t	11m	8m	40~200	Almeida (1998)

Cone factor: $N_k, N_{kt} = (q - \sigma_{vo})/S_u$, FVT: field vane shear test; CFVT: field vane shear test with correction;
 UU: unconsolidated undrained triaxial compression test; CIUC: consolidated isotropically undrained triaxial compression test;
 CAUC: consolidated anisotropically undrained triaxial compression test; UCT: unconfined compression test;
 $S_{u(LAB)}$: average undrained shear strength, $= (S_{u,c} + S_{u,D} + S_{u,E})/3 \approx S_{u(D)}$, Tri: triaxial test (D98mm)

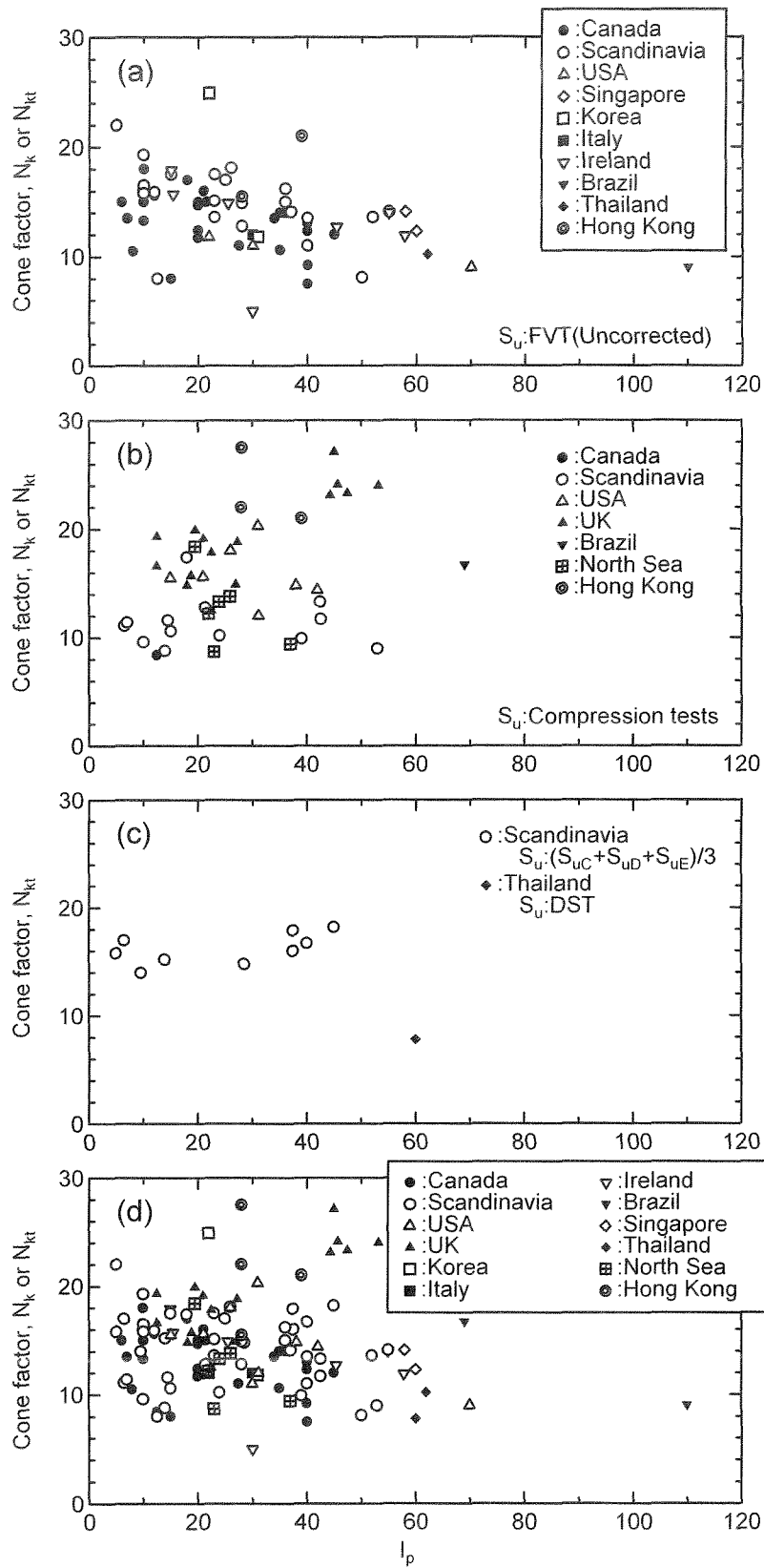


図-4.8 諸外国で求められたコーン係数(N_k , N_{kt})と塑性指数(I_p)との関係

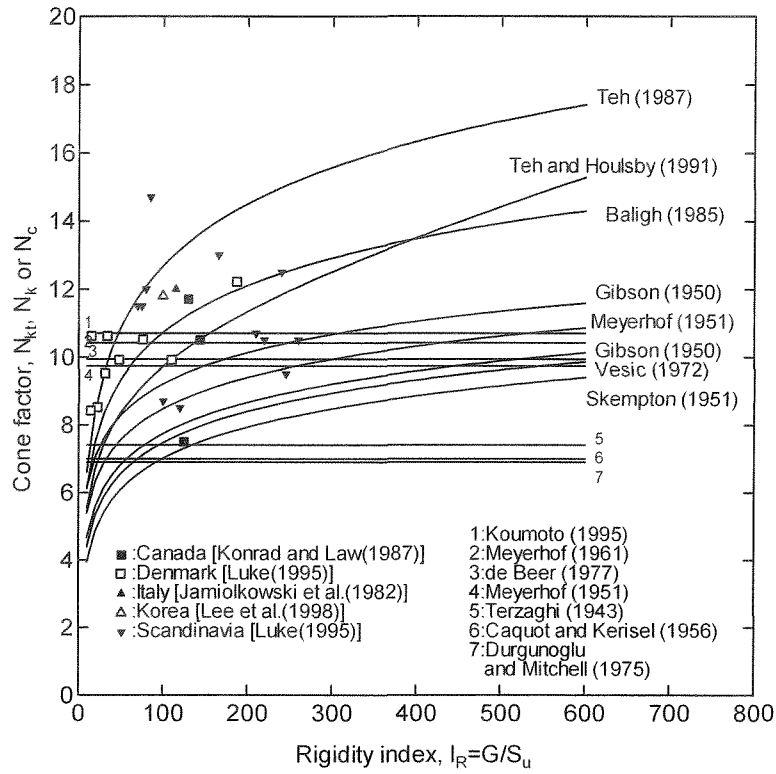


図-4.9 現地試験に基づくコーン係数(N_k, N_{kt})と剛性指数(I_R)の関係(N_c 併記)

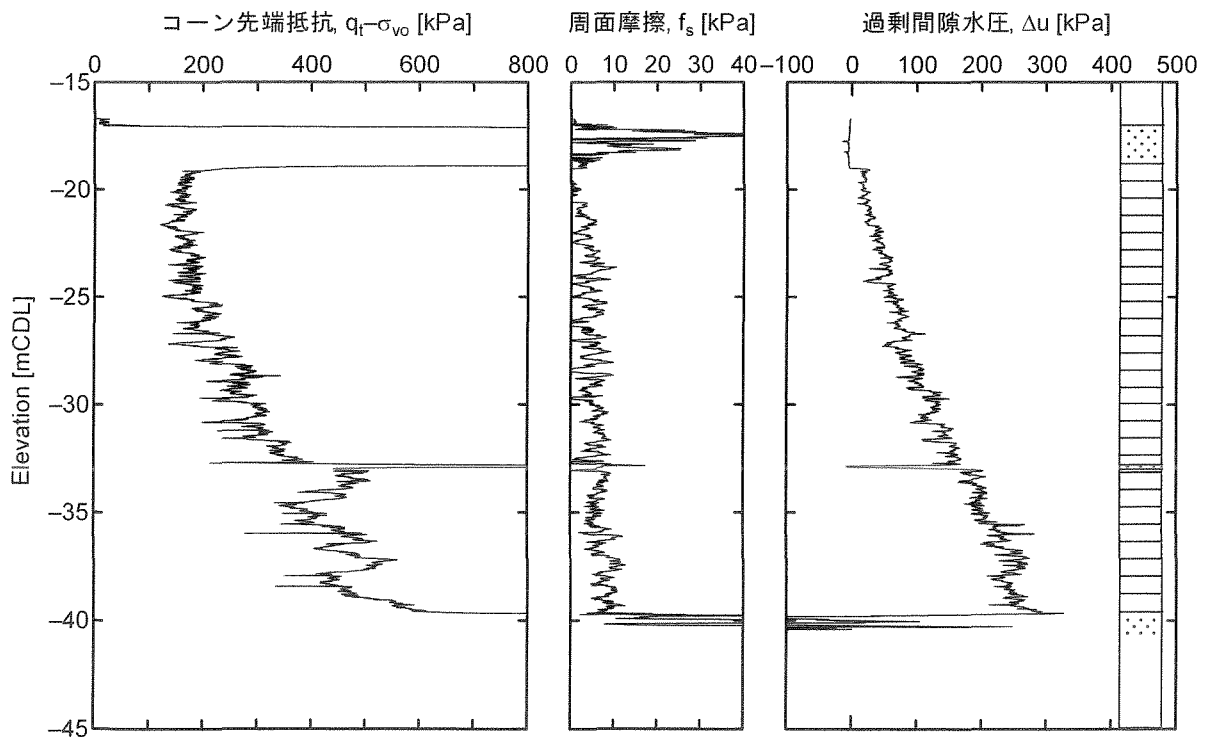
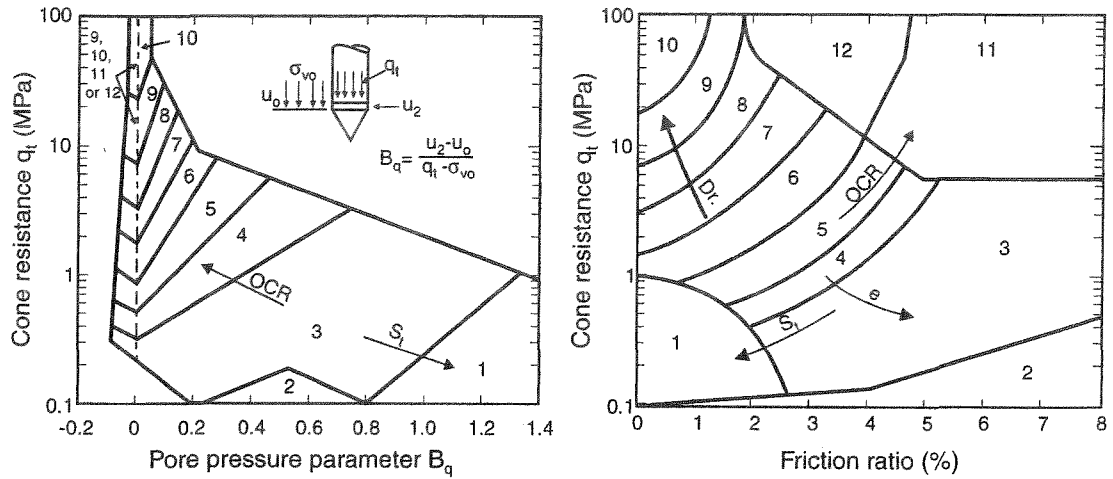


図-4.10 CPT 調査結果の一例(図-2.2 再掲)

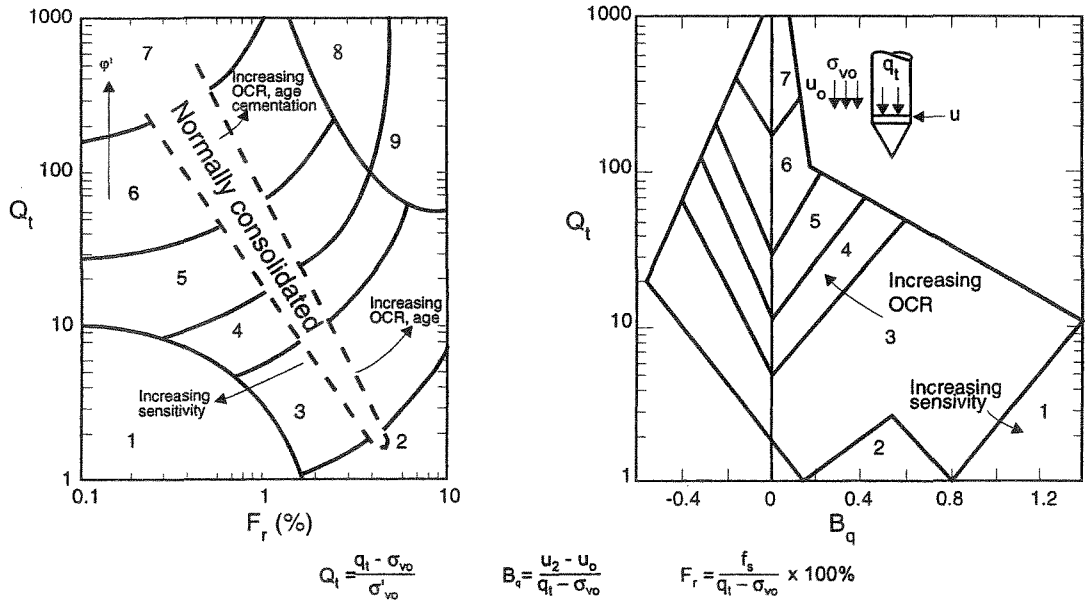


Zone: Soil Behaviour Type:

- | | | |
|---------------------------|------------------------------|------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 5. Clayey silt to silty clay | 9. Sand |
| 2. Organic material | 6. Sandy silt to clayey silt | 10. Gravelly sand to sand |
| 3. Clay | 7. Silty sand to sandy silt | 11. Very stiff fine grained* |
| 4. Silty clay to clay | 8. Sand to silty sand | 12. Sand to clayey sand* |

* Overconsolidated or cemented.

図-4.11 Robertsonら(1986)が提案した土質分類判別法



Zone Soil behaviour type

1. Sensitive, fine grained;
2. Organic soils-peats;
3. Clays-clay to silty clay;

Zone Soil behaviour type

4. Silt mixtures clayey silt to silty clay
5. Sand mixtures; silty sand to sand silty
6. Sands; clean sands to silty sands

Zone Soil behaviour type

7. Gravelly sand to sand;
8. Very stiff sand to clayey sand
9. Very stiff fine grained

図-4.12 Robertson(1990)が提案した土質分類判別法(1986年の図を修正)

表-4.5 CPT 結果を用いた σ'_v および OCR を推定するためのパラメータ

parameter	equation or figure	basis	reference
q_c	$\sigma'_v = q_c/3$	empirical	Tavenas and Leroueil (1979)
$Q_t = (q_t \cdot \sigma_{v0}) / \sigma'_{v0}$	OCR= $Q_t/3.3$	empirical	Lutenegger and Kabir (1988)
	OCR= $Q_t/(2.5 \sim 5.0)$	empirical	Sugawara (1988)
	OCR=figure	empirical	Wroth (1988)
	OCR= $Q_t/3.2$	empirical	Chen and Mayne (1996)
	OCR= $0.32Q_t$	empirical	Win et al. (1998)
$q_t \cdot \sigma_{v0}$	$\sigma'_v = ((q_t \cdot \sigma_{v0}) / 3.7 \sigma'_{v0})^{1.42}$	empirical	Mayne (1986)
	σ'_v =figure	empirical	Tavenas and Leroueil (1987)
	$\sigma'_v = 0.33(q_t \cdot \sigma_{v0})$	empirical	Kulhawy and Mayne (1990)
	$\sigma'_v = (q_t \cdot \sigma_{v0}) / 3.43$	empirical	Larsson and Mulabdic (1991)
	$\sigma'_v = (q_t \cdot \sigma_{v0}) / 3$	empirical	深沢ら (1992)
	$\sigma'_v = (q_t \cdot \sigma_{v0}) / 3.6$	empirical	Leroueil et al. (1995)
	$\sigma'_v = 0.305(q_t \cdot \sigma_{v0})$	empirical	Chen and Mayne (1996)
	$\sigma'_v = (0.5 \sim 0.1)(q_t \cdot \sigma_{v0})$	empirical	Mayne et al. (1998)
	$\sigma'_v = (q_t \cdot \sigma_{v0}) / 3.4$	empirical	Demers and Leroueil (2002)
	$\sigma'_v = (q_t \cdot \sigma_{v0}) / (2.5 \sim 3)$	empirical	Mayne and Holtz (1988)
$q_c \cdot \sigma_{v0}$	OCR=figure	empirical	Campanella and Robertson (1981)
$\Delta u / q_t$	OCR=figure	empirical	Smits (1982)
$\Delta u / (q_c \cdot u_0)$	OCR=figure	empirical	Azzouz et al. (1983)
	OCR=figure	empirical	Mayne (1986)
	OCR= $0.33(\Delta u / \sigma'_{v0})^{1.42}$	empirical	Mayne (1987)
	OCR= $(0.317 \Delta u / \sigma'_{v0})^{1.79}$	theory	Mayne (1987)
	OCR= $2((\Delta u / \sigma'_{v0} - 1) / ((M/2) \ln(G/S_u) - 1))^{1.33}$	theory	Mayne and Bachus (1988)
Δu	OCR=figure	empirical	Mayne and Holtz (1988)
	$\sigma'_v = 0.54 \Delta u_{bt}$	empirical	Kulhawy and Mayne (1990)
	$\sigma'_v = 0.53 \Delta u$	empirical	Chen and Mayne (1996)
	$\sigma'_v = \Delta u / (1.5 \sim 2.25) \cdot c / \tan \phi'$	theory	Sandven et al. (1998)
	$\sigma'_v = 0.49 \Delta u$	empirical	Demers and Leroueil (2002)
$(u_t \cdot u_{bt}) / u_0$	OCR= $0.49 + 1.50(u_t \cdot u_{bt}) / u_0$	empirical	Sully et al. (1988)
u_m / q_c	OCR=figure	empirical	Baligh et al. (1980)
	OCR=figure	theory	Senneset, Janbu and Svanø (1982)
	OCR=figure	empirical	Wroth (1984)
	OCR=figure	empirical	Lunne et al. (1985)
	OCR=figure	empirical	Robertson et al. (1986)
	OCR=figure	empirical	Konrad and Law (1987)
	OCR=figure	empirical	Sugawara (1988)
	OCR=figure	empirical	Chen and Mayne (1996)
$B_q = \Delta u / (q_c \cdot \sigma_{v0})$	OCR=figure	empirical	Demer and Leroueil (2002)
	OCR=figure	empirical	
q_t, u_m, f_s	OCR=figure	empirical	Rad and Lunne (1988)
	OCR= $2((q_t \cdot u_{bt}) / \sigma'_{v0}) / (1.95M + 1)^{1.33}$	theory	Mayne (1991)
$(q_t \cdot u_{bt}) / \sigma'_{v0}$	OCR= $0.46(q_t \cdot u_{bt}) / \sigma'_{v0}$	theory	Chen and Mayne (1995)
	OCR=figure	empirical	
$q_t \cdot u_2$	$\sigma'_v = (q_t \cdot u_2) / (0.5 \sim 1.0)$	empirical	Larsson and Mulabdic (1991)
	$\sigma'_v = 0.50(q_t \cdot u_2)$	empirical	Chen and Mayne (1996)
	$\sigma'_v = (q_t \cdot u_2) / 1.83$	empirical	Demers and Leroueil (2002)
$q_t \cdot u_{bt}$	OCR= $((q_t \cdot u_{bt}) / ((\alpha \cdot \sigma'_{v0}) (1 + 0.67M) (0.5^b)))$	theory	Chang et al. (1998)
$q_t \cdot u_{bt}, K_0$	OCR= $2(3(q_t \cdot u_{bt}) / ((1.95M + 1)(\sigma'_{v0}(1 + 2a) + 2b(u_t \cdot u_{bt}))))^{1.33}$	theory	Tumay et al (1995)
	OCR= $2(3(q_t \cdot u_{bt}) / ((1.95M + 1)(\sigma'_{v0}(1 + 2K_0))))^{1.33}$	theory	
$q_t \cdot u_m$	$\sigma'_v = q_t \cdot u_m = q_t \cdot a_m / (1 + M \tan \phi' \cot \theta)$	theory	Konrad and Law (1987)
$q_t \cdot u_0$	$\sigma'_v + c / \tan \phi' = (q_t \cdot u_0 \cdot c / \tan \phi') / N_{qc}$	theory	Sandven et al. (1988)
$f_s / (q_t \cdot \sigma_{v0})$	OCR=figure	empirical	Wroth (1988)
$N_q = \Delta u / s_u$	OCR=figure	empirical	Tavenas and Leroueil (1987)

q_t : corrected cone resistance, q_c : measured cone resistance (uncorrected), u_m : measured penetration pore water pressure, u_t : pore water pressure at cone tip, u_{bt} (= u_2): pore water pressure at behind cone tip, Δu : excess pore water pressure ($u_m - u_0$), u_0 : hydrostatic pore water pressure, σ'_{v0} : effective overburden stress, σ_{v0} : total overburden stress, f_s : sleeve friction, R, r_0 : radius of probe, N_{qc} : bearing capacity coefficient (= $(N_q + N_u B_q) / (1 + N_u B_q)$), M : slope of the critical state line (= $6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$), α : strain rate factor (= 1.64, 20mm/s), Λ : plastic volumetric strain ratio, K_0 : lateral stress coefficient, a : 0.25 ~ 0.75, b : 0.11, α : 1 ~ 1.1, θ : cone apex angle, ϕ' : effective friction angle, M : friction factor

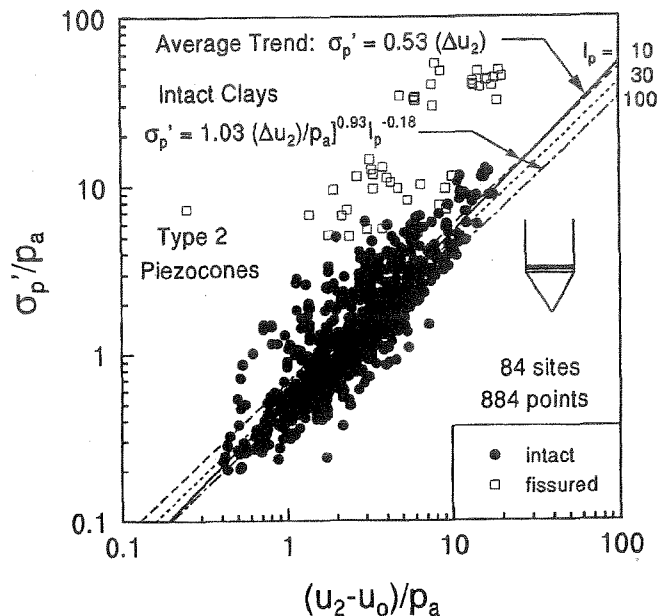
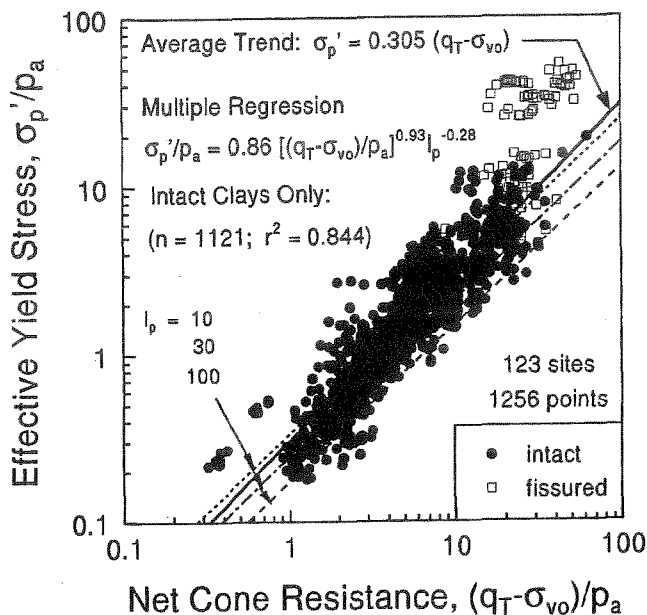


図-4.13 $(q_c - \sigma_{vo})$ と σ'_y の関係 (Chen and Mayne)

図-4.14 $(u_2 - u_0)$ と σ'_y の関係 (Chen and Mayne)

表-4.6 CPT 結果と粘性土地盤の変形特性の関係

	parameter	equation	basis	reference
G	$q_t \cdot \sigma_{vo}$	$G_{sc} = 50(q_t \cdot \sigma_{vo})$	empirical	田中・田中 (1997)
	q_t	$G_{max} = 210\sigma'_{vo} \sqrt{q_t}$	empirical	Senne set et al. (1988)
M (=1/m _v)	$q_t \cdot \sigma_{vo}$	$M = (10 \pm 5)(q_t \cdot \sigma_{vo})$ (OC)	empirical	Sandven et al. (1998)
		$M = (6 \pm 2)(q_t \cdot \sigma_{vo})$ (NC)		
	q_t	$M = 2q_t$ ($q_t < 2.5 \text{ MPa}$)	empirical	Senne set et al. (1988)
		$M = 4q_t \cdot 5$ ($2.5 \text{ MPa} < q_t < 5 \text{ MPa}$)		
		$M = 8.25(q_t \cdot \sigma_{vo})$	empirical	Kulhawy and Mayne (1990)
m _v	q _c	$m_v = 1 / ((2.75 \pm 0.55) q_c)$	empirical	Jones and Rust (1995)

G: shear modulus, M: constrained modulus, G_{sc} : shear modulus from SCPT ($G_{sc} = 10G_{50}$),

E_{50} : secant modulus from UCT, q_t : corrected cone resistance, q_c : measured cone resistance (uncorrected)

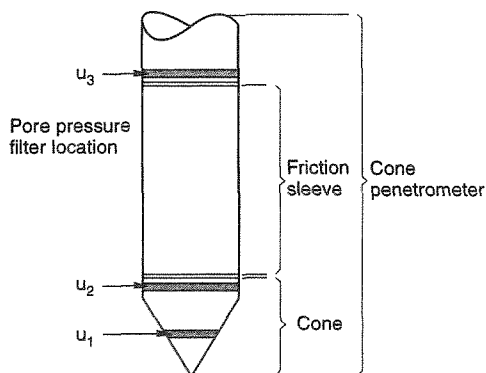


図-4.15 コーン先端部の各計測項目の名称 (図-2.1 再掲)

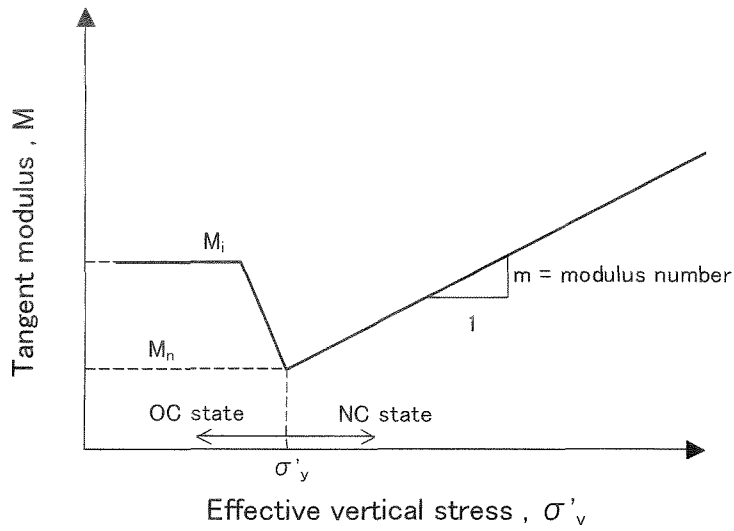


図-4.16 接線変形係数(M)と有効鉛直応力(σ'_v)の関係の概念図

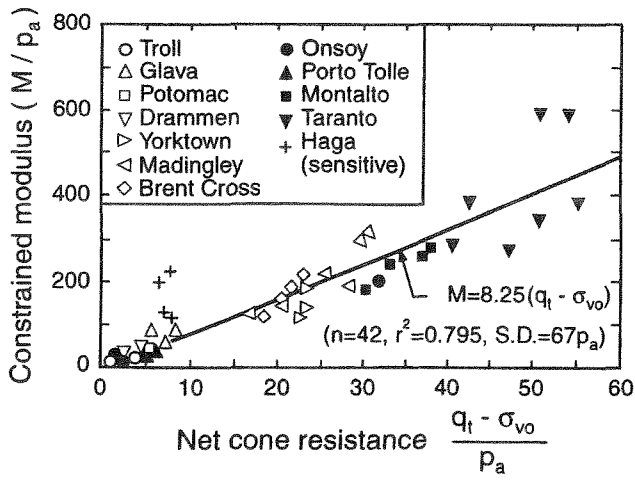


図-4.17 接線変形係数(M)とコーン先端抵抗($q_t - \sigma_{vo}$)の関係 (Kulhawy and Mayne (1990))

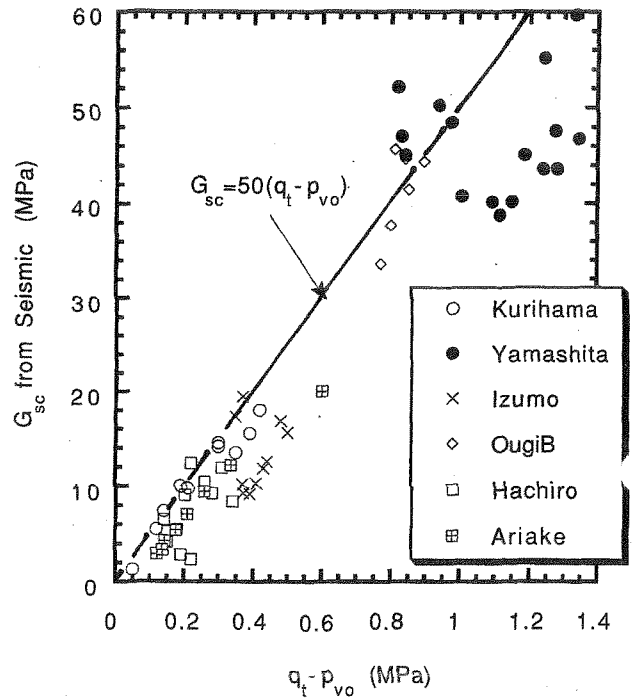


図-4.18 コーン先端抵抗($q_t - \sigma_{vo}$)とせん断剛性率(G_{sc})の関係

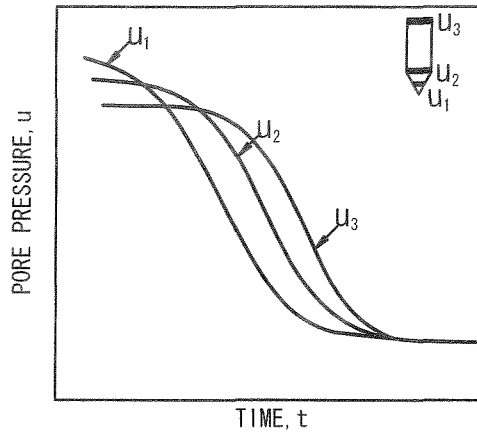


図-4.19 消散試験結果の一例

表-4.7 消散現象についての知見

Author	Cavity type	Soil model	Initial pore pressure, Δu_1	Remarks
1 Soderberg (1962)	Cylindrical, radius R	Elastoplastic	$\Delta u/\Delta u_1 = R/r$	Consolidation surrounding driven piles ; finite difference
2 Torstensson (1975,1977)	Cylindrical / spherical	Elastoplastic	$\Delta u_1 = 2s_u \ln(r_p/r)$, $\Delta u_1 = 4s_u \ln(r_p/r)$	No shear stress ; finite difference
3 Randolph and Wroth (1979)	Cylindrical	Elastoplastic	As Torstensson's	Consolidation surrounding driven piles ; analytical
4 Baligh and Levadoux (1980), Levadoux and Baligh (1986)	Piezocone model	Nonlinear	From strain-path method	Total stress soil model
5 Battaglio et al. (1981)	Cylindrical / spherical	Elastoplastic	Same as Torstensson	Shear by empirical method ; finite difference
6 Jones and Van Zyl (1981)	Experimental	Empirical approach	Measured	Correlation between measured time for 50% consolidation t_{50} and oedometer measured values of c_v
7 Kavvas (1982)	Piezocone model	Nonlinear	From strain-path method	Effective stress-strain model
8 Senneker et al. (1982)	Cylindrical	Elastoplastic	Same as Torstensson	Consolidation : 1-D
9 Tumay et al. (1982)	Piezocone model	Linear	From strain-path method	Experimental data
10 Levadoux and Baligh (1985)	Piezocone model	Non-linear, $I_r=500$	From strain path method	Consolidation : 2-D
11 Gupta and Davidson (1986)	Piezocone model	Elastoplastic	Modified cavity expansion, some dissipation	Isotropic and anisotropic
12 Soares et al. (1987)	Piezocone model	Non-linear	Corrected by visual examination and regression analysis	Consolidation : 2-D
13 Whittle (1987)	Piezocone model	Nonlinear	From strain-path method	Effective stress-strain model
14 Housley and Teh (1988), Teh and Housley (1991)	Piezocone model	Non-linear, I_r varies	Predicted by large strain finite element analysis and strain path method	Finite difference
15 Elsworth (1990,1993)	Point-dislocation theory	Elastoplastic	From point-dislocation theory	Not applicable for u_2 measurements
16 Aubeny (1992)	Piezocone model	Nonlinear	From strain-path method	Coupled consolidation ; effective stress-strain model
17 Sully and Campanella (1994)	Piezocone model	Nonlinear	Predicted by large-strain, finite-element analysis and strain-path method	Empirical time shift to u_{max} for overconsolidated (OC) dissipation
18 Burns and Mayne (1995)	Spherical	Elastoplastic	$\Delta u_{oct} = 4s_u \ln(r_p/r)$; $\Delta u_{shear} = \sigma'_{vo} [1 - (OCR/2)^{0.8}]$	Incorporates shear stresses ; models OC dissipation ; finite difference
19 Burns (1997)	Spherical	Elastoplastic	$\Delta u_{oct} = 4s_u \ln(r_p/r)$; $\Delta u_{shear} = \sigma'_{vo} [1 - (OCR/2)^{0.8}]$	Incorporates shear stresses ; models OC dissipation ; analytical

Notes: u = pore pressure
 s_u = undrained shear strength
 r = radial distance
 r_p = radius of plastic zone
 $I_r = G/s_u$ = rigidity index
 σ'_{vo} = effective overburden stress

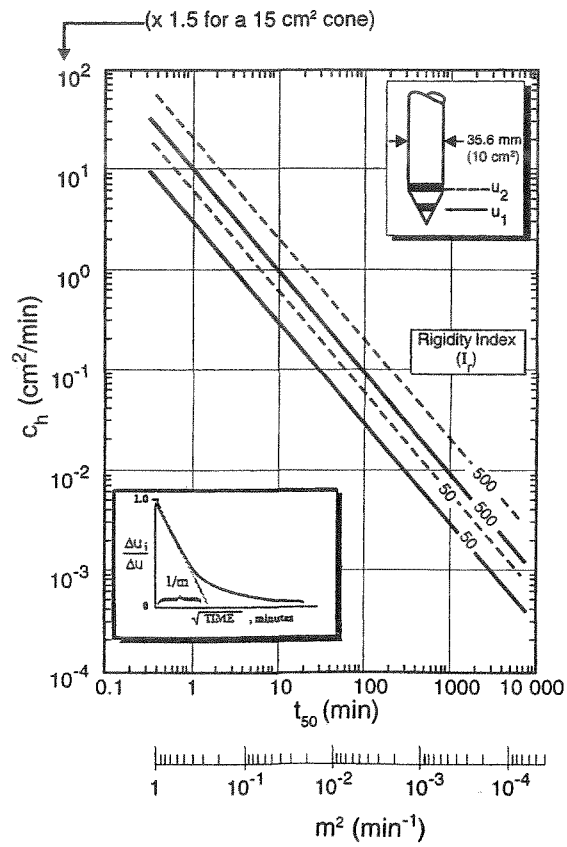


図-4.20 消散試験データによる圧密係数の算出法(Lunneら(1997))

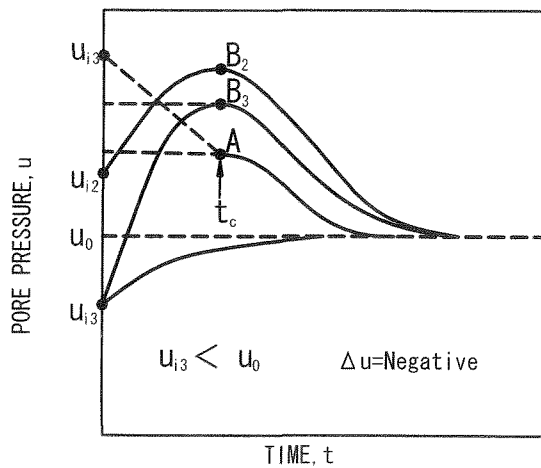


図-4.21 特殊粘土の消散曲線(Sullyら(1999))

第5章 新たな原位置試験データを用いた CPT の適用性の検討

5.1 はじめに

前章で示したように、これまでに報告されているコーン係数は、地盤の地域性、コーンの形状、試験方法、技術差および年代に影響されていることが明らかになった。近年、コーン形状や試験方法の規格化および有効断面積補正が実施されるようになり、実コーン先端抵抗 ($q_t(q_c) - \sigma_{vo}$) から粘性土地盤の非排水強度 (s_u) を推定するための指標であるコーン係数 (N_k, N_{kt}) のばらつきは減少したが、コーン係数については未だに様々な見解がある。 N_k や N_{kt} が 10~20 の範囲にあるという結果は、これまでに多くの研究者によって様々な地盤について報告されており、これらが塑性指数 (I_p) や過圧密比 (OCR) に依存せずほぼ一定値であるとした意見は現在主流であると考えられるが、一方ではそれらが大きな影響を与えたとした見解もある。その第一の理由として、 $(q_t(q_c) - \sigma_{vo})$ と比較される s_u が同一試験方法によるものではないことが挙げられる。 N_k や N_{kt} の特性について、どの様な試験方法で求められた強度が最も合理的に説明できるか、同一試験者による各種強度試験結果から得られた s_u に基づいて比較することは重要である。一方、既往の研究成果の取りまとめにより CPT 結果を用いて粘性土地盤の応力履歴や圧密・変形特性を推定しうる可能性が示された。しかし、様々な有用な報告や提案はあるが、 s_u を推定するための N_{kt} などのような確立された指標が存在せず、CPT 結果と粘性土地盤の応力履歴や圧密・変形特性を結びつける普遍的な関係式は成り立っていないのが現状であり、それらに関する推定式の確立が望まれている。

コーン貫入時のメカニズムが複雑であることを考えれば、CPT 結果が様々な要因の影響を受けていることは当然であり、その解釈に当たっては地盤の種別や地域特性および地盤の剛性の影響などについても詳細な比較・検討が必要不可欠である。また、地盤強度だけでなく変形係数や応力履歴および圧密定数、さらには原地盤の状態に関しても、合理的で有用な実務に適用できる値や推定式が提案できれば、CPT だけで調査・設計・施工管理が可能となる。このような観点から、

CPT 結果の解釈は現在の最新技術を用いて得られた最新データにより再検討される必要があると考えられ、次節以降に 1988 年から現在に至る 15 年間に筆者が実施した国内外 26 ヶ所の粘性土に関する調査結果を取りまとめている。CPT 結果の解釈に使用するパラメータは、実コーン先端抵抗 ($q_{net} = q_t - \sigma_{vo}$) だけでなく、有効コーン先端抵抗 ($q_e = q_t - u$) や過剰間隙水圧 (Δu) を適用している。

5.2 調査位置と土質概要および試験概要

26 ヶ所の調査実施位置を図-5.1、表-5.1 に示す。表-5.1 には、調査した各粘性土の物理・力学特性の概略値なども併せて示した。調査は主に沿岸域の自然堆積した海成粘土を対象（国内 14 ヶ所、海外 7 ヶ所）としているが、陸成粘土（厚木、亀田）と浚渫粘性土を用いて造成された埋立地盤（夢洲、橘）および湖底堆積土（琵琶湖）を含んでいる。26 ヶ所の調査地点は、いずれも沖積粘性土が厚く堆積しており、現在の土被り圧より大きな圧密荷重を過去に受けていない。また、東扇島と柳井および下関を除いて人工的な盛土は行われていない地盤である。各地の地盤特性の概要を以下に示す（調査地点毎の実施試験項目および物理・力学特性をまとめて巻末の添付資料に掲載した）。

・有明（佐賀県有明町）

有明粘土は非常に乱れやすく鋭敏比が大きな土として知られている。この調査地点は、地表面から深度 20m まで粘性土が堆積している。自然含水比 (w_n) は表層部の約 170% から深度とともに減少し、深度 18m では 100% 程度となる。また、粘性土は深度 11m 付近を境に上部粘土と下部粘土に分けられ、湿潤密度 (ρ_t) は上部粘土で 1.3g/cm^3 、下部粘土で 1.4g/cm^3 である。この地点の特徴は、最深部を除くすべての深度で w_n が液性限界 (w_L) より大きい、即ち、液性指数 I_L が 1.0 以上であることである。

・厚木（神奈川県厚木市）

相模川の氾濫原に堆積し、腐植物の混入が見られる粘性土である。調査地点は、東名高速道路近くの休耕田であり、深度 18m まで粘性土が堆積している。深度 7 ~ 9m 付近の砂層を境に上部粘土と下部粘土に分けられ、 ρ_t は上部粘土で 1.45g/cm^3 、下部粘土で $1.5 \sim 1.7\text{g/cm}^3$ である。 w_n は上部粘土で 100% から 70% まで深度とともに減少し、下部粘土は 40% から 80% まで深度とともに増加する。 w_L は上部粘土で 100 ~ 120%、下部粘土は 50% から 90% まで深度とともに増加する。

・石巻（宮城県石巻沖）

調査地点は、石巻沖の海底地盤である。不攪乱試料採取地と CPT 実施地点は

約 1km 離れており、調査地点の水深はそれぞれ 9.5m と 7.6m である。両地点とも海底面から深度 20m までは均一な沖積粘性土が堆積し、その下部に約 15m の厚さで中間土が存在する。調査の対象は中間土層であり、 ρ_t は 1.6~1.7g/cm³ である。砂分含有率は 40~70% で w_L は 35~50%、 w_n は 30~45% である。

・ 出雲（島根県斐川町）

宍道湖西側の水田で調査を行っている。地表面から深度 8m までは砂が、その下に粘性土が約 27m の厚さで堆積している。粘性土は深度 23m 付近を境に上部粘土と下部粘土に分けられ、 ρ_t は上部粘土で 1.45g/cm³、下部粘土で 1.5g/cm³ である。上部粘土の w_L は 140~150% 程度と大きい。 w_n は上部粘土で約 150%、下部粘土は 100% から 65% まで深度とともに減少する。定ひずみ速度圧密試験結果から得られた圧密降伏応力は、有効土被り圧より小さい。

・ 岡山（岡山市）

調査地点は、児島湾に注ぐ旭川放水路右岸である。地表面から深度 4m までは砂質土が、その下に厚さ約 7m の貝殻片を含む粘性土が堆積している。深度 9m 付近を境に上部粘土と下部粘土に分けられ、 ρ_t は上部粘土で 1.55g/cm³、下部粘土で 1.6g/cm³ である。 w_n は 80% から 50% まで深度とともに減少する。 w_L は上部粘土で 70~80%、下部粘土は 65% 程度である。

・ 笠岡（岡山県笠岡市）

笠岡干拓地内東部の田圃で調査を行っている。粘性土の層厚は約 12m である。砂分の多い表層 2m を除き、 w_n は 115% から深度 8m で 55% 程度となるまで深度とともに減少し、その後は 60~80% となる。 w_L は深度 7m までは w_n はより 10% 程度高く、それ以深では両者はほぼ等しい。 ρ_t は 1.4~1.6g/cm³ で w_n に対応している。

・ 霞ヶ浦（茨城県桜川村）

調査地点は、霞ヶ浦の南岸の休耕田である。深度 12m まで調査を行っている。 w_n と w_L はほぼ等しく、表層部を除き 65% から 100% まで深度とともに増加する。表層部の ρ_t は小さく 1.2g/cm³ 程度であるが、その他の深度では 1.4~1.5g/cm³ である。

・ 亀田（新潟県亀田市）

調査地は亀田市郊外の鳥屋野潟近くの田圃で、信濃川と阿賀野川に囲まれた氾濫原堆積物から成る低平野部である。地盤はピートと砂質粘土の互層で複雑な層序をなしている。調査は 4 地点で行い、その深度は 3~6m である。 w_n は 40~420%、 w_L は 55~290% と幅広い。

・ 久里浜（横須賀市）

表層の 4m を除けば厚さ 23m 程度の均一な粘性土が堆積している。深度 20m 付近を境に上部粘土と下部粘土に分けられる。 w_n は上部粘土で 100% から 80% まで

で深度とともに減少し、下部粘土では深度 28m で 50%程度まで減少する。w_Lも同様な傾向を示し、上部粘土は 120~100%、下部粘土では 75%まで減少する。

・桑名（三重県桑名市）

調査地点は、長良川河口近くの休耕地である。地表面から深度 10m までは砂が、その下に粘性土が約 20m の厚さで堆積している。粘性土は深度 18m 付近を境に上部粘土と下部粘土に分けられ、 ρ_t は上部粘土で 1.7g/cm³、下部粘土で 1.55g/cm³である。w_nは 40%から 75%まで深度とともに増加する。w_Lは上部粘土で 50~80%、下部粘土は 90%程度である。

・下関（山口県下関市）

調査地点は、岸壁背後地であり、深度 10m までは埋立砂層とかつての海底地盤であるシルト質粘土および中間砂層が存在し、その下部に層厚約 8m の粘性土層が堆積している。最下部を除き w_n、w_Lは深度とともに増加し、それぞれ 35%から 75%、40~90%である。

・泉州（大阪湾泉州沖）

調査地点は、沖合 5km の海上で、水深は 19~20m である。海底面下 20m に渡り沖積粘性土が堆積しており、深度 14m 付近の薄い砂層を境に上部粘土と下部粘土に分けられる。 ρ_t は上部粘土で 1.45g/cm³、下部粘土で 1.55~1.6g/cm³である。w_nは上部粘土で 110%から 80%まで深度とともに減少し w_Lとほぼ等しい。下部粘土の w_nは 75%程度で w_Lは 75~90%である。

・橘（徳島県阿南市）

調査地は浚渫土による埋立地である。超軟弱地盤であり、約 10m の浚渫粘性土による埋立層における w_nは w_Lに比べて 5~20%高い。w_Lは 50~55%である。調査は、埋立層を対象としている。

・玉野（岡山県玉野市）

調査地点は、瀬戸内海に面した塩田跡地である。厚さ 2m 程度の表層土の下に約 13m の厚さで粘性土が堆積している。 ρ_t は 1.5~1.6g/cm³で深度とともに増加する。w_Lと w_nはほぼ等しく、w_nは 100%から 40%まで深度とともに減少する。

・八郎潟（秋田県大潟村）

調査地点は、1960 年代に干拓された八郎潟のほぼ中央部で、40m 以上の粘性土が堆積している。深度 26m 付近を境に物性が大きく異なり、堆積環境の変化が伺える。w_nは表層部の約 200%から深度とともに減少し、深度 26m 以深では 90%程度となる。w_Lは表層部の 250%から深度とともに減少し、26m で約 100%となりその後深度とともに増加するが 34m 以深では 130%程度の一定値となる。 ρ_t は 1.3~1.5g/cm³で深度とともに増加する。上層部は有機物含有量が多いが、それらは完全に分解している。

・東扇島（川崎市）

埋立地の護岸から 50m 離れた水深 13m の海上で調査している。海底面下 5m は、護岸築造時に置き換えられた砂層である。この置換砂による圧密は終了している。その下に粘性土が約 15m の厚さで堆積しており、 ρ_t は 1.5g/cm^3 程度である。 w_n と w_L はそれぞれ、80~100%、80~120%の範囲にあるが、粘性土層の上・下端部では低い。

・琵琶湖（滋賀県守山市沖）

琵琶湖南湖の東岸の赤野井湾から約 100m 沖合の湖底に堆積している粘性土の表層部 1m を調査している。 w_L は 60~105%、 w_n は 70~115%である。

・柳井（山口県柳井市）

瀬戸内海に面した埋立地で調査を行っている。厚さ 6m の埋立土の下に層厚 12m の貝殻片を含む粘性土が堆積している。 ρ_t は 1.7g/cm^3 から 1.4g/cm^3 まで深度とともに減少する。 w_n は 50~80%、 w_L は 70~80%である。

・夢洲（大阪市沖）

浚渫された粘性土による埋立地内で調査した。超軟弱地盤であるため表層部の地盤データはない。 w_L は深度 5m での 100%から徐々に減少し、-14m で 70%となる。 w_n は 170%から深度とともに減少し-10m で 100%程度となり、それ以深の w_n は w_L に比べて 5~20%高い。 I_p は 55 である。

・Bangkok（タイ国）

Bangkok 市内の Sutthisan で調査している。粘性土の層厚は約 18m である。 w_L は 45~100%、 w_n は 30%~80%まで深度によらず複雑に変化するが、深度 10m より上部では w_L と w_n はほぼ等しい。

・Cebu（フィリピン国）

調査は、セブ島中央部東岸の海上で実施している。水深は浅く、沖積粘土が厚く堆積している。調査は 4 点で実施（海底面からの深度は 10~20m）しており、物性は地点毎に若干異なるが、 w_n は 40~70%、 w_L は 40~80%、 ρ_t は $1.7\sim 1.8\text{g/cm}^3$ である。

・Drammen（ノルウェー国）

ノルウェー南東部を流れる Drammen（ドラメン）川の南側に位置するドラメン地区には約 1 万年前の氷河期以降の堆積物が分布している。深度 5~10m に存在する塑性的な上部粘土の下部に“Drammen lean clay”と呼ばれる下部粘土が厚さ 20m 以上に渡り堆積している。 ρ_t は上部粘土で $1.7\sim 1.8\text{g/cm}^3$ 、下部粘土で $1.9\sim 2.0\text{g/cm}^3$ である。 w_n は上部粘土で 80%前後、下部粘土は 35%程度である。 w_L は上部粘土で 40~50%、下部粘土は 35~40%程度である。

・Phu-my（ベトナム国）

調査地点は、ホーチミンの南東に位置しメコン河口部北側で南シナ海に面している。地盤は 1 万年以上前に堆積した粘性土で、乾燥や年代効果を受けた重過圧

密粘土である。調査は3点で実施しているが、物性の違いは少なく、 w_n は20～40%、 w_L は20～50%、 ρ_t は1.8～2.0g/cm³である。調査深度は5～10mである。

・ Pusan (韓国)

韓国南東部を流れる Nakdong 川の河口から約 25km 内陸に位置する Yangsan の田圃で調査している。表層部に存在する約 5m の砂質土層の下部に粘性土が約 20m の厚さで堆積している。深度 17m 付近を境に物性が変化する。上部粘土の w_L は 65～70% であり w_n より若干高く、下部粘土では w_n と w_L はほぼ等しく 55% 程度である。

・ Singapore (シンガポール国)

シンガポール東部の海上で 8 地点の調査を実施している。海底面からの深度は 15～30m である。成層状態は複雑で、軟弱な上部粘土 (UMC) 層や下部硬質粘土 (LMC) 層および一部には過去に乾燥応力と年代効果を受けた重過圧密粘土 (FC) 層も存在する。同一層の物性は比較的一定しており、 w_n 、 ρ_t はそれぞれ UMC 層で 80%、1.6g/cm³、LMC 層で 30%、1.9g/cm³、FC 層で 50%、1.7g/cm³ 程度である。

・ Surabaya (インドネシア国)

調査地点は、ジャワ島北東岸の海上で水深は 2m 程度と浅い。 w_n 、 w_L 、 ρ_t ともに深度に対する依存性は見られず、 w_n は 70～100%、 w_L は 90～130%、 ρ_t は 1.5g/cm³ 前後である。調査は 3 点で実施しており、表層 5m の砂質土層の下部に堆積している粘性土の層厚は 22～26m である。

次に、実施した試験方法を以下に示す。

・ コーン貫入試験 (CPT)

コーンは、直径 35.7mm、先端面積 1000mm²、先端角度 60°のもので、貫入中の地盤の先端抵抗、間隙水圧および周面摩擦を電氣的に計測できる三成分コーン試験機を使用した。間隙水圧測定部はコーンの直背後に位置している。試験は、地盤工学会基準 (JGS 1435-1995 電気式静的コーン貫入試験方法) によって規定されている方法で実施した。貫入速度は 10mm/sec とした。

・ 現場ベーン試験 (FVT)

地盤工学会基準 (JGS 1411-1995 原位置ベーンせん断試験方法) に従って試験を実施した。試験機は、ボーリングを必要としない、押し込み式のさや型ベーンを用いた。ベーンは標準型 (H=2D) で、幅 D40mm、高さ H80mm、厚さ 1mm のものを使用した。回転速度は 0.1°/min とした。

・ 一面せん断試験 (DST)

地盤工学会基準 (JGS 0560-2000 土の圧密定体積一面せん断試験方法) に則って試験を実施した。不攪乱試料から作製した直径 D60mm、高さ H20mm の供試体を用い、定体積条件でせん断変位速度 0.25mm/min でせん断した。圧密の終

了は \sqrt{t} 法 (t_{100}) で確認した。DST は 3 種類実施した。DST-1 は再圧縮法 (Berre and Bjerrum (1973)) の一種で、不攪乱供試体を原位置有効土被り圧 (σ'_{vo}) で一次圧密が終了するまで再圧縮した後、せん断に供する。本文中、DST と記述されているものは DST-1 を指すものとする。DST-2 は、正規圧密状態における強度増加率 (s_{un}/σ'_{vc}) を得るために実施した。供試体は不攪乱または再構成したものを σ'_y より大きい様々な σ'_{vc} で圧密した。圧密時間は \sqrt{t} 法だけでなく他の方法でも行っている (第 5.6 節に後述)。DST-3 は、過圧密状態における非排水せん断強度 (s_u) を求めるために実施したもので、圧密圧力 (σ'_{vc}) は σ'_{vo} と圧密降伏応力 (σ'_y) の間で数種選択した。

・一軸圧縮試験 (UCT)

不攪乱試料から作製した直径 D35mm, 高さ H80mm の供試体を用い、日本工業規格 (JIS A1216: 1998 土の一軸圧縮試験方法) の規定に従った試験方法で実施した。軸ひずみ速度は 1.0%/min とした。

・定ひずみ速度圧密試験 (CRST)

不攪乱試料から作製した直径 D60mm, 高さ H20mm の供試体を用い、日本工業規格 (JIS A1227: 2000 土の定ひずみ速度載荷による圧密試験方法) の規定に従った試験方法で実施した。ひずみ速度は 0.02%/min とした。

5.3 CPT 結果と地盤のせん断強度との相関

図-5.1, 表-5.1 に示す国内外 26 ヶ所の粘性土に対して実施した, DST, FVT, UCT の各強度試験から得られた, 一面せん断強度 ($s_{uf(DST)}$), 現場ベーン強度 ($s_{uf(FVT)}$), 一軸圧縮強度の 1/2 ($q_u/2$) の関係を図-5.2~5.3 に示す。図に示されるように, 砂分や腐植物を含む陸成粘土の厚木と亀田および中間土である石巻の調査結果の内, $s_{uf(FVT)}$ と $q_u/2$ の値は他地点のデータと若干異なる傾向も見られる。即ち, 砂分や腐植物を含む地盤においては, $s_{uf(FVT)}$ は大きく, $q_u/2$ は小さくなっている。しかし, $s_{uf(DST)}$ にはそのようなことがない。これは, DST は再圧縮法で実施されていること, 供試体の高さが 20mm と薄く試料の弱点の影響が少ないことおよびせん断面が水平であり腐植物の堆積方向と平行であることに起因する。 q_u が砂分を含む地盤の強度を過小評価することは従来から示されており (例えば, 中瀬ら(1972)), FVT はそのせん断機構から繊維や砂が混入する粘性土の強度を過大評価する。したがって, DST は地盤の種別に左右されずに原位置非排水強度 (s_u) を求めるのに適した試験であると考えられる。 $s_{uf(DST)}$ と $s_{uf(FVT)}$, $q_u/2$ の間には下式に示す関係が得られ, 相関係数 (R) はそれぞれ 0.86, 0.87 である。

$$s_{uf(DST)} = \frac{(q_u/2)}{0.84} = \frac{s_{uf(FVT)}}{0.98} \quad (5.1)$$

Tanaka (1994) は、 I_p が 40 以上の我が国の海成粘土における $s_{uf(FVT)}$ と $q_u/2$ の比 ($s_{uf(FVT)}/(q_u/2)$) が 0.9~1.2 にあることを示したが、(5.1)式の関係はそれと良く一致する。また、Hanzawa (1992) は、粘性土の強度の異方性とひずみ速度依存性を考慮した設計用せん断強度 ($s_{u(mob)}$) は $s_{uf(DST)}$ を用いた下式で算出した値を使用すべきであるとし、 $s_{u(mob)}$ と $s_{uf(DST)}$ 、 $q_u/2$ および $s_{uf(FVT)}$ の関係を報告しているが、(5.1)式の関係はこの既往知見ともほぼ一致する。

$$s_{u(mob)} = (q_u/2) = 0.85 \cdot s_{uf(DST)} = s_{uf(FVT)} \quad (5.2)$$

図-5.4~5.6 に国内外 26 ヶ所の粘性土から得られた、 $s_{uf(DST)}$ 、 $s_{uf(FVT)}$ 、 $q_u/2$ と実コーン先端抵抗 ($q_{net}=q_t-\sigma_{vo}$)、有効コーン先端抵抗 ($q_e=q_t-u$)、過剰間隙水圧 (Δu) の関係を示す。いずれも強い正の相関が見られるが、 q_{net} に係る R が 0.83 以上と最も高く、次いで Δu ($R=0.58\sim 0.72$)、 q_e ($R=0.49\sim 0.76$) の順となる。 $s_{uf(DST)}$ 、 $s_{uf(FVT)}$ 、 $q_u/2$ と q_{net} 、 q_e 、 Δu の間にはそれぞれ下式に示す関係が得られた。

$$s_{uf(DST)} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{11.52} = \frac{q_t - u}{8.90} = \frac{\Delta u}{4.88} \quad (5.3)$$

$$s_{uf(FVT)} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{12.46} = \frac{q_t - u}{9.47} = \frac{\Delta u}{5.47} \quad (5.4)$$

$$q_u/2 = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{13.40} = \frac{q_t - u}{10.00} = \frac{\Delta u}{6.49} \quad (5.5)$$

また、各強度から得られた実コーン係数 ($N_{kt}=q_{net}/s_u$)、有効コーン係数 ($N_{ke}=q_e/s_u$)、過剰間隙水圧コーン係数 ($N_{\Delta u}=\Delta u/s_u$) と I_p 、OCR の関係を図-5.7~5.12 に示す。図中の表記、 $N_{kt(DST)}$ 、 $N_{kt(FVT)}$ 、 $N_{kt(UCT)}$ は N_{kt} を求める際に用いた s_u の試験法である、DST、FVT、UCT を示しており、 N_{ke} 、 $N_{\Delta u}$ についても同様である。図-5.7~5.12 に示されるように、 I_p が 9~140、OCR が 0.8~5.0 の範囲においては N_{kt} 、 N_{ke} 、 $N_{\Delta u}$ は I_p や OCR によらず一定値となる。国内外 26 ヶ所の粘性土から求めた N_{kt} 、 N_{ke} 、 $N_{\Delta u}$ の頻度分布を図-5.13~5.15 に示すが、分布形は正規分布と見なせる。図にはサンプル数 (n)、平均値 (mean) および変動係数 (COV) を併記した。また、参考として我が国の 14 ヶ所の海成粘土データも同図中に示した。 N_{kt} 、 N_{ke} 、 $N_{\Delta u}$ の平均値と COV を表-5.2 にまとめた。 N_{kt} 、 N_{ke} 、 $N_{\Delta u}$ 値のばらつきは、 $s_{uf(DST)}$ から求めたものが最も少なく、 $s_{uf(FVT)}$ や $q_u/2$ から得られたそれはばらつきが大きい。これは、上述したように砂分や腐植

物を含む地盤の調査結果が含まれているためである。国内外 26 ヶ所の粘性土より得られた $N_{kt(DST)}$ は 6.7～16.4 (平均値=11.52) , $N_{kt(FVT)}$ は 7.0～17.9 (平均値=12.46) , $N_{kt(UCT)}$ は 7.6～19.2 (平均値=13.40) となる。同様に, N_{ke} , $N_{\Delta u}$ の値は $N_{ke(DST)}=3.6\sim 14.2$ (平均値=8.90) , $N_{ke(FVT)}=4.1\sim 14.9$ (平均値=9.47) , $N_{ke(UCT)}=4.0\sim 16.0$ (平均値=10.00) , $N_{\Delta u(DST)}=2.9\sim 6.9$ (平均値=4.88) , $N_{\Delta u(FVT)}=1.7\sim 9.2$ (平均値=5.47) , $N_{\Delta u(UCT)}=3.5\sim 9.5$ (平均値=6.49) となる。ただし, 海成粘土, 陸成粘土, 人工地盤などの堆積環境の違いや地域性は見られる。ここで, 三種類の s_u から得られたコーン係数の間には次式の関係が見られ, (5.1), (5.2) 式とほぼ一致する。

$$N_{kt(DST)} = 0.86 \cdot N_{kt(UCT)} = 0.92 \cdot N_{kt(FVT)} \quad (5.6)$$

$$N_{ke(DST)} = 0.89 \cdot N_{ke(UCT)} = 0.94 \cdot N_{ke(FVT)} \quad (5.7)$$

$$N_{\Delta u(DST)} = 0.75 \cdot N_{\Delta u(UCT)} = 0.89 \cdot N_{\Delta u(FVT)} \quad (5.8)$$

図-5.16 は, DST から得られたせん断剛性率 (G_{50}) を用いて求めた剛性指数 (I_R) と N_{kt} , N_{ke} , $N_{\Delta u}$ の関係を示したものである。 G_{50} の算出については, 辻・半澤 (1998) が示した方法に従った (後述)。図-5.16(a)には, コーン係数に関する三種のアプローチ, 即ち, 理論的手法, 室内試験によるもの, 現地調査に基づくコーン係数と I_R の関係について既往知見をまとめたものも併せて示している。 I_R の範囲が 15～500 では, 理論解, 室内実験および原位置試験から求めた N_{kt} , N_{ke} , $N_{\Delta u}$ と I_R の関係には明確な傾向は見られない。 N_{kt} , N_{ke} , $N_{\Delta u}$ は理論上 I_R に依存するとしても, 現地調査から得られた値はそのばらつきのため明確な傾向は見られない。このことから, N_{kt} , N_{ke} , $N_{\Delta u}$ は実務上 I_R に依らず一定値を用いることができる。

これらの結果は, コーン先端抵抗は一軸圧縮強度 ($q_u/2$) やベーン強度 ($s_{uf(FVT)}$) のように土質によってその値が左右されることがないことを示している。したがって, 地盤調査時に CPT を併せて実施すれば, コーン係数 (N_{kt} , N_{ke} , $N_{\Delta u}$) が著しく大きな値を示す場合などに室内強度試験結果の何らかの異常 (例えば, 試料の乱れ) や実施した試験のその土質への適用性を判断する指標とすることができる。また, それぞれの地域毎に固有のコーン係数の存在が認められるが, 図-5.7～5.15 に示されるようにばらつきの範囲内であると考えられる。ただし, 詳細調査を行う際にその確認を行えば, s_u の推定精度をより高めることができる。

N_{ke} および Δu のばらつきは, N_{kt} に比べて若干大きい。しかし, N_{ke} および Δu は N_{kt} のように全土被り圧 (σ_{vo}) を別途求める必要がなく, CPT の結果のみで s_u

を推定できるパラメータである。したがって、それほど精度が要求されない概略調査などにおいては、十分その有効性を発揮できると考えられる。しかし、 N_{ke} および Δu を使用する際の留意点として以下の2点を指摘しておく。

① 正規圧密粘土ではコーン貫入により発生する u が大きいいため、 $q_e (=q_t - u_2)$ は q_{net} に比べて小さい値となる。したがって、 N_{ke} は測定される q_t や u の小さな誤差に非常に敏感でその影響左右されやすい。

② u の測定部がコーン直背後に設置されているコーンを用いる場合、重過圧密粘土や砂混じり粘土およびピート地盤においてはコーン貫入に伴う Δu が小さいかまたは負の値を示すことが多い。したがって、 $N_{\Delta u}$ を用いる場合には注意を要する。本節で示した相関は Δu が負の場合を除いている。

最後に本節のまとめとして、これまでに示した図表および式を総合的に判断し、 q_{net} や q_e および Δu から地盤の設計用せん断強度 ($s_{u(mob)}$) を推定する際は次式を用いることを提案する。

$$s_{u(mob)} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{13.5} = \frac{q_t - u}{10.5} = \frac{\Delta u}{6.0} \quad (5.9)$$

5.4 CPT 結果から得られる圧密・変形に係る定数

粘性土地盤の圧密沈下計算を行う際に必要となる一般的なパラメータは、圧密量に関しては圧密降伏応力 (σ'_y) や体積圧縮係数 (m_v) または圧縮指数 (C_c)、圧密時間に関しては圧密係数 (c_v) である。これら圧密定数の内、 σ'_y を除いて応力依存性を示す。通常、圧密定数は不攪乱試料に対する圧密試験から求められているが、試験に時間がかかるため簡単な一次調査や広範囲に渡る調査には適していない。CPT により得られるパラメータから圧密定数を推定する試みは多いが、それらは先端抵抗から σ'_y (OCR) を求めるものがほとんどであり圧縮性に関する報告は少ない。また、CPT においては、試験時に一旦貫入を止めコーン周辺に生じた過剰間隙水圧の経時変化を計測する、いわゆる消散試験によって地盤の c_v (CPT の機構上 c_h となる) を求めることができる。消散試験の利点は、地盤の圧密係数が簡便に経済的に得られることであるが、結果の解釈が複雑でどのような応力状態の圧密係数に対応しているのかが明らかでないことや得られた c_h の精度は必ずしも高くないなどの欠点も指摘されている。実務的には、間隙水圧の消散には相当の時間を要す (0.5~1 日程度) ことから、長時間の停止状態後のコーンの再貫入または引抜きがロッドと周辺の土との摩擦によって困難になるといった問題点も有している。したがって、コーン貫入によって得られるパラメータ

のみで圧密定数を推定する方法が確立できれば、深度方向に連続したデータが得られ圧密沈下量予測精度の向上に寄与できる。

図-5.17 は、国内外 26 ヶ所の粘性土に対して実施した、定ひずみ速度載荷による圧密試験 (CRST) から得られた σ'_y と実コーン先端抵抗 ($q_{net}=q_t-\sigma_{v0}$)、有効コーン先端抵抗 ($q_e=q_t-u$)、過剰間隙水圧 (Δu) の関係を示したものである。いずれも強い正の相関が見られるが、 q_{net} に係る R が 0.86 と最も高く、次いで Δu ($R=0.74$)、 q_e ($R=0.62$) の順となる。 σ'_y と q_{net} 、 q_e 、 Δu の間にはそれぞれ下式に示す関係が得られた。

$$\sigma'_y = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{3.44} = \frac{q_t - u}{2.60} = \frac{\Delta u}{1.56} \quad (5.10)$$

ここで、コーン先端抵抗と s_u を関連付けるコーン係数 (N_{kt} , N_{ke} , $N_{\Delta u}$) と同様に q_{net} 、 q_e 、 Δu と σ'_y を結びつける圧密コーン係数 ($N_{\sigma t}$) を次式により定義する。

$$N_{\sigma t} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_y} \quad (5.11)$$

$$N_{\sigma e} = \frac{q_t - u}{\sigma'_y} \quad (5.12)$$

$$N_{\sigma \Delta u} = \frac{\Delta u}{\sigma'_y} \quad (5.13)$$

各圧密コーン係数 $N_{\sigma t}$ ($=q_{net}/\sigma'_y$)、 $N_{\sigma e}$ ($=q_e/\sigma'_y$)、 $N_{\sigma \Delta u}$ ($=\Delta u/\sigma'_y$) と I_p 、OCR の関係を図-5.18、5.19 に示すが、 $N_{\sigma t}$ 、 $N_{\sigma e}$ 、 $N_{\sigma \Delta u}$ は I_p や OCR によらず一定値となる。国内外 26 ヶ所の粘性土から求めた $N_{\sigma t}$ 、 $N_{\sigma e}$ 、 $N_{\sigma \Delta u}$ の頻度分布をサンプル数 (n)、平均値 (mean) および変動係数 (COV) とともに図-5.20 に示す。また、参考として我が国の 14 ヶ所の海成粘土データも併せて示した。表-5.3 は $N_{\sigma t}$ 、 $N_{\sigma e}$ 、 $N_{\sigma \Delta u}$ の平均値と COV をまとめたものである。圧密コーン係数の値のばらつきは $N_{\sigma t}$ が最も少なく、その範囲は 1.9~5.0 (平均値=3.44) となり、以下 $N_{\sigma \Delta u}=0.8\sim 2.3$ (平均値=1.56)、 $N_{\sigma e}=1.0\sim 4.2$ (平均値=2.60) の順となる。また、海成粘土や陸成粘土などの堆積環境の違いや地域性は見られない。

図-5.21 は、 m_v と圧密圧力の関係を模式的に示したものである。図中に示した $m_v(OC)$ と $m_v(\sigma'_y)$ は、それぞれ過圧密状態および σ'_y における m_v を示し、 m は正規圧密状態における m_v の勾配を表している。CRST から得られた $m_v(OC)$ 、 $m_v(\sigma'_y)$ と q_{net} 、 q_e 、 Δu の関係を図-5.22~5.24 に示すが、いずれも良い負の相関 ($R=0.52\sim 0.80$) が見られる。同様に、図-5.25 は m と q_{net} 、 q_e 、 Δu の関係を示したものである。 m は q_{net} および q_e と負の相関を示す ($R=0.38, 0.47$) が、 Δu との相関は見られない。 $m_v(OC)$ 、 $m_v(\sigma'_y)$ 、 m と q_{net} 、 q_e 、 Δu の間には、それぞれ

下式に示す関係が得られた。

$$m_{v(OC)} = 0.063 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{-0.834} = 0.018 \cdot (q_t - u)^{-0.655} = 0.006 \cdot \Delta u^{-0.503} \quad (5.14)$$

$$m_{v(\sigma'_{\nu})} = 2.145 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{-1.251} = 0.986 \cdot (q_t - u)^{-1.190} = 0.025 \cdot \Delta u^{-0.568} \quad (5.15)$$

$$m = 0.031 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{-0.164} = 0.037 \cdot (q_t - u)^{-0.205} \quad (5.16)$$

ここで、 m_v および q_{net} , q_e , Δu の単位はそれぞれ m^2/kN , kPa である。したがって、式(5.14)～(5.16)を用いれば CPT 結果のみで圧密試験から得られる m_v 曲線 (図-5.21) を描くことが可能である。

図-5.26 は、CRST から得られた正規圧密状態における c_v ($c_{v(NC)}$) と Δu の関係を示したものである。地盤の透水性を概略的に表す指標である c_v は、その堆積状況や応力状態に依存する。調査した国内外 26 ヶ所の地盤は、様々な堆積環境や応力履歴を受けそれぞれの地域特性を持っているため、 c_v と Δu の間には統一的な相関性は見られない。しかし、個々の調査地点においてはその地域の限定的な相関（負の相関）が伺える。したがって、何らかの形で事前に両者の相関を求めておけば、その地域限定という条件で Δu から c_v を推定することは可能である。また、図-5.26 から得られた下式を適用すれば、簡易的に c_v を推定することもできる。ただし、精度は±10倍である。

$$c_{v(NC)} = 10000 \cdot \Delta u^{-1} \quad (5.17)$$

ここで、 c_v および Δu の単位はそれぞれ cm^2/day , kPa である。

粘性土に関する非排水変形係数 (E_u) は一軸・三軸圧縮試験から得られる (E_{50})、せん断波探査や室内試験から決定されているせん断剛性率 (G) が一般的で、実務的な設計では E_{50} が用いられている。しかし、室内試験から得られる E_{50} や G を用いて行われている一般的な設計では、試料の乱れにより地盤の変形係数を過小に評価してしまう可能性を拭い去ることはできない。これまで、理論的にはコーン先端抵抗はせん断強度だけでなく剛性率にも影響されることが明らかになっていたが、CPT 結果からレベルによって大きく変化する地盤の変形特性を推定するための既往の研究成果は少なかった。

図-5.27, 5.28 は UCT から得られた変形係数 (E_{50})、DST 結果から求めた見掛けのせん断剛性率 ($G_{50(DST)}$) と q_{net} , q_e , Δu との関係を示したものである。 $G_{50(DST)}$ は辻・半沢 (1998) の方法により求めたが、その考え方を次に示す。彼らは、定体積一面せん断試験における供試体の変形状態はピーク強度に至るまで

はほぼ一様である (Takada (1993)) と考え、見掛けのせん断ひずみを、 $\gamma = \delta / H_0$ (δ : 水平変位, H_0 : 供試体の初期高さ) として変形係数 (E_{50}) に対応する見掛けのせん断剛性率 (G_{50}) を下式のように定義した.

$$G_{50(DST)} = \frac{(s_{u(DST)}/2)}{\gamma_{(s_{u(DST)}/2)}} = \frac{(s_{u(DST)}/2)}{(\delta_{(s_{u(DST)}/2)}/H_0)} \quad (5.18)$$

ここに、 $\gamma_{(s_{u(DST)}/2)}$ は $s_{u(DST)}$ の 1/2 時点の見掛けのせん断ひずみ、 $\delta_{(s_{u(DST)}/2)}$ は $s_{u(DST)}$ の 1/2 時点の水平変位である.

図-5.27, 5.28 より、 E_{50} , G_{50} と q_{net} , q_e , Δu の間にはそれぞれ下式に示す関係が得られた. いずれも正の相関が見られるが、 Δu に係る R が 0.69, 0.75 と最も高く、次いで q_{net} ($R=0.66, 0.48$), q_e ($R=0.54, 0.33$) の順となる.

$$E_{50} = 27.82 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{0.812} = 84.11 \cdot (q_t - u)^{0.673} = 120.36 \cdot \Delta u^{0.623} \quad (5.19)$$

$$G_{50} = 21.64 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{0.753} = 113.92 \cdot (q_t - u)^{0.498} = 61.08 \cdot \Delta u^{0.691} \quad (5.20)$$

以上、CPT 結果から地盤強度だけでなく圧密定数 (σ'_y , m_v , c_v) や変形係数 (E_{50} , G_{50}) に関しても推定できることが実証され、実務に適用できる推定式を提案した. 概略調査段階で CPT を適用すれば、式(5.10), (5.14)~(5.20)により地盤の圧密定数や変形係数の概略予測値が連続データとして得られ、圧密・変形量予測精度の向上が期待できる. ただし、前節で指摘したように N_{ke} および Δu を使用する際には留意することが必要である.

5.5 CPT 結果と地盤の物性値との相関

図-5.1, 表-5.1 に示す国内外 26 ヶ所の粘性土に対する調査結果から得られた間隙比 (e_0), 自然含水比 (w_n) と q_{net} , q_e , Δu の関係を図-5.29, 5.30 に示す. それぞれ負の相関となり、下式の関係が得られた.

$$e_0 = 17.59 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{-0.373} = 10.37 \cdot (q_t - u)^{-0.301} = 5.52 \cdot \Delta u^{-0.199} \quad (5.21)$$

$$w_n = 242.48 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{-0.217} = 248.25 \cdot (q_t - u)^{-0.234} = 115.05 \cdot \Delta u^{-0.098} \quad (5.22)$$

ここで、 w_n および q_{net} , q_e , Δu の単位はそれぞれ%, kPa である. 相関係数は e_0 に対して 0.41~0.49, w_n に対して 0.30~0.46 となり、個々の相関性は必ずし

も高くはない。しかし、CPTのみで調査を実施する場合など概略値を把握する目的においては十分適用できると考えられる。

図-5.31は、Robertson (1990) が提案した土質分類図に今回の調査地点のデータをプロットしたものであるが、概ね粘性土に分類されており室内試験結果とよく一致する。この図は欧米の地盤データを基に作成されたものであるが、今回調査した26ヶ所の地域にも適用できることが明らかになった。

5.6 NCA 粘土の強度増加過程の検証

自然堆積粘性土は、次の三種に分類できる。即ち、正規圧密 (NC) 粘土と正規圧密 aged (NCA) 粘土および過圧密 young (OCY) 粘土である。我が国で一般的に見られる粘性土は、年代効果 (化学的結合、二次圧密、乾燥応力など) による過圧密状態にあることが多い。年代効果として様々な作用が挙げられるが、その中の代表的作用として化学的結合と二次圧密作用がある。Hanzawa and Adachi (1983) は、それらの相互作用について考察し、最初に化学的結合が卓越し、次いで二次圧密作用が起こるのが一般的であることを指摘した。この場合、二次圧密は既に化学的結合によって形成された構造を破壊しながら進行する。二次圧密量は有効土被り圧 (σ'_{vo}) に比例することから、 σ'_{vo} がある値を超えると化学的結合による構造が二次圧密によるそれに置き換えられる。図-5.32 は Hanzawa and Adachi (1983) が示した年代効果を有する粘性土のせん断強度と σ'_{vo} の典型的な関係を模式的に表したものであり、次の2パターンに分類される。

$$s_{uf} = s_{uf0} + (s_{un} / \sigma'_{vc}) \times \sigma'_{vo} \quad (5.23)$$

$$s_{uf} = k \times (s_{un} / \sigma'_{vc}) \times \sigma'_{vo} \quad (5.24)$$

ここで、 s_{uf} は原地盤の非排水せん断強度、 s_{uf0} は地表面におけるせん断強度、 (s_{un} / σ'_{vc}) は正規圧密状態における強度増加率であり、 k は係数 (≥ 1.0) で OCR と等価な値である。(5.23), (5.24) で示される粘性土は、それぞれ化学的結合作用、二次圧密作用が主たる年代効果作用であるとしている。また、彼らは NCA 粘土の圧密の進行に伴う強度増加の概念を示し、NCA 粘土は、堆積→圧密→時間経過→載荷の過程で図に示す経路で強度が変化するとしている (図-5.33)。図中の O→A は粘性土の堆積過程であり、鉛直有効応力 (σ'_v) の増加に伴いせん断強度 (s_u) が増加する。堆積過程の粘性土は正規圧密状態であり、この時の強度増加率は、 (s_{un} / σ'_{vc}) で示される。 σ'_v が一定のもとで s_u が増加する過程 (A→B) は、

先にも述べたように年代効果と呼ばれている。この年代効果による強度増加は、堆積時期、土の物性、土中温度および土層構成等に左右され、化学的結合作用と二次圧密作用とがある。このため自然状態の粘性土は通常過圧密の状態にあるが、このような粘性土に盛土等により応力 ($\Delta\sigma'$) が加わると、B 点の s_u は C 点に移る。この間は、年代効果によって形成された s_u が、 σ'_{vc} の増加により形成される s_u に置換えられる過程であり、その値は変化しない。 σ'_{vc} が C 点に達した時点で、年代効果により過圧密であったものが正規圧密状態となる。このときの σ'_{vc} は、この粘性土の圧密降伏応力 (σ'_y) であり、次式で示される。

$$\sigma'_y = s_{u(B)} / (s_{un} / \sigma'_{vc}) \quad (5.25)$$

$\Delta\sigma'$ が C 点を超える場合、 s_u は再び s_{un}/σ'_{vc} のライン (C→D) にそって増加する。従って、D 点の s_u は次式で示される。

$$s_{u(D)} = (s_{un} / \sigma'_{vc}) \times \sigma'_{v(D)} \quad (5.26)$$

このように応力レベルで変化し、圧密による強度増加特性に及ぼす影響が大きい年代効果であるが、それを実験室で再現することは不可能である。不攪乱試料を用いた s_{uf} と σ'_{vo} の関係を図-5.32 に示される 2 つのパターンに分類することにより年代効果の主因を調査する試みがなされているが、そのデータの不連続性から評価は曖昧である。しかし、有用な地盤情報が連続したデータとして得られる CPT を用いれば、 s_u や (s_{un}/σ'_{vc}) および年代効果の主因を評価することができる。さらに、載荷後 (過圧密状態 ⇒ 正規圧密状態) の強度予測とその確認も可能であると考えられる。また、図-5.33 に示される NCA 粘土の強度増加過程 (B→C→D) を詳細に調査した事例はない。

そこで、NCA 粘土の強度増加過程を実証するため、CPT と室内試験 (DST-1, 2, 3) を実施した。調査は泉州で実施したが、そこでは護岸工事に伴う盛砂・捨石により段階載荷が行われており、処女地盤に対する事前調査の他に工事の進捗に合わせて各段階載荷後に調査を実施した (第 6 章で詳述)。事前調査において、処女地盤から採取された不攪乱試料に対する DST-1 により $s_{uf(DST)}$ を、DST-2 により (s_{un}/σ'_{vc}) を求めた。また、DST-3 により年代効果を受けた原位置での過圧密状態から正規圧密状態になるまでの領域 (以下、便宜的に過圧密状態と表現する) でのせん断強度 $s_{u(DST)}$ を求めた。なお、 (s_{un}/σ'_{vc}) を求める際は再構成試料も用いている。巻末の添付資料に調査地である泉州の物理・力学特性を示しているが、DST は、上・中部粘性土 (-27.5m 付近) と下部粘性土 (-34.5m 付近) の 2 種類の代表的試料を用いて実施した。CPT は、事前調査と第 1, 2 段階載荷後の

調査（二次，三次調査）に適用した．以下にそれぞれの結果について詳述する．

・ **原位置せん断強度 ($s_{uf(DST)}$)**

$s_{uf(DST)}$ は不攪乱試料を σ'_{vo} で再圧密する再圧縮法（DST-1）により決定している．DST-1の結果を図-5.34に示す（図中の▲）．代表的2深度の試料の $s_{uf(DST)}$ として以下の値が得られた．

$$s_{uf(DST)} = 26.4 \quad \text{kPa} \quad (\text{上・中部粘性土}) \quad (5.27)$$

$$s_{uf(DST)} = 37.1 \quad \text{kPa} \quad (\text{下部粘性土}) \quad (5.28)$$

・ **正規圧密状態の強度増加率 (s_{un}/σ'_{vc})**

(s_{un}/σ'_{vc})を求めるDST-2では，試料の状態が不攪乱および再構成（攪乱試料を w_L 以上に加水し，50kPaで予備圧密）の2種類の試料を用いている．図-5.34に試験結果を示す．DST-2の圧密時間は，3t法，1.5t法， \sqrt{t} 法の3種類の手法により決定した．図-5.35に1.5t法の考え方を示す．試料の状態（不攪乱，再構成）が異なれば，圧密終了の確認方法が同一であっても実際の圧密時間は異なる．通常，粘性土の s_u は圧密時間とともに増加するが，試料の状態による s_u の違いはほとんど見られない．試料の状態が同じ場合，圧密時間の増加とともに強度が増加する傾向が見られ，三笠ら（1971）による既往の研究と同様の結果が得られた．今回の実験では \sqrt{t} 法，1.5t法により圧密終了を確認した試料の s_u は，それぞれ3t法により確認した s_u の90%，95%の強度を示す．上・中部粘性土と下部粘性土の平均的な s_{un}/σ'_{vc} として以下の値が得られた．

$$s_{un}/\sigma'_{vc} = 0.34 \times 0.85 = 0.29 \quad \text{kPa} \quad (\text{上・中部粘性土}) \quad (5.29)$$

$$s_{un}/\sigma'_{vc} = 0.32 \times 0.85 = 0.27 \quad \text{kPa} \quad (\text{下部粘性土}) \quad (5.30)$$

・ **過圧密領域でのせん断強度 ($s_{u(DST)}$)**

$s_{u(DST)}$ を求めるためのDST-3は， σ'_{vo} から正規圧密状態になる鉛直応力(= σ'_y)までの範囲で σ'_{vc} を数点設定して実施している．図-5.34に試験結果を示すが，上・中部および下部粘性土の $s_{u(DST)}$ とも，この範囲の圧密圧力では，先に示した $s_{uf(DST)}$ とほぼ同等のせん断強度が得られており（図中の■），図-5.33に示した概念図と一致している．したがって，圧密によるNCA粘土の強度増加は，増加応力に強度増加率を乗じた値($\Delta\sigma' \times S_{un}/\sigma'_{vc}$)ではなく， $\Delta\sigma'$ を加えても σ'_{vo} が σ'_y を超えるまでの過圧密領域は強度増加せず， σ'_y を超えた後に正規圧密状態の強度増加線に沿って増加することが検証された．

・ CPT 結果

各調査で得られた実コーン先端抵抗 ($q_t - (\sigma_{v0} + \Delta\sigma)$), $\Delta\sigma$ は載荷による増加全応力) を σ'_{v0} に対して整理したものを図-5.36 に示す. また, $s_{u(mob)}$ と ($q_t - (\sigma_{v0} + \Delta\sigma)$) の関係は, $N_{kt} = 12$ が得られている (第6章にて詳述する). 事前調査の ($q_t - \sigma_{v0}$) は, 室内試験の結果と同様に, 年代効果として化学的結合作用が卓越している上・中部粘性土層と二次圧密作用が卓越している下部粘性土層の2本の直線で示すことができ, 非常に軟弱な表層部は, 年代効果の影響も小さく正規圧密状態に近いことが分かる. また, 載荷後に実施した二次調査で得られた正規圧密状態での ($q_t - (\sigma_{v0} + \Delta\sigma)$) の勾配は, 事前調査で得られた上・中部粘性土層の勾配と一致する. さらに, その勾配と $N_{kt} = 12$ の関係から室内試験の結果とほぼ一致する (s_{un}/σ'_{vc}) = 0.30 を得ることができる. 圧密が完了していない三次調査時の ($q_t - (\sigma_{v0} + \Delta\sigma)$) 値は (s_{un}/σ'_{vc}) 線の下方面にあるが, 圧密の進行に伴い (s_{un}/σ'_{vc}) 線上にプロットされるものと考えられる. このように CPT 結果により, 表層部の非常に軟弱な部分も含めて, 年代効果の種別や層区分を行うことができ, また, 粘性土層の平均的な (s_{un}/σ'_{vc}) も求めることができる. なお, 巻末の添付資料に各地の粘性土の ($q_t - \sigma_{v0}$) と σ'_{v0} の関係を示しているが, 各調査地点でも同様な評価ができる.

5.7 CPTによる調査・設計・施工管理方法

前項までに CPT 結果と各種土質定数の関係を示したが, それらの相関性から通常の設計に用いられている定数は概ね推定できると考えられる. CPT による調査設計施工管理方法として, 図-5.37 を提案する.

5.8 まとめ

本章では, 前章までの結論を鑑み, ①CPT 結果の解釈に当たっては地盤の種別や地域特性および堆積環境の影響などについても詳細な比較・検討が必要不可欠である, ②地盤の非排水せん断強度 (s_u) だけでなく変形係数や応力履歴および圧密定数に関しても合理的で有用な実務に適用できる値や推定式が提案できれば CPT だけで調査・設計・施工管理が可能となる, という2つの観点から, CPT 結果の解釈は現在の最新技術を用いて得られた最新データにより再検討される必要があるという考えに立脚し, 筆者が実施した国内外26ヶ所 (日本国内19ヶ所, 東南アジアを中心とした海外7ヶ所) の現地調査結果を様々な角度からまとめた. ここでは, CPT 結果の解釈に使用するパラメータとして, 実コーン先端抵抗 (q_{net}

= $q_t - \sigma_{vo}$) だけでなく、有効コーン先端抵抗 ($q_e = q_t - u$) や過剰間隙水圧 (Δu) を適用した。CPT 結果と各種強度との相関関係から、地域性・堆積環境の違いによる 3 種のコーン係数 ($N_{kt} = q_{net}/s_u$, $N_{ke} = q_e/s_u$, $N_{\Delta u} = \Delta u/s_u$) の変化を調査し、CPT の適用性を現場データから実証した。また、CPT 結果から得られる各種パラメータを用いて、 s_u のみならず圧密に係る諸定数や物性値および強度増加率など粘性土地盤の物理・力学的特性を推定するための関係式を示した。その結果、以下の結論を得た。

① CPT から得られる 3 種類のパラメータ (q_{net} , q_e , Δu) と一面せん断強度や現場ベーン強度および一軸圧縮強度の 3 種類の強度 ($s_{uf(DST)}$, $s_{uf(FVT)}$, $q_u/2$) から得られたコーン係数 (N_{kt} , N_{ke} , $N_{\Delta u}$) を調査した結果、地域性 (日本～アジア～北欧) および堆積環境の違い (海成粘土, 陸成粘土, 海底・湖底表層部の超軟弱地盤, 人工地盤) によるコーン係数の変化は見られない。

② 塑性指数 (I_p), 過圧密比 (OCR), 剛性指数 (I_R) の範囲がそれぞれ 9～140, 0.8～5.0, 15～500 の範囲にある 26 ヶ所の調査地点の粘性土におけるコーン係数は、 I_p や OCR および I_R に依存せず一定値となる。

③ コーン先端抵抗は $s_{uf(FVT)}$ や $q_u/2$ のように土質によって値が左右されることがない。したがって、地盤調査時に CPT を併せて実施すれば、 N_{kt} や N_{ke} および $N_{\Delta u}$ が著しく大きな値を示す場合などに室内強度試験結果の何らかの異常 (例えば、試料の乱れ) や実施した試験のその土質への適用性を判断する指標とすることができる。

④ N_{ke} および $N_{\Delta u}$ のばらつきは、 N_{kt} に比べて若干大きい。しかし、 N_{ke} および $N_{\Delta u}$ は N_{kt} のように全土被り圧 (σ_{vo}) を別途求める必要がなく、CPT の結果のみで s_u を推定できるパラメータである。したがって、それほど精度が要求されない概略調査などにおいては、十分その有効性を発揮できると考えられる。しかし、測定される間隙水圧 (u) が負の値になる場合など q_e および Δu を使用する際に注意すべき点もある。

⑤ CPT 結果から地盤強度だけでなく圧密定数 (σ'_y , m_v , c_v) や変形係数 (E_{50} , G_{50}) に関しても推定できることが実証され、実務に適用できる推定式を提案した。

⑥ 圧密降伏応力 (σ'_y) に関するコーン係数 ($N_{\sigma t} = q_{net}/\sigma'_y$, $N_{\sigma e} = q_e/\sigma'_y$, $N_{\sigma \Delta u} = \Delta u/\sigma'_y$) は I_p や OCR によらず一定値となる。また、堆積環境の違いや地域性は見られない。ただし、 q_e および Δu を使用する際の留意点は上述の通りである。

⑦ 原地盤の状態を示す間隙比 (e_0) や自然含水比 (w_n) についても CPT 結果から推定できる。

⑧ CPT により得られる各種パラメータにより、設計用せん断強度 ($s_{u(mob)}$), σ'_y , 圧密・変形に係る定数 (m_v , c_v , E_{50} , G_{50}), 原地盤の状態 (e_0 , w_n) などの地

盤の諸定数を推定するための関係式を次式に示す. 各定数の単位系は, m_v : m^2/kN , c_v : cm^2/day , w_n : %であり, これら以外のものについては kPa である. また, 相関係数 (R) を指標とした各式の適用性をまとめて表-5.4 に示す.

$$s_{u(mob)} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{13.5} = \frac{q_t - u}{10.5} = \frac{\Delta u}{6.0}$$

$$\sigma'_y = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{3.44} = \frac{q_t - u}{2.60} = \frac{\Delta u}{1.56}$$

$$m_{v(OC)} = 0.063 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{-0.834} = 0.018 \cdot (q_t - u)^{-0.655} = 0.006 \cdot \Delta u^{-0.503}$$

$$m_{v(\sigma'_y)} = 2.145 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{-1.251} = 0.986 \cdot (q_t - u)^{-1.190} = 0.025 \cdot \Delta u^{-0.568}$$

$$m = 0.031 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{-0.164} = 0.037 \cdot (q_t - u)^{-0.205}$$

$$c_{v(NC)} = 10000 \cdot \Delta u^{-1}$$

$$G_{50} = 21.64 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{0.753} = 113.92 \cdot (q_t - u)^{0.498} = 61.08 \cdot \Delta u^{0.691}$$

$$E_{50} = 27.82 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{0.812} = 84.11 \cdot (q_t - u)^{0.673} = 120.36 \cdot \Delta u^{0.623}$$

$$e_0 = 17.59 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{-0.373} = 10.37 \cdot (q_t - u)^{-0.301} = 5.52 \cdot \Delta u^{-0.199}$$

$$w_n = 242.48 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{-0.217} = 248.25 \cdot (q_t - u)^{-0.234} = 115.05 \cdot \Delta u^{-0.098}$$

⑨これまで実証されたことがない正規圧密 aged 粘土の強度増加過程について, 室内試験と CPT により示すことができた. CPT 結果より, 表層部の非常に軟弱な部分も含めて, 年代効果の種別や層区分を行うことができ, また, 粘性土層の平均的な強度増加率 (s_{un}/σ'_{vc}) も求めることができる.

⑩欧米の地盤データを基に作成された土質分類図は, 今回の 26 ヶ所の調査地点, 即ちアジアの粘性土にも適用できる.

第 5 章 図表

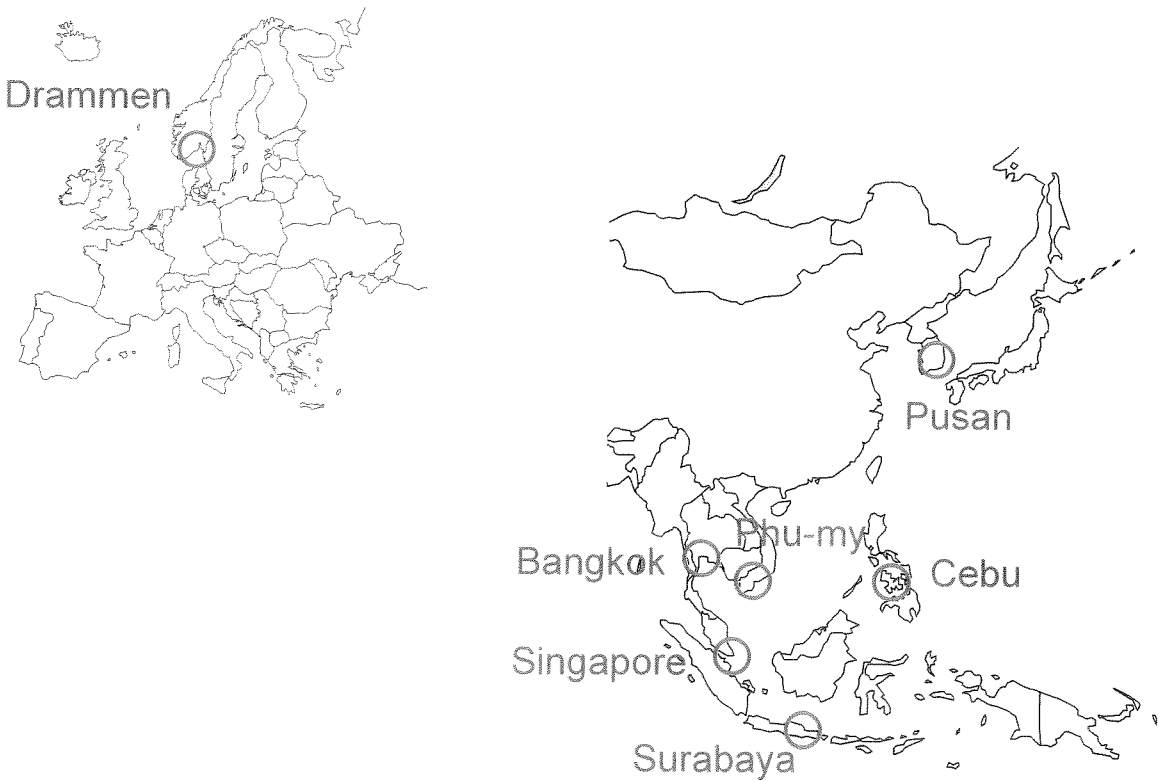
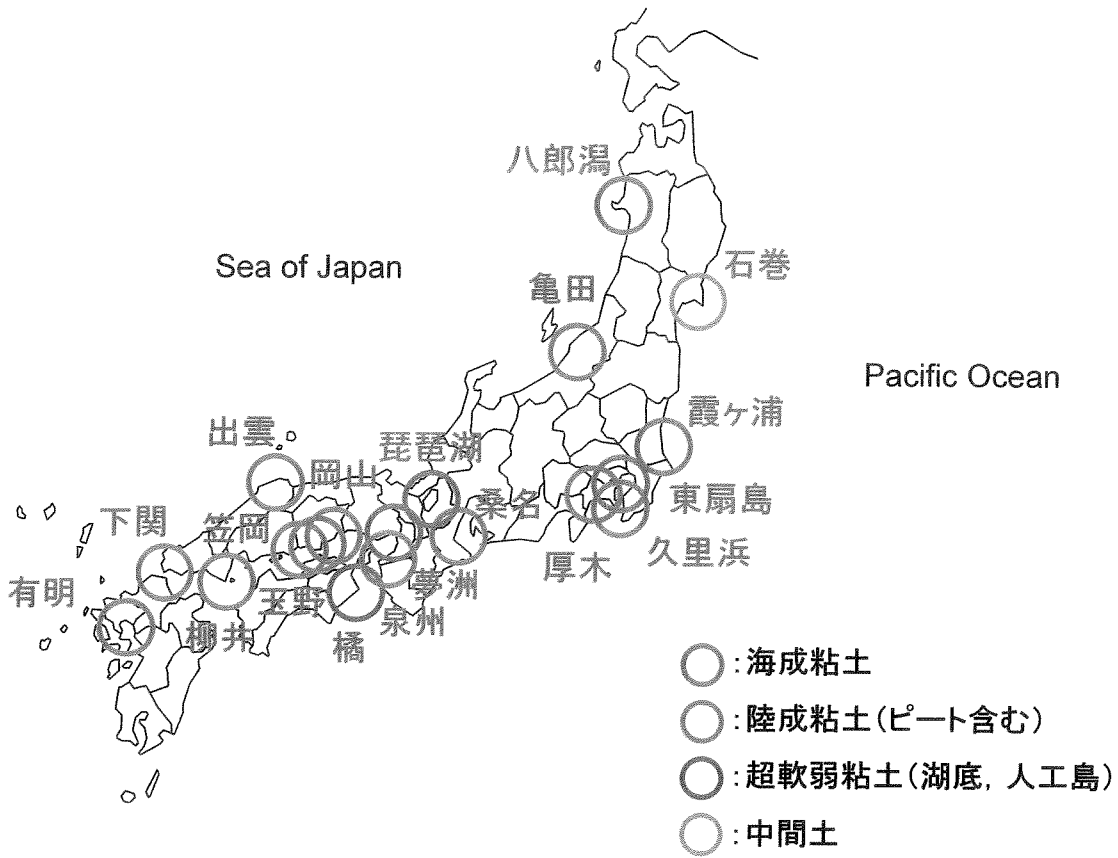


図-5.1 国内外 26ヶ所の調査地点

表-5.1 26ヶ所の調査地点の粘性土の特徴

調査地	粘性土の 層厚* (m)	自然含水比 (w_n) (%)	塑性指数 (I_p)	液性指数 (I_L)	過圧密比 (OCR)	圧密降伏応力 (σ'_v) (kPa)	剛性指数* (I_R)	強度増加率 ($s_{uf(DST)}/\sigma'_{vc}$)	せん断強度* (s_u) (kPa)	コーン係数* N_{kt} N_{ot}	Mark	
厚木	18	54~133	28~68	0.1~1.3	2.0~3.5	35.8~353.2	16~53	0.32(上部) 0.31(下部)	10.0~102.0	14.7 3.8	□	
有明	20	68~183	29~91	1.1~1.8	1.5~3.5	30.9~157.0	54~108	0.28(上部) 0.27(下部)	7.7~38.4	10.4 2.6	○	
石巻	15	29~47	14~28	0.3~1.1	1.5~2.0	230.5~269.8	14~140	0.31	34.0~93.9	12.4 4.3	◇	
出雲	27	53~113	19~107	0.5~1.4	0.8~1.1	93.4~197.7	47~111	0.32	23.2~51.4	11.1 3.1	△	
岡山	7	30~78	36~49	0.9~1.1	0.8~2.6	57.4~157.9	12~138	0.28	23.1~44.7	9.4 2.1	▽	
笠岡	10	54~116	33~70	0.9~1.3	1.4	65.7	56~160	-	10.9~41.6	13.4 4.0	▢	
霞ヶ浦	12	69~136	34~93	0.9~1.1	1.6	43.0	13~72	-	14.2~26.0	13.2 6.3	◎	
亀田	3~6	40~417	28~139	0.2~1.5	1.7~15.1	21.6~107.9	7~41	0.45	9.7~48.6	11.0 5.0	⊠	
久里浜	24	52~98	43~75	0.5~1.5	1.1~1.9	27.5~225.6	-	-	16.7~66.7	9.2	4.0	▲
桑名	20	43~76	31~59	0.5~0.8	1.0~1.8	123.6~396.3	61~106	0.27	40.9~100.5	11.1 3.1	●	
下関	8	36~74	12~58	0.6~1.4	1.0~2.9	95.0~224.9	89~160	-	43.7~63.9	8.8 2.6	▽	
泉州	20	30~113	19~80	0.7~1.2	1.4~4.0	26.5~176.6	27~132	0.34(上部) 0.32(下部)	13.1~58.4	10.0 3.7	◆	
橘	10	48~75	21~29	0.7~1.7	-	-	-	-	0.9~1.9	21.4	-	⊠
玉野	13	34~92	30~70	0.2~1.2	1.5~3.2	59.8~128.5	48~147	0.31	15.6~34.0	10.0 2.8	▼	
八郎潟	45	52~207	29~152	0.3~1.0	0.8~1.9	25.5~240.3	23~116	0.30	18.1~108.9	8.6 3.1	■	
東扇島	15	56~98	23~79	0.8~1.4	1.5~2.4	84.4~200.1	28~60	-	25.3~54.4	12.9 3.7	▲	
琵琶湖	1	67~114	32~73	0.7~2.1	-	-	-	-	0.4~12.9	7.9	-	⊠
柳井	12	30~76	21~45	0.6~1.7	1.1~1.6	110.9~234.5	19~128	0.31	40.4~65.7	9.9 3.1	◇	
夢洲	14	63~172	32~70	1.1~2.0	-	-	-	-	1.37~20.4	14.1	-	⊠
Bangkok	18	30~81	26~77	0.2~1.2	1.2~1.8	92.8~259.7	-	-	23.6~57.2	7.6 2.3	*	
Cebu	10~20	26~67	9~90	0.5~1.2	1.3~3.4	36.3~279.6	-	0.30	8.63~78.0	8.1 2.5	⊠	
Drammen	30	31~43	16~27	0.6~1.1	1.4~2.4	162.1~225.8	152~323	0.27(上部) 0.22(下部)	19.5~49.9	14.5 2.7	×	
Phu-my	5~10	8~40	3~24	0.1~1.7	-	-	-	-	42.7~168.3	10.5	-	⊠
Pusan	20	35~70	21~47	0.8~1.1	0.8~1.9	85.1~189.2	-	-	22.0~37.8	11.0	2.3	⊠
Singapore	15~30	17~136	10~62	0.8~1.1	1.5~4.7	17.5~200.0	11~66	0.30	5.8~126.6	16.4 4.1	+	
Surabaya	22~26	46~102	48~103	0.1~0.9	0.8~2.5	52.0~186.4	33~133	0.26(上部) 0.27(下部)	20.4~102.7	11.1 4.1	⊠	

注) 粘性土の層厚は調査対象層厚。
剛性指数(I_R)はDSTから求めた。
せん断強度(s_u)は $s_{uf(DST)}$ の値、ただし<>内数値は $s_{uf(FVT)}$ の値。
コーン係数(N_{kt})は $s_{uf(DST)}$ を用いた値、ただし<>内数値は $s_{uf(FVT)}$ を用いた値。

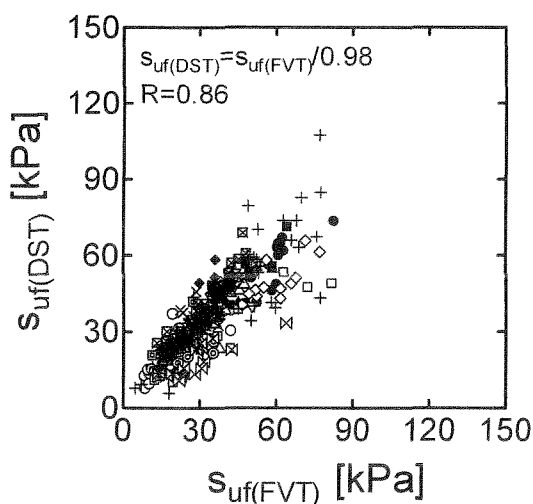


図-5.2 一面せん断強度($s_{uf(DST)}$)と
現場ペーン強度($s_{uf(FVT)}$)の関係

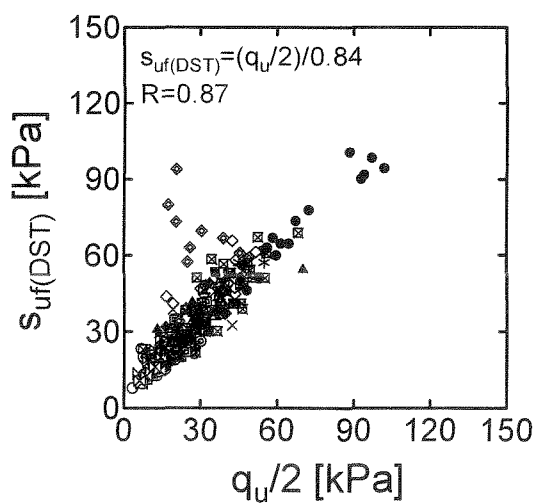


図-5.3 一面せん断強度($s_{uf(DST)}$)と
一軸圧縮強度($q_u/2$)の関係

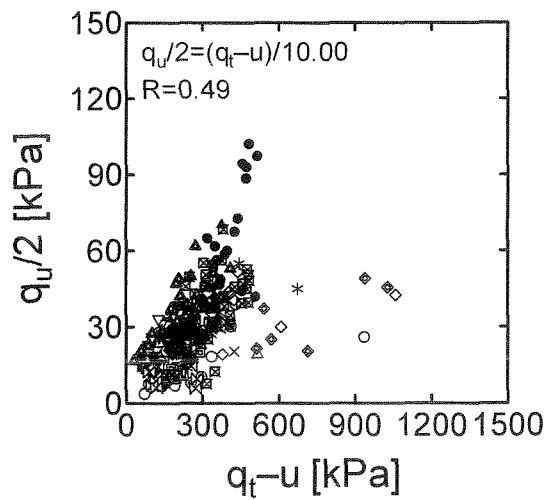
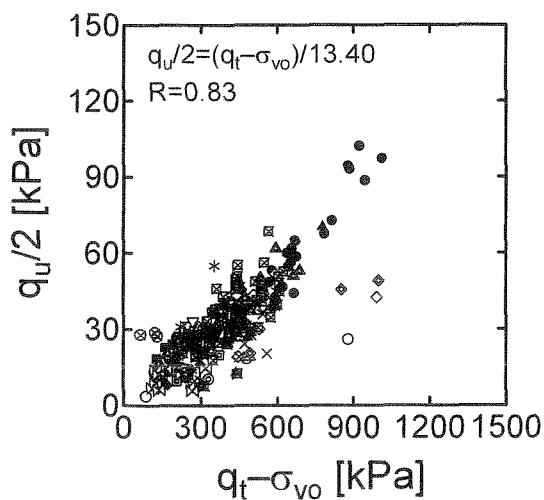
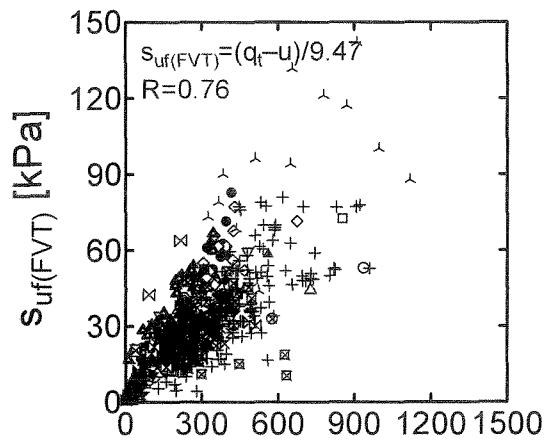
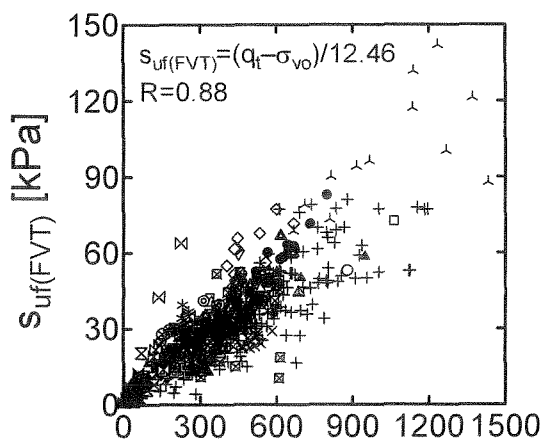
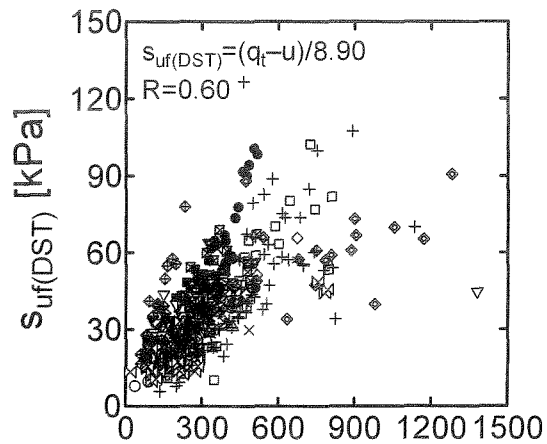
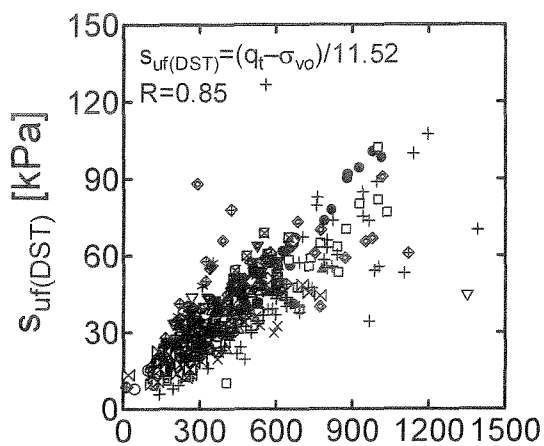


図-5.4 各試験により得られた強度
 $(s_{uf(DST)}, s_{uf(FVT)}, q_u/2)$ と実コーン
 先端抵抗 $(q_t - \sigma_{v0})$ の関係

図-5.5 各試験により得られた強度
 $(s_{uf(DST)}, s_{uf(FVT)}, q_u/2)$ と有効コーン
 先端抵抗 $(q_t - u)$ の関係

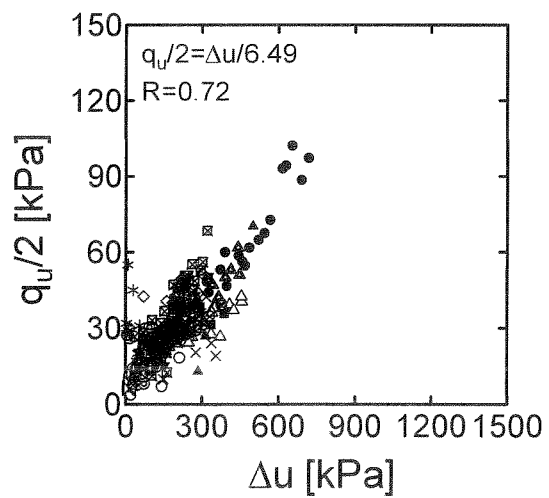
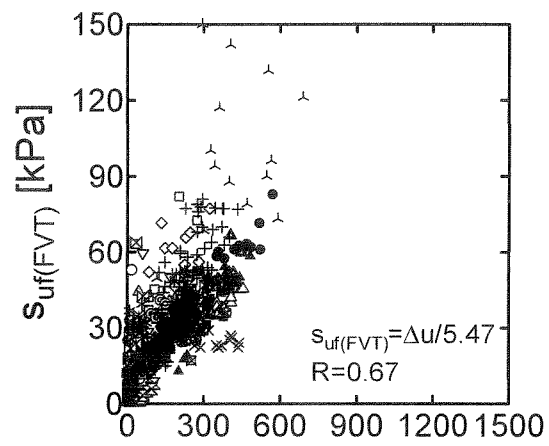
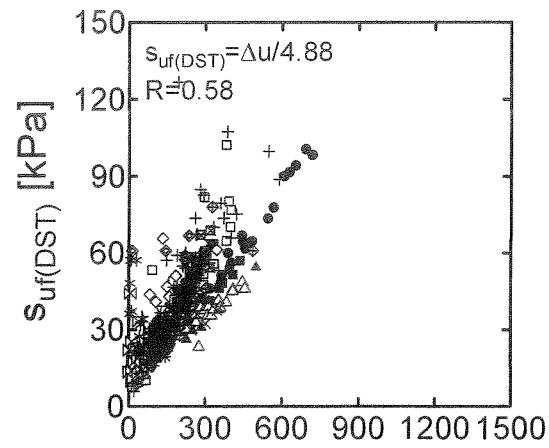


図-5.6 各試験により得られた強度 ($s_{uf(DST)}$, $s_{uf(FVT)}$, $q_u/2$) と過剰間隙水圧 (Δu) の関係

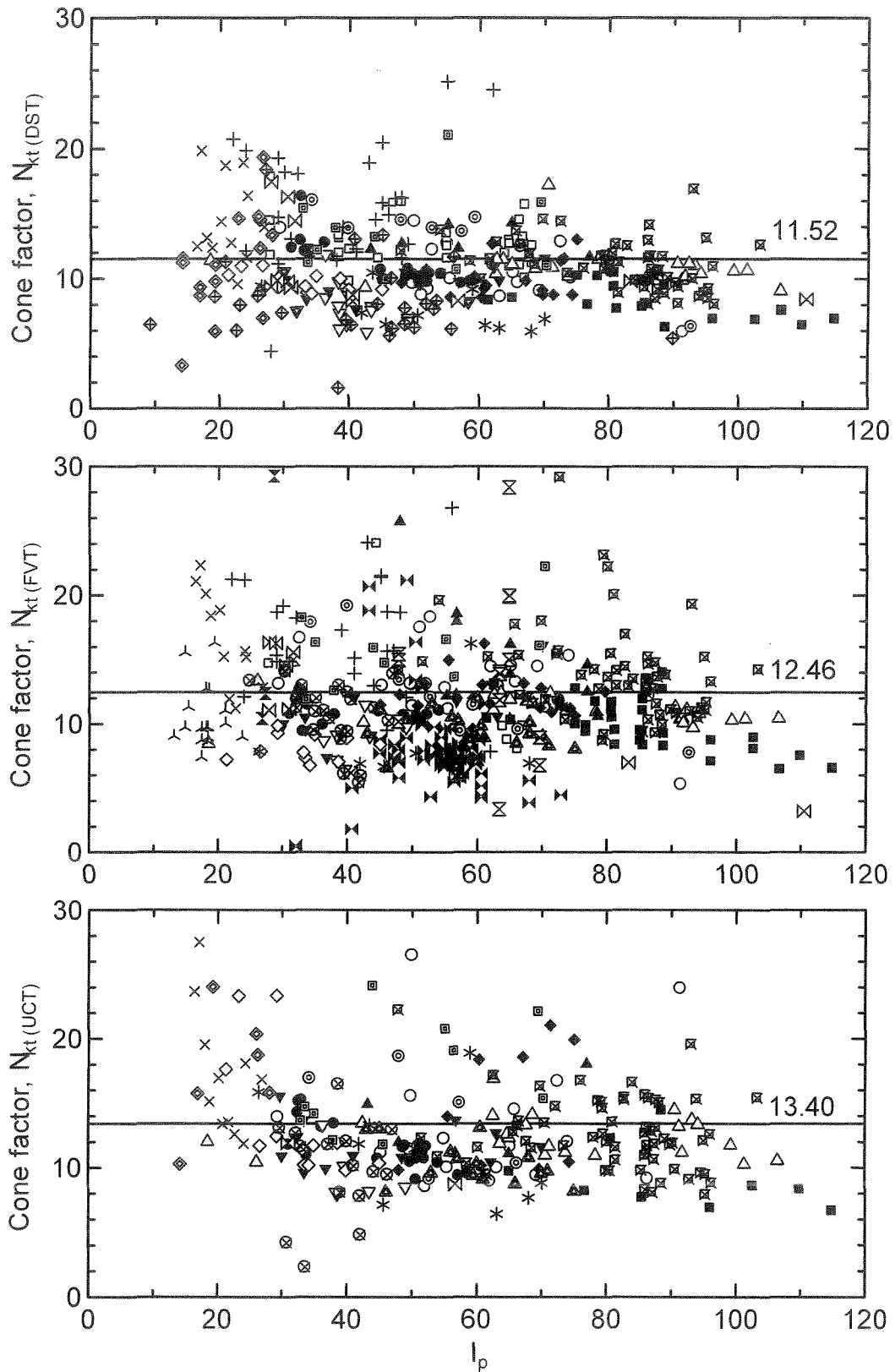


図-5.7 各強度から得られた実コーン係数(N_{kt})と塑性指数(I_p)の関係

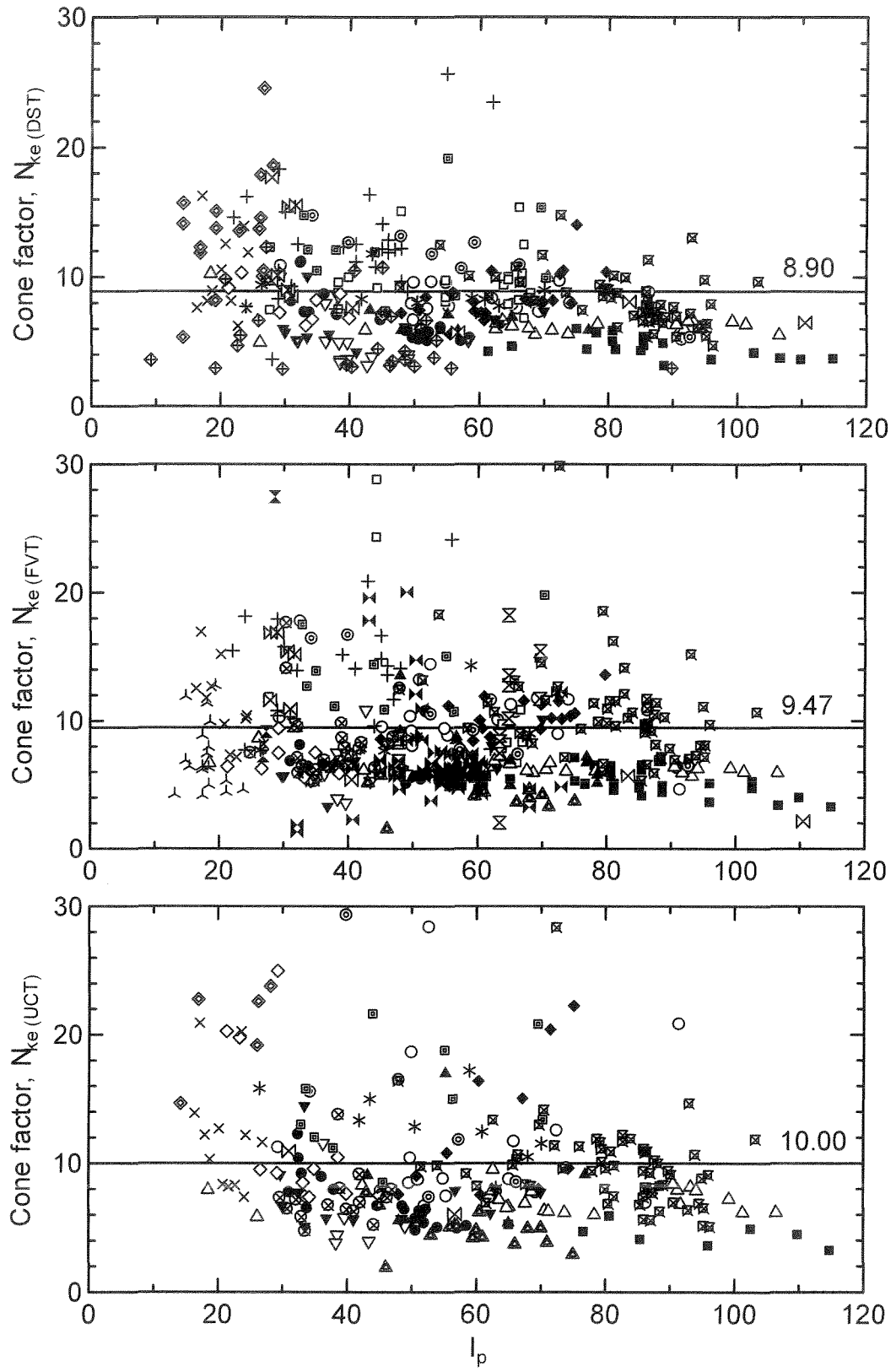


図-5.8 各強度から得られた有効コーン係数 (N_{ks}) と塑性指数 (I_p) の関係

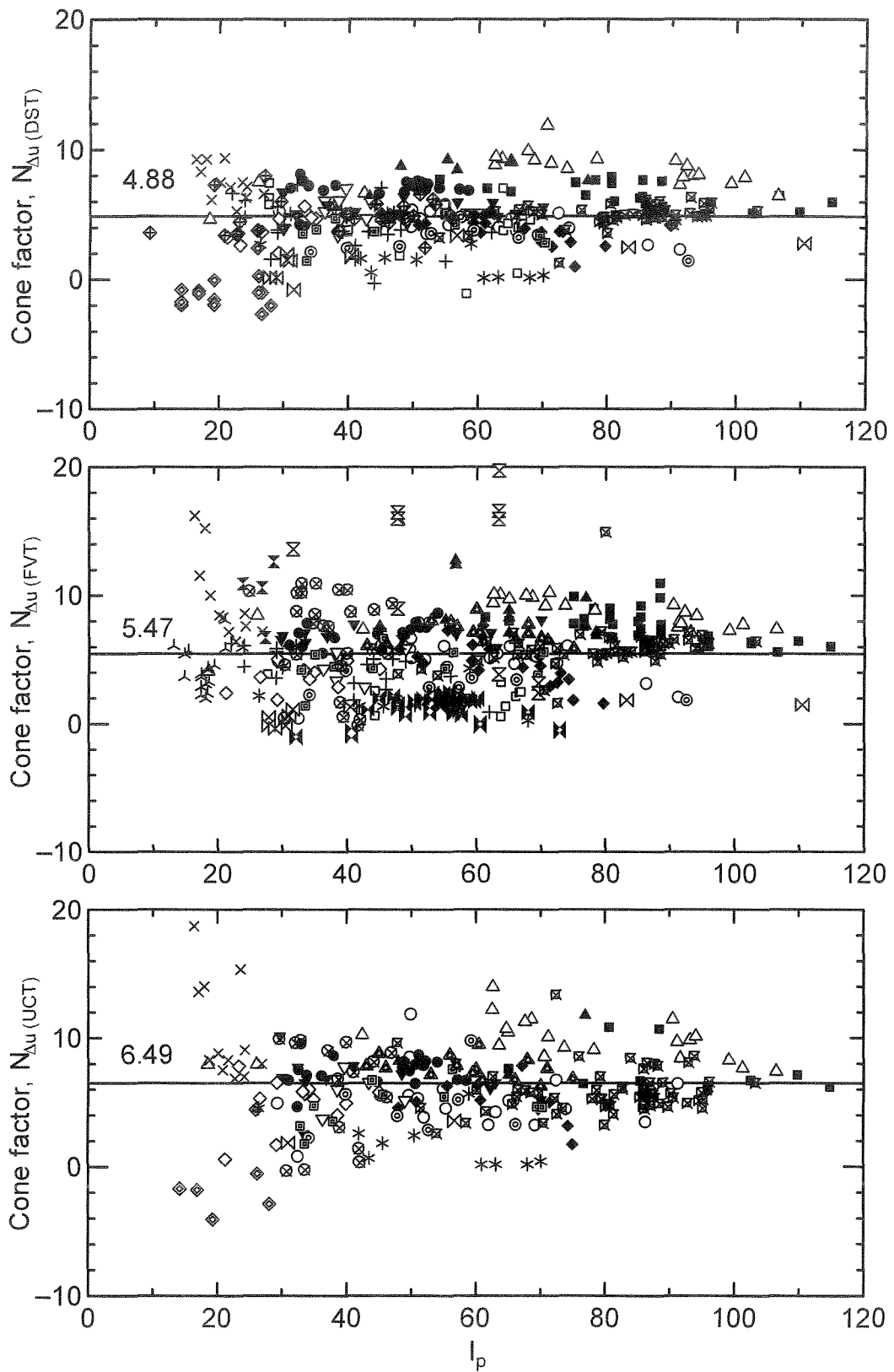


図-5.9 各強度から得られた過剰間隙水圧コーン係数($N_{\Delta u}$)と塑性指数(I_p)の関係

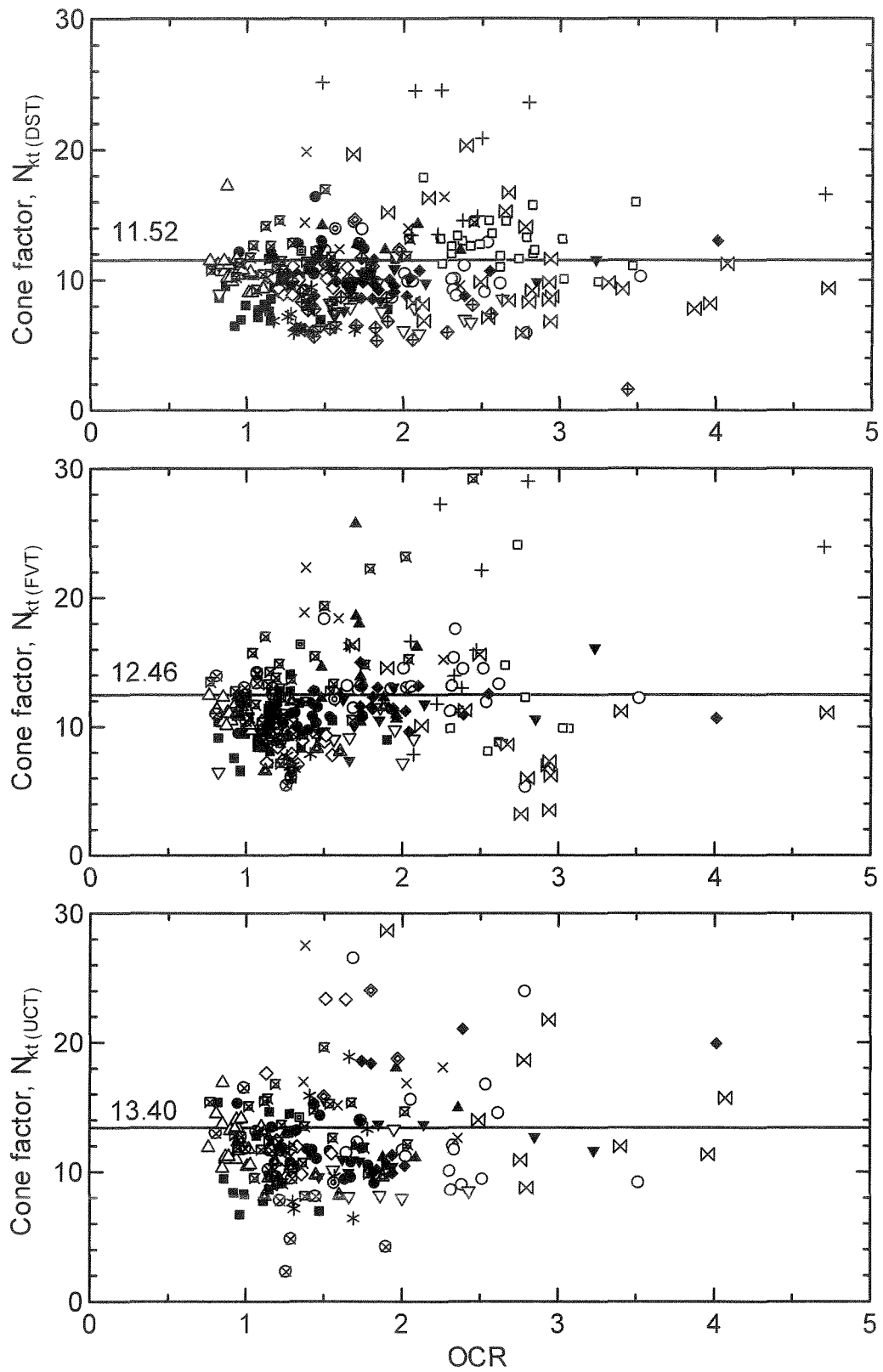


図-5.10 各強度から得られた実コーン係数 (N_{kt}) と過圧密比 (OCR) の関係

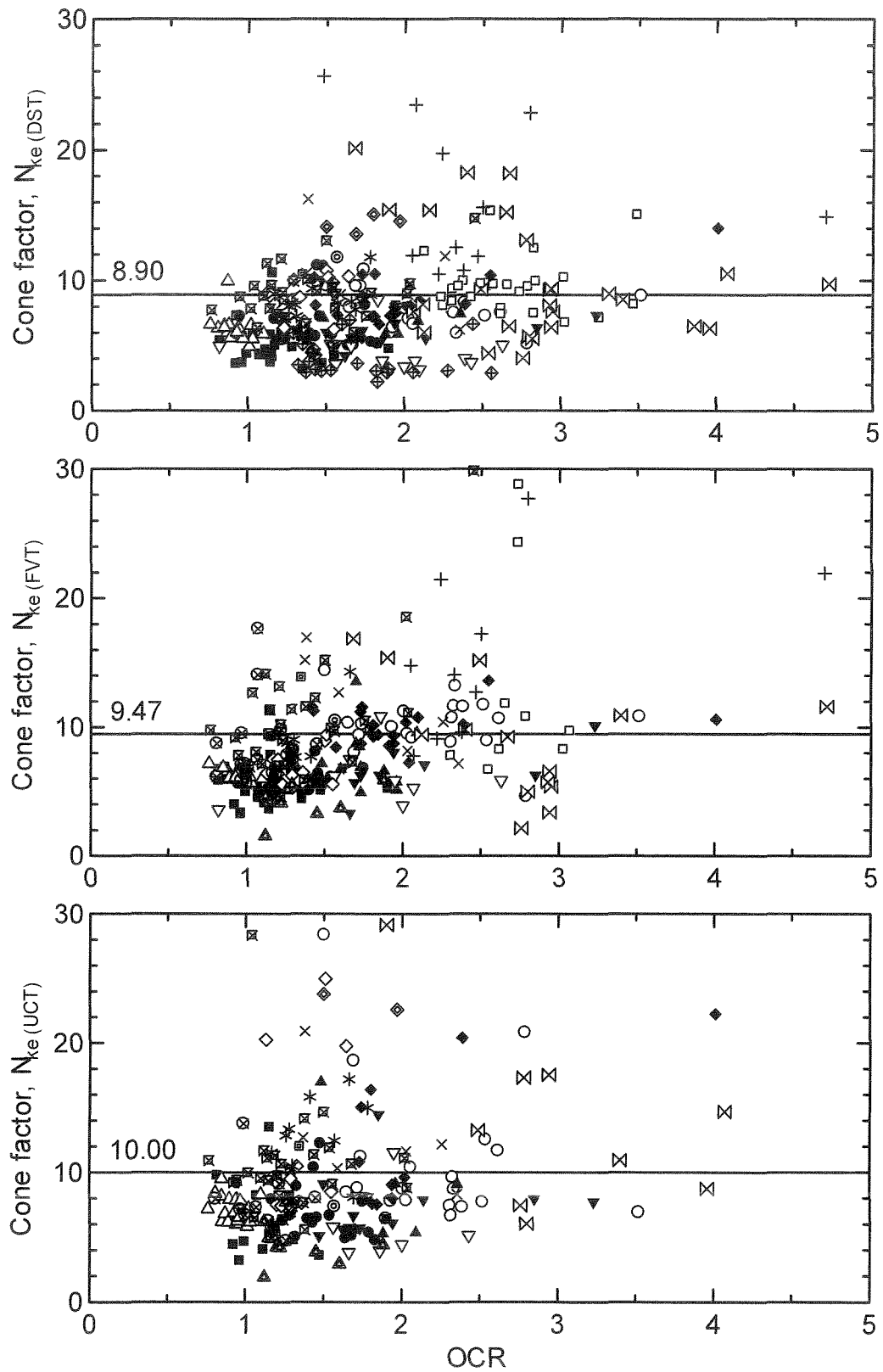


図-5.11 各強度から得られた有効コーン係数(N_{ke})と過圧密比(OCR)の関係

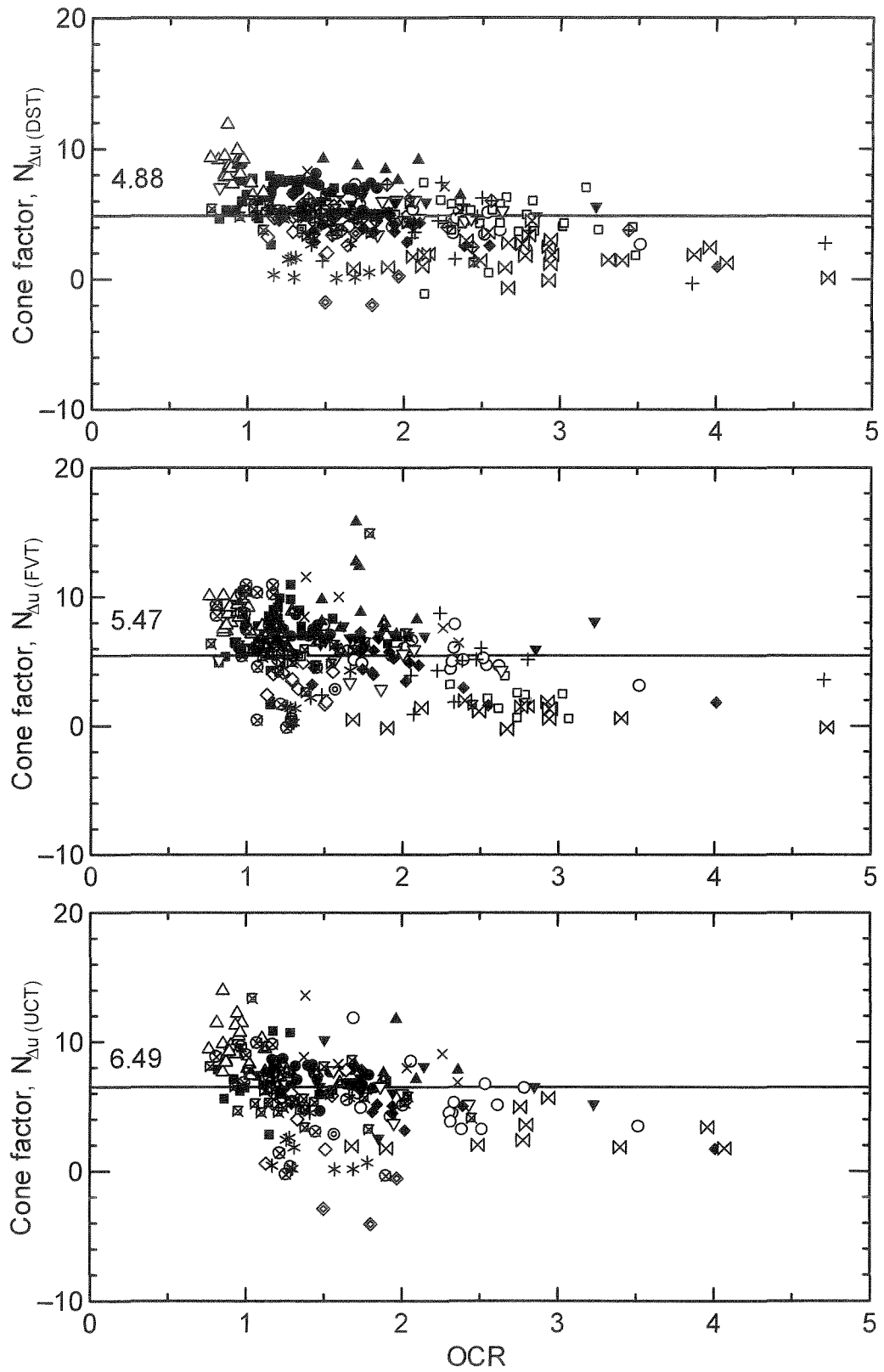


図-5.12 各強度から得られた過剰間隙水圧コーン係数(N_{Au})と過圧密比(OCR)の関係

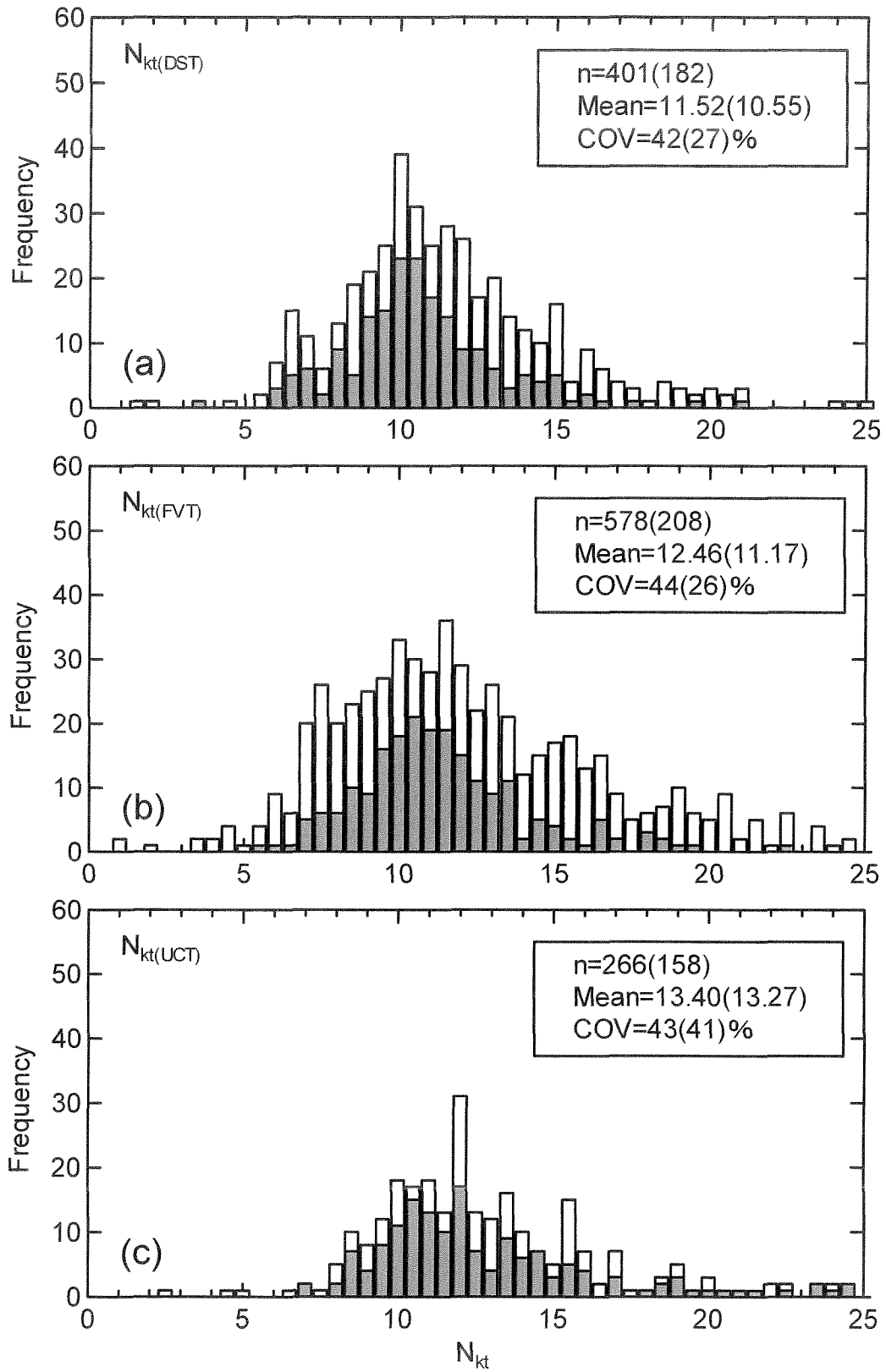


図-5.13 対象地域の粘性土から求めた実コーン係数(N_{kt})の頻度分布

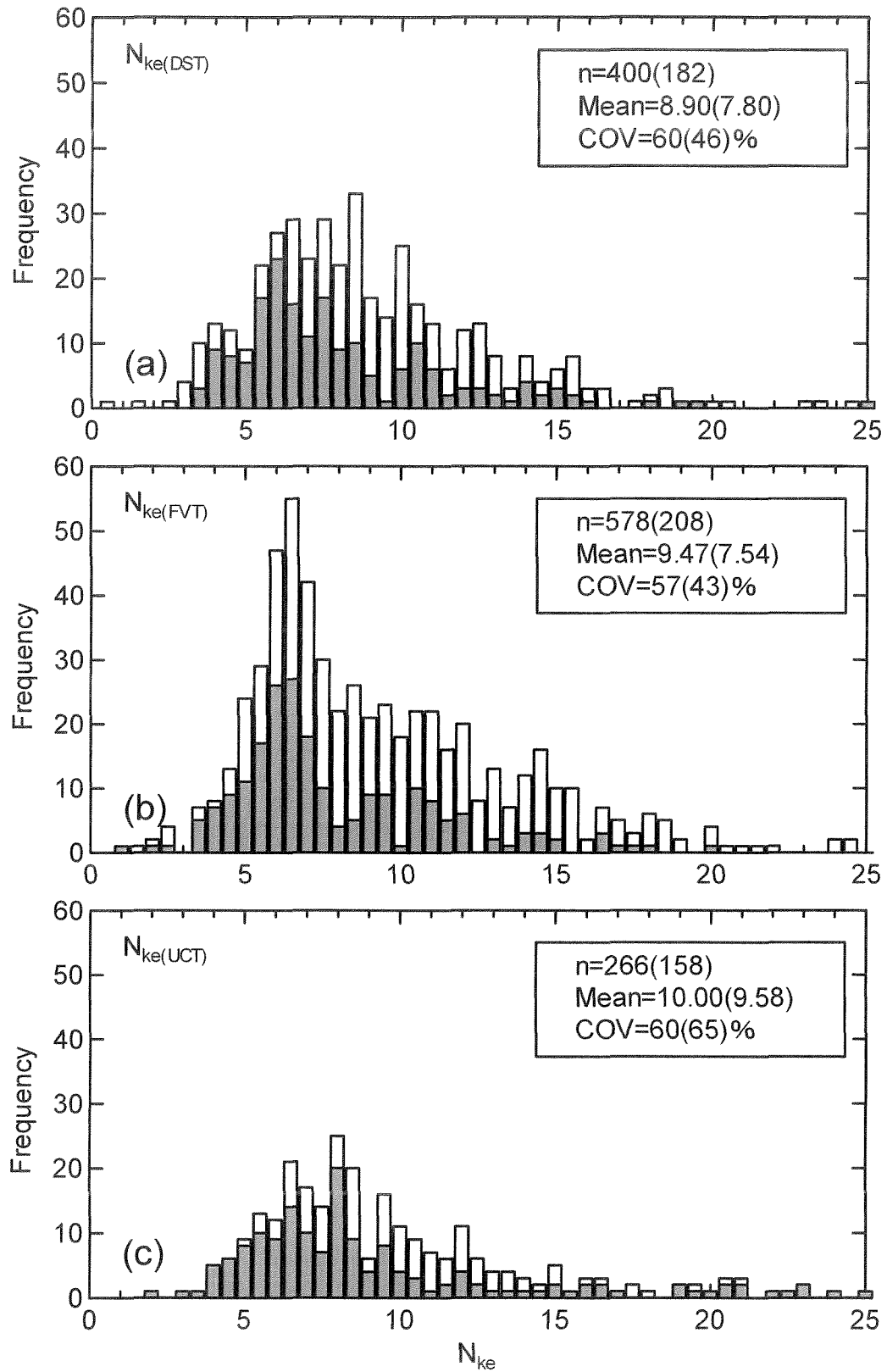


図-5.14 対象地域の粘性土から求めた有効コーン係数 (N_{ke}) の頻度分布

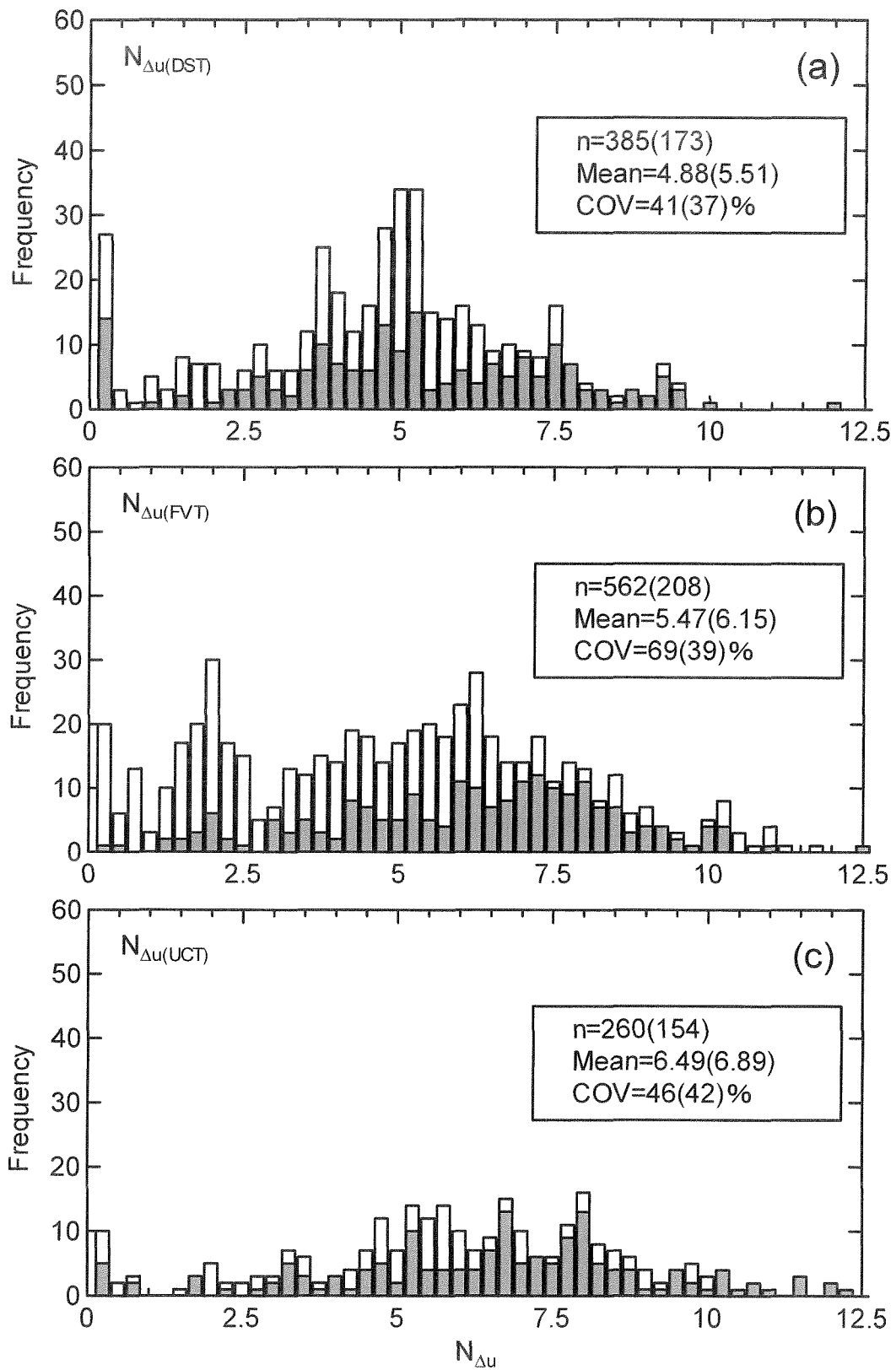


図-5.15 対象地域の粘性土から求めた過剰間隙水圧コーン係数($N_{\Delta u}$)の頻度分布

表-5.2 コーン係数一覧表

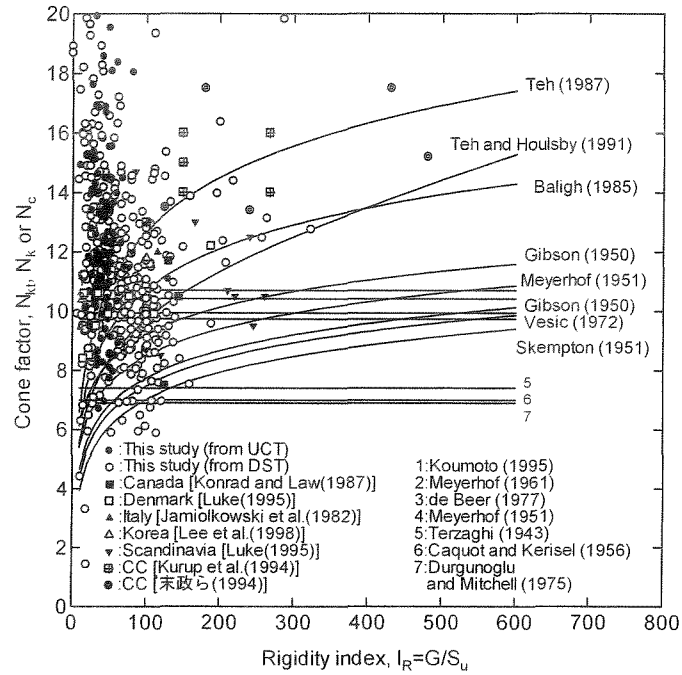
		$N_{kt}(DST)$	$N_{ke}(DST)$	$N_u(DST)$	$N_{kt}(FVT)$	$N_{ke}(FVT)$	$N_u(FVT)$	$N_{kt}(UCT)$	$N_{ke}(UCT)$	$N_u(UCT)$
国内海成粘土 14地点	コーン係数	10.55	7.80	5.51	11.17	7.54	6.15	13.27	9.58	6.89
	変動係数	27	46	37	26	43	39	41	65	42
	データ数	182	182	173	208	208	208	158	158	154
国内外海成粘土 21地点	コーン係数	11.43	8.64	5.19	13.13	9.73	5.86	13.29	9.82	6.63
	変動係数	43	61	35	40	55	47	42	59	45
	データ数	341	340	330	457	457	453	256	256	250
国内陸成粘土 2地点	コーン係数	12.07	10.33	3.03	11.73	11.80	1.57	16.35	14.44	3.03
	変動係数	39	52	61	50	54	60	38	48	45
	データ数	60	60	55	24	24	20	10	10	10
超軟弱土 3地点	コーン係数	—	—	—	9.47	7.84	4.33	—	—	—
	変動係数	—	—	—	61	66	156	—	—	—
	データ数	—	—	—	97	97	89	—	—	—
国内粘性土 19地点	コーン係数	10.92	8.43	4.91	10.71	7.89	5.35	13.45	9.87	6.66
	変動係数	32	50	46	40	54	80	41	65	44
	データ数	242	242	228	329	329	317	168	168	164
国内外粘性土 26地点	コーン係数	11.52	8.90	4.88	12.46	9.47	5.47	13.40	10.00	6.49
	変動係数	42	60	41	44	57	69	43	60	46
	データ数	401	400	385	578	578	562	266	266	260

※海成粘土・・・八郎潟, 石巻, 霞ヶ浦, 東扇島, 久里浜, 桑名, 泉州, 岡山, 玉野, 笠岡, 出雲, 柳井,

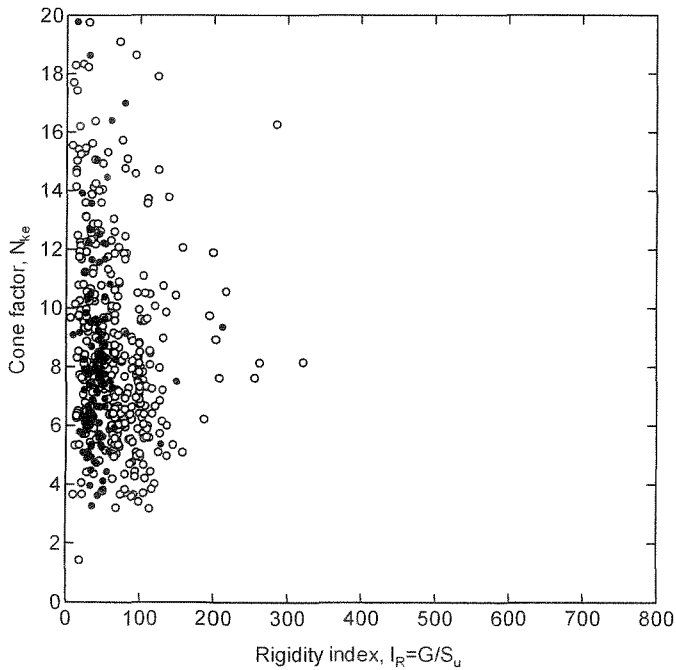
下関, 有明, Pusan, Cebu, Phu-my, Bangkok, Singapore, Surabaya, Drammen

陸成粘土・・・亀田, 厚木

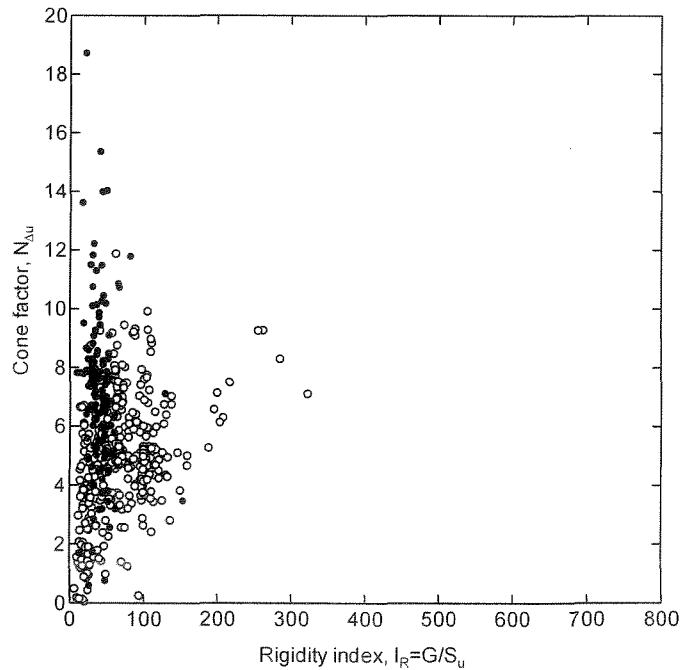
超軟弱土・・・琵琶湖, 夢洲, 橘



(a) 実コーン係数 (N_{kt} , N_k) と剛性指数 (I_R) の関係 (N_c 併記)

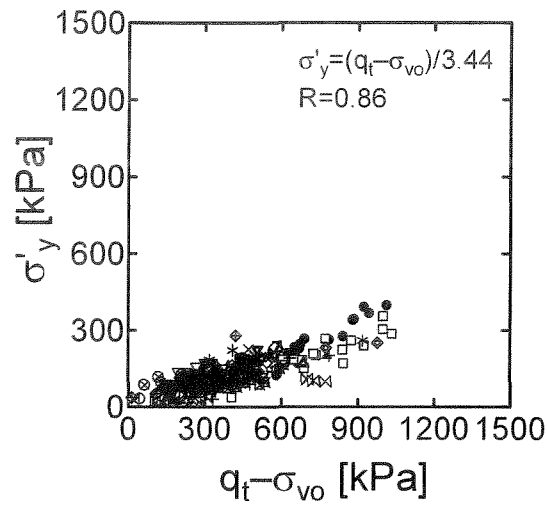


(b) 有効コーン係数 (N_{ke}) と剛性指数 (I_R) の関係

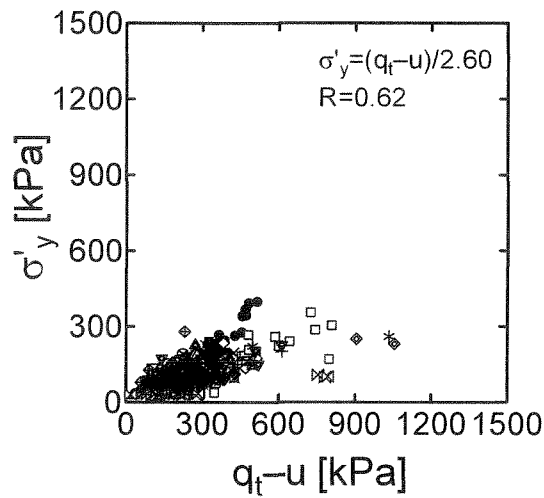


(c) 過剰間隙水圧コーン係数 ($N_{\Delta u}$) と剛性指数 (I_R) の関係

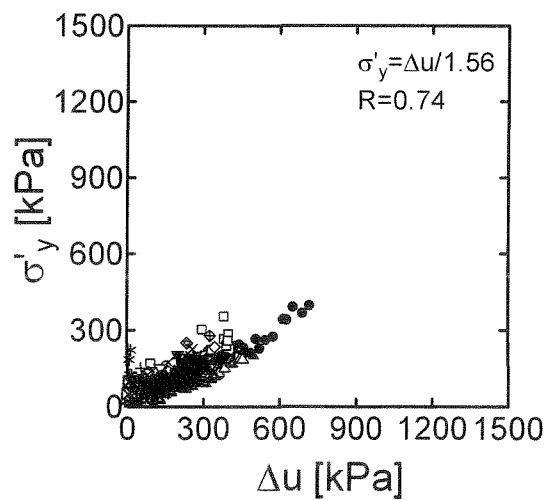
図-5.16 CPTにより得られたコーン係数 (N_{kt} , N_k , N_{ke} , $N_{\Delta u}$) と剛性指数 (I_R) の関係



(a) 圧密降伏応力 (σ'_y) と実コーン先端抵抗 ($q_t - \sigma_{v0}$) の関係



(b) 圧密降伏応力 (σ'_y) と有効コーン先端抵抗 ($q_t - u$) の関係



(c) 圧密降伏応力 (σ'_y) と過剰間隙水圧 (Δu) の関係

図-5.17 対象地域の粘性土の圧密降伏応力 (σ'_y) と CPT により得られた値の関係

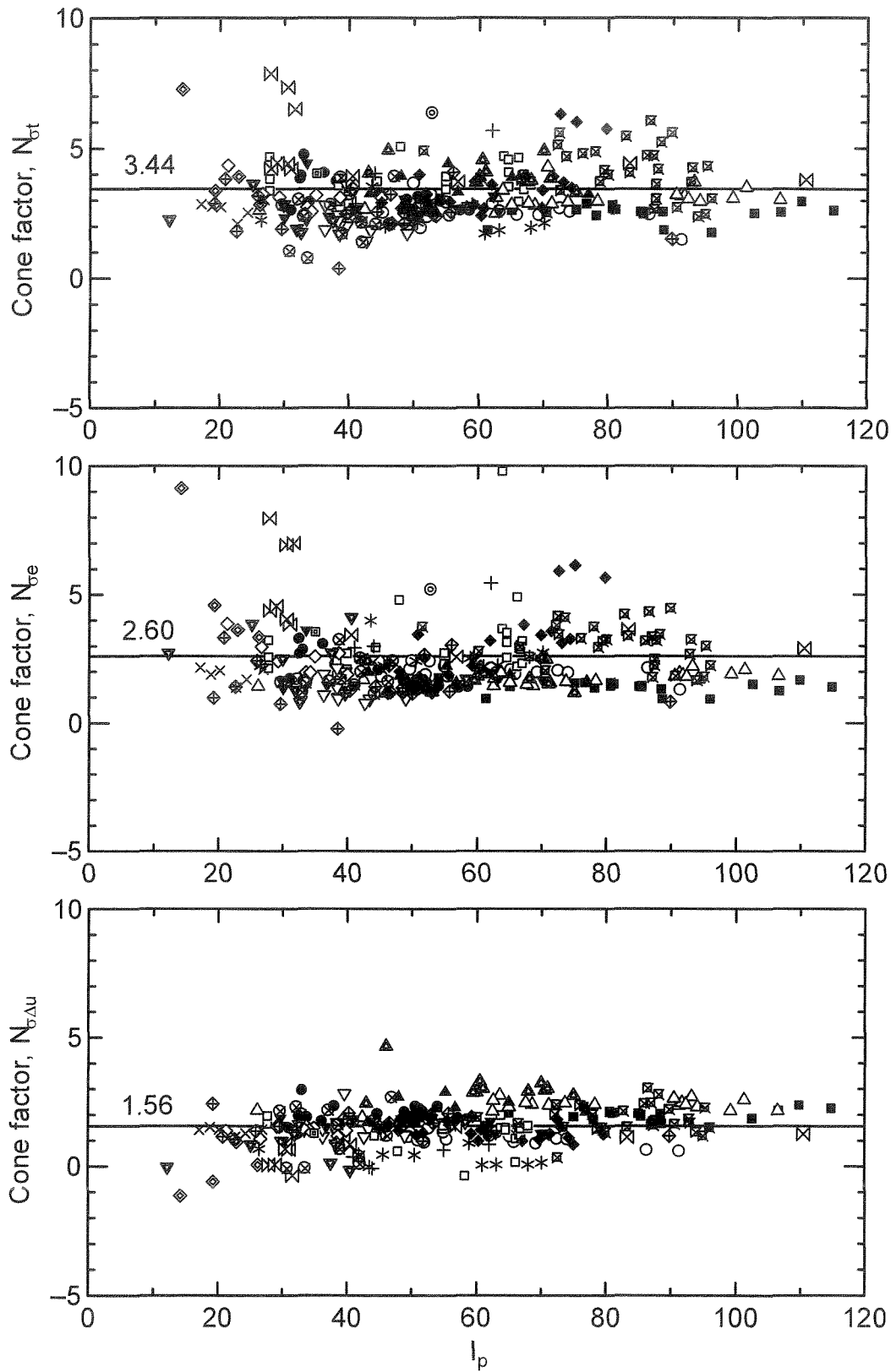


図-5.18 各圧密コーン係数(N_{bt} , N_{be} , $N_{\sigma\Delta u}$)と塑性指数(I_p)の関係

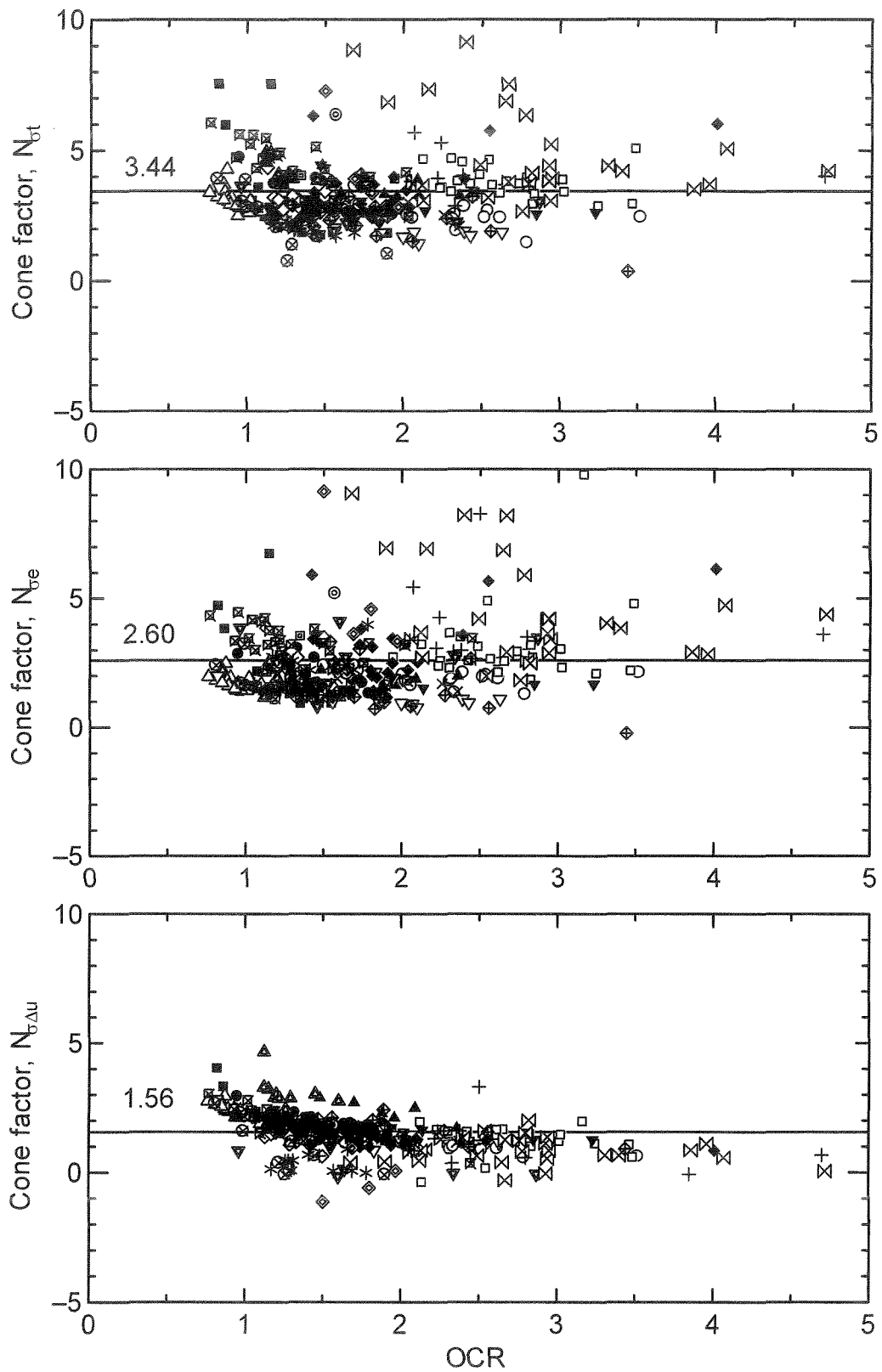


図-5.19 各圧密コーン係数($N_{\sigma t}$, $N_{\sigma e}$, $N_{\sigma \Delta u}$)と過圧密比(OCR)の関係

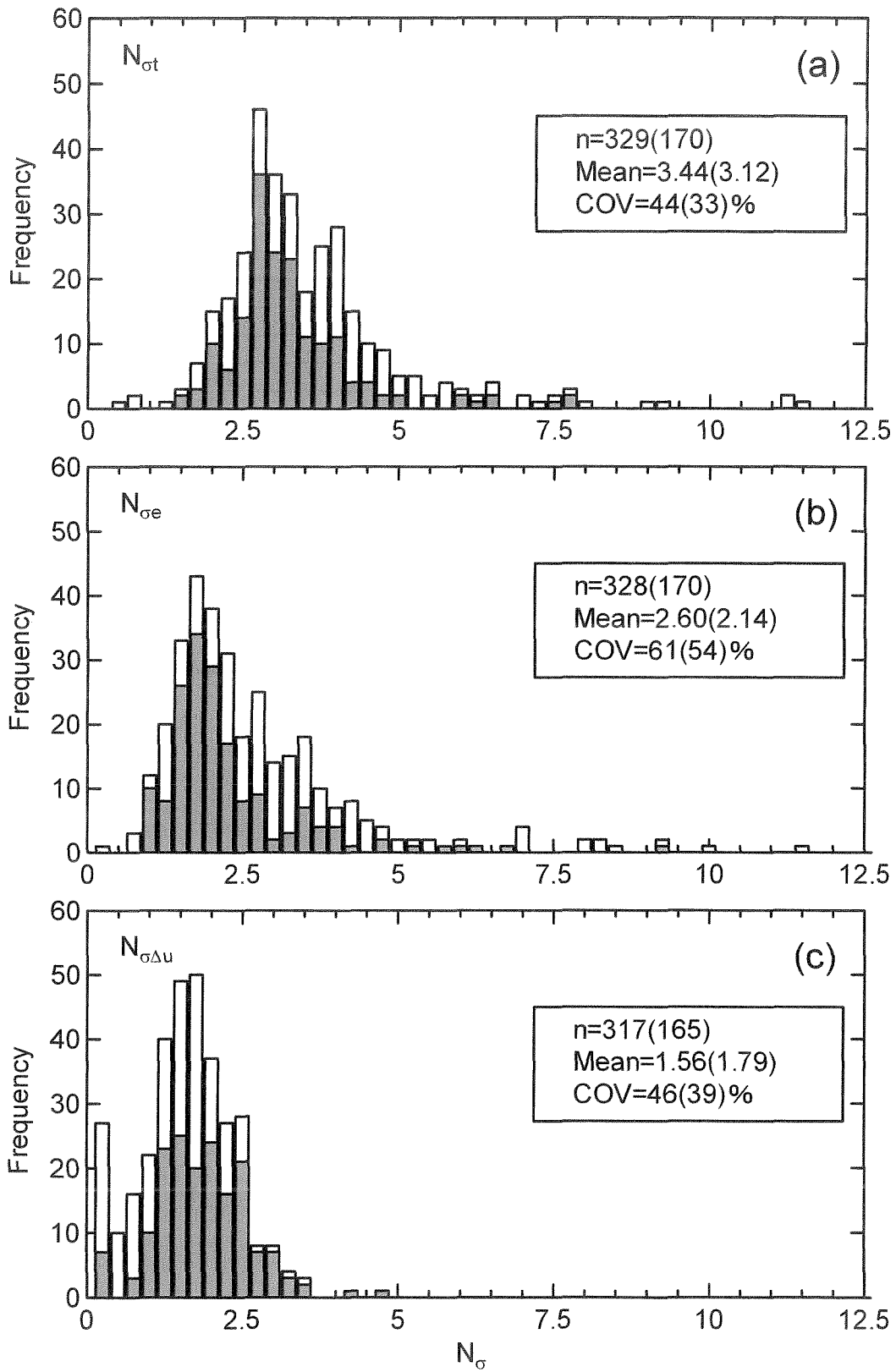


図-5.20 対象地域の粘性土から求めた各圧密コーン係数 (N_{ot} , N_{oe} , $N_{\sigma\Delta u}$) の頻度分布

表-5.3 圧密コーン係数一覧表

		$N_{\sigma t}$	$N_{\sigma e}$	$N_{\sigma u}$
国内海成粘土 14地点	コーン係数	3.12	2.14	1.79
	変動係数	33	54	39
	データ数	170	170	165
国内外海成粘土 21地点	コーン係数	3.18	2.29	1.68
	変動係数	41	57	42
	データ数	260	267	260
国内陸成粘土 2地点	コーン係数	4.58	3.97	1.04
	変動係数	39	51	51
	データ数	61	61	57
国内粘性土 19地点	コーン係数	3.50	2.62	1.60
	変動係数	41	63	46
	データ数	231	231	222
国内外粘性土 23地点	コーン係数	3.44	2.60	1.56
	変動係数	44	61	46
	データ数	329	328	317

※海成粘土・・・八郎潟, 石巻, 霞ヶ浦, 東扇島, 久里浜, 桑名, 泉州,
岡山, 玉野, 笠岡, 出雲, 柳井, 下関, 有明, Pusan,
Cebu, Phu-my, Bangkok, Singapore, Surabaya, Drammen
陸成粘土・・・亀田, 厚木

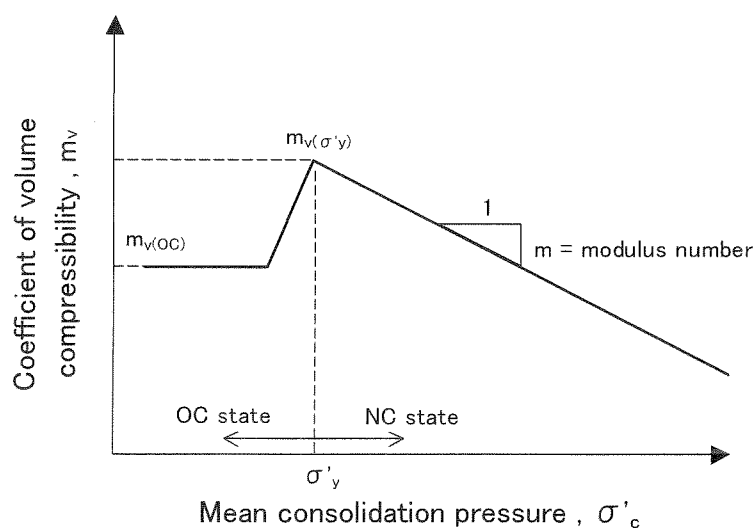


図-5.21 体積圧縮係数 (m_v) と圧密圧力 (σ'_c) の関係の概念図

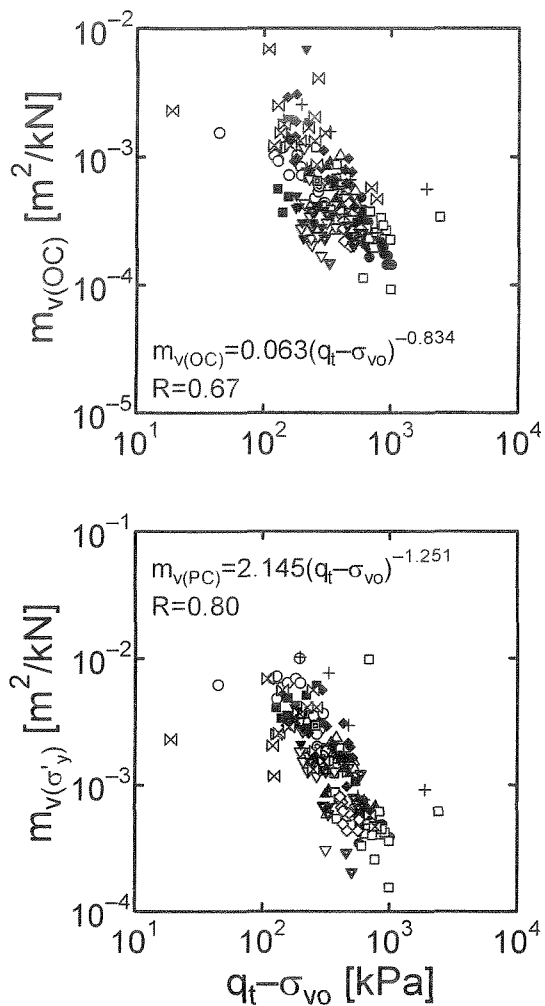


図-5.22 体積圧縮係数 ($m_{v(OC)}$, $m_{v(\sigma'_y)}$) と
実コーン先端抵抗 ($q_t - \sigma_{v0}$) の関係

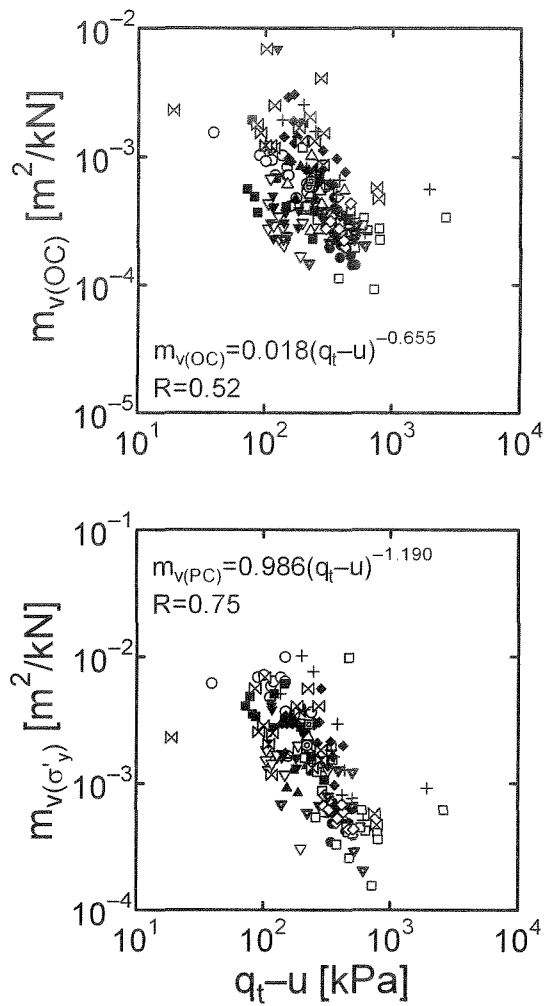


図-5.23 体積圧縮係数 ($m_{v(OC)}$, $m_{v(\sigma'_y)}$) と
有効コーン先端抵抗 ($q_t - u$) の関係

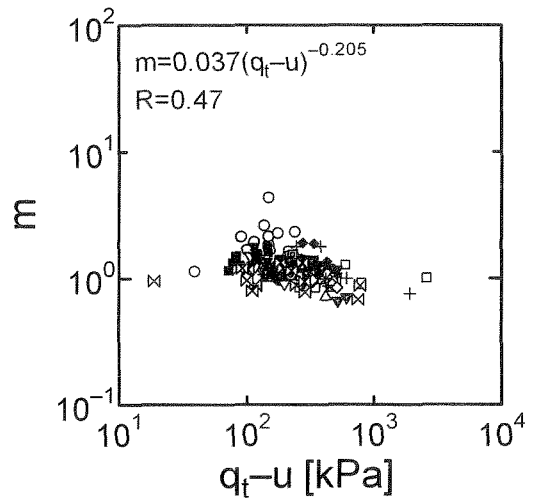
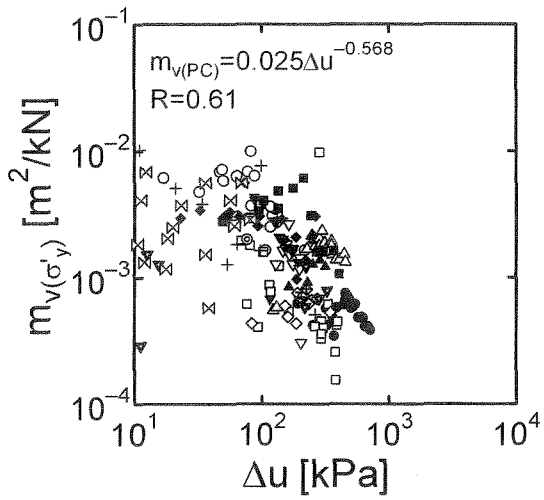
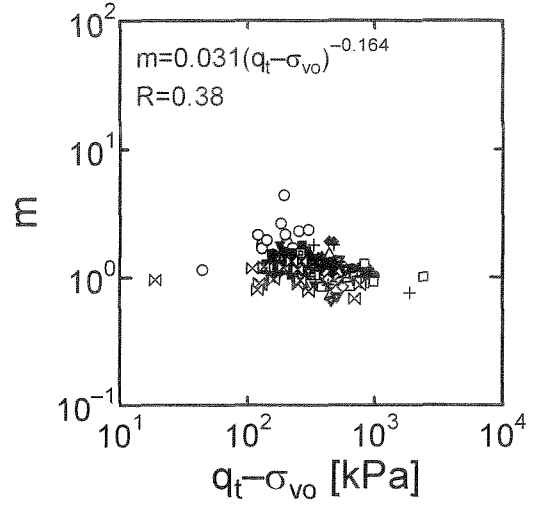
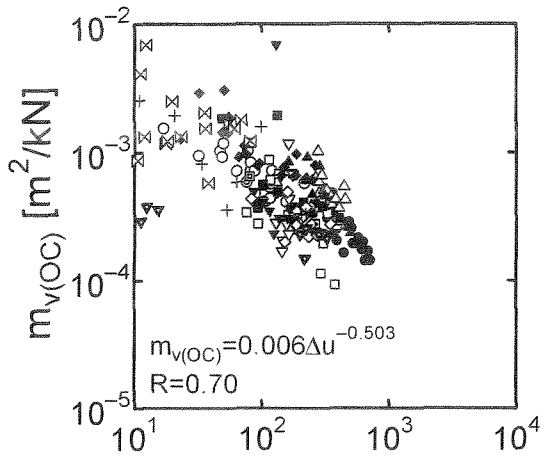


図-5.24 体積圧縮係数 ($m_{v(OC)}$, $m_{v(\sigma'_y)}$) と
過剰間隙水圧 (Δu) の関係

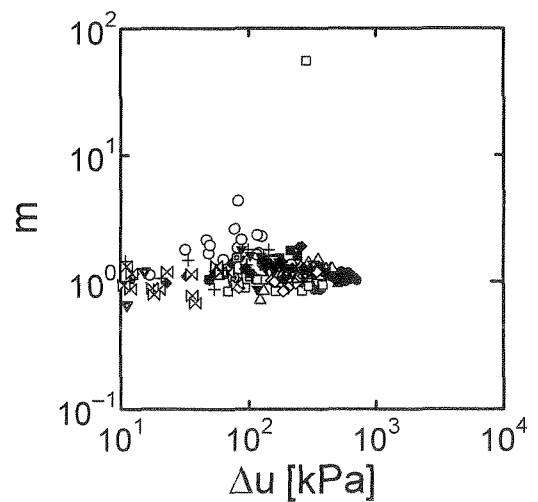


図-5.25 体積圧縮係数の勾配 (m)
と q_{net} , q_s , Δu の関係

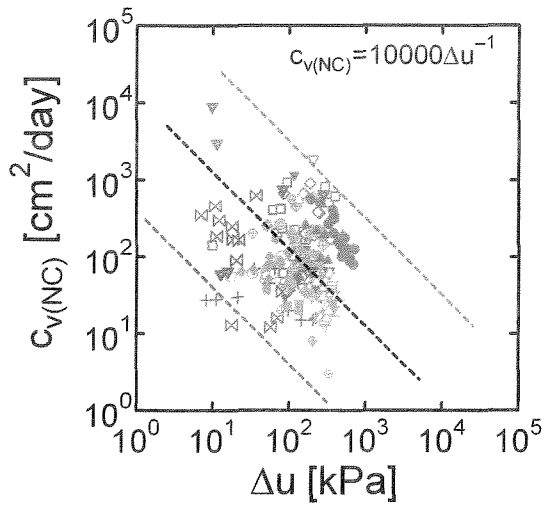


図-5.26 圧密係数($c_{v(NC)}$)と Δu の関係

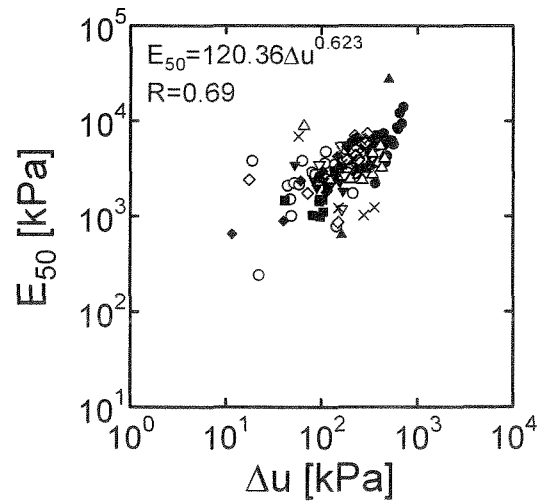
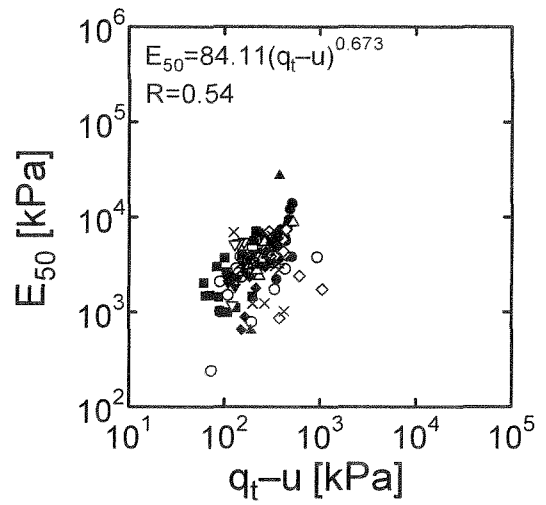
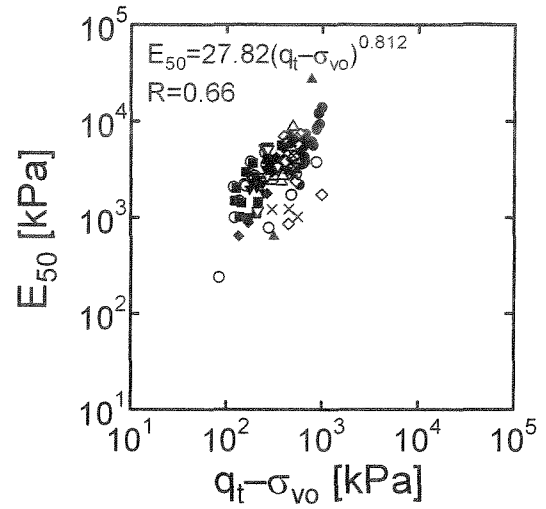


図-5.27 変形係数(E_{50})と q_{net} , q_e , Δu の関係

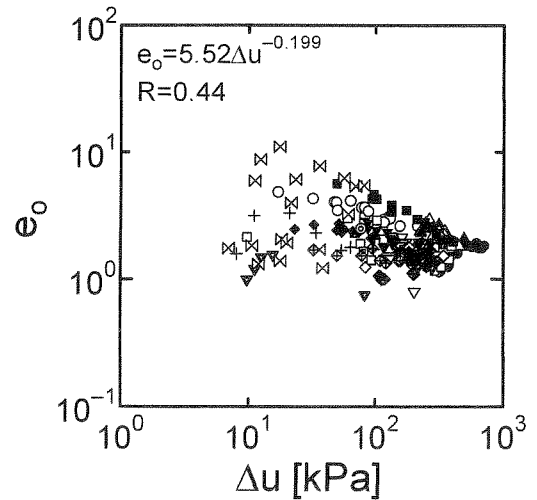
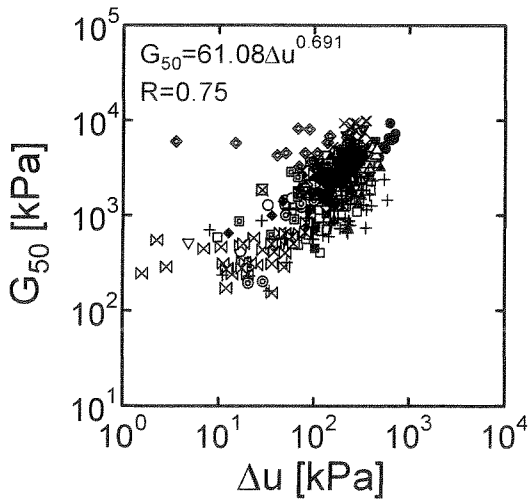
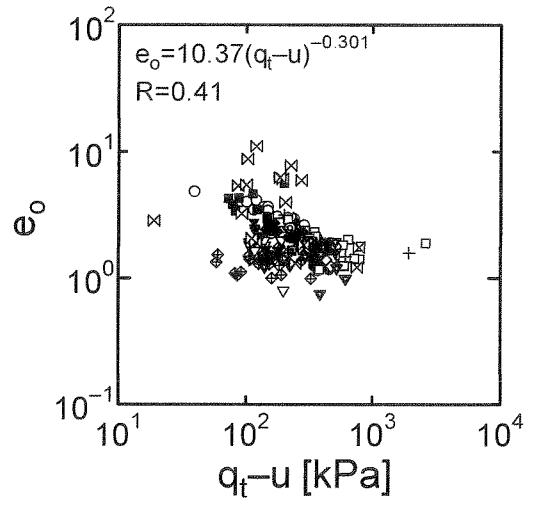
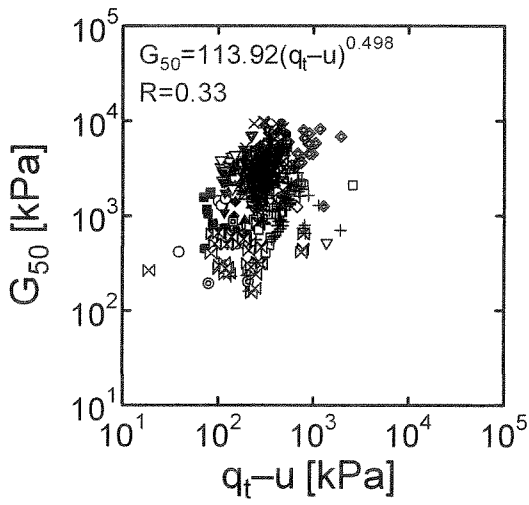
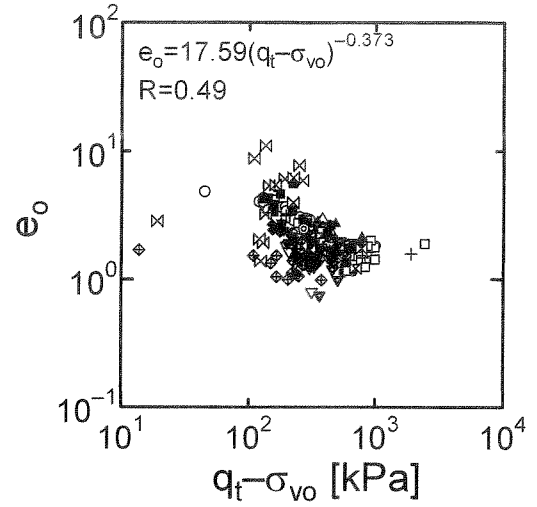
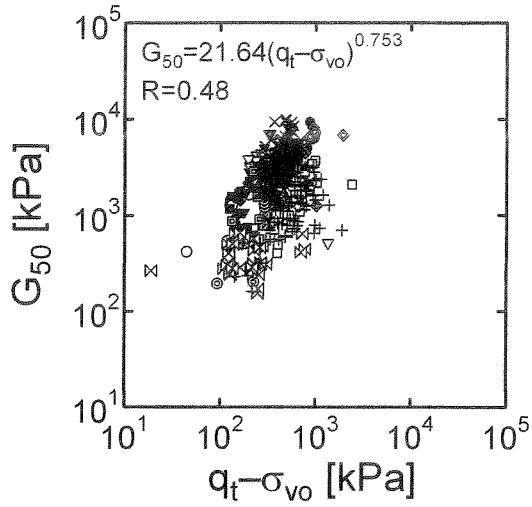


図-5.28 せん断剛性率(G_{50})と q_{net} , q_e , Δu の関係

図-5.29 間隙比(e_0)と q_{net} , q_e , Δu の関係

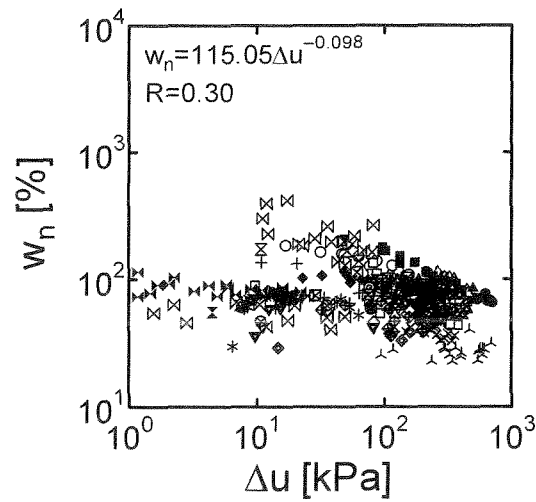
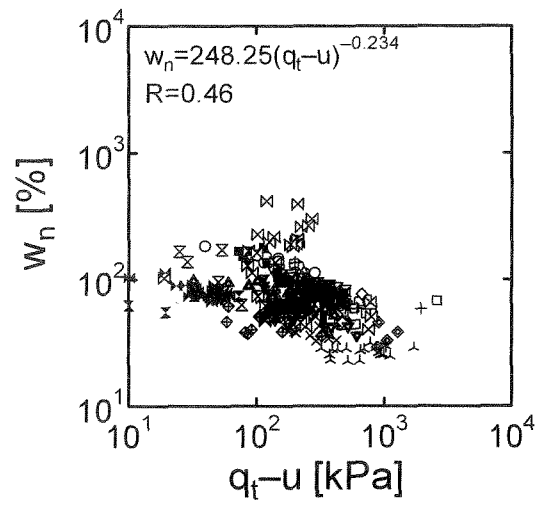
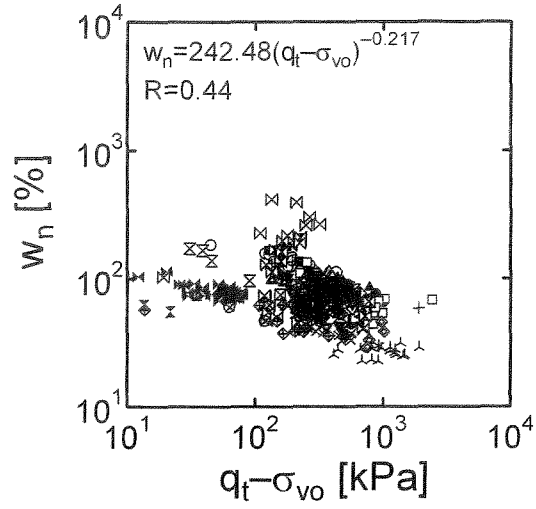
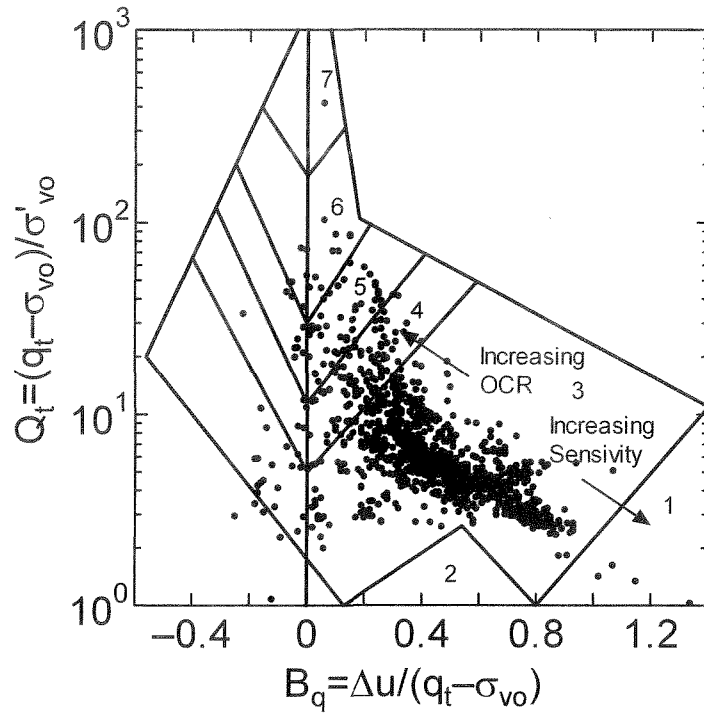


図-5.30 自然含水比(w_n)と q_{net} , q_e , Δu の関係



Zone	Soil behaviour type
1	Sensitive, fine grained
2	Organic soils-peats
3	Clays-clay to silty clay
4	Silt mixtures; clayey silt to silty clay
5	Sand mixtures; silty sand to sand silty
6	Sands; clean sands to silty sands
7	Gravelly sand to sand

図-5.31 国内外 26ヶ所の調査地点の土質分類 (Robertson (1990) の土質分類図を使用)

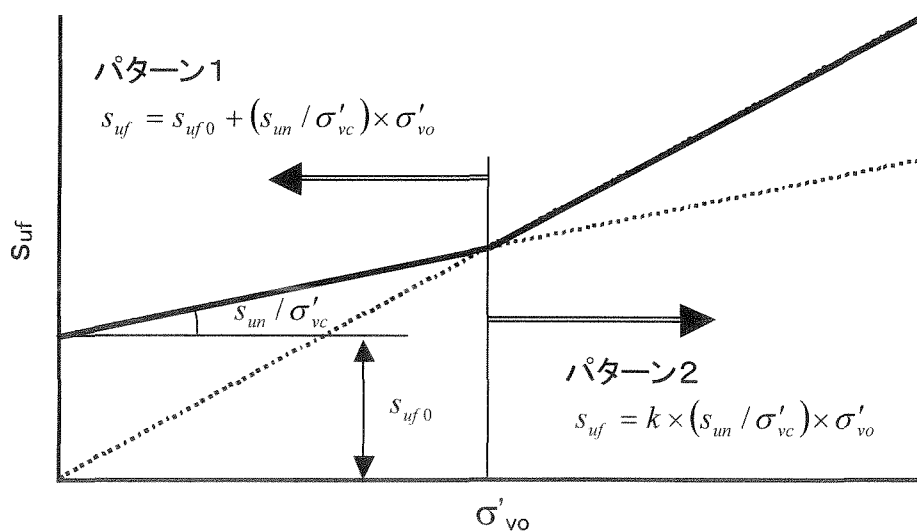


図-5.32 年代効果を有する粘性土の原位置せん断強度 (s_{uf}) と有効土被り圧 (σ'_{vo}) の関係

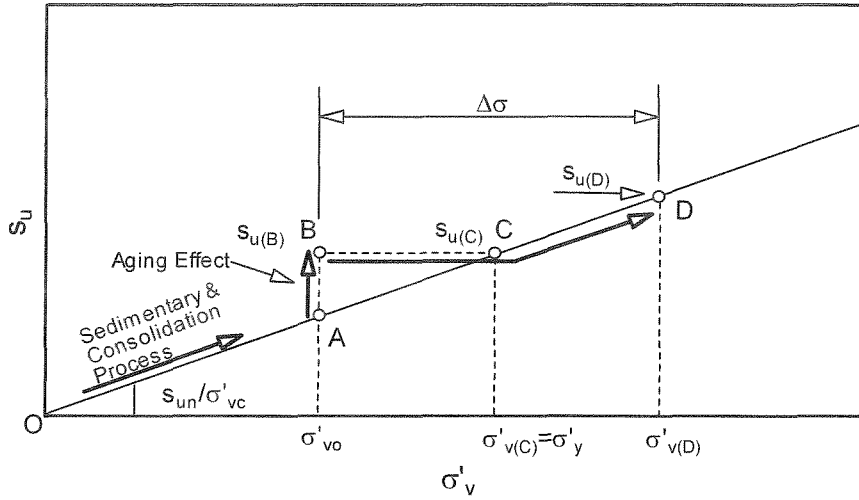


図-5.33 圧密によるNCA粘土の強度増加の概念図

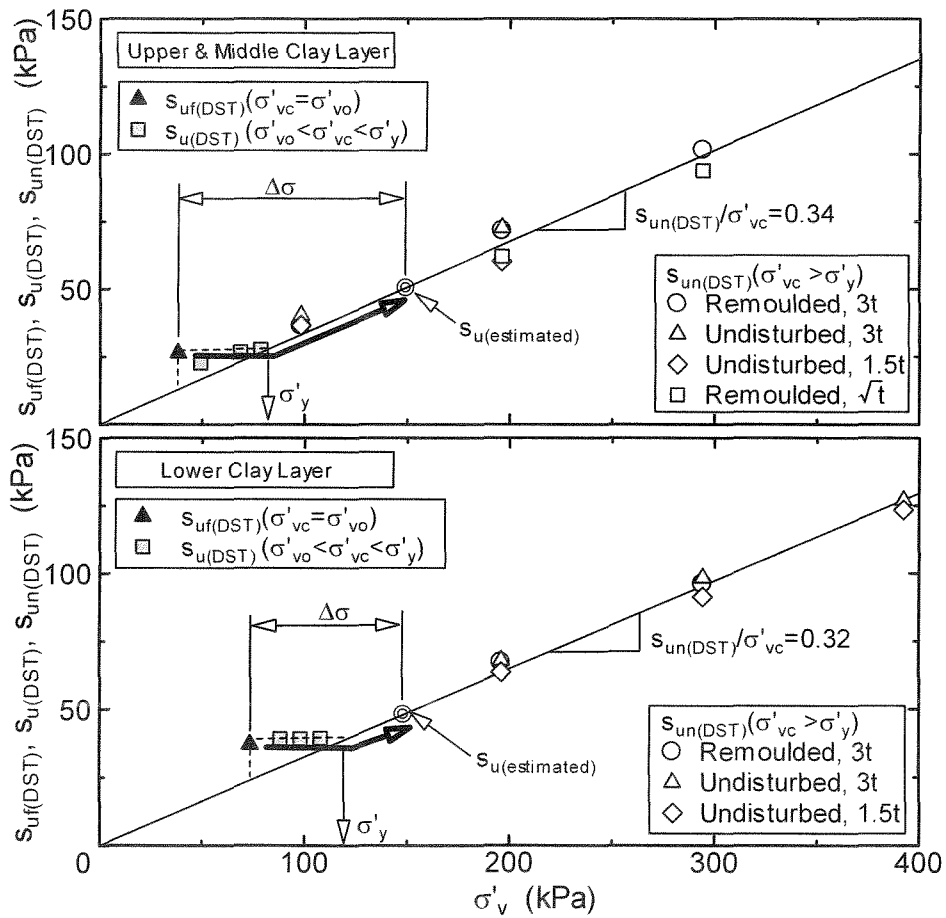


図-5.34 一面せん断強度 ($s_{uf(DST)}$, $s_{u(DST)}$, $s_{un(DST)}$) と有効鉛直応力 (σ'_v) の関係

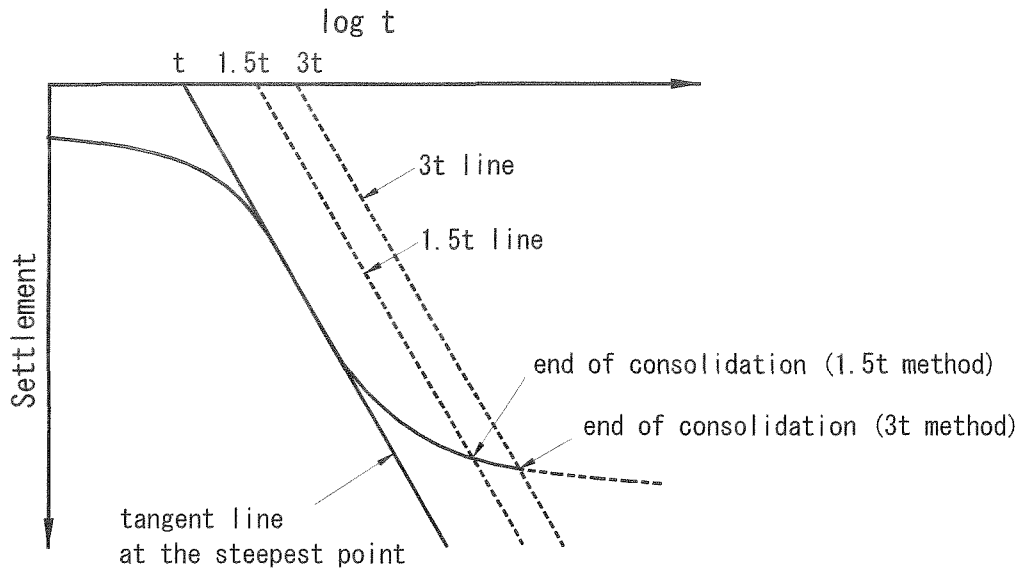


図-5.35 1.5t法の考え方

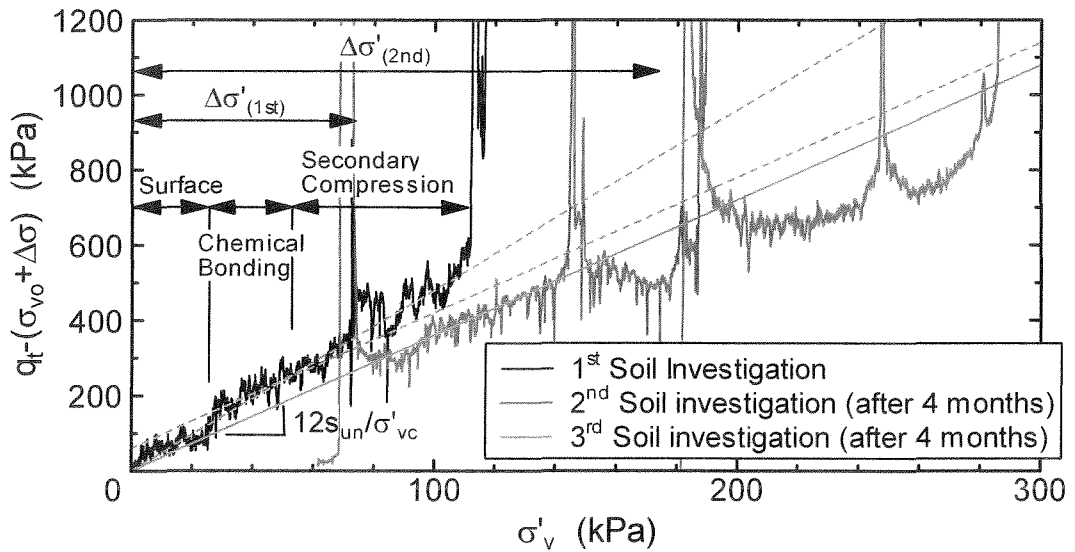
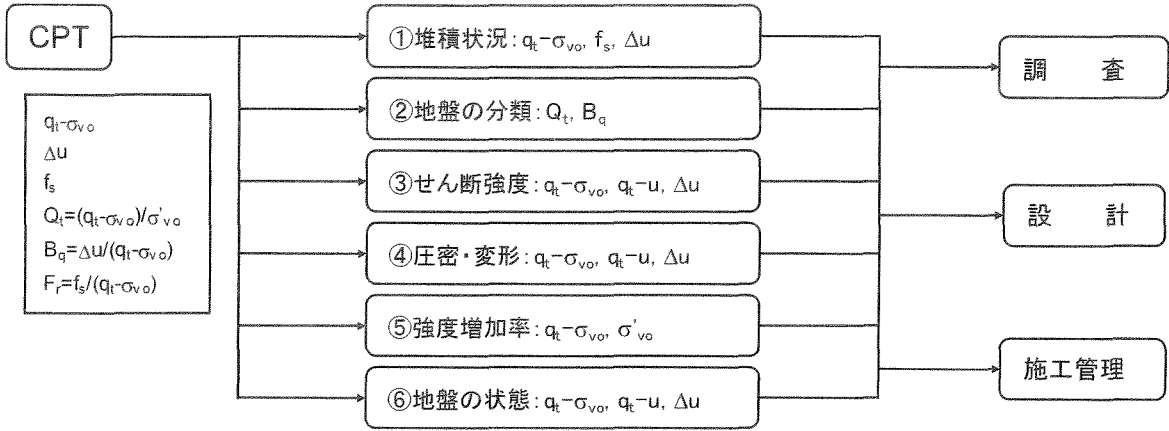
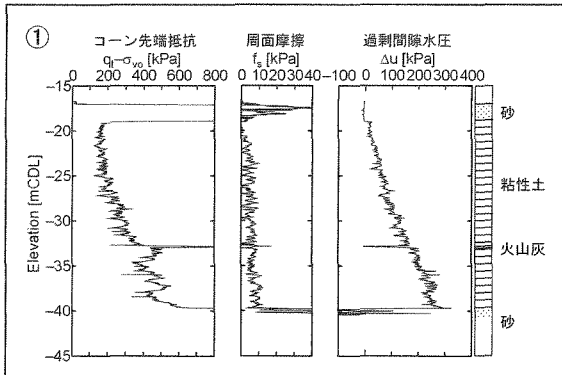


図-5.36 実コーンせん断抵抗 ($q_t - \sigma_{v0}$) と有効鉛直応力 (σ'_v) の関係



CPTによる調査・設計・施工管理の手順

1. 対象となるエリア全域に亘りCPTを実施する
2. ①～⑥により地盤の概要を捉え、概略設計を実施する
3. 代表的地点でボーリングを行い不攪乱試料を採取し室内試験を実施する
4. コーン係数を指標として室内試験結果を評価する
5. CPT結果と各地盤定数の関係を求め、地域特性を把握した上で詳細設計を実施する
6. 上記の関係をを用いて施工中の安定管理を実施する



④

$$\sigma'_y = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{3.44} = \frac{q_t - u}{2.60} = \frac{\Delta u}{1.56}$$

$$m_{v(OCR)} = 0.063 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{-0.834} = 0.018 \cdot (q_t - u)^{-0.655} = 0.006 \cdot \Delta u^{-0.503}$$

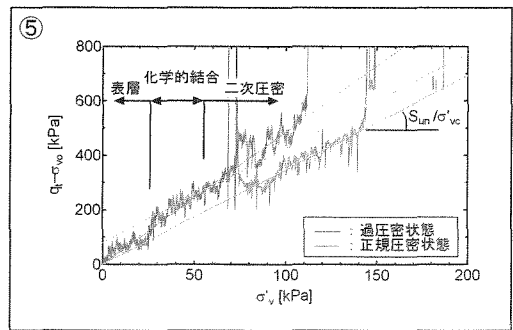
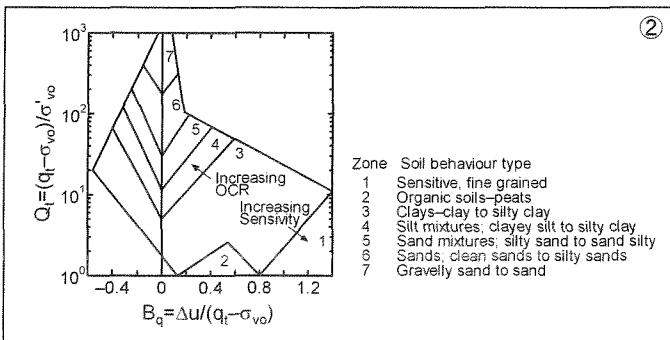
$$m_{v(\sigma'_y)} = 2.145 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{-1.251} = 0.986 \cdot (q_t - u)^{-1.190} = 0.025 \cdot \Delta u^{-0.568}$$

$$m = 0.031 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{-0.164} = 0.037 \cdot (q_t - u)^{-0.205}$$

$$c_{v(NC)} = 10000 \cdot \Delta u^{-1}$$

$$G_{50} = 21.64 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{0.753} = 113.92 \cdot (q_t - u)^{0.498} = 61.08 \cdot \Delta u^{0.69}$$

$$E_{50} = 27.82 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{0.812} = 84.11 \cdot (q_t - u)^{0.673} = 120.36 \cdot \Delta u^{0.623}$$



③

$$s_{u(mob)} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{13.5} = \frac{q_t - u}{10.5} = \frac{\Delta u}{6.0}$$

⑥

$$e_0 = 17.59 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{-0.373} = 10.37 \cdot (q_t - u)^{-0.301} = 5.52 \cdot \Delta u^{-0.199}$$

$$w_n = 242.48 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{-0.217} = 248.25 \cdot (q_t - u)^{-0.234} = 115.05 \cdot \Delta u^{-0.098}$$

図-5.37 CPTによる調査・設計・施工管理方法

表-5.4 CPT 結果より地盤の諸定数を推定するための関係式とその適用性

推定される土質定数			$q_{net}=q_t-\sigma_{vo}$ (kPa)			$q_e=q_t-u$ (kPa)			Δu (kPa)		
定数	単位	詳細	関係式	R	適用性	関係式	R	適用性	関係式	R	適用性
s_u	(kPa)	$s_u(DST)$	$q_{net}/11.52$	0.85	◎	$q_e/8.90$	0.60	○	$\Delta u/4.88$	0.58	○
		$s_u(FVT)$	$q_{net}/12.46$	0.88	◎	$q_e/9.47$	0.76	◎	$\Delta u/5.47$	0.67	◎
		$q_u/2$	$q_{net}/13.40$	0.83	◎	$q_e/10.00$	0.49	○	$\Delta u/6.49$	0.72	◎
σ'_y	(kPa)		$q_{net}/3.44$	0.86	◎	$q_e/2.60$	0.62	○	$\Delta u/1.56$	0.74	◎
m_v	(m^2/kN)	$m_v(OC)$	$0.063 \cdot q_{net}^{-0.834}$	0.67	○	$0.018 \cdot q_e^{-0.655}$	0.52	○	$0.006 \cdot \Delta u^{-0.503}$	0.70	◎
		$m_v(\sigma'_y)$	$2.145 \cdot q_{net}^{-1.251}$	0.80	◎	$0.986 \cdot q_e^{-1.190}$	0.75	◎	$0.025 \cdot \Delta u^{-0.568}$	0.61	○
		m	$0.031 \cdot q_{net}^{-0.164}$	0.38	△	$0.037 \cdot q_e^{-0.205}$	0.47	○	-		
c_v	(cm^2/day)		-			-			$10000 \cdot \Delta u^{-1}$	-	△
E_{50}	(kPa)		$27.82 \cdot q_{net}^{0.812}$	0.66	○	$84.11 \cdot q_e^{0.673}$	0.54	○	$120.36 \cdot \Delta u^{0.623}$	0.69	○
G_{50}	(kPa)		$21.64 \cdot q_{net}^{0.753}$	0.48	○	$113.92 \cdot q_e^{0.498}$	0.33	△	$61.08 \cdot \Delta u^{0.691}$	0.75	◎
e_0			$17.69 \cdot q_{net}^{-0.373}$	0.49	○	$10.37 \cdot q_e^{-0.301}$	0.41	○	$5.57 \cdot \Delta u^{-0.199}$	0.44	○
w_n	(%)		$242.48 \cdot q_{net}^{-0.217}$	0.44	○	$248.25 \cdot q_e^{-0.234}$	0.46	○	$115.05 \cdot \Delta u^{-0.098}$	0.30	△

相関係数(R)の区分

$0 < |R| < 0.2 \Rightarrow$ ほとんど相関なし: ×, $0.2 < |R| < 0.4 \Rightarrow$ 弱い相関あり: △,

$0.4 < |R| < 0.7 \Rightarrow$ 比較的強い相関あり: ○, $0.7 < |R| < 1.0 \Rightarrow$ 強い相関あり: ◎

第6章 CPTの実務への適用

6.1 はじめに

軟弱な海底地盤上に埋立や盛土などにより土構造物を建設する場合、原地盤および構造物の安定と変形が工学上の問題となる。施工においては、地盤の破壊や不同沈下を引き起こす局部的に不均一な荷重を防止するため、均一載荷による施工が重要となる。沈下・安定問題に関する施工管理を実施する上では、施工中の強度増加、圧密度などの地盤情報を精度良く入手することや、載荷重（施工層厚×単位体積重量）を効率良く把握することが必要となる。原地盤の強度増加確認は、施工段階毎にボーリング調査により採取された不攪乱試料に対する室内強度試験結果と施工前に実施した処女地盤の強度とを比較することにより判断されることが多く、原位置試験が使用されることは少ない。我が国では、室内強度試験として一軸圧縮試験（UCT）が適用されることが多いが、強度確認に要する時間と費用は大きく、経済的で合理的な手法の確立が求められている。

また、原地盤の沈下量は予め設置された沈下板の高さを経時的に測定することで得られ、原地盤の平均圧密度は予測される最終沈下量と測定された沈下量を比較することにより算定している。しかし、水深が深く施工範囲が広大である場合、陸上工事のように沈下板を密に設置することはできない。したがって、沈下板を設置していない箇所の沈下量は近傍の沈下板の沈下量から推定しなければならない。また、大水深での施工においては、地盤や構造物が変形を起した場合、即時にその変状を確認することが困難である。そのため、海水面下での大規模埋立工事における効率的な施工管理システムの開発が求められている。

このように、強度と圧密度が異なった手段で求められているため施工管理は煩雑になっているが、それらの情報が同時に原位置試験により入手できれば効率的かつ実用的である。

関西国際空港2期空港島造成事業は、大水深かつ軟弱地盤上で大量急速施工を行うもので、サンドドレーン（SD）工法等の圧密促進工法で改良された軟弱な海底粘性土地盤上に土運船による盛砂や埋立が行われた。その護岸工事の施工管理としてCPTを中心とした土質調査にて改良地盤の強度と圧密度を把握するとともに、従来施工管理に積極的に用いられることが少なかった深淺測量を活用した

施工層厚、沈下量および施工（載荷）履歴等を把握できるシステムを開発し実務に適用した。さらに、それらを用いて改良地盤の圧密定数の測定を試みた。本章では、CPTと深淺測量を用いた新しい施工管理方法を軟弱粘性土地盤上に建設される海上空港、関西国際空港2期空港島の護岸工事の施工管理に適用した事例について述べるとともに、原地盤の力学特性についても考察する。

6.2 工事概要

関西国際空港2期空港島造成事業は、1994年9月に開港した1期空港島の沖合に4,000mの平行滑走路等の空港施設を有する埋立面積約545万 m^2 の2期空港島を造成するものである。本工事は、2期空港島の北側外周護岸を築造する工事であり、そのほとんどは緩傾斜石積み護岸である。図-6.1に空港島の平面図および本工事施工位置を示す。図-6.2は護岸の標準断面として図-6.1中のA-A断面を示したもので、軟弱な沖積粘性土層は-45mまで堆積している。護岸工事の施工順序と実施した3回の土質調査時期を図-6.3に示す。護岸の施工順序は次のとおりである。①原地盤にSDの上部排水層となる厚さ1.5mの敷砂を2～3層に分けて散布し、②長さ約21mのSDを沖積粘性土下部に存在する洪積砂層まで打設（ $\phi 0.4\text{m}$ 、打設間隔は護岸直下で $2.5 \times 1.6\text{m}$ 、その他区域では $2.5 \times 2.5\text{m}$ ）し、その後、③層厚16.0mの盛砂が土運船により直接投入され、④さらに捨石、盛砂の施工により全層厚27mの緩傾斜石積み護岸が築堤される。原地盤の強度増加を待つ目的の圧密放置は、図-6.3に示すように4ヶ月間ずつ2回設定されており、盛砂の層厚が6mに達した時点で第1回目が、下部捨石層の完了時点で第2回目の圧密放置期間に入る。それぞれにおいて所定の強度発現を確認後、次工種を進める計画となっている。1回目の圧密放置時の増加応力（ $\Delta\sigma'_{(1st)}$ ）は、護岸法線直下で約75kPa、2回目の圧密放置時までの増加応力は100kPaであり初期状態からの増加応力（ $\Delta\sigma'_{(2nd)}$ ）は175kPaとなる。

6.3 原地盤の特性

既存の土質データの再検証と施工区域の沖積粘性土地盤の特性を詳細に把握する目的で事前調査を実施している。施工中には、圧密による地盤の強度増加と圧密度を確認するため、圧密放置期間中に2回の調査を実施している。実施した3回の土質調査内容とその方法を表-6.1および以下に示す。

・コーン貫入試験（CPT）

第5章 5.2節に示した方法と同様.

・ **現場ベーン試験 (FVT)**

第5章 5.2節に示した方法と同様.

・ **一面せん断試験 (DST)**

第5章 5.2節に示した方法と同様. ただし, DST-3は実施していない.

・ **一軸圧縮試験 (UCT)**

第5章 5.2節に示した方法と同様.

・ **定ひずみ速度圧密試験 (CRST)**

第5章 5.2節に示した方法と同様.

・ **等方圧密非排水三軸圧縮試験 (CIUT)**

地盤工学会基準 (JGS 0523-2000 土の圧密非排水三軸圧縮試験方法) によって規定されている方法で実施した. CIUT も, 再圧縮法の一つである (土田ら (1989)). 不攪乱試料から作製した直径 D35mm, 高さ H80mm の供試体を用い原位置の平均有効拘束圧 ($\sigma' = (\sigma'_{vo} + \sigma'_{ho})/3$) で 2 時間等方圧密した後, 軸ひずみ速度 0.1%/min で圧縮した. ここで, σ'_{ho} は原位置有効水平応力で, K_0 を 0.5 とすれば $\sigma' = 2/3(\sigma'_{vo})$ となる.

・ **消散試験 (Dissipation test)**

CPT 中にコーンの貫入を一時停止し, コーン貫入に伴い発生していた過剰間隙水圧の経時変化 (消散状況) を測定した.

土質調査は, 図-6.3 に示すように施工区域内の沖積粘性土の特性を詳細に把握する目的の事前調査および圧密期間中の強度増加と圧密度を確認するための調査を 2 回実施 (二次, 三次調査) している. 表-6.1 に調査内容と試験方法を示す. 図-6.4 は, 事前調査結果として, CPT より得られた実コーン先端抵抗 ($q_t - \sigma_{vo}$), 周面摩擦 (f_s), 過剰間隙水圧 (Δu) と物理試験結果および CRST による圧密係数 (c_v) を示したものである.

事前調査より, 対象区域の沖積粘性土層について以下の点を確認している.

- ① 施工区域に分布する沖積粘性土の厚さは 20m~22.5m, 平均層厚は 21.2m であり, 粘土分 50%以上, 砂分 5%以下の概ね均質な粘性土であることが確認された. その層厚は沖に向かい厚くなる傾向があり, 区域内でも沖側の粘性土層は陸側に比べ約 2.5m 厚い.
- ② CPT により, ボーリング調査では確認されづらい約 6,000 年前の降下堆積物であるアカホヤ火山灰層 ((社)地盤工学会 (1995)) が基本水準面 (CDL) -32~-33m 付近に確認された. その火山灰層の出現深度は沖側に向い深くなる傾向がある. また, 図-6.4 に示すように, CPT から得られた Δu が急激に低下していることから, この層は高い透水性を持つと考えられる.
- ③ 沖積粘性土は, 自然含水比 (w_n), 液性限界 (w_L) などの物理特性とコーン貫

入時の過剰間隙水圧 (Δu) の関係により、以下に示すように3層に分類することができる (図-6.4) . 上部粘土層において Δu の発生が見られないが、海 (湖) 底の表層部では度々起こる現象であり、原位置試験の中でCPTでのみで捉えられるものである.

上部層 … $w_n > w_L, \Delta u \doteq 0$

中部層 … $w_n \doteq w_L, \Delta u > 0$

下部層 … $w_n < w_L, \Delta u > 0$

図-6.5 に各種せん断試験より得られた原位置非排水せん断強度 (s_{uf}) を有効土被り圧 (σ'_{vo}) に対して整理したものを示す. 図には一面せん断試験 (DST-2) から得られた上・中部粘性土と下部粘性土の正規圧密状態の強度増加率 (s_{un}/σ'_{vc}) も併せて示してある. 強度の異方性やひずみ速度の影響により試験方法によって s_{uf} の値は異なるが、いずれも (s_{un}/σ'_{vc}) のラインよりも上位に分布する. また、この地域の粘性土は上載圧の除去を受けたことがないことから、施工区域に分布する粘性土は年代効果により過圧密状態にある正規圧密 aged 粘土 (NCA 粘土) である. s_{uf} は、一面せん断強度 ($s_{uf(DST)}$) により-31m 付近を境界として下式に示す関係が得られた. 相関係数 (R) は両者とも 0.90 である.

$$s_{uf(DST)} = 10 + 0.34\sigma'_{vo} \quad (\text{上・中部粘性土}) \quad (6.1)$$

$$s_{uf(DST)} = 0.54\sigma'_{vo} \quad (\text{下部粘性土}) \quad (6.2)$$

上式の関係は、年代効果を有する粘性土の典型的な関係 (Hanzawa and Adachi (1983)) であり、(6.1)式で示される上・中部粘性土は化学的結合作用が卓越しており、(6.2)式で示される下部粘性土は二次圧密作用が卓越している. また、(6.1)と(6.2)式の交点 (-31m 付近) は、中部層と下部層の境界とほぼ一致する.

安定計算に用いる設計用せん断強度 ($s_{u(mob)}$) は各種の試験から得られたせん断強度に補正係数を乗じて計算される ((社)日本港湾協会 (1999)). 今回適用した $s_{u(mob)}$ の算定式を次式に示す.

$$s_{u(mob)} = 0.85s_{uf(DST)} = q_u / 2 = 0.75s_{u(CIU)} = s_{uf(FVT)} \quad (6.3)$$

実コーン先端抵抗 ($q_t - \sigma_{vo}$) と $s_{u(mob)}$ の関係を図-6.6 に示す. 両者の間には良い相関 ($R=0.85$) が見られ、(6.4)式の関係が得られた.

$$s_{u(mob)} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{12} \quad (6.4)$$

6.4 層厚・沈下管理

軟弱地盤上に建設される構造物の一般的な沈下・安定管理は、設計段階での検討に加え、①施工中の沈下板による沈下量の測定、②軟弱地盤対策が施されている場合は、その改良効果を確認するための土質調査などにより実施されている。この方法では、沈下板を設置していない箇所では沈下量を得ることができず、その様な場所の沈下量は、近傍の沈下板の沈下量から推定しなければならない。しかし、水深が深く施工範囲が広大である場合、陸上工事のように沈下板を密に設置することはできない。そのため、大規模埋立工事における効率的な施工管理システムの開発が求められていた。

本工事での沈下・安定管理フローを図-6.7 に示す。本工事では上記の沈下・安定管理法に加え、従来、施工管理に積極的に用いることが少なかった深淺測量により施工層厚、沈下量および施工（載荷）履歴等を把握できるシステムの開発を行い施工管理に適用するとともに、CPT を中心とした土質調査により沈下・安定管理を実施している。

本工事の深淺測量は、ナローマルチビーム（NMB）音響測深機と RTK-GPS を組み合わせて行っている。図-6.8 に深淺測量の概念図を示す。NMB 音響測深機は、 1.5° の音響ビームを一度に 60 本、 90° の範囲で扇状に発信するため、進行方向直角に水深の約 2 倍の範囲の海底地盤高さを面的にかつ高密度に取得することができる。この NMB 音響測深機と RTK-GPS による正確な位置情報、および測量船の変位誤差を補正する動揺補正装置等の最新機材を組み合わせることにより、精度の高い深淺測量の実施が可能となり、海洋土木工事における施工管理に多用されつつある。

深沢ら（2001）は、深淺測量を用いて盛砂層厚・原地盤沈下量・施工（載荷）履歴を把握する手法を開発した。図-6.9 にその解析フローを示す。図に示すように本システムは 2 つの過程より構成されている。1 つは「層厚・沈下量把握」の過程で、NMB 音響測深機により得られた日々の深淺測量結果より、施工層厚と沈下量を把握する。一方の「施工（載荷）履歴取得」の過程では、土砂投入毎の土質情報と深淺測量データとを関連付けることで、施工エリア全域の載荷履歴（載荷重）を取得する。これら 2 つの過程から得られた結果より、任意地点（断面）での施工層厚、沈下量および載荷重を把握でき、軟弱地盤における沈下・安定管理に役立てることが可能となる。

図-6.10 に層厚・沈下量把握の概念を示す。図に示すように、土運船による盛砂投入前後の深淺測量の差より、堆積層厚（T）を算出することができ、定期的

に測量を実施することによりその間の原地盤沈下量 (S) を把握することができる。これらの作業を繰り返し行うことで任意地点での盛砂の層厚・原地盤沈下量を把握することが出来る。層厚・沈下量取得の具体的手順を次に示す。まず、①土砂投入に先立ち土砂投入前測量を出来るだけ広い範囲で実施する。次に、②投入完了後速やかに投入後事後測量を行い、①と②の差より堆積層厚 (T) を算出する (事後測量を速やかに行う事で即時沈下量は無いものとする)。また、③投入期間の間隔が空く場合は定期的に測量を実施し、その間の沈下量 (S) を把握する。同様に 2 投目以降もこれらの作業を繰り返し行う。

図-6.11 に深浅測量による、施工層厚・沈下量の測定結果を示す。図には近傍の沈下板による測定値も併せて示してある。本手法による測定精度は 16m の施工層厚に対して $\pm 0.3\text{m}$ 、4m の沈下量に対して $\pm 0.2\text{m}$ であった。これは、海上工事の施工管理上の精度として十分である。図-6.12 に深浅測量から得られる時間-沈下曲線を近傍の沈下板による沈下データと併せて示す。深浅測量による沈下量は沈下板による測定値とほぼ一致しており、本手法が沈下管理に適用できることが確認された。後述のように、この時間-沈下曲線により任意の地点で粘性土層の平均的な体積圧縮係数 (m_v) と圧密係数 (c_v) を求めることができることから、地盤特性を考慮した施工により、不陸の少ない埋立地盤の造成が可能となる。また、図-6.13 に示すように、層厚・沈下量を平面的若しくは三次元的に表示することで、水面下においても施工不良箇所やすべり破壊による沈下異常点等を容易に発見することも可能である。

沈下計算を実施する上では、施工層厚を載荷重に換算する必要がある。図-6.14 に施工(載荷)履歴把握の手順を示す。図中に示すように、土運船上での埋立材の積載体積 (V_1)、単位体積重量 (γ_{t1}) 等のデータと土砂投入前後の深浅測量結果より投入後の体積 (V_2) を把握し、体積変化率 ($\alpha=V_1/V_2$) を算出する。これにより、投入後の水中単位体積重量 (γ') を算出することができ、工事区域全域若しくは任意地点での施工(載荷)履歴および載荷重を算出することが可能となる。具体的手順を次に示す。まず、①土源における土運船への土砂積み込み時の積載体積 (V_1) と重量 (W_1) および含水比 (w_1) により、土運船上での単位体積重量 (γ_{t1}) を得る。次に、②投入前後の測量結果より投入後の体積 (V_2) を求め、 α ($=V_1/V_2$) を算出する。これにより、投入後の水中単位体積重量 (γ') を算出することができる。③以後、同様に繰り返す。土運船にて運搬された土砂は、海中に直接投入 (直投) されることによりその体積が変化する。直投による体積変化には、埋立材の投入前後の体積変化と投入による原地盤へのめり込みおよび上載荷重による圧縮がある。深浅測量では、投入による原地盤へのめり込みと上載荷重による圧縮は評価できないため、今回は別途実施した室内試験結果により、それらの影響による埋立材の体積変化を 10%としている。

深浅測量より得られた投入前後の体積変化率と γ' の頻度分布を図-6.15, 6.16に示す. 土運船での直投による盛砂の体積変化は, 施工水深や土運船のハッチ形状および潮流等に影響されるが, 得られた堆積変化率は正規分布を示し, その平均値は1.20であった. γ' は土運船上の単位体積重量とそれぞれの体積変化率を用いて算出され, 今回得られた γ' の平均値は12.4kN/m³であった.

6.5 安定管理

6.5.1 SD改良地盤の強度増加および圧密度

圧密途中のSD改良地盤の s_{uf} を確認するため, 圧密放置期間中にCPTと不攪乱試料による室内試験を実施した. 調査地点(図-6.1中のA-A断面)と沈下板設置位置を図-6.17に示す. また, 図-6.18は調査地点における盛砂の載荷履歴と原地盤の時間-沈下曲線および調査実施時期を示したものである. 圧密期間中の調査は各段階で圧密放置後3ヶ月と4ヶ月のそれぞれ2回実施している. 調査地点での2回の圧密放置は, それぞれSD打設からおおよそ250日後と480日後に開始している. 前述のように1回目の圧密放置時の $\Delta\sigma'_{(1st)}$ は約75kPa, 2回目($\Delta\sigma'_{(2nd)}$)は約175kPaである.

調査結果を図-6.19に示す. 図-6.19(a)は得られた実コーン先端抵抗($q_t - (\sigma_{vo} + \Delta\sigma)$), (b)は(6.4)式の関係を用いて($q_t - (\sigma_{vo} + \Delta\sigma)$)より求めた $s_{u(mob)}$ の深度分布を示している. 図より($q_t - (\sigma_{vo} + \Delta\sigma)$)および $s_{u(mob)}$ は圧密の進行に伴い確実に増加していると判断されるが, 二次調査の結果では-40m以深の強度は事前調査結果と比べほとんど変化していない. これは, -40m以深の地盤の圧密降伏応力(σ'_y)が1回目の圧密放置時の増加応力($\Delta\sigma'_{(1st)} \cong 75\text{kPa}$)とほぼ等しいためであり, 圧密応力(この場合, $\sigma'_{vc} = \Delta\sigma'_{(1st)} + \sigma'_{vo}$)が σ'_y を超えるまでの過圧密領域では強度増加しない(Hanzawa and Adachi (1983))ことを現場データで実証したことになる. また, 図-6.19(b)には前章で論じたNCA粘土の強度増加の考え方に基づく $s_{u(mob)}$ の予測値を示しているが, 得られた強度は予測値と良い一致を示し, CPTにより圧密途中にある地盤のせん断強度を詳細に求めることができることを示している.

圧密の進行度合いは平均圧密度(U)で評価される. 通常の施工管理では, Uは沈下板の沈下量と計算による最終沈下量を用いて算出されるが, 沈下量により求められる値はひずみに関するU(U_ϵ)である. また, U_ϵ を求めるためには予め沈下板を設置し, 随時沈下量を計測する必要がある. また, 得られる U_ϵ はその粘性土層の平均的なUである. 今回のCPTでは通常の計測に加え, コーンの貫入

を停止した状態で間隙水圧の経時変化を計測する、いわゆる間隙水圧消散試験も実施し、地盤内の定常状態における間隙水圧を測定した。消散試験結果から(6.10)式を用いて U_{p1} を得ている。

$$U_{p1} = (\Delta\sigma' - \Delta u_{(dissipation)}) / \Delta\sigma' \quad (6.10)$$

ここに、 $\Delta\sigma'$ は盛砂による増加応力、 $\Delta u_{(dissipation)}$ は消散試験から得られた過剰間隙水圧である。また、図-6.20 (図-5.33 を再掲) に示したような経路で NCA 粘土が強度増加するという考えに立てば、(6.4)式に示される $s_{u(mob)}$ とコーン先端抵抗の関係 ($N_{kt}=12$) および正規圧密状態における強度増加率 ($s_{un}/\sigma'_{vc}=0.28$ (平均値)) から $(q_t - (\sigma_{vo} + \Delta\sigma))$ の値を用いて(6.11)式より U_{p2} を求めることができる。

$$U_{p2} = (\sigma'_{v1} - \sigma'_{vo}) / \Delta\sigma \quad (6.11)$$

ここに、 σ'_{v1} は盛砂後の有効鉛直応力 ($=s_{u(mob)}/(s_{un}/\sigma'_v) = (q_t - (\sigma_{vo} + \Delta\sigma))/12/0.28$)、 σ'_{vo} は初期状態の有効土被り圧である。

CPT によれば、 $(q_t - (\sigma_{vo} + \Delta\sigma))$ の増分と増加応力の比や間隙水圧消散試験より得られた定常状態の間隙水圧により任意の地点・深度で応力の $U(U_p)$ を求めることができ、図-6.19(c)に示すように両者は良く一致する。1 回目の圧密放置開始から 4 ヶ月後の U_p の平均値は 84%、 U_ε は 87%であった。また、2 回目の圧密放置開始から 4 ヶ月後の U_p 、 U_ε はそれぞれ 73%、77%であった。両者の関係は、応力の $U(U_p)$ とひずみの $U(U_\varepsilon)$ との関係 ($U_p/U_\varepsilon = 0.9$ at $U_\varepsilon = 80\%$, 三笠 (1963)) を考慮すれば妥当な関係にある。

各圧密放置開始から 4 ヶ月経過後、CPT を実施した付近で不攪乱試料採取 (約 40m 間隔で 3 地点(図-6.17 中の A, B, C)) を行い、一軸圧縮試験(UCT)と再圧縮法による一面せん断試験(DST-1)を実施している。二次調査時 (1 回目圧密放置期間中) に実施した DST-1 の圧密圧力は、CPT 結果より試料採取時の U が 84% と得られていたため、それを考慮して σ'_{vo} に $\Delta\sigma'$ の 80% を加えたものとしている。試験結果を図-6.21 に示すが、横軸は UCT および DST 結果から求めた $s_{u(mob)}$ ($=q_u/2 = 0.85s_{uf(DST)}$) としている。図-6.21(a), (b)は二次調査における UCT と DST 結果、(c)は三次調査の UCT 結果である。図には事前調査結果と CPT 結果より計算される $s_{u(mob)}$ および予測値を併せて示してある。図-6.21(a)に示す二次調査の UCT 結果は、平均的には CPT 結果から計算される $s_{u(mob)}$ の傾向と類似しているがばらつきが大きい。しかも、調査地点により強度の違いが見られ、予測強度に対して地点 B は小さく、地点 C では大きい傾向を示す。DST 結果 ($s_{u(mob)}$)

$=0.85 \cdot s_{uf(DST)}$) は UCT 結果に比べばらつきは小さく、CPT 結果による $s_{u(mob)}$ と良い一致を示す。 $q_u/2$ のバラツキの要因としては、①試料採取による応力開放、②採取から試験実施までの機械的な乱れ、③対象土の土質等が指摘されている。今回のばらつきの要因として、二次調査では調査地点毎にボーリングマシン、オペレータが異なっており、仮に応力開放、運搬→試験の過程での乱れが同程度であったとしても、試料採取の時点で試料の乱れの程度に差が生じていたことが考えられる。また、事前調査の結果では、工事区域内の粘性土は概ね細粒分が 50% 以上の粘性土であることを確認しているが、試料に貝等の混入物も部分的に認められたため、混入物による影響も考えられた。混入物による強度のばらつきを検討するため、二次調査時に採取した試料の X 線撮影を行い、試料内の潜在的な弱線の有無の調査を行っている。その結果の一例を写真-6.1 に示す。X 線による供試体内部の観察の結果、地点 C の試料は比較的混入物は少なく均質なものであるのに対し、地点 B の試料には貝殻と思われる影が撮影されており、また横断方向に弱線となりうる線も確認された。全体的な傾向として、地点 B の試料には貝殻等の混入物の影（弱線）が多く確認でき、地点 C の試料に比べて不均質であった。

図-6.21(c)は、三次調査(2回目の圧密放置期間中)結果を示したものである。ここで、-42m 付近の値は、中瀬ら(1972)が指摘したように砂分含有率が高いことに起因する低強度部であると考えられる。三次調査においても UCT 結果はばらつきが大きく、-30m 以深の値は CPT 結果による計算値や予測値より大きな強度を示している。この要因として考えられる項目を以下に述べる。第一に考えられることは、①SD 杭および調査孔の鉛直性が調査結果に影響を及ぼしている可能性がある。調査は SD 杭間の中央部の粘性土に対して実施する計画となっているが、SD 杭やボーリングおよび CPT とも、深度が増加するにしたがって鉛直性を確保することは困難となる。そのため、SD 杭と調査孔との離隔距離が影響して、予測強度と異なる結果が得られたことが考えられる。即ち、SD 杭近傍の粘性土は SD 杭間中央部に比べ圧密の進行が早く強度も大きくなるため、今回の UCT の結果もこの影響により予測強度を上回った可能性がある。次に、②-35m 付近に存在する火山灰層が排水層となり圧密が進行し、予測以上に強度増加していることが考えられる。③図-6.18 に示すように、三次調査時の圧密沈下量は約 4.5m となっている。原地盤の圧密沈下により変形した SD 杭周辺の粘性土は応力集中により強度増加することが考えられる。

また、表層部においては CPT 結果が予測値や $q_u/2$ より大きく、-30m 以深とは逆の結果を示している。これについて考察を加える。敷砂層の鉛直排水の効果に着目すると、CPT 結果にはその影響が顕著に現れているが UCT では強度増加は確認し難い。SD 杭の変形が大きいと考えられる粘性土の表層部分では、試料

の乱れや砂分含有量の影響を受けやすい $q_u/2$ が本来発揮されるべき強度に対して小さくなっていることが考えられる。また、それぞれの試験毎に調査地点が数 m 離れているため、地点毎に排水状態が異なっていた可能性がある。この原因は、場所により敷砂層施工層厚が異なることや施工時に原地盤表層部分の非常に軟弱な粘性土中に部分的に敷砂が取込まれる、いわゆるめり込みによるものもある。さらに、コーン貫入時に敷砂の一部を押込んでいることも考えられる。

いずれにしても、今回の UCT のバラツキの要因を特定することは困難である。これは、SD 改良地盤は自然堆積地盤に比べ、地盤そのもののバラツキに加え地盤改良を実施したことによる不確定要素が多いためであり、このような地盤の圧密挙動を明確にすることは困難で、今後の研究課題となる。そのため、UCT を施工管理に用いるには、複数の調査データの平均値により地盤を評価することも必要であろう。

そのような状況にある中、圧密途上の地盤特性を精度良く評価できる試験法も望まれている。また、圧密期間中の $q_u/2$ と $q_t - (\sigma_{v0} + \Delta\sigma)$ の関係を事前調査結果と併せて図-6.22 に示す。両者の関係は、圧密により強度が増大するとともにそのバラツキも大きくなるが、その関係は、ほぼ $q_u/2 = (1/7 \sim 1/18) \cdot (q_t - (\sigma_{v0} + \Delta\sigma))$ の範囲にあり、平均的には事前調査で得られた両者の関係は変化しない。このことは、事前調査で得たせん断強度との関係を用いて、施工中に CPT を実施することによりせん断強度を推定することができることを示している。また、消散試験により圧密度を直接求めることもでき、機動性などの作業性を考慮しても現段階での、工事の施工管理に最適な調査法である。

6.5.2 様々な方法による改良地盤の圧密定数の算出

SD 改良された地盤の圧密係数 (c_v , c_h) や体積圧縮係数 (m_v) を把握することは施工管理上重要である。CPT ではコーン貫入時の測定だけでなく、貫入を停止し放置した時の間隙水圧の消散速度から地盤の圧密係数に関する情報が得られる。本工事においては、室内圧密試験と各種原位置調査データを用いた以下に示す 4 つの方法で c_v , c_h および m_v を求めた。①不攪乱試料に対する室内圧密試験より算定 (c_v , m_v)。②CPT による間隙水圧消散試験過程から Lunne ら (1997) が提案した手法により算出 (c_h)。③深浅測量から得られた時間・沈下曲線から算出 (c_h , m_v)。④沈下板から得られた時間・沈下曲線から算出 (c_h , m_v)。図-6.23 は得られた c_v , c_h をまとめて示したものである。小林ら (1990) は、わが国の海成粘性土から得られた試験結果として、 c_h は c_v の 1.5 倍程度大きいと報告している。今回の調査結果による c_h と c_v の比は、バラツキは大きいものの既往の研究結果と概ね等しいかやや大きい。 c_h や c_v は応力履歴、異方性、乱れによって変化

する値であるが、今回の結果は SD 改良地盤の各載荷段階での実測値として有用である。また、原位置調査結果から得られた m_v は $0.1 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{kN}$ となり室内圧密試験結果と良く一致することも確認されている。

6.6 まとめ

本章では、大阪湾泉州沖において軟弱粘性土地盤上に建設中の海上空港護岸工事（関西国際空港 2 期工事）に CPT を適用した事例を示した。ここでは、第 5 章で得られた結論とともに、新たに開発した深浅測量による施工層厚・沈下量および施工（載荷）履歴管理システムを用い、従来の方法に較べてより合理的で実用性のある、CPT を中心とした軟弱地盤の調査・設計・施工管理法を実工事へ適用し、CPT の実務への適用性について実証した。本章の結論を以下に示す。

①調査、設計から施工管理まで一貫して CPT を適用した事例より、CPT の適用性を確認できた。

②事前調査で求めた N_{kt} と地盤の s_u との関係は圧密の進行により変化せず、CPT により圧密途中の地盤の s_u を詳細に求めることができる。また、消散試験により任意の地点、深度での圧密度（U）も直接求めることができ、CPT から得られる圧密度 (U_p) と沈下板測量からの圧密度 (U_e) は妥当な関係にある。

③ナローマルチビーム（NMB）音響測深機を用いた深浅測量により得られた盛砂層厚と沈下量は、沈下板による計測結果と良い一致を示す。また、深浅測量より得られる施工履歴と土運船に積み込まれた土砂情報から盛砂の体積変化率や水中単位体積重量を把握できる。それにより、沈下板がない任意の地点の層厚や沈下量および載荷重の算出が可能である。

④CPT と深浅測量を用いた新しい施工管理方法によれば、任意の地点や深度での粘性土の c_v や粘性土層の平均的な m_v を求めることができる。これらの土質定数により施工エリアを平面的に区分する等の地盤特性を考慮した埋立地盤の造成が可能となる。

⑤CPT と深浅測量を用いた新しい施工管理方法は、経済性および機動性等の作業性を考慮しても現段階での海上工事の施工管理に最適な手法であり、今後の大規模埋立工事の施工管理法として有用である。

第6章 図表

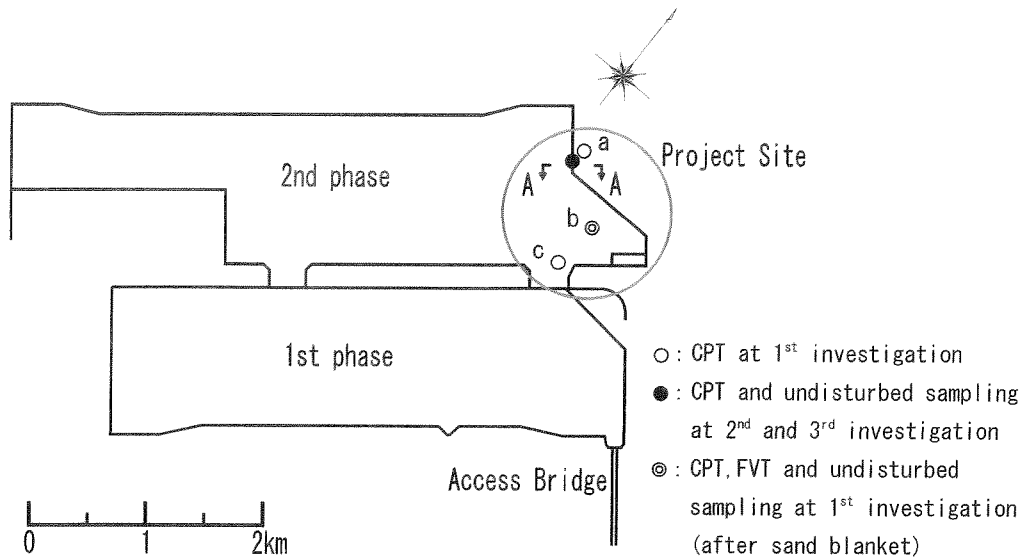


図-6.1 空港島の平面図と工事施工位置および調査位置

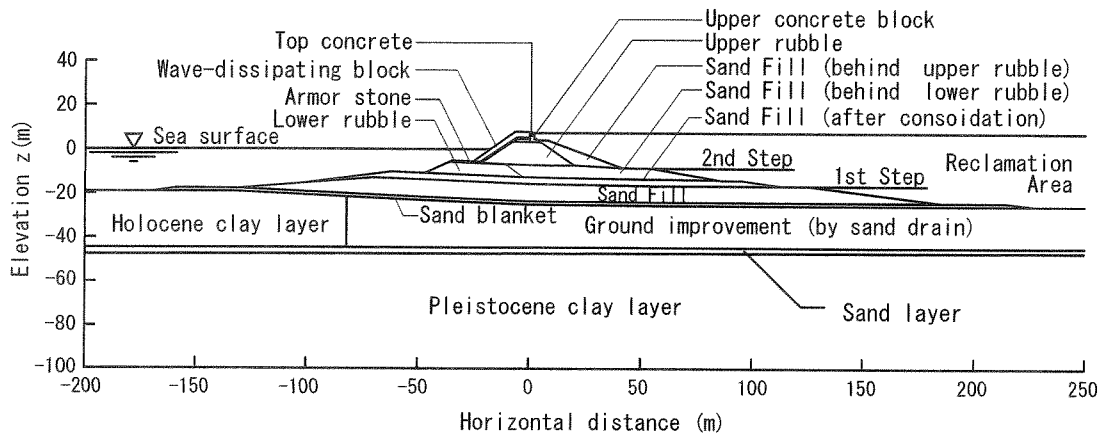


図-6.2 護岸標準断面図(A-A断面)

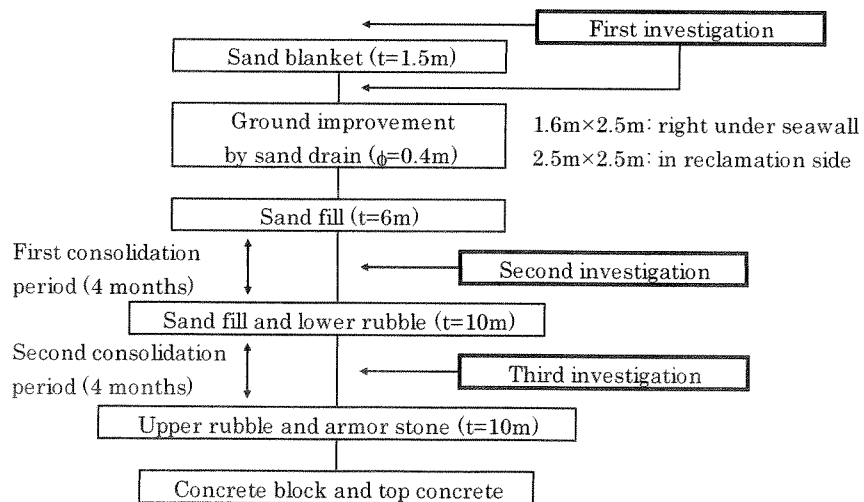


図-6.3 施工順序および調査時期

表-6.1 調査内容および試験方法

		Items	Test method	Derived values
First investigation	In-situ	Cone penetration test (CPT)	JGS 1435	$q_t - \sigma_{v0}, f_s, u$
		Field vane test (FVT)	JGS 1411	$S_{uf(FVT)}$
	Laboratory	Unconfined compression test (UCT)	JGS 0511	q_u
		Direct shear test (DST-1) (One of the recompression methods)	JGS 0560 recompression stress: σ'_{v0}	$S_{uf(DST)}$
		Isotropically consolidated undrained triaxial compression test (CIUT) (One of the recompression methods)	JGS 0523 recompression stress: $2/3\sigma'_{v0}$	$S_{u(CIUT)}$
		Direct shear test (DST-2, 3)	JGS 0560	$S_{u(DST)}, S_{um(DST)}/\sigma'_{vc}$
		Constant rate of strain consolidation test (CRST)	JGS 0412	c_v, k, m_v, C_c
		Physical test	each method	$\rho_s, \rho_t, w_n, w_L, w_p$
Consolidation period	In-situ	CPT	JGS 1435	$q_t - (\sigma_{v0} + \Delta\sigma), f_s, u$
		Dissipation test with CPT	measuring pore water pressure	u
	Laboratory	Direct shear test (DST-1) (One of the recompression methods)	JGS 0560 recompression stress: σ'_{v0}	$S_{uf(DST)}$
		UCT	JGS 0511	q_u

JGS: The standard of Japanese Geotechnical Society

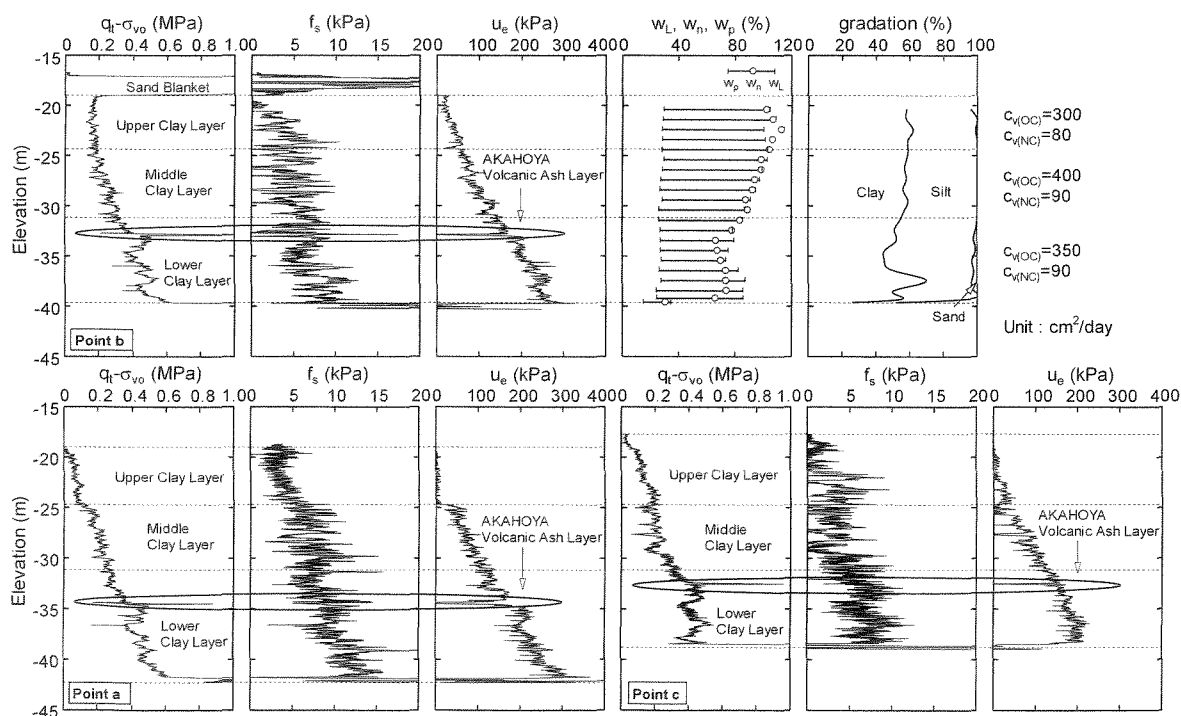


図-6.4 事前調査結果

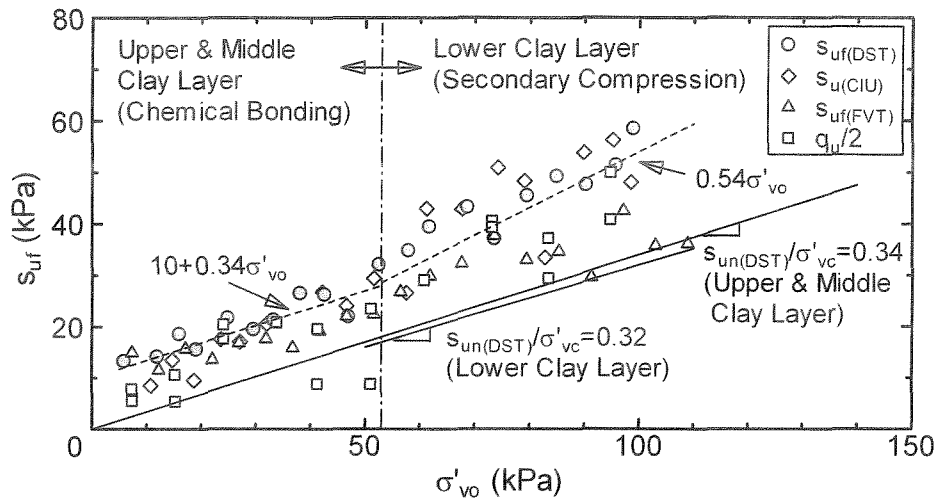


図-6.5 各種試験より得られたせん断強度 (s_{uf}) と有効土被り圧 (σ'_{vo}) の関係

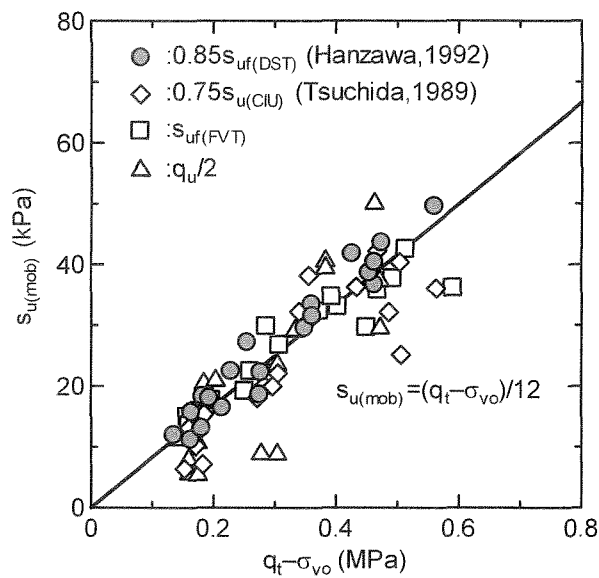


図-6.6 実コーン先端抵抗 ($q_t - \sigma_{vo}$) と設計用せん断強度 ($s_{u(mob)}$) の関係

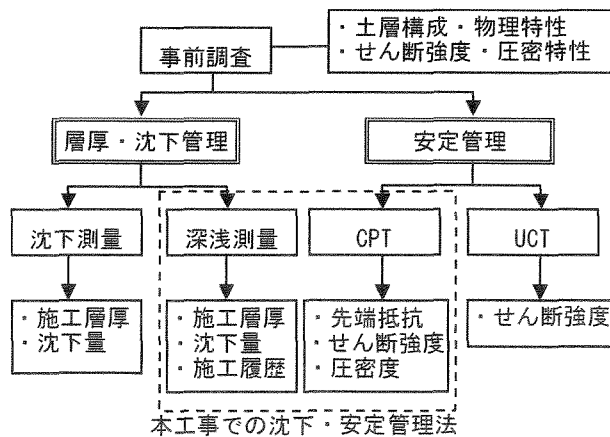


図-6.7 沈下・安定管理フロー

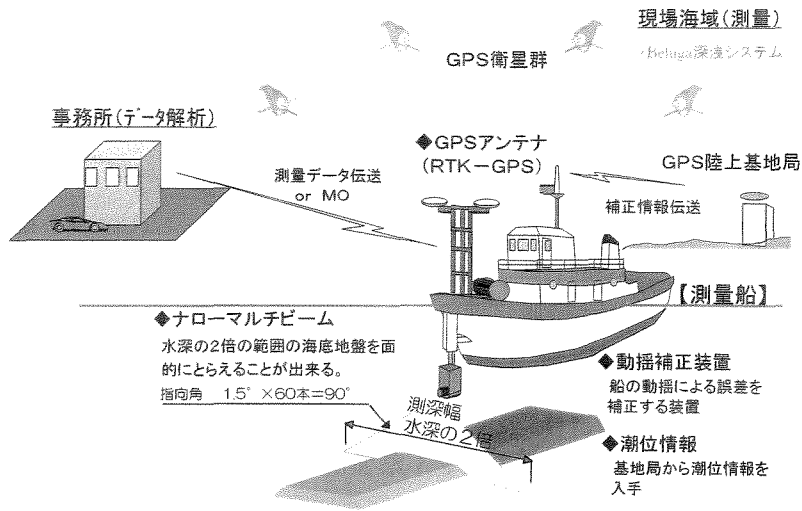


図-6.8 深淺測量の概念図

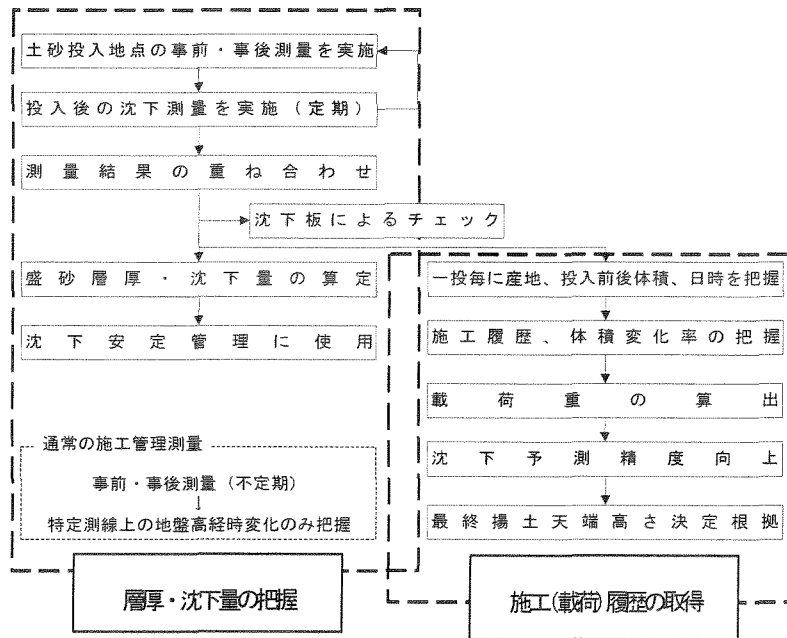
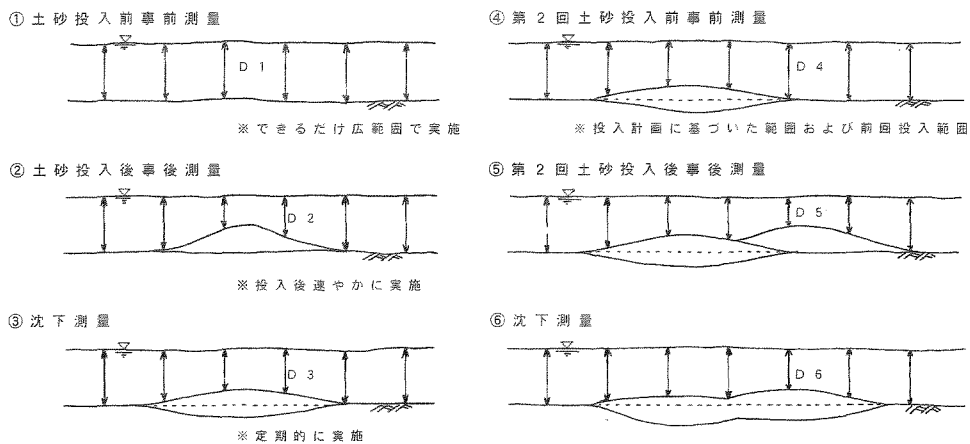


図-6.9 層厚・沈下量・載荷履歴解析フロー



層厚算定式

$$T1 = D1 - D2 \rightarrow T2 = D4 - D5 + T1$$

沈下量算定式

$$S1 = D2 - D3 \rightarrow S2 = D5 - D6 + S1'$$

$$S1' = D3 - D4 + S1$$

①, ④ : 投入前に必ず実施

①→② : 投入後速やかに実施
(即時沈下量と0とみなす)

②→③ : 定期的に実施
(最低でも1回/週)

図-6.10 層厚・沈下量把握の手順

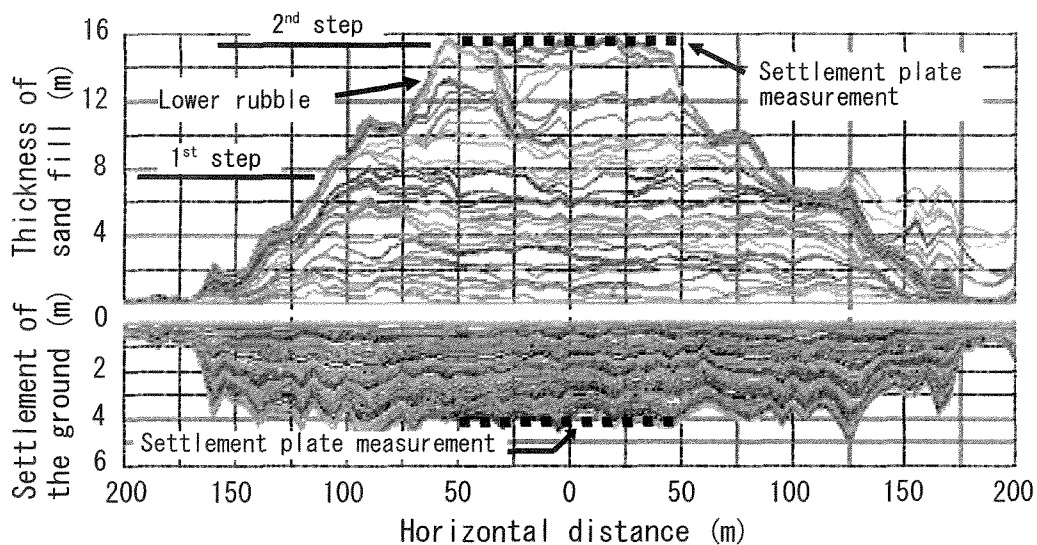


図-6.11 深淺測量による施工層厚・沈下量の測定結果

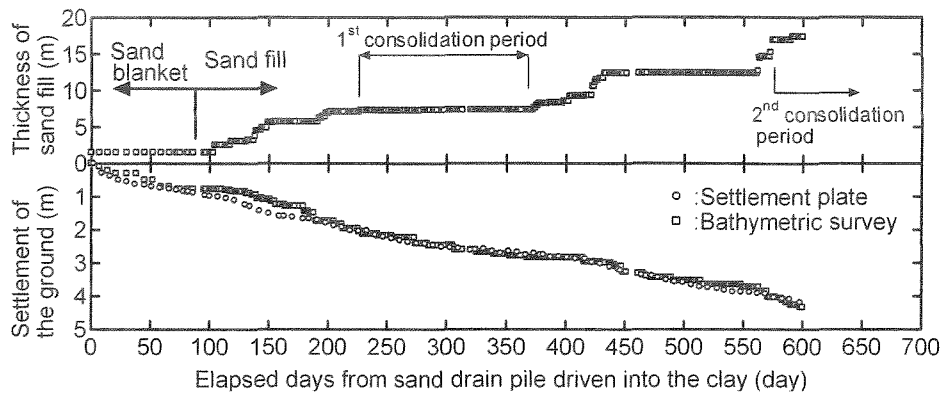


図-6.12 深浅測量から得られた時間-沈下曲線

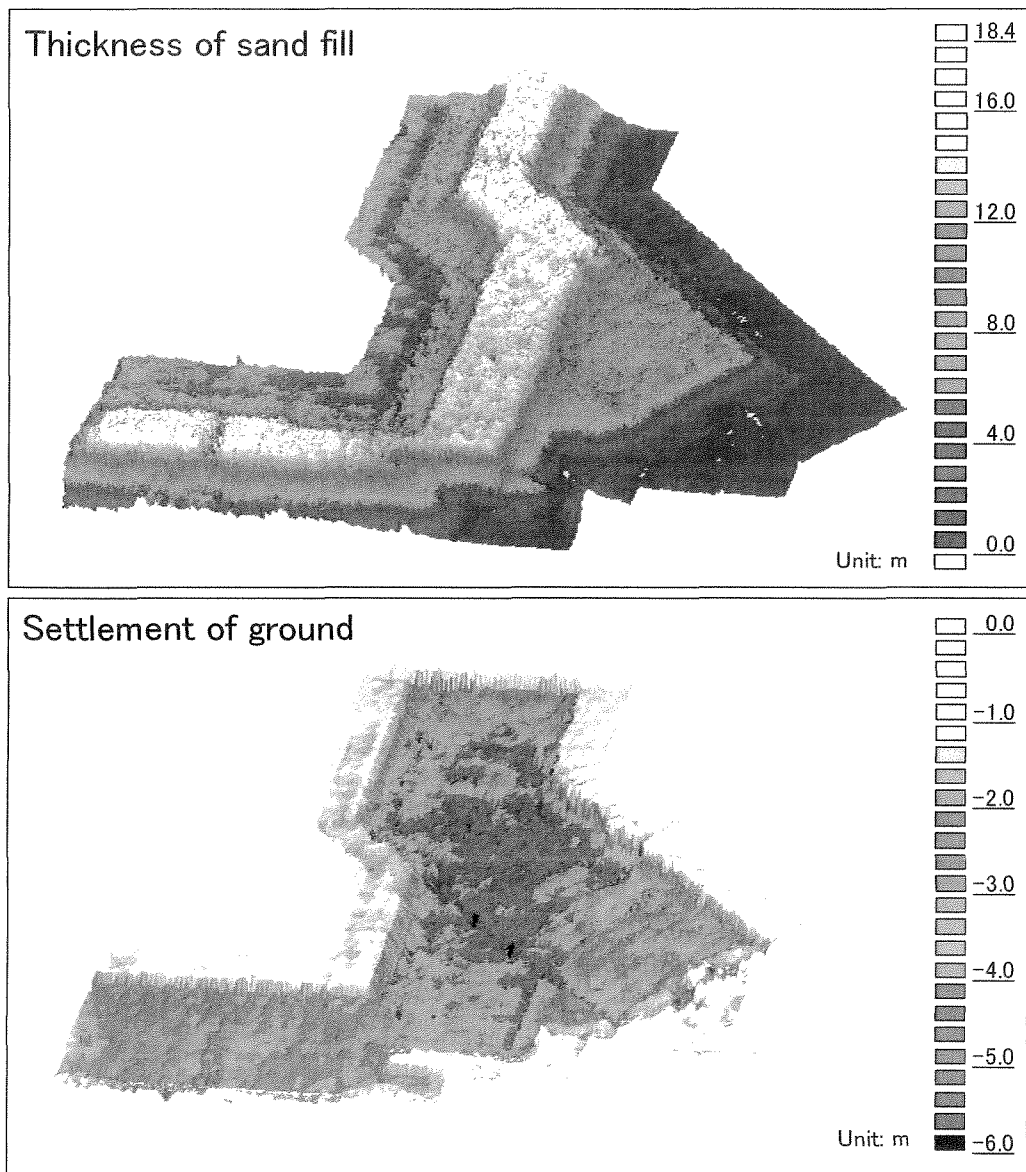


図-6.13 層厚・沈下量鳥瞰図

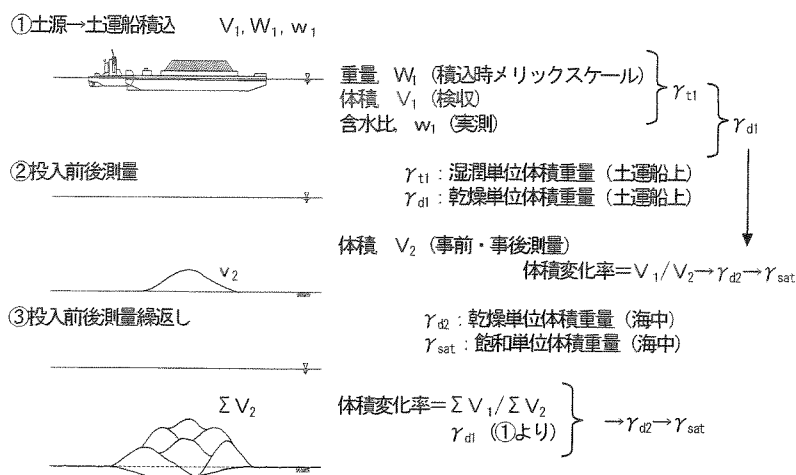


図-6.14 施工履歴把握の手順

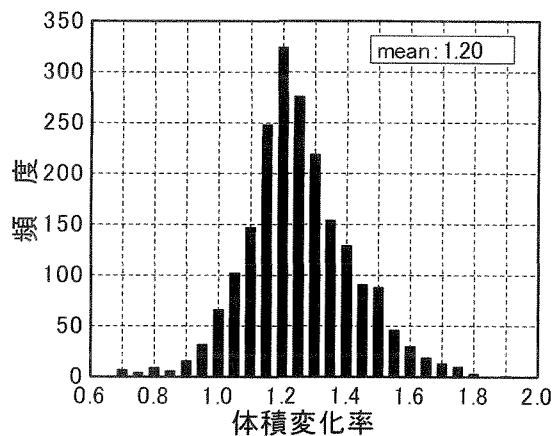


図-6.15 投入前後の体積変化率

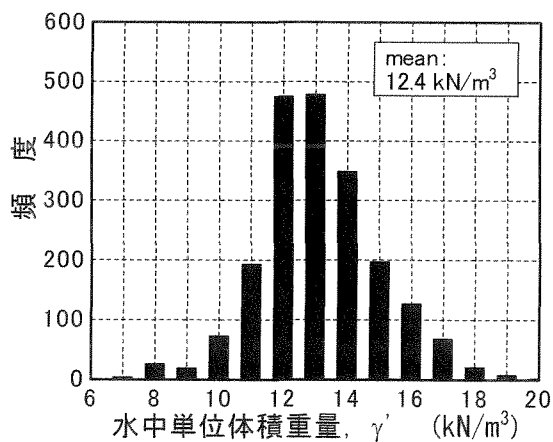


図-6.16 水中单位体積重量 γ' の頻度分布

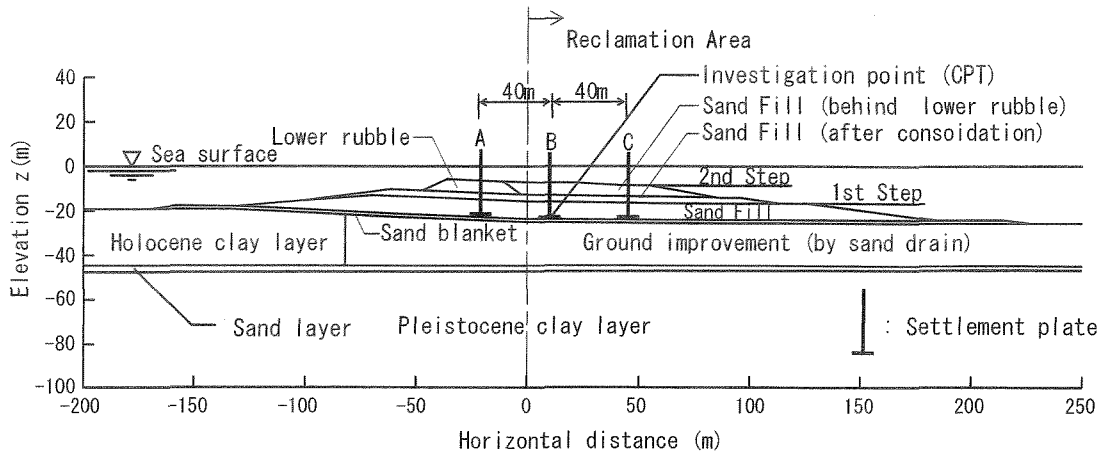


図-6.17 沈下板設置位置, CPT 実施位置

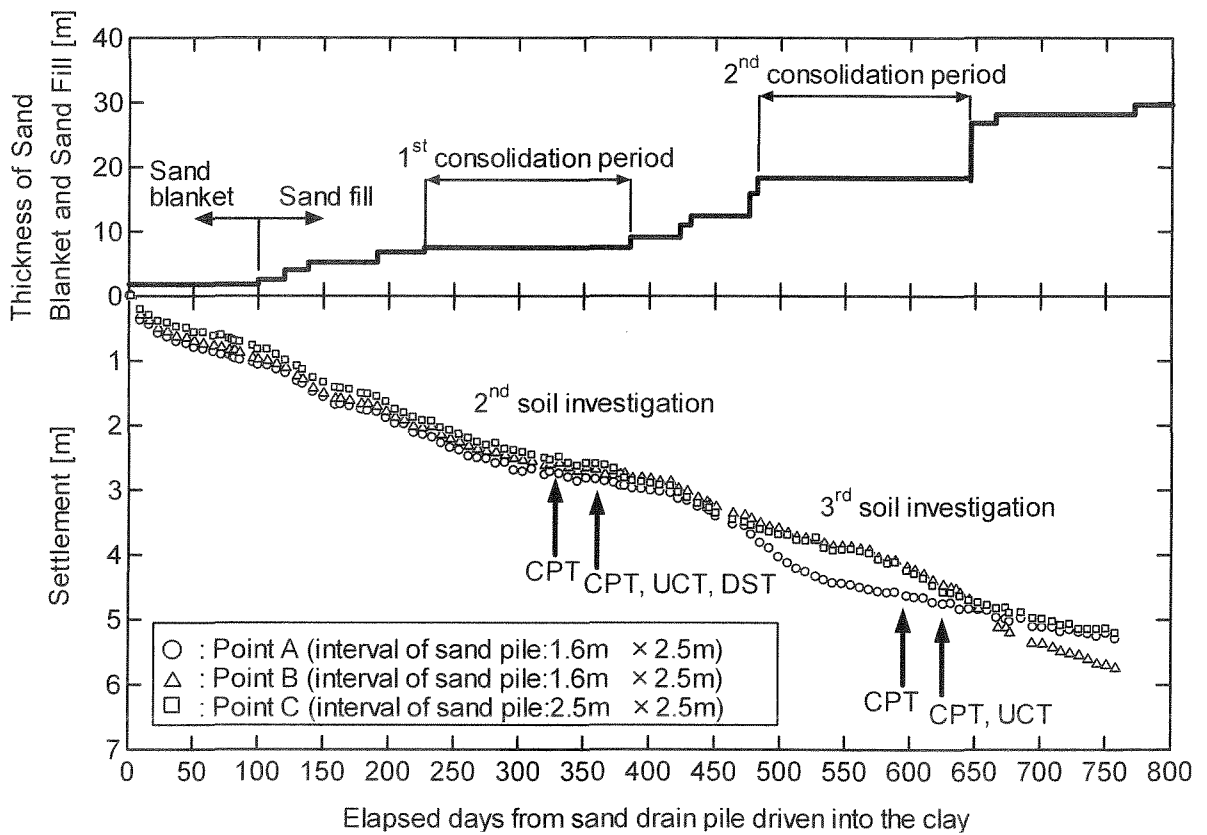


図-6.18 盛砂の載荷履歴および現地盤の時間-沈下曲線

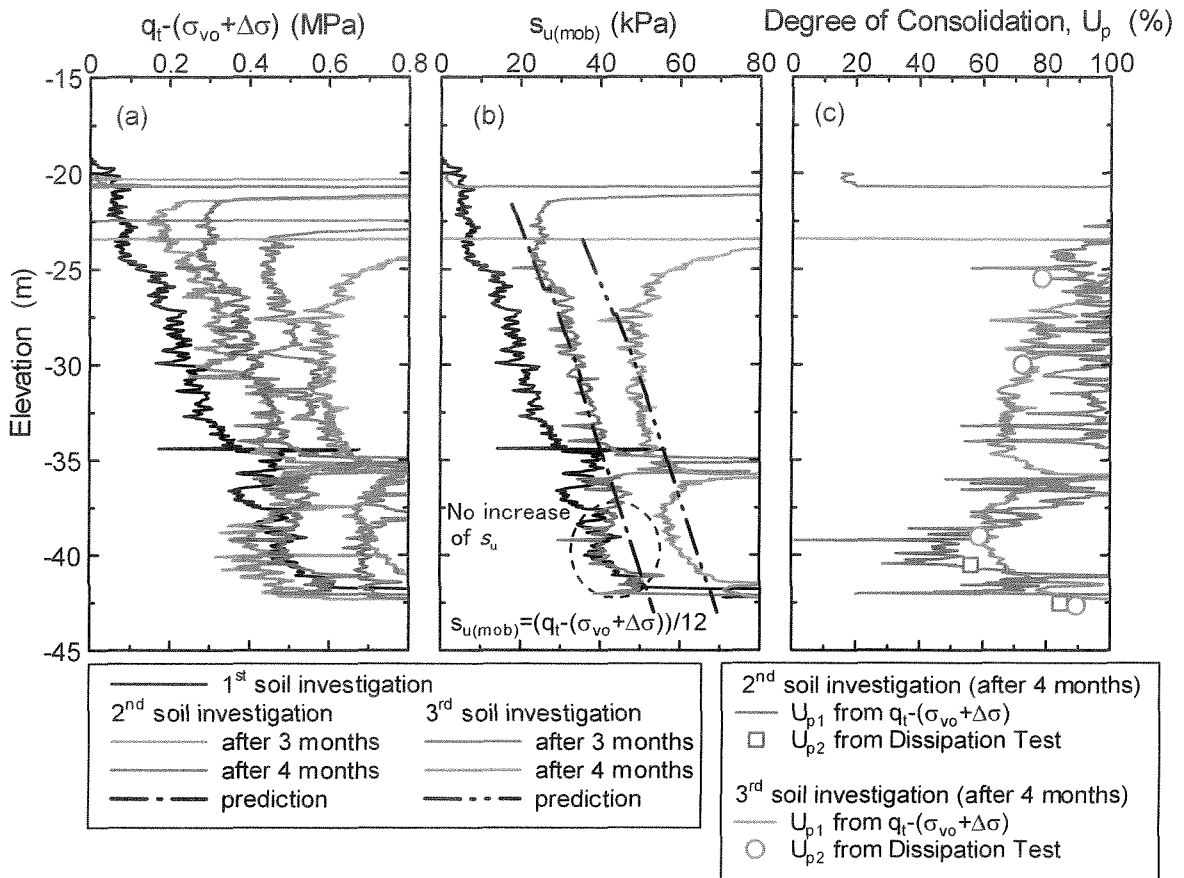


図-6.19 施工中のCPT調査結果

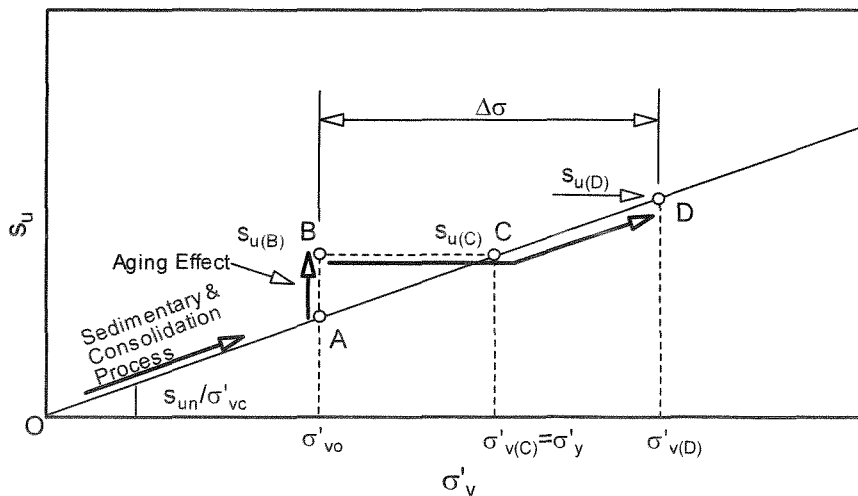


図-6.20 圧密によるNCA粘土の強度増加の概念図(図-5.33 再掲)

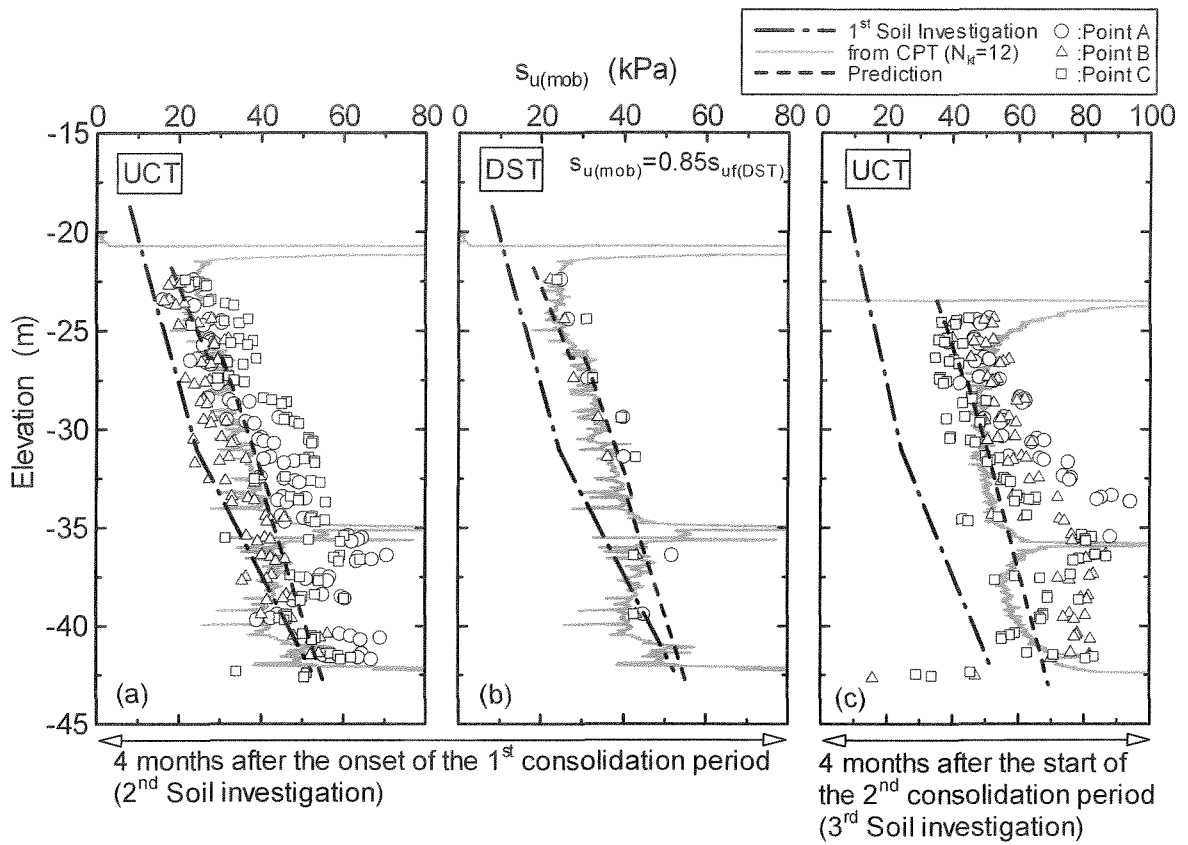


図-6.21 室内試験結果(圧密放置開始から4ヶ月後)

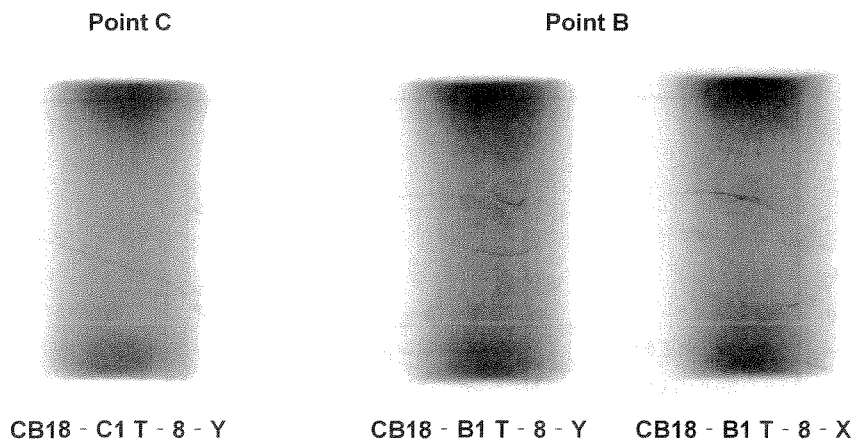


写真-6.1 X線写真(二次調査時採取試料)

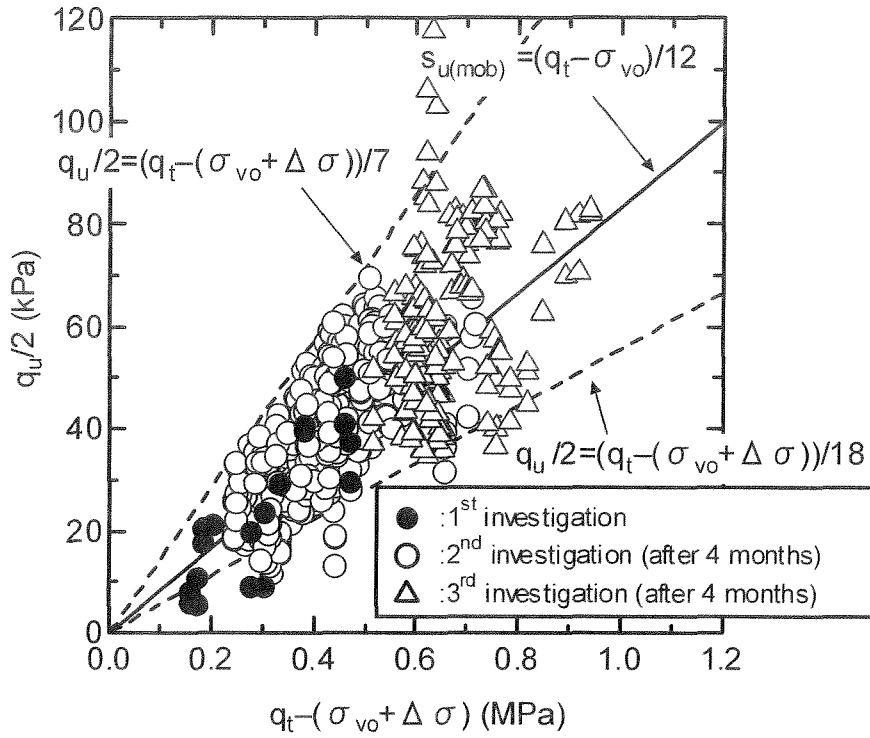


図-6.22 一軸圧縮強度 ($q_u/2$) と実コーン先端抵抗 ($q_t - (\sigma_{v0} + \Delta \sigma)$) の関係

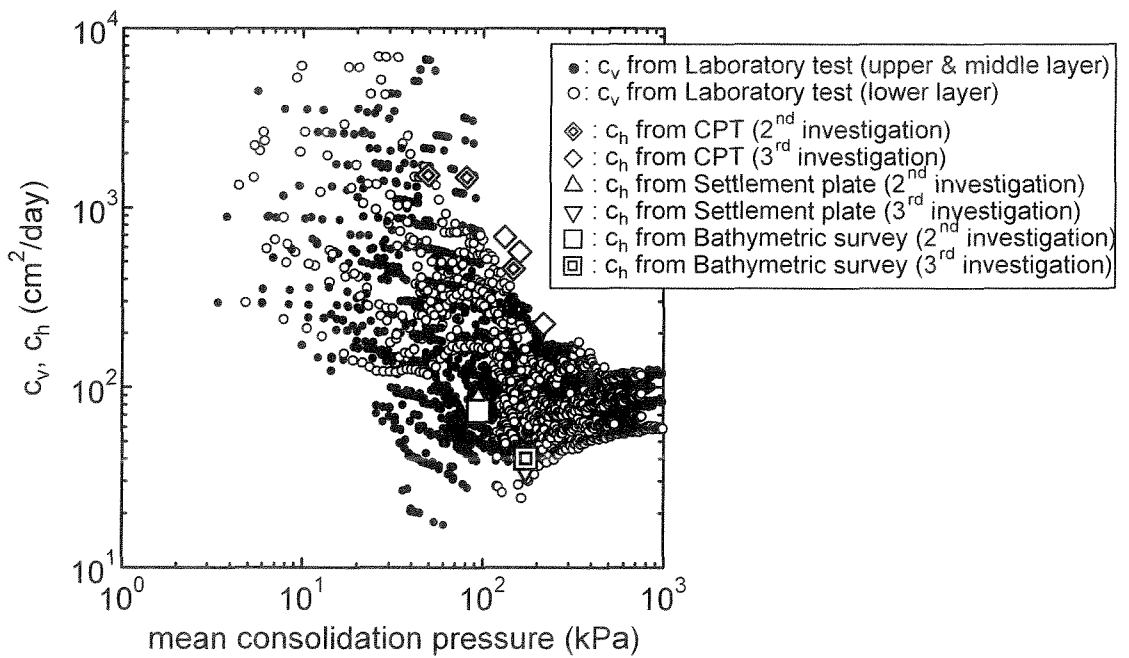


図-6.23 室内圧密試験および各種原位置調査データから得られた圧密係数 (c_v , c_h) と応力の関係

第7章 CPTの新たな適用性

7.1 はじめに

これまで述べてきたように CPT は地盤調査法として多くの長所を有しているにもかかわらず、我が国では軟弱地盤の調査の補助的な手法として位置付けられている。コーンの貫入が不可能である岩や礫質土に対しては、利用し難い試験であることは自明であるが、CPT が一般的な調査法として普及しない一因として、硬質粘性土地盤や締まった砂地盤および大深度調査時に貫入不能となることが挙げられる。その主原因は、貫入ロッドと周辺地盤との摩擦によるもので、さらには引抜きが困難になることもしばしば見られる。その際のコーン先端抵抗はロードセルの許容荷重に対して十分に余裕がある場合が多く、試験機の機能を十分に活かしきれていないばかりか、本質的な問題以外で試験を断念せざるを得ないことは遺憾である。標準貫入試験はボーリングを併用する試験であるため、たとえ N 値が極端に大きくても地盤を掘削して、試験を続行することができる。しかし、CPT はコーンおよびロッドを静的に押し込むための大きな貫入反力が必要となり、それには限界がある。

一方、CPT から得られる代表的なパラメータである実コーン先端抵抗 ($q_t - \sigma_{vo}$) は、間隙水圧に関する有効断面積補正された先端抵抗 (q_t) から全土被り圧 (σ_{vo}) を差し引くことによって求められる。しかし、超軟弱地盤においては、測定される q_t が小さいため実先端抵抗に対する σ_{vo} の占める割合およびその精度が結果に与える影響は大きく、時には ($q_t - \sigma_{vo}$) が負の値となることもある。また、大水深下での CPT においても同様に σ_{vo} の影響は無視できない。

本章では、従来の CPT の弱点を克服し適用範囲を拡大するために開発した 2 種類の調査機器について、その目的と現場への適用結果について述べている。まず、硬質地盤への適用を目指して開発した、フリクションレスコーン貫入試験 (FL-CPT) 装置を説明し、そのセメント固化処理土に対する現場適用結果について示す。次に、超軟弱地盤および大水深下での調査を念頭に置き開発した、T-bar penetrometer (T-bar) について述べ、その超軟弱地盤における現場適用結果をまとめている。これらの機器の開発と適用事例により CPT の適用範囲拡大の可能性を示す。

7.2 フリクションレスコーン(FL-CPT)の開発と

セメント固化処理地盤への適用

図-7.1 に FL-CPT を示す。CPT の貫入力不足を解消するために開発した FL-CPT は、コーン貫入時のロッドと周辺地盤の摩擦を循環水によって低減させる機能を持つ。その機構は、貫入ロッド内を通りコーンプローブ上部に設けられている吐出口より排出された循環水がロッド外周面と地盤との間隙を通過することにより摩擦を低減するものである。

図-7.2 は、埋立地内のテストフィールドで実施した FL-CPT と通常の CPT 結果を比較したものである。図中、測定された $(q_t - \sigma_{vo})$ と押し込み力の深度分布に加えて、土層構成と別途実施した標準貫入試験から得られた N 値を併せて示した。調査地点の成層状態は、埋立土と最大 N 値 25 の砂層およびシルト質砂層が地表面より深度約 11m まで続き、その下部に層厚約 7m の沖積粘性土が堆積し、さらに N 値 30 程度で粒径 20mm の礫を含む砂層、シルト質砂層、洪積砂層、第三紀の泥岩層へと続く変化に富んだ地盤である。図-7.2 より、両者の $(q_t - \sigma_{vo})$ には有意な差は見られない。しかし、押し込み力は 10m 以深で両者の差が顕著になり、通常タイプの CPT においては粘性土層で $(q_t - \sigma_{vo})$ の増加がないにもかかわらずロッドの周面摩擦により押し込み力は増加している。さらには、-18.3m に達した時点で貫入不能に陥っている。FL-CPT の摩擦低減効果を押し込み力のコーン先端への伝達度合いで評価すれば、粘性土層で通常 CPT の 5 倍程度、深度 18m 付近の礫混じり砂層での押し込み力伝達率は 70%であった。このように、FL-CPT を用いれば地盤と貫入ロッドとの間に生じる摩擦力を大幅に低減できることが実証された。

近年、リサイクルの一環として浚渫土にセメントを添加した固化処理土の地盤材料としての利用が増加している。セメント固化処理土のせん断強度は、数百 kPa ~ 1MPa 程度であることが多く、これまで議論してきた粘性土地盤のそれに比べて 1 オーダー大きい。セメント固化処理土地盤の力学的特性を評価する方法は、不攪乱試料を採取し室内試験を行うのが一般的である。不攪乱試料採取は、通常ロータリー式二重管または三重管サンプラーが使用されるが、採取試料の連続性の問題やサンプリング時に潜在的クラックが生じ強度を過小評価することもある。したがって、地盤を連続的に調査できる原位置試験を用いて強度を適切に評価することが必要である。しかし、このような地盤に CPT の適用を試みても先端抵抗は僅かであるにもかかわらず周面摩擦が非常に大きく、コーンの貫入が不能となるが多かった。そこで、このような地盤に対して新たに開発した FL-CPT

の適用を試みた。

以下に FL-CPT をセメント固化処理土地盤へ適用した事例を示す。図-7.3 は、FL-CPT を適用した 5 ヶ所の調査位置を示したものであるが、セメント添加量は 40~140kg/m³ と広範囲に亘っている。また、神戸と熊本は軽量混合処理土 (SGM) であり、神戸は気泡が、熊本は気泡又は発泡 (EPS) ビーズが混合されている地盤である。小樽および石巻での調査は材令 28 日で行い、熊本では 28 日に加えて 12 ヶ月後にも実施している。中部国際空港 (中空) での調査は、材令 13~41 日で行ない、神戸では材令 10 および 22 ヶ月後に調査を実施している。

各調査地点の FL-CPT 結果として、 $(q_t - \sigma_{vo})$ とコーン貫入時に発生する間隙水圧 (u) および周面摩擦 (f_s) の深度分布を図-7.4~7.8 に示す。図中、同時に実施した不攪乱試料に対する $q_u/2$ と一面せん断強度 ($s_{uf(DST)}$) の値も併せて示しているが、 $(q_t - \sigma_{vo})$ と良く整合している。また、FL-CPT を用いればセメント固化処理土地盤の強度を深度方向に連続的に評価でき、従来の手法では把握できない弱部の発見も可能である。さらに、図-7.8 は軽量混合処理土地盤の強度増加を明確に示している。5 ヶ所の調査結果から得られた $(q_t - \sigma_{vo})$ と $s_{uf(DST)}$ および $q_u/2$ の関係を図-7.9, 7.10 に示す。図化に当たり、一般的なセメント固化処理土 (小樽, 石巻, 中空) と軽量混合処理土 (神戸, 熊本) を分けているが、これは軽量混合処理土に含まれる気泡や EPS ビーズの影響を見るためである。図より $(q_t - \sigma_{vo})$ とせん断強度の間には良い相関が見られ、次式の関係が得られた。

$$s_{uf(DST)} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{22.32} \quad (R=0.83) \quad (\text{固化処理土}) \quad (7.1)$$

$$s_{uf(DST)} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{21.19} \quad (R=0.56) \quad (\text{軽量混合処理土}) \quad (7.2)$$

$$q_u/2 = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{18.48} \quad (R=0.78) \quad (\text{固化処理土}) \quad (7.3)$$

$$q_u/2 = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{18.73} \quad (R=0.50) \quad (\text{軽量混合処理土}) \quad (7.4)$$

しかし、コーン係数 (N_{kt}) は第 5 章で示した自然堆積粘性土地盤のそれとは異なり、やや大きい値となっていることに注意したい。これは、自然堆積粘性土に比べてセメント固化処理土の剛性指数 (I_R) が大きいことに起因すると考えられる。また、図-7.8 に示すように、材令とともに $(q_t - \sigma_{vo})$ は増加しているにも拘らず、 f_s が減少している事例もあることから、セメント固化処理土地盤中のコーン貫入のメカニズムが一般的な粘性土のそれと違うことも考えられる。さらに、セメント固化処理土地盤は人工的に作成された重セメンテーション粘土であるため、コーン直背後で測定される u の発生は小さいか負の値を示すことが多い。し

たがって、CPT から得られるパラメータのうち、セメント固化処理土地盤の評価に用いることができるものは $(q_t - \sigma_{vo})$ のみであり、有効コーン先端抵抗 ($q_e = q_t - u$) や過剰間隙水圧 (Δu) を適用することはできない。

7.3 T-bar penetrometer の開発と超軟弱地盤への適用

CPT に用いられる一般的なコーンと T-bar を模式的に図-7.11 に示す。両者とも地盤に貫入時の抵抗を測定するものであるが、その際の地盤の破壊メカニズムは大きく異なる。コーン貫入時の土の流れは軸対称であり排土された土はコーン先端から続くシャフトにより元に戻ることはできないが、T-bar 貫入時のそれは図-7.11(a)に示すように平面的であり硬質粘性土のような自立性の地盤以外の土は bar の背面に十分に戻ると考えられる。したがって、シャフト断面積が bar の投影面積に対して十分に小さければ、測定された先端抵抗値に対する土被り圧の補正は不要となり、実コーン先端抵抗として q_t がそのまま使用できる。Stewart and Randolph (1991, 1994) は、直径 7mm、長さ 35mm の T-bar (シャフト径 4.5~5.0mm) を遠心力場内で模型粘性土地盤中に貫入した結果、T-bar penetration test (TBPT) は、CPT のように深さ方向に連続的に貫入抵抗を測定できるメリットとコーン周辺の地盤の破壊メカニズムの複雑さを解消できる手法であると述べている。Watson ら (2000) は、遠心力場内の正規圧密カオリン粘土地盤において CPT と TBPT 結果の比較を行い、CPT による実コーン先端抵抗 ($q_t - \sigma_{vo}$) と TBPT による $q_{t(T-bar)}$ が良く一致することを示した。

TBPT は均質な軟弱粘性土に対する適用性は高いと考えられるが、前述のように bar はシャフト径に対して十分な長さとおさが必要である。したがって、砂層の介在など不均質な自然堆積地盤に適用するに当たっては、T-bar には高い剛性が必要となり、貫入・引抜装置も大容量となることから、模型実験において使用されているのみであり現地調査に適用されることはなかった。

一方、浚渫粘性土で埋め立てられた人工島などの地盤は、埋め立てられた直後の数年間は乱さないサンプリングもできない超軟弱であるため、地盤の力学特性を調査する手法はサウンディングなどの原位置調査に限定されている。このような地盤に CPT を適用できれば、地盤の強度や圧密の進行状況が把握できるであろうことは容易に推察できる。しかし、CPT 結果から実先端抵抗 ($q_t - \sigma_{vo}$) を算出するために必要な全土被り圧 (σ_{vo}) の有効な設定方法は少ない。しかも、前述のように超軟弱地盤においては、測定される q_t が小さいため ($q_t - \sigma_{vo}$) に対する σ_{vo} の占める割合およびその精度が結果に与える影響は大きい。しかし、浚渫土などの自然堆積物を用いて人工的に造成された地盤であれば、おおよその層序や異

物の混入の有無も把握されている。

そこで、原位置試験用 TBPT を開発し超軟弱地盤への適用性を調査する目的で一般的な CPT 結果との比較を実地盤において試みた。写真-7.1 に開発した T-bar を示す。T-bar は CPT 用コーンプローブの先端コーン部を bar に交換するだけであるため、既存の機器がそのまま利用でき、間隙水圧の測定も可能としている。Bar の直径はコーンプローブと同径の 35.7mm、長さは 250mm とし、投影面積に対するシャフト面積の比は約 11% である。調査は、浚渫粘性土で埋め立てられた橋で行い、TBPT、CPT をそれぞれ 3 点実施し、試験孔の平面的な離隔は最大 15m 程度である。調査結果を図-7.12 に示す。TBPT から得られた $q_{t(T-bar)}$ と一般的な CPT による $(q_t - \sigma_{vo})$ を図-7.12(a) に示すが 2m 付近と 8m 以深で若干の乖離が見られるものの両者は概ね一致している。したがって、TBPT から得られるコーン先端抵抗においては σ_{vo} を考慮する必要はなく、 $q_{t(T-bar)}$ で評価できることが実地盤において明らかになった。また、 $q_{t(T-bar)}$ が一般的な CPT による $(q_t - \sigma_{vo})$ とほぼ等しいことから、 $q_{t(T-bar)}$ から地盤の s_u を推定する際はこれまでに得られた $(q_t - \sigma_{vo})$ に対するコーン係数 N_{kt} をそのまま使用することができる。ただし、コーンの形状や水圧測定位置の違いにより、図-7.12(b), (c) に示されるように貫入時の Δu や f_s の挙動は一般的なコーンの結果とは異なる。

7.4 まとめ

本章では、CPT の適用範囲を拡大するために開発した 2 種類の調査機器について、その適用性を示した。ここでは、硬質地盤への適用を目指し、CPT の貫入力不足を解消するために開発したフリクションレスコーン貫入試験 (FL-CPT) 装置を説明し、そのセメント固化処理土に対する現場適用結果について示し、超軟弱地盤および大水深下での調査を念頭に置き開発した、T-bar penetrometer (T-bar) について述べ、その超軟弱地盤における現場適用結果をまとめた。これらの機器の開発と適用事例により CPT の適用範囲拡大の可能性を示した。本章では次の結論を得た。

- ① CPT の貫入力不足を解消するために開発した FL-CPT は、コーン貫入時のロッドと周辺地盤の摩擦を循環水によって低減させる機能を持つものであり、通常の CPT と比較した結果、FL-CPT により地盤と貫入ロッドとの間に生じる摩擦力を大幅に低減できることが実証された。
- ② FL-CPT を用いればセメント固化処理地盤の強度を深度方向に連続的に評価でき、従来の手法では把握できない弱部の発見も可能である。5ヶ所の調査結果から得られた $(q_t - \sigma_{vo})$ と地盤のせん断強度 ($s_{u(DST)}$, $q_u/2$) には良い相関が見ら

れた。しかし、コーン係数は自然堆積粘性土地盤のそれとは異なり、やや大きい値となる。

③従来、模型実験においてのみ使用され現地調査に適用されることはなかった T-bar penetration test (TBPT) について、原位置試験用 TBPT を開発し超軟弱地盤への適用性を調査する目的で一般的な CPT 結果との比較を試みた。

④TBPT から得られたコーン先端抵抗の測定値 ($q_{t(T\text{-bar})}$) と一般的な CPT による ($q_t - \sigma_{vo}$) は概ね一致した。TBPT から得られる $q_{t(t\text{-bar})}$ においては σ_{vo} を考慮する必要はなく、 $q_{t(T\text{-bar})}$ のみで地盤強度を評価できることを実地盤において実証した。

第7章 図表

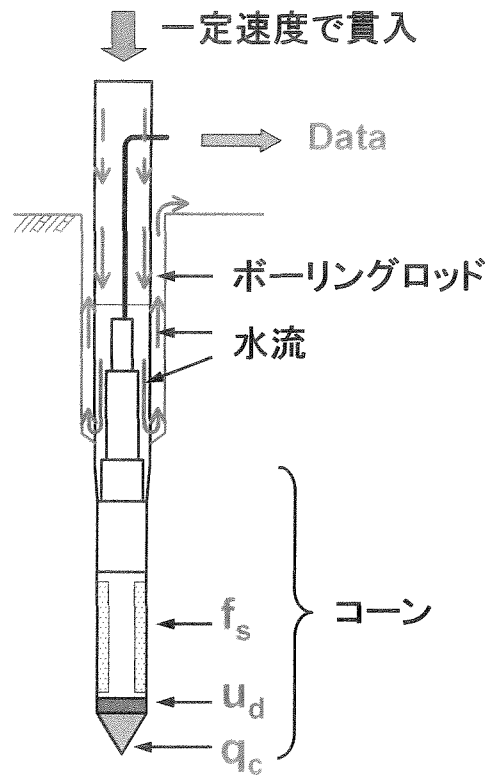


図-7.1 フリクションレスコーン(FL-CPT)

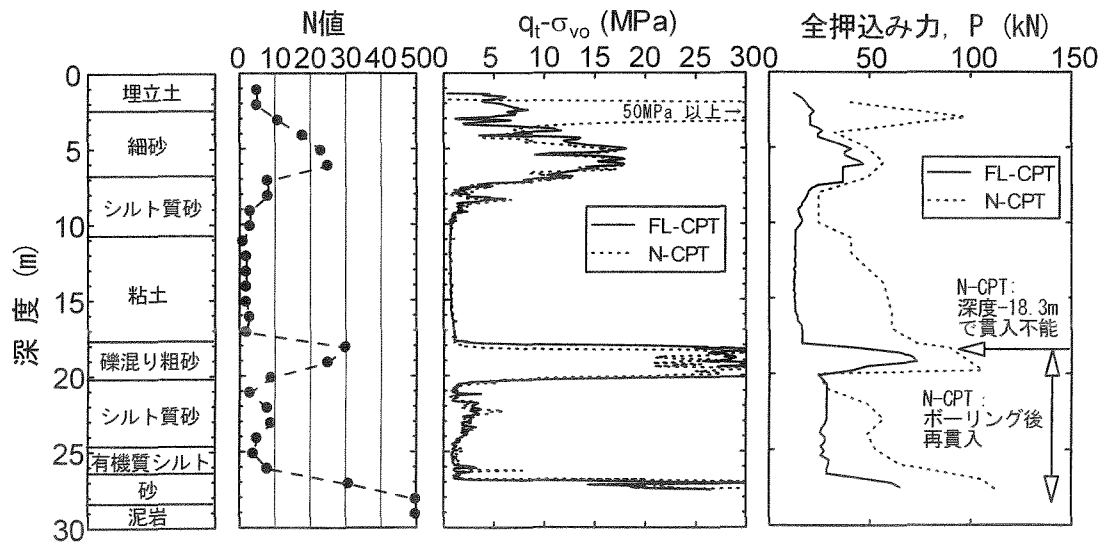


図-7.2 FL-CPT 結果

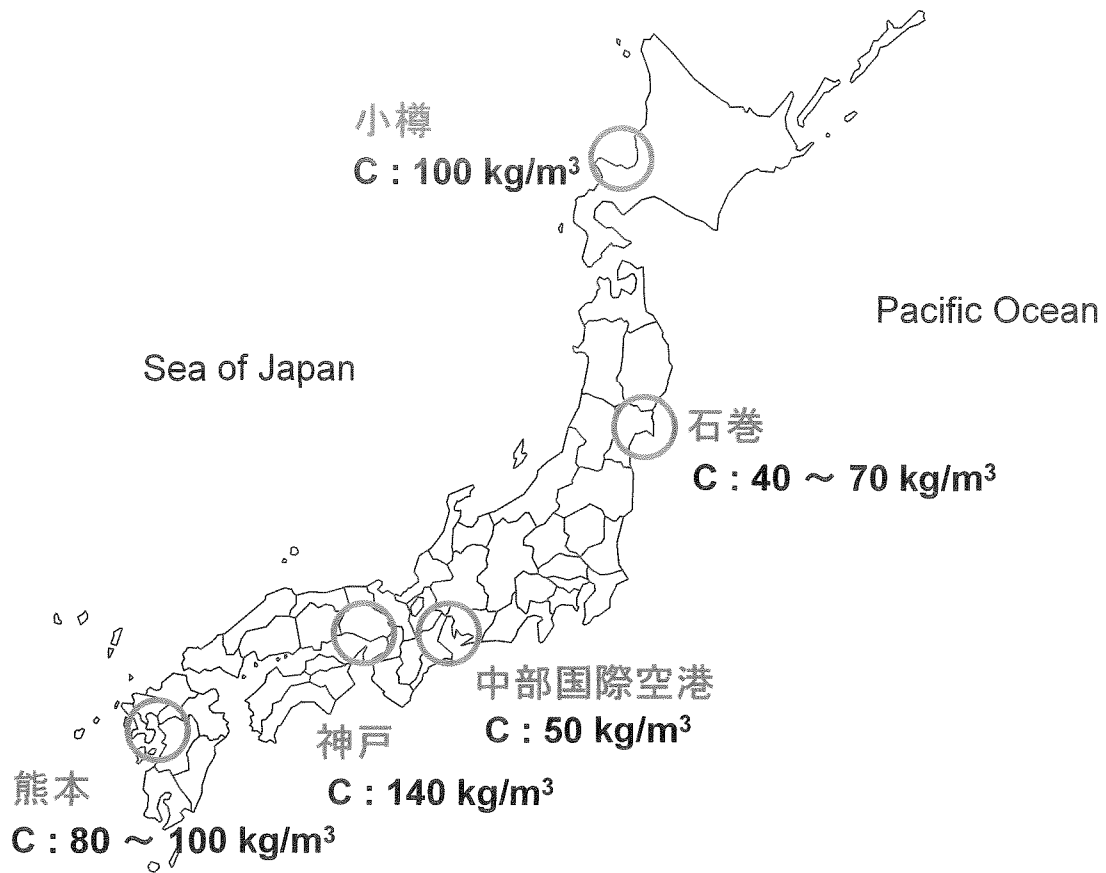


図-7.3 セメント固化処理地盤の調査位置とセメント添加量

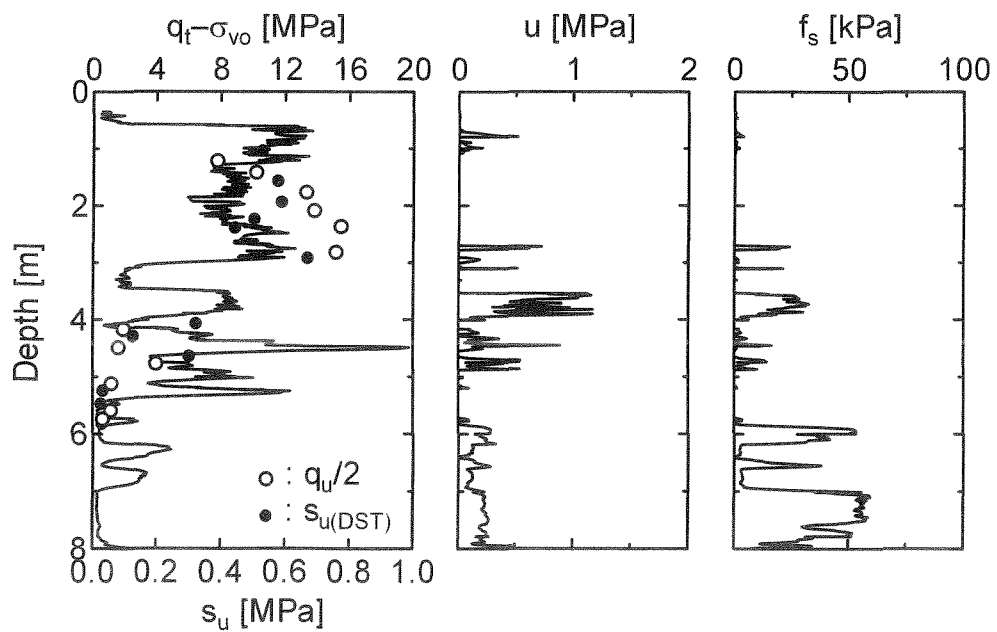


図-7.4 FL-CPT 結果(小樽)

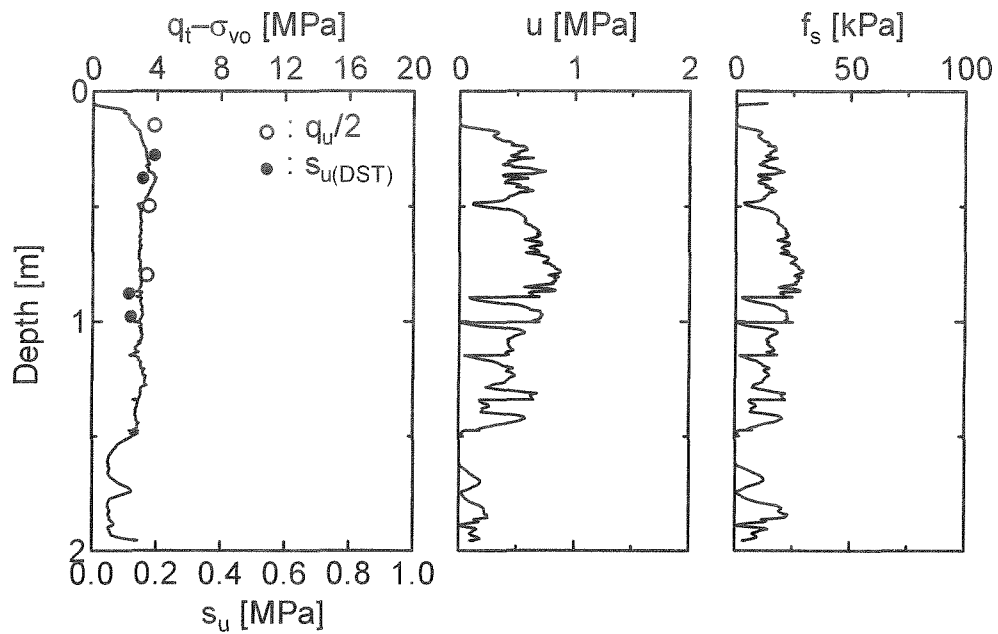


図-7.5 FL-CPT 結果(石巻)

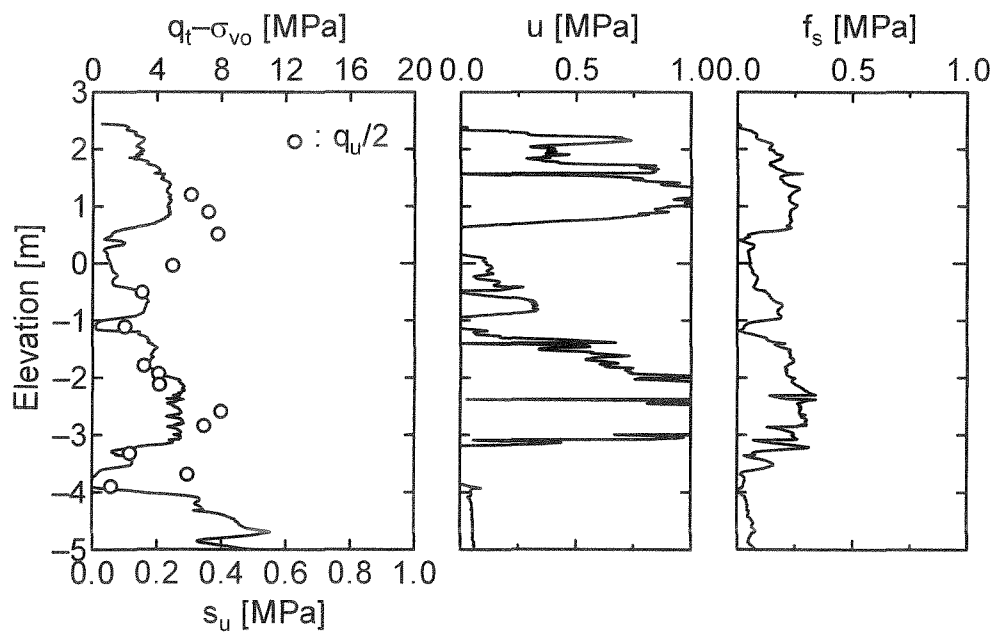


図-7.6 FL-CPT 結果(中部国際空港)

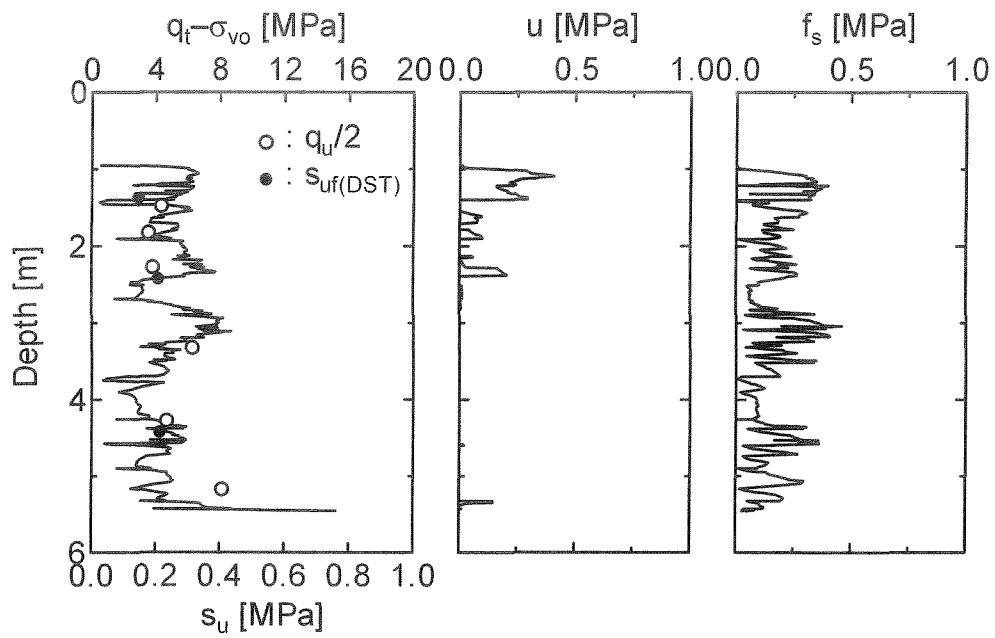


図-7.7 FL-CPT 結果(神戸)

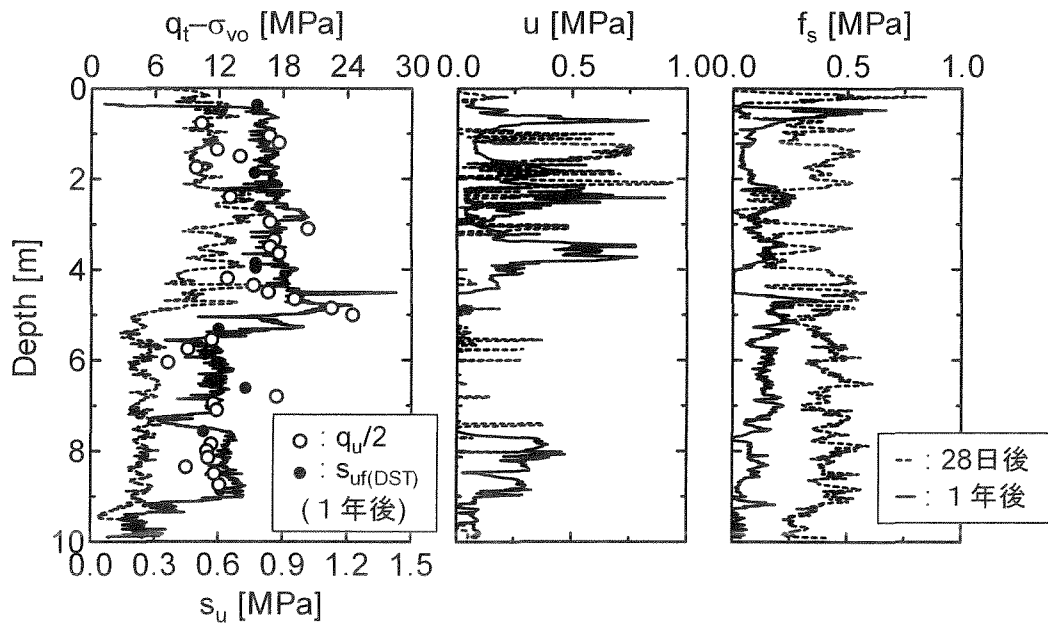
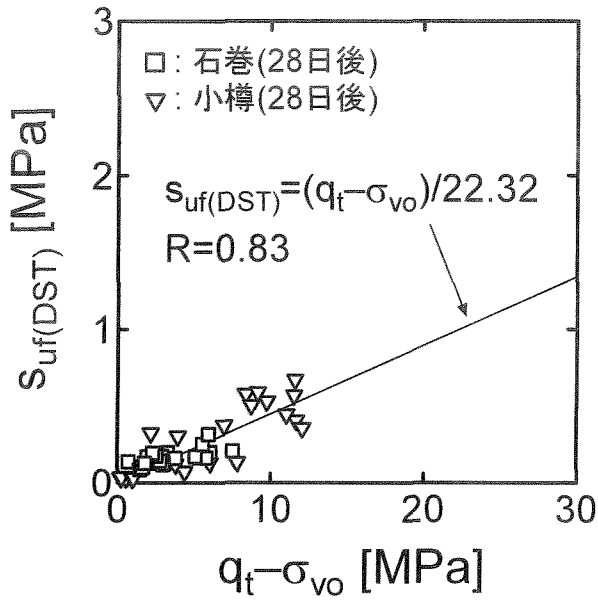
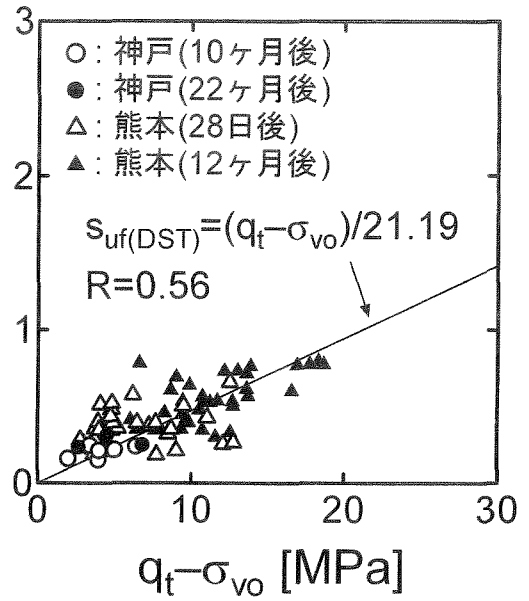


図-7.8 FL-CPT 結果(熊本)

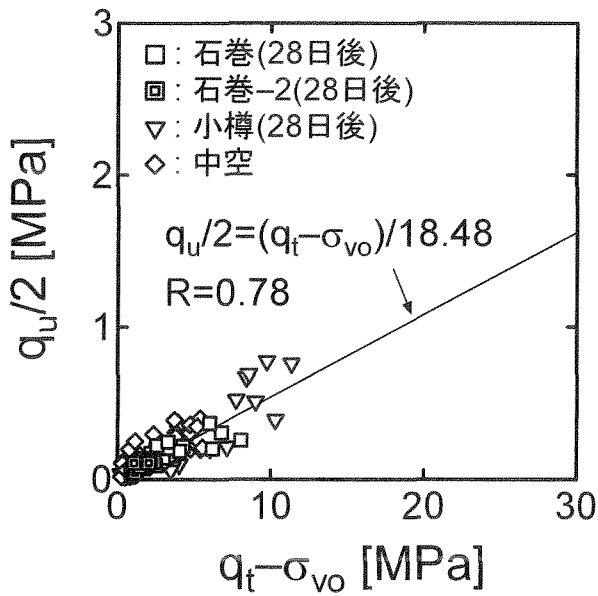


(a) 固化処理土

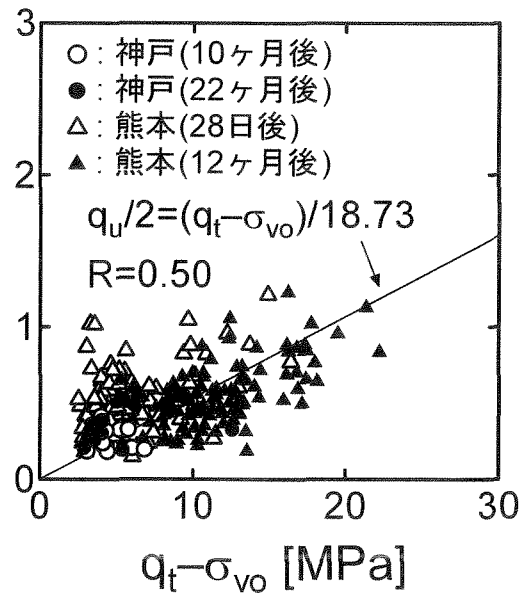


(b) 軽量混合処理土

図-7.9 一面せん断強度 ($s_{uf(DST)}$) とコーン先端抵抗 ($q_t - \sigma_{vo}$) の関係



(a) 固化処理土



(b) 軽量混合処理土

図-7.10 一軸圧縮強度 ($q_u/2$) とコーン先端抵抗 ($q_t - \sigma_{vo}$) の関係

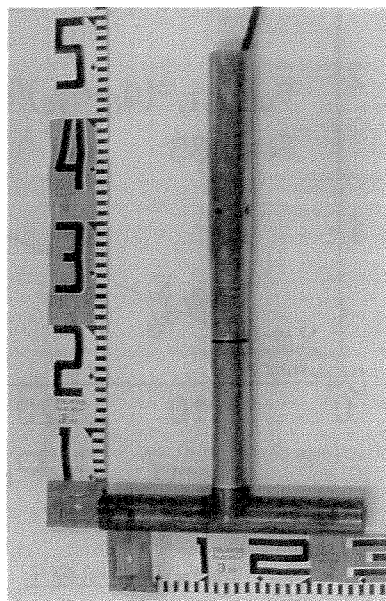
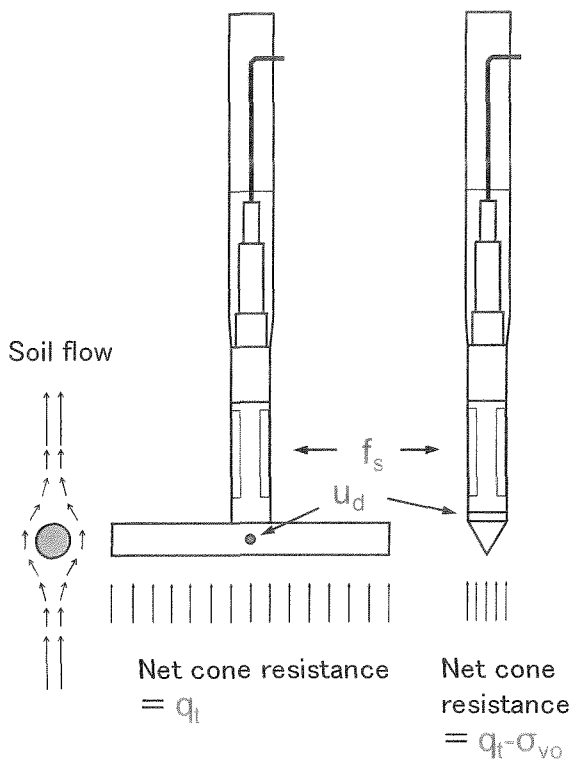


図-7.11 T-bar と一般的なコーン

写真-7.1 開発した T-bar penetrometer

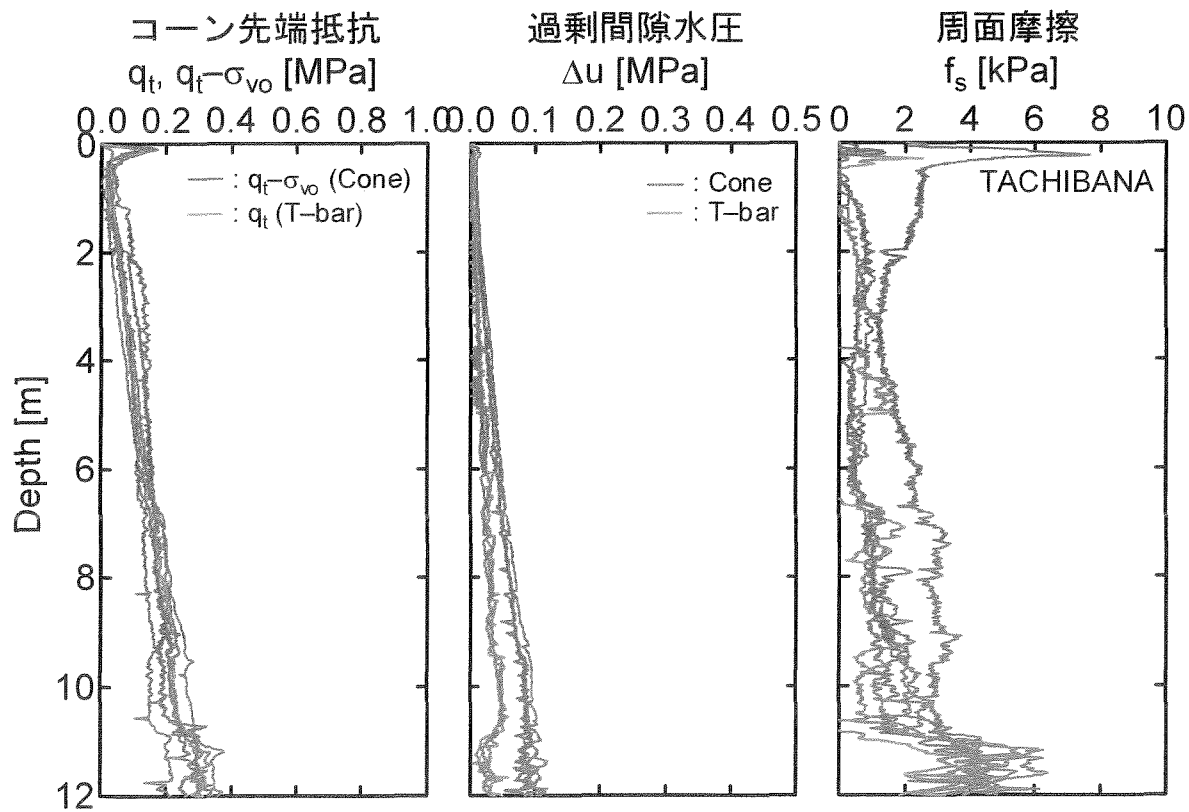


図-7.12 TBPT 調査結果

第8章 結論

本研究は、従来の方法に較べてより合理的で実用性のある、コーン貫入試験（CPT）の適用性・有効性を示し、CPT から得られる豊富な情報により設計に用いる土質定数を精度良く推定する方法を確立することで、建設コストの縮減に寄与することを目的とするものである。本論文では、土質特性の異なる国内外 26ヶ所の粘性土地盤に対して実施した現地調査結果から得られた新たな実測データに基づいて、粘性土地盤における CPT 結果の解釈について考察し、その適用性について実証した。以下に各章の内容を要約し研究の成果を総括する。

第1章「序論」では、地盤調査および CPT の現状と問題点について述べ、建設業界の国際化や建設工事のコスト縮減のために CPT の活用を目指す、本研究の位置付けを行った。

第2章「CPT の適用性」では、原位置試験としての CPT の位置付けと適用性およびその得失をまとめ、CPT 結果に対する影響要因について現地調査結果に基づいて示した。また、CPT の開発史を概観し、様々な用途に適用するため現在までに開発されている各種コーンの概要および CPT の基準について取りまとめた。その結果、次のような結論を得た。

- ①原位置試験としての CPT は、UCT や FVT のように土質によって値が左右されることがなく、地盤の成層状態や貫入時の先端抵抗等の有用な情報が短時間に得られ、試験方法も単純であるという利点を有する。
- ②現場実測結果から CPT により得られる測定値の再現性は高い。したがって、CPT を使用すれば測定機器に起因するばらつきに影響されることなく地盤の特性を評価できる。
- ③コーンの機種の違いによる測定結果の相違は周面摩擦 (f_s) 測定値に顕著に現れるため、 f_s を用いた土質分類を行う際には注意を要する。
- ④コーンプローブの間隙水圧測定位置の違いによる測定値の相違に留意する必要がある。
- ⑤現場実験および既往知見から、CPT 測定値（コーン先端抵抗、間隙水圧）に対するコーン貫入速度の影響は実務上無視し得る。
- ⑥CPT の測定値はコーン寸法に影響される。したがって、ミニチュアコーンを使用した実験ではスケール効果を考慮すべきである。
- ⑦有用な地盤情報を得ることができる様々なコーンが開発されている。地盤環境

問題に関連したパラメータを求めるための新しい機器の開発や提案も多く、それらの多くは実用化段階に至っている。

第3章「コーン貫入のメカニズム」では、コーン貫入に伴う地盤の変形状況について視覚的に捉えることを目的とした室内実験結果を示した。アルミニウム棒積層体を使用したコーン貫入模型実験により、コーン貫入過程のメカニズムを定性的ではあるが捉えることができた。また、コーン貫入過程が局所的な大変形の発生メカニズムによって支配されていることが判明し、CPT結果がコーン先端部の限定された領域の平均的な地盤特性を表していることを示した。

第4章「CPT結果の解釈に関する既往の研究」では、まずCPT結果の解釈に用いられる各種パラメータを定義し、次に粘性土地盤の非排水せん断強度 (s_u) を推定する際の重要なパラメータであるコーン係数 ($N_{kt}(N_k) = q_{net}/s_u$, q_{net} : 実コーン先端抵抗 ($=q_t(q_c) - \sigma_{vo}$)) に関する理論解析結果、室内試験および原位置試験結果を取りまとめた。また、CPTにより評価可能な粘性土地盤の諸定数として、原地盤の状態や物性および圧密・変形に係る定数について、本研究と関連する既往の研究成果を示した。その結果、次の結論を得た。

① $N_{kt}(N_k)$ に関する室内実験や原位置試験および理論解析結果を取りまとめた結果、諸外国での調査結果や室内実験に用いられた人工作成粘性土における地盤の剛性指数 (I_R) の範囲 (15~500) と塑性指数 (I_p) の範囲 (5~115) においては、 $N_{kt}(N_k)$ と I_R , I_p の値に明確な傾向は見られない。

② $N_{kt}(N_k)$ のばらつきは、地盤のローカル性と試験方法および年代に伴う技術差の相互作用に起因すると考えられ、ある年代・ある特定の地域で得られた経験式は、必ずしも他の地域へ無条件に適用できない。

③ 土の力学的挙動に基づいた CPT による土質分類は、粒径の大きさによって判別される従来の分類法とは全く性質は異なるが、土質分類図表の多くは欧米の地盤データを基に作成されているため、堆積環境の異なる我が国の地盤に適用できるか検証する必要がある。

④ 現状では、CPT結果から粘性土地盤の圧密降伏応力 (σ'_y) や過圧密比 (OCR) および変形特性を推定するための普遍的な関係式は成り立っていない。

⑤ CPTによる消散試験の利点は、静水圧や地盤の圧密係数および圧密度が簡便に得られることであるが、欠点も有している。

第5章「新たな原位置試験データを用いた CPT の適用性の検討」では、前章までの結論を鑑み、①CPT結果の解釈に当たっては地盤の種別や地域特性および堆積環境の影響などについても詳細な比較・検討が必要不可欠である、②地盤強度だけでなく変形係数や応力履歴および圧密定数に関しても合理的で有用な実務に適用できる値や推定式が提案できれば CPT だけで調査・設計・施工管理が可能となる、という2つの観点から、CPT結果の解釈は現在の最新技術を用いて得

られた最新データにより再検討される必要があるという考えに立脚し，筆者が実施した国内外 26 ヶ所（日本国内 19 ヶ所，東南アジアを中心とした海外 7 ヶ所）の現地調査結果を様々な角度からまとめた．ここでは，CPT 結果の解釈に使用するパラメータとして，実コーン先端抵抗 ($q_{net} = q_t - \sigma_{vo}$) だけでなく，有効コーン先端抵抗 ($q_e = q_t - u$) や過剰間隙水圧 (Δu) を適用した．CPT 結果と各種強度との相関関係から，地域性・堆積環境の違いによる 3 種のコーン係数 ($N_{kt} = q_{net}/s_u$, $N_{ke} = q_e/s_u$, $N_{\Delta u} = \Delta u/s_u$) の変化を調査し，CPT の適用性を現場データから実証した．また，CPT 結果から得られる各種パラメータを用いて， s_u のみならず圧密に係る諸定数や物性値および強度増加率など粘性土地盤の物理・力学的特性を推定するための関係式を示した．その結果，以下の結論を得た．

- ①一面せん断強度や現場ベーン強度および一軸圧縮強度の 3 種類の強度 ($s_u(DST)$, $s_u(FVT)$, $q_u/2$) から得られた N_{kt} , N_{ke} , $N_{\Delta u}$ を調査した結果，地域性（日本～アジア～北欧）および堆積環境の違い（海成粘土，陸成粘土，海底・湖底表層部の超軟弱地盤，人工地盤）によるコーン係数の変化は見られない．
- ② I_p , OCR , I_R の範囲がそれぞれ 9～140, 0.8～5.0, 15～500 の範囲にある 26 ヶ所の調査地点の粘性土におけるコーン係数は， I_p や OCR および I_R に依存せず一定値となる．
- ③コーン先端抵抗は $s_u(FVT)$ や $q_u/2$ のように土質によってその値が左右されることがない．したがって，地盤調査時に CPT を併せて実施すれば， N_{kt} や N_{ke} および $N_{\Delta u}$ が著しく大きな値を示す場合などに室内強度試験結果の何らかの異常（例えば，試料の乱れ）や実施した試験のその土質への適用性を判断する指標とすることができる．
- ④ N_{ke} および $N_{\Delta u}$ のばらつきは， N_{kt} に比べて若干大きい．しかし， N_{ke} および $N_{\Delta u}$ は N_{kt} のように σ_{vo} を別途求める必要がなく，CPT の結果のみで s_u を推定できるパラメータである．したがって，それほど精度が要求されない概略調査などにおいては，十分その有効性を発揮できると考えられる．しかし，測定される間隙水圧 (u) が負の値になる場合など q_e および Δu を使用する際に注意すべき点もある．
- ⑤CPT 結果から地盤強度だけでなく圧密定数 (σ'_y , m_v , c_v) や変形係数 (G_{50} , E_{50}) に関しても推定できることが実証され，実務に適用できる推定式を提案した．
- ⑥ σ'_y に関するコーン係数 ($N_{\sigma t} = q_{net}/\sigma'_y$, $N_{\sigma e} = q_e/\sigma'_y$, $N_{\sigma \Delta u} = \Delta u/\sigma'_y$) は I_p や OCR によらず一定値となる．また，堆積環境の違いや地域性は見られない．ただし， q_e および Δu を使用する際の留意点は上述の通りである．
- ⑦原地盤の状態を示す e_0 や w_n についても CPT 結果から推定できる．
- ⑧CPT により得られる各種パラメータにより，設計用せん断強度 ($s_{u(mob)}$)， σ'_y ，圧密・変形に係る定数 (m_v , c_v , G_{50} , E_{50})，原地盤の状態 (e_0 , w_n) などの地

盤の諸定数を推定するための関係式を次式に示す。各定数の単位系は、 m_v : m^2/kN , c_v : cm^2/day , w_n : %であり、これら以外のものについては kPa である。また、相関係数 (R) を指標とした各式の適用性をまとめて表-8.1 に示す。

$$s_{u(mob)} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{13.5} = \frac{q_t - u}{10.5} = \frac{\Delta u}{6.0}$$

$$\sigma'_y = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{3.44} = \frac{q_t - u}{2.60} = \frac{\Delta u}{1.56}$$

$$m_{v(OC)} = 0.063 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{-0.834} = 0.018 \cdot (q_t - u)^{-0.655} = 0.006 \cdot \Delta u^{-0.503}$$

$$m_{v(\sigma'_y)} = 2.145 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{-1.251} = 0.986 \cdot (q_t - u)^{-1.190} = 0.025 \cdot \Delta u^{-0.568}$$

$$m = 0.031 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{-0.164} = 0.037 \cdot (q_t - u)^{-0.205}$$

$$c_{v(NC)} = 10000 \cdot \Delta u^{-1}$$

$$G_{50} = 21.64 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{0.753} = 113.92 \cdot (q_t - u)^{0.498} = 61.08 \cdot \Delta u^{0.691}$$

$$E_{50} = 27.82 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{0.812} = 84.11 \cdot (q_t - u)^{0.673} = 120.36 \cdot \Delta u^{0.623}$$

$$e_0 = 17.59 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{-0.373} = 10.37 \cdot (q_t - u)^{-0.301} = 5.52 \cdot \Delta u^{-0.199}$$

$$w_n = 242.48 \cdot (q_t - \sigma_{vo})^{-0.217} = 248.25 \cdot (q_t - u)^{-0.234} = 115.05 \cdot \Delta u^{-0.098}$$

⑨これまで実証されたことがない正規圧密 aged 粘土の強度増加過程について、室内試験と CPT により示すことができた。CPT 結果より、表層部の非常に軟弱な部分も含めて、年代効果の種別や層区分を行うことができ、また、粘性土層の平均的な強度増加率 (s_{un}/σ'_{vc}) も求めることができる。

⑩欧米の地盤データを基に作成された土質分類図は、今回の 26 ヶ所の調査地点、即ちアジアの粘性土にも適用できる。

第 6 章「CPT の実務への適用」では、大阪湾泉州沖において軟弱粘性土地盤上に建設中の海上空港護岸工事（関西国際空港 2 期工事）に CPT を適用した事例を示した。ここでは、第 5 章で得られた結論とともに、新たに開発した深淺測量による施工層厚・沈下量および施工（載荷）履歴管理システムを用い、従来の方法に較べてより合理的で実用性のある、CPT を中心とした軟弱地盤の調査・設計・施工管理法を実工事へ適用し、CPT の実務への適用性について実証した。

表-8.1 CPT 結果より地盤の諸定数を推定するための関係式とその適用性

推定される土質定数			$q_{net}=q_t-\sigma_{vo}$ (kPa)			$q_e=q_t-u$ (kPa)			Δu (kPa)		
定数	単位	詳細	相関式	R	適用性	相関式	R	適用性	相関式	R	適用性
s_u	(kPa)	$s_{u(DST)}$	$q_{net}/11.52$	0.85	◎	$q_e/8.90$	0.60	○	$\Delta u/4.88$	0.58	○
		$s_{u(FVT)}$	$q_{net}/12.46$	0.88	◎	$q_e/9.47$	0.76	◎	$\Delta u/5.47$	0.67	◎
		$q_u/2$	$q_{net}/13.40$	0.83	◎	$q_e/10.00$	0.49	○	$\Delta u/6.49$	0.72	◎
σ'_v	(kPa)		$q_{net}/3.44$	0.86	◎	$q_e/2.60$	0.62	○	$\Delta u/1.56$	0.74	◎
m_v	(m ² /kN)	$m_{v(OC)}$	$0.063 \cdot q_{net}^{-0.834}$	0.67	○	$0.018 \cdot q_e^{-0.655}$	0.52	○	$0.006 \cdot \Delta u^{-0.503}$	0.70	◎
		$m_{v(\sigma'_v)}$	$2.145 \cdot q_{net}^{-1.251}$	0.80	◎	$0.986 \cdot q_e^{-1.190}$	0.75	◎	$0.025 \cdot \Delta u^{-0.568}$	0.61	○
		m	$0.031 \cdot q_{net}^{-0.164}$	0.38	△	$0.037 \cdot q_e^{-0.205}$	0.47	○	-		
c_v	(cm ² /day)		-			-			$10000 \cdot \Delta u^{-1}$	-	△
E_{50}	(kPa)		$27.82 \cdot q_{net}^{0.812}$	0.66	○	$84.11 \cdot q_e^{0.673}$	0.54	○	$120.36 \cdot \Delta u^{0.623}$	0.69	○
G_{50}	(kPa)		$21.64 \cdot q_{net}^{0.753}$	0.48	○	$113.92 \cdot q_e^{0.498}$	0.33	△	$61.08 \cdot \Delta u^{0.691}$	0.75	◎
e_0			$17.69 \cdot q_{net}^{-0.373}$	0.49	○	$10.37 \cdot q_e^{-0.301}$	0.41	○	$5.57 \cdot \Delta u^{-0.199}$	0.44	○
w_n	(%)		$242.48 \cdot q_{net}^{-0.217}$	0.44	○	$248.25 \cdot q_e^{-0.234}$	0.46	○	$115.05 \cdot \Delta u^{-0.099}$	0.30	△

相関係数(R)の区分

0<|R|<0.2 ⇒ ほとんど相関なし: ×, 0.2<|R|<0.4 ⇒ 弱い相関あり: △,

0.4<|R|<0.7 ⇒ 比較的強い相関あり: ○, 0.7<|R|<1.0 ⇒ 強い相関あり: ◎

本章の結論を以下に示す.

- ①調査, 設計から施工管理まで一貫して CPT を適用した事例より, CPT の適用性を確認できた.
- ②事前調査で求めた N_{kt} と地盤の s_u との関係は圧密の進行により変化せず, CPT により圧密途中の地盤の s_u を詳細に求めることができる. また, 消散試験により任意の地点, 深度での圧密度 (U) も直接求めることができ, CPT から得られる圧密度 (U_p) と沈下板測量からの圧密度 (U_e) は妥当な関係にある.
- ③ナローマルチビーム (NMB) 音響測深機を用いた深浅測量により得られた盛砂層厚と沈下量は, 沈下板による計測結果と良い一致を示す. また, 深浅測量より得られる施工履歴と土運船に積み込まれた土砂情報から盛砂の体積変化率や水中単位体積重量を把握できる. それにより, 沈下板がない任意の地点の層厚や沈下量および載荷重の算出が可能である.
- ④CPT と深浅測量を用いた新しい施工管理方法によれば, 任意の地点や深度での粘性土の c_v や粘性土層の平均的な m_v を求めることができる. これらの土質定数により施工エリアを平面的に区分する等の地盤特性を考慮した埋立地盤の造成が可能となる.
- ⑤CPT と深浅測量を用いた新しい施工管理方法は, 経済性および機動性等の作業性を考慮しても現段階での海上工事の施工管理に最適な手法であり, 今後の大規模埋立工事の施工管理法として有用である.

第7章「CPTの新たな適用性」では、CPTの適用範囲を拡大するために開発した2種類の調査機器について、その適用性を示した。ここでは、硬質地盤への適用を目指し、CPTの貫入力不足を解消するために開発したフリクションレスコーン貫入試験（FL-CPT）装置を説明し、そのセメント固化処理土に対する現場適用結果について示し、超軟弱地盤および大水深下での調査を念頭に置き開発した、T-bar penetrometer（T-bar）について述べ、その超軟弱地盤における現場適用結果をまとめた。これらの機器の開発と適用事例によりCPTの適用範囲拡大の可能性を示した。本章では次の結論を得た。

①CPTの貫入力不足を解消するために開発したFL-CPTは、コーン貫入時のロッドと周辺地盤の摩擦を循環水によって低減させる機能を持つものであり、通常のCPTと比較した結果、FL-CPTにより地盤と貫入ロッドとの間に生じる摩擦力を大幅に低減できることが実証された。

②FL-CPTを用いればセメント固化処理地盤の強度を深度方向に連続的に評価でき、従来の手法では把握できない弱部の発見も可能である。5ヶ所の調査結果から得られた $(q_t - \sigma_{vo})$ と地盤のせん断強度 $(s_{uf}(DST), q_u/2)$ には良い相関が見られた。しかし、コーン係数は自然堆積粘性土地盤のそれとは異なり、やや大きい値となる。

③従来、模型実験においてのみ使用され現地調査に適用されることはなかったT-bar penetration test（TBPT）について、原位置試験用TBPTを開発し超軟弱地盤への適用性を調査する目的で一般的なCPT結果との比較を試みた。

④TBPTから得られたコーン先端抵抗の測定値 $(q_{t(T-bar)})$ と一般的なCPTによる $(q_t - \sigma_{vo})$ は概ね一致した。TBPTから得られる $q_{t(T-bar)}$ においては σ_{vo} を考慮する必要はなく、 $q_{t(T-bar)}$ のみで地盤強度を評価できることを実地盤において実証した。

参考文献

- Aas, G., Lacasse, S., Lunne, T. and Hoeg, K. (1986): Use of in situ tests for foundation design on clay, Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ'86, Use of In Situ tests in Geotechnical Engineering, 1-30.
- Ajdic, I. and Gaberc, A. (1995): National Report on Cone Penetration Testing in Slovenia, Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 1, 201-210.
- Allersma, H.G.B. (1982): Photoelastic Investigation of the Stress Distribution During Penetration, Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, 2, 411-418.
- Almeida, M.S.S. (1998): Site characterization of a lacustrine very soft Rio de Janeiro organic clay. Proceedings of the First International Conference on Site Characterization-ISC'98, 2, 961-966.
- Amann, P. and Heil, H.M. (1995): Cone Penetration Testing in Switzerland, Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 1, 235-242.
- Amar, S., Baguelin, J., Jezequel, J.F. and Le Mehaute, A. (1975): In situ shear resistance of clays, Proceedings of the ASCE Specially Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, 1, 22-45.
- ASTM (1995): Standard Test Method for Performing Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils.
- Azzouz, A. (1985): The piezocone penetrometer, MIT Special Summer Course, 1.605.
- Azzouz, A., Baligh, M. and Ladd, C.C. (1983): Cone penetration and engineering properties of soft Orinoco clay, Proceedings of the 3rd International Conference on Behavior of Offshore Structures, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 1, 161-180.
- Baldi, G., Bruzzi, D., Superbo, S., Battaglio, M. and Jamiolkowski, M. (1988): Seismic Cone in Po River Sand, Proceedings of the First International Symposium on Penetration Testing, 2, 643-650.

- Baligh, M.M. (1975): Theory of deep site static cone penetration resistance, Publication No.R75-56, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology.
- Baligh, M.M. (1976): Cavity Expansion in Sands with Curved Envelopes, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 102(11), 1131-1146.
- Baligh, M.M. (1985): Strain path method. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 111(GT9), 1108-1136.
- Baligh, M.M. and Levadox, J.N. (1980): Pore pressure dissipation after cone penetration, Publication No.R80-11, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology.
- Baligh, M.M. and Levadox, J.N. (1986): Consolidation after undrained piezocone penetration, II: Interpretation, *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, 112(7), 727-745.
- Baligh, M.M., Vivatrat, V. and Ladd, C.C. (1980): Cone penetration in soil profiling, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 106(GT4), 447-461.
- Battaglio, M., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. and Maniscalco, R. (1981): Piezometer probe test in cohesive deposits, Cone Penetration Testing and Experience, Proceedings of the Session ASCE National Convention, 264-302.
- Battaglio, M., Bruzzi, D., Jamiolkowski, M. and Lancellotta, R. (1986): Interpretation of CPTs and CPTUs, Proceedings of the 4th International Geotechnical Seminar, 129-143.
- Begemann, H.K.S. (1965): The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile, Proceeding of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, 17-20.
- Berre, T. and Bjerrum, L. (1973): Shear strength of normally consolidated clays, Proceeding of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, 39-49.
- Bjerrum, L. (1972): Embankments on soft ground, Proceedings ASCE Specialty Conference on Performance of Earth-Supported Structures, 2, 1-54.
- Bjerrum, L. (1973): Problems of soil mechanics and construction on soft clay and structurally unstable soils, Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, 111-159.

- Brandl, H. and Robertson, P.K. (1997): Geo-environmental site investigation, specification and characterization, Proceedings of the Second International Congress on Environmental Geotechnics, 1345-1374.
- Budhu, M. and Wu, C.S(1992): Numerical analysis of sampling disturbances in clay soils, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 16, 467-492.
- Burns, S.E. and Mayne, P.W. (1995): Coefficient of consolidation (ch) from Type 2 piezocone dissipation in overconsolidated clay, Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 2, 137-142.
- Campanella, R.G. and Robertson, P.K. (1981): Applied cone research, Cone Penetration Testing and Experience, Proceedings of the ASCE National Convention, 343-362.
- Campanella, R.G. and Robertson, P.K. (1986): Research and development of the UBC cone pressuremeter, Proceedings of the Third Canadian Conference on Marine Geotechnical Engineering, 1, 205-214.
- Campanella, R.G. and Robertson, P.K. (1988): Current status of the piezocone test, Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, 1, 93-116.
- Campanella, R.G. and Weemees, I. (1990): Development and use of an electrical resistivity cone for groundwater contamination studies, Canadian Geotechnical Journal, 27, 557-567.
- Campanella, R.G., Robertson, P.K. and Gillespie, D. (1986): Seismic Cone Penetration Test, Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ'86, Use of In Situ tests in Geotechnical Engineering, ASCE, 116-130.
- Campanella, R.G., Gillespie, D. and Robertson, P.K. (1982): Pore pressures during cone penetration testing, Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II, 2, 507-512.
- Campanella, R.G., Robertson, P.K., Gillespie, D. and Grieg, J. (1985): Recent developments in in-situ testing of soils, Proceedings of the 11th International conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2, 849-854.
- Campanella, R.G., Sully, J.P., Greig, J.W. and Jolly, G. (1990): Research and development of a lateral stress piezocone, Transportation Research Record, 1278, 215-224.

- Caquot, A. and Kerisel, J. (1956): *Traite de mecanique des sols*. Imprimerie Gauthier-Villars, Paris.
- Carter, J.P., Booker, J.R. and Yeung, S.K. (1986): Cavity expansion in cohesive frictional soils, *Geotechnique*, 36(3), 349-353.
- Chang, M.F. (1995): Cone Penetration Testing in Singapore and Malaysia, *Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95*, 1, 193-200.
- Chang, M.F., Choa, V., Cao, L.F. and Arulrajah, A. (1998): Evaluating the state of consolidation of clay at a reclaimed site, *Proceedings of the First International Conference on Site Characterization – ISC'98*, 1, 1403-1408.
- Chen, B.S.Y. and Mayne, P.W. (1996): Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays, *Canadian Geotechnical Journal*, 33, 488-498.
- Chen, B.S. and Mayne, P.W. (1995): Type 1 and 2 piezocone evaluations of overconsolidation ratio in clays, *Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95*, 2, 143-154.
- Collins, I.F. and Yu, H.S. (1996): Undrained cavity expansions in critical state soils, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 20, 489-516.
- Collins, I.F. Pender, M.J. and Wang, Y. (1992): Cavity expansions in sands under drained loading conditions, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 16, 3-23.
- De Borst, R. and Vermeer, P.A. (1982): Finite Element Analysis of Static Penetration Tests, *Proceedings of the Second European Symposium on penetration Testing*, 2, 457-462.
- De Beer, E. (1977): *Static cone penetration testing in clay and loam*. Sonder Symposium, Utrecht.
- Demers, D., Leroueil, S. and d'Astous, J. (1999): Investigation of a landslide in Maskinonge, Quebec, *Canadian Geotechnical Journal*, 36, 1001-1014.
- Demers, D. and Leroueil, S. (2002): Evaluation of preconsolidation pressure and the overconsolidation ratio from piezocone tests of clay deposits in Quebec, *Canadian Geotechnical Journal*, 39, 174-192.
- Denver, H. (1988): CPT and Shear Strength of Clay, *Proceedings of the First International Symposium on Penetration Testing*, 2, 723-727.

- Denver, H. (1995): CPT in Denmark-National Report, Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 1, 55-61.
- Densai, M.D. and Vikash, J. (1995): State of ART of CPT in India, Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 1, 87-95.
- Dobie, M.J.D. (1988): A study of Cone Penetration Testing in the Singapore Marine Clay. Proceedings of the First International Symposium on Penetration Testing, 2, 737-744.
- Douglas, B.J. and Olsen, R.S. (1981): Soil classification using electrical cone penetrometer, Cone Penetration Testing and Experience, Proceedings of the ASCE National Convention, 209-227.
- Durgunoglu, H.T. and Mitchell, J.K. (1975): Static penetration resistance of soil: Analysis, Proceedings of ASCE Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, ASCE, 1, 151-171.
- Durgunoglu, H.T., Nur, O., Akbal, O., Kulac, H.F., Ikiz, S. and Olgun, C.G. (1995): A case study on determination of soil improvement realization using CPT, Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 2, 441-446.
- Eid, H.T. and Stark, T.D. (1998): Undrained shear strength from cone penetration test. Proceedings of the First International Conference on Site Characterization-ISC'98, 2, 1021-1025.
- Faulkne, A.R., Lehane, B.M. and Farrel, E.R.I. (1998): Cone penetration testing in Irish soils, Proceedings of the First International Conference on Site Characterization-ISC'98, 2, 1033-1038.
- Faust, J. (1995): Application of Cone Penetration Test (CPT) in Germany, Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 1, 67-73.
- Frank, R. and Magnan, J.P. (1995): Cone Penetration Test in France: National Report, Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 3, 147-156.
- 深沢健, 日下部治 (2001): コーン貫入試験の発達史と試験結果解釈法および適用性の再検討, 東京工業大学土木工学科研究報告, 64, 23-60.
- 深沢健, 平林弘, 保坂嘉彦, 増田稔 (2001): 深浅測量による盛砂層厚・沈下量・施工履歴測定, 第36回地盤工学研発表会概要集, 183-184.
- 深沢健, 浅田英幸, 田中洋行, 榊原基正 (1992): 粘性土地盤の力学特性とコーン先端抵抗の関係, 第27回土質工学研究発表会概要集, 151-154.

- 福江正治, 田屋直美, 松本基, 酒井豪 (1998): 電導コーンの開発とその応用, 土木学会論文集, 596(Ⅲ・43), 283-293.
- Furmonavicius, L. and Dagsys, A. (1995): Cone Penetration Testing in Lithuania, Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 1, 125-131.
- George, E.A. and Ajayi, L.A. (1995): National Report on Cone Penetration Testing Nigeria, Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 1, 149-161.
- Ghionna, V.N. and Jamiolkowski, M. (1991): A critical appraisal of calibration chamber testing of sands, Proceedings of the First International Symposium on Calibration Chamber Testing, 13-39.
- Gibson, R.E. (1950): Discussion of Wilson, G. The bearing capacity of screw piles and screwcrete cylinders. Journal of the Institution of Civil Engineers, 34, 382.
- 五明美智男, 深沢健, 中島美代子, プラダンテージ (1993): 軟泥上の薄い砂層厚さの測定方法(その1), 土木学会第48回年次学術講演会概要集, Ⅲ, 1484-1485.
- Griffiths, D.V. (1982): Elasto-plastic analysis of deep foundations in cohesive soil, International Journal for Numerical and Analysis Methods in Geomechanics, 6, 211-218
- Gupta, R.C. and Davidson, J.L. (1986): Piezocone determined coefficient of consolidation, Soils and Foundations, 26(3), 12-22.
- Halkola, H. and Tornqvist, J. (1995): National Report, Finland, Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 1, 63-66.
- Hanzawa, H. (1992): A new approach to determine soil parameters free from regional variations in soil behavior and technical quality, Soils and Foundations, 32(1), 71-84.
- Hanzawa, H. and Adachi, K. (1983): Overconsolidation of alluvial clays, Soils and Foundations, 23(4), 106-118.
- Hanzawa, H., Kishida, T., Fukasawa, T. and Asada, H. (1994): A case study of the application of direct shear and cone penetration tests to soil investigation, design and quality control for peaty soils, Soils and Foundations, 34(4), 13-22.
- Houlsby, G.T. (1988): Piezocone penetration test, Proceedings of the Geotechnology Conference: Penetration Testing in the UK, 141-146.

- Houlsby, G.T. and Teh, C.I. (1988): Analysis of the Piezocone in Clay, Proceedings of the First International Symposium on Penetration Testing, 2, 777-783.
- Huntsman, S.R., Mitchell, J.K., Klejbuk Jr.L.W. and Shinde, S.B. (1986): Lateral Stress Measurement During Cone Penetration, Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ'86, Use of In Situ tests in Geotechnical Engineering, 617-634.
- 伊藤義行, 竹森基, 堀之内富夫, 小川重之, 村田芳信 (2003): 小径電気式静的コーン貫入試験の地盤調査への適用性, 第38回地盤工学研究発表会概要集, 605-606.
- ISSMFE (1989): International reference test procedure for cone penetration test (CPT), Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils-TC16.
- Janbu, N. (1963): Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests, Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, 19-25.
- Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., Tordella, L. and Battaglio, M. (1982): Undrained strength from CPT. Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, 2, 599-606.
- Jefferies, M.G. and Davies, M.P. (1991): Soil classification by the cone penetration test, Discussion, Canadian Geotechnical Journal, 28(1), 173-176.
- Jezequel, J.F., Lamy, J.L. and Perrier, M. (1982): The LPCTLM pressuremeter, Proceedings of the Symposium on the Pressuremeter and its Marine Applications, 275-287.
- (社)地盤工学会 (1995): 地盤調査法.
- (社)地盤工学会 関西支部 (1995): 海底地盤 -大阪湾を例として-.
- Jones, G.A. and Rust, E. (1982): Piezometer penetration testing CUPT, Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II, 2, 607-613.
- Karlsrud, K., Lunne, T. and Brattlien, K. (1996): Improved CPTU correlations based on block samples, Nordic Geotechnical Conference, 1, 195-201.
- Keaveny, A.M. and Mitchell, J.K. (1986): Strength of fine grained soils using the piezocone, Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ'86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, 668-685.

- Kiouis, P.D., Voyiadjis, G.Z. and Tumay, M.T. (1988): A large strain theory and its application in the analysis of the cone penetration mechanism, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 12, 45-60.
- 岸田隆夫, 土井義春, 山本継弥, 深沢健, 浅田英幸 (1993): 一面せん断およびコーン貫入試験によるピート質地盤の調査・設計・施工管理法, 高有機質土地盤の諸問題に関するシンポジウム発表論文集, 123-130.
- 北詰昌樹, 下田義治, 山本浩司, 大北久勝 (1997): サンドドレーンの変形挙動に関する遠心模型実験, 港湾技研資料, 864, 1-16.
- Konrad, J.M. and Law, K.T. (1987a): Undrained shear strength from piezocone tests, *Canadian Geotechnical Journal*, 24, 392-405.
- Konrad, J.M. and Law, K.T. (1987b): Preconsolidation pressure from piezocone tests in marine clays, *Geotechnique*, 37(2), 177-190.
- 甲本達也 (1995): 軟弱な有明粘土地盤に対する基礎工法, *農業土木学会誌*, 63(6), 587-592.
- 甲本達也 (1999): 静的コーン貫入試験のメカニズム, *土と基礎*, 47-9(500), 9-12
- Koumoto, T. and Kaku, K. (1982): Three-Dimensional Analysis of Static Cone Penetration into Clay, *Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing*, 2, 635-640
- 甲本達也, 加来研 (1984): 鋭敏性粘土地盤におけるコーン支持力の理論的解析, *土質工学会論文報告集*, 24(2), 145-152
- 小林正樹, 水上純一, 土田孝 (1990): 粘性土の水平方向圧密係数の決定法, *港研報告*, 29(2), 63-84.
- Kulhawy, F.H. and Mayne, P.H. (1990): Manual on estimating soil properties for foundation design, Electric Power Research Institute, EPRI.
- Kurup, P.U., Voyiadjis, G.Z. and Tumay, T.M. (1994): Calibration Chamber Studies of Piezocone Test in Cohesive Soils, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 120(1), 81-107
- Lacasse, S. and Lunne, T. (1982): Penetration tests in two Norwegian Clays, *Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing*, 2, 661-669.
- Ladanyi, B. (1963): Expansion of a cavity in a saturated clay, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 89(SM4), 127-161.

- Ladanyi, B. (1967): Deep punching of sensitive clays, Proceedings of the third Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, 533-546.
- Ladanyi, B. and Eden, W.J. (1969): Use of the deep penetration test in sensitive clays, Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, 225-230.
- Ladanyi, B. and Johnston, G.H. (1974): Behavior of circular footings and plate anchors embedded in permafrost, Canadian Geotechnical Journal, 11, 531-553
- Ladd, C.C. and Foott, R. (1974): New Design Procedure for Stability of Soft Clays, Journal of the Geotechnical Engineering Division, 100(GT7), 763-786.
- La Rochelle, P. Trak, B. Tavenas, F. and Roy, M. (1974): Failure of a test embankment on a sensitive clays of eastern Canada, Canadian geotechnical Journal, 11(1), 142-162.
- La Rochelle, P., Zebdi, M., Leroueil, S. Tavenas, F. and Virely, D. (1988): Piezocone tests in sensitive clays of eastern Canada, Proceedings of the First International Symposium on Penetration Testing, 2, 831-841.
- Larsson, R. and Mulabdic, M. (1991): Piezocone tests in clay, Swedish Geotechnical Institute, Report, 42.
- Ledoux, J.L., Menard, J. and Soulard, P. (1982): The Penetro-Gammadensimeter, Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, 2, 679-682
- Lee, S.J. and Kim, M.M. (1998): Estimations of geotechnical properties from piezocone penetration tests in Korea. Proceedings of the First International Conference on Site Characterization-ISC'98, 2, 1099-1104.
- Levadoux, J.N. and Baligh, M.M. (1986): Consolidation after undrained piezocone penetration, I : Prediction, Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, 112(7), 707-726.
- Leroueil, S., Demers, D., La Rochelle, P., Martel, G. and Virely, D. (1995): Practical use of piezocone in Eastern Canada clays, Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 3, 515-522.
- Long, M. (1995): CPT Testing in the Republic of Ireland, Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 1, 97-100.

- Luke, K. (1995): The use of c_u from Danish Triaxial tests to calculate the Cone Factor. Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 2, 209-214.
- Lunne, T. and Eide, O. (1976): Correlations between cone resistance and vane shear strength in some Scandinavian soft to medium stiff clays. Canadian Geotechnical Journal, 13, 430-441.
- Lunne, T. and Kieven, A. (1981): Role of CPT in North Sea foundation engineering, Session at the ASCE National Convention: Cone Penetration Testing and Materials, 76-107.
- Lunne, T. Christffersen, H.P., Tjelta, T.I. (1985): Engineering use of Piezocone data in North Sea clays, Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2, 907-912.
- Lunne, T., Robertson, P.K. and Powell, J.J.M. (1997): Cone penetration Testing in Geotechnical Practice, E & FN Spon, London.
- Lunne, T., Eidsmoen, T., Gillespie, D. and Howland, J.D. (1986a): Laboratory and field evaluation of cone penetrometers, Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ'86, Use of In Situ tests in Geotechnical Engineering, 714-729.
- Lunne, T. and Sandven, R. (1995): Cone Penetration Testing-CPT'95 National Report for Norway, Proceeding of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 1, 163-173.
- Lutenegger, A.J. and Kabir, M.G. (1988): Use of penetration tests to predict wick drain performance in a soft clay, Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, 2, 843-848.
- Massarch, K.R. and Broms, B.B. (1981): Pile driving in clay slopes, Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, 469-474.
- Mayne, P.W. (1986): CPT indexing of in situ OCR in clays, Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ '86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, 780-793.
- Mayne, P.W. (1987): Determining preconsolidation pressures from DMT contact pressures, Geotechnical Testing Journal, 10, 146-150.
- Mayne, P.W. (1991): Determination of OCR in clays by piezocone tests using cavity expansion and critical state concepts, Soils and Foundations, 31(2), 65-76.

- Mayne, P.W. (1992): Interpretation of overconsolidation ratio from in situ tests in recent clay deposits in Singapore and Malaysia: Discussion, Canadian Geotechnical Journal, 29(1), 166-167.
- Mayne, P.W. (1993): In-Situ Determination of Clay Stress History by Piezocone. Predictive Soil Mechanics, Proceedings of the Wroth Memorial Symposium, 483-495.
- Mayne, P.W. and Bachus, R.C. (1988): Profiling OCR in clays by piezocone, Proceedings of the first International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, 2, 857-864.
- Mayne, P.W. and Glenn, J.R. (1995): Correlations between shear wave velocity and cone tip resistance in natural clays, Soils and foundations, 35(2), 107-110.
- Mayne, P.W. and Holtz, R.D. (1988): Profiling stress history from piezocone sounding, Soils and Foundations, 28(1), 16-28.
- Mayne, P.W. and Rix, J.G. (1993): G_{max} - q_c relationships for clays, Geotechnical Testing Journal, 16(1), 54-60.
- Mayne, P.W. and Kulhawy, F.H. (1991): Calibration chamber database and boundary effects correction for CPT data, Proceedings of the First International Symposium on Calibration Chamber Testing, 257-264.
- Mayne, P.W. and Kulhawy, F.H. (1995): First order estimate of yield stresses in clays by cone and piezocone, Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 2, 221-226.
- Mayne, P.W., Kulhawy, F.H. and Kay, J.N. (1995): Observations on the development of pore-water stresses during piezocone penetration in clays, Canadian Geotechnical Journal, 27(4), 418-428.
- Mayne, P.W., Robertson, P.K. and Lunne, T. (1998): Clay stress history evaluated from seismic piezocone tests, Proceedings of the First International Conference on Site Characterization – ISC'98, 2, 1113-1118.
- Mesri, G. (2001): Undrained shear strength of soft clays from push cone penetration test. Geotechnique, 51(2), 167-168.
- Menge, P. and Impe, W.V. (1995): The Application of Acoustic Emission Testing with Penetration Testing, Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 2, 49-54.
- Meyerhof, E. (1961): The ultimate bearing capacity of wedge-shaped foundations. Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2, 105-109; and 3, 193-195.

- Meyerhof, G.G. (1951): The ultimate bearing capacity of foundations, *Geotechnique*, 2(4), 301-302.
- 三笠正人 (1963): 軟弱粘土の圧密 - 新圧密理論とその応用 -, 鹿島出版会.
- 三笠正人, 木下哲生, 高田直俊 (1971): 粘性土の圧密時間とせん断強さについて (第2報), 第6回土質工学研究発表会概要集, 137-140.
- Mlynarek, Z., Tschuschke, W. and Wierzbicki, J. (1995): CPT National Report-Poland, *Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95*, 3, 157-166.
- 三村衛, Berg, P. van den (1994): 海底粘土地盤におけるコーン貫入メカニズムについて, 第39回土質工学シンポジウム発表論文集, 95-102.
- Moller, B., Elmgren, K., Hellgren, N., Larsson, R., Massarsch, R., Torstensson, B.A. Tremblay, M. and Viberg, L. (1995): Cone Penetration Testing-CPT'95 National Report for Sweden, *Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95*, 1, 221-234.
- 室町忠彦 (1971): 静的コーンペネトロメーターの軟弱地盤への適用に関する実験的研究, 鉄道技術研究所報告, 757, 1-134.
- Nakase, A. and Kamei, K. (1984): Influence of anisotropy of deformation modulus on effective stress path, *Soils and foundations*, 24(2), 106-110.
- 中瀬明男, 勝野克, 小林正樹 (1972): 砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ, 港湾技術研究所報告, 11(4), 83-102.
- Nash, D.F.T. and Duffin, M.J. (1982): Site Investigation of Glacial Soils Using Cone Penetration Tests. *Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing*, 2, 733-738.
- Newman, R., Wood, R., Berner, P., Covil, C. and Ng, N. (1995): CPT testing at Hong Kong's new airport at Chek Lap Kok. *Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95*, 3, 227-239.
- Nguyen Truong Tien (1995): Cone Penetration Testing in Vietnam, *Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95*, 1, 277-281.
- (社)日本港湾協会 (1999): 港湾の施設の技術上の基準・同解説(上巻), 243-244.
- Nieuwenhuis, J.K. and Smits, F.P. (1982): The development of a nuclear density probe in a cone penetrometer, *Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing*, 2, 745-749.
- Nuyens, J., Decock, F., Legrand, C., Maertens, J., Menge, P., Alboom, G, van., Broeck, M, van den., Welter, P. (1995): National Report 10-CPT

- in Belgium in 1995, Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 1, 17-27.
- Norwegian Geotechnical Society (NGF) (1994): Guidelines for performance of cone penetration test, Report No. 5 (in Norwegian).
- 織田幸伸, 渡部要一, 土田孝 (2000): 地盤環境モニタリングコーンの開発, 港湾技研資料, 975, 1-15.
- Olie, J.J., Van Ree, C.C.D.F. and Bremner, C. (1992): In-Situ Measurement by Chemoprobe of Groundwater from In-Situ Sanitation of Versatic Acid Spill, Geotechnique, 42, 1, 13-21.
- Olsen, R.S. and Farr, J.V. (1986): Site characterization using the cone penetration test, Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ '86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, 854-868.
- O'riordan, N.J., Davies, J.A. and Dauncey, P.C. (1982): The Interpretation of Static Cone Penetration Tests in Soft Clays of Low Plasticity, Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, 2, 755-760.
- Pane, V., Manassero, M., Brignoli, E. and Soccodato, C. (1995): Cone Penetration Testing in Italy, Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 1, 101-114.
- Parkin, A.K. and Lunne, T. (1982): Boundary Effects in the Laboratory Calibration of a Cone Penetrometer for Sand, Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, 2, 761-768.
- Phoon, K.K. and Kulhawy, F.H. (1999): Characterization of geotechnical variability, Canadian Geotechnical Journal, 36, 612-624.
- Post, M.L. and Nebbeling, H. (1995): Uncertainties in cone penetration testing, Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 2, 73-78.
- Powell, J.J.M. and Quarterman, R.S.T. (1988): The interpretation of cone penetration tests in clays, with particular reference to rate effects, Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, 2, 903-910.
- プラダンテージ, 五明美智男, 深沢健, 半沢秀郎 (1993): 軟泥上の薄い砂層厚さの測定方法(その2), 土木学会第48回年次学術講演会概要集, III, 1486-1487.
- Rad, N.S. and Lunne, T. (1988): Direct correlations between piezocone test results and undrained shear strength of clay. Proceedings of the First International Symposium on Penetration Testing, 2, 911-917.

- Randolph, M.F. and House, A.R. (2001): The complementary roles of physical and computational modelling, *International Journal of Physical Modelling in geotechnics*, 1(1), 1-8.
- Randolph, M.F. and Wroth, C.P. (1979): An analytical solution for the consolidation around a driven pile, *Proceedings of the International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 3(3), 217-229.
- Raschke, S.A. and Hryciw, R.D. (1997): Vision Cone Penetrometer for Direct Subsurface Soil Observation, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 123(11), 1074-1076.
- Robertson, P.K. (1990): Soil classification using the cone penetration test, *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1), 151-158.
- Robertson, P.K. and Campanella, R.G. (1983): Interpretation of cone penetration tests. Part II: Clay, *Canadian Geotechnical journal*, 20(4), 734-745.
- Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D. and Greig, J. (1986): Use of piezometer cone data, *Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ'86, Use of In Situ tests in Geotechnical Engineering*, 1263-1280.
- Robertson, P.K., Sully, J.P., Woeller, D.J., Lunne, T., Powell, J.J.M. and Gillespie, D.G. (1992): Estimating coefficient of consolidation from piezocone tests, *Canadian Geotechnical Journal*, 29(4), 551-557.
- Rocha-Filho, P. (1995): Cone Penetration Testing in Brazil-National Report, *Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95*, 1, 29-42.
- Roy, M., Tremblay, M., Tavenas, F. and La Rochelle, P. (1974): interpretations of static cone penetration tests in sensitive clay, *Proceedings of the First European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-I*, 323-330.
- Roy, M., Tremblay, M., Tavenas, F. and La Rochelle, P. (1982): Development of a quasi-static piezocone apparatus. *Canadian Geotechnical Journal*, 19(2), 180-188.
- Roy, M., Tremblay, M., Tavenas, F. and La Rochelle, P. (1982): Development of pore pressures in quasi-static penetration tests in sensitive clay, *Canadian Geotechnical Journal*, 19, 180-188.

- Salgado, R., Mitchell, J.K. and Jamiolkowski, M. (1997): Cavity Expansion and Penetration Resistance in sand, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 123(4), 344-354.
- Salgado, R., Mitchell, J.K. and Jamiolkowski, M. (1998): Calibration Chamber Size Effects on Penetration Resistance in sand, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 124(9), 878-888.
- Sandven, R., Want, A. and Westerlund, G. (1998): The site investigation program for the Oslo Airport, Gardermoen, Norway: II. Use of in situ test results in design, *Proceedings of the First International Conference on Site Characterization-ISC'98*, 1, 307-314.
- Sandven, R., Senneset, K. and Janbu, N. (1988): Interpretation of piezocone tests in cohesive soils, *Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1*, 2, 939-953.
- Schaap, L.H.J. and Hoogedoorn, H.G. (1984): A versatile measuring system for electric cone penetration testing, *Proceedings of International Symposium on Field Measurements in Geomechanics*, 1, 313-324.
- Schmertmann, J.H. (1975): Measurement of in situ shear strength, *Proceedings of the ASCE Specialty Conference on In situ Measurement of Soil Properties*, 2, 57-138.
- Schmertmann, J.H. (1978): Guidelines for cone penetration test, performance and design, US Federal Highway Administration, Report, FHWA-TS-78-209, 145.
- Schnaid, F. and Houlsby, G.T. (1991): An assessment of chamber size effects in the calibration of in situ tests in sand, *Geotechnique*, 41(3), 437-445.
- Senneset, K. and Jambu, N. (1984): Shear strength parameters obtained from static cone penetration tests, *Strength Testing of Marine Sediments; Laboratory and In Situ Measurements*, Symposium, ASTM Special technical publication, STP 883, 41-54.
- Seneset, K., Jambu, N. and Svanø, G. (1982): Strength and deformation parameters from cone penetration tests, *Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II*, 2, 863-870.
- Senneset K., Sandven, R. and Janbu, N. (1989): The estimation of soil parameters from piezocone tests, *Transportation Research Record*, 1235, 24-37.

- Senneset, K., Sandven, R., Lunne, T., By, T. and Amundsen, T. (1988): Piezocone tests in silty soils, Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, 2, 955-974.
- Shang, J.Q., Tang, M. and Miao, Z. (1998): Vacuum preloading consolidation of reclaimed land: a case study, Canadian Geotechnical Journal, 35, 740-749.
- 柴田徹, 三村衛, プラダン.T.B.S (1990): 埋立粘土地盤における三成分コーン貫入試験, 土木学会第45回年次学術講演会概要集, III, 1068-1069.
- 柴田徹, 三村衛, プラダン.T.B.S, 延山政之 (1991): RIコーン貫入試験装置の開発について, 第26回土質工学研究発表会, 89-92.
- Shibuya, S., Hanh, L.T., Wilailak, K., Lohani, T.N., Tanaka, H. and Hamouche, K. (1998): Characterizing stiffness and strength of soft Bangkok clay from in-situ and laboratory tests. Proceedings of the First International Conference on Site Characterization-ISC'98, 2, 1361-1366.
- Skempton, A.W. (1951): The bearing capacity of clays, Proceedings of the Building Research Congress, I, 180-189.
- Skempton, A.W. (1954): The pore-pressure coefficients A and B, Geotechnique, 4, 143-147.
- Smits, F.P. (1982): Penetration pore water pressures measured with piezometer cones, Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II, 2, 871-876.
- Soderberg, L.O. (1962): Consolidation theory applied to foundation pile time effects, Geotechnique, 12, 217-232.
- Sopena Manas, L.M. and Cano Linares, H. (1995): The Use of Cone Penetration Testing in Spain (NR4), Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 1, 213-220
- Stewart, D.P. and Randolph, M.F. (1991): A new site investigation tool for the centrifuge, Proceedings of the International Conference Centrifuge 1991, 531-538.
- Stewart, D.P. and Randolph, M.F. (1994): T-bar penetration testing in soft clay, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 120(12), 2230-2235.
- 末政直晃, 竹村次朗, 廣岡明彦, 木村孟 (1994): キャリブレーションチャンバーテストによる粘性土地盤のコーン貫入抵抗に関する考察, 土木学会論文集, 493(III-27), 69-78.

- Sugawara, N. (1988): On the possibility of estimating in situ OCR using piezocone (CUPT), Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, 2, 985-992.
- Sully, J.P., Campanella, R.G. and Robertson, P.K. (1988): Interpretation pore pressures to evaluate stress history in clays, Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, 2, 993-1000.
- Sully, J.P., Robertson, P.K., Campanella, R.G. and Woeller, D.J. (1999): An approach to evaluation of field CPTU dissipation data in overconsolidated fine-grained soils, Canadian Geotechnical Journal, 36, 369-381.
- Swedish Geotechnical Society (SGF) (1993): Recommended Standard for Cone Penetration Tests, SGF Report 1:93E.
- Tavenas, F. and Leroueil, S. (1979): Clay behavior and the selection of design parameters, Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, 281-291.
- Tavenas, F. and Leroueil, S. (1987): State-of-the-art on laboratory and in-situ stress-strain-time behavior of soft clays, Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, 1-46.
- Tavenas, F., Leroueil, S. and Roy, M. (1982): The piezocone test in clays: Use and limitations. Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, 2, 889-894.
- Takada, N (1993): Mikasa's direct shear apparatus, test procedures and results, Geotechnical Testing Journal, 16(3), 314-322.
- Tanaka, H. (1994): Vane shear strength of a Japanese marine clay and applicability of Bjerrum's correction factor, Soils and Foundations, 34(3), 39-48.
- Tanaka, H. (1995): National Report-the Current State of CPT in Japan, Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 1, 115-124
- 田中政典, 田中洋行, 後藤健二, 深沢健 (1992): 諸外国のサンプラーで採取された試料の品質比較, 平成4年度サンプリングシンポジウム, 17-24
- Tanaka, Y. and Sakagami, T. (1989): Piezocone testing in underconsolidated clay, Canadian Geotechnical Journal, 26, 563-567.
- 田中洋行, 田中政典 (1996): 電気式静的コーン貫入およびダイラトメーター試験を用いた地盤調査方法, 港湾技研資料, 837, 1-52.

- 田中洋行, 榊原基正 (1990): 機種の違いによる三成分コーン試験結果, 土木学会第45回年次学術講演会概要集, III, 1070-1071.
- 田中洋行, 榊原基正, 後藤健二, 深沢健, 浅田英幸 (1992): コーン貫入試験における間隙水圧の挙動に関して, 第27回土質工学研究発表会概要集, 163-166.
- 田中泰雄, 坂上敏彦, 古谷正和 (1989): 大規模埋立に伴う三成分コーン (CPTU) の利用, 土と基礎, 37-7(378), 41-46.
- Tavenas, F., Leroueil, S. and Roy, M. (1982): The Piezocone Test in Clays: Use and Limitations, Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, Vol.2, 889-894.
- Teh, C.I. (1987): An analytical study of the cone penetration test. Ph.D thesis, Oxford University, Oxford, U.K.
- Teh, C.I. and Houlsby, G.T. (1991): An analytical study of the cone penetration test in clay. Geotechnique, 41(3), 17-34.
- Terzaghi, K. (1943): Theoretical soil mechanics. John Wiley & Sons, Inc.
- The ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils-TC16 (1989): International Reference Test Procedure for Cone Penetration Test (CPT), Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils-TC16 with Reference Test Procedures CPT-SPT-DP-WST, 6-16.
- Thom, M.J., Nolan, D.K., Jones, S.R., Clarke, S. and Parkin, A. (1995): Australian National Report on Cone Penetration Testing, Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 1, 3-12.
- Torstensson, B.A. (1977): The pore pressure probe, In Geotechnical Meeting, Norwegian Geotechnical Society, 34, 1-15.
- 辻清, 半澤秀郎 (1998): 一面せん断試験から得られた海成粘土の変形および強度特性, 土木学会論文集, 596(III-43): 81-90.
- 土田孝, 水上純一, 及川研, 森好生 (1989): 一軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法, 港湾技術研究所報告, 28(3): 81-145.
- Tsutiya, H., Muromachi, T., Sakai, Y. and Iwasaki, K. (1988): A soil classification method using all three components of CPTU data, Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, 2, 1021-1026.
- Tumay, M.T., Bogges, R.L. and Acar, Y. (1981): Subsurface investigations with piezocone penetrometer, Session at the ASCE National Convention: Cone Penetration Testing and Materials, 325-342.

- Tumay, M.T., Kurup, P.U. and Voyiadjis, G.Z. (1995): Profiling OCR and K_0 from piezocone penetration tests, Proceedings of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 2, 337-342.
- Tumay, M.T., Kurup, P.U. and Boggess, R.L. (1998): A continuous intrusion electronic miniature cone penetration test system for site characterization, Proceedings of the First International conference on Site Characterization-ISC'98, 2, 1183-1188.
- Yuan, J.X. (1988): Penetration Testing Application in China, Proceedings of the First International Symposium on Penetration Testing, 1, 389-395.
- Yu, H.S. and Houlsby, G.T. (1991): Finite cavity expansion in dilatant soil: loading analysis, Geotechnique, 41(2), 173-183.
- Yu, H.S. and Mitchell, J.K. (1998): Analysis of Cone Resistance: Review of Methods, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 124(2), 140-149
- Vesic, A.S. (1972): Expansion of cavities in infinite soil mass, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 98(SM3), 265-290.
- Watson, P.G., Suemasa, N. and Randolph, M.F. (2000): Evaluating undrained shear strength using the vane shear apparatus, Proceedings of the 10th International Offshore and Polar Engineering Conference, 2, 485-493.
- Win, B.M., Arulrajah, A., Choa, V. and Chang, M.F. (1998): Site characterization for a land reclamation project at Changi in Singapore, Proceedings of the First International Conference on Site Characterization – ISC'98, 1, 333-338.
- Withers, N.J., Schaap, L.H.J. and Dalton, C.P. (1986): The development of a full displacement pressuremeter, Proceedings of the Second International Symposium on the Pressuremeter and its Marine Applications, 38-56.
- Woeller, D.J., Weemees, I., Kohan, M., JollG, y. and Robertson, P.K. (1991): Penetration Testing for Ground water Contaminants, Proceedings of the Geotechnical Engineering Congress, ASCE, 1, 76-83.
- Wroth, C.P. (1984): The interpretation of in situ soil tests, 24th Rankine Lecture, Geotechnique, 34(4), 449-489.

Wroth, C.P. (1988): Penetration Testing – a more rigorous approach to interpretation, Proceedings of the First International Symposium on Penetration Testing, 1, 303-311.

謝 辞

本論文は、東京工業大学大学院理工学研究科日下部治教授のご指導のもとに、筆者が東亜建設工業技術研究所地盤環境研究室における業務を通じて収集した現場のデータを取りまとめたものです。本研究は、地盤環境研究室の主要な研究テーマとして過去 15 年間に亘って実施してまいりました「現場に役立つ地盤調査法の研究」の成果の一部であり、業務を通じて多くの方々のご指導、ご協力およびご支援をいただきました。関係各位には、心から感謝の意を表します。

日下部治教授には、東京工業大学大学院博士後期課程に社会人としての入学希望をお伝えしてから現在に至るまで、研究者としての姿勢に関することに始まり、人を説得できる論文の在り方からプレゼンテーションの具体的な表現方法に亘って、一貫して温かいご指導とご助言および社会人学生に対する格別のご高配を賜りました。ここに深甚なる感謝の意を表す次第です。

論文審査を通じて貴重なご教示をいただいた東京工業大学大学院理工学研究科の太田秀樹教授、寺師昌明客員教授、竹村次朗助教授、桑野二郎助教授に心より感謝とお礼を申し上げます。

独立行政法人港湾空港技術研究所地盤・構造部長の田中洋行博士には、共同で行った全国各地の現地調査においては地盤調査の第一人者としての有益なご助言を、本論文を取りまとめるに当たっては温かい激励をいただくとともに貴重なデータも幾つかご提供いただきました。ここに厚く感謝の意を表します。

室内実験に際して場所と機材をご提供していただいた、独立行政法人港湾空港技術研究所基礎工研究室長の菊池喜昭博士に心より感謝とお礼を申し上げます。

東京工業大学大学院理工学研究科の井澤淳助手には、研究を遂行するに当たり日頃からご指導とご援助をいただきました。ここに厚く感謝の意を表します。

故半沢秀郎博士（東亜建設工業株式会社取締役(当時)）には、このような研究の機会を与えていただくと同時に、自らボーリングを行って採取した不攪乱試料を用いて室内試験を実施することの意義およびコーン貫入試験や現場ベーン試験などの原位置試験の有効性を説かれ、文字通り泥にまみれながら研究を進めるといふ地盤技術者としての在り方を調査現場で身をもって示され熱いご指導を賜りました。ここに厚く感謝の意を表します。

本研究では東亜建設工業株式会社が施工した幾つかの現場で取得したデータを使用していますが、それも調査研究の実施にご理解いただいた発注者および現

場の方々のおかげです。関西国際空港株式会社の皆様，東亜建設工業株式会社大阪支店の岩城正典博士，平林弘氏および山根信幸氏には多大なご協力をいただきました。深く感謝いたします。

職場の上司であり，技術者・研究者としてはもちろんのこと社会人として様々な面でご指導をいただいております，さらに業務の一環として大学院への入学を許可して下さるとともにその後のご支援および学位取得に向けて格別のご配慮をいただきました，東亜建設工業株式会社技術研究所長の岸田隆夫博士に心より感謝とお礼を申し上げます。

東亜建設工業株式会社技術研究所および研究所出身の方々に深く感謝いたします。調査の実施から結果の整理に際してはこれまでに地盤環境研究室に在籍されていた方々の多大なご協力をいただきました。私が研究所に配属された当時の土質研究室長で現東京営業所長の吉田信行氏，一緒に調査を担当した現土木本部設計部の鈴木耕司氏と現情報解析研究室の浅田英幸氏には大変お世話になりました。深く感謝いたします。また，現在の地盤環境研究室のメンバーには多大なご協力をいただきました。特に，御手洗義夫氏には研究室業務に関して負担を掛けてしまいました。また，永留健氏にはデータの取りまとめに際しご協力いただきました。ここに厚く感謝の意を表します。水理環境研究室長の五明美智男博士には，学位取得に向けて常に励ましのお言葉をいただきました。心よりお礼を申し上げます。

以上，本論文をまとめるに当たり，心温まるご支援を賜りました多くの方々に厚く御礼申し上げます。

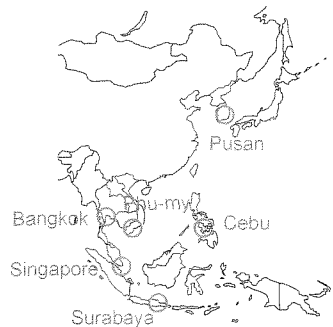
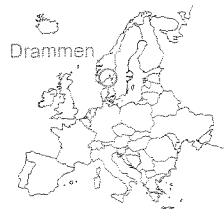
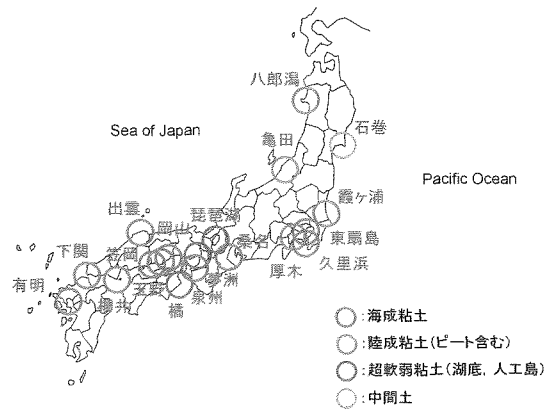
最後に，私事ながら，会社業務と研究の両立および本論文をまとめる過程で，陰ながら筆者を支え常に励まし続けてくれた妻と2人の息子たちに心から感謝し，結びといたします。

深沢 健

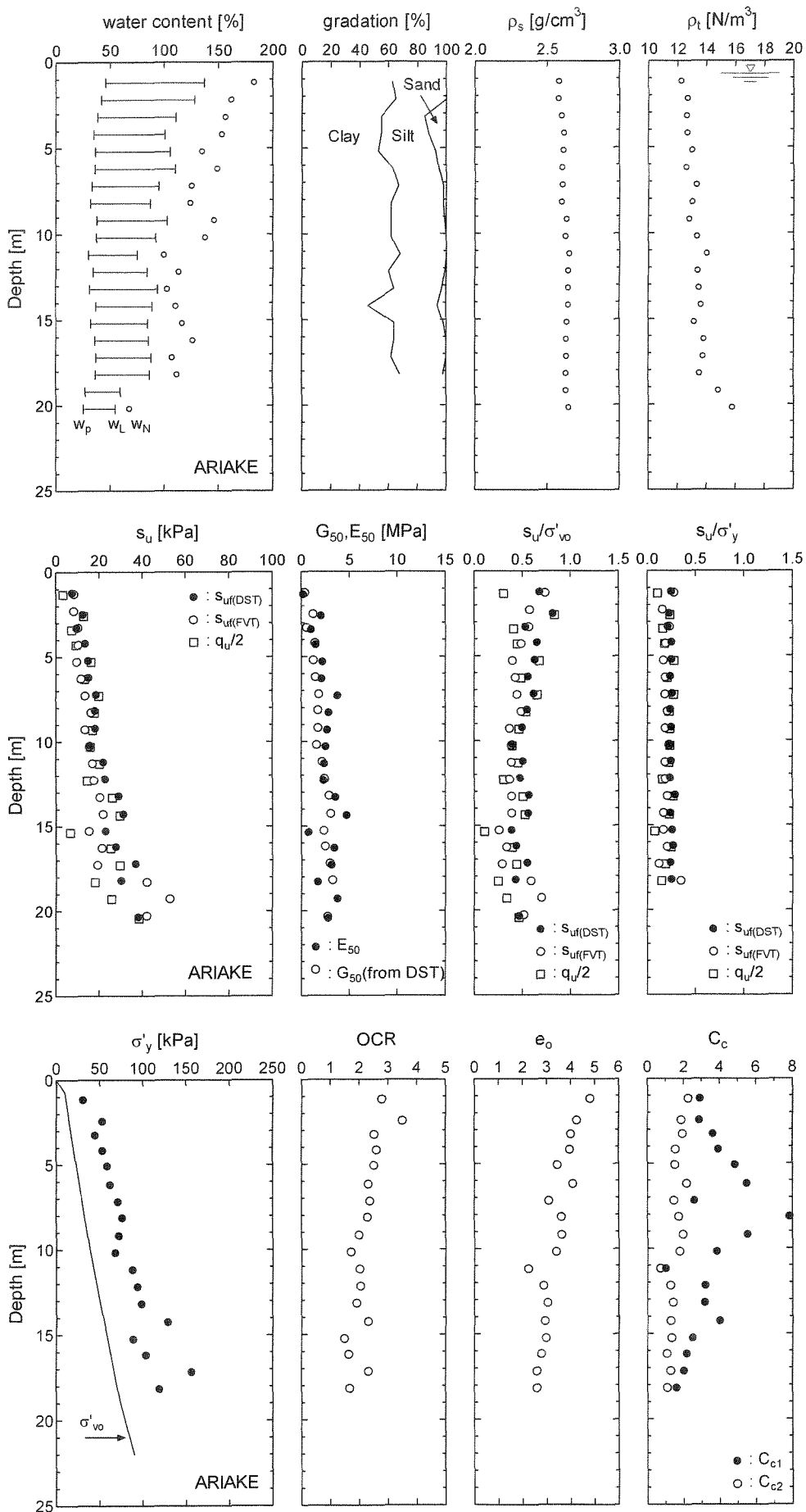
添付資料

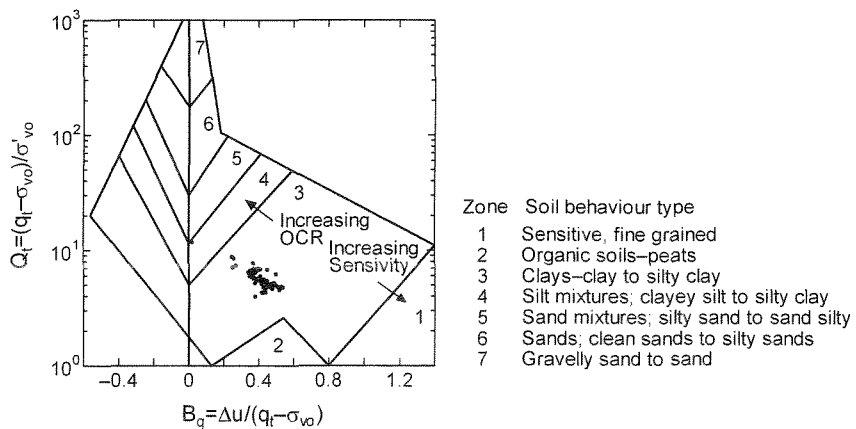
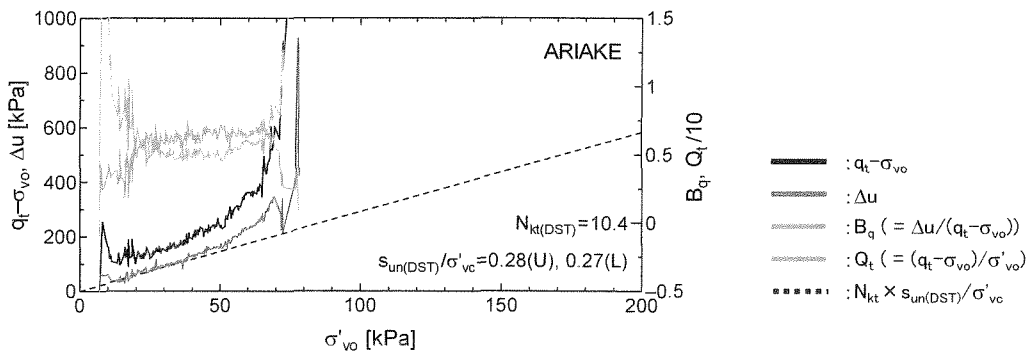
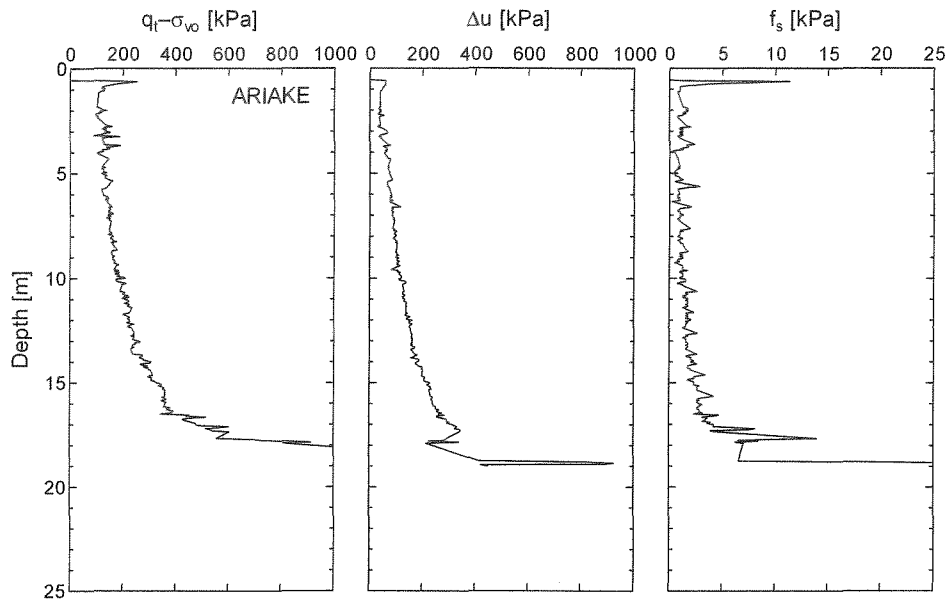
実施試験一覽

調査地	CPT	DST	FVT	UCT	物理	CRST
有明	○	○	○	○	○	○
厚木	○	○	○	—	○	○
石巻	○	○	—	○	○	○
出雲	○	○	○	○	○	○
岡山	○	○	○	○	○	○
笠岡	○	○	○	○	○	○
霞ヶ浦	○	○	○	○	○	○
亀田	○	○	○	○	○	○
久里浜	○	—	○	○	○	○
桑名	○	○	○	○	○	○
下関	○	○	—	—	○	○
泉州	○	○	○	○	○	○
橘	○	—	○	—	○	—
玉野	○	○	○	○	○	○
八郎潟	○	○	○	○	○	○
東扇島	○	○	○	○	○	○
琵琶湖	○	—	○	—	○	—
柳井	○	○	○	○	○	○
夢洲	○	—	○	—	○	—
Bangkok	○	○	○	○	○	○
Cebu	○	○	—	—	○	○
Drammen	○	○	○	○	○	○
Phu-my	○	—	○	—	○	—
Pusan	○	—	○	○	○	○
Singapore	○	○	○	—	○	○
Surabaya	○	○	○	○	○	○

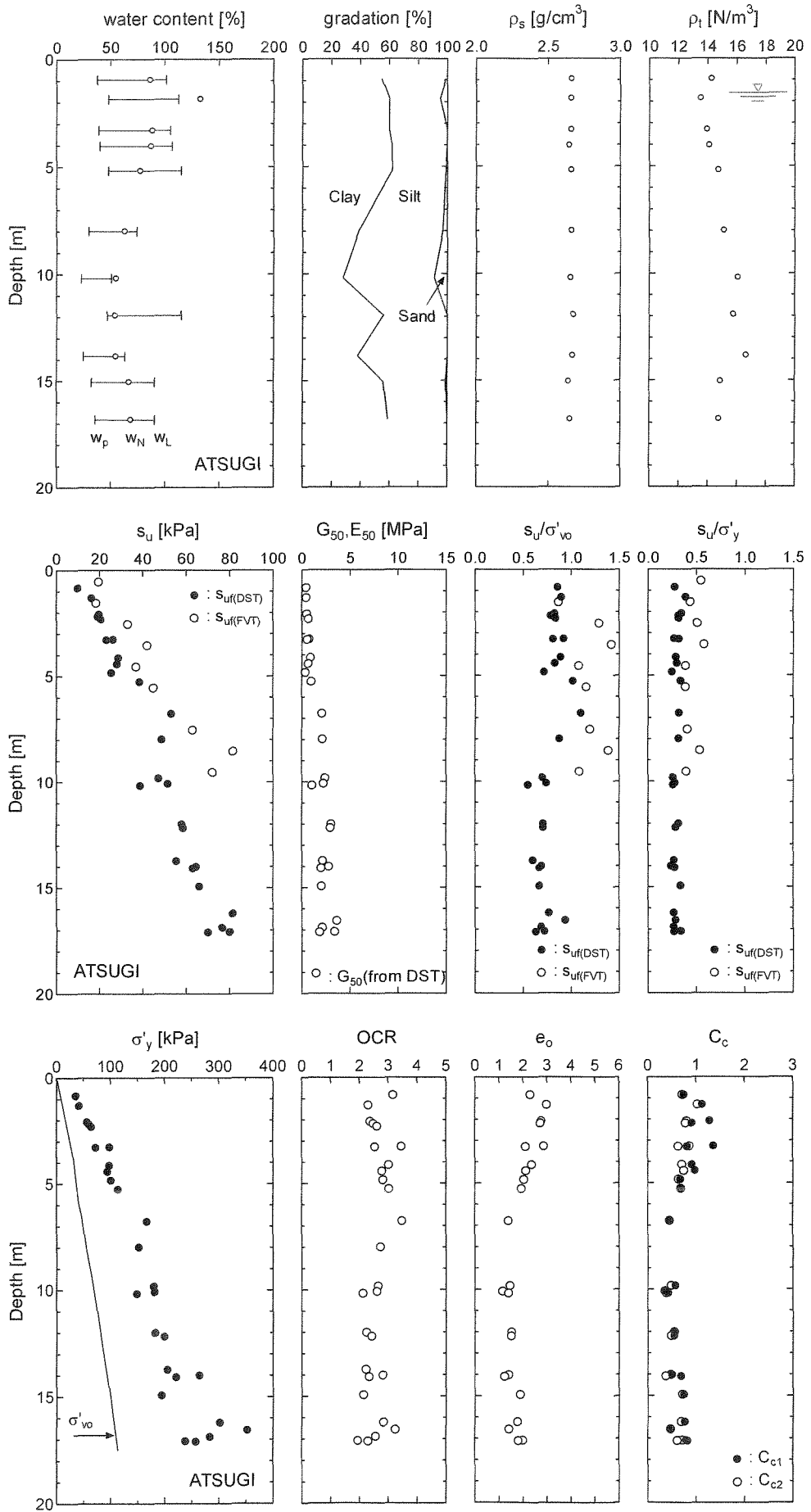


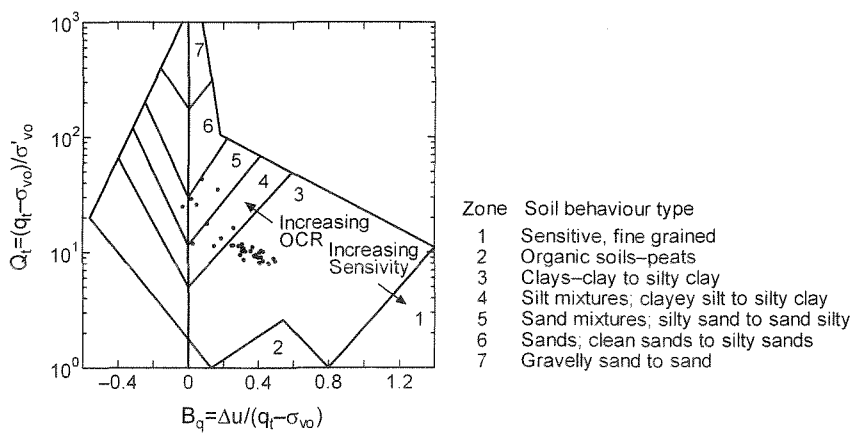
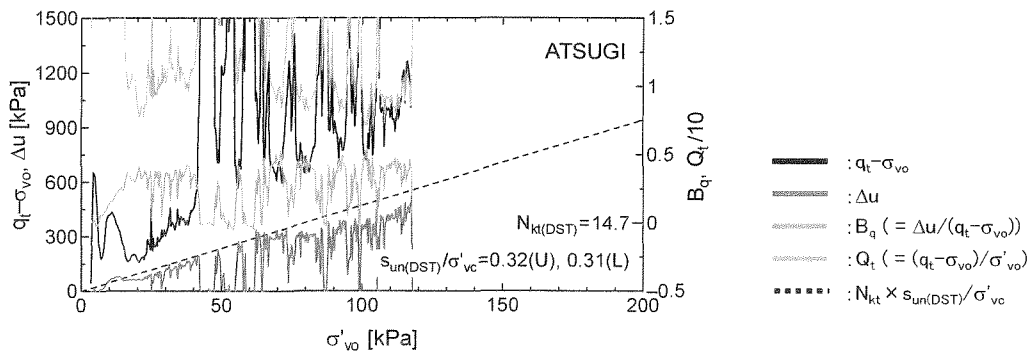
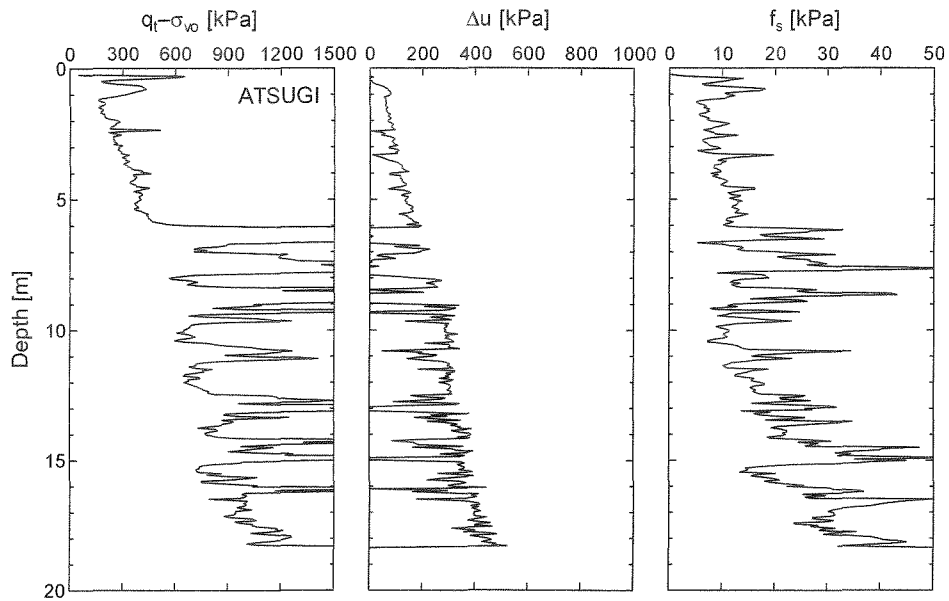
調査位置図



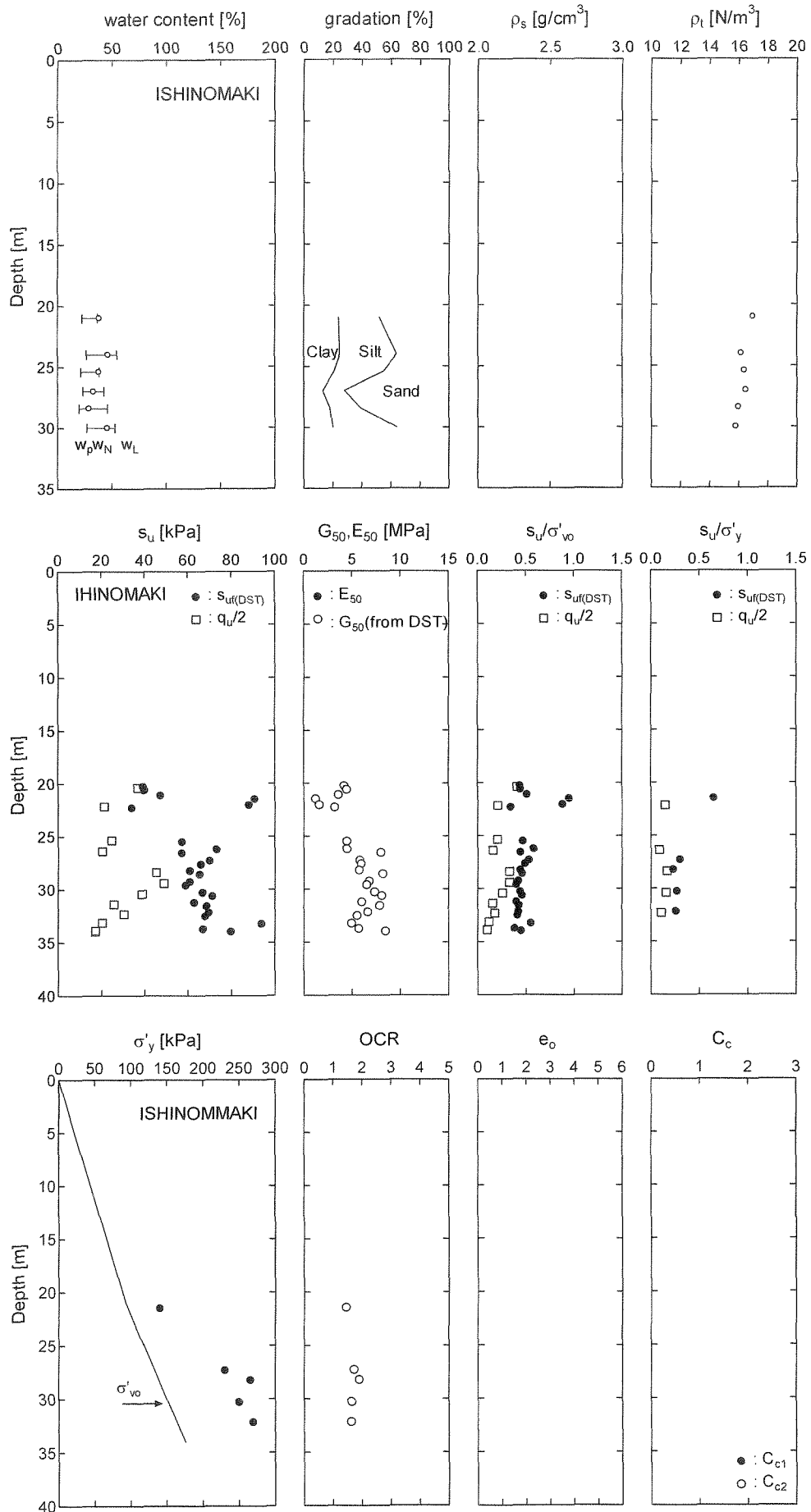


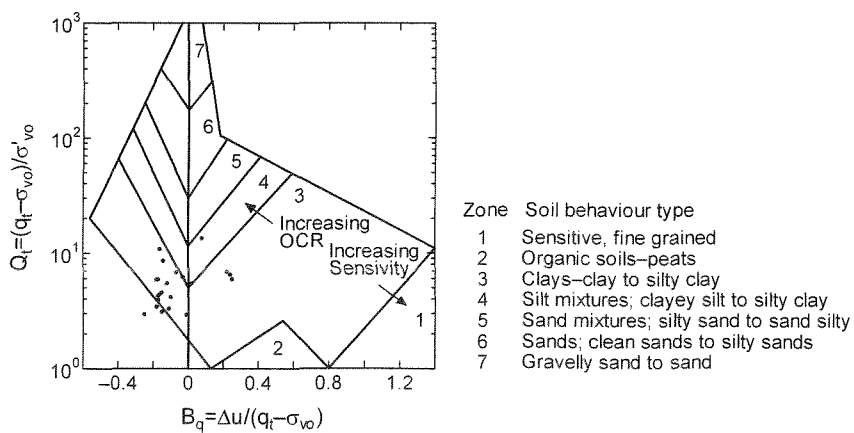
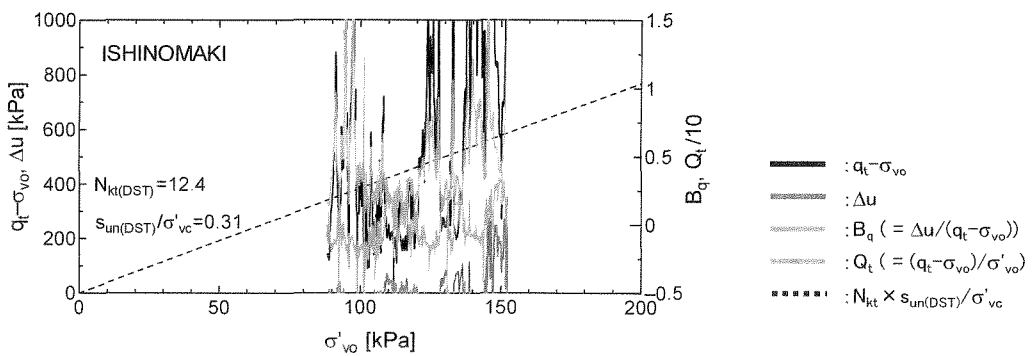
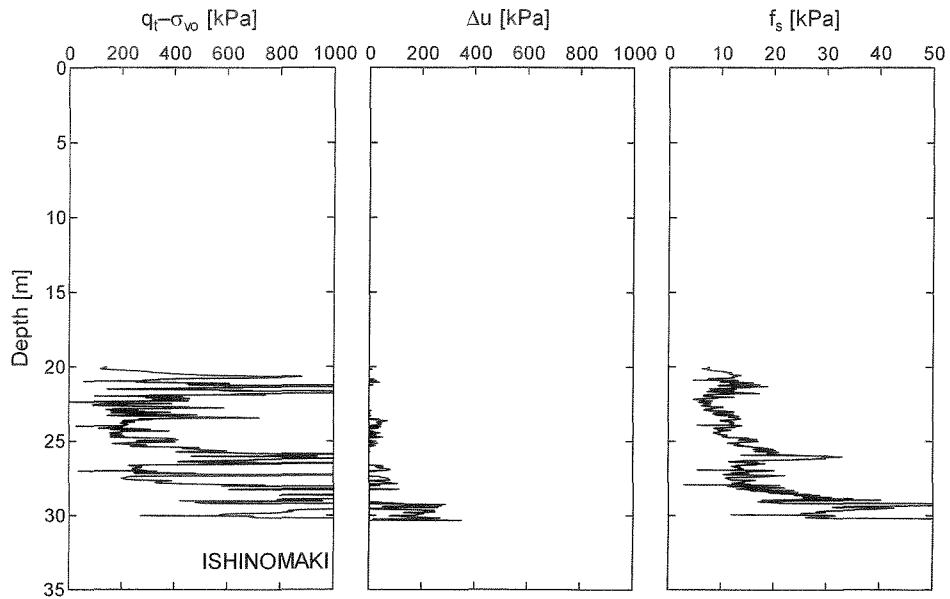
厚木



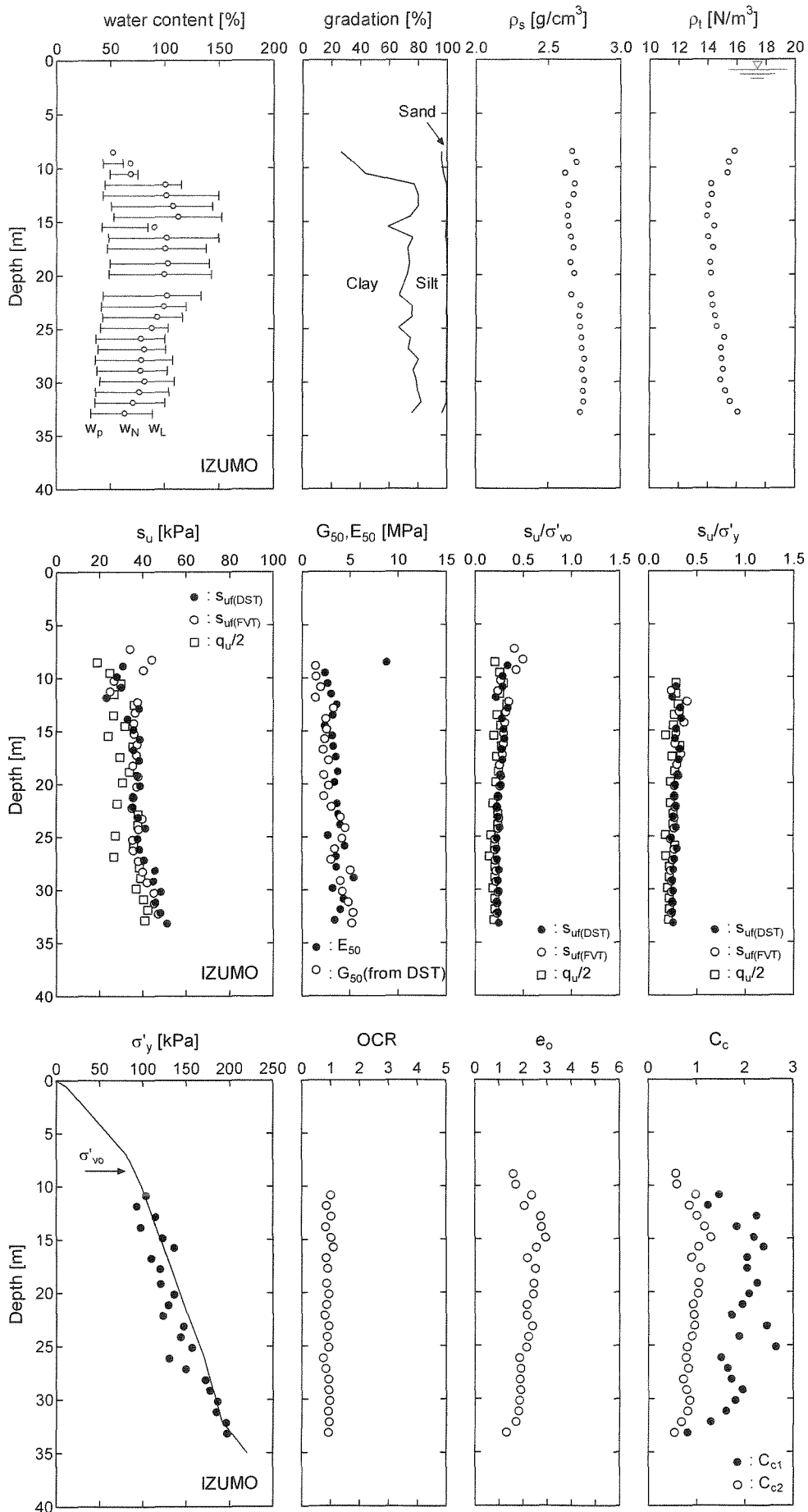


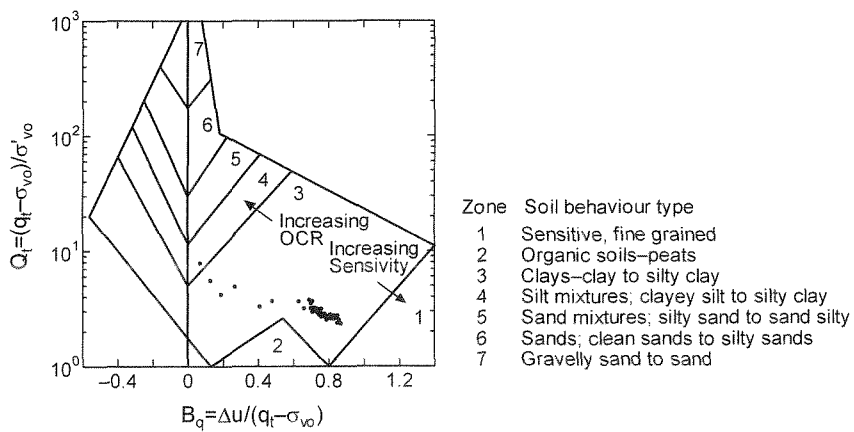
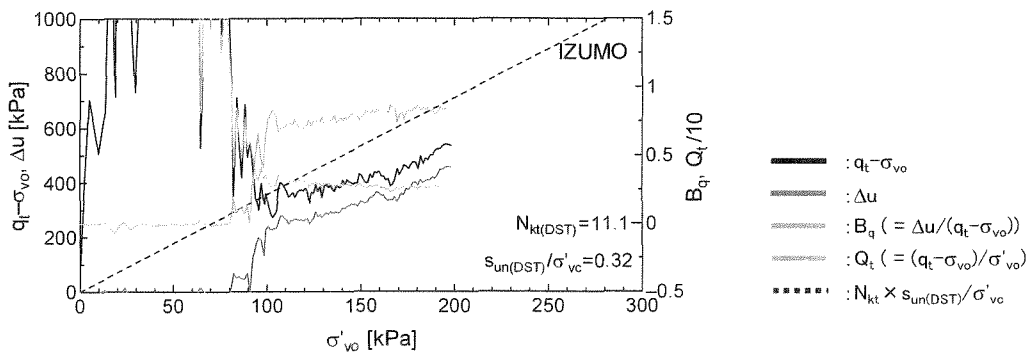
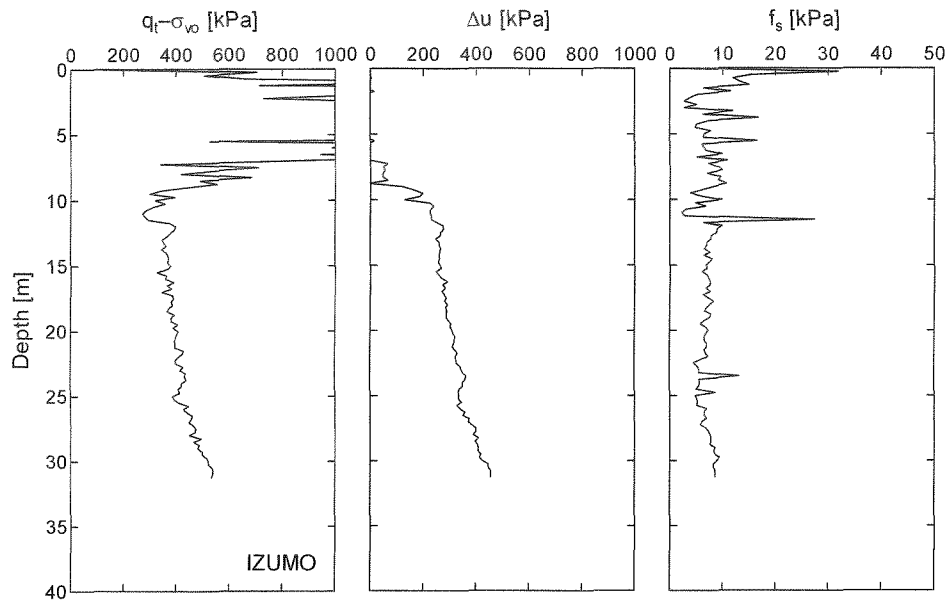
石巻



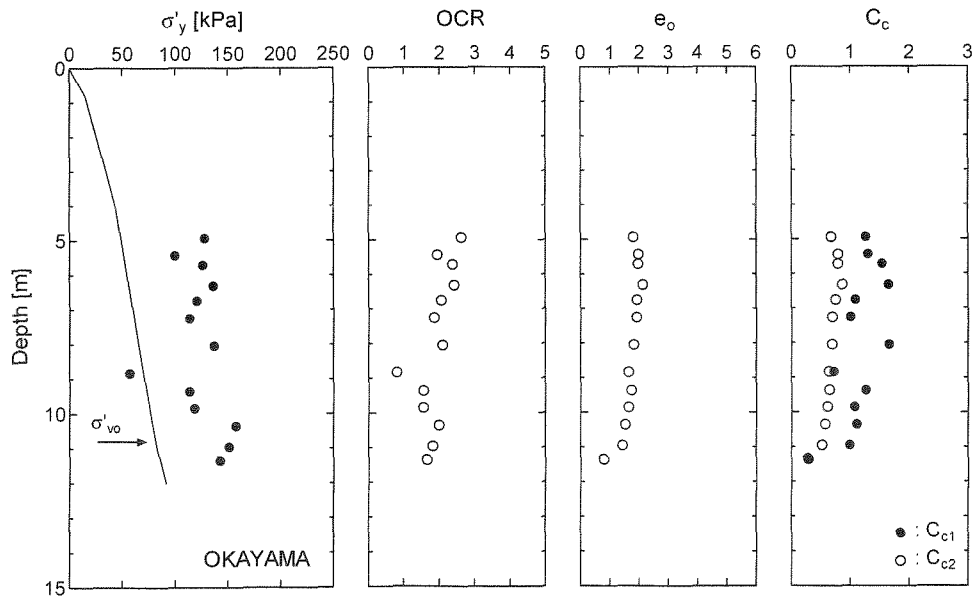
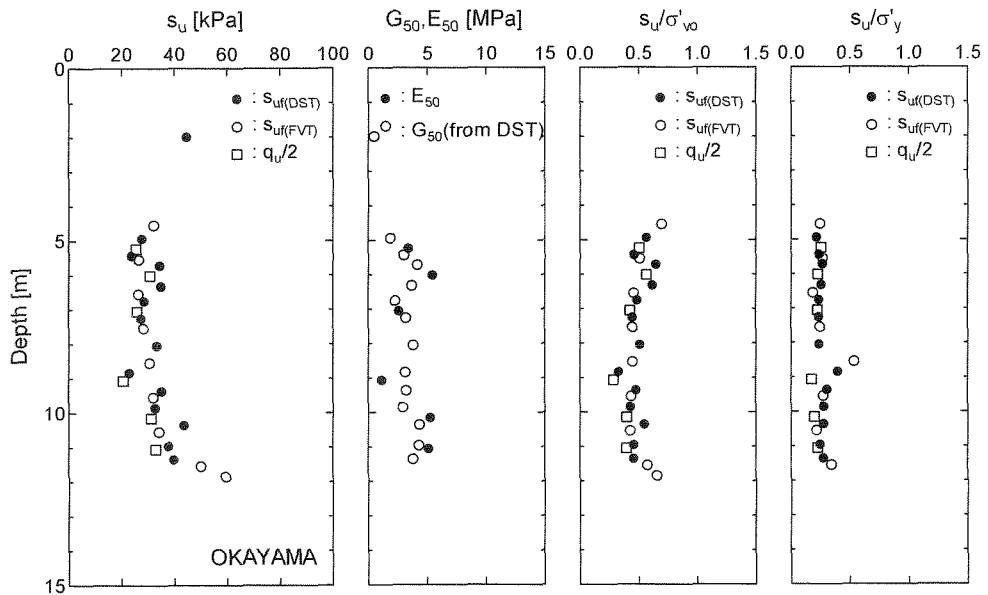
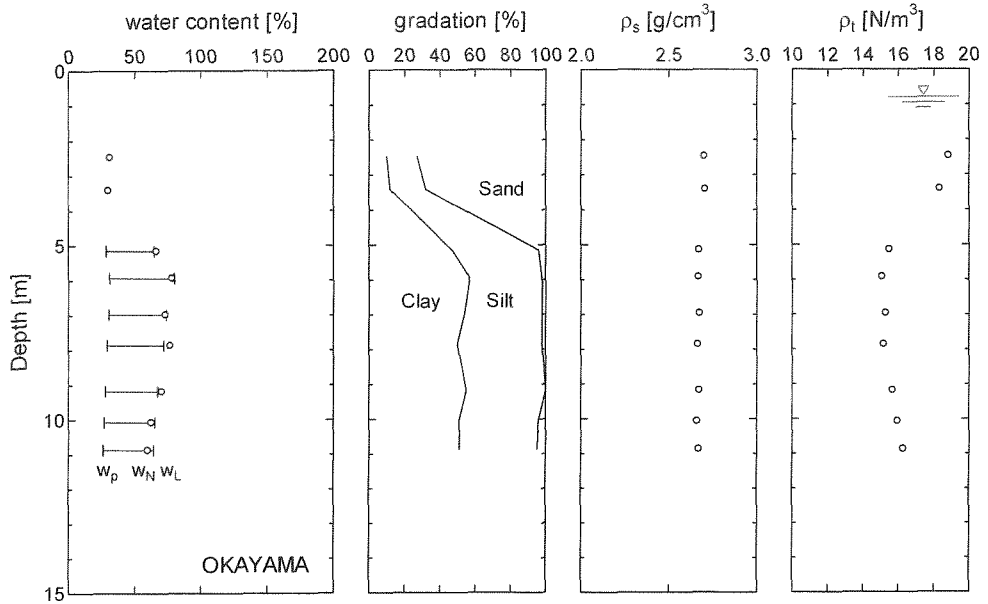


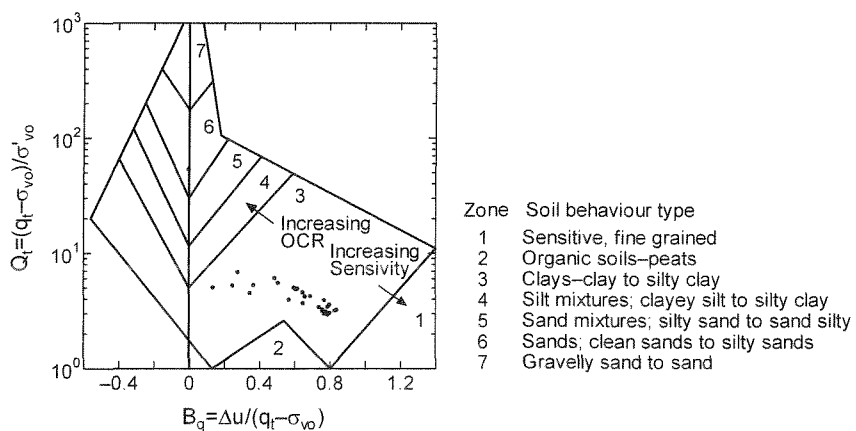
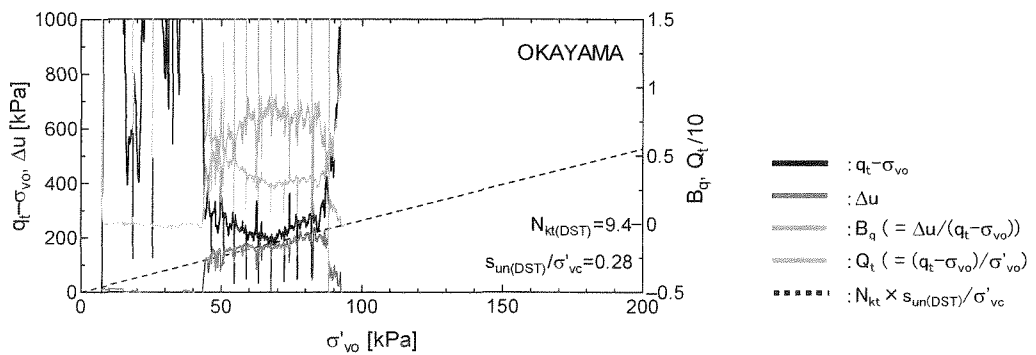
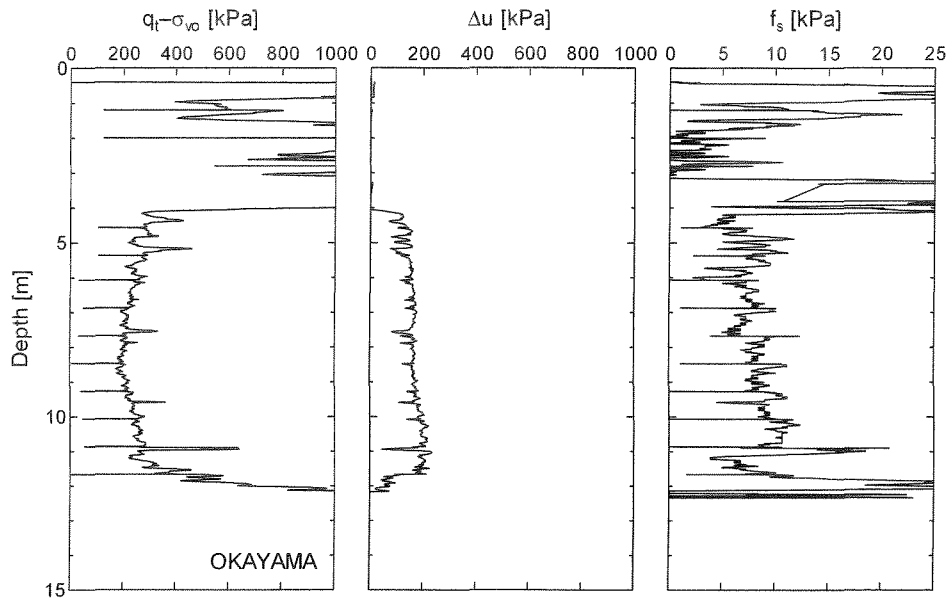
出雲



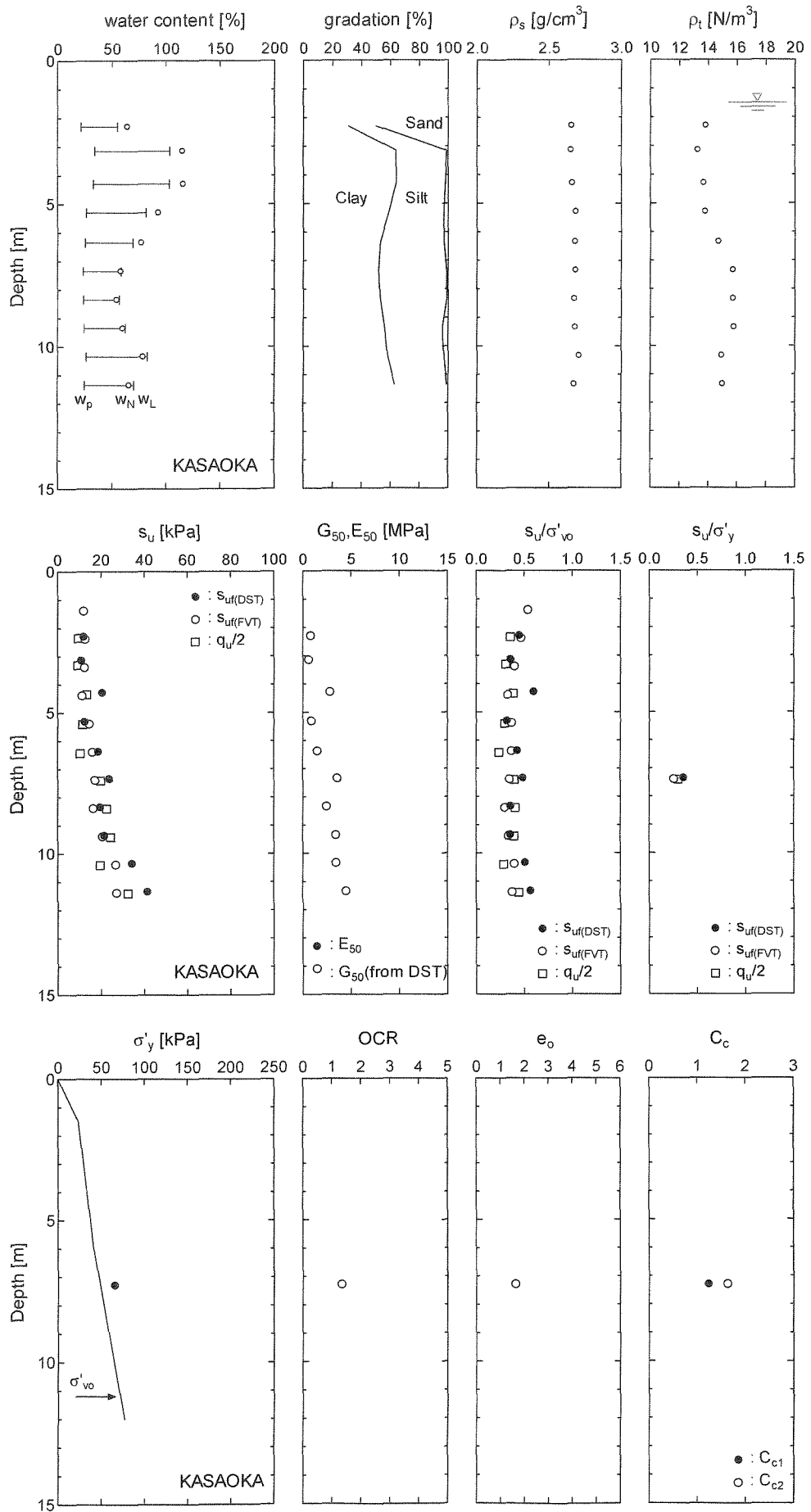


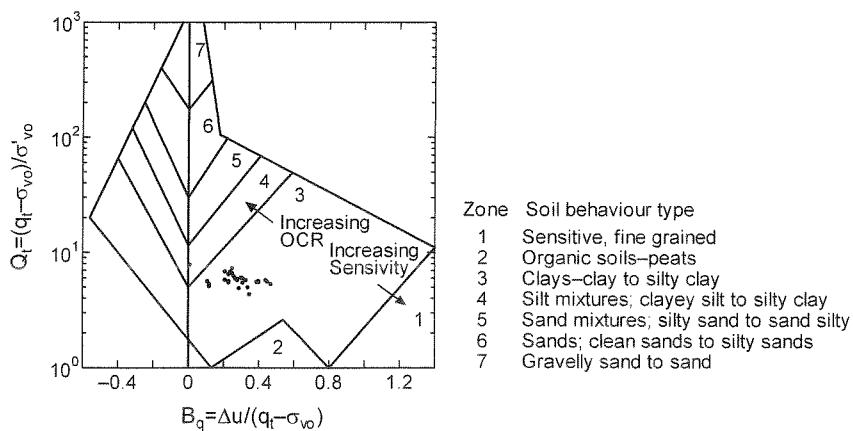
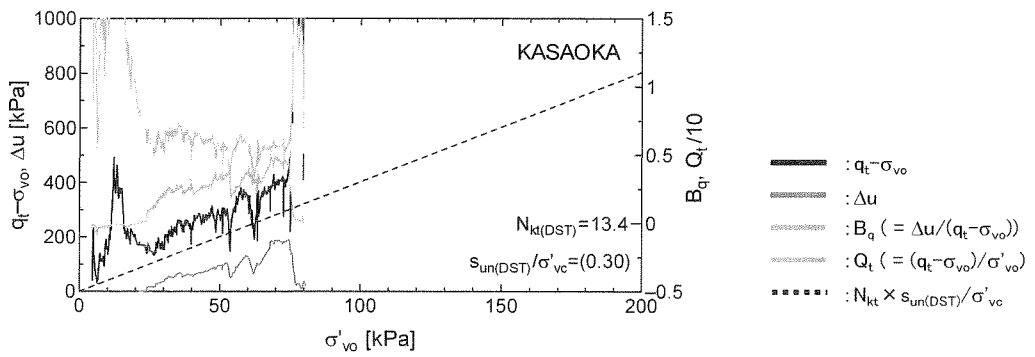
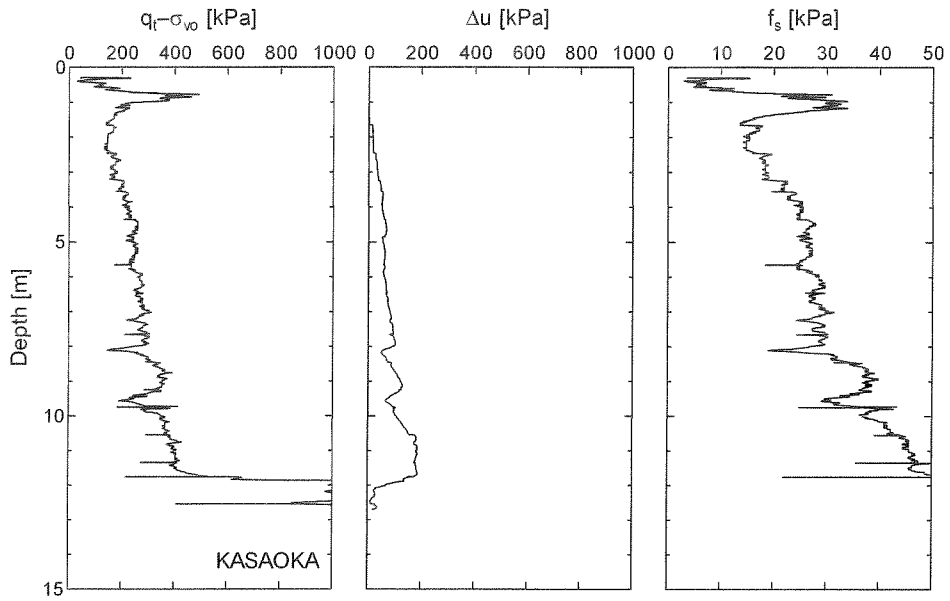
岡山



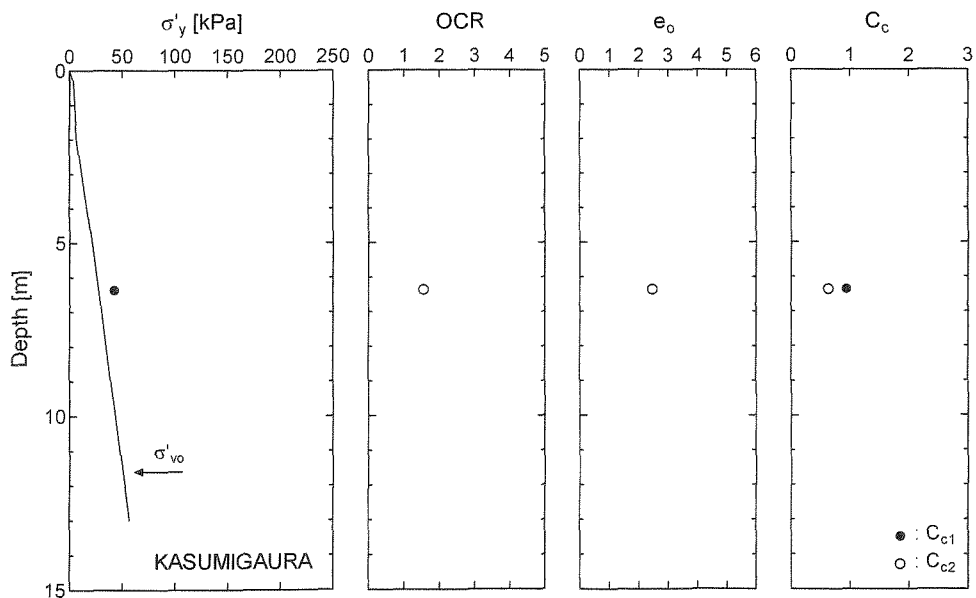
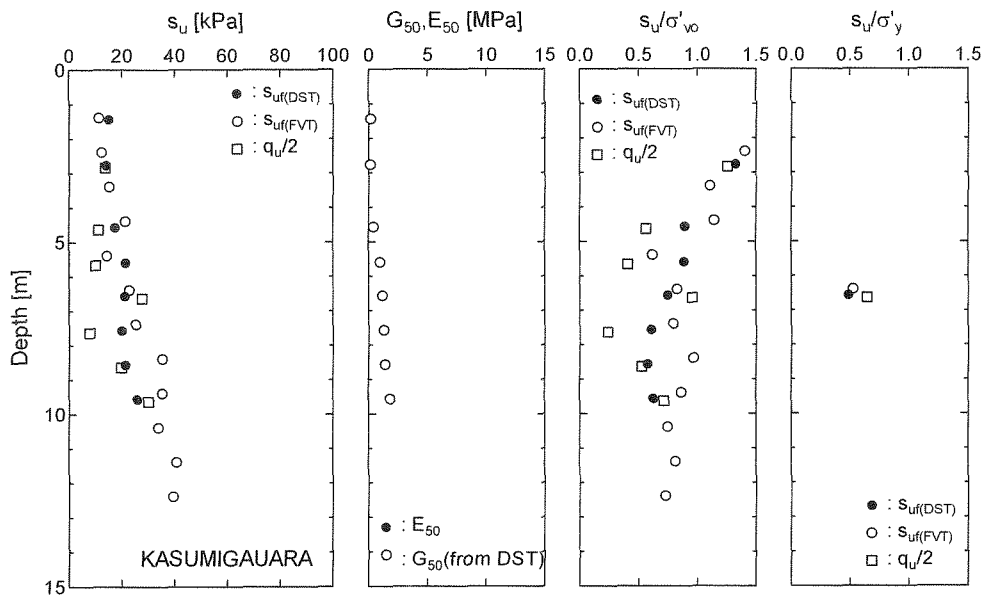
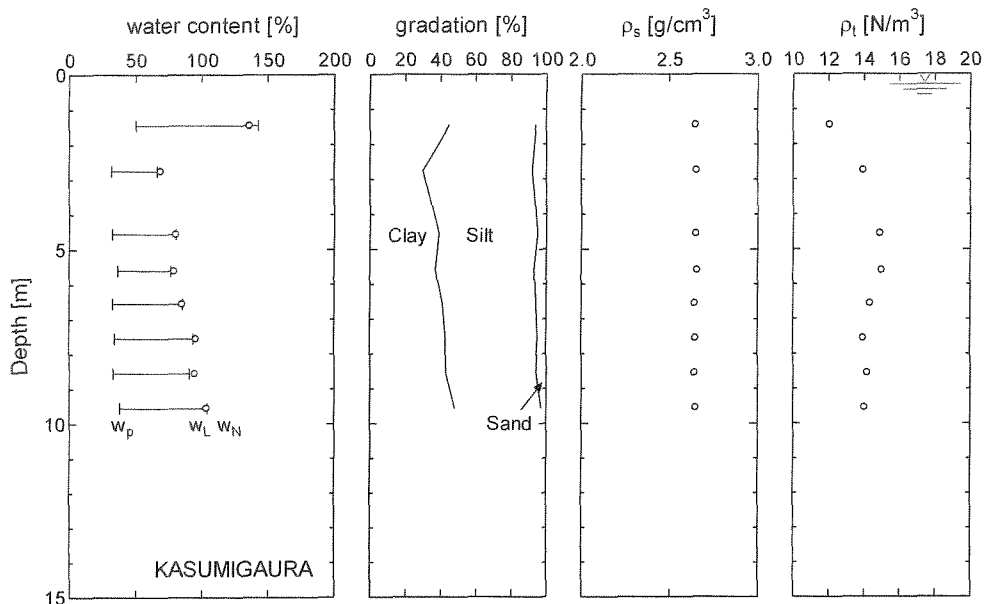


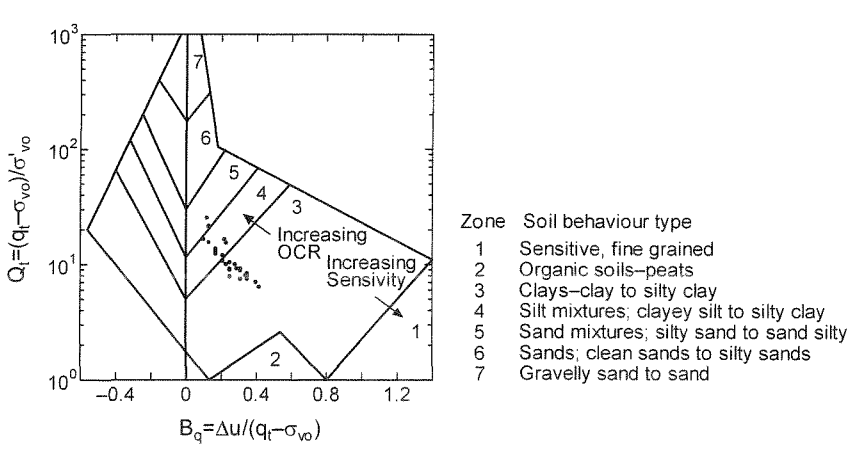
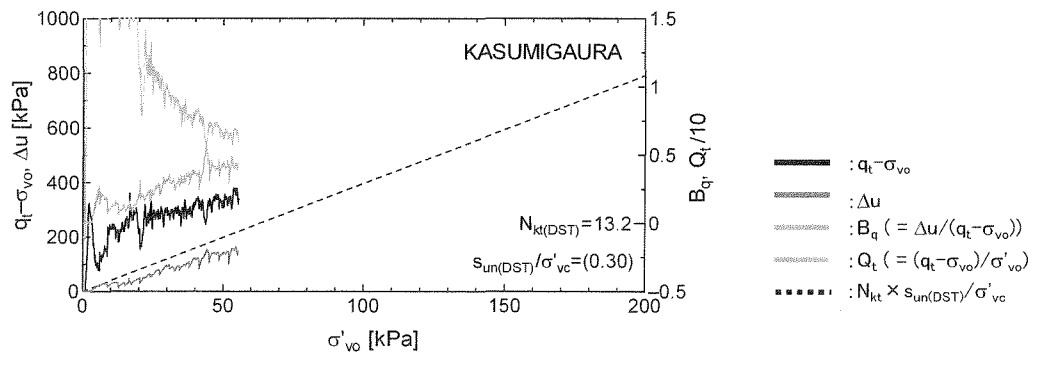
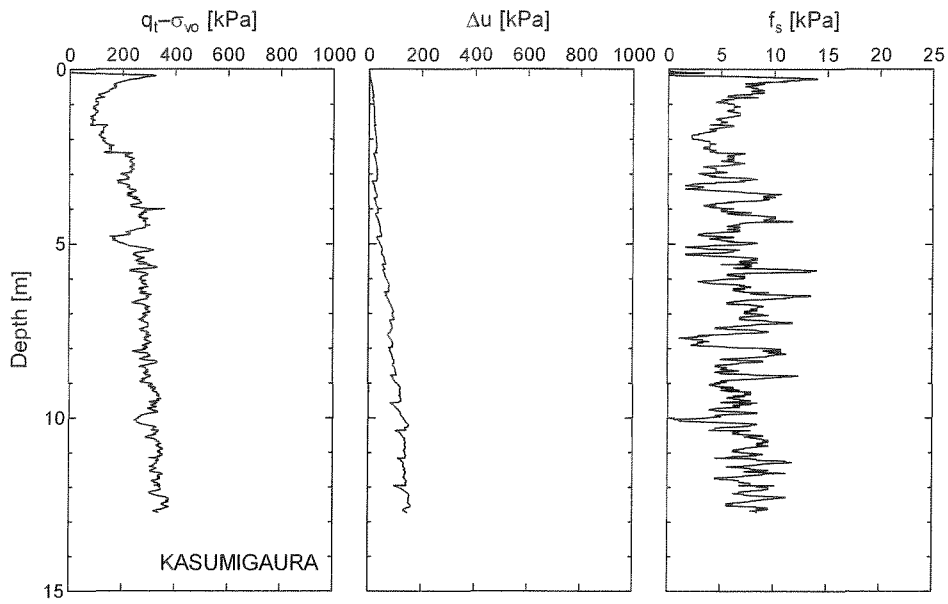
笠岡



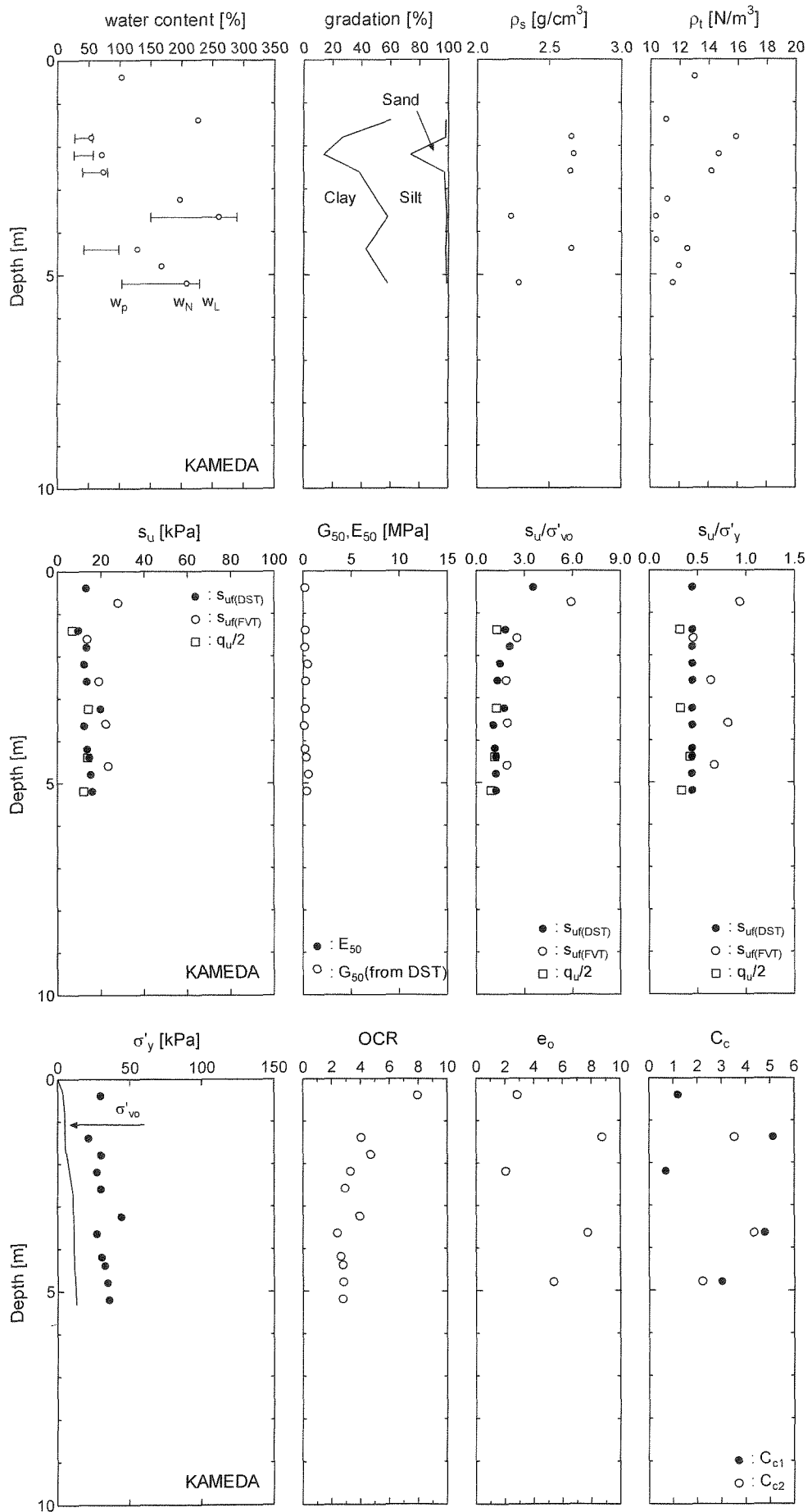


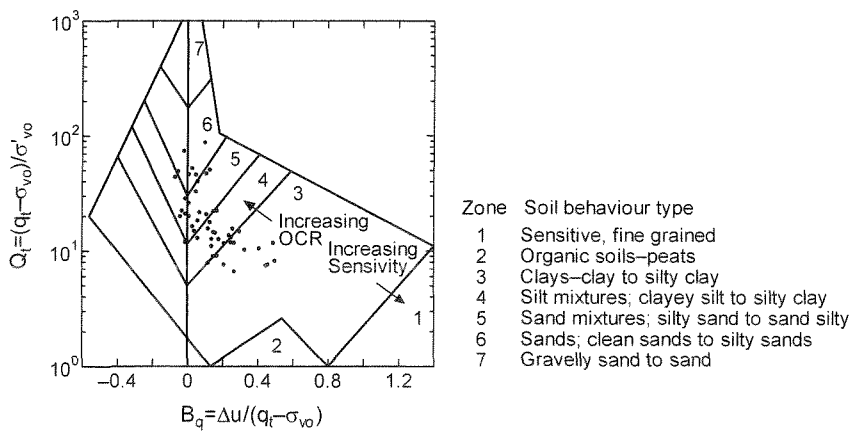
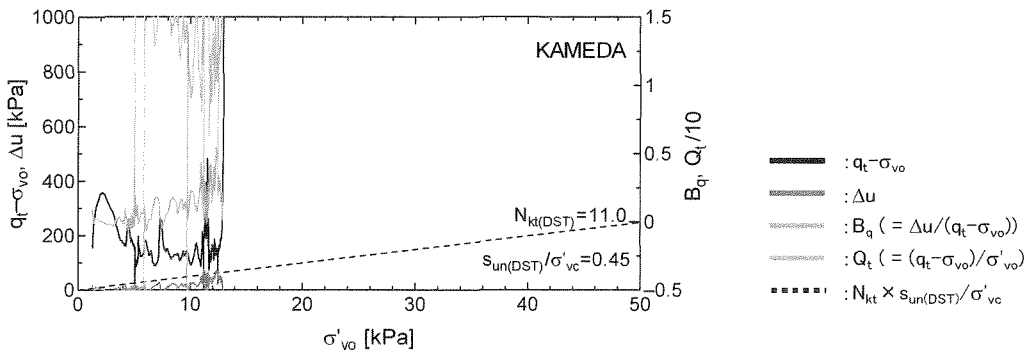
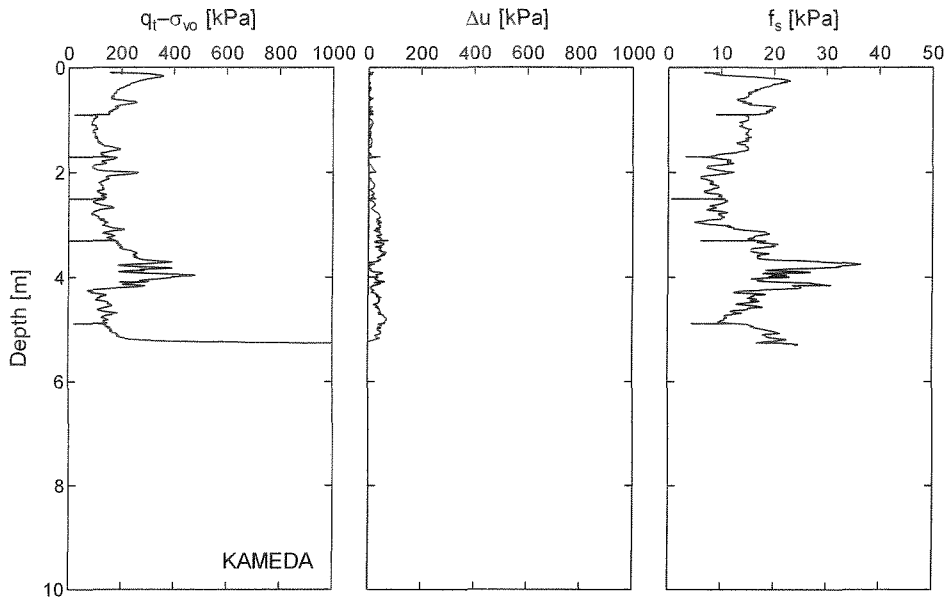
霞ヶ浦



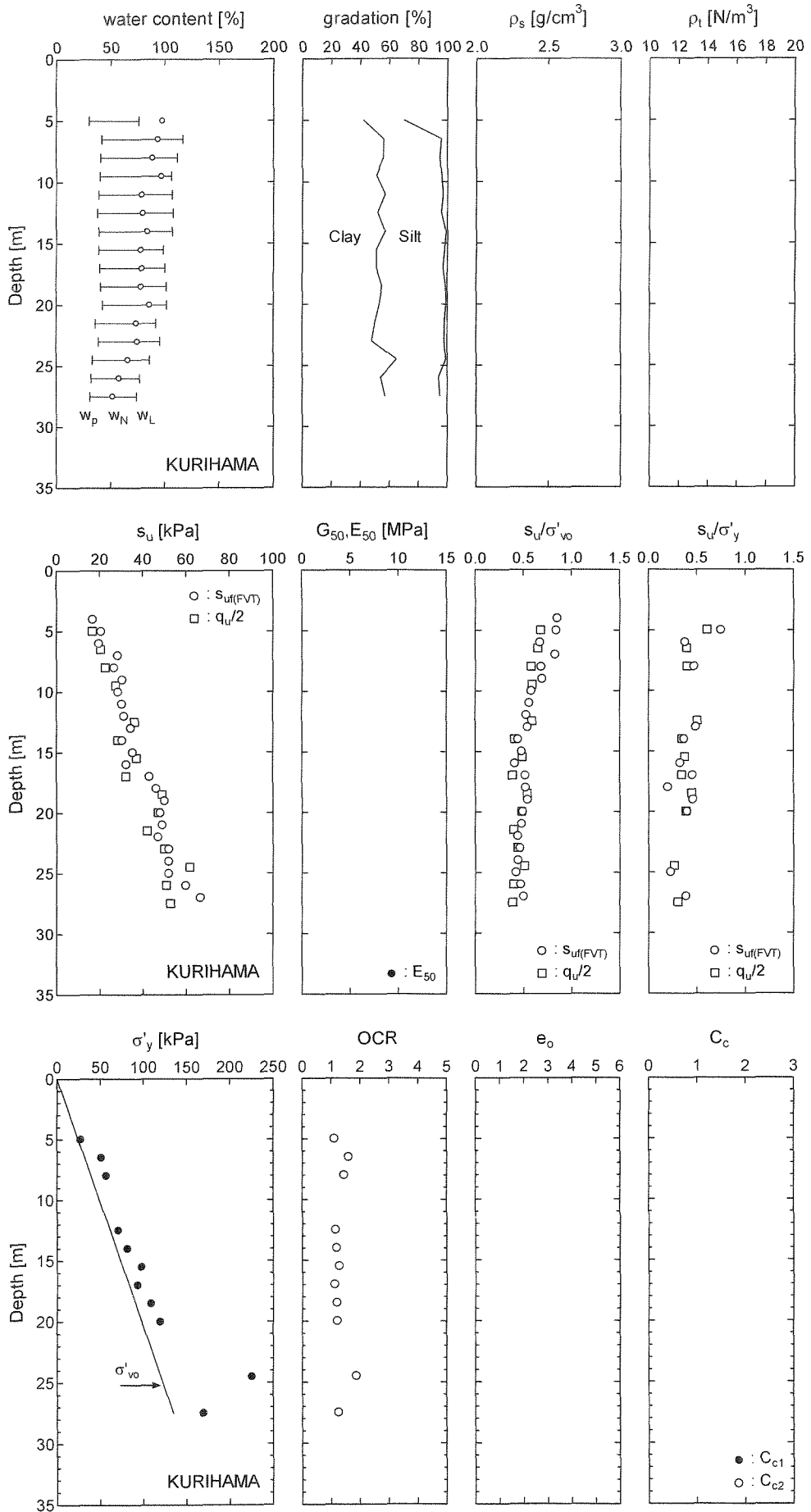


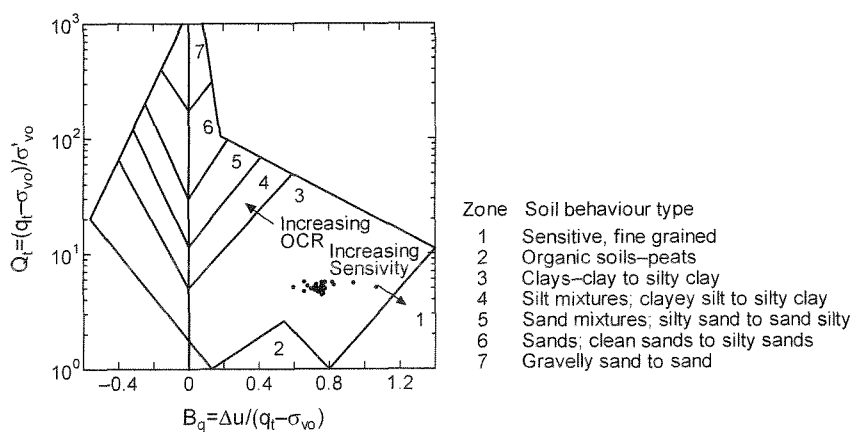
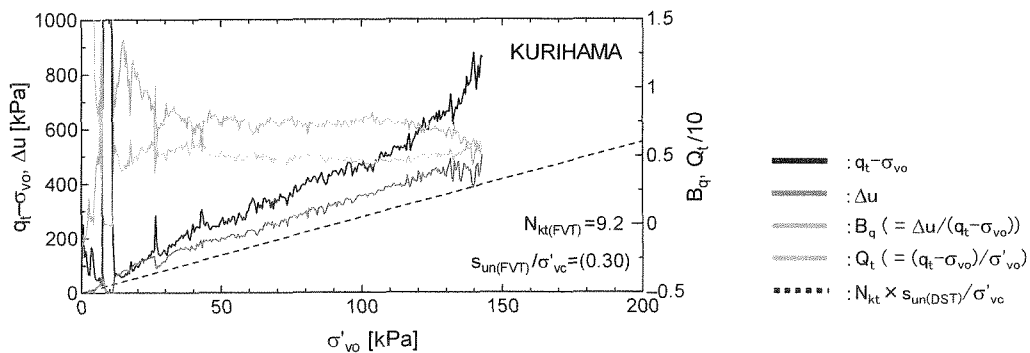
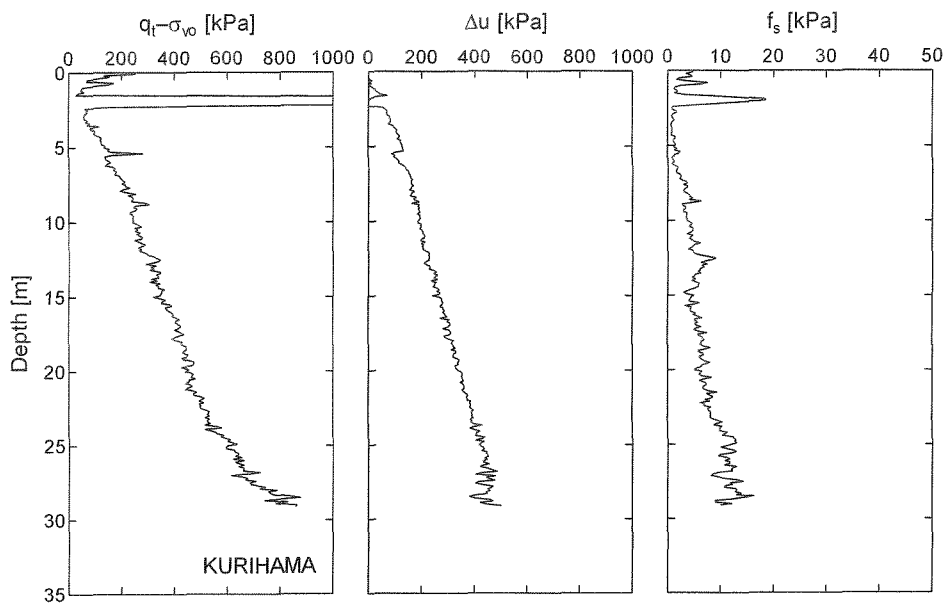
亀田



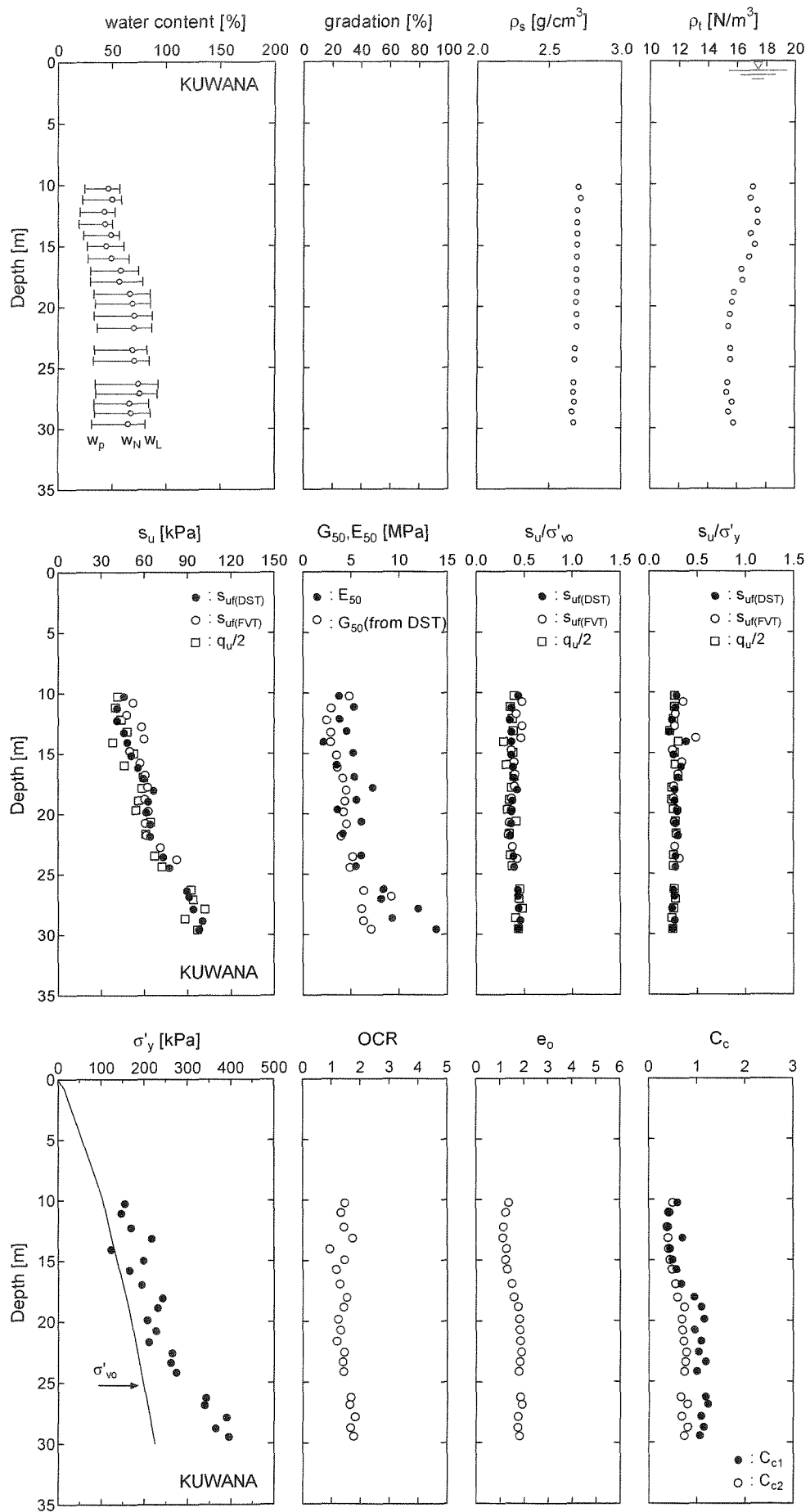


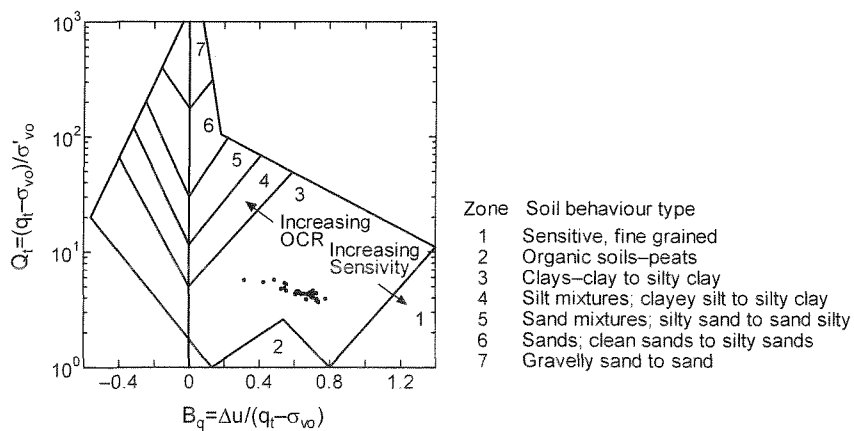
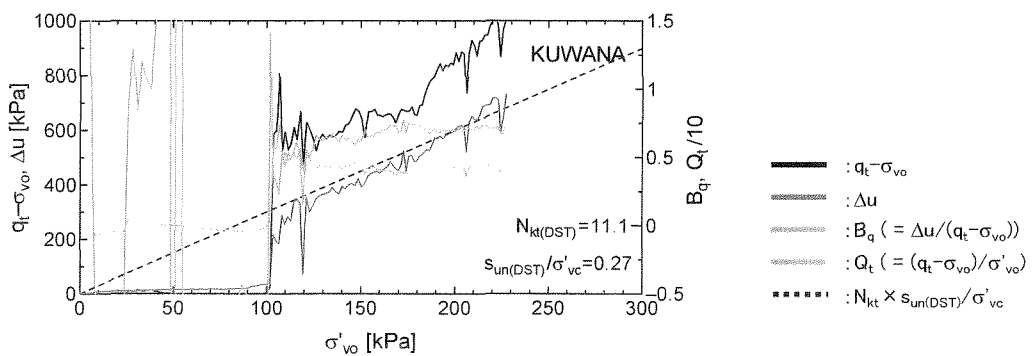
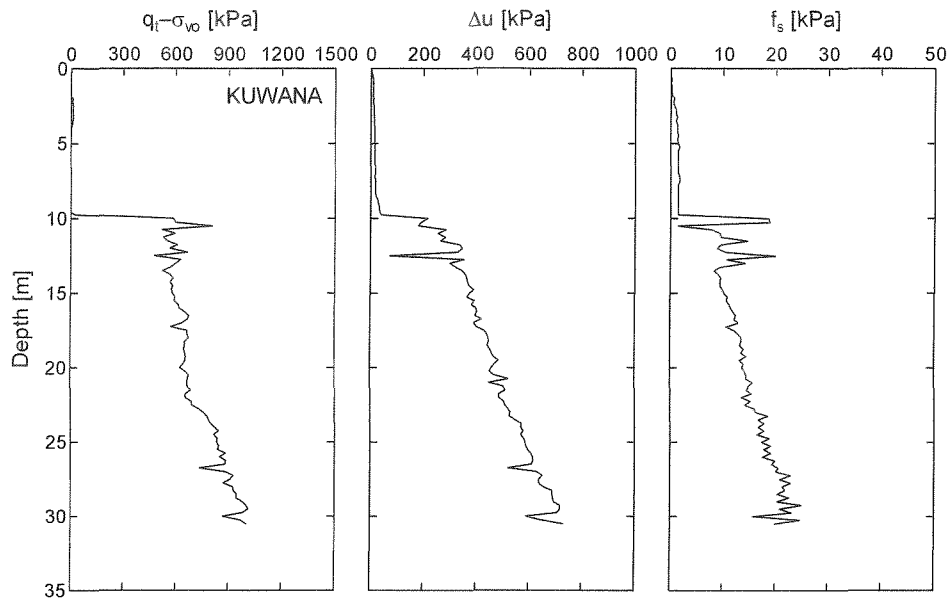
久里浜



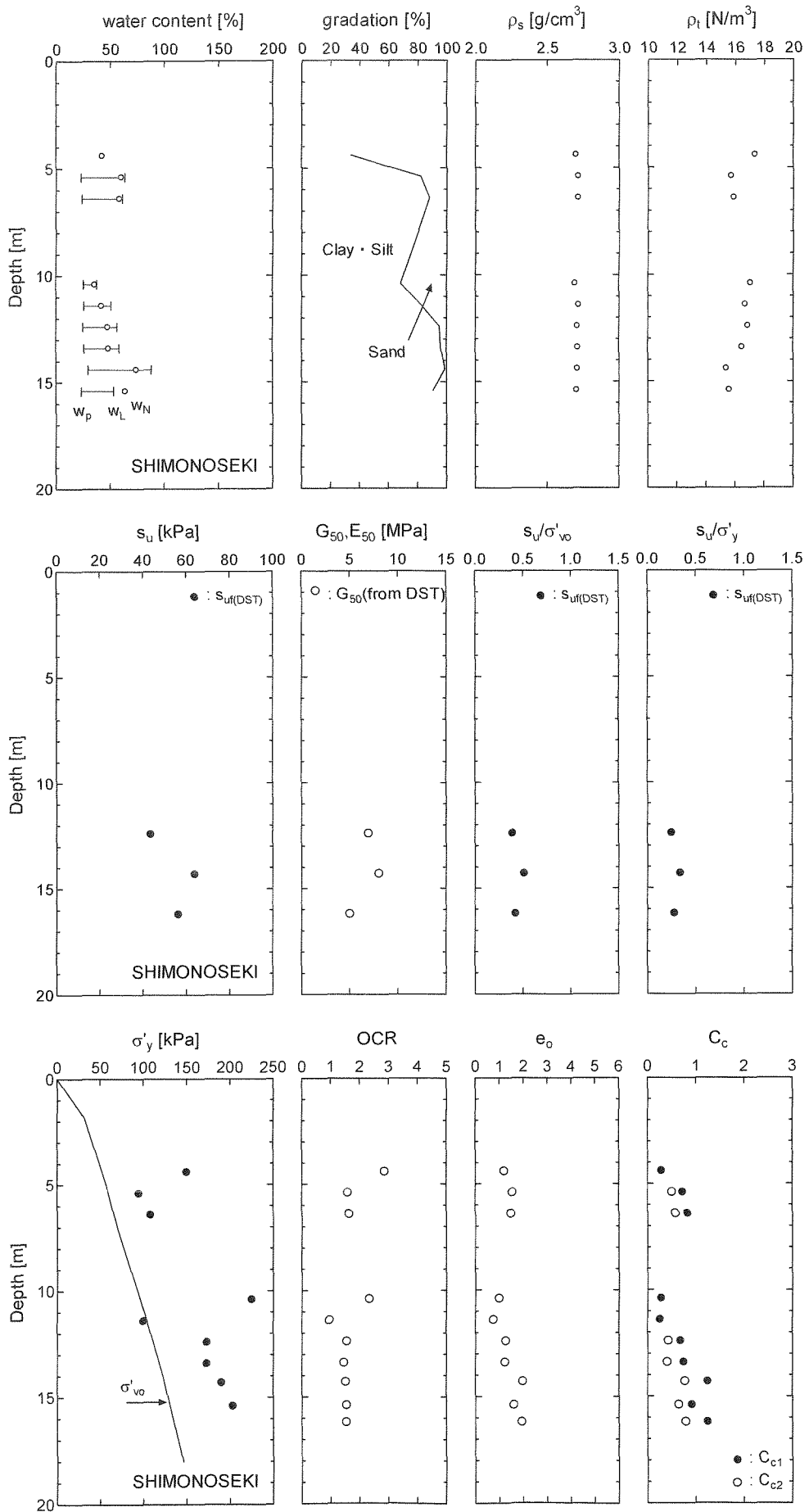


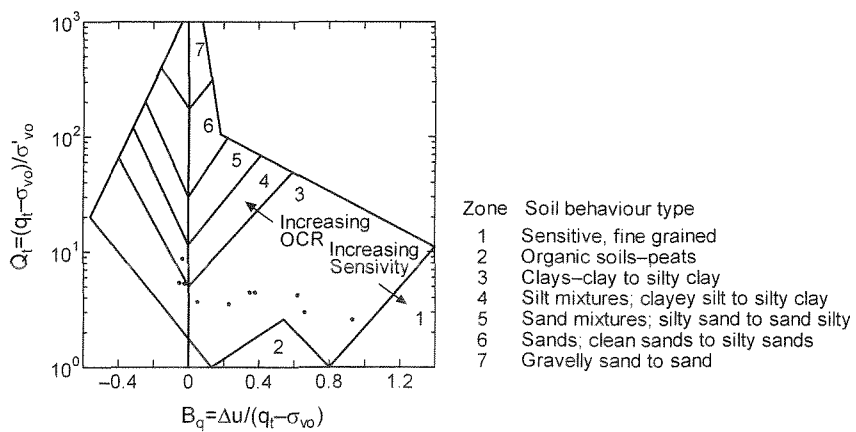
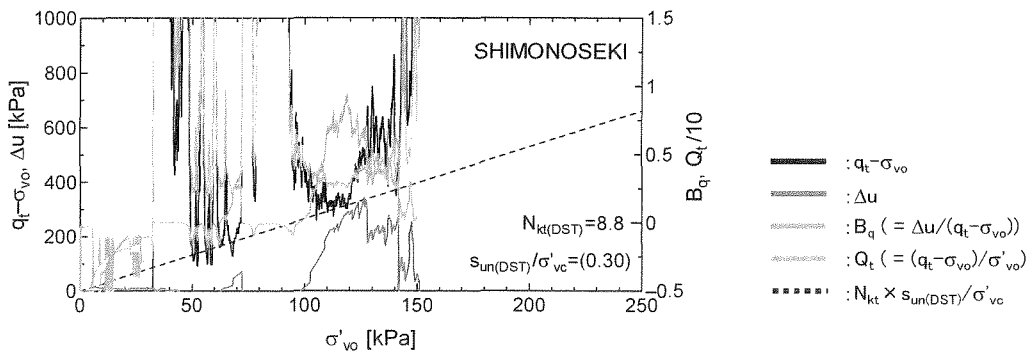
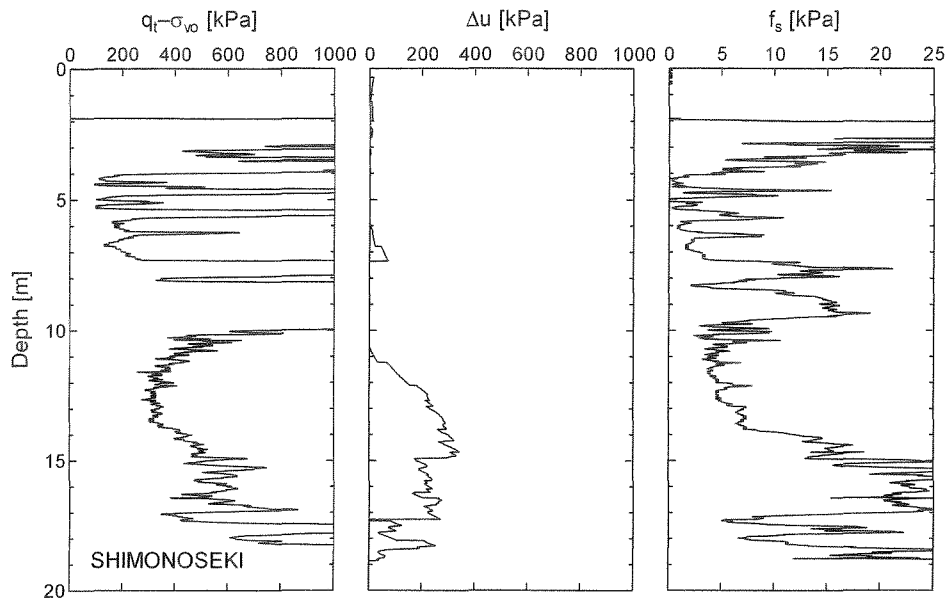
桑名



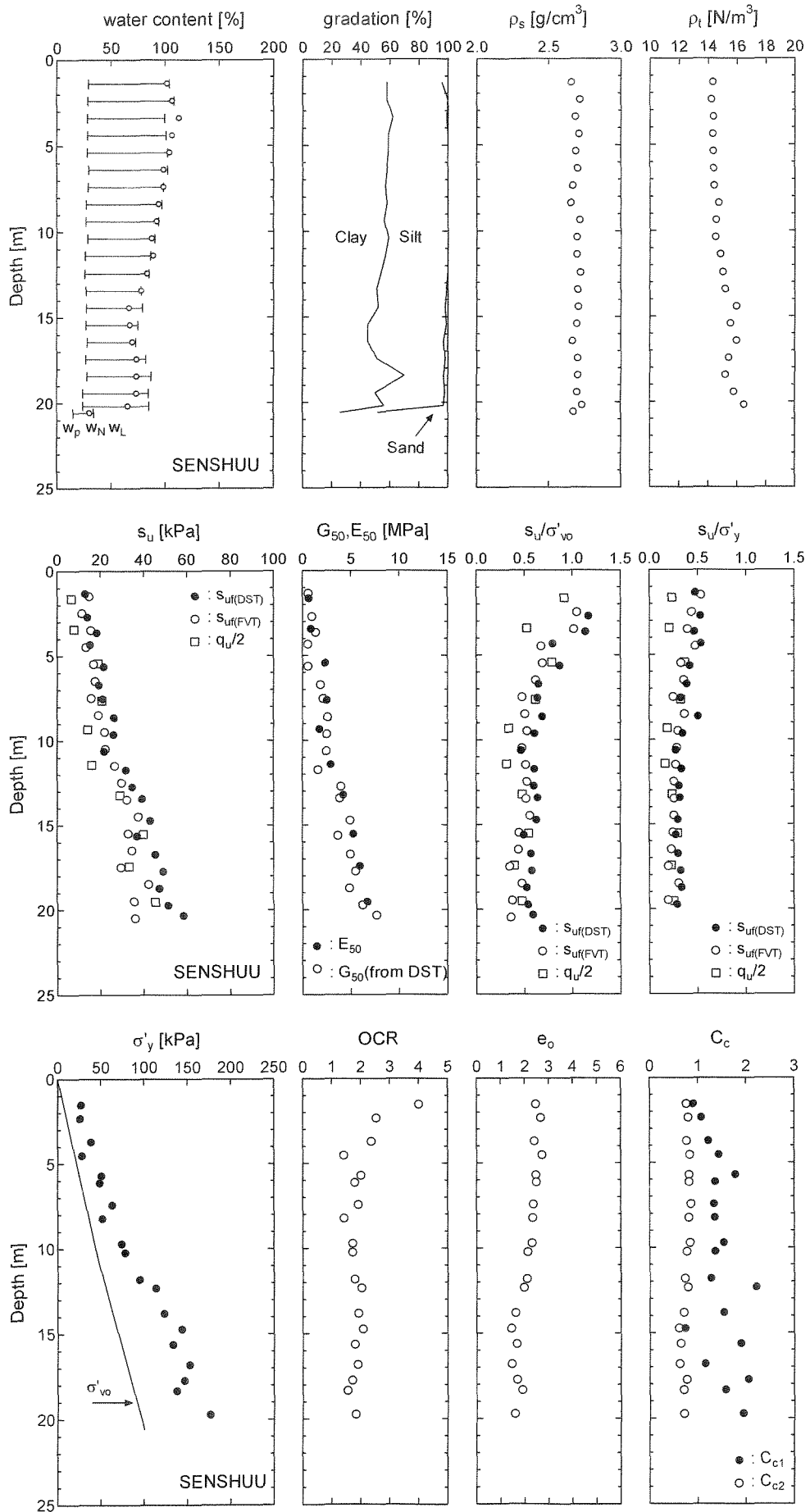


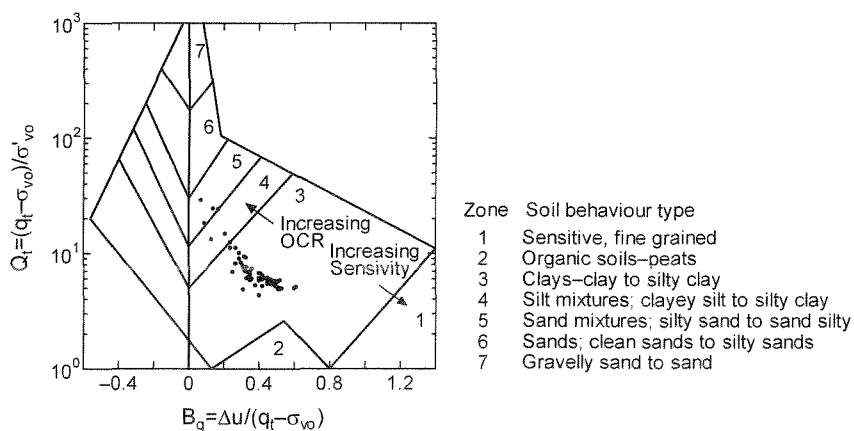
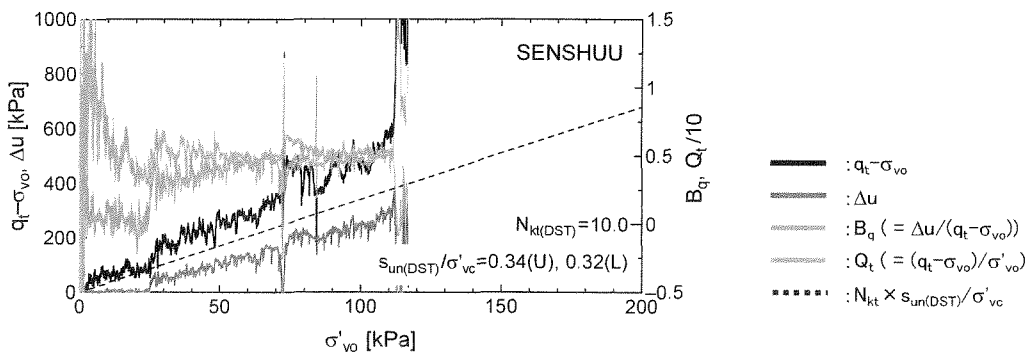
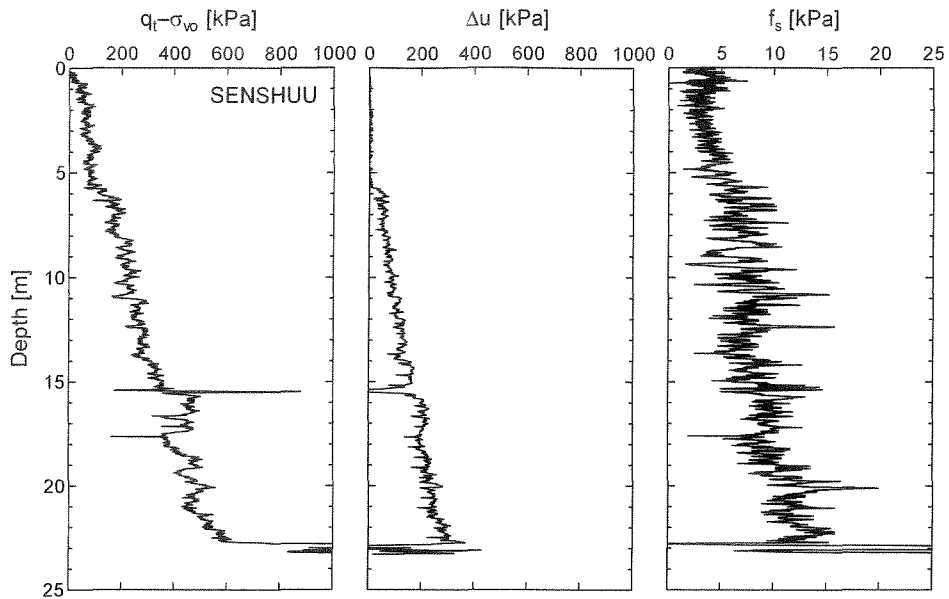
下関

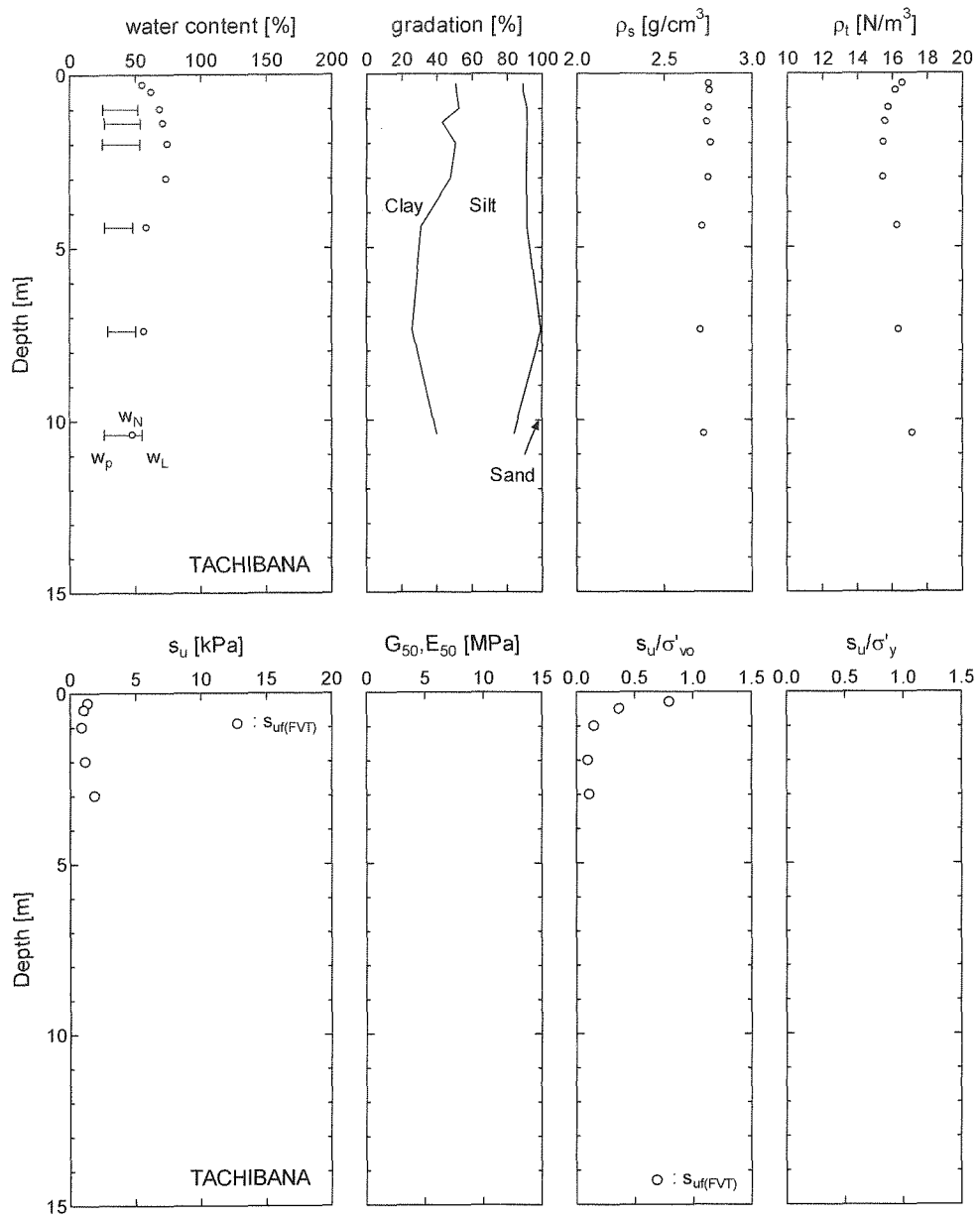


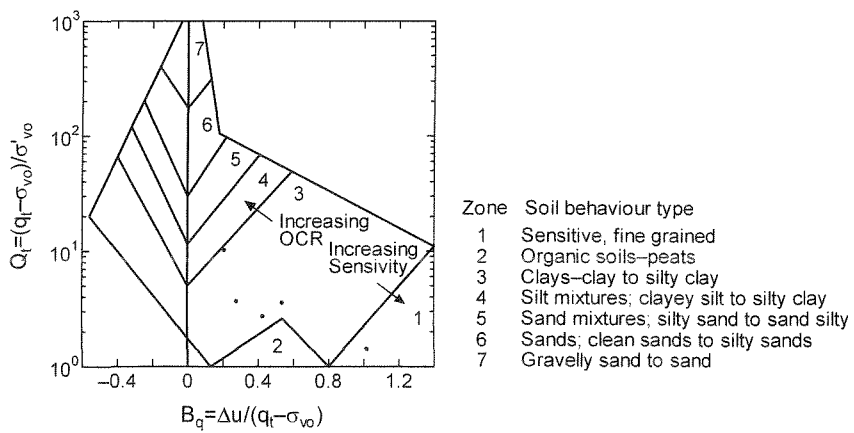
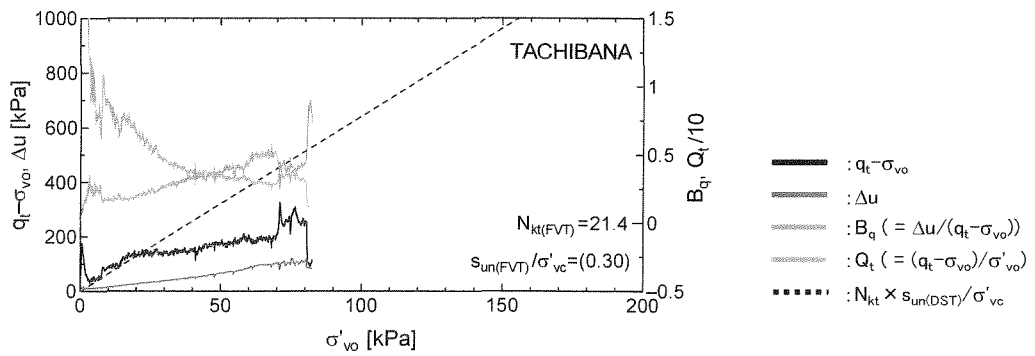
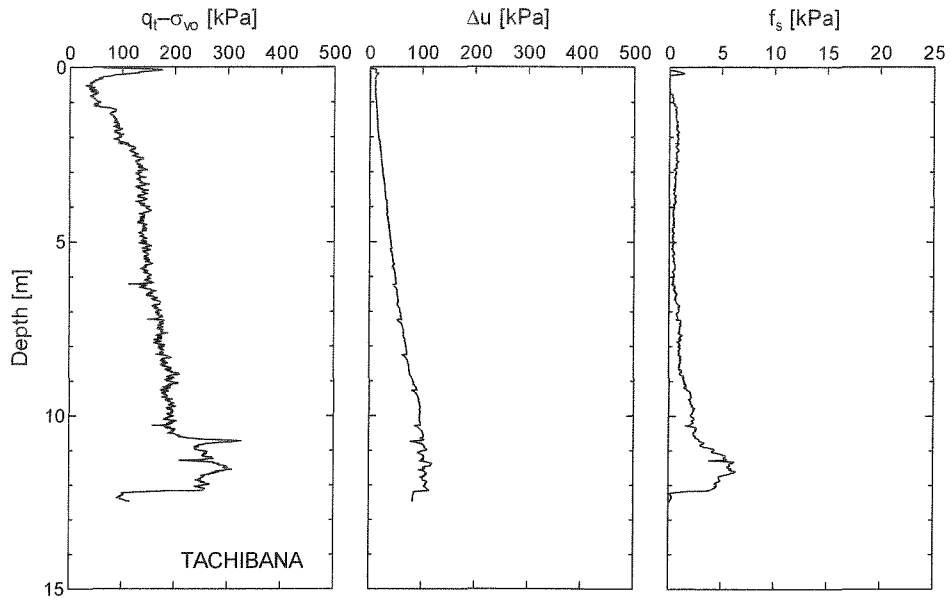


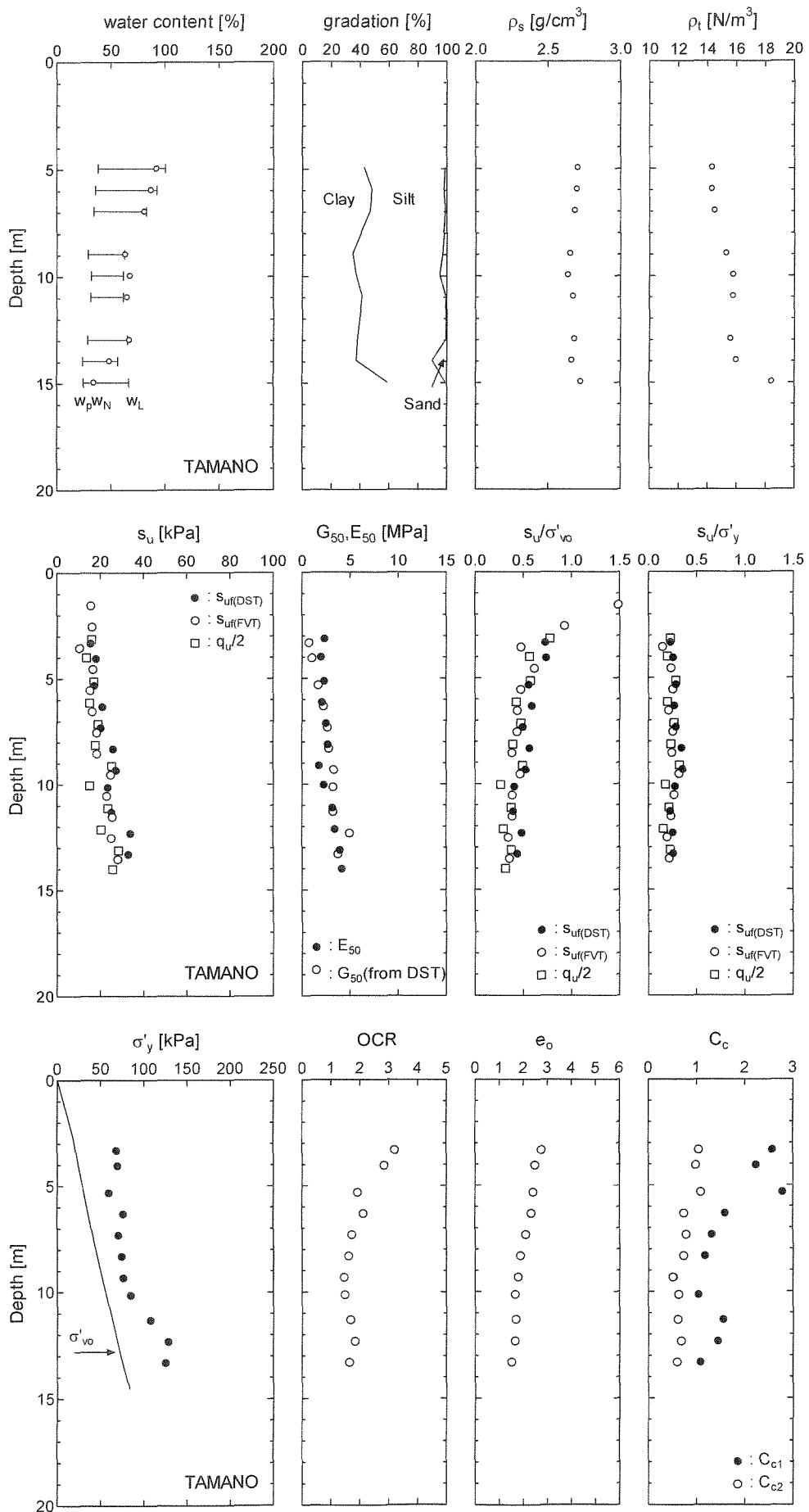
泉州

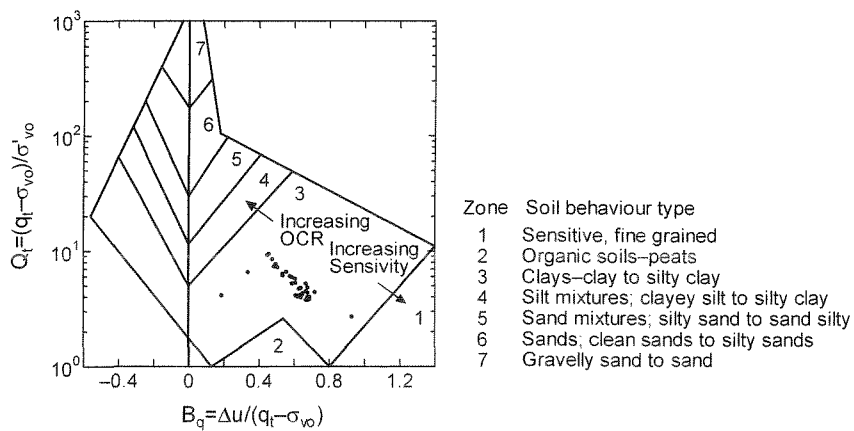
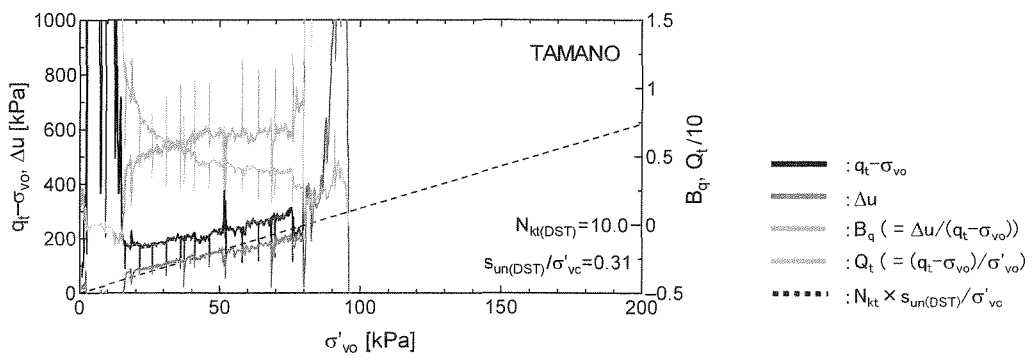
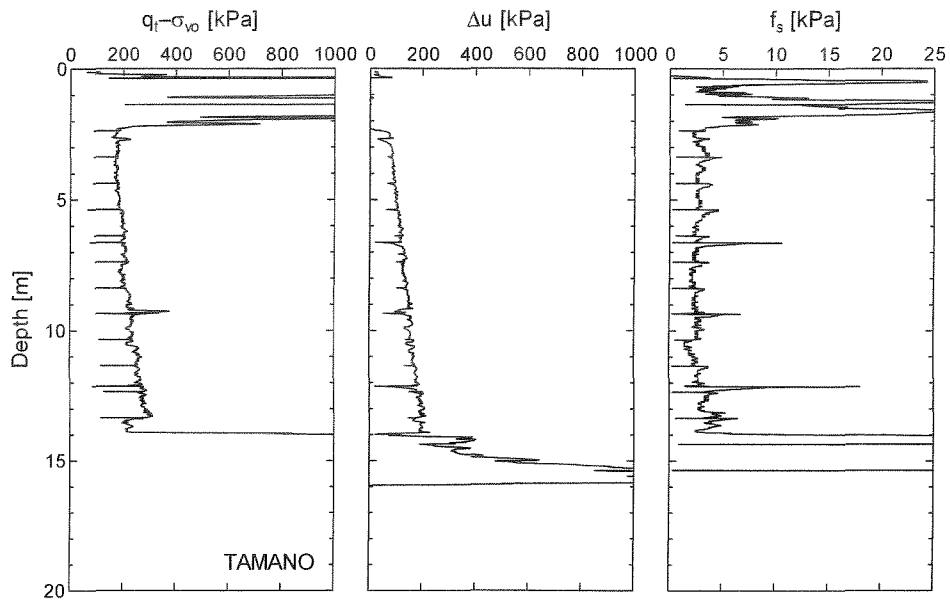




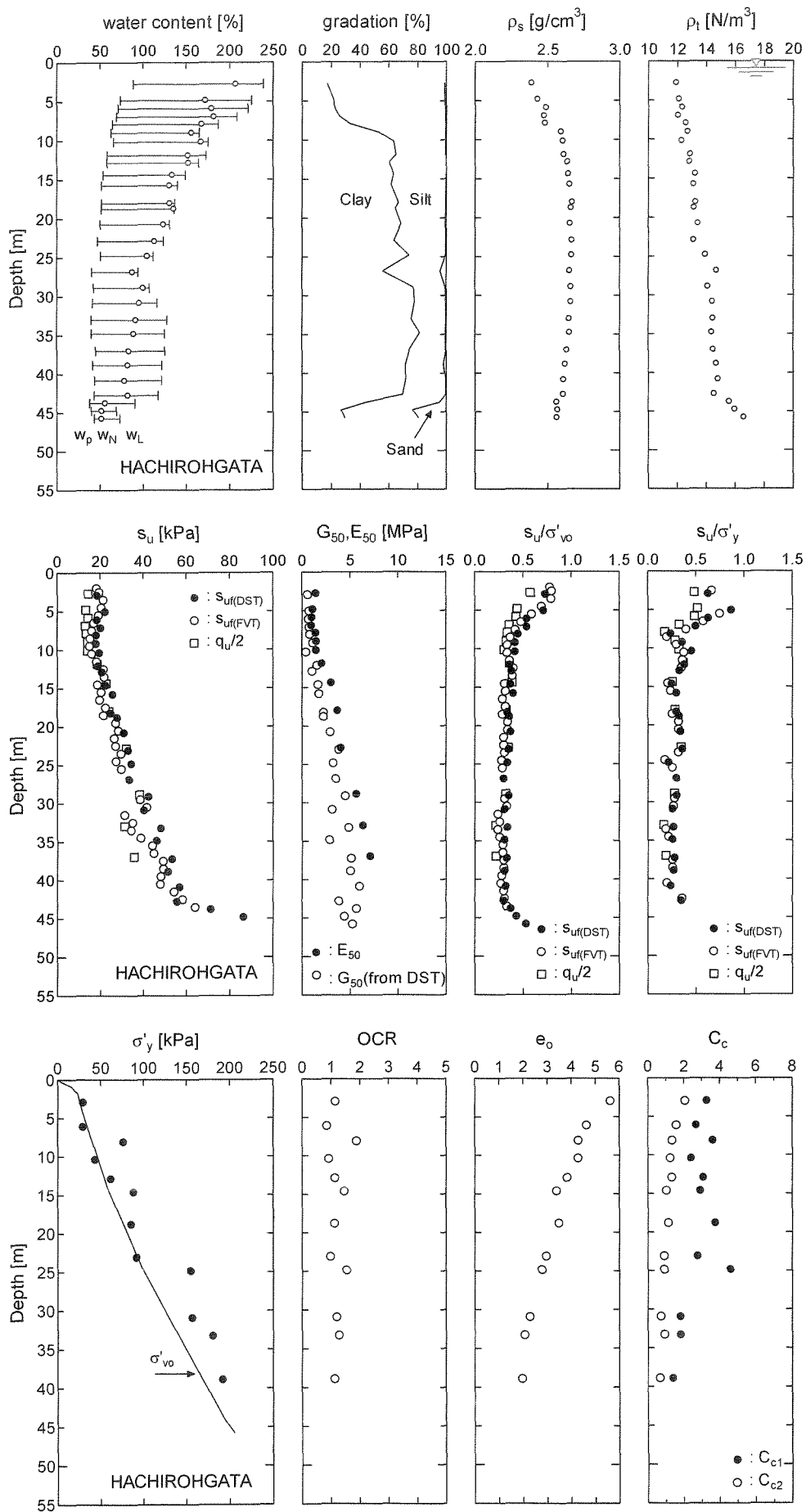


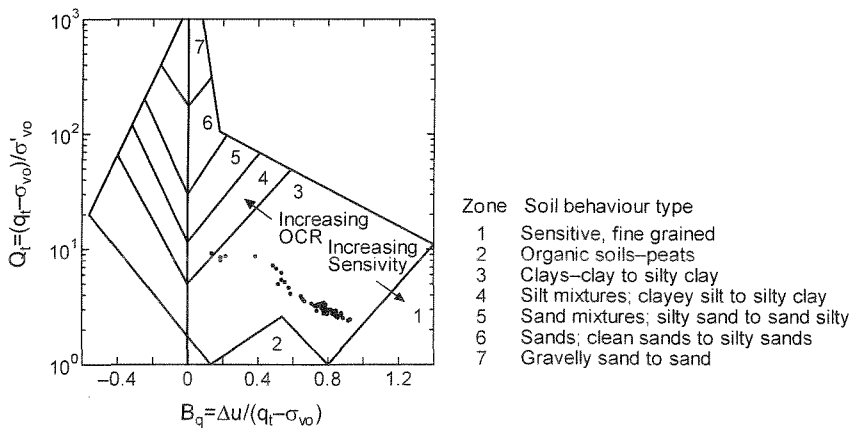
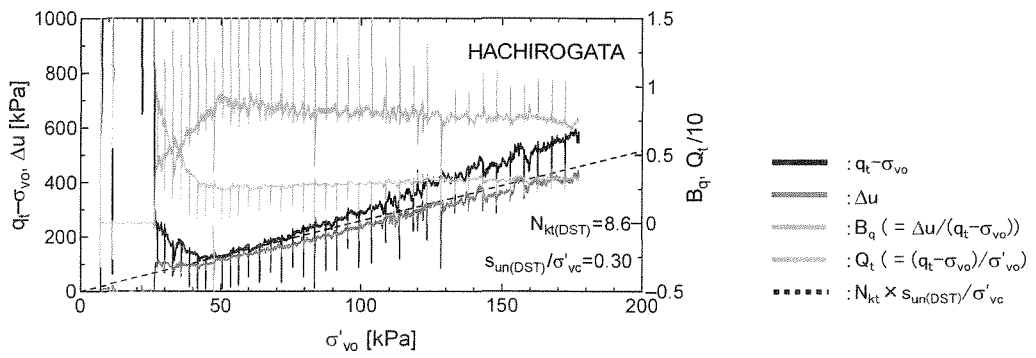
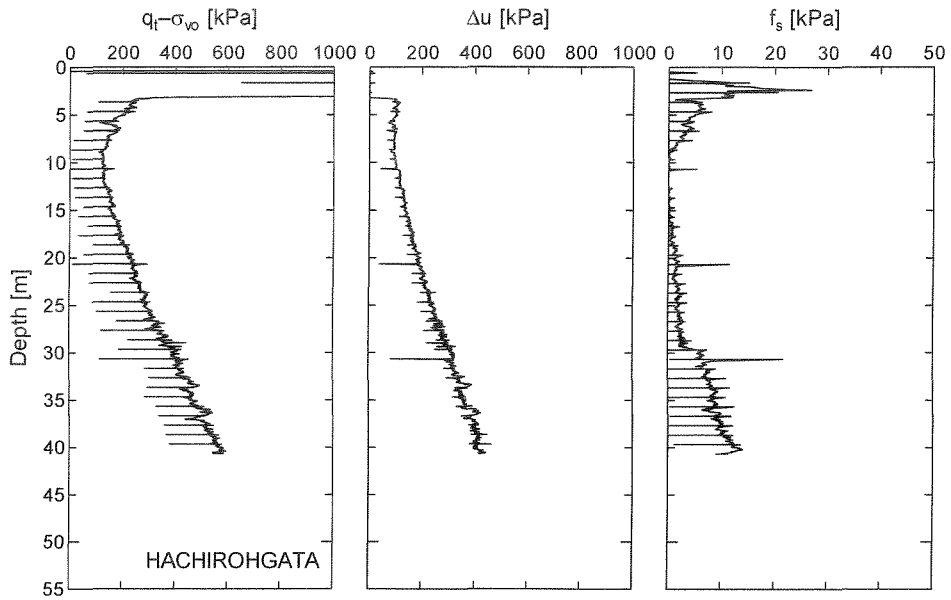




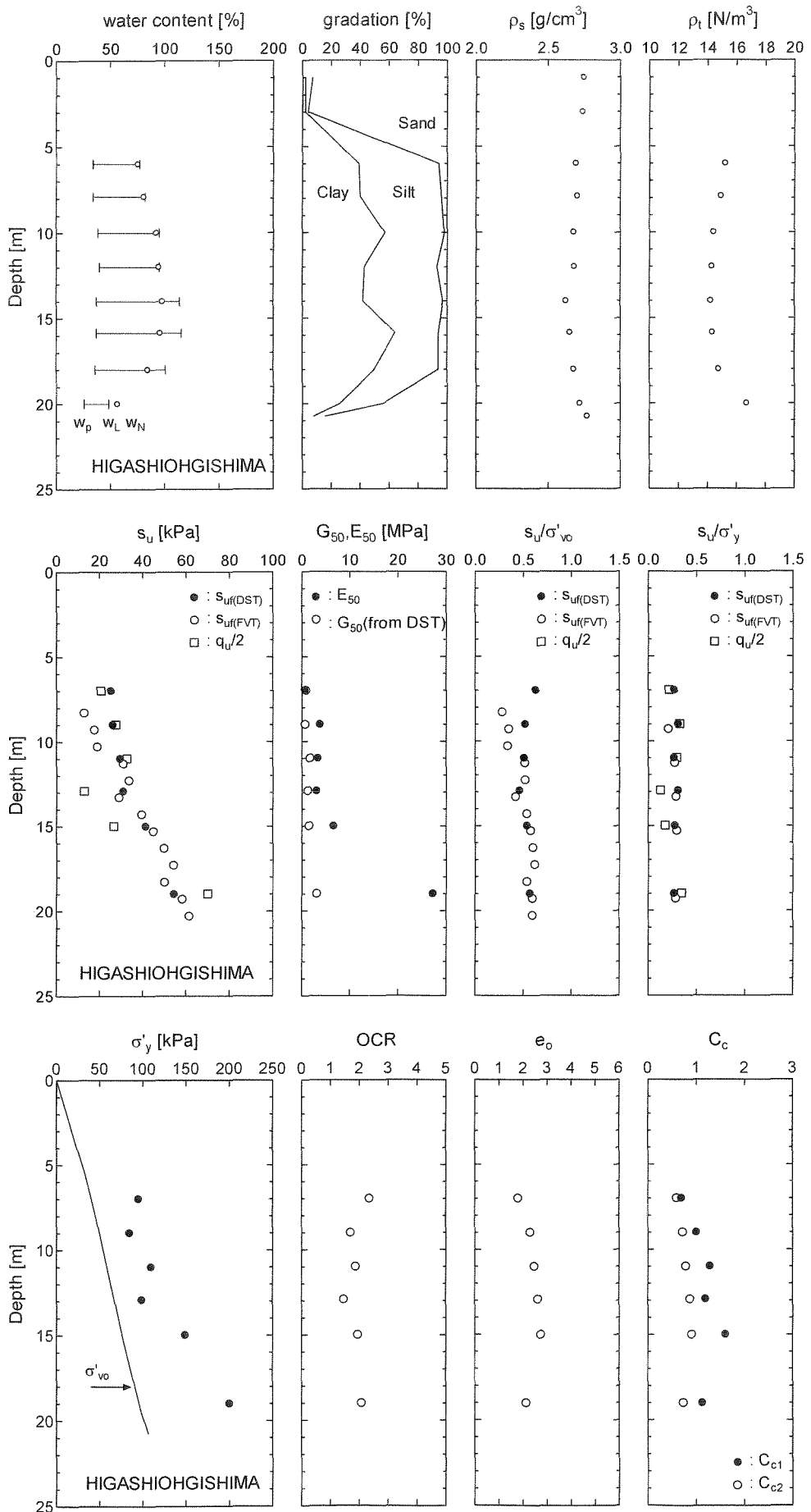


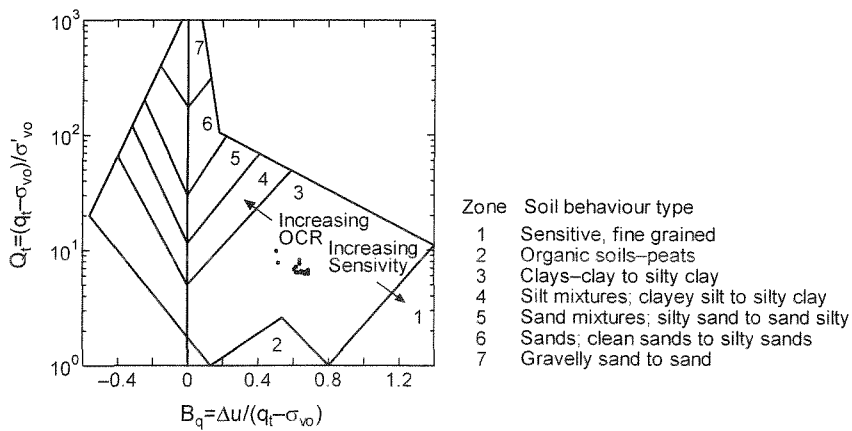
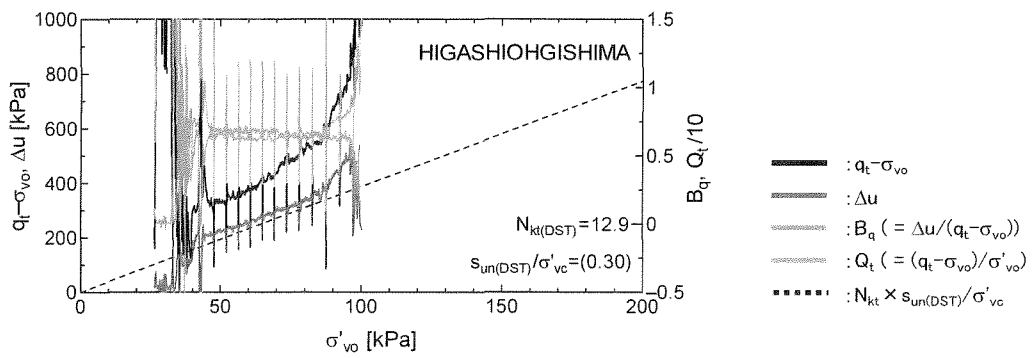
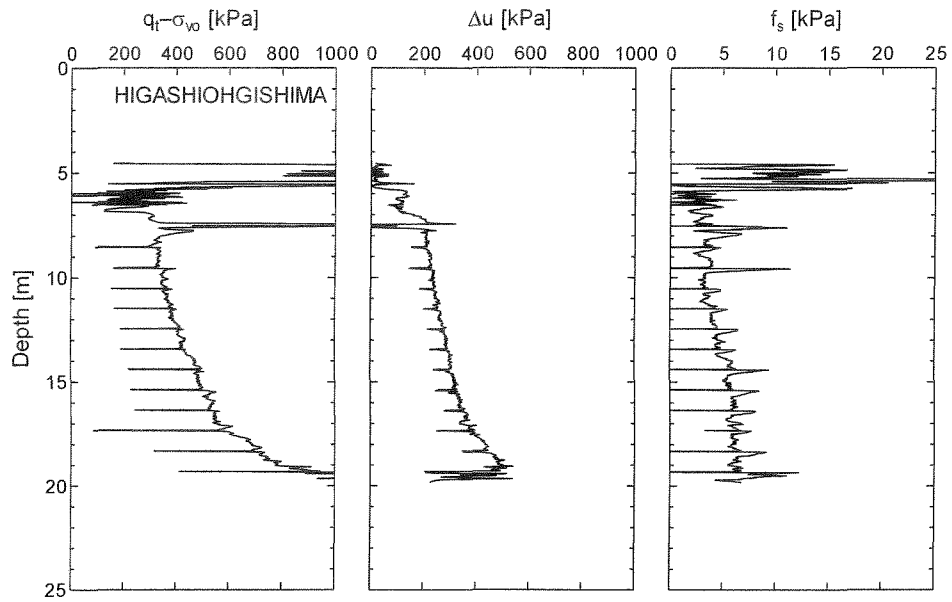
八郎瀨



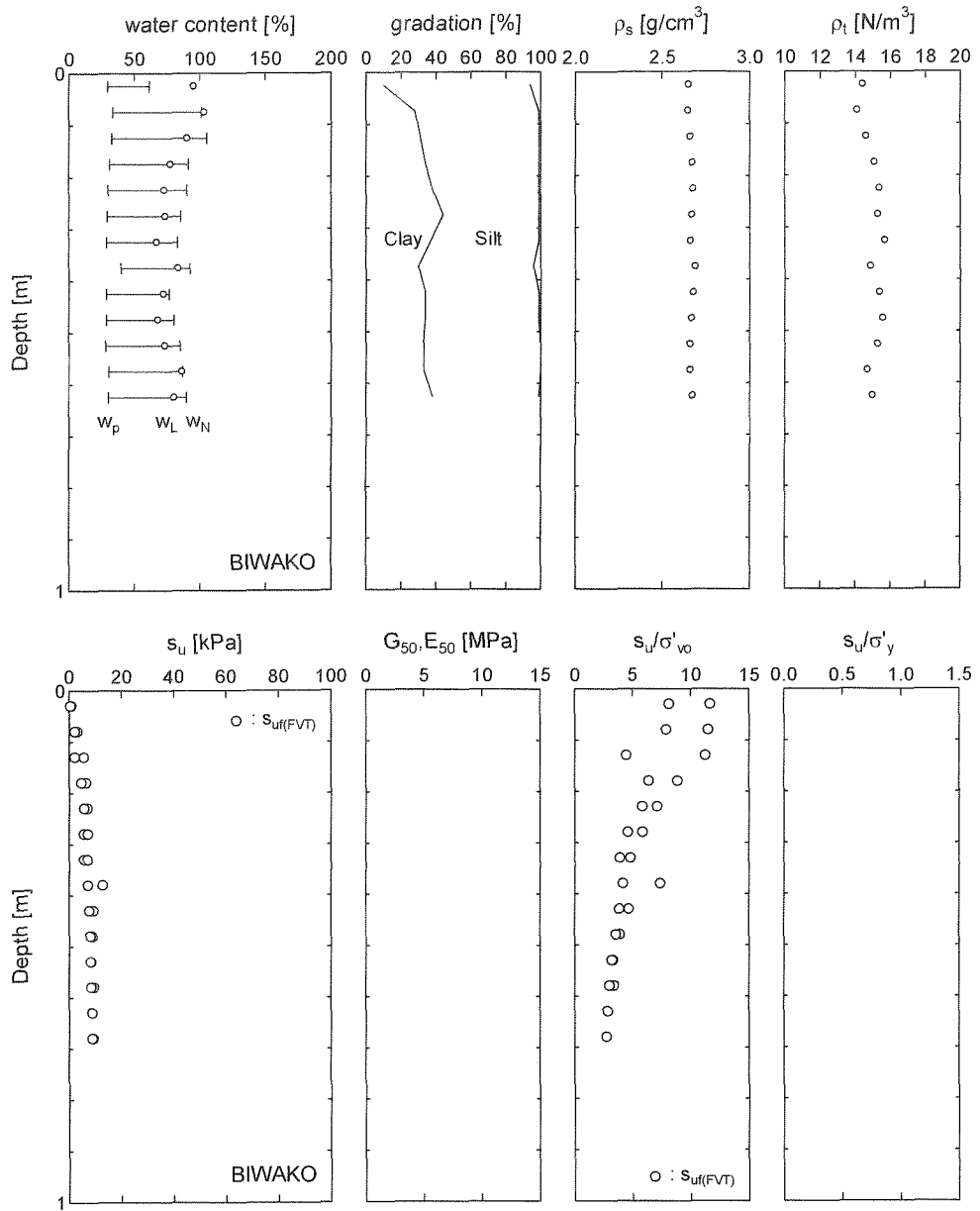


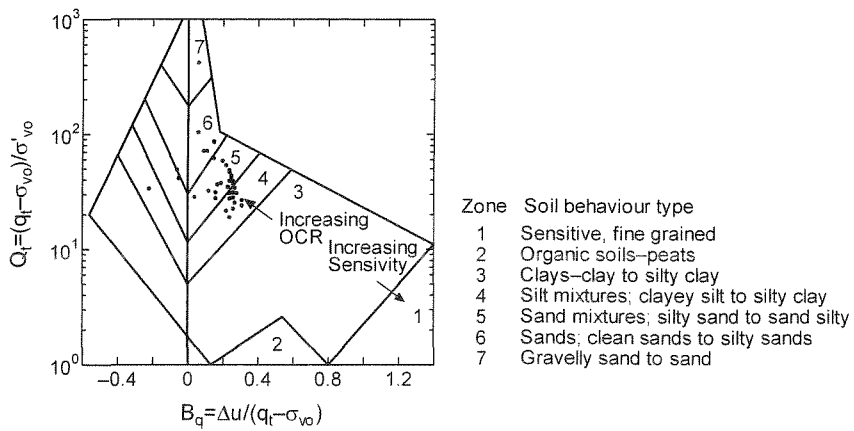
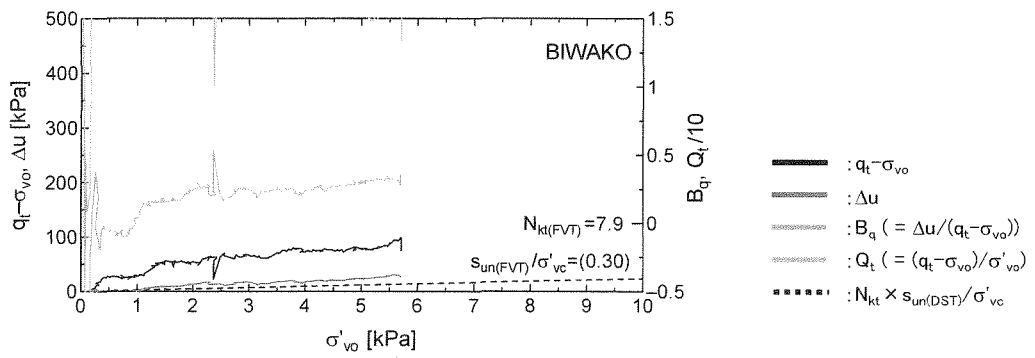
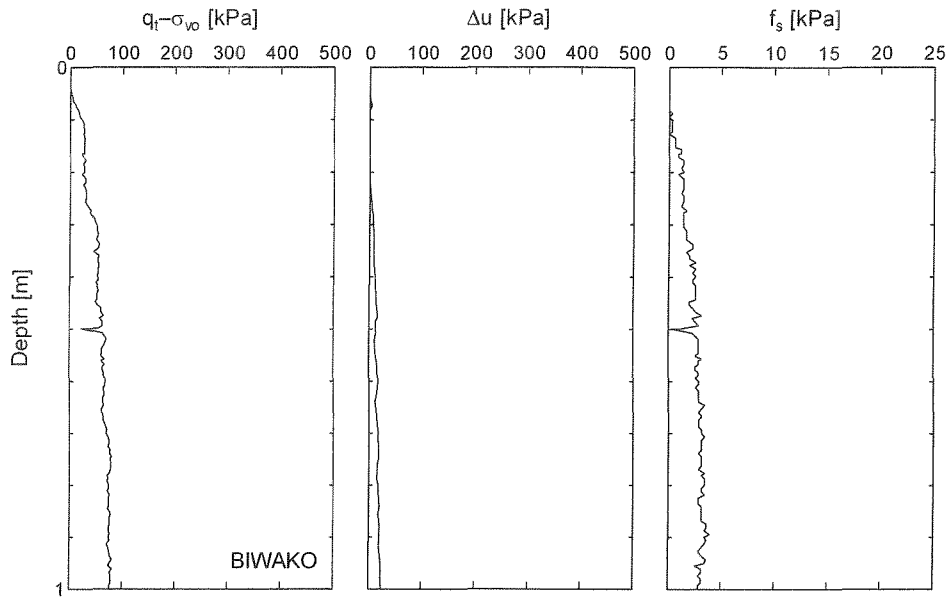
東扇島



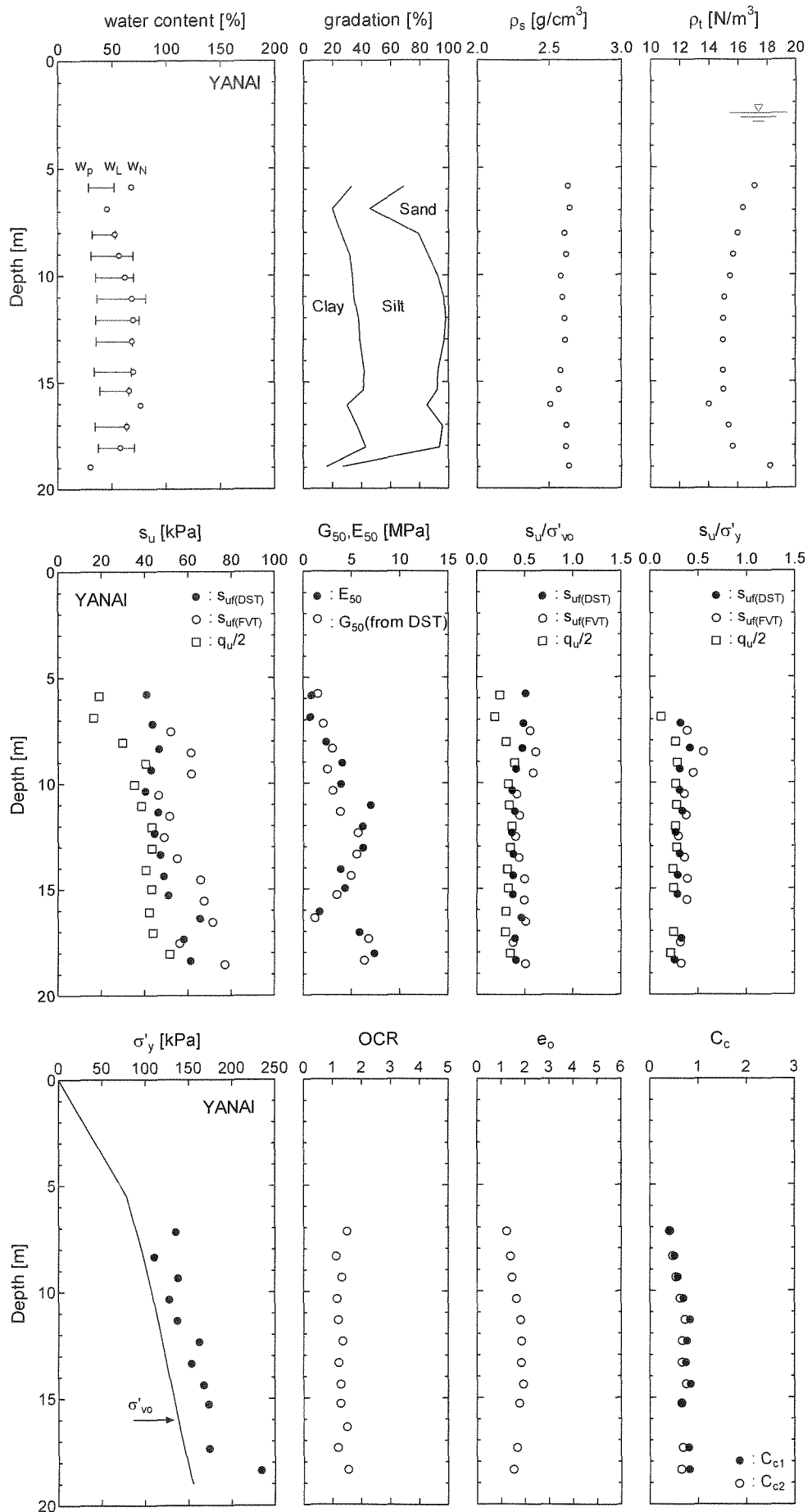


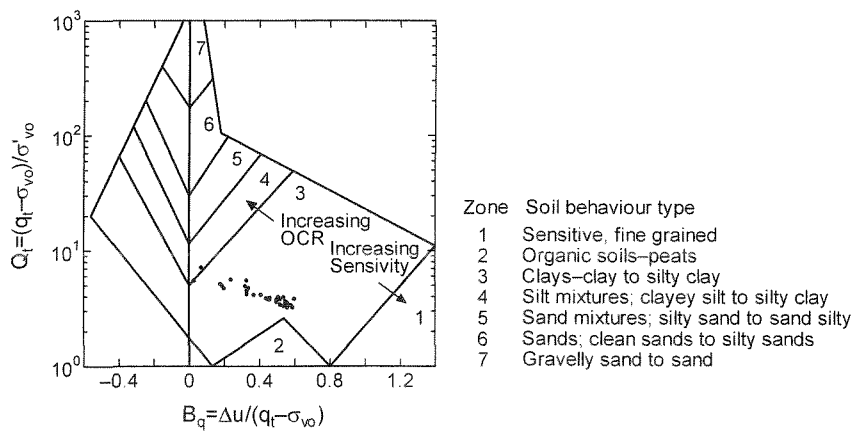
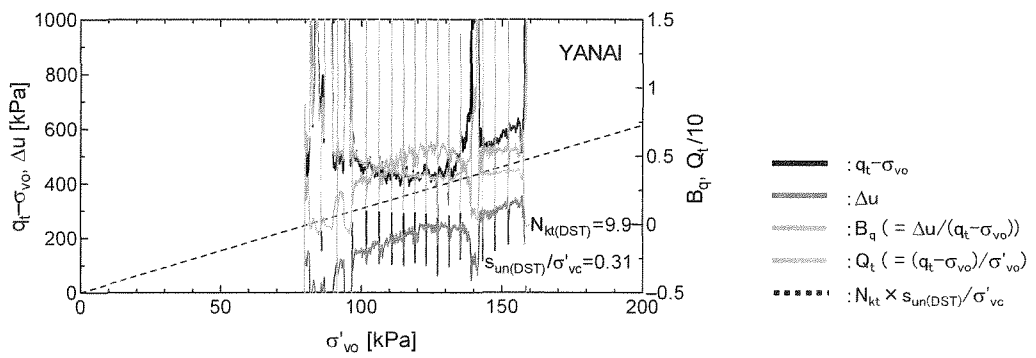
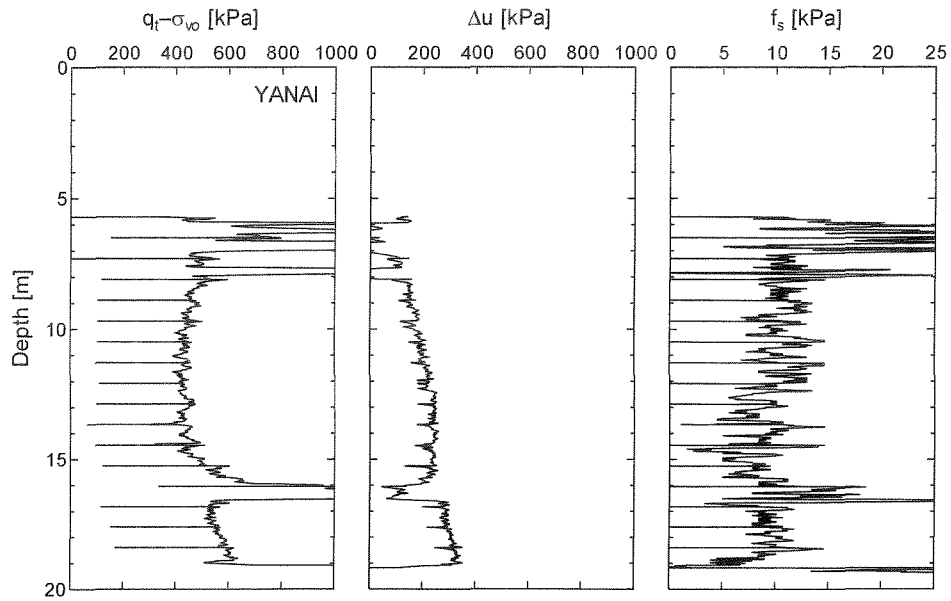
琵琶湖



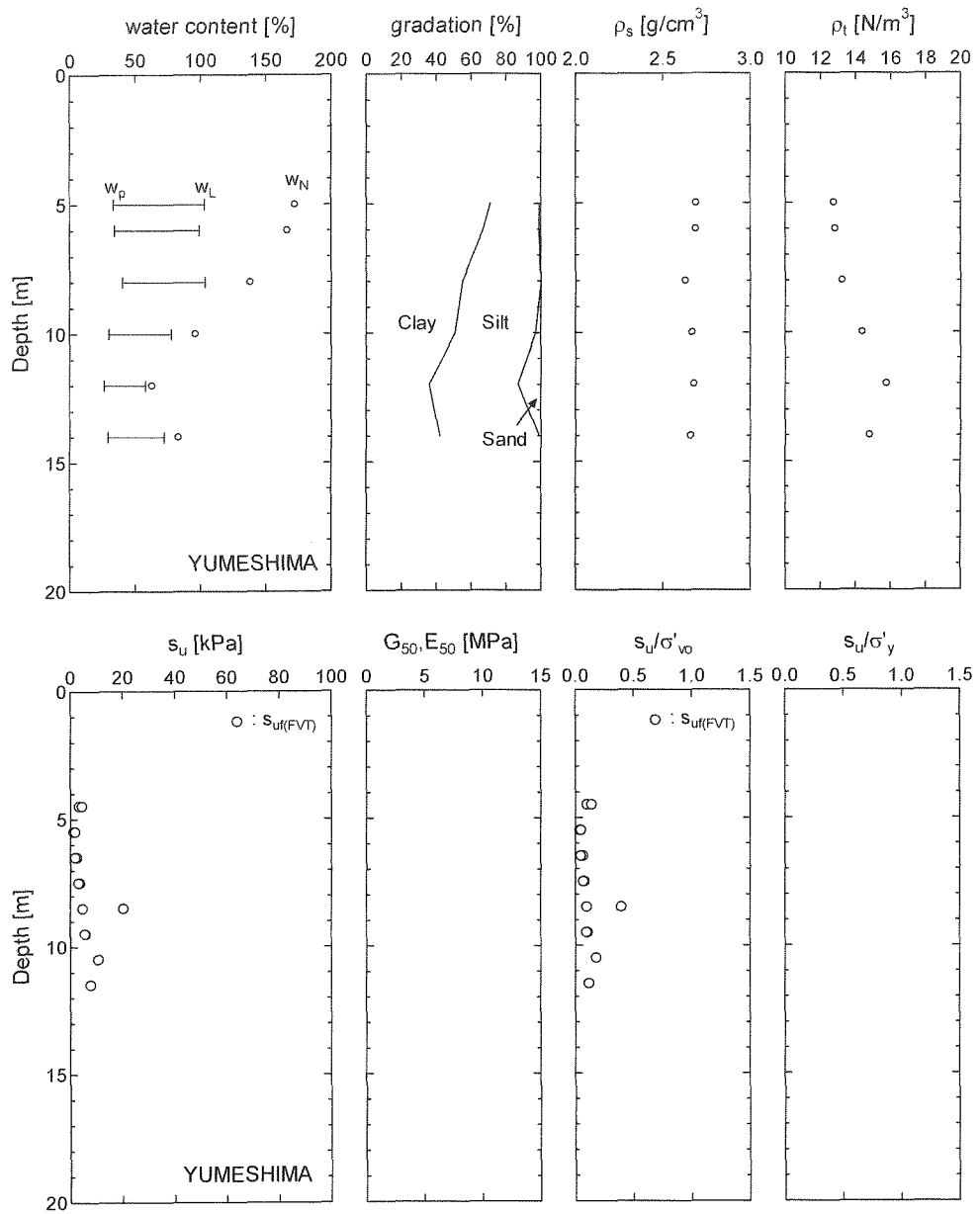


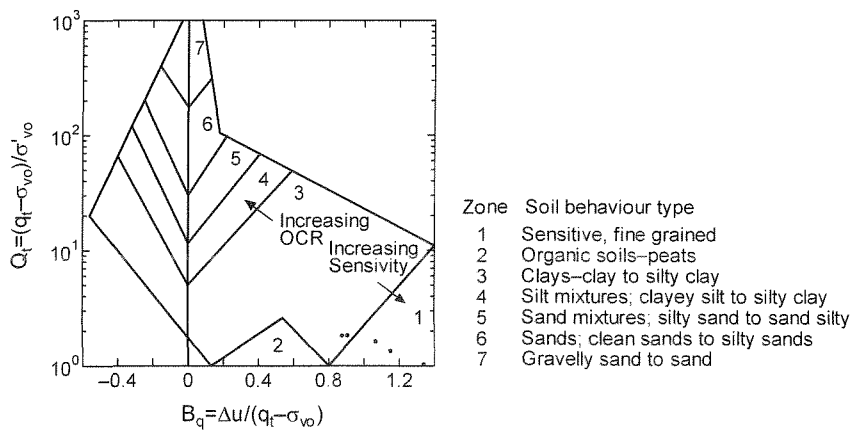
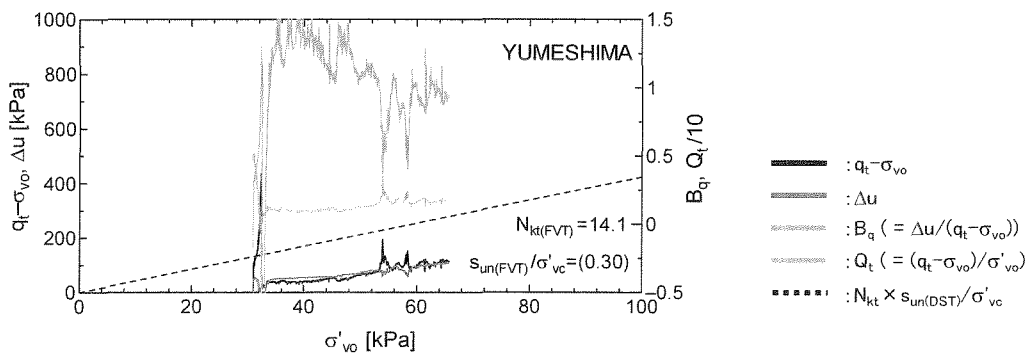
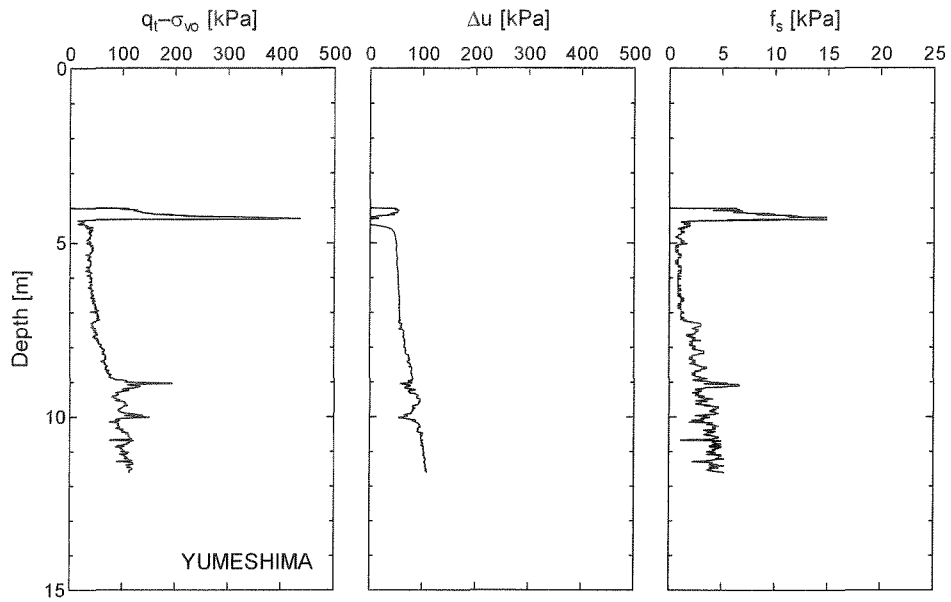
柳井



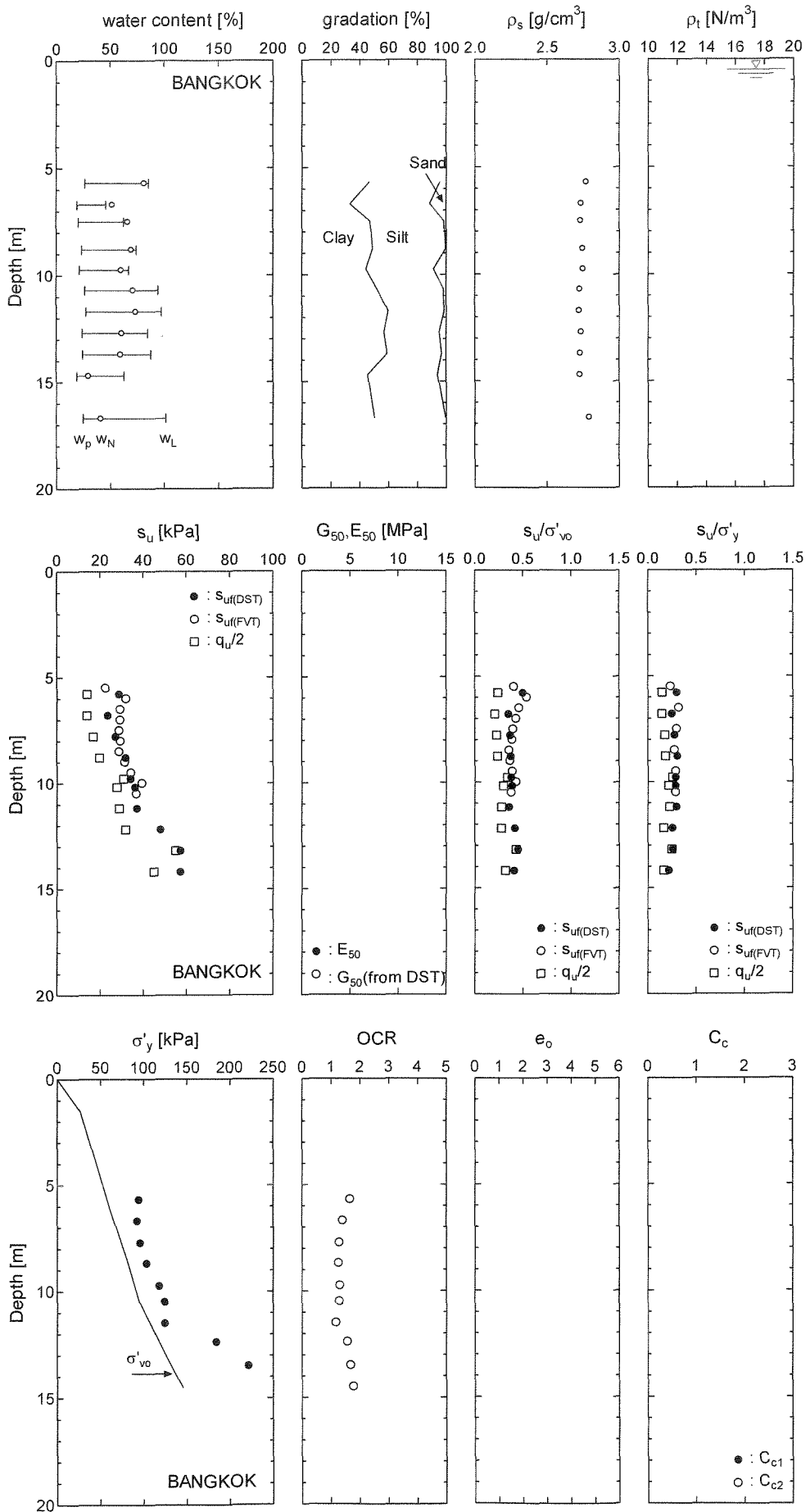


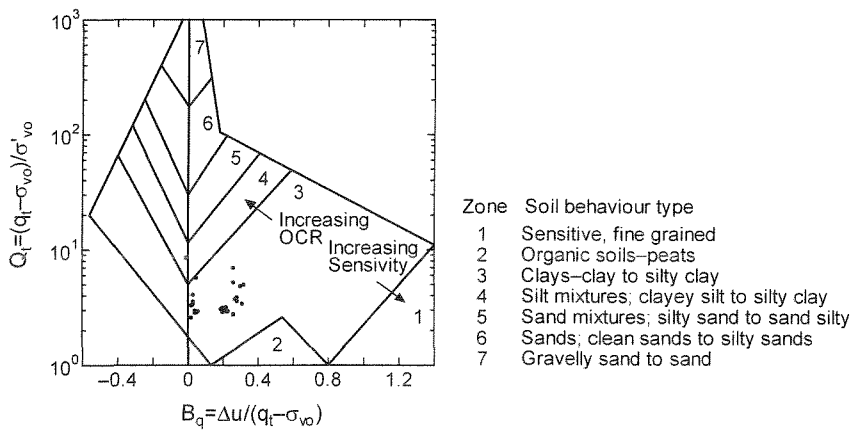
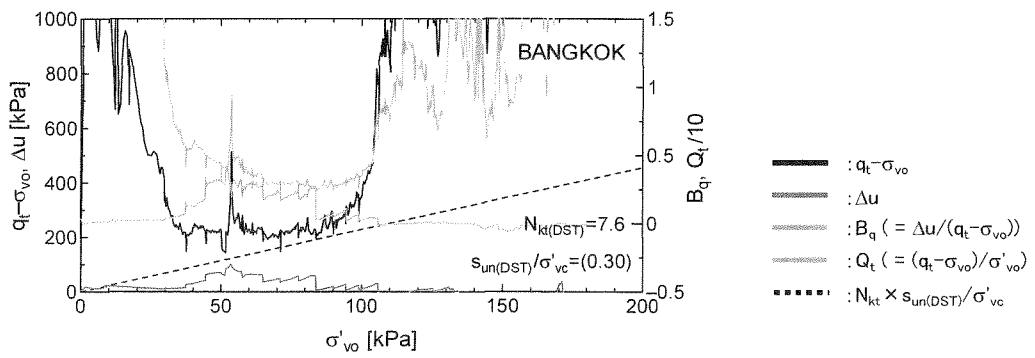
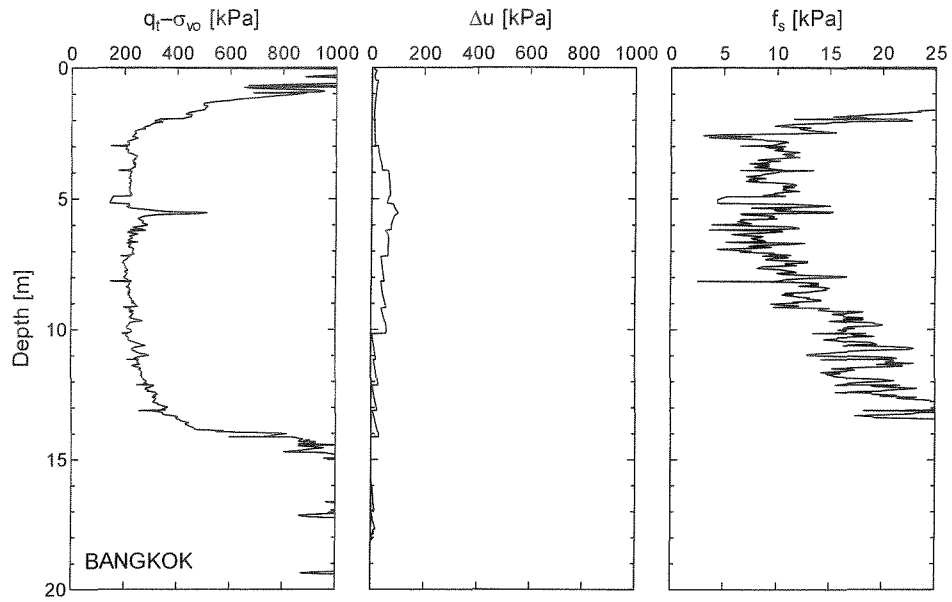
夢洲



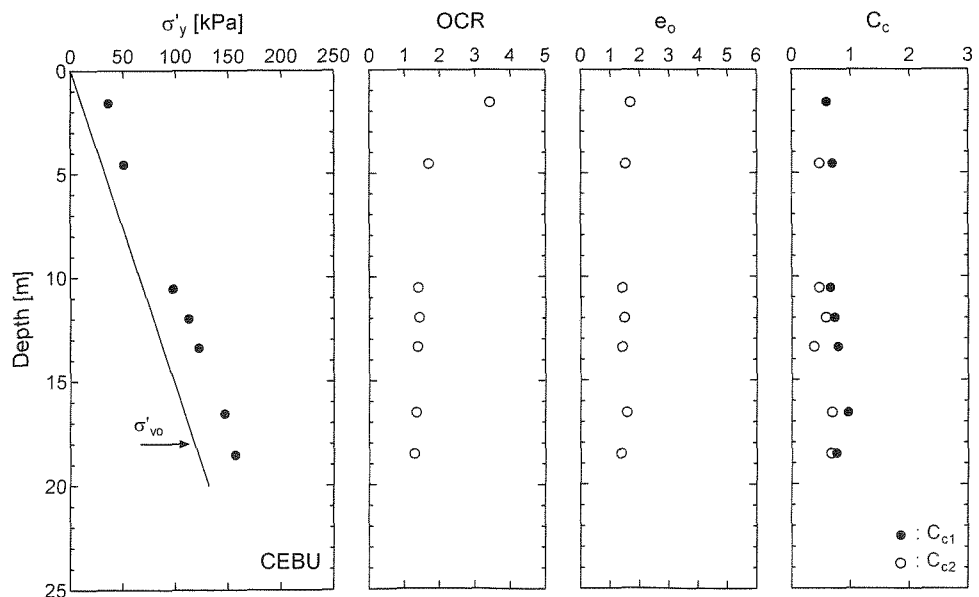
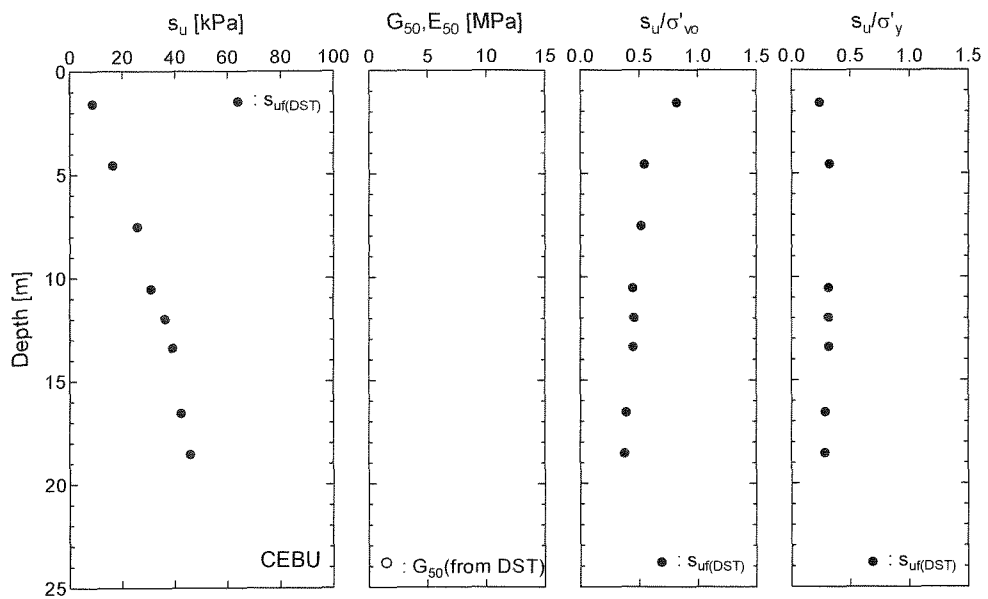
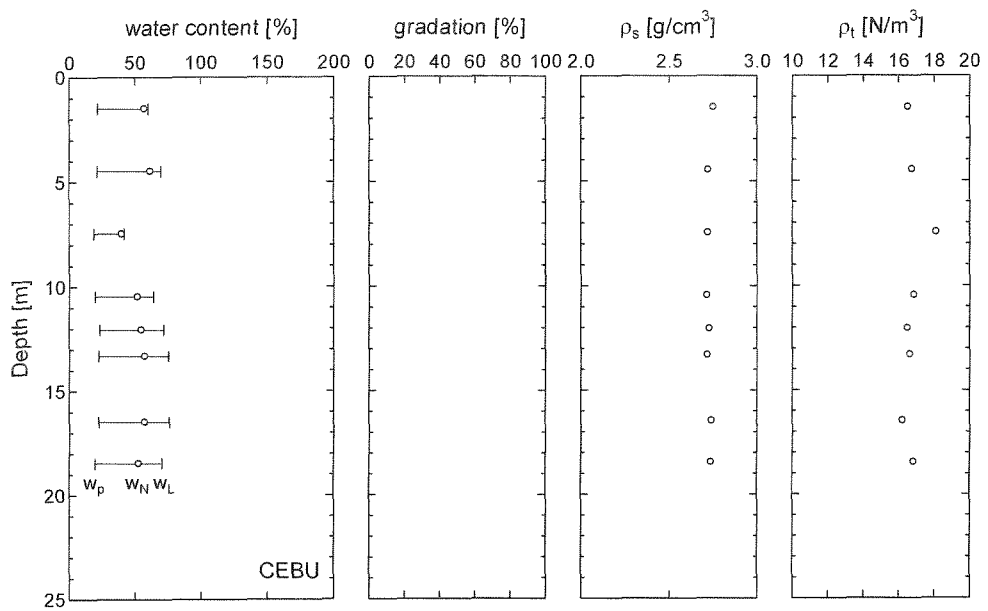


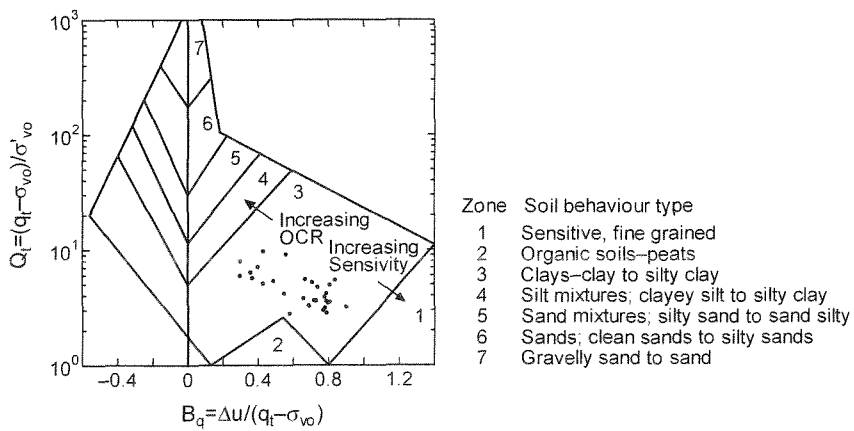
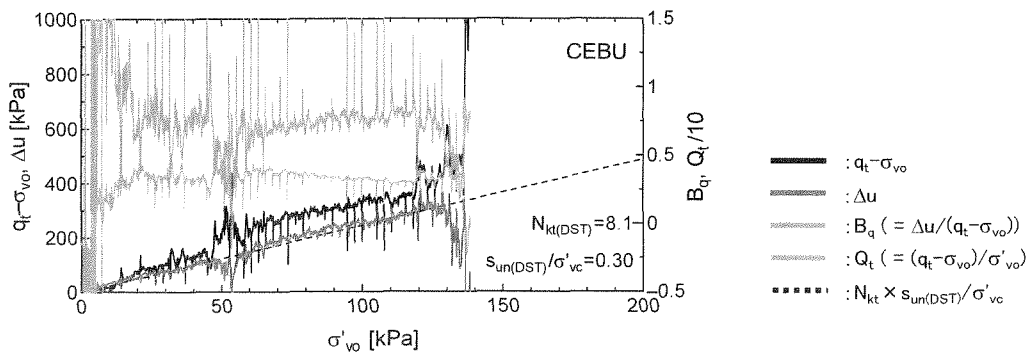
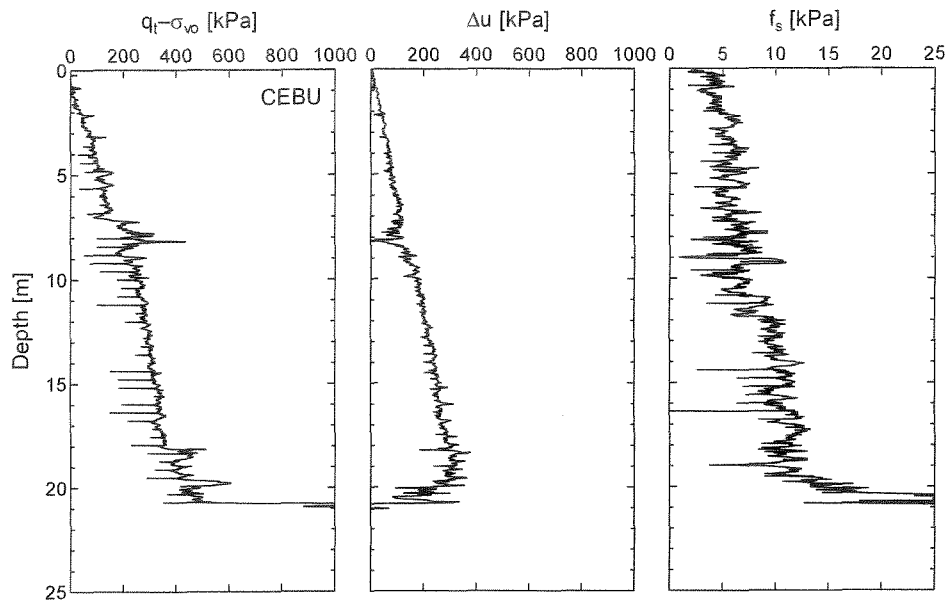
BANGKOK



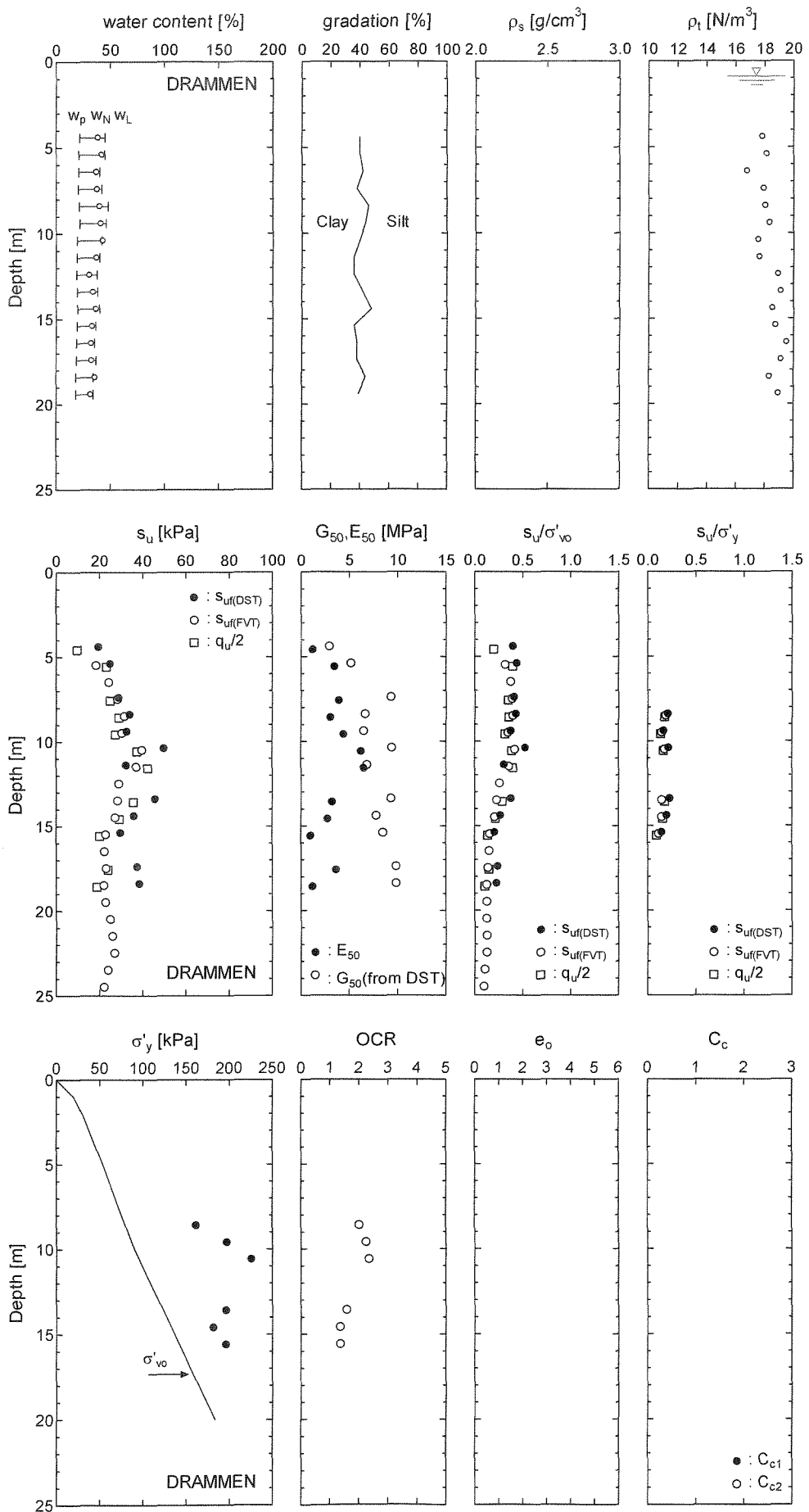


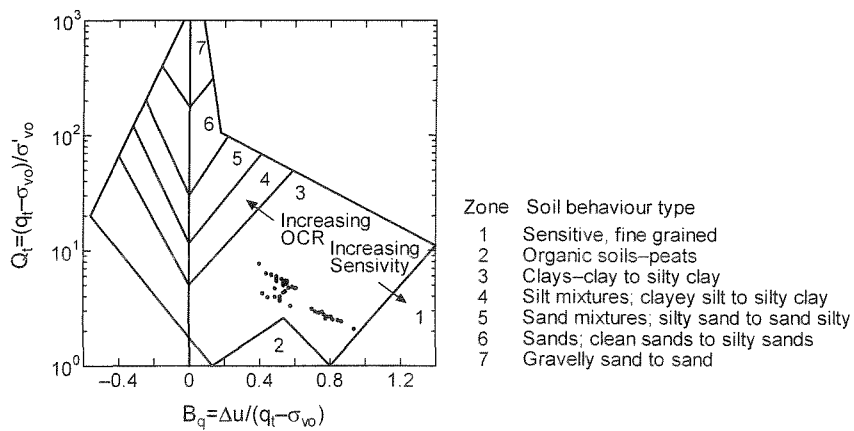
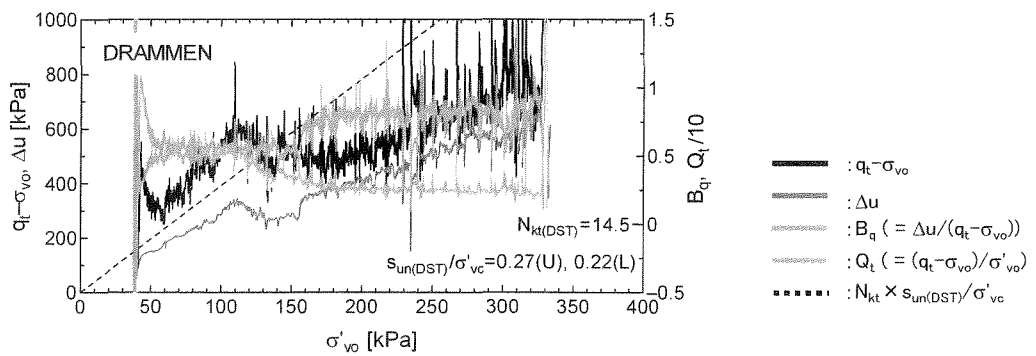
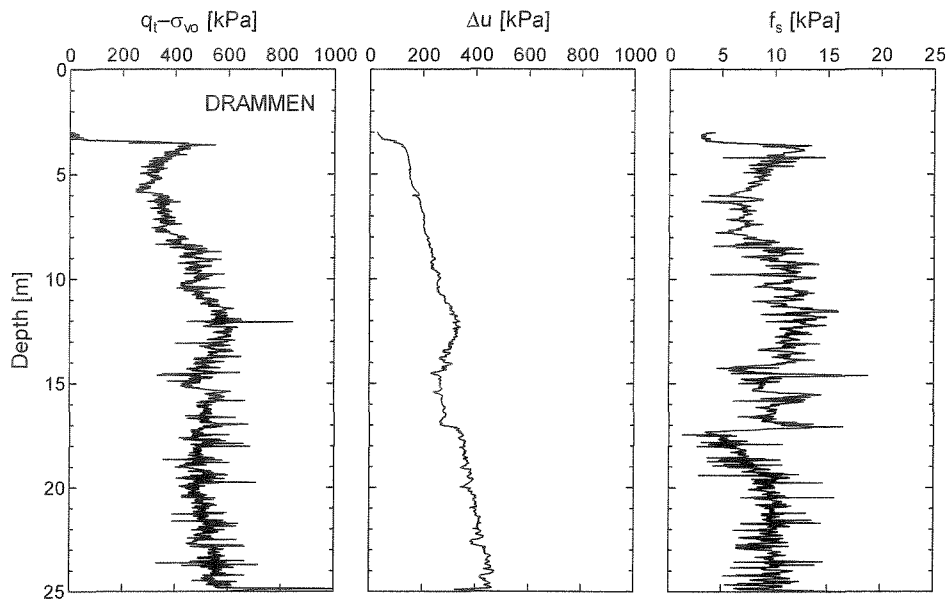
CEBU



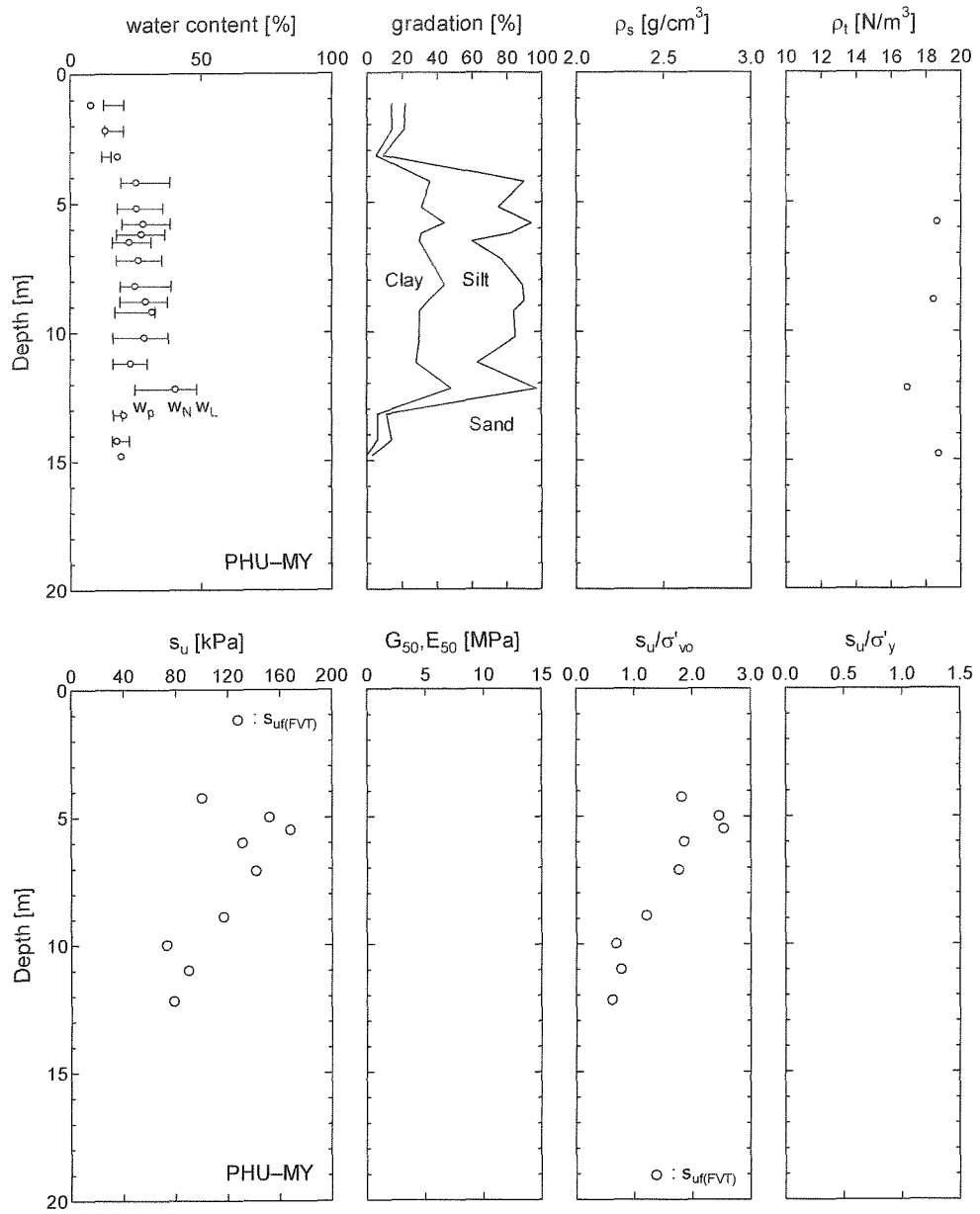


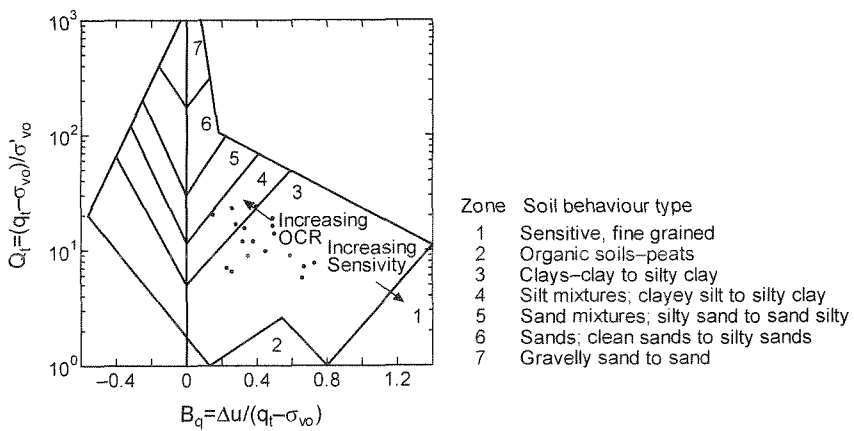
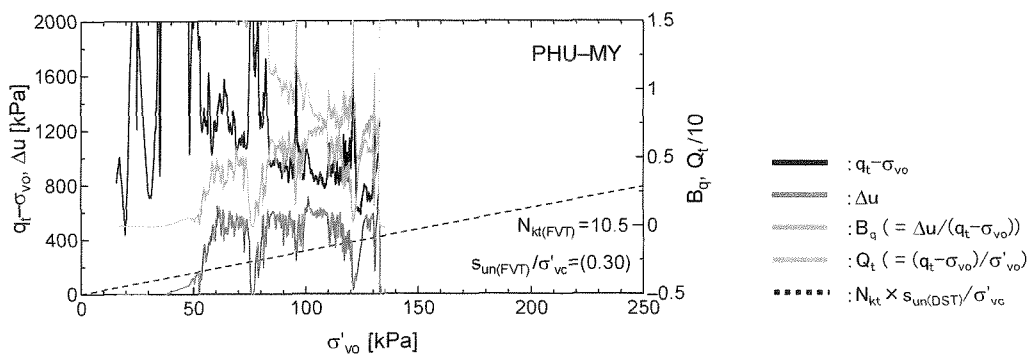
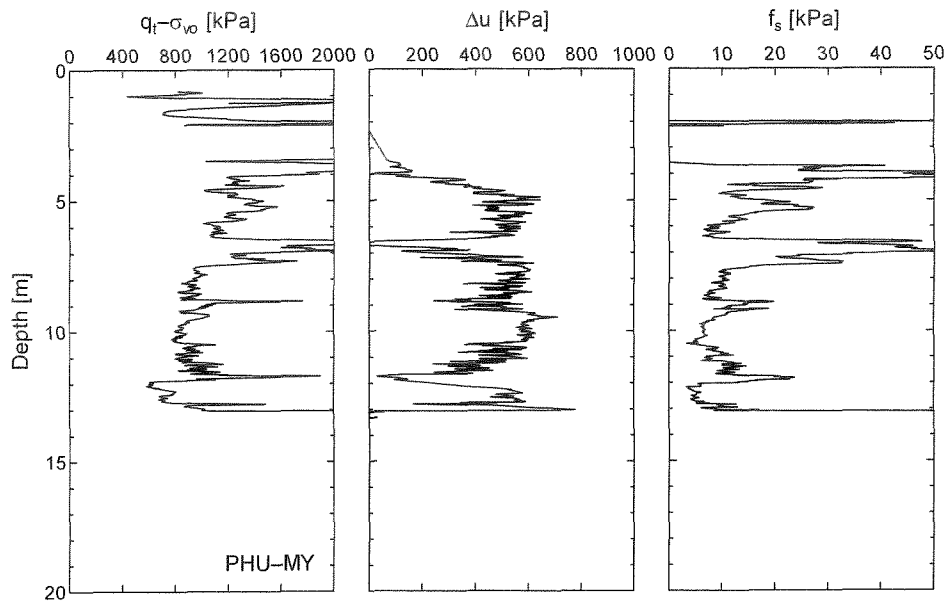
DRAMMEN



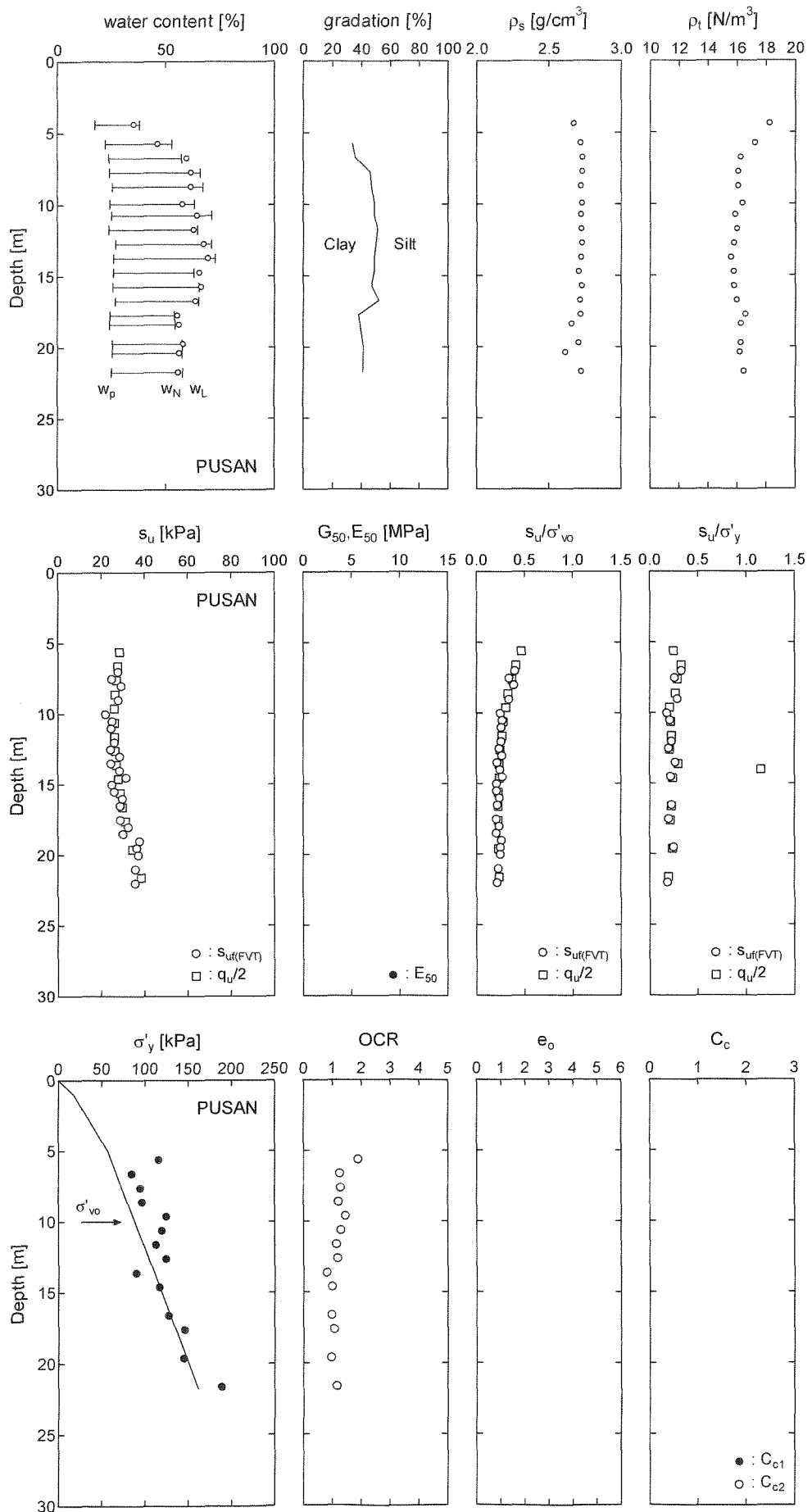


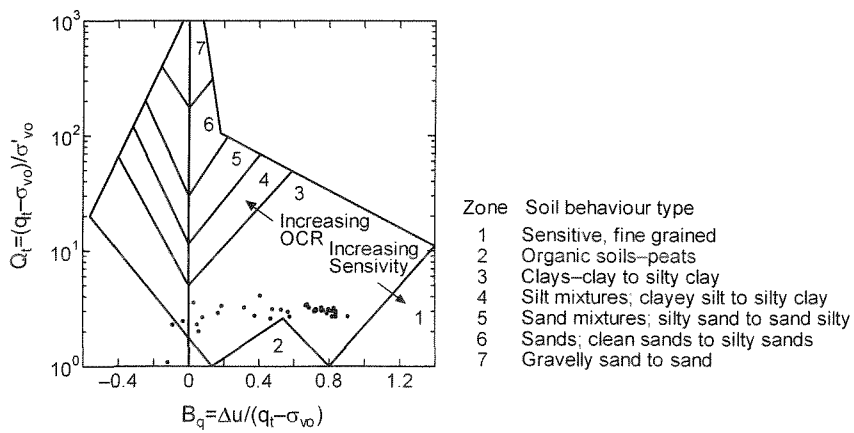
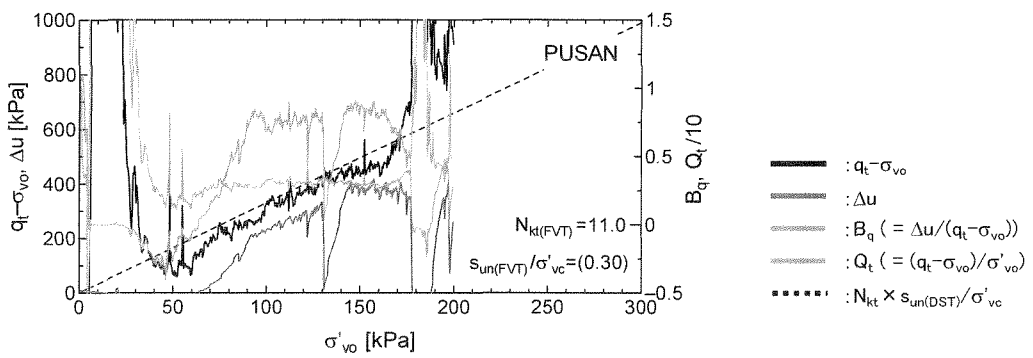
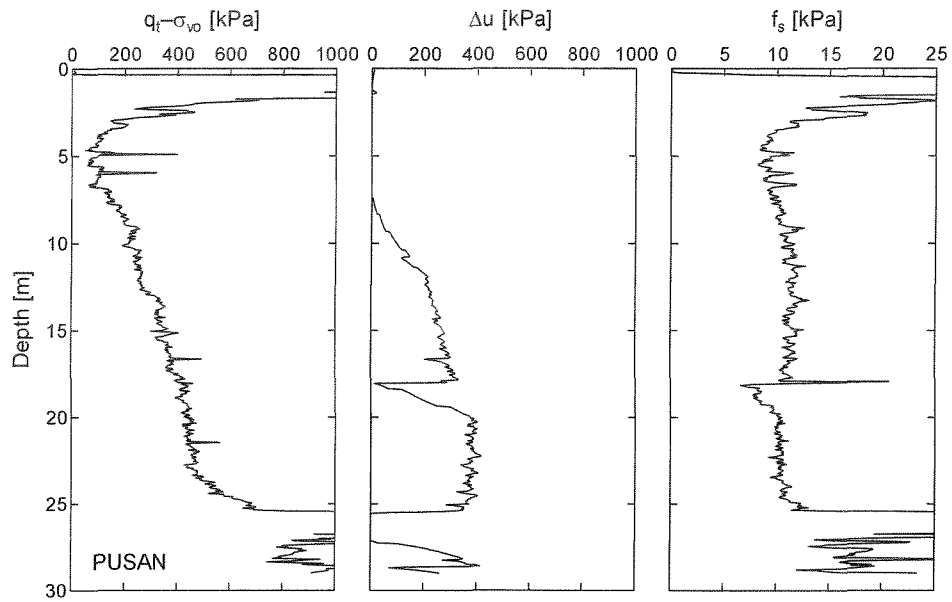
PHU-MY



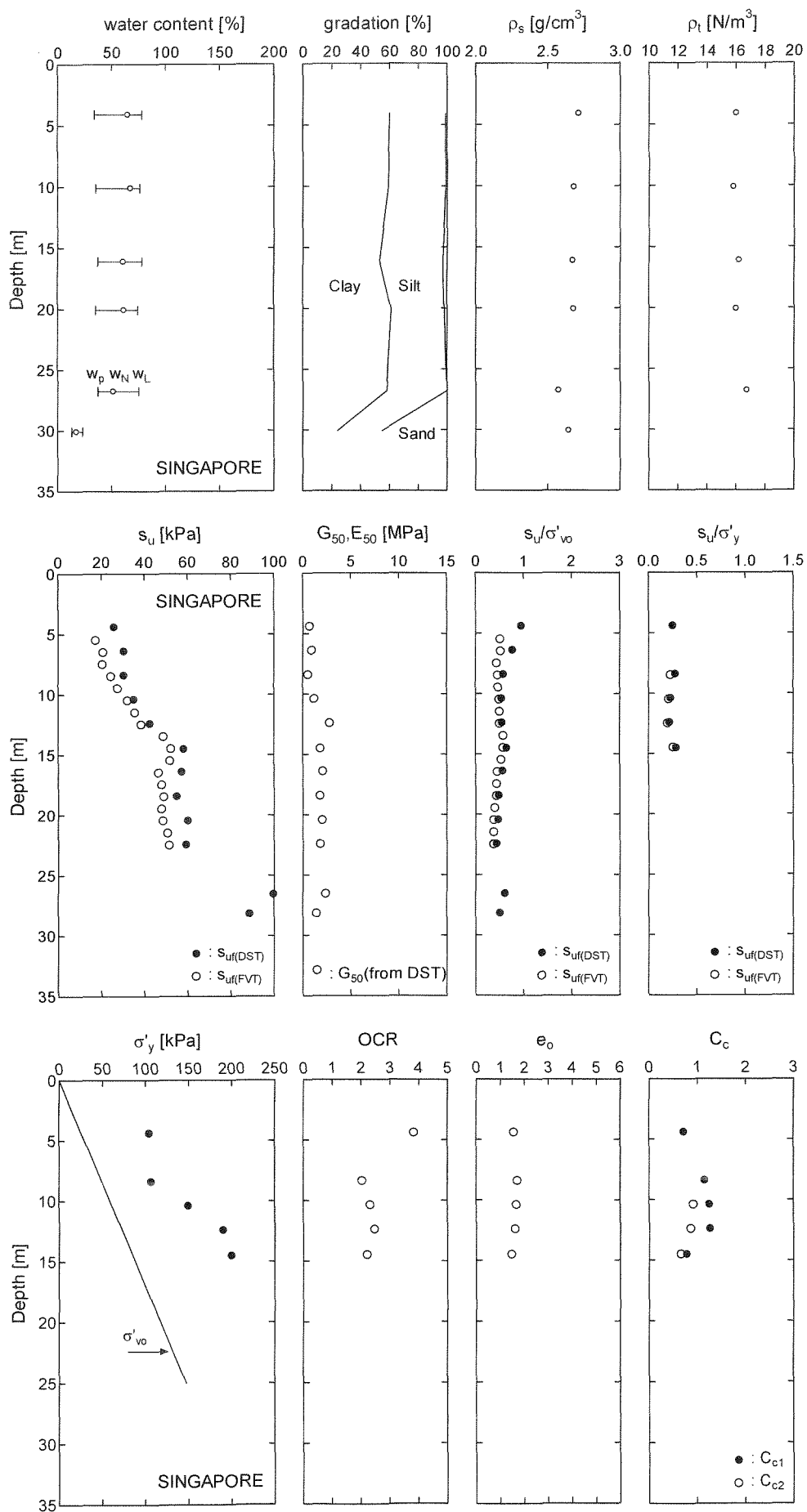


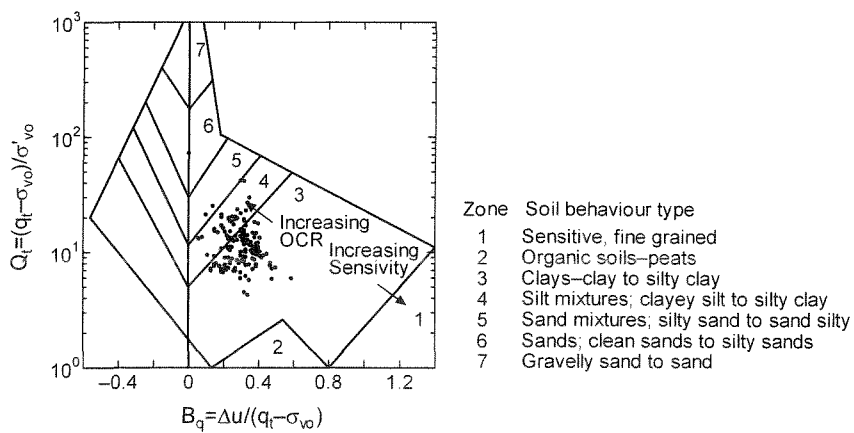
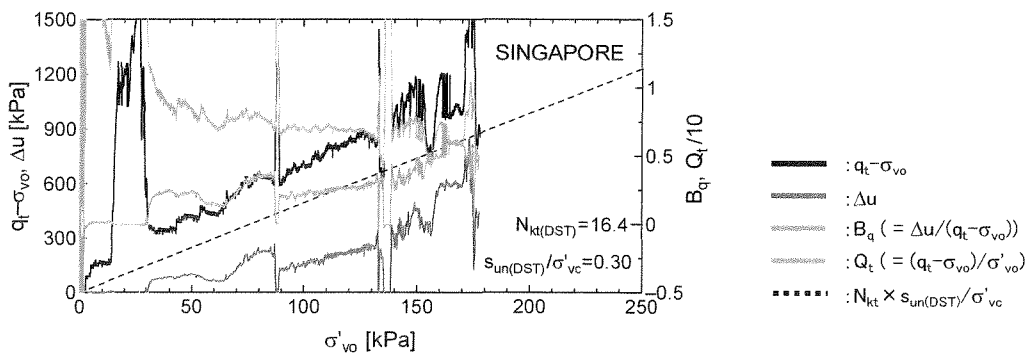
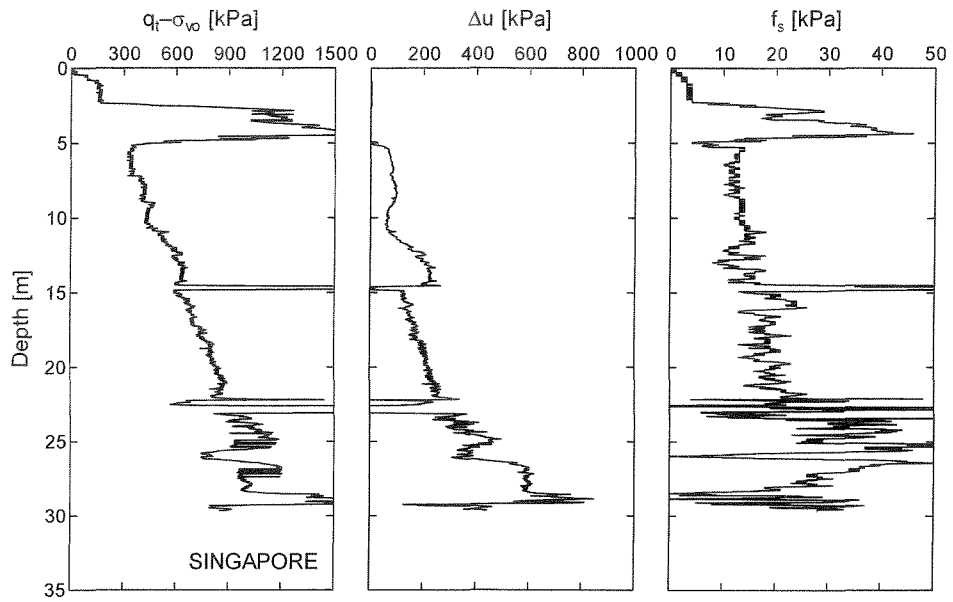
PUSAN





SINGAPORE





SURABAYA

