

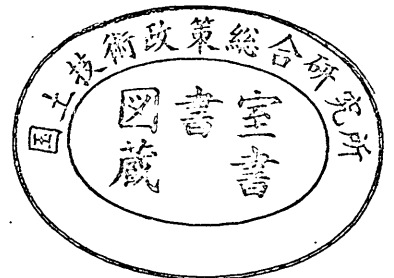
運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 31 NO. 4 DEC 1992

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I)

第31巻 第4号 (Vol. 31, No. 4) 1992年12月 (Dec. 1992)

目 次 (CONTENTS)

1. 越波時における防波堤上の人の転倒に関する研究
— 親水性港湾構造物に関する水工的研究 (第2報) —
..... 高橋重雄・遠藤仁彦・室 善一郎 3
(Experimental Study on People's Safety Against Overtopping
Waves on Breakwaters
— A study on Amenity-oriented Port Structures (2nd Rept.) —
..... Shigeo TAKAHASHI, Kimihiko ENDOH, and Zen-ichiro MURO)
2. 繰返し水平荷重下で大変形する砂地盤中の杭の挙動
..... 菊池喜昭・高橋邦夫・鈴木 操 33
(Lateral Resistance of Single Piles under Large Repeated Loads
..... Yoshiaki KIKUCHI, Kunio TAKAHASHI, and Misao SUZUKI)
3. 我が国の正規圧密された海成粘性土の静的コーン貫入試験から得られる特性
..... 田中洋行・榊原基生・後藤健二・鈴木耕司・深沢 健 61
(Properties of Japanese Normally Consolidated Marine Clays
Obtained from Static Piezocone Penetration Test.
..... Hiroyuki TANAKA, Motoo SAKAKIBARA, Kenji GOTO, Kouji SUZUKI
and Takeshi FUKAZAWA.)

3. 我が国の正規圧密された海成粘性土の 静的コーン貫入試験から得られる特性

田中 洋行*
榊原 基生**
後藤 健二***
鈴木 耕司****
深沢 健*****

要 旨

本報告は、静的コーン貫入試験と室内試験の結果の関係について述べたものである。海成粘性土が厚く堆積している7地点を選んで、コーン貫入試験を行った。調査地点は、いずれも過去に現在の土被り圧より大きな先行荷重を受けていない正規圧密地盤である。本研究によって得られた主要な結論は以下の通りである。

- 1) Levadoux と Baligh による圧密曲線を用いて、過剰間隙水圧の消散試験から地盤の圧密係数 c_v を計算した。計算された c_v は室内の圧密試験から得られた正規圧密領域における c_v の20から50倍大きい。
- 2) 貫入抵抗係数 N_{k1} は土の塑性指数によらず、8から16の値となった。
- 3) コーン貫入時の間隙水圧を表す係数 B_1 も塑性指数に対して一定であり、その値は0.6から0.8であった。

キーワード：サウンディング、現地調査、試験方法、沖積層、せん断強さ、圧密

* 土質部地盤調査研究室長
** 前土質部地盤調査研究室研究員（現第二港湾建設局東京空港工事事務所）
*** 土質部地盤調査研究室研究員
**** 東亜建設工業株式会社技術研究所

3. Properties of Japanese Normally Consolidated Marine Clays Obtained from Static Piezocone Penetration Test.

Hiroyuki TANAKA*
Motoo SAKAKIBARA**
Kenji GOTO***
Kouji SUZUKI****
Takeshi FUKAZAWA****

Synopsis

Static Piezocone Penetration (SPP) tests were carried out at seven Japanese coastal sites where thick alluvial clay is deposited. Comparing values obtained from the laboratory tests, cone factors such as N_{kt} and B_c are derived. The main conclusions are as follows :

- 1) Using Levadoux and Baligh's theoretical consolidation curve, coefficients of consolidation, C_v are calculated from the dissipation test of the excess pore pressure. The calculated C_v is 20 - 50 times as large as that in normally consolidated state from the laboratory tests.
- 2) The penetration resistance factor, N_{kt} is not dependent on plasticity index, I_p , and its range is between 8 and 16.
- 3) Characteristics of the pore pressure parameter during the penetration of SPP can be expressed by B_c factor, and its value is between 0.6 and 0.8.

Key Words : sounding, site investigation, test procedure, alluvial deposit, shear strength, consolidation.

* Chief of Geotechnical Survey Laboratory, Geotechnical Division.
** Former Member of Geotechnical Survey Laboratory, Geotechnical Division.
*** Member of Geotechnical Survey Laboratory, Geotechnical Division.
**** Technical Research Institute, Toa Corporation.

目 次

1. ま え が き	65
2. 調 査 地 点	65
3. コーン貫入試験の方法	71
3.1 コーン試験に関する基準	71
3.2 基本的な調査方法	73
3.3 機種の違いによる試験結果の差	75
4. 間隙水圧の消散試験	77
4.1 定常状態の間隙水圧の測定	77
4.2 圧密係数の推定	80
5. コーン貫入時の貫入抵抗と間隙水圧	81
5.1 各地点の試験結果	81
5.2 各測定値から求めらた諸係数	82
6. ま と め	91
参考文献	91

1. まえがき

室内試験を行わないで、原位置で地盤の定数を直接求めるサウンディングの試験方法が現在までに数多く提案されており、この中のいくつかの試験は実際の調査で用いられている。なかでも貫入中の地盤の貫入抵抗力、間隙水圧、周面摩擦力を同時に測定できる三成分コーンと呼ばれる静的貫入コーンが急速に用いられるようになっている¹⁾。

静的コーン貫入試験の代表的なものに、オランダで開発されたダッチコーンがある。ダッチコーンでは貫入抵抗を地表で測定していたために、地盤とロッドの間に働く摩擦力が問題となっていた。この摩擦の影響を少なくするために外管と内管からなる二重管のロッドが用いられた。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日本工業規格 (JIS) 化されている²⁾。このコーン貫入試験を更に発展させて、貫入抵抗と同時に周面摩擦を測定できる friction-Jacket-Cone が考案され、貫入抵抗と周面摩擦の値の組合せによって地盤を分類する方法が提案された。

このようなメカニカルな測定方法に代わって、先端コーンの貫入抵抗力を直接測定できる電気式コーンが開発され、同時にダッチコーンで測定されていた周面摩擦力も電氣的に測定できるようになった。さらに、コーン貫入時の間隙水圧も測定できるピエゾコーン (Piezo-cone) が開発され、コーン貫入抵抗、周面摩擦、間隙水圧の3つの値を測定できるコーンが主流となった。わが国では、いつしかこのタイプのコーンを三成分コーンと呼ぶようになった。しかし、最近ではこの3成分に加えて、地中温度、測定器の傾斜角、土の密度、振動、土圧などを測定するコーンが開発され、場合によっては六成分コーンと呼ばれるコーンが出現している。このような状況の中で、現在広く使われている三成分コーンの名称は、コーンの多機能化にともない意味をささなくなってきたり、また三成分コーンに相当する英語の用語もない。更に今回の報告では、解析の対象を貫入抵抗力と間隙水圧に限定したので、本報告では三成分コーンの用語を用いないで単にコーンと呼ぶことにする。

コーン貫入試験では、コーンの寸法・形状によってコーンの貫入抵抗力は変化する。また貫入時の間隙水圧もピックアップの位置や測定方法によってその値は著しく異なる。このため、静的コーンの試験器の規格や試験方法を統一しようとする動きが国際土質工学会にあり、その経緯は文献3), 4)等に詳しく述べられている。しかし、この段階で多くの種類のコーンが実際の調査にすでに使

われていたため、International reference test procedure (国際標準試験方法、以下 IRT と呼ぶ) の名前で標準的な試験方法を定めている。我が国で現在用いられているコーン貫入試験は、一部を除いて IRT で定められている①断面積が10cm²、②コーンの先端角度が60°、③間隙水圧の測定位置はコーンの背後、と基本的な3条件を満足しているが、詳細な点については調査会社によってかなり異なっている。このような試験器の違いや、貫入速度等の試験方法の違いが測定結果にどう影響を与えるかを十分に検討しないままに、様々な種類のコーンが実際の調査に用いられているのが現状である。

地盤の設計に必要な地盤の強度や圧密の諸定数はコーン貫入試験から直接求めることはできない。これまでに、理論的あるいは実験的にコーン貫入試験から求められた値と室内試験から得られた値とを関連づける試みが多くなされてきた。しかし、土は地域性の強い材料であり、ある地域で得られた、あるいは実証された関係をそのまま他の地域に無批判に適用すると、とんでもない結果をもたらすことがある⁵⁾。

本報告では筆者らが実際に行ったコーン貫入試験の結果について述べる。調査を行った地点は全部で7ヶ所であり、過去に大きな先行荷重を受けていない正規圧密の沖積粘性土地盤である。これらの地点で、コーンの機種の違いによる測定値の差異、コーン貫入の中断時の間隙水圧の消散速度と室内試験から求められた圧密係数との関係、またコーン貫入試験から得られた値とせん断強度との関係を明らかにした。なお本報告の内容の一部はすでに文献6), 7)に報告されている。

2. 調査地点

本報告で取り上げる調査地点は、図-1に示す7地点であり、いずれも沖積粘性土が厚く堆積している。以下に、各調査地点の土質試験結果を示す。

(1) 久里浜 (港研テストフィールド)

この調査地点は、港湾技術研究所の土質調査のための野外実験場である。地表から貝殻を多量に含む粘性土が約30m程度堆積している。室内試験の結果と現場ベーンせん断試験結果を図-2に示す。液性限界 w_L 、自然含水比 w_n とも深度とともに減少している。一軸圧縮試験から求めた非排水せん断強度 $s_u(w)$ を△で、現場ベーンせん断強度 (以下ベーン強度とする) $s_v(w)$ を▲で示す。両者の強度はほぼ同じで、深度に対して増加している。標準圧密試験 (段階荷重載荷: IL) から求められた圧密降伏応力 p_c を○で示すが、有効土被り圧 σ'_v よ

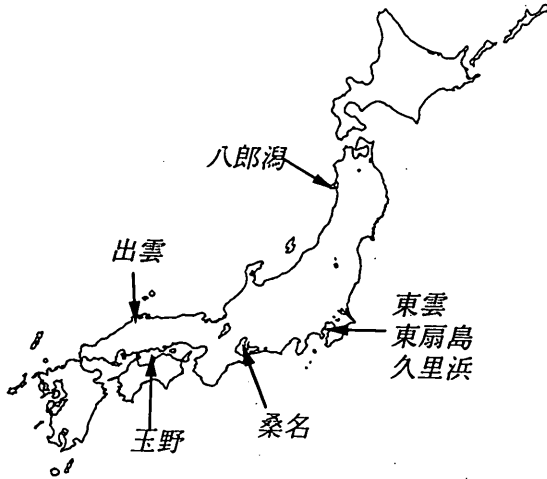


図-1 調査地点

りわずかに大きな値を示している。

(2) 八郎潟

八郎潟は琵琶湖に続くわが国第二の湖であったのが、1960年代に干拓され現在では国内有数の米どころとなっている。調査を行った地点は昔の湖のほぼ中心に位置しており、粘性土が最も厚く堆積している場所である。図-3に土質試験結果を示すが、-26m付近で物理特性が急変している。地表面付近の w_L は200から250%とわが国の粘性土としては、非常に高い値を示している。 w_L は w_n とともに深度に対して急速に減少していき、-26mになると100%を割っている。しかし、この深度を越えると w_L は深度ともに増加するが、-34mをすぎるとほぼ一定となっている。詳細な地質学的な考察は行っていないが、-26mを境にして堆積環境が大きく変化したと思われる。すなわち、男鹿半島の砂嘴の発達によって、ある時点を境にして八郎潟は海水から気水となったと想像され、このため図に示すように物理特性が-26m付近で急変しているものと思われる。図は省略するが土粒子の密度も上部は2.4から2.5g/cm³と普通の土と比べてかなり小さい。強熱減量試験あるいは有機物含有量試験の結果から、この地点の上層部にはかなりの量の有機物が含まれていると判断されるが、植物の繊維は認められず有機物は完全に分解している。

この地点では、定率ひずみ圧密試験（連続荷重載荷：CL）をひずみ速度 $\dot{\epsilon} = 0.02\%/min$ の条件下で行った。この試験から得られた p_c を●で示す。図から、 p_c は σ'_{vo}

にかなり近い値となっているが、これについては後で詳しい考察を行う。

(3) 出雲

この調査地点は出雲空港の近くの水田であり、稲刈りが終了した10月に実験を実施した。近くに斐伊川が流れているが、この川は暴れ川であり過去に何回となくその河筋を変えた。昔の斐伊川は、直接日本海に注いでいたのが、江戸時代の初期（1600年代）の大洪水の時に宍道湖に注ぐようになり現在に至っている。その間にも斐伊川はその河筋を何回となく変えている。調査地点には、この斐伊川によって運ばれた砂が、地表面から8mまで堆積している（図-4）。この砂層より下に沖積粘性土が-35mまで厚く堆積している。調査はこの粘性土を対象として行った。 w_L は大きい所で140%とわが国の海成粘性土としては大きい。この地点では標準圧密試験と定率ひずみ圧密試験を行っている。定率ひずみ試験の p_c （●で表示）は、標準試験の p_c （○で表示）より大きな値が得られるとされており、今回の試験結果でもこれと同じ傾向を示している。しかし、大きな値を出すとされている定率ひずみ試験の p_c も、かなりの深度にわたって有効土被り圧 σ'_{vo} よりも小さい。このため、この地盤は未圧密地盤と判断されることになるが、これについては八郎潟と同様後で詳しく考察する。

(4) 桑名

この調査地点は長良川河口近くの休耕地であり、出雲と同様に長良川によって運ばれた砂が地表から10mほど堆積している。調査対象となった粘土層は、この砂層の下にあり、-30mまで堆積している（図-5）。上層の土は砂分が多いため、 w_L 、 w_p とも小さいが、深度とともに増加している。 p_c は出雲とは異なり、 σ'_{vo} より大きい。

(5) 東扇島

東扇島は川崎港に位置しており、大規模な埋立工業基地として有名な日本鋼管の扇島製鉄所が近くにある。今回行った調査のうち、この場所だけが海上に位置している。調査地点は、護岸から50m離れた箇所、水深は13mであり、調査は高さ20mの鋼製やぐらを設置しておこなった。海底面から5mまでの砂層は、現在の護岸を作るために海底面から粘土地盤であった原地盤を、置換工法によって人工的に砂に置き換えたものである。図-6に示す定率ひずみ圧密試験から得られた p_c は σ'_{vo} より大きい、置き換え砂による圧密は完全に終了していると考えられる。図のせん断強度を示す点で(15)の記号を記しているのは、一軸圧縮試験で破壊ひずみが15%以上となった試料である。(15)の点は他の点と比

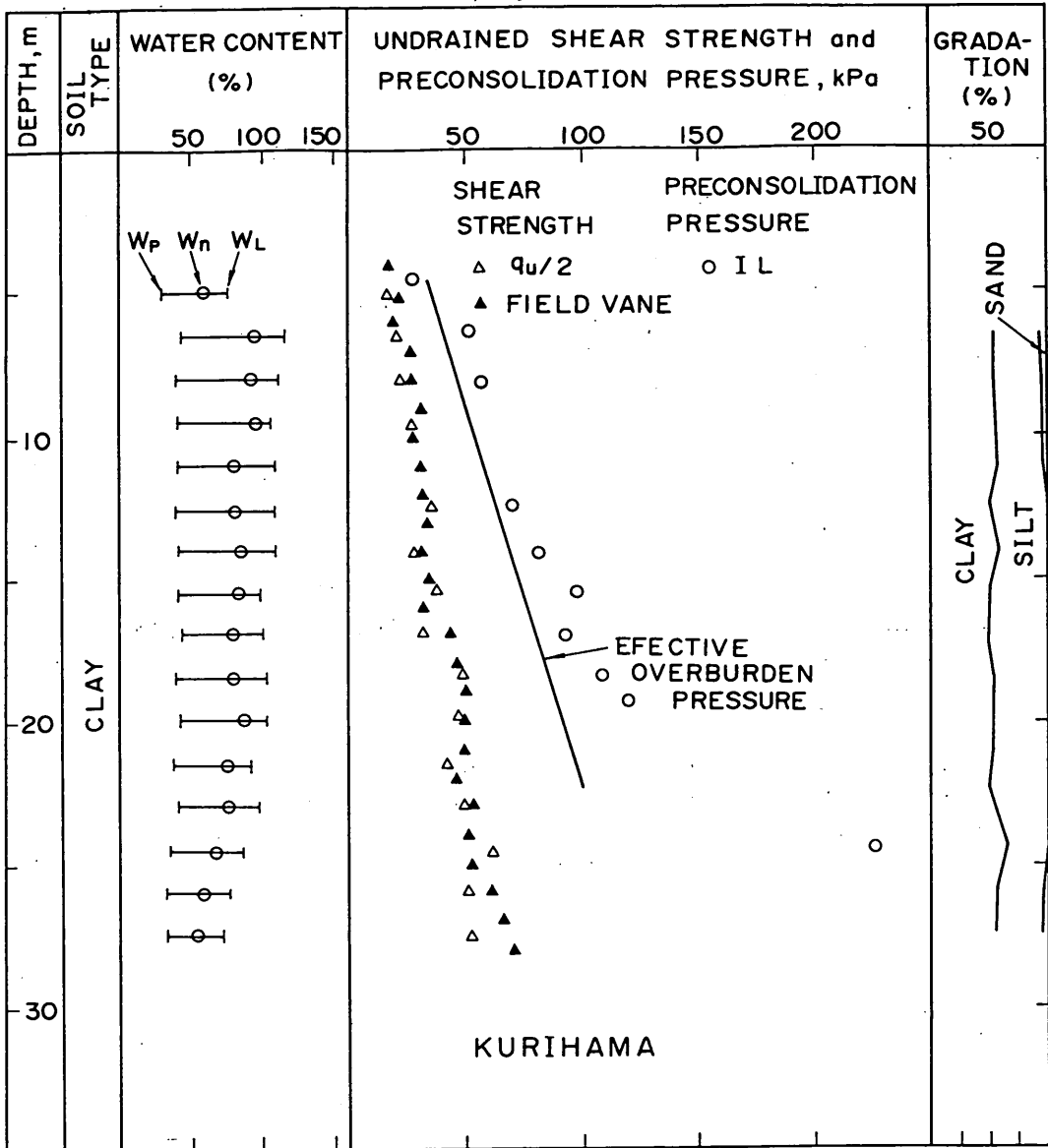


図 - 2 土質試験結果 (久里浜)

べて強度が小さいが、何らかの原因で試料が乱れていたものと考えられる。

(6) 東雲

東雲は東京都に位置しており、昭和40年代に埋め立てられた所である。旧海底面は地表面から-10から-12 mと考えられ、その下に有楽町層と呼ばれている粘性土が堆積している (図-7)。全体に砂分を多く含んで

いるため、今回行った調査地点の中では塑性指数 I_p が比較的小さい。また、この地点は今回の調査地点のなかで唯一埋立によって土被り圧が顕著に変化した所である。しかし、圧密試験から得られた p_c は σ'_v より大きいことから、埋立による圧密は終了していると考えられる。

(7) 玉野

この調査地点は岡山県の瀬戸内海に面した所であり、

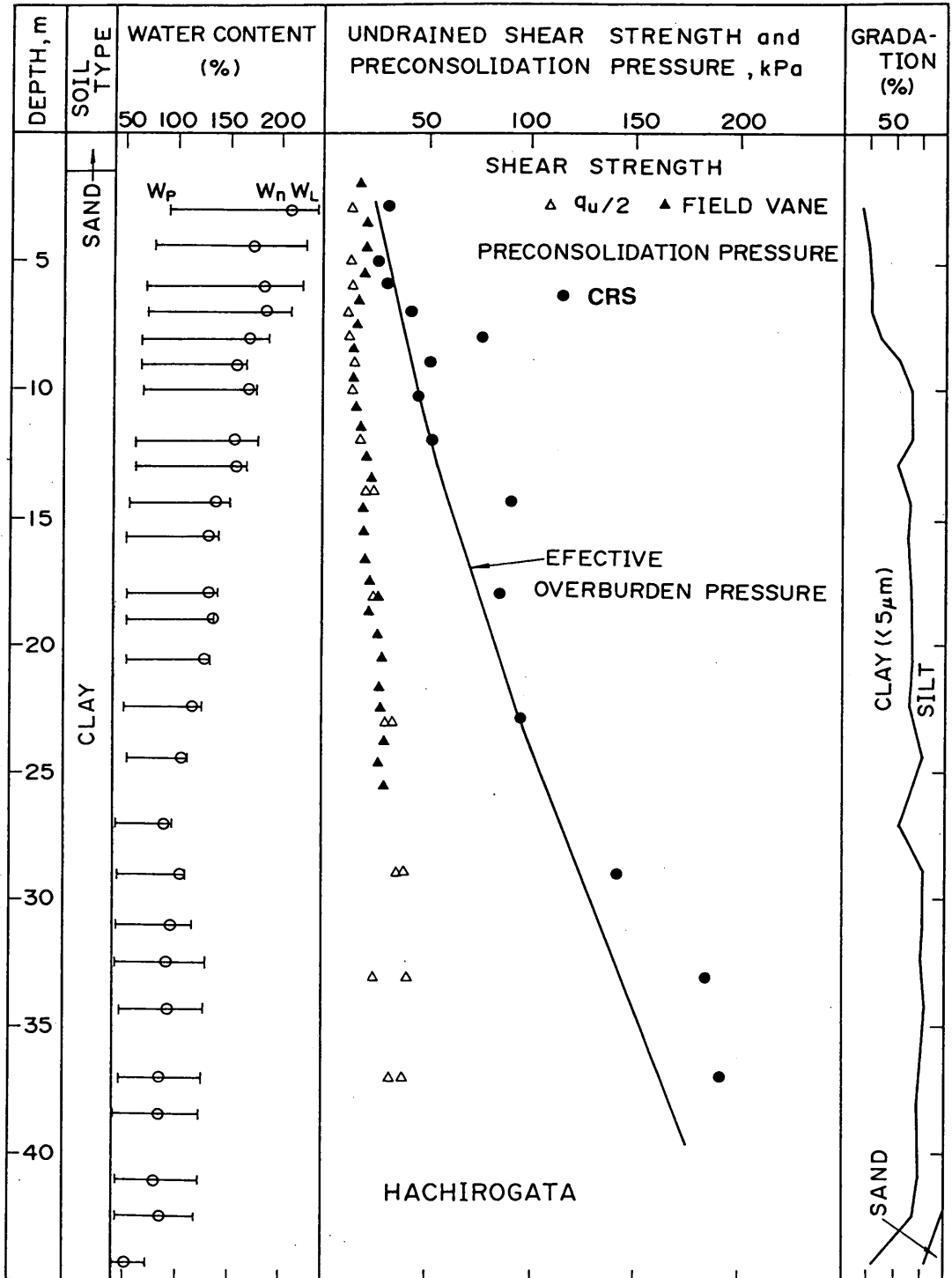


図 - 3 土質試験結果 (八郎潟)

我が国の正規圧密された海成粘性土の静的コーン貫入試験から得られる特性

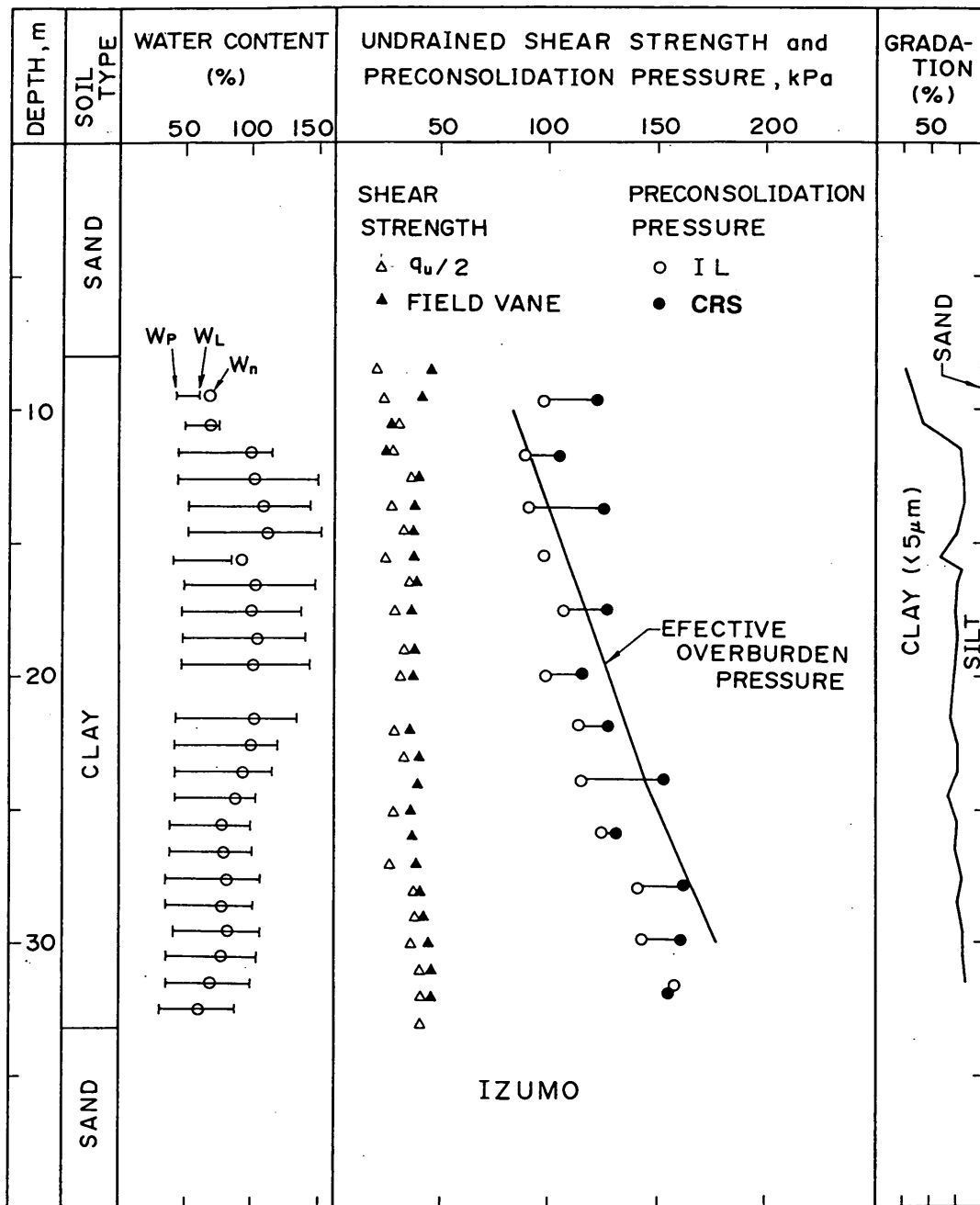


図 - 4 土質試験結果 (出雲)

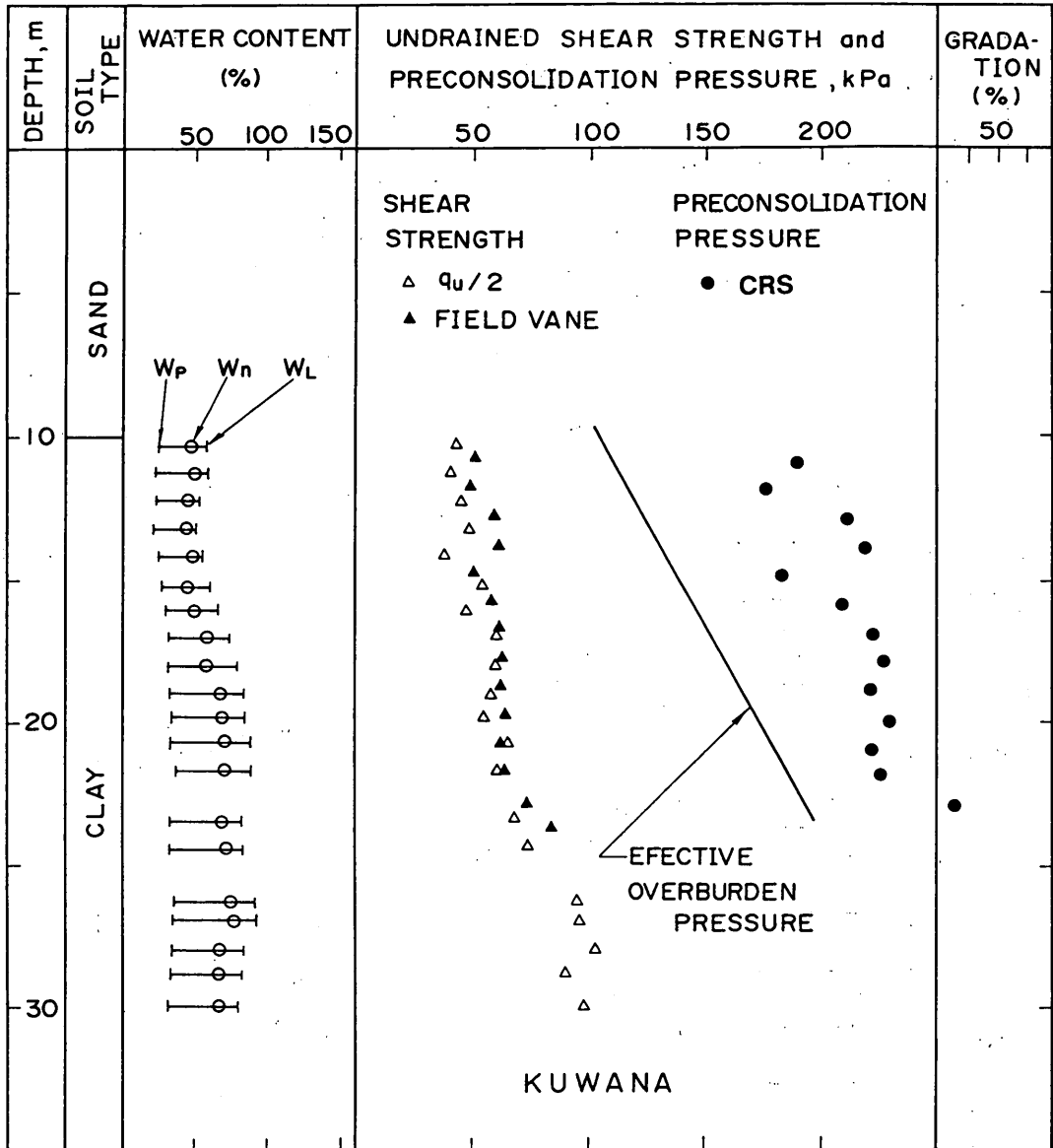


図 - 5 土質試験結果 (桑名)

かつては塩田地であった所である。厚さ 2 m 程度の地表土の下には、粘性土が 13m 程度堆積している。粘性土の下は、薄い砂層をはさんで洪積性と思われる硬質粘性土が確認されている。

今回行った調査の対象となった土層の共通的特徴は、①海底で堆積した沖積粘性土であること、②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、すなわ

ちメカニカルな過圧密の作用を受けていないこと、③東雲、東扇島を除いて人工的な盛土は行っていないので、この 2 地点を除いて σ'_v は現在に至るまで少なくとも数 100 年間は一定であったことである。

図-9 に全調査地点の塑性図を示す。塑性指数 I_p と w_L の関係は、わが国の海成粘性土に共通して認められるように、ほぼ A 線に分布している。 w_L は八郎潟を除

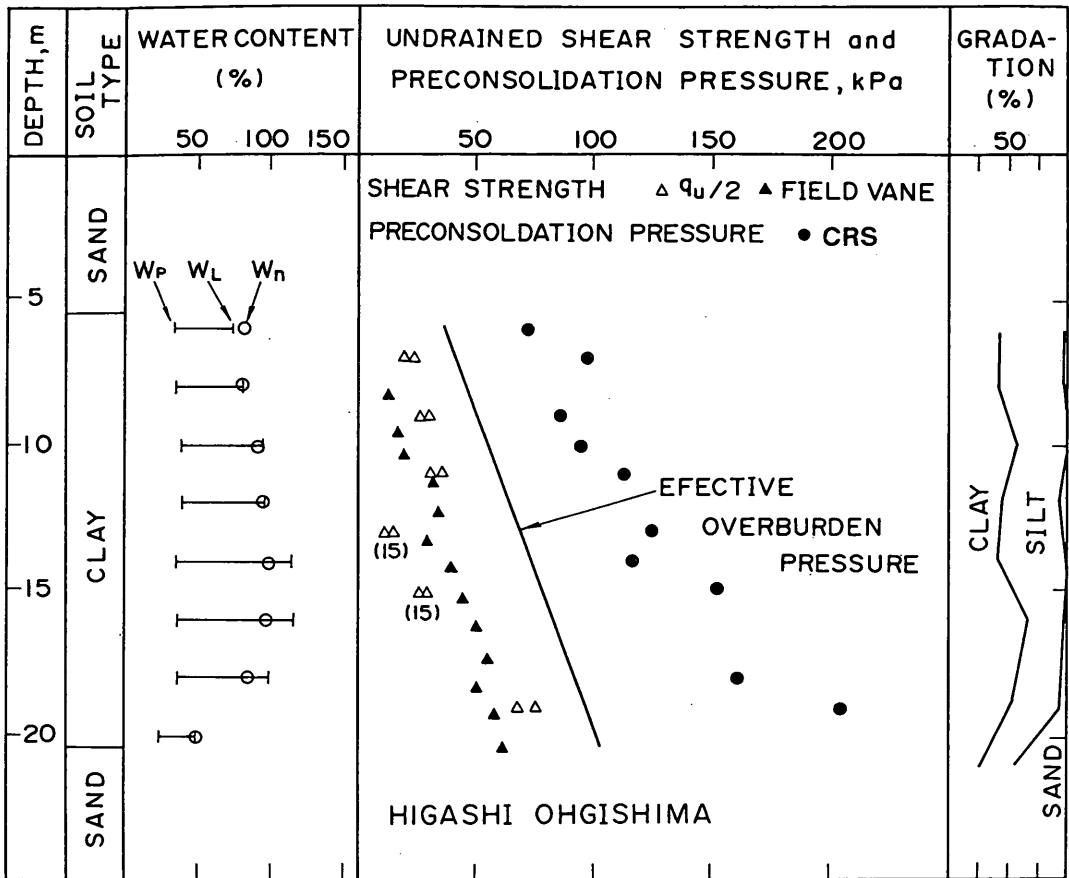


図 - 6 土質試験結果 (東扇島)

けば50%から150%に分布しており、今回の調査対象となった土質は物理特性についてみると、わが国の海成粘性土を網羅しているといえる。

3. コーン貫入試験の方法

3.1 コーン試験に関する基準

コーン貫入試験はコーンを地中に貫入するときの貫入抵抗、周面摩擦、間隙水圧を測定して、これらの値から地盤の地層構成やその特性を推測するものである。従って、コーンの形状・寸法や試験方法が同じでないと、試験の意味をなさない。しかしながら、この種の試験は最初に規格があって、あとから試験器が開発されたわけではなく、土質試験機メーカーや土質コンサルタントが試験器を独自に開発・製作したため、現在用いられているコーン貫入試験の試験器や試験方法は千差万別である。このため、国際土質工学会においても、コーンに関する

基準を設けようとする動きが生じた。しかし、新しく基準を制定することは、実際に使われている試験方法でも基準から離れていると、その方法を否定することになる。このため、1988年にアメリカ合衆国のフロリダで行われた Penetration Testing に関する会議では、International referencetest procedure (IRT) という名称で“標準的な試験方法”を決めた⁴⁾。これは、自分の機関の所有するコーンが IRT と比べて、どんな特性を有しているかを把握するための試験方法である。すなわち、同一地盤において自社のコーンと IRT の基準に即しているコーン貫入試験を行い、IRT に対して自社のコーンの補正係数を求めておくという考え方である。以下に、ピエゾコーンに関する IRT で定める主要な基準を列挙する。

コーン先端に関して (図-10 参照)

- ① コーンの外径 d 。

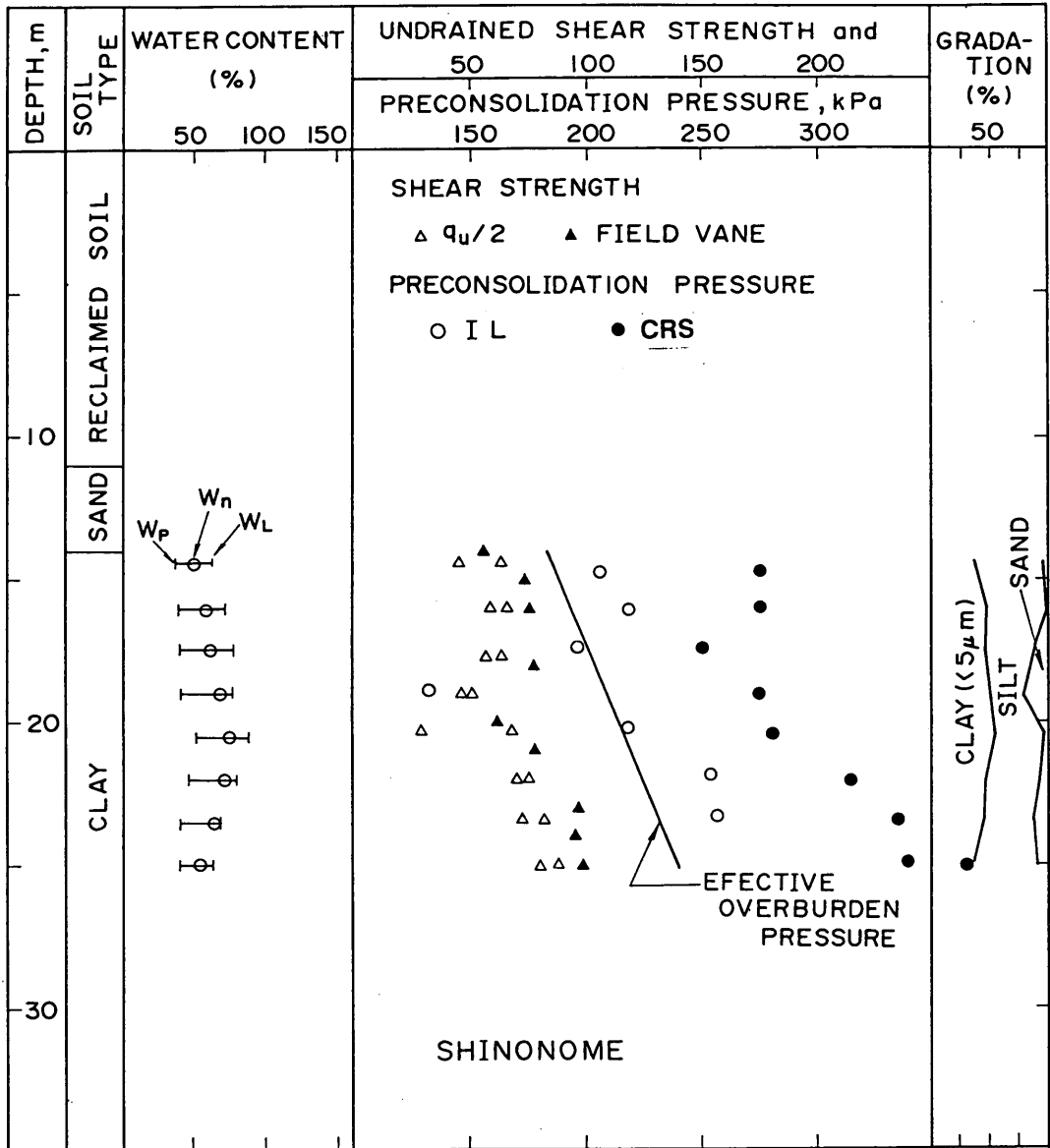


図 - 7 土質試験結果 (東雲)

- ① 貫入速度
 - ② 円錐部の高さ h_c
 - ③ 間隙水圧を測定するフィルターの位置 h_f
- 試験方法に関して

- ② 測定間隔
- 貫入量が0.2m以下
- わが国の土質工学会においても、コーン貫入試験に関する基準を作ろうとする動きがあり、土質工学会で行なった調査によれば、1992年5月現在でわが国で使用されているコーンの仕様は表-1に示すとおりである。コーン

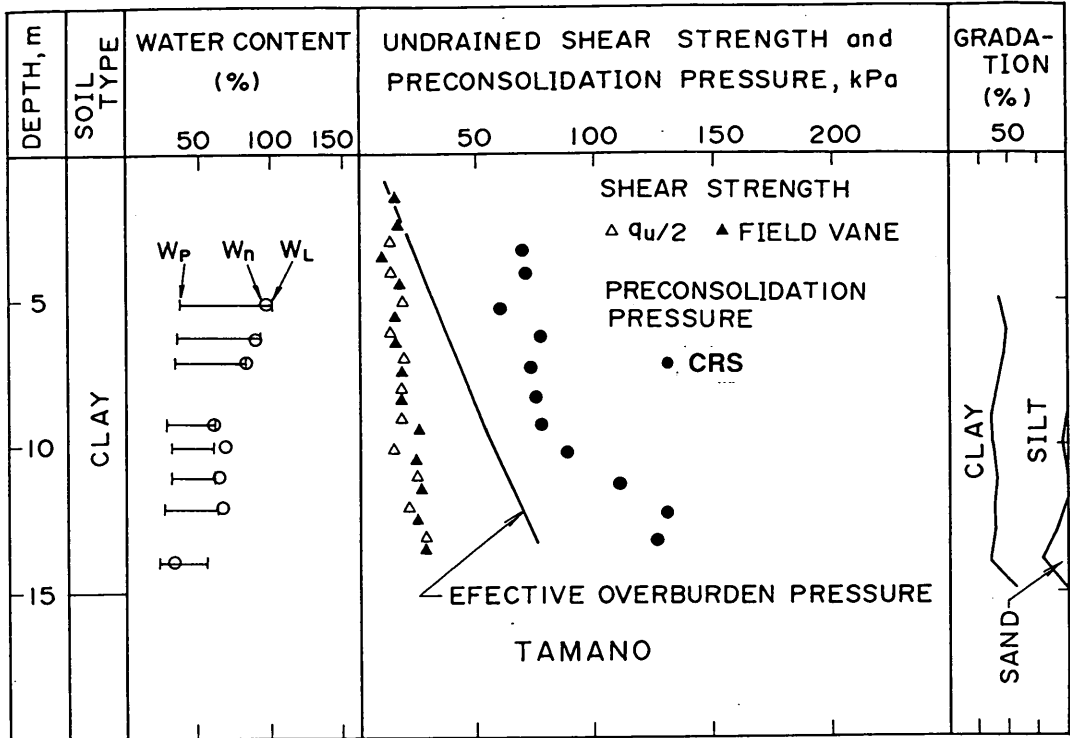


図-8 土質試験結果(玉野)

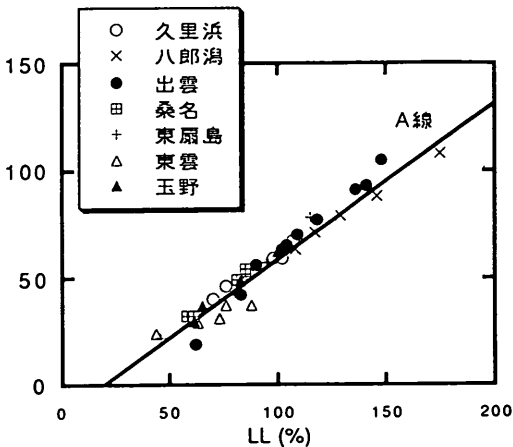


図-9 調査地点の塑性図

の直径や角度は、1つを除いてIRTと同じである。また、間隙水圧の測定はいずれもコーンの背後で行っている。しかしながら、表に示すようにフィルターの材質、大きさ、位置は微妙に異なっている。今回の比較実験で

用いたコーンの仕様を表-2に示す。表-2に示すコーンは、いずれも表-1に示すコーンのどれかに該当するが、仕様がわずかに異なっているものもある。これは、今回報告する比較実験は1989年に実施したが、同じ調査会社が使用しているコーンでも、わずか3年の間にコーンの仕様を変更しているためである。

3.2 基本的な調査方法

異なった機種のコーンを用いた試験を実施するにあたり、以下に述べる条件下で貫入試験を実施した。貫入時の間隙水圧を精度良く測定するためには、フィルターを完全に液体で飽和させておくことが重要である。今回の実験では、フィルターの飽和方法は材質によって変えた。すなわち、材質がセラミックの場合には、2~3時間水で煮沸し、またポーラスメタルの場合は真空ポンプを用いて1日間脱気を行った。フィルターの間隙を脱気水の代わりに粘性の高いグリセリンで満たした方が飽和を保ち安いとの報告⁹⁾も見受けられるが、今回の実験では全て水による飽和を行っている。フィルターのコーンへのセットは水中で行い、極薄のゴムスリーブでフィルター部を覆った後、貫入装置にセットし、この状態で地中に

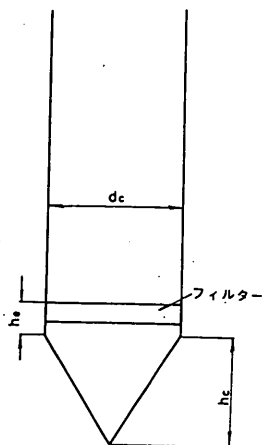


図-10 コーンの形状と寸法

コーンを貫入させた。貫入のためのロッドは JIS A1220-1976 で定められている長さ 1m のダッチコーン用を用いた。また、貫入は油圧シリンダーによって行い、貫入速度は 1m/min とした。

今回用いたロッドの長さは 1m であるので、ロッドの継ぎ足しや貫入装置のストロークの盛り替えのために、

1m ごとにコーンの貫入が約 2 分間程度中断した。この間にリラクゼーションや間隙水圧の消散のためにコーンの測定値は減少する。この減少の様子を模式的に図-11 に示した。図からコーンの貫入が再開されると直ちに測定値は中断前の値となるわけではなく、中断前の値に復帰するためには、ある程度の貫入量が必要となる。特に間隙水圧 u が中断の影響を強く受けるようである。従って、測定されたデータをそのまま用いると、貫入の中断した深さに u の小さな層が存在することになり、場合によっては透水性の良い層が存在すると判断することになる。 u が中断前の値と同じとなる貫入量は今回実験の対象となった機種によって多少異なり、A タイプでは 7cm、B、C タイプでは 10cm 程度であった。このため、以下に示す調査結果は、貫入を再開した 10cm のデータを削除して整理した。

貫入時の間隙水圧を測定することができるピエゾコーンは、図-12 に示すように、コーンの外径と貫入抵抗力を測定する部分の直径が異なる。このため、コーン先端に働く抵抗力を求めるためには、コーン背後の間隙水圧を差し引く必要がある。これは、一般に有効断面積による補正と呼ばれており、(1)式によって計算される。

表-1 現在我が国で使用されているコーン(1992年5月現在)

機 種		a	b	c	d	e	f	g
貫入抵抗 q_c	断面積 (cm ²)	10	10	10	10	10	15.2	10
	角度 (°)	60	60	60	60	60	60	60
	容量 (kgf-cm ²)	300	200	500	200	400	198	510
周面摩擦 f_s	表面積 (cm ²)	150	200	150	100	150	200	150
	厚さ (kgf/cm ²)	5	5	33	5	10	6	10.2
	計量タイプ*	A	B	B	A	A	A	A
間隙水圧 u	フィルターの材質	セラミック	ポラスメタル		セラミック	セラミック	ポラスメタル	ポラスポリプロピレン
	厚さ (mm)	6.5	12	5	10	5	5	5
	位置** (mm) h_s	8.5	31.1	10	10	7	7	9.8
	容量 (kgf/cm ²)	20	10	50	10	20	20	35.7
	脱気の方法	脱気水	超音波 グリセリン液		煮 沸		グリセリン液	真空 グリセリン液
有効面積比		0.619	0.75	0.75	0.72	0.7	0.7	0.8
貫入速度 (cm/sec)		1	1	2	1	2	1	2

我が国の正規圧密された海成粘性土の静的コーン貫入試験から得られる特性

表-1 比較実験で用いたコーンの規格

機種		A	B	C
貫入抵抗 q_t	断面積 (cm ²)	10	10	10
	角度 (°)	60	60	60
	容量 (kgf-cm ²)	300	200	300
周面摩擦 f_s	表面積 (cm ²)	150	100	150
	容量 (kgf/cm ²)	5	5	5
	計測タイプ*	A	B	A
間隙水圧抗 u	材質	セラミック	ポーラスメタル	セラミック
	厚さ (mm)	3.5	10	6.5
	位置** (mm)	6	14	20
	容量 (kgf-cm ²)	20	10	20
有効面積比		0.647	0.683	0.616

$$q_t = q_c + (1 - \alpha) u \quad (1)$$

ここに、 q_t : コーン先端に働く貫入抵抗応力 (図-12)
(真の貫入抵抗応力)

q_c : 測定された力をコーンの断面積で除した値 (みかけの貫入抵抗応力)

α : 有効断面積比 (D_m^2/D_o^2)

u : 間隙水圧

今回用いたコーンの仕様を表-2に示すが、機種によって α が異なるのがわかる。従って、異なった有効断面積比のコーンを用いて同じ地盤で貫入試験を実施しても、 q_c で整理すると機種によって貫入抵抗が異なるとの結論を出すことになる。このため、以下に述べる貫入抵抗

応力は、 q_c ではなく(1)式で求められる q_t で整理することにする。

3.3 機種の違いによる試験結果の差

機種の違いによる比較試験は、久里浜、桑名、出雲の3地点で実施した。コーン貫入試験を実施した地点は各々75cmから1m程度離れている。なお、桑名については、上層の砂層をあらかじめボーリングで削孔してからコーン貫入試験を行った。

試験結果を図-13から-15に示す。 q_t の結果を見る

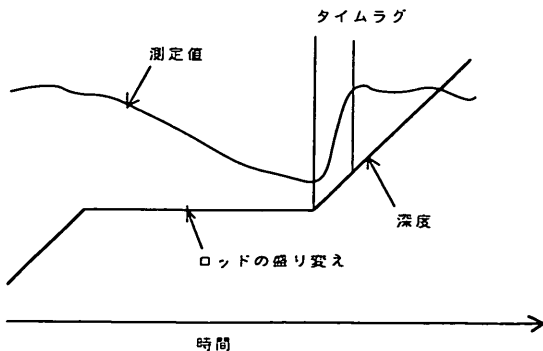


図-11 コーン貫入の中断の影響

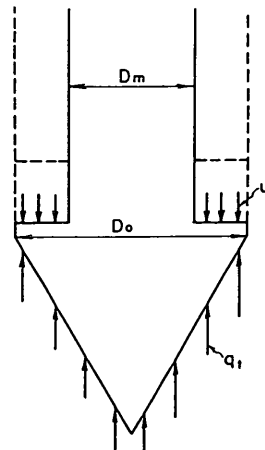


図-12 間げき水圧の影響

と機種の違いによる多少のばらつきがあるが、特定の機種が他の機種と比べて大きく異なることはないようである。出雲の試験結果をみると、Aタイプで測定された q_t がBタイプと比べてすべての深度に渡って一様に100kPaほど大きい、これはどちらかのタイプのコーンが何らかの原因で（例えば温度によるシフト）原点がずれたためと考えられる。一方、 u についてみると、機種によって明かな違いが認められた。すなわち、Aタイプが他の機種と比べて10~15%程度大きい u が得られた。この原因としては、表-2に示すように、Aタイプは間隙水圧を測定しているフィルターの位置が一番コーンの肩に近く、しかもその幅が小さいことが挙げられる。室内試験や現場実験から、コーン貫入時の間隙水圧はフィルターの位置によって著しく変化し、コーンの先端に近いほど大きな間隙水圧が発生するとされている。従って、今回の実験結果では、この影響を受けてAタイプの間隙水圧が一番大きく測定されたものと思われる。周面摩擦応力 f_s では、機種による差がさらに明瞭に認められ、C、B、Aタイプの順に f_s が小さくなるのがわかる。特にAタイプは他の機種と比べて著しく f_s が小さい。

このように、今回の実験によって f_s 、 u は機種による

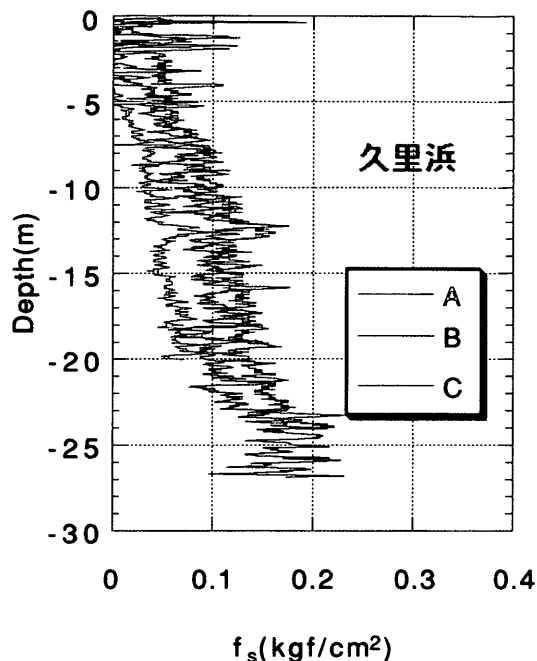


図-13 機種の違いによる測定値の差（久里浜）(b)

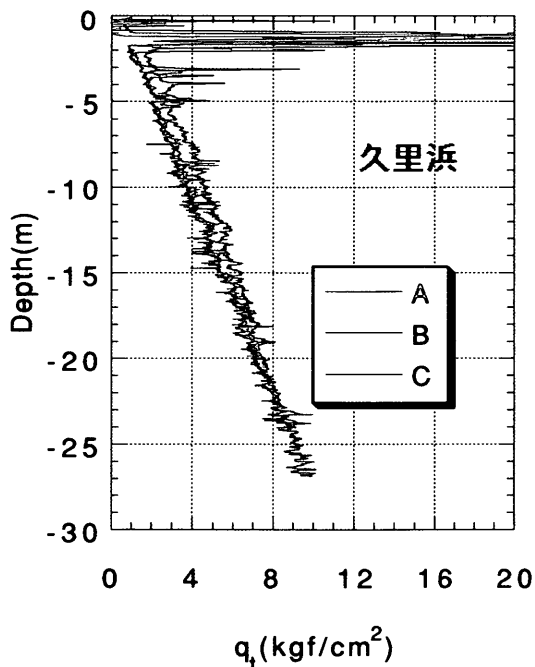


図-13 機種の違いによる測定値の差（久里浜）(a)

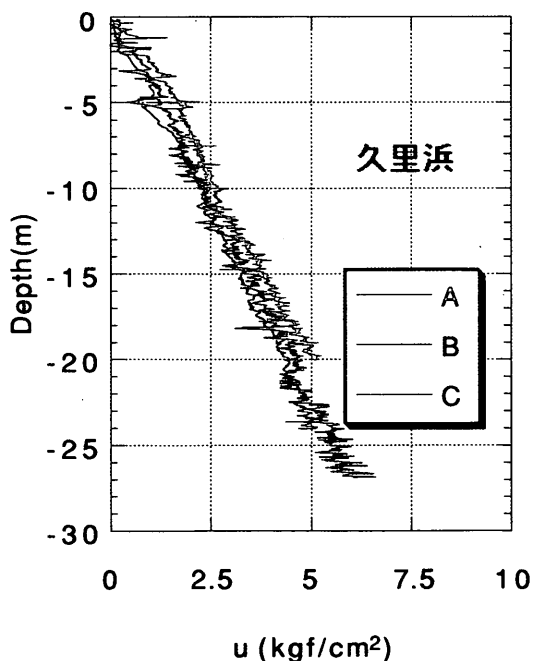


図-13 機種の違いによる測定値の差（久里浜）(c)

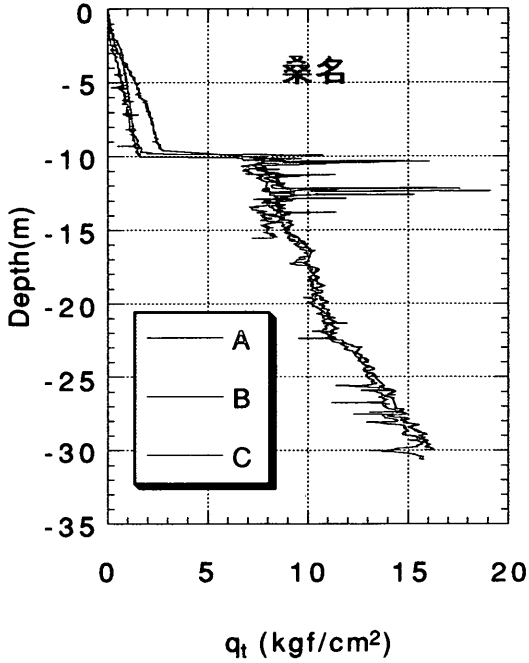


図-14 機種の違いによる測定値の差 (桑名) (a)

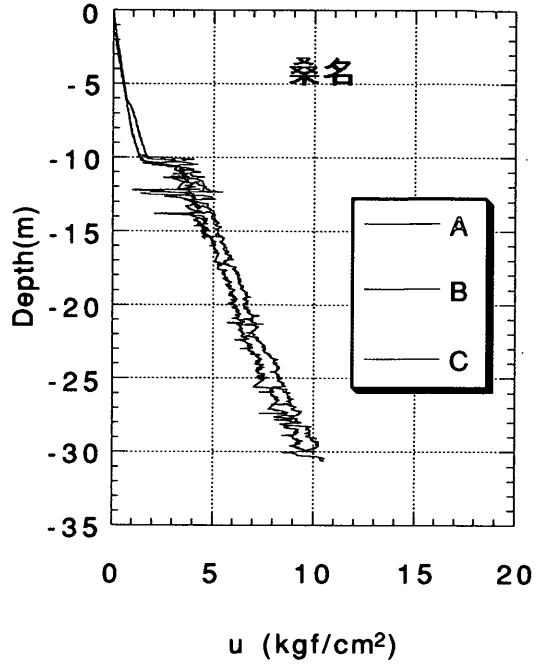


図-14 機種の違いによる測定値の差 (桑名) (c)

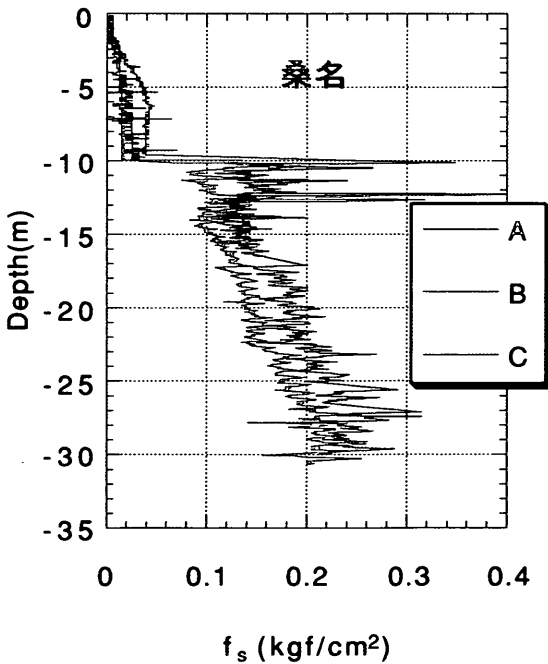


図-14 機種の違いによる測定値の差 (桑名) (b)

違いが認められた。大規模な工事では、幾つかの工区に分割して異なる調査会社によって調査が通常行われている。このような場合、たとえ連続している地盤でも工区によって調査結果が異なることになり、調査報告書の値をそのまま用いると、構造物の断面が異なることになる。コーン貫入試験を我が国に広く普及させるためにも、早急にコーン貫入試験に関する基準を整備する必要がある。

なお、以下に報告する調査結果は全て表-2に示すAタイプの機種を用いて行った。

4. 間隙水圧の消散試験

コーン貫入試験ではコーンの貫入時の測定だけではなく、貫入を停止して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重要な情報が得られる。また、過剰間隙水圧が消散した後の地盤内の定常状態における間隙水圧も知ることができる。

4.1 定常状態の間隙水圧の測定

図-16に久里浜で行った過剰間隙水圧の消散試験の結果を示す。図から1日程度放置すると間隙水圧は定常状態となり一定値を示す。しかし、この方法から定常状

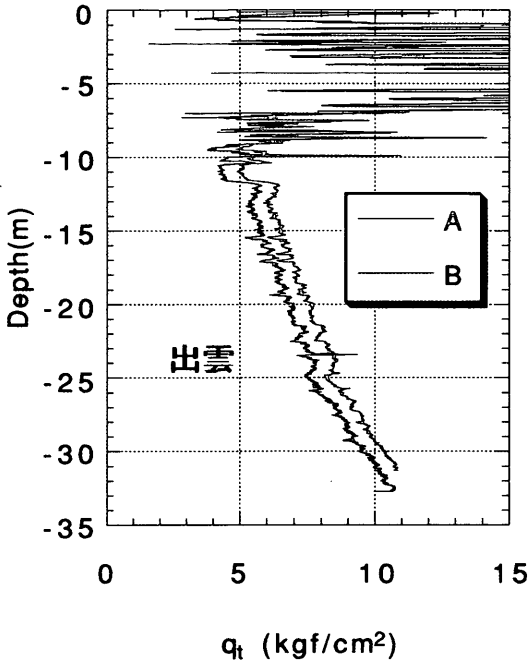


図-15 機種の違いによる測定値の差 (出雲) (a)

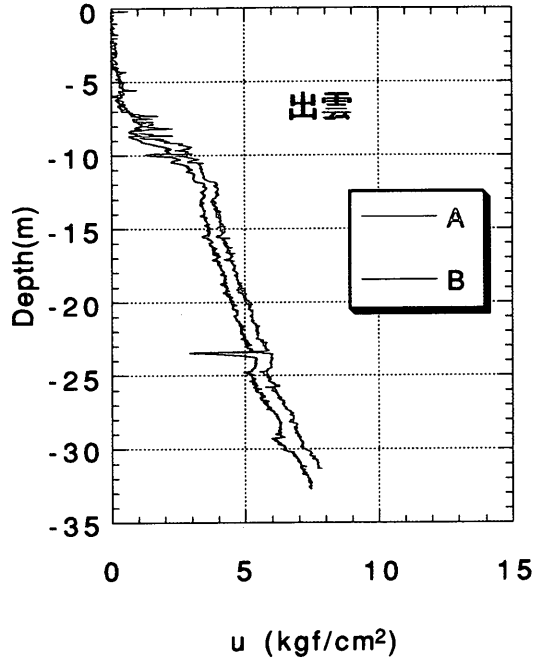


図-15 機種の違いによる測定値の差 (出雲) (c)

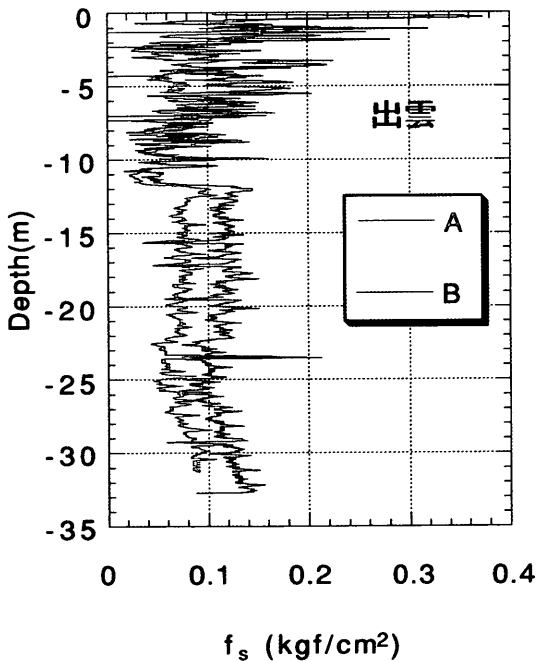


図-15 機種の違いによる測定値の差 (出雲) (b)

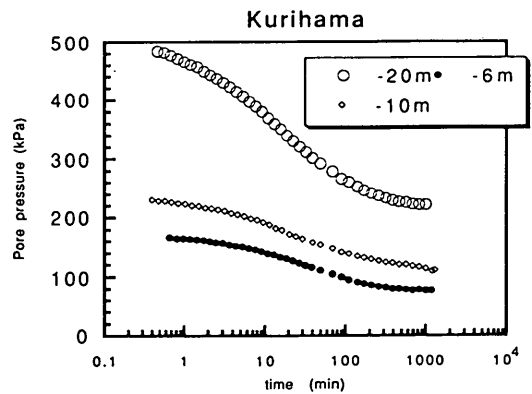


図-16 久里浜における過剰間げき水圧の消散

態を求めるためには、長期間の計測を必要とする。このため、過剰間隙水圧の消散過程を双曲線近似して定常状態の間隙水圧を予測している報告も見受けられる。以下に、この方法の妥当性を確かめてみた。

玉野で行った結果を図-17と図-18に示す。図-17は、30minまでのデータを用いて双曲線法によって予測した結果を示したものである。定常状態となった1000

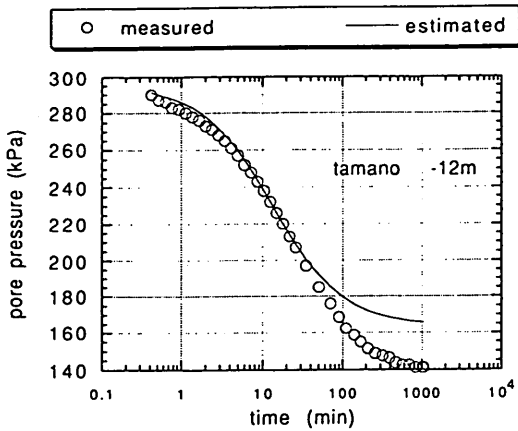


図-17 30minまでのデータを用いて双曲線によって予測した値と実測値の関係

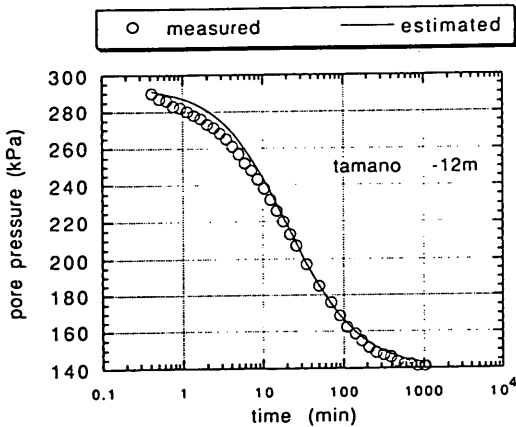


図-18 1000minのデータを用いて双曲線によって近似した結果

min以降の値をみても、予測値は実測値より15%程度大きい。一方、図-18は1000minまでのデータを用いて予測した結果を示す。当然のことであるが、全体に渡って予測値と実測値は一致している。しかし、詳細に図を見てみると、初期の実測値と双曲線による予測値との間には、誤差が生じているのがわかる。つまり、間隙水圧の消散過程を双曲線によって完全に表すことには無理が生じ、従って短期間のデータを用いて双曲線で定常状態を予測すると、ある程度の誤差が生じることを覚悟する必要がある。

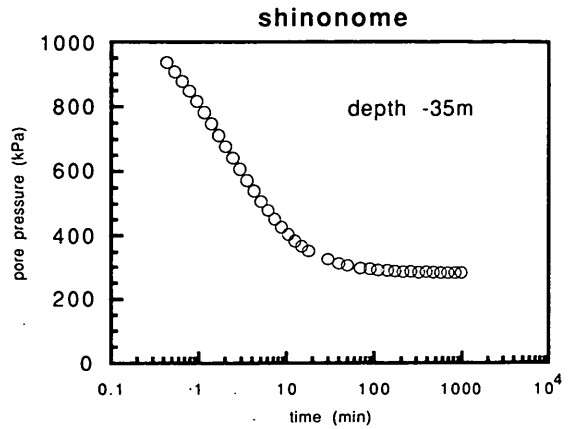


図-19 東雲で得られた過剰間隙水圧の消散試験結果

地盤の有効土被り圧を求める場合には、間隙水圧分布が必要になる。圧密が完全に終了していると判断される地盤では、地下水位を原点とした静水圧分布と間隙水圧とが一致すると仮定している。しかし、今回の調査で、このような仮定がしばしば間違った結論をもたらすことがわかった。図-19は東雲で行った間隙水圧の消散試験の結果であるが、調査地点が海に近いにもかかわらず、間隙水圧は280kPaで定常状態となっている。この地点での地下水位は地表面から-2mの位置にあり、間隙水圧の分布が静水圧と仮定すると330kPaとなり、測定値との間に50kPaの差が生じる。この原因として考えられるのが、地下水の汲み上げである。この地帯はかつて地下水の汲み上げによって著しい地盤沈下が生じたため、現在では地下水の利用は厳しく制限されているが、過去の影響がまだ残っていると思われる。

この逆の事例が八郎潟で行った調査である。図-20に-40mの地点で行われた間隙水圧の消散試験の結果を示す。1000分経過した後も間隙水圧は定常状態に至ってはいないが、最終的に地下水位から計算される390kPaの値になるとは考えられない。原因は不明であるが、間隙水圧が被圧されていると考えられる。図-21に出雲で行われた間隙水圧の消散試験から予測された定常状態の値から、有効土被り圧 σ'_{v0} の分布を実線で示した。点線で示された間隙水圧の分布を静水圧として仮定した σ'_{v0} とは、かなりの差があるのがわかる。3.で述べたように、間隙水圧分布を地下水位からの静水圧として求めた σ'_{v0} は、ある深さでは圧密試験から求めた p_c より大きい値となっており、一見未圧密と考えら

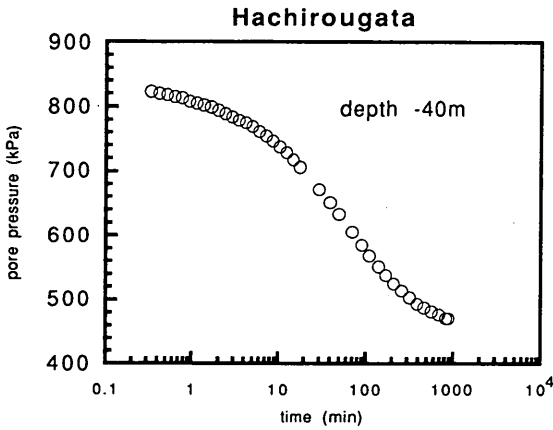


図-20 八郎潟で得られた過剰間げき水圧の消散試験結果

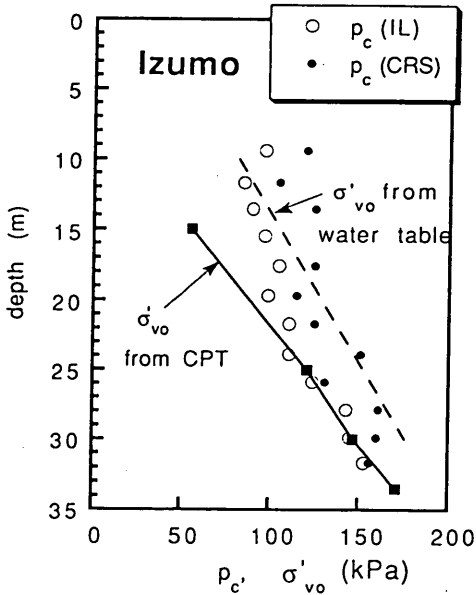


図-21 コーンの間げき水圧消散試験結果を用いて計算された有効土被り圧と圧密試験から求められた圧密降伏応力

れた。しかし、間隙水圧の消散試験から求められた σ'_{vo} を用いると、標準圧密試験から求められた p_c は有効土被り圧より多少大きくなり、他の地点と同様にわずかに過圧密された地盤との結果が得られる。八郎潟では定率

ひずみ圧密試験から得られた p_c は、図-3に示すように σ'_{vo} とほぼ等しい分布をしているが、この地点でも出雲と同様に定常状態の間隙水圧がある程度被圧されているためと思われる。

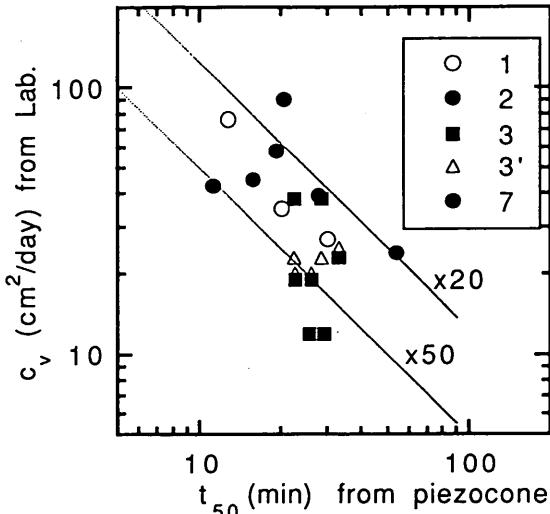
このように、間隙水圧が地下水位を原点とした静水圧に等しいと仮定して σ'_{vo} を求めると、地盤の応力履歴を間違えて推定することになるので、注意が必要である。

4.2 圧密係数の推定

コーンの貫入中断後の過剰間隙水圧の消散が地盤の圧密係数 c_v によって大きく影響されることは、容易に想像できる。事実、多くの研究者によってこの消散カーブを用いて c_v を理論的に求めようとする試みがなされてきた。しかしながら、盛土などの通常の圧密問題とは異なり荷重や境界条件が複雑であるため、コーン貫入停止後の圧密過程を理論的に解くことはかなり難しい。さらに問題を複雑にしているのは、 c_v は圧密応力によって大きく変化することである。コーンの貫入を中断すると貫入抵抗は時間とともに減少する。従って全体的にみると消散試験の現象は漸減荷重下での圧密となり、この試験によって得られる c_v はリバウンド時の c_v に相当する。また、 c_v は方向によって変化する、いわゆる異方性を示す。氷河期に形成された varved clay (縞粘土) などの特殊な土を除けば、この c_v の異方性は当初いわれていたように大きくはない。しかし、それでもわが国の海成粘性土から得られた試験結果によれば⁹⁾、水平方向の圧密係数は鉛直方向のそれと比べて1.5倍程度大きいとされている。その他に、コーン貫入による地盤の乱れによる c_v の低下がある。このように、間隙水圧の消散から c_v を解析的に求めることはかなり難しい。

間隙水圧の消散試験と室内の圧密試験と関係を見たのが図-22である。図では、消散の状態を表わす指標として、過剰間隙水圧が50%消散する時間 t_{50} 、また室内の圧密試験では圧密荷重が正規圧密領域となった時の c_v を用いている。圧密試験は標準圧密試験と定率ひずみ試験の2種類行ったので、それぞれIL (Incremental Load)、CRS (Constant Rate Strain) と区別して図に示してある。今回の対象となった粘性土の c_v は10~80 cm²/dayと、わが国の粘性土としては小さい範疇に入る。しかしながら、図に示すように c_v が小さくなるにつれ t_{50} が大きくなっており、間隙水圧の消散試験から c_v を予測できることを示している。

では、このように求められた t_{50} と c_v の関係は、理論的に求められた圧密曲線と、どのような関係にあるのだろうか？ ここでは、Levadoux and Baligh¹⁰⁾が求



1 kurihama (IL) 2 hachirougata (CRS) 3 izumo (IL)
3' izumo (CRS) 7 tamano (CRS)
IL:Incremental Load CRS:Constant Rate Strain

図-22 コーン試験から得られた t_{50} と圧密係数の関係

めた図-23の圧密曲線を用いて、今回の結果を検討してみる。間隙水圧を測定するフィルターの場所によって圧密曲線は異なっているが、今回用いたコーンは③の曲線に対応する。図から圧密が50%進んだ時の時間係数 $T (= c_v t / R^2; \text{ここに } t \text{ は時間, } R \text{ はコーンの半径})$ が実測値と一致するように、 c_v を逆算して、Levadoux と Baligh の曲線と実測値を比較した。結果の一例を図-24に示す。図の縦軸は消散試験開始時の間隙水圧、 u_{max} と定常状態の間隙水圧 u_0 から求めた圧密度 $U (U = (u - u_0) / (u_{max} - u_0))$ としている。また、逆算された c_v の値は図に載せている。図から Levadoux と Baligh が求めた理論曲線と実測値は全体にわり良く一致しているのがわかる。

t_{50} と c_v の関係を Levadoux と Baligh の圧密曲線を用いて計算した結果を直線で図-22に示す。図から圧密試験から求められた正規圧密領域における c_v を20から50倍すると(図には $\times 20$, $\times 50$ と表示)、Levadoux と Baligh の圧密曲線の t_{50} と一致するようである。Baligh と Levadoux¹¹⁾ は Boston Blue Clay を対象として、今回の調査と同様な試験を行っている。その結果、彼らの方法で求められた c_v は室内の圧密試験から求めた正規圧密領域の c_v の50倍であるとの結果を得ている。すでに述べたように、理論的に求められた圧密曲

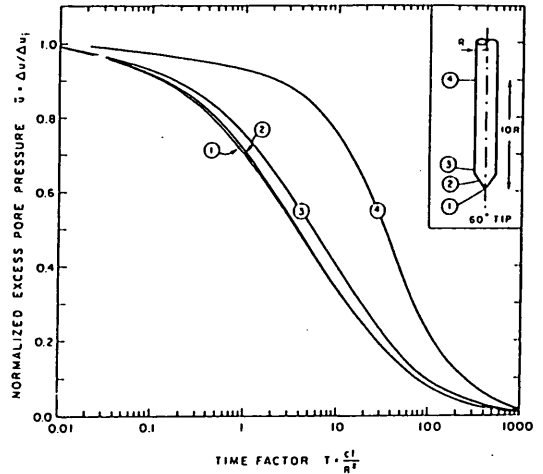


図-23 Levadoux and Balighが求めた理論圧密曲線¹⁰⁾

線は数多くの仮定から成り立ったものであり、必ずしも実際の挙動に一致しない。また、 c_v は応力履歴、異方性、乱れによって変化する値である。従って、これらの要因を1つづつ分離して影響度合を研究するのも一つの手段であると考えられるが、種々の地盤においてコーン試験による t_{50} と室内試験から比較的安定した値を示す正規圧密時の c_v がどのような関係にあるかを実験的に求めることが先決であると思われる。

5. コーン貫入時の貫入抵抗と間隙水圧

5.1 各地点の試験結果

図-25から31に、調査地点で得られた貫入抵抗応力と間隙水圧を示す。すでに述べたように、貫入抵抗力は(1)式で求められる有効断面積で補正した q_i で表示している。

ボーリングの記録だけでは、均一な粘性土と表記される地層でも、コーン貫入試験によって得られたデータを見ると、地層が複雑に変化しているのがわかる。例えば、桑名の調査結果(図-28)をみると、所々で u が減少しており、透水性の良い砂層の存在が示唆される。一方、八郎潟で行われた調査結果(図-26)をみても、均一な粘性土が厚く堆積しているのがわかる。図-27に示す出雲のデータでは深度が-23.5mの地点に砂層の存在が明らかに認められ、この地層の形成過程を考える上で重要な情報を与える。

このように、コーン貫入試験は、地盤の定数を推定す

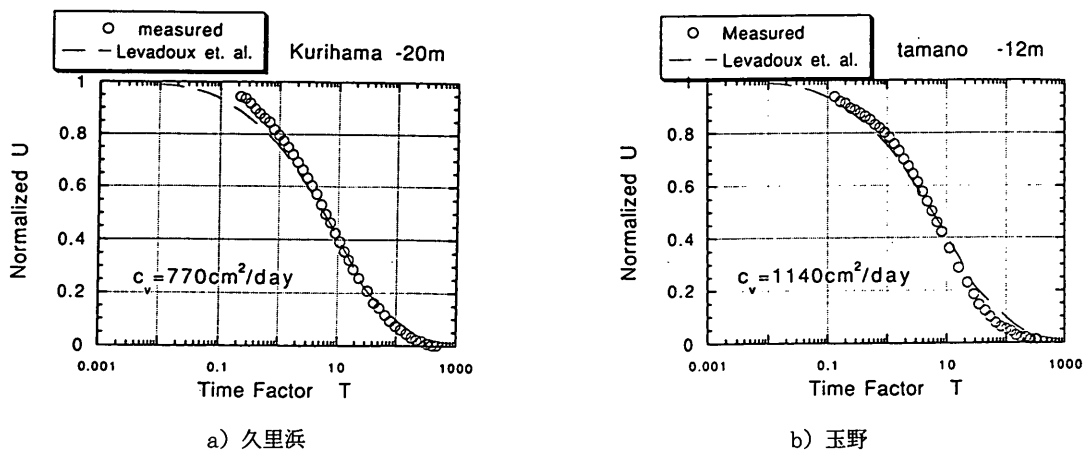


図-24 実測値と理論曲線の関係

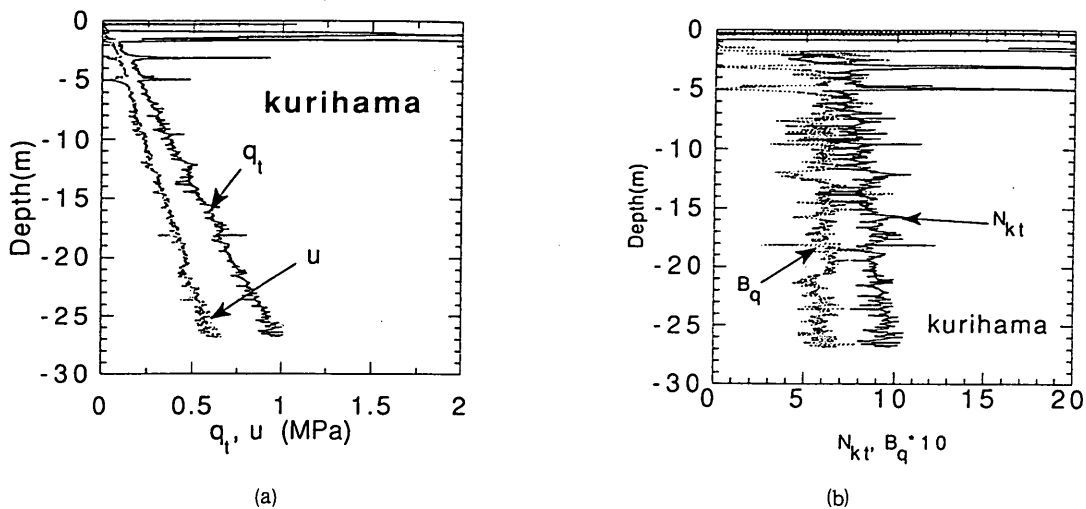


図-25 コーン貫入試験結果(久里浜)

るのに用いられるばかりではなく、ボーリングなどの観察記録とは違って、地盤改良の設計に重要な地層の性状を定量的に表現することができる。しかし、例えば粘性土層に薄い砂層が挟在している場合に、その層厚や強度によって q_t や u がどう測定されるかについては未だ明らかにされてはいない。従って、コーン貫入試験によって測定される値が地層の不均一性をどの程度まで表すことができるかについては、今後の重要な研究テーマであ

ると思われる。

5.2 各測定値から求められた諸係数

コーン貫入試験から得られた貫入抵抗力や間隙水圧を用いて、地盤の非排水せん断強度 s_u や過圧密比などの応力履歴を推定する試みが、数多くなされている。この中でも貫入抵抗力とせん断強度の関係を直接結びつけた(3)式が、ダッチコーンの貫入試験に用いられていた。

$$q_t = \alpha s_u \tag{3}$$

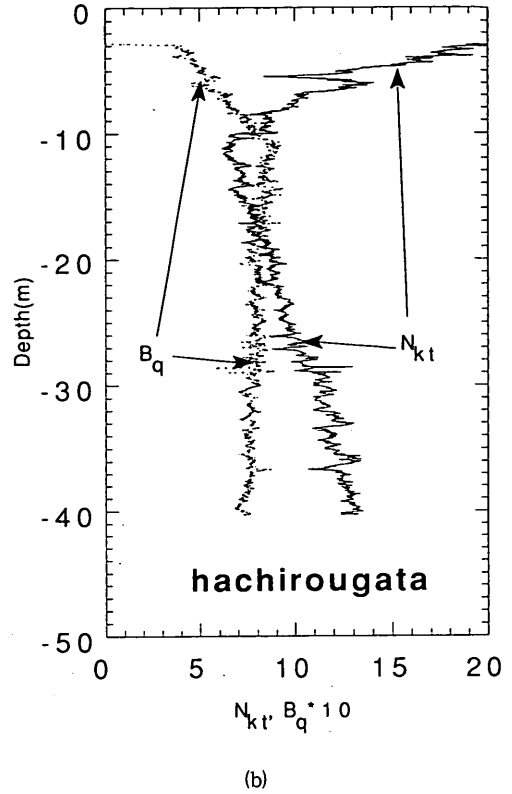
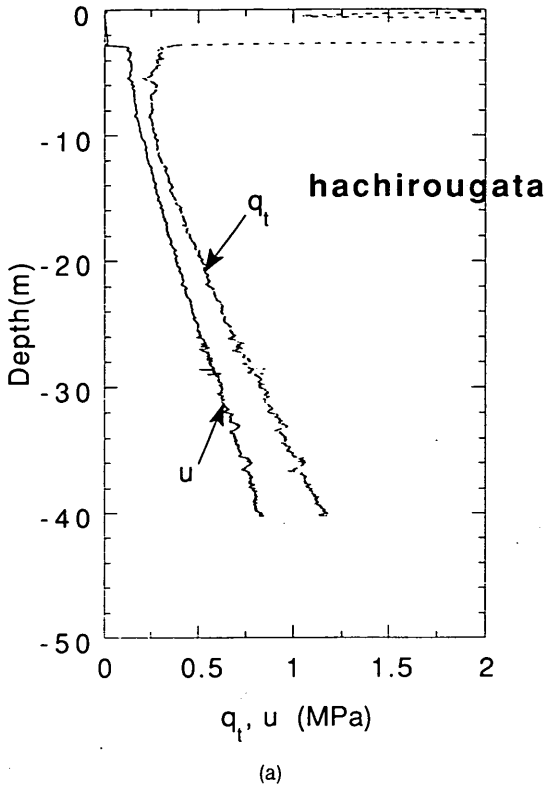


図-26 コーン貫入試験結果（八郎潟）

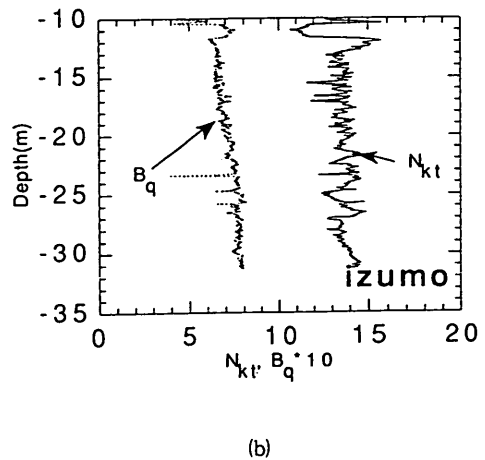
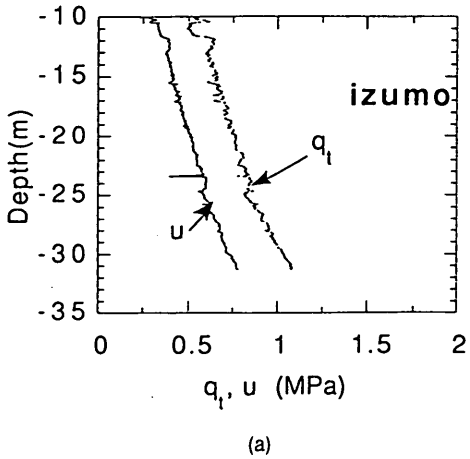


図-27 コーン貫入試験結果（出雲）

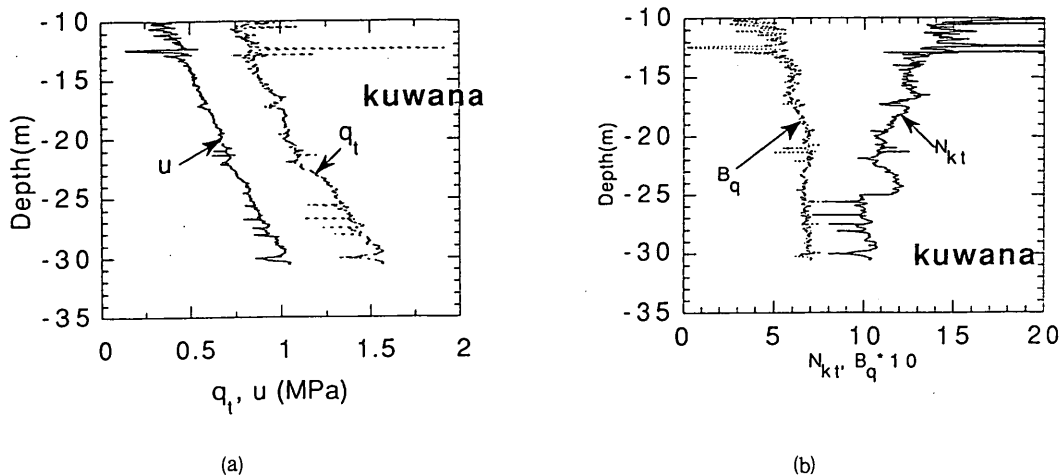


図-28 コーン貫入試験結果(桑名)

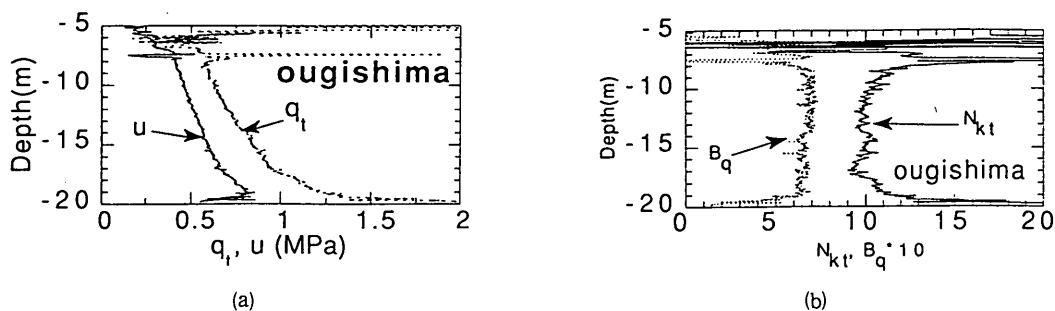


図-29 コーン貫入試験結果(東扇島)

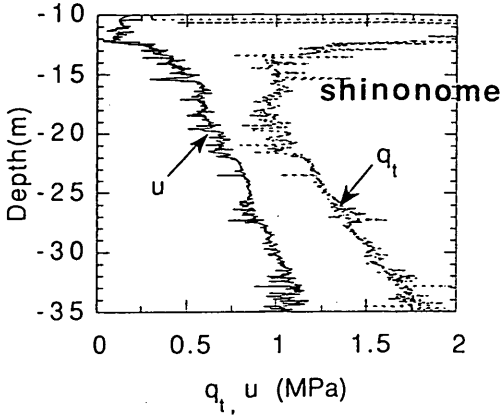
α の値は、土質工学会の土質調査法²⁾には14~17の数値が記載されている。しかし、水深が深い海上で調査を行う場合に、例えば10mの海中にコーンを沈めると、 q_t は100kPaの値を示し、機械的に(3)式を用いると海水でも7kPa程度のせん断強度を有することになる。このため、現在では(4)式に示すように全土被り圧(有効土被り圧ではない) σ_v を引いた値から s_u を推定する方法が用いられている。

$$q_t = N_{kt} s_u + \sigma_v \quad (4)$$

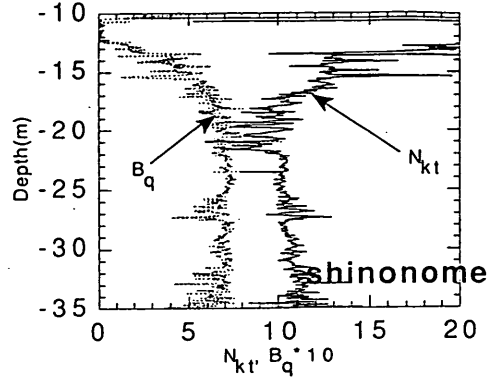
係数 N_{kt} については、現在までに数多く提案されており、表-3にKonrad and Law¹³⁾がまとめた一覧表を示す(表では N_{kt} は N_c となっている)。現在の考え方の主流であるVesicが求めたキャピテーションの理論¹⁴⁾や、stress path¹⁵⁾の理論によれば、 N_{kt} は $I_r (= G / s_u$

、ここに G は剛性率)の関数で表わすことができる。 I_r によって N_{kt} がどのように変化するかをHoulsby and Teh¹⁶⁾がまとめた結果を図-32に示す。

係数 N_{kt} を論じる際に、基本となるせん断強度の求め方が重要となる。粘性土のせん断強度の求め方については、現在においても数多く議論されており、試験方法によって強度が異なり、従って N_{kt} も用いるせん断強度によって違ってくる。今回の報告においては、一軸圧縮強度 q_u から求めたせん断強度を用いることにした。 q_u については、乱れの影響を受けやすく¹⁷⁾、また応力解放による強度低下等、批判が多い方法でもある。しかし、我が国の地盤の安定計算には q_u が一般に用いられていること、また図-33に示すように、ベーンせん断試験から求められたせん断強度 $s_{u(vib)}$ と一軸圧縮試験から求められたせん断強度 $s_{u(q_u)}$ の比は、多少ばらつきがあるが、

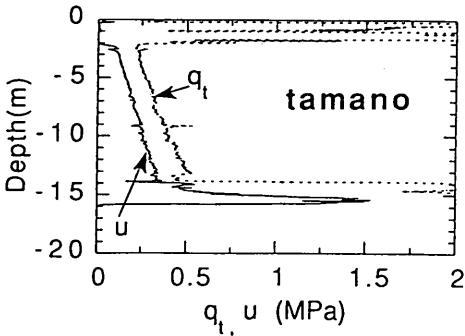


(a)

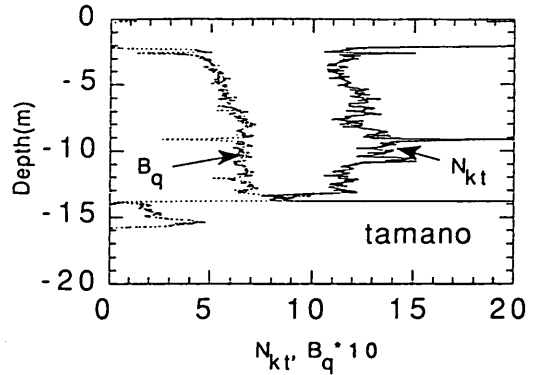


(b)

図-30 コーン貫入試験結果(東雲)



(a)



(b)

図-31 コーン貫入試験結果(玉野)

ほぼ1.0である。これらの理由から、今回の調査結果は一軸圧縮試験から求められたせん断強度を基準として整理する。

図-25から図-31に各調査地点で求められた N_{kt} の深度分布を示す。 N_{kt} は深度に対して一定である地点(玉野, 出雲, 東扇島, 東雲)と、深くなるにつれ増大する地点(八郎瀨), 逆に減少する地点(桑名)とに分かれる。このようなタイプに分かれる原因の一つとして、土の単位体積重量 γ_t の誤差が考えられる。粘性土については、室内試験の時に γ_t を計測することができるので、かなりの精度で σ_v を求めることができるが、砂層については今回の調査では γ_t を直接測定しないで、あ

る適当な値を仮定して行った。この仮定の誤差による N_{kt} の影響を桑名を例にとって考えてみる。上部の砂層の γ_t を 20 kN/m^3 と仮定すると深さ 10 m の粘性土地盤の N_{kt} は 14.3 、また深さ 30 m の地点の N_{kt} は 10.5 と計算される。一方、砂層の γ_t を 18 kN/m^3 と仮定すると N_{kt} の値はそれぞれ、 13.8 、 10.3 となる。これらの計算結果が示すように、砂層の γ_t の誤差による N_{kt} の影響は小さいことがわかり、八郎瀨や桑名での N_{kt} の変化は土の特性によるものと考えられる。

すでに述べたように、 N_{kt} は理論的には I_c によって異なるとされている。そこで、この I_c の影響をみるために、出雲と八郎瀨における一軸圧縮試験から求められた

表 - 3 現在までに提案された係数¹³⁾

$N_c (\phi = 0)$	σ_i	Solution class	Remarks	Reference
7.41	σ_{vm}	1		Terzaghi (1943)
7.0	σ_{vm}	1		Caquot and Kerisel (1956)
9.34	σ_{vm}	1	Smooth base	Meyerhof (1951)
9.74	σ_{vm}	1	Rough base	
9.94	σ_{vm}	1		de Beer (1977)
$\frac{4}{3} \left[1 + \ln \frac{E_s}{3S_u} \right] + 1$	σ_{vm}	2	SCE E_s : Initial tangent modulus	Meyerhof (1951)
$\frac{4}{3} \left[1 + \ln \frac{E_s}{S_u} \right] + 1$	σ_{vm}	2	SCE E_s : secant modulus at 50% failure stress	Skempton (1951)
$\frac{4}{3} \left[1 + \ln \frac{E_s}{3S_u} \right] + \cot \theta$	σ_{vm}	2	SCE	Gibson (1950)
$\frac{4}{3} \left[1 + \ln \frac{E_s}{S_u} \right] + \cot \theta$	σ_{vm}	2	SCE, finite strain theory	Gibson (1950)
$\frac{4}{3} [1 + \ln I_R]$	σ_{vm}	2	SCE	Vesic (1972)
$\frac{4}{3} [1 + \ln I_R] + 2.57$	σ_{vm}	3	SCE	Vesic (1975)
$[1 + \ln I_R] + 11$	σ_{hm}	3	CCE	Baligh (1975)
$\frac{S_u}{S_v} + \frac{4 S_r}{3 S_v} \left[1 + \ln \frac{E_r}{3S_{vr}} \right] + \frac{4}{3}$	σ_{vm}	4	Trilinear stress-strain relationship	Ladanyi (1967)
$\left[\frac{E_u/S_u - E_r/S_{vr} \cdot S_{vr}/S_u}{E_u/S_u - E_r/S_{vr}} \right] \ln \frac{E_u S_{vr}}{S_u E_r}$				
NOTE: SCE: spherical cavity expansion; CCE: cylindrical cavity expansion; I_R : rigidity index = $G_u/S_u = E_u/3S_u$; σ_{vm} : mean normal total stress = $(\sigma_{vm} + 2\sigma_{vm})/3$; θ : semiapex angle.				

正割係数 E_{50} を s_u で正規化した E_{50}/s_u をみてる (図-34)。出雲の E_{50}/s_u は90から140と深度に対して一定であるが、八郎潟は深度が増大するにつれ、100から200と増大しているのがわかる。図-27 に示すように出雲の N_{kt} は深度に対して一定であるのに対し、八郎潟の N_{kt} (図-26) は増大しており、 E_{50}/s_u の値の深度分布と一致する。しかしながら、 E_{50}/s_u と N_{kt} の値を比較してみるとわかるように、 E_{50}/s_u が大きい八郎潟の深度30mから40mの N_{kt} は出雲の N_{kt} より小さい。従って、 N_{kt} の違いを剛性率の変化だけで説明することは難しい。

強度増加率 s_u/p が I_p に対して依存するとの論文を Skempton 他、他¹³⁾ が発表して以来、土の特性を I_p と関連づけることが多くの研究者によって行われてきた。しかし、Hanzawa and Tanaka⁵⁾ は少なくとも我が国の海成粘性土の s_u/p については、 I_p に対する依存性が認められないことを示している。図-35 に、今回の実験で求められた N_{kt} を I_p に対して整理してみる。図から、 N_{kt} は I_p に依らず8から16の範囲に分布しているのがわかる。個々の調査地点についてみると、出雲、桑名が大きく、久里浜、東雲が小さな傾向にある。 N_{kt} が I_p に依存しているとのデータを出したのは

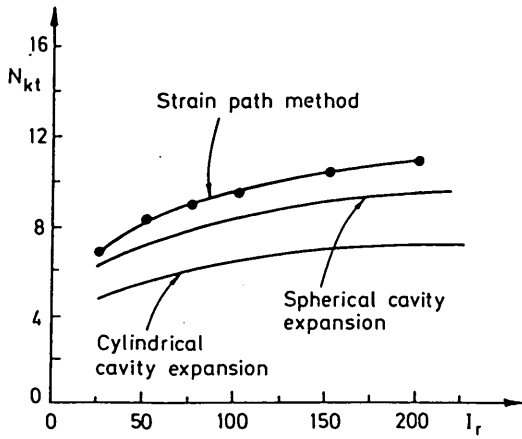
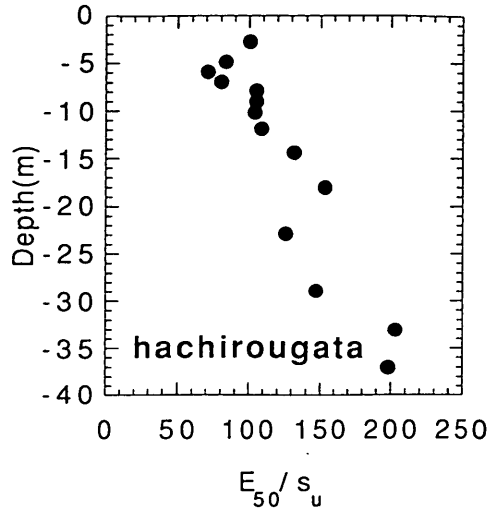


図-32 剛性率による係数 N_{kt} の変化¹⁶⁾



a) 八郎潟

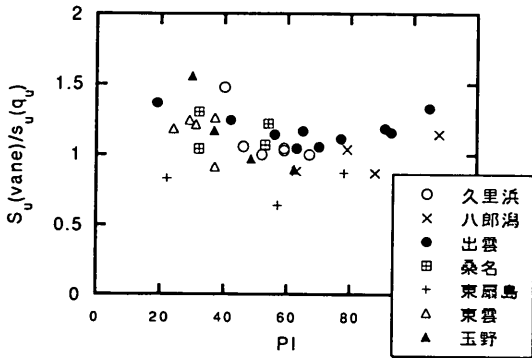
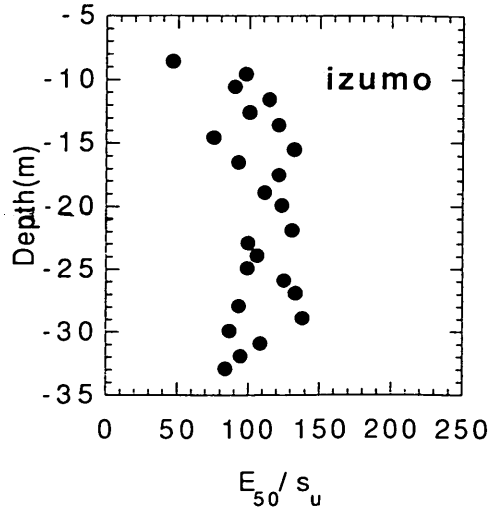


図-33 現場ベーンと一軸圧縮試験から求めたせん断強度の比較



b) 出雲

図-34 E_{50}/s_u の分布

Lunne, 他¹⁹⁾で、この結果を図-36 a)に示す。しかし、Bjerrum²⁰⁾の補正係数でベーンせん断強度を補正して N_{kt} を求めると、図-36 b)となり、Ska-Edebyを除くと I_p によらず、15から19の値が得られたと報告している。一方、La Rochelle, 他²¹⁾は N_{kt} が I_p に依存しないデータを発表しており、その値は12から18と今回の調査で求められた値より多少大きめである(図-37)。今回のデータを含めて、 N_{kt} が I_p に依存したり、しなかったりする理由を考えてみた。図-38は、Leroueil²²⁾がまとめたベーンせん断強度から求めた圧密圧力に対する強度増加率、 s_u/p である。東カナダのデータに注目してみると、 I_p によって多少強度増加率が低下する傾向にあるが、その値は0.25から0.32にある。しかしながら、無機質粘性土でその他の記号がついていて I_p が小さなデータは北欧で得られたものであり、その強度増加率は I_p に

よって明らかに変化している。一方、今回の調査地点で得られたベーンせん断試験による強度増加率を見みると、図-39となる。強度増加率を求めるための圧密降

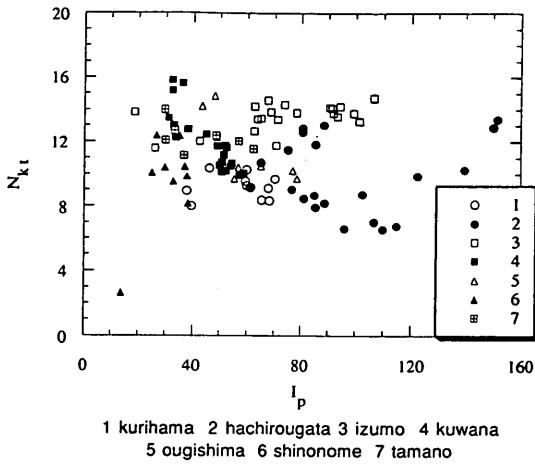
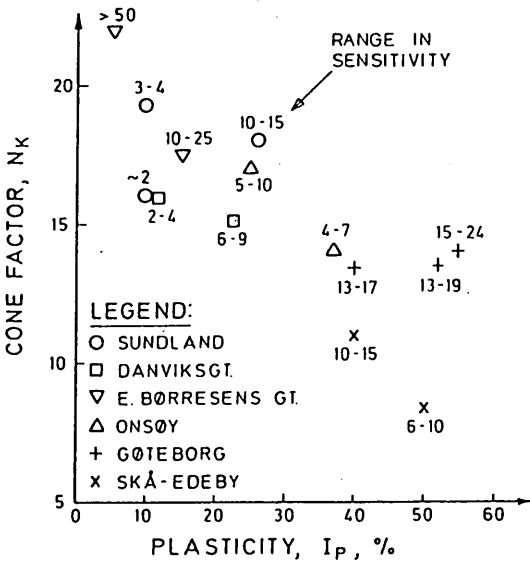


図-35 コーン係数 N_{kt} と I_p の関係

伏応力 p_c は久里浜以外の地点では定率ひずみ圧密試験によって求められた。久里浜では、 p_c を標準圧密試験によって求めた。二次圧密の影響を受けて、定率ひずみ圧密試験によって得られる p_c は標準圧密試験から得られる値と比べて大きいとされている。このため、図-39 に示すように久里浜の強度増加率は、他の地点より大きい。この久里浜の値を除くと、強度増加率は、 I_p によらず0.20から0.35の間に分布しており、図-38の東カナダで得られた値とほぼ同じである。従って、 I_p によって

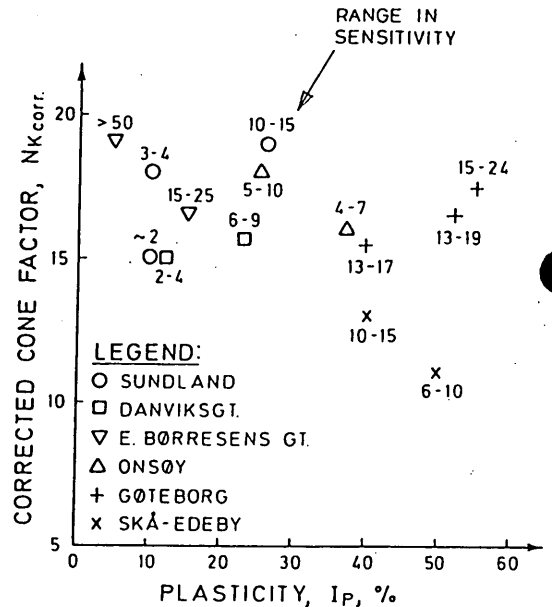


a) ベーンせん断強度を補正しないで得られた N_k

強度増加率が変化するの、北欧だけに見られる特異な現象である可能性が高い。図-37と図-35を比較してみると、東カナダで求められた N_{kt} と比べて今回の調査で求められた N_{kt} は小さい。すでに見てきたように、基本となったせん断強度は東カナダでも今回の調査でも、ほぼ同じであったので、 N_{kt} の異なる原因が土の特性によるか、試験方法の違い(コーンの仕様も含む)によるものと思われる。東カナダの粘性土はカルシウムによる強いセメンテーション作用を受けて鋭敏であるとされており、この要因を無視することはできない。

N_{kt} は I_p の他に、多くの研究者によって応力履歴(過圧密比)、静止土圧係数、鋭敏比、などの数多くの要因に影響されると報告されており、これらの要因が複雑にからみあって図-35に示すような結果が得られたものと考えられる。これらの要因に対する影響度合を調べるために、再圧密試料を用いたチャンバートスト(压力容器による試験)による方法もあるが、再圧密した地盤の特性は自然堆積した地盤とあまりにも異にしており、またチャンバーが有限であることによる境界の影響も無視できなく、これらの試験から得られたデータについては、慎重な検討が必要であると思われる。

すでに述べたように、コーン貫入時の間隙水圧の情報は、地盤の圧密特性に重要な役割を担う砂層の判別に大



b) Bjeerumの補正係数で補正したベーンせん断強度から求められた N_{kt}

図-36 北欧で得られた N_{kt} と I_p の関係²⁰⁾

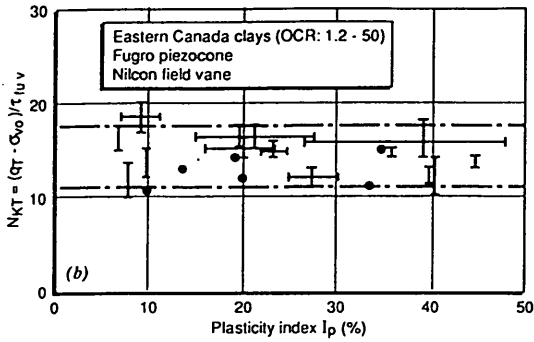


図-37 東カナダで得られた N_{KT} ²⁾

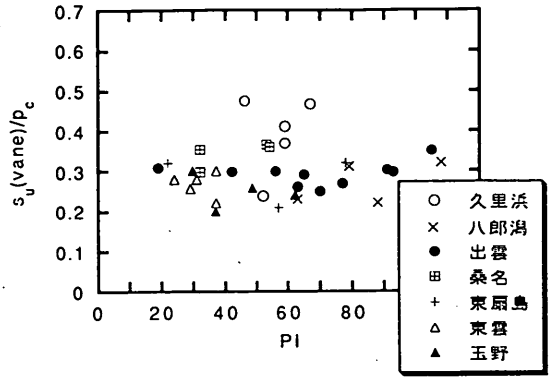


図-39 今回の調査で得られたベーン試験から得られた強度増加率と I_p の関係

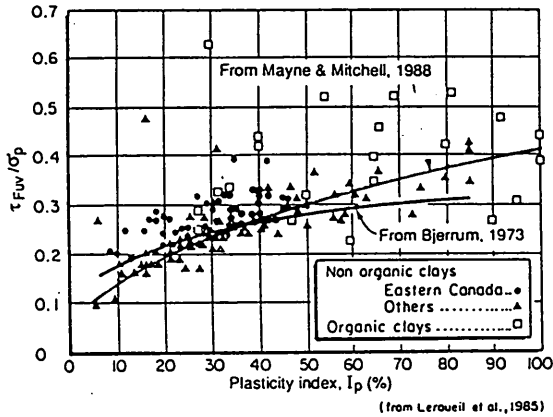


図-38 Leroueil、他によるベーン試験で求められた強度増加率と I_p の関係²⁾

きな威力を発揮する。その他に、コーン貫入時の間隙水圧の値で、地盤の特性を把握しようとする試みがなされてきた。表-4にMayne²³⁾がまとめた、これまでに提案されたコーン貫入試験の間隙水圧の整理方法を示す。この中でも、現在最も多く用いられている係数に(5)式で定義される B_q がある。

$$u - u_o = B_q (q_t - \sigma_{vo}) \quad (5)$$

ここに、 u_o : 定常状態における間隙水圧
(5)式から $(u - u_o)$ は過剰間隙水圧であり、 $(q_t - \sigma_{vo})$ は(4)式からわかるように土のせん断抵抗によって発生する応力である。すなわち、係数 B_q は三軸試験における A 係数と同様に、土のダイレタンシーによって変化する係数で、過圧密比が大きくなると小さくなることが予想される。

図-25 から-31 に今回の調査で得られた B_q を示す。

ただし、 B_q は10倍の値を図に載せている。すでに述べたように、場所によっては u_o は必ずしも地下水位を基準とした静水圧と一致しないことを示したが、図に示す値は、 u_o を静水圧と仮定して求めた。従って、出雲や八郎潟では多少 B_q を過大評価していることになる。しかし、図-21 を例にすると u_o と地下水位から求めた静水圧との差は40kPa程度であり、上記の仮定の誤差による B_q の違いは1割程度である。

B_q を I_p についてまとめた結果を図-40 に示す。 I_p が40以下の低塑性の土において、 B_q の小さな点が認められるが、これはいずれも地表面か、砂層との境界付近で得られたデータであり、砂分の影響を受けて B_q の低下が生じたものと考えられる。従って、これらの点を除くと B_q は0.6から0.8の間にある。

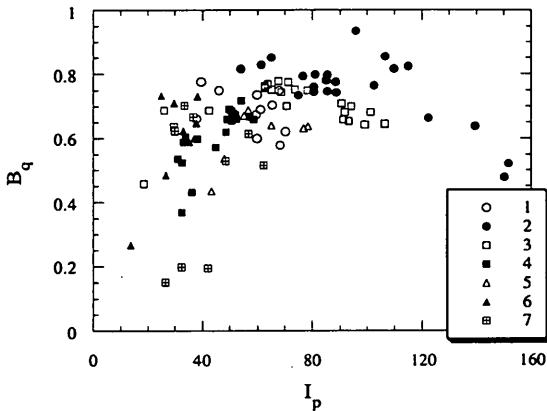
すでに述べたように、 B_q は過圧密比などの応力履歴に強く影響されると考えられる。Konrad と Law²⁴⁾ が東カナダで行ったコーン貫入試験から求められた B_q を過圧密比 OCR によって整理して図-41 に示しているが、OCR に対して B_q は変化しないとの結論が得られている。一方、同じ論文で Konrad と Law は他の研究者が行った結果をまとめている(図-42)が、過圧密比の増大によって B_q が減少している。今回の調査においても図-2 から図-8 に示すように、OCR は深度や調査地点によって異なるが、貫入試験から得られた B_q は図-25 から図-31 や、図-40 に示すように、必ずしも OCR によって B_q は変化していないようである。また、今回の調査において B_q が0.6から0.8の範囲であり、この値が Konrad と Law が求めた B_q とほぼ同じであったことを考えあわせると、 B_q は過圧密の種類によって

表 - 4 間げき水圧に関する係数²⁴⁾

PARAMETER	BASIS	REFERENCE
1. u_m/q_c	empirical	Baligh et al., 1980
2. $\Delta u/q_c$	empirical	Campanella & Robertson, 1981
3. $B_q = \Delta u / (q_c - \sigma_{vo})$	empirical	Senneset, Janbu, & Svanφ, 1982
4. $B_q = \Delta u / (q_T - \sigma_{vo})$	empirical	Wroth, 1984
5. $\Delta u / (q_c - u_o)$	empirical	Smits, 1982
6. $\Delta u / \sigma_{vo}'$	empirical	Azzouz et al., 1983
7. $(q_T - \sigma_{vo} - \Delta u) / \sigma_{vo}'$	theory	Mayne & Bachus, 1988
8. $N_u = \Delta u / C_u$	empirical	Lancellotta, 1985**
9*. $q_T - \sigma_{vo}$	empirical	Tavenas & Leroueil, 1987
10*. $q_T - u_m$	theory	Tavenas & Leroueil, 1987
11*. Δu	empirical	Konrad & Law, 1987
12*. $q_T - u_o$	theory	Mayne & Holtz, 1988
13. $(q_T - \sigma_{vo}) / \sigma_{vo}'$	theory	Sandven, Senneset & Janbu, 1988
14. $(u_t / u_o) - (u_{bt} / u_o)$	theory	Wroth, 1988
15. q_T, u_m, f_s	empirical	Sully, et al., 1988
16. $(q_T - u_m) / \sigma_{vo}'$	theory	Rad & Lunne, 1988
		Houlsby, 1988 and This study

Notes: q_T =corrected cone resistance= $q_c + (1-a)u_{bt}$
 q_c =measured cone resistance (uncorrected)
 u_m =measured penetration pore water pressure
 u_t =pore water pressure at cone tip
 u_{bt} =pore water pressure behind cone tip
 $\Delta u = u_m - u_o$ =excess pore water pressure
 u_o =hydrostatic pore water pressure
 a =net area ratio of cone geometry
 σ_{vo}' =effective overburden stress
 σ_{vo} =total overburden stress
 C_u =undrained shear strength
 f_s =sleeve friction (corrected)

* Stress history in terms of preconsolidation stress (σ_p'). All others related to overconsolidation ratio ($OCR = \sigma_p' / \sigma_{vo}'$).
 ** As referenced by Battaglio et al. (1986).



1 kurihama 2 hachirougata 3 izumo 4 kuwana
 5 ougishima 6 shinonome 7 tamano

図-40 B_q と I_p の関係

異なりメカニカルな過圧密を受けていない地盤では、圧密試験から計算される過圧密比の蔭影響は小さいといえる。このことは、多くの研究者が指摘しているように、

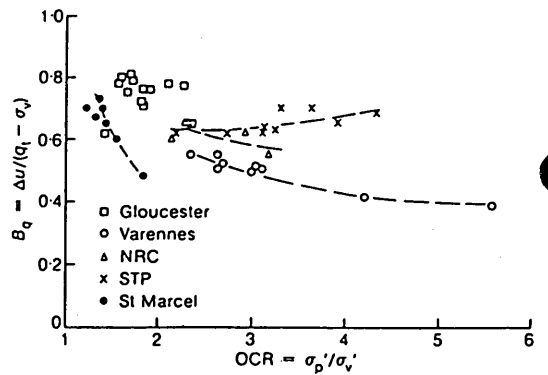


図-41 東カナダで得られた B_q と過密圧密比の関係²⁵⁾

荷重の増減によって過圧密された土と、ageing によって見かけ上過圧密地盤と判断される土では、三軸試験による間隙水圧の挙動は全く異なる²⁵⁾ ことに対応しているものと思われる。

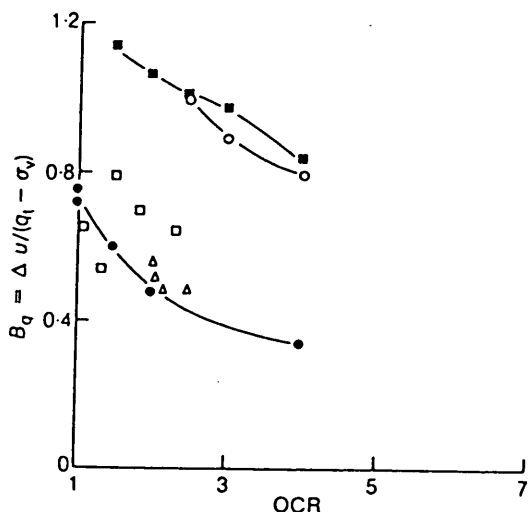


図-42 各地で得られた B_q と過圧密比の関係²⁹⁾

6. まとめ

我が国の沖積粘性土地盤，7地点において，コーン貫入試験を行った。これらの調査地点は，いずれも載荷荷重の増減による過圧密作用を受けていない地盤である。主な結論は以下の通りである。

①仕様が異なる3つのコーン試験器を選択して，同一地点で比較試験を実施した。この結果，有効面積によって補正された貫入抵抗力には，機種の違いによる差が小さかったが，間隙水圧，周面摩擦の順に差が顕著に認められた。特に，周面摩擦は機種による違いが著しい。このため，今回の報告は，対象とする測定項目を貫入抵抗と間隙水圧に限定した。

②コーン貫入試験では，ロッドの継ぎ足しのために貫入が中断される。この間に貫入抵抗力や間隙水圧は減少する。この影響は，貫入を再開してもすぐに元の値に戻るわけではなく，ある程度の貫入量が必要となる。

③コーン貫入を停止して，地盤の定常状態における間隙水圧を求める際に，測定時間を節約するために双曲線法を用いて，最終の間隙水圧を予測することが良く行われている。しかし，計測時間が短すぎると，その精度は低くなり，双曲線法の適用に当たっては注意する必要がある。

④コーン貫入を停止させて過剰間隙水圧の消散試験から，地盤の圧密係数 c_v を求めることを試みた。Levadoux and Baligh が提案した圧密曲線から推定される c_v は室内の圧密試験の正規圧密状態で得られた c_v と比べて20から50倍であった。

⑤一軸圧縮試験から求められたせん断強度を基準とした貫入抵抗係数 N_{kt} ($q_t = N_{kt} s_u + \sigma_{vo}$ ，ここに q_t ：有効面積による貫入抵抗応力， s_u ：非排水せん断強度， σ_{vo} ：全応力による土被り圧) は，塑性指数によらず8から16であった。

⑥コーン貫入時に発生する間隙水圧を表わす係数， B_q ($(u - u_0) = B_q (q_t - \sigma_{vo})$ ，ここに u ：貫入時の間隙水圧， u_0 ：定常状態における間隙水圧) は，0.6から0.8であった。
(1992年9月30日受付)

謝辞

今回の報告は1989年から1991年にかけて行ったコーン貫入試験結果をとりまとめたものである。本報告のデータの多くは，東亜建設工業株式会社からの受託試験研究を通して得られた。調査に当たっては，自らボーリングを行った東亜建設工業株式会社技術研究所長半沢秀郎博士を始めとして，同研究所の多くの方にお世話になった。また，東扇島の調査では第二港湾建設局京浜港工事事務所と興亜開発株式会社，東雲の調査では小野田ケミコ株式会社と株式会社ダイヤコンサルタントのご協力を得た。

前地盤調査研究室の小向一城研究員，土性研究室の水純一研究員，株式会社ダイヤコンサルタント小泉和広氏(元研修生)，同本屋敷雅茂氏(現研修生)，岡三興業株式会社江口哲志氏(元研修生)には，精力的に室内試験を実施して戴いた。本報告のとりまとめにあたっては，小林正樹土質部長から貴重なご意見を戴いた。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 田中洋行・米沢朗・横田弘：羽田沖合展開工事における調査・計測について，新しい調査・計測技術に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，1989，pp. 221 - pp. 228.
- 2) 土質工学会：土質調査法，第6章 サウンディング 4. 静的コーン貫入試験，1982，pp. 226 - pp. 249.
- 3) Report of the Subcommittee on Standardization of Penetration Testing in Europe: Proc. of 9th ISSMF, Vol.3, 1977, pp. 95 - pp. 152.
- 4) ISSMF Technical Committee on Penetration Testing: Cone penetration test (CPT) : International reference test procedure, Proc. of

- Penetration Testing 1988, Vol. 1, 1988, pp. 27 - pp. 51.
- 5) Hanzawa, H. and Tanaka, H. : Normalized Undrained Strength of Clay in the Normally Consolidated State and in the Field, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.1, 1992, pp. 132 - pp. 148.
 - 6) 田中洋行・榊原基生 : 機種の違いによる三成分コーン試験結果, 土木学会第45回年次学術講演会第3部, 1990, pp. 1070 - pp. 1071.
 - 7) 田中洋行・榊原基生・後藤健二・深沢健・浅田英幸 : コーン貫入試験における間隙水圧の挙動について, 第27回土質工学会研究発表会, 1992, pp. 163 - 166.
 - 8) Campanella, R. G. and Robertson, P.K. : Current status of the piezocone test, Proc. of Penetration Testing 1988, 1988, pp. 93 - pp. 116.
 - 9) 小林正樹・水上純一・土田孝 : 粘性土の水平方向圧密係数の決定法, 港研報告, Vol.29, No.2, 1990, pp. 63 - pp. 84.
 - 10) Levadoux, J.M. and Baligh, M.M. : Consolidation After undrained Piezocone Penetration. I : Prediction, *ASCE*, Vol. 112, No. GT7, 1986, pp. 707 - pp. 726.
 - 11) Baligh, M.M. and Levadoux, J.M. : Consolidation After undrained Piezocone Penetration. II : Interpretation, *ASCE*, Vol. 112, No. GT7, 1986, pp. 727 - pp. 745.
 - 12) 田中洋行・太田一己・丸山隆英 : プラスチックボードドレーンで改良された不均一地盤の沈下特性, 港研報告, Vol.30, No.2, 1991, pp.211 - 227.
 - 13) Konrad, J.M. and Law, K.T. : Undrained Shear Strength from Piezocone Tests, *Can. Geotech*, Vol. 24, 1987, pp.392 - pp.405.
 - 14) Vesic, A.S. : Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass, *ASCE*, Vol.98, No. SM3, 1972, pp.265 - pp.290.
 - 15) Baligh, M.M. : Strain Path Method, *ASCE*, Vol.111, No.GT9, 1985, pp.1108 - pp.1136.
 - 16) Houlsby, G.T. and Teh, C.I. : Analysis of the Piezocone in Clay, Proc. of Penetration Testing 1988, 1988, pp. 777 - pp. 783.
 - 17) 田中洋行・榊原基生・榎田和徳・本屋敷雅茂・深沢健 : 低品質粘性土試料のせん断強度評価, 第27回土質工学会研究発表会, 1992, pp. 659 - 662.
 - 18) Skempton, A.W. and Henkel, D.J. : The post glacial clays of the Thames estuary at Tilbury and Schellhaven, Proc. of 3rd *ICSMFE*, Vol.1, 1954, pp.302 - pp.308.
 - 19) Lunne, T., Eide, O. and Ruiter, J. : Correlations between cone resistance and vane shear strength in some Scandinavian soft to medium stiff clays, *Canadian Geotechnical Jour.*, Vol. 13, No. 4, 1976, pp. 430 - pp. 441.
 - 20) Bjerrum, L. : Problems of soil mechanics and construction on soft clays, State of the Art Report, *ICSMFE*, 1973, pp.111 - pp.159.
 - 21) La Rochelle, P. et. al. : Piezocone tests insensitive clays of eastern Canada, Proc. of Penetration Testing 1988, Vol. 2, 1988, pp. 831 - pp.841.
 - 22) Leroueil, S. and Jamiolkowski, M. : Exploration of soft soil and determination of design parameters, *General Report of Geo-Coast' 91*, Yokohama, 1991.
 - 23) Mayne, P. W. : Determination of OCR in clays by piezocone tests using cavity expansion and critical state concepts, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.2, 1991, pp.65 - pp.76.
 - 24) Konrad, J. M. and Law, K.T. : Preconsolidation pressure from piezocone tests in marine clays, *Geotechnique*, Vol. 37, No. 2, 1987, pp. 177 - pp. 190.
 - 25) Jamiolkowski, M. et. al. : New developments in field and laboratory testing of soils, Proc. of 8th *ICSMFE*, Vol. 1, 1985, pp. 57 - pp. 154.

港湾技術研究所報告 第31巻 索引

	論文名・著者名	巻号	頁
水工部			
	混成防波堤上の越波水の運動と波力に関する実験的研究 —親水性港湾構造物に関する水工的研究(第1報)—	高橋重雄・遠藤仁彦・室 善一朗 ……	31. 1. 00~00
	新ビジネスモデルによる不規則波の浅水変形計算	Okey Nwogu・高山知司・池田直太 ……	31. 2. 3~19
	波力発電ケーソン防波堤の現地実証実験における観測データの解析結果 高橋重雄・安達 崇・中田博昭・大根田秀明・加藤久雄・鹿籠雅純 ……	31. 2.	21~54
	単地点出力型ベクトル法による波浪推算システム	後藤智明・青野利夫 ……	31. 2. 55~73
	越波時における防波堤上の人転倒に関する研究 —親水性港湾構造物に関する水工的研究(第2報)—	高橋重雄・遠藤仁彦・室 善一朗 ……	31. 4. 3~31
海洋水理部			
	地球温暖化による港湾域の排水機場機能への影響	細川恭史・関根好幸 ……	31. 1. 51~115
	我国沿岸の潮位と平均海面の変動の解析	村上和男・山田邦夫 ……	31. 3. 37~70
土質部			
	繰返し水平荷重下で大変形する砂地盤中の杭の挙動	菊池喜昭・高橋邦夫・鈴木 操 ……	31. 4. 33~60
	我が国の正規圧密された海成粘性土の静的コーン貫入試験から得られる特性 田中洋行・榊原基生・後藤健二・鈴木耕司・深沢 健 ……	31. 4.	61~92
構造部			
	消波ブロック内蔵双胴型ケーソン堤の模型振動実験と地震応答解析	長田 信・上部達生・高野剛光 ……	31. 1. 117~147
	箱型浮体の波浪による断面力の計算法	上田 茂・白石 悟・石崎崇志 ……	31. 2. 75~106
	円筒構造物のコンクリート打設直後の温度応力解析	清宮 理・山田昌郎・長廻幹彦 ……	31. 3. 71~96
計画設計基準部			
	地形的圍繞の認識と空間規模との関係に関する研究	斎藤 潮・竹下正俊・上島顕司 ……	31. 2. 107~114

機械技術部

水平管における空気混入軟泥の流動特性(第二報)

岡山義邦・鮎貝基和・鈴木 誠・福本裕哉 …… 31. 3. 97~126

杭打施工管理システムの開発

石塚浩次・根本孝志・林田善久 …… 31. 3. 127~144

情報センター

運河計画論史

— 中世の運河からパナマ運河までの開門式運河 —

長野正孝 …… 31. 3. 3~35

Index of Report of P. H. R. I. Vol. 31

	Vol. No.	pp.
Hydraulic Engineering Division		
Experimental Study on Motions and Forces of Overtopping Waves on Composite Breakwaters Shigeo TAKAHASHI, Kimihiko ENDOH and Zen-ichirou MURO	31. 1.	3~50
Numerical Simulation of the Shoaling of Irregular Waves Using a New Boussinesq Model Okey Nwogu, Tomotsuka TAKAYAMA and Naota IKEDA	31. 2.	3~19
Field Experiment of Wave Power Extraction Caisson Breakwater -Date Analysis of Wave Forces and Power conversion- Shigeo TAKAHASHI, Takashi ADACHI, Hiroaki NAKADA, Hideaki OHNEDA, Hisao KATO and Masazumi SHIKAMORI	31. 2.	21~54
A Spectral Wave Prediction System For A Single Point Chiaki Goto and Toshio AONO		55~73
Experimental Study on People's Safety Against Overtopping Waves on Breakwaters -A study on Amenity-oriented Port Structures (2nd Rept.) - Shigeo TAKAHASHI, Kimihiko ENDOH and Zen-ichiro MURO	31. 4.	3~31
Marine Hydrodynamics Division		
Effect of Global Warming on Drainage Function of Pump Stations in ports Yasushi HOSOKAWA and Yoshiyuki SEKINE	31. 1.	51~115
Analysis of tide gauge records and sealevel change around Japanese coast Kazuo MURAKAMI and Kuniaki YAMADA	31. 3.	37~70
Geotechnical Engineering Division		
Lateral Resistance of Single Piles under Large Repeated Loads Yoshiaki KIKUCHI, Kunio TAKAHASHI, and Misao SUZUKI	31. 4.	33~60
Properties of Japanese Normally Consolidated Marine Clays Obtained from Static Piezocone Penetration Test. Hiroyuki TANAKA, Motoo SAKAKIBARA, Kenji GOTO, Koji Suzuki and Takeshi FUKAZAWA	31. 4.	61~92
Structural Engineering Division		
Shaking Table Tests and Seismic Response Analysis for Slit Caisson with Dissipating Blocks Makoto OSADA, Tatsuo UWABE and Takemitsu TAKANO	31. 1.	117~147
Calculation Method of Forces and Moments Induced on Pontoon Type Floating Structures in Waves Shigeru UEDA, Satoru SHIRAIISHI and Takashi ISHISAKI	31. 2.	75~106
Thermal Stress Analysis for Cylindrical Concrete Structures Osamu KIYOMIYA, Masao YAMADA and Mikihiro NAGASAKO	31. 3.	71~96

Planning and Design Standard Division

A Study on Human scale of Space Surround With Hills and Capes

Ushio SAITOH, Masatoshi TAKESHITA and Kenji UESHIMA 31. 2. 107~114

Machinery Division

Fluidity Characteristics of Muddy Slurry with Compressed Air
in Horizontal Pipe) 2nd report)

Yoshikuni OKAYAMA, Motokazu AYUGAI, Makoto SUZUKI
and Hiroya FUKUMOTO 31. 3. 97~126

Development of Execution Control System for Pile Driving

Koji ISHIZUKA, Takashi NEMOTO and Yoshihisa HAYASHIDA 31. 3. 127~144

Information Processing Center

Planning and technology for lock Canal upon History

-From Medieval Canal to the Panama Canal- Masataka NAGANO 31. 3. 3~35

港湾技術研究所報告 第31巻 第4号

1992. 12

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 (株) 東京プリント

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.

Copyright © (1990) by P.H.R.I

Allright reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitt-ed, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of. P.H.R.I

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。