HOKKAIDO UNIVERSITY

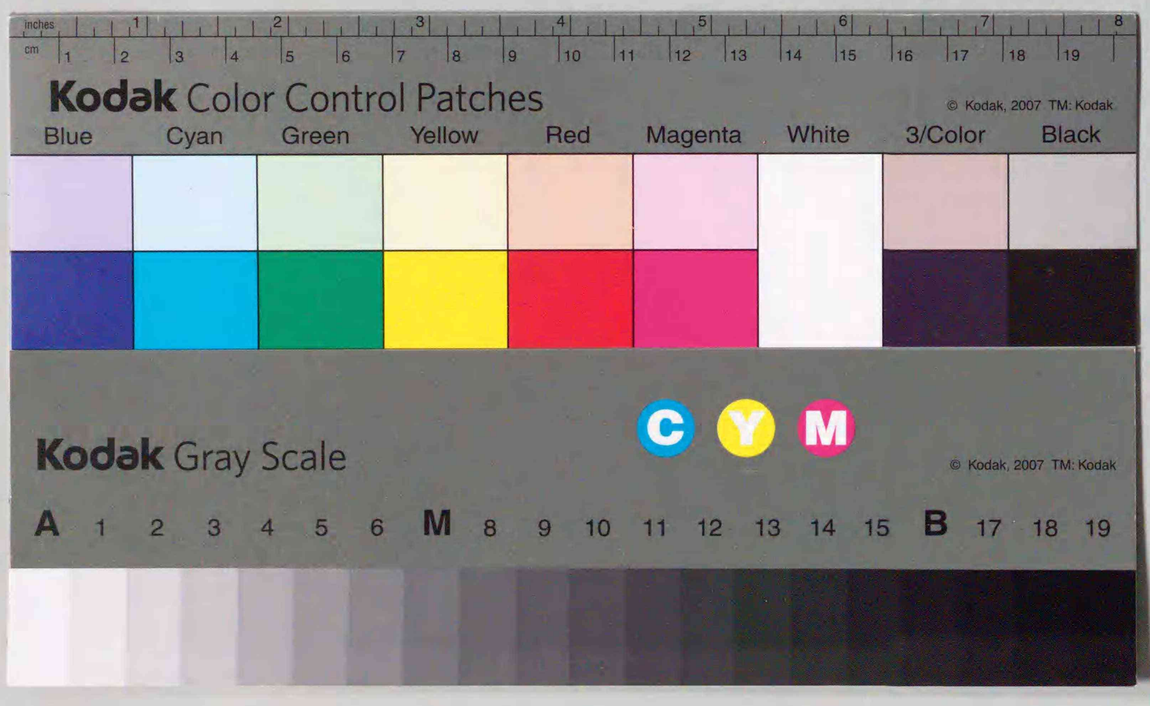
Title	洪積砂礫地盤のせん断波速度と変形特性に関する研究
Author(s)	西尾, 伸也
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	乙第3841号
Issue Date	1990-12-25
DOI	https://doi.org/10.11501/3051993
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/51139
Type	doctoral thesis
File Information	000000236678.pdf

Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers : HUSCAP

洪積砂礫地盤のせん断波速度と変形特性に関する研究

1990年6月

西尾伸也



(1)

洪積砂礫地盤のせん断波速度と変形特性に関する研究

１９９０年６月

西　尾　伸　也

目　次

第１章　序論 ---------- 1

１．１　研究の背景 ---------- 1

１．２　研究の目的 ---------- 6

１．３　本論文の構成 ---------- 7

第２章　洪積砂礫地盤からの試料採取方法と試料の物理的性質 ---------- 9

要旨 ---------- 9

２．１　はじめに ---------- 10

２．２　試料採取地 ---------- 10

２．２．１　地盤状況 ---------- 10

２．２．２　原位置試験 ---------- 12

２．２．３　原位置試験から求めた地盤のせん断弾性係数 --- 22

２．３　原位置凍結法による洪積砂礫試料の採取 ---------- 25

２．３．１　試料採取の概要 ---------- 25

２．３．２　地盤凍結 ---------- 25

２．３．３　コアリングおよび供試体成形 ---------- 25

２．３．４　試料の運搬と保存 ---------- 27

２．４　採取試料の物理的性質 ---------- 35

２．４．１　粒度分布 ---------- 35

２．４．２　採取深度による粒度分布・密度の相違 ------- 37

２．４．３　間隙径分布の測定 ---------- 39

２．５　本章の結論 ---------- 43

第３章　室内試験方法 ---------- 45
要旨 ---------- 45
３．１　はじめに ---------- 46
３．２　大型三軸試験装置 ---------- 46
３．２．１　試験装置の概要 ---------- 46
３．２．２　試験手順 ---------- 48
３．３　供試体の体積変化測定 ---------- 49
３．３．１　測定の目的 ---------- 49
３．３．２　測定方法の概要 ---------- 49
３．３．３　測定方法の検証 ---------- 53
３．４　せん断波速度の測定 ---------- 62
３．４．１　測定の目的 ---------- 62
３．４．２　測定の概要 ---------- 65
３．４．３　鋼製円柱を用いた予備試験 ---------- 68
３．４．４　測定方法の検証 ---------- 78
３．５　本章の結論 ---------- 84

第４章　三軸応力状態におけるせん断波速度 ---------- 85
要旨 ---------- 85
４．１　はじめに ---------- 86
４．２　採取した不攪乱試料の応力～ひずみ挙動 ---------- 86
４．２．１　等方圧密試験における変形特性 ---------- 86
４．２．２　動的変形特性 ---------- 88
４．２．３　三軸圧縮試験における強度・変形特性 ---------- 92

４．３　等方圧密中のせん断波速度 ---------- 92
４．３．１　せん断波速度に与える拘束圧の影響 ---------- 92
４．３．２　せん断波速度に与える間隙比の影響 ---------- 97
４．３．３　動的変形試験結果との比較 ---------- 98
４．３．４　不攪乱試料の乱れの評価 ---------- 98
４．４　三軸圧縮試験中のせん断波速度 ---------- 101
４．４．１　せん断に伴うせん断波速度の変化 ---------- 101
４．４．２　正規化応力比 ---------- 106
４．４．３　せん断波速度指数 ---------- 107
４．５　本章の結論 ---------- 112

第５章　掘削過程における原位置せん断波速度 ---------- 113
要旨 ---------- 113
５．１　はじめに ---------- 114
５．２　掘削時における原位置せん断波速度の測定 ---------- 115
５．２．１　測定計器の埋設 ---------- 115
５．２．２　せん断波速度の測定 ---------- 115
５．３　測定を実施した建築現場の概要 ---------- 125
５．３．１　Ｎ現場 ---------- 125
５．３．２　Ｓ現場 ---------- 125
５．３．３　Ｋ現場 ---------- 129
５．４　測定結果と考察 ---------- 133
５．４．１　掘削に伴う支持層のリバウンド ---------- 133
５．４．２　掘削に伴う支持層のせん断波速度の変化 ---------- 133
５．４．３　掘削中のせん断波速度の推定 ---------- 138

5．5　本章の結論 ---------- 144

第6章　せん断波速度による地盤の変形特性の評価 ---------- 145

要旨 ---------- 145

6．1　はじめに ---------- 146

6．2　変形特性とせん断波速度 ---------- 146

6．2．1　接線弾性係数とせん断波速度 ---------- 146

6．2．2　三軸圧縮過程での変形特性とせん断波速度 --- 154

6．2．3　K_0除荷過程での変形特性とせん断波速度 ----- 159

6．3　せん断波速度による変形特性の評価 ---------- 169

6．3．1　地盤の接線弾性係数の推定 ---------- 169

6．3．2　割線弾性係数とせん断波速度 ---------- 170

6．4　残された問題点 ---------- 173

6．5　今後の課題 ---------- 174

6．6　本章の結論 ---------- 175

第7章　結論 ---------- 177

謝辞 ---------- 183

参考文献 ---------- 185

主要記号一覧表

A	：加速度振幅
A_x、A_y、A_z	：x、y、z方向の加速度振幅
C	：せん断波速度を表わす定数
C_0	：掘削前のC
C_i、C_f	：等方応力状態、破壊状態でのC
c’	：粘着力（有効応力表示）
E	：変形係数
e	：間隙比
D_{50}	：平均粒径
G	：せん断弾性係数
G_{sec}	：割線せん断弾性係数
G_{tan}	：接線せん断弾性係数
G_{vs}	：せん断波速度から求めたG
$(G_{vs})_0$	：掘削前のG_{vs}
$(G_{vs})_i$	：等方応力状態でのG_{vs}
I_{vs}	：せん断波速度指数
K_0	：静止土圧係数（K_0値）
$(K_0)_0$	：掘削前のK_0値
$(K_0)_{NC}$	：正規圧密状態でのK_0値
k、m、n	：せん断波速度の応力依存性を表わす定数
N	：N値
N_d	：大型貫入試験から求めたN値
N_s	：標準貫入試験から求めたN値

OCR	：過圧密比
p	：平均有効主応力
p_c	：拘束圧
q	：軸差応力
R	：応力比（$=\sigma_a/\sigma_r$）
R_n	：正規化応力比
U_c	：均等係数
V_s	：せん断波速度
$(V_s)_0$	：掘削前のV_s
$(V_s)_i$	：等方応力状態でのV_s
v	：体積ひずみ
γ	：せん断ひずみ
ε_a	：軸方向ひずみ（三軸供試体）
ε_r	：半径方向ひずみ（三軸供試体）
ρ	：密度
σ_a	：軸方向有効応力（三軸供試体）
σ_r	：半径方向有効応力（三軸供試体）
$(\sigma_a)_i$、$(\sigma_r)_i$	：等方応力状態でのσ_a、σ_r
σ_v	：上載圧
$(\sigma_v)_0$	：掘削前のσ_v
τ	：せん断応力
ϕ'	：せん断抵抗角（有効応力表示）

第１章　序論

１．１　研究の背景

地質年代の内、200万年前から現在までは第四紀と呼ばれている。第四紀はさらに、氷河の発達していた更新世と、その最終氷河期に続く完新世に細分され、両者の区切りは1万年前とされている。しかし、実質的には、約2万年前の最後の氷河最盛期以後、海水面が上昇し、堆積物が当時の地形面を埋め始めたため、この期を境に、地形的には低地と台地、地質的には軟弱地盤と締まった砂礫層の基盤というような明瞭な違いが認められる。土木地質の分野では、2万年前を境に洪積世と沖積世に区分し、各々の地層は洪積層、沖積層と呼ばれている[1)]。

東京都における地質断面の模式図を図-1.1[2)]に示す。また、表-1.1[2)]は地層の層序表である。東京都内では、江戸川層、東京礫層、東京層およびローム層が代表的な洪積層である。この内、基盤として工学的に利用されてきたのは東京礫層および江戸川層（成田層または下部東京層とも呼ばれる）である。東京礫層は江戸川層および上総層郡を覆ってほぼ全域に分布しており、層厚は5～10m、厚い所では20mにも及んでいる。礫の大きさも、玉石から小砂利程度まであって地域的な変化が多いとされている。江戸川層は上総層群を覆い南西部で薄く、北部・東部へ向かって厚くなっている。礫、砂、粘土の互層から成る上層部と、砂と粘土の互層から成る下層部に大別されている。東京礫層および江戸川層は一般に圧縮性は非常に小さく、また大きな強度を有しており、高層ビルの支持層として充分に期待できるため、従来から多くの重要構造物の支持地盤として利用されている。表-1.2[3)]に東京都内で建築された主な超高層ビルの概要を示す。ここに示したビルはすべて東京礫層あるいは江戸川層に直接支持している。

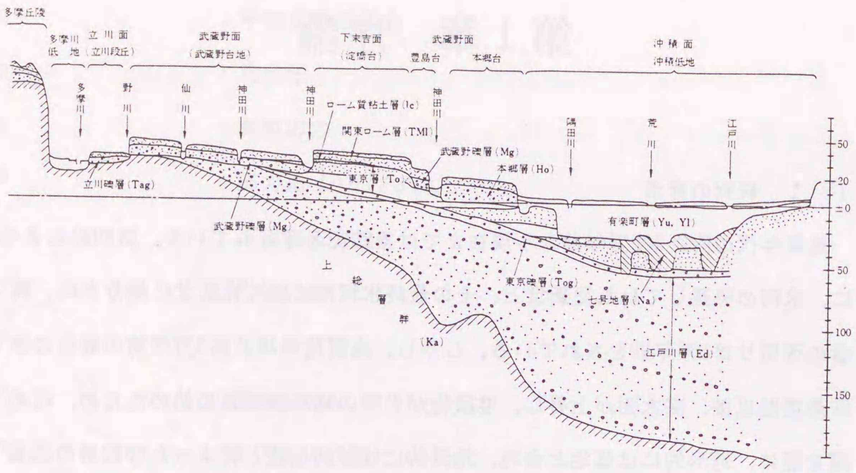


図-1.1　東京都の地質断面図[2)]

表-1.1　東京都の地層における層序[2)]

地質時代	台地域					低地域							
						地層の重なり方から見た地盤のタイプ							
						A	B	C	D	E	F	G	
沖積層	黒色腐植土 黒土				沖積層(Al)軟らかい粘土，泥炭	表土・盛土・埋土							
						有楽町層(Yu, Yl)	上部(Yu)：ゆるい砂，砂礫						
							下部(Yl)：軟らかい粘土						
洪積世					場所によって違うが，沖積層の下位に分布する主な地質	七号地層(Na)，やや軟らかい粘土とやや締った砂の砂礫							
	立川ローム(Ta)									埋設段丘礫層-1 (btg-1)			
						埋立ローム(bl)							
					立川礫層(Tag) Tag	埋設段丘礫層-2 (btg-2)							
	武蔵野ローム(Mul)												
	ローム質粘土(lc)	ローム質粘土(lc)											
			本郷層(Ho)やや締った砂，砂礫		Ho								
	武蔵野礫層(Mg)				Mg								
	東京層(To)				To	To				締った砂，硬い粘土互層			
	東京礫層(Tog)				Tog	Tog				締った礫混り砂，砂礫			
	江戸川層(Ed)					Ed 締った砂，硬い粘土，砂礫の互層							
第三紀	上総層群(Ka)：締った砂，泥岩よりなる．（三浦層群とも呼ばれている）												

表-1.2　東京都内の主な超高層ビル（直接基礎）[3)]

区分	建築物の名称	所在地	階数（地上／地下）	地下の深さ（ＧＬ－m）
台地部	サンシャイン６０	豊島区	６０／３	２３．３
	新宿センタービル	新宿区	５３／４	２７．５
	新宿三井ビル	同上	５５／３	２０．０
	新宿野村ビル	同上	５３／５	２８．０
	新宿住友ビル	同上	５２／４	２０．５
	新宿ヒルトンビル	同上	３８／４	２７．０
	新宿ＮＳビル	同上	３０／３	１７．０
	六本木アークビル	港区	３６／３	２２．０
	東邦生命本社ビル	渋谷区	４０／４	２２．０
	赤坂プリンスホテル新館	千代田区	３９／２	１４．０
低地部	世界貿易センタービル	港区	４０／３	２２．０
	東芝本社ビル	同上	４０／３	２０．３
	日本電気本社ビル	同上	３９／３	２４．４
	霞が関ビル	千代田区	３６／４	１７．９
	第一勧銀本店ビル	同上	３２／４	２５．０
	日比谷国際ビル	同上	３１／５	２６．６
	帝国ホテルタワー棟	同上	３１／４	２２．０

注）建築物周辺地盤面（ＧＬ）の標高：台地部　T.P.+10 ～+40m
低地部　T.P.+ 3 ～+10m

洪積層の中でも特に砂礫地盤は、通常の構造物に対して充分な支持力を持つ安定な地盤とされ、技術的な検討対象となる機会は他の地盤に比べて少なかった。しかし、近年、大都市における高層ビルの建築、地下鉄建設、重要構造物の基礎工事、また、地下空間開発に関連した大規模掘削工事において、洪積砂礫地盤の変形特性が工事の難易を左右する技術的な問題として取上げられるようになってきた。さらに、最近は原子力発電所の第四紀層への立地計画が検討され、洪積砂礫地盤の強度・変形特性の究明が急がれている。しかし、洪積砂礫地盤の力学特性に関する研究はほとんど未着手の状態である。これは、洪積砂礫地盤に対する調査・試験技術の開発の遅れが大きな原因である。

一般的に砂礫地盤は、粒径が大きく粒子間の結合力も小さいため、乱れのない試料の採取および供試体の成形が極めて困難である。乱された試料から室内再構成試料を作成する方法も使われているが、試料の密度および粒度分布を原位置の状態に再現しても、その骨格構造を再現することは不可能であり、現地盤の力学特性を正確に推定することは難しいと考えられる。砂地盤から原位置凍結法で採取した不攪乱試料の液状化強度を他の試料の強度と比較した研究[4]に依れば、トリプルチューブサンプラーで採取した試料では約30%、再構成試料では約30～60%の強度しか持っていないことが報告されている。不攪乱試料を用いた室内試験による検討が望まれている。また、原位置から採取した試料を用いて室内試験を実施する場合には、試験結果に与える試料の乱れの影響について充分注意する必要があるが、砂礫試料の乱れの評価方法も確立されてはいない。

一方、原位置で変形特性（変形係数）を求める方法としては、標準貫入試験、平板載荷試験、孔内水平載荷試験、および弾性波速度測定等の試験があるが、砂礫地盤に適用する場合には種々の問題が内在している。

標準貫入試験は、地盤の力学的性状を原位置で調べる方法として広く普及しており、測定値（Ｎ値）の蓄積も多く、Ｎ値と変形係数の相関について多くの検討

が進められている。しかし、砂礫地盤に適用した場合、大径の礫にシューが当たると過大なＮ値を示すことがあり[5]、Ｎ値に意味を持たせること自体が困難である。標準貫入試験のサンプラーと落下エネルギーを大型化した大型貫入試験も実施されているが、その適用性については必ずしも明らかになっていない。さらに、測定深度が大きい場合、あるいはＮ値が50以上の硬質地盤の場合には、その信頼性が充分に解明されていないのが現状である。

平板載荷試験、孔内水平載荷試験は、地盤に荷重を載荷し、直接的に変形係数を求める方法であり、試料の採取が困難な地盤で実施されることが多い。掘削による緩み、荷重載荷面における応力解放の問題が大きく、再載荷を行ってもその影響を消すことはできないことが指摘されている[6]。また、載荷板の大きさと許容される最大礫径の関係についても解決すべき問題が残されている。

ＰＳ検層に代表される弾性波速度測定は、地盤の耐震解析に必要な動的地盤定数を直接求められる方法として、最近普及してきている。この方法の大きな特徴は非破壊状態で地盤の弾性波速度を測定できることであり、応力解放の影響は全くない。また、測定された弾性波速度は、弾性波が伝播してきた地盤のマクロ的な平均値であり、土粒子径による影響もない。しかし、弾性波速度測定で得られる微小ひずみレベルでの弾性係数から地盤変形を論ずる時のひずみレベルでの弾性係数をいかに推定するかについては明確になっていないのが現状である。

このような試験法に起因する問題の他にも、洪積砂礫地盤の変形特性を評価する際の課題は残されている。一般に地盤の変形係数は応力依存性を持つことが知られている。したがって、構造物の沈下を精度良く予測するためには、基礎工事として行なう掘削によって支持層の変形係数がどの程度低減するかを評価する必要がある。しかし、掘削に伴う地盤内応力の変化、特に水平応力の変化をいかに評価するかについての検討例は少ない。また、掘削に伴う地盤の変形係数の変化を原位置試験により実測した報告は見当らず、支持層の変形係数の評価に必要と

なる基礎的データは乏しい。

1．2　研究の目的

本研究は、上述したように未解明な部分の多い洪積砂礫地盤の変形特性について、不攪乱試料を用いた室内試験、および原位置試験の両者から考察を加えたものであり、室内および原位置で測定したせん断波速度に着目して研究を展開した。その目的を以下に示す。

(1) 洪積砂礫地盤から採取した試料の室内試験を行い、物理的性質および強度・変形特性における洪積砂礫試料の特徴を把握する。また、室内で再構成した試料の室内試験結果に基き、採取試料との相違を定量的に明らかにする。

(2) 三軸試験装置において採取試料のせん断波速度を測定する手法を確立し、これを用いて採取した洪積砂礫試料の乱れを評価する。

(3) 三軸圧縮試験中の洪積砂礫試料についてせん断波速度の測定を実施し、せん断波速度の応力依存性を室内試験により詳細に把握する。

(4) 洪積砂礫地盤の原位置せん断波速度の計測結果に基づき、せん断波速度の応力依存性について検討を加え、荷重変化に伴うせん断波速度の変化を予測する手法を確立する。

(5) 原位置応力状態の変化を考慮し、せん断波速度から地盤の変形係数を推定する手法を確立する。

以上の目的を達成することにより、本研究は、せん断波速度を用いた変形特性評価法を確立し、洪積砂礫地盤に支持される重要構造物の設計において必要となる、地盤の変形係数の合理的な設定法を提案しようとするものである。

1．3　本論文の構成

本論文は7章で構成される。

2章では、洪積砂礫試料を採取した地盤の地質状況および原位置試験結果について考察し、原位置凍結法による不攪乱試料の採取について述べる。さらに、採取した試料について実施した物理試験およびポロシメーター試験の結果より洪積砂礫試料の物理的的特徴について言及する。

3章では、洪積砂礫試料の室内試験に用いた大型三軸試験装置（供試体寸法：直径300㎜、高さ600㎜）および試験手順について述べ、供試体の体積変化測定について検討を加える。さらに、大型三軸試験装置を用いた供試体のせん断波速度の測定方法を提案し、測定方法および検出した波動の妥当性について検証した予備試験の結果を示す。

4章では、洪積砂礫試料の等方圧密試験および三軸圧縮試験結果を示すと共に、試験中測定したせん断波速度について述べ、採取試料の乱れ、せん断波速度の応力依存性について考察する。さらに、三軸圧縮試験中の不攪乱試料・再構成試料におけるせん断波速度の変化を統一的に表現するため、せん断波速度指数を導入する。

5章では、地盤中に加速度計を埋設してせん断波速度を測定する方法を提案し、3地点の建築現場において、掘削に伴う支持層のせん断波速度の変化を測定した結果について述べる。さらに、掘削過程におけるせん断波速度の変化は有効鉛直応力の変化のみから算定される値より小さいことを示すと共に、掘削に伴うせん断波速度の変化を推定する手法を提案する。

6章では、応力～ひずみ曲線が双曲線の関係にあると仮定して、応力～ひずみ曲線から得られる接線せん断弾性係数とせん断波速度から求められるせん断弾性係数の関係について考察する。第4章で導入したせん断波速度指数を用いて、接線せん断弾性係数の値を評価する手法を示すと共に、三軸圧縮過程およびK_0除荷

過程でのせん断波速度の測定結果より提案した手法の検証を行って、その有効性を明らかにする。さらに、掘削に伴うせん断波速度の変化を考慮することにより、掘削中の地盤の変形特性を評価する方法を提案する。

7章は本研究の結論であり、得られた知見を総括している。

第2章　洪積砂礫地盤からの試料採取方法と試料の物理的性質

要　旨

原位置凍結法を適用して洪積砂礫地盤から不攪乱試料を採取した。対象とした地盤は千葉県中部に分布する万田野砂礫層である。地盤の特性について、原位置試験結果に基づいた考察を加えると共に、原位置凍結法による不攪乱試料の採取方法について述べた。大型貫入試験および孔内水平載荷試験から求めたせん断弾性係数は弾性波速度測定から求めた値に比べ低下しており、大きなせん断剛性を持つ深度の深い層ほど、その低下傾向は大きいことを示し、砂礫地盤の変形係数を弾性波速度から求める方法の有効性を指摘した。さらに、採取した試料について実施した物理試験およびポロシメーター試験の結果より洪積砂礫試料の物理的特徴について検討を加え、同一の砂礫層内であっても、1m程度の深度差で粒度組成および密度が大きく異なること、不攪乱試料と再構成の試料の間隙径分布はその性状が明瞭に異なり、不攪乱試料では直径200μm程度以下の微小間隙の比率が極めて大きいことを明らかにした。

2．1　はじめに

洪積砂礫地盤の強度・変形特性の解明が遅れている原因の一つは、不攪乱試料の採取が著しく困難であったことにある。本研究では、砂地盤で不攪乱試料を採取する方法として実績のある原位置凍結法に着目し、これを洪積砂礫地盤に適用して試料を採取した。本論文で考察を加える室内試験は全て、採取した砂礫試料を用いており、試験結果の信頼性は採取試料の品質に大きく依存している。本章では、試料を採取した地盤の原位置試験結果および試料の物理的性質について検討を加える。

2．2　試料採取地

2．2．1　地盤状況

試料の採取は千葉県君津市近郊の万田野砂礫層で実施した。試料採取地の選定基準は以下の通りである。

(a)　洪積層であること。

(b)　最大礫径が100mm以下で細粒分含有率が5%未満であること。

(c)　砂礫層の層厚が3m以上あり、砂層・粘土層のはさみ層が少ないこと。

(d)　砂礫層の上端の深度が10m以内であること。

以上の選定基準に基づき、東京近郊の10数カ所の候補地から情報を収集し、最終的に上記の万田野砂礫層を対象層と決定した。

採取地付近の地質図を図-2.1[7]に示す。採取地付近は標高約100～150m程度の丘陵が広がり、上総層郡の最上部に当たる洪積世の笠森層（泥質砂岩）、万田野砂礫層（礫岩および含礫砂岩）、長南層（泥岩砂岩互層）および柿ノ木台層（砂質泥岩）が分布する。また、場所によっては洪積世後期の武蔵野・立川段丘堆積物がこれらの層を覆って存在する。万田野砂礫層は笠森層の砂泥互層中に挟まれ、

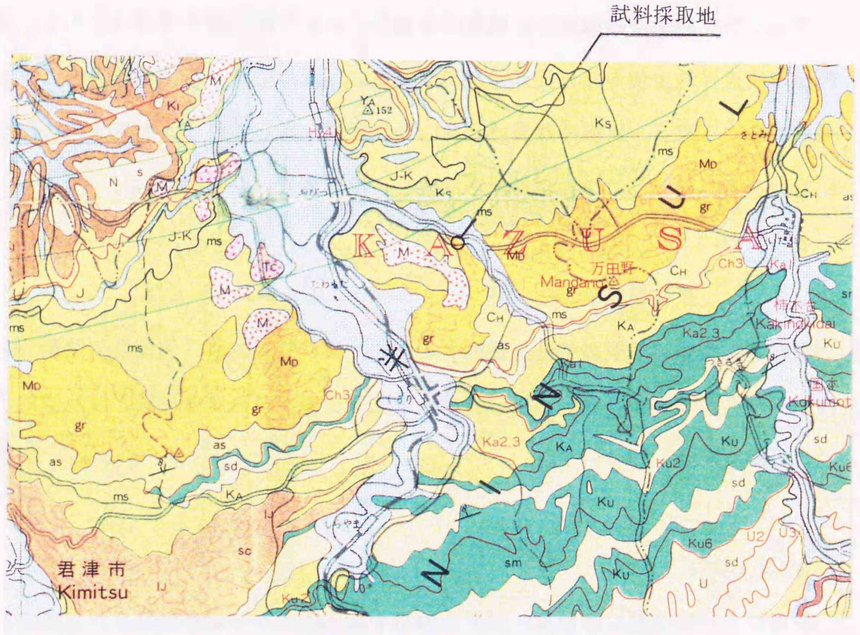


図-2.1　試料採取地付近の地質[7]

比較的連続性に富んだ砂礫層であり、地質年代は東京礫層よりやや古く、50万年前とされている。

ボーリング結果から推定した試料採取地付近の土層断面図を図-2.2に示す。試料採取地点は地表面から万田野砂礫層が分布し、洪積砂層、洪積粘土層および洪積砂礫層から成る。洪積砂礫層は深度5.5m以深に分布しており、地下水位は深度8.3mである。試料はこの砂礫層から採取し、採取深度は6～9mである。

2．2．2　原位置試験

試料を採取する地盤の特性を把握するため、標準貫入試験、大型貫入試験、孔内水平載荷試験およびＰＳ検層を行なった。原位置試験の実施位置と試料採取地点の平面図を図-2.3に示す。

(1)　貫入試験

一般に、砂礫地盤に標準貫入試験を適用すると過大なＮ値が測定される傾向のあることが指摘されている[5)]。試料採取地点の砂礫層の貫入抵抗を正しく評価することを目的に、標準貫入試験に加え大型貫入試験を実施した。両試験とも測定は1m毎に行なった。標準貫入試験と大型貫入試験の仕様の相違を表-2.1に示す。

表-2.1　標準貫入試験と大型貫入試験の仕様

	標準貫入試験	大型貫入試験
サンプラー最大外径	51mm	73mm
サンプラー内径	35mm	54mm
ハンマー重量	63.5kgf	100kgf
ハンマー落下高	0.75m	1.50m

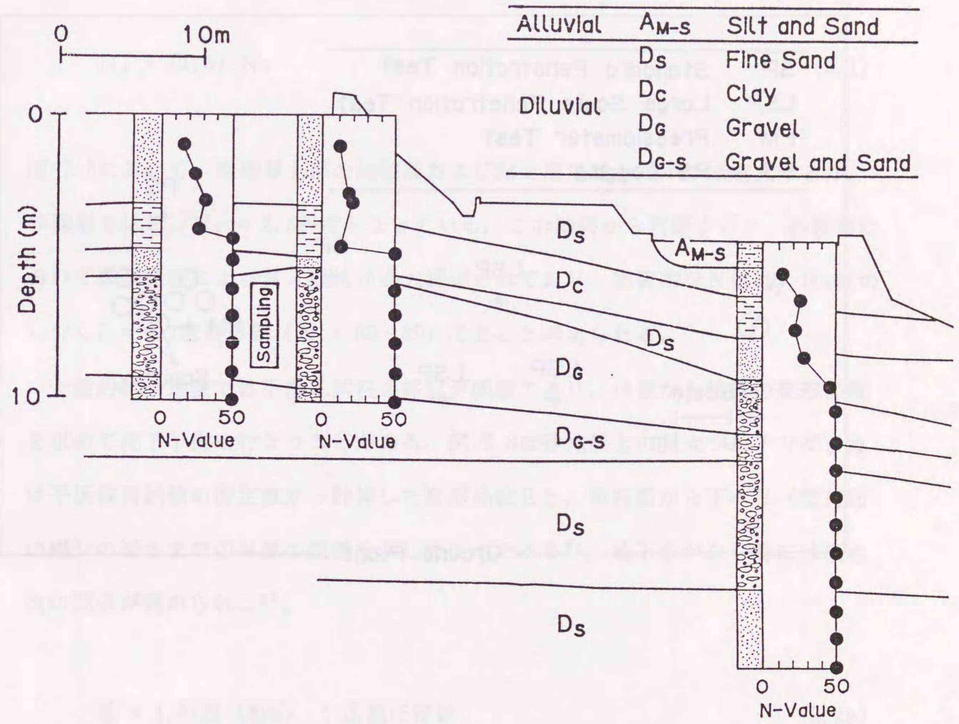


図-2.2　試料採取地の土層断面図

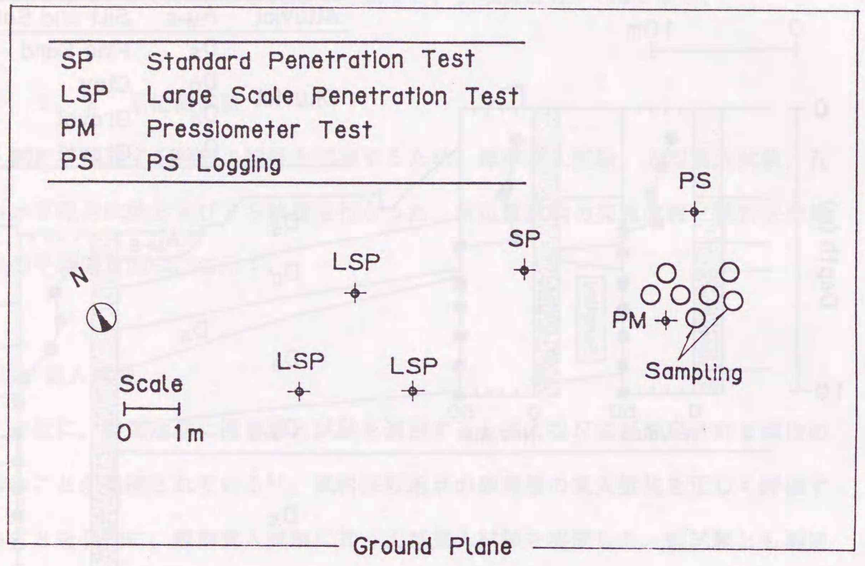


図-2.3 原位置試験実施位置

図-2.4は貫入試験結果を示している。大型貫入試験の打撃回数N_dは、標準貫入試験の打撃回数N_sと同様に30cmの貫入に要した打撃回数である。N_dとN_sの関係を図-2.5に示す。ハンマーの自由落下エネルギーが完全にサンプラー先端に伝達されるとすれば、大型貫入試験における打撃エネルギーは、標準貫入試験のそれの約1.5倍であり、以下の関係が成立する[5)]。

$$N_s = (1.5)\cdot N_d \qquad (2.1)$$

図-2.5において、砂礫層上部の細砂層および粘土層では上式がほぼ成立するが、砂礫層ではN_s/N_d = 2.5程度となっている。この結果から判断すると、砂礫層において礫の妨害により貫入抵抗が過大評価されており、実質的なN値は、N_s値の1.5/2.5 = 0.7程度の値（N = 60～80）であると考えられる。

一般的に砂地盤では不攪乱試料の採取が困難であり、N値から地盤の変形係数を求めて沈下予測を行なうことがある。図-2.6は砂地盤上の実大フーチングまたは平板載荷試験の測定値から計算した変形係数Eと、載荷面から下へB（載荷面の幅）の深さまでのN値の関係を示したものである[8)]。地下水がない時には概ね次の関係が認められる[8)]。

$$E = 1.4\cdot N \ (MPa) \quad : 正規圧密砂 \qquad (2.2a)$$

$$E = 2.8\cdot N \ (MPa) \quad : 過圧密砂 \qquad (2.2b)$$

式(2.2b)を適用し、図-2.4のN値から変形係数を算定したのが図-2.7である。算定には1.5·NdをN値として用い、PS検層から求めたポアソン比を使ってせん断弾性係数Gで結果を整理した。試料を採取した砂礫層でのGは大略70～110MPaの範囲である。算定したGのひずみレベルは、上式の根拠となった載荷試験のひず

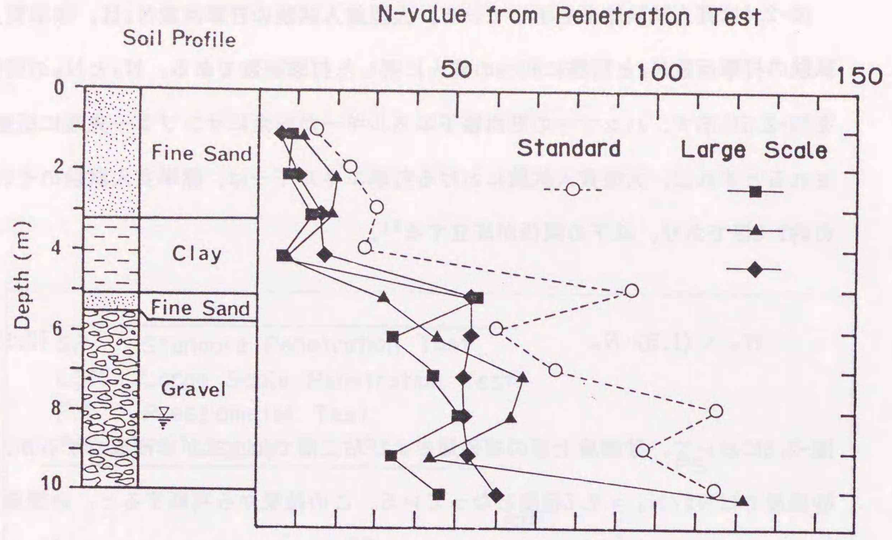


図-2.4　標準貫入試験および大型貫入試験結果

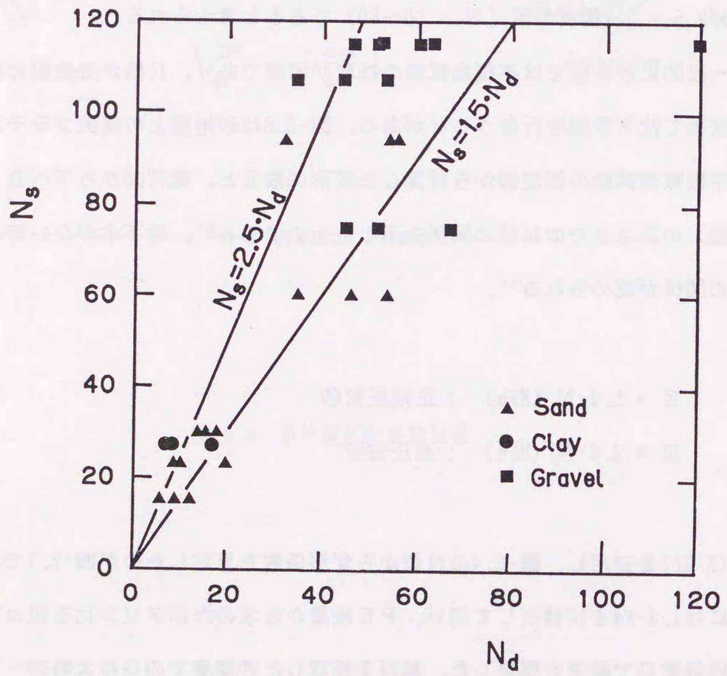


図-2.5　N_sとN_dの関係

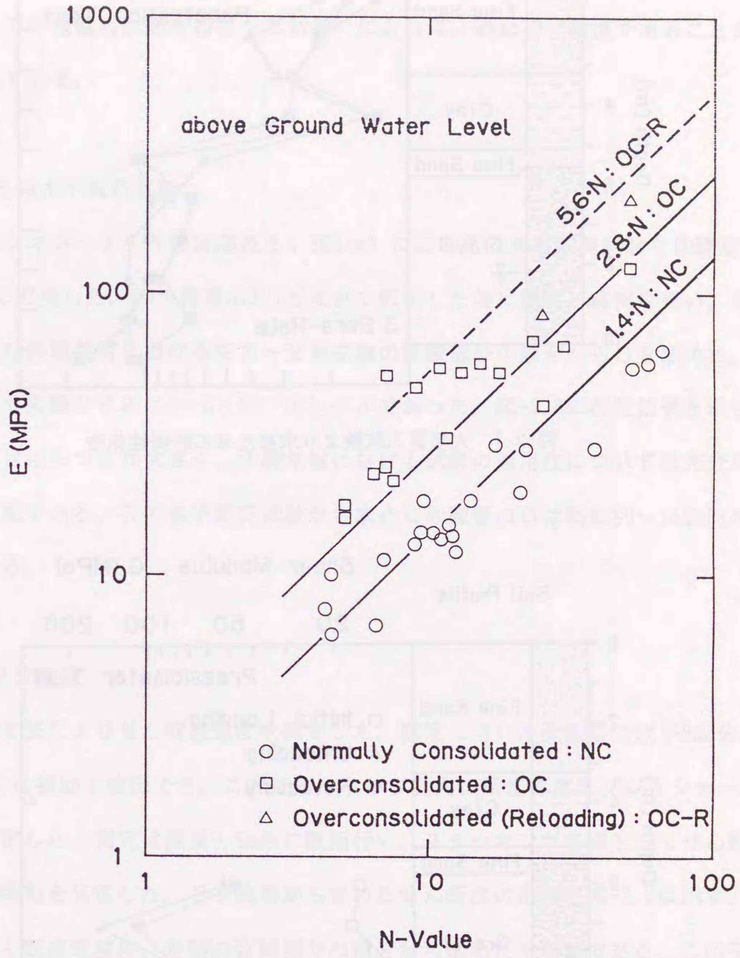


図-2.6　砂地盤のEとN値の関係

（一部修正して文献8)より抜粋）

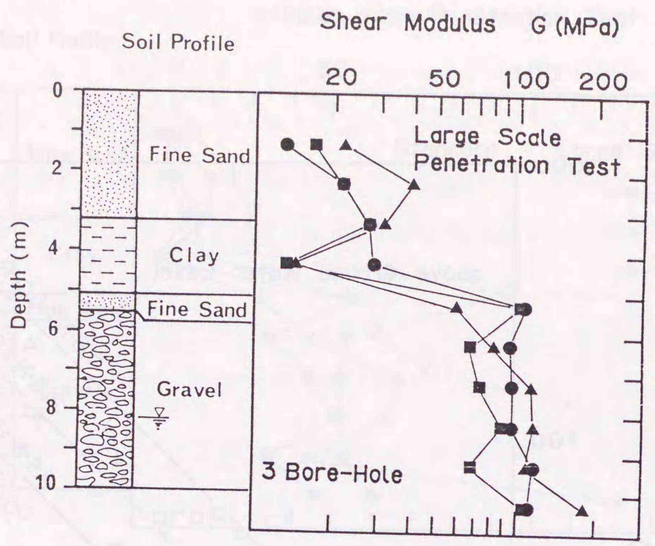


図-2.7　大型貫入試験より求めたせん断弾性係数

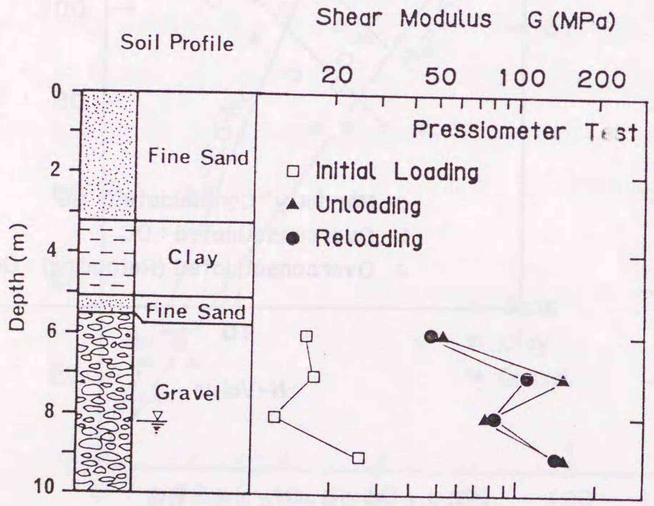


図-2.8　孔内水平載荷試験から求めた砂礫層のせん断弾性係数

みレベルに対応している。しかし、載荷試験で測定される地盤の変形がどの領域のひずみかを限定する根拠に乏しく、また、Ｎ値によってもひずみレベルは異なってくるため、載荷試験のひずみレベルを特定することは困難である。江戸川層について平板載荷試験を行なった結果[9]によれば、概ね10^{-3}程度であることが報告されている。

(2)　孔内水平載荷試験

プレシオメーター（測定部長さ：200mm）による孔内水平載荷試験を砂礫層内の3深度で実施した。降伏荷重の1/2程度まで載荷した後に繰返し載荷を行い、除荷時および再載荷時における圧力～変形曲線の直線部分の傾きからＧを求めた。測定したせん断ひずみは$6～8\times10^{-3}$のレベルであった。図-2.8に測定結果を示す。測定値はばらつきが大きく、砂礫地盤における試験の適用性については充分な検討が必要である。孔内水平載荷試験から求めた砂礫層のＧは概ね80～150MPaの範囲である。

(3)　ＰＳ検層

板叩き法によりせん断波速度を測定した。測定に用いた受振器は水平2成分、上下1成分の振動を検出でき、これをボーリング孔内の所定深度にプレッシャーバックで固定した。測定は深度0.5m毎に数回行い、スタッキング処理をしてせん断波の初動時刻を決定した。ＰＳ検層から求めたせん断波の走時を図-2.9に示す。図中のせん断波速度は、走時の直線部分の傾きから求めた平均値である。この平均的なせん断波速度と各々の走時から求めたせん断波速度を併せて示したのが図-2.10である。各々の走時から求めたせん断波速度はばらつきを持つが、平均的なせん断波速度と比較して大きな変動はない。砂礫層のせん断波速度は300～450m/secの範囲である。図-2.11は、せん断波速度から計算したＧを示している。大型

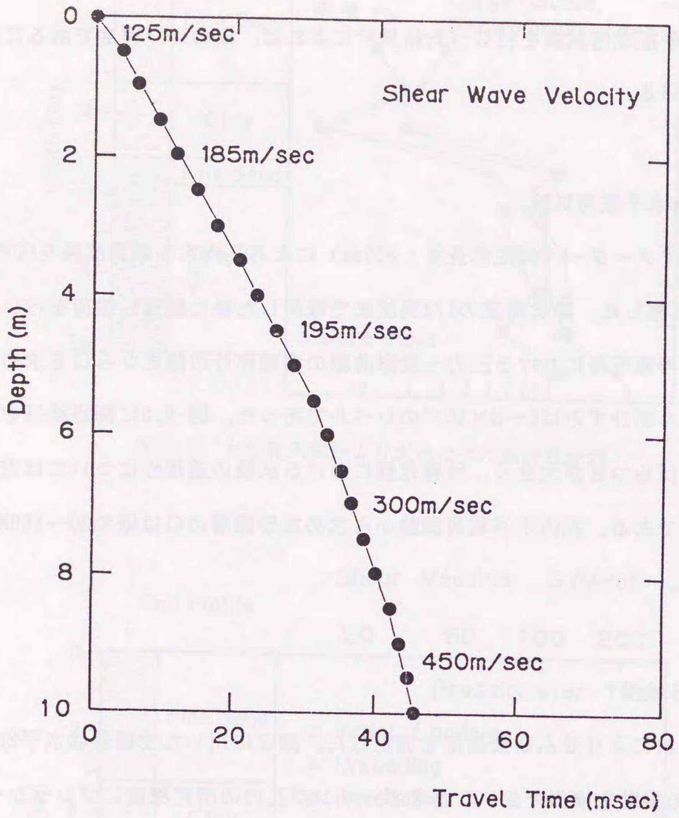


図-2.9　ＰＳ検層から求めたせん断波の走時

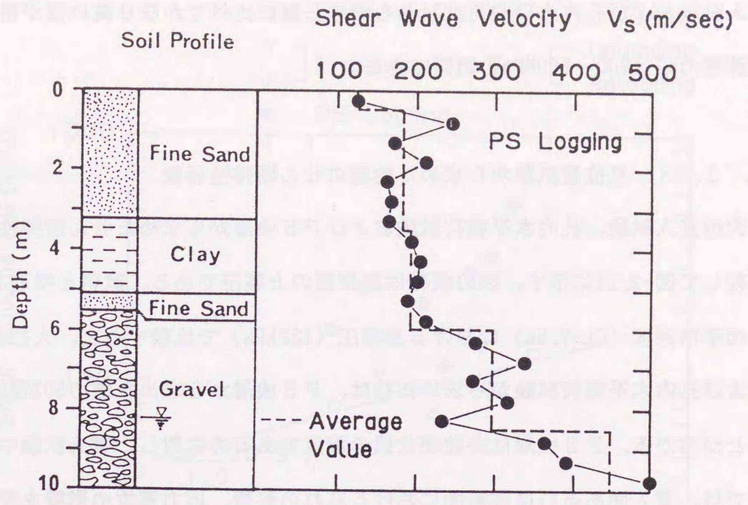


図-2.10　ＰＳ検層で得られたせん断波速度

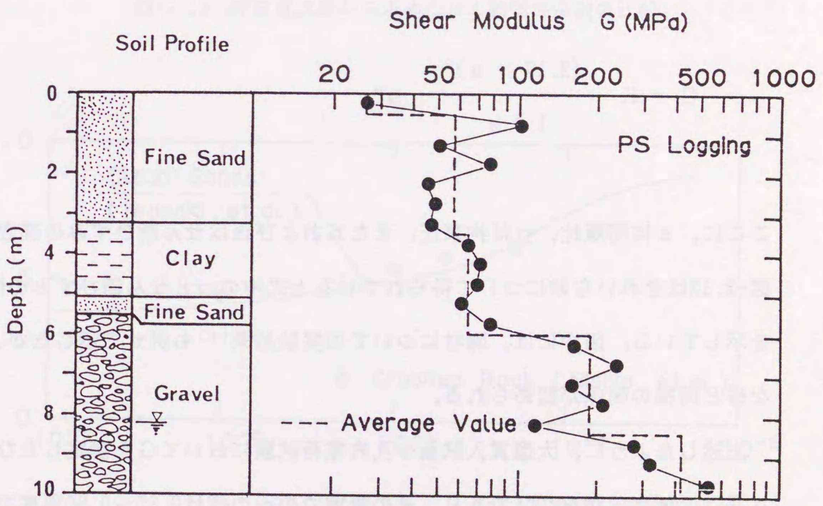


図-2.11　せん断波速度から計算したせん断弾性係数

貫入試験および孔内水平載荷試験から求めた値に比べてかなり高い値が得られ、砂礫層のGは200～500MPaの範囲である。

2．2．3　原位置試験から求めた地盤のせん断弾性係数

大型貫入試験、孔内水平載荷試験およびＰＳ検層から求めたせん断弾性係数を比較して図-2.12に示す。図の横軸は原位置の上載圧である。試料を採取した砂礫層の平均深度（GL-7.5m）における上載圧（132kPa）で比較すると、大型貫入試験および孔内水平載荷試験から求めたGは、ＰＳ検層から求めた値の50%程度であることがわかる。ＰＳ検層は非破壊状態の測定であるのに対し、貫入試験や載荷試験では、貫入面あるいは載荷面における乱れの影響、応力解放の影響を受け易いことが原因として考えられる。

きれいな砂についての多くの実験結果より、Gの圧力依存性を表わす以下の式が提案されている[10]。

$$G = K \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot p^m \qquad (2.3)$$

ここに、eは間隙比、pは拘束圧、またKおよびmはせん断ひずみの関数である。図-2.13はきれいな砂について得られている上式中のmとせん断ひずみの関係[10]を示している。図中には、礫材についての実験結果[11]も併せて示したが、きれいな砂と同様の関係が認められる。

上述したように、大型貫入試験や孔内載荷試験においてGを測定したひずみレベルはほぼ10^{-3}から10^{-2}であり、その範囲でのmの値は0.80～0.90程度である。図-2.12に示した実線はm=0.9を示したものであり、大型貫入試験および孔内載荷試験から求めたGの変化はこの実線と良く対応している。すなわち、大型貫入試

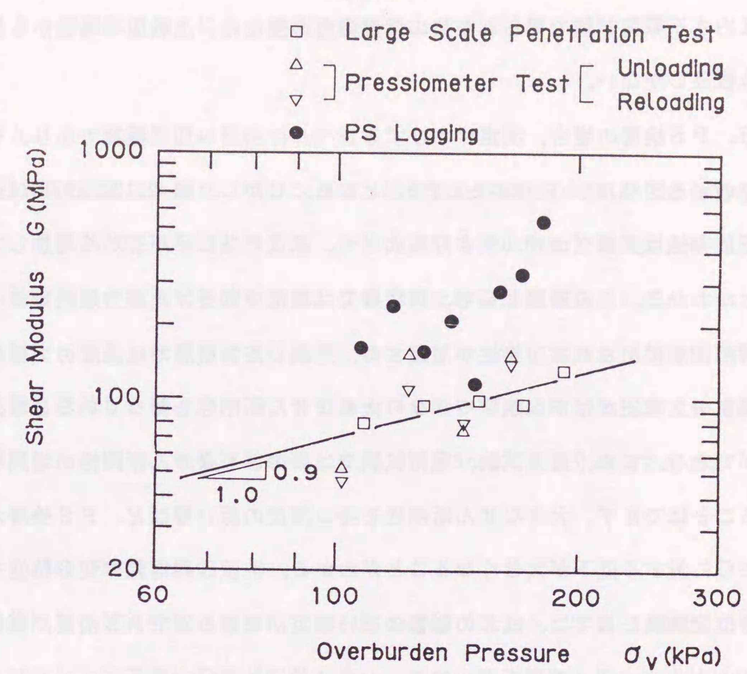


図-2.12　原位置試験から求めたせん断弾性係数の比較

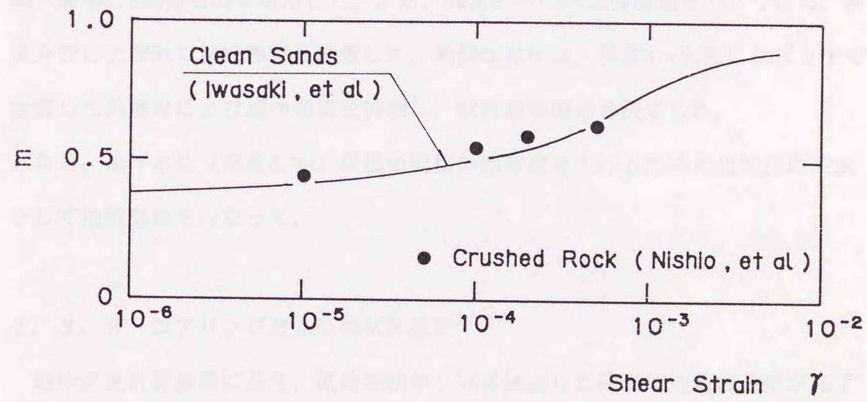


図-2.13　式(2.3)中のmとせん断ひずみの関係
(文献10)の図に文献11)のデータを加筆)

験・孔内水平載荷試験で得られたＧの深度方向の変化は、上載圧の増加から算定される程度しかない。

一方、ＰＳ検層の場合、測定中のひずみレベルは10^{-6}～10^{-5}程度であり、その範囲でのｍを図-2.13から求めると約0.4となる。しかし、図-2.12に示されたＧの拘束圧依存性は実線（m=0.9）よりも大きく、深度と共にＧが著しく増加していることがわかる。この原因として、洪積層では堆積中に受けた応力履歴によってせん断剛性が付加された可能性が想起され、連続した洪積層では深度の大きな所ほど現在の上載圧だけでは説明できない大きなせん断剛性を持っていると考えることができる。また、貫入試験、載荷試験ではこのようなせん断剛性の増加を測定することはできず、大きなせん断剛性を持つ深度の深い層ほど、ＰＳ検層から求めたＧに対する低下が大きくなることがわかる。洪積砂礫地盤の変形特性を調べる原位置試験としては、乱れの影響のない測定ができる点でＰＳ検層が実用的である。

２．３　原位置凍結法による洪積砂礫試料の採取[12),13),14)]

２．３．１　試料採取の概要

原位置凍結法によるサンプリングは、砂地盤を対象として開発された方法[15)]であり、不攪乱試料の採取手段として多くの実績を持つものである。本研究では不攪乱砂礫試料の採取を目的として、この方法を砂礫地盤に適用した。

地盤中に挿入した凍結管内に冷却したブライン（塩化カルシウム溶液）を循環し地盤を凍結した後、大口径コアチューブを用いて凍結地盤からコアー（供試体）を採取した。また、地盤凍結に際しては、深度6～10ｍを部分凍結させた。

２．３．２　地盤凍結

地盤凍結は試料採取用に製作した小型の凍結プラント（写真-2.1参照）を用いた。プラントは運搬や設置が容易であり、従来の液体窒素を用いる方法に比べ経済的である。図-2.14は試料採取地点における凍結管および熱電対の設置状況を示す。凍結管は二重管構造であり、外管は直径101㎜、肉厚3.7㎜、内管は直径34.2㎜、肉厚3.2㎜のものを使用した。また、深度6～10ｍの部分凍結を行なうため、凍結外管の上部5ｍには断熱材を装着した。地盤凍結中は、深度6～9ｍ間に1ｍピッチで設置した熱電対により地中温度を計測し、試料採取時期を決定した。

なお、地下水位（深度8.3m）以浅の地盤の飽和度を上げるため周辺地盤に注水をして地盤凍結を行なった。

２．３．３　コアリングおよび供試体成形

地中温度計測結果に基き、凍結開始から34日経過した時点で地盤の凍結が完了したと判断し、深度6ｍまで掘削して地盤の凍結状態を目視により確認した。その後、掘削面に大型ボーリングマシン（GH-4型）を設置してコアリングによる試料

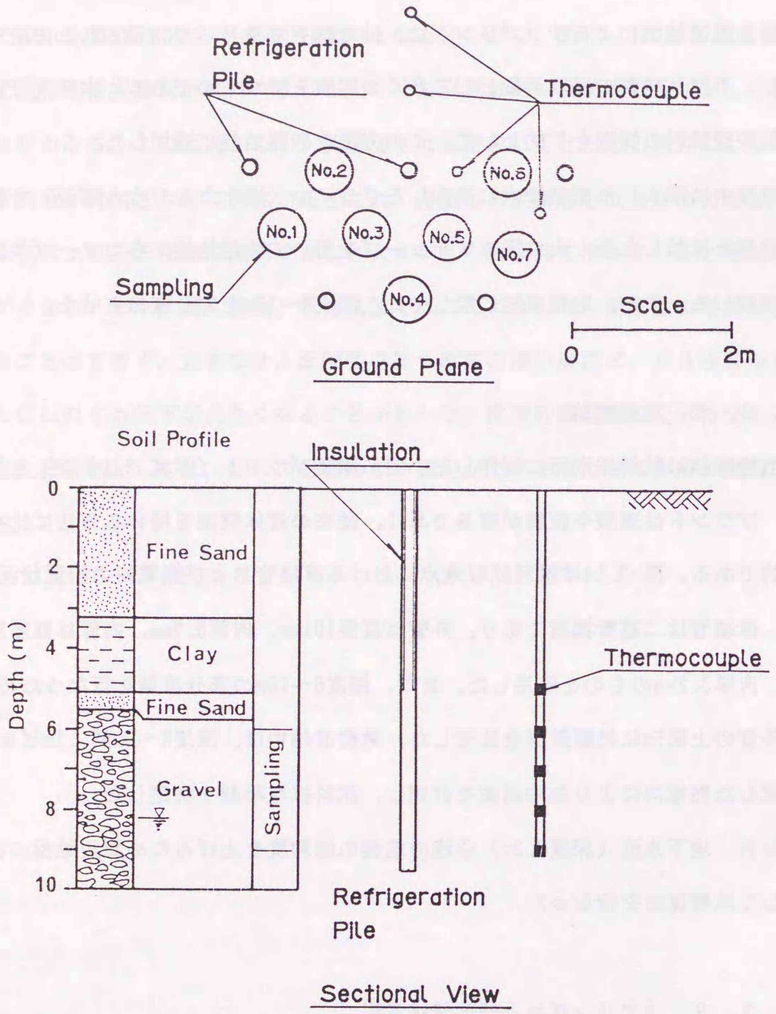


図-2.14　試料採取地点における凍結管および熱電対の配置

採取を開始した。図-2.15は試料採取状況を模式的に示したものである。コアリングには、ダイヤモンドコアリングビット（内径300mm）を装着したダブルコアチューブ（内径302mm）を用いた。写真-2.2にダブルコアチューブを示す。切削用の循環液には、-10°C程度に冷却したエチレングリコール溶液を用いた。一回のコアリングによる試料の長さは、取扱いを容易にするため約1mとし、深度6～9mの範囲で試料を採取した。その後、採取した試料をダイヤモンドブレードカッター（写真-2.3）により、大型三軸試験の供試体の長さ(600mm)に切断した。採取した試料の直径および乾燥密度を表-2.2に示す。

表-2.2　採取した試料の直径および乾燥密度

	試料採取孔						
採取深度	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7
6～7m	300 1.965	298 1.936	- -	298 1.960	301 1.972	302 1.954	299 1.967
7～8m	297 1.848	296 1.898	316 1.935	298 1.905	301 1.832	301 1.853	300 1.772
8～9m	300 1.954	300 1.923	302 1.891	300 1.921	300 1.925	300 1.939	- -

上段：直径(mm)、下段：乾燥密度(Mg/m³)。
試料採取孔No.は、図-2.14参照。

凍結が完了した後の地盤掘削から供試体成形までの一連の状況を写真-2.4～写真-2.9に示す。

2．3．4　試料の運搬と保存

試料の取扱いを容易にするため、凍結試料の運搬および保存には、図-2.16に示

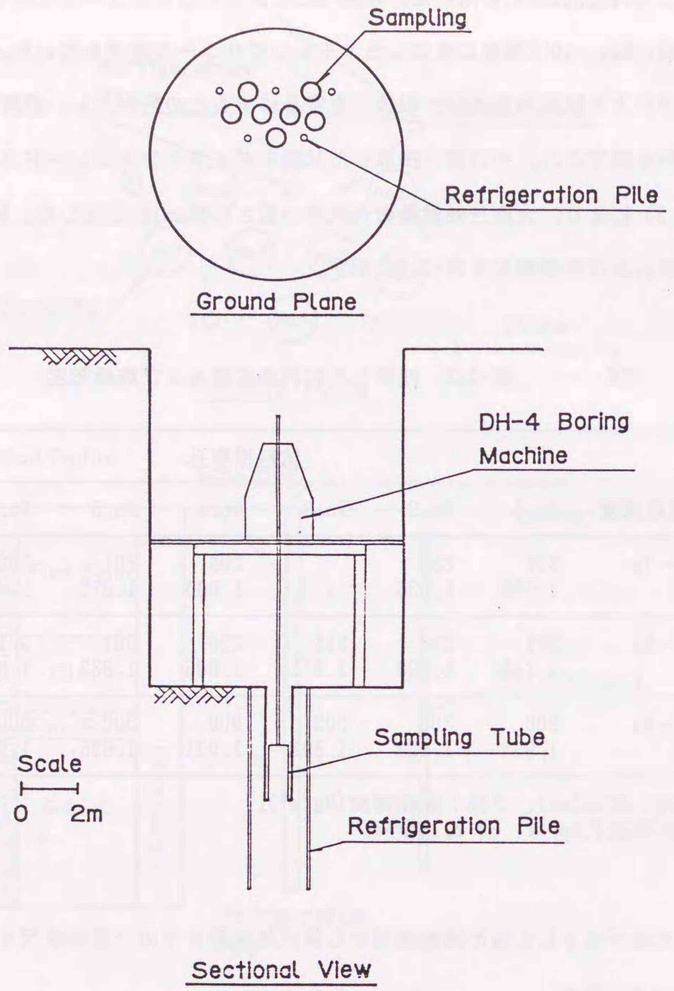


図-2.15　試料採取状況の模式図

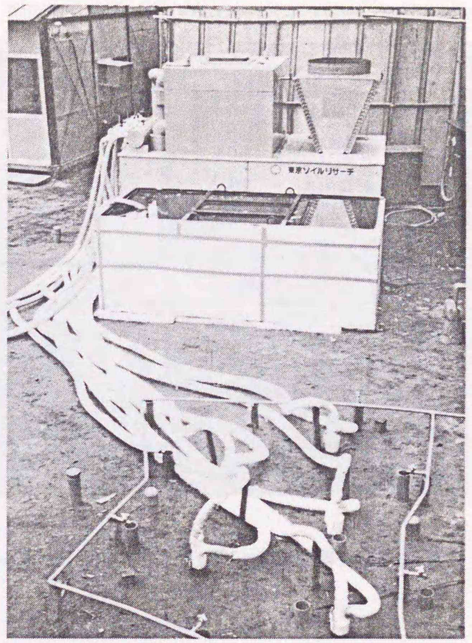


写真-2.1　小型凍結プラントによる地盤凍結

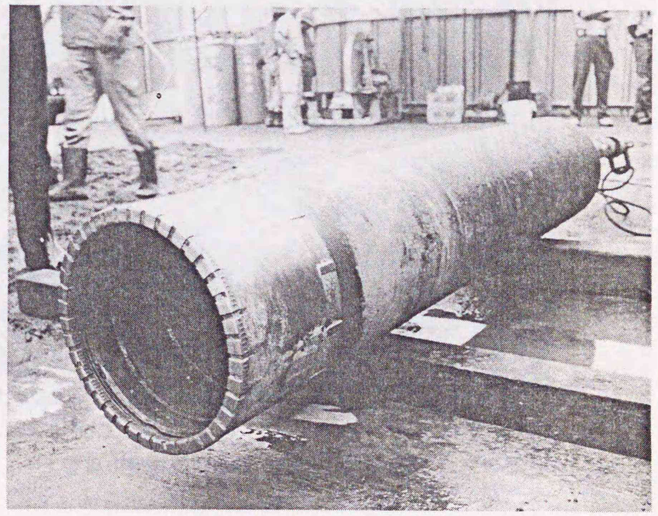


写真-2.2　試料採取に用いたダブルコアチューブ

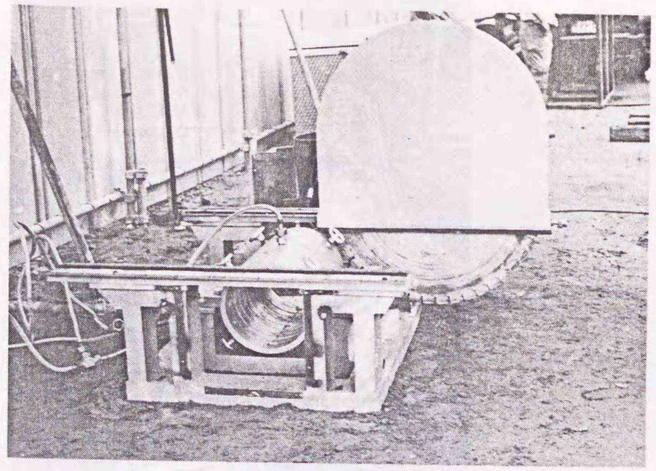


写真-2.3　試料切断に用いたダイヤモンドブレードカッター

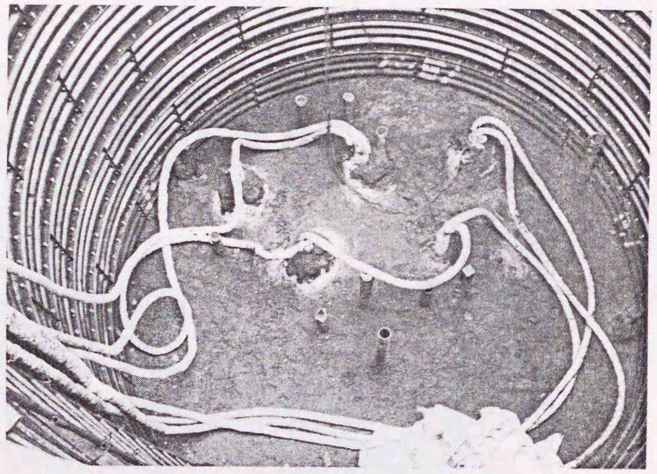


写真-2.4　地盤掘削後、凍結管の盛替え

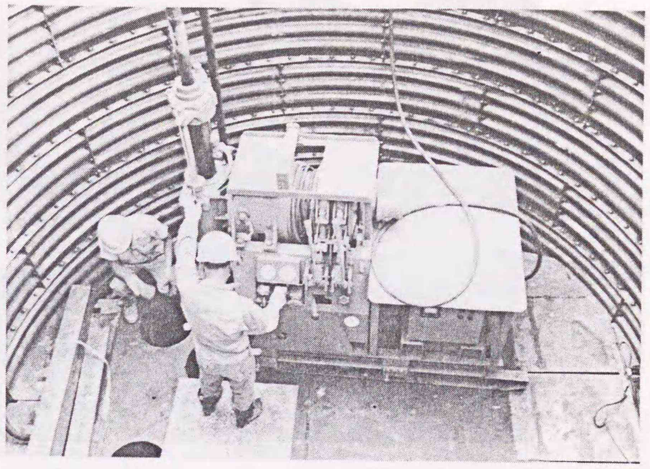


写真-2.5　大型ボーリングマシンの設置

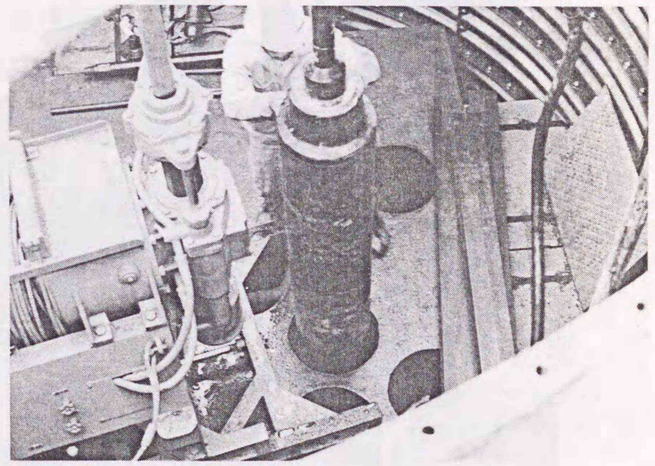


写真-2.6　サンプリングコアチューブの挿入

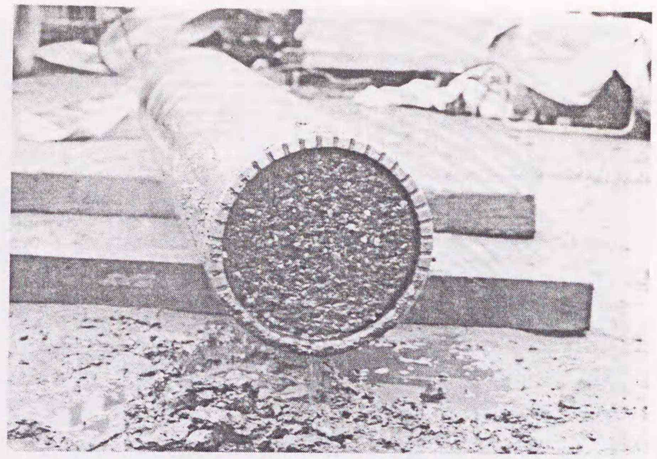


写真-2.7　サンプリングコアチューブ内の採取試料

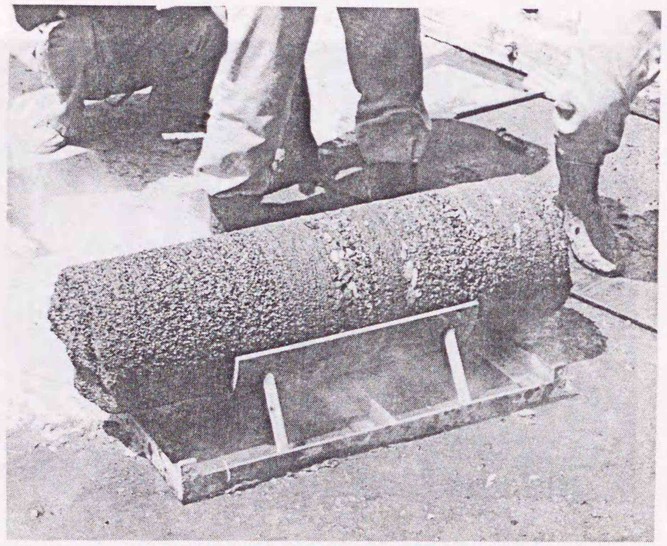


写真-2.8　採取した凍結砂礫試料

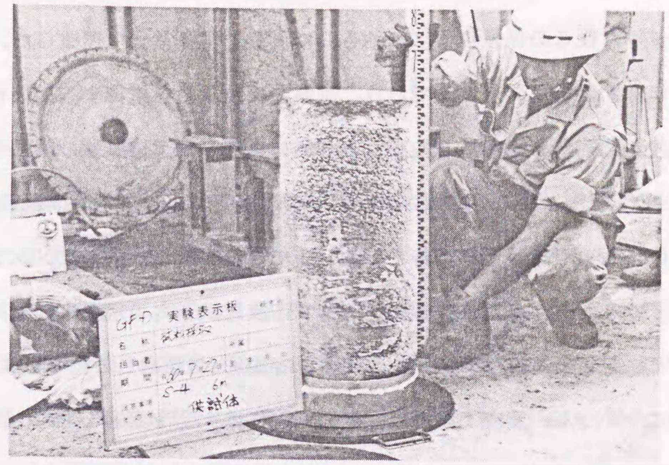


写真-2.9　高さ600mmに切断した凍結試料

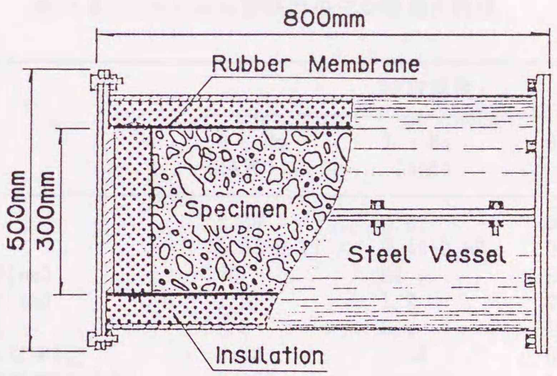


図-2.16　供試体保存容器

した供試体保護容器を用いた。採取した試料は、厚さ2mmのラテックス製メンブレンを付けた後この保護容器に収納し、冷凍車で実験室まで運搬した。供試体保護容器には断熱材が装着されており、試料の凍結状態を維持する効果も期待できる。供試体保護容器の断熱性を検証するために実施した予備試験の結果によれば、試料を-20°C程度に冷却しておけば、25°Cの環境下において24時間経過した後でも、供試体表面の凍結状態を維持することができる。また、試料はメンブレンで密封されているため、長期保存時に懸念される凍結試料内の水（氷）の昇華を防止することに対しても有効であり、実際、保存後約1年経過した後でも試料が乾燥することはなかった。室内での凍結試料の保存には大型冷凍庫を用い、試料の温度を-20°Cの状態に維持した。

２．４　採取試料の物理的性質[16)]

２．４．１　粒度分布

図-2.17は、室内試験終了後の供試体を炉乾燥し、その全量から求めた粒度分布を採取深度ごとに示したものである。採取試料の主な物理的性質を表-2.3に示す。表中の間隙比は凍結供試体の寸法をノギス（高さ）およびテープ（円周長）で測定した結果である。また、比重は、粒径ごとに測定した比重（JIS A 1202準拠：ただし、粒径9.52mm以上の粒子は粉砕後に測定）を用いて求めた合成比重[17)]である。最大・最小密度試験は試料の粒径を考慮して、内径150mm、高さ150mmのモールドを用い、「土質試験法（土質工学会編）」に示された方法に準拠して行なった。豊浦砂を用いた予備試験によれば、最大乾燥密度：1.635Mg/m3、最小乾燥密度：1.339Mg/m^{3}が得られた。

表-2.3　採取した砂礫試料の主な物理的性質

特性値	採取深度		
	6 - 7m（A層）	7 - 8m（B層）	8 - 9m（C層）
比重	2.66	2.67	2.66
間隙比	0.35-0.37	0.40-0.50	0.36-0.38
最大粒径(mm)	76	94	55
平均粒径(mm)	1.8	1.2	2.8
均等係数	8.6	5.7	10.3
細粒分含有率(%)	0.43	0.56	0.33
最大乾燥密度(Mg/m^3)	2.027	1.953	1.974
最小乾燥密度(Mg/m^3)	1.641	1.586	1.630
相対密度(%)	80-88	56-89	87-95

砂礫を構成している主な岩石はチャートであり、質量比で43%を占める。礫の形

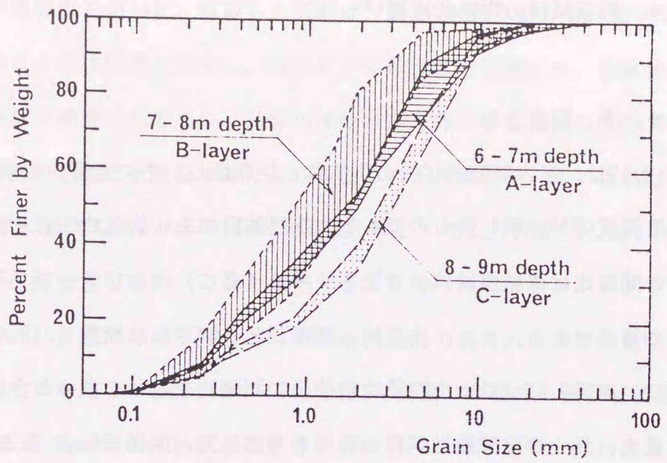


図-2.17　洪積砂礫試料の粒度分布

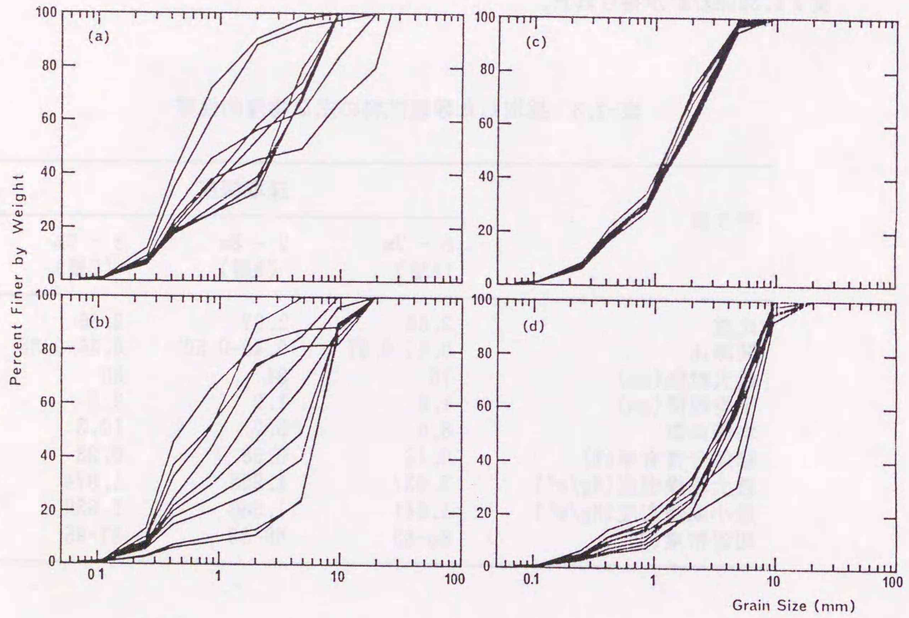


図-2.18　ブロック状試料の粒度分布

（a）A層上部　（b）A層下部　（c）B層上部　（d）C層下部

は丸みを帯びた偏平なものが多く、礫質は非常に堅硬である。以下、採取深度ごとに、深度6～7m：A層、深度7～8m：B層、深度8～9m：C層と略記する。

2．4．2　採取深度による粒度分布・密度の相違

一つの採取孔から得られた試料について、採取深度ごとに粒度分布、密度を測定した。冷凍庫内で保存しておいた試料を、凍結したまま、体積50～100ccのブロックに砕き、深度ごとに約10個のブロックを無作為に選び、その密度を水銀法で測定した。また、密度測定後、試料を炉乾燥し、含水比、粒度分布も各ブロックごとに調べ、ブロックの合成比重を計算した上で、間隙比を求めた。

各深度のブロックの粒度分布を図-2.18に、また、深度による平均粒径D_{50}、均等係数U_cおよび間隙比eの変化を図-2.19に示した。各深度でのD_{50}、U_cの平均値（図-2.19の○印）は、供試体全体での粒度分布の測定結果（図-2.19の●印：表-2.3参照）と良く一致している。しかし、各ブロックの粒度分布のばらつきの程度は深度により異なり、B層、C層に比べ、A層のばらつきは極めて大きい。また、D_{50}とU_cの深度による変化を見ると、C層、A層、B層の順に、両者はともに小さくなっていくことがわかる。こうした結果から考え、A層では、礫分の多い部分と少ない部分が混在して層が構成されているのに対し、B層では砂分が、C層では礫分が、それぞれ卓越した粒度組成を示し、同一の砂礫層内であっても、1m程度の深度差で粒度組成が大きく異なっていることがわかる。続いて、eに着目すると、C層、A層、B層の順にその平均値は大きくなり、各層での粒度分布の違いが、そのまま密度に反映されている。図-2.20に、礫分含有率とeの関係を全てのブロックについて示した。A層とC層はほぼ同一の傾向を示すのに対し、B層では、同じ礫分含有率におけるeがA層より大きくなっていることがわかる。

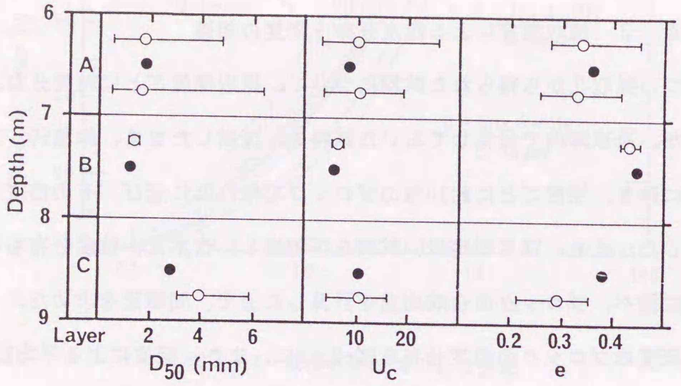


図-2.19　採取深度による平均粒径、均等係数および間隙比の変化

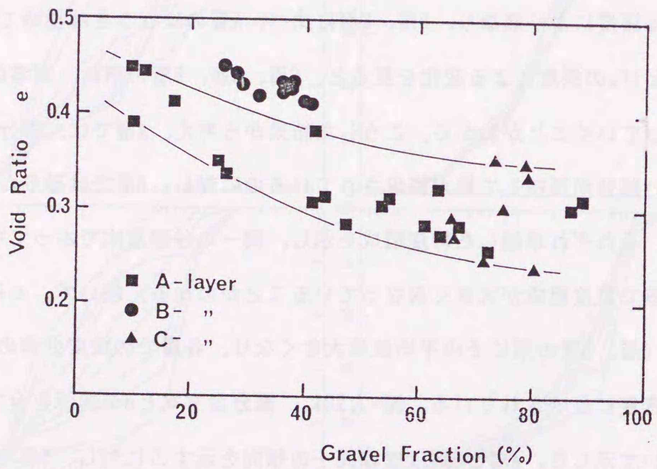


図-2.20　礫分含有率と間隙比の関係

２．４．３　間隙径分布の測定

水銀圧入型ポロシメーター装置により、採取試料および再構成試料の間隙径分布の相違を調べた。ポロシメーター装置は、水銀を試料中に圧入させ、圧入量とその時の圧力を測定することにより、試料の間隙径分布を求めるものである。用いた装置の最大水銀圧入圧力は340MPaであり、約400μm～0.004μmの範囲の間隙径を測定できる。

A層の試料－2個、B層・C層の試料－各々1個、および再構成試料－1個の計5個について測定を実施した。測定に用いた試料（約20mm×20mm×20mm）の粒度分布を図-2.21に示す。ポロシメーター用の試料は完全乾燥状態であることが要求される。しかし、炉乾燥によって試料を乾燥させる場合には、気化に伴う間隙水の表面張力の増大によって、試料の微視的構造が破壊される可能性が指摘されている[18)]。この可能性を考慮し、冷凍庫内に凍結したまま保存しておいた採取試料をフリーズドライ法で乾燥させることによりポロシメーター用の試料を用意した。再構成試料は、採取試料と同一粒度となるよう調整した砂礫にフェノール樹脂（郡栄化学工業製レヂトップPSM-2201）をコーティングし、それを熱硬化によって固める方法で作成した。

採取試料についての測定結果を図-2.22に示す。試料により間隙分布特性が大きく異なることがわかる。図-2.23は試料の代表的な礫であるチャートの間隙径分布を別途測定した結果を示したものである。礫自体にも、直径1μm以下の間隙が存在している。そこで、図-2.22に見られた直径1μm以下の間隙は全て礫自体の持つ間隙であると仮定し、この間隙を含まない試料中の間隙径分布を求めてみたのが図-2.24である。この図の縦軸は、水銀法を適用して求めた乾燥密度および吸水率（JIS A 1110）から計算した、礫中の間隙を含まない試料中の全間隙体積を100%としている。A層・C層の試料とB層・再構成の試料の間隙径分布はその性状が明かに異なり、前者の方が200μm程度以下の微小間隙の比率が極めて大きくなってい

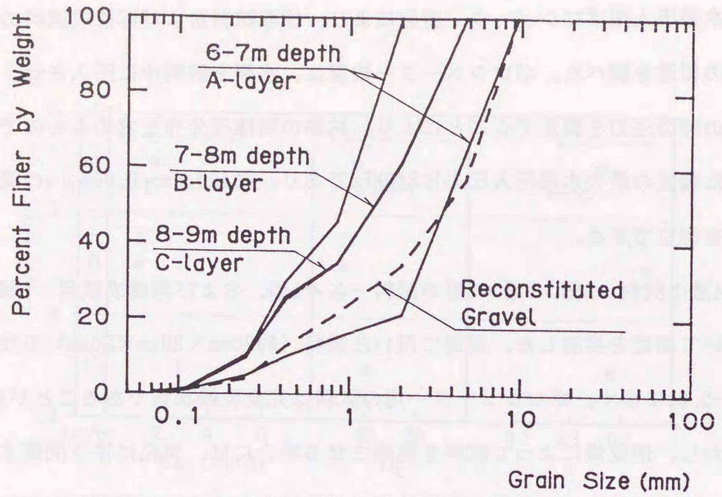


図-2.21　ボロシメーター用試料（2～4cc程度）の粒度分布

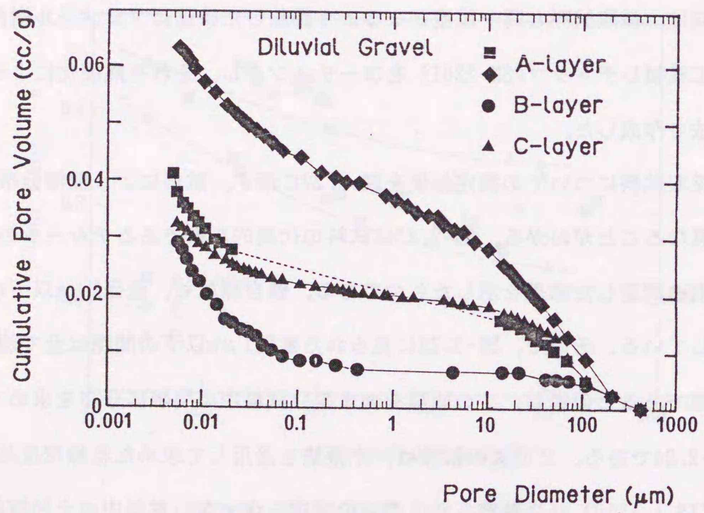


図-2.22　採取試料の間隙径分布

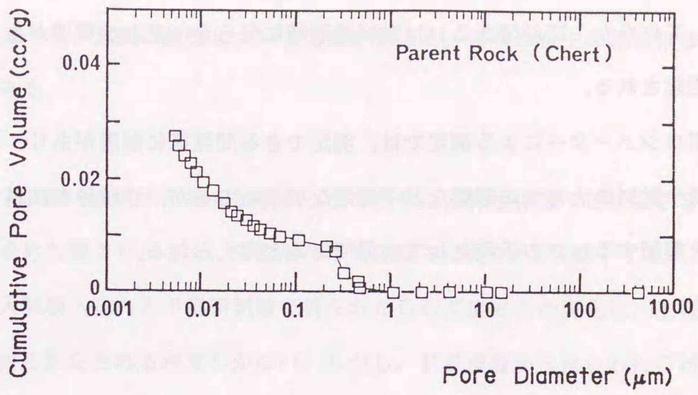


図-2.23　礫（チャート）の間隙径分布

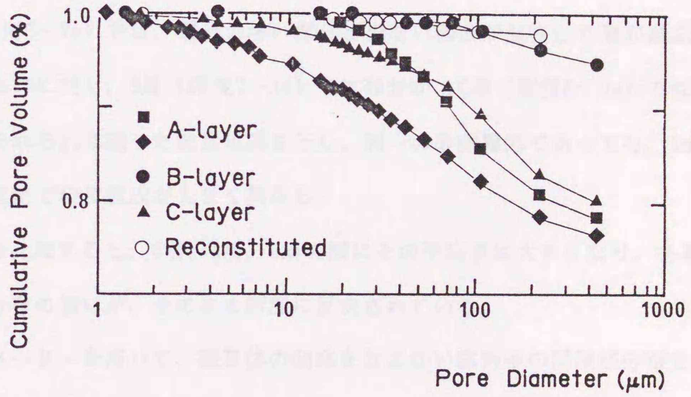


図-2.24　礫自体の間隙を含まない間隙径分布の比較

ることがわかる。A層・C層の試料に比べB層からの採取試料は供試体として成形できた高さも低く、また図-2.20で示したように、礫分含有率と間隙比の関係も他の層とは異なる傾向が認められる。したがって、B層の採取試料は元来脆弱な構造を有していたか、凍結時あるいは試料採取時に何らかの乱れの要因が生じた可能性が想起される。

ポロシメーターによる測定では、測定できる間隙径に制限があり、また間隙の形状や試料の大きさの影響など不確定な要素もあるが、洪積砂礫試料の微視的構造を解明する一つの手段として有効であると考えられる。

２．５　本章の結論

洪積砂礫試料採取地点で行なった原位置試験、採取した砂礫試料の物理試験およびポロシメーター試験の結果について考察を加えた。得られた主な結論は以下のとおりである。

1）大型貫入試験・孔内水平載荷試験から求めたせん断弾性係数（Ｇ）はＰＳ検層から求めた値より小さく、砂礫層の平均深度では約１/２に低下する。

2）大型貫入試験・孔内水平載荷試験で得られたＧの深度方向の変化は、上載圧の増加から算定される程度しかない。しかし、ＰＳ検層から得られたＧは深度方向の増加傾向が著しい。したがって、大きなせん断剛性を持つ深度の深い層ほど、ＰＳ検層のＧに対する大型貫入試験・孔内水平載荷試験の値の低下が大きい。

3）A層（深度6～7m）では、礫分の多い部分と少ない部分が混在して層が構成されているのに対し、B層（深度7～8m）では砂分が、C層（深度8～9m）では礫分が、それぞれ卓越した粒度組成を示し、同一の砂礫層内であっても、1m程度の深度差で粒度組成が大きく異なる。

4）間隙比を比較すると、C層、A層、B層の順にその平均値は大きくなり、各層での粒度分布の違いが、そのまま密度に反映されている。

5）ポロシメーターを用いて、礫自体の間隙を含まない試料中の間隙径分布を求めた。採取試料と再構成の試料の間隙径分布はその性状が明らかに異なり、採取試料では直径200μm程度以下の微小間隙の比率が極めて大きい。

第3章　室内試験方法

要　旨

洪積砂礫試料の室内力学試験に用いる大型三軸試験装置および試験手順について述べた。まず、供試体の体積変化測定について検討を加え、従来の測定法ではメンブレン貫入により無視できない誤差があることを示し、供試体の側方変位を直接測定する方法を提案した。続いて、大型三軸試験装置を用いた供試体のせん断波速度測定法を提案し、その検証を行なった。この方法は、三軸セル側壁に設置した水平ピストンを打撃することによりせん断波を発生させるもので、打撃力、打撃角およびせん断波の受振に用いる加速度計の設置位置の影響について、鋼製円柱供試体を用いた予備試験により検討し、提案した方法によって発生させた波動および受振した波はせん断波と判断できることを示した。さらに、測定した鋼製円柱および豊浦砂のせん断波速度は従来報告されている値と良く一致し、提案したせん断波速度測定法の妥当性を確認した。

3．1　はじめに

採取した洪積砂礫試料の最大粒径を考慮し、室内力学試験には大型三軸試験装置（供試体直径300mm、高さ600mm）を用いた。本章では、試験装置の概要、試験手順について述べ、さらに、本研究において不可欠な測定技術である、供試体の体積変化測定およびせん断波速度測定について、測定法の妥当性を検証した予備試験結果を示す。

3．2　大型三軸試験装置

3．2．1　試験装置の概要

図-3.1に大型三軸試験装置を示す。拘束圧は最大800kPa、軸荷重はサーボ型油圧アクチュエーターにより最大±2MPaの荷重を0.001～10Hzの周波数で繰返し載荷を行なうことができる。また、三軸セル下部に設置してある油圧ピストンを用いると、最大7MPaの静的な軸荷重載荷が可能である。

軸荷重測定用のロードセルは、繰返し載荷用として三軸セル内部に設置する容量±50kNのもの、また静的載荷用としては三軸セル外部に設置する容量±500kNのものを用意し、試験に応じ選択して使用した。軸変位は、三軸セル内部の電磁誘導型非接触変位計（微小変位用）と三軸セル外部の差動トランス型変位計（容量120mm）で計測した。体積変化は、渦電流型非接触変位計（Gap-sensor）を用いてセル液に浮かべたフロートの鉛直変位を計測する方法、および電磁誘導型非接触変位計（Bisonゲージ）を用いてセル内部で供試体の側方変位を計測する方法を併用して測定した。測定法の詳細については3．3で述べる。

また、三軸セル側壁には水平ピストンが設置してあり、これによりせん断波を発生させ供試体のせん断波速度を測定することができる。測定方法およびその検証結果について3．4で述べる。

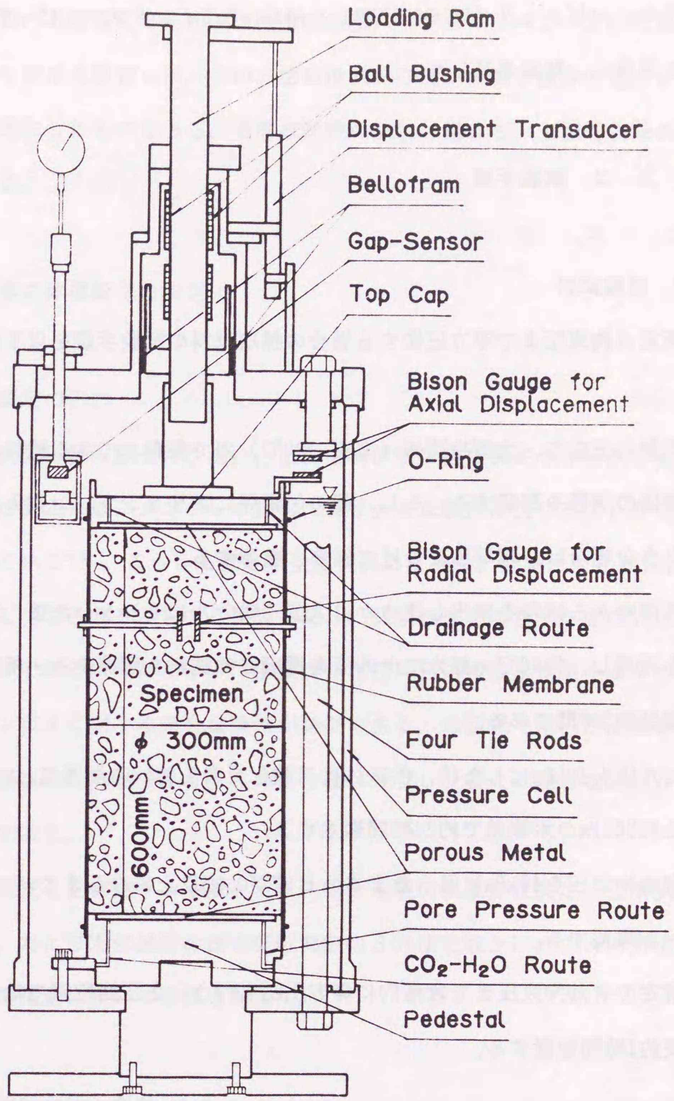


図-3.1　大型三軸試験装置

測定データの採取には、CONTEC製12bitAD変換ボードを内蔵したNEC製16bitパーソナルコンピュータ（PC-9801UV2）を用い、3.5インチフロッピーディスクにデータを保存し、計算処理した。

３．２．２　試験手順

(1)　採取試料

所定の拘束圧まで等方圧密する場合の採取試料の試験手順を以下に示す。

①試験に先立ち、大型冷凍庫（室温 -20℃）内で保存してある試料の端面および側面の状態を確認する。もし、礫の欠落等によりメンブレン貫入が懸念されるような場合は、標準砂をつけて補修、整形する。

②冷凍室から試料を搬出し速やかに大型三軸セルにセットした後、35kPaのセル圧を載荷し、約40℃の温水でセル液を循環させ試料を解凍する。解凍に要する時間は約2時間である。

③セル圧を49kPaにした後、供試体に二酸化炭素を約16時間通気し、続いて脱気水を約20kPaの水頭差で約24時間通水する。

④有効拘束圧を49kPaに保ったまま、Ｂ値が0.95以上になるまでバックプレッシャーを載荷する。

⑤所定の有効拘束圧まで段階的に等方圧密を行う。各圧密段階では一次圧密終了後約1時間放置する。

(2)　再構成試料

採取試料と力学特性を比較するため、室内で再構成した試料を作成した。作成に際しては、採取試料と密度および粒度分布を揃えることに留意した。図-2.17の

平均的粒度分布になるよう粒度調整した炉乾燥試料を10層に分けて供試体作成用モールドに詰め、各層毎にモールドの側壁を小型バイブレーターで一定時間加振することにより密度を調整した。この方法は供試体作成時の粒子破砕を最小に抑えることを目的にしたものである。再構成試料の試験の場合も、上記③以降の手順は同じである。

３．３　供試体の体積変化の測定[19)]

３．３．１　測定の目的

粗粒材料の大型三軸試験を行う場合、圧密中の体積変化の測定や非排水せん断中の間隙水圧の測定には、メンブレン貫入により大きな誤差が生じることが従来から指摘されている[20)]。こうした測定誤差は材料の圧縮性、非排水せん断強度、液状化強度などの特性値を左右する要因であり、試験結果を解釈する際の大きな支障となるものである。したがって、精度良く粗粒材料の特性を把握するためには、メンブレン貫入に関する充分な検討が必要である。本研究で用いた洪積砂礫試料の最大粒径は60～80mmであり、このようなメンブレン貫入に関わる問題が懸念される材料である。

供試体の体積変化を測定する手段として、①セル液の水位変化測定、②供試体の排水量測定、および③供試体の側方変位測定の３方法を取上げ、各々の方法で得られる体積変化量について考察を加えた。

３．３．２　測定方法の概要

本研究で検討した体積変化測定法は、①セル液の水位変化測定、②供試体の排水量測定、および③供試体の側方変位測定の３つであり、以下にそれぞれの測定法の概要を述べる。

① セル液の水位変化測定（以下、Gap-Sensor法）

渦電流型非接触変位計（Gap-sensor）を用いて、セル液に浮かべたフロートの鉛直変位を計測する。この方法は、供試体が不飽和状態であっても適用できると言う利点を持つ反面、メンブレン貫入による測定誤差は避けられない。また、セル圧の増加によって、変位計自体の鉛直変位やセルの体積膨張が生じるため、測定精度を確保するには、こうした量を事前に検定しておく必要がある。図-3.2は、鋼製円柱（直径300mm、高さ600mm）を三軸セルにセットし、セル圧の増加にともなうセル液の水位変化を調べた結果である。変位計自体に生じた鉛直変位を補正した場合も併せて示してある。最大で約0.8mmの水位低下を起こしており、これは供試体の体積変化量では約90cc、体積ひずみにして約0.2%の測定誤差となる。本研究では、この測定結果を基に試験時に計測した水位変化の補正を行っている。

② 供試体の排水量測定（以下、ビュレット法）

耐圧ビュレット（容量1000cc)を用いて目視で排水量を測定する。非常に簡便な測定方法であるが、供試体の飽和が必要条件である。また、Gap-Sensor法と同じく、メンブレン貫入による測定誤差は避けられない。他の誤差要因としては、バックプレッシャーによる排水経路の体積膨張が考えられるが、測定した結果（図-3.3）によれば、生じる体積変化は約 0.5cc/100kPa、供試体の体積ひずみに換算すると10^{-5}/100kPa程度であり、実質上問題とはならないことがわかる。

③ 供試体の側方変位測定（以下、Bisonゲージ法）

電磁誘導型非接触変位計（Bisonゲージ）を用いて、セル内部で供試体の側方変位を計測する。変位計を先端に取付けたアクリル製のアームをメンブレンの上から直接供試体の側面に設置した。アームの設置位置は、供試体上端から15cmの位置とし、設置方法は図-3.4に示す通りである。また、設置状況（試料：砂礫）を

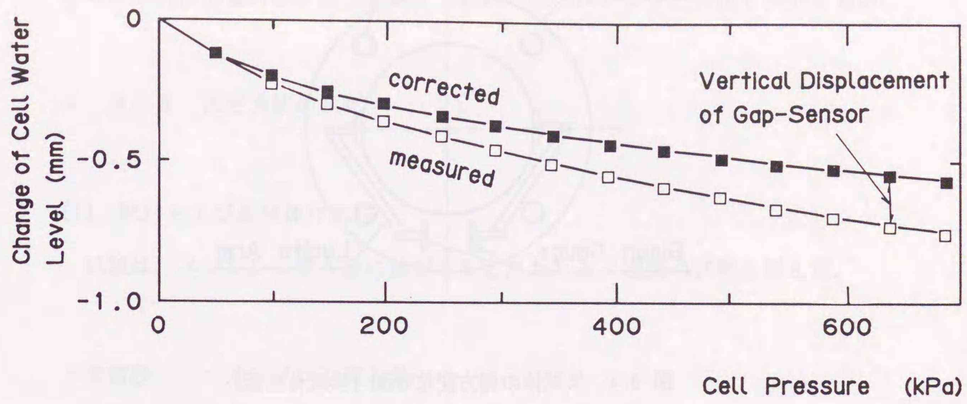


図-3.2 セル液水位の圧力依存性

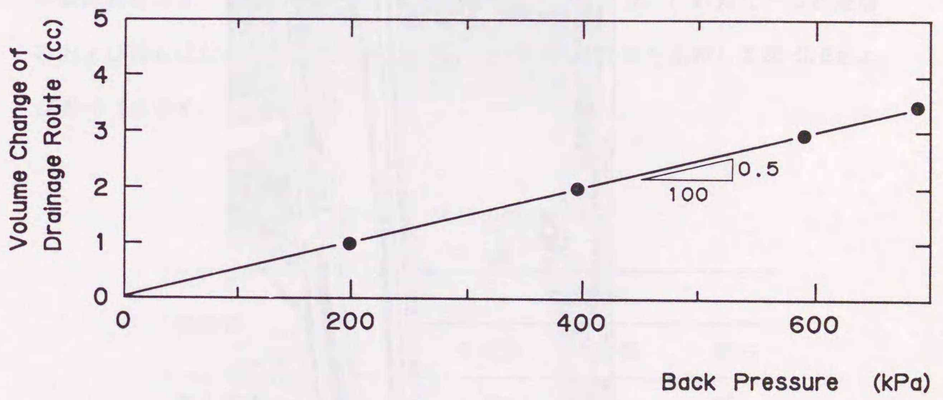


図-3.3 バックプレッシャーによる排水経路の体積変化

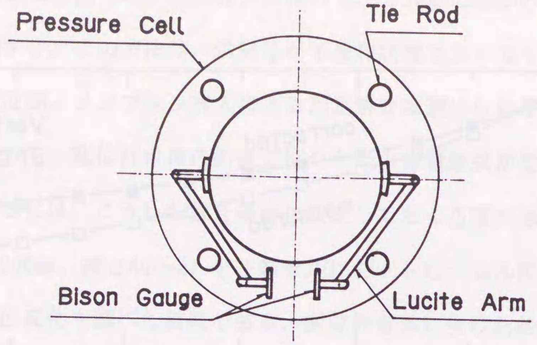


図-3.4　供試体の側方変位計測（供試体断面）

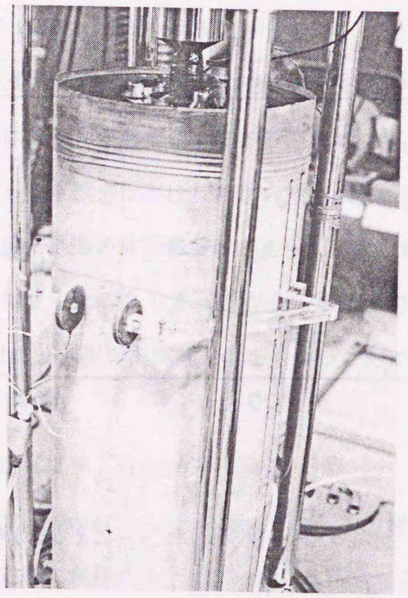


写真-3.1　側方変位の計測（試料：砂礫）

写真-3.1に示す。この方法は、不飽和土の場合でも有効であり、また、メンブレン貫入による測定誤差もない。測定結果の読取りは最小約0.01mmまで可能であり、これは供試体の側方ひずみに換算すると10^{-5}レベルとなり、精度も充分である。

３．３．３　測定方法の検証

(1)　試料および供試体作成法

試験は、メンブレン貫入量に差があると思われる３種類の試料を選んだ。

・豊浦砂　　：メンブレン貫入量→小
・砂礫　　：メンブレン貫入量→中
・砕石　　：メンブレン貫入量→大

砂礫試料とは３．２．２で述べた再構成試料のことであり、これに比べると豊浦砂および砕石は粒径の揃った試料である。試料の粒度分布を比較して図-3.5および表-3.1に示す。

表-3.1　試料の粒度分布

特性値	試料		
	豊浦砂	砂礫	砕石
最大粒径(mm)	0.420	75	35
平均粒径(mm)	0.175	1.8	23
均等係数	1.5	8.6	1.3
細粒分含有率(%)	0	0.43	0

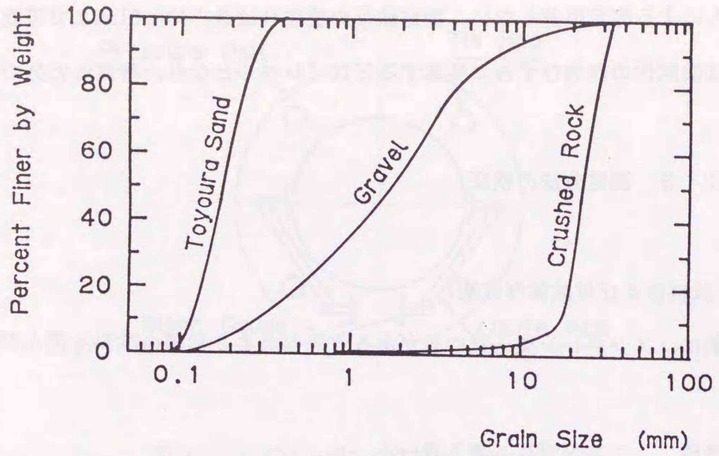


図-3.5 体積変化測定法の検証に用いた試料の粒度分布

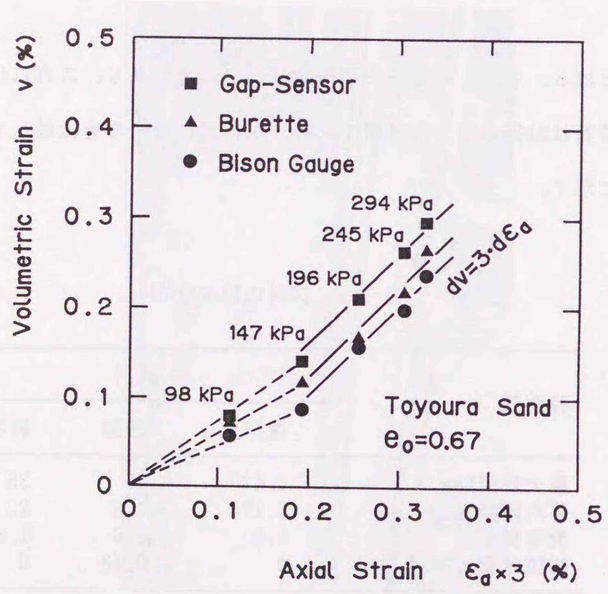


図-3.6 体積ひずみと軸ひずみ（豊浦砂）

供試体作成には、メンブレン（ラテックス製、厚さ2mm）を装着した供試体作成用モールドを使用した。豊浦砂供試体は気乾試料を多重ふるい落下法で供試体作成用モールドに詰めて作成した。使用したふるいは、1辺30cmの正方形ふるいであり、ふるい目間隔2mmおよび5mmのものを合計12層配置した。砂礫供試体の作成方法は3．2．2で述べたとおりである。砕石供試体は気乾試料を供試体作成用モールドに5層に分けて詰め、各層毎に小型振動台の上でモールドを一定時間加振することにより作成した。なお、この方法では、加振中、砕石粒子の長辺方向が鉛直に配向する現象が観察された。

(2) 試験手順

上記の方法で作成した供試体に三軸試験用キャップをかぶせ、メンブレンでシールした後、供試体に負圧を載荷しモールドを解体する。供試体を三軸セルにセットした後、負圧を除荷しながらセル圧を49kPaまで載荷する。供試体の下部から二酸化炭素を約16時間通気し、続いて脱気水を約20kPaの水頭差で約24時間通水する。有効拘束圧を49kPaに保ったまま、B値が0.95以上になるまでバックプレッシャーを載荷する。所定の拘束圧まで段階的に等方圧密を行い、供試体の体積変化を上記の方法で測定する。各圧密段階では一次圧密終了後、約1時間放置し供試体の平衡状態を確認している。

なお、砕石については、気乾試料の試験しか実施しておらず、ビュレット法による体積変化測定は行っていない。

(3) 体積ひずみと軸ひずみ

圧密過程において上記の3方法で測定した体積ひずみvと軸ひずみε_a×3の関係を試料毎に整理したのが図-3.6～図-3.8である。どの試料の場合も、有効拘束圧49kPaで圧密が終了した時点を初期状態とし、そこからのひずみ発生量をプロッ

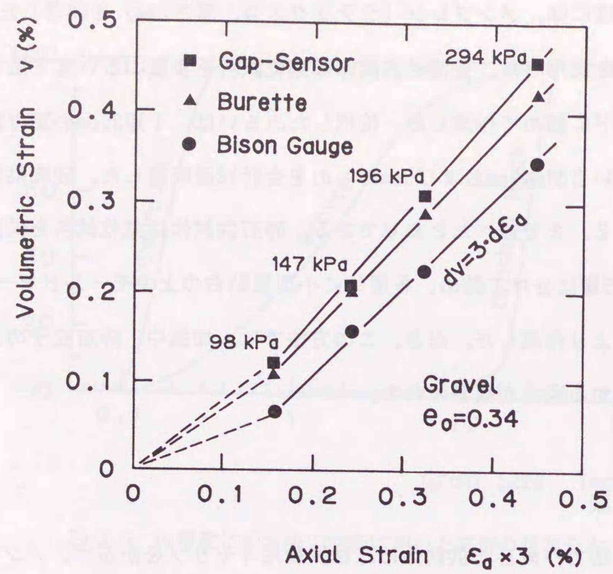


図-3.7　体積ひずみと軸ひずみ（砂礫）

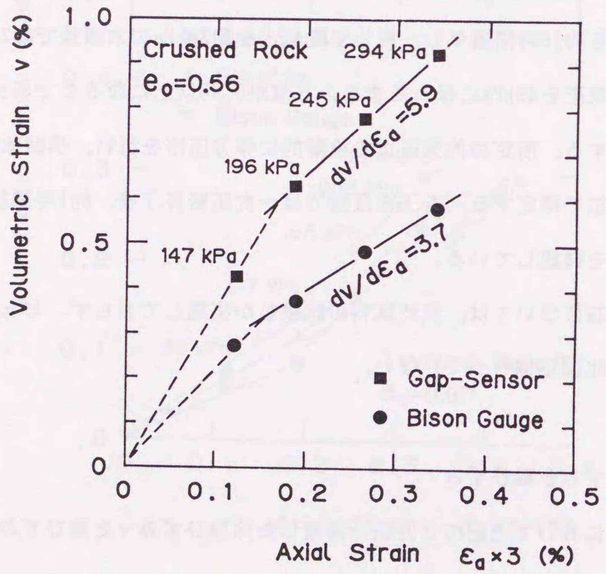


図-3.8　体積ひずみと軸ひずみ（砕石）

トしている。まず、初期状態（49kPa）と次の圧密段階（標準砂試料、砂礫試料：98kPa、砕石試料：147kPa）までに発生したひずみ量を見てみると、どの試料も等方的には圧縮されていないことがわかる。しかも、標準砂試料、砂礫試料については $dv < 3 \cdot d\varepsilon_a$、砕石試料については $dv > 3 \cdot d\varepsilon_a$ となっており、ひずみの発生傾向が異なっている。このような拘束圧の低い領域では、供試体作成時等に受けた履歴がひずみの発生に影響を与えている可能性が考えられる。図中に示した点線はこの影響と思われる領域での、実線はそれが消失したと思われる領域での関係を近似したものである。続いて、この実線の傾きについて試料毎に比較してみる。メンブレン貫入が小さいと考えられる標準砂試料の場合（図-3.6）は、測定方法によらずほぼ

$$dv = 3 \cdot d\varepsilon_a$$

の関係が成立しており、供試体は等方的に圧縮していることが、どの測定法からも確認できる。また、砂礫試料の場合（図-3.7）は、上式の関係が成立しているのは、Bisonゲージ法による測定結果のみであり、Gap-Sensor法、ビュレット法ともにメンブレン貫入により体積変化が過大評価されているものと考えられる。一方、メンブレン貫入が大きいと考えられる砕石試料の場合（図-3.8）を見ると、Gap-Sensor法とBisonゲージ法による測定結果の差がより大きくなっていることがわかる。しかし、$dv/d\varepsilon_a$ の値は、Gap-Sensor法で5.9、Bisonゲージ法でも3.7となっており、供試体の圧縮が異方的に生じていることがわかる。これについては、(1)で述べた供試体作成時における砕石粒子の配向性が影響している可能性が考えられる。

(4) 測定方法による体積変化の相違

圧密過程において上記の３方法で測定した供試体の体積変化量について試料毎に比較したのが図-3.9～図-3.11である。これらの図の場合も有効拘束圧49kPaで圧密が終了した時点を初期状態としている。どの試料についても、メンブレン貫入による誤差が避けられないGap-Sensor法とビュレット法による測定値がBisonゲージ法に比べ大きくなっていることがわかる。さらにGap-Sensor法とビュレット法では、本来同一の量を測定しているはずであるが、図-3.9および図-3.10を見るとGap-Sensor法による方が大きな値を示している。ビュレット法による測定は直接的で安定していることを考えると、この差の原因としては、セル液の蒸発、メンブレンを通した供試体へのセル液の浸透等によるGap-Sensor法の測定誤差にある可能性が大きい。そこで、供試体の体積変化：dV_s、メンブレン貫入による見かけの体積変化：dV_mとした場合、

ビュレット法で測定した体積変化 ：$dV_p = dV_s + dV_m$

Bisonゲージ法で測定した体積変化：$dV_b = dV_s$

と考えて、dV_m を（$dV_p - dV_b$）として求めてみたのが図-3.12である。ただし、砕石試料ではビュレット法での測定は行っていないので便宜的にGap-Sensor法による測定値を用いている。有効拘束圧294kPaでの値を比較してみると、標準砂試料：12cc（0.0021cc/cm²）、砂礫試料：32cc（0.0057cc/cm²）、および砕石試料143cc（0.025cc/cm²）となっている。砕石試料での大きなメンブレン貫入量に比較すると、標準砂試料と砂礫試料での値の差は小さいことがわかる。図-3.5に示したとおり、砂礫試料の場合、D_{50}は標準砂試料と砕石試料の中間的な値であるが、均等係数が大きく粒度配合が良い。これが砂礫試料のメンブレン貫入量を相対的に小さくしている原因と考えられる。しかし、砂礫試料において294kPaまでの等方圧密を行なう場合、ビュレット法から求めた体積変化量には32cc、体積ひ

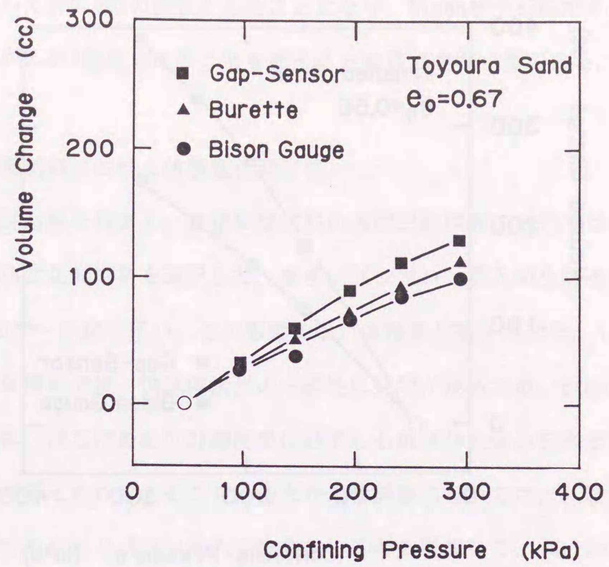


図-3.9　体積変化量の比較（豊浦砂）

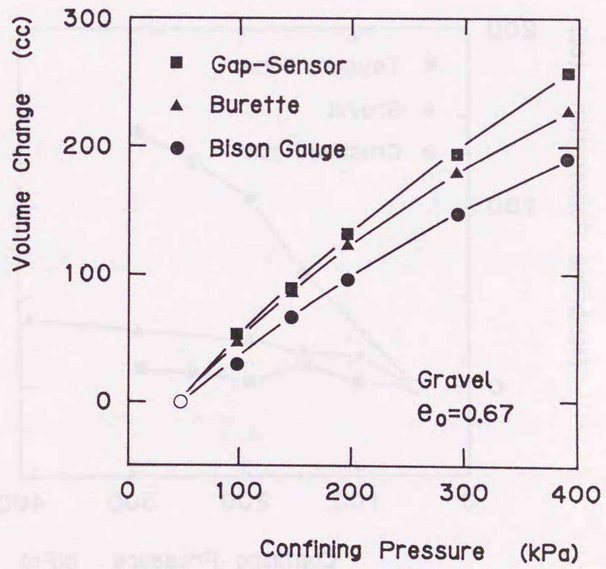


図-3.10　体積変化量の比較（砂礫）

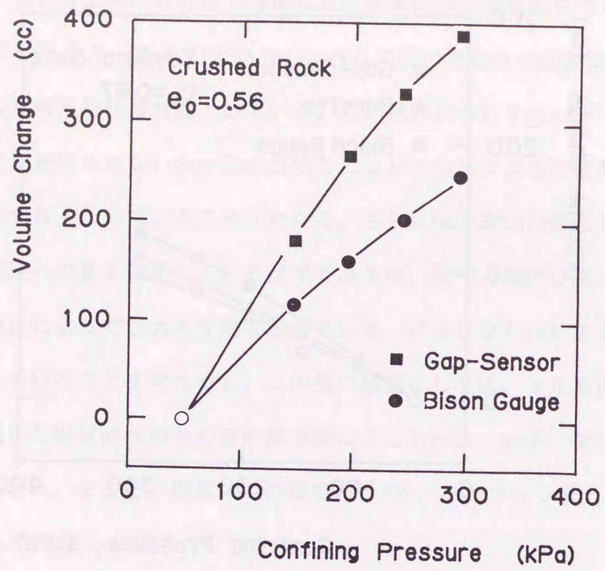


図-3.11　体積変化量の比較（砕石）

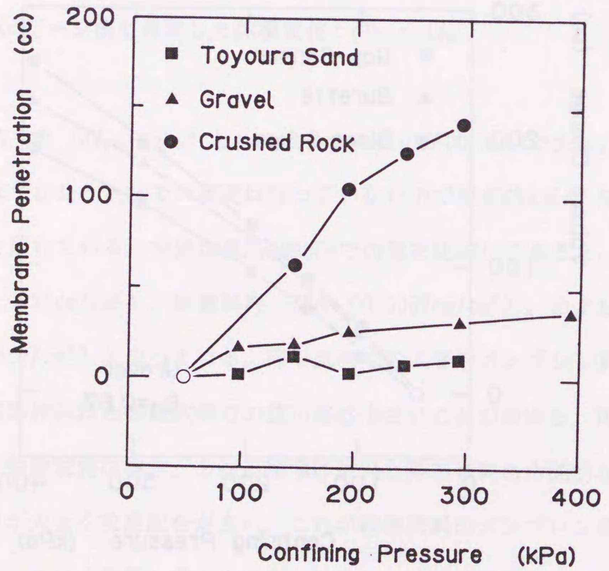


図-3.12　メンブレン貫入量の比較

ずみに換算して約0.08%の誤差があることになり、Bisonゲージ法で求めた供試体の体積変化が0.34%程度であることを考えると無視できない量である。

(5) 洪積砂礫試料における体積変化測定法

以上の検討結果を踏まえ、洪積砂礫試料の大型三軸試験においては試験の種類に応じて体積変化測定法を選択した。まず、メンブレン貫入が生じる等方圧密試験ではBisonゲージ法を用い、その影響のない体積変化量を求めた。しかし、軸ひずみの大きな領域では、供試体変形の一様性に疑問が残るため、Bisonゲージ法のように供試体一部だけの変位計測結果は必ずしも供試体全体の変形を代表していない可能性が考えられる。そこで、排水せん断試験においては、試験中、有効拘束圧は一定でありメンブレン貫入は生じないことも考慮して、Gap-Sensor法により体積変化を求めることとした。

3．4　せん断波速度の測定[21)]

3．4．1　測定の目的

原位置から採取した試料の室内試験を行なう場合、試料の乱れが試験結果に重大な影響を与えることが指摘されている。図-3.13は、砂地盤から原位置凍結法で採取した不撹乱試料（ＦＳ試料）とトリプルチューブサンプラーで採取した試料（ＴＳ試料）の液状化強度を比較した例[4)]である。ＦＳ試料に比べるとＴＳ試料は約30%の強度しか持っていないことがわかる。図-3.14は採取試料のせん断弾性係数（Ｇ）の比較である[22)]。せん断ひずみ10^{-6}程度におけるＧで比較すると、ＦＳ試料では原位置せん断波速度から求めた値と良く一致するが、ＴＳ試料の場合は約40%低下することが示されている。同じ試料で行なった、静的な強度・変形特性の比較結果を図-3.15[22)]に示す。上述した液状化強度の著しい相違に比較すると、採取試料の静的強度の違いは小さい。しかし、変形挙動には大きな違いがあり、ＦＳ試料に比べＴＳ試料は体積収縮傾向が顕著であること、また、割線変形係数もＴＳ試料の方が低いことが示されている。砂質土の採取方法として開発された原位置凍結法は、乱れのない試料の採取方法として現状では最も信頼性の高い方法であり、上記した採取試料の力学特性の相違は試料の乱れに起因している。したがって、採取試料の力学特性を正確に評価するためには、試料の乱れの有無あるいはその程度を何らかの方法で調べる必要がある。

Tokimatsu and Hosaka[22)]は、不撹乱砂の実験結果に基づき、試料採取中のせん断応力履歴が液状化強度やＧを低下させる主要因であることを指摘し、試料を採取する現地盤で測定したＧと採取試料のＧを比較することにより、試料の乱れの程度を評価できることを示した。

このような研究結果に基づき本研究では、ＰＳ検層から求めた現地盤のせん断波速度と採取した試料のせん断波速度とを直接比較して採取試料の乱れの程度を

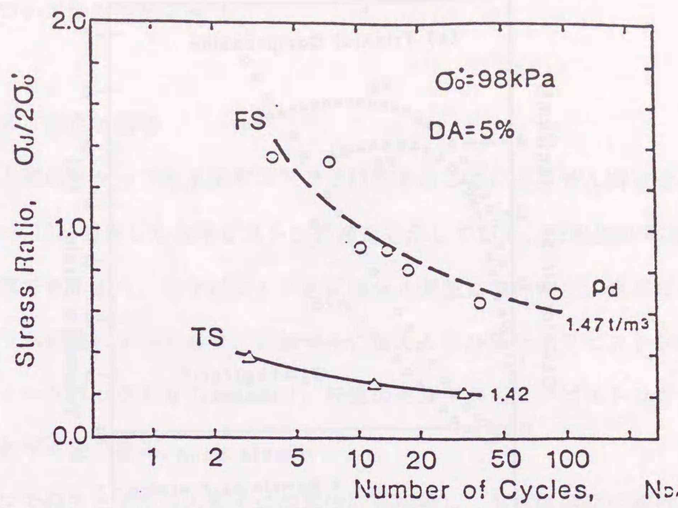


図-3.13　採取試料の液状化強度の比較

（文献4)より抜粋）

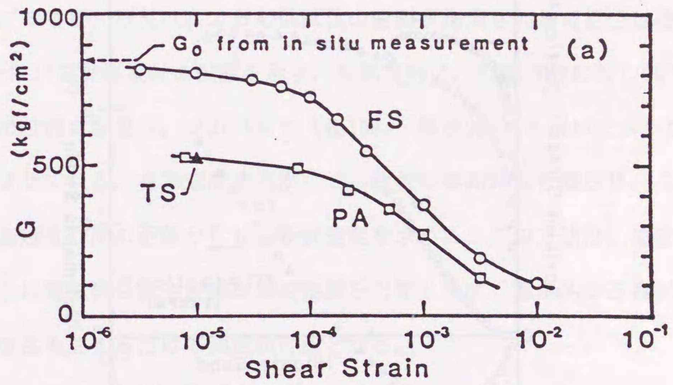


図-3.14　採取試料のせん断弾性係数の比較

（文献22)より抜粋）

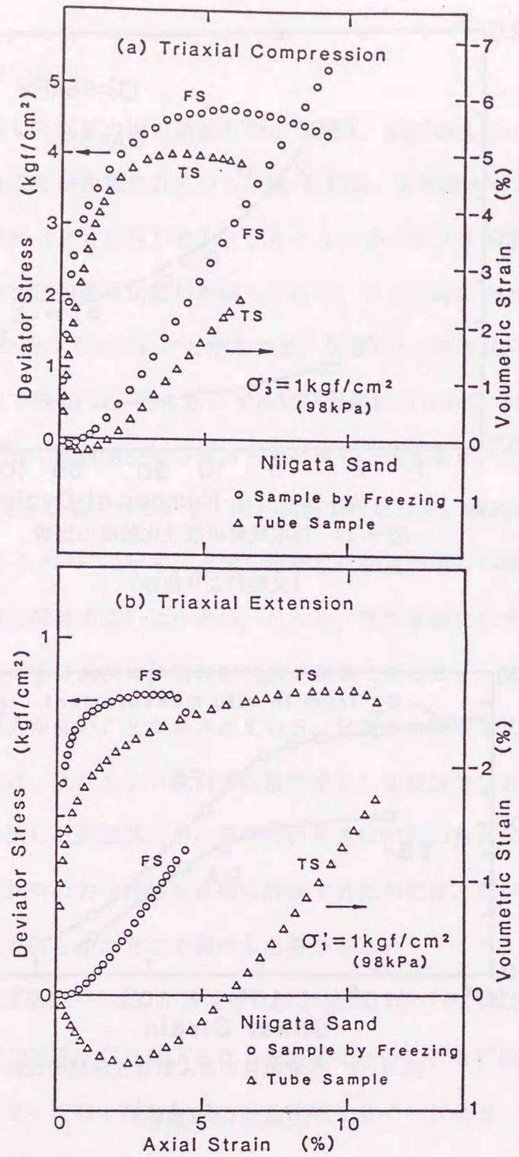


図-3.15　採取試料の静的強度・変形特性の比較

（文献22）より抜粋）

把握することを目的として、大型三軸試験装置を用いた供試体のせん断波速度測定方法について検討を加えた。

3．4．2　測定の概要

供試体上部のキャップを水平ピストンで打撃することによりせん断波を発生させた。図-3.16は製作した水平ピストンの構造を示している。三軸室外部からキャップを打撃できるよう、水平ピストンを三軸セル側壁に取付けた。水平ピストンはベロフラム構造になっており、三軸セルに加えるセル圧を水平ピストン内の圧力室にフィードバックすることにより、任意のセル圧のもとでピストンを自由に動かすことが可能である。

キャップで発生させたせん断波は供試体内を伝播し、供試体側面に取付けた複数の加速度計で受振される。用いた加速度計はプリアンプ内蔵の圧電型で、その主な性能を表-3.2に示す。この加速度計は直径14mm・長さ28mm、重量210mNの小型軽量タイプであり、取付けによって供試体の変形が拘束される可能性は極めて小さい。図-3.17に加速度計の配置を示す。加速度計は、打撃方向に対し90°離れた鉛直線上の位置に配置し、ゴムバンド（幅10mm・厚さ2mm）を用いてメンブレン表面で固定させている。各加速度波形からせん断波の初動時刻を読取り、その時刻差および加速度計間の距離からせん断波速度を求めた。この方法は、超音波パルス法のように電気信号源や複雑な測定装置を必要とせず、標準的な三軸試験装置に簡単な改良を加えるだけで測定が可能となる。

図-3.18はせん断波速度測定の概要を示したものである。計測システムは、センサーアンプ、デジタルストレージスコープおよびマイクロコンピューターシステムで構成されている。使用したデジタルストレージスコープは、記憶容量8bit×2048word×2チャンネル、最高書込み速度1μsec/wordのものであり、インターフェースバスを介してマイクロコンピューターで制御している。測定に要する時間

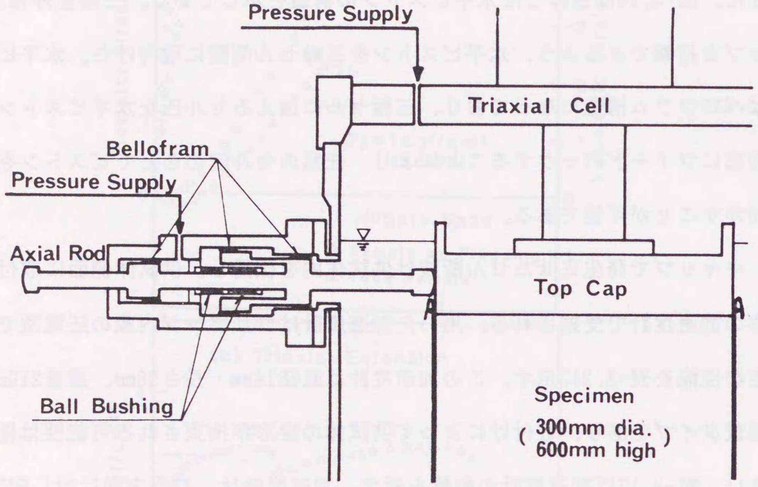


図-3.16　水平ピストンの構造

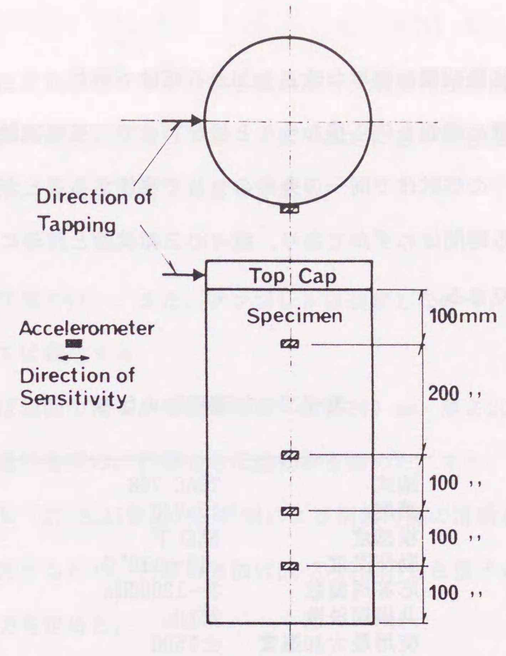


図-3.17　加速度計の配置

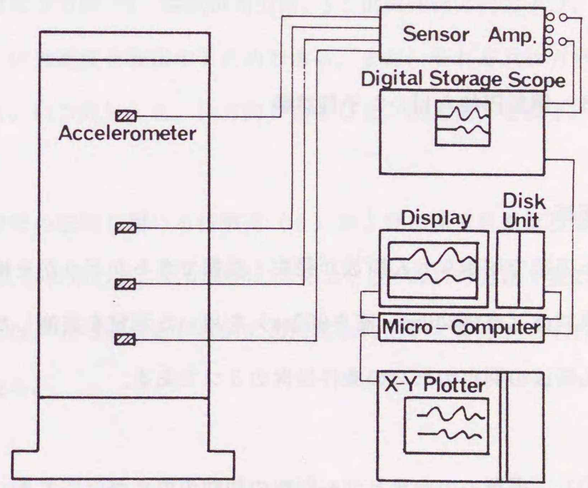


図-3.18　せん断波速度測定系統図

は30秒足らずである。この方法の主な特徴は以下のとおりである。

1. 既存の三軸試験装置に簡単な改良を加えるだけで済む。
2. 三軸試験装置の機能を何ら損なうことはないので、三軸試験とせん断波速度の測定を同一の供試体で同一の条件のもとで実施することが可能である。
3. 測定に要する時間はわずかであり、種々の三軸試験と同時にせん断波速度の測定が実施できる。

表-3.2　加速度計の仕様

型式	TEAC 708
感度	10mV/G
横感度	5%以下
動作温度	-40～110°C
応答周波数	3～12000Hz
共振周波数	25kHz
使用最大加速度	±150G
重量	210mN
サイズ	直径14mm･高さ28mm

３．４．３　鋼製円柱を用いた予備試験

(1) 試験方法

上記した方法で明瞭なせん断波が発生・受振できるかどうかを検証するため、鋼製円柱供試体（直径300mm・高さ600mm）を用いた測定を実施した。狐崎[23)]に依れば、せん断波の同定のための条件は次の３つである。

（条件①）　振源力の向きとせん断波の初動の向きが対応する。

（条件②）　振源力の向きの反転に伴い、せん断波の位相が反転する。

（条件③）　せん断波の振動の卓越方向は、振源力軸の方向に一致する。

この３条件が満たされるかどうかと言う観点から、鋼製円柱を用いて加速度波形の検証を行った。この検証に際しては、実際の測定に若干の修正を加え、単純化した方法を用いた。修正点は次のとおりである。

1. 測定は一軸状態で行い、また、メンブレンは装着しなかった。メンブレンの影響については後述する。
2. キャップには表面の滑らかな鋼製円盤（直径300 mm・厚さ20mm）を用いて供試体との密着性を高め、打撃力の伝達効率を高めた。また、これに重量360Nの重りを載せ（図-3.19参照）、打撃による鋼製円盤の滑動を防止した。
3. 打撃力を制御するため、打撃の方法は図-3.19に示した振子式とし、図中の距離ｄで打撃力を定めた。
4. 加速度計（AC1、AC2およびAC3）を図-3.20のように配置した。これは、供試体所定位置の３方向（x：供試体周方向、y：供試体軸方向および、z：供試体直径方向）の加速度を検出するためである。また、それぞれの方向の加速度振幅は、A_x（x方向）、A_y（y方向）およびA_z（z方向）と以下、略記する。

以下の測定結果の説明に用いる打撃角（θ）および加速度計鉛直位置（ｈ）の記述方法を図-3.20に示した。この記述によると、図-3.17の方法で実際測定しているせん断波とは、θ=90°あるいは270°の所定ｈにおいて得られるx方向の加速度波形のことである。

(2) 打撃力の影響

図-3.19におけるｄを20mm～100mmの間で10mmピッチで変え、θ=90°、ｈ=100mm

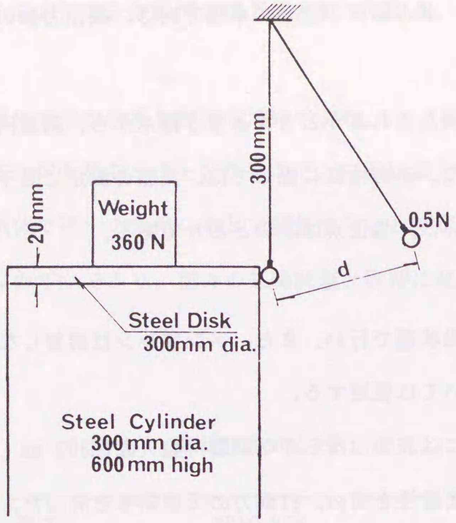
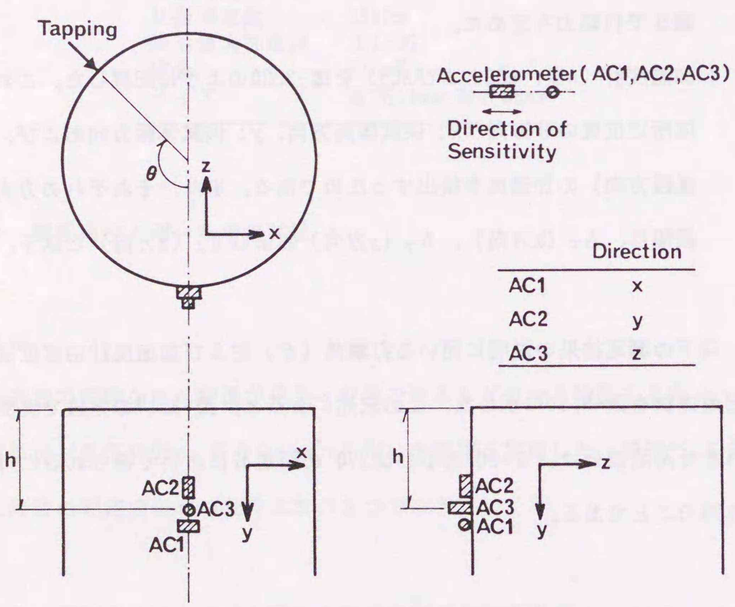


図-3.19　鋼製供試体での打撃方法



	Direction
AC1	x
AC2	y
AC3	z

図-3.20　加速度計の配置（鋼製供試体）

の位置での観測波形の変化を調べて、打撃力の影響を検定した。図-3.21に、3方向の加速度波形の代表例（d=20mm、50mm、100mm）を示す。なお、各図における振幅は、各々の波形の最大値で正規化しているため、振幅の小さなd=20mmの時の波形は、相対的にノイズが大きくなっている。まず、x方向の波の初動の向きに着目してみると、打撃強さに依らず振源の向き（図中の↑）に一致しており、（条件①）は満たされている。次に波形について見ると、y、z方向の波形は、打撃強さに依らず同一であるのに対し、x方向の波形は打撃が強くなると、周波数の高い波が本来の波の上に重なってくる様子がわかる。またその周波数はy、z方向の波の卓越周波数とほぼ同じであることも読み取れる。

それぞれのd=20mmの時の振幅（A_{20}）を基準にして、3方向の加速度波形の振幅（A_x、A_y、A_z）を比較したのが図-3.22である。打撃力の増加による振幅増加は、yおよびz方向においてより顕著である。図-3.21(a)に見られた周波数の高い波は、このy、z方向の波の卓越した振幅増加に起因すると考えられる。

続いて、x方向の波に対するyおよびz方向の波の振幅比（A_y/A_x、A_z/A_x）に与える打撃力の影響を調べてみた（図-3.23）。図から、打撃力の増加に伴い振幅比は増加し、x方向の波の卓越性（条件③）が失われていくことがわかる。したがって、明瞭なせん断波を受振するためには、初動の読み取り精度が維持できる範囲で、打撃力を小さくする必要がある。

(3) 打撃角および加速度計位置の影響

打撃強さをd=30 mmに固定し、（条件①）および（条件②）が打撃角（θ）および加速度計取付け位置（h）によってどのような影響を受けるかを調べた。図-3.24は、h=100mmの位置で、θを30°ピッチで0～360°に変化させた時のx方向の加速度波形である。打撃角が180°ずれたものを組合わせて実線と破線で比較してある。打撃方向と直交する供試体表面（θ=0°と180°）以外では、明確な位相の反

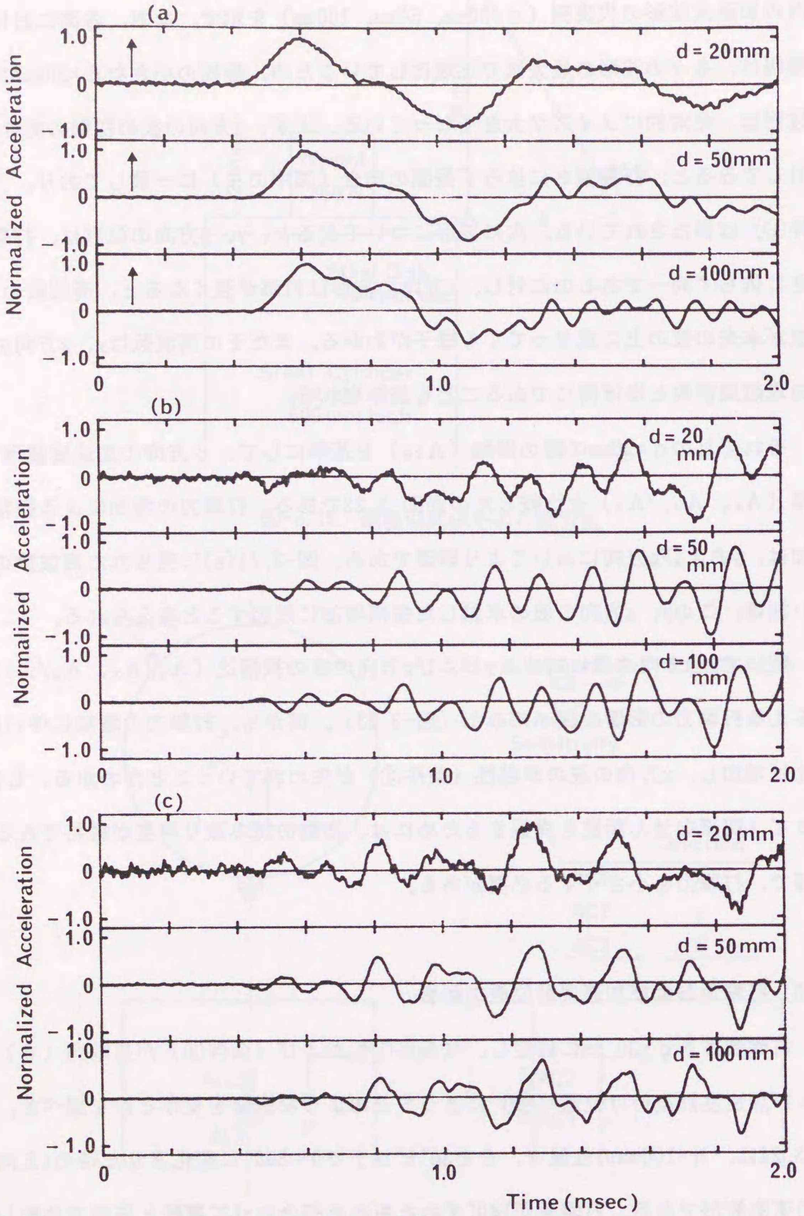


図-3.21　打撃強さによる測定波形の変化

(a)x-方向（矢印は振源方向）　(b)y-方向　(c)z-方向

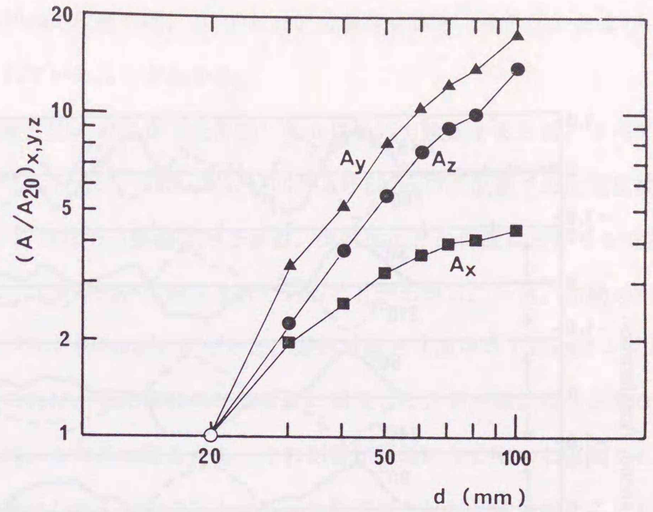


図-3.22　打撃強さと３方向の加速度振幅の関係

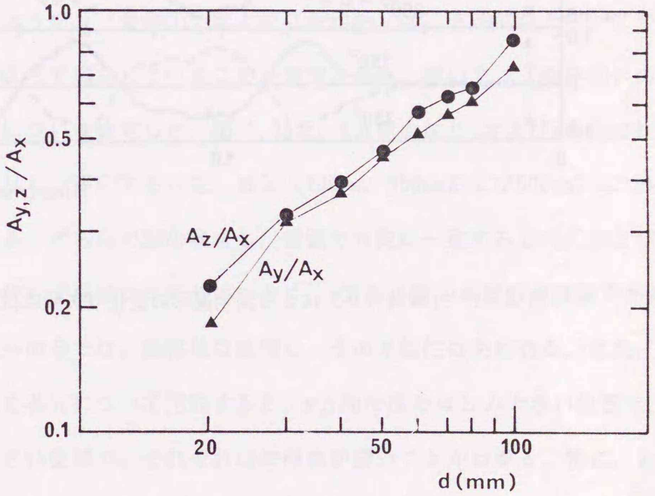


図-3.23　打撃強さと加速度振幅比の関係

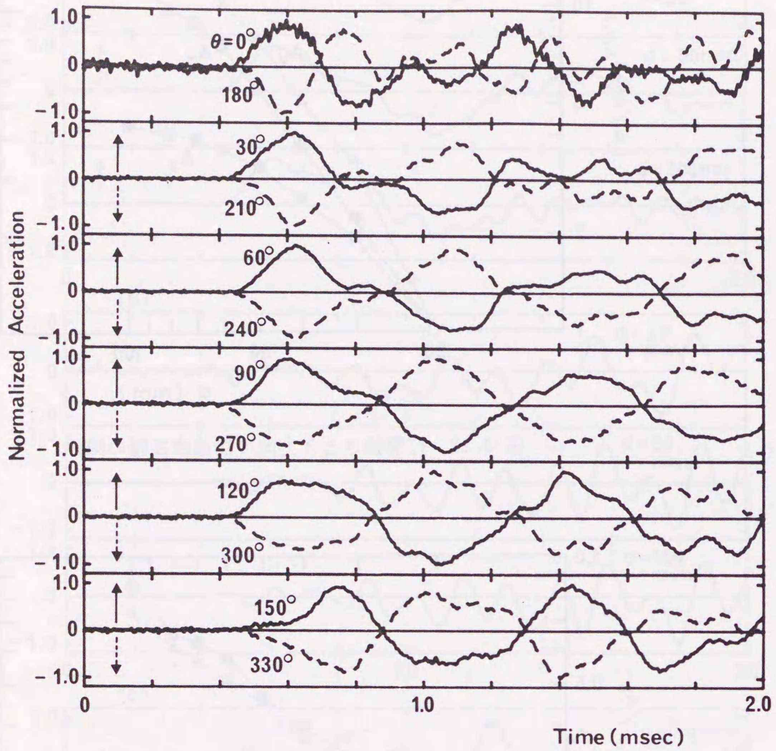


図-3.24　打撃角（θ）による測定波形の変化（矢印は振源方向）

転が認められる。また、振源の向き（図中の↑および↓）と初動の向きも対応しており、ｈ=100mmの位置では、θ=0°と180°の場合を除き（条件①）および（条件②）は満たされていることがわかる。

続いて、（条件①）および（条件②）をｈについて検定するため、θ=90°および270°において、ｈ=100、200、300、400および500mmの各位置での加速度波形を測定した。図-3.25はその観測波形である。供試体のどの位置においても位相の反転が認められ、（条件②）は満足されていることがわかる。一方、初動の向きについて見ると、ｈが400mm以上になると、振源の向き（図中の↑および↓）と一致していない。これは、せん断波の初動の前に到達した反射圧縮波成分が重なっていると考えられ、ｈ=400mm程度から、その影響が顕著になるものと推測される。しかし、この場合もせん断波の立上がり（初動ではないが）は読取ることができ（図中の▲）、その向きは振源の向きに一致している。すなわち、ｈ=400mm程度からはせん断波は初動ではなくなるが、（条件①）は成立していると考えて良い。

以上述べたように、（条件①）および（条件③）は、θ=90°および270°では加速度計位置によらず成立していることが確認された。続いて、（条件③）の成立をθおよびｈについて検定した。図-3.26は、x方向の波とyおよびz方向の波の振幅比がθによりどう変化するかを、各ｈ（100mm、300mmおよび500mm）について調べたものである。どちらの図の場合も、振源の方向に一致するθ=90°および270°では、位置に依らず振幅比は充分に小さく、x方向の波の卓越性が顕著である。しかし、それ以外のθでは、振幅比は急増し、その卓越性は失われる。また、この振幅比の変化を各ｈについて比較すると、y方向の波ではｈの大きい位置で、z方向の波では小さい位置で、それぞれ増加傾向が強いことがわかる。特に、ｈ=500mmの位置でのy方向の波の増加は際だっていることが注目される。図-3.25で見られたような、ｈが400mm以上でせん断波に先立って到着する波がこの著しい振幅増加に関連していると考えることができる。以上、θの影響についてまとめると、

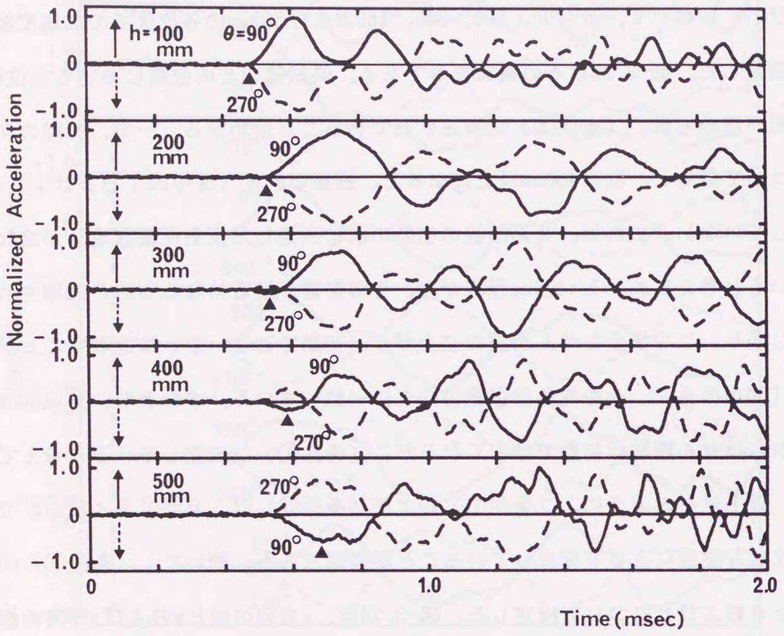
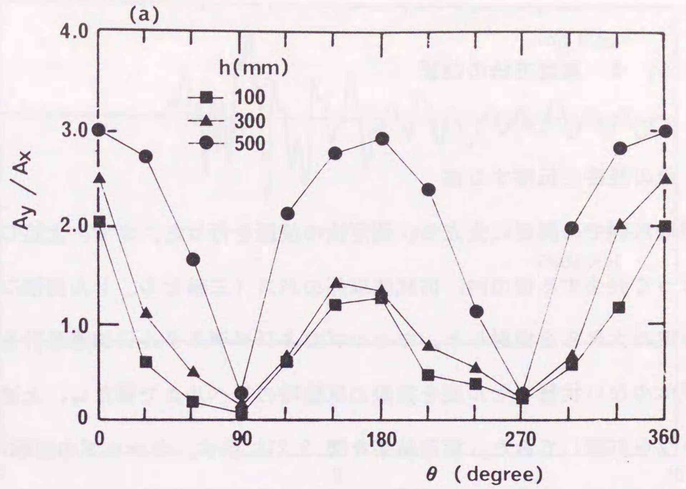


図-3.25　加速度計位置による測定波形の変化

（矢印は振源方向、▲：せん断波初動）



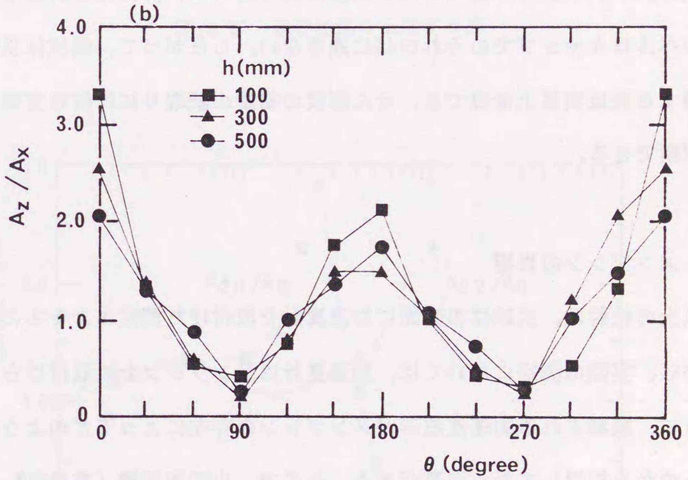


図-3.26　加速度振幅に与える打撃角の影響

(a)y-方向　(b)z-方向

θ=90°および270°の場合は、どの位置においても（条件③）は満足されている。

3．4．4　測定方法の検証

(1) 他の経路を伝播する波

採取試料での測定に先立ち、測定法の検証を行った。まず、上述した打撃方法によって発生する波の内、供試体以外のパス（三軸セル、セル側液など）を伝播する波の大きさを検討した。キャップおよびペデスタルに加速度計を直接取付け、供試体のない状態でセル液を実際の試験時のレベルまで満たし、上述の方法でキャップを打撃してみた。測定結果を図-3.27に示す。キャップの打撃により発生する波は、ペデスタルではほとんど受振されておらず、計算によればその最大加速度レベルはキャップでのそれの4%に過ぎない。したがって、供試体以外のパスを伝播する波は実質上無視でき、せん断波の初動の読取りには何等支障を与えないと判断できる。

(2) メンブレンの影響

以上の検討は、供試体の表面に加速度計を取付けた測定によるものであった。しかし、実際の測定においては、加速度計はメンブレン上に取付けられる。したがって、観測される加速度波形がメンブレンの存在によってどのような影響を受けるのかを把握しておく必要がある。そこで、小型加振機（重量80N、加振台直径20mm、鉛直加振型）を用い、加振機から発生した振動が、ゴム（ラテックス）を透過することによってどの程度減衰するのかを検討した。測定は、加振台にゴム片（直径20mm）を置き、その上に加速度計を固定させることにより行い、加振周波数を変えながら、得られる加速度振幅を調べた。ゴム厚2mm、0.2mmおよびゴム無しの3ケースについて行った。図-3.28は、2種のゴムを透過した加速度の振

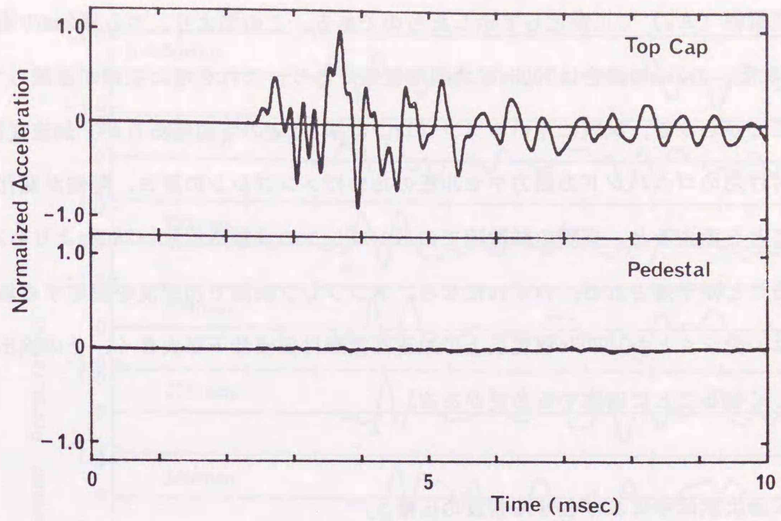


図-3.27　他の経路を伝播する波

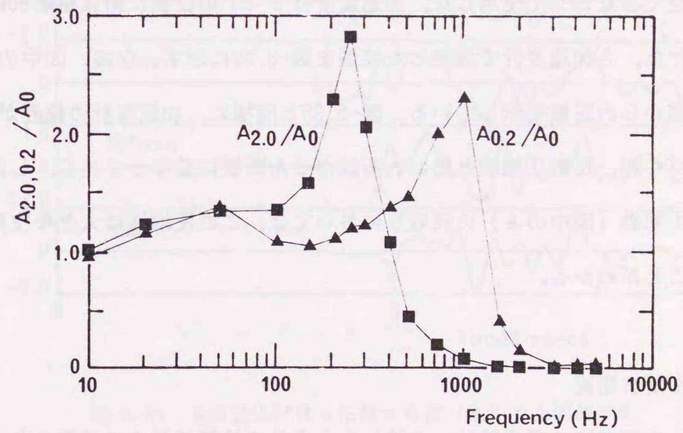


図-3.28　ゴムによる加速度振幅の減衰

幅（$A_{2.0}$：ゴム厚2mm、$A_{0.2}$：ゴム厚0.2mm）をゴム無しの場合に測定された加速度振幅（A_0）で正規化して示したものである。この図より、ゴム厚2mmの場合は250Hz、0.2mmの場合は700Hzが共振周波数であり、これを境に振幅が激減していくことがわかる。試験に用いるメンブレンは厚さ2mmのものであるが、加速度計の取付け用のゴムバンドの張力やセル圧のためにメンブレンの厚さ、剛性が変化することを考えると、実際の試験時でのメンブレンの共振周波数は250Hzよりも高くなることが予想される。いずれにしろ、メンブレン表面で加速度を測定する場合には、少なくとも1000Hz程度以上の加速度波形は振幅低下が大きく、その検出が難しくなることに留意する必要がある。

(3) 砂供試体中におけるせん断波の伝播

鋼製円柱の場合と同様にして、豊浦砂についての測定も実施し、実際の波の伝播状況を調べた。供試体（高さ600mm、直径300mm）は多重ふるい法で作成し、これを真空で自立させて使用した。加速度計はθ=90°の位置に鉛直距離50mmピッチで取付けた。各加速度計で測定した波形を図-3.29に示す。なお、図中のｈは、供試体上端からの距離を示している。図-3.25と同様に、加速度計の位置が供試体下端に近づく程、反射圧縮波と思われる波がせん断波に重なっている。しかし、せん断波の初動（図中の▲）の読取りにおいては、この圧縮波は大きな支障にはならないことがわかる。

(4) せん断波速度

提案した測定法の妥当性は、上述した３条件の検証結果より確認したが、測定されるせん断波速度の値についてもその妥当性を検証する必要がある。図-3.30は、図-3.25の加速度波形からせん断波の初動時刻を読んで求めた、鋼製円柱におけるせん断波の走時を示している。図中の実線はせん断波速度3200m/secを示しており、

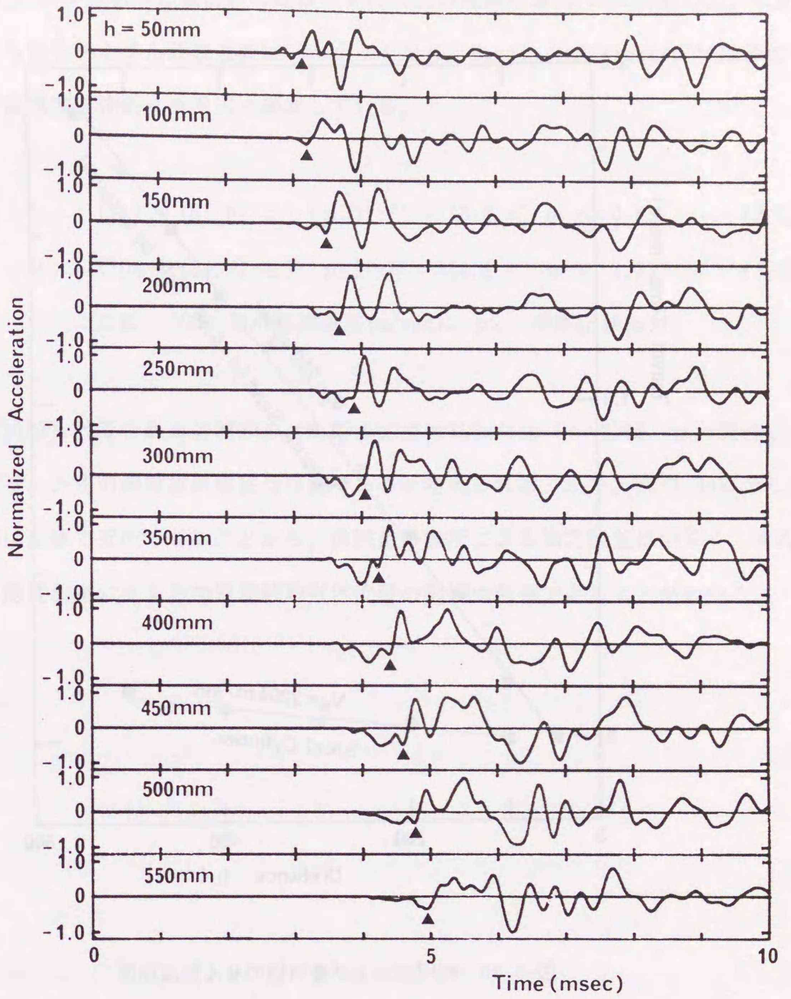


図-3.29　豊浦砂供試体を伝播する波（▲：せん断波初動）

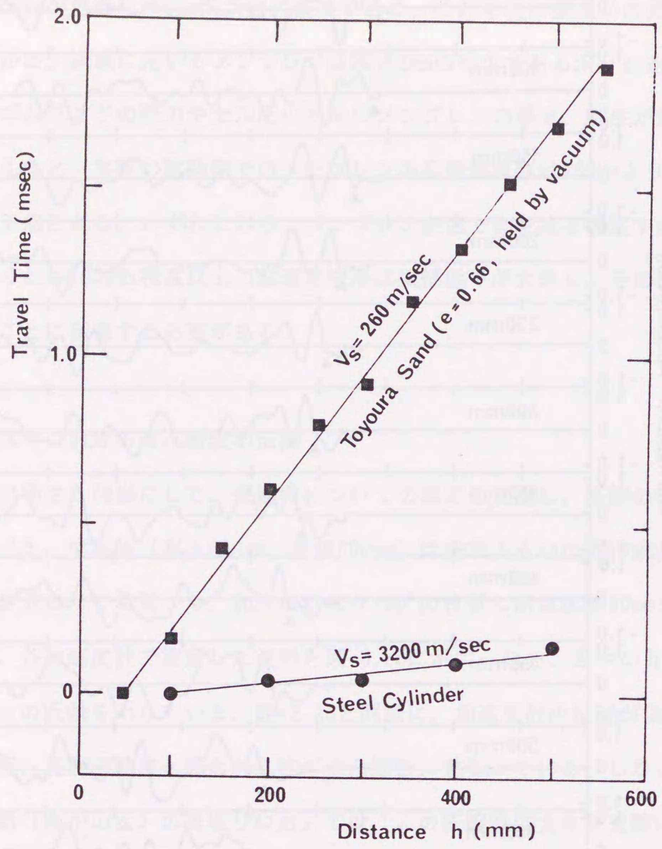


図-3.30　鉄円柱および豊浦砂のせん断波速度

これは理科年表に記載された鉄のせん断波速度（3240m/sec）とほぼ同一である。

図-3.29から求めた豊浦砂におけるせん断波の走時も図-3.30に併記した。この図から得られるせん断波速度は260m/secとなる。Hardin and Richart[24]は砂のせん断波速度を評価する次式を提案している。

$$V_s = (111 - (51.0)\cdot e)\cdot(p_c)^{0.25} \quad (0.3 < e < 0.6) \qquad (3.1)$$

$$V_s = (104 - (34.9)\cdot e)\cdot(p_c)^{0.25} \quad (0.6 < e < 1.3) \qquad (3.2)$$

ここに　V_s：せん断波速度(m/sec)、p_c：拘束圧(kPa)

上式から計算される豊浦砂のせん断波速度は255m/sec（e=0.66、p_c=98kPa）であり、上述の測定結果は妥当な値であると考えられる。また、図-3.30に示した走時は直線で近似できることから、供試体の場所による測定誤差は少なく、せん断波速度測定に与える加速度計取付け位置の影響は無視できることがわかる。

3．5　本章の結論

洪積砂礫試料の室内力学試験に用いる大型三軸試験装置および試験手順について述べた。まず、供試体の体積変化測定について検討を加え、供試体からの排水量より求めた体積ひずみにはメンブレン貫入により無視できない誤差があることを示し、供試体の側方変位を直接測定する方法を提案した。続いて、大型三軸試験装置を用いた供試体のせん断波速度測定法について検証を行なった。この方法は、三軸セル側壁に設置した水平ピストンを打撃することによりせん断波を発生させるものであり、打撃力、打撃角およびせん断波の受振に用いる加速度計の設置位置の影響について、鋼製円柱および豊浦砂を用いた予備試験により検討を加えた。得られた主な結論は以下のとおりである。

1）打撃力を不必要に増加させることは、せん断波以外の波の発生を促す。したがって、明瞭なせん断波を受振するためには、初動の読み取り精度が維持できる範囲で、打撃力を小さくする必要がある。
2）打撃力を妥当な大きさに抑える限り、打撃点に対し90°および270°の位置で受振される波は、その振動方向、振幅特性からみてせん断波と判断できる。
3）供試体以外のパスを伝播する波は実質上無視でき、せん断波の初動の読取りには何等支障を与えないと判断できる。
4）ゴムを透過することによる波の振幅変化は、その波の周波数に大きく依存する。厚さ2 mmのメンブレンの表面で加速度を測定する場合には、1000Hz以上の加速度波形の検出は難しい。
5）測定した鋼製円柱および豊浦砂のせん断波速度は従来報告されている値と良く一致し、提案したせん断波速度測定法の妥当性が確認された。

第4章　三軸応力状態におけるせん断波速度

要　旨

原位置凍結法で洪積砂礫地盤から採取した不撹乱試料について等方圧密試験を行い、試験中のせん断波速度（V_s）を測定した。V_sの特性を比較するため再構成試料についても同様の測定を実施した。測定結果より、V_sの拘束圧依存性は、再構成試料に比べ洪積砂礫試料の方が顕著であること、試料採取深度における原位置上載圧でのV_sは、再構成試料の方が不撹乱試料に比べ20～30%低いことが示された。また、静止土圧係数K_0=1.0～2.0の範囲で考えると、不撹乱試料で測定したV_sは原位置で測定したものと良く一致していることが確認され、サンプリングによる試料の乱れはほとんど無かったと判断できた。

一方、三軸圧縮試験中についても、試料のV_sの変化を測定し、試験の初期においてV_sは増加傾向を示すが、せん断の進行に伴い低下すること、また、その低下は、再構成試料に比べ不撹乱試料の方が顕著であることを示した。さらに、不撹乱試料と再構成試料におけるV_sの低下傾向の相違は、せん断に伴い正のダイレイタンシーが始まった後に大きくなること、応力比の影響を考慮すれば、破壊時のV_sと拘束圧の関係は試料に依らず一義的に定まることを明らかにし、三軸圧縮試験中の不撹乱試料・再構成試料におけるV_sの変化を統一的に表現するためせん断波速度指数を導入した。

４．１　はじめに

原位置凍結法を用いて洪積砂礫地盤から採取した不撹乱試料の三軸試験を実施した。等方圧密試験、動的変形試験および三軸圧縮試験の結果に基づき洪積砂礫試料の力学的な特徴を示すと共に、原位置と室内で測定したせん断波速度を比較することにより採取した試料の乱れを評価する。さらに、試験中測定した試料のせん断波速度を基に、せん断波速度の応力依存性について考察を加える。

なお、試験結果は以下に示す応力およびひずみパラメーターで記述した。三軸供試体の軸方向有効応力をσ_a、半径方向応力をσ_rとし、平均有効主応力（p）および軸差応力（q）を以下のように定義する。

$$p = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_a + 2 \cdot \sigma_r)$$

$$q = \sigma_a - \sigma_r$$

また、三軸供試体の軸方向ひずみをε_a、半径方向ひずみをε_rとし、体積ひずみ（v）を以下のように定義する。

$$v = \varepsilon_a + 2 \cdot \varepsilon_r$$

４．２　採取した不撹乱試料の応力～ひずみ挙動

４．２．１　等方圧密試験における変形特性

三軸圧縮試験に先立ち、所定の圧密圧力まで段階的に等方圧密試験を行い、試料の圧密変形挙動を調べた。図-4.1は、不撹乱試料および再構成試料の等方圧密試験から得られた圧密圧力と体積ひずみの関係である。図中のe_0は圧密前の間隙

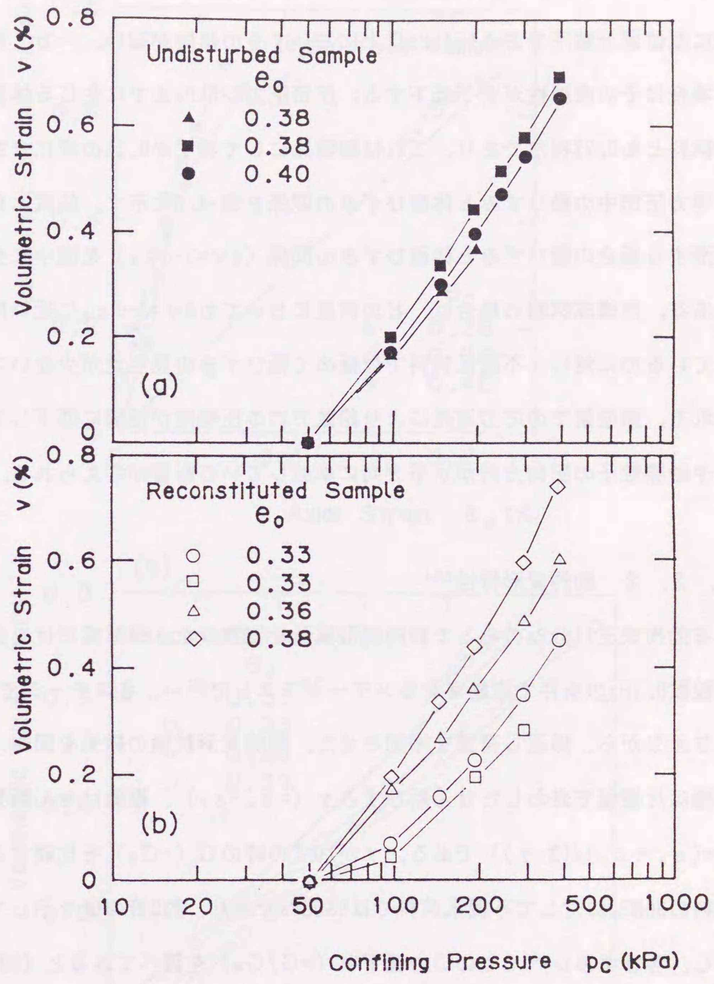


図-4.1　等方圧密中の体積変化

(a)不撹乱試料　(b)再構成試料

比である。再構成試料の体積変化は間隙比の値によって変動しているが、不攪乱試料と同一の間隙比（e_0=0.38）で比較すると、両試料の体積変化挙動は良く一致している。また、不攪乱試料での圧密圧力と体積ひずみの関係は直線性が良く、特に原位置上載圧である154kPa以上においてその傾向が強い。一方、再構成試料の場合はその直線性が若干低下する。圧密圧力392kPaまでに生じる体積ひずみは両試料とも0.7%程度であり、これは間隙比にしてわずか0.01の変化である。

等方圧密中の軸ひずみと体積ひずみの関係を図-4.2に示す。供試体が等方的に変形する場合の軸ひずみと体積ひずみの関係（$dv=3\cdot d\varepsilon_a$）を図中に実線で示してある。再構成試料の場合は、どの密度においても$dv=3\cdot d\varepsilon_a$に近い関係が成立しているのに対し、不攪乱試料では極めて軸ひずみの発生量が少ないことが注目される。原位置での応力履歴により鉛直方向の圧縮性が極端に低下している可能性や砂礫粒子の配向方向が水平方向に卓越している影響が考えられる。

４．２．２　動的変形特性[25)]

有効拘束圧118kPaのもとで動的変形試験を実施した。軸荷重だけを振幅一定、周波数0.1Hzの条件で変動させるステージテストで行い、各ステージで5波の載荷を与えながら、繰返し荷重を増加させた。動的変形試験の結果を図-4.3に示す。横軸は片振幅で表わしたせん断ひずみγ（$=\varepsilon_a-\varepsilon_r$）、縦軸はせん断弾性係数G（$=(\sigma_a-\sigma_r)/(2\cdot\gamma)$）である。γが$10^{-5}$の時のG（$=G_0$）を比較すると、攪乱試料の90MPaに対して不攪乱試料では185MPaであり、約2倍の値を示している。しかし、各ひずみレベルでのGの低下率（$=G/G_0$）を調べてみると（図-4.4）、不攪乱試料と再構成試料による顕著な相違はないことがわかる。これは、砂地盤から採取した不攪乱試料の実験結果[22)]（図-4.5）と同様である。このような結果は、洪積砂礫地盤のG/G_0～γ関係は再構成試料を用いた室内試験から推定できることを示すものである。なお、Gが1/2に低下するひずみレベルは、不攪乱試料、再

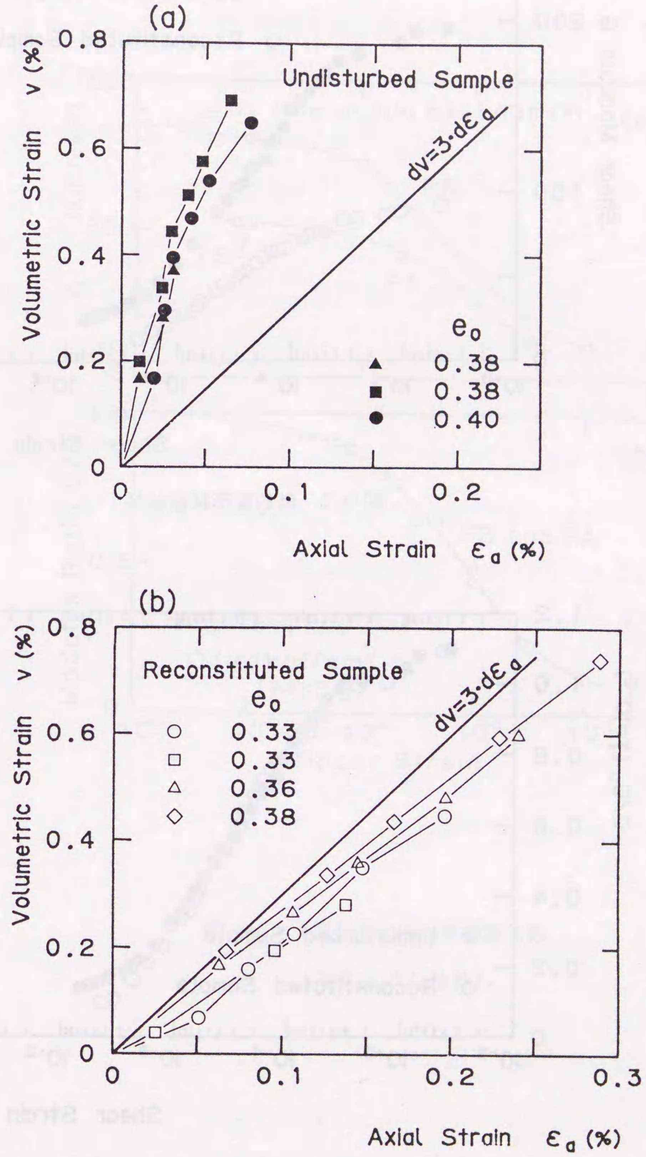


図-4.2　等方圧密中の軸ひずみと体積ひずみの関係

(a)不攪乱試料　(b)再構成試料

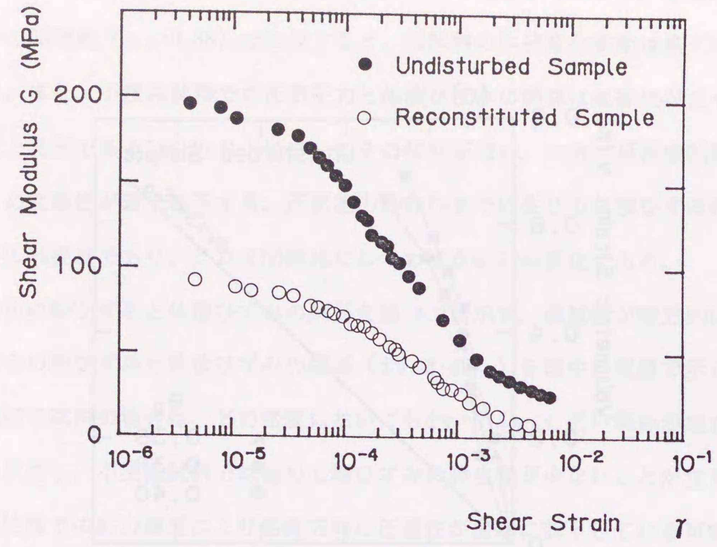


図-4.3 動的変形試験結果

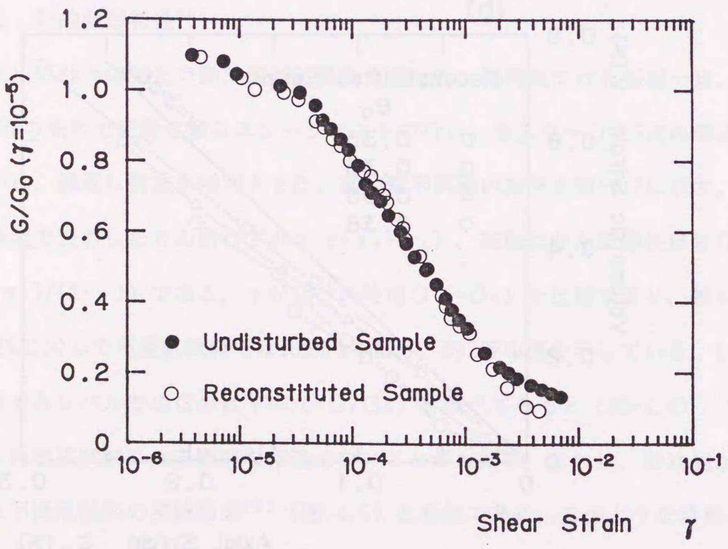


図-4.4 G/G_0とせん断ひずみγの関係

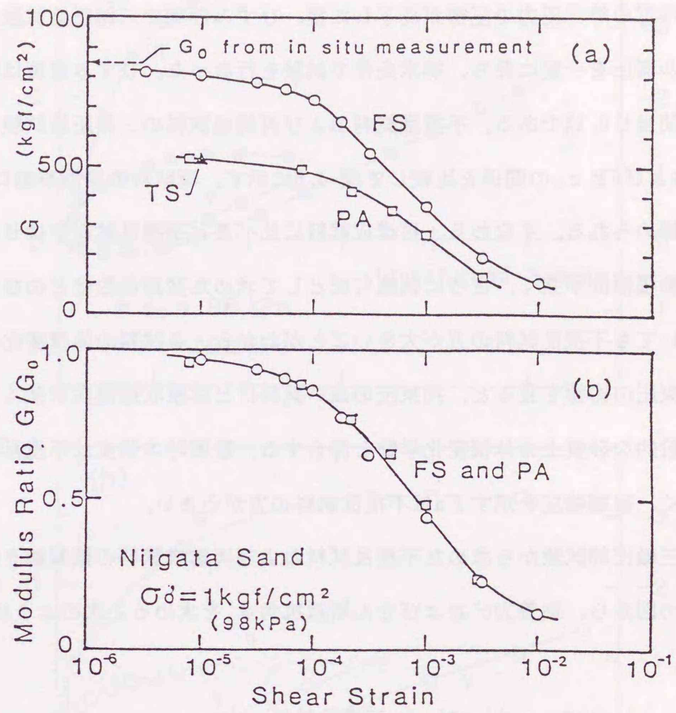


図-4.5 不撹乱砂のせん断弾性係数
(文献22)より抜粋)

構成試料とも4×10^{-4}であった。

4．2．3　三軸圧縮試験における強度・変形特性[26)]

所定の等方圧力で圧密が終了した後、ひずみ制御で三軸圧縮試験を実施した。セル側圧を一定に保ち、排水条件で試験を行なった。ひずみ速度は軸ひずみで一分間当り0.1%である。不攪乱試料および再構成試料の三軸圧縮試験より得られたqおよびvとε_aの関係を比較して図-4.6に示す。両試料の変形挙動には顕著な差異が認められる。すなわち、再構成試料に比べると不攪乱試料ではせん断に伴う体積膨張傾向が強く、さらに割線勾配として求めた変形係数はどのひずみレベルにおいても不攪乱試料の方が大きいことがわかる。各試料の体積変化挙動に与える拘束圧の影響を見ると、拘束圧の高い試料ほど体積収縮傾向が強くなっており、一般的な砂質土の体積変化挙動と符合する。破壊時の強度は不攪乱試料の方が大きく、破壊強度を示すεaは不攪乱試料の方が小さい。

三軸圧縮試験から求めた不攪乱試料および再構成試料の破壊線を図-4.7に示す。この図から、粘着力c'およびせん断抵抗角φ'を求めると次のようになる。

c'=41kPa,　φ'=43°　：不攪乱試料

c'=17kPa,　φ'=42°　：再構成試料

両試料のφ'の値はほぼ等しいが、c'の方は不攪乱試料の方が大きいことがわかる。

4．3　等方圧密中のせん断波速度[21)]

4．3．1　せん断波速度に与える拘束圧の影響

不攪乱試料、再構成試料および豊浦砂について、等方圧密試験中にせん断波速

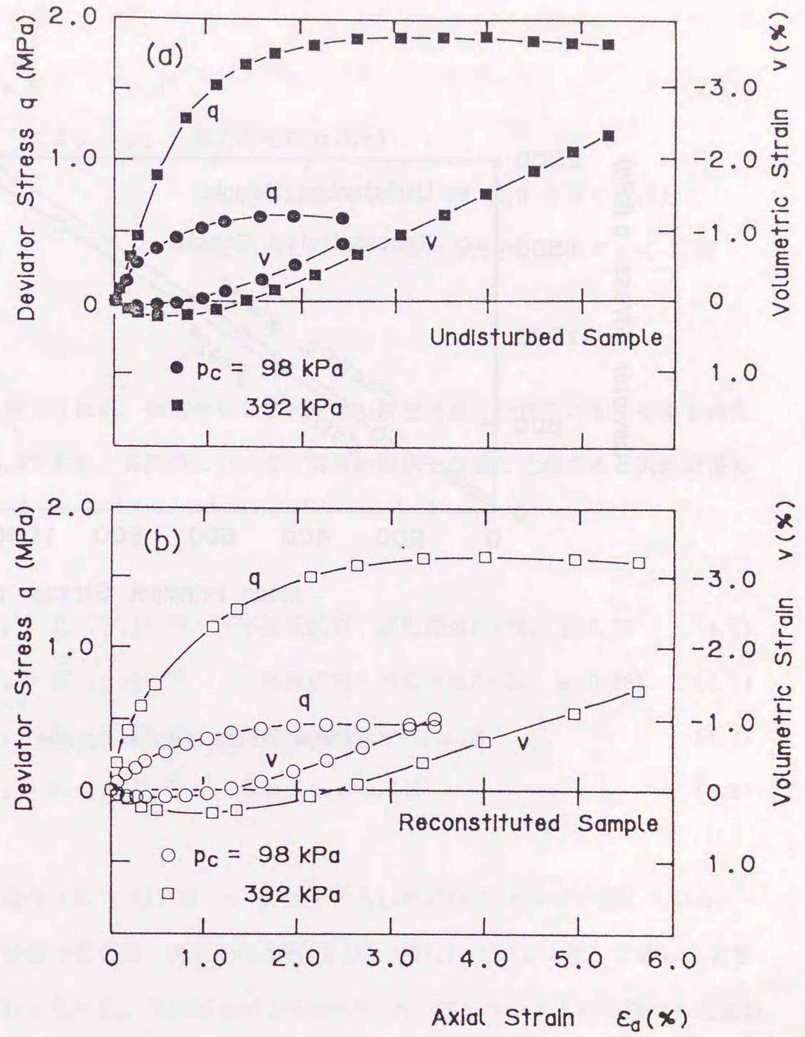


図-4.6　三軸圧縮試験中の軸差応力・体積ひずみと軸ひずみの関係

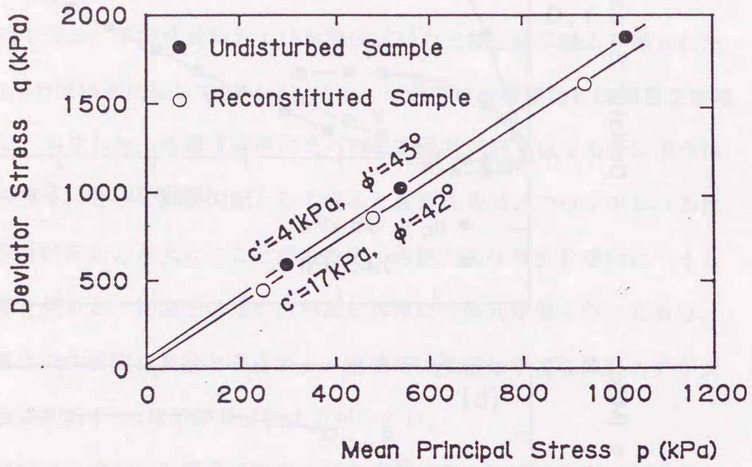


図-4.7　不撹乱試料および再構成試料の破壊線

度を測定した。豊浦砂の供試体の作成法は3．3．3で述べた方法と同様である。

Hardin and Richart[24]は、せん断波速度の拘束圧依存性を次式で与えた。

$$V_s = C \cdot (p_c)^k \qquad (4.1)$$

ここに、p_c：等方圧密圧力(kPa)

$C = (51.0)\cdot(2.17-e)$：丸い砂 $(0.3 < e < 0.8)$

$= (34.9)\cdot(2.97-e)$：角ばった砂$(0.6 < e < 1.3)$

$k = 0.25$

上式と比較するため、測定から得られたせん断波速度と拘束圧の関係をまとめたのが図-4.8である。各試料について、両者の関係を直線で近似すると次式が得られる。

$V_s = 41\cdot(p_c)^{0.42}$　（不撹乱試料：採取深度6～7m、$e=0.35$）　(4.2)

$V_s = 75\cdot(p_c)^{0.32}$　（不撹乱試料：採取深度8～9m、$e=0.38$）　(4.3)

$V_s = 62\cdot(p_c)^{0.29}$　（再構成試料：$e=0.33$）　(4.4)

$V_s = 81\cdot(p_c)^{0.22}$　（豊浦砂：$e=0.68$）　(4.5)

豊浦砂の場合（式(4.5)）は、$e=0.68$を代入した式(4.1)と良く一致している。一方、洪積砂礫の場合は、拘束圧の指数(k)が、式(1)、(2)と比較して著しく大きいことが注目される。Stokoe and Richart[27]は、ボーリング孔から採取した頁岩試料について共振法によるせん断波速度の測定を行い、原位置拘束圧よりも小さな拘束圧下では、せん断波速度に与える拘束圧の影響は大きいことを報告している。この原因として、彼らはサンプリング中の応力解放の結果生じた試料中の亀裂が拘束圧の載荷で閉じていく可能性を挙げている。洪積砂礫地盤の場合も、侵

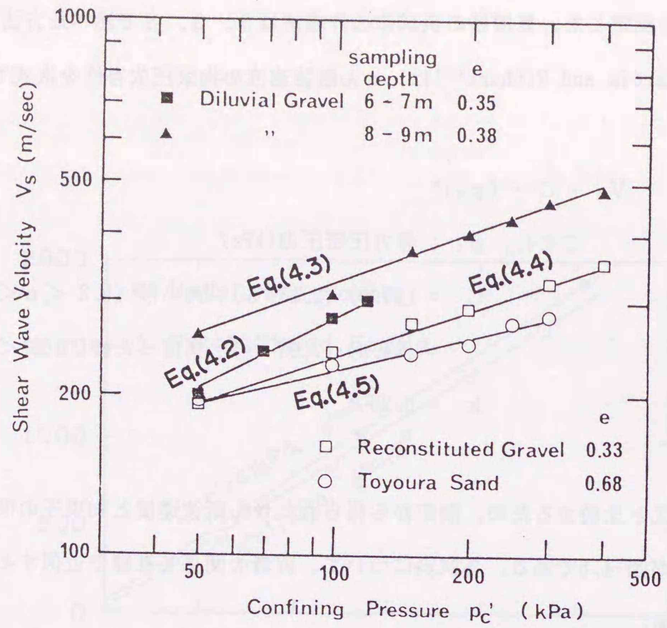


図-4.8 等方圧密中のせん断波速度の変化

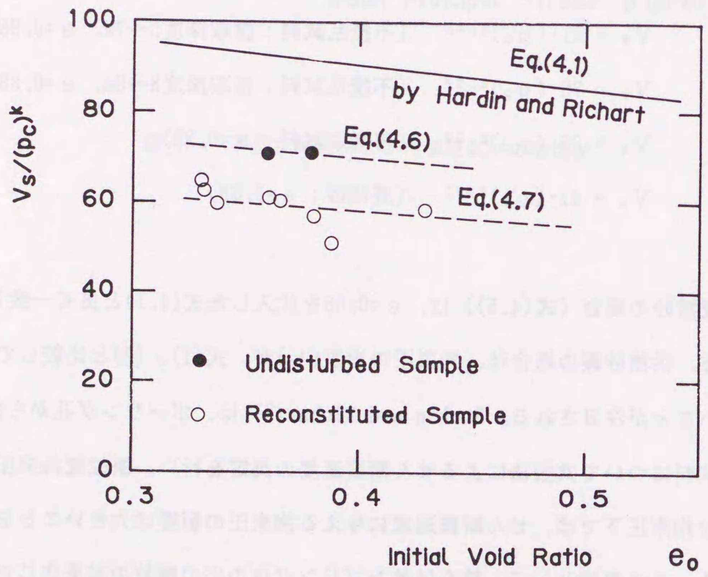


図-4.9 せん断波速度に与える間隙比の影響

食作用、掘削あるいはサンプリングによる開口亀裂が存在する可能性が想起される。この問題については、さらに検討する必要がある。

試料採取地点の上載圧における、不攪乱試料および再構成試料のせん断波速度を見みると、採取深度6～7m（112kPa）では、300m/sec（式(4.2)）および240m/sec（式(4.4)）、また、採取深度8～9m（154kPa）では、380m/sec（式(4.3)）および 270m/sec（式(4.4)）となり、不攪乱試料に比べ、再構成試料のせん断波速度は、20～30%低下していることがわかる。

4．3．2 せん断波速度に与える間隙比の影響

図-4.9はV_sに与える間隙比の影響を調べたものである。ただし、V_sは$(p_c)^k$で除し拘束圧の影響を補正して示した。図中の実線は前述した丸い粒子の砂について得られた式(4.1)であり、破線は以下の式を示している。

$$C = \frac{V_s}{(p_c)^k} = \begin{cases} (38.1)\cdot(2.17-e) & : \text{不攪乱試料} \quad (4.6) \\ (31.7)\cdot(2.17-e) & : \text{再構成試料} \quad (4.7) \end{cases}$$

同じ間隙比において再構成試料が不攪乱試料より低い値を示すのは前述したとおりであるが、不攪乱試料および再構成試料の$V_s/(p_c)^k$はいずれも砂の場合よりも小さな値を示していることが注目される。粒径が大きく、しかも粒度配合が良い礫材料は、きれいな砂に比べ容易に間隙比の小さな供試体を作成することができるが、供試体中の全ての土粒子が変形に抵抗してせん断剛性に寄与するとは限らない。ある程度の粒径以上の粒子で骨格が形成されれば、その骨格構造が供試体のせん断剛性を支配し、その骨格の間を埋めている粒径の小さな粒子は変形に

対する抵抗力を発揮していないと考えることができる。したがって、洪積砂礫地盤の力学的な特性を間隙比だけで他の砂質土と比較することは危険であり、粒子集合体としての砂礫の力学的な特性は、粒度分布や構成粒子の剛性、形状などの要因によって影響を受けることに注意する必要がある。

2．4．3で述べたように、再構成試料と比較して不撹乱試料は微小な間隙に富む構造を有しており、同一の間隙比でもその間隙径分布は異なる。間隙径分布が土のせん断剛性を左右しているとする根拠は現状ではまだないが、少なくとも間隙比だけでは説明のできないせん断剛性の違いがあるのは事実である。泥岩のスレーキングに伴い間隙径分布に大きな変化が生じるとする報告もあり、間隙径分布が力学的挙動と強い関わりを持っている可能性が示唆されている。間隙径分布など微視構造を把握する試験法およびその評価法に関する研究が望まれる。

4．3．3　動的変形試験結果との比較

等方圧密試験中の各圧力段階で、γが10^{-4}程度生じるまで繰返し載荷を行いせん断弾性係数を求める動的変形試験を行った。この試験から求めた、せん断ひずみ10^{-5}におけるGとせん断波速度から計算したGを比較したのが図-4.10である。両者の間には非常に良い相関が認められる。しかし、Gの値自体は動的変形試験から求めたものが5%程低くなっていることがわかる。両者測定時の土粒子の運動方向を考えると、せん断波が伝播する時は主に水平方向であるのに対し、動的変形試験時ではせん断面に沿った方向の動きが卓越することが想定される。したがって、図-4.10に見られたGの相違は、洪積砂礫の水平堆積構造に起因する異方性の影響と考えることもできる。

4．3．4　不撹乱試料の乱れの評価

Tokimatsu and Hosaka[22]は、試料の乱れはサンプリング中のせん断応力履歴に

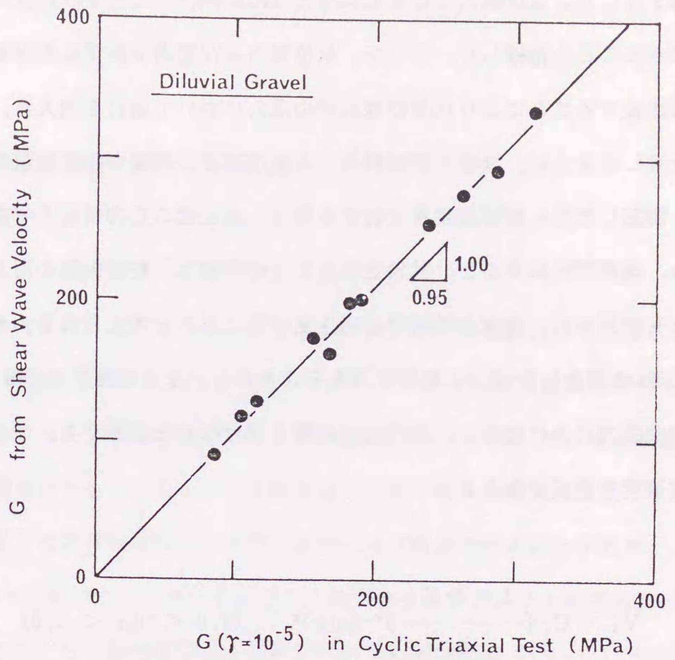


図-4.10　せん断波速度から求めたGと動的変形試験から求めたG（$\gamma=10^{-5}$）

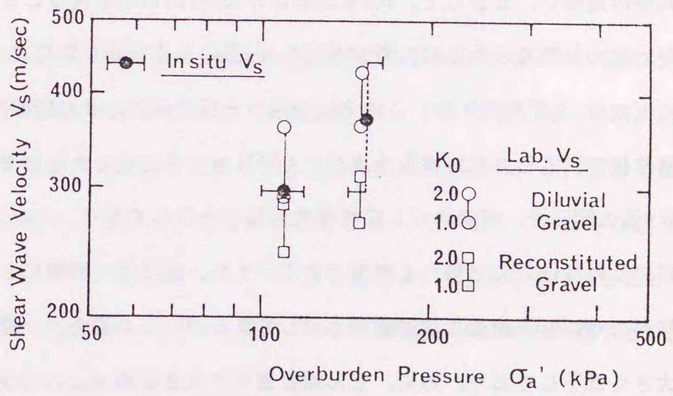


図-4.11　原位置および室内で測定したせん断波速度

起因するとし、原位置および採取試料のせん断剛性を比較すれば試料の乱れを評価できることを指摘した。そこで、原位置および室内で測定したせん断波速度を直接比較することにより洪積砂礫試料の乱れについて検討を加えた。

上述したように、洪積砂礫試料のせん断波速度は顕著な拘束圧依存性を示すため、測定したせん断波速度を比較する場合、原位置の応力状態を考慮する必要がある。地質学的に見ると、試料を採取した砂礫層は、約200m厚の層が上載されていたと判断され、現在の砂礫層は過圧密状態にあると考えられる。そこで、原位置のK_0の値を1.0～2.0の範囲で考えることとし、その範囲では、せん断波速度は平均主応力のみに依存し、応力比の影響を受けないと仮定する。すなわち、せん断波速度を次式で与える。

$$V_s = C \cdot \left(\frac{1 + 2 \cdot K_0}{3}\right)^k \cdot (\sigma_a)^k \qquad (1.0 < K_0 < 2.0) \qquad (4.8)$$

ここに、σ_a：有効上載圧

上式中の定数C、kとして、式(4.2)および式(4.3)の値を使うことにより、室内の等方応力状態で求めたせん断波速度のK_0値による変動を算定できる。図-4.11は、（σ_a）を横軸にとり、この方法で求めた採取試料のせん断波速度の変動範囲と原位置で測定した試料採取地点のせん断波速度を比較したものである。設定したK_0値の範囲で、両者のせん断波速度は良く一致しており、サンプリングによる試料の乱れはほとんど無いと判断できる。また、図には、同様にして求めた再構成試料のせん断波速度の変動範囲も示してあるが、この場合は、原位置の値に比べ大きく低下しており、特に、せん断波速度の大きな時（σ_a=154kPa）にその低下が著しいことが注目される。これは、より剛性の高い洪積砂礫地盤ほど、原位置のせん断波速度に比べ再構成試料におけるせん断波速度の低下が大きいことを

意味しており、再構成試料を用いた室内試験から現地盤の評価を行なう場合には充分な検討が必要となる。

4．4　三軸圧縮試験中のせん断波速度[28),29)]

4．4．1　せん断に伴うせん断波速度の変化

図-4.5中のマークで示したポイントで三軸圧縮試験中の供試体のせん断波速度を測定した。図-4.12は、三軸圧縮試験中の軸ひずみとせん断波速度の関係を示したものである。せん断の初期段階（ε_a=0.5%程度まで）において、せん断波速度は増加する傾向を示しているが、せん断の進行に伴いせん断波速度は低下する。また。その低下は再構成試料より不攪乱試料の方が顕著であることがわかる。

図-4.13にせん断中の応力比の変化に伴う体積ひずみおよびせん断波速度の変化を示した。なお、せん断波速度は圧密終了時のせん断波速度（$(V_s)_i$）で正規化している。せん断中の体積変化挙動とせん断波速度の変化は良く対応しており、正のダイレイタンシーが起きる応力比においてせん断波速度が低下し始めることがわかる。

Roesler[30)]は、300mm×300mm×300mmの立方体の砂供試体を用いて、異方応力状態でのせん断波速度について検討し、実験結果より、せん断波速度は平均主応力ではなく各々の主応力に依存していることを示した。すなわち、せん断波の伝播する方向の応力をσ_a、土粒子の振動方向の応力をσ_pとすると、せん断波速度は$(\sigma_a)^{0.149}$と$(\sigma_p)^{0.107}$に依存し、もう一方の応力σ_sには無関係であることを示した。Roeslerの実験でのσ_pは、本研究でのσ_rに対応することを考慮すると、彼の示した式は以下の式形で表わせる。

$$V_s = C \cdot (\sigma_a)^m \cdot (\sigma_r)^n \qquad (4.9)$$

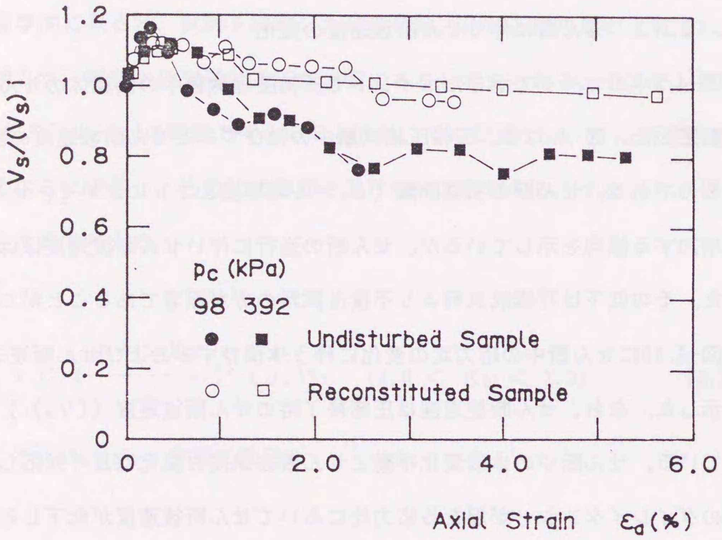


図-4.12　三軸圧縮試験中の軸ひずみとせん断波速度の関係

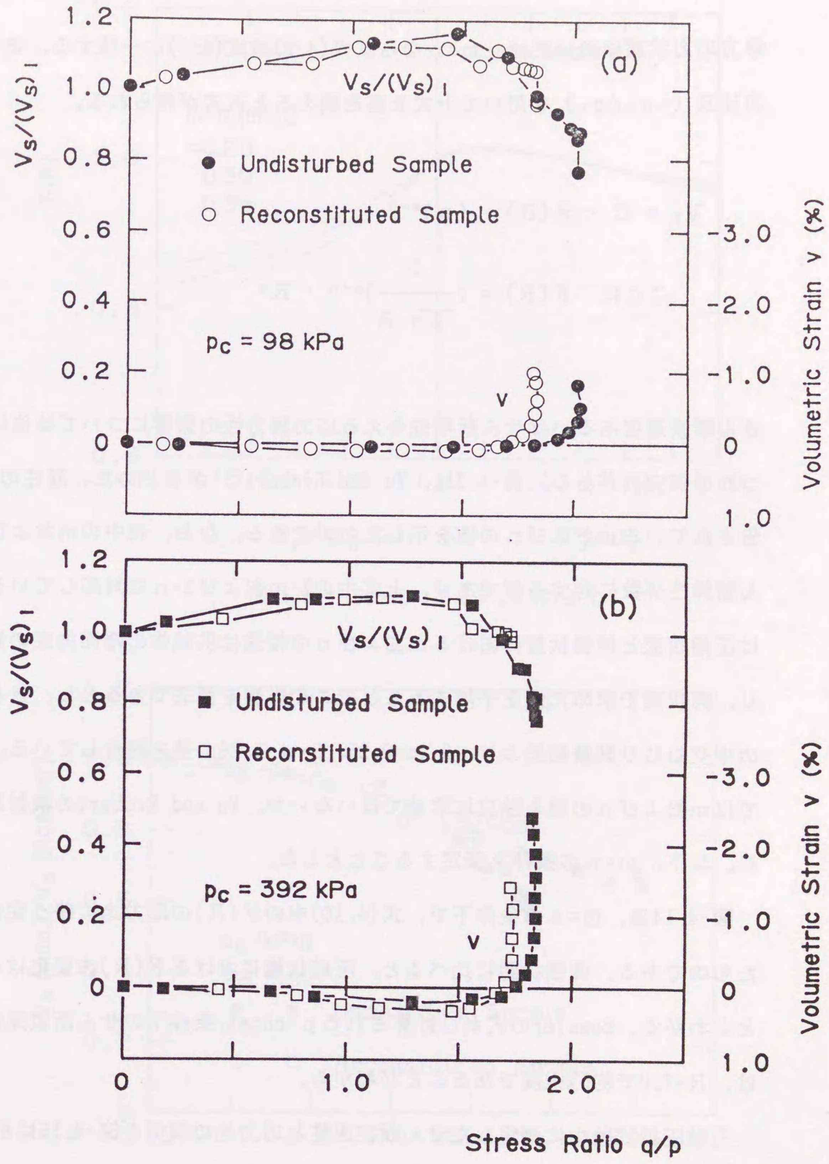


図-4.13　三軸圧縮試験中の体積ひずみとせん断波速度

(a) p_c=98kPa　(b) p_c=392kPa

等方応力状態においては、m=nならば式(4.9)は式(4.1)に一致する。さらに、応力比R（$=\sigma_a/\sigma_r$）を用いて上式を書き換えると次式が得られる。

$$V_s = C \cdot F(R) \cdot (p)^{m+n} \qquad (4.10)$$

$$\text{ここに} \quad F(R) = \left(\frac{3}{2+R}\right)^{m+n} \cdot R^m$$

せん断波速度あるいはせん断剛性与える応力異方性の影響については他にもいくつかの研究例がある。表-4.1は、Yu and Richart[31]がまとめた、既往の研究で報告されているmおよびnの値を示したものである。なお、表中のmおよびnはせん断弾性係数に対する値であり、上式中の2･mおよび2･nに対応している。彼らは圧縮状態と伸張状態におけるmおよびnの相違は供試体の端面拘束の影響であり、両状態で求めた値を平均することでこの影響を消去できるとし、きれいな砂の中空ねじり試験結果より、2･m=0.25、2･n=0.26の値を報告している。本研究ではmおよびnの値を独立に求めてはいないが、Yu and Richartの検討結果を基に、以下、m=nの条件を仮定することとした。

図-4.14は、m=nの条件下で、式(4.10)中のF(R)の応力比に伴う変化を調べたものである。伸張状態に比べると、圧縮状態におけるF(R)の変化は小さいことがわかる。Roeslerの式から計算されるp=const.条件下のせん断波速度の低下は、R=7.0で約5%程度であることがわかる。

三軸圧縮試験中に測定したせん断波速度と応力比の関係を図-4.15に示す。なお、縦軸のせん断波速度はRoeslerの式で正規化しており、m+nの値は、不攪乱試料では0.32、再構成試料では0.29とした。せん断の進行に伴い生じるせん断波速度の低下は、Roeslerの式で算定されるより著しいことが示されている。また、各試

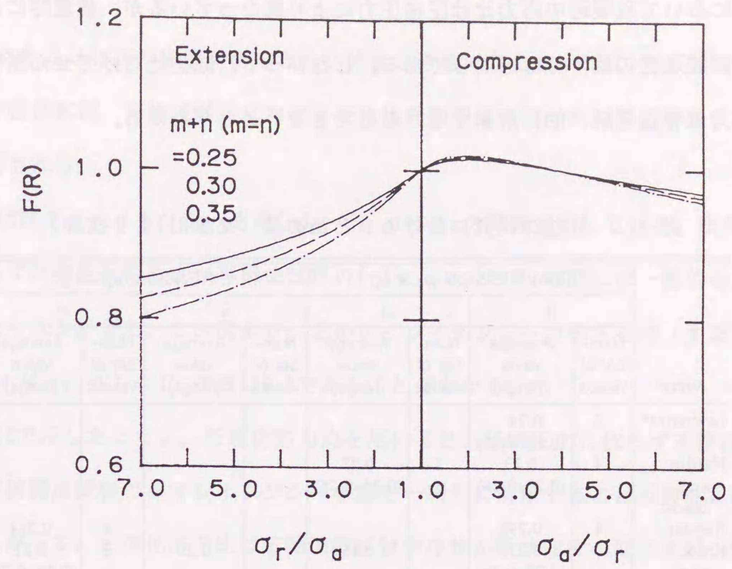


図-4.14　応力比によるF(R)の変化

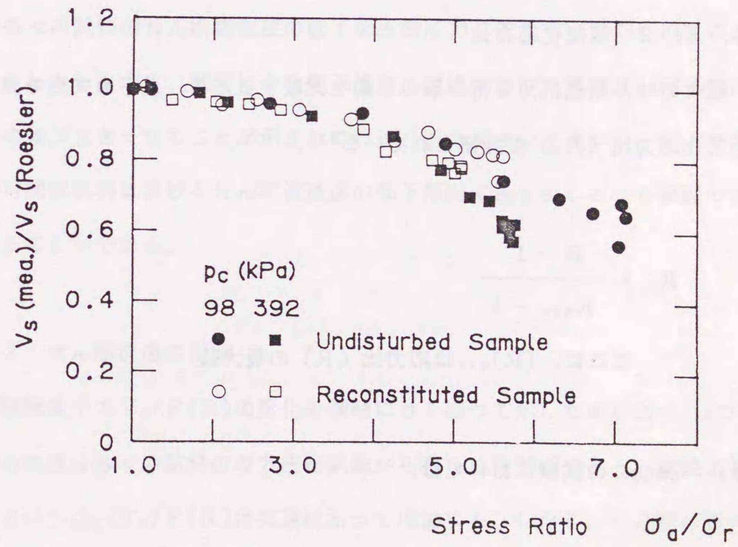


図-4.15　Roeslerの式で正規化したせん断波速度と応力比の関係

料において破壊時の応力比は圧密圧力により異なっているが、破壊時におけるせん断波速度の低下はほぼ同じである。したがって、応力比だけでせん断波速度の応力依存性を統一的に解釈することはできないことがわかる。

表-4.1　既往の研究におけるｎとｍの値（文献31)より抜粋）

Author	COMPRESSION ($\sigma_a \geq \sigma_r$)				EXTENSION ($\sigma_a \leq \sigma_r$)			
	n		m		n		m	
	Number of values	Average value (range)	Number of values	Average value (range)	Number of values	Average value (range)	Number of values	Average value (range)
Lawrence[4]	5	0.24 (0.14–0.32)						
Hardin and Black[5]	4	0.23 (0.22–0.26)	2	0.27 (0.26–0.28)				
Roesler	14	0.298					14	0.214
Knox, et al.	6	0.23 (0.20–0.26)	1	0.16	1	0.20	6	0.21 (0.18–0.24)
Yu and Richart	6	0.24 (0.23–0.26)	6	0.28 (0.27–0.29)	10	0.28 (0.25–0.31)	10	0.22 (0.19–0.27)

4．4．2　正規化応力比

種々のせん断抵抗角を持つ砂の挙動を比較するため、以下の式形で表わされる正規化応力比（R_n）が提案されている[31)]。

$$R_n = \frac{R - 1}{R_{max} - 1} \tag{4.11}$$

ここに、$(R)_{max}$は応力比（R）の最大値

σ_r = const.の試験においては、

$$R_n = \frac{(\sigma_a - \sigma_r)}{(\sigma_a - \sigma_r)_{max}} = \frac{q}{q_{max}} \tag{4.12}$$

R_nを用いることにより破壊時の応力比の相違を考慮できるとすれば、図-4.15に示した不撹乱試料、再構成試料における変化傾向の相違を統一的に評価できることが予期される。

図-4.16はダイレイタンシー速度$(-dv/d\varepsilon_a)$とR_nの関係を示している。圧密圧力に依らず不撹乱試料および再構成試料の$(-dv/d\varepsilon_a)$とR_nの間には一義的な関係が認められる。また、この図より、正のダイレイタンシーが始まる時（すなわち、$(-dv/d\varepsilon_a)=0$）のR_nの値は0.5であることがわかる。

図-4.16で示したように、正規化応力比を用いると、圧密圧力に依らず不撹乱試料および再構成試料のダイレイタンシー挙動を一義的に解釈することが可能になる。したがって、正規化応力比は三軸圧縮試験中のせん断波速度の変化を統一的に解釈する上で有効なパラメーターであることが示唆される。

図-4.17は、せん断に伴うせん断波速度の変化をR_nを用いて整理し直したものである。各々の試料のせん断波速度の低下を圧密圧力に依らず一義的に示すことができる。しかしながら、試料による低下傾向の相違はあり、特にR_nが0.5を越えるとその差が大きくなることが示されている。正のダイレイタンシーが、不撹乱試料と再構成試料におけるせん断波速度の低下傾向に差を生じさせる要因であると考えることができる。

4．4．3　せん断波速度指数

三軸圧縮試験中の$V_s/F(R)$の変化を横軸にｐを取って示したのが図-4.18である。図中の実線は各々の試料の等方圧密試験から得られた関係である。試験の初期段階においては、$V_s/F(R)$は実線に沿って増加する。しかし、せん断の進行に伴い次第に実線から隔たり減少し始める。試験の最終段階、すなわち破壊時においては、圧密圧力が同じであれば、不撹乱試料と再構成試料の$V_s/F(R)$の値

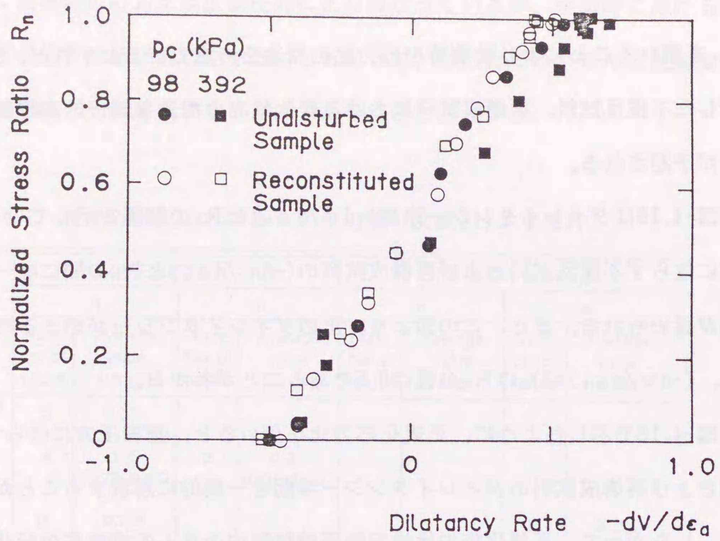


図-4.16　ダイレイタンシー速度と正規化応力比の関係

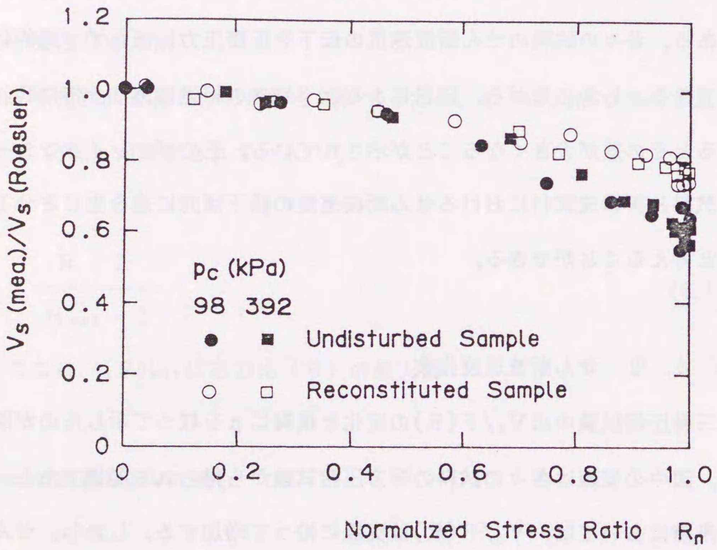


図-4.17　Roeslerの式で正規化したせん断波速度と正規化応力比の関係

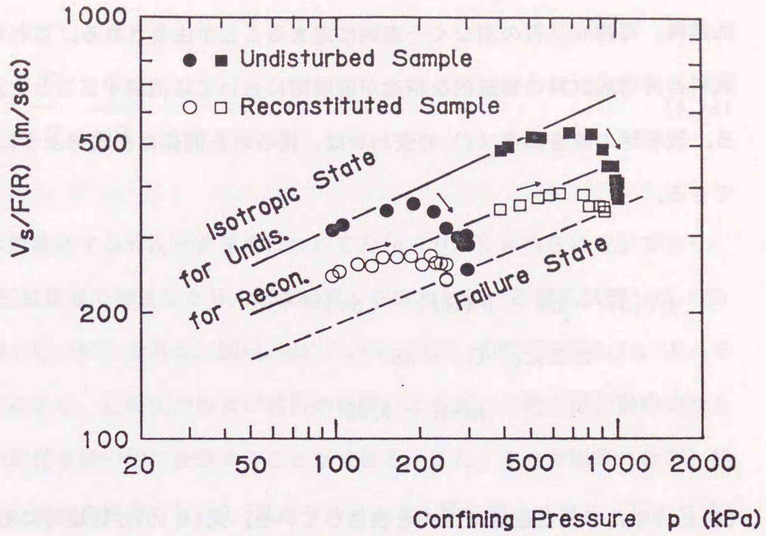


図-4.18　三軸圧縮試験中の拘束圧と$V_s/F(R)$の関係

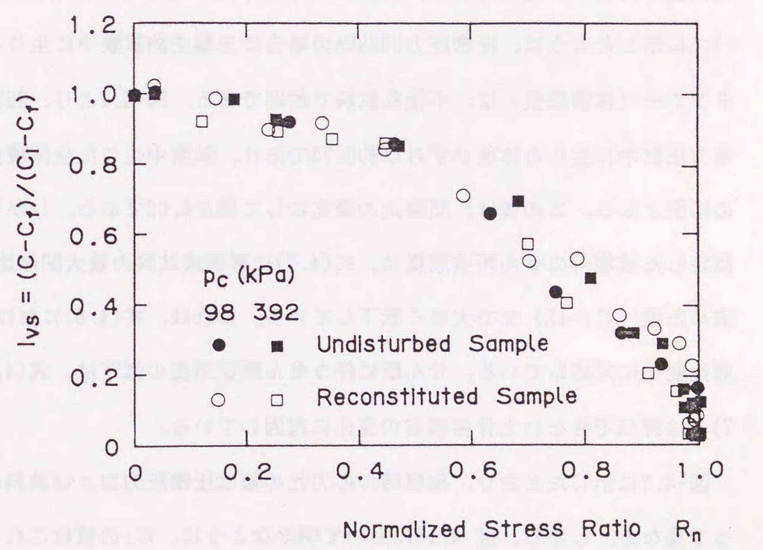


図-4.19　せん断波速度指数と正規化応力比の関係

はほぼ同一の値まで減少する。さらに、破壊時の$V_s/F(R)$とpの関係は、不攪乱試料、再構成試料の別なく一義的に定まることが注目される。これは、不攪乱試料と再構成試料の構造的な相違が破壊時においては消滅することを意味している。破壊時の値を添字（f）で表わせば、得られた関係は次式のように示すことができる。

$$(V_s)_f = C_f \cdot F(R_f) \cdot (p_f)^{m+n} \qquad (4.13)$$

ここに、 $C_f = 48$

$m+n = 0.29$

図-4.18中に示した破線は上式を表わしている。式(4.10)は破壊時においても成立している。さらに、C_fの値は再構成試料について得られた式(4.7)に試料の最大間隙比である$e=0.63$を代入して得られる値と良く一致することが注目される。図-4.5に示したように、圧密圧力392kPaの場合に三軸圧縮試験中に生じるダイレイタンシー（体積膨張）は、不攪乱試料で約2%である。図-4.1より、392kPaまでの等方圧密中に生じる体積ひずみは約0.7%であり、試験中生じた全体積変化は1.3%の膨張となる。この値は、間隙比の変化にして僅か0.02である。しかし、実際に測定した破壊時のせん断波速度は、式(4.7)に再構成試料の最大間隙比を代入して求めた値（$C_f=48$）まで大きく低下している。これは、式(4.6)における0.53の間隙比変化に対応している。せん断に伴うせん断波速度の低下は、式(4.6)や式(4.7)では評価できない土骨格構造の変化に起因している。

図-4.7に示したとおり、破壊時の応力比の値は圧密圧力および試料の種類によって異なる。しかし、図-4.18において明かなように、C_fの値はこれらの条件と無関係に一義的に定まる。もし、式(4.13)が破壊に至る前でも成立すると仮定すれば、V_sの低下を式(4.10)中のCの変化に置き換えて考えることができる。今、

Cの変化を以下の式で示されるせん断波速度指数（I_{vs}）を用いて考えてみる。

$$I_{vs} = \frac{C - C_f}{C_i - C_f} \qquad (4.14)$$

ここにCは対象とするせん断波速度について式(4.10)から求められる値であり、C_iは等方圧密状態で測定したせん断波速度から求めた値（不攪乱試料：$C_i=75$、再構成試料：$C_i=62$）である。図-4.19にこのI_{vs}とR_nの関係を示した。I_{vs}を用いることにより、圧密圧力および試料の種類によらず、三軸圧縮試験中のせん断波速度の変化を統一的に表現することができる。また、I_{vs}が顕著に低下し始めるのは、いずれの場合も$R_n=0.5$以上であり、せん断に伴って生じる正のダイレイタンシーが三軸圧縮試験中のせん断波速度の低下と大きく関係していることが推測される。

４．５　本章の結論

原位置凍結法で洪積砂礫地盤から採取した不攪乱試料について等方圧密試験および三軸圧縮試験を行い、試験中のせん断波速度（V_s）の変化を測定して、V_sの応力依存性について考察した。V_sの特性を比較するため再構成試料についても同様の測定を実施した。得られた主な結論は以下のとおりである。

1）V_sの拘束圧依存性は、再構成試料に比べ不攪乱試料の方が顕著である。

2）試料採取深度における原位置上載圧でのV_sは、再構成試料の方が不攪乱試料に比べ20～30%低い。

3）動的変形試験から求められる、せん断ひずみ10^{-5}におけるせん断弾性係数は、V_sから求めたものに比べ5%程低くなる。

4）静止土圧係数K_0=1.0～2.0の範囲で考えると、不攪乱試料で測定したV_sは原位置で測定したものと良く一致していることが確認され、サンプリングによる試料の乱れはほとんど無かったと判断できる。

5）三軸圧縮試験の初期においてV_sは増加傾向を示すが、せん断の進行に伴い低下する。また、その低下は、再構成試料に比べ不攪乱試料の方が顕著である。

6）不攪乱試料と再構成試料におけるV_sの低下傾向の相違は、せん断に伴い正のダイレイタンシーが始まった後に大きくなる。

7）応力比の影響を考慮すれば、破壊時のV_sと拘束圧の関係は試料に依らず一義的に定まる。

8）導入したせん断波速度指数を用いると、三軸圧縮試験中の不攪乱試料・再構成試料におけるV_sの変化を統一的に表現することが可能である。

第５章　掘削過程における原位置せん断波速度

要　旨

地盤中に加速度計を埋設してせん断波速度を測定する方法を提案し、３地点の建築現場において、掘削に伴う支持層のせん断波速度の変化を測定し、考察を加えた。提案した方法で掘削前に測定したせん断波速度はＰＳ検層結果と良く一致しており、提案した方法により得られる原位置せん断波速度の値の信頼性は高いと判断できた。また、掘削過程におけるせん断波速度の変化は有効鉛直応力の変化のみから算定される値より小さいことを示すと共に、掘削中における洪積地盤の変形がK_0状態で進行すると仮定して地盤内の応力状態を求め、掘削に伴うせん断波速度の変化を推定する手法を提案した。推定したせん断波速度は実測値と良く対応しており、掘削前および掘削後の有効鉛直応力を求めることにより、掘削に伴うせん断波速度の変化を推定することが可能である。

5．1　はじめに

洪積砂礫地盤は力学的に安定な地盤であり、従来から多くの重要構造物の支持地盤として用いられてきた。したがって、その強度・変形特性が技術的な検討対象となる機会は他の地盤に比べると少なかった。しかし、構造物の大型化に伴い、洪積砂礫地盤の変形特性を評価する必要が生じてきている。特に、高層棟と低層棟を持つ構造物においては、荷重が不均衡であることから沈下量が異なり、その沈下量を事前に予測することが施工上不可欠な問題となっている。

構造物の沈下を予測するためには、地盤の変形係数を評価する必要がある。変形係数は、掘削深度、掘削幅、構造物の形状および重量などによる地盤内の応力状態の相違に大きく依存している。したがって、精度良く構造物の沈下を予測するためには、支持地盤の変形係数が掘削あるいは構造物の構築に伴いどの程度変化するか、つまり変形係数の応力依存性についての充分な検討が必要である。

支持層の変形特性を原位置で測定する多くの方法が提案されている。しかし、それぞれの方法の適用性については充分に検討されていないのが現状である。玉置[6]は、平板載荷試験、孔内載荷試験およびＰＳ検層から求めた変形係数を比較し、変形係数を測定する際の応力解放の影響は再載荷時においても消えないこと、また、ひずみレベルの影響を考慮すればＰＳ検層から求まるせん断波速度が変形係数の評価に最適であることを示した。

変形係数の応力依存性について検討するためには、掘削前のＰＳ検層で測定したせん断波速度だけではなく、掘削あるいは構造物の構築に伴うせん断波速度に関する情報が必要である。しかし、このような測定例は現状では皆無であり、本研究では実測データの収集を図ることとした。

東京都内３地点のビル建築現場において、地盤中に層別沈下計を埋設し、リバウンド量を地層ごとに計測した。本章では、層別沈下計に取付け地盤中に設置した加速度計を用い、掘削過程において板叩き法で地盤のせん断波速度を測定した

結果について述べ、掘削中に生じる地盤内の応力状態の変化を考慮してせん断波速度の変化を予測する方法について考察する。なお、３現場とも洪積砂礫層だけではなく、洪積砂層、洪積粘土層などが支持層として用いられており、測定も砂礫層に限定せず支持層全体で実施した。

5．2　掘削時における原位置せん断波速度の測定

5．2．1　測定計器の埋設[32)]

高層ビルの基礎工事として行なわれる地盤掘削時に支持層の鉛直変位およびせん断波速度の変化を測定した。測定は加速度計を取付けた層別沈下計を地盤中に埋設することにより行なった。使用した層別沈下計の変位計部の構造を図-5.1に示す。内径216mmの削孔を行なった後、各変位計を所定深度に降ろし、変位計のアンカーポンプに水圧を供給してアンカーを開き、地盤に定着させた。さらに、定着を確実に行なうため、孔中にベントナイトモルタルを注入した。層別沈下計は、各変位計間の地盤の変形量を上端の変位計で単独に測定できる構造であり、最小読取り目盛りは0.005mmである。

加速度計は、各変位計のアンカー部に取り付け（感知方向：水平方向）、埋設した。使用した加速度計はプリアンプ内蔵の圧電型で、その仕様は表-5.1に示したとおりである。層別沈下計および加速度計の設置状況を写真-5.1～5.3に示す。

5．2．2　せん断波速度の測定[33)]

層別沈下計に取付け地盤中に設置した加速度計を用い、各掘削段階において、掘削面で板叩き法によるせん断波速度の測定を行った。使用した板は、長さ2040mm、幅240mm、厚さ40mmの松材である。20本のアンカー（直径10mm、長さ90mm）で板と地盤を密着させ、さらに、約500kgfの荷重を板の上に乗せることにより打撃

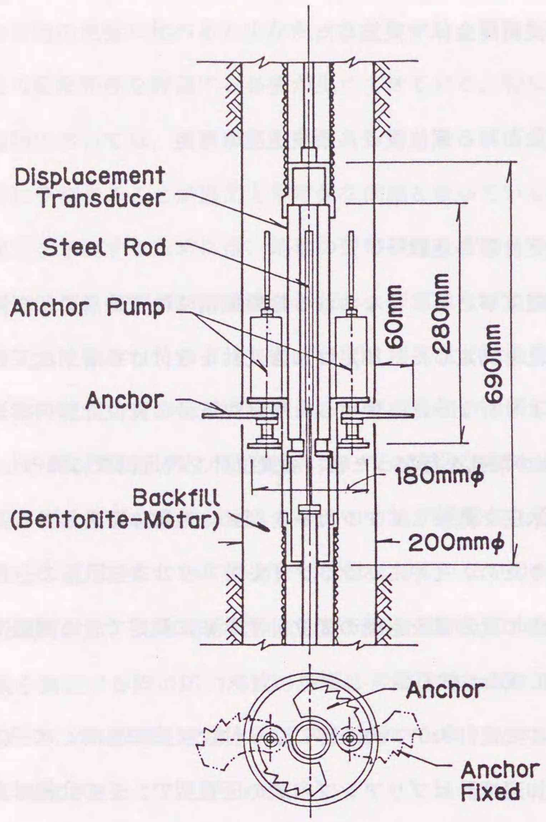


図-5.1　層別沈下計変位計部

表-5.1　加速度計の仕様

型式	TEAC 707
感度	100mV/G
横感度	5%以下
動作温度	-40～110°C
応答周波数	3～10000Hz
共振周波数	20kHz
使用最大加速度	±15G
重量	460mN
サイズ	直径17mm・高さ34mm

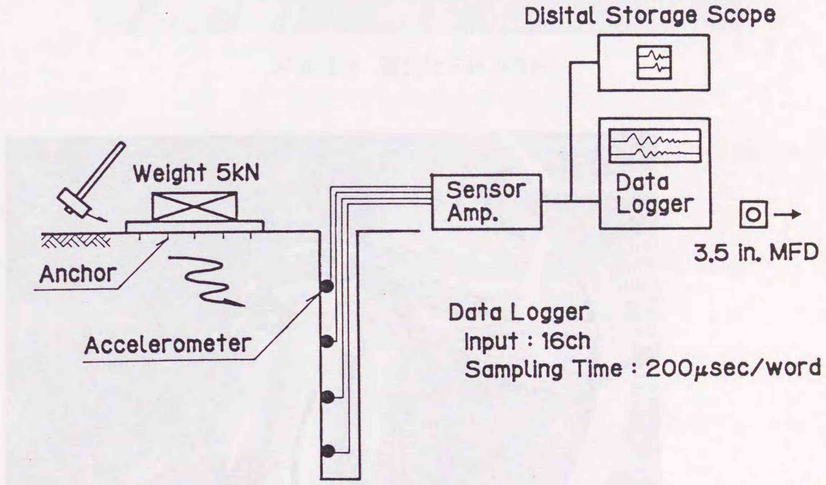


図-5.2　せん断波速度測定の概要

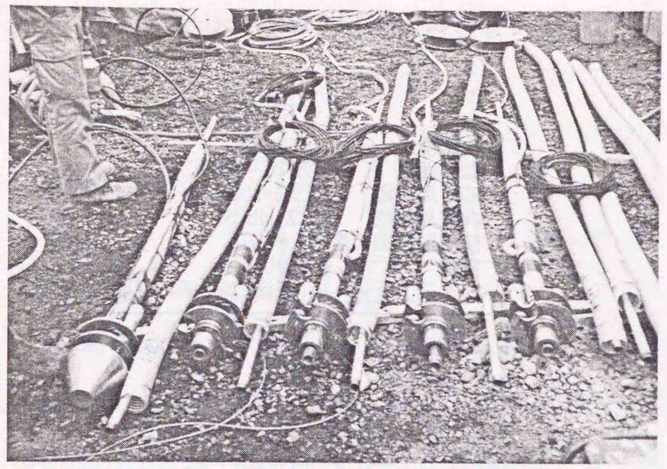


写真-5.1　埋設前の層別沈下計

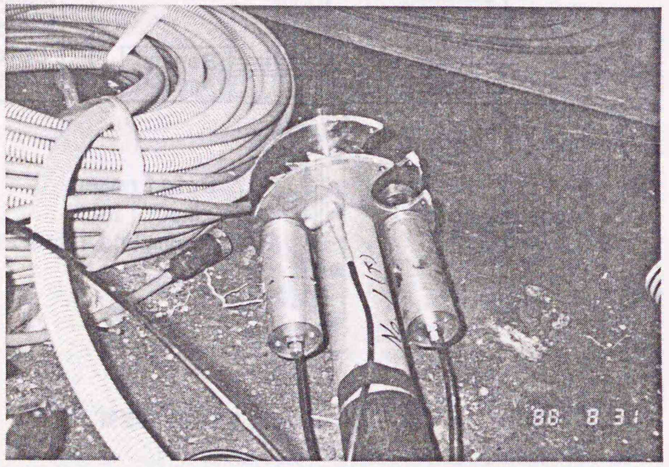


写真-5.2　層別沈下計の変位計部に取付けた加速度計

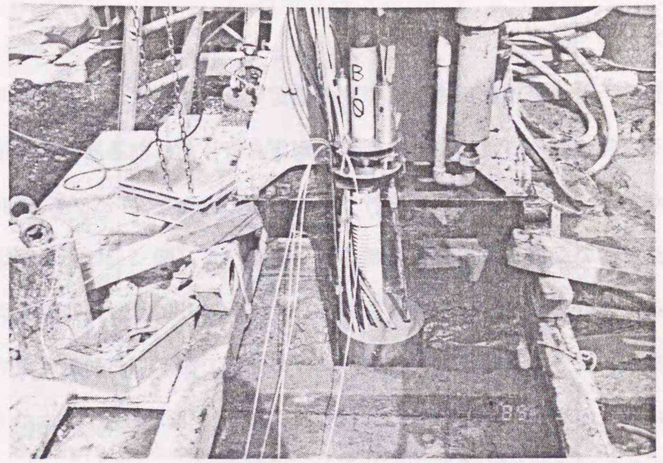


写真-5.3　層別沈下計の埋設

力の伝達効率を高めた。図-5.2にせん断波速度測定の概要を示す。現場で測定した波形データはデータロガー（16CH、最小サンプリングタイム：200μsec/word）でマイクロフロッピーディスクに保存し持ち帰った後、パソコンでデータ解析を行った。

層別沈下計の変位計部を所定深度で固定させる際、変位計自体が水平方向に回転する可能性があるため、せん断波の測定を行う前に加速度計の方位を確認する必要がある。そこで、板叩きを行う際の打撃の方向を30°ピッチで360°回転させ、各加速度計で受振した波形の振幅の変化を調べた。図-5.3はその測定結果の一例である。横軸の（θ）は北方向を0°とし、時計回りに計った打撃方向の角度である。また、波形の各振幅は、打撃時に板の近傍で測定した加速度値で正規化し、さらに最大値を1として表示している。設置深度が深い程S/N比が下がるため、θによる加速度振幅の変化は小さくなり、変化傾向も乱れている。しかし、振幅のピークは180°間隔で明確に現れていることがわかる。図に示した結果から、以後の測定における打撃方向を決定した。

図-5.4に測定した加速度波形の代表例を示す。図中に破線で示した波形は打撃方向を180°回転させた時のものである。打撃方向の反転に伴い波形の位相も反転していることが確認でき、また、せん断波の初動も明瞭に示されている。各加速度計で測定したせん断波の初動時刻よりせん断波速度を算定した。せん断波速度の測定状況を写真-5.4～5.6に示す。

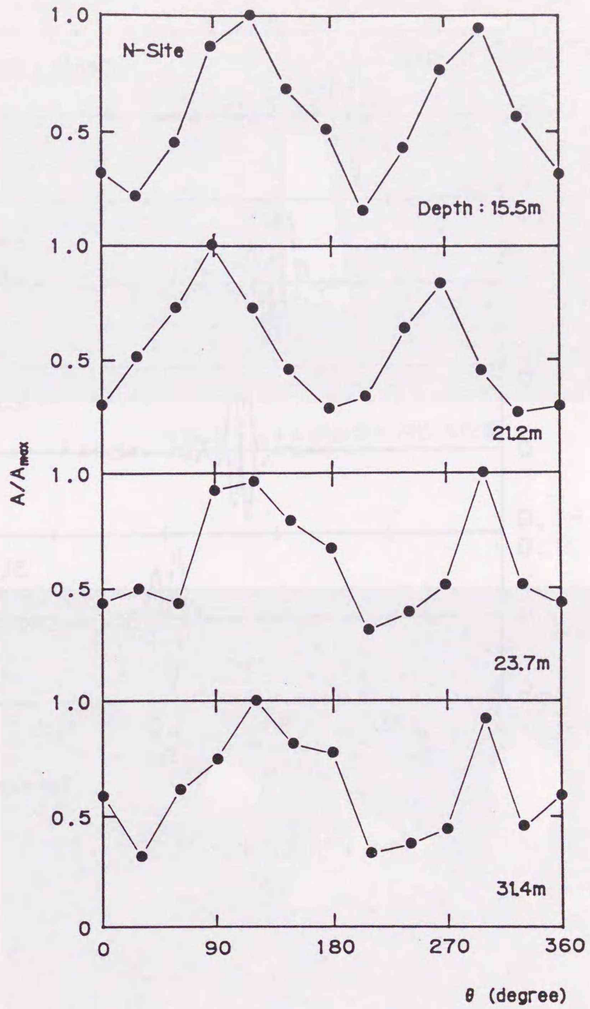


図-5.3　打撃方向と加速度振幅の関係（N現場）

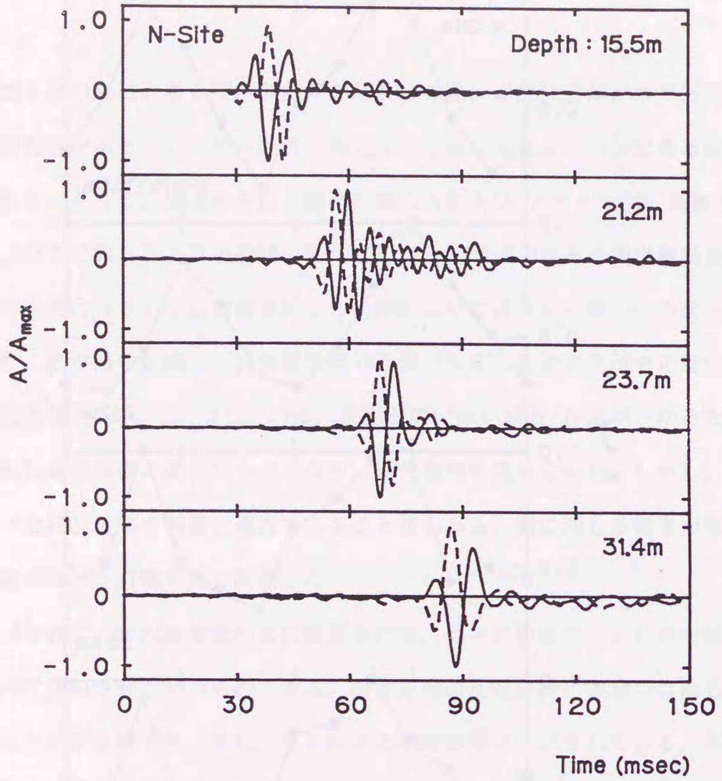


図-5.4　加速度波形の代表例（N現場）

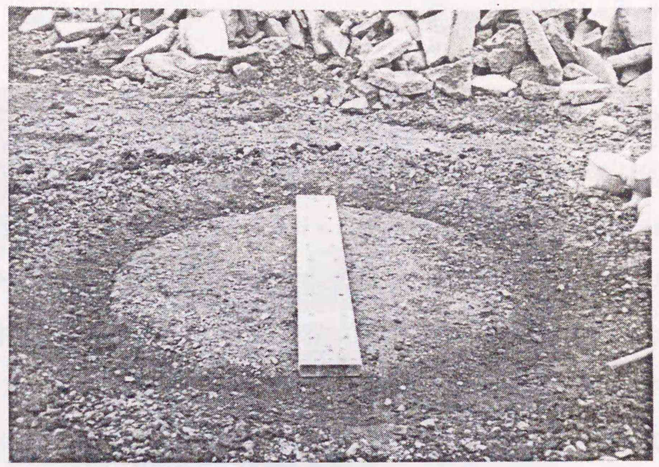


写真-5.4　せん断波発生用板の設置



写真-5.5　板叩き法によるせん断波の発生

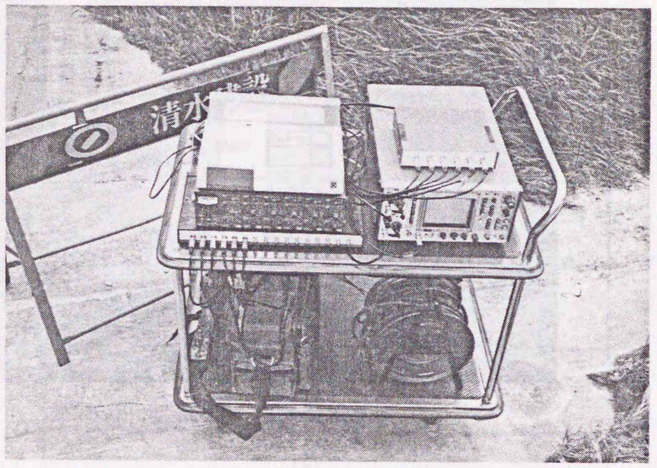


写真-5.6　せん断波速度測定用計器

５．３　測定を実施した建築現場の概要

５．３．１　Ｎ現場[32)]

東京都中央区内にあるＮビル建築現場の掘削平面図を図-5.5に示す。地盤の掘削幅は短辺方向約30m、長辺方向約50mであり、層別沈下計は掘削平面のほぼ中央に埋設した。図-5.6に土質柱状図および計器設置深度を示した。深度約10m以深は洪積世に堆積した地盤で、深度約24mまでが上部東京層（細砂層および粘土層）、その下が層厚約8mの東京礫層（砂礫層）である。掘削深度は14.9mであり、変位計は、深度15.5m、21.2mおよび23.7mの３深度に設置し、基準アンカーを深度31.4mに設けた。各変位計および基準アンカーに加速度計を取付け、砂層（深度15.5～21.2m）、粘土層（深度21.2～23.7m）および砂礫層（深度23.7～31.4m）のせん断波速度を測定した。なお、掘削に要した日数は約８０日である。

図-5.7に標準貫入試験のサンプラーから採取した試料より求めた地盤の粒度分布を示す。また、表-5.2は地盤の主な物理的性質を示したものである。

５．３．２　Ｓ現場[34)]

東京都港区内にあるＳビル建築現場の掘削平面図を図-5.8に示す。地盤の掘削幅は約50m四方であり、層別沈下計は掘削平面のほぼ中央に埋設した。図-5.9に土質柱状図および計器設置深度を示した。深度約5m以深が洪積世に堆積した地盤であり、深度約20mまでが粘土、砂、砂礫の互層から成る上部東京層である。その下に薄い東京礫層があり、東京礫層以深は固結シルトおよび細砂から成る上総層群が分布する。掘削深度は14.4mであり、変位計は深度6.0m、10.0m、16.0m、21.5mおよび33.0mに設置し、基準アンカーを深度46.0mに設けた。４深度の変位計には加速度計を取付け、砂礫層（深度10.0～16.0m）、砂層（深度16.0～21.5m）および砂質シルト層（深度21.5～33.0m）のせん断波速度を測定した。なお、掘削に要

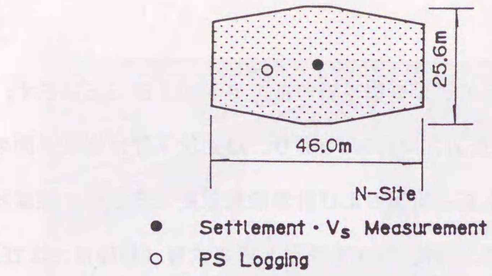


図-5.5　計測現場掘削平面図（N現場）

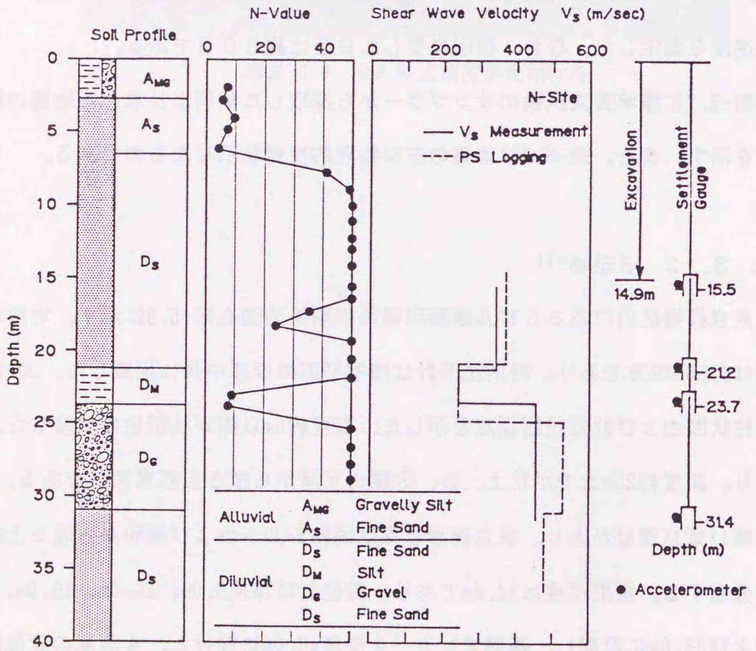


図-5.6　土質柱状図および計器設置深度（N現場）

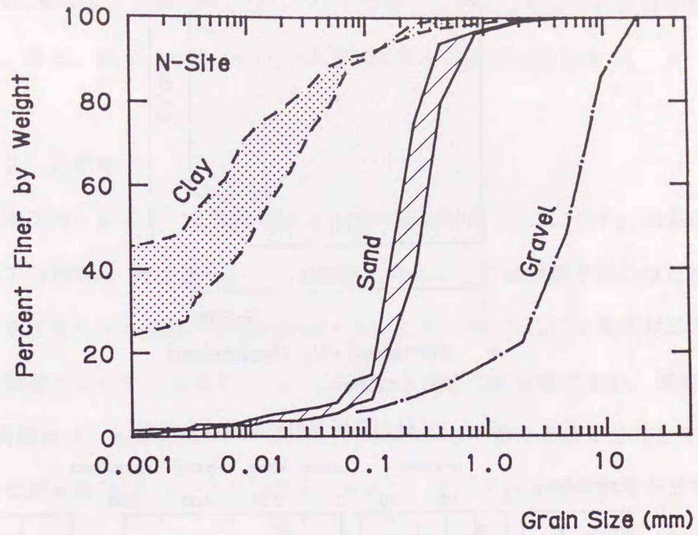


図-5.7　地盤の粒度分布（N現場）

表-5.2　地盤の物理的性質（N現場）

	砂層	粘土層	砂礫層
深度	15.5～21.2m	21.2～23.7m	23.7～31.4m
比重	2.70	2.68	—
最大粒径（mm）	4.76	2.00	19.1
平均粒径（mm）	0.21	0.008	5.3
均等係数	2.2-3.4	—	22
細粒分（<74 μm）（%）	7.0-20	89	5.8
＊乾燥密度（Mg/m^3）	1.32	1.20	1.84

＊：ボーリング孔内の密度検層結果から算出

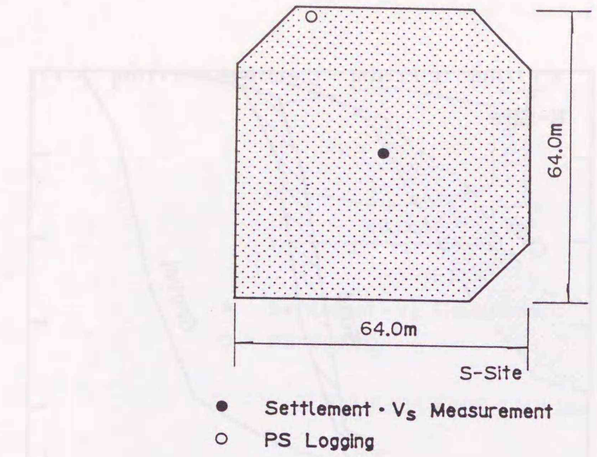


図-5.8　計測現場掘削平面図（Ｓ現場）

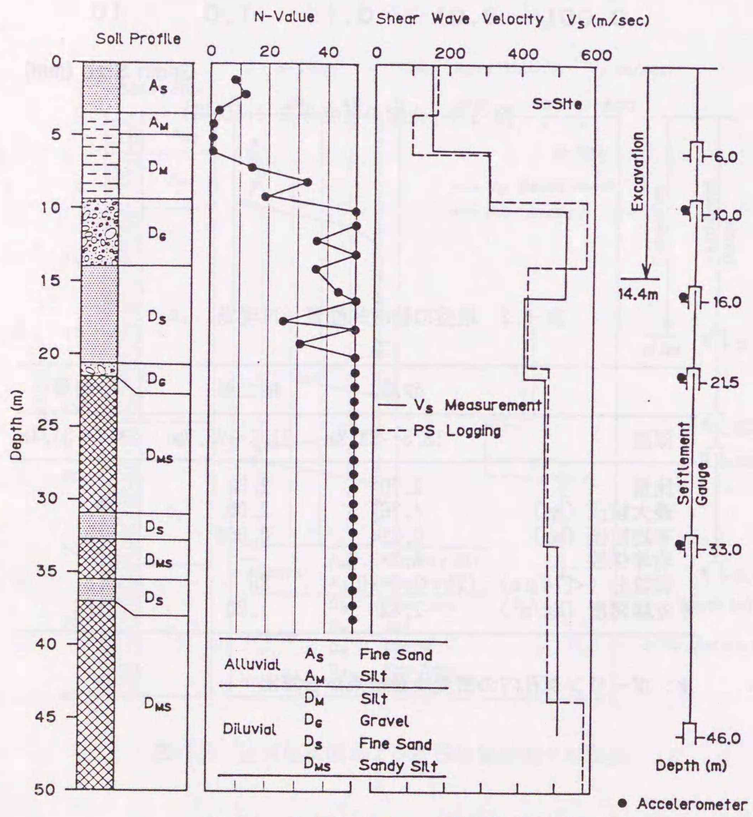


図-5.9　土質柱状図および計器設置深度（Ｓ現場）

した日数は約１００日である。

図-5.10に標準貫入試験のサンプラーから採取した試料より求めた地盤の粒度分布を示す。また、表-5.3は地盤の主な物理的性質を示したものである。

５．３．３　Ｋ現場[34)]

東京都港区内にあるＫビル建築現場の掘削平面図を図-5.11に示す。地盤の掘削幅は短辺方向約50m、長辺方向約100mである。層別沈下計は掘削平面のほぼ中央に埋設し、水圧計による地盤内水位の観測も実施した。図-5.12に土質柱状図および計器設置深度を示した。深度約3m以深が洪積世に堆積した地盤である。深度約10mまでは洪積のローム層であり、その下に層厚約15mの上部東京層が分布している。東京礫層は深度約25mから厚さ約5m堆積しており、その下は下部東京層が分布する。掘削深度は14.3mであり、変位計は深度9.3m、14.3m、19.3m、24.3mおよび29.3mに設置し、基準アンカーを深度34.3mに設けた。４深度の変位計には加速度計を取付け、粘土層（深度14.3～19.3m）、砂層（深度19.3～24.3m）および砂礫層（深度24.3～29.3m）のせん断波速度を測定した。なお、掘削に要した日数は約１１０日である。

図-5.13に標準貫入試験のサンプラーから採取した試料より求めた地盤の粒度分布を示す。また、表-5.4は地盤の主な物理的性質を示したものである。

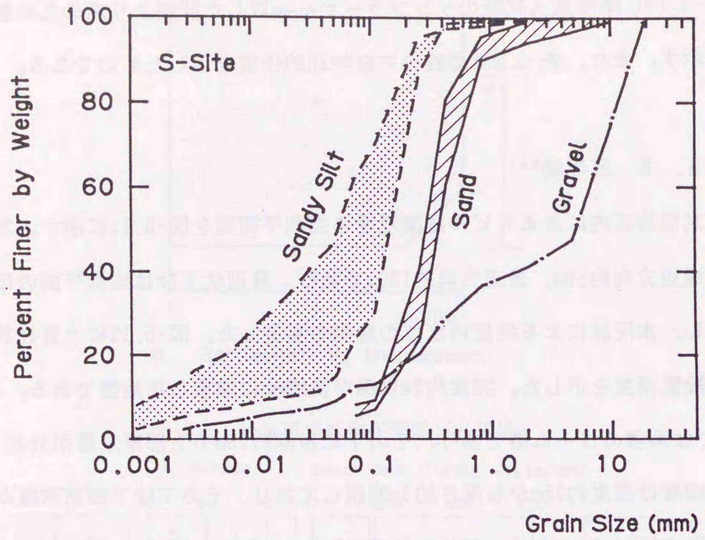


図-5.10　地盤の粒度分布（S現場）

表-5.3　地盤の物理的性質（S現場）

	砂礫層	砂層	砂質シルト層
深度	10.0～16.0m	16.0～21.5m	21.5～33.0m
比重	2.74	2.74	2.72
最大粒径（mm）	19.1	9.52	4.76
平均粒径（mm）	4.0	0.32	0.095
均等係数	54	2.7-3.0	10-56
細粒分（<74μm）（%）	8.1	6.5-9.0	24-63
＊乾燥密度（Mg/m³）	2.00	1.90	1.80

＊：ボーリング調査結果から推定

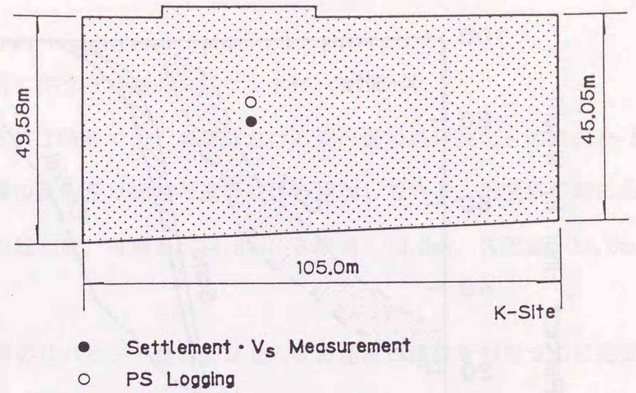


図-5.11　計測現場掘削平面図（K現場）

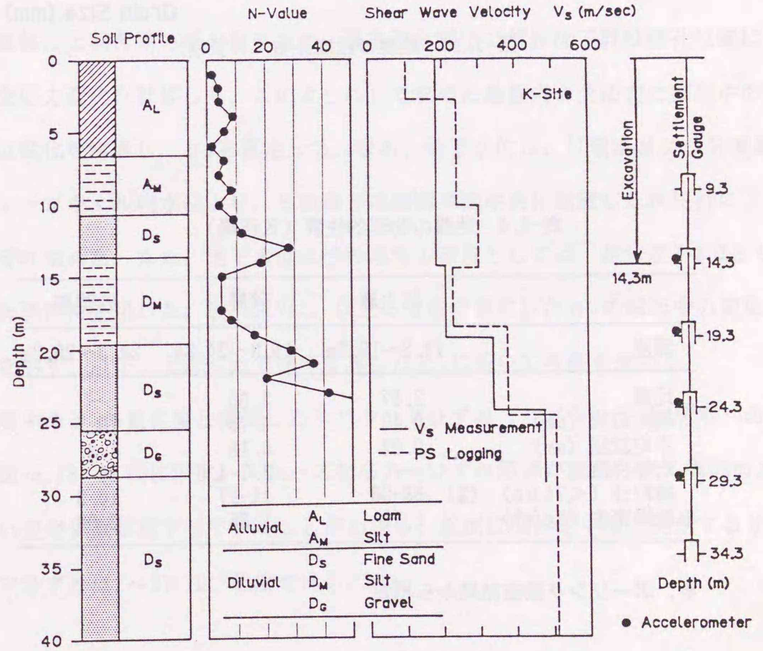


図-5.12　土質柱状図および計器設置深度（K現場）

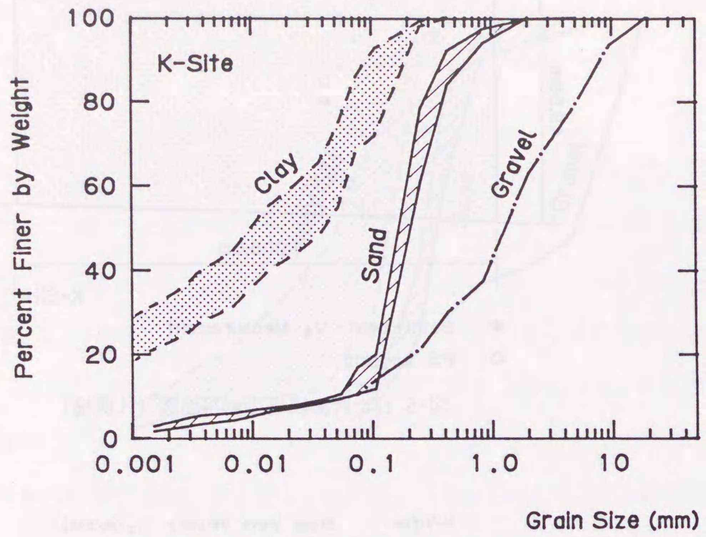


図-5.13　地盤の粒度分布（Ｋ現場）

表-5.4　地盤の物理的性質（Ｋ現場）

	粘土層	砂層	砂礫層
深度	14.3～19.3m	19.3～24.3m	24.3～29.3m
比重	2.67	2.66	—
最大粒径（mm）	0.42	4.76	19.1
平均粒径（mm）	0.02	0.18	1.2
均等係数	—	3.7-4.0	24
細粒分（<74μm）（%）	68-86	11-17	10.3
＊乾燥密度（Mg/m³）	1.70	1.85	2.00

＊：ボーリング調査結果から推定

５．４　測定結果と考察

５．４．１　掘削に伴う支持層のリバウンド[32),34)]

掘削開始時から終了時までの、各層における変形量の経時変化を図-5.14～図-5.16に示す。各層の変形量は掘削の進行に伴い増加している。掘削終了時における各層の変形量の総和は、Ｎ現場：14.8mm、Ｓ現場：10.3mm、Ｋ現場：14.2mmであった。

測定した支持層のリバウンド量およびせん断波速度の検討を行なうのに先立ち、掘削に伴う地盤内の有効鉛直応力（σ_v）の変化を算定した。まず、全応力の算定にはBoussinesqの式を適用し、掘削による上載荷重の減少量を掘削面に載荷して地盤内の全応力変化を求めた。掘削過程での掘削深度は場所により異なるため、掘削深度毎に上載荷重の減少量を求め、長方形分割法で層別沈下計設置孔位置における全応力変化を計算した。このようにして求めた地盤内の全応力に掘削中の地下水位変化を考慮し、σ_vを算定した。なお、地下水位は、Ｎ現場およびＳ現場ではディープウェル内水位より、Ｋ現場では掘削平面中央に設置した水圧計により、それぞれ求めた。また、地下水位以浅の地盤の密度としては、飽和度を80%とした時の湿潤密度を用いた。図-5.17に、以上の方法で算定したσ_vの掘削中の変化の一例を示す。以下、上記した方法で計算したσ_vに基いて考察を進める。

掘削中のσ_vの変化量と実測したリバウンドひずみ（リバウンド量/層厚）の関係を図-5.18～5.20に示す。スムーズな応力～ひずみ関係が認められ、掘削の進行に伴い変形係数は低下していくことがわかる。掘削底面に近い層で発生するリバウンドひずみは$1\sim2\times10^{-3}$程度である。

５．４．２　掘削に伴う支持層のせん断波速度の変化[35),36)]

前掲の図-5.6、図-5.9および図-5.12に、ＰＳ検層で得られたせん断波速度と設

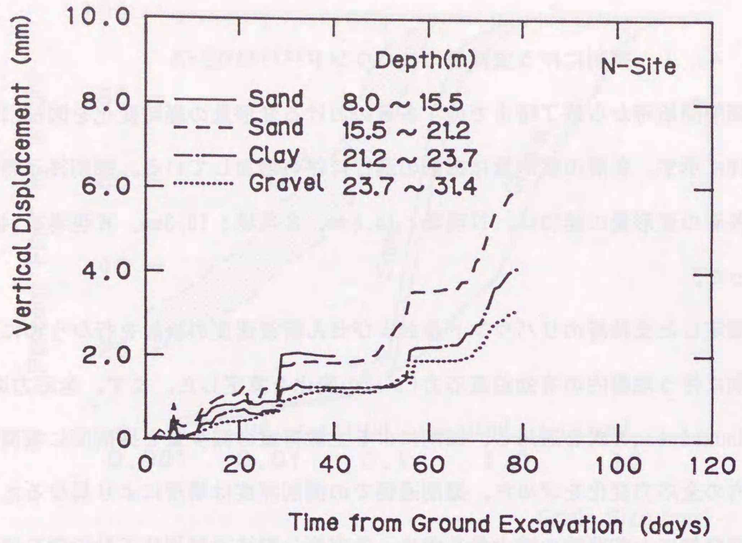


図-5.14　各層の変形量の経時変化（N現場）

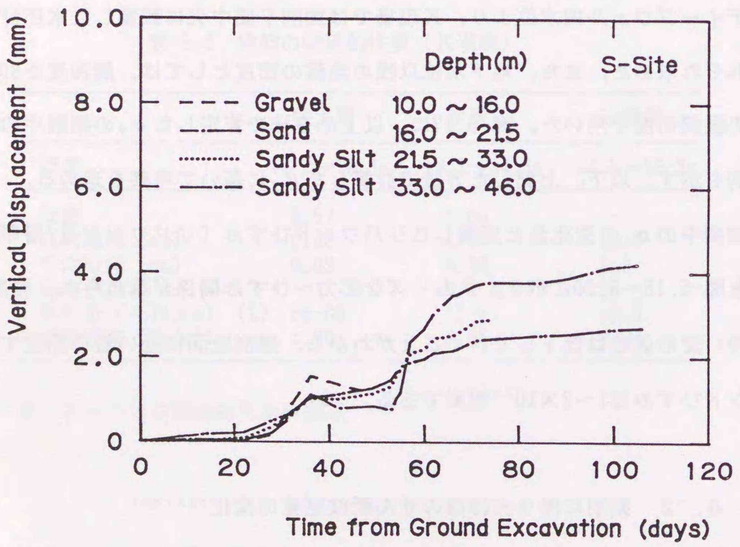


図-5.15　各層の変形量の経時変化（S現場）

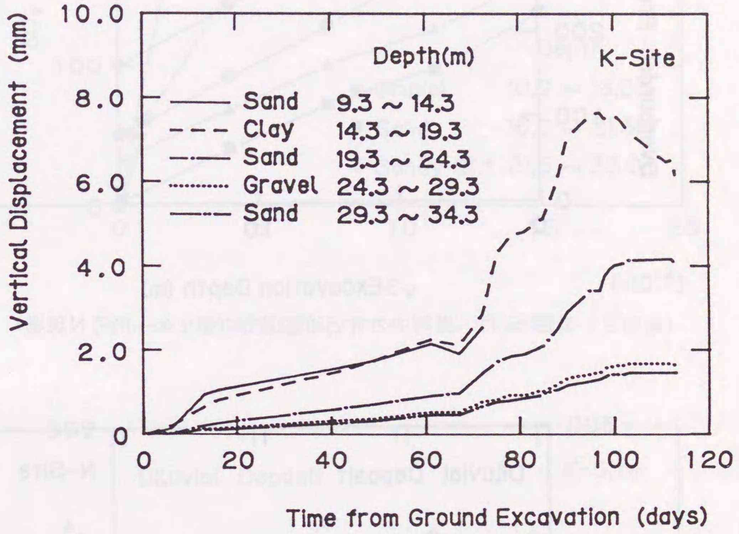


図-5.16　各層の変形量の経時変化（K現場）

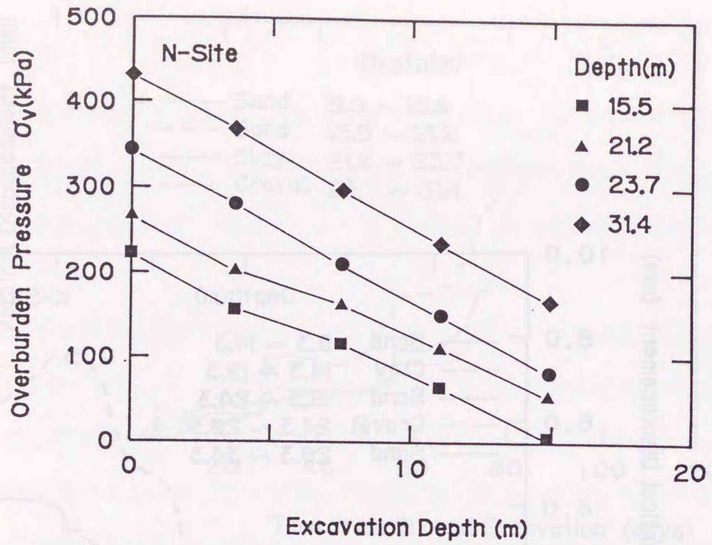


図-5.17　掘削中の有効鉛直応力の変化の一例（N現場）

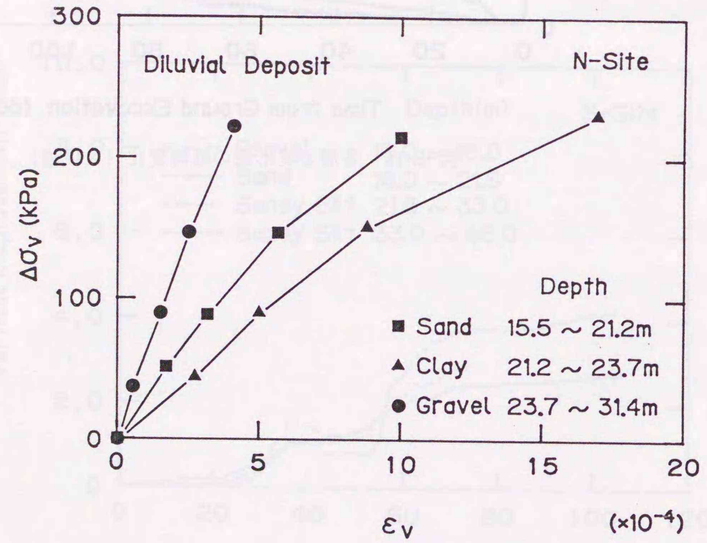


図-5.18　有効鉛直応力とリバウンドひずみの関係（N現場）

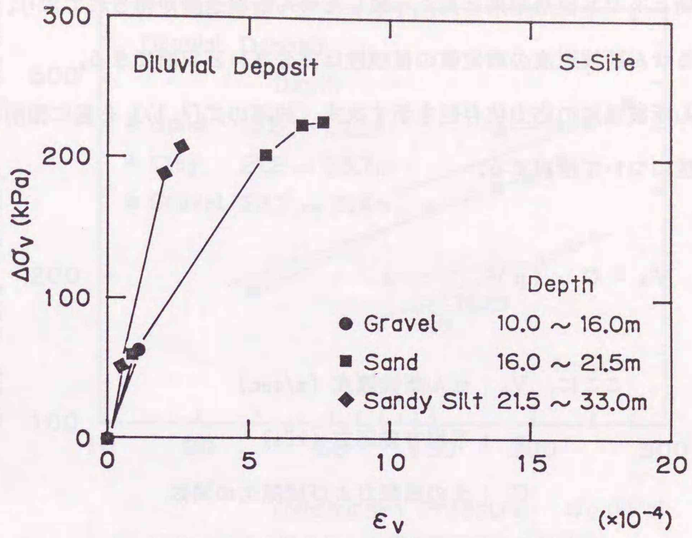


図-5.19　有効鉛直応力とリバウンドひずみの関係（S現場）

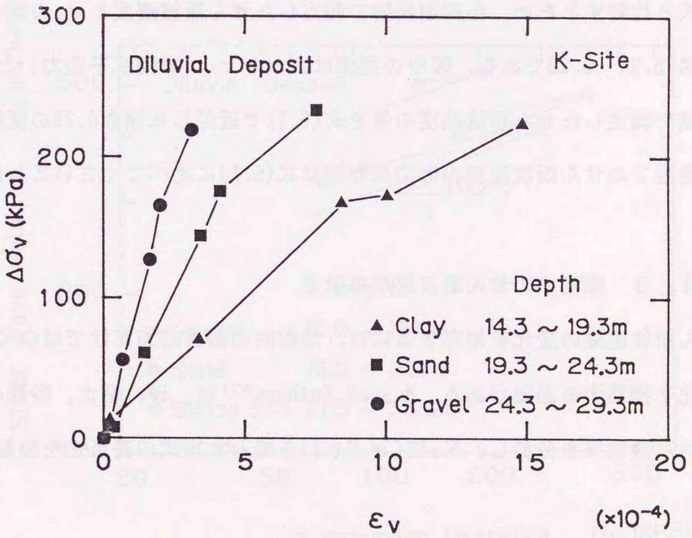


図-5.20　有効鉛直応力とリバウンドひずみの関係（K現場）

置した加速度計で測定した掘削開始前の地盤のせん断波速度を比較して示した。３現場ともＰＳ検層結果と良く一致したせん断波速度が得られており、加速度計によるせん断波速度の測定値の信頼性は充分高いと判断できる。

せん断波速度の応力依存性を示す次式（前掲の式(4.1)）を基に掘削中のせん断波速度について検討する。

$$V_s = C \cdot (p)^k \qquad (5.1)$$

ここに、V_s：せん断波速度（m/sec）

p ：平均有効応力（kPa）

C ：土の種類および間隙比の関数

$k = 0.25$

上式と比較するため、各掘削段階で測定したせん断波速度とσ_vの関係を示したのが図-5.21～5.23である。図中の実線は、$\sigma_v = \sigma_h$（有効水平応力）として、初期段階で測定したせん断波速度の値を式(5.1)で近似した傾き0.25の直線である。掘削過程でのせん断波速度の応力依存性は式(5.1)に比べて小さいことがわかる。

５．４．３　掘削中のせん断波速度の推定

せん断波速度の変化を推定するには、地盤内の鉛直応力だけではなく水平応力の変化を把握する必要がある。Mayne& Kulhawy[37]は、砂、粘土、砂礫などの多くの室内試験結果を分析し、K_0値(σ_h/σ_v)を表わす次式の妥当性を検証した。

$$K_0 = (K_0)_{NC} \cdot (OCR)^a \qquad (5.2)$$

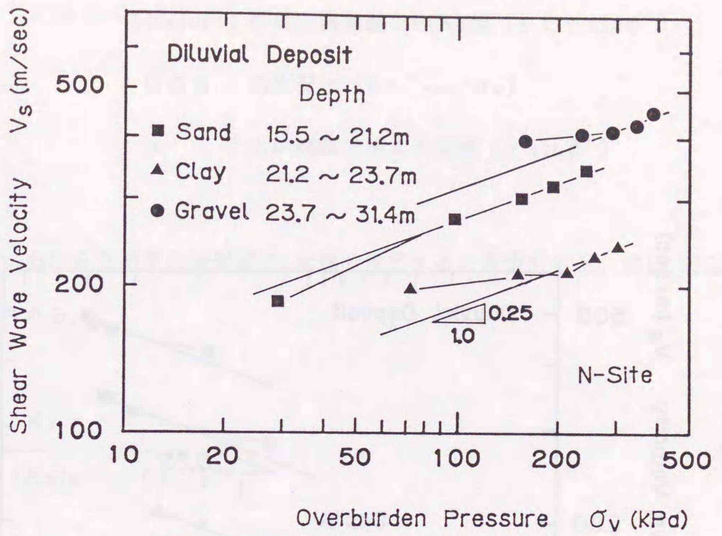


図-5.21　掘削に伴うせん断波速度の変化（Ｎ現場）

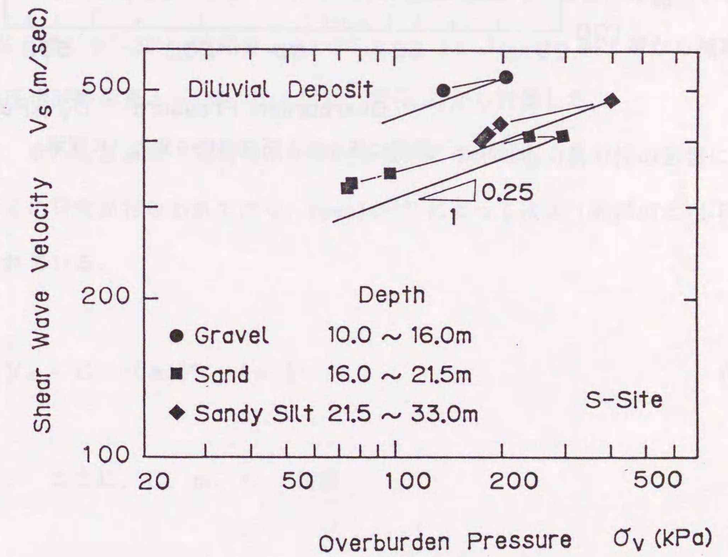


図-5.22　掘削に伴うせん断波速度の変化（Ｓ現場）

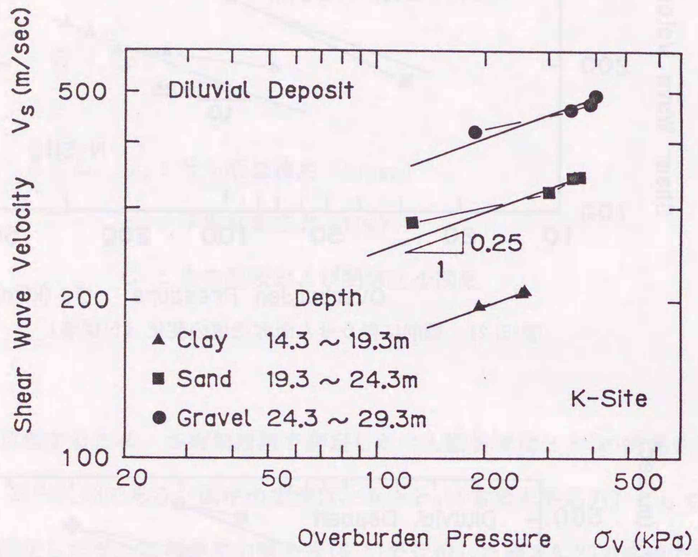


図-5.23 掘削に伴うせん断波速度の変化（K現場）

ここに、K_0 ：除荷過程でのK_0値

$(K_0)_{NC}$ ：正規圧密状態でのK_0値（≒ 1 - sinϕ'）

OCR ：過圧密比（$(\sigma_v)_{max}/\sigma_v$）

a ：土の種類で決まる定数（≒ sinϕ'）

掘削中における支持層の変形がK_0状態で進行すると仮定すると、式(5.2)より次式が得られる。

$$\frac{K_0}{(K_0)_0} = \left(\frac{\sigma_v}{(\sigma_v)_0}\right)^{-a} \qquad (5.3)$$

ここに、添字(0)は、掘削前の値であることを示す。図-5.24は式(5.3)に基づき、掘削中のK_0値の変化を示した一例である。なお、$(K_0)_0$の値は、細砂層：ϕ'=35°、粘土層：ϕ'=30°、砂礫層：ϕ'=40°とし、$(\sigma_v)_{MAX}$は、粘土層から採取した試料の圧密試験結果より1400kPaとして、式(5.2)から計算した。

一方、せん断波速度（初期せん断弾性係数）に与える応力異方性の影響については多くの研究が行なわれており、Roesler[30]によって次式（前掲の式(4.9)）が提案されている。

$$V_s = C \cdot (\sigma_v)^m \cdot (\sigma_h)^n \qquad (5.4)$$

ここに、C、m、n ：定数

等方応力状態（$\sigma_v = \sigma_h$）において、m=n の時、式(5.4)は式(5.1)に一致する。

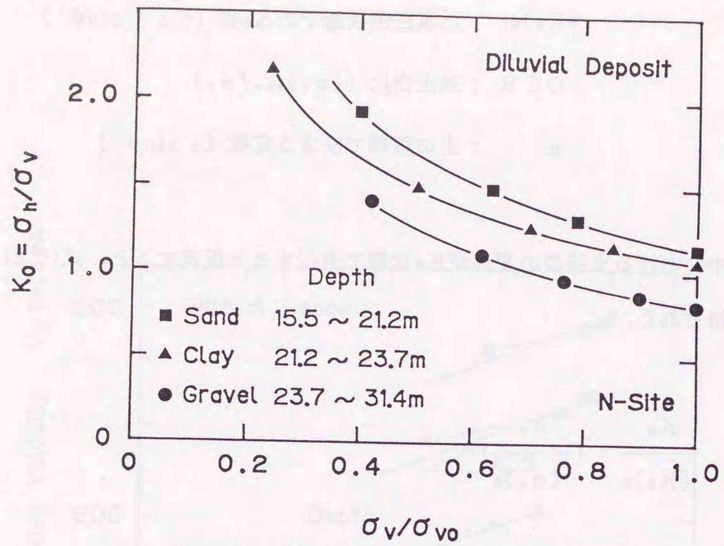


図-5.24　掘削中のK0値の変化の一例（N現場）

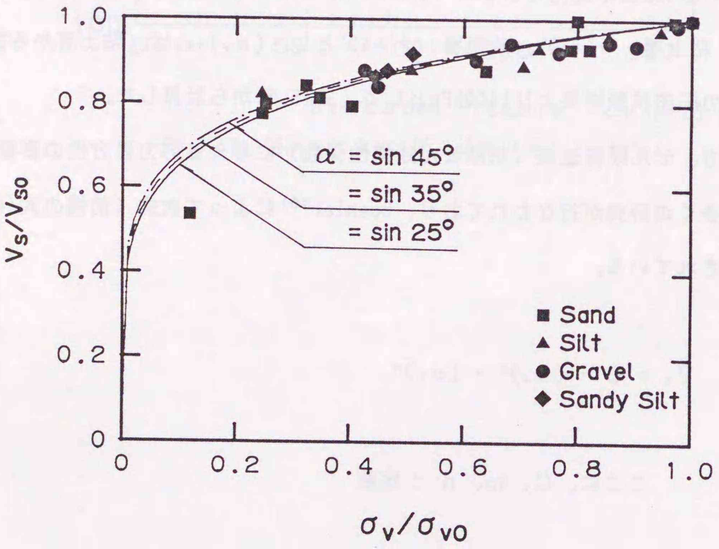


図-5.25　有効鉛直応力変化とせん断波速度の関係

前章で述べたように、上式中のCはせん断応力に依存して変化するので、掘削中のせん断波速度の変化は次式で表わせる。

$$\frac{V_s}{(V_s)_0} = \frac{C}{C_0} \cdot \left(\frac{\sigma_v}{(\sigma_v)_0}\right)^{m+n} \cdot \left(\frac{K_0}{(K_0)_0}\right)^{n} \qquad (5.5)$$

したがって、式(5.3)を用いて書換えると次式が得られる。

$$\frac{V_s}{(V_s)_0} = \frac{C}{C_0} \cdot \left(\frac{\sigma_v}{(\sigma_v)_0}\right)^{m+n-a\cdot n} \qquad (5.6)$$

図-5.25は、3現場で得られた$\sigma_v/(\sigma_v)_0$と$V_s/(V_s)_0$の関係を調べたものである。図中の曲線は$C/C_0 = 1$とした場合の式(5.6)であり、$m=n=0.125$とし、$a=\sin 25°$、$\sin 35°$および$\sin 45°$について示した。aの値による差異は少なく、測定結果は曲線と良く対応していることがわかる。換言すると、掘削中のCの変化は少なく、掘削中のせん断波速度を推定する際は、実用上、$C/C_0 = 1$と考えることができる。したがって、

$$\frac{V_s}{(V_s)_0} = \left(\frac{\sigma_v}{(\sigma_v)_0}\right)^{m+n-a\cdot n} \qquad (5.7)$$

式(5.7)を用いれば、掘削前および掘削後のσ_vを求めることにより、掘削に伴うせん断波速度の変化を推定することが可能である。

5．5　本章の結論

地盤中に加速度計を埋設してせん断波速度を測定する方法を提案し、3地点の建築現場において、掘削に伴う支持層のせん断波速度の変化を測定した。測定結果から得られた結論は以下のとおりである。

1）埋設した加速度計により掘削前に測定したせん断波速度は、ＰＳ検層結果と良く一致しており、提案した方法により得られる原位置せん断波速度の値の信頼性は高い。
2）掘削過程におけるせん断波速度の変化は有効鉛直応力の変化のみから算定される値より小さい。
3）掘削中における洪積地盤の変形がK_0状態で進行すると仮定して地盤内の応力状態を求め、掘削に伴うせん断波速度の変化を推定する手法を提案した。推定したせん断波速度は実測値と良く対応しており、掘削前および掘削後の有効鉛直応力を求めることにより、掘削に伴うせん断波速度の変化を推定することが可能である。

第6章　せん断波速度による地盤の変形特性の評価

要　旨

応力～ひずみ曲線が双曲線の関係にあると仮定して、応力～ひずみ曲線の接線せん断弾性係数（G_{tan}）とせん断波速度から求められるせん断弾性係数（G_{vs}）の関係について考察した。第4章で導入したせん断波速度指数と正規化応力比の関係が、応力経路によらず成立すると仮定することにより、正規化応力比を用いてG_{tan}/G_{vs}の値を評価する手法を示した。三軸圧縮過程およびK_0除荷過程で測定したせん断波速度を用いて提案した手法の検証を行い、その有効性を明らかにすると共に、第5章で示した手法で掘削に伴うせん断波速度の変化を考慮することにより、掘削中の地盤の変形挙動を予測することが可能であることを示した。

６．１　はじめに

材料を伝播するせん断波の速度は、その材料のせん断弾性係数（Ｇ）に依存しており、せん断波速度を測定することにより材料のＧを求めることができる。このようにして得られるＧは10^{-6}～10^{-5}程度の微小ひずみレベルでの値である。一方、大きなひずみが発生する場合の応力～ひずみ関係からもせん断弾性係数を計算することができる。土の弾性係数はひずみ依存性が顕著なため、ひずみレベルを規定した上で割線弾性係数あるいは接線弾性係数が用いられる。しかし、同一のひずみレベルであっても、せん断波速度から求めたせん断弾性係数と応力～ひずみ関係から求めたせん断弾性係数が一致するとは限らない。例えば４章で述べたとおり、三軸圧縮試験において、破壊点では接線せん断弾性係数は０であるが、せん断波速度は０とならないのもその一例である。したがって、せん断波速度から求めたせん断弾性係数を用いて地盤の変形を論ずる際には、充分な検討が必要である。

４章では三軸圧縮試験中のせん断波速度の変化について、また、５章では掘削中の支持地盤のせん断波速度の変化について、それぞれ述べた。本章では、これら測定結果に基づき、変形特性とせん断波速度の関係について考察し、さらに、せん断波速度から洪積地盤の変形挙動を推定する方法について検討を加える。

６．２　変形特性とせん断波速度

６．２．１　接線弾性係数とせん断波速度

応力～ひずみ曲線から求められる接線弾性係数とせん断波速度の関係について、双曲線関数を用いた検討を加える。まず、せん断応力（τ）～せん断ひずみ（γ）関係が次式の双曲線関数[38)]で表わせるとする。

$$\tau = \frac{\gamma}{1 / G_{max} + \gamma / \tau_{max}} \tag{6.1}$$

ここに、G_{max}は、$\gamma=0$におけるＧであり、τ_{max}は$\gamma=\infty$におけるτである（図-6.1参照）。上式より、接線せん断弾性係数（G_{tan}）はG_{max}およびτ_{max}を用いて次式のように表わせる。

$$G_{tan} = \frac{d\tau}{d\gamma} = \frac{1}{G_{max}\cdot(1/G_{max}+\gamma/\tau_{max})^2} \tag{6.2}$$

一方、V_sからは次式を用いてＧが計算される。

$$G_{vs} = \rho \cdot V_s^2 \tag{6.3}$$

ここに、ρ：密度

G_{tan}/G_{vs}は等方応力状態でのG_{vs}（$(G_{vs})_i$）を用いて次式のように分解できる。

$$\frac{G_{tan}}{G_{vs}} = \frac{G_{tan}}{(G_{vs})_i} \cdot \frac{(G_{vs})_i}{G_{vs}} \tag{6.4}$$

また、G_{max}と$(G_{vs})_i$の関係を次式で与えるとすると、

$$G_{max} = A \cdot (G_{vs})_i \tag{6.5}$$

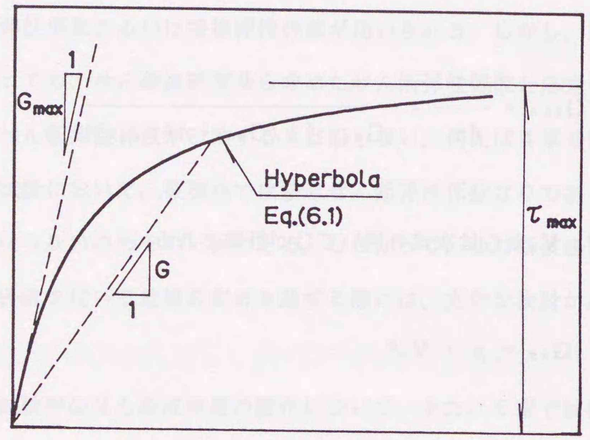


図-6.1　双曲線関数で表わした応力～ひずみ関係の模式図

式(6.4)は以下のように表わせる。

$$\frac{G_{tan}}{G_{vs}} = A \cdot \frac{G_{tan}}{G_{max}} \cdot \frac{(G_{vs})_i}{G_{vs}} \tag{6.6}$$

ここで、式(6.6)の第2項は、式(6.2)より次式となるから、

$$\frac{G_{tan}}{G_{max}} = \left\{\frac{1}{G_{max}\cdot(1/G_{max}+\gamma/\tau_{max})}\right\}^2 \tag{6.7}$$

式(6.1)および式(6.7)からγを消去し、G_{tan}/G_{max}を応力のみで表わすと次式が得られる。

$$\frac{G_{tan}}{G_{max}} = \left(1-\frac{\tau}{\tau_{max}}\right)^2 \tag{6.8}$$

また、式(6.6)の第3項は、等方応力状態からのG_{vs}の変化を示すものであり、この過程での密度変化は無視できるものとすると、せん断波速度を用いて表わすことができる。

まず、せん断波速度の応力依存性を次式（前出の式(4.9)）で与える。

$$V_s = C \cdot (\sigma_a)^m \cdot (\sigma_r)^n \tag{6.9}$$

上式より、次式が得られる。

$$\frac{G_{vs}}{(G_{vs})_i} = \left(\frac{C}{C_i}\right)^2 \cdot \left\{\frac{\sigma_a}{(\sigma_a)_i}\right\}^{2\cdot m} \cdot \left\{\frac{\sigma_r}{(\sigma_r)_i}\right\}^{2\cdot n} \qquad (6.10)$$

ここに、添字(i)は等方応力状態の値であることを示す。

4章では、次式で表わされるせん断波速度指数（I_{vs}）を導入し、I_{vs}を用いることにより、三軸圧縮試験中の不撹乱試料および再構成試料のせん断波速度の変化を統一的に表現できることを示した。

$$I_{vs} = \frac{(C - C_f)}{(C_i - C_f)} \qquad (6.11)$$

ここに、C_fは破壊状態におけるCである。図-6.2に$(1 - I_{vs})$と次式で表わした正規化応力比（R_n）の関係を示した。

$$R_n = \frac{(R - 1)}{(R_{max} - 1)} \qquad (6.12)$$

ここに、R：応力比（$=\sigma_a/\sigma_r$）、R_{max}：Rの最大値

$(1 - I_{vs})$とR_nの関係が、図-6.2に示したような曲線で近似できるとすれば、I_{vs}は次式によりR_nから求められる。

$$1 - I_{vs} = \frac{C_i - C}{C_i - C_f} = R_n^2 \qquad (6.13)$$

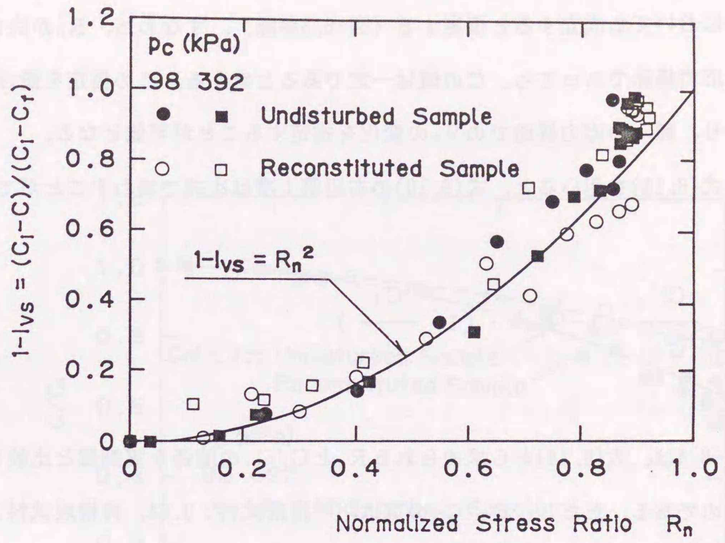


図-6.2　せん断波速度指数と正規化応力比の関係

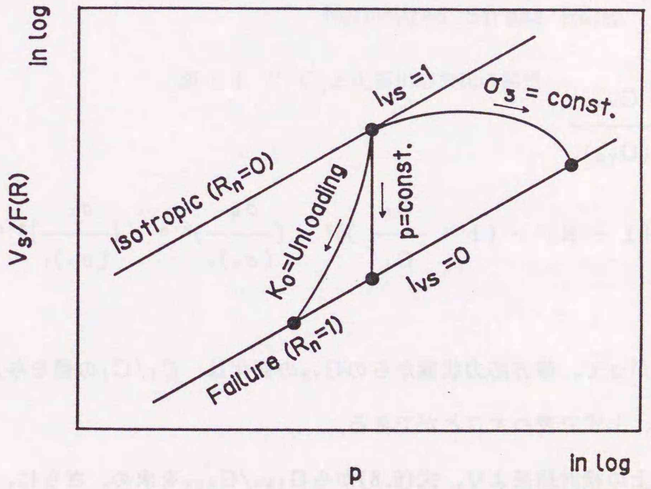


図-6.3　種々の応力経路におけるせん断波速度指数

式(6.13)で示される関係は、側圧一定の三軸圧縮試験での測定結果から導かれたものである。ここでは、この関係が等方応力状態から破壊状態に進むどの応力経路においても成立すると仮定する（図-6.3参照）。すなわち、R_nが決まれば、どの応力経路であっても、Cの値は一定であると考える。この仮定を設けることにより、種々の応力経路でのV_sの変化を推定することが可能となる。

式(6.13)を用いると、式(6.10)の右辺第１項は次式で表わすことができる。

$$\frac{C}{C_i} = 1 - R_n^2 \cdot \left(1 - \frac{C_f}{C_i}\right) \qquad (6.14)$$

図-6.4は、式(6.14)から求められるR_nとC/C_iの関係を実測値と比較して示したものである。ただし、C_f/C_iの値は、不攪乱試料：0.64、再構成試料：0.77とした（第４章参照）。不攪乱試料、再構成試料共に、実測値は式(6.14)から算定される図中の曲線と良く対応していることがわかる。

式(6.14)を式(6.10)に代入し、次式を得る。

$$\frac{G_{vs}}{(G_{vs})_i} = \left\{1 - R_n^2 \cdot \left(1 - \frac{C_f}{C_i}\right)\right\}^2 \cdot \left\{\frac{\sigma_a}{(\sigma_a)_i}\right\}^{2\cdot m} \cdot \left\{\frac{\sigma_r}{(\sigma_r)_i}\right\}^{2\cdot n} \qquad (6.15)$$

したがって、等方応力状態からのG_{vs}の変化は、C_f/C_iの値を与えることができれば、上式で表わすことができる。

以上の検討結果より、式(6.8)からG_{tan}/G_{max}を求め、さらに、式(6.15)から$G_{vs}/(G_{vs})_i$を求めれば、式(6.6)を適用してG_{tan}/G_{vs}を評価できることが示さ

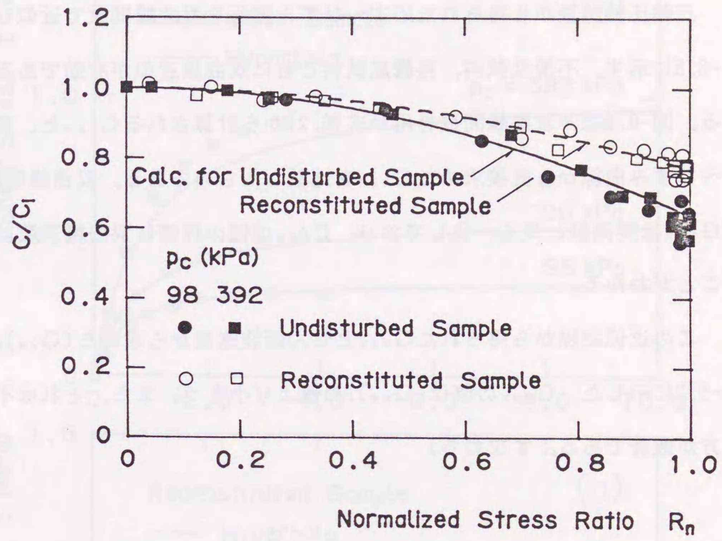


図-6.4　C/C_iと正規化応力比の関係

れた。続いて、三軸圧縮過程およびK_0除荷過程の応力条件下でG_{tan}/G_{vs}がどのように表わせるかについて、それぞれの条件下でのせん断波速度の測定結果を基に考察を加える。

6．2．2　三軸圧縮過程での変形特性とせん断波速度

三軸圧縮試験から得られた応力～ひずみ関係を双曲線関数で近似した結果を図-6.5に示す。不撹乱試料、再構成試料ともに双曲線近似が有効であることがわかる。図-6.6は、双曲線関数を用い式(6.2)から計算されるG_{tan}と、実測した応力～ひずみ曲線から直接求めたG_{tan}を比較したものである。双曲線関数から求めたG_{tan}は実測値と良く一致しており、G_{tan}の値の評価に双曲線関数は有効であることがわかる。

この近似曲線から得られたG_{max}とせん断波速度から求めた$(G_{vs})_i$の関係を図-6.7に示した。G_{max}の値は$(G_{vs})_i$の値より小さく、また、それは不撹乱試料の方が顕著である。すなわち、

$$A = \frac{G_{max}}{(G_{vs})_i} = \begin{cases} 0.25 & : \text{不撹乱試料} \\ 0.35 & : \text{再構成試料} \end{cases} \qquad (6.16)$$

続いて、G_{tan}/G_{vs}について、式(6.6)に基づいて検討を加える。側圧一定の三軸圧縮試験において、R_nは次式で表わすことができる。

$$R_n = \frac{\sigma_a/\sigma_r - 1}{(\sigma_a/\sigma_r)_{max} - 1} = \frac{\tau}{\tau_{max}} \qquad (6.17)$$

したがって、式(6.8)は、式(6.17)を用いて次式のように書換えることができる。

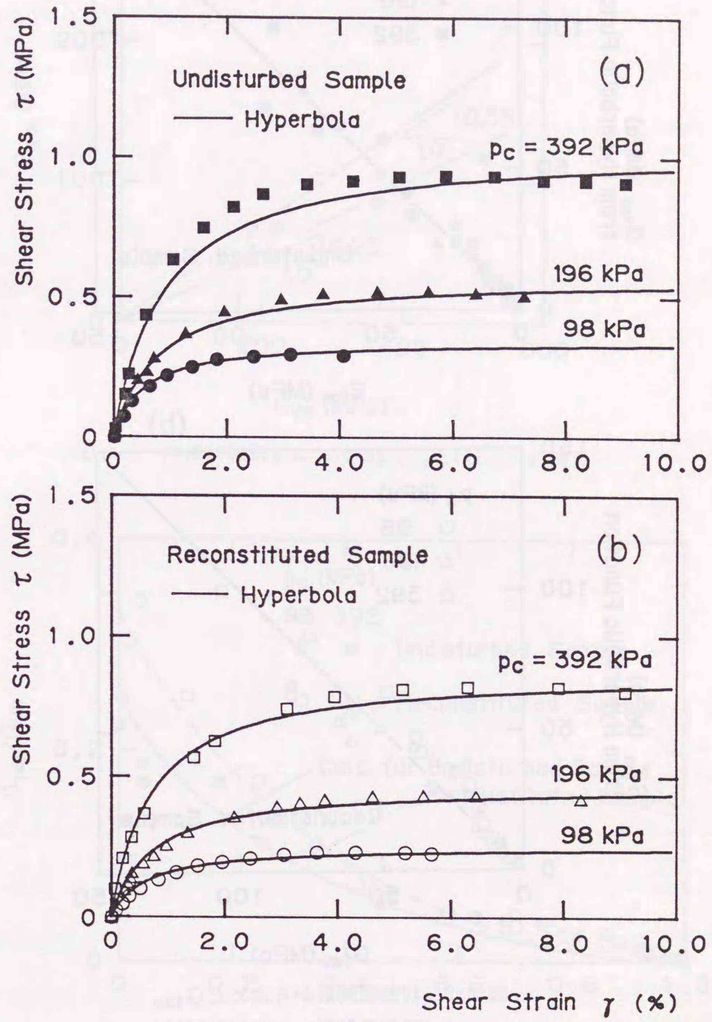


図-6.5　三軸圧縮試験より得られた$\tau \sim \gamma$関係
(a)不撹乱試料　(b)再構成試料

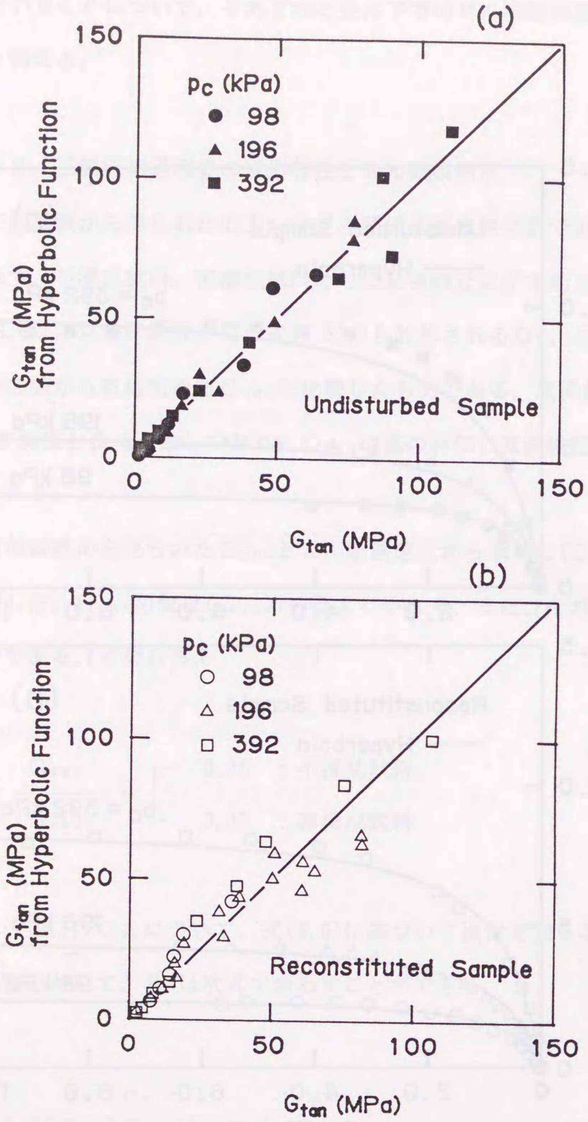


図-6.6　双曲線関数から求めたG_{tan}
(a)不撹乱試料　(b)再構成試料

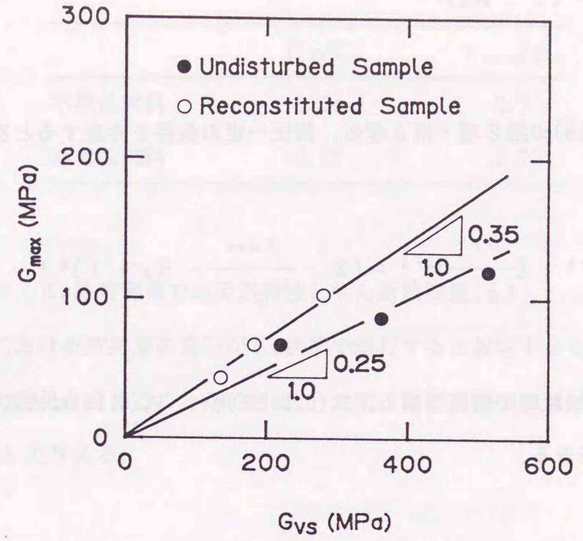


図-6.7　洪積砂礫試料におけるG_{max}と$(G_{vs})_i$の関係

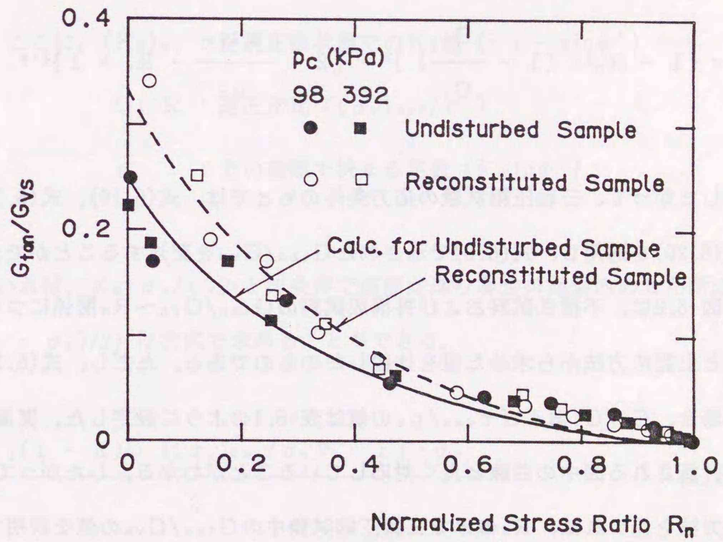


図-6.8　洪積砂礫試料におけるG_{tan}/G_{vs}と正規化応力比の関係

$$\frac{G_{tan}}{G_{max}} = (1 - R_n)^2 \qquad (6.18)$$

一方、式(6.15)の第2項・第3項も、側圧一定の条件を考慮すると次式となる。

$$\{\frac{\sigma_a}{(\sigma_a)_i}\}^{2\cdot m} \cdot \{\frac{\sigma_r}{(\sigma_r)_i}\}^{2\cdot n} = (2 \cdot \frac{\tau_{max}}{p_c} \cdot R_n + 1)^{2\cdot m} \qquad (6.19)$$

ここに、p_cは試験時の側圧である。式(6.19)を用い、式(6.15)は次式のように書換えることができる。

$$\frac{G_{vs}}{(G_{vs})_i} = \{1 - R_n^2 \cdot (1 - \frac{C_f}{C_i})\}^2 \cdot \{2 \cdot \frac{\tau_{max}}{p_c} \cdot R_n + 1\}^{2\cdot m} \qquad (6.20)$$

したがって、三軸圧縮試験の応力条件のもとでは、式(6.16)、式(6.18)および式(6.20)を適用し、式(6.6)で示されたG_{tan}/G_{vs}を記述することができる。

図-6.8は、不撹乱試料および再構成試料のG_{tan}/G_{vs}～R_n関係について、実測値と上記の方法から求めた値を比較したのものである。ただし、式(6.20)を用いる場合、C_f/C_iおよびτ_{max}/p_cの値は表-6.1のように設定した。実測値はR_nから計算される図中の曲線と良く対応していることがわかる。したがって、上記した方法を用いれば、R_nのみで三軸圧縮試験中のG_{tan}/G_{vs}の値を説明できることが示された。

表-6.1 計算に用いたC_f/C_iおよびτ_{max}/p_c

	C_f/C_i	τ_{max}/p_c
不撹乱試料	0.64	2.7
再構成試料	0.77	2.2

6．2．3 K_0除荷過程での変形特性とせん断波速度

掘削中における支持層の変形がK_0状態で進行すると仮定すると、掘削に伴う地盤内応力の変化を求めることができる。まず、除荷過程でのK_0値を次式（前出の式(5.2)）で与える。

$$K_0 = (K_0)_{NC} \cdot (OCR)^a \qquad (6.21)$$

ここに、$(K_0)_{NC}$ ：正規圧密状態でのK_0値（≒ 1 - sinφ'）

OCR ：過圧密比（$(\sigma_v)_{max}/\sigma_v$）

a ：土の種類で決まる定数（≒ sinφ'）

上式を用いれば、$K_0=\sigma_h/\sigma_v > 1$の条件で掘削が進む場合の地盤内のせん断応力（$\tau=(\sigma_h - \sigma_v)/2$）は次式で求めることができる。

$$\tau = \frac{[(1 - a) \cdot \{(\sigma_v)_{max}/\sigma_v\}^a - 1] \cdot \sigma_v}{2} \qquad (6.22)$$

図-6.9～図-6.11は、式(6.22)を用いて計算したせん断応力（τ）の変化（掘削開始前のτからの増分）と層別沈下計測から求めたせん断ひずみ（γ）の関係を示している。ただし、計算に用いたφ'の値は、砂層：35°、粘土層：30°、砂礫層：40°であり、$(\sigma_v)_{max}$ は、Ｎ現場の上部東京層（粘土）から採取した試料の圧密試験結果より、1400kPaとした。

今、掘削中のせん断応力～せん断ひずみ関係が双曲線関数で表わせるとする。式(6.22)をσ_vで微分し、$d\tau/d\sigma_v=0$と置くことにより、τ_{max}を与えるσ_vは以下のように求められる。

$$\sigma_v = (1 - a)^{2/a} \cdot (\sigma_v)_{max} \qquad (6.23)$$

したがって、τ_{max}の値は以下のように求められる。

$$\tau_{max} = a \cdot (1 - a)^{(2/a-1)} \cdot \frac{(\sigma_v)_{max}}{2} \qquad (6.24)$$

上式から求めたτ_{max}を用い、実測したせん断応力～せん断ひずみ関係を双曲線で近似した結果を図-6.9～図-6.11に併記した。せん断応力の値には、有効鉛直応力の算定や地下水位の設定などの誤差が含まれていると考えられるが、双曲線関数を用いれば測定値を概ね近似し得ると判断できる。

掘削開始前の地盤の応力状態は一般に等方的ではない。したがって、式(6.6)に基づいた検討を行なうためには、等方応力状態でのせん断弾性係数（$(G_{max})_i$および$(G_{vs})_i$）を算定する必要があり、以下の方法で求めた。

まず、$(G_{max})_i$については、図-6.9～図-6.11に示した双曲線関数からτ=0となるγを求め、そのγにおけるＧを$(G_{max})_i$とした。また、$(G_{vs})_i$は、Ｃ$_\emptyset$（掘削

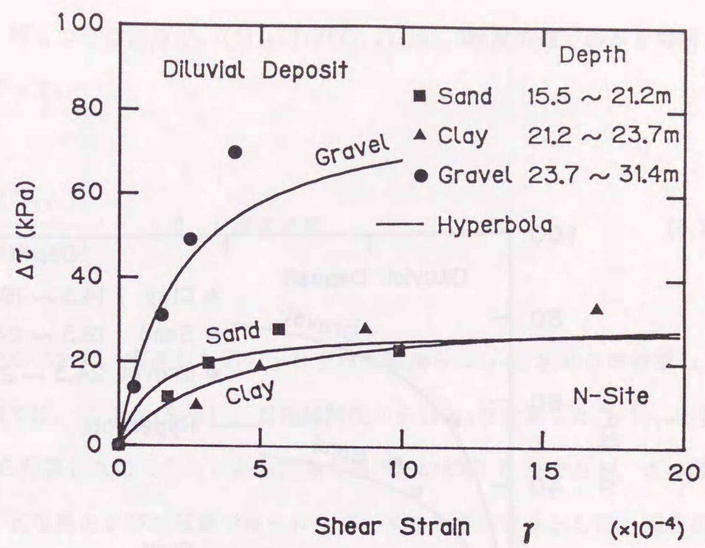


図-6.9　掘削中に得られたτ～γ関係（Ｎ現場）

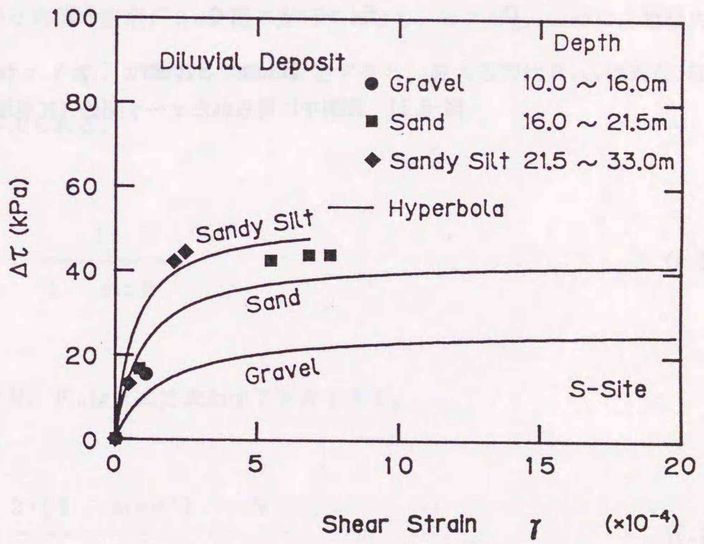


図-6.10　掘削中に得られたτ～γ関係（Ｓ現場）

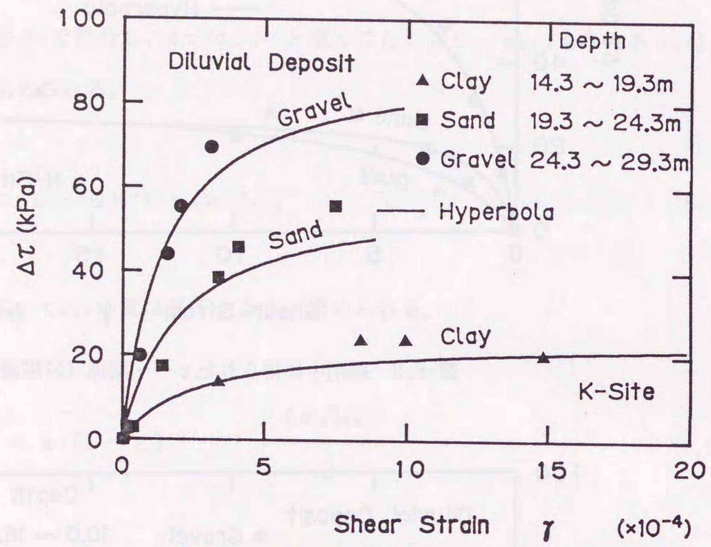


図-6.11　掘削中に得られたτ～γ関係（K現場）

開始前のC）=C_iと仮定し、掘削開始前のσ_vおよびσ_hを考慮して式(6.9)から算定した。図-6.12は、このようにして求めた$(G_{max})_i$と$(G_{vs})_i$の値を比較したものである。ばらつきはあるが、$(G_{max})_i/(G_{vs})_i$は1.0程度の値であると判断できる。したがって、

$$A = \frac{(G_{max})_i}{(G_{vs})_i} = 1.0 \quad : 洪積地盤 \tag{6.25}$$

測定点が少ないため、実測した応力～ひずみ曲線からG_{tan}を求めるのは難しく、以下の検討では、式(6.2)を用い、双曲線関数からG_{tan}を計算した。G_{tan}と実測したV_sから計算したG（G_{vs}）との関係を調べたのが図-6.13である。この図にはS現場、K現場およびN現場で得られたデータを全てプロットした。両者の間には、地盤の種類毎に良い相関があり、掘削中生じるG_{vs}の変化はG_{tan}の変化に比べ小さいことがわかる。

掘削に伴う地盤の変形がK_0状態で進行するとし、$\tau = \tau_{max}$の時に、地盤内の応力比（$R=\sigma_h/\sigma_v$）が最大となると仮定すると、最大応力比R_{max}は式(6.23)より次式で与えられる。

$$R_{max} = \frac{1}{1 - \sin\phi'} \tag{6.26}$$

式(6.26)より、R_nは次式で表わすことができる。

$$R_n = \frac{2\cdot(1 - \sin\phi')}{\sin\phi'} \cdot \frac{\tau}{\sigma_v} \tag{6.27}$$

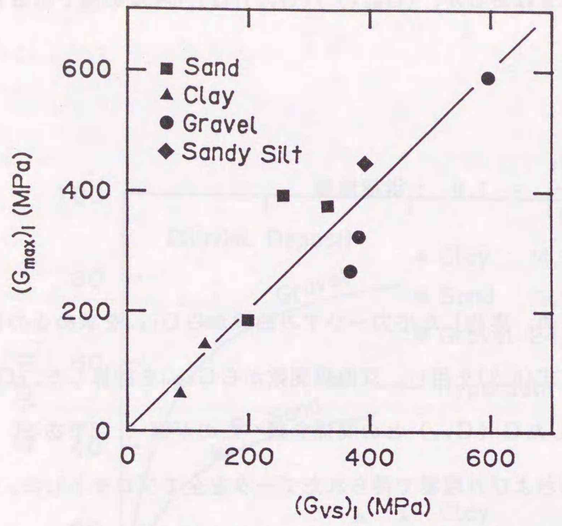


図-6.12　洪積地盤における$(G_{max})_i$と$(G_{vs})_i$の関係

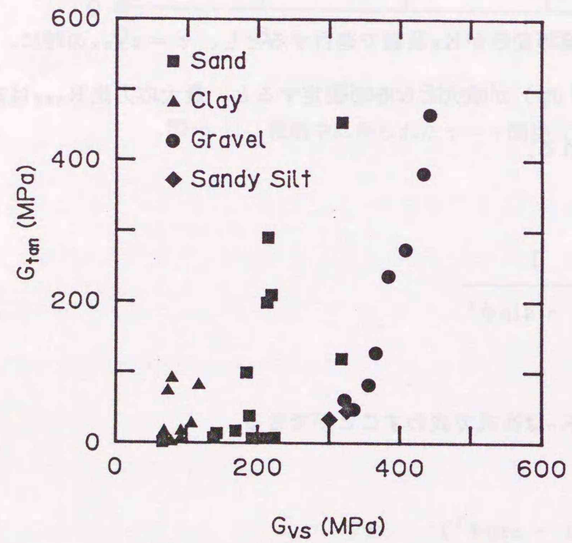


図-6.13　掘削中のG_{vs}とG_{tan}の関係

したがって、式(6.8)および式(6.24)を使って整理すると次式が得られる。

$$\frac{G_{tan}}{G_{max}} = \frac{G_{tan}}{(G_{vs})_i} = \left[1 - \frac{2 \cdot R_n}{\{1 - a \cdot (1 - R_n)\}^{(1/a)}}\right]^2 \qquad (6.28)$$

図-6.14に、上式から計算した$G_{tan}/(G_{vs})_i$とR_nの関係を示した。

一方、式(6.15)の第2項・第3項において、$\sigma_a = \sigma_v$、$\sigma_r = \sigma_h$とし、K_0状態の条件を考慮すると次式となる。

$$\left\{\frac{\sigma_a}{(\sigma_a)_i}\right\}^{2 \cdot m} \cdot \left\{\frac{\sigma_r}{(\sigma_r)_i}\right\}^{2 \cdot n} = \left\{\frac{1 - a}{1 - a \cdot (1 - R_n)}\right\}^{2 \cdot (m + n - a \cdot n)/a} \qquad (6.29)$$

したがって、式(6.15)は次式のように書換えることができる。

$$\frac{G_{vs}}{(G_{vs})_i} = \left[\left\{1 - R_n^2 \cdot \left(1 - \frac{C_f}{C_i}\right)\right\} \cdot \left\{\frac{1 - a}{1 - a \cdot (1 - R_n)}\right\}^{(m + n - a \cdot n)/a}\right]^2 \qquad (6.30)$$

図-6.15は、実測結果から求めた$G_{vs}/(G_{vs})_i$とR_nの関係を式(6.30)と比較して示したものである。なお、式(6.30)を用いる際には、$m = n = 0.125$、$a = \sin(35°)$とし、$C_f/C_i = 0.5$、0.7、および0.9の場合を計算した。

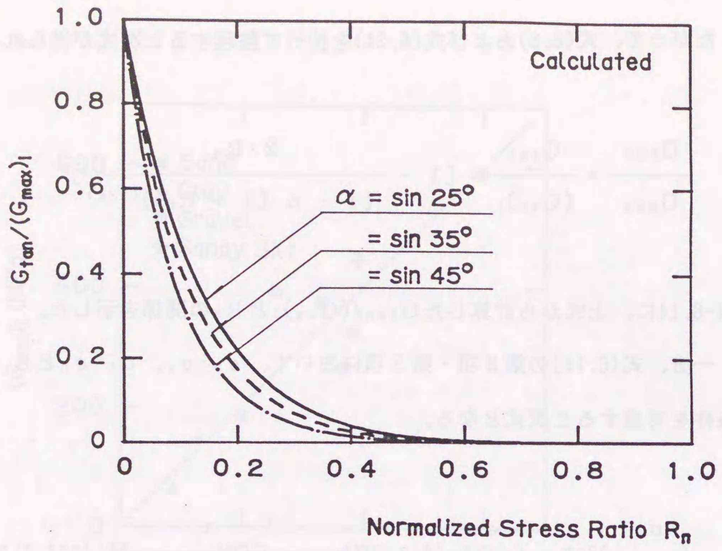


図-6.14　洪積地盤における$G_{tan}/(G_{max})_i$と正規化応力比の関係

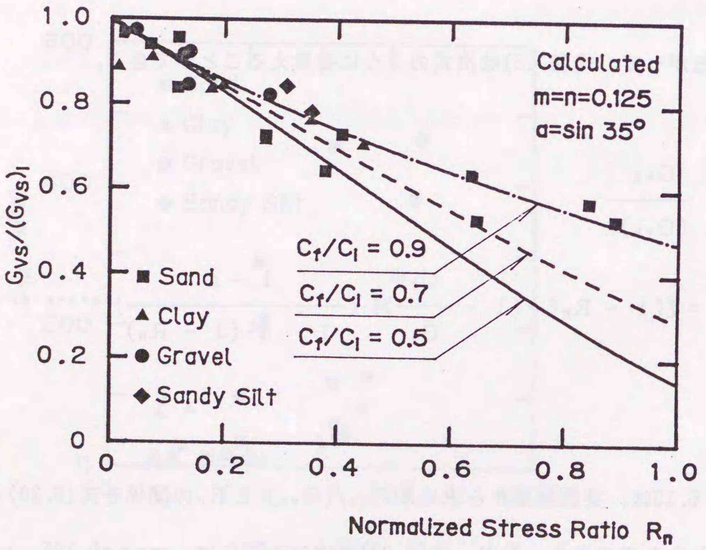


図-6.15　洪積地盤における$G_{vs}/(G_{vs})_i$と正規化応力比の関係

以上の検討結果より、K_0除荷の応力条件のもとでは、式(6.25)、式(6.28)および式(6.30)を適用し、式(6.6)で示されたG_{tan}/G_{vs}を記述することができることが示された。

図-6.16はG_{tan}/G_{vs}～R_n関係について、洪積地盤で得られた実測値と上記の方法から求めた値を比較したのものである。三軸圧縮試験における関係（図-6.8）に比べると、G_{tan}/G_{vs}の低下が小さなR_nから始まることが特徴的である。また、実測値はR_nから計算される図中の曲線と良く対応していることがわかる。したがって、上記した方法を用いれば、R_nのみでK_0除荷過程でのG_{tan}/G_{vs}の値を説明できることが示された。

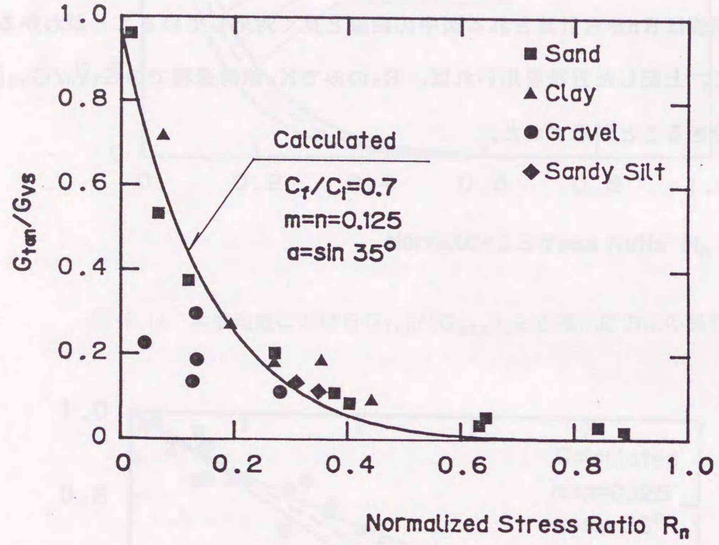


図-6.16　洪積地盤におけるG_{tan}/G_{vs}と正規化応力比の関係

6．3　せん断波速度による変形特性の評価

6．3．1　地盤の接線弾性係数の推定

前節までの検討結果より、掘削に伴う地盤の変形がK_0状態で進行すると仮定することにより、掘削中のG_{tan}/G_{vs}の値を推定できることを示した。続いて、掘削前に測定した地盤のせん断波速度から掘削中の地盤の変形係数を評価する方法について考察を加える。

掘削前の地盤のせん断波速度から求めたGを$(G_{vs})_0$とすると、$G_{tan}/(G_{vs})_0$は次式のように分解できる。

$$\frac{G_{tan}}{(G_{vs})_0} = \frac{G_{vs}}{(G_{vs})_0} \cdot \frac{G_{tan}}{G_{vs}} \tag{6.31}$$

ここに、右辺第1項は、掘削中のせん断波速度の変化から計算される値であり、式(5.6)を用いると、次式で与えることができる。

$$\frac{G_{vs}}{(G_{vs})_0} = \left(\frac{V_s}{(V_s)_0}\right)^2$$

$$= \left\{\frac{C}{C_0} \cdot \left(\frac{\sigma_v}{(\sigma_v)_0}\right)^{m+n-a\cdot n}\right\}^2$$

$$= \left[\frac{C}{C_0} \cdot \left\{\frac{(K_0)_0 \cdot (1-a)}{1-a\cdot(1-R_n)}\right\}^{(m+n-a\cdot n)/a}\right]^2 \tag{6.32}$$

ここに、$(K_0)_0$：掘削前における地盤のK_0値

したがって、式(6.31)を適用すれば、前節で求めたG_{vs}/G_{tan}および式(6.32)より、掘削前のせん断波速度から掘削中のG_{tan}を推定することが可能である。

６．３．２　割線弾性係数とせん断波速度

応力～ひずみ関係を双曲線で表わした時、割線せん断弾性係数（G_{sec}）は、式(6.1)より次式で与えられる。

$$G_{sec} = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{1}{1/G_{max} + \gamma/\tau_{max}} \qquad (6.33)$$

したがって、式(6.2)を用いると次式が得られる。

$$\left(\frac{G_{tan}}{G_{sec}}\right)^2 = \frac{G_{tan}}{G_{max}} \qquad (6.34)$$

式(6.34)を用いると、$G_{sec}/(G_{vs})_0$は次式のように分解できる。

$$\frac{G_{sec}}{(G_{vs})_0} = \frac{G_{tan}}{(G_{vs})_0} \cdot \frac{G_{sec}}{G_{tan}}$$

$$= \frac{G_{tan}}{(G_{vs})_0} \cdot \left(\frac{G_{tan}}{G_{max}}\right)^{-1/2} \qquad (6.35)$$

したがって、式(6.31)から$G_{tan}/(G_{vs})_0$を求め、式(6.28)からG_{tan}/G_{max}を求めることにより、上式を用いて$G_{sec}/(G_{vs})_0$の値を計算することができる。すなわち、掘削時の地盤の正規化応力比R_nを算定することにより、式(6.35)を適用して$G_{sec}/(G_{vs})_0$の値を求めることができ、ＰＳ検層等の方法で測定した掘削前のせん断波速度からG_{sec}の値を推定することができる。

図-6.17は、このようにして算出した$G_{sec}/(G_{vs})_0$の値と実測値を比較したものである。R_n＝0.4程度までは、計算値と実測値は良く対応していることがわかる。しかし、R_nの増大と共に計算値と実測値の差が大きくなる傾向が認められる。

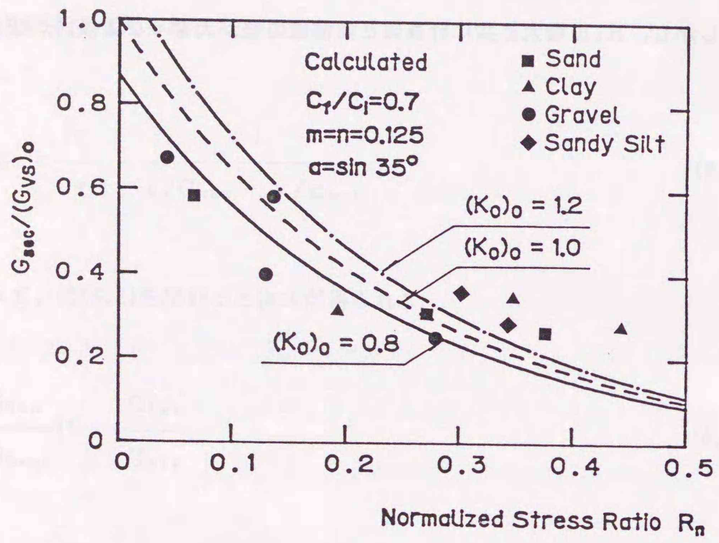


図-6.17　洪積地盤における$G_{sec}/(G_{vs})_0$と正規化応力比の関係

6．4　残された問題点

以上の検討結果を踏まえ、残された問題点を以下に列挙する。

(1)　双曲線近似の適用性

応力～ひずみ関係を双曲線で表わすと、$\gamma=\infty$において$G_{tan}=0$となり、したがって、G_{sec}も0となる。しかし、実際は、$G_{tan}=0$は有限のひずみで生じるため、その時、G_{sec}は0とならない。図-6.17に示したように、R_nの増大と共にG_{sec}の計算値と実測値の差が大きくなるのは、主としてこの理由による。したがって、双曲線を用いてG_{sec}を評価する場合には、適用できるひずみ範囲あるいは応力範囲を考慮する必要がある。

(2)　I_{vs}～R_n関係の応力経路依存性

三軸圧縮試験から求めたI_{vs}～R_n関係が、K_0除荷過程でも成立するかどうかについての確認が必要である。I_{vs}～R_n関係が微視的構造（不攪乱試料と再構成試料）や拘束圧の影響を受けないことは第4章で検証したが、応力経路依存性については検証するに充分なデータはない。I_{vs}～R_n関係が応力経路に依らず一義的に決まるか否かについて実験的な検討を行うと共に、その本質的な意味を究明する必要がある。

(3)　C_iおよびC_fの設定

等方応力状態および破壊状態でのせん断波速度の測定データの蓄積を図る必要がある。特に、破壊時のせん断波速度のデータは乏しく、ほとんど公表されていない。ここに示したデータは、特定の洪積砂礫地盤での値であり、広い種類の土での実測値の蓄積が望まれる。

6．5　今後の課題

(1)　載荷時の変形挙動

ここでは、掘削時の変形挙動について考察を加えた。この結果を踏まえ、今後は、載荷時の地盤の変形挙動について検討する必要がある。載荷時におけるせん断波速度および接地圧の測定方法の検討も含め、大きな課題である。

(2)　掘削面端部における変形挙動

構造物の大型化に伴い、今後は掘削面が平面的に拡大する可能性が考えられる。掘削面端部での地盤の変形についてのデータはほとんどないが、掘削面が大きな場合には、中央部と端部の変形挙動の差を把握する必要がある。端部では地盤内の応力状態も複雑であり、その解明も含めさらなる検討が必要である。

(3)　地盤の異方性

直交異方弾性体では、２つのせん断波速度が存在する。１つは、本研究で用いた、水平方向に振動し、鉛直方向に伝播する時のせん断波速度であり、もう１つは、振動方向、伝播方向共に水平の時のせん断波速度である。洪積地盤は、その応力履歴から考えて、構造的な異方性を有している。この異方性を評価する一つの方法として、上記の２つのせん断波速度を測定することも有効であると考えられる。

6．6　本章の結論

応力～ひずみ曲線が双曲線の関係にあると仮定して、応力～ひずみ曲線の接線せん断弾性係数（G_{tan}）とせん断波速度から求められるせん断弾性係数（G_{vs}）の関係について考察し、さらに、得られた知見を基に、せん断波速度の応力依存性を考慮して変形特性を評価する手法について検討を加えた。得られた結論は以下のとおりである。

1）第４章で導入したせん断波速度指数と正規化応力比の関係が、応力経路に依らず成立すると仮定することにより、正規化応力比を用いてG_{tan}/G_{vs}の値を評価することができる。

2）三軸圧縮の応力条件の基では、試験中のG_{tan}/G_{vs}の値を正規化応力比のみで記述できる。

3）同様に、K_0除荷過程での応力条件を考慮することにより、掘削に伴う支持層のG_{tan}/G_{vs}の変化を正規化応力比のみで記述できる。

4）以上の成果を適用すれば、第５章に示した手法で、掘削に伴うせん断波速度の変化を考慮することにより、掘削中の地盤の変形挙動を予測することが可能である。

第7章　結論

本研究は、未解明な部分の多い洪積砂礫地盤の変形特性について、不攪乱試料を用いた室内試験、および原位置試験の両者から考察を加えたものであり、室内および原位置で測定したせん断波速度に着目して研究を展開した。その目的は、せん断波速度を用いた変形特性評価法を確立し、洪積砂礫地盤に支持される重要構造物の設計において必要となる、地盤の変形係数の合理的な設定法を提案することにある。各章で得られた結論は章の末尾に示したので、本章ではこれらをまとめ本論文の結論とする。

第2章では、洪積砂礫試料採取地点で行なった原位置試験、採取した砂礫試料の物理試験およびポロシメーター試験の結果について考察を加えた。得られた主な結論は以下のとおりである。

1) 大型貫入試験・孔内水平載荷試験から求めたせん断弾性係数（G）はＰＳ検層から求めた値より小さく、砂礫層の平均深度では約1/2に低下する。
2) 大型貫入試験・孔内水平載荷試験で得られたGの深度方向の変化は、上載圧の増加から算定される程度しかない。しかし、ＰＳ検層から得られたGは深度方向の増加傾向が著しい。したがって、大きなせん断剛性を持つ深度の深い層ほど、ＰＳ検層のGに対する大型貫入試験・孔内水平載荷試験の値の低下が大きい。
3) A層（深度6～7m）では、礫分の多い部分と少ない部分が混在して層が構成されているのに対し、B層（深度7～8m）では砂分が、C層（深度8～9m）では礫

分が、それぞれ卓越した粒度組成を示し、同一の砂礫層内であっても、1m程度の深度差で粒度組成が大きく異なる。

4) 間隙比を比較すると、C層、A層、B層の順にその平均値は大きくなり、各層での粒度分布の違いが、そのまま密度に反映されている。

5) ポロシメーターを用いて、礫自体の間隙を含まない試料中の間隙径分布を求めた。採取試料と再構成の試料の間隙径分布はその性状が明らかに異なり、採取試料では直径200μm程度以下の微小間隙の比率が極めて大きい。

第3章では、洪積砂礫試料の室内力学試験に用いる大型三軸試験装置および試験手順について述べた。まず、供試体の体積変化測定について検討を加え、供試体からの排水量より求めた体積ひずみにはメンブレン貫入により無視できない誤差があることを示し、供試体の側方変位を直接測定する方法を提案した。続いて、大型三軸試験装置を用いた供試体のせん断波速度測定法について検証を行なった。この方法は、三軸セル側壁に設置した水平ピストンを打撃することによりせん断波を発生させるものであり、打撃力、打撃角およびせん断波の受振に用いる加速度計の設置位置の影響について、鋼製円柱および豊浦砂を用いた予備試験により検討を加えた。得られた主な結論は以下のとおりである。

1) 打撃力を不必要に増加させることは、せん断波以外の波の発生を促す。したがって、明瞭なせん断波を受振するためには、初動の読み取り精度が維持できる範囲で、打撃力を小さくする必要がある。

2) 打撃力を妥当な大きさに抑える限り、打撃点に対し90°および270°の位置で受振される波は、その振動方向、振幅特性からみてせん断波と判断できる。

3) 供試体以外のパスを伝播する波は実質上無視でき、せん断波の初動の読取りには何等支障を与えないと判断できる。

4) ゴムを透過することによる波の振幅変化は、その波の周波数に大きく依存する。厚さ2 mmのメンブレンの表面で加速度を測定する場合には、1000Hz以上の加速度波形の検出は難しい。

5) 測定した鋼製円柱および豊浦砂のせん断波速度は従来報告されている値と良く一致し、提案したせん断波速度測定法の妥当性が確認された。

第4章では、原位置凍結法で洪積砂礫地盤から採取した不攪乱試料について等方圧密試験および三軸圧縮試験を行い、試験中のせん断波速度（V_s）の変化を測定して、V_sの応力依存性について考察した。V_sの特性を比較するため再構成試料についても同様の測定を実施した。得られた主な結論は以下のとおりである。

1) V_sの拘束圧依存性は、再構成試料に比べ不攪乱試料の方が顕著である。

2) 試料採取深度における原位置上載圧でのV_sは、再構成試料の方が不攪乱試料に比べ20～30%低い。

3) 動的変形試験から求められる、せん断ひずみ10^{-5}におけるせん断弾性係数は、V_sから求めたものに比べ5%程低くなる。

4) 静止土圧係数K_0=1.0～2.0の範囲で考えると、不攪乱試料で測定したV_sは原位置で測定したものと良く一致していることが確認され、サンプリングによる試料の乱れはほとんど無かったと判断できる。

5) 三軸圧縮試験の初期においてV_sは増加傾向を示すが、せん断の進行に伴い低下する。また、その低下は、再構成試料に比べ不攪乱試料の方が顕著である。

6) 不攪乱試料と再構成試料におけるV_sの低下傾向の相違は、せん断に伴い正のダイレイタンシーが始まった後に大きくなる。

7) 応力比の影響を考慮すれば、破壊時のV_sと拘束圧の関係は試料に依らず一義的に定まる。

8）導入したせん断波速度指数を用いると、三軸圧縮試験中の不攪乱試料・再構成試料におけるV_sの変化を統一的に表現することが可能である。

第５章では、地盤中に加速度計を埋設してせん断波速度を測定する方法を提案し、３地点の建築現場において、掘削に伴う支持層のせん断波速度の変化を測定した。測定結果から得られた結論は以下のとおりである。

1）埋設した加速度計により掘削前に測定したせん断波速度は、ＰＳ検層結果と良く一致しており、提案した方法により得られる原位置せん断波速度の値の信頼性は高い。

2）掘削過程におけるせん断波速度の変化は有効鉛直応力の変化のみから算定される値より小さい。

3）掘削中における洪積地盤の変形がK_0状態で進行すると仮定して地盤内の応力状態を求め、掘削に伴うせん断波速度の変化を推定する手法を提案した。推定したせん断波速度は実測値と良く対応しており、掘削前および掘削後の有効鉛直応力を求めることにより、掘削に伴うせん断波速度の変化を推定することが可能である。

第６章では、応力～ひずみ曲線が双曲線の関係にあると仮定して、応力～ひずみ曲線の接線せん断弾性係数（G_{tan}）とせん断波速度から求められるせん断弾性係数（G_{vs}）の関係について考察し、さらに、得られた知見を基に、せん断波速度の応力依存性を考慮して変形特性を評価する手法について検討を加えた。得られた結論は以下のとおりである。

1）第４章で導入したせん断波速度指数と正規化応力比の関係が、応力経路に依

らず成立すると仮定することにより、正規化応力比を用いてG_{tan}/G_{vs}の値を評価することができる。

2）三軸圧縮の応力条件の基では、試験中のG_{tan}/G_{vs}の値を正規化応力比のみで記述できる。

3）同様に、K_0除荷過程での応力条件を考慮することにより、掘削に伴う支持層のG_{tan}/G_{vs}の変化を正規化応力比のみで記述できる。

4）以上の成果を適用すれば、第５章に示した手法で、掘削に伴うせん断波速度の変化を考慮することにより、掘削中の地盤の変形挙動を予測することが可能である。

謝　辞

本論文は、著者が清水建設㈱技術研究所において実施してきた研究の内、洪積砂礫地盤の変形特性について得られた成果をとりまとめたものであります。

本論文をまとめるにあたり、終始、御指導御鞭撻を賜わり、論文全体の方向づけをして頂いた北海道大学教授土岐祥介先生に心から感謝申し上げます。また、在学中より今日まで、土質工学について多くの御教示を賜り、論文作成について懇切な御助言を頂いた北海道大学教授三田地利之先生に厚くお礼申し上げます。北海道大学教授芳村仁先生、同　鏡味洋史先生には、論文草稿に目を通して頂き、要所において貴重な御指摘を賜りました。ここに、深く感謝いたします。

著者が現在に至るまで、未熟ながらも研究者として仕事を続けることができたのは、在学中以来、機会ある度に多くの貴重な教えと御助言を頂いている北海道大学名誉教授北郷繁先生によるところが大であります。心よりお礼申し上げます。また、防衛大学校助教授山口晴幸先生（前北海道大学助手）には、在学中より研究について多くの御意見を頂き、先生との議論が研究を進める上での大きな糧となりました。ここに、深甚なる謝意を表します。

本研究を遂行するにあたり、清水建設㈱技術研究所太田利彦所長、同　技術本部井上嘉信部長（前技術研究所部長）、同　技術研究所小粥庸夫部長には、終始、暖かい御指導、御援助を頂きました。同　技術研究所玉置克之主席研究員には、入社以来、研究全般に関する貴重な御指導を賜り、室内および原位置でせん断波速度の測定を行なう多くの機会を与えて頂きました。同　技術研究所田蔵隆主任研究員には、研究への御理解と御支援を頂き、本論文をまとめる上で多くの暖かい励ましを賜りました。

原位置凍結法による洪積砂礫試料の採取は、社内プロジェクトとして実施した

業務の一部であり、プロジェクトリーダーであった技術研究所後藤茂主任研究員には、試料採取に関する多くの御教示を賜り、終始、研究遂行について貴重な御意見を頂きました。また、同　社本康広氏には、地盤材料の動的性質についての数多くの御教示、データ処理方法に関する懇切な御助言を頂きました。さらに、建築現場での計測は、同　桂豊氏から頂いた適切な御助言と御支援により初めて実施できたものであります。同　馬場幸吉氏、㈱土木技術開発・森誠二氏には、原位置試験・室内試験の実施およびデータ整理について最大限の御協力を頂きました。また、技術研究所茂呂達也氏には、原稿校正および図面作成について多大な御助力を頂きました。

ここに記して、これら多くの方々に心から感謝の意を表します。

最後に、本論文を作成するにあたり、著者の身勝手を許し、多くの犠牲を払ってくれた妻敬子に深謝します。

参考文献

1) 土木学会編：新体系土木工学14「土木地質」、技報堂出版、pp.31-34、1984.

2) 東京都土木技術研究所編：東京都総合地盤図Ⅰ「東京都の地盤(1)」、技報堂出版、pp.3、1977.

3) 井上嘉信：大深度の建築基礎－現状と課題、最近の土質・基礎に関する諸問題講習会講演資料、土質工学会、pp.129、1989.

4) Yoshimi, Y., Tokimatsu, K., Kaneko, O., and Makihara, Y., "Undrained cyclic shear strength of a dense Niigata sand", Soils and Foundations, Vol.24, No.4, pp.131-145, 1984.

5) 貝戸俊一・坂口理・西垣好彦・三木幸蔵・湯上英雄：大型貫入試験、土と基礎、Vol.19、No.7、pp.15-21、1971.

6) 玉置克之：再載荷試験による地盤の変形係数、日本建築学会大会学術講演概要集、pp.1149-1150、1987.

7) 地質調査所：東京湾とその周辺地域の地質「10万分の1地質図」、1979.

8) 日本建築学会編：建築基礎構造設計指針、丸善、pp.153、1988.

9) 玉置克之・宮本武司：砂層の沈下量推定における結果の適用性、平板載荷試験に関するシンポジウム発表論文集、pp.51-58、1979.

10) Iwasaki, T., Tatsuika, F., and Takagi, Y., "Shear Moduli of Sands under Cyclic Torsional Shear Loading," Soils and Foundations, Vol. 18, No.1, pp.39-56, 1978.

11) 西尾伸也・玉置克之・町田泰法：大型三軸試験による砕石の動的変形特性、第20回土質工学研究発表会講演集、pp.603-604、1985.

12) 大崎順彦・後藤茂・赤川敏・玉置克之・社本康広・西尾伸也：洪積砂礫地盤の凍結サンプリング、昭和60年度サンプリングに関するシンポジウム発表論文集、pp.53-58、1985.

13) 後藤茂・赤川敏・玉置克之・西尾伸也・社本康広・馬場幸吉：原位置凍結による洪積砂礫試料の採取方法、第21回土質工学研究発表会講演集、pp.573-576、1986.

14) 後藤茂・西尾伸也・社本康広・赤川敏・玉置克之：凍結サンプリングによる洪積砂礫試料の採取とその動的性質、清水建設研究報告、Vol.44、1986.

15) Yoshimi, Y., Hatanaka, M., and Oh-oka, H., "Undisturbed sampling of saturated sands by freezing," Soils and Foundations, Vol.18, No.3, pp.59-73, 1978.

16) 西尾伸也・後藤茂：洪積砂礫の粒度および間隙径分布、土木学会第42回年次学術講演会概要集第3部、pp.666-667、1987.

17) 石井武美・大迫光：締固めた粗粒材の合成比重と間隙比、土質工学会論文報告集、Vol.21、No.3、pp.117～122、1981.

18) Zimmie, T., F., and Almaleh, L., J., "Shrinkage of Soil Specimens during Preparation for Porosimetry Tests," Soil Specimen Preparation for Laboratory Testing, ASTM STP 599, pp.202-215, 1976.

19) 西尾伸也・馬場幸吉・玉置克之：大型三軸試験における体積変化の測定方法、粗粒材料の変形・強度特性とその試験法に関するシンポジウム発表論文集、pp.33-36、1986.

20) 土質工学会：粗粒材料の変形と強度、pp.223-224, 1986.

21) Nishio, S. and Tamaoki, K., "Measurement of Shear Wave Velocities in Diluvial Gravel Samples under Triaxial Conditions," Soils and Foundations, Vol.28, No.2, pp.35-48, 1988.

22) Tokimatsu, K., and Hosaka, Y., "Effects of Sample Disturbance on Dynamic Properties of Sand," Soils and Foundations, Vol.26, No.1, pp.53-64, 1986.

23) 狐崎長琅：振源部と受振部とを一連のゾンデとするＳ波検層方式、物理探鉱、第32巻、第1号、pp.1-13、1979.

24) Hardin, B. O. and Richart, F. E., Jr., "Elastic wave velocities in granular soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.89, No.SM1, pp.33-65, 1963.

25) 西尾伸也・後藤茂：洪積砂礫地盤から採取した不攪乱試料の動的変形特性、土木学会第41回年次学術講演会概要集第３部、pp.17-18、1986.

26) 玉置克之・西尾伸也・社本康広・後藤茂・馬場幸吉：洪積砂礫試料の静的強度変形特性、第22回土質工学研究発表会講演集、pp.339-340、1987

27) Stokoe, K. H., II and Richart, F. E., Jr., "In situ and laboratory shear wave velocities", Proc., 8th ICSMFE, Vol.1.2, pp.403-409, 1973.

28) Nishio, S., Tamaoki, K., "Shear Wave Velocities in Diluvial Gravel Samples during Triaxial Compression Tests", Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.III, pp.59-64, 1988.

29) Nishio, S. and Tamaoki, K., "Stress Dependency of Shear Wave Velocities in Diluvial Gravel Samples during Triaxial Compression Tests", Soils and Foundations, Vol.30, No.4, 1990.
(to be published)

30) Roesler, S. K., "Anisotropic Shear Modulus due to Stress Anisotropy," Journal of the Geotechnical Engineering Division,

ASCE, Vol.105, No.GT7, pp.871-880, 1979.

31) Yu, P. and Richart, F. E. Jr., "Stress Ratio Effects on Shear Modulus of Dry Sands", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.110, No.GT3, pp.331-345, 1984.

32) 玉置克之・西尾伸也・後藤茂(1988)：層別沈下計測による支持地盤の変形係数、第23回土質工学研究発表会講演集、pp.1245-1246、1988.

33) 西尾伸也・玉置克之・佐藤正義・天野賢：掘削に伴う地盤のＳ波速度の変化第23回土質工学研究発表会講演集、pp.641-644、1988.

34) 桂豊・玉置克之・西尾伸也・佐藤正義：掘削に伴う支持地盤の変形性状（その１）－リバウンド量の実測結果、第25回土質工学研究発表会講演集、pp.1133-1134、1990.

35) 西尾伸也・玉置克之・森誠二：Ｓ波速度による洪積砂礫地盤の変形特性の評価－掘削に伴う地盤のＳ波速度の変化(2)、第24回土質工学研究発表会講演集、pp.705-706、1989.

36) 西尾伸也・桂豊・玉置克之・森誠二：掘削に伴う支持地盤の変形性状（その３）－せん断波速度から求めた支持地盤の変形係数、第25回土質工学研究発表会講演集、pp.1137-1138、1990.

37) Mayne,P.W. and Kulhawy,F.H., "K_o-OCR Relations in soil", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.108, No.GT6, pp.851-872, 1982.

38) Kondner, R. L., "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.89, No.SM1, pp.115-143, 1963.