

圧縮空気貯蔵のための大深度堆積岩の
力学特性に関する研究

1999年1月

川 崎 了

目 次

1. 序論	1
1.1 本研究の背景	1
1.2 本研究の目的	5
1.3 本論文の構成と内容の概説	6
参考文献	7
第1編 大深度軟岩の力学特性と堆積岩の簡易透水係数推定法	
2. 大深度軟岩の力学特性に関する室内試験	9
2.1 概説	9
2.2 試料および室内試験の概要	9
2.2.1 試料採取地点および地盤構成	9
2.2.2 試験項目	11
2.2.3 試験方法	11
2.3 室内試験結果	11
2.3.1 物理特性	11
2.3.2 力学特性	15
2.4 強度増加率と過圧密比の関係	23
2.5 本章の結論	24
参考文献	26
3. 圧密履歴を考慮した大深度軟岩の力学特性に関する考察	27
3.1 概説	27
3.2 堆積地盤の隆起・浸食と過圧密地盤	27
3.3 大深度地盤の圧密・強度特性の近似式の誘導	27
3.3.1 圧密特性	28
3.3.2 強度特性	28
3.4 浸食量の推定	32
3.5 力学的評価との関連性	35
3.6 本章の結論	36
参考文献	36
4. 堆積岩の圧密現象に着目した簡易透水係数推定法の検討	37
4.1 概説	37
4.2 堆積岩の圧密試験と注水試験の概要	38
4.2.1 試料	38
4.2.2 試験装置	38

4.2.3	試験方法	38
4.2.4	透水係数の算出方法	44
4.3	試験結果	45
4.3.1	圧密試験による方法	45
4.3.2	注水試験による方法	49
4.3.3	圧密試験と注水試験の比較	52
4.4	等方応力負荷時の発生間隙水圧に関する考察	52
4.5	本章の結論	56
	参考文献	56
第1編のまとめ		58
第2編 大深度礫岩の力学特性と礫岩コアの品質評価		
5.	大深度礫岩の力学特性に関する室内試験	59
5.1	概説	59
5.2	試料および室内試験の概要	59
5.2.1	試料採取地点および地盤構成	59
5.2.2	試験内容	61
5.3	室内試験結果	61
5.3.1	物理特性	61
5.3.2	力学特性	61
5.4	礫分含有率の計測方法の検討	67
5.4.1	調査方法	69
5.4.2	調査結果	71
5.4.3	本節のまとめ	78
5.5	鉱物学的な地質特性	78
5.5.1	礫岩の礫種および基質	78
5.5.2	礫岩の基質および基質－礫間の充填鉱物	80
5.6	本章の結論	82
	参考文献	84
6.	人工礫岩を用いた礫岩の寸法効果に関する検討	85
6.1	概説	85
6.2	試料および室内試験の概要	85
6.2.1	人工礫岩の作製方法	85
6.2.2	人工礫岩の安定性	89
6.2.3	試験ケース	89
6.3	試験結果	91

6.4 礫分含有率が寸法効果に与える影響	91
6.5 小倉礫岩コアの寸法効果に関する評価の試み	94
6.6 本章の結論	97
参考文献	97
7. 礫岩コアの品質評価に関する検討	98
7.1 概説	98
7.2 サンプリングによる乱れの指標	98
7.3 礫分含有率による影響	100
7.4 方解石含有率による影響	103
7.4.1 方解石の定量化	103
7.4.2 物理・力学特性に及ぼす影響	104
7.5 接線弾性係数とせん断応力レベルの関係	107
7.6 乱れの評価パラメータの対応関係	112
7.7 本章の結論	112
参考文献	114
第2編のまとめ	115
8. 結論	116
謝辞	121
主要な研究業績	122

第1章 序論

1.1 本研究の背景

CO₂の排出量抑制等，地球規模の環境問題に対しても十分配慮した電力の供給力強化および安定供給が必要とされる今日において，我が国の電力需要は需要量の増大傾向に加えて年負荷率(=年平均電力/ピーク電力)が年々減少傾向にある。この内，負荷平準化の対策としては，電気料金制度の充実，蓄熱式空調システムの普及，電力貯蔵技術の開発，等が考えられているが，電力貯蔵は供給面から積極的に解決できる方法であり，昼間の化石燃料の消費を節約することによってCO₂の排出量を大幅に削減できることから，早期の導入が期待されている。電力貯蔵技術には，既に商用化している揚水発電の他に，圧縮空気貯蔵(CAES)ガスタービン発電，蓄電池，フライホイール，超電導，等がある。この中で，揚水発電は立地点の確保が次第に厳しくなっており，蓄電池は小規模であり，フライホイールおよび超電導は未だ実用段階に至っていないと考えられる。これらに対し，圧縮空気貯蔵(CAES)ガスタービン発電は，欧米において圧縮空気を地下の岩塩層に貯蔵する方法により既に実用化されており，我が国への早期の導入が期待できる。しかし，我が国には岩塩層がないことから，岩塩層に代わる岩盤内に圧縮空気を貯蔵する技術の開発が必要である。

このCAESシステムを電力の負荷平準化に資するために，(財)電力中央研究所では1987年度(昭和62年度)より鋭意研究を進めている。硬岩や軟岩などの地盤条件が変化に富んだ我が国において，圧縮空気を貯蔵する地下貯槽を経済的に建設する技術について検討を実施してきた結果，地下貯槽の建設技術に関しては以下に要約されるような研究成果が得られている。

- ①硬岩の場合：貯蔵形式としては，気密性からはライニング方式と水封方式がある。水封方式ではライニングが不要であるため経済的であり，地下水が豊富で亀裂性岩盤が多い我が国では有望であることを示した。また，ボーリング孔を利用した原位置水封実験を実施して，60気圧までの水封機能が実証された^{1.1)}。
- ②軟岩の場合：貯槽建設工法としては，泥水掘削・鋼管シャフト方式^{1.2)}が最も有望であることがわかった。すなわち，泥水を用いて掘削壁面の崩壊を防ぎながら，シャフトボーリングマシンにより直径約8mの立坑を深度800mまで掘削し，その後直径6mの鋼管を深度400m～800mの区間に設置して圧縮空気貯槽とするものである。

図1.1-1および1.1-2に，それぞれ水封方式，泥水掘削・鋼管シャフト方式^{1.2)}によるCAESシステム(水置換方式)の完成予想図を示す。なお，貯槽建設深度が300m程度と比較的浅いCAESシステムを対象とした最近の研究成果^{1.3)}によれば，軟岩においても水封方式による貯槽建設工法の成立性が技術的および経済的に高いことが明らかにされている。

CAESで対象とする地盤としては、電力の主な需要地であり送電や燃料確保の面で有利な大都市近郊の深度300～800mの大深度地盤が考えられている。代表的な大都市圏である京浜・京葉地区、中京地区、阪神地区、北九州地区における地質状況について調べてみると、京浜・京葉地区、中京地区、阪神地区では新第三紀以降の比較的新しい堆積岩(軟岩)が広く分布し、北九州地区では古第三紀以前の堆積岩(硬岩)が分布している^{1.4)}。一方、圧縮空気の貯蔵方式に関しては、地下水圧を積極的に利用することにより地下空洞内に圧縮空気を貯蔵する水封方式が経済的に有利である。したがって、CAESの空洞設計、安定性および成立性の評価には、大都市近郊の大深度堆積岩(軟岩および硬岩)に関する情報、特に力学特性と水理学特性が不可欠となる。

ところで、我が国の大都市近郊、例えば関東平野の地下深部の地盤情報に関しては、これまで主に資源工学の分野において天然ガスや工業用水等の開発を目的とした地下千～数千m規模の大深度ボーリング調査が数多く実施され、有用なデータが蓄積されている。しかし、コアを採取しないケースが多く、また採取したとしても地質学的あるいは物理・化学的な調査のみが行われている場合が大半であり、力学特性までは調べられていないことが多い。仮に、力学特性の調査が行われたとしても、一軸圧縮試験が実施されているに過ぎず、CAESに必要と考えられる大深度地盤の力学特性、即ち三軸試験データに関しては皆無に等しい。更に、このような深部地盤は、これまでに土木構造物の対象地盤となることがなかったため、特に平野部の地下50～100m以深の大深度地盤の力学特性は、ほとんど知られていないのが現状である。特に、大深度軟岩に関する地盤情報が非常に不足している。

一方、水理学特性に関しては、一般に大深度の地盤を構成している岩石(軟岩および硬岩)の透水係数は非常に小さい場合が多く、このような難透水性材料の透水係数を求める室内透水試験法としては、通常の実務で行われている注水試験から求める方法の他に、トランジェントパルス法^{1.5)}、フローポンプ法^{1.6)}などが提案されている。トランジェントパルス法では、水頭差が急激に変化する非定常状態において高精度の透水係数が求められる。また、フローポンプ法では、一般に定常状態と考えられる時の水頭差を用いてダルシー則により透水係数を評価するが、透水係数が非常に小さい場合には定常状態に至るまでに比較的長い時間を必要とし、さらに定常状態の判断も難しいことから、非定常状態におけるフローポンプ法の解析理論も提案されている^{1.7)}。いずれにせよ、難透水性材料を対象とした室内透水試験法は研究段階にあり、標準化されていないのが現状である。

ところで、CAES空洞の建設深度が大きくなるにつれて、従来の試掘坑内による岩盤試験は多大な費用と時間を要することから、将来的には地表からのボーリングにより得られたコアの室内試験による物性評価が、より重要になることが予想される。また、我が国においてCAES空洞の建設対象として考えられる地盤に関しては、結晶質岩である花崗岩と、堆積岩である泥岩、砂岩あるいは地域によっては礫岩が代表的であると思われる。泥岩、

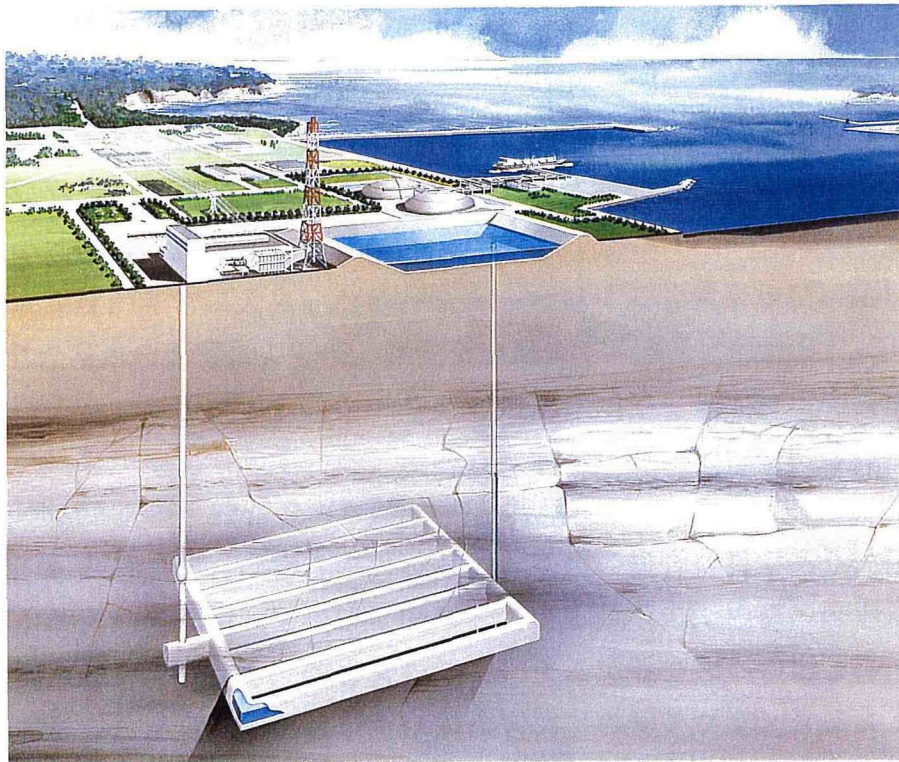


図1.1-1 水封方式によるCAESシステム(水置換方式)

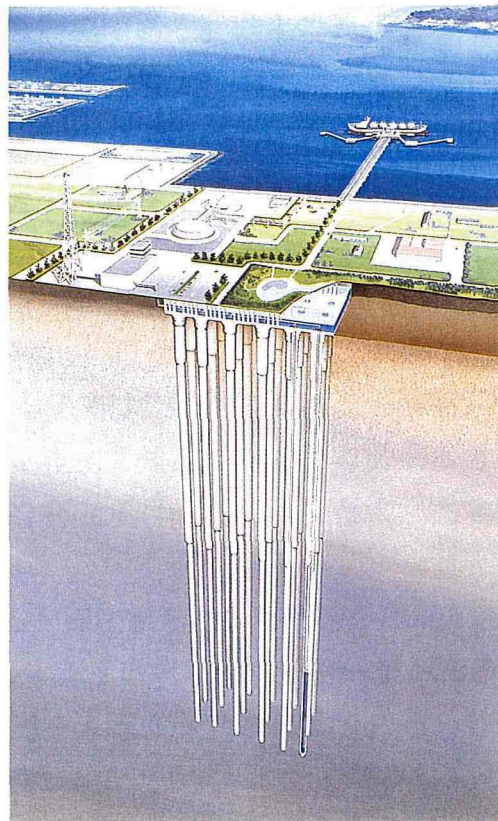


図1.1-2 泥水掘削・鋼管シャフト方式^{1,2)}による
CAESシステム(水置換方式)

砂岩は比較的均質であるが、礫岩は非常に不均質であることから、以下に示すような地盤工学的な問題や課題が想定される。

①地盤深部よりコアを採取する場合、コアの寸法は小さくならざるを得ない。ところが、コアが礫岩の場合には、礫の影響によりコアの強度ならびに剛性は原位置地盤よりも過大あるいは過小に評価される可能性がある。

②コアの採取深度が非常に大きいため、採取したコアの強度ならびに剛性はサンプリング時に生じた乱れの影響によって、原位置地盤よりも過小に評価される可能性がある。

最近、大型構造物である原子力発電所やダムの基礎岩盤として、不均質岩盤である礫岩を対象とするケースが増えてきている。このことから、礫岩中の礫の分布特性に関する評価手法の研究^{1.8),1.9),1.10)}や、礫混じり軟岩の力学特性についての研究^{1.11)}が報告されるようになってきた。しかし、礫岩は物性の異なる礫と基質の複合材料であり、礫と基質に関する複数の要因が礫岩物性に対して複雑に関与している。そのために、礫岩は世界的に見ても調査・研究例が非常に少なく、礫を含むことによる地盤物性への影響等、未だ解明されていない部分が多いのが現状である。特に、礫岩コアのサンプリングによる乱れに着目した定量的な研究事例は皆無であることから、礫岩物性をコア試験により評価を行うためには、事前に礫岩コアの寸法効果と乱れの評価を実施しておくことが必要である。

我が国におけるCAESの成立性は、圧縮空気貯槽を地下の大深度地盤中において経済的に建設できるかどうか大きな鍵である。以上で述べてきた研究課題に着手して大深度地盤の物性評価に関する基本技術を開発しておくことができれば、我が国のCAES研究は国産初のCAES発電システム 1号機の建設に向けて、次の詳細検討および実証研究の段階へ大幅に加速することが期待される。

1. 2 本研究の目的

以上のような背景から、本研究はCAESにおける圧縮空気貯蔵空洞を念頭において、大深度の地盤中に大規模な地下空洞を建設するために必要と考えられる基盤的な調査・研究の一環として、以下のような研究項目を目的とした大深度地盤の物性評価に関する基礎的な検討を行ったものである。

①地盤情報が不足している大深度軟岩の力学特性を深度方向に系統的に把握するために、深度500～600mまでの大深度軟岩地盤の調査・試験を実施する。

②地質学的な地殻変動履歴を考慮することにより、得られた大深度軟岩の圧密および強度特性の深度分布を表現できる近似式について誘導し、その適用性について考察する。

③岩石においてもいわゆる有効応力の原理が成り立つとの立場から、土質材料と同様に岩石の圧密現象を計測することによる簡易透水係数推定法について検討する。

④調査・研究事例の少ない大深度から採取した礫岩コアを用いて各種の室内試験を行い、

礫岩の力学特性について明らかにする。

⑤礫岩の供試体寸法と力学特性との関係について調査する。

⑥大深度から採取した礫岩コアの品質評価を実施する。

本論文は、堆積岩の続成作用すなわち大深度から採取した軟岩(泥岩および砂岩)および硬岩(礫岩)の圧密現象と、硬岩(礫岩)のセメンテーション効果に着目することによって、大深度軟岩を中心とした力学特性および透水試験法の検討と、大深度礫岩の品質評価を実施している点に大きな新規性および独創性を有している。すなわち、対象とする大深度堆積岩の力学特性や透水試験法、あるいは品質評価に関する検討結果を岩盤力学の視点からではなく、土質力学を中心とした地質学あるいは鉱物学の視点から記述している。また、本論文で得られた研究成果は、今後のCAES地下空洞の詳細設計および詳細検討を力学および水理学の両面から実施する際に用いられるが、単にCAESの貯槽建設技術への利用のみでなく、堆積岩を対象とした放射性廃棄物の地層処分技術に対しても大いに利用が可能であると考えられる。

1. 3 本論文の構成と内容の概説

本論文は、2編8章から構成され、第2章から第4章までが第1編、第5章から第7章までが第2編である。

第1編では、比較的均質な軟岩を主に対象として、大深度堆積岩の力学および透水特性の評価を実施する。前半は、軟岩を対象とした大深度堆積岩の物性評価に関する検討を実施する。すなわち、地盤情報が不足している大深度軟岩の力学特性を深度方向に系統的に把握する目的で、深度500～600mまでの大深度地盤調査・試験を実施する。また、地質学的な地殻変動履歴を考慮することにより、得られた大深度軟岩の圧密および強度特性の深度分布を表現できる近似式を誘導し、その適用性について考察する。一方、後半では岩石においてもいわゆる有効応力の原理が成り立つとの立場から、土質材料と同様に岩石の圧密現象を計測することによる簡易透水係数推定法について検討する。

第2編では、不均質な礫岩を対象として、大深度礫岩の力学特性および礫岩コアの品質評価に関する検討を実施する。すなわち、最初に基本的な大深度礫岩の力学特性を把握することを目的として、深度600mの大深度礫岩コアを用いた室内試験を実施して、大深度礫岩の力学特性について調査を行う。次に、乱れのない(非常に少ない)人工礫岩を用いた室内試験を実施して、礫岩の供試体寸法と物理・力学特性との関係について検討する。そして最後に、サンプリングによる礫岩コアの適切な乱れの指標について検討するとともに、礫岩コアの乱れの程度を支配する要因と考えられる礫分含有率および方解石含有率に着目して礫岩コアの品質評価を試みる。

以下に、各章の概説を行う。

第2章^{1.12),1.13)}では、地盤情報が不足している大都市近郊の大深度軟岩の力学特性を深度方向に系統的に把握する目的で、東京近郊の2地点において深度500～600mまでの大深度地盤調査・試験を実施して、大深度軟岩の力学特性を明らかにする。

第3章^{1.12),1.13)}では、地質学的な地殻変動履歴を考慮することにより、第2章において得られた大深度軟岩の圧密および強度特性の深度分布を表現できる近似式を誘導し、その適用性について検討する。

第4章^{1.14)}では、岩石においてもいわゆる有効応力の原理が成り立つとの立場から、土質材料と同様に岩石の圧密現象を計測することによる簡易透水係数推定法の検討を行う。

第5章^{1.10),1.15),1.16),1.17),1.18)}では、基本的な大深度礫岩の力学特性を把握することを目的として、北九州市内で得られた深度600mの大深度礫岩コアを用いた室内試験を実施して、大深度礫岩の力学特性について調査する。

第6章^{1.19)}では、小倉礫岩を用いて追加実施した室内試験の他に、人工礫岩を用いた室内試験を実施して、礫岩の寸法効果について検討する。すなわち、乱れのない(非常に少ない)人工礫岩を用いて、礫岩の供試体寸法と物理・力学特性との関係について検討を実施する。

第7章^{1.15),1.16),1.17),1.18),1.19)}では、サンプリングによる礫岩コアの適切な乱れの指標について検討するとともに、礫岩コアの乱れの程度を支配する要因と考えられる礫分含有率および方解石含有率に着目して礫岩コアの品質評価を試みる。また、礫岩供試体の一軸圧縮試験より得られる接線弾性係数とせん断応力レベルの関係から、礫岩コアの乱れのパターンについて整理するとともに、乱れの評価パラメータについて検討を行う。

参考文献

- 1.1) Nakagawa, K., Kawasaki, S., Shidahara, T., Eto, Y. and Nozaki, A. :
Measurement of pore pressure distribution in deep rock and its application to estimating underground water flow, Proceedings of International Symposium on Rock Mechanics and Environmental Geotechnology, pp. 477～481, 1997.
- 1.2) 西 好一, 川崎 了, 藤原義一: 軟岩地盤における圧縮空気貯蔵用空洞建設技術(その1), 一鋼管シャフト方式および凍結横坑・凍結拡幅空洞方式の検討一, 電力中央研究所報告, 研究報告U90049, 1990.
- 1.3) 川崎 了, 服部康男, 岡田哲実: 軟岩地盤での水封式圧縮空気貯槽の建設技術に関する成立性調査一熱解析と概略設計によるコスト評価一, 土木学会論文集(審査中).
- 1.4) 土木学会編: 圧縮空気貯蔵発電システムと土木技術, pp.98～101, 1997.
- 1.5) Brace, W. F., Walsh, J. B. and Frangos, W. T. : Permeability of granite under high pressure, J. of Geophysical Research, Vol. 73, No. 6, pp. 2225～2236,

1968.

- 1.6)Olsen, H. W., Nichols, R. W. and Rice, T. L. : Low-gradient permeability measurements in a triaxial system, *Geotechnique*, Vol. 35, No. 2, pp. 145~157, 1985.
- 1.7)Morin, R. H. and Olsen, H. W. : Theoretical analysis of the transient response from a constant flow rate hydraulic conductivity test, *Water Resources Research*, Vol. 23, No. 8, pp. 1461~1470, 1987.
- 1.8)和田 弘, 西田和範, 亀谷祐志: ボーリングコアにおける礫含有率評価手法の検討, 第26回岩盤力学に関するシンポジウム, pp.341~345, 1995.
- 1.9)高橋康裕, 西野隆之, 入谷 剛, 亀谷祐志: 面積法による礫含有率の評価精度に関する考察, 土木学会第50回年次学術講演会, pp.36~37, 1995.
- 1.10)川崎 了, 小泉和広: 画像処理による礫岩の礫分含有率の計測方法に関する検討, 応用地質, 第39巻, 第2号, pp.202~207, 1998.
- 1.11)小林隆志: 礫混じり軟岩の力学特性とその評価に関する研究, 埼玉大学学位論文, 1995.
- 1.12)川崎 了, 西 好一, 岡本敏郎: 圧密履歴を考慮した大深度堆積地盤の力学的特性に関する考察, 土木学会論文集, No.589/Ⅲ-42, pp.79~90, 1998.
- 1.13)川崎 了, 西 好一, 藤原義一, 岡本敏郎: 圧縮空気貯蔵のための大深度軟岩地盤の力学的特性の解明ー不攪乱試料を用いた室内試験による物性評価ー, 電力中央研究所報告, 研究報告U93021, 1993.
- 1.14)川崎 了, 中川加明一郎, 小泉和広: 堆積岩の圧密現象に着目した透水係数推定の試み, 応用地質, 第39巻, 第3号, pp.273~281, 1998.
- 1.15)川崎 了, 中川加明一郎, 江藤芳武, 野崎明人, 小泉和広: 方解石含有率に着目した大深度堆積礫岩の物性に関する検討, 応用地質, 第38巻, 第5号, pp.252~264, 1997.
- 1.16)川崎 了, 中川加明一郎, 江藤芳武, 野崎明人, 小泉和広: 大深度堆積礫岩の力学特性ー礫岩物性に影響を与える要因についてー, 第10回岩の力学国内シンポジウム論文集, pp.797~802, 1998.
- 1.17)川崎 了, 中川加明一郎, 江藤芳武, 野崎明人, 小泉和広: 室内試験による大深度礫岩コアの品質評価, 土木学会論文集, No.617/Ⅲ-46, 1999(掲載決定).
- 1.18)川崎 了, 中川加明一郎, 江藤芳武, 野崎明人: 礫岩の力学特性ー室内試験による礫岩コアの品質評価ー, 電力中央研究所報告, 研究報告U97048, 1997.
- 1.19)川崎 了, 伊藤 洋, 小泉和広: 礫岩コアの寸法効果とサンプリングによる乱れに関する評価, 応用地質, 第39巻, 第4号, pp.391~400, 1998.

第 1 編

大深度軟岩の力学特性と堆積岩の簡易透水係数推定法

第2章 大深度軟岩の力学特性に関する室内試験

2. 1 概説

我が国の大都市近郊，例えば関東平野の地下深部の地盤情報に関しては，これまで主に資源工学の分野において天然ガスや工業用水等の開発を目的とした地下千～数千m規模の大深度ボーリング調査が数多く実施され，有用なデータが蓄積されている。しかし，コアを採取しないケースが多く，また採取したとしても地質学的あるいは物理・化学的な調査のみが行われている場合が大半であり，力学的な特性までは調べられていないことが多い。また，このような大深度はこれまでに土木構造物の対象地盤となることがなかったため，特に平野部の地下50～100m以深の大深度地盤の力学的特性に関する地盤情報については，ほとんど存在していないのが現状である。

このような背景から，大都市近郊の大深度軟岩の力学特性を深度方向に系統的に把握する目的で，東京近郊の2地点において深度500～600mまでの大深度地盤調査・試験を実施した。その結果，大深度軟岩の圧密・強度特性が明らかとなった。ここ第2章では，不攪乱試料を用いた室内試験結果と大深度軟岩の力学特性について述べる。

2. 2 試料および室内試験の概要

2.2.1 試料採取地点および地盤構成

東京近郊の袖ヶ浦，鹿島の2地点よりボーリングコアを採取した。袖ヶ浦，鹿島両地点の地盤構成の概要を図2.2-1に示す。袖ヶ浦地点は，東京湾の東岸部である千葉県袖ヶ浦市内の埋立地に位置している。ここでは地表より深度600mまでボーリング掘削し，オールコアによる試料採取を実施した^{2.1),2.2)}。本地点の地盤構成は，地表から深度10.60mまでが埋立土および沖積層，深度10.60～307.36mまでが後期～中期更新世の下総層群であり，それ以深はすべて中期更新世の上総層群である^{2.2),2.3)}。また，地下水位は地表から約1mの深度にある^{2.1)}。

一方，鹿島地点は，利根川河口部の沖積平野内である茨城県鹿島郡鹿島町に位置し，地表より深度500mまでをボーリング掘削した。本地点の地層は，地表から深度18.4mまでが沖積層および洪積層であり，それ以深はすべて上総層群である。また，地下水位は深度約1mである。

本章および次の第3章では，下総層群と上総層群を対象とする。これらは，約0.1～4MPaの一軸圧縮強度を有する地盤(軟岩)である^{2.2)}。なお，軟岩の定義に関しては，現段階において厳密なものが存在していないことから，本論文ではこのような一軸圧縮強度を示す下総層群と上総層群の堆積岩(地盤)を軟岩と定義する。

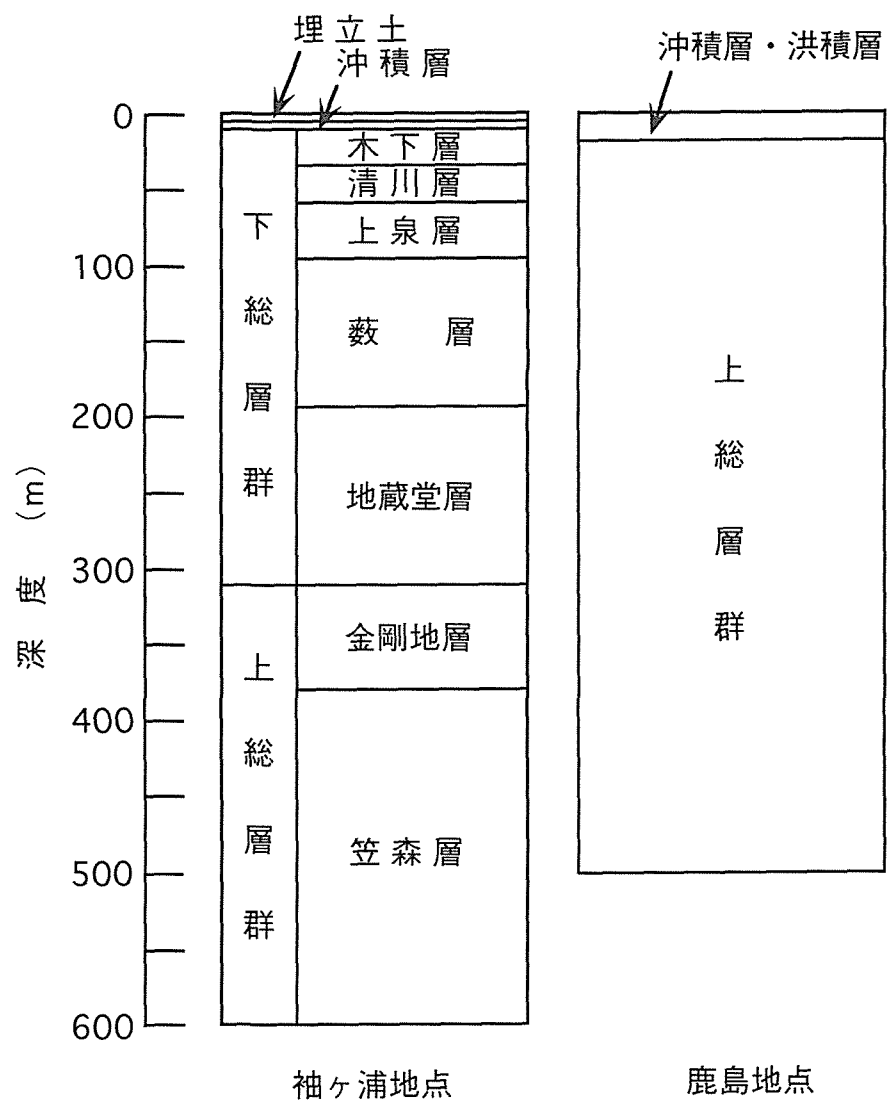


図2.2-1 袖ヶ浦地点および鹿島地点の地盤構成の概要

2.2.2 試験項目

両地点から採取した試料を用いて、物理試験と力学試験からなる室内試験を実施した。物理試験に関しては、粒度、密度、比重および含水比の各試験である。一方、力学試験に関しては、圧密および三軸圧縮試験である。これらの室内試験の実施に際しては、大深度軟岩の基本的な物理的および力学的な特性を深度方向に連続的に把握することを考え、基本的には試験間隔を10m、圧密試験と三軸圧縮試験では50～100mの等間隔とした。

2.2.3 試験方法

実施した室内試験の中で、ここでは特に力学試験について以下に概説する。

(1) 圧密試験

今回対象とした試料が、両地点共に深度500～600mと地下深部より採取されたボーリングコアであることから、圧密降伏応力が比較的大きく、高压領域に至るまで載荷を続ける必要がある。そこで、既存の軟岩用高压三軸試験装置のセル内に高压用リングをセットした試験装置を用いてひずみ速度圧密試験^{2,4)}を実施した。

供試体は内径35mm、高さ20mmであり、圧密リング内に収納できるように注意深く成形した。そして供試体の試験装置へのセットが完了後、三軸セル内に脱気水を満たし、背圧0.6MPaを作用させた。試験では供試体の上面を排水境界、そして下面を非排水境界とする片面排水条件としたが、ひずみ速度としては、事前の予備圧密試験により供試体下面に過剰間隙水圧が発生しない0.05%/minを選定した。なお、同一深度で2個の供試体について圧密試験を実施した。

(2) 三軸圧縮試験

深さ50mまたは100mごとの等深度間隔における試料について、それぞれ各深度における有効土かぶり圧を含む前後でいくつかの拘束圧を設定し、等方圧密の終了後、非排水三軸圧縮試験を実施した。使用した供試体は直径35mm、高さ80mmの円柱形である。また、ひずみ速度は0.1%/minであり、背圧は0.6MPaとした。

2. 3 室内試験結果

2.3.1 物理特性

袖ヶ浦、鹿島の両地点における代表的な物理特性の深度分布を、それぞれ図2.3-1、図2.3-2に示す。

(1) 粒度

細粒分含有率 P_f は、両地点の間で明瞭な差が見られる。すなわち、袖ヶ浦地点の P_f が深度方向に非常に激しい変動を呈しているのに対し、鹿島地点のそれは深度50m付近を除き、 $P_f \div 80\%$ 前後の一定値を示している。これをさらに詳しく見るために、両地点の粒径

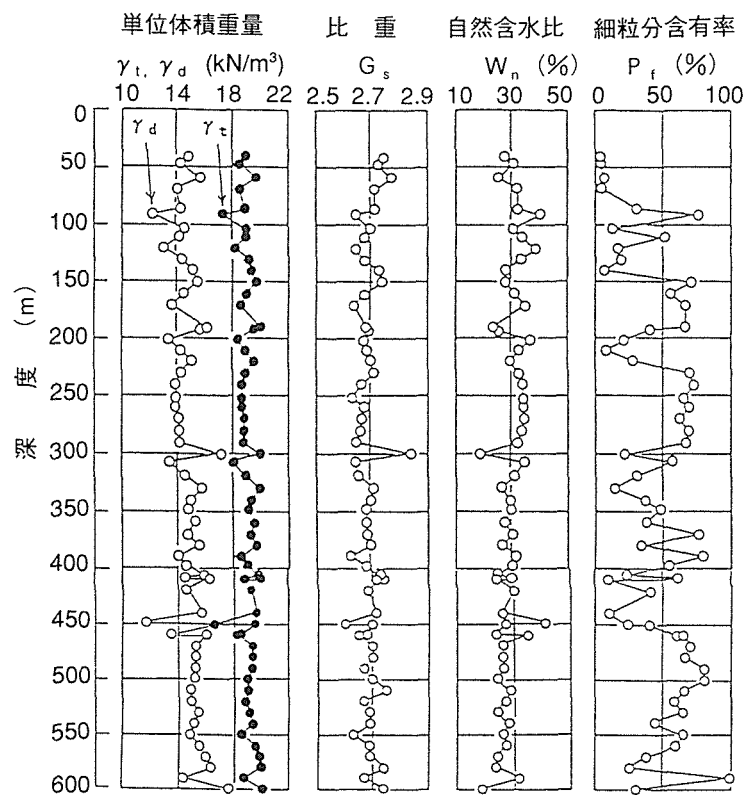


図2.3-1 物理特性の深度分布(袖ヶ浦地点)

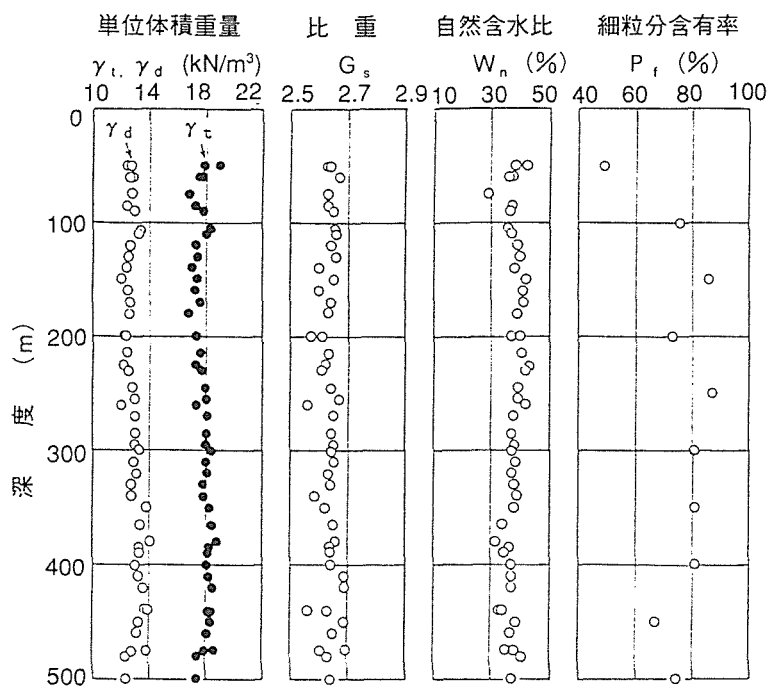


図2.3-2 物理特性の深度分布(鹿島地点)

加積曲線を図2.3-3および図2.3-4にそれぞれ示す。なお、袖ヶ浦地点に関しては、各地層区分ごとに分類している。

袖ヶ浦地点について見ると、清川層は細砂～砂質シルト、その他の層は一部シルト質砂を含む砂質シルト～シルトになり、全体的には細砂とシルトを含んだ広い範囲の粒径からなる地盤であることがわかる。なお、採取したボーリングコアによる室内透水試験結果^{2.1)}によると、深度50m付近の清川層において透水係数 $k=1.0\times10^{-4}\text{cm/s}$ 程度を示す以外、他の地層では $k=1.0\times10^{-5}\sim1.0\times10^{-7}\text{cm/s}$ と低い透水性を示している。

鹿島地点の場合は、深度50～500mの10個のデータを示した。袖ヶ浦地点に比べて粒度分布が良く、曲線自体も袖ヶ浦地点より細粒側に位置している。このため、砂質シルト～シルトとなっている。また、深度50mの粒度分布が他の深度と若干異なるものの、曲線の分布する幅が小さいことから、鹿島地点は比較的均質な地盤材料が連続的に堆積した地盤である。

これら袖ヶ浦、鹿島両地点における粒径加積曲線の特徴については、両地点の地質学的な堆積環境の違いにより説明することができる。すなわち、既往の研究^{2.3),2.5)}によると、下総層群および上総層群上部層からなる袖ヶ浦地点は、比較的浅い海底において氷河性の海面変動の影響を周期的に受けたため、浅海成の砂層と淡水～汽水成の泥質砂層および砂礫層とが繰り返し堆積して複雑な地盤になったものと考えられる。一方、上総層群のみからなる鹿島地点は、海面変動の影響をほとんど受けない比較的深い海底に位置していたため、供給される土砂の粒度分布があまり変化せず、主に砂質シルト～シルトが静かに堆積したものと推定される。このように、同じ関東堆積盆地内に堆積した上総層群でも、袖ヶ浦地点と鹿島地点では堆積環境が異なる点に注意が必要である。

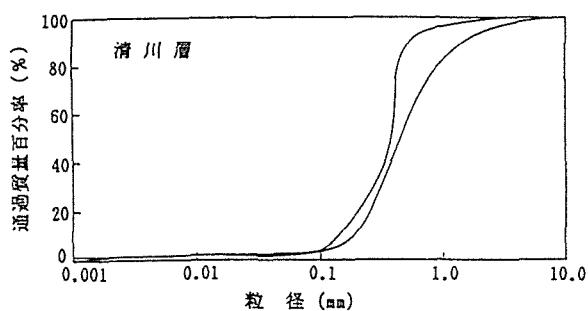
このような理由により、以下の特性についても2地点を比較しながら記述する。

(2) 密度・比重・含水比

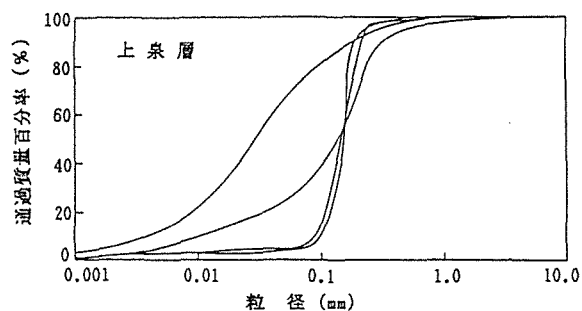
地盤の湿潤単位体積重量 γ_t は、袖ヶ浦地点で約 19kN/m^3 そして鹿島地点で約 18kN/m^3 であり、図2.3-1および図2.3-2から両地点共に深度方向に微増の傾向が見られる。一般に堆積物の密度は、堆積直後の低密度の状態から上層の荷重増加による瞬時変形やクリープ変形などによって、高密度の状態へと変化して行くものと考えられる。この密度増加は堆積物の粒度分布等に左右されるが、今回の試験結果からは深さ方向への密度増加の程度は小さく、深度500～600m程度の深部堆積地盤の密度変化は小さいと言えよう。

袖ヶ浦、鹿島両地点の比重の値は、我が国における土の最も一般的な値であり、また堆積材料を構成する鉱物が深さ方向にほとんど変化していないと言える。

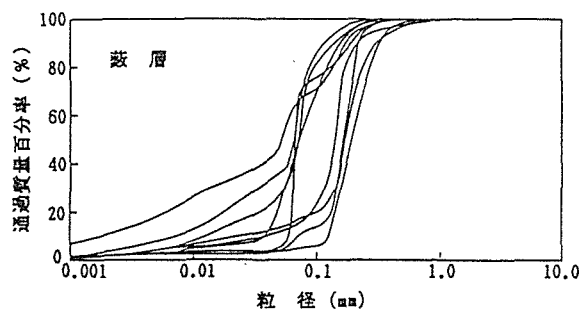
自然含水比 w_n について両地点の深度50mから最深部までを調べてみると、袖ヶ浦地点では32%から28%へ、一方の鹿島地点では40%から35%へと減少している。この w_n の深度方向への減少は、前述の密度変化に対応している。また、鹿島地点の w_n の値が袖ヶ浦地点のそれより大きい理由は、細粒分含有率の差異によるものと考えられる。



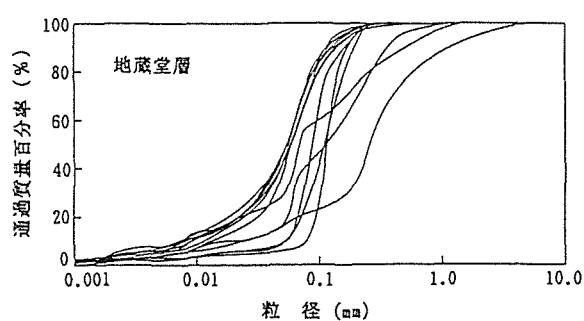
(a) 清川層 (下総層群, 深度31.25~56.80m)



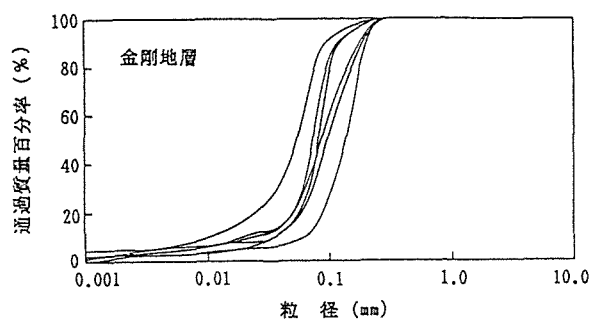
(b) 上泉層 (下総層群, 深度56.80~95.50m)



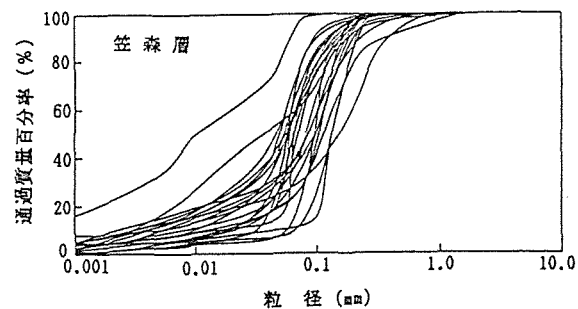
(c) 藪層 (下総層群, 深度95.50~190.45m)



(d) 地藏堂層 (下総層群, 深度190.45~307.36m)



(e) 金剛地層 (上総層群, 深度307.36~378.10m)



(f) 笠森層 (上総層群, 深度378.10~600.00m)

図2.3-3 袖ヶ浦地点における粒径加積曲線

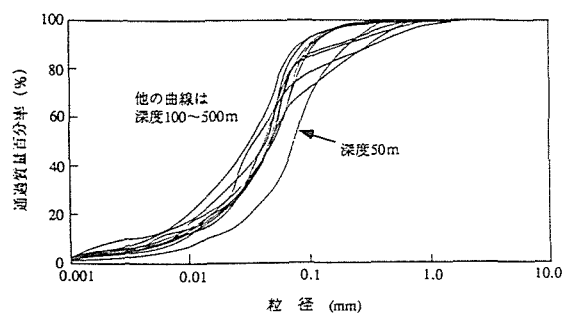


図2.3-4 鹿島地点における粒径加積曲線
(上総層群, 深度50~500m)

2.3.2 力学特性

(1) 圧密試験

両地点における圧密降伏応力 P_c' 、過圧密比OCRおよび圧縮指数 C_c の深度分布を、図2.3-5、図2.3-6にそれぞれ示す。なお、図2.3-5および図2.3-6の中の点線は、最小自乗法により求めたものである。また、 P_c' の算出には、Casagrandeの方法を用いた。最初に、両地点の P_c' について見ると、全体的には深度が大きくなるにつれて P_c' が増加する傾向が見られる。しかし、鹿島地点における P_c' の深度分布が比較的直線的に増加しているのに対し、袖ヶ浦地点の P_c' のばらつきはやや大きい。また、深度200m以浅では、 P_c' がそれより深よりも大きく、 P_c' が一定値であるかのように見える。これは、鹿島地点に比較して袖ヶ浦地点の地盤は、粒度構成が深さ方向に複雑に変化していることや堆積環境が複雑であるためと考えられる。

次に、OCRの値について調べてみよう。両地点共に深度が大きくなるに連れて双曲線的に減少する傾向が見られ、深度200m以深ではOCRの値がほぼ2の、軽く過圧密な状態にあることがわかる。なお、大阪湾泉州沖で採取された海底面から深度400mまでの洪積粘土の圧密試験結果^{2.6)}によれば、洪積粘土のOCRは1.0～1.5の範囲にあり、正規圧密から軽い過圧密の状態にあることが報告されている。袖ヶ浦、鹿島両地点のOCRおよび P_c' の深度分布に関する考察は、次の第3章において詳述することにする。

最後の C_c については、 P_c' の深度分布と同様の傾向が見られる。すなわち、鹿島地点では深度が大きくなると共に C_c が直線的な増加傾向にあるのに対し、袖ヶ浦地点の C_c は全体的に深度に対し増加傾向が見られるものの、ばらつきが比較的大きい。

以上のように、両地点において P_c' 、OCRおよび C_c が、深度500～600mの大深度地盤に対しても直線的もしくは双曲線的な変化を大略示すことがわかった。これは、このような大深度地盤を大局的に見ると、均質な地盤が堆積した場合の圧密特性の深度分布を呈することを示すと考えられる。

(2) 三軸圧縮試験

両地点における軸差応力($\sigma_1 - \sigma_3$)および間隙水圧 u と軸ひずみ ϵ_1 関係について、代表例として図2.3-7および図2.3-8を示す。なお、今回の試験で使用した供試体の間隙圧係数 B の値は、すべて95%以上であった。

一方、両地点の有効応力経路を、それぞれ図2.3-9および図2.3-10に示す。ここで、図中に示された黒い丸印(\bullet)は、軸ひずみが15%を示した時の応力状態である。

これらの図より、以下のことが言える。

- ① 応力～ひずみ曲線を見ると、両地点共に拘束圧の増大に伴って最大強度、残留強度および変形係数が大きくなっている。しかし、鹿島地点では例えば図2.3-8(b)のように拘束圧の増大に伴って、応力～ひずみ曲線が顕著なひずみ硬化～軟化型からゆるやかなひずみ硬化～軟化型へと変化するのに対し、袖ヶ浦地点では例えば図2.3-7(b)のよ

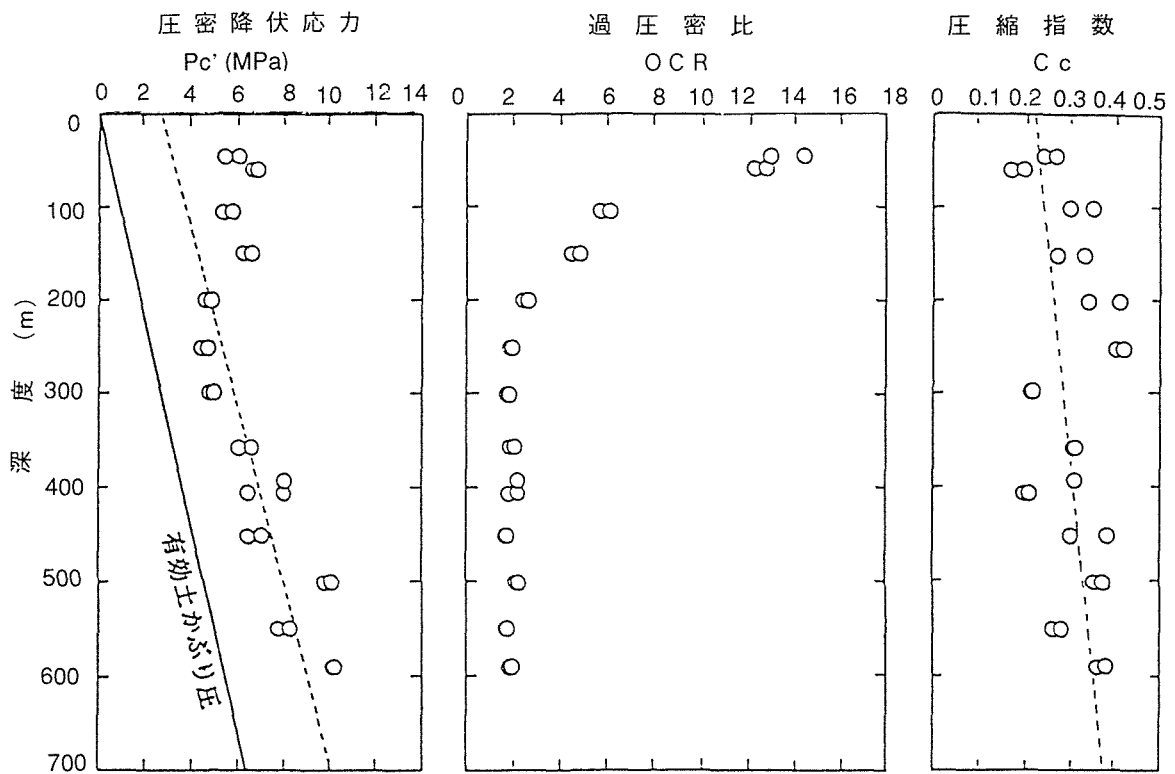


図2.3-5 圧密定数の深度分布(袖ヶ浦地点)

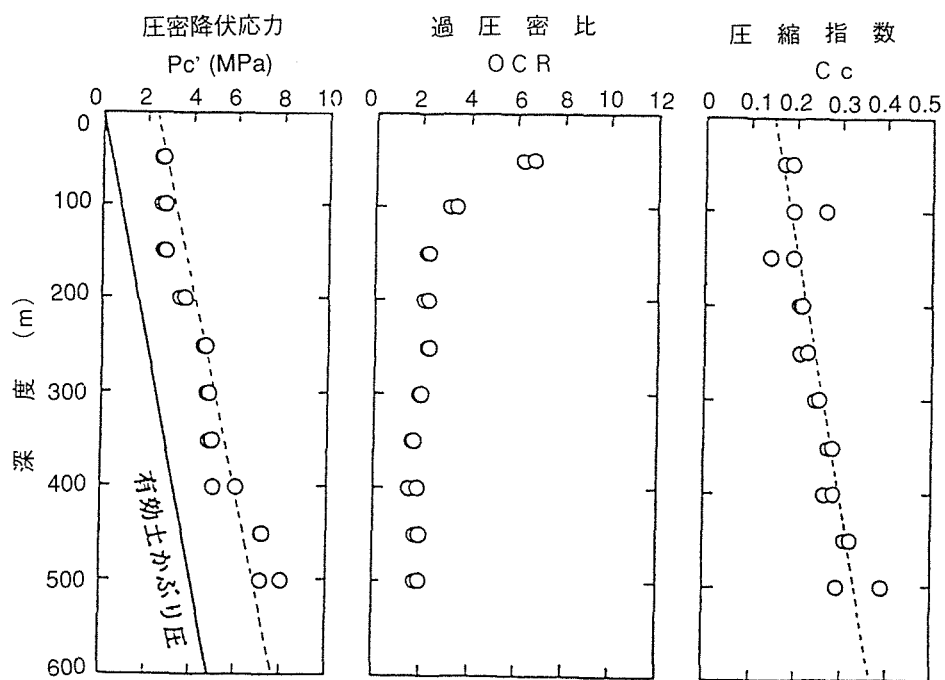


図2.3-6 圧密定数の深度分布(鹿島地点)

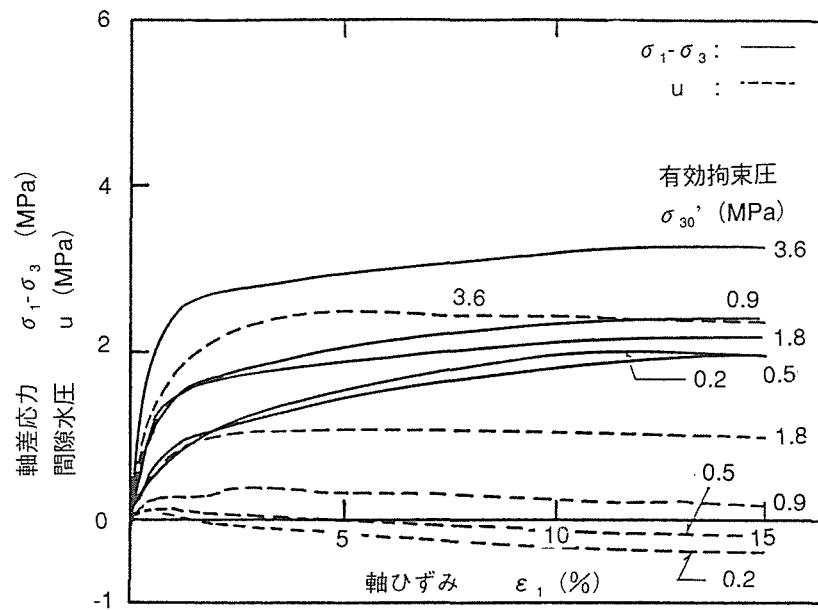


図2.3-7(a) 応力～ひずみ～間隙水圧関係(袖ヶ浦地点, 深度100m, 有効土かぶり圧0.9MPa)

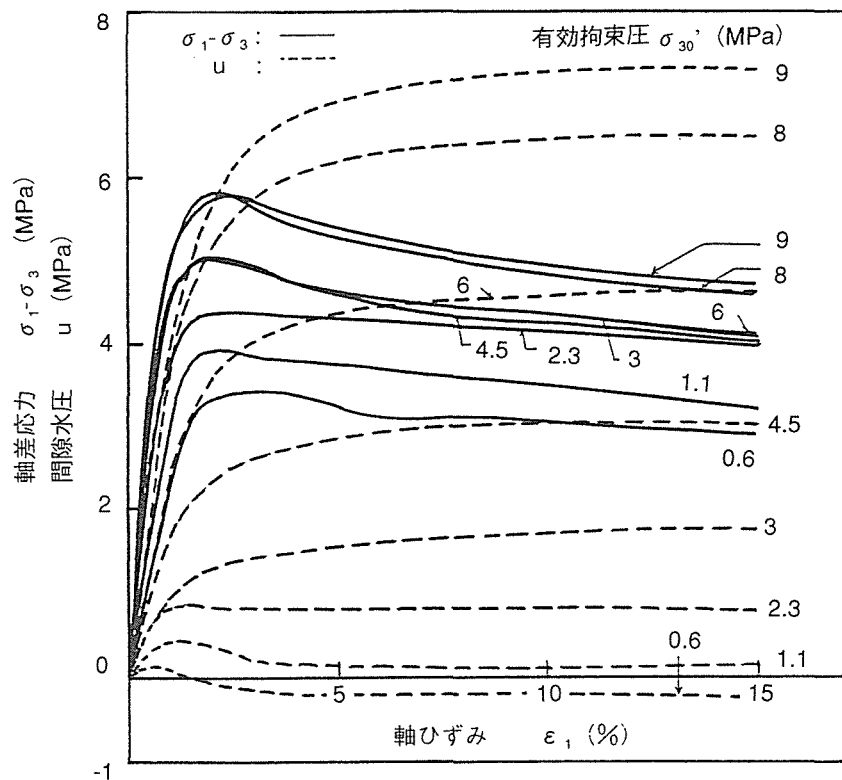


図2.3-7(b) 応力～ひずみ～間隙水圧関係(袖ヶ浦地点, 深度500m, 有効土かぶり圧4.5MPa)

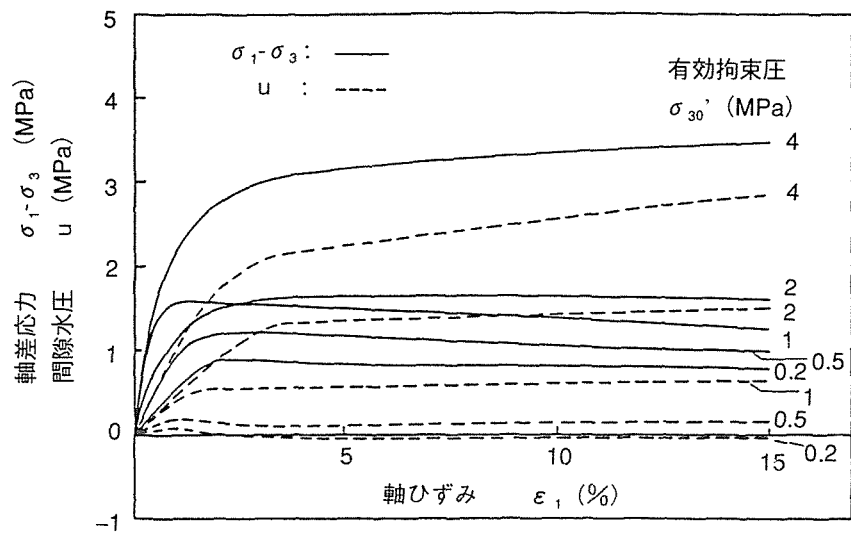


図2.3-8(a) 応力～ひずみ～間隙水圧関係(鹿島地点,
深度100m, 有効土かぶり圧0.8MPa)

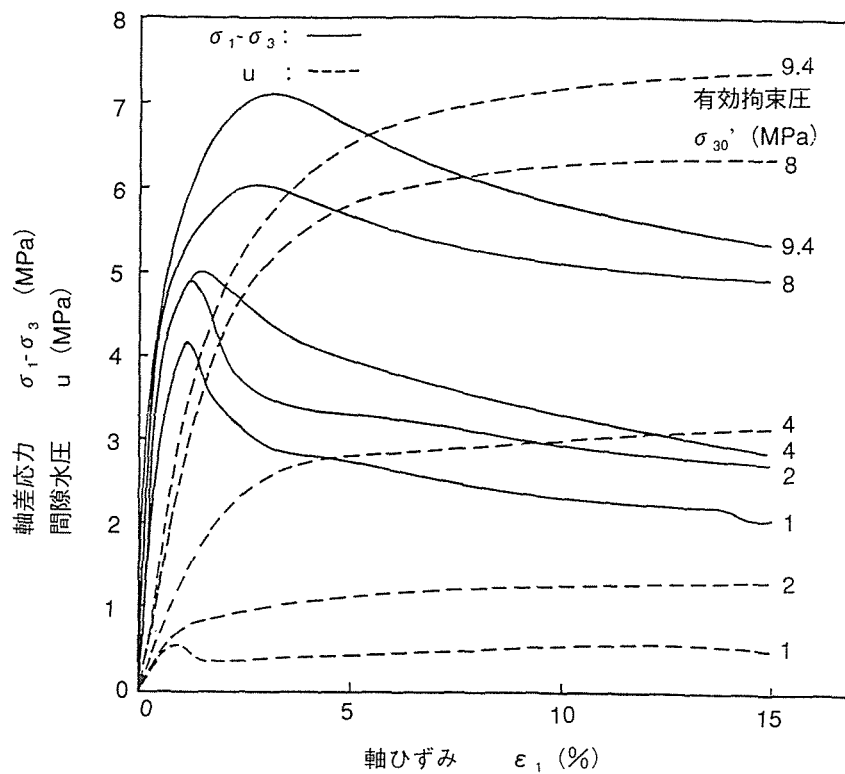


図2.3-8(b) 応力～ひずみ～間隙水圧関係(鹿島地点,
深度500m, 有効土かぶり圧4.0MPa)

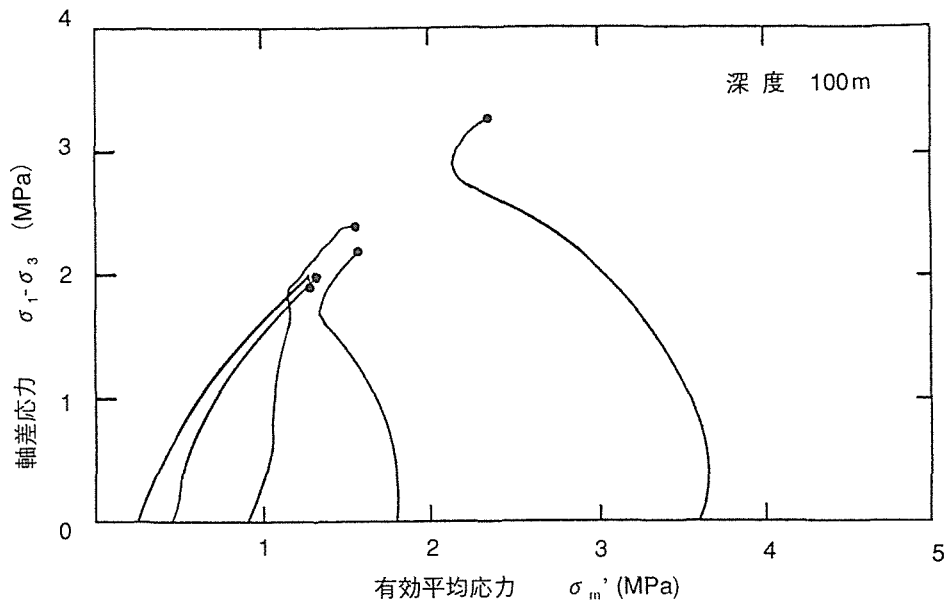


図2.3-9(a) 有効応力経路(袖ヶ浦地点, 深度100m,
有効土かぶり圧0.9MPa)

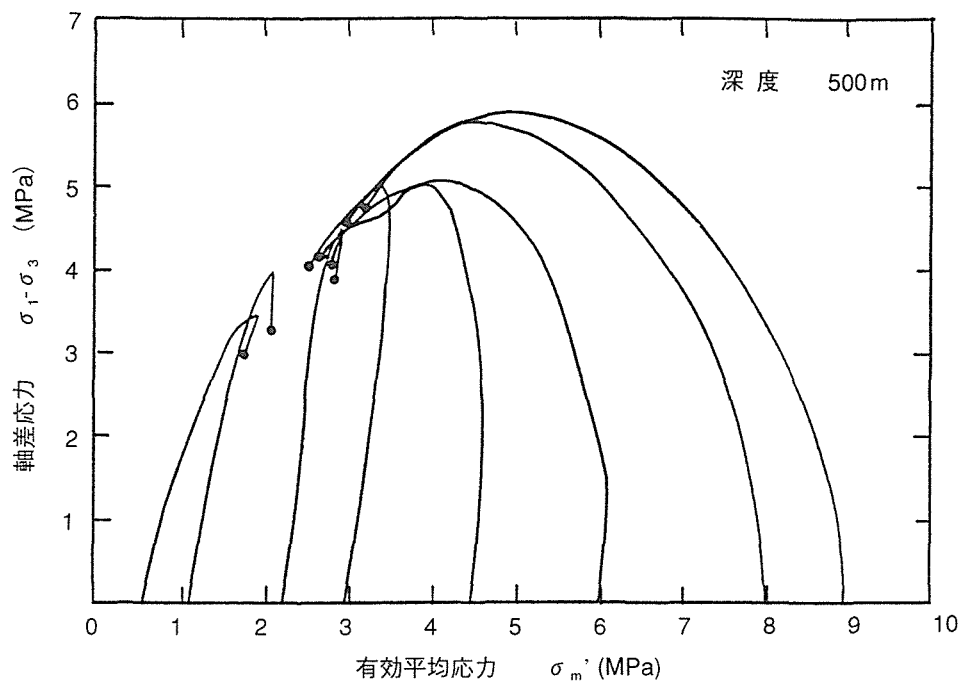


図2.3-9(b) 有効応力経路(袖ヶ浦地点, 深度500m,
有効土かぶり圧4.5MPa)

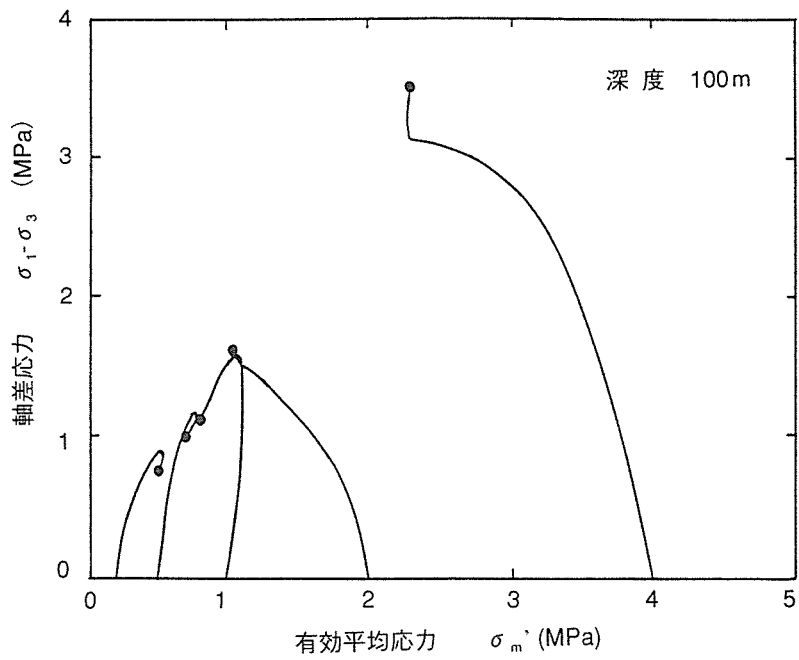


図2.3-10(a) 有効応力経路(鹿島地点, 深度100m,
有効土かぶり圧0.8MPa)

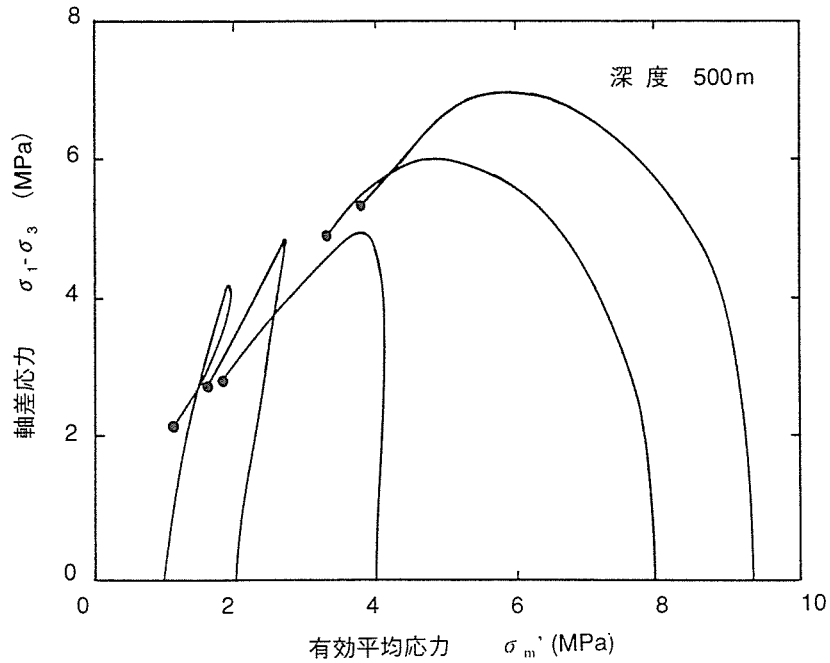


図2.3-10(b) 有効応力経路(鹿島地点, 深度500m,
有効土かぶり圧4.0MPa)

うに曲線形状の変化の仕方が拘束圧にあまり影響されていない。

②過圧密領域(有効拘束圧 $\sigma_{30}' < P_c'$)における破壊ひずみ ε_f は、例えば図2.3-8(b)に示すように鹿島地点において若干の拘束圧依存性が認められるものの、全体的には両地点共に1~2%と考えることができる。また深さ方向に対しても、 ε_f はほとんど変化していない。

③有効土かぶり圧相当の拘束圧下(OCRが約2程度)よりせん断を開始した有効応力経路は、例えば図2.3-10(b)のように、せん断初期において σ_{30}' 軸に対してほぼ垂直に上昇して行き、その後も弾性的にほぼ真っ直ぐに上がって行く(ダイレイタンスがゼロ)傾向が見られる。

④ひずみ軟化を示す有効土かぶり圧以下の有効応力経路の場合、両地点共に試料が深くなるにつれて軟化の程度(脆性の度合い)が大きくなる傾向が見られる。言い換えると、ひずみ軟化現象は下総層群ではあまり顕著に見られないが、その下位の上総層群では比較的明瞭に確認することができる(図2.3-9参照)。また、上総層群の中でも地層が古いものほど、軟化の程度が大きくなっている(図2.3-10参照)。

最後に、両地点における主な力学定数の深度分布を、まとめて図2.3-11および図2.3-12にそれぞれ示す。図中の C_u は、原位置の有効土かぶり圧下における非排水三軸圧縮強度であり、ここでは最大強度発揮時の軸差応力の半分として算出した。両地点共に、深度方向に直線的に増加する傾向が認められる。ここで、両地点の深度50m以深における C_u (MPa)と深度 h (m)との関係式を最小自乗法により算出したところ、それぞれ次のような直線式が得られた。

$$C_u = 0.810 + 0.00306 \cdot h \quad (\text{袖ヶ浦地点}) \quad (2-1)$$

$$C_u = 0.211 + 0.00446 \cdot h \quad (\text{鹿島地点}) \quad (2-2)$$

式(2-1)、(2-2)より、 C_u は深度が100m増すごとに、およそ0.3~0.4MPa程度大きくなると推定される。なお、一般の正規圧密状態にある粘性土の場合には、 C_u/p' がほぼ0.20~0.45の範囲の値を取るものが多いことが報告^{2,7)}されている。ここで、この正規圧密状態にある粘性土の C_u/p' の値を用いて、正規圧密状態にある袖ヶ浦、鹿島両地点の C_u と h の関係式を試算してみよう。正規圧密状態にある粘性土の C_u と h の関係式については、水中単位体積重量 γ_t' を 5kN/m^3 と仮定すると、

$$C_u/p' = C_u/(\gamma_t' \cdot h) = C_u/(0.005 \cdot h) = 0.20 \sim 0.45$$

$$\therefore C_u = (0.00100 \sim 0.00225) \cdot h \quad (\text{粘性土})$$

と算出される。同様にして、両地点を正規圧密地盤と仮定した場合の C_u と h の関係式については、両地点の γ_t' を袖ヶ浦地点で 9kN/m^3 、鹿島地点で 8kN/m^3 とすれば、

$$C_u/p' = C_u/(\gamma_t' \cdot h) = C_u/((0.009 \sim 0.008) \cdot h) = 0.20 \sim 0.45$$

$$\therefore C_u = (0.00180 \sim 0.00405) \cdot h \quad (\text{袖ヶ浦地点})$$

$$C_u = (0.00160 \sim 0.00360) \cdot h \quad (\text{鹿島地点})$$

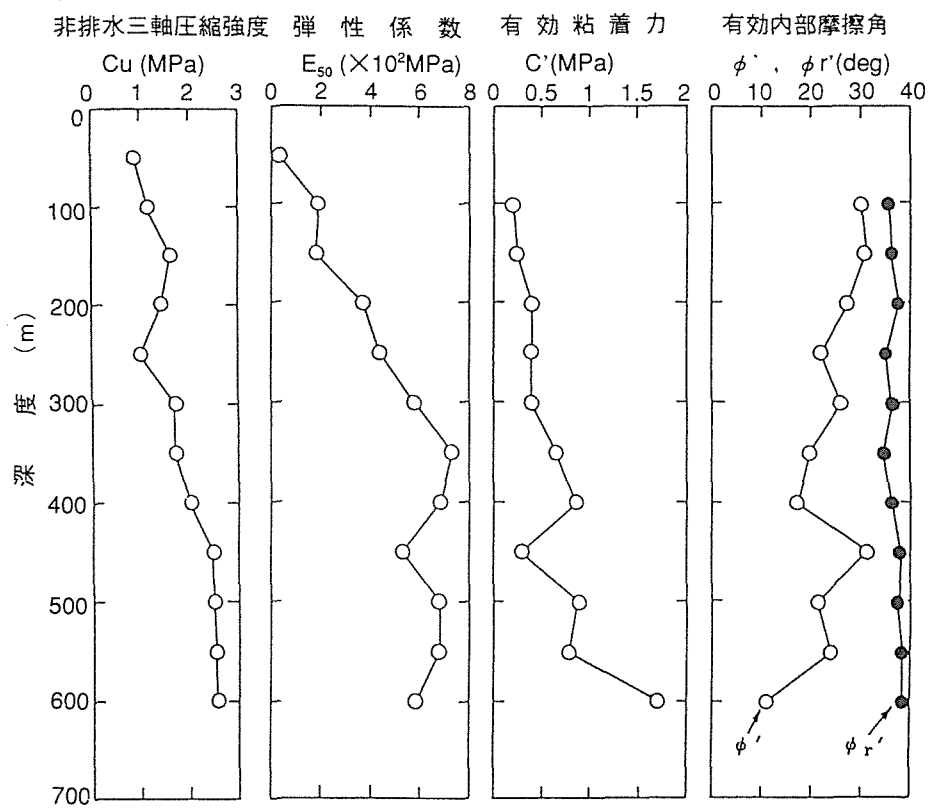


図2.3-11 力学定数の深度分布(袖ヶ浦地点)

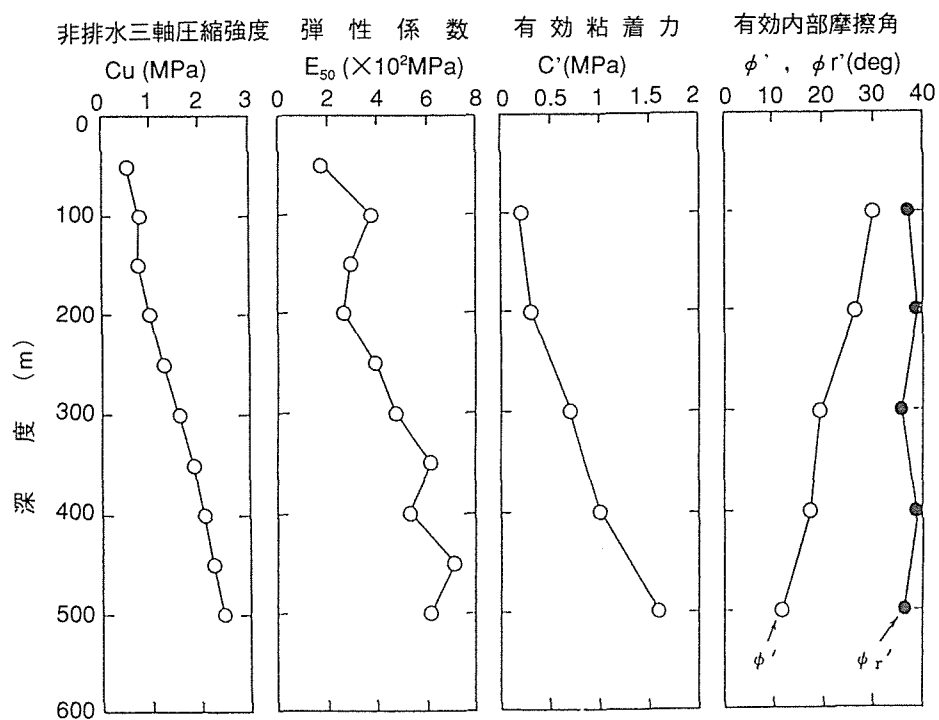


図2.3-12 力学定数の深度分布(鹿島地点)

と、それぞれ試算される。これらの両地点の C_u と h の関係式と、式(2-1)、(2-2)との違いは、浸食などによる圧密圧力の除荷やセメンテーションなどによるものと推定されるが、その詳細については次の第3章において考察を行うこととする。

応力～ひずみ曲線上の C_u の点と原点を結ぶ割線の弾性係数 E_{50} については、袖ヶ浦地点の深度350m以深ではほぼ一定値を示しているものの、全体的には両地点共に深度方向に増加する傾向にある。 C_u の場合と同様にして深度50m以深における両地点の E_{50} の深度分布を直線と見なし、最小自乗法により E_{50} (MPa)～ h (m)関係を求めると次のような関係式が得られる。

$$E_{50}=110+1.09 \cdot h \quad (\text{袖ヶ浦地点}) \quad (2-3)$$

$$E_{50}=160+1.02 \cdot h \quad (\text{鹿島地点}) \quad (2-4)$$

式(2-3)、(2-4)より、 E_{50} は深度が100m増すごとに、およそ100～110MPa程度大きくなると言える。

c' 、 ϕ' は、過圧密領域における有効粘着力と有効内部摩擦角である。深度が大きくなるにつれて、両地点ともに c' は増加、一方の ϕ' は減少の傾向が見られる。 ϕ_r' は、残留強度発揮時の有効内部摩擦角であり、残留状態時($\varepsilon_1=15\%$)の有効粘着力 c_r' を $c_r'=0$ として算出している。この ϕ_r' は、深度方向にほぼ一定であり、 $\phi_r' \div 36 \sim 38^\circ$ である。

なお、本節で得られた非排水三軸圧縮強度は、原位置の地盤の強度特性を求めることを目的とし、原地盤内の応力～ひずみの履歴とせん断時の条件を簡略化してかつ標準化した試験によるものである。したがって、この試験結果から非排水せん断強度を決定し、実際のCAES空洞の安定解析などの問題に適用する際には、例えば粘性土の非排水せん断強度の決定法を参考にして、試料の乱れ、強度異方性、ひずみ速度、軸対象条件と平面ひずみ条件の違い、等方圧密と異方圧密の違い、進行性破壊などによる影響について十分考慮する必要がある、今後の検討課題である。

2. 4 強度増加率と過圧密比の関係

一般に、正規圧密状態の粘性土の C_u/p' の値は、圧密圧力の大きさによらずほぼ一定であるとされている。Mayne^{2.7)}は、世界各国で実施された96種類の粘性土(一部シルトを含む)の正規圧密および過圧密状態における C_u/p' 値について調べているが、それによると正規圧密状態の C_u/p' 値がほぼ0.20～0.45の範囲の値を取るものが多い。

一方、過圧密状態の粘性土の場合、 C_u/p' はOCRによって変化し、OCRが大きくなるにつれて C_u/p' は大きな値を示す。例えば、Mitachi and Kitago^{2.8)}は、過圧密状態の粘性土の C_u/p' とOCRの関係図を直線で示したが、その図中の曲線の傾き β の値は0.81～0.86で示されている。また、Mayne^{2.7)}が調べた96種類の粘性土の場合では $\beta=0.2 \sim 0.9$ とかなり広範囲に分布し、そのほとんどが $\beta=0.7 \sim 0.8$ 付近に存在している。

図2.4-1に、有効土かぶり圧を圧密圧力として求めた C_u/p' の深度分布をOCRで整理した時の、袖ヶ浦、鹿島両地点における C_u/p' －OCR関係を示す。この図より、両地点における C_u/p' －OCR関係は過圧密状態の粘性土の場合と同様、両対数紙上で次のような直線式で概ね表現できる。

$$(C_u/p')_{oc} = (C_u/p')_{nc} \cdot (OCR)^\beta \quad (2-5)$$

ここで、 $(C_u/p')_{oc}$ 、 $(C_u/p')_{nc}$ は、それぞれ過圧密状態および正規圧密状態における強度増加率を示しており、また β は実験定数である。

次に、地盤材料の深度方向への変化の程度を知るため、同じ深度の試料を用いてOCRを変化させた場合の C_u/p' －OCR関係について調べてみよう。この関係を両地点についてまとめたものを表2.4-1に示す。式(2-5)における $(C_u/p')_{nc}$ については、袖ヶ浦地点で0.255～0.552(平均0.341)、鹿島地点で0.344～0.406(平均0.378)となっている。また、袖ヶ浦地点での値のばらつきが大きいのに対し、鹿島地点ではほぼ一定値を示している。これは前述したように、前者の物理特性が深度方向に少し変化しているのに対し、後者は比較的一様となっていることに対応している。一方、 β については、袖ヶ浦地点で0.698～0.984(平均0.826)、鹿島地点で0.670～0.878(平均0.768)である。この β については、 $1 - C_e/C_c$ (C_e 、 C_c は、それぞれ膨潤指数、圧縮指数)に近似できることが報告^{2.7),2.8)}されている。同一試料に対しては $\beta = 1 - C_e/C_c$ なる関係を示すようであるが、この表より明らかなように、今回対象とした大深度軟岩地盤に関しては、実験から求めた β は $1 - C_e/C_c$ よりも1～2割程度小さい値を示すようである。

以上のように、これまで粘性土で用いられてきた関係式(2-5)が大深度軟岩地盤に対しても大略適用でき、次の第3章で述べる大深度軟岩地盤の圧密・強度特性推定式の誘導に用いることにする。

2. 5 本章の結論

本章で得られた主な知見をまとめると、以下の通りである。

- (1)圧密特性では、圧密降伏応力が深度方向にほぼ直線的に増加し、両地点の大深度軟岩地盤が過圧密状態にあること、また深度200m以深の過圧密比は2程度に収束し、軽く過圧密された状態にあることがわかった。
- (2)強度特性については、非排水三軸圧縮強度が深度方向にほぼ直線的に増加して行くが、強度増加率は深度方向に双曲線的な減少傾向があることがわかった。また、強度増加率と過圧密比の関係については、これらが両対数紙上で直線関係にあることがわかった。

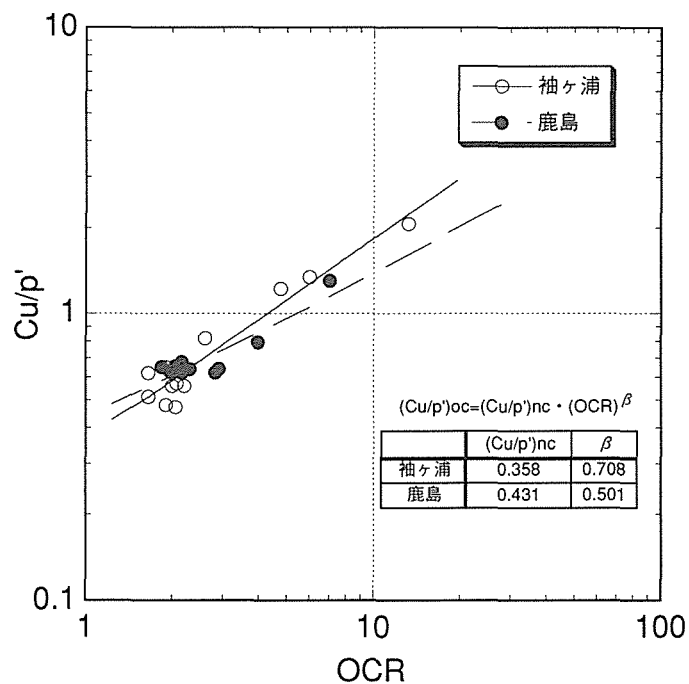


図2.4-1 有効土かぶり圧相当の圧力で圧密した時の、
非排水三軸圧縮強度と圧密圧力の比 Cu/p' の
OCRによる整理

表2.4-1 Cu/p' とOCRの関係

	深度 (m)	C_c	C_e	$(C_u/p')_{nc}$	β	$1 - C_e/C_c$
袖ヶ浦 地 点	50	0.220	0.011	0.552	0.698	0.950
	100	0.325	0.024	0.277	0.844	0.926
	150	0.300	0.017	0.345	0.797	0.943
	200	0.375	0.017	0.322	0.984	0.955
	250	0.410	0.017	0.288	0.799	0.959
	300	0.220	0.021	0.381	0.731	0.905
	350	0.310	0.016	0.255	0.963	0.948
	400	0.240	0.015	0.298	0.821	0.938
	450	0.340	0.024	0.383	0.845	0.929
	500	0.360	0.007	0.299	0.814	0.981
	550	0.270	0.027	0.356	0.817	0.900
	600	0.370	0.012	0.339	0.804	0.968
平均値		0.312	0.017	0.341	0.826	0.942
鹿島地点	100	0.225	0.020	0.344	0.732	0.911
	200	0.210	0.014	0.383	0.669	0.933
	300	0.245	0.014	0.397	0.760	0.943
	400	0.270	0.016	0.406	0.800	0.941
	500	0.340	0.015	0.362	0.878	0.956
平均値		0.258	0.016	0.378	0.768	0.937

参考文献

- 2.1) 藤原義一，西 好一，池見元宣，川崎 了，吉田保夫，国生剛治：軟岩CAESのための都市近郊大深度地盤の力学特性の解明－ボーリング孔を利用した原位置調査・試験－，電力中央研究所報告，1992年.
- 2.2) 川崎 了，西 好一，藤原義一，岡本敏郎：圧縮空気 貯蔵のための大深度軟岩盤の力学的特性の解明－不攪乱試料を用いた室内試験による物性評価－，電力中央研究所報告，1993年.
- 2.3) 徳橋秀一，遠藤秀典：姉崎地域の地質，地域地質研究報告(5万分の1図幅)，地質調査所，pp.1～136，1984.
- 2.4) 川崎 了，西 好一，笹田麻純：定ひずみ速度圧密試験法の堆積軟岩への適用，第27回土質工学研究発表会，pp.1231～1232，1992.
- 2.5) 三梨 昂，奈須紀幸，楡井 久ほか：東京湾とその周辺地域の地質，特殊地域図(20)，10万分の1，地質説明書，地質調査所，pp.1～91，1979.
- 2.6) 土田 孝：三軸試験による自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究，港湾技研資料，No.688，pp.90～95，1990.
- 2.7) Mayne, P.W. : Cam-Clay Prediction of Undrained Strength, Proc. ASCE, Vol.106, GT11, pp.1219～1242, 1980.
- 2.8) Mitachi, T. and Kitago, S. : Change in Undrained Shear Strength Characteristics of Saturated Remolded Clay due to Swelling, Soil and Foundation, Vol.16, No.1, pp.45～58, 1976.

第3章 圧密履歴を考慮した大深度軟岩の力学特性に関する考察

3. 1 概説

本章では、地質学的な地殻変動履歴を考慮することにより、第2章において得られた大深度軟岩の圧密および強度特性の深度分布を表現できる近似式について誘導し、その適用性について検討した結果を述べる。

3. 2 堆積地盤の隆起・浸食と過圧密地盤

第2章より明らかなように、袖ヶ浦、鹿島両地点の大深度地盤は軽く過圧密な状態にある。地盤が過圧密状態にある、すなわち有効土かぶり圧よりも圧密降伏応力の方が大きい理由としてはいくつかあるが、一般には以下の2つが主なものとして考えられている。

①圧密圧力の変化(除荷)によるもの(浸食、地下水位変動など)

②圧密圧力の変化(除荷)によらないもの(セメンテーション、2次圧密など)

特に②の理由のみによる過圧密地盤は、過去に圧密圧力の変化がないにもかかわらず、①の理由による過圧密地盤と同様の挙動を示すことから、疑似過圧密状態(または見かけの過圧密状態)にあるといわれている。両地点が過圧密地盤である理由は、これら①、②の双方が原因となっているためと推定されるが、これらがどのような割合で地盤の力学特性に影響を及ぼしてきたのかを定量的に知るのは非常に困難である。

一方、Parry and Wroth^{3.1)}によれば、圧密降伏応力 P_c' の深度分布の形状によって地盤が過圧密状態を示す原因が①、②のいずれであるのかを判定できると報告している。すなわち、 P_c' と有効土かぶり圧 σ_v' の深度分布が平行になっていれば①の応力履歴による過圧密状態とし、 P_c' の深度方向への増加率が σ_v' のそれよりも大きい場合は②の年代効果による疑似過圧密状態とするのである。この考え方によれば、袖ヶ浦地点の深度200m以浅において若干傾向が異なるものの、全体的には両地点は主に①の理由によって過圧密状態になっているとすることができる(図2.3-5、図2.3-6参照)。

ここでは以上の考え方を踏襲し、①の原因のみによって両地点の地盤が過圧密状態になったと仮定することによって、両地点の過圧密地盤の力学的特性、その中でも特にOCRと C_u/p' の深度分布の形状について検討する。

3. 3 大深度地盤の圧密・強度特性の近似式の誘導

ここでは、両地点の地盤が過圧密状態になった理由を浸食によるものと考え、浸食によって削り取られた層厚 Z_1 を仮定してOCRおよび C_u/p' の深度分布の近似式を誘導し、同式と

実験結果との対応およびその時の浸食量について考察する。まず、近似式の誘導に先立ち、ここでは式の形を簡単にするために以下のような仮定を設ける。

①地盤の単位体積重量は、深度方向に一定とする。

②地下水位は、浸食作用を受ける前後に関わらず常に地表面に存在する。

3.3.1 圧密特性

最初に、 P_c' の深度分布について考える。図3.3-1は、地盤が浸食作用を受ける前後における σ_v' と P_c' の深度分布の変化を模式的に示したものである。同図(a)は、浸食作用を受ける前に厚さ Z_1 が堆積した地盤であり、正規圧密地盤($\sigma_v' = P_c'$)である。圧密が終了した後、この地盤は地殻の変動によって隆起し、その間に Z_1 に相当する地盤の浸食作用を受けるとする。その結果、地盤は Z_1 分に相当する σ_v' が除荷され、同図(b)に示される過圧密地盤となる。ここで、現在すなわち浸食後の地表面からの深度を Z とすると、同図中における σ_v' 、 P_c' はそれぞれ次式で表される。

$$\sigma_v' = (\gamma_t - \gamma_w) \cdot Z \quad (3-1)$$

$$P_c' = (\gamma_t - \gamma_w) \cdot (Z + Z_1) \quad (3-2)$$

ここに、 γ_t および γ_w はそれぞれ湿潤地盤および水の単位体積重量である。式(3-1)、(3-2)よりOCRを算出すると次式を得る。

$$OCR = P_c' / \sigma_v' = (Z + Z_1) / Z \quad (3-3)$$

この式(3-3)における変数 Z_1 について、両地点共に $Z_1 = 50, 200, 500\text{m}$ の3種類を設定し、同式と両地点の試験結果との比較を試みた。その結果を図3.3-2、図3.3-3にそれぞれ示す。両図よりわかるように、袖ヶ浦地点では $Z_1 = 500\text{m}$ 、鹿島地点では $Z_1 = 200\text{m}$ とすれば試験結果と近似式は比較的良い一致を示す傾向が見られる。次に重要となってくるのは Z_1 の値を推定することであり、これに関しては後述する。

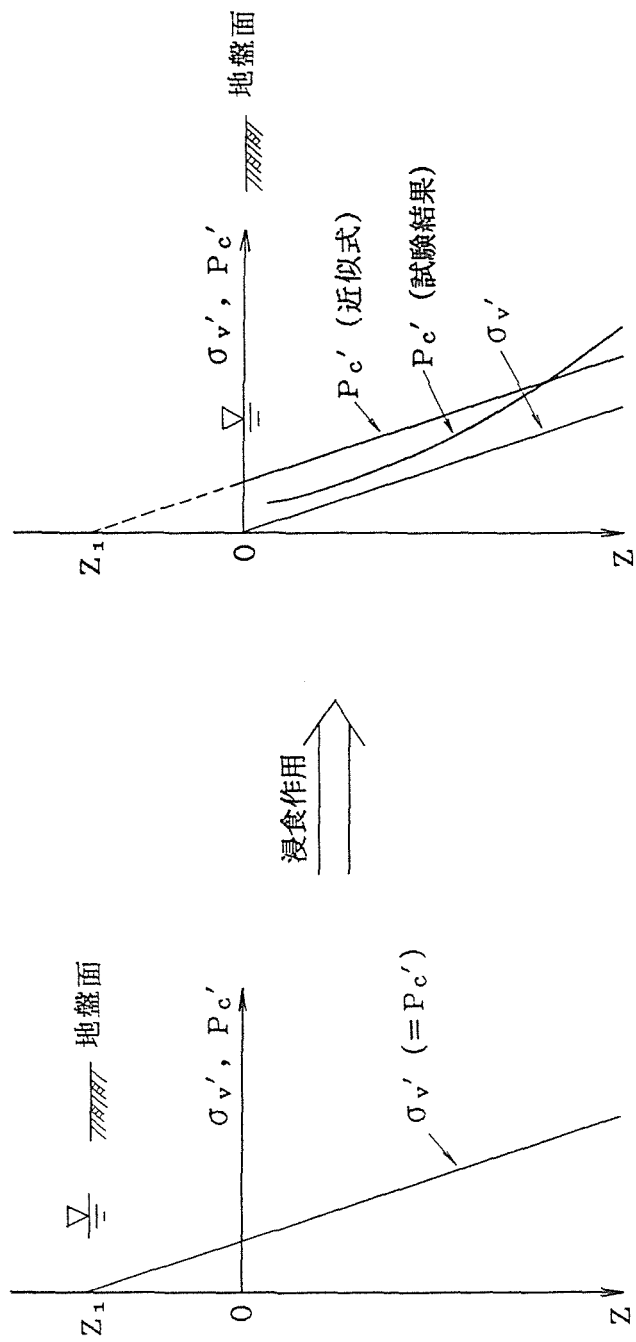
3.3.2 強度特性

次に、 C_u の深度分布について考える。図3.3-4は、浸食作用の前後における C_u の深度分布の変化について模式的に示している。すなわち、同図(a)のような $\sigma_v' (= P_c')$ の深度分布の時、地盤は正規圧密状態となっているので C_u は深さ方向に直線的に分布する。この浸食前の C_u の深度分布は次式で表現できる。

$$C_u = (C_u / p')_{nc} \cdot (1 + 2K_0) \sigma_v' / 3 \quad (3-4)$$

その後、地殻変動によって地盤全体が隆起し、 Z_1 に相当する表層地盤が浸食によって削り取られたと仮定する。この時、地盤は過圧密状態となるが、浸食による有効上載圧の除荷により地盤の C_u は浸食前より小さくなり、 C_u の深度分布は同図(b)のようになると考えられる。

現在すなわち浸食後の過圧密状態にある地盤の強度増加率 $(C_u / p')_{oc}$ は、式(2-5)、(3-3)



(a) 浸食前 (正規圧密地盤)

(b) 現在 (過圧密地盤)

図3.3-1 浸食作用の前後における σ_v' , P_c' の深度分布の変化

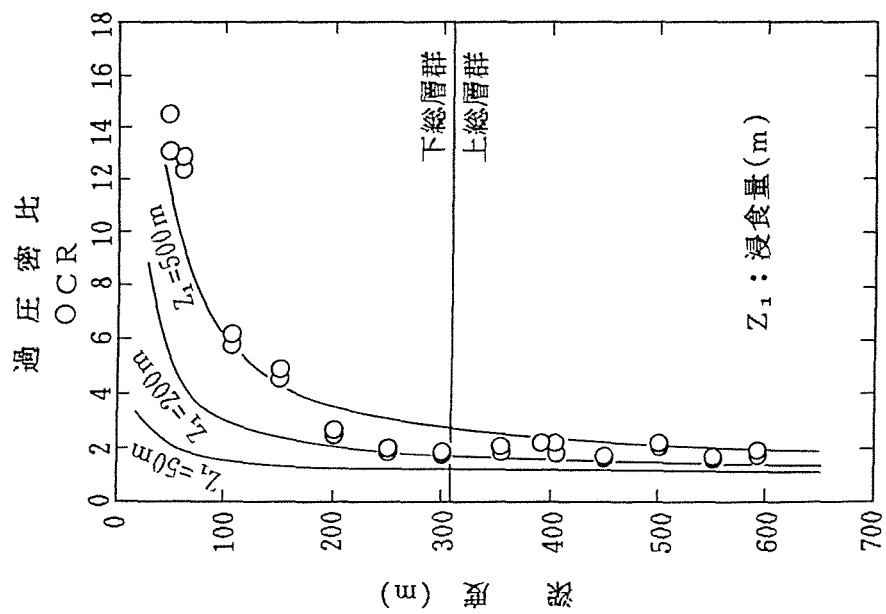


図3.3-2 実験値とOCRの近似式との比較(袖ヶ浦地点)

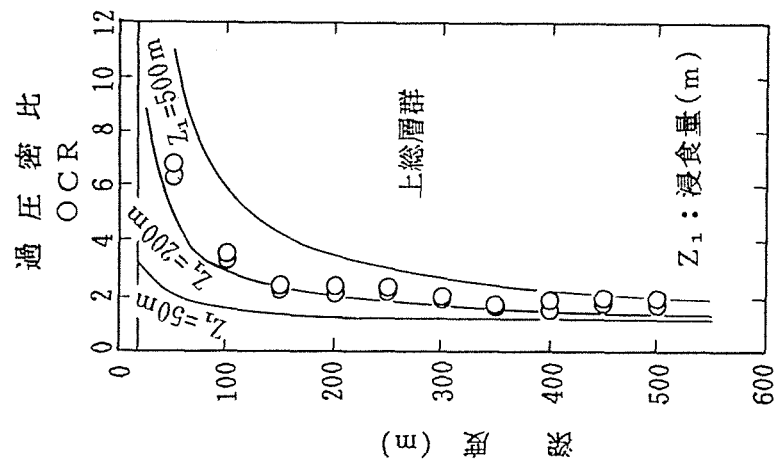
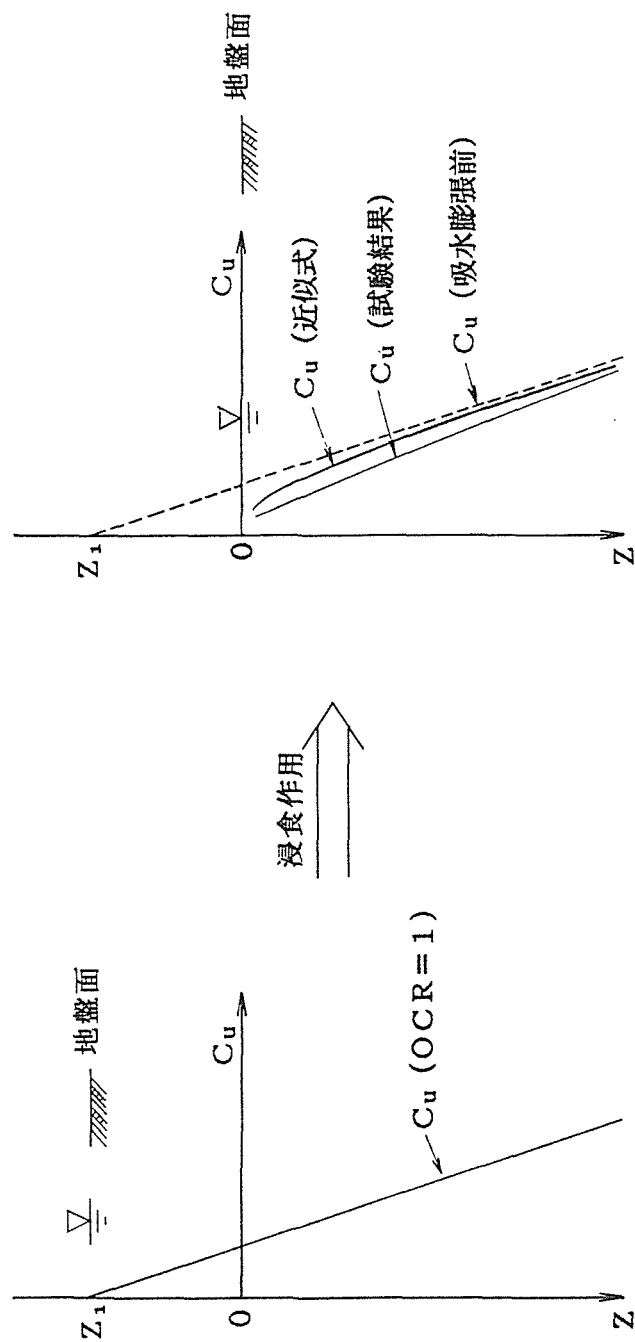


図3.3-3 実験値とOCRの近似式との比較(鹿島地点)



(a) 浸食前 (正規圧密地盤)

(b) 現在 (過圧密地盤)

図3.3-4 浸食作用の前後における c_u の深度分布の変化

より次式で表現できる。

$$(C_u/p')_{oc} = (C_u/p')_{nc} ((Z+Z_1)/Z)^\beta \quad (3-5)$$

式(3-5)における3つの定数である $(C_u/p')_{nc}$ 、 β および Z_1 に関しては、以下のように定める。即ち、 $(C_u/p')_{nc}$ と β については図2.4-1および表2.4-1に示された値の平均値を使用し、 $(C_u/p')_{nc}$ および β の値は袖ヶ浦でそれぞれ0.342、0.817、一方の鹿島地点で0.387、0.724とした。 Z_1 についてはOCRの近似式を検討した場合と同様にして、両地点共に $Z_1=50, 200, 500\text{m}$ の3種類を仮定した。図3.3-5および図3.3-6に、両地点における $(C_u/p')_{oc}$ の近似式と試験結果を比較したものを示す。前述したOCRにおける両者の対応関係と同様、 $(C_u/p')_{oc}$ に関しても袖ヶ浦地点では $Z_1=500\text{m}$ 、鹿島地点では $Z_1=200\text{m}$ とすれば試験結果と近似式は比較的良好な対応関係を示していると思われる。

3. 4 浸食量の推定

これまで示してきた圧密および強度特性の評価においては、上総層群あるいは下総層群の上部で層厚 Z_1 の浸食があった、と考えてきている。これについては地質学的な解明が必要であるが、浸食を裏付けるものとして不整合面の存在がある。地質学者によって意見の違いはあるが、両地点の不整合面として最も確かと思われるものは上総層群と下総層群の境界と、下総層群とその上位層の境界であり^{3,2)}、ここで示している地盤面と浸食面が一致しないことになる。両地点におけるこれらの境界については、袖ヶ浦地点の場合は深度10.60mと307.36mの2箇所、そして鹿島地点の場合は深度18.4mの1箇所に存在する。ただし、鹿島地点の場合は上部の洪積層が下総層群であるかどうか不明である。

そこで、今回の両地点のように浸食面と地盤面が一致しない場合の Z_1 については、以下のように考えれば説明できると思われる。例えば鹿島地点の P'_c およびOCRの近似式について考えてみる。前に示した図3.3-1(b)のように Z_1 に相当する地盤(例えば上総層群)が浸食を受け、その後に図3.3-7に示すように地盤全体が沈降して Z_2 に相当する地盤が浸食面上に堆積したと仮定する($Z_1 > Z_2$)。この時、 Z_2 に相当する地盤は正規圧密状態にあるが、それ以深の地盤は過圧密状態にある。この Z_2 以深の地盤の P'_c およびOCRの近似式は、それぞれ次式で表すことができる。

$$P'_c = (\gamma_t - \gamma_w) \cdot (Z + Z_1 - Z_2) \quad (Z_1 > Z_2) \quad (3-6)$$

$$\text{OCR} = (Z + Z_1 - Z_2)/Z \quad (Z_1 > Z_2) \quad (3-7)$$

同様にして、 $(C_u/p')_{oc}$ の近似式は次式で与えられる。

$$(C_u/p')_{oc} = (C_u/p')_{nc} \cdot ((Z + Z_1 - Z_2)/Z)^\beta \quad (Z_1 > Z_2) \quad (3-8)$$

式(3-3)と式(3-7)、式(3-5)と式(3-8)をそれぞれ比較するとわかるように、浸食面と地盤面が一致する場合の近似式である式(3-3)および式(3-5)は、一致しない場合の式(3-7)および式(3-8)において $Z_2=0$ としたものに等しい。

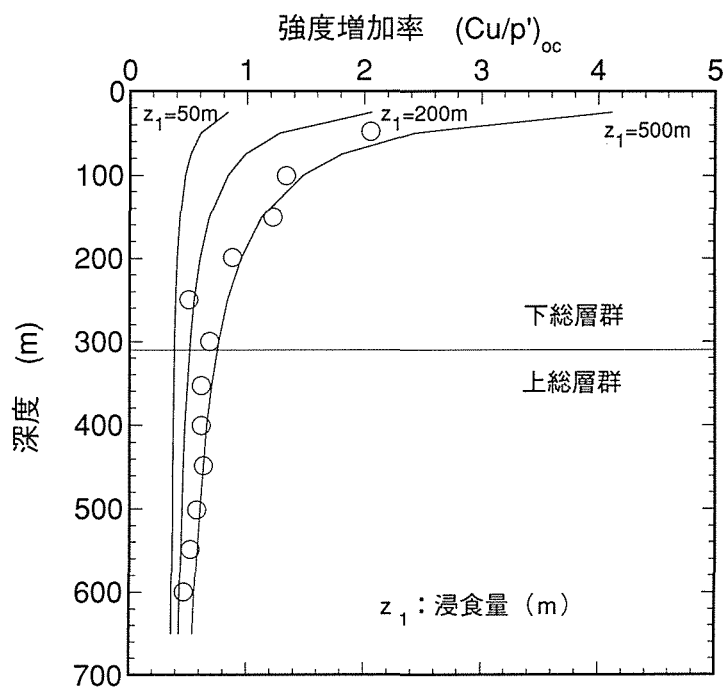


図3.3-5 実験値と C_u/p' の近似式との比較(袖ヶ浦地点)

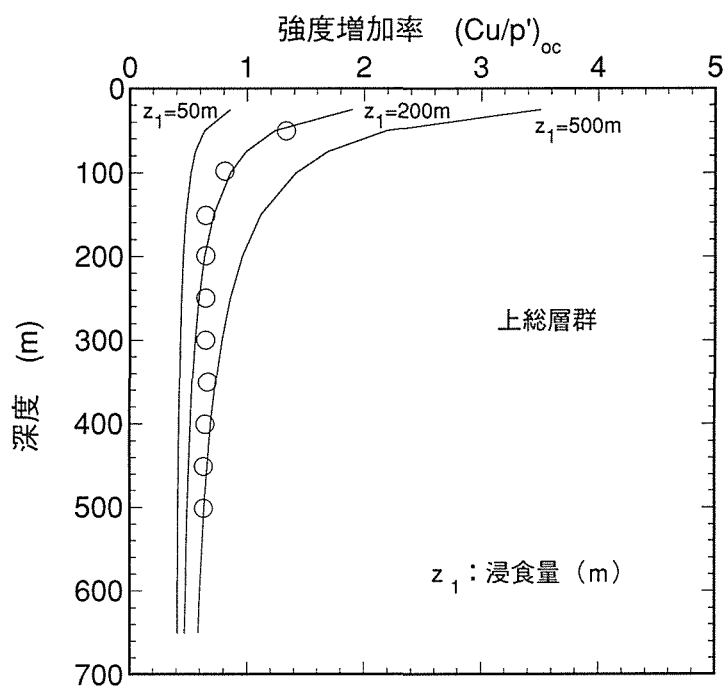


図3.3-6 実験値と C_u/p' の近似式との比較(鹿島地点)

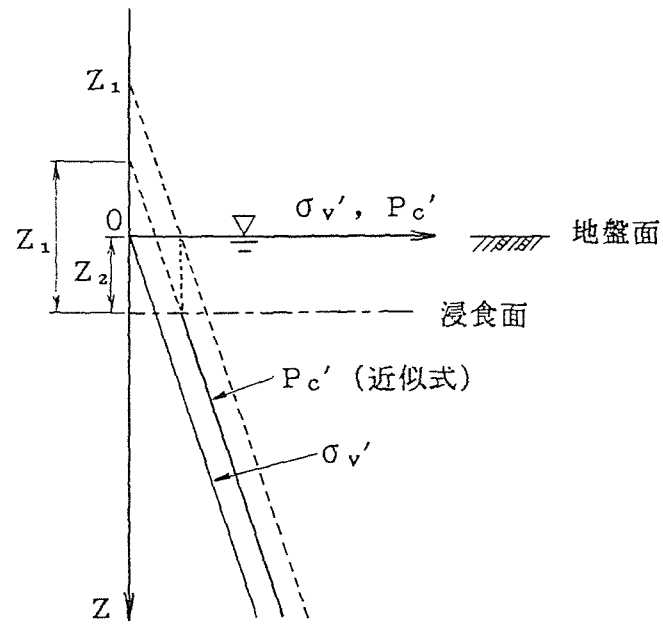


図3.3-7 浸食面が地盤面と一致しない場合における P_c' の近似式の考え方

一方、袖ヶ浦地点については2度の浸食作用を考える必要があるが、ここでは上総、下総の両層群を1つの同じ近似式で表現することとし、最も上位層における浸食作用によって過圧密状態にある大深度地盤の圧密・強度特性の深度分布が決定されると仮定すれば、先に鹿島地点の例で述べた式(3-6)～(3-8)は、 Z_1 を上総層群から下総層群へと置き換えることで説明が可能となる。

以上のことから、両地点における最上位の不整合面以浅の堆積層の厚さ Z_2 と、試験結果と近似式の対応関係が良好なのは、袖ヶ浦地点では $Z_1=500\text{m}$ 、鹿島地点では $Z_1=200\text{m}$ の場合であったことを考慮して、このような力学的条件下から両地点における上総層群および下総層群の浸食量を算出してみると、袖ヶ浦地点では下総層群で約500m、一方の鹿島地点では、上総層群で約200mと推定される。なお、袖ヶ浦地点における上総層群の浸食量に関しては、近似式から推定される浸食量と現在の下総層群の浸層厚を考慮すれば約500～800mと算出される。堆積と浸食あるいは隆起と沈降に関する今後の地質学的な解明が待たれる。

3. 5 力学的評価との関連性

以上のように、堆積・隆起・浸食を考慮することによってのみ圧密および強度特性を表示すると、地質学的な地殻変動量(上下)が推定できる。特に上総層群については、その層厚が最大3千数百mに達していること^{3,2)}、また堆積速度、地殻の上下変動量等の既往の地質学的データ^{3,3)}から判断すれば、両地点の浸食量が200～800mといったオーダーは地質学的な常識からかけ離れた値ではないと思われる。一方の下総層群については、その堆積作用の特徴が世界的な氷河性海面変動と局地的な地殻変動にあり、またその形成時期の房総半島は沈降地域であったと考えられていること^{3,2)}から、袖ヶ浦地点において下総層群の浸食量が約500mとする今回の結果と調和的ではない。いずれにせよ、地殻変動量および堆積・浸食現象については、今後地質学的に更に解明していく必要がある。

なお、両地点の地盤が過圧密状態にある理由を浸食によるものと考えずに、地下水位変動によるものと仮定することもできる。例えば、地表面に存在した地下水位がある深度まで低下して、その後に再び地表面まで地下水位が回復した場合を想定しよう。地盤中で地下水位変動を生じた部分(層)では、有効土かぶり圧(地下水位変動開始前)→全土かぶり圧(地下水位低下終了時)→有効土かぶり圧(地下水位回復終了時)といった応力履歴を受けて過圧密状態となる。しかし、両地点の場合には、単位体積重量より有効土かぶり圧が全土かぶり圧の約半分と算出されることから、過圧密状態となった地盤部分(層)のOCRは地下水位の変動幅に関係なく $\text{OCR} \div 2$ となる。また、両地点のOCRの試験結果については、特に深度200m以浅において2よりもかなり大きい値が得られている(図2.3-5、図2.3-6参照)。よって、地下水位変動によって両地点の地盤が過圧密地盤になったと仮定する方

法では、深度200m以浅におけるOCRの深度分布を説明できないことが知られる。

一方、力学的には上記のような機械的な応力履歴による圧密だけでなく、セメンテーションのような化学的な機構も考慮する必要があるが、ここで示した近似式は力学的物理量を圧密というメカニズムのみによると仮定すると評価可能であることを示したのであって、力学的物理量の中にセメンテーション等によるメカニズムの寄与を否定したものではない。今後、この観点からの力学的評価が期待される。

3. 6 本章の結論

大深度軟岩地盤の圧密・強度特性と圧密履歴に関する考察を行った。本章で得られた主な知見をまとめると、以下の通りである。

- (1)大深度軟岩地盤における圧密と強度特性の深度分布を表現できる2つの近似式について誘導した。両近似式は、地盤が過圧密状態にある理由を地盤の堆積作用と浸食作用のみによるものと仮定する方法である。両近似式によれば、上総層群の浸食厚さを数百m程度と仮定すれば袖ヶ浦、鹿島の両地点の圧密、強度特性の深度分布を大略表示できることがわかった。
- (2)ここで示した近似式は、力学的物理量を圧密というメカニズムのみによると仮定すると評価可能であることを示したのであって、力学的物理量の中にセメンテーション等によるメカニズムの寄与を否定したものではない。圧密だけでなく、セメンテーションのような機構も考慮する必要がある、この観点からの力学的評価が今後の課題である。

参考文献

- 3.1) Parry, R.H.G. and Wroth, C.P. : Shear Stress-Strain Properties of Soft Clay, Soft Clay Engineering, Elsevier Sci. Pub., pp.311~366, 1981.
- 3.2) 三梨 昂, 奈須紀幸, 楡井 久ほか: 東京湾とその周辺地域の地質, 特殊地域図(20), 10万分の1, 地質説明書, 地質調査所, pp.1~91, 1979.
- 3.3) 例えば, 第四紀地殻変動研究グループ: 第四紀地殻変動図, 国立防災科学技術センター, 1973.

第4章 堆積岩の圧密現象に着目した簡易透水係数推定法の検討

4.1 概説

水封方式による圧縮空気貯蔵(CAES)や高レベル放射性廃棄物の地層処分などにおける地下施設の建設に際しては、岩盤中の地下水の流れを評価することが重要である。一般に、岩盤を構成している岩石の透水係数は非常に小さい場合が多く、このような難透水性材料の透水係数を求める室内透水試験法としては、通常の実務で実施されている注水試験による方法の他に、トランジェントパルス法^{4.1)}、フローポンプ法^{4.2)}などがある。トランジェントパルス法は、水頭差が急激に変化する非定常状態において高精度の透水係数が求められる。また、フローポンプ法では、一般に定常状態と考えられる時の水頭差を用いてダルシー則により透水係数を評価するが、透水係数が非常に小さい場合には定常状態に至るまでに比較的長い時間を必要とし、さらに定常状態の判断も難しいことから、非定常状態におけるフローポンプ法の解析理論も提案されている^{4.3)}。いずれにせよ、難透水性材料を対象とした室内透水試験法は研究段階にあり、基準化されていないのが現状である。

本章は、上述の3つ室内透水試験法と異なる別な非定常透水試験法の1つとして、より簡便に岩石の透水係数の推定を試みるものである。すなわち、岩石においてもいわゆる有効応力の原理が成り立つとすれば、土質材料と同様に岩石の圧密現象を計測することによって透水係数が推定可能であることを示すものである。結論的には、三軸試験装置を用いた等方圧密試験を実施し、得られた透水係数を注水試験による透水係数と比較して良好な結果を得ている。本透水係数推定法の特徴は、通常実施されている圧密過程を伴う三軸試験と透水試験(注水試験)の2つの試験が、三軸試験の1つだけで実施できる点にあり、今後の有効な簡易透水係数推定法の1つに成り得るものとする。また、今回対象とした岩石は、粘土や砂礫が固結して生成した堆積岩である軟質泥岩と硬質礫岩に限定しているが、別途実施した試験によれば、結晶質岩である花崗岩の供試体に対しても同様に透水係数の推定が可能であるとの結果を得ている。

なお、本章では堆積岩の鉛直方向の透水係数のみを対象としているが、堆積岩は成層構造を有していることから、実際のCAES空洞の設計を考慮した場合には、水平方向の透水係数の調査も必要であると考えられる。これまでの透水試験に関する実務経験によれば、堆積岩では水平方向の透水係数の方が鉛直方向の透水係数よりも大きくなることが予想されるが、ここではCAES空洞の設計に必要な透水係数に関する話題から少し離れて、堆積岩の透水係数を求めるための試験法あるいは推定法に焦点を合わせて述べることにする。

4. 2 堆積岩の圧密試験と注水試験の概要

4.2.1 試料

対象とした試料は、堆積岩である軟質泥岩と硬質礫岩の2種類である。これらは、深度400～500mの大深度ボーリング掘削により採取した試料であり、このうち硬質礫岩については、次の第5章で述べる大深度礫岩のR供試体^{4.4),4.5)}である。両試料の基本物性として、単位体積重量 γ_t 、間隙率 n 、室内無拘束圧下の超音波速度試験により求めたP波速度 V_p 、S波速度 V_s を、それぞれ表4.2-1に示す。なお、試験に用いた供試体の寸法は、直径50mm、高さ100mmの円柱形である。

4.2.2 試験装置

本透水係数推定法の特徴は、前述したように通常実施されている三軸試験の圧密過程から簡易に透水係数が推定できる点にある。よって、試験装置は透水係数のみを精度よく求めるための特殊な装置を用いるのではなく、今後の本透水係数推定法の普及のしやすさ、使われ方などに配慮して、一般的によく用いられている三軸試験装置を使用することが望ましい。さらに、大深度の岩石や硬質な岩石の圧密現象を対象とする場合には高い拘束圧(圧密圧力)が必要となることを考慮して、既存の三軸試験装置の中で最も高い拘束圧を負荷することができる硬岩用三軸試験装置(供試体直径50mm、供試体高さ100mm、最大拘束圧50MPa、最大背圧5MPa、電気油圧サーボ制御方式)を用いることにした。また、今回対象とした堆積岩(軟質泥岩および硬質礫岩)が、いわゆる(疑似)過圧密状態にあると考えられることから、圧密時における供試体の体積変化および間隙水压変化が土質材料の場合と比較して非常に小さいことが予想された。よって、試験の測定精度を向上させる目的で、既存の装置に対して以下に示すような簡単な改良を施した。

- ①供試体の体積変化を計測する二重管式ビュレットは、容量を10cm³、長さ32cmのものに交換した。
- ②計測装置から供試体までの配管経路については、すべてステンレス製または銅製のものに交換した。
- ③バルブやフィッティングは中にエアーが残りやすいため、できる限り使用する個数を少なくすることに努めた。

4.2.3 試験方法

図4.2-1に、一連の圧密試験および注水試験の試験手順の概要を示す。今回行った試験は、通常の三軸試験装置を用いた拘束圧下における透水試験方法と同様である。ここでは、両試験方法の概要と、試験の実施に先立ち検討したメンブレンのセット方法などについて述べる。なお、三軸セルに供試体をセットするまでの前処理として、以下の作業を行って

表4.2-1 使用した試料の基本物性

	γ_t (kN/m^3)	n (%)	V_p (km/sec)	V_s (km/sec)
軟質泥岩	19.9	45.0	1.80	0.49
硬質礫岩	24.5	9.2	4.16	1.89

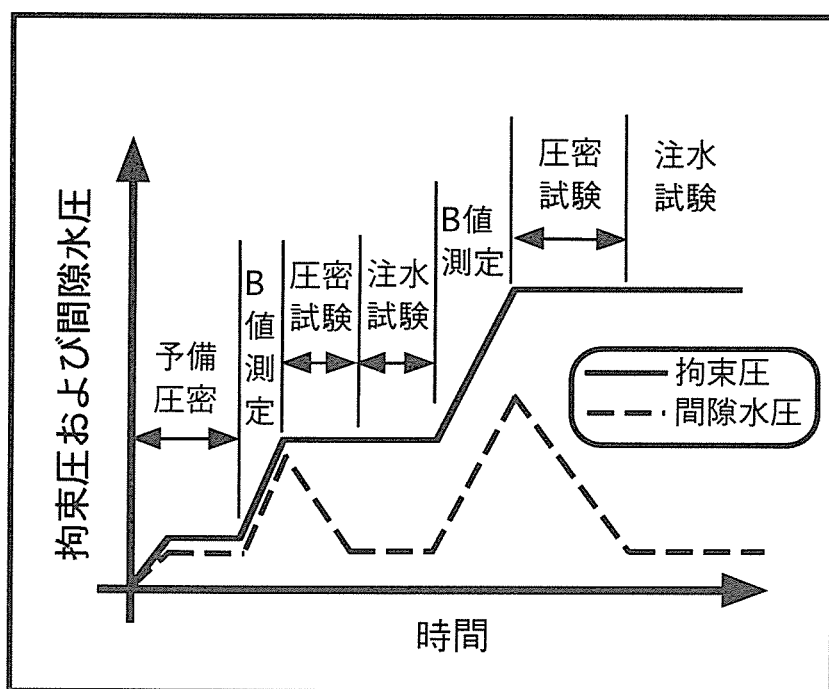


図4.2-1 試験手順の概要

いる。

- ①供試体の飽和度を高める目的で、後述する方法によりメンブレンでシールした供試体を脱気水槽に入れ、真空ポンプを数日間使用して十分に脱気を行う。
- ②三軸試験装置に供試体をセットした後、供試体内の応力状態を安定化させるために、0.6MPa程度の拘束圧(背圧0.5MPa)にて予備圧密を行う。

(1) メンブレンのセット方法

本研究では、難透水性材料である軟岩～硬岩の圧密試験および注水試験を対象としていることから、材料や拘束圧によっては数週間の長期にわたる試験も予想される。この時に問題となるのが、側面流(供試体～メンブレン間の水の流れ)およびメンブレンの劣化による封圧流体の浸透の2つである。数日～数週間の予備試験によれば、一般によく用いられるラテックスおよびネオプレンは、封圧流体あるいは供試体の間隙水を吸収して封圧流体の浸透が生じ、不適当であることが判明した。これらの問題に対処するため、本研究では既存の封圧流体である耐摩耗性油圧作動油 ISO-VG46(製品名:出光ダフニースーパーハイドロリックフルイド46)の特性にあったメンブレンのセット方法の検討を、メンブレンの材質、厚さ、作業性などの面から試行錯誤により実施した。その結果、今回の試験目的に最も適した方法、すなわち数週間の室内注水試験に対しても側面流および封圧流体の浸透を生じることなく、さらに、将来的に予定しているひずみゲージなどのケーブルの取り出しが確実に容易な方法を採用することにした。

シリコーンゴムを用いたメンブレンのセット方法に関しては、例えば高橋ら^{4,6),4,7)}によって報告されている。本研究でも高橋らの報告の一部を参考にしたが、シリコーンゴムのはけ塗り作業を省力化するために、新たな方法として液体シリコーンゴムを供試体へ直接打設して固化させる方法を採用した。この方法の特徴は、役割が異なる2種類の液体シリコーンゴム、すなわち供試体とメンブレンの密着性をよくする目的のシリコーンゴム(信越化学製KE-45-TS)と、封圧流体の浸透を防ぐためのシリコーンゴム(信越化学製KE-109EA,B)をそれぞれ内側と外側に用いて、供試体とキャップおよびペデスタルを2段階でシールしている点である。ここでは、外側のシリコーンゴムのことをメンブレンと称している。このセット方法の模式図を図4.2-2に示す。本方法によれば、特にメンブレンは液体の状態で供試体の周囲に打設するため供試体との密着性が非常によく、さらに供試体と固化後のシリコーンゴムの間に空気が混入する心配がない。また、ひずみゲージなどのケーブルも含めて打設することにより、メンブレンのケーブル取り出し部からの封圧流体の浸入もなく、ケーブルの取り扱いが簡単である。

メンブレンの作成手順は、次の通りである(図4.2-2参照)。

- ①供試体をキャップとペデスタル間に固定する。この時、供試体とキャップおよびペデスタルとの境界部に液体シリコーンゴムが進入するのを防ぐために、歯科用硬質石膏にて境界部を埋める。

- ② 1液タイプのシリコーンゴムKE-45-TSを、はけを用いて供試体およびキャップとペデスタルに、“塗る、固化させる”の繰り返し作業を5～10回程度行う。このシリコーンゴムKE-45-TSを塗付後、固化するまでに要する時間は約25℃の室温で1時間程度である。
- ③ シリコーンゴムKE-45-TSを塗付後、OHPシートなどを用いて2液タイプのシリコーンゴムKE-109Eを打設するための型枠を、完成時のメンブレンの厚さが5mm程度になるように作成する。なお、メンブレンの厚さに関しては5mm程度を標準とし、試験期間に合わせて自由に設定する。
- ④ シリコーンゴムKE-109EのA液、B液を適量混ぜ合わせたものを、型枠と、シリコーンゴムKE-45-TSを塗付した供試体とキャップおよびペデスタルとの間に流し込む。このシリコーンゴムKE-109Eの固化時間は、約25℃の室温で24時間程度である。
- ⑤ シリコーンゴムKE-109Eが固化したら型枠をはずして、メンブレンのセットは完了する。

(2) 圧密試験の方法

圧密試験は、三軸試験装置を用いた等方圧密条件により実施した。なお、排水条件に関しては、岩石の圧密の経時的進行を詳細に検討するために、圧密に時間を要する片面排水条件にて実施した。すなわち、供試体の下端部を排水状態として供試体の体積変化に伴う排水量を計測する一方で、供試体の上端部を非排水状態として間隙水压の消散過程の計測を行った。なお、背圧はすべて0.5MPaで統一した。

(3) 注水試験の方法

圧密試験後に引き続いて行った注水試験は、図4.2-3の試験装置の概要に示すように、供試体下端から動水勾配を与えて水を注入して透水量の時間変化を計測すれば、注入および排出される水の流れが定常状態となって定水位透水試験となる。すなわち、透水係数は定常状態の単位時間当たりの透水量から求めることになる。岩石を対象とした注水試験の報告の中には、試験時に注入および排出される水量が少ないために、結果として大きな動水勾配を供試体に与えているケースがよく見られる。大きな動水勾配を与えれば側面流が生じる可能性があるため、動水勾配が透水係数に与える影響について予備検討を行った。本研究では、土被り圧の小さい岩石も対象としていることから、拘束圧と注水压の差圧が小さい試験を硬質礫岩で行った。図4.2-4は、硬質礫岩を用いて拘束圧を0.7MPa、背圧を0.4MPa、有効拘束圧0.3MPaとし、動水勾配 i を50, 100, 200(拘束圧と注水压の差圧は、それぞれ順に0.25MPa, 0.2MPa, 0.1MPa)と変化させた場合の、時間と積算透水量の関係を示している。同図を見ると、動水勾配に関する3条件ともに単位時間当たりの積算透水量が直線的に増加していることから、定常状態にあると判断される。さらに、動水勾配が大きくなるに従って、単位時間当たりの積算透水量が大きくなることがわかる。

次の図4.2-5には、図4.2-4から求めた透水係数 k と動水勾配 i の関係を示す。同図より、

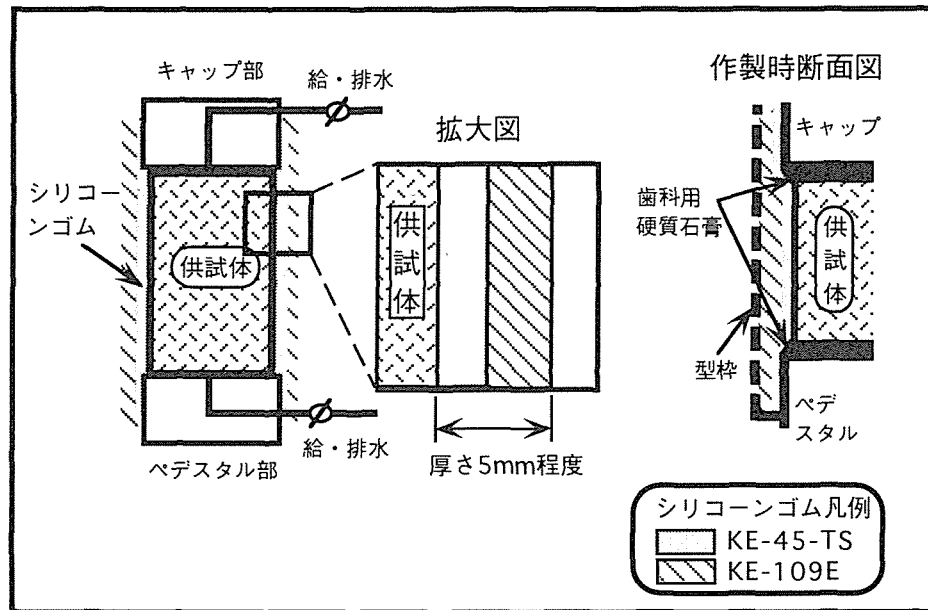


図4.2-2 メンブレンのセット方法の模式図

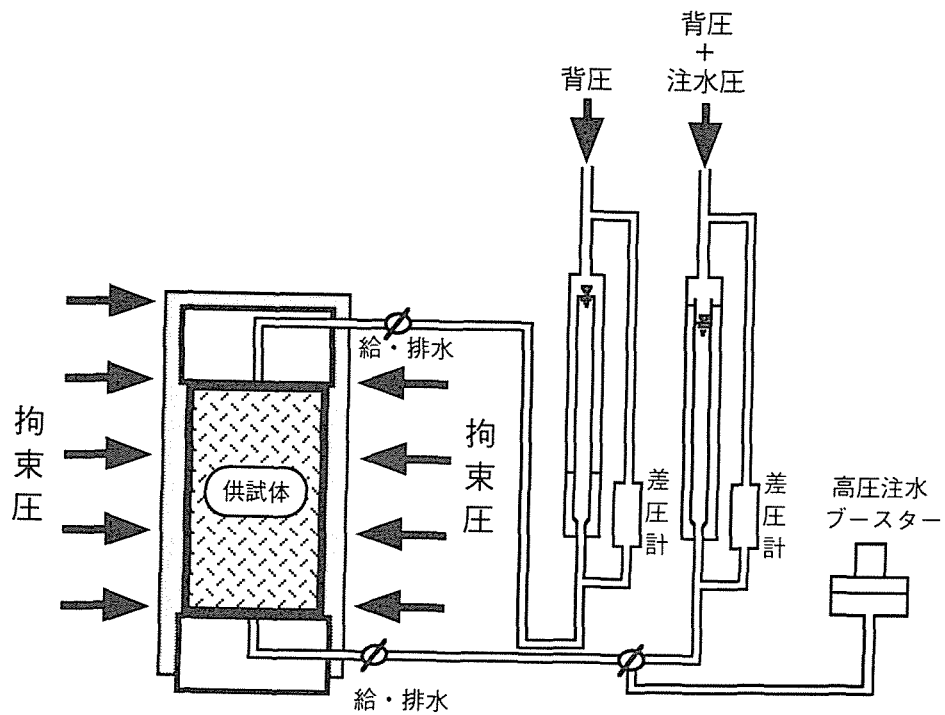


図4.2-3 試験装置の概要

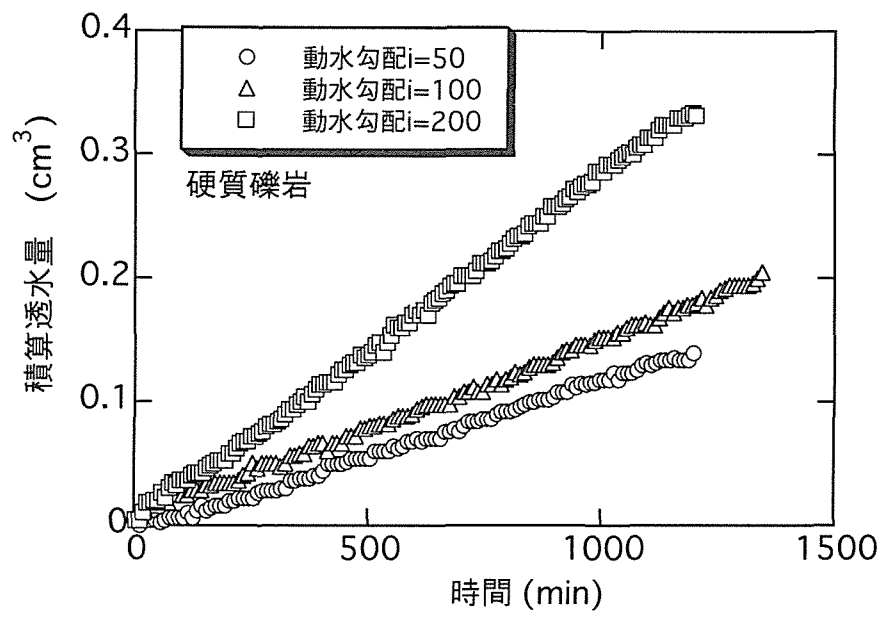


図4.2-4 時間～積算透水量の関係(硬質礫岩)

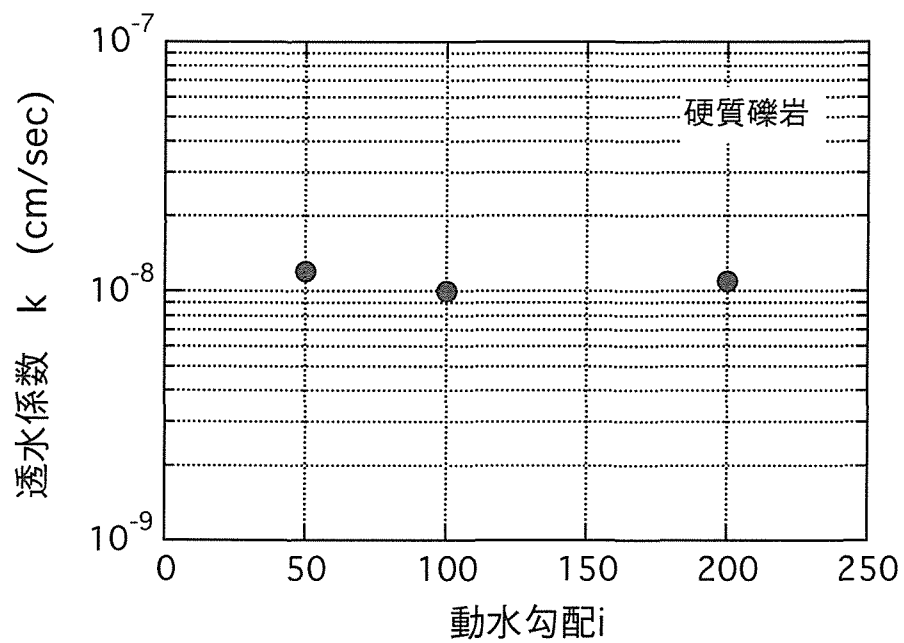


図4.2-5 動水勾配*i*と透水係数*k*の関係(硬質礫岩)

透水係数 k が $1.0 \times 10^{-8} \text{cm/sec}$ 程度の硬質礫岩において動水勾配 i を50～200と変化させた範囲では、動水勾配 i が透水係数 k に与える影響はないといえる。また、今回採用したメンブレンのセット方法は、差圧(拘束圧－注水圧)が0.1MPaと非常に小さな場合においても、比較的安定した透水量の測定ができることがわかる。なお、この差圧に関して、中野ら^{4,8)}は拘束圧と注水圧の差圧が最低でも0.68MPa以上が必要であると述べているが、本試験結果がこの値よりも小さな差圧で計測可能であった理由は、採用したメンブレンのセット方法が非常に有効であったためと考える。

以上の動水勾配に関する検討結果より、本試験に用いる動水勾配に関しては、動水勾配と側面流の関係より、動水勾配が小さいほど側面流が生じる可能性が小さいこと、しかし、 $1.0 \times 10^{-8} \text{cm/sec}$ 以下の岩石の透水係数を求める場合には、単位時間当たりの透水量が今回の検討よりもさらに小さくなることを考慮して、ここでは検討した3つの動水勾配の中で中間の動水勾配 $i=100$ に設定して試験を実施した。

4.2.4 透水係数の算出方法

(1) 圧密試験による方法

今回の試験は、三軸試験装置を用いた等方圧密試験である。しかし、前述したように供試体とメンブレンの付着が完全であると考えれば側面流の影響を受けないため、供試体内は水の流れに関してほぼ一次元的と見なせる。よって、ここでは一次元の圧密理論を適用することにした。

通常、土質材料の一次元圧密における圧密係数 C_v は、透水係数 k 、体積圧縮係数 m_v 、水の単位体積重量 γ_w から、

$$C_v = k / (m_v \cdot \gamma_w) \quad (4-1)$$

で求められる。水の単位体積重量 γ_w は既知と見なせるので、圧密試験から圧密係数 C_v および体積圧縮係数 m_v の2つが得られれば、透水係数 k は式(4-1)により求められることになる。

圧密係数 C_v を求める方法としては、通常用いられているlogt法(カサグランデ法)により次式(4-2)で求めた。

$$C_v = 0.197 \times H^2 / t_{50} / 60 \quad (4-2)$$

ここに、 H は排水距離(ここでは圧密前供試体高さと圧密後供試体高さの平均高さ)、 t_{50} は圧密度50%に対する時間である。

体積圧縮係数 m_v は、弾性係数 E の逆数と等価であることから、今回は簡便に計測できる超音波速度試験から得られる弾性係数 E_d の逆数を用いることにした。なお、弾性係数 E_d 、すなわち体積圧縮係数 m_v は応力状態により変化することが知られているが、簡単のために今回は m_v を一定とした。供試体の圧密応力レベルにおける体積圧縮係数 m_v の変化に関しては、今後の検討課題としたい。

(2) 注水試験による方法

注水試験による透水係数 k は、次式(4-3)で求めた。

$$k=Q/A \cdot \Delta \ell / \Delta h \quad (4-3)$$

ここで、

k : 透水係数(cm/sec)

Q : 単位時間当たりの透水量(cm^3/sec)

A : 圧密後の供試体断面積(cm^2)

$\Delta \ell$: 圧密後の供試体の長さ(cm)

Δh : 供試体上下端の水頭差(cm)

4. 3 試験結果

4.3.1 圧密試験による方法

圧密試験によって得られた時間～排水量関係および時間～間隙水圧関係から、軟質泥岩および硬質礫岩において以下に述べるような圧密現象が確認された。

(1) 排水量の経時変化

軟質泥岩および硬質礫岩による圧密圧力=1.0MPaの時(拘束圧=1.5MPa, 背圧=0.5MPa)の時間～排水量関係を、図4.3-1および図4.3-2にそれぞれ示す。図4.3-1の軟質泥岩を見ると、一般の土質材料と同様な逆S字形の時間～排水量曲線が得られており、土質材料でいわれる一次圧密終了の点 d_{100} は約6000min(4日程度)である。図4.3-2の硬質礫岩の時間～排水量関係においても、最終的な排水量は軟質泥岩の約 1.7cm^3 に比して約 0.09cm^3 と少ないが、土質材料および軟質泥岩と同様に逆S字形の時間～排水量曲線が得られている。また、図4.3-2より硬質礫岩の d_{100} は約50min程度と算出される。

(2) 間隙水圧の経時変化

軟質泥岩および硬質礫岩における圧密圧力=1.0MPaの時の時間～間隙水圧関係を、図4.3-3および図4.3-4にそれぞれ示す。両図からは、前述した排水量の経時変化と同様に逆S字形の時間～間隙水圧曲線が両岩石において示されていること、また、排水量の経時変化と間隙水圧の経時変化は、その形状に関して岩種によらず、ほぼ相似であることなどが確認できる。

(3) 圧密試験による透水係数

a) 排水量による方法

圧密試験によって得られた軟質泥岩および硬質礫岩の時間～排水量関係から、logt法により圧密圧力が1.0MPaの場合の圧密度50%の圧密時間 t_{50} を求めた結果を、図4.3-5および図4.3-6にそれぞれ示す。両図より、 t_{50} は軟質泥岩で $t_{50}=900\text{min}$ 、硬質礫岩で $t_{50}=11\text{min}$ と算出され、式(4-2)により圧密係数 C_v が軟質泥岩で $C_v=3.47 \times 10^{-4}\text{cm}^2/\text{sec}$ 、硬

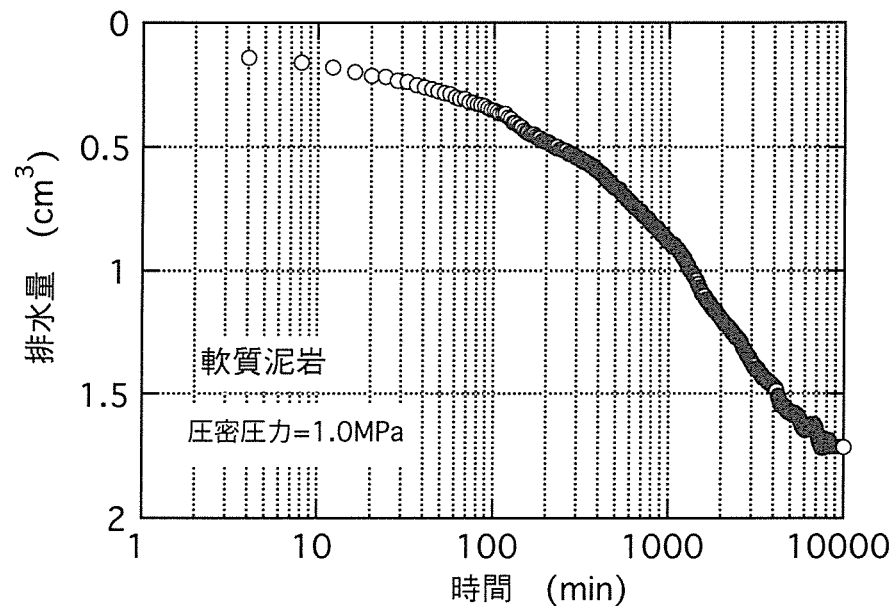


図4.3-1 時間～排水量の関係(軟質泥岩, 圧密圧力=1.0MPa)

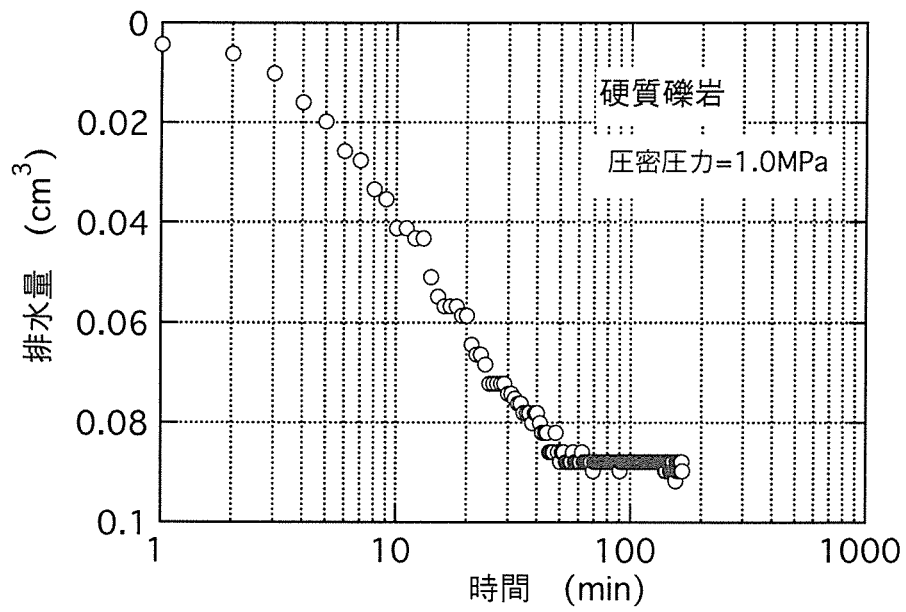


図4.3-2 時間～排水量の関係(硬質礫岩, 圧密圧力=1.0MPa)

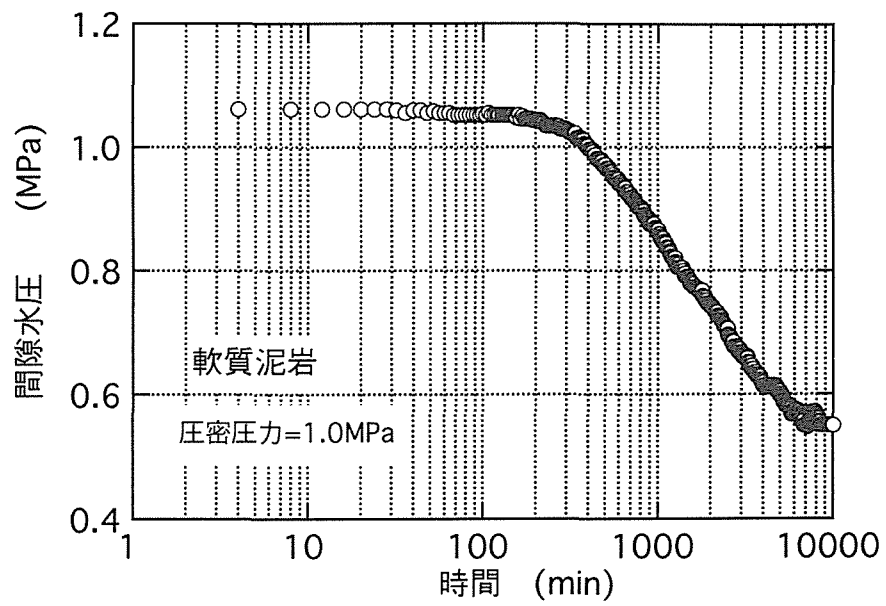


図4.3-3 時間～間隙水圧の関係(軟質泥岩, 圧密圧力=1.0MPa)

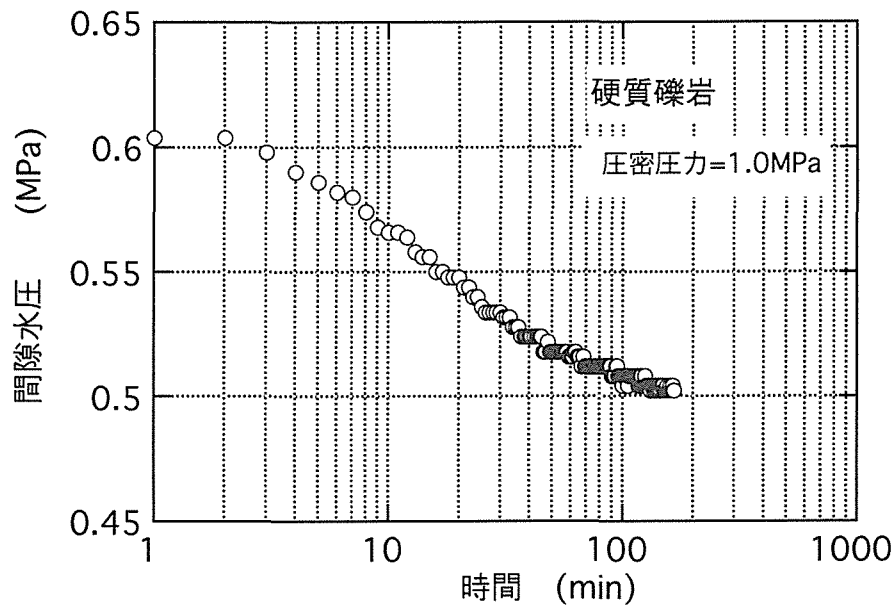


図4.3-4 時間～間隙水圧の関係(硬質礫岩, 圧密圧力=1.0MPa)

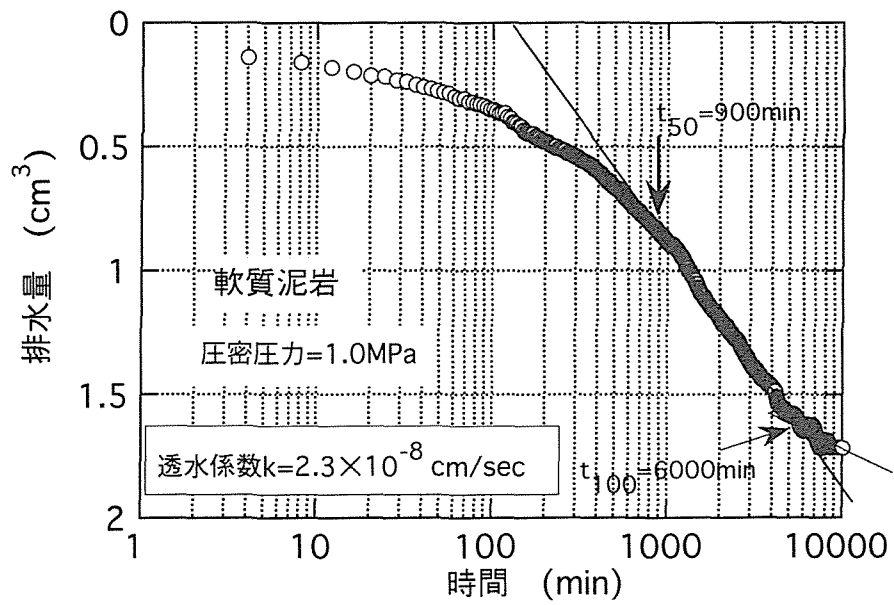


図4.3-5 時間と排水量の関係(軟質泥岩, 圧密圧力=1.0MPa)

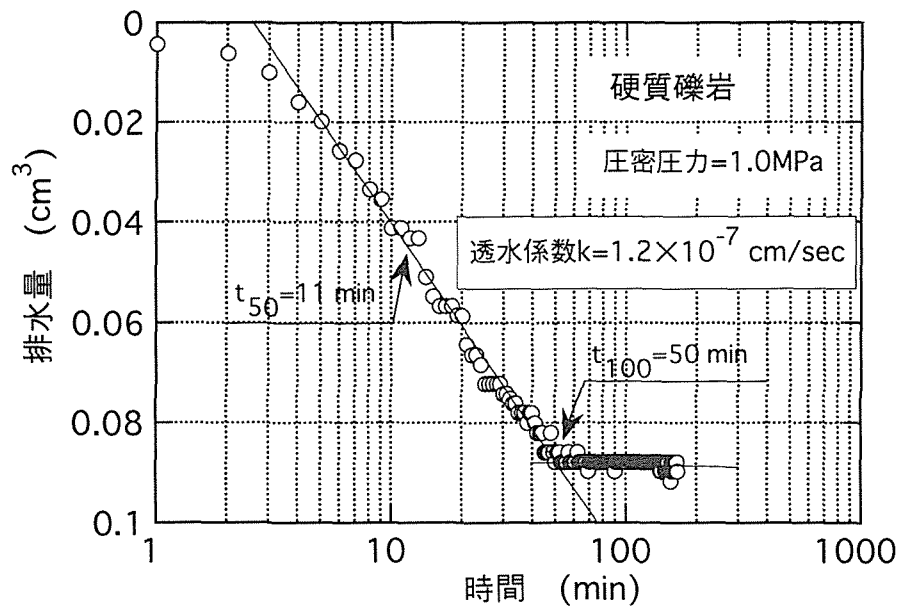


図4.3-6 時間と排水量の関係(硬質礫岩, 圧密圧力=1.0MPa)

質礫岩で $C_v=2.87 \times 10^{-2} \text{cm}^2/\text{sec}$ と求められる。体積圧縮係数 m_v については、前述したように表4.2-1に示した超音波速度試験から得られた弾性係数 E_d の逆数とすると、軟質泥岩で $m_v=6.80 \times 10^{-4} \text{MPa}^{-1}$ 、硬質礫岩で $m_v=4.08 \times 10^{-5} \text{MPa}^{-1}$ となる。よって、透水係数 k は式(4-3)から軟質泥岩で $k=2.3 \times 10^{-8} \text{cm}/\text{sec}$ 、硬質礫岩で $k=1.2 \times 10^{-7} \text{cm}/\text{sec}$ と算出される。

b) 間隙水圧による方法

圧密試験では、排水量の計測と同時に供試体の上端部において間隙水圧の計測を行っている。すなわち、時間と間隙水圧の関係から、 $\log t$ 法により圧密係数を求めることができる。図4.3-7および図4.3-8に、それぞれ軟質泥岩および硬質礫岩の圧密圧力が1.0MPaの時の、時間～間隙水圧の消散状況から t_{50} を求めた結果を示す。両図から、軟質泥岩で $t_{50}=1100 \text{min}$ 、硬質礫岩で $t_{50}=10.5 \text{min}$ と算出され、式(4-2)により圧密係数 C_v が軟質泥岩で $C_v=2.84 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{sec}$ 、硬質礫岩で $C_v=3.01 \times 10^{-2} \text{cm}^2/\text{sec}$ と求められる。体積圧縮係数 m_v としては、超音波速度試験から得られる弾性係数 E_d の逆数を用いることにより、透水係数 k は式(4-3)から軟質泥岩で $k=1.9 \times 10^{-8} \text{cm}/\text{sec}$ 、硬質礫岩で $k=1.2 \times 10^{-7} \text{cm}/\text{sec}$ と、それぞれ求められる。

また、得られた透水係数に関して、間隙水圧による方法と前述の排水量による方法とを比較すると、軟質泥岩および硬質礫岩ともに、ほぼ等しい値の透水係数が得られていることがわかる。試験時の計測精度および実務の面から判断すれば、計測精度に関しては間隙水圧と排水量の両方ともに計測精度が高いといえるが、実務の面からは圧密時間の短縮化を図るためにも供試体の上下両端面排水による圧密が望ましい。使用する試験装置にも左右されるが、今回用いた試験装置に関しては排水量による透水係数の推定方法の方が、より適切と考える。

4.3.2 注水試験による方法

(1) 透水量の経時変化

軟質泥岩における拘束圧が1.5MPa(有効拘束圧では1.0MPa)の時の、時間～積算透水量の関係を図4.3-9に示す。また、硬質礫岩を用いた拘束圧が1.5および2.5MPa(有効拘束圧では、順に1.0MPaおよび2.0MPa)の時の、時間～積算透水量の関係を図4.3-10に示す。両図を見ると、軟質泥岩および硬質礫岩の積算透水量が時間に比例して直線的に増加していることから、定常状態にあることがわかる。また、軟質泥岩の積算透水量について見ると、 0.3cm^3 の水を注水するのに2000min程度の長い時間を要している。一方、硬質礫岩については、拘束圧の増加にともなって単位時間当たりの積算透水量の増加割合が小さくなっている。これは、拘束圧の増加にともなう間隙の減少によるものである。

(2) 注水試験による透水係数

注水試験の透水係数は、定常状態の時間～積算透水量の関係より式(4-2)を用いて計算

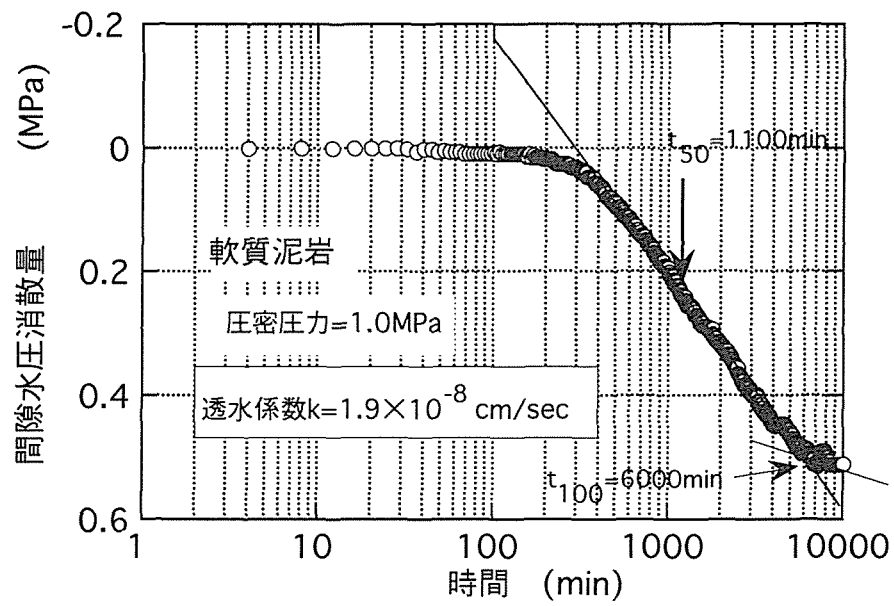


図4.3-7 時間と間隙水压消散量の関係(軟質泥岩, 圧密圧力=1.0MPa)

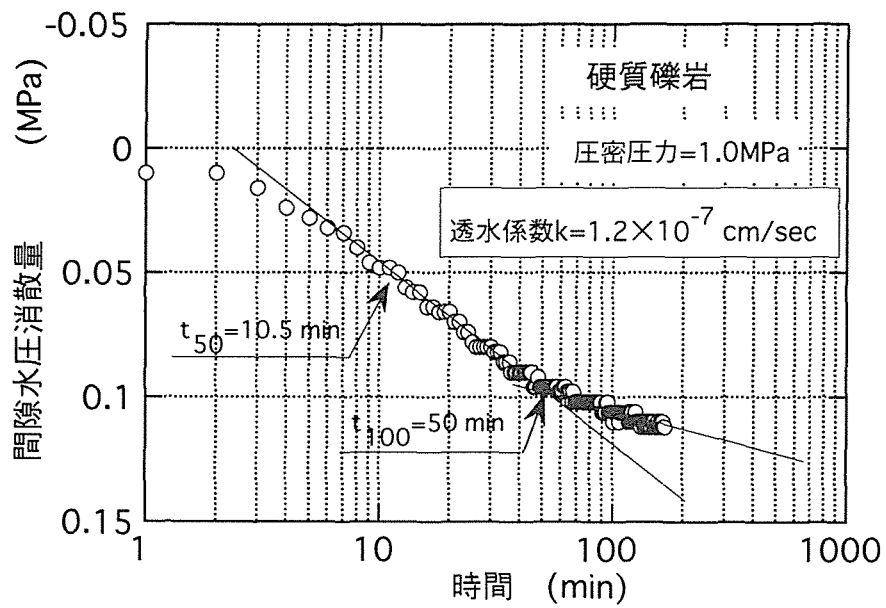


図4.3-8 時間と間隙水压消散量の関係(硬質礫岩, 圧密圧力=1.0MPa)

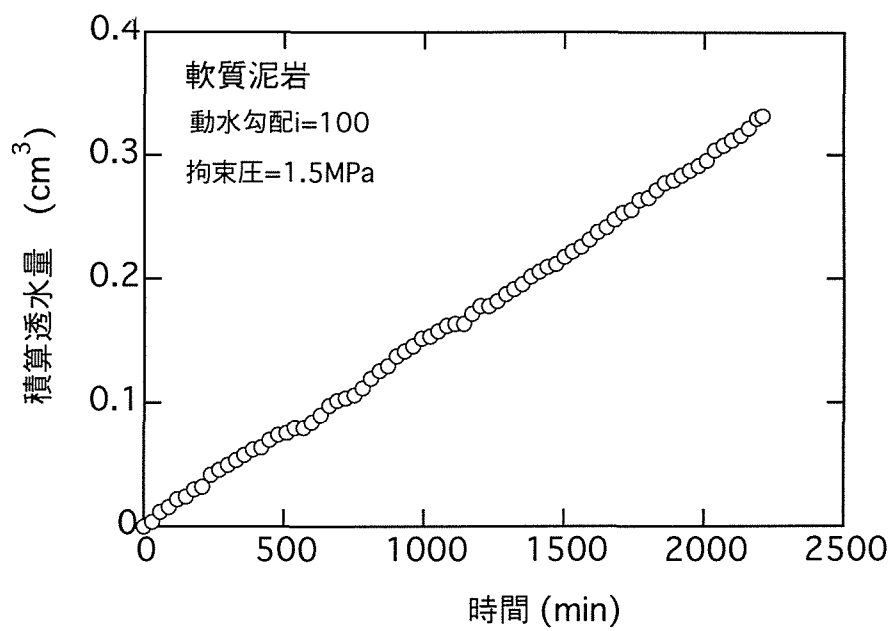


図4.3-9 時間～積算透水量の関係(軟質泥岩)

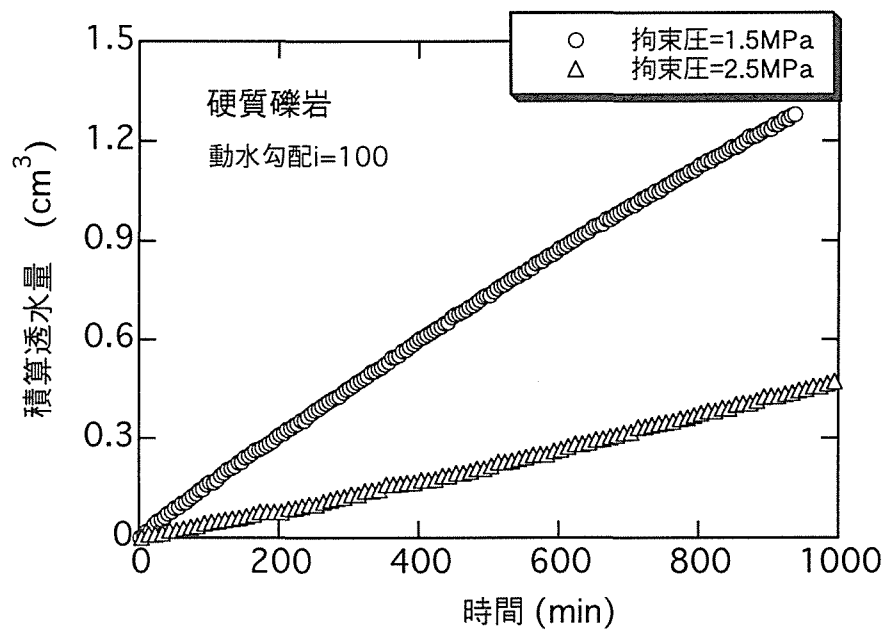


図4.3-10 時間～積算透水量の関係(硬質礫岩)

した。軟質泥岩の時間～透水係数の関係を図4.3-11に、また、硬質礫岩の時間～透水係数の関係を図4.3-12にそれぞれ示す。両図より、時間が200min(硬質礫岩)～500min(軟質泥岩)と十分経過した後の供試体の透水係数 k は、軟質泥岩では $k=8.8\times 10^{-9}\text{cm/sec}$ 、硬質礫岩では拘束圧が1.0MPaの場合に $k=9.8\times 10^{-8}\text{cm/sec}$ 、拘束圧が2.0MPaの場合に $k=3.0\times 10^{-8}\text{cm/sec}$ と算出される。

4.3.3 圧密試験と注水試験の比較

ここでは、圧密試験から求められた透水係数と注水試験から求められた透水係数の比較を行う。図4.3-13は、注水試験による透水係数と圧密試験によって推定した透水係数の関係を示している。ここに、軟質泥岩では拘束圧が1.5MPaの時であり、一方、硬質礫岩では拘束圧が1.5MPaおよび2.5MPaの場合である。同図を見ると、軟質泥岩において圧密試験から推定した透水係数は、注水試験から得られた透水係数の2倍程度大きく求められている。また、硬質礫岩では、拘束圧が1.5MPaで1.3倍程度、拘束圧が2.0MPaで1.7倍程度大きく求められている。一般の工学問題において、透水係数は通常オーダーで議論されることが多い実状を踏まえると、今回の圧密試験から推定した透水係数は、注水試験から得られた透水係数とほぼ等しい値であり、両試験による透水係数の対応は非常に良好であると考えられる。

検討すべき問題、あるいは実施すべき実験が多く残されているが、大筋では岩石においても圧密試験により圧密現象が生じており、土質材料と同様に岩石の圧密現象を計測することによって透水係数が推定可能であることが、実験的に示されたものと思われる。

以上のことから、この簡易透水係数推定法の堆積岩への適用性は高いものと考えられる。

4. 4 等方応力負荷時の発生間隙水圧に関する考察

いわゆるTerzaghi^{4,9)}の有効応力の概念は、土粒子(固体)実質の圧縮率が土の構造骨格の圧縮率に比べて十分に小さいことを必要条件としている。今回試験を行った試料は岩石であり、土粒子実質そのもの、あるいは、間隙が非常に小さい構造骨格そのものといえる。このように考えると、非排水条件下において供試体に拘束圧が負荷されたとしても、供試体内の間隙水圧に変化が生じないことになる。しかし、今回の試験結果を見る限りにおいては、岩石である堆積岩においても等方応力負荷時において間隙水圧が発生し、間隙水圧の消散にともなう圧密現象が見られ、構造骨格と間隙水の相互作用が生じていると思われる。以下では、非排水状態において等方応力が供試体に作用した時の間隙水圧変化に着目し、その発生量について考察するとともに、発生間隙水圧と本透水係数推定法との関係について整理する。

一般に、供試体に応力を負荷した時の発生間隙水圧量は、間隙水、土粒子実質部、土粒

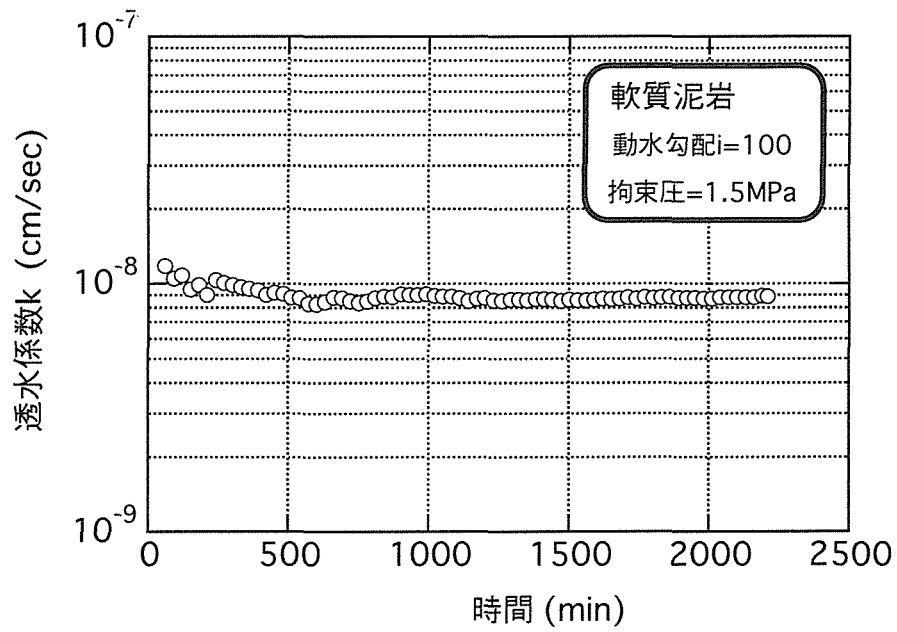


図4.3-11 時間と透水係数の関係(軟質泥岩)

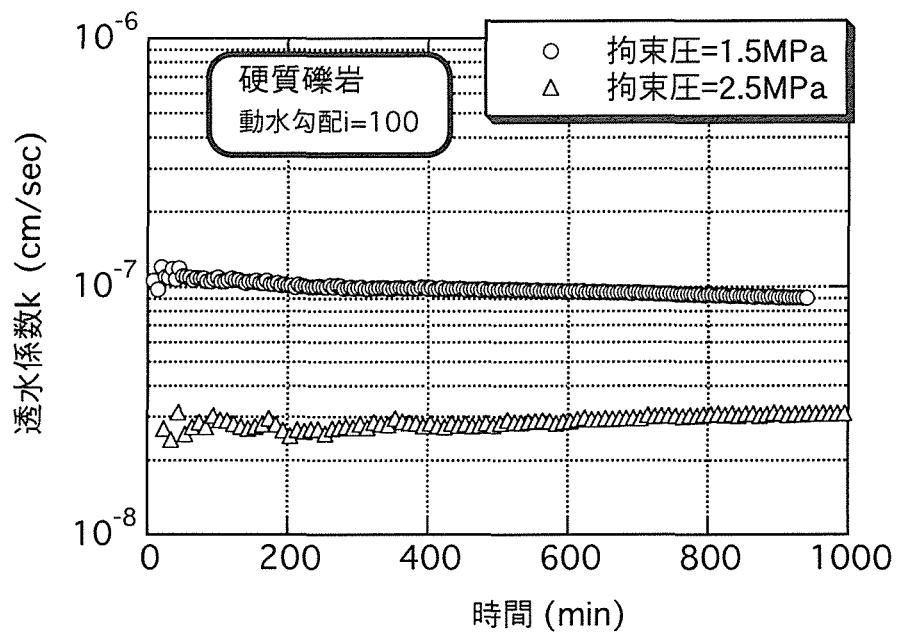


図4.3-12 時間と透水係数の関係(硬質礫岩)

子構造骨格のそれぞれの圧縮性に関係する。等方応力条件下において、全応力増分 $\Delta\sigma$ に対する発生間隙水圧 Δu_w の関係は、Skempton^{4.10)}の間隙圧係数Bとして次式のように表現される。

$$B = \Delta u_w / \Delta \sigma$$

$$= 1 / [1 + n(C_w - C_s) / (C_b - C_s)] \quad (4-4)$$

ここに、nは間隙率、 C_w は水の圧縮率、 C_s は土粒子実質の圧縮率、 C_b は土の構造骨格の圧縮率である。

一方、各種材料の圧縮率 C_s 、 C_b については、Skempton^{4.11)}により表4.4-1のように示されている。同表によれば、 C_b が材料により $0.058 \sim 600 \text{ GPa}^{-1}$ と大きく変化するのに対し、 C_s は $0.019 \sim 0.027 \text{ GPa}^{-1}$ の値であり、ほぼ 0.023 GPa^{-1} 程度と見なせることがわかる。また、材料が硬質になるとともに C_b は小さくなる傾向があり、硬質な岩石の場合には C_s と C_b の値のオーダーが等しくなる場合が見られる。すなわち、岩石においては $C_s \ll C_b$ なる関係ではなく、 $C_s \leq C_b$ なる関係が存在する。

ここで、今回用いた堆積岩に関して、岩石ごとに式(4-4)の間隙圧係数Bの値について調べてみることにする。なお、B値の算出に際し、式(4-4)の中の間隙率nに関しては、表4.2-1の軟質泥岩および硬質礫岩の値を使用した。また、 C_w については、岩種に関係なく $C_w = 0.45 \text{ GPa}^{-1}$ とした。 C_s に関しては、今回用いた試料で直接求めていることから、表4.4-1の中のLondon粘土(過圧密)および石英質砂岩の C_s を、それぞれ軟質泥岩と硬質礫岩の C_s として用いることとし、軟質泥岩で $C_s = 0.02 \text{ GPa}^{-1}$ 、硬質礫岩で $C_s = 0.027 \text{ GPa}^{-1}$ とした。 C_b については、表4.2-1の V_p 、 V_s の値から理論的に求めた体積弾性率Kの逆数として計算し($C_b = 1/K$)、軟質泥岩で $C_b = 0.16 \text{ GPa}^{-1}$ 、硬質礫岩で $C_b = 0.031 \text{ GPa}^{-1}$ とした。

以上の結果として、Skempton^{4.10)}の間隙圧係数Bは、理論的に軟質泥岩で $B = 0.42$ 、硬質礫岩で $B = 0.10$ とそれぞれ計算される。今回の試験では、軟質泥岩で $B = 0.76$ 、硬質礫岩で $B = 0.11 \sim 0.24$ のB値が得られているが、用いた C_s の値が推定値であることなどを考慮すれば、試験によるB値は理論式によるそれと大略等しいといえる。よって、非排水状態において岩石への等方応力の負荷により生じた今回の間隙水圧変化は、水の圧縮率、岩石を構成する土粒子実質および構造骨格の圧縮率と、間隙率により表現されるSkempton^{4.10)}の間隙圧係数Bを用いて概ね説明できるものと考えられる。

最後に、以上のことから本透水係数推定法を平易に換言すれば、次のように表現できる。「岩石の供試体内に発生した間隙水圧が消散する際の時間～間隙水圧関係あるいは時間～排水量関係を計測し、一次元圧密理論を適用することにより、透水係数を簡便に推定する方法。なお、間隙水圧は非排水条件下において岩石供試体に等方応力を負荷した際に発生するものであり、間隙水圧の変化量は、岩石および水の物性、すなわち水の圧縮率、岩石を構成する土粒子実質および構造骨格の圧縮率と、間隙率により決定される。」

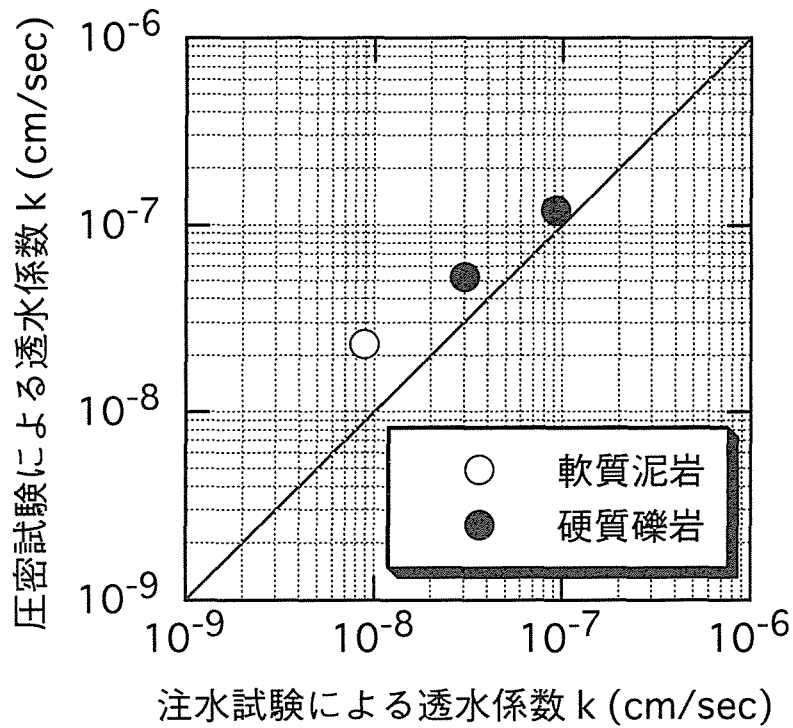


図4.3-13 圧密試験および注水試験による透水係数の比較

表4.4-1 各種材料の体積圧縮率 (Skempton^{4,11)})

材 料	圧縮率 (GPa^{-1})	
	C_b	C_s
石英質砂岩	0.058	0.027
花崗岩(30m深さ)	0.075	0.019
Vermont大理石	0.175	0.019
コンクリート(近似値)	0.2	0.025
密な砂	18	0.027
ゆるい砂	90	0.027
London粘土(過圧密)	75	0.02
Gasport粘土(正規圧密)	600	0.02

4. 5 本章の結論

本章で得られた主な知見をまとめると、以下の通りである。

- (1) メンブレンのセット方法について、新たに採用した液体シリコンゴムを供試体へ直接打設して固化させる新しい方法を紹介した。この方法によれば、側面流やメンブレンの劣化による封圧流体の浸入が防止できること、また、メンブレンの厚さが自由に設定でき、ひずみゲージなどのケーブルの取り出しが確実および容易であること、などの利点を有することから、数週間の長期にわたる圧密試験および透水試験に関して有効と考えられる。
- (2) 堆積岩である軟質泥岩および硬質礫岩を用いた等方圧密試験を実施した結果、岩石においても圧密現象が生じていることが確認された。また、圧密試験から得られた透水係数を注水試験による透水係数と比較した結果、両者に良好な対応関係が見られた。これらのことから、土質材料と同様に岩石の圧密現象を計測することにより、岩石の透水係数が推定可能であることを示した。
- (3) 非排水状態において等方応力が供試体に作用した時の間隙水圧変化について考察した。その結果、等方応力の負荷により生じる間隙水圧の発生量は、水の圧縮率、岩石を構成する土粒子実質および構造骨格の圧縮率と、間隙率をパラメータとしたSkemptonの間隙圧係数 B により、概ね説明できることがわかった。また、発生間隙水圧と本透水係数推定法との関係について整理した。

参考文献

- 4.1) Brace, W. F., Walsh, J. B. and Frangos, W. T. : Permeability of granite under high pressure, J. of Geophysical Research, Vol. 73, No. 6, pp. 2225~2236, 1968.
- 4.2) Olsen, H. W., Nichols, R. W. and Rice, T. L. : Low-gradient permeability measurements in a triaxial system, Geotechnique, Vol. 35, No. 2, pp. 145~157, 1985.
- 4.3) Morin, R. H. and Olsen, H. W. : Theoretical analysis of the transient response from a constant flow rate hydraulic conductivity test, Water Resources Research, Vol. 23, No. 8, pp. 1461~1470, 1987.
- 4.4) 川崎 了, 中川加明一郎, 江藤芳武, 野崎明人, 小泉和広 : 方解石含有率に着目した大深度堆積礫岩の物性に関する検討, 応用地質, 第38巻, 第5号, pp. 252~264, 1997.
- 4.5) 川崎 了, 中川加明一郎, 江藤芳武, 野崎明人, 小泉和広 : 供試体を用いた大深度

- 堆積礫岩物性の分類の試み, 応用地質, 第38巻, 第5号, pp. 296~298, 1997.
- 4.6) 高橋 学, 薛 自求: パルス法を用いて岩石の透水係数を測定する場合の問題点について, 地質ニュース421号, pp. 46~54, 1989.
- 4.7) 高橋 学, 平田実雄, 小出 仁: 稲田花崗岩の透水係数に及ぼす封圧および間隙水圧の影響について, 応用地質, 第31巻, 第3号, pp. 1~10, 1990.
- 4.8) 中野勝志, 斉藤 章, 西垣 誠: 難透水性岩石を対象とした室内透水試験, 土質工学会論文報告集, Vol. 31, No. 3, pp. 164~174, 1991.
- 4.9) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons., New York, 1943.
- 4.10) Skempton, A. W. : The pore pressure coefficients A and B, Geotechnique, Vol. 4, No. 4, pp. 143~147, 1954.
- 4.11) Skempton, A. W. : Effective stress in soils, concrete and rocks, Proc. Conf. Pore Pressure and Suction in Soils, pp. 4~16, 1960.

第1編のまとめ

東京近郊の袖ヶ浦，鹿島の2地点において深度500～600mまでの大深度軟岩の調査・試験を実施した結果，軽い過圧密状態にある大深度軟岩の圧密・強度特性が明らかとなった。また，地質学的な地殻変動履歴を考慮した大深度軟岩の圧密および強度特性の深度分布を表現できる近似式を誘導し，袖ヶ浦，鹿島の両地点の圧密・強度特性の深度分布が大略表示できることがわかった。一方，岩石においても土質材料と同様に圧密現象を計測することにより，岩石の透水係数が推定可能であることを示した。

第2編

大深度礫岩の力学特性と礫岩コアの品質評価

第5章 大深度礫岩の力学特性に関する室内試験

5. 1 概説

圧縮空気貯蔵ガスタービン発電システム(CAES)で対象とする地盤としては、電力の主な需要地であり、送電や燃料確保の面で有利な大都市近郊の深度300～800mの大深度地盤が考えられている。また、CAESの空洞設計および安定性評価には、大深度地盤の力学特性が必要である。しかし、CAES空洞の建設深度が大きくなるにつれて、従来の大型構造物基礎の安定性評価に用いられている原位置岩盤試験(岩盤せん断試験、平板載荷試験)は多大な費用と時間を要することから、地表からのボーリング掘削により得られたコアの室内試験による物性評価が重要となる。特に、対象とする地盤が礫岩の場合には、既存の礫岩物性に関する試験データが少ないことに加えて、地盤深部からコアを採取するためにコアの寸法が小さくならざるを得ないため、礫の影響によりコアの強度ならびに剛性が原位置地盤よりも過大あるいは過小に評価される可能性がある。

以上のような地盤工学的な問題に対処するために、まずは基本的な大深度礫岩の力学特性を把握することを目的として、北九州市内において深度600mの大深度地盤調査・試験を実施した。その結果、大深度礫岩の基本的な物理特性および強度特性が明らかとなった。ここ第5章では、不撓乱の礫岩コアを用いた室内試験結果と大深度礫岩の力学特性について述べる。

5. 2 試料および室内試験の概要

5.2.1 試料採取地点および地盤構成

ボーリング調査地点は、福岡県北九州市の小倉港の埋め立て地である。既往の文献^{5.1),5.2),5.3)}および周辺の露頭調査により、その地下には礫岩を主体とした堆積岩が分布しているものと推定される。本地点において、深度600mのボーリング掘削および試料採取を実施した。

本地点の地質構造^{5.4)}を図5.2-1に、またボーリング柱状図^{5.4)}を図5.2-2示す。この地点の地質は、小倉炭田を構成する古第三紀層の大辻層群出山層からなり、本地点のボーリング調査および周辺の露頭調査の結果から、出山層は概ね走向N45°Wの単斜構造で、平均傾斜角8～9°と推定される^{5.4)}。表層の約20mは埋土および沖積層からなり、これより以深は上位から順に、中原層(層厚約225m)、日明層(層厚約68m)、入口層(層厚約88m)、下到津層(層厚約76m)、上到津層(層厚約93m)、天籟寺層(層厚約28m)の6つの地層から構成される。上位の中原層および日明層では、電研式岩盤分類による岩級区分で $C_M \sim C_H$ 級が、また入口層以深では $C_H \sim B$ 級が卓越し、それぞれの地層は概ね上部から頁岩、砂岩、

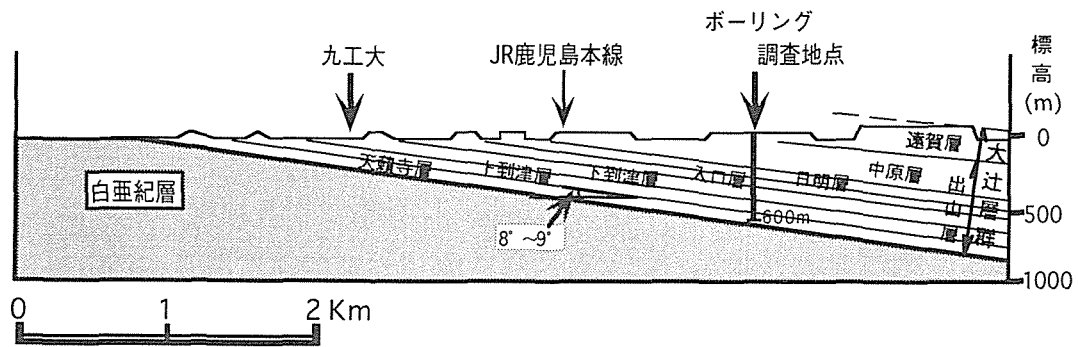


図5.2-1 地質構造概要^{5.4)}

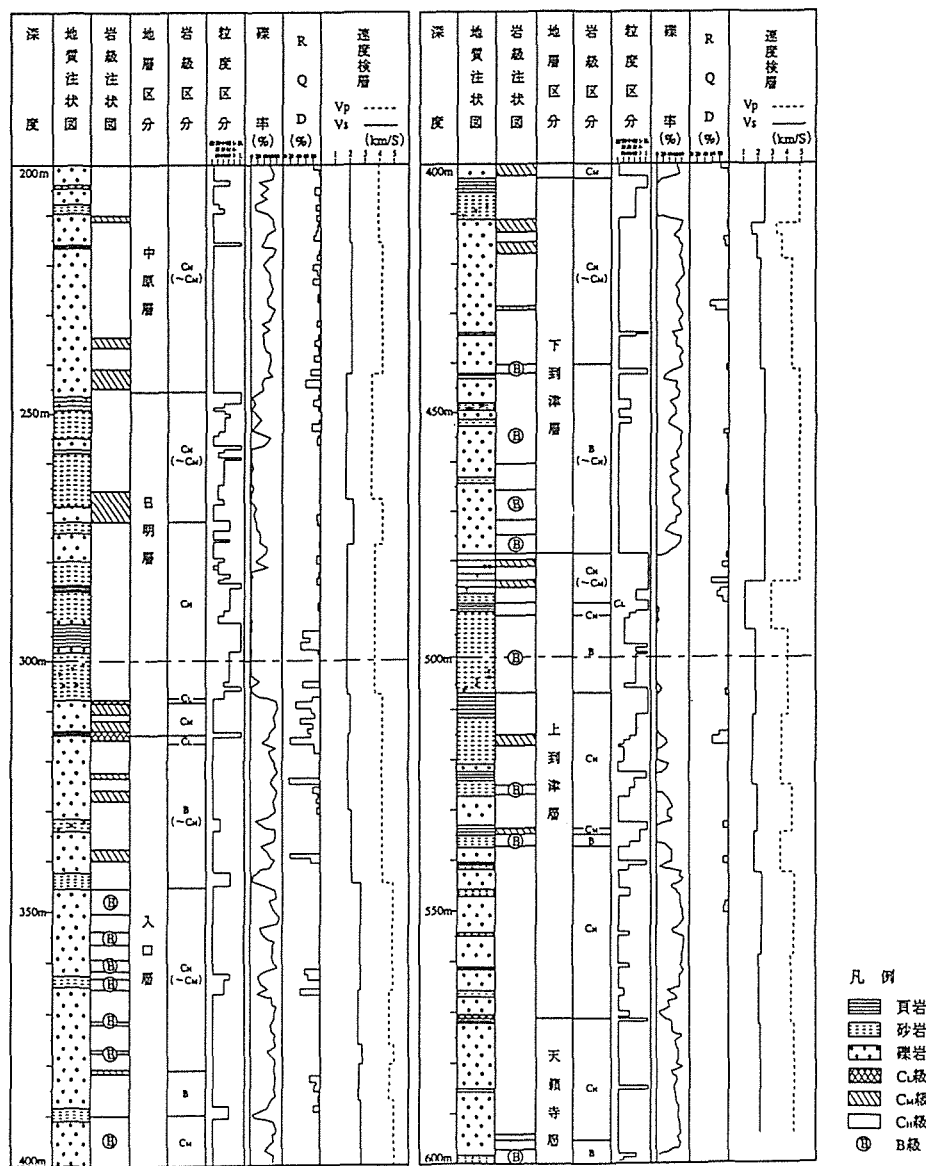


図5.2-2 深度200m以深のボーリング柱状図^{5.4)}

礫岩の順で岩相が変化している。ボーリング全長600mに占める各岩相の構成比率は、頁岩7%，砂岩26%，礫岩67%である。平均RQDは86%であり、全体的に破碎帯等の地層の断裂箇所は非常に少ない。

5.2.2 試験内容

採取した試料を用いて各種の室内試験を実施した。試験項目としては、物理試験の比重試験、吸水率試験、密度試験、そして力学試験の超音波速度試験、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験(UU)である。なお、力学試験に用いた供試体は、直径5cmおよび高さ10cmの円柱形である。また、ひずみ計測は、供試体側面に貼付したゲージ長60mmのひずみゲージにより行った。

また、対象とした岩種は主に礫岩であるが、比較対象のために砂岩および頁岩に関しても、礫岩と同様の室内試験を実施した。

5.3 室内試験結果

5.3.1 物理特性

岩種・岩級別にまとめた物理試験結果を表5.3-1に示す。物理特性に関して、表5.3-1からは以下のことがわかる。

①礫岩の比重(自然状態)に関しては、平均値で2.36～2.57の値である。また、礫岩および砂岩において、岩級が C_M 、 C_H 、Bの順に良くなるにつれて大きくなっている。

②吸水率に関しては、礫岩および砂岩の場合、岩級が C_M 、 C_H 、Bの順に良くなるにつれて小さくなっている。

なお、比重、吸水率の深度分布に関しては、図5.3-1～図5.3-2に示す通りである。頁岩および砂岩に関しては、ほぼ深度との相関が見られるが、礫岩に関してはバラツキが大きいことがわかる。一般的に、堆積岩の物理特性に関しては深度依存性があり、特に軟岩においては明瞭であるといわれているが、今回の試験結果を見る限りにおいては、とりわけ礫岩に関して明瞭な深度依存性は見られない。

5.3.2 力学特性

岩種・岩級別にまとめた力学試験結果を表5.3-2に示す。なお、同表中には物理試験結果の一部を合わせて記載している。

(1) 強度特性

強度特性に関して、表5.3-2からは以下のことがわかる。

①一軸圧縮強度に関しては、礫岩および砂岩において岩級が C_M 、 C_H 、Bの順に良くなるにつれて大きくなっている。礫岩の一軸圧縮強度については、各岩級の平均値で

表5.3-1 岩種・岩級別物理試験結果総括表(深度60~600m)

岩 種	岩級	見かけ比重 (自然状態)	見かけ比重 (強制湿润状態)	見かけ比重 (強制乾燥状態)	吸水率 (%)	有効間隙率 (%)	飽和度 (%)
礫 岩	C _M	2.36 [0.08] 5	2.36 [0.08] 5	2.18 [0.13] 5	8.5 [3.2] 5	18.2 [5.6] 5	99.4 [0.5] 5
	C _H	2.48 [0.06] 51	2.48 [0.06] 51	2.35 [0.09] 51	5.2 [1.6] 51	12.1 [3.2] 51	99.7 [0.6] 51
	B	2.57 [0.04] 18	2.57 [0.04] 18	2.51 [0.06] 18	2.5 [0.6] 18	6.2 [2.0] 18	99.7 [0.4] 18
砂 岩	C _M	2.31 [0.06] 3	2.31 [0.06] 3	2.07 [0.07] 3	12.1 [1.0] 3	24.9 [1.2] 3	99.1 [0.9] 3
	C _H	2.35 [0.06] 9	2.35 [0.06] 9	2.13 [0.08] 9	10.3 [1.8] 9	21.9 [3.1] 9	99.7 [0.3] 9
	B	2.48 [0.07] 7	2.48 [0.07] 7	2.34 [0.11] 7	5.9 [2.0] 7	13.5 [4.3] 7	99.9 [0.1] 7
頁 岩	C _H	2.45 [0.01] 9	2.45 [0.01] 9	2.28 [0.02] 9	7.5 [0.4] 9	17.0 [0.7] 9	99.6 [0.2] 9

凡例 上段:平均値
中段:[標準偏差]
下段:試験数量

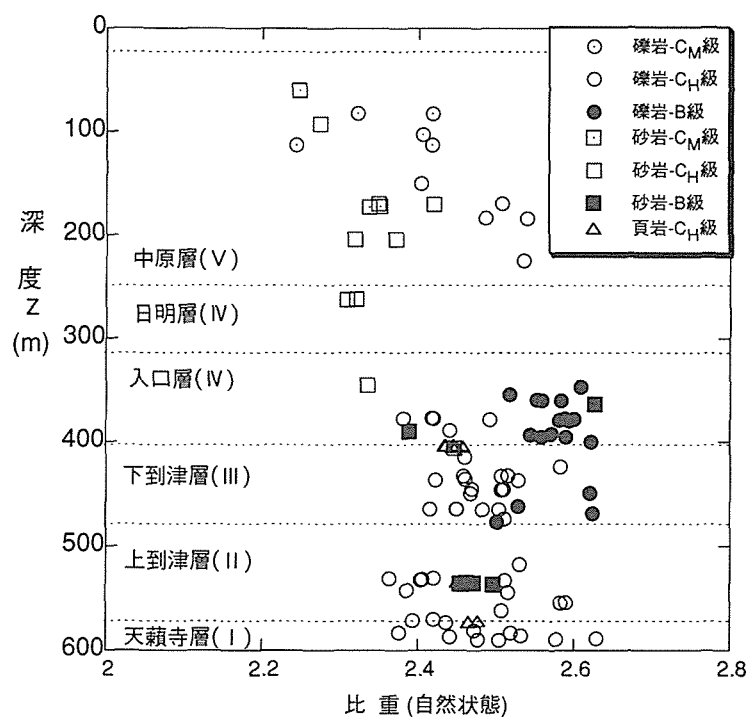


図5.3-1 比重の深度分布

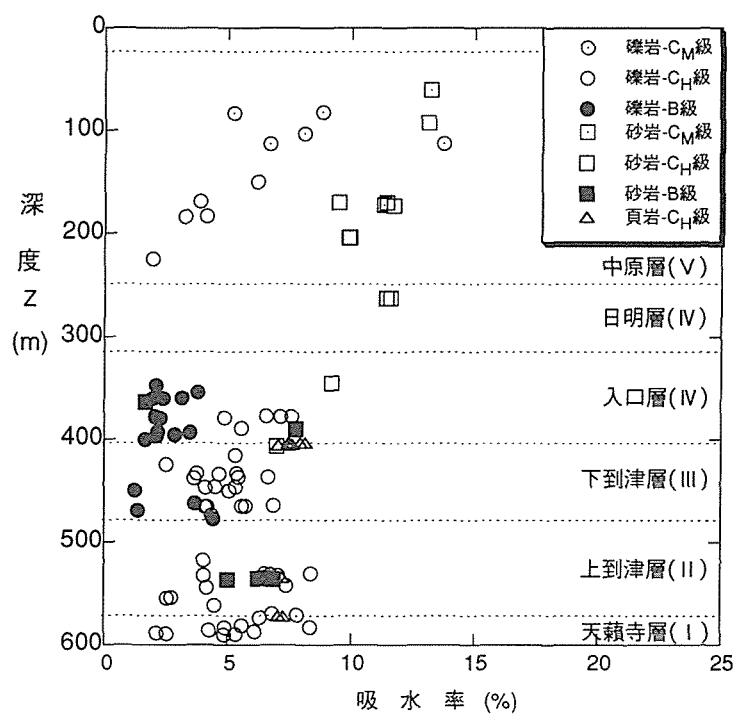


図5.3-2 吸水率の深度分布

C_M 級が6.67MPa, C_H 級が31.5MPa, B級が68.5MPaである。一方, 砂岩の一軸圧縮強度に関しては, 各岩級の平均値で C_M 級が4.92MPa, C_H 級が26.4MPa, B級が85.7MPaである。

②礫岩の粘着力に関しては, 各岩級の平均値で C_H 級が8.8MPa, B級が17.7MPaである。

③礫岩の内部摩擦角に関しては, 各岩級の平均値で C_H 級が 36° , B級が 43° である。

なお, 一軸圧縮強度の深度分布に関しては, 図5.3-3に示す通りである。同図中には, 一軸圧縮強度が20MPa付近の礫岩データが確認できるが, このように小さい一軸圧縮強度の値が C_H 級あるいはB級と判定された岩石において得られることは, 通常では考えられないことである。このように, これまでに経験のない試験結果が得られていることは, 室内試験結果を解釈して礫岩コアの物性を評価する上で非常に興味深いと思われる。この内容については, 後の第7章で詳述することにする。

(2) 変形特性

変形特性に関しては, 表5.3-2より以下のことがわかる。

①礫岩の一軸圧縮試験より求めた弾性係数 E_{50} に関しては, 各岩級の平均値が3,980～36,400MPaの範囲にある。

②弾性係数 E_{50} に関しては, 礫岩および砂岩において岩級が C_M , C_H , Bの順に良くなるとともに, その値が大きくなっている。礫岩の弾性係数 E_{50} に関しては, 各岩級の平均値で C_M 級が3,980MPa, C_H 級が18,200MPa, B級が36,400MPaである。一方, 砂岩に関しては, 各岩級の平均値で C_M 級が2,560MPa, C_H 級が8,810MPa, B級が25,800MPaである。

次に, 超音波速度試験によるP波速度 V_p およびS波速度 V_s に関して, 拘束圧の有無による違いを調べた結果を, 表5.3-3に示す。P波速度 V_p およびS波速度 V_s に関して, 表5.3-3からは以下のことがわかる。

①礫岩のP波速度 V_p に関しては, 各岩級の平均値は3,530～4,450m/s(無拘束), 4,120～4,880m/s(土被り圧相当の拘束圧)の範囲にある。また, 礫岩および砂岩のB級同士の比較では, 礫岩の方が V_p が大きくなっている。

②礫岩のS波速度 V_s に関しては, 各岩級の平均値は1,740～2,690m/s(無拘束), 2,190～2,800m/s(土被り圧相当の拘束圧)の範囲にある。また, 礫岩および砂岩のB級同士の比較では, 礫岩の方が V_s が大きくなっている。

③礫岩のP波速度 V_p およびS波速度 V_s を岩種別に見ると, 両方とも頁岩, 砂岩, 礫岩の順におよそ大きくなっている。

④礫岩の超音波速度試験より求めた弾性係数 E_d に関しては, 各岩級の平均値は19,800～45,400MPa(無拘束), 30,800～51,000MPa(土被り圧相当の拘束圧)の範囲にある。

また, B級同士の比較では, 礫岩の方が砂岩よりも E_d が大きい。

なお, P波速度 V_p およびS波速度 V_s の深度分布に関しては, それぞれ図5.3-4および図

表5.3-2 岩種・岩級別力学試験結果総括表(深度60~600m)

岩種	岩級	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	P波速度 Vp (km/s)	S波速度 Vs (km/s)	ポアソン比(超音波) ν_d	弾性係数(超音波) E _d (×10 ³ MPa)	一軸圧縮強度 qu (MPa)	ポアソン比(一軸) ν_s	弾性係数(一軸) E ₅₀ (×10 ³ MPa)	粘着力 C (MPa)	内部摩擦角 ϕ (°)
礫岩	C _M	2.36 [0.05] 5	1.54 [0.36] 5	0.81 [0.22] 5	0.31 [0.02] 5	4.26 [2.28] 5	6.67 [3.92] 5	0.24 [0.15] 3	3.98 [3.18] 3	—	—
		2.46 [0.07] 51	3.89 [0.53] 51	1.80 [0.29] 51	0.36 [0.04] 51	22.3 [7.35] 51	31.5 [13.1] 34	0.23 [0.09] 29	18.2 [8.15] 33	8.8 [5.9] 4	36 [13] 4
		2.57 [0.05] 18	4.59 [0.53] 18	2.44 [0.36] 18	0.29 [0.09] 18	39.9 [10.5] 18	68.5 [26.8] 11	0.22 [0.10] 9	36.4 [11.8] 11	17.7 1	43 1
	C _H	2.27 [0.05] 5	1.73 [0.99] 5	1.26 1	0.35 1	5.81 1	4.92 [3.24] 5	—	2.56 1	—	—
		2.30 [0.09] 7	3.25 [0.22] 7	1.57 [0.30] 7	0.34 [0.05] 7	15.5 [5.24] 7	26.4 [12.4] 7	0.22 [0.0] 6	8.81 [3.51] 6	11.2 1	15 1
		2.47 [0.06] 7	3.79 [0.64] 7	2.01 [0.38] 7	0.30 [0.03] 7	27.0 [11.7] 7	85.7 [72.7] 3	0.23 [0.0] 3	25.8 [22.7] 3	4.6 1	40 1
砂岩	B	2.44 [0.01] 9	2.99 [0.18] 9	1.26 [0.21] 9	0.39 [0.03] 9	11.0 [3.30] 9	13.5 [6.08] 5	0.33 [0.1] 3	2.27 [1.02] 4	4.0 1	6.2 1
		2.44 [0.01] 9	2.99 [0.18] 9	1.26 [0.21] 9	0.39 [0.03] 9	11.0 [3.30] 9	13.5 [6.08] 5	0.33 [0.1] 3	2.27 [1.02] 4	4.0 1	6.2 1

凡例 上段:平均値
中段:[標準偏差]
下段:試験数量

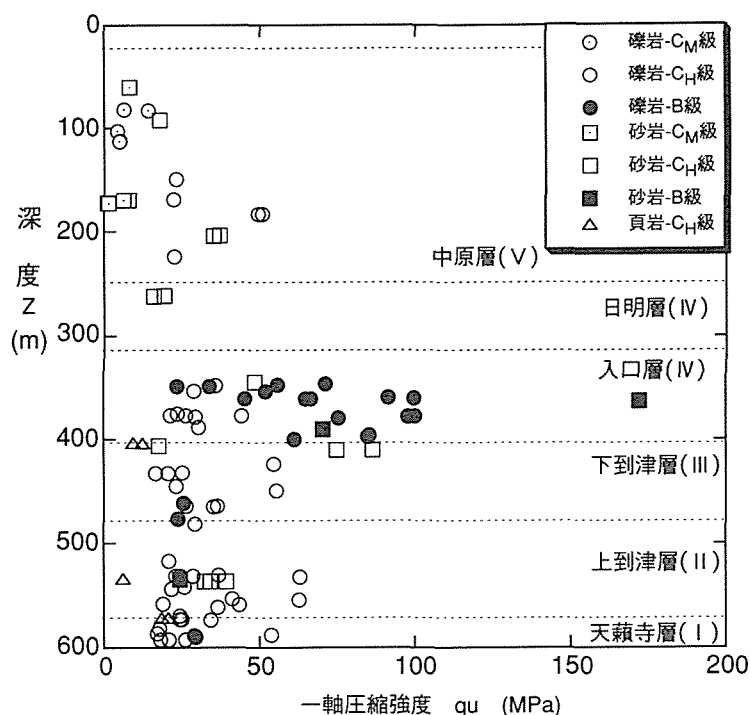


図5.3-3 一軸圧縮強度の深度分布

表5.3-3 岩種・岩級別三軸超音波速度試験結果総括表(深度300~600m)

岩 種	岩級	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	無拘束圧				土被り圧			
			P波速度 Vp (km/s)	S波速度 Vs (km/s)	ポアソン比 ν_d	弾性係数 E _d (×10 ³ MPa)	P波速度 Vp (km/s)	S波速度 Vs (km/s)	ポアソン比 ν_d	弾性係数 E _d (×10 ³ MPa)
礫 岩	C _M	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	C _H	2.45 [0.05] 17	3.53 [0.49] 17	1.74 [0.22] 17	0.33 [0.04] 17	19.8 [5.25] 17	4.12 [0.37] 17	2.19 [0.22] 17	0.30 [0.04] 17	30.8 [5.90] 17
	B	2.59 [0.02] 7	4.45 [0.62] 7	2.69 [0.23] 7	0.20 [0.07] 7	45.4 [10.2] 7	4.88 [0.31] 7	2.80 [0.18] 7	0.25 [0.03] 7	51.0 [6.78] 7
砂 岩	C _M	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	C _H	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	B	2.44 [0.01] 4	3.51 [0.21] 4	1.87 [0.05] 4	0.30 [0.01] 4	2.23 [1.53] 4	3.59 [0.23] 4	1.92 [0.05] 4	0.30 [0.01] 4	2.35 [1.66] 4
頁 岩	C _H	2.44 [0.01] 4	2.76 [0.03] 4	1.05 [0.14] 4	0.41 [0.02] 4	7.64 [1.91] 4	2.83 [0.04] 4	1.07 [0.15] 4	0.41 [0.02] 4	8.00 [2.10] 4

凡例 上段:平均値
中段:[標準偏差]
下段:試験数量

5.3-5に示す通りである。これらの図より、 V_p および V_s の深度分布は岩種によらず、明瞭な深度依存性が見られないことがわかる。

以上の結果より、本サイトにおける堆積岩の力学特性には、岩種によらず明瞭な深度依存性が見られないことが明らかとなった。この傾向は、前述した物理特性の深度分布においても同様に見られるが、特に礫岩に関して顕著である。この理由としては、一般的に新第三紀以降の堆積岩の力学特性では、物理特性と同様に深度依存性が見られることが多いが、今回の礫岩の試験データの場合は、礫およびセメンテーション物質の分布性状に関して不均質であることや、古第三紀の堆積岩であること等によるものと推定される。このことから、礫岩の物性評価を行う際には、新第三紀以降の比較的均質な泥岩や砂岩等の堆積軟岩の物性を評価する時よりも、供試体の不均質性やセメンテーション効果等について考慮する必要があると考えられる。

しかし、今回のような大深度地盤を対象とする場合には、礫岩と言えどもサンプリングに伴うコアの乱れが生じている可能性があるため、礫岩の物性評価に先立って礫岩コアの品質評価を実施しておくことが重要と思われる。よって、本論文では礫岩コアのサンプリングによる乱れの影響について調べるため、特に礫岩の不均質性(礫分含有率)、セメンテーション効果(方解石含有率)の2つに着目した礫岩コアの品質評価を行うことにする。

5. 4 礫分含有率の計測方法の検討

礫岩の調査における礫分含有率の計測に関しては、採取した攪乱試料を礫と基質に分離して行う方法が一般的である。しかし、試料の採取が困難あるいは礫と基質が分離できない場合には、色指数図^{5.5)}と呼ばれる礫の分布状態と礫分含有率の数値との関係を白黒で模式的に示した図と、礫岩の露頭面に表れた礫の分布状況との比較から、単位面積当たり礫が占める面積を近似的に求め、これを礫分含有率としている。ここでは、礫岩物性に影響を与える要因の1つと考えられる礫分含有率に着目し、礫分含有率の特に計測方法について実用に重きを置いて検討する。すなわち、供試体側面上の礫の幾何学的情報を用いた礫分含有率の計測方法について示し、それらの計測結果について述べる。次に、同じ供試体を用いて室内粒度試験(ふるい分け試験)を別途実施して基本となる粒度分布を求め、この粒度分布と前述の計測方法による粒度分布とを比較した結果を報告する。これらの計測方法による結果の違いは、①計測次元の違い、②計測対象の違い、③含有する礫形状の違い、④コアおよび供試体の表面に現れた礫形状の違い、などが個々に、あるいは相互に影響した結果であると考えられる。

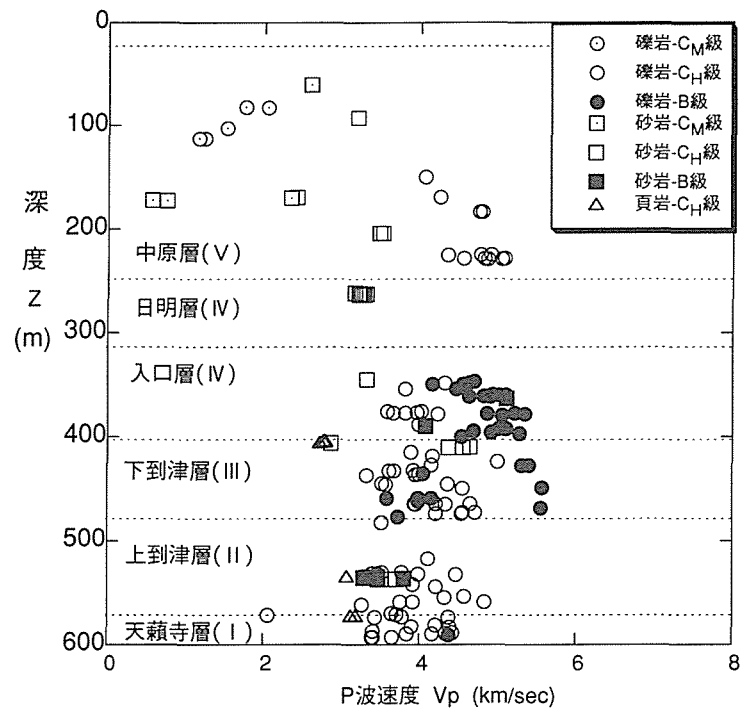


図5.3-4 P波速度の深度分布

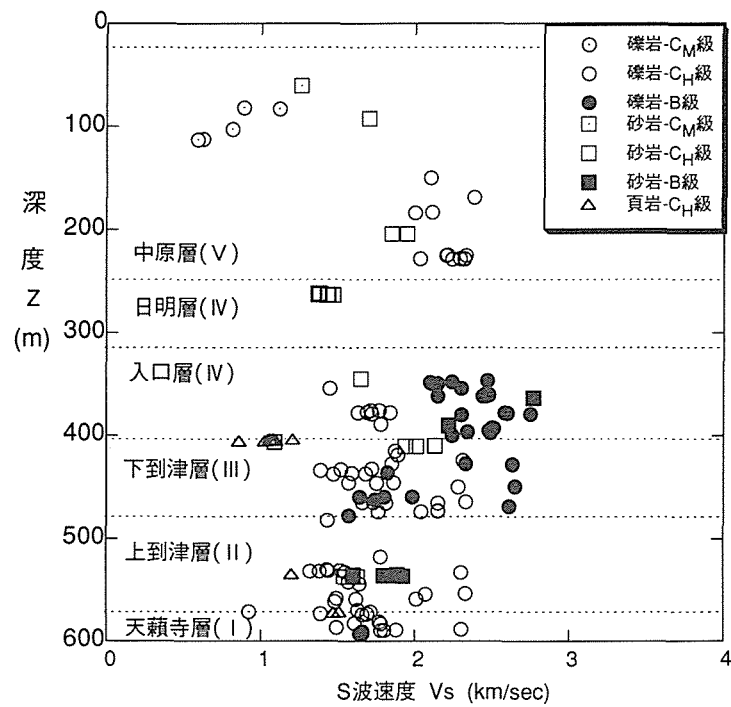


図5.3-5 S波速度の深度分布

5.4.1 調査方法

(1) 画像処理による方法

この方法は、礫岩供試体側面上の礫の分布状況に関する情報を、パソコンを用いて画像処理により計測するものである。すなわち、画像中の礫とそれ以外の部分との濃度の差を利用して、適切なしきい値を用いることで画像の2値化を行う。そして、礫とそれ以外の部分に分離された2値画像をソフトウェアによって計測処理を行う。なお、画像処理には創造的発想システム^{5,6)}の中の静画像編集サブシステムを使用した。以下に、画像処理を用いた方法の概略手順を述べる。

① 画像の取り込み

礫を含んだ2種類の画像、すなわち供試体(直径50mm×高さ100mm)の写真と、供試体の側面に分布する礫の境界の内側を透明なOHPシートに油性マジックインキでトレースした展開図を、それぞれスキャナーで取り込む。写真による方法においては撮影された画像が、また、展開図による方法では円筒面上に展開されたトレースが扱われることになる。この時、画像の明瞭さと作業のし易さ、拡大した時の画像の解像度とのバランスを考え、300dpiの解像度で取り込みを行う。なお、供試体の中心部と周縁部との間に明暗の差が生じないようにするため、供試体の正面と左右両側面に照明を設置して写真撮影を行った。しかし、取り込まれた画像は暗くなっていたり、はっきりしない部分が存在する場合があるので、コントラストの強調、画像シャープ化のフィルター、階調数の低下などの処理を行い、それらを補正する。

② 礫の着色

礫とそれ以外の部分の分離は、両者の濃度差を利用して行う。また、画像は分離を行う段階においてグレースケール画像(モノクロの256階調の画像)とする必要がある。このため、礫および供試体周辺の背景を、それぞれ両者の濃度の差が大きい単一色で塗りつぶす。なお、礫は基質よりも明るい場合と暗い場合の両方が混在することから、供試体の写真を参照しながら礫を抽出し、塗りつぶしを行う。

③ 礫の抽出

これまでの作業で得られた画像は、白から黒までの濃度の情報を持つグレースケール画像となる。濃度のパラメータに対して塗りつぶした礫の全てが識別できる範囲で適切なしきい値を試行錯誤により設け、この画像を計測対象となる礫(画素値：1)とそれ以外の部分(画素値：0)に分離した2値画像とする。こうして画像が礫とそれ以外の部分に分離される。

④ 礫の面積計測

画像中のつながった画素の集まり(これを連結成分と呼ぶことにする。)が1つの物体として認識され、ラベリングされる(図5.4-1参照)。また、画像上の画素(pixel)と実際の長さの単位(mm)を合わせるため、供試体と共に写真撮影されたスケールを基準に、例えば

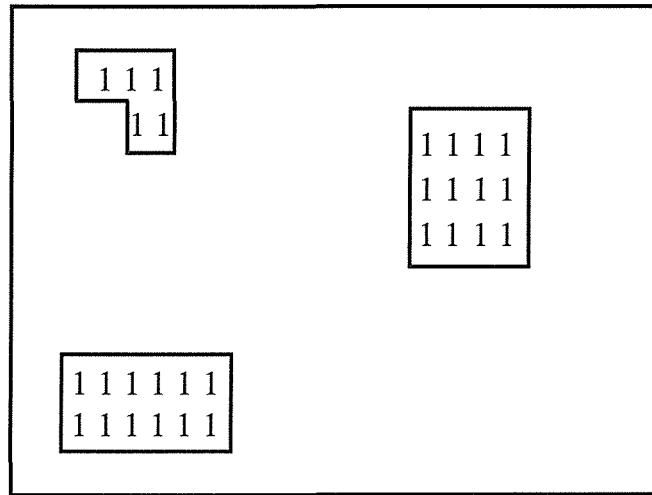


図5.4-1 礫を連結成分と計測した2値画像の例
(図中の白い領域は画素値が0の基質)

10mmが100pixelという形で長さの換算を行い、個々の連結成分ごとに面積を計測する。ここで、画像処理による礫分含有率とは、写真あるいは展開図を用いて供試体の表面に対して礫が占める面積割合を百分率で示すものとする。なお、後述するこの方法による礫径とは、得られた面積を有する円の半径と定義する。

(2) 糸を用いる方法

この方法は、ボーリングコア(長さ1m)あるいは供試体(長さ10cm)の長軸方向に1本の糸を置き、その糸に沿った部分の礫が占める線分の積算長を百分率で示すものである。以下、この方法をライン法と呼ぶことにする。計測作業上の制約から、今回は礫が占める線分長が5mm以上の場合を対象とする。

5.4.2 調査結果

(1) 画像処理結果

礫の計測を行った例として、展開図を用いて礫分含有率が14%および46%と計測された場合(以下、この方法を展開図法とする。)を図5.4-2および図5.4-3にそれぞれ示す。これらの図より、供試体の礫分含有率の値と礫の分布状況に関して概略のイメージを知ることができる。なお、本論文では後述するように、現段階では展開図法が粒度試験結果と差が小さく、また、実務の面からも最適な礫分含有率の調査方法であるとの立場から、展開図法を基本とした結果の整理を行う。

図5.4-2および図5.4-3は、供試体側面の全周上の礫の分布状況であるが、同図より計測した礫分含有率と供試体側面を一方向から撮影した写真を用いた場合(以下、この方法を写真法とする。)とを比較した結果を図5.4-4に示す。なお、同図中には、読み取りを行った礫径が2mm以上と5mm以上の2ケースについて示している。この図からは、展開図法による礫分含有率と写真法による礫分含有率の相関が高いこと、また、写真法による礫分含有率は、展開図法による礫分含有率よりも若干過大に評価されるようにも見えるが、近似的には読み取りを行った礫径の最小値による違いがほとんど見られないこと等がわかる。通常、地盤工学の分野では2mm以上の粒子径を持つ地盤材料を礫と称しているが、実際のボーリング掘削現場における礫分含有率の計測作業を考えた場合には、2mm以上を礫として取り扱う方法は作業効率の面から実務的とは言えない。今回の計測結果より、実務上5mm以上を礫として取り扱う方法が簡便法として有効と考える。よって、以下では5mm以上の粒子を対象に礫として取り扱うこととする。

図5.4-5は、供試体の写真法および展開図法による礫分含有率とライン法による礫分含有率の関係を示したものである。なお、このライン法による礫分含有率は、長さ1mのボーリングコアに対する値である。同図より、ライン法による礫分含有率の方が供試体による写真法および展開図法による礫分含有率よりも大きい値を示す傾向にあることがわかる。これらの違いは、対象とする礫岩の計測長さが異なること、また礫分含有率が小さく計測

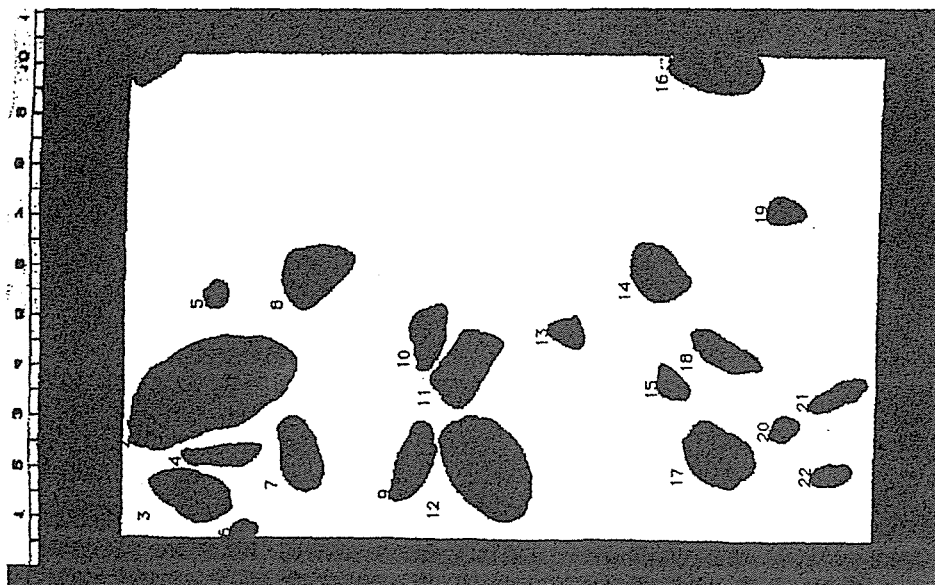


図5.4-2 展開図法による計測例
(礫分含有率が14%の場合)

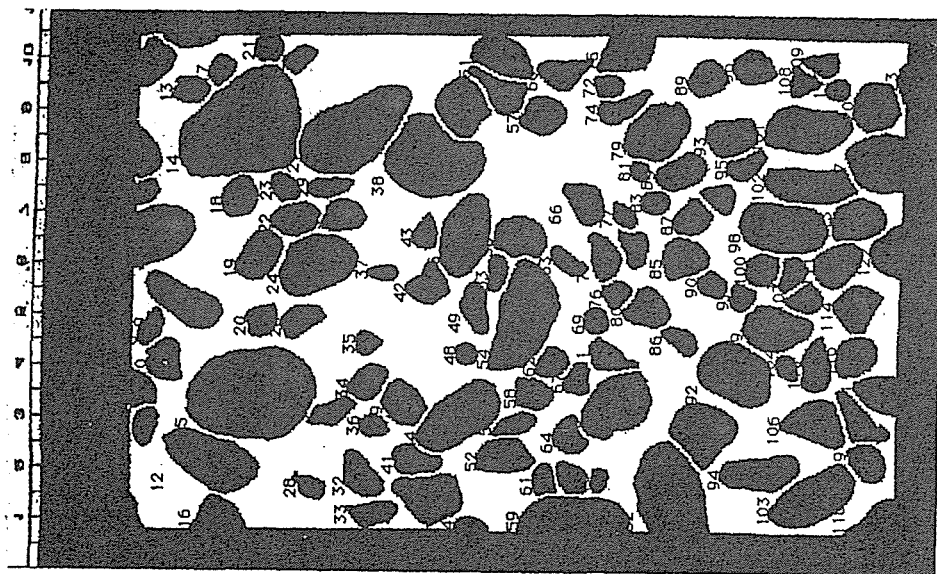


図5.4-3 展開図法による計測例
(礫分含有率が46%の場合)

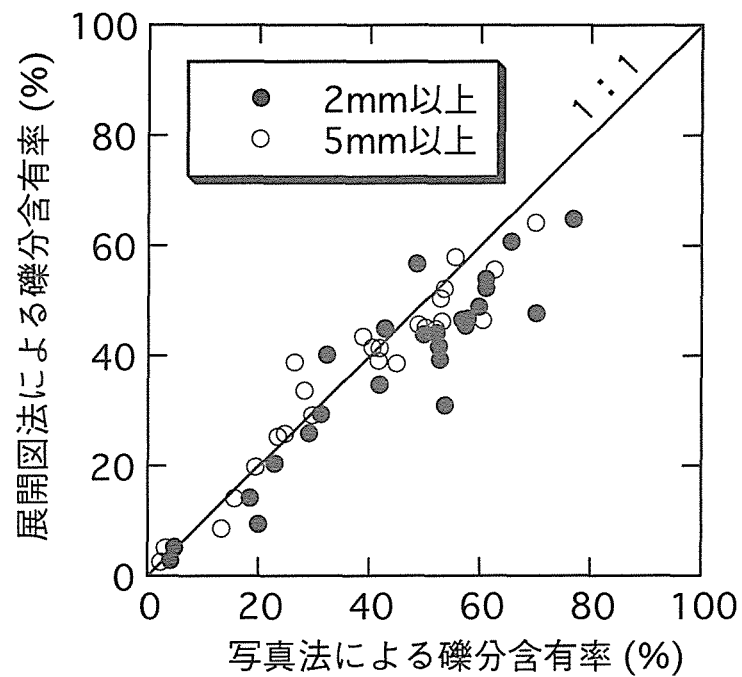


図5.4-4 展開図法による礫分含有率と写真法による礫分含有率の関係

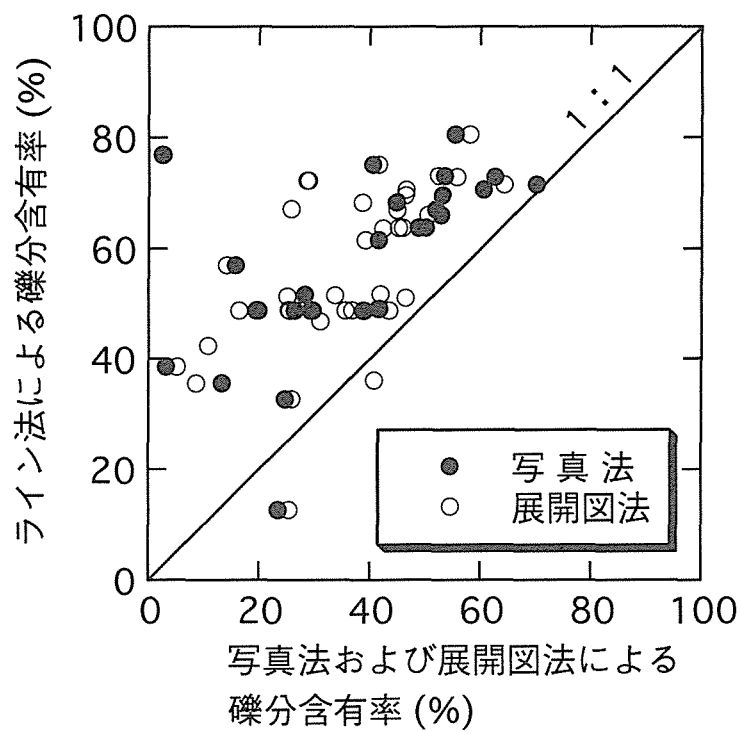


図5.4-5 写真法および展開図法による礫分含有率とライン法による礫分含有率の関係

長さが短いほど礫 1 個の計測の有無が礫分含有率の値に与える影響が大きいこと等が理由と思われる。

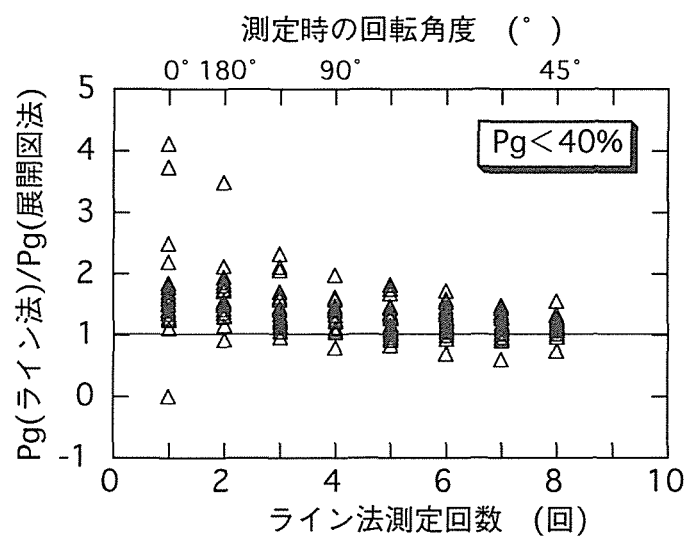
そこで、対象とする礫岩の計測長さを同じ長さ10cmの供試体とした場合の、展開図法とライン法による礫分含有率 P_g の関係を調べることにする。図5.4-6は、長さ10cmの供試体を用いて、ライン法と展開図法により求めた礫分含有率 P_g の比と測定回数の関係を礫分含有率に着目して示したものである。なお、同図中にある上下2つの横軸は、例えば測定時の回転角度 90° は供試体を 90° ずつ回転させて4回のライン法による礫分含有率 P_g の測定を実施したことを表す。同図を全体的に見ると、ライン法による礫分含有率の方が展開図法による礫分含有率よりも大きい値を示すことが知られる。また、この図からは、測定回数が少ないほどライン法と展開図法による礫分含有率 P_g の比の値のばらつきが大きい、測定回数が大きくなるにつれてばらつきが小さくなる傾向が見られる。この傾向は、礫分含有率 P_g が40%以下の場合に顕著であることから、 P_g が40%以上と計測される礫岩供試体の場合には、 P_g に関する展開図法とライン法の差は小さいと言えそうである。

一方、礫岩の礫分含有率 P_g の値は礫の最大径に依存することが予想される。図5.4-7は、供試体中の最大礫径 d_{\max} に注目した場合の、ライン法と展開図法により求めた礫分含有率 P_g の比と測定回数の関係を示している。なお、 P_g は40%以下を対象とした。同図より、 d_{\max} が大きくなるにつれて展開図法とライン法による P_g の違いが小さくなることが明らかである。このことから、 P_g および d_{\max} が大きくなるほど、ライン法と展開図法による P_g の違いは小さくなることがわかる。

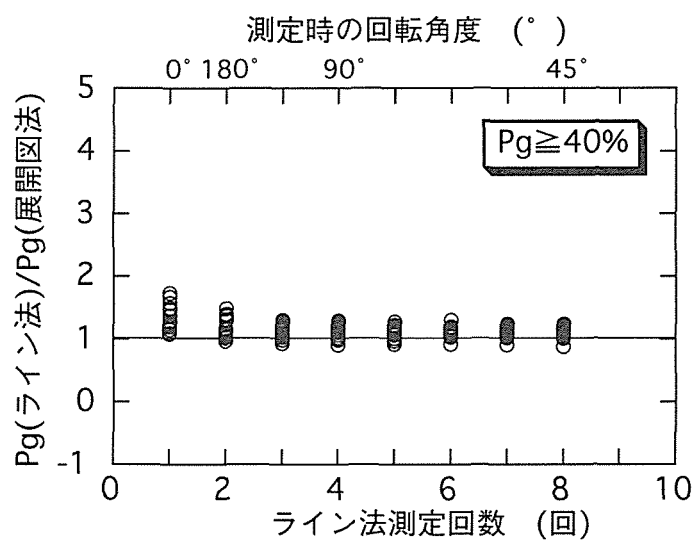
(2) 粒度試験結果との対応

供試体を構成している礫の粒度分布を直接求めるために、上記の方法により画像処理を行った供試体の中から任意に10供試体を選び出し、土質試験で通常実施されている室内粒度試験を行った(土質工学会基準「土の粒度試験方法」JSF T 131-1990)。本検討では、粒度試験により得られる粒度分布あるいは礫分含有率を、供試体の基本的かつ正確な値として取り扱うこととする。試験の前処理としては、供試体のふるい分けを可能にするために、塩酸を使用してバラバラにしておいた^{5,7)}。その詳細は、本論文の7.4.1項において後述する。図5.4-8に、礫岩10供試体の粒径加積曲線をまとめて示す。

図5.4-9は、礫岩供試体を用いて写真法および展開図法により算出した粒度分布と、粒度試験による粒度分布を比較したものである。ここでは、深度の異なる任意の5供試体についてのみ記載した。なお、粒径は中径(長径、短径ではなく)とした。同図中の粒径加積曲線を見る限りでは、全体的には粒度試験による方法と画像処理による2種類の方法の曲線形状の違いは小さいように思われる。また、最大粒径や5mm粒径、およびそれらの百分率に関しても、計測方法による明瞭な違いは見られない。しかし、よく眺めて見ると、展開図法(□印)、粒度試験法(○印)、写真法(△印)の順に、およそ右側から左側に粒径加積曲線が示される傾向が伺える。なお、展開図法と粒度試験法の差は小さい。このことか

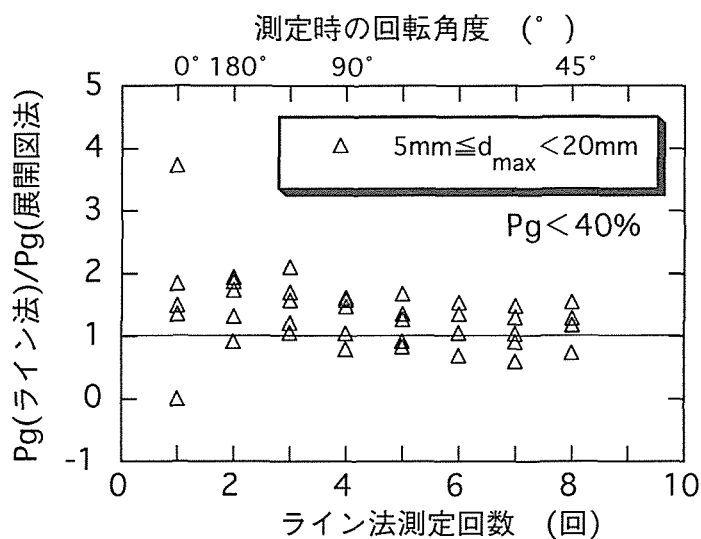


(a) $Pg < 40\%$ の場合

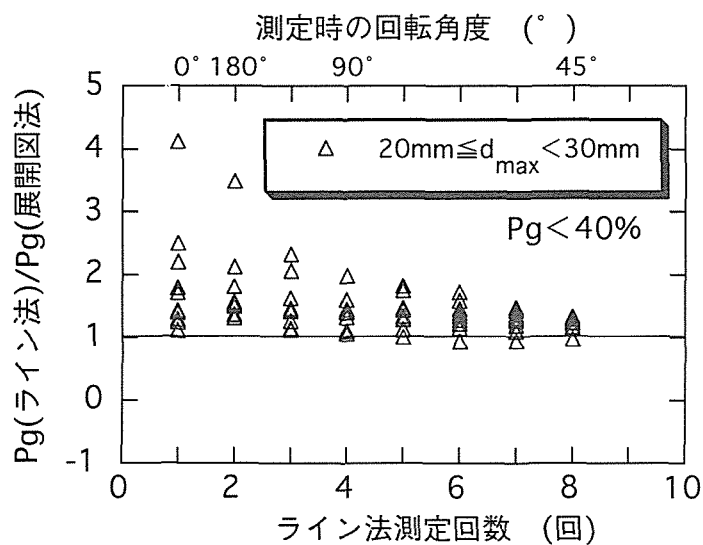


(b) $Pg \geq 40\%$ の場合

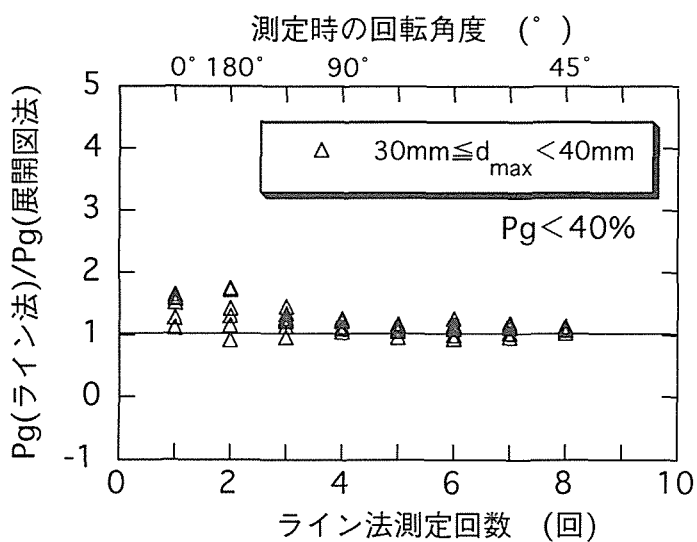
図5.4-6 礫分含有率と測定回数の関係(礫分含有率による影響)



(a) $5\text{mm} \leq d_{\text{max}} < 20\text{mm}$ の場合



(b) $20\text{mm} \leq d_{\text{max}} < 30\text{mm}$ の場合



(c) $30\text{mm} \leq d_{\text{max}}$ の場合

図5.4-7 礫分含有率と測定回数の関係(最大礫径による影響)

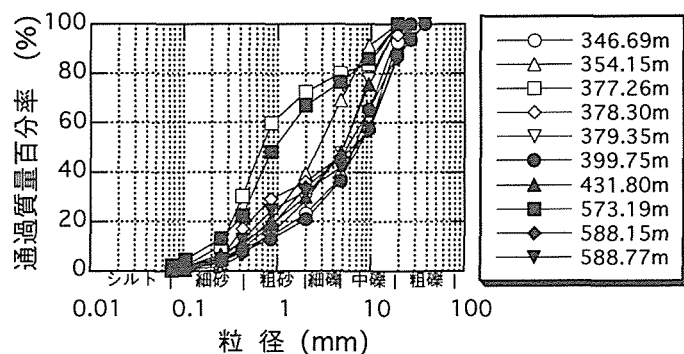
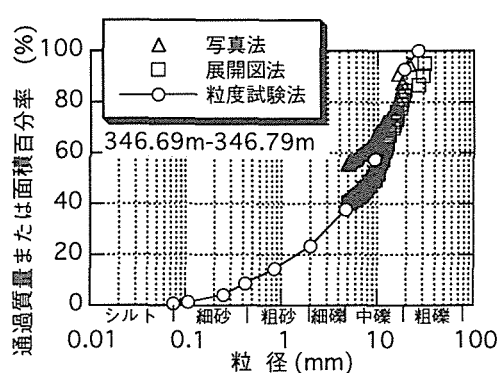
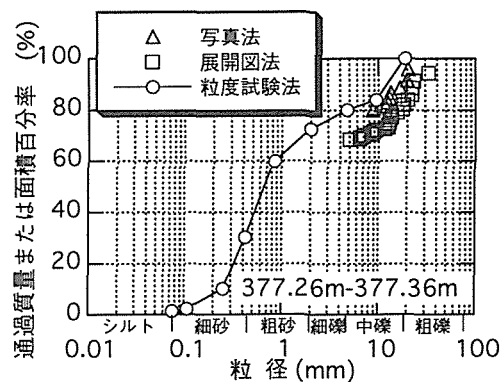


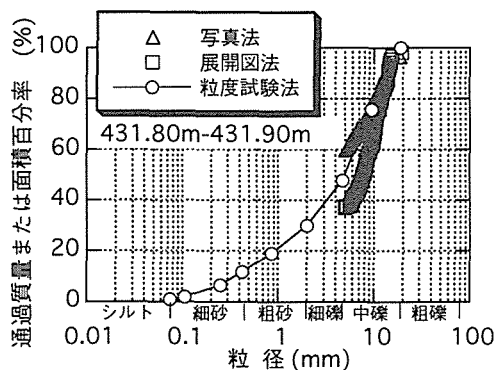
図5.4-8 礫岩供試体の粒径加積曲線



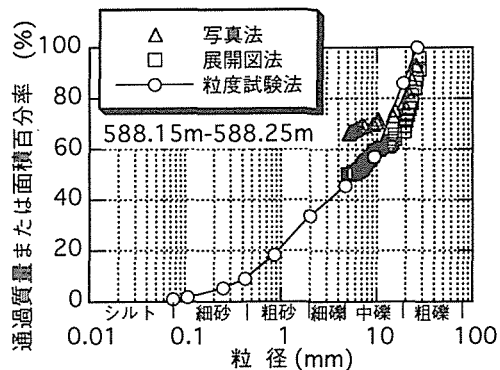
(a) 深度346.69～346.79m



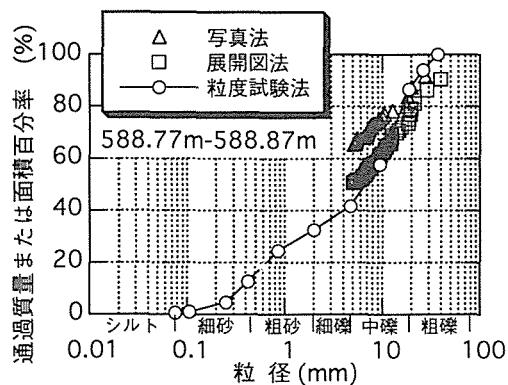
(b) 深度377.26～377.36m



(c) 深度431.80～431.90m



(d) 深度588.15～588.25m



(e) 深度588.77～588.87m

図5.4-9 写真法および展開図法を用いた粒度分布と
粒度試験法による粒度分布の比較

ら、粒度試験による礫分含有率を基準と考えた場合には、展開図法は粒度試験法と同等あるいは若干過大気味に、一方の写真法は粒度試験法よりも過小気味に、それぞれ評価する傾向にあることが知られる。

これらの計測方法による結果の違いは、①計測次元の違い、②計測対象の違い、③含有する礫形状の違い、④コアおよび供試体の表面に現れた礫形状の違い、などが個々に、あるいは相互に影響した結果であると考えられる。すなわち、①はライン法が1次元計測、展開図法および写真法が2次元計測、粒度試験法が3次元計測である違いである。②は、ライン法および写真法が標本計測、展開図法および粒度試験法が全数計測である違いである。③および④は、球形、偏平形などの違いである。

以上の結果から、地盤材料の礫分含有率の計測方法に関しては今回対象とした礫岩のみならず、礫混じり軟岩や砂礫などの礫を含む地盤材料に関しても、粒度試験(ふるい分け試験)によらずとも画像処理による計測方法が有効であると考ええる。また、今回の検討結果を整理して、礫分含有率に関する計測方法のまとめを表5.4-1に示す。同表には、各計測方法の長所および短所、さらに計測回数などから判定した実務面からの順位が示されている。今回検討した中で実務的な礫分含有率の計測方法と考えた場合には、展開図法が最も有効と思われる。なお、本検討結果の普遍性、一般性について論じるためには、さらなるデータの蓄積と分析が必要であり、今後の課題である。

5.4.3 本節のまとめ

礫分含有率の調査方法に関して検討を実施した結果、以下のような知見が得られた。

- (1)画像処理で読み取りを行う際の、礫径の違いが礫分含有率に与える影響については、読み取りを行う礫径が2 mm以上と5 mm以上との間に大きな差異はなかった。
- (2)粒径加積曲線に関しては、全体的に画像処理と粒度試験の曲線形状の違いは小さく、大略同じ粒度分布が得られた。
- (3)礫分含有率については、ライン法の測定回数が大きいほど、また、礫分含有率および最大礫径の値が大きくなるほど、ライン法と展開図法の違いは小さくなる。
- (4)今回検討した供試体の礫分含有率の計測方法の中では、供試体側面の展開図を用いて画像処理を施した展開図法が最も有効である。

5. 5 鉱物学的な地質特性

5.5.1 礫岩の礫種および基質

ここでは、出山層から採取された礫岩、砂岩、頁岩の3岩種のうち、以下では約7割を占める礫岩に絞ってその特徴を述べる。出山層の礫岩は、直径0.5~8cm(最大22cm)の亜

表5.4-1 礫分含有率の計測方法に関するまとめ

	方 法	長 所	短 所	計測回数	計測時間	計測難易度	実務面からの順位
展開図法	供試体側面にOHPシートを巻き、礫の輪郭をトレースして画像処理により求める。	供試体の礫分含有率をほぼ正確に求めることができる。	パソコンによる画像処理が必要である。	◎ (1回)	○ (中)	◎ (小)	1
写 真 法	供試体側面の写真を撮影し、写真を画像処理して求める。	供試体の礫分含有率をほぼ正確に求めることができる。	パソコンによる画像処理が難しい。	○ (1～2回)	○ (中)	○ (中)	3
ライン法	供試体またはボーリングコアの表面に糸を張り、その糸に接する礫の線分長の合計を百分率で求める。	作業が非常に単純であり、現場にて簡易に求められる。	測定回数により求められる礫分含有率の値にばらつきが生じる。	△ (7～8回)	◎ (小)	◎ (小)	2
粒度試験	供試体を塩酸溶液の中に入れ、礫と基質を分離させた後に、ふるい分け試験を行って求める。	供試体の最も基本的かつ正確な礫分含有率を求めることができる。	塩酸処理が必要である。	◎ (1回)	△ (大)	△ (大)	4

(◎:優,○:良,△:可)

円礫～円礫を主体とし、礫種は周辺の基礎岩盤を反映して様々である。すなわち、関門層群の安山岩・凝灰岩の他、中・古生層起源の砂岩・珪岩・ホルンフェルス、第三紀の砂岩・頁岩・凝灰岩、ひん岩や石英斑岩の貫入岩類からなり、このうち古生層の砂岩・珪岩、関門層群の安山岩、第三紀の砂岩や頁岩が最も多く観察された。また、下到津層、上到津層、天籟寺層では、比較的軟質な礫、すなわち頁岩・凝灰岩の亜角礫が多く観察され、さらに下位の地層ほど軟質な礫の直径が大きくなる傾向が見られる。

一方、基質に関しては、灰色から暗オリーブ灰色の粗粒砂岩が大部分を占めており、中粒砂岩から細粒砂岩が所々に挟まれている。また、基質が細礫からなり、砂分が極めて少ない箇所が、下到津層と天籟寺層にて確認された。

5.5.2 礫岩の基質および基質-礫間の充填鉱物

礫岩の物性は、前述したように礫と基質に関する複数の要因が関与している。したがって、出山層から採取された深度600mまでの礫岩コアについて、礫の岩種、含有率、形状や基質および基質-礫間の特徴等を詳細に観察を行った。その結果、基質および基質-礫間の充填鉱物として、カオリナイト、方解石、黄鉄鉱が確認された。充填鉱物は、白色粘土鉱物のカオリナイト(X線回折分析にて同定)および炭酸塩鉱物の方解石(X線回折分析にて同定)がコア試料全般に渡って含まれており、深度450～550m間付近では、微量の黄鉄鉱が確認された。黄鉄鉱は、風化や酸化によって周辺地盤を劣化させる鉱物であるが、酸化しなければ礫岩の物性値に影響を及ぼさないと考えられる。ここでは、酸化のない新鮮な礫岩を対象とすることから、以下では基質および基質-礫間の充填鉱物として確認されたカオリナイトおよび方解石について述べる。

カオリナイトは、コア全体というよりは基質-礫間に部分的に固まりとして混入している場合が多い。また、カオリナイトが多量に混入している場合には基質が柔らかく、ボーリング掘削によりコア径が若干小さくなる等のコア形状に影響を及ぼしている。このことから、深度200～600m間に対してコアの表面観察による定性的な評価を実施した。その結果を図5.5-1に示す。ここで、同図中に記載されている横軸の含有割合(なし、少ない、多い)は、次のような①～③の基準で設定した区分である。

- ①なし：鉱物の存在箇所を探しても全く確認できない。
- ②少ない：鉱物の存在箇所を探すことにより確認できる。
- ③多い：鉱物の存在箇所を探さなくても容易かつ明瞭に確認できる。

図5.5-1のカオリナイトの含有割合と岩級との関係を見ると、両者の間には明瞭な相関が見られないことから、カオリナイトの含有割合が岩級を支配する主たる要因にはなっていないことが知られる。

一方、堆積岩である出山層の礫岩には、長い年月の間に受けたセメンテーション作用によって生成されたカオリナイトの他に、入口層および下到津層付近を中心に方解石が多量

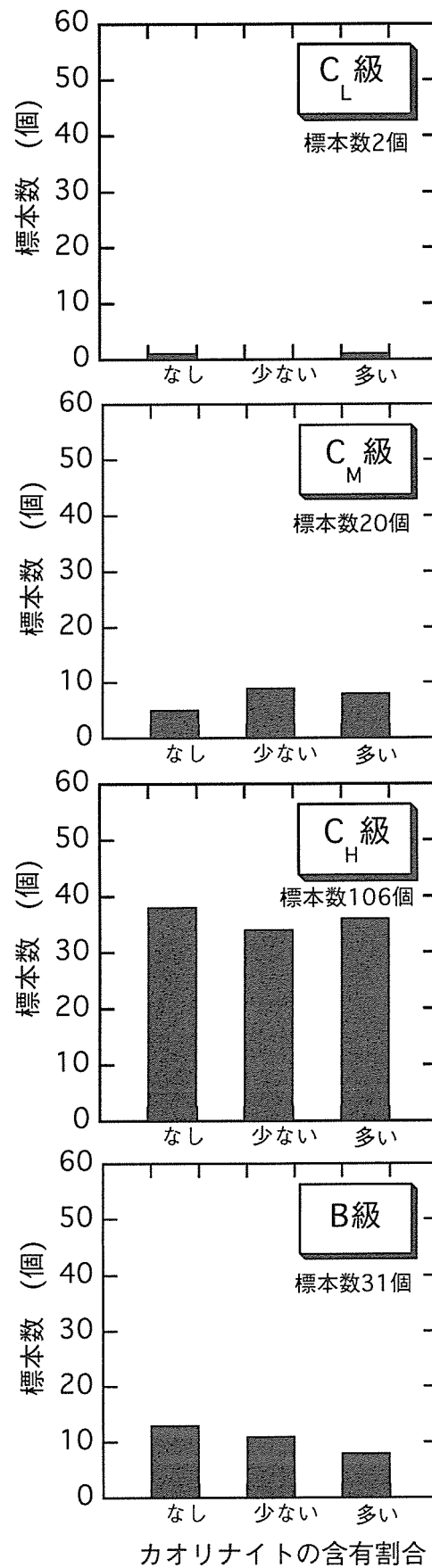


図5.5-1 カオリナイトの含有割合と岩級の関係

に充填されている箇所があることが、X線回折分析の結果により判明した。方解石が充填されている場合には、カオリナイトの場合と異なり、基質または基質－礫間の間隙を方解石が膠結して硬質化していることから、コア外径はビット内径とほぼ等しく、きれいな棒状である。カオリナイトの場合と同様に、コアの表面観察によって方解石の定性的な評価を実施した。その結果を図5.5-2に示す。図5.5-2の方解石の含有割合と岩級との関係を見ると、方解石の含有割合が大きくなるにつれて岩級が $C_L \rightarrow C_M \rightarrow C_H \rightarrow B$ と高い方に分類される傾向にあること、また、方解石が多い場合にはB級に分類されていること等がわかる。なお、カオリナイトは、基質が粗粒な礫岩に多く見られ、逆に方解石は、基質が細粒な礫岩に多く確認された。

以上のことから、深度600mまでの大深度から採取された礫岩コアの形状は、基質および基質－礫間の充填鉱物であるカオリナイトおよび方解石の含有割合が関与していることがわかる。また、特に方解石については、その含有割合が岩級に対して大きく影響していることが明らかである。

5. 6 本章の結論

本章で得られた主な知見をまとめると、以下の通りである。

- (1)本サイトにおける堆積岩の物理および力学特性には、岩種によらず明瞭な深度依存性が見られないことがわかった。この傾向は、特に礫岩に関して顕著である。この理由としては、礫岩が不均質であることや、古第三紀の堆積岩であることによるセメンテーション効果の影響等によるものと推定されるが、礫岩の物性評価を行う際には、新第三紀以降の比較的均質な泥岩や砂岩等の堆積軟岩の物性を評価する時よりも、供試体の不均質性やセメンテーション効果等について考慮する必要があることを指摘した。
- (2)一軸圧縮強度が20MPa付近の礫岩データが確認できるが、このように小さい一軸圧縮強度の値が C_H 級あるいはB級と判定された岩石において得られることは、通常では考えられないことである。今回のような大深度地盤を対象とする場合には、礫岩と言ってもサンプリングに伴うコアの乱れが生じている可能性があるため、礫岩の物性評価に先立って礫岩コアの品質評価を実施しておく必要性を指摘した。
- (3)礫岩コアの品質に影響を与える礫分含有率について、計測精度および作業性の観点から有効な計測方法の検討を行った。その結果、粒径加積曲線による比較では、全体的に画像処理と粒度試験の曲線形状の違いは小さく大略同じ粒度分布であるが、実務上は供試体側面の展開図を用いた画像処理による方法が有効であることがわかった。
- (4)深度600mまでの大深度から採取された礫岩コアの形状は、基質および基質－礫間の充填鉱物であるカオリナイトおよび方解石の含有割合が関与していることがわかった。また、特に方解石については、その含有割合が岩級に対して大きく影響していることが明

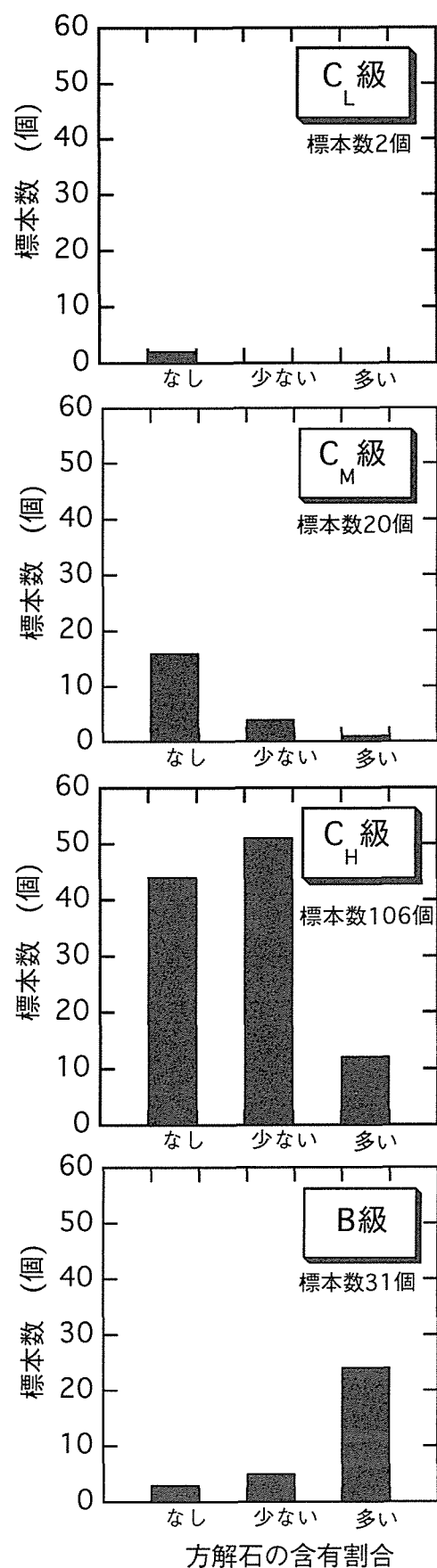


図5.5-2 方解石の含有割合と岩級の関係

らかとなった。

参考文献

- 5.1) 唐木田芳文：日本の地質 9 九州地方，共立出版株式会社，pp.102～107，1992.
- 5.2) 建設省計画局・北九州市：北九州市地区の地盤，都市地盤調査報告書，第18巻，pp.1～168，1968.
- 5.3) 松下久道：洞海湾周辺地質調査報告 洞海湾周辺地質図，日本道路公団若戸橋調査事務所，1957.
- 5.4) 金子和宏，江藤芳武，野崎明人，中川加明一郎，志田原巧，川崎 了：堆積岩盤における水封機能実証試験について，第6回圧縮空気貯蔵(CAES)研究連絡会，pp.9～16，1996.
- 5.5) 田中憲一，片田正人：カラーインデックス，地調月報，17，pp.300，1966.
- 5.6) 萩原 豊，角湯正剛，山本公夫：創造的発想システムの構築と景観シミュレーションへの適用，電力中央研究所報告，U95045，27p，1996.
- 5.7) 川崎 了，中川加明一郎，江藤芳武，野崎明人，小泉和広：方解石含有率に着目した大深度堆積礫岩の物性に関する検討，応用地質，Vol.38，No.5，pp.252～264，1997.

第6章 人工礫岩を用いた礫岩の寸法効果に関する検討

6. 1 概説

前の第5章で対象とした大深度礫岩に関しては、図5.2-2のRQDより割れ目がほとんど存在しないことから、岩盤としての礫岩の物性をコア試験から評価できる可能性がある。すなわち、礫岩を均質要素として評価できる条件、例えば礫岩の強度・変形特性と、礫径および供試体寸法との関係等が明らかとなれば、岩盤の物性評価を岩石を用いて行うことが可能になる。そのためには、乱れのない(少ない)礫岩コアを用いた室内試験を実施して、礫岩の強度・変形特性に関する寸法効果について検討を行う必要がある。

第5章では、大深度礫岩(以下、小倉礫岩と記す。)を用いた室内試験に関して述べたが、ここ第6章では同じ小倉礫岩を用いて追加実施した室内試験の他に、人工礫岩を用いた室内試験を実施して、礫岩の寸法効果について検討した。すなわち、乱れのない(非常に少ない)人工礫岩供試体を用いて、礫岩の供試体寸法と物理・力学特性との関係について検討した結果を述べる。

6. 2 試料および室内試験の概要

ここでは今回新たに開発した人工礫岩を中心に述べる。

6.2.1 人工礫岩の作製方法

寸法効果を調べる室内試験においては、ボーリングによるコア(供試体)の乱れの影響がなく(非常に少なく)、供試体直径が異なる礫岩供試体が必要である。しかし、試験に供する礫岩供試体を現地盤、特に大深度地盤から乱れのない(非常に少ない)状態でサンプリングするのは非常に困難である。よって、室内試験に用いる供試体の乱れと供試体寸法について考慮した結果、試験に安定して礫岩供試体を供給する必要性から人工礫岩を作製することにした。

一方、人工礫岩の作製に際しては、当然のことながら自然の礫岩の物性、例えば、圧密、せん断、透水等の力学特性を模擬していなければならない。人工岩の作製方法については幾つかの報告事例^{6.1),6.2),6.3)}があるが、これらの方法は大きく2つに大別することができる。

1つは、材料を混合して単に固化させる方法、そしてもう1つは、材料を混合した後に圧密(締め固め)を行う方法である。小倉礫岩は堆積性の礫岩であることから、ここでは後者の方法として谷らの人工軟岩の作製法^{6.3)}を参考にすることとした。これは、砂や粘土、水、セメントを練り混ぜたモルタルを圧密後、水中養生することによって堆積岩の長期間にわたる続成作用を室内で比較的短期間に再現させる方法であり、所定の大きさ、形状の供試

体として安定的かつ経済的であるといった長所を有している。なお、今回はこの方法と比較する意味で、圧密を行わない人工礫岩についても1ケース作製した。

また、人工礫岩が模擬する対象としては、自然界に実在する礫岩の物性に近いことが望ましい。そこで、物性が既知である小倉礫岩の2種類の礫岩(S供試体およびR供試体)のうち、S供試体の一軸圧縮強度 q_u が50～100MPaと比較的大きいこと、また、今回の試験目的および既設の試験装置の載荷能力等を考慮した結果、 q_u がおよそ50MPa以下と比較的小さいR供試体の物性値を有する人工礫岩を作製することにした。なお、これらS、R供試体に関しては後の7.4節で詳述するが、S供試体とは方解石含有率が15%以上の礫岩供試体のことであり、逆に、R供試体は方解石含有率が15%以下の礫岩供試体である。

以下に、これらの概要について述べる。

(1) 材料

人工礫岩に使用した材料の一覧表を表6.2-1に示す。礫分の選定に関しては、以下の3条件を満足する観点から、国内の川砂利について調査した。

- ①形状が力学的に安定している円礫であること
- ②礫と基質の強度比をできるだけ一定にするために礫種が少ないこと
- ③原石山の地質学的背景が明らかなこと

その結果、上記の3条件を満足する北海道帯広市の札内川流域から採取した川砂利(購入時の粒径2mm～26.5mm)を用いることにした。この川砂利は、礫種が4種類(重量比による含有割合は、砂岩69%、頁岩22%、ミグマタイト8%、閃緑岩1%)と少なく、その原石山の地質学的な背景^{6.4)}が明らかとなっている。また、砂分は利根川砂($G_s=2.701$, $D_{50}=0.59\text{mm}$)、細粒分はTAカオリン(関東ベントナイト鉱業, $G_s=2.712$, $D_{50}=0.005\text{mm}$)を用いた。これらに早強セメント(アサノベロセメント早強, 日本セメント(株))と水道水を加え、合計5種類の材料による配合とした。ただし、砂分の重量は含水比 $w=1.0\%$ の自然乾燥状態で測定した。また、人工礫岩のセメンテーション物質である早強セメント(および水道水)は、小倉礫岩の方解石に相当するものである。

(2) 配合

人工礫岩の配合は、礫岩供試体の力学特性が礫分含有率 $P_g=40\sim60\%$ 付近において変化するとの研究成果^{6.5)}を参考にして、ここでは $P_g=0, 20, 60\%$ の3種類を設定した。なお、 $P_g=0$ の人工礫岩は、人工砂岩とも表現することができる。配合重量比の算出は、小倉礫岩(R供試体)の粒度分布^{6.6)}および P_g と単位体積重量 γ_t の関係^{6.7)}から、 P_g の異なる人工礫岩の密度を計算することにより求めた。表6.2-2には人工礫岩の配合一覧表を、また、図6.2-1には今回参考にした小倉礫岩(R供試体)の粒度分布^{6.6)}の範囲と、配合重量比から求めた $P_g=0, 20, 60\%$ の人工礫岩の通過質量百分率を、それぞれ示す。なお、表6.2-2の礫分の()内の数字は、粒度試験時の標準網ふるいの呼び寸法を示している。また、セメンテーションを再現する早強セメントの配合は、前述したように谷らの供試体作製法^{6.3)}を参考にして

表6.2-1 人工礫岩に用いた材料

材 料	備 考		
礫 分	北海道帯広産	礫 種	重量比
		砂 岩	69%
		頁 岩	22%
		シゲマイト	8%
		閃緑岩	1%
砂 分	利根川砂		
細粒分	TAカオリン		
セメント	早強セメント		
水	水道水		

表6.2-2 人工礫岩の配合

材 料	配合重量比(%)		
	Pg=60	Pg=20	Pg=0
礫分 (9.50mm)	35.0	16.0	0.00
礫分 (4.75mm)	25.0	5.4	0.00
礫分 (2.00mm)	10.1	7.4	0.00
砂分 (利根川砂)	23.2	64.5	93.3
細粒分(TAカオリン)	6.7	6.7	6.7
早強セメント(C)	12.0	12.0	12.0
水道水(W)	16.3	16.3	16.3
W/C	1.36		

※Pg=礫分含有率(%)

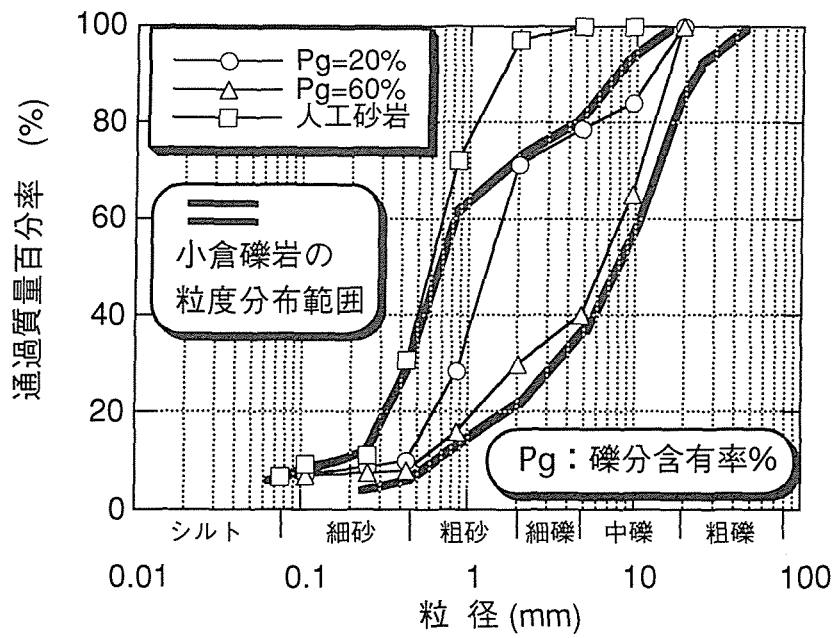


図6.2-1 人工礫岩および小倉礫岩(R供試体)の粒径加積曲線

設定した。

(3) 圧密および成形

堆積岩では、圧密の有無が力学特性に大きく影響する。今回は、谷らの人工軟岩の作製法^{6.3)}を参考にして、礫分、砂分、細粒分、早強セメント、水道水を練り混ぜた後に圧密(圧密圧力 $P=6\text{MPa}$)を24時間行った。また、前述したように、 $P_g=60\%$ の供試体については、比較のために $P=0\text{MPa}$ の人工礫岩を作製した。

人工礫岩の供試体は、内径300mm、高さ1,200mmの鋼製モールド内で24時間の圧密の後、脱型して直径300mm、高さ700～800mmの供試体とする。この供試体は、水槽内にて28日間の水中養生を行った後、固定度の良いダイヤモンドビットのコアバレルを用いて直径 $D=10, 20, 35, 50, 100\text{mm}$ のコアをサンプリングした。その後、速やかに供試体の上下の端面部を平面研削盤を用いて平滑に成形した。

6.2.2 人工礫岩の安定性

今回作製した人工礫岩は、比較的早期に安定的な供試体を得るために早強セメントを用いている。作製した人工礫岩の強度・変形特性が、材令と共にどの様に変化するかを調べるため、事前の予備試験を実施して検討した。この検討は、表6.2-1の礫分含有率 $P_g=0\%$ および圧密圧力 $P=6\text{MPa}$ の人工礫岩(人工砂岩)を用いて実施した。図6.2-2は、養生日数とS波速度 V_s を養生日数が28日(材令4週)の時のS波速度 $(V_s)_{28}$ で正規化した関係を、図6.2-3には、同様に養生日数と一軸圧縮強度 q_u を養生日数が28日(材令4週)の時の一軸圧縮強度 $(q_u)_{28}$ で正規化した関係を、それぞれ示す。両図を見ると、養生日数が4～28日までは V_s および q_u の増加が大きいこと認められるが、養生日数が28日を過ぎると、 V_s および q_u は共に増加の割合が小さくなり、収束する傾向が見られる。

なお、谷ら^{6.3)}によれば、人工軟岩が安定的に使用できるのは養生日数が2週間～4ヶ月程度であると述べており、今回の図6.2-2および図6.2-3の結果と調和的である。よって、今回作製した人工礫岩が安定的に利用できるのは養生日数が28日程度と判断し、後述する人工礫岩の各種室内試験に関しては、全ての実験ケースを養生日数が28日±1日と設定して試験を実施した。

6.2.3 試験ケース

礫岩コアの寸法効果について調べるため、4種類の人工礫岩に対して表6.2-3に示すような室内実験を実施した。また、供試体直径 D と最大礫径 d の比 D/d は、 $D/d \div 1 (D=10\text{mm}) \sim D/d \div 10 (D=100\text{mm})$ である。なお、供試体直径 $D=10, 20\text{mm}$ の供試体に関しては供試体の都合上、 $P_g=20, 60\%$ かつ $P=6\text{MPa}$ の2試料のみとした。また、供試体寸法は原則として、供試体高さ $H=2D (D=35\text{mm}$ の供試体のみ $H=80\text{mm})$ で試験を実施した。一方、礫単体の試験については、札内川中流の川原より採取した礫(礫径200～300mm)か

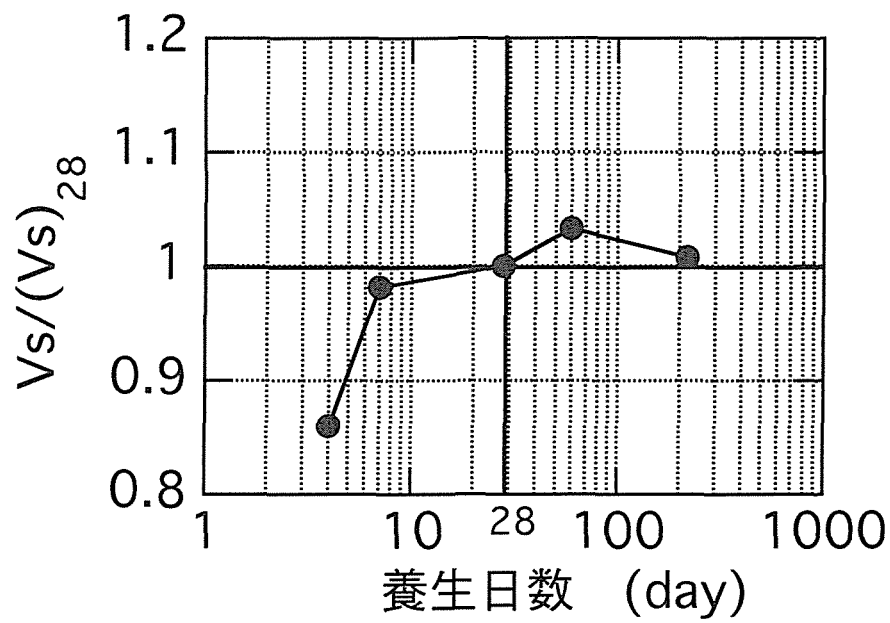


図6.2-2 $V_s/(V_s)_{28}$ と養生日数の関係

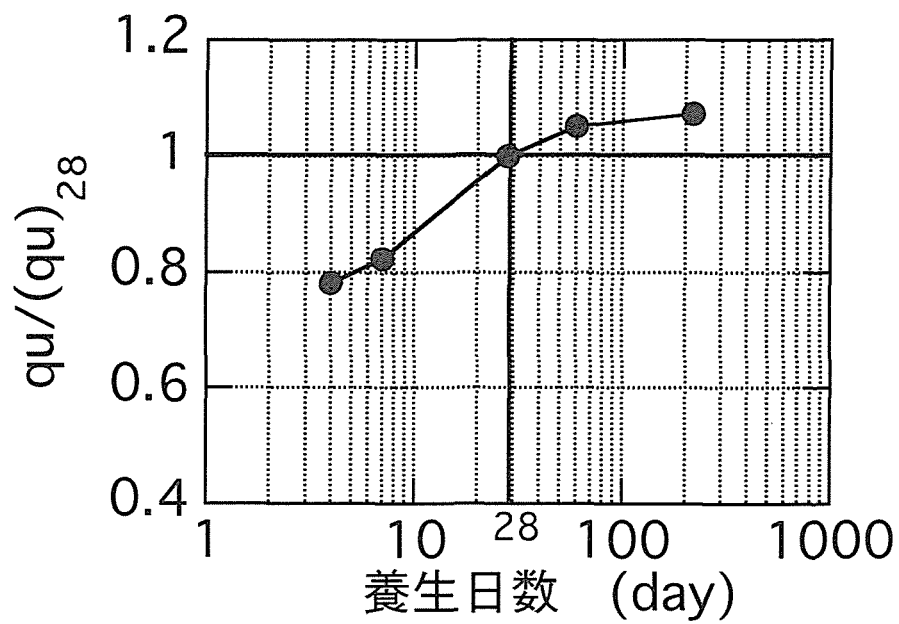


図6.2-3 $q_u/(q_u)_{28}$ と養生日数の関係

ら $D=35\text{mm}$ のダイヤモンドビットのコアバレルにてサンプリングした供試体を使用した。

単位体積重量試験はノギス法により実施した。また、超音波速度測定については、P波速度 V_p で63kHzの振動子、また、S波速度 V_s で33kHzの振動子をそれぞれ用いて測定した。なお、供試体と振動子の密着を促進するために、 V_p 測定時のみワセリンを塗付して計測した。

一軸圧縮試験では、供試体端部のベディングエラーを取り除く目的で、载荷に伴う軸荷重を計測する供試体上端部と上部载荷キャップとを模型用硬質石膏にて膠結した。また、ひずみの計測は、供試体側面の中央部2箇所 に貼付したひずみゲージと、载荷台の変位を計測する外部相対変位の2通りで行った。表6.2-4に、供試体寸法と使用したひずみゲージのゲージ長の一覧表(比較のために一部の供試体でゲージ長の異なる試験を実施)を示す。なお、载荷は全て $0.1\%/\text{min}$ のひずみ制御で行った。上記の処理の結果、初期ヤング率 E_{\max} は 10^{-5} 以下のひずみレベルにおいて、移動平均の処理をかけることなく明瞭に求めることができた。

6. 3 試験結果

人工礫岩および礫単体の室内試験結果を、表6.3-1および表6.3-2にそれぞれ示す。なお、両表中の数値は、各試験で得られた物性値の平均値(試験個数は表6.2-3を参照)を表記している。表6.3-1より、各人工礫岩に関する単位体積重量 γ_t 、S波速度 V_s 、一軸圧縮強度 q_u の物性値を大きい順に並べると、

① $P_g=60\%$, $P=6\text{MPa}$

② $P_g=20\%$, $P=6\text{MPa}$

③ $P_g=60\%$, $P=0\text{MPa}$

④ $P_g=0\%$, $P=6\text{MPa}$

となっているのが知られる。また、これらの人工礫岩と3種類の礫単体の物性値(表6.3-2参照)を比較すると、礫単体は γ_t で人工礫岩の1.1倍~1.3倍程度、 V_s で人工礫岩の1.4倍~1.6倍程度、 q_u では2.8倍~11.4倍となっているのがわかる。

表6.3-1の中に示される D と、 γ_t 、 V_s 、 q_u の関係については、いずれの物性値も明瞭な寸法効果の存在を見いだすことができない。例えば、図6.3-1に q_u と D の関係を示す。同図からは、多少のばらつきはあるが、 q_u に関して明瞭な寸法効果が見られない結果が明らかである。

6. 4 礫分含有率が寸法効果に与える影響

礫分含有率 P_g が寸法効果に与える影響について調べるため、各供試体の P_g を展開図法^{6.6)}

表6.2-3 人工礫岩の室内試験ケース

	礫分含有率Pg(%)				礫 単 体		
供試体直径 D (mm)	60		20	0	砂岩	頁岩	ミグマ タイト
	圧密圧力P (MPa)						
	0	6					
100	●	●	●	●			
50	●	●	●	●			
35	●	●	●	●	●	●	●
20		●	●	●			
10		●	●				
※●の試験内容:							
				①単位体積重量試験	6供試体		
				②超音波速度測定(無拘束)	6供試体		
				③一軸圧縮試験	3供試体		

表6.2-4 供試体寸法とひずみゲージのゲージ長

供試体直径 D (mm)	供試体高さ H (mm)	使用したゲージ のゲージ長 (mm)
100	200	120および60
50	100	60および30
35	80	60および30
20	40	20
10	20	10

表6.3-1 人工礫岩の室内試験結果

(表内の数値は平均値)

礫分含有率 Pg (%)	圧密 圧力 P (MPa)	供試体 直径 D (mm)	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	超音波速度		弾性係数 (超音波) E _d (GPa)	一軸圧縮強度 q _u (MPa)	初期弾性係数 (一軸) E _{max} (GPa)
				Vp (km/sec)	Vs (km/sec)			
60%	0.0 MPa	100	22.0	3.22	1.86	19.1	7.04	14.8
		50	21.9	3.11	1.76	17.6	7.33	13.5
		35	21.8	3.06	1.71	16.5	7.04	15.9
	6.0 MPa	100	24.1	4.54	2.28	33.9	27.8	24.6
		50	24.2	4.19	2.25	32.4	26.9	32.6
		35	23.9	4.31	2.11	29.1	26.0	34.4
		20	24.1	4.30	1.94	25.3	28.4	33.7
		10	23.6	3.95	1.91	23.6	27.5	33.2
20%	6.0 MPa	100	22.7	3.94	2.02	24.8	19.1	26.8
		50	22.6	3.83	2.06	25.3	20.6	20.5
		35	22.4	3.62	2.02	23.8	18.1	21.1
		20	22.7	3.66	2.04	24.5	18.5	22.5
		10	22.9	3.41	1.71	18.2	20.0	26.5
0%	6.0 MPa	100	20.5	2.86	1.48	12.0	5.64	11.8
		50	20.2	2.93	1.44	11.4	5.67	10.3
		35	20.4	3.04	1.56	13.4	2.51	5.30
		20	20.2	2.85	1.54	12.5	6.50	17.0

表6.3-2 人工礫岩に使用した礫の室内試験結果

(表内の数値は平均値)

礫 種	含 有 重量比 (%)	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	超音波速度		弾性係数 (超音波) E _d (GPa)	一軸圧縮強度 q _u (MPa)	初期弾性係数 (一軸) E _{max} (GPa)
			Vp (km/sec)	Vs (km/sec)			
砂 岩	69	26.5	5.02	3.12	62.0	249	70.0
頁 岩	22	26.5	5.09	2.85	55.3	137	79.6
ミグマタイト	8	25.7	4.46	2.27	35.7	111	28.5

によって求めた。図6.4-1には、展開図法によって求めた P_g と供試体直径 D の関係を示す。同図を見ると、 $P_g=60\%$ 、 $P=0\text{MPa}$ で作製した試料(図中の○印)は $P_g=23\sim37\%$ 程度、同様に $P_g=60\%$ 、 $P=6\text{MPa}$ で作製した試料(図中の△印)は $P_g=35\sim42\%$ 程度、さらに、 $P_g=20\%$ 、 $P=6\text{MPa}$ で作製した試料(図中の□印)は $P_g=8\sim15\%$ 程度と、作製時に設定した値と比較して全体的に低い P_g となっていることがわかる。また、 $P_g=60\%$ の圧密の有無に関して比較すると、圧密した方の P_g が若干大きくなっている。しかし、同図からは、今回の試験で対象とした D が $35\sim100\text{mm}$ の範囲内において、 D による P_g の寸法効果はないと言えるそうである。

次の図6.4-2は、供試体直径 $D=50\text{mm}$ の供試体の q_u と展開図法によって求めた P_g との関係を示す。なお、図6.4-2には自然岩のデータも合わせて示している。同図を見ると、 q_u が多少ばらついてはいるものの、全体的には岩種によらず q_u は P_g に影響されないことがわかる。また、図6.4-2より人工礫岩の圧密の有無による違いを見ると、圧密を行うことによって人工礫岩の q_u は、小倉礫岩(R供試体)とほぼ同様の値を示している。この結果より、圧密を行うことによって、自然の堆積礫岩(小倉礫岩)の強度特性により近いものが人工的に再現できたものと考ええる。

6. 5 小倉礫岩コアの寸法効果に関する評価の試み

礫岩のコア試験による物性値を評価する際には、コアに混入する最大礫径 d と供試体直径 D の関係が問題になる。小林^{6,5)}は、粒径の異なるガラスビーズ($D/d=6\sim59$)を用いた礫混じり軟岩の三軸圧縮試験結果から、 $D/d\geq 6$ の条件下では礫の大きさが礫混じり軟岩の最大強度に及ぼす影響は小さいと述べている。しかし、実際のボーリング調査を考えた場合、 $D/d\geq 6$ を満足する礫岩コアのサンプリングは、特に大深度地盤を考えると実務の面から困難である場合が多い。小倉礫岩に関しても、 $D/d\geq 6$ の供試体条件下において全ての室内試験が実施されている訳ではなく、ここでは自然地盤からボーリングによってサンプリングした小倉礫岩(供試体径 $D=47.5\text{mm}$)の寸法効果の有無の評価を人工礫岩を用いた今回の試験結果を用いて評価することを試みる。

今回の人工礫岩を用いた室内試験では、最大礫径 $d(=9.50\text{mm})$ を変えずに一定とし、供試体直径 D を 100mm から 10mm と小さくすることにより D/d をおよそ 10 から 1 程度に変化させて試験を行っている。図6.5-1に、供試体をバラバラにして最大礫径 d が既知である小倉礫岩の 10 供試体^{6,7)}および人工礫岩の D/d と q_u の関係を示す。同図より、小倉礫岩コアの D/d は、展開図法^{6,6)}によれば $1\sim3$ 程度であることがわかる。しかし、 D/d が $1\sim10$ 程度の範囲において、 q_u は D/d の値によらず、ほぼ一定値を示すことが図6.5-1よりわかる。この人工礫岩による試験結果より、小倉礫岩の q_u に関しても寸法効果が存在しない可能性があるとして推定されることから、供試体直径 $D=47.5\text{mm}$ のコア($D/d=1\sim3$ 程度)で q_u ,

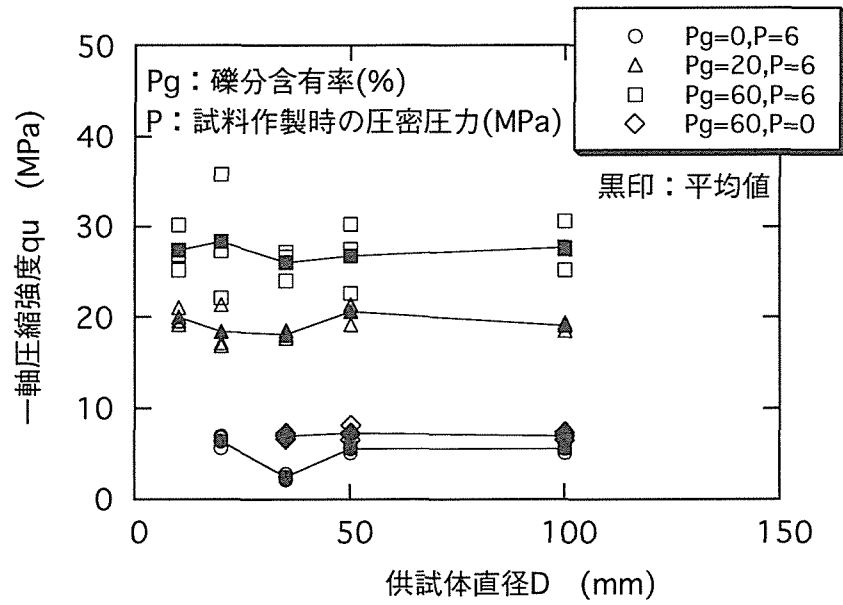


図6.3-1 q_u と D の関係

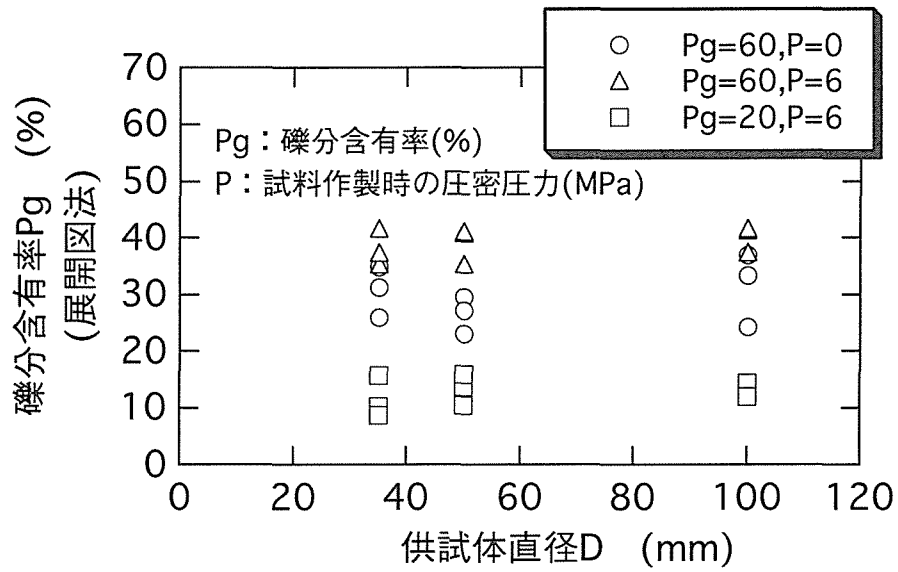


図6.4-1 P_g と D の関係

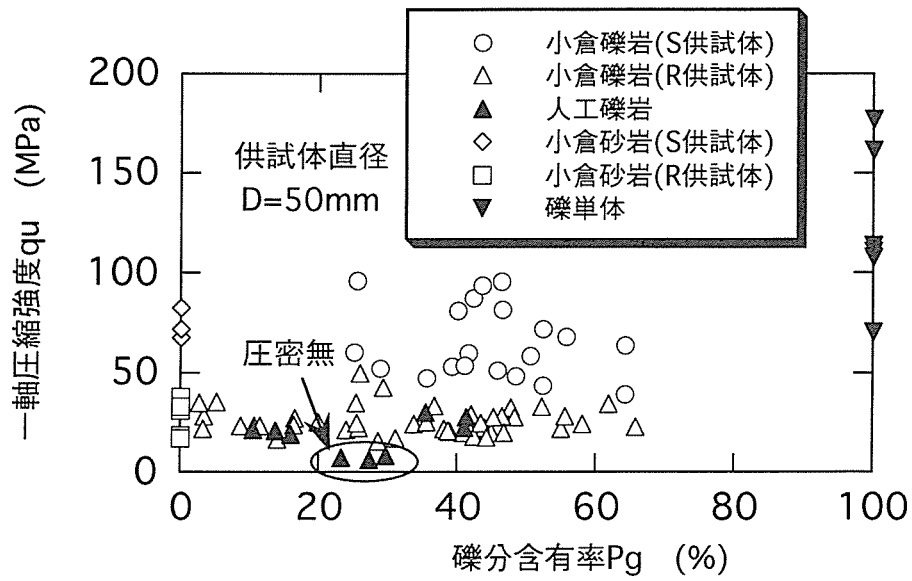


図6.4-2 q_u と P_g の関係

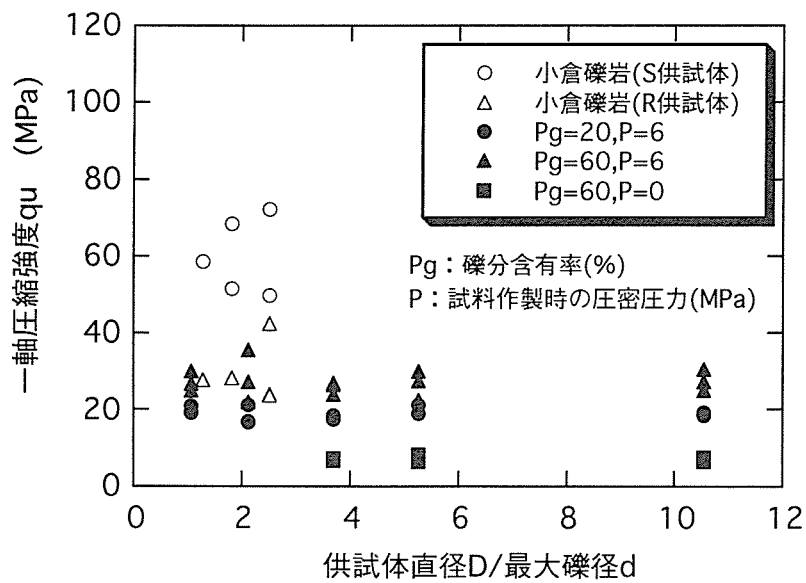


図6.5-1 q_u と D/d の関係

さらには他の γ_t や V_s の物性値を評価することができるものと考えられる。

以上のことから、次の第7章では、 $D \div 50\text{mm}$ の小倉礫岩および人工礫岩のコアを用いても一軸圧縮試験より得られる強度・変形特性の寸法効果は小さく無視できるものと考え、礫岩コアの乱れの評価を行うこととする。

6. 6 本章の結論

本章で得られた主な知見をまとめると、以下の通りである。

- (1) 圧密した人工礫岩は、小倉礫岩(R供試体)の一軸圧縮強度とほぼ同様の値を示したことから、圧密によって自然の堆積礫岩(小倉礫岩)の強度特性により近いものが、室内において人工的に再現できたものと考えられる。
- (2) 人工礫岩を用いた寸法効果に関する室内試験を実施した。その結果、供試体直径 D と最大礫径 d の比 D/d が1～10程度の範囲内では、人工礫岩の単位体積重量 γ_t 、S波速度 V_s 、および一軸圧縮強度 q_u に見られる寸法効果は小さく、ほとんど存在しないことがわかった。
- (3) D/d が1～10程度の範囲における人工礫岩においてコアの寸法効果が見られないことから、大深度より採取された礫岩のコア試験結果に関しても寸法効果の影響は小さく、ほとんど存在しないものと推定される。

参考文献

- 6.1) 小林 晃，龍岡文夫：セメント混合により改良した飽和軟弱粘性土の強度変形特性 I～Ⅶ，生産研究，34巻，7～12号，1982.
- 6.2) 岸 清，百瀬和夫：人工軟岩材料の開発，土木施工，Vol.32，No.3，pp.79～85，1991.
- 6.3) 谷 和夫，吉田保夫：人工軟岩の作製法，第24回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.251～255，1992.
- 6.4) 三木幸蔵，古谷正和：土木技術者のための岩石・岩盤図鑑，鹿島出版会，pp.108～110，1992.
- 6.5) 小林隆志：礫混じり軟岩の力学特性とその評価に関する研究，埼玉大学学位論文，216p，1995.
- 6.6) 川崎 了，小泉和広：画像処理による礫岩の礫分含有率の計測方法に関する検討，応用地質，Vol.39，No.2，pp.202～207，1998.
- 6.7) 川崎 了，中川加明一郎，江藤芳武，野崎明人：礫岩の力学特性—室内試験による礫岩コアの品質評価—，電力中央研究所報告，U97048，26p，1997.

第7章 礫岩コアの品質評価に関する検討

7. 1 概説

礫岩の強度・変形特性を岩石試験から評価する際には、供試体の寸法効果およびサンプリングによるコアの乱れが問題となる。特に、後者の問題に関しては、サンプリングの深度が大きいほど重要であると考えられることから、大深度から採取した礫岩コアを中心に、サンプリングによる礫岩コアの品質評価を実施した。すなわち、ここ第7章では、サンプリングによる礫岩コアの適切な乱れの指標について検討するとともに、礫岩コアの乱れの程度を支配する要因と考えられる礫分含有率および方解石含有率に着目して礫岩コアの品質評価を試みた結果を述べる。また、礫岩供試体の一軸圧縮試験より得られる接線弾性係数とせん断応力レベルの関係から、礫岩コアの乱れのパターンについて整理するとともに、乱れの評価パラメータについて検討した結果を述べる。

なお、本論文では礫岩コアの乱れを、応力解放によるゆるみとサンプリングによる機械的な攪乱の両方によって生じるものと定義する。

7. 2 サンプリングによる乱れの指標

サンプリングによるコアの品質を示す指標としては、一般に供試体の破壊強度や破壊ひずみ、初期弾性係数などが用いられている^{7.1)}。今回、礫岩コアの品質の変化に対して敏感な指標について検討した結果、以下に述べる q_c/q_u とS波速度 V_s の2つの指標が、他の指標に比べて有効であることがわかった。

最初の指標 q_c/q_u は、今回新たに定義する指標であり、一軸圧縮試験により得られた応力-ひずみ曲線から、軸圧縮応力の載荷初期に見られる初期接線と最急勾配直線との交点の応力 q_c と一軸圧縮強度 q_u の比 q_c/q_u として算出した(図7.2-1参照)。この指標は、ゆるみを生じた供試体による一軸圧縮試験の応力-ひずみ曲線において、ゆるみの程度が大きいほど、軸応力の載荷初期に見られるS字曲線が明瞭に見られるという経験則に基づいており、供試体の一軸圧縮強度 q_u に応じたゆるみの程度、すなわち q_c を表現するために、 q_c を q_u で正規化している。 q_c/q_u 値と深度との関係を図7.2-2に示す。

一方、サンプリングによる礫岩供試体の乱れは、供試体中に含まれるセメンテーション物質、すなわち鉱物の種類や含有量などに左右されることが予想される。また、前の5. 5節において述べたように、礫岩の充填鉱物の中でも特に方解石の含有割合が、岩級に対して大きく影響していることが明らかとなっている。これらのことから、供試体の偏光顕微鏡観察を行った結果、定性的には方解石の含有率の大小に対応して、供試体表面が滑らかなものと粗いものと2つに大別できることがわかった。本論文では、後の7. 4節

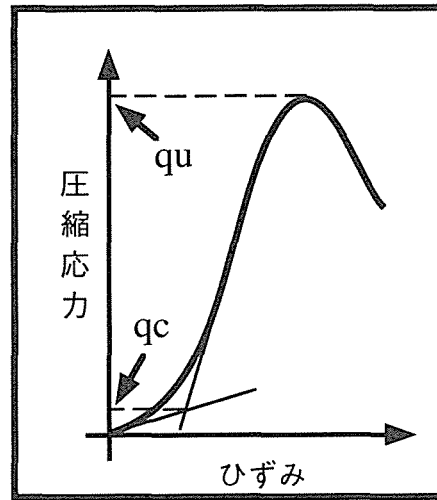


図7.2-1 q_c の算出方法

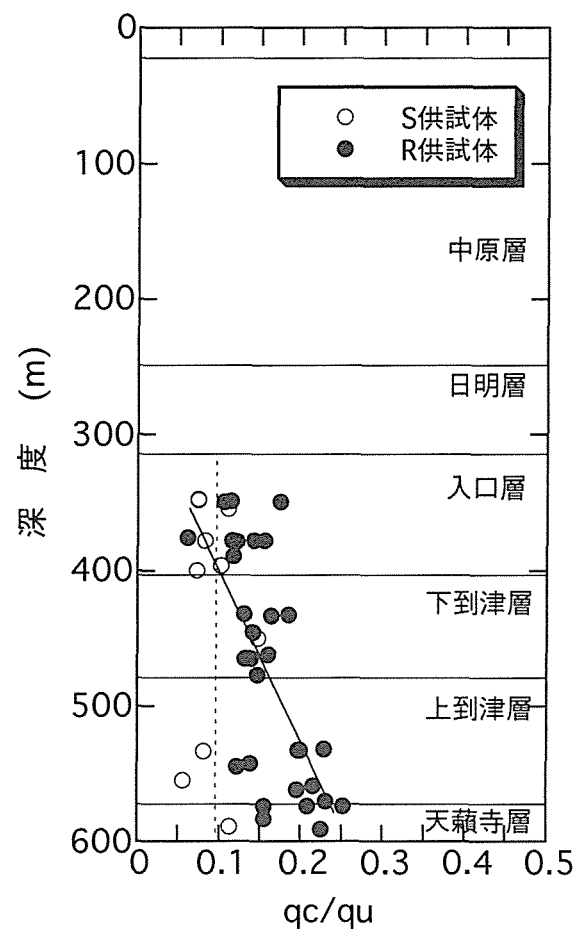


図7.2-2 q_c/q_u の深度分布

で詳述する方解石含有率 P_{ca} の値に着目して、 P_{ca} の値が15%以上のものをS供試体、逆に15%以下のものをR供試体と定義する。なお、肉眼による供試体観察によれば、S供試体は供試体表面が滑らかであり、一方のR供試体は供試体表面が粗いことから、定性的な両者の区別は比較的容易である。また、供試体表面の粗度と方解石の含有率の組み合わせは以上の2通りだけであり、その他の組み合わせは存在しない。図7.2-2によれば、S供試体の q_c/q_u の値が深度に関係なく0.1程度の一定値を示すのに対し、R供試体では深度の増加と共に q_c/q_u の値が0.05~0.25の範囲で増加する傾向が見られる。これは、セメンテーション物質である方解石の含有率が小さいR供試体が、サンプリングによる乱れの影響を受けたものと思われる。

次に、S波速度 V_s に関して述べる。図7.2-3は、原位置^{7.2)}でのPS検層および室内試験による V_s の深度分布を示している。なお、 V_s の測定区間は原位置および室内試験で、それぞれ1m、10cmと違いがあるが、本地点の礫岩には亀裂がほとんど存在しないことから、いわゆる V_s に関する岩石と岩盤の違いは拘束圧による影響を除いて小さいと考えられる。同図より、土かぶり圧相当の拘束圧下における室内試験の V_s は、供試体の種類によらず原位置のPS検層による V_s とほぼ等しいこと、一方、無拘束圧下における室内試験の V_s は、S供試体においてはPS検層の V_s とほぼ等しいが、R供試体においては V_s の値がPS検層の V_s よりも低下していること等がわかる。このことから、前述した方解石の含有率が小さい場合においてサンプリングによる乱れが生じており、物性値に影響を与えていることが推察できる。

7. 3 礫分含有率による影響

図7.3-1は、 q_c/q_u と礫分含有率 P_g の関係を示している。なお、図中の実線および点線は、ともに最小二乗法により求めたものである。R供試体においては、 P_g が大きくなるにつれて q_c/q_u が小さくなる傾向が見られる。しかし、S供試体に関しては、この傾向が明瞭ではない。また、図7.2-2および図7.3-1より、R供試体の q_u は深度が大きく P_g が小さいほど、サンプリング時の乱れの影響を受けやすいものと推定される。

図7.3-2は、方解石の含有率と P_g に着目した場合の、無拘束圧下における室内試験の V_s とPS検層の V_s の深度分布である。 P_g による V_s の原位置と室内の違いは小さいが、供試体の種類による V_s の違いは明瞭である。すなわち、S供試体では P_g に関係なく原位置と室内の V_s はほぼ一致するが、R供試体では室内の V_s の方が原位置の V_s よりも小さくなる傾向が見られる。

V_s と P_g の関係をわかりやすくするために、無拘束圧下の室内試験による V_s と P_g の関係を図7.3-3に示す。なお、図中の実線および点線は、ともに最小二乗法により求めたものである。同図より、S供試体が P_g に関係なく V_s がほぼ一定値を示しているのに対し、R供

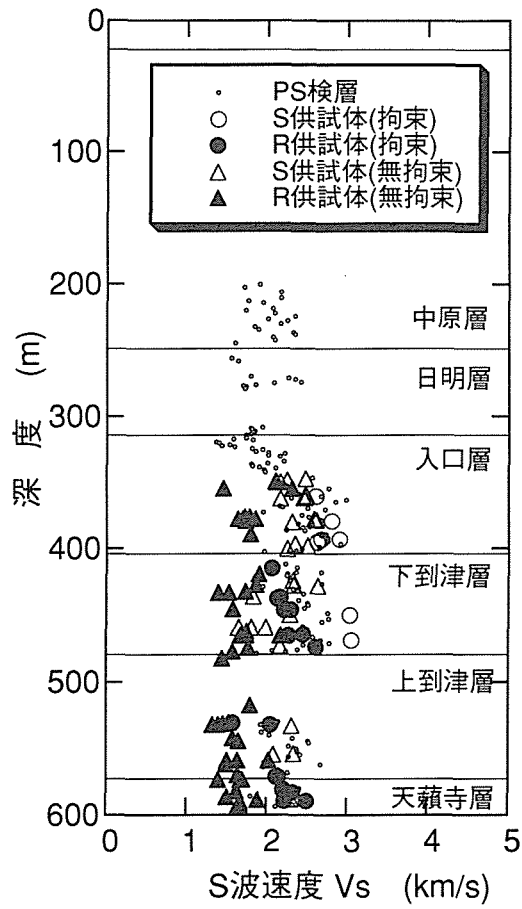


図7.2-3 原位置および室内試験による V_s の深度分布(拘束圧の影響)

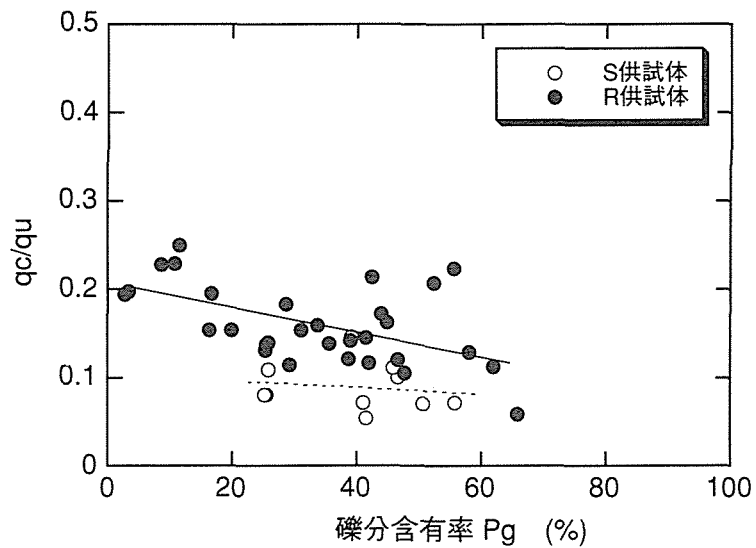


図7.3-1 q_c/q_u と P_g の関係

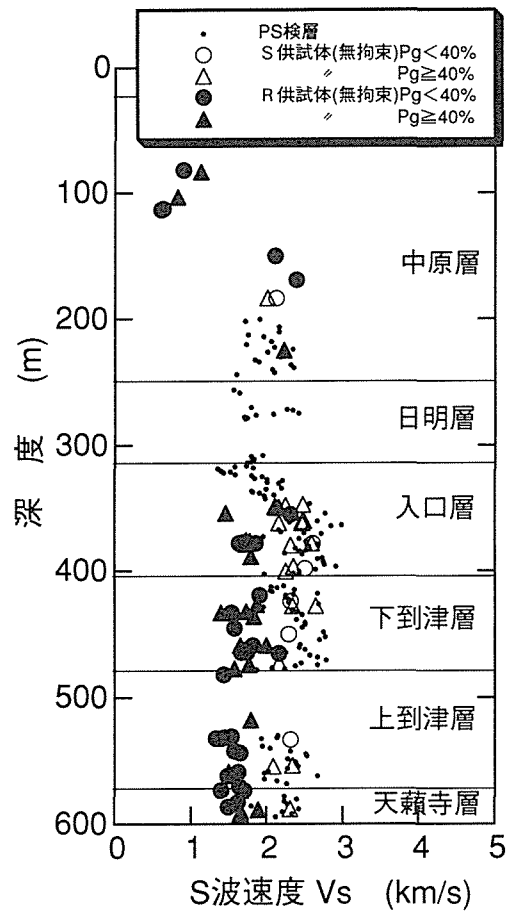


図7.3-2 無拘束圧下における室内試験の V_s とPS検層の V_s の深度分布(礫分含有率の影響)

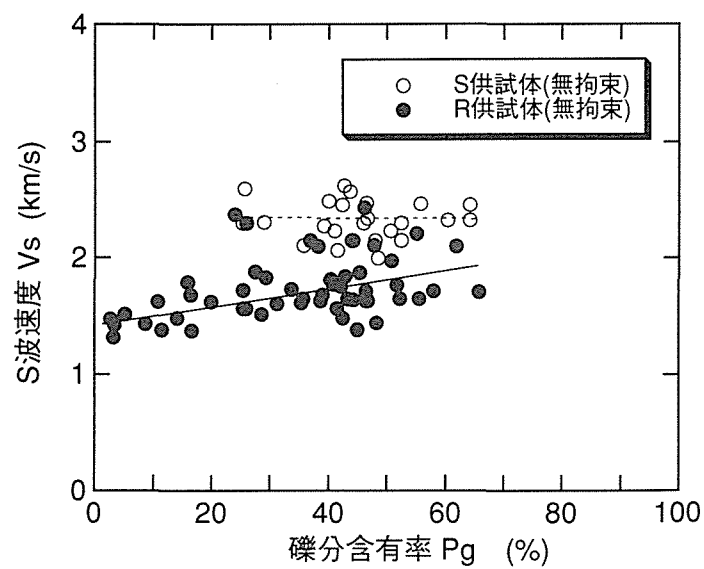


図7.3-3 無拘束圧下における室内試験の V_s と P_g の関係

試体の V_s は P_g の影響を受けて、 P_g が大きくなると共に V_s が大きくなるのがわかる。このようにR供試体において、 P_g が大きくなることに比例して V_s が大きくなる理由としては、方解石の含有率が小さいためにサンプリングによる乱れを生じた基質の中に、その基質よりも V_s が大きい礫の含まれる割合が大きくなるにつれて、供試体全体としての V_s が大きくなるためと考えられる。逆に、S供試体では P_g に関係なく V_s がほぼ一定値を示している理由は、方解石の含有率が大きいためにサンプリングによる乱れを生じ難い基質が、礫の V_s にほぼ等しいためと推定される。

7. 4 方解石含有率による影響

これまでの検討結果から、礫岩コアの品質に影響を与える要因の1つとして方解石の含有率が重要であることがわかった。ここでは、方解石の含有率の定量化を試み、得られた方解石含有率 P_{ca} と礫岩物性の関係について述べる。

7.4.1 方解石の定量化

礫岩供試体の方解石の定量化については、供試体の表面のみでなく内部の方解石を含めた供試体全体の方解石について行う必要がある。そこで、方解石含有率 P_{ca} は、塩酸により方解石を除去する方法、すなわち塩酸による処理の前後における供試体の重量差を処理前の供試体重量で割って算出した。

その方法の概要は、次に述べる通りである。

- ①一軸圧縮試験後の礫岩供試体を用いて、最初に供試体の全重量を測定する。
- ②ドラフトチャンバー内にて供試体を塩酸の中に24時間浸す。
- ③供試体を塩酸から取り出し、110℃の乾燥炉内にて24時間乾燥させる。
- ④供試体を乾燥炉から取り出し、供試体が完全にバラバラになっていることを確認して供試体の全重量を測定する。
- ⑤供試体の塩酸処理の前後における重量差を、処理前の供試体重量で割ることにより方解石含有率 P_{ca} を算出する。

なお、乾燥炉から取り出した際に供試体が完全にバラバラになっていない場合には、以上の同じ作業を2回、3回と繰り返し行い、供試体が完全にバラバラになった後に方解石含有率 P_{ca} を算出する。

ところで、以上の方法では塩酸によって溶出される鉱物が方解石のみであることを確認する必要がある。そこで、X線回折分析による塩酸処理前後における供試体の鉱物組成の比較を実施した。その例を図7.4-1に示す。同図に示すX線回折のチャートより、塩酸処理前の供試体の方解石のピークが確認されるが、処理後の供試体には方解石のピークが確認されないこと、また、塩酸による処理は方解石以外の鉱物には影響を与えていないこと

等がわかる。

7.4.2 物理・力学特性に及ぼす影響

方解石含有率 P_{ca} と単位体積重量 γ_t の関係を、図7.4-2に示す。なお、同図中のデータは、すべて P_g が40～60%の供試体であり、図7.3-1および図7.3-3より、この程度の範囲では P_g の違いが礫岩コアの品質に与える影響は小さいと考えられる。また、図中の実線は最小二乗法により求めたものである。同図によると、 P_{ca} が大きくなると共に γ_t も大きくなる傾向が見られることが、 P_{ca} による γ_t の変化の割合は比較的小さいこと、また、 γ_t は深度よりも P_{ca} に依存していること、等がわかる。これは、礫岩の基質部の間隙を、水より比重の大きい方解石が埋めているためと推定される。また、前述した表面観察による P_{ca} の大小による分類、すなわちS供試体とR供試体の区別は、 P_{ca} が15%付近を境に分類されていたことがわかる。

次の図7.4-3は、 P_{ca} と室内無拘束圧下におけるS波速度 V_s の関係を示している。この図からは、 P_{ca} が大きくなると共に V_s も大きくなっていることがわかる。しかし、 P_{ca} による V_s の変化は、 P_{ca} による γ_t との関係よりも大きく、 P_{ca} が15%付近を境に折れ曲がるような関係が存在していると考えられる。また、この図からは V_s の深度による依存性は見られず、例えば深度377～379m付近あるいは深度588mのS供試体とR供試体とを、それぞれ比較すれば明らかなように、R供試体の V_s の方がS供試体と比較して小さくなっていることがわかる。以上の理由としては、 P_{ca} が小さく固結力の小さいR供試体がサンプリング、すなわち大深度のボーリング掘削や応力解放等の影響によって乱れが生じたため、S供試体の V_s - P_{ca} 関係と比較して低下しているものと考えられる。

最後に、 P_{ca} と q_u の関係を図7.4-4に示す。同図を全体的に見ると、供試体の種類に係わらず P_{ca} が大きくなるに従って q_u も大きくなっている。しかし、 P_{ca} と q_u の関係をS供試体とR供試体について比較すると、前述した P_{ca} と V_s の関係と同様に P_{ca} が15%付近で折れ曲がるような関係が見られる。一般に、 q_u と V_s とは相関が高い関係にあることから、 q_u が $P_{ca} \div 15\%$ 付近で強度が低下している理由についても、サンプリングによる乱れの影響と推定される。

以上のことから、先に述べたように、 C_H 級あるいはB級と判定された礫岩コアの一軸圧縮強度が20MPa付近の小さい値を示した理由としては、礫分含有率や方解石含有率が小さい場合(R供試体)においてサンプリングによる乱れが供試体内に生じてしまったためと考えられる。このことから、本サイトで見られる特に方解石含有率の小さい大深度礫岩(R供試体)のコアの品質評価においては、 q_c/q_u や V_s といった指標を用いてサンプリングによる乱れの程度を把握することが肝要である。また、今回の結果を実際の工学的問題に利用する際には、例えば、礫分含有率 P_g が40～60%である供試体の V_s - P_{ca} 関係の場合には、 P_{ca} が15%以下の試験データに関してはサンプリングによる乱れの影響を受けていること

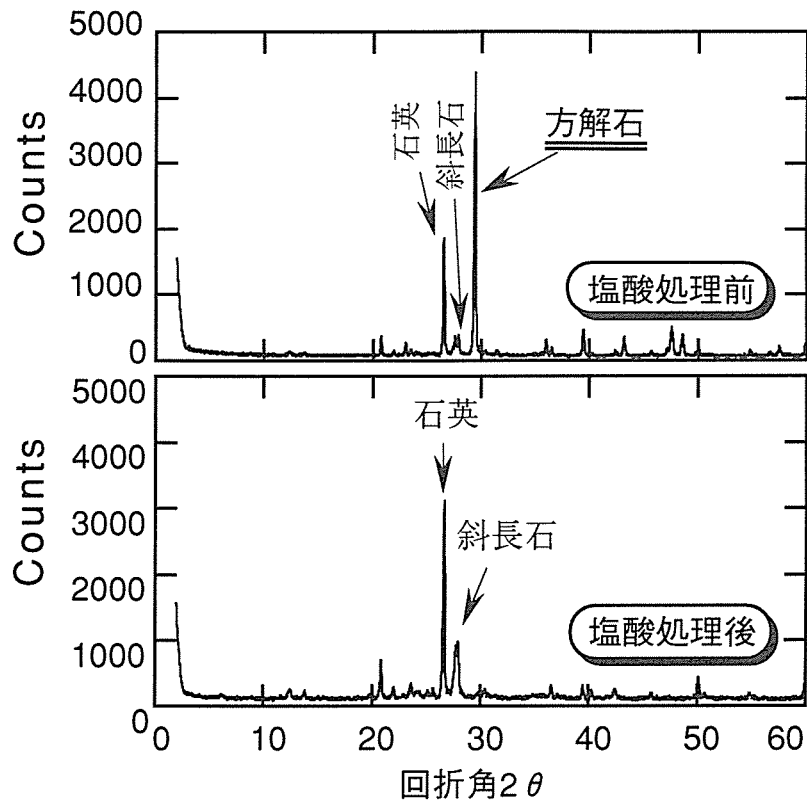


図7.4-1 X線回折分析による塩酸処理前後における供試体の鉱物組成の比較

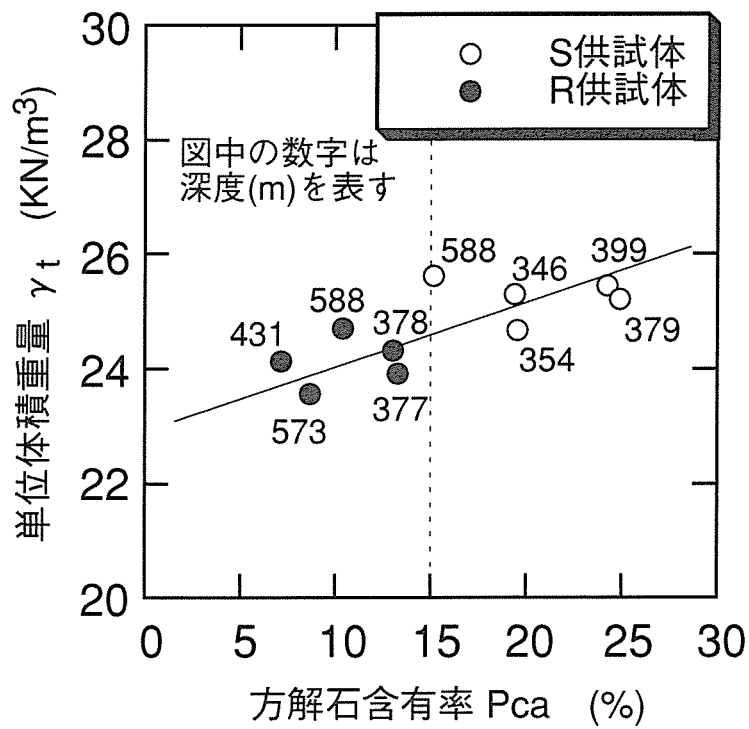


図7.4-2 P_{ca} と γ_t の関係

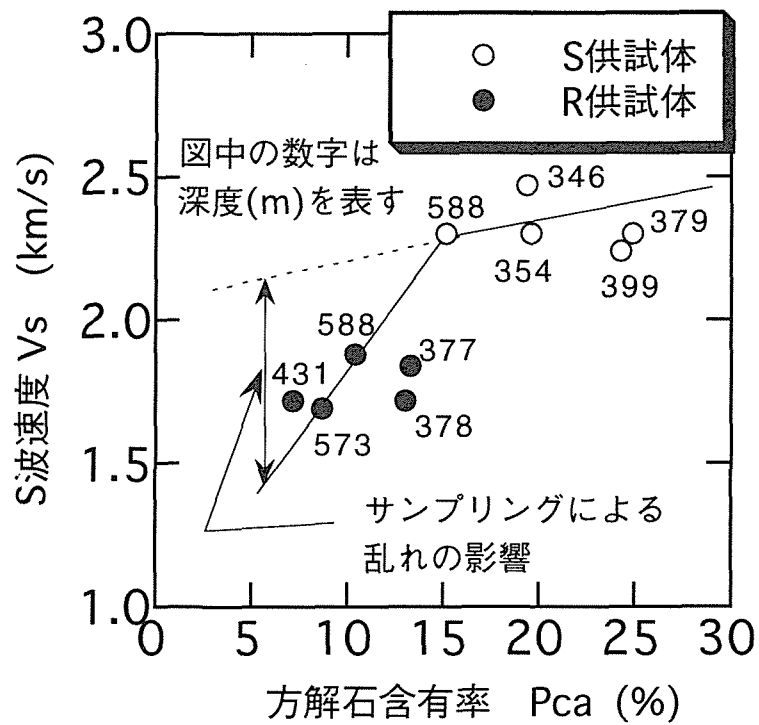


図7.4-3 P_{ca} と室内無拘束圧下における V_s の関係

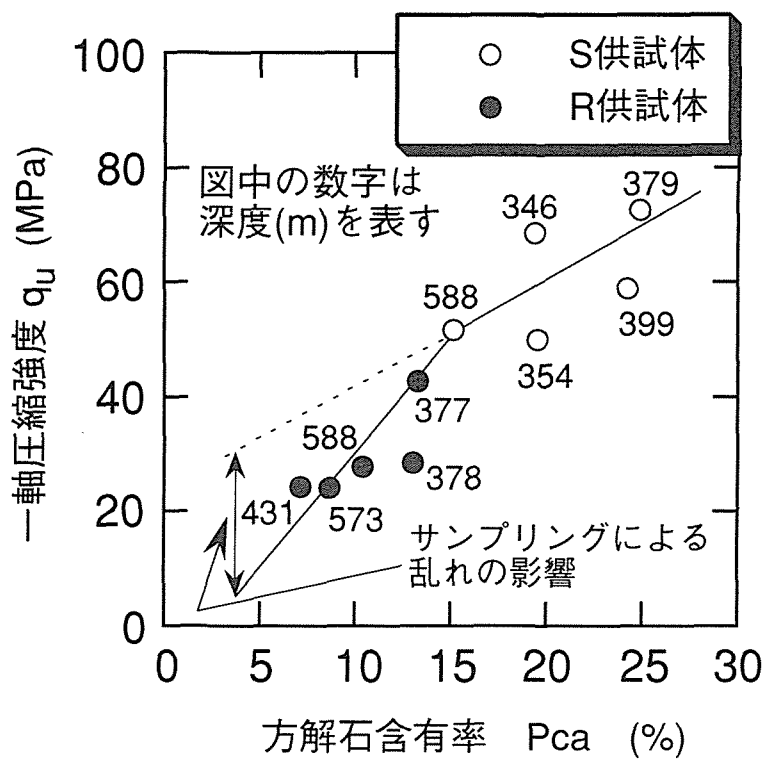


図7.4-4 P_{ca} と q_u の関係

が予想されるため、乱れのない(少ない) P_{ca} が15%以上の試験データを用いた関係式(例えば最小二乗法による直線)を P_{ca} が15%以下まで外挿して、乱れのない(少ない) V_s を推定することが必要である。

今後の課題としては、さらなる試験データの追加を含め、 q_c/q_u や V_s といった指標を用いて、サンプリングによる乱れの定量的な評価を行う必要がある。さらに、コアの乱れが生じない、新しい概念によるサンプリング手法の開発が期待される。

7. 5 接線弾性係数とせん断応力レベルの関係

龍岡等は、軟岩のサンプリングによる乱れの影響を受けた試料の三軸圧縮試験による応力～ひずみ関係の特徴として、せん断初期に接線弾性係数が急減して極値を持つことを指摘した^{7.1)}。また、谷等は同様の関係を用いて、堆積軟岩(シルト岩)の試料の乱れの影響を評価するパラメータとして、図7.5-1に示すようなSDR(Stiffness Drop Ratio), SRR(Stiffness Recovery Ratio, I_d (Distortion Index of Stiffness Degradation Curve)を定義し、SRRが乱れに関して敏感な評価パラメータの1つであることを述べている^{7.3)}。一方、筆者等は、大深度礫岩コアの簡便で有効な乱れの指標として、前述の図7.2-1に示したような q_c/q_u を提案している^{7.4)}。

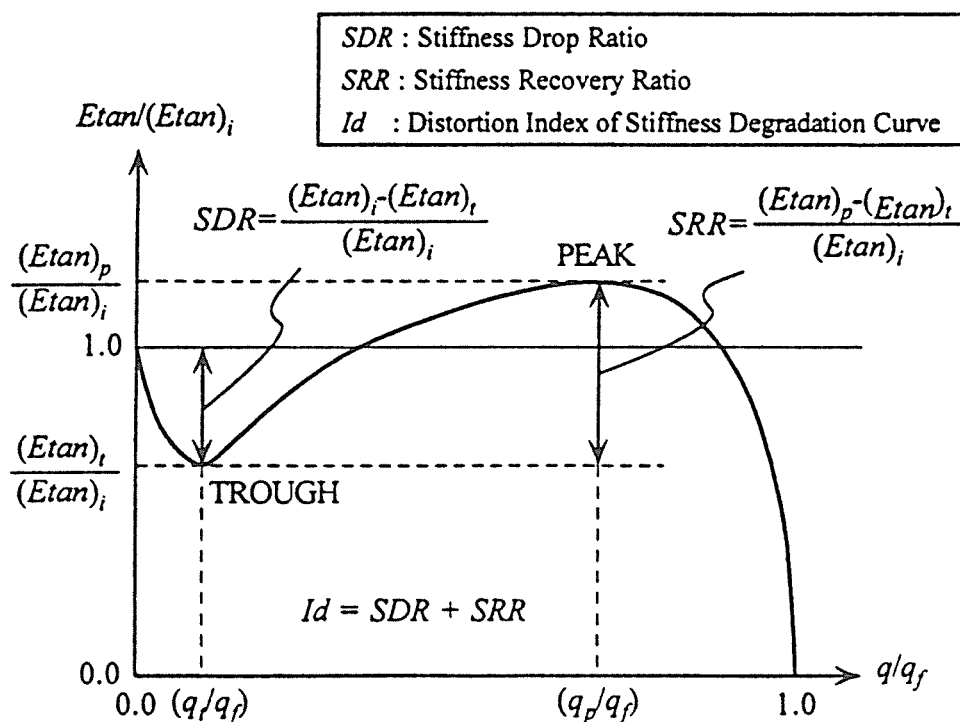


図7.5-1 $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/q_f$ 関係における特性値の定義^{7.3)}

ここで、礫岩(S供試体およびR供試体)と人工礫岩の $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/q_u$ 関係を、図7.5-2～7.5-5に示す。なお、 $(E_{tan})_i$ は接線弾性係数 E_{tan} の初期値を意味する。最初の図7.5-2は、コアの乱れがない(少ない)礫岩(S供試体)の $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/q_u$ 関係である。 $P_{ca}=25\%$ かつ $q_c/q_u=0$ 、すなわちコアの乱れがない供試体の $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/q_u$ 関係(同図中の□印)は、試験開始時($q/q_u=0$)から $q/q_u \div 0.8$ 付近まで $E_{tan}/(E_{tan})_i \div 1$ の一定値でほぼ真横に変化し、その後は $q/q_u=1$ で破壊に至っている。また、 P_{ca} の値が、 25% (□印)→ 19% (△印)→ 15% (○印)と小さくなるにつれて、 $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/q_u$ 関係における q/q_u の中央部付近が大きく上方に移動していくことから、SRRが大きくなる、すなわちコアの乱れが大きくなっていくことがわかる。なお、以上で述べた内容は、 P_{ca} を深度に言葉を置き換えても同様のことがいえる。一方、 q_c/q_u とSRRとの関係については、 q_c/q_u とSRRが比例関係にあることが知られる。

次の図7.5-3は、コアの乱れを生じている礫岩(R供試体)の $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/q_u$ 関係である。なお、同図中には P_{ca} に関する記載を省略しているが、 P_{ca} と q_c/q_u の間には比例関係が存在する。図7.5-3より明らかなように、コアの乱れを生じている礫岩(R供試体)の $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/q_u$ 関係は、すぐ前の図7.5-2のところで述べたような q_c/q_u (あるいは深度)とSRRとの間に比例関係は見られず、 q_c/q_u が大きくなる(乱れが大きくなる)につれて、SRRが最大値(△印)をとった後に再び小さくなる(▽印)のが特徴である。

図7.5-4は、人工礫岩の材料として用いた礫単体および $q_c/q_u=0$ の礫岩(S供試体)の $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/q_u$ 関係である。同図より、非常に硬質で乱れの少ない礫単体(表6.3-2参照)および $q_c/q_u=0$ の礫岩(S供試体)コアの $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/q_u$ 関係は、供試体の載荷開始時($q/q_u=0$)から破壊付近($q/q_u \div 0.9 \sim 1$)まで、ほぼ一定値($E_{tan}/(E_{tan})_i \div 1$)で変化する、すなわち弾性係数が載荷開始時($q/q_u=0$)から破壊近傍($q/q_u \div 0.9 \sim 1$)まで、ほぼ同じ大きさであることが確認できる。

最後の図7.5-5は、人工礫岩の $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/q_u$ 関係である。人工礫岩はコアの乱れがない(少ない)供試体と考えられるが、前の図7.5-4の $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/q_u$ 関係とは、その形状がかなり異なっている。すなわち、図7.5-4における $E_{tan}/(E_{tan})_i$ が、 $q/q_u \div 0 \sim 1$ の範囲においてほぼ一定値($E_{tan}/(E_{tan})_i \div 1$)となるのに対し、図7.5-5では P_g が小さくなるにつれて、右下がりの $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/q_u$ 曲線の中央部($q/q_u \div 0.2 \sim 0.8$ の部分)が下方に移動している。これは、今回作製した人工礫岩の大きな特徴であるが、この人工礫岩と物理・力学特性が類似した自然礫岩の中で、コアの乱れがない(少ない)供試体の $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/q_u$ 関係を表現しているものと考えられる。

以上のことから、 $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/q_u$ 関係に関して礫岩コアの乱れのパターンについて整理を行った。その結果として、乱れのパターンを単純化して作成した模式図を、図7.5-6～7.5-7に示す。なお、図7.5-6～7.5-7は、それぞれ順に図7.5-2～7.5-3、図7.5-4～7.5-5に対応している。最初の図7.5-6は、礫岩(S供試体およびR供試体)の $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/q_u$

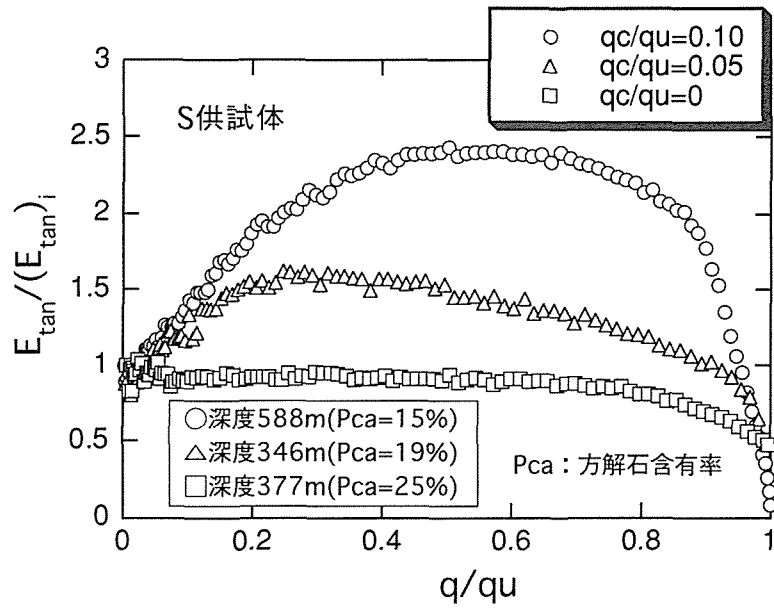


図7.5-2 礫岩(S供試体)の $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/qu$ 関係

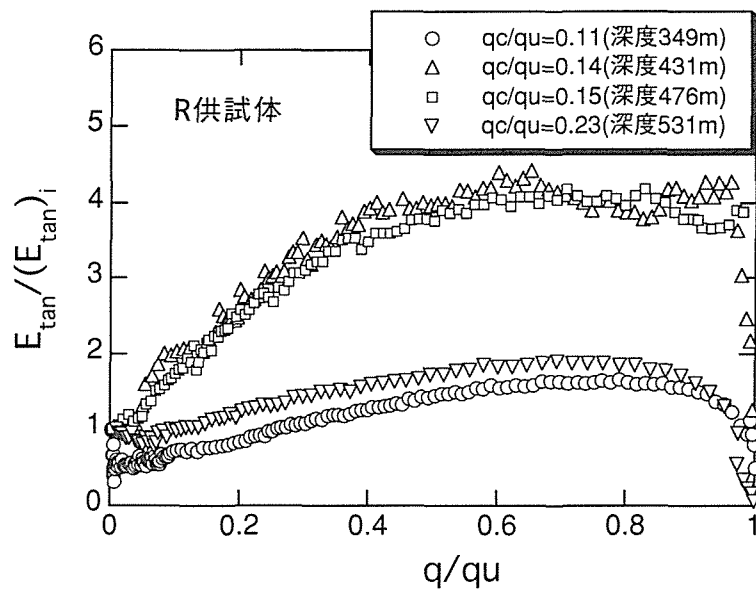


図7.5-3 礫岩(R供試体)の $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/qu$ 関係

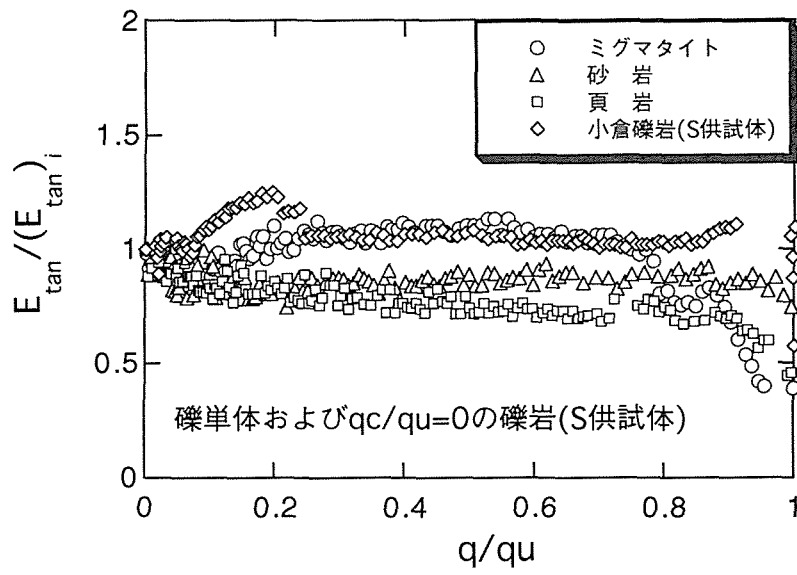


図7.5-4 礫単体および $q_c/q_u=0$ の礫岩(S供試体)の
 $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/q_u$ 関係

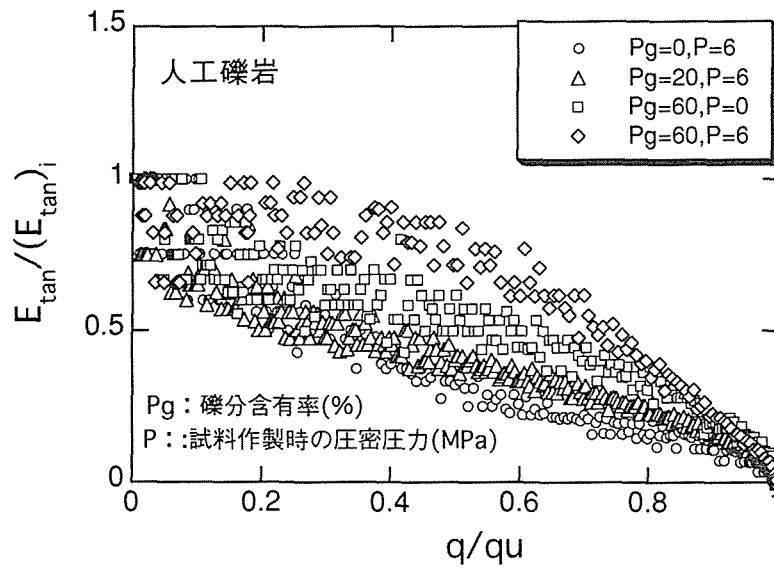


図7.5-5 人工礫岩の $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/q_u$ 関係

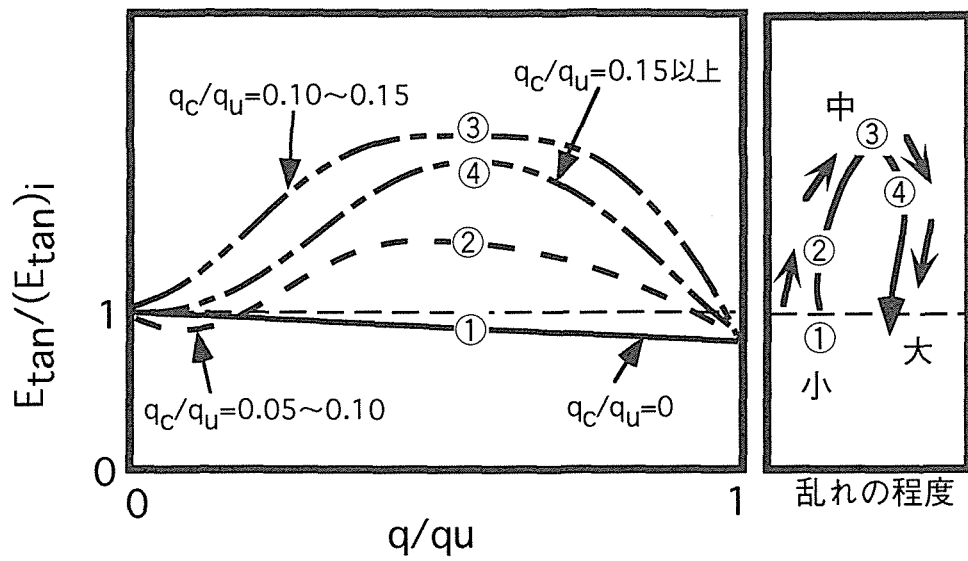


図7.5-6 礫岩(SおよびR供試体)の $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/q_u$ 関係の模式図

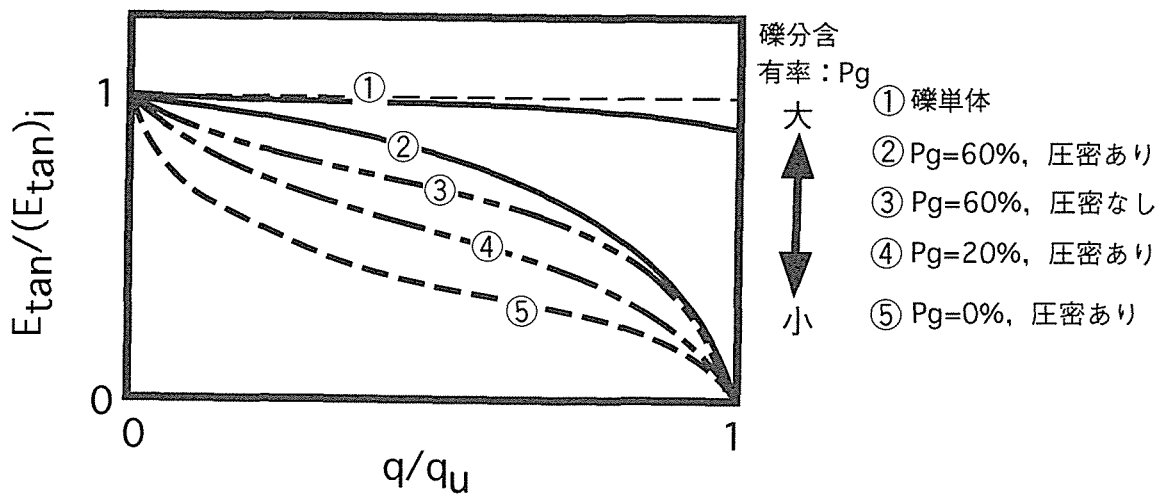


図7.5-7 人工礫岩の $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/q_u$ 関係の模式図

q_u 関係の模式図である。なお、同図中における右側の図は、コアの乱れの程度を概念的に表現したものであり、同図中の左側の図において q_c/q_u の値が大きくなるにつれて、 q/q_u の中央部が①→②→③→④の順に変化していることを模式的に示している。図7.5-6におけるこれら2つの図より、SRRに関しては定性的ではあるが、乱れの程度が大きくなるにつれて一度は極大値を取る($q_c/q_u=0.10\sim0.15$)が、その後は再び小さくなる($q_c/q_u=0.15$ 以上)傾向が知られる。一方、 q_c/q_u については、乱れの程度に比例して単調に値が大きくなっていくのが特徴である。

次の図7.5-7は、人工礫岩の $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/q_u$ 関係の模式図である。この模式図においては、主に P_g の変化および圧密の有無に伴う $E_{tan}/(E_{tan})_i \sim q/q_u$ 関係の違いが簡略化され、わかり易く示されている。

7. 6 乱れの評価パラメータの対応関係

礫岩(S供試体およびR供試体)のSRRと q_c/q_u との対応関係についてまとめたものを、図7.6-1に示す。同図より、SRRの値に関しては、谷等^{7.3)}が報告した均質な堆積軟岩(シルト岩)の値(最大値2.0)よりも大きい値(最大値3.6)であること、また、コアの乱れの程度が大きくなるにつれて、 q_c/q_u では値が増加のみの傾向にあるのに対して、SRRでは値が増加して最大値をとった後に一転して値が減少する傾向があること、等が知られる。このことから、SRRはコアの乱れが非常に大きい場合において、乱れが小さい場合と同じ値をとることがある点に注意が必要である。逆にいえば、 q_c/q_u はコアの乱れの程度に比例して一義的に決まる乱れの評価パラメータである、と表現できる。

7. 7 本章の結論

本章で得られた主な知見をまとめると、以下の通りである。

- (1) サンプリング時の礫岩コアの品質の変化に対して敏感な指標について検討した結果、 q_c/q_u とS波速度 V_s の2つの指標が有効であることがわかった。すなわち、 q_c/q_u が大きいほど、あるいはコアの V_s が原位置岩盤の V_s よりも小さいほどコアの品質が悪く、サンプリングによる乱れが大きい。
- (2) サンプリングによる礫岩コアの品質に影響を与える要因の中で、礫分含有率と礫岩のセメンテーション物質である方解石含有率に着目して、礫岩コアの品質に関する検討を行った。その結果、方解石含有率が小さい場合(15%以下)には、礫分含有率が小さいほどサンプリングによる乱れの影響を受けやすいことがわかった。一方、方解石含有率が大きい場合(15%以上)には、礫分含有率の影響はほとんど認められなかった。
- (3) 礫分含有率 P_g が40～60%である供試体の V_s-P_{ca} 関係において、 P_{ca} が15%以下の試験

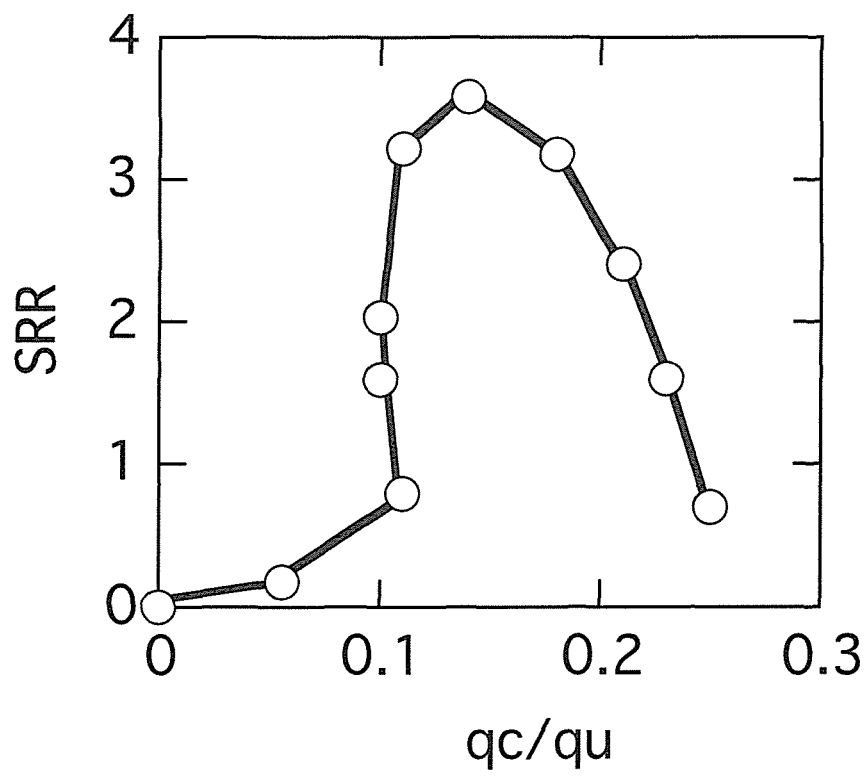


図7.6-1 礫岩(SおよびR供試体)のSRR $\sim q_c/q_u$ 関係

データに関してはサンプリングによる乱れの影響を受けていることから、乱れのない(少ない) P_{ca} が15%以上の試験データを用いた関係式(例えば最小二乗法による直線)を、 P_{ca} が15%以下まで外挿することで、乱れのない(少ない) V_s-P_{ca} 関係を推定することが可能である。

- (4)本サイトで見られる特に方解石含有率の小さい大深度礫岩コア(R供試体)の品質評価においては、 q_c/q_u や V_s といった指標を用いてサンプリングによる乱れの程度を把握することが肝要である。また、今後はこれらの指標を用いて、サンプリングによる乱れの定量的な評価を行う必要がある。
- (5)一軸圧縮試験による接線弾性係数とせん断応力レベルの関係を用いて、小倉礫岩および人工礫岩のコアの乱れのパターンについて整理し、模式的に図示した。
- (6)礫岩コアの乱れを評価するパラメータとしては、一軸圧縮試験によって求めたSRRおよび q_c/q_u の指標が有効であることを示した。
- (7)SRRと q_c/q_u の対応関係について示した。すなわち、コアの乱れの程度が大きくなるにつれて、 q_c/q_u では値が増加のみの傾向にあるのに対して、SRRでは値が増加して最大値をとった後に一転して値が減少する傾向があるため、SRRはコアの乱れが非常に大きい場合において、乱れが小さい場合と同じ値をとることがある点を指摘した。

参考文献

- 7.1)例えば、龍岡文夫，木幡行宏，壺内達也，村田健司，王 林：軟岩のロータリーコアーサンプリングによる試料の乱れ，サンプリングに関するシンポジウム発表論文集，(社)地盤工学会，pp.15～22，1995.
- 7.2)金子和宏，江藤芳武，野崎明人，中川加明一郎，志田原巧，川崎 了：堆積岩盤における水封機能実証試験について，第6回圧縮空気貯蔵(CAES)研究連絡会，pp.9～16，1996.
- 7.3)谷 和夫，川崎 了，豊岡義則，金子 進：均質な堆積軟岩(シルト岩)の地盤からボーリングによって採取された試料の乱れを評価するパラメータ，日本応用地質学会平成9年度研究発表会講演論文集，pp.133～136，1997.
- 7.4)川崎 了，中川加明一郎，江藤芳武，野崎明人，小泉和広：方解石含有率に着目した大深度堆積礫岩の物性に関する検討，応用地質，Vol.38，No.5，pp.252～264，1997.

第2編のまとめ

礫分含有率の計測方法に関しては、供試体側面の展開図を用いた画像処理による方法が、実務的には有効であることがわかった。また、人工礫岩の供試体直径 D と最大礫径 d の比 D/d が1～10程度の範囲内では、物理・力学特性に見られる寸法効果は小さいことがわかった。一方、サンプリング時の礫岩コアの乱れを評価するパラメータとしては、一軸圧縮試験によって求めた q_c/q_u 、SRR、および超音波速度試験による V_s の指標が有効であることがわかった。さらに、礫分含有率 P_{ca} が40～60%である供試体の V_s-P_{ca} 関係において、 P_{ca} が15%以下の試験データ(R供試体)に関してはサンプリングによる乱れの影響を受けていることから、乱れのない(少ない) P_{ca} が15%以上の試験データ(S供試体)を用いた関係式(例えば最小二乗法による直線)を、 P_{ca} が15%以下まで外挿することで、乱れのない(少ない) V_s-P_{ca} 関係が推定可能であることがわかった。

第8章 結論

第1章は序論であり、本研究の背景と目的について述べ、本論文の構成と内容について概説した。

第1編では、地盤情報が不足している大深度軟岩の力学特性を深度方向に系統的に把握する目的で、深度500～600mまでの大深度地盤調査・試験を実施した。また、地質学的な地殻変動履歴を考慮することにより、得られた大深度軟岩の圧密および強度特性の深度分布を表現できる近似式について誘導し、その適用性について考察した。一方、岩石においてもいわゆる有効応力の原理が成り立つとの立場から、土質材料と同様に岩石の圧密現象を計測することによる簡易透水係数推定法について検討を実施した。

第2章では、地盤情報が不足している大都市近郊の大深度軟岩の力学特性を深度方向に系統的に把握する目的で、東京近郊の2地点において深度500～600mまでの大深度地盤調査・試験を実施した。本章で得られた主な知見をまとめると、以下の通りである。

- (1)圧密特性では、圧密降伏応力が深度方向にほぼ直線的に増加し、両地点の大深度軟岩地盤が過圧密状態にあること、また深度200m以深の過圧密比は2程度に収束し、軽く過圧密された状態にあることがわかった。
- (2)強度特性については、非排水三軸圧縮強度が深度方向にほぼ直線的に増加して行くが、強度増加率は深度方向に双曲線的な減少傾向があることがわかった。また、強度増加率と過圧密比の関係については、これらが両対数紙上で直線関係にあることがわかった。

第3章では、地質学的な地殻変動履歴を考慮することにより、第2章において得られた大深度軟岩の圧密および強度特性の深度分布を表現できる近似式について誘導し、その適用性について検討した。本章で得られた主な知見をまとめると、以下の通りである。

- (1)大深度軟岩地盤における圧密と強度特性の深度分布を表現できる2つの近似式について誘導した。両近似式は、地盤が過圧密状態にある理由を地盤の堆積作用と浸食作用のみによるものと仮定する方法である。両近似式によれば、上総層群の浸食厚さを数百m程度と仮定すれば袖ヶ浦、鹿島の両地点の圧密、強度特性の深度分布を大略表示できることがわかった。
- (2)ここで示した近似式は、力学的物理量を圧密というメカニズムのみによると仮定すると評価可能であることを示したのであって、力学的物理量の中にセメンテーション等によるメカニズムの寄与を否定したものではない。圧密だけでなく、セメンテーションのような機構も考慮する必要がある、この観点からの力学的評価が今後の課題である。

第4章では、岩石においてもいわゆる有効応力の原理が成り立つとの立場から、土質材料と同様に岩石の圧密現象を計測することによって透水係数の推定を試みた。本章で得られた主な知見をまとめると、以下の通りである。

- (1) メンブレンのセット方法について、新たに採用した液体シリコンゴムを供試体へ直接打設して固化させる新しい方法を紹介した。この方法によれば、側面流やメンブレンの劣化による封圧流体の浸入が防止できること、また、メンブレンの厚さが自由に設定でき、ひずみゲージなどのケーブルの取り出しが確実および容易であること、などの利点を有することから、数週間の長期にわたる圧密試験および透水試験に関して有効と考えられる。
- (2) 堆積岩である軟質泥岩および硬質礫岩を用いた等方圧密試験を実施した結果、岩石においても圧密現象が生じていることが確認された。また、圧密試験から得られた透水係数を注水試験による透水係数と比較した結果、両者に良好な対応関係が見られた。これらのことから、土質材料と同様に岩石の圧密現象を計測することにより、岩石の透水係数が推定可能であることを示した。
- (3) 非排水状態において等方応力が供試体に作用した時の間隙水压変化について考察した。その結果、等方応力の負荷により生じる間隙水压の発生量は、水の圧縮率、岩石を構成する土粒子実質および構造骨格の圧縮率と、間隙率をパラメータとしたSkemptonの間隙圧係数 B により、概ね説明できることがわかった。また、発生間隙水压と本透水係数推定法との関係について整理した。

第1編をまとめると、次に示す通りである。東京近郊の袖ヶ浦、鹿島の2地点において深度500～600mまでの大深度軟岩の調査・試験を実施した結果、軽い過圧密状態にある大深度軟岩の圧密・強度特性が明らかとなった。また、地質学的な地殻変動履歴を考慮した大深度軟岩の圧密および強度特性の深度分布を表現できる近似式を誘導し、袖ヶ浦、鹿島の両地点の圧密・強度特性の深度分布が大略表示できることがわかった。一方、岩石においても土質材料と同様に圧密現象を計測することにより、岩石の透水係数が推定可能であることを示した。

第2編では、基本的な大深度礫岩の力学特性を把握することを目的として、深度600mの大深度礫岩コアを用いた室内試験を実施して、大深度礫岩の力学特性について調査した。また、乱れのない(非常に少ない)人工礫岩を用いた室内試験を実施して、礫岩の供試体寸法と物理・力学特性との関係について検討した。さらに、サンプリングによる礫岩コアの適切な乱れの指標について検討するとともに、礫岩コアの乱れの程度を支配する要因と考えられる礫分含有率および方解石含有率に着目して礫岩コアの品質評価を試みた。

第5章では、基本的な大深度礫岩の力学特性を把握することを目的として、北九州市内で得られた深度600mの大深度礫岩コアを用いた室内試験を実施して、大深度礫岩の力学特性について調査した。本章で得られた主な知見をまとめると、以下の通りである。

- (1)本サイトにおける堆積岩の物理および力学特性には、岩種によらず明瞭な深度依存性が見られないことがわかった。この傾向は、特に礫岩に関して顕著である。この理由としては、礫岩が不均質であることや、古第三紀の堆積岩であることによるセメンテーション効果の影響等によるものと推定されるが、礫岩の物性評価を行う際には、新第三紀以降の比較的均質な泥岩や砂岩等の堆積軟岩の物性を評価する時よりも、供試体の不均質性やセメンテーション効果等について考慮する必要があることを指摘した。
- (2)一軸圧縮強度が20MPa付近の礫岩データが確認できるが、このように小さい一軸圧縮強度の値がC_H級あるいはB級と判定された岩石において得られることは、通常では考えられないことである。今回のような大深度地盤を対象とする場合には、礫岩と言えどもサンプリングに伴うコアの乱れが生じている可能性があるため、礫岩の物性評価に先立って礫岩コアの品質評価を実施しておく必要性を指摘した。
- (3)礫岩コアの品質に影響を与える礫分含有率について、計測精度および作業性の観点から有効な計測方法の検討を行った。その結果、粒径加積曲線による比較では、全体的に画像処理と粒度試験の曲線形状の違いは小さく大略同じ粒度分布であるが、実務上は供試体側面の展開図を用いた画像処理による方法が有効であることがわかった。
- (4)深度600mまでの大深度から採取された礫岩コアの形状は、基質および基質－礫間の充填鉱物であるカオリナイトおよび方解石の含有割合が関与していることがわかった。また、特に方解石については、その含有割合が岩級に対して大きく影響していることが明らかとなった。

第6章では、小倉礫岩を用いて追加実施した室内試験の他に、人工礫岩を用いた室内試験を実施して、礫岩の寸法効果について検討した。すなわち、乱れない(非常に少ない)人工礫岩を用いて、礫岩の供試体寸法と物理・力学特性との関係について検討した。本章で得られた主な知見をまとめると、以下の通りである。

- (1)圧密した人工礫岩は、小倉礫岩(R供試体)の一軸圧縮強度とほぼ同様の値を示したことから、圧密によって自然の堆積礫岩(小倉礫岩)の強度特性により近いものが、室内において人工的に再現できたものと考えられる。
- (2)人工礫岩を用いた寸法効果に関する室内試験を実施した。その結果、供試体直径Dと最大礫径dの比D/dが1～10程度の範囲内では、人工礫岩の単位体積重量 γ_t 、S波速度 V_s 、および一軸圧縮強度 q_u に見られる寸法効果は小さく、ほとんど存在しないことがわかった。
- (3)D/dが1～10程度の範囲における人工礫岩においてコアの寸法効果が見られないことか

ら、大深度より採取された礫岩のコア試験結果に関しても寸法効果の影響は小さく、ほとんど存在しないものと推定される。

第7章では、サンプリングによる礫岩コアの適切な乱れの指標について検討するとともに、礫岩コアの乱れの程度を支配する要因と考えられる礫分含有率および方解石含有率に着目して礫岩コアの品質評価を試みた。また、礫岩供試体の一軸圧縮試験より得られる接線弾性係数とせん断応力レベルの関係から、礫岩コアの乱れのパターンについて整理するとともに、乱れの評価パラメータについて検討した。本章で得られた主な知見をまとめると、以下の通りである。

- (1)サンプリング時の礫岩コアの品質の変化に対して敏感な指標について検討した結果、 q_c/q_u とS波速度 V_s の2つの指標が有効であることがわかった。すなわち、 q_c/q_u が大きいほど、あるいはコアの V_s とが原位置岩盤の V_s よりも小さいほどコアの品質が悪く、サンプリングによる乱れが大きい。
- (2)サンプリングによる礫岩コアの品質に影響を与える要因の中で、礫分含有率と礫岩のセメンテーション物質である方解石含有率に着目して、礫岩コアの品質に関する検討を行った。その結果、方解石含有率が小さい場合(15%以下)には、礫分含有率が小さいほどサンプリングによる乱れの影響を受けやすいことがわかった。一方、方解石含有率が大きい場合(15%以上)には、礫分含有率の影響はほとんど認められなかった。
- (3)礫分含有率 P_g が40～60%である供試体の V_s – P_{ca} 関係において、 P_{ca} が15%以下の試験データに関してはサンプリングによる乱れの影響を受けていることから、乱れない(少ない) P_{ca} が15%以上の試験データを用いた関係式(例えば最小二乗法による直線)を、 P_{ca} が15%以下まで外挿することで、乱れない(少ない) V_s – P_{ca} 関係を推定することが可能である。
- (4)本サイトで見られる特に方解石含有率の小さい大深度礫岩コア(R供試体)の品質評価においては、 q_c/q_u や V_s といった指標を用いてサンプリングによる乱れの程度を把握することが肝要である。また、今後はこれらの指標を用いて、サンプリングによる乱れの定量的な評価を行う必要がある。
- (5)一軸圧縮試験による接線弾性係数とせん断応力レベルの関係を用いて、小倉礫岩および人工礫岩のコアの乱れのパターンについて整理し、模式的に図示した。
- (6)礫岩コアの乱れを評価するパラメータとしては、一軸圧縮試験によって求めたSRRおよび q_c/q_u の指標が有効であることを示した。
- (7)SRRと q_c/q_u の対応関係について示した。すなわち、コアの乱れの程度が大きくなるにつれて、 q_c/q_u では値が増加のみの傾向にあるのに対して、SRRでは値が増加して最大値をとった後に一転して値が減少する傾向があるため、SRRはコアの乱れが非常に大きい場合において、乱れが小さい場合と同じ値をとることがある点を指摘した。

第2編をまとめると、次に示す通りである。礫分含有率の計測方法に関しては、供試体側面の展開図を用いた画像処理による方法が、実務的には有効であることがわかった。また、人工礫岩の供試体直径 D と最大礫径 d の比 D/d が1~10程度の範囲内では、物理・力学特性に見られる寸法効果は小さいことがわかった。一方、サンプリング時の礫岩コアの乱れを評価するパラメータとしては、一軸圧縮試験によって求めた q_c/q_u 、SRR、および超音波速度試験による V_s の指標が有効であることがわかった。さらに、礫分含有率 P_g が40~60%である供試体の V_s-P_{ca} 関係において、 P_{ca} が15%以下の試験データ(R供試体)に関してはサンプリングによる乱れの影響を受けていることから、乱れない(少ない) P_{ca} が15%以上の試験データ(S供試体)を用いた関係式(例えば最小二乗法による直線)を、 P_{ca} が15%以下まで外挿することで、乱れない(少ない) V_s-P_{ca} 関係が推定可能であることがわかった。

全体のまとめとしては、以下に示す通りである。東京近郊の袖ヶ浦、鹿島の2地点において、軽い過圧密状態にある大深度軟岩の圧密・強度特性が明らかとなった。また、地質学的な地殻変動履歴を考慮して提案した近似式によって、大深度軟岩の圧密・強度特性の深度分布が大略表示できることがわかった。さらに、岩石の圧密現象を計測することにより透水係数の推定が可能であることを示した。一方、サンプリング時の礫岩コアの乱れを評価するパラメータとしては、 q_c/q_u 、SRR、 V_s の指標が有効であることがわかった。また、礫岩供試体の V_s-P_{ca} 関係において、サンプリングによる乱れの影響を受けている試験データ(R供試体)に関しては、乱れない(少ない) P_{ca} が15%以上の試験データ(S供試体)を用いた関係式を、 P_{ca} が15%以下の試験データ(R供試体)まで外挿することで、乱れない(少ない) V_s-P_{ca} 関係が推定可能であることがわかった。

本研究で得られたこれら的大深度地盤の物性評価に関する基礎的な研究成果は、国産初のCAES発電システム1号機の建設に向けた今後のCAES研究の進展に大いに役立つものとする。

謝辞

この論文は、筆者が1989年から1997年にかけて(財)電力中央研究所我孫子研究所において実施した研究の成果をまとめたものです。この間、終始、筆者の研究を支えて下さった我孫子研究所地盤耐震部および地質部の方々に深く感謝の意を表します。特に、地盤耐震部長 西 好一上席研究員には、一向に研究成果があがらない筆者を最後まで温かく支えていただきました。また、地盤耐震部 伊藤 洋上席研究員、地質部 中川加明一郎上席研究員および大山隆弘主任研究員からは、本研究に関して貴重なご意見をいただきました。各位に厚くお礼を申し上げます。

鳥取大学 木山英郎教授には、筆者が鳥取大学在学中より今日に至るまで、常に時宜にかなったご指導と鋭いご指摘を大所高所から受けておりますが、本論文の構成、結論のまとめ方など全般について懇切なご指導を賜りました。また、鳥取大学 榎 明潔教授および上田 茂教授からは、有益な討議とご助言をいただきました。さらに、大阪大学 谷本親伯教授および鳥取大学 西村 強助手からは、本論文の作成に際して多大なるご配慮と貴重なご意見をいただきました。ご指導をいただいた諸先生方に深く感謝を致します。

本研究では、数百本にもものぼる室内試験データを使用していますが、これらの実験の大半は、小泉和広氏((株)ダイヤコンサルタント)、櫻井孝臣氏(前田建設工業(株))、窪田達郎氏((株)建設企画コンサルタント)および森山 繁氏((株)建設企画コンサルタント)によって実施されたものです。また、本論文の第2編に関する研究内容の一部は、九州電力(株)との共同研究の一環として実施したものです。九州電力(株)総合研究所土木グループ 金子和広主席研究員、江藤芳武元主幹研究員、野崎明人研究員、九州電力(株)小丸川開発事務所 鶴田正治調査課長および深池正樹氏からは、多大なるご理解とご協力をいただきました。さらに、本研究を進める上で、(財)電力中央研究所特別顧問 櫻井彰雄前我孫子研究所長、理事 江刺靖行我孫子研究所長、理事 日比野敏首席研究員、参事 塩見 哲我孫子研究所副所長および九州電力(株)総合研究所 永津忠治元次長からは、終始激励のお言葉をいただきました。各位に深くお礼を申し上げます。

浅学非才である筆者は、今日までに多くの方々に支えられ、可愛がっていただきました。上記の方々からのご支援とご指導がなければ、本研究の遂行と本論文の完成は到底成し得ませんでした。ここに厚く感謝の意を表します。

最後に、今日まで筆者を常に励まし、研究と生活の両面において勇気と希望を与え、精神的に温かく支えてくれた家族(妻 貴子、長男 巧、次男 歩)に対して、心から感謝を致します。本当にありがとうございました。

主要な研究業績

1. 学術論文

- 1)川崎 了, 西 好一, 藤原義一: 東京近郊における深部堆積地盤の物理的・力学的特性, 地下空間利用シンポジウム1992—人, 自然と調和する地下空間—, 土木学会, pp.93~100, 1992.
- 2)川崎 了, 西 好一, 高橋 浩: 定ひずみ速度圧密試験法の堆積軟岩への適用, 第25回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.126~130, 1993.
- 3)S.Kawasaki, K.Nishi and Y.Fujiwara: Mechanical properties of deep soft rock ground in the suburbs of Tokyo, Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks, International Symposium on Hard Soils – Soft Rocks, pp.593~600, 1993.
- 4)川崎 了, 西 好一, 岡本敏郎, 藤原義一: 東京近郊大深度地盤の室内力学特性と地質学的地盤変動履歴を考慮した圧密特性の一考察, 都市地下空間利用における大深度地盤に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.87~94, 1993.
- 5)川崎 了, 岡本敏郎, 田中幸久: 大深度軟岩地盤における立坑掘削挙動を模擬した室内模型実験, 第27回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.111~115, 1996.
- 6)川崎 了, 岡本敏郎, 田中幸久: 軟岩地盤での圧縮空気貯槽建設コストのパラメトリックスタディ, 地下空間シンポジウム論文・報告集, 第2巻, 土木学会, pp.175~179, 1997.
- 7)S.Kawasaki, T.Okamoto, Y.Tanaka and S.Hibino: Feasibility of compressed air energy storage in deep soft rock ground—Application of the slurry excavation and steel pipe shaft method—, Tunnels for People, WORLD TUNNEL CONGRESS VIENNA '97, pp.835~840, 1997.
- 8)川崎 了, 中川加明一郎, 江藤芳武, 野崎明人, 小泉和広: 方解石含有率に着目した大深度堆積礫岩の物性に関する検討, 応用地質, 第38巻, 第5号, pp.252~264, 1997.
- 9)川崎 了, 中川加明一郎, 江藤芳武, 野崎明人, 小泉和広: 供試体を用いた大深度堆積礫岩物性の分類の試み, 応用地質, 第38巻, 第5号, pp.296~298, 1997.
- 10)川崎 了, 中川加明一郎, 江藤芳武, 野崎明人, 小泉和広: 大深度堆積礫岩の力学特性—室内試験による礫岩コアの品質評価—, 第10回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.797~802, 1998.
- 11)川崎 了, 西 好一, 岡本敏郎: 圧密履歴を考慮した大深度堆積地盤の力学的特性に関する考察, 土木学会論文集, No.589/Ⅲ-42, pp.79~90, 1998.

- 12)川崎 了, 小泉和広: 画像処理による礫岩の礫分含有率の計測方法に関する検討, 応用地質, 第39巻, 第2号, pp.202~207, 1998.
- 13)川崎 了, 中川加明一郎, 小泉和広: 堆積岩の圧密現象に着目した透水係数推定の試み, 応用地質, 第39巻, 第3号, pp.273~281, 1998.
- 14)川崎 了, 伊藤 洋, 小泉和広: 礫岩コアの寸法効果とサンプリングによる乱れに関する評価, 応用地質, 第39巻, 第4号, pp.391~400, 1998.
- 15)川崎 了, 中川加明一郎, 江藤芳武, 野崎明人, 小泉和広: 室内試験による大深度礫岩コアの品質評価, 土木学会論文集, No.617/Ⅲ-46, 1999(掲載決定).
- 16)川崎 了, 服部康男, 岡田哲実: 軟岩地盤での水封式圧縮空気貯槽の建設技術に関する成立性調査ー熱解析と概略設計によるコスト評価ー, 土木学会論文集(審査中).
- 17)S.Kawasaki, H.Ito, K.Nakagawa, Y.Eto, A.Nozaki and K.Koizumi: Quality evaluation of conglomerate core samples based on laboratory tests, Proceedings of the 9th International Congress on Rock Mechanics, 1999 (to be published).

2. 研究発表・報告

- 1)川崎 了, 木山英郎, 藤村 尚, 西村 強: 楕円形要素を用いた離散剛要素法の基礎的検討, 第38回土木学会中国四国支部研究発表会, pp.207~208, 1986.
- 2)川崎 了, 木山英郎, 藤村 尚, 西村 強: 楕円形要素のDEM解析に関する検討, 土木学会第41回年次学術講演会講演概要集, pp.367~368, 1986.
- 3)川崎 了, 木山英郎, 藤村 尚, 西村 強: 自動要素分割によりモデル化した亀裂性岩盤のDEM解析, 第39回土木学会中国四国支部研究発表会, p.249~250, 1987.
- 4)川崎 了, 木山英郎, 藤村 尚, 西村 強, 池添保雄: 楕円形要素を用いた単純せん断試験のDEM解析, 土木学会第42回年次学術講演会講演概要集, pp.246~247, 1987.
- 5)川崎 了, 西 好一, 窪田達郎: 東京湾東岸部における深部堆積物の工学的性質, 第25回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 97~98, 1990.
- 6)川崎 了, 西 好一, 桜井孝臣: 東京湾東岸部における深部堆積物の非排水せん断特性, 土木学会第45回年次学術講演会講演概要集, pp.304~305, 1990.
- 7)川崎 了, 西 好一, 藤原義一, 桜井孝臣: プレッシャーメーター試験と室内試験による深部地盤の強度・変形特性の比較, 第26回土質工学研究発表会発表講演集, pp.201~202, 1991.
- 8)川崎 了, 西 好一: 東京近郊における深部堆積地盤の力学的特性, 第27回土質工学研究発表会発表講演集, pp.1221~1222, 1992.

- 9)川崎 了, 西 好一, 笹田麻純: 定ひずみ速度圧密試験法の堆積軟岩への適用, 第27回土質工学研究発表会発表講演集, pp.1231~1232, 1992.
- 10)川崎 了, 西 好一: 深部堆積軟岩の圧密特性, 第28回土質工学研究発表会発表講演集, pp.1383~1384, 1993.
- 11)川崎 了, 西 好一, 藤原義一, 岡本敏郎: 圧縮空気貯蔵のための大深度軟岩地盤の力学的特性の解明ー不攪乱試料を用いた室内試験による物性評価ー, 電力中央研究所報告, 研究報告U93021, 1993.
- 12)川崎 了, 岡本敏郎, 西 好一: 地質学的地盤変動履歴を考慮した大深度軟岩地盤の力学特性に関する一考察, 第29回土質工学研究発表会発表講演集, pp.1183~1186, 1994.
- 13)川崎 了, 岡本敏郎, 田中幸久: 大深度軟岩地盤における立坑掘削時の立坑挙動を模擬した室内模型実験, 第30回土質工学研究発表会発表講演集, pp.1963~1966, 1995.
- 14)川崎 了, 岡本敏郎, 田中幸久: 軟岩地盤における大深度立坑掘削挙動を模擬した室内模型実験, 土木学会第50回年次学術講演会講演概要集, pp.1012~1013, 1995.
- 15)川崎 了, 谷 和夫, 金子 進, 豊岡義則: 軟岩コア品質評価のための室内ボーリング実験, 第31回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1425~1426, 1996.
- 16)川崎 了, 岡本敏郎, 田中幸久: 軟岩地盤での圧縮空気貯槽建設コストの評価, 電力中央研究所報告, 研究報告U96004, 1996.
- 17)川崎 了, 岡本敏郎, 田中幸久: 軟岩CAESにおける貯槽建設コストのパラメトリックスタディ, 土木学会第51回年次学術講演会講演概要集, pp.62~63, 1996.
- 18)川崎 了, 中川加明一郎, 江藤芳武, 野崎明人, 小泉和広: 大深度堆積礫岩の力学特性ー室内試験による一考察ー, 第32回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1197~1198, 1997.
- 19)川崎 了, 中川加明一郎, 江藤芳武, 野崎明人, 小泉和広: 堆積礫岩に及ぼす炭酸鉱物(方解石 CaCO_3)の影響について, 第32回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1231~1232, 1997.
- 20)川崎 了, 山崎智寛: 東京周辺大深度地盤を対象とした過圧密比の深度分布推定式の適用性について, 第32回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.79~80, 1997.
- 21)川崎 了, 中川加明一郎, 江藤芳武, 野崎明人: 礫岩の力学特性ー室内試験による礫岩コアの品質評価ー, 電力中央研究所報告, 研究報告U97048, 1997.
- 22)川崎 了, 伊藤 洋, 小泉和広: サンプルングによる礫岩コアの乱れの評価, 第33回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1221~1222, 1998.

3. 特許

- 1)川崎 了：ワイヤーラインによるセルフボーリング型プレッシャーメーター試験方法，
特許願，特願平10-39367(出願中).

END