



水浸による盛土沈下特性の評価方法に関する研究

李, 俊憲

(Degree)

博士 (工学)

(Date of Degree)

2018-09-25

(Date of Publication)

2019-09-01

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

甲第7297号

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D1007297>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



博 士 論 文

水浸による盛土沈下特性の
評価方法に関する研究

平成30年7月

神戸大学大学院工学研究科

李 俊憲

博 士 論 文

水浸による盛土沈下特性の
評価方法に関する研究

平成30年7月

神戸大学大学院工学研究科

李 俊憲

目 次

第一章 序論

1.1 本研究の背景および目的	1
1.1.1 研究の背景	1
1.1.2 研究の目的	1
1.2 本論文の構成	3
参考文献	4

第二章 既往の研究

2.1 はじめに	5
2.2 水浸沈下に関する研究	5
2.2.1 水浸沈下のメカニズム	5
2.2.2 水浸沈下特性に及ぼす諸要因の影響	8
2.3 水浸沈下の被害と予測の事例	10
2.3.1 水浸沈下が補強盛土変状を引き起こす事例	10
2.3.2 不十分な締固めが水浸沈下に関係を指摘する事例	11
2.3.3 硬質粘土塊の吸水・脆弱化が招いた水浸沈下の事例	11
2.3.4 水浸沈下量の予測事例	12
2.4 宅地造成地における品質管理規定の現状	13

2.4.1	盛土材料の品質基準と盛土高および標準のり面勾配	13
2.4.2	盛土の施工管理の基準	15
2.4.3	宅地盛土の品質管理規定	18
2.5	宅地の沈下に関する規則および基準の現状	20
2.5.1	基礎・地盤に関する法律	20
2.5.2	不同沈下に関する基準	22
2.6	原位置水浸沈下の評価に関する研究	25
2.6.1	現場水浸沈下試験による沈下の評価	25
2.6.2	飽和度の変化に伴う水浸沈下量	26
2.7	おわりに	27
	参考文献	28

第三章 盛土材料と室内試験方法

3.1	はじめに	31
3.2	試験に用いた盛土材料の特性	31
3.2.1	室内試験の概要	31
3.2.2	盛土材料の物理的および力学的特性	32
3.3	2mmふるい通過試料を対象とした室内水浸沈下試験	40
3.3.1	試料の調整	40
3.3.2	試験条件	43

3.3.3 試験装置および試験手順	48
3.4 最大粒径が2mmを超える試料を対象とした室内水浸沈下試験	53
3.4.1 試料の調整	53
3.4.2 試験条件	54
3.4.3 試験装置の概要および試験手順	56
3.5 不攪乱試料の水浸沈下試験	57
3.6 おわりに	59
参考文献	59

第四章 盛土材料の水浸沈下特性に及ぼす影響についての研究

4.1 はじめに	61
4.2 締固め度が水浸沈下特性に及ぼす影響	62
4.2.1 一定の上載圧，最適含水比での水浸沈下ひずみ	62
4.2.2 最適含水比で上載圧の変化での水浸沈下ひずみ	65
4.3 粒度分布が水浸沈下特性に及ぼす影響	68
4.3.1 粒度調整の違いが水浸沈下に及ぼす影響	68
4.3.2 粒度分布が水浸沈下に及ぼす影響	69
4.3.3 水浸沈下量の簡易予測法	71
4.4 初期含水状態における乾燥密度の変化	73
4.5 上載圧における水浸時沈下ひずみの影響	74

4.6 大型水浸沈下試験結果（最大粒径2mm以上）	77
4.6.1 時間に伴う水浸沈下量の変化(締固め度，上載圧および初期含水比の 変化)	77
4.6.2 締固め度が水浸沈下特性に及ぼす影響	78
4.6.3 粒度分布が水浸沈下特性に及ぼす影響	79
4.6.4 初期含水状態における乾燥密度の変化	81
4.6.5 上載圧における水浸時沈下ひずみの影響	82
4.7 おわりに	84
参考文献	85

第五章 住宅地盤の性能評価のための原位置水浸沈下試験のガイドライン

5.1 はじめに	87
5.2 原位置水浸沈下試験方法	87
5.2.1 試験の適用範囲	87
5.2.2 用語の定義	87
5.2.3 試験装置および器具	87
5.2.4 試験方法	88
5.2.5 記録および結果の整理	90
5.2.6 報告事項	90
5.3 小型地盤模型試験における浸透流	91

5.4.1 模型実験の条件と方法	91
5.4 原位置水浸沈下試験方法の解説	93
5.5 住宅地盤の性能評価	97
5.6 おわりに	99
参考文献	99

第六章 宅地盛土の水浸沈下評価法の検証事例

6.1 はじめに	100
6.2 現場調査法の概要および方法	100
6.2.1 標準貫入試験(JIS A 1219)	100
6.2.2 スウェーデン式サウンディング(SWS)試験(JIS A 1221)	101
6.2.3 簡易動的コーン貫入試験(JGS 1433)	102
6.2.4 固定ピストン式二重管サンプラー(GSサンプラー)	103
6.2.5 高精度表面波探査	104
6.2.6 現場密度試験(砂置換法：JIS A 1214)	106
6.3 原位置水浸沈下試験装置の適用性評価	107
6.3.1 本節の目的	107
6.3.2 試験現場の概要	107
6.3.3 試験の結果	108

6.3.4	原位置水浸沈下量と室内水浸沈下量との比較	110
6.4	締固め度が異なる試験盛土の性能評価	112
6.4.1	本節の目的	112
6.4.2	試験現場の概要	112
6.4.3	現場試験の手順および結果	114
6.4.4	原位置水浸沈下量と室内水浸沈下量との比較	121
6.5	原位置水浸沈下試験による宅地地盤の性能評価事例	125
6.5.1	本節の目的	125
6.5.2	現場の概要	125
6.5.3	現場の調査	125
6.5.4	原位置水浸沈下試験の手順および結果	126
6.5.5	試験の考察	127
6.6	室内水浸沈下試験による性能評価の事例	128
6.6.1	本節の目的	128
6.6.2	既存宅地盛土の事例	128
6.6.3	盛土嵩上げにおける宅地盛土の事例	131
6.6.4	掘削土を埋戻した宅地盛土の事例	135
6.7	終わりに	139
	参考文献	141

第七章 結論

第一章 序論

1.1 本研究の背景および目的

1.1.1 研究の背景

近年、国土の空間的な限界と都市化の進展に伴い、従来では宅地造成や道路として利用されてこなかった谷底低地、山麓の斜面地、等での開発が急速に進展し、大規模盛土工事が増加している。それに伴い、豪雨や地下水位の上昇によって、水浸によるコラプス現象や盛土の土粒子自体のスレーキングあるいはその両者が原因で、盛土造成地盤の不同沈下が生じた事例が数多く報告されている¹⁾²⁾³⁾。これら不同沈下の主要因は、不十分な土の締固めと排水処理にあることが最近の調査・研究により明確になってきた⁴⁾。

土は良く締固めると硬く強くなるので、安全で耐久性に優れた盛土を造成するためには、土を十分に締固めるのが最重要であることは広く認識されている。一方、多種多様な盛土材料を対象とした系統的な研究がないため、依然として40年以上近く前に経験的に設定された締固め管理基準値が用いられているのが現状である。

近年、平成7年の阪神・淡路大震災および平成16年の新潟県中越地震での甚大な盛土被害を契機として、土構造物における地震・豪雨等に対する耐災性の要求性能が高まった。

その結果、例えば、宅地盛土においては、全測定値における締固め度(D_c)の許容下限値85%から全測定値における締固め度(D_c)の平均値が87%ないし90%であることへ改訂された⁵⁾⁶⁾。

しかし、平均値管理では締固め度が従前の85%よりも小さい箇所を許容することになる⁷⁾。さらに、宅地盛土の締固め施工実績の報告義務がないため、道路、橋梁、堤防、等の土木構造物と比較して、住宅地盤の締固め管理は不十分であるのが現状である⁸⁾。

これらの背景から、土宅地造成盛土に関しては、土構造物としての性能を満足するために、盛土材料に応じた締固め基準値や施工管理方法などを見直す必要があると考えられる。

1.1.2 研究の目的

水が地盤構造物に浸透することによって水浸沈下を引き起こす原因はいくつかあるが、それらのひとつとして凝灰質砂岩や泥岩を含む土材料が乾燥・吸水を繰り返して土塊が崩壊するスレーキング現象に起因する沈下が挙げられるが、本研究で用いている試料には当てはまらない。他には、コラプス現象が挙げられる。コラプス(collapse)は、水浸時に生じる体積圧縮現象であり不飽和土の特有な現象である。緩く乾燥している土塊内部に水が侵入すると、土粒子間に作用しているサクションによる粒子間付着力が水浸により消失し、保たれていた土骨格の剛性が減少することによりコラプスが生じる⁹⁾¹⁰⁾。そのコラプスに関する研究は従

来から行われており，コラプス時の体積ひずみが応力経路に依存せずに発生すること，載荷時の応力，試料の密度および水分量に影響を受けるなどの結果が得られている．しかし，これらの研究で用いられている試料はDLクレイや粘土が多く，砂/礫質土で行った研究は数少ない．さらに，広範囲の粒度分布を示す盛土材料の水浸沈下特性を締固め度(D_c)に着目して整理した研究も数少ない状況である．従って，締固め度に着目した水浸沈下特性に関する研究結果のデータの蓄積が必要であると考えられる．

一方，宅地盛土の沈下に関する規定は，宅地の造成完了時点から宅地の購入者への引き渡しの時点までの間を残留沈下時間と設定し，20cm程度以下を(下部粘土層の圧密に起因する)許容残留沈下量として定めている⁹⁾．地盤沈下により建物の構造的な損害が発生する基準は，相対沈下量，総沈下量，傾斜角ならびに変形角の限界値によってそれぞれ規定されており¹¹⁾¹²⁾¹³⁾，宅地盛土の品質管理工法としてスウェーデン式サウンディング試験(以下，SWS試験)が一般的に利用されている⁶⁾¹⁴⁾．しかし，SWS試験は地盤の微妙な硬さの違いに対して鈍感であり，巨礫が存在すると貫通せず，障害物当たりになってしまい調査自体が難しくなるなどで，地盤の変形(性能)評価には不向きである¹⁵⁾¹⁶⁾ことが報告されている．一方，現場は三次元であり，一次元的な沈下量を把握する室内水浸沈下試験とは変形特性が異なるので原地盤の沈下量を直接測定するために，澁谷ら¹⁷⁾は，SWS試験の長所である，経済性・簡易性・迅速性を活かしつつ，地盤の性能が評価できるSWS試験器具を用いた住宅地盤での性能評価手法に関する原位置水浸沈下試験のガイドライン(案)を提案している．SWS試験器具を用いた宅地地盤の品質評価手法を新たに導入することによって宅地地盤の性能評価ができれば，大変有意義な試験となりうると考えられる．

そこで，本研究では，多種多様な盛土材料を用いた室内水浸沈下試験を実施し，盛土材料に応じた水浸沈下特性を明らかにした．一連の室内試験では，水浸沈下特性に及ぼす締固め度，含水比，上載圧およびその载荷履歴，等の諸要因の影響を検討した．

一方，住宅地盤調査で多用されているスウェーデン式貫入試験器具を活用した宅地盛土の性能評価手法として，「住宅地盤の性能評価手法に関する原位置水浸沈下試験のガイドライン：住宅地盤品質協会編」を新たに作成した．加えて，新たな提案試験方法の妥当性を検証するために，試験盛土を含めた一連の事例研究を実施した．これらの知見をもとに，新規および既存盛土に対する宅地盛土の性能評価手法の提案および盛土材料の特性に応じた水浸沈下防止のための締固め管理値を新たに提案した．

1.2 本論文の構成

本論文は、7章で構成されている。

第一章は、序論であり、本研究の背景、目的および本論文の構成について述べている。

第二章は、既往の研究成果を調査し概観している。まず、水浸による圧縮沈下特性のメカニズムに関する研究事例をまとめた。つぎに、宅地盛土の不同沈下の被害事例とその原因を整理しながら、宅地盛土の設計・施工の規定ならびに不同沈下に関する規定および地盤調査方法をレビューし、宅地盛土造成に関する現状の課題について整理している。

第三章では、本研究で実施した室内試験について述べている。まず、多種多様な盛土材料の物理・力学的な特性、とりわけ、試料の粒度分布、最大乾燥密度および最適含水比の関係について論述している。つぎに、室内水浸試験装置、室内水浸試験方法、供試体作製方法、等についてそれぞれ詳述している。

第四章は、一連の室内水浸沈下試験の結果を分析し、任意の締固め度における盛土材料の水浸沈下特性に及ぼす諸因子（細粒分含有率、均等係数、曲率係数、有効上載圧、初期含水比、等）の影響について論じている。さらに、水浸沈下の予測方法に言及している。

第五章は、住宅地盤品質協会と神戸大学との協働により新たに作成した「住宅地盤の性能評価のための原位置水浸沈下試験のガイドライン」を紹介している。本ガイドラインでは、前述した室内水浸沈下試験結果に基づいて、原位置水浸沈下試験方法を新たに提案している。併せて、ガイドライン作成のための理論的裏付けとなる浸透流模型試験の結果について述べている。

第六章は、宅地盛土の水浸沈下評価法の検証事例である。第五章で提案している「住宅地盤の性能評価のための原位置水浸沈下試験のガイドライン」に沿って実施した試験盛土および宅地実盛土現場の事例研究を紹介している。その結果、本原位置試験方法の妥当性が確認できた。最後に、各種原位置調査と二重管式固定ピストンサンプラーを用いた乱さない試料を用いた各種室内試験の組み合わせによる既存盛土の水浸沈下に対する性能評価手法について記述している。

第七章では、第四章から第六章までで得られた知見をまとめて本論文の結論としている。

参考文献

- 1) 望月秋利, 三笠正人, 川本祥史: 宅地造成地の水浸による沈下の検討例, 土と基礎, Vol.33, No.4, pp.25-32, 1985.
- 2) 大島昭彦, 正木伸治, 藤元学, 増田 信, 安川郁夫: 宅地造成地の地盤変状原因解明のための室内試験と結果の考察, 第38回地盤工学研究発表会, No.473, pp.945-946, 2003.
- 3) 片岡昌裕, 望月秋利, 阪口 理, 江頭信之: 水浸沈下による家屋の被害調査と水浸沈下量の予測, 地盤工学会中部支部, 第8回中部地盤工学シンポジウム, No.3, pp.11-18, 1996.
- 4) 澁谷啓: 盛土崩壊のメカニズムと対策工, ジオシンセティックス論文集, 第23巻, 国際ジオシンセティックス学会日本支部, pp.1-14, 2008.
- 5) 独立行政法人都市再生機構: 基盤整備工事共通仕様書・施工関係基準 2/2 (平成24年度版), UR都市機構, pp.140-141, 2012.
- 6) 宅地防災研究会: 宅地防災マニュアルの解説 (I), 第二次改訂版, pp.125-178, 2007.
- 7) 龍岡文夫: 地盤工学・技術ノート (第2回), 盛土の締固め②, 基礎工, Vol.40, No.8, pp.102-105, 2013.
- 8) 仲矢順子, 藤井 衛, 建山和由, 安川郁夫, 石田優子: 盛土宅地造成地盤の現状と課題についての考察, 第41回地盤工学研究発表会, No.93, pp.185-186, 2006.
- 9) Barden, L., Madedor, A.O. and Sides, G.R.: Volume change characteristics of unsaturated clay, Proc. ASCE, Vol.95, No.SM1, pp.33-51, 1969.
- 10) 加藤正司: 締固めた粘性土の等方応力条件下におけるコラプス時の変形特性とコラプス後のせん断特性, 土木学会論文集No.596, III-43, pp.271-281, 1998.
- 11) 一般社団法人日本建築学会: 小規模建築基礎設計指針, pp.254-261, 2008.
- 12) 一般社団法人日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp.155-158, 2003.
- 13) 国土交通省: 住宅紛争処理の参考となるべき技術的基準, 建設省告示第1653号, 2002.
- 14) 国土交通省: 地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を求めるための地盤調査の方法並びにその結果に基づき地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を定める方法等を定める件, 国土交通省告示第1113号, 2001.
- 15) 龍岡文夫, 澁谷啓: 宅造盛土での締固めの問題, 基礎工, Vol.42, No.9, pp.17-23, 2014.
- 16) 田村昌仁, 川村 政史, 枝広茂樹, 水谷 羊介, 藤井 衛, 小口 和郎: スウェーデン式サウンディングによる地盤調査法の現状と課題, 土と基礎, Vol.52, No.4, pp.8-10, 2004.
- 17) 澁谷啓・片岡沙都紀: 水浸沈下を対象とした住宅地盤の性能評価のための原位置試験方法ガイドライン (案), 住品協だより, Vol.10, pp.6-9, 2016.

第二章 既往の研究

2.1 はじめに

本章では、水浸による盛土沈下特性に関する既往の研究を通して、宅地盛土の現状と課題について整理する。

2.2節では、水浸による圧縮沈下(即ち、水浸沈下)のメカニズムや諸因子が水浸沈下に及ぼす影響に関する既往の研究をレビューする。

2.3節では、盛土の水浸沈下による被害事例をレビューし、その被害が生じた原因について整理する。

2.4節では、宅地造成地における品質管理規定の現状として盛土の仕様設計方法と施工方法について調査し、両者の不具合を通して、規定の現状および問題点について整理する。

2.5節では、宅地の沈下に関する規則および基準として、法律で規定されている住宅の地盤および基礎の沈下に関するものを調査する。また、住宅の不同沈下に関する基準の現状と一般的に行っている調査方法の問題点についてまとめる。

2.6節では、現場水浸沈下試験に関する既往の研究をレビューし、試験装置および方法について整理する。また、水浸沈下試験を行う際、水の浸透による地盤の水分移動について計測した事例に関して調査する。

2.2 水浸沈下に関する研究

2.2.1 水浸沈下のメカニズム

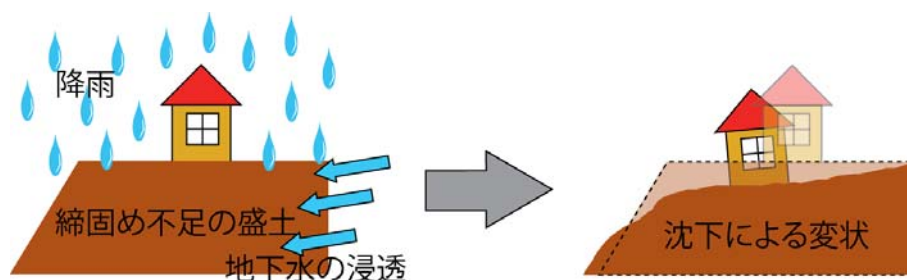


図2-1 水浸沈下のメカニズム

図2-1のように水が地盤構造物に浸透することによって水浸沈下を引き起こす原因はいくつかあるが、それらのひとつとして凝灰質砂岩や泥岩を含む土材料が乾燥・吸水を繰り返すことで土塊が崩壊するスレーキングという現象に起因する沈下が挙げられる。吉田ら¹⁾は、頁岩のスレーキングのメカニズムを明らかにし、山口ら²⁾はスレーキングを起こす材料の強度特

性等についての検討を行っている。中村ら³⁾は直径50cm、高さ40cmの大型土層を用いて泥岩の水浸と乾燥の繰り返しによる水浸試験を実施しており、乾湿の繰り返し回数が増加するほど沈下量が増加し、1回目の水浸時に沈下傾向を示すが、その後は乾燥収縮（沈下）、吸水膨張減少が観測されることを確認している。そして藤田ら⁴⁾は、泥岩や凝灰岩などの軟岩材を盛土材として用いた場合、施工時の締固めが不十分であるとスレーキング現象に起因する水浸沈下が発生すると指摘している。スレーキングに関しては以上のように多数の研究がなされてきたが、本研究において対象とする土材料は、主に砂礫質材料でスレーキングを生じる砂岩、泥岩などは含んでいないのでスレーキングに関する多数の既往研究とは一線を画す必要がある。

もう一つの水浸沈下の原因として、コラプス現象が挙げられる。コラプス(collapse)は、水浸時に生じる体積圧縮現象であり不飽和土の特有な現象である。Casagrande⁵⁾は、緩い構造を持つ土粒子はコラプス現象につながる重要な要素であり、図2-2のように、細粒分の一部が粗粒子の結合材として現れている。これらの結合は、隣接する粒子の小さな隙間において局所的な圧縮を受ける。そこで、水分含量が低い場合、盛土、または、建設による上載圧の増加における圧縮量はわずかである。これらの土が乾燥したままである限り、粒子接触部の接合材料は圧縮応力に抵抗に必要なせん断強度を提供する。水が浸入すると粒子間の結合に提供した塩、粘土分またはシルト分はある程度まで軟化し、弱くなり、または溶解する。従って、これらの接合材料は、もはや既存の圧縮応力に抵抗することができず、土構造が崩壊する段階に到達するとコラプス現象のメカニズムについて説明している。

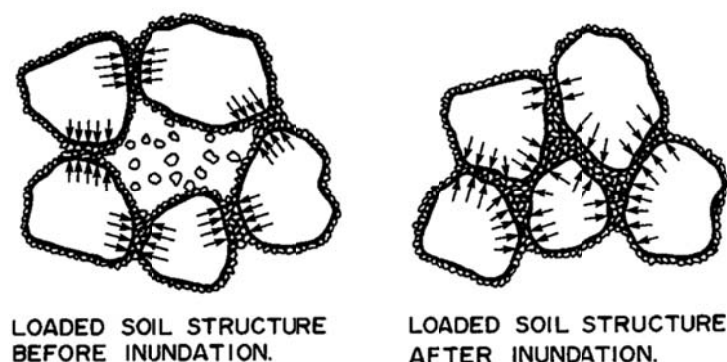


図2-2 水浸に伴うシルト/粘土構造の変化⁵⁾

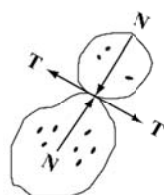
また、Barden et al.⁶⁾は、コラプス時の体積ひずみが応力経路に依存せず発生することを示している。そして、コラプスが載荷時の応力、試料の密度および水分量に影響を受けることを指摘している。コラプス沈下が生じる条件として

- ① 大きな間隙を持つ，緩い構造(不安定な不飽和土)
- ② 土構造の一時安定を保つ十分な全応力
- ③ 粒子間の結合力またはセメンテーション効果がある十分な高いサクション

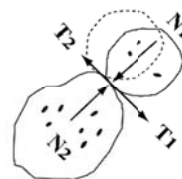
を挙げている．



図2-3 土粒子の力伝達図⁷⁾



(a) 浸水前

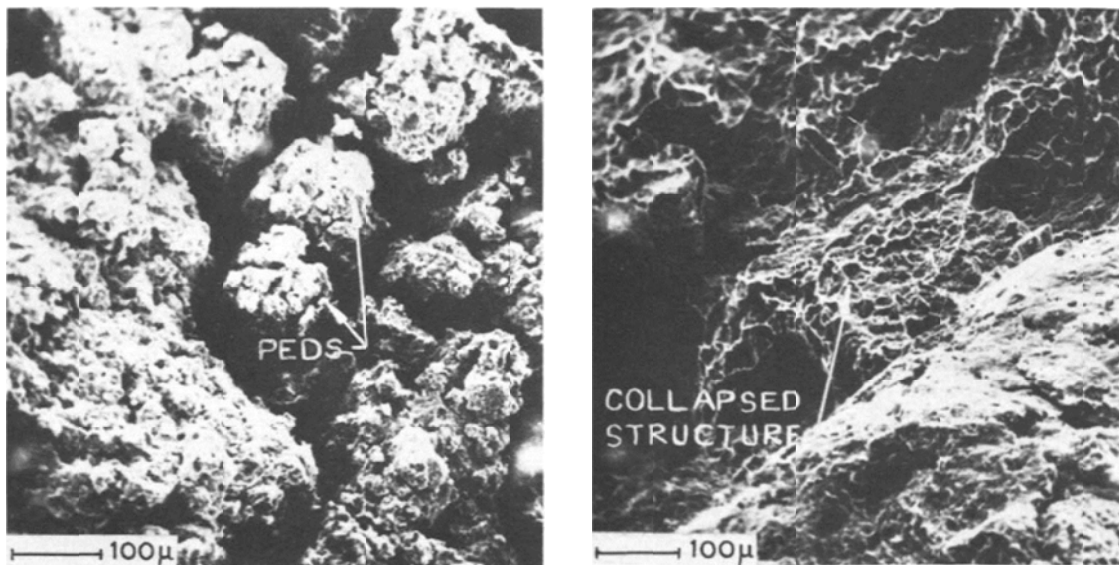


(b) 浸水時の土粒子移動

図2-4 土粒子の拡大図⁷⁾

福田ら⁷⁾は土の構造を図2-3のように土粒子の間に垂直力 N と水平力 T を表現している．水浸前の図2-4(a)は土粒子の接触面における垂直力と反力，せん断応力とせん断抵抗力がそれぞれ等しく，土粒子は平衡状態である．図2-4(b)のように土塊内部に水が侵入すると，土粒子間に作用していたサクションによる粒子間付着力が水浸により消失し，保たれていた土骨格剛性が減少することによりコラプスが生じると説明している．

図2-5(a)はベントナイト材料の突固めによる締固め試験で求めた最適含水比より乾燥側ときの試料の様子を示しており，図2-5(b)では，その試料で水浸沈下試験を実施し，試験が終了後の様子を示している．



(a) 締固めたベントナイト($w_i < w_{opt}$)

(b) 水浸沈下試験後の試料様子

図2-5 ベントナイト試料の水浸沈下試験前後の試料様子⁸⁾

2.2.2 水浸沈下特性に及ぼす諸要因の影響

水浸沈下特性に及ぼす影響を解明するためにこれまで様々な室内水浸試験が行われている。三笠ら⁹⁾¹⁰⁾はCBRモールドで宅地造成工事に使用したレキ質盛土材料を用いて载荷中に水浸させる方式の試験を行い、沈下を支配する要因の影響について調べている。図2-6に示しているように密度(N値)や上載圧の影響もあるが特に、飽和度が75~85%以上になると沈下ひずみはほぼゼロになる結果から初期飽和度が沈下ひずみに大きく影響を与えていると論じている。

また、三笠ら¹⁰⁾は、水浸後1分で沈下が始まり10~100分でほぼ収束する結果から過剰間隙水圧を伴う圧密現象ではなく、水浸による粒子間のスリップと収縮膜の弱化による現象であることを述べている。

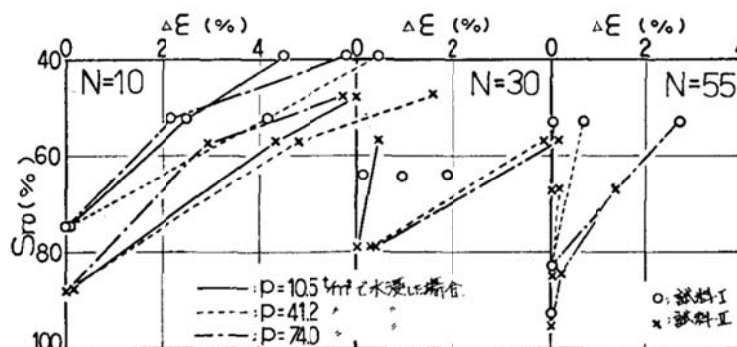


図2-6 飽和度と浸水沈下の関係¹⁰⁾

Lawtonら¹¹⁾は粘土質砂(AASHTOの分類: SC)を用いたで不飽和度地盤の水浸に伴うコラプス沈下を測定するコラプス試験 (Double Oedometer Test)を行っている。図2-7は、供試体作製時の初期含水比と上載圧の関係であり、供試体の初期含水比が高くなるほど膨張および沈下量は減少しており、含水比が低いほど膨張および沈下量は増加している結果を示している。

図2-8は、試料の密度と上載圧の関係を示しており、初期含水比が10%の時、供試体の密度が高いほど膨張量は増加するが、沈下量は減少する傾向を示している。

以上のように密度や初期含水比や上載圧の増減は体積ひずみの変化に影響を与えており、膨張や沈下現象が起こらない臨界締固め度および臨界飽和度が存在していると報告している。

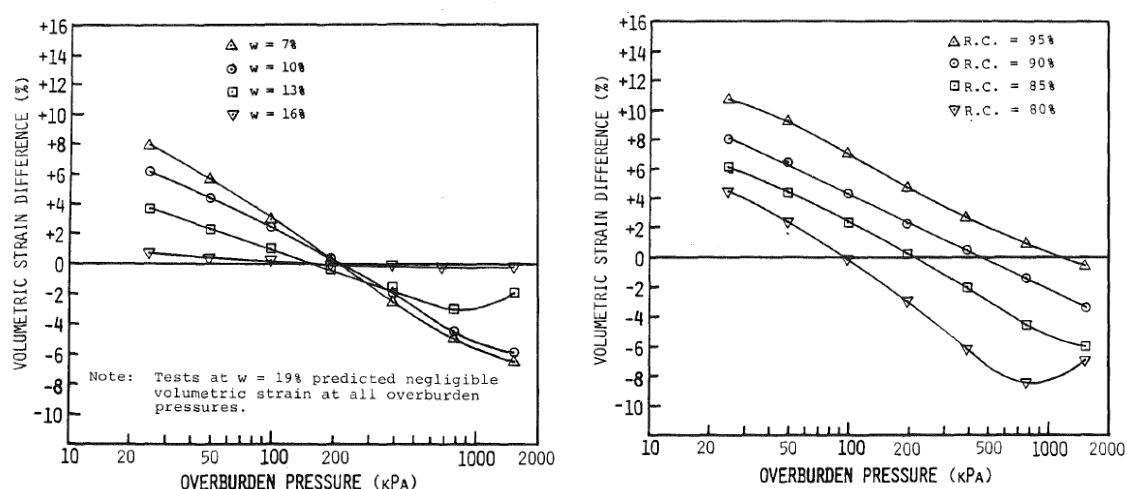


図2-7 締固め度が85%の時、異なる含水比と上 図2-8 初期含水比が10%の時、異なる密度と上載圧
載圧が体積変形率に及ぼす影響¹¹⁾ が体積変形率に及ぼす影響¹¹⁾

亀井ら¹²⁾¹³⁾は細粒分含有率の大きい土ほどコラプス沈下が生じやすいため、シルト質土 (DLクレイ) および粘土 (カオリン) を用いた水浸沈下試験を実施した結果、両者とも初期乾燥密度の影響を大きく受け、上載圧の増加に伴い沈下量も増加することを報告している。

また、シルト質土は粘性土に比べてコラプス沈下が生じやすい試料であると結論づけている。

以上に挙げた水浸試験は供試体の大きさは異なるものの圧密試験装置を使用したものでありサクシジョンの計測はできない試験である。

一方、加藤¹⁴⁾は、水浸沈下実験時、サクシジョンの効果を定量的に把握するため、低塑性粉末粘土を用いる、三軸試験装置によりサクシジョンの経時変化を計測しながら上載圧および飽和度による水浸沈下特性を調べている。供試体のサクシジョン値ゼロの状態から水浸試験を開始させた供試体を初期水浸試料、所定の拘束圧下において圧縮・水浸させた試料を水浸試料と呼んでいる。初期水浸試料の圧縮過程では飽和度が90%程度になっており、完全に飽和し

ていない状態である。そして、水浸試料も不完全な飽和状態であり、初期水浸試料と同様の傾向を示している。水浸後の飽和度および含水比は応力経路に依存せず、初期水浸試料と同じ値になることを明らかにしている。

以上のことから、上載圧や初期含水比（初期飽和度）、締固め度（初期乾燥密度）の変化が水浸沈下特性に与える影響について個々の研究は存在するが、これらが体系的にまとめられている文献はみられず、また、対象としている試料は主に水浸沈下が発生しやすいとされるシルト質土や粘性土であり、広範な粒度分布を有する砂/礫質試料を対象に実施された研究は少ないことが分かった。

従って、盛土材料の水浸沈下特性に及ぼす諸要因影響について調べる必要があると考えられる。

2.3 水浸沈下の被害と予測の事例

2.3.1 水浸沈下が補強盛土変状を引き起こす事例

川尻ら¹⁵⁾は、壁面工に変状が発生したジオテキスタイル補強土壁の変状メカニズムについての検討を行っている。標準貫入試験など現場試験や盛土材の水浸性を検証するための水浸試験など各種室内試験の結果から、

①谷水が盛土内に浸入してサクションが低下することにより当該変状箇所の盛土生じた沈下によって、盛土がジオテキスタイル補強材に吊り下げられた状態（ハンモック状態）となり、

②壁面パネル材の斜め下方向に想定外の引張り力が作用することによって盛土の上載圧が小さくなり、

③補強材と盛土材の間の摩擦力が低下したために変形が助長された、等の推定を行っている。これらの結果から、水浸沈下が盛土部の沈下のみならず、周辺構造物にも影響を及ぼす危険性があると推察される。

また、当該補強土壁の代表的な裏込め土試料（以下、A試料）と、変状箇所試料（以下、B試料）に対して実施した水浸試験において、A試料は水浸による沈下が発生せず、B試料は水浸沈下が発生している。ここで興味深いことは、B試料に代表される変状箇所には他の盛土部よりも細粒分含有率が高い試料が盛土材として用いられていることである。このことは、水浸沈下特性と粒度特性に何らかの関連性があることを示唆している。

2.3.2 不十分な締固めが水浸沈下に関係を指摘する事例

片岡ら¹⁶⁾は、硬質粘土や軟岩を主材料とする盛土上にある家屋が、降雨や生活用水の盛土内への浸入に伴って急激に沈下した事例について取り上げており、この沈下の原因を、盛土材料の水浸による脆弱化であると指摘している。

ここで、注目すべき点を2点挙げる。1つ目は、調査対象とした水浸被害を受けた2箇所の家屋（ほぼ同時期に造成が完了し、建設されたA宅とB宅）の締固め度がそれぞれ80%、88%であることである。このことから、不十分な締固めが水浸沈下を引き起こす可能性が考えられる。また川尻ら¹⁵⁾も、壁面工付近の盛土の水浸沈下発生箇所では小規模小型機械（タンパー）による締固めが不十分だったのではないかと指摘している。

2つ目は、A宅とB宅の水浸による沈下被害発生時期にずれが生じていることである。A宅では家屋建設後3年ほどのちに、B宅では建設直後に水浸沈下被害が発生している。各々の地盤の飽和度が71%、100%であることも考慮すると、水の浸透具合によっては沈下が発生する時期にも差異が生じることが明らかである。

2.3.3 硬質粘土塊の吸水・脆弱化が招いた水浸沈下の事例

奈良市郊外の宅地造成地において不同沈下による家屋の被害が生じている。望月ら¹⁷⁾によると、被害家屋は切盛土の境界付近に位置しているが、その付近においても被害を受けていない家屋もあるため、家屋の荷重は小さいことから通常の圧密理論で説明できる現象ではないことが推定されている。盛土は粘土、シルトの混合試料で粘土塊が存在しており、上層部は下層部より粘土塊が少ない状況である。スウェーデン式サウンディング試験と不攪乱試料の一軸試験結果より、現場密度試験(水置換法)と同様に、盛土の上層部は下層部より強度が強く、乾燥密度は高い。

また、締固め仕事量($4.5E_c$)を変えた試験と試料の含水比を変えた試験では、締固め仕事量の増加と試料の含水比が高くなるにつれて粘土塊はほぼつぶされた状態である。そこで、現場乾燥密度を締固め度に換算すると上層部が平均113%、下層部が平均97%であり、締固め不足によって被害が生じたとは考えにくい。水浸による大型圧密試験では図2-9のような結果になり、不同沈下の原因は盛土造成後、建物の荷重と盛土への水の浸透(図2-10参照)であることが明らかとなっている。

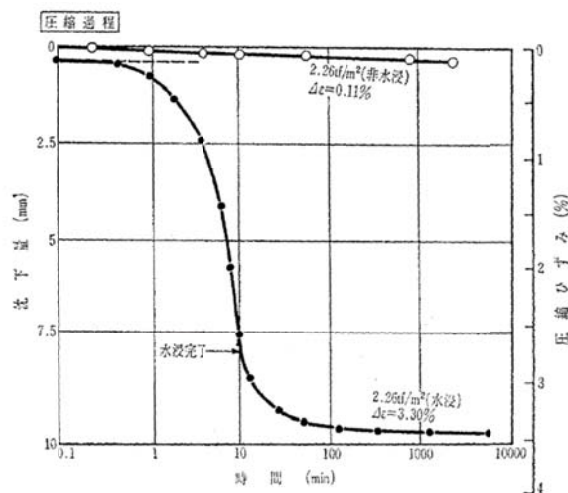


図2-9 水浸時の体積変化挙動¹⁷⁾

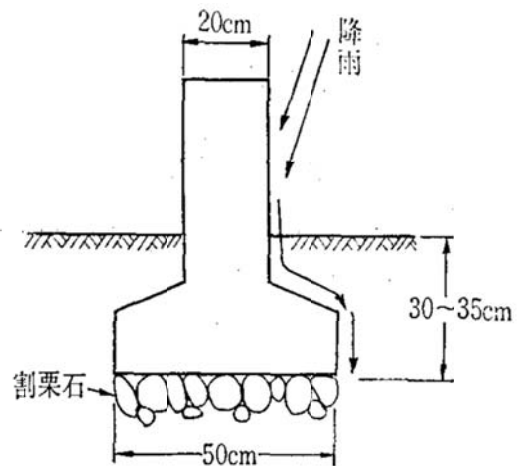


図2-10 布基礎と雨水の浸入¹⁷⁾

2.3.4 水浸沈下量の予測事例

あらかじめ水浸沈下の程度を予測することができれば、宅盤の品質評価手法の手助けとなる。畠ら¹⁸⁾は、締め固めた不飽和土が水浸すると土粒子間のサクションが消失し、飽和土と同じ挙動を示すという仮定のもと水浸による体積変化量を予測する手法を考案している。

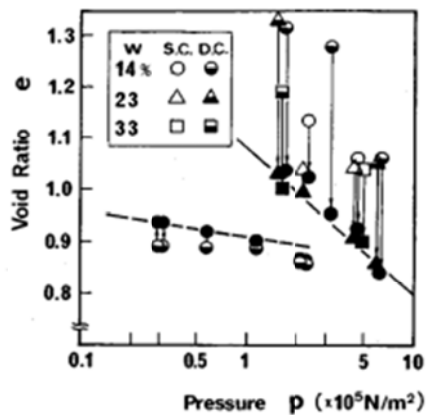
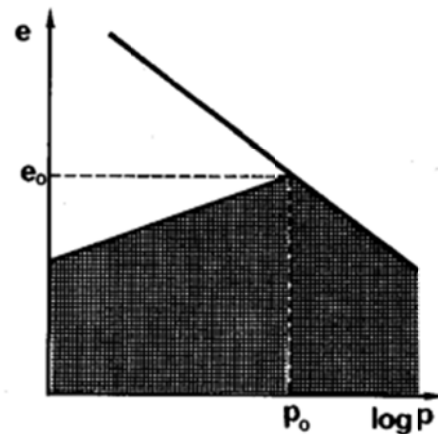
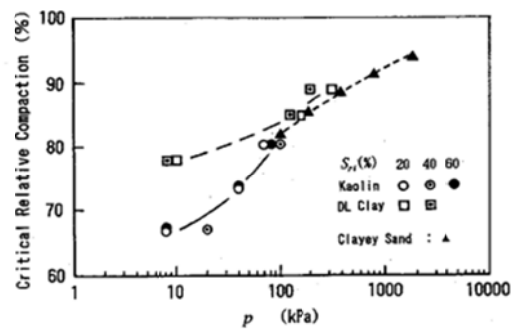
図2-11は圧密リングに所定の締固め度の試料を詰め、荷重をかけた状態でリングの底から給水を行い、水浸時における体積変化の挙動を示した結果である。間隙比および上載圧が大きいと体積減少を生じている。

一方、上載圧が小さいと飽和土の正規圧密曲線にはのらず多少大きい値となる。また、間隙比が小さいと体積膨張を生じ、水浸後の間隙比は膨潤曲線上まで増加している。これに加えて強度試験の結果から導き出された施工管理基準の決定方法が図2-12である。

つまり、締め固め後の土の状態がこの図の黒塗り部分で表される領域に入っていれば水浸後も安定性が保たれ、地盤の品質保証が可能であると示唆される。ただし、この基準を用いるためには当該試料の強度～間隙比および e - $\log P$ 関係を求めておく必要がある。

亀井ら¹³⁾は粘性土、シルト質土および砂質土について、水浸に伴うコラプス沈下が生じない限界締固め度と上載圧の関係を図2-13に示している。図より上載圧が大きいほどよく締め固める必要があることがわかる。そして、上載圧が100kPa程度以下では限界締固め度が土の粒度に依存していることから、締め固めの基準を検討する際には土の種類を考慮する必要があることを示唆している。

一方で、一般的な盛土の締固め度は90%以上と規定されており、亀井らの試験結果は上載圧が200～500kPa程度では十分妥当性のある指標と考えられる。しかし、用いている試料が粒径幅の小さい土であるため、広範な粒度分布を示す土が同様の水浸沈下特性を示すとは限らない。

図2-11 水浸時の体積変化挙動¹⁸⁾図2-12 締固め土の施工管理基準の提案¹⁸⁾図2-13 水浸時の体積変化挙動¹³⁾

2.4 宅地造成地における品質管理規定の現状

2.4.1 盛土材料の品質基準と盛土高および標準のり面勾配

一般的な盛土の設計時には、個別な盛土に対して安定計算を行わずに、今まで蓄積してきた経験値が基準化され、基礎地盤や地形および地質の支持力が十分であれば、表2-1に示しているような盛土材料で盛土法面勾配や盛土高が規定される。

また、盛土の安全性を評価するためには、使用する材料のせん断強度試験から求められた強度定数(c , ϕ)を用いて円弧すべり法による安全率を検討するのが一般であるがやむをえない事情がある場合には強度試験を行わずに、表2-2で示している材料別に検討が行っているのが現状である。

即ち、仕様規定による設計を行っている。例えば、盛土高が5mで粒度が良い砂である場合、盛土勾配を1:1.8以下とした設計を行う。

表2-1 土質定数の規定¹⁹⁾

種類		状態		単位体積重量 (kN/m³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m²)	適用 (統一分類)
盛土	礫及び礫まじり砂	締固めたもの		20	40	0	(GW),(GP)
	砂	締固めたもの	粒度の良いもの	20	35	0	(SW),(SP)
			粒度の悪いもの	19	30	0	
	砂質土	締固めたもの		19	25	30以下	(SM),(SC)
	粘性土	締固めたもの		18	15	50以下	(ML),(CL) (MH),(CH)
	関東ローム	締固めたもの		14	20	10以下	(VH)

表2-2 盛土材料および盛土高に対するのり面標準勾配¹⁹⁾

盛土材料	盛土高(m)	勾配	適用
粒度の良い砂(SW) 礫及び細粒分混じり礫 (GM), (GC), (GW), (GP)	5m以下	1:1.5～1:1.8	基礎地盤の支持力が十分にあり、浸水の影響のない盛土に適用する。(j)の統一分類は代表的なものを参考に示す。 標準のり面勾配の範囲外の場合は安定計算を行う
	5～15m	1:1.8～1:2.0	
粒度の悪い砂(SP)	10m以下	1:1.8～1:2.0	
岩塊(ずりを含む)	10m以下	1:1.5～1:1.8	
	10～20m	1:1.8～1:2.0	
砂質土(SM), (SC) 硬い粘質土, 硬い粘土 (洪積層の硬い粘質土, 粘土, 関東ロームなど)	5m以下	1:1.5～1:1.8	
	5～10m	1:1.8～1:2.0	
火山灰質粘性土(VH ₂)	5m以下	1:1.8～1:2.0	

2.4.2 盛土の施工管理の基準

盛土施工管理²⁰⁾の現状では、工法規定方式と品質規定方式がある。工法規定方式は締固め機械の種類、転圧回数、盛土のまき出し厚さ、施工時の含水比などを施工時の条件を決める方式である。最近では、機械の発展やGPS管理などにより、施工時の目標値を十分満足させるのが可能である。

工法規定方式では、表2-3、表2-4で示しているように各種地盤構造物に対する材料の乾燥密度比、飽和度、空気間隙率などにより品質管理が行われている。空気間隙率(V_a)は式2-1および式2-2に示しているように空気間隙率は空気が全土体積の中にどのぐらい存在するかを示しており、飽和度(S_r)は土中の間隙に水がどのぐらい入っているかを意味する。

$$v_a = \frac{V_a}{V} \times 100 = 100 - \frac{\rho_d}{\rho_w} \left(\frac{100}{\rho_s} + w \right) \quad \text{式2-1}$$

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100 = \frac{w}{\frac{\rho_w}{\rho_d} - \frac{1}{\rho_s}} \quad \text{式2-2}$$

ここで、 ρ_d ：締固めた土の乾燥密度(g/cm^3)、 ρ_w ：水の密度(g/cm^3)、 w ：含水比(%),

ρ_s ：土粒子の密度(g/cm^3)、 V ：土の全体積(cm^3)、 V_a ：土中の空気の体積(cm^3),

V_w ：土中の水の体積(cm^3)、 V_v ：土中の間隙の体積(cm^3)である。

表2-3 各種地盤構造物の品質管理項目と規定値(その1)²¹⁾加筆修正

機関		国土交通省*		東・中・西日本高速道路(株)**			
		盛土路体	路床	下部路体	上部路体	下部路床	上部路床
密度比	締固め度(%)	90以上*1	90以上*1	92以上*2		92以上*2	97以上*2
空気間隙率 または飽和度	V_a (%)	B:15以下 C:10以下	—	B:15以下*2 C:18以下*2			
	S_r (%)	粘性土85~98	—	—	—	—	—
強度・変形・特性	試験方法	—	たわみ量試験	—	CBR試験	CBR試験	たわみ量試験 CBR試験
	規定値	—	路床仕上げ後に実施	—	仕様最小密度における修正CBR2.5以上	仕様最小密度における修正CBR5以上	たわみ量5mm以下 仕様最小密度における修正CBR2.5以上
施工含水比		w_{opt} と ρ_{dmax} の90%が得られる 湿潤側含水比の範囲		自然含水比またはトラフィカビリティが 確保できる含水比		締固め度及び所定のたわみ規定を 満足する含水比	
一層の仕上がり厚さ		30cm以下	20cm以下	30cm以下		20cm以下	

表2-4 各種地盤構造物の品質管理項目と規定値(その2)²¹⁾加筆修正

機関		都市再生機構		国土交通省鉄道局		国土開発技術 研究センター
		盛土	路体・路床	下部盛土	上部盛土	堤防
密度比	締固め度 D_c (%)	・ 一般施工 87以上 ^{*2} 85以上 ^{*5} ・ 重要部位 90以上 ^{*2} 88以上 ^{*3}	・ 路体 87以上 ^{*2} 85以上 ^{*5} ・ 路床 90以上 ^{*2} 88以上 ^{*3}	・ 性能ランクⅠ 礫 90以上(87) ^{*3} 砂 95以上(92) ^{*3} ・ 性能ランクⅡ90以上(87) ^{*3} ・ 性能ランクⅢ90以上 ^{*4}	・ 性能ランクⅠ95以上(92) ^{*3} ・ 性能ランクⅡ90以上(87) ^{*3} ・ 性能ランクⅢ90以上 ^{*4}	A: 90以上 ^{*5}
空気間隙率 または 飽和度	空気間隙率 V_a (%)	・ 一般施工 13以下 ^{*2} 15以下 ^{*5} ・ 重要部位 10以下 ^{*2} 12以下 ^{*5}	10以下	・ 性能ランクⅡ B: 10以下 ^{*4} C: 15以下 ^{*4}	—	B: 15以下 ^{*5} C: 2~10 ^{*2}
	飽和度 S_r (%)	—	—	—	—	C: 85~95 ^{*5}
強度・変形 特性	試験方法	コーン指数試験	コーン指数試験 CBR試験たわみ量試験	—	平板載荷試験 FWD試験 小形FWD試験	—
	規定値	コーン指数 C : $q_a \geq 400 \text{ kN/m}^2$	コーン指数 C : $q_a \geq 400 \text{ kN/m}^2$ CBR及びたわみ量は設 計図書による	—	・ 性能ランクⅠ $K_{30}^{*6} \geq 110(70)$ ・ 性能ランクⅡ $K_{30}^{*6} \geq 110(70)$ または $70(50) \leq K_{30}^{*6} < 110(70)$ ・ 性能ランクⅢ $K_{30}^{*6} \geq 70$ MN/m ²	—
施工含水比		できるだけ最適含水比に近づける				トラフィカビリティ を確保できる範囲
一層の仕上がり厚さ		まきだし厚さ30~50cm	路体30cm以下 路床20cm以下	30cm程度(50cm未満)		30cm以下

*:道路土工-施工指針,**:設計要領第一集土工編,***:工事共通仕様書,****:鉄道構造物等設計標準・同解説(土構造物),*****:河川土工マニュアル

- *1: 砂置換法による方法
 *2: RI計器による方法の15点の平均
 *3: RI計器、砂置換、突砂のいずれかによる方法の平均
 *4: RI計器、砂置換、突砂のいずれかによる方法
 *5: 砂置換法による方法の平均
 *6: 平均値
- A (細粒分<15%), B (15%≦細粒分<50%), C (50%≦細粒分)
 A (細粒分<20%), B (20%≦細粒分<50%), C (50%≦細粒分)
 A (細粒分<20%), B (20%≦細粒分<50%), C (50%≦細粒分)
 A (細粒分<20%), B (20%≦細粒分<50%), C (50%≦細粒分)
 A (細粒分<20%), B (20%≦細粒分<50%), C (50%≦細粒分)
 A (細粒分<25%), B (25%≦細粒分<50%), C (50%≦細粒分)

※表中カッコ内の数値は下限値

両者による施工管理では、土の中に水が入ることによって空気が少なくなることで管理をしている。水がある状態で施工してその後、土の中に雨などによる水の浸透があっても盛土の体積変化や強度的な低下が起こりにくくなる概念であり、その盛土の安定性に関する体積変化や強度については別の試験で確認する必要がある。

一方、強度、支持力、遮水性などの改善を目的として締固め度(D_c)による管理を行っている。締固め度は式2-3のように乾燥密度を指標として現場で測定された土の乾燥密度(ρ_d)の室内突固め試験から得られた最大乾燥密度(ρ_{dmax})に対する割合(%)を意味する。

$$D_c(\%) = \frac{\text{現場で測定された土の乾燥密度 } \rho_d}{\text{室内突固め試験から得られた最大乾燥密度 } \rho_{dmax}} \times 100 \quad \text{式2-3}$$

ここで、現場で乾燥密度を測定する方法としてよく使われているのは、掘削した地盤中の穴の体積を測る砂置換法(JIS A 1214)²²⁾や水置換法(JGS 1612)²²⁾と一定な内径で先端に刃先がついている円筒のリングを地盤に押し込むコアカッター法(JGS 1613)²²⁾がある。

また、最近ではガンマ線の透過率を計測することで地盤の密度を測るラジオアイソトープ

(RI)法(JGS 1614)²²⁾が用いられる。

一方、最大乾燥密度(ρ_{dmax})は突固めによる土の締固め試験(JIS A 1210)²¹⁾から求められる。その試験方法および試料の準備方法は、表2-5に示しているように、モールドと呼ばれている容器の中に水分量を調整した試料を入れ、規定の高さからランマーを自由落下(位置エネルギー)させ、土を締固めることによって最適含水比(w_{opt})とその時の最大乾燥密度(ρ_{dmax})を調べる試験である。例えば、最大粒径が37.5mm以下の試料を乾燥法-非繰返し法、2.5kgのランマーで行う場合は、試験方法の呼び名でB、試料の準備方法のbで行う。呼び名A、Bは標準エネルギー($1E_c$)で、C、D、Eは大きなエネルギー($4.5E_c$)で定義されている。

表2-5 突固め方法と種類^{21)加筆修正}

呼び名	ランマー質量(kg)	ランマー落下高(cm)	モールド内径(cm)	モールド容積(cm ³)	突固め層数	各層の突固め回数	許容最大粒径(mm)	準備する試料の必要量		
								乾燥法繰返し法	乾燥法非繰返し法	湿潤法非繰返し法
								a	b	c
A	2.5	30	10	1000	3	25	19	5kg	3kg×組数	
B	2.5	30	15	2209	3	55	37.5	15kg	6kg×組数	
C	4.5	45	10	1000	5	25	19	5kg	3kg×組数	
D	4.5	45	15	2209	5	55	19	8kg	-	
E	4.5	45	15	2209	3	92	37.5	15kg	6kg×組数	

締固め度の品質管理基準値は表2-3、表2-4に示しているように構造物の種類によって異なる。龍岡²³⁾は図2-14のように締固め度には真の締固め度(図2-14(a))と見かけの締固め度(図2-14(b))があることを述べている。

即ち、場所A、場所B、場所Cの試料を用いた締固め試験に対する締固め度95%はそれぞれの締固め曲線に対して満たしているが、場所Bだけの試料を用いて締固め試験を行った場合には、場所Aに対しては過大評価が場所Cに対しては過少評価になる。例えば締固め度90%以上の場合、土が持っている個別な特性（即ち、性能）を考慮せず許容値の締固め度などに対応しており、標準法での締固め度90%であっても締固まっていない部分が発生する可能性があることを指摘している。

また、品川ら²⁴⁾は、不同沈下の原因は地盤の支持力不足だけではなく、施工管理の不足、地盤調査の不足がかなりの割合を示しており、特に地盤の局所的な変状によるものが多いと報告している。

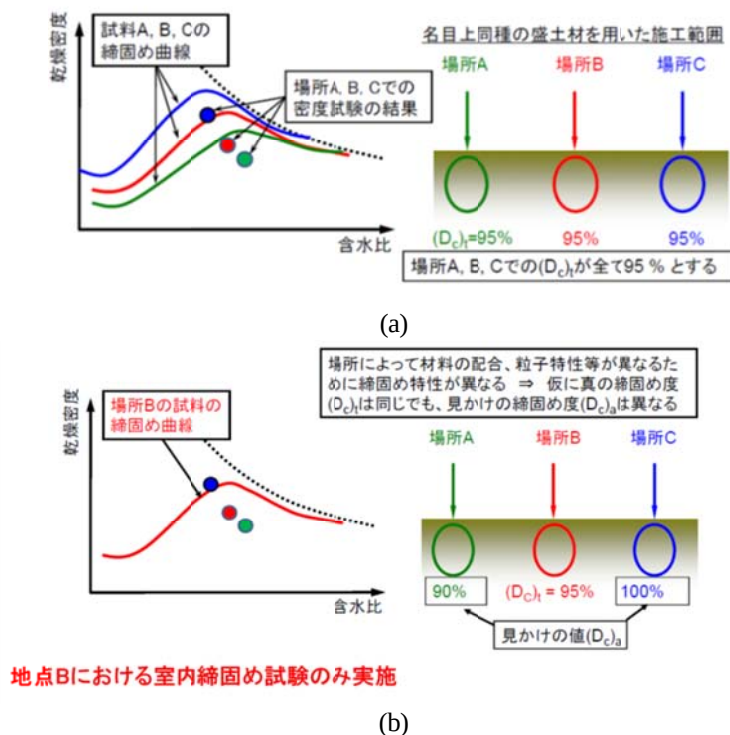


図2-14 真の締固め度と見かけの締固め度の相違²³⁾加筆修正

2.4.3 宅地盛土の品質管理規定

表2-6は宅地盛土の品質管理規定を示しており、表2-3および表2-4に示した他の構造物の基準値より低いことが分かる。平成7年の阪神・淡路大震災と平成16年の新潟県中越地震の教訓から土構造物においても地震・豪雨等に対する耐災性の要求性能が高まり、図2-15示しているように、例えば宅地盛土において、全測定値における締固め度 (D_c) の「許容下限値85%以上」から「全測定値における締固め度 (D_c) の平均値が87%以上ないし90%以上」であることへ改訂された²⁵⁾。

しかし、改定前の許容下限値から平均値に改定したため、締固め度が数値的には上がったようになるが、実際の締固め度 D_c の最低値は平均値よりも通常5%以上小さくなることになり、改定前の D_c 値よりも緩くなっていることが指摘されている。これを改善するためには、標準締固め度 $(D_c: 1E_c)$ の管理値としては、 $D_c=90\%$ が妥当である。

また、平均値の基準に許容下限値を加えることを提案している²³⁾²⁶⁾²⁷⁾。なお、仲矢ら²⁷⁾が宅地造成盛土の実態を調べるため、スウェーデン式サウンディング試験(以下SWS試験)機を用いて阪神・淡路大震災の前後と品確法が施行された以降に分けて現場調査を行った結果、住宅の基礎として不適切な地盤が5割を超えている。

さらに、造成規模や造成年代に関係なく、盛土の品質向上とは関係なく、盛土造成時に十分な締固めが行われていないことを報告している。

表2-6 宅地盛土の品質管理項目と規定値²⁵⁾加筆修正

機 関	対象	締固め管理値(平均値, 下限値の規定なし)	
		締固め度(密度比)	空気間隙率
「土木施工管理基準」 (都市基盤整備公団, 平成13年版)	宅地 盛土 ^{注1}	砂置換: GL0～0.5m 85%以上 GL-0.5m～2.5m 88%以上 GL-2.5m～5.5m 85%以上	砂置換: GL0～-0.5m 15%以下 GL-0.5m～-2.5m 12%以下 GL-2.5m～-5.5m 15%以下
		RI計器: GL0～0.5m 87%以上 GL-0.5m～2.5m 90%以上 GL-2.5m～5.5m 87%以上	RI計器: GL0～-0.5m 13%以下 GL-0.5m～-2.5m 10%以下 GL-2.5m～-5.5m 13%以下 $q_c \geq 400(200)\text{kN/m}^2$
「宅地防災マニュアルの解説」 (宅地防災研究会, 第二次改訂版, 平成19年版)	宅地 盛土	RI計器: GL0m～-0.5m 87%以上 GL-0.5m～-2.5m 90%以上 GL-2.5m～-5.5m 87%以上	RI計器: GL0m～-0.5m 13%以下 GL-0.5m～-2.5m 10%以下 GL-2.5m～-5.5m 13%以下 $q_c \geq 400(200)\text{kN/m}^2$

注1) 詳細は土木施工管理基準によること

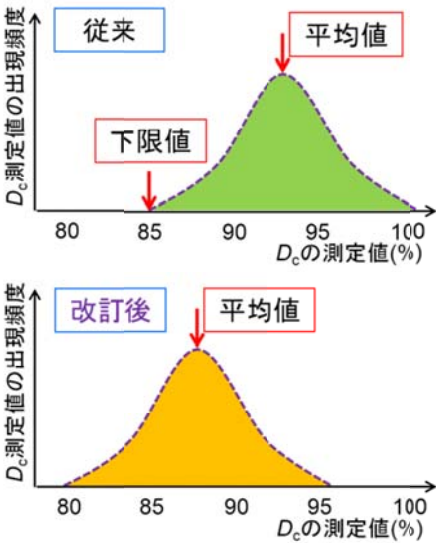


図2-15 締固め度の下限値による管理と平均値による管理の相違²⁶⁾加筆修正

2.5 宅地の沈下に関する規則および基準の現状

2.5.1 基礎・地盤に関する法律

地震、降雨、地下水、上載荷重など内外の何らかの要因で地盤および基礎の変形や瑕疵による被害を防ぐために、宅地の地盤および基礎に関する建築基準法や宅地造成等規制法(以下、宅造法)や住宅の品質確保の促進等に関する法律(以下、品確法)が設けられた。

従来は、特別の場合を除くと無筋の布基礎であっても仕様上は支障なかったが、建築基準法の改定により、基礎および擁壁の構造方法や構造計算の方法が明確になった。表2-7のように建築基準法施行令第38条および告示1347号では、基礎は荷重や外力を安全に地盤に伝える役割であるとともに地盤の沈下に対して安全な構造であること、また、基礎構造は地盤の強度不足により破壊が生じることや、地盤が過大な変形を起こし、建築物に大きな沈下・傾斜等が生じないようにすることとして、地盤の長期に生じる力に対する許容応力度に応じた基礎形式を設定した。

さらに、建築基準法施行令第93条および告示1113号では、地盤の許容応力度(許容支持力)を地盤の種類に応じて求める方法と地盤調査の種類について規定し、その結果に基づいて求める方法を定めている。

特に、スウェーデン式サウンディング試験(以下、SWS 試験)による地盤の長期許容支持力の推定手法が示されたことなどから、住宅の基礎地盤の長期許容応力度の調査手法として、SWS 試験が広く普及された。宅地造成等規制法施行令第5条では、盛土をした後の地盤の地表水又は地下水の浸透による緩み、沈下、崩壊又は滑りが生じないようにすることなど、地盤について講ずる措置に関する技術的基準を定めている。

一方、品確法により、木造住宅の基礎も含めて新築住宅の構造耐力上主要な部分の瑕疵担保期間を10年とする制度も確立した。

また、住宅性能表示制度を設けて客観的な評価ができるように、第三者の性能評価結果や相互比較および契約時にその内容が必ず入るようになされた。

さらに、壁、床の傾斜や基礎のひび割れ等が生じた場合、障害度に応じて瑕疵の可能性を判断する定量的な目安として表2-8が品確法第70条に基づいた建設省告示1653号で規定された。

表2-7 基礎・地盤に関連する法律の現状^{29)~34)}加筆修正

法律・施行令		告示	基礎・地盤
建築基準法施行令	第38条		・基礎は荷重および外力を安全に地盤に伝え、地盤の沈下に対して安全な構造であること ・基礎構造は、地盤の強度不足により破壊が生じることや、地盤が過大な変形を起こし、建築物に大きな沈下・傾斜等が生じないようにすること
		建設省告示第1347号	・地盤の長期に生じる力に対する許容応力度に応じた基礎形式(布、べた、杭)の設定
	第93条		・地盤の許容応力度(許容支持力)は、国土交通省大臣が定める方法により地盤調査を行い、その結果に基づいて求める。 ・上記の方法によらず設定できる地盤の許容応力度(長期、短期)を地盤の種類に応じて規定
		国土交通省告示第1113号	・地盤調査の種類について規定 ・地盤、地盤改良体、基礎杭の許容応力度を求める方法を規定
宅地造成等規制法施行令	第5条		・法第九条第一項の政令で定める技術的基準のうち地盤について講ずる措置に関する技術的基準 ・盛土をする場合においては、盛土をした後の地盤の地表水又は地下水の浸透による緩み、沈下、崩壊又は滑りが生じないようにすること。
住宅の品質確保の促進等に関する法律			①住宅の品質確保の促進 ②住宅購入者等の利益の保護 ③住宅に係る紛争の迅速かつ適正な解決を目的として規定 ・新築住宅の基本構造部分の瑕疵担保責任の特例(10年間義務付け) ・住宅性能表示制度の創設(住宅の性能評価の相互比較、客観的な結果、契約内容) ・住宅に係る紛争処理体制の整備(トラブル処理に対して円滑に・迅速に解決)
	第70条	建設省告示第1653号	・住宅紛争処理の参考となるべき技術的基準として、不具合事象の発生と構造耐力上主要な部分に瑕疵が存する可能性との相関関係について定めるものとする。

表2-8 各不具合事象ごとの基準：壁または柱・床(排水等の目的で勾配が付されているものを除く)³⁴⁾加筆修正

(イ)	(ろ)	(は)
レベル	住宅の種類	構造耐力上主要な部分に瑕疵が存する可能性
	木造住宅、鉄骨造住宅、鉄筋コンクリート造住宅又は鉄骨鉄筋コンクリート造住宅	
1	壁又は柱 3/1000未満の勾配 (凹凸の少ない仕上げによる壁又は柱の表面と、その面と垂直な鉛直との交差する線(2m程度以上の長さのものに限る)の鉛直線に対する角度をいう。以下この表において同じ)の傾斜 床 3/1000未満の勾配 (凹凸の少ない仕上げによる床の表面における2点(3m程度以上離れているものに限る。)の間を結ぶ直線の水平面に対する角度をいう。以下この表において同じ)の傾斜	低い
2	3/1000以上6/1000未満の勾配の傾斜	一定程度存する
3	6/1000以上の勾配の傾斜	高い

2.5.2 不同沈下に関する基準

建築基礎構造設計指針³⁵⁾では、鉄筋コンクリート造の連続(布)基礎で、圧密沈下の場合の許容最大沈下量(以下総沈下量)を20cmと定めている。

また、現行の宅地盛土の沈下に関する規定は、宅地の造成完了時点から宅地の購入者への引き渡しの時間までの間を残留沈下時間と設定し、20cm程度以下を(下部粘土層の圧密に起因する)許容残留沈下量として定めている³⁶⁾。

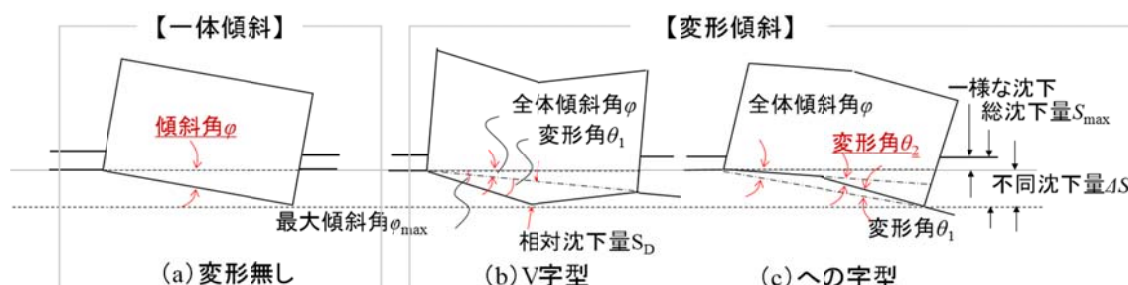


図2-16 沈下傾斜の形状分類³⁷⁾

一方、地盤の沈下による建物の構造的な損害が発生する基準として、相対沈下量、総沈下量、傾斜角ならびに変形角の限界値によってそれぞれ規定されており、傾斜角や変形角による沈下傾斜の形状を図2-16に示している。一体傾斜は基礎や柱および床がほぼ同様に傾斜し、上部構造物の排水不良などの機能的な問題は発生するが基礎の構造的な瑕疵は生じない。

一方、地盤沈下により、変形角が生じている場合は、基礎の変形による瑕疵と傾斜角による上部構造物の機能的な問題を起こす変形傾斜がある。伊奈ら³⁸⁾は不同沈下量と最大傾斜角は強い相関性であるのに、不同沈下量と変形角の相関性が低いのは、不同沈下量の大きさのみが損傷程度を左右する要因ではなく、変形角の発生は沈下量や傾斜角とは関係性が沈下原

因や基礎の仕様に左右されると報告している。表2-9には小規模建物の傾斜角や変形角の限界値を示しており、下限：一部(2割程度)、標準：5割を超える程度、上限：大部分(概ね7割程度)の建物で著しい不具合が生ずるレベルを意味している。

また、表2-10、表2-11では、支持地盤における構造種別や基礎形式の相対沈下量および総沈下量の限界値を示している。

一方、前述したように品質管理工法としてSWS試験が一般的に利用されているが、SWS試験は地盤の微妙な硬さの違いに対して鈍感であり、巨礫が存在すると貫通せず、障害物当たりになってしまい調査自体が難しくなるなどで、地盤の変形(性能)評価には不向きである²⁷⁾³⁹⁾ことが現状である。

表2-9 小規模建築物の傾斜角と変形角の限界値^{37)加筆修正}

沈下傾斜量	下限	標準	上限
傾斜角 ϕ	4/1000	6～8/1000	—
変形角 θ_2	3/1000	5/1000	8/1000

下限：一部（概ね2割程度）の建物で著しい不具合が生ずるレベル

標準：多くの（5割を超える程度）の建物で著しい不具合が生ずるレベル

上限：大部分の（概ね7割程度）の建物で著しい不具合が生ずるレベル

※ 不同沈下設計目標値：傾斜角(3/1000)、変形角(2.5/1000)

表2-10 構造別の相対沈下量の限界値の例^{35)加筆修正}

(単位：cm)

支持地盤	構造種別	CB	RC・RCW		
圧密層	基礎形式	布	独立	布	べた
	標準値	1.0	1.5	2.0	2.0～3.0
	最大値	2.0	3.0	4.0	4.0～6.0
風化花崗岩 (まさ土)	標準値	-	1.0	1.2	-
	最大値		2.0	2.4	
砂層	標準値	0.5	0.8	-	-
	最大値	1.0	1.5		
洪積粘性土	標準値	-	0.7	-	-
	最大値		1.5		
すべての地盤	構造種別	仕上材		標準値	最大値
	S	非たわみ性仕上げ		1.5	3.0
	W	非たわみ性仕上げ		0.5	1.0

表2-11 構造別の総沈下量の限界値の例³⁵⁾加筆修正

(単位：cm)

支持地盤	構造種別	CB	RC・RCW		
圧密層	基礎形式	布	独立	布	べた
	標準値	2	5	10	10～(15)
	最大値	4	10	20	20～(30)
風化花崗岩 (まさ土)	標準値	-	1.5	2.5	-
	最大値		2.5	4.0	
砂層	標準値	1.0	2.0	-	-
	最大値	2.0	3.5		
洪積粘性土	標準値	-	1.5～2.5	-	-
	最大値		2.0～4.0		
圧密層	構造種別	基礎形式		標準値	最大値
	W	布		2.0	5.0
		べた		2.5～(5.0)	5.0～(10.0)
即時沈下	W	布		1.5	2.5

(注) 圧密層については圧密終了時の沈下量(建物の剛性無視の計算値), その他については即時沈下量, ()は2重スラブなど十分剛性の大きい場合

W造の全体の傾斜角は標準で1/1000, 最大で2/1000～(3/1000)以下

ここで, RC:鉄筋コンクリート造, RCW:壁式鉄筋コンクリート構造

CB:コンクリートブロック構造, W:木造, S:鉄骨造である.

2.6 原位置水浸沈下の評価に関する研究

2.6.1 現場水浸沈下試験による沈下の評価

現場の一次元な沈下量しか把握できない室内水浸沈下試験では、不攪乱試料の採取およびその試料を圧密リングに入れるときに、乱さないように注意せねばならない。

また、最大粒径を考慮した試験容器を準備しなければならないなど難しい点がある。そこで、Houstonら⁴⁰⁾、El-Ehwanyら⁴¹⁾、Rollinsら⁴²⁾は平板載荷試験装置により、現場の三次元的な地盤の沈下量を測定している。他には、Houstonら⁴³⁾がボーリング孔を利用したダウンホールコラプス評価方法を望月ら⁴⁴⁾は地中に穴を掘り、鋼製の円筒を設置し、盛土の水浸沈下量を計測する方法を開発している。

図2-17にはダウンホールコラプス試験装置を図2-18(a), (b)には望月らの試験機と実験方法の模式図を示している。

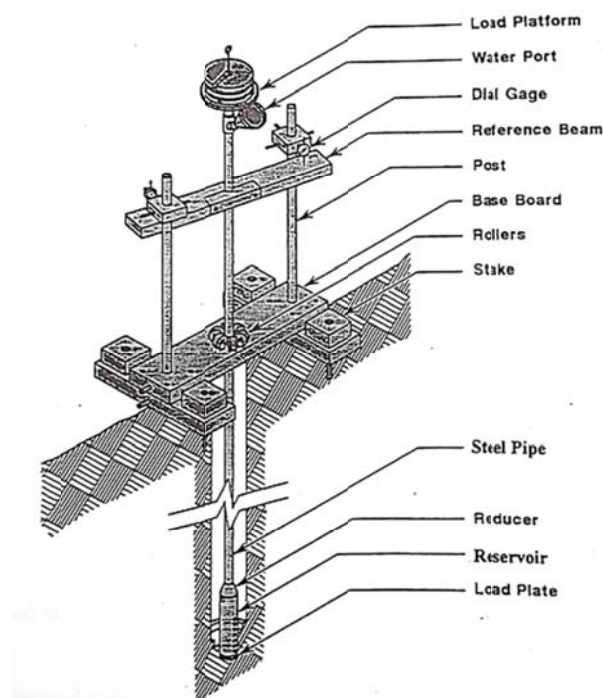
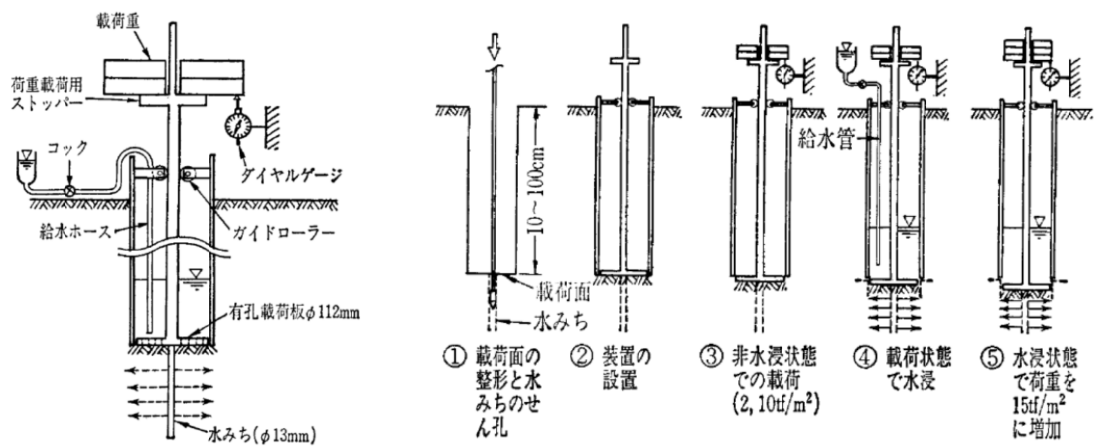


図2-17 ダウンホールコラプス評価試験装置⁴³⁾



(a) 原位置載荷・水浸沈下試験機

(b) 原位置載荷・水浸沈下試験手順

図2-18 望月らの原位置載荷・水浸沈下試験機および試験手順⁴⁴⁾

2.6.2 飽和度の変化に伴う水浸沈下量

水が浸透するに伴い、地盤中の飽和度、サクションの変化を調べるため、El-Ehwanyら⁴¹⁾は室内と現場で浸透試験を行っている。図2-19は室内試験結果を図2-20(a)~(c)は浸透時間における浸透深さと含水状態やサクションの変化結果を示している。図から分かるように、室内試験では飽和度が約70%で、現場では、50%以下を示している。これは、部分飽和状態であり、水浸沈下にも影響を与えるので室内試験より、約12%少ない沈下量を示している。

その理由として室内試験は1次元であることや細粒分含有率、セメンテーションなどの土の種類に関する要因であると報告している。

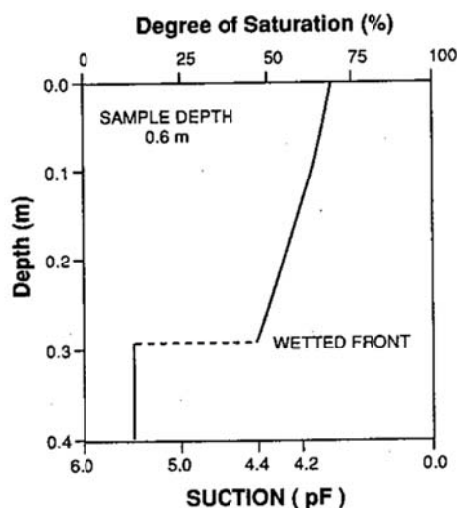


図2-19 室内浸透試験結果⁴¹⁾

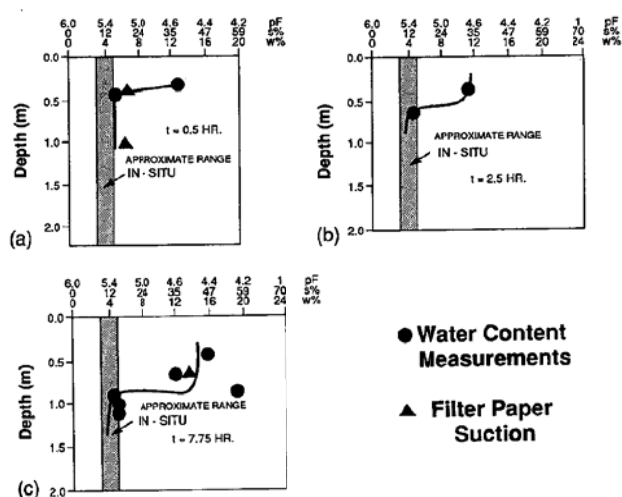


図2-20 現場浸透試験結果⁴¹⁾

2.7 おわりに

本章では、水浸による盛土沈下特性に関する既往の研究を通して、水浸沈下のメカニズムと水浸沈下に及ぼす諸要因に関してレビューし、水浸沈下による被害の原因、宅地造成における現状および宅地地盤と基礎の沈下に関する規則・基準について整理した。

また、現場水浸沈下試験に関する既往の研究に関してレビューし、本論文の方向および課題についてまとめると以下の通りである。

- ① **礫/砂質盛土材料・締固め度に着目**：水浸沈下には、土塊が崩壊によるスレーキングによる現象とサクシンの損失によるコラプス現象があり、コラプス現象では、乾燥密度、飽和度、上載圧の要因で沈下が生じる。しかし、既往の研究では、ほとんど水浸沈下が起こりやすい粘性土やシルトであり、現場盛土で用いられている礫/砂質土に関しては数少ない。従って、多様な盛土材料を用い、締固め度に着目した研究が必要であると考えられる。
- ② **盛土材料の性質を把握**：宅地地盤で起こるコラプス現象による被害の原因は、主に不十分な締固めと含水比の増加を挙げられる。そこで、施工を行う前に現場の状況や現場調査や室内試験などで、盛土材料が持っている土の物理的・力学的な性質を詳細に把握しておくのが重要であると考えられる。
- ③ **宅地盛土の性能評価方法**：宅地地盤の宅地盛土の品質管理規定値は他の道路、鉄道、堤防の密度比より、低くいため、現場締固め度のばらつきを考えると平均値より、低くなる部分がありえる。また、地盤の変形に伴う建物の沈下・傾斜が生じないように、宅地地盤の許容応力度は一般的にSWS試験による地盤調査から求めているが宅地地盤の真の性能を正しく評価できない。従って、現場で盛土の性能について評価できる新たな方法が必要であると考えられる。
- ④ **水浸沈下試験の妥当性・整合性評価**：水浸沈下に関する現場での性能評価方法が妥当である否かを確認する。また、室内水浸沈下試験と比較検討を行い両者の整合性を確認する必要がある。

参考文献

- 1) 吉田 幸信, 高田 修三, 横田 公忠, 矢田部 龍一: 和泉層群の頁岩のスレーキング特性とメカニズムに関する一考察, 土木学会論文集, Vol.2003, No.750, pp.15-25, 2003.
- 2) 山口 晴幸, 黒島 一郎, 福田 誠: スレーキングで破碎した泥岩の締固め特性, 土木学会論文集, Vol.1990, No.418, pp.75-84, 1990.
- 3) 中村 吉男, 小島 淳一, 佐藤 健, 大根 義男: 大型土層による泥岩盛土の水浸・乾燥繰り返し沈下実験, 不飽和地盤の透水にかかわる諸問題シンポジウム発表論文集, pp.133-138, 1996.
- 4) 藤田 武彦, 山中 敏和, 石黒 昌信, 中里 誠司: 南紀新空港造成高盛土における水浸沈下について, 土木学会論文集, No.575, III-40, pp.231-242, 1997.
- 5) Casagrande, A.: The Structure of Clay and Its Importance in Foundation Engineering, Journal Boston Society of Civil Engineers, Vol.19, No.4, pp.168-209, 1932.
- 6) Barden, L., Mador, A.O. and Sides, G.R.: Volume change characteristics of unsaturated clay, Proc. ASCE, Vol.95, No.SM1, pp.33-51, 1969.
- 7) 福田 護, 中沢 重一: 盛土地盤の浸水に伴う沈下とその解析について-マサ土のような風化砂質土を対象として-, 土質工学会論文報告集, Vol.17, No.2, pp.65-73, 1977.
- 8) Barden, L., McGowan, A. and Collins, K.: The Collapse Mechanism in Partly Saturated Soil, Engineering Geology, Vol.7, No.1, pp.49-60, 1973.
- 9) 三笠 正人, 高田 直俊 哲生, 木下 哲生, 江口 淳: レキ質盛土の圧密沈下について, 第21回土質工学シンポジウム論文集, pp.25-32, 1976.
- 10) 三笠 正人, 木下 哲生, 江口 淳: レキ質盛土の水浸沈下について, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.32, No.3, pp.201-202, 1977.
- 11) Lawton, E.C., Frigaszy, R.J. and Hardcastle, J.H.: Collapse of Compacted Clayey Sand, Proc. ASCE, Vol.115, No.9, pp.1252-1267, 1989.
- 12) 亀井 健史, 榎本 雅夫: 締固めたシルト質土の水浸に伴うコラプス沈下挙動, 土木工学会論文集, No.505, III-29, pp.97-103, 1994.
- 13) 亀井 健史, 榎本 雅夫: 土の粒度の違いが締固めた土のコラプス沈下量に及ぼす影響, 土木工学会論文集, No.535, III-34, pp.65-72, 1996.
- 14) 加藤 正司: 締固めた粘性土の等方応力条件下におけるコラプス時の変形特性とコラプス後のせん断特性, 土木学会論文集No.596, III-43, pp.271-281, 1998.
- 15) 川尻 峻三, 澁谷 啓, 鳥居 宣之: ジオテキスタイル補強土壁の変状メカニズムに関する事例研究, 地盤工学ジャーナルVol.6, No.1, pp.15-25, 2011.

- 16) 片岡 昌裕, 望月 秋利, 阪口 理, 江頭 信之: 水浸沈下による家屋の被害調査と水浸沈下量の予測, 第8回中部地盤工学シンポジウム論文集, pp.11-18, 1996.
- 17) 望月 秋利, 三笠 正人, 川本 祥史: 宅地造成地の水浸による沈下の検討例, 土と基礎, Vol.33, No.4, pp.25-32, 1985.
- 18) 畠 昭治郎, 建山 和由, 藤本 直昭: 水浸時挙動を考慮した土の締固め施工基準の決定方法について, 土木学会論文集, No.382, III-7, pp.227-235, 1987.
- 19) 日本道路公団: 設計要領第一集, 第1編土工, p.28, 1983.
- 20) 地盤工学会 土の締固め編集委員会: 地盤工学・業務シリーズ30「土の締固め」, 公益社団法人 地盤工学会, 2012, 234p.
- 21) 地盤工学会 地盤調査法改訂編集委員会: 地盤材料試験の方法と解説一二分冊の1一, 公益社団法人 地盤工学会, pp.373-382, 2009.
- 22) 地盤工学会 地盤調査規格・基準委員会: 地盤調査の方法と解説一二分冊の2一, 公益社団法人 地盤工学会, pp.763-821, 2013.
- 23) 龍岡 文夫: 盛土の締固め管理と設計の協働の必要性, 基礎工, Vol.37, No.7, pp.2-9, 2009.
- 24) 品川 恭一, 藤井 衛: 戸建住宅基礎の不同沈下に関する不具合事象の原因, 地盤工学ジャーナル, Vol.9, No.1, pp.85-92, 2014.
- 25) 宅地防災研究会: 宅地防災マニュアルの解説 (I), 第二次改訂版, pp.125-178, 2007.
- 26) 龍岡 文夫: 地盤工学・技術ノート (第2回), 盛土の締固め②, 基礎工, Vol.41, No.8, pp.102-105, 2013.
- 27) 龍岡 文夫, 澁谷 啓: 宅造盛土での締固めの問題, 基礎工, Vol.42, No.9, pp.17-23, 2014.
- 28) 仲矢 順子, 藤井 衛, 建山 和由, 安川 郁夫, 石田 優子: 盛土宅地造成地盤の現状と課題についての考察, 第41回地盤工学研究発表会, No.93, pp.185-186, 2006.
- 29) 建設省: 建築基準法施行令, 昭和二十五年政令第三百三十八号, 第3章.
- 30) 建設省: 建築物の基礎の構造方法及び構造計算の基準を定める件, 建設省告示第1347号.
- 31) 国土交通省: 地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を求めるための地盤調査の方法並びに その結果に基づき地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力を定める方法等を定める件, 国土交通省告示第1113号.
- 32) 建設省: 宅地造成等規制法施行令, 昭和三十七年政令第十六号, 第2章.
- 33) 建設省: 住宅の品質確保の促進等に関する法律, 平成十一年法律第八十一号.
- 34) 建設省: 住宅紛争処理の参考となるべき技術的基準, 建設省告示第1653号.
- 35) 一般社団法人日本建築学会: 建築基礎構造設計指針 第2版, pp.155-158, 2003.

- 36) 宅地防災研究会：宅地防災マニュアルの解説（Ⅱ），第二次改訂版，pp.38-39，2007.
- 37) 一般社団法人日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，pp.254-261，2008.
- 38) 伊奈 潔串，藤井 衛，田村 昌仁，須々田 幸治：戸建住宅の不同沈下による障害と傾斜角および変形角の関係，日本建築学会構造系論文集，第614号，61 -68，2007.
- 39) 田村 昌仁，川村 政史，枝広 茂樹，水谷 羊介，藤井 衛，小口 和郎：スウェーデン式サウンディングによる地盤調査法の現状と課題，土と基礎，Vol.52，No.4，pp.8-10，2004.
- 40) Houston, S.L., Houston, W.N. and Spadola, D.J.: Prediction of Field Collapse of Soils due to Wetting, Proc. ASCE, Vol.114, No.1, pp.40-58, 1988.
- 41) El-Ehwany, M. and Houston, S.L.: Settlement and Moisture Movement in Collapsible Soils, Proc. ASCE, Vol.116, No.10, pp.1521-1535, 1990.
- 42) Rollins, K.M., Rollins, R.L., Smith, T.D. and Beckwith, G.H.: Identification and Characterization of Collapsible Gravels, Proc. ASCE, Vol.120, No.3, pp.528-542, 1994.
- 43) Houston, S.L., Mahmoud, H.H.H. and Houston, W.N.: Down-Hole Collapse Test System, Proc. ASCE, Vol.121, No.4, pp.341-349, 1995.
- 44) 望月 秋利，片岡 昌裕，金田 逸郎：原位置載荷・水浸沈下試験の施工管理への応用，土と基礎，Vol.37，No7，pp.29-34，1989.

第三章 盛土材料と室内試験方法

3.1 はじめに

本章では、室内水浸沈下試験を実施するにあたって行った室内試験の概要、試料の概要、室内水浸沈下の試験装置および試験方法について説明している。

3.2節では、本研究で行った全ての室内試験の種類、方法および概念などについて概略的に記しておく。次に、試験に用いた盛土材料の工学的な分類、物理的および力学的な特性に関して述べる。

3.3節では、最大粒径が2mm以下の試料を用いた理由と試験装置の構造、供試体の作製、試験条件および試験方法について説明する。

3.4節では、37.5mmふるい通過試料を用いた理由について説明し、試験装置の構造、供試体の作製、試験条件および試験方法について述べる。

3.5節では、第6章6.5節の嵩上げにおける宅地盛土の性能評価事例研究で取り扱っている乱れが少ない試料を用いた水浸沈下試験について述べるため、室内で行った試料の観察から供試体の成型および水浸沈下試験まで流れを説明する。

3.2 試験に用いた盛土材料の特性

3.2.1 室内試験の概要

本研究で用いた攪乱、不攪乱試料の物理的、力学的な特性について調べるため行った室内試験の種類、規格および求められる値について表3-1に示している。その主な試験の概要を以下に説明する。

- ① 土粒子の密度試験：土粒子密度は土粒子の単位体積質量である。採取した土が工学的に類似であるかどうかの判断基準を与える。
- ② 土の含水比試験：土粒子の質量に対する間隙に含まれる水の割合を百分率で表す。土は含水量の違いにより工学的性質が異なるので土の含水比を知ることは土の状態(性質)が把握できる重要な情報である。
- ③ 土の粒度試験：土の工学的分類のための指標を与える。採取した土が工学的に類似であるかどうかの判断基準を与える。
- ④ 突固めによる土の締固め試験：同じ土を同じ方法で締固めてもその程度は土の含水比により異なり、土の乾燥密度と含水比の関係は、上に凸な曲線を示す。この試験の結果は、土の締固め特性を把握するとともに、現場における施工時の最適な含水比や土工の施工管理基準値となる締固め度の決定に活用できる。

- ⑤ 室内水浸沈下試験：不飽和状態にある地盤の地下水位が降雨等により上下動したとき、水浸による沈下が発生する場合がある。ここで、地盤の沈下量は、乾燥密度、初期含水比および上載圧と密接な関係があるため、不攪乱試料および締固め度を一定に変化させた攪乱試料を用いて水浸試験を行い、地盤の沈下特性に関する評価ができる。

表3-1 室内試験の種類

試験 項目	規格	求められる値
土粒子の密度試験	JIS A 1202	土粒子の密度
土の含水比試験	JIS A 1203	含水比
土の粒度試験	JIS A 1204	粒径加積曲線、均等係数、曲率係数など
土の液性限界・塑性限界試験	JIS A 1205	液性限界、塑性限界、塑性指数
地盤材料の工学的分類	JGS 0051	分類名、分類記号
土の湿潤密度試験(ノギス法)	JIS A 1225	湿潤密度、乾燥密度
最小密度・最大密度試験	JIS A 1224	最小乾燥密度、最大乾燥密度
土の保水性試験	JGS 0151	含水比、ポテンシャル
突固めによる土の締固め試験	JIS A 1210	最適含水比、最大乾燥密度
土の圧密試験	JIS A 1217	圧縮曲線、圧密降伏応力、圧縮指数など
土の透水試験	JIS A 1218	透水係数
土の水浸(コラプス)沈下試験	ASTM D5333	水浸による圧縮沈下量

3.2.2 盛土材料の物理的および力学的特性

主に第四章から第六章までの室内水浸沈下試験および原位置水浸沈下試験に用いられる土試料は23種類の砂/礫質土であり、道路や宅地造成地などの現場盛土材料として使用実績がある。

- ① 兵庫県内にある宅地道路の埋戻し材4種類、多可町試料：A-1、A-2、B-1、B-2
- ② 大規模造成地盛土材4種類、西宮市試料：風化花崗岩、豊楽公園、剣谷第六公園、新池北公園
- ③ 新東名・新名神高速道路盛土材や止水材の母材として使用された試料3種類、新東名・新名神試料：設楽原P.A.、額田I.C.、佐保工事
- ④ 春日栗柄線兵庫県道69号線盛土材料3種類、春日栗柄線試料：仮置土A-下、仮置土C、No.62盛土材
- ⑤ 西神戸工場盛土材1種類：西神戸盛土材
- ⑥ ダムコア材料1種類：平荘ダムコア
- ⑦ 高塚町造成地盛土材1種類：高塚町購入土
- ⑧ 福井県永平寺大野道路盛土材料1種類：永平寺

- ⑨ 長野県宅地造成地盛土材1種類：NH
 ⑩ 兵庫県造成地盛土材料4種類：加古川，KN③，KN⑤，試験盛土

ここで，多可町試料(A-1，A-2，B-1，B-2)における基本的な材料・物理的特性を表3-2に，試料の粒径加積曲線を図3-1に示している．試料の土粒子密度はA-2試料 2.627g/cm^3 ～A-1試料 2.656g/cm^3 で細粒分含有率(F_c)はB-2試料5.8%～B-1試料19.3%で分布している．一方，図3-2に示している突き固めによる締固め試験(JIS A 1210)では，せん頭粒度19mm以下試料に調整した後，A-a法で実施し，それぞれの最大乾燥密度(ρ_{dmax})と最適含水比(w_{opt})を求めた．最大乾燥密度はB-2試料が 2.067g/cm^3 で最も高かった．

表3-2 多可町試料の物理特性^{1)～6)}

項 目		A-1	A-2	B-1	B-2
土粒子の密度, ρ_s (g/cm^3)		2.656	2.627	2.643	2.646
自然含水比, w_n (%)		8.6	9.0	15.7	7.5
粒 度 特 性	礫 分 (75～2mm) (%)	41.4	41.6	49.5	60.2
	砂 分 (2～0.075mm) (%)	44.5	49.1	31.2	34.0
	細粒分 (0.075mm以下) (%)	14.1	9.3	19.3	5.8
	均等係数 U_c	128.0	20.0	200.0	23.0
	曲率係数 U_c'	3.7	1.3	1.8	0.7
	平均粒径 D_{50} (mm)	1.3	1.4	1.9	3.8
地盤材料の分類名		細粒分 まじり礫質砂	細粒分 まじり礫質砂	細粒分質 砂質礫	細粒分 まじり砂質礫
分 類 記 号		SG-F	SG-F	GFS	GS-F

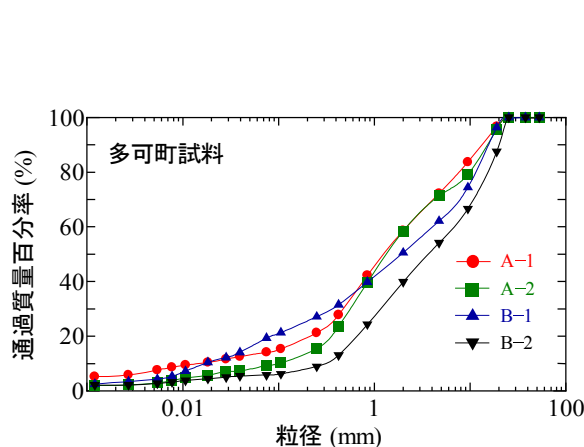


図3-1 多可町試料の粒径加積曲線

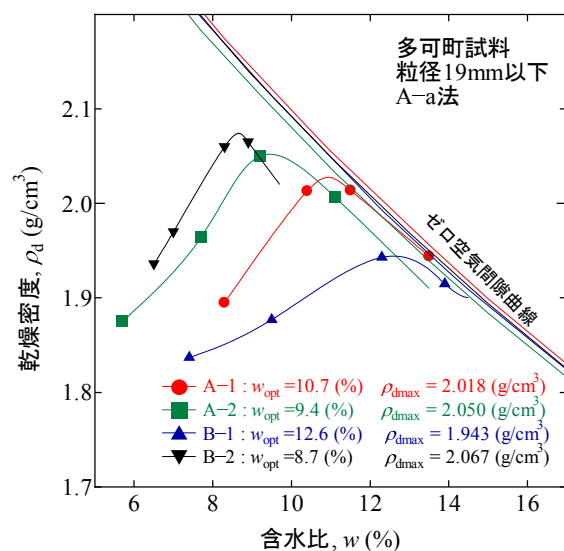


図3-2 多可町試料の締固め試験結果

西宮市試料(風化花崗岩, 豊楽公園, 剣谷第六公園, 新池北公園)における基本的な材料・物理的特性を表3-3に, 試料の粒径加積曲線を図3-3に示している. 試料の土粒子密度は風化花崗岩試料 2.612g/cm^3 ～豊楽公園試料 2.646g/cm^3 で細粒分含有率(F_c)は新池北公園試料 10.1% ～風化花崗岩試料 23.6% で分布している. 一方, 図3-4に示している突き固めによる締固め試験(JIS A 1210)では, せん頭粒度 19mm 以下試料に調整した後, A-a法で実施し, それぞれの最大乾燥密度($\rho_{d\max}$)と最適含水比(w_{opt})を求めた. 最大乾燥密度は剣谷第六公園試料が 1.954g/cm^3 で最も高かった.

表3-3 西宮市試料の物理特性³⁾⁴⁾

項 目		風化花崗岩	豊楽公園	剣谷第六公園	新池北公園
土粒子の密度, ρ_s (g/cm^3)		2.612	2.646	2.639	2.622
自然含水比, w_n (%)		10.9	8.4	9.0	8.4
粒 度 特 性	礫 分 (75～2mm) (%)	4.2	24.2	25.3	40.8
	砂 分 (2～0.075mm) (%)	72.2	61.0	55.3	49.1
	細粒分 (0.075mm以下) (%)	23.6	14.8	19.4	10.1
	均等係数 U_c	300.0	65.0	129.0	37.0
	曲率係数 U_c'	48.7	5.6	6.3	0.9
	平均粒径 D_{50} (mm)	0.6	0.9	0.6	3.9
地盤材料の分類名		礫まじり 細粒分質砂	細粒分 まじり礫質砂	細粒分質 礫質砂	細粒分 まじり礫質砂
分 類 記 号		SF-G	SG-F	SFG	SG-F

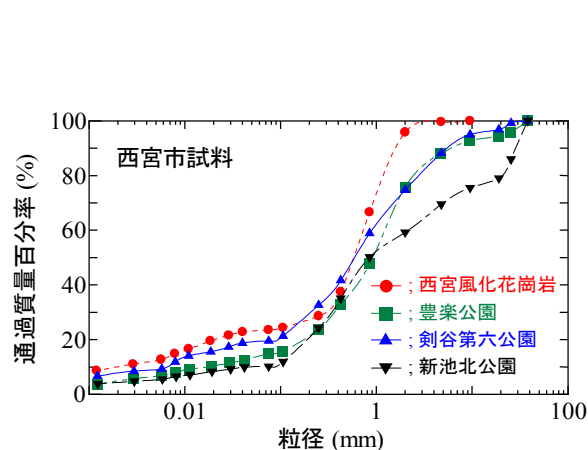


図3-3 西宮市試料の粒径加積曲線

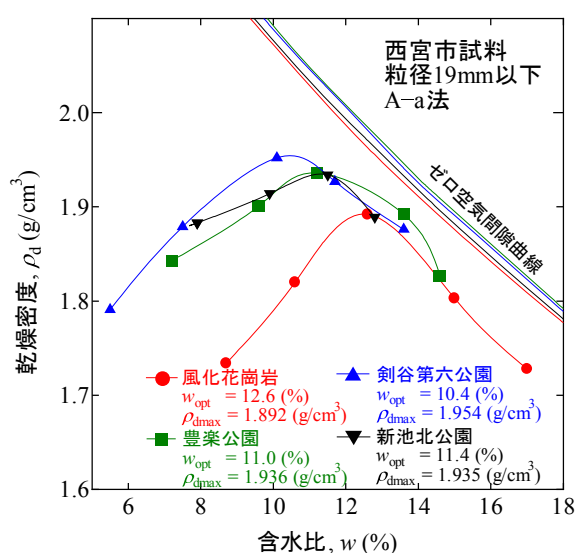


図3-4 西宮市試料の締固め試験結果

新東名・新名神試料(設楽原P.A., 額田I.C., 佐保工事)における基本的な材料・物理的特性を表3-4に, 試料の粒径加積曲線を図3-5に示している. 試料の土粒子密度は設楽原P.A.試料 2.664g/cm^3 ~佐保工事試料 2.699g/cm^3 で細粒分含有率(F_c)は額田I.C.試料12.6%~設楽原P.A.試料43.8%で分布している. 一方, 図3-6に示している突き固めによる締固め試験(JIS A 1210)では, せん頭粒度19mm以下試料に調整した後, A-a法で実施し, それぞれの最大乾燥密度(ρ_{dmax})と最適含水比(w_{opt})を求めた. 最大乾燥密度は額田I.C.試料が 1.937g/cm^3 で最も高かった.

表3-4 新東名・新名神試料の物理特性³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁸⁾

項 目		設楽原P.A.	額田I.C.	佐保工事
土粒子の密度, ρ_s (g/cm^3)		2.664	2.688	2.699
自然含水比, w_n (%)		21.5	5.0	16.0
粒 度 特 性	礫 分 (75~2mm) (%)	8.8	46.5	49.5
	砂 分 (2~0.075mm) (%)	47.4	40.9	23.8
	細粒分 (0.075mm以下) (%)	43.8	12.6	26.7
	均等係数 U_c	-	73.0	1324.0
	曲率係数 U_c'	-	0.1	0.9
	平均粒径 D_{50} (mm)	0.1	1.3	2.0
地盤材料の分類名		礫まじり 細粒分質砂	細粒分 まじり砂質礫	細粒分質 砂質礫
分 類 記 号		SF-G	GS-F	GFS

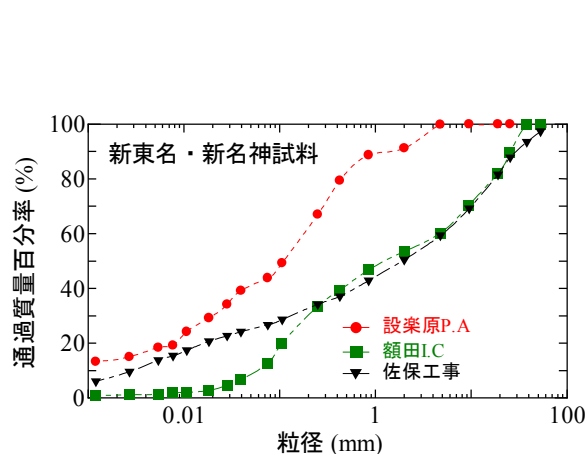


図3-5 新東名・新名神試料の粒径加積曲線

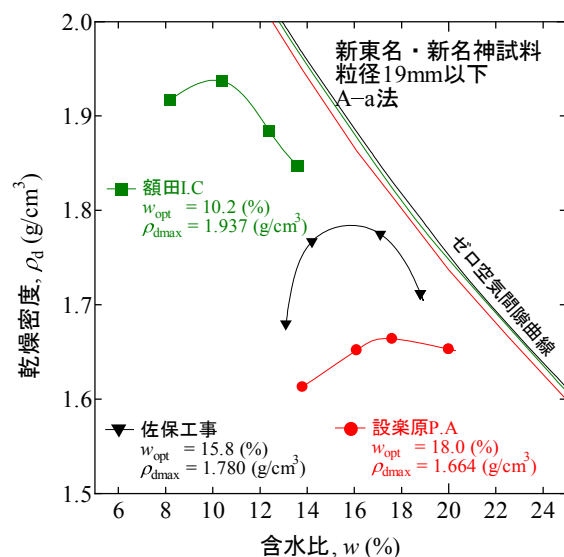


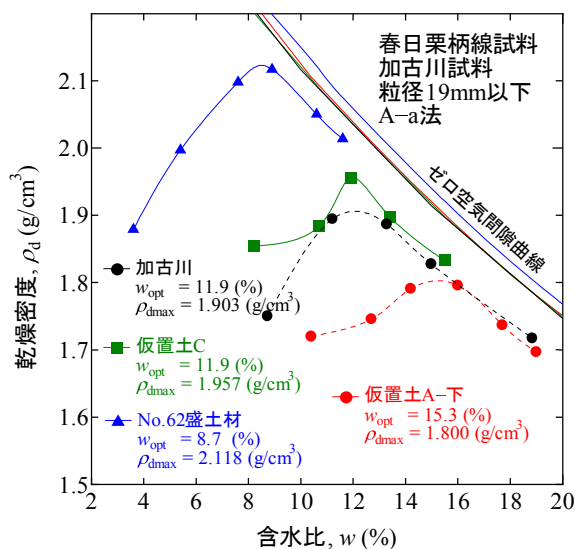
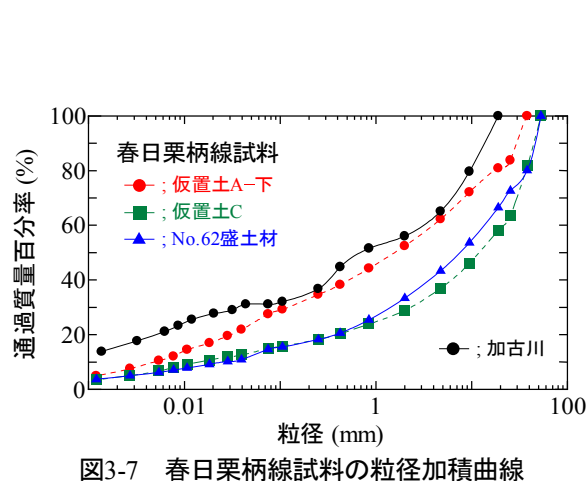
図3-6 新東名・新名神試料の締固め試験結果

春日栗柄線試料(仮置土A-下, 仮置土C, No.62盛土材)および加古川試料における基本的な材料・物理的特性を表3-5に, 試料の粒径加積曲線を図3-7に示している. 試料の土粒子密度

は加古川試料 2.684g/cm^3 ～No.62盛土材試料 2.734g/cm^3 で細粒分含有率(F_c)はNo.62盛土材試料14.6%～加古川試料31.0%で分布している．一方，図3-8に示している突き固めによる締固め試験(JIS A 1210)では，せん頭粒度19mm以下試料に調整した後，A-a法で実施し，それぞれの最大乾燥密度(ρ_{dmax})と最適含水比(w_{opt})を求めた．最大乾燥密度はNo.62盛土材試料が 2.118g/cm^3 で最も高かった．

表3-5 春日栗柄線および加古川試料の物理特性^{3)～5)}

項 目		仮置土A-下	仮置土C	No.62盛土材	加古川
土粒子の密度, ρ_s (g/cm^3)		2.695	2.690	2.734	2.684
自然含水比, w_n (%)		15.2	13.8	6.9	16.0
粒 度 特 性	礫 分 (75～2mm) (%)	47.6	71.2	66.7	44.0
	砂 分 (2～0.075mm) (%)	24.9	13.9	18.7	25.0
	細粒分 (0.075mm以下) (%)	27.5	14.9	14.6	31.0
	均等係数 U_c	851.0	700.0	375.0	-
	曲率係数 U_c'	0.9	8.4	7.7	-
	平均粒径 D_{50} (mm)	1.7	13.0	7.8	0.8
地盤材料の分類名		細粒分質 砂質礫	細粒分 砂まじり礫	細粒分 まじり砂質礫	細粒分質 砂質礫
分 類 記 号		GFS	G-FS	GS-F	GFS



試料群①試料(西神戸盛土，平荘ダムコア(平荘ダム)，購入土，永平寺)における基本的な材料・物理的特性を表3-6に，試料の粒径加積曲線を図3-9に示している．試料の土粒子密度

は購入土試料 2.611g/cm^3 ～永平寺試料 2.737g/cm^3 で細粒分含有率(F_c)は購入土試料11.4%～永平寺試料42.6%で分布している。一方、図3-10に示している突き固めによる締固め試験(JIS A 1210)では、せん頭粒度19mm以下試料(永平寺試料のみ、せん頭粒度9.5mm以下)に調整した後、A-a法で実施し、それぞれの最大乾燥密度(ρ_{dmax})と最適含水比(w_{opt})を求めた。最大乾燥密度は西神戸盛土試料が 2.001g/cm^3 で最も高かった。

表3-6 試料群①の物理特性^{1)～10)}

項 目		西神戸盛土	平荘ダム	購入土	永平寺
土粒子の密度, ρ_s (g/cm^3)		2.663	2.655	2.611	2.737
自然含水比, w_n (%)		12.7	-	10.0	27.8
粒 度 特 性	礫 分 (75～2mm) (%)	40.6	29.5	42.9	16.3
	砂 分 (2～0.075mm) (%)	45.2	33.7	45.7	41.1
	細粒分 (0.075mm以下) (%)	14.2	36.8	11.4	42.6
	均等係数 U_c	140.0	-	31.0	52.0
	曲率係数 U_c'	7.9	-	1.3	0.8
	平均粒径 D_{50} (mm)	1.5	0.3	1.4	0.1
地盤材料の分類名		細粒分まじり 礫質砂	細粒分質礫質 砂	細粒分まじり 礫質砂	細粒分質礫質 砂
分 類 記 号		SG-F	SFG	SG-F	SFG

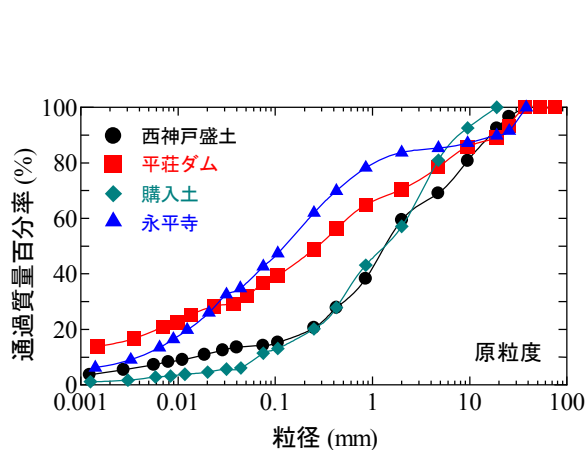


図3-9 試料群①試料の粒径加積曲線

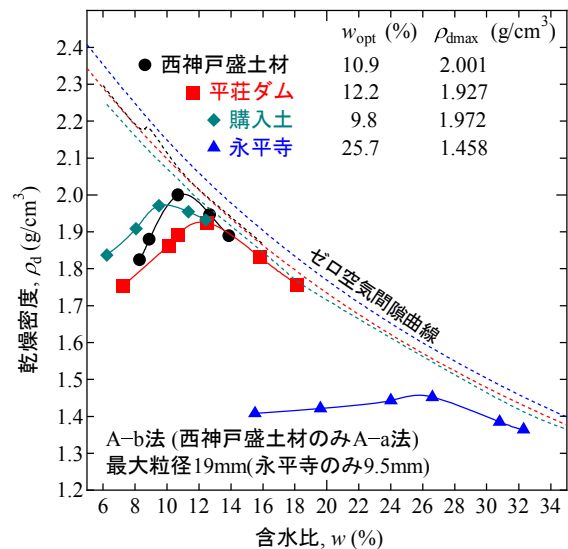


図3-10 試料群①試料の締固め試験結果

試料群②試料(NH, KN③, KN⑤, 試験盛土)における基本的な材料・物理的特性を表3-7に、試料の粒径加積曲線を図3-11に示している。試料の土粒子密度はNH試料 2.514g/cm^3 ～試験盛土試料 2.675g/cm^3 で細粒分含有率(F_c)は試験盛土試料8.6%～NH試料21.3%で分布している。

また、KN③試料とKN⑤試料は土粒子密度および粒度分布が等しいであることがわかる。一方、図3-12に示している突き固めによる締固め試験(JIS A 1210)では、KN③試料とKN⑤試料の場合せん頭粒度19mm以下試料をA-b法で、試験盛土試料はせん頭粒度26.5mm以下試料を、NH試料はせん頭粒度37.5mm以下に調整した後、B-b法で実施し、それぞれの最大乾燥密度(ρ_{dmax})と最適含水比(w_{opt})を求めた。KN⑤試料の最大乾燥密度が1.919g/cm³でNH試料、KN③試料より高かった。しかし、KN③試料とKN⑤試料の場合、物理的性質と最大乾燥密度が少し差はるがほぼ同じ試料であると考えられる。最大乾燥密度は試験盛土試料が1.956g/cm³で最も高かった。

表3-7 試料群②試料の物理特性¹¹⁾¹²⁾

項 目		NH	KN③	KN⑤	試験盛土
土粒子の密度, ρ_s (g/cm ³)		2.514	2.643	2.648	2.675
自然含水比, w_n (%)		18.5	16.9	8.3	7.1
粒 度 特 性	礫 分 (75~2mm) (%)	35.7(0.2)*	24.9	28.5	43.7
	砂 分 (2~0.075mm) (%)	43.0	57.3	54.2	47.7
	細粒分 (0.075mm以下) (%)	21.3	17.8	17.3	8.6
	均等係数 U_c	536	582	255	22.0
	曲率係数 U_c'	10.5	28.8	13.9	1.9
	平均粒径 D_{50} (mm)	0.9	0.7	0.8	1.6
地盤材料の分類名		細粒分質 礫質砂-R	細粒分質 礫質砂	細粒分質 礫質砂	細粒分まじり 礫質砂
分 類 記 号		SFG-R	SFG	SFG	SG-F

()*は、75mm以上の石分である。

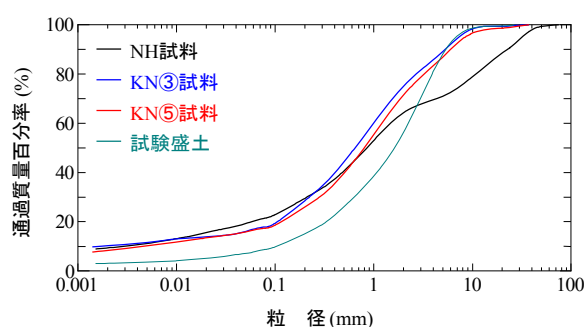


図3-11 試料群②試料の粒径加積曲線

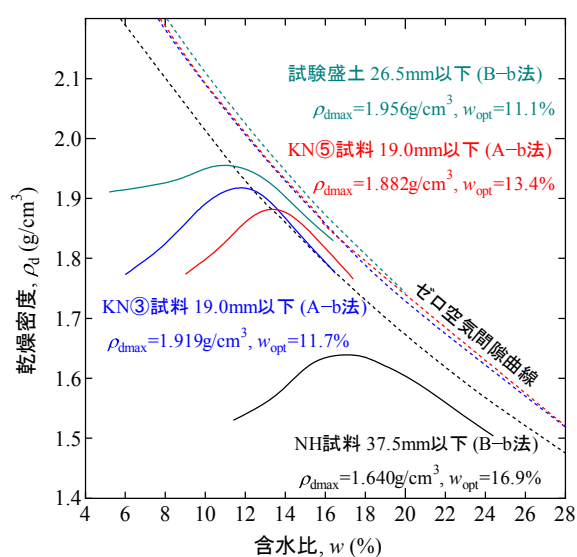


図3-12 試料群②試料の締固め試験結果

図3-13には、原位置水浸沈下試験および室内水浸沈下試験などに用いられる土試料23種類の礫分、砂分、細粒分の関係を中分類用三角座標に示しており、地盤材料の分類名および分類記号は以下の通りに分布している。

- ① 細粒分質砂質礫(GFS)：4試料
- ② 細粒分まじり砂質礫(GS-F)：3試料
- ③ 細粒分砂まじり礫(G-FS)：1試料
- ④ 細粒分質礫質砂(SFG)：5試料
- ⑤ 細粒分質礫質砂-R(SFG-R)：1試料
- ⑥ 細粒分まじり礫質砂(SG-F)：7試料
- ⑦ 礫まじり細粒分質砂(SF-G)：2試料

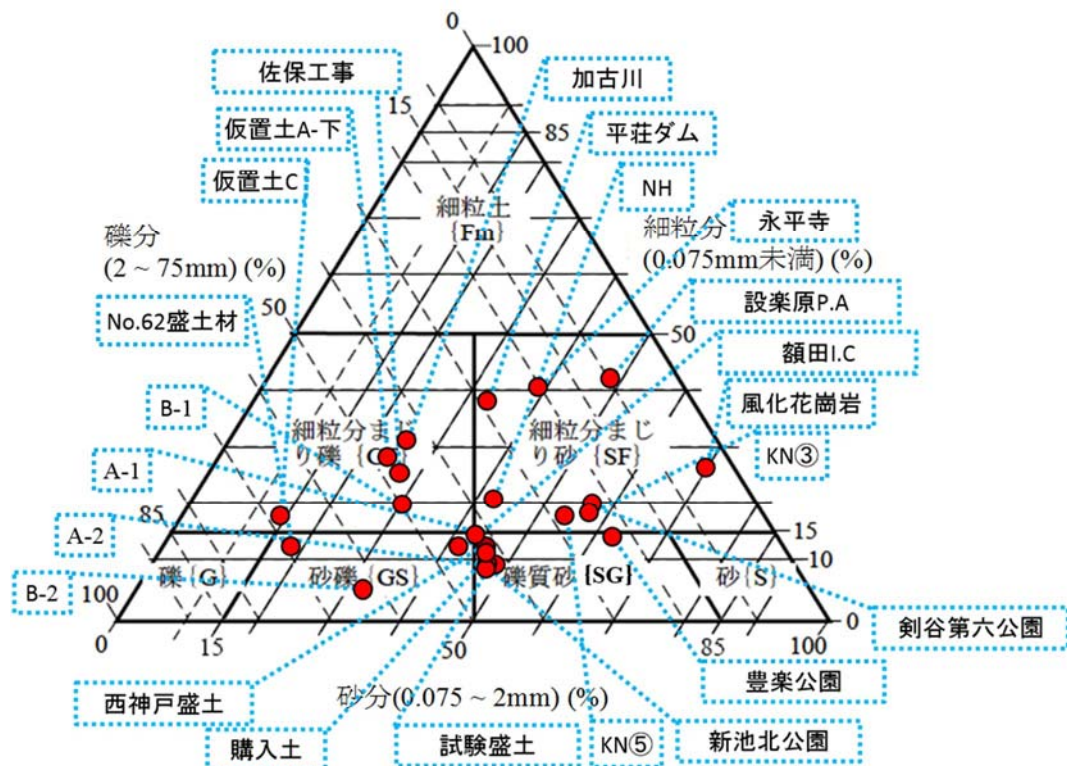


図3-13 中分類用三角座標による原粒度の分布

3.3 2mmふるい通過試料を対象とした室内水浸沈下試験

3.3.1 試料の調整

水浸による圧縮沈下(即ち，コラプス沈下)に関する試験(ASTM D 5333)¹³⁾は圧密試験装置(ASTM D 2435)¹⁴⁾を用いて行われている．供試体の寸法として直径50mm以上，高さ12mm以上で，直径と高さの関係(直径/高さ)を2.5以上であるように定めている．さらに，供試体の高さは最大粒径の10倍以上でなければならないと規定されている．

一方，土の段階載荷による圧密試験方法(JIS A 1217)¹⁵⁾では，供試体の寸法として直径60mm，高さ20mmを標準としているが周面摩擦の影響が低い透水性の高い粘性土や粒径が大きい礫粒子を含んでいる土に対しては高さを20mmより大きくすることを薦めている．

また，直径と高さの関係(直径/高さ)を2.5以上であるように定めているが，供試体の高さは最大粒径の10倍以上でなければならないと規定されている．特に，盛土材料などの乱した試料に関しては，たとえ粘土分を主体とするものであっても，供試体の寸法が小さいと，圧密結果に大きく影響を与えるから寸法を大きくして試験を行うことを薦めている．

従って，盛土材料を対象とした圧密試験用供試体の寸法は，直径30cm，高さ10cmまたは直径15cm，高さ5cmのものが一般的であるが現実的にはCBRモールドが妥当であると考えられる．図3-14は，供試体寸法の違いが水浸沈下結果に及ぼす影響について最大粒径が19mmのある試料を用いた直径60mm，高さ40mm供試体と直径150mm，高さ125mm供試体を比較している．図から分かるように，上載圧が約20kPaの場合，締固め度 D_c が70%で乾燥密度が低いものの供試体の寸法が小さいと水浸沈下量は生じにくい結果になっており，供試体の寸法が大きい場合とは異なる結果を示している．

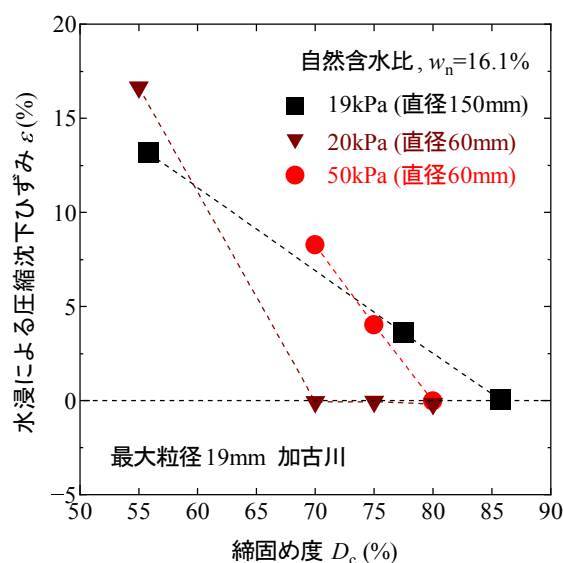


図3-14 異なる供試体寸法と水浸沈下量の比較

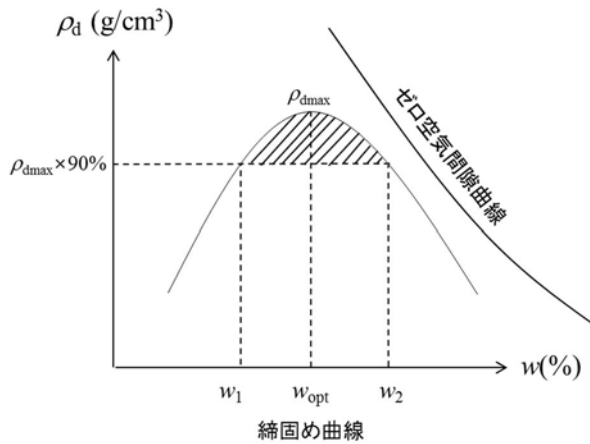
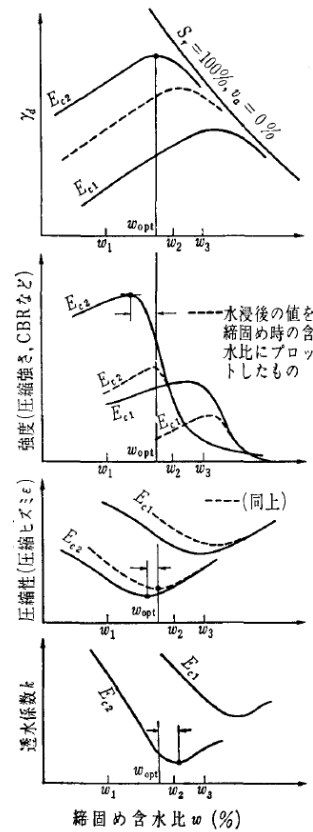


図3-15 締固め曲線と所定の施工含水比の範囲


 図3-16 締固めによる土の性質の変化の傾向¹⁶⁾

一方、宅地盛土や道路盛土を施工する際、締固め時の含水比が図3-15に示すように w_{opt} を含む管理限界内 ($w_1 \leq w_{opt} \leq w_2$) にあることが重要であり、締固め時の含水比が可能な限り最適含水比に近くなるように水分量を調整して締固める。細粒分をかなり含んだ粒度の良い土が締固め時の含水比の違いによって地盤の特性に及ぼす影響は図3-16に示す挙動であるといわれている。

一方、細粒分が少ないきれいな砂の液状化強度試験は、現場調査によるN値と相関性があることから一般的に相対密度(D_r)で検討をする場合がある。しかし、龍岡ら⁵⁾¹⁷⁾は、地盤材料の乾燥密度そのものと変形強度特性には相関性が低いことから乾燥密度の何らかの正規化が必要であること、砂と礫の最小・最大密度試験方法が異なっていること、実現場では細粒分含有率 F_c が5%を超える場合が多々あるため、多様な盛土材料に対して相対密度を評価基準として適用することは難しいこと、さらに、締固め度 D_c と変形強度特性は細粒分含有率によらず相関性が高いこと、等を指摘している。

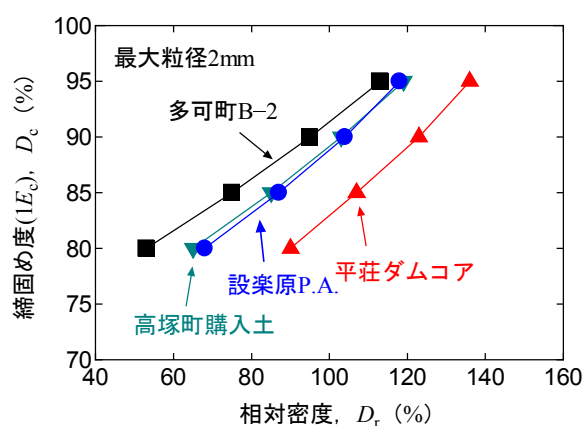


図3-17 締固め曲線と相対密度の関係⁸⁾¹⁷⁾加筆修正

表3-8 締固め曲線と相対密度による間隙比の比較⁸⁾¹⁷⁾加筆修正

試料	最小密度・最大密度試験		締固め試験($1E_c$) での最大乾燥密度
	最大間隙比(e_{max})	最小間隙比(e_{min})	最小間隙比(e_{min})
高塚町購入土	1.098	0.586	0.414
平荘ダムコア	1.334	0.724	0.427
多可町B-2	0.999	0.533	0.400
設楽原P.A.	1.507	0.857	0.651

図3-17は相対密度 D_r と締固め度 D_c の関係であり，ゆるい締固め状態にある $D_c=85\%$ であつても $D_r=75\%$ (多可町B2試料)～ 107% (平荘ダムコア試料)となっている．また，表3-8に両者による間隙比の比較を示しているように， e_{min} における乾燥密度より，締固め試験から求めた ρ_{dmax} の方が9%～21%大きくなっており，気乾状態の試料を無拘束で振動を加えて求める密度より，締固め試験のような湿潤状態の土に動的エネルギーを与えることにより得られる密度の方が遥かに大きいことが分かる．以上のような理由から本研究では2mmふるいによる粒度調整や初期含水比の調整および締固め度を基準として実験を行うこととする．

3.3.2 試験条件

各盛土材料ごとの物理的・力学的特性を調べるため、地盤工学会による標準土質試験法に準じて土粒子の密度試験(JIS A 1202) , 2mmふるい通過(即ち, 最大粒径2mm)に粒度調整した盛土材料の土粒子密度, 砂分・シルト分・粘土分の割合, 最大乾燥密度, 最適含水比, 分類記号を表3-9, 図3-18および図3-19に示す. 土の粒度試験(JIS A 1204) , 突固めによる土の締固め試験(JIS A 1210) を実施した. 各試料の土粒子密度(ρ_s)は $2.611\text{g/cm}^3 \sim 2.737\text{g/cm}^3$ の範囲である. また, A-a法(10cmモールド25回, 乾燥法で繰返し)による突き固め試験(以下, 締固め試験)の結果, 試料の最大乾燥密度 ρ_{dmax} は $1.442\text{g/cm}^3 \sim 2.037\text{g/cm}^3$, 最適含水比 w_{opt} は10.1% ~ 25.8%である.

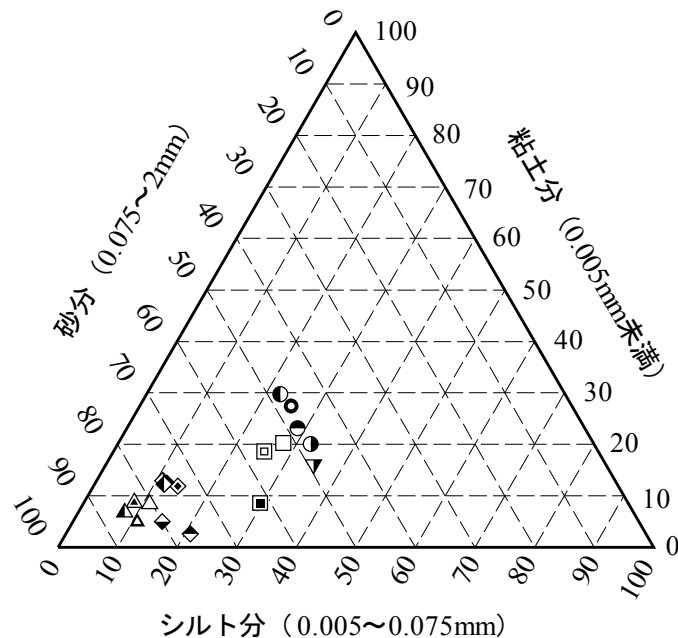


図3-18 盛土材料の三角座標(最大粒径2mm)

- | | |
|------------|--------------|
| ● 佐保工事 | ◆ A-1 |
| ● 仮置土A-下 | ◆ 高塚町購入土 |
| ● 平荘ダムコア | ◆ 西神戸盛土材 |
| ● 仮置土C | ◆ 額田I.C. |
| □ 設楽原P.A. | △ 豊楽公園 |
| □ No.62盛土材 | △ 新池北公園 |
| ■ B-1 | △ A-2 |
| ◆ 剣谷第六公園 | △ B-2 |
| ◆ 風化花崗岩 | ▽ 福井永平寺東I.C. |

図3-19 盛土材料の記号

表3-9 2mm以下試料の物理特性^{1)~10)}

項目	土粒子 密度 ρ_s (g/cm ³)	最大 乾燥 密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	最適 含水比 w_{opt} (%)	砂分 (0.075～ 2mm)(%)	シルト分 (0.005～ 0.075mm)(%)	粘土分 (0.005mm未満) (%)
A-1	2.656	1.941	12.1	75.9	11.1	13.0
A-2	2.627	1.860	12.0	84.2	10.8	5.0
B-1	2.643	1.845	13.3	61.8	29.7	8.5
B-2	2.646	1.890	11.6	85.4	7.8	6.8
風化花崗岩	2.612	1.899	11.5	75.4	12.0	12.6
豊楽公園	2.646	1.870	12.5	80.4	11.2	8.4
剣谷第六公園	2.639	1.881	12.5	74.0	14.2	11.9
新池北公園	2.622	1.863	12.4	82.9	8.4	8.7
設楽原P.A.	2.664	1.614	21.4	52.0	27.9	20.2
額田I.C.	2.688	1.783	12.6	76.4	20.9	2.6
佐保工事	2.699	1.715	17.7	47.1	25.5	27.3
仮置土A-下	2.695	1.773	16.0	47.5	32.6	20.0
仮置土C	2.690	1.855	14.6	48.2	28.8	23.0
No.62盛土材	2.734	2.037	10.1	56.0	25.5	18.5
西神戸盛土	2.663	1.860	14.0	76.1	11.7	12.2
平荘ダムコア	2.655	1.860	13.9	47.8	22.6	29.7
高塚町購入土	2.611	1.847	13.2	80.1	14.9	5.0
永平寺	2.737	1.442	25.8	49.1	34.8	16.1

図3-20のように、19mmふるい通過試料の締固め試験から求めた最大乾燥密度は1.943g/cm³で、2mmふるい通過試料の最大乾燥密度($\rho_{dmax}=1.845\text{g/cm}^3$)よりも大きな値を示している。そのため、最大粒径が2mmである水浸試験装置用に供試体を作製する際に、19mmふるい通過試料の最大乾燥密度を基準にすると、例えば、供試体の締固め度を $D_c=85\%$ で作製した場合、最大粒径19mm試料の目標乾燥密度は1.652g/cm³である。そこで、2mm以下の試料を用いて $D_c=85\%$ の密度に合わせて供試体を作製したはずだが、実際には、 $D_c=89.5\%$ (約90%)で過剰に締固めてしまう恐れがあると考えられる。試験の結果については後述する。

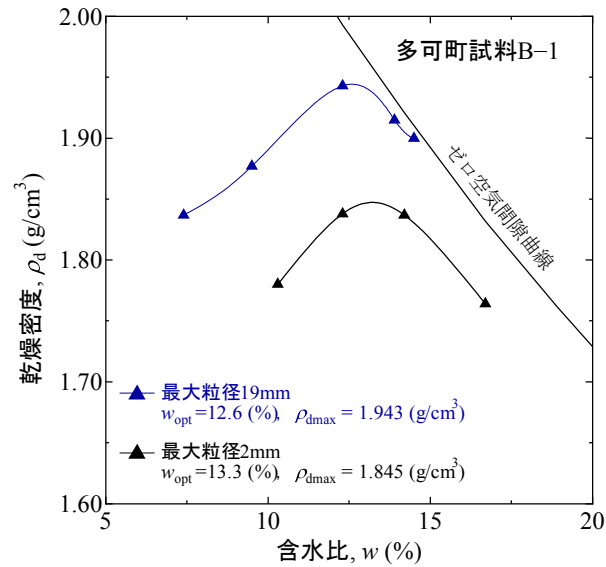
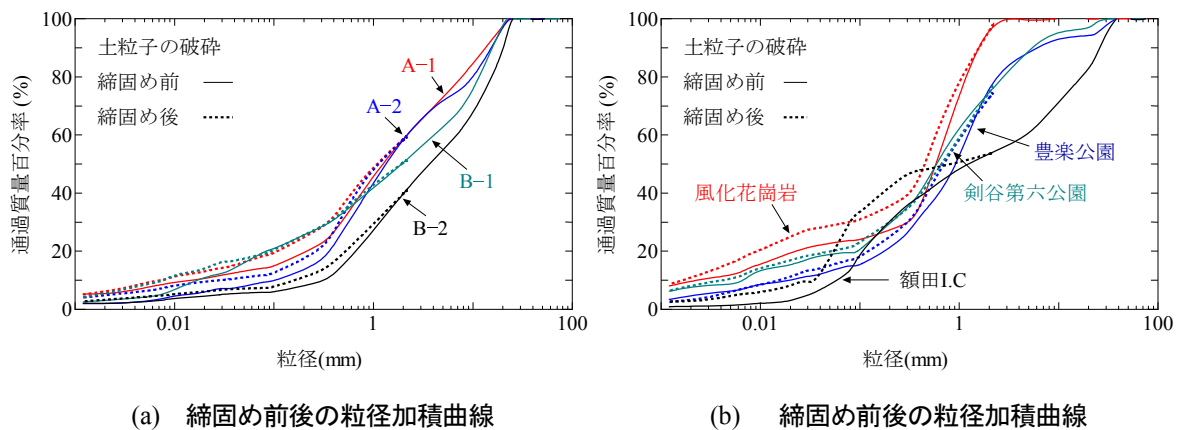


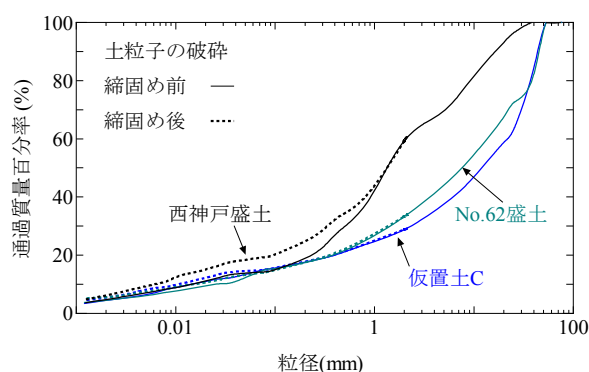
図3-20 最大粒径が異なる試料の締固め試験結果(多可町試料B-1)

一方、2mm試料を大量に集めることが困難であるため繰返し法を採用している。粒子破碎を起こしやすい試料で繰返し法を行った場合の最大乾燥密度が非繰返し法のそれより、過大な値を与える可能性が指摘されている¹⁸⁾¹⁹⁾。そこで、図 3-21(a)～(c)のように、締固め試験の繰返し法では試料を繰返し使用することによる粒子破碎が懸念されるため、締固め試験後の試料に対して粒度試験を実施した。各試料とも大幅に粒度分布が変化することはなかったもので、今回の対象試料においては粒子破碎による影響は少ないと判断した。しかし、図 3-21(b)の風化花崗岩、額田I.C.および図 3-21(b)の西神戸盛土は他の試料と比べると粒子破碎が生じやすい土であり、高い圧力を受ける試験では粒子の破碎が懸念される。



(a) 締固め前後の粒径加積曲線

(b) 締固め前後の粒径加積曲線



(c) 締固め前後の粒径加積曲線

図3-21(a)-(c) 締固め試験後の破碎性確認

水浸沈下試験は次の2つに分けて実施する。

(1) 最適含水比による室内水浸沈下試験の試料

一定の上載圧における盛土材料の水浸沈下特性求めるために、2mmふるい通過試料を対象として、最大乾燥密度と最適含水比を基に、締固め度を $D_c=90\%$ 、 85% 、 80% 、 75% の範囲で、試料を調整(初期含水比は最適含水比)する。表3-10はそれぞれの乾燥密度を示しており、これらの値を基に直径60mm、高さ40mmの供試体を作製する。なお、試験時の上載圧は $\sigma_v=50\text{kPa}$ である。

表3-10 各試料の締固め度による調整後の乾燥密度

試料名	各締固め度における乾燥密度 (g/cm ³)			
	$D_c=90\%$	$D_c=85\%$	$D_c=80\%$	$D_c=75\%$
A-1	-	1.650	1.553	1.456
A-2	-	1.581	1.488	1.395
B-1	1.661	1.568	1.476	1.384
B-2	-	1.607	1.512	1.418
風化花崗岩	-	1.614	1.519	1.424
豊楽公園	-	1.590	1.496	1.403
剣谷第六公園	-	1.599	1.505	1.411
新池北公園	-	1.584	1.490	1.397
設楽原P.A	-	1.372	1.291	1.211
額田I.C	-	1.516	1.426	1.337
佐保工事	-	1.458	1.372	1.286
仮置土A-下	-	1.507	1.418	1.330
仮置土C	1.670	1.577	1.484	1.391
No.62盛土材	1.833	1.731	1.630	1.528
西神戸盛土材	-	1.581	1.488	1.395

(2) 初期含水比および上載圧の変化による室内水浸沈下試験の試料

上述した締固め時の含水比における管理限界値を基準にして，任意の締固め度の含水状態における水浸沈下特性を求める．ここで，各試料における乾燥側および湿潤側含水比の設定を，図3-22(a)～(c)に示すように，締固め曲線を延長し，所定の D_c (乾燥密度)との交点において最適含水比(w_{opt})より左側を乾燥側含水比(w_{dry})，右側を湿潤側含水比(w_{wet})と定義する．表3-11に各試料の乾燥側および湿潤側含水比を，表3-12に試験条件を示す．

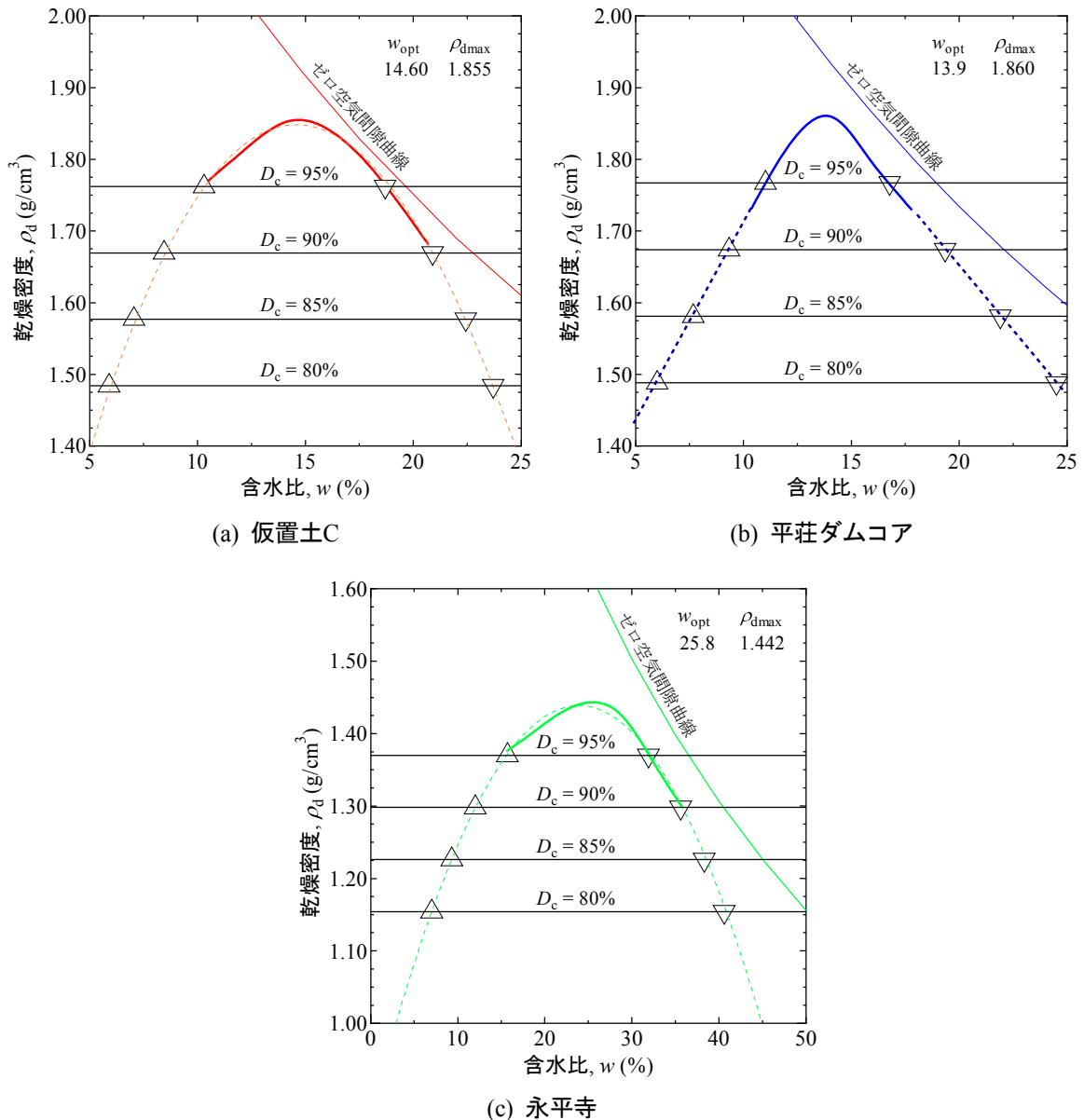


図3-22 各試料における乾燥側 (Δ) および湿潤側 (▽) 含水比

表3-11 供試体作製時の乾燥密度および初期含水比

試料名	$D_c(\%)$	$w_{dry}(\%)$	$w_{wet}(\%)$	$\rho_d(g/cm^3)$
仮置土C	95	10.3	18.7	1.762
	90	8.5	20.9	1.670
	85	7.1	22.4	1.577
	80	5.9	23.7	1.484
平荘ダムコア	95	11.0	16.8	1.767
	90	9.3	19.4	1.674
	85	7.7	21.9	1.581
	80	6.0	24.5	1.488
永平寺	95	15.7	31.9	1.370
	90	12.0	35.6	1.298
	85	9.3	38.3	1.226
	80	7.0	40.6	1.154

表3-12 室内水浸試験の試験条件

締固め度, $D_c(\%)$	80, 85, 90, 95
初期含水比, $w_i(\%)$	最適含水比, (w_{opt}) 乾燥側含水比, (w_{dry}) 湿潤側含水比, (w_{wet})
上載圧, $\sigma_v(kPa)$	50, 100, 200, 400

3.3.3 試験装置および試験手順

室内水浸沈下試験で使用した試験装置を図3-23に示す。圧密リングは一面せん断試験装置(地盤工学会基準JGS 0561)の上部・下部せん断箱(⑧)であり、水浸中および载荷中に上下部が分離しないようにねじで固定される。この装置には試料を水浸させるように、図3-24のような水浸箱(⑨)および給水タンクが設置されている。また、水平及び鉛直方向の変位制御のためにダイレクトドライブモーター(①, ③)を用いている。試料に作用する垂直力は下箱の下部に設置されたロードセル(⑦)によって測定される。

図中に示した①～⑭の番号に従って、以下に各部の性能・特徴および使用目的等を簡単にまとめる。

① 水平载荷用ダイレクトドライブモーター

本モーターは産業用ロボットや工作機械分野において広く用いられており、高精度かつメ

メンテナンスフリーである。また、本来減速機を必要とせず、ギヤなどによるバックラッシュが無い。しかし、モーターの速度設定範囲では、試験での使用に適した軸方向の载荷速度が得られない。そこで、減速比1/160の減速機を搭載している。この減速機はIH歯形の歯形理論を進展させ、遊星減速機では不可能なバックラッシュレス、高回転精度、軽量化を実現している。また、回転運動を軸方向の繰り返し運動に転換するため、減速機にはスプライン付きポールねじが搭載されている。これは予圧によって幾何学的軸方向スキマを0としたものであり、ネジ棒のねじり剛性や伸縮による以外のバックラッシュは無い。ただし、本システムの機構を考慮した際、ネジ棒のねじり剛性や伸縮の影響は極めて小さいと考えられる。なお、以上の载荷システムは最大荷重5.89kNで設計されている。

② 水平载荷用ドライブユニット

32 bit CPUを搭載しており、RS232C回線(シリアルポート)を介してパソコンと接続可能である。これにより水平载荷用ダイレクトドライブモーターの位置決めなどの諸動作をリモートコントロール可能である。

③ 鉛直载荷用ダイレクトドライブモーター

モーター、減速機、ボールネジともに、①に示した水平载荷用と同機種である。ただし、本载荷システムは最大荷重2.94kNで設計されている。本モーターによってせん断箱内に供試体をセットする際、せん断箱の底部と载荷板の間隔が供試体高さ(4cm)になるよう、位置決めすることができる。また、ドライブユニットに命令を与えない限り、軸方向には変位しないため、定体積一面せん断試験が極めて容易である。

④ 鉛直载荷用ドライブユニット

②に示した水平载荷用のものに等しい。

⑤ シリアル通信ボード

本試験システムでは、2つのダイレクトドライブモーターを使用するため、2chのシリアル通信ボードを介してパソコンと接続している。1回の処理で2つのモーターに同時にアクセスすることは不可能であるため、制御プログラム内で対処している。

⑥ スライドユニット

鉛直応力の増加に伴うロードセル等の圧縮の影響を取り除く目的で設置されている。高剛性であるため、圧縮・引張変形は極めて小さく、応力に伴う摩擦力の増減も小さい。

⑦ リニアローラーウェイ

本機器には鉛直荷重用のロードセル(Ⅱ)と水浸箱(⑨)が剛結されており、せん断箱の直進性を確保するために設置している。なお、高剛性であるため、重荷重や変動荷重が負荷されたときも弾性変位量が少なく、安定した滑らかな走行が確保されている。しかし、このリニアローラーウェイに水等がかかったりした場合、錆が発生して滑らかな走行ができなく

なり、試験に影響を及ぼす可能性がある。そのため、定期的にチェックする必要がある。

⑧ セン断箱

セン断箱は、底部、上セン断箱、下セン断箱の3パーツから構成されており、セン断箱内の供試体は直径6cm、高さ4cmの円柱形である。

⑨ 水浸箱

飽和供試体を使用する場合、供試体上端面まで水浸させることで、供試体の乾燥を防ぐ。本水浸箱は水平载荷用ダイレクトドライブモーターおよびセン断箱の底部・下セン断箱部、さらにはローラーウェイ可動部および鉛直ロードセルに剛結されており、一面セン断時には一体となってスライドする。

⑩ 水平荷重用ロードセル

圧縮・引張力の測定が可能なロードセルであり、繰返し一面セン断試験にも適している。最大荷重は4.91kNである。なお、このロードセルは市販のものであり、校正係数を求める場合は、水浸箱と剛結させた状態で測定する必要があるため、注意しなければならない。

⑪ 鉛直荷重用ロードセル

鉛直荷重によってロードセルが変形し、セン断箱などが鉛直方向に移動することを防ぐ目的で、市販品に比べて高剛性なロードセルを使用している。このため、所定のひずみに伴って生じる電圧量は小さいが、荷重との間には高い直線性が確保されている。なお、最大荷重はおおよそ2.45kNである。

⑫ ストレインアンプ

鉛直・水平荷重用ロードセルで生じた電圧変化はストレインアンプによって増幅され、アナログ・デジタル変換ボード（A/D変換ボード）を介してパソコンに収録される。ストレインアンプにはブリッジ電源に交流を用いたものと直流を用いたものの2種類があるが、交流方式は、直流方式に比べて応答周波数が制限されるものの、SN比（信号対雑音比）・安定性に優れており、感度が高い。一方、直流を用いたものは応答周波数が高く、増幅率が高いため、ひずみゲージ式変換器には直流方式を利用することが多い。そこで、本ストレインアンプは直流方式のものを採用している。

⑬ アナログ・デジタル変換ボード

本A/D変換ボードの分解能は16bitであり、差動入力で最大8ch、変換時間20secのものを使用している。また、バス絶縁されており、パソコンとA/D変換ボードは電氣的に絶縁されている。ただし、チャンネル間絶縁はされていない。なお、同時変換型ではないため、チャンネル間データの時間同時性は厳密には確保されていない。そこで、制御プログラム内で得られたA/D変換ボードを平均化することにより、これに対処している。

⑭ パーソナルコンピューター

PCIスロットにシリアル通信ボードならびにAD変換ボードが挿入されている。これらの通信信号はビジュアルベシックで作製された制御プログラムで処理されている。

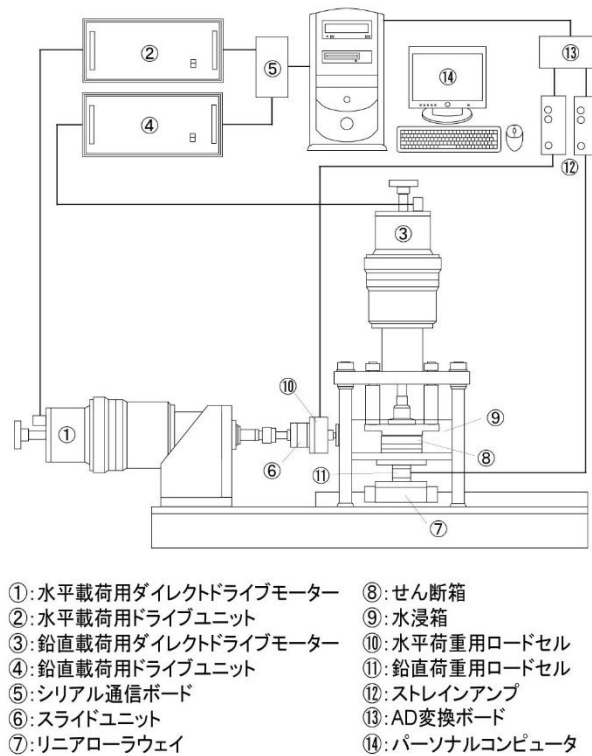


図3-23 室内水浸沈下試験装置の概要図

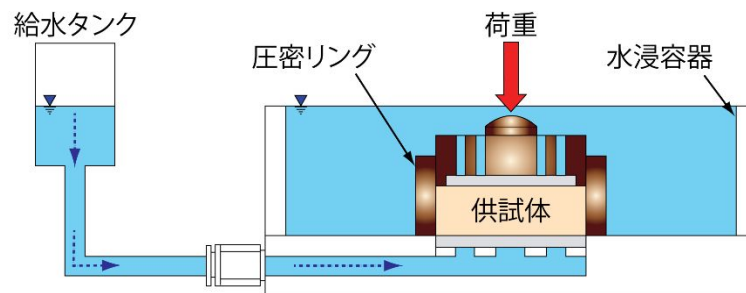


図3-24 2mm水浸試験用装置の模式図

試験手順については、図3-24を用いて手順の説明をする。

- ① 締固め度を宅地盛土の基準 $D_c=85\%^{20)}$ あるいは現場密度に合わせての供試体を静的に作製する。
- ② 水浸容器（即ち、水浸箱）に水がない状態で供試体を圧密リングに設置する。

- ③ 図の「荷重」として描かれている力を拘束圧として鉛直応力 $\sigma_v=50\text{kPa}$ で圧密を行い、3t法にて完了させる。
- ④ 注水を開始し水浸容器内を水で満たす。しばらく放置すると不飽和状態の供試体内に水が浸透していく。
- ⑤ 注水後2-3時間を目安に放置し、沈下しない場合にはそのまま実験を終了する。
- ⑥ 沈下が起こる場合には、沈下による鉛直変位の変化が収束するまで放置する。
- ⑦ $D_e=85\%$ から試験を開始し、沈下しないことが確認できれば、 $D_e=80, 75\%$ というように段階的に締固め度を引き下げて試験を行い、沈下する締固め度の下限値を求める。
- ⑧ $D_e=85\%$ で沈下していれば、 $D_e=90\%$ に引き上げて沈下しないことを確認する。
- ⑨ 以上のような過程を初期含水状態が異なる乾燥側、最適含水比、湿潤側の供試体を作製し、所定の上載圧 $\sigma_v=50\text{kPa}, 100\text{kPa}, 200\text{kPa}, 400\text{kPa}$ 毎に試験する。

3.4 最大粒径が2mmを超える試料を対象とした室内水浸沈下試験

3.4.1 試料の調整

一般に盛土材料は、大粒径の礫分を含んでいるため、原粒度材料を用いた室内試験は容易ではない。砂礫試料の締固め度を一定に変える水浸沈下試験においても、3.3節で述べた最大粒径が2mm以下の試験結果と同様の傾向が見られるか確かめる必要がある。上本ら²¹⁾は、図3-25のような、原粒度試料と3つの異なる粒度調整方法（せん頭粒度試料、相似粒度試料、礫粒度補正試料）で得られた試料に対して圧密排水(CD)三軸圧縮試験を実施している。

そこで、せん頭粒度試料から得られた内部摩擦角は原粒度試料のそれよりもやや小さな値を示す（つまり内部摩擦角を過小評価している）ものの、3種の粒度調整方法の中では最も原粒度試料に近い結果を示すと報告している。そこで、直径15cm、高さ12.5mmのCBRモールドを用い、砂礫盛土材料の原粒度試料を用いた水浸沈下試験を実施する。供試体は同一密度になるよう四分法²²⁾で試料を均等に取り出し、3層に分けて静的に圧縮することにより作製する。

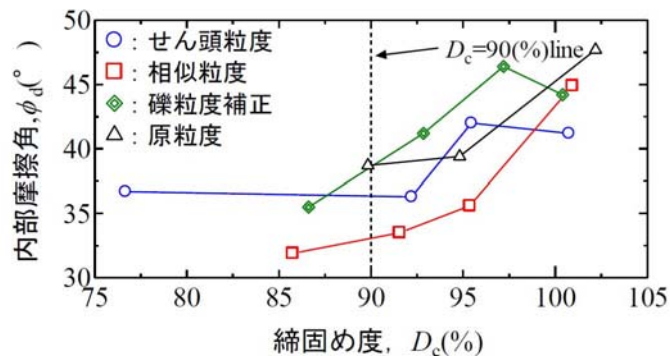


図3-25 粒度調整方法による内部摩擦角と締固め度の関係²¹⁾

一方、本研究で用いる盛土材料の最大粒径は2mm以上であり、それぞれ異なる。仮置土A-下、設楽原P.A.、加古川、KN③およびKN⑤試料は最大粒径19mm、試験盛土試料は最大粒径26.5mm、NH試料は最大粒径37.5mmである。原粒度および粒度調整した盛土材料ごとの礫分、砂分、細粒分の割合による三角座標分布を図3-26に、試料記号を図3-27に示す。また、各盛土材料ことの物理的・力学的な特性については本章の3.2節に述べている。

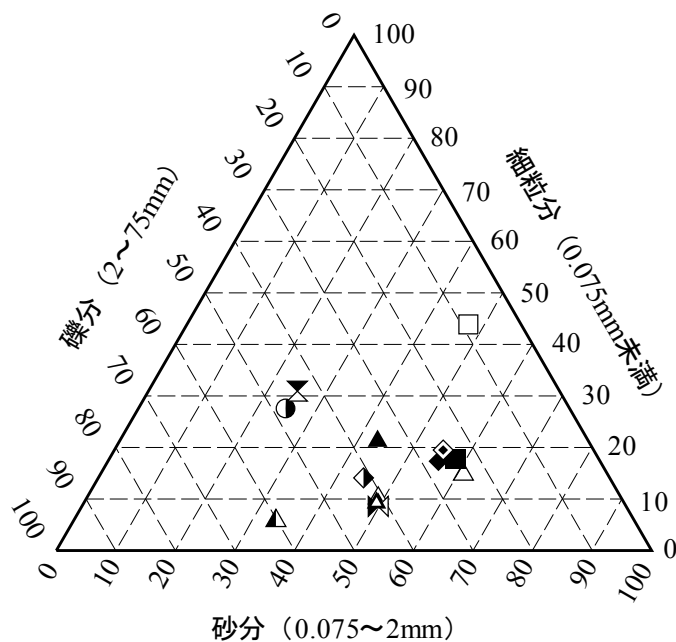


図3-26 盛土材料の三角座標(最大粒径2mm以上)

● 仮置土A-下	▲ B-2	▲ NH
□ 設楽原P.A.	△ 豊楽公園	■ KN③
✕ 加古川	◇ 剣谷第六公園	◆ KN⑤
◇ A-1	△ 新池北公園	
△ A-2	◀ 試験盛土	

図3-27 盛土材料の記号

3.4.2 試験条件

表3-13に示しているように、大型室内水浸試験に用いる盛土材料の試験条件として、仮置土A-下、設楽原P.A.、A-1、A-2、B-2、剣谷第六公園、新池北公園および豊楽公園試料は、一定の上載圧 $\sigma_v=50\text{kPa}$ で締固め度は $D_c=75\%$ 、 80% 、 85% とし、初期含水比は最適含水比で行う。また、加古川試料は、一定の上載圧 $\sigma_v=19\text{kPa}$ で締固め度は $D_c=55.8\%$ 、 77.5% 、 85.7% とし、初期含水比は自然含水比で、試験盛土試料は、上載圧 $\sigma_v=19\text{kPa}$ 、 34.4kPa で締固め度は $D_c=75\%$ 、 85% 、 95% とし、初期含水比は自然含水比で、KN③、KN⑤試料は、上載圧 $\sigma_v=50\text{kPa}$ 、 100kPa で締固め度はそれぞれ $D_c=79\%$ 、 99% とし、初期含水比は自然含水比で実施する。また、NH試料の場合、本章3.3節3.3.2項で説明したように、最大粒径2mm以下の試料とほぼ同様な条件で試験を実施している。締固め度は $D_c=85\%$ 、 90% 、 95% とし、供試体の初期含水比(w_i)は締固め曲線から乾燥側含水比(w_{dry})、最適含水比(w_{opt})、湿潤側含水比(w_{wet})を求めた(図3-28、表3-14参照)。なお、目標とする上載圧は $\sigma_v=50\text{kPa}$ 、 100kPa 、 200kPa 、 400kPa である。

表3-13 室内水浸試験の試験条件

盛土材料	締固め度, D_c (%)	初期含水比, w_i (%)	上載圧, σ_v (kPa)
A-1	75	最適含水比(w_{opt})	50
A-2	75	最適含水比(w_{opt})	50
B-2	75	最適含水比(w_{opt})	50
豊楽公園	75	最適含水比(w_{opt})	50
剣谷第六公園	75	最適含水比(w_{opt})	50
新池北公園	85	最適含水比(w_{opt})	50
仮置土A-下	80, 85	最適含水比(w_{opt})	50
設楽原P.A.	75, 80, 85	最適含水比(w_{opt})	50
加古川	55.8, 77.5, 85.7	自然含水比(w_n)	19
試験盛土	75, 85, 95	自然含水比(w_n)	19, 34.4
KN③	79	自然含水比(w_n)	50, 100
KN⑤	99	自然含水比(w_n)	50, 100
NH	85, 90, 95	乾燥側含水比(w_{dry}) 最適含水比(w_{opt}) 湿潤側含水比(w_{wet})	50, 100, 200, 400

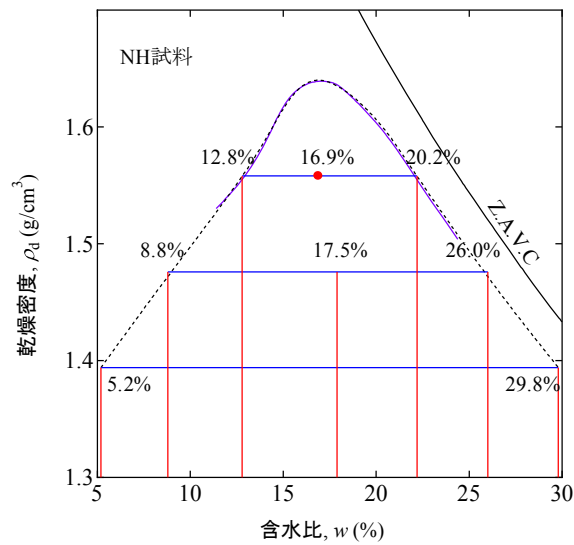


図3-28 該当する乾燥密度と含水比の予測(NH試料)

表3-14 実施した乾燥密度と含水比(NH試料)

締固め度 $D_c(\%)$	含水比(%)		
	W_{dry}	W_{opt}	W_{wet}
95	12.8	16.9	20.2
90	8.8	17.5	26.0
85	5.2	17.5	—

3.4.3 試験装置の概要および試験方法

大型圧密試験機の載荷装置は重錘レバー式で、圧密リングの代わりにCBRモールドを用いる。試験方法に関しては以下の通りです(図3-29参照)。

- ① 現場密度(乾燥密度および自然含水比)にあわせ、試料を準備する。
- ② 供試体(直径15cm, 高さ12.5cm)の作製はCBRモールド(直径15cm, 高さ17.5cm)を用いて所定の密度になるようモールドへ投入し、油圧ジャッキで3層に分けて行う。
- ③ 大型圧密装置に水を入れていない状態で供試体を設置する。
- ④ ひずみゲージで測定を開始する。
- ⑤ 図3-30参照で「荷重」として描かれている力、即ち上載圧 σ_v で圧密を行い、3t法にて完了させる。
- ⑥ 水浸容器内に注水を開始する(所定の上載圧およびひずみゲージの測定を継続する)。
- ⑦ 不飽和状態の供試体内に水が浸透していくと沈下が始まるので注水後、最大24時間(土の種類によって異なる)を目安に放置しておく。
- ⑧ 沈下しない場合にはそのまま実験を終了し、沈下が起こる場合には変位の変化が収束するまで測定を続ける。



図3-29 水浸沈下装置

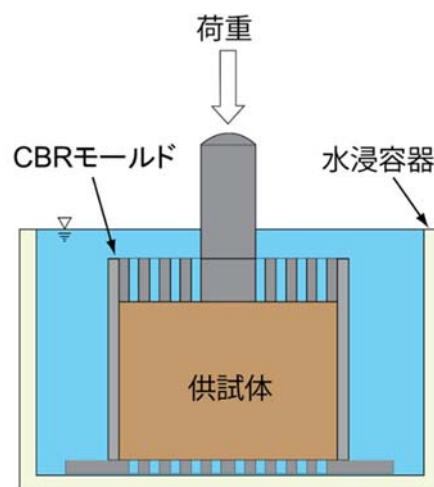


図3-30 水浸沈下装置模式図

3.5 不攪乱試料の水浸沈下試験

既存盛土の上に新たな盛土(埋め戻し土)を行う場合には、上載荷重の増加に伴う既存盛土の沈下が懸念される。そのため、盛土する前に試料を採取し、既存盛土に対する性能評価を行うか、埋め戻した後に、乱れの少ない試料を採取して性能評価を実施する方法などが考えられる。本節では、後者について述べる。

直径7cm、長さ100cmのGSサンプリングチューブを用いて乱れの少ない試料を採取した。採取した乱れの少ない試料は砂礫質土であったため、採取後直ちにドライアイスで十分凍結する。土質試験に供した不攪乱試料の全景と切断位置を図3-31、図3-32に示す。切断された①～⑮の試料直径は約7cm、長さは約6cmである。また、供試体ごとの礫混合状況や他の異物質の混入状況等を観察する。



図3-31 採取した不攪乱試料試料の全景

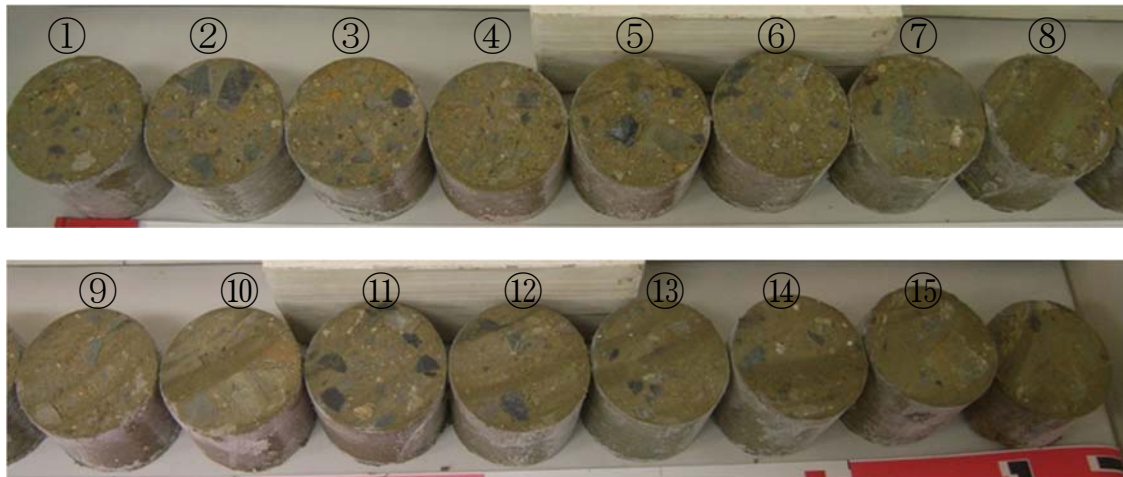


図3-32 試料の切断

各試験項目の測定方法と算出方法の概略を以下に記す。①湿潤密度、②自然含水比、③乾燥密度、④飽和度を示す。

- ① 湿潤密度 ρ_t (ノギス法)：土の湿潤密度試験方法(JIS A 1225)に準拠し、下記のように切断後の円柱供試体の直径を上、中、下(3ヶ所)、高さ1ヶ所をそれぞれ90度直交するよ

- うに2回ずつ測定し、平均直径(6個の平均)と平均高さ(2個の平均)から体積 V を計算する。湿潤密度 ρ_t =質量 M /体積 V として算出する。
- ② 自然含水比 w_n ：湿潤密度測定後、約2cmを切断し、これを供試体の自然含水比とする。測定方法はJIS A 1203に準拠する。
- ③ 乾燥密度 ρ_d ：湿潤密度 ρ_t と含水比 w_n から、乾燥密度 ρ_d =湿潤密度 ρ_t /(1+(含水比 w_n /100))として求める。
- ④ 飽和度 S_r ：飽和度 S_r =(土粒子の密度 ρ_s ×含水比 w_n)/間隙比 e より求める。

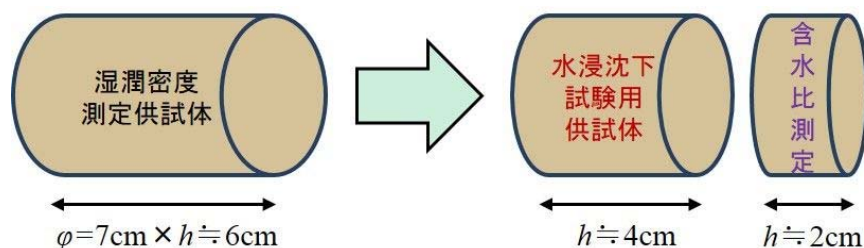


図3-33 不攪乱試料の測定イメージ

図3-33に示しているように、①湿潤密度、②自然含水比、③乾燥密度、④飽和度の測定を終えた直径7cm、高さ4cmの成形前の試料を凍結試料成形専用のカッターリングで直径6cm、高さ4cmの水浸沈下試験用試料を作製する。その試料を図3-34の圧密容器に押し込み、図3-35ように電動圧密装置に設置する。電動圧密装置は、重錘レバー式ではなくロードセルからくる信号をパソコンで読み込み、パソコンの命令に合わせて空気圧が制御できる仕組みである。その後の水浸沈下試験の手順は前述した3.4.3項と方法は同様に行う。

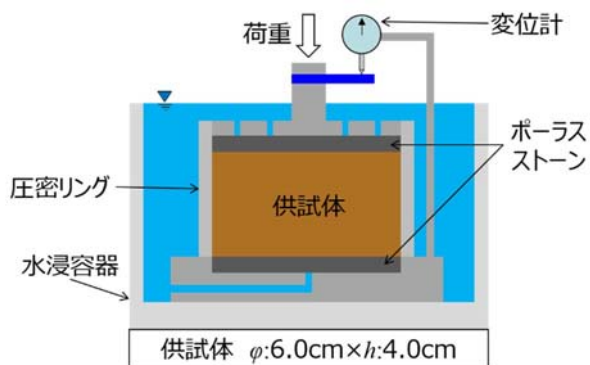


図3-34 水浸沈下装置模式図



図3-35 水浸沈下装置

3.6 おわりに

本章では、第4章、第5章、第6章で行う保水性試験、透水試験、浸透流解析、水浸沈下試験などに用いられる土のパラメータを求めるため、多様な盛土材料の基礎的な物理的および突固めによる土の締固め試験を実施し、その結果を示した。また、室内水浸沈下試験に関しては、攪乱、不覚乱および最大粒径が異なる試料における試験装置、試験方法および試験条件などについて説明した。

参考文献

- 1) 李 俊憲, 許 晋碩, 金 乗洙, 山本 拓, 澁谷 啓 : 現場締固め度が盛土材料の強度及び沈下特性に及ぼす影響, (財)建設工学研究所論文集, 第54号, pp.135-142, 2012.
- 2) 李 俊憲, 山本 拓, 高田 昌典, 許 晋碩, 金 乗洙, 澁谷 啓 : 下水管埋め戻しにより生じた周辺地盤の変状の原因究明に関する事例研究, 第48回 地盤工学研究発表会, No.296, pp.591-592, 2013.
- 3) Lee, J.H., Shibuya, S., Yamamoto, T., Okamoto, K. and Lohani, T.N. : Laboratory investigation on the one-dimensional settlement characteristics of fill materials due to submergence, 5th KGS-JGS Geotechnical Engineering Workshop, Seoul, pp.504-511, 2013.
- 4) 龍岡 文夫, 藤代 健司, 須藤 雅人, 川辺 翔平, 菊池 喜昭, 澁谷 啓, 李 俊憲, 堀田 崇由 : 地盤工学・技術ノート (第6回), 盛土の締固め⑥, 基礎工, Vol.41, No.8, pp.92-97, 2013.
- 5) 龍岡 文夫, デュッティン アントワン, 平川 大貴, 川辺 清田 隆, 澁谷 啓, 李 俊憲, 若本 達也 : 地盤工学・技術ノート (第10回), 盛土の締固め⑩, 基礎工, Vol.42, No.4, pp.90-94, 2014.
- 6) 澁谷 啓, 李 俊憲, 鏡原 聖史, 岡本 健太, 若本 達也, 片岡 沙都紀 : 締固めた六甲山まさ土の工学的特性について, 基礎工, Vol.42, No.12, pp.53-56, 2014.
- 7) 李 俊憲, 片岡 沙都紀, 澁谷 啓, 許 晋碩, 岡本 健太 : 既存ダムの地震時安定性評価に関する事例研究, Kansai Geo-Symposium 2013-地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム-, pp.141~146, 2013.
- 8) J.H. Lee, S.Shibuya, T.N. Lohani, T.Wakamoto & S. Kataoka : Effect of grain-size distribution on cyclic strength of granular soils, 14th International Conference of the

- International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics(IACMAG), Kyoto, Japan, pp.699-703, 2014.
- 9) 岡本 健太, 山本 拓, 李 俊憲, 澁谷 啓: 多様な盛土材料の水浸沈下特性と締固め度の関係, 第48回地盤工学研究発表会, No.514, pp.1027-1028, 2013.
 - 10) 李 俊憲, 若本 達也, ロハニ タラニディ, 片岡 沙都紀, 澁谷 啓: 砂礫盛土材の動的強度に及ぼす締固め度の影響について, 第49回地盤工学研究発表会, No.201, pp.401-402, 2014.
 - 11) 李 俊憲, 片岡 沙都紀, 中山 義久, 澁谷 啓: CBR モールドを用いた砂礫盛土材料の室内水浸沈下試験, 第51回地盤工学研究発表会, No.383, pp.765-766, 2016.
 - 12) 李 俊憲, 佐野 祥男, 齋藤 雅彦, 片岡 沙都紀, 澁谷 啓: 試験盛土を用いた原位置および室内試験による圧縮沈下特性の比較検討, 第52回地盤工学研究発表会, No.390, pp.777-778, 2017.
 - 13) ASTM Standard D-5333 : Standard Test Methods for Measurement of Collapse Potential of Soils, Annual Book of ASTM Standards, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2003.
 - 14) ASTM Standard D-2435 : Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils, Annual Book of ASTM Standards, ASTM International, West Conshohocken, PA, 1996.
 - 15) 地盤工学会 地盤調査法改訂編集委員会: 地盤材料試験の方法と解説—二分冊の1—, 社団法人 地盤工学会, pp.462-477, 2009.
 - 16) 久野悟郎: 締固めと力学特性の相関, 土と基礎Vol.22, No.4, pp.5-10, 1974.
 - 17) 龍岡 文夫, 澁谷 啓: 宅造盛土での締固め問題, 基礎工, Vol.42, No.9, pp.17-23, 2014.
 - 18) 地盤工学会 地盤調査法改訂編集委員会: 地盤材料試験の方法と解説—二分冊の1—, 社団法人 地盤工学会, p.377, 2009.
 - 19) 久野 悟郎, 赤沢 誠: 試料の取扱いの締固め試験結果に及ぼす影響, 第13回日本道路会議論文集, pp.83-84, 1979.
 - 20) 宅地防災研究会: 宅地防災マニュアルの解説 第二次改訂版, pp.125-178, 2007.
 - 21) 上本雄也, 澁谷啓, 橋元洋典, 川尻峻三: 砂礫盛土材の締固め特性および変形・強度特性に及ぼす粒度特性の影響, 地盤工学ジャーナル, Vol.6, No.2, pp.181-190, 2011.
 - 22) 地盤工学会 地盤調査法改訂編集委員会: 地盤材料試験の方法と解説—二分冊の1—, 社団法人 地盤工学会, p.29, 2009.

第四章 盛土材料の水浸沈下特性に及ぼす影響についての研究

4.1 はじめに

本章では、締固め度に着目した盛土材料の沈下特性について把握するための基礎的な研究で、主に、水浸による圧縮沈下特性（即ちコラプス現象）に関して取り扱う。

そのために、内部的には供試体の乾燥密度と初期含水比の変化を、外部的には各種の上載圧で室内水浸沈下試験を実施した結果について論じる。

4.2節では、最大粒径2mm試料に対して、時間に対する水浸沈下ひずみの関係から(a)上載圧 σ_v を一定にした場合と(b)締固め度 D_c を一定にした場合の結果について説明する。また、締固め度と沈下ひずみの関係が水浸沈下特性に及ぼす影響について論じている。

4.3節では、均等係数、曲率係数、50%粒径、シルト分、粘土分および細粒分含有率などの土を構成している粒度分布が水浸沈下に及ぼす影響について調べている。また、得られた結果に基づき、水浸沈下量を求める簡易予測方法について述べている。

4.4節では、異なる初期含水比状態における水浸沈下ひずみの変化について説明している。

4.5節では、盛土の上に異なる上載荷重が掛った場合、水浸沈下ひずみに及ぼす影響について論じる。

4.6節では、最大粒径2mm以上試料に対する水浸沈下試験結果から4.2節から4.5節まで論じている諸要因における水浸沈下特性について説明する。また、その結果と2mm以下試料との関係について比較検討を行っている。

4.2 締固め度が水浸沈下特性に及ぼす影響

4.2.1 一定の上載圧, 最適含水比での水浸沈下ひずみ

図4-1(a)-(d)は多可町に対する水浸沈下試験結果であり，縦軸には水浸による圧縮沈下ひずみ(以下，水浸沈下ひずみ)を横軸には試験開始から鉛直変位が収束するまでの経過時間を示す．グラフの中にある矢印(↓)は注水を開始した時刻を示しており，水浸沈下ひずみの反応は水浸して，間もなく変位が生じる場合があるし，しばらく経ってから沈下が発生する場合もある．また，沈下の様子は水浸開始からすぐ沈下が起こるかダラダラと少しずつ動いている．これは，試料と供試体の乾燥密度に関係なくばらついており，規則性がみられない．

図4-2は，一定の上載圧($\sigma_v=50\text{kPa}$)，供試体の初期含水比を最適含水比とした場合，締固め度の変化における水浸沈下ひずみを示している．所定の締固め度では，試料によって水浸沈下ひずみが異なることなる．また，該当試料は，締固め度の値が小さくなるほどひずみ量が大きくなることから分かる．逆に，締固め度が大きくなるほど沈下量は減少しており，B-1は $D_c=90\%$ 以上で他の試料では $D_c=85\%$ 以上であれば沈下が生じない．

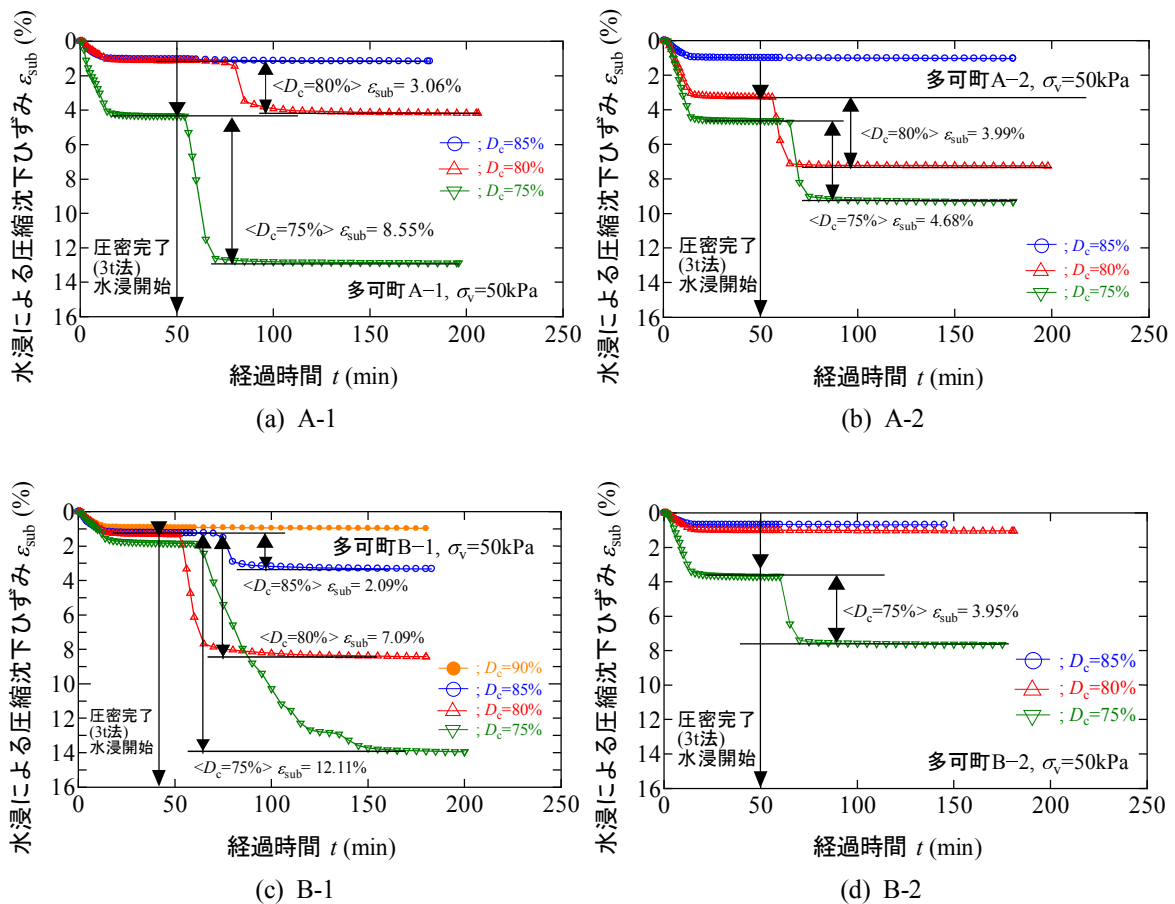


図4-1 多可町の2mm水浸試験結果

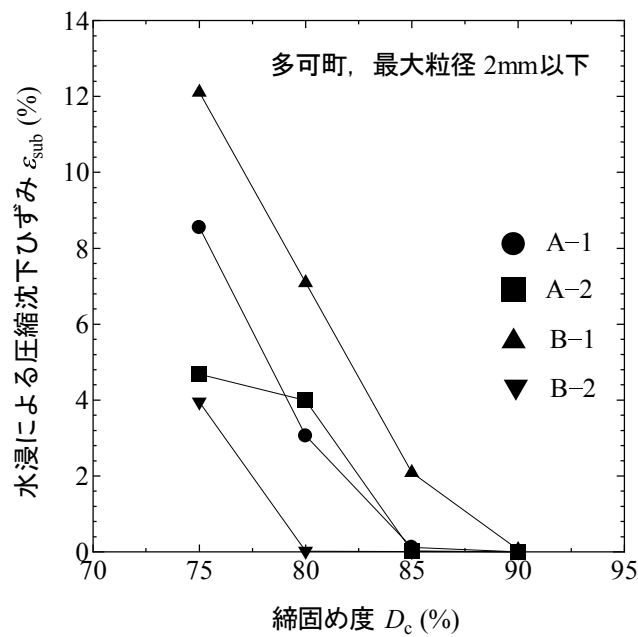
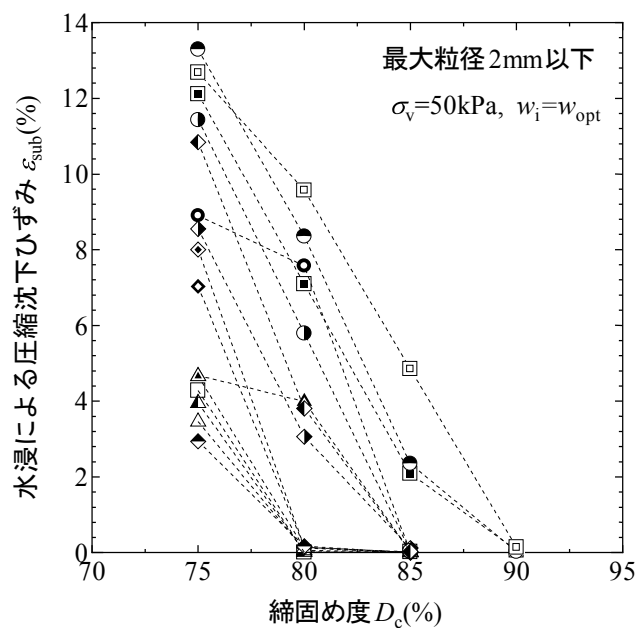


図4-2 多可町試料の ϵ_{sub} ¹⁾²⁾

そこで、15種類の盛土材料に対する試験結果を表4-1および図4-3に示している。全ての試料では、締固め度 D_c が大きいほど沈下量が小さくなる傾向があることが分かる。また、第二章2.5節表2-8、表2-9で前述したように、「建設省告示第1653号：各不具合事象ごとの基準」²⁾から沈下の許容範囲を6/1000未満までとすると、 $D_c=85\%$ において沈下が確認された3つの試料(多可町B-1、仮置土C、No.62盛土材)については、 D_c を90%引き上げて水浸沈下試験を実施した結果、3つ試料とも沈下生じないという結果が得られる。従って、 $D_c=90\%$ であれば全ての対象試料で水浸沈下が起こらないという結果である。つまり締固め管理を $D_c=90\%$ 以上で行えば水浸沈下は発生じないと考えられる。一方、締固め度が低くなるにつれ沈下ひずみが急に大きくなる傾向は、水浸に伴う土粒子間の結合力の損失により、せん断強さが減少し、圧縮変形が生じる亀井ら³⁾の報告と同様な結果を示している。従って、密度が低いほどサクシヨンの損失が大きくなるとその分沈下量は大きくなるので、締固め度(乾燥密度)は水浸沈下ひずみに影響を与える要因の一つであることと考えられる。

表4-1 締固め度における水浸沈下ひずみ($\sigma_v=50\text{kPa}$, $w_i=w_{\text{opt}}$)

項 目	$F_c(\%)$	$D_c(\%)$			
		75	80	85	90
A-1	24.0	8.55	3.06	0.12	-
A-2	15.8	4.68	3.99	0.03	-
B-1	38.3	12.11	7.09	2.09	0.06
B-2	14.5	3.95	0.02	0.01	-
風化花崗岩	24.6	7.03	0.14	0.02	-
豊楽公園	19.6	3.46	0.06	0.02	-
剣谷第六公園	26.1	8.00	0.14	0.00	-
新池北公園	17.1	4.66	0.12	0.01	-
設楽原P.A.	48.0	4.28	0.01	0.02	-
額田I.C.	23.6	2.94	0.17	0.00	-
佐保工事	52.9	8.90	7.57	0.01	-
仮置土A-下	52.5	11.43	5.79	0.04	-
仮置土C	51.9	13.29	8.35	2.35	0.03
No.62盛土材	44.0	12.68	9.57	4.85	0.14
西神戸盛土材	23.9	10.84	3.81	0.03	-



【凡例】		
◆ A-1	△ 豊楽公園	● 佐保工事
△ A-2	◇ 剣谷第六公園	● 仮置土A-下
■ B-1	△ 新池北公園	● 仮置土C
▲ B-2	◆ 額田I.C.	□ No.62盛土材
◇ 風化花崗岩	□ 設楽原P.A.	◆ 西神戸盛土材

図4-3 D_c と $\varepsilon_{\text{sub}}^{25)}$

4.2.2 最適含水比で上載圧の変化での水浸沈下ひずみ

図4-4(a)~(d)に平荘ダムコアの水浸試験結果を締固め度ごとにまとめたものを示す。横軸は時間を縦軸には水浸による圧縮沈下量 S を表しており、試験装置に水を供給してから沈下が収束するまでの時間経過を示している。注水開始から10分から100分以内に水浸沈下が生じている。また、図から上載圧 σ_v が大きくなるほど沈下が収束するまでに多くの時間を要することがわかる。これは、 σ_v の増加により圧密後の供試体の間隙比が小さくなることで、浸透にかかる時間が長くなったと考えられる。

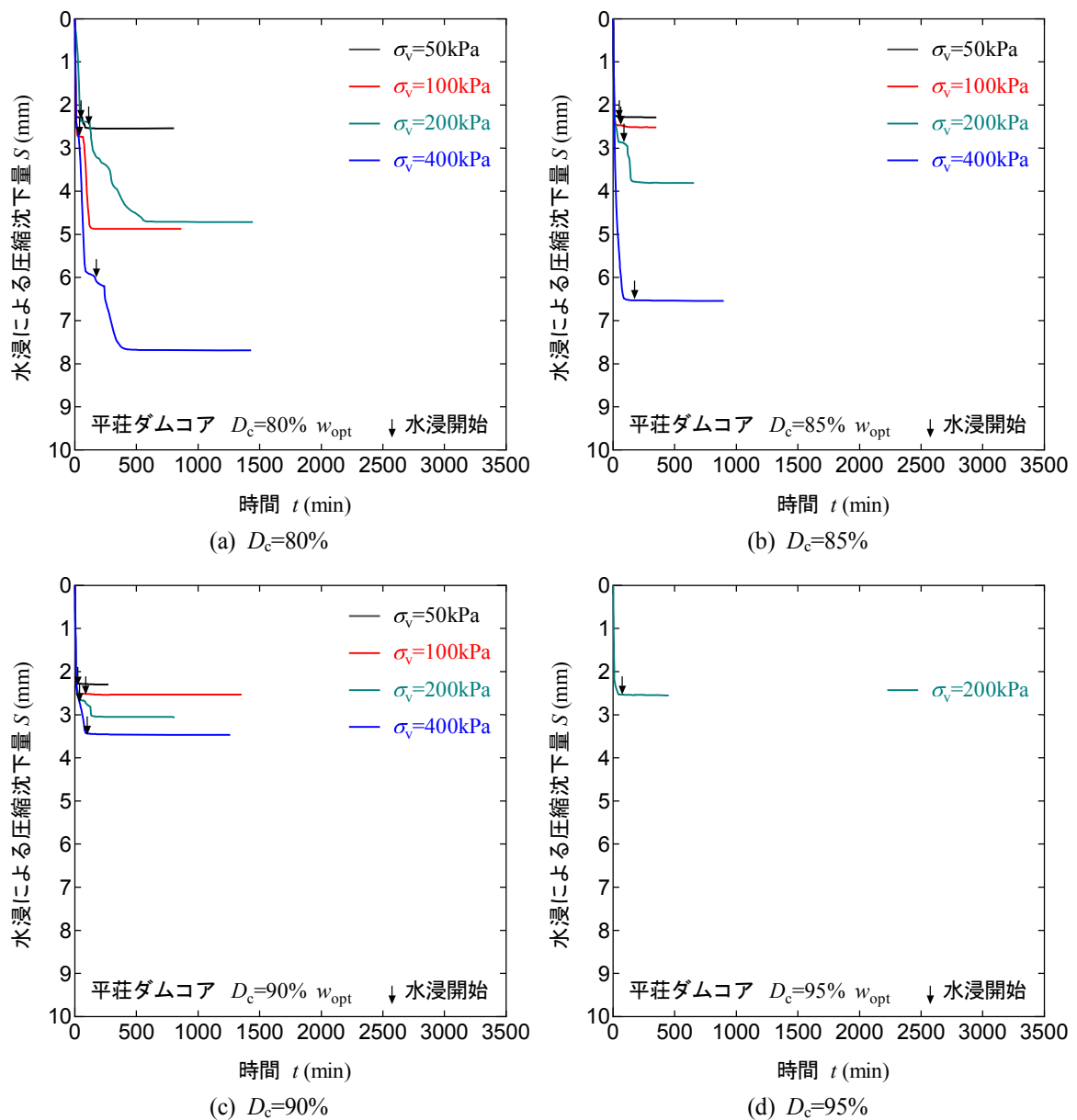


図4-4 平荘ダムコアの室内水浸試験結果（最適含水比）

表4-2および図4-5(a)~(c)は、平荘ダムコア、仮置土C、永平寺試料の最適含水比で上載圧の変化に伴う水浸沈下ひずみ(ε_{sub})と締固め度(D_c)の関係である。図から分かるように、所定の締固め度では、上載圧が大きくなるほど、水浸沈下ひずみは増加する傾向を示しており、上載圧が $\sigma_v=400\text{kPa}$ では、 $D_c=95\%$ 以上であれば、沈下しにくくなる。

表4-2 締固め度における水浸沈下ひずみ($w_i=w_{\text{opt}}$)

$\sigma_v(\text{kPa})$	$D_c(\%)$	仮置土C	平荘ダムコア	永平寺
50	80	8.35	0.68	0.10
	85	2.35	0.05	-0.001
	90	0.03	0.04	-0.008
	95	-	-	-
100	80	9.67	5.74	4.15
	85	4.50	0.13	0.10
	90	0.10	0.05	0.02
	95	-0.003	-	-
200	80	11.28	6.16	5.07
	85	7.25	2.53	2.22
	90	1.55	1.03	0.09
	95	0.09	0.04	0.04
400	80	5.32	4.42	4.23
	85	4.17	0.06	2.90
	90	4.15	0.08	1.18
	95	0.84	-	0.07

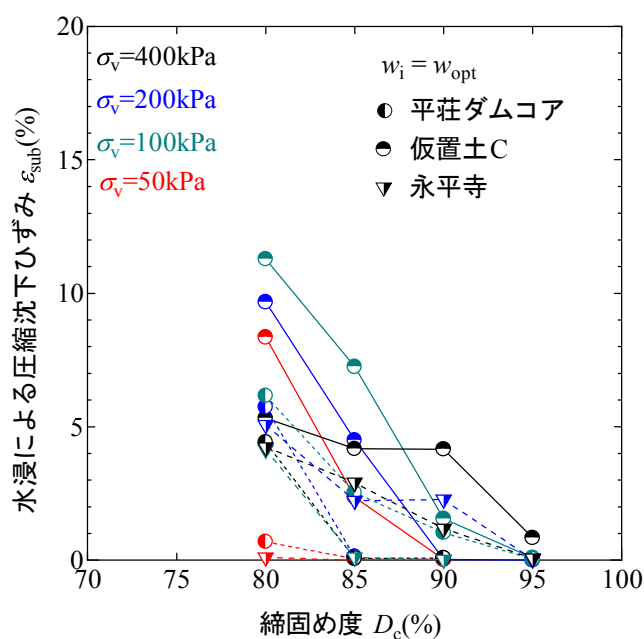


図4-5 室内水浸試験結果（最適含水比） 5)6)7)加筆修正

一方、図4-6では、最大粒径が異なる盛土材量のDA5%、 N_c が20回の時を定義した液状化強度を示しているが図から分かるように物性や最大粒径が異なっても、締固め度の増加によって液状化強度も強くなる。即ち、締固め度 D_c の増加は液状化強度や水浸沈下に関して強く、小さくなることを示唆している。従って、締固め度による盛土の品質管理や、施工管理基準値は極めて重要であると考えられる。

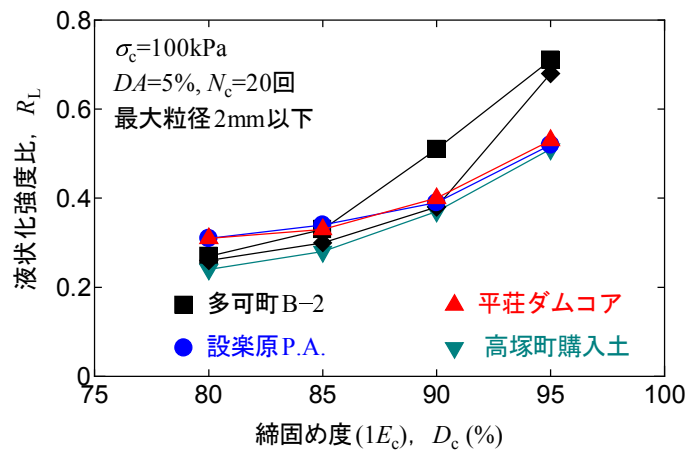


図4-6 締固め度と液状化強度⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾加筆修正

4.3 粒度分布が水浸沈下特性に及ぼす影響

4.3.1 粒度調整の違いが水浸沈下に及ぼす影響

原粒度試料を室内で用いた場合，例えば，試料を19mmふるいで調整し，突固めによる土の締固め試験を実施する．その試験から求めた最大乾燥密度は，2mmふるいで調整した試料はそれよりも大きな値を示す．そのため，最大粒径が2mm以下で水浸試験装置用の供試体を作製する際に，19mmふるい通過試料の最大乾燥密度 ρ_{dmax} を基準にすると，表4-3と図4-7のように締固め度に差が生じ，過剰に締固めてしまう可能性があると考えられる．過剰に締固めた可能性を示唆するデータが，図4-8(a)は，19mmふるい通過試料の最大乾燥密度を基準とした水浸試験結果（以下，19mm基準水浸試験結果）である．一方，図4-8(b)は，2mmふるい通過試料の最大乾燥密度を基準とした水浸試験結果（以下，2mm基準水浸試験結果）である．

表4-3 多可町B-1の締固め度比較

	$D_c=75\%$	$D_c=80\%$	$D_c=85\%$	$D_c=90\%$	$\rho_{dmax}(D_c=100\%)$
19mmふるい通過試料から求めた 乾燥密度 ρ_d (g/cm ³) 但し， $w_{opt}=12.6\% = \text{const}$	1.457	1.554	1.652	1.749	1.943
2mmふるい通過試料から求めた 乾燥密度 ρ_d (g/cm ³) 但し， $w_{opt}=13.3\% = \text{const}$	1.384	1.476	1.568	1.661	1.845

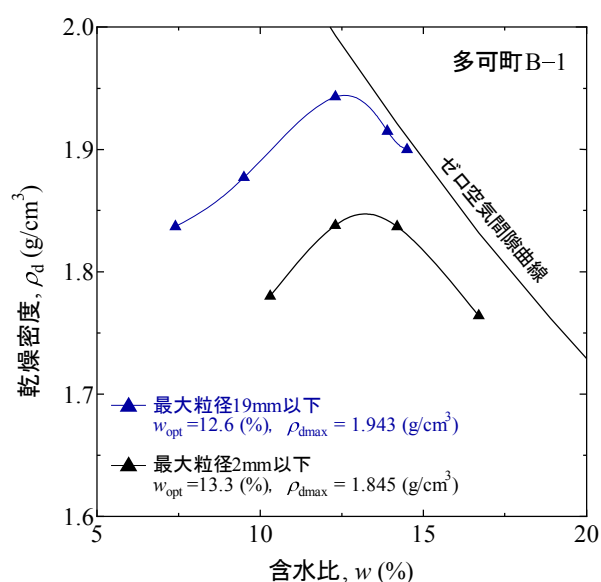
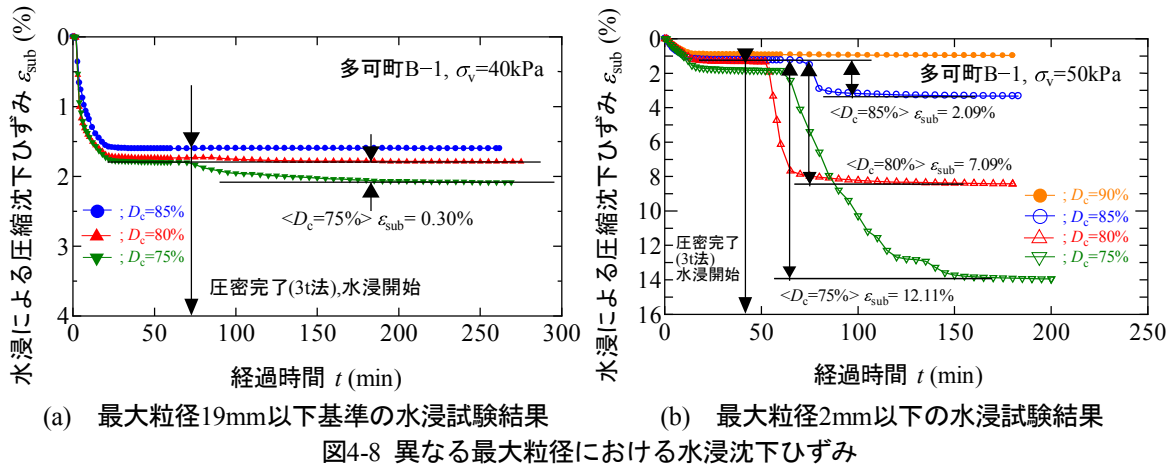


図4-7 試料B-1の締固め試験結果



図から分かるように、上載圧はほとんど等しいにも関わらず、最大粒径19mm以下基準にした水浸試験では $D_c=75\%$ でわずか $\epsilon_{sub}=0.30\%$ しか沈下しなかったが、最大粒径2mm以下を基準にした水浸試験では $D_c=75\%$ では、 $\epsilon_{sub}=12.11\%$ もの沈下が発生しする。 $D_c=75\%$ の土は、手で押してもへこんでしまうほどの緩さであり、更に19mm基準水浸試験の結果を採用してしまうと、2mm基準水浸試験結果と比較して沈下量を過小評価してしまう可能性がある。そこで、本研究では2mmふるい通過試料での締固め試験から求められた最大乾燥密度と最適含水比を基準として各締固め度を設定することとしている。

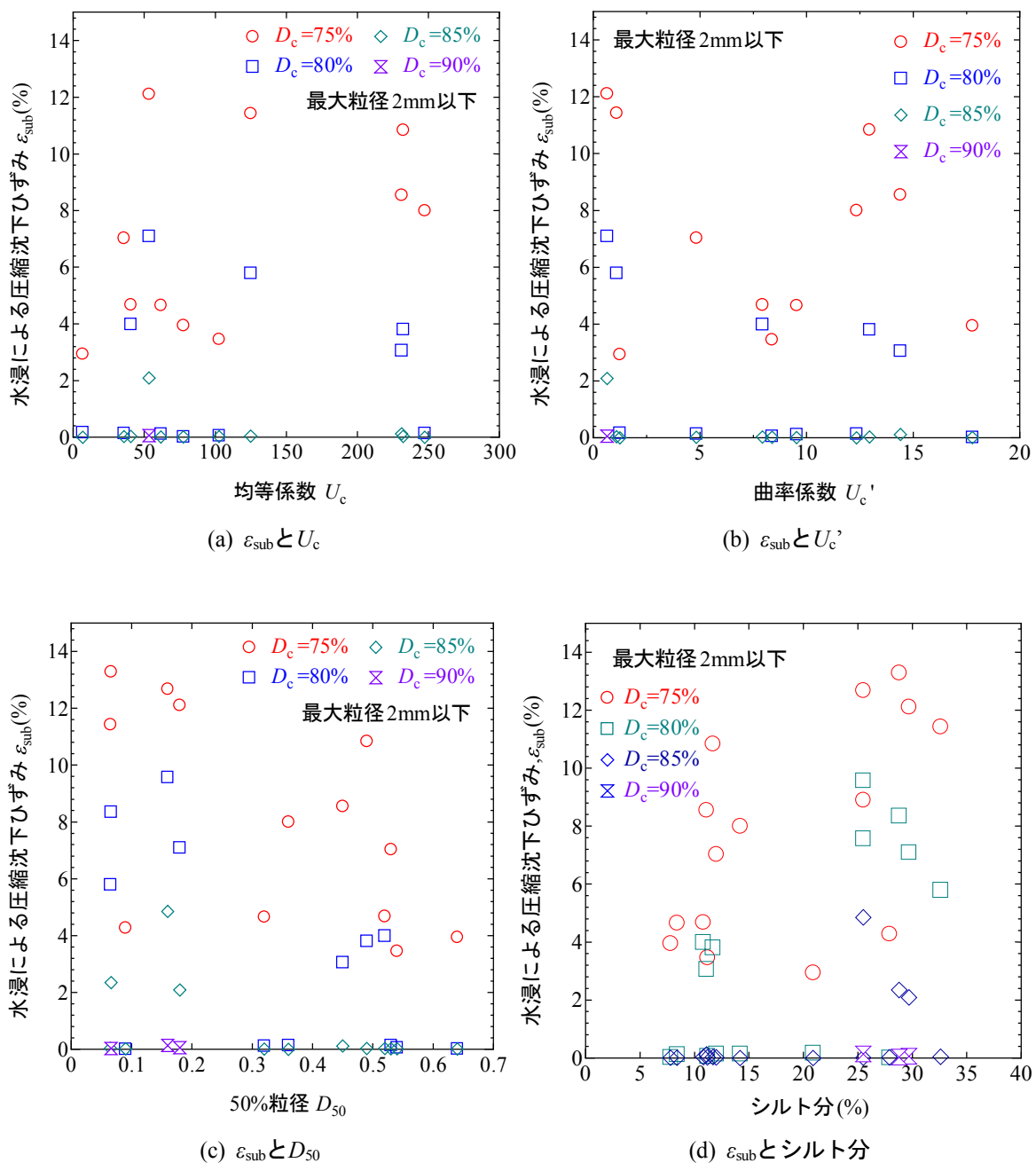
4.3.2 粒度分布が水浸沈下に及ぼす影響

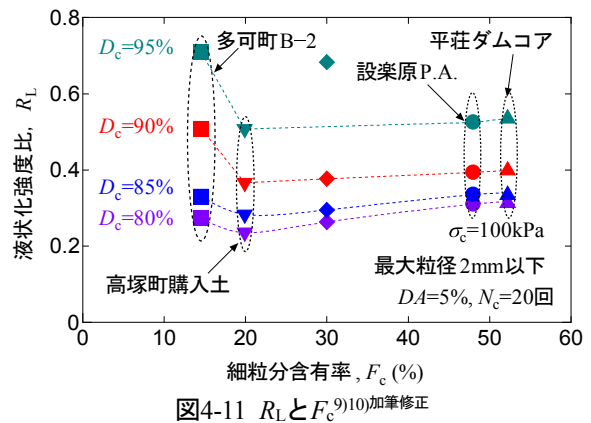
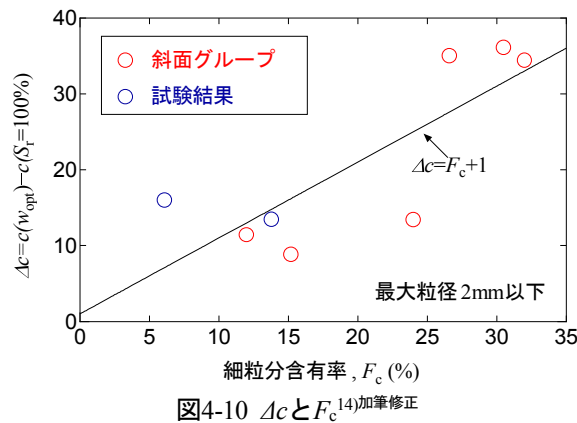
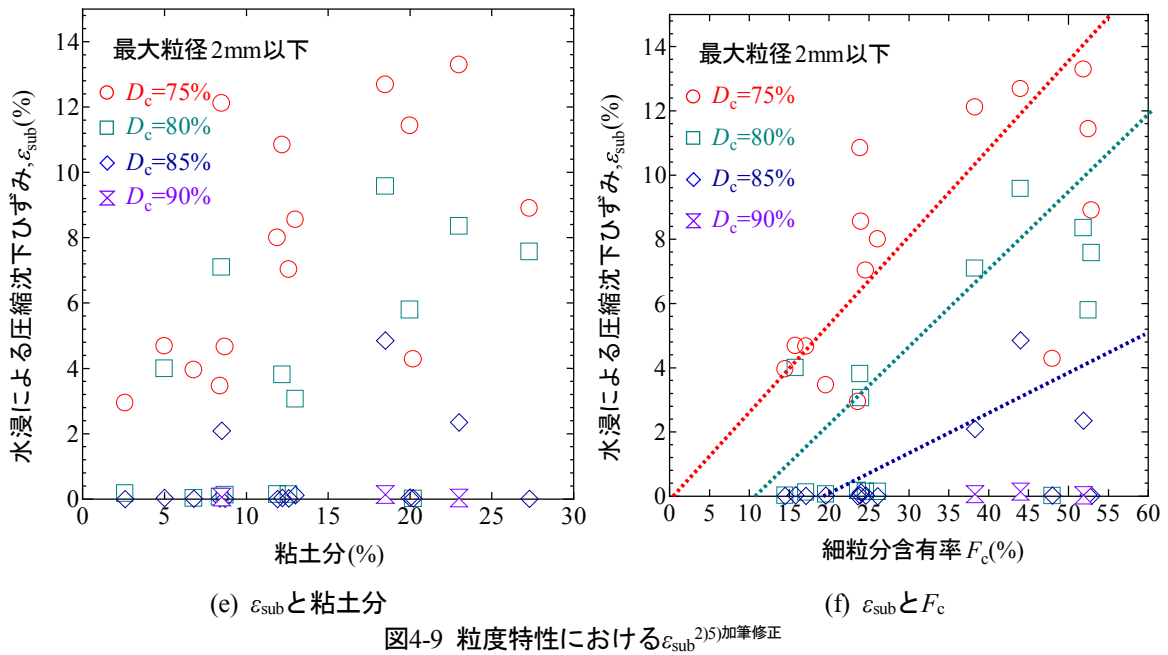
盛土材料ごとの沈下量の差異を考察するために、各試料の均等係数(U_c)、曲率係数(U_c')、50%粒径(D_{50})、シルト分(0.005~0.075mm)、粘土分(0.005未満)および細粒分含有率(F_c)に着目した。図4-9(a)~(f)は締固め度 $D_c=75\%$ 、80%、85%、90%における水浸沈下ひずみ(ϵ_{sub})とそれぞれの U_c 、 U_c' 、 D_{50} 、シルト分、粘土分および F_c の関係を示したものである。

U_c 、 U_c' および D_{50} では、締固め度が増加すると沈下量は全体的に減少するようにみえるものの、水浸沈下ひずみ ϵ_{sub} との相関性は見られない。一方、シルト分および粘土分はプロットされた点はいずれも右肩上がりの分布となっており、どちらが水浸沈下に影響を与えるかは見分けられない。しかし、シルト分と粘土分を合わせた細粒分含有率 F_c のほうが、 D_c の大小にかかわらず F_c が多い試料の ϵ_{sub} が大きくなる傾向がみられる。また、 $D_c=75\%$ の結果よりも $D_c=80\%$ の方が、 $D_c=80\%$ の結果よりも $D_c=85\%$ の方が全体的に ϵ_{sub} は小さくなっているため、水浸沈下抑制のために締固め管理が重要であることが明らかとなっている。さらに、図4-10には、自然斜面から採取した試料を用いた同様な一面せん断試験を行い、飽和と不飽和試料の c を比較することにより、サクシオン効果による c の増加 Δc を評価している。図に示しているように、サクシオン増加による粘着力の増加 Δc は、細粒分含有率が大きいほど線形的

に大きくなる。また、図4-11は、 $F_c \sim R_L$ 関係である。材料によらず、 F_c が20%程度までは F_c の増加につれ R_L は減少するが、 F_c が20%程度を超えると R_L はゆるやかに増加している。つまり、 F_c は土のサクションや R_L と関係が高く、重要なパラメータであるのが分かる。従って、水浸による沈下特性は、粒径加積曲線の傾きやなだらかさよりも、 F_c に依存すると考えられる。

それは、細粒分が多くなるほどコラプス沈下が生じやすくなる報告⁴⁾¹²⁾¹³⁾と同様である。





4.3.3 水浸沈下量の簡易予測法

前述している ε_{sub} と F_c のグラフに示しているように同じ密度でも細粒分含有率 F_c が大きいほど水浸による圧縮ひずみが大きくなる傾向が見られる。その地味から、沈下ひずみに対する予測を以下の図4-12 (a)~(c)に示すように、それぞれの D_c における $\varepsilon \sim F_c$ 関係を一次近似曲線式が得られる。そこで、以下のように仮定しておく。

- ① 盛土地盤は材料および密度ともに均質である。
- ② スレーキングおよび土粒子の破碎の影響はない。
- ③ 締固め度 $D_c(1E_c) = 90\%$ では水浸沈下は生じない。
- ④ 初期含水比 $w_i = w_{\text{opt}}$ である。
- ⑤ 盛土底部での鉛直応力は50kPa (盛土厚さ3m相当) (例えば、木造家屋、べた基礎2階

建て)程度を想定している。

ここで、簡易予測は以下の手順により、水浸沈下量をおおまかに推定できる。

- ① 所定の場所において、盛土材料の物理試験および締固め試験を実施し、最大乾燥密度および F_c を求める。
- ② 現場密度試験により、場所ごとの盛土の平均締固め度 D_c を求める。
- ③ 最後に得られた F_c と D_c から、以下の図により水浸沈下ひずみを推定する。
- ④ (水浸沈下ひずみ×盛土厚) により、場所ごとの水浸沈下量を求める。

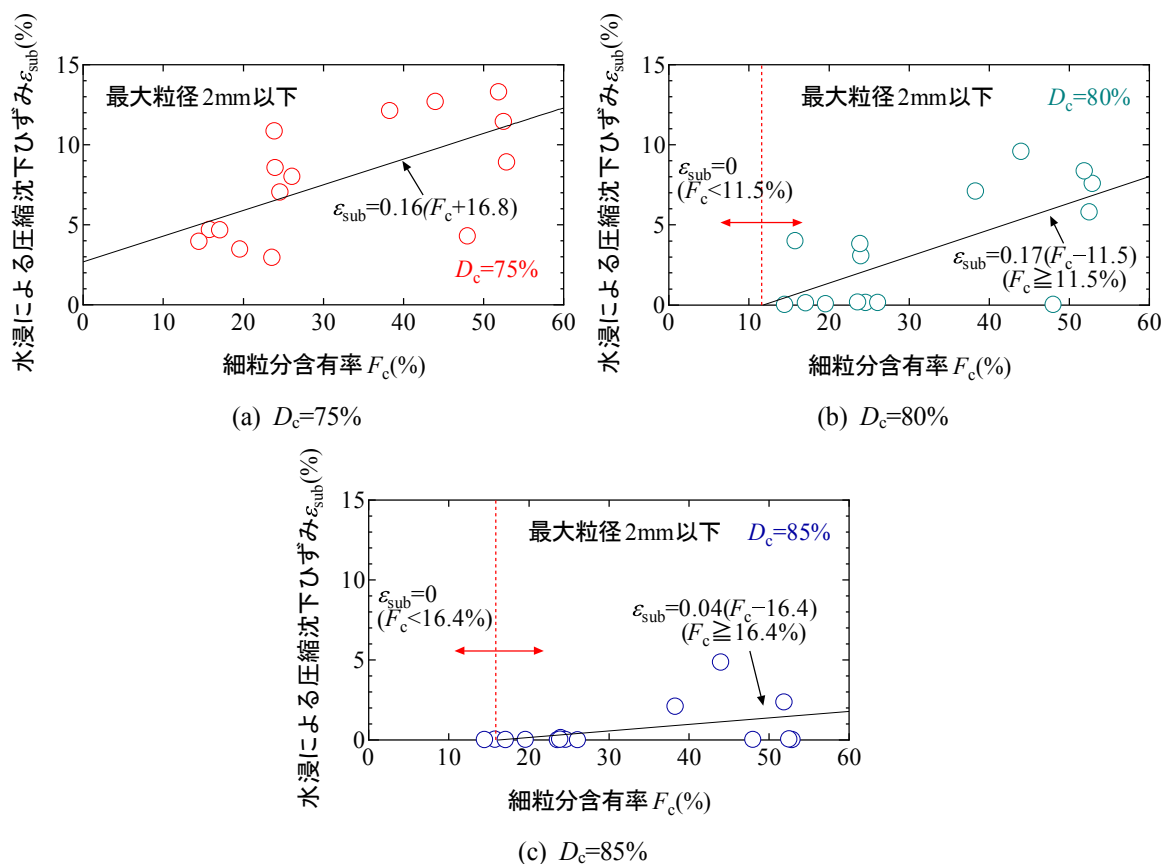


図4-12 F_c における水浸沈下ひずみの簡易予測

例えば、宅地盛土の高さが5.0m(5000mm)で材料の細粒分含有率 F_c が30%の場合、図4-12(a)～(c)により、 $D_c=75\%$ 、 $D_c=80\%$ 、 $D_c=85\%$ のとき、それぞれの水浸沈下ひずみは約7.5%、3.1%、0.5%になることが分かる。従って、 $D_c=85\%$ の場合、5.0m盛土の水浸沈下量は $5000 \times 0.5 / 100 = \text{約} 25 \text{mm}$ に達すると予測できる。

4.4 初期含水状態における乾燥密度の変化

本節では、第3章3.3節3.3.2項の図3-13(a)～(c)および表3-11で、供試体の初期含水比 w_i について定義している試験条件で水浸沈下試験を実施した結果について説明している。図4-13(a), (b)では、初期含水比での締固め度と水浸沈下ひずみ ε_{sub} を図4-14(a)では、一定の締固め度の時、含水比の変化における水浸沈下ひずみ ε_{sub} を示している。まず、前者の場合には、初期含水比の影響で水浸沈下ひずみは乾燥側が最も大きく、含水比の増加につれ、段々低くなり、湿潤側では、ほぼゼロになることが確認できる。また、乾燥側では、締固め度 $D_c=95\%$ 以上なれば、水浸沈下ひずみが生じにくくなるに対し、湿潤側では、締固め度に関係なく、水浸沈下がほぼゼロになる。一方、後者では、所定の上載圧 σ_v の時、含水比が増加するにつれ、水浸沈下ひずみは段々小さくなっており、上載圧が変わっても同じ傾向を示している。つまり乾燥密度、上載圧が増加しても湿潤側含水比では土粒子間の結合力がなくなり、水浸沈下は殆ど生じないことを意味する。それは、三笠ら¹⁵⁾¹⁶⁾とLawtonら¹⁷⁾と同様な傾向を示している。一方、龍岡ら¹⁸⁾は飽和度が一定では、乾燥密度が増加するとCBR強度は常に増加するが飽和度は締固めエネルギーだけではなく土質の変化にかなり鈍感であるため、現場での含水比管理より、飽和度管理で施工したほうがより管理しやすいと説明している。その理由で飽和度は締固め土の変形および強度特性に対する乾燥密度以外の主要影響パラメータであることを報告している。

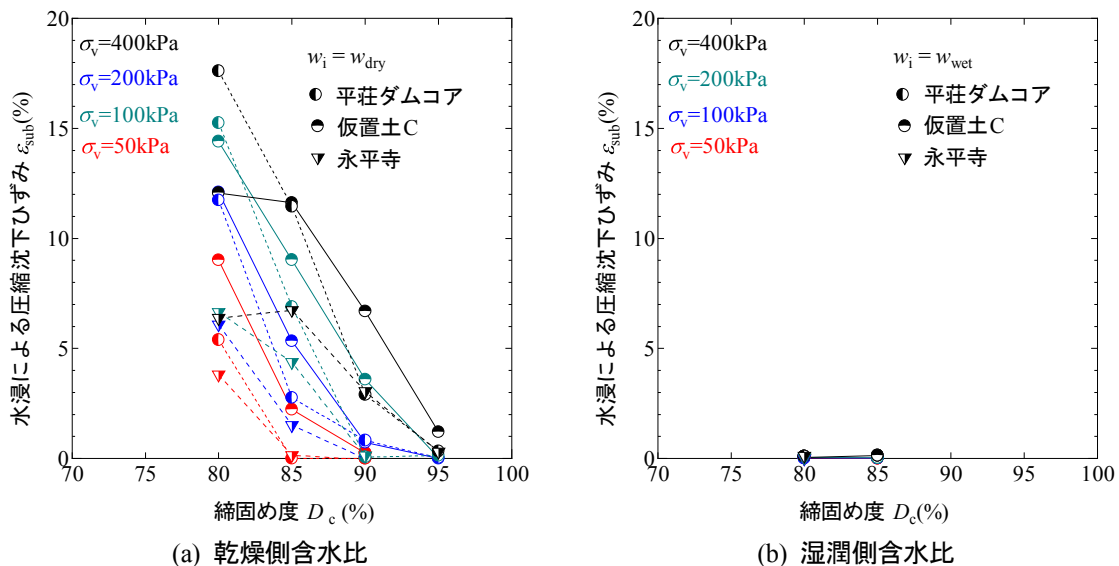


図4-13 初期含水比における D_c と ε_{sub} ^{5)加筆修正}

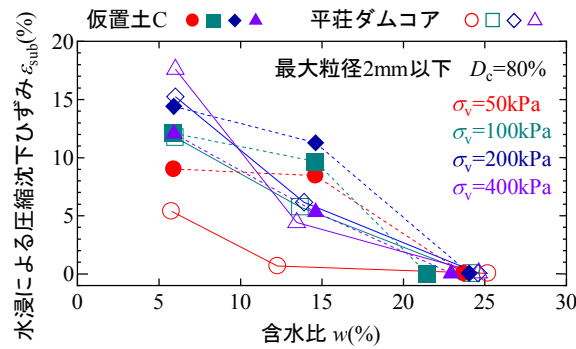


図4-14 ε_{sub} と w

4.5 上載圧における水浸時沈下ひずみの影響

図 4-15(a)~(d)は、平荘ダム試料の圧密開始時から水浸沈下終了時までの乾燥密度の変化を締固め曲線上に示したグラフである。●印が初期乾燥密度、◆印が圧密後乾燥密度、◀印が水浸試験終了時の乾燥密度をそれぞれ表している。ここで、水浸試験終了時には供試体が完全に飽和したと仮定してゼロ空気間隙曲線上に乾燥密度をプロットしている。また、 w_{wet} の乾燥密度については載荷後から水浸させた時点で乾燥密度の変化がなかったことから、載荷後の乾燥密度を記載していない。

図より、密度が低い供試体において w_{opt} より乾燥側では、圧密による乾燥密度の増加よりも水浸時の乾燥密度の増加の方が大きいことが分かる。一方、 w_{opt} より湿潤側ではこの傾向が逆になっている。つまり、初期含水比が低いほど初期サクシオンが大きく土粒子骨格の抵抗力が強いため、圧密段階では圧縮量は小さい。しかしながら、水浸により供試体の土粒子骨格を保っていたサクシオンが消失するため、体積変化が著しく生じて大きな水浸沈下が生じる。逆に含水比が高ければ初期サクシオンが小さいため、圧密時には大きな沈下を生じるが、水浸時の体積変化が小さいものと考えられる。

粘性土を用いた過去の研究によれば、最適含水比よりも乾燥側で締固めた土の方が間隙の大きい綿毛構造を持っているので土の初期含水状態がコラプス沈下に大きな影響を与えていると説明している¹²⁾¹³⁾。また、水浸による粒子間のサクシオンとセメンテーション効果の減少によって土粒子構造のせん断破壊が起こり、コラプス沈下が生じやすくなる要因について論じている¹⁹⁾²⁰⁾。

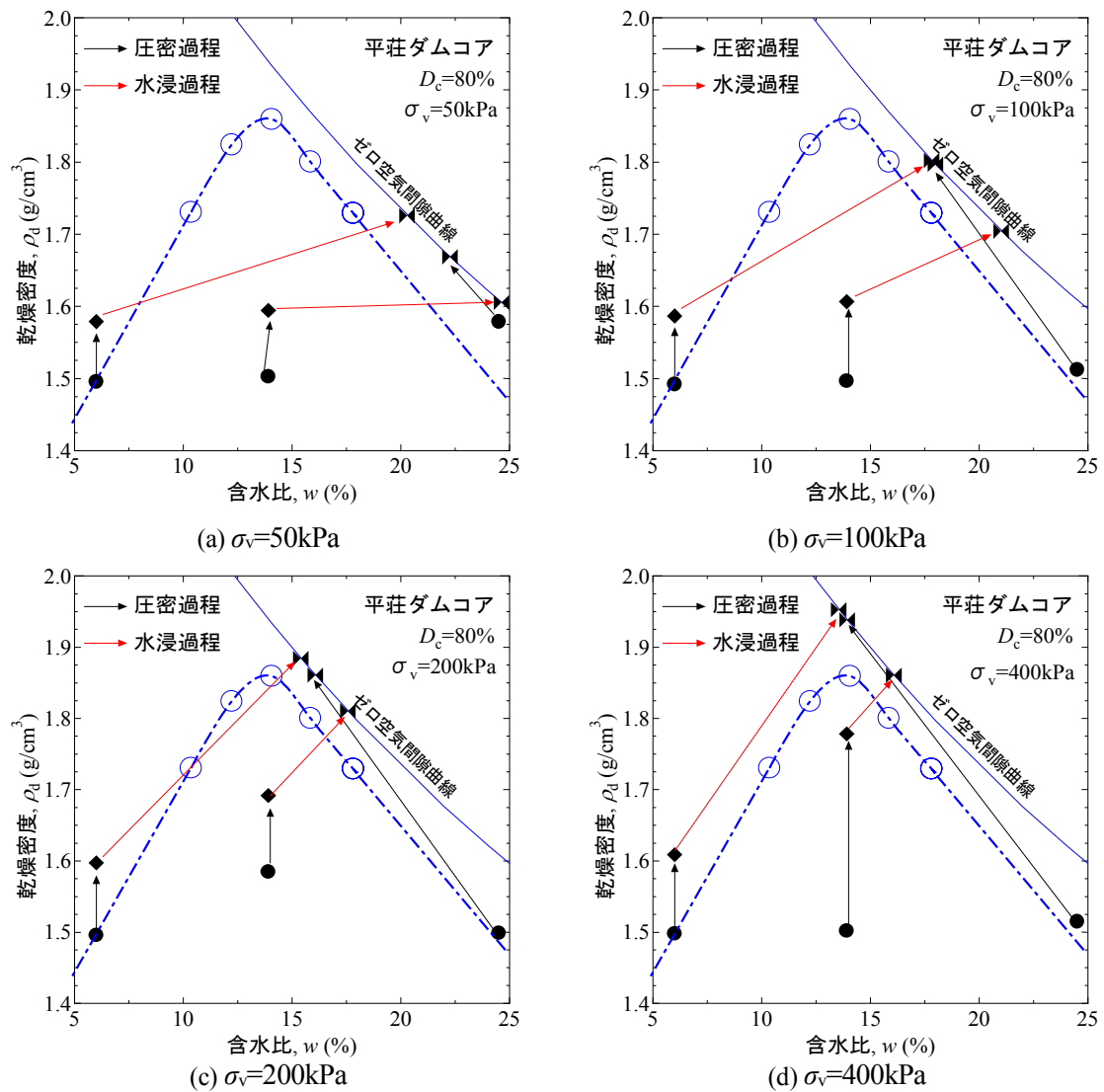

 図4-15 異なる初期含水状態における乾燥密度の変化⁵⁾

図4-16(a)~(c)には、圧密開始時から水浸沈下終了時の過程における間隙比 e と σ_v の関係を示す。前述したように締固め度が低いほど、最適含水比より乾燥側では、圧密沈下ひずみ ϵ_c よりも水浸沈下ひずみ ϵ_{sub} の方が大きい傾向を示しているが、湿潤側では、逆になっていることが確認できる。図4-17に示すように、所定の上載圧における圧密と水浸過程を経た最終間隙比あるいは、総圧縮ひずみ ϵ_{all} は、初期含水状態（即ち、初期サクシオン）によらず一定値になっており、ある密度にある不飽和土が飽和する場合の圧縮ひずみは、サクシオンを含めた応力経路によらず最終応力状態によりきまることを示唆している。福島²¹⁾も同様な実験データを報告している。

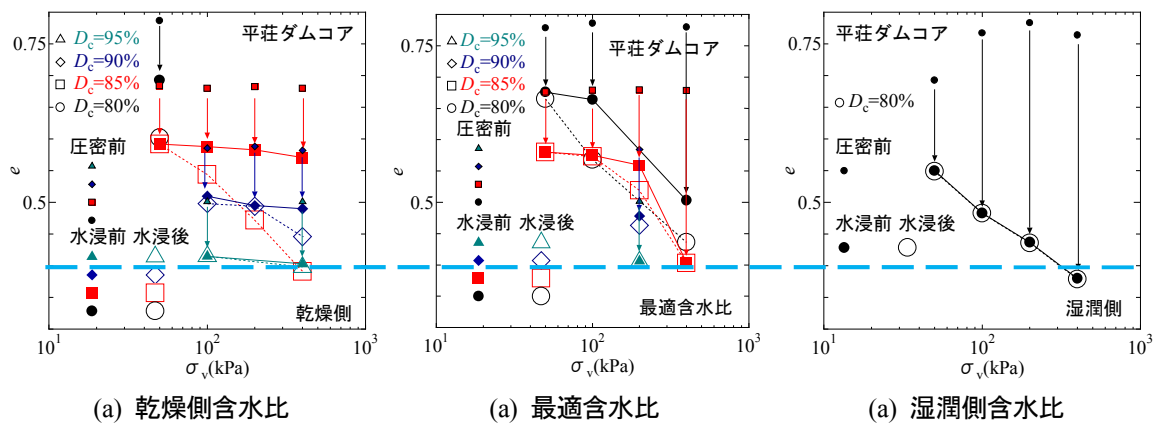


図4-16 間隙比と上載圧との関係⁵⁾

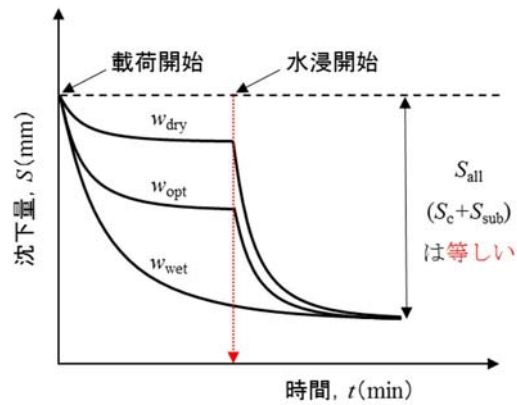


図4-17 初期含水比における水浸沈下特性の概念

4.6 大型水浸沈下試験結果(最大粒径2mm以上)

4.6.1 時間に伴う水浸沈下量の変化(締固め度, 上載圧および初期含水比の変化)

原地盤で水浸沈下試験を行うのが最も望ましいが現実的には難しい状況である。一方、盛土材料は幅広い粒度分布を示し、盛土の品質管理には締固め度(D_c)が用いられる。このような広範囲の粒度分布を示す盛土材料の水浸沈下特性を D_c に着目して整理した研究は数少ないため、最大粒径($D_{max}=37.5\text{mm}$)を用いて直径15cm、高さ12.5mmのCBRモールドで室内水浸沈下試験を実施している。

図4-18は、試験における沈下量(S)～測定時間(t)の関係であり、代表として乾燥側の締固め度が $D_c=85\%$ の試験結果を示す。その結果を表4-4に水浸沈下ひずみでまとめている。図より、水浸沈下ひずみは最適含水比の状態とは大きな差はないが、低荷重では乾燥側の供試体中に僅かな膨張がみられる。表より、 D_c の増加とともに圧密沈下量および水浸沈下量は小さくなることが分かる。

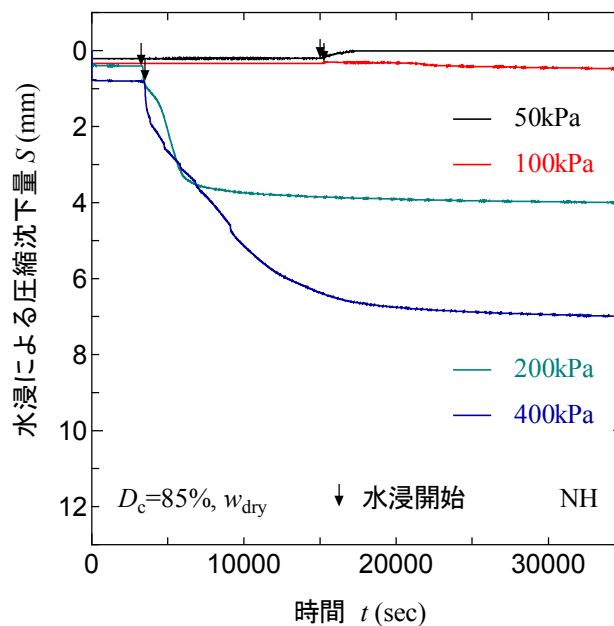


図4-18 NH試料における時間と沈下量

表4-4 NH試料の水浸沈下ひずみ

水浸沈下ひずみ(%)							
項 目		乾燥側(w_{dry})		最適(w_{opt})		湿潤側(w_{wet})	
締固め度	上載荷重	圧密	水浸	圧密	水浸	圧密	水浸
$D_c=85\%$	50kPa	0.2	-0.2	0.7	2.6	-	-
	100kPa	0.3	0.1	1.1	4.4	-	-
	200kPa	0.3	3.0	2.5	5.6	-	-
	400kPa	0.7	5.2	5.8	4.0	-	-
$D_c=90\%$	50kPa	0.1	-0.5	0.5	0.1	4.9	0.0
	100kPa	0.2	-0.3	0.9	0.1	5.6	0.0
	200kPa	0.4	0.1	1.4	0.5	6.8	0.0
	400kPa	0.8	1.3	2.5	1.6	7.5	0.0
$D_c=95\%$	50kPa	0.1	-0.3	0.5	0.0	0.5	0.0
	100kPa	0.2	-0.2	0.5	0.0	0.6	0.0
	200kPa	0.3	-0.1	0.6	0.0	0.8	0.0
	400kPa	0.7	0.0	0.8	0.0	1.3	0.1

4.6.2 締固め度が水浸沈下特性に及ぼす影響

図4-19(a)~(d)は、NH試料、KN③試料およびKN⑤試料の初期含水比に伴う水浸沈下による圧縮ひずみ(ϵ)～締固め度(D_c)の関係である。図から、 D_c の増加とともに水浸沈下ひずみは小さくなる。低圧($\sigma_v=50\text{kPa}$)の場合、供試体の $D_c=90\%$ 以上であれば水浸による沈下はほとんど生じないが、上載荷重が増加するにつれ水浸沈下量が多くなり、 $D_c=95\%$ 以上では沈下がほぼゼロとなることが分かる。これは、異なる初期含水比状態でも同様な結果を示している。しかし、NH試料では初期含水比が乾燥側の場合水浸沈下ひずみは最適含水比の状態とは大きな差が見当たらなかったが低い上載荷重がかかった時には乾燥側の供試体中に水が入ると僅かな膨張現状が生じる。亀井ら²²⁾は、水浸によるシルト質土の膨潤特性について研究しており、飽和度および密度が膨張変形に及ぼす影響を明らかにしている。飽和度 S_r が低く、乾燥密度が大きいほど膨張量は大きくなり、膨張圧も発生すると説明している。NH試料も同様に、ほとんど乾燥側、締固め度の増加に伴って膨張が生じていることが分かる。

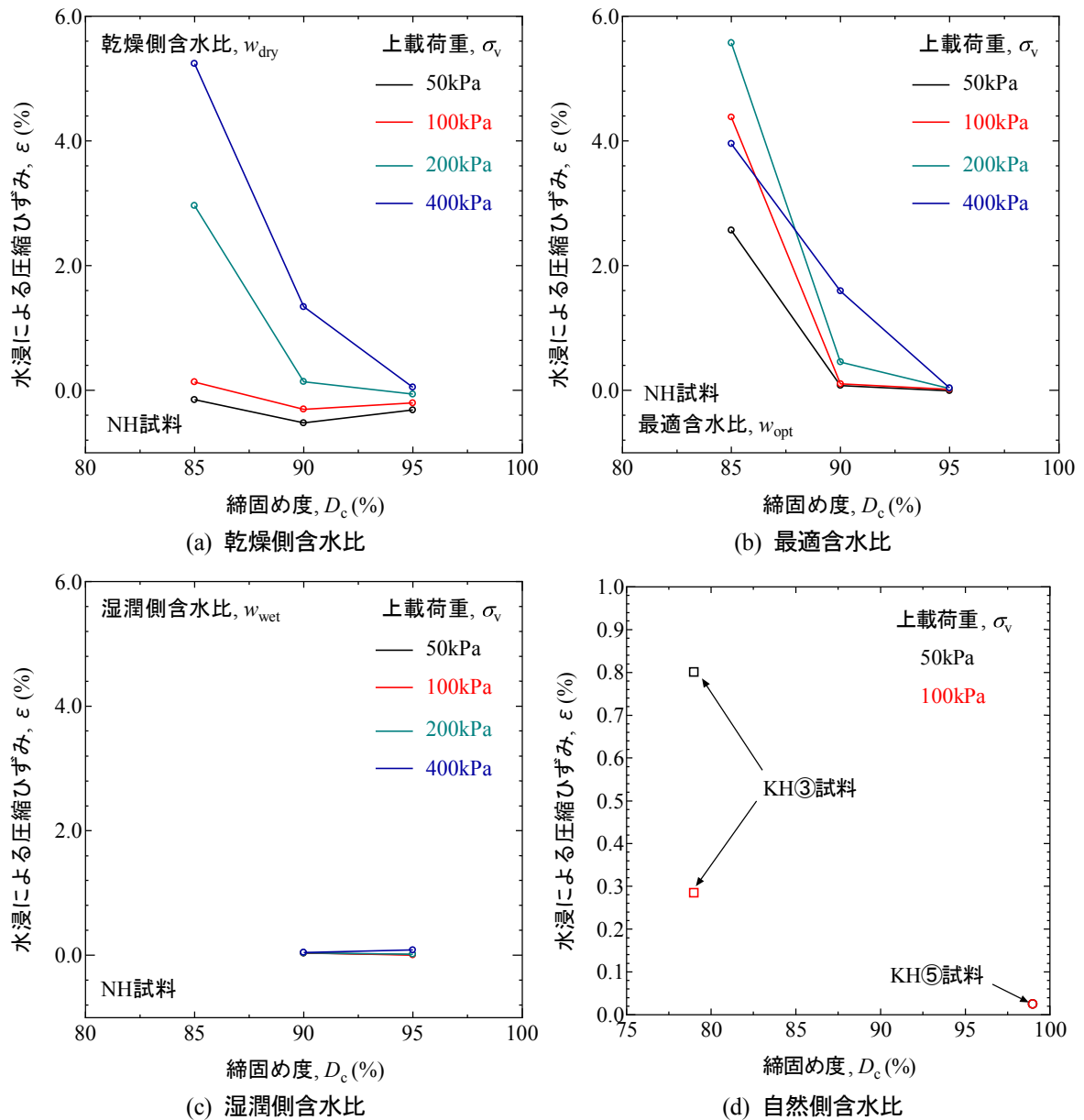


図4-19 NHとKN試料の $\varepsilon \sim D_c$ ²³⁾

4.6.3 粒度分布が水浸沈下特性に及ぼす影響

ここで、2mm水浸沈下試験と同様に、細粒分含有率水浸沈下ひずみ量との相関性について考察を行う。表4-5および図4-20(a)～(c)には、各試料の $D_c=75\%$ 、 $D_c=80\%$ 、 $D_c=85\%$ における水浸沈下ひずみ ε_{sub} ～細粒分含有率 F_c として取りまとめたものを示す。但し、ここでの細粒分含有率 F_c は「19mmふるい通過試料に含まれる粒径0.075mm以下の土粒子の含有率」で定義する。図に示すように $D_c=75\%$ において、2mm水浸試験と同様に右肩上がりの分布、つまり細粒分含有率の大きいと水浸ひずみ量が多い傾向を示す結果が得られる。 $D_c=80\%$ 、 $D_c=85\%$ においてもデータ数が少ないものの細粒分含有率が大きくなるとひずみ量も大きく

なる可能性があると考えられる。以上の結果から、19mm水浸沈下試験においても水浸沈下には細粒分含有率が大きく影響すると推測される。

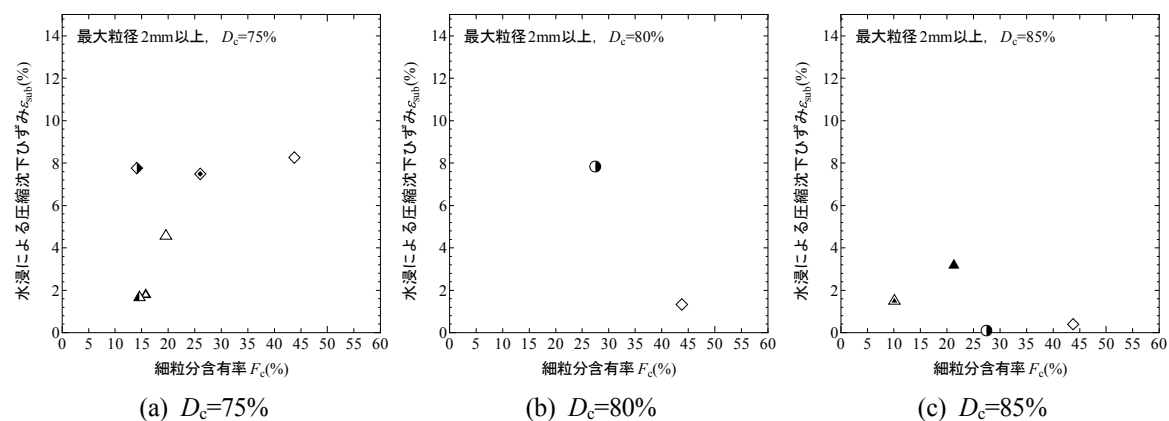


図4-20 19mm水浸沈下試験 $F_c \sim \varepsilon_{\text{sub}}$

表4-5 盛土材料の水浸沈下ひずみ

盛土材料	締固め度, $D_c(\%)$	細粒分含有率, $F_c(\%)$	水浸沈下ひずみ, $\varepsilon_{\text{sub}}(\%)$
A-1	75	14.1	7.76
A-2	75	9.3	1.79
B-2	75	5.8	1.66
豊楽公園	75	14.8	4.56
剣谷第六公園	75	19.4	7.49
新池北公園	85	10.1	1.49
仮置土A-下	80	27.5	7.82
	85	27.5	0.09
設楽原P.A.	75	43.8	8.26
	80	43.8	1.33
	85	43.8	0.40
NH	85	21.3	3.22

そこで、図4-21(a)～(c)には、各試料における $\varepsilon_{\text{sub}} \sim F_c$ の上を示しており、4.3節で求めた最大粒径2mm水浸沈下試験による簡易予測グラフと同様に、最大粒径19mm以下の水浸沈下試験結果を示し、両者の細粒分含有率と水浸沈下ひずみ量との関係について比較している。

図から分かるように、最大粒径2mm以下試験結果と最大粒径が異なっても細粒分含有率を基準にしては最大粒径19mm以下の水浸沈下ひずみと大体同様な傾向を示していることが確認できる。

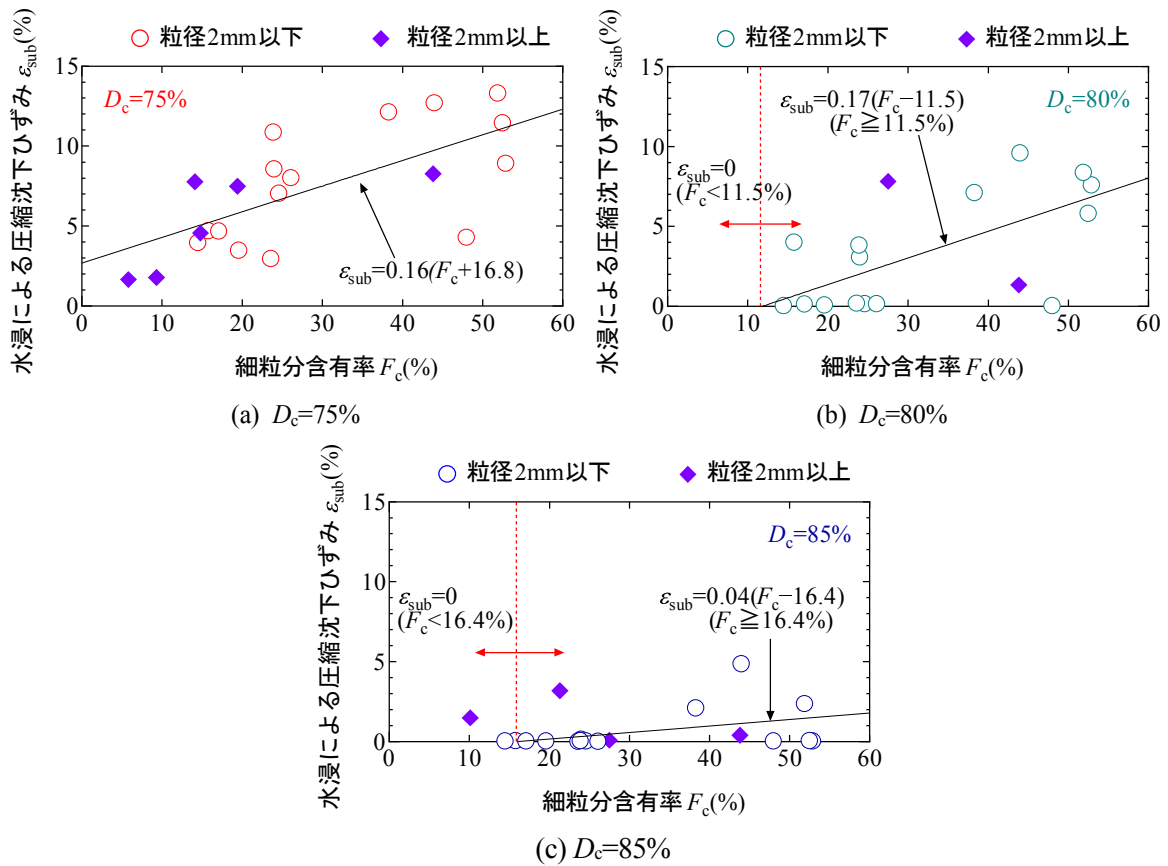


図4-21 2mm以下と19mm以下の比較

4.6.4 初期含水状態における乾燥密度の変化

図4-22(a), (b)では, NH試料の異なる初期含水比が水浸沈下ひずみ ε_{sub} に及ぼす影響について示しており, 一定の締固め度の時, 含水比の変化における水浸沈下ひずみ ε_{sub} は最大粒径2mm以下試験結果と同様に乾燥側が最も大きく, 含水比の増加につれ, 段々低くなり, 湿潤側では, ほぼゼロになることが確認できる. また, 乾燥側では, 締固め度 $D_c=95\%$ 以上なれば, 水浸沈下ひずみが生じにくくなるに対し, 湿潤側では, 締固め度に関係なく, 水浸沈下がほぼゼロになる. 従って, 最大粒径が2mm以上の試料でも, 初期含水比も水浸沈下特性に与える要因であることが考えられる.

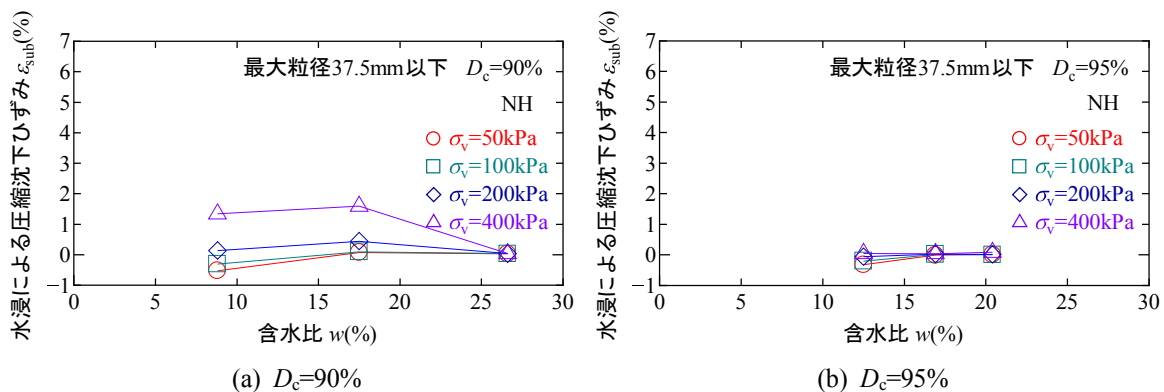
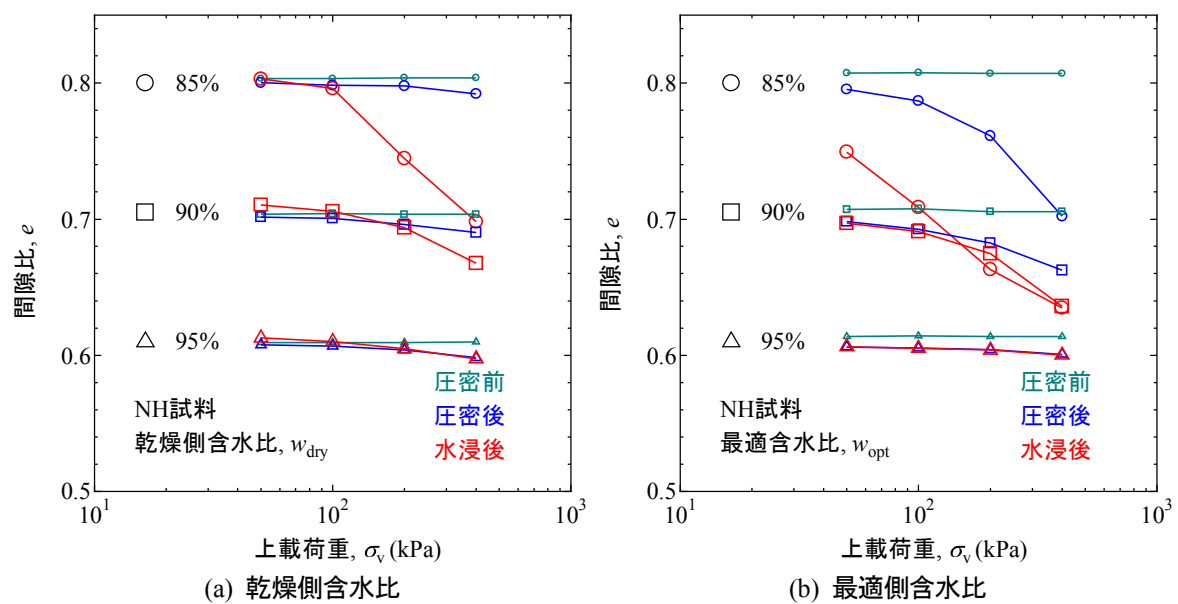


図4-22 NH試料の ε_{sub} と w

4.6.5 上載圧における水浸時沈下ひずみの影響

図4-23(a)～(c)は、NH試料の間隙比(e)～上載荷重(σ_v)の関係で、図4-23(d)は、KN③試料およびKN⑤試料の e ～ σ_v 関係で、圧密前の初期段階から圧密、水浸後までの一連の過程における間隙比の変化を表している。初期含水比が高い場合、圧密沈下量が大きくなり、水浸沈下量は殆ど発生しない。また、KN試料でも含水比の増加につれ、水浸沈下は生じないことがわかる。さらに、初期含水比が段々低くなると逆の形になる傾向がある。一方、所定の上載荷重で圧密沈下と水浸沈下過程を経た試料の総体積ひずみは初期含水状況、サクシオンを含めた応力経路によらず最終にかかった上載荷重により決まり、最後には概ね一定値になることが確認できる。これらの結果の傾向は、既往の研究¹²⁾¹⁷⁾²⁰⁾と同様であることが分かる。



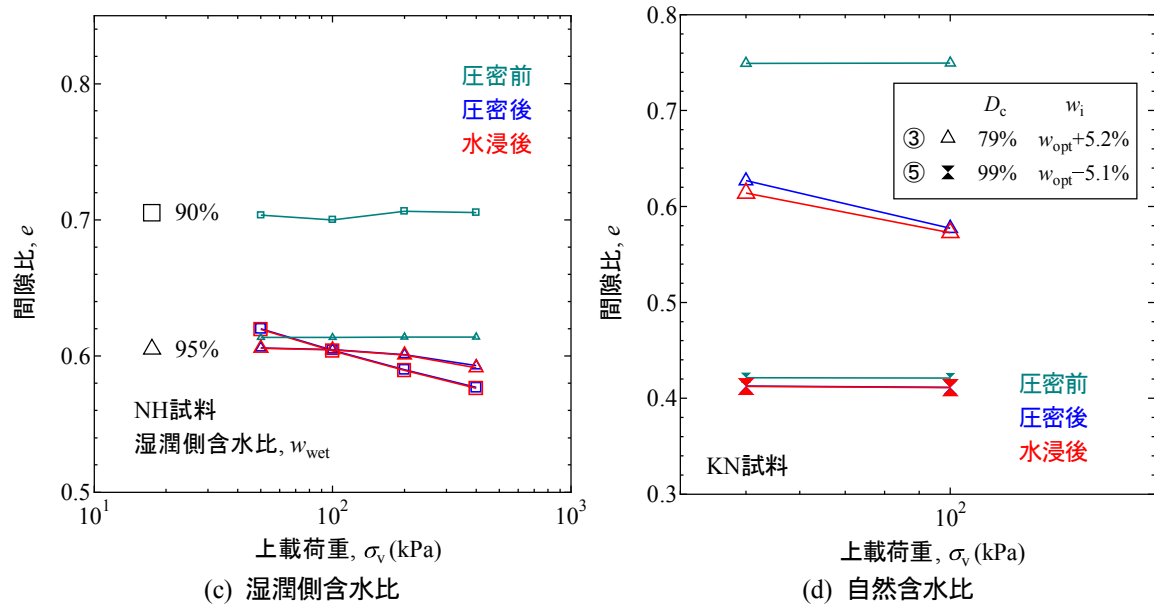


図4-23 NHとKN試料の $e \sim \sigma_v$ ²³⁾

4.7 おわりに

本章では、締固め度に着目した盛土材料の性能について把握する基礎的な研究の一環として、主に、水浸による圧縮沈下特性（即ちコラプス現象）に及ぼす影響の要因を調べるため、粒度調整したレキ/砂質盛土を用いて室内水浸沈下試験を実施した。その室内水浸試験で得られた結果を以下にまとめる。得られた結論は以下の通りである。

- ① 試料によらず D_c が増えれば水浸による圧縮ひずみが減少し、全ての試料で $D_c=90\%$ 以上であれば水浸沈下が発生しなかった。また、上載圧が増加する場合には、 $\sigma_v=400\text{kPa}$ まで増加すると水浸沈下量は大きくなるが、 $D_c=95\%$ 以上であれば沈下がほぼゼロとなることが分かった。
- ② 上載圧が低圧($\sigma_v=50\text{kPa}$)の場合、細粒分含有率 F_c が大きいほど水浸沈下ひずみ量が大きくなる右肩上がりの傾向がみられた。
- ③ 最適含水比より乾燥側では、圧密による沈下量よりも水浸による沈下量の方が大きくなるが、湿潤側では、逆になっている。それは、初期含水比が低いほど初期サクションが大きいいため水浸による損失も大きくなり、その分沈下量が大きくなったと考えられる。これらの結果から、水浸による沈下は締固め度と初期含水状態に大きく依存していると言える。
- ④ 所定の上載圧における圧密と水浸過程を経た最終的な乾燥密度は初期含水状態によらずほぼ一定値に収束している。従って、初期の締固め度（乾燥密度）が同じで上載圧およびサクションがそれぞれ単調的に増加および減少するときの総体積ひずみは、供試体の初期含水状態、初期サクションを含めた応力経路に依存せず、最終上載圧により決まると考えられる。
- ⑤ 試料の最大粒径が異なる水浸沈下試験から、両者ともほぼ同じ傾向を示しているのが確認できた。
- ⑥ 試料の飽和度 S_r が低く、乾燥密度が大きいほど膨張量は大きくなり、その時、膨張圧も発生することが確認できた。

なお、同じ試料を用いた室内と現場の水浸沈下特性の傾向は同様であると推測できるが、定量的には相互関係が不明確であるため、その相互関係については精査していく必要がある。

参考文献

- 1) 李 俊憲, 許 晋碩, 金 乗洙, 山本 拓, 澁谷 啓: 現場締固め度が盛土材料の強度及び沈下特性に及ぼす影響, (財)建設工学研究所論文集, 第54号, pp.135-142, 2012.
- 2) Lee, J.H., Shibuya, S., Yamamoto, T., Okamoto, K. and Lohani, T.N. : Laboratory investigation on the one-dimensional settlement characteristics of fill materials due to submergence, 5th KGS-JGS Geotechnical Engineering Workshop, Seoul, pp.504-511, 2013.
- 3) 建設省: 住宅紛争処理の参考となるべき技術的基準, 建設省告示第1653号, 2002.
- 4) 亀井 健史, 榎本 雅夫: 締固めたシルト質土の水浸に伴うコラプス沈下挙動, 土木学会論文集, No.505, III-29, pp.97-103, 1994.
- 5) 岡本健太, 李俊憲, 澁谷啓: 盛土材料の水浸沈下特性に及ぼす上載圧と初期含水状態の影響, 第49回地盤工学研究発表会, No.200, pp.399-400, 2014.
- 6) 龍岡 文夫, 澁谷 啓: 宅造盛土での締固め問題, 基礎工, Vol.42, No.9, pp.17-23, 2014.
- 7) 澁谷 啓, 李 俊憲, 鏡原 聖史, 岡本 健太, 若本 達也, 片岡 沙都紀: 締固めた六甲山まさ土の工学的特性について, 基礎工, Vol.42, No.12, pp.53-56, 2014.
- 8) 李 俊憲, 片岡 沙都紀, 澁谷 啓, 許 晋碩, 岡本 健太: 既存ダムの地震時安定性評価に関する事例研究, Kansai Geo-Symposium 2013-地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム-, pp.141~146, 2013.
- 9) J.H. Lee, S.Shibuya, T.N. Lohani, T.Wakamoto & S. Kataoka : Effect of grain-size distribution on cyclic strength of granular soils, 14th International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics(IACMAG), Kyoto, Japan, pp.699-703, 2014.
- 10) 李 俊憲, 若本 達也, ロハニ タラニディ, 片岡 沙都紀, 澁谷 啓: 砂礫盛土材の動的強度に及ぼす締固め度の影響について, 第49回地盤工学研究発表会, No.201, pp.401-402, 2014.
- 11) 龍岡 文夫, デュッティン アントワン, 平川 大貴, 川辺 清田 隆, 澁谷 啓, 李 俊憲, 若本 達也: 地盤工学・技術ノート(第10回), 盛土の締固め⑩, 基礎工, Vol.42, No.4, pp.90-94, 2014.
- 12) Barden, L., Mador, A.O. and Sides, G.R.: Volume change characteristics of unsaturated clay, Proc. ASCE, Vol.95, No.SM1, pp.33-51, 1969.

- 13) 亀井 健史, 榎本 雅夫: 土の粒度の違いが締固めた土のコラプス沈下量に及ぼす影響, 土木工学会論文集, No.535, III-34, pp.65 -72, 1996.
- 14) 李 俊憲, 土井 達也, 片岡 沙都紀, ロハニ タラニディ, 澁谷 啓: 飽和度および粒度分布が盛土材料のせん断強度に及ぼす影響に関する実験的検討(その1: 室内試験結果), 第50回地盤工学研究発表会, No.364, pp.727-728, 2015.
- 15) 三笠 正人, 高田 直俊 哲生, 木下 哲生, 江口 淳: レキ質盛土の圧密沈下について, 第21回土質工学シンポジウム論文集, pp.25-32, 1976.
- 16) 三笠 正人, 木下 哲生, 江口 淳: レキ質盛土の水浸沈下について, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.32, No.3, pp.201-202, 1977.
- 17) Lawton, E.C., Frigaszy, R.J. and Hardcastle, J.H.: Collapse of Compacted Clayey Sand, Proc. ASCE, Vol.115, No.9, pp.1252-1267, 1989.
- 18) 龍岡 文夫, 藤代 健司, 須藤 雅人, 川辺 翔平, 菊池 喜昭, 澁谷 啓, 李 俊憲, 堀田 崇由: 地盤工学・技術ノート (第6回), 盛土の締固め⑥, 基礎工, Vol.41, No.8, pp.92-97, 2013.
- 19) Mitchell, J.K. : Fabric, Structure, and Property Relationships, Fundamentals of Soils Behavior, John Wiley & Sons, New York, N.Y., pp.222-252, 1976.
- 20) 福田 護, 中沢 重一: 盛土地盤の浸水に伴う沈下とその解析について-マサ土のような風化砂質土を対象として-, 土質工学会論文報告集, Vol.17, No.2, pp.65-73, 1977.
- 21) 福島伸二: 住宅地造成工事の設計と締固め, 基礎工, Vol.37, No.7, p.96~99, 2009.
- 22) 亀井 健史, 榎本 雅夫: 水浸に伴う不飽和シルト質土の膨張特性, 土木工学会論文集, No.505, III-29, pp.89-96, 1994.
- 23) 李 俊憲, 片岡 沙都紀, 中山 義久, 澁谷 啓: CBR モーランドを用いた砂礫盛土材料の室内水浸沈下試験, 第51回地盤工学研究発表会, No.383, pp.765-766, 2016.

第五章 住宅地盤の性能評価のための原位置水浸沈下試験のガイドライン

5.1 はじめに

第一章の1.1.2項において述べたように、本研究では、造成された宅地盛土の水浸時に生じる沈下量を計測して、宅地地盤の性能を評価することを目的としている。このために、澁谷らは、「水浸沈下を対象とした住宅地盤の性能評価のための原位置試験方法ガイドライン(案)」¹⁾を提案している。本章では、このガイドラインを概覧する。

5.2節では、原位置水浸沈下試験の方法として、適用範囲、用語の定義、試験装置および器具、原位置での試験手順および試験データの整理について説明する。

5.3節では、原位置水浸沈下試験の解説として、5.2節で挙げている項目に対する根拠について、第二章から第四章までの調査や研究から得られた知見に基づき、論じている。

5.4節、5.5節では、現場で水浸沈下試験を行う際、地表面から水が浸入する様子、目標深度までの到達時間などを確認するため、室内地盤模型実験装置および試験方法について説明する。

5.6節では、原位置水浸沈下試験から求められる結果を宅地地盤の性能評価に正しく適用するために、住宅地盤に関する沈下の規定、基準などに準じた性能評価方法を提案している。

5.2 原位置水浸沈下試験方法

5.2.1 試験の適用範囲

この試験方法は、盛土により造成された住宅地盤（以下、地盤）を対象とし、原位置において地盤表面の水浸沈下量を測定する試験方法について規定している。

5.2.2 用語の定義

沈下は、載荷板を設置してから所定の荷重を載荷し終わった時までの圧縮沈下と地盤を水浸させたときに生じる水浸沈下の2種類がある。一方、沈下ひずみとは、測定された地盤表面の沈下量を対象深さで除した値のことをいう。

5.2.3 試験装置および器具

- (1) **載荷板**：直径(ϕ)=25cmの円形を標準とし、上下面が平滑な鋼板とする。
- (2) **載荷装置**：宅地地盤の表面に、所定の一定荷重を載荷できる能力を有する器具あるいは装置を使用し、スウェーデン式サウンディング試験で用いられているおもりまたは

これに準ずる載荷装置を用いる。

- (3) **注水用円管**：掘削孔壁面を止水する目的で設置し、円管の直径 D は、載荷板直径 ϕ の2～3倍以上とする。
- (4) **敷き砂**：載荷重を地盤に均等に作用させるために、地表面と載荷板の間に標準砂もしくは粒子破碎性の小さい粒状試料を用いる。
- (5) **変位計**：変位測定装置は変位計、支持棒およびその取り付け具から成る。変位計は、最小メモリが1/100mmで、最大20mmまで測定できるダイヤルゲージまたはこれに準ずる性能の変位計を用いる。
- (6) **沈下量測定装置**：沈下量測定装置とは、変位計取り付け装置を備えた載荷板の沈下量の測定装置である。
- (7) **浸透流測定装置**：注水した浸透水が地盤内の所定深度に到達したことを感知する装置（例えば、土壌水分センサー）である。
- (8) **現場密度試験用器具**：JIS A 1214に準拠する砂置換法による土の密度試験方法を推奨する。上記の方法によって密度を測定できない場合はそれに準ずる試験方法を採用してもよい（例えば、ラジオアイソトープ(RI)法）。

5.2.4 試験方法

原位置水浸沈下試験装置の例を図5-1に示す。試験方法は、次のとおりとする。

- (1) **試験実施箇所の選定**：図5-2に示すように、住宅基礎の端部において、少なくとも直下の盛土の厚さが最大となる地点およびその対角線上の2地点で実施する。
- (2) **現場密度測定試験の実施**：上記(1)の試験実施地点のそれぞれにおいて、現場密度試験により地盤の乾燥密度および含水比を求める。
- (3) **試験場所の養生**：盛土を造成してから試験実施までの期間は可能な限り短くし、試験実施前に天日乾燥させる必要がある。そのため、降雨や降雪等により地盤内に水が浸入しないように試験実施予定箇所をブルーシート等で覆う。
- (4) **試験孔の掘削**：試験箇所において、地盤表面から深さ h の試験孔を掘削し、掘削面を水平に整地する。ここで、掘削幅 D は載荷板の直径 ϕ の2～3倍以上とし、掘削深さ h は盛土造成時の撒き出し厚さ H_{sd} の半分程度とする。但し、撒き出し厚が不明な場合、 h を30cm程度とする。
- (5) **載荷板の設置**：試験孔の中央部に敷き砂を1cm程度の厚さに敷き、その上に載荷板が水平となるように設置する。
- (6) **浸透流測定装置の設置**：鋼管等で覆われた浸透流測定装置を所定の深度 $L=10\text{cm}$ の地点まで載荷板の中央から鉛直方向に挿入する。

- (7) **沈下量測定器具の設置**：載荷板の上部に変位計を鉛直方法に取り付けて変位の初期値を計測する。
- (8) **荷重の載荷**：ゆっくりと荷重を増やし，所定の荷重に到達した後に一定値に保つ．所定の荷重 P は次の式5-1より求める．

$$P = \gamma_t \times H \times A \quad \text{式5-1}$$

ここで， P ：最終荷重（kN）

γ_t ：盛土の単位体積重量（ $=18\text{kN/m}^3$ と仮定）

H ：盛土層厚（m）

A ：載荷板の断面積（ $=\pi\phi^2/4$ ， $\phi=25\text{cm}$ のとき $A\approx0.0491\text{m}^2$ ）である．

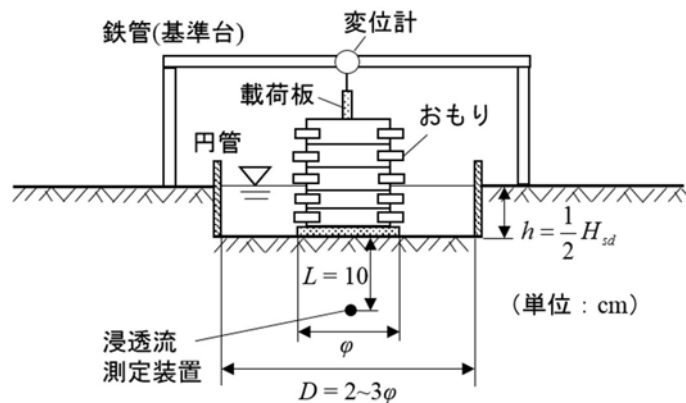


図5-1 原位置水浸沈下試験の概略

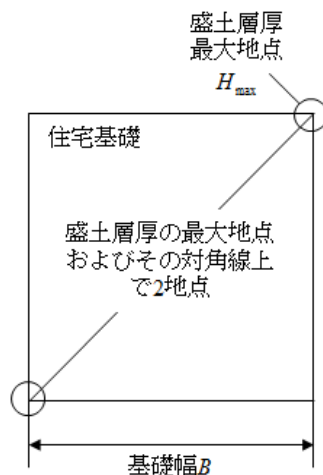


図5-2 試験対象地点の選定

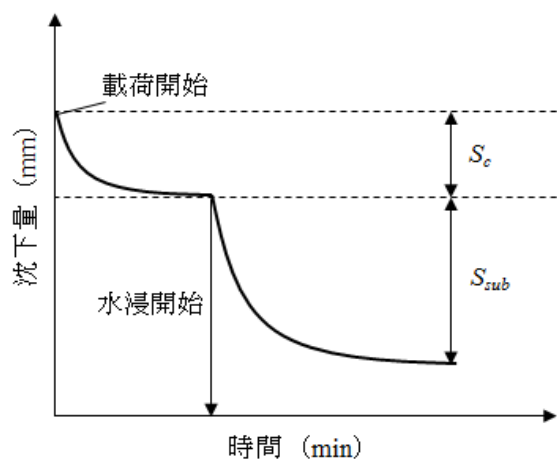


図5-3 沈下量 - 時間関係の例

- (9) **圧密沈下量**：図5-3に示しているように，荷重載荷開始時点から所定の荷重に達して

沈下が一定値に収束するまでの圧縮沈下量 S_c を記録する。収束時間の目安として、砂礫質土のように圧縮量が小さく、圧密が生じない砂礫材料では、最終荷重に到達してから10分程度であり、粘性土では3 t 法を適用して圧密終了を判断する。

(10) **給水**：掘削面から掘削高さ h まで注水し、水位を一定に保持する。

(11) **水浸沈下量**：図5-3に示しているように、注水開始時から浸透流測定装置が反応したときまでの水浸沈下量 S_{sub} を記録する。

(12) **試験の終了**：沈下量の時間推移を15分程度観察記録し、試験を終了する。

5.2.5 記録および結果の整理

圧縮沈下量 S_c (cm) ，水浸による沈下量 S_{sub} (cm) を記録し、沈下量 - 時間関係をグラフにする(図5-3参照)。また、つぎの式5-2により水浸沈下ひずみ ε_{sub} を求める。

$$\varepsilon_{sub} = \frac{S_{sub}}{L} \times 100 \quad \text{式5-2}$$

ここで、 ε_{sub} ：水浸沈下ひずみ (%)

S_{sub} ：水浸による沈下量 (cm)

L ：注水の到達深度(=10cm)

5.2.6 報告事項

試験結果については、次の事項を報告する。

- (1) 本基準と部分的に異なる方法を用いた場合には、その具体的な内容
- (2) 試験方法
- (3) 地点番号
- (4) 最大盛土層厚 H_{max} (cm)，盛土層厚差 $H_{max}-H_{min}$ (cm)
- (5) 基礎幅(m)
- (6) 試験日
- (7) 試験者
- (8) 現場密度(湿潤密度，乾燥密度)と含水比
- (9) 圧縮沈下量(cm)
- (10) 注水が浸透流測定装置(対象深度)に到達した時間(sec)とそのときの水浸沈下量(cm)

5.3 小型地盤模型試験における浸透流

5.3.1 模型実験の条件と方法

図5-4に模型地盤の外観を示す。模型地盤は高さ50cm、幅50cm、奥行き15cmの亚克力容器内に締固め度が70%程度になるよう試料をランマーで締固め、注水かつ湛水ができるように地盤の中央部に幅10cm、深さ2.5cmの穴を掘削し、模型地盤を作製する。浸透時間の短縮を目指し、比較的ゆるい締固め度に設定する。本試験は、表層部分における浸透流の把握が目的であり、試験に不必要な試料を減らすために模型の下部には下端から25cmの高さまでガラスビーズを詰めている。また、模型地盤に対して浸潤していく様子を確認するために、試料は永平寺試料で自然乾燥させた状態で使用しており、初期含水比は6.2%である。さらに、浸透流の反応時間および体積含水率を計測するため、図5-5に示すように4つの位置に土壤水分センサーを設置する。土壤水分センサーの測定原理は、土の誘電率が土壤水分率にほぼ比例するため、誘電率から体積含水率を求めている。求められた体積含水率から式5-3で換算し、土中の飽和度を求める。試験方法は、掘削孔がすりきりいっぱいになるまで注水し、その後、10分間隔で水を500mlずつ入れている。そして、下部の土壤水分センサーに目視で水が到達することを確認してから、24時間放置し体積含水率の変化を測定する。

$$S_r = \frac{\theta}{n} \times 100 \quad \text{式5-3}$$

ここで、 S_r ：飽和度， θ ：体積含水率， n ：初期間隙率である。



図5-4 模型地盤の外観

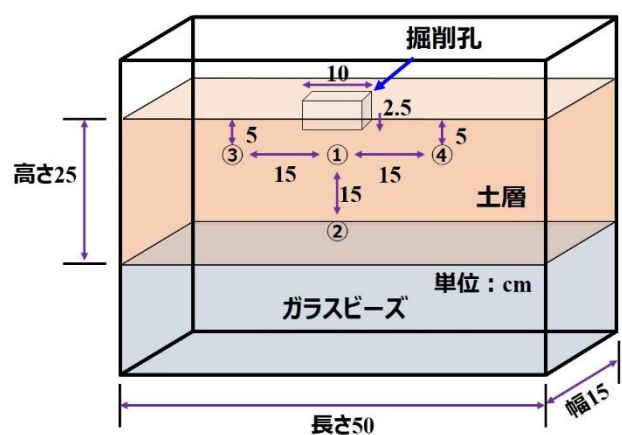


図5-5 土壤水分センサーの設置位置

図5-6、表5-1には、今回用いた土壌水分計とデータロガー(デカゴン社製)の模様と仕様を示す。この土壌水分計は、誘電率から土壌水分を測定する誘電率型土壌水分センサーである。比誘電率は、空気を1とすると、水が81、土粒子が3~5であり、この水の比誘電率の大きさを利用することにより、土壌中の体積含水率(Volumetric Water Content)を求めることができる。

また、土壌水分計を用いて飽和度を求める際に、事前に土壌水分計の検定が必要である。検定試験の概況を図5-7に示す。検定方法は、土壌水分計を設置する地盤と同じ締固め度($D_c=75\%$, 85% , 95%)の供試体を作成する。その後、供試体内に土壌水分計を挿入し、地盤が水で浸る程度の水を給水させ、土壌水分計の体積含水率が一定値に収束した段階で試験を終了した。そこで、一定値に収束した体積含水率を飽和度100%として、第六章で実施した原位置水浸沈下試験でも採用した。一方、飽和度の算出は、試験中に得られた体積含水率を検定で求めた体積含水率で除することで求める。



図5-6 土壌水分計(Ec-5)およびデータロガー(Em50)



図5-7 土壌水分計検定の様子

表5-1 土壌水分計(Ec-5)およびデータロガー(Em50)の仕様²⁾

項 目	土壌水分計 Ec-5
測定項目	体積含水率(VWC)
測定範囲	風乾～飽和
精 度	±3%, ±1%(キャリブレーション時)
分解能	0.1%VWC (砂質土壌) / 0.25%VWC (ロックウール)
測定時間	10ms(1/1000秒)
プローブ寸法	8.9×1.8×0.7cm

5.4 原位置水浸沈下試験方法の解説

試験方法は、以下の3つの事柄を仮定して規定している。

- (1) 盛土全体は均質：同じ材料を用いて、同じ含水比で同じ程度に締固められた盛土である。

本試験のは載荷直後から水浸沈下が収束するまでの沈下量を計測しておくことで、地盤の含水状態によらず地盤の沈下量を評価することができる。図5-8(a), (b)に室内水浸試験による乾燥密度の変化過程を示す。直径6cm, 高さ4cmの供試体を所定の応力で圧密後、水浸させた時の沈下量を測定する試験において、初期含水状態の違いが圧密・水浸沈下量に及ぼす影響を調べた結果である。●が初期乾燥密度、◆が圧密後乾燥密度、◀が水浸試験終了時の乾燥密度をそれぞれ表している。また、水浸試験終了時には供試体が完全に飽和したと仮定してゼロ空気間隙曲線上に乾燥密度を記載している。

この試験結果から、①初期含水比に応じたサクションの変化によって、圧密過程の圧縮量および水浸による圧縮量はそれぞれ大きく異なる、②最終的な乾燥密度は初期含水状態によらずほぼ一定値に収束する³⁾、ことが分かる。②の知見は、任意の初期乾燥密度にある不飽和土の圧縮体積変化は、サクションを含めた応力経路に依存せず、飽和状態の最終応力状態により決まることを示している³⁾。一方、①の知見から、初期含水状態に応じて水浸沈下量が異なるため、原位置の水浸沈下を正しく求めるためには、盛土造成時の水分状態で試験を実施することが望ましい。従って、盛土造成後から試験の実施までの期間はできるだけ短くし、雨水等が浸入しない手立てが必要である。

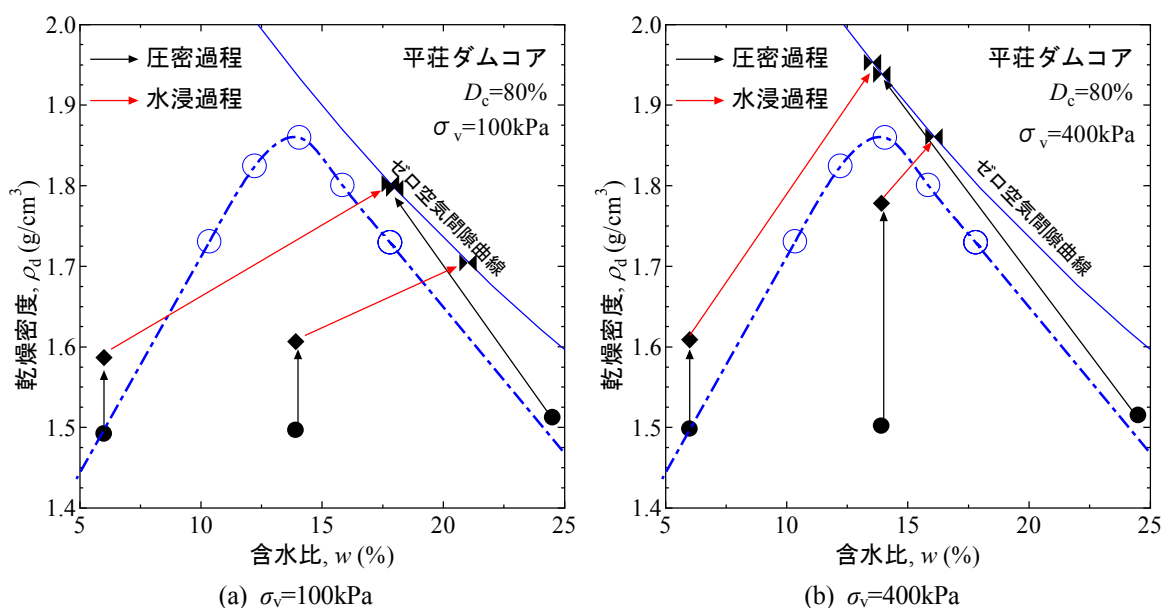


図5-8 圧縮と水浸過程による乾燥密度の変化³⁾

- (2) 原位置水浸沈下試験は疑似要素試験：地表面の沈下量を測定し、これを地表面近傍の土要素の沈下ひずみに換算し、この換算ひずみを盛土全体に適用して盛土全体の沈下量を推定している。

図5-9は、基礎に等分布荷重が作用したときの地盤内の圧力分布である⁴⁾。図より、本試験で標準的に規定している深度 $L=10\text{cm}$ までの地盤内応力は、地表面の応力の80%程度以上であり、基礎幅方向の一様性も高い。深さ 10cm までの表層では、地表面応力にほぼ等しい鉛直応力がほぼ一様に作用していると考えてもよい。これらの事柄から、本原位置試験は、ほぼ一様な応力が作用している要素が鉛直方向に均等な一次元浸透を受けたときの沈下を測定しているもの、つまり、疑似要素試験と解釈できる。

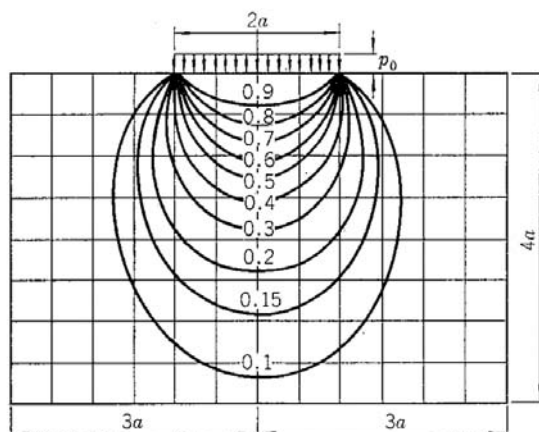


図5-9 円形等分布鉛直荷重による地盤内鉛直圧力⁴⁾

- (3) 住宅荷重による圧縮沈下は無視：戸建住宅の荷重による地盤表面での応力増加は約 20kN/m^2 程度であり、盛土深部では急激に小さくなる。加えて、低い応力下では圧縮沈下量よりも水浸沈下量の方が遥かに大きくなる。これらの理由により、戸建住宅の荷重による圧縮沈下を無視している。

図5-10は、載荷および水浸履歴の違いによる間隙比の変化である。水浸時の上載圧は、A過程で 200kPa 、B過程で 100kPa である。このように水浸時の上載圧が異なるにもかかわらず、水浸試験終了時の間隙比（つまり、乾燥密度）は最終載荷圧に依存していることが分かる。一方、水浸沈下量は、上載圧が大きくなるにつれ、次第に大きくなることが分かる。これらの実験事実から、水浸試験実施時の上載圧を試験箇所のもっと深い盛土底部の応力と同等となるように規定している。これは、かなり安全側の設定であり、実際の水浸沈下量を過大評価する虞があることに注意が必要である。一方、土の単位体積重量 γ_t は、日本における土の代表的な値⁵⁾の 18kN/m^3 を仮定した。また、宅地造成における盛土高さは 5m 以内を標準⁶⁾として

いる。表5-2は、標準的な $\phi=25\text{cm}$ の載荷板を使用した場合の載荷重の目安である。

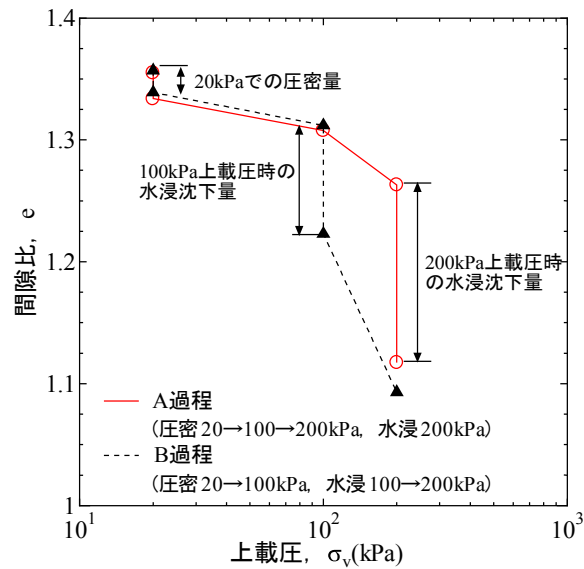


図5-10 載荷および水浸履歴の違いによる間隙比の変化

表5-2 盛土の最大層厚と最終荷重の関係($\phi=25\text{cm}$ のとき)

$H_{\max}(\text{m})$	$P_{\max}(\text{kN})$
1	0.884
2	1.768
3	2.651
4	3.535
5	4.419
6	5.303
7	6.187
8	7.070
9	7.954
10	8.838

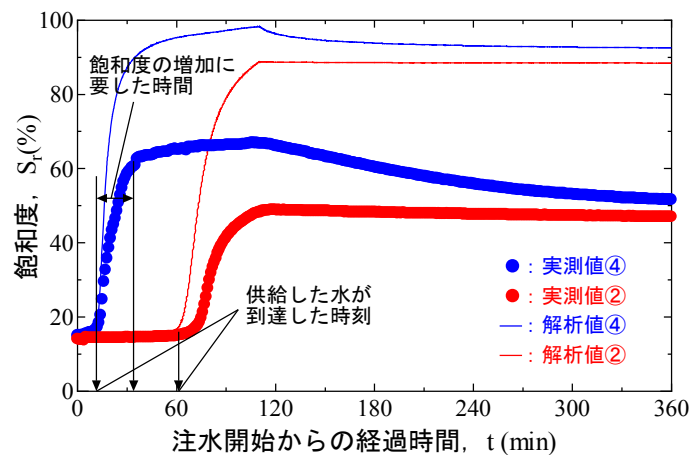


図5-11 飽和度の時間変化の実測値および解析値の比較

本試験では、擬似要素試験を実現するために浸透流感知装置の深度 $L=10\text{cm}$ としているが、模型浸透試験とその浸透流解析結果により、現実的な測定時間を考慮して決めている。この実験では、高さ 25cm 、横幅 50cm 、奥行き 15cm の模型地盤に高さ 2.5cm 、幅 10cm の掘削孔を中央部に設け、水の浸透経路および浸透にかかる時間を観測した。土試料の細粒分含有率は約 40% であり、模型地盤の締固め度は約 70% であった。浸透供水の到達時間は、図5-11に示すように掘削地表面から 2.5cm （実測値④）において約15分、 17.5cm （実測値②）において1時間強の時間を要したため、本試験では適切な試験時間となるように $L=10\text{cm}$ が適当であると判断した。表5-3は、異なる土質の透水係数の概略値および $L=10\text{cm}$ の地点への浸透水の到達時間をまとめている⁷⁾。

表5-3 浸透水が試験地盤面からの深さ 10cm に到達する時間の目安⁷⁾

透水係数 (cm/s)	到達予測時間	対応する土の種類
10^{-1}	1min40sec	砂および礫 (GW) (GP) (SW)
10^{-2}	16~17min	
10^{-3}	2~3h	微細砂, シルト, 砂/シルト/粘土混合土 (SF) (S-P) (M)
10^{-4}	27~28h	
10^{-5}	11~12day	

載荷板の大きさは、スウェーデン式サウンディング試験装置のおもりを載荷させることを想定して、直径 25cm を標準としている。載荷板は、試験孔の表面に対して水平に保つ必要があるため、載荷板の下に砂を 1cm 程度の厚さに敷いてから載荷板を据える。また、載荷板の設置時には、水準器などを用いて水平性を確認しながら設置することが望ましい。

試験孔の掘削深さ h は、宅地造成における一層あたりの撒きだし厚 H_{sd} の半分としている。通常、撒きだし厚さは $30\sim 50\text{cm}$ であるため⁶⁾、掘削深さは 20cm 程度以上となる。転圧重機のエネルギーは深くなるにつれ減少するので、それぞれの撒きだし層の上端から下端にかけて密度が減少する。さらに、地表面は重機走行等の影響により、盛土内部よりも良く締まっている。したがって、住宅地盤の性能を過大に評価することがないよう、試験孔を掘削してフレッシュな地表面で試験を実施することが重要である。

記録および結果の整理に関しては、圧縮時および水浸時における時間-沈下量曲線の関係をまとめておけば、測定結果の相互関係を理解するのに便利である。また、対象深度に供給した水が到達した時間も併記しておくことが望ましい。密度および含水状態と沈下量の関係を把握するために、水浸沈下試験と同時に現場密度および含水比の測定結果も記録する。

5.5 住宅地盤の性能評価

宅地造成に関する工事の設計では、最も不利な条件下にある部分で地盤調査を実施した結果を反映する必要がある。つまり、本試験によって得られる相対沈下量が最大となる箇所（最低2地点以上）で試験を実施しなければ、水浸沈下を対象とした住宅地盤に関する性能評価を適切に行えない。基礎幅 B を考慮して住宅地盤の許容沈下量 S_a を式5-4によって求めることができる。これは、表5-4に示す住宅品質確保促進法の「住宅紛争処理の参考となるべき技術的基準」⁸⁾から、構造耐力上主要な部分に瑕疵が存する可能性を示唆しており、地盤保証の適用が「建物の床レベルにおいて、3m以上離れている2点間を結ぶ直線の水平面に対する角度5/1000以上が確認された場合に保証適用」となっていることから、これらの基準を本式の参考とした。

$$S_a = B \times \frac{5}{1000} \quad \text{式5-4}$$

ここで、 S_a ：許容沈下量(cm)

B ：基礎幅(cm)

表5-4 建物床の傾斜による不具合事象発生の基準^{8)加筆修正}

(い)	(ろ)	(は)
レベル	傾斜勾配	構造耐力上主要な部分に瑕疵が存する可能性
1	3/1000未満の勾配の傾斜	低い
2	3/1000以上6/1000未満勾配の傾斜	一定程度存する
3	6/1000以上の勾配の傾斜	高い

基準式の対象となる盛土層厚は、盛土の種類によって対象とする層厚を決定しなければならない。そこで、今回規定する盛土層厚は、住宅品質確保促進法の定めている勾配の傾斜が2点間を結ぶ相対的な沈下量であるため、図5-12に示すように住宅基礎直下における最大層厚 $H_{\max}$ と最小層厚 $H_{\min}$ の差とする。これは、住宅基礎直下において勾配が最大となるよう設定した。

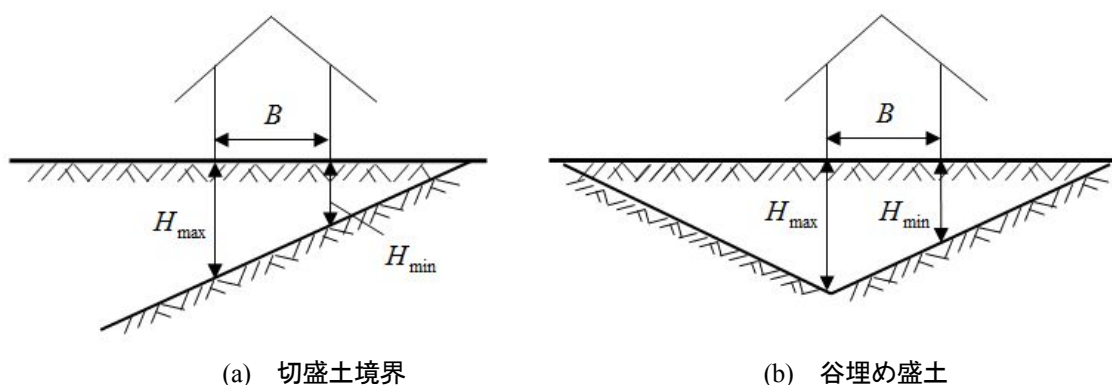


図5-12 盛土層厚の求め方

式5-4に試験対象地盤の盛土層厚差をかけることによって得られる相対沈下量から式5-5となり、住宅地盤の性能評価を判断する基準式とする。また、試験地盤面の許容最大沈下量は、日本建築学会が発刊する「建築基礎構造設計規準・同解説」⁹⁾のべた基礎における許容最大沈下量の標準値に基づき最大10cmと定める。

$$\varepsilon_{\text{sub10}} \times (H_{\text{max}} - H_{\text{min}}) \leq B \times (5/1000) \quad \text{式5-5}$$

ここで、 H_{max} ：最大盛土層厚(cm)

H_{min} ：最小盛土層厚(cm)

$\varepsilon_{\text{sub10}}$ ：深度10cmまでの水浸沈下ひずみ (%)

この許容最大沈下量の要件と式5-5を併せて、式5-6に示す。

$$\varepsilon_{\text{sub10}} \times (H_{\text{max}} - H_{\text{min}}) \leq B \times (5/1000) \quad \text{かつ} \quad \varepsilon_{\text{sub10}} \times H_{\text{max}} \leq 10 \quad \text{式5-6}$$

しかし、式5-6は、不同沈下かつ許容沈下に対する指標であり、原位置水浸沈下試験で求めた水浸沈下ひずみが式5-5を満足しているかどうかで住宅地盤の性能の良否を判断する。

5.6 おわりに

本章の原位置水浸沈下試験のガイドラインは、本研究で実施した室内水浸試験、浸透流模型試験の結果に基づき、提案しており、原位置水浸沈下試験の試験装置および器具、原位置での試験手順および試験データの整理について説明した。

また、本原位置試験の概念である「盛土全体は均質」、「擬似要素試験」、「住宅荷重による圧縮沈下は無視」3つの事柄について説明した。

浸透流模型試験から、所定の深度までの浸透水到達時間は、掘削地表面から5cmにおいて約15分、17.5cmにおいて1時間強の時間を要したため、適切な試験時の間となるように土壌水分計の設置深度 $L = 5 \sim 15 \text{cm}$ を採用した。

そこで、原位置水浸沈下試験の擬似要素試験としての妥当性と性能評価の可能性有無について確認する必要がある。そのために、試行的に複数の現場でパイロット試験を実施し、その結果からフィードバックする必要がある。

参考文献

- 1) 澁谷 啓, 片岡 沙都紀：水浸沈下を対象とした住宅地盤の性能評価のための原位置試験方法ガイドライン（案），住品協だより, Vol.10, pp.6-9, 2016.
- 2) アイネクス：<https://www.ai-nex.co.jp/products.html>.
- 3) 岡本健太, 李俊憲, 澁谷啓：盛土材料の水浸沈下特性に及ぼす上載圧と初期含水状態の影響，第49回地盤工学研究発表会, No.200, pp.399-400, 2014.
- 4) 木村孟：土質工学基礎叢書5—土の応力伝播—，鹿島出版会, p.20, 1978.
- 5) 社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説—二分冊の1—，p.181, 2009.
- 6) 宅地防災研究会：宅地防災マニュアルの解説 第二次改訂版, pp.125-178, 2007.
- 7) 社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説—二分冊の1—，p.450, 2009.
- 8) 建設省：住宅紛争処理の参考となるべき技術的基準，建設省告示第1653号, 2000.
- 9) 日本建築学会：建築基礎構造設計規準・同解説, p.172, 1974.

第六章 宅地盛土の水浸沈下評価法の検証事例

6.1 はじめに

本章では，第五章で述べた「住宅地盤の性能評価のための原位置水浸沈下試験のガイドライン」について，試験方法等を検討，修正することにより，最終的に水浸沈下に対する宅地地盤の性能評価方法について新たな提案を行うことを目的としている．さらに，既存盛土の性能を評価する手順として，現場調査から室内試験までを一連の工学的的方法として議論する．

6.2節では，6.3節から6.6節までにおいて扱っている現場調査方法の概要について説明する．

6.3節では，第五章で提案したガイドラインの試験装置，方法などの適用性を検討するため，締固め度が異なる盛土を2つ造成し，原位置水浸沈下試験を実施する．さらに，試験時間を短縮する目的で行う小型地盤模型試験および浸透流解析による検討方法が妥当であるか否かについても検証する．

6.4節では，一般的によく使われている盛土材料を用いて，締固め度が異なる盛土群を造成し，原位置水浸沈下試験を実施する．また，現場から採取した試料で室内水浸沈下試験を行い原位置と室内との整合性を明確にする．

6.5節では，造成された宅地盛土で原位置水浸沈下試験による性能評価を実施し，試験の問題点などについて検討を行う．

6.6節では，3つの既存宅地盛土の現場調査，試料の採取および室内水浸沈下試験などを通じて既存盛土の性能を評価する方法を検討し，原位置水浸沈下試験の必要性を述べる．

6.2 現場調査法の概要および方法

本節では，宅地盛土で原位置水浸沈下試験を行う前に実施する現場調査や既存盛土の地盤状況を把握するために，行う現場調査の概要および方法について説明をする．具体的には，標準貫入試験，スウェーデン式サウンディング試験，固定ピストン式二重管サンプラー，簡易動的コーン貫入試験，高精度表面波探査および現場密度試験(砂置換法)である．

6.2.1 標準貫入試験(JIS A 1219)

標準貫入試験は動的貫入試験の一種であり，原位置における土の硬軟や締まりの度合いを知る指標となるN値を求めるために行う試験である．試験方法の細部については「標準貫入試験方法(JIS A 1219 : 2001)」¹⁾に定められている．すなわち，質量63.5(±0.5)kgのハンマーを76(±1)cmの高さから自由落下させ，衝撃によって図6-1に示すような標準貫入試験用サンプラー(レイモンドサンプラー)を30cm地中に貫入させるのに要する打撃回数を測定する．この

打撃回数が50回に達した時点で打ち止めとし、貫入量を記録する。

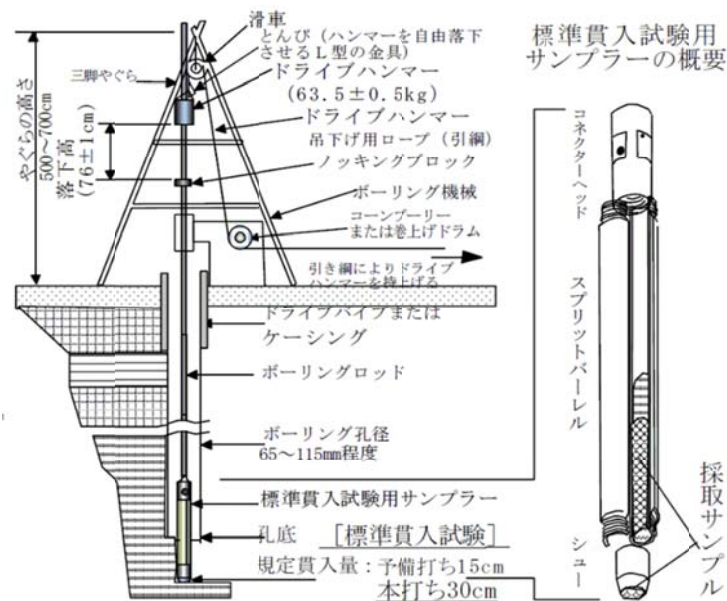


図6-1 標準貫入試験試験機の概況

6.2.2 スウェーデン式サウンディング(SWS)試験(JIS A 1221)

スウェーデン式サウンディング試験(以下、SWS試験)¹⁾は、原位置における土の硬軟または締まり具合を判定するための静的貫入抵抗を求める試験である。特に、第二章2.5節で述べたように宅地の基礎地盤の強度を調べるのに最も普及している。原則として、1宅地につき外周部(4箇所)と中心部(1箇所)の計5箇所で行っている。図6-2にSWS試験器具を示す。試験方法は、ロッドにスクリーポイントを取り付け、载荷用クランプ(重さ0.05kN)に円筒形のおもり(0.1kNのおもり2つ、0.25kNのおもり3つ： W_{sw})を一個ずつ載せる。その時、ロッドが沈むか否かを観察し、記録をしておく、全部のおもりを载荷してもロッドが沈まずに止まっていると、ハンドルを取り付けた後にロッドを回転させる(ここで、ハンドルの回転数は180度(半回転)が1回を意味する)。25cm貫入するまでの半回転数 N_a を記録し、 N_a に対応する貫入後のスクリーポイント先端に接する地表面からの貫入深さを記録し、そのときの貫入量 L を計算する。式6-1によって貫入量100cm当たりの半回転数 N_{sw} に換算して記録する。地盤の強さの判定には標準貫入試験によって得られる N 値を目安にすることが広く行われており、SWS試験では本来の N 値に準じる換算 N 値を算出することのできる換算式を式6-2、式6-3に示す。換算 N 値は粘性土用と砂質土用の2式があり、大別した土質分類に基づき、それぞれの式に実測値を代入することによって得られる。本研究では砂質土系の試料であるため、式6-2を適用している。

$$N_{sw}=100/L \times N_a \quad \text{式6-1}$$

$$N=2SW_{sw}+0.067N_{sw} \quad (\text{砂質土}) \quad \text{式6-2}$$

$$N=3W_{sw}+0.050N_{sw} \quad (\text{粘性土}) \quad \text{式6-3}$$

ここで、 W_{sw} ：荷重(おもりの重さ)

N_{sw} ：1mあたりの半回転数(ハンドルを回転させず自沈する場合は「ゼロ」とする)

である。

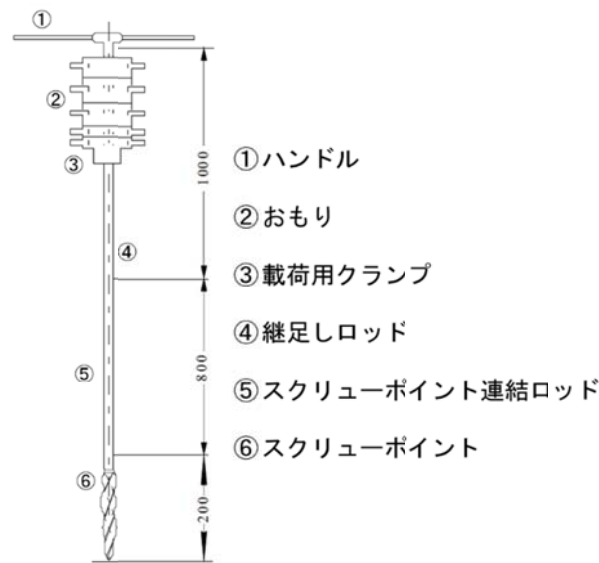


図6-2 SWS試験器具

6.2.3 簡易動的コーン貫入試験(JGS 1433)

簡易動的コーン貫入試験(以下、貫入試験)¹⁾とは、ハンマーを、 $500 \pm 10\text{mm}$ の高さから自由落下させ、先端のコーンを 10cm 貫入させるために必要な打撃回数 N_d 値から、地盤の動的なコーン貫入抵抗を求める試験である。図6-3に試験機の構成図を示す。簡易なサウンディングとして、地盤表層部の調査に広く用いられる一方で、打撃エネルギーが小さいため、貫入抵抗の大きい硬質粘性土や砂礫地盤には適用が難しいという弱点を持っている。簡易動的コーン貫入試験機は、コーン、ロッド、ノッキングヘッド、ガイドロッドおよびハンマーで構成される。

- ① 先端コーン：鋼製で、先端角 60° 、底面積 4.9cm^2 のもの
- ② ハンマー：鋼製で、質量 5kg のもの
- ③ 貫入ロッド：鋼製で、外径 16mm 、長さ $1000 \sim 1200\text{mm}$ 、 100mm ごとの目盛りを有する

もの

- ④ ガイドロッド：外径16mmの鋼製で、ハンマーを50cmの高さから自由落下させることができるもの
- ⑤ ノッキングヘッド：鋼製で、ハンマーの打撃を受け止める構造であるもの

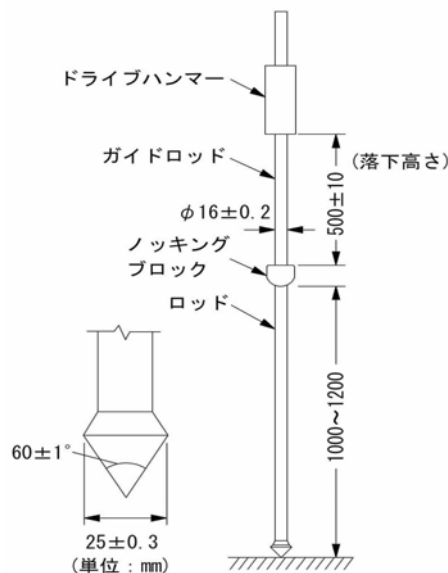


図6-3 簡易貫入試験試験機

6.2.4 固定ピストン式二重管サンプラー(GSサンプラー)

GSサンプラー(固定式二重管サンプラー)¹⁾はデニソン型サンプラーを改良進化させたもので、廃棄物や礫質土の採取など多様な土質に使用されている。試料の脱落や供回りを防止するための固定ピストンを内蔵した定方位サンプラーである。採取試料は透明アクリル管に収納され、試料の観察が容易である。ポンプ圧が加わることによるマトリックス(礫間を満たす砂など)の流出を防ぐために、ビット側面に排水孔を設けて図6-4のような循環水経路をとるようにしている。GSサンプラーの特徴は以下の4つがある。

- ① 採取試料は透明なアクリル管へ収納され、試料採取後すぐに試料観察ができ、保管も容易である。
- ② 対象地盤は砂質土・礫質土をはじめ廃棄物や風化岩・破碎帯等幅広い土質へ適応可能であり、不飽和地盤のサンプリングも可能である。
- ③ 中間ロッドを使用するため、定方位サンプリングができ、地層傾斜の推定に貢献できる。
- ④ ドライ・ウェット(乾・湿)いずれのサンプリングも実施可能であり、サンプリング時に

使用する掘削流体には水・泥水・泡・エアなどが利用できる。

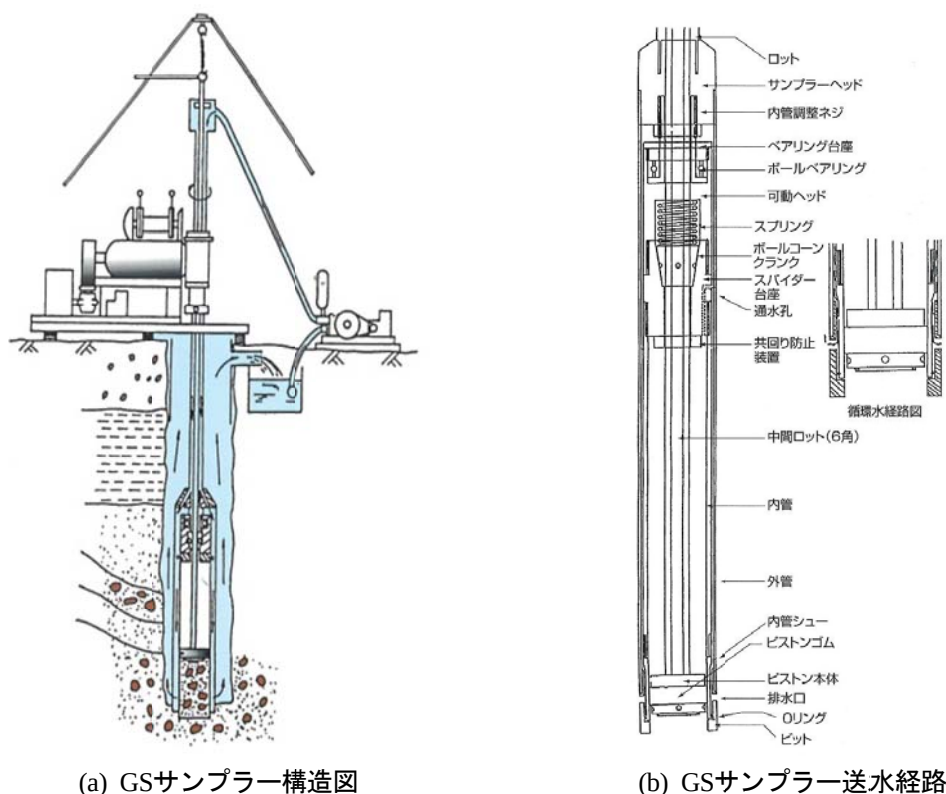


図6-4 GSサンプラー構造図及び送水経路

6.2.5 高精度表面波探査

表面波探査¹⁾は、地盤の地表付近を伝わる表面波(レイリー波)を多チャンネルで測定・解析することにより、深度20m程度までの地盤のS波速度(V_s)を求める技術である。図6-5に表面波探査の探査原理を示している。かけや等で地表面を加振すると弾性波が発生し、地中ならびに地表を伝播していく。このうち、地表近傍を横方向に伝播するものを表面波と呼ぶ。不均質な地盤の表面付近を伝わる表面波(レイリー波)は、その波長(周波数)によって伝播速度が変化する。一般の地盤では、深度とともに弾性波速度が増加するが、表面波は長い波長ほど深部の速度にも反映するので、短い波長(高周波数)では速度が遅く、長い波長(低周波数)では速度が速くなる。波長(周波数)による違い(分散)を逆解析することにより、不均質な地盤のS波速度分布を求めることができる。従来の表面波探査では2, 3個の受振器を用いて測定・解析を行っていたが、本研究で用いた高精度表面波探査では多数の受振器を用いる。これにより、表面波の基本モードをより確実に検出することができ、精度良く分散曲線を求めることができる。なお、地震波の速度を地耐力に換算する国土交通省認定の調査法であり、土間、アスファルト上からでも調査でき、確実に深度10mまで調査が可能である。図6-6には、神戸大学澁谷研究室で実施した表面波探査より得られたダム内部のS波速度分布を例として

示す。なお、表面波探査で得られるS波速度(V_s)は、物質の硬さなどの目安となる剛性率($G = \rho_t \cdot V_s^2$)に直接関係する値であることやS波速度と標準貫入試験により得られるN値には、図6-7のように相関性があることが報告²⁾されている。

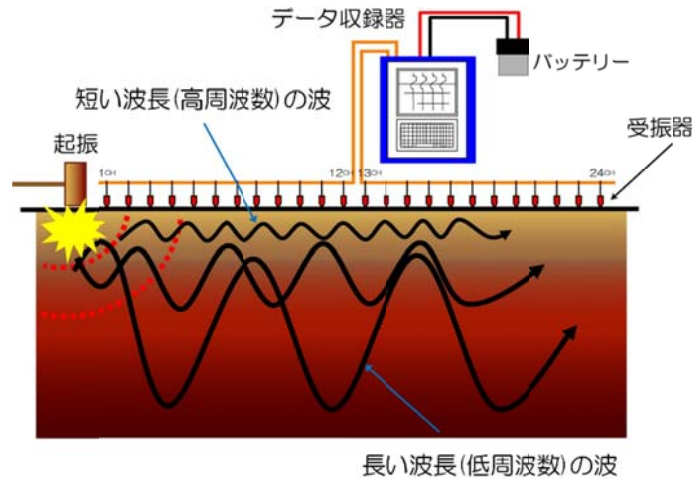


図6-5 表面波探査より得られたダム内部のS波速度分布

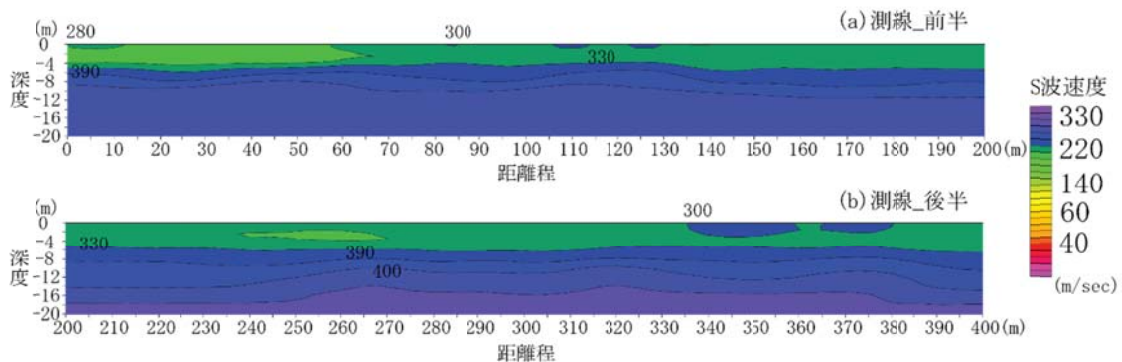


図6-6 表面波探査より得られたダム内部のS波速度分布³⁾

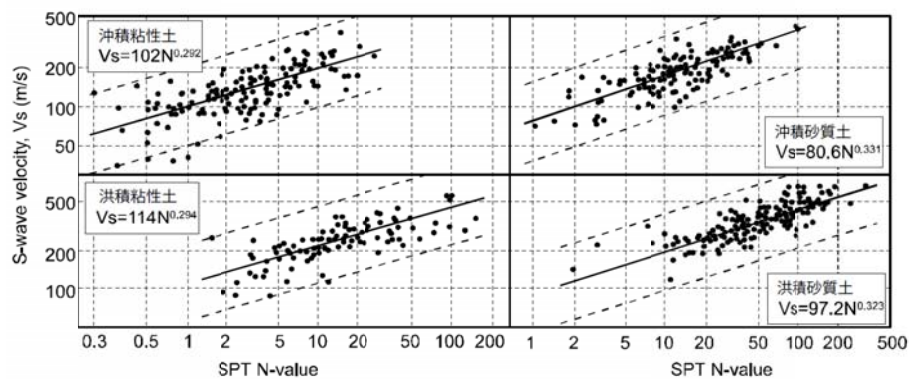


図6-7 $V_s \sim N$ 値関係²⁾

6.2.6 現場密度試験(砂置換法: JIS A 1214)

砂置換法⁴⁾は、地盤に直径10cm、深さ10cmの円筒状の穴を掘削し、採取した土の質量と含水比を求め、さらに、標準ふるい2mmを通り、0.075mmに留まる乾燥させた標準砂の注入量から得られる穴の体積から湿潤密度と乾燥密度を計算する。この結果を室内締固め試験から得られた最大乾燥密度で除することにより、締固め度 D_c を求めることができる。図6-8には、砂置換法を実施している様子を示しており、締固め度は式6-4から算出する。

$$D_c = \frac{\text{現場で測定された土の乾燥密度 } \rho_d}{\text{突固め試験から得られた最大乾燥密度 } \rho_{d\max}} \times 100 \quad \text{式6-4}$$



図6-8 現場密度試験(砂置換法)

6.3 原位置水浸沈下試験装置の適用性評価

6.3.1 本節の目的

本節では，第五章「住宅地盤の性能評価のための原位置水浸沈下試験のガイドライン」で提案している試験装置，測定時間および試験方法などが現実的に可能であるか否か，問題点はないかなどの試験の適用性並びに試験結果の妥当性に着目して検討する．

6.3.2 試験現場の概要

盛土の締固め程度については，水浸沈下の有無が判断できるように緩詰め盛土と締固め盛土2パターンを試験対象とし，両盛土とも盛土高さは1m，天端部分は2m×2mとなるよう造成する．この試験盛土の概況を図6-9，図6-10に示す．緩詰め盛土は，バックホーで土を盛り，高さ10cmごとにバックホーで軽くならしていき，天端部分はスコップを用いて水平に仕上げる．締固め盛土，は緩詰め盛土と同様に土を盛り，約10cmをまき出す毎に人力によって締固め，天端部分のみタンパーを用いて十分に締固める．なお，浸透流測定装置は，小型地盤模型試験の結果を参考に，土壤水分センサーを図6-11のように深度5cmと15cmの位置に設置する．この試験盛土に用いた加古川試料であり，第三章で説明している．その試料の物理特性，粒度分布および締固め曲線は第三章，図3.7および図3.8に示している．締固め試験は粒子破碎のおそれが低いため，A-a法にて実施している．土粒子密度(ρ_s)は2.684g/cm³，細粒分含有率(F_c)は31.0%，最大乾燥密度(ρ_{dmax})は1.903g/cm³，最適含水比(w_n)は11.9%，分類名は細粒分質礫質砂(GFS)である．



図6-9 試験盛土造成の様子



図6-10 タンパーによる盛土の締固め

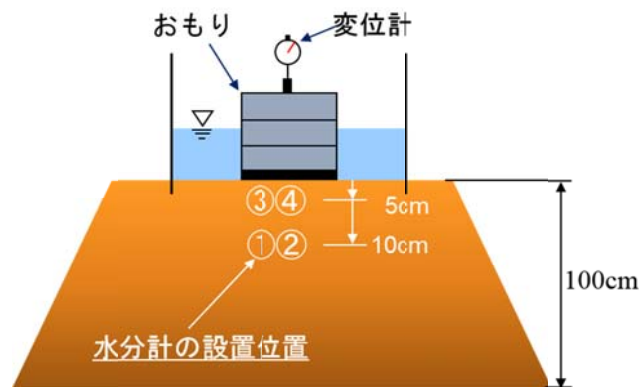


図6-11 土壌水分計の設置位置

6.3.3 試験の結果

本試験では、原位置水浸沈下試験の他に、試験盛土の締固め度を測定するために現場密度試験および住宅地盤で一般的に実施されているスウェーデン式サウンディング試験を実施している。これらの試験結果を以下に記す。

(1) 現場密度試験およびスウェーデン式サウンディング試験の結果

一般に盛土の締固め度等の測定では、5箇所での測定を行うが、本試験盛土では測定範囲が狭いため、1箇所での測定を行っている。表6-1に砂置換法による現場密度試験から得られた現場乾燥密度および自然含水比を、図6-12にスウェーデン式サウンディング試験から得られた深度毎の換算 N 値を示す。現場密度試験は、1試験につき2箇所での測定を行い、その平均値を示している。緩詰め盛土では、締固め度 D_c は55.8%、換算 N 値は盛土の下端でも1以下であり、密度、強度の観点から非常に緩い盛土が造成されていることが分かる。一方、締固め盛土では $D_c=85.7\%$ 、換算 N 値は深度方向に増大し、1~3に分布しているのが確認できる。また、自然含水比は両盛土とも図3-8の締固め試験から得られた最適含水比 $w_{opt}=11.9\%$ よりも湿潤側の含水比となっている。

表6-1 砂置換法による現場密度

	現場乾燥密度, ρ_d (g/cm ³) ※カッコ内は締固め度,	自然含水比, w_n (%)
緩詰め盛土	1.063 ($D_c = 55.8\%$)	15.3
締固め盛土	1.631 ($D_c = 85.7\%$)	16.1

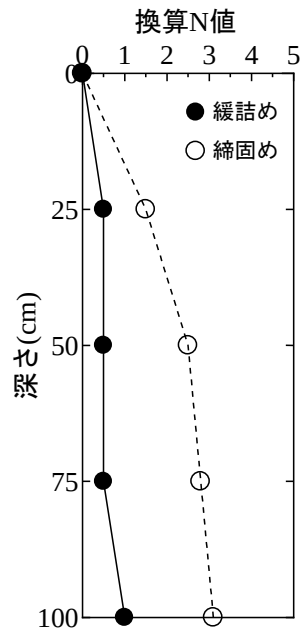


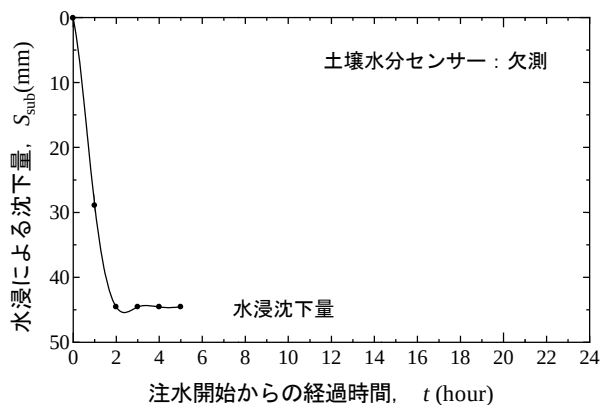
図6-12 試験盛土の換算N値

(2) 原位置水浸沈下試験の結果

原位置水浸沈下試験の上載圧にはSWS試験器具95kgと載荷板5kg（合計荷重，約19kPa）を用いており，盛土の含水比は自然含水状態である．圧密から水浸による沈下が終了するまでの沈下量，また土壤水分センサーによる浸透流の反応時間を計測している．図6-13(a)～(b)，図6-14(a)～(c)に水浸による圧縮沈下ひずみおよび換算飽和度の時間変化と水浸沈下試験時の様子を示している．ゆる詰め盛土では，土壤水分センサーによる浸透水の反応時間を測定することを目指したが，全体的に間隙(凹凸)が多く，センサー反応の有無が不明確であったため，盛土内部の飽和度の変化が確認できない．また，締固めが不十分であったため，注水後2分も経たずに地盤が崩れ，錘が転倒している．一方，**締固め**盛土においては水浸させてから5分弱に水が15cmの深さまで到達していることがはっきりと観測されている．その時の地盤沈下量は約0.2mmである．なお，試験開始17時間後に再度注水した段階で沈下が進み，最終的な沈下量は約0.9mmである．このように，住宅相当の低い上載圧の下であっても，締固め度が異なる地盤での沈下量に明瞭な差異が生じた．これは，室内水浸沈下試験と同様な傾向である．第五章5.5節で述べているように，この原位置水浸沈下試験は，簡易性と作業能率を考慮しており，浸透流測定装置の深度位置を水浸による圧縮沈下ひずみの対象深度として，試験終了時刻の目安にできると考えられる．しかし，それに伴って土壤水分センサーが深度ごとに時間遅れで反応しているが，細粒分含有率が高い土試料にもかかわらず水浸沈下量は少ない．

その理由として，(a)加古川試料は粒径幅が広く，締固めしやすい試料であるため，水浸沈

下が起こりにくい。(b)盛土の自然含水比が最適含水比より高いため、水が地盤内に浸入しにくく、サクションがほぼ消失しており、コラプス沈下が小さいことなどが考えられる。

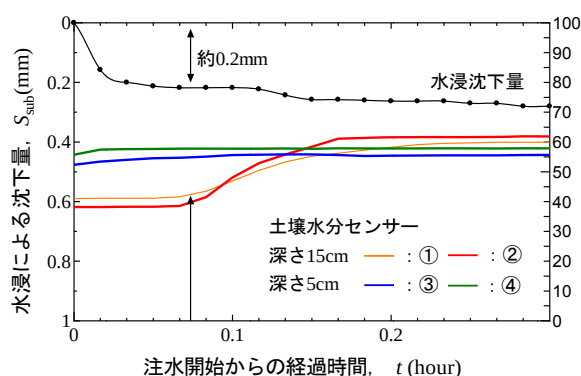


(a) S-t

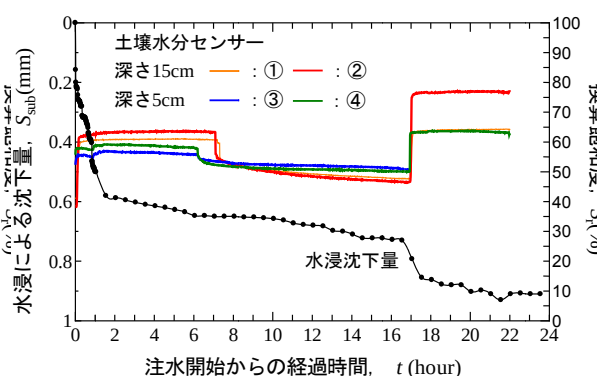


(b) 地盤崩壊の様子

図6-13 緩詰め盛土における沈下量および崩壊の様子



(a) 1時間までの沈下量と換算飽和度



(b) 沈下量と換算飽和度



(c) 締固め盛土の水浸沈下の様子

図6-14 締固め盛土での沈下量および様子

6.3.4 原位置水浸沈下量と室内水浸沈下量との比較

室内水浸沈下試験と現場との整合性を確認するために攪乱試料を用いて行っている。ここ

で、盛土の沈下が完全に終わるまでを、攪乱試料では深度12.5cmまでの沈下を想定している。

供試体の条件としては、直径 $\phi=15\text{cm}$ 、高さ $h=12.5\text{cm}$ のCBRモールドに現場で採取した試料を3層で、油圧ジャッキを用いて静的に作製し、上載圧は現場と同じく $\sigma_v=19\text{kPa}$ としている。図6-15は室内での時間と沈下量のグラフであり、締固め度が高くなるほど水浸沈下量は小さくなる。この結果を原位置水浸沈下試験の沈下量と比較すると、図6-16のように示す。縦軸は、それぞれの試験から求めている水浸沈下ひずみを横軸には、締固め度を示している。この図から、原位置水浸沈下試験による沈下ひずみは室内水浸沈下ひずみと同等であることが分かる。

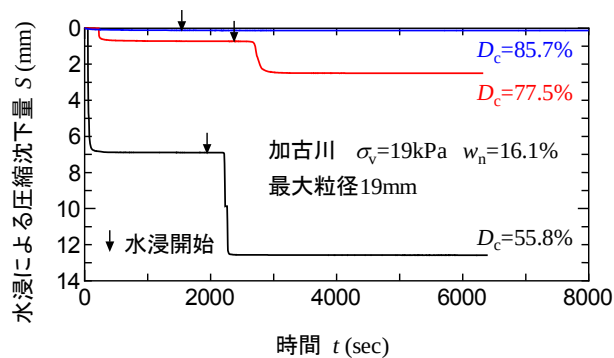


図6-15 室内水浸沈下のS-t

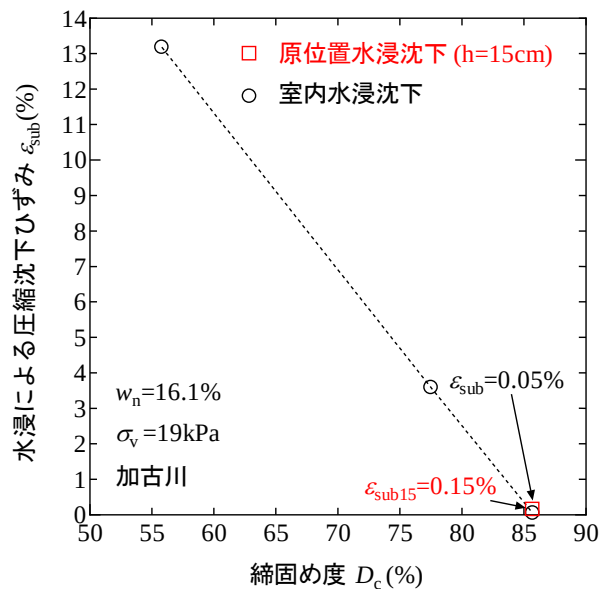


図6-16 原位置と室内の水浸沈下試験結果

6.4 締固め度が異なる試験盛土の性能評価

6.4.1 本節の目的

現行の宅地盛土の品質管理工法としてスウェーデン式サウンディング試験（以下，SWS試験）が一般的に利用されているが，SWS試験は地盤の微妙な硬さの違いに対して鈍感であるため，地盤の変形（性能）評価には不向きである⁵⁶⁾．一方，多様な盛土材料の締固め度に着目した室内水浸沈下特性に関する研究から，コラプス現象時の体積ひずみは応力経路に依存しないが上載圧，密度および初期含水比に影響を受けることが分かっている．また，所定の上載圧では，圧密沈下と水浸沈下過程を経た試料の総体積ひずみは初期含水状況，サクションを含めた応力経路に依らず最大上載圧により決まり，最終的には概ね一定値に収束することを第四章で確認している．さらに，6.3節では，原位置水浸沈下試験の適用性について検討している．このような背景から，本節では，密度が異なる試験盛土で原位置水浸沈下試験を実施すると同時に，不攪乱試料を用いた室内水浸沈下試験も同様に行い，原位置と室内の水浸沈下特性に関して比較検討している．

6.4.2 試験現場の概要

盛土の基礎地盤は，上層路盤材に使用される砕石により深度2mまで改良されており，本試験盛土築造(上載荷重)による変状の可能性は極めて低い密な地盤である．水浸による圧縮沈下の有無が判断できるように，締固め度 D_c を75%，85%，95%に設定し，3種類の試験盛土を造成する．それぞれの盛土高さは1m，天端部分は1.5m×3.5m，法面勾配1：1.5である．試験盛土の天端図を図6-17に，密度が異なる盛土の施工状況を図6-18(a)～(c)に示す．第五章のガイドラインに則って試験を実施するために，盛土の巻出し厚さに関しては，第二章2.4節表2-3の「各種地盤構造物の品質管理項目と規定値」⁷⁾より薄い，厚さ20cmに設定している．これは，原位置水浸沈下試験において天端から深さ10cmの穴を掘り，また，試験場所の掘削面から深さ10cm位置に土壤水分計を設置するためである．そのため，土壤水分計は盛土高さ80cmの箇所に設置される．土壤水分計の種類に関しては後述する．

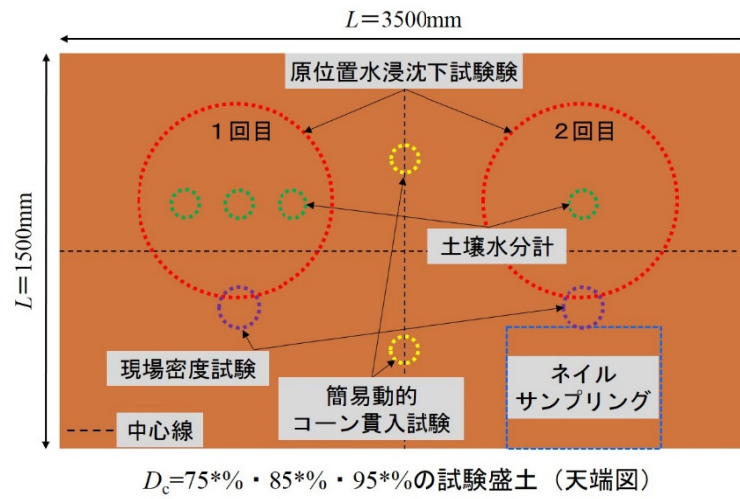


図6-17 試験盛土の天端図⁸⁾



(a) $D_c=75\%$ 盛土施工状況



(b) $D_c=85\%$ 盛土施工状況



(c) $D_c=95\%$ 盛土施工状況

図6-18 各試験盛土の施工状況⁸⁾

試験盛土の施工は、事前に現場で確認試験を行い、目標密度になるように巻出し厚さ、機械種類、回転数などを設定する。その後バックホーで土を盛り、次の異なる締固め方法で盛土を造成している。

- ・ $D_c=75\%^*$: ショベルで締固め
- ・ $D_c=85\%^*$: ハンドローラーで締固め(0.5往復)
- ・ $D_c=95\%^*$: ハンドローラーで締固め(10往復)

試験盛土の模式図を図6-19に示す。左から締固め度 $D_c=95\%^*$ 、 $85\%^*$ 、 $75\%^*$ の盛土である。盛土の法面は、盛土の型崩れを防止するためにショベル・スコップ等で十分に締め固める。

また、盛土内の水をなじませるためと雨水などの浸透による影響を防ぐため、試験盛土完成直後から盛土全体にブルーシートを覆っている。ここで、締固め度 $D_c=95\%^*$ 、 $85\%^*$ 、 $75\%^*$ の*印は、異なる密度に対する目標値および平均値を意味する。

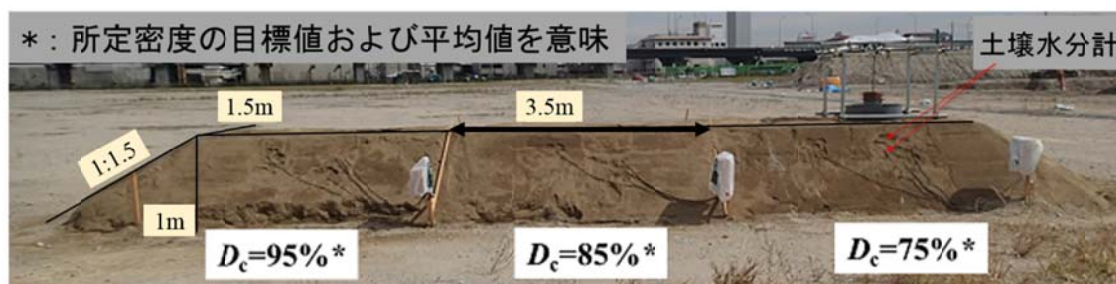


図6-19 試験盛土の模式図⁸⁾

6.4.3 現場試験の手順および結果

(1) 降雨量の確認

雨水の浸透における盛土への影響を確認するために、図6-20に2016年10月の試験盛土造成後から同年12月の原位置水浸沈下試験実施日までの降雨量を示す。この期間には降雨こそあるものの、大雨や台風などのダメージを受けずに、盛土自体には大きな損傷はなく、外見にも変化は見られない。

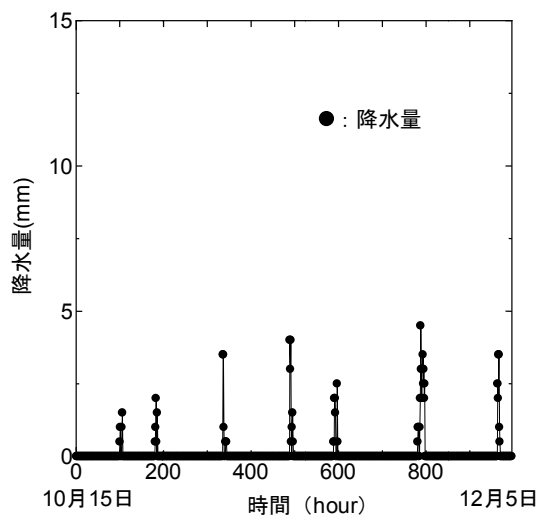


図6-20 降水量～時間関係（2016年10月15日から12月5日）
国土交通省気象庁ホームページより

(2) 現場密度試験結果

造成した試験盛土が目標締固め度となっているかを確認するために、砂置換法による土の密度試験方法(JIS A 1214)に準じ、盛土造成時に各層で現場密度試験を実施している。地盤に直径10cm、深さ10cmの円筒状の穴を掘削し、採取した土の質量、含水比および標準砂の注入量から、湿潤密度と乾燥密度を求めている。現場密度試験結果(2016年10月試験結果)の表6-2に示しているように、5層の平均値は、目標締固め度($D_c=75\%$, 85% , 95%)と概ね一致しているものの、各層毎には目標締固め度、含水状態が微妙に変化している。その原因は、盛土造成時に小雨が降ったり止んだりするなどの気象変化が締固めのばらつきに影響を及ぼしていると考えられる。従って、「 $D_c=75\%*$ 」の*印はあくまで目標値や平均値であることを意味する。

表6-2 施工時の現場密度試験結果(2016年10月の試験)⁸⁾

項目	$D_c=75\%*$		$D_c=85\%*$		$D_c=95\%*$	
	$w_n(\%)$	$D_c(\%)$	$w_n(\%)$	$D_c(\%)$	$w_n(\%)$	$D_c(\%)$
1層目	7.6	77.2	7.6	83.7	6.5	90.8
2層目	11.8	80.8	9.3	84.0	10.8	95.8
3層目	12.8	71.7	8.7	89.6	3.3	100.7
4層目	6.3	78.6	2.6	87.9	7.9	96.3
5層目	8.3	70.7	9.2	79.4	8.0	92.4
平均値	9.4	75.8	7.5	84.9	7.3	95.2

※4層目、5層目の含水比・締固め度は、現場密度試験2カ所の平均値である。

※2層目施工時に降雨があったため、2層目の含水比が上昇している。

また、盛土を雨ざらしにした後の現場密度試験結果(2016年12月試験後)を表6-3に示している。天端から10cm掘削後、深さは10cm~20cmの箇所での現場密度試験結果である。この表より、10月の試験結果と比べると、全ての試験盛土の自然含水比は低く、締固め度は大きくなっており、特に、締固め度の低い $D_c=75\%^*$ に関しては顕著である。この理由として、降雨による水詰めや盛土施工時のばらつきなど何らかの影響で、表面だけ固まってしまった可能性が考えられる。このは、次に説明する簡易動的コーン貫入試験結果にも表れている。

表6-3 現場密度試験結果(2016年12月の試験後)

項目	$D_c=75\%^*$	$D_c=85\%^*$	$D_c=95\%^*$
w_n (%)	6.3	6.7	6.8
D_c (%)	93.3	97.5	99.8

(3) 簡易動的コーン貫入試験結果

図6-21は、盛土天端部分で2回(10月, 12月)実施した簡易動的コーン貫入試験(JGS 1433)の結果である。図より、締固め度が大きくなるにつれて、換算 N 値も大きくなっており、締固め度の差が明確に表れている。また、締固め度 $D_c=75\%^*$ の深度1.0m以深では換算 N 値が大きくなっており、これは盛土高さが1.0mなので基礎地盤の換算 N 値を表していると考えられる。

さらに、 $D_c=95\%^*$ では、深度0.4m, 0.6m, 0.8mの換算 N 値がそれらの前後に比べて大きくなっている。これは、深度0.4m, 0.6m, 0.8mの箇所は盛土施工時にハンドローラーで転圧したため、これらの深さのみ強く締固まっていると考えられる。

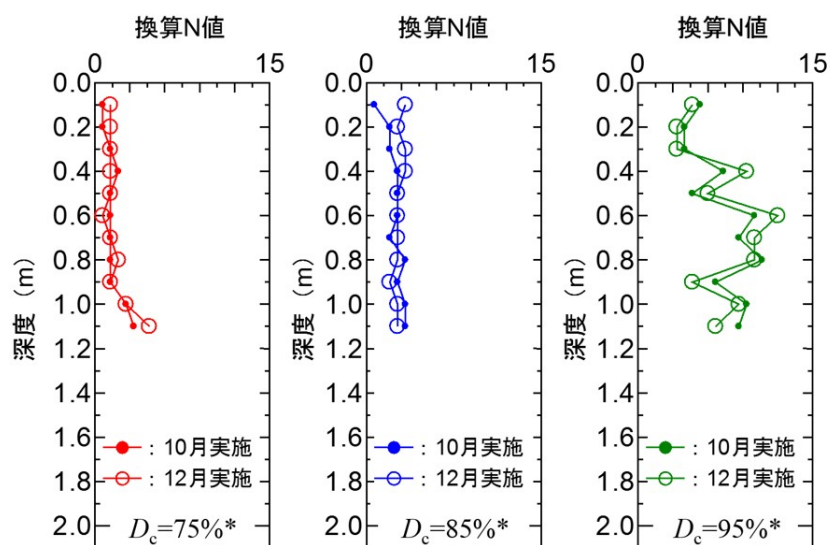


図6-21 簡易貫入試験結果(10月, 12月)⁸⁾

(4) 原位置水浸沈下試験

第五章「住宅地盤の性能評価のための原位置水浸沈下試験のガイドライン」に則って実施した。原位置水浸沈下試験の手順は以下の通りで実施している。

- ① 事前に設置している土壌水分計の上部において、2016年10月と12月の2回に分けて試験を実施するため、それぞれ天端部分の半面を試験位置に設定する。
- ② 試験地盤面の掘削幅は、円管の直径に合わせて $\phi=75\text{cm}$ に設定する。また、盛土のまきだし層厚が20cmであることから、掘削深さに関しては10cmとし、掘削面を水平に整地する。
- ③ 整地した掘削面に標準砂を2~3mm程度敷き、載荷板を水平になるように設置する。
- ④ 単管やクランプを用いて、沈下量測定装置を組み立て、載荷板にダイヤルゲージ(1/100mm)を2つ設置する。試験中に載荷板が傾き、ダイヤルゲージが載荷板から外れて測定ができないことのないように注意する。しかし、沈下量の測定位置が地面から約50cm上にあるため、沈下時の傾きや風の揺れによるダイヤルゲージの誤差が懸念される。
- ⑤ そこで、沈下量測定結果は2つのダイヤルゲージの平均値にする。また、沈下量測定装置を対象地盤に設置する際に、単管を地盤に埋め込むが、地盤内が密になることを極力防ぐために、従来の埋め込み型から据え置き型の沈下量測定装置に変更する。この試験の様子を図6-22に示す。
- ⑥ 10月の試験は、95kgのおもり(約19kPaの上載圧)を乗せ、圧密沈下量を測定する。圧密沈下量が一定値に収束したら、給水を開始し、水浸過程に移行する。水位は掘削面から掘削深さ10cmまで水を張り、水位を保っておく。給水後、沈下量が収束すれば、おもりを12.7kgずつ段階的に増加していく。全てのおもり(171.8kg)を載荷した後、沈下量が収束するまで計測を行う。
- ⑦ 12月の試験では、171.8kgのおもり(約34.4kPaの上載圧)まで載荷し、沈下量が収束してから給水し、水浸沈下量が収束するまで測定を続ける。



図6-22 原位置水浸沈下試験の様子

図6-23(a), (b)には10月試験の圧密および水浸過程の結果をそれぞれ示しており、縦軸は沈下量(S)を横軸には時間(分)を表している。圧密過程の沈下量は $D_c=75\%^*$, $D_c=85\%^*$, $D_c=95\%^*$ に対し, $S_c=0.67\text{mm}$, $S_c=0.51\text{mm}$, $S_c=0.36\text{mm}$ であり, 乾燥密度が増加すると沈下量は減少していることが分かる。沈下が収束した後に, 沈下量が増減するように見えるは, 風の影響によりダイヤルゲージが動き, そのような結果を示していると考えられる。しかし, 風の影響による沈下量の増減は微小なものであり, 結果には大きな影響が無いと判断される。

また, 水浸過程の沈下量も $D_c=75\%^*$, $D_c=85\%^*$, $D_c=95\%^*$ に対し, $S_{\text{sub}}=8.97\text{mm}$, $S_{\text{sub}}=2.11\text{mm}$, $S_{\text{sub}}=0.19\text{mm}$ であり, 乾燥密度が増加すると沈下量は減少していることが分かる。

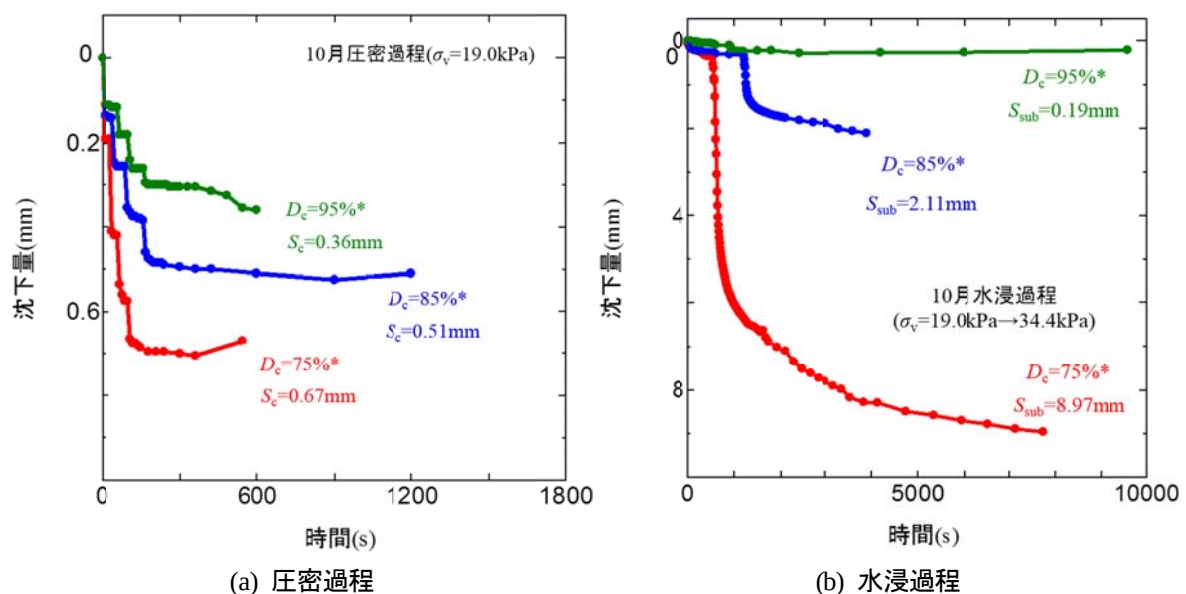


図6-23 圧密および水浸過程の沈下量と締固め度(2016年10月)^{8)加筆修正}

図6-24(a), (b)には12月試験の圧密および水浸過程の結果をそれぞれ示しており、同じく縦軸は沈下量(S)を横軸には時間(分)を表している。圧密過程の沈下量は $D_c=75\%^*$, $D_c=85\%^*$, $D_c=95\%^*$ に対し, $S_c=1.28\text{mm}$, $S_c=1.08\text{mm}$, $S_c=0.79\text{mm}$ であり, 乾燥密度が増加すると沈下量は減少しているのが分かる。

また, 水浸過程の沈下量も $D_c=75\%^*$, $D_c=85\%^*$, $D_c=95\%^*$ に対し, $S_{\text{sub}}=2.67\text{mm}$, $S_{\text{sub}}=1.12\text{mm}$, $S_{\text{sub}}=0.32\text{mm}$ であり, 乾燥密度が増加すると沈下量は減少している。10月試験と12月試験とも, 上載圧が異なっても締固め度が増加すると沈下量は減少する。

また, 初期含水比が乾燥側にある場合の沈下傾向も同様である。このような結果は第2章2.2節の既往の研究^{9)~11)}および第4章の室内水浸沈下結果と同様な傾向を示している。

一方, 10月と12月試験の圧密, 水浸過程における沈下量を比較してみると同じ締固め度群にも関わらず, 沈下量が異なっているのが分かる。圧密および水浸過程の場合, 10月と12月の試験時の上載圧が異なるため, その違いの影響であると考えられるが, 第2章の既往の研究^{9)~11)}, 第四章の「上載圧の増加が水浸沈下量と締固め度に及ぼす影響」および第5章の「载荷および水浸履歴の違いによる間隙比の変化」の結果より, 水浸試験終了時の間隙比は最終载荷圧に依存しており, 圧密と水浸過程を経た試料の総沈下量はほぼ一致する結果とは異なっている。その理由として, 密度のばらつきや10月および12月の自然含水比の違いや降雨による盛土上端の水詰めなどの原因が重なって現れた結果だと考えられる。

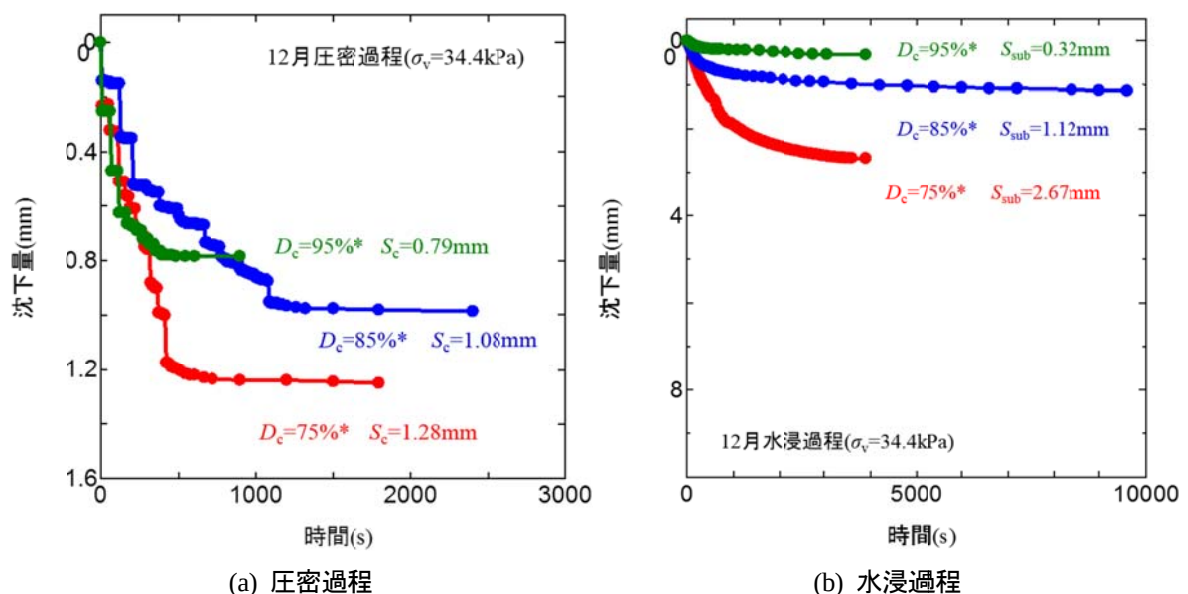


図6-24 圧密および水浸過程の沈下量と締固め度(2016年12月)⁸⁾加筆修正

(5) 土壌水分計による計測

現場水浸試験実施時に盛土内の浸透水の移動を把握するために, 土壌水分計を掘削面から

深度10cmの所に設置している。給水方法は、10月試験の $D_c=85\%^*$ の試験開始約45分以降と $D_c=75\%^*$ のみホースを用い、その他の試験ではじょうろを用いて行う。10月、12月の試験における土壌水分計の結果を図6-25(a)～(c)に示しており、グラフの縦軸には飽和度(S_t)を、横軸には経過時間(分)を表している。また、表6-4には10月、12月の水浸沈下試験の時、盛土に注水を開始してから土壌水分計が反応するまでの時間およびその時までの沈下量を表している。なお、沈下量結果については本節6.4.4行で室内水浸沈下試験結果と比較検討する。現場水浸試験時のデータ収録時間は10月が5分、12月が1分の間隔で読み込んでいる。

まず、図6-25(a)～(c)から、給水に伴う飽和度の変化は、同じ盛土であっても最大飽和度の結果値が異なっている。これは、一個一個の土壌水分計の初期値を検定せずに、代表値で設定しているためでもあるが、現状では要因を探る情報が足りないため、今後の課題である。

一方、10月の $D_c=75\%^*$ と12月の $D_c=85\%^*$ の場合、飽和度が急激に上がったたり下がったりしている変化はじょうろからホースに給水方法を変更したことと、現場の事情により水の供給がスムーズに出来なかった影響と考えられる。

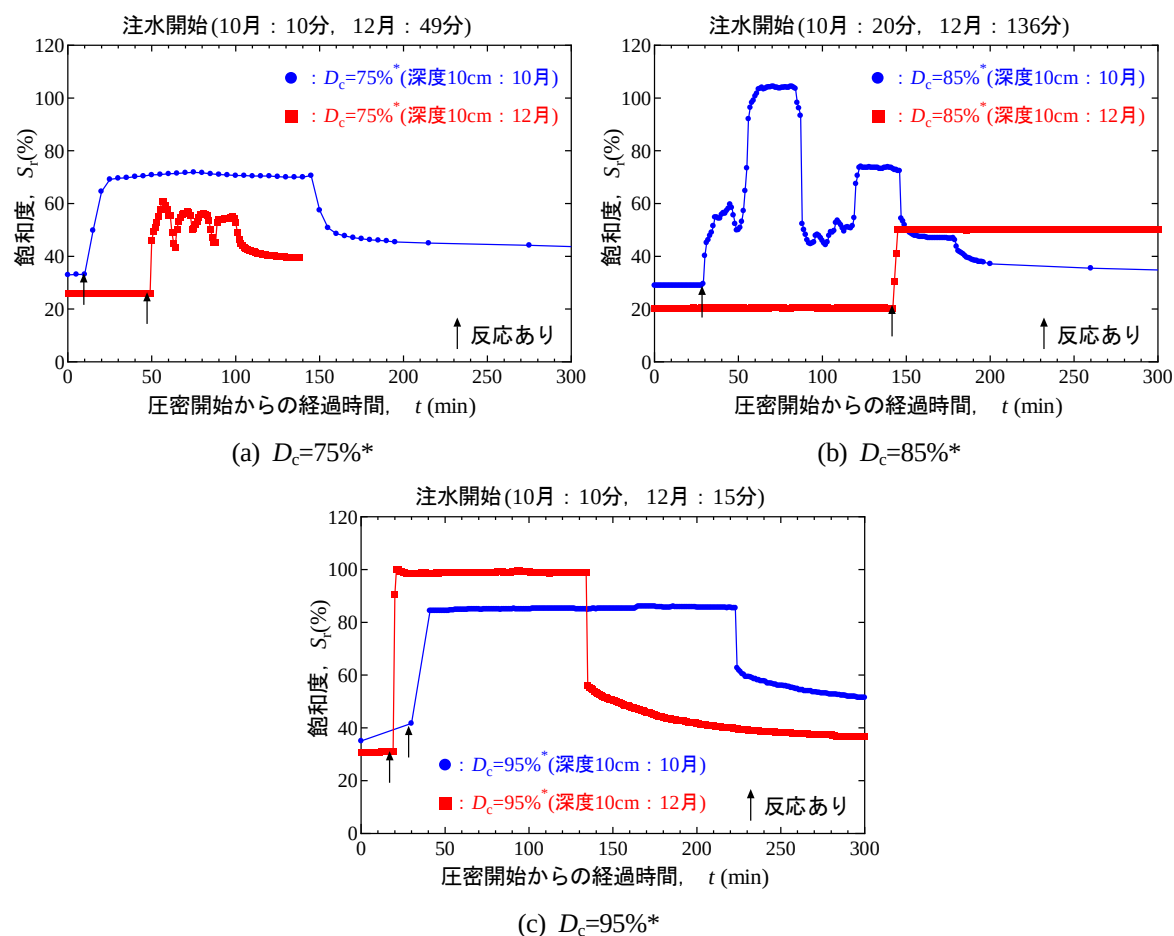


図6-25 飽和度～時間関係(10月, 12月)

表6-4 土壌水分計の反応時間・沈下量・上載荷重

項目		$D_c=75\%^*$			$D_c=85\%^*$			$D_c=95\%^*$		
時期	深度 (cm)	反応時 間(分)	沈下量 (mm)	上載荷 重(kg)	反応時 間(分)	沈下量 (mm)	上載荷 重(kg)	反応時 間(分)	沈下量 (mm)	上載荷 重(kg)
10月	10	5	0.27	95	10	0.29	95	20**	0.1	95
12月	10	6	0.99	171.8	5	0.53	171.8	5	0.16	171.8

** : 15分の沈下量を採用

6.4.4 原位置水浸沈下量と室内水浸沈下量との比較

(1) 試料の採取および供試体作製

室内水浸沈下試験は原位置水浸沈下試験との整合性を確認するために不攪乱試料を用いて試験を行う。乱さない試料を採取するため、ネイルサンプリングによる直接採取方法を採用しており、試料の採取場所は、天端部から深さ20cm付近でサンプリングしている。出来る限り同じ密度の不攪乱試料を採取するために、原位置水浸沈下試験の掘削深さ10cmと土壌水分計が埋められている深さ20cm間の地点から選び取っている。図6-26(a)はネイルサンプリングの位置に針を打ち込む様子を示している。そして、図6-26(b)のように試料周辺を削り、図6-26(c)のように、室内へ試料を搬入する。



(a) 位置選定および釘の打ち込み



(b) 試料の粗削り



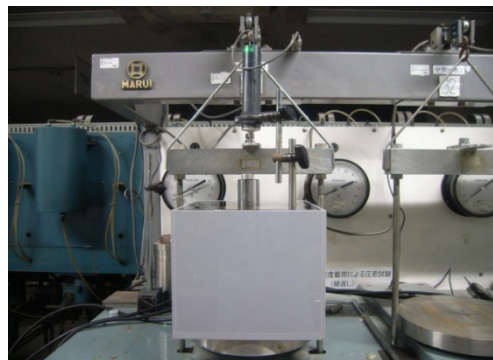
(c) 採取試料の様子



(d) 準備作業



(e) モールドに押し込む



(f) 室内水浸沈下試験

図6-26(a)~(f) 供試体の採取、作製および試験状況

その後、図6-26(d)および図6-26(e) では採取した試料の周りを削りながら専用の刃先とCBRモールドを油圧ジャッキで試料に押し込み、図6-26(f)のように室内水浸沈下試験を実施する。供試体作製時の湿潤密度 ρ_b 、自然含水比 w_n 、乾燥密度 ρ_d および締固め度 D_c を表6-5に示す。原位置の盛土造成する時に、3種類の試験盛土を区別していた締固め度の呼称($D_c=75\%^*$ 、 $85\%^*$ 、 $95\%^*$)と表6-5の不攪乱試料の実測値 D_c とは、かなり大きな違いがあるが、密度の大小関係の傾向は同じである。

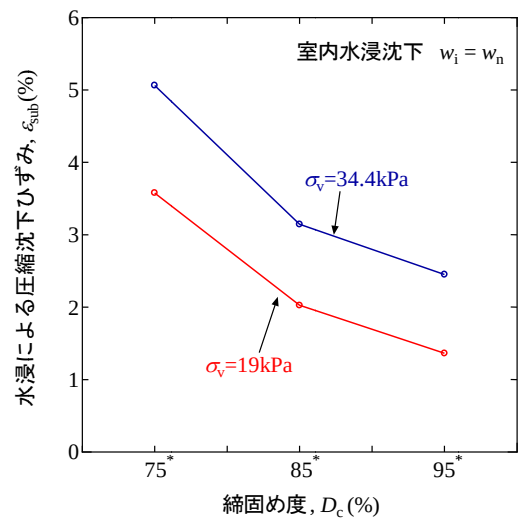
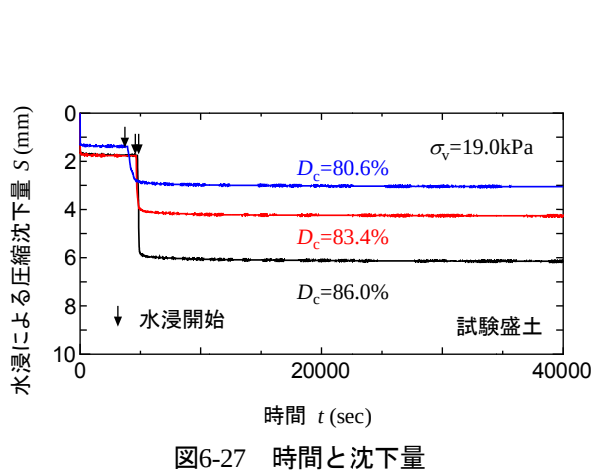
表6-5 不攪乱試料の密度および自然含水比

項 目	$D_c=75\%^*$	$D_c=85\%^*$	$D_c=95\%^*$
ρ_b (g/cm ³)	1.680	1.733	1.798
w_n (%)	6.5	6.2	6.9
ρ_d (g/cm ³)	1.577	1.632	1.682
D_c (%)	80.6	83.4	86.0

(2) 室内水浸沈下試験の結果

試験条件として、初期含水比 w_i は自然含水比 w_n で、上載圧は $\sigma_v=19\text{kN/m}^2$ （木造家屋、べた基礎2階建て程度を想定）と $\sigma_v=34.4\text{kN/m}^2$ （ $\sigma_v=19\text{kN/m}^2+15.4\text{kN/m}^2$ ：鉄筋コンクリート造時の増加分を想定）の現場条件と同じ値を想定して実施している。

図6-27は上載圧 $\sigma_v=19\text{kN/m}^2$ で実施した時間と沈下量の関係を示している。図から、締固め度が増加すると水浸沈下量が大きくなることが分かる。これらの結果を図6-28にまとめると、両者とも締固め度が高くなると沈下ひずみは小さくなる傾向を示している。



(3) 原位置水浸沈下試験と室内水浸沈下試験結果の比較

原位置水浸沈下試験から求めている水浸沈下ひずみ ϵ_{sub} は、浸透水が所定の深度に到達した時間における水浸沈下量 S_{sub} を変位計から沈下量を計測して求める。一方、水が到着した時間は、施工時に盛土内へ設置した土壤水分計のデータから確認できる。また、土壤水分計の設置深度は、図6-29に示しているように試験掘削面から土壤水分計までの距離を測って求められる。図6-30には、その結果に基づき、所定の深度までの水浸沈下量をひずみとして計算した結果を示している。

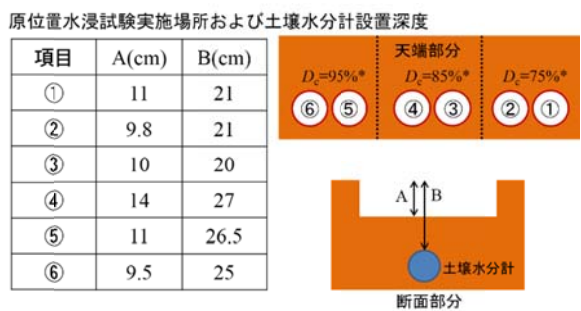
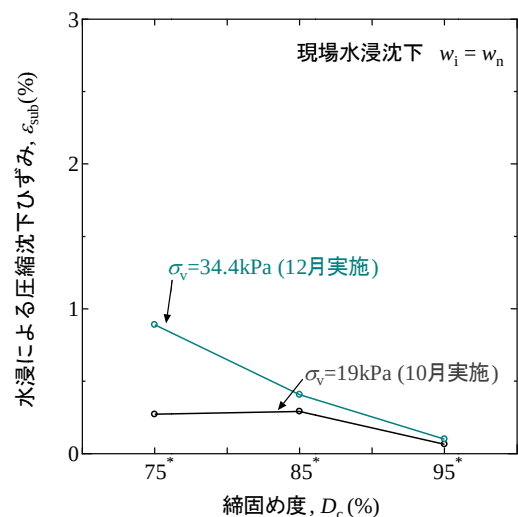


図6-29 原位置試験場所における所定の深度



図より、両試験ともに、 D_c が大きくなるほど ϵ_{sub} も小さくなっている。このような傾向は、第二章の既往の研究および第四章の「上載圧の増加が水浸沈下量と締固め度に及ぼす影響」

の結果と同様である。

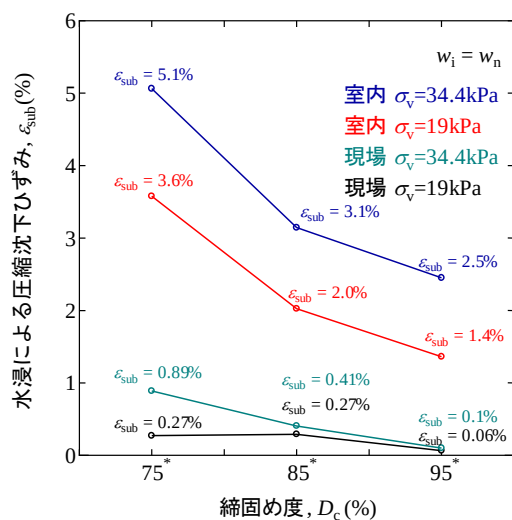


図6-31 原位置と室内による水浸沈下ひずみの関係

そこで，図6-31のように原位置水浸沈下ひずみと室内水浸沈下ひずみをまとめられる．図より，両者とも締固め度が大きくなると水浸沈下ひずみは小さくなる傾向を示しているが，原位置水浸沈下ひずみより，室内水浸沈下ひずみがかなり大きいことが分かる．

その理由として，室内では水の流れや沈下が1次元として鉛直方向であるが，現場は3次元であり，水の浸透に伴う沈下の挙動は異なっていると考えられる．

従って，原位置水浸沈下試験と室内水浸沈下試験との整合性は，定性的には同様な傾向を示しているが，定量的には差があるので，水浸沈下の有無および水浸沈下量を確認するためには，原位置水浸沈下試験および室内水浸沈下試験を行い，総合的に判断する必要があると考えられる．また，現場では，十分な締固めを行うのが大事であると考えられる．

6.5 原位置水浸沈下試験による宅地地盤の性能評価事例

6.5.1 本節の目的

長野県内にあるの宅地盛土地盤において、第5章で説明したガイドラインに従い実施した原位置水浸沈下試験事例から、宅地盛土の性能評価の実態と問題点を明らかにする。

6.5.2 現場の概要

今回対象としている長野県中部地方整備局管内にある宅地造成団地内で、図6-32に示すように、造成された宅地盛土の面積は 197.60m^2 で、盛土高さは 2.00m (No.5)～ 3.00m (No.3, No.4)である。現場試験箇所は住宅基礎端部であり、直下の盛土厚さが最大となる地点および対角線上の2地点を選び、現場密度試験と原位置水浸沈下試験を実施している。



図6-32 当現場の状況および現場調査位置

6.5.3 現場の調査

当該盛土の現場密度および含水状況を把握するため、砂置換法による土の密度試験方法（JIS A 1214）を2箇所（No.2, No.4）で実施している。砂置換法は、幅広い土質に適用でき、測定精度が比較的高いので、現場の密度を簡便に把握するための、標準的な試験方法として広く用いられる品質管理手法の1つである。現場に直径 10cm 程度、深さ 10cm 程度の円筒状の穴を掘り、掘り出した土の質量、標準砂を注入することによる穴の体積、掘り出した土の含水比を測定し、自然含水状態における土の湿潤密度 ρ_t と、そのときの乾燥密度 ρ_d を求める。

また、第三章3.2節に示しているNH試料¹²⁾は土粒子の密度 ρ_s は 2.514g/cm^3 、細粒分含有率 F_c は 21.3% を分布しており、分類名は細粒分質礫質砂-Rである。突固めによる土の締固め試験から、試料の最大乾燥密度 $\rho_{d\max}$ は 1.640g/cm^3 で、最適含水比 w_{opt} は 16.9% が得られている。

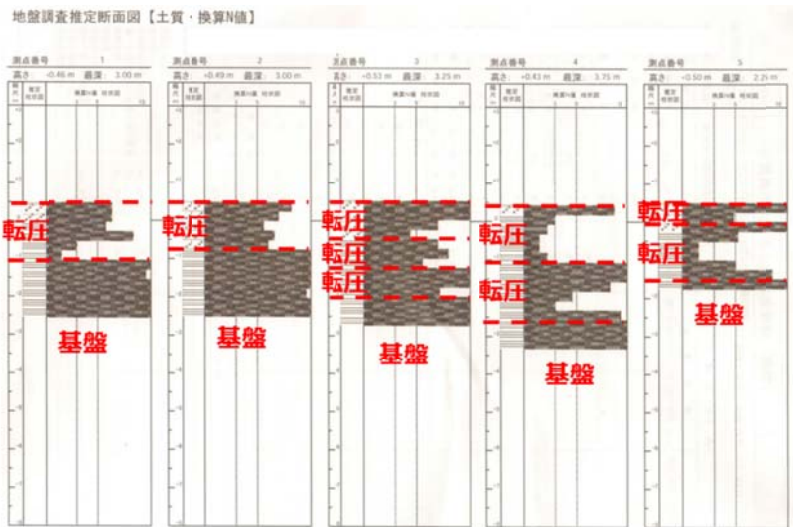


図6-33 当現場のSWS試験の結果

図6-33によるスウェーデン式サウンディング(SWS)試験の試験結果より転圧した層厚がわかるが、当盛土の盛土築造時の転圧にばらつきが生じていることから判断すると、当盛土の締固度は一定でない可能性があると考えられる。

表6-6 現場調査の結果(No.2, No.4のみ測定)

項 目	No.4	No.2	平均値
現場乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.492	1.415	1.454
現場含水比 w_n (%)	17.5	17.5	17.5
現場締固め度 D_c (%)	86	91	89

しかし、表-6-6に示しているように、No.4は現場乾燥密度が1.492g/cm³ で現場含水比は17.5%，現場締固め度は86%，No.2は現場乾燥密度が1.415g/cm³ で現場含水比は17.5%，現場締固め度は91%であり、宅地防災マニュアル¹⁾で規定されている「全測定値における締固め度(D_c)の平均値が87%以上ないし90%以上」ように品質管理はなされている。また、その現場の平均締固め度 D_c は89%であり、現場平均含水比 w_n は17.5%で最適含水比 w_{opt} より、やや湿潤側である。

6.5.4 原位置水浸沈下試験の手順および結果

水浸沈下試験を行う箇所において、載荷板直径25cmの3倍以上なるように直径約80cmで深さ約30cmの床掘りを実施する。地盤底面の傾きや凹凸による偏心力が生じないように、また載荷時に等分布荷重がかかるように試験箇所中央部に標準砂で水平を取った後、載荷板を設置する。次に、載荷板の上部に変位計を設置し、目標上載圧200kPaまで段階的に荷重を載荷する。荷重による圧密沈下が収束後、注水を開始し、水位を一定にさせた状態で水浸沈下量

が収束するまで計測を行う(図6-34参照)．注水開始から盛土の深度10cmまでの到達時間を水位計により実施した結果，注水開始から58秒後に反応があり．水が目標深度までに達したか否かについては確認できない．

図6-35には原位置水浸沈下試験の結果を示しているように，荷重載荷を行った60分後，注水を開始し，沈下量が収束するまで計測している．上載圧による圧密沈下量(S_c)は3.15mmで水浸沈下量(S_{sub})は1.29mmとなり，総沈下量(S)は4.44mmである．

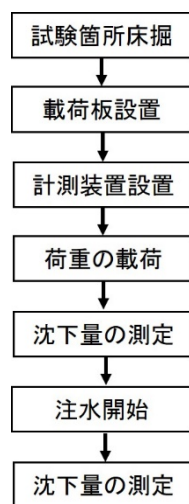


図6-34 現場水浸沈下試験手順

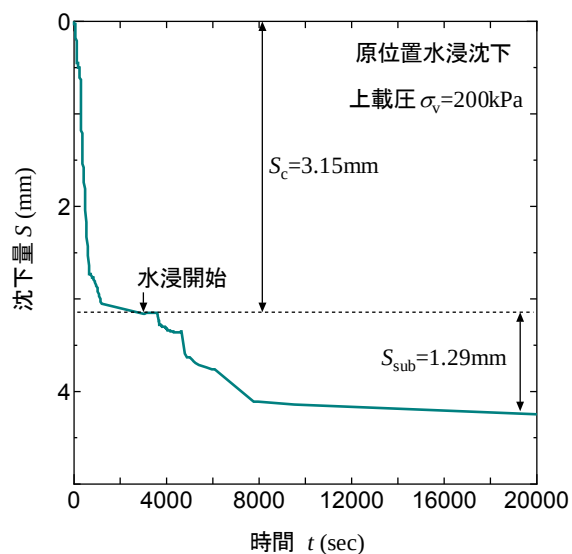


図6-35 現場水浸沈下試験結果

6.5.5 試験の考察

当宅地盛土で実施した原位置水浸沈下試験では，細粒分含有率 F_c が20%以上で，上載圧が $\sigma_v=200\text{kPa}$ にも関わらず，原位置水浸沈下量が小さいのは，当現場の締固め度 D_c は約89%で品質管理規定値が守られている．また，現場の含水比が最適含水比より高かったため，水浸沈下量が小さいと判断される．

一方，礫分が多く，土壤水分計の設置が難しいため，水の到達時間を水位計により確認している．しかし，前述したように，注水開始からしばらくして反応があり，室内透水試験結果(定水位法： $7.72 \times 10^{-5} \text{ m/sec}$)から判断すると，時間が早すぎる．その理由は，塩ビ管の周りから水が出たため，反応時間が短かくなったと考えられる．

そこで，水が盛土の目標深度まで到着する時間が確認できる新たな方法が必要である．その方法として，「地下水面より上の地盤を対象とした透水 試験方法」¹³⁾および「光ファイバーによるモニタリング」¹⁴⁾などを挙げられる．なお，詳細な原理や装置などに関しては付録にて説明する．

6.6 室内水浸沈下試験による性能評価の事例

6.6.1 本節の目的

本節の目的は、3つの盛土地盤において、室内水浸沈下試験により宅地盛土の性能評価を行った事例を通じて、問題点を明らかにして、原位置水浸沈下試験の必要性を明らかにする。

6.6.2 既存宅地盛土の事例

(1) 現場の概要

兵庫県多可町のある宅地盛土で掘削を伴う下水工事が行われ、下水管渠を設置し、埋め戻し材を締固めた後に路面の沈下や家屋の外壁が傾斜するといった構造物の変状被害が発生している。図6-36は、下水管を埋設した道路および周辺の民家の変状の様子であり、路面の沈下によるマンホール部分の段差、道路部の凹凸、建物と道路部との境界部の亀裂等が目に見える状況である。この地盤変状の原因究明においては、盛土材料自体が不良なのかあるいは盛土の締固めが不足しているのかを明確にする必要がある。

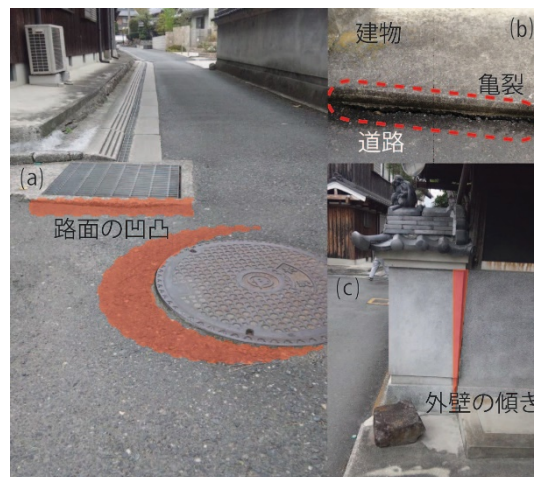


図6-36 現況写真¹⁵⁾

(2) 地盤調査による現場状況

変状の原因と考えられる軟弱な地盤の分布を把握するために変状があった地域と変状がなかった地域を表面波探査より連続的に調査を行い、代表的な箇所においてボーリング調査を実施している。A測線では変状部と非変状部の目立った違いがないが、全体的にGL-2.0mより上が緩い埋戻し土であるB測線では変状部S波速度が非変状部のS波速度よりも相対的に小

さいことが明らかである(図6-37, 図6-38参照)。ボーリング調査では盛土厚さは3.0mでシルト質砂礫から玉石混じり砂礫が分布し、地下水位は深度1.56mにある。GL-1.6mまではシルト混じり砂礫でN値は4であり、非常に緩い状況である。GL-1.6m以深は玉石が多くなり、N値も45程度と大きくなるが、地下水が多いため孔壁は崩壊しやすい。以上の事から、約GL-2.0mより上部の埋戻しが緩く、さらに埋め戻し部において地下水が豊富で地下水位の変動による沈下現象が発生しているものと考えられる。

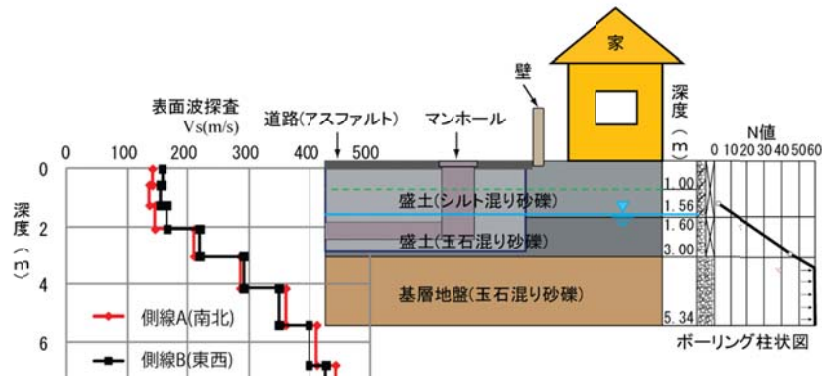
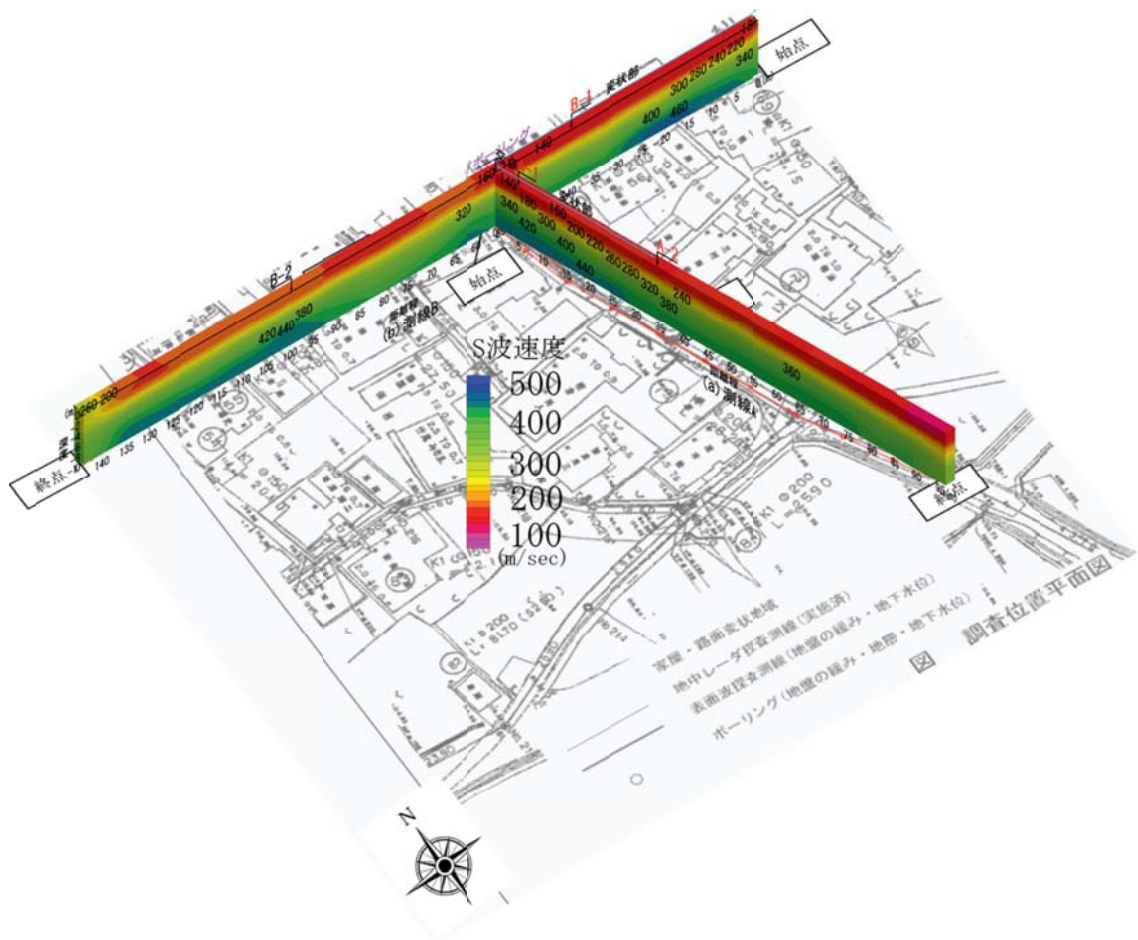


図6-37 現場状況の概要

図6-38 現場のS波速度分布¹⁵⁾加筆修正

(3) 室内水浸沈下試験の結果および考察

変状箇所と非変状箇所において、それぞれGL-1.0mで試料を採取する。変状が生じた3箇所の試料をA-1, A-2, B-1, 変状が起こらなかった地点1箇所の試料をB-2と名付けた。盛土材料に関しては、第三章3.2節の多可町試料である(表3-1, 表3-2, 図3-1参照)。試料の最大粒径は19mmであり、各試料の土粒子密度 ρ_s は2.627g/cm³~2.656g/cm³の範囲である。試料は礫分から細粒分まで幅広い粒子を含んでおり、試料A-1とA-2は細粒分まじり礫質砂(SG-F), B-1は細粒分質砂質礫(GFS), B-2は細粒分まじり砂質礫(GS-F)と分類される。また、試料の締固め曲線から、試料の最大乾燥密度 ρ_{dmax} は1.943g/cm³~2.067g/cm³, 最適含水比 w_{opt} は8.7%~12.6%である。

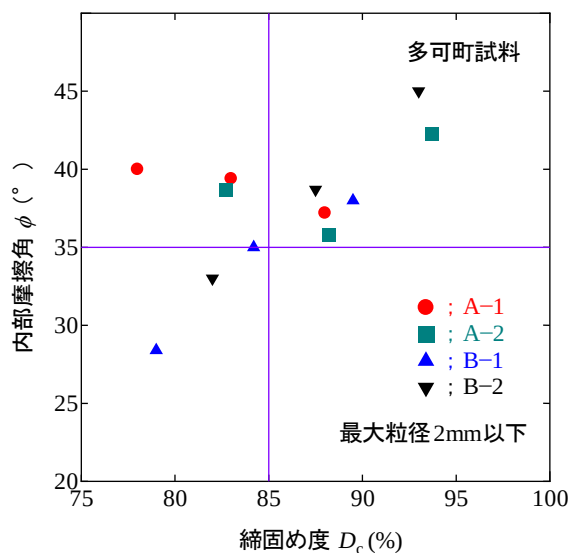


図6-39 締固め度と内部摩擦角の関係¹⁶⁾

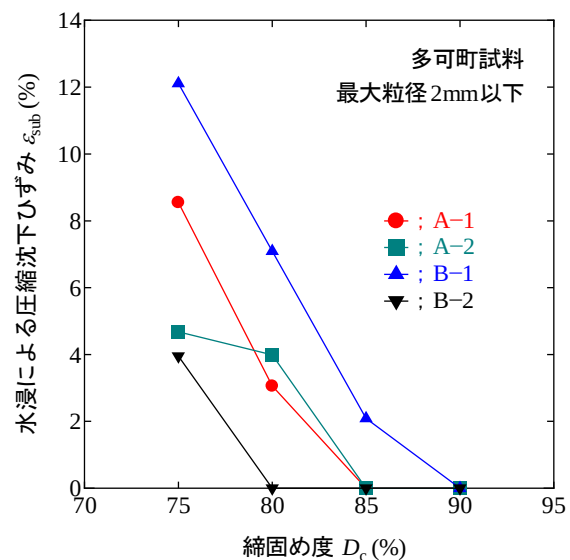


図6-40 締固め度と沈下量の関係^{15)~17)}

埋戻し工事における締固めの施工管理基準¹⁸⁾では、施工面積1,000m²毎およびその端数につき1回行い「現場CBR試験(JIS A 1222) : CBR $\geq$ 9%または、突固めによる土の締固め試験(JIS A 1210) : $D_c \geq 92.5\%$ 」なるように規定されている。しかし、従来の設計・施工では土が持っている個別な特性（即ち性能）を考慮せず許容値の締固め度などに対応しており、締固め度90%であっても締固まっていない部分が発生する可能性がある」と指摘している。従って、変状が生じた3箇所の試料(A-1, A-2, B-1)と変状が起こらなかった地点の試料(B-2)の物理的性質は大きな差はないが、B-2試料の場合、細粒分含有率が他の試料より最も低い。細粒分含有率が高い程、最大乾燥密度は低くなる傾向があり、B-1試料が最も締固め難かったと考えられる。採取場所によらず、締固め度が80%程度より低い場合には、水浸により無視できない沈下が生じることが分かる。更に、現地の約GL-2.0mより上部の埋戻しが緩く地下水が豊

富であることから、当該地の路面沈下の最大原因は埋め戻し土の締固めが不十分であったと推定される。一方、材料の強度および変形特性を把握するため、一層として静的締固め方法で作製した4種類の供試体(直径60.0mm, 高さ40.0mm)を用いて一面せん断試験(飽和)および水浸沈下試験を実施する。現場深度が浅いので鉛直応力 $\sigma_v=20\text{kPa}$, 40kPa , 80kPa による一面せん断試験の結果は、図6-39のように粘着力を $c_d=0$ として内部摩擦角が求められる。この図によると締固め度が85%以上であれば、盛土材料の土質定数の規定として要求されている内部摩擦角35以上の条件を十分に満たしていることが分かる。

次に、水浸沈下試験では、一面せん断試験と同じ供試体を作製し、せん断箱内に試料を設置した後、所定の鉛直応力 40kPa まで不飽和状態で圧縮する。その後、3t法により沈下終了を判断し、水浸箱に水を入れ、時間と圧縮ひずみの関係を求める。

図6-40に示しているように細粒分含有率が高い程、沈下量が増加する傾向があり、締固め度が低ければ水浸による沈下量も増加することが分かる。つまり、細粒分が多くて不十分な締固めがなされた場合には、水の浸透による沈下が起こる可能性が高くなる事を示唆している。このような水浸に伴う沈下現象をさらに明確にするためには、原位置水浸沈下試験を実施することが望ましい。

6.6.3 盛土嵩上げにおける宅地盛土の事例

(1) 現場の概要

兵庫県内のT地区は、度重なる浸水被害を受けたことから、県が河川工事と併せて宅地のかさ上げ造成工事を実施した。造成宅地の引き渡しに向けて、地盤沈下の可能性を検討するために調査を実施している。調査対象地は宅地地盤として造成されており、南側には河川が西から東方向に流している。周囲の山々は急峻な地形であり、北側の山には谷止工が設置されている。既往調査では、新規盛土(厚さ約5m)の下部には既存盛土(厚さ2~3m程度)が確認されており、全体で7~8mに及ぶ盛土層が分布しているのが確認できる。

本事例では、盛土造成後の建築物の荷重及び降雨による地盤沈下に対する宅地地盤の性能について検討している。具体的には、先行して実施された標準貫入試験(ボーリング調査)および高密度表面波探査(表面波探査)結果から推定された軟弱な地層から乱れの少ない試料を採取し、室内試験により圧縮および水浸により生じる沈下量を定量的に評価している。

(2) 現場調査による宅地地盤状況

現場状況を把握するため、表面波探査を実施している。図6-41は調査地点を示したものであり、図中に示した青色線が表面波探査測線で、受振点及び起振点間隔は1.0mで行っている。

一方, Imai, T.,(1977)²⁾は, S波速度とボーリング調査により得られたN値とは相関性があると報告しており, S波速度分布分からN値を換算すると, 図6-42に示すように, No.1断面およびNo.2断面から相対的に軟弱な地層分布の存在が推測できる. その地点でボーリング調査(図6-43参照)を実施したところ, 新規盛土ではN値が平均で14程度(Bor.No.1)および平均で30程度(Bor.No.2)である.

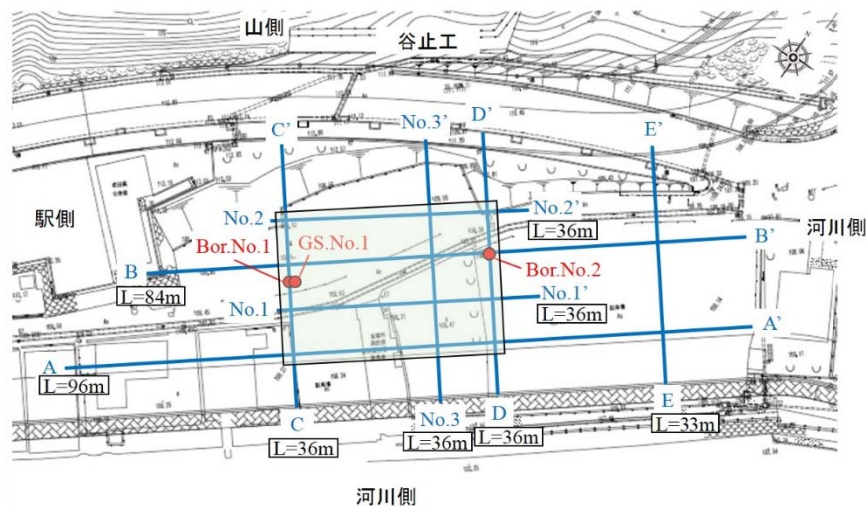


図6-41 現場調査の概要図¹⁹⁾

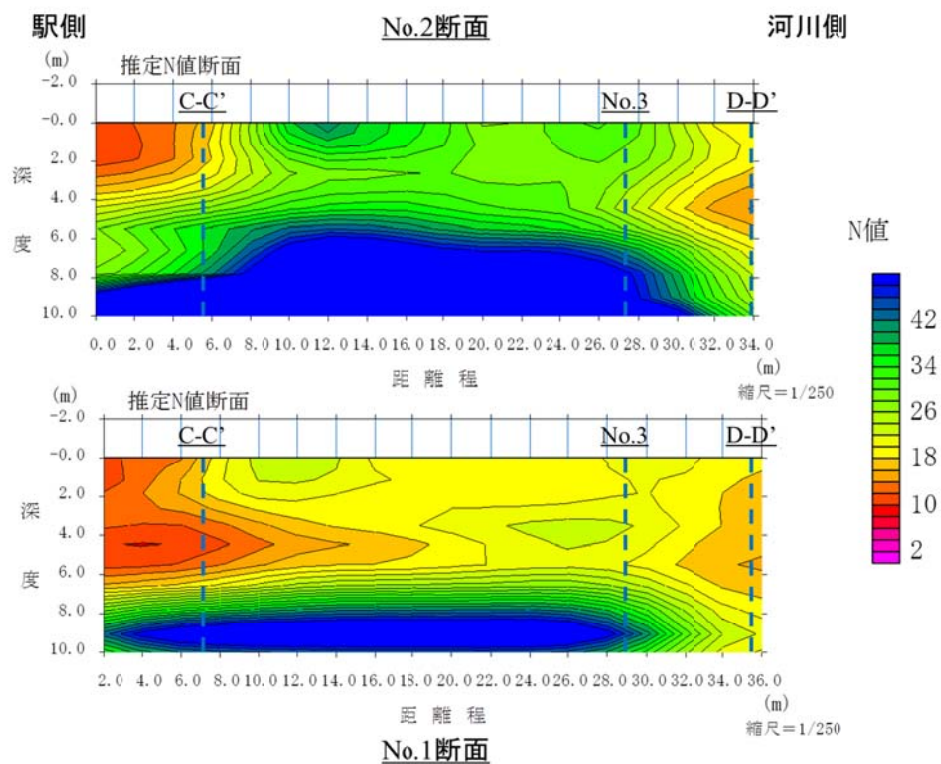
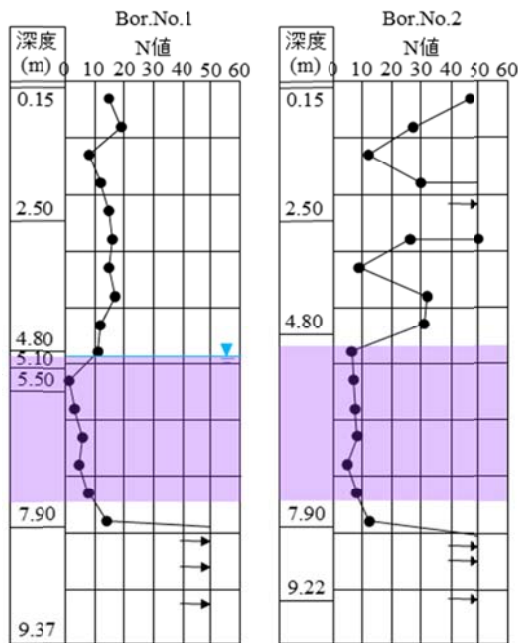
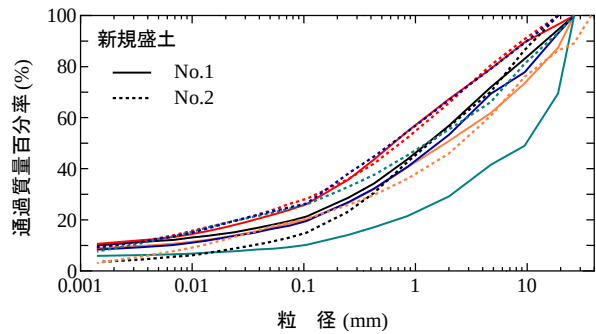
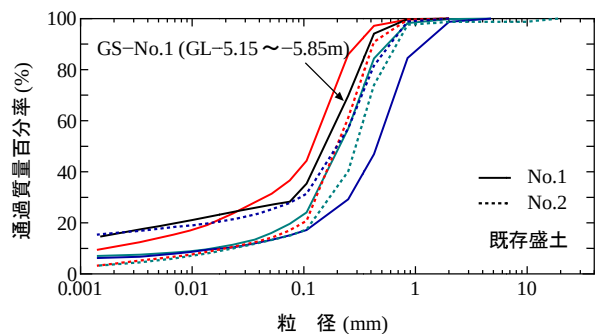


図6-42 表面波探査による換算N値(No.1, 2断面)¹⁹⁾

一方、既設盛土では両地点でN値10以下のゆるい地層(紫色)の存在が認められる。また、Bor.No.1の地下水位は深度4.92mにあることが確認できる。図6-44(a), (b)の粒度分布曲線から分かるように、新規盛土は水平方向に一樣な地盤であり、さらに、いずれの箇所においてもN値が平均20以上で良質土を用いて良く締固められた盛土地盤であると推定される。一方、既存盛土部分では飽和度が高く軟弱な地層が約1.0m程度分布しているのが確認できる。

図6-43 ボーリング調査結果¹⁹⁾

(a) 新規盛土



(b) 既存盛土

図6-44 当該宅地盛土の粒度分布¹⁹⁾

(3) 室内水浸沈下試験の結果および考察

軟弱な地層から採取した乱れの少ない試料は黄褐のシルト質砂で構成されている。含水比は約26.9%，乾燥密度は約 1.417g/cm^3 であり，飽和度は約82.6%で高い状態にあることが確認できる。なお，土粒子の密度は 2.630g/cm^3 ，最大粒径は2.0mmであり，砂分が71.5%，細粒分は28.5%(シルト分9.8%，粘土分18.7%)の粘性土質砂である。

また，透水係数 k_{15} は $7.19 \times 10^{-6}(\text{m/s})$ であり，砂としては透水性が低い，シルトよりも排水し易い材料である。圧密試験および室内水浸沈下試験は，直径6cm，高さ4cmの乱さない供試体を用いて実施している。図6-45は，有効土被り圧の2倍以上($P=314\text{kN/m}^2$)まで段階的に载荷した圧密試験の結果であり，圧密応力 σ_v と間隙比 e の関係を表している。初期間隙比

0.878に対して最終応力段階の間隙比は0.839を示しており、圧縮沈下量は十分に小さい。

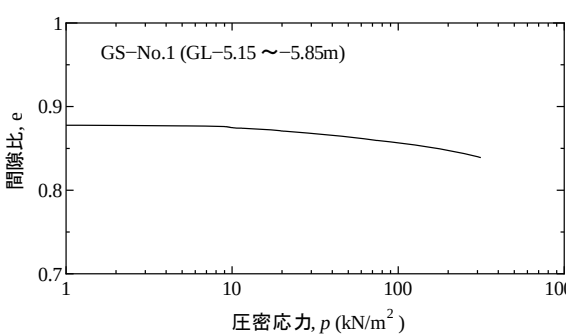


図6-45 $e \sim \log P$ 曲線¹⁹⁾

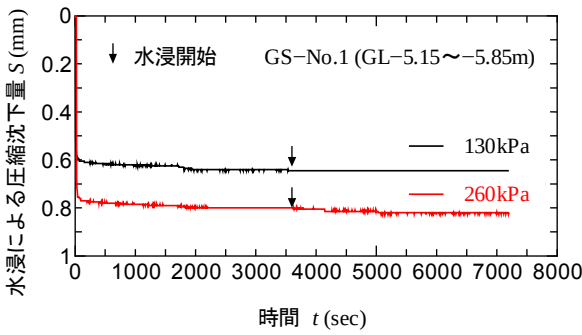


図6-46 室内水浸沈下試験による沈下量¹⁹⁾

図6-46は、室内水浸沈下試験の結果である。土被り圧の2倍まで段階的に上載圧を増加させ、圧縮沈下量が収束した後、給水を開始し、水浸沈下量を求めている。この結果、水浸による沈下量は応力によらずほぼゼロである。図6-47は、現在の有効土被り圧から住宅(20kN/m²)、擁壁(H=2mとして50kN/m²)などの構造物が建てられることを想定した場合の、上載圧の増加分に対する圧縮ひずみおよび水浸沈下ひずみの予想値を示している。上載圧20kN/m²の増加に対する圧縮ひずみは0.08%，水浸沈下ひずみは0.012%である。例えば、軟弱層が1m(100cm)であると仮定すると、予想される総沈下量(圧縮沈下量と水浸沈下量の合計)は、家屋が建設された場合で1mm以下、コンクリート擁壁においてでも3mm以下と極めて小さい値であることが分かる。以上のことから、上部構造物の建設中に圧縮沈下が終了してしまい、建設後、降雨や地下水の影響による地盤の沈下が生じる可能性は極めて低いと考えられる。これらをさらに明確にするには、原位置水浸沈下試験が望ましい。

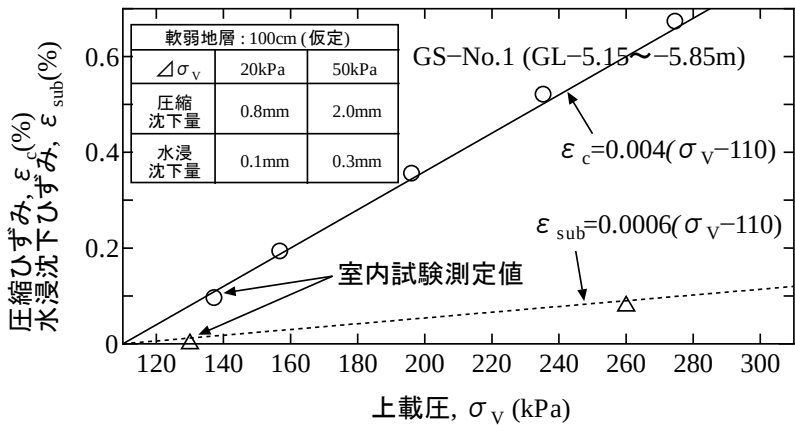


図6-47 上載圧の増加による沈下ひずみ¹⁹⁾

6.6.4 掘削土を埋戻した宅地盛土の事例

(1) 現場の概要

大阪府M地区にある斜面地において、宅地盛土造成工事が実施された。その後、杭基礎のRC建物を建築し、その時の掘削土を建物の周辺に4m程度の厚さで埋め戻したところ、数年後に建物周辺の植栽部と回廊部に許容できない変状が生じた。植栽部と回廊部における変状の様子を図6-48に示す。図中の赤色のプロットはそれぞれの変状部を巻き尺はその沈下量を示しており、沈下に伴う回廊部の変状は約4cmであることが分かる。

本事例では、掘り出した土を建物の周辺に埋め戻したが植栽部と回廊部に変状が生じた現場で、沈下の原因を明確にするため現場調査並びに室内水浸沈下試験を実施している。まずは、ボーリング調査およびSWS試験による地盤状況を確認し、次に、不攪乱試料を上下部2箇所で採取し、一連の室内試験を行っているが現状の盛土における水浸沈下はほぼ収束したと推測される。そこで、今後、盛土の飽和度が変わった場合、予測される沈下量について検討した事例である。

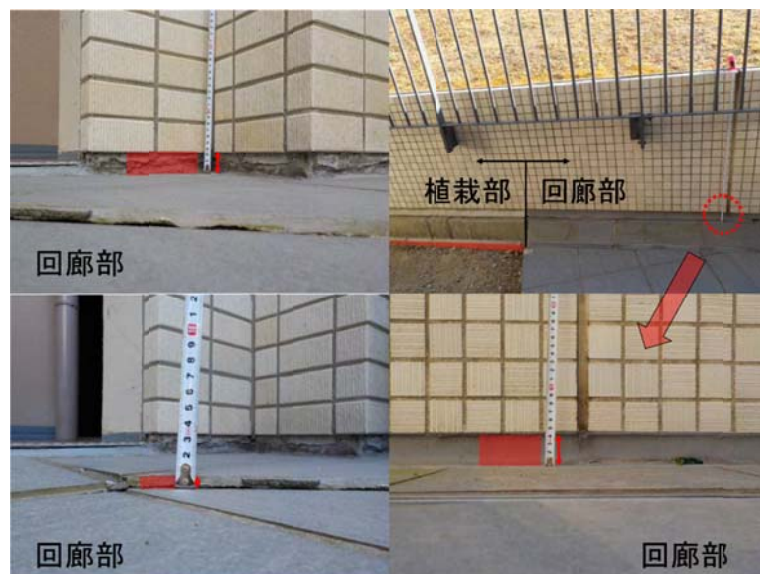


図6-48 変状による状況²⁰⁾

(2) 現場調査による宅地地盤の状況

変状の原因が、原地盤(旧盛土)あるいは埋め戻し土(新規盛土)であるかを確かめるため、既存報告書の検討および現場調査を行っている。まず、旧盛土層の沈下に関する動態観測データによると盛土本体の沈下は建築前に既に収束していることが分かる。したがって、厚さ4m程度の埋め戻し土の沈下が変状原因であると推定している。

図6-49は、ボーリング調査で判明した地盤構成および標準貫入試験(SPT試験：No.1)の結果である。盛土材は $\phi 2\sim 30\text{mm}$ 位の礫を主体とする礫質土で工学的分類は【GCsS；粘性土質砂質礫】に区分される。B①層は、N値が2程度とゆるく、細粒分の含有率 F_c は28.1%，土粒子密度 ρ_s は 2.739g/cm^3 ，自然含水比 w_n は14.7%である。B②層はB①層直下であり，GL-4.25mまでの層厚3.45mの盛土層である。N値は1～2と非常に低く，特に標準貫入試験の10cm毎の打撃明細に着目すると，自沈区間が多くみられる。この要因としては建築時の埋め戻し後の転圧が十分でなかった可能性が考えられる。また， F_c は31.5～49.7%で， ρ_s は $2.710\sim 2.726\text{g/cm}^3$ ， w_n は19.2～24.9%であった。また，上部の方は細粒分が多く，湿った状態にある。B③層は旧盛土でありN値は6程度で，B①層，B②層と比べて相対的に締まり具合が良好である。なお，地下水位は認められない。また，SWS試験を4箇所(S-1～S-4)で実施し，その結果を換算N値で図6-58に示している。図から分かるように，地盤の微妙な硬さの違いに対して鈍感であり，巨礫が存在すると調査自体が難しいため，2.0m以深では，ほとんどが障害物当たりである。

従って，SWS試験は地盤の状況を見抜くには不向きであると考えられる。

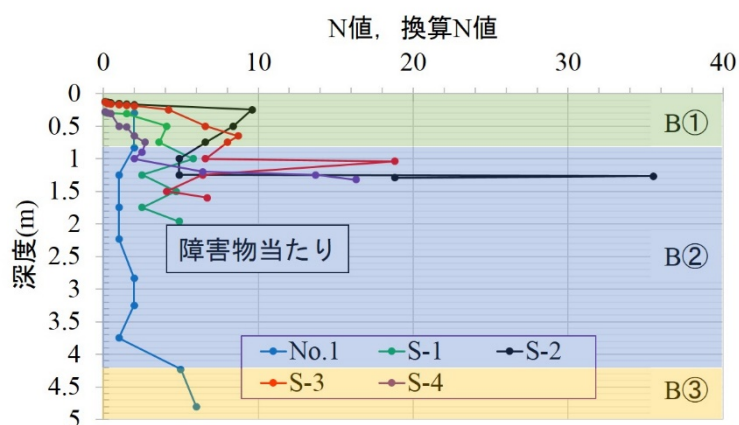
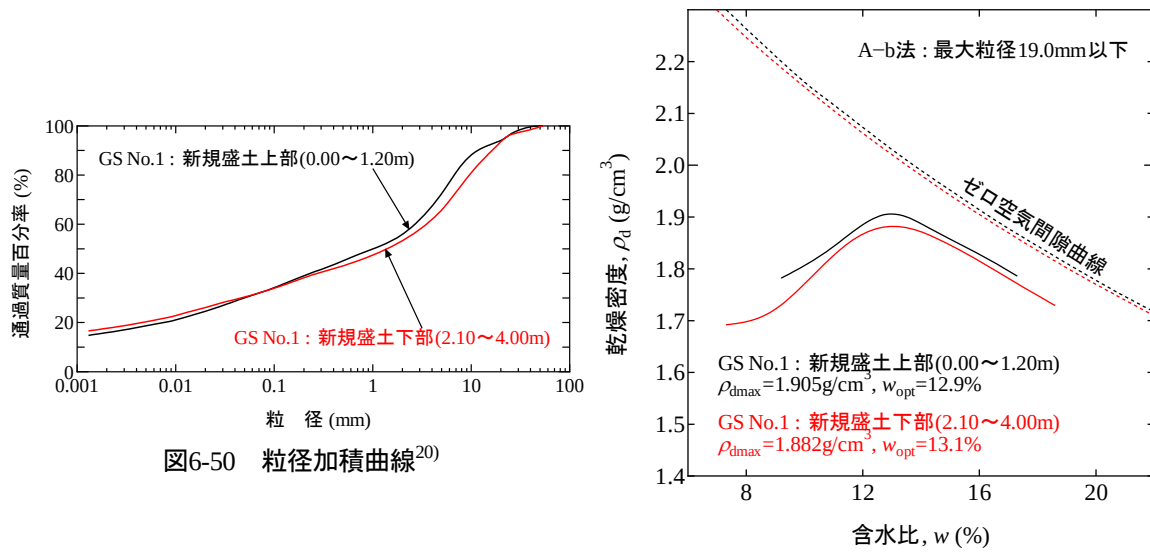


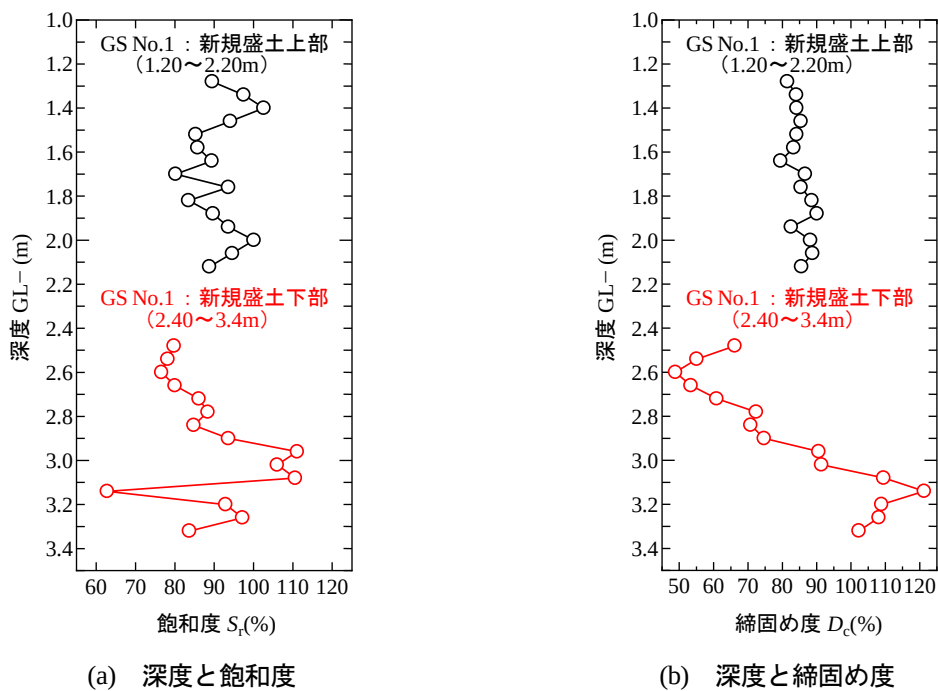
図6-49 現場調査によるN値および換算N値²⁰⁾

(3) 室内水浸沈下試験の結果および考察

埋戻し土(新規盛土B②層)の上部(GL-1.20～2.20m)と下部(GL-2.40～3.40m)の2箇所ですれの少ないGSサンプリング試料および攪乱試料を採取している。攪乱試料を用いた一連の土質試験結果を図6-50，図6-51に示す。B②層は比較的一様であり，礫分44.1～46.7%，砂分20.9～23.5%， F_c は32.4%である，また，突き固めによる締固め試験の結果，最大乾燥密度 ρ_{dmax} は $1.882\sim 1.905\text{g/cm}^3$ ，最適含水比 w_{opt} は12.9～13.1%である。このようにB②層は工学的に一様な地盤であることが判明しているため，サイズの小さい供試体を用いた室内水浸沈下試験結果から，当該層の沈下量を予測しても問題がないと判断できる。

図6-50 粒径加積曲線²⁰⁾図6-51 締固め曲線²⁰⁾

一方、乱れの少ない試料の飽和度と締固め度を計算した結果を図6-52(a), (b)に示す。新規盛土上部の平均飽和度は91.2%，平均締固め度は85.2%であり，新規盛土下部の平均飽和度は88.8%，平均締固め度は82.3%である。飽和度が90%程度と大きいことは，調査地点において深さによらず新規盛土全体に既に水が回っていることを示唆している。即ち，水浸沈下がすでにほぼ終了しており，その結果として締固め度が新規盛土造成時よりも大きくなっていることが推測される。



(a) 深度と飽和度

(b) 深度と締固め度

図6-52 深度ごとの飽和度および締固め度²⁰⁾

一方、地盤が若干乾いた状況を想定し、将来において降雨により含水比が上昇した場合の水浸沈下量を予測するため、初期飽和度約60%となるまで自然乾燥させた試料を用いた水浸による圧縮沈下(即ち、コラプス沈下)に関する試験(ASTM D 5333)²¹⁾を実施する。供試体の寸法は、直径60mm、高さ40mmである。図6-53は時間(横軸)と沈下量(縦軸)の関係を表しており、新規盛土上部を原地盤の圧力30kPaまで再圧縮した後に水浸させたときの沈下量は0.2mm程度と極めて小さい。同様に、新規盛土下部を原地盤の圧力50kPaまで再圧縮した後に水浸させたときの沈下量は0.1mm程度とさらに小さい。それぞれ0.6%と0.3%の圧縮ひずみに相当し、両者の平均は0.45%である。従って、水浸による沈下量の予測値は、新規盛土の高さである $4\text{m} \times 0.0045 = 1.8\text{cm}$ と予測される。このような室内水浸沈下試験結果を確認するためには、原位置水浸沈下試験を実施する必要がある。

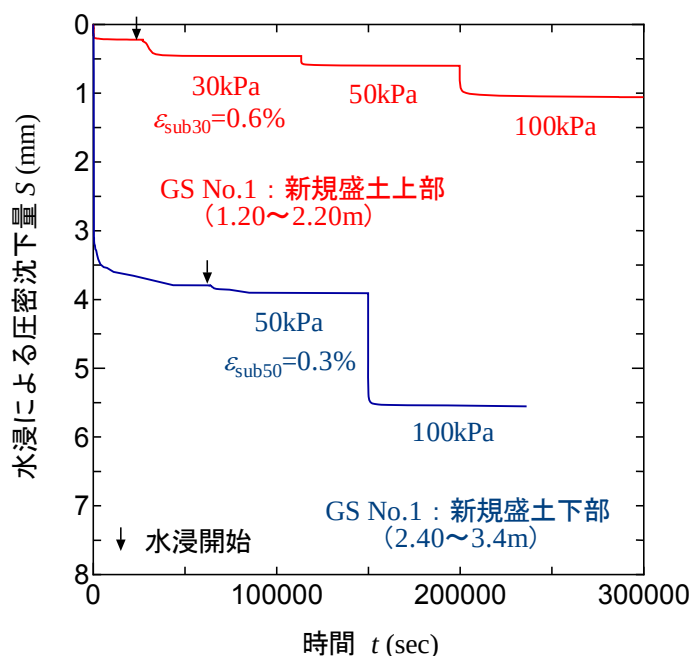


図6-53 室内水浸沈下試験結果²⁰⁾

6.7 おわりに

本章では、原位置水浸沈下試験のガイドラインに基づいた原位置水浸沈下試験を行い、原位置水浸沈下試験の装置、方法などの妥当性について評価し、室内水浸沈下試験との整合性について検討を行った。

また、実際の宅地盛土で原位置水浸沈下試験を実施することによって宅地盛土の性能について評価しながら原位置水浸沈下試験の問題点を明らかにしている。

さらに、3つの既存盛土の性能評価事例から、現場調査と室内水浸沈下試験までの一連の工学的的方法論について議論し、原位置水浸沈下試験の必要性について論じた。

そこで、得られた知見を以下に示す。

① 原位置水浸沈下試験装置の適用性評価

原位置水浸沈下試験は、注水開始後、土壤水分センサーによる浸透流の反応時間を計測し、目標深度までの時間に対する沈下量を求めている。緩詰め盛土では、注水した箇所から地盤内部に水みちが作られてしまい、注水後2分も経たずに盛土が崩壊した。一方で、締固め盛土は注水2分後、深度5cmで水分センサーの反応時間と水浸沈下が著しく低下した位置が一致していることから、水分センサーの深度位置が水浸による圧縮ひずみの対象深度として適切であるといえる。また、室内水浸試験の結果から締固め度が増加すると水浸沈下は小さくなるのが確認されており、原位置水浸沈下試験による盛土の性能評価が妥当であることが明らかになっている。従って、地表面から5~15cmであれば擬似要素試験とみなせる。

さらに、原位置水浸沈下試験による沈下ひずみは室内水浸沈下ひずみと同等であったことから、原位置水浸沈下試験による宅地地盤の性能評価方法の適用性がある程度確認できた。

② 締固め度が異なる試験盛土の性能評価

原位置水浸沈下試験の結果から締固め度が増加すると水浸沈下は小さくなるのが確認出来た。また、原位置水浸沈下試験と室内水浸沈下試験の双方とも、締固め度が小さいほど水浸沈下量が大きくなり、締固め度が90%を越えると殆ど沈下が生じないという定性的な傾向は全く同じである。一方、締固め度が小さい時の水浸沈下量は室内試験の方がかなり大きい。

この理由は定かではないが、室内では水の流れや沈下が1次元として鉛直方向であるが、現場は3次元であり、水の浸透に伴う盛土内部の挙動は異なっていると考えられる。

③ 原位置水浸沈下試験による宅地地盤の性能評価事例

礫分が多く、土壤水分計の埋設が難しいため、水の到達時間を水位計により確認している

が、注水開始からすぐ反応があった。その原因として塩ビ管の周りから水が出たため、反応時間が早かったと考えられる。従って、水が盛土の目標深度まで到着する時間が確認できる新たな方法が必要である。一方、原位置水浸沈下試験による水浸沈下量が小さいのは、現場の含水比が最適含水比より高く、当現場の締固め度 D_c の平均値は約89%で品質管理値が守られていると考えられる。

④ 既存宅地盛土における性能評価事例研究

変状が生じた3箇所の試料(A-1, A-2, B-1)と変状が起らなかった地点の試料(B-2)の物理的性質は大きな差はないがB-2試料の場合、細粒分含有率が他の試料より最も低かった。細粒分含有率が高い程、最大乾燥密度は低くなる傾向があり、B-1試料が最も締固め難かったと考えられる。採取場所によらず、締固め度が80%程度より低い場合には水浸により無視できない沈下が生じることが分かる。さらに、現地の約GL-2.0mより上部の埋戻しが緩く地下水が豊富であることから、当該地の路面沈下の最大原因は埋め戻し土の締固めが不十分であったと推定される。

⑤ 盛土嵩上げにおける宅地盛土の性能評価

高精度表面波探査で沈下の恐れのある軟弱層の存在を推定した。その箇所で標準貫入試験を実施し、軟弱層の正確な範囲を確認した。N値の小さい(S波速度の小さい)軟弱層から乱さない土試料を採取し、一連の室内試験を実施した。室内水浸沈下試験から住宅建造に伴う軟弱層の沈下量を予測した。また、戸建住宅や擁壁など新たな構造物が建てられた場合でも、段階圧密および水浸による盛土の沈下量は無視できるほどに小さく、住宅に影響を与えるような沈下が発生するおそれはないことが分かった。

⑥ 宅地盛土で生じた沈下の原因と予測に関する評価法

建築物周辺の付帯構造物の変状原因を特定し、将来の沈下量の予測手法を提示した。攪乱試料を用いて各種物理試験並びに締固め試験を実施し、地盤の一様性を確認するとともに、現状における締固め度を推定した。変状の原因は、埋め戻し後から現在まで、上載荷重の増加がないことから、浸透水による水浸沈下が原因であることを推定した。そして、将来の水浸沈下量の予測のために、現場の土被り圧における水浸沈下試験を実施した。最後に、室内水浸試験より求めた圧縮ひずみから、水浸沈下が生じる層に対する将来沈下量を求めた。

参考文献

- 1) 地盤工学会 地盤調査規格・基準委員会：地盤調査の方法と解説―二分冊の1―，公益社団法人 地盤工学会，pp.143-336，2013.
- 2) Imai, T. : P- and S-wave velocities of the ground in Japan, Proc., 9th ISSMFE, Tokyo, Vol. 2, pp. 257-260, 1977.
- 3) 李 俊憲，片岡 沙都紀，澁谷 啓，許 晋碩，岡本 健太：既存ダムの地震時安定性評価に関する事例研究，Kansai Geo-Symposium 2013-地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム-，pp.141～146，2013.
- 4) 地盤工学会 地盤調査規格・基準委員会：地盤調査の方法と解説―二分冊の2―，公益社団法人 地盤工学会，pp.770-777，2013.
- 5) 龍岡 文夫，澁谷 啓：宅造盛土での締固めの問題，基礎工，Vol.42，No.9，pp.17-23，2014.
- 6) 田村 昌仁，川村 政史，枝広 茂樹，水谷 羊介，藤井 衛，小口 和郎：スウェーデン式サウンディングによる地盤調査法の現状と課題，土と基礎，Vol.52，No.4，pp.8-10，2004.
- 7) 地盤工学会 地盤調査法改訂編集委員会：地盤材料試験の方法と解説―二分冊の1―，社団法人 地盤工学会，pp.373-382，2009.
- 8) 李 俊憲，佐野 祥男，齋藤 雅彦，片岡 沙都紀，澁谷 啓：試験盛土を用いた原位置および室内試験による圧縮沈下特性の比較検討，第52回地盤工学研究発表会，No.390，pp.777-778，2017.
- 9) 三笠 正人，木下 哲生，江口 淳：レキ質盛土の水浸沈下について，土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.32，No.3，pp.201-202，1977.
- 10) Lawton, E.C., Frigaszy, R.J. and Hardcastle, J.H.: Collapse of Compacted Clayey Sand, Proc. ASCE, Vol.115, No.9, pp.1252-1267, 1989.
- 11) 亀井 健史，榎本 雅夫：締固めたシルト質土の水浸に伴うコラプス沈下挙動，土木工学会論文集，No.505，III-29，pp.97 -103，1994.
- 12) 李 俊憲，片岡 沙都紀，中山 義久，澁谷 啓：CBR モールドを用いた砂礫盛土材料の室内水浸沈下試験，第51回地盤工学研究発表会，No.383，pp.765-766，2016.
- 13) 地盤工学会基準部：地下水面より上の地盤を対象とした透水試験方法―新規制定地盤工学会基準・同解説―，社団法人 地盤工学会，20161014 WG後基準案Ver3.
- 14) Akutagawa S., Machijima Y., Takahashi A.: Experimental Characterization of Movement of Water and Air in Granular Material by Using Optic Fiber Sensor With an Emphasis on

Refractive Index of Light, American Rock Mechanics Association, 51st U.S. Rock Mechanics / Geomechanics Symposium, 2017.

- 15) 李俊憲, 山本拓, 高田昌典, 許晋碩, 金乗洙, 澁谷啓: 下水管理戻しにより生じた周辺地盤の変状の原因究明に関する事例研究, 第48回地盤工学研究発表会, No.296, pp.591-592, 2013.
- 16) 李 俊憲, 許 晋碩, 金 乗洙, 山本 拓, 澁谷 啓: 現場締固め度が盛土材料の強度及び沈下特性に及ぼす影響, (財)建設工学研究論文集, 第54号, pp.135-142, 2012.
- 17) Lee, J.H., Shibuya, S., Yamamoto, T., Okamoto, K. and Lohani, T.N. : Laboratory Investigation on the One-dimensional Settlement Characteristics of Fill Materials due to Submergence, 5th KGS-JGS Geotechnical Engineering Workshop, Seoul, pp.504-511, 2013.
- 18) 地盤工学会 土の締固め編集委員会: 地盤工学・業務シリーズ30「土の締固め」, 公益社団法人 地盤工学会, pp.192-201, 2012.
- 19) 李 俊憲, 片岡 沙都紀, 田中 孝行, 一宮 大祐, 澁谷 啓: 既存宅地盛土の沈下性能評価手法に関する事例研究, 第52回地盤工学研究発表会, No.392, pp.781-782, 2017.
- 20) 李 俊憲, 白 濟民, 澁谷 啓: 宅地盛土で生じた沈下の原因と予測に関する事例研究, 第53回地盤工学研究発表会, No.383, pp.765-766, 2018.
- 21) ASTM Standard D-5333 : Standard Test Methods for Measurement of Collapse Potential of Soils, Annual Book of ASTM Standards, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2003.

第七章 結論

本論文は、水浸による盛土沈下特性の評価法に関する研究として主に室内および現場水浸沈下試験を実施した結果について論じた。

- 1) 多様な盛土材の内・外部的な諸要因が水浸沈下特性に及ぼす影響に関して調べるため、室内で実施した水浸沈下試験から得られた盛土材料が持つ、水浸沈下特性について説明している（第四章参照）。
- 2) 現場盛土の性能を評価する方法として「住宅地盤の性能評価のための原位置水浸沈下試験のガイドライン」を提案している（第五章参照）。
- 3) その提案したガイドラインに基づいた原位置水浸沈下試験の妥当性や室内と原位置水浸沈下特性の整合性について論じている（第六章参照）。
- 4) 既存盛土の性能について検討するための地盤工学的手法に関する研究の成果をまとめている（第六章参照）。

第四章では、第三章で求めた当該盛土材料の物理特性、締固め特性などのパラメータに基づき、宅地盛土材料の沈下特性に及ぼす諸要因の影響について検討した。

そのため、締固め度、上載圧、初期含水比などの異なる試験条件で、多様多数の盛土材を用いて室内水浸沈下試験を実施した。その結果により得られた知見を以下にまとめる。

- ① 試料によらず D_c が大きいほど水浸による圧縮ひずみが減少し、上載圧が50kPaでは全ての試料で $D_c = 90\%$ 以上であれば水浸沈下が発生しなかった。最大上載圧が $\sigma_v = 400\text{kPa}$ の場合には、水浸沈下が生じない D_c の下限値は95%となった。
- ② 曲率係数、均等係数、 D_{50} などより、細粒分含有率 F_c が大きいほど水浸による圧縮沈下ひずみが大きくなることが分かった。
- ③ 最適含水比より乾燥側では、圧密による沈下ひずみよりも水浸による沈下ひずみの方が大きくなるが、湿潤側では逆の傾向を示す。初期含水比が低いほど水浸によるサクシヨンの消失も大きくなり、その結果として沈下ひずみが大きくなったものと考えられる。
- ④ 初期の締固め度（乾燥密度）が同じで上載圧およびサクシヨンがそれぞれ単調的に増加および減少するときの総体積ひずみは、供試体の初期含水状態、初期サクシヨンを含めた応力経路に依存せず、最終上載圧により決まると考えられる。

- ⑤ 所定の上載圧における圧密と水浸過程を経た最終間隙比あるいは、総圧縮ひずみ ε_{all} は、初期含水状態（即ち、初期サクション）によらず一定値になることが確認できた。
- ⑥ これらの結果から、水浸による圧縮ひずみは、締固め度、細粒分含有率、初期含水状態および上載圧の4つの複合的な要因に依存していると言える。

第五章では、原位置水浸沈下試験のガイドラインは、研究で実施した室内水浸試験、浸透流模型試験の結果に基づき、試験の概念、方法、装置などを提案した。

上記の検討から得られた知見および課題を以下に示す。

- ① 本原位置水浸沈下試験は擬似要素試験として、地表面の沈下量を測定し、これを地表面近傍の土要素の沈下ひずみに換算し、この換算ひずみを盛土全体に適用して盛土全体の沈下量を推定する。
- ② 所定の深度までの浸透水到達時間は、掘削地表面から5cmにおいて約15分、17.5cmにおいて1時間強の時間を要したため、適切な試験時の間となるように土壌水分計の設置深度 $L = 5 \sim 15 \text{cm}$ を採用した。
- ③ 今後の課題として、原位置水浸沈下試験の擬似要素試験としての妥当性と性能評価の可能性有無について確認する必要がある。そのために、試行的に複数の現場でパイロット試験を実施し、その結果からフィードバックする必要がある。

第六章では、現場盛土で原位置水浸沈下試験を行い、その結果から、水浸沈下に対する宅盤の性能評価のための原位置水浸沈下試験ガイドラインに関してフィードバックを行った。

また、既存盛土の性能を評価する手順として現場調査から室内試験まで一連の工学的方法として議論した。

上記の一連の検討を行った結果から明らかとなった知見を以下に示す。

- ① 試験盛土の原位置水浸沈下試験から、攪乱試料、乱れの少ない試料に関係なく、締固め度が異なる地盤の水浸沈下量の差が明確であり、室内水浸沈下試験結果と同様な傾向を

示した。さらに、原位置水浸沈下試験による沈下ひずみは室内水浸沈下ひずみとそれぞれ相関性が高いことが分かる。従って、地表面から5~15cmであれば擬似要素試験として妥当であり、原位置水浸沈下試験による宅地地盤の性能評価方法の適用性がある程度確認できた。

- ② 原位置水浸沈下試験と室内水浸沈下試験の双方とも、締固め度が小さいほど水浸沈下量が大きくなり、締固め度が90%を越えると殆ど沈下が生じないという定性的な傾向は全く同じであることが明らかになった。
- ③ 既存盛土の性能評価では、建築物周辺の付帯構造物の変状原因を特定し、将来の沈下量の予測手法を提案した。現場調査および各種物理試験ならびに締固め試験を実施し、地盤の一様性を確認するとともに、現状における締固め度を求め、地盤の全体的な状況について分析した。
- ④ 変状の原因が水の浸入、上載圧の増加、締固め不足などであるか否かについて推定した。そして、将来の水浸沈下量を予測するために、乱れの少ない試料を採取し、現場状況と同じ条件で室内水浸沈下試験を実施し、水浸沈下量を求めた。

社会問題として宅地盛土の不同沈下による戸建て住宅の構造被害に関して、その発生原因が盛土材料の締固め不足と排水処理の不具合に起因することを正しく認識した上で、詳細で精緻な室内実験により各種盛土材料の水浸沈下特性に及ぼす諸要因の影響を定量化し、締固め度と細粒分含有率を指標とした盛土材料の沈下に関する簡易予測式を提案した。

一方、室内実験結果ならびに地盤浸透流解析結果を基に、住宅地盤の性能評価手法に関する原位置水浸沈下試験のガイドライン：住宅地盤品質協会編」を提案し、事例研究により当該試験方法の適用性を検証した。

以上の研究結果から、「現状のガイドラインでは、地盤が均一でない盛土において正確な水浸沈下量を把握することができず、水浸沈下量を過小評価してしまう危険性がある」また、「宅地の締固め基準に満たないと考えられる地盤に対して本試験によって得られた結果が住宅地盤の性能を満たしているという判断を下す」ことは最も危険である。そのためには、現場調査および室内試験を実施し、総合的な判断をする必要がある。

また、原位置水浸沈下試験および現場密度試験を実施し、現場試験において住宅地盤の性能が満たされていないと判断された試料については室内試験との整合性を検証することが望まれる。

さらに、盛土施工管理の重要性、管理基準値の見直し、などの認識や制度的な部分がより、向上する必要があると考えられる。

そこで、宅地盛土の水浸沈下を防ぐためには、新規ならびに既存の締固めのゆるい盛土に対しては、盛土に加わる全圧力を増加させ、地盤の圧縮沈下を促進させるため载荷盛土工（例えば、プレローディング工法）を施工する。また、新規に造成する盛土に対する宅地盛土の品質管理基準値は、既存の「締固め度(D_c)の全測定値における平均値が87%以上ないし90%以上」であるが、全測定値における締固め度(D_c)として「許容下限値 $D_c=90\%$ 以上」あるいは「平均値の下限値 $D_c=90\%$ 以上」を提案する。

付 録 目 次

付録 A データシート

A.1 室内水浸沈下試験	i
A.2 原位置水浸沈下試験	iv

付録 B 浸透流模型実験と浸透流解析の比較

B.1 2次元浸透流解析	vi
B.1.1 解析の目的	vi
B.1.2 数理モデルによる解析手法	vi
B.1.3 解析条件	viii
B.1.4 浸透流実験および解析結果	ix
参考文献	xii

付録 C 地下水面より上の地盤を対象とした透水試験方法

C.1 適用範囲	x iii
C.2 用語及び定義	x iii
C.3 定水位浸潤装置	x iv
参考文献	x v

付録 D 光ファイバーによるモニタリング

D.1 光ファイバーの概念	x vi
D.2 光ファイバーの原理	x vi
D.3 試験結果	x vii
参考文献	x viii

付録A データシート

A.1 室内水浸沈下試験

① 時間・沈下量の測定(1)

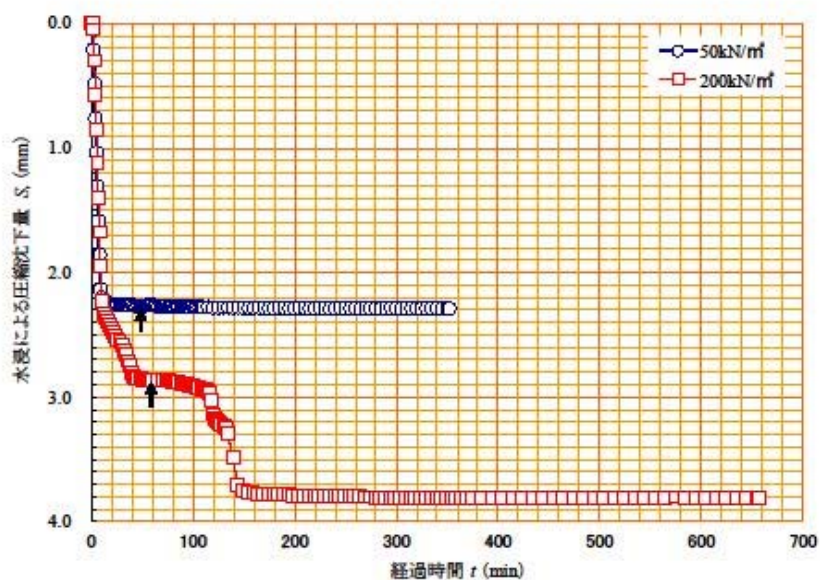
水浸による圧縮沈下試験(室内水浸沈下)									
調査件名		平荘ダムコア				試験年月日		2013年11月10日	
番号						試験者		李 俊憲	
土質名称		細粒分質硬質砂(SFG)				最大粒径		mm	
試験状況		(乱した・乱さない(凍結・常温))				土粒子の密度		g/cm ³	
供試体 No.		1				細粒分含有率 F_c %		36.8	
供試体の状況	最大乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm ³	1.860	試験前含水比			試験後含水比			上載荷重 kN/m ²
	最適含水比 w_{opt} %	13.9	容器	1799	1634	1672	容器	2104	
	体積 V cm ³	113.1	m_a g	63.42	59.20	60.26	m_a g	338.33	50
	質量 m_s g	203.66	m_b g	59.10	55.33	56.35	m_b g	302.39	水浸時刻 min
	湿潤密度 ρ_s g/cm ³	1.801	m_c g	28.03	27.66	27.96	m_c g	126.76	53
	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	1.581	w %	13.9%	14.0%	13.8%	w %	20.5%	
	締固め度 D_r %	85.0	平均 %	13.9%			平均 %	20.5%	
圧密・水浸沈下経程									
時刻 min	沈下量 mm	時刻 min	沈下量 mm	時刻 min	沈下量 mm	時刻 min	沈下量 mm	時刻 min	沈下量 mm
0	0.000	62	2.264	195	2.283				
1	0.100	64	2.264	200	2.283				
2	0.211	66	2.265	205	2.283				
3	0.485	68	2.266	210	2.283				
4	0.760	70	2.267	215	2.283				
5	1.035	72	2.269	220	2.284				
6	1.309	74	2.271	225	2.284				
7	1.584	76	2.271	230	2.284				
8	1.859	78	2.273	235	2.284				
9	2.133	80	2.273	240	2.285				
10	2.201	82	2.274	245	2.285				
12	2.233	84	2.274	250	2.285				
14	2.240	86	2.274	255	2.285				
16	2.245	88	2.275	260	2.285				
18	2.247	90	2.275	265	2.286				
20	2.250	92	2.276	270	2.286				
22	2.253	94	2.276	275	2.286				
24	2.254	96	2.276	280	2.286				
26	2.256	98	2.276	285	2.286				
28	2.257	100	2.277	290	2.286				
30	2.258	102	2.277	295	2.286				
32	2.260	104	2.277	300	2.286				
34	2.260	106	2.277	305	2.286				
36	2.262	108	2.277	310	2.287				
38	2.263	110	2.278	315	2.287				
40	2.263	115	2.278	320	2.287				
42	2.264	120	2.278	325	2.287				
44	2.265	125	2.279	330	2.287				
46	2.266	130	2.279	335	2.287				
48	2.266	135	2.280	340	2.287				
50	2.267	140	2.280	345	2.288				
51	2.267	145	2.280	350	2.288				
52	2.265	150	2.280	352	2.288				
53	2.264	155	2.281						
54	2.264	160	2.281						
55	2.264	165	2.281						
56	2.264	170	2.281						
57	2.264	175	2.282						
58	2.264	180	2.282						
59	2.264	185	2.282						
60	2.264	190	2.283						
特記事項		1) 試験後の供試体を炉乾燥しない場合、 m_s は次式で求める。							
		$m_s = \frac{m_b}{1 + w_b / 100}$							
		[1kN/m ² ≒ 0.0102kgf/cm ²]							

② 時間・沈下量の測定(2)

水浸による圧縮沈下試験(室内水浸沈下)											
調査件名		平荘ダムコア						試験年月日		2013年11月10日	
番号								試験者		幸 俊憲	
主試料名称		細粒分質硬質砂(SFG)						最大粒径		mm 2	
状況		(乱した・乱さない(凍結・常温))						土粒子の密度		g/cm ³ 2.655	
供試体 No.		2						細粒分含有率 F_c %			
最大乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm ³		1.860		試験前含水比				試験後含水比			
最適含水比 w_{opt} %		13.9		容器		1759 1685 1628		容器		2558	
体積 V cm ³		113.1		m_s g		46.48 48.56 51.07		m_s g		341.95	
質量 m_s g		203.58		m_b g		44.35 46.23 48.42		m_b g		307.33	
湿潤密度 ρ_i g/cm ³		1.800		m_s g		27.82 28.11 27.96		m_s g		128.39	
乾燥密度 ρ_d g/cm ³		1.595		w %		12.9% 12.9% 13.0%		w %		19.3%	
締固め度 D_r %		85.7		平均 %		12.9%		平均 %		19.3%	
圧密・水浸沈下課程											
時刻 min	沈下量 mm	時刻 min	沈下量 mm	時刻 min	沈下量 mm	時刻 min	沈下量 mm	時刻 min	沈下量 mm	時刻 min	沈下量 mm
0	0.000	77	2.869	179	3.780	394	3.804				
1	0.010	78	2.870	184	3.782	404	3.804				
2	0.046	79	2.871	189	3.784	414	3.805				
3	0.299	80	2.873	194	3.785	424	3.805				
4	0.574	81	2.874	199	3.786	434	3.805				
5	0.848	82	2.876	204	3.787	444	3.805				
6	1.123	83	2.878	209	3.789	454	3.806				
7	1.398	84	2.879	214	3.790	464	3.806				
8	1.672	86	2.883	219	3.791	474	3.807				
9	1.947	88	2.886	224	3.792	484	3.807				
10	2.222	90	2.889	229	3.794	494	3.807				
12	2.331	92	2.893	234	3.795	504	3.806				
14	2.365	94	2.897	239	3.795	514	3.805				
16	2.395	96	2.901	244	3.796	524	3.804				
18	2.423	98	2.906	249	3.797	534	3.804				
20	2.452	100	2.910	254	3.798	544	3.804				
22	2.479	102	2.915	259	3.799	554	3.804				
24	2.504	104	2.919	264	3.799	564	3.802				
26	2.531	106	2.924	269	3.800	574	3.802				
28	2.557	108	2.931	274	3.801	584	3.803				
30	2.585	110	2.938	279	3.802	594	3.804				
32	2.620	112	2.943	284	3.803	604	3.804				
34	2.660	114	2.950	289	3.803	614	3.805				
36	2.707	116	2.961	294	3.803	624	3.805				
38	2.751	118	3.022	299	3.803	634	3.806				
40	2.798	120	3.136	304	3.802	644	3.806				
42	2.834	122	3.167	309	3.803	654	3.806				
44	2.845	124	3.188	314	3.803	657	3.806				
46	2.850	126	3.204	319	3.802						
48	2.854	128	3.217	324	3.802						
50	2.857	130	3.232	329	3.802						
52	2.859	132	3.251	334	3.802						
54	2.860	134	3.286	339	3.802						
56	2.862	139	3.477	344	3.802						
58	2.862	144	3.701	349	3.802						
60	2.863	149	3.744	354	3.802						
65	2.865	154	3.759	359	3.802						
70	2.867	159	3.766	364	3.802						
74	2.868	164	3.772	369	3.802						
75	2.868	169	3.775	374	3.802						
76	2.868	174	3.778	384	3.803						
特記事項		1) 試験後の供試体を炉乾燥しない場合、 m_s は次式で求める。									
$m_s = \frac{m_0}{1 + w_0 / 100}$											
[1kN/m ² ≒ 0.0102kgf/cm ²]											

③ 圧密・水浸過程結果

水浸による圧縮沈下試験(室内水浸沈下)					
調査件名			試験年月日		
平荘ダムコア			2013年11月10日		
試験番号(深さ)			試験者		
幸 俊憲					
土質名称	細粒分質礫質砂 (SFG)			最大粒径	mm
状況	(乱した・乱さない(凍結・常温))			土粒子の密度	g/cm ³
					2.655
供試体 No.		1	2	3	4
上載荷重	σ_v kN/m ²	50	200		
高さ	H_0 cm	4.000	4.000		
初期状態	湿潤質量	m_0 g	203.66	203.58	
	含水比	w_0 %	13.9%	12.9%	
	湿潤密度	ρ_{d0} g/cm ³	1.801	1.800	
	乾燥密度	ρ_{d0} g/cm ³	1.581	1.595	
圧密過程	圧密時間	t_c min	52	74	
	圧密沈下量	S_c cm	0.227	0.287	
	高さ	H_c cm	3.773	3.713	
水浸過程	水浸時間	t_{sub} min	53	75	
	水浸沈下量	S_{sub} cm	0.002	0.094	
	高さ	H_{sub} cm	3.771	3.619	
	沈下ひずみ	ϵ_{sub} %	0.05	2.53	
	総沈下量	S_{dl} cm	0.23	0.38	



特記事項

矢印は水浸開始時間を表す。

A.2 原位置水浸沈下試験

① 時間・沈下量の測定

水浸による圧縮沈下試験（原位置水浸沈下）													
調査件名		長野県宅地造成				試験年月日		2015年6月3日					
番号		長野				試験者		幸 俊憲					
注水開始 (分)	土壌水分計 深さ cm	載荷板直径 cm	上載荷重 kg・kN/m ²	現場浸透測定	水位差 浸透時間 水温 H(cm) t(sec) ℃	試験前含水比				試験後含水比			
						容器	1759	1685	容器				
60		25	200			m_s g	46.48	48.56	m_s g				
						m_b g	44.35	46.23	m_b g				
						m_c g	27.82	28.11	m_c g				
						w %	12.9%	12.9%	w %				
						平均 %		12.9%	平均 %				

現場調査位置											
入口 水浸試験 現場密度 SWS試験											

圧密・水浸沈下課程											
時刻 min	沈下量(1) mm	沈下量(2) mm	時刻 min	沈下量(1) mm	沈下量(2) mm	時刻 min	沈下量(1) mm	沈下量(2) mm	時刻 min	沈下量(1) mm	沈下量(2) mm
0	0.00		50	3.16		66.2	3.31		77	3.35	
0	0.03		51	3.16		66.4	3.32		77.4	3.35	
1	0.03		52	3.15		66.6	3.32		79.8	3.59	
1	0.18		53	3.15		66.8	3.32		81.4	3.63	
2	0.21		54	3.15		67	3.33		83.4	3.63	
2	0.45		55	3.15		67.2	3.33		85.4	3.66	
3	0.45		56	3.15		67.4	3.34		87.4	3.69	
3	0.50		57	3.15		67.6	3.34		89.4	3.71	
4	0.50		58	3.15		67.8	3.34		91.4	3.72	
4	0.61		59	3.15		68	3.34		93.4	3.73	
5	0.63		60	3.15		68.2	3.340		95.4	3.74	
5	1.18		60.2	3.17		68.4	3.340		97.4	3.75	
6	1.21		60.4	3.19		68.6	3.340		99.4	3.76	
6	1.54		60.6	3.20		68.8	3.340		101.4	3.76	
7	1.58		60.8	3.22		69	3.340		129.4	4.11	
7	1.74		61	3.24		69.2	3.340		132.6	4.11	
8	1.81		61.2	3.24		69.4	3.350		158.6	4.14	
8	2.04		61.4	3.28		69.6	3.350		471.8	4.33	
9	2.17		61.6	3.28		69.8	3.350		477.4	4.44	
9	2.33		61.8	3.28		70	3.350		489.4	4.44	
10	2.43		62	3.28		70.2	3.350				
10	2.53		62.2	3.28		70.4	3.350				
11	2.64		62.4	3.28		70.6	3.350				
11	2.73		62.6	3.28		70.8	3.350				
12	2.73		62.8	3.29		71	3.350				
12	2.74		63	3.29		71.2	3.350				
13	2.76		63.2	3.29		71.4	3.350				
13	2.77		63.4	3.30		71.6	3.350				
14	2.77		63.6	3.30		71.8	3.360				
14	2.79		63.8	3.30		72.2	3.360				
15	2.81		64	3.30		72.6	3.360				
15	2.82		64.2	3.30		73	3.360				
16	2.85		64.4	3.30		73.4	3.360				
16	2.86		64.6	3.30		73.8	3.360				
17	2.88		64.8	3.30		74.2	3.360				
17	2.92		65	3.30		74.6	3.360				
18	2.95		65.2	3.30		75	3.360				
18	2.97		65.4	3.30		75.4	3.360				
19	3.00		65.6	3.30		75.8	3.360				
19	3.03		65.8	3.31		76.2	3.360				
20	3.05		66	3.31		76.6	3.360				

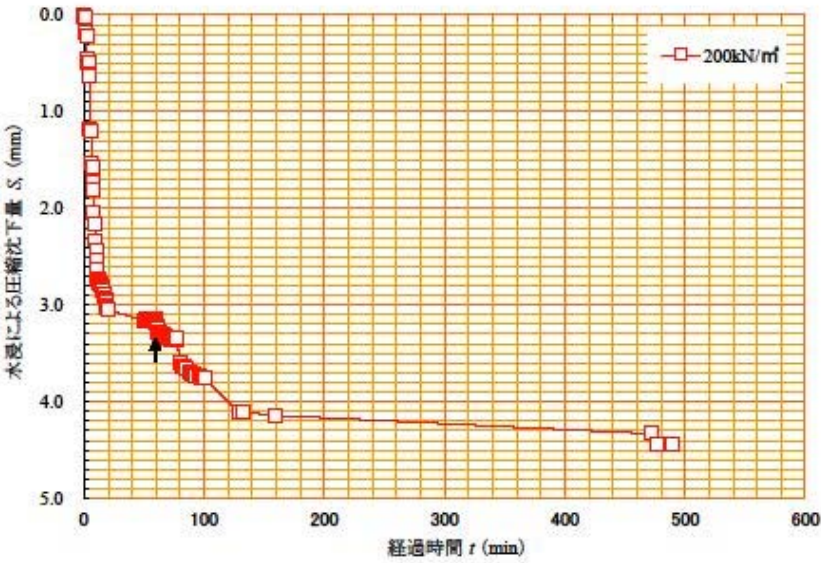
特記事項 1) 試験後の供試体を炉乾燥しない場合、 m_s は次式で求める。

$$m_s = \frac{m_b}{1 + w_b / 100}$$

[1 kgf=9.8 N]
[1kN/m²≒0.0102kgf/cm²]

② 圧密・水浸過程結果

		水浸による圧縮沈下試験（原位置水浸沈下）			
調査件名		試験年月日		2015年6月3日	
試料番号(深さ)		長野		試験者 李 俊憲	
供 試 体 No.		1	2	3	4
上載荷重		σ_v kN/m ²	200		
圧密過程	圧密時間	t_c min	60		
	圧密沈下量	S_c mm	3.15		
水浸過程	水浸時間	t_{sub} min	429.4		
	水浸沈下量	S_{sub} mm	1.29		
総沈下量		S_{all} mm	4.44		



特記事項

矢印は水浸開始時間を表す。

付録B 浸透流模型実験と浸透流解析の比較

B.1 2次元浸透流解析

B.1.1 解析の目的

小型地盤模型試験では土壌水分センサーを用いて定量的に水分の移動を把握し，小型地盤模型試験結果の妥当性を検証することを目的としている．

B.1.2 数理モデルによる解析手法

ここでは，実施した飽和・不飽和2次元浸透流解析に用いた数理モデルによる解析手法について説明する．

(1) 基礎方程式

飽和・不飽和浸透流の基礎式は連続の式および運動方程式を用いて以下のように式B-1，B-2で表される．

[飽和領域]

$$S_s \frac{\partial h}{\partial t} = \nabla \cdot (k_r(\theta) \mathbf{K}_s \nabla h) \quad \text{式B-1 } (\theta = \theta_s, \theta_s \text{は飽和体積含水率})$$

[不飽和領域]

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \nabla \cdot (k_r(\theta) \mathbf{K}_s \nabla h) \quad \text{式B-2 } (\theta < \theta_s)$$

ここで， h ：ピエゾ水頭， $k_r(\theta)$ ：比透水係数， $\mathbf{K}_s$ ：飽和透水係数テンソルである．また， S_s ：比貯留係数， $h = \psi + z$ （ ψ は圧力水頭）であり，さらに， $\frac{\partial \theta}{\partial \psi} = C(\psi)$ （=比水分容量）とす

ると，式B-1，B-2は式B-3，B-4となる．

$$S_s \frac{\partial \psi}{\partial t} = \nabla \cdot (k_r(\theta) \mathbf{K}_s \nabla (\psi + z)) \quad \text{式B-3} \quad : \quad \text{飽和状態}$$

$$C(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \nabla \cdot (k_r(\theta) \mathbf{K}_s \nabla(\psi + z)) \quad \text{式B-4} \quad : \quad \text{不飽和状態}$$

ここで、以下のようなパラメータを導入すると、

$$\beta = \begin{cases} 1 & : \text{飽和領域} \\ 0 & : \text{不飽和領域} \end{cases}$$

式B-3, 式B-4は式B-5のように結合することができる.

$$(\beta S_s + C(\psi)) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \nabla \cdot [k_r(\theta) \mathbf{K}_s \nabla(\psi + z)] \quad \text{式B-5} \quad (\text{飽和領域では常に } C(\psi)=0)$$

また、等方性($i=j$ の時, $K_{sij} = K_s$, $i \neq j$ の時, $K_{sij} = 0$)を仮定すると、式B-5は式B-6となる(重力作用を表す項を z 方向の項で表現している).

$$(\beta S_s + C(\psi)) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[k_r(\theta) k_s \frac{\partial \psi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k_r(\theta) k_s \frac{\partial \psi}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_r(\theta) k_s \left(\frac{\partial \psi}{\partial x} + 1 \right) \right] \quad \text{式 B-6}$$

この基礎方程式をもとに本研究における浸透流解析を実施する.

(2) 不飽和浸透特性

θ と ψ の関係、および θ と k_r の関係についてはVGモデル¹⁾を用いており、Van Genuchtenの式は式B-7, B-8, B-9に示す.

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left\{ 1 + (\alpha \psi_c)^n \right\}^{-m} \quad \text{式B-7} \quad (\text{飽和領域では常に } C(\psi) = 0)$$

ここに、 S_s : 有効飽和度, θ_r : 残留体積含水率, $\psi_c = -\psi$, α , n , m : フィッティングパラメータである. なお, $\alpha > 0$, $n > 0$, $m = 1 - 1/n$ の関係が用いられている.

$$C(\psi) = -\frac{\partial \theta}{\partial \psi_c} = \alpha m n (\theta_s - \theta_r) (\alpha \psi_c)^{n-1} \left\{ 1 + (\alpha \psi_c)^n \right\}^{-m-1} \quad \text{式B-8}$$

$$k_r(\theta) = \frac{k}{k_s} = S_e^\xi \left[1 - (1 - S_e^{1/m})^m \right]^p \quad \text{式B-9}$$

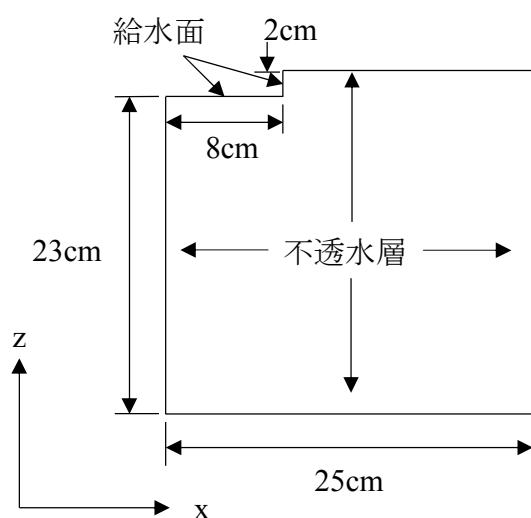
ここに、 k_r ：不飽和透水係数、 ξ ：パラメータである。 ξ については通常 $\xi=0.5$ が用いられている²⁾ため、それに従った。

一般的に、浸透流解析に不飽和透水係数の水分移動特性モデルとして用いられるのはBCモデルとVGモデルがある。BCモデルは、明確な空気侵入値を持ちがJ字型の水分特性曲線をしめしており、粒径が均一な砂質土に対し適合が良い。また、パラメータの数も少なく、最も単純な関数で表される水分移動特性モデルであり、それぞれのパラメータの物理的な意味や関数型言語に与える効果も明確である。しかし、空気侵入圧以上では水分特性曲線の傾きがゼロになり、 θ_s (飽和体積含水率)に対応する h (土中水圧力)が定まらないため、数値計算が不安定になる場合がある。

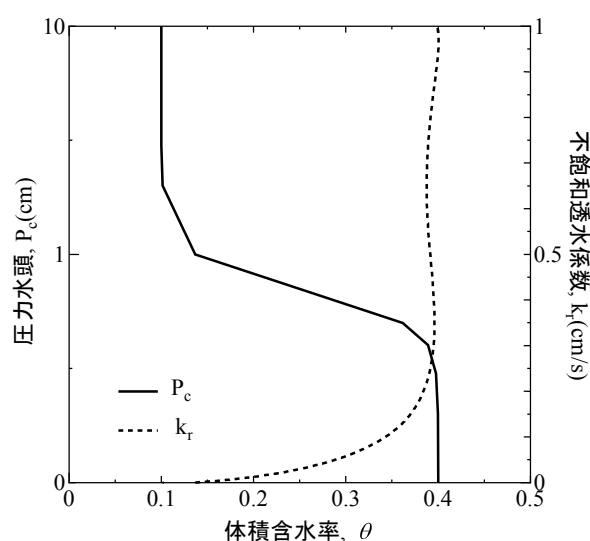
一方、VGモデルは、S字型の水分特性曲線を示しており、空気侵入値がはっきりしない細粒土や粒径幅の広い土に対し適合が良い。VGモデルでは扱う、 α (L-1)、 n (-)、 m ($= 1-1/n$) は水分特性曲線の形状を与えるパラメータであるが異なる土の水分特性曲線に適合するための自由度が高く、滑らかな曲線を与える。その理由で、最も広く用いられている。

B.1.3 解析条件

図B-1に示しているように、解析領域は模型地盤を軸対象としてモデル化を行い、25cm四方の地盤に高さ2cm、幅8cmの穴を設け、水を浸透させている。入力条件は、掘削孔底面から2cmの高さまで湛水させている。境界条件として対象地盤の下端、右端、最上端および左端を不透水層としている。小型地盤模型試験の右端は金網が設けられ透水層となっているが、土のサクションを消失させるほど水が浸透せず、右端から水が流出しなかったため、解析上では不透水層と見なしている。給水面は水位を2cmとし、掘削底面からは一様に水圧が生じており、掘削壁面は静水圧分布となっている。



図B-1 解析領域



図B-2 水分特性曲線

水分特性曲線を図B-2に、対象地盤の不飽和浸透特性パラメータを表B-1に示す。透水係数は定水位透水試験から得られた結果であり、それ以外の不飽和浸透特性パラメータは模型試験で用いた試料の粒度分布を考慮して代表的な不飽和浸透特性パラメータを参照した³⁾⁴⁾。

透水試験は、細粒分含有率が多いため、変水透水試験を実施したが定水位透水試験と同等の結果が得られたため、透水試験の違いによる差異はほぼないとみなし、定水位透水試験の結果を用いる。また、間隙率は地盤の実測値から0.634、初期飽和度は土壤水分センサーの値を考慮して15%とする。

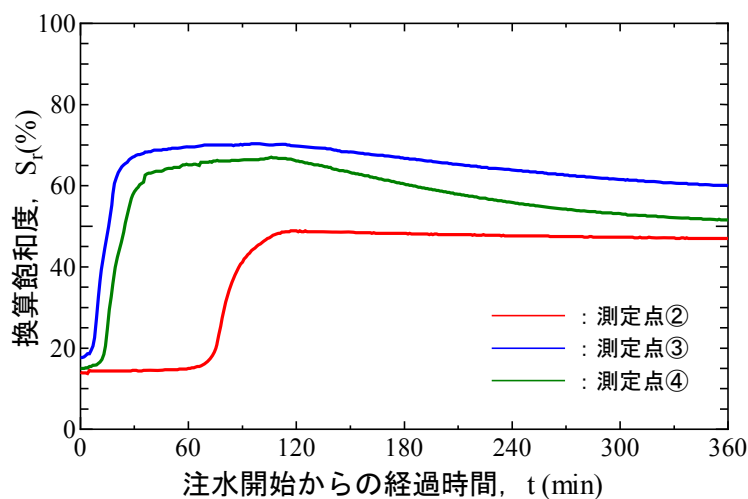
表B-1 不飽和浸透特性のパラメータ

θ_s	θ_r	$k_s(\text{cm/s})$	$\alpha (1/m)$	n	$m(=1-1/n)$
0.4	0.1	1.73×10^{-3}	1.5	6.0	0.83

B.1.4 浸透流実験および解析結果

図B-3および図B-4の模擬地盤における浸透流実験において、土壤水分センサーにより得られた換算飽和度を時系列で図B-5に示す。用いた土壤水分センサーの精度のため、換算飽和度は $\pm 3\%$ の誤差を含んでいる可能性がある。土壤水分センサーによって測定された初期飽和度はどの測定点においても $S_i=15\%$ 程度である。地盤の初期飽和度が $S_i=9.8\%$ であることから、両者の値はほぼ一致しており、妥当な結果だといえる。掘削孔の深さが2.5cmで測定点①は掘削底面から2.5cmしか離れておらず、注水することによって穴が掘られてしまい、土壤水分センサーが剥き出しになってしまった。その結果、正確な体積含水率が測定されなか

ったため測定点①の結果は記載していない。上部の測定点③および④は開始から10～15分ほどでセンサーが反応し、 S_t の上昇傾向もほぼ同じ挙動を示している。時間遅れで下部の測定点②は反応しているが、上部のセンサーほど飽和度が上昇していない。この原因として、測定点②付近の土が上部のセンサー付近の土に比して締まっており、その結果、測定点②に到達するまでに水が分散されて水の浸透量が少なくなったと考えられる。また測定開始から2時間ほどで注水を中止しており、水の累積供給量が最大となった時刻において、飽和度が最大の値を取っている。



図B-5 模型地盤の飽和度変化

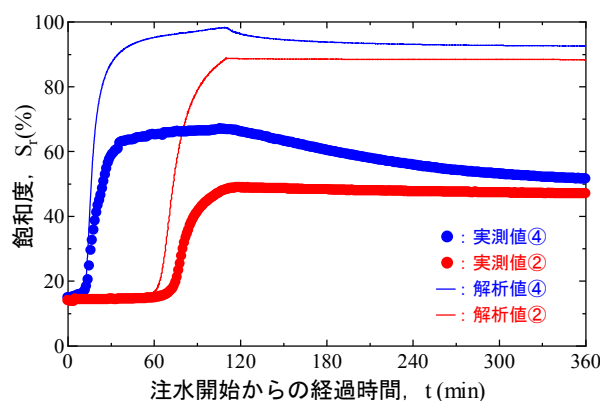
乾燥した土壌の地表面に水が供給されると、まず、湿潤な薄層が土壌表面に現れ、乾燥した層との間に鮮明な境界が現れる。これを浸潤前線という。表層への水分供給が続く限り浸潤前線は下方へ移動していく。本試験では注水開始から浸潤前線が下部の土壌水分センサー（測定点②）に到達するまでの間をビデオ撮影しており、浸透流が測定点②および③、④へ到達した時を図B-6に示す。浸透流は掘削底面および壁面を伝って地盤内へ同心円状に広がっていくことが確認された。また、掘削孔から同心円状に浸透が広がるため、掘削孔直下が最も早く浸透すると考えられる。現場試験では、注水箇所から深度方向へ非一様に浸透すると、土の体積変化の生じ方が土要素によって変化し、地盤沈下の評価が難しくなるため、浸潤面が水平に保たれることが理想的であるといえる。そのためには、原位置試験で掘削孔の壁面を止水することが求められる。試験結果と解析結果の比較を行い、模型試験の妥当性を検証する。

(a) 測定点③④到達時 ($t = 20\text{min}$)(b) 測定点②到達時 ($t = 90\text{min}$)

図B-6 室内模型実験における浸潤前線の変化

(1) 飽和度の時間変化に関する測定結果と解析結果の比較

図B-7は測定点②および④における飽和度の時間変化に関する測定結果と解析結果の比較である。測定点④に関して、解析値はほぼ飽和しているのに対し、実測値は $S_r=70\%$ 程度が最大値となっている。測定機器の反応や測定地点の密度の微妙な違いが実測値の飽和度に影響していることが考えられ、厳密な飽和度とは異なる可能性がある。反応時間に関しては、両測定点とも実測値と解析値の反応が一致していることから、浸透流解析がほぼ適切に再現できていることが分かる。

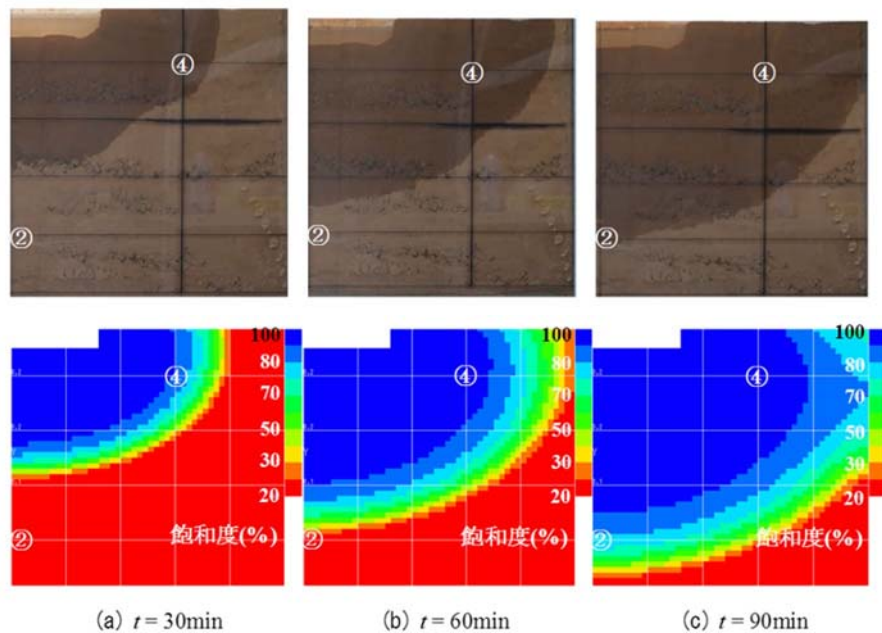


図B-7 飽和度の時間変化における実測値および解析値の比較

(2) 浸潤前線の時間変化に関する測定結果と解析結果の比較

浸潤前線の時間変化に関する測定結果と解析結果の比較を図B-8(a)～(c)に示す。浸透流の水平方向への広がりとは模型試験結果と解析結果で同様の傾向を示しているため、浸透流解析が適切に再現できていると考えられる。一方、鉛直方向への浸透は、若干のタイムラグが発生している。しかし、図B-7のグラフで示されている通り、10分程度のタイムラグであるため、比較的良好に再現できているといえる。

浸透流が深度17.5cm（測定点②）に達するまで、小型地盤模型試験および浸透流解析において1時間強の時間を要した。原位置水浸沈下試験では簡易性を重視しているため、可能な限り試験時間を短縮したい。したがって、以上の結果から、試験地盤面から深度5~15cm程度を土壤水分センサーの設置位置の目安とし、土壤水分センサーの反応時間が原位置水浸沈下試験の終了時刻となるようにする。



図B-8 小型地盤模型試験の浸潤前線と解析結果の比較

参考文献

- 1) van Genuchten, M.Th. : A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils, Soil Science, Vol.44, pp.892-878, 1980.
- 2) 西垣誠, 竹下祐二, 河野伊一郎 : 室内試験による不飽和浸透特性の非定常算定, 土木学会論文集, No.454, 第3編-20, pp.103-112, 1992.
- 3) 土質工学会 : 値切り工事と地下水—調査設計から施工まで—, pp.356-374, 1991.
- 4) Carsel, R.F. and Parrish, R.S. : Developing Joint Probability Distribution of Soil Water Retention Characteristics, Water Resour. Res., Vol.24, pp755-769, 1988.

付録C 地下水面より上の地盤を対象とした透水試験方法

C.1 適用範囲

この基準は、現場飽和透水係数を求める試験方法について規定する。この試験方法は、地下水面より上の地盤を対象とする。

C.2 用語及び定義

(1) 地下水面より上の地盤を対象とした透水試験方法¹⁾

地下水面より上の地盤を浸潤により現場飽和状態にして、現場飽和透水係数を求める試験方法。図C-1 に示すように、地表面で実施する場合と試験孔で実施する場合があり、前者には負圧で浸潤させる方法、正圧で浸潤させる方法、後者には、試験孔全体を用いる方法、測定用パイプを用いる方法、パッカーを用いる方法の5種類がある。地表面で実施する場合の2種類の方法は、地表面からの透水性を把握することを目的として、主に農学系で実施されてきた方法であり、試験孔で実施する場合の3種類の方法は、主として水平方向の透水性を把握することを目的としている。

(2) 現場飽和状態 現場飽和状態

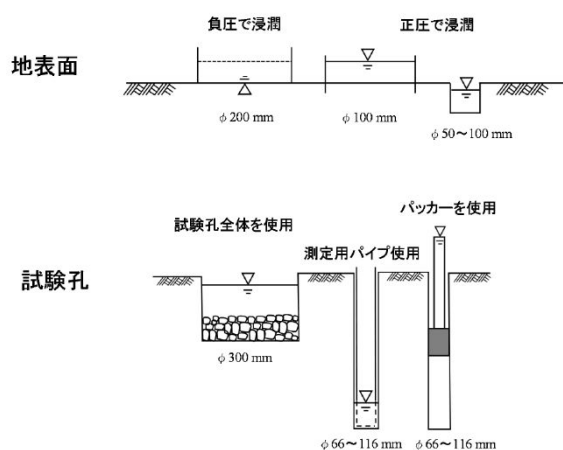
間隙中に取り込まれた空気である「封入空気 (entrapped air)」の寄与で完全飽和状態よりも低いと考えられる状態である。現場飽和状態を飽和度で定量的に定義することはできないが、本基準では、試験面から地盤への浸潤流量がおおむね一定になったと判断した時点で、試験面周辺の地盤が現場飽和状態であるとみなしている。なお、本基準では、水圧が負荷される地表面を試験面と呼ぶこととしており、試験孔で実施する場合には試験孔の表面を試験面と呼ぶこととしている。

(3) 現場飽和透水係数 現場飽和透水係数

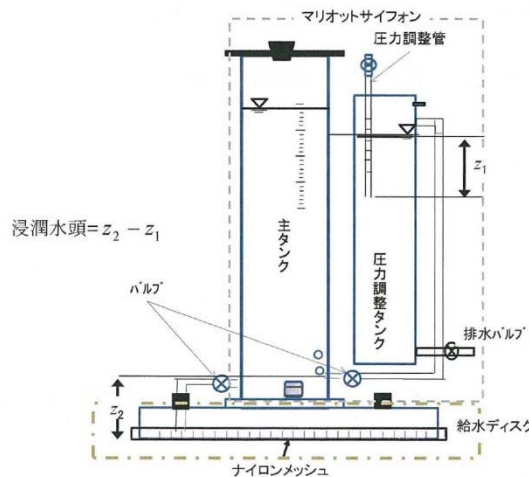
現場飽和状態における浸潤流量、すなわち定常浸潤流量と試験面形状等に応じた定数を、試験方法ごとに異なる式に与えることによって算定される。現場飽和状態は、封入空気の寄与で完全飽和状態よりも飽和度が低いため、現場飽和透水係数は飽和透水係数よりも小さい²⁾。なお、亀裂や根成孔隙、土壤生物の孔等のマクロポアは、湛水条件（浸潤水頭が正圧の条件）下では現場飽和透水係数に寄与するが、湛水条件にならない限り通水への寄与は無い。したがって、負圧で浸潤させる方法を用いる場合には、これらを考慮した試験ならびに結果の解釈を行う必要がある。

C.3 定水位浸潤装置

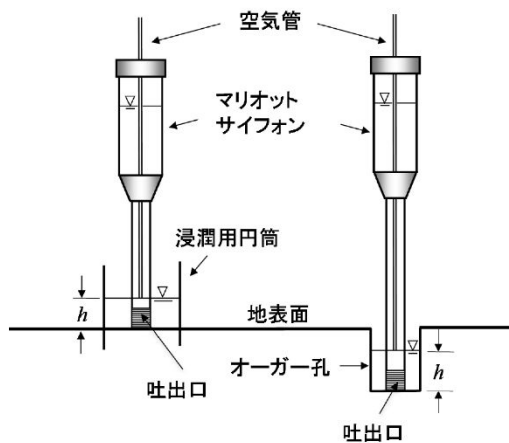
図C-2～C-4に示すように、試験面に一定の正圧または負圧を負荷できる機能、給水できる機能及び浸潤流量を計測できる機能を有するもの、それぞれの機能を一体化したものや、複数の機器から構成されるものもある。



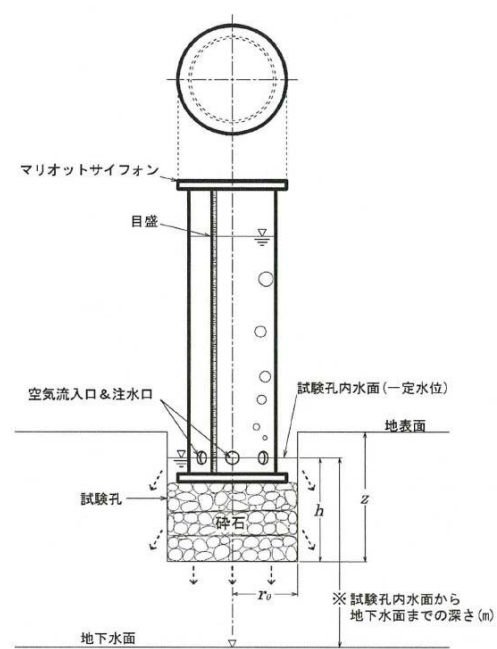
図C-1 試験方法の例¹⁾



図C-2 地表面で実施する場合の定水位浸潤装置の例(負圧で浸潤させる方法)¹⁾



図C-3 地表面で実施する場合の定水位浸潤装置の例(正圧で浸潤させる方法)¹⁾



図C-4 試験孔で、実施する場合の定水位浸潤装置の例(試験孔全体を用いる方法)¹⁾

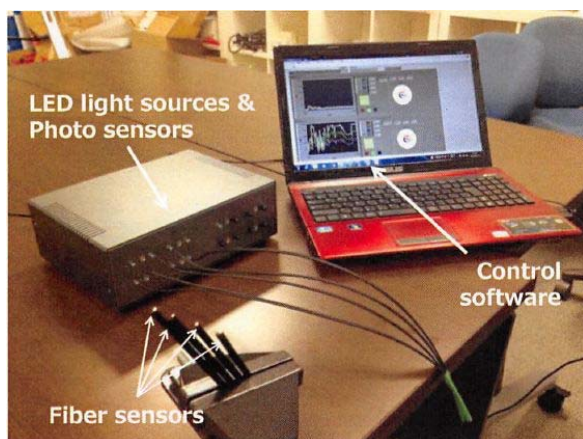
参考文献

- 1) 地盤工学会基準部：地下水面より上の地盤を対象とした透水試験方法－新規制定地盤工学会基準・同解説－，社団法人 地盤工学会，20161014 WG後基準案Ver3.
- 2) Sakaguchi, A., T. Nishimura, and M. Kato The effect of Entrapped Air on the Quasi-Saturated Soil Hydraulic Conductivity and Comparison to the Unsaturated Hydraulic Conductivity. Vadose Zone Journal, 4(1) 139-144, 2005.

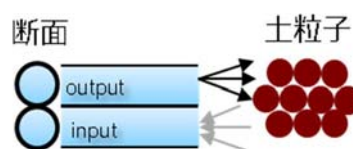
付録D 光ファイバーによるモニタリング

D.1 光ファイバーの概念

OSV研究会¹⁾が提案している光ファイバーとは、図D-1のように、様々な自然現象が起こる場所でその現象や変化を光の色に変換して表現することで視覚的情報を精密な光センサーで読み取り、Light State Sensor System（略称：LS³/digital）を用いてデータとして記録する測定装置である。ファイバーは図D-2に示すような2本1組から成り、先端から放射される光が周辺の物体表面で反射して2本目のファイバーに入り、その光はファイバー先端のごく小さな領域で起こっている変化を反映している「光の情報」を通して収集される。また、ファイバーの正式な名称は、Plastec optic fiber（以下、POF）である。



図D-1 試験システム構成図²⁾



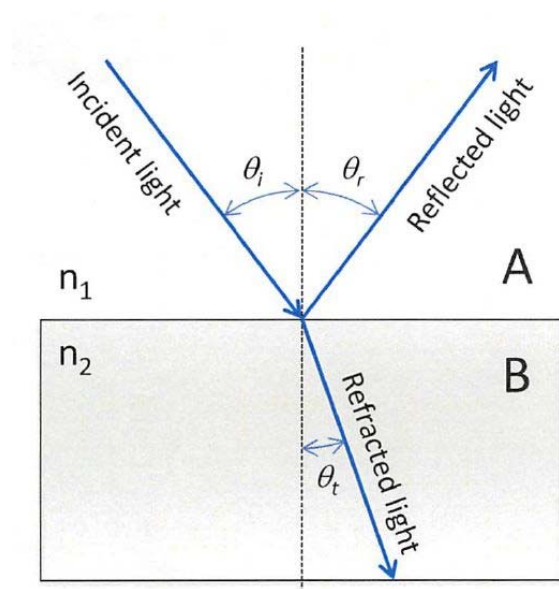
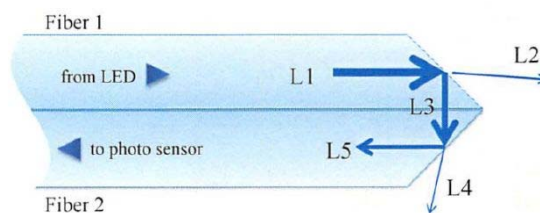
図D-2 光ファイバーの原理

D.2 光ファイバーの原理

図D-3のように、異なる材料AとBの屈折率はそれぞれ n_1 と n_2 であり、入射光は材料AとBにより、入射角 θ_i で屈折する($\theta_r=\theta_t$)。それをスネルの法則と呼ばれており、その関係を $n_1\sin\theta_i=n_2\sin\theta_t$ で示される。また、入射光に対する反射光束率 R は式D-(1)のように表す。

$$R=\left\{ \frac{n_1-n_2}{n_1+n_2} \right\}^2 \quad (\text{但し, } \theta=0) \quad \text{式D-(1)}$$

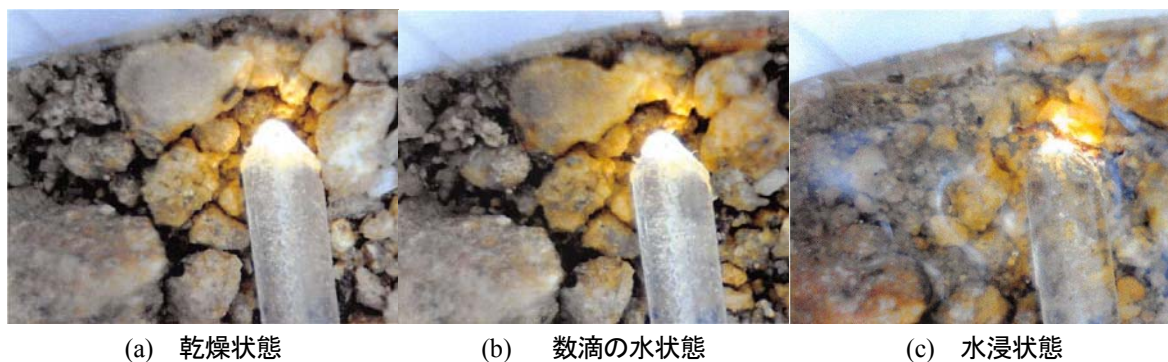
ここで、屈折光束率($R_{\text{refracted}}$)は、 $R_{\text{refracted}}=1-R$ で示される。

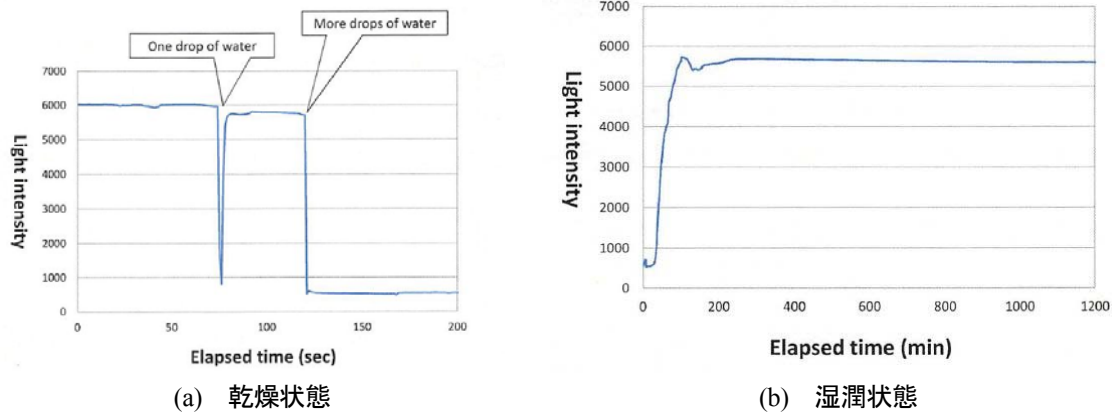
図D-3 光の入射と屈折関係²⁾図D-4 光の移動経路²⁾図D-5 光ファイバーの様子(直径1mm)²⁾

図D-4は、光の移動経路を、図D-5には、光ファイバー（POF）の様子を示している。図D-4から、光がファイバー1から入射した光が（L1）先端傾斜面によって屈折し、L3, L5の経路でファイバー2に戻る。しけし、空気や水分などの影響でL2あるいはL4に屈折し、ファイバー2へ戻る時間差が生じる。

D.3 試験結果

図D-6(a)～(c)は土粒子の水分状態の変化が光ファイバー(POF)反応に及ぼす影響について検討している様子を示しており、(a)は乾燥状態、(b)は数滴の水が浸入状態、(c)は水浸させた状態を示している。

図D-6(a)～(c) 土粒子と水分量におけるPOFの反応²⁾



図D-7 異なる水分量における光速度の変化²⁾

その結果を示しているのが図D-7(a), (b)で、横軸には時間を縦軸には光速度を表している。図から分かるように光速度は土水分状態の変化に敏感に反応している。そこで、本論文の原位置水浸沈下試験はもちろん、室内水浸沈下試験でも供試体中の水分状態の変化を信頼性が高く簡単に測定できると考えられる。

参考文献

- 1) OSV研究会：OSV, <http://www.osv.sakura.ne.jp/sensor.html>
- 2) Akutagawa S., Machijima Y., Takahashi A.: Experimental Characterization of Movement of Water and Air in Granular Material by Using Optic Fiber Sensor With an Emphasis on Refractive Index of Light, American Rock Mechanics Association, 51st U.S. Rock Mechanics / Geomechanics Symposium, 2017.

謝辞

本論文は、筆者が神戸大学大学院 市民工学専攻の人間安全工学講座 地盤安全工学教育研究分野の澁谷 啓教授のご指導を頂きながら実施してきた約6年半(平成24年4月～平成30年7月)の研究成果を取りまとめたものであります。本研究を進めるにあたり、多くの方々よりご指導、ご助言ならびにご協力を賜りました。ここに、心より感謝の意を表します。

澁谷 啓先生には、本研究の進め方ならびに論文の作成全般にわたって、懇切なご指導およびご助言を賜りました。筆者が来日した以来今日に至るまで、公私にわたる温かいご指導とご鞭撻を賜るとともに、研究に対する姿勢について多くを学ばせて頂きました。なお、研究以外の様々な部分でも先生には温かく見守って頂き、研究に集中できる環境を提供して頂きました。心より感謝申し上げます。

神戸大学大学院工学研究科教授 芥川 真一先生、中山 恵介先生には、本論文の審査をご担当して頂き、論文作成にあたり適切なご指導および有益なご助言を賜りました。ここに深く感謝申し上げます。

同大学院准教授 加藤 正司先生、同助教 片岡 沙都紀先生には、本研究の修行に要する基礎知識について多大なるご協力をして頂き、丁寧なご指導とご助言を頂きました。建設工学研究所沖村孝先生(神戸大学名誉教授)、東京理科大学理工学部土木工学科教授の龍岡文夫先生には、本論文を導くための手法やまとめに当たって、大変貴重な資料のご提供ならびにご助言を賜りました。本研究の遂行にあたり、神戸大学都市安全センターのLohani, Taranidhi氏には、技術的なご支援ならびにご助言を頂きました。ここに感謝の意を表します。

協同組合 関西地盤環境研究センター顧問 澤 孝平先生、西形 達明先生には、本論文の作成に当たって丁寧なご指導とご助言を賜りました。心より感謝申し上げます。

同センターの寺西 一哲理事長(ソイルシステム)、窪田 博之副理事長(アテック吉村)、中山 義久専務理事、松川 尚史センター長、森 辰義副センター長、遠藤 暢氏には、本論文のまとめに当たって、暖かいお励ましを頂戴し、仕事面、生活面についてもご配慮を頂きました。ここに感謝の意を表します。

そして、許 晋碩氏(協和設計)、蔡 鍾吉氏(ソウル特別市庁)、鄭珉守氏(国立防災研究院)には、留学初期から今まで研究はもちろん生活面まで様々なご助言とご助力を頂きました。

特に、蔡氏は、韓国建設技術研究院のときから筆者を引っ張って下さりました。許氏は、

筆者が研究に集中できるような精一杯のサポートを賜りました。

さらに、研究成果のまとめや本論文の仕上げるさいに、澁谷研究室の研究員白 濟民氏、丁 經凡氏には、ご協力、ご助言を頂きました。心より感謝申し上げます。そして、同研究室の方々、同卒業生の皆様に感謝の意を表します。

特に、本研究の遂行にあたり惜しみないご協力を頂いた山本 拓氏(大林組)、岡本 健太氏(五洋建設)、佐野祥男氏(NEXCO西日本)に感謝の意を表します。

博士の学位は、「私一人でなく皆様のお力のお陰で頂いた。」と思っております。以後、澁谷 啓先生に教えて頂いた「人間工学」・「一期一会」・「恩返し」・「地盤工学」のお言葉を胸に刻んで人生を歩みたいと思います。

最後に、様々な面で筆者を支えてくれた両親に最大の謝意を持って、本論文を終えたいと思います。

2018年 7月 李 俊憲

神戸大学博士論文

「水浸による盛土沈下の評価方法に関する研究」 全146頁

提出日 2018年7月13日

本博士論文が神戸大学機関リポジトリkernelにて掲載される場合、掲載登録日（公開日）はリポジトリの該当頁上に掲載されます。

©著者氏名 李 俊憲

本論文の内容の一部あるいは全部を無断で複製・転載・翻訳することを禁じます。