

宅地盛土の水浸沈下現場試験方法に関する
共同研究

最 終 報 告 書

平成28年3月

一般財団法人 建設工学研究所

目 次

1. はじめに.....	1
2. 現場水浸試験における不均一性の影響に関する検討.....	2
2.1 浸透流解析.....	2
2.2 解析条件.....	3
2.3 検討手順.....	4
2.4 解析結果と考察.....	5
2.5 まとめ.....	8
3. 宅地盛土の水浸沈下に対する性能評価に関する事例研究.....	9
3.1 原位置試験の概要.....	9
3.2 室内水浸沈下試験の概要.....	11
3.3 原位置試験の結果および考察.....	11
4. 宅地盛土の性能評価に関する現場と室内水浸沈下の比較研究.....	15
4.1 地盤材料の物理的特性.....	15
4.2 突固めによる土の締固め試験および現場密度試験.....	17
4.3 室内水浸沈下試験①.....	18
4.4 室内水浸沈下試験②.....	22
4.5 現場水浸試験と室内水浸沈下試験結果の比較.....	26
4.6 室内水浸試験結果による水浸沈下量の予測.....	28
4.7 まとめ.....	29
5. おわりに.....	30
参考文献.....	31

1. はじめに

昔から、宅地盛土の水浸沈下による住宅被害の事例が数多く報告されている。現在、盛土造成による新設住宅地盤の品質管理方法として、締固め度の平均値 87%以上が規定されているが、道路や河川堤防といった土工構造物と比較すると、締固め度の管理基準値が相対的に低い上に平均値管理であることが、締固め不足による盛土の水浸沈下トラブルの温床となっている。

一方、宅盤の品質評価方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 試験だけでは変形に対する評価が難しく、宅盤の品質を保証しているとは言い難い。したがって、住宅地盤の変形（とりわけ、水浸沈下）に対する品質管理手法を確立しておくことの工学的および社会的意義は大きい。

このような背景から、昨年度（H26 年度）、住宅地盤品質協会からの依頼を受けて（一財）建設工学研究所では、住宅地盤の性能評価のための原位置水浸沈下試験（以下、現場水浸試験）方法のガイドライン（案）をリリースした。本報告書では、昨年度に提案した現場水浸試験のガイドライン（案）の適用性を検証のために実施した実験・理論・数値解析の検討結果を述べている。

第 2 章では、現場水浸試験における宅地地盤内部への浸透現象に及ぼす地盤のバラツキおよび透水性の異方性の影響について、数値解析結果を基に議論している。

第 3 章では、住宅地盤品質協会から全面的協力を得て、現在進行中の宅地造成地盤において現場水浸試験を実施し、試験方法の現場への適用性を吟味し、その課題について検討した。

第 4 章では、第 3 章より得られた成果を室内試験により評価した。

第 5 章では、研究成果を踏まえて、現場水浸試験方法に関する今後の課題について述べている。

本報告書は、以下のメンバーがとりまとめている。

神戸大学大学院 教授 澁谷 啓

神戸大学大学院 助教 片岡 沙都紀

神戸大学大学院 助教 齋藤 雅彦

関西地盤環境研究センター 李 俊憲

（神戸大学大学院学生）

2. 現場水浸試験における不均一性の影響に関する検討

これまで、現場水浸試験における浸透過程については、おもに均一場を仮定した検討がなされてきたが、実際に均一な宅地盛土を造成することはきわめて困難であり、通常はある程度の不均一性を持つことは避け難い。このため、水浸試験時における浸潤面も均一場で得られるような平坦な形状とはならない可能性があり、局所的に浸潤面が早く到達するなど、試験結果に何らかの影響を与えることが考えられる。とくに、水浸試験において浸透状況を監視するために埋設される水分センサー（あるいは光ファイバー）を戴荷点中心部の1点とすると、その周辺の水浸状況のばらつきまでは十分に把握することができない。

ここでは、不均一地盤モデルを用いた水浸試験の数値シミュレーションにより、不均一性を持つ場合の浸透過程について、その特徴を定量的に把握するとともに、試験時に留意すべき点について考察した。

2.1 浸透流解析

(1) 基礎方程式

ここで用いた飽和・不飽和浸透流の基礎式は、等方性を仮定すると以下のように式(2.1)で表される。

$$(\beta S_s + C(\psi)) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[k_r(\theta) k_s \frac{\partial \psi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k_r(\theta) k_s \frac{\partial \psi}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_r(\theta) k_s \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \right] \quad (2.1)$$

ここで、 $k_r(\theta)$: 比透水係数、 k_s : 飽和透水係数、 S_s : 比貯留係数、 ψ : 圧力水頭、 $C(\psi)$: 比水分容量である。また、 β は以下のようなパラメータである。

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

(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 van Genuchten のモデル¹⁾を用いており、以下の式(2.2)、(2.3)に示す。

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left\{ 1 + (\alpha \psi_c)^n \right\}^{-m} \quad (2.2)$$

$$k_r(\theta) = \frac{k}{k_s} = S_e^{\xi} \left[1 - \left(1 - S_e^{1/m} \right)^m \right]^2 \quad (2.3)$$

ここに、 S_s : 有効飽和度、 θ_s : 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。ここで、 α と残留飽和度 S_r については、飽和透水係数 k_s の関数として以下の式を仮定した²⁾。

$$\alpha^{-1} = -37.35 \times \log_{10} k_s - 16.22 \quad (2.4)$$

$$S_r = -0.15 \times \log_{10} k_s - 0.2 \quad (2.5)$$

(3) 飽和透水係数の空間分布モデル

ここでは、場を要素に分割してその要素ごとに異なる飽和透水係数を与えることにより不均一場を生成した。この透水係数分布を決定するのに、パワースペクトル密度関数が $f^{-\zeta}$ 型となるモデル ($f^{-\zeta}$ 型モデル) を使用した。これは飽和透水係数 k の対数変換値 ($\log_{10} k$) のパワースペクトル密度関数が次式のように $f^{-\zeta}$ 型となるものであり、実地盤における透水係数の空間分布特性を容易に模擬し得ることを確認している²⁾³⁾。

$$S(|f|) \propto |f|^{-\zeta} \quad (2.6)$$

ここで、 f は空間周波数ベクトル、 $S(|f|)$ はパワースペクトル密度関数、 ζ は空間的な相似性を表すパラメータであり、完全な自己相似性の場合には、 $\zeta =$ 空間次元であり、三次元モデルの場合には $\zeta = 3$ となる。このとき、自己相関関数を指数関数で近似した場合の相関長 (積分特性距離) は、解析対象スケールの 0.1 倍程度となる。また、 f の成分を f_x 、 f_y 、 f_z とすると、

$$|f| = \sqrt{f_x^2 + f_y^2 + f_z^2} \quad (2.7)$$

であるが、 x 、 y 方向 (水平方向) と z 方向 (鉛直方向) で異方性を持つ場合は、パラメータ ω ($0 < \omega \leq 1$) を導入し、異方性を表現することができる。

$$|f| = \sqrt{f_x^2 + f_y^2 + (\omega f_z)^2} \quad (2.8)$$

このモデルにおいては、横軸に要素数 M の対数值 ($= \log_{10} M$)、縦軸に透水係数の対数変換値の分散 σ^2 、直線の傾きを λ とおくと同質の地盤を表す直線は以下のように表すことができる⁴⁾。

$$\sigma^2 = \lambda \log_{10} M \quad (2.9)$$

2.2 解析条件

図 2-1 のように、直角座標 (x 、 y 、 z) を定義し、3次元問題として取り扱う。解析領域は水平方向 1.5m × 1.5m、深さ方向 0.8m の直方体領域とする。ここで、浸水域は半径 $r = 0.5$ m の円形と

均値に対して反転させていることである。

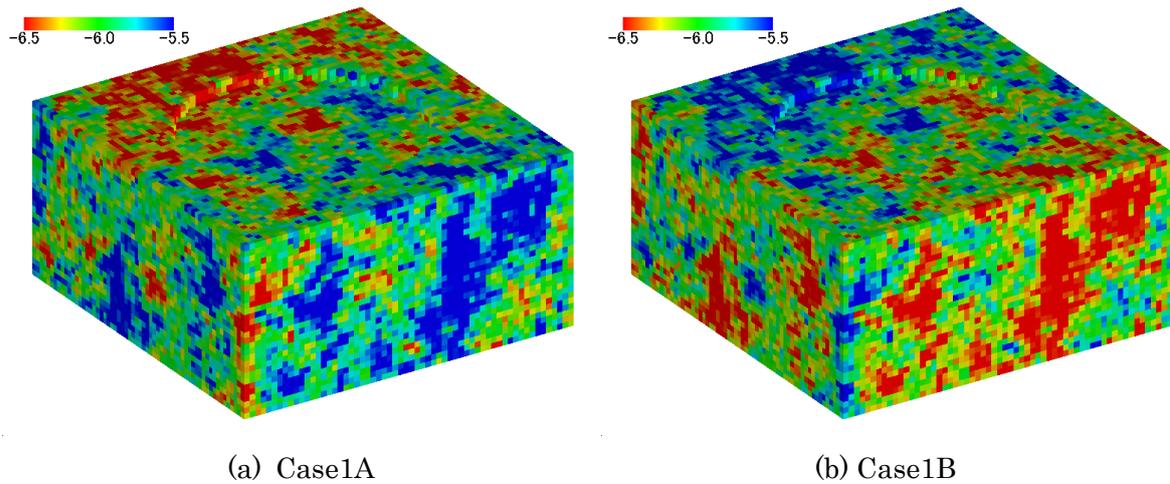


図 2-2 飽和透水係数分布の一例

2.4 解析結果と考察

(1) Case0 (均一場)

図 2-3 に水浸域上端面から深さ 0.1m において、中心点 O における飽和度と半径 r_a の範囲内の飽和度の平均値の時間変化を比較したものを示す。ここで、Case0-1 は $r_a=0.2m$ 、Case0-1 は $r_a=0.5m$ としている。これより、Case0-1 では両者はほとんど同様であるのに対し、Case0-2 では中心点における飽和度の上昇が早いことがわかる。これは、 r_a を大きくすることによって、水浸域の外縁に近い部分が含まれるため、飽和度の上昇が遅れたものであるが、水浸試験における载荷域は半径 0.1m であることから、均一場の場合、中心点における浸透状況を把握すれば十分であることがわかる。

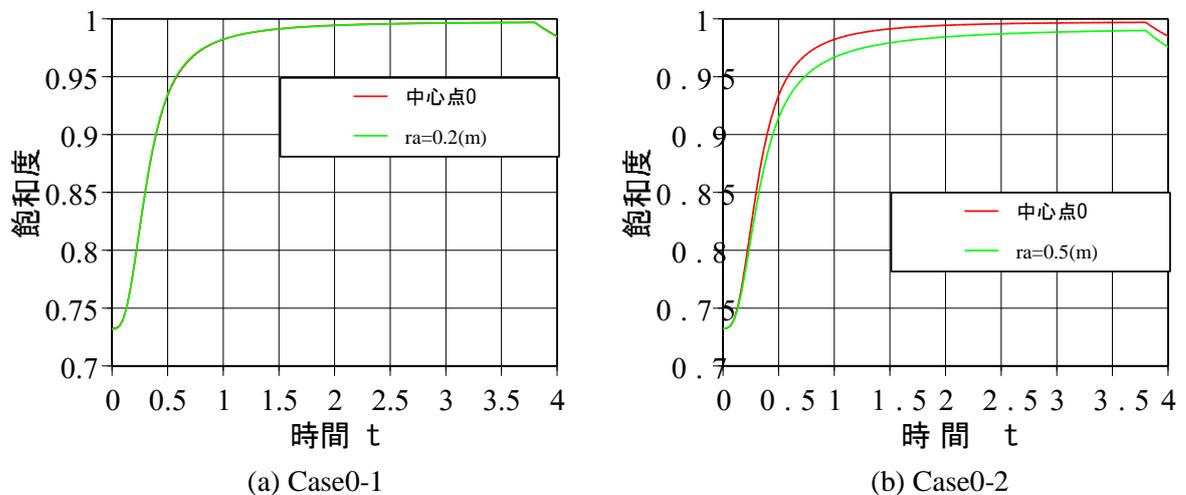


図 2-3 中心点 O における飽和度と半径 r_a の範囲内の飽和度の平均値の時間変化

(2) Case1 (不均一場)

図 2-4 は Case1A において、中心点 O における飽和度と半径 $r_a (=0.2\text{m})$ の範囲内の飽和度の平均値の時間変化を比較したものである。これより、中心点における飽和度は、平均よりやや遅れて上昇していることがわかる。また、図 2-5 は、水深開始から 20 分後の深さ 0.1m 断面における飽和度分布を示したものであるが、中心部の飽和度は、周辺と比較してやや小さくなっている。外周部の飽和度が大きくなっている。これは、図 2-2(a)に示した飽和透水係数分布より、中心付近に透水性のやや悪い部分があるため、中心部の浸潤が遅れたためである。

一方、図 2-6 は Case1B において、中心点 O における飽和度と半径 $r_a (=0.2\text{m})$ の範囲内の飽和度の平均値の時間変化を比較したものであるが、Case1A とは逆に、中心点における飽和度の上昇が早い。また、図 2-7 は、水深開始から 20 分後の深さ 0.1m 断面における飽和度分布を示したものであるが、中心部の飽和度が周辺部より大きくなっている。

このように、不均一場においては、透水性の空間的なばらつきの違いにより、中心部と平均値の飽和度上昇のタイミングにずれが生じることがわかる。

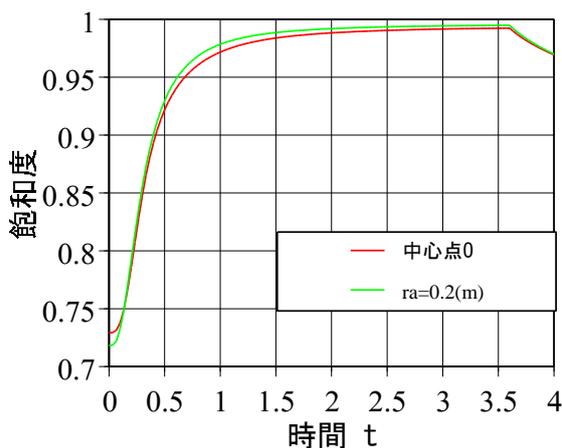


図 2-4 飽和度の時間変化 (Case1A)

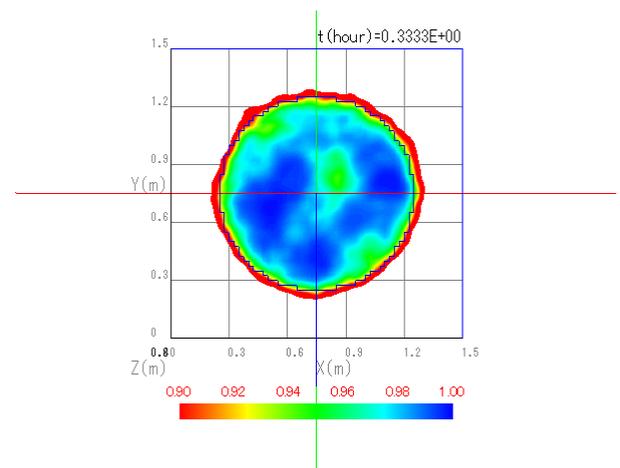


図 2-5 飽和度分布 (深さ 0.1m, t=0.33hr, Case1A)

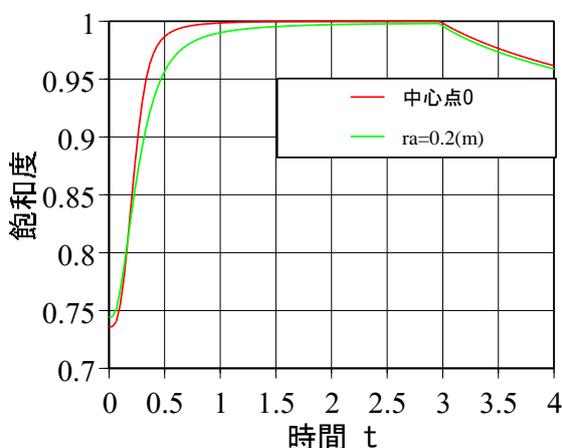


図 2-6 飽和度の時間変化 (Case1B)

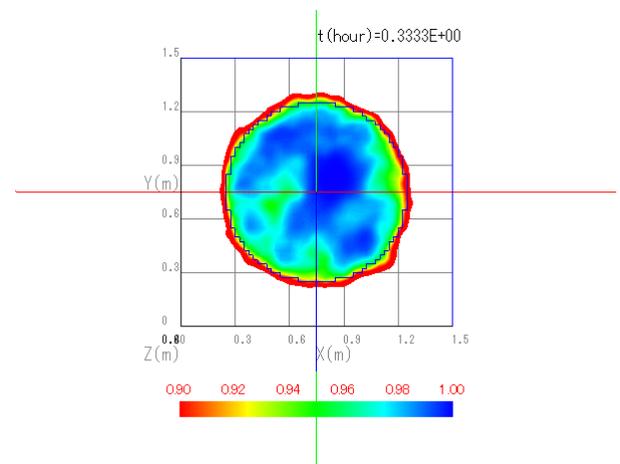


図 2-7 飽和度分布 (深さ 0.1m, t=0.33hr, Case1B)

(3) Case2（不均一場，飽和透水係数の平均値が異なる場合）

図 2-8 は，中心部の飽和度が先に上昇する Case2-1B および Case2-2B において，中心点 O における飽和度と半径 $r_a (=0.2\text{m})$ の範囲内の飽和度の平均値の時間変化を比較したものである．これより，場の透水性が大きくなるほど，中心部と平均値の時間差は小さくなる傾向が見られる．

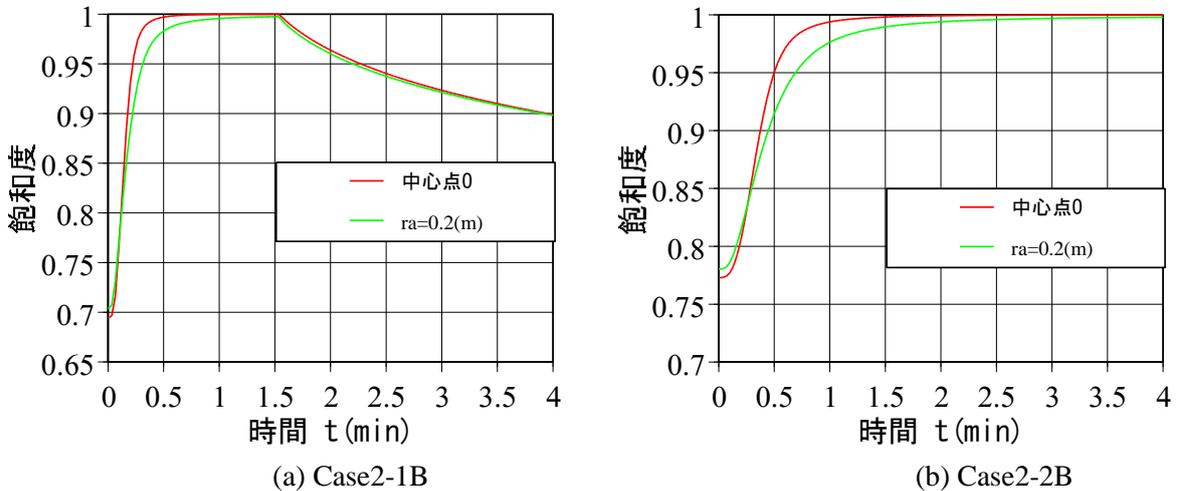


図 2-8 飽和度の時間変化

(4) 時間差の定量的評価

図 2-9 は，各ケースにおいて，中心点 O における飽和度と半径 $r_a=0.2\text{m}$ 内の平均値が 0.95 に達する際の両者の時間差 t_d を示している．ここで，正の値は中心部の飽和度が先に上昇するケースである．今回取り上げた解析条件の範囲であれば，中心部の飽和度は 6~12 分程度早く上昇する可能性があることがわかる．また，図 2-10 は，中心点 O における飽和度が 0.95 に達すまでに時間 t_c と t_d の関係を示したものである．これより， t_d は概ね t_c に比例することがわかる．このときの比例係数は，場のばらつきに依存すると考えられるが，今回の結果からは概ね 0.4 程度と推察される．

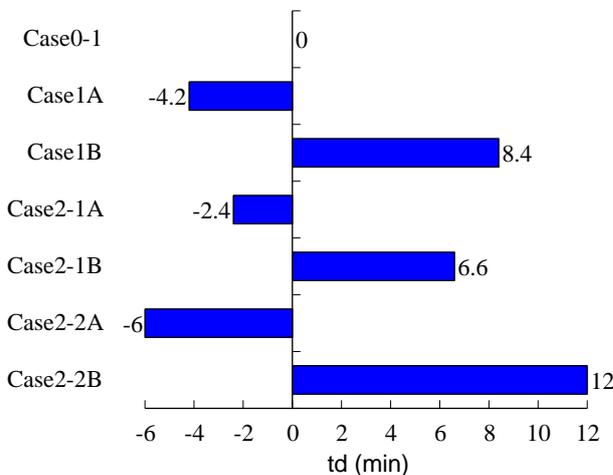


図 2-9 中心部と平均値の時間差

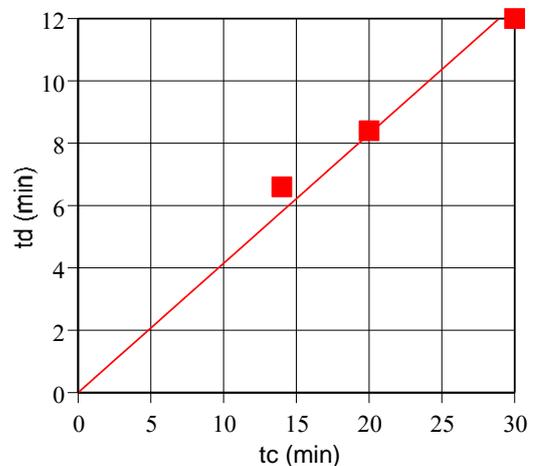


図 2-10 t_c と t_d の関係

2.5 まとめ

これらの検討によって得られた結果を以下にまとめる。

- 1) 透水性の空間的なばらつきの違いにより、中心部と平均値の飽和度上昇のタイミングにずれが生じることがある。
- 2) 場の透水性が大きくなるほど、中心部と平均値の時間差は小さくなる傾向が見られる。
- 3) 中心点 O における飽和度と半径 $r_a=0.2\text{m}$ の範囲内の平均値が 0.95 に達する際の両者の時間差は、中心点 O における飽和度が 0.95 に達すまでの時間に概ね比例し、今回の解析条件の範囲ではおよそ 0.4 倍程度となった。

3. 宅地盛土の水浸沈下に対する性能評価に関する事例研究

現在、宅地地盤における造成地の品質は、締固め度で管理されており、宅地防災マニュアルの解説⁵⁾において、「地表より 0.5m~2.5m 区間の宅地地盤の締固め度 D_c は平均 90%以上を目標とする。地表より 0m~0.5m ならびに 2.5m~5.5m 区間および戸建用地以外の造成地盤では最大乾燥密度の平均 87%以上を目標とする。」と規定されている。しかし、道路や堤防などの土構造物と比較すると、宅地盛土においては厳密な管理が行われておらず、宅地盛土の締固め度は局所的にばらついているのが現状である。そのため、宅地地盤全体を調べる必要があるが、現行の現場試験は一般的に SWS 試験による N 値で管理されており、宅地では盛土全体ではなく、部分的に調べている。よって、宅地盛土の水浸沈下に対する原位置試験を開発し、施工の妥当性を検討することは非常に重要である。

昨年度までの当該研究において、室内水浸沈下試験より得られた知見をもとに、水浸沈下試験を原位置で行うにあたって必要な条件を検討した上で、締固め度の異なる盛土を施工し、スウェーデン式サウンディング試験機を用いた現場水浸沈下試験を実施して室内水浸沈下試験との整合性を検討したところ、締固め度の低い盛土では、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が、締固め度が高い盛土では、著しい沈下は防げることが確認できている⁶⁾。

これまでの研究を受けて、今年度は、実際の宅地造成地盤（2 か所）において原位置水浸沈下試験を実施し、得られた結果を用いて検討を行った。さらに、各宅地造成地盤より採取した土試料において室内水浸沈下試験を実施し、原位置試験結果との比較考察を行った。

3.1 原位置試験の概要

本試験は、異なる地盤材料で施工した宅地造成地である 2 地点（以後、地点 A、地点 B）において現場密度試験を行い、締固め度 D_c に大きな差が出ていることが分かった。また、地点 A では 2 箇所、地点 B では 1 箇所において現場水浸試験を実施した。地点 A、B の物性値や試験条件を表 3-1 に、図 3-1 に現場水浸試験のイメージ図 3-2 に現場試験の状況を示す。また、地盤内に注水した浸透域が所定の深度に到達しているか調べるために、水位計を設置した。設置する深度は、既往の研究⁶⁾を参考に地表面から 10cm 程度とした。

図 3-3、図 3-4 にはそれぞれ地点 A、地点 B における試験実施場所を示す。試験手順は、SWS 試験用のおもりや載荷装置を用いて、所定の最終荷重になるまで、段階的に荷重を載荷する。

ただし、地点 A においては上載圧を 34.1kPa であり、木造住宅の上載荷重に相当する 20kPa 程度となっている。一方、水浸時の沈下量を確認するため、地点 B においては上載圧を 203.7kPa かけることで圧密を行った。その後、荷重載荷開始から最終荷重に到達し、沈下が収束してから、

注水を開始する。水位は床堀面から掘削高さまで注水し、一定の水位を保つ。注水開始後、水位計が反応するまでの沈下量を記録し、沈下が収束するまで試験を行った。

表 3-1 地点 A, B における物性値

項目	地点 A	地点 B
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.611	2.506
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.986	1.660
最適含水比 w_{opt} (%)	11.3	18.7
礫分 (%)	43.0	51.6
砂分 (%)	49.2	33.1
細粒分 (%)	7.8	15.3
締固め度 D_c (%)	78.1	88.0

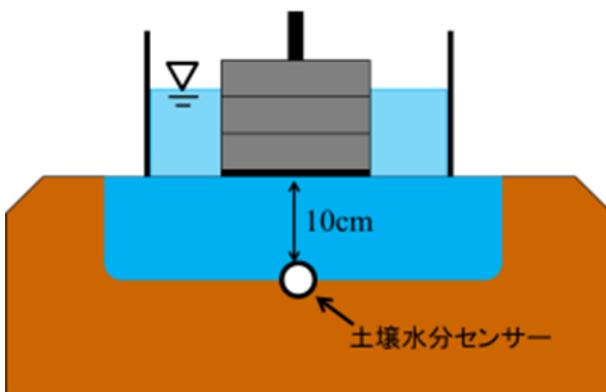


図 3-1 現場水浸試験のイメージ図

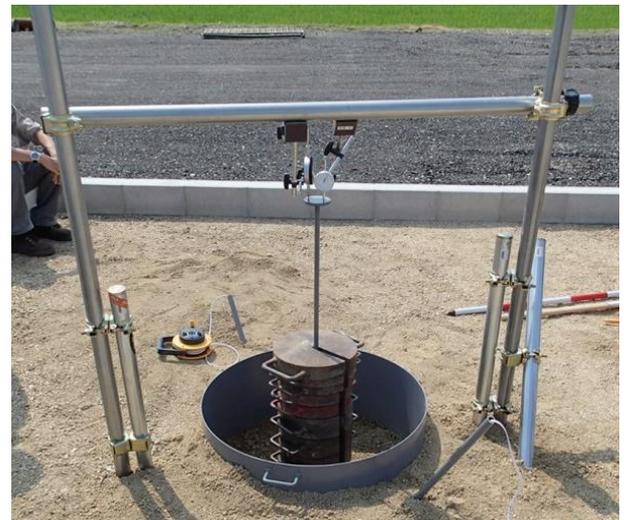


図 3-2 現場水浸試験の様子

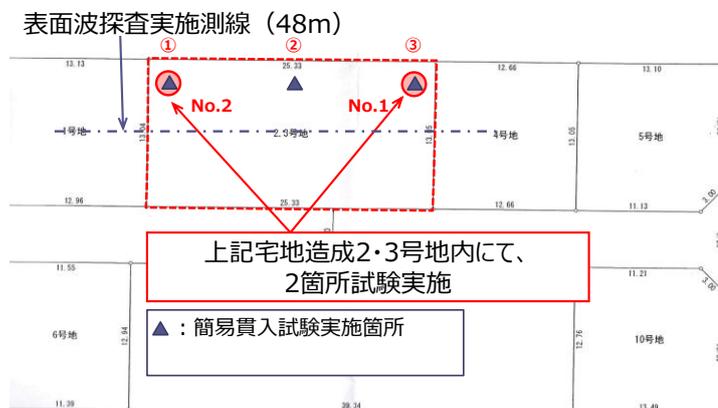


図 3-3 地点 A における試験実施場所



上記位置図内、A地・B地にて、各1箇所ずつ試験実施

図 3-4 地点 B における試験実施場所

3.2 室内水浸沈下試験の概要

地点 A の試料を用い、試験条件は現場における地点 A の初期含水比・締固め度など、現場と近い条件で水浸試験⁷⁾を実施した。試験に用いた装置の概略図を図 3-5 に示す。室内試験の試験方法は、所定の土上載圧 (50・100・200kPa) で圧密を行い、3t 法を用いて圧密完了を確認する。確認後、注水を開始し、水浸による沈下の収束を 3t 法で判断した。

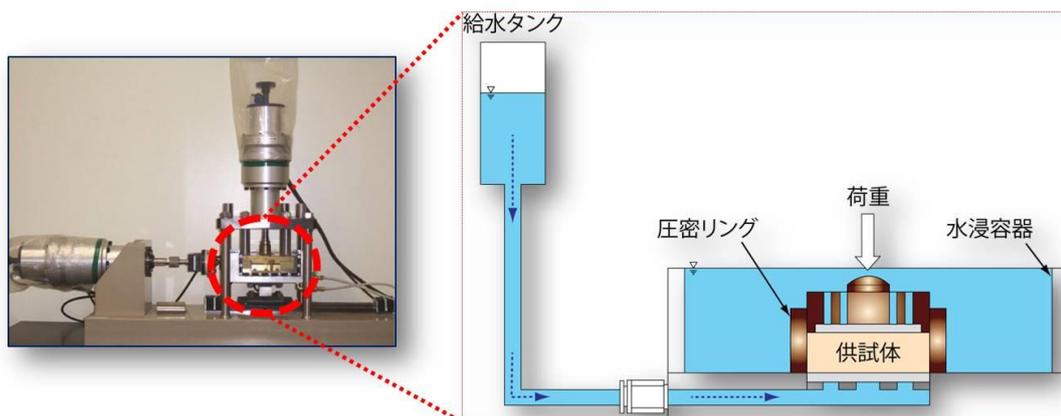


図 3-5 室内水浸沈下試験の概要図

3.3 原位置試験の結果および考察

地点 A にて実施した簡易貫入試験から、当該現場の盛土厚さの推定を行った。図 3-6 に試験

結果を示す。なお、試験は推定される N 値は、図 3-3 内▲で示す水浸沈下試験実施箇所（2 か所）とその中央部の計 3 か所で実施している。結果から、試験箇所によって推定 N 値に差はあるものの、盛土層厚は概ね 1m 程度であり、それ以深では推定 N 値が極端に低下していることが確認できる。また、同地点で実施した表面波探査試験の結果を図 3-7 に示すが、深度 1m より 15m 近くまで $V_s=80\text{m/sec}$ の低速度層が続いていることが伺える。今井らの式⁸⁾を用いて N 値を換算すると、 $N=3$ 程度となることから、簡易貫入試験で得られた結果と表面波探査試験の結果に整合がとれていることが伺える。

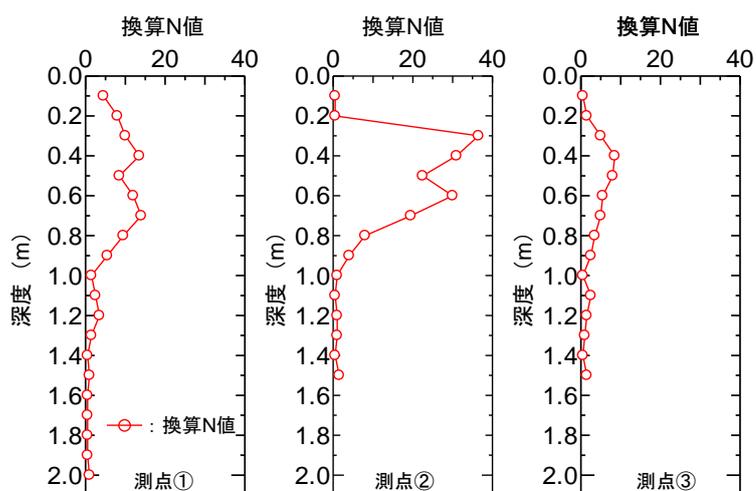


図 3-6 地点 A における簡易貫入試験の結果

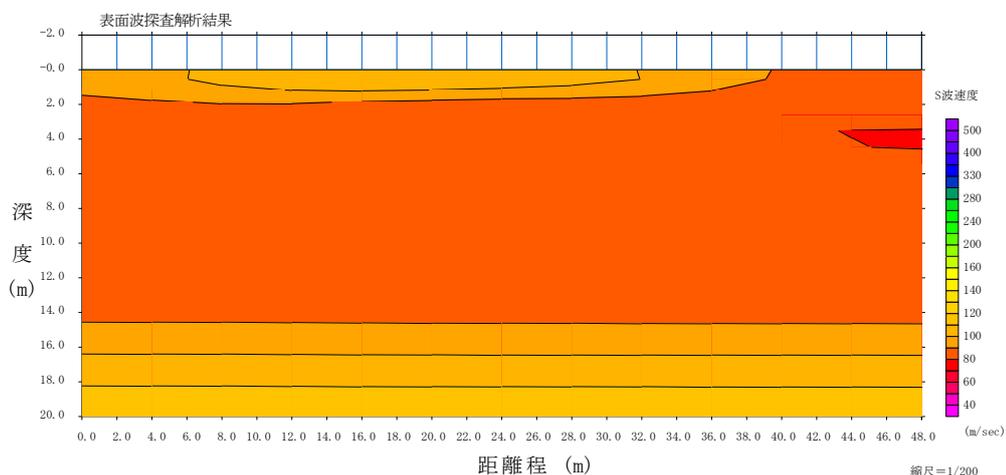


図 3-7 地点 A における表面波探査の結果

地点 A の 2 箇所における現場水浸試験の結果を図 3-8 に示す。最終的な水浸沈下量は、地点 A ① : 0.095mm, 地点 A ② : 0.310mm となった。地点 A では、締固め度が 80% 程度にも関わらず、2 箇所とも水浸沈下量が 0.5mm にも満たない結果となった。しかし、図 3-6 から、地点 A では深度 1m までは締固めされていることがわかり、盛土材料にはセメント改良土が使用されていた

が、深度 1m 以下においては、換算 N 値が急激に下がっており、現場水浸試験では性能評価できない深度において、軟弱な地盤が存在していることがわかる。また、深度 10cm に設置した水位計は、地点 A では水が深度 10cm 以下に浸透していたが反応しなかった。この要因としては、水位計を塩ビ管の中を通して設置しており、塩ビ管の先端部分の側面に穴を空けて、そこから水が浸透する設計にしていたが、土が詰まってしまったため水が浸透しなかったと考えられる。

室内水浸試験における水浸による圧縮ひずみ σ_v ~ 時間関係のグラフを図 3-9 に示す。図から、地点 A の試料は締固め度 D_c が 80% であることや上載圧が 200kPa にも関わらず、著しい水浸沈下が見られなかった。この要因としては、地点 A の試料の細粒分含有率 F_c が小さいからだと考えられる。これらは山本ら⁹⁾の既往の研究と一致している。そのため、地点 A の現場水浸試験の水浸による沈下量が小さいのは、細粒分含有率が小さい試料が盛土材料に使用されていたからだと考えられる。

地点 A と片岡ら⁹⁾が試験盛土で実施した加古川の試料を用いて、現場試験と室内試験における水浸試験の結果を比較したものを図 3-10 に示す。横軸には上載圧、縦軸には室内水浸試験の水浸による沈下量を、現場水浸試験の水浸による沈下量で除したものを設定した。データ数が少ないので、信憑性には欠けるが、室内水浸試験による水浸沈下量よりも、現場水浸試験による水浸沈下量の方が大きいことがわかる。

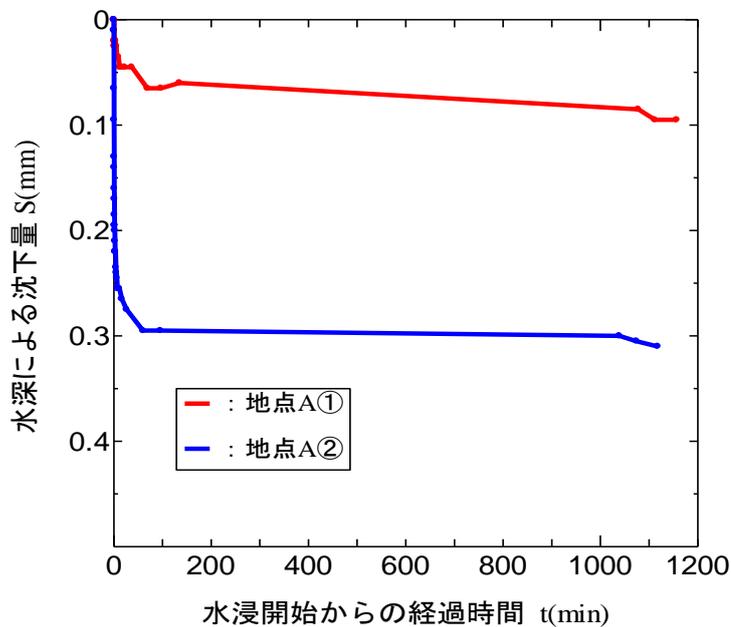


図 3-8 地点 A における現場水浸沈下試験の結果

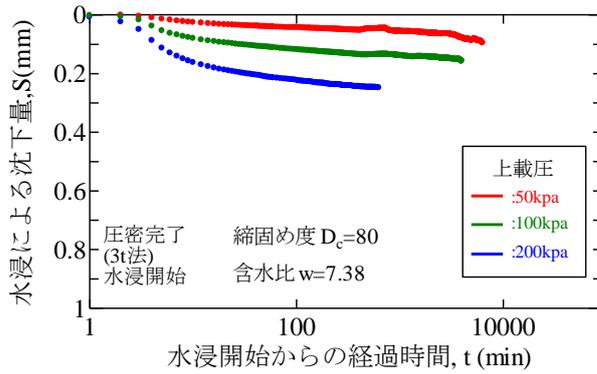


図 3-9 地点 A より採取した土試料における室内水浸沈下試験の結果

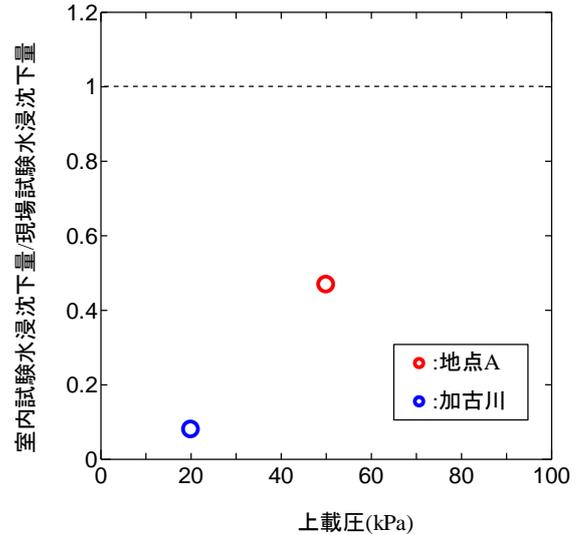


図 3-10 現場と室内における水浸沈下試験結果の比較

図 3-11 に、地点 B における現場水浸試験の結果を示す。最終的な水浸沈下量は 1.29mm となった。地点 B においては、締固め度が 88% にも関わらず、沈下量が地点 A と比較して著しく大きくなっている。これは、地点 B における上載圧が 200kPa と大きな圧力をかけたことや細粒分含有率が大きいことが原因だと考えられる。

以上の A 地点・B 地点の結果より、現場水浸試験で評価できない深度に軟弱な地盤がある盛土において、適切な性能評価をするために、現場水浸試験と組み合わせる別の試験方法を見出すべきである。また、試験盛土などを用いて、現場水浸試験のデータを蓄積することで、室内試験と現場試験の関連性および相違点を見つける必要がある。

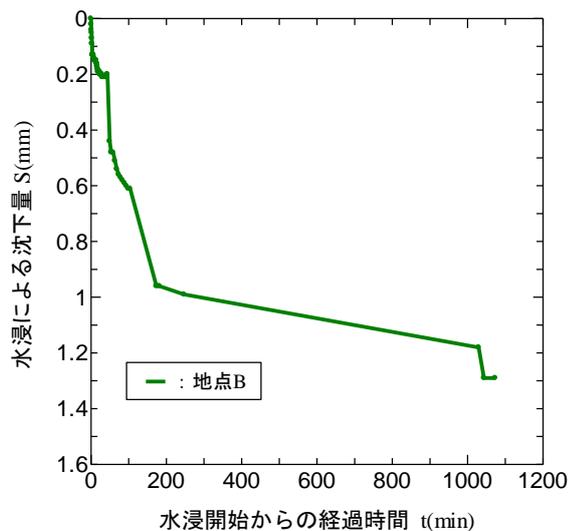


図 3-11 地点 B における現場水浸沈下試験の結果

4. 宅地盛土の性能評価に関する現場と室内水浸沈下の比較研究

本研究の目的は以下の通りである。長野県内の宅地造成現場を対象として、①現場の盛土試料を用い、大型水浸沈下試験を実施し、既往の研究結果^{7) 10) 11)} (2mm以下の水浸沈下試験結果)と同じ傾向がみられるかどうかについて確認する。②注水の方法を供試体の上部および下部からそれぞれ水浸させることによる沈下量の違いを確認する。③直径の大きな CBR モールドを利用した砂礫材料の室内水浸沈下試験を実施するとともに、現場および室内試験の結果を比較検討する。さらに、④粒子径が 2mm 以下の盛土材を用いた既往試験結果から、現場盛土の締固め度($D_c = 85\%$)に対する沈下量を予測する。

4.1 地盤材料の物理的特性¹²⁾

(1)含水比(JIS A 1203)¹²⁾

現場試験当日の天気は弱雨であった。現場試験ごとに分けて試料を採取し、含水比を確認した。表 4-1 に示しているように現場（密度試験時）17.5%、仮置き土 18.5%、現場（水浸沈下試験実施時）15.7%と自然含水比はそれぞれ異なっており、最も高い含水比を有した仮置き土の場合、雨により水分が多くなり、含水比が低い現場水浸沈下試験試料の場合は、降雨後 3~4 時間経ってから採取したためと考えられる。以上の事柄から、現場の自然含水比は、現場密度試験を実施した時の試料の含水比に近いものと考えられる。

表 4-1 現場で採取した試料の含水比

項目	現場(密度試験時)	仮置き土	現場(水浸沈下試験時)
w (%)	17.5	18.5	15.7

(2)土粒子の密度(JIS A 1202)¹²⁾

土粒子密度は仮置き土が $2.514(\text{g}/\text{cm}^3)$ 、現場は $2.518(\text{g}/\text{cm}^3)$ であることから、室内と現場の試料は、実質的に同じ土粒子密度であることが分かる。

表 4-2 仮置き土と現場試料の土粒子密度

項目	仮置き土	現場(水浸沈下試験時)
$\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	2.514	2.518

(3)コンシステンシー(JIS A 1205)¹²⁾

仮置き土と現場試料の液性限界および塑性限界結果からみると、多少の差はあるものの大きく

異なっていないことが分かる。

表 4-3 仮置き土と現場試料のコンシステンシー

項 目	仮置き土	現場(水浸沈下試験時)
w_L (%)	42.2	39.7
w_P (%)	23.4	24.4
I_P	18.8	15.3

(4)粒度分布(JIS A 1204)¹²⁾

多少のばらつきがあるものの相似であることや地盤材料の分類が大きく変わっていない。さらに、土粒子の破碎の影響は僅かであることから、実質的に同試料であると見なしてよい。

表 4-4 採取した試料と土粒子の破碎

項 目		現場(水浸沈下試験時)	仮置き土	仮置き土(締固め試験後)
石分 (75 mm以上) (%)		-	0.2	-
礫分 (2~75 mm) (%)		28.4	35.7	37.2
砂分 (0.075~2 mm) (%)		42.9	43.0	40.3
細粒分 (0.075 mm未満) (%)		28.7	21.3	22.5
細 粒 分	シルト分 (0.005~0.075 mm) (%)	14.0	10.2	12.1
	粘土分 (0.005 mm未満) (%)	14.7	11.1	10.4
地盤材料の分類名		粘性土質 礫質砂	粘性土質 礫質砂-R	粘性土質 礫質砂
分類記号		SCsG	SCsG-R	SCsG

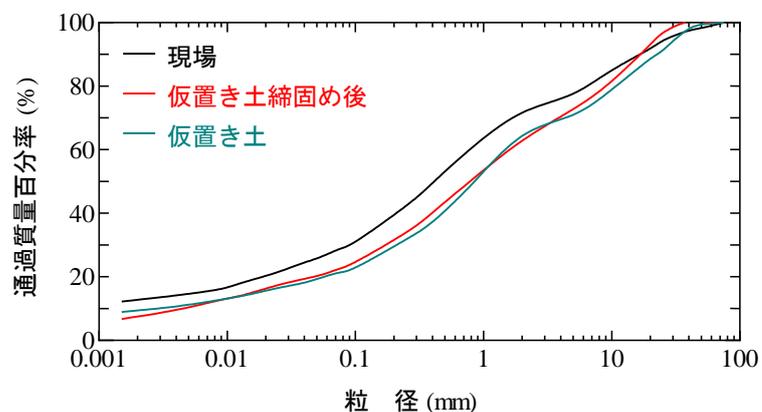


図 4-1 長野県内の宅地造成現場の粒径加積曲線

(5)スレーキング

乾燥・水浸状態の繰り返しを5回行ったスレーキング試験から、礫に亀裂は少し見えるもののスレーキング率が1.2%であることからスレーキングの影響による水浸沈下量の増加は殆ど生じないと考えられる。

表 4-5 礫のスレーキング

スレーキング指数(JGS 2124)	1	1	0
スレーキング率(%)(JHS110)	2.2	1.2	0.1

4.2 突固めによる土の締固め試験および現場密度試験(JIS A 1210, JIS A 1214)¹²⁾

ガイドライン(案)¹¹⁾に従って、造成現場の2箇所において、砂置換法により現場密度試験を実施した。これらの現場試料の含水比と重量を測定し、現場乾燥密度を求めた。なお、突固めによる土の締固め試験で求められた最大乾燥密度を次の式(4.1)により求め、その値から現場締固め度を確認した(表 4-6 参照)。

表 4-6 現場締固め度

項目	1	2	平均値
現場乾燥密度(g/cm ³)	1.492	1.415	1.454
現場締固め度 D_c (%)	86	91	89

$$\text{締固め度}(D_c) = \frac{\text{現場における締固め後の乾燥密度}}{\text{室内締固め試験における最大乾燥密度}} \times 100 \quad (4.1)$$

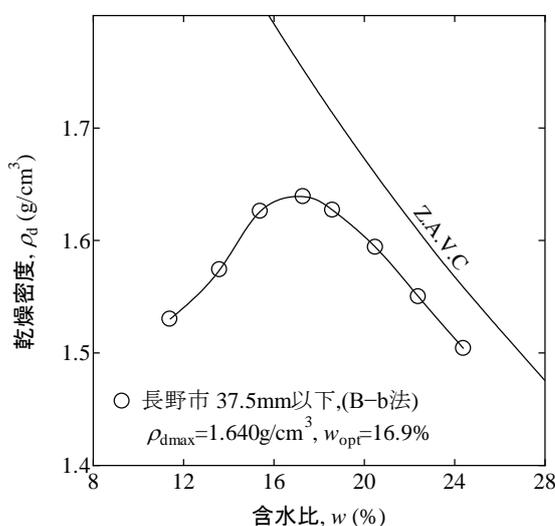


図 4-2 長野現場試料の締固め曲線

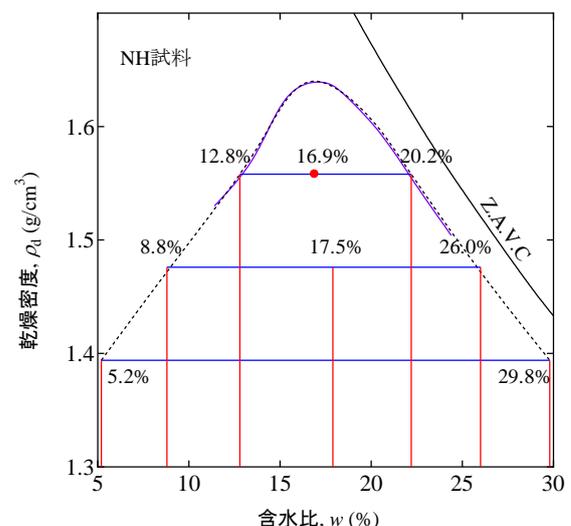


図 4-3 該当する乾燥密度と含水比の予測

4.3 室内水浸沈下試験①

本試験は、大粒径のレキを含む原試料を用いた水浸試験結果が、既往研究結果（2mm 以下の水浸沈下試験結果）と同じかどうかを確認するために実施した。試験条件は、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た(写真 4-1 参照)。供試体は同一密度になるよう四分法¹²⁾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した。また、締固め度は $D_c=85\%$ 、 90% 、 95% とし、供試体の初期含水比 (w_i) は、図 4-3、表-7 に示すように、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。一方、水浸沈下試験は目標とする上載荷重($\sigma_v=50\text{kPa}$ 、 100kPa 、 200kPa 、 400kPa)で段階的に圧縮し、圧縮沈下量が収束するのを確認(3t 法)した後、注水して水浸沈下量が収束(3t 法)するまで測定を行った。



写真 4-1 $D_c=85\%$ 、 200kPa 、水浸沈下試験の様子(下から注水)

表 4-7 実施した乾燥密度と含水比

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	不可

図 4-4～図 4-9 は、初期含水比と締固め度が異なる一連の試験における沈下量(S)～測定時間(t)の関係である。図 4-4～図 4-9 に示すように、 D_c の増加とともに圧密沈下および水浸沈下量は小さくなるのが分かる。この傾向は、定性的に初期含水比状態に依らない。一方、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差なかったが、低荷重では乾燥側の

供試体中に僅かな膨張がみられた。

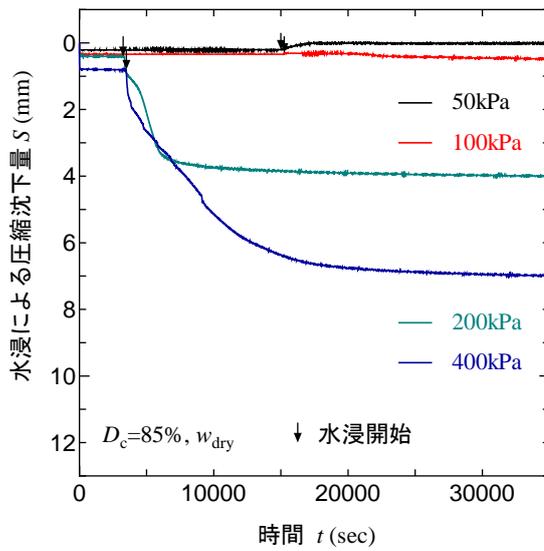


図 4-4 $D_c=85\%$, w_{dry} 水浸沈下量

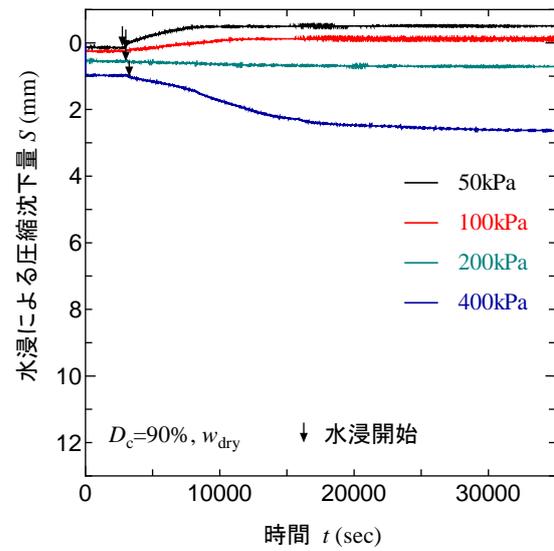


図 4-5 $D_c=90\%$, w_{dry} 水浸沈下量

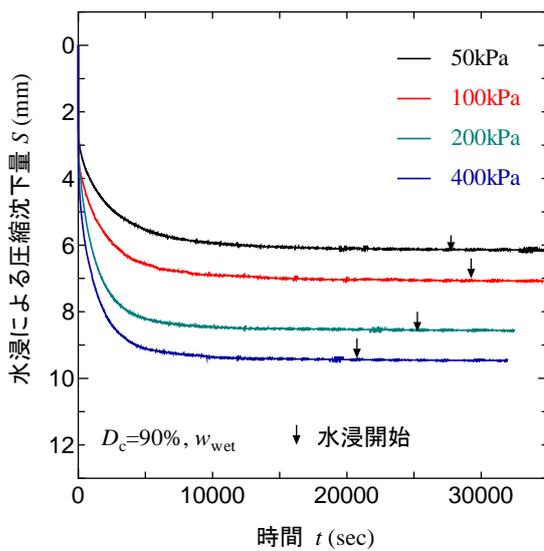


図 4-6 $D_c=90\%$, w_{wet} 水浸沈下量

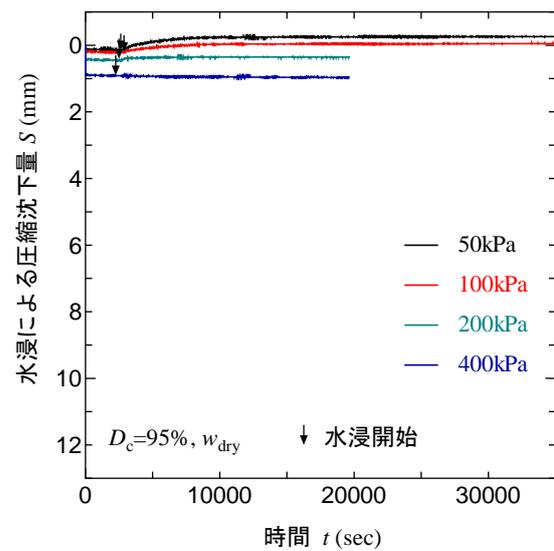


図 4-7 $D_c=95\%$, w_{dry} 水浸沈下量

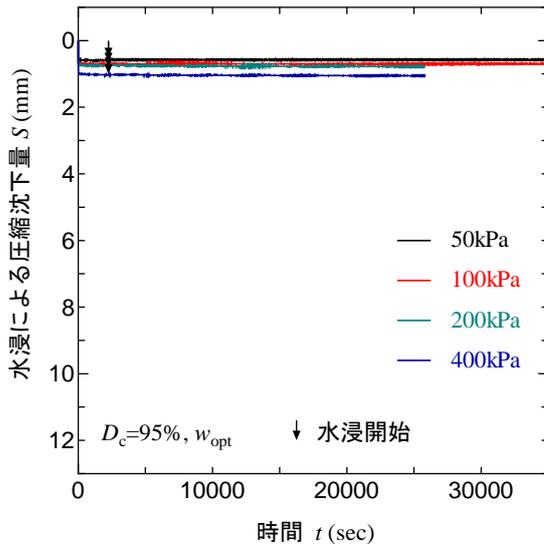


図 4-8 $D_c=95\%$, w_{opt} 水浸沈下量

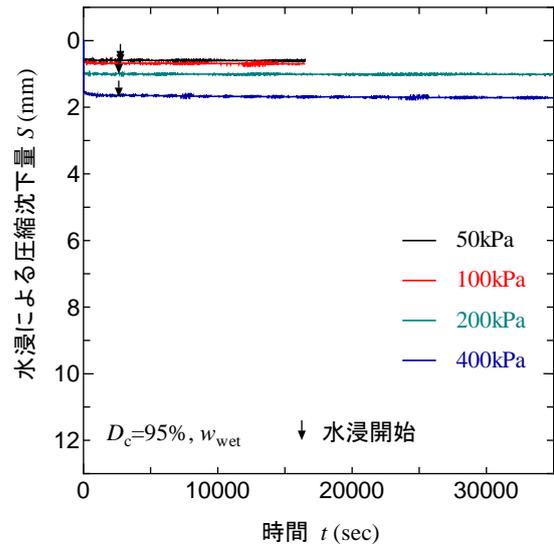


図 4-9 $D_c=95\%$, w_{wet} 水浸沈下量

図 4-10～図 4-12 は、水浸沈下圧縮ひずみ(ϵ)～締固め度(D_c)の関係である。図 4-10～図 4-12 に示すように、 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。この傾向は初期含水比に依らない。

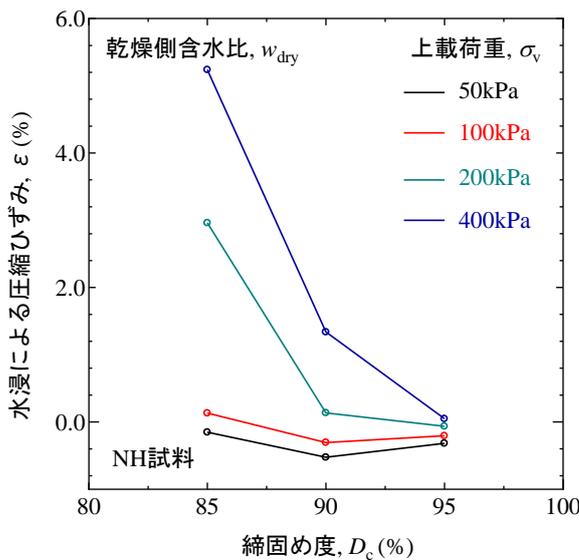


図 4-10 密度と沈下ひずみ (乾燥側含水比)

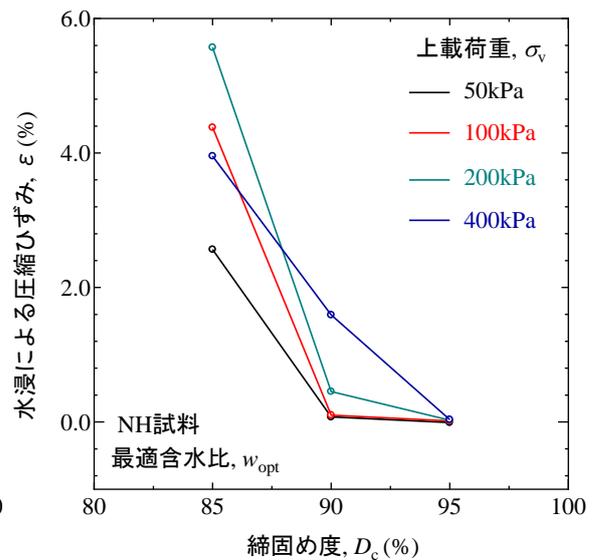


図 4-11 密度と沈下ひずみ (最適含水比)

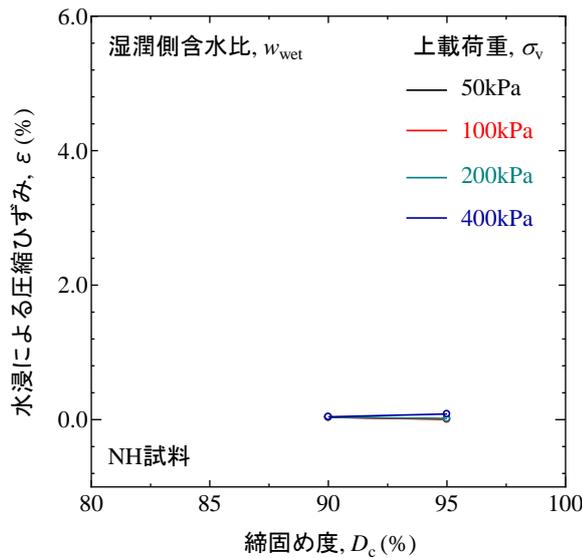


図 4-12 密度と沈下ひずみ (湿潤側含水比)

表 4-8 沈下ひずみ

項目		沈下ひずみ(%)					
		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

一方、表 4-8 は、所定の上載荷重を加えた場合の沈下ひずみのまとめである。図 4-13~図 4-15 は、間隙比(e)~上載荷重(σ_v)の関係であり、圧縮前の初期段階から荷重載荷段階(水浸前)、水浸後の段階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、水浸沈下量はほとんど発生しなかった。また、初期含水比が小さくなると逆になる傾向が認められた。

図 4-13~図 4-15 に示すように、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大上載荷重により決まり，最終的には，ほぼ一定値に落ち着くことが確認できた。

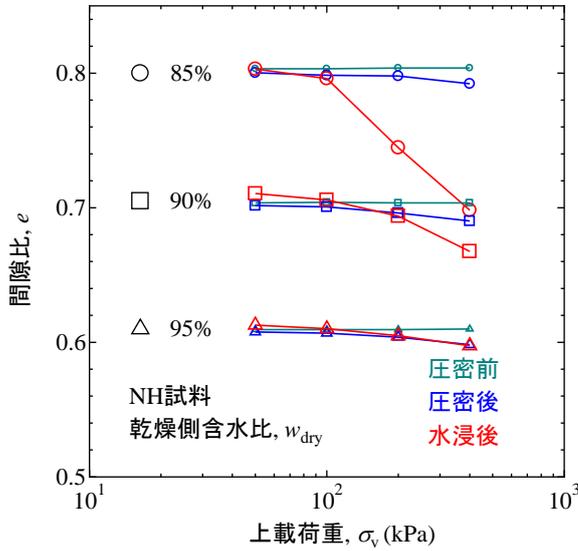


図 4-13 $e \sim \sigma_v$ (乾燥側含水比)

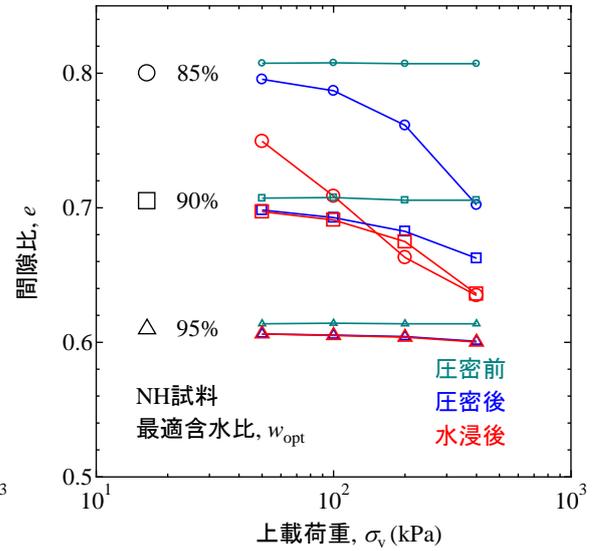


図 4-14 $e \sim \sigma_v$ (最適含水比)

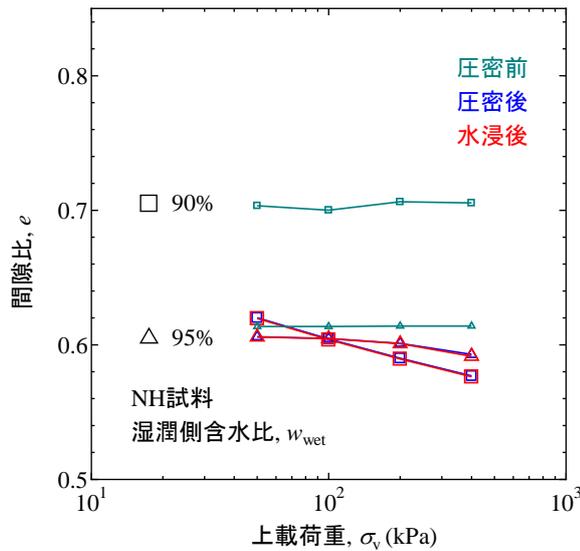


図 4-15 $e \sim \sigma_v$ (湿潤側含水比)

4.4 室内水浸沈下試験②

(1) 注水方法の影響

注水方法の影響に関しては，供試体の上面から注水した場合，供試体の上部から底版(下部)まで水の到着時間を確認した．試験条件は，前回と同じく最大粒径 ($D_{max}=37.5\text{mm}$) 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た(写真 4-2 参照)．締固め度は現場密度 (表 4-6 参照) に相当する $D_c=85\%$ ， 90% であり，供試体の初期含水比 (w_i) は表 4-1 に示すように，現場自然含水比 ($w_n=17.5\%$) とした．また，供試体は同一密度になるよう四分法¹²⁾

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した。なお、モールド底版に4.5ボルトの電流が流れている電線を埋め、飽和度が上々になると電流が流れて抵抗値の変化を測る仕組みとなっている。さらに、ベントナイトは水分を吸水すると膨張する性質を持っていることから、試験初期に発生しやすい水路の影響を防ぐために、CBRモールドの内側にベントナイトを塗った。一方、水浸沈下試験は目標とする上載圧($\sigma_v=50\text{kPa}$, 100kPa , 200kPa , 400kPa)まで段階的に荷重を増加させ、圧密沈下量が収束するのを確認(3t法)した。その後、注水して水浸沈下量が収束(3t法)するまで測定を行った。

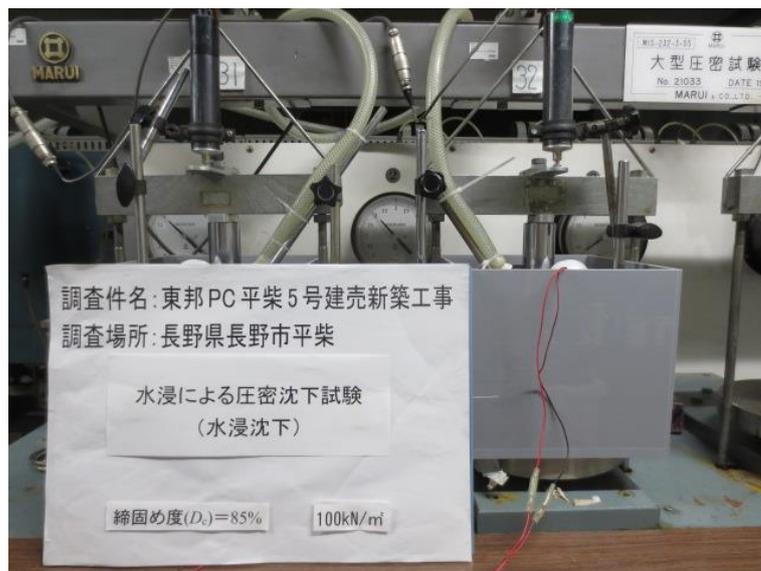


写真 4-2 $D_c=85\%$, 100kPa , 水浸沈下試験の様子(上から注水)

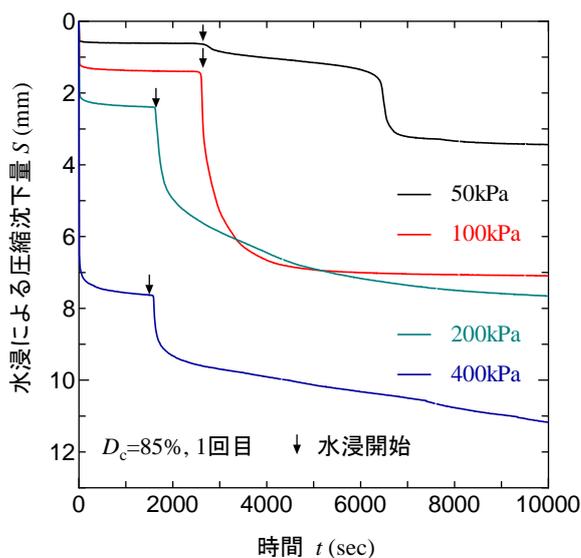


図 4-16 $D_c=85\%$, 1回目の水浸沈下 (上から注水)

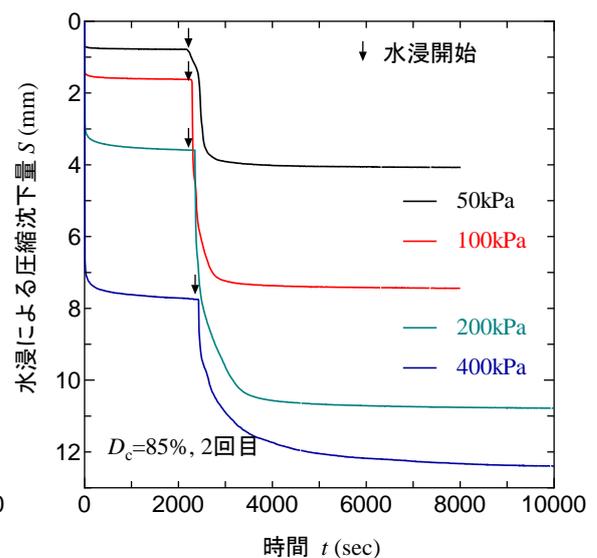


図 4-17 $D_c=85\%$, 2回目の水浸沈下 (下から注水)

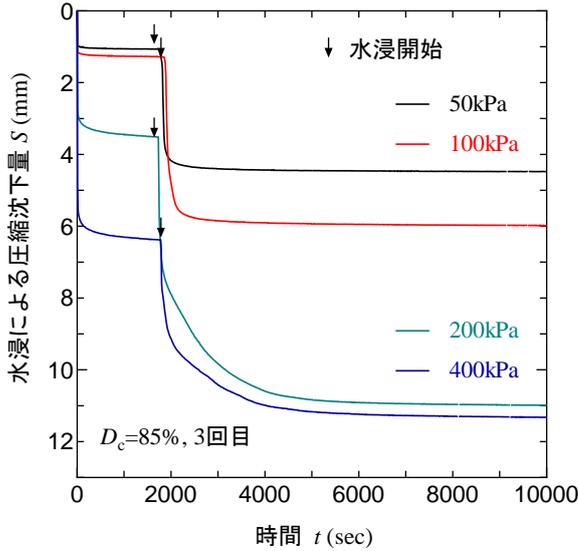


図 4-18 $D_c=85\%$, 3 回目の水浸沈下
(下から注水)

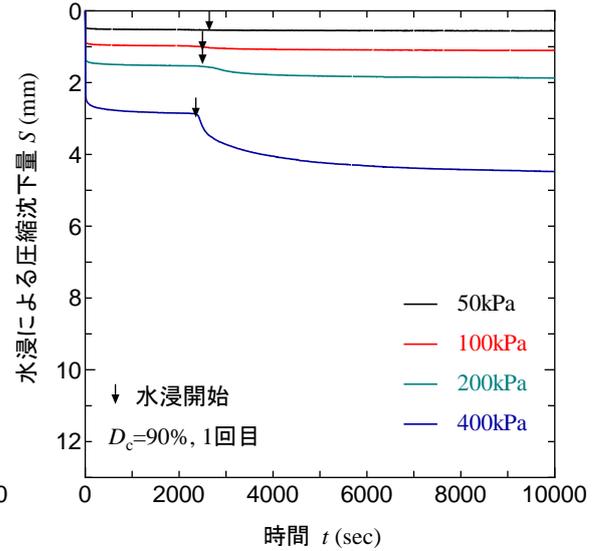


図 4-19 $D_c=90\%$, 1 回目の水浸沈下
(上から注水)

図 4-16～図 4-21 は、異なる注水方法で実施した試験結果であり、沈下量(S)～測定時間(t)の関係である。上から注水を行った試験では下から注水した試験と比較して、水浸開始後の沈下の反応時間が長い。しかし、同じ密度条件での圧密沈下量および水浸沈下量は少し差があるものの、収束までの総沈下量は概ね一致しているため、注水方法の違いによる試験結果への影響は小さいと判断される。従って、それぞれ 3 回の試験結果を平均し、それらの結果を表 4-9 に、その平均値を用いた沈下量(S)～上載荷重(σ_v)の関係を図 4-22 に示している。図 4-23 および表 4-10 は、沈下ひずみで再整理した結果であり、低圧 (50kPa) の $D_c=90\%$ 試料では、沈下ひずみはほぼゼロになることが分かる。

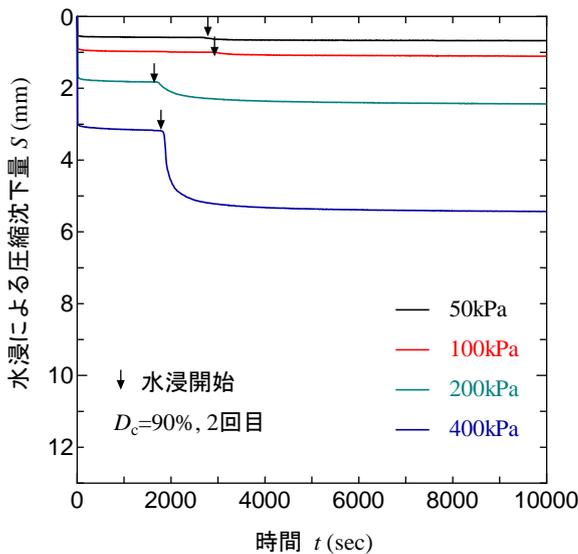


図 4-20 $D_c=90\%$, 2 回目の水浸沈下
(下から注水)

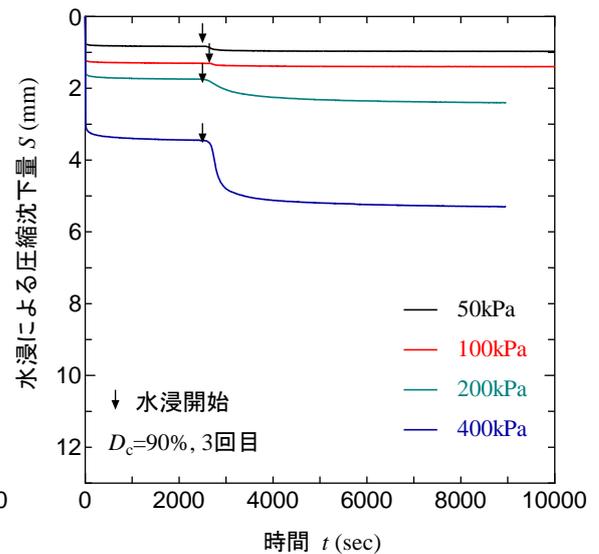


図 4-21 $D_c=90\%$, 3 回目の水浸沈下
(下から注水)

表 4-9 上載荷重と水浸沈下量の平均値

項目		水浸による圧縮沈下量(mm)						平均	
		1回(上)		2回(下)		3回(下)			
締固め度	上載荷重	圧密	水浸	圧密	水浸	圧密	水浸	圧密	水浸
$D_c=85\%$	50kPa	0.62	2.84	0.78	3.30	1.07	3.42	0.82	3.18
	100kPa	1.40	5.70	1.62	5.83	1.28	4.71	1.43	5.41
	200kPa	2.39	5.62	3.60	7.19	3.52	7.55	3.17	6.79
	400kPa	7.63	4.29	7.75	4.65	6.38	5.03	7.25	4.65
$D_c=90\%$	50kPa	0.52	0.05	0.83	0.14	0.58	0.09	0.64	0.09
	100kPa	0.97	0.16	1.31	0.10	1.00	0.12	1.09	0.12
	200kPa	1.53	0.35	1.75	0.66	1.82	0.67	1.70	0.56
	400kPa	2.86	1.64	3.46	1.85	3.18	2.33	3.16	1.94

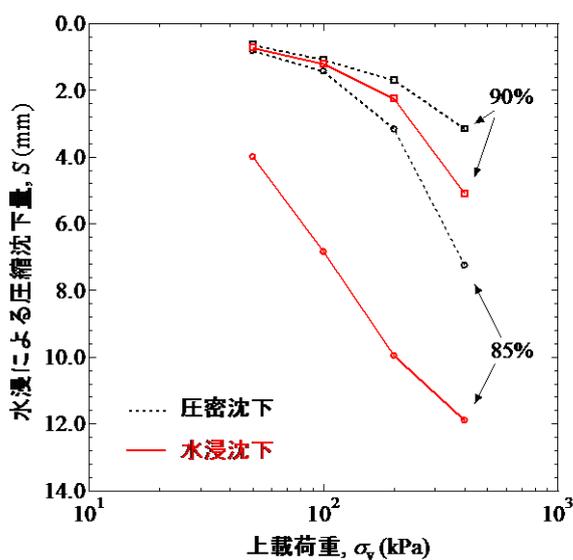


図 4-22 $S \sim \sigma_v$

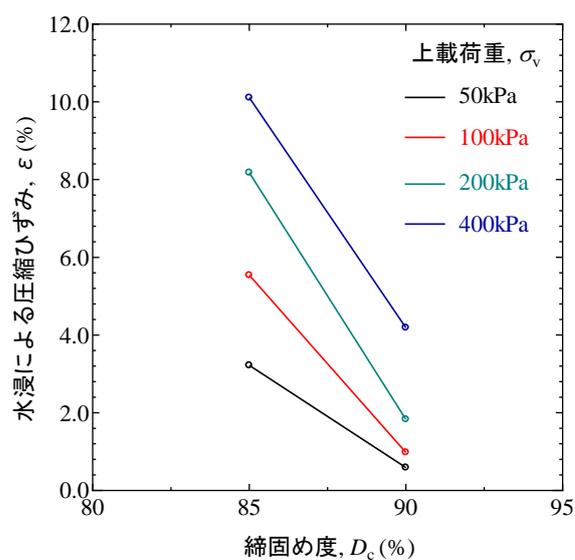


図 4-23 $D_c \sim \epsilon$

表 4-10 上載荷重と沈下ひずみの平均値

項目		沈下ひずみ(%)						平均	
		1回(上)		2回(下)		3回(下)			
締固め度	上載荷重	圧密	水浸	圧密	水浸	圧密	水浸	圧密	水浸
$D_c=85\%$	50kPa	0.5	2.3	0.6	2.7	0.9	2.8	0.7	2.6
	100kPa	1.1	4.6	1.3	4.7	1.0	3.8	1.1	4.4
	200kPa	1.9	4.6	2.9	5.9	2.8	6.2	2.5	5.6
	400kPa	6.1	3.7	6.2	4.0	5.1	4.2	5.8	4.0
$D_c=90\%$	50kPa	0.4	0.0	0.7	0.1	0.5	0.1	0.5	0.1
	100kPa	0.8	0.1	1.0	0.1	0.8	0.1	0.5	0.1
	200kPa	1.2	0.3	1.4	0.5	1.5	0.5	0.6	0.5
	400kPa	2.3	1.3	2.8	1.5	2.5	1.9	0.8	1.6

(2)水浸沈下と電圧の関係

供試体に通電し、現場試験と同様に上面から注水したときの、飽和度の変化に伴う抵抗値を測定した。底盤までの浸透水の到達時間および水浸時の電流の変化を確認したところ、最適含水比条件でも試験開始時から電流が流れており、電圧の変化から到達時間を判断するのは難しい。

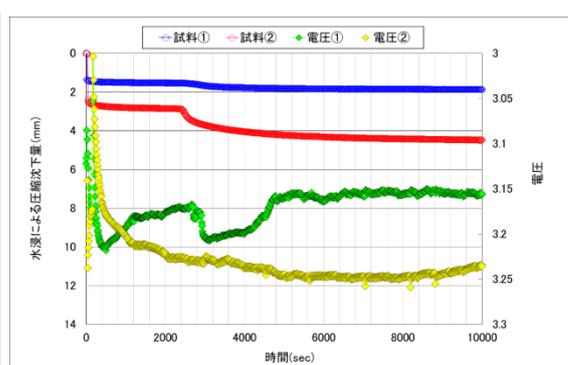
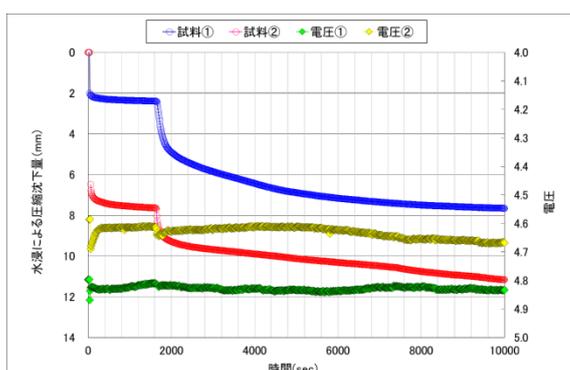


図 4-24 $D_c=85\%$, 200kPa, 400kPa の水浸沈下と電圧
 図 4-25 $D_c=90\%$, 200kPa, 400kPa の水浸沈下と電圧

4.5 現場水浸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を実施した地点において、表 4-1 と表 4-2 に示すように現場乾燥密度は 1.454g/cm^3 、現場含水比は $w_n=17.5\%$ であった。一方、現場水浸沈下試験は、直径 (ϕ) = 25cm の載荷板を用いて、上載荷重 10kN (約 200kPa) をかけて実施した。図 4-26 に示すように、圧

密沈下量は 3.15mm，水浸沈下量は 1.29mm であった．一方，同じ試料を用いて同条件で実施した室内試験の結果を図 4-27 に示す．水浸沈下による圧縮ひずみは赤い四角の模様で示し，荷重増加による圧縮ひずみは青い丸の模様で示している．圧密ひずみは締固め度が小さいほど増加しているものの，水浸沈下ひずみは， $D_c=90\%$ を下回ると急激に大きくなることわかる．これらの試験データを近似曲線して，以下の式(4-2)，(4-3)で表現した．

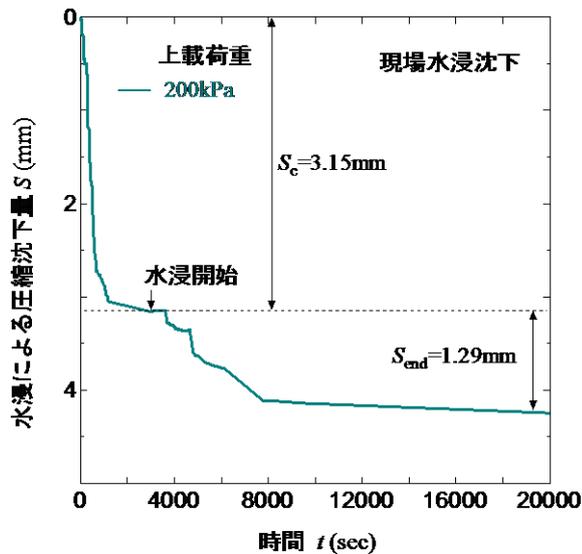


図 4-26 現場水浸沈下試験

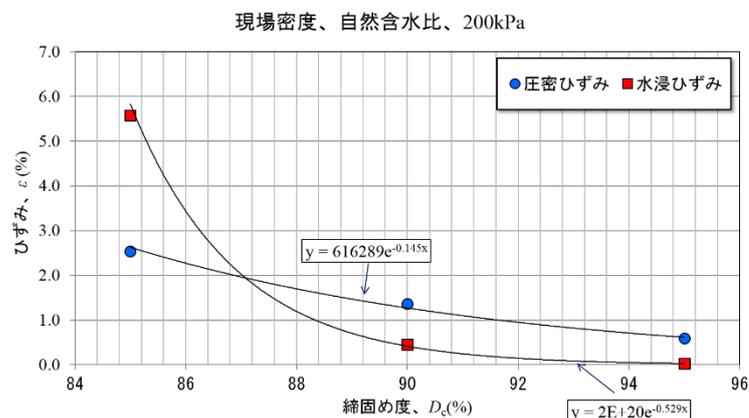


図 4-27 室内水浸沈下試験結果

$$\text{圧密ひずみ予測式 } \varepsilon = 616289 \exp^{-0.145(D_c)} \quad (4-2)$$

$$\text{水浸ひずみ予測式 } \varepsilon = 2E+20 \exp^{-0.529(D_c)} \quad (4-3)$$

表 4-11 現場と室内沈下量の比較(予測深度：100mm)

沈下量(mm)	$D_c(\%)$						現場
	85	86	87	88	89	90	
圧密沈下量(S_c)	2.74	2.37	2.05	1.77	1.53	1.33	3.15
水浸沈下量(S_{end})	5.93	3.49	2.06	1.21	0.71	0.42	1.29

現場密度のバラツキを考慮し、 $D_c=85\%$ から90%の範囲で、近似式を用いて予測した沈下量を表4-11に示している。圧密沈下量の場合、室内で求めた沈下量より現場沈下量のほうが少し大きいことがわかる。盛土の高さ、土被り圧などの影響が原因であると考えられる。また、水浸沈下量の場合、密度の僅かな差が沈下量の予測に大きく影響を与えているのがわかる。今後は、現場密度試験の測定箇所を増やして判断すべきと考えられる。

4.6 室内水浸試験結果による水浸沈下量の予測

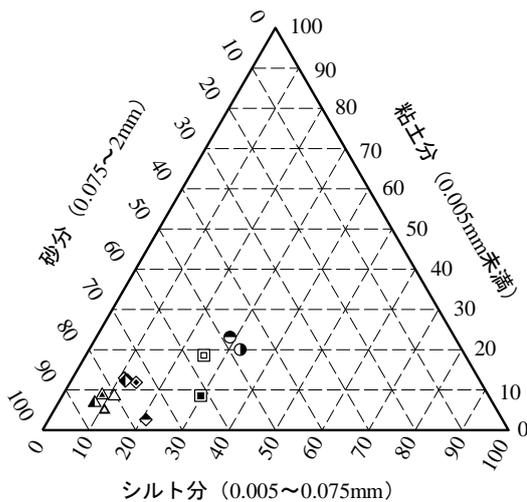


図 4-28 2mm 以下盛土材の三角座標

- 仮置土A-下
- 仮置土C
- No.62盛土材
- B-1
- ◇ C, 剣谷第六公園
- ◇ A, 風化花崗岩
- ◇ A-1
- ◆ 西神戸盛土材
- ◆ 新東名額田I.C
- △ B, 豊楽公園
- △ D, 新池北公園
- △ A-2
- △ B-2

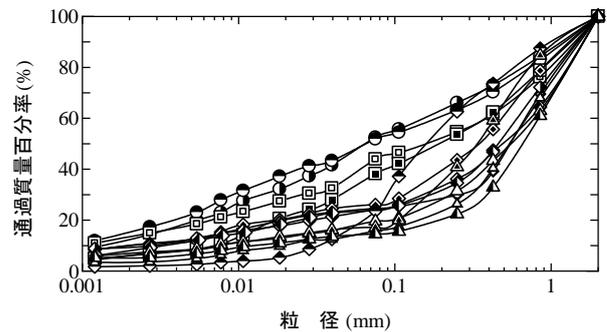


図 4-29 2mm 以下盛土材の粒径加積曲線

既往の研究で用いた 2mm 以下の砂質盛土材料群を三角座標図 4-28 に表している。さらに、図 4-29 には粒度分布を示している。砂質盛土材を用いた既往研究結果では細粒分含有率 (F_c) が増加すると水浸による圧縮ひずみも増加することが報告⁷⁾¹⁰⁾¹¹⁾されている。その関係を近似曲線で示してみると以下のような式(4-4)が得られる(但し、 $D_c=85\%$ 、 $\sigma_v=50\text{kPa}$ の場合)。

$$\text{水浸ひずみ予測式 } \varepsilon = 0.008(F_c)^2 - 0.312(F_c) + 3.9547 \quad (4-4)$$

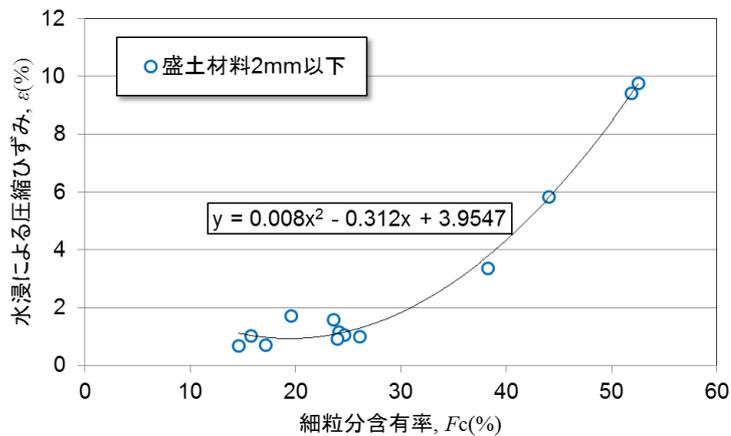


図 4-30 $D_c=85\%$ の $F_c \sim \varepsilon$

例えば、盛土の高さが 2.5m(2500mm)の場合、材料の細粒分含有率 (F_c)が 21.3% (長野の原試料の細粒分含有率) の場合、式 4-4 より水浸による圧縮ひずみは 0.9%になることがわかる。従って、2.5m 盛土の水浸沈下量は $2500 \times 9/100 = \text{約 } 23.5\text{mm}$ に達すると予測できる。

4.7 まとめ

室内試験から得られた結果を以下にまとめると、

- 1) 異なる初期含水状態にも関わらず低圧では、 $D_c=90\%$ 以上、上載荷重が増加する $D_c=95\%$ 以上では水浸による沈下がほぼゼロになる。
- 2) 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沈下量の方が大きい。一方、湿潤側では、逆になっている。
- 3) 乾燥側で低い上載荷重がかかった時には水が入ると僅かな膨張が生じた。
- 4) 初期の締固め度(乾燥密度)が同じで上載荷重およびサクシオンがそれぞれ単調的に増加および減少するときの総圧縮体積ひずみは、供試体の初期含水状態、初期サクシオンを含めた応力経路に依存せず、最大上載荷重により決まることが確認できた。
- 5) 供試体の上面および下面からの注水方法で行った沈下試験結果に大差はなかった。また、電圧の変化による浸透到達時間等の測定はできなかった。
- 6) 室内水浸沈下試験結果から現場水浸試験結果を予測し、それぞれの沈下量を現場で得られた沈下量の実測値と比較検討したところ、両者は概ね一致していた。
- 7) ある上載圧と密度の盛土材に対して、粒子径が 2mm 以下の砂質盛土材の水浸沈下結果を用いて、任意の盛土の水浸沈下量を細粒分含有率 F_c をパラメーターとして予測する方法を提案した。

5. おわりに

2年間に亘る研究の1年目（平成27年度）には、多種多様な盛土材料を用いた一連の室内水浸試験、現場試行試験ならびに浸透流解析を実施し、現場水浸試験のガイドライン（案）を提案した。今回の2年目（平成28年度）は、現場水浸試験のガイドライン（案）の現場への適用性を検討するため、住宅地盤品質協会の全面的協力を得て、造成中の宅地地盤において現場水浸試験を実施し、1つの現場データを室内試験結果と比較検討し、さらに数値解析により現場と室内の浸透現象の違いの影響を明らかにすることにより、現場水浸試験のガイドライン（案）における今後解決すべき課題を抽出することができた。

残念ながら、提案している現状の現場水浸試験は、宅地地盤の信頼性の高い性能評価試験の一つであると自信を持って言えない。提案したガイドライン（案）に従った現場試験が実施可能であるかどうか、実際の宅造現場の盛土の締固め度は大きくばらついているため本試験を誰が実施しても同じような結果が得られるかどうか、現場試験結果と室内試験結果とは整合するかどうか、等、今後とも解決すべき課題が山積している。これらの課題をクリアーするためには、今後も試行的に複数の現場でパイロット試験を実施し、さらには丁寧に施工された試験盛土で現場試験と室内試験を実施し両試験の結果の整合性を検討し、それらの結果をフィードバックして本案を改善していく必要があると考える。

謝辞：本研究の遂行にあたり、住宅地盤品質協会の橋本光則氏ならびに本多典久氏から多大な協力を得た。現場および室内試験では、神戸大学大学院の芥川真一教授、五洋建設岡本健太氏（元、神戸大学大学院生）の協力を得た。CBR モールドを用いた砂礫材料の原粒度の水浸試験は、関西地盤環境センターと神戸大学との共同研究の一貫として、関西地盤環境センター実験室で実施した。試験の実施に当り、同センターの佐藤和志相談役、中山 義久専務理事には、貴重なアドバイスを頂戴した。報告書のとりまとめには、神戸大学大学院白濟民氏の献身的な協力を得た。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) van Genuchten, M.T. : A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society American Journal*, Vol.44, pp.892-898, 1980.
- 2) 齋藤雅彦, 川谷健: 透水係数の空間分布に関する論理的思考, *土木学会論文集*, No645/III-50, pp.103-114, 2000.
- 3) 齋藤雅彦, 川谷健: 透水係数の空間分布モデルの適応性に関する一考察, *土木学会論文集*, No694/III-57, pp.245-258, 2001.
- 4) 齋藤雅彦, 西村由紀子, 中川啓: 自己相似型不均一地盤モデルを用いた巨視的分散長の定量的評価に関する研究, *地下水学会誌*, 第 53 卷, 第 4 号, 343-355, 2011.
- 5) 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.125~200, 2007.
- 6) 片岡沙都紀, 岡本健太, 澁谷啓, 齋藤雅彦, 芥川真一, 橋本光則, 本多典久: 宅地盛土の原位置水浸沈下試験方法の開発 その 1 : 原位置および室内試験, 第 50 回地盤工学研究発表会, pp.775 -776, 2015.
- 7) Lee, J.H., Shibuya.S., Yamamoto, T., Okamoto, K.andLohani, 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.
- 8) 今井常雄, 麓秀夫, 横田耕一郎: 日本の地盤における弾性波速度と力学的性質, 第 5 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.89~96, 1975.
- 9) 山本拓: 締固めた各種盛土材料の沈下特性に関する研究, 修士論文, 神戸大学, 2012.
- 10) 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.
- 11) 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.12-15, 2016.
- 12) 社団法人 地盤工学会, 土質試験 -基本と手引き-, 2001.