

住宅地盤の性能評価のための  
原位置水浸沈下試験に関する検討

平成 27 年 3 月 20 日

一般財団法人 建設工学研究所

# 目 次

1. はじめに .....	4
2. 室内水浸沈下試験 .....	5
2.1 試験概要 .....	5
2.1.1 対象試料 .....	5
2.1.2 試験条件 .....	10
2.1.3 試験装置および試験手順 .....	14
2.2 試験結果 .....	15
2.2.1 水浸沈下量の時間変化 .....	15
2.2.2 水浸沈下量～締固め度の関係 .....	17
2.2.3 水浸によるひずみ～上載圧の関係 .....	20
2.2.4 水浸試験時の乾燥密度の変化過程 .....	22
2.3 まとめ .....	28
3. 試験盛土における現場水浸沈下試験の実施 .....	29
3.1 小型地盤模型試験 .....	29
3.1.1 試験概要 .....	29
3.1.2 試験結果および考察 .....	31
3.2 浸透流解析 .....	33
3.2.1 数理モデルによる解析手法 .....	33
3.2.2 解析条件 .....	34
3.2.3 解析結果 .....	35
3.3 現場水浸試験 .....	37
3.3.1 試験概要 .....	37
3.3.2 試験方法 .....	39
3.3.3 試験結果 .....	41
3.3.4 現場水浸試験結果および室内水浸試験結果の比較 .....	47
3.4 まとめ .....	48

4. 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）	49
4.1 試験の目的	49
4.2 原位置水浸沈下試験方法	49
4.2.1 適用範囲	49
4.2.2 用語の定義	49
4.2.3 試験装置および器具	49
4.2.4 試験方法	50
4.2.5 記録および結果の整理	51
4.2.6 報告事項	52
4.3 規格の解説	52
4.3.1 適用範囲	52
4.3.2 住宅地盤の水浸沈下の原理	52
4.3.3 本試験方法の解説	53
4.4 住宅地盤の性能評価指標としての活用	57
4.5 今後の課題	59
参考文献	59

## 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<sup>1)</sup>。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<sup>2)</sup>。

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、住宅地盤品質協会から依頼を受けて（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）を検討した。本報告書では、たたき台としての原案を提示するとともにその実験的・理論的・解析的裏付けを述べている。

第2章では、神戸大学で実施した各種盛土材料の室内水浸試験結果について述べ、水浸沈下量と締固め度の関係における試料の初期含水比、上載圧、載荷履歴、等の影響について議論している。

第3章では、住宅地盤品質協会からの全面的協力を得て、現場水浸試験を試行し、その結果を室内試験および浸透解析により評価した。

第4章では、第2章および第3章の成果を反映した原位置水浸沈下試験方法のガイドライン（案）を提示している。

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 斎藤 雅彦

## 2. 室内水浸試験

過去において、上載圧や初期飽和度が水浸沈下特性に及ぼす影響を調べた研究はあるが、コラプス沈下の生じやすいシルト質土や粘性土が主流であり、砂礫質土に関して調べられた研究は数少ない。また盛土の施工において、締固め度や施工含水比の品質管理が重要であることは明らかである。そのため、原粒度もしくは原粒度に近い粒径を用いた水浸沈下試験を行うことができれば対象地盤の水浸沈下特性を直接評価できるが、試験装置や供試体寸法の関係から原粒度試料を用いた水浸沈下試験の実施は難しい。そこで、盛土材料の水浸沈下特性に及ぼす供試体の締固め度、初期含水比および上載圧の及ぼす影響を把握することを目的として、最大粒径 2mm 試料を用いた室内水浸試験を実施した。

### 2.1 試験概要

#### 2.1.1 対象試料

本研究では、実際に各地の現場で盛土材として用いられている土試料を主に使用した。表-2.1 および図-2.1~2.4 に、本試験で用いた試料の物理特性、粒度分布および締固め曲線を示す。突き固め試験では、室内供試体の断面積に見合った 2mm ふるい通過試料を用いて最大乾燥密度および最適含水比を求めた。図-2.2 には尖頭粒径が 2mm の試料の粒度分布、図-2.4 には、これら試料の突き固め試験から得られた締固め曲線を示している。2mm ふるい通過試料の粒度分布および締固め曲線を求めた理由については後述する。永平寺試料は粒子破碎の影響が大きいため、最大粒径 19mm および 2mm とも非繰り返し法により締固め曲線を求めた。それ以外の試料については、表-2.2 に締固め試験から得られた最大乾燥密度および最適含水比と併記してまとめている。

表-2.1 本研究対象試料の物理特性

項目		まさ土	加古川 平荘ダム	高塚町 購入土	朝来市 盛土 柴地区	福井 永平寺 東 I.C	琴引浜 掛津砂	加古川
土粒子の密度, $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.690	2.655	2.611	2.676	2.737	2.653	2.684
自然含水比, $w_n$ (%)		-	-	10.0	-	27.8	3.8	16.0
粒度 特性	礫分 (%)	71.2	29.5	42.9	22.4	16.3	-	44.0
	砂分 (%)	13.9	33.7	45.7	54.4	41.1	98.0	25.0
	細粒分 (%)	14.9	36.8	11.4	23.2	42.6	2.0	31.0
	均等係数 $U_c$	700	-	31	386	52	1.57	3333
	曲率係数 $U_c'$	8.4	-	1.3	12.0	0.8	1.09	0.5
	平均粒径 $D_{50}$ (mm)	10.20	0.265	1.440	0.520	0.130	0.330	0.800
液性限界 $w_L$ (%)		33.2	34.2	NP	38.8	40.3	-	-
塑性限界 $w_P$ (%)		19.6	18.2	NP	30.5	33.7	-	-
塑性指数 $I_P$		13.6	16.0	-	8.3	6.7	-	-
地盤材料の分類名		細粒分砂 まじり礫	細粒分質礫 質砂	細粒分ま じり 礫質砂	細粒分質 礫質砂	細粒分質 礫質砂	砂	細粒分質 礫質砂
分類記号		G-FS	SFG	SG-F	SFG	SFG	S	SFG

表-2.2 本研究対象試料の締固め試験結果

	19mm ふるい通過試料による 締固め試験結果			2mm ふるい通過試料による 締固め試験結果		
	$\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$w_{opt}$ (%)	試験規格	$\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$w_{opt}$ (%)	試験規格
まさ土	1.957	11.9	A-b 法	1.855	14.6	A-a 法
ダム	1.927	12.2		1.860	13.9	
購入土	1.972	9.8		1.847	13.2	
柴	1.811	14.5	A-a 法	1.766	15.3	
永平寺	1.458※	25.7※	A-b 法	1.442	25.8	A-b 法
掛津砂	1.598	11.0	A-a 法	左記に同じ		
加古川	1.903	11.9		-	-	-

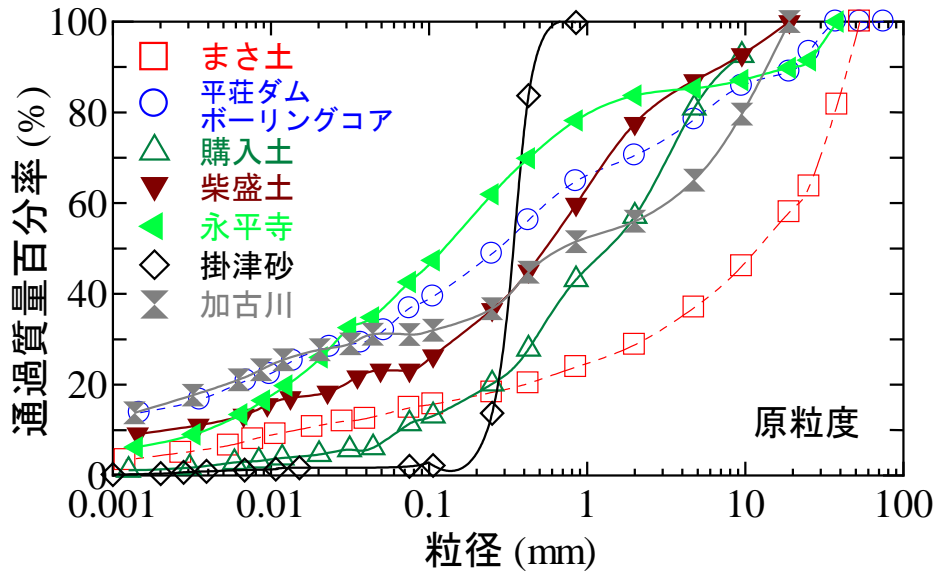


図-2.1 本研究対象試料の粒度分布 (原粒度)

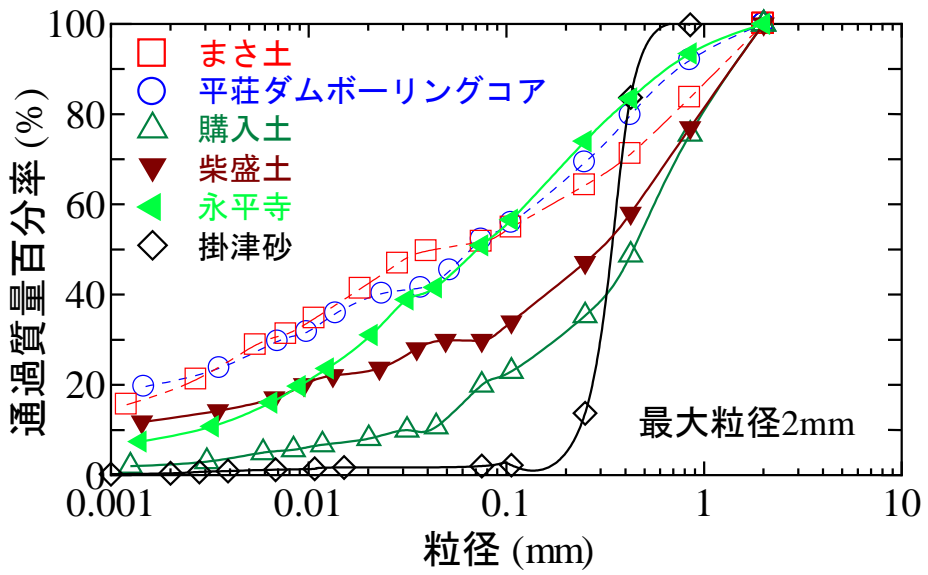


図-2.2 本研究対象試料の粒度分布 (尖頭粒径 2mm)

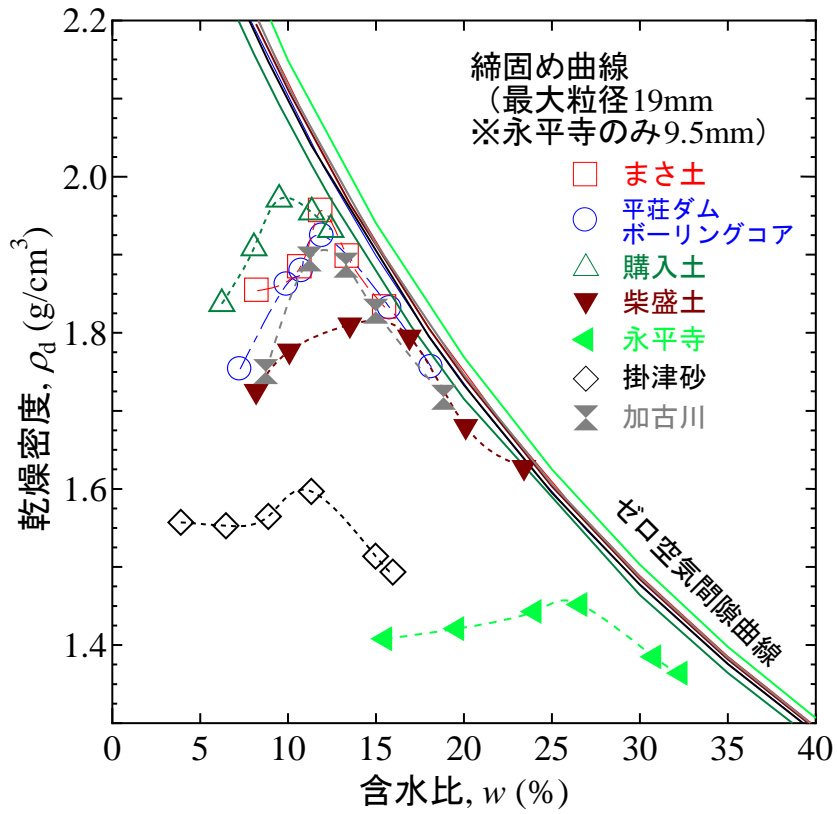


図-2.3 締固め試験結果 (最大粒径 19mm)

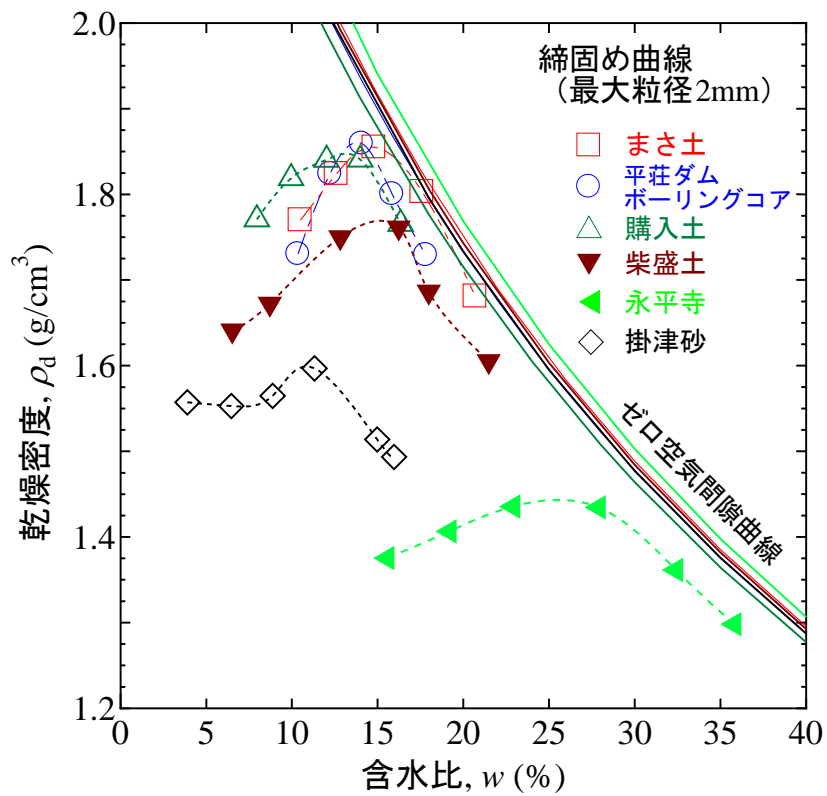


図-2.4 締固め試験結果 (最大粒径 2mm)



本試験では、供試体作製時に 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  $\rho_{dmax}$  と最適含水比  $w_{opt}$  を基準として締固め度  $D_c$  を設定した。山本<sup>3)</sup>は最大粒径の違いによる締固め試験の結果が水浸試験の結果に与える影響について考察している。表-2.3 および図-2.5 に示すように、19mm ふるい通過試料の  $\rho_{dmax}$  と 2mm ふるい通過試料の  $\rho_{dmax}$  の値は異なるため、同一の  $D_c$  でも  $\rho_d$  に差が生じることから、19mm ふるい通過試料から求めた  $D_c$  では供試体を過剰に締固めてしまう。ここで、最大粒径が 19mm および 2mm の締固め試験から得られた  $\rho_{dmax}$  を用いて実施した水浸試験の結果（それぞれ 19mm 基準水浸試験，2mm 基準水浸試験と称する）を図-2.6 に示す。19mm 基準水浸試験では  $D_c = 75\%$  で水浸ひずみ  $\varepsilon = 0.30\%$  しか沈下しなかったが、2mm 基準水浸試験では  $D_c = 75\%$  で  $\varepsilon = 12.11\%$  もの沈下が発生した。 $D_c = 75\%$  の地盤は非常に緩く、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水浸沈下特性を大幅に過小評価してしまう可能性があったため、水浸試験の最大粒径である 2mm ふるい通過試料での締固め試験から求めた  $\rho_{dmax}$  と  $w_{opt}$  を基準として  $D_c$  を設定している。したがって、本研究でも上記の  $D_c$  の設定方法を採用した。

表-2.3 試料 A の締固め度の比較

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

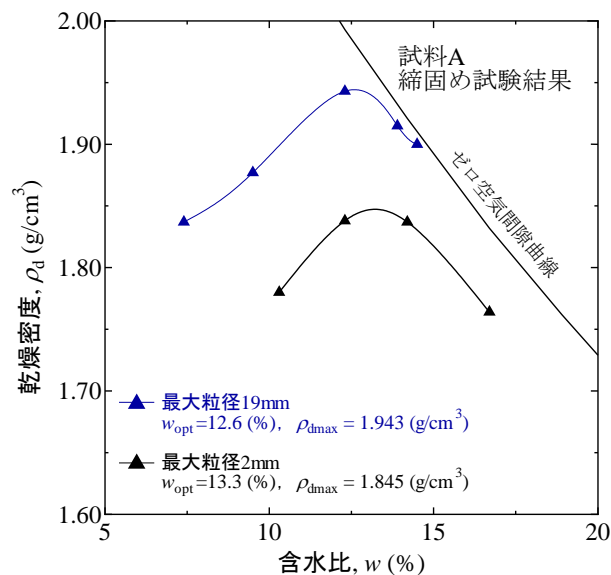
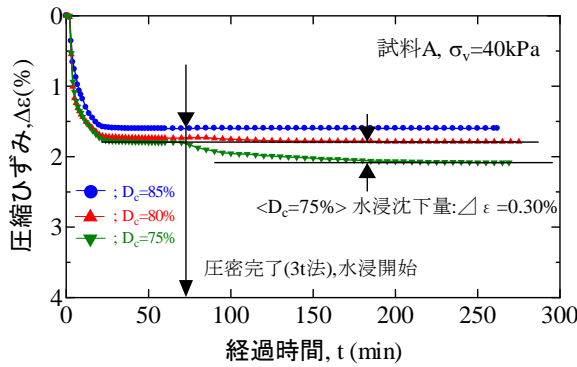
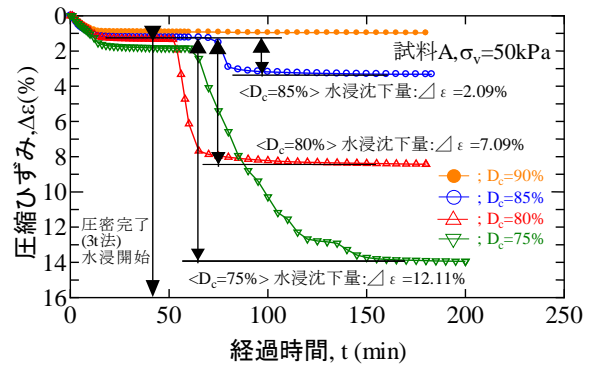


図-2.5 試料 A の締固め試験結果



(a) 19mm 基準の水浸試験結果



(b) 2mm 基準の水浸試験結果

図-2.6 締固め試験の最大粒径における違いが水浸試験結果に及ぼす影響<sup>12)</sup>に加筆修正

### 2.1.2 試験条件

表-2.4 に本試験の供試体作製時における締固め度  $D_c$ 、初期含水比  $w_0$  および水浸試験時の上載圧  $\sigma_v$  を示す。供試体の  $D_c$  に関しては、宅地防災マニュアルに規定されている住宅地盤の  $D_c$  基準<sup>2)</sup>から、 $D_c = 85\%$  を目安として水浸試験を実施し、 $D_c = 80\%$  の供試体および沈下が生じない  $D_c$  で締固めた試料を用いた試験を実施した。

供試体の作製方法は直径 60mm、高さ 40mm のモールドを用いて表-2.4 に示されている含水比に調整した試料を所定の乾燥密度となるようモールドへ投入し、油圧ジャッキで一層の静的な締固めを行っている。

供試体の乾燥側含水比  $w_{dry}$  および湿潤側含水比  $w_{wet}$  の設定基準について述べる。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-2.7 に示すように、 $w_{opt}$  を含む管理限界内 ( $w_1 \leq w \leq w_2$ ) 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-3.8 に示すような挙動を示す<sup>3)</sup>。しかし、様々な粒度分布を持つ土が同様の挙動を示すとは限らない。したがって、本試験では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に及ぼす影響について調べた。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は図-2.9 (a) ~ (f) に示すように締固め試験から得られた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より左側を  $w_{dry}$ 、右側を  $w_{wet}$  と定義した。

表-2.5 に各試料の乾燥側および湿潤側の含水比を示す。購入土および柴盛土試料では水分量が多すぎた結果、 $w_{wet}$  での供試体が作製できなかったため水浸試験を実施していない。砂質試料の低含水比側における締固め曲線は含水比が低くなくても乾燥密度が減少せず、変化しないことが多い。しかし、掛津砂試料では乾燥側含水比を便宜的にとったため、締固め曲線を図-2.9 (f) に示すように延長した。加古川試料の試験結果は 4 章で述べる。

表-2.4 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, $w_0$ (%)	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

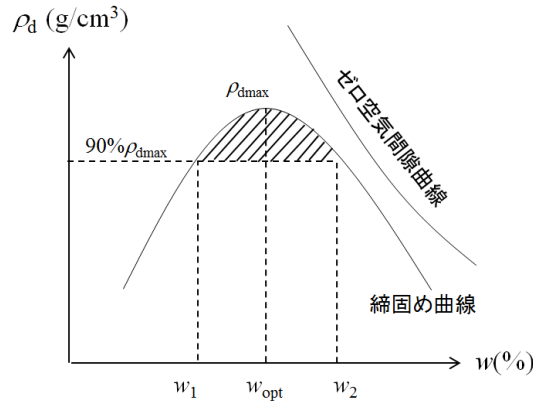


図-2.7 盛土の品質管理の概略図

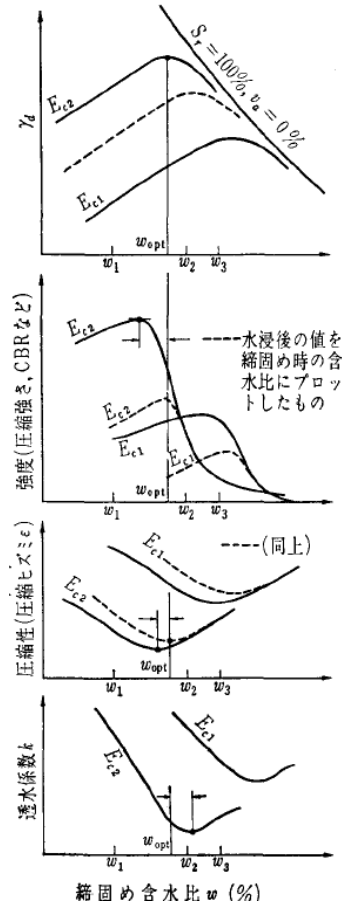
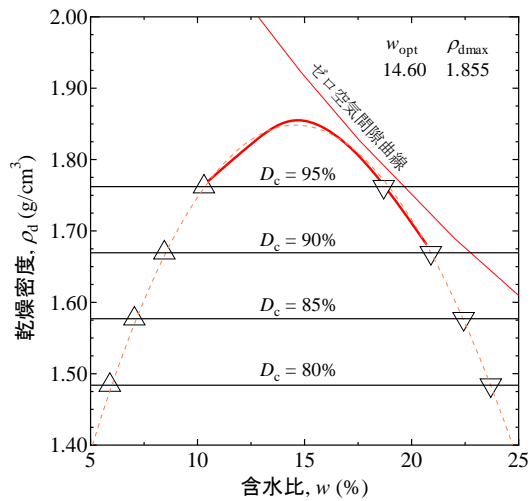


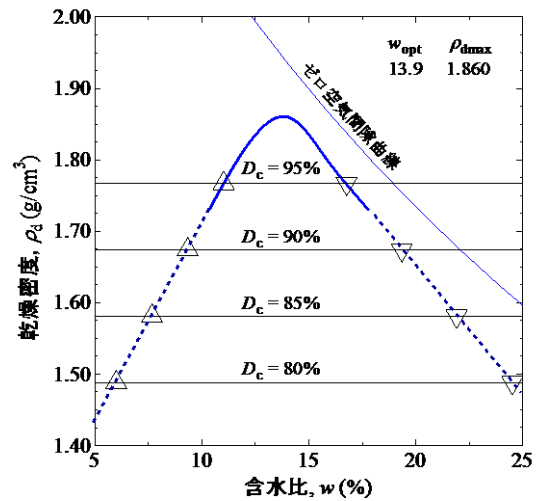
図-2.8 締固めによる土の性質の変化の傾向<sup>3)</sup>

表-2.5 供試体作製時の乾燥密度および初期含水比

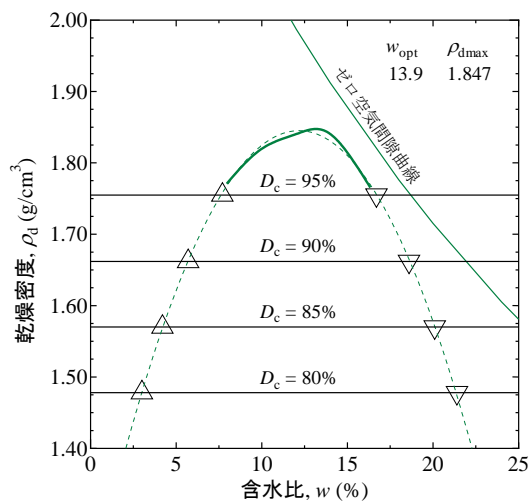
試料名	$D_c$ (%)	$w_{dry}$ (%)	$w_{wet}$ (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )
まさ土	95	10.3	18.7	1.762
	90	8.5	20.9	1.670
	85	7.1	22.4	1.577
	80	5.9	23.7	1.484
平荘 ダム	95	11.0	16.8	1.767
	90	9.3	19.4	1.674
	85	7.7	21.9	1.581
	80	6.0	24.5	1.488
購入土	95	7.7	16.7	1.755
	90	5.7	18.6	1.662
	85	4.2	20.1	1.570
	80	3.0	21.4	1.478
柴	95	9.0	18.4	1.678
	90	5.0	22.4	1.589
	85	0.9	26.4	1.501
	80	-	30.4	1.413
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
掛津砂	100	-	-	1.598
	85	4.0	-	1.358



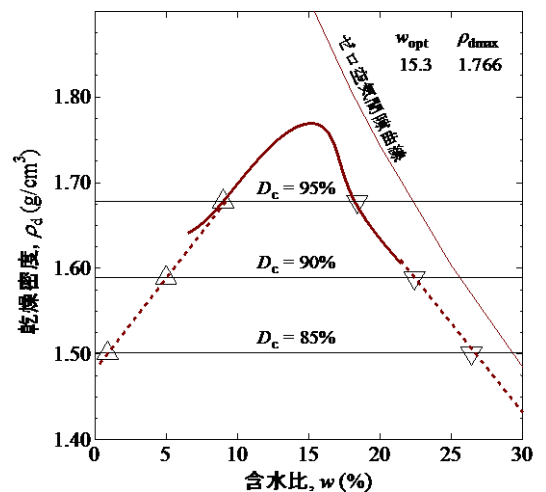
(a) まさ土



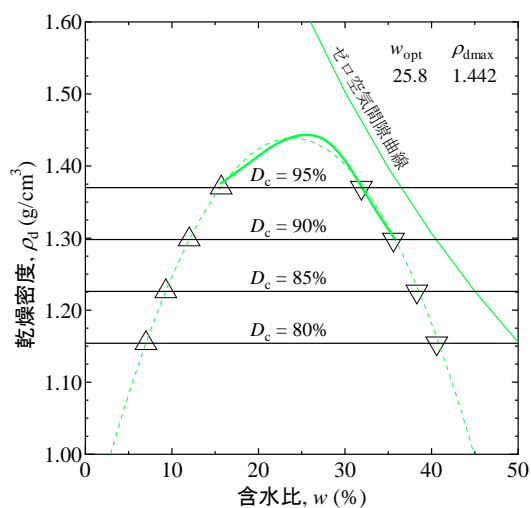
(b) 平荘ダム



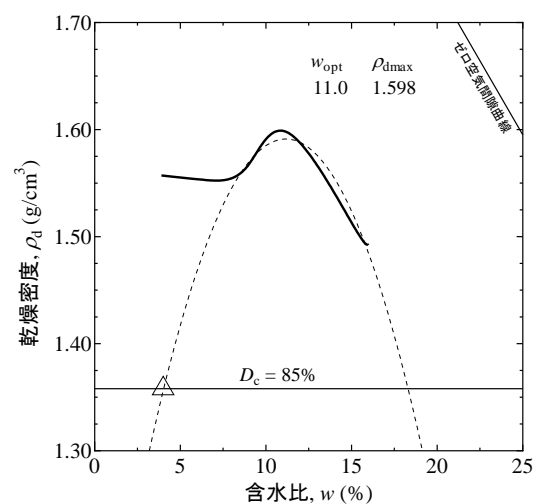
(c) 購入土



(d) 柴盛土



(e) 永平寺



(f) 掛津砂

図-2.9 各試料における乾燥側 (Δ) および湿潤側 (▽) 含水比

### 2.1.3 試験装置および試験手順

図-2.10 に、本研究で使用した室内水浸試験装置の概況を示す。試験手順は、所定の締固め度で作製された供試体をせん断箱内へ設置し、所定の上載圧をかけて圧密を開始する。上載圧はメガトルクモーターによって鉛直荷重を自動制御し、荷重を一定に保っている。3 $t$  法にて圧密の収束が確認されてから、水を供給し、図-2.11 に示すようにせん断箱内を水で満たす。給水後、沈下量が一定値に収束するまで計測を行う。また、本試験での応力速度は、砂質系試料を対象としているが、 $w_{wet}$  で作製した供試体は水分を多く含み、圧密による排水をすることが予想されたため、全ての試験で段階的に 5kPa/min とした。

本試験で尖頭による粒度調整を選択した理由として、上本ら<sup>4)</sup>による研究を参照した。上本らは、図-2.12 に示すように原粒度試料と3つの異なる粒度調整方法（尖頭粒度試料、相似粒度試料、礫粒度補正試料）で得られた試料に対して排水三軸圧縮試験を実施しており、尖頭粒度試料から得られた内部摩擦角は原粒度試料の内部摩擦角よりもやや小さな値をとった（つまり内部摩擦角を過小評価した）が、3種の粒度調整方法の中では最も近い結果を示したと結論付けている。試験装置や求める物性の違いはあるが、粒度調整を対象とする水浸試験を実施した研究例が少なく、簡便性を考慮して尖頭による粒度調整を基準として供試体を作製した。

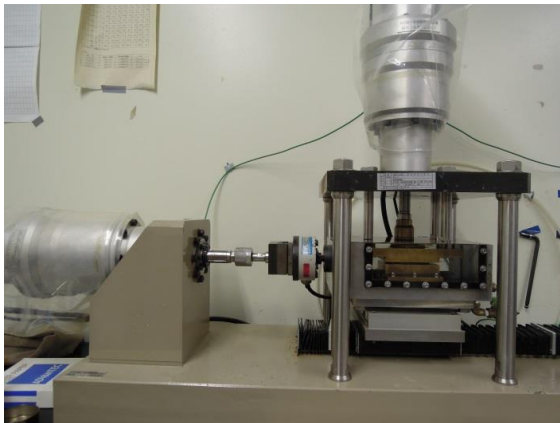


図-2.10 室内水浸試験装置の概況

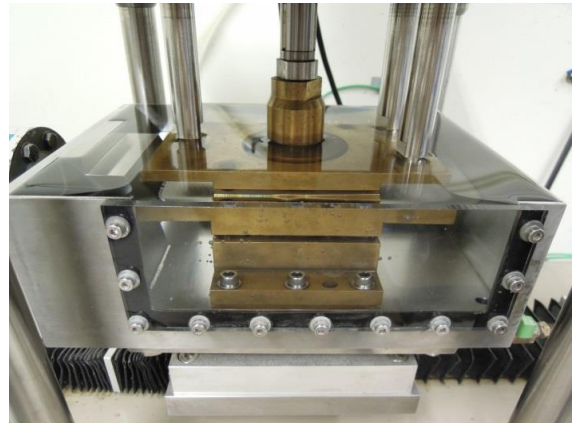


図-2.11 水浸後の試験状況

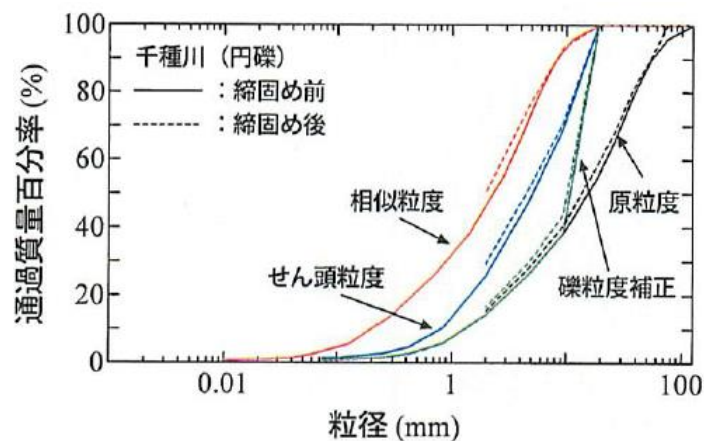


図-2.12 粒度調整方法の違いによる粒径加積曲線<sup>20)</sup>

## 2.2 試験結果

### 2.2.1 水浸沈下量の時間変化

図-2.13～図-2.15 に、平荘ダム試料の水浸試験結果を締固め度ごとにまとめている。試験装置に水を供給してから沈下ひずみが収束するまでの挙動を示している。この図から、上載圧 $\sigma_v$ が大きくなるほど沈下が収束するまでにより長い時間を要することがわかる。これは、 $\sigma_v$ の増加により圧密後の供試体の密度が高くなることで、吸水にかかる時間が長くなるためだと考えられる。水浸沈下が生じ始める時間は給水から早くて10分以上経過してからであり、平荘ダム試料の $w_{dry}$ 、 $D_c = 80\%$ 、 $\sigma_v = 200\text{kPa}$ の試験条件では水浸沈下が生ずるまでに2時間前後かかっている。これは、ホースを用いてせん断箱内へ注水しており、供試体とのわずかな水頭差で水を浸透させていることが理由である。つまり、給水方法によって沈下が生ずるまでの時間を短縮できる可能性がある。含水比が低いほど沈下が生じやすく、沈下の収束までに多くの時間を要している。一方で、湿潤側含水比においては給水後約24時間放置したが、最も締固めの緩い供試体条件であっても顕著な沈下は見られなかった。

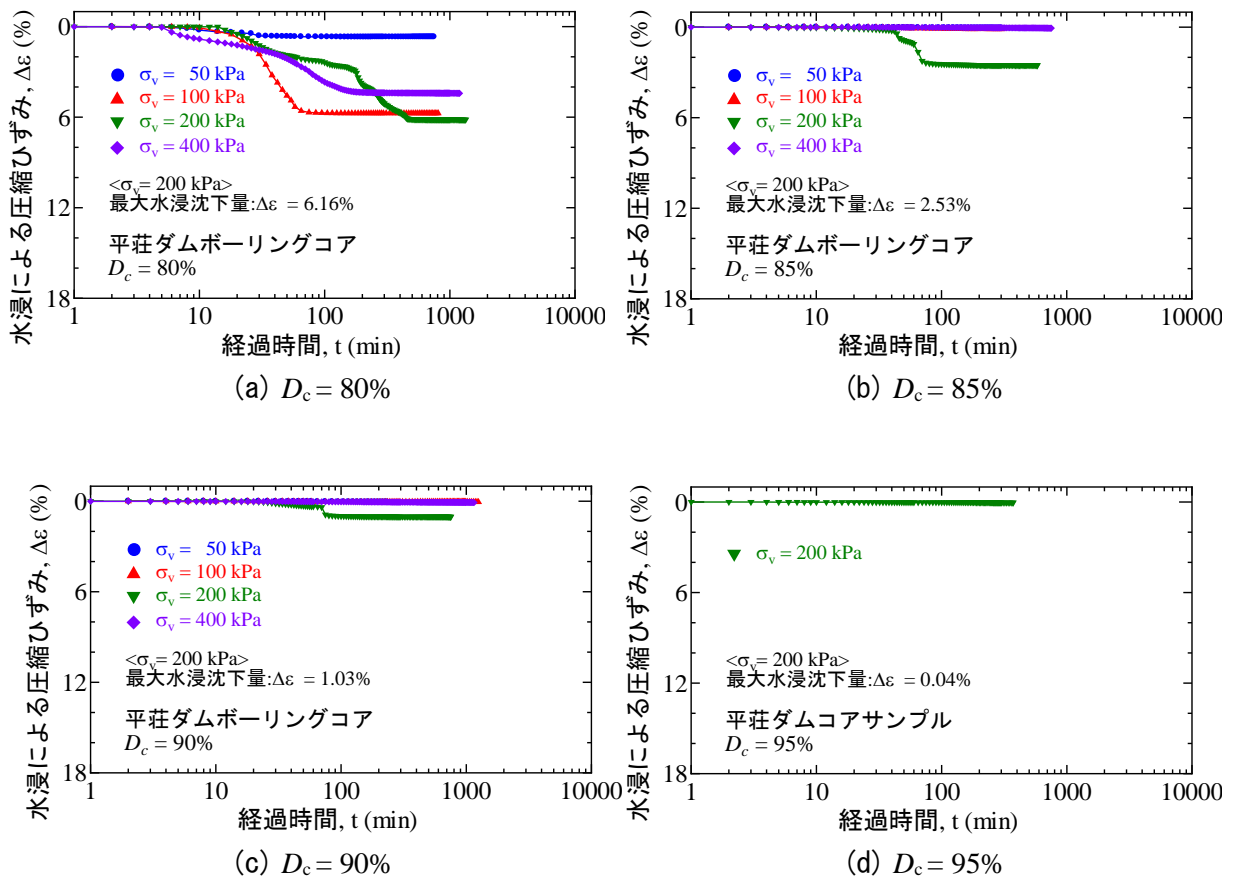
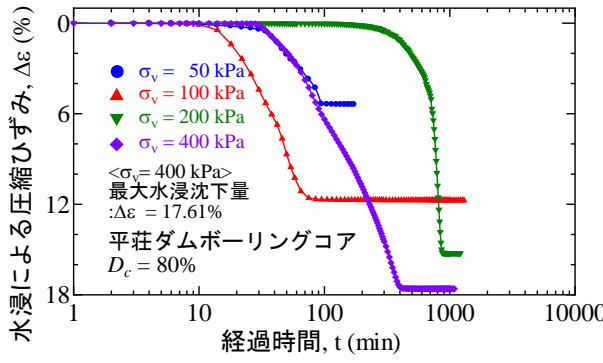
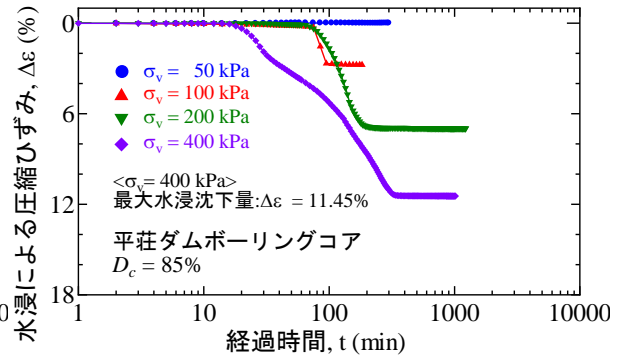


図-2.13 平荘ダム試料の室内水浸試験結果（最適含水比）

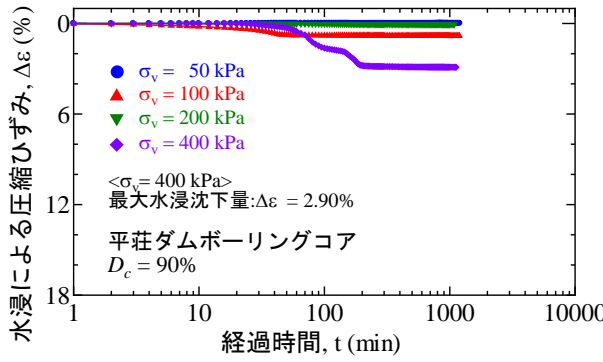




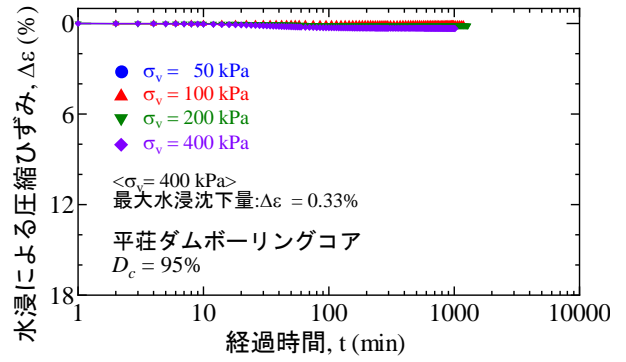
(a)  $D_c = 80\%$



(b)  $D_c = 85\%$



(c)  $D_c = 90\%$



(d)  $D_c = 95\%$

図-2.14 平荘ダム試料の室内水浸試験結果 (乾燥側含水比)

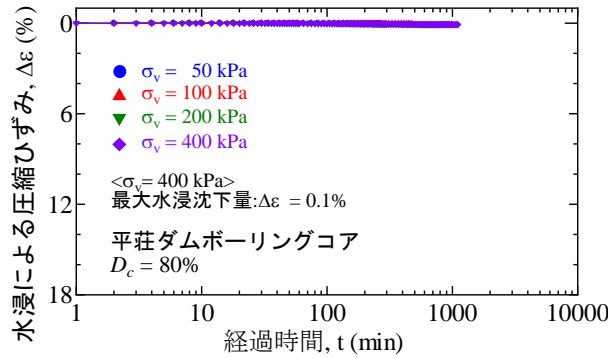


図-2.15 平荘ダム試料の室内水浸試験結果 (湿潤側含水比  $D_c = 80\%$ )



## 2.2.2 水浸沈下量～締固め度の関係

次に、水浸によって生じた圧縮ひずみを表-2.6～2.8に、水浸による圧縮ひずみ～締固め度  $D_c$  関係を図-2.16に示す。表 2.6～2.8, 図-2.16とも含水比ごとにまとめている。図-2.16に示すように、試料によらず  $D_c$  の増加とともに水浸沈下量は小さくなる。低圧 ( $\sigma_v = 50\text{kPa}$ ) の場合、供試体の  $D_c$  が 90%以上であれば、試料に依らず沈下がほとんど生じないが、上載圧が増加するにつれ水浸沈下量が大きくなり、 $D_c = 95\%$ 以上では沈下がほぼゼロとなることが分かる。

シルト質土及び粘性土の実験<sup>5)</sup>と同様、砂質土系試料においても沈下の生じない限界締固め度は上載圧の増加によって増加することが確認された。締固め度が高く ( $D_c = 90\%$ 以上)、上載圧が低い ( $\sigma_v = 50\text{kPa}$ ) 試験条件であれば、水浸後にわずかながら膨張している供試体も存在した。初期含水比の違いについては、含水比が低いほど初期サクシオンが大きいため水浸によって失われるサクシオンも大きくなり、水浸沈下量の大きさにも直結していることが分かる。逆に、湿潤側含水比では  $D_c = 80\%$ と土の締固めとしては低い状態であっても試料によらず水浸沈下はほとんど生じていない。これらの結果から、水浸による沈下は、 $D_c$  と初期含水状態に大きく依存していると言える。

表-2.6 上載圧および締固め度の違いによる水浸ひずみ ( $w_{\text{dry}}$  試料)

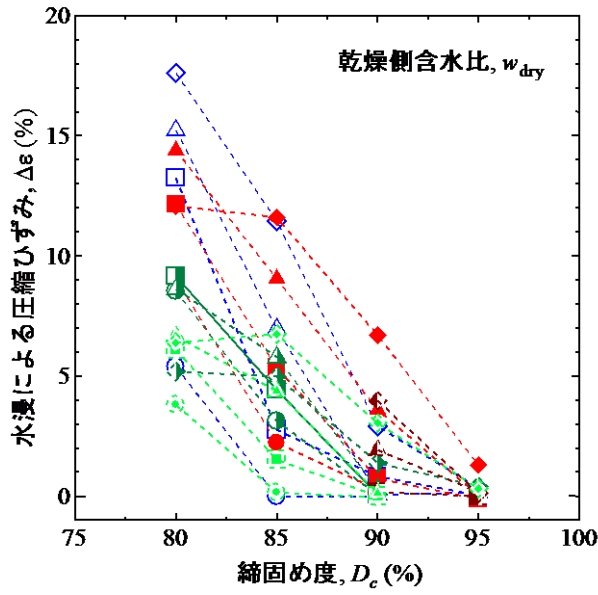
$\sigma_v$ (kPa)	$D_c$ (%)	まさ土	平荘 ダム	購入土	柴盛土	永平寺	掛津砂
50	80	9.03	5.38	8.54	-	3.81	-
	85	2.22	-0.01	3.12	-	0.15	0.16
	90	0.25	-0.01	0.05	0.03	-0.05	-
	95	-	-	-	-	-	-
100	80	12.15	13.24	9.15	-	6.09	-
	85	5.34	2.76	4.42	-	1.52	-
	90	0.73	0.82	0.04	0.18	0.00	-
	95	-0.12	0.03	-	-0.01	-	-
200	80	14.39	15.23	8.62	-	6.65	-
	85	9.04	6.97	5.79	-	4.38	-
	90	3.58	0.06	0.28	1.92	0.12	-
	95	0.03	0.14	-	0.17	-	-
400	80	12.08	17.61	5.18	-	6.38	-
	85	11.60	11.45	4.98	-	6.74	0.07
	90	6.70	2.90	1.38	3.97	3.04	-
	95	1.29	0.33	0.40	0.13	0.30	-

表-2.7 上載圧および締固め度の違いによる水浸ひずみ ( $w_{opt}$  試料)

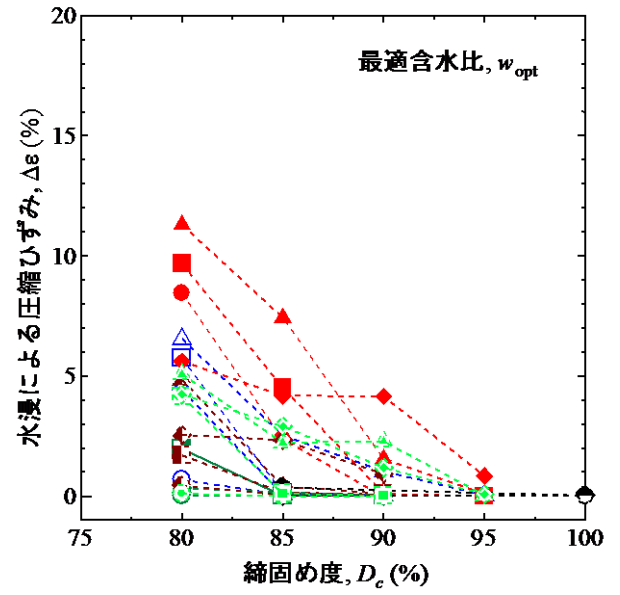
$\sigma_v$ (kPa)	$D_c$ (%)	まさ土	平荘 ダム	購入土	柴盛土	永平寺	掛津砂
50	80	8.45	0.68	0.02	0.43	0.10	-
	85	2.38	0.05	0.01	0.04	0.00	0.36
	90	-0.03	0.04	0.02	0.01	-0.01	-
	95	-	-	-	-	-	-
	100	-	-	-	-	-	0.02
100	80	9.67	5.73	0.42	1.70	4.15	-
	85	4.52	0.13	0.01	0.15	0.10	-
	90	0.10	0.05	0.03	0.06	0.02	-
	95	0.00	-	-	-	-	-
200	80	11.30	6.55	0.38	4.86	5.07	-
	85	7.43	2.53	0.09	0.41	2.22	-
	90	1.55	1.03	0.02	0.11	2.28	-
	95	0.09	0.04	-	-	0.04	-
400	80	5.61	4.43	0.34	2.55	4.23	-
	85	4.18	0.06	0.15	2.33	2.90	0.03
	90	4.15	0.08	0.03	0.92	1.18	-
	95	0.84	-	-	-	0.07	-
	100	-	-	-	-	-	0.04

表-2.8 上載圧および締固め度の違いによる水浸ひずみ ( $w_{wet}$  試料)

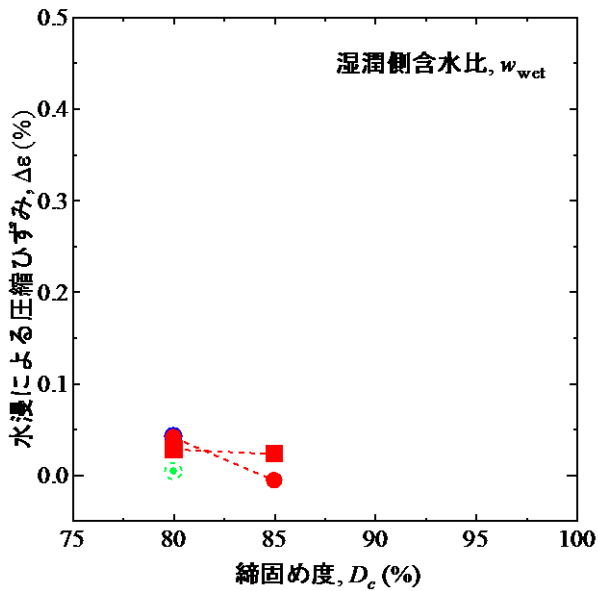
$\sigma_v$ (kPa)	$D_c$ (%)	まさ土	平荘 ダム	永平寺
50	80	0.04	0.04	0.00
	85	0	-	-
100	80	0.03	0.02	0.00
	85	0.02	-	-
200	80	0.06	0.07	0.04
	85	0.03	-	-
400	80	0.05	0.09	0.12
	85	0.14	-	-



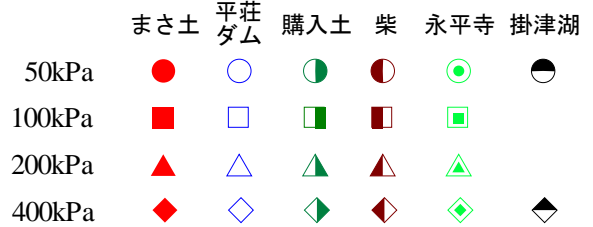
(a) 乾燥側含水比



(b) 最適含水比



(c) 湿潤側含水比

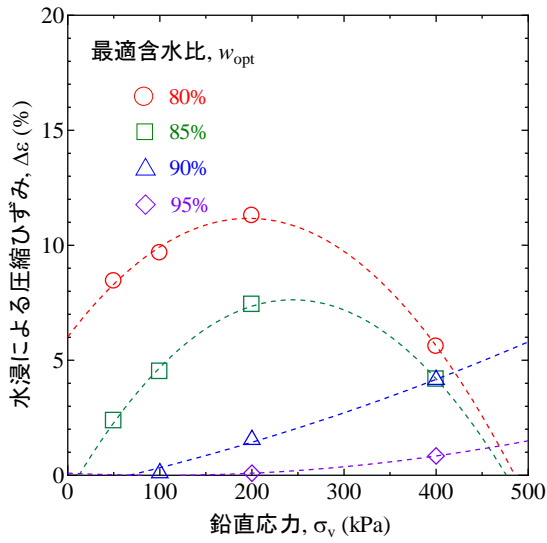


(d) 凡例

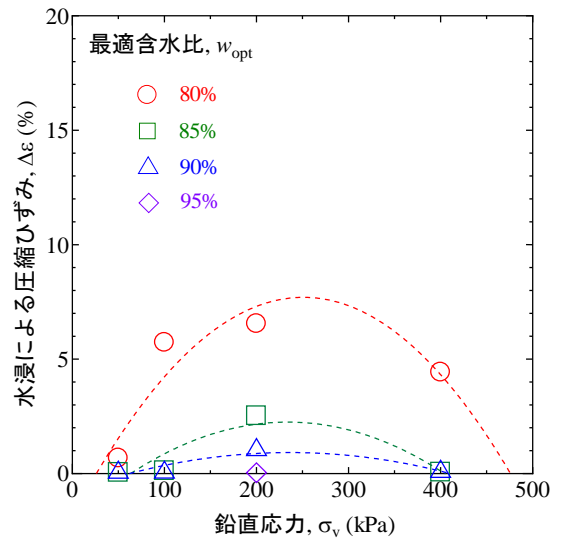
図-2.16 水浸による圧縮ひずみ～締固め度関係

### 2.2.3 水浸による圧縮ひずみ～上載圧の関係

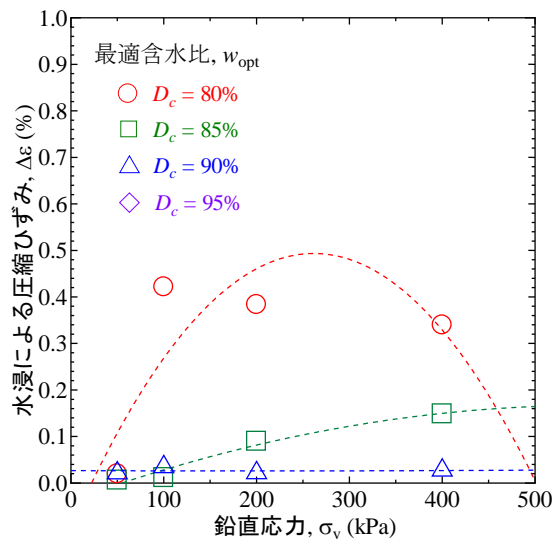
図-2.17 は各試料の最適含水比における水浸ひずみと上載圧 $\sigma_v$ の関係のグラフである。全試料とも  $D_c$  の大きさに関わらず  $\sigma_v$  の増加に伴い、水浸ひずみは増加している。また、 $D_c$  の増加とともに最大沈下量を生ずる  $\sigma_v$  が大きくなる傾向がみられる。比較的低い  $D_c$  (= 80%, 85%) だと  $\sigma_v = 200\text{kPa}$  で水浸ひずみがピークを示し、400kPa まで増加すると水浸ひずみが減少している場合がある。 $D_c$  の増加とともに水浸ひずみのピーク値は減少し、最大沈下量を生ずる  $\sigma_v$  が大きくなる傾向がみられており、これらの傾向はシルト質土および粘性土においても同様である<sup>5)</sup>。また、乾燥密度一定の下、最大水浸沈下量のピーク値が載荷後と水浸後の飽和度差が最大の  $\sigma_v$  で生じるという報告もある<sup>6)</sup>。水浸ひずみと  $\sigma_v$  の関係は  $D_c$  や試料の違いによって異なってくることから、定式化は難しい。



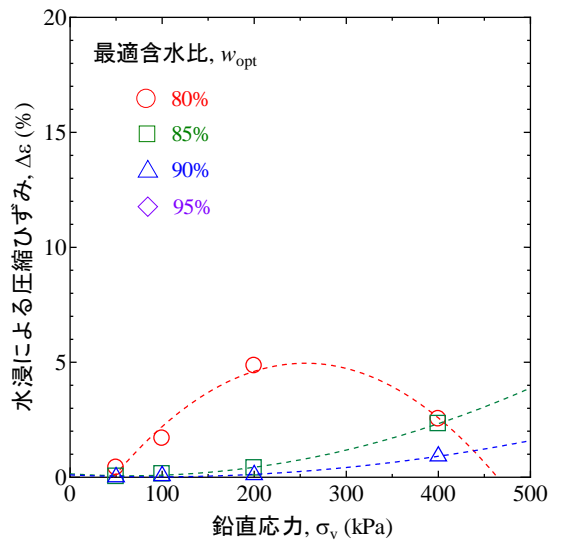
(a) まさ土



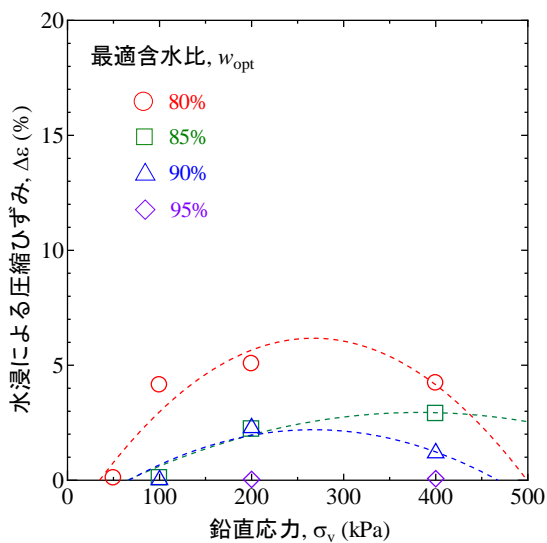
(b) 平荘ダム



(c) 購入土



(d) 柴盛土



(e) 永平寺

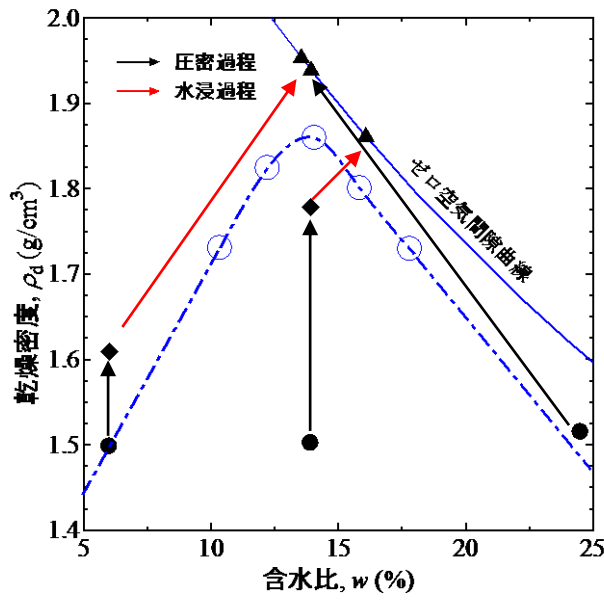
図-2.17 各試料の水浸ひずみ～上載圧関係

#### 2.2.4 水浸試験時の乾燥密度の変化

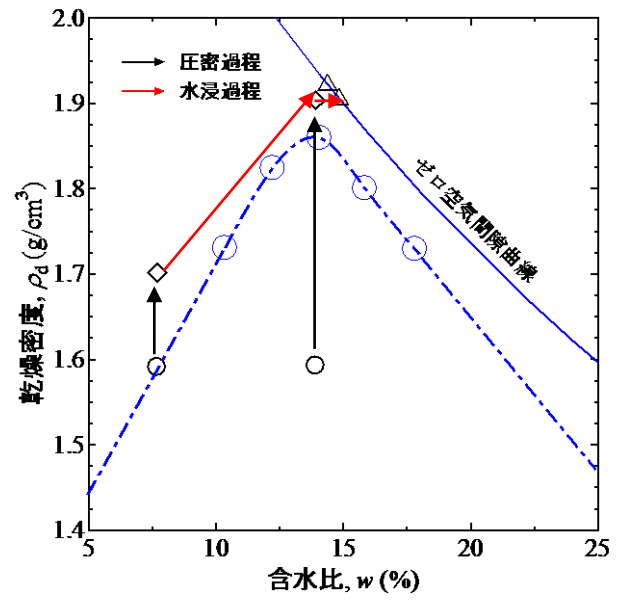
図-2.18～図-2.21 は平荘ダム試料の圧密開始時から水浸沈下終了時の過程における乾燥密度の変化を締固め曲線上に示したグラフであり、上載圧 $\sigma_v$ ごとにおいて示している。○が初期乾燥密度、◇が圧密後乾燥密度、△が水浸試験終了時の乾燥密度をそれぞれ表しており、締固め度によってマークの色が異なる。水浸試験終了時には供試体が完全に飽和したと仮定してゼロ空気間隙曲線上に乾燥密度を記載している。また、載荷後の乾燥密度の含水比は、経時的な測定ができていないため、本来の含水比とは異なる可能性があるが、便宜的に供試体作製時の含水比に等しくしている。 $w_{wet}$ の乾燥密度については載荷後から水浸させた時点で乾燥密度の増減がほとんどなかったことから、載荷後の乾燥密度を記載していない。

図から  $D_c$ の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、圧密による乾燥密度の増加と水浸時の増加傾向が逆になっている。ところが、所定の上載圧における圧密と水浸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。これは、初期サクシヨンの影響が大きく関係していると考えられる。初期含水比が低いほど初期サクシオンは大きくなり土粒子骨格を強くさせるため、圧密段階では乾燥密度の増加は小さい。そして水浸させること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水浸沈下が大きくなる。逆に含水比が高ければ、飽和度が大きく、初期サクシオンが低いため、圧密時には大きな沈下を生じるが、水浸時には体積変化が生じにくいと考えられる。

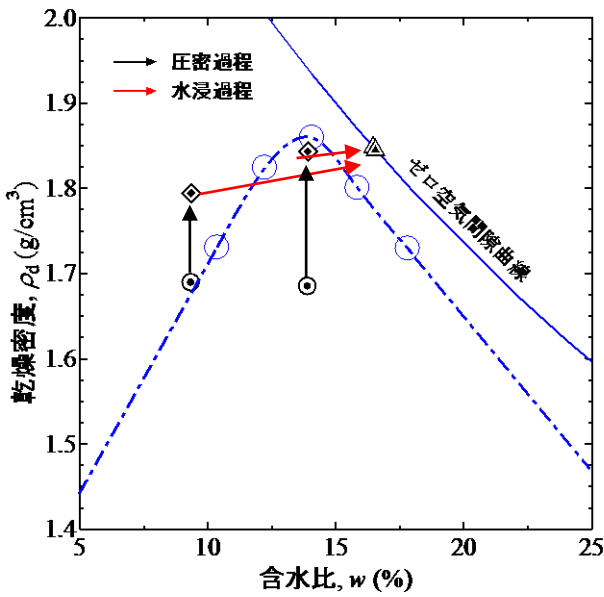
以上のことから、ある密度の状態の不飽和土が飽和する場合の体積変化は、サクシオンを含めた応力経路によらず最終応力状態により決まることが分かった。



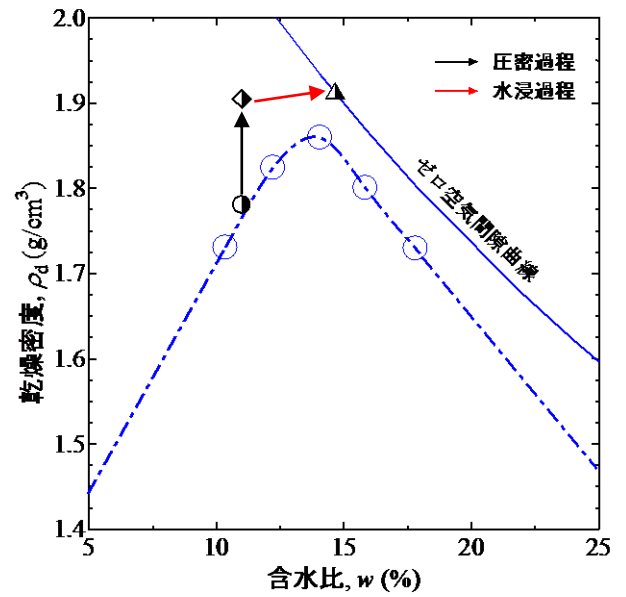
(a)  $D_c=80\%$



(b)  $D_c=85\%$

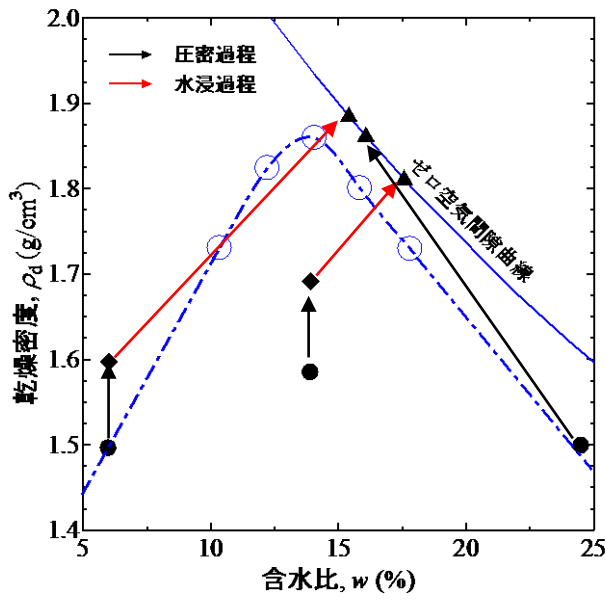


(c)  $D_c=90\%$

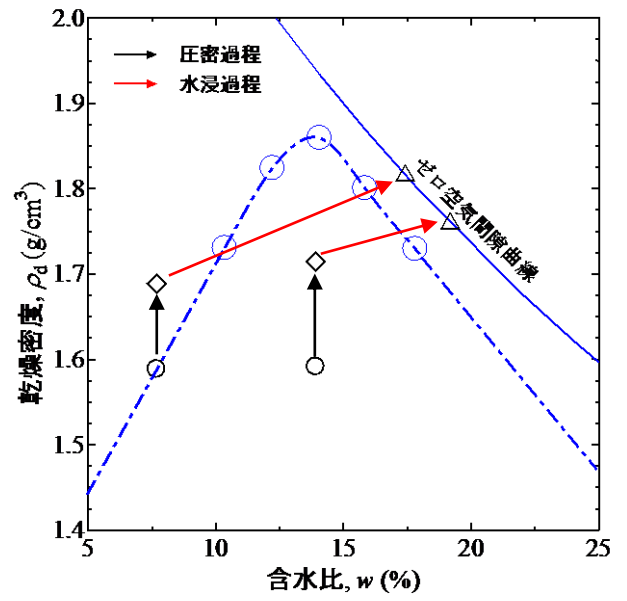


(d)  $D_c=95\%$

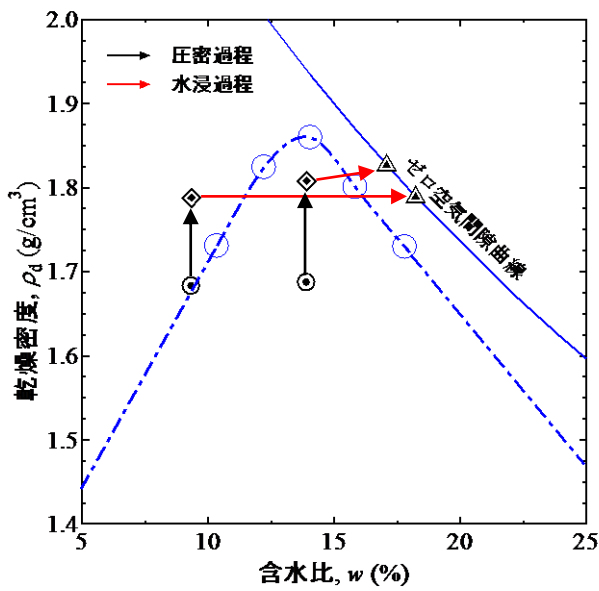
図-2.18 平荘ダム試料の水浸試験時における乾燥密度の変化 ( $\sigma_v=400\text{kPa}$ )



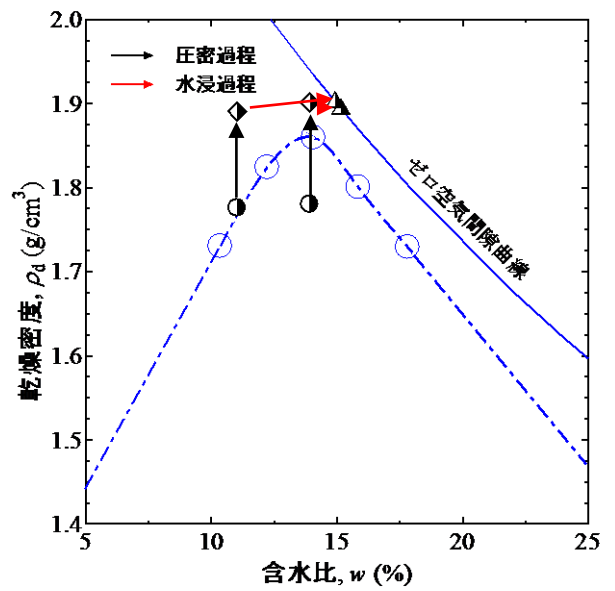
(a)  $D_c=80\%$



(b)  $D_c=85\%$



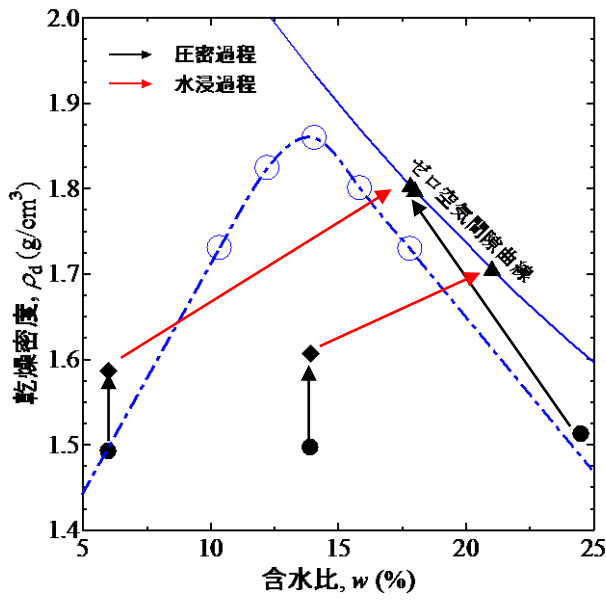
(c)  $D_c=90\%$



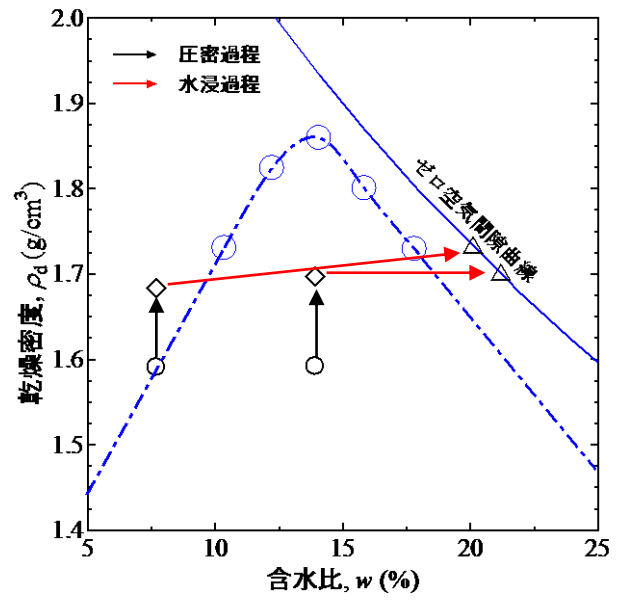
(d)  $D_c=95\%$

図-2.19 平荘ダム試料の水浸試験時における乾燥密度の変化 ( $\sigma_v=200\text{kPa}$ )

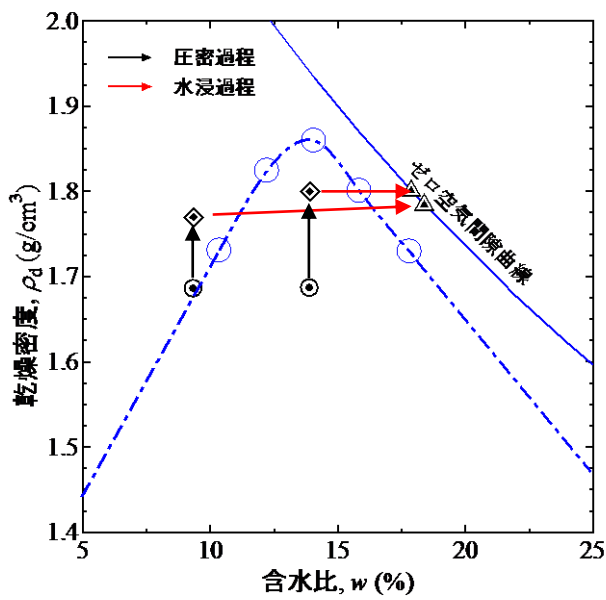




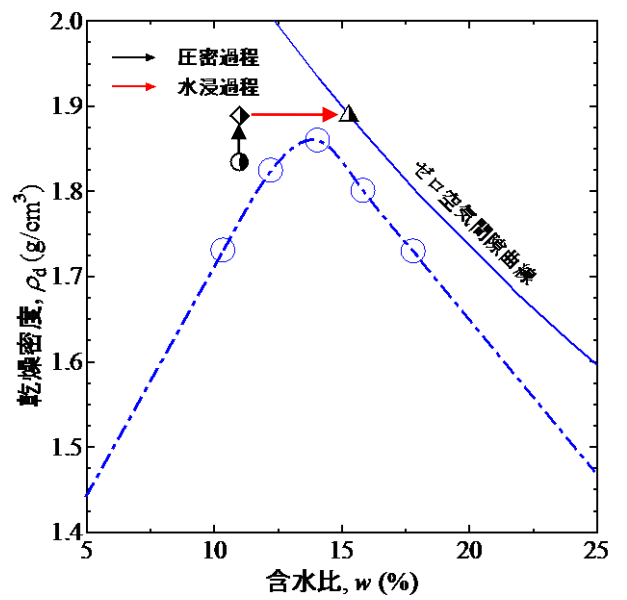
(a)  $D_c=80\%$



(b)  $D_c=85\%$



(c)  $D_c=90\%$



(d)  $D_c=95\%$

図-2.20 平荘ダム試料の水浸試験時における乾燥密度の変化 ( $\sigma_v=100\text{kPa}$ )

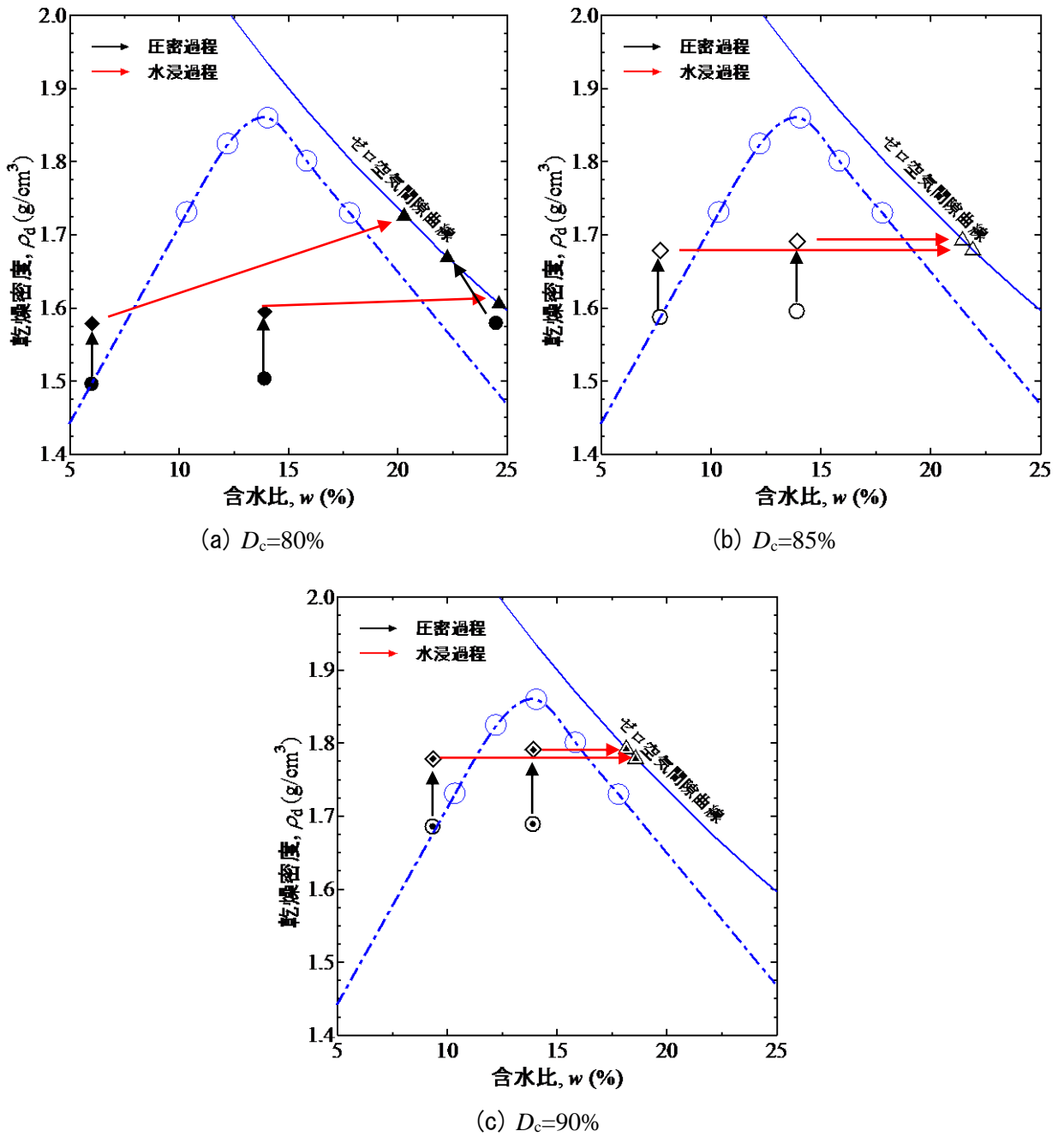
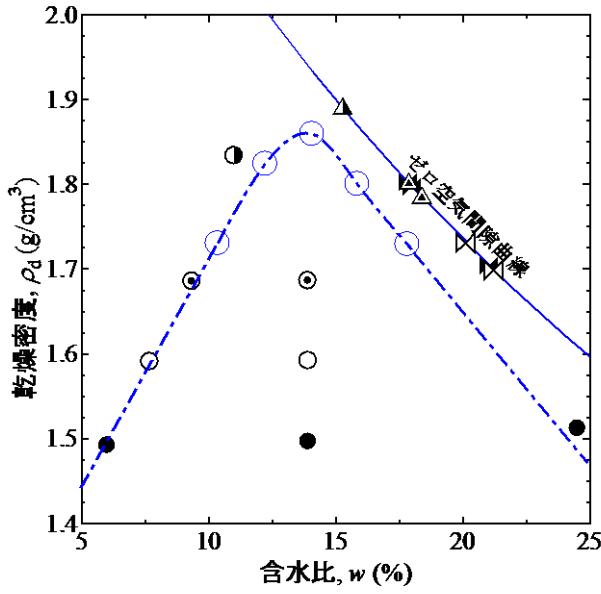
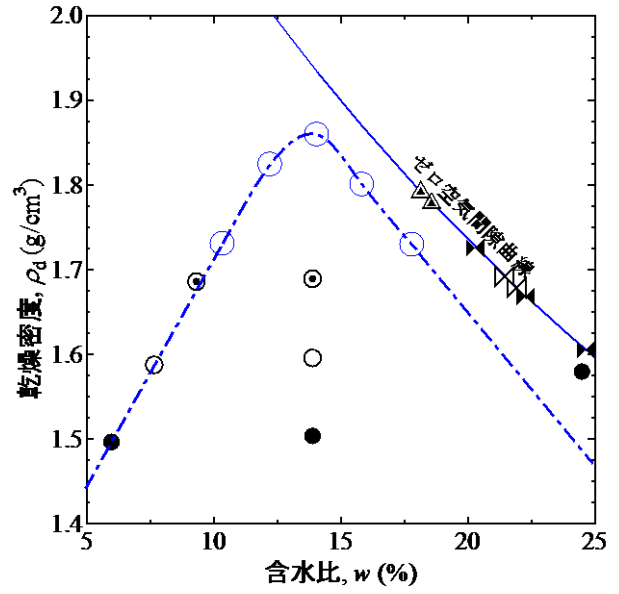


図-2.21 平荘ダム試料の水浸試験時における乾燥密度の変化 ( $\sigma_v=50\text{kPa}$ )

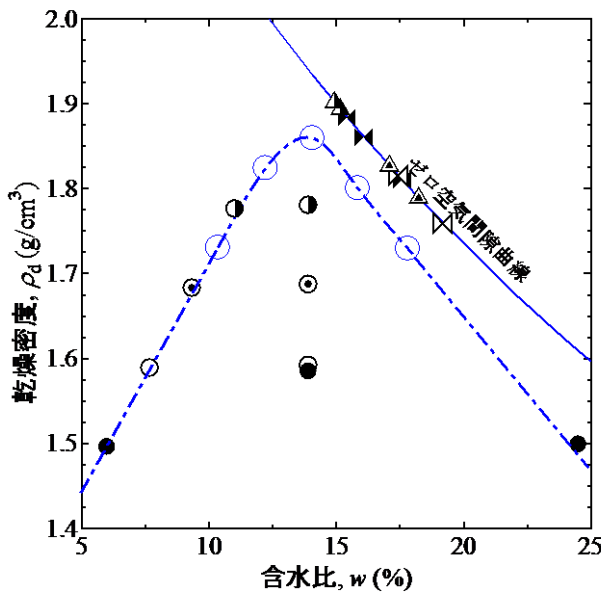
図-2.22 に試験開始時と終了時の乾燥密度の変化を上載圧ごとに示す。  $\sigma_v$  が増加すると水浸後の乾燥密度は初期の締固め度によらず大きな値を示すことが分かる。現場水浸試験では、試験対象となる地盤内の初期含水状態が如何なる場合であっても、図-2.23 に示すように圧密による沈下量および水浸による沈下量を計測しておくことで、初期含水状態に依存することなく試験の評価が可能であるといえる。これは、任意の初期乾燥密度を有するゆるい不飽和地盤では、飽和時の乾燥密度は最終圧力に依存するためである。



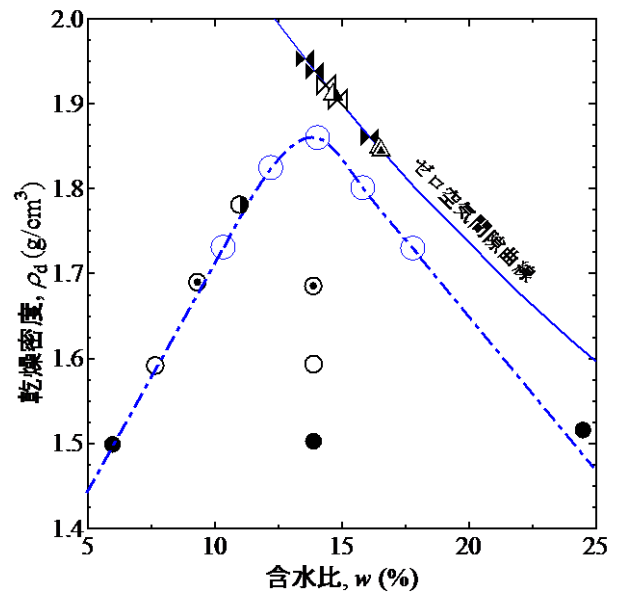
(a) 50kPa



(b) 100kPa



(c) 200kPa



(d) 400kPa

図-2.22 平荘ダム試料の所定の応力下による水浸試験時における乾燥密度の変化

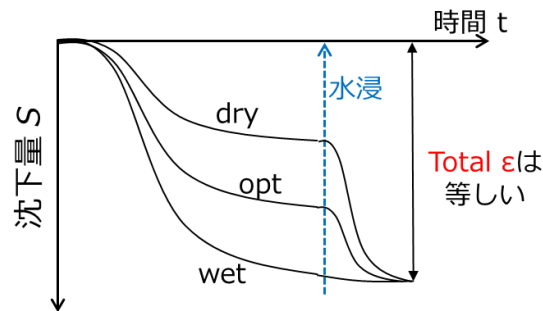


図-2.23 原位置試験を実施する際の沈下量の概念図

### 2.3 2章のまとめ

本研究における室内水浸試験で得られた結果を以下にまとめる。

- 上載圧 $\sigma_v$ が高くなるほど沈下が収束するまでに多くの時間を要する。 $\sigma_v$ が大きいと圧密後の供試体の密度が高くなり、吸水するまでに時間がかかると考えられる。
- 上載圧が増加するにつれ水浸沈下量が大きくなるが、 $D_c=95\%$ 以上では沈下がほぼゼロとなることが分かった。したがって、宅地防災マニュアルに規定されている現行の宅地盛土の締固め基準では、水浸沈下に対して十分な締固めが行われているとはいえない。
- 初期含水比が低いほど初期サクシヨンが大きいため、水浸によって失われるサクシヨンも大きくなり、水浸沈下量の大きさが初期サクシヨンに依存していることが分かる。逆に、 $w_{wet}$ では水浸沈下はほとんど生じていない。これらの結果から、一定応力下では、水浸による沈下は締固め度と初期含水状態の両方に大きく依存していると言える。
- 比較的低い $D_c$ では、 $\sigma_v$ が増加するにつれて水浸ひずみも増加するが、 $\sigma_v=200\text{kPa}$ でピーク値を向かえ、 $400\text{kPa}$ まで増加すると試料によっては水浸ひずみが減少している場合がある。そして、 $D_c$ の増加とともに水浸ひずみのピーク値は減少し、最大沈下量を生ずる $\sigma_v$ は大きくなる傾向がみられる。
- 同じ乾燥密度のゆるい不飽和土が飽和する場合の体積変化は、サクシヨンを含めた応力経路によらず、最終応力状態により一義的に決まる。応力増加を伴う現場水浸試験では、試験対象となる地盤内の初期含水状態によらず、圧密による沈下量および水浸による沈下量を計測しておくことで、初期含水状態に依存することなく総沈下量の推定が可能である。

### 3. 試験盛土における現場水浸試験の実施

本研究では、水浸沈下に対する宅盤の性能評価方法に関する新たな提案を行うことを目的としている。室内水浸試験や原位置試験の結果から、現場密度や  $N$  値等の施工管理基準を提案している研究は散見されるが、水浸沈下に着目した性能評価を実施している研究は少ない。本章では、実盛土による現場水浸試験を実施することで、性能評価手法の具体的な試験規格を定めていくことを目的としている。

現場試験の実施においては、水の浸透に伴う沈下特性、浸透経路および水浸による影響域を把握することは原位置水浸試験の試験時間や品質管理基準を策定するために大変重要である。そこで、地盤内の浸透流を定量的かつ視覚的に把握するために、小型地盤模型試験と浸透流解析の結果を比較検討した。また、小型地盤模型試験の結果を踏まえて、土壌水分センサーの設置箇所を定め、現場水浸試験を実施した。

現場水浸試験では、上述した浸透流を簡易的に把握できるよう連結した光ファイバーによる測定を試み、その適用性を吟味した。

#### 3.1 小型地盤模型試験

##### 3.1.1 試験概要

本試験には前章の室内水浸試験で使用した永平寺試料を用いた。表-3.1, 図-3.1, 図-3.2 に試料の物理特性、粒度分布および締固め曲線を再掲する。原粒度より細粒分含有率を高めるために最大粒径 9.5mm の試料を用いている。

図-3.3 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 のアクリル容器内に、締固め度 70% を目標として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、模型地盤を作製した。浸透時間の短縮を目指し、比較的ゆるい締固め度に設定した。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% であった。

表-3.1 永平寺試料の物理特性

$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$w_n$ (%)	礫分 (%)	砂分 (%)	細粒分 (%)	均等 係数 $U_c$	曲率 係数 $U_c'$	平均粒径 $D_{50}$ (mm)	地盤材料 の分類名	分類 記号
2.737	27.8	16.3	41.1	42.6	52	0.8	0.130	細粒分質 礫質砂	SFG

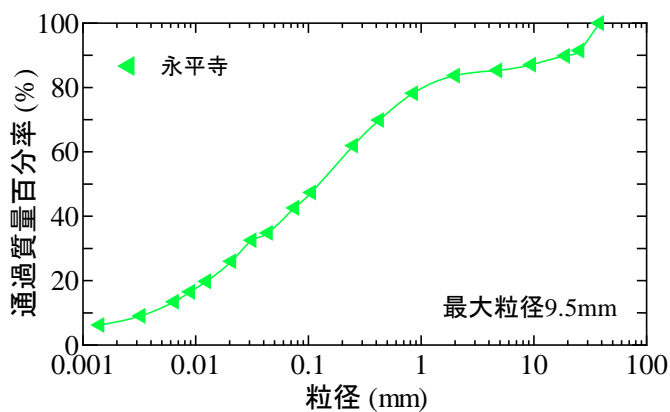


図-3.1 永平寺試料の粒度分布

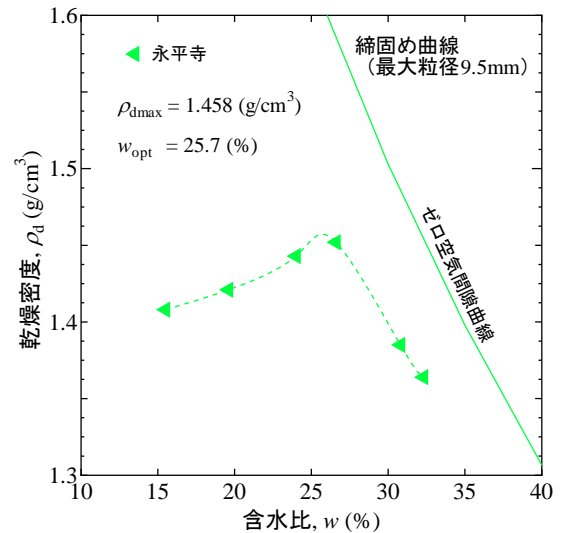


図-3.2 永平寺試料の締固め曲線

浸透流の反応時間および体積含水率を計測するため、[図-3.4](#) に示すように 4 つの位置に土壤水分センサーを設置した。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 (3.1) で換算し、土中の飽和度を求めた。土壤水分センサーは、所定の高さまで土を締固めた後、模型に挿入して再び土で覆い締固めた。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した。

$$S_r = \frac{\theta}{n} \times 100 \quad \text{式 (3.1)}$$

ここで、 $S_r$  : 飽和度、 $\theta$  : 体積含水率、 $n$  : 初期間隙率である。



図-3.3 模型地盤の外観

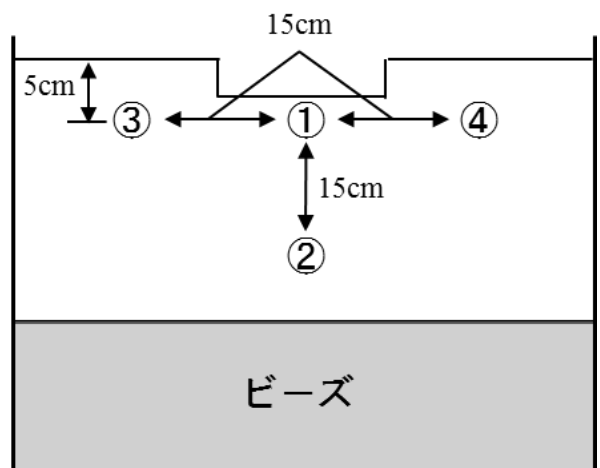


図-3.4 土壤水分センサーの設置位置

### 3.1.2 試験結果および考察

土壌水分センサーにより得られた換算飽和度を時系列で図-3.5 に示す。用いた土壌水分センサーの精度のため、換算飽和度は±10%の誤差を含んでいる可能性がある。土壌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  $S_r = 15\%$  程度である。地盤の初期飽和度が  $S_r = 9.8\%$  であったことから、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、注水による洗掘により土壌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、 $S_r$  の上昇傾向もほぼ同じ挙動を示している。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と比較してより締まった状態にあり、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ためと考えられる。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示している。

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）に到達するまでの期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-3.6 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。

次節では、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した。

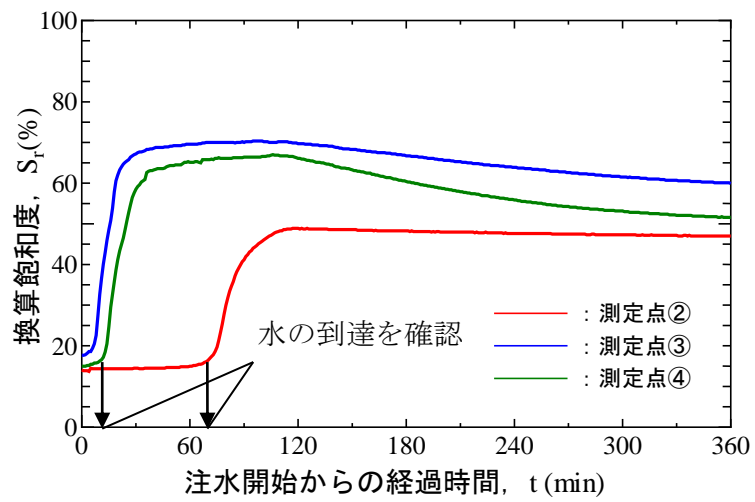
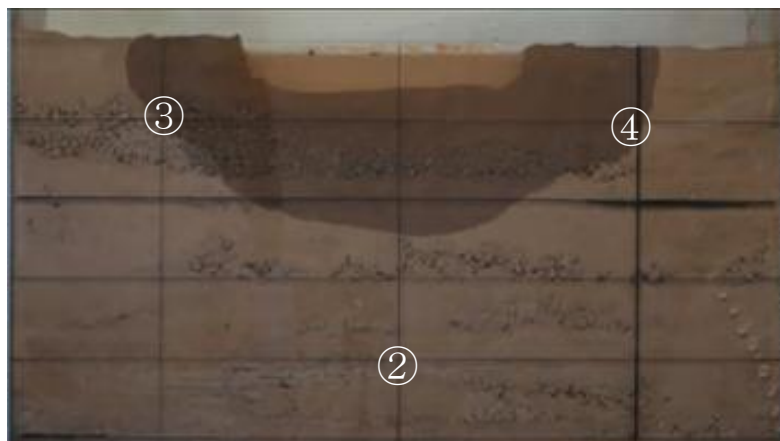


図-3.5 模型地盤の飽和度変化



(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-3.6 室内模型実験における浸潤前線の変化



### 3.2 浸透流解析

前節述べた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た。本節では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、飽和・不飽和 2 次元浸透流解析の結果を報告する。

#### 3.2.1 数理モデルによる解析手法

ここでは今回実施した飽和・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 (3.2)、(3.3) で表される。

〈飽和領域〉

$$S_s \frac{\partial h}{\partial t} = \nabla \cdot (k_r(\theta) \mathbf{K}_s \nabla h) \quad \text{式 (3.2)} \quad (\theta = \theta_s, \theta_s \text{ は飽和体積含水率})$$

〈不飽和領域〉

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \nabla \cdot (k_r(\theta) \mathbf{K}_s \nabla h) \quad \text{式 (3.3)} \quad (\theta < \theta_s)$$

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,  $h = \psi + z$  ( $\psi$  は圧力水頭) であり, さらに,  $\frac{d\theta}{d\psi} = C(\psi)$  (=比水分

容量) とすると, 式 (3.2), (3.3) は式 (3.4), (3.5) となる。

$$S_s \frac{\partial \psi}{\partial t} = \nabla \cdot (k_r(\theta) \mathbf{K}_s \nabla (\psi + z)) \quad \text{式 (3.4)} \quad : \text{ 飽和状態}$$

$$C(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \nabla \cdot (k_r(\theta) \mathbf{K}_s \nabla (\psi + z)) \quad \text{式 (3.5)} \quad : \text{ 不飽和状態}$$

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 (3.4), 式 (3.5) は式 (3.6) のように結合することができる。

$$(\beta S_s + C(\psi)) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \nabla \cdot [k_r(\theta) \mathbf{K}_s \nabla (\psi + z)] \quad \text{式 (3.6)} \quad (\text{飽和領域では常に } C(\psi) = 0)$$

また, 等方性 ( $i = j$  のとき  $K_{sij} = \mathbf{k}_s$ ,  $i \neq j$  のとき  $K_{sij} = 0$ ) を仮定すると式 (3.6) は式 (3.7)

となる（重力作用を表す項を  $z$  方向の項で表現している）。

$$(\beta S_s + C(\psi)) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ k_r(\theta) k_s \frac{\partial \psi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ k_r(\theta) k_s \frac{\partial \psi}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ k_r(\theta) k_s \left( \frac{\partial \psi}{\partial x} + 1 \right) \right] \quad \text{式 (3.7)}$$

上述した基礎方程式をもとに本研究における浸透流解析を実施した。

## (2) 不飽和浸透特性

$\theta$  と  $\psi$  の関係、および  $\theta$  と  $k_r$  の関係については VG モデル<sup>2)</sup>を用いており、van Genuchten の式は式 (3.8)、(3.9)、(3.10) に示す。

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left\{ 1 + (\alpha \psi_c)^n \right\}^{-m} \quad \text{式 (3.8)} \quad (\text{飽和領域では常に } C(\psi) = 0)$$

ここに、 $S_s$  : 有効飽和度、 $\theta_s$  : 残留体積含水率、 $\psi_c = -\psi$ 、 $\alpha, n, m$  : 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。

$$C(\psi) = -\frac{\partial \theta}{\partial \psi_c} = \alpha m n (\theta_s - \theta_r) (\alpha \psi_c)^{n-1} \left\{ 1 + (\alpha \psi_c)^n \right\}^{-m-1} \quad \text{式 (3.9)}$$

$$k_r(\theta) = \frac{k}{k_s} = S_e^\xi \left[ 1 - \left( 1 - S_e^{1/m} \right)^m \right]^2 \quad \text{式 (3.10)}$$

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

### 3.2.2 解析条件

**図-3.7** に解析領域の概要を示す。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た。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、土のサクシオ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。

水分特性曲線を **図-3.8** に、対象地盤の不飽和浸透特性パラメータを **表-3.2** 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<sup>8),9)</sup>。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た。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から 15% とした。

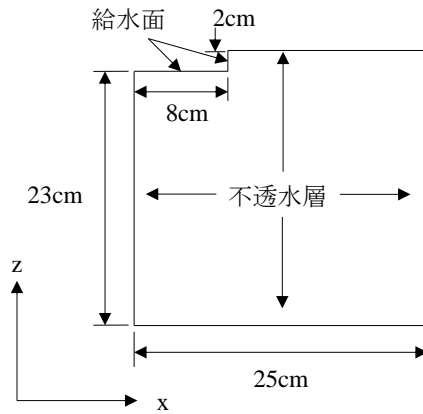


図-3.7 解析領域

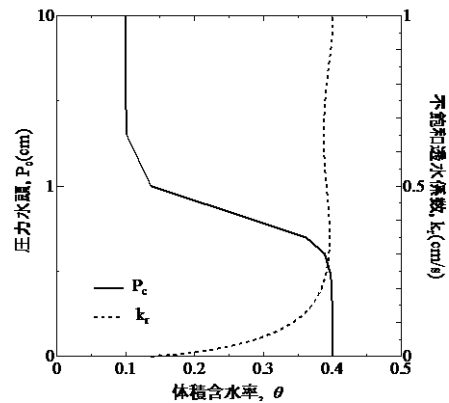


図-3.8 水分特性曲線

表-3.2 不飽和浸透特性パラメータ

$\theta_s$	$\theta_r$	$k_s$ (cm/s)	$\alpha$ (1/m)	$n$	$m (=1-1/n)$
0.4	0.1	$1.73 \times 10^{-3}$	1.5	6.0	0.83

### 3.2.3 解析結果

#### (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-3.9 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、解析値はほぼ飽和状態を示しているのに対し、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。本試験の目的は、測定地点までの浸透時間および視覚的な浸透流の把握であることから、飽和度値の整合性が模型試験の妥当性に及ぼす影響はほぼないとした。

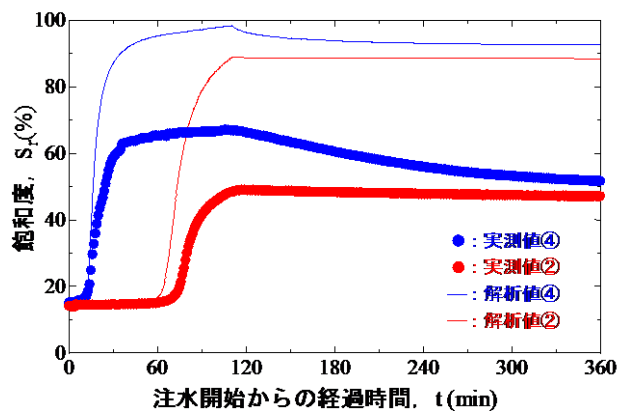


図-3.9 飽和度の時間変化における実測値および解析値の比較

#### (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-3.10(a)～(c)に示す。浸透流の水平方向への広がりや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-3.9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 10cm 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。

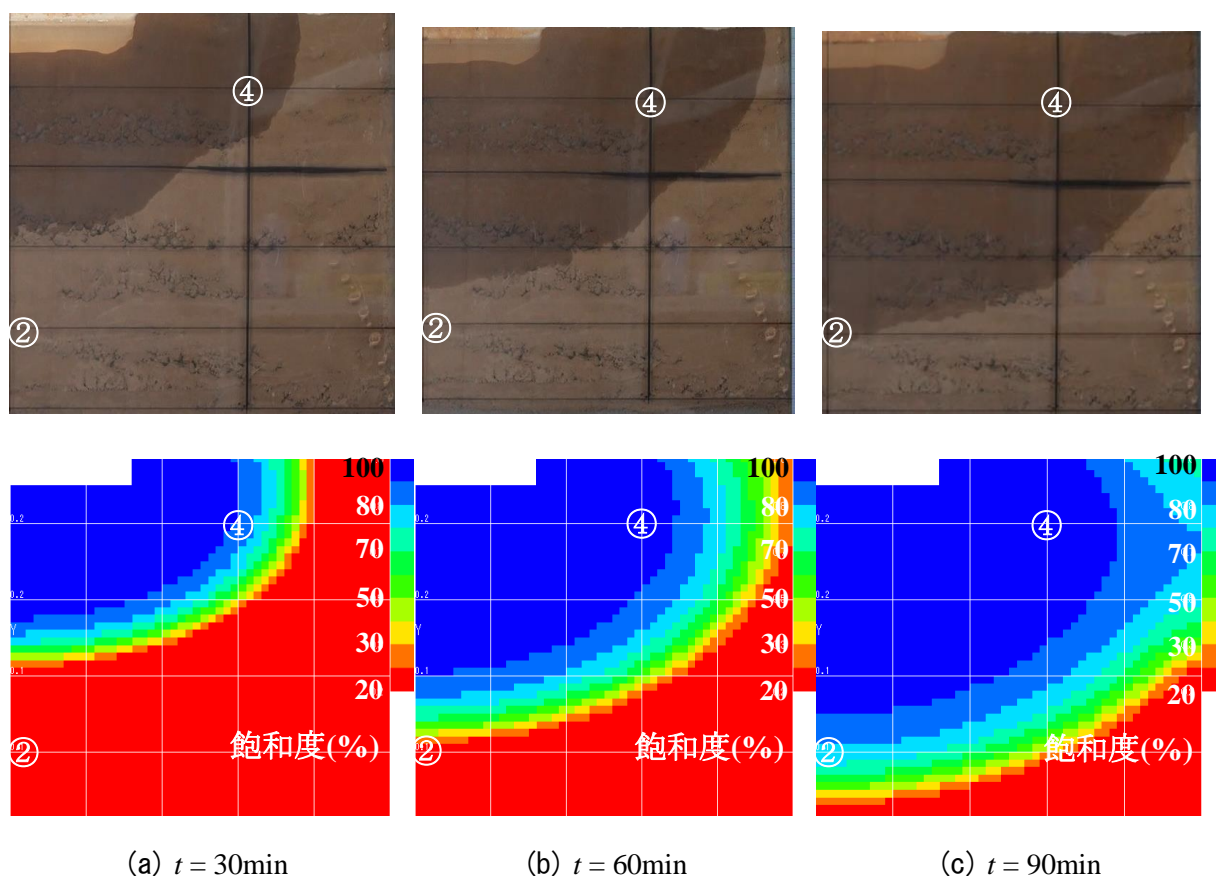


図-3.10 小型地盤模型試験の浸潤前線と解析結果の比較

### 3.3 現場水浸試験

#### 3.3.1 試験概要

表-3.3, 図-3.11, 図-3.12 に現場水浸試験で用いた試料の物理特性, 粒度分布および締固め曲線を示す. 締固め試験は, 粒子破碎のおそれが低かったため, A-a 法により実施した. 本試験で水浸沈下の有無を適切に判断できるかどうか確認したかったため, 水浸沈下の生じやすい細粒分含有率  $F_c$  の大きい試料を選定している<sup>3)</sup>.

盛土の締固めに関しては, 本試験で沈下の有無が判断できるようにゆる詰めとそれよりも締固めた2パターンの盛土を準備した. 両盛土とも盛土高さは1m, 天端部分は2m×2mとなるよう造成した. 上載圧はSWS試験器具95kgと載荷板5kg(合計約20kPa)を用いており, 盛土の含水比は自然含水状態である.

試験盛土の概況を図-3.13, 図-3.14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めていき, 天端部分はスコップを用いて水平に仕上げた. 締固め盛土においては緩詰め盛土同様に土を盛り, 約10cmをまき出してから人力によって締固めを行った. そして, 天端部分のみタンパーを用いて十分な締固めを行った.

表-3.3 加古川試料の物理特性

$\rho_s$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	$w_n$ (%)	礫分 (%)	砂分 (%)	細粒分 (%)	均等 係数 $U_c$	曲率 係数 $U_c'$	平均粒径 $D_{50}$ (mm)	地盤材料 の分類名	分類 記号
2.684	16.0	44.0	25.0	31.0	3333	0.5	0.800	細粒分質 礫質砂	SFG

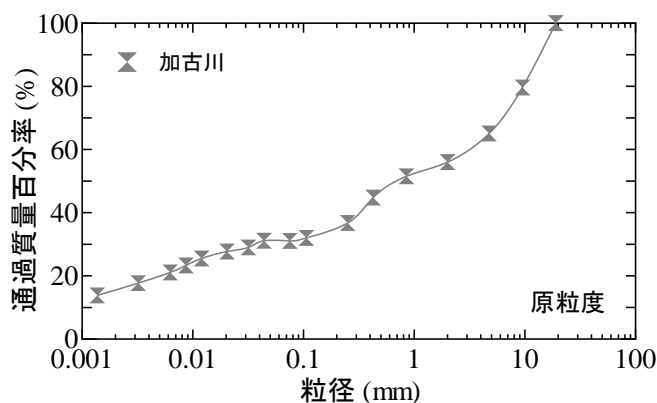


図-3.11 加古川試料の粒度分布

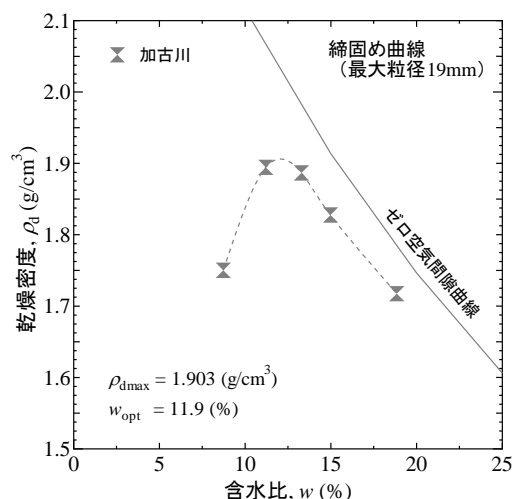


図-3.12 加古川試料の締固め曲線

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-3.15** のように設置した。また、OSV 研究会が提案している光ファイバー<sup>25)</sup>を用いることで定性的に浸透流の到達時間を把握できるように試した。光ファイバーとは、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：LS<sup>3</sup>/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-3.16** 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。本試験では、ファイバーを土から保護する目的として直径約1cmのステンレス管に通し、**図-3.15** に示す位置（深さ15cm）へ地表面から斜め方向に挿入した。



図-3.13 試験盛土造成の様子



図-3.14 タンパーによる盛土の締め

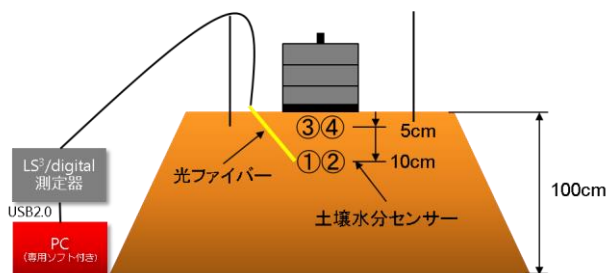


図-3.15 浸透流測定装置の設置箇所

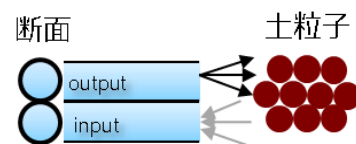


図-3.16 光ファイバーの測定原理



### 3.3.2 試験方法

本試験では、現場水浸試験のほかに、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た。これら3種類の原位置試験の試験手順を以下に記す。

#### (1) 現場水浸試験

- ① 試験盛土造成後、試験地盤面を水平に整地する。地表面の中央部分に注水用円管を深さ 5cm 程差し込んでから中央に載荷板を設置し、土壤水分センサーおよび光ファイバーを深さ 5cm, 15cm に挿入後、載荷板下からも水が浸透できるように砂を敷いた (図-3.17)。
- ② ダイヤルゲージ (ch1) を取り付け、おもりを順次載荷していく。
- ③ 全てのおもりを載荷後、沈下の収束を確認してから、残りのダイヤルゲージ (ch2~4) を取り付ける (図-3.18)。
- ④ 注水を開始し、定水位になるよう水量を保つ。
- ⑤ 注水完了後、沈下が一定になるまで計測を続ける。



図-3.17 載荷板設置状況



図-3.18 現場水浸試験の概況

#### (2) 現場密度試験 (砂置換法による土の密度試験方法 JIS A 1214 および水置換法による土の密度試験方法 JIS 1612 に準ずる)

試験盛土の現場密度は、緩詰め盛土では砂置換法による土の密度試験、締固め盛土では乾燥砂の試料量の都合により水置換法による土の密度試験方法で測定した。図-3.19 に砂置換法の試験概況を示す。砂置換法の測定原理は原地盤に直径 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、また標準砂の注入量から得る体積を測定することで、自然含水比状態における湿潤密度 $\rho$ および乾燥密度 $\rho_d$ を求めることができる。これを室内締固め試験から得られた最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ で除して締固め度 $D_c$ を算出する。



図-3.19 砂置換法の試験概況

(3) スウェーデン式サウンディング試験 (Method for Swedish Weight Sounding test)

宅地において一般的な地盤調査に用いられていることから、本試験でも SWS 試験を実施した。SWS 試験とは、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。通常、1 宅地で 4 箇所以上の測定を行うが本試験では測定範囲が狭いため、1 箇所での測定を行った。

図-3.20 に試験状況を示す。試験方法は図-3.21 に示すロッドにスクリーポイントを取り付け、載荷用クランプに合計 100kg のおもり ( $W_{sw}$ ) を載荷し、ハンドルを取り付けた後にロッドを回転させる。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 (4.11) 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。地盤の強さを判定する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 (3.12)、(3.13) 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。本試験対象試料は砂質土系の試料であるため、式 (3.12) を適用した。

$$N_{sw} = 100/L \times N_a \quad \text{式 (3.11)}$$

$$N = 2W_{sw} + 0.067N_{sw} \quad (\text{砂質土}) \quad \text{式 (3.12)}$$

$$N = 3W_{sw} + 0.05N_{sw} \quad (\text{粘性土}) \quad \text{式 (3.13)}$$





図-3.20 SWS 試験概況

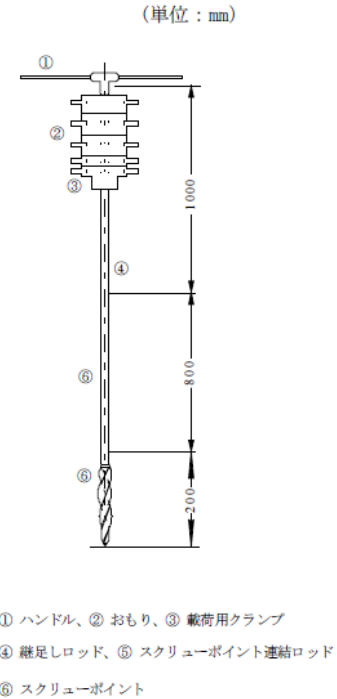


図-3.21 SWS 試験器具

### 3.3.3 試験結果

#### (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

表-3.4 に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、図-3.22 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 箇所測定を行い、その平均値を示している。

緩詰め盛土では、現場密度が安定しないことから 2 箇所現場密度試験を実施し、その平均値をとっている。締固め度  $D_c$  は 55.8%、 $N$  値は盛土下端でも 1.0 であり、密度、強度の観点から非常に緩い盛土が造成されたことが分かる。一方で、よく締固めた盛土では  $D_c = 77.5\%$ 、 $N$  値は深度方向に増大している。 $N$  値そのものとしては高くないが、人力で締固めた効果が出ていることが確認できる。

また、自然含水比は両盛土とも締固め試験から得られた最適含水比 (11.90%) よりも湿潤側の含水比となった。

表-3.4 現場密度試験における現場乾燥密度および含水比

	現場乾燥密度, $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> ) ※カッコ内は締固め度,	含水比, $w$ (%)
緩詰め盛土	1.063 ( $D_c = 55.8\%$ )	15.31
締固め盛土	1.475 ( $D_c = 77.5\%$ )	16.09
〈参考〉 室内締固め試験結果	最大乾燥密度, $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	最適含水比, $w_{opt}$ (%)
	1.903	11.90

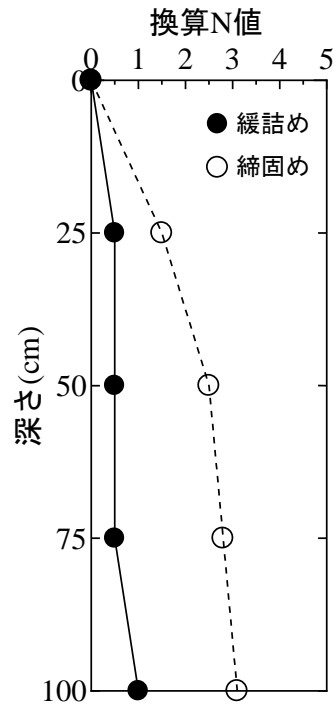


図-3.22 試験盛土の N 値

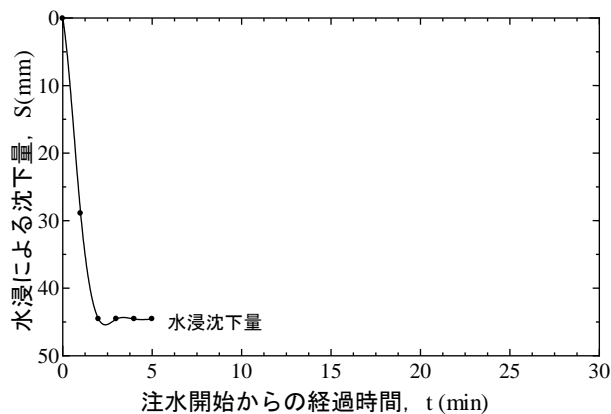
## (2) 現場水浸試験の結果

本試験では、室内水浸試験と同じように圧密から水浸による沈下が終了するまでの沈下量、また土壌水分センサー（および光ファイバー）による浸透流の反応時間を計測した。図-3.23 (a) ~ (c) に水浸による圧縮ひずみおよび換算飽和度の時間変化を示す。緩詰め盛土では土壌水分センサーによって浸透流の到達を測定することを目指したが、計測のタイミングが悪く、センサーに反応がみられなかったため、飽和度変化をグラフに記載していない。

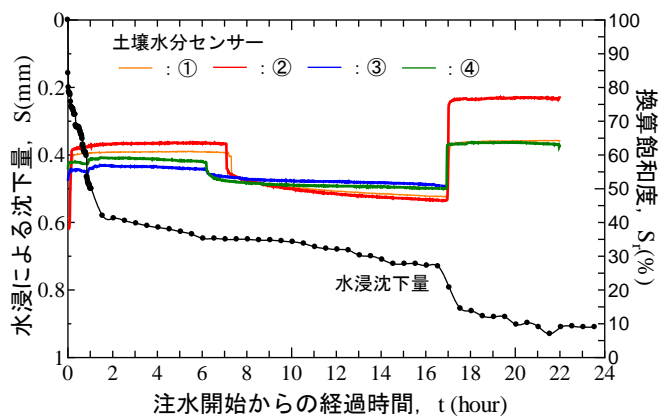
緩詰め盛土ではホースを使用して注水を行ったが、締固めが不十分なため注水した側から集中的に水が浸入し、図-3.23 (a) および図-3.24 に示すように 2 分も経たずに地盤が崩壊した。一方で、締固め盛土においては水浸させてから 24 時間放置し、水が 15cm の深さまで到達した（図-3.23 (b)）ことが観測されたが著しい地盤沈下はみられなかった。細粒分含有率が高いにもかかわらず水浸沈下しなかった理由としては、加古川試料は粒径幅が広く、締固めのしやすい土であ

るため、水浸沈下が起こりにくかったためと考えられる。また、盛土の自然含水比が最適含水比より高かったため、水が地盤内に浸入しにくく、サクシジョンの消失によりコラプス沈下が発生しなかったこと、応力が一般的な住宅の重さである 20kPa と低かったことが要因として挙げられる。

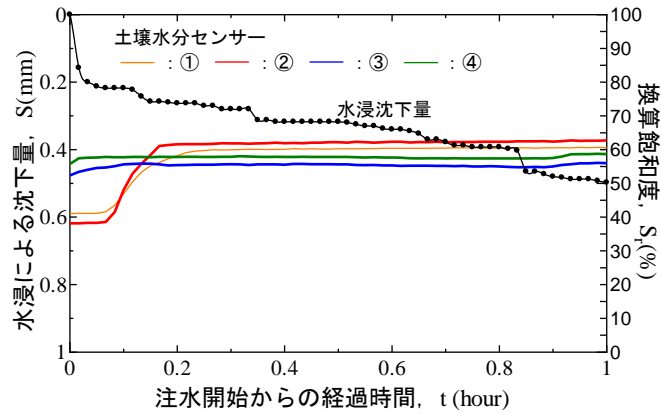
試験開始直後 (図-3.23(c)) と試験開始 17 時間後に注水を行った段階で相対的に大きな沈下が発生しており、それに伴って土壤水分センサーが深度ごとに時間遅れで反応している。このことから、4.3 節でも述べたように、浸透流測定装置の深度位置を水浸による圧縮ひずみの対象深度とし、試験終了時刻の目安にできると考えられる。締固め盛土において二度の注水機会があり、注水のたびに沈下が発生しているため、性能評価の観点から結果の整理は危険側で評価すべきである。しかし、提案する原位置水浸沈下試験は、簡易性と作業能率を考慮し、試験の対象とする時間を決定する。



(a) 緩詰め盛土



(b) 締固め盛土



(c) 締固め盛土の試験開始直後

図-3.23 現場水浸沈下試験の結果



図-3.24 緩詰め盛土の地盤崩壊の様子

### (3) 光ファイバーによるモニタリング

浸透流の挙動を把握するために土壤水分センサーから定量的なデータが得られるが、より簡易にデータを計測できれば原位置水浸沈下試験の普及の手助けとなる。そこで、任意の深さで浸透流が到達したことを判断する方法として光ファイバーによる測定を行い、土壤水分センサーの結果と比較して整合性を検証した。

図-3.25 (a), (b) に飽和度および光強度または水浸沈下量および光強度の時間変化を示している。この光強度とは光ファイバーを通して得られた光の三原色である赤、青、緑色の強さを示しており、その平均値をグラフに記載している。地中内の色の識別と光強度の値は相関性がないため、ファイバー先端を水が通過すれば光強度が必ずしも増加するというわけではない。また、浸透流測定装置および変位計の計測間隔は、光ファイバーが 1 秒、土壤水分センサーとダイヤルゲ

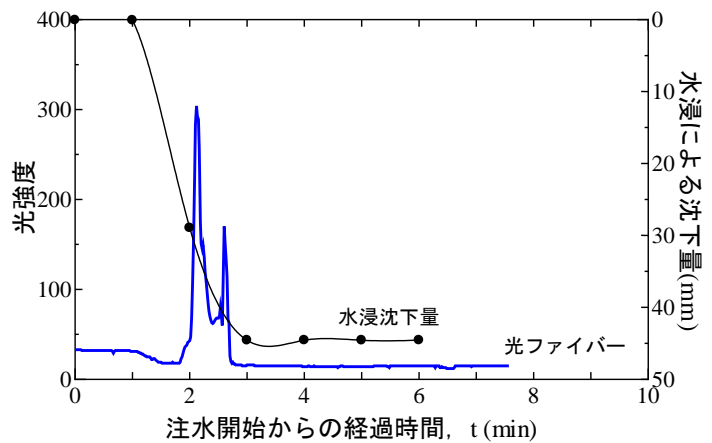
ージが1分である。

緩詰め盛土では土壤水分センサーの値が得られなかったため沈下量と光ファイバーの強度(以下, 光強度)の関係を示している. 録画していたビデオから地盤が崩壊した時間を計測した結果, 注水開始から1分あたりで載荷板を含めておもりが傾き始めていたため, 図-3.25(a)でも注水開始から1分で光強度が緩やかに減少していることが確認された. つまり, 浸透流による反応か, もしくは地盤内の土粒子による挙動の影響があったと推測される. その後1分40秒あたりでおもりからダイヤルゲージが完全に外れたため, 地盤が大きく沈下しており, 光強度も著しく増加している. このように, 非常に緩い地盤では地中の土粒子の動きが激しいため, 浸透流の把握が困難であるといえる.

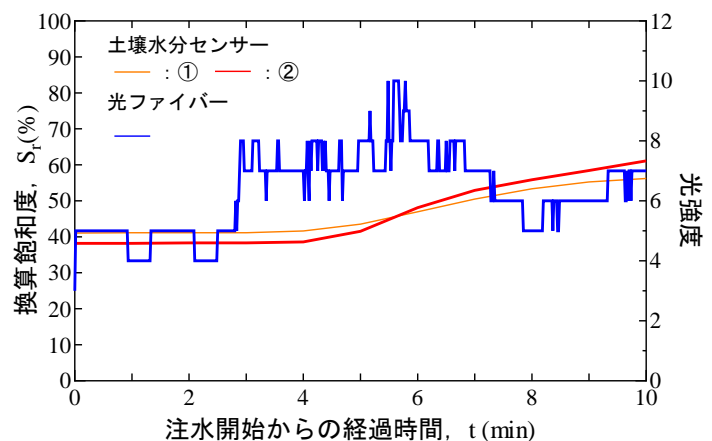
図-3.25(b)は締固め盛土の光強度と飽和度の時間変化である. 同じ深さ(深さ15cm)の土壤水分センサーと光ファイバーの結果を比較している. 図-3.25(a)に比べ図-3.25(b)は光強度の桁が2オーダー異なる. これはファイバー先端を水が通過した時に比べて, 地中内の粒子の動きの方がファイバーに与える情報量が多い, もしくはファイバー先端に粘性土が付着した影響で水の浸透が読み取れないことが推察される. また, 盛土の含水比が最適含水比より湿潤側であり, 非常に湿っぽい土であったため, 水が浸透しても色の判別が難しいことがいえる. そこで, 不織布等でファイバー先端を覆うことによって, 土試料の付着を防ぐことができれば, 現場試験での有用性が発揮されと考えられる. そのため, 地盤状況によっては水の浸透に対するファイバーの感知を阻むことの無いような対策を講ずることが重要である.

以上の結果から, 今回実施した現場水浸試験では盛土内部で生じた現象を定量的に判定することができず, 光ファイバーの適用性が判断できなかった. そこで, 模型地盤により光ファイバーの適用性を吟味した.

(4) 小型地盤模型試験による光ファイバーの適用性の検証



(a) 緩詰め盛土



(b) 締固め盛土

図-3.25 光ファイバーの反応

前項で述べた現場水浸試験での光ファイバーの測定結果は土壤水分センサーの不備や光ファイバーの挿入方法に難があり、信頼性が乏しかったため、加古川試料で小型地盤模型試験を実施し、光ファイバーと土壤水分センサーの整合性を再度検証した。模型地盤の造成方法、土壤水分センサーの設置箇所等、試験概要は4.2節の条件と同様である。今回の模型試験では、掘削孔を造らず、アクリル板を根入れ深さ2cmとし、止水を行った。模型地盤の初期含水比は16.0%、締固め度は71.4%であった。試料は原粒度を使用したがあまりにも大きく、地盤に間隙ができやすくなると判断した礫は除去した。光ファイバーの設置箇所は土壤水分センサーの測定点①（深度5cm）および②（深度15cm）と同じである。

土壤水分センサーと光強度の結果を図-3.26に示す。測定間隔は土壤水分センサーが1分、光ファイバーが1秒と異なるため、詳細な水の反応時間は追いきれないが、注水開始からおおよそ1分程度で深度5cmのセンサーがどちらも反応していることが分かる。また時間遅れで深度15cmのセンサーも同時刻に反応している。150秒付近で生じた光強度の大幅な増減は、本試験では載荷重をかけておらず、大幅な体積変化は生じないため、光ファイバーの挿入孔から水が漏れだしていたのを防ぐためにファイバーを動かしたことが原因であると考えられる。

光ファイバーは、今回実施した小型地盤模型試験において水分の到達を感知できると判断できた。ただし、模型地盤では試験盛土のように間隙が小さくなく、水の浸透が判断しやすい状態であったため、今後の課題として、原位置水浸沈下試験における光ファイバーの適用性を検証する必要がある。また、土質の種類や地盤の密度（間隙）、含水状態と光強度の間に何らかの規則性が見つけることも重要である。

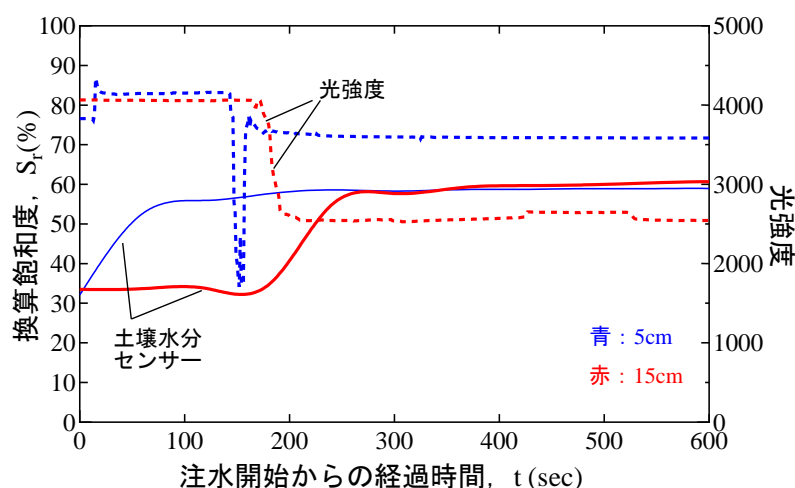


図-3.26 飽和度と光強度の時間変化



### 3.3.4 現場水浸試験と室内水浸試験の結果の比較

現場水浸試験で用いた試料を対象として室内水浸試験を実施した。試験概要については、第3章を参照されたい。供試体の初期含水比は、最適含水比（11.9%）と現場試験時の試験盛土の含水比（16.0%）に設定した。また上載圧は通常の応力に加えて、現場試験の載荷重（ $\sigma_v=20\text{kPa}$ ）でも試験を実施した。

加古川試料を対象とした水浸ひずみ～締固め度関係を図-3.27に示す。締固め度の増加に伴い水浸沈下量は減少し、50kPa以下では、 $D_c=80\%$ で水浸沈下が生じていない。

締固め盛土と同等の密度で室内水浸試験を実施した結果を表-4.5に示す。現場試験のひずみの算出方法は対象深度を15cmとし、沈下量を対象深度で除している。また沈下ひずみとは、圧縮ひずみと水浸ひずみの総和である。室内試験では、初期含水比によらず圧縮ひずみが水浸ひずみと比べて割合が大きく、水浸時は膨潤している。一方、現場水浸試験では、圧縮および水浸ひずみは沈下圧縮挙動を示している。このように水浸時の挙動が異なる理由としては、土内部の浸透経路の違いが影響していると考えられる。室内試験では、水が排水されなため体積が膨張に転じるが、現場試験では、水の浸透が対象深度に到達後も下部に移動（排水）するため沈下が生じたと考えられる。

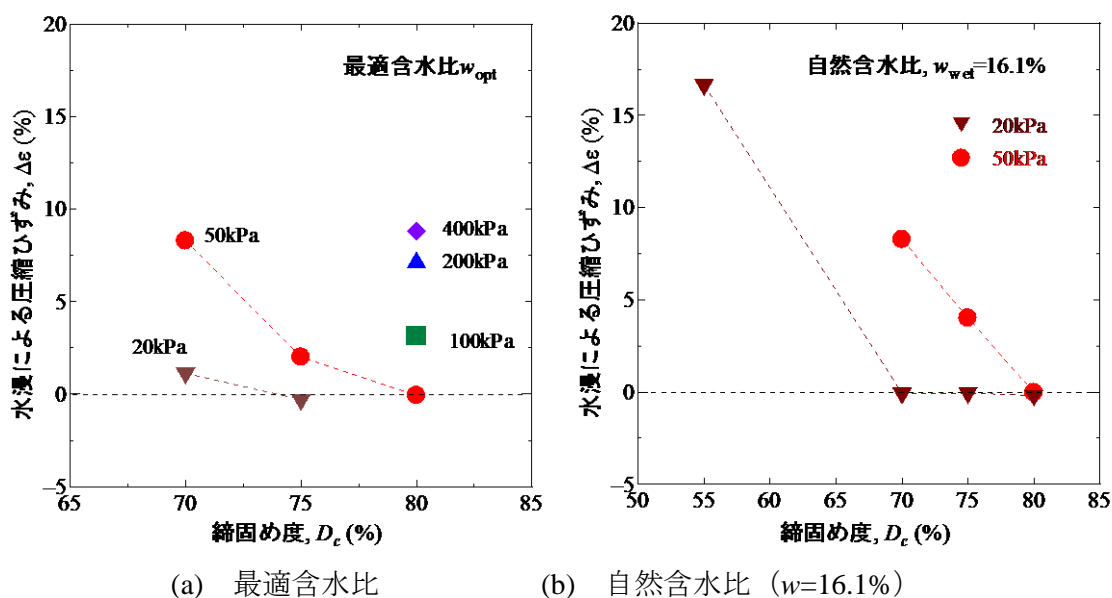


図-3.27 加古川試料の水浸ひずみ～締固め度関係

表-3.5 締固め盛土同等の締固め度に対する室内水浸試験結果との比較

条件	室内 $w_{opt} D_c=75\%$	室内 $w_{wet} D_c=75\%$	現場 $w_{wet} D_c=77.5\%$
圧縮ひずみ (%)	0.70	1.25	0.54
水浸ひずみ (%)	-0.30	-0.05	0.17
沈下ひずみ (%)	0.40	1.20	0.71

### 3.4 3章のまとめ

本章で得られた結果のまとめを以下に述べる.

- 模型実験において、浸透流は注水箇所から掘削孔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. 原位置試験を考えた時、注水箇所から非一様に浸透すると、体積変化の生じ方が場所によって変わり、沈下の評価が難しくなる. 従って、浸潤前線がほぼ水平に保たれる掘削孔中央部分で沈下を測定することが望ましい. また、原位置試験では、掘削孔の壁面を止水することが効果がある.
- 反応時間および浸潤前線の時間変化は、実測値と解析値がほぼ一致していることから浸透流解析は、実現象を適切にシミュレーションできている.
- 浸透流が深度 17.5cm (測定点②) に達するまで、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、試験地盤面から深度 10cm 程度を浸透流測定装置の設置位置の目安とした.
- 光ファイバーによる浸透流の測定は、模型地盤において土壤水分センサーと同時刻での反応が確認された. 不織布等でファイバー先端を覆うことにより、土試料の付着を防ぐことができれば、現場試験での実用化が可能であろう.



## 4. 住宅地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（案）

### 4.1 試験の目的

本試験は、盛土造成された住宅地盤の地表面に所定の荷重を載荷し、一定量の水を地盤表面から供給したときの地表面の沈下量を計測し、その結果にもとづいて盛土全体が水浸したときの沈下量を推定することにより、水浸沈下に対する住宅地盤の性能を評価することを目的としている。

### 4.2 原位置水浸沈下試験方法

#### 4.2.1 適用範囲

この規格は、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。

#### 4.2.2 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種類を定義している。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。

#### 4.2.3 試験装置および器具

- (1) **載荷板** 直径 $\phi=25\text{cm}$ の円形を標準とし、上下面が平滑な金属板とする。
- (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 $\phi$ の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 $1/100\text{mm}$ で、最大 $20\text{mm}$ 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) **浸透流感知装置** 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（光ファイバー、電圧計など）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。

#### 4.2.4 試験方法

原位置水浸沈下試験装置の例を図-4.1に示す。試験方法はつぎのとおりとする。

- (1) **試験実施箇所の選定**：図-4.2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。降雨や降雪等により地盤内に水が侵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。とりわけ、掘削中央部の載荷板直下の面は、大粒径の礫を除去し丁寧に整地する。試験孔を確保してから止水用の円管を設置する。ここで、掘削幅  $D$  は載荷板の直径  $\phi$  の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。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) **浸透流感知装置の設置**：鋼管等で覆われた浸透流感知装置を所定の深度  $L$  ( $=10\text{cm}$ ) 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  $P$  はつぎの式 (4.1) より求める。

$$P = \gamma_t \times H \times A \quad \text{式 (4.1)}$$

ここで、 $P$ ：最終荷重 (kN)

$\gamma_t$ ：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  $A \approx 0.0491\text{m}^2$ )

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 (図-4.3 参照)。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  $3t$  法を適用して圧密終了を判断する。

- (9) **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。
- (10) **水浸沈下量**：注水開始時から浸透流感知装置が反応したときまでの水浸沈下量  $S_{sub}$  を記録する（図-4.3 参照）。
- (11) **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。

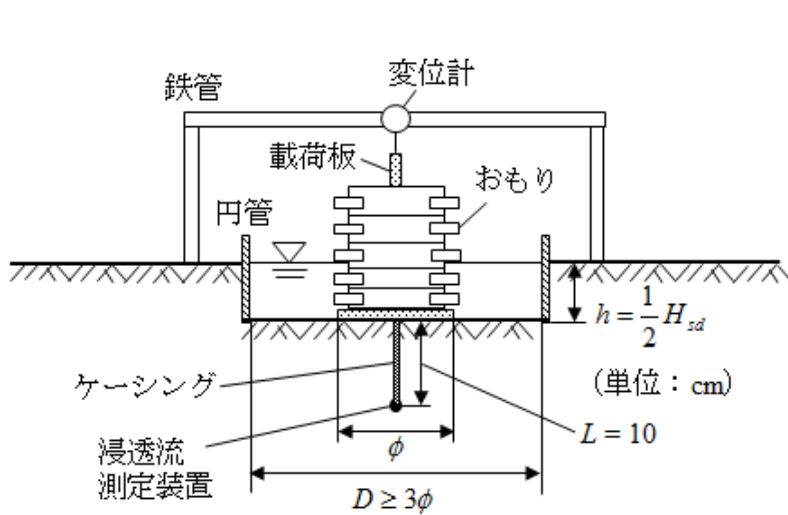


図-4.1 原位置水浸沈下試験の概略

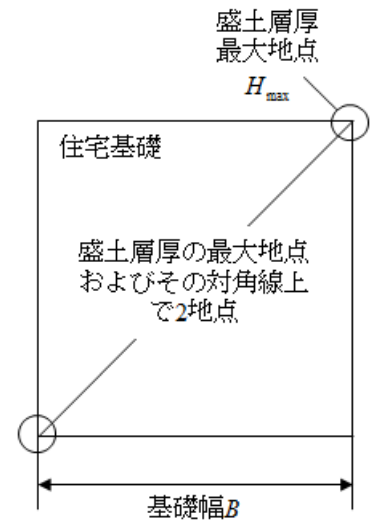


図-4.2 試験対象地点の選定

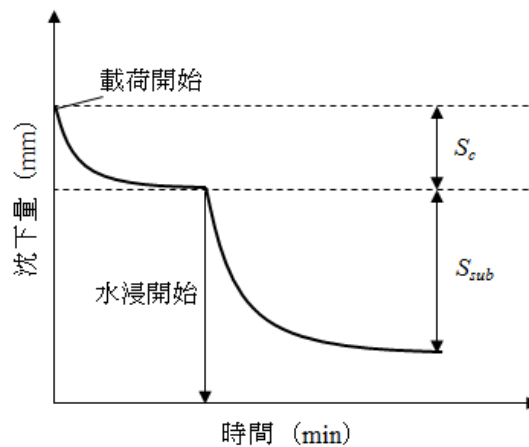


図-4.3 沈下量 - 時間関係の例

#### 4.2.5 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-4.3 参照)。また、つぎの式 (4.2) により沈下ひずみ  $\epsilon_m$  を求める。

$$\varepsilon_m = \frac{S_{sub}}{L} \times 100 \quad \text{式 (4.2)}$$

ここで,  $\varepsilon_m$  : 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)

#### 4.2.6 報告事項

- (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) 注水が浸透水感知装置 (対象深度) に到達した時間(sec)とそのときの水浸沈下量(cm)

### 4.3 規格の解説

#### 4.3.1 適用範囲

原位置水浸沈下試験は, 盛土により造成された既設の住宅地盤の沈下特性を簡易に評価することを目的としている。したがって, 本試験は, 物性が不均一な地山には適用できない。一方, 造成中の盛土に対しても本試験方法を適用することができる。

#### 4.3.2 住宅地盤の水浸沈下の原理

一般に, 盛土材料には砂礫土が多く, 常時において不飽和状態にある。不飽和状態にある砂礫土内には負の間隙水圧 (以下, サクシオン) が存在し, 水浸により土中のサクシオンが消失する。盛土の締固めが不十分な場合には, サクシオンの消失に伴って沈下が生じる。この水浸による沈下をコラプスと呼ぶ。このような締固め不足の住宅地盤では, 降雨・降雪時に盛土内に水が侵入することにより沈下が生じ, 不同沈下等により建物に被害が発生する。一方, 十分締固められた盛土では, 地盤の内部応力であるサクシオンが消失しても沈下は生じない。

#### 4.3.3 本試験方法の解説

本試験方法は、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を想定している。
- ② 本原位置試験は擬似要素試験：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。
- 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  $20\text{kN/m}^2$  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。

まず、仮定①の妥当性と関連する規定について解説する。仮定①は、既往の殆どの原位置試験において採用されており、逆に言えば、この仮定をしないと試験結果の工学的解釈ができない。よって、本試験でもこの仮定を導入した。図-4.4 は、初期乾燥密度が同じで初期含水比が異なる締固めた盛土材料（3つの供試体）を所定の同じ鉛直応力まで圧縮し、その後水浸させたときの乾燥密度の変化を示している<sup>10)</sup>。図中の○印が初期乾燥密度、◇印が圧密後の乾燥密度、△印が水浸後の乾燥密度をそれぞれ表している。この試験結果から、i) 初期含水比に応じて、応力増加による圧縮量および水浸による圧縮量がそれぞれ大きく異なる、ii) 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、ことが分かる。後者 ii) 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、サクシオ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。一方、前者 i) 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ことが分かる。したがって、4.2 試験方法(3)で規定しているように、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、試験予定箇所をブルーシート等で覆うことにより、雨水等が侵入しない手立てが必要である。

つぎに、仮定②の妥当性と関連する規定について解説する。図-4.5 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<sup>11)</sup>。図-4.5 より、本試験で標準的に規定している（深さ/基礎幅） $= (L/B) = 10(\text{cm})/25(\text{cm}) = 0.4$  よりも浅い地盤内応力は、地表面の応力（= 載荷重/基礎幅）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。4.2.3 試験装置および器具の(4)で規定している“敷き砂”は、載荷重を地盤にできるだけ均等に作用させるための工夫である。

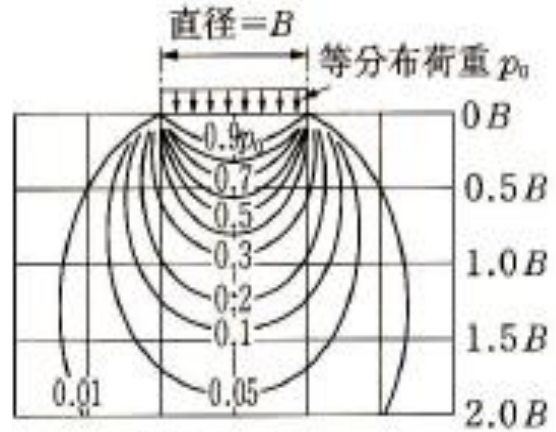
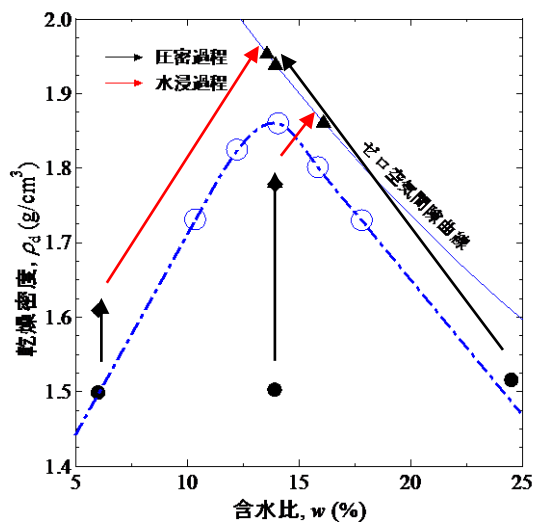


図-4.4 圧縮と水浸による乾燥密度の変化 図-4.5 等分布荷重下の地盤内圧力分布<sup>2)</sup>

一方、図-4.6 および図-4.7 は、それぞれ地盤表面の試験孔内に注水したときの浸透水の様子およびその浸透解析結果である。これらの図より、試験孔の直径  $D$  が試験孔の中心に据えた載荷板の直径  $\phi$  の 3 倍以上あれば、載荷板直下における水の浸透は、ほぼ一次的に推移することが分かる。これらの理論・実験・解析結果から、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とみなせる。よって、本試験は擬似要素試験と解釈できる。なお、浸透水が所定の深さに到達した時点での水浸沈下量を規定しないと、本試験は要素問題ではなく境界値問題となってしまふ。注水が深く浸透するに伴い沈下がガラガラと継続して水浸沈下量を客観的に決定できない、という現実的な問題が生じる。



図-4.6 浸潤面の様子

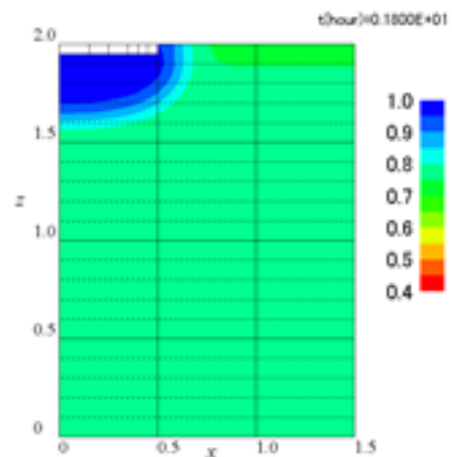


図-4.7 浸透解析による飽和度分布<sup>6)</sup>

最後に、仮定③の妥当性と関連する規定について解説する。図-4.8 は、载荷および水浸履歴の違いによる間隙比の変化である。水浸時の载荷圧は、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）は最終载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、4.2.4 試験方法(8)において、水浸試験実施時の上載圧を試験箇所のも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 $\gamma$ は、我が国における土の代表的な値<sup>12)</sup>の 18kN/m<sup>3</sup>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<sup>2)</sup>としている。表-4.1 は、標準的な  $\phi=25\text{cm}$  の载荷板を使用した場合の载荷重の目安である。

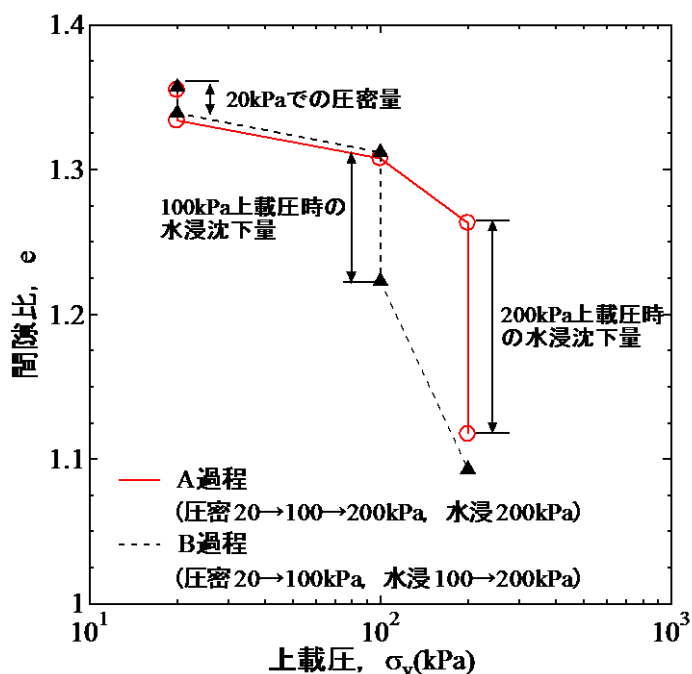


図-4.8 载荷および水浸履歴の違いによる間隙比の変化

表-4.1 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

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。一方で、図-4.6 および図-4.7 に示す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-4.9 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-4.2 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<sup>14)</sup>。

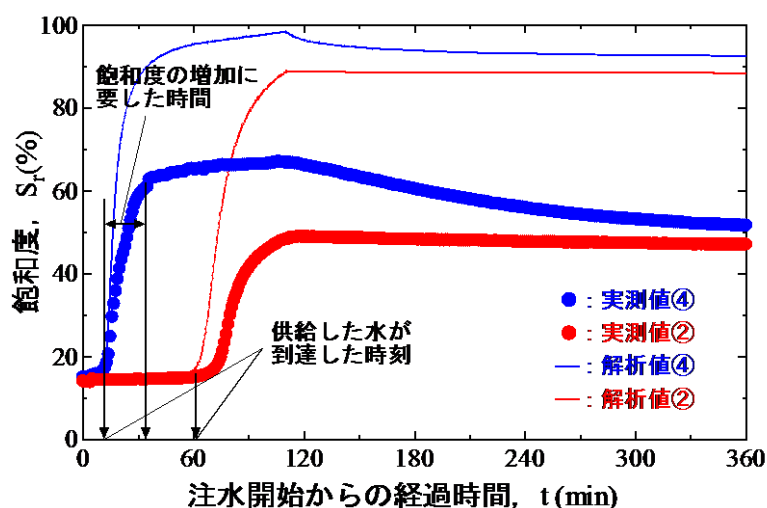


図-4.9 飽和度の時間変化の実測値および解析値の比較

表-4.2 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<sup>13)</sup>

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) (SP) (G-F)
$10^{-2}$	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 1 cm 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 30～50cm であるため<sup>15)</sup>、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。ましてや、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もとめておくと便利である。一般に、荷重載荷時の圧縮沈下量の大きい地盤は、水浸沈下量も大きくなる。また、注水開始時間および供給した水が対象深度に到達した時間を記録する。また、締固め度および含水状態と沈下量の関係を知るために、現場密度および含水比の測定結果も記録する。

#### 4.4 住宅地盤の性能評価指標としての活用

基礎幅  $B$  を有する戸建て住宅の基礎地盤の許容沈下量  $S_a$  を式(4.3)によって求める。これは、表-4.3 に示す住宅品質確保促進法が示す「住宅紛争処理の参考となるべき技術的基準」<sup>16)</sup>に準拠して、構造耐力上主要な部分に瑕疵が存する可能性に注目している。つまり、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点間を結ぶ直辺の水辺面に対する角度 5/1000 以上が確認された場合に保証適用」であることを考慮している。

$$S_a = B \times \frac{5}{1000} \quad \text{式 (4.3)}$$

ここで、 $S_a$  : 許容沈下量 (cm)

$B$  : 基礎幅 (cm)

表-4.3 建物床の傾斜による不具合事象発生の基準<sup>16)</sup>

(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

住宅品質確保促進法の定めている勾配傾斜は、2地点間の相対的な沈下量である。そこで、図-4.10に示すように、住宅基礎直下において盛土層厚差による勾配が最大となる2地点を選択する。

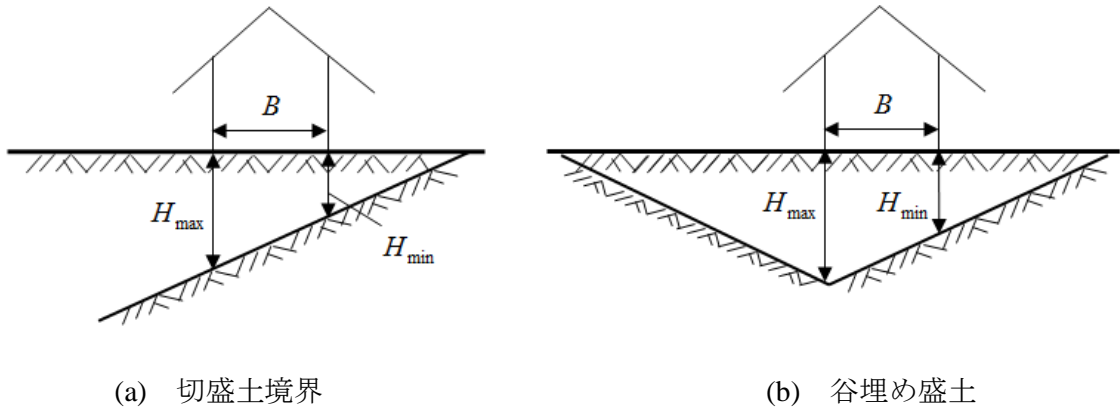


図-4.10 盛土層厚の求め方

住宅基礎直下における盛土部の最大層厚  $H_{max}$  と最小層厚  $H_{min}$  の相対沈下を考えた場合、式(4.2)と式(4.3)により式(4.4)が得られる。式(4.4)を水浸による住宅地盤の不同沈下に対する性能を評価する基準式とする。

$$\varepsilon_m \times (H_{max} - H_{min}) \leq B \times \frac{5}{1000} \quad \text{式 (4.4)}$$

ここで、 $H_{max}$  および  $H_{min}$  : 最大および最小盛土層厚 (cm)

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「建築基礎構造設計指針」<sup>17)</sup>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。この許容最大沈下量の要件と式(4.4)を併せて、

$$\varepsilon_m \leq \frac{B}{H_{max} - H_{min}} \times \frac{5}{1000} \quad \text{かつ} \quad \varepsilon_m \leq 10/H_{max} \quad \text{式 (4.5)}$$

式(4.5)は、不同沈下かつ許容沈下に対する指標であり、本原位置水浸沈下試験で求めた水浸沈下ひずみが式(4.5)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。

#### 4.5 今後の課題

ガイドライン案に対応したデータシートを作成しなければいけない。そして、現場において、本ガイドライン（案）に従って試験が実施可能であるかどうか、誰が実施しても同じような結果が得られるかどうか、等を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、その結果をフィードバックして本案を改善しなければならない。さらに、「劣悪な地盤に対して本試験によって得られた結果が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、実盛土において原位置水浸沈下試験および現場密度試験の両方を実施し、現場の密度と含水比に調整した試料を用いた室内試験により、原位置水浸試験の適用性を検証しなければならない。また、ハード部分の当面の問題として、荷重載荷装置の開発、経済的で信頼性の高い浸透水感知装置の研究開発、等が考えられる。

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、岡本健太氏の協力を得た。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) 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) 宅地防災研究会: 宅地防災マニュアル, p.173, 第二次改訂版, pp.125-178, 2007.
- 3) 山本拓: 締固めた各種盛土材料の沈下特性に関する研究, 神戸大学修士論文, 2012.
- 4) 上本雄也, 澁谷啓, 橋元洋典, 川尻俊三: 砂礫盛土材料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.
- 5) 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, 土木学会論文集, No.3-34, No.535, pp.65-72, 1996.
- 6) 加藤正司: 締固めた粘性土の東邦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.3-43, No.596, pp.271-281, 1998.
- 7) 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.3-20, No.454, pp.103-112, 1992.
- 8) 土質工学会: 根切り工事と地下水-調査設計から施工まで-, pp.356-374, 1991.
- 9) Carsel, R.F. and Parrish, R.S.: Developing Joint Probability Distribution of Soil Water Retention Characteristics, Water Resour. Res., Vol.24, pp.755-769, 1988.
- 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) 日下部治：土質力学，コロナ社，pp.134，2004.
- 12) 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.
- 13) 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.
- 14) 齋藤雅彦，片岡沙都紀，岡本健太，澁谷啓：宅地盛土の原位置水浸沈下試験方法の開発 その2：浸透流解析，第50回地盤工学研究発表会，2014.
- 15) 都市機構：基盤整備工事共通仕様書施工関係基準，2004.
- 16) 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.
- 17) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.157-158，2001.