

破碎瓦の利活用技術資料

平成 29 年 3 月

国土交通省 中部地方整備局

目 次

1. はじめに	1
1.1. 適用の範囲	1
1.2. 用語の定義	1
2. 物理特性	2
2.1. 粒度分布	2
2.2. 土粒子密度	4
2.3. 最小・最大間隙比	5
2.4. 液性限界・塑性限界	5
2.5. すり減り減量	5
2.6. スレーキング率	6
2.7. 乾燥密度および湿潤密度	6
3. 力学特性	7
3.1. 締固め特性	7
3.2. 透水性	7
3.3. せん断強度定数	8
3.4. 設計 CBR	8
3.5. 水中安息角	9
3.6. 実験による計測土圧と理論土圧との比較	10
3.6.1. 実験施設の計測土圧との比較	10
3.6.2. 模型載荷実験の計測土圧との比較	14
4. 動的特性	17
4.1. 液状化特性	17
4.2. 沈下特性	18
5. 環境特性	20
5.1. 化学物質等による環境への影響	20
5.2. 海域の濁りに関する影響	25
6. 破碎瓦の材料特性を踏まえた破碎瓦の利活用方策	26
6.1. 主な施工方法と施工時の留意点	30
6.2. 水中施工時の課題と対応策	32
6.3. 標準材料との材料価格の比較	34
6.4. 適用性が高い用途	35
6.5. 標準的な材料との優位性	36
6.6. 破碎瓦の材料特性参考値	37
7. 建設材料としての活用事例	38

参考資料	40
1. 現地実証実験	40
1.1. 計測および観測の概要	40
1.1.1. 計測	40
1.1.2. 観測	40
1.1.3. 設置概要	45
1.1.4. 計測器の設置方法	47
1.1.5. データロガー設置・計測	51
1.1.6. 観測	53
1.2. 実験施設建設時の施工記録	59
1.2.1. 使用材料の物性	59
1.2.2. 施工管理記録	60
1.3. 計測および観測データ	61
1.3.1. 計測	62
1.3.2. 測量	72
1.4. 等分布荷重載荷	75
1.5. 車両通行	83
1.6. 実験施設撤去時の観察	89
1.7. 計測・観測結果に対する考察	90
2. 水中落下試験、振動試験の実施	103
2.1. 水中落下試験	106
2.1.1. 試験概要	106
2.1.2. 試験結果	108
2.2. 振動試験	121
2.2.1. 試験概要	121
2.2.2. 試験結果	121
3. 水中安息角計測試験	127
3.1. 試験概要	127
3.2. 試験結果	129
3.3. 堆積した破碎瓦の重量	132
4. 破碎瓦の濁水に対する簡易ジャーテスト	133
4.1. 試験方法	133
4.2. 試験結果	134
5. 模型載荷実験	136
5.1. 実験概要	136
5.2. 実験結果	142
5.2.1. 破碎瓦①：Case1(全面載荷)、締固め無し	152
5.2.2. 破碎瓦②：Case1(全面載荷)、締固め有り	155

5.2.3. 破碎瓦③：Case2(部分載荷)、締固め無し	158
5.2.4. 山砂①：Case1(全面載荷)、締固め無し	161
5.2.5. 山砂②：Case1(全面載荷)、締固め有り	164
5.2.6. 山砂③：Case2(部分載荷)、締固め無し	167
5.2.7. 珪砂7号②：Case1(全面載荷)、締固め有り	170
5.2.8. 【参考】サイロ効果の検討	172
6. その他	179
6.1. 主な締固め工法一覧	179
6.2. 標準材料と破碎瓦の材料費の概算比較	183
6.3. 土留矢板に作用する主働土圧の低減効果	185
6.3.1. 雑石を想定した場合の土圧・残留水圧分布図	187
6.3.2. 破碎瓦を想定した場合の土圧・残留水圧分布図	188
参考文献	189

<添付資料>

- ① 森河由紀弘、前田健一、張鋒：リサイクル材料である破碎瓦の有効利用～第1回～
「地盤材料として見た破碎瓦の物理特性や力学特性」、2014.
- ② 森河由紀弘、前田健一、張鋒：リサイクル材料である破碎瓦の有効利用～第2回～
「破碎瓦を用いた液状化対策」、2014.

1. はじめに

愛知県の西三河地域は、粘土瓦の三大産地の一つであり、この地域で生産される三州瓦の生産量は、他の二大産地(石州、淡路)と比べ、圧倒的に多い。このため、三州瓦の生産過程で発生する規格外品も多く、その有効活用が求められている。有効活用する方法としては、規格外瓦を破砕機で粉砕した材料(以下、破砕瓦と表記)に加工したのち、リサイクル材や土木用資材として活用される。

これまでの破砕瓦の活用実績としては、破砕瓦特有の材料特性である軽量で排水性が高いという特徴を活かした路盤材、透水管材、舗装材等の陸上工事での用途があるものの、港湾工事での利用が進んでいないのが現状である。

そこで、破砕瓦の利活用用途のさらなる拡大を図ることを目的として、破砕瓦の材料特性を把握し、港湾工事等への利活用を踏まえた利活用技術資料の取りまとめを行った。

1.1. 適用の範囲

本技術資料では、破砕瓦を有効活用する用途先は「港湾工事の用途」に主眼を置いた整理を行っている。港湾工事では、港湾施設の種類や工事用途によってその施工方法が異なるが、主に陸上工事と海上工事に大別することが可能である。これまでに活用実績が無い用途に対しての適用を考える場合には、本技術資料に示した工事用途の施工方法と同様との判断が可能な場合に、本技術資料の適用ができるものとする。

また、本技術資料では、愛知県の西三河地域で生産される三州瓦の規格外品を用いて加工した破砕瓦を対象としているが、その他産地の瓦材料を用いた場合にも適用できる。ただし、本技術資料は粒径が 0-20mm の材料のみを対象として取りまとめたものであるため、粒径が 0-20mm 以外の破砕瓦を使用する場合には適用外とする。

1.2. 用語の定義

本技術資料では、以下に示すように用語を定義する。

ここでは、破砕瓦の特徴的な製品に関する内容および性質に関連する用語のみを示す。

破砕瓦	: 規格外瓦を有効活用するために粉砕加工した材料の総称。本技術資料では愛知県陶器瓦組合で生産された粒径 0-20mm の破砕瓦のみを対象としている。
シャモット	: 規格外瓦を有効活用するために粉砕加工した材料のうち、粒径が 0.5mm 以下の破砕瓦。瓦用原材料粘土に還元するための材料名称。
安息角	: 地盤材料を一定の高さから落下させ、円錐形に堆積した材料が滑り出さない底面の角度。特に水中部へ落下させて評価した安息角を水中安息角と呼ぶ。
分級	: 材料を水中投入した場合に、粒径が大、中、小などの特徴的なグループに分かれて堆積する現象。

2. 物理特性

2.1. 粒度分布

破碎瓦の粒径加積曲線を図 2.1 に示す。破碎瓦(0-20mm)は概ね礫質土と同等の粒径であり、港湾の施設の技術上の基準に従った均等係数 $U_c \geq 3.5$ の粒度分布の観点による液状化の判定予測では、液状化の可能性は低いものと考えられる。また、破碎瓦(0-20mm)は、図 2.2 に示すように粒度分布に関する品質のばらつきはほとんど無いことが確認できる。

なお、図 2.2 に示す粒径加積曲線は、愛知県陶器瓦工業組合[※])にて実施された H24～H27 の粒度試験結果を記載したものである。

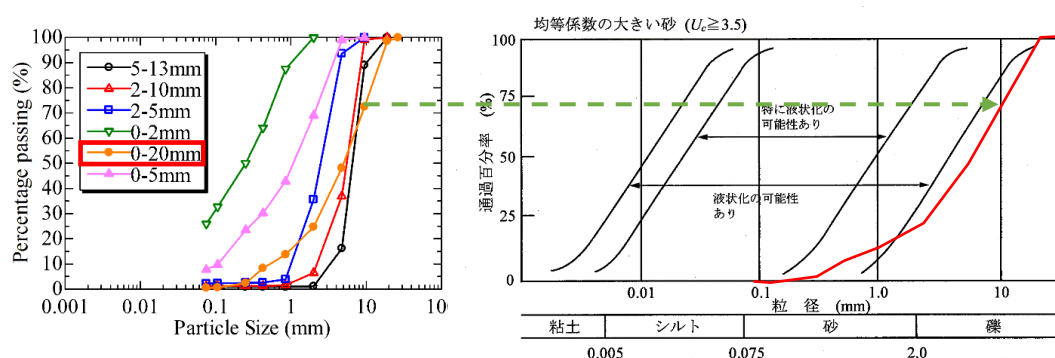
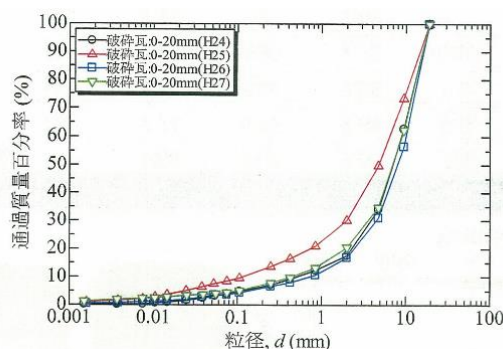


図 2.1 破碎瓦の粒径加積曲線(左図)と液状化の可能性範囲^{1), 2)}



項目	H24	H25	H26	H27
最大粒径	19.0	19.0	19.0	19.0
60%粒径 D_{60}	8.98	6.56	10.17	90.3
50%粒径 D_{50}	7.22	4.80	8.27	7.22
30%粒径 D_{30}	4.09	1.97	4.53	3.84
10%粒径 D_{10}	0.51	0.11	0.73	0.45
均等係数 U_c	17.46	57.91	13.99	20.22
曲率係数 U_c'	3.6	5.2	2.8	3.7

図 2.2 三州破碎瓦【0-20mm】の品質(粒度分布)³⁾

※)愛知県陶器瓦工業組合：本技術資料で対象とする破碎瓦(0-20mm)の生産を担っている組合。三州瓦の製造・販売している会社で構成されている。

図 2.3 に示すように現地の実験施設(p.40 参照)で用いた破碎瓦の表層部分の試料を採取し、気中まき出しによる粒度分布の変化の有無を確認することを目的とした粒度試験を行った結果を図 2.4(1)に示す。図 2.4(1)から確認できる通り、気中捲出し前後での粒度分布に大きな変化が生じないといえる。

また、破碎瓦を水中投入した場合には分級が生じる材料であることが水中落下試験から確認されており、図 2.4(2)に示すように粒度分布の異なる層が堆積することが分かっている(水中落下試験については参考資料 p.103 以降に詳述)。

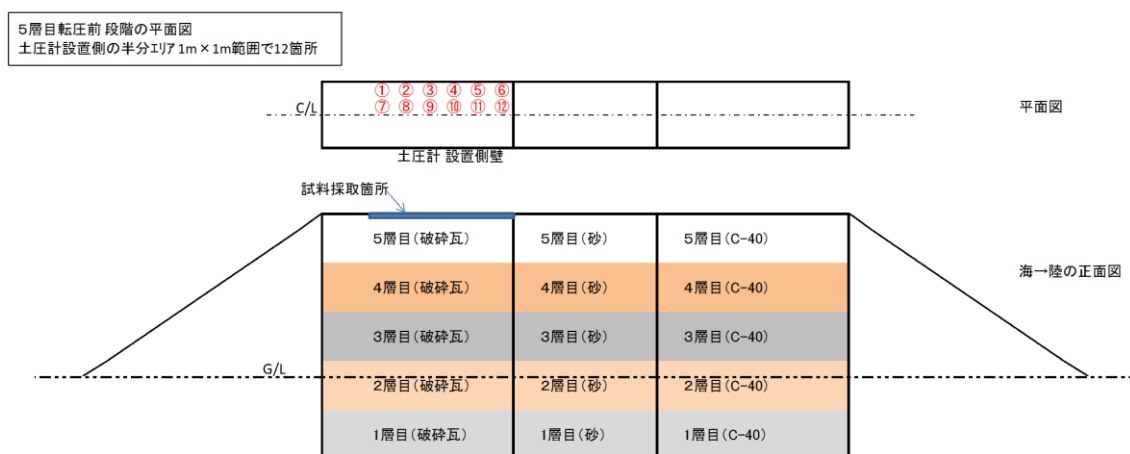
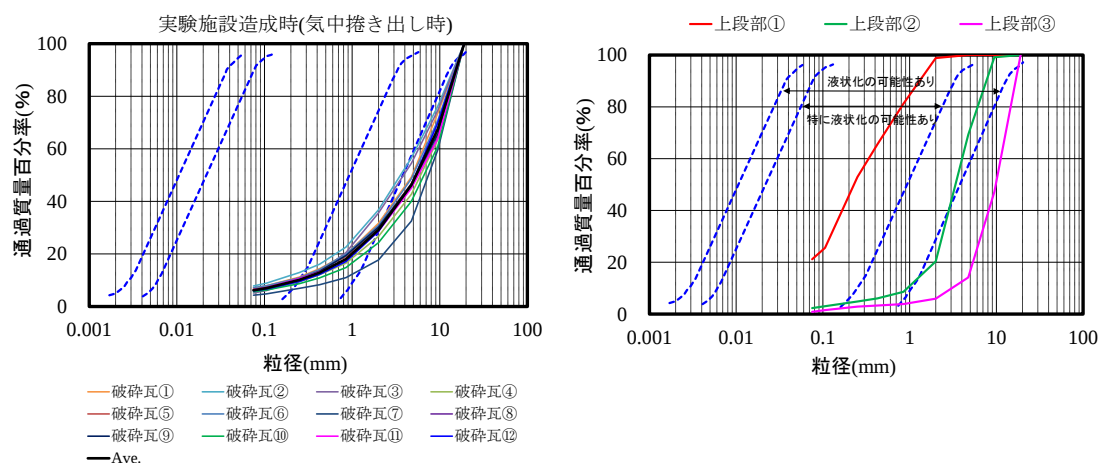


図 2.3 実験施設の試料採取位置



(1)実験施設築造時の表層部試料

(2)水中投入による分級後試料

図 2.4 破碎瓦(0-20mm)の粒径加積曲線

2.2. 土粒子密度

破碎瓦は、図 2.5 に示すように不規則な空隙を有した層状の構造となっている。このような多孔質の構造により、吸水性や保水性を高める効果がある。また、図 2.6 より、破碎瓦の密度は、一般的な土に比べて小さく(ρ_s :2.579g/cm³ 程度)であり、土圧軽減材料として有用であることが分かる。

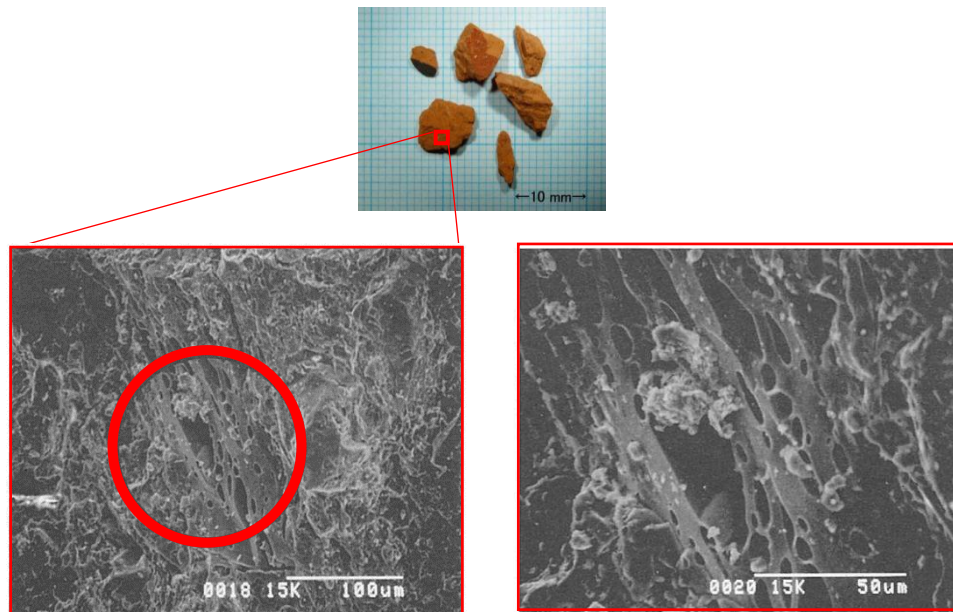


図 2.5 破碎瓦の構造(電子顕微鏡による写真)⁴⁾

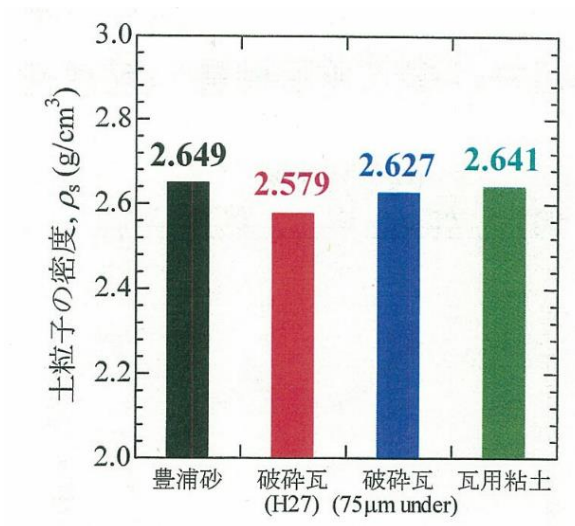


図 2.6 土粒子の密度試験³⁾

2.3. 最小・最大間隙比

破碎瓦(0-20mm)を対象に実施された礫の最小密度・最大密度試験の結果を図 2.7 に示す。試験結果より、破碎瓦の最小間隙比は、 $e_{min} \doteq 0.611$ 、最大間隙比 $e_{max} \doteq 1.049$ である。参考までに他の材料との比較として、砂の最小密度・最大密度試験の結果豊浦砂、珪砂の最小・最大間隙比も図 2.7 に示す。

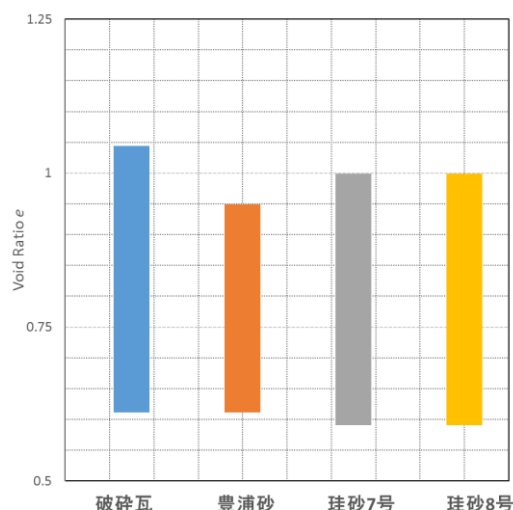


図 2.7 最小・最大密度試験(間隙比)¹⁾

2.4. 液性限界・塑性限界

液性限界試験では、流動曲線を求めるために必要な所定の黄銅皿落下回数の測定が出来ず、塑性限界試験においても直径 3mm のひも状に整形出来なかった実験結果を踏まえ、破碎瓦は N.P.(非塑性)と判定される⁵⁾。

2.5. すり減り減量

アスファルト及びコンクリート用骨材は堅固かつ強靱であることが必要とされ、この評価方法としてロサンゼルス試験方法(JIS A 1121)が一般に採用されている。舗装施工便覧(平成 18 年版)によると、一般的な舗装材や路盤材で想定される碎石のすり減り減量は、上層路盤が 50%以下、表層・基層が 30%以下とされている。この目標値を基準(案)として考えた場合、表 2.1 の試験結果より、破碎瓦のすり減り減量は 28%程度であるため、基準以下であることが確認できる。

表 2.1 すり減り試験¹⁾

項目	基準(案)	調査結果	判定
すり減り減量	上層路盤：50%以下 表層・基層：30%以下 [試験方法：JISA1121]	28%程度	○

2.6. スレーキング率

スレーキングとは粘土鉱物の粒子の間に水が入り、骨格の空気が圧縮され、その圧力で粒子間の結合が弱くなり細片化する現象である。スレーキング試験は、路床材料の適否の判定や破碎試験の結果と併せて路体材料の圧縮性の評価などに利用される。表 2.2 に破碎瓦(10-30mm)の試験結果を記載する。

表 2.2 スレーキング率試験¹⁾

項目	基準(案)	調査結果	判定
スレーキング率	1%以下 [試験方法：JHS110]	0.1% (10-30mm の値)	○

2.7. 乾燥密度および湿潤密度

破碎瓦の各種調査方法による乾燥密度および湿潤密度を表 2.3 に示す。なお、これらの試験値は現地実験施設の破碎瓦を用いて測定したものである。なお、金属製パイプを用いた密度測定位置と方法については図 2.8 に示す通りである。

表 2.3 破碎瓦の各種密度

調査方法	乾燥密度	湿潤密度
金属パイプを用いた採取試料による試験結果	1.444(g/cm ³)	1.495(g/cm ³)
砂置換法による現場密度試験結果	1.635(g/cm ³)	1.700(g/cm ³)

* 金属パイプの直径は 160mm であり、粒径に対して十分に大きいとは言えず、小さめの値となった可能性がある。

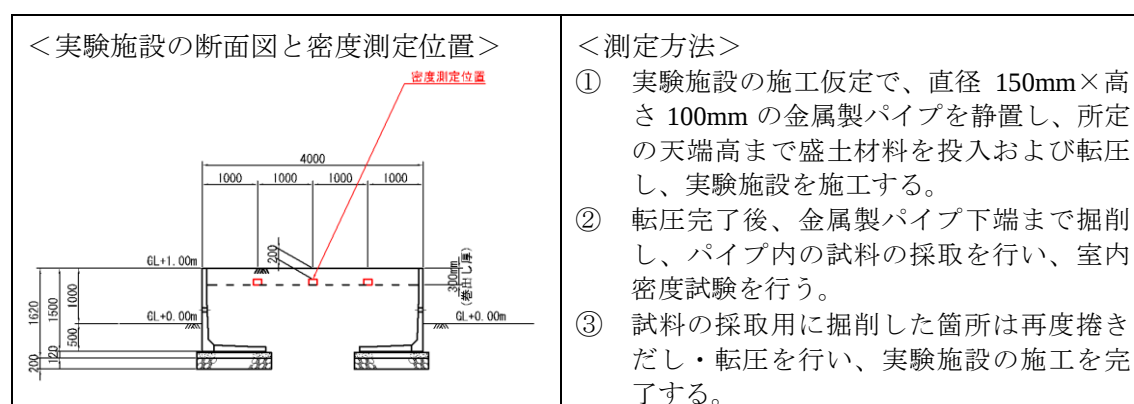


図 2.8 密度測定位置と方法

3. 力学特性

3.1. 締固め特性

図 3.1 によると、「0-20mm」の最大乾燥密度は $1.663(\text{g}/\text{cm}^3)$ 、最適含水比は 13.9%である。

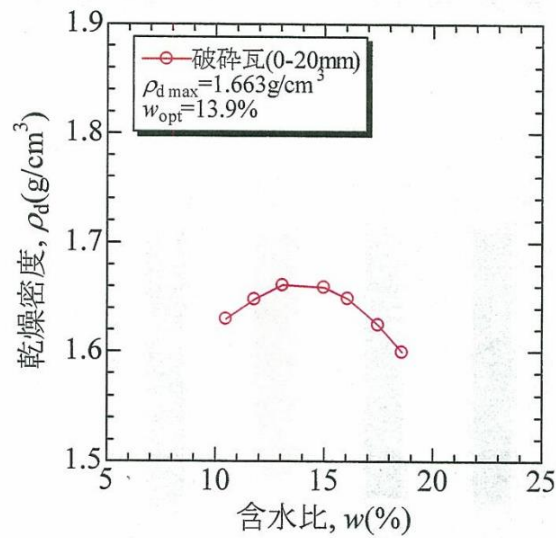


図 3.1 土の締固め試験³⁾

3.2. 透水性

「0-20mm」の透水係数は概ね $1.0 \times 10^{-4}(\text{m}/\text{s})$ である。透水性の観点からでは、液状化発生の可能性は低い材料と考えられるが、詳細には別途検討を行うことが望ましい。

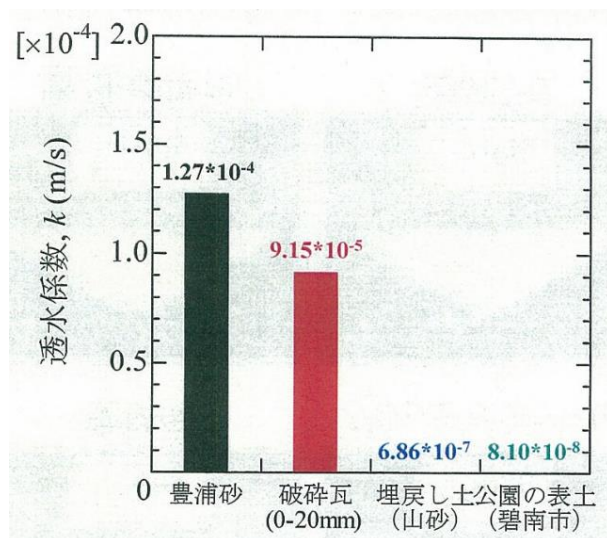


図 3.2 土の透水試験³⁾

3.3. せん断強度定数

破碎瓦 0-20mm を用いた直径 10cm×高さ 20cm の中型供試体で、相対密度 $Dr=95\%$ 程度で排水三軸圧縮試験(CD 試験)を行った結果を図 3.3 に示す。

図 3.3 の結果より、粘着力 $C_d=55\text{kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi_d=44.6$ 度であり、大きな内部摩擦角を有することが確認できる。

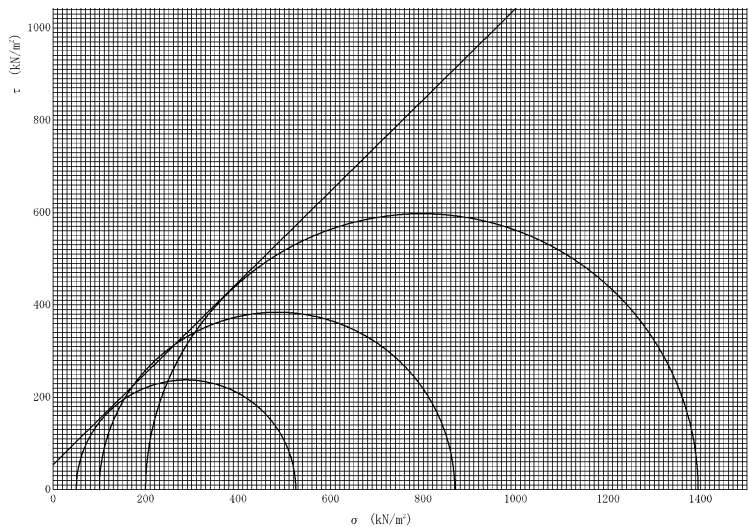


図 3.3 排水三軸試験(CD 試験)

3.4. 設計 CBR

設計 CBR 試験(JIS A 1211)では、路床土としての適否を判断するための指標である設計 CBR を求める。表 3.1 に示すように破碎瓦の設計 CBR は、上限値の 20%以上を満足していることが確認できる。

表 3.1 設計 CBR ³⁾

項目		H24	H25	H26	H27
CBR試験(JIS A 1211)	設計CBR(%)：舗装用	75.2	78.8	56.8	81.1

表 3.9 T_A の目標値

設計 CBR	設計期間 10 年					設計期間 20 年	
	信頼性 90%						
	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7
	(簡易舗装)	(L 交通)	(A 交通)	(B 交通)	(C 交通)	(D 交通)	
(2)	(11)	(13)	(17)	(21)	(29)	(44)	(57)
3	9	12	15	19	26	39	50
4	9	11	14	18	24	36	46
6	8	10	12	16	21	32	41
8	7	9	11	14	19	29	38
12	6	8	10	13	17	26	33
20	6	7	9	11	15	22	29

上限値

愛知県：道路構造の手引き（2014），P120

3.5. 水中安息角

水中安息角計測試験により評価した破碎瓦の水中投入時の安息角は、表 3.2 に示す通り平均で 35° ～ 37° 程度であることから、安全側に 35° 程度と見なすことができる。なお、水中安息角計測試験の詳細については、参考資料(p.127 以降)にて後述。

また、参考として気中部での安息角を図 3.4 に示す。これらの結果から以下のことがいえる。

- ・ 破碎瓦は砂などの材料と比較して、安息角が大きく、自立性が高い。
- ・ 水中投入時では、気中安息角よりも小さくなる。

表 3.2 水中安息角計測試験の結果

水中安息角の算出方法	水中安息角の平均値
出来高計測①	37.40°
出来高計測②	35.24°
傾斜計による計測	36.78°



図 3.4 気中安息角³⁾

3.6. 実験による計測土圧と理論土圧との比較

これまでの既往検討で明らかになっている破碎瓦の材料特性を検証することを目的として、破碎瓦、山砂、C40 の 3 種の材料を用いた実験施設(道路盛土地盤)を建設し、各材料の土圧、変位等を 10 分計測し、等分布荷重載荷時や車両通行時といったイベント毎の経時変化の確認を行う実証実験が実施されている。

また、実証実験から得られた計測土圧の挙動確認を行う目的として、室内にて模型地盤を作成し、荷重載荷時の水平土圧および鉛直土圧の挙動確認が実施されている。

ここでは、各実験結果から得られた計測土圧と、理論的に導出される理論土圧との比較を行った。

なお、現地実証実験および模型載荷実験の詳細については参考資料(p.40 以降および p.136 以降)に後述。

3.6.1. 実験施設の計測土圧との比較

実験施設を用いて等分布荷重載荷時に得られた計測土圧と理論土圧(式 3.1 より算出)の比較を行い、港湾基準に示されている一般的な土圧論の適用が可能か確認を行うことを目的として実施した。

$$p_{ai} = K_{ai} \left(\sum \gamma_i h_i + \omega \right)$$
$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i)}{\cos(\delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin^2(\phi_i)}{\cos(\delta)}} \right]^2} \quad \text{式 3.1}$$

ここに、

p_{ai} : i 層下面の壁面に作用する主働土圧(kN/m²)

K_{ai} : i 層の主働土圧係数

γ_i : i 層の単位体積重量(kN/m³)

h_i : i 層の厚さ(m)

ϕ_i : i 層の土の内部摩擦角(°)

δ : 壁面摩擦角(°)

ω : 地表面の単位面積当たりの載荷重(kN/m²)

理論式から算出した主働土圧と実験施設の土圧計の計測データとの比較を行う。

表 3.3 に示す主働土圧の理論値の算出に必要な各種設定条件により、理論式により算出した主働土圧を表 3.4 に示す。

表 3.3 理論土圧算定の主な条件

項目	設定値	備考
上載荷重 ω	全材料： $\omega=8.5 \text{ kN/m}^2$	土嚢設置時の載荷荷重
湿潤単位体積重量 γ	破碎瓦： $14.66 \text{ kN/m}^3 (=1.495 \times 9.807)$ 山砂： $17.18 \text{ kN/m}^3 (=1.752 \times 9.807)$ C40： $18.83 \text{ kN/m}^3 (=1.920 \times 9.807)$	名古屋工業大学で実施された土の湿潤密度試験結果より設定
内部摩擦角 ϕ	破碎瓦： 44.6° 山砂： 30° を仮定。 C40： 40° (一般値)	破碎瓦は名古屋工業大学で実施された CD 試験結果より設定
壁面摩擦角 δ	全材料： $\delta=2/3\phi$	土木構造物標準設計第 2 巻解説書より設定。
層厚 h	全材料： $h=1.0 \text{ m}$	実験施設の盛土地表面から土圧計設置深度を設定。

表 3.4 理論式から算出した主働土圧等

破碎瓦			
地表面の単位面積当りの載荷重(kPa)	ω	0.00	8.50
単位体積重量(kN/m ³)	γ	14.66	14.66
土のせん断抵抗角($^\circ$)	ϕ	44.60	44.60
壁面摩擦角($^\circ$)	δ	29.73	29.73
層厚(m)	h	1.00	1.00
主働土圧係数	K_a	0.16	0.16
理論値：崩壊面が水平となす角($^\circ$)	ξ	64.58	64.58
理論値：主働土圧(kPa)	P_a	2.41	3.81
理論値：荷重載荷後の増分値(kPa)		—	1.40

山砂			
地表面の単位面積当りの載荷重(kPa)	ω	0.00	8.50
単位体積重量(kN/m ³)	γ	17.18	17.18
土のせん断抵抗角($^\circ$)	ϕ	30.00	30.00
壁面摩擦角($^\circ$)	δ	20.00	20.00
層厚(m)	h	1.00	1.00
主働土圧係数	K_a	0.30	0.30
理論値：崩壊面が水平となす角($^\circ$)	ξ	55.98	55.98
理論値：主働土圧(kPa)	P_a	5.10	7.63
理論値：荷重載荷後の増分値(kPa)		—	2.53

C-40			
地表面の単位面積当りの載荷重(kPa)	ω	0.00	8.50
単位体積重量(kN/m ³)	γ	18.83	18.83
土のせん断抵抗角($^\circ$)	ϕ	40.00	40.00
壁面摩擦角($^\circ$)	δ	26.67	26.67
層厚(m)	h	1.00	1.00
主働土圧係数	K_a	0.20	0.20
理論値：崩壊面が水平となす角($^\circ$)	ξ	61.88	61.88
理論値：主働土圧(kPa)	P_a	3.76	5.46
理論値：荷重載荷後の増分値(kPa)		—	1.70

次に、以下に示す計測期間の計測土圧の平均値を表 3.5 に示す。表 3.5 の平均土圧は、図 3.5～図 3.6 に示す実験施設の土圧計の記録から算出している。

- ① 土砂投入後、土圧が概ね安定した 2016/2/5 から土のうを設置する直前までの期間(常時の平均的な計測土圧の把握するため。表 3.5(1)および図 3.5 参照。)
- ② 土のうを設置する直前の 1 時間(載荷前後の計測値の増分を把握するため。表 3.5(2)および図 3.6 参照。)
- ③ 土のう設置完了後から 1 時間(図 3.5 参照。))

表 3.5 計測土圧の平均値

(1)上記①と③の平均土圧

■破砕瓦				
状態	計測期間	平均土圧(kPa)	増分(kPa)	
常時	2016/2/5 0:00 ~ 2016/9/20 9:40	2.49	—	
載荷時	2016/9/20 10:20 ~ 2016/9/20 11:20	1.13	-1.37	

■山砂				
状態	計測期間	平均土圧(kPa)	増分(kPa)	
常時	2016/2/5 0:00 ~ 2016/9/21 8:10	11.00	—	
載荷時	2016/9/21 8:25 ~ 2016/9/21 9:25	14.58	3.58	

■C40				
状態	計測期間	平均土圧(kPa)	増分(kPa)	
常時	2016/2/5 0:00 ~ 2016/9/21 9:25	6.65	—	
載荷時	2016/9/21 9:40 ~ 2016/9/21 10:45	6.84	0.19	

(2)上記②と③の平均土圧

■破砕瓦				
状態	計測期間	平均土圧(kPa)	増分(kPa)	
常時	2016/9/20 8:40 ~ 2016/9/20 9:40	1.16	—	
載荷時	2016/9/20 10:20 ~ 2016/9/20 11:20	1.13	-0.03	

※載荷前(1時間)と載荷時(1時間)の比較

■山砂				
状態	計測期間	平均土圧(kPa)	増分(kPa)	
常時	2016/9/21 7:10 ~ 2016/9/21 8:10	11.36	—	
載荷時	2016/9/21 8:25 ~ 2016/9/21 9:25	14.58	3.23	

※載荷前(1時間)と載荷時(1時間)の比較

■C40				
状態	計測期間	平均土圧(kPa)	増分(kPa)	
常時	2016/9/21 8:25 ~ 2016/9/21 9:25	5.51	—	
載荷時	2016/9/21 9:40 ~ 2016/9/21 10:45	6.84	1.34	

※載荷前(1時間)と載荷時(1時間)の比較

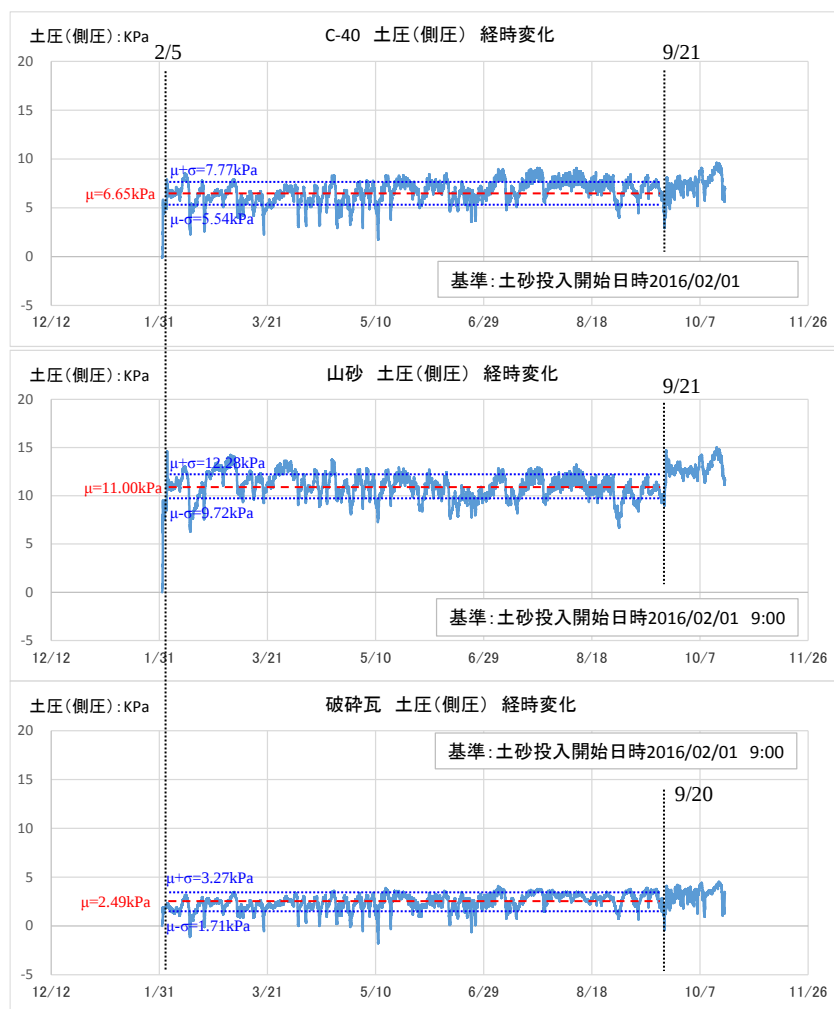


図 3.5 土圧計の経時変化(10 分単位の挙動)

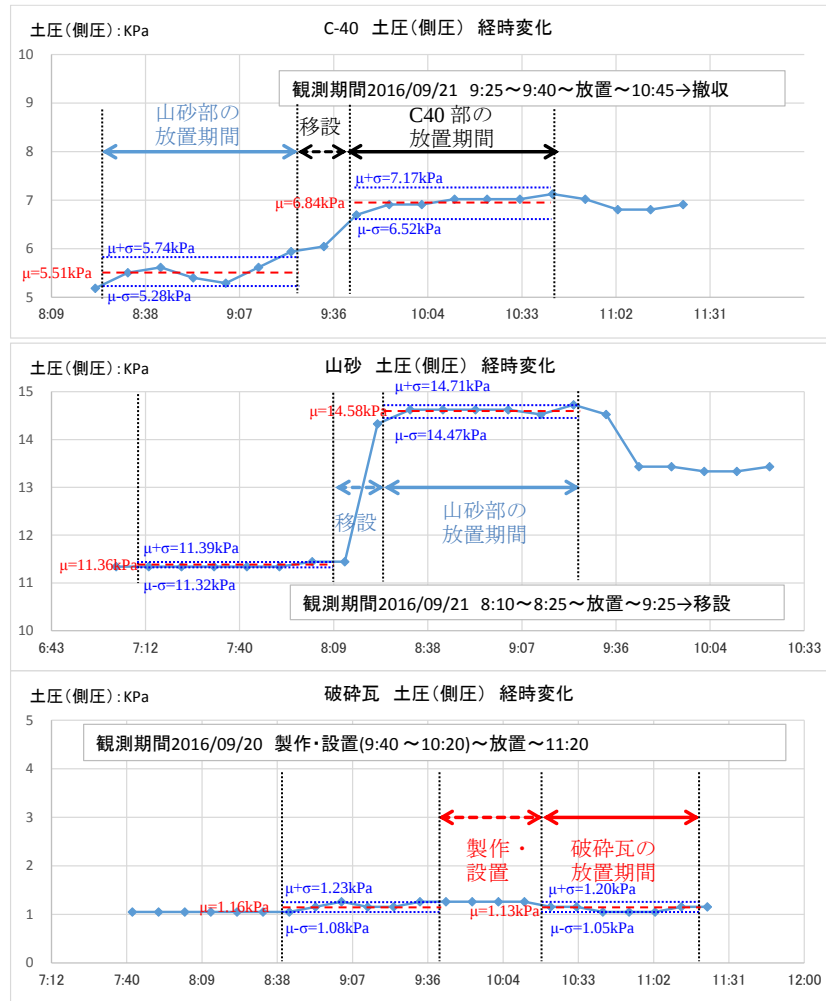


図 3.6 等分布荷重載荷前後の土圧計の経時変化(10 分単位の挙動)

理論土圧と計測土圧の比較を図 3.7 に示す。常時(荷重載荷前)の状態では、破碎瓦の理論土圧と計測土圧は概ね同等の値を示しているが、山砂と C40 は理論土圧が過小に評価する傾向にある。荷重載荷前後の比較では、破碎瓦の計測土圧の変化は確認できないが、山砂と C40 は理論的な土圧増分値と計測土圧の増分値が概ね同等の値を示している。

理論土圧と計測土圧の相違については、実験施設による土圧計測状況(自然条件、各材料の骨格構造等の影響)によることが要因(詳細は参考資料を参照)と考えられるが、破碎瓦は土圧低減材料として有効であることや、理論土圧と計測土圧ともに「破碎瓦<C40<山砂」と同様のトレンドを示すことを再検証することができた。

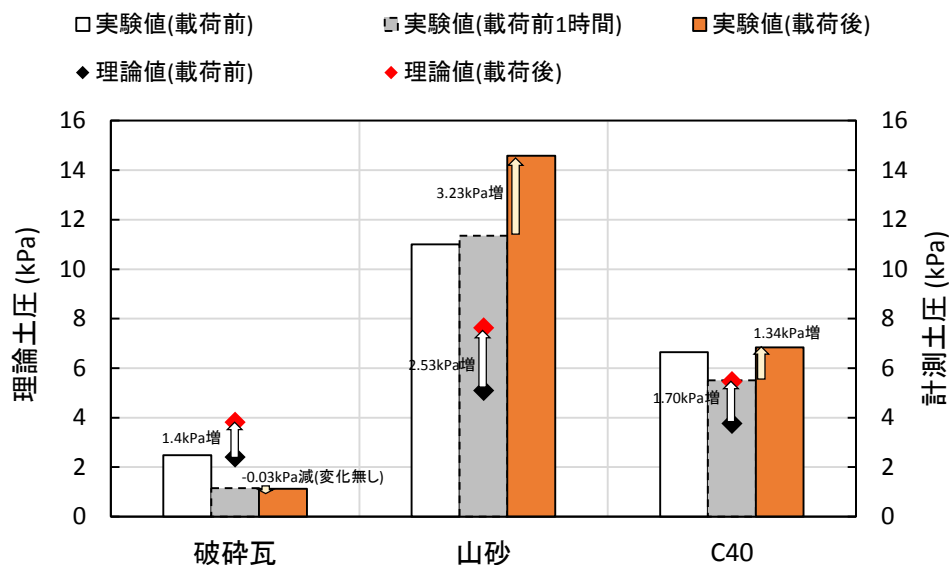


図 3.7 理論土圧と計測土圧の比較

3.6.2. 模型載荷実験の計測土圧との比較

模型載荷実験での計測土圧と理論土圧の比較を行う。なお、模型載荷実験の詳細については参考資料(p.136 以降)に後述するが、実施した実験ケースのうち、模型の固定された側壁による影響（サイロ効果の影響）が無く、壁面に作用する水平土圧分布の形状がきれいに得られた部分載荷ケース(Case2)の計測土圧と理論値土圧の比較を行う。理論土圧は前述した式 3.1 に示す算定方法とし、土圧算定条件は表 3.6 に示す通りである。鉛直方向の土圧分布については、図 3.9 に示すようにブシネスクの弾性応力解に基づく方法を用いて推定を行った。

表 3.6 理論土圧算定の主な条件

項目	設定値	備考
上載荷重 ω	全材料： $\omega=10 \text{ kN/m}^2$	
湿潤単位体積重量 γ	破砕瓦： $14.15 \text{ kN/m}^3 (=1.445 \times 9.807)$ 山砂： $15.89 \text{ kN/m}^3 (=1.620 \times 9.807)$	名古屋工業大学で実施された土の乾燥密度試験結果より設定
内部摩擦角 ϕ	破砕瓦： 44.6° 山砂： 30° を仮定。	破砕瓦は名古屋工業大学で実施された CD 試験結果より設定
壁面摩擦角 δ	破砕瓦： 28.24° 山砂： 24.60°	模型載荷実験の鋼製土槽の壁面摩擦角を想定

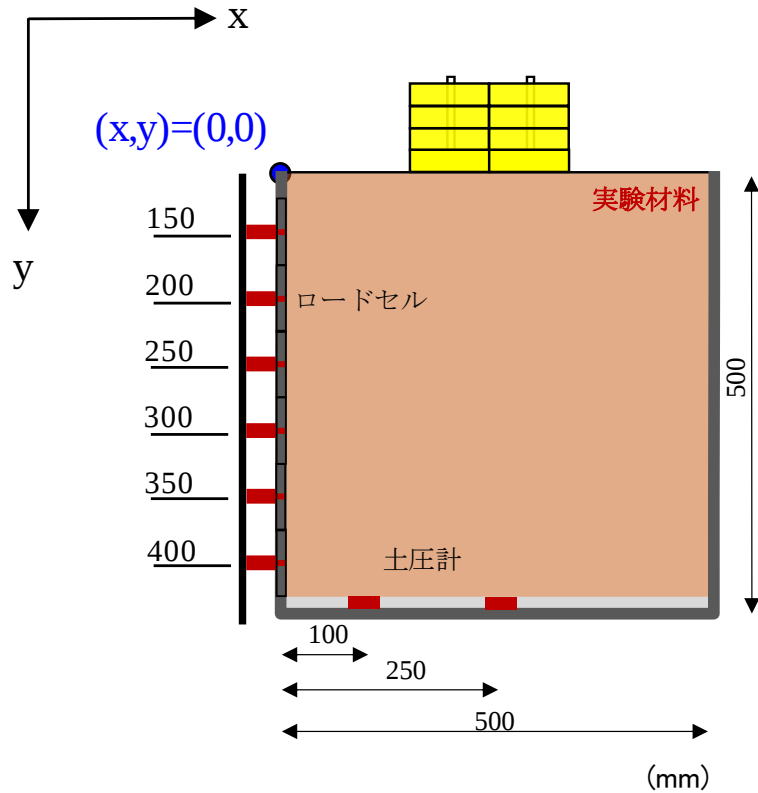


図 3.8 荷重載荷実験のイメージ図

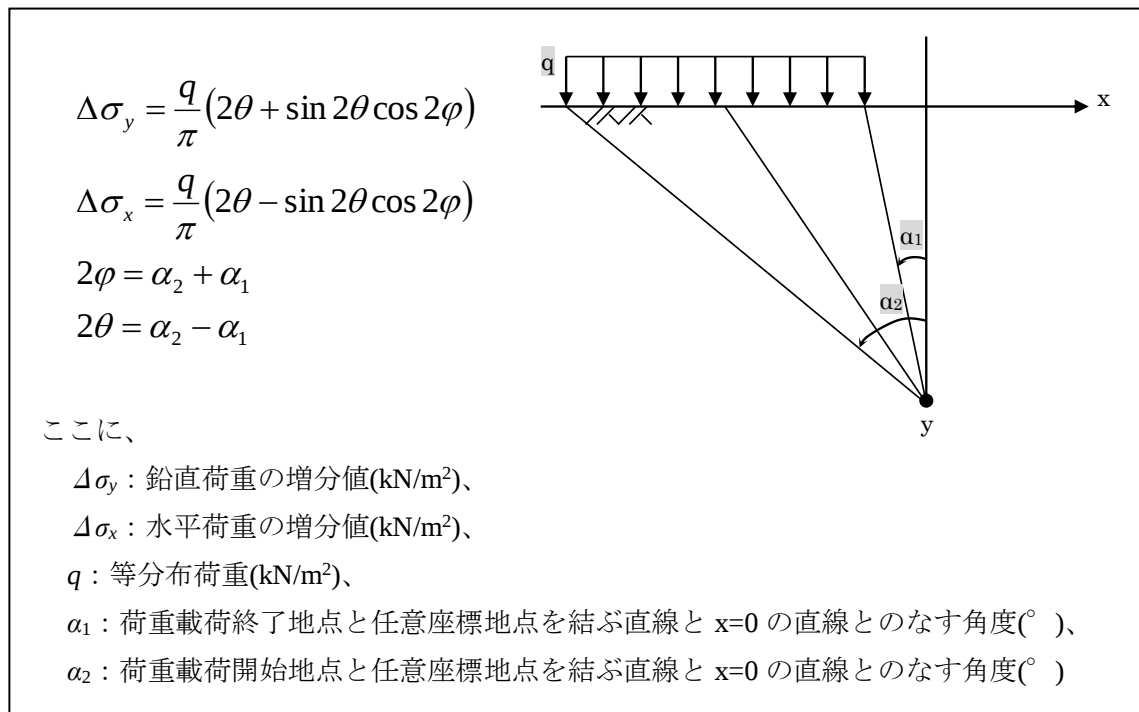
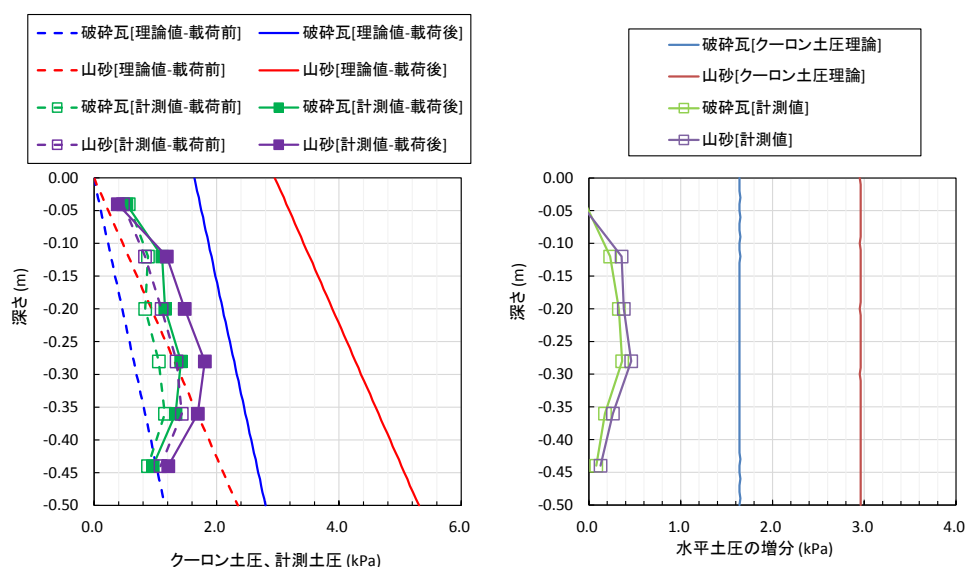


図 3.9 ブシネスクの弾性応力解に基づく方法

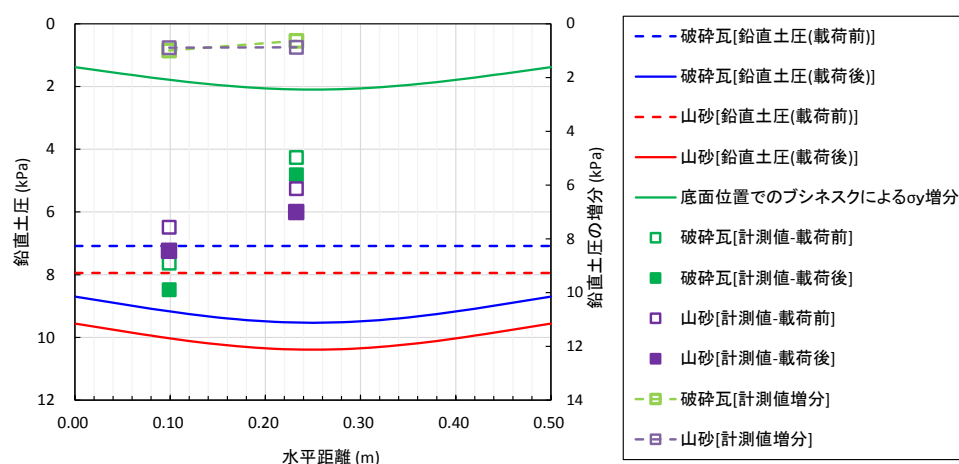
土圧分布の理論値と計測値の深度分布を図 3.10 に示す。水平土圧分布の理論値と計測値の比較では、理論土圧と計測土圧ともに「破碎瓦<山砂」となる大小関係の傾向をとらえているものの、理論土圧の方が過大に評価する傾向にある。

鉛直土圧分布の理論値と計測値の比較では、理論値では中央部の作用土圧および増分が大きく推定されるが、計測値では側面部の土圧および増分が大きく生じる結果となり、両者の結果に乖離が確認される結果となった。中央部よりも比較的精度良く計測が実施されていると考えられる側面部の計測値に着目すると、理論値での傾向(山砂>破碎瓦)と異なる傾向を示している。これは、模型载荷実験結果から推測された通り、破碎瓦の応力分散角が山砂よりもやや小さくなる可能性があるためと考えられる。

模型载荷実験の計測値と理論土圧の比較では、両者の間で必ずしも整合が図れていないが、設計で用いる理論値は全体的に計測値を包絡しているため、設計上は安全側の検討が可能であることがいえる。



(1)水平土圧の深度分布



(2)鉛直土圧の深度分布

図 3.10 破碎瓦および山砂の理論土圧と計測土圧の深度分布比較

4. 動的特性

4.1. 液状化特性

繰返し非排水三軸試験は、地震等による動的繰返し応力を非排水条件のもとで受ける土の液状化強度特性や各種地盤の変形挙動を求めるものである。ここでは、4つの供試体(破碎瓦 0-20mm)を用いて試験を実施し、繰返し応力比($\sigma_d/2\sigma'_0$)と繰返し载荷回数 N_c の関係図を図 4.1 に示す。なお、この排水三軸圧縮試験結果は、愛知県陶器瓦工業組合にて実施されたものである。

図 4.1 の液状化強度曲線より、軸ひずみ両振幅 DA5%のひずみ領域において、繰返し载荷回数 N_c20 に対する液状化応力比 RL20 が 0.58 と大きな値が得られている。液状化強度が高いことから、L1 地震動では液状化の可能性は低いものと考えられる。但し、マグニチュードの大きな海溝型の巨大地震（例えば平成 23 年東北地方太平洋地震や、発生確率が高まりつつある南海トラフを震源とする地震）においては、継続時間の長い地震動が発生する。このような規模の大きな地震を想定する場合には、繰返し回数 60 回程度を越える領域での液状化特性の把握を行っておくことが望ましい。

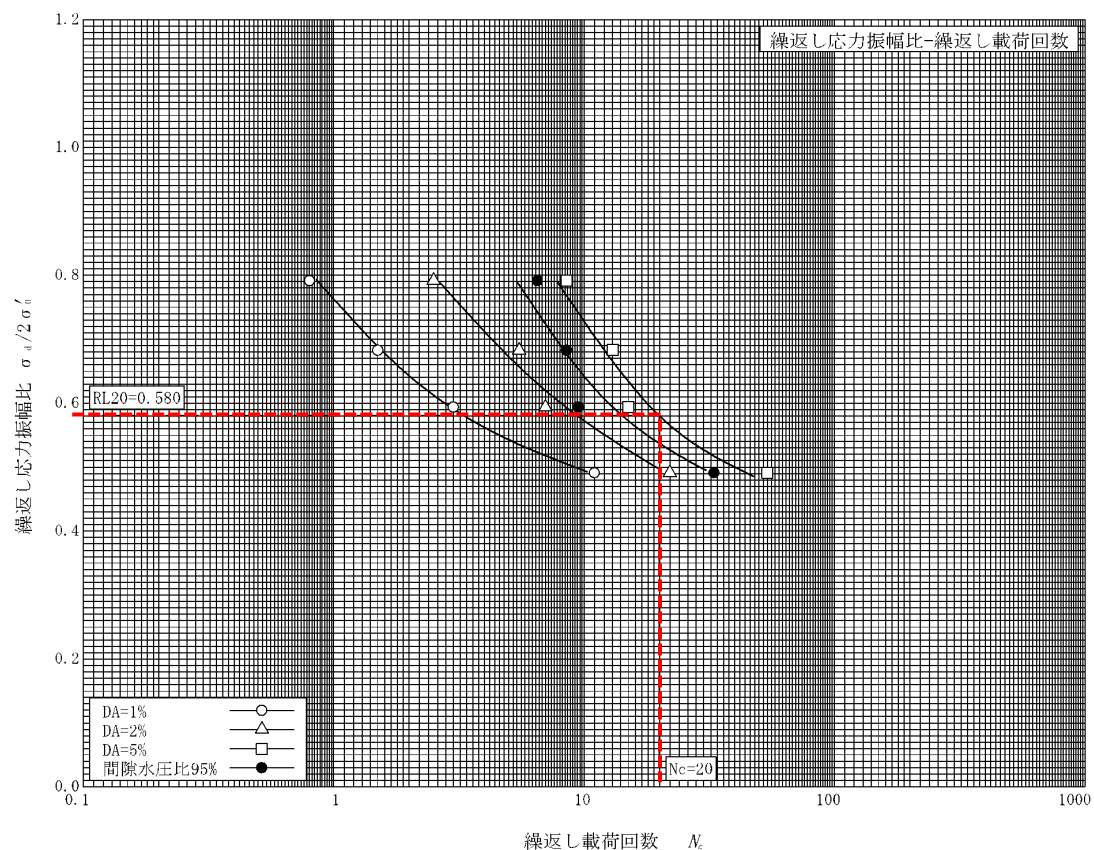


図 4.1 繰返し非排水三軸試験

4.2. 沈下特性

破碎瓦の沈下特性は、気中施工のように締固めが可能な場合には沈下の影響は少なく、水中施工のように締固めができず、緩く堆積した状態を想定した場合には、振動等の作用により沈下の生じる可能性がある材料であることがいえる。

＜気中施工時の検討例＞

実験施設を用いた観測結果うち、各材料毎の走行路中央部における水準測量(横断測量)の結果を図 4.2 に示す。この結果より、常時(H28/2/10～H28/11/10)では全ての材料で沈下量進展の相違は確認できないが、10ton ダンプトラックを集中的に通行させた車両通行実験後の測定(H28/12/1)では、破碎瓦は他の材料と比較して轍掘れの影響が小さいことが確認できた。このことから、破碎瓦は、沈下の小さい材料であることが確認できる。なお、実験施設での観測データの詳細については、参考資料(p.61 以降)に後述する。

轍掘れが他の材料よりも小さかった要因としては、破碎瓦の内部摩擦角が 44.6° と高く、繰返し荷重によるせん断抵抗が高いことに起因しているものと考えられる。

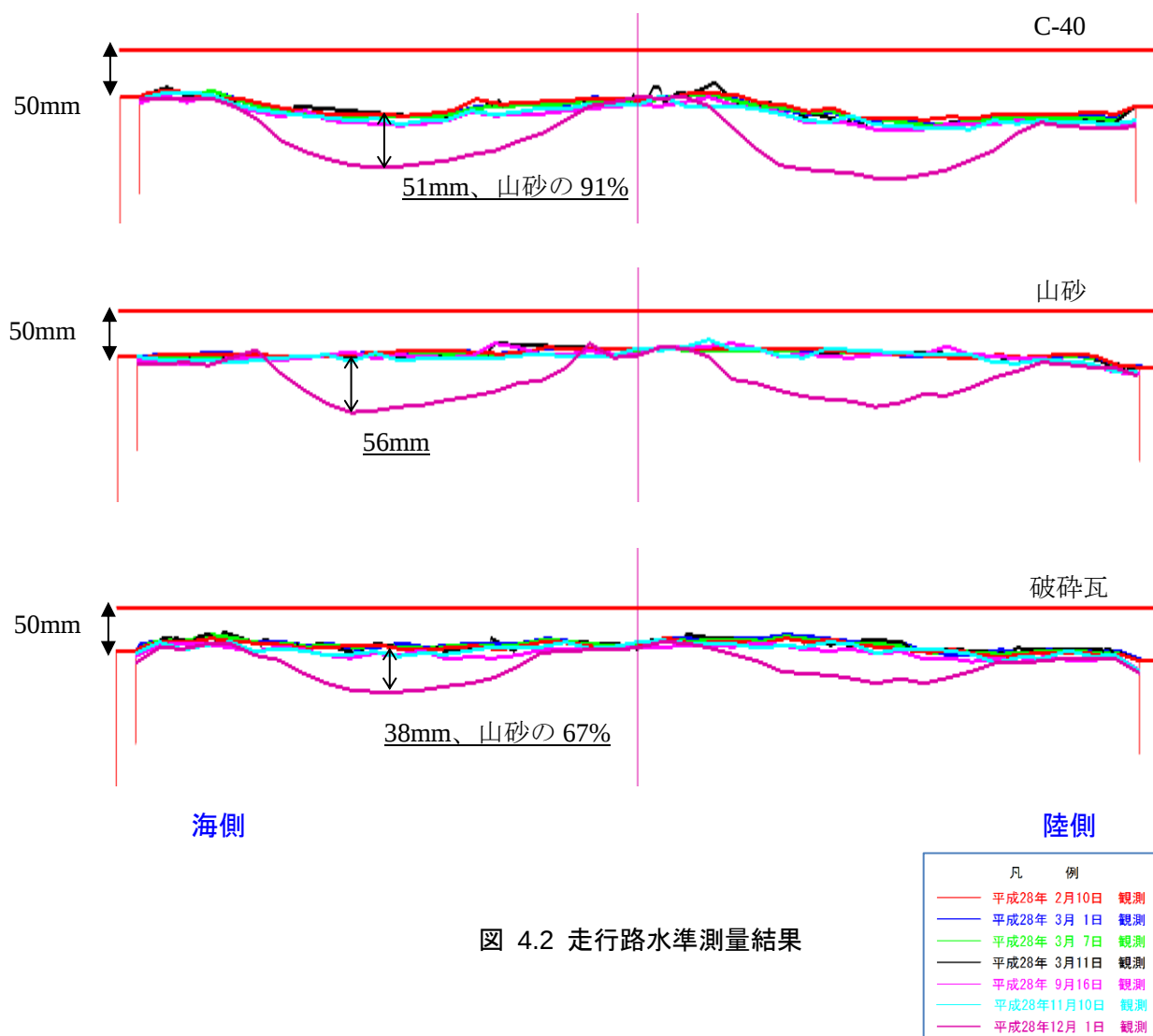


図 4.2 走行路水準測量結果

＜水中施工時の検討例＞

水中施工時を想定して実施した水中落下試験後の堆積試料を用いて、振動試験が実施されている。振動を作用させた場合、破碎瓦の堆積層を構成する骨格構造にはそれほど変化が生じないものの、比較的を細かな粒径の材料が骨格間の間隙中に浮遊して抜ける挙動を示し、全体的に 4.5%程度の体積収縮が生じる材料であることが確認されている(表 4.1 及び写真 4.1 参照)。振動試験の詳細については参考資料(p.121 以降)に後述。

したがって、水中施工時のように締固めが困難で緩く堆積することを想定する場合には、振動作用による沈下の発生を考慮しておく必要がある。ただし、水中施工時の沈下特性は、砂質土等の一般的な材料に対しても同様のことがいえるため、破碎瓦に限った特性では無い。

表 4.1 振動試験による加振後の境界面マーカの沈下量と体積ひずみ

供試体	測定数	1	2	3	4	5	平均 (mm)	マーカ- 高さ(mm)	体積ひずみ $\varepsilon(\%)$
No.4	上	24.0	25.0	25.5	27.0	23.0	24.90	680	3.66
	下	14.5	15.5	15.5	13.0	15.5	14.80	330	4.48
No.5	上	24.0	20.0	25.0	24.0	--	23.25	600	3.88
	下	11.5	11.5	18.0	--	--	13.67	300	4.56
No.6	上	37.5	38.0	37.0	33.0	30.0	35.10	620	5.66
	下	15.0	15.0	16.0	13.0	--	14.75	300	4.92

全供試体の ε_{Ave} = 4.53

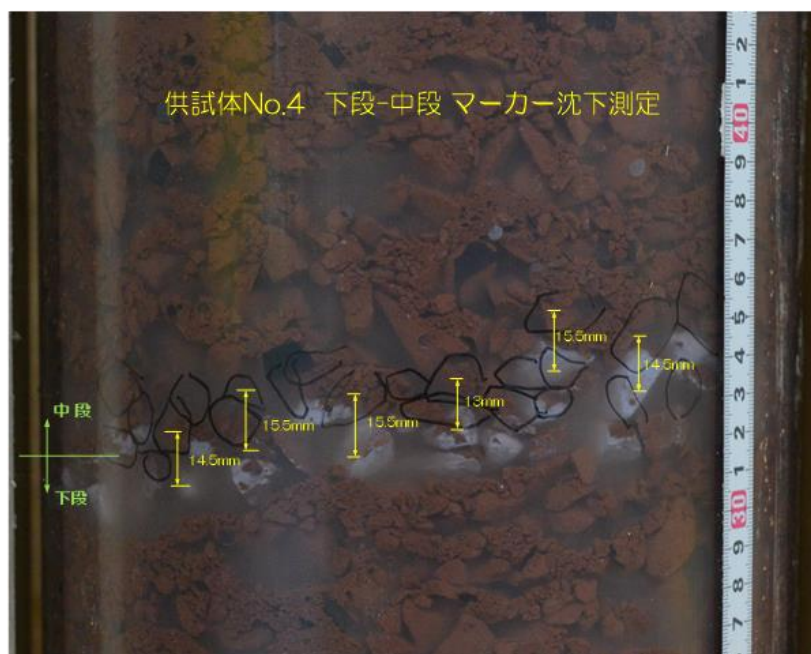


写真 4.1 No.4 供試体マーカの沈下量の一例

5. 環境特性

5.1. 化学物質等による環境への影響

図 5.1 に示すようにリサイクル材料の利用時における科学的な安全性の検討として、下記基準の評価等が実施されている。各種試験に基づいた評価の結果、破碎瓦は陸上および海上での利用において、環境汚染に関する影響は無い材料であることがいえる。

- ① 土壌の汚染に係る環境基準及び農地基準(環告 46 号溶出試験)

② 農用地における土壌中の重金属等の蓄積防止に係る管理基準について(昭和 59 年環水土第 149 号)

③ 土壌汚染対策法に定める含水量調査(環告 19 号成分試験)

④ 産業廃棄物に係る海洋投入処分に係る判定基準の調査(環告 13 号溶出試験)

土壌の汚染に係る環境基準(環境省告示第46号)-1					土壌の汚染に係る環境基準(環境省告示第46号)-2				
分析項目	単位	調査結果	基準値	判定	分析項目	単位	調査結果	基準値	判定
カドミウム	mg/L	0.001未満	0.01mg/L 以下	○	1, 1, 1-トリクロロエタン	mg/L	0.001未満	1mg/L 以下	○
全シアン	mg/L	検出されず	未検出	○	1, 1, 2-トリクロロエタン	mg/L	0.0006未満	0.006mg/L 以下	○
有機燐(りん)	mg/L	検出されず	未検出	○	トリクロロエチレン	mg/L	0.002未満	0.03mg/L 以下	○
鉛	mg/L	0.005未満	0.01mg/L 以下	○	テトラクロロエチレン	mg/L	0.0005未満	0.01mg/L 以下	○
六価クロム	mg/L	0.01未満	0.05mg/L 以下	○	1, 3-ジクロロプロペン	mg/L	0.0002未満	0.002mg/L 以下	○
砒(ひ)素	mg/kg	0.4未満	15mg/土壌1kg 未満	○	チウラム	mg/L	0.0006未満	0.006mg/L 以下	○
総水銀	mg/L	0.0005未満	0.0005mg/L 以下	○	シマジン	mg/L	0.0003未満	0.003mg/L 以下	○
アルキル水銀	mg/L	検出されず	未検出	○	チオベンカルブ	mg/L	0.002未満	0.02mg/L 以下	○
PCB	mg/L	検出されず	未検出	○	ベンゼン	mg/L	0.001未満	0.01mg/L 以下	○
銅	mg/kg	1.8	125mg/土壌1kg 未満	○	セレン	mg/L	0.002未満	0.01mg/L 以下	○
ジクロロメタン	mg/L	0.002未満	0.02mg/L 以下	○	ふっ素	mg/L	0.11	0.8mg/L 以下	○
四塩化炭素	mg/L	0.0002未満	0.002mg/L 以下	○	ほう素	mg/L	0.02未満	1mg/L 以下	○
1, 2-ジクロロエタン	mg/L	0.0004未満	0.004mg/L 以下	○					
1, 1-ジクロロエチレン	mg/L	0.002未満	0.02mg/L 以下	○					
シス-1, 2-ジクロロエチレン	mg/L	0.004未満	0.04mg/L 以下	○					

農用地における土壌中の重金属等の蓄積防止に係る管理基準 (昭和59年環水土第149号)					産業廃棄物の最終処分(海洋投入処分)に係る基準(環境省告示第13号)-1				
分析項目	単位	調査結果	基準値	判定	分析項目	単位	調査結果	基準値	判定
亜鉛	mg/kg	49	120mg/kg	○	アルキル水銀化合物	mg/L	検出されず	未検出	○

土壌汚染対策法に基づく含有量基準(環境省告示第19号)					産業廃棄物の最終処分(海洋投入処分)に係る基準(環境省告示第13号)-2				
分析項目	単位	調査結果	基準値	判定	水銀又はその化合物 <td>mg/L</td> <td>0.0005未満</td> <td>0.0005mg/L 以下</td> <td>○</td>	mg/L	0.0005未満	0.0005mg/L 以下	○
カドミウム及びその化合物	mg/kg	5未満	150mg/L	○	カドミウム又はその化合物	mg/L	0.005未満	0.01mg/L 以下	○
六価クロム化合物	mg/kg	2未満	250mg/kg 以下	○	鉛又はその化合物	mg/L	0.01未満	0.01mg/L 以下	○
シアン化合物	mg/kg	1未満	50mg/kg以下 (遊離シアン)	○	有機燐(りん)化合物	mg/L	検出されず	未検出	○
水銀及びその化合物	mg/kg	0.05未満	15mg/kg 以下	○	六価クロム化合物	mg/L	0.04未満	0.05mg/L 以下	○
セレン及びその化合物	mg/kg	0.5未満	150mg/kg 以下	○	砒(ひ)素又はその化合物	mg/L	0.005未満	0.01mg/L 以下	○
鉛及びその化合物	mg/kg	5未満	150mg/kg 以下	○	シアン化合物	mg/L	検出されず	未検出	○
砒素及びその化合物	mg/kg	0.5未満	150mg/kg 以下	○	PCB	mg/L	検出されず	未検出	○
ふっ素及びその化合物	mg/kg	10未満	4,000mg/kg 以下	○	トリクロロエチレン	mg/L	0.002未満	0.03mg/L 以下	○
ほう素及びその化合物	mg/kg	5未満	4,000mg/kg 以下	○	テトラクロロエチレン	mg/L	0.001未満	0.01mg/L 以下	○
					ジクロロメタン	mg/L	0.002未満	0.02mg/L 以下	○
					四塩化炭素	mg/L	0.001未満	0.002mg/L 以下	○
					1, 2-ジクロロエタン	mg/L	0.001未満	0.004mg/L 以下	○
					1, 1-ジクロロエチレン	mg/L	0.002未満	0.02mg/L 以下	○

図 5.1 破碎瓦の安全性^{1), 4)}

港湾工事への適用を想定する場合、材料のライフサイクルの中で最も配慮すべき暴露環境に着目し、その暴露環境における土壌および海水等の環境媒体が、環境基準等を満足できるように、スラグ骨材を参考にして環境安全品質が規定されている⁶⁾。中でも、港湾用途の環境安全品質基準では、港湾施設は大量の海水と接していることにより溶出成分が希釈されることを勘案して、**表 5.1** に示すようにカドミウム、鉛、六価クロム、砒素、水銀およびセレンについては、一般用途の 3 倍の基準が設けられている。ただし、海水と接する港湾の施設又はそれに関する施設で半永久的に使用され、解体・再利用されることのない場合のみ適用される。港湾に使用する場合であっても再利用を予定する場合は、一般用途として取り扱わなければならない。本資料では、将来当該施設を掘り返すことも視野に入れた上、一般用途で判定を行った。

破碎瓦をリサイクル材料として利用するに際しては、科学的な安全性の検討として、下記⁷⁾の基準評価等が実施されている。その基準評価を**表 5.2**～**表 5.4** に示す。また、「港湾・海岸等整備におけるリサイクル技術指針 平成 16 年 3 月港湾・空港等リサイクル推進協議会」では、埋立工事に利用する土砂は「海洋汚染及び海上災害の防止に関する法律」の水底土砂判定基準を満足しなければならないとされている。**表 5.5** に水底土砂に係る判定基準(水砕スラグの溶出量基準と同様)を示す。ここで、「水底土砂に係る判定基準」と**表 5.4** の「産業廃棄物の海洋投入処分に係る判定基準」を比べると、後者の基準の方が厳しくなっており、破碎瓦はその厳しい基準を満足しているため、「水底土砂に係る判定基準」も満たしていることが確認できた。これより、海洋に流出しても環境面での問題はないものと考えられる。実例として、**図 5.2** に示す通り、平成 22 年度に愛知県農林水産部水産課により浅場干潟造成材として大規模な海洋実証試験が実施され、破碎瓦の海中捲き出しによる海域の濁りが発生しているが、環境への影響はないことが確認されている。

以上より、破碎瓦の環境特性に関する判定基準は、利用時における科学的な安全性を検討した上、溶出水による海水への影響を十分配慮し、以下に示す 3 つの環境判定基準を対象とした。

- ① 土壌の汚染に係る環境基準(環告 46 号溶出試験)【**表 5.2**】
- ② 土壌汚染対策法に定める含水量調査(環告 19 号成分試験)【**表 5.3**】
- ③ 産業廃棄物に係る海洋投入処分に係る判定基準の調査(環告 13 号溶出試験)【**表 5.4**】

表 5.1 環境安全品質基準⁶⁾

(a) 一般用途			(b) 港湾用途 [※]	
項目	溶出量 (mg/L)	含有量 (mg/kg)	項目	溶出量 (mg/L)
カドミウム	0.01以下	150以下	カドミウム	0.03以下
鉛	0.01以下	150以下	鉛	0.03以下
六価クロム	0.05以下	250以下	六価クロム	0.15以下
砒素	0.01以下	150以下	砒素	0.03以下
水銀	0.0005以下	15以下	水銀	0.0015以下
セレン	0.01以下	150以下	セレン	0.03以下
フッ素	0.8以下	4000以下	フッ素	15以下
ホウ素	1以下	4000以下	ホウ素	20以下

注¹⁾ 港湾用途の材料が備えるべき環境安全品質に関する科学的知見が十分ではないため、当面の間、この規定としている。

※港湾用途は一般用途の3倍の環境安全品質基準

表 5.2 土壌の汚染に係る環境基準(46号溶出試験)の調査結果⁷⁾

分析項目	単位	調査結果	環境基準（環境上の条件）
カドミウム	mg/L	0.001未満	検液1Lにつき0.01mg以下であること。
全シアン	mg/L	検出されず	検液中に検出されないこと。
有機燐	mg/L	検出されず	検液中に検出されないこと。
鉛	mg/L	0.005未満	検液1Lにつき0.01mg以下であること。
六価クロム	mg/L	0.01未満	検液1Lにつき0.05mg以下であること。
砒素	mg/L	0.005未満	検液1Lにつき0.01mg以下であること。
総水銀	mg/L	0.0005未満	検液1Lにつき0.0005mg以下であること。
アルキル水銀	mg/L	検出されず	検液中に検出されないこと。
ポリ塩化ビフェニル	mg/L	検出されず	検液中に検出されないこと。
ジクロロメタン	mg/L	0.002未満	検液1Lにつき0.02mg以下であること。
四塩化炭素	mg/L	0.0002未満	検液1Lにつき0.002mg以下であること。
1,2-ジクロロエタン	mg/L	0.0004未満	検液1Lにつき0.004mg以下であること。
1,1-ジクロロエチレン	mg/L	0.002未満	検液1Lにつき0.02mg以下であること。
シス-1,2-ジクロロエチレン	mg/L	0.004未満	検液1Lにつき0.04mg以下であること。
1,1,1-トリクロロエタン	mg/L	0.001未満	検液1Lにつき1mg以下であること。
1,1,2-トリクロロエタン	mg/L	0.0006未満	検液1Lにつき0.006mg以下であること。
トリクロロエチレン	mg/L	0.002未満	検液1Lにつき0.03mg以下であること。
テトラクロロエチレン	mg/L	0.0005未満	検液1Lにつき0.01mg以下であること。
1,3-ジクロロプロペン	mg/L	0.0002未満	検液1Lにつき0.002mg以下であること。
チウラム	mg/L	0.0006未満	検液1Lにつき0.006mg以下であること。
シマジン	mg/L	0.0003未満	検液1Lにつき0.003mg以下であること。
チオベンカルブ	mg/L	0.002未満	検液1Lにつき0.02mg以下であること。
ベンゼン	mg/L	0.001未満	検液1Lにつき0.01mg以下であること。
セレン	mg/L	0.002未満	検液1Lにつき0.01mg以下であること。
フッ素	mg/L	0.11	検液1Lにつき0.8mg以下であること。
ホウ素	mg/L	0.02未満	検液1Lにつき1mg以下であること。
砒素	mg/kg	0.4未満	土壌1kgにつき15mg未満であること。
銅	mg/kg	1.8	土壌1kgにつき125mg未満であること。

注) 「検出されず」とは、定められた方法により分析した場合において、その結果が当該方法の定量下限値（全シアン：0.1mg/L、有機燐：0.1mg/L、アルキル水銀：0.0005mg/L、PCB：0.0005mg/L）を下回ることをいう。

表 5.3 土壌汚染対策法に基づく含有基準の調査結果⁷⁾

(平成15年3月6日環境省告示第19号)

分析項目	単位	調査結果	指定基準
カドミウム及びその化合物	mg/kg	5未満	150mg/kg以下
シアン化合物	mg/kg	1未満	50mg/kg以下（遊離シアンとして）
鉛及びその化合物	mg/kg	5未満	150mg/kg以下
六価クロム化合物	mg/kg	2未満	250mg/kg以下
砒素及びその化合物	mg/kg	0.5未満	150mg/kg以下
水銀及びその化合物	mg/kg	0.05未満	15mg/kg以下
セレン及びその化合物	mg/kg	0.5未満	150mg/kg以下
フッ素及びその化合物	mg/kg	10未満	4000mg/kg以下
ホウ素及びその化合物	mg/kg	5未満	4000mg/kg以下

表 5.4 産業廃棄物の海洋投入処分に係る判定基準の調査結果⁷⁾

分析項目	単位	調査結果	判定基準
アルキル水銀化合物	mg/L	検出されず	検出されないこと
水銀又はその化合物	mg/L	0.0005未満	0.0005以下
カドミウム又はその化合物	mg/L	0.005未満	0.01以下
鉛又はその化合物	mg/L	0.01未満	0.01以下
有機燐化合物	mg/L	検出されず	検出されないこと
六価クロム化合物	mg/L	0.04未満	0.05以下
砒素又はその化合物	mg/L	0.005未満	0.01以下
シアン化合物	mg/L	検出されず	検出されないこと
PCB	mg/L	検出されず	検出されないこと
トリクロロエチレン	mg/L	0.002未満	0.03以下
テトラクロロエチレン	mg/L	0.001未満	0.01以下
ジクロロメタン	mg/L	0.002未満	0.02以下
四塩化炭素	mg/L	0.001未満	0.002以下
1,2-ジクロロエタン	mg/L	0.001未満	0.004以下
1,1-ジクロロエチレン	mg/L	0.002未満	0.02以下
シス-1,2-ジクロロエチレン	mg/L	0.004未満	0.04以下
1,1,1-トリクロロエタン	mg/L	0.001未満	1以下
1,1,2-トリクロロエタン	mg/L	0.001未満	0.006以下
1,3-ジクロロプロペン	mg/L	0.001未満	0.002以下
チウラム	mg/L	0.006未満	0.006以下
シマジン	mg/L	0.003未満	0.003以下
チオベンカルブ	mg/L	0.02未満	0.02以下
ベンゼン	mg/L	0.001未満	0.01以下
セレン又はその化合物	mg/L	0.005未満	0.01以下
有機塩素化合物	mg/L	0.8未満	1以下
銅又はその化合物	mg/L	0.01未満	0.14以下
亜鉛又はその化合物	mg/L	0.01	0.8以下
フッ化物	mg/L	0.2	3以下
ベリリウム又はその化合物	mg/L	0.02未満	0.25以下
クロム又はその化合物	mg/L	0.02未満	0.2以下
ニッケル又はその化合物	mg/L	0.03未満	0.12以下
バナジウム又はその化合物	mg/L	0.10	0.15以下
フェノール類	mg/L	0.025未満	0.2以下
ホウ素及びその化合物	mg/L	0.02未満	基準なし

注) 「検出されず」とは、定められた方法により分析した場合において、その結果が当該方法の定量下限値（アルキル水銀化合物：0.0005mg/L、有機燐化合物：0.1mg/L、シアン化合物：0.1mg/L、PCB：0.0005mg/L）を下回ることをいう。

表 5.5 水底土砂に係る判定基準(水砕スラグの溶出量基準)⁸⁾

項 目	判 定 基 準
アルキル水銀化合物	アルキル水銀化合物につき検出されないこと。
水銀又はその化合物	検液1Lにつき水銀0.005mg以下
カドミウム又はその化合物	検液1Lにつきカドミウム0.1mg以下
鉛又はその化合物	検液1Lにつき鉛0.1mg以下
有機燐化合物	検液1Lにつき有機燐化合物1mg以下
六価クロム化合物	検液1Lにつき六価クロム0.5mg以下
砒素又はその化合物	検液1Lにつき砒素0.1mg以下
シアン化合物	検液1Lにつきシアン1mg以下
PCB	検液1LにつきPCB0.003mg以下
銅又はその化合物	検液1Lにつき銅3mg以下
亜鉛又はその化合物	検液1Lにつき亜鉛5mg以下
フッ化物	検液1Lにつきフッ素15mg以下
トリクロロエチレン	検液1Lにつきトリクロロエチレン0.3mg以下
テトラクロロエチレン	検液1Lにつきテトラクロロエチレン0.1mg以下
ベリリウム又はその化合物	検液1Lにつきベリリウム2.5mg以下
クロム又はその化合物	検液1Lにつきクロム2mg以下
ニッケル又はその化合物	検液1Lにつきニッケル1.2mg以下
バナジウム又はその化合物	検液1Lにつきバナジウム1.5mg以下
有機塩素化合物	試料1kgにつき塩素40mg以下
ジクロロメタン	検液1Lにつきジクロロメタン0.2mg以下
四塩化炭素	検液1Lにつき四塩化炭素0.02mg以下
1,2-ジクロロエタン	検液1Lにつき1,2-ジクロロエタン0.04mg以下
1,1-ジクロロエチレン	検液1Lにつき1,1-ジクロロエチレン0.2mg以下
シス-1,2-ジクロロエチレン	検液1Lにつきシス-1,2-ジクロロエチレン0.4mg以下
1,1,1-トリクロロエタン	検液1Lにつき1,1,1-トリクロロエタン3mg以下
1,1,2-トリクロロエタン	検液1Lにつき1,1,2-トリクロロエタン0.06mg以下
1,3-ジクロロプロペン	検液1Lにつき1,3-ジクロロプロペン0.02mg以下
チウラム	検液1Lにつきチウラム0.06mg以下
シマジン	検液1Lにつきシマジン0.03mg以下
チオベンカルブ	検液1Lにつきチオベンカルブ0.2mg以下
ベンゼン	検液1Lにつきベンゼン0.1mg以下
セレン又はその化合物	検液1Lにつきセレン0.1mg以下
ダイオキシン類	検液1Lにつきダイオキシン類10pg-TEQ以下

注) ダイオキシン類の基準値の「TEQ」とは、2,3,7,8-四塩化ジベンゾ-パラ-ジオキシンの毒性に換算した値であることを示す。

出典:「海洋汚染防止及び海上災害の防止に関する法律施行令第5条第1項に規定する埋立場所等に排出しようとする金属等を含む廃棄物に係る判定基準を定める省令」(昭和48年総理府令第6号)

土粒子の密度が小さいため、海中捲きだしにより細粒分の沈降が遅く、海水の濁りが発生しているが、化学的な環境汚染はないことが確認されている。



図 5.2 海洋土木資材としての実証実験

※水深約 5m の海底(30m×80m 程度の区画)に瓦資材を 3000m³ 敷き均して施工

5.2. 海域の濁りに関する影響

破砕瓦を水中投入する場合、図 5.2 にも示す通り、土粒子の密度が小さいため細粒分の沈降速度が遅く、海域の濁りが生じることが報告されている。そこで、海域の濁りが解消するまでに要する時間について、水中落下試験から確認した(水中落下試験の概要については p.106 参照)。

水中落下試験による濁度計測の結果、破砕瓦を水中投入した際には、濁りの原因となる浮遊した細粒分が沈降しないため、濁りが解消されることは無い。そのため、必要に応じて濁り対策を別途行う必要があることに留意する必要がある。

6. 破碎瓦の材料特性を踏まえた破碎瓦の利活用方策

第 1 章から第 5 章までの内容を踏まえ、港湾工事等への利活用の観点から整理した破碎瓦の材料特性を以下に示す。

表 6.1 港湾工事を想定した破碎瓦の主な材料特性

項目	内容
土圧特性	・他の一般的な材料よりも軽量で、内部摩擦角が大きいため土圧低減材料として有効。
沈下特性	・締め固めが可能な気中施工の場合は沈下しないものと考えられる。 ・水中施工時の緩詰めの状態を想定した場合は、振動等の作用によって体積収縮による沈下が生じる可能性がある。
環境特性	・各種基準値を下回る試験結果が得られており、環境への影響はない。
液状化特性	・気中で締め固めた場合の液状化強度比 R_{L20} は 0.58 と大きいですが、水中投入時のゆるく堆積した状態を想定した場合、粒度の観点からは「液状化の可能性はある」層が堆積する。
その他	・<u>海域の濁り</u> 環境への影響は無いが、水中捲き出し時には海域の濁りが発生するため、必要に応じて対応が必要。 ・<u>材料分離性</u> 水中投入時には分級が発生し、材料分離する。 ・<u>輻掘れの有無</u> 他の材料と比較して、車両通行による表層部分の輻掘れの影響は少ない。 ・<u>粒子破碎の有無</u> 車両通行等による繰返し荷重が作用した場合でも、「粒子破碎はしない」ものと考えられる。 ・<u>荷重作用時の応力伝達</u> 標準的な材料と比較すると水平土圧は比較的小さい。一方、鉛直土圧は他の材料と比較して荷重分散角が小さいために、やや大きくなる可能性がある。

また、明らかとなった破碎瓦の材料特性を踏まえ、図 6.1 に示す用途を想定した適用性を整理した結果を表 6.2 に示す。なお、各用途で想定する標準材料は以下の通りである。

・裏込材	：裏込石、栗石
・裏埋材・埋立材、盛土材	：砂質土、礫質土等

表 6.3 裏込材の適用評価

用途	標準材料	材料特性 (標準材料)	材料特性 (破碎瓦)	内容
裏込材	裏込石、 栗石	単位体積重量(気中)：18kN/m ³ 単位体積重量(水中)：20kN/m ³	14.66 kN/m ³ 13.29 kN/m ³	土圧低減材料として有効である。
		内部摩擦角：35～40°	44.6 (水中安息角 35°程度)	既往検討(名古屋工業大学)より、破碎瓦は「内部摩擦角＞安息角」となることが確認されているため、標準材料に準ずる材料特性を有していると考えられる。
		海域の濁り：発生しない	発生する	<u>土粒子の密度が小さく細粒分の沈降が遅いため、濁りが発生する。そのため、必要に応じて海域への濁りの発生を防ぐ対策が必要である。</u>
		沈下特性：沈下しない	沈下しない (気中部) 沈下する (水中投入部)	気中部については締固め施工が可能であるため、振動等の作用による大きな体積ひずみは発生しないものと推測される。 <u>水中投入を想定した締固めを実施しない場合は、振動等の作用により約4.5%の体積ひずみが生じる。必要に応じてSCP工法等の対策を行う必要がある。</u>
		液状化特性：液状化しない	R _{L20} =0.58	<u>L1地震については液状化は発生しないと考えられるが、必要に応じて水中部の分級時における液状化強度の変化についても確認しておく必要がある。</u>

※「 」は留意点を表す。

表 6.4 埋立材、裏埋土の適用評価

用途	標準材料	材料特性 (標準材料)	材料特性 (破碎瓦)	内容
裏埋材、 埋立土	砂質土、 礫質土	単位体積重量(気中)：18kN/m ³ 単位体積重量(水中)：20kN/m ³	14.66 kN/m ³ 13.29 kN/m ³	土圧低減材料として有効である。
		内部摩擦角：30° 程度	44.6 (水中安息角 35° 程度)	既往検討(名古屋工業大学)より、破碎瓦は「内部摩擦角>安息角」となることが確認されているため、標準材料に準ずる材料特性を有していると考えられる。
		沈下特性：沈下しない	沈下しない (気中部) 沈下する (水中投入部)	気中部については締固め施工が可能であるため、振動等の作用による大きな体積ひずみは発生しないものと推測される。 <u>水中投入を想定した締固めを実施しない場合は、振動等の作用により約4.5%の体積ひずみが生じる。必要に応じて SCP 工法等の対策を行う必要がある。</u>
		液状化特性：液状化しないことが望ましい。	R _{L20} =0.58	<u>L1 地震については液状化は発生しないと考えられるが、必要に応じて水中部の分級時における液状化強度の変化についても確認しておく必要がある。</u>

※「_____」は留意点を表す。

表 6.5 盛土材の適用評価

用途	標準材料	材料特性 (標準材料)	材料特性 (破碎瓦)	内容
盛土材	砂質土、 礫質土	単位体積重量(気中)：18kN/m ³ 単位体積重量(水中)：—	14.66 kN/m ³	土圧低減材料として有効である。
		内部摩擦角：30° 程度	44.6°	既往検討(名古屋工業大学)より、破碎瓦は「内部摩擦角>安息角」となることが確認されているため、標準材料に準ずる材料特性を有していると考えられる。
		沈下特性：沈下しない	沈下しない (気中部)	気中部については締固め施工が可能であるため、振動等の作用による大きな体積ひずみは発生しないものと推測される。
		締固め特性：締固め易い	締固め易い	標準的な材料として比較して締固め前後の地盤に大きな差が生じず、締固め管理が容易である。

※「_____」は留意点を表す。

6.1. 主な施工方法と施工時の留意点

港湾工事での主な施工方法は表 6.6 および図 6.2 に示す通りである。破碎瓦を用いた場合でも同様の施工方法となる。

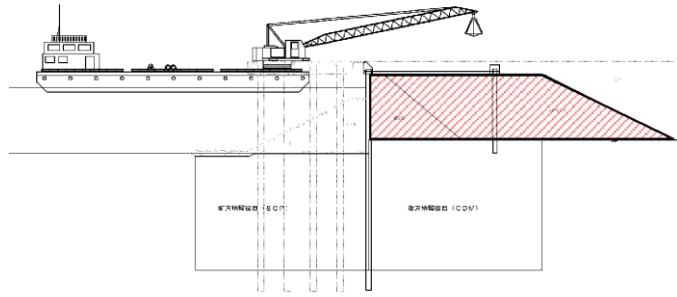
表 6.6 港湾工事の主な施工方法

海上工事	① ガット船による水中投入。【裏込材】
	② 揚土船を用いた土砂投入。【裏埋材・埋立材、】
陸上工事	③ 上からの揚土あるいは陸上から運搬して仮置きした土砂を、ホイールローダーやブルドーザー等によって二次運搬し、埋立工事を行う。【裏埋材・埋立材】
	④ 敷き均しおよび転圧して締固める。【裏埋材・埋立材、盛土材】

前節で整理した破碎瓦の材料特性を踏まえ、海上工事および陸上工事の留意点を表 6.7 に示す。水中投入による海上施工を想定した用途に対しては、いくつかの留意事項に対する対応を行うことで適用が可能であるが、陸上施工を想定した用途に対しては、水中投入時に想定されるような懸念事項がなく、海上施工よりも適用性が高いといえる。

表 6.7 各施工時の留意点

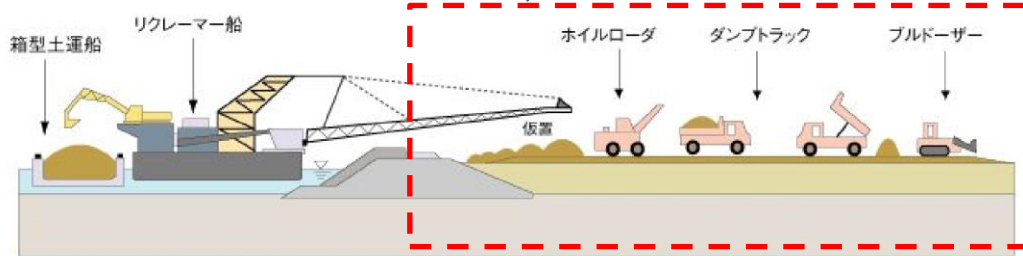
施工方法	適用用途	留意点
海上施工	・裏込材 ・裏埋材、埋立材	＜濁りの発生＞ 濁りが発生するため、必要に応じて海域への濁り発生を防ぐ対策が必要である。
		＜分級の発生＞ 液状化特性および力学特性の変化が懸念され、適用に際して予め把握しておくことが望ましい。
		＜沈下の可能性＞ 水中投入による緩く堆積した状態を想定した場合(締固めをしない場合)、振動等で沈下が生じる可能性があるため、必要に応じて対策が必要となる。
陸上施工	・裏埋材、埋立材 ・盛土材	材料分離が生じず、締固め施工が可能であることから、品質確保のための特別な対策は不要である。



①ガット船による水中投入



②揚土船を用いた土砂投入



③陸上運搬



④敷き均しおよび転圧

図 6.2 港湾施設の埋立工事の施工工程

6.2. 水中施工時の課題と対応策

これまでの検討で明らかとなった破碎瓦の材料特性を踏まえ、表 6.8 に水中施工時における課題と対応策(案)を示す。各対応策に関する概要を次頁に示す。

表 6.8 想定される水中施工時の課題と対応策(案)

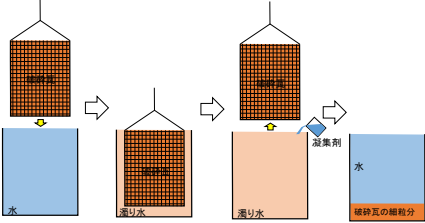
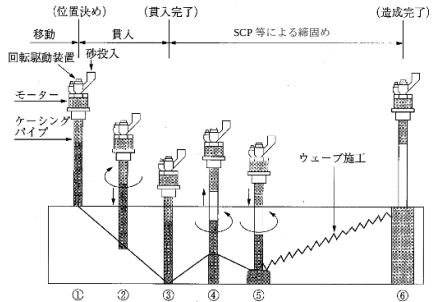
施工方法	適用用途	課題	対応策
海上施工	・裏込材 ・裏埋材、埋立材	濁りの発生	①汚濁防止膜の使用
			②水洗いによる細粒分の除去
		分級の発生	③粒度調整による細粒分等の除去
		沈下の可能性	④SCP 等による締固め

上記対応策のうち、海上施工時の緩い堆積層の締固め工法の採用は、対象施設の要求性能によって表 6.9 のように考えることができる。

表 6.9 施設の要求性能と締固め工法の実施レベル(案)

施設の 要求性能	内容	締固め工法の 実施レベル
使用性	使用上の不都合を生じずに施設等を使用できる性能のことであり、作用に対して想定される施設の構造的な応答においては、損傷の可能性が十分に低いこと、又はわずかな修復により速やかに所要の機能が発揮できる程度の損傷に留まることである。	必須
修復性	技術的に可能で経済的に妥当な範囲の修繕で継続的に使用できる性能のことであり、作用に対して想定される施設の構造的な応答においては、軽微な修復により短期間のうちに所要の機能が発揮できる程度の損傷に留まることである。	実施しておくことが望ましい
安全性	人命の安全等を確保できる性能のことであり、作用に対して想定される施設の構造的な応答においては、ある程度の損傷が発生するものの施設の構造安定上において致命的な状態には至らず、人命の安全確保に重大な影響が生じない程度の損傷に留めること。	必ずしも必要とはならない

表 6.10 水中施工時の課題の対応案

対応案	①汚濁防止膜の使用	②水洗いによる細粒分の除去	③粒度調整による細粒分の除去	④SCP 等による締固め
イメージ 図 			※工場でのふるい分け実施状況写真 	
内容	汚濁防止膜は、土砂の水中投入や浚渫時における海域汚濁の拡散を防止する目的で使用される。そのため、汚濁の原因となる投入土砂あるいは浚渫土砂の細粒分は、時間経過とともに沈降し、濁りは解消されることが前提として用いられる。 破碎瓦の水中投入時の濁りは時間経過によって解消できないため、濁水の汲み取り除去等の処理を行う必要があり、適用には課題が残る。	工場出荷される破碎瓦 0-20mm を水洗いし、細粒分の除去を図る。 洗浄後の濁水については凝集剤を用いて細粒分と水を分離させて処理する方法が考えられるが、工場内の設備整備(貯水槽の設置等)を行う必要があることから、供給に至るまでには課題が残る。	破碎瓦の生産過程で調整したい粒度に合わせたふるいめに交換し、ふるい分け工程を追加することで細粒分の除去を図る。 細粒分を分けるために細かい篩目を使用すると目詰まりする可能性があることや、設備上、篩目の交換に時間を要するため、安定した供給量の確保には課題が残る。 現在の工業設備では、破碎瓦 5-20mm の製品出荷が可能である。	水中投入後に緩く堆積した破碎瓦を対象に、サンドコンパクションパイル工法(SCP 工法)等を用いて締固めを行う。 なお、地盤の締固め工法には SCP 工法の他にも各種工法があるため、施工条件等を考慮して選定する必要がある(主な締固め工法は参考資料 p.179 参照)。

※「_____」は留意点を表す。

6.3. 標準材料との材料価格の比較

港湾工事の用途に破碎瓦を適用する場合、予め以下の項目を詳細に計画し、破碎瓦の発生量(供給可能量)を把握して総合的に検討する必要がある。

- ① 港湾工事の目的(例：岸壁の新設工事、岸壁を供用しながらの改良工事)
- ② ①に応じた破碎瓦を適用する土工に係る工期を適切に設定
- ③ 破碎瓦の年間発生量から算出した、工事必要材料の確保

ここでは、表 6.11 に示す港湾工事の用途で標準的に使用される材料と、破碎瓦の運搬費を加味した材料費の概算比較を行い、運搬距離に応じた経済性の感度分析を行った。

表 6.11 想定する各用途の標準材料

用途	標準材料
裏埋材や埋立柱	砂
裏込材	裏込石

分析結果より以下の傾向にあることがいえる。詳細な試算内容については参考資料に示す(参考資料 p.183 参照)。

- ① 標準材料との比較より、破碎瓦 0-20mm を用いると経済的に有利となる場合がある。
- ② 裏埋材や埋立柱として使用する場合は、工場からの運搬距離が近距離圏内の地域であれば、標準材料に比較して経済的に有利となる可能性がある。
- ③ 裏込材(気中部への適用を想定)として用いる場合は、陸上運搬および海上運搬ともに中距離圏内の地域であれば、標準材料に比較して経済的に有利となる可能性がある。

6.4. 適用性が高い用途

標準材料との材料費の比較より、破碎瓦 0-20mm で用いることが経済性で有利となる可能性があるため、経済性の観点ではにぎりや分級への対策を行う必要のない気中部の用途への適用性が高いと考えられる。

そこで、供給可能量を設定した上で、モデルケース(延長 300m の港湾施設)を用いて適用可能箇所の検討を実施した。その結果、表 6.12 に示すように延長 1m あたり供給量は 46m³/m 程度となり、経済性および供給量の観点より、図 6.3 に示す箇所への適用が有効であると推察された。

特に、気中部への用途としては、破碎瓦が土圧低減材料であることの特徴を活かし、矢板式岸壁の増深改良時における土留矢板への作用土圧の低減を図る必要がある場合などの工事で、土留矢板の背後に裏埋材として適用することが効果的であると考えられる。

土留矢板背後の気中部の裏埋材としての適用を想定した概略的な試算の結果、作用土圧の低減により、一般的な材料を使用した場合と比較して、鋼材をより経済的な諸元に設定することができ、全体鋼材量を数%程度低減できる可能性がある。

詳細な試算内容については参考資料(p.185 参照)に示す。

表 6.12 港湾工事への供給量の試算(概算)

港湾施設への供給可能量の試算		備考
供給可能量(t)	7,667	リサイクル資材・土木資材の月別発生量*4ヶ月分
貯蔵可能量(t)	13,000	
工期内の供給可能量(t)	20,667	供給可能量+貯蔵可能量
破碎瓦の湿潤密度(t/m ³)	1.49	湿潤密度試験結果より
工事現場への供給量(m ³)	13,870	工期内の供給可能量/湿潤密度
バース延長(m)	300	
1mあたりの供給量(m ³ /m)	46	

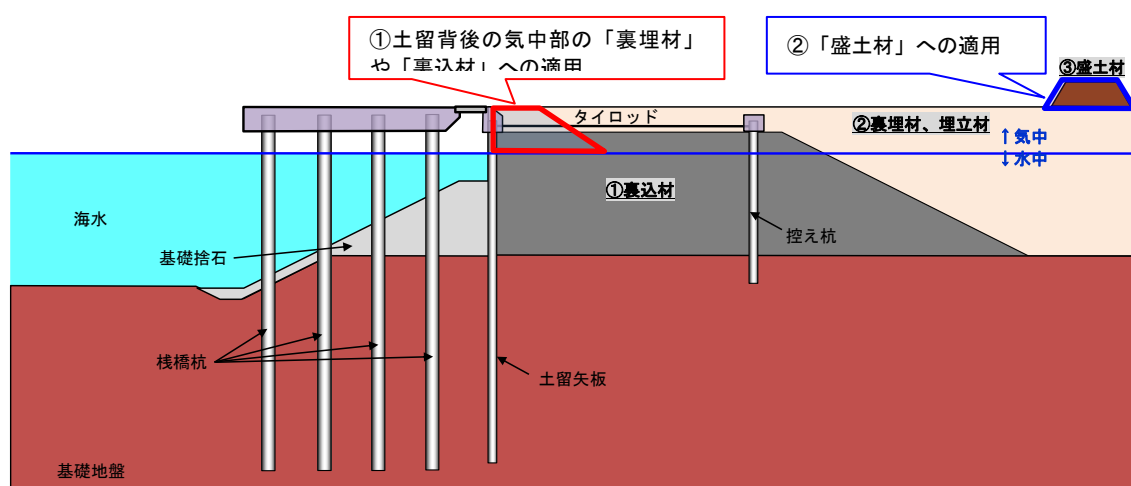


図 6.3 適用性が高い用途

6.5. 標準的な材料との優位性

破碎瓦は他の一般的な材料に比較して“土圧軽減効果が高いこと”と“圧縮性が低い”性質があるため、下記の点についても経済的に有利となる要素が挙げられる。

- ① 設計段階において、土留矢板に作用する主働土圧が低減されることで、より経済的な鋼材諸元を設定できる可能性があること。
- ② 一般的な材料と比較して体積変化率を低く見込むことが可能であること。

実験施設の盛土材は、各 3 種類の材料を 1 層あたり仕上がり厚さ 30cm、5 層転圧で施工されている。実験施設の構築時の破碎瓦と他の材料(山砂と C40)の転圧時の施工記録を表 6.13 に示す。表 6.13 より、破碎瓦は 1 層あたりの仕上げ厚 30cm にするために他の材料の約 0.87 倍 $\{=(\text{破碎瓦の捲き出し厚：33cm})/(\text{C40 と山砂の捲き出し厚：38cm})\}$ の材料で転圧を完了することが可能であることが分かる。

表 6.13 破碎瓦と他の材料(山砂と C40)の転圧時の施工記録

材料	各層の 仕上げ厚 (cm)	1層目		2～5層目			
		捲き出し時 の層厚 (cm)	転圧後の層厚 (cm)		捲き出し時 の層厚 (cm)	転圧後の層厚 (cm)	
C40	30	35	25 ～ 26	Ave.26	38	28 ～ 32	Ave.30
山砂							
破碎瓦			32 ～ 33	Ave.33		29 ～ 31	Ave.30

このように破碎瓦は、工事に必要な材料(容量)の検討時に、体積変化率を低く見込むことが可能である。

6.6. 破碎瓦の材料特性参考値

破碎瓦の材料特性の参考値一覧を表 6.14 に示す。

なお、ここで示す破碎瓦の材料特性は、前述した各種材料試験の結果を取りまとめた参考値である。

表 6.14 破碎瓦の材料特性一覧(参考値)

項目		内容
物理特性	粒度分布	礫質土と同様の粒度分布を示し、粒度分布の観点からは液状化の可能性は低い。 ＜H27の粒度試験結果＞ ・最大粒径：19mm、・60%粒径(D ₆₀)：9.03mm、・50%粒径(D ₅₀)：7.22mm、 ・30%粒径(D ₃₀)：3.84mm、・10%粒径(D ₁₀)：0.45mm、・均等係数(U _c)：20.22、・曲率係数(U _{c'})：3.7
	土粒子密度 ρ _s (g/cm ³)	ρ _s =2.579(g/cm ³)程度
	最小・最大間隙比 e _{min} 、e _{max}	e _{min} =0.611程度 e _{max} =1.049程度
	液性限界・塑性限界	非塑性(NP)
	すり減り減量(%)	28%程度
	スレーキング率(%)	0.1%程度(破碎瓦(10-30mm)の値) ※必要に応じて、破碎瓦(0-20mm)のスレーキング率を今後評価する必要がある。
	乾燥密度 ρ _d (g/cm ³)	室内試験：ρ _d =1.444(g/cm ³)程度、現場試験(締固め)：ρ _d =1.635(g/cm ³)程度
	湿潤密度 ρ _w (g/cm ³)	程度
力学特性	締固め特性	最大乾燥密度：ρ _{dmax} =1.663(g/cm ³)程度、最適含水比w _{opt} =13.9%程度
	透水係数k(m/s)	k=9.15×10 ⁻⁵ (m/s)程度
	せん断強度定数	内部摩擦角φ=44.6(°)程度、粘着力c=55(kN/m ²)程度 ※礫質土の性状であることから、設計では粘着力は考慮しないことが多い。
	設計CBR	設計CBR=72.98%程度 ※H24～H27の4カ年データの平均値
	安息角	気中安息角=41(°)程度 水中安息角=35(°)程度
動的 特性	液状化特性	軸ひずみ両振幅DA=5%時における液状化強度比RL ₂₀ =0.580程度
	沈下特性	・気中部：締固めを実施できるため沈下の影響は少ない。また、繰返し車両通行による輻掘れの影響も少ない。 ・水中部：水中投入による緩詰め状態では、振動等の作用により沈下が生じる可能性がある。
環境 特性	化学物質等による環境への影響	各種環境基準値を満足しており、環境への影響は無い。
	海域の濁りの影響	環境への影響は無いが、水中捲き出し時には土粒子の密度が小さく、細粒分の沈降が遅いため海域の濁りが発生可能性がある。よって、必要に応じて対応を行う必要がある。

7. 建設材料としての活用事例

愛知県では、リサイクル材料「破碎瓦」の有効利用に積極的に取り組んできた。破碎瓦を含むリサイクル材料について予め評価基準を公表し、製造業者からの申請を受けて、評価基準に適合するもの(あいくる材)として認定し、県の公共工事で率先利用する制度「あいくる(愛知県リサイクル資源評価制度)」を平成14年4月から実施している。あいくる材は、アスファルト混合物や路盤材等に使用されており、平成22年度～26年度のあいくる材利用実績データを表7.1に示す。

図7.1の写真に示すように本資料で対象とする破碎瓦(0-20mm)は、暗渠材や透水材、舗装材等にも使用できることが報告されている。

その他、港湾工事等の用途では、破碎瓦(0-40mm)ではあるが、表7.2および図7.2に示すように裏埋材としての活用実績がある。

表 7.1 あいくる材利用量⁹⁾

資材名	単位	あいくる材利用量				
		平成22年	平成23年	平成24年	平成25年	平成26年
アスファルト混合物	t	136,938	161,277	209,845	218,001	176,099
路盤材	m ³	210,126	191,698	209,095	214,186	242,694
プレキャストコンクリート製品						
側溝、U字溝	m	67,054	79,214	80,309	75,195	69,130
境界ブロック、縁石	m	41,732	42,499	46,121	40,113	39,433
L型擁壁	m	5,964	4,593	4,559	5,483	3,819
積みブロック	m ²	19,617	13,309	24,331	19,846	19,275
間伐材利用工事看板	箇所	2,856	2,966	3,029	3,187	3,089
堆肥・植栽基盤材	t	1,768	1,538	1,203	1,311	1,417



図 7.1 破碎瓦(0-20mm)の利用実績²⁾

表 7.2 港湾工事の用途への活用実績⁴⁾

時期	使用量	工事名	粒径 (mm)	用途
平成 13 年 2～3 月	19,248t	港湾施設整備護岸工事(東浦町)：愛知県衣浦港務所 (護岸工事裏込め材)	0～40	港湾 工事材
平成 13 年 6 月,12 月	15,643t	港湾施設整備護岸工事(東浦町)：愛知県衣浦港務所 (護岸工事裏込め材) H13.6 3,490t (護岸工事裏込め材) H13.12 12,153t	0～40	港湾 工事材

※資料では「護岸工事裏込め材」と表記されているが、資料確認の結果「護岸工事裏埋材」であると判断された。

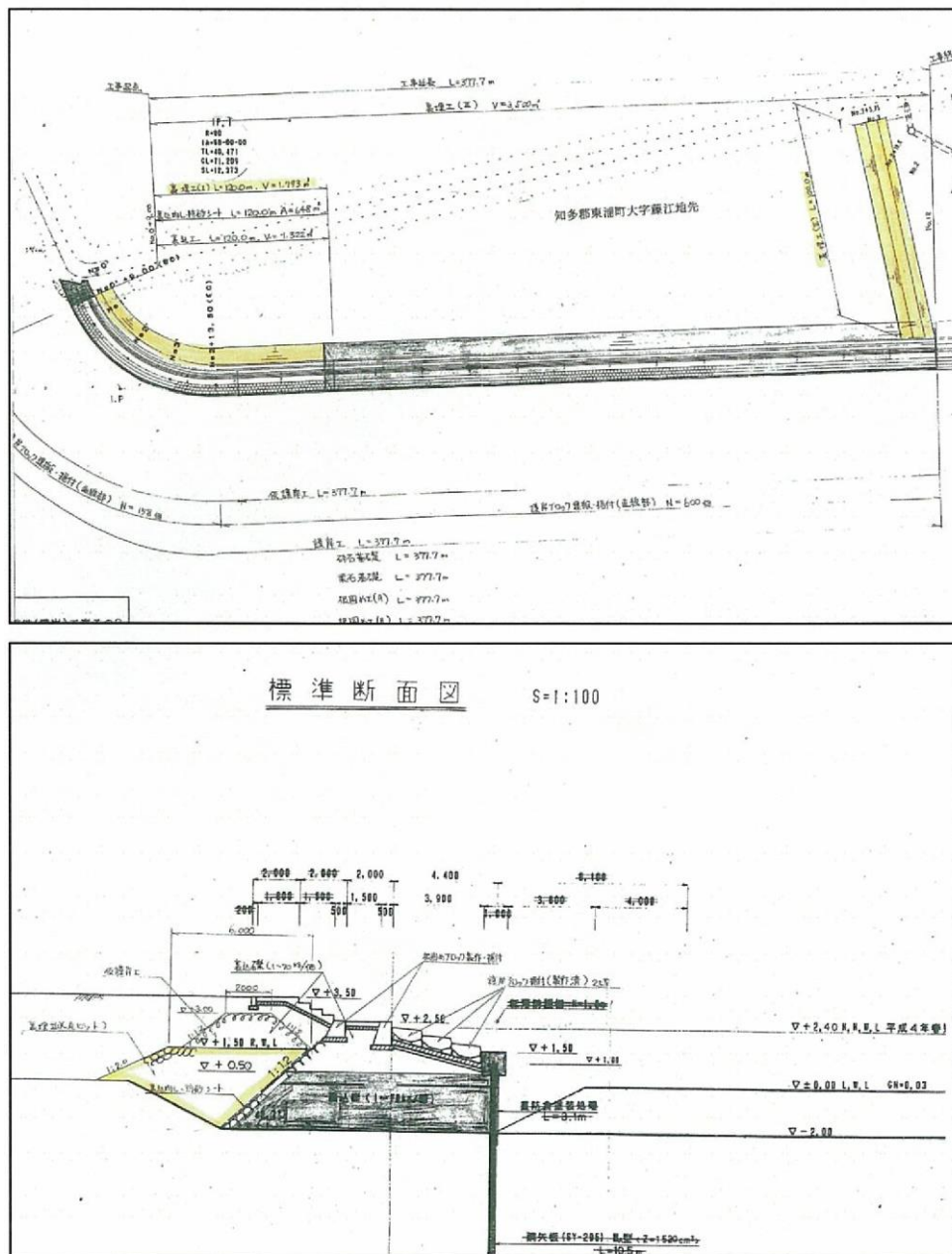


図 7.2 裏埋材としての活用事例⁴⁾

参 考 資 料

参考資料

1. 現地実証実験

破砕瓦の材料特性を把握するために、各種計測機器を設置した実験施設を建設し、H27d～H28d にかけて、約 1 年間の計測、観測を実施した。また、上載荷重(現地を通行する工事車両や、土嚢等による等分布荷重)をかけることで、側方土圧及び材料の経時変化の挙動把握を実施した。

1.1. 計測および観測の概要

1.1.1. 計測

- 1) 実験施設に設置した計器により、土圧、水位、温度、変位を測定した。データは 10 分に 1 回の頻度で自動計測を行い、データロガーに記録した。なお、温度計については、H27d の検討結果に基づき、H28d に追加で設置した。
- 2) 計測期間は平成 28 年 1 月 28 日～平成 28 年 12 月 1 日である。

1.1.2. 観測

- 1) 実験施設において表 1.1 に示す観測を実施した。
- 2) 観測期間は平成 28 年 1 月 28 日～平成 28 年 12 月 1 日である。

表 1.1 観測項目と観測位置

観測項目	観測位置	観測の方法
L 型擁壁変位量	L 型擁壁側面の反射シート	トランシット、トータルステーション等
走行路水準測量	路体表面	レベル等
L 型擁壁水準測量	L 型擁壁上面	レベル等



図 1.1 実験場所

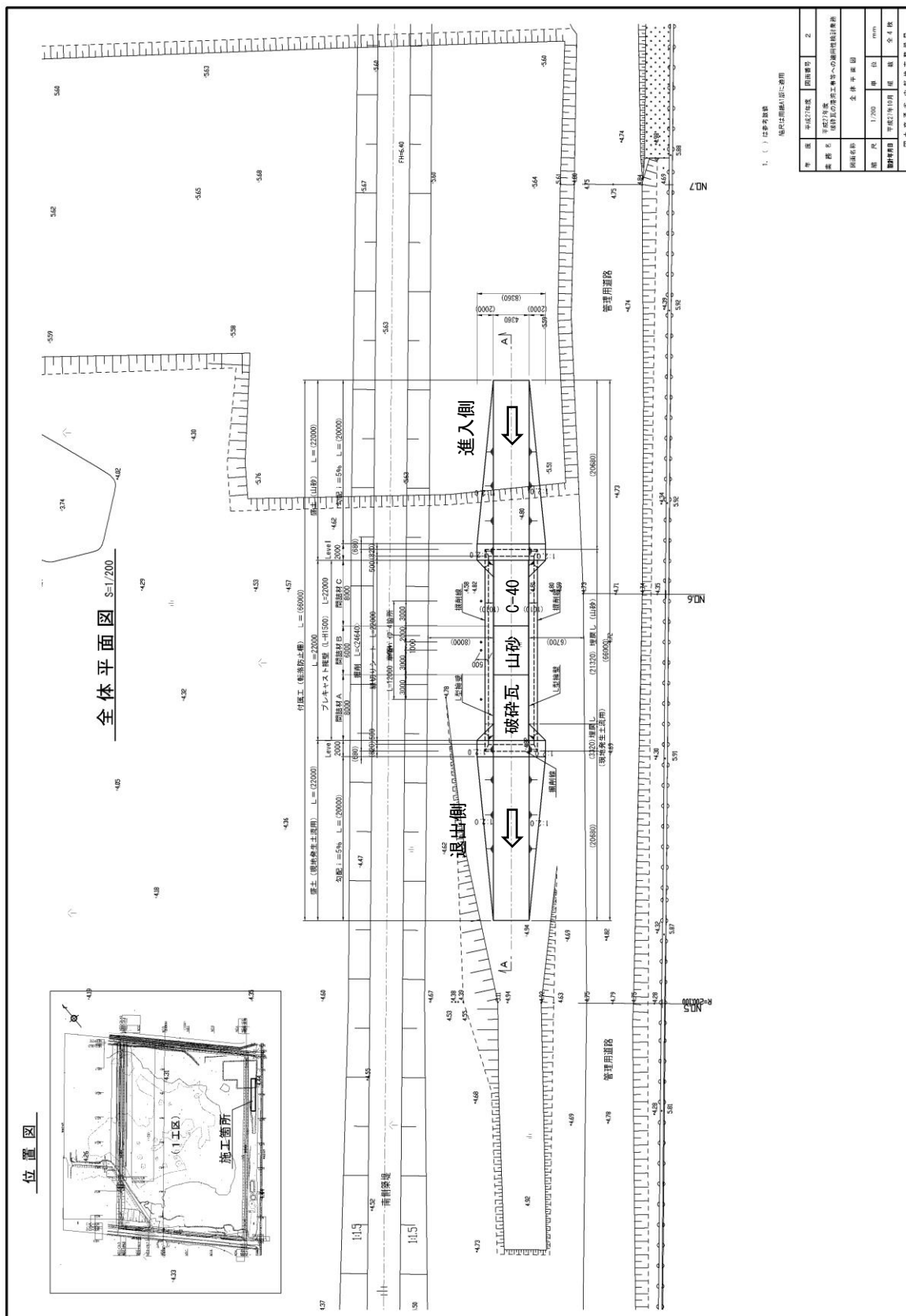
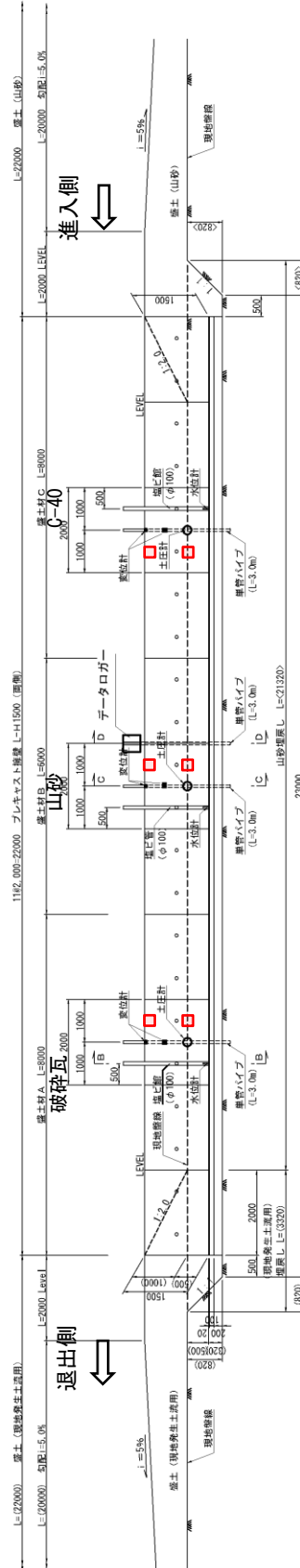


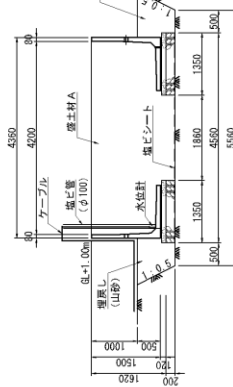
図 1.2 実験施設の全体平面図

計測機器設置図

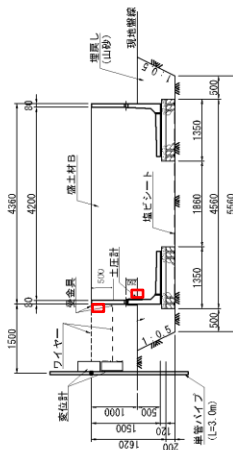
縦断面図 S=1/200
(A-A)



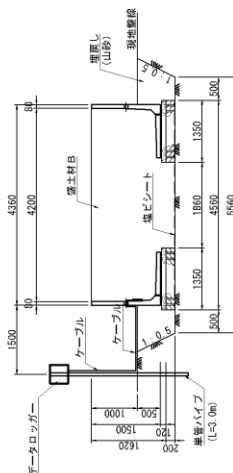
水位計設置断面図 S=1/50
(断面 B-B)



土圧計設置断面図 S=1/50
(断面 C-C)



データロガー設置断面図 S=1/50
(断面 D-D)



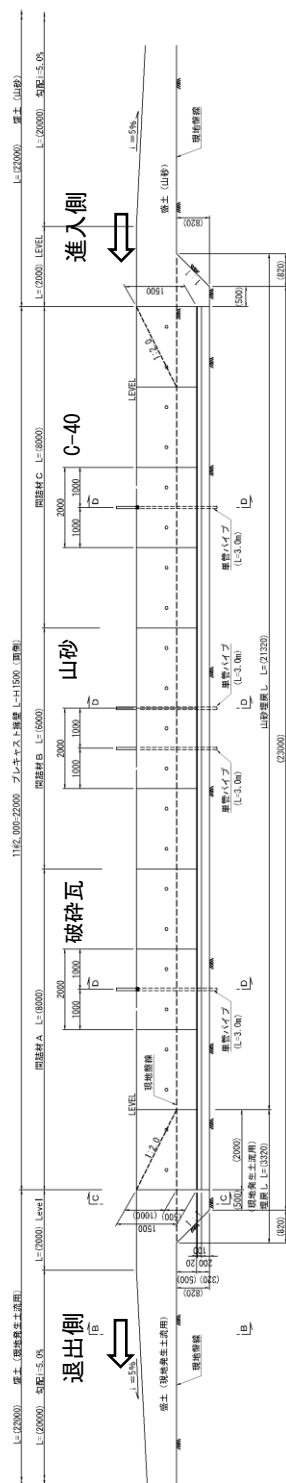
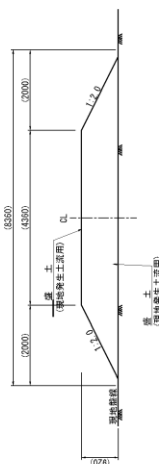
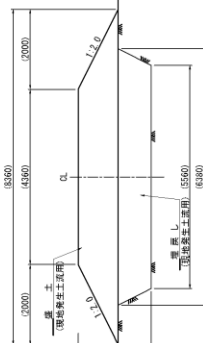
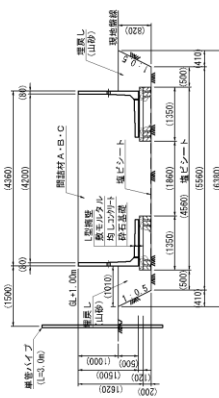
□ : 温度計設置位置

図 1.3 実験施設の計測機器設置図

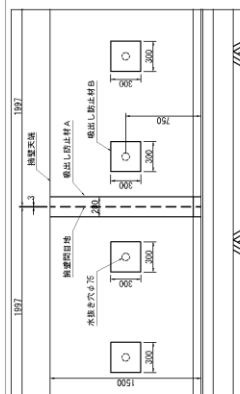
縦断・横断面図
(参考図)

(参 考)

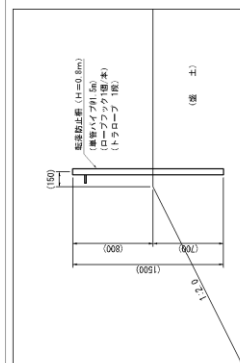
縱断面図 S=1/200

$$(A - A)$$
断面 B-B $S=1/50$ 断面 C-C $S=1/50$ 断面 D-D $S=1/50$ 

吸出し防止材 S=1/20



転落防止柵 S=2/10



縮尺は用紙の種に適用

生 誕	年 次	平成27年度	図庫番号	参-1
氏 名	氏 名	井原7年度 佐竹瓦の産廃工事への適用検討業務		
国 庫 委 託	国 庫 委 託	新 築・補 修 工		
期 限	期 限	単 位	円(千)	
起 算 日	起 算 日	平成27年10月	期 限	全 1 棟

国 庫 委 託 山 形 県 不 動 産 部

主) 1. 各種計測器(土圧計、水圧計、土下計)の設置は、別途無償にて設置する。
2. ()内数値は、参考数値。

図 1.5 実験施設の縦断・横断面図

1.1.3. 設置概要

現在設置されている計測機器を図 1.6 に示す。

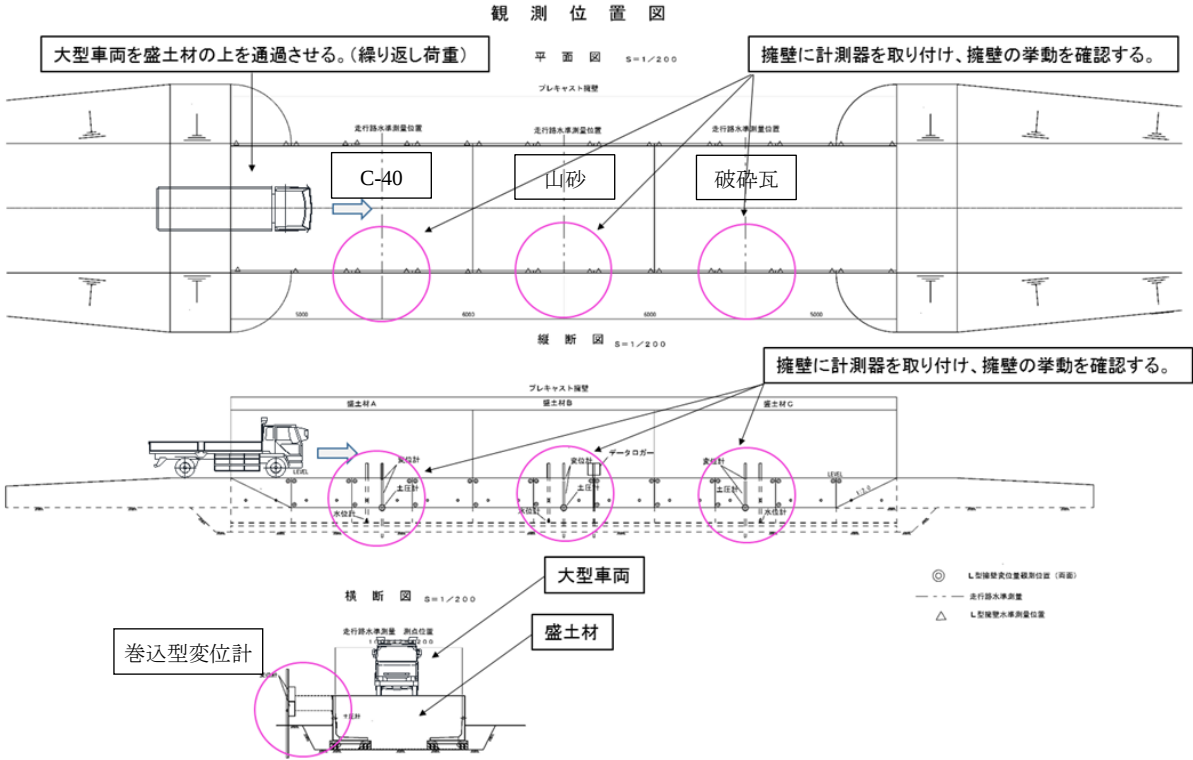


図 1.6 計測器設置位置

表 1.2 設置計測器の一覧

計測項目	計測器	計測器の容量	型式	計測方法	数量
L 型擁壁への側圧	土圧計	200KPa	KDA-200KPA	自動計測 (10 分間隔の インターバル 計測)	3 断面(3 台)
L 型擁壁内の水位	水位計	10m	KW-10C		3 断面(3 台)
L 型擁壁の変位 (側壁変位)	巻込型変位計	500mm	DP-500E		3 断面(6 台)
気中部および土中部 の温度	温度計※)	-40～375℃	K 熱電対		3 断面(6 台)
データの収集	データロガー	20ch (電池式)	TDS-150 FSW-10(L)		1 セット

※)温度計は、H28/9/21 に設置。それ以外は H28/1/28 に設置。

(1) 計測器の配置

計測器の配置を図 1.7 に示す。

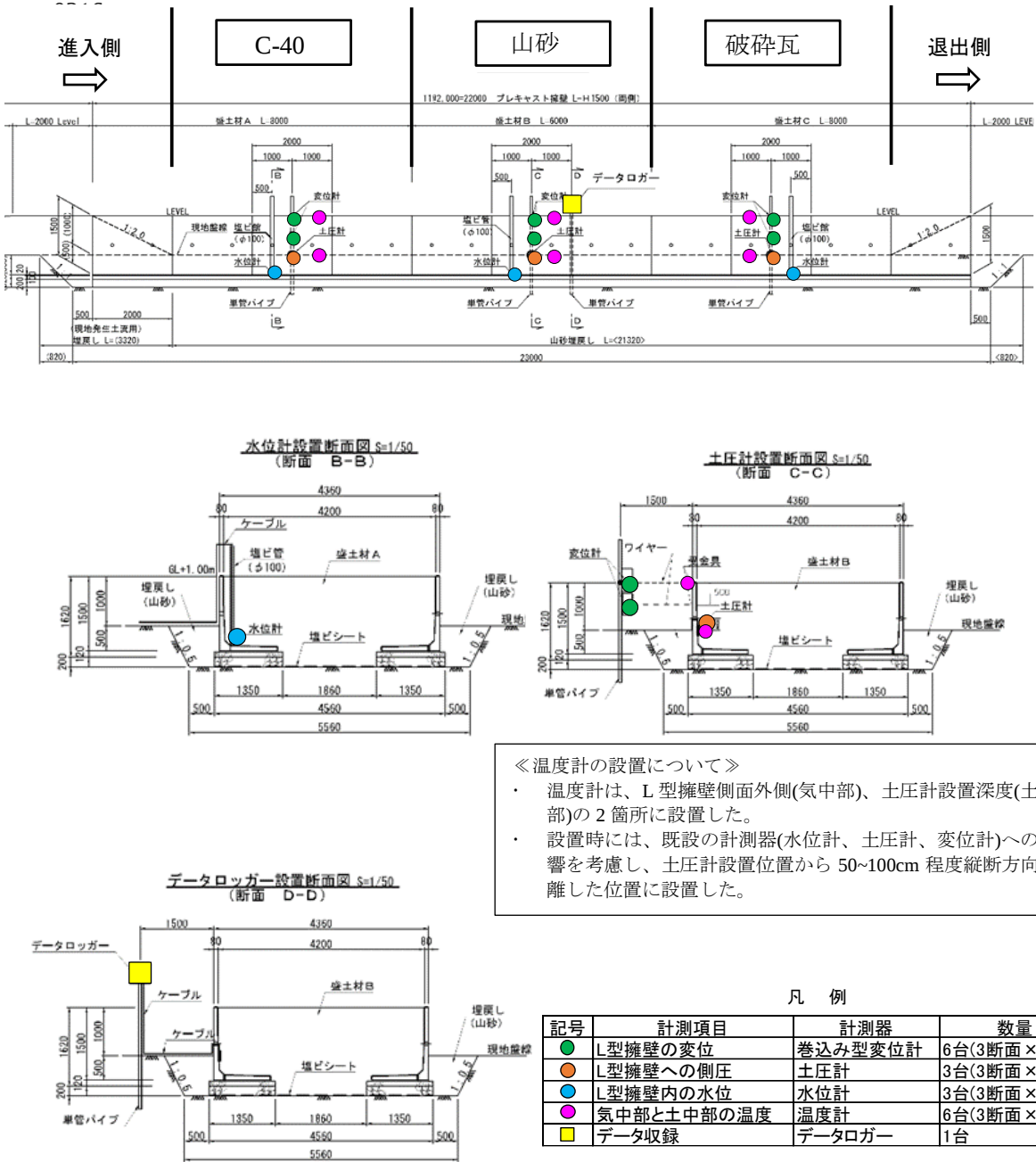


図 1.7 計測器の配置図

1.1.4. 計測器の設置方法

(1) 水位計(L 型擁壁内の水位)設置方法

水位計の設置要領を図 1.8 に示す。

1. 位置出しを行い、塩ビ管(Φ100 ストレーナー加工)を擁壁側部にアンカーとサドルバンドを使用して固定する。
2. 塩ビ管固定後、水位計を塩ビ管内に下していき、ハンチ部上端に水位計を設置する。その後、水位計のケーブルを保護管(Φ30 エフレックス)に通して、データロガーまで配線する。

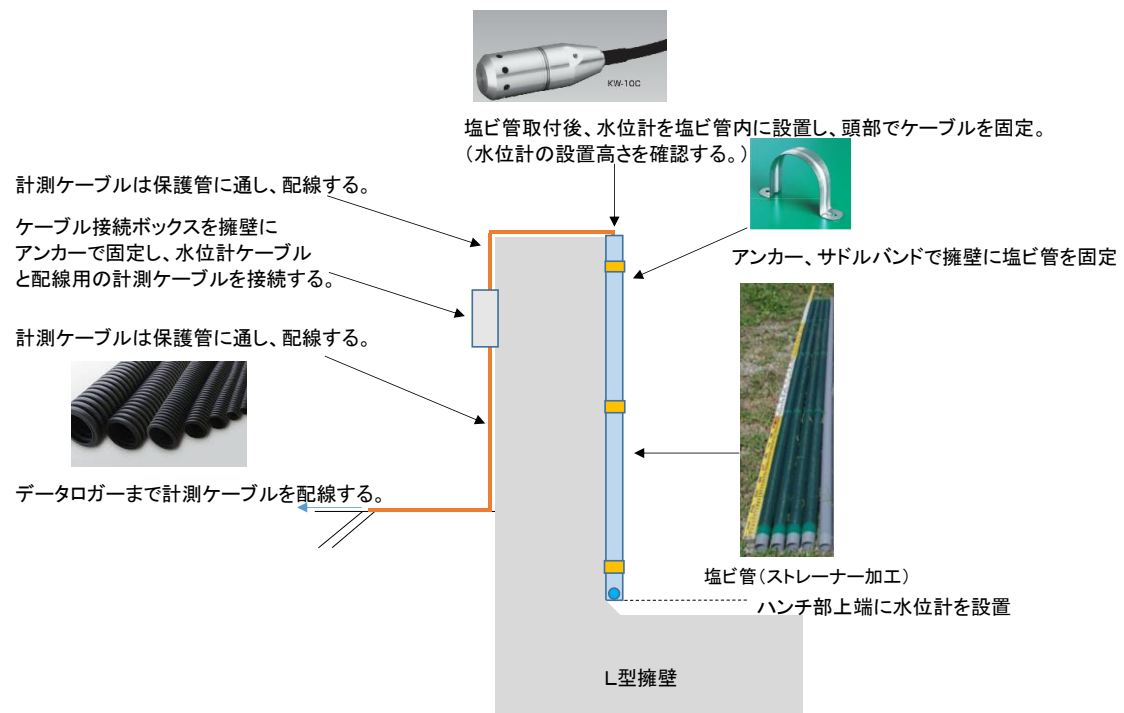


図 1.8 水位計の設置要領

(2) 巻込み型変位計(L 型擁壁の変位)設置方法

巻込み型変位計の設置要領を図 1.9 に示す。

1. 位置出しを行い、打込み単管、単管を使用して、巻込み型変位計の保護箱を取り付ける。
2. 保護箱の中に巻込み型変位計を収納する。
3. 擁壁にアンカーを使用してアイナットを取り付け、巻込み型変位計のワイヤーとアイナットをインバー線で結ぶ。
4. インバー線は塩ビパイプを使用して保護する。
5. その後、巻込み型変位計のケーブルを保護管(Φ30 エフレックス)に通して、データロガーまで配線する。

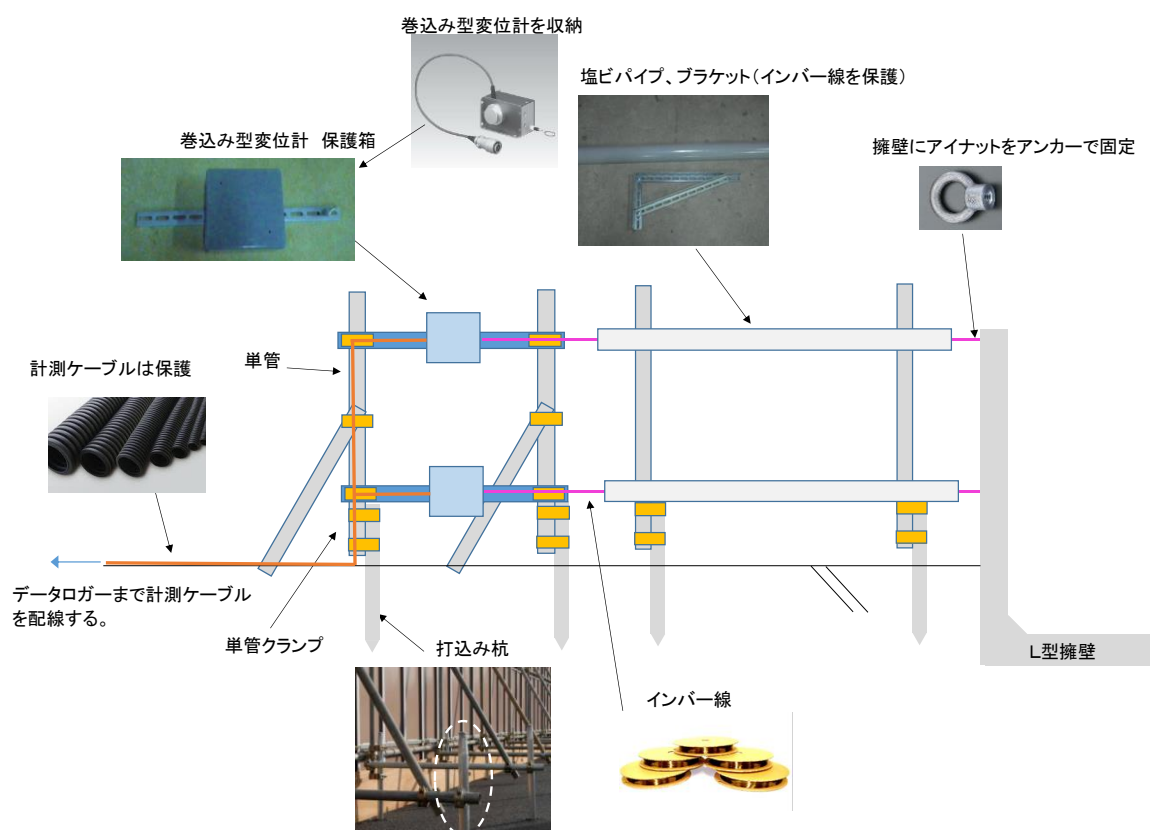


図 1.9 巻込み型変位計の設置要領

(3) 土圧計(L 型擁壁への側圧)設置方法

土圧計の設置要領を図 1.10、図 1.11 に示す。

1. 位置出しを行い、土圧計を擁壁側面に取り付け治具を使用してアンカーで固定する。
2. 土圧計の受圧面に砂の入った土嚢袋をセットする。
3. その後、土圧計のケーブルを保護管(Φ30 エフレックス)に通して、データロガーまで配線する。

(側面)

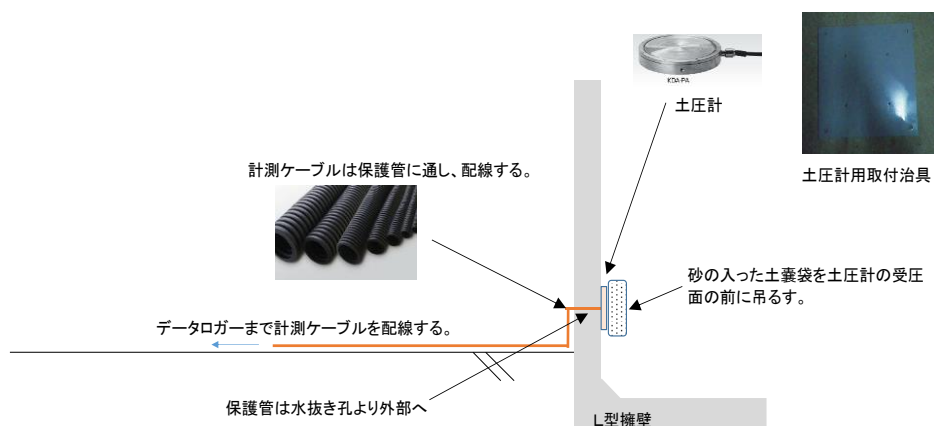


図 1.10 土圧計の設置要領(側面図)

(正面)

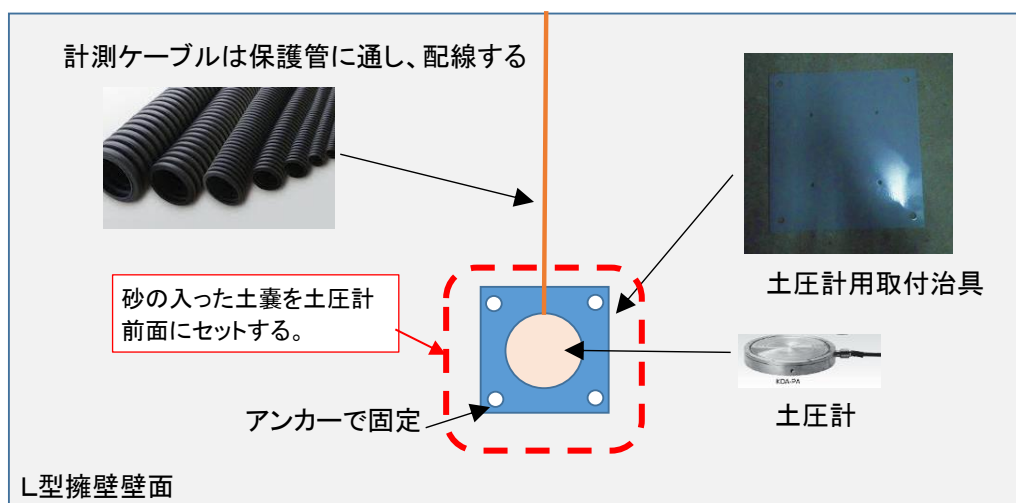


図 1.11 土圧計の設置要領(正面図)

(4) 温度計(L 型擁壁の内側と外側)設置方法

温度計(熱電対)の設置要領を図 1.12 に示す。

1. 位置出しを行い、設置想定位置まで開削を行う。
2. 土中温度計および外壁温度計を設置後、ケーブルを保護管（Φ30 エフレックスを想定）に通して、データロガーまで配線する。

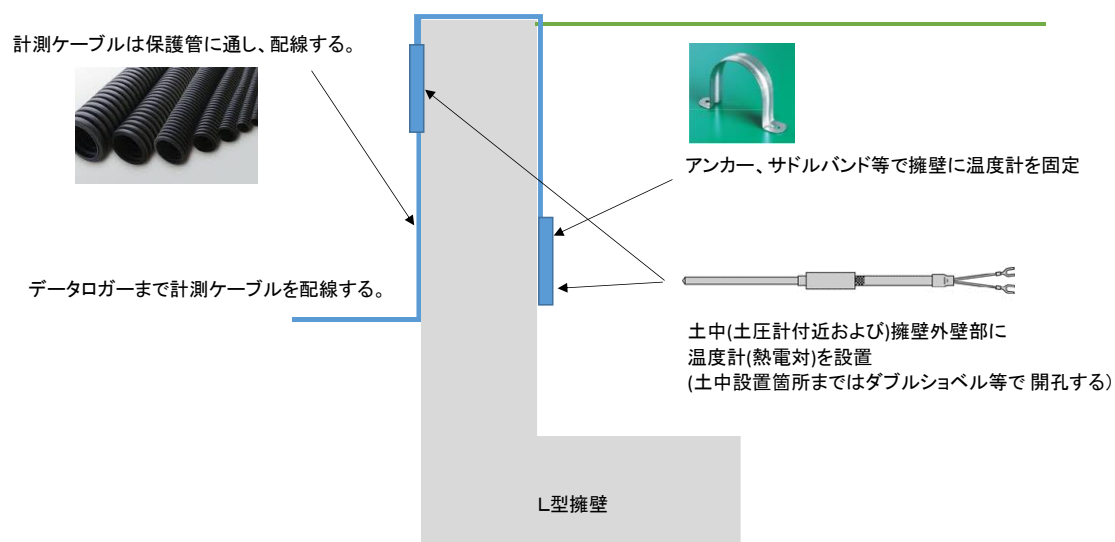


図 1.12 温度計の設置要領

1.1.5. データロガー設置・計測

(1) 概要・計測概要

設置するデータロガーは、設置する計器(土圧計、水位計、変位計、温度計)のデータを10分に1回の頻度での保存が可能で、3か月間分のデータを蓄積できる性能を有している。

データ計測は2016年1月～12月に実施した。1月28日の設置後は、未計測期間無しで続けており、データ回収は1回/2月程度実施し、最終データは12月1日である。データ回収時には各計器の動作状況及びデータの取得状況の確認を併せて行った。

(2) データロガーの設置方法

データロガーの設置要領図を図 1.13 に示す。

1. データロガー設置位置に打込み単管および単管を使用してデータロガーの保護ボックスを取り付ける。
2. 保護ボックス内にデータロガーを収納し、各計測ケーブルをデータロガーの端子に接続する。

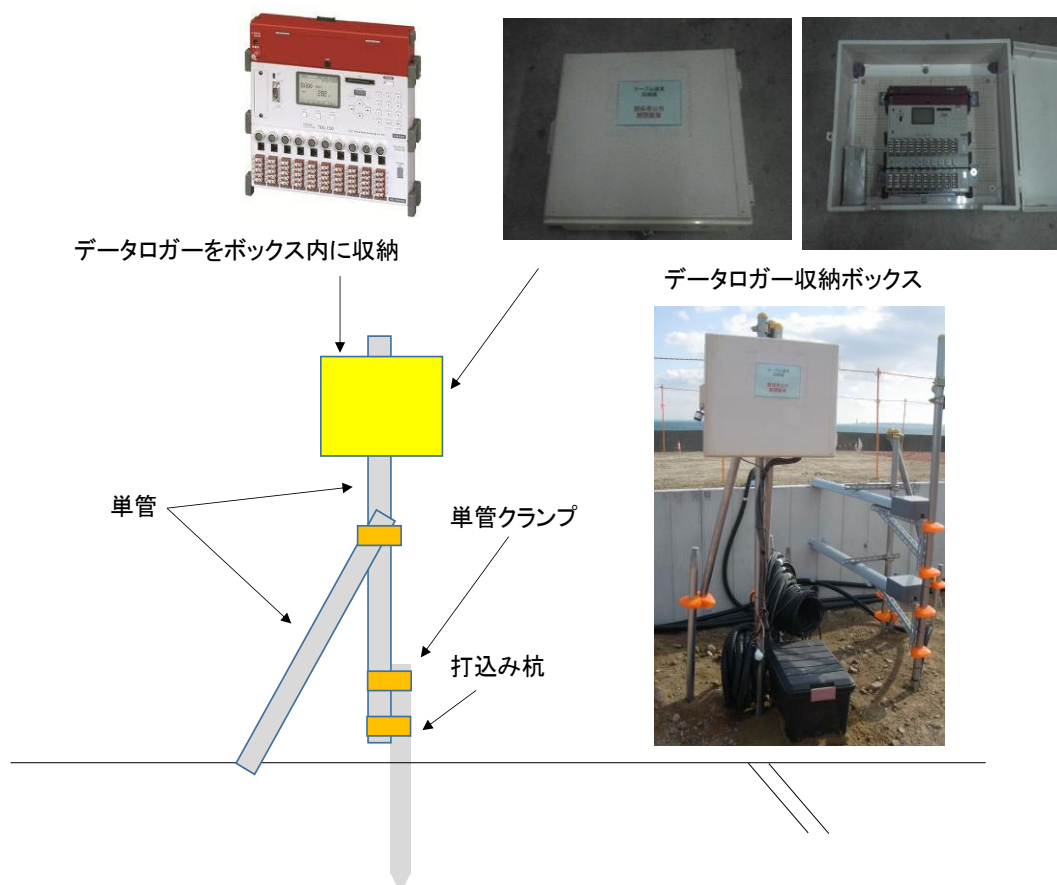


図 1.13 データロガーの設置要領

(3) 計測システム

計測システムは各種計測器の計測ケーブルをデータロガーに接続し、計測は一定間隔の時間で行い、そのデータを保存するインターバル計測とした。

システムブロックを図 1.14 に示す。

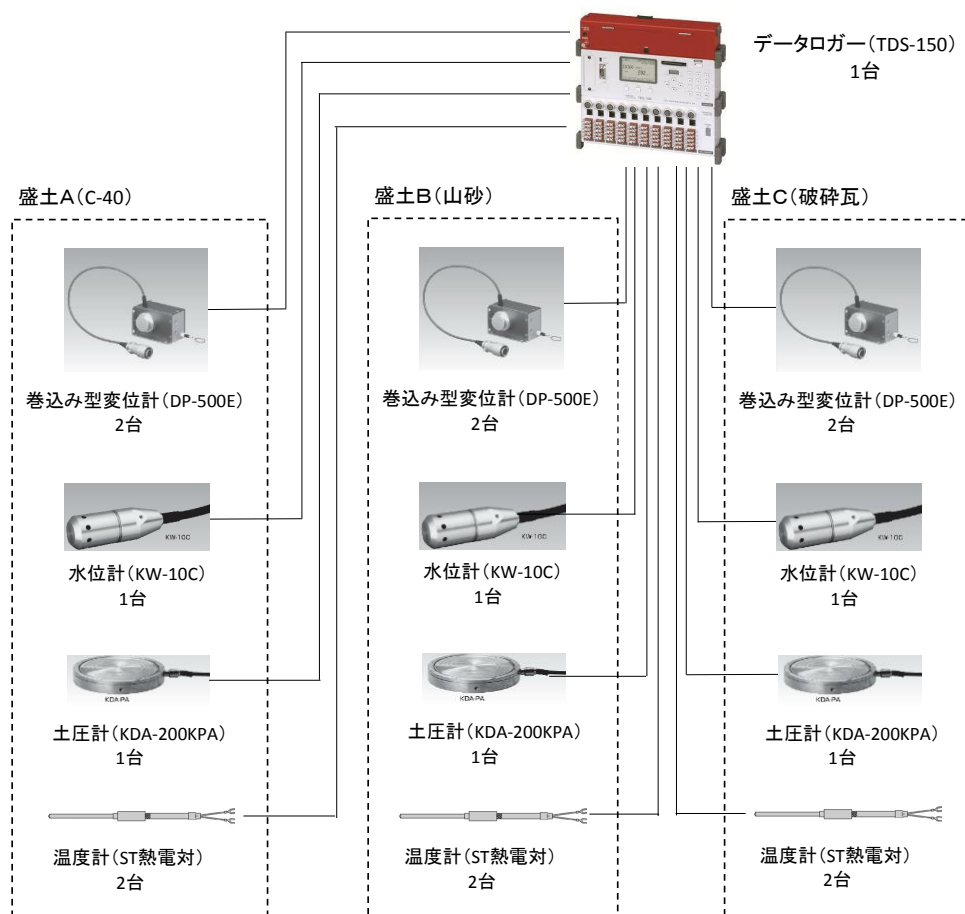


図 1.14 計測システムの接続要領図

(4) 計測頻度及びデータの回収頻度

計測期間は平成 28 年 1 月 28 日から平成 28 年 12 月 1 日まで実施した。なお、計測間隔は 10 分間隔とし、適宜データ回収、電池交換、計測器の動作確認を実施した(測量実施時にもデータ回収を実施)。

表 1.3 計測頻度及びデータの回収頻度

計測器	計測頻度	データ回収頻度	備考
土圧計	1 回/10 分	1 回/4 週間	H28/1/28 設置
水位計	1 回/10 分	1 回/4 週間	H28/1/28 設置
巻込型変位計	1 回/10 分	1 回/4 週間	H28/1/28 設置
温度計	1 回/10 分	1 回/4 週間	H28/9/21 設置

1.1.6. 観測

(1) 観測概要

実証実験施設において以下の観測を実施した。観測位置を図 1.17、図 1.18 に示す。

表 1.4 観測項目と観測位置、頻度

項目	観測位置	観測頻度	観測の方法
観測基準点設置 (1級基準点測量)	基礎となる基準 点の設置	H28年1月設置	GNSS
L型擁壁変位量	L型擁壁側面 29点×2面	1/28～3/25に6回(H27検討) 7/25～12/1に3回(H28検討)	測点シールの位置観 測(TS等)
走行路水準測量	路体表面	1/28～3/25に3回(H27検討) 7/25～12/1に3回(H28検討)	横断測量
L型擁壁水準測量	L型擁壁上面	1/28～3/25に3回(H27検討) 7/25～12/1に3回(H28検討)	水準測量

(2) 観測基準点設置(基準点測量)

電子基準点岡崎、常滑1、常滑2の3点を既知点としてGNSS測量機により観測を行い、今後の観測基準点の既知点となる測点3点の水平位置及び標高値を定める。

水平位置については1級基準点測量に基づいて実施した。

なお、標高についてはGNSS水準測量により標高を決定した。GNSS観測における電子基準点のみの場合の点検計算の許容範囲を表1.5、GNSS水準測量の点検計算の許容範囲を表1.6に示す。

表 1.5 GNSS 観測における電子基準点のみの場合の点検計算の許容範囲

区 分	許 容 範 囲		備 考
結 合 多 角 又 は 単 路 線	水平 ($\angle N$ 、 $\angle E$)	$60\text{mm}+20\text{mm}\sqrt{N}$	N：辺数 $\angle N$ ：水平面の南北方向の閉合差 $\angle E$ ：水平面の東西方向の閉合差 $\angle U$ ：高さ方向の閉合差
	高さ($\angle U$)	$150\text{mm}+30\text{mm}\sqrt{N}$	

出典：公共測量作業規程の準則(平成20年3月31日) 第2編第2章第6節第42条

表 1.6 GNSS 水準測量の点検計算の許容範囲

区 分	許 容 範 囲		備 考
基 線 ベ ク ト ル の 較 差	水平($\angle N$ 、 $\angle E$)	20mm	$\angle N$ ：水平面の南北方向の閉合差 $\angle E$ ：水平面の東西方向の閉合差 $\angle U$ ：高さ方向の閉合差
	高さ($\angle U$)	40mm	
既知点間の楕円体高の閉合差		$15\text{mm}\sqrt{S}$	S：路線長(km単位)
仮定三次元網平均計算における楕円体高の閉合差		$15\text{mm}\sqrt{S}$	S：路線長(km単位)
仮定三次元網平均計算における基線ベクトルの各成分の残差		20mm	

出典：GNSS測量による標高の測量マニュアル(平成27年7月) 第2章 第5節 第18条

(3) L 型擁壁変位量

前項により設置した観測基準点を既知点としてトータルステーションを使用して L 型擁壁側面の測点について測角・測距の観測を行い変位量を求めている。L 型擁壁変位量については測定箇所(29 か所×2 面)に反射シートを設置し観測を実施した。



図 1.15 測点シール



図 1.16 L 型擁壁側面部の測点位置図

(4) 走行路水準測量

走行路水準測量については観測点において、接線に対し直角方向を横断方向とし、地形変化点の地盤高及び距離の観測を 10cm の間隔で観測を行い横断図の作成を実施した。

走行路水準測量の点検計算の許容範囲を表 1.7 に示す(路線測量・横断測量)。

表 1.7 走行路水準測量の点検計算の許容範囲

区 分	距 離	標 高	摘 要
平 地	L/500	$2\text{cm}+5\text{cm}\sqrt{L}/100$	L は中心杭等と末端
山 地	L/300	$5\text{cm}+15\text{cm}\sqrt{L}/100$	見通杭の測定距離(m 単位)

出典：公共測量作業規程の準則 第 4 編第 2 章第 4 節第 362 条

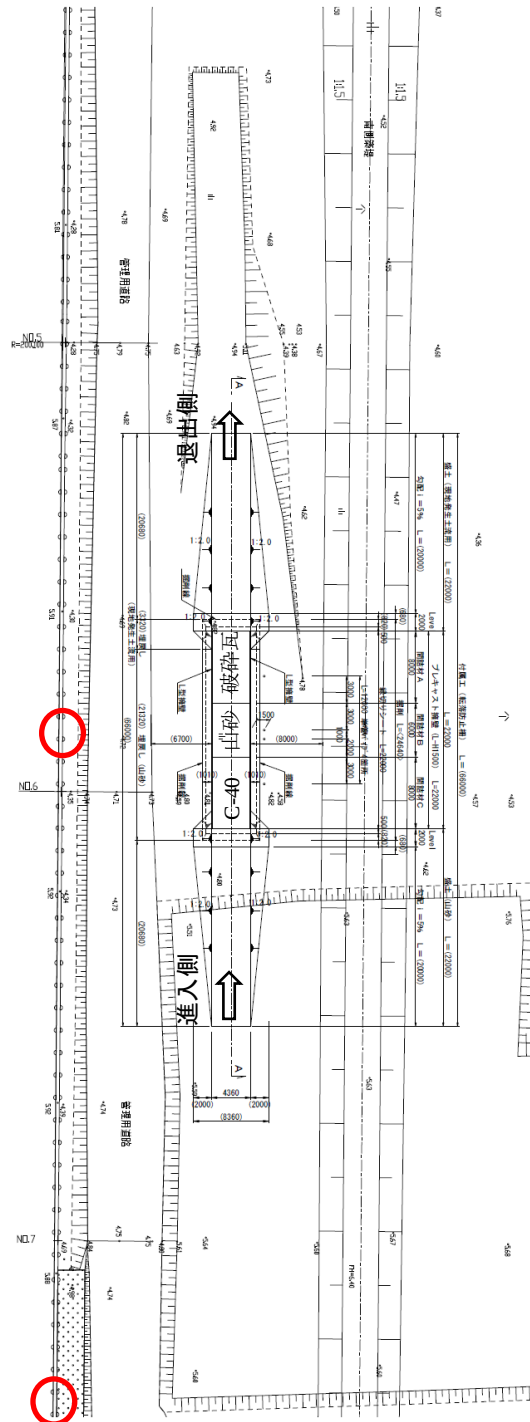
(5) L 型擁壁水準測量

L 型擁壁上面の標高については前項により決定した標高を基準に 3 級水準測量に準じて実施した。L 型擁壁上面の標高の点検計算の許容範囲を表 1.8 に示す。

表 1.8 標高の点検計算の許容範囲

環 閉 合 差	3 級水準測量
	$10\text{mm}\sqrt{S}\text{ km}$
既知点から既知点 までの閉合差	$15\text{mm}\sqrt{S}\text{ km}$

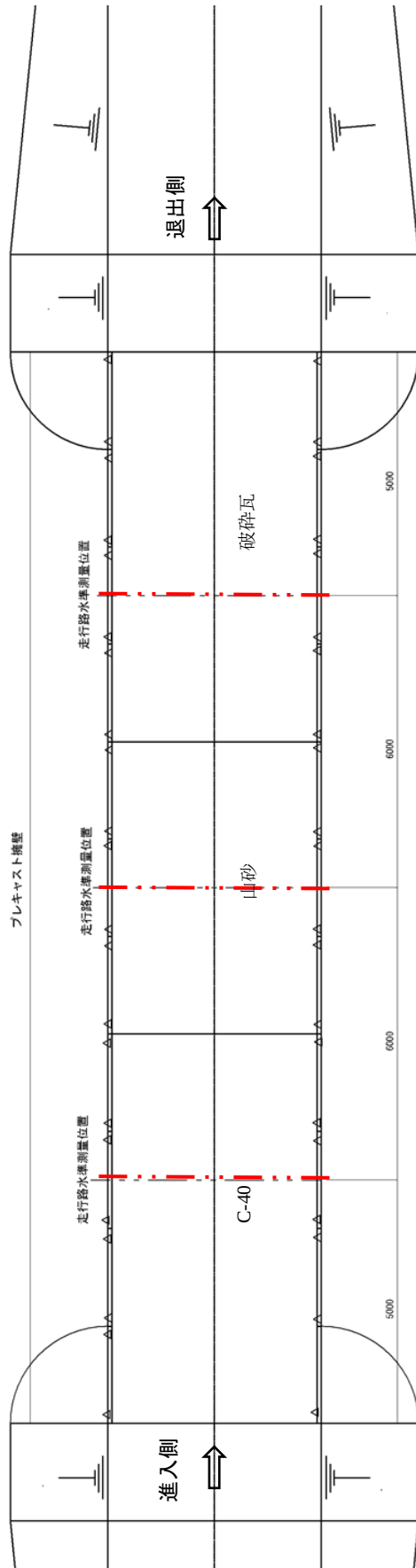
出典：公共測量作業規程の準則 第 2 編第 3 章第 6 節第 69 条



：観測基準点の設置予定箇所(1 級基準点 2 点設置)

図 1.17 観測基準点の設置箇所

平面図 S=1/200



縦断面図 S=1/200

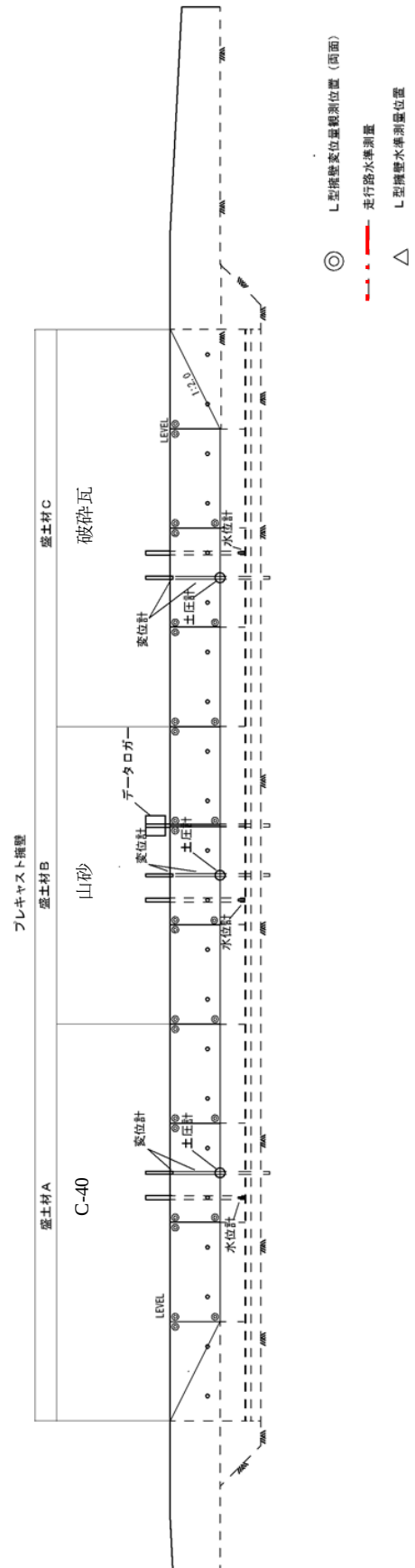


図 1.18 観測位置図

(6) 精度管理

測定の精度確保のため、各工種につき作業の終了後速やかに点検測定を行うとともに適切な精度管理を行い、この結果に基づいて精度管理表を作成した。各工種の点検測定率を表 1.9 に示す。

表 1.9 精度管理基準

測 量 種 別	点検測定率
L型擁壁変位量	5%
走行路水準測定	5%
L型擁壁水準測定	5%

1.2. 実験施設建設時の施工記録

1.2.1. 使用材料の物性

実験施設に用いた材料の物性を表 1.10 に示す。

表 1.10 使用材料と施工時の試験結果

使用した材料の事前試験結果

名称		単位	破砕瓦 (シャモット0-20)	山土 (良質土)	クラシラン (C-40)
土粒子の密度		g/m ³	2.605	2.693	－
自然含水比		%		7.9	－
粒度	レキ分	%	69.7	42.5	83.9
	砂分	%	21.7	37.2	16.1
	シルト分	%	6.8	20.3	
	粘土分	%	1.8		
最大粒径		mm	20	37.5	40
WL		%	N. P.	35.3	N. P.
Wp		%	N. P.	N. P.	N. P.
塑性指数IP			N. P.	N. P.	N. P.
最大乾燥密度 $\gamma_{\max}$		g/m ³	1.630	1.894	2.401
最適含水比Wopt		%	9.9	10.2	4.54
CBR値		%	78.8	48.4	78.3

現場密度試験（砂置換法）：表層部（5層目）

名称	単位	破砕瓦 (シャモット0-20)	山土 (良質土)	クラシラン (C-40)
含水比	%	4.0	9.8	2.8
湿潤密度	g/m ³	1.700	2.088	2.401
乾燥密度	g/m ³	1.635	1.901	2.335

道路の平板載荷試験

名称	単位	破砕瓦 (シャモット0-20)	山土 (良質土)	クラシラン (C-40)
地盤反力係数Ks	MN/m ³	71.9	40.0	143.8
(計算に用いた沈下量S)	mm	5.90	10.61	2.95
(荷重強さp)	MN/m ²	424.3	424.3	424.3

*使用した材料の事前試験結果は、実験施設建設工事における材料承諾資料より抜粋した。

1.2.2. 施工管理記録

各材料共に仕上がり厚さ 30cm の 5 層構成とし、2 日間で施工した。その際の施工管理記録を表 1.11 に示す。

表 1.11 施工管理記録

作業	内容	管理項目		チェック	備考
1層目施工	C40投入	投入開始時刻	写真	○	2/1 11:05
(0～300mm)	砂投入	投入開始時刻	写真	○	10:53
	シャモット投入	投入開始時刻	写真	○	10:26
	転圧	転圧開始時刻	写真	○	11:28
		転圧完了時刻	写真	○	11:34
	層厚管理測量	測量時刻	写真	○	11:41
2層目施工	C40投入	投入開始時刻	写真	○	2/1 13:04
(300～600mm)	砂投入	投入開始時刻	写真	○	13:16
	シャモット投入	投入開始時刻	写真	○	14:00
	転圧	転圧開始時刻	写真	○	14:34
		転圧完了時刻	写真	○	14:40
	層厚管理測量	測量時刻	写真	○	14:44
3層目施工	C40投入	投入開始時刻	写真	○	2/1 15:42
(600～900mm)	砂投入	投入開始時刻	写真	○	15:33
	シャモット投入	投入開始時刻	写真	○	14:52
	転圧	転圧開始時刻	写真	○	16:18
		転圧完了時刻	写真	○	16:29
	層厚管理測量	測量時刻	写真	○	16:31
4層目施工	C40投入	投入開始時刻	写真	○	2/2 8:16
(900～1200mm)	砂投入	投入開始時刻	写真	○	8:52
	シャモット投入	投入開始時刻	写真	○	10:21
	転圧	転圧開始時刻	写真	○	11:28
		転圧完了時刻	写真	○	11:42
	層厚管理測量	測量時刻	写真	○	13:14
5層目施工	C40投入	投入開始時刻	写真	○	2/3 8:36
(1200～1500mm)	砂投入	投入開始時刻	写真	○	9:00
(GL+700mm)	シャモット投入	投入開始時刻	写真	○	8:01
	転圧	転圧開始時刻	写真	○	11:01
		転圧完了時刻	写真	○	11:07
	層厚管理測量	測量時刻	写真	○	2/4 10:47

1.3. 計測および観測データ

計測および観測を行った実施日は表 1.12 に示す。計測および観測データについては、次頁以降に示す。

表 1.12 計測および観測項目と最新データの更新日

項目		H27 年度～H28 年度
計測	土圧	H28/1/28～H28/12/1(自動計測)
	水位	H28/1/28～H28/12/1(自動計測)
	変位	H28/1/28～H28/12/1(自動計測)
	温度	H28/9/21～H28/12/1(自動計測)
観測	L 型擁壁変位量	H28/1/28～H28/12/1 計 7 回実施
	走行路水準測量	H28/1/28～H28/12/1 計 7 回実施
	L 型擁壁水準測量	H28/1/28～H28/12/1 計 7 回実施

【実験施設による挙動確認】

図 1.19 に示ように、計測変位および観測変位より実験施設の変位挙動の確認を行った上で、以下の検討を行う。

- ① 盛土材料の沈下特性の把握
- ② 計測土圧と港湾基準に示されている一般的な土圧論の適用性の確認

H27d の計測・観測結果より、L 型擁壁は微小な変位が生じていることから計測土圧と理論土圧は「主動土圧」に対応していると考える。

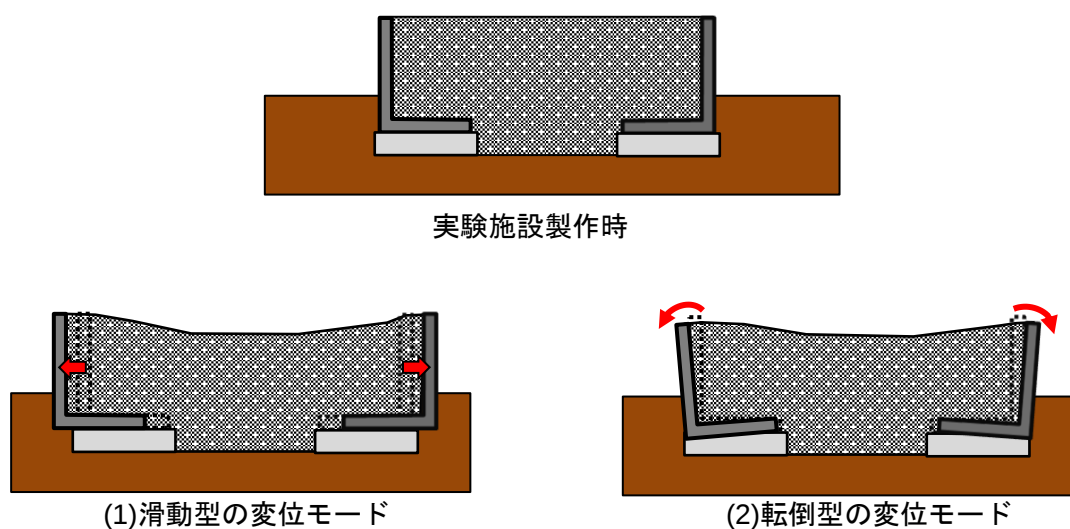


図 1.19 実験経過後の変位イメージ図

1.3.1. 計測

計測データについては、H27d,H28d の全計測結果(H28/1/28～H28/12/1)の記録を示す。
なお、降雨量については気象庁 HP アメダスより、愛知県：一色のデータを参照した。

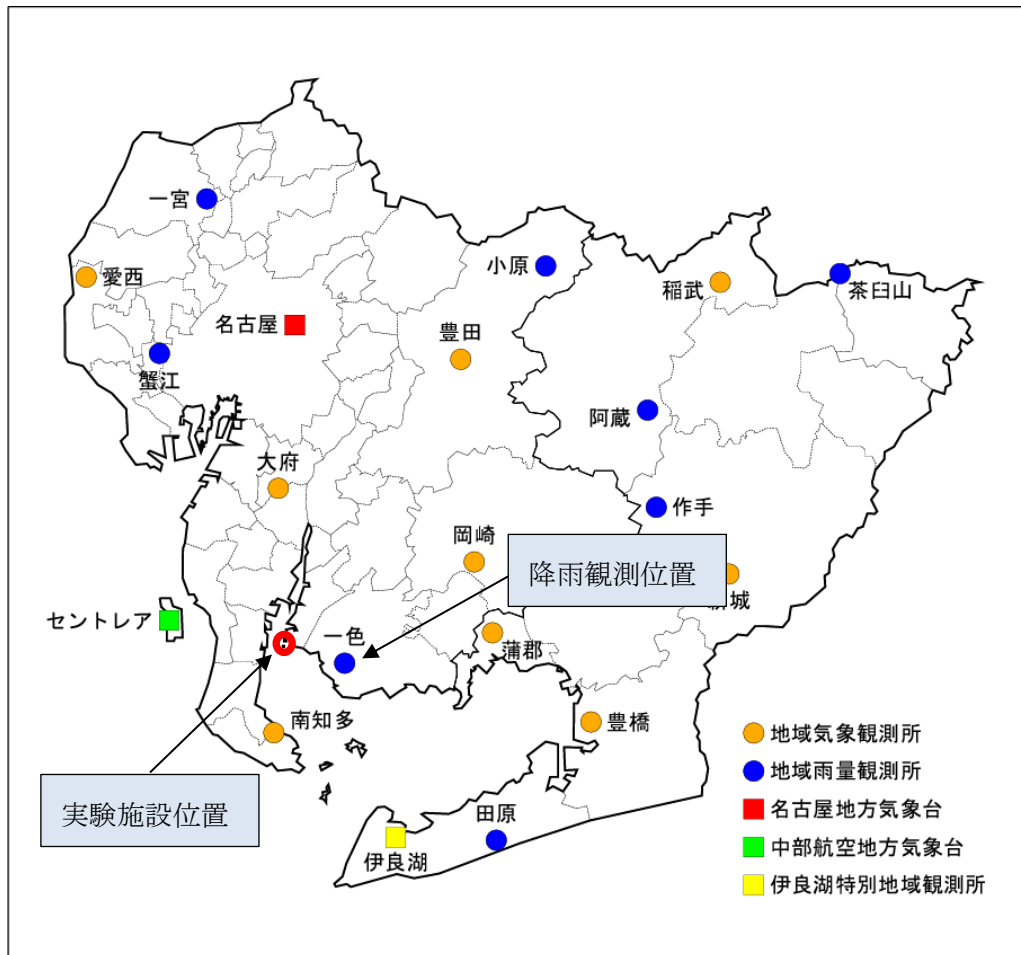


図 1.20 参照する降雨量観測所(アメダスより)

(1) 自然環境

計測データの参考として、計測期間における降雨量、気温のデータを示す。日降雨量は最大で 50mm 程度、気温は最高 40℃程度を観測した。

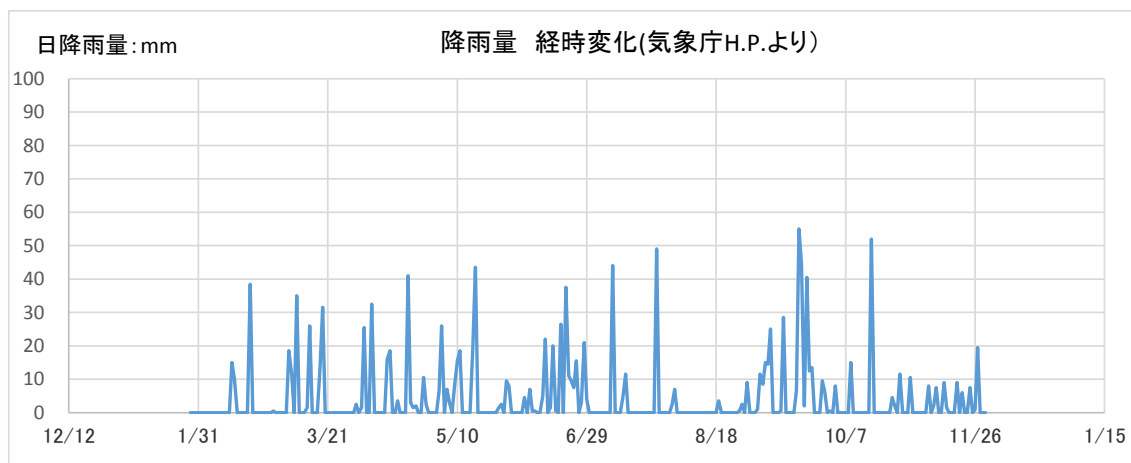


図 1.21 降雨量(日あたり降雨量 : 気象庁 H.P. : 愛知・一色より)

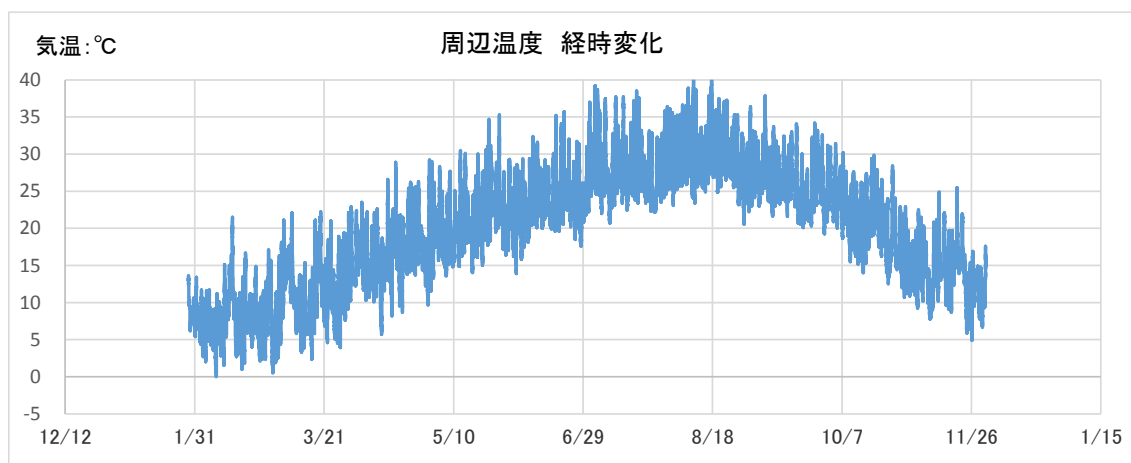


図 1.22 気温(自動観測)

(2) 土圧計

土圧の経時変化を

図 1.23 に示す。以下に傾向を示す。

- ・ 各材料とも共通して、土圧の増減が確認できる。この要因は降雨、気温等と推察する。
- ・ 土圧の最大値は、山砂:15kpa>C-40:9kpa>破碎瓦:4kpa 程度となった。なお、9/20-21 に等分布荷重載荷実験、11/14～16 に車両通行実験を実施しており、C-40 は前者、山砂は両方の場合に、土圧が上昇したまま保持する傾向を示している。

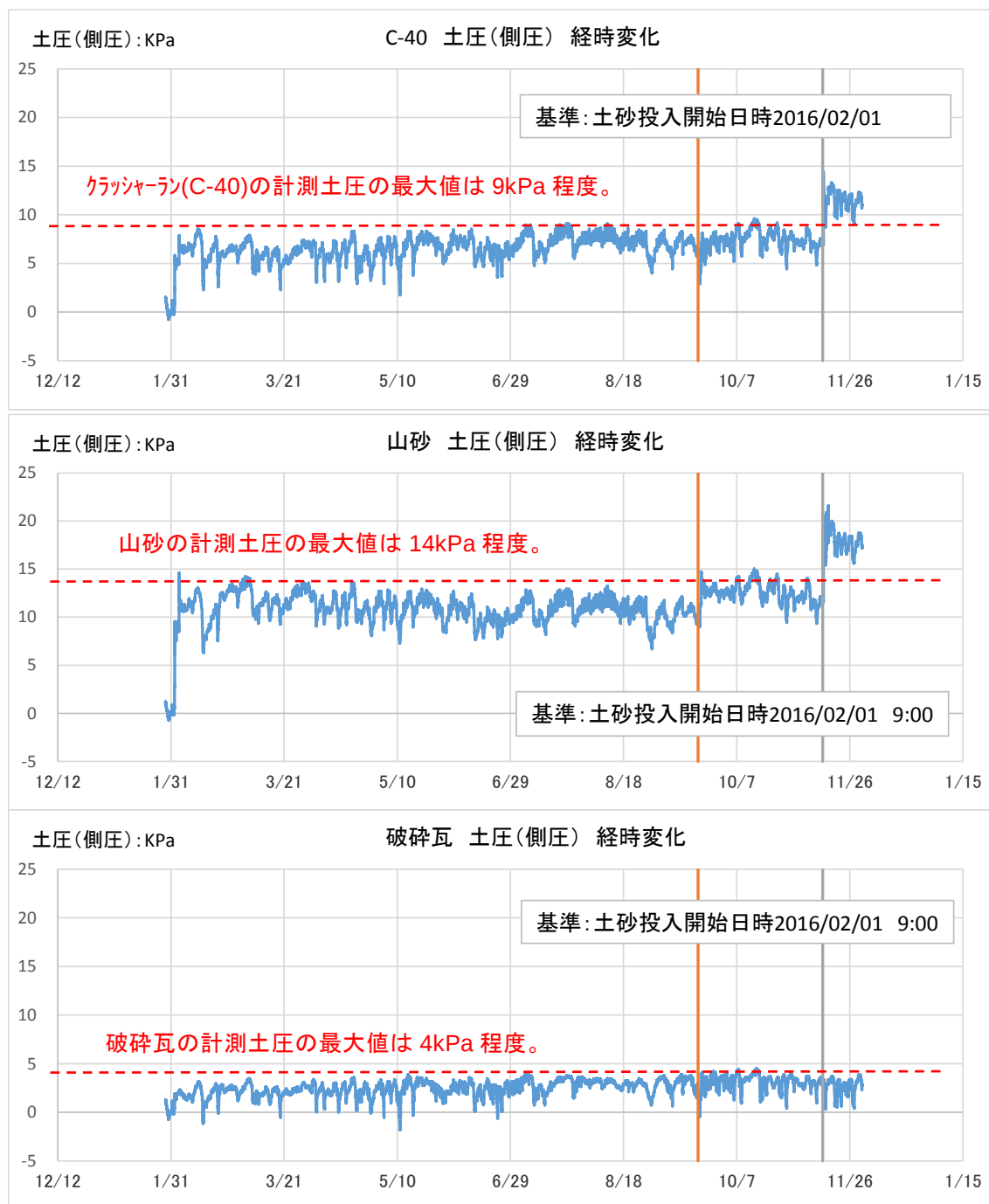


図 1.23 土圧計

(3) 水位計

水位計の経時変化を図 1.24 に示す。なお、経時変化図の縦軸は擁壁天端を基準として深さ方向の深度を示している。以下に傾向を示す。

- ・地下水位上であることと、降雨量が少ないため水位は観測出来ていない。
- ・9/20 には異常データが観測されている。これは、台風の影響でケーブル接続部に水が入り混んだ影響と思われ、乾燥後は正常値に戻っている。

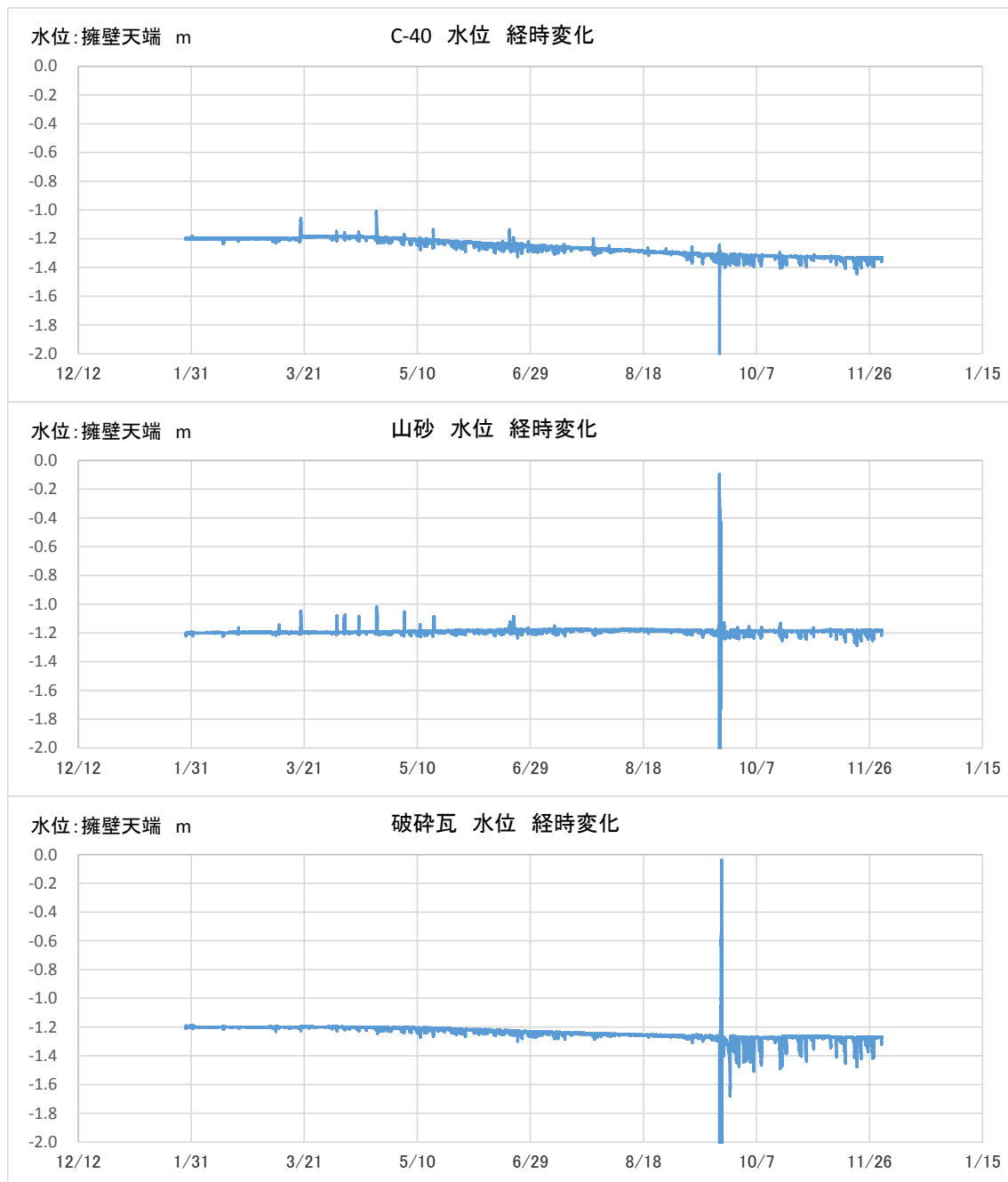


図 1.24 水圧計

(4) 変位計

図 1.25～図 1.28 に変位計の経時変化を示す。なお変位は、マイナス値はL型擁壁が外側へはらみだしている現象を示す。本計測器については、変位計測ワイヤーの延長ワイヤー（インバー線）が腐食により破断しており、一部異常値または破断していたが、9月12日に全6箇所について、取り替えを実施した。以下に各グラフと傾向を示す。

1) C-40

- ・ 図 1.25(C-40)では、外部への変形が漸増する傾向が見られ、4mm 程度観測されている。なお、8月付近の外側へのはらみだしについては、他の計測結果(測量、土圧等)には変動はなく、インバー線の腐食による影響と判断する。
- ・ 9/20 の等分布载荷実験、11/14～16 の車両通行実験の影響は顕著には確認できない。

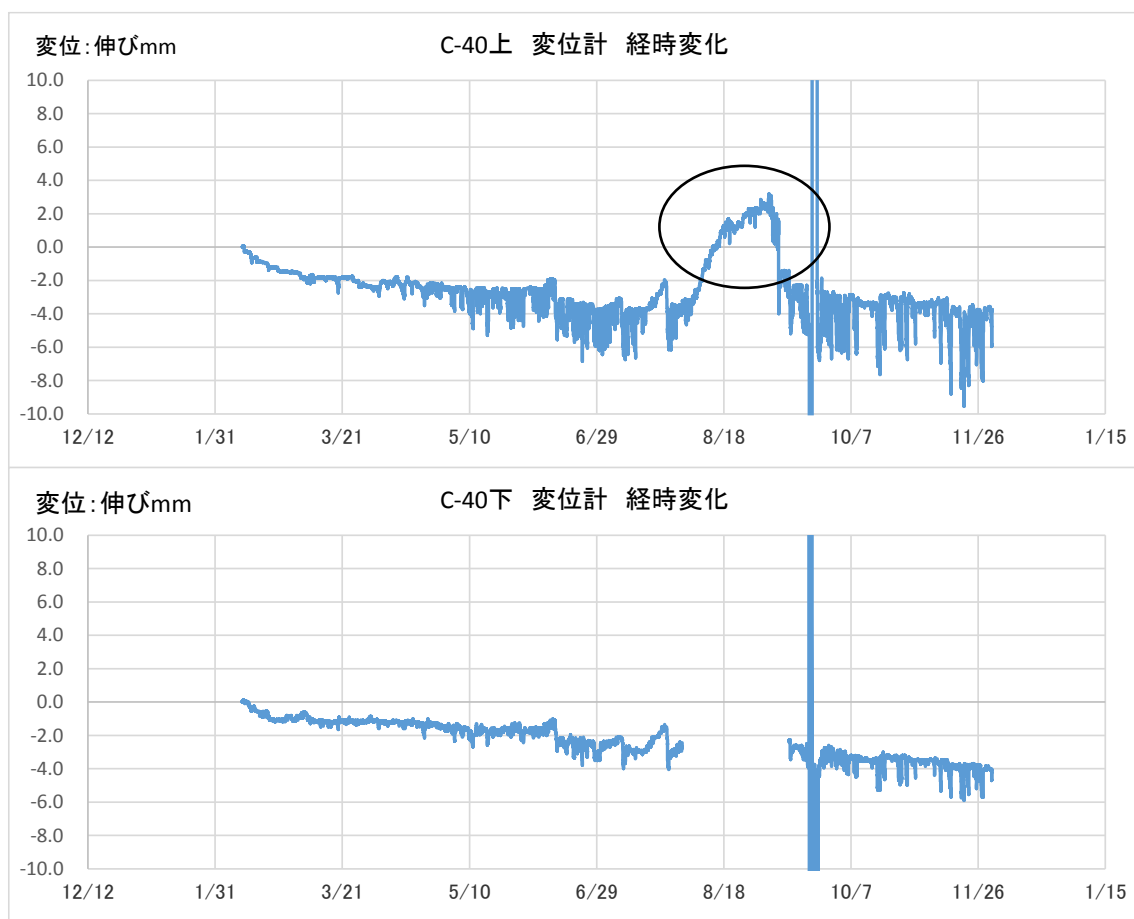


図 1.25 変位計-1

2) 山砂

- ・ 図 1.26(山砂)では、外部への変形が漸増する傾向が見られ、上下計測位置共に最終変位として 5mm 程度の変位が生じており、上側の変位の方がやや大きい。
- ・ 11/14～16 日の車両通行実験の際には、轍が 5cm 程度できるほど圧縮された関係で、側方土圧が上昇し、擁壁を内側から外側に押す力が働き、擁壁が外側へ変位している。

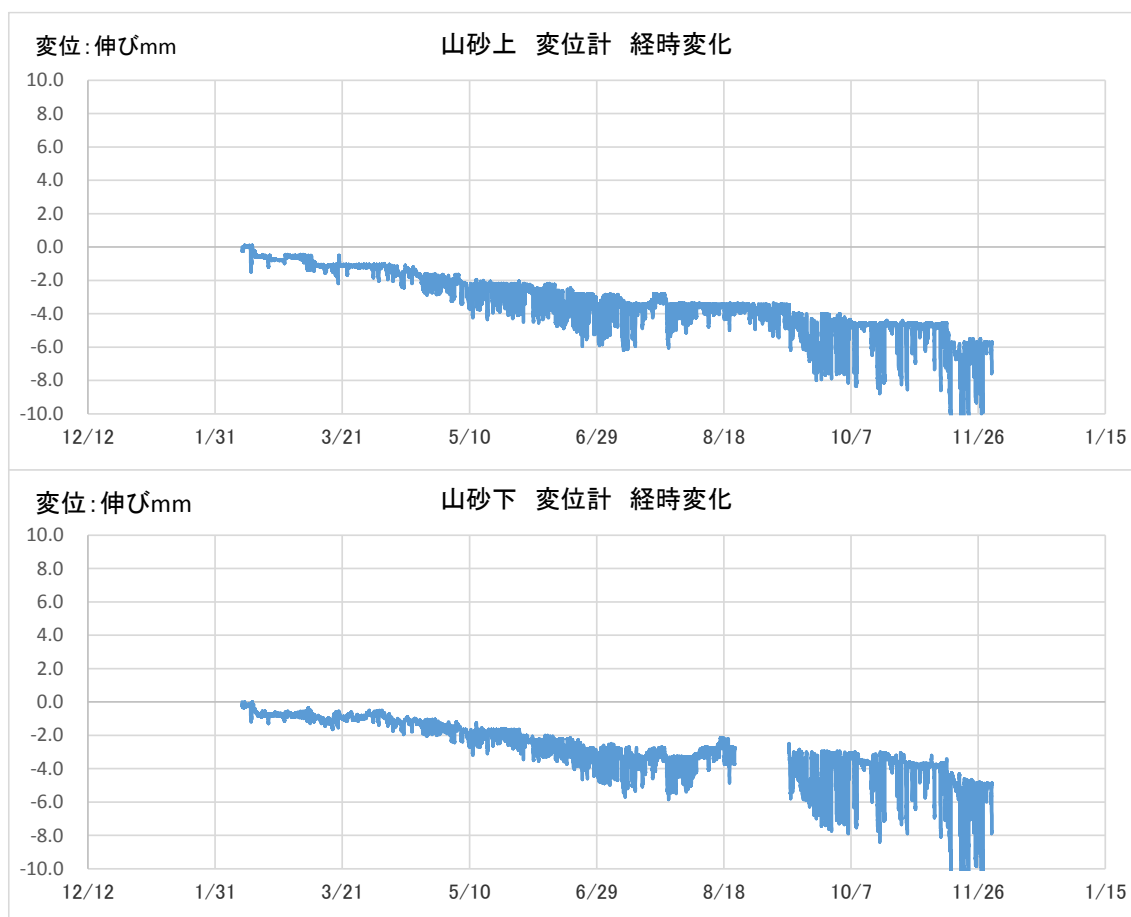


図 1.26 変位計-2

3) 破碎瓦

- ・ 図 1.27(破碎瓦)では、他の材料と同様に外部への変位が漸増する傾向が見られ、最終変位として 3mm 程度の変位が生じている。変位量は最も小さい。
- ・ 11/14～16 の車両通行実験後にやや外側へはらむ傾向が確認できる。

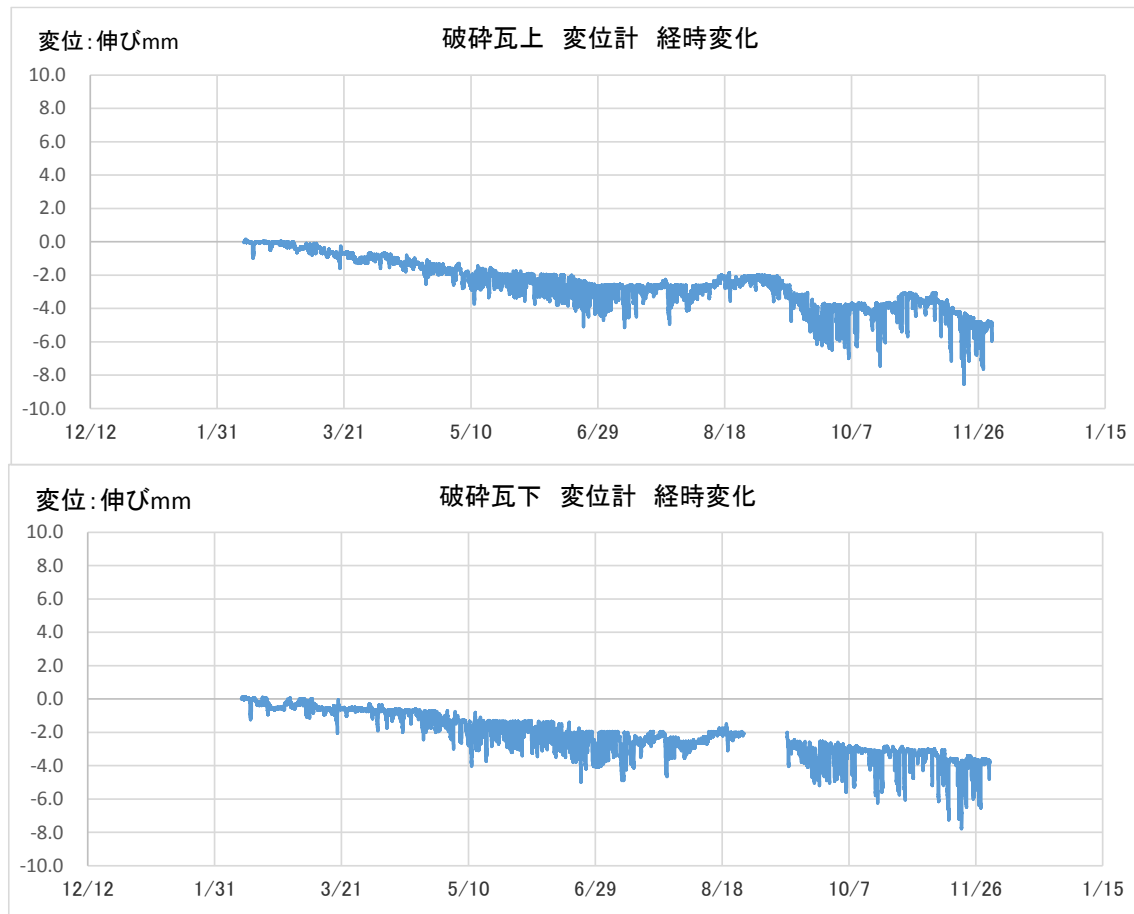


図 1.27 変位計-3

4) 上下端測定位置の相対変位（全材料）

- ・ 図 1.28 に各材料毎の擁壁上下の変位差を考慮した相対変位の経時変化を示す。
- ・ 各材料共に値はプラスを示しており、底部よりも上側の方が変位量大きい。
- ・ インバー線の破断補修後(9/12以降)は、等分布載荷試験の影響によるはらみも見られるため山砂、破碎瓦は値が大きく観測されているが、C-40は小さくなっている。原因は明確では無いが、測量成果(図 1.34)にも見られるように、L型擁壁の基礎地盤支持力が他と比較し、やや小さかった事が原因として考えられる。

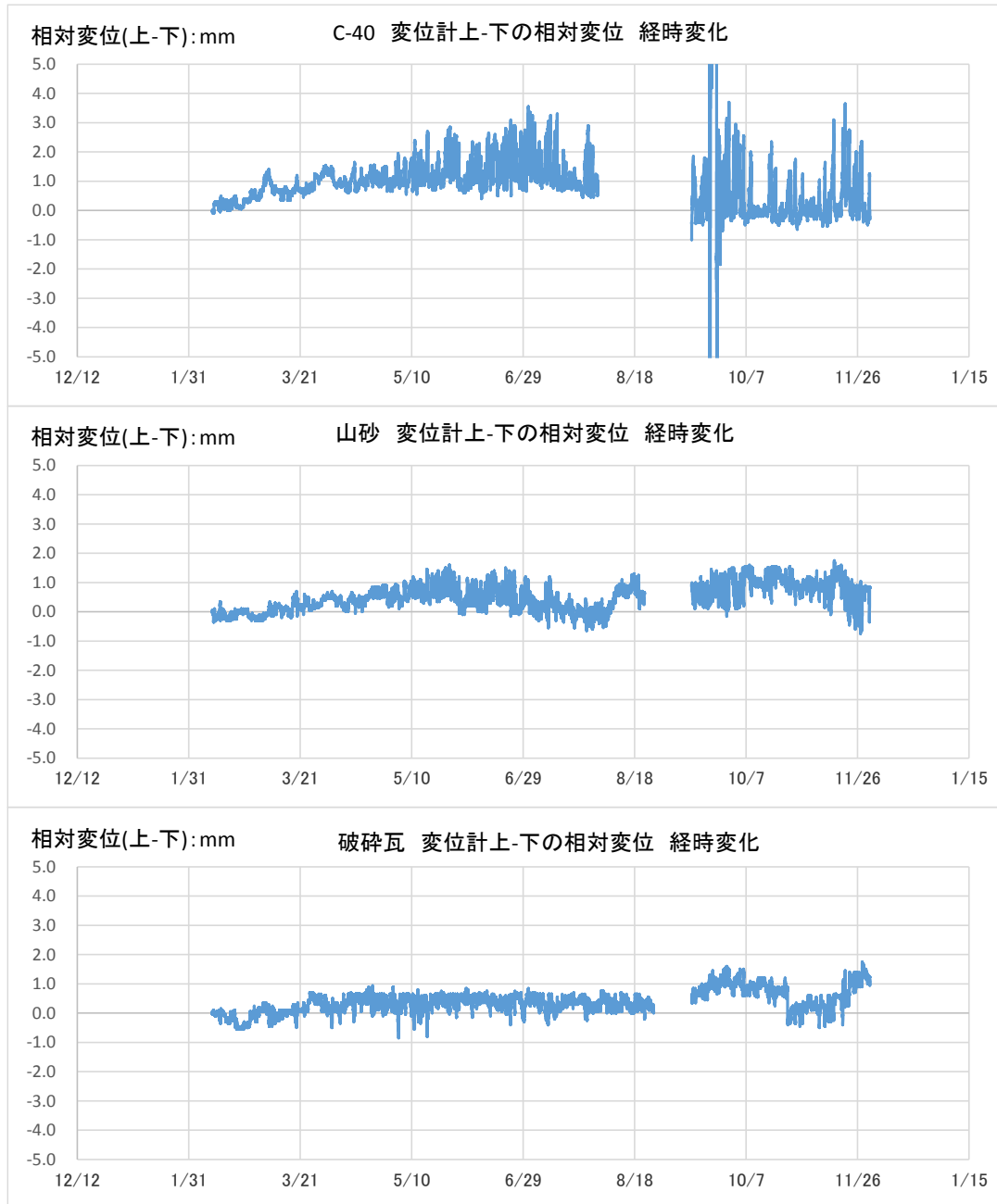


図 1.28 変位計-4（相対変位）

(5) 温度計

- ・ 図 1.29～図 1.31 に温度経時変化を示す。観測期間の間では大きな差は見られないが、地中部に設置した温度計の方が外気の変動に比べ小さい。また最高、最低の数値についても、観測期間においては外部が、 15°C ～ 35°C であったのに対し、 17°C ～ 27°C と小さい変動範囲となっていた。
- ・ 振れ幅は気中部 12°C 程度、土中部 6°C 程度と半分程度の変動量となっている。

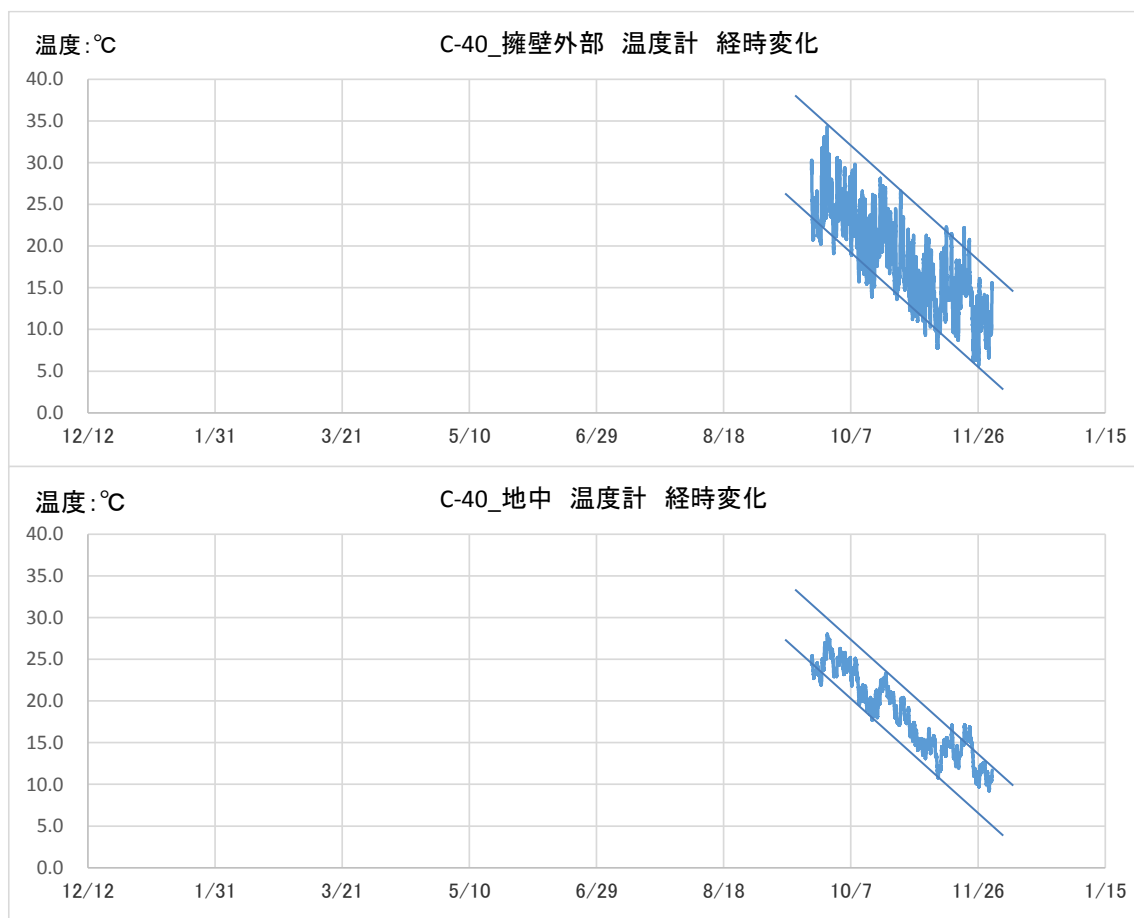


図 1.29 温度計-1

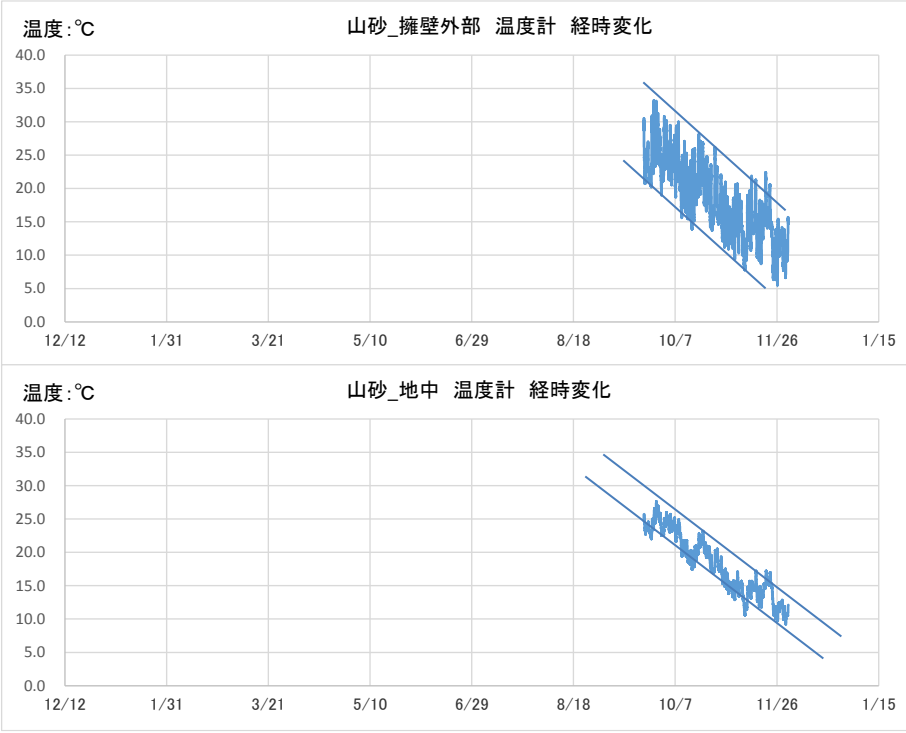


図 1.30 温度計-2

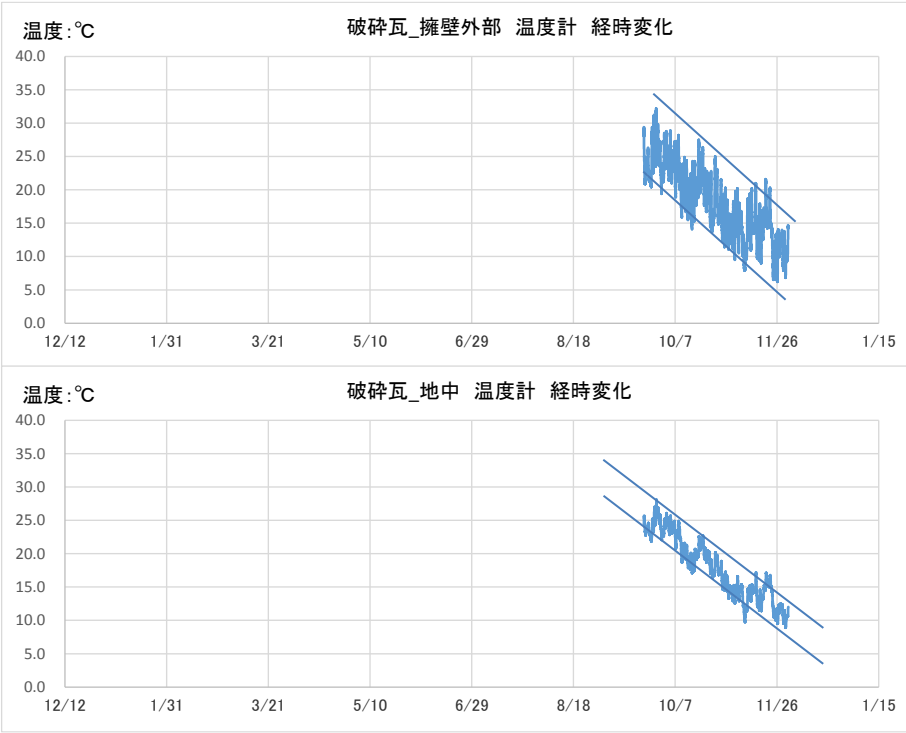


図 1.31 温度計-3

1.3.2. 測量

(1) L 型擁壁変位測量

L 型擁壁側面の測量シール箇所を計測した結果を図 1.32 に示す。それぞれの面を正面から見た図を表す。以下に傾向を示す。

- ・ 変位量は 1cm 未満であり、ほとんど変位はない。
- ・ 両端部側の変位量がやや大きい傾向がみられる。
- ・ H28.3.11～H28.9.16 では、半年間観測が空いたが、観測値に変化は見られない。

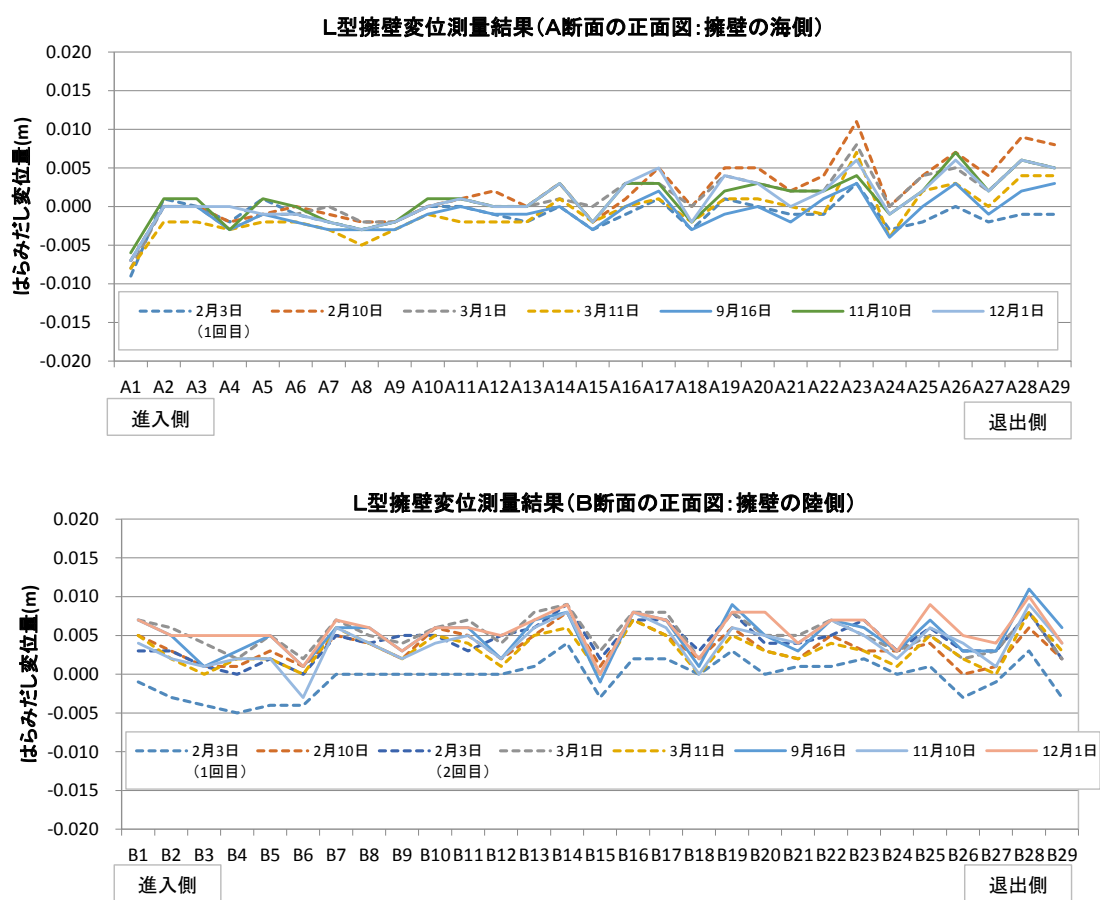
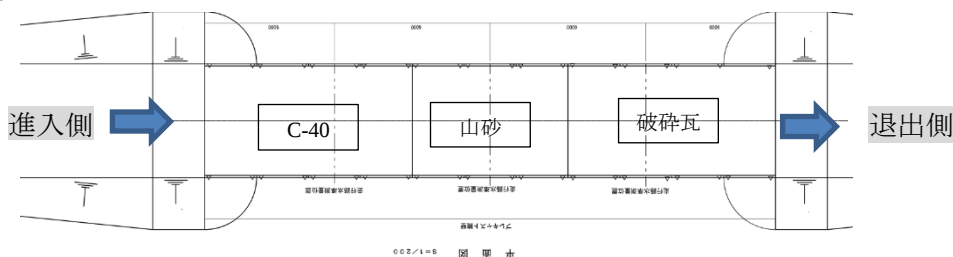


図 1.32 L 型擁壁変位測量結果

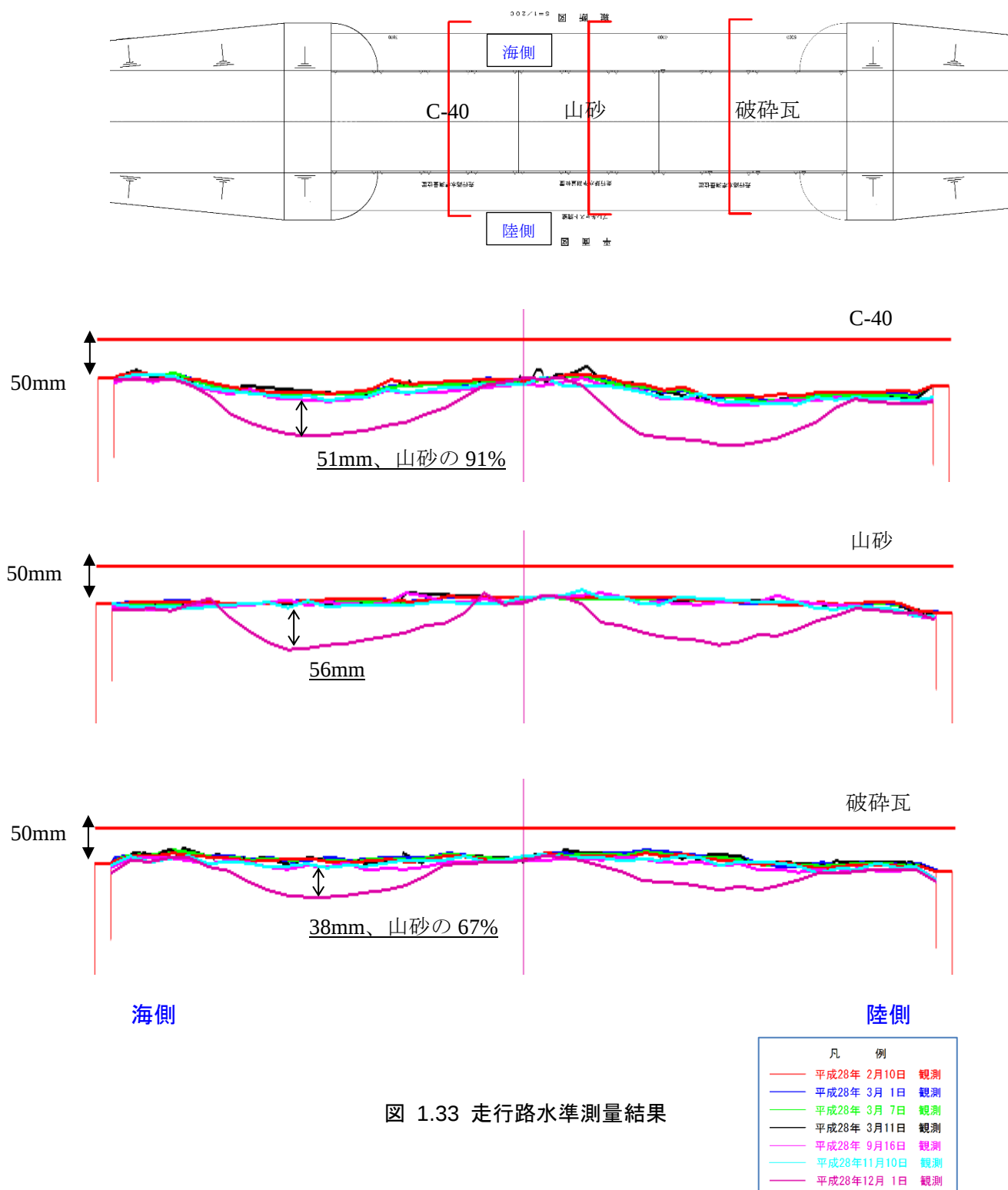
< 参考図 >



(2) 走行路水準測量

走行路水準測量の結果を図 1.33 に示す。材料部位ごとに下記の断面位置において、横断測量を実施した結果である。なお、参考として 50mm 上面に横線を引いている。以下に傾向を示す。

- ・ 各断面共に、10mm 程度の増減が見られるが、総じて大きな変動は見られない。
- ・ 車両走行実験の結果、各材料最大値として C-40 : 51mm、山砂 : 56mm、破碎瓦 : 38mm の轍が生じ、破碎瓦は他の材料と比べ轍が少ない結果であった。



(3) L 型擁壁水準測量

L 型擁壁水準測量の結果を図 1.34 示す。以下に傾向を示す。

- ・ 総じて沈下量は 3cm 未満となっている。
- ・ 3 月と 9 月の計測結果に 5mm 程度の差は見られるが、約 6 ヶ月の観測期間を考えると、少量で漸増していると思われる。しかし、その後 12 月までの変動は見られない。
- ・ 沈下傾向としては、進入側(C-40)の沈下量が大きくなっている。計測箇所は擁壁天端位置であり、擁壁を設置している支持地盤の影響と思われる。

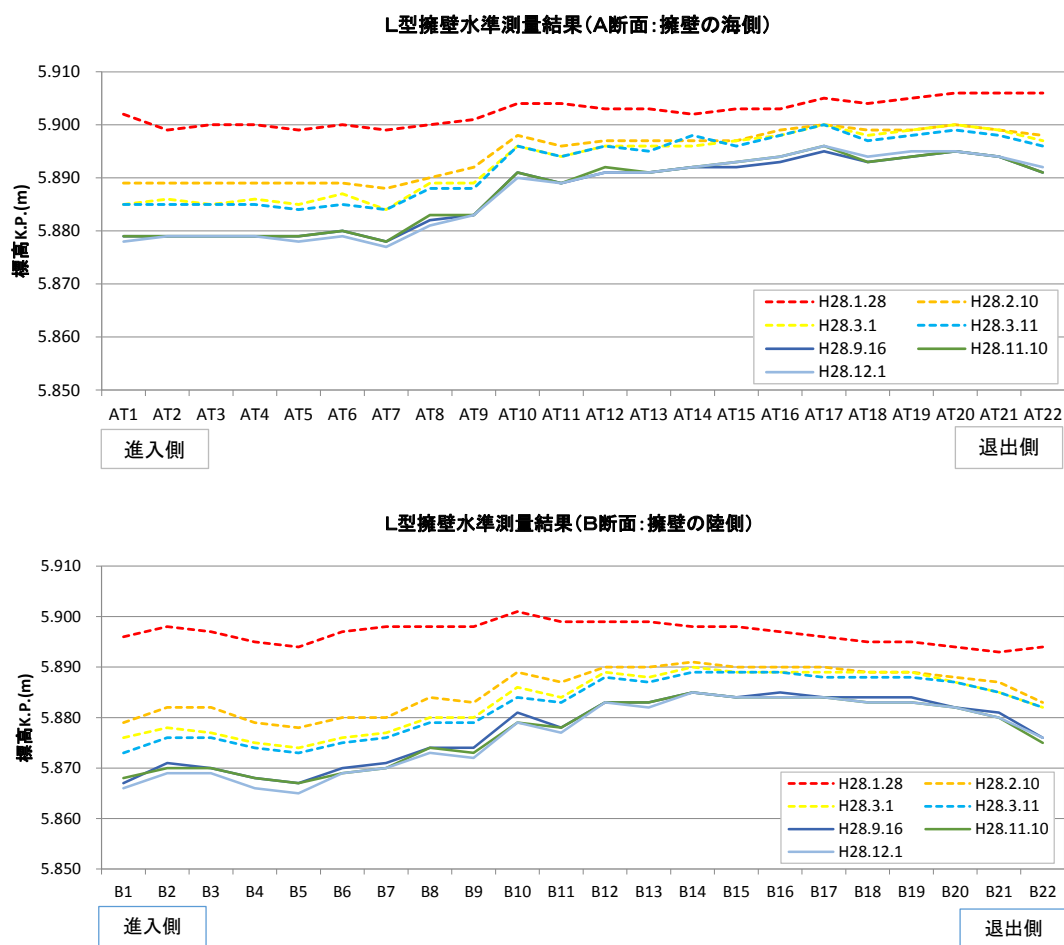
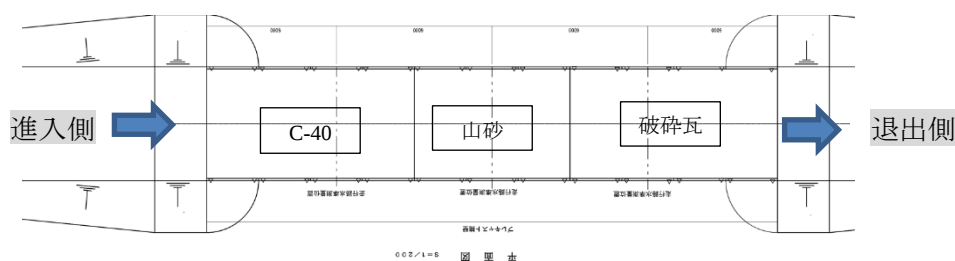


図 1.34 L 型擁壁水準測量

< 参考図 >



1.4. 等分布荷重載荷

- (1) 実験施設の表面に等分布荷重をかけるために、各材料毎に大型土のうを設置して計測(主として土圧計計測)および挙動観測を実施した。
- (2) 等分布荷重及び荷重載荷方法については図 1.35～図 1.38 に示す方法で実施した。なお、実験施設の L 型擁壁は、設計分布荷重 $w=10\text{kN/m}^2$ にて設定されているため、本検討で載荷する等分布荷重はこれを超えない重量となるよう配慮した。
(土嚢袋の重量測定の結果、設計分布荷重 $w=8.5\text{kN/m}^2$ となった)

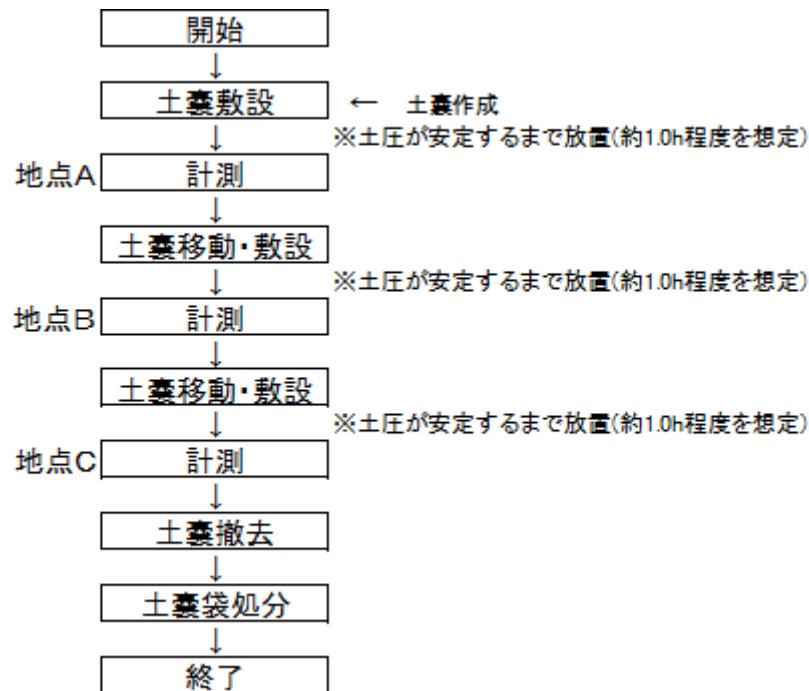


図 1.35 等分布荷重載荷実験実施フロー

* 載荷順序は「破碎瓦→山砂→C-40」の順で実施した。

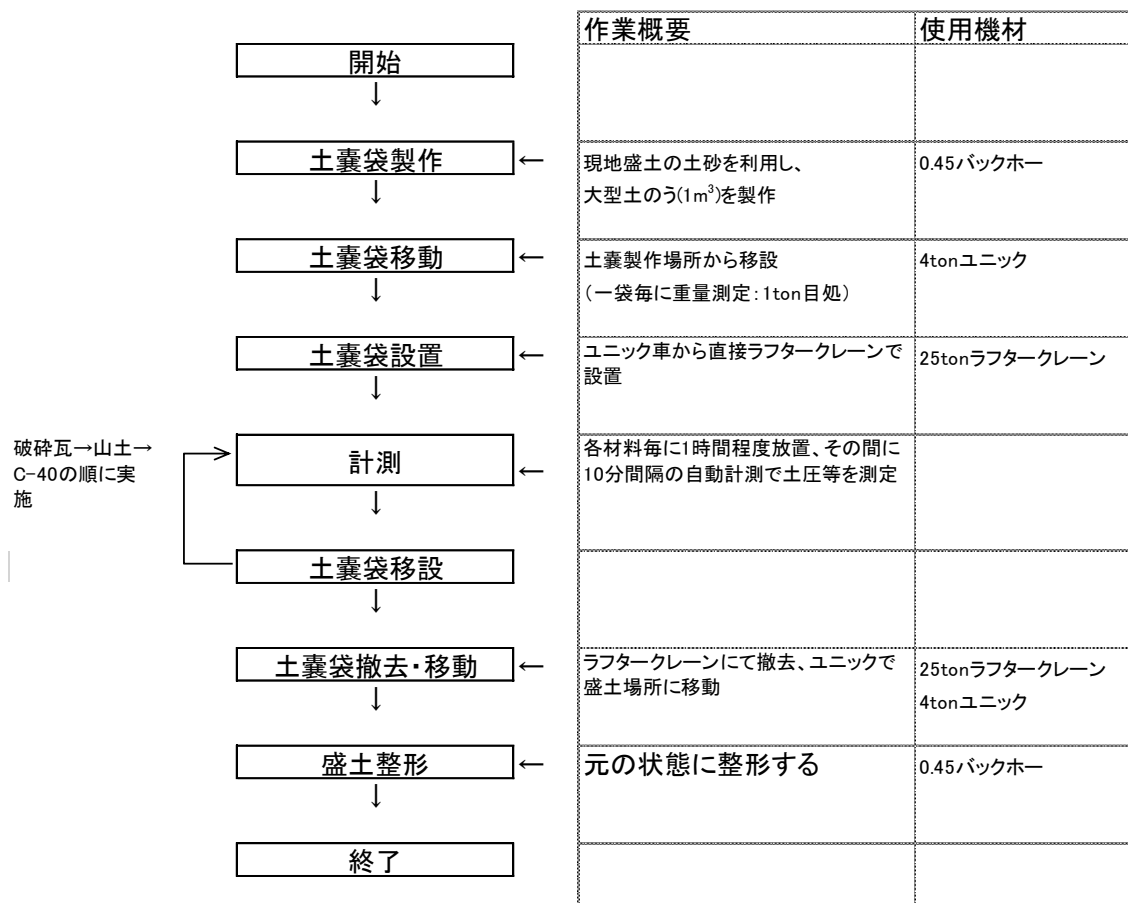


図 1.36 土嚢作成～設置フロー



図 1.37 土嚢製作箇所・移動図

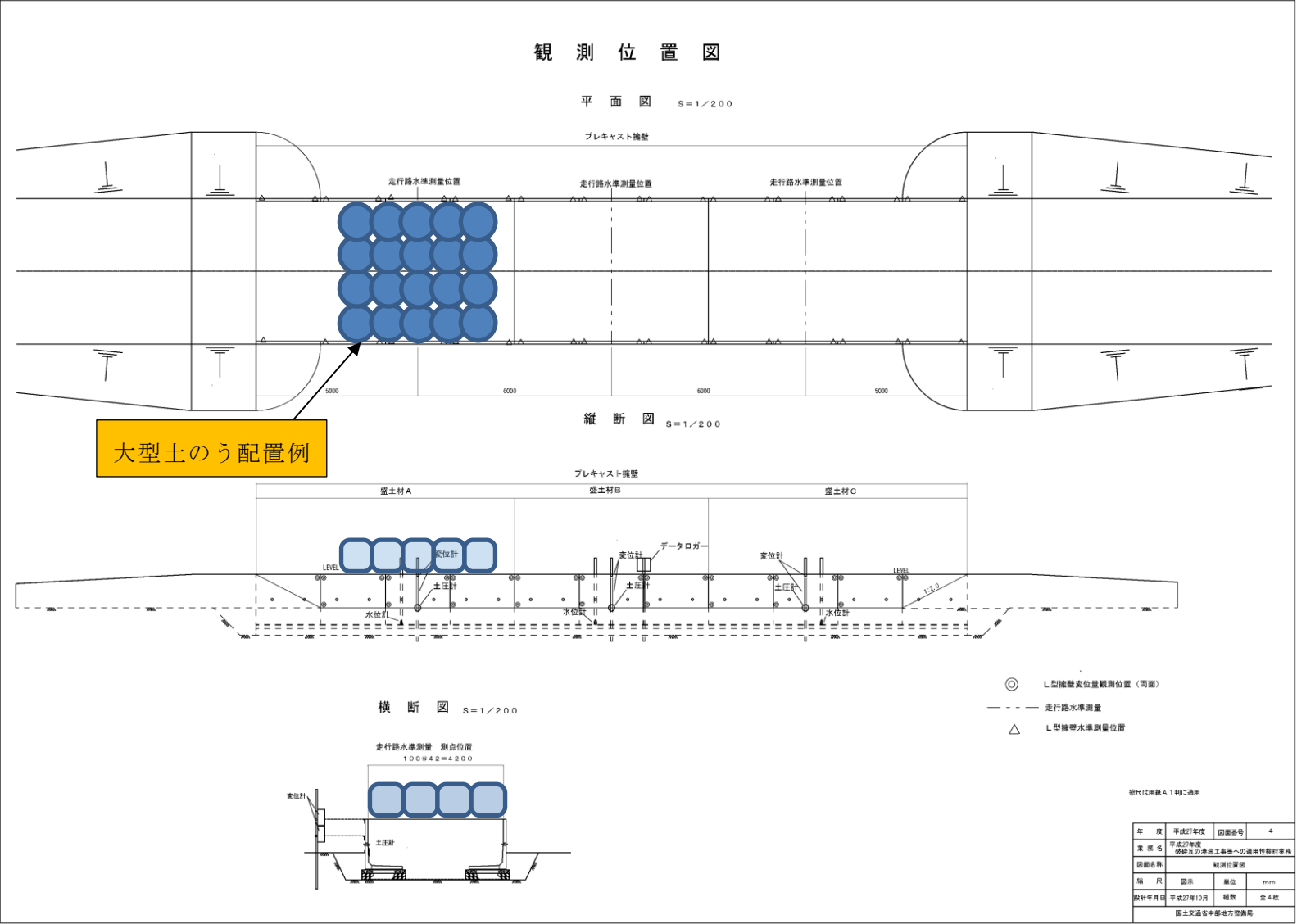


図 1.38 大型土のう配置イメージ図

上載荷重を作用させた場合の各材料の土圧の変化を確認するため、等分布載荷試験を実施した。載荷経緯等を表 1.13 および図 1.39 に、土圧の変化図を図 1.40～図 1.42 に示す。

- ・ 図 1.40 は、土圧計の観測開始時期からの結果を示している。破碎瓦と C-40 についてはほとんど傾向に差はなく、破碎瓦(4kpa)、C-40(8kpa)程度を示している。一方、山砂については、等分布載荷試験(9/21)以降は、それまでよりも 3kpa ほど大きく推移している(他の 2 材料は明確では無い)。
- ・ 図 1.41 は、等分布載荷試験の前後の土圧の変化(9/18～9/23)を示したものである。この期間は降雨量も多く、土圧の変化が大きい。図中には、載荷試験時期を点で示したが、破碎瓦以外は増加しているのが確認できる。なお、9/21 の夜に 3 種類共に土圧が上昇傾向にあるが、近傍のアメダス観測地点では、降雨は観測されて居らず、理由は不明である（局所的に雨が降った可能性も考えられる）。
- ・ 図 1.42 は、各材料毎の等分布載荷試験時(10 分間隔)の土圧の変化を計測したものである。各材料の変化量は「C-40：1kpa」「山砂：4kpa」「破碎瓦：0.5kpa 未満」となっており、破碎瓦はほとんど変化が見られない。



写真 1.1 現地載荷状況写真

表 1.13 載荷順序・経緯とりまとめ表

載荷試験経緯	備考
<1 番目 破碎瓦> 9/20 土嚢設置時間 9:40～10:20 (製作→設置) 荷重放置時間 10:20～11:20	・大型土嚢袋は 100m 程度離れた場所で 20 袋製作。 ・製作後、4ton ユニックにて 4 袋ずつ運搬し、実験施設箇所で 25ton クレーンにて設置。その際 1 袋ずつ重量を計測。 ・前日より降雨あり。台風接近に伴い、午前で作業中止。
<2 番目 山砂> 9/21 土嚢設置時間 8:10～8:25 (破碎瓦より移設) 荷重放置時間 8:25～9:25 →移設	・大型土嚢袋を、25ton クレーンを使用し、破碎瓦の上から山砂の上に移設。 ・前日(9/20)の午後から 9/21 の朝方にかけて強い風雨有り。9/21 は降雨なし。
<3 番目 C-40> 9/21 土嚢設置時間 9:25～9:40 (山砂より移設) 荷重放置時間 9:40～10:45 →撤去	・大型土嚢袋を、25ton クレーンを使用し、山砂の上から C-40 の上に移設。 ・9/21 は降雨なし。

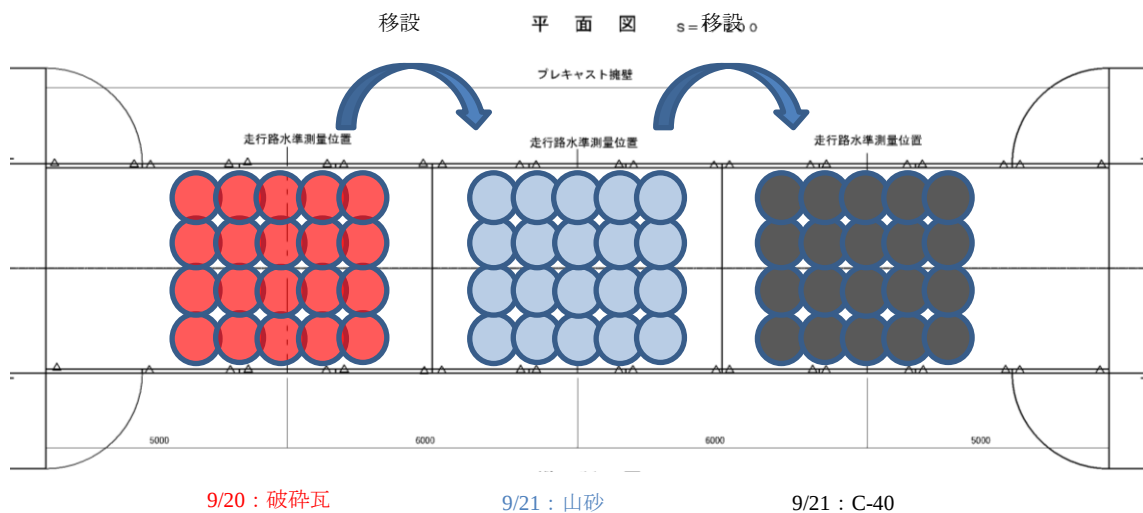


図 1.39 土嚢移設のイメージ図

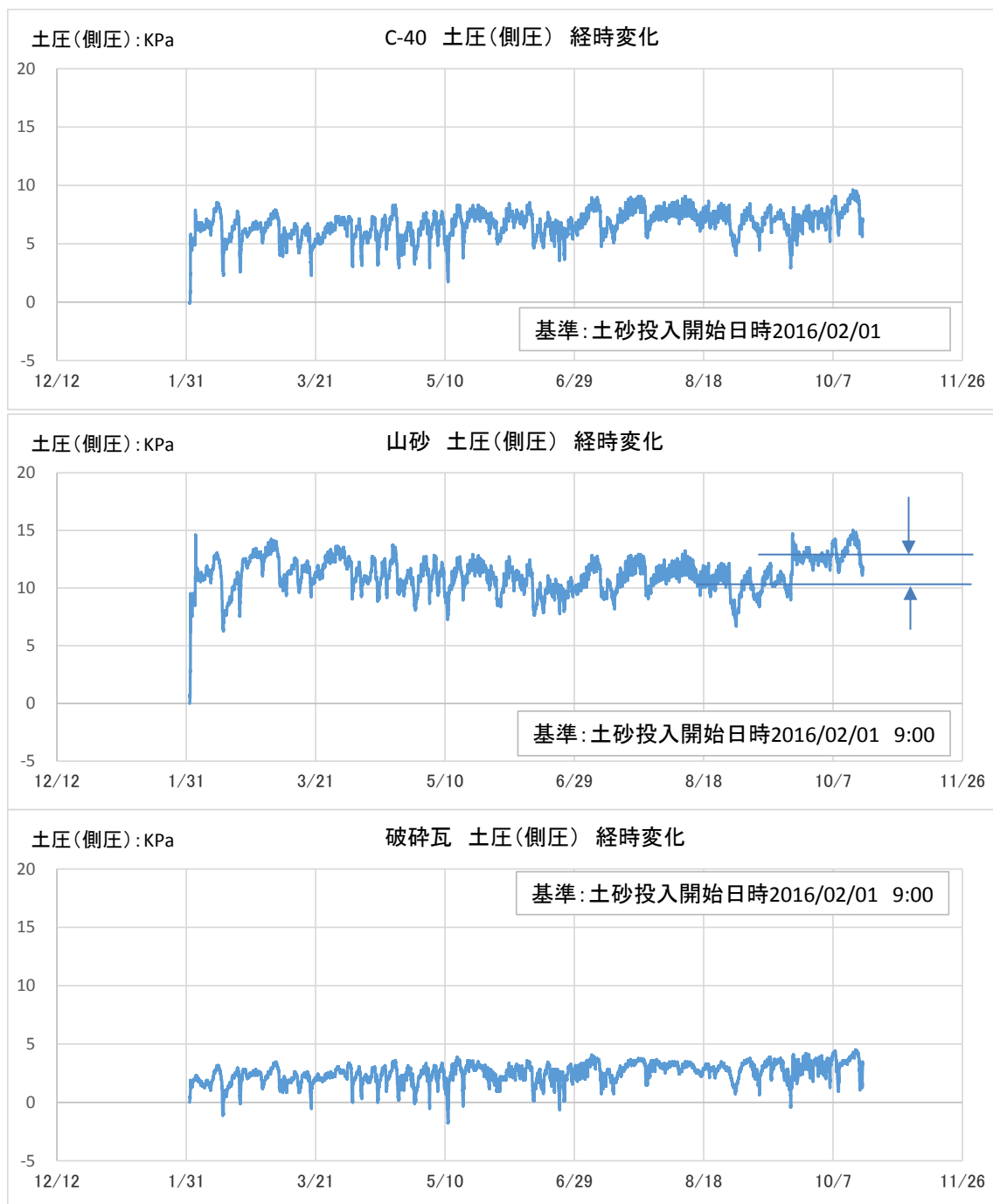


図 1.40 土圧の変化-1

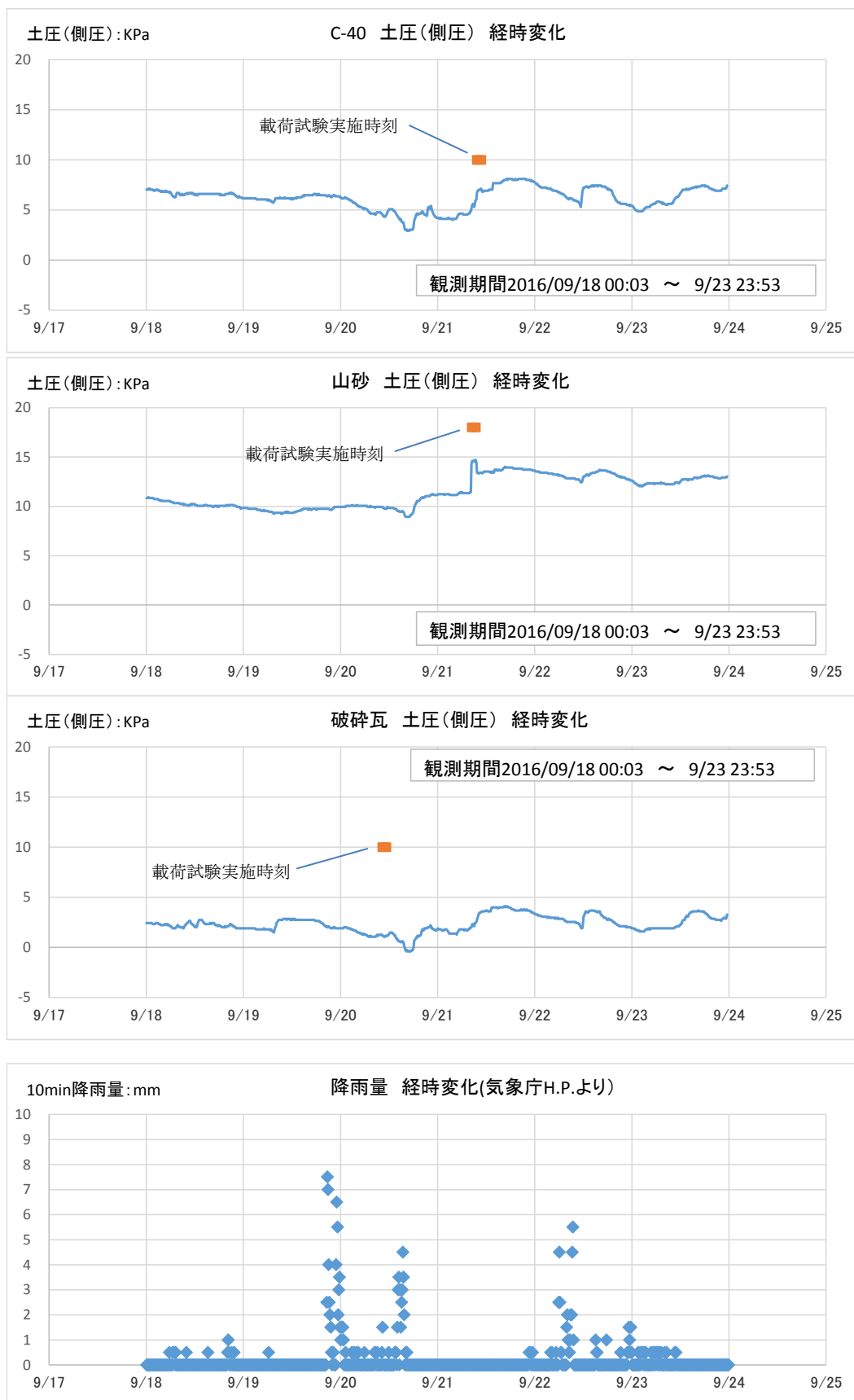


図 1.41 土圧の変化-2

一載荷経緯一

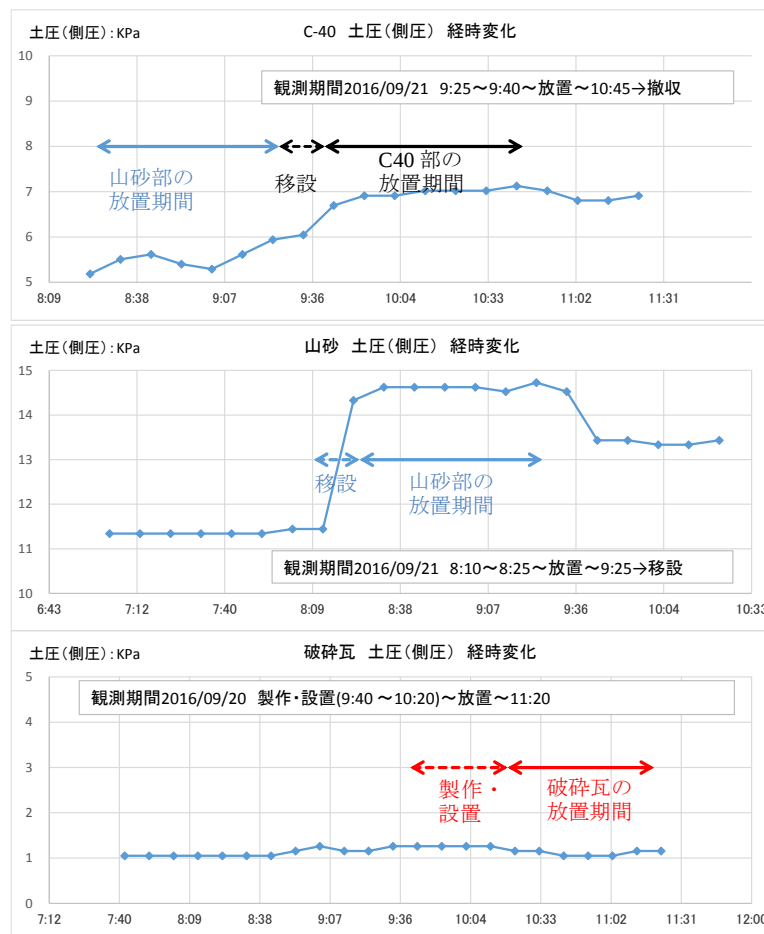
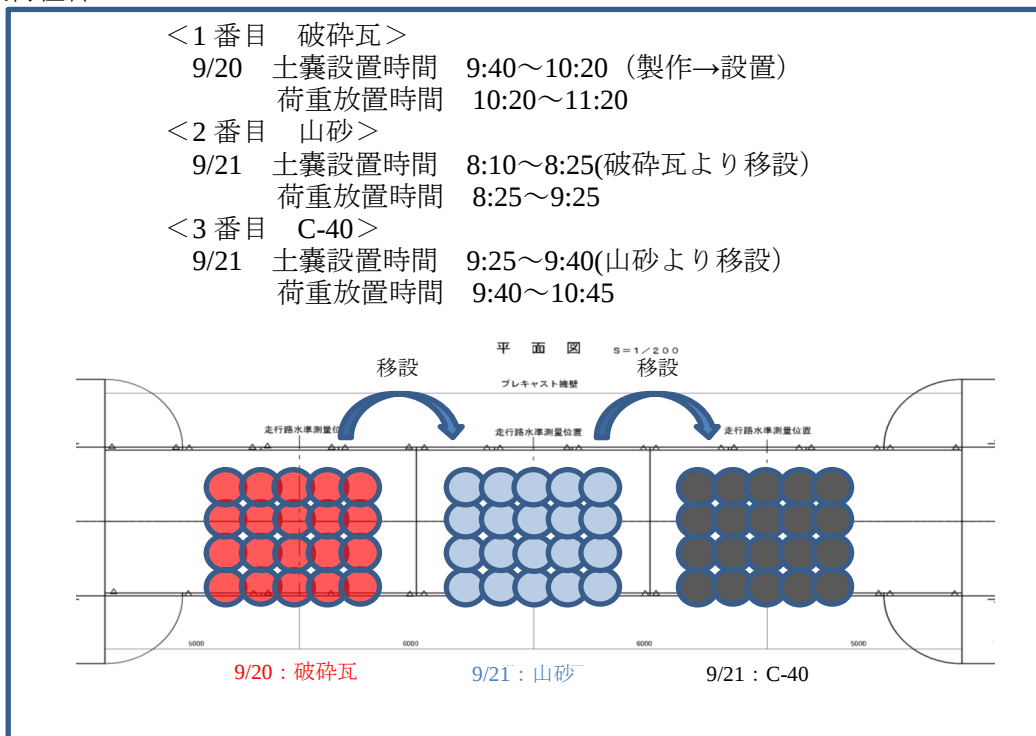


図 1.42 土圧の変化-3（10 分単位の挙動）

1.5. 車両通行

(1) 実験計画

- (1) 実験施設の締固めを促進させるため、ダンプトラック(10t 積)で通行を延べ 3 日実施し、その後、破碎瓦部の試料を採取し、破碎瓦の粒径の変化(長期通行に伴う粒子破碎の有無)を確認、および計測機器の変化確認を目的とする。
- (2) 車両通行の際には、通行するダンプトラックの重量を計測する。実験施設の通行については、1 日中(12 回/h×5h=60 回程度)行う。

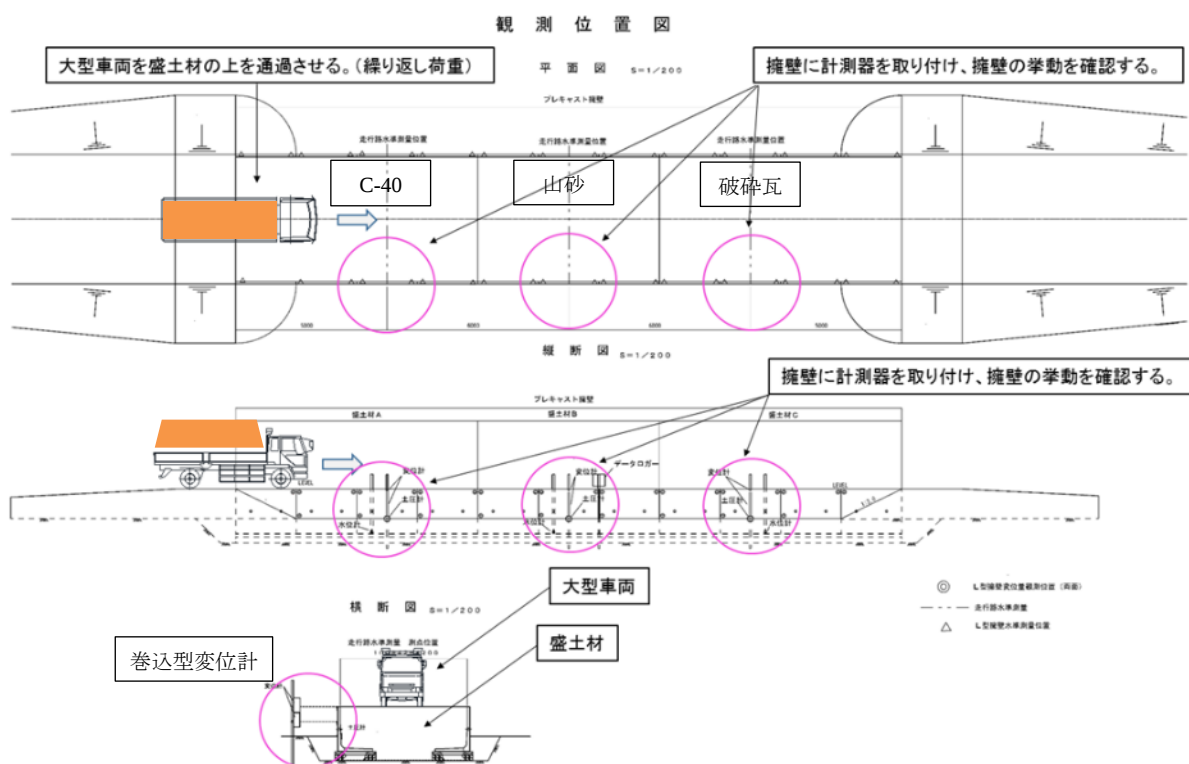


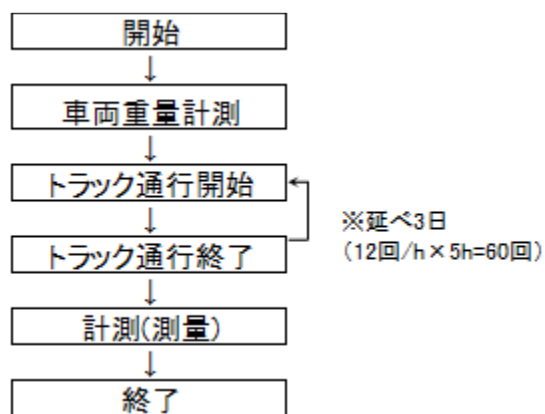
図 1.43 車両通行イメージ図

(2) 実施内容

- ・日時と天候：3日間の天候と地盤状態の概要を示す。

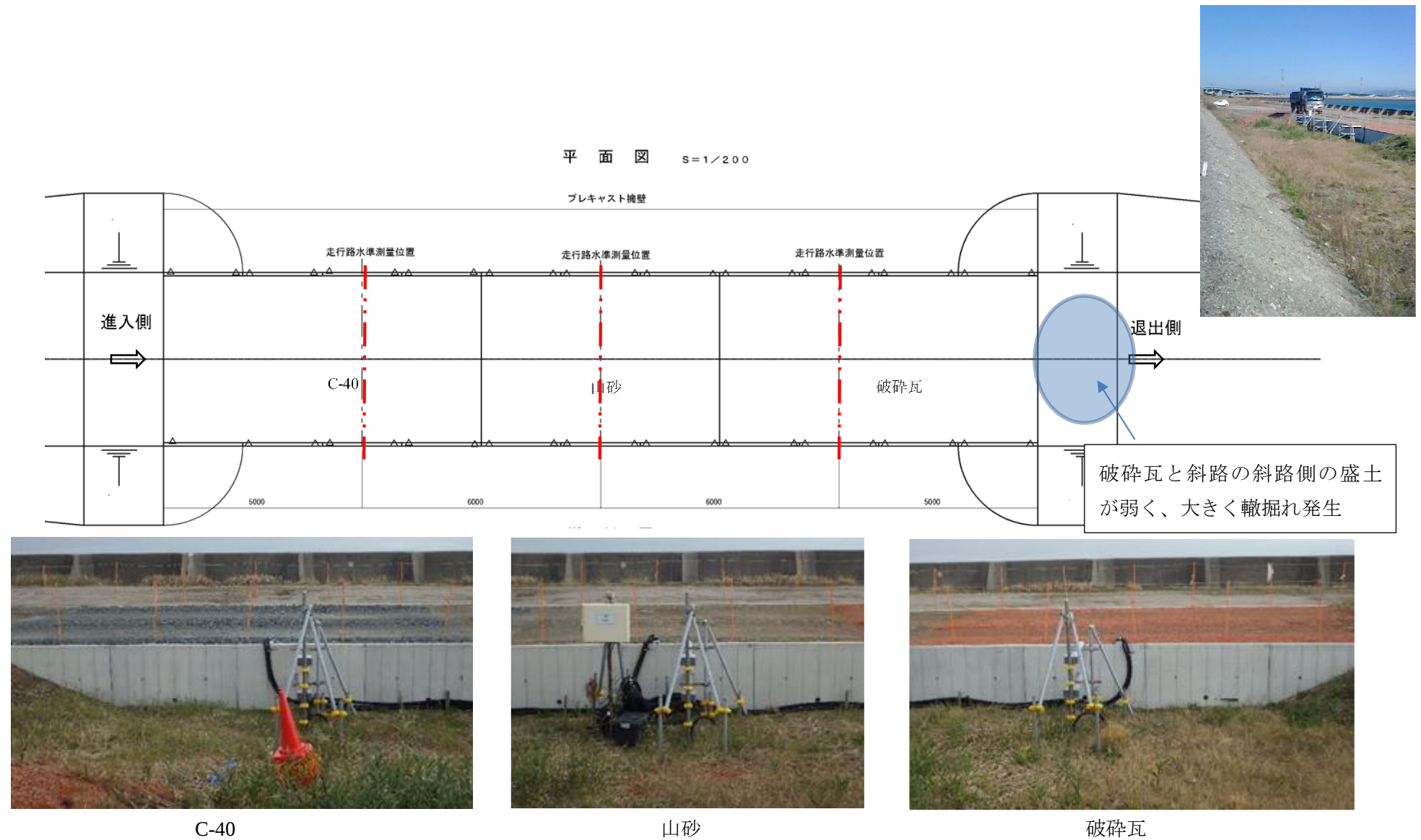
日時	天候	地盤状態
11/14(月)	曇→雨	前日まで3日ほど降雨は無く、地面は乾→湿の移行期間であった。
11/15(火)	曇	前日と夜中の降雨で、地盤は前日より緩く、3日間では最も含水量が多い状況と推察する。
11/16(水)	晴れ	快晴だが、地盤が乾くほどの温度ではなく、前日よりやや乾いた状態。

- ・ダンプトラック重量：総重量 20,200kg(車体 11,580kg+積載重量 8,620kg)
- ・通行数量：60 回/日×3 日=180 回



* 11/14～11/16 の3日間で実施。

図 1.44 車両通行による実施フロー



(3) 車両通行後の試料を用いた粒度試験

車両通行試験後の破碎瓦の試料を採取し、粒径の変化を確認するために粒度試験を行った。以下に採取試料位置を示す。

- ・ 採取箇所：1箇所
- ・ 採取深度：3深度（0～20cm、20～40cm、40～60cm）

なお、試料採取時には、掘削深度方向に車両通行载荷の影響具合について目視観察を十分に行ったが、目視レベルでの材料変化は確認できなかった。

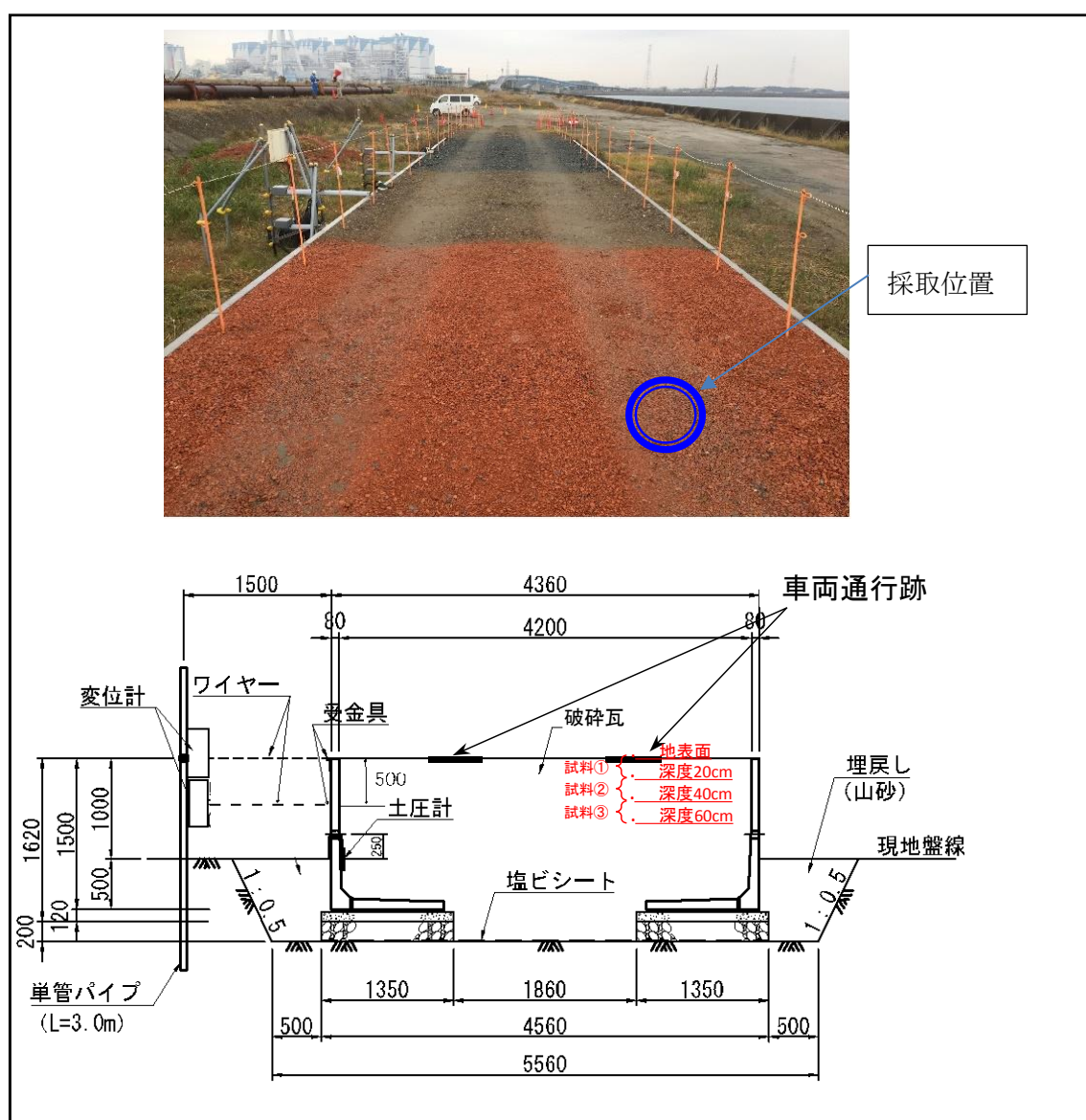


図 1.46 車両通行後の粒度試験の試料採取位置

(4) 粒度試験結果

1) 実験施設築造時の破碎瓦の粒度分布

H27dにおいて、破碎瓦材料の気中まき出し時の細粒分の分粒によるだまり発生の有無を確認するため、まき出し材料の粒度試験を実施した。試料採取位置は、図 1.47 に示すように、破碎瓦を盛り土する際の最終路面（最上層）にて、ローラー転圧前に路面を 2m×6m の 12 区画(1m×1m メッシュ)に分割し、その各区画の中央部の破碎瓦を採取した。

12 区画の表面位置から採取した試料の粒径加積曲線を図 1.48 に示す。12 区画の中で大きな変動は見られない結果が得られた。

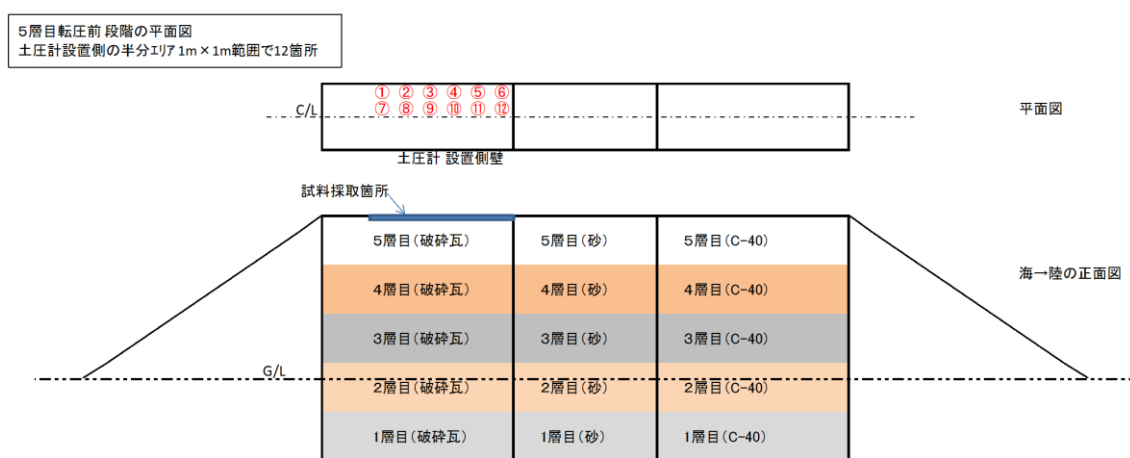


図 1.47 試料採取位置イメージ図

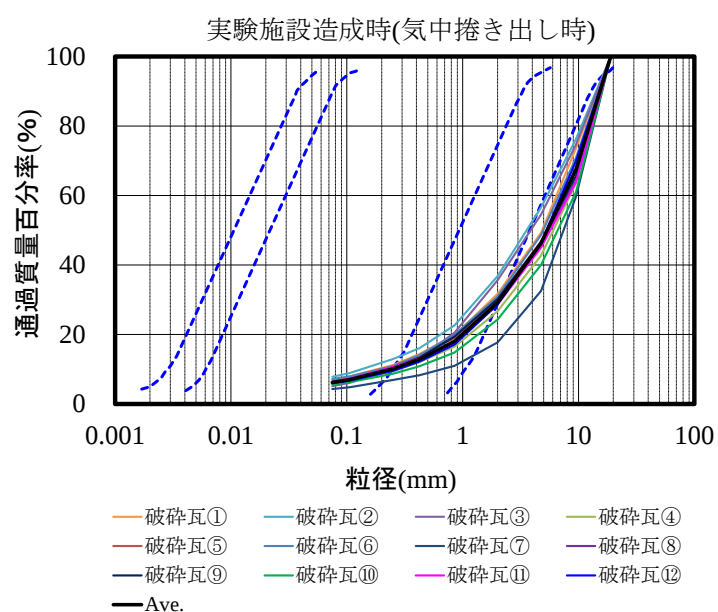


図 1.48 実験施設築造時の破碎瓦(0-20mm)の粒径加積曲線

2) 車両通行後の試料を用いた破碎瓦の粒度分布

図 1.49 に、車両通行前後の粒径加積曲線を示す。

車両通行後の試料を用いた粒度試験の結果、粒子破碎が比較的進行すると予想していた表層付近の採取箇所①の粒度分布と、さらに深部の採取箇所②と③の粒度分布は明確な違いが確認できず、車両通行試験実施前の粒度分布のはらつきの範囲内にほぼ収まっている。

以上より、今回の車両通行試験では、車両通行後の粒度は深度ごとに着目した場合でも変化がほとんど見られず、車両通行前の粒度分布とほとんど同様であることが確認でき、粒子破碎の影響は認められない結果となった。

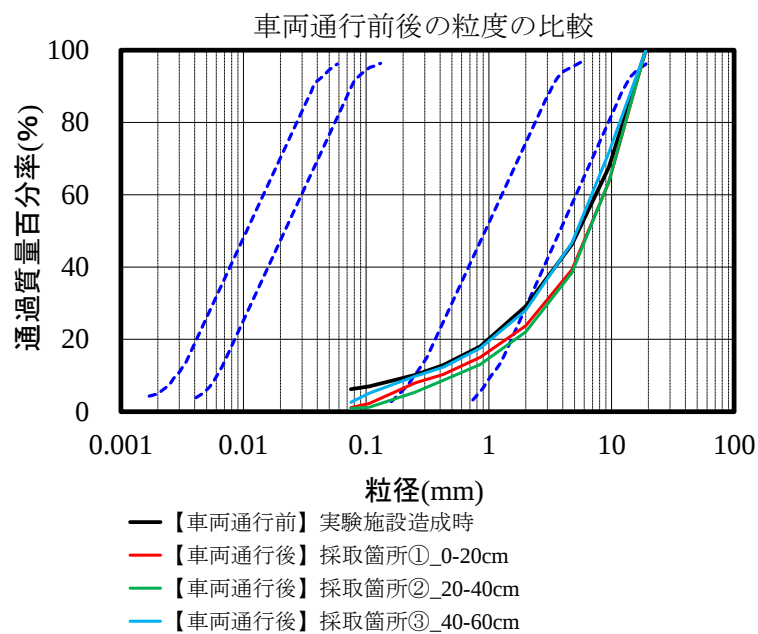


図 1.49 車両通行前後の破碎瓦(0-20mm)の粒径加積曲線

1.6. 実験施設撤去時の観察

実験施設の撤去を H29/1/10～12 の 3 日間で実施した。その際、地盤挙動に関する情報を得るため、観察を実施した。以下にその結果を記載する。

- ・ 1/8 に総雨量 20mm が記録されており、適度な含水比の地盤状態であった。
- ・ 各材料が自立するか否か、撤去時に確認した結果、それぞれ 1.4m の深さで鉛直に成立した。締め固めた影響によりかなり強固な地盤になっていた。
- ・ 各材料の鉛直断面の上にバックホーにより荷重をかけ、その際の崩壊状況を観察した。破碎瓦については、バックホーのキャタピラ前面が浮くほどの荷重をかけて、ようやく崩壊に至った。それ以外の材料は、それに比べ、早く崩壊した。
- ・ 破碎瓦の崩壊は、乾燥材料のようにほとんど粘りのない崩壊挙動にみえた。瓦の気泡部に水分が入る関係で他の材料と比較し、乾燥が早いと思われる。

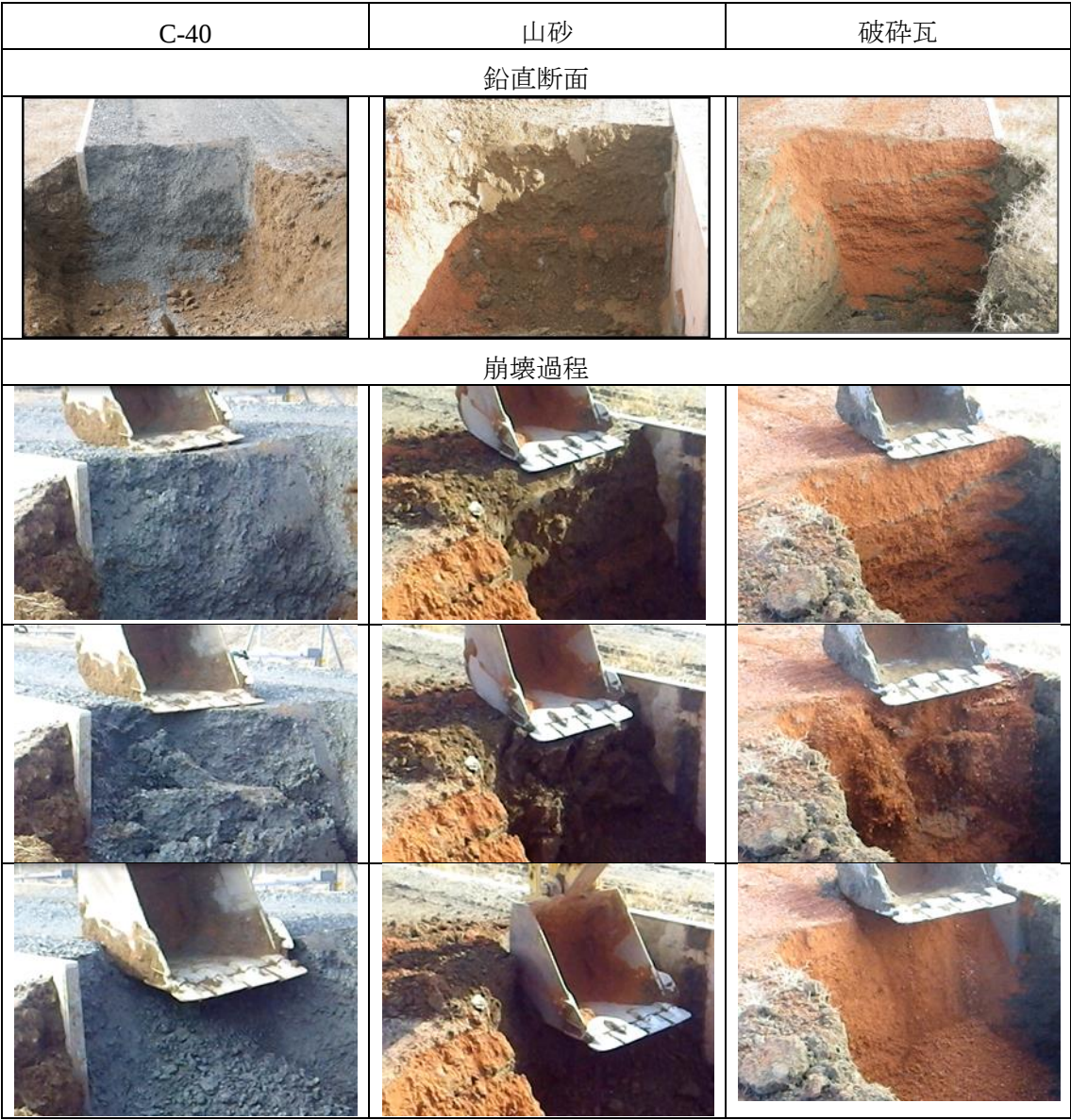


図 1.50 各材料別直立断面と崩壊時の断面写真

1.7. 計測・観測結果に対する考察

実証実験結果および考察を下記に示す。

なお土圧の変化に関係する、(1)負圧の発生要因、(2)車両通行後の土圧変化の2点については、別途詳細に考察を実施した。

表 1.14 計測及び観測結果一覧表

計測項目	観測結果（H27d,H28d に観測）
水平変位計* ¹ （自動計測）	降雨時の変化は微小であり、降雨と水平変位の相関関係は確認できない。なお、擁壁上側と下側の相対変位を確認すると、C-40、山砂では上側が広がるのに対し、破碎瓦は大きな差は見られなかった。なお、等分布荷重載荷実験時には外側に膨れる傾向が確認できた。
土圧計 （自動計測）	計測した全期間を通して、1 日の中での増減が確認された。これは温度による変化と想定される。なお、等分布荷重載荷実験時には土圧が上昇する傾向が確認できた(破碎瓦だけは上昇が確認できなかった)。
水位計 （自動計測）	半年の観測の結果、大きな変化は見られなかった。
L 型擁壁変位 （測量）* ²	・ 両端部は盛土材料投入前に比べ 1cm 程度広がる傾向がみられるが、その後あまり変化はない ・ 3/11～12/1 までの 9 ヶ月間の計測ではその間に大きな変位はなかった。 ・ 等分布荷重載荷実験、走行実験の後で、外側への変位が確認された。
L 型擁壁水準 （測量）	沈下量は、実験施設構築直後が最も大きく、その後は徐々に減少する傾向が確認された。特に、3/11～9/16 の半年間計測が空いたが、9/16 日以降に変動が見られないことから、この期間に沈下はほぼ収束した事が確認できる。
走行路横断測量(測量)	・ 一般車両を走行させた場合は、走行路に変動は見られるが、タイヤ跡が確認できる程度で、土圧の増減に影響を与えるほどの変動はない。 ・ 車両走行実験時に大きな轍が生じ、その大きさの傾向は C-40＝山砂＞破碎瓦の順であった。
等分布荷重載荷試験	盛土上に土嚢を設置する荷重載荷により土圧の変化が確認できた。その増加割合は、C-40>山砂>破碎瓦となったが、破碎瓦の増加は、ほとんど見られなかった
車両通行実験	・ 車両通行の結果、C-40,山砂については轍が最大 5cm 程度生じ、破碎瓦は 3cm 程度であった。 ・ 走行後の路面から採取した破碎瓦での、粒度試験の結果からは、走行に伴う表層部の顕著な破碎は確認できなかった。

*1：変位計の延長ケーブル(インバー線)が一部腐食により破断したため、全てを 9/13 に取り替えた。
 なお、夏場の測定値に異常が見られたのは、腐食による事、および雑草がケーブルを押した事が原因として考えられる。

*2：測量精度的には 5mm 程度の誤差は考えられる。

(1) 負圧の発生要因

土圧計計測結果からの挙動の特長として「降雨後の負圧発生」があった。その要因について検討を実施するに際し、負圧発生要因を下記の 2 点と想定した。

- ・ コンクリート擁壁の内外温度差に関係する、膨張収縮を要因とする負圧の発生
- ・ 土圧計設置位置の温度変化に伴う、計器としての増減（負圧の発生）

その要因と想定される温度の影響を確認するために、擁壁の内外（土中と擁壁外壁）に設置した温度計と土圧の関係について、以下に考察する。

<計測結果からの確認>

土圧計の計測結果は、前述(p.64)に示すように、日々の変動(増減)が確認できる。その要因として以下の事象を想定し、それぞれについて計測結果をもとに次頁以降に検討した。ここでは検討項目と結果概要を記載する

1)コンクリート擁壁の膨張収縮に伴う変動

コンクリート擁壁の内外温度差に伴う膨張収縮の結果、土圧計に変化が確認された。膨張による擁壁のひずみと土圧計の挙動の関係では、それまでの計測土圧(初期土圧)の小さかった破碎瓦の土圧挙動のみが他の材料と比較し、小さい結果となった。この挙動は初期土圧の影響と思われる。

2)土圧計本体の計器としての変動

実験施設建設時は、擁壁・計測器を設置した後に 3 日間は盛土材料を投入しない状態が発生していた。その間の土圧計の変化を確認した結果、土圧計は温度に対して変動していることが確認された。

3)降雨の影響による温度変化に伴う変動

まとまった量の降雨があった時期を確認した結果、温度が下がった際に土圧低下の傾向は見られたが、増加している箇所もあった。これは「土圧計本体の温度変化の影響」と「降雨による材料重量の増加に伴う土圧の増加」が複合的に作用した結果と判断する。

<土圧計変動要因のまとめ>

- ・ 土圧計の負圧発生要因は、①コンクリート内外温度差、②土圧計の温度による変動の 2 点が要因であると考えられる。
- ・ 降雨時の土圧計変動要因は、上記 1)～3)が影響をしていると判断する。そのため、計測結果は妥当(異常値ではない)であると考えられる。

1) コンクリート擁壁の膨張収縮に伴う変動

コンクリート擁壁の膨張収縮に伴う土圧の変動の影響を検証するため、L 型擁壁の内外に設置した温度計の計測値を用いて、内外温度差(擁壁の膨張収縮による歪み：図 1.51 参照)と土圧の関係を確認した。

その結果、以下の様な内外温度差と土圧増減の関係が確認された。

- ・ 外壁温度が上昇し、内外温度差が漸増する場合、土圧が漸減傾向にあることが確認できた(図 1.52 参照)。
- ・ 降雨の無い期間(含水比変化の影響の無い期間)だけを選定して、温度変化に伴う擁壁ひずみと土圧の関係を確認した(図 1.53 参照)。その結果、検証した 3 期間の全てにおいて、同様の傾向が確認できた。
- ・ 各材料毎に最急勾配を確認した結果、C-40,山砂は傾きが $a=-200$ 、破碎瓦は $a=-50$ となり、破碎瓦の傾きが最も小さい結果となった(図 1.54)。実験前は、断面の自立している方がその勾配は大きいと想定していたが、その逆の結果となった。これは、元々の土圧が微小なため、土圧計位置の動きによる土圧の微小変化が確認できなかった為と思われる。

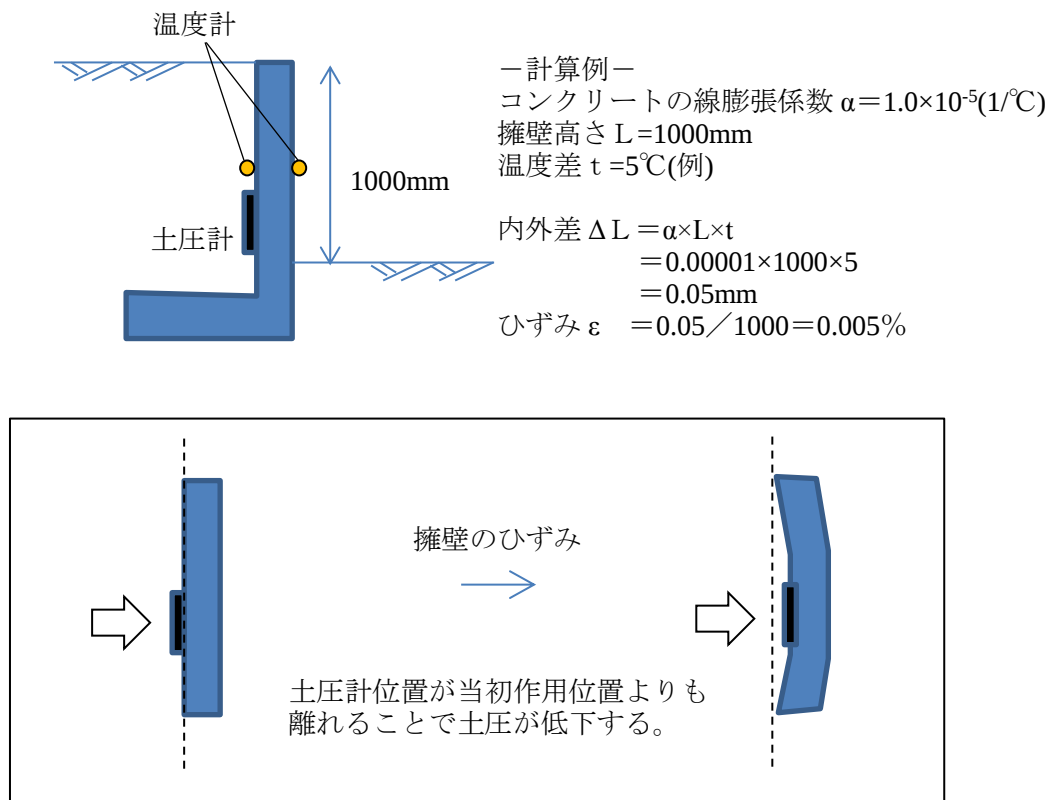
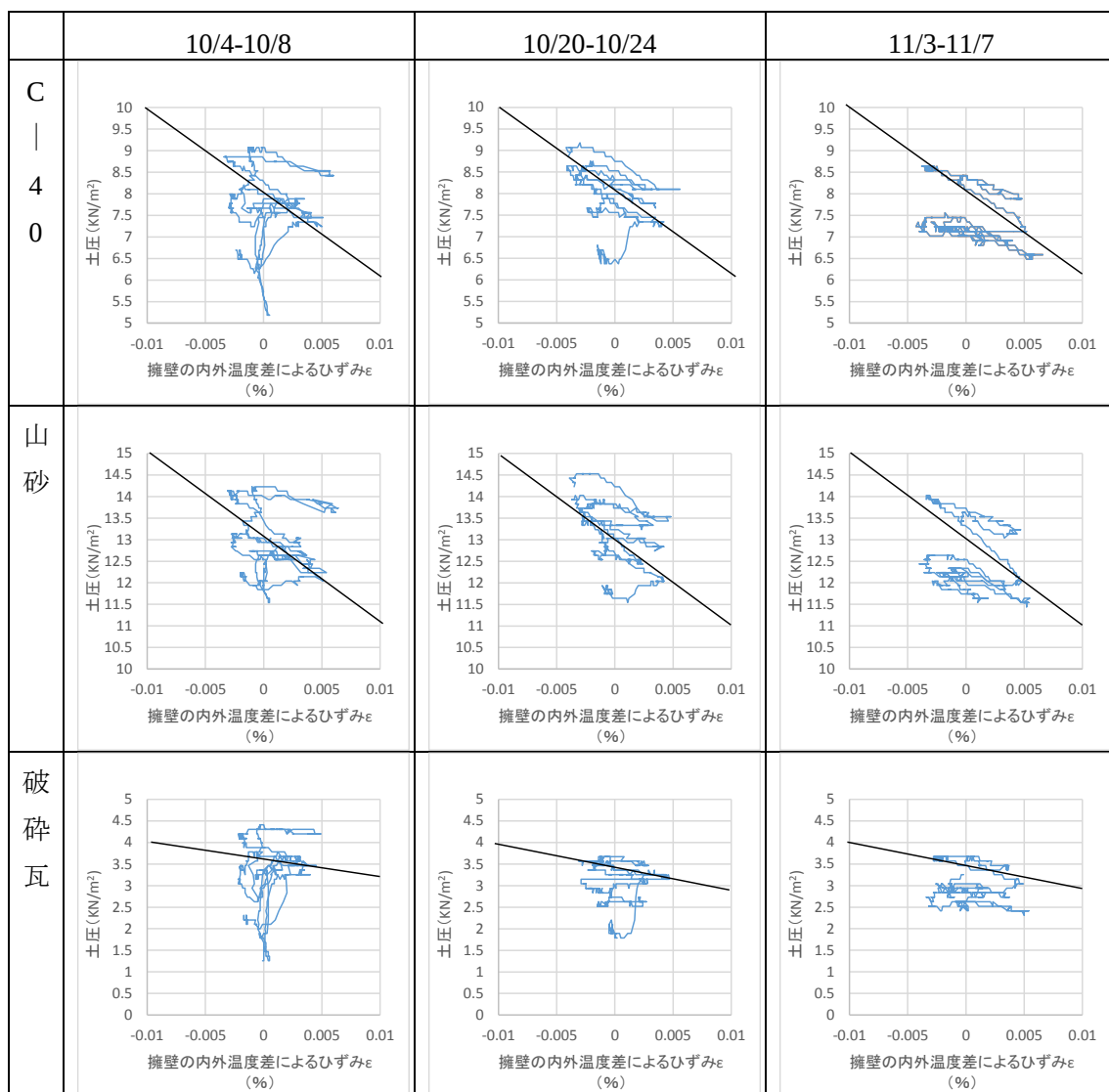


図 1.51 L 型擁壁の膨張収縮概念図



*1)歪みが大きくなると、擁壁の外側が伸びて弓形にに変形する。そのために土圧が低減する。
 *2)図中には、最急勾配線を記載する。

図 1.53 各材料毎の土圧－擁壁ひずみ関係図

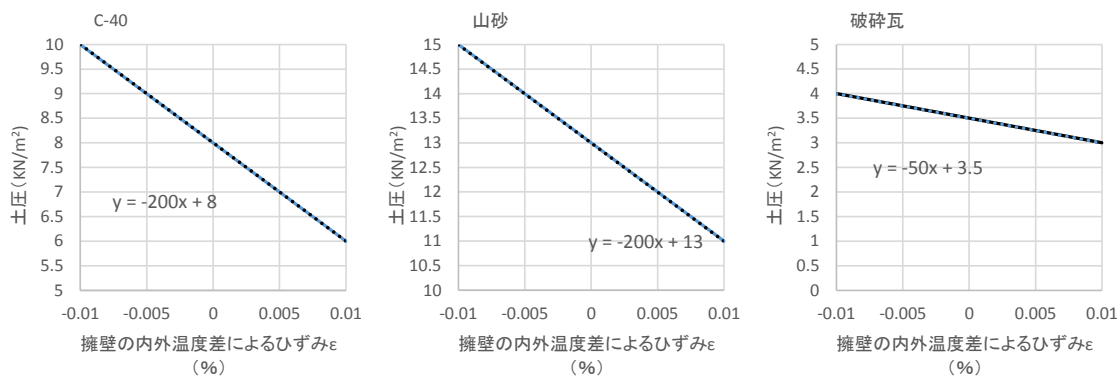


図 1.54 土圧－擁壁ひずみ関係の最急勾配図

2) 土圧計本体の計器としての変動

実験施設建設時は、擁壁・計測器を設置した後に 3 日間は盛土材料を投入しない状態が発生していた。図 1.55 は、その期間である 1/28PM～2/1AM までの土圧計と温度の関係と比較したものである。気温の変動に対する土圧計の変動(±1kpa 程度)が確認できる。

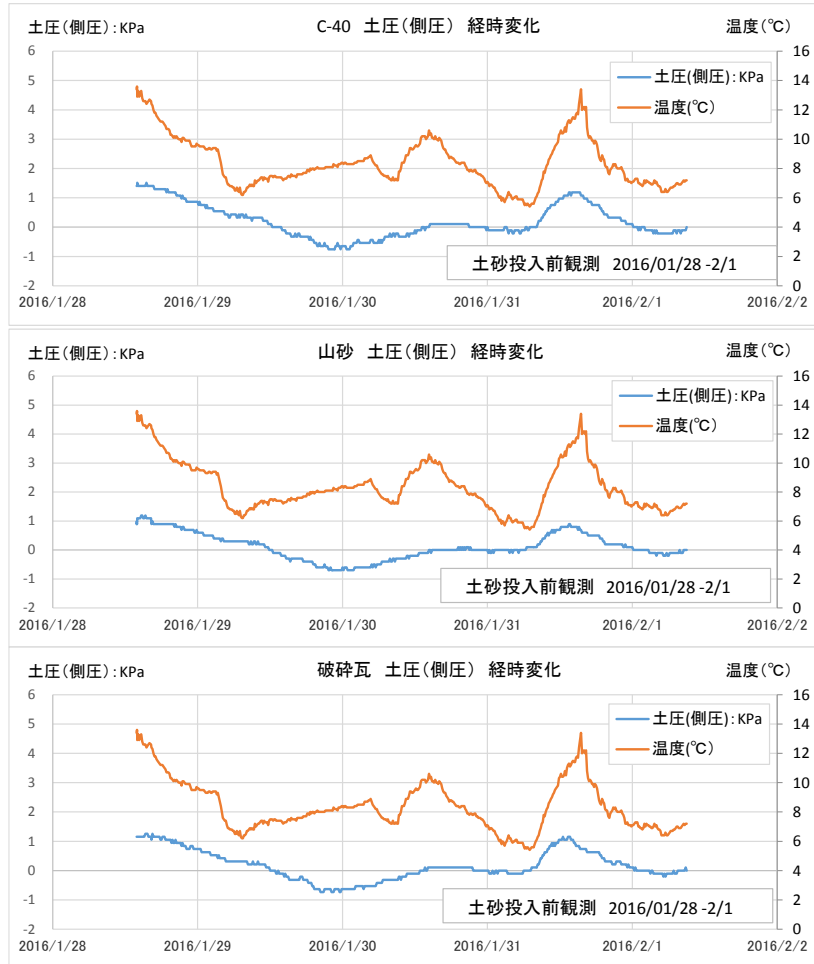


図 1.55 盛土载荷前の外気温と土圧計の関係図

3) 降雨時の温度変化に伴う変動

計測期間中で、ある程度まとまった量の降雨が観測された、以下の2ケースを選定し、検討を行った。

＜ケース1＞9/20-21日 台風による降雨

＜ケース2＞10/17-18日 まとまった降雨(内外温度計設置後)

＜ケース1＞

等分布荷重載荷実験を行った際の土圧と降雨の関係について確認する。C-40、山砂については9/21日の観測データを、破砕瓦については9/20日の観測結果を示す。なお、図中の赤色分布については、等分布載荷荷重をかけた時間帯を示す。

- ・9/20日については、降雨の後に土圧が低下している傾向が見られる。
- ・9/21日については、降雨はなく、降雨との関係は見られない。

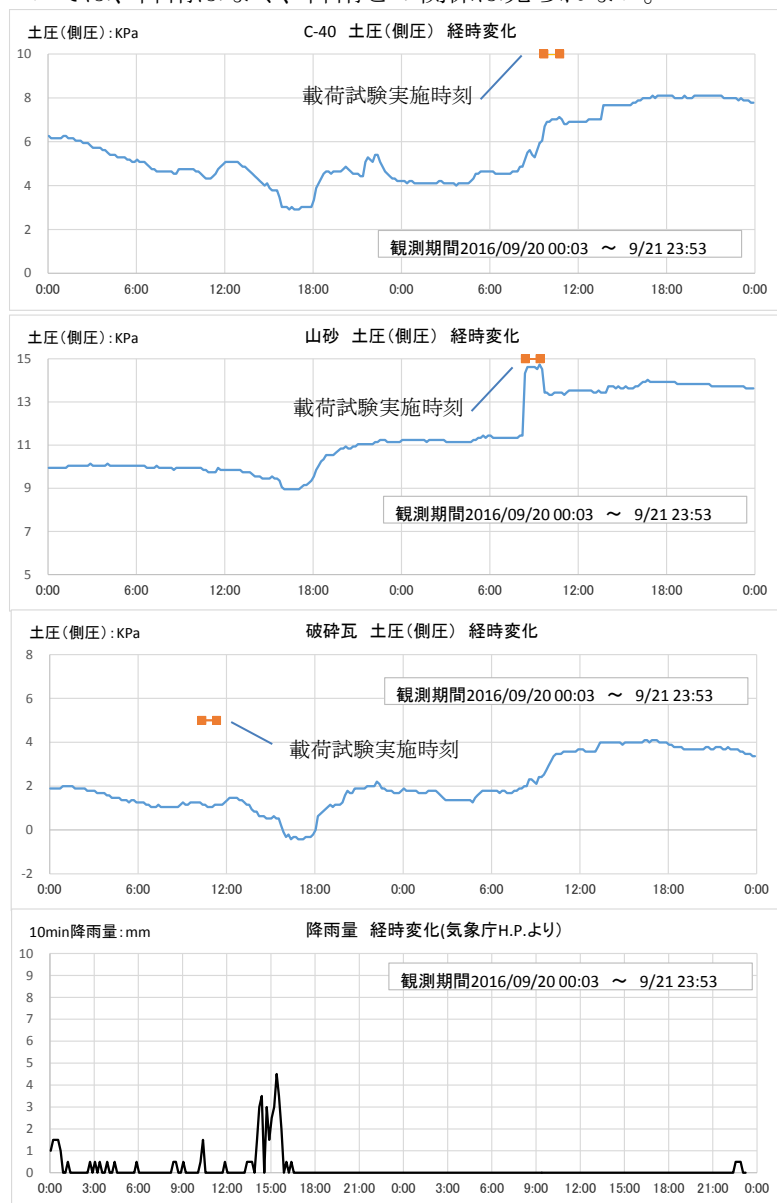


図 1.56 盛等分布載荷試験時(9/20 晩に台風通過)の土圧変化と降雨量の比較図

<ケース 2>

土中への温度計設置後の 10/16-17 日の 2 日間の大気温度、土中温度、擁壁温度、降雨量の観測値(全て 10 分毎)を図-1～図-4 に示す。これらの図より以下の傾向が読み取れる。

- ・ 図-1 より、降雨期間は 10/17 5:50～10:30 頃にかけて観測された。
- ・ 図-2 より、降雨期間中の大気温度は 3:00→8:00 にかけて 22 度→17 度に低下、その後 15:00 頃まで上昇し、最高気温 23 度程度を示す。降雨期間中は 18 度前後で一定。
- ・ 図-3 より、降雨期間中の土圧は程度の差はあるものの、3 種類共に低下している。
- ・ 図-4 より、擁壁外部の温度④は、大気中の温度②と同様の動きをしている。一方、地中の温度変化⑤については、3 種類共に降雨の始まった時刻より温度の低下が確認できる。

以上の傾向より、以下の事が確認できた。

- ・ 降雨が土中に浸透する事で、土圧計周囲の温度を低下させた時に「温度低下→土圧計の温度低下→土圧測定 of 仕組みによる土圧低下」という傾向が見られる。

なお、16 日の挙動についても以下に示す。

- ・ 図-3 より、16 日は降雨は無かったが、15:00 頃に土圧が小さくなっている。その際の温度は、最低期ではなく上昇過程にあり「温度低下→土圧計の温度低下→土圧測定 of 仕組みによる土圧低下」には当てはまらない。16 日は日中の温度上昇が大きく、擁壁の内外の温度差が土圧に影響を及ぼした可能性がある。

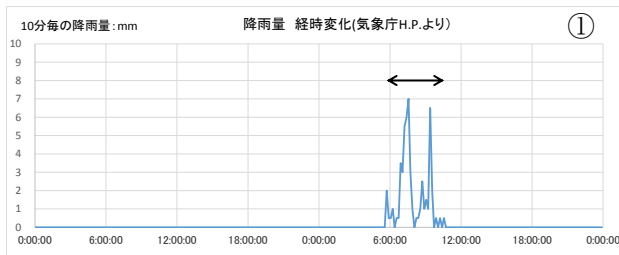


図-1 10分あたりの降雨量

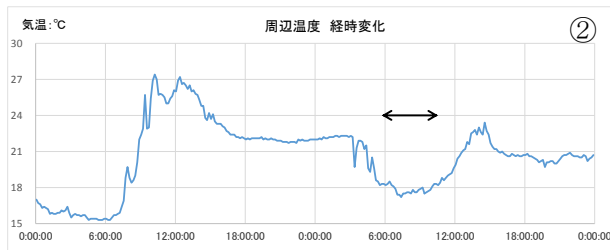


図-2 大気中の温度変化

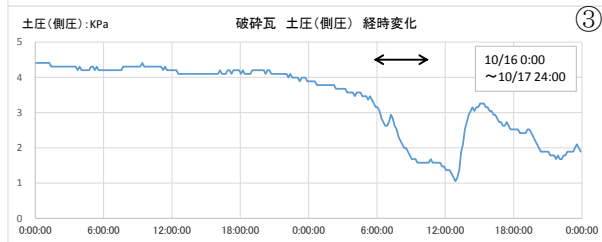
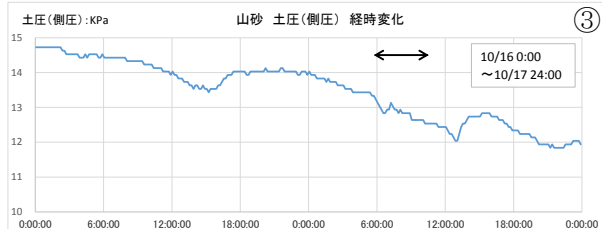
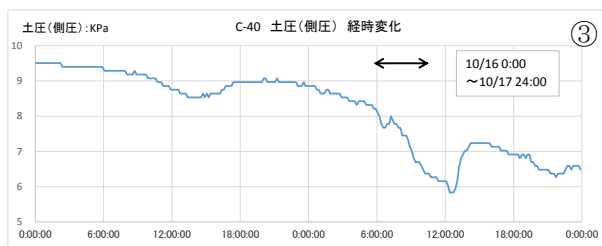


図-3 降雨時の土圧変化

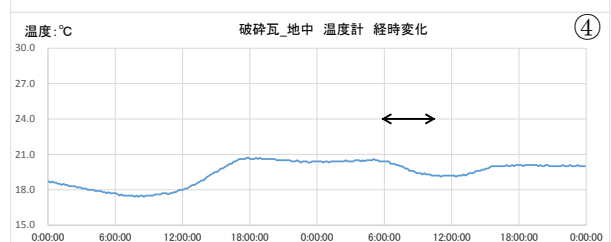
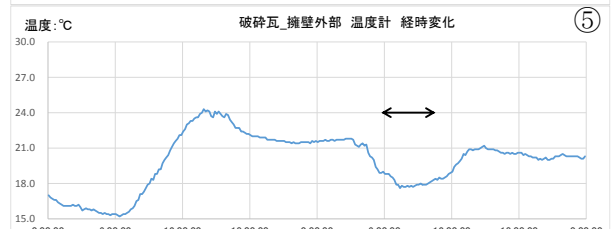
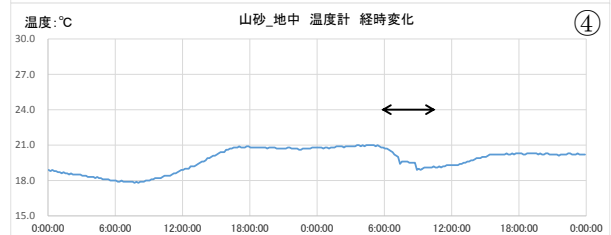
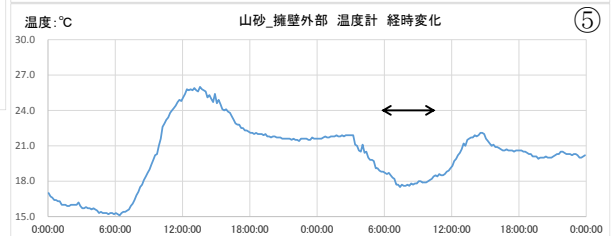
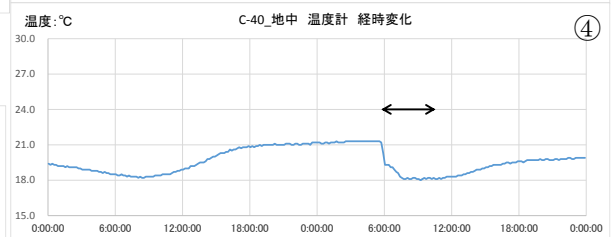
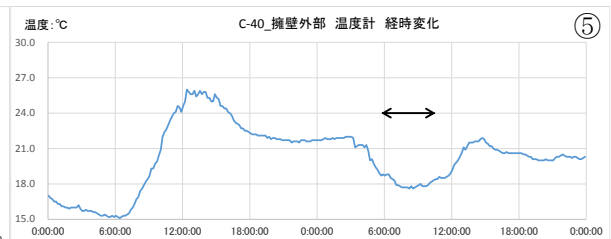


図-4 土中擁壁(降雨時)の温度変化

* 10/16~17 における大気温度、土中温度、擁壁温度、降雨量の各観測値 (全て 10 分毎) 図中の矢印の範囲は、降雨期間を示す。

図 1.57 降雨時の各種温度と土圧の関係 (10/16~17)

(2) 車両通行試験での土圧の変化

車両通行実験は、破碎瓦の粒子が車両通行に伴い、どのような破碎を生じるかの確認を目的に実施しているが、轍ぼれが発生する事に対する土圧計への影響について検討する(図 1.58)。以下に確認できた傾向を示す。

- ・ 11/14 の午後から降雨が確認されている。
- ・ C-40、山砂の土圧は実験初日 14 日の時点で増加が確認できたが、破碎瓦の変動は見られない。増加の理由は走行時の振動により材料が崩壊した結果と想定する。
- ・ 土圧計の山砂部では一時的に上昇している箇所が 11/15、11/16 と見られるが、これは 10 分毎の計測時に車両通行があったためと想定される。
- ・ 相対変位図で C-40 は、11/15 日に数値が上昇後、急激に減少する傾向が確認できる。最初、表面だけ押されることで擁壁上端部が押され広がったが、その後の車両通行により徐々に下端部へ土圧が移動し、元に戻ったと推察する。
- ・ 破碎瓦は、他の材料と比較して、変動は少ない。

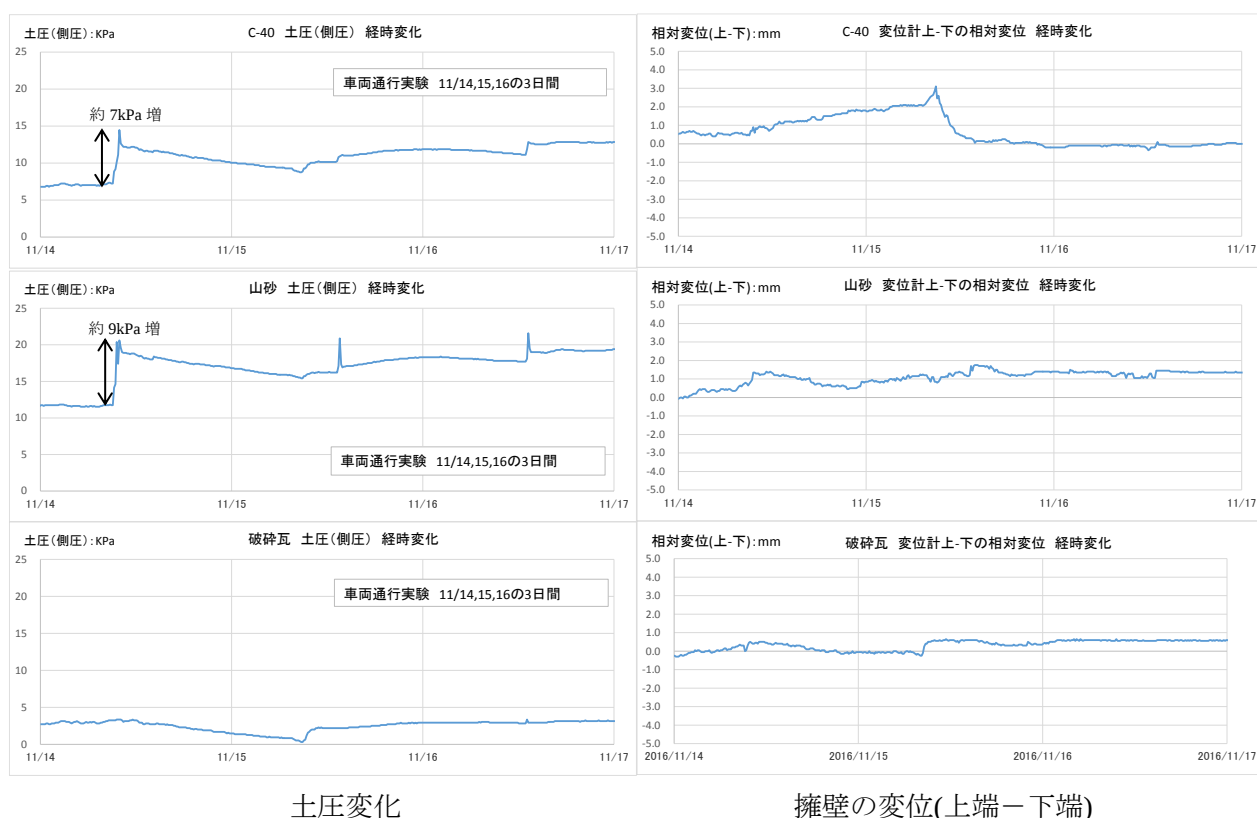
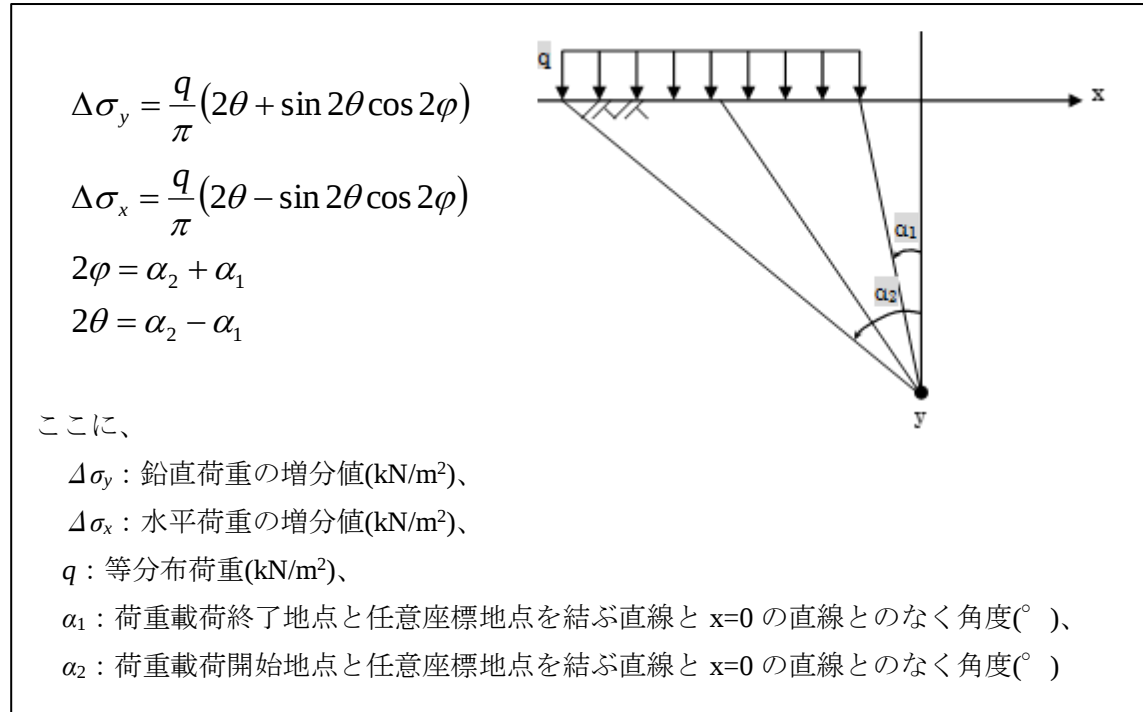


図 1.58 土圧変化と擁壁挙動の関係図

<参考-1>

以下に示すブシネスクの弾性応力解に基づく方法を用いて、荷重載荷時の鉛直方向および水平方向の応力増加の検討を行った。



車両通行時の輪荷重の算出値を図 1.59、およびブシネスクの弾性応力解に基づく荷重の応力増加分の分布図を図 1.60 に示す。

車両通行時の鉛直方向の荷重増加は、図 1.60(1)に示すように、車両通行時の直下 5cm で約 69.6kN/m²、直下 50cm で約 41.2kN/m²、直下 100cm で約 24.5kN/m² 程度である。

水平方向の荷重増加は、図 1.60(2)に示すように、L 型擁壁の壁面付近に着目すると、著表面より直下 5cm で約 1.1kN/m²、直下 50cm で約 7.7kN/m²、直下 100cm で約 8.0kN/m² 程度である。

実験施設では直下 100cm に土圧計が設置されており、車両通行時の C40 の計測土圧の増分は約 7kPa、山砂の計測土圧の増分は約 9kPa であり、ブシネスクの弾性応力解に基づく荷重の応力増加分の推定値(約 8.0kN/m²)とほとんど同様であることが確認できた。

①ダンプトラック重量		②ダンプトラックの輪荷重	
車体重量(t)	1.16	1輪当たりの荷重(kN)	9.59
積載重量(t)	8.62	タイヤ幅(mm)	275
総重量(t)	9.78	分布輪荷重※(kN/m)	69.8
総重量(kN)	95.92	※後輪の載荷幅550mmを設定	

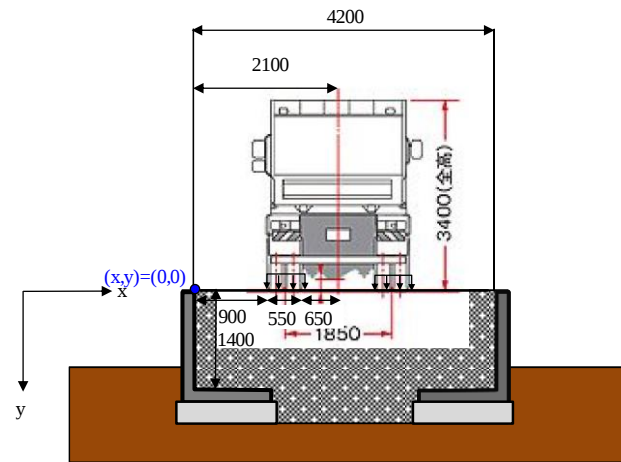


図 1.59 車両通行時の輪荷重の算定

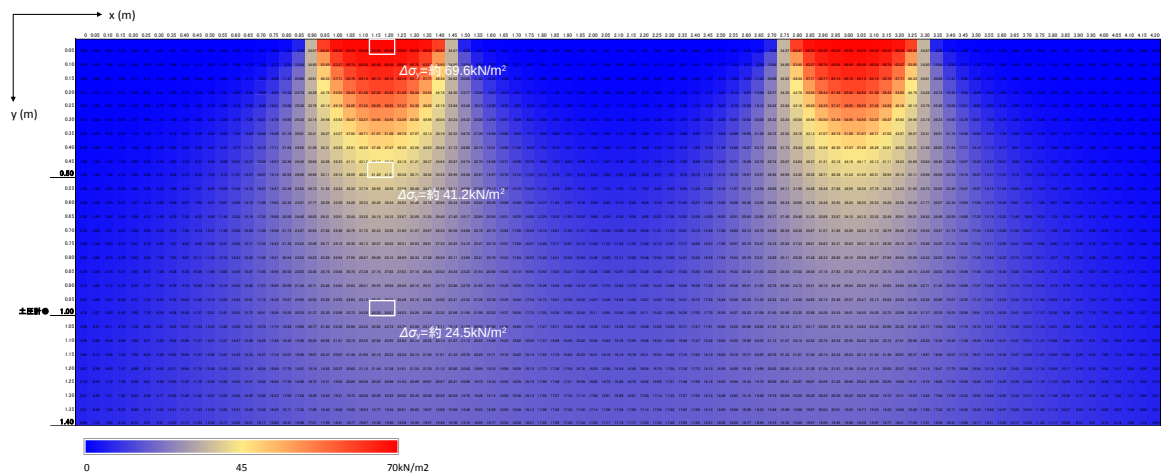


図 1.60(1) ブシネスクによる鉛直荷重の増分値($\Delta\sigma_y$)分布図

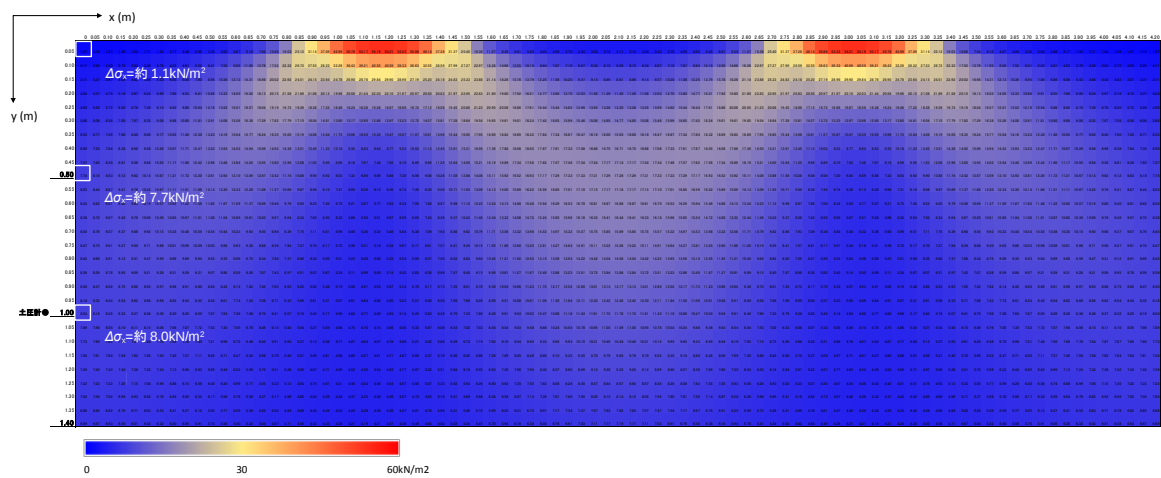


図 1.60(2) ブシネスクによる水平荷重の増分値($\Delta\sigma_x$)分布図

＜参考-2＞

－轍ぼれと地盤物性の関係－

地盤の上を重量物が走行する際、その設置圧が支持力以上になると、走行部において地盤がせん断破壊する。通常のアスファルト舗装道路では、表層アスファルトのみが劣化により崩壊し、ボロボロ崩れることにより発生する事が多いが、今回の実験では、締め固めた材料の上を直接車両が走行した。

道路盛土を構築する際は、一般に路盤よりも上層については材質や締め固め方法が決まっており、工法規定となるため、締め固め試験を実施することは少なく、締め固め試験は路床部分で実施される。支持力(地盤反力)把握の方法としては、CBR 試験、平板載荷試験が一般的となるが、これらの値で轍の大きさと地盤の抵抗性を評価する事は困難である(今回は、平板載荷試験で確認、また締め固めは 3ton タイヤローラーで締め固めを実施した)。

今回の走行実験で生じた轍は、地盤の表層部のすべり破壊が原因と思われるため、基礎の支持力式の考え方が妥当と思われる。支持力公式では、内部摩擦角 ϕ が大きいほど支持力が大きくなるため、轍ぼれ量が小さくなる。

今回の材料では、破碎瓦の轍ぼれ深さが最も少ない結果となっている。このことから、破碎瓦は内部摩擦角 ϕ の大きな材料であることが確認出来る。

なお、実験施設構築時に実施した平板載荷試験結果 K30 (kgf/cm^3) の値は以下のようになり、C-40 が最も抵抗力(支持力)のある結果となった。

破碎瓦 : $7.3 (\text{kgf/cm}^3)$ 、山砂 : $4.0 (\text{kgf/cm}^3)$ 、C-40 : $14.6 (\text{kgf/cm}^3)$

－轍ぼれと土圧の関連性－

走行路実験で生じた轍ぼれは、主としてタイヤ接地面である表層付近で発生した地盤の破壊のため、5cm 程度の轍深さでは土圧計に直接作用する事はない。ただし、1)表層部分の地盤が端部 L 型擁壁を押すことによって、擁壁が外側に移動する結果として土圧に与える影響、2)轍ぼれとは関係無く、走行時の振動により主動崩壊面にそって地盤が崩壊し、土圧計に与える影響、という 2 点も考えられる事象である。

今回の実験結果でも、走行実験初日 14 日に山砂、C-40 は土圧が急激に増加した事が確認されている。その後、土圧はほとんど変更の無い事からも内部崩壊による土圧計への作用の可能性が考えられる。

2. 水中落下試験、振動試験の実施

試験器具および試験概要を図 2.1～図 2.2に示す。試験に用いる容器は、以下の方法で製作した。

- ・透明塩化ビニルパイプ（内径194mm、長さ2000mm）を縦に二つ割にし、透明シリコンシーラント等で再接合、プラスチックベルト等で補強する。
- ・下部端部には不織布フィルターを配置し、排水バルブを設置する。投下破碎瓦の量は、透明塩化ビニルパイプ高さ2mの1/2程度とする。

試験は以下の手順で実施した。

- ・破碎瓦を水中落下後、水の着色の度合いを観察し記録に残す。
- ・自然沈降後、目視にて概ね3層程度に分類し、境界面をマーキングし、下面からの高さを計測する。
- ・水中落下試験を行った供試体を使用し振動試験を行う。
- ・水中落下試験後、バイブレータを用いて、振動を供試体に十分に与え沈下後、目視にて境界面をマーキングし、下面からの高さを計測する。また、概ね3層程度に分類し、各々の層毎の体積ひずみを算出する。

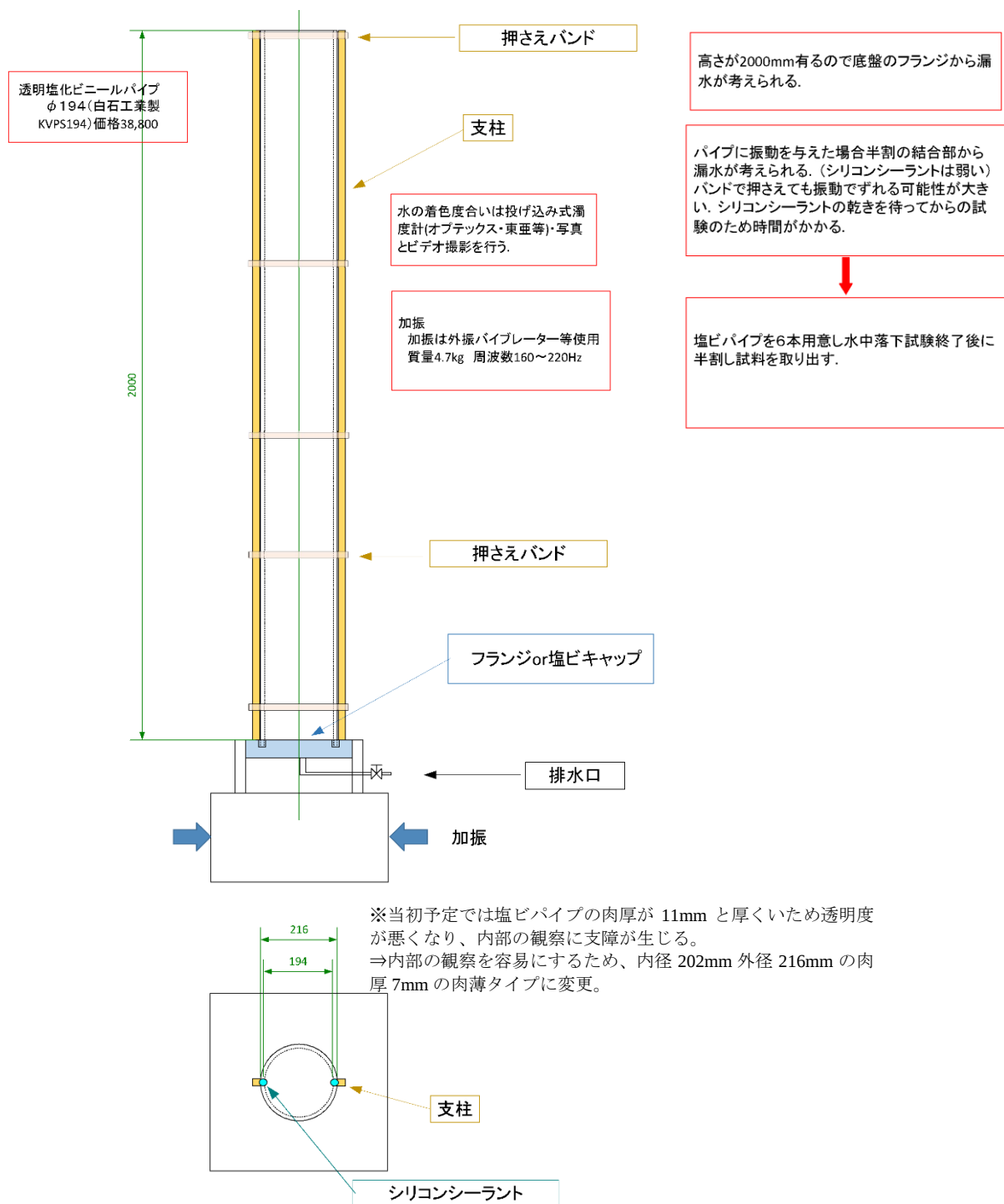


図 2.1 水中落下試験器具の概要図

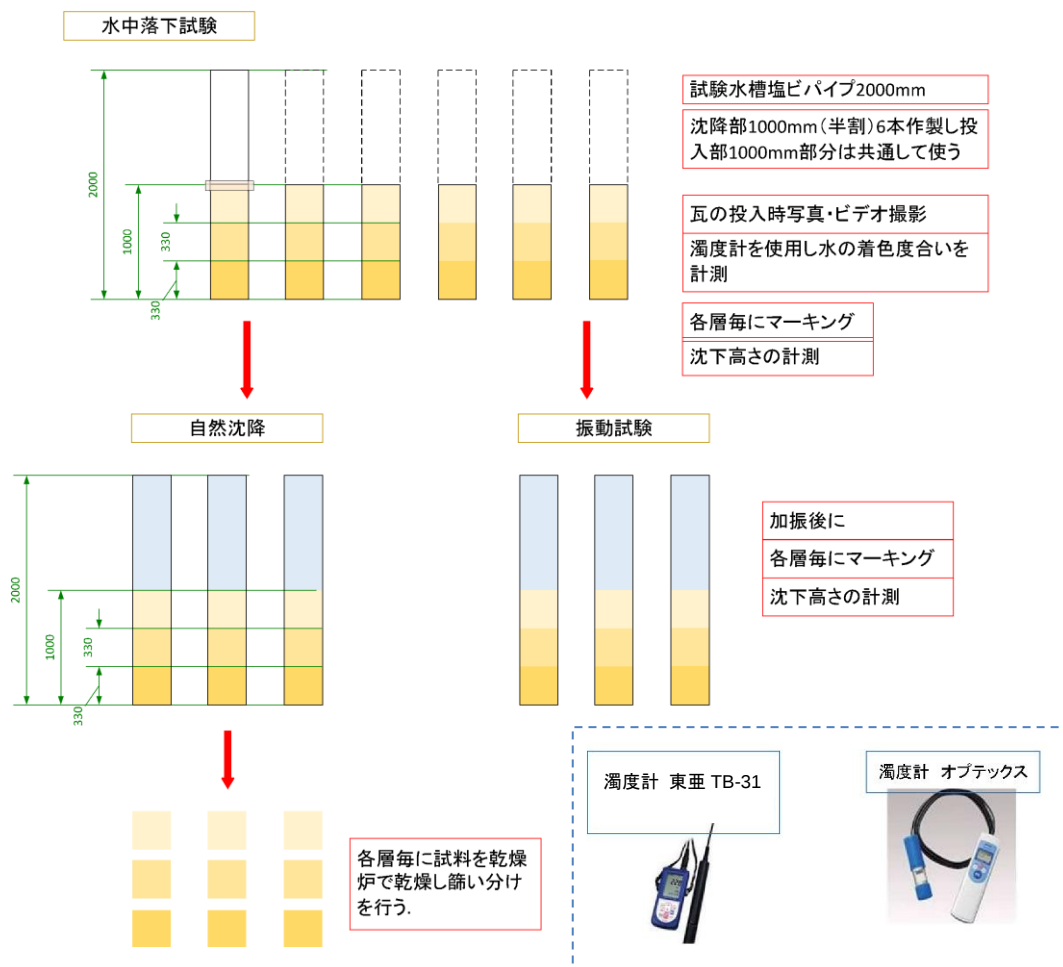


図 2.2 水中落下試験の概要図

2.1. 水中落下試験

2.1.1. 試験概要

<事前の予備検討>

- ① 水中落下試験に用いる透明塩化ビニール管は $\phi 202\text{mm}$ 、高さ 2000mm で、これに水道水を注水し水中落下試験を実施するが、パイプ高さ 2000mm まで水を入れ試験を行うと、破碎瓦の投入時に水位が上がりオーバーフローを起こしパイプから水が溢れ出てしまうため水中に溶け出した細粒分も流れ出てしまう。
- ② 予備試験において破碎瓦を約 10kgf 投入すると水位は $150\sim 180\text{mm}$ 程上昇するので、初期の水位をパイプの高さの半分 1000mm として試験を行うこととした。

<試験の実施>

- ③ 破碎瓦の投入方法は図 2.3 に示すような投入器を作製し水面から 150mm 上から落とし込み、破碎瓦の堆積高さと水位の間隔($900\sim 1000\text{mm}$)を常に一定に保つため水を補充し水位を調整しながら試験を行った。
- ④ また、試料取り出しの際、 2000mm のパイプを半割にするのは作業効率が悪いので 1000mm のパイプを 2 本連結し長さ 2000mm の試験用パイプとした (図 2.3)。ただし、連結部に継ぎ手パイプを用いるので約 100mm 程度透明部分を遮るため、投入する破碎瓦の堆積高さは外から観察できる高さの 900mm 迄とした。
- ⑤ 破碎瓦の投入後は濁度計を用いて濁り具合を測定し、5~7 日程様子を見ながら細粒分の沈降と水の濁り具合を観察し、その後パイプ内の水を排水し試験パイプの試料を 3 分割に分けそれを採取し篩にかけた。
- ⑥ 水中落下試験の手順を以下に示す。
 - (1) 塩ビパイプ内に水道水を水位 1000mm 迄通水。
 - (2) 投入器を用いて破碎瓦を投入。投入総重量は 40kgf で一回の投入にスコップ 2 杯分約 2.0kgf を連続的に投入。
 - (3) $4.0\sim 6.0\text{kgf}$ 投入毎に堆積した破碎瓦と水位の差が出るため水を補充しながら常に水位 1000mm を保ち投入を行った。
 - (4) 予定重量の 40.0kgf を全て投入後、堆積した破碎瓦の高さを測定。
 - (5) 水の濁り具合を濁度計で測定。
 - (6) 細粒分の沈降具合を観察する。

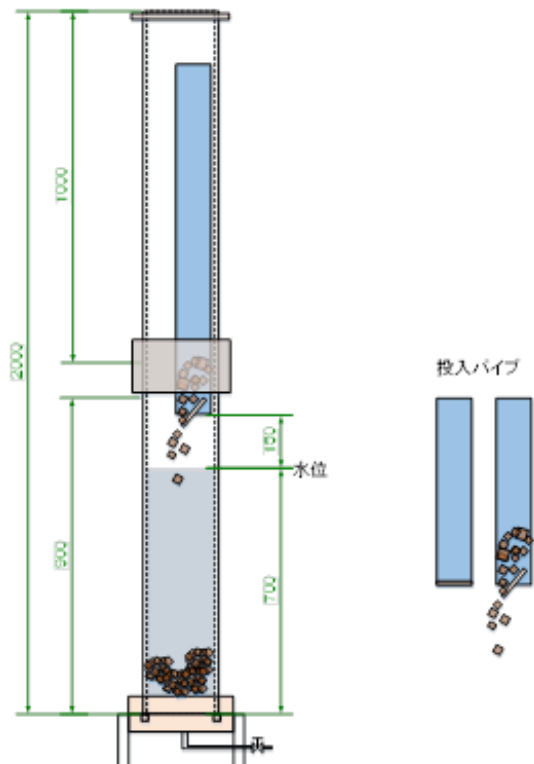


図 2.3 破碎瓦の投入方法



①通水状況



②破碎瓦の投入



③堆積した破碎瓦



④濁り水

写真 2.1 水中落下試験の実施状況

2.1.2. 試験結果

2.1.2.1. 堆積した破碎瓦の高さ測定

投入後、堆積した破碎瓦の出来高を測定し、表 2.1 に投入後の出来高を、表 2.2 に排水後の出来高を纏めた。それぞれの測定箇所は任意に 5 点取り平均した。No.4、5、6 の供試体については排水前に振動試験を行ったため排水後の値は記録していない。

また、投入した破碎瓦の重量と堆積した出来高から単位体積重量を纏め表 2.3 に示す。

表 2.1 投入直後の堆積高

供試体	1	2	3	4	5	平均(mm)
No.1	925	920	915	925	920	921.00
No.2	925	920	920	922	927	922.80
No.3	920	910	932	880	916	911.60
No.4	933	932	928	932	930	931.00
No.5	934	937	946	935	938	938.00
No.6	915	920	910	920	908	914.60

表 2.2 排水後の堆積高

供試体	1	2	3	4	5	平均(mm)
No.1	919	909	918	928	910	916.8
No.2	922	940	925	939	930	931.2
No.3	937	947	940	910	914	929.6
No.4	—	—	—	—	—	—
No.5	—	—	—	—	—	—
No.6	—	—	—	—	—	—

表 2.3 投入した破碎瓦の単位体積重量

供試体	投入量 (gf)	内径 (cm)	高さ (cm)	容積 (cm ³)	単位体積重量 (gf/cm ³)	単位体積重量 (kN/m ³)
No.1	40000	20.2	92.10	29515.6	1.355	13.29
No.2	40000	20.2	92.28	29573.3	1.353	13.27
No.3	40000	20.2	91.16	29214.4	1.369	13.43
No.4	40000	20.2	93.10	29836.1	1.341	13.15
No.5	40000	20.2	93.80	30060.4	1.331	13.05
No.6	40000	20.2	91.46	29310.5	1.365	13.39

全供試体の $\gamma_{Ave} = 13.26$

2.1.2.2. 水の濁り具合

投入終了直後から濁度計を用いて水の濁り具合を測定し表 2.4 に纏めた。投入直後の水は測定器(TD-M500)のレンジを遙かにオーバーしたため計ることが出来なかった。投入後 4 時間経過の測定も測定出来ず、目視でも水面から 10～20mm 先は見えないほど濁りがあった。投入後 4 日目にようやくパイプ上部（水面から 100mm）のみ測定値が表示されたが水面から 150mm を過ぎると測定は出来なくなった。濁度センサーの測定箇所を図 2.4 に示し、濁りの経過を写真 2.2 に、濁度測定状況を写真 2.3 に、濁度の目安になる濁度見本を写真 2.4 に示す。

表 2.4 濁度計測定値(-- : 測定不可)

	No.1			No.2			No.3		
測定日時	上	中	下	上	中	下	上	中	下
10/13 11:08	--	--	--	--	--	--	--	--	--
10/13 11:00	--	--	--	--	--	--	--	--	--
10/14 11:00	--	--	--	--	--	--	--	--	--
10/14 17:15	--	--	--	--	--	--	--	--	--
10/15 12:00	500	500	--	500	500	--	500	500	--
10/15 17:00	500	500	--	500	500	--	500	500	--
10/17 09:30	413	500	--	434	500	--	485	500	--
10/17 17:00	408	500	--	444	500	--	453	500	--
10/18 09:30	453	500	--	411	500	--	411	500	--

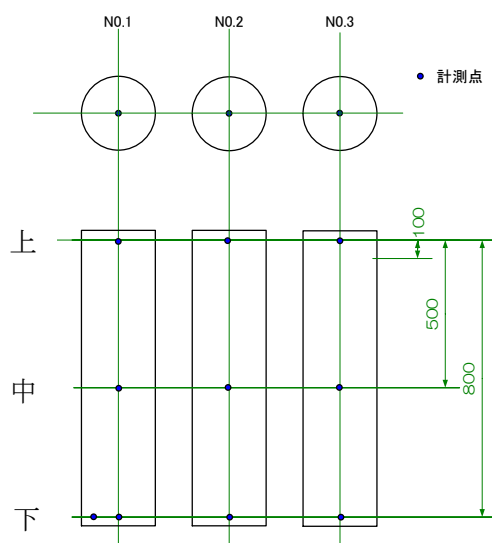


図 2.4 濁度の測定箇所



投入後



10/15 3日目撮影



10/18 6日目撮影

写真 2.2 水中落下試験における濁りの経過状況



写真 2.3 濁度測定

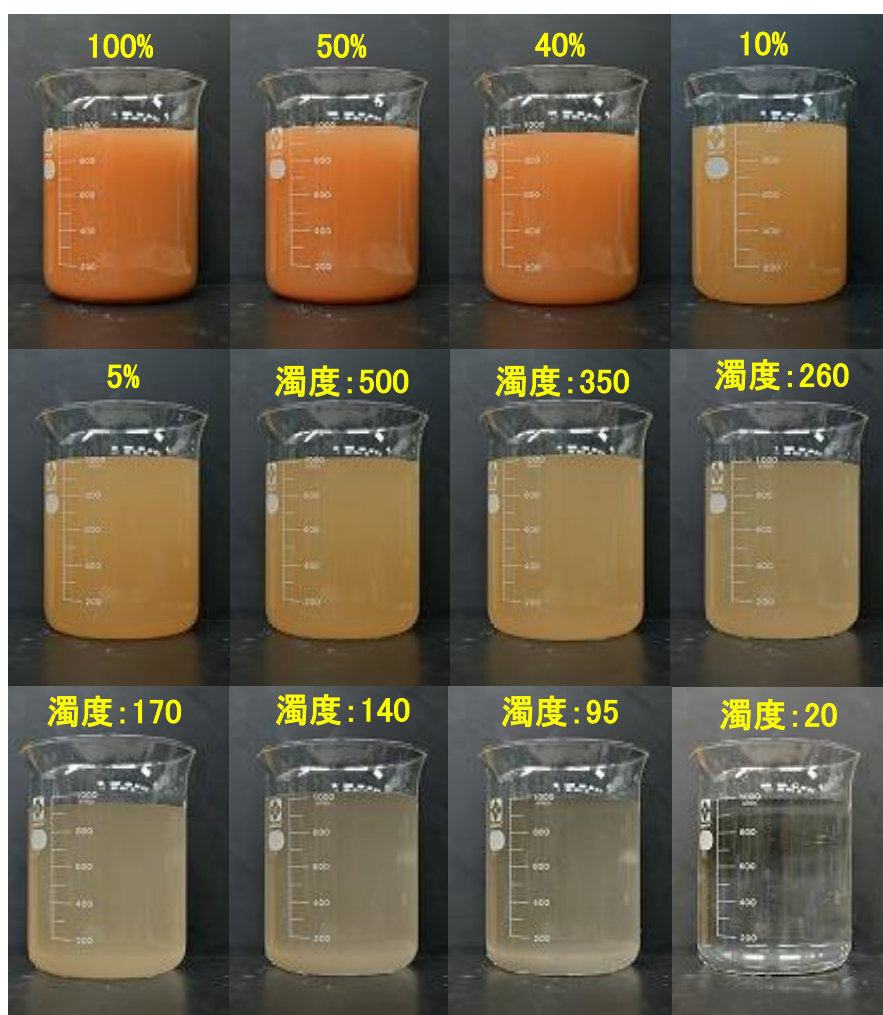


写真 2.4 濁度見本

2.1.2.3. 粒度試験

水中落下試験を実施した供試体 3 本から試料を採取し、粒度試験を実施した。試料採取と粒度試験は以下の手順で行った。

1. 水中落下試験後にパイプ内の水を排水した後、透明塩化ビニールパイプを縦に二つ割りにして破砕瓦を露出させる。
2. パイプ内の沈降した破砕瓦を概ね三層に分け、各層から試料を採取して粒度試験を実施した。

(1) No.1 および No.3 の粒度試験

排水後の No.1 パイプを対象にした粒度試験に用いる試料の採取状況を写真 2.5 に示す。排水後はパイプ表面を写真 2.5(2)のように裁断し上段・中段・下段の 3 層に分け、写真 2.5(3)のように試料を採取した。

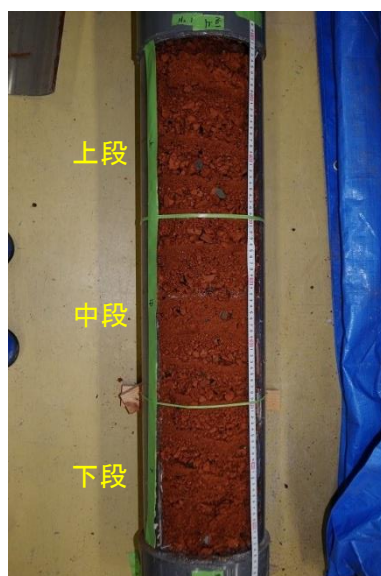
採取した試料は乾燥炉で乾燥し粒度試験を行った。粒度試験は各段 3 回ずつ行い、その結果を図 2.5 に纏めた。

図 2.5 には、水中落下試験後の粒度試験結果から取りまとめた粒径加積曲線を示し、参考として港湾基準で示されている粒度による液状化の範囲(均等係数 $U_c \geq 3.5$)も併記した。これより以下のことが確認できた。

- ① 水中落下試験後の No.1 と No.3 の試料(上段、中段、下段)の粒径加積曲線は、概ね同様の傾向を示している。
- ② 粒度の観点からは液状化し難い材料であることがいえる。



(1)排水後



(2)パイプの裁断



(3)試料採取

写真 2.5 粒度試験に用いる試料の採取状況

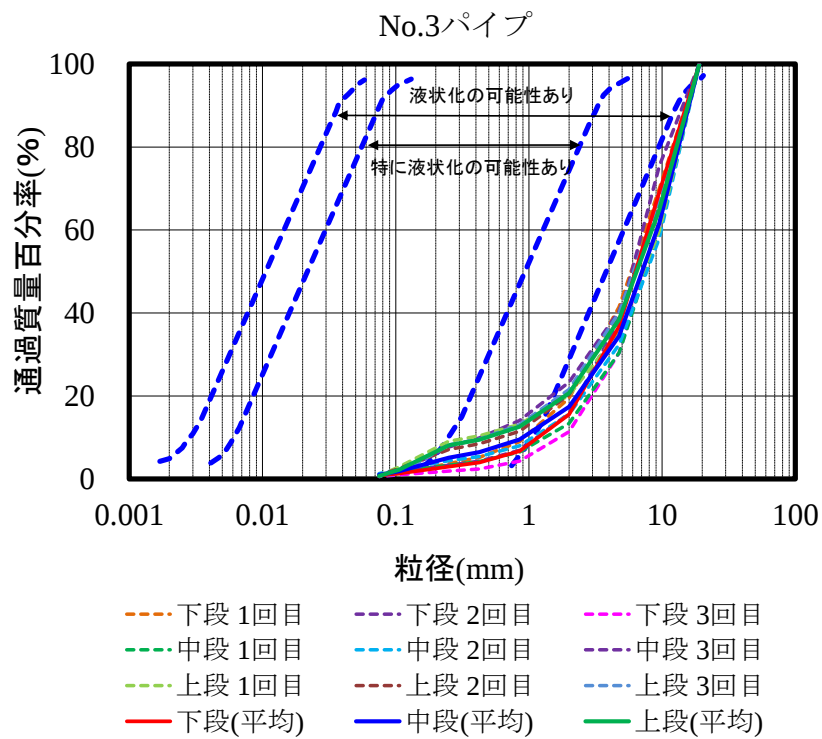
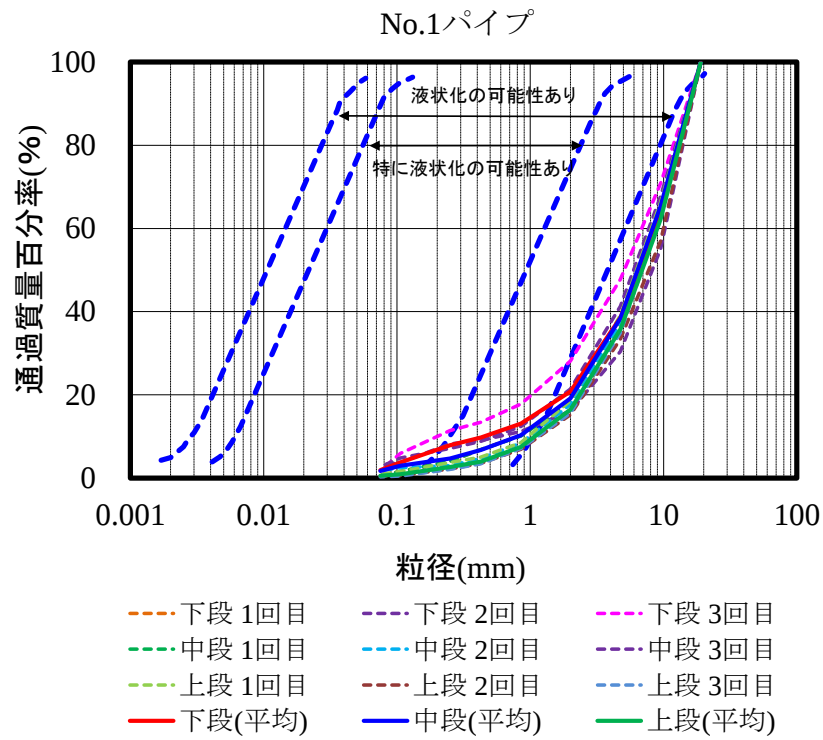


図 2.5 水中落下試験後の粒径加積曲線

(2) No.2 の粒度試験

No.2 パイプの粒度試験結果の堆積状況を写真 2.6 に示す。投入毎に下側から粗粒土～細粒土の順に堆積していることが確認できることから、破碎瓦は水中投入時に分級する材料であることが確認できた。

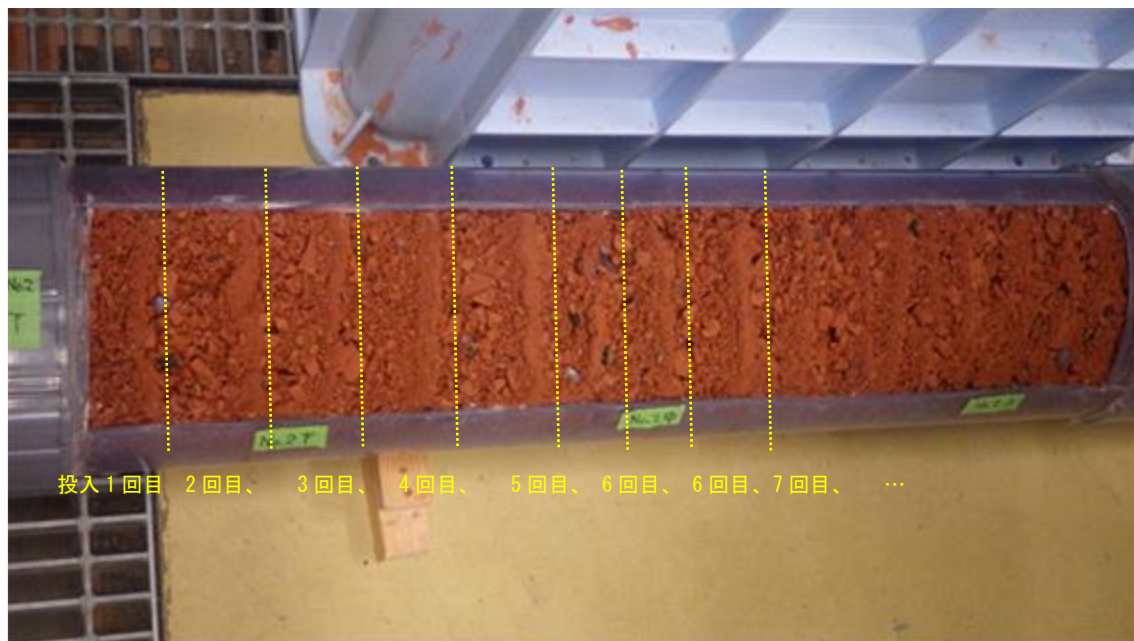


写真 2.6 No.2 パイプの破碎瓦の堆積状況

No.2 供試体の破碎瓦の投入毎に現れた沈殿層の寸法を計測し、スケッチした図を図 2.6 に、堆積状況を写真 2.7 に示す。

試料採取にあたり各堆積層の観察を行った結果、上部の地表面には細粒分の層が堆積していたが、その他の細粒分が堆積していると見られた部位に細粒分は堆積しておらず、パイプ周りに細粒分がドーナツ状に付着しているだけで、堆積しているのは大きな破碎瓦であった(写真 2.8～写真 2.9、図 2.7 参照)。

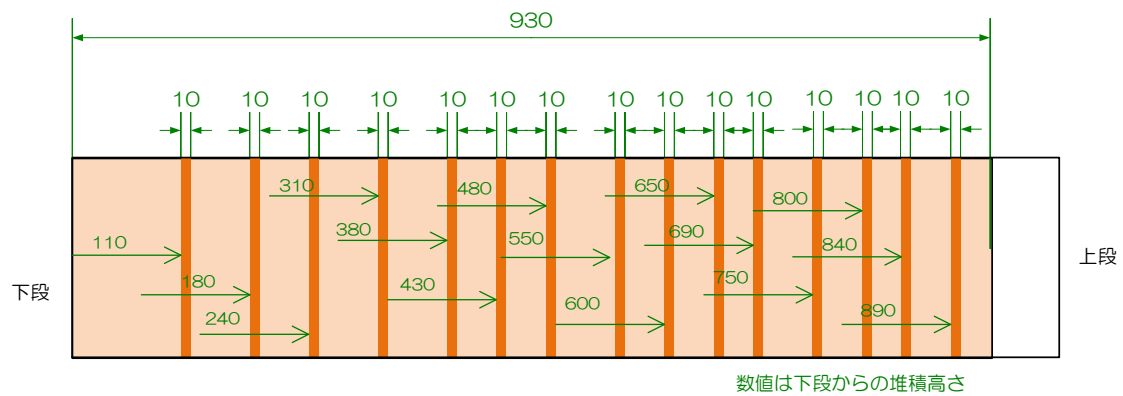


図 2.6 No.2 供試体の堆積層スケッチ

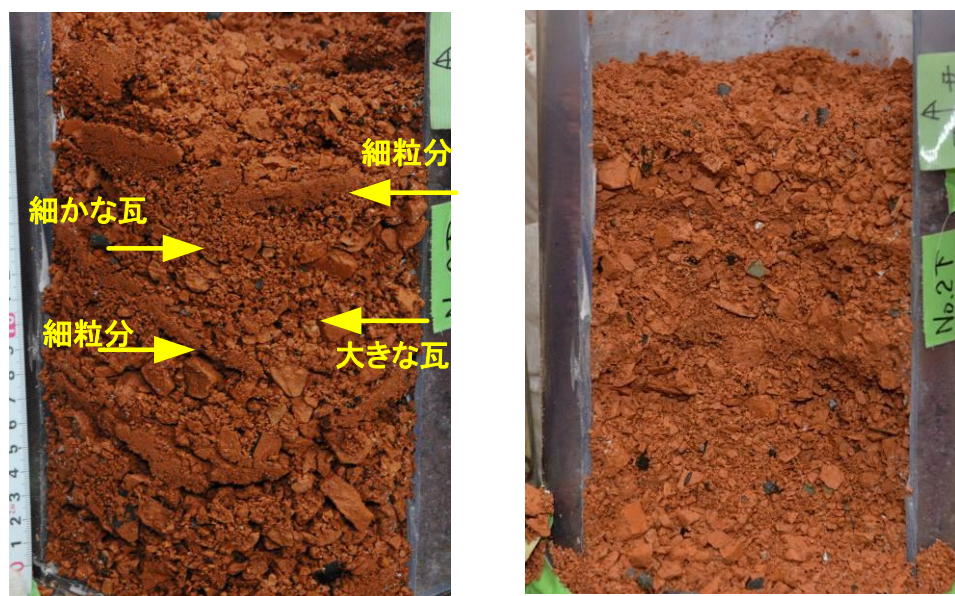


写真 2.7 No.2 供試体の状況



写真 2.8 分離して堆積した破砕瓦



写真 2.9 パイプ周りに付着した細粒分

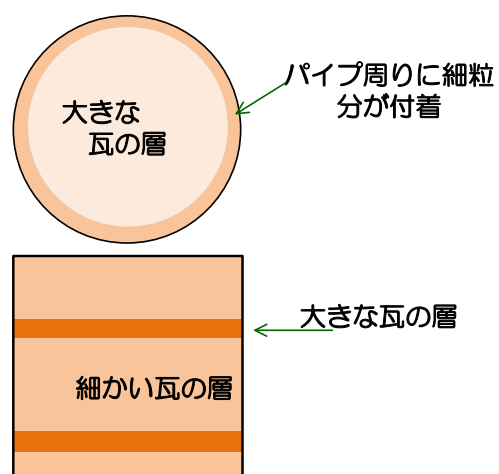


図 2.7 No.2 堆積層

1) 粒度試験の実施

供試体 No.2 の水中落下試験結果から、分級後の破碎瓦の粒度の違いを把握するための粒度試験を実施した。粒度試験を行う試料の採取箇所は以下の通りである。

採取箇所①：目視観察の結果より、細かな粒度の破碎瓦

採取箇所②：目視観察の結果より、大きな破碎瓦より比較的細かな粒度の破碎瓦

採取箇所③：目視観察の結果より、大きな粒度の破碎瓦

2) 上段部(地表面)の粒度試験結果

上段部の供試体の内、地表面に堆積した細かな粒度の破碎瓦を採取し、粒度試験を 2 回実施した。試料採取箇所を写真 2.10、粒径加積曲線を図 2.8 に示す。

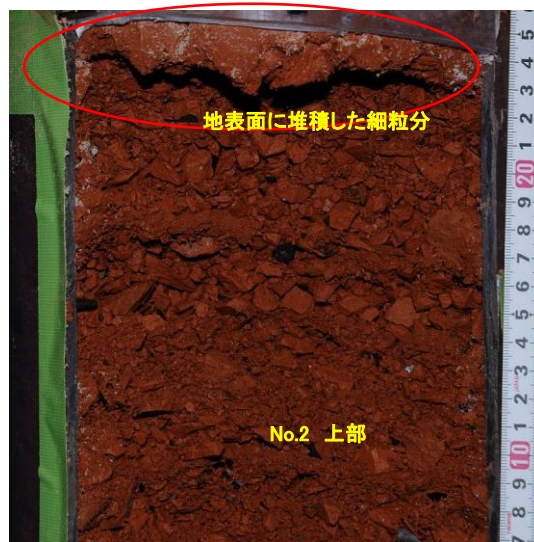


写真 2.10 試料採取箇所

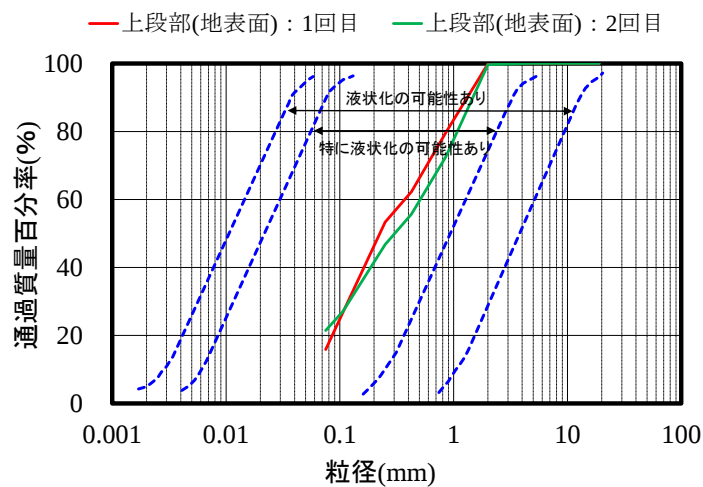


図 2.8 粒径加積曲線

3) 上段部の粒度試験結果

供試体の上段部から写真 2.11 に示す箇所の試料を採取し、各 1 回ずつ粒度試験を行った。採取した試料の粒径加積曲線を図 2.9 に示す。



写真 2.11 試料採取箇所

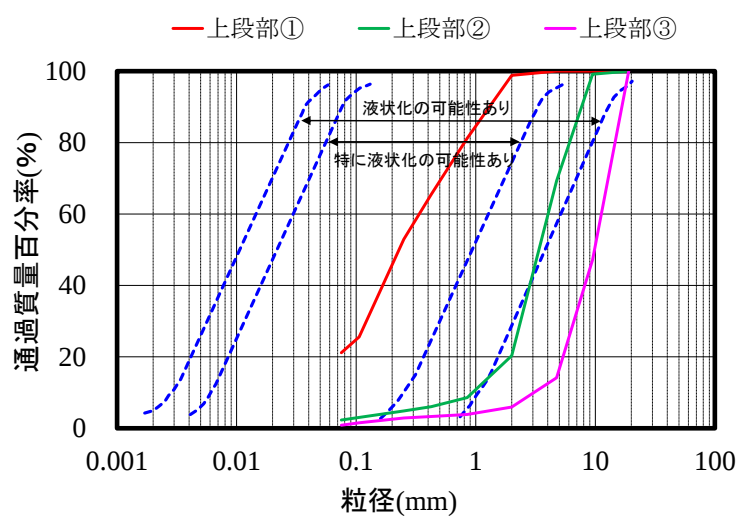


図 2.9 粒径加積曲線

4) 中段部の粒度試験結果

供試体の中段部から写真 2.12 に示す箇所の試料を採取し、各 1 回ずつ粒度試験を行った。採取した試料の粒径加積曲線を図 2.10 に示す。

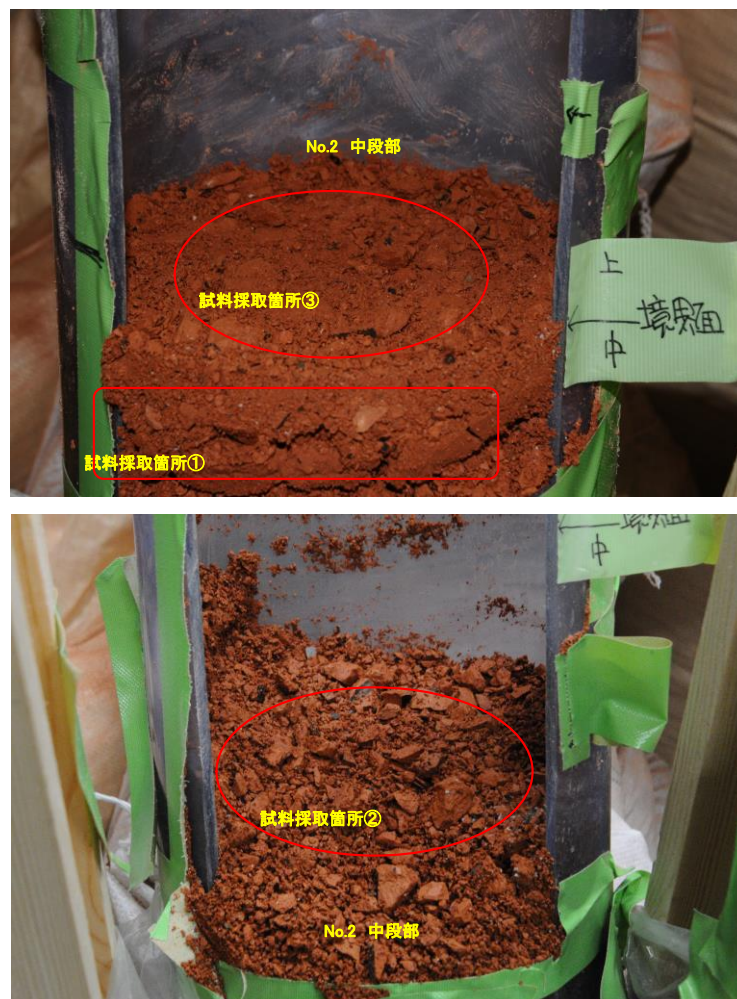


写真 2.12 試料採取箇所

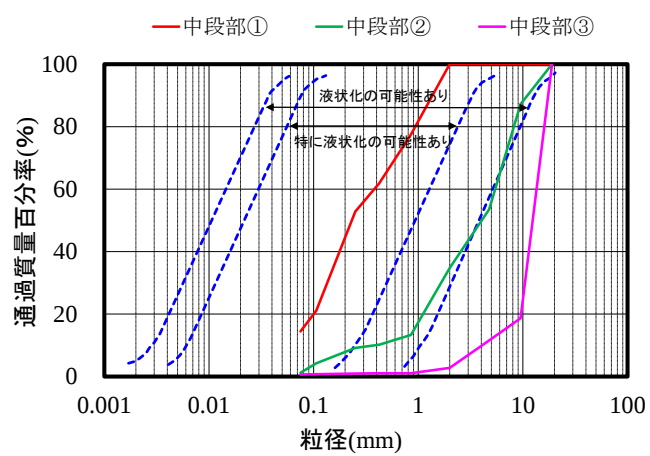


図 2.10 粒径加積曲線

5) 下段部の粒度試験結果

供試体の下段部から写真 2.13 に示す箇所の試料を採取し、各 1 回ずつ粒度試験を行った。採取した試料の粒径加積曲線を図 2.11 に示す。



写真 2.13 試料採取箇所

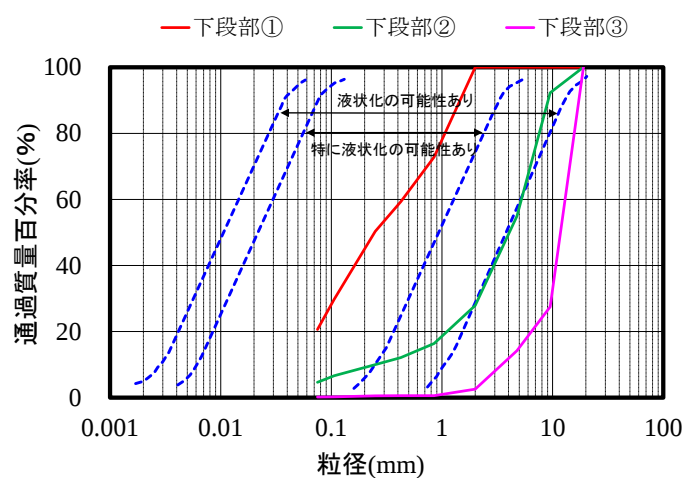


図 2.11 粒径加積曲線

2.2. 振動試験

2.2.1. 試験概要

- ① 水中落下試験を行った供試体 3 本(No.4、5、6)を使用して振動試験を行った。
- ② 水中落下試験で破碎瓦を投入するとき、振動による沈下を確認するため予めペンキで色を付けた瓦を用意しおおむね 1/3 毎お境界面にマーカーとして撒いた。
- ③ 水中落下試験終了後にバイブレーターを用いて供試体に振動を与え破碎瓦が沈下後、目視にて色を付けた破碎瓦の移動量を目視にて計測した。
- ④ 振動を与えたバイブレーターはコンクリート打設時に用いる外振バイブレーターで(写真 2.14)毎分 12000～15500 で供試体に 30 秒間振動を与えた。



写真 2.14 外振バイブレーター

2.2.2. 試験結果

表 2.5 に水中落下試験後の振動試験による加振前後の破碎瓦の堆積高さや沈下量、表 2.6 に加振前後の破碎瓦の単位体積重量を示す。また、境界面のマーカーの沈下量と体積ひずみの算出結果を表 2.7 に纏め、No.4～No.6 供試体の加振後の境界面マーカーの沈下状況を写真 2.15～写真 2.17 に示す。

表 2.5 加振前後の破碎瓦の堆積高さ

供試体	計測点	1	2	3	4	5	平均 (mm)	体積ひずみ $\varepsilon(\%)$
No.4	加振前	933	932	928	932	930	931.00	3.65
	加振後	897	902	893	894	899	897.00	
	沈下量	36	30	35	38	31	34.00	
No.5	加振前	934	937	946	935	938	938.00	3.82
	加振後	900	902	898	898	913	902.20	
	沈下量	34	35	48	37	25	35.80	
No.6	加振前	915	920	910	920	908	914.60	6.19
	加振後	860	851	857	859	863	858.00	
	沈下量	55	69	53	61	45	56.60	

全供試体の ε_{Ave} = 4.55

表 2.6 加振前後の破碎瓦の単位体積重量

《加振前の破碎瓦の単位体積重量》

供試体	投入量 (gf)	内径 (cm)	高さ (cm)	容積 (cm ³)	単位体積重量 (gf/cm ³)	単位体積重量 (kN/m ³)
No.4	40000	20.2	93.10	29836.12	1.341	13.15
No.5	40000	20.2	93.80	30060.45	1.331	13.05
No.6	40000	20.2	91.46	29310.54	1.365	13.39

全供試体の γ_{Ave} = 13.20

《加振後の破碎瓦の単位体積重量》

供試体	投入量 (gf)	内径 (cm)	高さ (cm)	容積 (cm ³)	単位体積重量 (gf/cm ³)	単位体積重量 (kN/m ³)
No.4	40000	20.2	89.70	28746.51	1.391	13.65
No.5	40000	20.2	89.22	28592.68	1.399	13.72
No.6	40000	20.2	85.80	27496.66	1.455	14.27

全供試体の γ_{Ave} = 13.88

表 2.7 加振後の境界面マーカの沈下量と体積ひずみ

《加振後の境界面マーカの沈下量と体積ひずみ》

供試体	測定数	1	2	3	4	5	平均 (mm)	マーカ- 高さ(mm)	体積ひずみ $\varepsilon(\%)$
No.4	上	24.0	25.0	25.5	27.0	23.0	24.90	680	3.66
	下	14.5	15.5	15.5	13.0	15.5	14.80	330	4.48
No.5	上	24.0	20.0	25.0	24.0	--	23.25	600	3.88
	下	11.5	11.5	18.0	--	--	13.67	300	4.56
No.6	上	37.5	38.0	37.0	33.0	30.0	35.10	620	5.66
	下	15.0	15.0	16.0	13.0	--	14.75	300	4.92

全供試体の ε_{Ave} = 4.53

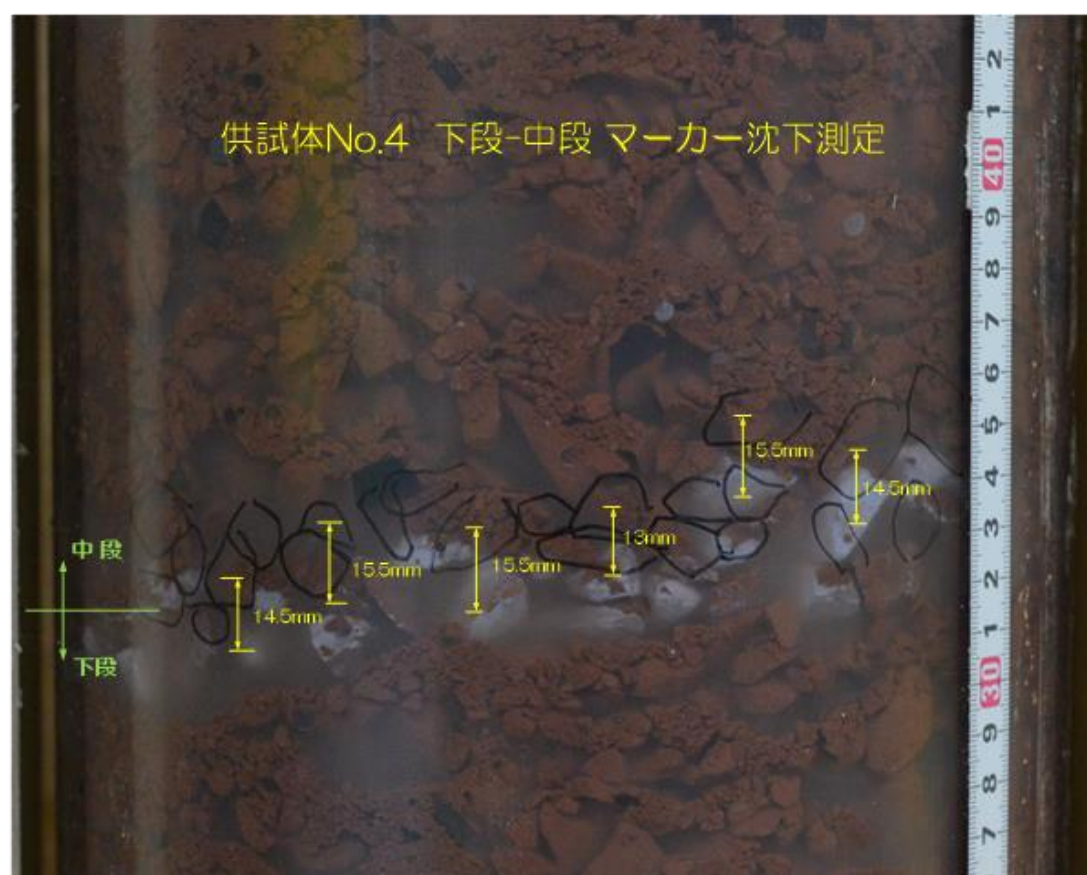
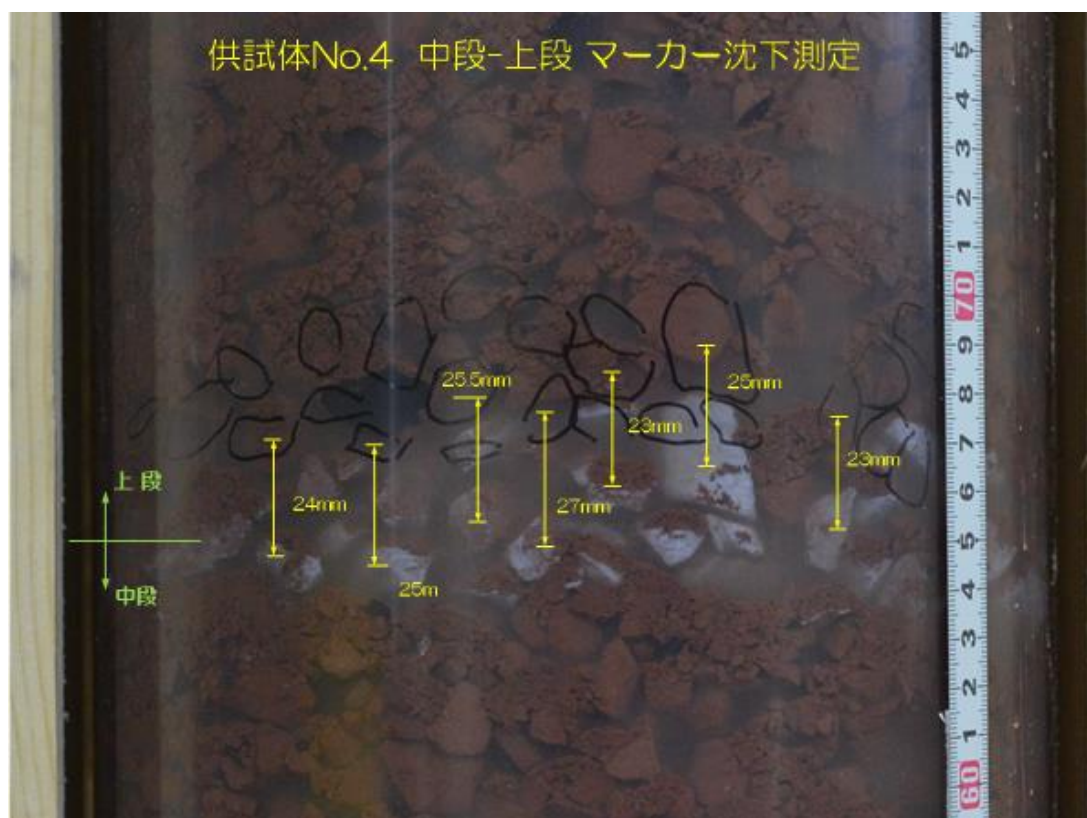


写真 2.15 No.4 供試体マーカーの沈下量

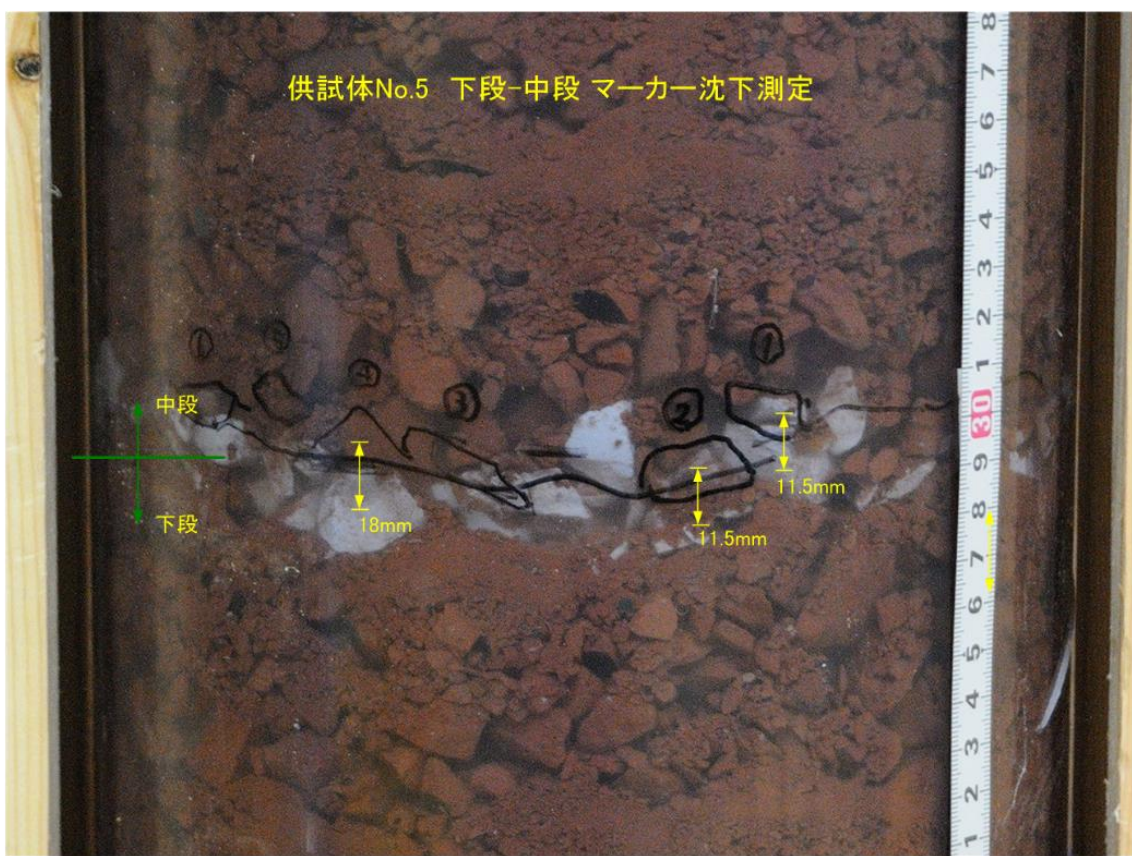


写真 2.16 No.5 供試体マーカーの沈下量

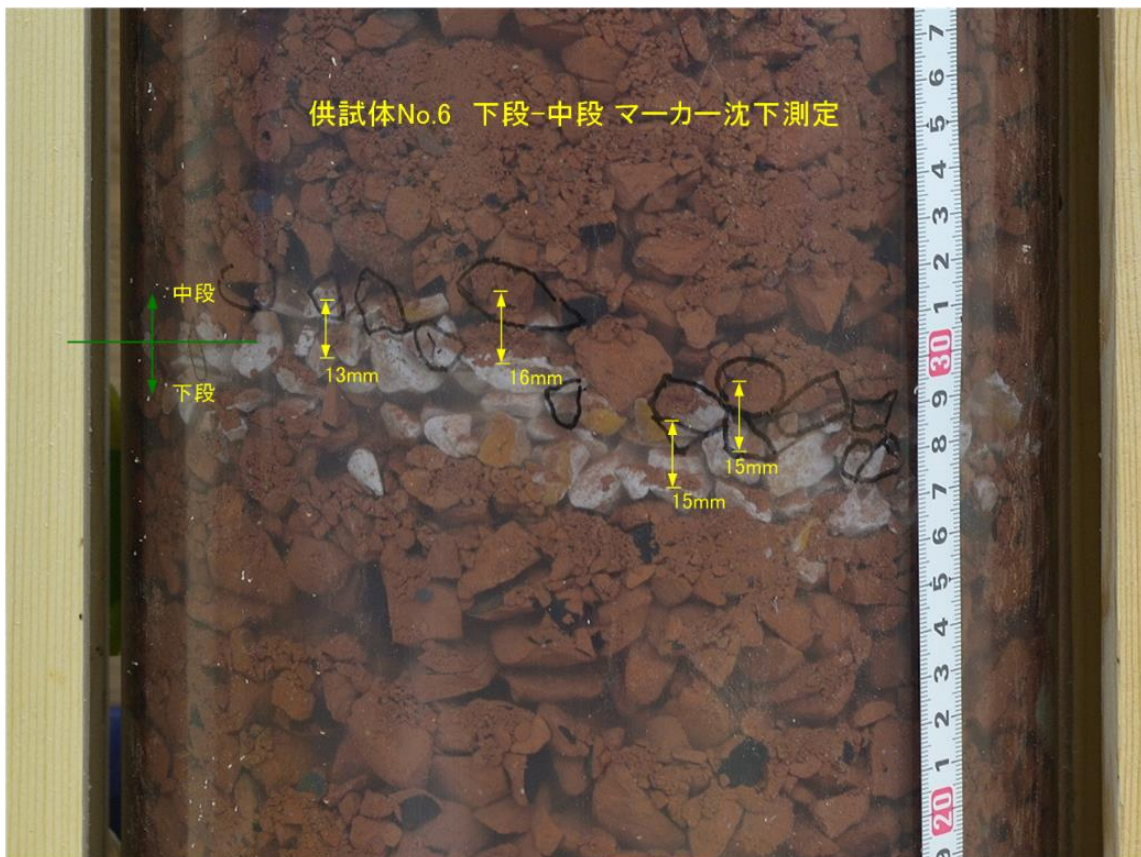
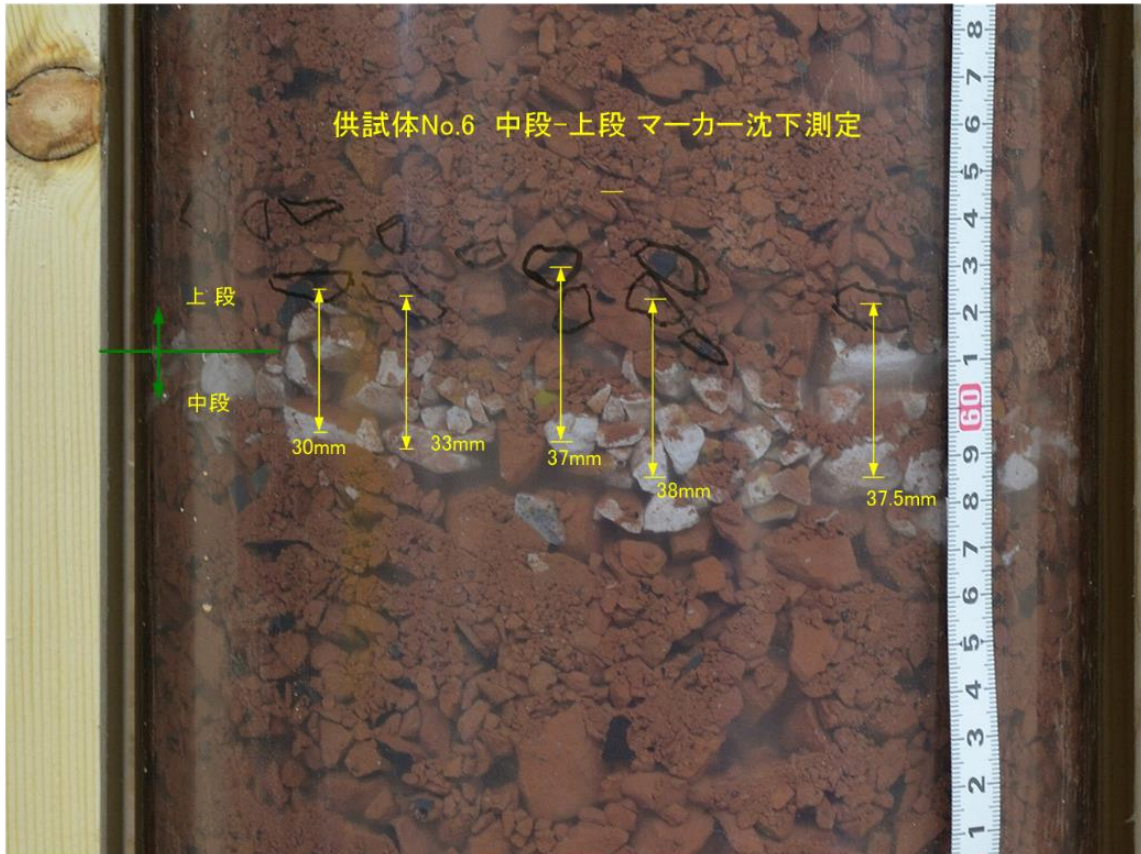


写真 2.17 No.6 供試体マーカーの沈下量

振動試験の結果より、以下のことが確認できた。

- (1) 堆積した破碎瓦に振動を与えた結果、平均で 4.5%程度の体積収縮が生じることが確認できた。
- (2) 参考として既往研究事例¹⁾では、図 2.12 に示すような相対密度 D_r と体積ひずみ ε_v の関係が取りまとめられている。同図によると、緩い状態を仮定し $D_r=30\%$ 時の体積ひずみを読み取ると、概ね 4.0%程度の体積ひずみが生じることが分かる。
- (3) 以上より、破碎瓦は、他の材料の一例として挙げた砂質土と概ね同程度の体積収縮(体積ひずみ)が生じる材料であることがいえる。

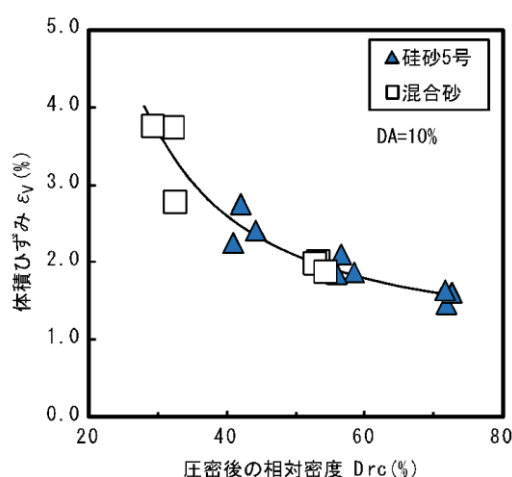


図 2.12 相対密度と残留体積ひずみの関係

なお、振動試験による加振前後の供試体の相対密度 D_r は表 2.8 に示す通りである。

表 2.8 振動試験による加振前後の相対密度

《加振前の破碎瓦の相対密度》

供試体	土粒子密度 ^{※)} $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	V_s (cm^3)	V_v (cm^3)	間隙比 e	最大間隙比 ^{※)} $e_{\max}$	最小間隙比 ^{※)} $e_{\min}$	相対密度 $D_r(\%)$
No.4	2.579	15509.9	14326.23	0.924	1.049	0.611	28.61
No.5	2.579	15509.9	14550.56	0.938	1.049	0.611	25.31
No.6	2.579	15509.9	13800.65	0.890	1.049	0.611	36.35

全供試体の $D_{r\text{Ave}} = 30.09$

《加振後の破碎瓦の相対密度》

供試体	土粒子密度 ^{※)} $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	V_s (cm^3)	V_v (cm^3)	間隙比 e	最大間隙比 ^{※)} $e_{\max}$	最小間隙比 ^{※)} $e_{\min}$	相対密度 $D_r(\%)$
No.4	2.579	15509.9	13236.62	0.853	1.049	0.611	44.65
No.5	2.579	15509.9	13082.79	0.844	1.049	0.611	46.91
No.6	2.579	15509.9	11986.77	0.773	1.049	0.611	63.05

※)名古屋工業大学森河助教よりご提供頂いた破碎瓦(0-20mm)の試験データより設定。 全供試体の $D_{r\text{Ave}} = 51.54$

¹⁾梅寿康、仙頭紀明、小野大和、林健太郎：繰返しせん断ひずみ履歴を用いた砂質土の液状化に伴う体積ひずみの評価法、土木学会論文集 C(地圏工学)、Vol.68、No.4、pp680-694、2014。

3. 水中安息角計測試験

3.1. 試験概要

- ① 試験に使用するコンテナボックスの底面に滑り防止のため耐水サンドペーパー(320 番)を貼り付ける(写真 3.1(1))。
- ② 水道水をボックス内に高さ 150mm 程通水する(写真 3.1(2))。
- ③ 通水後は破碎瓦を投入板(写真 3.1(3))で側壁に這わせるよう落下高さ 0mm に近い距離で破碎瓦を置くように落とし込んだ(写真 3.1(4))。
- ④ 投入時は水の濁りが酷く堆積した破碎瓦に投入板が当たらぬよう慎重に行った。また、堆積した破碎瓦の高さと水位の高さが 150mm を保つよう水位を調整しながら投入した。投入した破碎瓦の総重量は湿潤で 50kgf であった。
- ⑤ 投入終了後は堆積した破碎瓦の出来高測定を行い(写真 3.1(8))、水を抜き堆積した破碎瓦の形状を観察し傾斜計を用いて斜面の傾きを計測した(写真 3.1(10)～(11))。
- ⑥ 排水後のコンテナボックス内には堆積層から細粒分が流れ出ていた。形状観察後は、堆積した破碎瓦と流れ出た細粒分を採取し乾燥炉で乾燥し重量を測定した。水中安息角試験は計 3 回行った。



(1)サンドペーパーの貼付け



(2)通水



(3)投入板



(4)投入

写真 3.1 水中安息角計測試験の実施状況



(5)濁り



(6)濁り



(7)投入終了



(8)出来高測定



(9)排水



(10)底面測定



(11)斜面計測

写真 3.1 水中安息角計測試験の実施状況

3.2. 試験結果

投入終了後は堆積した破碎瓦の形状測定を、堆積出来高の測定点(図 3.1)、堆積高さ測定点(図 3.2)から測定し、水を抜き堆積した破碎瓦の形状を観察した。また、試料容器の底盤に流れ落ちた碎石瓦の距離を計測し安息角を求めた。また、図 3.3 に示すように任意の 6 点を傾斜計によって測定も実施した。

出来高測定結果および安息角の算出結果を図 3.4～図 3.6 に示す。

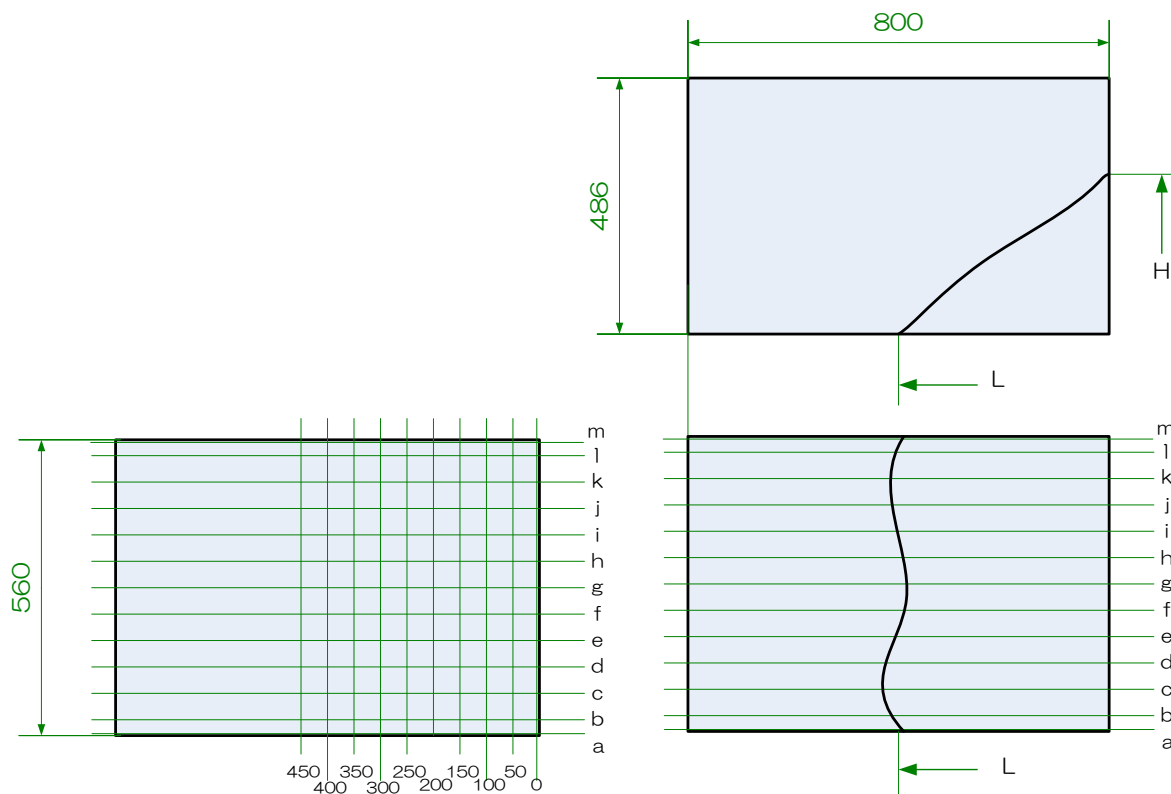


図 3.1 堆積出来高の測定点

図 3.2 堆積高さ測定点

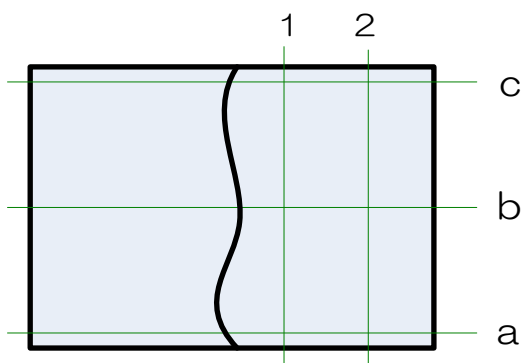


図 3.3 傾斜測定点

CASE-1

《出来高測定結果》

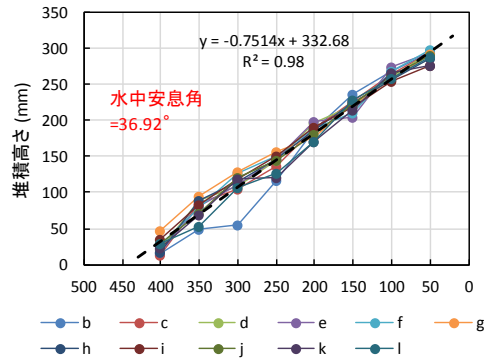
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	AVE
0	--	309	311	313	310	314	308	309	311	311	296	294	--	307.82
50	266	294	294	296	294	299	293	286	276	290	276	288	256	285.23
100	261	268	264	258	274	268	256	256	255	262	267	258	254	261.62
150	246	236	226	221	204	211	222	224	218	222	214	228	206	221.38
200	213	186	188	196	198	189	176	186	191	181	171	171	196	187.85
250	251	116	136	144	146	151	156	146	150	144	121	126	111	146.00
300	88	56	104	108	111	126	128	115	118	121	118	106	96	107.31
350	48	49	85	89	81	78	94	89	83	72	69	54	64	73.46
400	31	16	14	21	17	28	47	18	36	29	23	29	41	26.92
450	0	6	0	0	26	11	0	0	0	6	11	8	21	6.85

(mm)

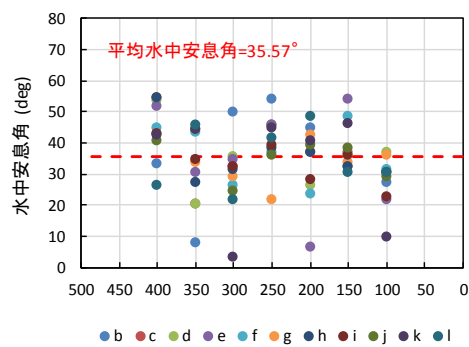
《傾斜計測定結果》

	1	2
a	37°	36°
b	36°	35°
c	40°	38°

6点測定値の平均値= 37°



出来高計測による水中安息角(1)



出来高計測による水中安息角(2)

図 3.4 出来高測定結果と水中安息角の算出結果(CASE-1)

CASE-2

《出来高測定結果》

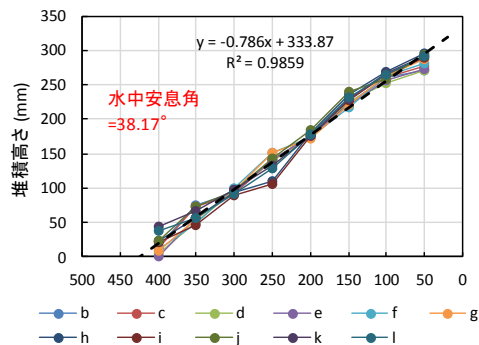
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	AVE
0	--	306	301	296	306	291	296	306	301	301	306	302	--	301.09
50	281	271	276	271	273	281	288	296	289	294	291	291	288	283.85
100	276	261	261	252	256	262	262	269	264	258	266	265	261	262.54
150	221	223	221	226	222	218	221	235	228	239	229	231	236	226.92
200	176	176	173	176	175	174	171	181	176	185	176	178	171	176.00
250	144	142	141	138	140	151	151	110	106	144	132	129	134	135.54
300	96	94	91	96	94	99	95	94	90	96	98	91	101	95.00
350	65	76	74	51	56	48	54	57	46	73	66	56	41	58.69
400	16	16	14	6	0	11	9	23	21	24	45	38	26	19.15
450	4	4	0	0	0	0	0	8	0	0	0	0	0	1.23

(mm)

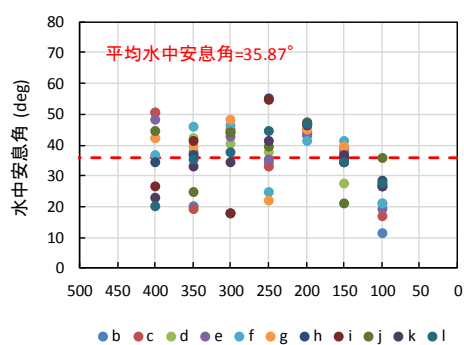
《傾斜計測定結果》

	1	2
a	37°	36°
b	36°	35°
c	40°	38°

6点測定値の平均値= 37°



出来高計測による水中安息角(1)



出来高計測による水中安息角(2)

図 3.5 出来高測定結果と水中安息角の算出結果(CASE-2)

CASE-3

《出来高測定結果》

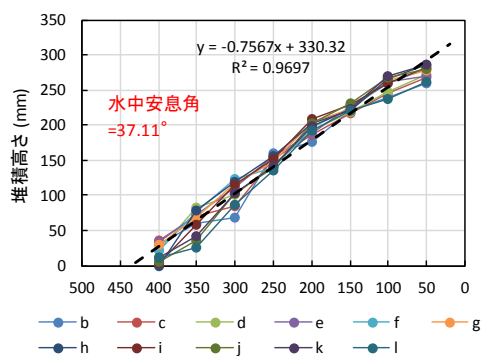
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	AVE
0	--	306	293	291	289	298	306	311	301	306	311	316	--	302.55
50	261	259	268	271	270	281	278	286	282	281	286	261	268	273.23
100	251	239	246	248	262	259	263	266	260	267	270	238	231	253.85
150	228	220	217	219	228	226	224	221	229	232	224	221	208	222.85
200	168	176	186	193	189	197	204	202	208	202	199	193	191	192.92
250	140	160	152	144	156	140	148	156	151	140	141	136	137	146.23
300	84	68	84	100	112	123	118	119	116	103	102	86	81	99.69
350	78	61	71	83	73	77	68	79	59	36	41	26	16	59.08
400	41	30	36	22	34	22	29	0	4	6	11	11	11	19.77
450	16	11	6	6	11	0	0	0	0	0	0	0	0	3.85

(mm)

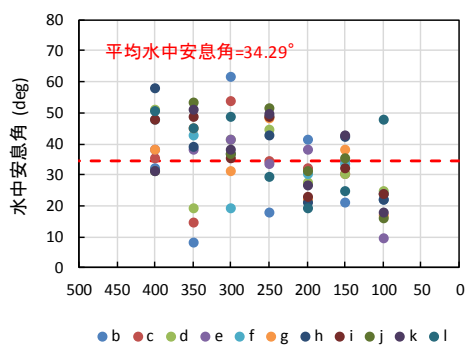
《傾斜計測定結果》

	1	2
a	42°	35°
b	34°	36°
c	35°	36°

6点測定値の平均値= 36°



出来高計測による水中安息角(1)



出来高計測による水中安息角(2)

図 3.6 出来高測定結果と水中安息角の算出結果(CASE-3)

今回の試験から得られた水中安息角算出結果の一覧を表 3.1 に示す。安息角は、破碎瓦とコンテナボックスの積極面の影響を考慮し、図 3.4～図 3.6 に示した出来高測定結果の■枠の測定データより算出した。

算出方法の違いにより、平均で 35° ～37° 程度の水中安息角となることが確認できた。今回の試験結果より評価する水中安息角は、設計上の安全側の検討となる 35° 程度として整理することとする。

表 3.1 水中安息角の計測結果一覧

算出方法	Case-1	Case-2	Case-3	Ave
出来高計測による水中安息角(1)	36.92°	38.17°	37.11°	37.40°
出来高計測による水中安息角(2)	35.57°	35.87°	34.29°	35.24°
傾斜計測定による水中安息角	37.00°	37.00°	36.33°	36.78°

3.3. 堆積した破碎瓦の重量

安息角試験で使用した破碎瓦の含水比を求めると 7.56%であった。試験で用意した破碎瓦の重量は湿潤で 50kgf 投入したので実際の投入量は 46.22kgf であった。試験終了後堆積した破碎瓦と堆積層から流れ出た細粒分を分けて回収し、乾燥炉で乾燥し重量を量り表 3.2 に纏めた。

試験後の堆積結果より、実際に堆積した重量と、流失した重量(=コンテナボックス底面に堆積した流失細粒分+排水時の未回収分)を整理すると、全投入材料のうち約 95%~97% の材料が堆積し、約 3%~5%の細粒分が流失することが確認された。

表 3.2 回収した破碎瓦の重量

CASE-1

投入重量(kgf)			回収重量(kgf)			排水時の未回収分	
湿潤重量	含水比(%)	乾燥重量	堆積層	流出細粒	合計	kgf	%
50	7.56	46.22	44.10	0.94	45.04	1.18	2.55



堆積重量		流失重量	
(kgf)	(%)	(kgf)	(%)
44.10	95.4	2.12	4.6

CASE-2

投入重量(kgf)			回収重量(kgf)			排水時の未回収分	
湿潤重量	含水比(%)	乾燥重量	堆積層	流出細粒	合計	kgf	%
50	7.56	46.22	44.90	1.18	46.08	0.14	0.30



堆積重量		流失重量	
(kgf)	(%)	(kgf)	(%)
44.90	97.1	1.32	2.9

CASE-3

投入重量(kgf)			回収重量(kgf)			排水時の未回収分	
湿潤重量	含水比(%)	乾燥重量	堆積層	流出細粒	合計	kgf	%
50	7.56	46.22	44.75	0.90	45.65	0.57	1.23



堆積重量		流失重量	
(kgf)	(%)	(kgf)	(%)
44.75	96.8	1.47	3.2

4. 破碎瓦の濁水に対する簡易ジャーテスト

破碎瓦の濁水対策の一案として、凝集剤を用いた簡易的なジャーテストを実施した。

破碎瓦 0-5mm を水に投入して濁水を作成し、ジャーテストに用いた凝集剤は表 4.1 に示す通りである。

表 4.1 使用材料

	無機系凝集剤	有機高分子凝集剤
種類	・ポリ塩化アルミニウム(PAC) PAC-250	・タキフロック (アニオン系、ノニオン系、カチオン系、両性系)
凝集反応	アルミニウムイオンの陽電荷+を持った結合イオンにより濁質を凝集しフロックを形成する。	微細粒子を主として水素結合による吸着で大きなフロックを形成する。

4.1. 試験方法

試験の概要図を以下に示す。

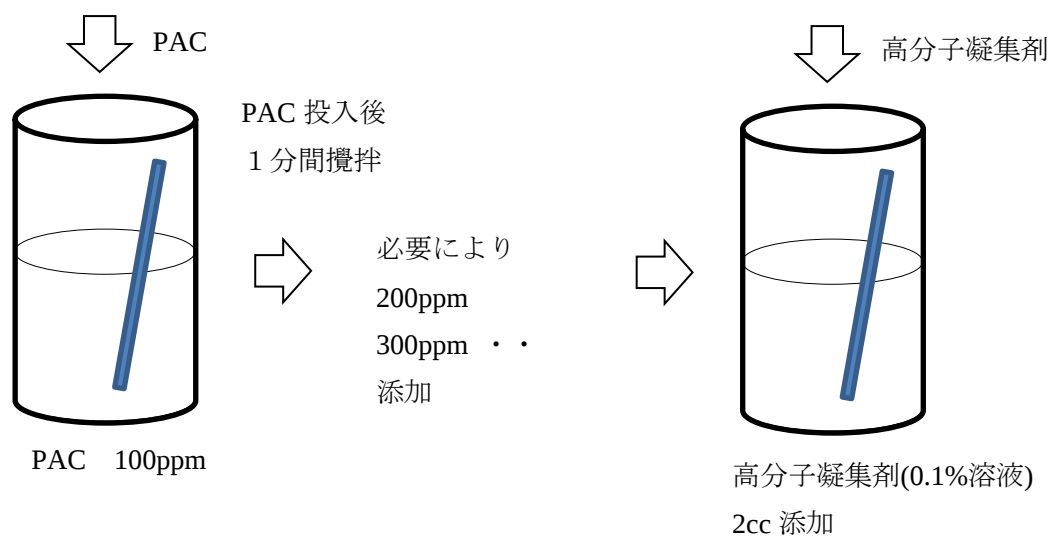


図 4.1 簡易ジャーテスト概要図

4.2. 試験結果

以下に試験結果を示す。破碎瓦の水中投入時の濁りは、凝集剤による濁質のフロック形成効果により、濁り対策に一定の効果があることが確認された。



①試験前



②破碎瓦(0-0.5mm)投入、1分間攪拌



③1分間放置



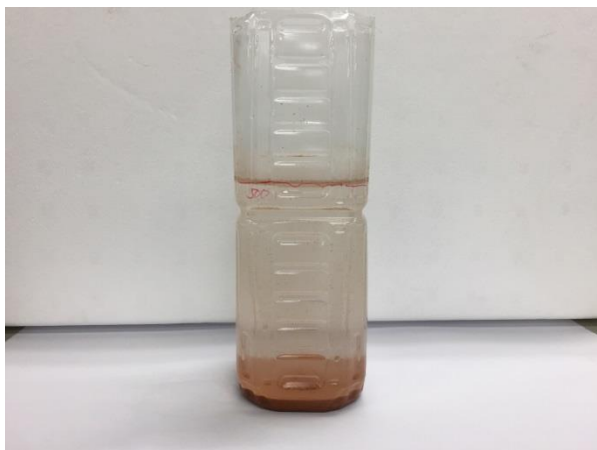
④PAC投入(100ppm)、1分間攪拌



⑤1分間攪拌後



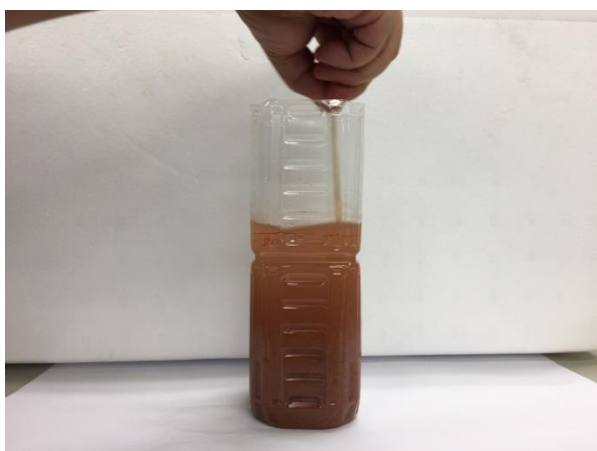
⑥1分間放置



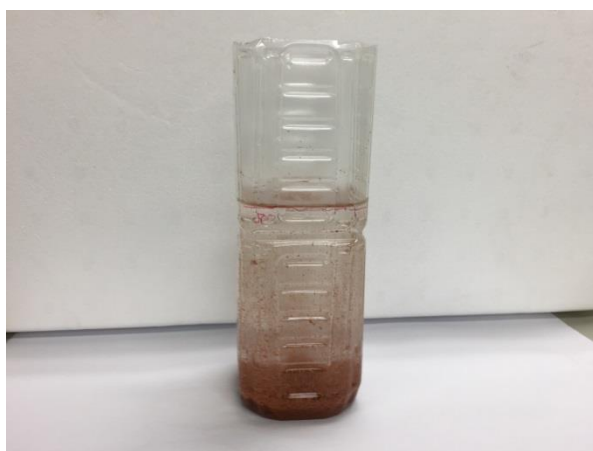
⑦ 2 分間放置



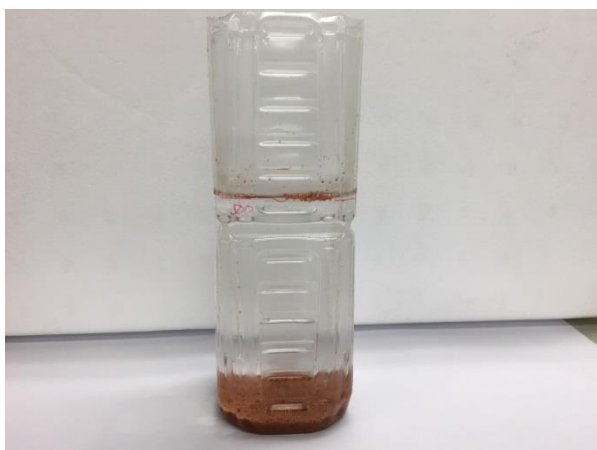
⑧ 3 分間放置



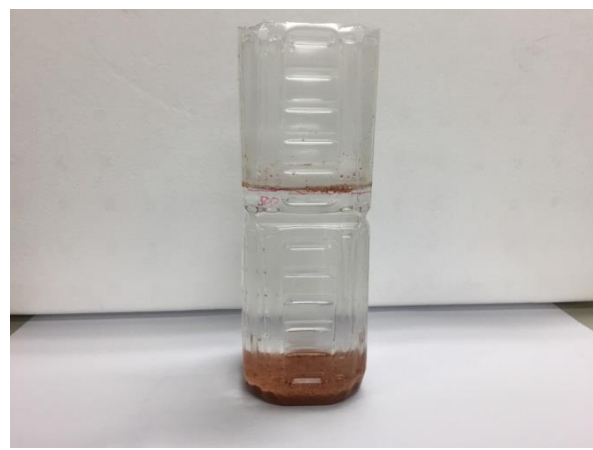
⑨ 高分子凝集剤添加(0.1%溶液 2cc)、1 分間攪拌



⑩ 1 分間攪拌後



⑪ 1 分間放置



⑫ 2 分間放置

5. 模型載荷実験

5.1. 実験概要

鋼製土槽に破碎瓦を用いた模型地盤を作製し、破碎瓦上面に重錘を載せて荷重載荷する。土槽壁面はロードセルを、土槽下面には小型土圧計を配置し、載荷圧力と鉛直応力と水平応力について調べる。

(1) 実験装置概要

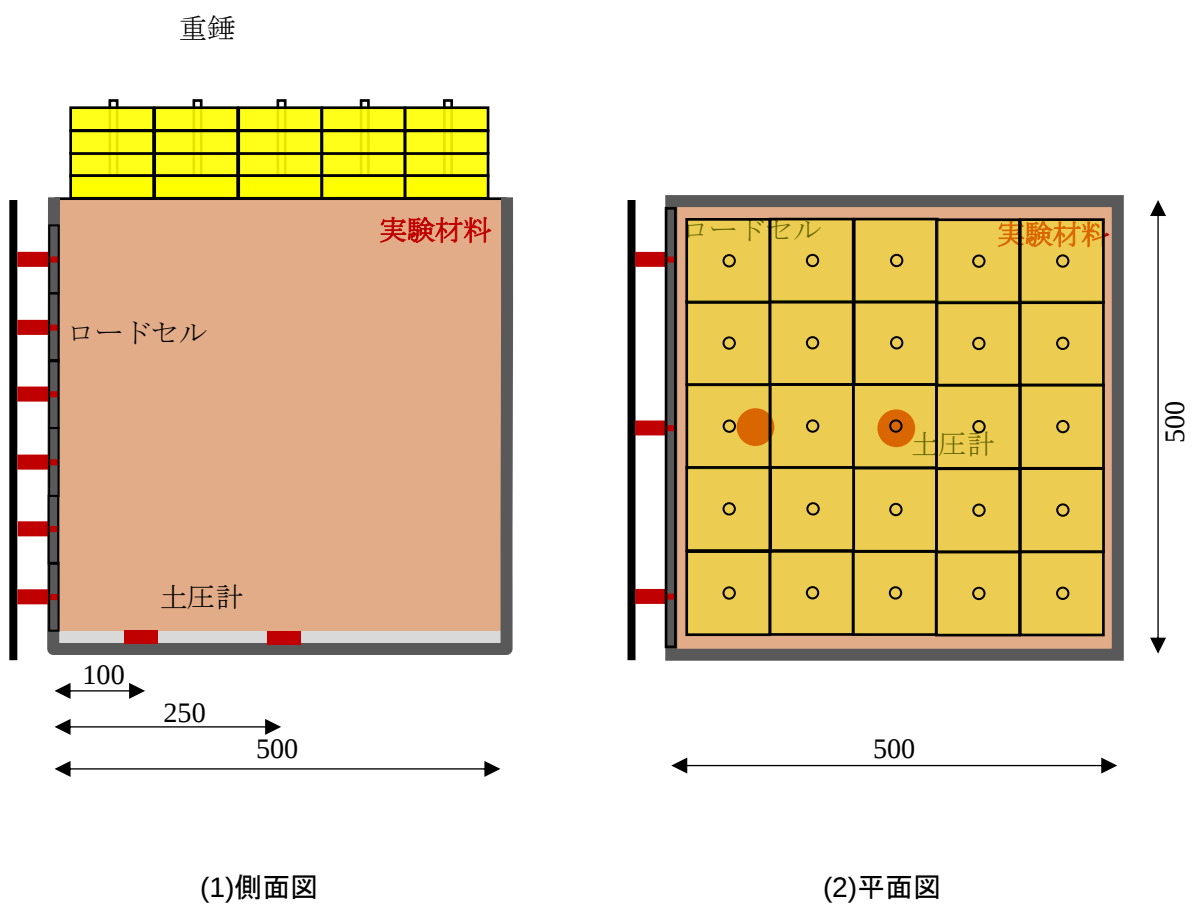


図 5.1 実験装置概要

(2) 鋼製土槽

使用する鋼製土槽の内寸法は、幅 500mm、高さ 500mm、奥行き 500mmであり、前面は取り外し可能な透明アクリル板となっており、必要に応じてロードセル設置版の付け替えが可能である。今回はロードセル設置版を取り付けて使用した。

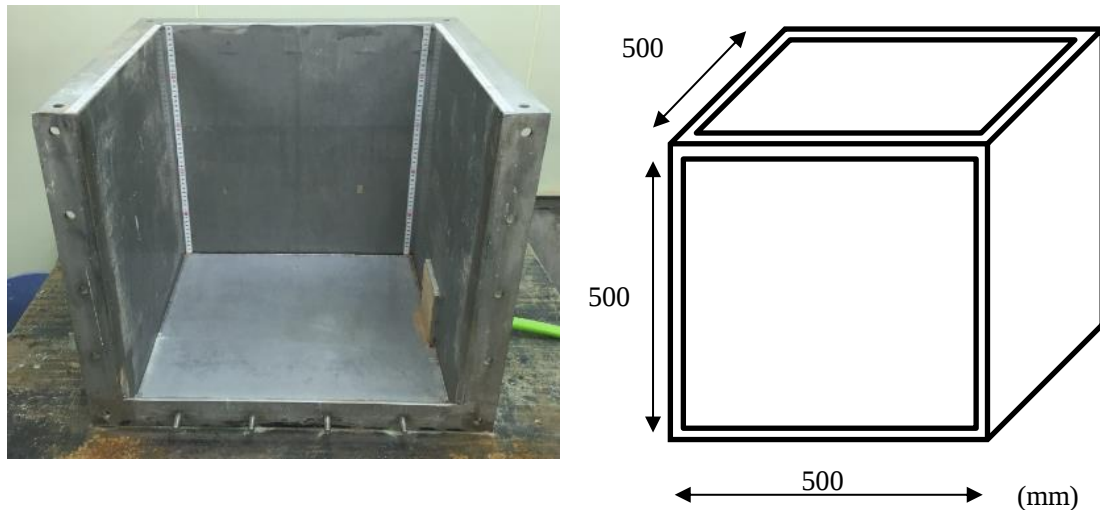


図 5.2 鋼製土槽

(3) 载荷に用いる重錘

载荷には重錘を使用し、鉛直等分布応力を作用させる。载荷に用いる重錘は、1 個当たり寸法 $L98 \times B90 \times H13(\text{mm})$ 、重量 $W=87\text{N}$ 、载荷重量 $q \div 2.5\text{kN/m}^2$ であり、1 セット 4 段積みまでの载荷が可能である(最大载荷重量 $q \div 10\text{kN/m}^2$)。

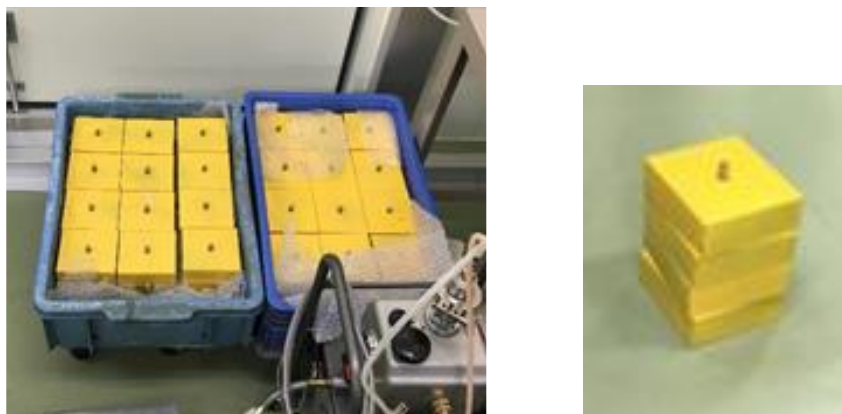


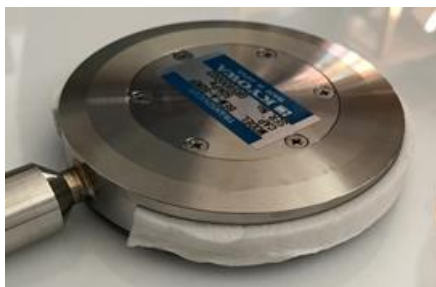
図 5.3 载荷に用いる重錘

(4) 土圧計（小型圧力計）

センサーφ100mm、容量50kPaの小型圧力計(BEM-A-50KP 共和電業)を用いる。土圧計センサーは底面に設置(2個)し、側面はロードセル(容量500N)にて対応する。



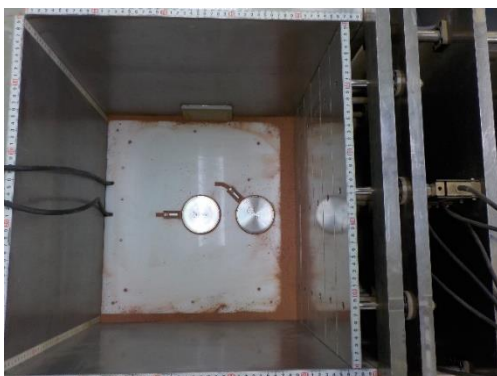
図 5.4 ロードセル設置版



(1)土圧計（底面設置）



(2)土圧計設置用加工平板



(3) 土圧計と設置用加工平板の設置状況

図 5.5 土圧計と土圧計設置用加工平板

(5) 実験ケース

実験の対象材料を表 5.1 に、実験ケースを表 5.2 に示す。今回の模型載荷実験では、等分布荷重載荷時の破砕瓦の水平土圧および鉛直土圧の増加傾向を確認することを主目的としているが、実験施設での計測土圧との相対的な対比を行うため、実験施設の盛土材料として用いられている「破砕瓦 0-20mm」と「山砂」の2種類の材料を対象に実施した。

模型地盤の密度は、密度の違いによる水平および鉛直土圧の応答特性を把握するため、締固めを行わない場合（緩い場合）と所定の締固め方法により締め固めた場合（密な場合）の2ケースとした。

荷重載荷については、重錘を模型地盤表面に対して全面に配置するもの（5×5）を基本とし、密度が緩い場合に対しては、車両通行の輪荷重載荷を想定した模型地盤表面中央に配置するもの（2×2）も実施した。

表 5.1 実験の対象材料

	材料名	地盤の密度		備考
材料①	破砕瓦 0-20mm	緩	密	
材料②	山砂	緩	密	実験施設の盛土材料と同じもの。

表 5.2 実験ケース

	Case 1（全面載荷）	Case2（部分載荷）
内容	最大載荷面積(重り5×5)を想定し、徐々に載荷荷重を増やした実験を行う。	載荷面積を小さくした場合(重り2×2)を想定し、徐々に載荷荷重を増やした実験を行う。
イメージ図		

(6) 実験方法

1) 模型地盤作製

【緩い地盤の場合】

- (1) 10kg の地盤材料を準備し、鋼製土槽に投入した後、地盤表面を敷き均す。
(図 5.6(1)、(2))
- (2) (1)を繰り返し合計 50kg 投入後、表面を整形し、模型地盤の厚さ測定を行う。
(図 5.6(3))
- (3) 以下、(1)を繰り返し、地盤材料 50kg 投入ごとに(2)を行う。
- (4) 地盤上面が鋼製土槽上面と同一となるように計量した地盤材料を投入し、地盤表面を整形する。(図 5.6(4))
- (5) 作製された模型地盤の全体の密度を計算で求める。



(1) 地盤材料の投入



(2) 地盤材料の敷き均し

投入量 100 kg

	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500
0	218	212	220	213	220	220	221	218	220	217	218
50	218	215	215	217	217	215	220	218	218	214	217
100	218	216	213	217	218	217	220	217	217	215	219
150	220	215	214	220	214	211	218	212	210	213	218
200	215	217	220	219	213	218	215	214	210	212	212
250	218	215	218	217	214	218	215	212	214	210	212
300	219	217	218	212	215	214	214	212	215	212	214
350	214	210	219	220	210	211	212	210	218	217	212
400	213	210	217	212	218	212	212	217	217	218	210
450	215	215	212	214	215	215	217	219	218	215	210
480											

ロードセル

(3) 模型地盤厚さ計測



(4) 模型地盤完成

図 5.6 緩い地盤の作成方法

【密な地盤の場合】

- (1) 10kg の地盤材料を準備し、鋼製土槽に投入した後、地盤表面を敷き均す。
- (2) 模型地盤表面を均等に締め固め、合計 200 回締め固める。
- (3) (1)、(2)を繰り返し合計 50kg 投入後、表面を整形し、模型地盤の厚さ測定を行う。
- (4) 以下、(1)、(2)を繰り返し、地盤材料 50kg 投入ごとに(3)を行う。
- (5) 地盤上面が鋼製土槽上面と同一となるように地盤材料を投入し、地盤表面を整形する。このときの地盤投入量を計測する。
- (6) 作製された模型地盤の全体の密度を計算で求める。



図 5.7 地盤材料の締め固め状況

2) 載荷方法

- (1) 図 5.3 で示した重錘を地盤上面に設置する。
- (2) 重錘を設置ごとにロードセルの荷重値をデータロガーにより記録する。



(1) 重錘の設置状況



(2)重錘設置完了 (Case1)



(3)重錘設置完了 (Case2)

図 5.8 重錘の設置状況

5.2. 実験結果

作成した模型地盤の密度を表 5.3 に示す。各材料のケース毎に着目した実験結果の比較を p.145 以降、各ケースの実験結果を p.153 以降に示す。また、参考のため珪砂 7 号を対象とした実験も行い、合わせて考察した。

表 5.3 実験ケース一覧

地盤材料※1	検討 ケース名	載荷方法、締固めの有無	模型地盤の 乾燥密度※2 $\rho_d(\text{g/cm}^3)$	締固度※2 Dc(%)
破碎瓦	破碎瓦①	Case1（全面載荷）、締固め：無し	1.445	90.3
	破碎瓦②	Case1（全面載荷）、締固め：有り	1.588	99.2
	破碎瓦③	Case2（部分載荷）、締固め：無し	1.442	90.1
山砂	山砂①	Case1（全面載荷）、締固め：無し	1.614	85.2
	山砂②	Case1（全面載荷）、締固め：有り	1.855	97.9
	山砂③	Case2（部分載荷）、締固め：無し	1.603	84.7
珪砂 7 号 【参考】	珪砂 7 号②	Case1（全面載荷）、締固め：有り	1.597	98.6

※1：地盤材料は、炉乾燥後、恒温実験室内で保管した。

※2：模型地盤の平均値

表 5.4 に示す模型載荷実験結果の考察より、破碎瓦の優位性と、実験施設での計測土圧を踏まえた作用土圧の傾向としては以下のことがいえる。

- ① 破碎瓦は緩詰め地盤でも締固め地盤に近い締固度が得られ、他の材料よりも締固め管理が容易である。また、破碎瓦は緩詰め地盤であっても他の材料の締固め地盤と同程度の作用土圧まで抑制できる効果がある。
- ② 実験施設で得られた計測土圧傾向(破碎瓦<C40<山砂)は、模型載荷実験においても同様の傾向にあることが確認でき、破碎瓦は土圧低減材料として有用的であることを確認した。
- ③ 実験施設では荷重載荷時の破碎瓦の計測土圧に変化が生じなかった理由としては、模型載荷実験でのサイロ効果と同様の原理であるアーチ効果が、実験施設での計測土圧設置付近の破碎瓦の骨格構造に作用していたためである可能性が高いと考えられる。
- ④ 鉛直土圧については実験施設では計測されていないが、模型載荷実験の結果から破碎瓦の鉛直方向の応力球根は、山砂と比較して水平方向にやや狭くなり、鉛直にやや延びる傾向にあり、荷重分散角がやや小さくなる可能性が考えられる。

表 5.4 模型載荷実験結果の考察

水平土圧		
着目比較検討ケース		内容
締固め有無の 違い	1.破砕瓦①と破砕瓦② (図 5.9 参照) 2.山砂①と山砂② (図 5.10 参照)	1.破砕瓦は荷重載荷に伴い水平土圧が表層付近で土圧が大きくなる傾向にあり、この影響は締固め地盤に強い傾向にある。これは、不動壁内に囲まれた地盤の土圧作用効果である「サイロ効果(具体的には 5.2.8.項(p.172)参照)」によるものと考えられ、内部摩擦角が大きいことに起因して壁面摩擦力が大きく生じるために生じる現象である。 2.山砂では緩詰め地盤の場合では、荷重載荷に伴って土中全体的に土圧が増加する傾向にあるが、締固め地盤では破砕瓦②の結果と同様に、サイロ効果によって表層部分の土圧が増加する傾向にある。 ⇒破砕瓦は緩詰め地盤であっても締固度が高く、かつ内部摩擦角が高いことから山砂と比較して密地盤に近い挙動を示す傾向にあることが確認できた。
破砕瓦と山砂の作用土圧挙動の違い	3.破砕瓦①と山砂① (図 5.11 参照) 4.破砕瓦②と山砂② (図 5.12 参照) 5.破砕瓦③と山砂③ (図 5.13 参照)	3.破砕瓦①と山砂①の比較より、破砕瓦は荷重増加に伴い表層付近で土圧が増加するが、土中部ではサイロ効果により土圧が山砂よりも小さくなる。 4.破砕瓦②と山砂②の比較では、両材料で生じる土圧の明確な差は確認できない。これは、両地盤とも締固めを実施していることから内部摩擦角が増加し、サイロ効果により載荷した荷重に対して大きな壁面摩擦力で抵抗する挙動となるためであると考えられる。 5.破砕瓦③と山砂③の比較では、破砕瓦は山砂よりも土圧が小さく生じることが確認できる。また、実験結果から得られた土圧分布形状は、壁面に作用する場合の形状を再現できていることが考えられる。さらに、実際に現場で作用する上載荷重分布は本検討ケースの部分載荷に近い状態となることが想定されるため、破砕瓦の土圧低減材料としての優位性を確認することができた。 ⇒破砕瓦は山砂と比較して、模型載荷実験では緩詰め地盤でもサイロ効果が生じやすい材料である。締固め地盤では両材料で明確な差は生じない。実現場で想定される荷重載荷ケース(部分載荷)では、破砕瓦の方が土圧低減材料として優位性が高いことを確認した。

締固め地盤における作用土圧挙動の違い	6.破砕瓦②と珪砂 7 号② (図 5.14 参照) 7.山砂②と珪砂 7 号② (図 5.15 参照)	6.締固めた破砕瓦と珪砂 7 号を比較すると、両地盤とも載荷荷重の増加によって表層部分で土圧が増加し、土中部では大きな変化が生じない傾向にあることが分かる(サイロ効果の影響)。しかし、作用土圧は破砕瓦の方が小さく作用する傾向にあり、土圧低減に効果があることが確認できる。 7.締固めた山砂と珪砂 7 号を比較においても、上記 6.と同様の作用土圧が発生する傾向にある。両ケースの結果について共通して確認できる内容は、珪砂 7 号の場合はサイロ効果による拘束圧が比較的小さいため、載荷荷重が土中部に伝達されやすく、土中部の土圧は大きく生じる傾向にあることがいえる。 ⇒サイロ効果は材料の締固め程度や地盤の内部摩擦角に起因する壁面摩擦抵抗に大きく影響することを実験の結果から確認できた。
鉛直土圧		
着目比較検討ケース		内容
材料の違いによる作用土圧の違い	8.破砕瓦③と山砂③ (図 5.13 参照)	8.今回の模型載荷実験で用いた鋼製土槽サイズが小さかったため、鉛直方向の計測データの精度は低いことが想定される(特に中央部の土圧計の反応)。そのため、鉛直土圧の計測結果は壁面部の土圧計のみを参考値として取り扱うこととする。また、土圧増分の傾向を把握することを目的として、サイロ効果の影響を受けていない実験ケース(部分載荷、締固め無し)に着目した。 載荷荷重の増加に伴って、両材料の鉛直土圧は増加する傾向にあるが、破砕瓦の方が鉛直土圧の増分が若干大きい傾向にある。 ⇒これは、同実験ケースの水平方向の土圧が山砂よりも小さく生じている結果を踏まえると、<u>破砕瓦の応力球根は、山砂と比較してやや水平方向に狭くなり、鉛直方向にやや延びる形状となっている可能性があることを示していると考えられる。</u>

「破碎瓦①」と「破碎瓦②」の比較

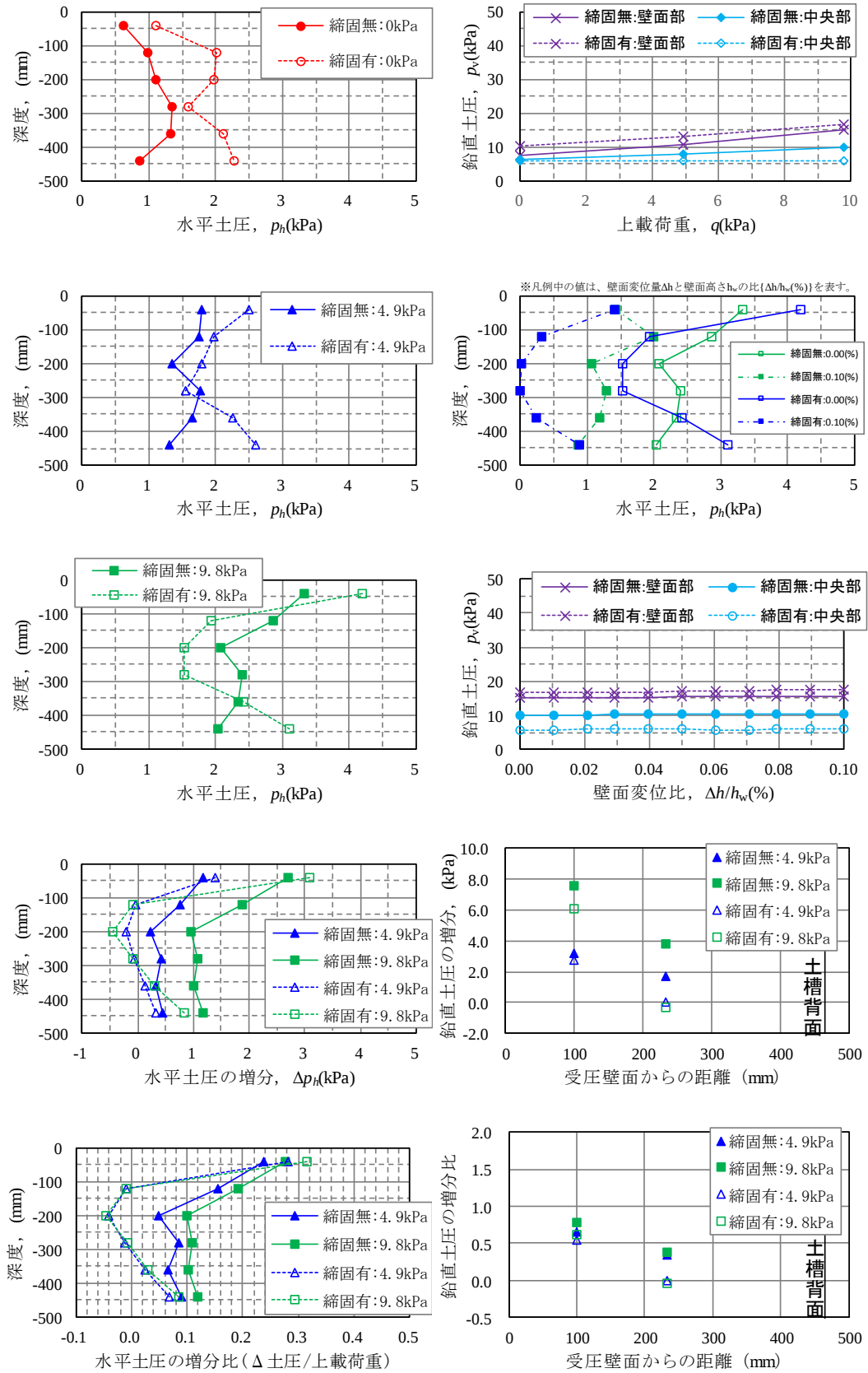


図 5.9 破碎瓦①と破碎瓦②の比較

「山砂①」と「山砂②」の比較

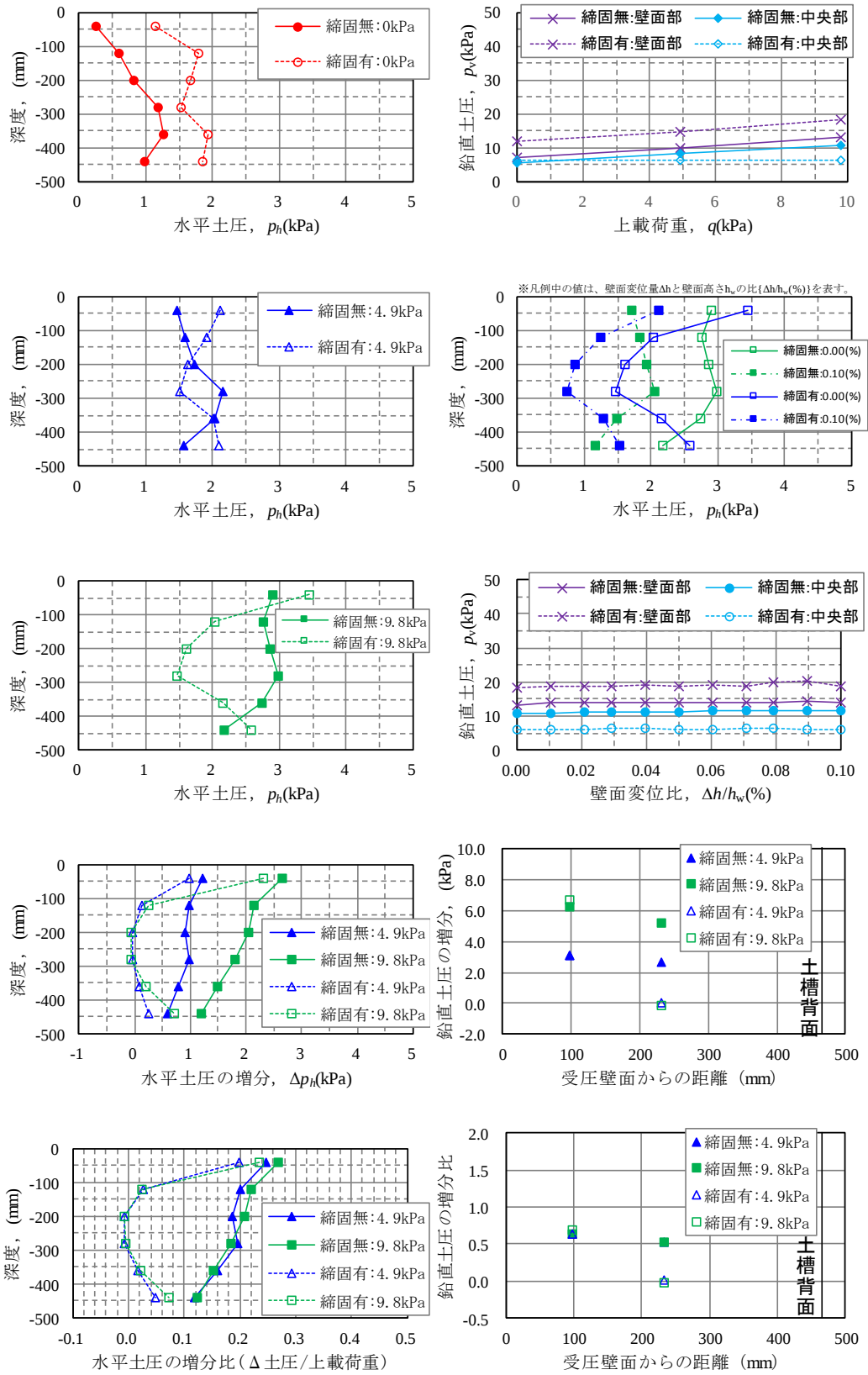


図 5.10 山砂①と山砂②の比較

「破碎瓦①」と「山砂①」の比較

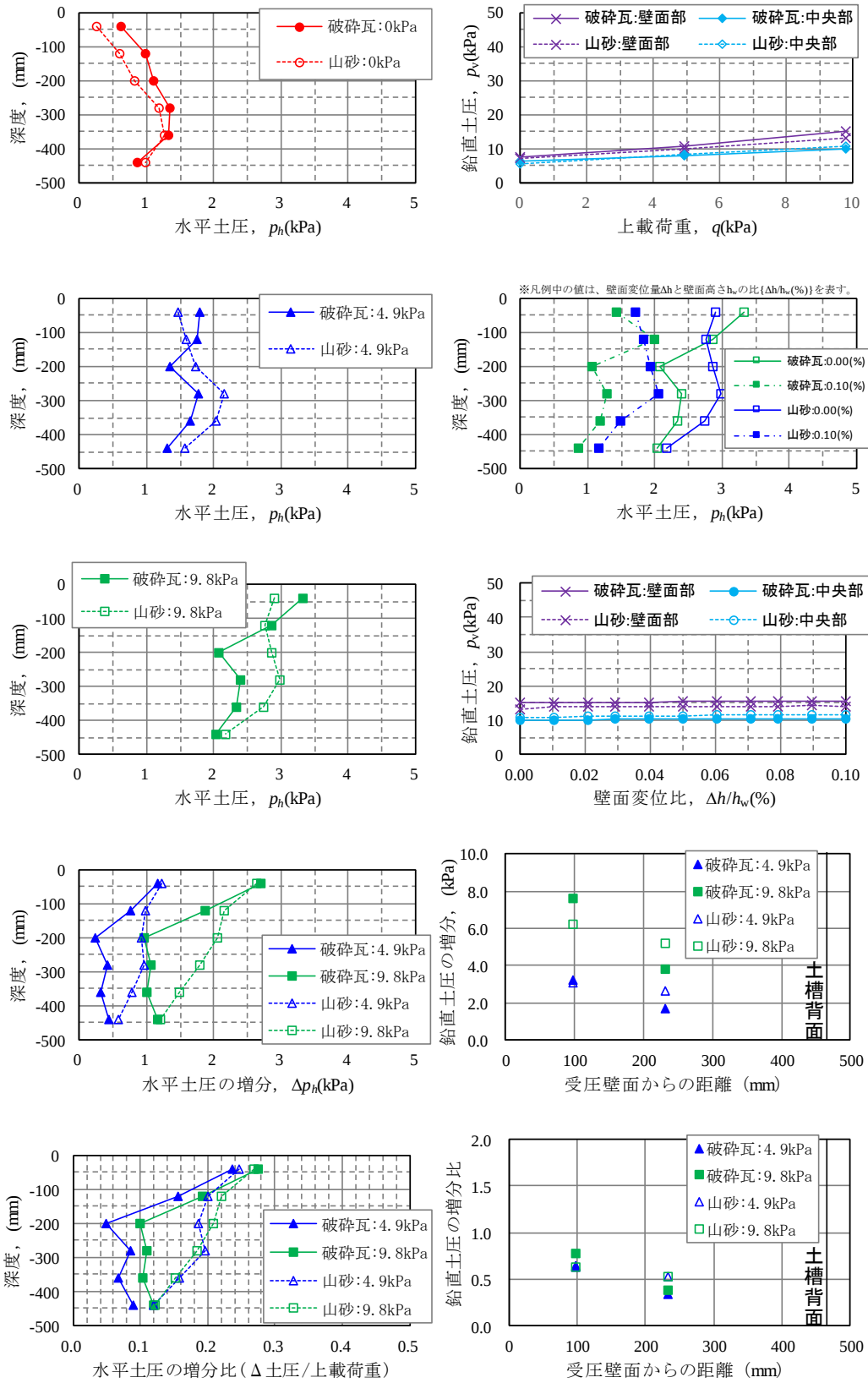


図 5.11 破碎瓦①と山砂①の比較

「破碎瓦②」と「山砂②」に比較

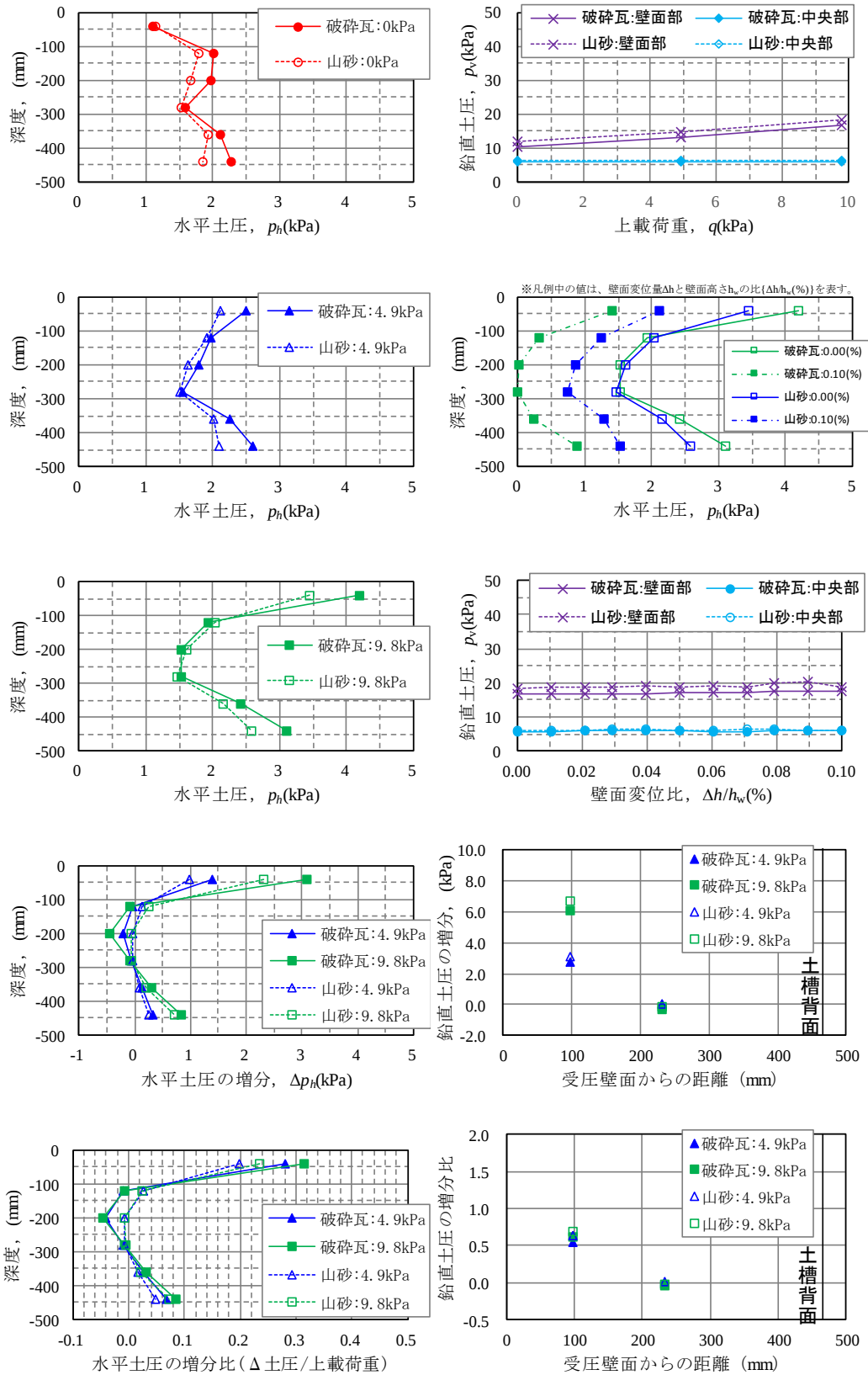


図 5.12 破碎瓦②と山砂②の比較

「破碎瓦③」と「山砂③」の比較

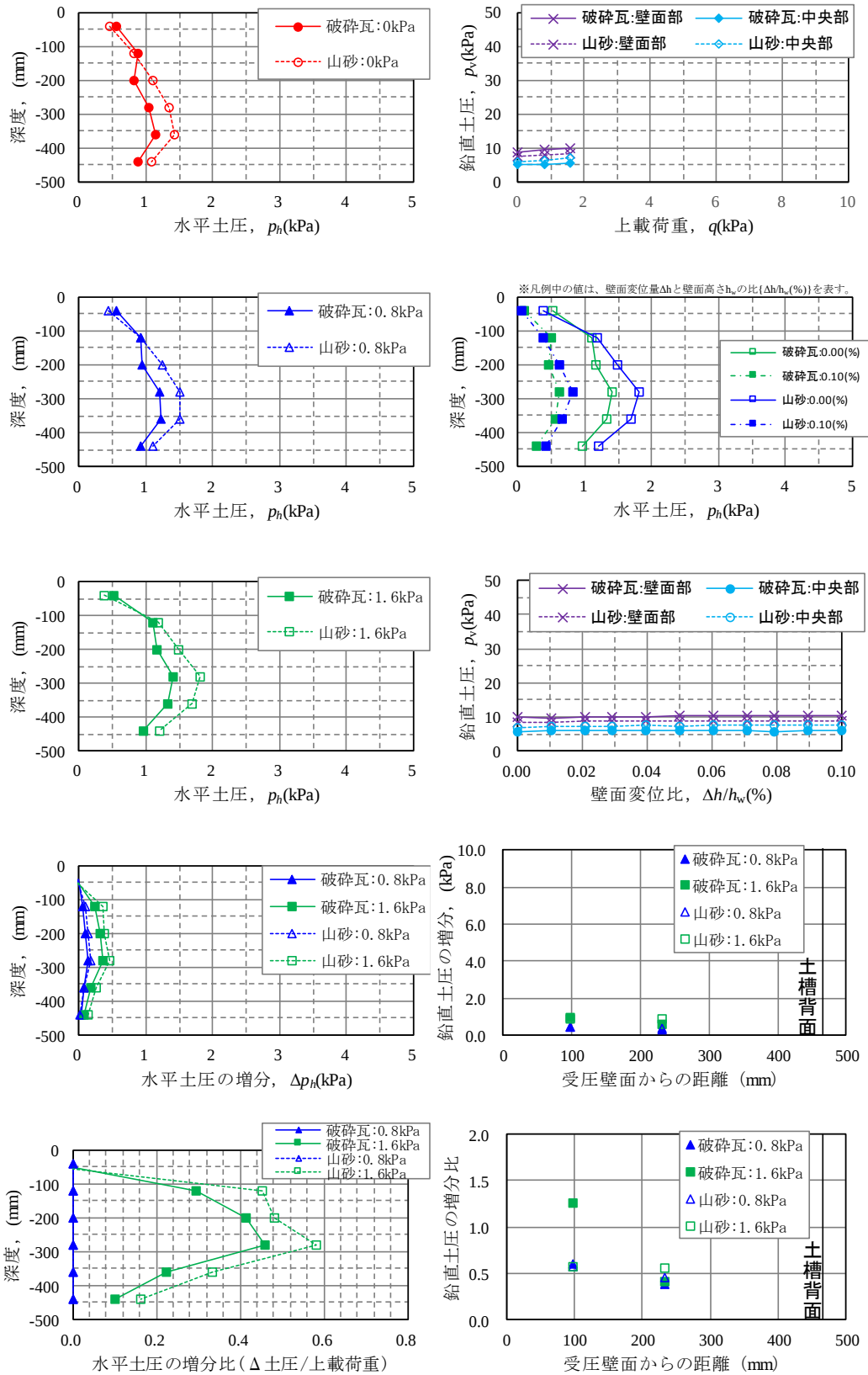


図 5.13 破碎瓦③と山砂③の比較

「破碎瓦②」と「珪砂7号②」の比較

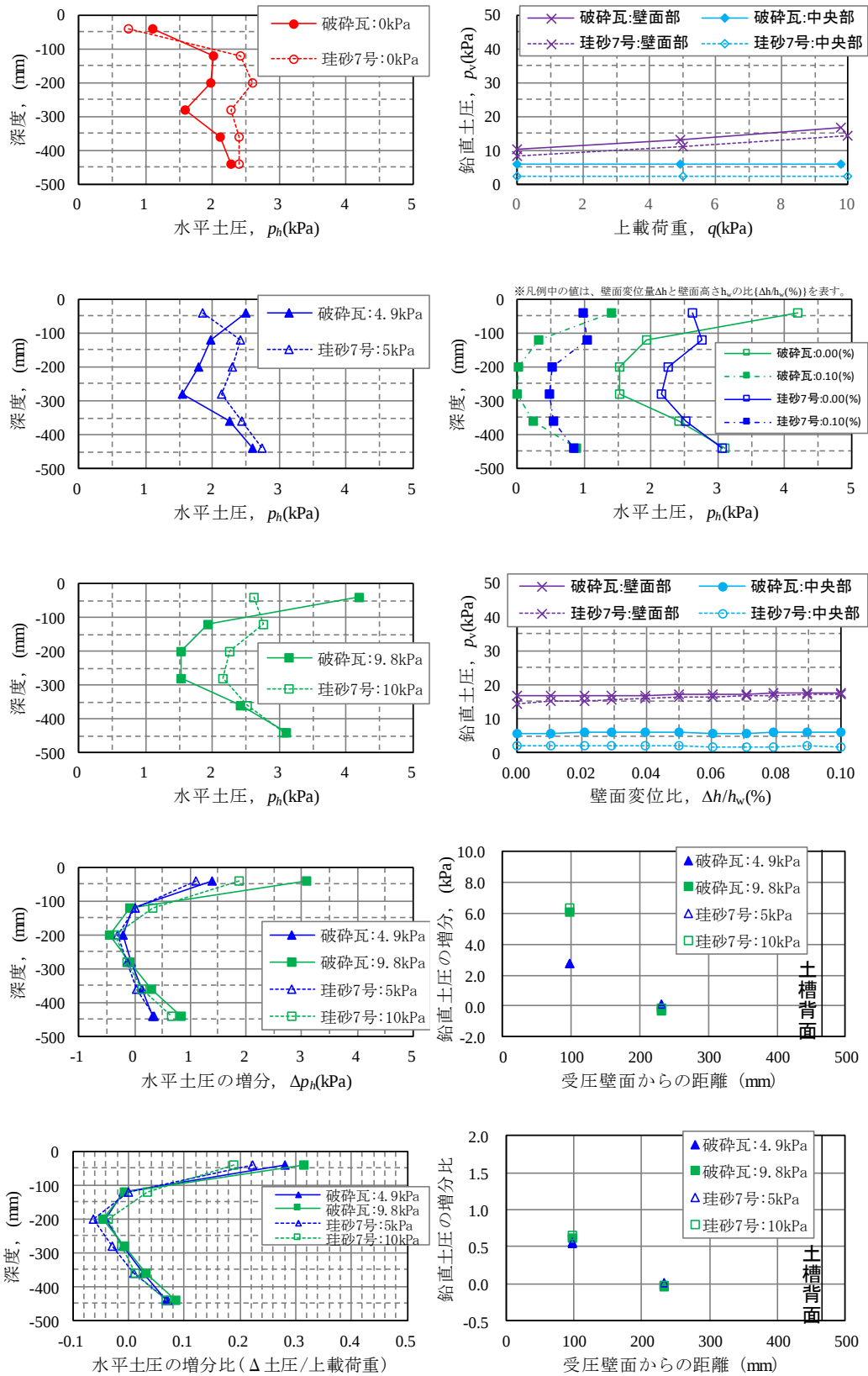


図 5.14 破碎瓦②と珪砂7号②の比較

「山砂②」と「珪砂7号②」の比較

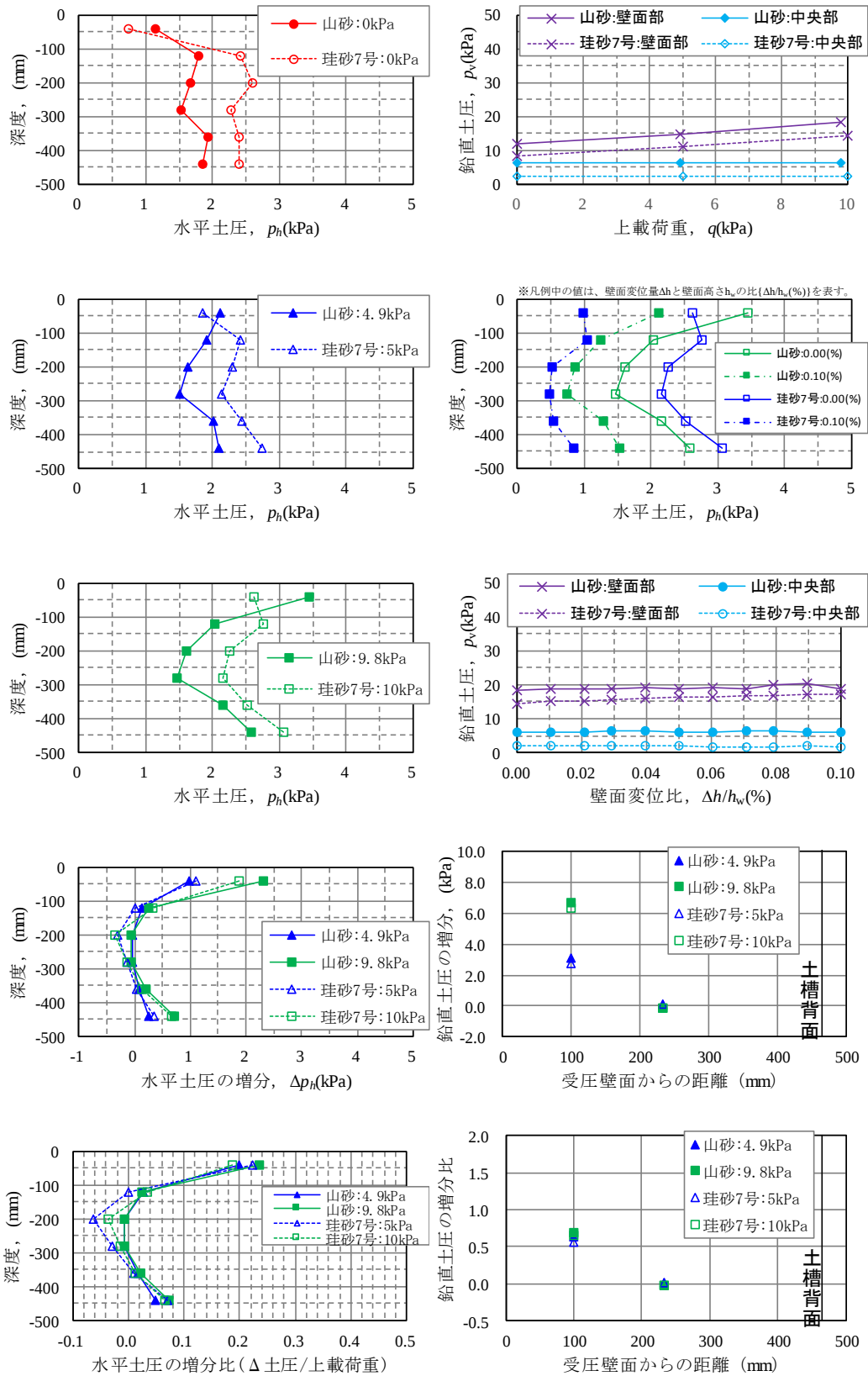
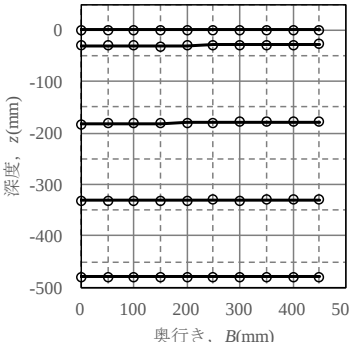


図 5.15 山砂②と珪砂7号②の比較

5.2.1. 破碎瓦①：Case1(全面載荷)、締固め無し

調査件名		破砕瓦の土圧測定実験				試験年月日		2017/2/2			
試料番号 (深さ)		破砕瓦①-Case1 (全面載荷)				試 験 者		橋爪 秀夫 海老澤 伸二			
壁 面	壁面の幅 $W_w(\text{mm})$	498		使用材料		破砕瓦(乾燥)					
	壁面の1枚の高さ $H_w(\text{mm})$	78		土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$		2.579					
	全体の高さ $H(\text{mm})$	480		内部摩擦角 $\phi_d(\text{deg})$		44.6					
	壁面の1枚の面積 $A_w(\text{mm}^2)$	38,844		粘着力 $c(\text{kPa})$		0.0					
供 試 体	土層の幅 $W(\text{mm})$	500		最小間隙比 $e_{\min}$		0.611					
	土層の奥行 $B(\text{mm})$	465		最大間隙比 $e_{\max}$		1.049					
	突固め方法			最大乾燥密度 $\rho_{\text{dmax}}(\text{g/cm}^3)$		1.601					
$x(\text{mm})$	仕上がり深度, $z(\text{mm})$					 図-1 試料50kgごとの層厚					
	0kg	50kg	100kg	150kg	最終層						
	0	-480	-332	-183	-31						0
	50	-480	-332	-181	-31						0
	100	-480	-331	-181	-31						0
	150	-480	-331	-181	-31						0
	200	-480	-331	-180	-31						0
	250	-480	-330	-180	-29						0
	300	-480	-331	-179	-29						0
	350	-480	-330	-179	-29						0
	400	-480	-330	-179	-29						0
	450	-480	-330	-178	-28						0
平均値	-480	-331	-180	-30	0						
湿潤重量 $m_t(\text{g})$	含水比 $w(\%)$	乾燥重量 $m_d(\text{g})$	高さ $H(\text{mm})$	体積 $V(\text{cm}^3)$	湿潤密度 $\rho_t(\text{g/cm}^3)$	乾燥密度 $\rho_d(\text{g/cm}^3)$	間隙比 e	相対密度 $D_r(\%)$	締固め度 $D_c(\%)$		
50,000	0.0	50,000	149	34,643	1.443	1.443	0.787	59.8	90.1		
50,000	0.0	50,000	151	35,108	1.424	1.424	0.811	54.3	89.0		
50,000	0.0	50,000	150	34,875	1.434	1.434	0.798	57.3	89.6		
10,300	0.0	10,300	30	6,975	1.477	1.477	0.746	69.2	92.3		
平均					1.445	1.445	0.786	60.2	90.3		
上載荷重 $q(\text{kPa})$	水平応力 $p_h(\text{kPa})$							鉛直土圧 $p_v(\text{kPa})$			
	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力 $P_h(\text{kN})$	壁面部	中央部		
0	0.624	0.990	1.106	1.341	1.332	0.866	0.2431	7.652	6.219		
4.93	1.794	1.758	1.344	1.762	1.659	1.307	0.3738	10.859	7.924		
9.79	3.321	2.867	2.070	2.407	2.340	2.039	0.5844	15.250	10.004		
壁面変位比 $\Delta h/h_w(\%)$	水平応力 $p_h(\text{kPa})$							鉛直土圧 $p_v(\text{kPa})$			
	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力 $P_h(\text{kN})$	壁面部	中央部		
	0.00	3.321	2.867	2.070	2.407	2.340	2.039	0.5844	15.250	10.004	
	0.01	2.630	2.373	1.585	1.929	1.860	1.529	0.4625	15.216	10.128	
	0.02	2.386	2.283	1.479	1.788	1.706	1.381	0.4281	15.305	10.128	
	0.03	2.174	2.257	1.444	1.678	1.612	1.287	0.4060	15.305	10.483	
	0.04	2.010	2.180	1.395	1.566	1.516	1.165	0.3819	15.305	10.305	
	0.05	1.887	2.167	1.370	1.556	1.490	1.110	0.3722	15.394	10.305	
	0.06	1.730	2.125	1.286	1.463	1.416	1.036	0.3518	15.572	10.217	
	0.07	1.614	2.064	1.190	1.392	1.332	0.972	0.3327	15.394	10.305	
	0.08	1.550	2.100	1.177	1.395	1.323	0.949	0.3299	15.394	10.483	
	0.09	1.486	2.051	1.145	1.350	1.261	0.914	0.3188	15.394	10.483	
0.10	1.421	1.994	1.058	1.293	1.194	0.866	0.3039	15.394	10.483		
【備考】											
・最大乾燥密度は土粒子密度と最小間隙比から算出											
・壁面の移動は上載荷重最大時で実施											

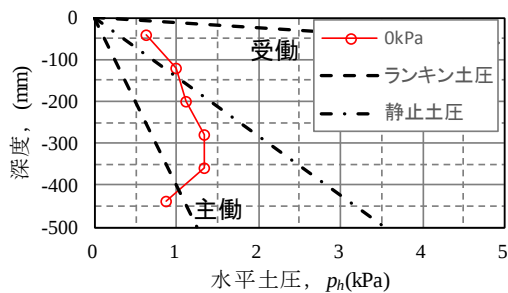


図-2 水平土圧分布（上載荷重0kPa）

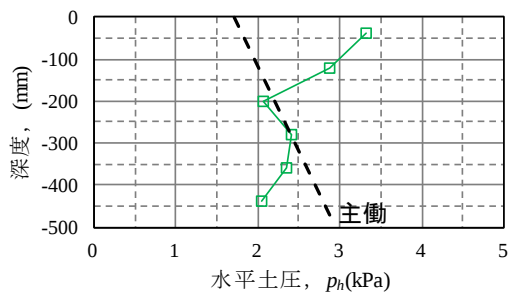


図-3 水平土圧分布（上載荷重10kPa）

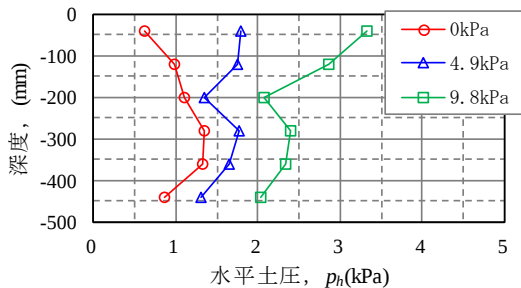


図-4 上載荷重と水平土圧

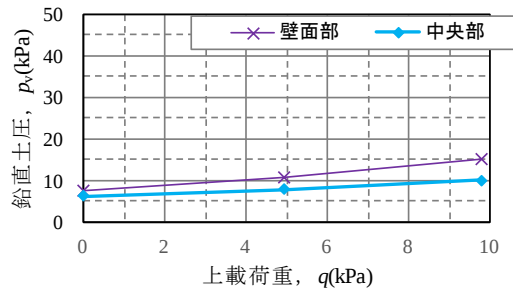


図-5 上載荷重と鉛直土圧

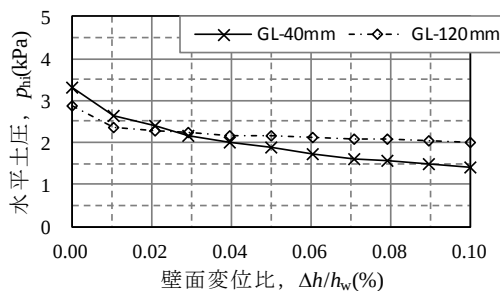


図-6 壁面変位と水平土圧（GL-40mm，GL-120mm）

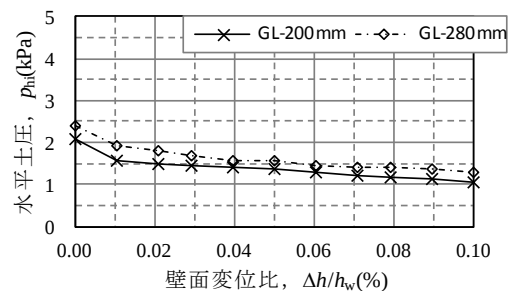


図-7 壁面変位と水平土圧（GL-200mm，GL-280mm）

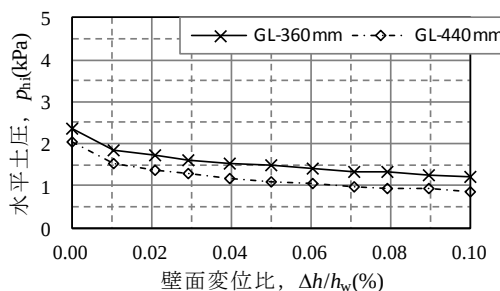


図-8 壁面変位と水平土圧（GL-360mm，GL-440mm）

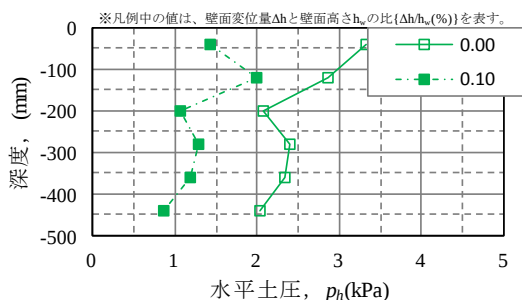


図-9 壁面変位と水平土圧分布

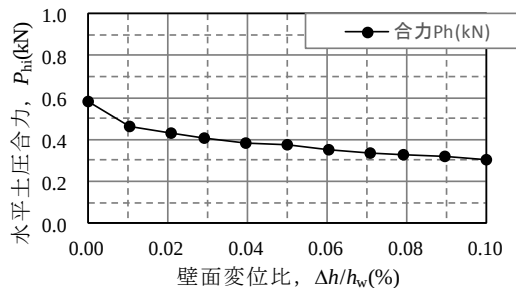


図-10 壁面変位と水平土圧合力

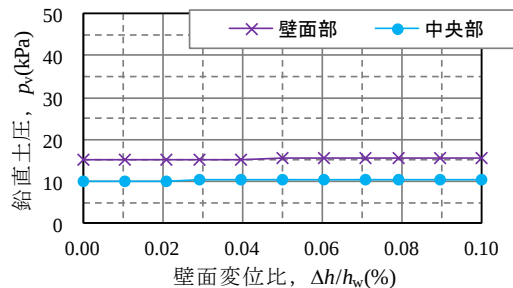


図-11 壁面変位と鉛直土圧

図 5.16 破碎瓦①の実験結果(1)

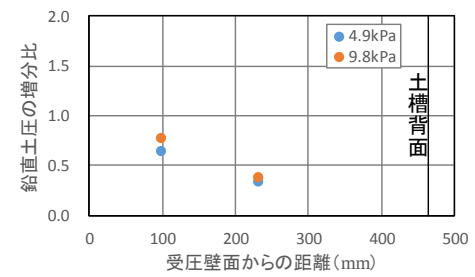
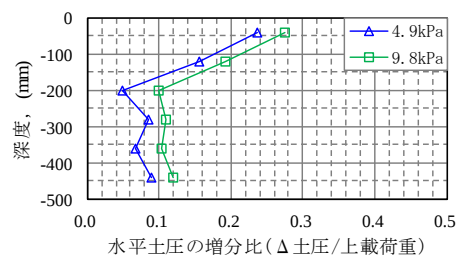
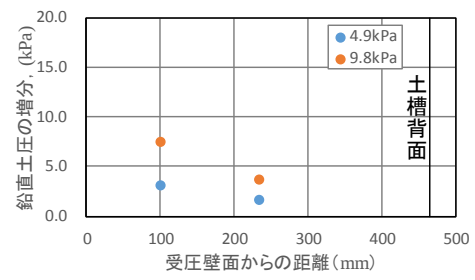
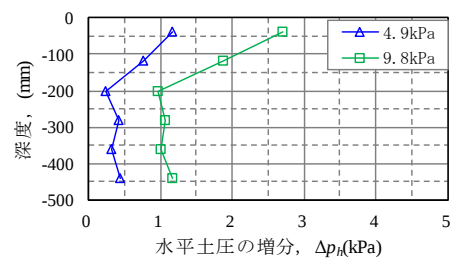
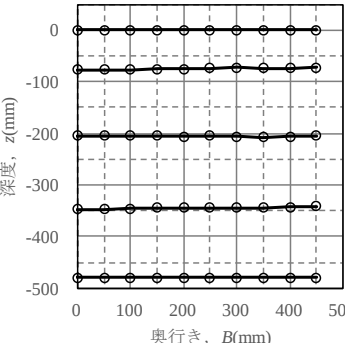


図 5.17 破碎瓦①の実験結果(2)

5.2.2. 破碎瓦② : Case1(全面載荷)、締固め有り

調査件名		破碎瓦の土圧測定実験				試験年月日		2017/2/3			
試料番号 (深さ)		破碎瓦②-Case1 (全面載荷) -締固め				試 験 者		橋爪 秀夫 海老澤 伸二			
壁 面	壁面の幅 $W_w(\text{mm})$	498			使用材料		破碎瓦(乾燥)				
	壁面の1枚の高さ $H_w(\text{mm})$	78			土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$		2.579				
	全体の高さ $H(\text{mm})$	480			内部摩擦角 $\phi_d(\text{deg})$		44.6				
	壁面の1枚の面積 $A_w(\text{mm}^2)$	38,844			粘着力 $c(\text{kPa})$		0.0				
供 試 体	土層の幅 $W(\text{mm})$	500			最小間隙比 $e_{\min}$		0.611				
	土層の奥行 $B(\text{mm})$	465			最大間隙比 $e_{\max}$		1.049				
	突固め方法	10kg投入ごとに200回突固め			最大乾燥密度 $\rho_{d\max}(\text{g/cm}^3)$		1.601				
$x(\text{mm})$	仕上がり深度, $z(\text{mm})$										
	0kg	50kg	100kg	150kg	最終層						
	0	-480	-348	-205	-77						0
	50	-480	-348	-205	-77						0
	100	-480	-347	-206	-77						0
	150	-480	-345	-205	-76						0
	200	-480	-345	-207	-76						0
	250	-480	-344	-205	-74						0
	300	-480	-344	-206	-73						0
	350	-480	-345	-208	-74						0
	400	-480	-343	-207	-74						0
	450	-480	-342	-205	-73						0
	平均値	-480	-345	-206	-75						0
湿潤重量 $m_t(\text{g})$	含水比 $w(\%)$	乾燥重量 $m_d(\text{g})$	高さ $H(\text{mm})$	体積 $V(\text{cm}^3)$	湿潤密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	乾燥密度 $\rho_d(\text{g/cm}^3)$	間隙比 e	相対密度 $D_r(\%)$	締固め度 $D_c(\%)$		
50,000	0.0	50,000	135	31,388	1.593	1.593	0.619	98.2	99.5		
50,000	0.0	50,000	139	32,318	1.547	1.547	0.667	87.2	96.6		
50,000	0.0	50,000	131	30,458	1.642	1.642	0.571	109.1	102.6		
27,349	0.0	27,349	75	17,438	1.568	1.568	0.645	92.2	97.9		
平均					1.588	1.588	0.626	96.7	99.2		
上載荷重 $q(\text{kPa})$	水平応力 $p_h(\text{kPa})$							鉛直土圧 $p_v(\text{kPa})$			
	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力 $P_h(\text{kN})$	壁面部	中央部		
	0	1.113	2.016	1.981	1.595	2.124	2.275	0.4313	10.500	6.130	
	4.93	2.502	1.971	1.782	1.542	2.250	2.608	0.4916	13.214	6.144	
	9.79	4.196	1.933	1.535	1.520	2.422	3.110	0.5716	16.615	5.836	
壁面変位比 $\Delta h/h_w(\%)$	水平応力 $p_h(\text{kPa})$							鉛直土圧 $p_v(\text{kPa})$			
	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力 $P_h(\text{kN})$	壁面部	中央部		
	0.00	4.196	1.933	1.535	1.520	2.422	3.110	0.5716	16.615	5.836	
	0.01	3.199	1.328	0.887	0.900	1.770	2.211	0.3999	16.728	5.775	
	0.02	2.543	1.032	0.534	0.537	1.393	1.789	0.3041	16.728	5.863	
	0.03	2.325	0.923	0.395	0.383	1.220	1.635	0.2672	16.817	5.863	
	0.04	2.199	0.801	0.267	0.241	1.052	1.532	0.2366	16.906	5.952	
	0.05	2.084	0.675	0.183	0.129	0.856	1.451	0.2089	17.173	5.863	
	0.06	1.891	0.559	0.129	0.058	0.647	1.307	0.1783	17.173	5.775	
	0.07	1.711	0.482	0.096	0.023	0.502	1.146	0.1538	17.173	5.775	
	0.08	1.621	0.408	0.058	0.016	0.402	1.049	0.1381	17.440	5.863	
	0.09	1.569	0.383	0.045	0.010	0.344	1.014	0.1307	17.440	5.863	
	0.10	1.402	0.318	0.019	0.003	0.238	0.875	0.1109	17.529	5.863	
	【備考】										
	・最大乾燥密度は土粒子密度と最小間隙比から算出										
・壁面の移動は上載荷重最大時で実施											

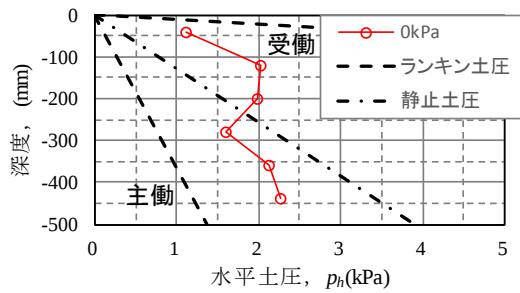


図-2 水平土圧分布 (上載荷重0kPa)

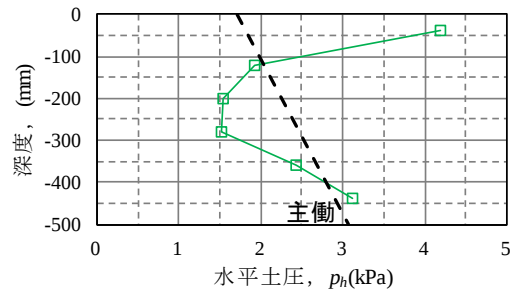


図-3 水平土圧分布 (上載荷重10kPa)

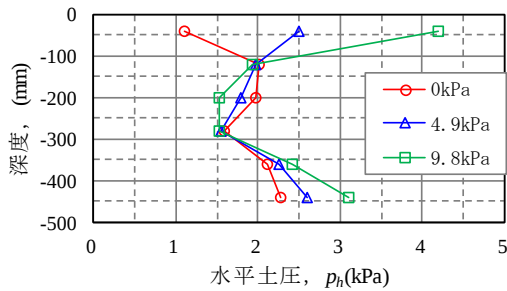


図-4 上載荷重と水平土圧

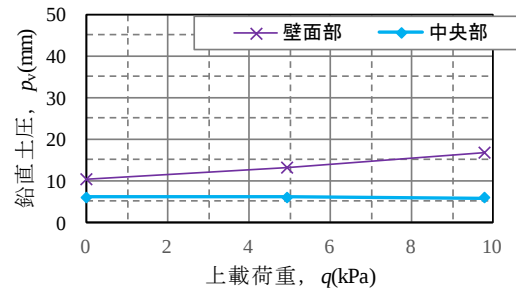


図-5 上載荷重と鉛直土圧

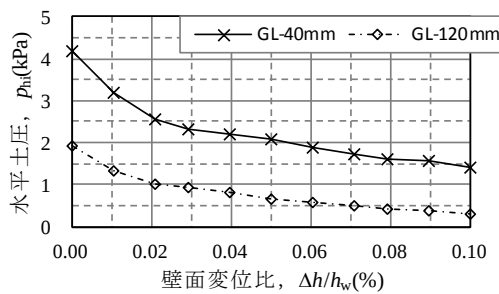


図-6 壁面変位と水平土圧 (GL-40mm, GL-120mm)

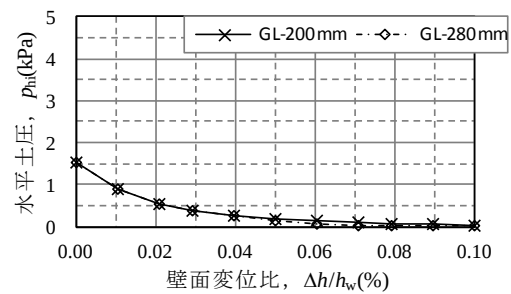


図-7 壁面変位と水平土圧 (GL-200mm, GL-280mm)

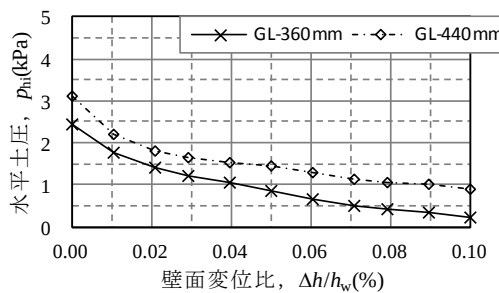


図-8 壁面変位と水平土圧 (GL-360mm, GL-440mm)

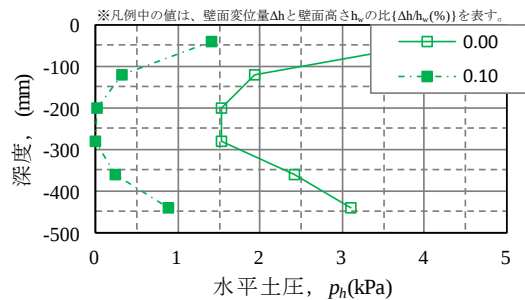


図-9 壁面変位と水平土圧分布

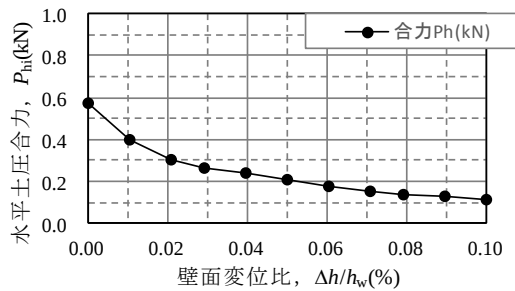


図-10 壁面変位と水平土圧合力

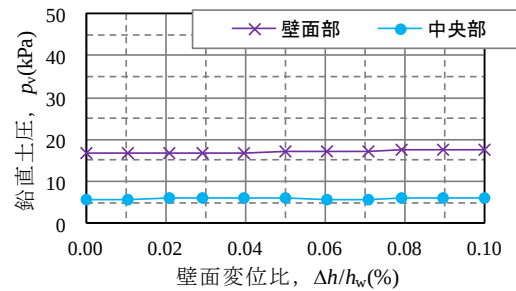


図-11 壁面変位と鉛直土圧

図 5.18 破碎瓦②の実験結果(1)

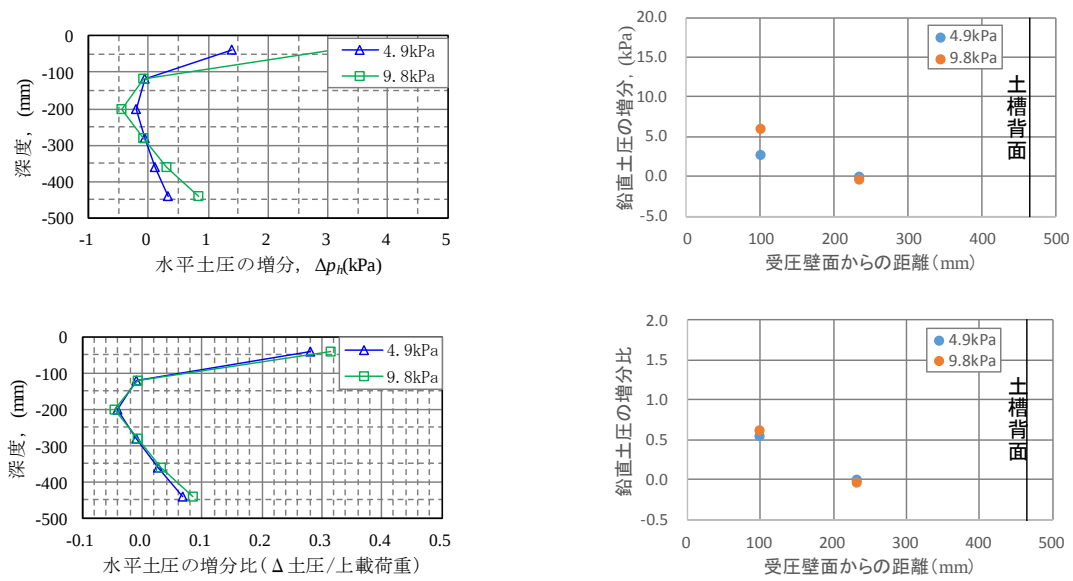
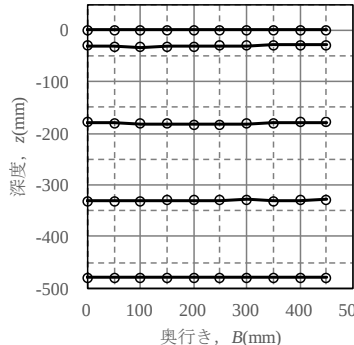


図 5.19 破砕瓦②の実験結果(2)



図 5.20 実験終了後の側壁移動に伴う破砕瓦の崩壊状況

5.2.3. 破碎瓦③ : Case2(部分載荷)、締固め無し

調査件名		破砕瓦の土圧測定実験				試験年月日		2017/2/2			
試料番号 (深さ)		破砕瓦③-Case2 (部分載荷)				試験者		橋爪 秀夫 海老澤 伸二			
壁面	壁面の幅 $W_w(\text{mm})$	498				使用材料		破砕瓦(乾燥)			
	壁面の1枚の高さ $H_w(\text{mm})$	78				土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$		2.579			
	全体の高さ $H(\text{mm})$	480				内部摩擦角 $\phi_d(\text{deg})$		44.6			
	壁面の1枚の面積 $A_w(\text{mm}^2)$	38,844				粘着力 $c(\text{kPa})$		0.0			
供試体	土層の幅 $W(\text{mm})$	500				最小間隙比 $e_{\min}$		0.611			
	土層の奥行 $B(\text{mm})$	465				最大間隙比 $e_{\max}$		1.049			
	突固め方法					最大乾燥密度 $\rho_{d\max}(\text{g/cm}^3)$		1.601			
$x(\text{mm})$	仕上がり深度, $z(\text{mm})$										
	0kg	50kg	100kg	150kg	最終層						
	0	-480	-331	-179	-31						0
	50	-480	-332	-180	-32						0
	100	-480	-331	-181	-33						0
	150	-480	-330	-182	-32						0
	200	-480	-329	-183	-32						0
	250	-480	-329	-183	-31						0
	300	-480	-329	-182	-30						0
	350	-480	-331	-181	-30						0
	400	-480	-330	-179	-29						0
	450	-480	-329	-178	-29						0
	平均値	-480	-330	-181	-31						0
	図-1 試料50kgごとの層厚										
湿潤重量 $m(\text{g})$	含水比 $w(\%)$	乾燥重量 $m_d(\text{g})$	高さ $H(\text{mm})$	体積 $V(\text{cm}^3)$	湿潤密度 $\rho(\text{g/cm}^3)$	乾燥密度 $\rho_d(\text{g/cm}^3)$	間隙比 e	相対密度 $D_r(\%)$	締固め度 $D_c(\%)$		
50,000	0.0	50,000	150	34,875	1.434	1.434	0.798	57.3	89.6		
50,000	0.0	50,000	149	34,643	1.443	1.443	0.787	59.8	90.1		
50,000	0.0	50,000	150	34,875	1.434	1.434	0.798	57.3	89.6		
10,500	0.0	10,500	31	7,208	1.457	1.457	0.770	63.7	91.0		
平均					1.442	1.442	0.788	59.5	90.1		
上載荷重 $q(\text{kPa})$	水平応力 $p_h(\text{kPa})$							鉛直土圧 $p_v(\text{kPa})$			
	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力 $P_h(\text{kN})$	壁面部	中央部		
	0	0.563	0.878	0.833	1.055	1.155	0.879	0.2083	8.898	4.975	
	0.79	0.558	0.934	0.939	1.197	1.233	0.914	0.2243	9.367	5.278	
	1.57	0.527	1.110	1.159	1.417	1.331	0.959	0.2526	9.891	5.613	
壁面変位比 $\Delta h/h_w(\%)$	水平応力 $p_h(\text{kPa})$							鉛直土圧 $p_v(\text{kPa})$			
	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力 $P_h(\text{kN})$	壁面部	中央部		
	0.00	0.527	1.110	1.159	1.417	1.331	0.959	0.2526	9.891	5.613	
	0.01	0.367	0.981	1.035	1.325	1.197	0.830	0.2228	9.788	5.952	
	0.02	0.154	0.717	0.723	0.952	0.862	0.547	0.1537	9.966	5.952	
	0.03	0.135	0.659	0.659	0.878	0.798	0.483	0.1403	10.055	6.041	
	0.04	0.129	0.637	0.617	0.788	0.740	0.434	0.1299	10.144	5.952	
	0.05	0.125	0.579	0.556	0.730	0.679	0.383	0.1186	10.233	5.952	
	0.06	0.116	0.572	0.547	0.707	0.673	0.364	0.1157	10.322	5.952	
	0.07	0.100	0.540	0.508	0.682	0.644	0.331	0.1089	10.322	6.041	
	0.08	0.087	0.508	0.466	0.643	0.599	0.299	0.1011	10.233	5.775	
	0.09	0.090	0.508	0.479	0.640	0.586	0.299	0.1011	10.500	5.952	
	0.10	0.090	0.495	0.463	0.624	0.560	0.280	0.0976	10.500	6.219	
	【備考】										
	・最大乾燥密度は土粒子密度と最小間隙比から算出										
・壁面の移動は上載荷重最大時で実施											

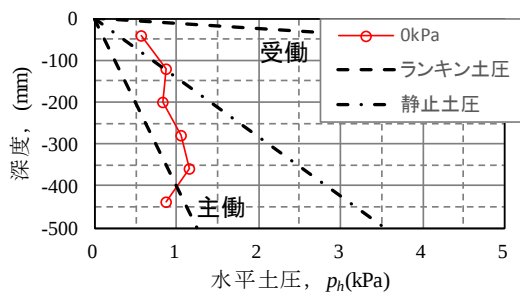


図-2 水平土圧分布（上載荷重0kPa）

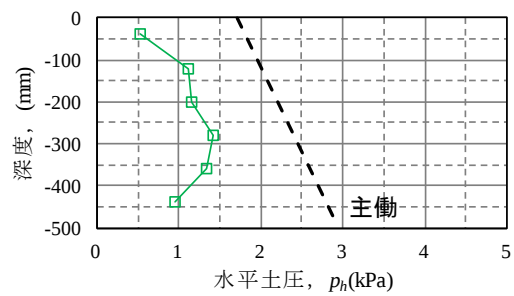


図-3 水平土圧分布（上載荷重10kPa）

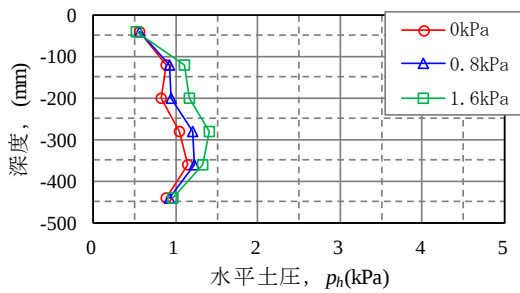


図-4 上載荷重と水平土圧

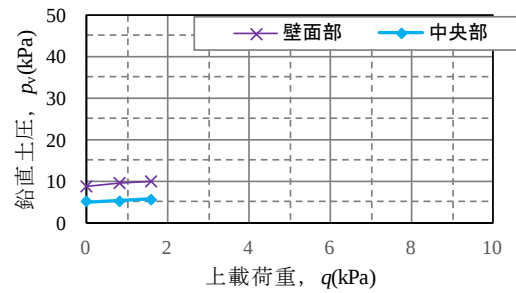


図-5 上載荷重と鉛直土圧

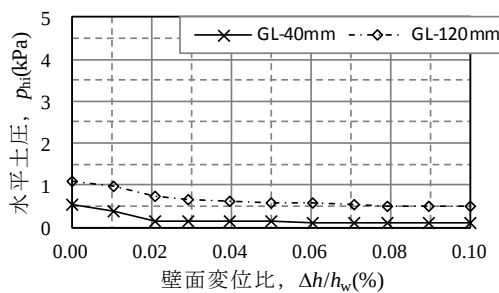


図-6 壁面変位と水平土圧（GL-40mm，GL-120mm）

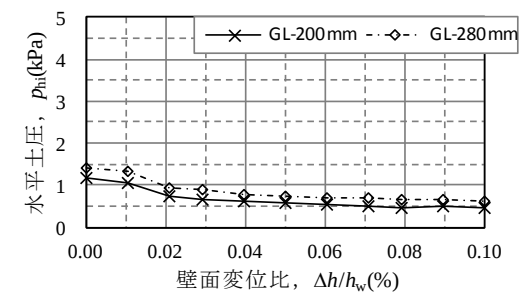


図-7 壁面変位と水平土圧（GL-200mm，GL-280mm）

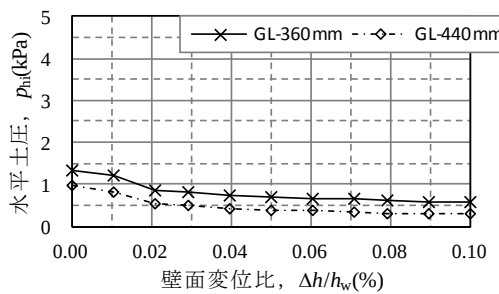


図-8 壁面変位と水平土圧（GL-360mm，GL-440mm）

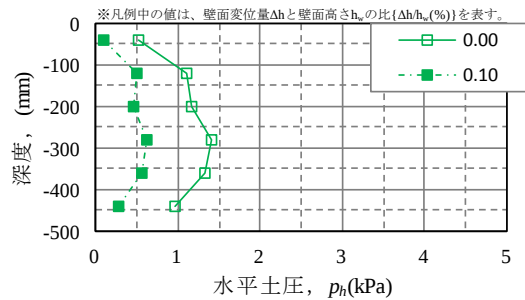


図-9 壁面変位と水平土圧分布

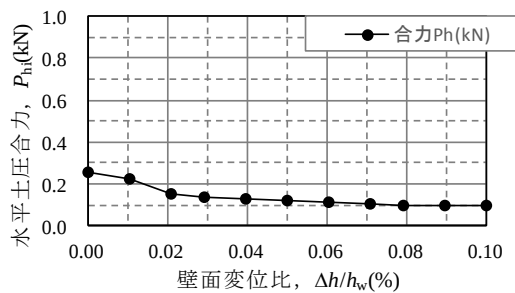


図-10 壁面変位と水平土圧合力

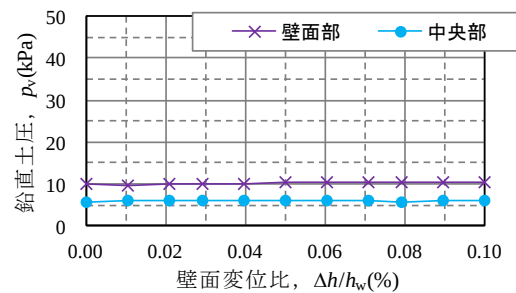


図-11 壁面変位と鉛直土圧

図 5.21 破碎瓦③の実験結果(1)

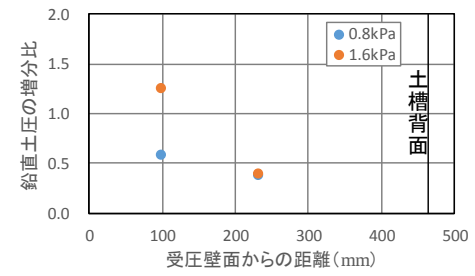
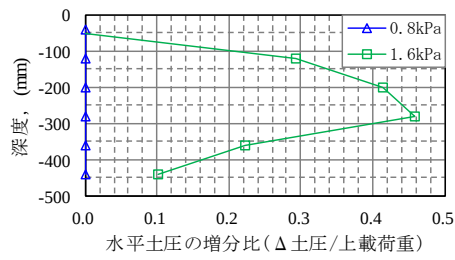
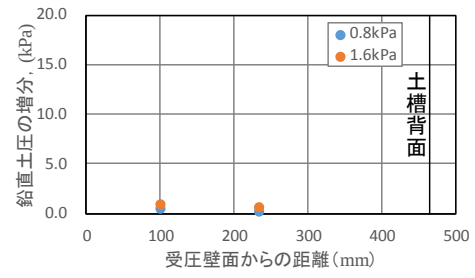
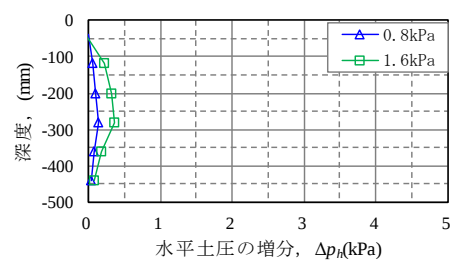
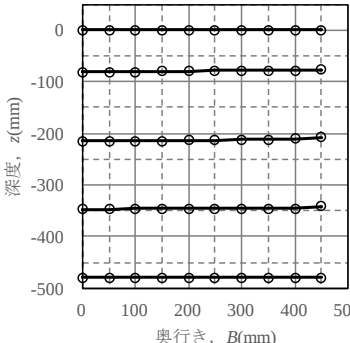


図 5.22 破砕瓦③の実験結果(2)

5.2.4. 山砂①：Case1(全面載荷)、締固め無し

調査件名		破砕瓦の土圧測定実験				試験年月日		2017/2/2			
試料番号 (深さ)		山砂-Case1 (全面載荷)				試験者		橋爪 秀夫 海老澤 伸二			
壁面	壁面の幅 $W_w(\text{mm})$	498		使用材料		山砂 (乾燥)					
	壁面の1枚の高さ $H_w(\text{mm})$	78		土粒子密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.650					
	全体の高さ $H(\text{mm})$	480		内部摩擦角 $\phi_d(\text{deg})$		30.0					
	壁面の1枚の面積 $A_w(\text{mm}^2)$	38,844		粘着力 $c(\text{kPa})$		0.0					
供試体	土層の幅 $W(\text{mm})$	500		最小間隙比 $e_{\min}$							
	土層の奥行 $B(\text{mm})$	465		最大間隙比 $e_{\max}$							
	突固め方法			最大乾燥密度 $\rho_{d\max}(\text{g}/\text{cm}^3)$		1.894					
$x(\text{mm})$	仕上がり深度, $z(\text{mm})$										
	0kg	50kg	100kg	150kg	最終層						
	0	-480	-347	-216	-82						0
	50	-480	-347	-215	-81						0
	100	-480	-347	-215	-82						0
	150	-480	-347	-215	-81						0
	200	-480	-345	-214	-80						0
	250	-480	-346	-213	-79						0
	300	-480	-346	-212	-79						0
	350	-480	-345	-213	-79						0
	400	-480	-346	-211	-78						0
	450	-480	-342	-209	-77						0
	平均値	-480	-346	-213	-80						0
	図-1 試料50kgごとの層厚										
	湿潤重量 $m(\text{g})$	含水比 $w(\%)$	乾燥重量 $m_d(\text{g})$	高さ $H(\text{mm})$	体積 $V(\text{cm}^3)$						湿潤密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$
50,000	0.0	50,000	134	31,155	1.605	1.605	0.651	—	84.7		
50,000	0.0	50,000	133	30,923	1.617	1.617	0.639	—	85.4		
50,000	0.0	50,000	133	30,923	1.617	1.617	0.639	—	85.4		
30,060	0.0	30,060	80	18,600	1.616	1.616	0.640	—	85.3		
平均					1.614	1.614	0.642	—	85.2		

上載荷重 $q(\text{kPa})$	水平応力 $p_h(\text{kPa})$							鉛直土圧 $p_v(\text{kPa})$	
	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力 $P_h(\text{kN})$	壁面部	中央部
0	0.257	0.608	0.820	1.186	1.261	0.981	0.1986	7.029	5.686
4.93	1.475	1.597	1.735	2.155	2.043	1.567	0.4107	10.137	8.320
9.79	2.897	2.759	2.865	2.982	2.747	2.179	0.6382	13.270	10.896

壁面変位比 $\Delta h/h_w(\%)$	水平応力 $p_h(\text{kPa})$							鉛直土圧 $p_v(\text{kPa})$		
	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力 $P_h(\text{kN})$	壁面部	中央部	
	0.00	2.897	2.759	2.865	2.982	2.747	2.179	0.6382	13.270	10.896
	0.01	2.309	2.283	2.273	2.354	2.134	1.680	0.5062	13.792	10.838
	0.02	2.228	2.257	2.238	2.318	2.043	1.606	0.4930	13.881	11.105
	0.03	2.241	2.283	2.264	2.341	2.050	1.599	0.4963	13.792	11.105
	0.04	1.945	2.151	2.074	2.174	1.805	1.416	0.4492	14.059	11.194
	0.05	1.916	2.096	2.077	2.180	1.770	1.377	0.4435	14.059	11.283
	0.06	1.852	2.068	2.061	2.180	1.712	1.345	0.4357	13.970	11.460
	0.07	1.762	2.000	1.974	2.100	1.615	1.278	0.4168	14.059	11.460
	0.08	1.765	2.010	1.997	2.122	1.619	1.268	0.4188	14.059	11.549
	0.09	1.781	1.904	1.968	2.106	1.554	1.236	0.4098	14.237	11.638
	0.10	1.704	1.839	1.936	2.058	1.493	1.175	0.3964	14.148	11.549

【備考】

- ・最大乾燥密度は実験施設で使用した材料の事前試験結果から引用
- ・壁面の移動は上載荷重最大時で実施

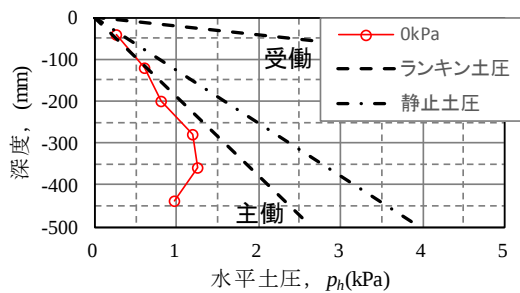


図-2 水平土圧分布（上載荷重0kPa）

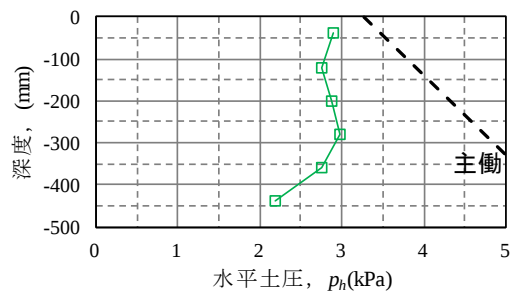


図-3 水平土圧分布（上載荷重10kPa）

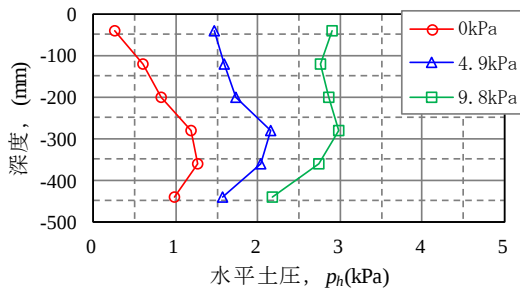


図-4 上載荷重と水平土圧

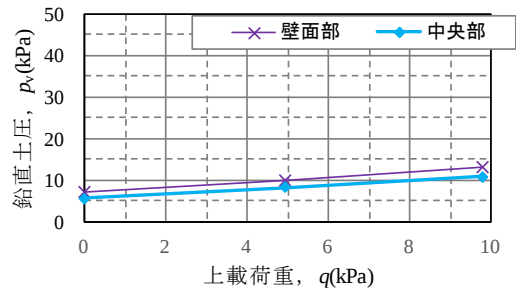


図-5 上載荷重と鉛直土圧

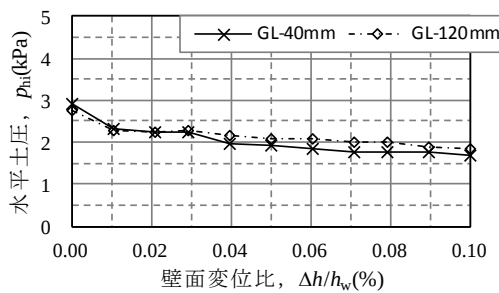


図-6 壁面変位と水平土圧（GL-40mm，GL-120mm）

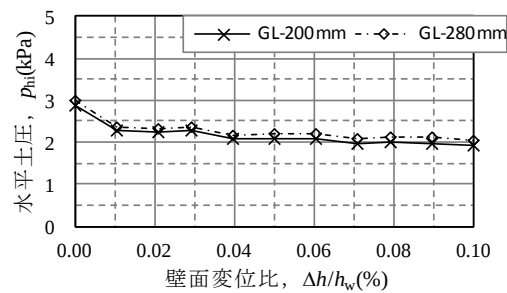


図-7 壁面変位と水平土圧（GL-200mm，GL-280mm）

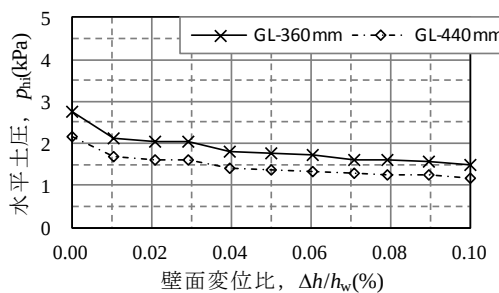


図-8 壁面変位と水平土圧（GL-360mm，GL-440mm）

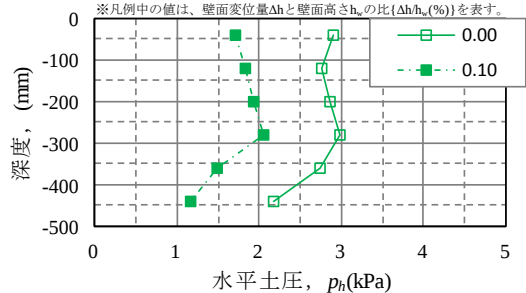


図-9 壁面変位と水平土圧分布

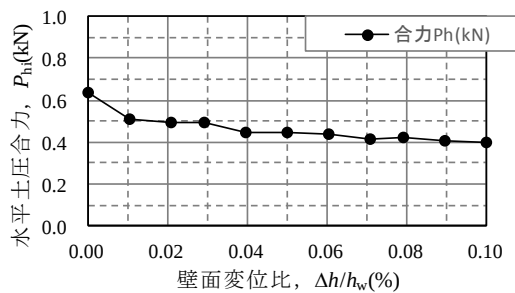


図-10 壁面変位と水平土圧合力

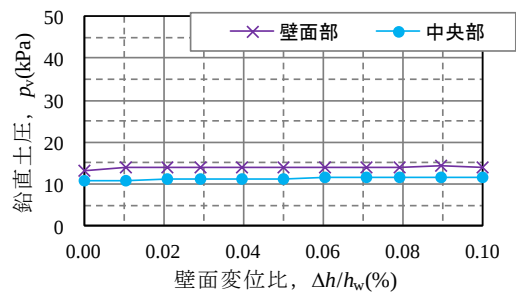


図-11 壁面変位と鉛直土圧

図 5.23 山砂①の実験結果(1)

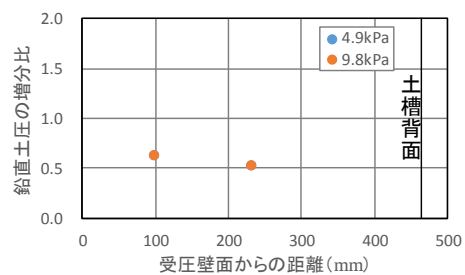
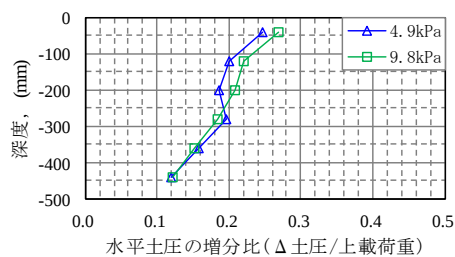
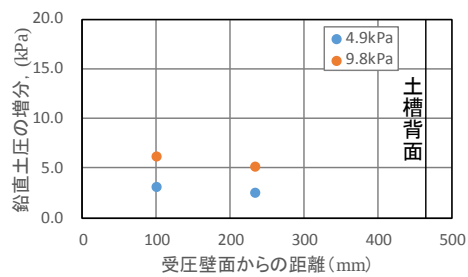
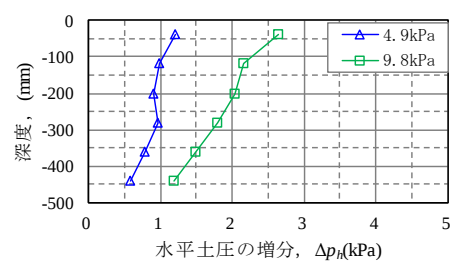
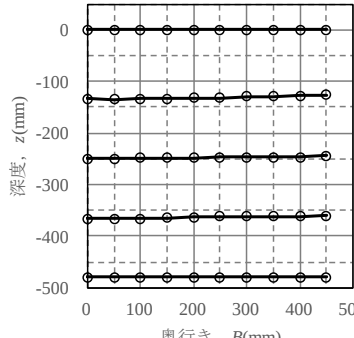


図 5.24 山砂①の実験結果(2)

5.2.5. 山砂② : Case1(全面載荷)、締固め有り

調査件名		破砕瓦の土圧測定実験				試験年月日		2017/2/3						
試料番号 (深さ)		山砂-Case1 (全面載荷) -締固め				試験者		橋爪 秀夫 海老澤 伸二						
壁面	壁面の幅 $W_w(\text{mm})$	498			使用材料		山砂 (乾燥)							
	壁面の1枚の高さ $H_w(\text{mm})$	78			土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$		2.650							
	全体の高さ $H(\text{mm})$	480			内部摩擦角 $\phi_d(\text{deg})$		35.0							
	壁面の1枚の面積 $A_w(\text{mm}^2)$	38,844			粘着力 $c(\text{kPa})$		0.0							
供試体	土層の幅 $W(\text{mm})$	500			最小間隙比 $e_{\min}$									
	土層の奥行 $B(\text{mm})$	465			最大間隙比 $e_{\max}$									
	突固め方法	10kg投入ごとに200回突固め			最大乾燥密度 $\rho_{d\max}(\text{g/cm}^3)$		1.894							
$x(\text{mm})$	仕上がり深度, $z(\text{mm})$													
		0kg	50kg	100kg	150kg						最終層			
0	-480	-366	-250	-134	0									
50	-480	-366	-250	-135	0									
100	-480	-366	-249	-134	0									
150	-480	-365	-249	-133	0									
200	-480	-363	-248	-133	0									
250	-480	-363	-248	-132	0									
300	-480	-362	-248	-130	0									
350	-480	-361	-247	-130	0									
400	-480	-361	-247	-128	0									
450	-480	-360	-244	-127	0									
平均値	-480	-363	-248	-132	0									
図-1 試料50kgごとの層厚														
湿潤重量 $m_t(\text{g})$	含水比 $w(\%)$	乾燥重量 $m_d(\text{g})$	高さ $H(\text{mm})$	体積 $V(\text{cm}^3)$	湿潤密度 $\rho_t(\text{g/cm}^3)$						乾燥密度 $\rho_d(\text{g/cm}^3)$	間隙比 e	相対密度 $D_r(\%)$	締固め度 $D_c(\%)$
50,000	0.0	50,000	117	27,203	1.838						1.838	0.442	—	97.0
50,000	0.0	50,000	115	26,738	1.870	1.870	0.417	—	98.7					
50,000	0.0	50,000	116	26,970	1.854	1.854	0.429	—	97.9					
57,000	0.0	57,000	132	30,690	1.857	1.857	0.427	—	98.0					
平均					1.855	1.855	0.429	—	97.9					

上載荷重 $q(\text{kPa})$	水平応力 $p_h(\text{kPa})$							鉛直土圧 $p_v(\text{kPa})$	
	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力 $P_h(\text{kN})$	壁面部	中央部
0	1.141	1.791	1.672	1.534	1.931	1.860	0.3857	11.745	6.308
4.93	2.117	1.918	1.636	1.502	2.019	2.103	0.4387	14.872	6.369
9.79	3.450	2.035	1.602	1.476	2.147	2.580	0.5162	18.464	6.180

壁面変位比 $\Delta h/h_w(\%)$	水平応力 $p_h(\text{kPa})$							鉛直土圧 $p_v(\text{kPa})$	
	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力 $P_h(\text{kN})$	壁面部	中央部
0.00	3.450	2.035	1.602	1.476	2.147	2.580	0.5162	18.464	6.180
0.01	2.106	1.228	0.852	0.707	1.268	1.509	0.2980	18.597	6.219
0.02	2.103	1.232	0.852	0.711	1.261	1.519	0.2982	18.597	6.130
0.03	2.106	1.232	0.852	0.711	1.268	1.525	0.2988	18.686	6.308
0.04	1.170	0.653	0.289	0.167	0.589	0.827	0.1436	19.131	6.308
0.05	2.113	1.235	0.878	0.733	1.281	1.538	0.3021	18.864	6.219
0.06	0.977	0.537	0.206	0.106	0.451	0.679	0.1148	19.220	6.130
0.07	2.113	1.212	0.839	0.701	1.261	1.548	0.2981	18.597	6.308
0.08	0.476	0.257	0.077	0.045	0.122	0.270	0.0485	20.109	6.308
0.09	0.315	0.161	0.023	0.000	0.023	0.154	0.0262	20.287	6.130
0.10	2.113	1.238	0.871	0.733	1.281	1.522	0.3013	18.597	6.219

【備考】

- ・最大乾燥密度は実験施設で使用した材料の事前試験結果から引用
- ・壁面の移動は上載荷重最大時で実施

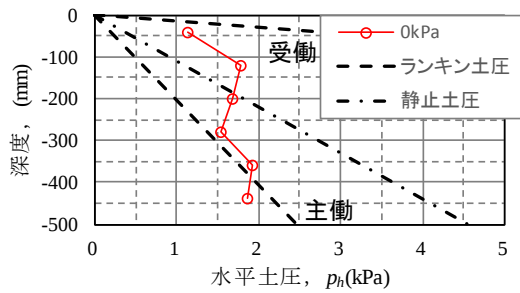


図-2 水平土圧分布 (上載荷重0kPa)

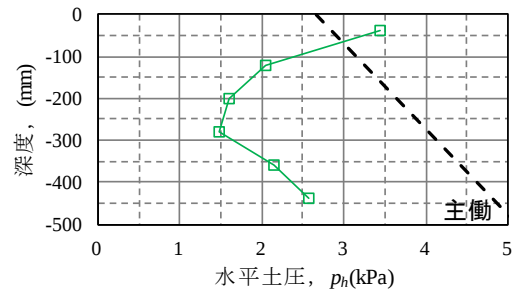


図-3 水平土圧分布 (上載荷重10kPa)

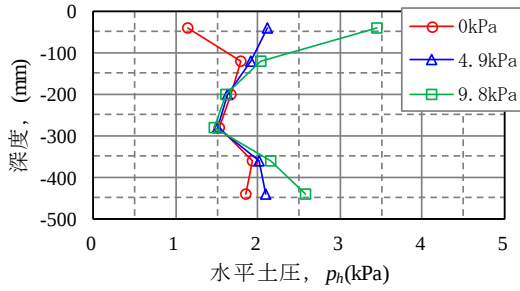


図-4 上載荷重と水平土圧

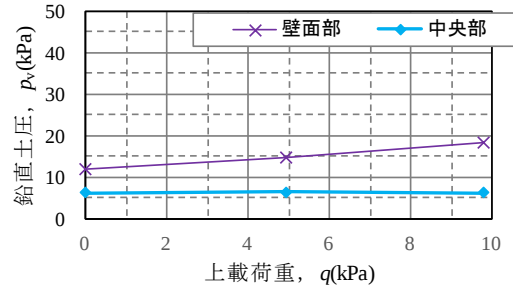


図-5 上載荷重と鉛直土圧

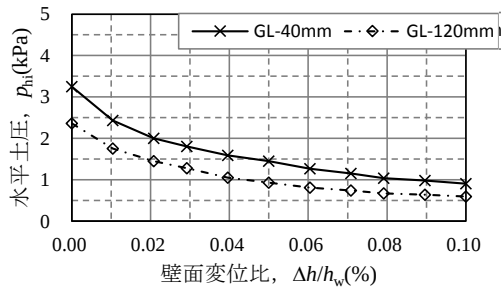


図-6 壁面変位と水平土圧 (GL-40mm, GL-120mm)

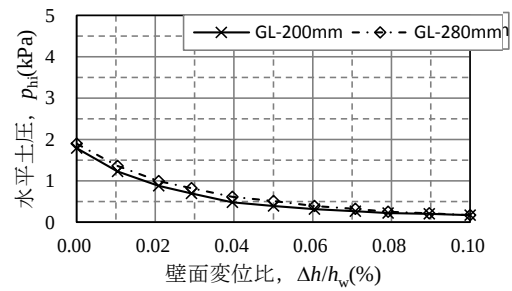


図-7 壁面変位と水平土圧 (GL-200mm, GL-280mm)

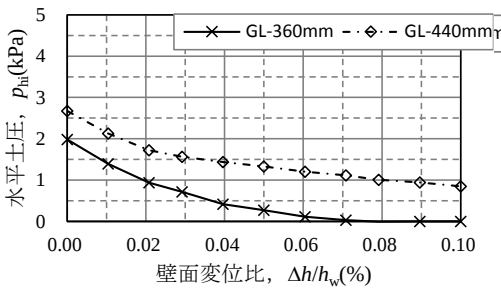


図-8 壁面変位と水平土圧 (GL-360mm, GL-440mm)

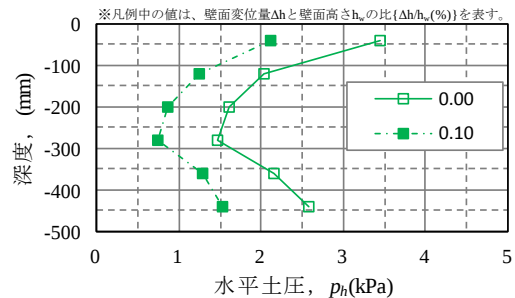


図-9 壁面変位と水平土圧分布

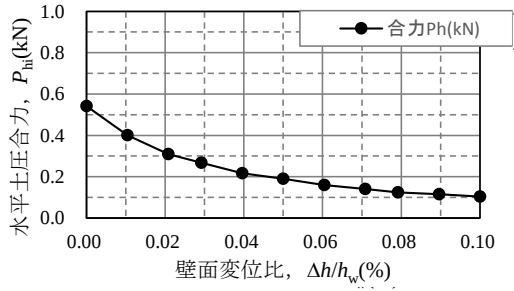


図-10 壁面変位と水平土圧合力

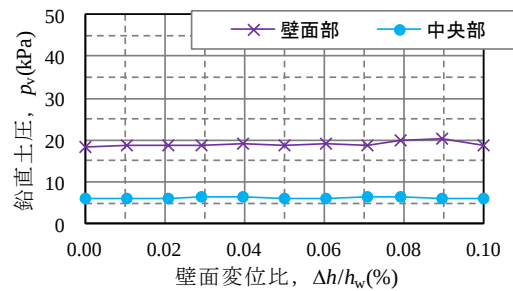


図-11 壁面変位と鉛直土圧

図 5.25 山砂②の実験結果(1)

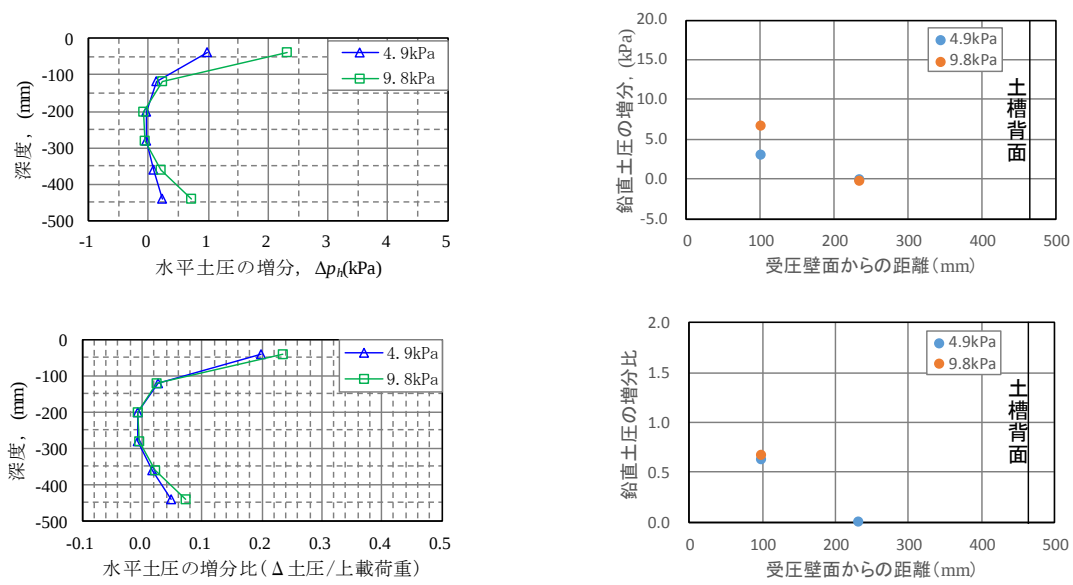


図 5.26 山砂②の実験結果(2)

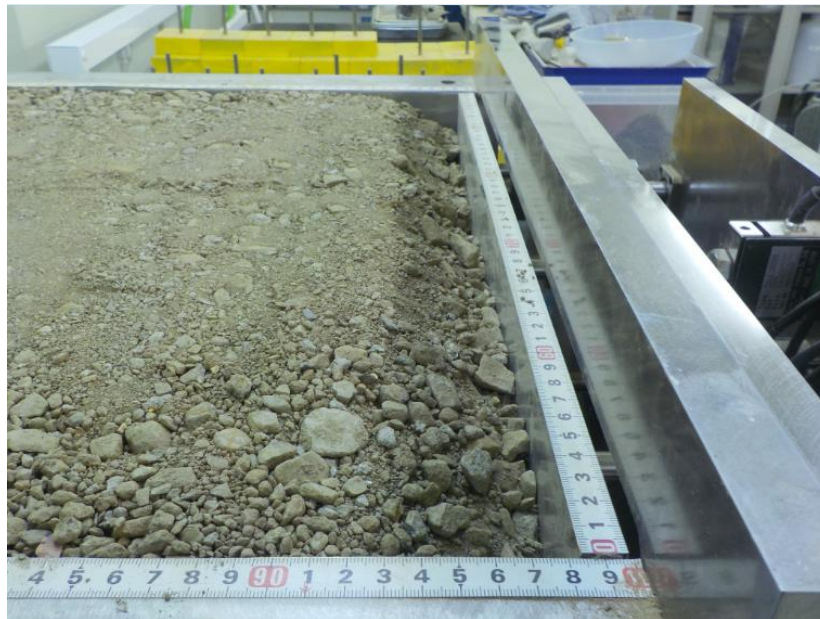
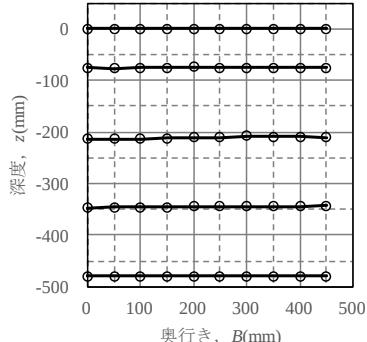


図 5.27 実験終了後の側壁移動に伴う山砂の崩壊状況

5.2.6. 山砂③：Case2(部分載荷)、締固め無し

調査件名		破碎瓦の土圧測定実験				試験年月日		2017/2/1			
試料番号 (深さ)		山砂③-Case2 (部分載荷)				試験者		橋爪 秀夫 海老澤 伸二			
壁面	壁面の幅 $W_w(\text{mm})$	498		使用材料		山砂 (乾燥)					
	壁面の1枚の高さ $H_w(\text{mm})$	78		土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$		2.650					
	全体の高さ $H(\text{mm})$	480		内部摩擦角 $\phi_d(\text{deg})$		35.0					
	壁面の1枚の面積 $A_w(\text{mm}^2)$	38,844		粘着力 $c(\text{kPa})$		0.0					
供試体	土層の幅 $W(\text{mm})$	500		最小間隙比 $e_{\min}$							
	土層の奥行 $B(\text{mm})$	465		最大間隙比 $e_{\max}$							
	突固め方法			最大乾燥密度 $\rho_{d\max}(\text{g/cm}^3)$		1.894					
x(mm)	仕上がり深度, z (mm)					 図-1 試料50kgごとの層厚					
	0kg	50kg	100kg	150kg	最終層						
	0	-480	-347	-214	-76						0
	50	-480	-346	-214	-77						0
	100	-480	-347	-213	-76						0
	150	-480	-346	-212	-76						0
	200	-480	-345	-210	-74						0
	250	-480	-345	-211	-75						0
	300	-480	-345	-209	-75						0
	350	-480	-344	-209	-75						0
	400	-480	-344	-210	-75						0
	450	-480	-343	-210	-75						0
平均値	-480	-345	-211	-75	0						
湿潤重量 $m_t(\text{g})$	含水比 $w(\%)$	乾燥重量 $m_d(\text{g})$	高さ $H(\text{mm})$	体積 $V(\text{cm}^3)$	湿潤密度 $\rho_t(\text{g/cm}^3)$	乾燥密度 $\rho_d(\text{g/cm}^3)$	間隙比 e	相対密度 $D_r(\%)$	締固め度 $D_c(\%)$		
50,000	0.0	50,000	135	31,388	1.593	1.593	0.664	—	84.1		
50,000	0.0	50,000	134	31,155	1.605	1.605	0.651	—	84.7		
50,000	0.0	50,000	136	31,620	1.581	1.581	0.676	—	83.5		
28,500	0.0	28,500	75	17,438	1.634	1.634	0.622	—	86.3		
平均					1.603	1.603	0.653	—	84.7		
上載荷重 $q(\text{kPa})$	水平応力 $p_h(\text{kPa})$							鉛直土圧 $p_v(\text{kPa})$			
	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力 $P_h(\text{kN})$	壁面部	中央部		
0	0.469	0.830	1.100	1.347	1.432	1.084	0.2432	7.563	6.130		
0.79	0.438	0.932	1.239	1.516	1.508	1.109	0.2619	8.012	6.492		
1.57	0.385	1.187	1.480	1.807	1.694	1.211	0.3016	8.451	7.008		
壁面変位比 $\Delta h/h_w(\%)$	水平応力 $p_h(\text{kPa})$							鉛直土圧 $p_v(\text{kPa})$			
	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力 $P_h(\text{kN})$	壁面部	中央部		
0.00	0.385	1.187	1.480	1.807	1.694	1.211	0.3016	8.451	7.008		
0.01	0.116	0.881	1.138	1.482	1.384	0.907	0.2295	8.453	7.285		
0.02	0.106	0.723	0.939	1.225	1.130	0.740	0.1889	8.631	7.285		
0.03	0.100	0.630	0.826	1.080	0.978	0.637	0.1652	8.720	7.374		
0.04	0.100	0.595	0.801	1.042	0.917	0.605	0.1577	8.809	7.640		
0.05	0.096	0.527	0.759	0.971	0.840	0.547	0.1453	8.809	7.374		
0.06	0.080	0.476	0.717	0.932	0.788	0.512	0.1362	8.720	7.463		
0.07	0.074	0.428	0.666	0.884	0.737	0.467	0.1264	8.987	7.640		
0.08	0.068	0.415	0.646	0.862	0.705	0.457	0.1224	8.987	7.640		
0.09	0.064	0.395	0.624	0.842	0.682	0.438	0.1183	8.987	7.551		
0.10	0.064	0.389	0.617	0.826	0.663	0.425	0.1159	8.987	7.640		
【備考】											
・最大乾燥密度は実験施設で使用した材料の事前試験結果から引用											
・壁面の移動は上載荷重最大時で実施											

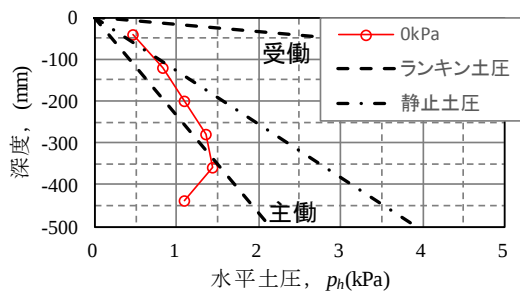


図-2 水平土圧分布（上載荷重0kPa）

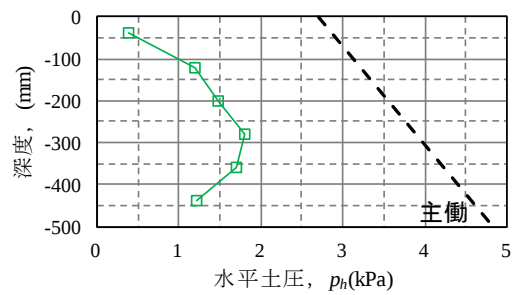


図-3 水平土圧分布（上載荷重10kPa）

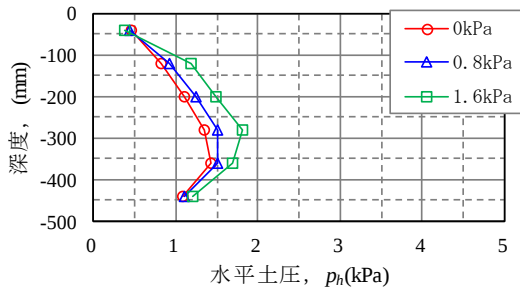


図-4 上載荷重と水平土圧

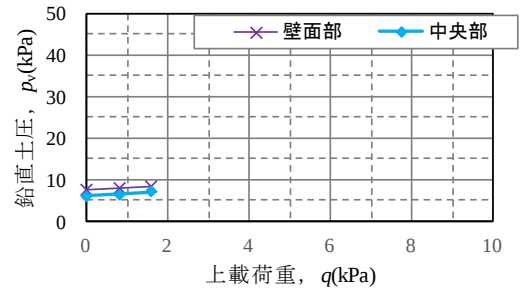


図-5 上載荷重と鉛直土圧

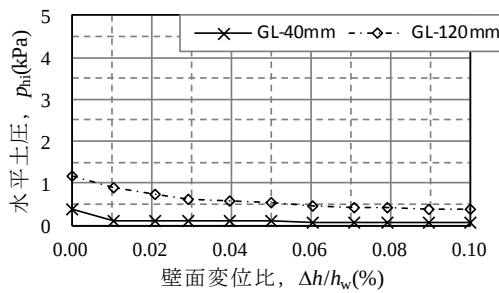


図-6 壁面変位と水平土圧（GL-40mm，GL-120mm）

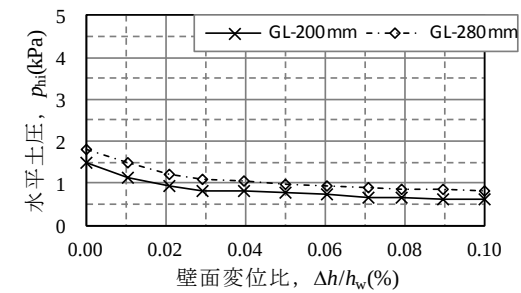


図-7 壁面変位と水平土圧（GL-200mm，GL-280mm）

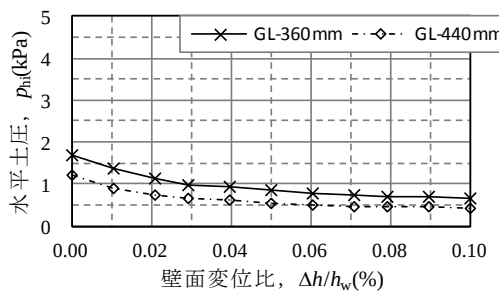


図-8 壁面変位と水平土圧（GL-360mm，GL-440mm）

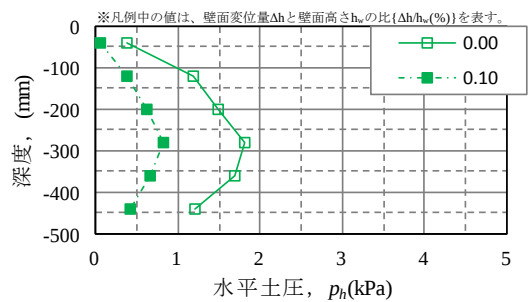


図-9 壁面変位と水平土圧分布

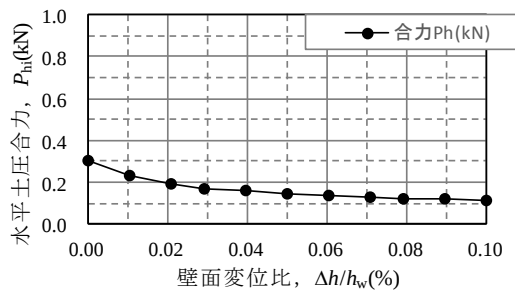


図-10 壁面変位と水平土圧合力

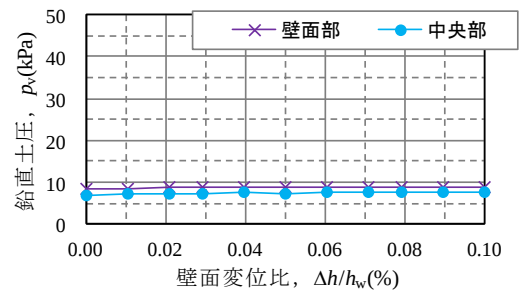


図-11 壁面変位と鉛直土圧

図 5.28 山砂③の実験結果(1)

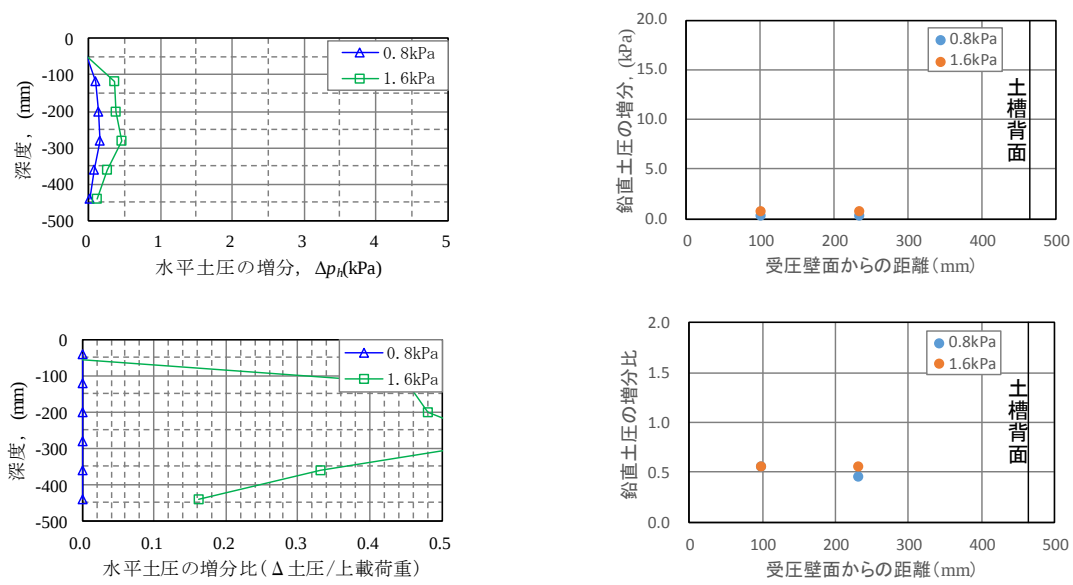
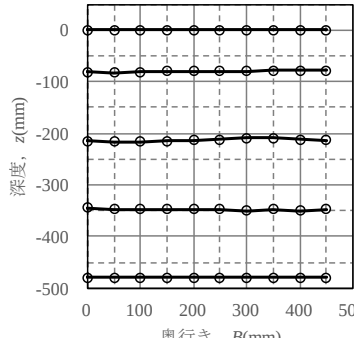


図 5.29 山砂③の実験結果(2)

5.2.7. 珪砂 7 号② : Case1(全面載荷)、締固め有り

調査件名		破砕瓦の土圧測定実験				試験年月日		2017/1/30			
試料番号 (深さ)		珪砂7号 (全面載荷)				試験者		森河由紀弘 佐藤 智範			
壁 面	壁面の幅 $W_w(\text{mm})$	498			使用材料		珪砂7号(乾燥)				
	壁面の高さ $H_w(\text{mm})$	78			土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$		2.686				
	全体の高さ $H(\text{mm})$	480			内部摩擦角 $\phi_d(\text{deg})$		39.0				
	壁面の面積 $A_w(\text{mm}^2)$	38,844			粘着力 $c(\text{kPa})$		0.0				
供 試 体	土層の幅 $W(\text{mm})$	500			最小間隙比 $e_{\min}$		0.658				
	土層の奥行 $B(\text{mm})$	465			最大間隙比 $e_{\max}$		1.128				
	突固め方法	付き棒で200回/10kg			最大乾燥密度 $\rho_{\text{dmax}}(\text{g/cm}^3)$		1.620				
$x(\text{mm})$	深度, $z(\text{mm})$					 図-1 試料50kgごとの層厚					
	0kg	50kg	100kg	150kg	最終層						
	0	-480	-345	-215	-82						0
	50	-480	-347	-217	-83						0
	100	-480	-348	-217	-82						0
	150	-480	-348	-215	-80						0
	200	-480	-348	-213	-80						0
	250	-480	-348	-212	-80						0
	300	-480	-350	-210	-80						0
	350	-480	-348	-210	-78						0
	400	-480	-350	-212	-78						0
	450	-480	-348	-213	-78						0
平均値	-480	-348	-213	-80	0						
湿潤重量 $m(\text{g})$	含水比 $w(\%)$	乾燥重量 $m_d(\text{g})$	高さ $H(\text{mm})$	体積 $V(\text{cm}^3)$	湿潤密度 $\rho(\text{g/cm}^3)$	乾燥密度 $\rho_d(\text{g/cm}^3)$	間隙比 e	相対密度 $D_r(\%)$	締固め度 $D_c(\%)$		
50,000	0.0	50,000	132	30,690	1.629	1.629	0.649	101.9	100.6		
50,000	0.0	50,000	135	31,388	1.593	1.593	0.686	94.0	98.3		
50,000	0.0	50,000	133	30,923	1.617	1.617	0.661	99.4	99.8		
28,783	0.0	28,783	80	18,600	1.547	1.547	0.736	83.4	95.5		
平均					1.597	1.597	0.683	94.7	98.6		

上載荷重 $q(\text{kPa})$	水平応力 $p_h(\text{kPa})$							鉛直土圧 $p_v(\text{kPa})$	
	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力 $P_h(\text{kN})$	壁面部	中央部
0	0.733	2.418	2.601	2.283	2.401	2.394	0.4984	8.186	2.310
5	1.844	2.421	2.290	2.140	2.445	2.748	0.5395	10.969	2.430
10	2.613	2.751	2.247	2.150	2.528	3.060	0.5962	14.516	2.193

壁面変位比 $\Delta h/h_w(\%)$	水平応力 $p_h(\text{kPa})$							鉛直土圧 $p_v(\text{kPa})$	
	GL-40mm	GL-120mm	GL-200mm	GL-280mm	GL-360mm	GL-440mm	合力 $P_h(\text{kN})$	壁面部	中央部
0.00	2.613	2.751	2.247	2.150	2.528	3.060	0.5962	14.516	2.193
0.01	1.508	1.817	1.244	1.215	1.625	1.934	0.3629	15.038	1.954
0.02	1.305	1.569	0.939	0.939	1.339	1.680	0.3019	15.305	1.954
0.03	1.186	1.386	0.765	0.730	1.094	1.464	0.2574	15.660	1.954
0.04	1.158	1.312	0.717	0.695	0.991	1.358	0.2420	15.927	1.954
0.05	1.058	1.193	0.637	0.572	0.817	1.194	0.2125	16.283	1.954
0.06	1.064	1.148	0.617	0.559	0.766	1.097	0.2040	16.461	1.777
0.07	1.010	1.084	0.572	0.524	0.650	1.007	0.1883	16.817	1.777
0.08	1.000	1.058	0.543	0.502	0.628	0.953	0.1819	16.906	1.777
0.09	0.984	1.045	0.524	0.482	0.563	0.866	0.1734	17.084	1.954
0.10	0.990	1.051	0.521	0.476	0.550	0.840	0.1720	17.262	1.777

【備考】

- ・最大乾燥密度は土粒子密度と最小間隙比から算出
- ・壁面の移動は上載荷重最大時で実施

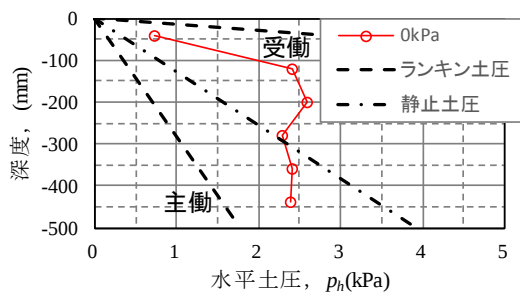


図-2 水平土圧分布（上載荷重0kPa）

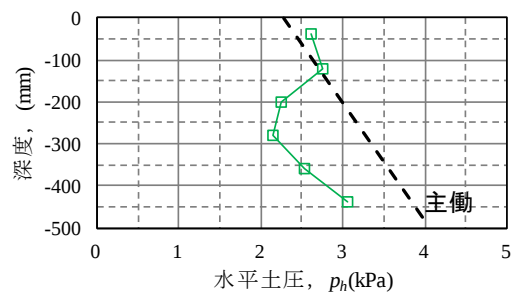


図-3 水平土圧分布（上載荷重10kPa）

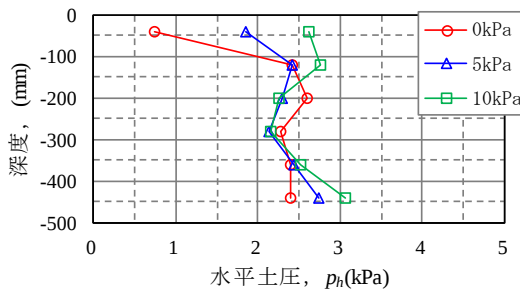


図-4 上載荷重と水平土圧

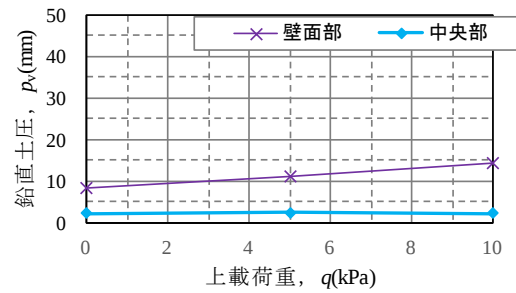


図-5 上載荷重と鉛直土圧

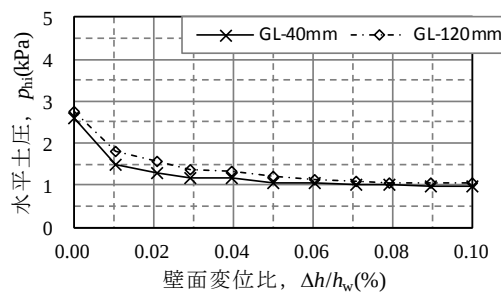


図-6 壁面変位と水平土圧（GL-40mm，GL-120mm）

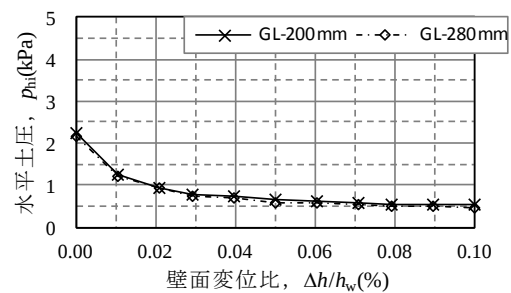


図-7 壁面変位と水平土圧（GL-200mm，GL-280mm）

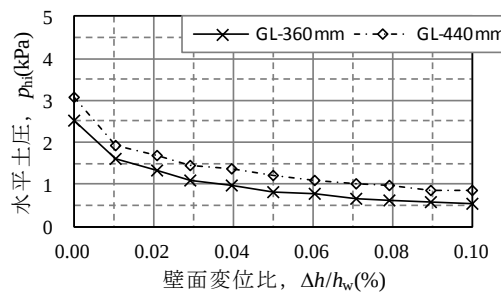


図-8 壁面変位と水平土圧（GL-360mm，GL-440mm）

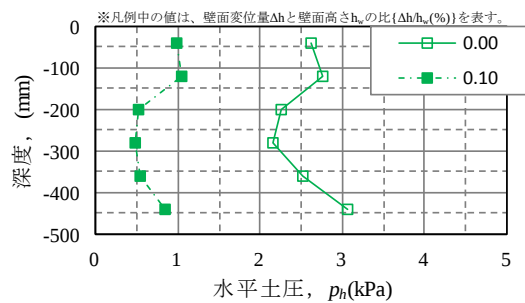


図-9 壁面変位と水平土圧分布

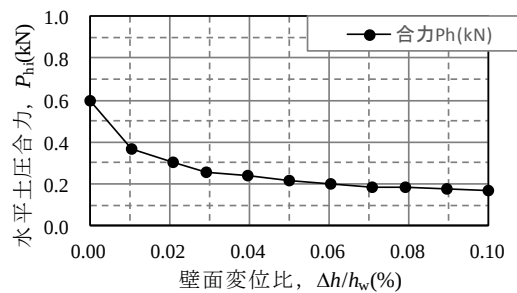


図-10 壁面変位と水平土圧合力

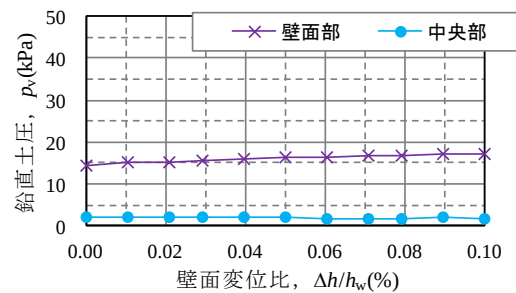


図-11 壁面変位と鉛直土圧

図 5.30 珪砂 7 号 : Case1 の実験結果

5.2.8. 【参考】サイロ効果の検討

1. 壁面摩擦角の検討およびサイロ効果を考慮した土被り圧

表-1.1 摩擦試験結果

質量 $m(\text{g})$	鉛直荷重 $P_v(\text{N})$	計測値(μ)			水平荷重 $P_h(\text{N})$		
		珪砂7号	山砂	破砕瓦	珪砂7号	山砂	破砕瓦
2,629.1	25.77	-72.00	-96.00	-104.00	8.99	11.99	12.99
4,815.7	47.19	-128.00	-170.00	-211.00	15.99	21.23	26.35
7,001.5	68.61	-204.00	-253.00	-292.00	25.48	31.60	36.47

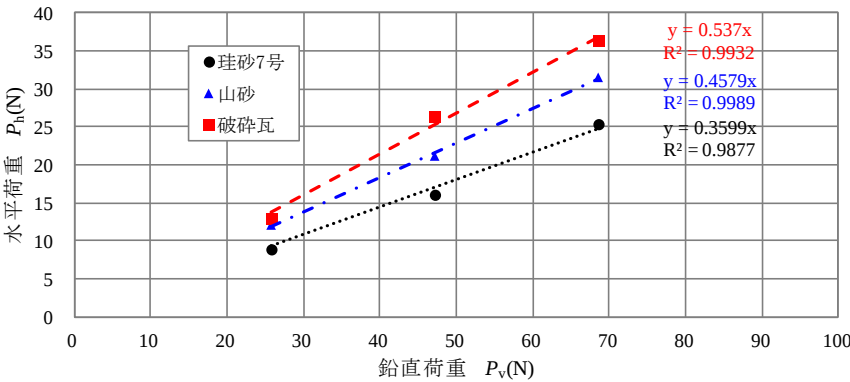
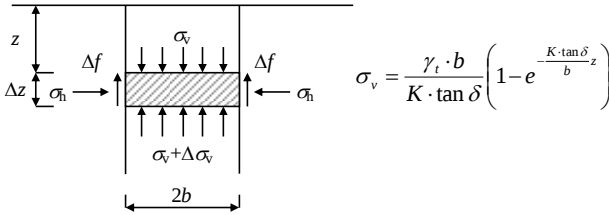


図-1.1 土-アルミニウムの摩擦試験結果

表-1.2 土-アルミニウムの壁面摩擦角

摩擦係数 $\mu(\tan\delta)$			壁面摩擦角 $\delta(\text{deg})$		
珪砂7号	山砂	破砕瓦	珪砂7号	山砂	破砕瓦
0.3599	0.4579	0.5370	19.79	24.60	28.24



z	(m)	: 深度
$2b$	(m)	: 壁面の幅
σ_h	(kN/m ²)	: 深度 z における水平応力
σ_v	(kN/m ²)	: 深度 z における鉛直応力
Δf	(kN)	: 壁面の摩擦抵抗 ($K \cdot \sigma_v \cdot \tan \delta \cdot \Delta z$)
K		: 土圧係数 (σ_h/σ_v)
δ	(deg)	: 壁面摩擦角 (土と壁面)

図-1.2 不動壁に囲まれた場合の鉛直土圧

2. 深度と土被り圧の関係

表-2.1 設計定数

		珪砂7号	山砂	破碎瓦
壁面幅	$2b$ (m)	0.465	0.465	0.465
湿潤単位体積重量	γ_t (kN/m ³)	15.778	17.748	15.562
土圧係数($K=\sigma_h/\sigma_v$)	K	0.500	0.500	0.500
壁面摩擦角	$\tan \delta$	0.3599	0.4579	0.5370

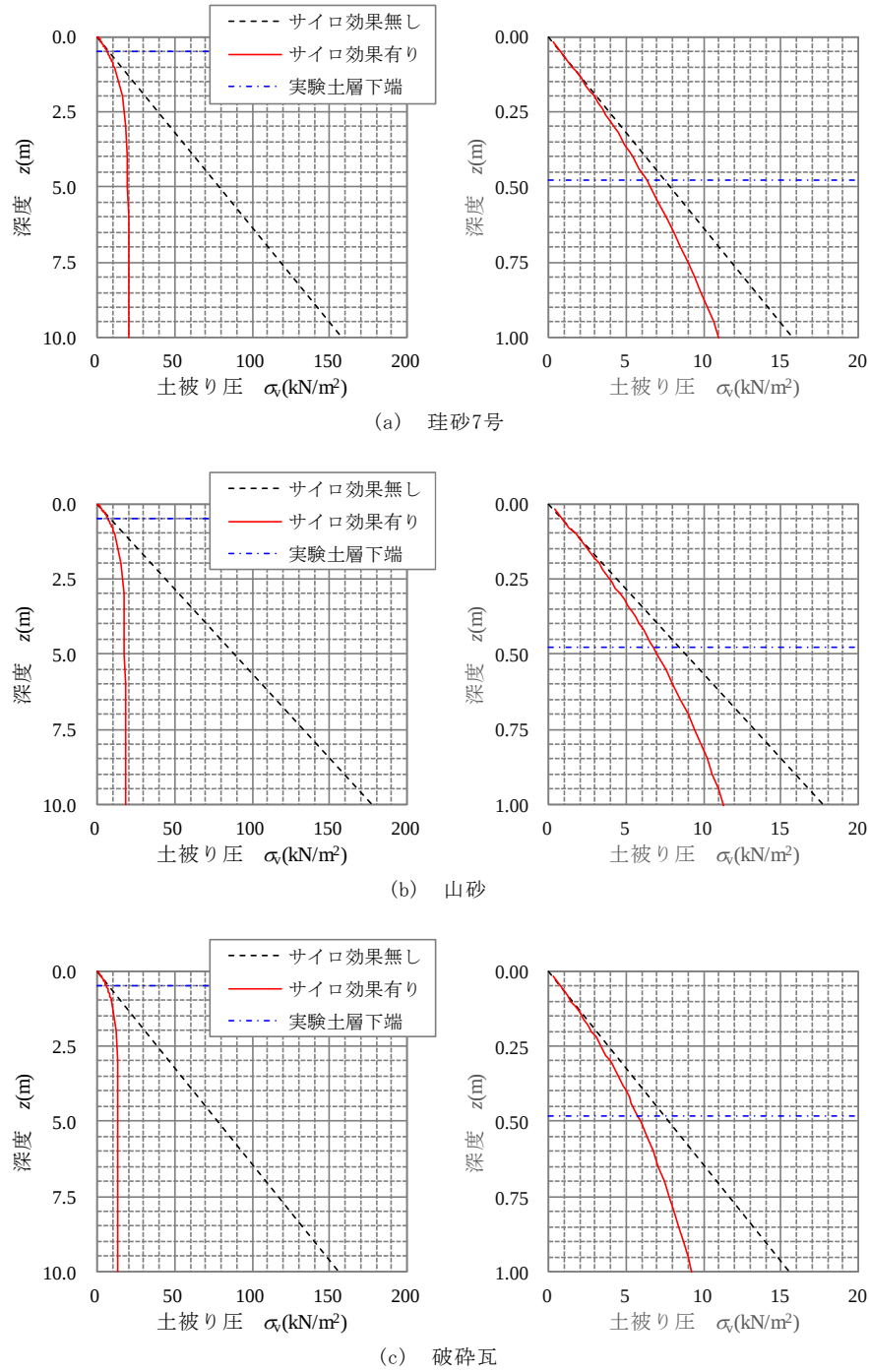


図-2.1 深度と土被り圧の関係

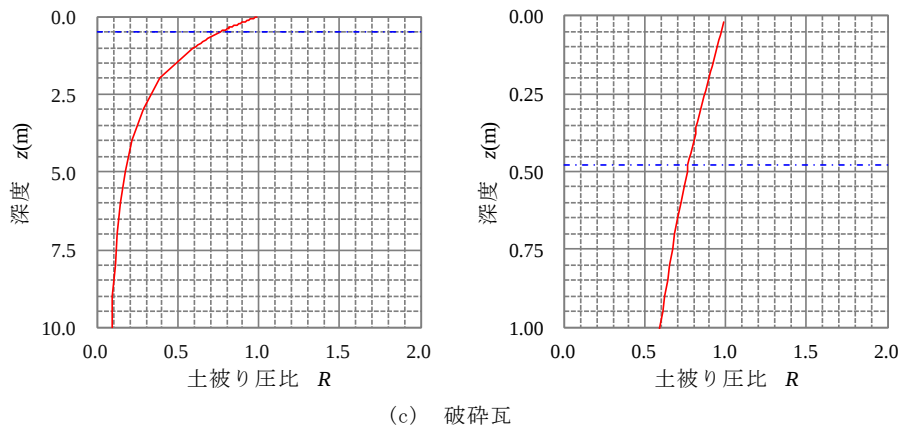
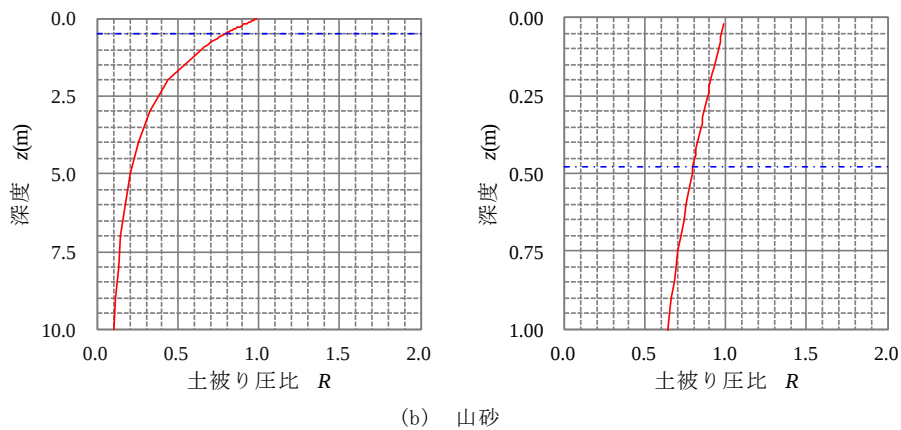
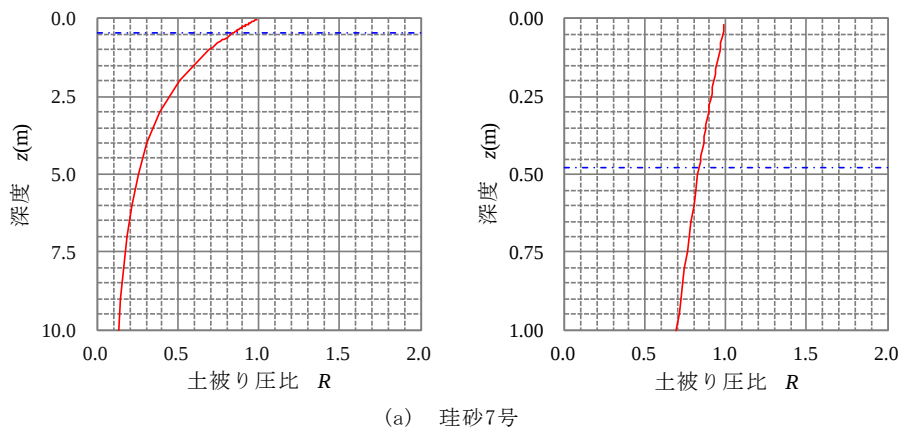


図-2.2 深度と土被り圧比の関係

表-2.2 一般的な土被り圧 ($b=0.465\text{m}$)

サイロ効果無し				
深度 z (m)	壁面幅 $2b$ (m)	$\sigma_v = \gamma_t z$ (kN/m ²)		
		珪砂7号	山砂	破碎瓦
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10.00	0.465	157.78	177.48	155.62

表-2.3 サイロ効果を考慮した土被り圧と土被り圧比 ($b=0.465\text{m}$)

深度 $z(\text{m})$	壁面幅 $2b(\text{m})$	サイロ効果有り $\sigma_v^* = \gamma b / (K \tan \delta) * (1 - e^{(-K \tan \delta * z/b)})$			一般的な土被り圧との比 $R = \sigma_v^* / \sigma_v$		
		珪砂7号	山砂	破碎瓦	珪砂7号	山砂	破碎瓦
0.020	0.465	0.3131	0.3515	0.3077	0.992	0.990	0.989
0.040	0.465	0.6215	0.6961	0.6083	0.985	0.981	0.977
0.060	0.465	0.9250	1.0340	0.9021	0.977	0.971	0.966
0.080	0.465	1.2240	1.3654	1.1892	0.970	0.962	0.955
0.100	0.465	1.5183	1.6902	1.4697	0.962	0.952	0.944
0.120	0.465	1.8081	2.0087	1.7438	0.955	0.943	0.934
0.140	0.465	2.0935	2.3211	2.0117	0.948	0.934	0.923
0.160	0.465	2.3744	2.6273	2.2734	0.941	0.925	0.913
0.180	0.465	2.6511	2.9275	2.5292	0.933	0.916	0.903
0.200	0.465	2.9235	3.2219	2.7791	0.926	0.908	0.893
0.220	0.465	3.1917	3.5106	3.0233	0.919	0.899	0.883
0.240	0.465	3.4558	3.7936	3.2620	0.913	0.891	0.873
0.260	0.465	3.7159	4.0711	3.4952	0.906	0.882	0.864
0.280	0.465	3.9719	4.3432	3.7230	0.899	0.874	0.854
0.300	0.465	4.2240	4.6100	3.9457	0.892	0.866	0.845
0.320	0.465	4.4723	4.8716	4.1633	0.886	0.858	0.836
0.340	0.465	4.7167	5.1280	4.3759	0.879	0.850	0.827
0.360	0.465	4.9574	5.3795	4.5837	0.873	0.842	0.818
0.380	0.465	5.1944	5.6261	4.7867	0.866	0.834	0.809
0.400	0.465	5.4277	5.8679	4.9851	0.860	0.827	0.801
0.420	0.465	5.6575	6.1049	5.1789	0.854	0.819	0.792
0.440	0.465	5.8837	6.3374	5.3684	0.848	0.812	0.784
0.460	0.465	6.1065	6.5653	5.5535	0.841	0.804	0.776
0.480	0.465	6.3258	6.7887	5.7343	0.835	0.797	0.768
0.500	0.465	6.5418	7.0078	5.9111	0.829	0.790	0.760
0.550	0.465	7.0673	7.5370	6.3355	0.814	0.772	0.740
0.600	0.465	7.5728	8.0408	6.7361	0.800	0.755	0.721
0.650	0.465	8.0592	8.5204	7.1142	0.786	0.739	0.703
0.700	0.465	8.5271	8.9770	7.4711	0.772	0.723	0.686
0.750	0.465	8.9772	9.4116	7.8080	0.759	0.707	0.669
0.800	0.465	9.4103	9.8253	8.1260	0.746	0.692	0.653
0.850	0.465	9.8269	10.2192	8.4261	0.733	0.677	0.637
0.900	0.465	10.2277	10.5941	8.7094	0.720	0.663	0.622
0.950	0.465	10.6133	10.9510	8.9768	0.708	0.650	0.607
1.000	0.465	10.9843	11.2908	9.2292	0.696	0.636	0.593
2.000	0.465	16.0499	15.5084	12.1375	0.509	0.437	0.390
3.000	0.465	18.3861	17.0838	13.0539	0.388	0.321	0.280
4.000	0.465	19.4635	17.6723	13.3426	0.308	0.249	0.214
5.000	0.465	19.9603	17.8921	13.4336	0.253	0.202	0.173
6.000	0.465	20.1895	17.9742	13.4623	0.213	0.169	0.144
7.000	0.465	20.2951	18.0049	13.4713	0.184	0.145	0.124
8.000	0.465	20.3439	18.0164	13.4742	0.161	0.127	0.108
9.000	0.465	20.3663	18.0206	13.4751	0.143	0.113	0.096
10.000	0.465	20.3767	18.0222	13.4753	0.129	0.102	0.087

3. 壁面幅と土被り圧の関係

表-3.1 設計定数

		珪砂7号	山砂	破碎瓦
深度	z (m)	0.48	0.48	0.48
湿潤単位体積重量	γ_t (kN/m ³)	15.778	17.748	15.562
土圧係数($K=\sigma_h/\sigma_v$)	K	0.500	0.500	0.500
壁面摩擦角	$\tan \delta$	0.3599	0.4579	0.5370

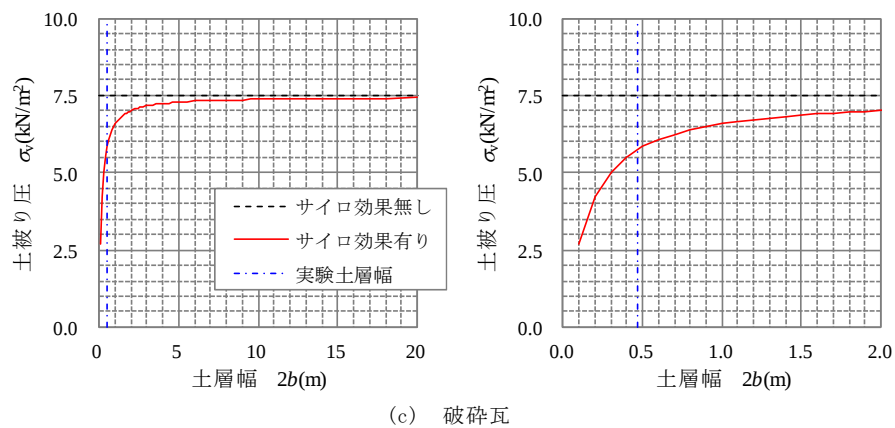
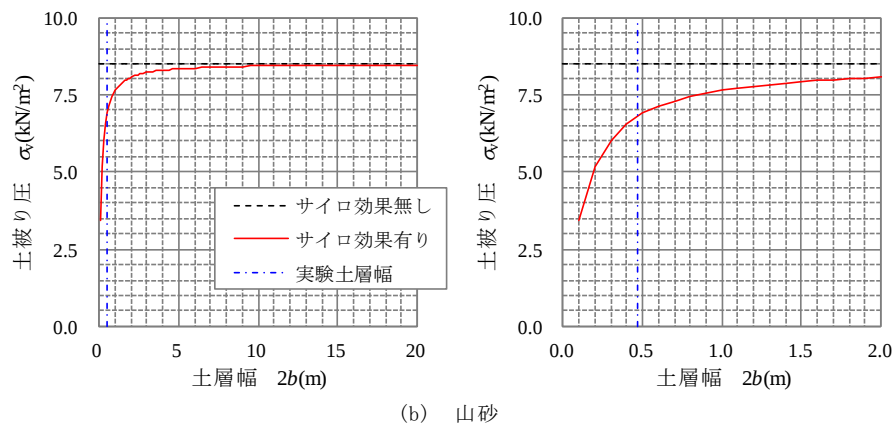
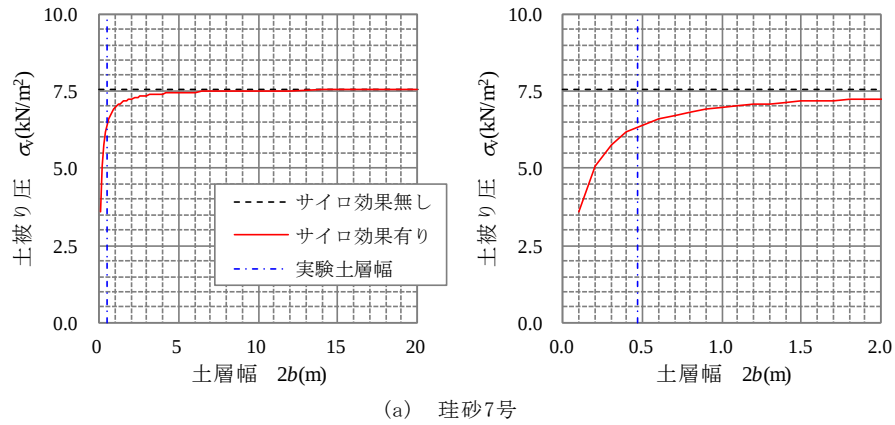
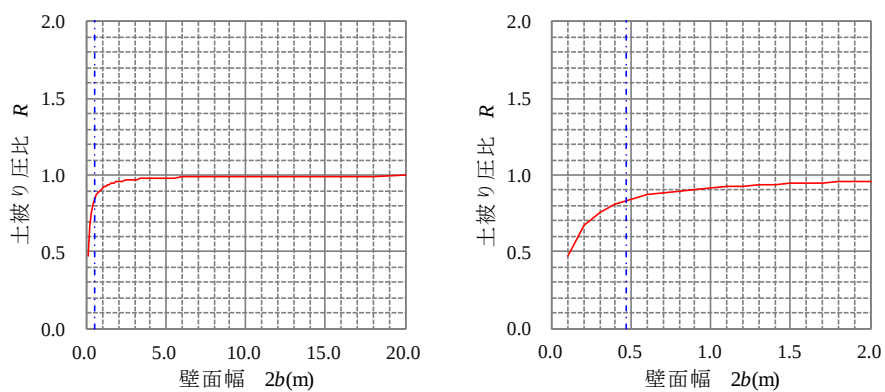
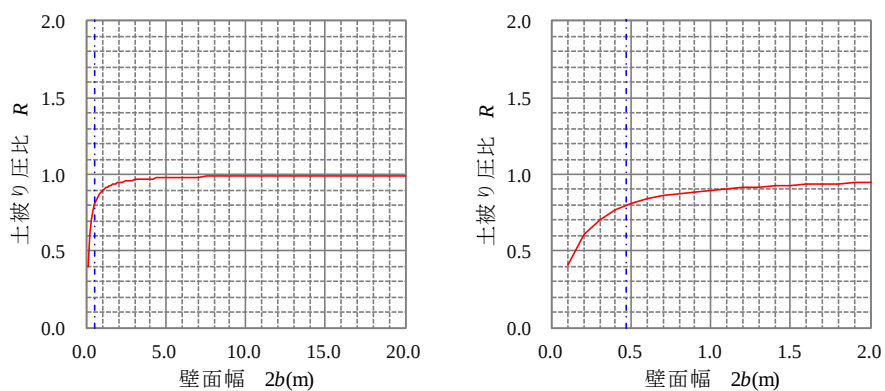


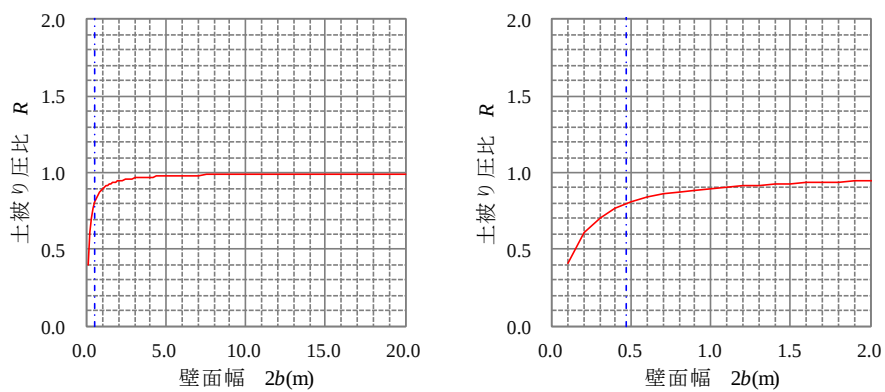
図-3.1 深度と土被り圧の関係



(a) 珪砂7号



(b) 山砂



(c) 破碎瓦

図-3.2 壁面幅と土被り圧比の関係

表-3.2 一般的な土被り圧 ($z=0.480\text{m}$)

サイロ効果無し				
深度 z (m)	壁面幅 $2b$ (m)	$\sigma_v = \gamma_t z$ (kN/m ²)		
		珪砂7号	山砂	破碎瓦
0.48	0.00	7.5734	8.5190	7.4698
0.48	50.00	7.5734	8.5190	7.4698

表-3.3 サイロ効果を考慮した土被り圧と土被り圧比 (z=0.480m)

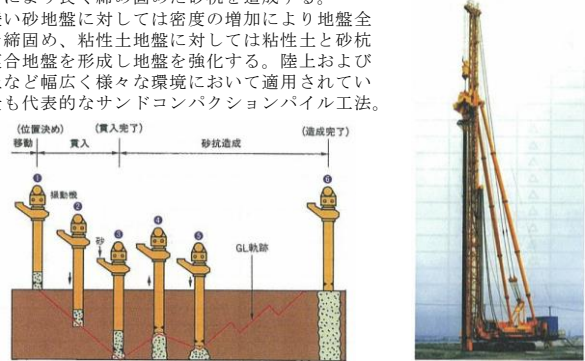
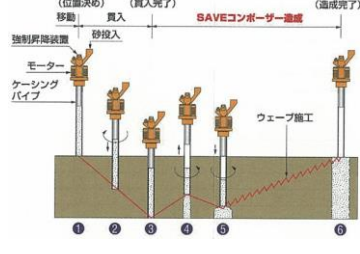
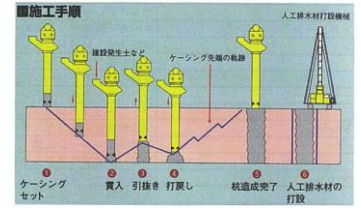
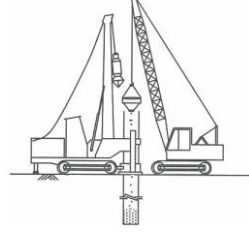
深度 z (m)	壁面幅 2b (m)	サイロ効果有り $\sigma_v^* = \gamma b / (K \tan \delta) * (1 - e^{(-K \tan \delta * z / b)})$			一般的な土被り圧との比 $R = \sigma_v^* / \sigma_v$		
		珪砂7号	山砂	破碎瓦	珪砂7号	山砂	破碎瓦
0.48	0.10	3.6049	3.4456	2.6778	0.476	0.404	0.358
0.48	0.20	5.0716	5.1688	4.1985	0.670	0.607	0.562
0.48	0.30	5.7575	6.0391	5.0120	0.760	0.709	0.671
0.48	0.40	6.1501	6.5542	5.5064	0.812	0.769	0.737
0.48	0.50	6.4036	6.8933	5.8366	0.846	0.809	0.781
0.48	0.60	6.5807	7.1330	6.0723	0.869	0.837	0.813
0.48	0.70	6.7113	7.3112	6.2488	0.886	0.858	0.837
0.48	0.80	6.8115	7.4490	6.3859	0.899	0.874	0.855
0.48	0.90	6.8909	7.5586	6.4953	0.910	0.887	0.870
0.48	1.00	6.9554	7.6478	6.5847	0.918	0.898	0.882
0.48	1.10	7.0087	7.7219	6.6591	0.925	0.906	0.891
0.48	1.20	7.0535	7.7844	6.7220	0.931	0.914	0.900
0.48	1.30	7.0918	7.8378	6.7758	0.936	0.920	0.907
0.48	1.40	7.1248	7.8840	6.8224	0.941	0.925	0.913
0.48	1.50	7.1536	7.9243	6.8632	0.945	0.930	0.919
0.48	1.60	7.1789	7.9598	6.8991	0.948	0.934	0.924
0.48	1.70	7.2013	7.9913	6.9310	0.951	0.938	0.928
0.48	1.80	7.2214	8.0195	6.9596	0.954	0.941	0.932
0.48	1.90	7.2393	8.0448	6.9852	0.956	0.944	0.935
0.48	2.00	7.2556	8.0676	7.0084	0.958	0.947	0.938
0.48	2.20	7.2837	8.1073	7.0488	0.962	0.952	0.944
0.48	2.40	7.3073	8.1406	7.0826	0.965	0.956	0.948
0.48	2.60	7.3273	8.1689	7.1114	0.967	0.959	0.952
0.48	2.80	7.3445	8.1933	7.1362	0.970	0.962	0.955
0.48	3.00	7.3595	8.2145	7.1579	0.972	0.964	0.958
0.48	3.20	7.3726	8.2331	7.1768	0.973	0.966	0.961
0.48	3.40	7.3843	8.2495	7.1936	0.975	0.968	0.963
0.48	3.60	7.3946	8.2642	7.2086	0.976	0.970	0.965
0.48	3.80	7.4039	8.2774	7.2220	0.978	0.972	0.967
0.48	4.00	7.4122	8.2892	7.2342	0.979	0.973	0.968
0.48	4.20	7.4198	8.3000	7.2452	0.980	0.974	0.970
0.48	4.40	7.4267	8.3098	7.2552	0.981	0.975	0.971
0.48	4.60	7.4330	8.3187	7.2643	0.981	0.976	0.972
0.48	4.80	7.4388	8.3269	7.2727	0.982	0.977	0.974
0.48	5.00	7.4441	8.3345	7.2805	0.983	0.978	0.975
0.48	5.50	7.4557	8.3511	7.2974	0.984	0.980	0.977
0.48	6.00	7.4655	8.3649	7.3116	0.986	0.982	0.979
0.48	6.50	7.4737	8.3766	7.3236	0.987	0.983	0.980
0.48	7.00	7.4808	8.3867	7.3339	0.988	0.984	0.982
0.48	7.50	7.4869	8.3954	7.3429	0.989	0.985	0.983
0.48	8.00	7.4923	8.4031	7.3507	0.989	0.986	0.984
0.48	8.50	7.4970	8.4098	7.3576	0.990	0.987	0.985
0.48	9.00	7.5012	8.4159	7.3638	0.990	0.988	0.986
0.48	9.50	7.5050	8.4212	7.3693	0.991	0.989	0.987
0.48	10.00	7.5084	8.4261	7.3743	0.991	0.989	0.987
0.48	12.00	7.5192	8.4415	7.3901	0.993	0.991	0.989
0.48	14.00	7.5269	8.4525	7.4014	0.994	0.992	0.991
0.48	16.00	7.5327	8.4608	7.4099	0.995	0.993	0.992
0.48	18.00	7.5372	8.4672	7.4165	0.995	0.994	0.993
0.48	20.00	7.5408	8.4724	7.4218	0.996	0.995	0.994

6. その他

6.1. 主な締固め工法一覧

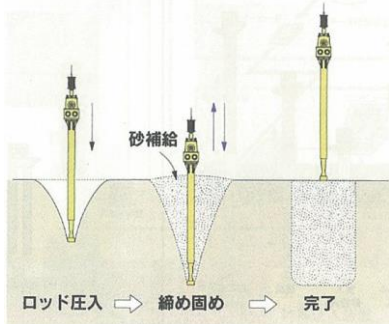
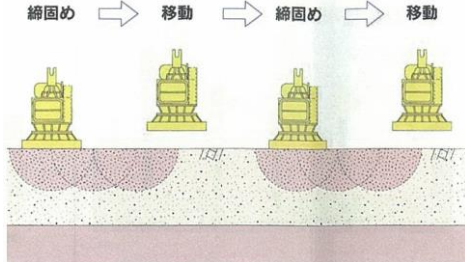
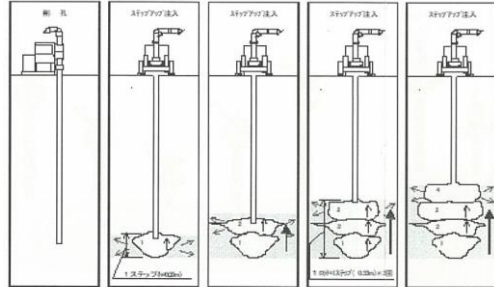
参考として陸上施工および海上施工における、主な締固め工法を次頁以降に示す。

表 6.1 陸上施工の主な締固め工法(1/2)

原 理		圧密・締固め			
工法名称		陸上コンポーザー (打戻し式サンドコンパクションバイル工法)	SAVEコンポーザー (静的締固め砂杭工法)	リソイルコンポーザー (建設発生土利用コンポーザー)	ノンフローコンポーザー (大口径砕石コンパクションバイル工法)
工法概要		地盤中に振動機（バイブロハンマー）を用いてケーシングを貫入させ、所定の深度よりこれを引き抜き、材料である砂などを排出し、更にこれを打ち戻すことにより良く締め固めた砂杭を造成する。 緩い砂地盤に対しては密度の増加により地盤全体を締固め、粘性土地盤に対しては粘性土と砂杭の複合地盤を形成し地盤を強化する。陸上および海上など幅広く様々な環境において適用されている最も代表的なサンドコンパクションバイル工法。 	地盤中に油圧式の強制昇降装置を用いた回転圧入施工によりケーシングを貫入させ、材料砂の排出打ち戻しを細かく行う「ウェーブ施工」により締め固めた砂杭を造成する静的なサンドコンパクションバイル工法（静的締固め砂杭工法）。 	中詰め材を砂の代わりに、建設発生土に細粒分含有率が25%程度以下の土材料を用いてサンドコンパクションバイルを打設する工法。地盤改良と建設発生土の処分を同時に行うことを可能としている。 粘性土地盤を対象とする場合は人工排水材を杭の周囲に打設して地盤の排水効果の補助としている。 	コンパクションバイル工法の一つでオールケーシングを用いケーシング内の土砂を排出して砕石や砂利等を投入し、モンケンで締め固めることによりよく締まった大口径の砕石杭を低振動で造成する工法。 
適用地盤		砂質土、粘性土、有機質土等ほとんど全ての土質	砂質土、粘性土、有機質土等ほとんど全ての土質	砂質土、粘性土、有機質土等ほとんど全ての土質	主に粘性土、有機質土
施工深度		45m程度	25m程度	25m程度	20m程度
使用材料		砂、砕石、（スラグ、再生砕石）等	砂、砕石、（スラグ、再生砕石）等	建設発生土・石炭灰・鉍滓・（人口排水材）	主に砕石、砂利等
標準仕様		ケーシング径φ400mm（標準） 出来上がり径φ700mm（標準）	ケーシング径φ400mm 出来上がり径φ700mm	ケーシング径φ400mm 出来上がり径φ700mm	ケーシング径φ1000mm程度 出来上がり径φ1000mm程度
施工実績		非常に多い	H17年度現在400件以上	中部電力碧南火力発電所他数件	30件程度
適用目的		液状化対策、盛土の安定、沈下対策、タンク基礎等	液状化対策、盛土の安定、沈下対策、タンク基礎等	液状化対策、盛土の安定、沈下対策、タンク基礎等	盛土の安定、沈下対策
環境	振動		ほとんど無い	比較的大きい	比較的小さい
	騒音	比較的大きい	小さい	比較的大きい	比較的小さい
	変位	比較的大きい	比較的小さい	比較的大きい	比較的小さい
特徴	長所	・粘性土、砂質土など殆ど全ての地盤に対して効果を有する。 ・締固めによる密度の増加、地盤の水平抵抗の増加、複合地盤によるせん断抵抗の増加および沈下量の低減、ドレーンとしての圧密促進など様々な改良効果を併せ持つ。	・施工される砂杭強度及び改良効果は陸上コンポーザーと同等である。 ・バイブロを用いず強制昇降装置を用いて静的に締固めることから、打診による乱れの影響が少ない。	・従来廃棄処分されてきた建設発生土を有効利用して発生土処分の費用が節約できる。	・振動、騒音の影響は小さい。 ・大断面の砕石杭を確実に施工できる。 ・他のコンポーザー工法に比べると施工機の高さが低いため空域制限下での施工には有利である。
	短所	・騒音、振動および周辺構造物の変位などの周辺環境への配慮が必要となる。 ・粘性土に対しては打設直後に乱れの影響がある。（1～3ヶ月程度で強度を回復する）	・バイブロ式のコンポーザーと比較すると施工能率が落ちるためやや割高になる。	・使用する材料や対策の目的によっては人口排水材を併用する必要がある。	・施工費が割高なため近年ではSAVEコンポーザーに代替される傾向にある。
コスト ※) （材工共）		4,000円/m（φ700mm）	6,000円/m（φ700mm）	3,500円/m （人口排水材及び中詰材費は除く）	20,000円/m（φ1000mm）
能率 ※)		165m/日（φ700mm）	140m/日（φ700mm）	150m/日	20m/日（φ1000mm）

※) 杭長15mを標準としてコスト・能率を換算（杭長その他条件により変動する）。

表 6.2 陸上施工の主な締固め工法(2/2)

原 理		締 固 め		
工法名称		パイプロッド (振動棒工法)	マンモスパイプロタンパー (表層締固め工法)	
工法概要		パイプロハンマーに接続した各種の特殊圧入ロッドを振動圧入することによって、緩い砂質地盤を締め固める工法で、ロッドの先端および側面形状によりNFコンパクション工法、KFコンパクション工法の2つのタイプがある。 	砂質地盤の支持力の増大を図る表層締固め工法の一つで、強力な振動機と大型のタンパーを組み合わせた密度増大工法であり、表層地盤の締め固めを対象としたものである。クローラークレーンにパイプロハンマーを直結したダンパーを吊りながら地表面を締め固める。 	コンパクショングラウチングダンパーシステム (静的圧入締固め工法) きわめて流動性の低いモルタルなどの注入材を地盤に注入し、地盤を押し広げることで締め固め、密度を増大させ地震時の液状化を防止する工法。  ボトムアップ方式
適用地盤		緩い砂質地盤	砂質土	緩い砂地盤
施工深度		20m程度	3～5m (改良効果が及ぶ深度)	20m程度
使用材料		現地土、碎石、スラグ等	なし	セメント、粒度調整骨材
標準仕様		出来上がり径φ500～600mm程度	□2.0×2.0m、□3.0×3.0m	φ700mm相当
施工実績		50件程度	関西国際空港など20件程度	東京国際空港旅客ターミナル等28件 (2005年研究会実績)
適用目的		護岸・岸壁背面等の液状化対策	タンク基礎、空港路床等表層締固め	既設構造物付近・直下、狭隘な場所での新設構造物
環境	振動	比較的大きい	比較的大きい	ほとんど無い
	騒音	比較的大きい	比較的大きい	小さい
	変位	比較的小さいが注意を要する	比較的小さい	大きい (注入順序によって対応可能)
特徴	長所	・液状化防止に効果的である。 ・施工機械が機動性に富み、施工能率が高い経済的な工法である。 ・使用材料に現地土が利用できる。	・機動性に優れ、施工能率もよいため安価である。 ・コンポーザーやパイプロッドなどと併用することにより深層から表層に至る締め固めを確実に行うことができる。	・特殊ポンプを用いた静的圧入により、無振動、低騒音で地盤を締め固める。 ・地盤／構造物変位が小さく、既設構造物にも適用可能。 ・小型ボーリングマシンが設置できる程度の作業空間で施工可能。 ・対象地盤の上部に硬い地盤が存在しても適用可能。
	短所	・細粒が多いと改良効果が低下する。 ・改良対象土層上に粘性土層が挟んでいる場合は材料の供給ができない場合がある。 ・材料の使用量の管理が難しい (試験施工等で確認)。	・振動、騒音の影響が大きく市街地などでの施工は困難である。 ・対象深度の深い改良には不適。	・砂杭による締め固めに比べ、工費・工期ともに大きい。
コスト ※) (材工共)		2,600円/m (φ600mm、材料費含む)	800円/m ² (タンパーサイズ2.0×2.0m)	31,000円/m (17°ラトン2マシン、切削マシン2) 35,000円/m (17°ラトン1マシン、切削マシン1)
能率 ※)		310m/円 (φ600mm)	460m ² /円 (タンパーサイズ2.0×2.0m)	32m/日 (17°ラトン2マシン、切削マシン2) 16m/日 (17°ラトン1マシン、切削マシン1)

※) 杭長15mを標準としてコスト・能率を換算 (杭長その他条件により変動する)。

表 6.3 海上施工の主な締固め工法

原 理		圧密・締固め
工法名称		海上コンポーザー (打ち戻し式サンドコンパクションパイル工法)
工法概要		SAVEマリン (無振動低騒音型海上コンポーザー) 強制昇降装置を用いて、ケーシングを貫入させ、材料砂の排出打ち戻しを細かく行う「ウェーブ施工」により締め固めた砂杭を造成する静的な海上サンドコンパクションパイル工法（静的締固め砂杭工法）。
適用地盤		砂質土、粘性土、有機質土等ほとんど全ての土質
施工深度		70m程度（水面下）
使用材料		砂、碎石、（スラグ、再生碎石）等
標準仕様		ケーシング径φ800～1200mm 出来上がり径φ1000～2000mm
施工実績		非常に多い
適用目的		護岸・岸壁防波堤の基礎等
環境	振動	比較的大きい
	騒音	比較的大きい
	変位	比較的大きい
特徴	長所	・置換率30%程度の低置換から80%程度の高置換まで幅広い範囲で改良仕様の設定が可能であり、改良目的に応じた有効な対策を講じることが可能である。 ・3連装の専用船による施工となるため施工能率が高い。 ・粘性土、砂質土など殆ど全ての地盤に対して効果を有する。 ・締固めによる密度の増加、地盤の水平抵抗の増加、複合地盤によるせん断抵抗の増加および沈下量の低減、ドレーンとしての圧密促進など様々な改良効果を併せ持つ。
	短所	・騒音、振動、周辺構造物の変位など周辺環境への配慮が必要となる。 ・粘性土に対しては打設直後に乱れの影響がある。（1～3ヶ月程度で強度は回復する） ・砂杭打設による盛り上りを考慮する必要がある。
コスト ※ （材工共）		30,000円/m（3連装φ2000mm 50m級 杭長30m）
能率 ※		340m/日（φ2000mm）
		37,000円/m（1連装φ1000mm）
		90m/日（1連装）

※）杭長15mを標準としてコスト・能率を換算（杭長その他条件により変動する）。

6.2. 標準材料と破碎瓦の材料費の概算比較

参考として、想定する用途の標準材料と破碎瓦の運搬費を加味した材料費の概算比較を行った結果を以下に示す。標準材料および破碎瓦の運搬費込みの材料費の算出条件は表 6.4～表 6.5 に示す通りである。表 6.5 の供給量試算は、H27d の愛知県陶器瓦工業組合へのヒアリング結果に基づく破碎瓦の年間発生量(約 6～6.5 万トン)とその内訳、最大貯蔵可能量を考慮して算出した工事現場への供給量の概算値である。

表 6.4 標準材料と破碎瓦の材料費の算出条件

項目	標準材料	破碎瓦
材料費	愛知県内の港湾工事で	愛知県陶器瓦工業組合へのヒアリング結果に基づく。
運搬費	の実勢調査に基づく現地渡し価格(運搬費込み)を参照。	表 6.5 で試算した想定工事への供給量を、港湾土木請負工事積算基準(平成 28 年度改訂版) ²⁾ に基づいて出荷工場からの運搬距離(10km、50km、100km)に応じた運搬費を算出。

表 6.5 破碎瓦の供給可能量の試算(概算)

		破碎瓦	
		瓦用原材料 粘土への還元	リサイクル資材 ・土木資材
発生量(t)	年間	60,000	
		37,000	23,000
	月別	3,083	1,917
最大貯蔵可能量(t)		13,000	

※H27dヒアリング調べに基づく。

港湾施設への供給可能量の試算		備考
供給可能量(t)	7,667	リサイクル資材・土木資材の月別発生量*4ヶ月分
貯蔵可能量(t)	13,000	
工期内の供給可能量(t)	20,667	供給可能量+貯蔵可能量
破碎瓦の湿潤密度(t/m ³)	1.49	湿潤密度試験結果より
工事現場への供給量(m ³)	13,870	工期内の供給可能量/湿潤密度

運搬費(陸上運搬 or 海上運搬)を考慮した破碎瓦(0-20mm、5-20mm)と標準材料との価格比を表 6.6～表 6.7、図 6.1 に示す。この結果より以下の可能性があることがいえる。

- ① 標準材料との比較から、破碎瓦 0-20mm を用いると経済的に有利となる。
- ② 標準材料との比較から、運搬距離が約 40km 圏内の地域であれば、破碎瓦は経済的に有利となる。

²⁾公益社団法人日本港湾協会：港湾土木請負工事積算基準(平成 28 年度改訂版)、平成 28 年 4 月

表 6.6 運搬費を考慮した破碎瓦(0-20mm)と標準材料の価格比

			運搬距離			備考
			10 km	50 km	100 km	
価格比	【裏埋材】砂との比較	陸上運搬	0.97	2.17	3.68	ダンプトラック(10t)運搬 バックホウ山積0.8m ³ 、土砂、DID無
		海上運搬	1.41	2.16	3.10	ガット船海上運搬投入 3.0m ³ 、850m ³ 積、運8h航4h
	【裏込材】栗石との比較	陸上運搬	0.52	1.15	1.95	
		海上運搬	0.75	1.15	1.64	

表 6.7 運搬費を考慮した破碎瓦(5-20mm)と標準材料の価格比

			運搬距離			備考
			10 km	50 km	100 km	
価格比	【裏埋材】砂との比較	陸上運搬	2.55	3.75	5.25	ダンプトラック(10t)運搬 バックホウ山積0.8m ³ 、土砂、DID無
		海上運搬	2.99	3.74	4.68	ガット船海上運搬投入 3.0m ³ 、850m ³ 積、運8h航4h
	【裏込材】栗石との比較	陸上運搬	1.35	1.99	2.79	
		海上運搬	1.59	1.99	2.48	

※1)価格比＝破碎瓦の価格(運搬費込み)／標準材料の価格(運搬費込み)より算出。

※2)破碎瓦の価格は、愛知県陶器瓦工業組合殿へのヒアリング価格(工場渡し)に、別途運搬費を考慮して算出。

※3)標準材料の価格は、愛知県内の実勢調査価格(運搬費込み)を参照して設定。

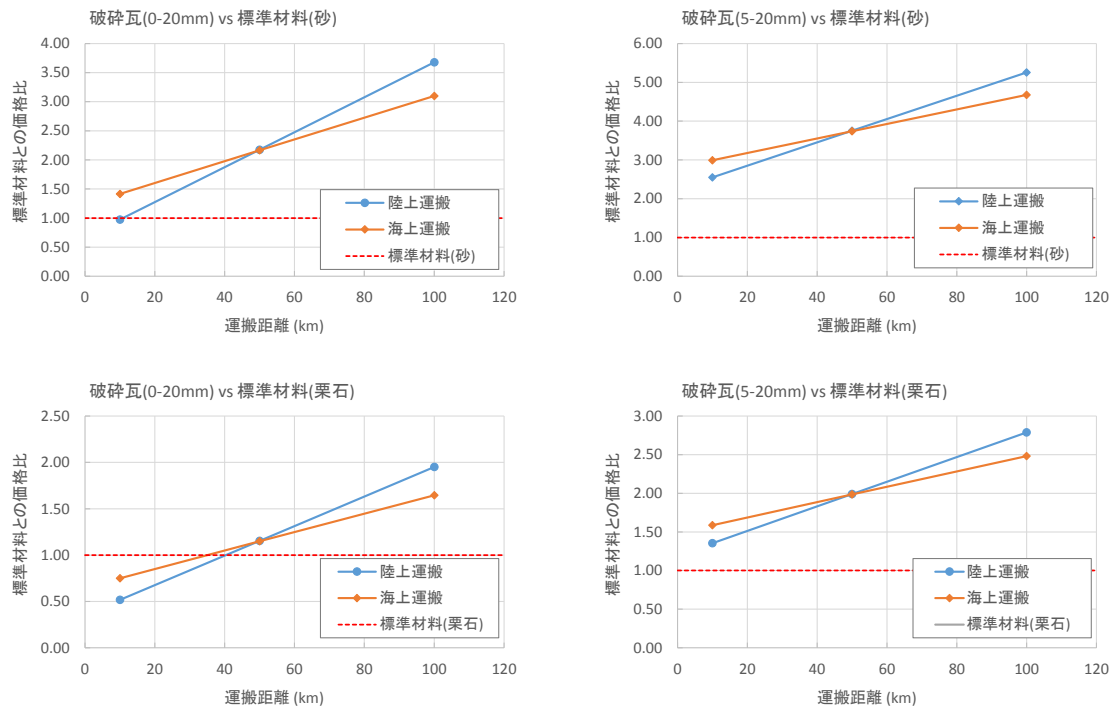


図 6.1 運搬費を考慮した破碎瓦と標準材料の価格比

6.3. 土留矢板に作用する主働土圧の低減効果

標準材料(例えば砂や栗石)と破碎瓦の単位体積重量と比較すると、破碎瓦は軽量であることから土圧低減材料として有効であることがいえる。

そこで、図 6.2 に示す断面を仮定し、気中部の雑石(図面中の黄色に着色した範囲)を破碎瓦に代替した場合における岸壁主要部材の安定計算を行った。主な設計条件は表 6.8 に示す通りである。このうち、本技術資料ではモデル断面においてより厳しい条件である変動状態(レベル 1 地震動)に関する試計算を行った。

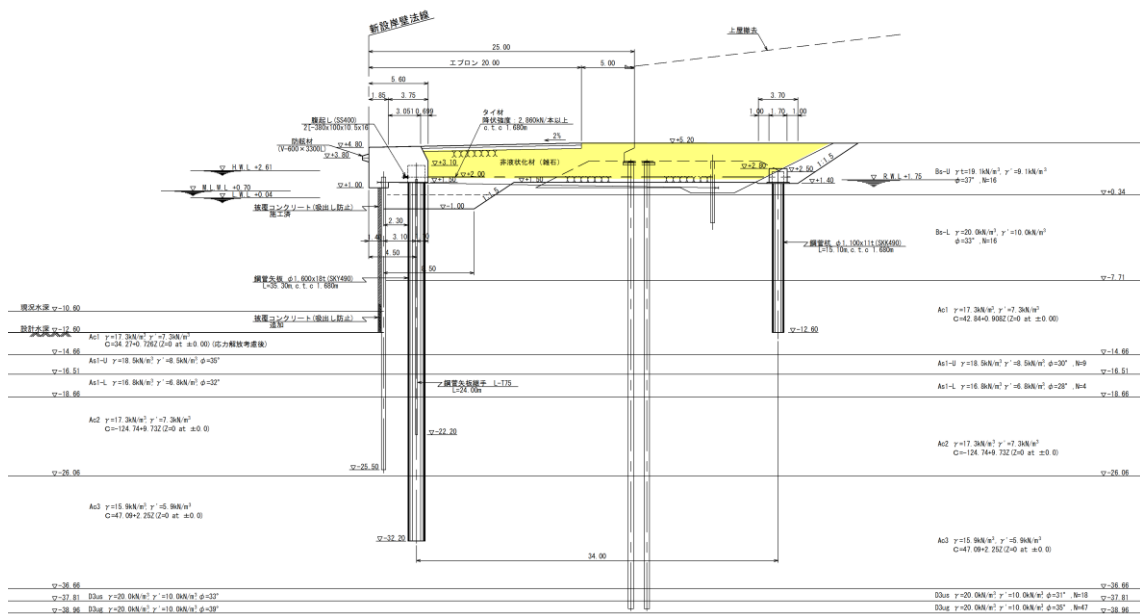


図 6.2 モデル断面

表 6.8 設計条件一覧

上載荷重	永続状態	$W=10.0 \text{ kN/m}^2$
	変動状態(レベル 1 地震動)	$W= 5.0 \text{ kN/m}^2$
照査用震度		$kh=0.25$
設計水深		-12.60m
潮位	H.W.L.	$+2.61\text{m}$
	L.W.L.	$+0.04\text{m}$
残留水位	R.W.L.	$+1.75\text{m}$
タイ材取付高		$+2.00\text{m}$
耐用年数		50 年
埋立材料	ケース 1 : 雑石	$\gamma_t=18.0 \text{ kN/m}^3$ 、 $\phi=35.0^\circ$
	ケース 2 : 破碎瓦	$\gamma_t=14.2 \text{ kN/m}^3$ 、 $\phi=44.6^\circ$

変動状態(レベル1地震動)における照査結果一覧を表 6.9 に示す。

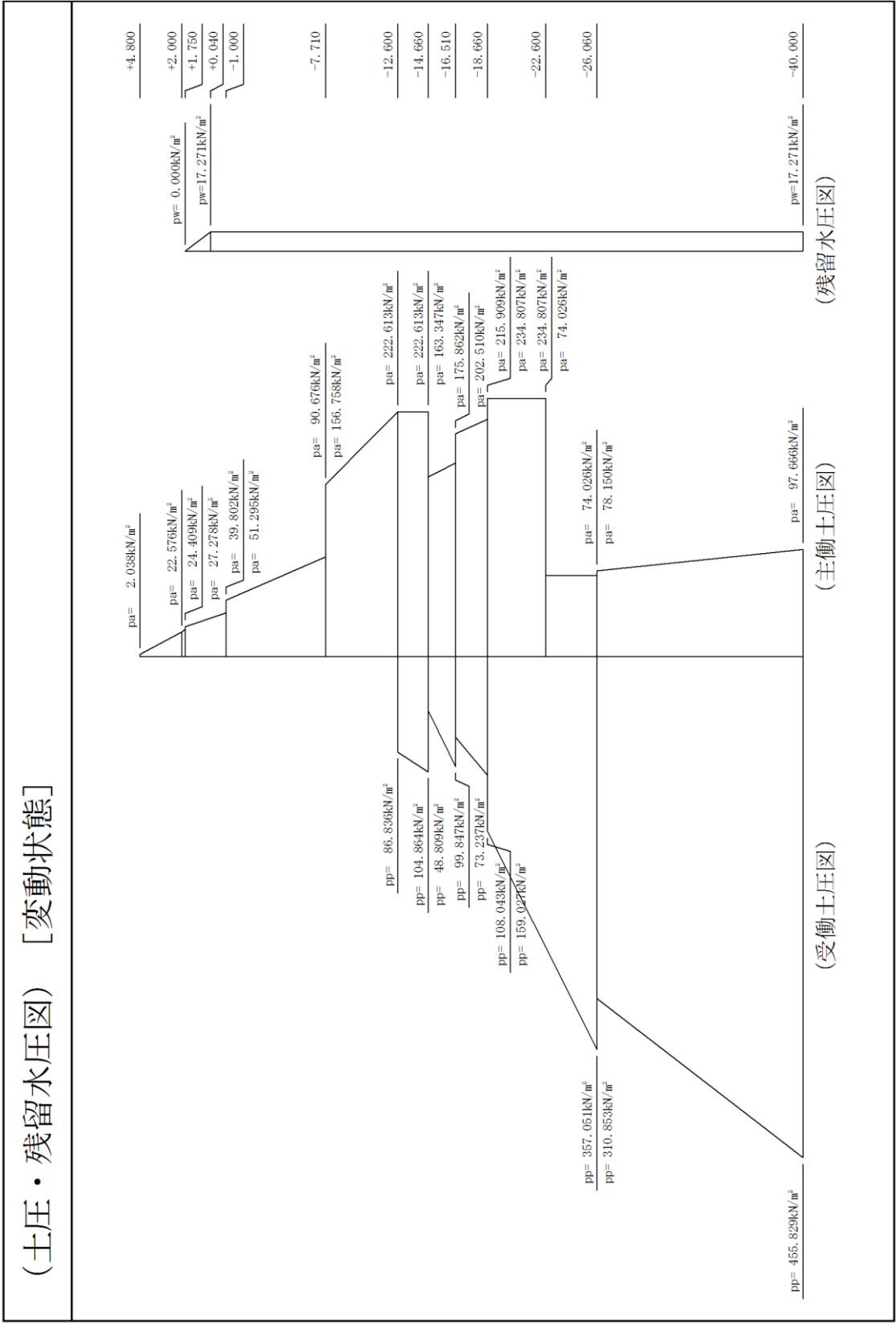
破砕瓦を適用することで作用土圧の低減を図ることができ、モデル検討断面においてはタイ材と控え工の諸元を落とすことが可能となり、より経済的な断面諸元を設定することが可能となることが確認できた(全体の鋼材料としては約 3.5%の縮減を達成)。各材料を想定した変動状態の土圧・残留水圧分布図は次頁に示す通りである。

表 6.9 モデル断面の変動状態(レベル1地震動)の照査結果一覧

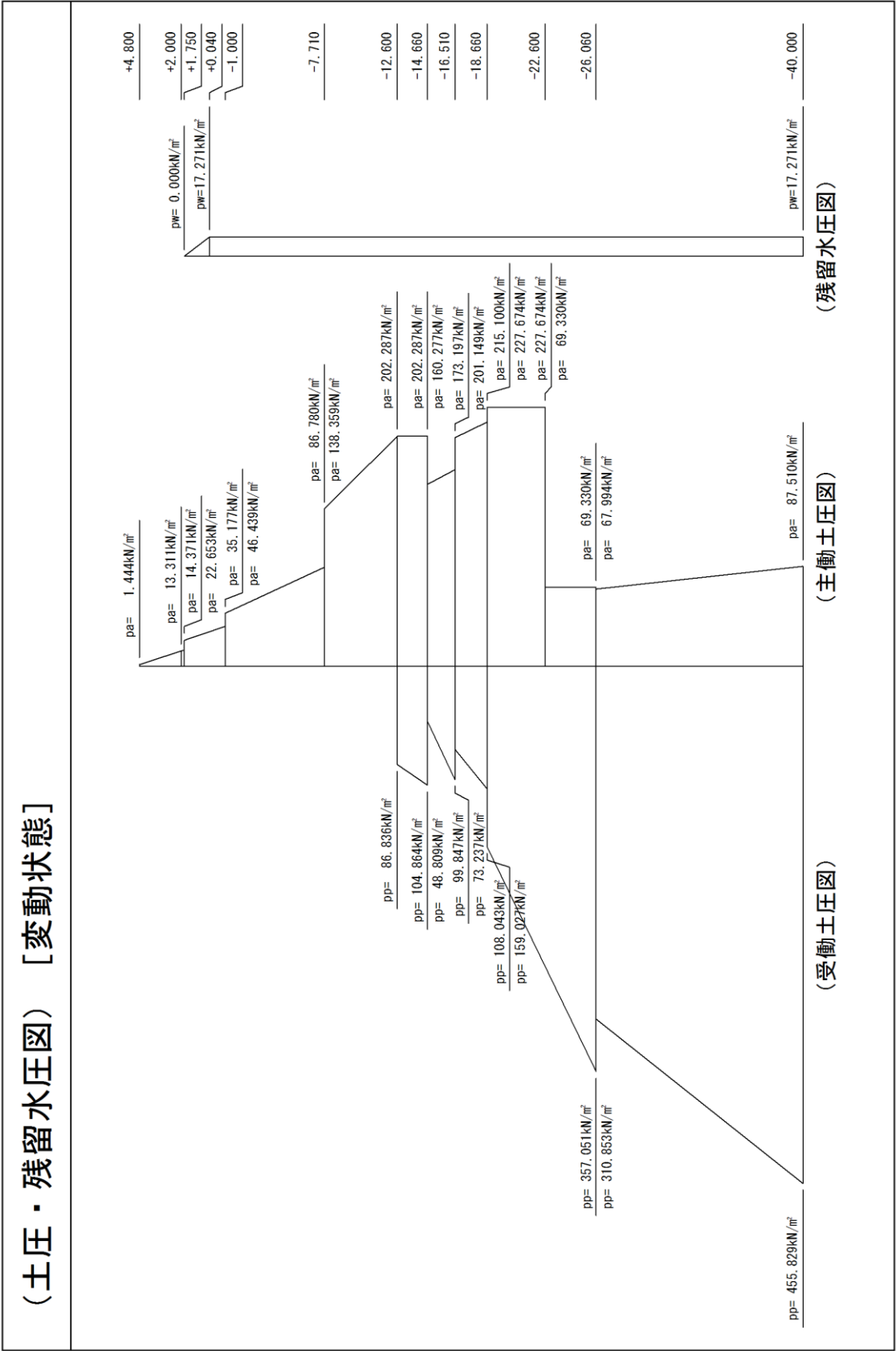
埋立材料		ケース1:雑石				ケース2:破砕瓦				備考
前面 矢板	諸元	φ 1600 x t18 (L-T)型[L-75x75x9]								
	応力度(N/mm ²)	309.1	≤	315.0	OK	290.4	≤	315.0	OK	
	根入れ深度(m)	-32.163				-32.163				
	施工根入れ深度(m)	-32.200				-32.200				
タイ 材	諸元	タイロープ: TR-450				タイロープ: TR-401				約12.2%の鋼材量縮減
	降伏荷重(kN)	2859.995	≤	2942.0	OK	2356.41	≤	2621.3	OK	
	タイ材長さ(m)	33.784				33.579				
	施工タイ材長さ(m)	34.000				34.000				
腹 起 し	諸元	2[-380×100×10.5×16.0								
	応力度(N/mm ²)	211.2	≤	235.0	OK	174	≤	235.0	OK	
控え 工	諸元	φ 1100 x t11				φ 1000 x t11				約14.0%の鋼材量縮減
	応力度(N/mm ²)	286	≤	315.0	OK	269.8	≤	315.0	OK	
	根入れ深度(m)	-12.547				-11.722				
	施工根入れ深度(m)	-12.600				-11.800				

※全体鋼材量として約3.5%の鋼材量縮減

6.3.1. 雑石を想定した場合の土圧・残留水圧分布図



6.3.2. 破碎瓦を想定した場合の土圧・残留水圧分布図



参考文献

- 1) 森河由紀弘、前田健一、張鋒：リサイクル材料である破碎瓦の有効利用(第1回)「地盤材料として見た破碎瓦の物理特性や力学特性」、2014.(巻末に添付)
- 2) 森河由紀弘、前田健一、張鋒：リサイクル材料である破碎瓦の有効利用(第2回)「破碎瓦を用いた液状化対策」、2014. (巻末に添付)
- 3) 前田健一、森河由紀弘：平成27年度破碎瓦の港湾工事等への適用性検討委員会(第1回(案))、2016.
- 4) 愛知県陶器瓦工業組合：瓦の生産過程で発生する規格外瓦の有効利用に関する調査研究報告書、平成21年2月
- 5) 堀智之、張鋒、前田健一：「規格外瓦破碎材シャモットの地盤材料としての物理・力学特性」、土木学会回年次学術講演会講演概要集, Vol.66, No.III-413, pp825-826, 2011.
- 6) 経済産業省産業技術環境局：基準認証ユニット「コンクリート用及び道路用スラグ骨材の利用促進を図るために(資料2)」、平成23年7月13日
<http://www.jisc.go.jp/newstopics/2011/201107Slag_aggregate.htm>
- 7) 国土交通省港湾局：港湾空港等におけるリサイクルガイドライン(改訂)、平成27年12月
- 8) 国土交通省港湾局：浚渫土砂の海洋投入及び有効利用に関する技術指針(改訂案)、平成25年7月
- 9) 愛知県公式 web サイト、建設企画課「44万トンを超える再生資源が有効に活用されました～平成26度あいくる材の利用実績集計」、2015年7月更新
<<http://www.pref.aichi.jp/soshiki/kensetsu-kikaku/0000085304.html>>

添 付 資 料



It's a small world after all

リサイクル材料である破碎瓦の有効利用 ～第1回～

「地盤材料として見た破碎瓦の物理特性や力学特性」

名古屋工業大学 高度防災工学センター 森河 由紀弘
前田 健一
張 鋒

2014年6月24日



本日のプログラム

<15:00～15:10>

◇財団御挨拶：

公益財団法人科学技術交流財団 業務部長 出口 和光 氏

<15:10～15:30>

◇座長挨拶，研究会趣旨説明：

名古屋工業大学 都市社会工学科 助教 森河 由紀弘

<15:30～15:45>

◇メンバー紹介： 参加者全員

<15:45～16:45>

◇話題提供：「地盤材料として見た破碎瓦の物理特性や力学特性」

名古屋工業大学 都市社会工学科 助教 森河 由紀弘

<16:45～16:55>

◇座長総括、次回予定等：座長

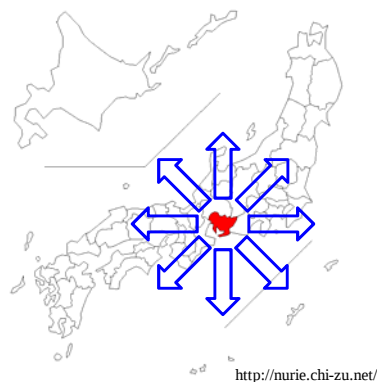
<16:55～17:55> ライトパーティー



研究会の趣旨①

研究会の概要

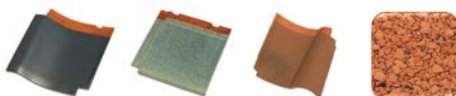
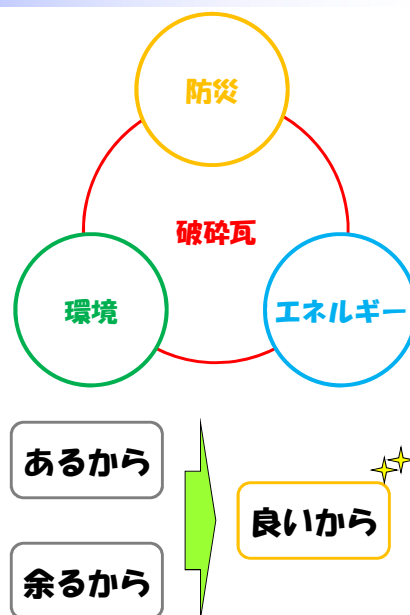
愛知県の特産品である三州瓦を細かく砕いた破碎瓦（シャモット）がリサイクル資源として大きな関心を集めており、名古屋工業大学・愛知陶器瓦工業組合・愛知県は共同で**破碎瓦の有効性**について様々な検証を行ってきました。本研究会では破碎瓦の有効性について更なる検証を行い、愛知県から**全国に向けた普及活動**を行います。



研究会の趣旨②

研究会のねらい・目標

- 様々な用途への適用性，利用方法の拡大を目指し，種々の分野からの情報収集を行い，破碎瓦の**付加価値を向上**させます。
- 早期実用化**を目指し様々な分野と連携，製品としての性能評価，目的ごとの仕様選定・評価，安全性の確認など，**残された課題の抽出**を目標にしています。
- 破碎瓦ブランドを確立し恒久的な材料とするために，安定した**製品品質**や**供給能力**の確保を目標とし，残された課題の整理と対応方法を検討します。



今までの研究活動

瓦破碎物を車道路盤に

高浜で1年かけ実証試験

[illegible]

りする。ダンブが一日目始まる頃、温度を測るせいで、雪がたわんだり、下がったり、調子が悪くないかを一年かけて調査する。

研究チームでは、「有効と判明すれば、規格外互瓦のリサイクルの道が広がる」と話している。

(中山 隆雄)

▲改修工事現場を指した阪南市の武蔵公園

破碎瓦で運動場排水4倍

(2013年4月12日)

県陶器瓦組合が新路盤材披露

[illegible]

まずは粘土瓦について...

釉薬瓦（陶器瓦）



伝統的な和瓦の系譜
を受け継ぐデザイン



凹凸をなくした平板
状のデザイン

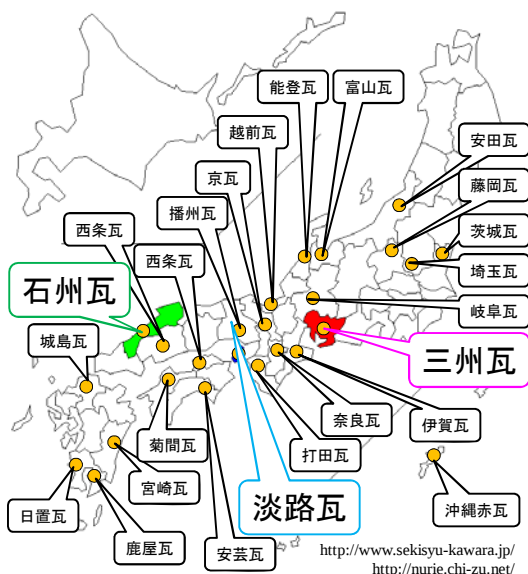


西洋建築とともに移入されたデザイン

いぶし瓦



釉薬を使わず、焼成したあとに空気を完全に遮断、「むし焼き」にする燻化工程が特徴



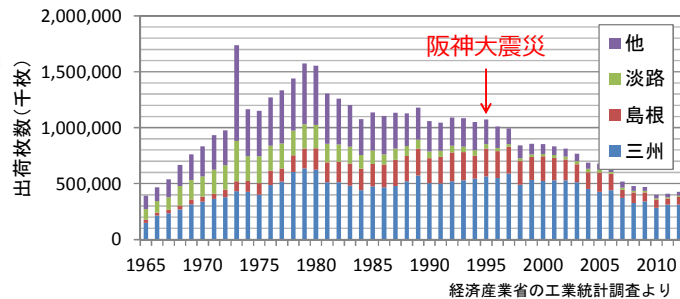
<http://www.sekisyu-kawara.jp/>
<http://nurie.chi-zu.net/>



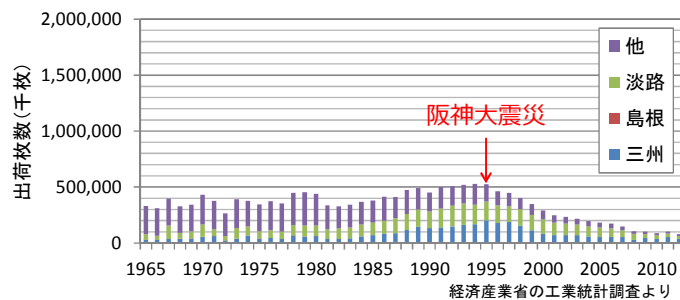
粘土瓦の出荷枚数の推移



釉薬瓦
(ゆうやくがわら)



いぶし瓦
(炭素コーティング)



粘土瓦三大産地における出荷枚数(2012年)

○三州瓦(愛知県)

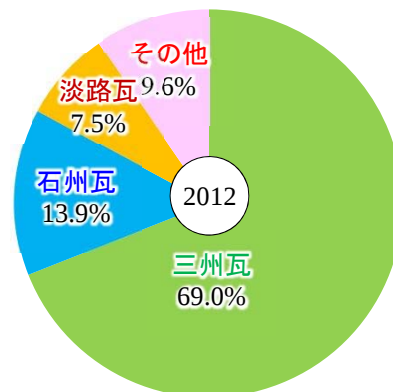
- ・焼成温度：1130℃以上
- ・釉薬瓦，いぶし瓦共に日本最大の瓦の産地
- ・耐久性、耐震性が高く、F形瓦等の瓦の種類、色種など豊富

○淡路瓦(兵庫県)

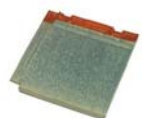
- ・焼成温度：1000℃以上
- ・いぶし瓦を得意としており，全国シェアの3割以上

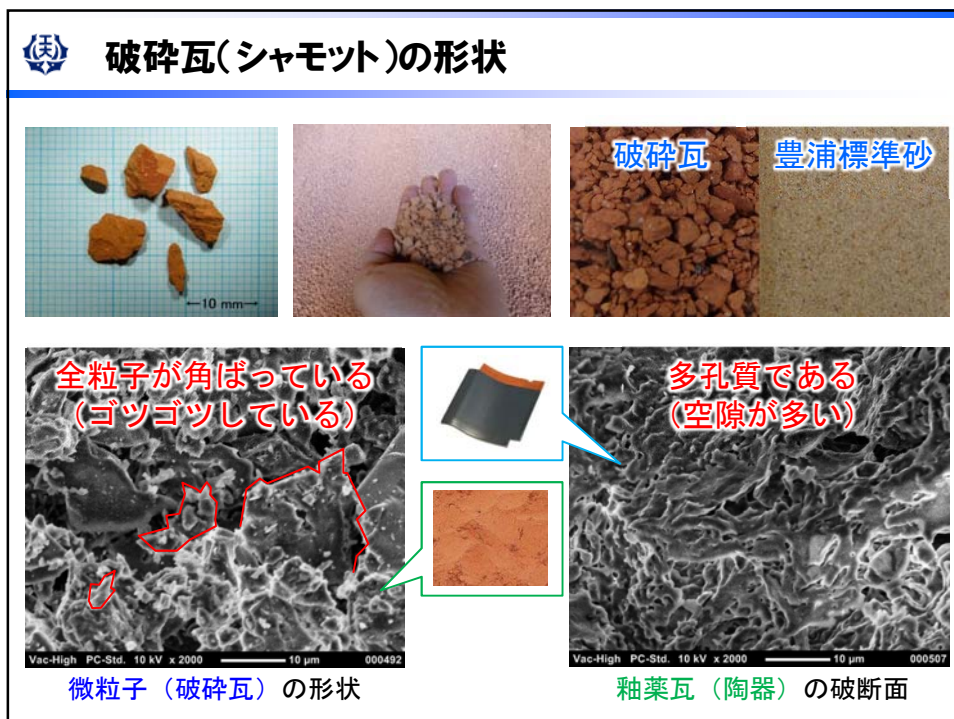
○石州瓦(島根県)

- ・焼成温度：1200℃以上
- ・凍害や塩害に強い
- ・現在，いぶし瓦は生産していない



経済産業省の工業統計調査より







破砕瓦の安全性①【環境基準-1】

土壌の汚染に係る環境基準(環境省告示第46号)-1

分析項目	単位	調査結果	基準値	判定
カドミウム	mg/L	0.001未満	0.01mg/L 以下	○
全シアン	mg/L	検出されず	未検出	○
有機燐(りん)	mg/L	検出されず	未検出	○
鉛	mg/L	0.005未満	0.01mg/L 以下	○
六価クロム	mg/L	0.01未満	0.05mg/L 以下	○
砒(ひ)素	mg/kg	0.4未満	15mg/土壌1kg 未満	○
総水銀	mg/L	0.0005未満	0.0005mg/L 以下	○
アルキル水銀	mg/L	検出されず	未検出	○
P C B	mg/L	検出されず	未検出	○
銅	mg/kg	1.8	125mg/土壌1kg 未満	○
ジクロロメタン	mg/L	0.002未満	0.02mg/L 以下	○
四塩化炭素	mg/L	0.0002未満	0.002mg/L 以下	○
1, 2-ジクロロエタン	mg/L	0.0004未満	0.004mg/L 以下	○
1, 1-ジクロロエチレン	mg/L	0.002未満	0.02mg/L 以下	○
シス-1, 2-ジクロロエチレン	mg/L	0.004未満	0.04mg/L 以下	○



破砕瓦の安全性②【環境基準-2】

土壌の汚染に係る環境基準(環境省告示第46号)-2

分析項目	単位	調査結果	基準値	判定
1, 1, 1-トリクロロエタン	mg/L	0.001未満	1mg/L 以下	○
1, 1, 2-トリクロロエタン	mg/L	0.0006未満	0.006mg/L 以下	○
トリクロロエチレン	mg/L	0.002未満	0.03mg/L 以下	○
テトラクロロエチレン	mg/L	0.0005未満	0.01mg/L 以下	○
1, 3-ジクロロプロペン	mg/L	0.0002未満	0.002mg/L 以下	○
チウラム	mg/L	0.0006未満	0.006mg/L 以下	○
シマジン	mg/L	0.0003未満	0.003mg/L 以下	○
チオベンカルブ	mg/L	0.002未満	0.02mg/L 以下	○
ベンゼン	mg/L	0.001未満	0.01mg/L 以下	○
セレン	mg/L	0.002未満	0.01mg/L 以下	○
ふっ素	mg/L	0.11	0.8mg/L 以下	○
ほう素	mg/L	0.02未満	1mg/L 以下	○



破砕瓦の安全性③【農用地・土壤汚染基準】

農用地における土壤中の重金属等の蓄積防止に係る管理基準
(昭和59年環水土第149号)

分析項目	単位	調査結果	基準値	判定
亜鉛	mg/kg	49	120mg/kg	○

土壤汚染対策法に基づく含有量基準(環境省告示第19号)

分析項目	単位	調査結果	基準値	判定
カドミウム及びその化合物	mg/kg	5未満	150mg/L	○
六価クロム化合物	mg/kg	2未満	250mg/kg 以下	○
シアン化合物	mg/kg	1未満	50mg/kg以下 (遊離シアン)	○
水銀及びその化合物	mg/kg	0.05未満	15mg/kg 以下	○
セレン及びその化合物	mg/kg	0.5未満	150mg/kg 以下	○
鉛及びその化合物	mg/kg	5未満	150mg/kg 以下	○
砒素及びその化合物	mg/kg	0.5未満	150mg/kg 以下	○
ふっ素及びその化合物	mg/kg	10未満	4,000mg/kg 以下	○
ほう素及びその化合物	mg/kg	5未満	4,000mg/kg 以下	○



破砕瓦の安全性④【産業廃棄物の最終処分-1】

産業廃棄物の最終処分(海洋投入処分)に係る基準(環境省告示第13号)-1

分析項目	単位	調査結果	基準値	判定
アルキル水銀化合物	mg/L	検出されず	未検出	○
水銀又はその化合物	mg/L	0.0005未満	0.0005mg/L 以下	○
カドミウム又はその化合物	mg/L	0.005未満	0.01mg/L 以下	○
鉛又はその化合物	mg/L	0.01未満	0.01mg/L 以下	○
有機燐〈りん〉化合物	mg/L	検出されず	未検出	○
六価クロム化合物	mg/L	0.04未満	0.05mg/L 以下	○
砒〈ひ〉素又はその化合物	mg/L	0.005未満	0.01mg/L 以下	○
シアン化合物	mg/L	検出されず	未検出	○
PCB	mg/L	検出されず	未検出	○
トリクロロエチレン	mg/L	0.002未満	0.03mg/L 以下	○
テトラクロロエチレン	mg/L	0.001未満	0.01mg/L 以下	○
ジクロロメタン	mg/L	0.002未満	0.02mg/L 以下	○
四塩化炭素	mg/L	0.001未満	0.002mg/L 以下	○
1, 2-ジクロロエタン	mg/L	0.001未満	0.004mg/L 以下	○
1, 1-ジクロロエチレン	mg/L	0.002未満	0.02mg/L 以下	○



破砕瓦の安全性⑤【産業廃棄物の最終処分-2】

産業廃棄物の最終処分(海洋投入処分)に係る基準(環境省告示第13号)-2

分析項目	単位	調査結果	基準値	判定
シスー1, 2-ジクロロエチレン	mg/L	0.004未満	0.04mg/L 以下	○
1, 1, 1-トリクロロエタン	mg/L	0.001未満	1mg/L 以下	○
1, 1, 2-トリクロロエタン	mg/L	0.001未満	0.006mg/L 以下	○
1, 3-ジクロロプロペン	mg/L	0.001未満	0.002mg/L 以下	○
チウラム	mg/L	0.0006未満	0.006mg/L 以下	○
シマジン	mg/L	0.0003未満	0.003mg/L 以下	○
チオベンカルブ	mg/L	0.02未満	0.02mg/L 以下	○
ベンゼン	mg/L	0.001未満	0.01mg/L 以下	○
セレン又はその化合物	mg/L	0.005未満	0.01mg/L 以下	○
有機塩素化合物	mg/L	0.8未満	1mg/L 以下	○
銅又はその化合物	mg/L	0.01未満	0.14mg/L 以下	○
亜鉛又はその化合物	mg/L	0.01	0.8mg/L 以下	○
弗〈ふつ〉化物	mg/L	0.2	3mg/L 以下	○
ベリリウム又はその化合物	mg/L	0.02未満	0.25mg/L 以下	○
クロム又はその化合物	mg/L	0.02未満	0.2mg/L 以下	○



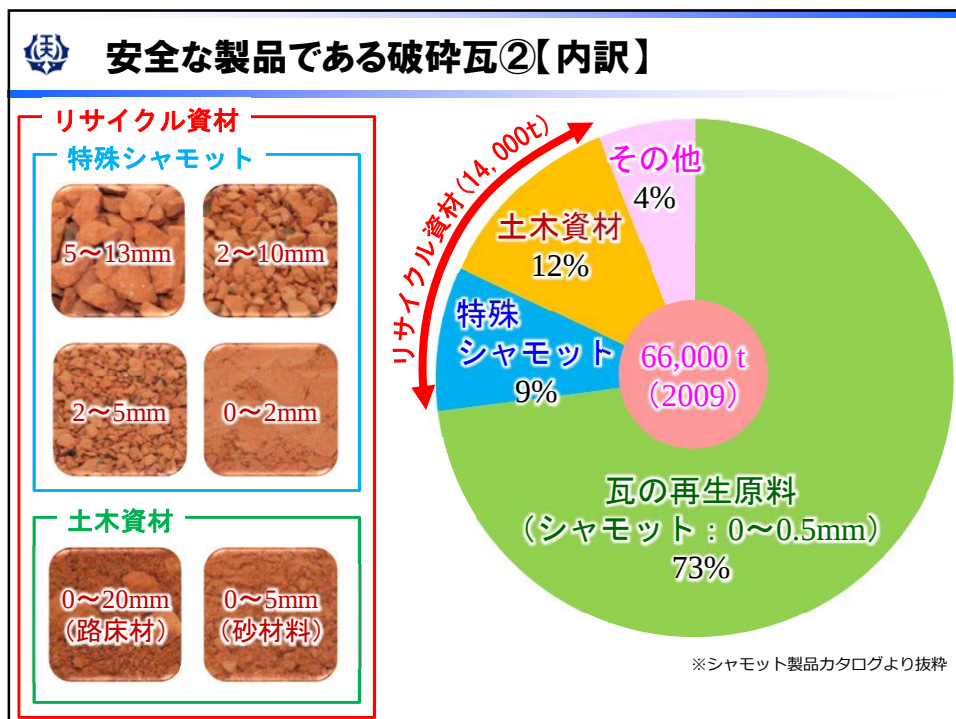
破砕瓦の安全性⑥【産業廃棄物の最終処分-2】

産業廃棄物の最終処分(海洋投入処分)に係る基準(環境省告示第13号)-3

分析項目	単位	調査結果	基準値	判定
ニッケル又はその化合物	mg/L	0.03未満	0.12mg/L 以下	○
バナジウム又はその化合物	mg/L	0.10	0.15mg/L 以下	○
フェノール類	mg/L	0.025未満	0.2mg/L 以下	○

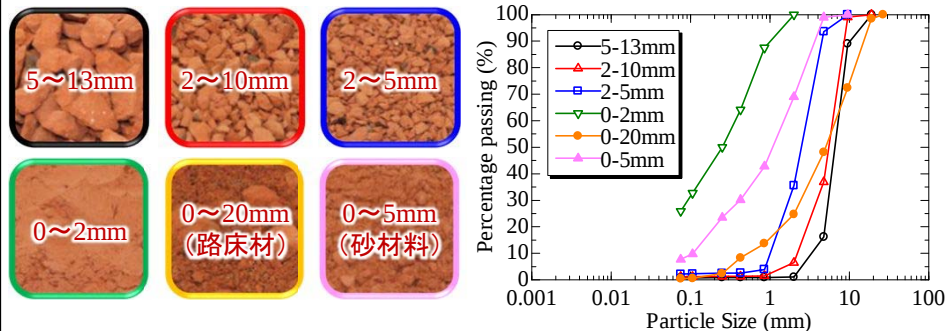
破砕瓦の安全性

- ・ 土壌の汚染に係る環境基準 (環境省告示第46号) クリア
- ・ 農用地における土壌中の重金属等の蓄積防止に係る管理基準 (昭和59年環水土第149号) クリア
- ・ 土壌汚染対策法に基づく含有量基準 (環境省告示第19号) クリア
- ・ 産業廃棄物の最終処分(海洋投入処分)に係る基準 (環境省告示第13号) クリア





安全な製品である破碎瓦③【粒度分布】

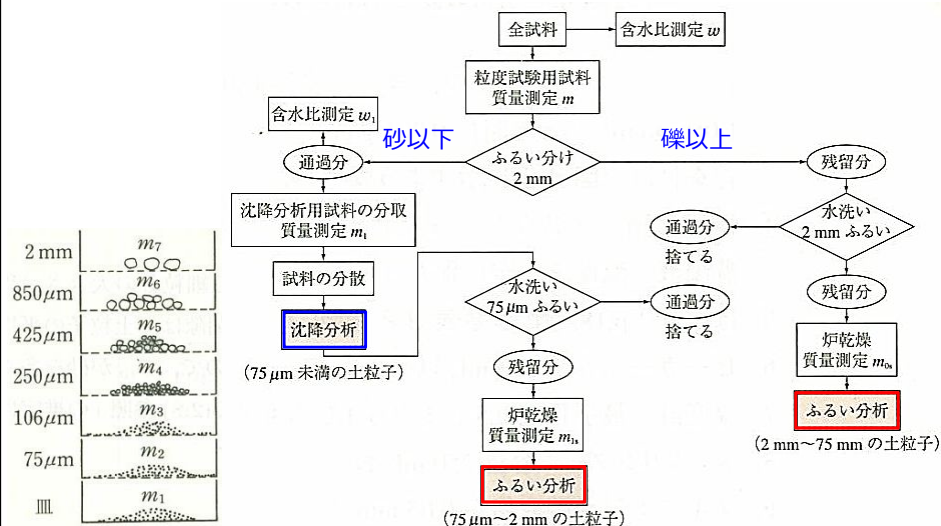


26.5mm
19.0mm
9.50mm
4.75mm
2.00mm
0.850mm
0.425mm
0.250mm
0.106mm
0.075mm

項目	5-13mm	2-10mm	2-5mm	0-2mm	0-20mm	0-5mm
最大粒径	19.0	19.0	9.50	2.00	26.5	9.50
60%粒径 D_{60}	7.21	6.15	2.88	0.36	6.67	1.49
50%粒径 D_{50}	6.56	5.50	2.48	0.25	5.02	1.08
30%粒径 D_{30}	5.42	3.90	1.72	0.092	2.43	0.42
10%粒径 D_{10}	3.33	2.21	1.00	—	0.53	0.11
均等係数 U_c	2.2	2.8	2.9	—	$10 \leq 12.6$	$10 \leq 13.9$
曲率係数 U'_c	1.2	1.1	1.0	—	$1 \leq 1.7 \leq 3$	$1 \leq 1.1 \leq 3$



補足：物理試験①【粒度試験-1】

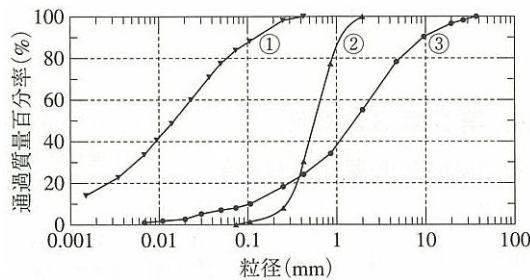


公益社団法人 地盤工学会：土質試験 基本と手引き（第2回改訂版），P27



補足：物理試験②【粒度試験-2】

		粒 径 (mm)									
		0.005	0.075	0.25	0.85	2	4.75	19	75	300	
粘土	シルト	細砂		中砂	粗砂	細礫	中礫	粗礫	粗石(コブル)	巨石(ボルダー)	
細 粒 分		粗 粒 分						石 分			



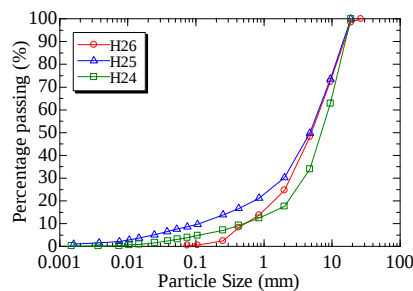
- ① 細粒分（粒径0.075mm）が多い土
- ② 粒径の範囲が狭く（粒径加積曲線の勾配が急）、似たような粒径ばかりが集まった土で締固め特性の悪い土。盛土には適さない。粒度の悪い土とも言う。
- ③ 粒径の範囲が広く（粒径加積曲線の勾配が緩やか）、色々な粒径が集まった土で締固め特性の良い土。粒度の良い土とも言う。

- 粒度が良い土：色々な粒径の土粒子があるため、土粒子間の隙間が埋まりやすい。
⇒締固め難いため、強度が出にくい。
- 粒度が悪い土：色々な粒径の土粒子が無いため、土粒子間の隙間が埋まりにくい。
⇒締固めしやすい、強度が出やすい。

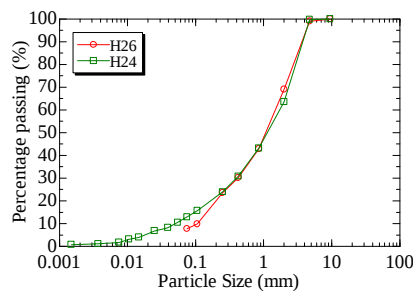
公益社団法人 地盤工学会：土質試験 基本と手引き（第2回改訂版），P27



【0-20mm】と【0-5mm】の粒度分布品質



【0~20mm】



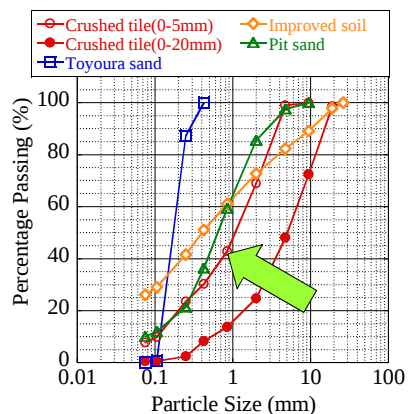
【0~5mm】

項目	0-20mm (H26)	0-20mm (H25)	0-20mm (H24)	0-5mm (H26)	0-5mm (H24)
最大粒径	26.5	19.0	19.0	9.50	9.50
60%粒径 D_{60}	6.67	6.56	8.98	1.49	1.79
50%粒径 D_{50}	5.02	4.80	7.22	1.08	1.18
30%粒径 D_{30}	2.43	1.97	4.09	0.42	0.40
10%粒径 D_{10}	0.53	0.11	0.51	0.11	0.05
均等係数 U_c	12.6	57.91	17.46	13.9	34.9
曲率係数 U_c'	1.7	5.2	3.6	1.1	1.8



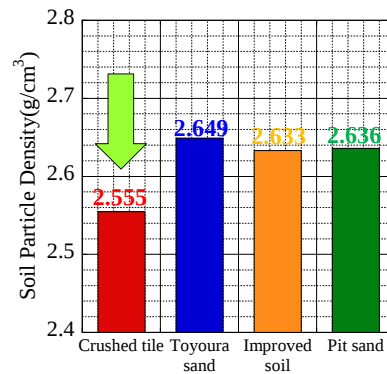
破碎瓦の特性(その1)

粒度試験



- 破碎瓦は埋戻し材に使われる「山砂」の粒度分布とほぼ同様である。

土粒子の密度試験



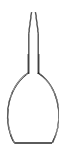
- 破碎瓦は土粒子自体に空隙が多いため、一般的な土に比べ土粒子の密度が軽い。



補足：物理試験③【土粒子の密度試験】

①試料の準備とピクノメータの計量

- ・ 1試料あたり3～5回試験を行い、特異値（エラー）は排除する。試験結果は3点の平均値となる。
- ・ ピクノメータの質量 m_1 (g)を電子天秤で0.001gまで計る。



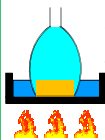
②ピクノメータと土（乾燥）の計量

- ・ ピクノメータに乾燥した試料を入れ、全体の質量を電子天秤で0.001gまで計る。



③試料中の空気を脱気する

- ・ 土が入った状態のピクノメータに水を入れ、煮沸を行い水、土中の空気を脱気する。
- ・ 真空ポンプを用いるのも有効。



④試料、ピクノメータの体積測定

- ・ 水温が常温に戻ったら、ピクノメータ全体に水を入れて重さを測る。この時、試験に用いる水の水温を計測しておく。
※水温の変化により水の密度が変化します。



⑤試料中の空気を脱気する

- ・ 試料を捨て、ピクノメータを十分に洗浄した後、ピクノメータを水で満たして重さを測る。
⇒ピクノメータの体積測定

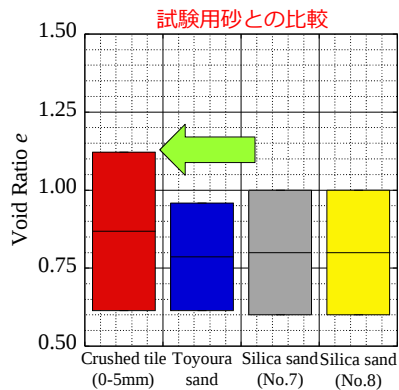


$$\begin{aligned} & \text{②} - \text{①} = \text{試料の重さ} \\ & \text{⑤} - \left[\text{④} - \text{②} - \text{①} \right] = \text{試料の体積} \end{aligned}$$



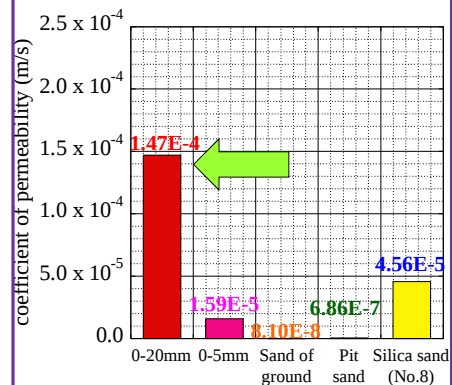
破碎瓦の特性(その2)

最小・最大密度試験(間隙比)



- 実験用の砂として最も一般的である豊浦標準砂等と比べ、**最大間隙比**が大きい。

透水試験



- 「0-20mm」の透水係数は「0-5mm」の10倍、一般的な埋戻し土である山砂の210倍程度である。



補足:物理試験④【最小密度・最大密度試験】

(縮まった状態) (中間) (あまり縮まっていない状態)



大 ← 乾燥密度 → 小
 少ない ← 間隙の量 → 多い
 強い ← 強度 → 弱い

図-7.1 砂の締め具合と性質の変化

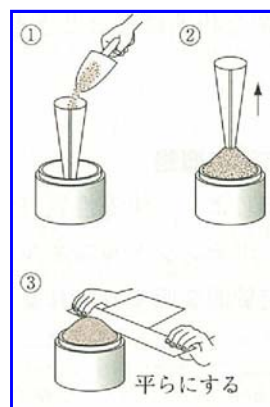
$$\text{相対密度 } D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

$D_r = 100\%$: 最大密度

$D_r = 0\%$: 最小密度

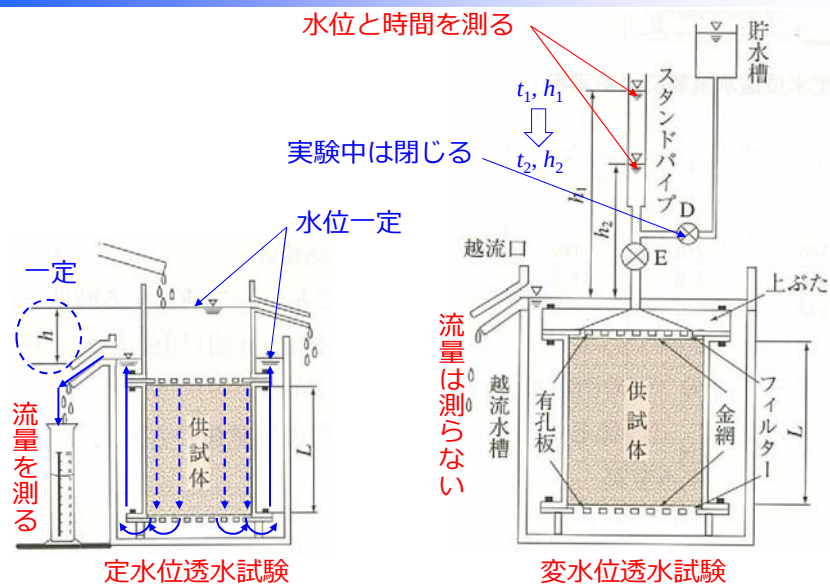


最大密度試験(間隙:最小) 最小密度試験(間隙:最大)





補足：力学試験①【透水試験】

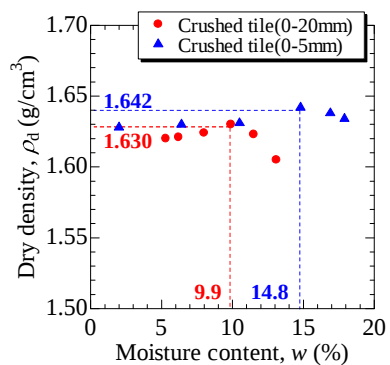


公益社団法人 地盤工学会：土質試験 基本と手引き（第2回改訂版），P95～P96



破碎瓦の特性(その3)

突固めによる土の締固め試験



- 破碎瓦は最適含水比のピークが出にくい材料であり，締固めしによる密度変化が起きにくい。
- 乾燥密度も一般的な砂に比べて小さい。

安息角（自立角度）

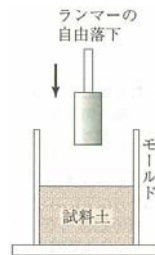


- 破碎瓦は砂に比べて安息角が大きく，自立性が高い。

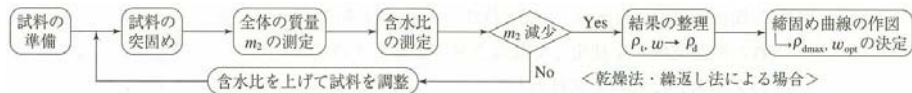


補足：力学試験②【締固め試験-1】

道路盛土などの土構造物では、**地耐力の増加**を目的として**土の締固め**が行われる。
この土は**どんな含水比**のときに**一番よく締固め**できるか？
ビシャビシャでもパサパサでもNG！



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	5 kg	3 kg × 組数	3 kg × 組数
B	2.5	30	15	2209	3	55	37.5	15 kg	6 kg × 組数	6 kg × 組数
C	4.5	45	10	1000	5	25	19	5 kg	3 kg × 組数	3 kg × 組数
D	4.5	45	15	2209	5	55	19	8 kg	—	—
E	4.5	45	15	2209	3	92	37.5	15 kg	6 kg × 組数	6 kg × 組数

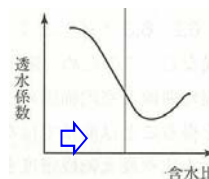
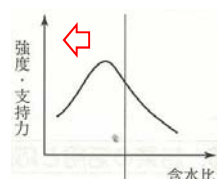
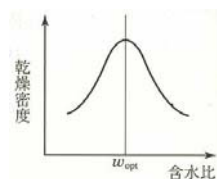
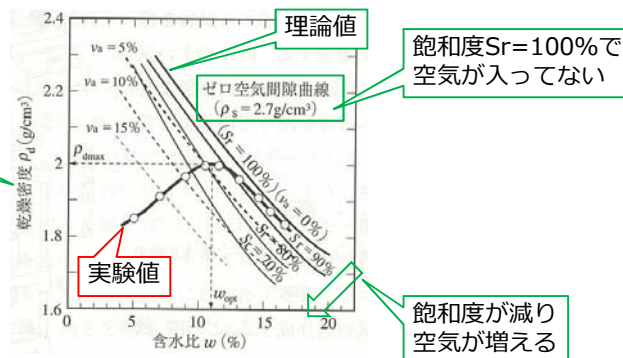


公益社団法人 地盤工学会：土質試験 基本と手引き（第2回改訂版），P71



補足：力学試験③【締固め試験-2】

湿潤密度ではなく乾燥密度で整理する



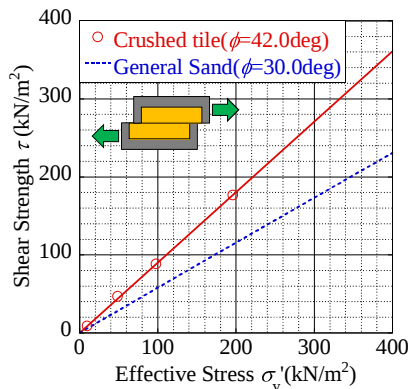
水分少な目が一番強い 水分多めが一番水を通しにくい

公益社団法人 地盤工学会：土質試験 基本と手引き（第2回改訂版），P74～P76

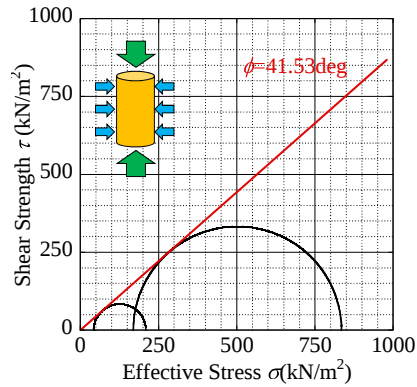


破碎瓦の特性(その4)

定圧一面せん断試験 (緩詰め)



排水三軸圧縮試験 (緩詰め)

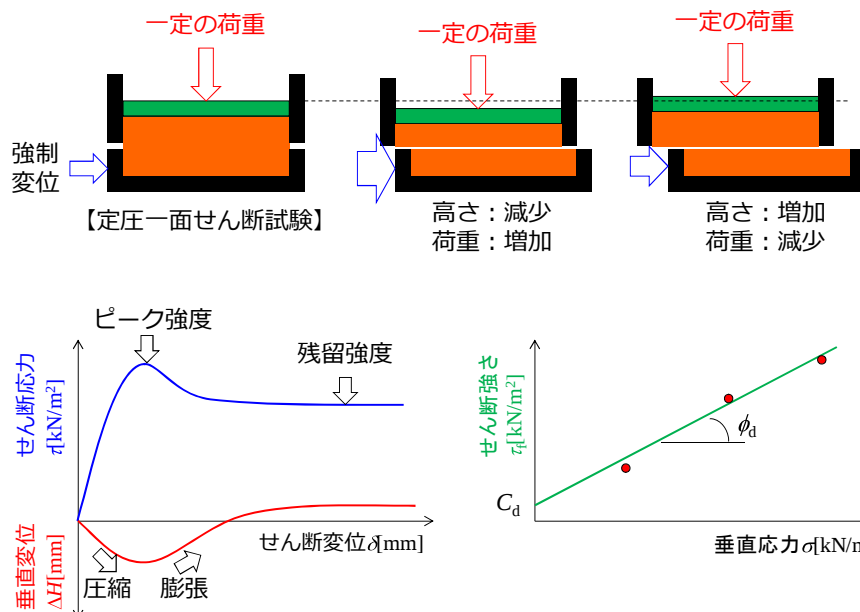


測定結果

安息角	41.0deg	>	40deg
内部摩擦角 (定圧一面せん断試験)	42.0deg	>	40deg
内部摩擦角 (排水三軸圧縮試験)	41.5deg	>	40deg

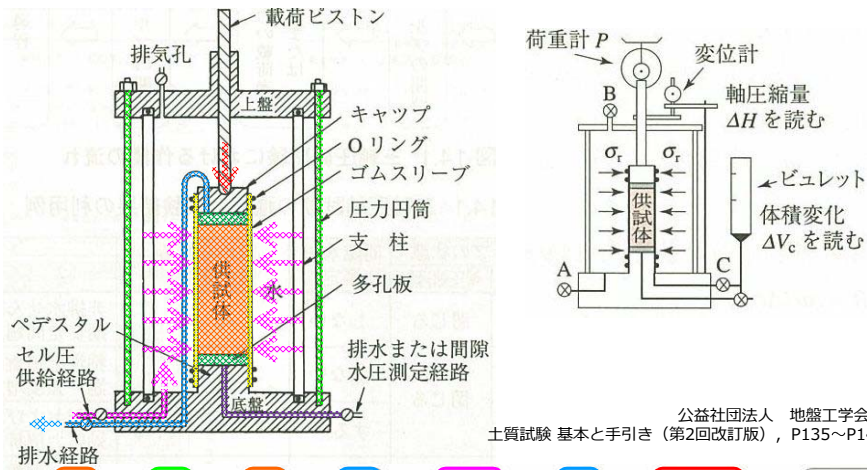


補足:力学試験④【一面せん断試験】





補足：力学試験⑤【三軸圧縮試験】



公益社団法人 地盤工学会：
土質試験 基本と手引き (第2回改訂版), P135~P141

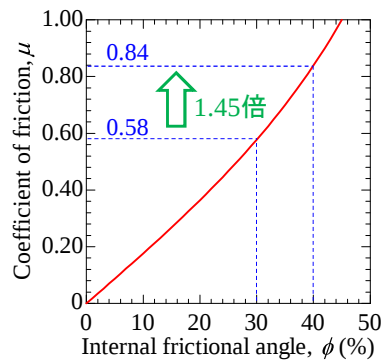


内部摩擦角と摩擦係数

土のせん断強度

$$\tau = c + \sigma \times \tan \phi$$

粘着力 垂直応力 摩擦係数



摩擦力

$$F = \mu \times N$$

F : 摩擦力

μ : 摩擦係数

N : 垂直力

アルミニウム 0.82

鉄 0.52

銅 0.46

コンクリート 0.60程度?

石 0.6~0.7



破砕瓦の盛土材としての性質(0-20mm, 0-5mm)

項目		0-20mm	0-5mm
すり減り試験 (JIS A 1121)	すり減り減量(%)	27.6	—
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	NP NP NP	NP NP NP
土の締固め試験 (JIS A 1210)	最大乾燥密度(g/cm ³) 最適含水比(%)	1.630 9.9	1.642 14.8
CBR試験 (JIS A 1211)	膨張比(%) 設計CBR(%) : 舗装用 修正CBR(%) : 盛土用	0.003 78.8 —	— 47.4 88.2
土の透水試験 (JIS A 1218)	透水係数(m/s)	1.47×10^{-4}	1.59×10^{-5}



設計CBR(0-20mm, 0-5mm)

項目		0-20mm	0-5mm
CBR試験(JIS A 1211)	設計CBR(%) : 舗装用	78.8	47.4

表 3.9 T_Aの目標値

設計 CBR	設計期間 10 年						設計期間 20 年
	信頼性 90%						
	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7
	(簡易舗装)	(L 交通)	(A 交通)	(B 交通)	(C 交通)	(D 交通)	
(2)	(11)	(13)	(17)	(21)	(29)	(44)	(57)
3	9	12	15	19	26	39	50
4	9	11	14	18	24	36	46
6	8	10	12	16	21	32	41
8	7	9	11	14	19	29	38
12	6	8	10	13	17	26	33
20	6	7	9	11	15	22	29

上限値

愛知県：道路構造の手引き（2014），P120



修正CBR(0-20mm, 0-5mm)

項目	0-20mm	0-5mm
CBR試験 (JIS A 1211)	修正CBR(%) : 盛土用	—
	—	88.2

表-10.9 修正 CBR に関する材料規定 (文献 3) を加筆修正)

機関	日本道路協会	東・中・西日本高速道路(株)	国土交通省航空局	鉄道総合技術研究所
区分	一般道路	高速道路	空港舗装	鉄道舗装
路盤層	80% 以上 ($a=0.35$)	80% 以上 ($a=0.32$)	アスファルト舗装 80% 以上 コンクリート舗装 45% 以上	80% 以上
上層	アスファルト舗装 30% 以上 ($a=0.25$) 20% 以上 30% 未満 ($a=0.20$)	アスファルト舗装 30% 以上 ($a=0.25$)	アスファルト舗装 タイプ A : 30% 以上 タイプ B : 20% 以上 タイプ C : 10% 以上	30% 以上
下層	コンクリート舗装 20% 以上		コンクリート舗装 20% 以上	
路床層		10% 以上	10% 以上	
下層		5% 以上		

a : 等価換算係数 (p.88 参照)

公益社団法人 地盤工学会 : 土質試験 基本と手引き (第2回改訂版), P89



破碎瓦の活用実績①【0~20mm】



路床材 (あいくる取得) 暗渠材, 造成材, 護岸工事裏
込め材, グラウンドの透水材など



透水材 : 碧南市2号地グラウンド



暗渠材 : 衣浦ボートアイランド



透水材 : 碧南市沢渡公園



路床材 : 高浜市田戸町



路盤材 : 高浜市田戸町



舗装材 : 愛・地球博



破碎瓦の活用実績②【5～13mm, 2～10mm】



5～13mm



2～10mm

園芸用資材、ブロックの骨材、コンクリート二次製品、透水性ブロック、インターロッキングブロックの骨材など



園芸用資材



園芸用資材



透水性ブロック



コンクリート二次製品



破碎瓦の活用実績③【2～5mm, 0～5mm, 0～2mm】



2～5mm



0～5mm

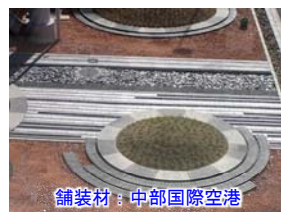


0～2mm

コンクリートの細骨材、舗装材、アンツーカ、0～0.5mmの原料



細骨材：ボックスカルバート



舗装材：中部国際空港



舗装材：高浜市沢渡公園



舗装材：店舗駐車場



アンツーカ：半田市



アンツーカ：武豊町

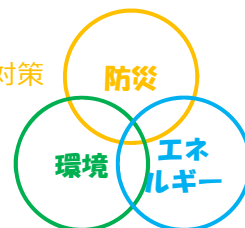


様々な破碎瓦の有効利用

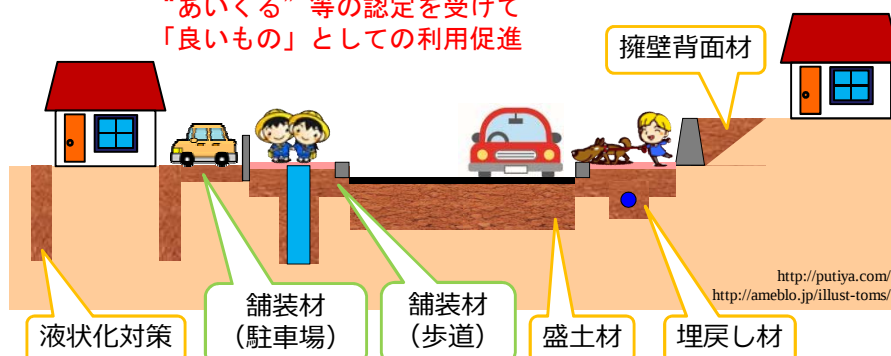


破碎瓦を使った住みよい街づくり

- 舗装材 : ヒートアイランド対策, 都市水害対策
- 盛土材 : 支持力増大, 舗装の耐久性増大, 水はけ対策
- 埋戻し材 : 構造物保護, 施工性向上, 浮上り抑止
- 擁壁背面材 : 土圧低減, 水はけ対策, 転倒対策
- 液状化対策 : 液状化時の被害低減



“あいくる”等の認定を受けて
「良いもの」としての利用促進





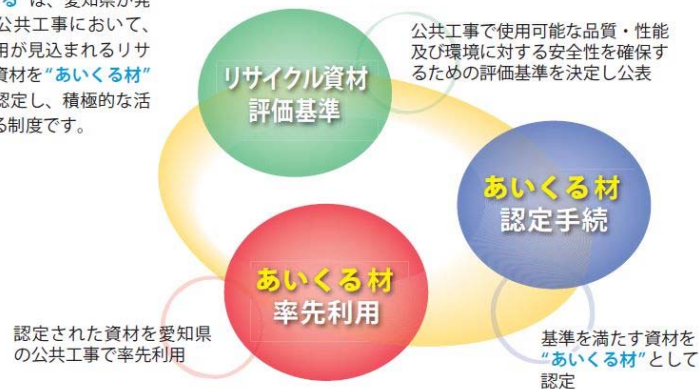
“あいくる材”について



“あいくる材”とは、そのままでは不要物として廃棄されていたものを再生資源（原材料）として使用したリサイクル資材であり、地球環境に優しい公共工事の実現に役立ちます。

“あいくる”の仕組み

“あいくる”は、愛知県が発注する公共工事において、率先利用が見込まれるリサイクル資材を“あいくる材”として認定し、積極的な活用を図る制度です。



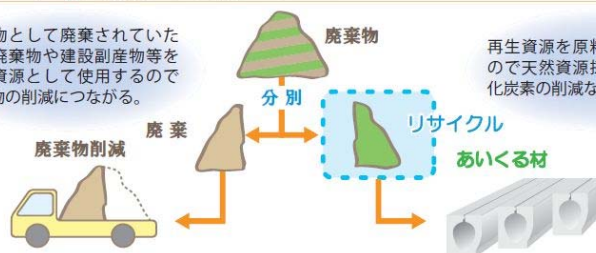
“あいくる”の概要パンフレット（平成26年度版）より抜粋
<http://www.pref.aichi.jp/kensetsu-kikaku/recycle/H26pamphlet.pdf>



“あいくる材”利用による効果

“あいくる材”利用による効果のイメージ

不要物として廃棄されていた建設廃棄物や建設副産物等を再生資源として使用するので廃棄物の削減につながる。



“あいくる材”利用による効果の例

●鉄筋コンクリート側溝〔鉄鋼スラグの使用〕

- 廃棄物の削減
- 処分費用がかからない
- 天然資源の砂利や砂を必要としない



●工事用看板〔間伐材の使用〕

- 廃棄物の削減
- 二酸化炭素の削減
- 天然資源の木材を必要としない



<http://www.pref.aichi.jp/kensetsu-kikaku/recycle/H26pamphlet.pdf>



平成18年3月

建設汚泥再生利用指針検討委員会

IV. 具体的な方策

- ## 1 発生抑制の徹底

■ ■ ■

2 再生利用の促進

- ## 2. 1 品質基準の策定

- (1) 建設汚泥処理土について

■ ■ ■

- (2) 市販品について

- i) 品質基準

利用用途が同様となる他の市販品に関する日本工業規格等における材料規定をもとに、品目毎の品質基準を整理した。

なお、これらの品目の他にも「**ドレーン材**」「**植栽用土**」が市販品として市場に流通しているが、利用用途が同様となる他の市販品に関する**材料規定が存在しないこと**から、その品質基準については試験施工等の結果を踏まえて策定していくべきと考える。**【参考資料-11】**



ドレーン材の品質

參考資料11-1

[illegible]

建設汚泥再生利用指針検討委員会 報告書（参考資料）より抜粋（平成18年3月27日）



ドレーン材の品質(建設汚泥再生利用指針検討委員会)②

項目	基準(案)	調査結果 (0-20mm)	判定
粒度	74 μ 以下の細粒分が3~5%以下で 最大粒径が40~50mm以下で施工に より土粒子が細粒化しないもの	74 μ 以下: 0.5% 最大粒径: 26.5mm	○
透水係数	1.0 $\times 10^{-3}$ m/s $\times 10^{-5}$ m/s程度	1.24 $\times 10^{-4}$ m/s程度	○
強度特性	内部摩擦角は30度程度以上	40度程度	○
締め固め効果	締め固め性が良い方が強固な杭を 形成しやすい	△ (強度は問題なし)	△
すり減り減量	50%以下 [試験方法: JISA1121]	28%程度	○
スレーキング率	1%以下 [試験方法: JHS110]	0.1% (10-30の値)	○
単位体積重量	大きい方が安定計算上有利となる ことが多い	△ (根拠が不明)	△
その他	溶出による影響には注意する。	環境基準クリア	○

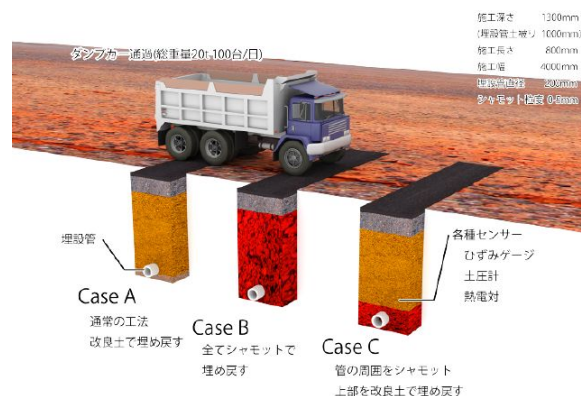
建設汚泥再生利用指針検討委員会 第1回検討委員会資料より抜粋(平成17年6月8日)



第2回の予定

開催日: 8月下旬~9月中旬(9月19日(金)?)

- 「破碎瓦の応用実験①(埋設管の埋戻し材への適用等)」について
名古屋工業大学 高度防災工学センター 助教 森河由紀弘
- 「破碎瓦製造時における現状の問題点」について
話題提供者: 調整中





リサイクル材料である破碎瓦の有効利用 ～第2回～

「破碎瓦を用いた液状化対策」

名古屋工業大学 高度防災工学センター 森河 由紀弘
前田 健一
張 鋒

2014年9月18日(木)



本日のプログラム

<15:00～15:10>

◇座長挨拶

名古屋工業大学 都市社会工学科 助教 森河 由紀弘

<15:10～15:50>

◇話題提供：「破碎瓦を用いた液状化対策」

名古屋工業大学 都市社会工学科 助教 森河 由紀弘

<16:00～16:50>

◇話題提供：「瓦リサイクル材「シャモット」の現状と課題」

碧南窯業株式会社 代表取締役 神谷 彦二 氏
○片岡瓦工業株式会社 代表取締役 片岡 慶一郎 氏

<16:50～17:00>

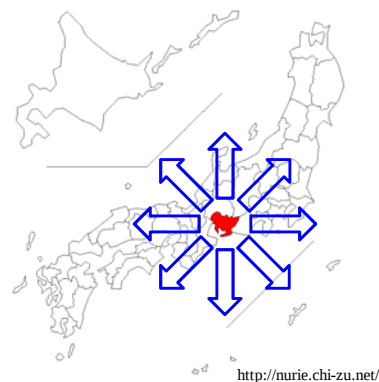
◇座長統括



研究会の趣旨①

研究会の概要

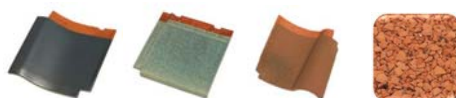
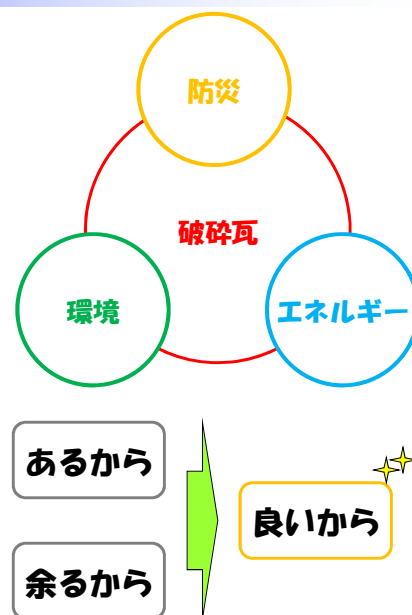
愛知県の特産品である三州瓦を細かく砕いた破碎瓦（シャモット）がリサイクル資源として大きな関心を集めており、名古屋工業大学・愛知陶器瓦工業組合・愛知県は共同で**破碎瓦の有効性**について様々な検証を行ってきました。本研究会では破碎瓦の有効性について更なる検証を行い、愛知県から**全国に向けた普及活動**を行います。



研究会の趣旨②

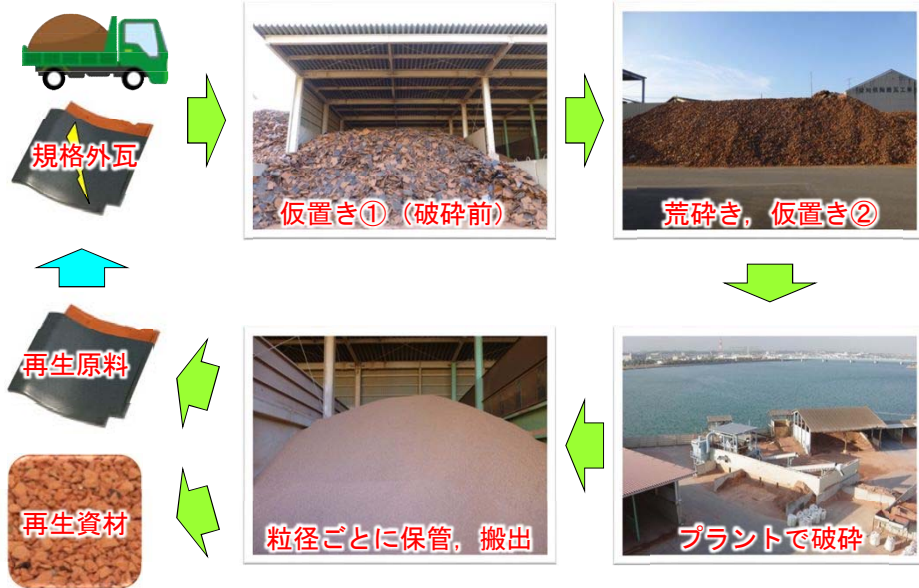
研究会のねらい・目標

- 様々な用途への適用性，利用方法の拡大を目指し，種々の分野からの情報収集を行い，破碎瓦の**付加価値を向上**させます。
- 早期実用化**を目指し様々な分野と連携，製品としての性能評価，目的ごとの仕様選定・評価，安全性の確認など，**残された課題の抽出**を目標にしています。
- 破碎瓦ブランドを確立し恒久的な材料とするために，安定した**製品品質**や**供給能力**の確保を目標とし，残された課題の整理と対応方法を検討します。

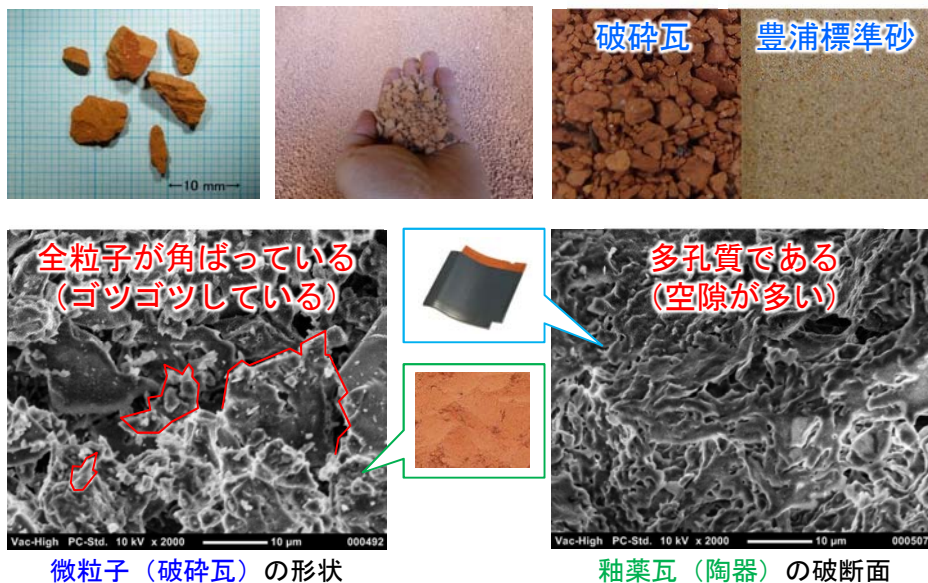




破碎瓦の製造方法(破碎瓦は製品である！)



破碎瓦(シャモット)の形状





破碎瓦(シャモット)の安全性

破碎瓦の安全性

- ・ 土壌の汚染に係る環境基準
(環境省告示第46号) クリア
- ・ 農用地における土壌中の重金属等の蓄積防止に係る管理基準
(昭和59年環水土第149号) クリア
- ・ 土壌汚染対策法に基づく含有量基準
(環境省告示第19号) クリア
- ・ 産業廃棄物の最終処分(海洋投入処分)に係る基準
(環境省告示第13号) クリア

規格外瓦(新品)から製造される
シャモットの安全性に今のところ問題はない!

J形瓦

いぶし瓦

S形瓦

F形Uタイプ

F形Fタイプ



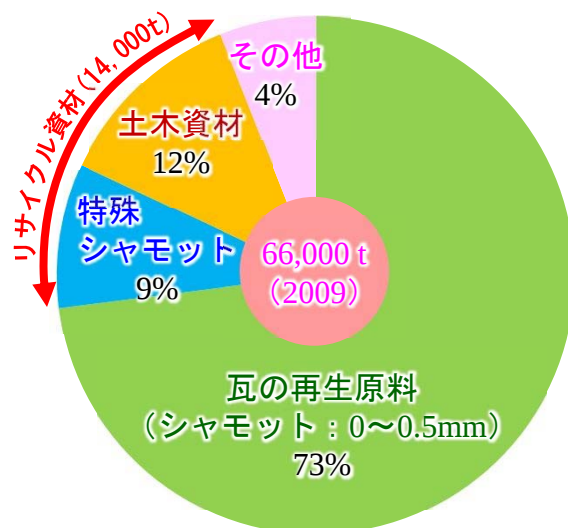
安全な製品である破碎瓦の年間生産量

リサイクル資材

特殊シャモット



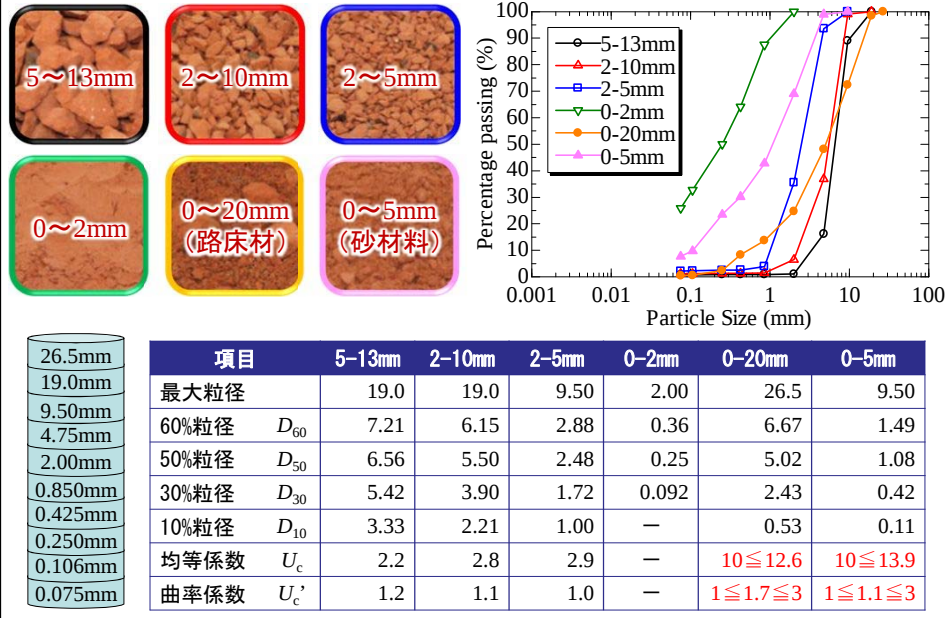
土木資材



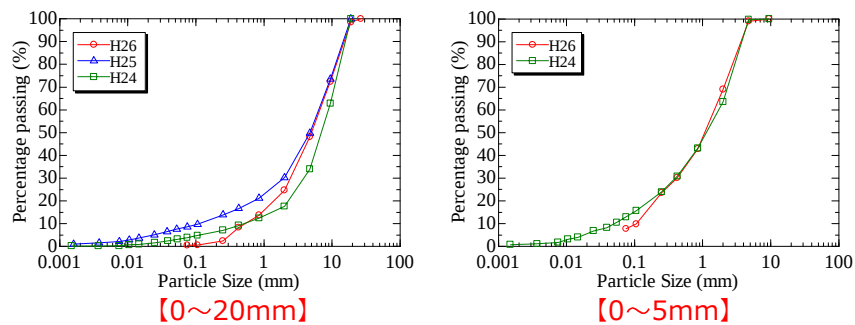
※シャモット製品カタログより抜粋



安全な製品である破碎瓦の種類



【0-20mm】と【0-5mm】の粒度分布品質

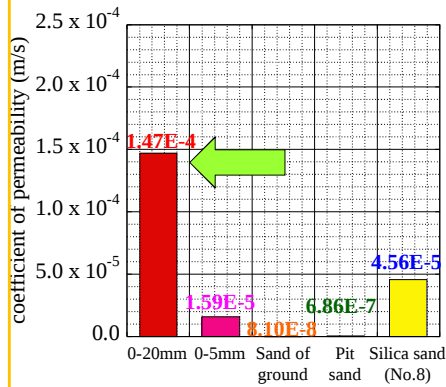


項目	0-20mm (H26)	0-20mm (H25)	0-20mm (H24)	0-5mm (H26)	0-5mm (H24)
最大粒径	26.5	19.0	19.0	9.50	9.50
60%粒径 D_{60}	6.67	6.56	8.98	1.49	1.79
50%粒径 D_{50}	5.02	4.80	7.22	1.08	1.18
30%粒径 D_{30}	2.43	1.97	4.09	0.42	0.40
10%粒径 D_{10}	0.53	0.11	0.51	0.11	0.05
均等係数 U_c	12.6	57.91	17.46	13.9	34.9
曲率係数 U'_c	1.7	5.2	3.6	1.1	1.8



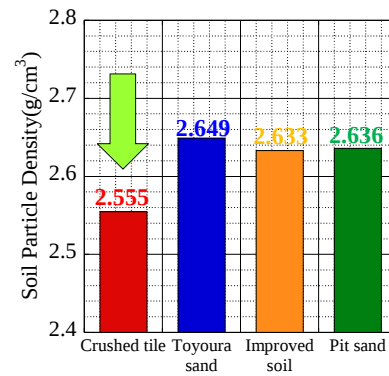
破碎瓦の特性①

粒度試験



- 破碎瓦は埋戻し材に使われる「山砂」の粒度分布とほぼ同様である。

土粒子の密度試験

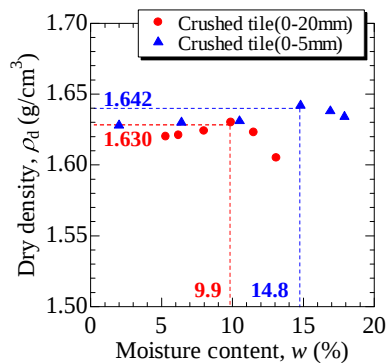


- 破碎瓦は土粒子自体に空隙が多いため、一般的な土に比べ土粒子の密度が軽い。



破碎瓦の特性②

突固めによる土の締固め試験



- 破碎瓦は最適含水比のピークが出にくい材料であり、締固めしによる密度変化が起きにくい。
- 乾燥密度も一般的な砂に比べて小さい。

安息角（自立角度）

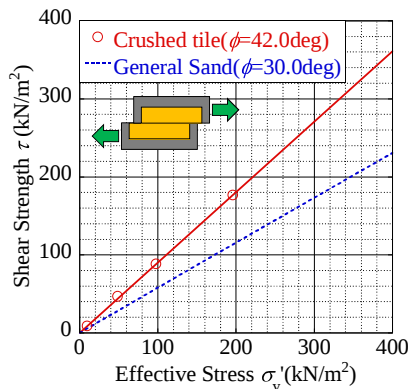


- 破碎瓦は砂に比べて安息角が大きく、自立性が高い。

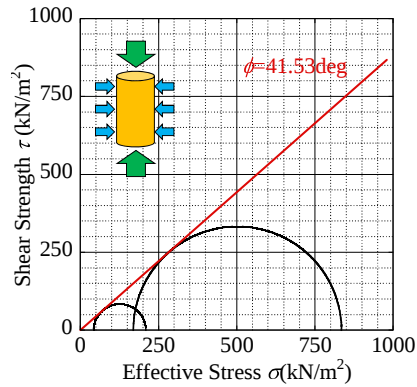


破碎瓦の特性③

定圧一面せん断試験（緩詰め）



排水三軸圧縮試験（緩詰め）



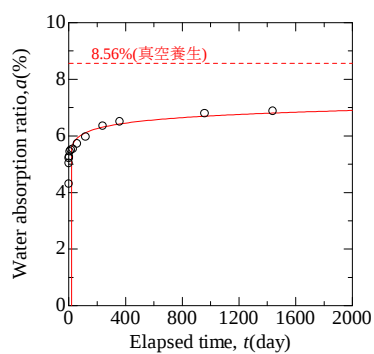
測定結果

安息角	41.0deg	>	40deg
内部摩擦角（定圧一面せん断試験）	42.0deg	>	40deg
内部摩擦角（排水三軸圧縮試験）	41.5deg	>	40deg



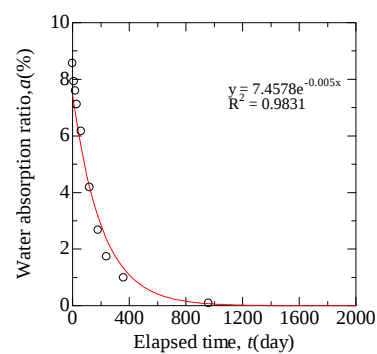
破碎瓦の特性④

骨材の吸水率試験（吸水）



- 破碎瓦は1分間で5%程度粒子内に吸水し、その後1日で吸水率は7%程度になる。

骨材の吸水率試験（蒸発）



- 破碎瓦は16時間でほぼ吸水率は0%になる。



利用実績①【0～20mm(粗め材料)】



0～20mm
(路床材)

路床材(あいくる取得) 暗渠材, 造成材, 護岸工事裏
込め材, グラウンドの透水材など



透水材: 碧南市2号地グラウンド



暗渠材: 衣浦ボートアイランド



透水材: 碧南市沢渡公園



路床材: 高浜市田戸町



路盤材: 高浜市田戸町



舗装材: 愛・地球博



利用実績②【2～13mm(中位の材料)】



5～13mm



2～10mm

園芸用資材, ブロックの骨材, コンクリート
二次製品, 透水性ブロック, インター
ロッキングブロックの骨材など



園芸用資材



園芸用資材



透水性ブロック



コンクリート二次製品



利用実績③【0～5mm(細かめの材料)】



2～5mm



0～5mm

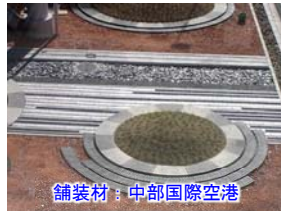


0～2mm

コンクリートの細骨材, 舗装材,
アンツーカー, 0～0.5mmの原料



細骨材：ボックスカルバート



舗装材：中部国際空港



舗装材：高浜市沢渡公園



舗装材：店舗駐車場



アンツーカー：半田市



アンツーカー：武豊町



様々な破碎瓦の有効利用





社会への情報配信例①



埋設管の埋戻し実験 (2013.12.13)
中京テレビ, 中日新聞, 中部経済新聞,
リフォーム産業新聞



グラウンド改修工事 (2014.6.10)
CBCテレビ, テレビ愛知, 中日新聞,
中部経済新聞, 日刊工業新聞, 循環
経済新聞



社会への情報配信例②



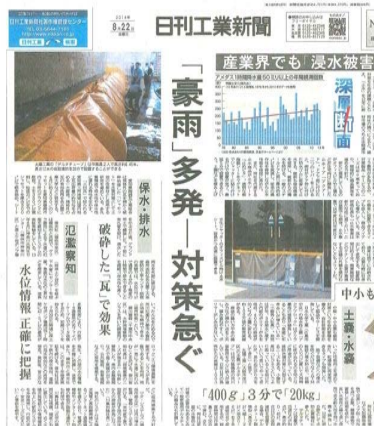
防草材実験 (2014.5.22)
中日新聞, 中部経済新聞



研究会 (2014.6.25)
中部経済新聞, 中日新聞



社会への情報配信例③



豪雨対策 (2014.8.22)
日刊工業新聞

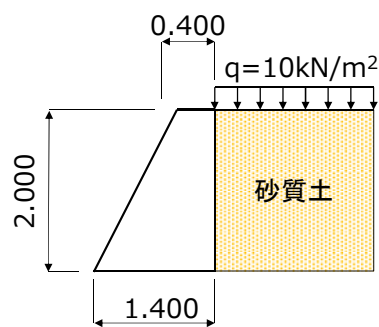


ヒートアイランド抑制 (2014.9.5)
朝日新聞, 中日新聞, 中部経済新聞,



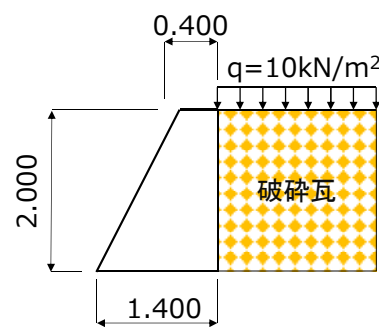
重力式擁壁の計算例

Case A



- コンクリート
 - $\gamma_c = 23.0 \text{ kN/m}^3$, $\sigma_{ck} = 18.0 \text{ N/mm}^2$, $\mu = 0.6$
- 地盤 (砂地盤)
 - $\gamma_{sat} = 19.0 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 30.0 \text{ deg}$, $c = 0 \text{ kN/m}^2$

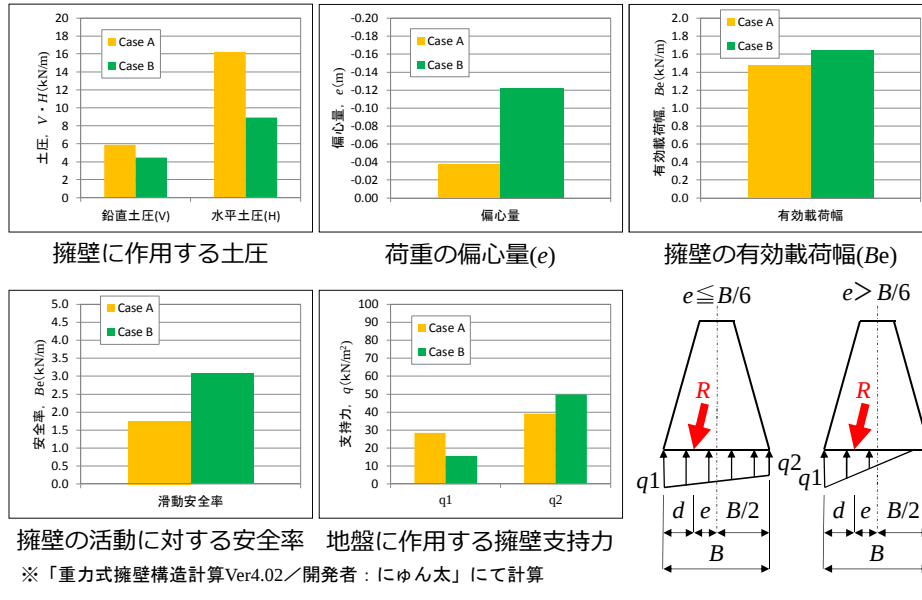
Case B



- コンクリート
 - $\gamma_c = 23.0 \text{ kN/m}^3$, $\sigma_{ck} = 18.0 \text{ N/mm}^2$, $\mu = 0.6$
- 地盤 (破碎瓦地盤)
 - $\gamma_{sat} = 15.1 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 40.0 \text{ deg}$, $c = 0 \text{ kN/m}^2$



重力式擁壁の計算結果



支持力の計算例① 支持力公式

$$Q_u = A_e \left(\alpha \cdot \kappa \cdot C \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \right)$$

Q_u : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した

地盤の極限支持力 (kN)

C : 地盤の粘着力 (kN/m²)

q : 上載荷重 (kN/m²) で、 $q = g_2 \cdot D_f$

A_e : 有効載荷面積 (m²)

γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位重量 (kN/m³)
ただし、地下水位以下では水中単位重量を用いる。

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2e_B$$

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

a, b : 基礎の形状係数

K : 根入れ効果に対する割り増し係数

N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に対する補正係数

「(社) 社団法人日本道路協会 一道路橋示方書IV 下部構造編」



支持力の計算例② 支持力公式(砂質土)

今回は無視する

$$Q_u = A_e \left(\underbrace{\alpha \cdot \kappa \cdot C \cdot N_c \cdot S_c}_{\text{粘着力(粘土)の項}} + \underbrace{\kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q}_{\text{根入れの項}} + \underbrace{\frac{1}{2} \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma}_{\text{摩擦(砂)の項}} \right)$$

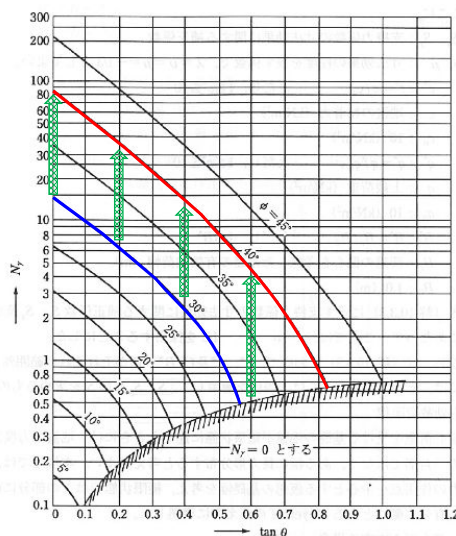
地盤材料 (砂) による違い: $\gamma_1 \times \beta \times B_e \times N_\gamma \times S_\gamma$

- γ_1 : 支持地盤の単位重量 (kN/m³)
- B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)
 $B_e = B - 2e_B$
- B : 基礎幅 (m)
- N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数
- S_γ : 支持力係数の寸法効果に対する補正係数



支持力の計算例③ 計算結果

地盤材料 (砂) による違い: $\gamma_1 \times \beta \times B_e \times N_\gamma \times S_\gamma$



支持力係数: $N_\gamma(\tan \theta = 0.0)$

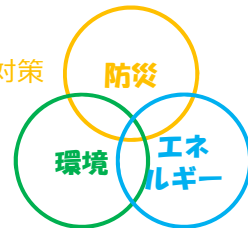
- $\phi = 30^\circ$: $N_\gamma = 15$
- $\phi = 35^\circ$: $N_\gamma = 35$
- $\phi = 40^\circ$: $N_\gamma = 86$

$R = (86 \times 15.1) / (15 \times 19.0) \approx 4.6$
 破碎瓦 ($\phi = 40^\circ$, $\gamma_1 = 15.1 \text{ kN/m}^3$)
 の支持力は普通の砂地盤 ($\phi = 30^\circ$, $\gamma_1 = 19.0 \text{ kN/m}^3$) の4.6倍程度になる。

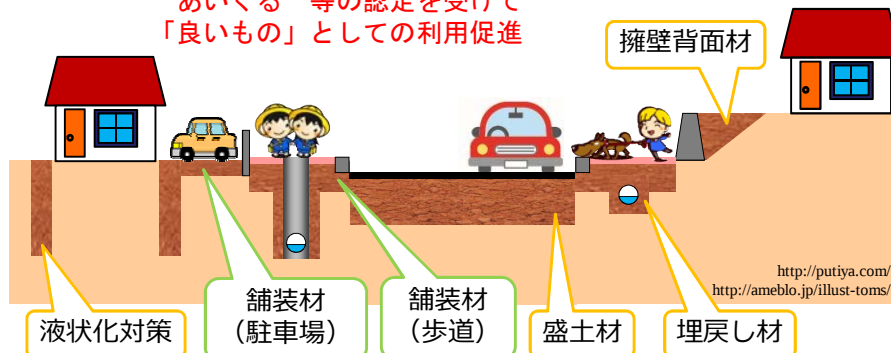


破砕瓦を使った住みよい街づくり

舗装材 : ヒートアイランド対策, 都市水害対策
 盛土材 : 支持力増大, 舗装の耐久性増大, 水はけ対策
 埋戻し材 : 構造物保護, 施工性向上, 浮上り抑止
 擁壁背面材 : 土圧低減, 水はけ対策, 転倒対策
 液状化対策 : 液状化時の被害低減



“あいくる”等の認定を受けて
 「良いもの」としての利用促進

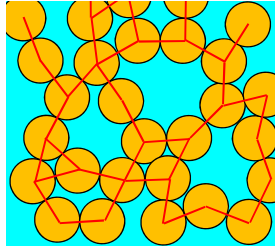


液状化とは？

- 液状化とは**砂地盤**などが地震動などの繰返しせん断変形を受けることにより、いつも私たちが触れている**固体**の状態から**液体**のような状態になってしまうことです。
- 液状化は一般的に**緩く強度が低い砂地盤**や**粒径が細かい砂地盤**で起きやすい傾向があります。
- ある程度密度が高く強度が低い地盤においても、**強い地震動**や**長い地震動**, **地震動の繰返し**によって液状化が発生したり、その被害が拡大する恐れもあります。
- 液状化が発生すると地盤は**強度を失ってしまう**ため、構造物にとっては文字通り**「足を取られた状態」**になってしまいます。よって、支えを失った不安定な構造物は**本来の性能を発揮できません**。

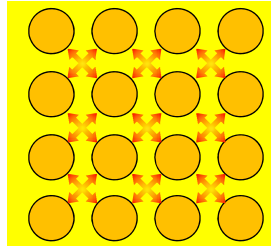


液状化のメカニズム



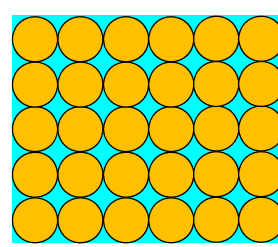
【地震前】

粒子同士が**スクラム**を組んで安定しています。スクラムの源は**摩擦力**です。



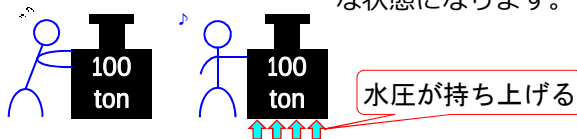
【液状化中】

地震による**せん断変形**により**間隙水圧**が**上昇**し、摩擦の**スクラム**が外され不安定な状態になります。



【液状化後】

間隙水圧が消散することにより粒子は不安定な状態から**安定した状態**に戻ります。この時粒子が**再配列**されることによって**沈下**が生じます。



水圧が持ち上げる



液状化被害①

- 液状化が発生すると我々を支えている地盤は強度を失い液体化してしまいます。その結果、**重たい構造物**は沼地に立ったように**沈み込み（沈下）**や**倒壊**の被害が生じ、**地中にある軽い構造物**は泥水の大きな浮力を受けることによって**浮き上がり**の被害が生じてしまいます。



新潟地震(1964)

<http://www.engineering-eye.com/interview/uni/labo10/>



東日本大震災(2011)

<http://photo.sankei.jp.msn.com>



液状化被害②

埋設物の浮き上り



- 液状化により地盤が泥水化し、比較的重量の軽い埋設物は**浮き上がり**の被害が生じる。**ライフラインの寸断**により生活に支障が生じる。

舗装の被害

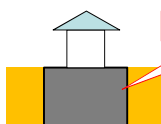


- 液状化により圧力の高まった泥水は逃げ道を探し、泥水により**押し上げられた箇所**と泥水が抜けて**沈下した箇所**が発生し、激しい不陸（凸凹）が生じてしまいます。舗装下部の**空洞化**も懸念されます。



一般的な液状化対策

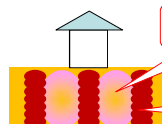
固化工法



カッチカチ！

- セメントなどによって地盤を**固**化させ、**液状化しない**地盤にする。（免疫力アップ）

締固め工法

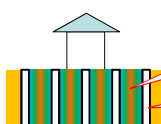


密度アップ

砂杭など

- 地盤を締固めて**地盤の密度を増**大し、**液状化しにくい**地盤にする。（免疫力アップ）

排水工法

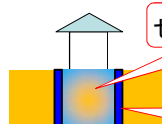


水圧を早期に消散

排水ドレーン

- 地震による土中の**水圧の上昇を抑止**したり、上昇した水圧を**早期に消散**させる。（風邪薬）

せん断変形抑止工法



せん断変形を抑制

セメントや矢板など

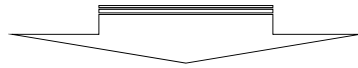
- 地震による**地盤のせん断変形を抑止**し、地盤内部の**水圧上昇を未然に防ぐ**。（免疫アカップ）



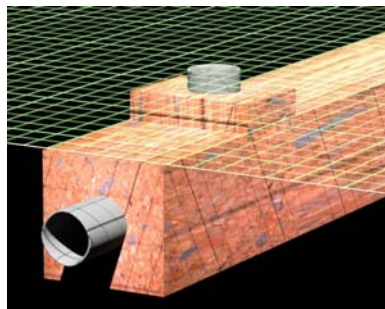
破碎瓦を用いた液状化対策

破碎瓦の性質

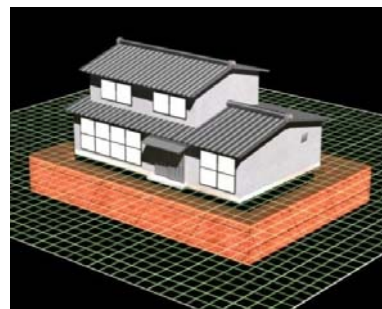
- 物理試験：粒度分布，土粒子の密度，最小密度・最大密度試験
- 力学試験：透水試験，一面せん断試験，三軸圧縮試験，安息角試験



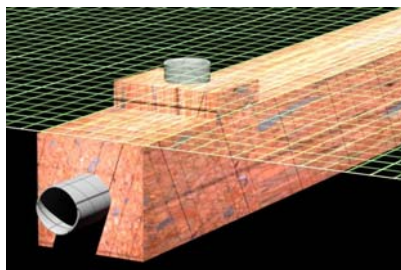
埋設物の浮上り対策



排水壁による液状化対策



Part 1 破碎瓦を用いた埋戻しによる埋設物の 浮上り対策

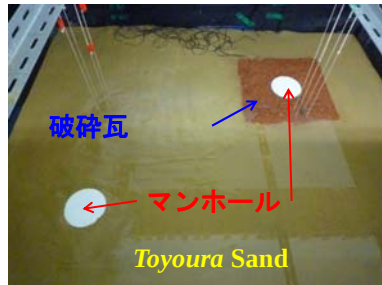


- 摩擦性能と排水性能が高い破碎瓦を用いて埋設物を埋戻すことにより，液状化時における埋設物の浮上り対策を目指している。



埋設物の浮上り対策①(概要)

振動台実験装置を用いた模型実験



モデルグラウンド



モデルマンホール

- ・ 地盤材料 : 豊浦標準砂 (相対密度: $D_r=24.2\%$)
- ・ 埋戻し材料 : 破碎瓦0-5mm (相対密度: $D_r=23.7\%$)
- ・ マンホール : アクリル製, 直径 $D=100\text{mm}$, 高さ $H=300\text{mm}$
見かけ比重1.2



埋設物の浮上り対策②(振動台試験装置)

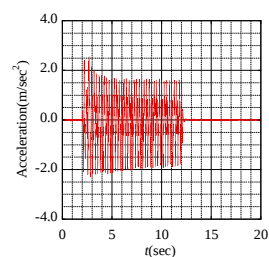
振動台実験装置(1G)



- ・ 土槽寸法 : $W1.2\text{m} \times L1.0\text{m} \times H0.8\text{m}$
- ・ 地盤試料 : 豊浦標準砂
- ・ 地盤作製 : 空中落下法 (落下高: 0.9m)

空圧式加振装置

- ・ 最大空圧 : 1.0MPa
- ・ 最大振幅 : 0.05m
- ・ 最大加振重量 : 18kN
- ・ 最大加振加速度 : 9.8m/s^2



- ・ 4Hz, 200gal程度
- ・ $t=10\text{sec}$

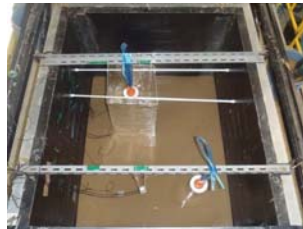


埋設物の浮上り対策③(土層作成)

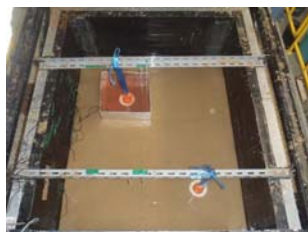
Step1 : 計測機器の設置



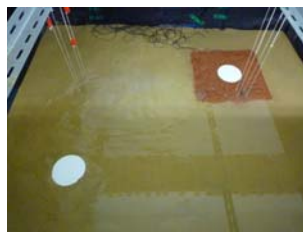
Step2 : マンホールと型枠の設置



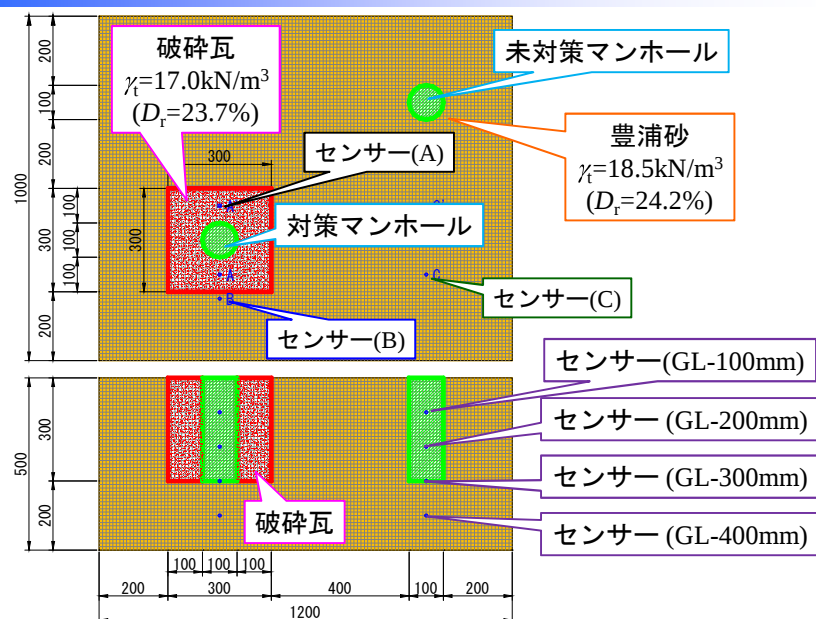
Step3 : 土層の完成



Step4 : 型枠等の撤去・整地

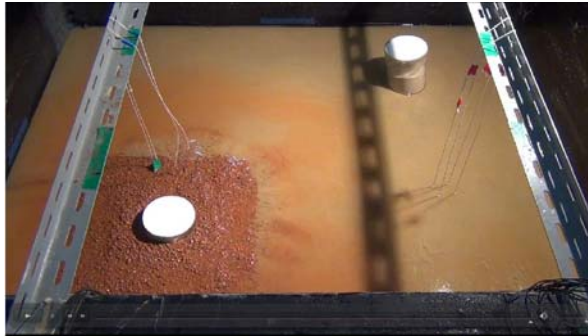


埋設物の浮上り対策④(実験土層)





埋設物の浮上り対策⑤(1回目の加振状況)



1回目の加振状況

- 未対策マンホールは液状化によって対策済みマンホールより大きく浮き上がっている。
対策済みMH(31mm) < 未対策MH (95mm)

Toyoura Sand

Loose condition



Liquefaction

Crushed Tile

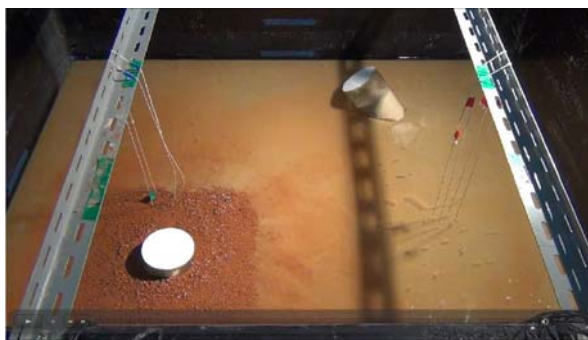
Loose condition



Dense Condition



埋設物の浮上り対策⑥(2回目の加振状況)



2回目の加振状況

- 未対策マンホールは液状化によって完全に浮き上がり、対策済みマンホールあまり変化がない。

Toyoura Sand

Liquefaction



Re-liquefaction

Crushed Tile

Dense Condition



Dense Condition



埋設物の浮上り対策⑦(浮上り状況)

1回目の加振 (本震)

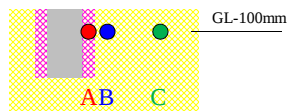
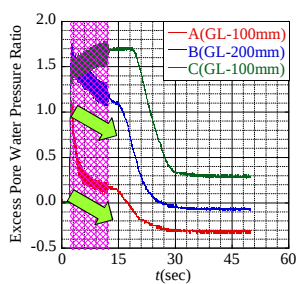


2回目の加振 (余震)

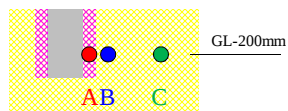
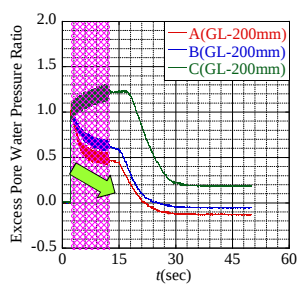


埋設物の浮上り対策⑧(過剰間隙水圧比)

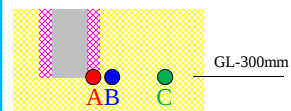
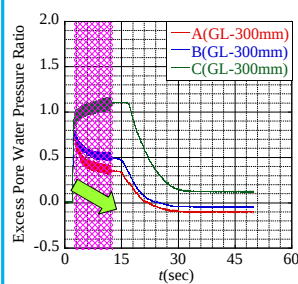
GL-100mm



GL-200mm



GL-300mm

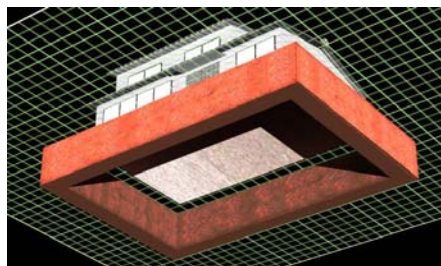
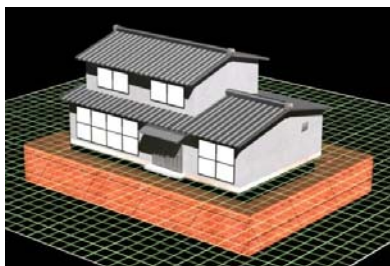


- 全深度において **Point A** (破碎瓦内部) 及び, **Point B** (破碎瓦近傍) にて 過剰間隙水圧が早期に消散している。



Part 2

破砕瓦を用いた排水壁による 液状化対策(支持力の早期回復)



- 破砕瓦から構築されるせん断変形抑制型排水壁による液状化対策は、液状化後における地盤支持力の早期回復、減災効果を目指している。



排水壁による液状化対策①(概要)

- 液状化を完全に防止するのは困難！
- 液状化後に如何に支持力を回復させ、構造物を傾斜させないかが重要となる（ある程度の沈下は仕方ない）。

初期段階（1/1000rad）

モルタル外壁・コンクリート犬走りに亀裂が発生する。

第1期段階（3/1000rad）

束立て床の不陸を生じ、布基礎・土間コンクリートに亀裂が入る。

第2期段階（5/1000rad）

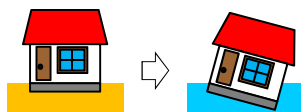
壁と柱の間に隙間が生じ、壁やタイルに亀裂が入る。窓・額縁や出入口の接合部に隙間が生じ、犬走りやブロック塀等外部構造物に被害が生じる。

第3期段階（10/1000rad）

柱が傾き、建具の開閉が不良になる。
床が傾斜して支障を生じる。

最終期段階（15/1000rad）

柱の傾が著しく倒壊の危険がある。
床の傾斜もひどく使用困難である。



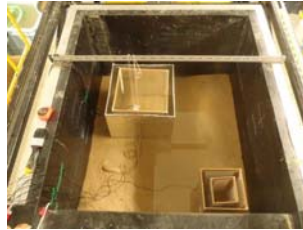


排水壁による液状化対策②(土層作成)

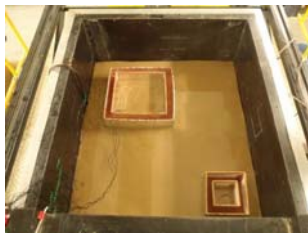
Step1 : 計測機器の設置



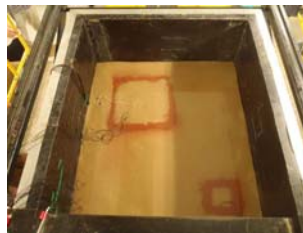
Step2 : 排水壁型枠の設置



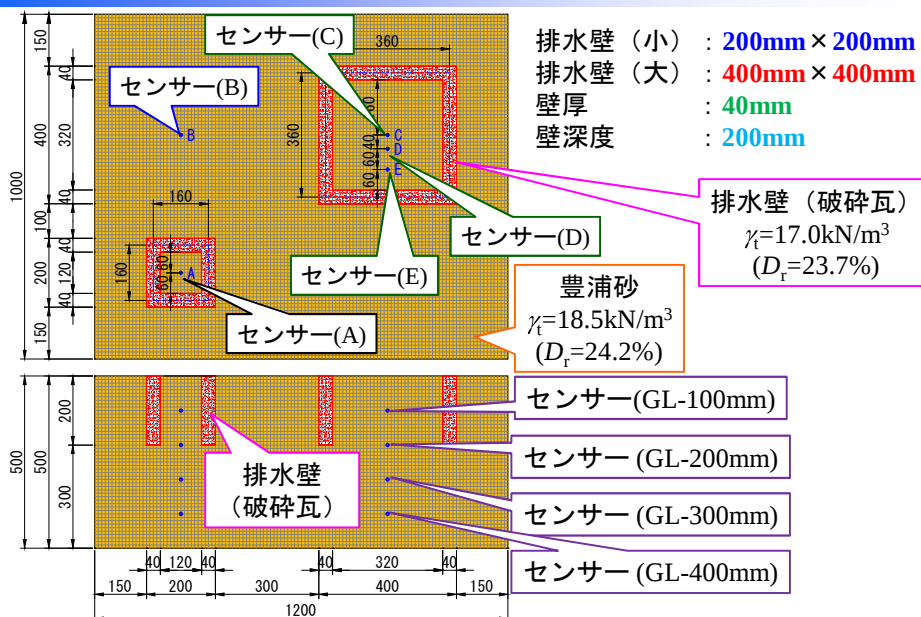
Step3 : 土層の完成



Step4 : 型枠等の撤去・整地

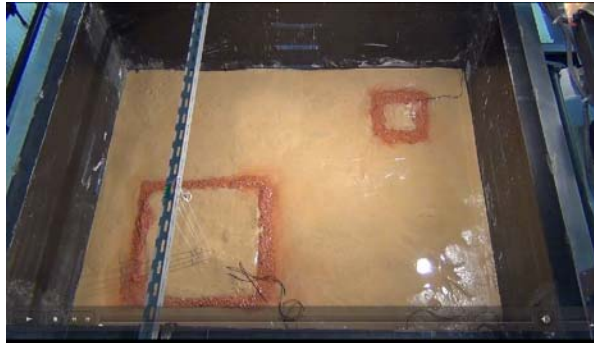


排水壁による液状化対策③(実験土層)





排水壁による液状化対策④(1回目の加振状況)



1回目の加振状況

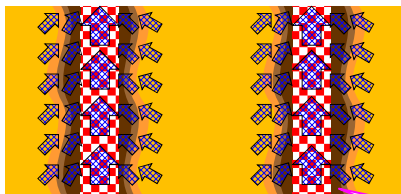
2nd excitation



- 排水壁付近において液状化に伴う噴砂現象が発生した。
- 2回目の加振後においても周囲の地盤は再液状化したにもかかわらず、排水壁は崩壊せず健全性を保っている。

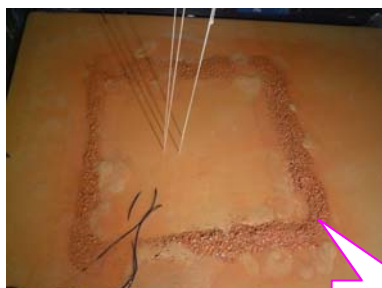


排水壁による液状化対策⑤(噴砂状況)



排水壁有り (イメージ) 剛性回復?

- 加振終了後においても排水壁は崩壊せず健全である。排水壁周囲における砂地盤の剛性回復による効果?
- 排水壁付近において、排水壁の透水性による噴砂現象を確認。



排水壁有り

排水壁は健在

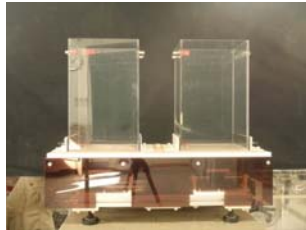


排水壁有り (拡大図)

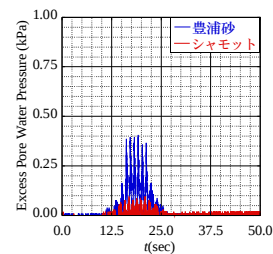
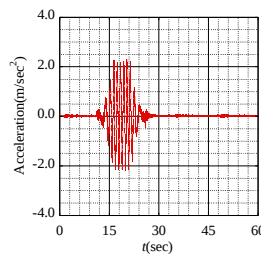
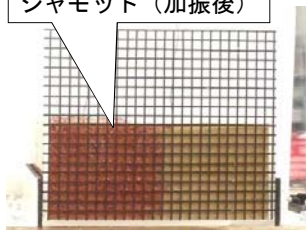


排水壁による液状化対策⑥(簡易実験による検証)

加振終了後における排水壁



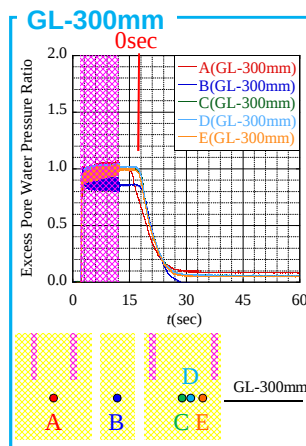
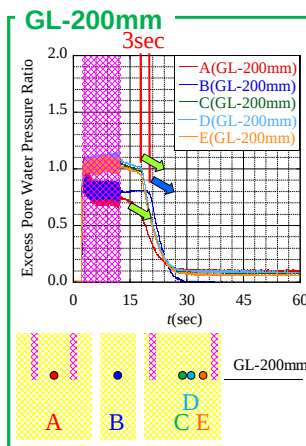
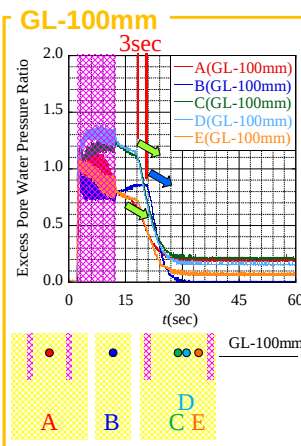
シャモット (加振後)



- 2つの剛体土層を設置可能で、対策前・対策後の比較が可能。
- 加速度は毎分60回転で約200gal（震度6～7？）程度となる。
- 加振終了後も破碎瓦は崩壊せずに自立している。
- 破碎瓦内部での過剰間隙水圧は小さい。



排水壁による液状化対策⑦(過剰間隙水圧比)

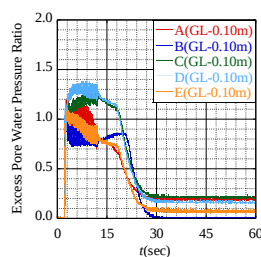
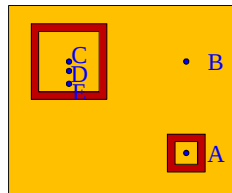


- 排水壁内部（GL-200mmより浅いPoint A, C, D, E）において、未改良部より過剰間隙水圧が早期に消散している。
- 排水壁より深い深度（GL-300mm）においては改良効果が認められない。

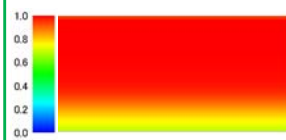


排水壁による液状化対策⑧(FEMによる解析)

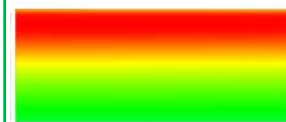
実験結果（排水壁）



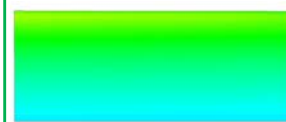
解析結果（未対策）



加振直後（100gal）

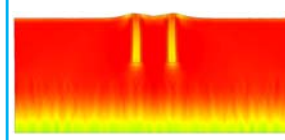


t=20sec（加振後）

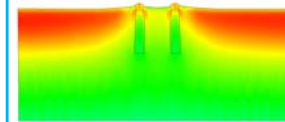


t=40sec（加振後）

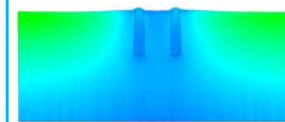
解析結果（排水壁）



加振直後（100gal）



t=20sec（加振後）



t=40sec（加振後）

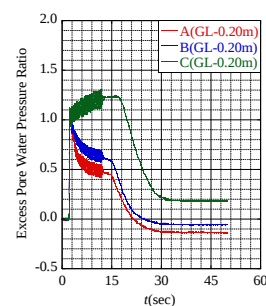
※名古屋工業大学 張鋒教授のプログラム「DBLEAVES」を使用して計算



液状化対策のまとめ

排水性材料による液状対策効果

- ・ 破碎瓦は摩擦抵抗が大きく、透水係数が高いため液状化しにくい。
- ・ 破碎瓦で埋設物を埋戻した場合、浮上りを大幅に低減可能であり、被災後においても埋設管等の要求性を満足させることが可能である。
- ・ 排水壁は液状化後に周囲の地盤剛性を早期に回復させ、また排水壁自身を自立させる（加振後も壁は健全）。
- ・ 破碎瓦による改良効果は余震時においても健在であり、恒久的な液状化対策として期待することができる。





第3回の予定

開催日：12月中旬～1月中旬

- ・「破碎瓦の応用実験①（埋設管の埋戻し材への適用等）」
- ・「破碎瓦の応用実験②（ヒートアイランド抑制効果）」
- ・「破碎瓦の応用実験③（防草実験）」

名古屋工業大学 高度防災工学センター 助教 森河由紀弘

- ・「その他の話題」について

話題提供者：調整中

