

博士論文

クリンカアッシュの地盤材料特性
および有効利用に関する研究

**Geomaterial Characteristics and
Effective Utilization of Clinker Ash**

平成23年3月

若槻 好孝

山口大学大学院理工学研究科

学位論文要旨

学位論文題目：クリンカアッシュの地盤材料特性および有効利用に関する研究
(Geomaterial Characteristics and Effective Utilization of Clinker Ash)

クリンカアッシュは、石炭火力発電所から排出される石炭灰であり、環境関連法では、循環型社会形成の観点から、有効利用が求められている。しかし、クリンカアッシュの有効利用率は低く、今後、より一層、効果的、効率的な利用を促進する必要がある。また、クリンカアッシュは、石炭を約 1,500℃ の高温で燃焼後、ボイラー底部の水槽に落下させ、急冷・硬化する際に生成された材料であり、多くの空隙が存在する。さらに、クリンカアッシュは破砕機により、粒径が約 2cm 以下になるよう破砕されることから、粒子の表面は非常に角張っている。このようなことから、自然界に存在する土と比較して異なる点も多いが、クリンカアッシュに関する研究は、非常に少なく、物理特性や力学特性の概略結果が僅かに存在するに過ぎない。また、その適用にあたっては、盛土材料、補強土壁の裏込材料、ドレーン材料、コンパクションパイル材料等へ利用された事例はあるものの、既往の研究成果のみでは、クリンカアッシュの材料特性を統括的に把握し、普遍的にこれらの設計を行うことは不可能である。

本研究では、このように不明確なクリンカアッシュの材料特性を室内試験や原位置試験により明らかにするとともに、この試験結果に基づきクリンカアッシュの地盤材料への適用性について検討を行い、その有効性を明らかにした。以下、本論文を各章ごとに要約する。

第1章「序論」

クリンカアッシュ含めた石炭灰の生成過程やその基本的な性質をまとめるとともに、石炭灰の生産量や有効利用量の経時変化を概観し、クリンカアッシュの有効利用促進の必要性を述べた。また、産業廃棄物に位置づけられる石炭灰の環境影響とこれに関する法体系についても整理した。

第2章「従来の研究」

クリンカアッシュを利用する上で、これまで行われてきた取り組みについて、物理特性、力学特性、化学特性および粒子特性などの研究をとりまとめた。さらに、地盤材料への適用性に関する既往事例および研究を整理した。

第3章「クリンカアッシュの地盤材料特性」

クリンカアッシュ粒子が人工的に生成されたものであることを考慮し、その形状や単粒子破砕強度を評価することで粒子特性の検討を行った。また、クリンカアッシュを地盤材料として取り扱うために、自然砂と同様な物理試験や力学試験も行い、これらとの相違を比較検討し、クリンカアッシュの特徴を検討した。さらに、これらの物理特性、力学特性

は、クリンカアッシュの粒子特性と密接に関連していることを明らかにした。また、クリンカアッシュを構成する化学成分の分析結果から自然土やスラグなどとの比較を行い、その特徴をとりまとめるとともに、重金属溶出量を調べ環境負荷に対する評価も行った。

第4章「クリンカアッシュの地盤材料としての適用性検討」

第3章で明らかとなった粒子特性、物理特性および力学特性から地盤材料としての適用の可能性を検討した。さらに、その結果から我が国の社会、経済および自然状況を踏まえ、優先すべき以下の利用形態を検討し、クリンカアッシュの有効性を明らかにした。

(1) 軟弱地盤上の盛土材料に関する適用性

我が国の都市圏は沖積平野に位置する場合が多く、今後、計画される道路や宅地造成などが既設構造物に近接することが容易に想像される。このような場合、盛土荷重に伴う軟弱地盤の側方流動や圧密沈下により、これらの既設構造物が影響を受ける可能性が高い。このため、クリンカアッシュを盛土材料として採用し、盛土荷重の軽減を図ることで軟弱地盤上の近接施工対策に大きく貢献する結果を得た。

(2) 補強土（テールアルメ）壁工法の裏込め材料に関する適用性

上記に関連して、都市圏のように用地に余裕のない箇所における盛土は、補強土壁が有効であるが、クリンカアッシュは、軽量でせん断強度が高いため、所定の補強効果を確保しつつ、自然砂よりも少ない補強材料で補強土壁を構築することが可能と考えた。このため、まず、クリンカアッシュを裏込め材料とした実物大の補強土壁の補強材（ストリップ）の引抜き試験を行い、クリンカアッシュの補強効果が極めて高いことを確認した。さらに、この補強効果を踏まえた補強土（テールアルメ）壁工法の設計を行い、クリンカアッシュの有効性を明らかにした。

(3) 斜面上の盛土材料に関する適用性

近年、地球環境の変化に伴い豪雨が多発しており、これによる盛土の崩壊事例も多く見受けられる。クリンカアッシュは、透水性やせん断強度が高いため、このような、豪雨に対しても安定性が高いものと考えられる。このため、保水性試験により、クリンカアッシュの不飽和浸透特性を明らかにした。また、この試験結果に基づき、二次元飽和—不飽和浸透流解析および修正フェレニウス法による円弧すべり検討を行いクリンカアッシュ盛土の豪雨時の浸透特性と安定性を明らかにした。

第5章「結論」

各章ごとに得られた知見について要約し、全体の結論とするとともに、今後の課題についてとりまとめた。

Abstract

Abstract for PhD Thesis

Title : Geomaterial Characteristics and Effective Utilization of Clinker Ash

Clinker ash is coal ash that is discharged from coal-fired power plants, and environment-related laws require that it be effectively used, from the point of view of fostering a recycling-orientated society. However, its effective utilization rate is low, so it is necessary to further promote effective utilization in the future. Clinker ash is also produced by burning coal at a temperature of about 1,500 degrees Celsius, then dropping the residue into a water tank at the bottom of the boiler, and finally cooling and curing quickly. The resulting product has many pores, and when it is broken into pieces with a crusher, the grain diameter is about 2 cm and the surface has very sharp edges. As a result, compared with soil existing in the natural world, clinker ash has many different characteristics, but very little research has been conducted on clinker ash and only a few physical and mechanical properties have been outlined. Example applications include materials for embankment, backfilling in the reinforced soil wall, compaction piling, and base course, but the past research fruits alone do not make it possible to comprehensively grasp the material characteristics of clinker ash for universal design.

In this research, we have clarified the unclear material characteristics of clinker ash through laboratory and in-situ tests, and worked on the applicability to geomaterials according to the test results to reveal the effectiveness.

Chapter 1 "Introduction" summarizes the generation process and basic properties of coal ash including clinker ash, presents the general view of chronological changes in the production and effective consumption of coal ash, and describes the necessity of promoting the effective utilization of clinker ash. In addition, it outlines the impact of coal ash defined as industrial waste on the environment and the legal system.

Chapter 2 "Prior Research" summarizes research on physical, mechanical, chemical, and particle characteristics, which has been carried out to with an aim of using clinker ash. Moreover, it shows past examples and studies of the applicability to geomaterials.

Chapter 3 "Material Characteristics of Clinker Ash" introduces our investigation of the particle characteristics through evaluation of the shape and single particle crush strength in consideration that clinker ash particles are produced artificially. To handle clinker ash as a geomaterial, we conducted physical and mechanical tests used for natural sand in order to compare the physical and mechanical characteristics and to identify the properties of clinker ash. As a result, we showed that the physical and mechanical characteristics relate closely to the particle properties. In addition, we compared the resulting chemical composition of clinker ash with that of natural soil or slag to

Abstract

outline the former features, and checked for the amounts of released heavy metals to evaluate environmental load.

Chapter 4 “Working on the Applicability of Clinker Ash to Geomaterials” shows whether clinker ash can be applied to geomaterials from the viewpoints of the particle, physical, and mechanical characteristics indicated in Chapter 3. We proved the effectiveness of clinker ash by working on the following applications to which priority should be given while taking account of the social, economic, and natural situations of our country.

(1) Applicability to embankment materials on soft ground

In Japan, most urban areas are situated in alluvial plains, so it is easily assumed that roads and housing sites will be constructed near existing structures. In this case, the embankment load has a high possibility of causing lateral flow and consolidation settlement of the soft ground, resulting in an impact on the structures. We employed clinker ash as an embankment material to reduce the embankment load, and showed great contribution to neighboring construction measures on the soft ground.

(2) Applicability to backfilling materials for reinforced soil walls

Relating to the above, reinforced soil walls are effective in embankment for an area like a city having no marginal land. We thought that clinker ash could be used to construct a reinforced soil wall in smaller quantities than natural sand while maintaining its reinforcing effect because of its light weight and high shear strength. Therefore, we made a full-scale reinforced soil wall while using clinker ash as a backfilling material, and conducted a wall pull-out test. The test results showed that the clinker ash had a very high reinforcing effect. Moreover, we designed a reinforced soil wall according to the reinforcing effect to clarify the effectiveness of clinker ash.

(3) Applicability to embankment materials on slopes

Recently, changes in the global environment frequently cause heavy rains, resulting in many embankment slides. We thought that clinker ash could be kept stable against such a heavy rain, by virtue of high permeability and shear strength. Accordingly, we conducted a water-retention test to reveal that the clinker ash had an unsaturated percolation effect. Moreover, we used saturated-unsaturated seepage flow analysis and the modified Fellenius method to find the circular slip, and showed the permeability and stability of the clinker ash during a heavy rain.

Chapter 5 “Conclusions” summarizes findings obtained on a chapter basis as our overall conclusions.

目次

第1章 序論	1
1.1 概説	1
1.2 石炭灰の生成過程と性質の概要	4
1.3 石炭灰の発生量と利用状況	6
1.3.1 石炭灰の発生量	6
1.3.2 石炭灰の利用状況	7
1.3.3 クリンカアッシュの発生量と利用量	9
1.4 石炭灰の取扱いに係わる関連法令	10
1.5 本論文の目的と構成	17
1.5.1 本論文の目的	17
1.5.2 本論文の構成	17
参考文献	21
第2章 従来の研究	22
2.1 クリンカアッシュの基本特性に関する研究	22
2.1.1 物理特性	22
2.1.2 力学特性	23
2.1.3 化学成分および形状	25
2.2 クリンカアッシュの地盤材料としての有効利用に関する研究	28
参考文献	32
第3章 クリンカアッシュの材料特性	34
3.1 概説	34
3.2 用いた試料	36
3.3 物理特性	39
3.3.1 粒子密度	39

<目次>

3.3.2	粒度分布	40
3.3.3	最大間隙比および最小間隙比	41
3.4	粒子特性	46
3.4.1	粒子形状	46
3.4.2	単粒子破碎特性	48
3.5	力学特性	53
3.5.1	締固め特性	53
3.5.2	静的せん断特性	57
3.5.3	動的せん断特性	76
3.5.4	飽和透水特性	86
3.6	化学特性	89
3.6.1	化学成分	89
3.6.2	重金属溶出量	91
3.7	要約	92
	参考文献	95
第4章	クリンカアッシュの地盤材料としての適用性検討	98
4.1	概説	98
4.2	クリンカアッシュの性能を考慮した適用可能性の検討	100
4.3	軟弱地盤上の盛土材料に関する適用性の検討	104
4.3.1	検討方法	104
4.3.2	無対策時の検討	107
4.3.3	対策時の検討	115
4.4	補強土壁の裏込め材料に関する適用性の検討	118
4.4.1	検討する補強土壁工法の選定	118
4.4.2	ストリップとクリンカアッシュの摩擦特性	120
4.4.3	検討方法	134
4.4.4	検討結果	137

<目 次>

4.5 斜面上の盛土材料に関する適用性の検討	151
4.5.1 不飽和浸透特性	151
4.5.2 検討方法	156
4.5.3 検討結果	161
4.6 要約	167
参考文献	170
第5章 結論	172
5.1 研究成果	172
5.2 今後の課題	176
参考文献	178
謝辞	179

第1章 序論

1.1 概説

石炭は、電力を中心に世界のエネルギー源の一つとして、古くから広く利用されており、我が国における総合エネルギー政策の中では、原子力と並ぶ石油代替エネルギーの重要な柱として位置づけられている。これは、石炭が他のエネルギー資源と比較して以下のような有利な点を持っているためである。

- ① 埋蔵量が豊富で、可採掘年数長いこと
- ② 世界中に広く分布しており、中東に多く依存する石油とは異なり、オーストラリア、カナダなど政情の安定している国から輸入が可能であること
- ③ 石油に比べて、熱量当たりの単価が低く経済的に有利であること

これらのことから、石炭の需要は年々増加してきており、今後も増加していくものと考えられる。

現在、石炭の多くは電力を供給するための電気事業として、燃焼されて消費される。この時、必然的に発生するものが石炭灰である。前述したように、石炭の需要が年々増加することから、結果として、石炭灰の発生も年々増加してきており、今後も増加していくことが予想される。従来、石炭灰のうち、フライアッシュは、主にセメント分野を中心に研究がなされ、実用化も進み、その利用率は95%以上と、かなり有効利用が進んでいると言える。しかし、クリンカアッシュは、全石炭灰に占める割合が5~15%と小さいこともあり、有効利用率は、2003年時点で67%と低い状況にある。一方、2001年には社会の物質循環を確保するために「循環型社会形成推進基本法」が施行され、「廃棄物処理法」、「資源有効利用促進法」、「グリーン購入法」等の法律が次々と改正・施行された。特に「資源有効利用促進法」では、石炭灰は「特に再生資源として有効利用を促進しなければならない指定副産物」に位置付けられている。また、グリーン購入法では、有効利用率の高いフライアッシュでも「公共事業における使用実績が十分でない」とされており、クリンカアッシュは、さらに実績を上げ、有効利用を促進しなければならないものと考えられる。

上記のように、クリンカアッシュの有効利用率が低いこと、有効利用促進に関する指定副産物であること、利用実績が少ないことを踏まえると、クリンカアッシュを大量に消費できる地盤材料などへの適用性の拡大とその実績の積み重ねに取り組む必要があると考えられる。

しかしながら、クリンカアッシュは、人工的に生成された材料であり、その粒子形状や

単粒子強度など、自然界に存在する土と比較して異なる点も多い。例えば、クリンカアッシュの粒子は、生成後、粉碎されていることもあり、形状が非常に複雑であることから、これらのかみ合わせにより、せん断強度が大きい。また、石炭燃焼時の高温からボイラー底部の水槽で急冷されるため、粒子の奥まで空隙が存在することから、軽量で透水性や保水性が高いことが容易に想像できる。ただし、粒子強度は小さく、指圧で崩れる場合もあることから、破碎性が高く、これが、地盤材料としての利用にあたって、障害となる可能性もある。

このような特徴を持つクリンカアッシュに関する研究は非常に少なく、物理特性や力学特性を概略的に求めた事例が僅かにあるに過ぎない。また、その適用にあたっては、盛土材料、路床・路盤材料(写真-1.1.1参照)¹⁾、抗土圧構造物の裏込め材料(写真-1.1.2参照)²⁾、ドレーン材料、コンパクションパイル材料、凍上抑制材等へ個別に利用された事例はあるものの、既往の研究成果のみでは、クリンカアッシュの材料特性を統括的に把握し、普遍的にこれらの設計を行うことは不可能である。

本研究では、以上のような背景を踏まえ、未解明なクリンカアッシュの粒子特性、物理特性、力学特性などの材料特性を検討している。また、クリンカアッシュの地盤材料として有効利用の可能性を検討するとともに、現在の我が国の社会・経済・自然状況を踏まえ、具体的な検討項目として「軟弱地盤上の盛土材料に関する適用性」、「補強土壁の裏込め材料に関する適用性」、「斜面上の盛土材料に関する適用性」を抽出・検討し、クリンカアッシュの有効性を明らかにしている。この一連の研究がクリンカアッシュの地盤材料としての有効利用の拡大の一助につながるものとする。

以下に、本章の各節を概説する。第2節では、クリンカアッシュを含む石炭灰全般の生成過程と性質の概要を示した。また、第3節では、石炭灰全般とクリンカアッシュの発生量および利用状況を確認し、第4節では、石炭灰の法的取り扱いを概観した。さらに第5節において本論文の目的と構成を示した。



写真-1.1.1 クリнкаアッシュの路盤材料としての適用事例



写真-1.1.2 クリнкаアッシュの裏込材料としての適用事例

1.2 石炭灰の生成過程と性質の概要

(1) 石炭灰の生成過程

石炭灰は、一般産業（化学、紙パルプ産業等）から発生するものもあるが、主として電気事業の石炭火力発電所から発生する。石炭火力発電所のタイプとしては、微粉炭燃焼方式と流動床燃焼方式の2つがあるが、現状は微粉炭燃焼方式が主流である。

微粉炭燃焼方式における石炭灰の種類と発生位置を図-1.2.1に示す。石炭灰は、主にクリンカアッシュとフライアッシュの2種類に大別される。クリンカアッシュは、ボイラー内で燃焼によって生じた石炭灰の粒子が溶解して相互に凝集し、底部の水槽に落下堆積したものであり、主に砂分・礫分で構成されている。フライアッシュは、燃焼ガス中に浮遊して球形粒子となり、電気集塵器で回収されるものであり、主に細粒分で構成されている。なお、節炭器、空気余熱器で落下回収される灰が少量あり、シンダアッシュと呼ぶが、フライアッシュに含めて回収されることが多く、これらを含めてフライアッシュと総称することが多い。クリンカアッシュとフライアッシュ（シンダアッシュ含む）の発生割合は、概ね5～15%：85～95%である¹⁾。

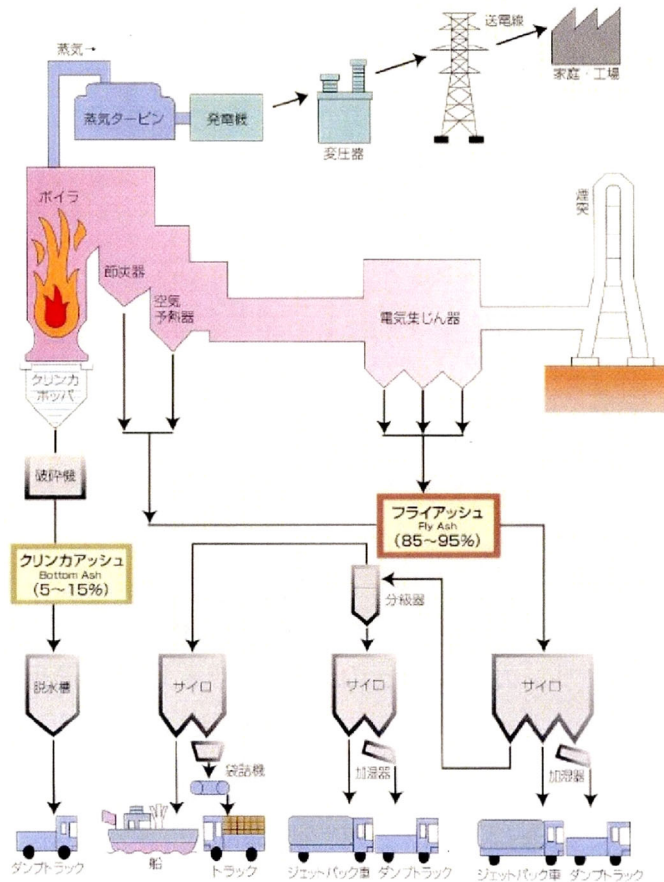

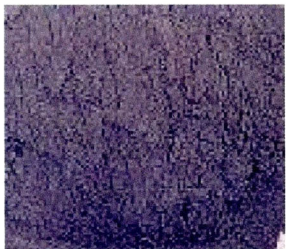
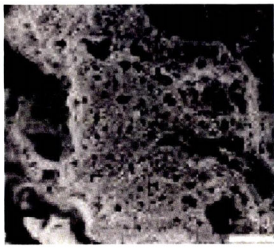



図-1.2.1 微粉炭燃焼方式における石炭灰の生成過程

(2) 石炭灰の性質の概要

文献¹⁾に紹介されている微粉炭燃焼方式により生成されたクリンカアッシュとフライアッシュの性質の概要を表-1. 2. 1 に示す.

表-1. 2. 1 石炭灰の性質の概要

種類	クリンカアッシュ	フライアッシュ
色・外観		
粒子形状		
工学的性質	赤熱状態でボイラ底部の水槽に落下した石炭灰を破砕機で粉碎，粒度調整したもので，赤熱状態から急冷水洗したものであるため化学的に安定している.	主成分がシリカ・アルミナであり，セメントの水和反応で生成する水酸化カルシウムとポゾラン反応を起こすなど長期的に密実な構造が形成される.
物理的性質	<ul style="list-style-type: none"> ・ 粒子は細礫と粗砂を中心とした締固め性能の高い砂と同じ粒度分布. ・ 透水係数も砂と同程度で高い. 排水性を有する他，表面に多数の細孔があり，水保有率が一般土壌に比べ高い. ・ 軽量で，高いせん断強度を持っている($\phi \geq 30^\circ$). ・ 密度：一般に$2.3(\pm 0.3)\text{g/cm}^3$程度 ・ pH：一般に$9(\pm 1.5)$程度 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 微細粒子で球形をしているため，フライアッシュを混合したコンクリートやモルタルは流動性が增大する. ・ 粒径は0.1mm以下が90%以上を占めるが，基本的性質は砂状の性質をもっており，締固め性能が高い. ・ 密度：一般に$2.3(\pm 0.3)\text{g/cm}^3$程度 ・ pH：一般には11(ややバラツキ大)程度
化学成分	<成分割合> SiO_2 ：65%程度 Al_2O_3 ：15%程度 Fe_2O_3 ：10%程度 CaO ：5%程度 その他：5%程度	<成分割合> SiO_2 ：60%程度 Al_2O_3 ：20%程度 Fe_2O_3 ：5%程度 CaO ：10%程度 その他：5%程度

1.3 石炭灰の発生量と利用状況

1.3.1 石炭灰の発生量

石炭は、図-1.3.1³⁾に示すように石油や天然ガスなど他のエネルギーに比べて埋蔵量が豊富であるとともに、世界の広範囲に分布している。また、今後は、図-1.3.2³⁾に示すように、2005年の生産量で155年以上採掘し続けることができると予想されている。石炭の分布は、米国、ロシア、中国など、世界各地に広がっており、石油のように地域的な偏りもないことから、石炭は安定供給あるいは安定価格といった利点を持っている。このような背景から日本の石炭の需要量は拡大し続け、2004年の石炭輸入量は18,666万tにのぼり、世界第1位（24.3%）の石炭輸入国となった。

日本における石炭の利用は、以下に示すように、原料炭、一般炭、無煙炭に分類される。この内、石炭灰が発生するのは一般炭と無煙炭であるが、無煙炭の使用量は非常にわずかである。一般炭は図-1.3.3³⁾に示すように主に電力として使用され、その他に化学工業やセメント・窯業などの一般産業で使用されている。

- ・ 原料炭：製鉄用のコークスや都市ガス製造、石炭化学工業の原料
- ・ 一般炭：スチームや発電用ボイラーなどの二次エネルギーや、暖房などの火力
- ・ 無煙炭：煙が少ないため、現在では練炭や豆炭などの成形炭としての用途で一般家庭でも使用

2007年度（平成19年度）の実態調査⁴⁾によれば、日本の石炭灰の発生量は、毎年増加し、2004年には、全国で1,199万tが発生している。この内、電気事業の石炭火力発電所から発生する石炭灰は全国で880万t（73.4%）であり、石炭灰の多くは石炭火力発電所から発生している。

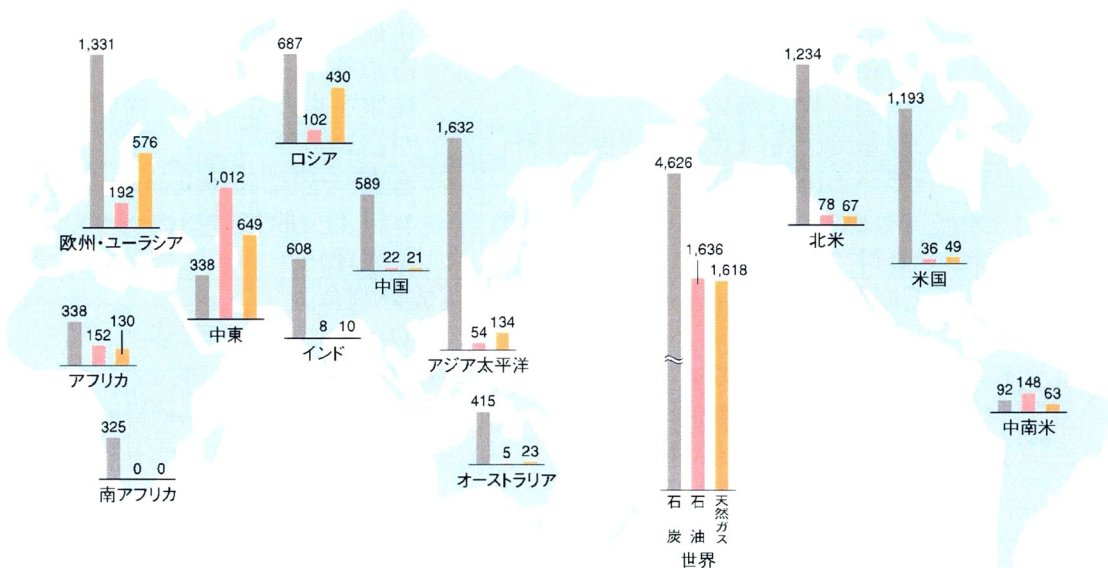


図-1.3.1 世界の石炭および石油・天然ガス資源の埋蔵量 (石油換算億トン)

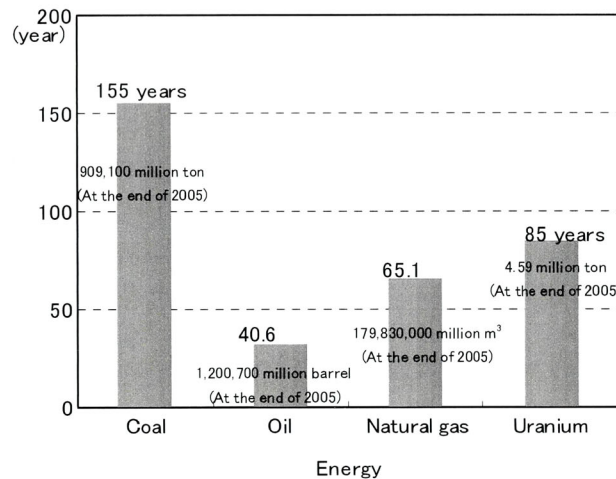


図-1.3.2 主な資源の確認可採埋蔵量と可採年数

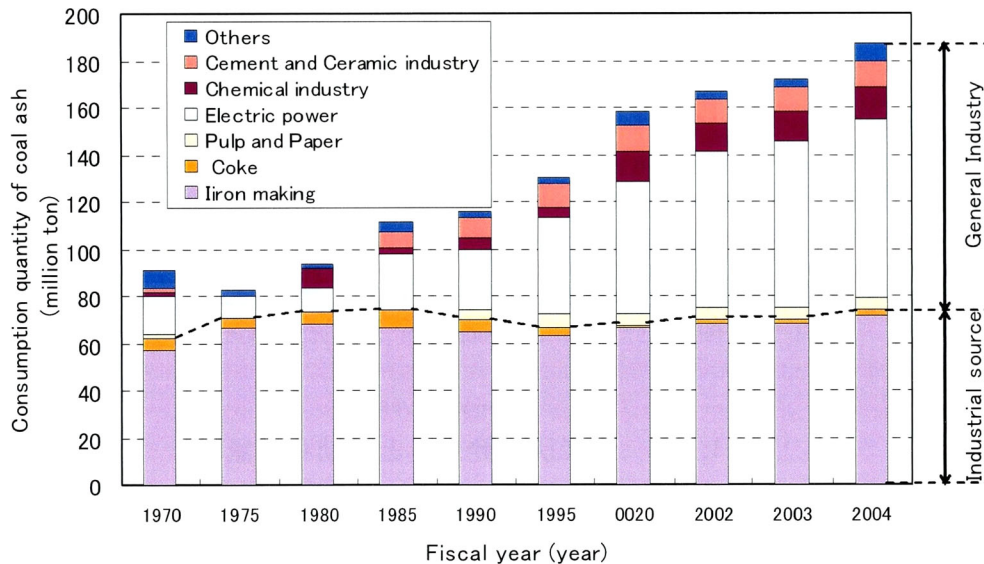


図-1.3.3 日本の産業分野別石炭消費量の推移

1.3.2 石炭灰の利用状況

2007年度(平成19年度)までの石炭灰発生に対する有効利用および埋立て処分量の推移を図-1.3.4⁴⁾に示す。図からわかるように、石炭灰の有効利用量は年々増加し続けており、有効利用率を計算すると1994年は約65%であったものが2007年には約97%となり、かなり増加している。しかし、一方で埋立量は減少しており、これは、年々、埋立処分地の確保が困難となっているためである。また、有効利用量と埋立量の和が石炭灰の排出量となるが、これも年々増加する傾向にある。

石炭灰の有効利用については、1955年頃から石炭灰の資源としての有効性が着目されはじめた。当初、これをコンクリート用混和材とすることから研究が進められ、その結果、信頼性が特に要求されるダムに活用され始めた。その後、1970年代に至り、石油火力が石

炭火力に取って代わって以来、石炭灰の発生量が減り、一時その利用技術開発が停滞したが、2回の石油危機以降から再び石炭への燃料転換および新規石炭火力発電所建設の機運が高まり、海外炭の導入とあいまって石炭灰の発生量が年々増加する情勢に変わってきた。現在では、ダム、橋梁、水力・火力・原子力発電所など大型構造物に大量に使用されており、また建材、道路材料、肥料、地盤改良材など身近なものにも活用されている。

図-1.3.5⁴⁾に石炭灰の分野別有効利用量を示す。石炭灰は、セメント分野、土木分野、建築分野、農林・水産分野など多岐にわたる資材や原料として利用されている。主な利用分野は、セメント分野であり、約70%を占めている。

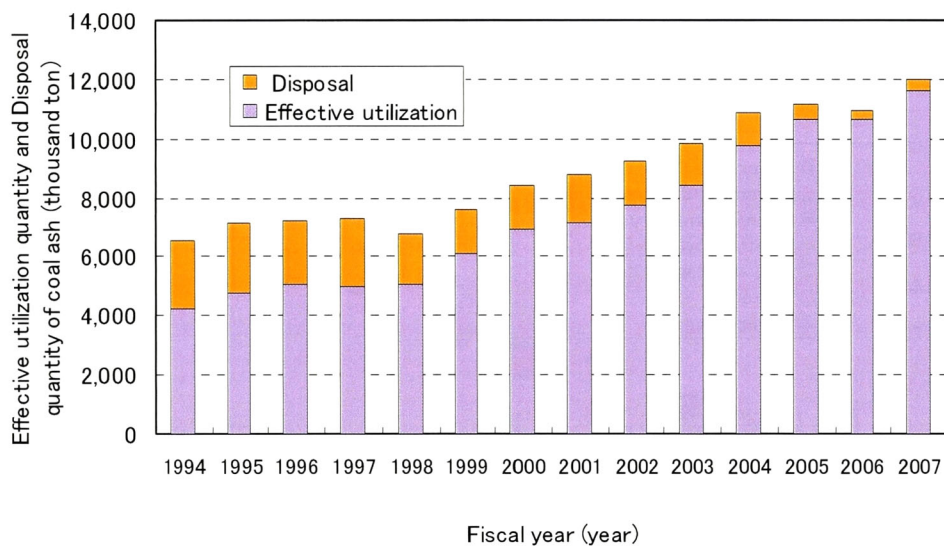


図-1.3.4 石炭灰の発生量と有効利用量

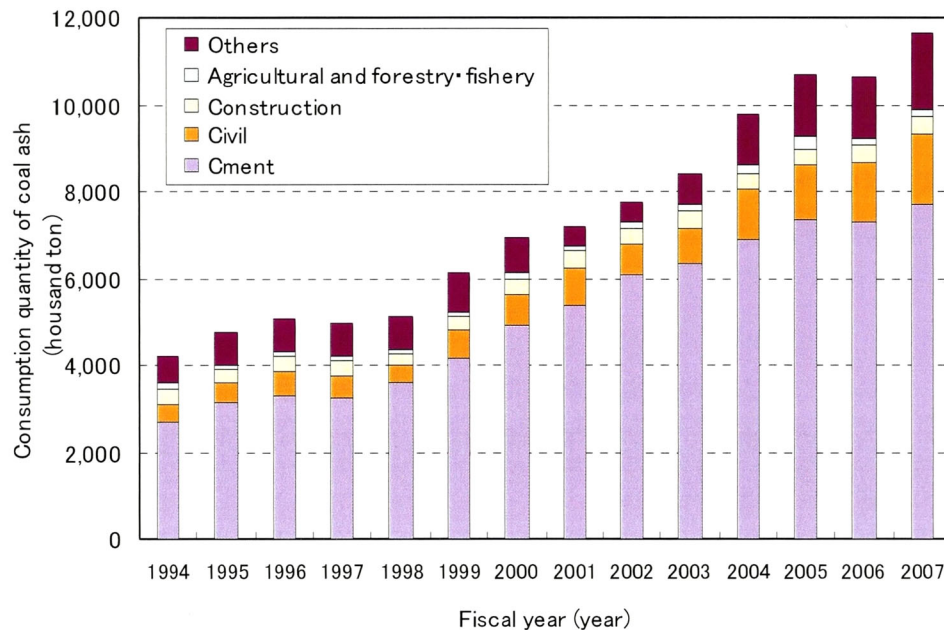


図-1.3.5 石炭灰の有効利用の分野別内訳

1.3.3 クリンカアッシュの発生量と利用量

クリンカアッシュの発生量と利用量に関する定量的なデータは少ないが、環境技術協会・日本フライアッシュ協会⁵⁾では、石炭火力発電所における1999年～2003年のデータを取りまとめている（図-1.3.6参照）。

これによれば、クリンカアッシュの発生量は、1999年以降、毎年増加し、2003年には700千トン程度に達している。これに対して、有効利用量は、2002年に一端減少してはいるものの、全体としては、増加傾向にある。なお、クリンカアッシュがどのような目的で何に利用されているか、あるいは、それぞれがどのような利用率であるかの定量的で明確な資料は、現在、公表されていないのが現状である。ただし、「2.2 地盤材料としての有効利用に関する研究」には、クリンカアッシュの有効利用の状況が示されており、これを参照されたい。

また、クリンカアッシュの利用率は、2003年で約67%であり、同年の石炭灰全体の有効利用率が85%であるのに対して低い状況にある。これは、クリンカアッシュが、これまで火力発電所の副産物としての扱いしか行われていなかったため、地盤材料などに供給するには、その知名度があまり高くなかったことに加えて、発電プラントから取り出したクリンカを仮置きし、さらに海上や陸上で出荷するための供給体制が整っていなかったため、大量利用へ繋がらなかったことがあげられる。しかし、近年になって、中国地方などでは、このような課題を少しずつ解消し、大量供給が可能となってきたことから、今後は、さらに、有効利用の促進が望める状況となっている。

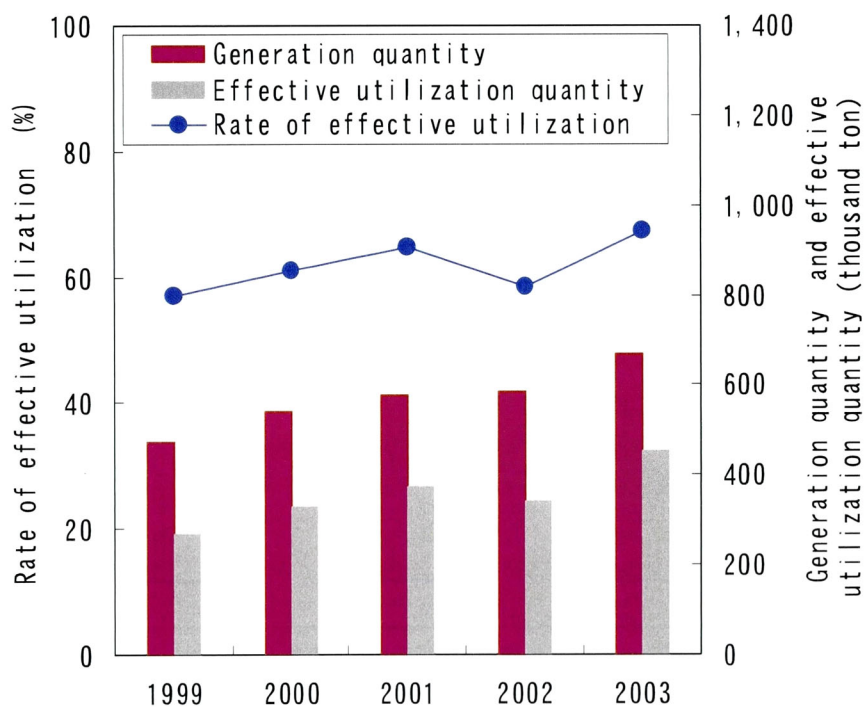


図-1.3.6 クリンカアッシュの発生量と利用量

1.4 石炭灰の取扱いに係わる関連法令

(1) 循環型社会の形成推進のための法体系

石炭灰は、産業廃棄物であることから、これに関するいくつかの法令がある。図-1.4.1は、環境省の平成21年版環境・循環型社会・生物多様性白書⁶⁾に示されている循環型社会の形成の推進のための施策体系に一部加筆修正を加えたものである。これによれば、環境に関する根幹をなす法律は、環境基本法であり、次いで、その基本的な枠組みを示す循環型社会形成推進基本法施行されている。そして、これを適正かつ促進するために、廃棄物の適正処理やリサイクルの推進に関する法令があることがわかる。また、リサイクルに関しては個別の規制も存在している。需要面からの支援という位置づけでは、グリーン購入法もあり、循環型社会の形成が推進されるよう体系化されている。

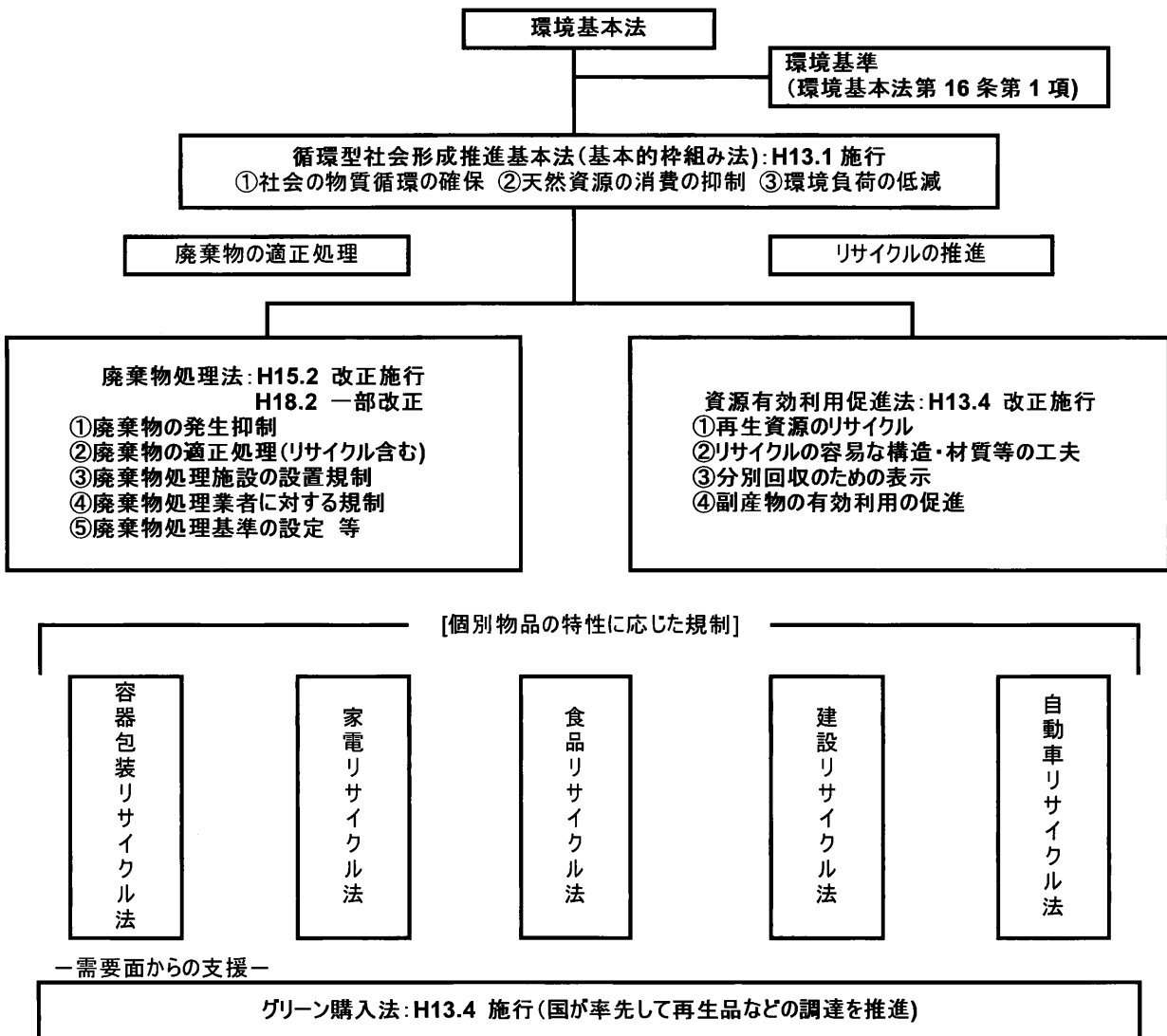


図-1.4.1 循環型社会の形成の推進のための施策体系（一部加筆修正）

(2) 循環型社会形成推進基本法における石炭灰の扱い

循環型社会形成推進基本法（以下「基本法」という）は、廃棄物対策とリサイクル対策を総合的かつ計画的に推進する目的で、「大量生産・大量消費・大量廃棄」型社会から循環型社会の形成を目指し、平成13年1月に完全施行されたものである。

基本法では、目指すべき「循環型社会」を「第1に製品等が廃棄物等になることを抑制し、第2に排出された廃棄物等についてはできるだけ資源として利用し、最後にどうしても利用できないものは適正に処分することが徹底されることにより実現される、天然資源の消費が抑制され、環境への負荷が低減される社会」と定義し、この循環型社会を形成するためには、第1に廃棄物等（有価・無価を問わない）の発生を抑制し、第2に発生した廃棄物等のうち有用なものを「循環資源」と定義するとともに、その循環的な利用（再利用、再利用、熱回収）を図り、最後に無用となったものを適正処分すべきことを規定するとともに循環資源の循環的な利用や処分は環境保全上の支障が生じないように適正に行われなければならないことを規定している。

これを石炭火力発電所から発生する石炭灰に当てはめて整理すると、「製品（電気）を生産する過程で発生する廃棄物等（石炭灰）については、発電効率の向上、灰分の少ない石炭の利用等により、発生を抑制するが、排出された廃棄物等（石炭灰）のうち有用なもの（大半）を循環資源として、環境保全上の支障が生じないような循環的な利用（再利用・再生利用⇒有効利用）を図り、最後に無用となったものを適正処分（管理型処分場への処分）する。」ということになる。したがって、石炭灰は、この基本法の下、適正処分（管理型処分場への処分）では、廃棄物処理法により規制され、循環的な利用（再利用・再生利用⇒有効利用）では、資源有効利用促進法により規制される。

(3) 基本法に係る法体系における石炭灰の扱い

(a) 廃棄物処理法における石炭灰の扱い

廃棄物処理法では、「廃棄物」とは、「ごみ、粗大ごみ、燃え殻、汚泥、ふん尿、廃油、廃酸、廃アルカリ、動物の死体その他の汚物又は不要物であって固形状又は液状のもの（放射性物質及びこれによって汚染されたものを除く。）」と定義されており、このうち、「事業活動に伴って生じた廃棄物のうち燃え殻、汚泥、廃油、廃酸、廃アルカリ、廃プラスチック類その他政令で定める廃棄物」を「産業廃棄物」と定義されている。

この定義に基づくと不要物となったクリンカアッシュは法定産業廃棄物の「燃え殻」に、フライアッシュは政令指定産業廃棄物の「ばいじん」（大気汚染防止法第2条第2項に規定するばい煙発生施設において発生する「燃料その他の物の燃焼又は熱源として電気の使用に伴い発生するばいじん」）に該当することとなり、廃棄物処理法に基づき、中間処理もしくは再生利用特例による再資源化・再利用（排出事業者自らが行う場合は、事業許可等は不要）、管理型最終処分場への処分といった適正処理を行わなければならない。

ここで廃棄物処理法の適用の有無を決定する不要物の判断は、「占有者が自ら利用し、又は他人に有償で売却することができないため不要になった物をいい、これらに該当するか否かはその物の性状、排出の状況、通常の見取り形態、取引価値の有無及び占有者の意志等を総合的に勘案して判断」とされており、いわゆる総合判断説が最高裁判例によっても採用されている。

(b) 資源有効利用促進法における石炭灰の扱い

資源有効利用促進法においては、以下の4項目を事業者に義務付け循環型経済システムの構築を目指している。

- 1) 製品回収・リサイクルの実施などリサイクル対策の強化
- 2) 製品の省資源化・長寿命化等による廃棄物の発生抑制対策
- 3) 回収した製品の部品等の再使用対策
- 4) 副産物の発生抑制及びリサイクルの推進

石炭灰については、4)の中で「特に再生資源としての有効利用を促進しなければならない指定副産物」と位置付けられ、この基本方針に沿って、特に電力業界では自社工事への利用を拡大するとともに、設備の整備、建設資材としての用途の拡大、品質向上のための技術開発等に関する自主的な取組みが図られている。

(c) グリーン購入法における石炭灰の扱い

グリーン購入法は、需要面から循環型社会の形成に資するものとして制定され、国（国会、各省、裁判所）、及び政令で定められる独立行政法人及び特殊法人（以下「各機関」という。）は、毎年度国の定める「基本方針」に即して機関毎の「環境物品等の調達推進を図るための調達方針」を作成、公表し、具体的目標を定めて再生品等の環境物品等の調達を推進し、年度終了後、調達実績を公表することとされている。

対象となる物品としては、建設資材等に着目した公共工事や役務を含む14分野にわたる151品目が平成13年度末時点で選定されているが、これら品目等は、開発状況・科学的知見の充実等に応じて、毎年度見直しが実施される。

石炭灰関連商品については、平成14年度末現在で、公共工事資材のうち混合セメントとしてフライアッシュセメントが特定調達品目に指定されているが、その他については、平成15年5月公表の特定調達品目候補群（ロングリスト）として、以下の品目が掲載されている。表-1.4.1に特定調達品目候補群（資材）一覧表（石炭灰関係抜粋）を示す。

これら検討結果によれば、公共工事における使用実績が十分でないという課題が大きい。しかし、この制度は、有効利用促進の後押しをする制度であるため、本制度の趣旨を十分理解しつつ、石炭灰有効利用技術が調達品目として採用されていくことが望まれる。

表-1.4.1 特定調達品目候補群（資材）一覧表（石炭灰関係抜粋）⁵⁾

総合品目名	提案品目名	検討結果
FS コンクリート	FS コンクリート	③②(①)
石炭灰焼成軽量骨材	高強度（フライアッシュ）人工骨材	②(①)
石炭灰焼成軽量骨材	焼成フライアッシュ骨材	②(①)
石炭灰を用いた吹付けコンクリート	石炭灰原粉を用いた吹付けコンクリート	②(①)
石炭灰を用いた吹付けコンクリート	石炭灰を使用した吹付けコンクリート用混和材	②(①)
石炭灰気泡混合軽量土	石炭灰を使用した気泡混合軽量土	②(①)
石炭灰を用いた地盤改良材	火力発電所発生廃棄物を用いた地盤改良材	③②(①)
石炭灰溶融スラグ混入アスファルト混合物	石炭灰を使用した舗装用カラー骨材	③②(①)
石炭灰溶融スラグ混入アスファルト混合物	石炭灰溶融スラグ舗装（ファイナッシュ舗装）	③②(①)
石炭灰を用いた地盤改良材	建設発生土への石炭灰（フライアッシュ）利用方法	③②(①)

検討結果の意味は以下のとおりである。

- ①：他の課題を解決した後に、コスト面について普及とともに比較対象品と同程度になる見込を確認する必要がある。
- ②：公共工事における使用実績が十分でない等、実際と同等の条件下で検証及び評価が十分になされていない。
- ③：JIS、JAS等の公的基準を満足または準拠していないなど、品質確保について不確実性が残る。なお、FSコンクリートについては、スラグとの組合せ、スラグの膨張性等に関する課題が挙げられている。

(4) 石炭灰の安全性評価に関する法基準など

石炭灰は表-1.4.2に示す例⁷⁾のように、微量であるが、重金属類等を含有する。このため、有効利用にあたっては、「循環資源の循環的な利用及び処分に当たっては、環境の保全上の支障が生じないように適正に行われなければならない（循環型社会形成推進基本法第6条2項）」という規定に十分留意しなければならない。

環境の保全上の支障が生じないための判断基準としては、環境基本法第16条第1項により定められる「大気汚染、水質汚濁、土壌汚染及び騒音に係る環境上の条件について、それぞれ、人の健康を保護し、及び生活環境を保全する上で維持されることが望ましい基準」が基本となる。これら基準は、大気・騒音・水質・土壌・ダイオキシン類に対するものに大別されるが、石炭灰の有効利用における安全性の評価において一般的に援用される基準及び測定項目としては、以下があげられる。

- ① 水質汚濁に係る環境基準（人の健康の保護に関する環境基準値）：健康保護基準
- ② 地下水の水質汚濁に係る環境基準：地下水汚濁基準
- ③ 土壌の汚染に係る環境基準：土壌環境基準
- ④ 水質汚濁防止法に基づく排水基準：排水基準
- ⑤ 海洋汚染防止法及び海上災害の防止に関する法律に規定され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：排出基準

これら環境基準において、石炭灰有効利用の安全性評価に援用される重金属類等の基準値の大きさには、次のような関係がある。

- ①健康保護基準＝②地下水汚濁基準＝③土壌環境基準<④地下水が汚染されない場合の土

壤環境基準<④排水基準<⑤排出基準

石炭灰の安全性評価においては、その有効利用形態として土木・建築工事など土壌と接して利用する形態が多いため、特に「土壌の汚染に係る環境基準」に準拠して評価する事例が多い。また、本論文の主目的が地盤材料としての有効利用であること、および上記のように本基準が安全性評価に対して最も厳しい基準であることから、ここでは、特に土壌環境基準について整理する。

表-1.4.2 石炭灰の溶出試験結果(例)

		アルキル水銀	全水銀	カドミウム	鉛	有機リン	六価クロム	砒素	シアン	PCB
国内炭	純水	ND	ND	ND	ND	ND	0.19	ND	ND	ND
	海水	ND	ND	ND	ND	ND	0.19	ND	ND	ND
中国炭	純水	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND
	海水	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND
南ア炭	純水	ND	ND	ND	ND	ND	0.10	ND	ND	ND
	海水	ND	ND	ND	ND	ND	0.15	ND	ND	ND
豪州炭	純水	ND	ND	ND	ND	ND	ND	0.06	ND	ND
	海水	ND	ND	ND	ND	ND	ND	0.20	ND	ND

(a) 土壌の汚染に係る環境基準と土壌について

環境基本法(平成5年法律第91号)第16条第1項による土壌の汚染に係る環境上の条件につき、人の健康を保護し、及び生活環境を保全するうえで維持することが望ましい基準(以下「土壌環境基準」という)として定められている。

① 土壌環境基準を適用される土壌と適用されない土壌

以下の土壌を除くすべての土壌がその適用対象とされている。

- A. 「汚染がもっぱら自然的原因によることが明らかであると認められる場所及び原材料の堆積場、廃棄物の埋立地その他の対象物質の利用又は処分を目的として現にこれらを集積している施設に係る土壌には適用しない」
- B. 「海域に隣接して海水の影響を受けていると考えられる土壌については、汚染原因や周辺地下水への影響等を個別の事例ごとに総合的に評価し、自然的な原因を十分考慮して土壌環境基準の適用の是非等を判断すること」

② 基準値(表-1.4.3参照)

土壌環境基準が適用される土壌についての基準値は、環境省告示第16号(平成13年3月28日)により、ふっ素及びほう素が追加され、27項目の有機化合物・重金属等について規定されているが、石炭灰は、無機物質であるため有機化合物以外の重金属等に関する項目についてのみ確認することが通例である。

また、カドミウム、鉛、六価クロム、砒素、総水銀、セレン、ふっ素及びほう素については、その土壌と地下水との関係より、1倍値基準と3倍値基準のふたつが規定されている。すなわち、「汚染土壌が地下水水面から離れており、かつ、現状において当該地下水中の

これら物質の濃度が水質環境基準（1 倍値基準値と同じ）の値を超えていない場合には 3 倍値基準を適用する。」とされている。

表-1. 4. 3 土壤環境基準値一覧表（重金属類等について抜粋）

基準項目	環境基準値	
	同右以外の土壤	地下水から離れて、かつ地下水が汚染されていない土壤
	(1 倍値)	(3 倍値)
カドミウム	0.01mg/リットル以下	0.03mg/リットル以下
鉛	0.01mg/リットル以下	0.03mg/リットル以下
六価クロム	0.05mg/リットル以下	0.15mg/リットル以下
ひ素	0.01mg/リットル以下	0.03mg/リットル以下
総水銀	0.0005mg/リットル以下	0.0015mg/リットル以下
セレン	0.01mg/リットル以下	0.03mg/リットル以下
ふっ素	0.8mg/リットル以下	2.4mg/リットル以下
ほう素	1mg/リットル以下	3mg/リットル以下

一方、土壤環境基準が適用されない土壤（①に示す A. B の土壤）についての基準値の考え方は、土壤における環境基準として明確に定められたものはないが、「土壤の汚染に係る環境基準の項目追加等について（答申）平成 12 年 12 月 26 日中央環境審議会」の例示を援用した場合、

A.の土壤に対しては、「海洋汚染及び海上災害の防止に関する法律」における「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総理府令」の基準値。

B.の土壤に対しては、自然状態の海域濃度を大幅に上回らないような対応として、水質汚濁防止法の排水規制等で判断することが可能と考えられる。これらは、いずれも土壤環境基準値の 10 倍の値が基準値となっている。

(b) 土壤環境基準の再利用物への適用

「土壤の汚染に係る環境基準についての一部改正について（平成 13 年 3 月 28 日環告 16 号）」により、ふっ素、ほう素が環境基準として追加されたが、これらが含まれる鉄鋼スラグ、石炭灰等の再利用物が投入された土壤に対する土壤環境基準の適用については、本改正の根拠となる「土壤の汚染に係る環境基準の項目追加等について（答申）平成 12 年 12 月 26 日中央環境審議会」において、以下のように定められた。

- (I) セメントや石膏ボード等の原材料として利用され構造物の一部となっている場合は、これらに適用しない。
- (II) 道路用等の路盤材や土木用地盤改良材等として利用される場合には、再利用物自体は周辺の土壤と区別できることから適用しない。
- (III) 肥料のように土壤に混ぜ合わせて使用する場合には、肥料を混合させた土壤に対し

ては適用する。

と解される。いずれの場合にも、再利用物周辺の土壌に対しては土壌環境基準を適用する。なお、上記の答申においては、さらに「路盤材、土木用地盤改良材等の再利用物の安全性の評価については、土壌環境基準及びその測定方法の援用が行なわれているが、現状有姿や利用形態に応じた適切な評価が行なわれる必要があると考える。そのため、再利用物の利用の促進と安全性の確保の観点から、再利用物の利用実態に即したりサイクルガイドライン等が関係省庁により早急に策定される必要があると考える」とされており、本改正の都道府県への通達においては、この考え方について「貴都道府県等においてはこのような援用が行なわれている場合には、現状有姿や利用形態に応じた適切な評価につき十分留意されるようお願いしたい。また、再利用物の利用の促進と安全性の確保の観点から、再利用物の利用実態に即したりサイクルガイドライン等が関係省庁により早急に策定される必要があると考えている。策定された際には活用されたい」（原文のまま）とされている。

(c) その他

平成14年5月29日に公布された土壌汚染対策法において、指定区域に定められた場合は、同法に基づき、汚染の除去等の措置（＝立入制限・覆土・舗装（直接摂取の場合）、汚染土壌の封じ込め、浄化等）が必要となる。この指定は、表-1.4.4に示す基準が守れない土地に適用される。

溶出基準は、土壌環境基準の本文基準値と同値である。このため、石炭灰有効利用の安全性評価基準として土壌環境基準の本文基準値を援用した場合は、土壌汚染対策法においても指定区域とされることはないが、その他基準により、本文基準値以上の基準値を設定する場合は、将来的な土壌汚染対策法との関係にも留意する必要がある。なお、含有量基準については、石炭火力発電所の石炭灰は、単体で十分基準値以下であるとされている。

表-1.4.4 特定有害物質および指定区域の指定基準（重金属類等について抜粋）

基準項目	溶出量基準	含有量基準
カドミウム	0.01mg/リットル以下	150mg/リットル以下
鉛	0.01mg/リットル以下	150mg/リットル以下
六価クロム	0.05mg/リットル以下	250mg/リットル以下
ひ素	0.01mg/リットル以下	150mg/リットル以下
総水銀	0.0005mg/リットル以下	15mg/リットル以下
セレン	0.01mg/リットル以下	150mg/リットル以下
ふっ素	0.8mg/リットル以下	4,000mg/リットル以下
ほう素	1mg/リットル以下	4,000mg/リットル以下

1.5 本論文の目的と構成

1.5.1 本論文の目的

クリンカアッシュは、石炭火力発電所から排出される石炭灰であり、環境関連法では、循環型社会を形成の観点から、この有効利用が求められている。しかし、クリンカアッシュの有効利用率は低く、今後、より一層の有効利用を促進する必要がある。また、クリンカアッシュは、石炭を約 1,500℃の高温で燃焼後、ボイラー底部の水槽に落下させ、急冷・硬化する際に生成されるものであり、多くの空隙が存在する。さらに、クリンカアッシュは粉砕機により、粒径が約 2cm になるよう粉砕されることから、粒子の表面は非常に角張っている。このため、自然界に存在する土と比較して異なる点も多いが、クリンカアッシュに関する研究は、非常に少なく、物理特性や力学特性を概略的に求めた事例が僅かにあるに過ぎない。また、その適用にあたっては、盛土材料、補強土壁工法の裏込材料、ドレーン材料、コンパクションパイル材料、路盤材等へ利用された例はあるが、既往の研究成果のみでは、クリンカアッシュの材料特性を統括的に把握し、普遍的にこれらの設計を行うことは不可能である。

本研究は、このように不明確なクリンカアッシュの材料特性を室内試験や原位置試験により明らかにするとともに、この試験結果に基づきクリンカアッシュの地盤材料への適用性について検討を行い、その有効性を明らかにすることを目的とした。

1.5.2 本論文の構成

本論文は、以下の5つの章から構成されている。

第1章 序論

第2章 従来の研究

第3章 クリンカアッシュの材料特性

第4章 クリンカアッシュの地盤材料としての適用性検討

第5章 結論

本論文の内容を各章ごとに要約すると以下の通りとなる。

第1章「序論」では、クリンカアッシュを含めた石炭灰の生成過程やその基本的な性質をまとめるとともに、石炭灰の生産量や有効利用量の経時変化を概観し、クリンカアッシュの有効利用促進の必要性を述べた。また、産業廃棄物に位置づけられる石炭灰の環境影響とこれに関する法体系についても整理した。

第2章「従来の研究」では、クリンカアッシュを利用する上で、これまで行われてきた

取り組みについて、物理特性、力学特性、化学特性および粒子特性などの研究をとりまとめた。さらに、地盤材料への適用性に関する既往事例および研究をとりまとめた。

第3章「クリンカアッシュの材料特性」では、クリンカアッシュ粒子が人工的に生成されたものであることを考慮し、その形状や単粒子破碎強度を評価することで粒子特性の検討を行った。また、クリンカアッシュを地盤材料として取り扱うために、自然砂と同様な物理試験や力学試験も行い、これとの相違を比較検討し、クリンカアッシュの特徴を検討した。さらに、これらの物理特性、力学特性は、クリンカアッシュの粒子特性とも密接に関連していることを明らかにした。また、クリンカアッシュを構成する化学成分の分析結果から自然土やスラグなどとの比較を行い、その特徴をとりまとめるとともに、重金属溶出量を調べ環境負荷に対する評価も行った。

第4章「クリンカアッシュの地盤材料としての適用性検討」では、第3章で明らかとなった粒子特性、物理特性および力学特性から地盤材料としての適用の可能性を検討した。さらに、その結果から我が国の社会・経済・自然状況を踏まえ、優先すべき以下の利用形態を検討し、クリンカアッシュの有効性を明らかにした。

(1) 軟弱地盤上の盛土材料に関する適用性

我が国の都市圏は沖積平野に位置する 경우가多く、今後、計画される道路や宅地造成などが既設構造物に近接することが容易に想定される。このような場合、盛土荷重に伴う軟弱地盤の側方流動や圧密沈下に伴い、これらの既設構造物が影響を受ける可能性が高い。このため、クリンカアッシュを盛土材料として採用した場合の有効性を二次元弾塑性FEM解析により検討した。その結果、クリンカアッシュは、基礎地盤に対する変形抑制効果として、軽量であること、剛性が高いことが上げられたが、主に盛土荷重の軽減効果が大きく、軟弱地盤上の近接施工対策に大きく貢献する結果を得た。

(2) 補強土壁の裏込め材料に関する適用性

上記に関連して、都市圏のように用地に余裕のない箇所における盛土は、補強土壁が有効であるが、クリンカアッシュは、軽量でせん断強度が高いため、大きな補強効果を確保しつつ、自然砂よりも少ない補強材料で補強土壁を構築することが可能と考えた。本研究では、まず、クリンカアッシュを裏込め材料とした実物大の補強土壁の引抜き試験を実施したが、このような、実物大の現場引抜き試験が実施できることは非常に稀であり、クリンカアッシュの補強効果が極めて高いといた有効なデータも得ることができた。

さらに、本研究では、先の現場引抜き試験結果により得られた見かけの摩擦係数を利用して現行設計法に基づくテールアルメ補強土壁の設計を行った。これまでの設計では、クリンカアッシュを利用する場合には、軽量性のみに着目し、見かけの摩擦係数は、実験結果が無かったため、砂質土の値を採用していたが、本研究で得られた補強効果の非常に高い見かけの摩擦係数とセカントアングルを採用することにより、クリンカアッシュの有効性を明らかにすることができた。

(3)斜面上の盛土材料に関する適用性

近年、地球環境の変化に伴い豪雨が多発しており、これによる盛土の崩壊事例も多く見受けられる。クリンカアッシュは、透水性やせん断強度が高いため、このような、豪雨に対しても安定性が高いものと考えた。このため、クリンカアッシュの保水性試験を行い、他の自然砂よりも体積含水率の増加に伴う比透水係数の増加は鈍いといった不飽和浸透特性を本研究で初めて明らかにした。

さらに、この試験結果に基づき、飽和一不飽和浸透流解析および修正フェレニウス法による円弧すべり計算を行った。その結果、クリンカアッシュの盛土内に地下水が形成され難いため、本研究で対象とした規模の豪雨であっても安定性が確保できることを明らかにした。

第5章「結論」では、各章ごとに得られた知見について要約し、全体の結論としている。

図-1.5.1には、本論文の構成と各章の相互関連性を示している。

第1章 序論

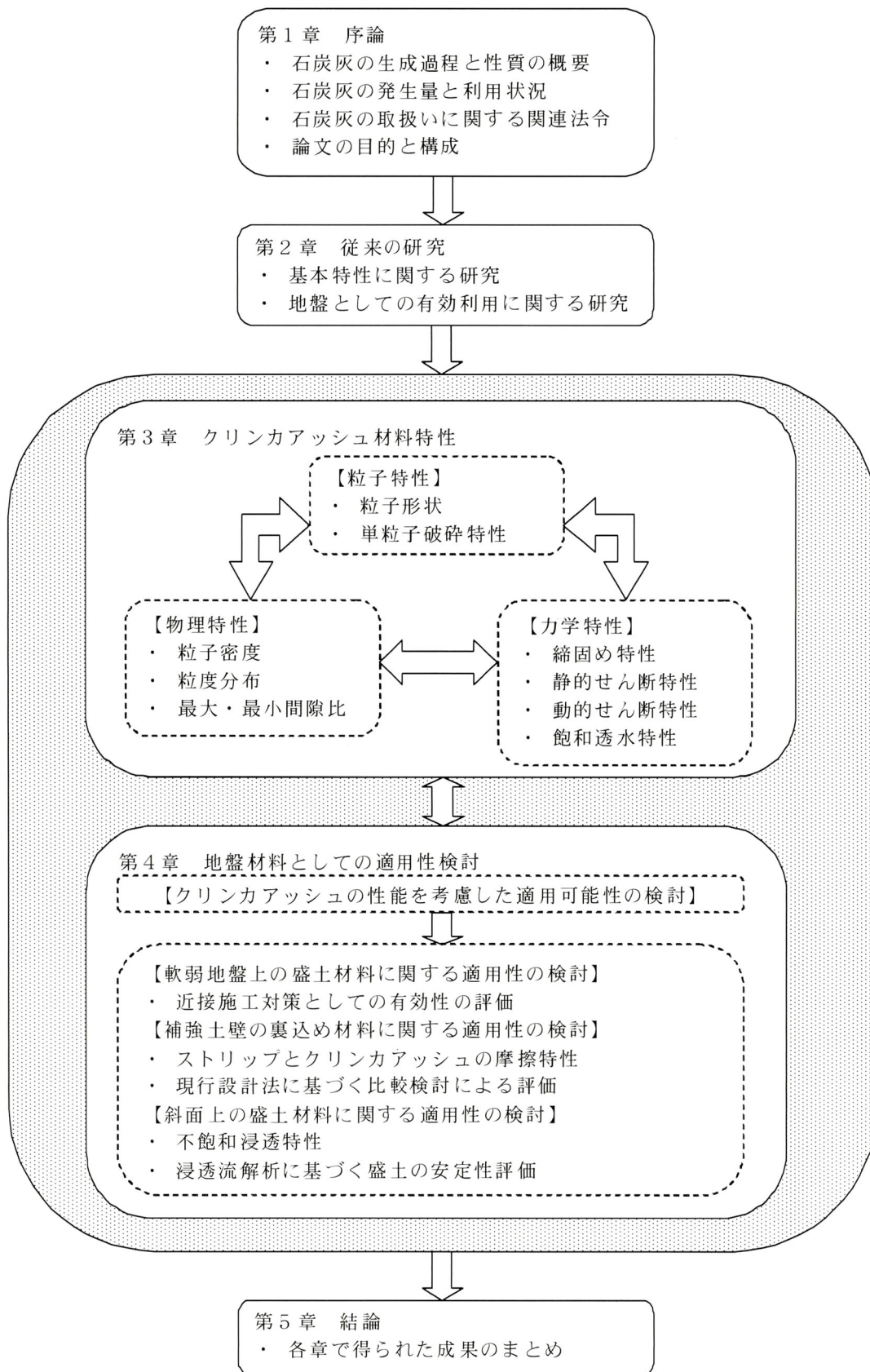


図-1.5.1 本論文の構成

参考文献

- 1) 土木学会エネルギー土木委員会：石炭灰有効利用技術について—循環型社会を目指して—, 2003.
- 2) 株式会社エネルギー・エコ・マテリアホームページ：<http://www.energia-eco-materia.co.jp/>より抜粋
- 3) 財団法人石炭エネルギーセンター：クリーンに利用される石炭（経済と環境が両立する世界を目指して), 2006.
- 4) 財団法人石炭エネルギーセンター：石炭全国実態調査報告書(平成19年度実績), 2007.
- 5) 環境技術協会, 日本フライアッシュ協会：石炭灰ハンドブック, 2005.
- 6) 環境省：平成21年版 環境・循環型社会・生物多様性白書, 2009.
- 7) 財団法人産業研究所：石炭灰及び鉱さいの性状等に関する報告書, 1982.

第2章 従来の研究

2.1 クリンカアッシュの基本特性に関する研究

2.1.1 物理特性

(1) 粒子密度

一般の無機質土の粒子密度が $2.6\sim 2.8\text{g/cm}^3$ の範囲であるのに対してクリンカアッシュは空隙が多いため、粒子密度は、 $1.9\sim 2.6\text{g/cm}^3$ 程度^{1)~7)}であり、比較的軽量と評価されている。

(2) 粒度特性

クリンカアッシュは、最大粒径が20mm以下となることを目標に粉砕されているため、図-2.1.1に示すように砂分および礫分が多く、その粒径幅は広い¹⁾。また、路盤材料としての利用に際して、修正CBR試験前後の粒度分布を比較した結果、図-2.1.2に示すように粒子破碎を生じる材料である⁸⁾ことが指摘されている。ただし、修正CBR値は、ほとんど変わらないようである。

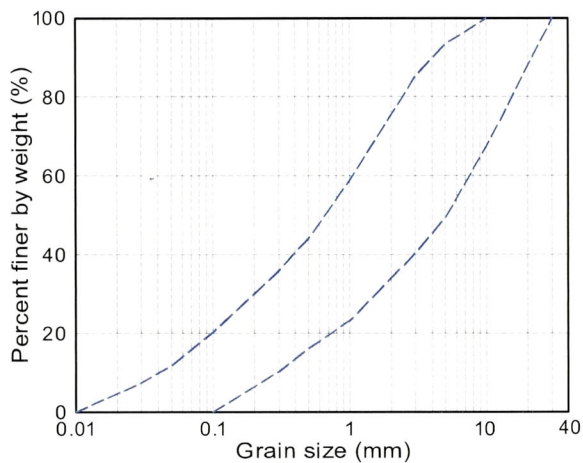


図-2.1.1 クリンカアッシュの粒度分布

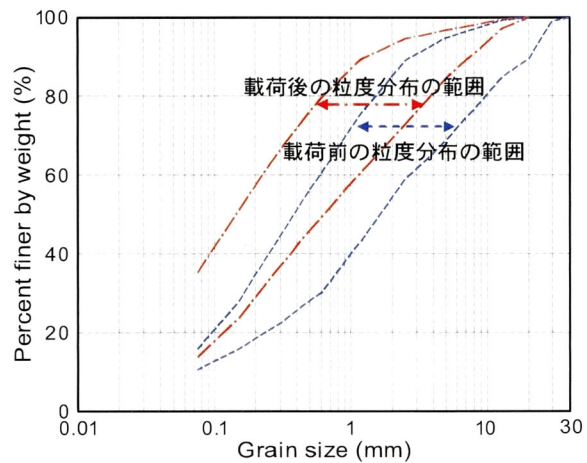


図-2.1.2 路面載荷前後の粒度分布

(3) 最大・最小密度

高橋・井筒は³⁾、試験方法は明確ではないが、クリンカアッシュの最大・最小密度試験を実施している。その結果、試料数が少なく確言できないとした上で、最大密度 ρ_{dmax} は

0.83±0.17g/cm³、最小密度 ρ_{dmin} は 0.67±0.13g/cm³ の範囲にあるとしている。また、最大密度 ρ_{dmax} と最小密度 ρ_{dmin} の間には、下式のような相関関係があることを提案している。

$$\rho_{dmax}=1.22\rho_{dmin}+0.01 \quad \text{g/cm}^3 \quad (2.1.1)$$

(4) 比表面積

クリンカアッシュの比表面積は、3.8~4.5m²/g の範囲にあり、まさ土のそれに対して4~5倍程度大きい²⁾。

表-2.1.1 比表面積

種類	粒子径 mm	比表面積 m ² /g
クリンカア ッシュ	1	3.76
	2~3	4.54
花崗岩	—	0.21
まさ土	—	0.94

(5) 保水性

環境技術協会・日本フライアッシュ協会²⁾では、クリンカアッシュの密詰め、緩詰め、まさ土および粗砂の易効水含水量試験から、易効水含水率をそれぞれ、表-2.1.2 に示す通りとしている。易効水含水率とは、土壌中の水分に対する植物に効率良く利用できる水分量の百分率で、この値が大きいほど水分保有量が多いと判断でき、クリンカアッシュに高い保水性があることを表している。これは、「3.2 用いた試料」に示すように、外部と連結した粒子内の空隙の存在に起因するものと考えられる。

表-2.1.2 クリンカアッシュと一般土の易効水含水量試験結果

	クリンカアッシュ (密詰め)	クリンカアッシュ (緩詰め)	まさ土	粗砂
易効水含水率 (%)	9.4	5.8	4.0	2.0~3.0

2.1.2 力学特性

(1) 締固め特性

クリンカアッシュの締固め試験は、図-2.1.3 に示すように、環境技術協会・日本フライアッシュ協会²⁾で行われており、砂質土系の一般の土と比較して最大乾燥密度は小さく、最適含水比は大きい傾向を示すようである。また、その他、表-2.1.3 に示すように地域振

興整備公団⁹⁾、鳥居・川村ら¹⁰⁾によっても締固め試験が行われており、同様な傾向を得ている。

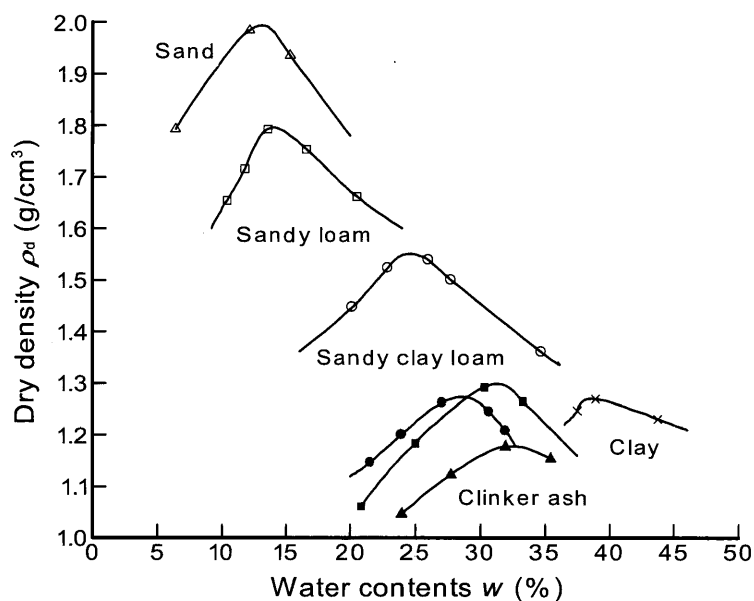


図-2.1.3 締固め試験結果

表-2.1.3 締固め試験結果

	自然含水比 %	最大乾燥密度 g/cm ³	最適含水比 %
環境技術協会・日本フライアッシュ協会 ²⁾	16.2	1.29	28.2
	17.4	1.29	27.2
	18.5	1.21	30.4
	15.9	1.502	18.0
	21.8	1.254	26.1
	26.2	1.151	32.2
	20.4	1.248	28.5
	—	1.385	21.3
地域振興整備公団 ⁹⁾	—	1.04	33
	—	0.88	32
	—	0.925	51.7
鳥居・川村ら ¹⁰⁾	—	1.082	31.3

(2) 静的せん断特性

クリンカアッシュの静的せん断強度は、高橋・手塚ら¹¹⁾、池田・澄川ら¹²⁾、小川・川口ら¹³⁾、苗村・小野寺ら¹⁴⁾によって求められている。ここで、高橋・手塚らは、クリンカアッシュは粒子が破碎しやすいため、圧密圧力の増加に伴い内部摩擦は低下することを指摘し、圧密圧力が98kPaの場合の内部摩擦角と粘着力を報告している。

なお、ここで示されたクリンカアッシュの静的せん断強度は、表-2.1.4に示すように、

それぞれの研究者が個別の試料や試験条件によって求めており、クリンカアッシュ全体としての評価はできていない。

表-2.1.4 静的せん断強度

	粘着力 $c(\text{kPa})$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	条件
高橋・手塚ら ¹¹⁾	201±50	46.6±8.5	一面せん断試験 (相対密度 65%, 圧密圧力 98kPa)
池田・澄川ら ¹²⁾	0	37.4	圧密排水三軸圧縮試験 (締固め度 90%)
小川・川口ら ¹³⁾	9	36.7	圧密排水三軸圧縮試験 (密度不明)
苗村・小野寺ら ¹⁴⁾	39~108	29~33	三軸圧縮試験 (密度不明)

(3) 透水特性

クリンカアッシュの透水係数は、表-2.1.5 に示すように環境技術協会・日本フライアッシュ協会²⁾、池田・澄川ら¹²⁾、小川・川口ら¹³⁾によって求められている。環境技術協会・日本フライアッシュ協会によれば、クリンカアッシュの透水係数は、砂とほぼ同程度であり、締め固めても透水性は変化しないとしている。

表-2.1.5 透水係数

	乾燥密度 g/cm^3	透水係数 cm/s
環境技術協会・日本フライアッシュ協会 ²⁾	1.23	3.2×10^{-2}
	1.20	3.4×10^{-2}
	1.14	3.2×10^{-2}
池田・澄川ら ¹²⁾	不明(締固め度 90%)	8.75×10^{-3}
小川・川口ら ¹³⁾	不明	7.2×10^{-3}

2.1.3 化学成分および形状

(1) 化学成分

環境技術協会・日本フライアッシュ協会²⁾では、資源エネルギー庁¹⁵⁾のデータに基づき石炭灰の化学成分は、炭種の違いにより多少の差異は認められるが、主な化学組成は二酸化けい素(SiO_2)と酸化アルミニウム(Al_2O_3)が全体の70~80%を占め、その他の成分は微量の FeO_3 、 CaO 、 SO_3 、 Na_2O 、 K_2O などの酸化物が存在すると報告している(表-2.1.6 参照)。また、土木学会エネルギー土木委員会¹⁾では、この結果¹⁵⁾より、化学成分は粘土と似た組成をしているため、石炭灰はセメント原料の粘土の代替えとして多く利用されていると述

べている。また、CaOは、スラグと比較すると極端に少なく、自己硬化し難い材料であることがわかる。

表-2.1.6 石炭灰の化学成分含有量 (%)

化学成分	国内炭 ¹⁵⁾	海外炭 ¹⁵⁾	山土 ¹⁵⁾	粘土 (日本) ¹⁵⁾	高炉ス ラグ ¹⁵⁾	水砕ス ラグ ¹⁶⁾
SiO ₂	50~55	40~75	59.6	60~75	33.4	30~36
Al ₂ O ₃	25~30	15~35	22.0	—	14.5	12~15
Fe ₂ O ₃	4~7	2~20	—	5~8*	0.4*	—
CaO	4~7	1~10	0.4	10~25	41.0	40~43
K ₂ O	0~1	1~4	—	—	—	—
MgO	1~2	1~3	0.8	—	6.0	5~8
Na ₂ O	1~2	1~2	—	—	—	—
SO ₃	—	—	—	—	—	—
FeO	—	—	—	—	—	0~1
S	—	—	—	—	—	0~1

* : FeO

クリンカアッシュの化学成分は、高橋・手塚ら¹¹⁾、鳥居・川村ら¹⁰⁾、紀藤・米田ら¹⁷⁾によって測定されている。表-2.1.7は、各文献による測定結果を示している。ここで、紀藤らは各地方の電力会社で炭種や生産工程が違うため、化学成分が多少異なるとしている。ただし、表-2.1.6に示した山土や粘土(日本)の化学成分と類似しており、特殊な化学成分で構成されている材料でないことがわかる。

表-2.1.7 クリンカアッシュの化学成分含有量 (%)

化学 成分	高橋・手 塚ら ¹¹⁾	鳥居・川村 ら ¹⁰⁾	紀藤・米田ら ¹⁷⁾						
			沖縄	九州	四国	中国	中部	東北	北陸
SiO ₂	56~66	53.1	68.3	61.2	57.9	62.7	55.9	62.0	54.2
Al ₂ O ₃	16~26	22.9	25.3	21.6	24.5	23.6	25.7	23.6	26.5
Fe ₂ O ₃	2.4~7.6	6.8	2.2	8.3	10.1	7.0	10.2	6.2	9.9
CaO	0.6~4.6	3.9	0.7	5.6	2.6	3.5	3.8	4.7	4.6
K ₂ O	—	1.1	0.3	0.8	0.7	1.0	1.5	0.8	2.1
MgO	0.5~1.5	1.6	0.6	1.3	0.6	1.2	1.5	1.1	0.9
Na ₂ O	—	2.1	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
SO ₃	—	0.1	0.0	0.0	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0

(2) 重金属含有量

クリンカアッシュは、根源植物中の無機質と石炭生成時に混入した粘土や岩石からなっているため、産炭地によっては、総水銀、カドミウム、鉛、砒素などの金属類が微量含まれている可能性がある。「1.4 石炭灰の取り扱いに係わる関連法令」でも述べたように、

本論文の主目的が地盤材料としての有効利用であること、「土壌の汚染に係る環境基準（土壌環境基準）」が安全性評価に対して最も厳しい基準であることから、ここでは、特に土壌環境基準について整理する。

国土交通省東北地方整備局東北技術事務所¹⁸⁾では、不良土とクリンカアッシュを混合して盛土材料とする試みがなされている。このとき、表-2.1.8に示すように溶出試験も行われている。これによれば、「クリンカ単体」の試験結果は、すべて土壌環境基準を満足していることがわかる。

表-2.1.8 溶出試験結果 (mg/L)

項目	土壌環境基準	クリンカ単体	不良土単体	混合土(5:5)
カドミウム	0.01 以下	<0.0005	<0.0005	<0.0005
鉛	0.01 以下	<0.001	0.003	<0.01
六価クロム	0.05 以下	<0.005	<0.005	<0.005
砒素	0.01 以下	<0.001	0.002	<0.001
総水銀	0.0005 以下	<0.0005	<0.0005	<0.0005
セレン	0.01 以下	<0.001	<0.002	<0.001
ふっ素	0.8 以下	0.2	—	<0.1
ほう素	1 以下	0.04	—	0.03

※「クリンカ単体」および「混合土(5:5)」に試験は、東北電力(株)研究開発センターと国土交通省東北技術事務所でクロスチェックを実施しており、表中の試験値は、東北電力(株)研究開発センターの試験結果である。また、「不良土単体」の試験値は、国土交通省東北技術事務所の試験結果である。

(3) 水素イオン濃度

日本フライアッシュ協会、(財)国土開発技術研究センター⁸⁾によれば、水素イオン濃度 pH は、8.2~10.8 の範囲に、土木学会エネルギー土木委員会¹⁾では、一般に、 9 ± 1.5 程度としている。これらより、クリンカアッシュは、弱アルカリ性であることがわかる。

(4) 粒子形状

写真-2.1.1¹⁾および写真-2.1.2²⁾に示すようにクリンカアッシュの粒子形状は粗く、多孔質である。



写真-2.1.1 クリンカアッシュの外観

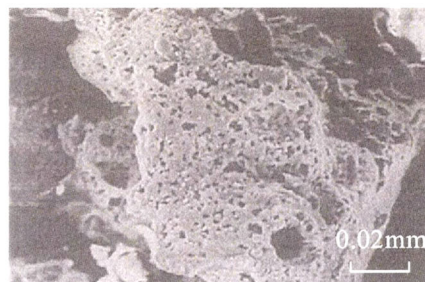


写真-2.1.2 クリンカアッシュの顕微鏡写真(×500)

2.2 クリンカアッシュの地盤材料としての有効利用に関する研究

クリンカアッシュの有効利用は、多岐にわたっているが、ここでは、地盤材料への適用例を中心に述べる。

(1) 路盤材料としての利用

日本フライアッシュ協会、(財)国土開発技術研究センター⁸⁾では、下層路盤における砂の代替材料としてクリンカアッシュの適用を検討している。その結果、修正CBRが、39～89の範囲にあり、普通の砂よりも大きい値であることから路盤材料として利用が可能であるとしている。

また、池田・齊藤ら¹⁹⁾は、高規格道路の路盤材料にフライアッシュを使用した場合に、粒子が単粒子で粒径が数 μm と小さいため、基準修正CBR(60)が満足できないことを指摘し、クリンカアッシュとこれを7:3で混合することで基準修正CBRを満足することが可能となったことを示している。

(2) 路床材料としての利用

軟弱な路床を改良するための路体の全部または一部を良質な材料で置き換えたり、セメントなどで安定処理した部分および路床の土が路盤に侵入するのを防止する目的で設ける遮断層などは路床に含まれる。寒冷地域における舗装では、路床の凍結融解の影響を大きく受けるため、その対策が必要となる。環境技術協会、日本フライアッシュ協会²⁾によれば、クリンカアッシュは、砂の代替として遮断層への利用が可能としている。

また、環境技術協会、日本フライアッシュ協会²⁾では、凍上抑制層材としての検討を行っており、クリンカアッシュの凍上率が0.2～8.9%であることを求め、日本道路協会²⁰⁾が示す凍上率の推奨値20%を満足していることを確認した例を示している。五十嵐²¹⁾は、クリンカアッシュは碎石と比較して保温性が良いため、素材のまま毎年、道路の凍上抑制材として利用していることを述べている。

(3) 盛土材料としての利用

環境技術協会、日本フライアッシュ協会²⁾によれば、欧米では従来から石炭灰を利用して道路の盛土材料への利用が盛んであり、最近の実績によるとイギリスでは85万トン、アメリカでは240万トンの石炭灰が利用されているとしている。イギリスでの利用例としては、以下の施工手順となる。

- ・ クリンカアッシュで厚さ0.91～1.82mの透水性基礎を地下水位以上に造成する。
- ・ フライアッシュをその上に200mmの厚さで撒きだし転圧する。機械は6tのバイブロローラーで6回転圧し、98%に締め固める。

一方、我が国では、国土交通省東北地方整備局東北技術事務所¹⁸⁾により、道路盛土におけるクリンカアッシュと建設発生土利用ガイドライン（案）が作成されている。本ガイドライン（案）では、処理土の品質（土質区分）は含水比によってほぼ求まるため、処理土の含水比を次式から求めることとしている。ここで、処理土の含水比は、クリンカアッシュの混合比（体積比）と不良土の含水比から概ね求まるとしている。

$$\text{処理土の含水比} = \frac{M_w}{M_s} \times 100 = \frac{0.22V_k + 0.78(W_c/100)(100 - V_k)}{0.95V_k + 0.78(100 - V_k)} \times 100 (\%) \quad (2.2.1)$$

ここに、

M_s ：土粒子の質量(g)

M_w ：間隙水の質量(g)

V_k ：クリンカアッシュの混合比（容積率）（%）

W_c ：不良土の含水比（%）

クリンカアッシュの含水比： $w=22\%$

クリンカアッシュの乾燥密度： $\rho_d=0.95\text{g/cm}^3$

不良土の乾燥密度： $\rho_d=0.78\text{g/cm}^3$

である。なお、同ガイドライン（案）で、処理土および不良土を以下のように定義している。

- ・ 処理土：不良土をクリンカアッシュによって土質改良された土である。
- ・ 不良土：本ガイドライン（案）では、土木研究所²²⁾が示した土質区分基準の内、「第4種発生土」と「泥土」をさす。なお、第4種発生土および泥土は、道路盛土材料（路床土、路体土）としては、そのまま利用できない土に分類される。

また、環境技術協会、日本フライアッシュ協会²⁾では、クリンカアッシュの軽量性を利用して軟弱地盤上の盛土材料として適用した事例を示している。これによれば、固化盤とクリンカアッシュを併用して、送電鉄塔建設時の軟弱地盤上の仮道路を敷設するにあたって、図-2.2.1に示すようにクリンカアッシュを利用している。施工方法は、現地盤に補強シートを布設し、クリンカアッシュを敷き転圧し、路肩部は土羽土（粘性土）を使っている。これにより、路体の沈下量は、路体を砂利で施工するよりも沈下量が約2/3に減少したことを示している。

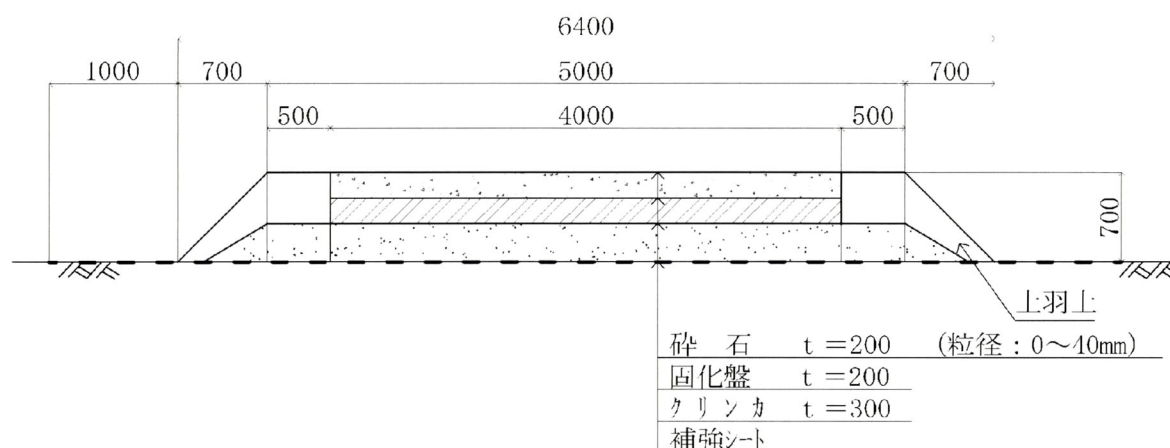


図-2.2.1 仮設通路の断面図

(4) 補強土壁の裏込め材料としての利用

小川・川口ら²³⁾は、軟弱地盤上にテールアルメ工法を適用するにあたって、クリンカアッシュの軽量性に着目し、裏込め材料として、これを採用している。採用の結果、沈下量を自然土と比較して、約1/2にできたこと、現場でストリップの引抜き試験を実施したところ、土被りが1m程度の砂質土として評価した場合には、設計値の5倍以上の見かけの摩擦係数が得られたことを示している。また、池田・澄川ら²⁴⁾は、資源有効利用、環境負荷低減、工事費の低減の観点からテールアルメ工法の裏込め材料にクリンカアッシュを利用している。その結果、火力発電所の近隣におけるクリンカアッシュの利用は、運搬費を抑えることができ、施工費のコスト縮減が可能となったこと、6m程度の土被りにおけるストリップとクリンカアッシュの見かけの摩擦係数が設計値の約1.3倍得られたとしている。ただし、これらの既往研究成果は、それぞれ、土被りが1mおよび6m程度の箇所のみであることから、この間の土被りの範囲でどの程度の摩擦係数を示すのかが不明確である。

浦辻²⁵⁾は、テールアルメ工法の裏込め材料にクリンカアッシュを適用するにあたって、良質土と比較検討した結果、基礎掘削の減少、裏込め材料の減少から全体のコストが低減できたことが示されている。しかし、この既往研究成果では、クリンカアッシュの軽量性のみが考慮された設計であり、上述したストリップとクリンカアッシュとの間で得られる大きな見かけの摩擦係数が考慮されていないため、安全側の設計となっているものと推察される。

また、市橋・安富ら²⁶⁾は、クリンカアッシュとジオシンセティックスの組み合わせより、中山間地に道路を構築した事例を紹介しているが、クリンカアッシュとジオシンセティックスの引抜き特性の吟味などは、行われておらず、実際の適用性の可否については、議論されていない。

(5) バーチカルドレーン材料としての利用

谷口・濱野ら²⁷⁾は、サンドドレーン材料の代替材を検討するために、自然砂、数種類の粒度分布の異なる砕石に対して局所実物大実験を行い、クリンカアッシュが透水能力として十分に満足できる材料であると評価している。

また、奥田・栗田ら²⁸⁾は、サンドドレーンの代替材としてクリンカアッシュを使用した場合、施工性は従来の砂と同程度であり、改良効果も沈下収束傾向および沈下量ともに砂と同程度であったことを報告している。

(6) コンパクションパイル材料への利用

滝・中島ら²⁹⁾は、良質砂、現地土（細粒分含有率 25%以下）、クリンカアッシュ、フライアッシュ、フライアッシュにセメントを添加したもの、フライアッシュとクリンカアッシュを混合したもの（フライアッシュ：クリンカアッシュ=2:1）について試験施工を行った結果、フライアッシュやクリンカアッシュなどの石炭灰を用いても、施工可能であること、および砂と同等の改良効果があったことを示している。

(7) その他

クリンカアッシュは、その他、軽量ブロック³⁰⁾、緑化基盤材^{31),32)}、コンクリートへの配合³³⁾などへの利用が図られている。

参考文献

- 1) 土木学会エネルギー土木委員会：石炭灰有効利用技術について—循環型社会を目指して—，2003.
- 2) 財団法人環境技術協会，日本フライアッシュ協会：石炭灰ハンドブック，2005.
- 3) 高橋邦夫，井筒庸雄：建設・産業副産物の地盤工学的有効利用 8.石炭灰，土と基礎，Vol.53，pp.43-52，2005.
- 4) 高橋邦夫，梅原靖文，手塚 真，奥村樹朗，小野純夫：電力石炭灰の土質特性(その1)，—新生灰の物理，化学特性—，第30回土質工学研究発表会概要集，pp.757-760，1995.
- 5) 須長 誠，山田幹雄，佐野博昭，家田 仁：石炭灰(火力発電所副産物)の土構造物への利用概況と今後の展望，日本鉄道施設協会誌，pp.197-200，1988.
- 6) 苗村正三，小野寺誠一：石炭灰を用いた盛土，基礎工，Vol.18，No.12，pp.59-67，1990.
- 7) 池田浩康，高橋守人，早坂保則，森 一宏：凍上抑制層におけるクリンカーアッシュの適用について，土木学会第55回年次学術講演会 V，pp.57-58，2000.
- 8) 日本フライアッシュ協会，財団法人国土開発技術研究センター：石炭灰の道路舗装への利用に関する調査研究報告書，1989.
- 9) 地域振興整備公団：石炭灰の埋立に関する調査報告書，1984.
- 10) 鳥居和之，川村満紀，榎場重正：締め固めた石炭灰における反応生成物と強度に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.372/V-5，pp.65-74，1985.
- 11) 高橋邦夫，手塚 真，今塩宏之，小林正直，浅田英幸：電力石炭灰の土質特性(その2)，—新生灰の力学特性及び反応性—，第30回土質工学研究発表会概要集，pp.757-760，1995.
- 12) 池田陵志，澄川 健，安野孝生：テールアルメ盛土材としてのクリンカーアッシュの有効利用，土木学会第56回年次学術講演会，pp.410-411，2001.
- 13) 小川憲保，川口一男，岡野 実，天野正道：クリンカーアッシュを使用した補強土壁の設計・施工，第27回土質工学研究発表会，pp.2461-2462，1992.
- 14) 苗村正三，小野寺誠一：石炭灰を用いた盛土，基礎工，Vol.18，No.12，pp.59～67，1990.
- 15) 資源エネルギー庁 資源・燃料部監修：コールノート，2003.
- 16) 社団法人中国建設弘済会：土木工事設計マニュアル，p.3-11-2，2006.
- 17) 紀藤千佳，米田哲朗，藤原照幸，岡田朋子：クリンカーアッシュを用いたベントナイトプレスブロックの一年後のコンシステンシー限界による評価，土木学会年次学術講演会，pp.129-130，2005.
- 18) 国土交通省東北地方整備局東北技術事務所（ゼロエミッション社会を目指す技術開発委員会，廃棄物・溶融スラグ利用技術等専門部会）：道路盛土における石炭灰と建設発生土利用ガイドライン（案）（クリンカーアッシュ編），2003.

- 19) 池田陵志, 齊藤 直, 岩谷朋律: 高規格道路における石炭灰路盤の活用, 電力土木, No.310, pp.78-82, 2004.
- 20) 社団法人日本道路協会: 道路土工 排水工指針, 1995.
- 21) 五十嵐和彦: 石炭灰の路盤工としての利用, 土木施工, Vol.27, No.15, pp.166-173, 1986.
- 22) 独立行政法人土木研究所: 建設発生土利用マニュアル 第3版, 2004.
- 23) 小川憲保, 川口一男, 岡野 実, 天野正道: クリンカーアッシュを使用した補強土壁工の設計施工, 第27回土質工学研究発表会, pp.2461-2462, 1992.
- 24) 池田陵志, 澄川 健, 安野孝生: テールアルメ盛り土材としてのクリンカーアッシュの有効利用, 土木学会第56回年次学術講演会, pp.410-411, 2001.
- 25) 浦辻和幸: クリンカーアッシュを用いた軽量盛土工法, 国土交通省中国地方整備局第56回管内技術発表会, 2005.
- 26) 市橋義治, 安富英樹, 住友 智: 軽量盛土材を使用した補強土壁工法による中山間地における道路構築—クリンカーアッシュとジオテキスタイル併用構造の設計・施工事例—, 地盤工学会四国支部, 平成20年度技術発表会 講演概要集, pp.29-30, 2008.
- 27) 谷口 清, 濱野暢裕, 土井義昭, 田中良英, 中堀和英: サンドドレーン代替材についての性能評価実験, 第35回地盤工学研究発表会, pp.1377-1378, 2000.
- 28) 奥田康三, 栗田益生, 西野健三, 伊藤隆光, 石黒忠史, 酒井政人: クリンカーアッシュを用いたサンドドレーン現地試験, 第40回地盤工学研究発表会, pp.621-622, 1992.
- 29) 滝 英治, 中島英雄, 鈴木英治, 肥後道憲, 仁田尾洋: 石炭灰を中詰め材料に利用したコンパクションパイル工法の試験工事, 土木学会第54回年次学術講演会, pp.522-523, 1999.
- 30) 小野寺 収, 水口 洋, 野里明男: 石炭灰を大量に利用した軽量ブロックの開発, 電力土木, No.296, pp.34-36, 2001.
- 31) 長山 明, 古川 勲, 池崎 真: クリンカーアッシュの岩盤緑化基盤材への利用, 電力土木, No.291, pp.61-64, 2001.
- 32) 廣田成人, 石田安弘, 菊池文孝: クリンカーアッシュを用いた吹付け緑化基盤材の性能評価, 電力土木, No.319, pp.82-86, 2005.
- 33) 高橋和之, 齊藤 直, 池田陵志: クリンカーアッシュを大量に使用したプレキャストコンクリートの配合設計に関する実験的研究, 土木学会第58回年次学術講演会, pp.593-594, 2003.

第3章 クリンカアッシュの材料特性

3.1 概説

地盤の挙動は、その密度、含水比、応力状態および応力履歴などの様々な要素により変化する。また、自然界に存在する土の種類はさまざまであり、種類が異なれば、それらの物理特性や力学特性も変化する。さらに、対象となる応力域の違いによっては、粒子は破碎するが、このような場合には、通常予測される地盤の強度・変形挙動とは異なることもよく経験することである。

中国地方においては、古くから、花崗岩質岩石が風化し、残積あるいは崩積した「まさ土」が盛土や埋土などの地盤材料としてよく利用されてきた。また、九州地方では、非溶結の火砕流堆積物である「しらす」が広く分布しており、盛土材料としてはもちろんのこと、埋立材料などとして利用される機会も増えてきている。しかし、これらの材料は、一般に普及している土質試験では、地盤の工学的性質を支配する要因や工学的挙動を解明できない場合もあり、降雨による崩壊や地震時の液状化など、しばしば工学的な問題を引き起こしており、地盤工学会では、特殊土として位置づけている。その原因の一つとして、粒子破碎が上げられており、このような破碎性材料については、慎重に取り扱う必要があり、これを理解しておくことは非常に重要である。

クリンカアッシュは、石炭火力発電所で急冷後、粉碎過程を経て製造されているため、粒子を観察すると、まず、第一に、粒子形状が非常に複雑であることが理解できる。このため、クリンカアッシュが集合体をなしたとき、粒子同士のかみ合わせがせん断強度に影響するものと直感的にもイメージできる。また、粒子を手にとってみると指圧で粒子の角が容易に碎ける場合もあり、クリンカアッシュは破碎性材料として取り扱うべき材料であることもわかる。さらに、注意深くクリンカアッシュ粒子を観察すると、生成時に水槽で急冷されることから、多孔質であり、粒子を潰すと粒子内部にも多くの空隙が存在することから、外部と連結した空隙と連結していない空隙が存在することがわかる。これらの空隙は保水性や軽量性に大きな影響を及ぼす。

上記のように、クリンカアッシュが多孔質であることも含めた粒子の複雑さや破碎性などの粒子特性は、地盤材料としての物理特性や力学特性に大きく影響しているものと考えられる。

本研究では、このような観点から、以下に示すように検討を進めた。第2節では、まず、クリンカアッシュがどのような材料であるかを検討するにあたっての比較材料として、自

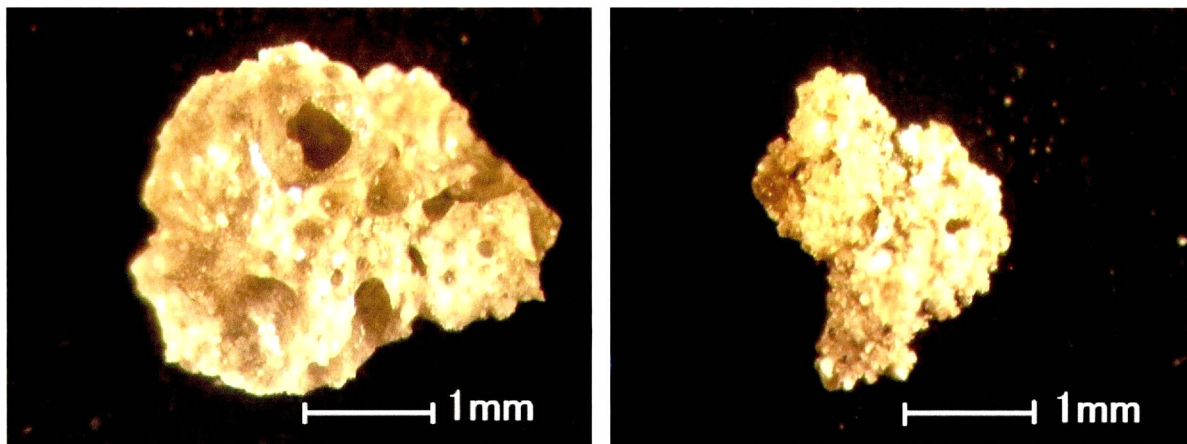
然砂の内、破碎性材料であるまさ土やしらすを選定するとともに、低応力レベルではあまり破碎しない豊浦砂、あるいは秋穂砂や石炭火力発電所で産出されセメントにより固結した造粒石炭灰を採用したことを述べた。第3章では、クリンカアッシュの基本的な性質を把握するために、粒子密度、粒度分布、最大・最小間隙比などの物理特性を明らかにした。第4節では、クリンカアッシュ自身が人工的に粉碎され製造された材料であることを踏まえ、形状や粒子強度を定量的に求めることを目的に、顕微鏡で粒子の真円度や縦横比を計測するとともに、単粒子破碎試験を実施し、粒子特性を調べた。第5節では、クリンカアッシュの力学特性を把握するために、突固めによる締固め試験、圧密排水三軸圧縮試験、圧密非排水繰返し三軸試験および飽和透水試験を行った。なお、これらの試験は、クリンカアッシュを埋立材料および盛土材料や抗土圧構造物の裏込め材料などの地盤材料として適用することを念頭においていることから、水中で盛りこぼした最も緩い状態と供試体の締固め度を90%程度とした密な状態について実施している。また、第6節では、クリンカアッシュを構成する化学成分を確認し、さらに、重金属溶出量を求め、環境影響度合いを調べた。第7節では本章で得られた知見を整理し、要約した。

3.2 用いた試料

クリンカアッシュは、西日本において大量で安定的な発生が見込める6発電所から採取したC.A.a～f(C.A.:Clinker Ash)を用いている¹⁾。これらの粒子群の外観および粒子形状の代表例を写真-3.2.1, 写真-3.2.2に示す。写真より、クリンカアッシュの粒子には、空隙が多いことが確認できる。この空隙は、クリンカアッシュ粒子が約1,500℃の高温状態からボイラー底部の水槽に落下し、急冷され硬化する際に生成されたものである。このため、図-3.2.1に示すように外部と連結した空隙と連結していない空隙が存在する。また、クリンカアッシュの表面は、非常に角張っているが、これは、硬化したクリンカアッシュの塊を粉砕機により、粒径が約2cmになるよう粉砕しているためである。これらの粒子の特徴がクリンカアッシュの集合体としての物理特性や力学特性に大きく影響しているものと考えられる。



写真-3.2.1 クリンカアッシュ粒子群の外観(C.A.a)



(a) C.A.a

(b) C.A.f

写真-3.2.2 クリンカアッシュ粒子の代表例

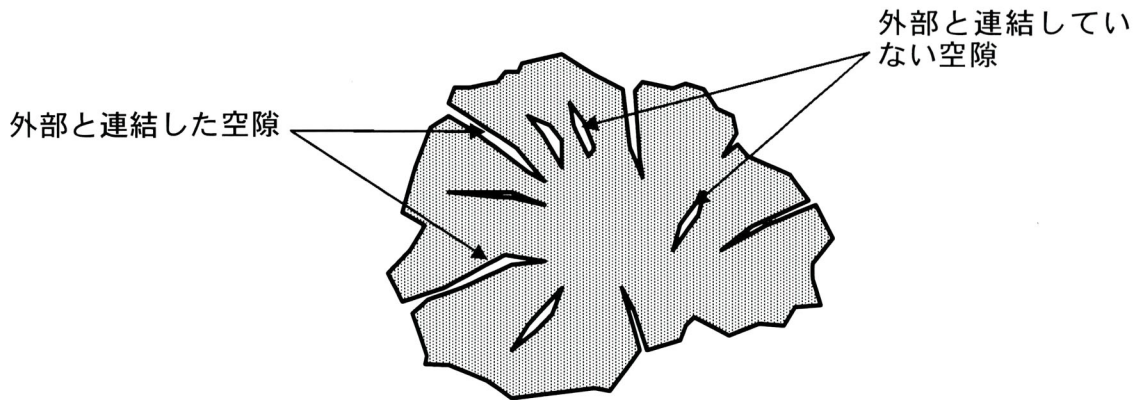


図-3. 2. 1 クリンカアッシュの空隙の概念図

なお、クリンカアッシュを粉砕するのは、発電プラントから生成したクリンカを搬送する上で、取り扱い易くするためである。搬送には、管内水搬送の方法やコンベア搬送する方法があり、各発電所で搬送設備は異なるが、いずれの発電所でも同様な2ドラム形式の破砕機を使用しており、生成された粒子の最大粒径は、ほぼ同一である。ただし、最終的に生成されたクリンカアッシュの粒度分布は、ボイラーの性能や炭種等により異なるようである。

クリンカアッシュとの比較材料^{2), 3)}は、フライアッシュにセメントを添加して生成した造粒石炭灰 G.C.A.A~D (G.C.A.: Granulated Coal Ash) や自然の破碎性材料である U-Masado (宇部まさ土), P.I.Masado (ポートアイランドまさ土), M-Masado (松江まさ土)⁴⁾, Shirasu (しらす) や石英質の砂である Silica_{1.4-1.7}, Silica_{0.18-2.0} (シリカ砂), Toyoura (豊浦砂), Aio (秋穂砂), Chibishi (チイビシ砂) とした。Silica の添字の 1.4-1.7 および 0.18~2.0 は、シリカ砂の粒径(mm)の範囲を示している。

G.C.A.A~D³⁾は、石炭灰・セメント・添加材を所定の配合で造粒機へ投入し、加水しながら混合することで製造されている(写真-3. 2. 3 参照)。これら造粒材の配合、造粒設備と養生状態をまとめて表-3. 2. 1 に示す。G.C.A.A および G.C.A.B はパイロット型(容量 0.45m³)の造粒設備で製造され、その後、屋内にて自然乾燥状態で養生されたものである。一方、G.C.A.C および G.C.A.D は実証設備(容量 10m³)で製造され、屋内で1日養生した後、屋外で含水比を最適含水比付近である 40~50%を保持するようスプリンクラーで散水することにより、養生されたものである。また、配合に注目すると、G.C.A.B が固化材であるセメントの配合が他の3種類より多く 10%である。

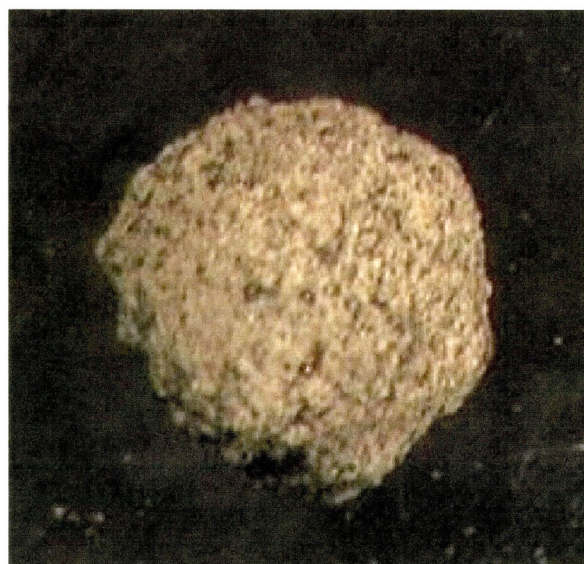
表-3. 2. 1 造粒石炭灰 G. C. A. A~D の配合と造粒設備と養生状態

Sample	Composition (%)			Curing period	Curing condition	Type of machine
	Coal ash	Cement	Addition			
G.C.A. A	85	5	10	425	Natural dry	Model equipment
G.C.A. B	80	10	10	375		
G.C.A. C	85	5	10	512	w = 40 ~50%	Actual equipment
G.C.A. D	85	5	10	194		

G.C.A.: Granulated coal ash



(a) 造粒石炭灰粒子群の外観



(b) 造粒石炭灰粒子

写真-3. 2. 3 造粒石炭灰

3.3 物理特性

クリンカアッシュおよび比較のために用いた造粒石炭灰および自然砂の物理定数を表-3.3.1に示す¹⁾。表中には粒子密度，平均粒径，均等係数，最大・最小間隙比の他に，後述する粒子形状を評価するパラメーターである真円度 R_c と縦横比 A_r も併記している。なお，ここで言う自然砂とは，リサイクル材と区別するための名称であり，商業砂も含んでいる。

表-3.3.1 用いた試料の物理的性質

	ρ_s (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³) (250 μ m 以下)	d_{50} (mm)	U_c	e_{max}	e_{min}	$e_{max}-e_{min}$	A_r	R_c
C.A.a	1.954	2.293	2.228	13.8	1.776	0.948	0.827	1.398	1.665
C.A.b	2.066	2.132	0.562	16.9	1.510	0.860	0.651	1.412	2.004
C.A.c	2.079	2.156	1.174	16.5	1.423	0.772	0.651	1.508	1.508
C.Ad	2.092	2.256	2.563	36.4	2.019	1.086	0.933	1.550	1.572
C.Ae	2.197	2.358	1.147	15.2	1.528	0.868	0.660	1.478	1.798
C.Af	2.240	2.371	1.628	13.5	1.572	0.902	0.670	1.532	1.783
G.C.A.A	2.349	-	0.385	4.62	2.544	1.916	0.628	1.381	1.293
G.C.A.B	2.364	-	0.467	3.82	2.679	1.968	0.711	1.340	1.352
G.C.A.C	2.412	-	0.561	10.1	2.222	1.522	0.700	1.318	1.240
G.C.A.D	2.285	-	0.368	14.8	2.280	1.512	0.768	1.249	1.287
U-Masado	2.587	-	1.010	9.45	0.932	0.487	0.445	1.445	1.251
M-Masado	2.690	-	0.600	15.59	1.180	0.640	0.540	1.410	1.270
P.I.Masado	2.624	-	0.546	7.00	0.967	0.491	0.476	1.412	1.248
Shirasu	2.307	-	0.175	11.8	1.494	0.775	0.719	1.537	1.347
Silica _{14-1.7}	2.639	-	1.550	1.10	0.881	0.632	0.249	1.190	1.150
Silica _{0.18-2.0}	2.655	-	0.736	2.20	0.936	0.588	0.348	1.281	1.159
Toyoura	2.643	-	0.200	1.20	0.973	0.635	0.338	1.454	1.203
Aio	2.633	-	0.400	2.74	0.958	0.582	0.376	1.557	1.274
Chiibishi	2.821	-	0.613	2.40	1.574	0.983	0.591	1.834	1.500

C.A: Clinker Ash, G.C.A.: Granulated coal ash

3.3.1 粒子密度

粒子密度試験は，JIS A 1202（土粒子の密度試験方法）に準じ，9.5mmふるいを通過した粒子に対して行っている。「3.6.1 化学成分」に示しているように，クリンカアッシュは，他の自然土などと化学成分は大きく変わらないにもかかわらず，表-3.3.1，図-3.3.1からわかるように，粒子密度は1.95~2.24 g/cm³と，小さな値を示している。これは，「3.2 用いた試料」に示したように，クリンカアッシュ粒子の内部にある外部と連結していない閉じた空隙の影響と考えられる。造粒石炭灰やShirasuも他の自然砂と比較して小さな値を示しているが，これらも同様な理由と考えられる。

また，本研究では，表-3.3.1に示したように，クリンカアッシュを乳鉢ですりつぶし，

250 μm ふるいを通過した粒子に対する粒子密度試験も実施した。その結果、すべてのクリンカアッシュ粒子で250 μm ふるいを通過した粒子密度が9.5mmふるいを通過した粒子密度よりも大きな値を示しており、粒子内部に存在する閉じた空隙が影響していることが確認できた。ただし、他の自然砂と比較すると250 μm ふるいを通過した粒子でも密度は小さく、この程度の粒径であっても粒子内部に閉じた空隙が含まれていることを示唆していることがわかる。なお、本論文では、クリンカアッシュ試料全体の粒子密度を対象としていることから、データの整理は、9.5mmふるいを通過した粒子に対する粒子密度を利用している。

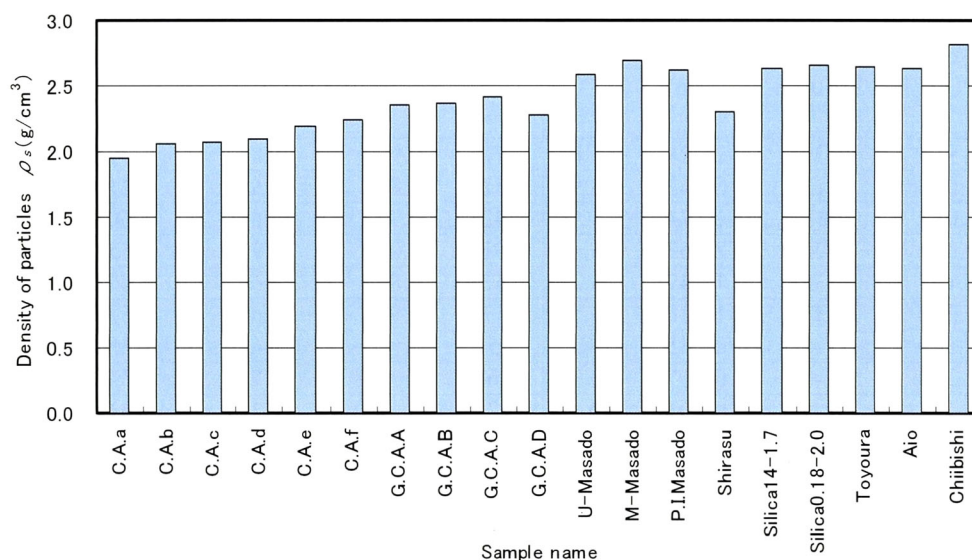


図-3.3.1 粒子密度

3.3.2 粒度分布

粒度分布は、JIS A 1202（土粒子の密度試験方法）に準じて行った。図-3.3.2に用いた試料の粒度加積曲線を示す。図中には、先に若槻・田中ら⁵⁾が全国15箇所の石炭火力発電所から収集した60試料のクリンカアッシュの粒度加積曲線の範囲を破線で示しているが、本研究で使用した試料は、この範囲内にある。

造粒石炭灰、M-Masado および P.I.Masado は、室内の要素試験において、その特性を評価することを目的としていたため、要素試験に適合するように、いずれの試料も 2mm ふるいに残留する礫分を取り除き、粒度調整している³⁾。また、クリンカアッシュおよび U-Masado については発生材料をそのまま実際の現場に適用することを目的としているため、原粒径のままで要素試験ができる供試体サイズを採用している。

クリンカアッシュは、礫分 28~56%、砂分 36~63%程度含むことから礫質土や砂質土に分類される。クリンカアッシュの均等係数 U_c は、13~36 の範囲にあり、「粒度幅の広い」材料であることがわかる。また、C.A. b は、他の試料と比べると、細砂~中砂を多く混入

しているものの、これらの試料は、全国の発電所から採取したにもかかわらず、比較的類似した粒度分布を示している。

一方、造粒石炭灰の粒径加積曲線は、P.I.Masado と類似しているが、これは、今回使用した造粒石炭灰が地盤材料としての有効利用を目的として製造され、その際、目標とした材料がまさ土であったためである。また、造粒石炭灰は、その配合や加水量、練り混ぜ時間を調整することで目標とする地盤材料に適合させることが可能である。

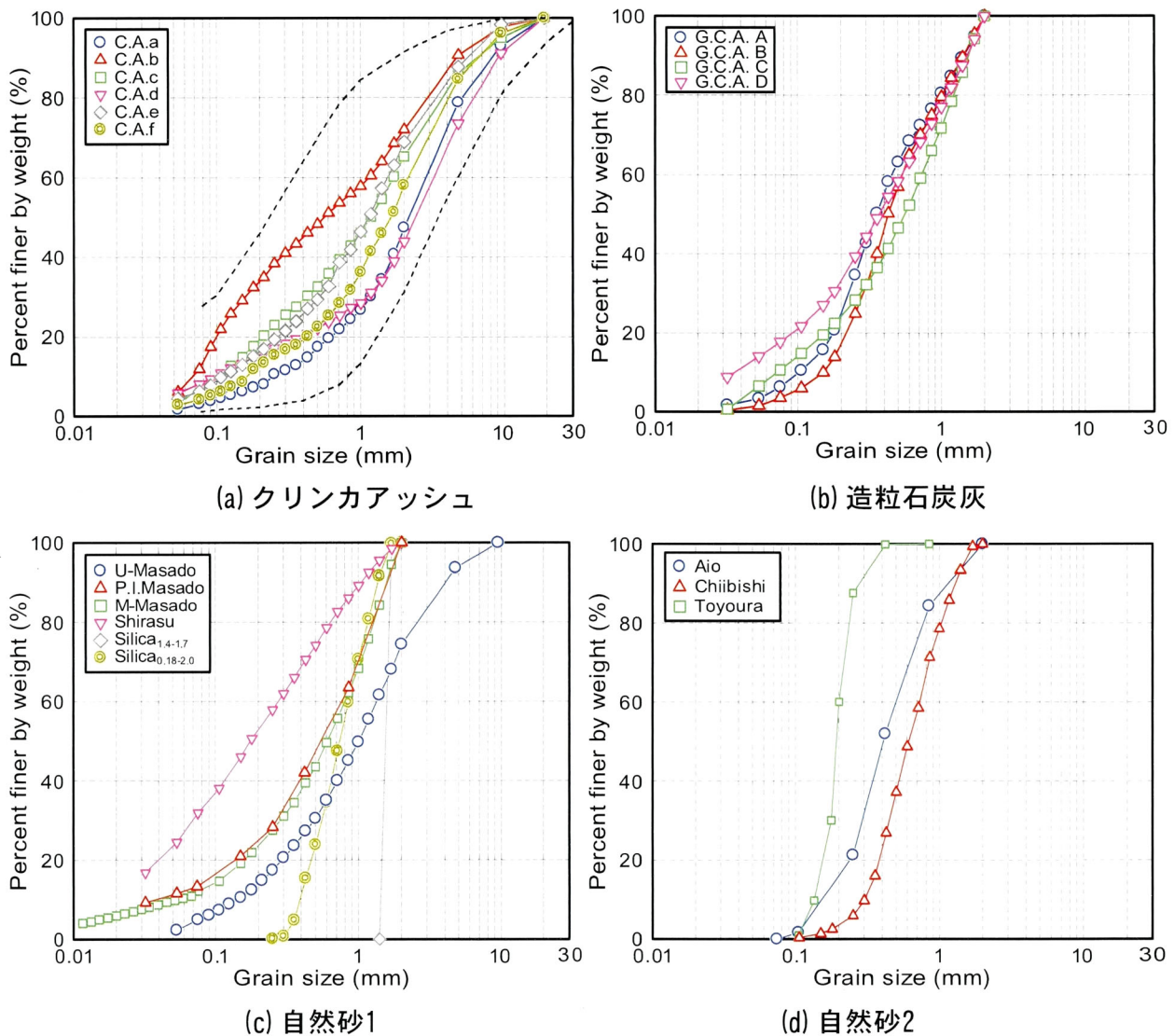


図-3. 3. 2 試料の粒径加積曲線

3. 3. 3 最大間隙比および最小間隙比

本研究では、最大間隙比および最小間隙比を求めるにあたって、クリンカアッシュおよびU-Masado以外の試料は、2mmふるいを通過した粒子を対象としているため、JIS A 1224 (砂の最小密度・最大密度試験方法) に準じた試験⁶⁾を行っている。また、クリンカアッ

シュおよびU-Masadoは、礫分を多く含むため、JGS 0162-2006（礫の最小密度・最大密度試験方法）に準じた試験⁷⁾を行っている。

表-3.3.1および図-3.3.3からわかるように、造粒石炭灰の最大・最小間隙比は、いずれの試料も大きな値を示していることが特徴的である。これは、造粒石炭灰の場合、粒子内の外部と連結した空隙の多いことが主な要因と考えられる。クリンカアッシュも比較的大きな最大・最小間隙比を示し、ShirasuやChiibishiとほぼ同様な値の範囲にある。これは、クリンカアッシュおよびShirasuが造粒石炭灰と同様、粒子内の外部と連結した空隙の多いことが原因しているものと考えられる。クリンカアッシュの場合は、それに加えて「3.4.1 粒子形状」で示すように、粒子形状が複雑なため、間隙比が小さくなりにくいことも一つの要因と考えられる。また、Chiibishiもこの粒子形状の複雑さにより、最大・最小間隙比が増加しているものと考えられる。

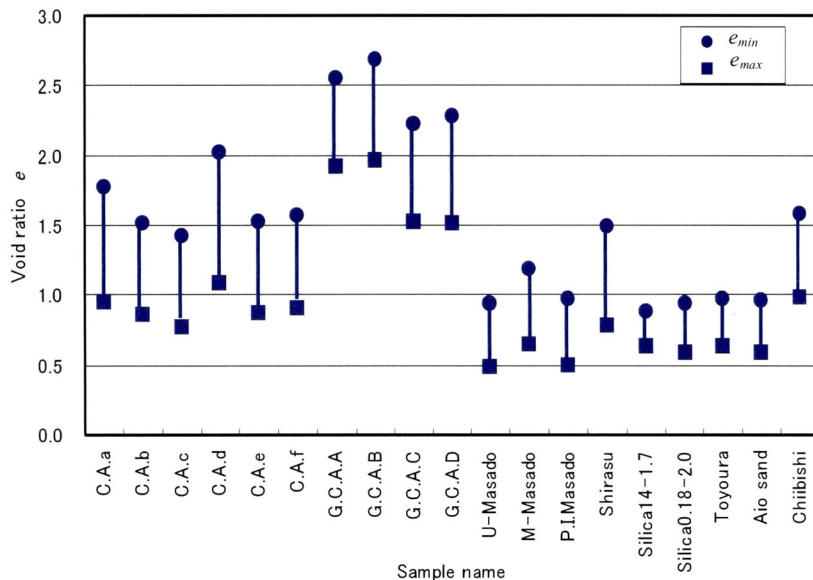


図-3.3.3 最大間隙比および最小間隙比

原⁸⁾は、数種類の砂礫に対して最大密度試験から次式に示す簡便法による粒子破碎率 B_M ⁷⁾を求めている。この中で、まさ土の1回の試験における粒子破碎率は11%程度と比較的高い値を示している。これは、最大密度試験時に使用するバイブレーターの影響が大きいものと考えられた。このため、クリンカアッシュについても最大密度試験前後の粒径加積曲線から粒子破碎率 B_M を求めた。

$$B_M = \sum \Delta m(d_k) \quad (3.3.1)$$

ここに、

B_M : 簡便法による粒子破碎率(%)

$\Sigma \Delta m(d_k)$: 図-3. 3. 4に示す試験前後の粒径加積曲線より得られた、ふるい目 d_{k+1} を通過し d_k に残留する通過百分率 ($m_i(d_k)$, $m_f(d_k)$) の差分($\Delta m(d_k) = m_i(d_k) - m_f(d_k)$)に
対し、 $\Delta m(d_k) \geq 0$ のみを加えた値
である。

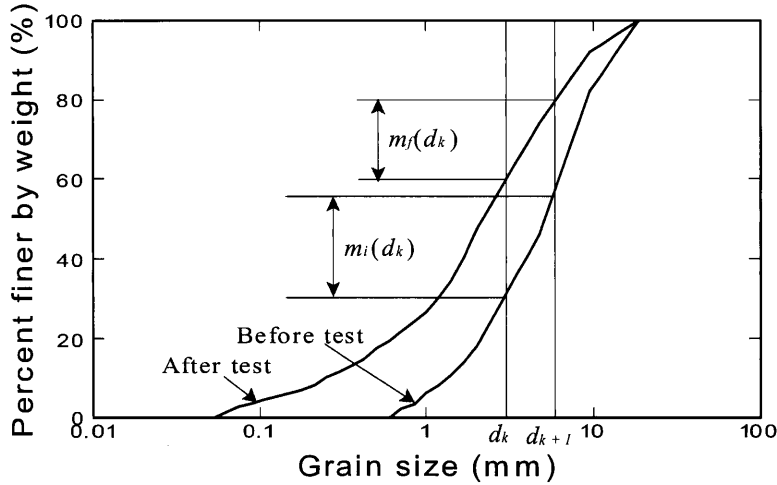


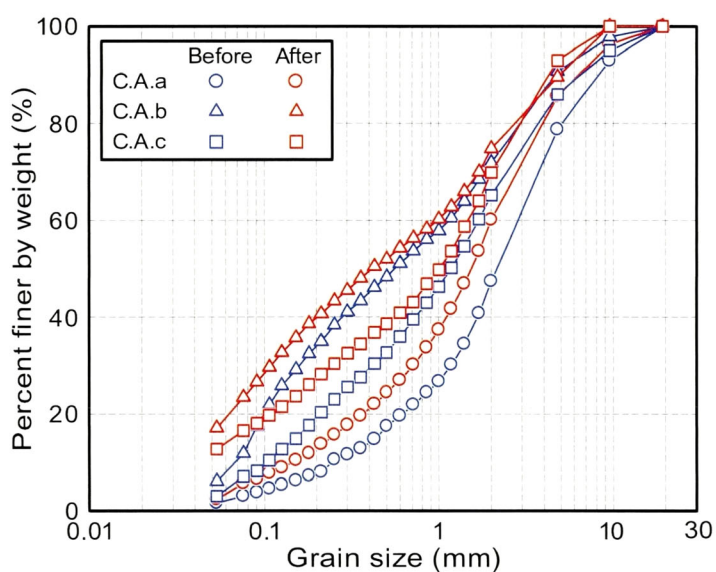
図-3. 3. 4 簡便法に基づく粒子破碎の定義

図-3. 3. 5に最大密度試験前後の粒度分布を示す。通常、粒子破碎を生じると粒径が小さくなるため粒径加積曲線は左側に移動するが、クリンカアッシュも同様な傾向を示しており、最小密度試験時に粒子破碎を生じていることがわかる。同様な現象は、日本フライアッシュ協会・国土開発技術研究センター⁹⁾による修正CBR試験前後の粒度分布の比較からも指摘されている。

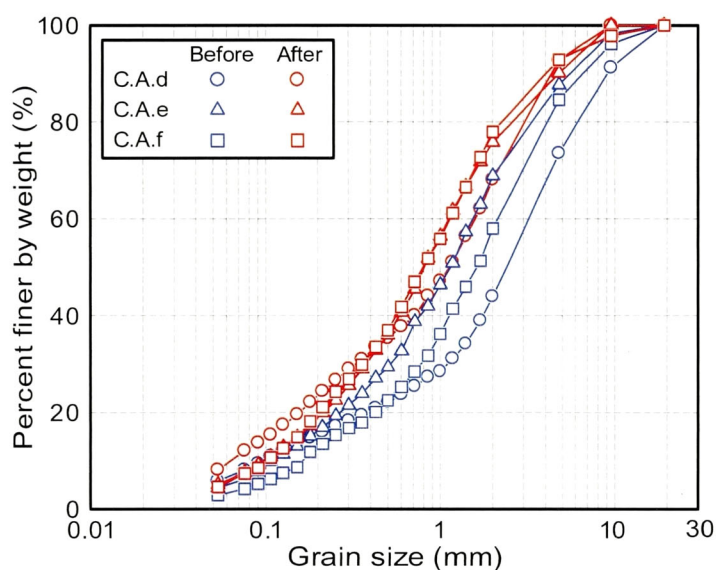
図-3. 3. 6は、図-3. 3. 5に示した最大密度試験前後の粒径過積曲線から求まる各粒径における通過質量百分率増加量を示している。各粒径ごとの試験前後の通過質量百分率の増加量を示しているが、C.A.a, C.A.d, C.A.e, C.A.fは、2mm前後、C.A.b, C.A.cでは、0.075mm前後の粒子破碎量が多くなる傾向を示している。このような、粒子破碎量の多い粒径が試料によって異なる理由は明確ではないが、C.A.b, C.A.cともに他の試料と比較して、元々、粒径の小さな粒子が多く、これらの試料では、径の小さな粒子の接触が多くなり、破碎されやすくなったものと考えられる。また、表-3. 3. 2に示すように、クリンカアッシュで最大密度試験時の粒子破碎率は、最小値でも12%を越えるほど、大きな値を示していることがわかる。これは、クリンカアッシュが先に紹介した原⁷⁾が示したまさ土の粒子破碎率と同程度以上の破碎性があることを表している。したがって、表-3. 3. 1や図-3. 3. 3に示した最小間隙比は、粒子破碎を伴った上での値であることに留意しておく必要があり、仮に、粒子破碎が生じない試験を行うことができれば、最小間隙比は本研究で得られた値よりも

大きくなるものと考えられる。

このように破碎性のある粒子の最大密度試験を30kg程度のバイブレーターにより行うことに問題があるものと考えられ、地盤工学会⁷⁾では、「粒子破碎性の大きい粒度を用いる場合には、試験結果における粒子破碎の影響に対して技術者の高度な判断が必要である。」としているが、具体的な解決方法は示されていない。最大密度試験結果に影響する因子は、粒子破碎以外にも原粒子の形状や粒度分布などあげられ、これらの影響度合いを確認することも重要である。しかし、本研究では、クリンカアッシュの地盤材料への適用性の検討を目的としているため、大径粒子を含む破碎性土の最大密度試験結果への影響は、検討していないが、今後、何らかの形でこの影響について解明する必要があるものと考えられる。

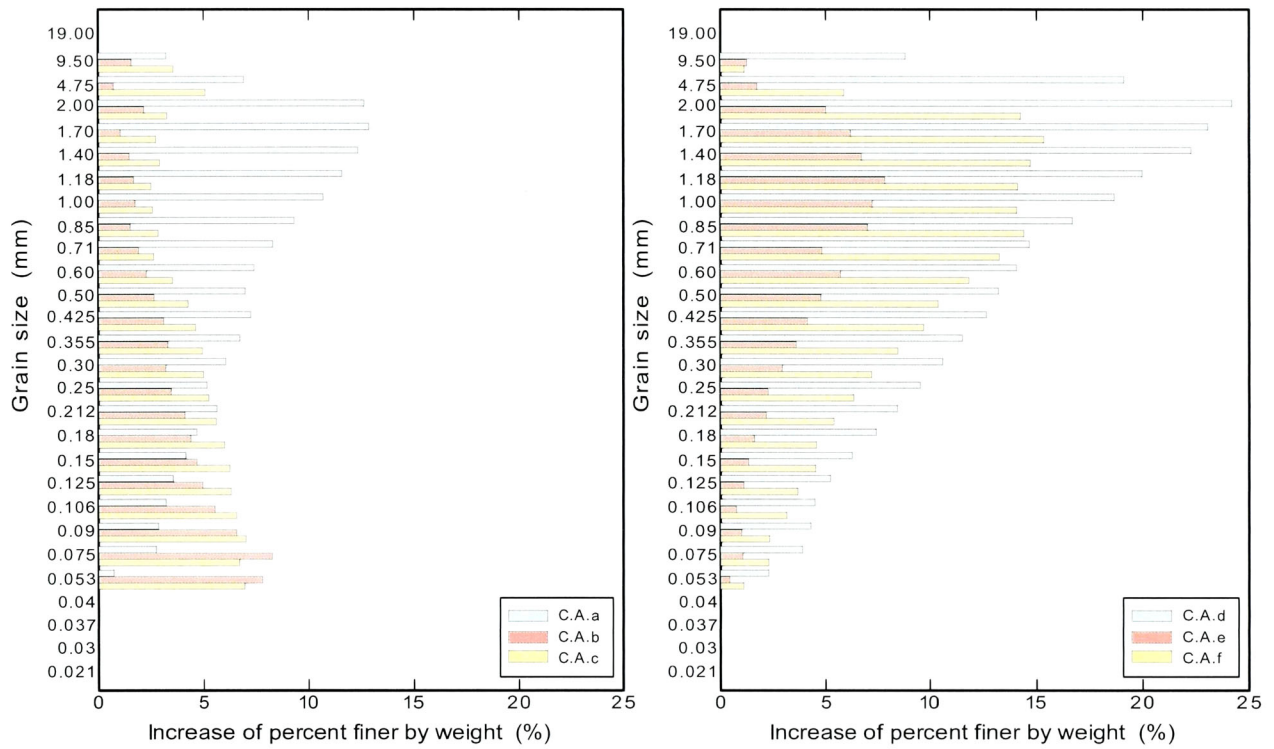


(a) C. A. a~C. A. c



(b) C. A. d~C. A. f

図-3. 3. 5 最小密度試験前後の粒度分布



(a) C. A. a~C. A. c

(b) C. A. d~C. A. f

図-3.3.6 各粒径ごとの試験前後の通過質量百分率の増加量

表-3.3.2 クリンカアッシュの最大密度試験前後の粒子破碎率

Sample	C.A.a	C.A.b	C.A.c	C.A.d	C.A.e	C.A.f
Crush rate B_M (%)	13.6	16.9	14.3	24.2	12.6	21.9

3.4 粒子特性

粒子特性の検討に用いた試料は、C.A.a~f, G.C.A.A~D である¹⁾。また、比較のため、自然の破砕性材料^{2),3)}である U-Masado, M-Masado, P.I.Masado, Shirasu, 石英質の砂である Silica_{1.4-1.7}, Silica_{0.18-2.0}, Toyoura, Aio, Chiibishi を用いている。それぞれの物理特性については、「3.3 物理特性」に示されており、これを参照されたい。

3.4.1 粒子形状

クリンカアッシュおよび造粒石炭灰は、生成過程は異なるものの、人工的に形成されるため、その粒子形状は、自然砂と異なることが予想された。このため、クリンカアッシュに対して顕微鏡による観察を行うとともに、自然砂や造粒石炭灰と比較することでその特徴について考察した。

観察は、平らな面に最も安定する状態で粒子を置き、顕微鏡を用いた画像解析システムにより上から投影される像に対して行なった。撮影された画像の画素は640×480ピクセルである。対象とした粒径は、それぞれの試料を代表すると考えられる50%粒径 d_{50} と、その前後の70%粒径 d_{70} 、30%粒径 d_{30} であり、この粒径が含まれるJISのふるい目間で採取された粒子を試験した。吉村・小川¹⁰⁾は、一つの試料群から20個程度の標本を無作為抽出して計測し、その平均をもってその試料の代表値とすれば十分に形状の特徴を表現し得るとしている。なお、粒子形状の表現方法には種々のものがあるが、本研究では、加登・中田ら¹¹⁾が提案している真円度 (Roundness coefficient : R_c) と縦横比 (Aspect ratio : A_r) を用いた。真円度の値は、次式で表される。

$$R_c = \frac{L^2}{4\pi A} \quad (3.4.1)$$

ここに、

L : 投影粒子の周囲長

A : 投影粒子の断面積

である。真円度は1に近いほどその形状は円に近づき、大きくなるほど形状が角張っている、もしくは扁平であることを表す値である。一方、縦横比は次式で表される。

$$A_r = \frac{b}{a} \quad (b \geq a) \quad (3.4.2)$$

ここに、

a : 短軸長さ

b : 投影粒子の相当楕円の長軸長さ

である。

図-3.4.1は、上記の方法で得られた C.A.a~f, G.C.A.A~D と自然砂の真円度 R_c と縦横比 A_r の関係を示したものである。図中の縦軸は $A_r=1$ ($a=b$ の円) であり、 $R_c=1$ では表面の滑らかな円を表す。 $A_r=1$ のままで R_c が 1 より大きくなると、粒子の表面形状は粗くなっていく。また、実線で示した曲線は、楕円に対する結果を示したものであり、縦横比が大きくなるにつれ表面が滑らかであっても真円度が大きくなることわかる。つまり、真円度は粒子の表面形状の複雑さだけでなく扁平さも含んで表現される値である。

自然砂は、図中に示した破線の範囲内に主に分布しており、真円度が小さくなるにつれ縦横比が小さくなる傾向にある。一方、造粒石炭灰は縦横比が 1.2~1.4 の間に分布しており、自然砂と比較して小さい値である。しかし、真円度は 1.2~1.4 であり、自然砂に比べると大きい値を示す。つまり、造粒石炭灰の粒子は自然砂に比べて球に近い丸さを有するが、粒子の表面形状は複雑であることがわかる。これは、造粒石炭灰が粉状のフライアッシュをセメントで造粒して作製されるためであり、小さなフライアッシュ粒子が団粒化することにより表面が粗くなると考えられる。また、クリンカアッシュは、縦横比が 1.4~1.6 の間で自然砂の分布範囲内ではあるが、真円度は 1.5~2.0 とかなり高い範囲にある。これは、硬化したクリンカアッシュの塊を粉砕機により、粉砕しているためであり、写真-3.2.2 からわかるように粒子形状が非常に複雑であることを示している。

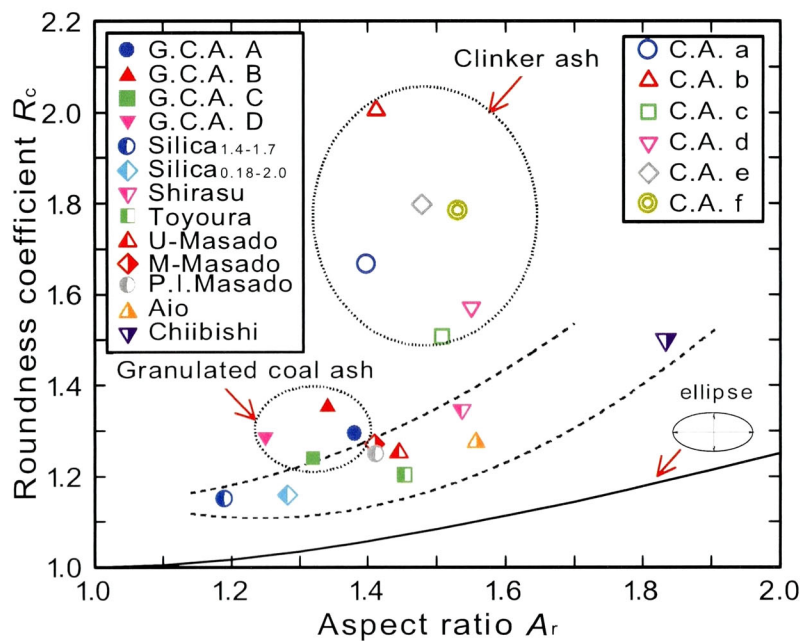


図-3.4.1 真円度 R_c と縦横比 A_r の関係

3.4.2 単粒子破碎特性

クリンカアッシュは、粒子そのものが人工材料として製造されることから、自然土との比較検討を行う上で、その強度特性を理解しておくことが重要である。このため、クリンカアッシュやその他の自然砂の粒子自身の強度を調べるために、単粒子破碎試験を実施した。

単粒子破碎試験^{11), 12)}は、**図-3.4.2**に示すように、粒子を最も安定するよう下盤に配置し、上盤を下降させることにより軸荷重を载荷し、粒子を破碎させる試験である。軸荷重载荷はACサーボモーターを用い、変位速度一定の条件で行ない、その仕様は一軸圧縮試験と同様のものである。変位の測定は測定精度 $1.0 \times 10^{-3} \text{mm}$ 、最大 20mm まで測定可能な非接触型変位計により行なった。また、荷重は分解能が 0.098N であり、最大 $4.9 \times 10^2 \text{N}$ まで計測可能なロードセルにより計測を行なった。

試験は、クリンカアッシュおよび造粒石炭灰とともに、自然砂との比較を行なうために、粒径を変化させて行なっている。なお、試験個数は、粒子の形状観察と同様、いずれの試料も 20~30 個程度とした。

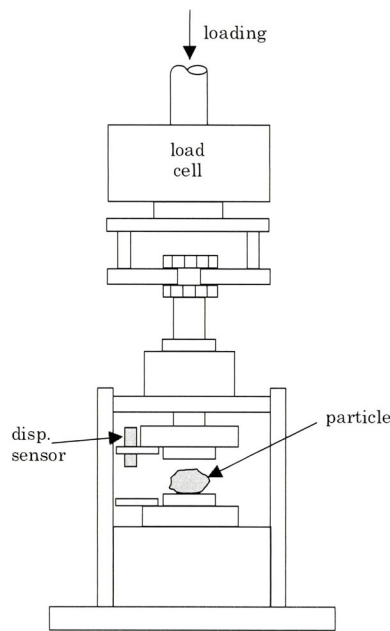
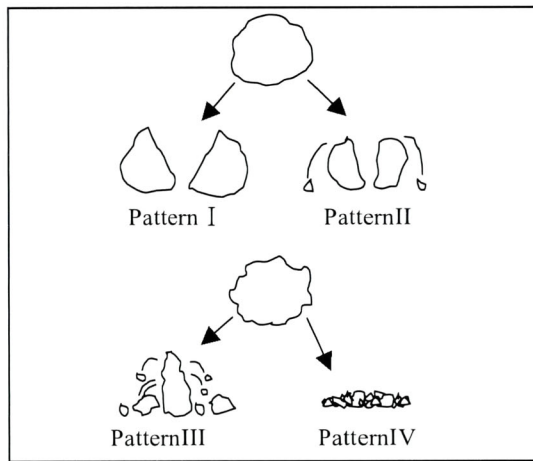


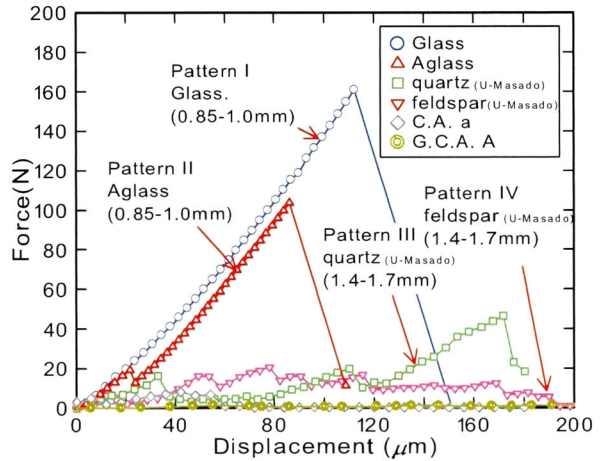
図-3.4.2 単粒子破碎試験機の概要

図-3.4.3 (a)は、加登・中田ら¹¹⁾により報告された自然砂における単粒子破碎試験結果に基づく主な破碎パターンI, II, III, IVを示している。また、**図-3.4.3 (b)**は、ガラスビーズ (Glass)、角張のあるガラス (Aglass)、石英 (quartz(U-Masado))、長石 (feldspar(U-Masado)) の代表的な荷重と変位の関係を示している。これらの図から、パターンI (Glass) は、単粒子破碎試験から得られる荷重と変位の関係において、荷重が増加し続け、最大荷重に達するとともに2, 3個に割れる (割裂する) 破碎形態であり、パターンII (Aglass) は数ヶ所

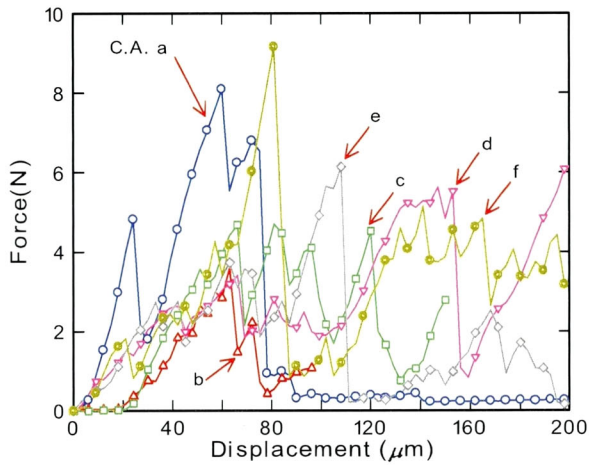
の角が欠け,最大荷重に到達すると2,3個に割れる破碎形態,パターンIII(quartz(U-Masado))は荷重の増加に伴い,粒子の端が少しずつ崩れ,粒子の芯のようなものが現れる形態であり,パターンIV(feldspar(U-Masado))は粒子の芯のようなものは現れず,荷重の増加に伴って少しずつ崩れるように破碎する形態と定義される.



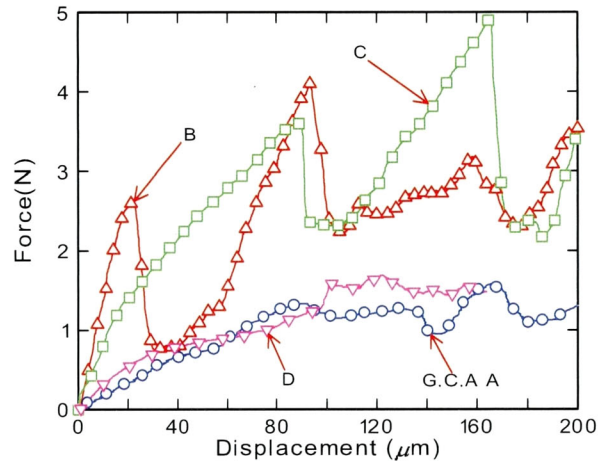
(a) 破碎パターン



(b) 代表的な荷重と変位の関係



(c) クリンカアッシュ



(d) 造粒石炭灰

図-3.4.3 破碎パターンと単粒子破碎試験における荷重と変位の関係

(b) 図中には, クリンカアッシュおよび造粒石炭灰の結果も併せて示しているが, 両者は破碎荷重の大きさが非常に小さいため, その特性を十分に表現できない. このため, (c) 図, (d) 図に, 小さな荷重スケールでクリンカアッシュおよび造粒石炭灰の荷重と変位の関係を示している. クリンカアッシュは, いくつかのピークを繰り返し, 一旦, 最大荷重に到達すると, 荷重がゼロ付近まで大きく低下する 경우가多く, 脆性的な破壊を示すことが特徴的である. これは, クリンカアッシュ粒子の表面の微小な角張りが, 順次, 破壊を繰り返し, 最終的に大きな角張りが破壊するためである. 破碎パターンとしては, IIIのよ

うな粒子の芯が現れる破碎形態が多く見受けられ、一部でパターンIIのように完全に破壊する形態が観察された。

一方、造粒石炭灰は、ピークを繰り返すのはクリンカアッシュと同様であるが、荷重がゼロ付近まで大きく低下することはなく、累積的に増加し、延性的な粘り強い挙動を示す傾向にある。破碎パターンとしては、その大半がIVによる破碎と位置づけられる。一部、パターンIIIのような破碎形態を示す場合があるが、ごくわずかであることを観察している。

図-3.4.4は、単粒子破碎強度 σ_{fm} と実験時の初期粒径 d_0 の関係を示したものである。図中の自然砂および造粒石炭灰のプロットは、加登²⁾、吉本³⁾による試験結果を示している。なお、凡例中の数字は、造粒石炭灰の養生日数を示している。単粒子破碎強度 σ_{fm} は、それぞれの試料に対する単粒子破碎試験から得られる破碎強度 $\sigma_f^{11)~14)}$ の平均値である。破碎強度 σ_f はインデックス値として利用することを踏まえ、次式で表現される。

$$\sigma_f = \frac{F_f}{d_0^2} \tag{3.4.3}$$

ここで、

F_f : 試験中の破碎荷重

d_0 : 粒子の初期高さ (初期粒径)

である。

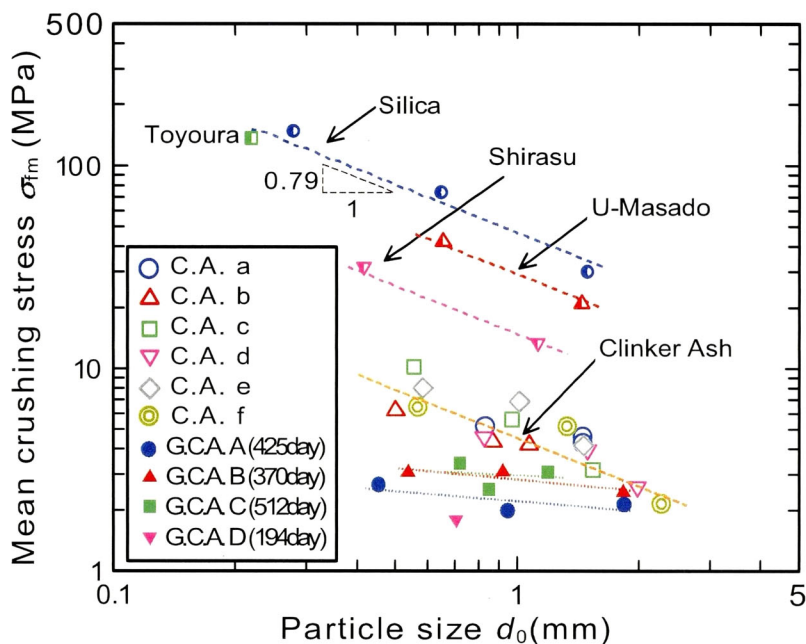


図-3.4.4 単粒子破碎強度 σ_{fm} と初期粒径 d_0 の関係

この図から、単粒子破碎強度 σ_{fm} は、同粒径に対して自然砂では、Silica, Toyoura, U-Masado, Shirasuの順で小さくなり、次いで、クリンカアッシュ、造粒石炭灰の順となる。ここで、自然砂の中でもShirasuは、火砕流堆積物であることから他の自然砂と比較して多孔質であるため、自然砂の中でも単粒子破碎強度は、小さい値を示している。また、自然砂は、試料の種類によらず初期粒径 d_0 が大きくなるに従って単粒子破碎強度は減少する傾向がある。このように、自然砂の場合、単粒子破碎強度 σ_{fm} に一樣な粒径の影響を受けることが既往の研究^{11), 13)}により明らかにされている。この要因は、福本、原¹⁵⁾によれば、自然砂は d_0 が小さくなるほど異種鉱物間の境界が取れて単一鉱物化し、強くて均質な内部構造を持つようになるからとしている。自然砂のこのような関係は、両対数軸上で $1 : -0.79$ の傾きを持つ直線で表現される¹²⁾。

一方、クリンカアッシュは、粉碎機で強制的に粉碎されるため、バラツキが大きいですが、試料全体としての単粒子破碎強度 σ_{fm} は d_0 が大きくなると小さくなる傾向にあり、自然砂と同様に -0.79 の勾配を持つ直線で近似することができる。ただし、自然砂と比較して $1/5 \sim 1/10$ 程度小さく、破碎されやすい材料であることがわかる。

これに対して造粒石炭灰は、いずれの試料においても自然砂やクリンカアッシュのような粒径の違いによる単粒子破碎強度 σ_{fm} の変化は見受けられず、粒径に対する傾きは小さい。これは、造粒石炭灰は各粒子において水和物が一樣に形成されており、自然砂やクリンカアッシュと異なり、均質性の高いフライアッシュ粒子間の結合構造が要因となっていると考えられる。また、造粒石炭灰の単粒子破碎強度は、自然砂やクリンカアッシュよりも小さいが、この値は、造粒石炭灰の場合、セメント配合量や養生日数によって変化することに留意しておく必要がある。したがって、造粒石炭灰は、単粒子破碎強度のコントロールが可能な材料であると言える。

図-3.4.5は、図-3.4.4に示した近似直線における $d_0=1\text{mm}$ の時の単粒子破碎強度 σ_{fm} と粒子密度 ρ_s の関係を示している。この図より、自然砂およびクリンカアッシュは、粒子密度 ρ_s が大きいと単粒子破碎強度 σ_{fm} も大きくなり、片対数上でほぼ直線関係にあることがわかる。これは、自然砂およびクリンカアッシュの粒子の内部にある外部と連結していない閉じた空隙が存在しており、この空隙が多くなると粒子密度が小さくなるが、この空隙が多くなる分、内部構造が不安定となり、破碎されやすくなることを示唆している。また、造粒石炭灰は、他の試料と異なる傾向を示しているが、これは、吉本³⁾によれば、フライアッシュ粒子がセメントの水和反応により結合されていることによるものである。つまり、セメント配合量や養生日数により変化するため、粒子密度との相関が見受けられないものと考えられる。

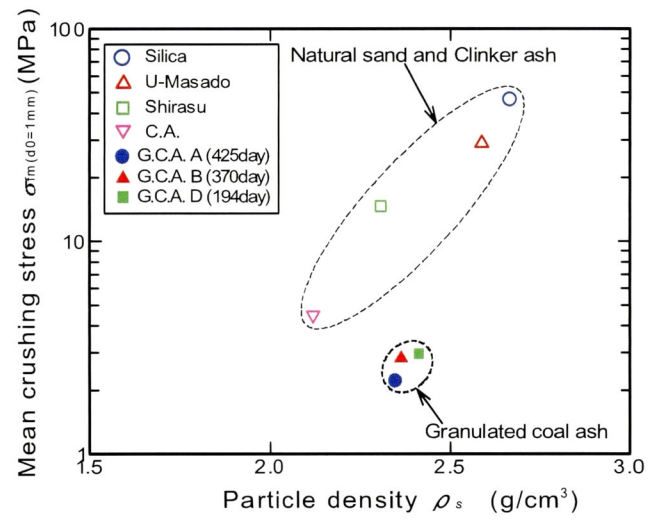


図-3.4.5 $d_0=1\text{mm}$ における単粒子破碎強度 $\sigma_{fm}(d_0=1\text{mm})$ と粒子密度 ρ_s の関係

3.5 力学特性

3.5.1 締固め特性

(1) 試料および試験方法

締固め試験には、C.A.a～fを用いたが比較のため、G.C.A.A～Cおよび自然砂であるU-Masado³⁾を採用している¹⁾。ここで、U-Masadoは2mmふるい通過分の試料を使用している。試験は JIS A 1210（突固めによる土の締固め試験方法）に準じて実施した。その条件を表-3.5.1に示す。なお、実際の施工現場では、盛土材料と水を混ぜ合わせた後、あまり時間を取らずに締め固めるのが現状である。このため、ここでは、クリンカアッシュおよびU-Masadoともに、水と混合後、30分程度の放置期間を設定し、締固め試験を実施している。

また、本研究では、締固めエネルギーの変化に伴う締固め特性の変化を確認するために、JIS A 1210に従う各層の突固め回数 $N_B=25$ と、これを3倍および6倍した $3N_B$ 、 $6N_B$ の試験も実施している。ここで、それぞれの呼び名は、 $1E_c$ 、 $3E_c$ 、 $6E_c$ と定義した。また、締固めエネルギーは、次式により計算している。これによれば、それぞれ、 $1E_c \doteq 550\text{kJ/m}^3$ 、 $3E_c \doteq 1,650\text{kJ/m}^3$ 、 $6E_c \doteq 3,300\text{kJ/m}^3$ の締固めエネルギーが負荷されたこととなる。

$$E_c = \frac{W_R \cdot H \cdot N_B \cdot N_L}{V} \quad (\text{kJ/m}^3) \quad (3.5.1)$$

ここに、

W_R ：ランマーの重量(kN)

H ：ランマーの落下高(m)

N_B ：層当たりの突固め回数

N_L ：層の数

V ：モールドの容積（締固めた供試体の体積）（ m^3 ）

である。

表-3.5.1 突固めによる締固め試験条件

呼び名	ランマー質量	ランマー落下高	モールド内径	モールド容積	突固め層数	各層の突固め回数	試料の準備・使用方法
A	2.5kg	30cm	10cm	100 cm^3	3	25	乾燥法で非繰返し法

(2) 締固め曲線

図-3.5.1にU-Masado, クリンカアッシュおよび造粒石炭灰の締固め曲線を示す. 図中には, 先に若槻・田中ら⁵⁾が実施した締固め試験結果の範囲も破線で示しているが, 本研究で使用した試料は, この範囲に入ることがわかる.

図からわかるように, クリンカアッシュおよび造粒石炭灰は, U-Masado や M-Masado のように締固め曲線が鋭く立ち上がることはなく, なだらかな曲線を呈している. これは, クリンカアッシュの場合, 粒子形状が複雑であることから, 締め固め時に粒子の再配列がされにくい材料であるためと考えられる. この現象はクリンカアッシュおよび造粒石炭灰の締固めが含水比に大きく影響されないことを示しており, 締固め管理がしやすい材料と言える.

また, 最大乾燥密度 ρ_{dmax} は, U-Masadoが 1.78g/cm^3 で, M-Masado1が 1.89g/cm^3 であるのに対して, クリンカアッシュおよび造粒石炭灰の最大乾燥密度は, $0.97\sim 1.16\text{g/cm}^3$ の範囲と非常に小さい. これは, 元々, 粒子密度が小さいこと, 前述したように粒子形状が複雑で再配列されにくいこと, 粒子内部に外部と連結した空隙があり, これが締め固めに寄与し難いことが原因と考えられる. いずれにしても, 締め固めによって, 密度があまり大きくならない材料であり, 軽量材料としての適用性が高い材料であることがわかる.

最適含水比 w_{opt} は, U-Masadoが14%で, M-Masadoが11%であるのに対して, クリンカアッシュおよび造粒石炭灰のそれは, 36~48%と高い範囲にある. これは, それぞれの粒子内部に存在する空隙に水が保持されるためと考えられる.

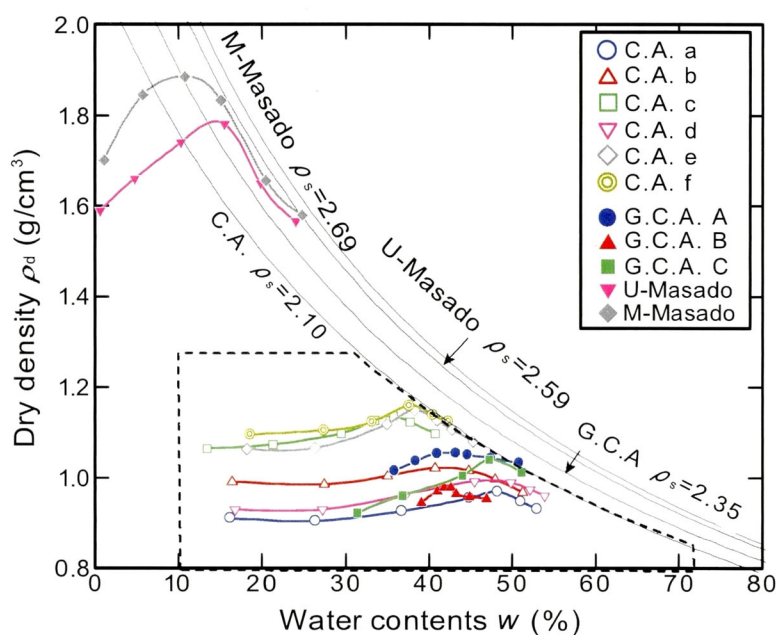


図-3.5.1 締固め曲線

図-3.5.2には、最大乾燥密度と粒子密度の関係を示している。締固め密度に影響する因子は、粒子密度、粒子形状、粒度分布などが考えられるが、クリンカアッシュの場合は、粒子密度との間に最も良い相関関係にあった。これは、締固め曲線がなだらかなため、粒子自体の密度が最大乾燥密度に直接的に影響したためと考えられる。また、造粒石炭灰の場合は、粒子密度との相関はあまり無いようである。

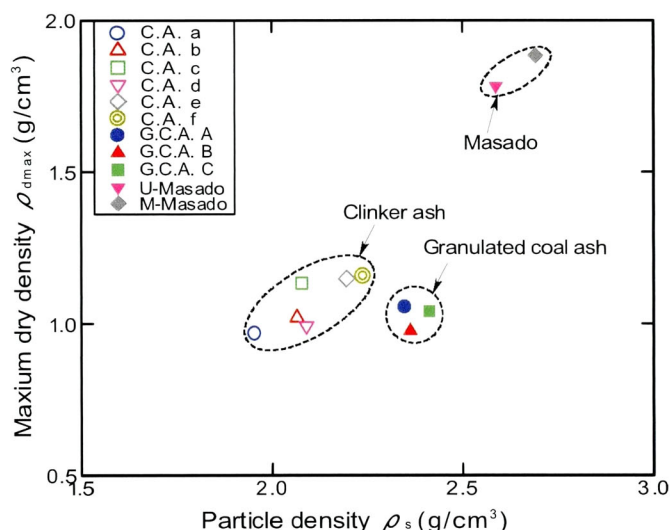


図-3.5.2 最大乾燥密度と粒子密度の関係

クリンカアッシュの締固め特性が締固めエネルギーに対してどの程度変化するかを確認した結果を図-3.5.3～図-3.5.5に示す。なお、試料は、C.A.b, C.A.c, C.A.dを対象とした。ここで、締固めエネルギーは、JIS規格のエネルギーを1Ec (550kJ/m³)とし、突固め回数を変えることにより、3Ec (1,100kJ/m³), 6Ec (3,300kJ/m³)と変化させている。

いずれの試料も一般の砂質土と同様に締固めエネルギーが大きくなると、最大乾燥密度は大きくなり、最適含水比は小さくなる傾向にあることがわかる。また、図-3.5.4, 図-3.5.5に締固めエネルギーと最大乾燥密度および最適含水比を示している。これによれば、締固めエネルギーが増加するにつれて、最大乾燥密度も増加しているが、締固めエネルギーが大きくなるほど最大乾燥密度の増加割合は低下する傾向を示す。また、最適含水比は、締固めエネルギーが大きくなるにしたがって減少するが、締固めエネルギーの増加に伴いその減少割合は低下する傾向にある。

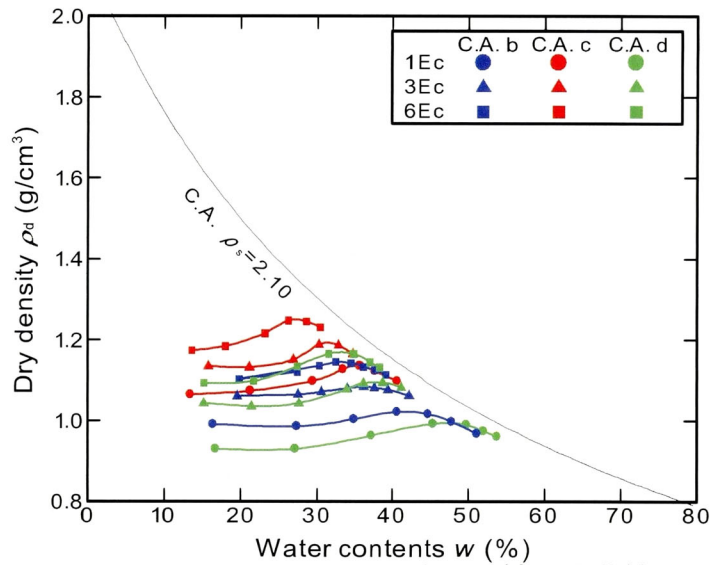


図-3. 5. 3 1Ec, 3Ec, 6Ecの締固め曲線

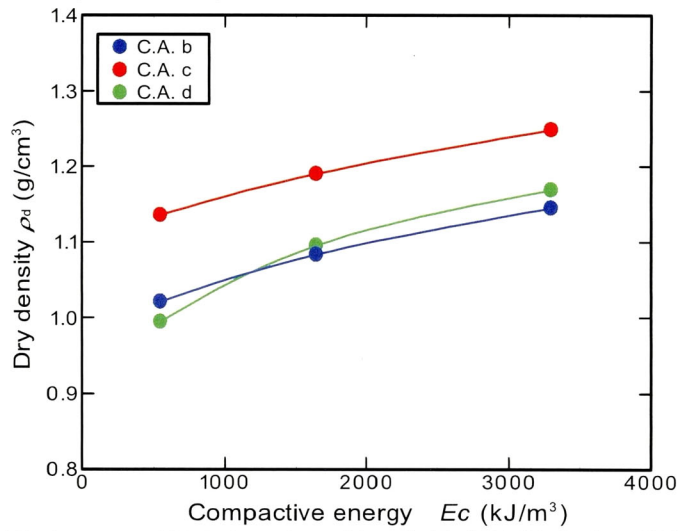


図-3. 5. 4 締固めエネルギーと最大乾燥密度の関係

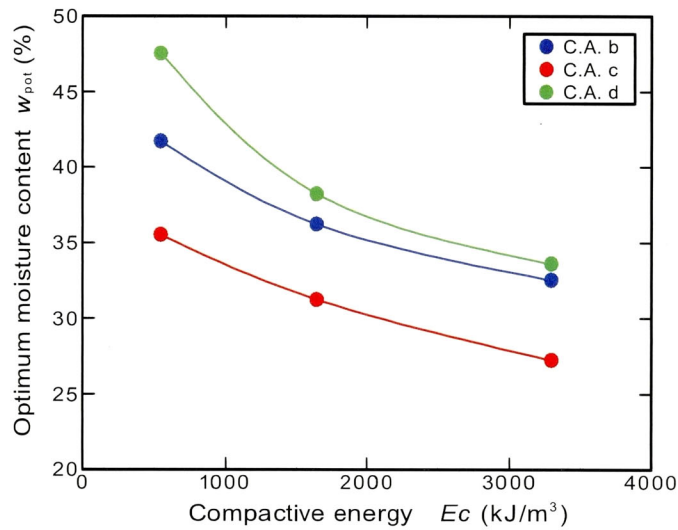


図-3. 5. 5 締固めエネルギーと最適含水比の関係

(3) クリンカアッシュの密度の程度を表す指標

地盤材料の密度の程度を表す指標には、相対密度 D_r あるいは締固め度 D_c を利用することが多い。クリンカアッシュのような礫分を 28~56% も含む破砕性材料に対して相対密度を指標とする場合には、「3.3 物理特性」で示したように、礫の最大密度試験方法では、バイブレーターを使用することから粒子破砕の影響を大きく受ける。つまり、粒子破砕に伴い細粒化した粒子が間隙の中に入り込み、材料の密度が大きくなり、間隙比が小さくなる。このため、粒子破砕を伴わないクリンカアッシュの緩い供試体を作製した場合には、この試験法に基づき得られる相対密度は小さな値となり、結果として供試体の密度を十分に評価することができないこととなる。

一方、表-3.5.2 は、クリンカアッシュの最大乾燥密度付近の供試体から得られた締固め試験前後の粒子破砕率を示しているが、7~20%程度の粒子破砕を生じており、締固め試験結果にもこの影響が含まれていることがわかる。ただし、締固め試験は、粒子破砕を許した密度を表す指標であり、一般に広く利用されている。

このようなことから、本研究では、両者を併記することとした。なお、最大密度試験時の粒子破砕率を示した表-3.3.2 と締固め試験前後の粒子破砕率を示した表-3.5.2 を比較すると前者の方が 0.7~9.2%大きく、クリンカアッシュの粒子破砕に対しては、最大密度試験の影響の方が大きいことがわかる。

表-3.5.2 クリンカアッシュの締固め試験前後の粒子破砕率

Sample	C.A.a	C.A.b	C.A.c	C.A.d	C.A.e	C.A.f
Crush rate B_M (%)	12.9	10.1	9.5	20.4	7.3	12.7

3.5.2 静的せん断特性

本研究では、静的せん断特性を検討するため、圧密排水三軸圧縮試験を実施した。

(1) 試料および試験方法

試験には、C.A.a~f, G.C.A.B~Dおよび自然砂である Silica_{0.18-2.0}, ToyouraおよびP.I.Masadoを用いている。Silica_{0.18-2.0}, Toyouraは一般に研究で用いられていること、P.I.Masado, M-Masadoは、盛土材料や埋土材料としてよく利用されているため採用した。

(2) 供試体作製方法および試験条件

クリンカアッシュおよび造粒石炭灰は、粒子形状が複雑で粒子表面から内部へ連続する空隙も存在するため、非常に飽和しにくい。このため、本研究では、飽和供試体の作製時

には、試料をあらかじめ脱気水に浸し、2~4日間、負圧を負荷した状態で管理し、B値を0.96以上に確保した。これらの供試体は、モールド内に約2cmの脱気水を張り、水面の高さが水面下の試料表面から常に約2cmを保つよう管理しながら、スラリー状の試料を漏斗でモールド内に投入した。また、Toyoura, P.I.Masado および Silica_{0.18-2.0}も同様な方法により供試体を作製した。供試体サイズは、クリンカアッシュで直径10cm、高さ20cm、造粒石炭灰、Toyoura, P.I.Masado, M-Masado および Silica_{0.18-2.0}で直径5cm、高さ10cmとした。ただし、M-Masadoは、不飽和状態の盛土を想定したため、自然含水比の状態で締め固めている。

表-3.5.3に用いた試料の有効拘束圧 σ_c' 、供試体の圧密前後の相対密度 D_{ri} 、 D_{rc} 、間隙比 e_i 、 e_c 、締固め度 D_{ci} 、 D_{cc} 、乾燥密度 ρ_{di} 、 ρ_{dc} 、圧密前の平均相対密度 $D_{ri(average)}$ 、平均締固め密度 $D_{ci(average)}$ を示す。なお、造粒石炭灰およびSilica_{0.18-2.0}の詳細な試験結果については、加登²⁾、吉本³⁾を参照されたい。

1) 緩い状態の供試体

本研究では、まず、クリンカアッシュが緩く堆積した埋立て地盤を想定して、できるだけ密度の小さい供試体を作製した。その結果、クリンカアッシュの圧密前の相対密度 D_{ri} は4~22%、圧密前の締固め度 D_{ci} は73~85%と、両者とも小さな値が得られた。なお、相対密度は、礫の最大密度試験時の粒子破碎が影響して小さめの値となっているものと考えられる。また、C.A.bの相対密度 D_r や締固め度 D_c は、他のクリンカアッシュよりも大きな値を示しているが、これは、C.A.bの細砂~中砂(0.075~0.85mm)程度の粒子が礫分の間隙に入り込むためと考えられる。C.A.dの相対密度が大きいのは、最大間隙比 e_{max} が大きいためと考えられる。また、造粒石炭灰、P.I.Masado および Toyouraの供試体は、クリンカアッシュと同程度の相対密度に作製することが困難であったため、相対密度 D_r が50%になるよう作製している。

2) 密な状態の供試体

土を盛土材料として利用する場合には、各機関で表-3.5.4に示すような盛土の締固め管理値が設定されており、実際の盛土施工に当たっては、これらの管理値を満足するよう締め固められる。同表によれば、各機関の管理値は、 $D_c=85\sim97\%$ の範囲であることがわかる。また、クリンカアッシュを利用した試験盛土施工の結果によれば、振動ローラーを2回程程度走行させることで、容易に締固め度 $D_c=90\%$ 以上を得ることが可能であることが確認されている²⁾。これより、クリンカアッシュを盛土材料に使用する場合には、 $D_c=90\%$ 程度の締固め度にしておけば、良いものと考えられる。このため、供試体は、 $D_c=90\%$ を目標にタンパーで締め固めながら作製した。また、Silica_{0.18-2.0}は相対密度が90%になるよう作製している。

表-3.5.3 (a) 圧密排水三軸圧縮試験条件一覧 (Loose)

Sample	σ_c' (kPa)	D_{ri} (%)	D_{rc} (%)	e_i	e_c	D_{ci} (%)	D_{cc} (%)	ρ_{di} (g/cm ³)	ρ_{dc} (g/cm ³)	$Dr_{i(average)}$ (%)	$D_{ci(average)}$ (%)
C.A.a	50	3.02	8.22	1.751	1.708	73.27	74.51	0.710	0.722	4	73
	100	4.35	15.41	1.740	1.648	73.58	76.16	0.713	0.738		
	200	3.74	29.68	1.745	1.530	73.48	79.67	0.712	0.772		
C.A.b	50	18.88	23.30	1.387	1.359	84.72	85.80	0.865	0.876	20	85
	100	20.31	27.66	1.378	1.330	85.11	86.88	0.869	0.887		
	200	19.71	38.54	1.382	1.260	84.92	89.52	0.867	0.914		
C.A.c	50	9.03	15.05	1.364	1.325	77.44	78.77	0.879	0.894	8	77
	100	6.98	14.74	1.378	1.327	77.00	78.68	0.874	0.893		
	200	6.85	20.05	1.379	1.293	77.00	79.91	0.874	0.907		
C.A.d	50	22.15	27.83	1.812	1.759	74.85	76.26	0.744	0.758	21	75
	100	21.10	27.77	1.822	1.760	74.55	76.26	0.741	0.758		
	200	19.81	25.48	1.834	1.781	74.25	75.65	0.738	0.752		
C.A.e	50	4.33	8.83	1.500	1.470	76.50	77.37	0.879	0.889	4	77
	100	3.72	11.80	1.504	1.450	76.41	78.07	0.878	0.897		
	200	5.10	19.47	1.495	1.400	76.68	79.72	0.881	0.916		
C.A.f	50	8.72	17.63	1.513	1.454	76.94	78.84	0.891	0.913	8	77
	100	9.62	26.50	1.507	1.394	77.12	80.83	0.893	0.936		
	200	6.88	19.64	1.526	1.440	76.60	79.27	0.887	0.918		
G.C.A.B	50	52.19	57.65	2.308	2.269	72.90	73.82	0.713	0.722	53	73
	100	52.57	66.26	2.305	2.208	73.01	75.26	0.714	0.736		
	200	52.80	79.15	2.304	2.116	73.01	77.40	0.714	0.757		
G.C.A.C	50	47.72	51.75	1.888	1.860	80.25	81.02	0.835	0.843	49	80
	100	51.42	61.64	1.862	1.790	80.92	83.04	0.842	0.864		
	200	48.01	64.59	1.886	1.770	80.25	83.61	0.835	0.870		
G.C.A.D	50	52.40	58.04	1.878	1.834	—	—	0.792	0.804	53	—
	100	52.54	64.22	1.876	1.787	—	—	0.793	0.818		
	200	52.74	75.03	1.875	1.704	—	—	0.793	0.843		
P.I.Masado	100	50.09	—	0.728	—	—	—	1.518	—	—	—
Toyoura	100	52.87	—	0.794	—	—	—	1.473	—	—	—

表-3.5.3 (b) 圧密排水三軸圧縮試験条件一覧 (Dense)

Sample	σ_c' (kPa)	D_{ri} (%)	D_{rc} (%)	e_i	e_c	D_{ci} (%)	D_{cc} (%)	ρ_{di} (g/cm ³)	ρ_{dc} (g/cm ³)	$Dr_{i(average)}$ (%)	$D_{ci(average)}$ (%)
C.A.b	50	39.16	42.91	1.255	1.231	89.72	90.70	0.916	0.926	40	90
	100	39.92	45.85	1.251	1.212	89.91	91.48	0.918	0.934		
	200	40.29	50.87	1.248	1.179	90.01	92.85	0.919	0.948		
C.A.c	50	58.18	59.72	1.044	1.034	89.60	90.04	1.017	1.022	59	90
	100	60.33	61.84	1.030	1.020	90.22	90.66	1.024	1.029		
	200	59.72	63.34	1.034	1.011	90.04	91.10	1.022	1.034		
C.A.d	50	71.36	72.77	1.353	1.340	89.44	89.94	0.889	0.894	72	90
	100	73.33	76.64	1.335	1.304	90.14	91.35	0.896	0.908		
	200	72.77	79.06	1.340	1.281	89.94	92.25	0.894	0.917		
G.C.A.B	50	72.80	77.33	2.161	2.129	76.38	77.10	0.747	0.754	72	76
	100	72.76	83.69	2.162	2.084	76.28	78.22	0.746	0.765		
	200	71.66	92.22	2.169	2.023	76.18	79.86	0.745	0.781		
G.C.A.C	50	67.01	71.07	1.753	1.724	84.09	85.06	0.875	0.885	67	84
	100	67.48	76.38	1.750	1.687	84.29	86.21	0.877	0.897		
	200	67.06	83.59	1.753	1.637	84.19	87.84	0.876	0.914		
M-Masado	30	104.00	—	0.616	—	90.00	—	1.660	—	102	90
	60	102.00	—	0.624	—	90.00	—	1.660	—		
	120	101.00	—	0.629	—	89.00	—	1.650	—		
Silica _{0.18-2.0}	100	89.94	—	0.623	—	—	—	1.636	—	—	—

表-3.5.4 各機関の盛土の締固め管理値

機 関	対 象	管理値 (締固め度 D_c)
日本道路協会 (道路土工 施工指針) ¹⁶⁾	路体	90%以上
国土交通省 近畿, 中国, 四国, 九州地方整備局 (土木工事施工管理基準値及び規格値 (案)) ¹⁷⁾	路体	85%以上
	路床	90%以上
東・中・西日本高速道路 (設計要領第一集 土工編) ¹⁸⁾	上・下部路体	92%以上
	下部路床	
	上部路床	97%以上
国土開発技術センター (河川土工マニュアル) ¹⁹⁾	河川堤防	平均 90%以上 (下限値 80%)
鉄道総合技術研究所 (鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物) ²⁰⁾	上部盛土	90%以上 (性能ランク III)
	下部盛土	

(3) せん断試験の概要および試験方法

圧密排水三軸圧縮試験においては、低圧三軸圧縮試験機を用いた。これは自動制御・計測可能な試験機であり、側圧を 50~400kPa まで載荷することができる。軸圧載荷系統は、まずパーソナルコンピュータによりひずみ速度を電圧で指定し、モータードライバを介して AC サーボモータに電気信号が伝えられ、減速機を介して、スクリュージャッキによって軸圧を制御する仕組みである。また、軸荷重は軸圧の摩擦による影響を除去するため、下部ペDESTALに取り付けられた水中ロードセルによって測定される。間隙水圧は、三軸セルの下部に設置した間隙水圧計、軸変位は差動トランス型を用いてそれぞれ計測される。任意の軸変位速度で圧縮・伸張試験を行なうことが可能である。せん断中に発生する間隙水圧、軸荷重、軸変位の測定値は、アンプ、AD ボードを介して PC により測定、記録される。なお、本試験機の上部および下部ペDESTALの直径は 10cm であり、ポーラスストーンはペDESTAL中心部に設置され、供試体端面とペDESTALとの摩擦を考慮した構造となっていることから、大きな軸ひずみまで測定可能となっている。図-3.5.6 に用いた三軸圧縮試験機の配管系統図を、さらに表-3.5.5 に各計測機器の精度について示す。

三軸圧縮試験の試験手順を以下に示す。

- ① ペDESTALにモールドを設置し、メンブレンをこれにセットして負圧をかける。
- ② 供試体を作製する。
- ③ セルを設置し、側液を注入する。
- ④ 自立させている機構を負圧から正圧に置換する。
- ⑤ 通水する。
- ⑥ 背圧をかけて、数時間放置する。
- ⑦ B 値を測定し、0.96 以上であれば圧密過程に入る。
- ⑧ 50kPa ずつ側圧を上げ所定の圧密圧力に達したら体積変化が落ち着くまで放置する。
- ⑨ ひずみ速度 0.2%/min でせん断し、軸ひずみが 30%に至ったら実験を終了する。

⑩ セルを解体した後，供試体を取り出し，恒温炉乾燥炉に入れる．約 24 時間後試験後の供試体乾燥重量を測定し，相対密度を算出する．

なお，クリンカアッシュは，最大粒径が 19mm 程度であることから，メンブレンペネトレーションが試験結果に影響するため，本試験では，事前に供試体へのメンブレン貫入量を求め，供試体の直径を補正した．

試験結果の整理に用いた応力パラメーターは，平均有効応力 p' および軸差応力 q であり，各々が次式で定義される（軸対称条件）．

$$p' = \frac{\sigma_a' + 2\sigma_r'}{3} ; \quad q = \sigma_a' - \sigma_r' \quad (3.5.2)$$

ここに，

σ_a' : 軸方向の有効応力

σ_r' : 半径方向の有効応力

である．

また， p' および q に対応するひずみパラメーターとして，体積ひずみ ε_v および軸ひずみ ε_a を用いた．

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r ; \quad \gamma = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad (3.5.3)$$

ここに，

ε_a および ε_r : 軸方向および半径方向のひずみ

γ : 軸差ひずみ

である．

次式のように平均有効応力に対する軸差応力の大きさとして定義される応力比のパラメーターも示している．

$$\eta = \frac{q}{p'} \quad (3.5.4)$$

また，本研究では，せん断強度の議論において，式 (3.5.4) で定義される応力比だけでなく，次式のセカント角度も取り扱っている．

$$\phi_s = \sin^{-1} \frac{\sigma_a - \sigma_r}{\sigma_a + \sigma_r} \quad (3.5.5)$$

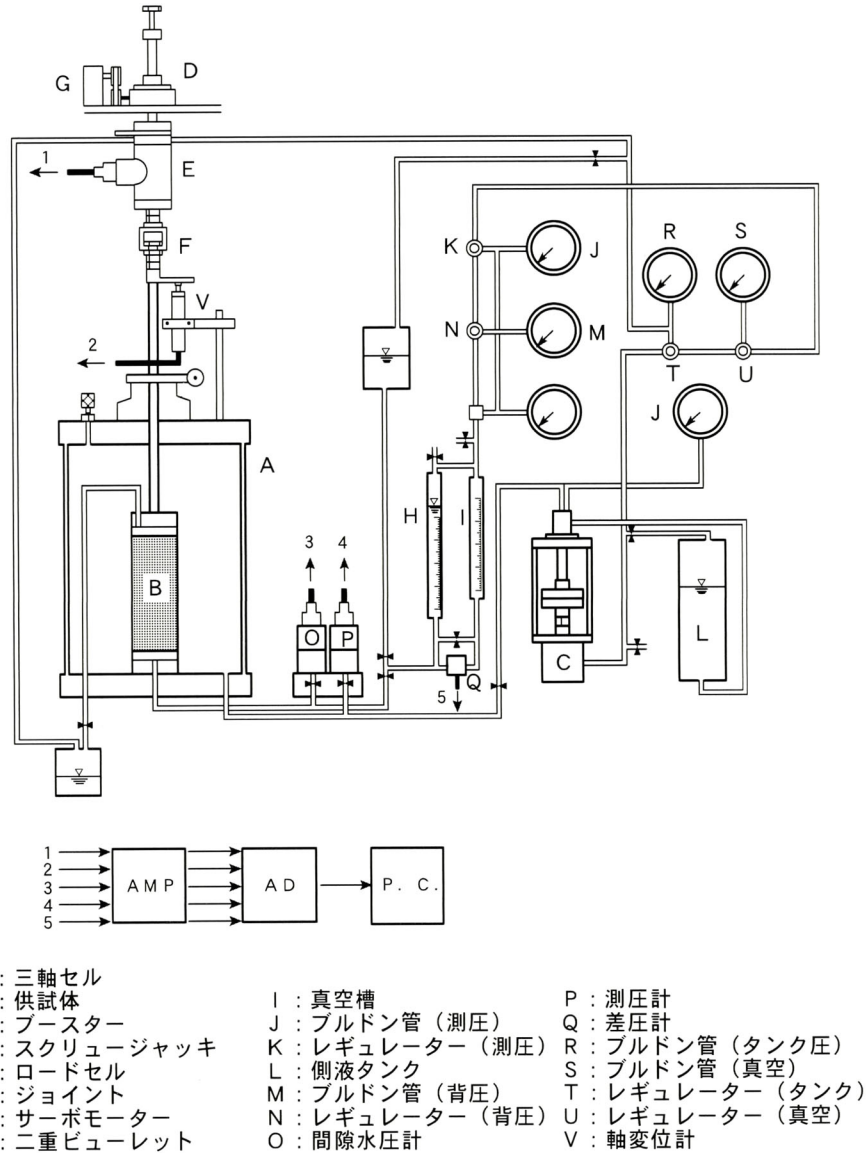


図 3. 5. 6 三軸圧縮試験機の配管系統図

表-3. 5. 5 各計測機器の精度

計測器	方式	機種	最大値
軸荷重計	ストレインゲージ式	TCLZ-500KA	4.9kN
側圧計	ストレインゲージ式	PW-10	1MPa
間隙水圧計	ストレインゲージ式	PW-10	1MPa
軸変位計	ストレインゲージ式	CDP-50	50mm

(4) 静的せん断特性

図-3.5.7(a)～(f)および図-3.5.8(a)～(c)にクリンカアッシュの緩い供試体と密な供試体における応力比 η と軸ひずみ ε_a の関係および体積ひずみ ε_v と軸ひずみ ε_a の関係を示す。また、図-3.5.9にC.A.cにおける有効拘束圧が50, 200kPaのときの緩い供試体および密な供試体の応力比 η と軸ひずみ ε_a の関係および体積ひずみ ε_v と軸ひずみ ε_a の関係を示す。

クリンカアッシュは、いずれの試料のせん断挙動も拘束圧の影響を受け、低い有効拘束圧から高い有効拘束圧に推移するにつれて、応力比と軸ひずみの関係の立ち上がりが緩やかとなる。また、ピーク応力比が低下するとともに、これを発現するひずみは大きくなることわかる。このように、緩い供試体は立ち上がりの勾配が緩く明確なピークを示さず、ひずみ硬化型の挙動を示すが、密な供試体の場合は、立ち上がりは急で、かつ、明確なピークを示し、ひずみ軟化型の挙動を示すのが特徴的である。ただし、密な供試体であっても有効拘束圧 σ_c' が200kPa程度まで大きくなると明確な応力比のピークは認められず、ひずみ硬化型の挙動に移行する傾向にある。

また、同一有効拘束圧であっても密度が増加するとピーク応力比も増加しており、Lee and Seed²²⁾、Vesic and Clough²³⁾、Been and Jefferies²⁴⁾、Bolton²⁵⁾によって示された研究結果と類似していることがわかる。その他、図-3.5.9からもわかるように、密度や拘束圧の大きさにかわらず、残留時の応力比は一定の応力比に収束する傾向にあることが確認できる。

一方、体積ひずみ ε_v と軸ひずみ ε_a の関係は、緩いクリンカアッシュの場合は、低拘束圧域で若干膨張傾向を示す供試体もあるが、せん断中に有効拘束圧が大きくなるにしたがって、全体に体積収縮を起こしていることがわかる。また、密なクリンカアッシュの場合には、有効拘束圧 σ_c' が50, 100kPa程度では、膨張傾向で正のダイランシー挙動を示すが、200kPa程度になると収縮傾向に転じ、負のダイランシー挙動を示す。

このような有効拘束圧の増加に伴うピーク応力比の低下および供試体の体積収縮は、粒子の再配列も一つの要因してあげられるが、クリンカアッシュの単粒子破碎強度の低さや、過去の砂の粒子破碎の研究結果²⁶⁾を踏まえると、粒子破碎に起因して生じていることを示唆するものといえる。また、これらの現象は、三浦・山内²⁷⁾によって、自然砂において高拘束圧域で確認された粒子破碎の挙動に類似するものであり、通常の拘束圧域においても同様な現象がクリンカアッシュに顕著に発生したものと考えられる。

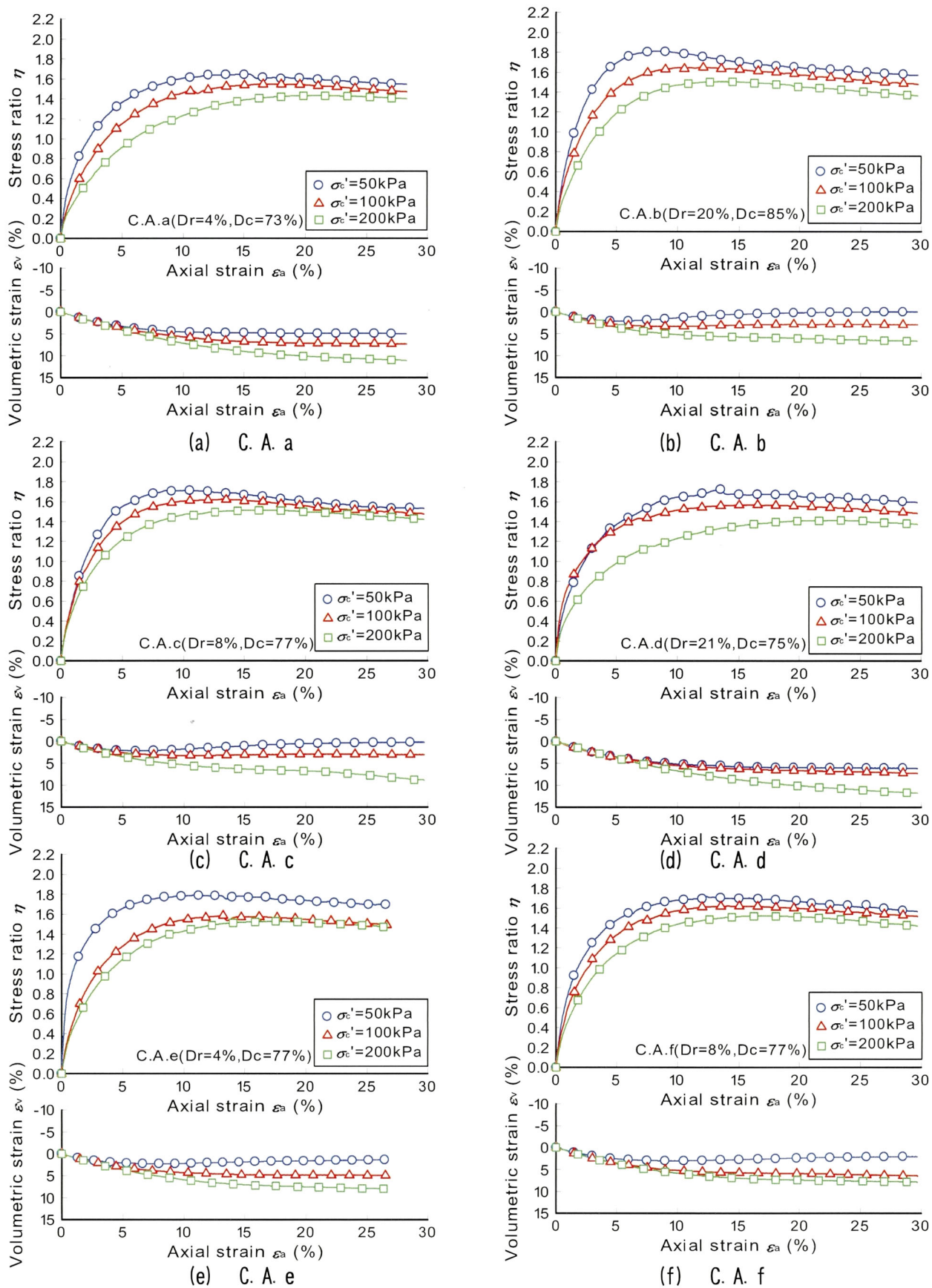


図-3.5.7 応力比～軸ひずみ～体積ひずみ関係 (クリンカアッシュ : Loose)

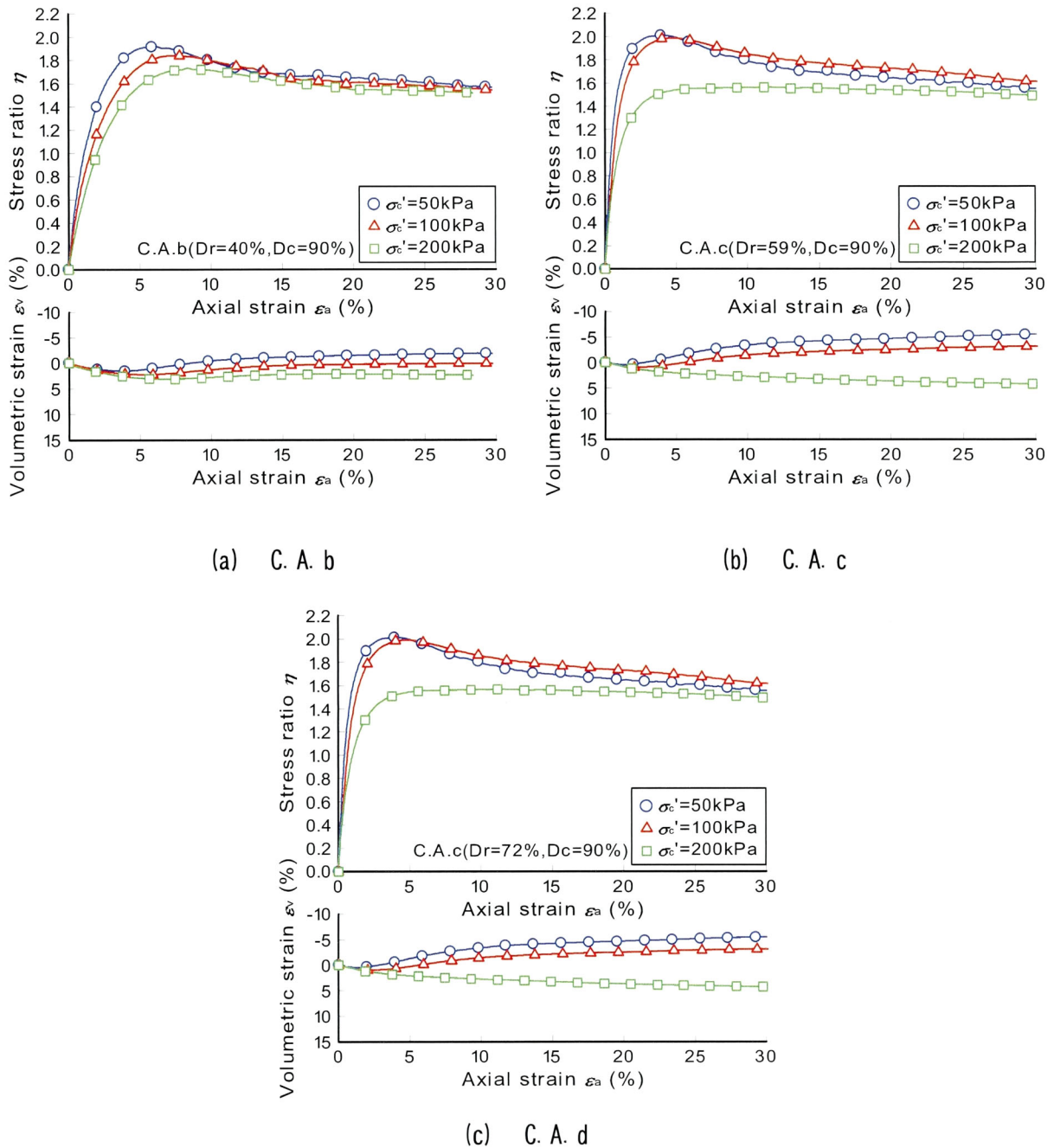


図-3.5.8 応力比～軸ひずみ～体積ひずみ関係 (クリンカアッシュ : Dense)

図-3.5.10 は、造粒石炭灰の緩い供試体と密な供試体における応力比 η と軸ひずみ ϵ_a の関係および体積ひずみ ϵ_v と軸ひずみ ϵ_a の関係を示している。造粒石炭灰もクリンカアッシュと同様、造粒石炭灰のせん断挙動は拘束圧の影響を受け、低拘束圧から高拘束圧に推移するにつれて、応力比と軸ひずみの関係の立ち上がりが緩やかとなることやピーク応力比が低下していくことがわかる。また、造粒石炭灰は、緩い供試体だけでなく、密な供試体についても明確な応力比のピークを示さないとともに、密度の増加に伴うピーク応力比の増

加量が小さい傾向にある。これは、造粒石炭灰のセメント添加量や養生日数も影響しているものと考えられる。残留時の応力比は拘束圧の影響が認められない。

体積ひずみと軸ひずみの関係は、50kPaの結果では若干膨張挙動を示す。また、拘束圧の増加と共に収縮一方の挙動へと推移している。

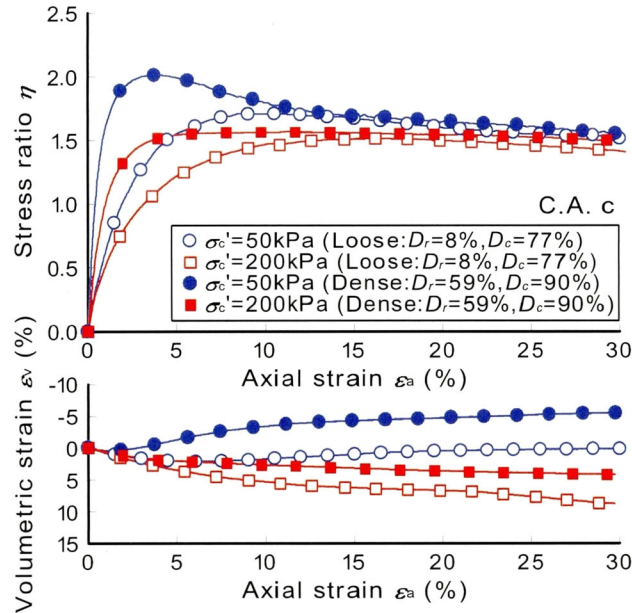
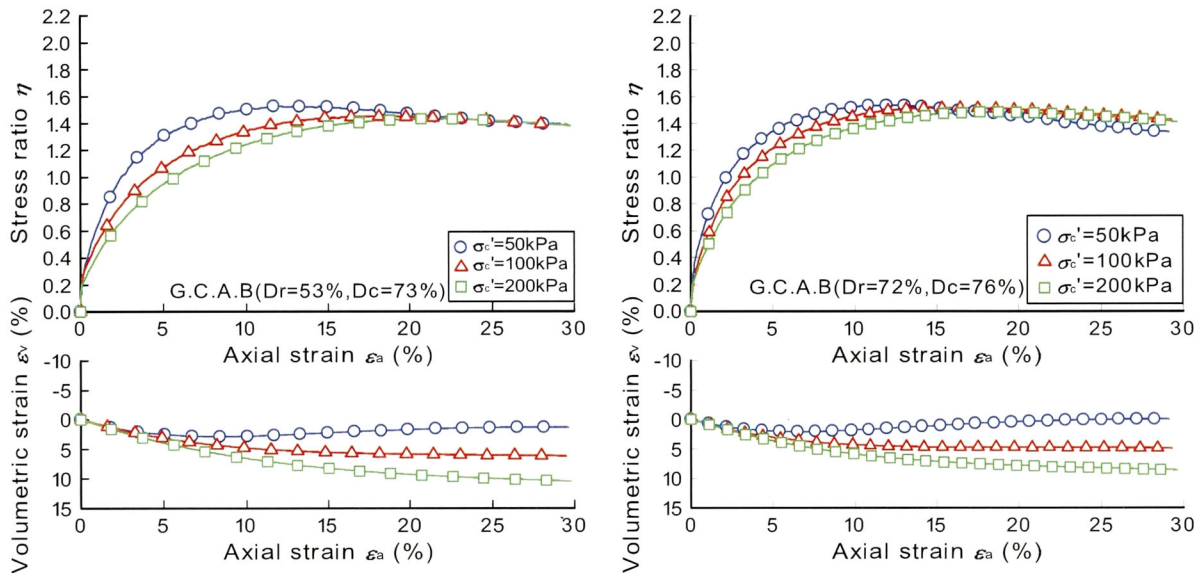


図-3.5.9 応力比～軸ひずみ～体積ひずみ関係 (クリнкаアッシュ : Loose and Dense)



(a) G. C. A. B (Loose)

(b) G. C. A. B (Dense)

図-3.5.10 応力比～軸ひずみ～体積ひずみ関係 (造粒石炭灰)³⁾

図-3.5.11には、クリンカアッシュ (C.A.c)、造粒石炭灰 (G.C.A.B) および自然砂の有効拘束圧 σ'_c が 100kPa の時の応力比 η と軸ひずみ ε_a の関係および体積ひずみ ε_v と軸ひずみ ε_a の関係を示している。

緩い供試体の応力比～ひずみ関係における初期の立ち上がりは、緩いクリンカアッシュと P.I.Masado および密な造粒石炭灰が、ほぼ同様な挙動を示しており、ピーク応力比が発生する軸ひずみも同様な値を示すが、クリンカアッシュの方が P.I.Masado や造粒石炭灰よりも大きな応力比を得ることができる。また、Toyoura は、クリンカアッシュや P.I.Masado と比較して初期の立ち上がりが急であるが、ピーク応力比は、クリンカアッシュよりもわずかに小さい。ここで、最も緩い状態で作製されたクリンカアッシュ供試体の方が相対密度を約 50%で作製された P.I.Masado, Toyoura および密な造粒石炭灰よりも大きなピーク応力比を発現していることが特徴的である。また、緩い供試体の体積ひずみは、クリンカアッシュ, P.I.Masado および造粒石炭灰の場合は、収縮傾向にあるが、造粒石炭灰は他の試料と比較して排水量は多い。Toyoura は、緩い供試体ではあるが、膨張傾向にある。

一方、密な供試体の応力比～ひずみ関係においては、クリンカアッシュと Silica_{0.18-2.0} の初期の立ち上がりは、同程度であるが、クリンカアッシュのピーク応力比は、 $D_r=90\%$ で作製された Silica_{0.18-2.0}よりも大きな値を示している。体積ひずみは、両者とも膨張傾向にあるがクリンカアッシュの方が小さい。このように、クリンカアッシュのピーク応力比は、自然砂と比較して緩い状態や密な状態にかかわらず、高い値を示すことがわかる。

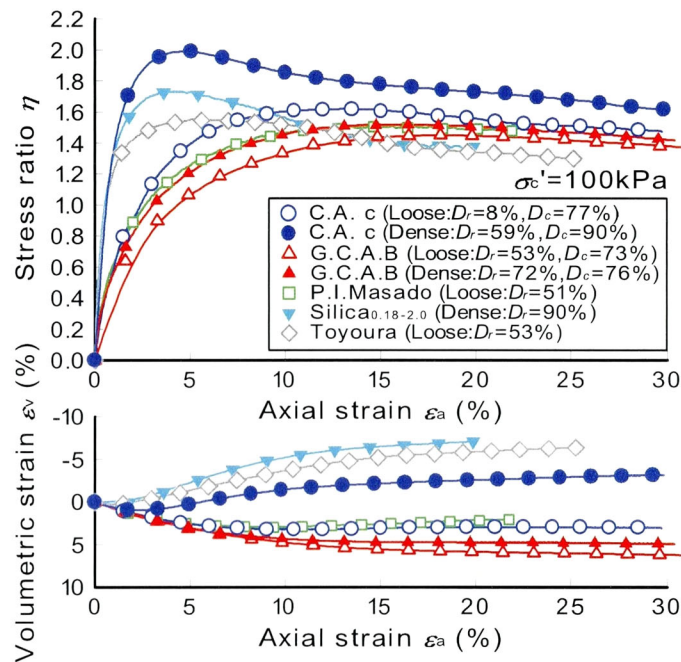


図-3.5.11 応力比～軸ひずみ～体積ひずみ関係 (C.A.c, G.C.A.B, 自然砂 ($\sigma'_c = 100\text{kPa}$))

(5) セカントアングルと有効拘束圧の関係

図-3.5.12 に緩い状態と密な状態のクリンカアッシュのモールの応力円を示している。また、図中には、破壊包絡線および各モール円に対するセカントアングルラインも描いている。クリンカアッシュは、砂質土あるいは礫質土に分類されるが、破壊包絡線を描くと、せん断応力 τ と主応力 σ' 面上の原点を通らず、見かけ上の粘着力 c が得られる結果となる。この原因は、有効拘束圧の増加に起因する粒子破砕量の増加に伴う静的せん断強度の低下によるものと考えられる。土構造物の設計においては、粘着力 c は盛土の安定計算や土圧の計算結果等に大きく影響するパラメーターである。このため、粒子破砕等の影響によって見かけ上、得られた粘着力を土質定数として設計に取り込むことは、危険であり避けるべきである。

図-3.5.13 にクリンカアッシュのピーク応力時のセカントアングル ϕ_s' と有効拘束圧 σ_c' の関係を示す。図より、クリンカアッシュは、セカントアングルが対数表示した有効拘束圧に対して直線的に低下することが確認できる。また、クリンカアッシュは、50kPaの有効拘束圧では、40°以上のセカントアングルを確保できる。最も小さなセカントアングルが得られた C.A.c の有効拘束圧 σ_c' が 200kPa の場合でも $\phi_s'=34.6^\circ$ が確保されている。これらのことから、クリンカアッシュは緩い状態であっても $\sigma_c'=50\sim 200\text{kPa}$ の範囲であれば、ほぼ35°以上のセカントアングルが得られることがわかる。ここで、一般的な砂質土の内部摩擦角は設計上30°程度とすることを考慮すれば、クリンカアッシュは、これに比べて最低でも5°以上の大きな値を得ることが可能であることがわかる。

また、クリンカアッシュを利用した土構造物を設計する場合には、上記のような静的せん断強度の応力依存性を考慮し、有効拘束圧に応じたセカントアングルを内部摩擦角として採用することが合理的である。

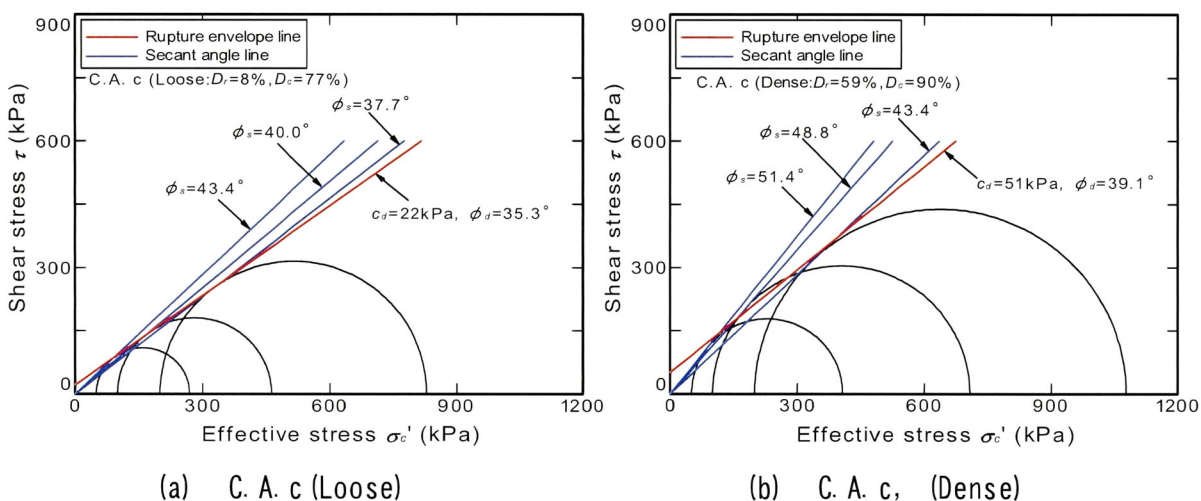


図-3.5.12 モールの応力円

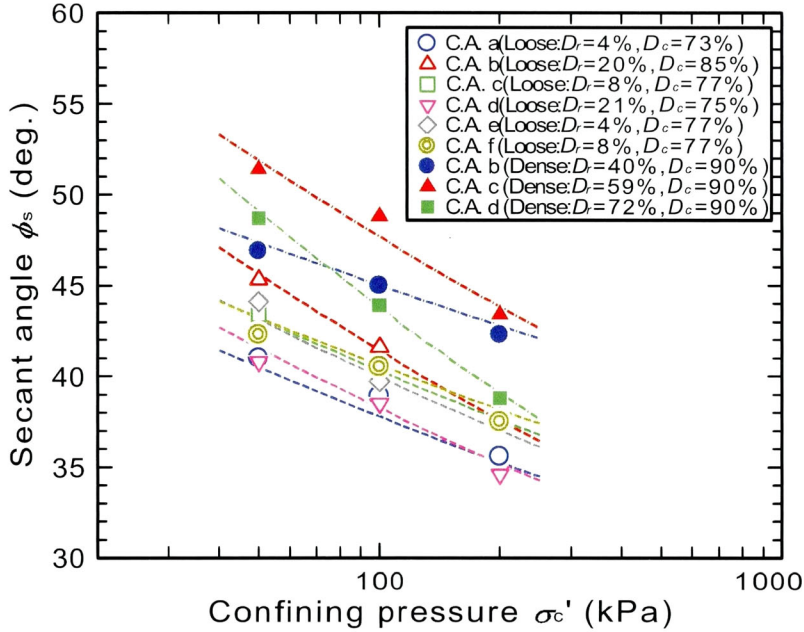


図-3.5.13 セカントアングルと有効拘束圧の関係 (クリンカアッシュ)

図-3.5.14 にクリンカアッシュと他の材料との比較のために、緩い状態と密な状態の造粒石炭灰, Silica_{0.18-2.0} および M-Masado のピーク応力時のセカントアングル ϕ_s' と有効拘束圧 σ_c' の関係を示す。図より、造粒石炭灰, Silica_{0.18-2.0} および M-Masado もクリンカアッシュと同様、セカントアングルが対数表示した有効拘束圧に対して直線的に低下することが確認できる。しかし、造粒石炭灰や Silica_{0.18-2.0} は、クリンカアッシュと比較すると有効拘束圧の増加に対して、その低下度合いが小さい。ただし、造粒石炭灰は、密な状態であってもセカントアングルが 35~40°で、Silica_{0.18-2.0} も 40~43°程度、M-Masado も 30~120kPa の範囲で、37~42°と小さな値であり、有効拘束圧が小さいときのクリンカアッシュのセカントアングルが際だって高いことが特徴的である。

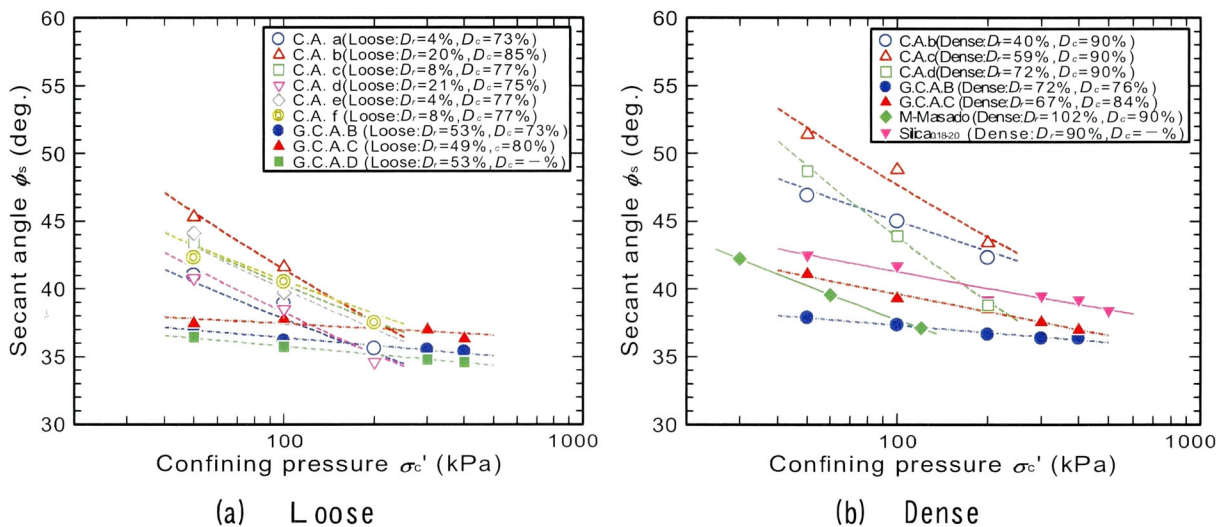


図-3.5.14 セカントアングルと有効拘束圧の関係

(6) 変形係数と有効拘束圧の関係

図-3.5.15 にクリンカアッシュの変形係数 E_{50} と有効拘束圧 σ'_c の関係を示す。図より、クリンカアッシュは、変形係数も対数表示した有効拘束圧と相関があり、これに対して直線的に増加することが確認できる。クリンカアッシュは、有効拘束圧が 50~200kPa の範囲では緩い状態で 2,000~9,000kPa 程度、密な状態では、試料によって大きく異なるものの 6,000~30,000kPa 程度の範囲に分布する。密な状態で、このように大きく変化するのは、後述する「(9) セカントアングルおよび変形係数の推定方法」に示したようにせん断時の間隙比が影響しているもの考えられる。

図-3.5.16 にクリンカアッシュと他の材料との比較のために、緩い状態と密な状態の造粒石炭灰や M-Masado の変形係数 E_{50} と有効拘束圧 σ'_c の関係を示す。図より、造粒石炭灰や M-Masado もクリンカアッシュと同様、変形係数が対数表示した有効拘束圧に対して直線的に増加することが確認できる。ここで、緩い状態においては、クリンカアッシュは、造粒石炭灰と同様な値かそれよりも僅かに大きい。これは、クリンカアッシュが最も緩い状態で供試体が作成されていることから、応力~ひずみ曲線の立ち上がりの勾配が緩くなったためと考えられる。

また、密な状態では、クリンカアッシュは、造粒石炭灰と比較して大きな値を示しており、特に C.A.c の値がかなり大きく、後述する間隙比の影響が大きかったものと考えられる。M-Masado は低拘束圧領域では、変形係数が小さいものの、拘束圧が大きくなると顕著な変形係数の増加を示している。

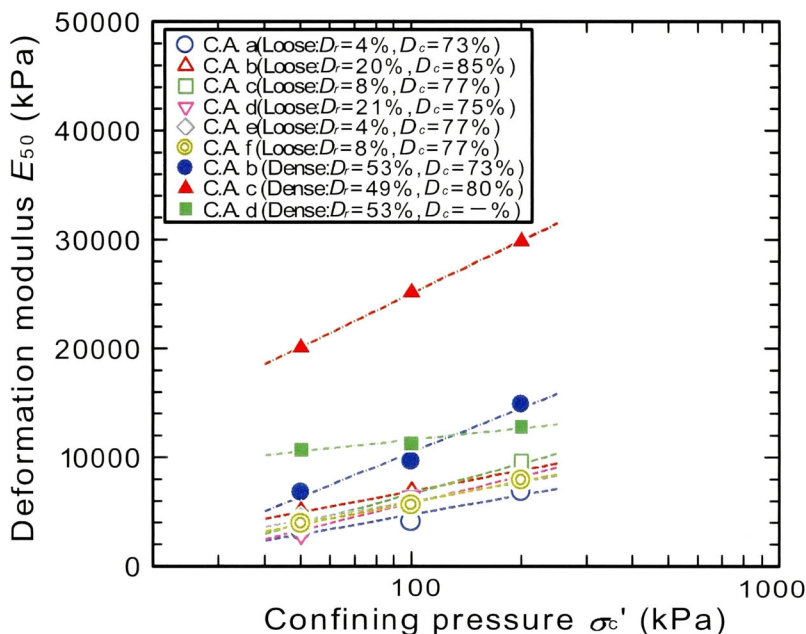


図-3.5.15 変形係数と有効拘束圧の関係 (クリンカアッシュ)

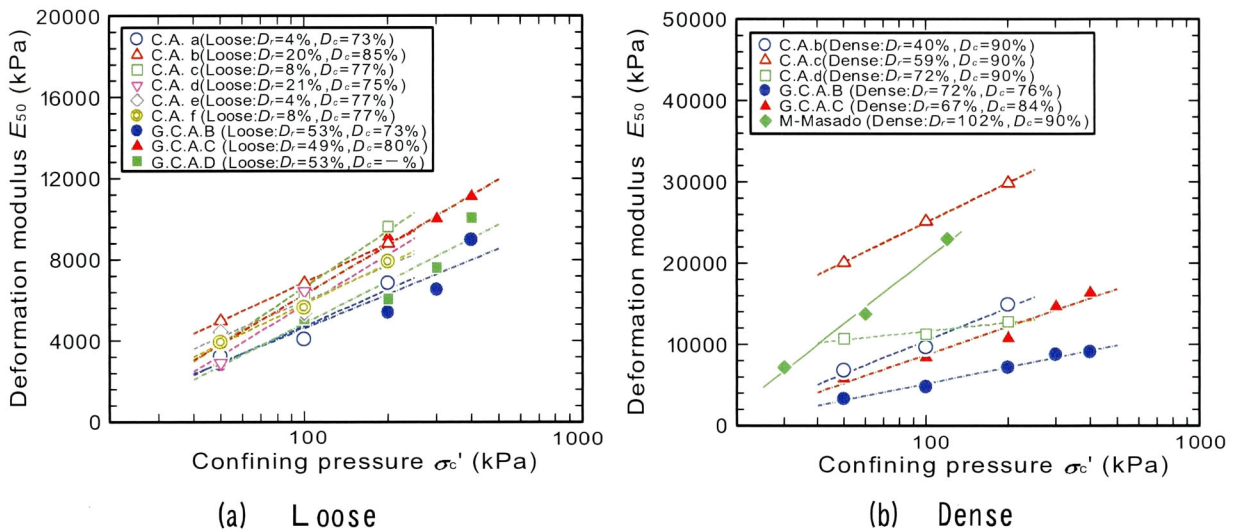


図-3.5.16 変形係数と有効拘束圧の関係

(7) 粒子破碎の影響

圧密排水三軸圧縮試験により、有効拘束圧が大きくなるにしたがって、ピーク応力比 η_{peak} の低下に伴うセカントアングルの低下が認められた。この要因は、単粒子破碎強度が小さいこと、粒子形状が複雑なことを踏まえるとともに、過去の砂の粒子破碎の研究結果^{26),27)}から類推すると粒子破碎によるものと考えられる。

図-3.5.17 に C.A.a の試験前後の粒径加積曲線を示す。一般的に、せん断試験中に粒子破碎が生じると、粒径が小さくなるため粒径加積曲線は左側に移動するが、クリンカアッシュも同様な傾向を示していることがわかる。

図-3.5.18 には、図-3.5.17 に示した試験前後の粒径加積曲線から求まる各粒径成分における通過質量百分率の増加量を示している。図から、有効拘束圧が大きくなるにしたがって、通過百分率の増加量、つまり、粒子破碎量が多くなることがわかる。また、粒径成分ごとの通過百分率の増加割合は、有効拘束圧が 200 kPa における 1.7mm の粒径成分で最大の約 30%を示し、主に砂分の粒径範囲で粒子破碎が顕著であることがわかる。

このように、クリンカアッシュの場合は、緩詰め状態であっても、各有効拘束圧に応じて粒子破碎が生じている。したがって、粒子間のインターロッキングによるマイクロダイランシーの発生により、クリンカアッシュ粒子表面の細かな角張りの破碎が有効拘束圧に応じて顕在化し、せん断強度が低下したものと考えられる。

図-3.5.19 に緩い供試体に対する試験前後の粒径加積曲線に基づく粒子破碎率を示す。図中には、比較のために相対密度 $D_r=51\%$ における P.I.Masado の結果²⁸⁾もあわせて示している。図より、いずれの試料においても三軸圧縮試験に伴い若干ではあるが、有効拘束圧が増加するにしたがって粒子破碎率も増加する傾向を示している。また、P.I.Masado の有効拘束圧が 300kPa の時で粒子破碎率は 10%程度であるのに対し、クリンカアッシュは有効

拘束圧が 200kPa の時でも最大 30%程度の粒子破碎率を示す試料もあることから、P.I.Masado と比較して顕著に粒子破碎を起こす材料であることがわかる。

このように、粒子破碎がピーク強度の低下を招いていると考えられ、図-3.5.7 に示した C.A.a の結果を見ても、粒子破碎率が高いため、他のクリンカアッシュに比べ低いピーク強度や大きなせん断中の収縮挙動を生じたものと考えられる。

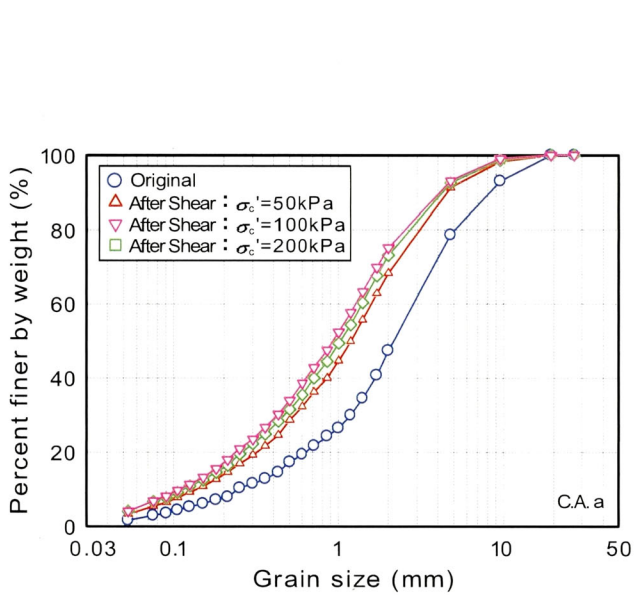


図-3.5.17 試験前後の粒径粒度分布 (C. A. a)

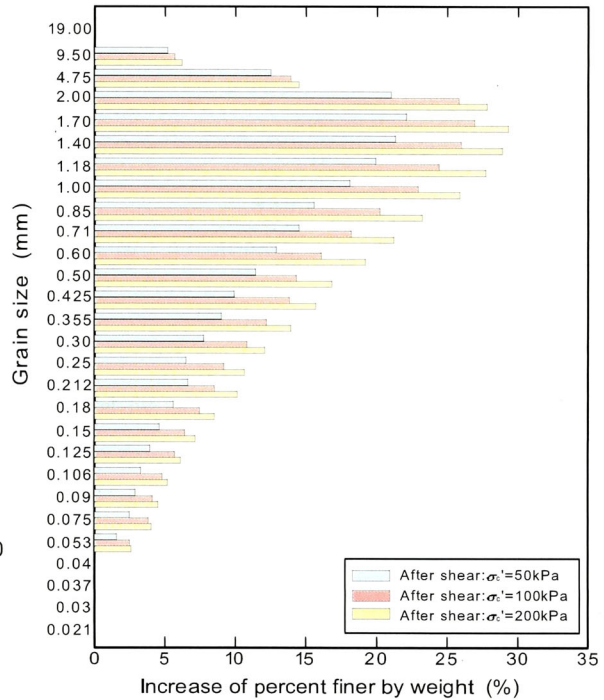


図-3.5.18 各粒径ごとの試験前後の通過質量百分率の増加量 (C. A. a)

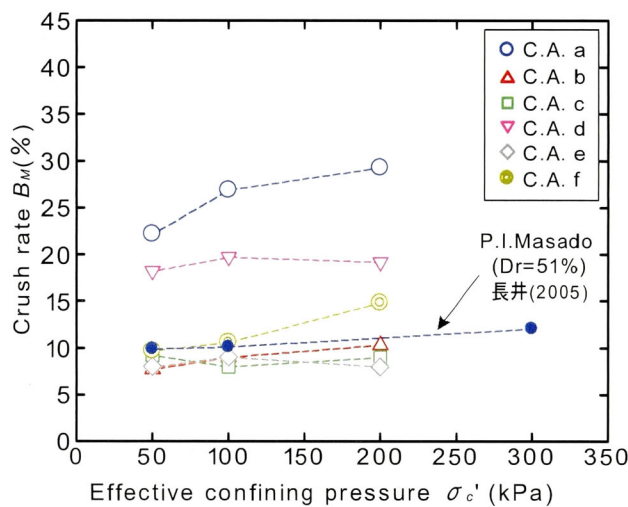
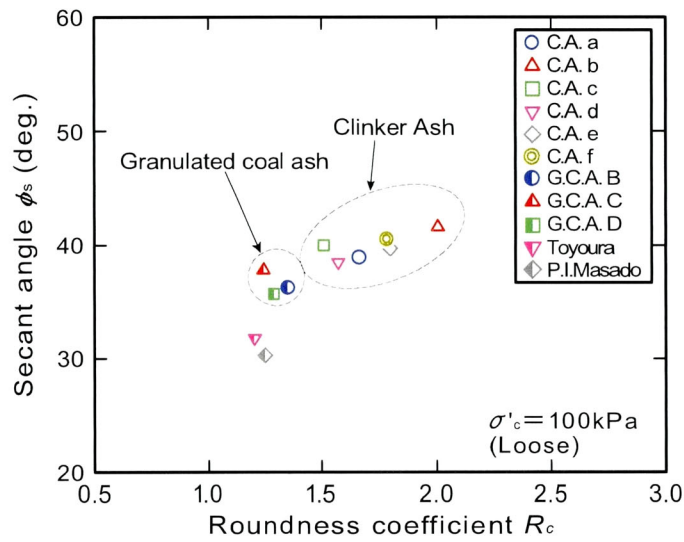


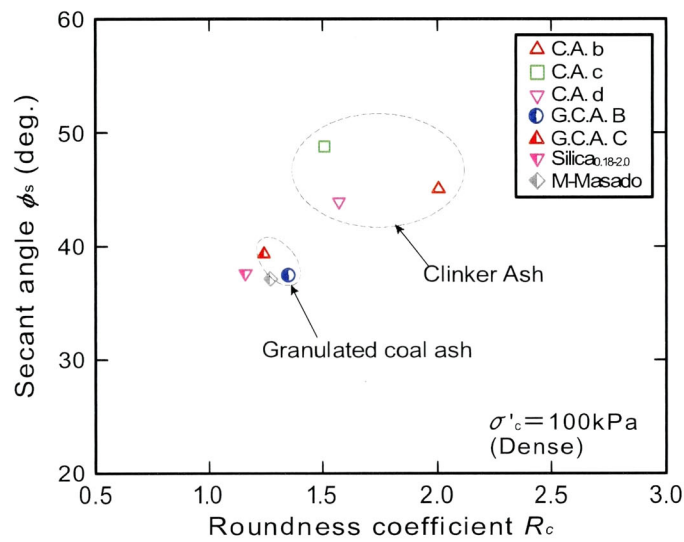
図-3.5.19 粒子破碎と有効拘束圧の関係 (Loose)

(8) 粒子特性とセカントアングルの関係

クリンカアッシュの粒子特性と静的せん断強度との関係を検討した。図-3.5.20に緩詰め供試体と密詰め供試体のセカントアングル ϕ_s と真円度 R_c の関係を示す。図より、ばらつきは認められるものの、クリンカアッシュ、造粒石炭灰および自然砂全体で考えると概ね真円度が大きいものほど、セカントアングルが大きくなる傾向にある。クリンカアッシュはその粒子形状の複雑さに起因した粒子同士のかみ合せの良さから、高いせん断強度を発揮しているものと推察できる。



(a) Loose



(b) Dense

図-3.5.20 セカントアングルと真円度の関係

なお、セカントアングルと単粒子破碎強度の間には、優位な関係は得られなかった。この要因としては、本研究では、単粒子破碎強度を荷重のピークと規定しているが、実際のせん断中の粒子同士の破碎は、粒子の表面の小さな角張りの破碎の累積によるものと考えられる。これは、前述した「(7) 粒子破碎の影響」にも示したように、せん断時の粒子破碎量が各粒径ごとに少しずつ増加していることから推察できる。また、変形係数 E_{50} と真円度 R_c や単粒子破碎強度 σ_f との関係も調べたがこれも優位な関係が得られなかった。

(9) セカントアングルおよび変形係数の推定方法

砂質土のような粒状体の力学的特性は、土粒子の材質、粒度組成、粒子形状などの一次性質、あるいは密度、含水量、骨格構造などの二次性質によって決定されると言われている²⁹⁾。粒状体の内部摩擦角の推定方法の検討は、吉村ら^{30)~32)}が行い、粒状態の内部摩擦角は粒子寸法や粒度分布にはほとんど影響を受けないこと、さらに相対密度 D_r が同程度であれば、粒子形状のみから内部摩擦角の推定が可能であることを示している。

本研究においても、前述したように、粒子形状がセカントアングルにある程度影響していることが確認できた。ただし、クリンカアッシュという限られた粒子形状の範囲では、この違いがせん断強度特性に大きく影響しないようである。そこで、初期間隙比 e_i 、初期密度 ρ_i 、初期相対密度 D_{ri} および初期締固め度 D_{ci} などとセカントアングルの比較を行った。その結果、図-3.5.21 に示す初期間隙比との相関が最も良いことがわかった。砂質土の内部摩擦角と空隙比の間に良い関係があることは、よく知られており³³⁾、このことは、クリンカアッシュについても当てはまるようである。また、このセカントアングルと初期間隙比の関係は、有効拘束圧に応じて変化する。つまり、粒子破碎等の影響があるため、高い拘束になるにしたがって、セカントアングルは小さくなる。

また、粒子密度が一定であれば、初期密度と初期間隙比は、一義的に対応することとなり、初期密度とも良い相関が得られるはずである。しかし、初期密度とセカントアングルとの相関が良くないのは、各試料で粒子密度が異なることから、供試体の空隙の大きさをこの指標では、十分に表すことができなかつたためと考えられる。また、相対密度は、「3.3.3 最大空隙比および最小空隙比」で示したように、最小密度試験時の粒子破碎の影響が含まれており、正確に評価することができないためと考えられる。さらに、初期締固め度も、粒子密度の影響を受けているため、良い相関が得られなかつたものと推測される。

変形係数については、吉村・小川³⁰⁾が余裕空隙比 ($e - e_{min}$)³⁴⁾ に支配されるとしているが、図-3.5.22 に示すように初期間隙比との相関が最も良かった。これは、「3.3.3 最大空隙比および最小空隙比」で示したように、最大密度試験時にかなりの粒子破碎が起こることが原因であり、余裕空隙比を正確に求めることが困難であるためと考えられる。

また、これらの図からわかるように、締固め試験などにより、目標とする初期間隙比が求まれば、有効拘束圧に応じたセカントアングルや変形係数の目安を得ることができ、当

初設計時の概略検討などで利用が可能と考えられる。

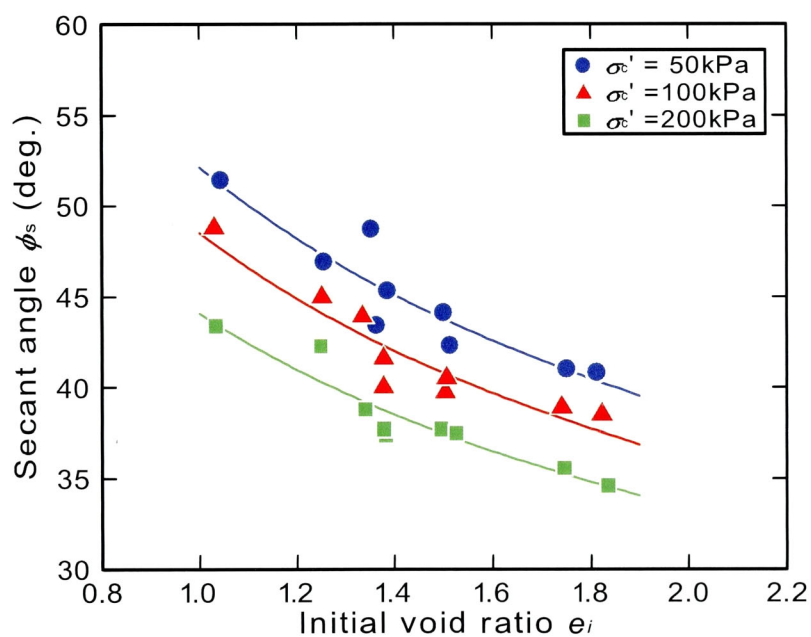


図-3. 5. 21 セカントアングルと初期間隙比の関係

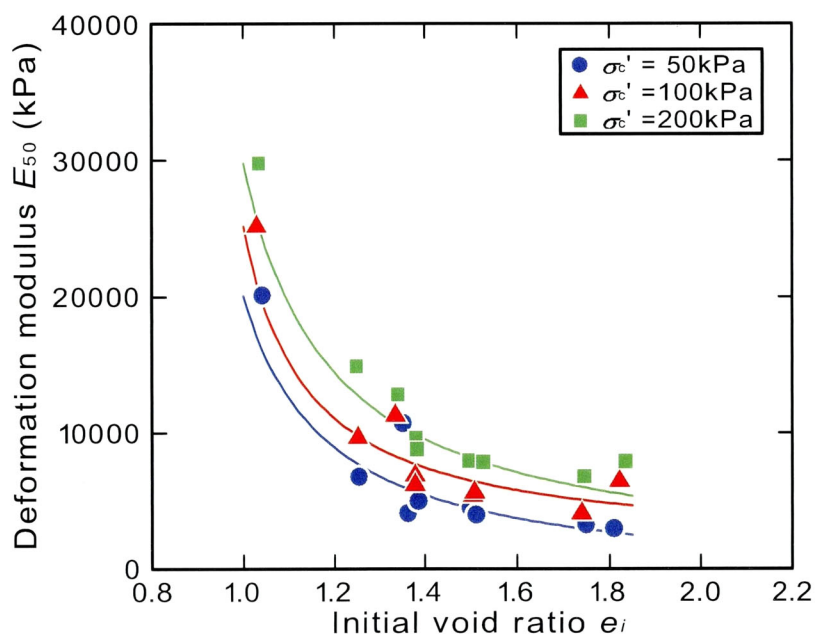


図-3. 5. 22 変形係数と初期間隙比の関係

3.5.3 動的せん断特性

本研究では、動的せん断特性を検討するため、繰返し非排水三軸試験を実施した。

(1) 試料

本研究では、クリンカアッシュの動的挙動を造粒石炭灰(G.C.A.D)および自然砂と比較しながら検討を進めた。自然砂は、Toyoura, U-Masadoを用いた。Toyouraは一般に研究で用いられていること、U-Masadoは実際に埋立材料として利用されていることから比較のために用いた。

(2) 供試体作製方法および試験条件

クリンカアッシュおよび造粒石炭灰の供試体作製方法は、圧密排水三軸圧縮試験と同条件とした。また、比較に用いた Toyoura および U-Masado もクリンカアッシュおよび造粒石炭灰と同様な供試体作製方法とした。クリンカアッシュは最も緩い状態で供試体を作製し、造粒石炭灰、Toyoura および U-Masado は、クリンカアッシュと同程度の相対密度の供試体を作製することが困難であったため、相対密度が $D_r=50\%$ になるよう供試体を作製した。供試体サイズは、クリンカアッシュ、Toyoura および U-Masado の場合に直径 10cm、高さ 20cm とし、造粒石炭灰の場合は、直径 5cm、高さ 10cm とした。試験は、初期有効拘束圧($\sigma_c'=50\text{kPa}$)において等方圧密し、荷重振幅一定のもと、周波数 0.1Hz で載荷を行なった。

表-3.5.6 に供試体の圧密前後の相対密度 D_{ri} , D_{rc} , 間隙比 e_i , e_c , 締固め度 D_{ci} , D_{cc} , 乾燥密度 ρ_{di} , ρ_{dc} , 圧密前の平均相対密度 $D_{ri(average)}$, 平均締固め密度 $D_{ci(average)}$, 応力比($\sigma_d/2\sigma_c'$), 繰返し回数(N)などを示す。

(3) 試験の概要および試験方法

繰返し非排水三軸試験は、油圧サーボ式の繰返し三軸試験機により JGS 0541-2000³⁵⁾に準じて実施した。図-3.5.23 に用いた試験機の配管系統図を、表-3.5.7 に計測機器の精度を示す。

なお、本試験における液状化は、軸ひずみ両振幅 ε_{DA} が 5%に至った時点と定義し、クリンカアッシュ、Toyoura および U-Masado は、メンブレンペネトレーションに対する非排水繰返しせん断強度の補正を行った。ただし、破碎性材料に関するメンブレンペネトレーションの補正方法は、確立されていないため、本研究では、田中・時松³⁶⁾が提案した次式を利用してメンブレンコンプライアンス比 C_{RM} を求め、砂礫の非排水繰返しせん断強度を補正する原⁸⁾の方法を採用した。

第3章 クリンカアッシュの材料特性

$$C_{RM} = \frac{B}{3D} - 1 \quad (3.5.6)$$

ここに,

B : 間隙水圧係数

D : $\Delta u / \Delta \sigma_a$

である.

表-3.5.6 繰返し非排水三軸試験条件一覧

Sample	D_{ri} (%)	D_{rc} (%)	e_i	e_c	D_{ci} (%)	D_{cc} (%)	ρ_{di} (g/cm ³)	ρ_{dc} (g/cm ³)	σ_d (kPa)	$\sigma_d / 2\sigma_c'$	N (回)	$D_{ri(average)}$ (%)	$D_{ci(average)}$ (%)
C.A.a	6.51	13.85	1.722	1.661	74.10	75.23	0.718	0.729	14.1	0.141	139	6	74
	4.59	10.53	1.738	1.689	73.68	75.03	0.714	0.727	19.3	0.193	25		
	3.71	10.58	1.745	1.688	73.48	75.03	0.712	0.727	25.1	0.251	5.1		
	7.37	14.93	1.715	1.652	74.30	76.06	0.720	0.737	16.2	0.162	33		
C.A.b	20.97	28.00	1.374	1.328	85.21	86.88	0.870	0.887	16.2	0.162	18	21	85
	21.78	30.28	1.368	1.313	85.41	87.46	0.872	0.893	11.6	0.116	91		
	21.85	29.48	1.368	1.318	85.41	87.27	0.872	0.891	19.4	0.194	10		
	20.78	27.53	1.375	1.331	85.21	86.78	0.870	0.886	13.0	0.130	56		
C.A.c	5.07	12.86	1.390	1.339	76.65	78.33	0.870	0.889	24.8	0.248	3.8	5	77
	7.56	14.18	1.374	1.331	77.18	78.59	0.876	0.892	22.4	0.224	16		
	4.10	10.57	1.396	1.354	76.48	77.80	0.868	0.883	19.2	0.192	26		
	5.07	12.28	1.390	1.343	76.65	78.15	0.870	0.887	16.2	0.162	48		
C.A.d	17.85	29.04	1.852	1.748	73.74	76.56	0.733	0.761	14.2	0.142	145	20	74
	18.15	28.41	1.850	1.754	73.84	76.46	0.734	0.760	22.4	0.224	13		
	22.43	33.24	1.810	1.709	74.95	77.67	0.745	0.772	19.3	0.193	43		
	20.34	29.91	1.829	1.740	74.35	76.86	0.739	0.764	16.2	0.162	76		
C.A.e	2.74	12.41	1.510	1.446	76.15	78.15	0.875	0.898	12.9	0.129	74	4	76
	2.00	9.91	1.515	1.463	76.07	77.63	0.874	0.892	22.3	0.223	9.1		
	4.73	11.30	1.497	1.453	76.59	77.89	0.880	0.895	19.3	0.193	16		
	4.94	12.46	1.495	1.446	76.59	78.15	0.880	0.898	16.2	0.162	49		
C.A.f	7.09	15.84	1.525	1.466	76.60	78.41	0.887	0.908	14.1	0.141	120	7	77
	9.40	18.01	1.509	1.451	77.12	78.93	0.893	0.914	22.2	0.222	10		
	5.29	16.19	1.537	1.464	76.25	78.50	0.883	0.909	19.1	0.191	17		
	6.36	16.27	1.529	1.463	76.51	78.50	0.886	0.909	16.1	0.161	56		
G.C.A.D	51.14	61.77	1.887	1.806	-	-	0.791	0.814	47.9	0.479	0.7	50	-
	47.68	60.19	1.914	1.818	-	-	0.784	0.811	27.1	0.271	6.7		
	49.67	62.59	1.899	1.799	-	-	0.788	0.816	20.4	0.204	32		
	50.22	61.50	1.894	1.808	-	-	0.790	0.814	23.1	0.231	21		
	49.71	62.18	1.898	1.802	-	-	0.788	0.815	32.5	0.235	3.8		
	51.86	63.49	1.882	1.785	-	-	0.793	0.820	27.0	0.325	8.6		
Toyoura	47.18	48.70	0.803	0.798	-	-	1.461	1.466	14.1	0.141	40	45	-
	45.16	46.85	0.811	0.805	-	-	1.455	1.460	15.3	0.153	28		
	44.92	46.62	0.812	0.805	-	-	1.454	1.459	16.4	0.164	9		
	44.05	45.75	0.815	0.809	-	-	1.452	1.457	15.8	0.158	14		
U-Masado	46.96	54.37	0.723	0.690	84.33	86.01	1.501	1.531	16.0	0.160	9.2	46	84
	45.98	54.34	0.727	0.690	84.16	86.01	1.498	1.531	13.0	0.130	20		
	46.74	54.89	0.724	0.688	84.33	86.12	1.501	1.533	14.2	0.142	14		
	45.64	54.01	0.729	0.692	84.04	85.90	1.496	1.529	10.8	0.108	91		

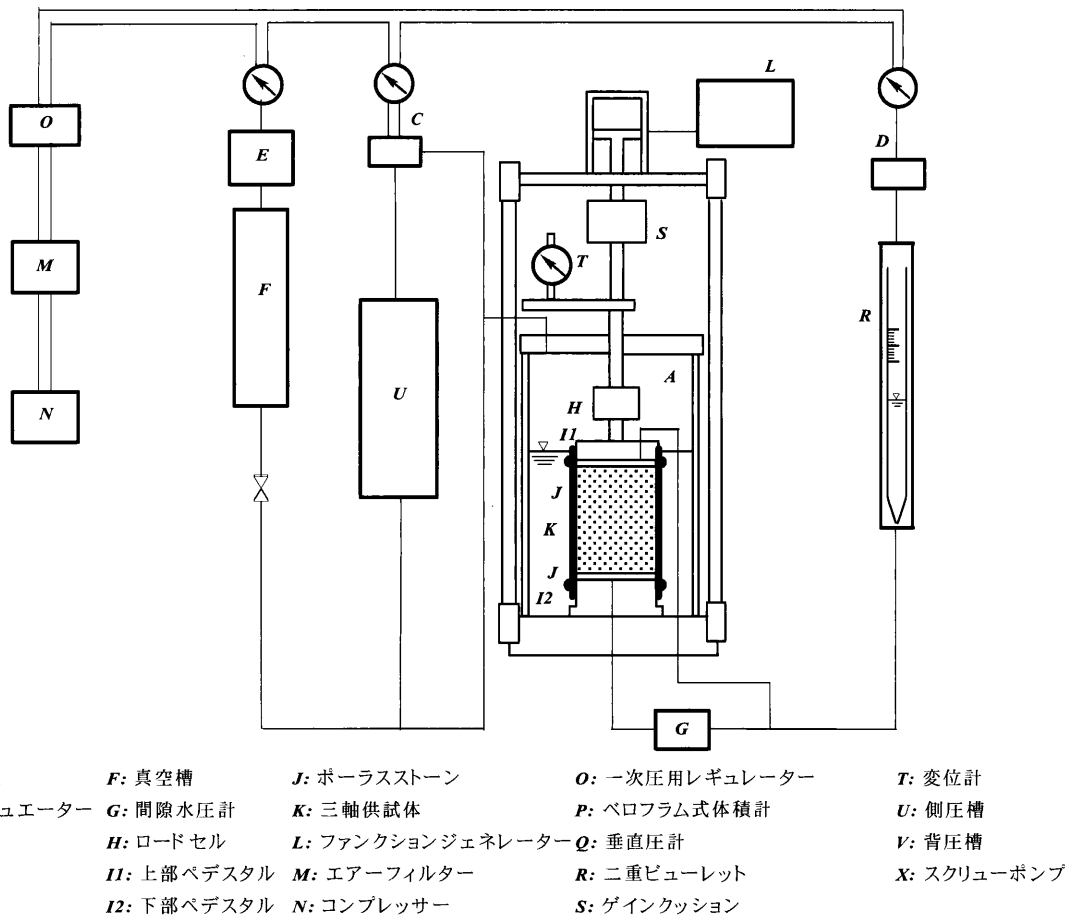


図-3. 5. 23 油圧サーボ式繰返し三軸圧縮試験機の配管系統図

表-3. 5. 7 各計測機器の精度

計測器	方式	機種	最大値
軸荷重計	ストレインゲージ式	TCLZ-100KA	0.98kN
側圧計	ストレインゲージ式	PW-10	1MPa
間隙水圧計	ストレインゲージ式	PW-10	1MPa
軸変位計	ストレインゲージ式	CDP-50	50mm

原の方法の概略は以下の通りである。

- ① D は、原によって提案された非排水条件において正弦波5波ずつ载荷する軸応力 $\Delta\sigma_a$ を微小レベルから液状化に至るまで段階的に増加させ、各段階での軸応力 $\Delta\sigma_a$ と間隙水圧変動量 Δu との比から求める。
- ② D および B から、式(3.5.6)よりメンブレンコンプライアンス比 C_{RM} を算出する。
- ③ 求めたメンブレンコンプライアンス比 C_{RM} を図-3. 5. 25³⁶⁾に代入することで繰返し载荷回数比 C_N を求める。

- ④ この荷回数比 C_N より、メンブレンの影響のある繰返し回数 N_c とメンブレンの影響を排除した繰返し回数 N_o の比 N_c/N_o を求めることにより、補正後（メンブレンの影響を排除した）の繰返し回数 N_o は、 N_c/C_N より求まる。
- ⑤ 最後に軸ひずみ両振幅 $\varepsilon_{DA}=5\%$ に至るに必要な繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma_c'$ とそれぞれの繰返し回数 N_c 、 N_o の関係を図-3.5.26³⁶⁾のように繰返しせん断強度曲線を左に平行移動することでメンブレンコンプライアンスの補正を行う。

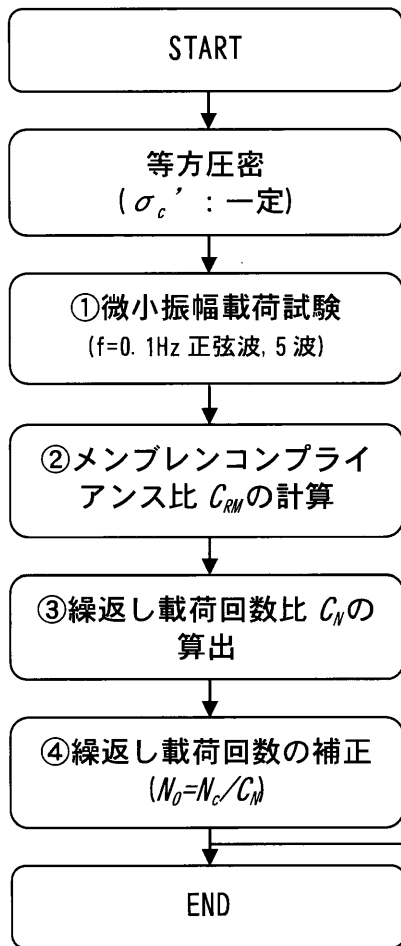


図-3.5.24 メンブレン補正のフロー

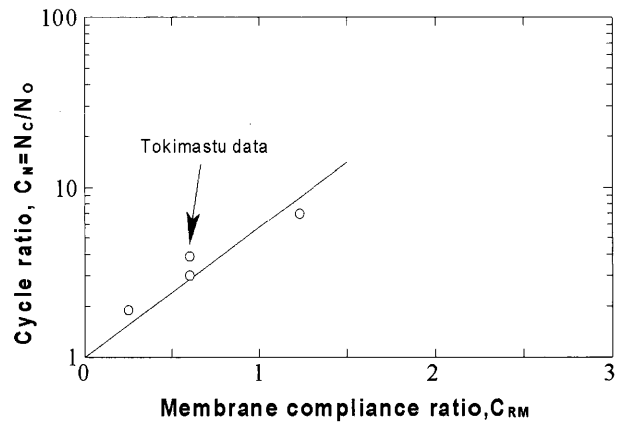


図-3.5.25 C_{RM} と C_N の関係

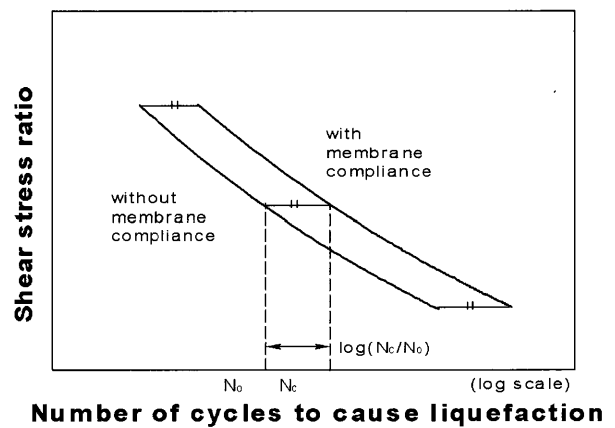


図-3.5.26 メンブレンが繰返しせん断強度曲線に及ぼす影響

また、今回用いた各パラメーターについて以下に示す。

軸差応力 $q = \sigma_a - \sigma_r$ (3.5.7)

平均有効主応力 $p' = \frac{(\sigma_a + 2\sigma_r)}{3}$ (3.5.8)

繰返し軸差応力 σ_d (3.5.9)

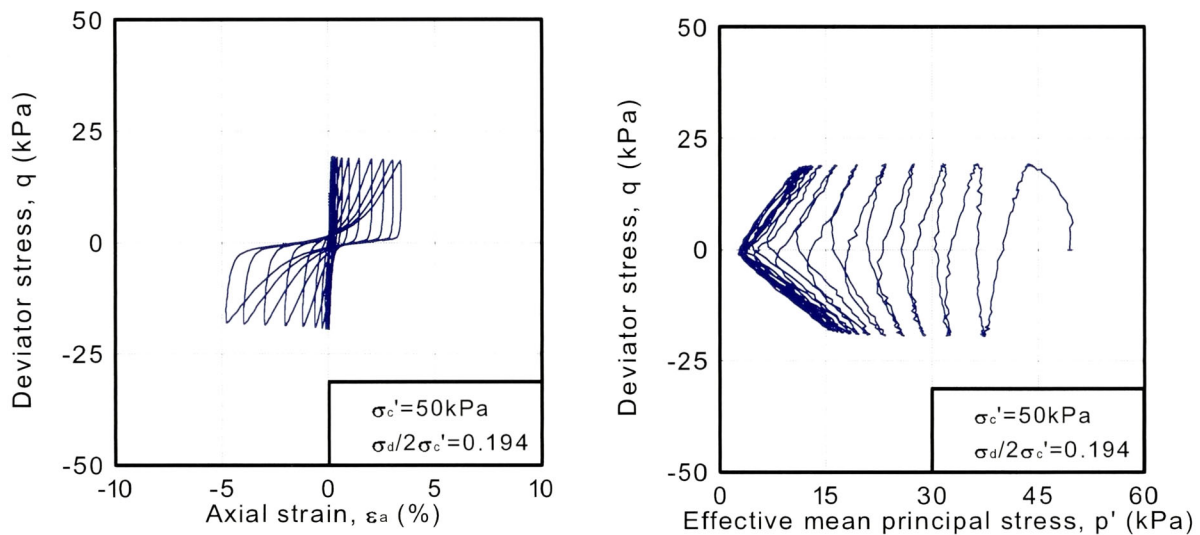
$$\text{繰返しせん断応力比} \quad \frac{\sigma_d}{2\sigma_c'} \quad (3.5.10)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{繰返し回数 20 回で軸ひずみ両振幅が 5\%に至るのに} \\ \text{必要な繰返し応力比を繰返しせん断強度} \end{array} \right\} R_{20} \quad (3.5.11)$$

(4) 非排水繰返しせん断挙動

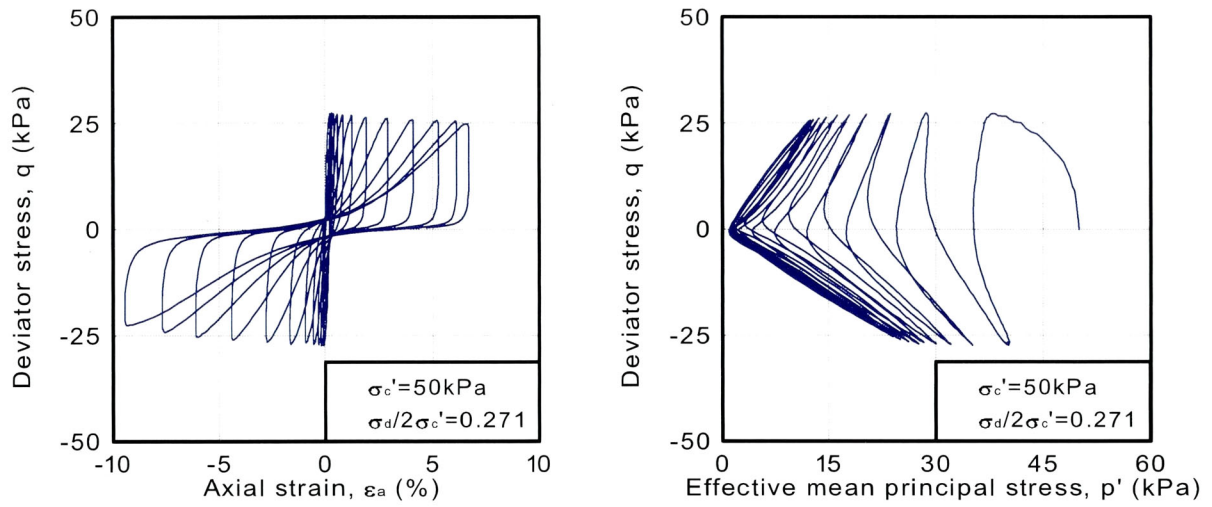
図-3.5.27～図-3.5.28にC.A. b, G.C.A.D, ToyouraおよびU-Masadoの $\sigma_c' = 50\text{kPa}$ における繰返し回数が10回程度で軸ひずみ両振幅が $\varepsilon_{DA} = 5\%$ に至る代表的な軸差応力 $q \sim$ 軸ひずみ ε_a の関係および有効応力経路を示す。

図からわかるようにToyouraは、典型的な液状化現象、つまり、間隙水圧がある程度大きくなると一気に軸ひずみが発生する。一方、クリンカアッシュ、造粒石炭灰およびU-Masadoは、軸ひずみの発達が緩慢であることがわかる。さらに、これらの材料は、平均有効主応力がゼロには至らない。つまり、完全液状化には至らない材料であることがわかる。これは、複雑な粒子表面形状に起因するインターロッキング効果により、負のダイレタンシーが働きにくい状態にあるためと考えられる。なお、これらの結果には、メンブレンペネトレーションの影響が含まれているため、間隙水圧の上昇が抑制されていることに留意しておく必要がある。

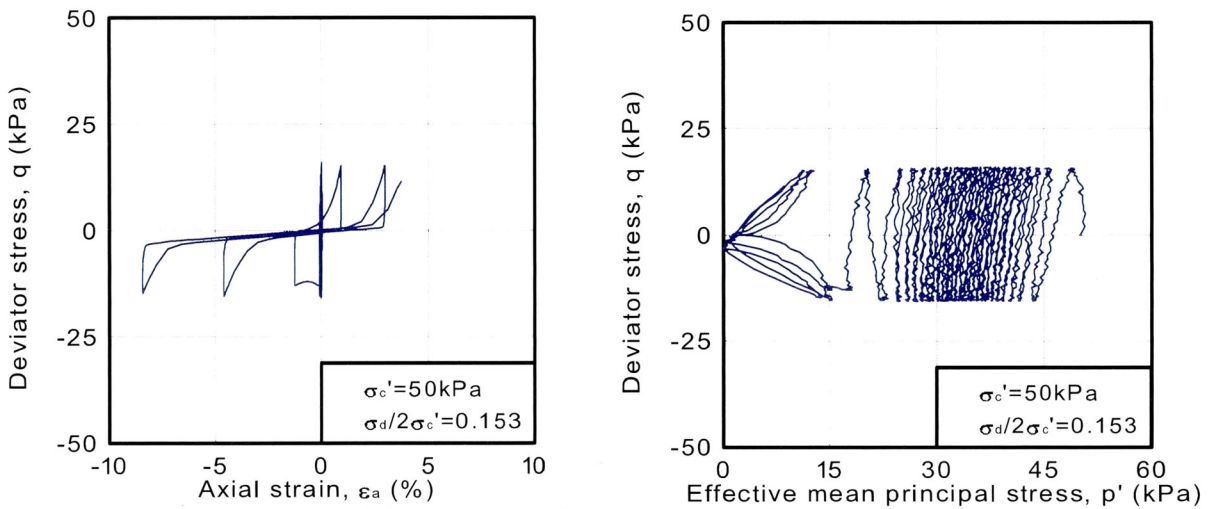


(a) C. A. b ($D_r = 21\%$, $D_c = 85\%$)

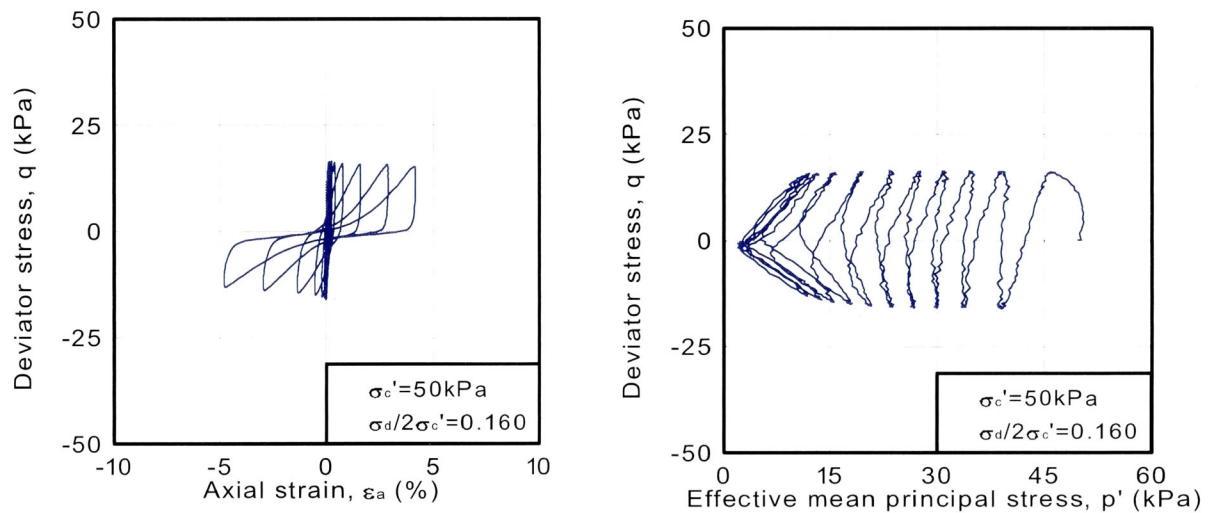
図-3.5.27 各試料の軸差応力～軸ひずみ関係および有効応力経路



(a) G. C. A. D ($D_r = 50\%$, $D_c = -\%$)



(b) Toyoura ($D_r = 45\%$, $D_c = -\%$)



(c) U-Masado ($D_r = 46\%$, $D_c = 84\%$)

図-3.5.28 各試料の軸差応力～軸ひずみ関係および有効応力経路

図-3.5.29 に過剰間隙水圧の上昇の状況を確認するため C.A.a, G.C.A.D, Toyoura および U-Masado の残留過剰間隙水圧 u_r の蓄積と正規化繰返し回数 $N/N(\epsilon_{DA}=5\%)$ の関係を示す。なお、 $\sigma'_c=50\text{kPa}$ 、繰返し回数 20 回程度のを比較している。また、横軸は軸ひずみ両振幅が $\epsilon_{DA}=5\%$ に至った時の繰返し回数で正規化した正規化繰返し回数を用いている。図より、豊浦砂は正規化した繰返し回数が 0.9 付近になると急激に過剰間隙水圧が上昇するが、クリンカアッシュは、造粒石炭灰とほぼ同様な挙動、つまり、载荷初期から過剰間隙水圧が徐々に蓄積されているのがわかる。また、U-Masado も増加割合は異なるが、クリンカアッシュや造粒石炭灰と同様な傾向を示す。

図-3.5.30 には変形挙動を確認するため、軸ひずみ両振幅 ϵ_{DA} と正規化繰返し回数 $N/N(\epsilon_{DA}=5\%)$ の関係を整理している。これも図-3.5.29 と同様、 $\sigma'_c=50\text{kPa}$ 、繰返し回数 20 回程度のを比較している。図より、Toyoura においては载荷初期には軸ひずみの発生はほとんど見られず、軸ひずみ両振幅 $\epsilon_{DA}=5\%$ に至る直前から急激に軸ひずみが発達しており、砂質土の典型的な液状化挙動が見られる。また、U-Masado については、Toyoura ほど急激な軸ひずみの発達はないものの、Toyoura の次に急激な挙動を示している。クリンカアッシュや造粒石炭灰も载荷初期に軸ひずみの大きな発達が見られないものの、繰返し回数が多くなるにつれて、徐々にひずみが蓄積されていることがわかる。

なお、上記の挙動は、メンブレンペネトレーションの影響を含む結果であることに留意する必要がある。

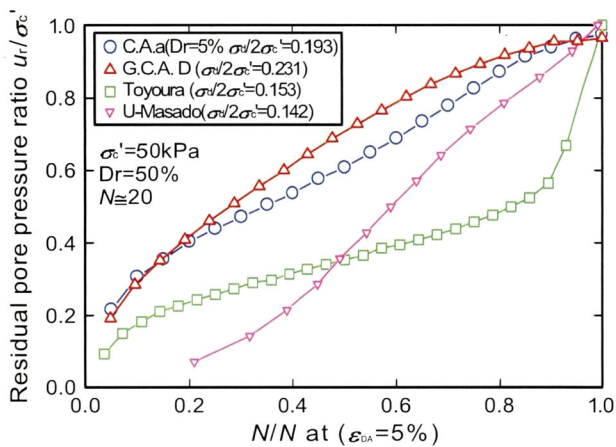


図-3.5.29 残留過剰間隙水圧 u_r の蓄積と正規化繰返し回数 N/N ($\epsilon_{DA}=5\%$)

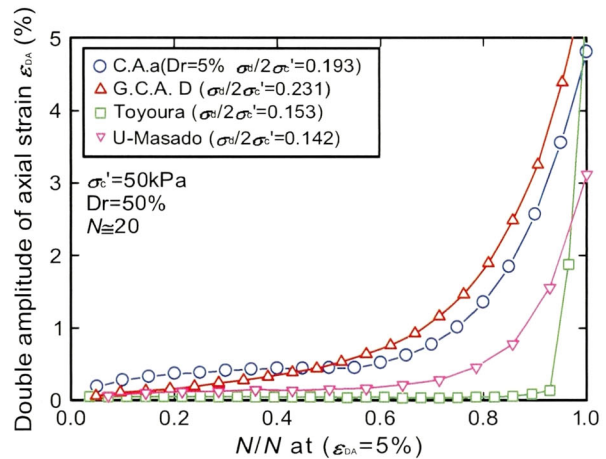


図-3.5.30 軸ひずみ両振幅 ϵ_{DA} の発達と正規化繰返し回数 N/N ($\epsilon_{DA}=5\%$)

(5) 非排水繰返しせん断強度特性

図-3.5.31にメンブレンペネトレーションの補正前後の繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ と軸ひずみ両振幅 $\epsilon_{DA}=5\%$ に至る繰返し回数 N の関係を示す。また、表-3.5.8に補正前後の繰返しせん断強度 R_{20} 、 R_{20}^* およびメンブレンコンプライアンス比 C_{RM} 、繰返し回数比 C_N および繰返し示す回数 $N=20$ における非排水繰返しせん断強度の補正量 $R_{20} - R_{20}^*$ を示す。

(a) 図より G.C.A.D は 2mm ふるいを通過する粒径のみで構成されている試料であり、メンブレンペネトレーションの影響がクリンカアッシュよりも小さいにもかかわらず、他の試料と比較して繰返しせん断強度は高い。(b) 図および表-3.5.8 より、クリンカアッシュは、Toyoura や U-Masado よりも繰返しせん断強度の補正量が大きくなる傾向にある。この要因は、クリンカアッシュが Toyoura や U-Masado に比べて全体的に粒径が大きいことや緩詰め供試体であるためメンブレンペネトレーションの影響を大きく受けていることによるものと考えられる。また、C.A. b は、平均粒径 d_{50} など全体的に粒径が小さいためメンブレンペネトレーションの影響が小さく、補正量が小さくなっている。

ここで、クリンカアッシュは最も緩い状態で供試体を作製したにもかかわらず、補正後の繰返しせん断強度 R_{20}^* は、0.151~0.181 の範囲にあり、相対密度 50% を目標に作製した中位の状態の Toyoura や U-Masado の供試体と比較し大きな値が得られていることが特徴的である。ただし、クリンカアッシュは、Toyouira と比較して繰返し回数が増えると繰返しせん断強度が小さくなる傾向にある。これは、非常に緩い状態にあるクリンカアッシュの供試体の粒子骨格が、繰返しせん断を受けるうちに、移動し、負のダイランシーに寄与し始めたものと考えられる。

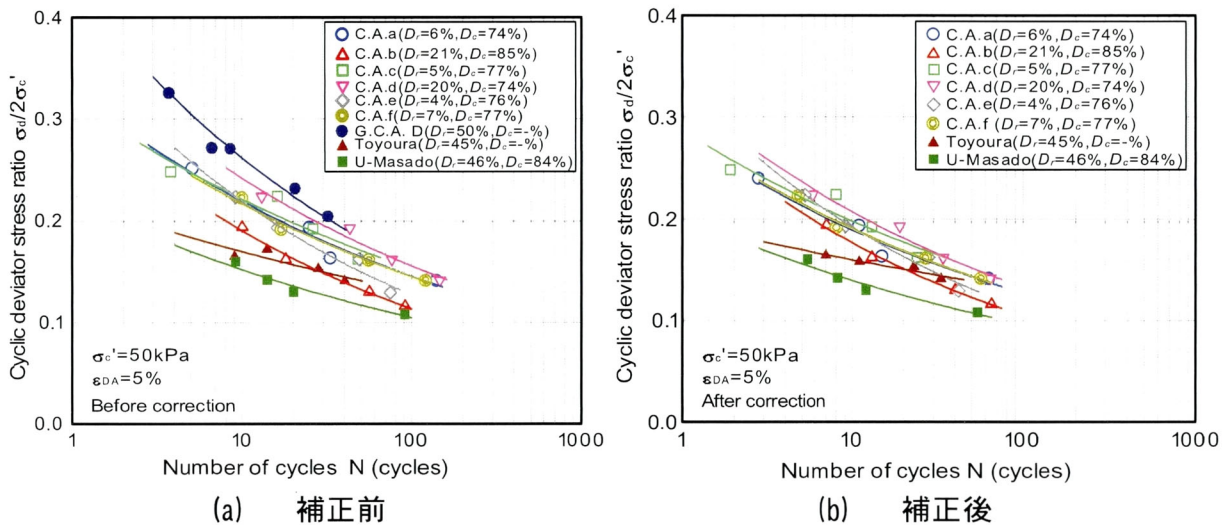


図-3.5.31 非排水繰返しせん断強度曲線

表-3.5.8 補正前後の非排水繰返しせん断強度

Sample	R_{20}	C_{RM}	C_N	R_{20}^*	$R_{20} - R_{20}^*$
C.A. a	0.194	0.485	2.20	0.168	0.026
C.A. b	0.163	0.181	1.40	0.151	0.012
C.A. c	0.198	0.400	2.00	0.177	0.021
C.A. d	0.211	0.492	2.25	0.181	0.030
C.A. e	0.186	0.296	1.75	0.163	0.023
C.A. f	0.192	0.442	2.10	0.169	0.023
Toyouira	0.152	0.088	1.25	0.150	0.002
U-Masado	0.137	0.292	1.70	0.125	0.012

(6) 粒子破碎の影響

クリンカアッシュの粒子破碎の影響を検討するために、供試体の試験前後の粒度試験を行った。その代表的な結果を図-3.5.32に示す。図に示すように試験前後の粒度分布には大きな変化はなく顕著な粒子破碎は認められなかった。これは、本研究では、液状化の発生を軸ひずみ両振幅 ε_{DA} が5%に至った時点としており、圧密排水三軸圧縮試験のように大きな軸ひずみを発生させていないこと、および初期有効拘束圧 σ'_c が50kPaと小さかったためと考えられる。なお、繰返し非排水三軸試験時の変形量の大きさが粒子破碎量に影響することは、Hyodo et al.³⁷⁾が示している。

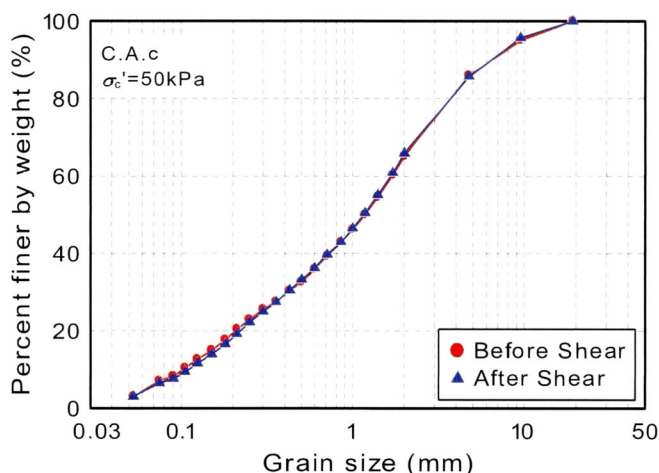


図-3.5.32 試験前後の粒度分布

(7) 形状の影響

図-3.5.33に真円度と補正前後の繰返しせん断強度 R_{20} , R_{20}^* を示す。図からわかるように、U-Masadoはクリンカアッシュとほぼ同様な粒度分布であるにも関わらず、粒子形状が複雑なクリンカアッシュの R_{20} および R_{20}^* が大きな値を示しており、粒子の複雑さが繰返しせん断強度特性にも影響していると考えられる。

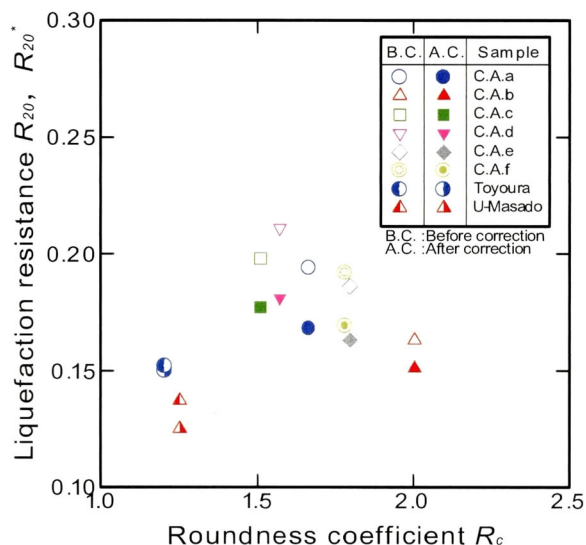


図-3.5.33 繰返しせん断強度 R_{20} と真円度 R_c の関係

(8) 非排水繰返しせん断強度とコーン指数との比較

実際の現場においては、原位置試験結果と非排水繰返しせん断強度の関係が得られていると取扱いが非常に便利である。このため、クリンカアッシュおよび自然砂の非排水繰返しせん断強度とコーン指数の関係を室内コーン貫入試験により確認した。試験方法は、基本的にJIS A 1228にしたがったが、水浸した供試体に対して貫入速度は0.1cm/sec、コーン底面積は6.45cm²で先端角を30°とした。モールドは土の締固め試験用のモールド直径10cm、高さ12.7cmを用いており、供試体は密度を統一するため非排水繰返し三軸試験と同様の方法で作製した。

図-3.5.34にコーン貫入指数 q_c と補正後の繰返しせん断強度 R_{20}^* の関係を示す。図より、ToyouraやU-Masadoに比べ、クリンカアッシュは、コーン指数が大きいことがわかる。また、繰返しせん断強度が大きくなるほどコーン指数も大きくなり、両者は、ほぼ直線関係にあることがわかる。これも繰返し非排水三軸試験による繰返しせん断特性と同様、クリンカアッシュの粒子形状が複雑なため、粒子同士のインターロッキング効果が大きく、せん断に対する抵抗性が大きいためと考えられる。これらの結果から、原位置におけるコーン貫入試験から繰返しせん断強度の推定が可能と考えられる。

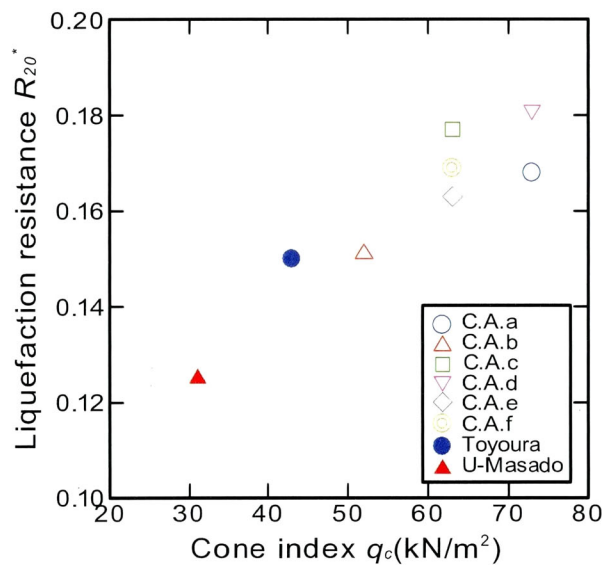


図-3.5.34 コーン指数と繰返しせん断強度の関係

3.5.4 飽和透水特性

本研究では、飽和したクリンカアッシュの透水特性を求めるために、定水位透水試験を実施した。

(1) 試料

飽和透水特性の検討に用いた試料は、クリンカアッシュ C.A. a~f であり、自然砂である Toyoura および U-Masdo を比較のため用いた。

(2) 供試体作成方法および試験条件

定水位透水試験に用いたクリンカアッシュは、「3.4 粒子特性」で示したように粒子形状が複雑で粒子表面から内部へ連続するような空隙も存在するため、非常に飽和しにくい。今回の試験では、飽和供試体の作製のため、試料をあらかじめ脱気水に浸し、2~4日間脱気槽内で管理し、十分脱気されたものを用いた。供試体は、モールド内に約2cm脱気水を張り、水面の高さが水面下の試料表面から常に約2cmを保つよう管理しながら、スラリー状の試料を漏斗で投入した。また、Toyouira, U-Masadoも同様な方法により供試体を作成した。ここで、供試体サイズは、直径10cm、高さ40cmとした。定水位透水試験の方法は、JIS A 1218（土の透水試験方法）に準じて実施し、動水勾配は、供試体内を流れる水が層流となるように0.3~0.5の範囲とした。

なお、本研究では、クリンカアッシュの透水係数を締固め具合の変化から確認するために最も緩い状態、締固め度 $D_c=90\%$ 、 $3E_c$ および $6E_c$ の締固めエネルギーで締め固められた状態のクリンカアッシュに対して、定水位透水試験を実施している。

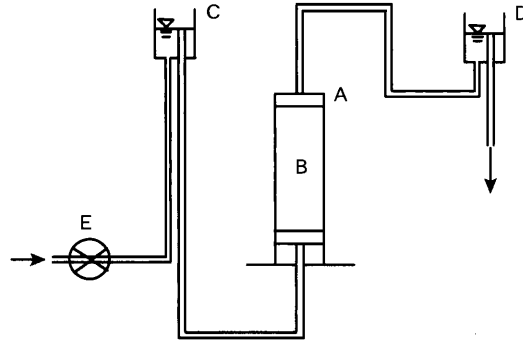
(3) 定水位透水試験の概要および試験方法

定水位透水試験機は、動水勾配を自由に設定可能な試験機であり、動水勾配を0.1~2.0まで変化させることができる。ポンプで貯水槽に水を貯め、そこから供試体下部へと通水し、供試体上部を通過して越流水槽から越流してくる水の量をメスシリンダーにより測定した。図-3.5.35に用いた定水位透水試験機の配管系統図について示す。

定水位透水試験の試験手順を以下に示す。

- ① アクリルのモールドをセットし、配管をつなぐ。
- ② 供試体を作製する。
- ③ ポンプを作動させ、貯水槽を水で満たす。
- ④ 通水する。
- ⑤ 所定の動水勾配をかけて、数分放置する。
- ⑥ 時間あたりの越流量を測定する。

- ⑦ 動水勾配を少しずつ大きくし、所定の動水勾配まで至ったら実験を終了する。
- ⑧ 装置を解体した後、供試体を取り出し、恒温炉乾燥炉に入れる。約24時間後試験後の供試体乾燥重量を測定し、相対密度を算出する。



A : アクリルモールド D : 越流槽
 B : 供試体 E : ポンプ
 C : 貯水槽

図-3.5.35 定水位透水試験の配管系統図

(4) 飽和透水特性

飽和状態における透水係数 k を表-3.5.9 および図-3.5.36 に示す。環境技術協会・日本フライアッシュ協会³⁸⁾や土木学会エネルギー土木委員会³⁹⁾では、締固めた場合のクリンカアッシュの透水係数は、ほとんど変化しないとされている。しかし、図からわかるように、クリンカアッシュの飽和透水係数 k は、間隙比 e との間に次式のような相関があることがわかる。

$$k = 0.0028 \cdot 10^{0.78e} \tag{3.5.12}$$

ただし、C.A.bの $3E_c$ 、 $6E_c$ では、この近似式よりも小さい透水係数が得られている。C.A.bと他の試料との大きな違いは、「3.3.2 粒度分布」からわかるように、0.1~1.0mm程度の粒径が多いことにある。Creager et al.⁴⁰⁾は、20%粒径 d_{20} と透水係数の関係から d_{20} が小さくなると透水係数が低下することを示しており、クリンカアッシュにおいてもこれが原因し、密度が大きくなると、つまり、間隙比が小さくなると、この影響が顕著になったものと考えられる。したがって、クリンカアッシュの粒度分布は、ほぼ一定の範囲にあるものの、粒径の小さな粒子が多い場合には、間隙比の小さな領域では、透水係数が小さくなり、式(3.5.12)に示す近似線から外れることに留意しておく必要がある。

また、 $D_c=90\%$ のU-Masadoの透水係数は 8.9×10^{-3} cm/secであることから、同程度の間隙比に対してクリンカアッシュは1オーダー程度大きな透水係数を得ることが可能である。さ

らに, Toyouraに対しても同一間隙比に対して同程度の透水係数が得られることがわかる. クリンカアッシュは, C.A.b以外は, 6Ecの締固めエネルギーでも $k=1.0 \times 10^{-2}$ cm/s程度以上, 通常の土工で採用される締固め度 ($D_c=90\%$) 以下の状態であれば, C.A.bを含むすべての試料で $k=2.0 \times 10^{-2}$ cm/s程度以上の透水係数が得られることから, 一般の砂質土と同様な取り扱いが可能であり, 排水材料としての利用もできるものと考えられる.

表-3.5.9 透水係数 k

Sample	ρ_d (g/cm^3)	D_c (%)	e	k (cm/sec)
C.A.a	0.712	73	1.744	3.832E-02
C.A.b	0.867	85	1.383	3.413E-02
C.A.c	0.867	76	1.398	3.463E-02
C.A.d	0.741	75	1.823	3.502E-02
C.A.e	0.879	77	1.499	3.372E-02
C.A.f	0.890	77	1.517	3.626E-02
C.A.a	0.872	90	1.241	3.618E-02
C.A.b	0.919	90	1.248	3.234E-02
C.A.c	1.022	90	1.035	3.364E-02
C.A.d	0.895	90	1.338	3.401E-02
C.A.e	1.034	90	1.125	1.894E-02
C.A.f	1.042	90	1.149	3.560E-02
C.A.b(3Ec)	1.083	106	0.908	2.258E-03
C.A.c(3Ec)	1.190	105	0.747	1.101E-02
C.A.d(3Ec)	1.095	110	0.911	1.075E-02
C.A.b(6Ec)	1.145	112	0.804	1.552E-03
C.A.c(6Ec)	1.248	110	0.666	8.460E-03
C.A.d(6Ec)	1.169	118	0.790	8.851E-03
U-Masado	1.629	90	0.620	8.943E-04
Toyoura	1.500	-	0.770	1.800E-02

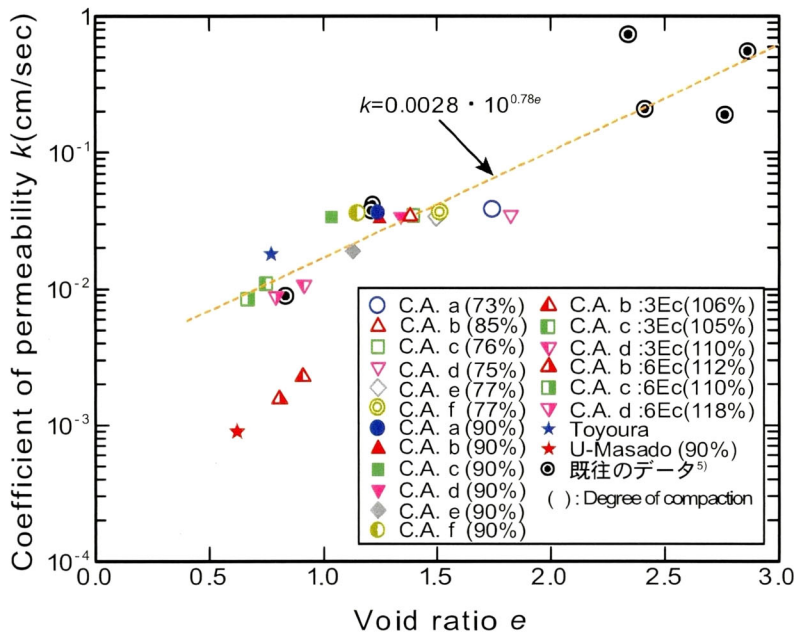


図-3.5.36 透水係数と間隙比の関係

3.6 化学特性

3.6.1 化学成分

本研究では、C.A.a, C.A.e について化学成分検査を実施している (図-3.6.1 参照)。また、表-3.6.1 には、両試料の化学成分の範囲と平均値を示している。これによれば、クリンカアッシュの化学成分は、二酸化珪素(SiO_2)および酸化アルミニウム(Al_2O_3)が多く、全体の85%程度を占めており、次いで酸化鉄 (Fe_2O_3)、酸化カルシウム(CaO)の順となる。また、それぞれの試料で各成分の分布範囲にばらつきがあるものの両試料間には、優位な化学成分の違いはないようである。

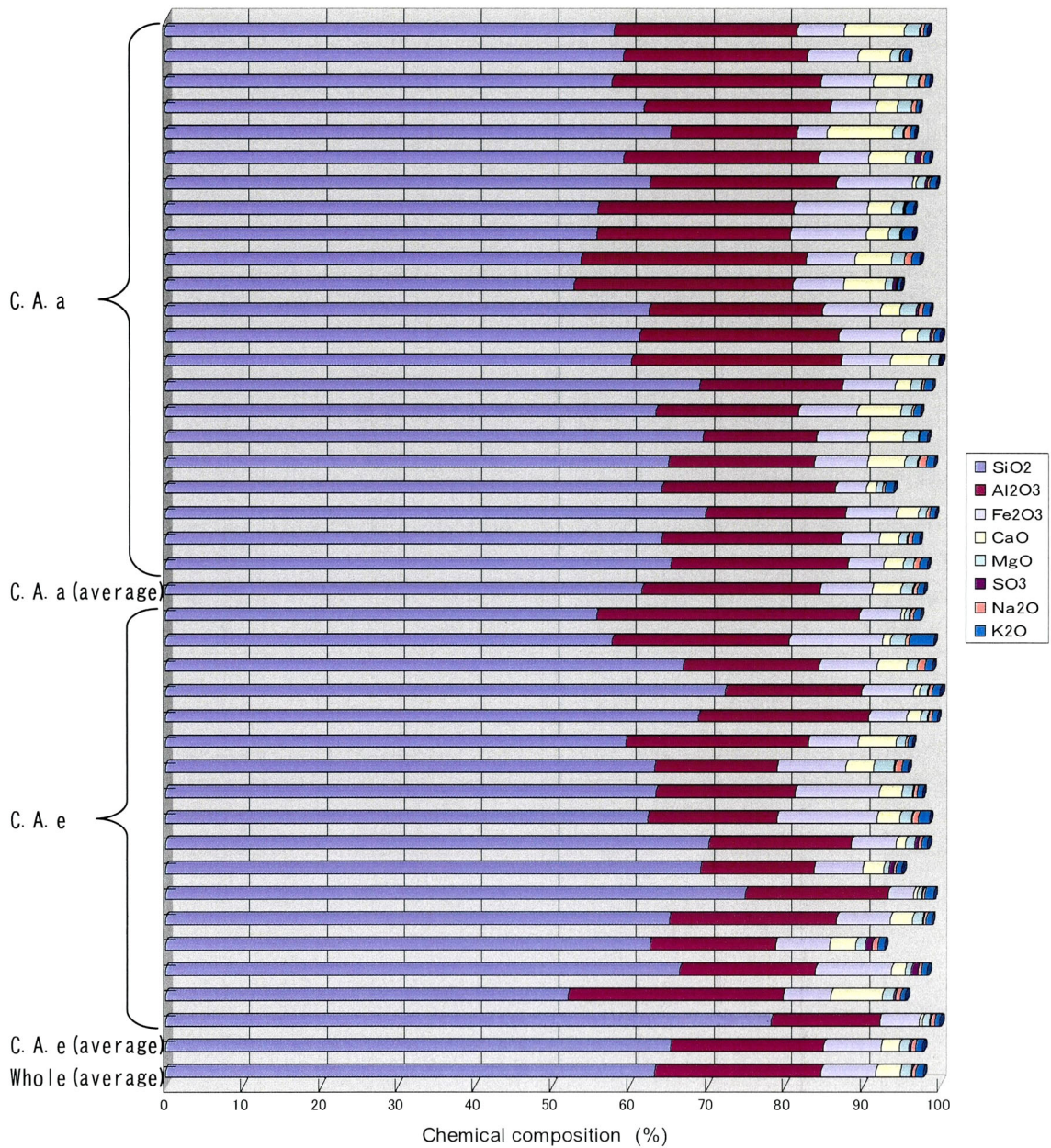


図-3.6.1 C.A.a および C.A.e の化学成分

表-3.6.1 C.A.aおよびC.A.eの化学成分

化学成分	C.A.a		C.A.e	
	範囲	平均	範囲	平均
SiO ₂	53~70	61.6	52~78	65.2
Al ₂ O ₃	15~29	22.9	14~34	19.8
Fe ₂ O ₃	4~10	5.2	3~13	7.0
CaO	1~8	3.8	1~8	2.5
K ₂ O	0~1	0.9	1~3	1.0
MgO	1~2	1.4	1~3	1.2
Na ₂ O	0~1	0.4	0~1	0.5
SO ₃	0~1	0.2	0~1	0.3

表-3.6.2は、表-2.1.6に対して表-3.6.1に示したC.A.aおよびC.A.eの化学成分を合わせて示した表である。これより、クリンカアッシュは、国内炭、海外炭から発生した石炭灰および山土の化学組成と類似しており、特殊な化学成分で構成された材料ではないことがわかる。

一方、水砕スラグと比較すると、CaO成分が極端に少ないことから、ライトサンドは自硬性が小さく、硬化しにくい材料であり、軟弱地盤上の盛土等に利用された場合など、周辺地盤の変形に対する変形追従性が良いと言える。

表-3.6.2 石炭灰の化学成分含有量 (%)

化学成分	国内炭 ⁴¹⁾	海外炭 ⁴¹⁾	山土 ⁴¹⁾	粘土 (日本) ⁴¹⁾	高炉ス ラグ ⁴¹⁾	水砕ス ラグ ⁴²⁾	C.A.a, C.A.e
SiO ₂	50~55	40~75	59.6	60~75	33.4	30~36	52~78
Al ₂ O ₃	25~30	15~35	22.0	—	14.5	12~15	14~34
Fe ₂ O ₃	4~7	2~20	—	5~8*	0.4*	—	3~13
CaO	4~7	1~10	0.4	10~25	41.0	40~43	1~8
K ₂ O	0~1	1~4	—	—	—	—	1~3
MgO	1~2	1~3	0.8	—	6.0	5~8	1~3
Na ₂ O	1~2	1~2	—	—	—	—	0~1
SO ₃	—	—	—	—	—	—	0~1
FeO	—	—	—	—	—	0~1	—
S	—	—	—	—	—	0~1	—

3.6.2 重金属溶出量

「1.4 石炭灰の取り扱いに係わる関連法令」で示したように、循環型社会形成推進基本法では、クリンカアッシュを含め石炭灰は有効利用を促進すべき廃棄物として位置づけている。ただし、石炭灰は、微量ではあるが石炭に由来する重金属を含んでいると言われている。日本では、近年、土壤汚染問題や地下水汚染問題が各地で顕在化しており、クリンカアッシュについてもこのような問題のある材料であるかを確認しておくことは非常に重要である。

本研究では、クリンカアッシュを地盤材料として利用することを目指していること、「土壤の汚染に係る環境基準」が安全性評価に対して最も厳しい基準であることから、ここでは、特に土壤環境基準に基づきクリンカアッシュを評価した。なお、土壤環境基準値は、表-1.4.3に示すように「地下水から離れて、かつ地下水が汚染されていない土壤」と「これ以外の土壤」に分けて示されているが、ここでは、基準値が厳しい後者について検討した。

試験結果は、表-3.6.3に示すようにすべての項目で基準値を満足していることがわかる。ただし、クリンカアッシュには、微量ではあるが重金属類が混入しているため、石炭火力発電所に搬入される石炭の種類が変わった場合やクリンカアッシュの出荷時には、溶出試験を実施し、基準値を満足していることを確認しておくことが望ましい。

表-3.6.3 溶出試験結果（単位：mg/L）

	カドミウム	鉛	六価クロム	ひ素	総水銀	セレン	ふっ素	ほう素
基準値	0.01 以下	0.01 以下	0.05 以下	0.01 以下	0.0005 以下	0.01 以下	0.8 以下	1 以下
C.A.a	不検出	不検出	不検出	不検出	不検出	不検出	不検出	0.01
C.A.b	<0.01	<0.01	<0.05	<0.01	<0.0005	<0.01	<0.8	<1
C.A.c	<0.001	<0.005	<0.01	<0.005	<0.0005	<0.002	<0.005	<0.02
C.A.d	不検出	不検出	不検出	不検出	不検出	不検出	不検出	不検出
C.A.e	不検出	不検出	不検出	不検出	不検出	不検出	0.09	0.02
C.A.f	<0.05	<0.005	<0.02	<0.005	<0.0005	0.01	<0.8	0.03
	不検出	不検出	不検出	不検出	不検出	不検出	不検出	不検出

3.7 要約

クリンカアッシュの粒子が人工的に生成されたものであることを考慮し、その形状や単粒子破碎強度を評価し粒子特性の検討を行った。また、クリンカアッシュを地盤材料として取り扱うためには、自然砂と同様な物理試験や力学試験も行い、これとの相違を比較検討することでクリンカアッシュの特徴を検討した。これにより、物理特性、力学特性は、クリンカアッシュの粒子特性とも密接に関連していることを明らかにすることができた。さらに、クリンカアッシュを構成する化学成分の分析結果から自然土やスラグなどとの比較を行い、その特徴をとりまとめるとともに、重金属溶出量を調べ環境負荷に対する評価を行った。

その結果、以下のことが明らかとなった。

(1) 物理特性

- ① クリンカアッシュは、その粒子内部にある外部と連結していない閉じた空隙の影響により、粒子密度は $1.95\sim 2.24\text{ g/cm}^3$ と、小さな値を示す。
- ② クリンカアッシュは、礫分 $28\sim 56\%$ 、砂分 $36\sim 63\%$ 程度含むことから礫質土や砂質土に分類される。また、クリンカアッシュの均等係数 U_c は、 $13\sim 36$ の範囲にあり、「粒径幅の広い」材料である。
- ③ 最大間隙比は $1.42\sim 2.02$ 、最小間隙比は $0.77\sim 1.09$ の範囲にあり、自然砂と比較して大きめの値を示す。これは、粒子内の外部と連結した空隙の多いことおよび粒子形状が複雑なためである。ただし、最小間隙比は、粒子破碎の影響を受けているため、取り扱いに留意する必要がある。

(2) 粒子特性

- ① クリンカアッシュは、石炭燃焼時に約 $1,500^\circ\text{C}$ の高温状態からボイラー底部の水槽に落下し、急冷され硬化する際に生成されたものであり、粒子内部には、外部と連結した空隙と連結していない空隙が存在する。
- ② 急冷され硬化したクリンカアッシュは、粉碎機により、粒径が約 2 cm になるよう粉碎されていることから、粒子表面は、非常に角張っており、複雑な形状を呈している。このため、真円度は $1.5\sim 2.0$ と他の自然砂と比較してかなり高い範囲にある。
- ③ 単粒子破碎強度は、自然砂と比較して $1/5\sim 1/10$ 程度小さく、粒子破碎の起こりやすい材料であると言える。また、自然砂と同様、初期粒径に対して -0.79 の勾配を持つ直線で近似することができる。

(3) 力学特性

- ① クリンカアッシュの締固め曲線は、自然砂のように含水比に対して鋭く立ち上がることはなく、なだらかな曲線を呈しており、締固め易い材料と言える。また、外部と連結していない空隙があり粒子密度が小さいこと、粒子内部に外部と連結した空隙が締固めに寄与しないこと、粒子形状が複雑で再配列されにくいことから、最大乾燥密度は、 $0.97\sim 1.16\text{g/cm}^3$ の範囲と非常に小さい。
- ② 静的せん断特性は、拘束圧の影響を受け、低い有効拘束圧から高い有効拘束圧に推移するにしたがって、応力比と軸ひずみの関係の立ち上がりが緩やかとなる。また、これに伴いピーク応力比が低下するとともに、これを発現するひずみは大きくなる。これは、粒子破碎の影響と考えられる。ただし、クリンカアッシュのピーク応力比は、自然砂と比較して緩い状態や密な状態にかかわらず、高い値を示す。
- ③ モールの応力円より求まる破壊包絡線は、見かけ上の粘着力 c が得られるが、これは、粒子破碎の影響であり、セカントアングルを設計時の内部摩擦角として取り扱うことが合理的である。
- ④ クリンカアッシュは、セカントアングルが対数表示した有効拘束圧に対して直線的に低下するが、最も緩い状態であっても $\sigma_c'=50\sim 200\text{kPa}$ の範囲であれば、ほぼ 35° 以上のセカントアングルが得られる。
- ⑤ クリンカアッシュ、造粒石炭灰および自然砂全体で考えると概ね真円度が大きいものほど、セカントアングルが大きくなる傾向にあり、クリンカアッシュはその粒子形状の複雑さに起因した粒子同士のかみ合せの良さから、高いせん断強度を発揮しているものと推察できる。
- ⑥ セカントアングルおよび変形係数と初期間隙比の関係は、有効拘束圧に応じて一義的な関係がある。
- ⑦ クリンカアッシュは、にToyouraのように、間隙水圧がある程度大きくなると一気に軸ひずみが発生するわけではなく、軸ひずみの発達ที่緩慢である。さらに、これらの材料は、平均有効主応力がゼロには至らない。つまり、完全液状化には至らない材料である。
- ⑧ クリンカアッシュは最も緩い状態であっても、メンブレンペネトレーションの補正後の繰返しせん断強度 R_{20}^* は、 $0.151\sim 0.181$ の範囲にあり、相対密度50%を目標に作製した中位の状態の自然砂と比較し大きな値が得られた。
- ⑨ クリンカアッシュの繰返し非排水三軸試験前後の粒度分布には、変化が見られず、粒子破碎の影響は受けていないものと考えられる。
- ⑩ 真円度が高く、粒子形状が複雑なクリンカアッシュの繰返しせん断強度は、他の自然さと比較して大きな値を示しており、粒子の複雑さが繰返しせん断強度特性にも影響していると考えられる。

- ⑪ クリンカアッシュおよび自然砂は、繰返しせん断強度が大きくなるほどコーン指数が大きくなり、クリンカアッシュが大きな値を示す。これは、クリンカアッシュの粒子同士のインターロッキング効果が大きく、せん断に対する抵抗性が大きいためと考えられる。これらの結果から、原位置におけるコーン貫入試験から繰返しせん断強度の推定が可能と考えられる。
- ⑫ 飽和透水係数 k は、間隙比 e との間に $k=0.0028 \cdot 10^{0.78e}$ の関係がある。ただし、間隙比が小さい時には、小さな粒子の影響があるため、留意する必要がある。

(4) 化学特性

- ① クリンカアッシュの化学成分は、二酸化珪素(SiO_2)および酸化アルミニウム(Al_2O_3)が多く、全体の85%程度を占めており、次いで酸化鉄 (Fe_2O_3)、酸化カルシウム(CaO)の順となる。また、これらの化学成分は、自然土とほぼ同様である。さらに、スラグのように、 CaO 成分が少ないことから変形追従性が良い材料と言える。
- ② 土壤環境基準に基づき、クリンカアッシュの重金属の溶出量を確認したが、基準値を上回る溶出量は得られなかった。

参考文献

- 1) 若槻好孝, 兵動正幸, 吉本憲正, 穴井隆太郎, 吉永祐二, 吉岡一郎, 中下明文: クリンカアッシュの粒子特性と緩詰め状態の強度・変形特性, 土木学会論文集 C, Vol.65, No.4, pp.897-914, 2009.
- 2) 加登文学: 単粒子の形状および強度に基づく破碎性材料の力学特性に関する研究, 山口大学学位論文, 2002.
- 3) 吉本憲正: 造粒石炭灰の地盤材料としての力学特性および環境影響評価に関する研究, 山口大学学位論文, 2007.
- 4) 咸太圭: 締固めたまさ土の力学特性と工学的適用に関する研究, 山口大学学位論文, 2006.
- 5) 若槻好孝, 田中 等, 内田裕二, 入江功四郎, 兵動正幸, 吉本憲正: クリンカアッシュの材料特性と適用性の検討, 地盤工学ジャーナル, Vol.2, No.4, pp.271-285, 2007.
- 6) 社団法人地盤工学会: 砂の最小密度・最大密度試験方法(JIS A 1224:2009), 地盤材料試験の方法と解説一二分冊の1ー, pp.195-197, 2009.
- 7) (社)地盤工学会: 礫の最小密度・最大密度試験方法(JGS 0162-2009), 地盤材料試験の方法と解説一二分冊の1ー, pp.198-221, 2009.
- 8) 原 忠: 砂礫の液状化特性に及ぼす粒度分布の影響に関する研究, 中央大学学位論文, 2005.
- 9) 日本フライアッシュ協会, 財団法人国土開発技術研究センター: 石炭灰の道路舗装への利用に関する調査研究報告書, 1989.
- 10) 吉村優治, 小川正二: 砂のような粒状体の粒子形状の簡易な定量化方法, 土木学会論文集, Vol.463/III-22, pp.95-103, 1993.
- 11) 加登文学, 中田幸男, 兵動正幸, 村田秀一: 地盤材料の単粒子破碎特性, 土木学会論文集, Vol.673/III-54, pp.189-194, 2001.
- 12) Nakata, Y., Hyodo, M., Hyde, A. F. L., Kato, Y. and Murata, H. : Microscopic particle crushing of sand subjected to high pressure one dimensional compression, *Soils and Foundations*, Vol.41, No.1, pp.69-82, 2001.
- 13) Nakata, Y., Kato, Y., Hyodo, M., Hyde, A. F. L. and Murata, H. : One dimensional compression behaviour of uniformly graded sand related to single particle crushing strength, *Soils and Foundations*, Vol.41, No.2, pp.39-51, 2001.
- 14) 加登文学, 中田幸男, 兵動正幸, 村田秀一: 破碎性材料の粒子特性と一次元圧縮特性, 土木学会論文集, Vol.701/III-58, pp.343-355, 2002.
- 15) 福本武明, 原 健夫: 粒状体の粒子破碎強度分布に関する研究, 土木学会論文集, No.596/III-43, pp.91-99, 1998.

- 16) 社団法人日本道路協会：道路土工 施工指針，pp.195～199，1986.
- 17) 国土交通省 近畿，中国，四国，九州地方整備局：土木工事施工管理基準値及び規格値（案），2009.
- 18) 東・中・西日本高速道路株式会社：設計要領第一集 土工編，pp.2-40～2-50，2006.
- 19) 財団法人国土開発技術センター：河川土工マニュアル，pp.76～84，1993.
- 20) 財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物，pp.89～93，2007.
- 21) 株式会社エネルギー・エコ・マテリア：ライトサンドを活用した土構造設計マニュアル(案)，2009.
- 22) Lee, K. H. and Seed, H. B. : Drained Strength Characteristics of sands, J. Soil Mech. Fnd. Div. ASCE, Vol.93(SM6), pp.117-141, 1967.
- 23) Vesic, A. and Clough, G. W. : Behavior of granular materials under high stresses, J. Soil Mech. Fnd. Div. ASCE, Vol.94(SM3), pp.661-688, 1968.
- 24) Been, K. and Jefferies, M. G. : A State Parameter for Sands, Géotechnique, Vol.35, No.2, pp.99-112, 1985.
- 25) Bolton, M. D. : The Strength and Dilatancy of sands, Géotechnique, Vol.36, No.1, pp.65-78, 1986.
- 26) Nakata, Y., Hyde, A.F.L., Hyodo, M. and Murata, H. : A probabilistic approach to sand particle crushing in the triaxial test, Géotechnique, Vol.49, No.5, pp.567-583, 1999.
- 27) 三浦哲彦, 山内豊聡：砂のせん断特性に及ぼす粒子破碎の影響，土木学会論文集，No.260，pp.109-118，1977.
- 28) 長井健作：まさ土の単調および繰返しせん断特性に及ぼす粒子破碎の影響，山口大学修士論文，pp.41-53，2005.
- 29) 三笠正人：土の工学的性質の分類表とその意義，土と基礎，Vol.12, No.4, pp.17～24, 19674.
- 30) 吉村優治・小川正二：粒状体の間隙比およびせん断特性に及ぼす一次性質の影響，土木学会論文集，No.487/Ⅲ-26，pp.99～108，1994.3.
- 31) 吉村優治・小川正二：砂の等方圧密およびせん断特性に及ぼす粒子形状の影響，土木学会論文集，No.487/Ⅲ-26，pp.187～196，1994.3.
- 32) 吉村優治・松岡元：粒子形状による粒状体の内部摩擦角の推定法，土と基礎，Vol.50, No.5, pp.20～22，2002.5. For example, Cornforth, D. H. : Some experiments on the influence of strain conditions the strength of sand, Geotechnique, Vol. 14, No. 2, pp.143-167, 1964.
- 33) For example, Cornforth, D. H. : Some experiments on the influence of strain conditions the strength of sand, Geotechnique, Vol. 14, No. 2, pp.143-167, 1964.
- 34) Ishihara, K. and Watanabe, T. : Sand liquefaction through volume decrease potential, Soils and Foundations, Vol.16, No.4, PP.61-70, 1976.

- 35) 社団法人地盤工学会：土の繰返し非排水三軸試験方法(JGS 0514-2009), 地盤材料試験の方法と解説一二分冊の2一, pp.730-736, 2009.
- 36) 田中敬三, 時松孝次：液状化試験結果に対する Membrane Penetration の簡便な評価方法, 土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム発表論文集, pp.85-88, 1988.
- 37) Hyodo, M., Hyde, A. F. L., Aramakli, N. and Nakata, Y. : Undrained monotonic and cyclic shear behaviour of sand under low and high confining stresses, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.3, pp.63-76, 2002.
- 38) 環境技術協会, 日本フライアッシュ協会：石炭灰ハンドブック, 2005.
- 39) 土木学会エネルギー土木委員会：石炭灰有効利用技術について—循環型社会を目指して—, 2003.
- 40) Creager WP, Justin JD, Hinds J: Engineering for dams Vol III, earth, rock-fill, steel and timber dams. Wiley, New York, pp 648-649, 1945.
- 41) 資源エネルギー庁 資源・燃料部監修：コールノート, 2003.
- 42) 社団法人中国建設弘済会：土木工事設計マニュアル, p.3-11-2, 2006.

第4章 クリнкаアッシュの地盤材料としての適用性検討

4.1 概説

クリнкаアッシュは、「第3章 クリнкаアッシュの材料特性」で示したように軽量でせん断強度や透水係数が大きいなど、地盤材料としての利用を前提とした場合、自然砂と比較して有益な性能を持っている。このような、性能を生かした適用としては、「置換え基礎材料」、「軟弱地盤上の盛土材料」、「路盤・路床材料」「抗土圧構造物の裏込め材料」、「鉛直ドレーン材料」および「コンパクションパイル材料」など、様々なものが考えられる。これらの地盤材料としての適用の可能性に対して、我が国の社会・経済・自然状況を踏まえ、優先すべき適用は、以下のようなものと考えられる。

我が国の社会・経済の活動域は、沖積層が堆積する平野部にあり、そこに全人口の約1/2資産の約3/4が集中し、都市圏を形成している。これらの都市圏では、新設道路や宅地造成などに伴う盛土が構築されるケースも非常に多い。しかし、今後、計画されるこれらの地盤構造物は、建築物や他の土木構造物に近接することが容易に想定され、盛土荷重に伴う軟弱地盤の側方流動や圧密沈下などにより障害を受ける可能性が高い。このような場合には、これまで、荷重軽減を目的としたEPS工法やFCB工法などの軽量盛土工法および応力遮断を目的とした深層混合処理工法や鋼矢板工法などの高価な対策工法が選定されることも多かった。クリнкаアッシュは、EPSのように超軽量な材料ではないが、盛土荷重の軽減効果があり、近接施工対策に大きく貢献するものと考えられる。また、都市圏では、盛土を構築する場合には、現地発生土が乏しいため、遠方の土取場より土を搬入することとなるが、このような条件であれば、ストックヤードのあるクリнкаアッシュを搬入する方が有利となる。

これに関連して、都市圏等のように土羽盛土を構築できるだけの用地の余裕がない場合には、テールアルメなどを用いた補強土壁工法が採用される場合が多い。本研究ではクリнкаアッシュを裏込め材料としたテールアルメ補強土壁の解体に先立ってストリップの現場引抜き試験を実施する機会を得ており、この結果に基づきテールアルメ補強土壁への適用性を検討することが有効と考えられる。また、クリнкаアッシュは、締め固め易いため、狭い空間での締め固め管理がしやすい特徴も持っている。

さらに、我が国の自然条件下においては、降雨の大半が梅雨期と台風期に集中し、豪雨の発生確率が高い。特に、近年では、ゲリラ豪雨と呼ばれる短時間で局所的な豪雨も頻発している。このような豪雨は名前の表わす通り突発的に起こるため、予測が難しく、いつ

豪雨に見舞われるかわからないのが現状であり、ゲリラ豪雨によって道路盛土が崩壊した事例も多い。豪雨による盛土の崩壊の原因は、降雨の地盤内部への浸透や地下水の流入に伴う地下水位の上昇に起因するせん断抵抗の低下と考えられる。したがって、今後も頻発するであろう豪雨に対して強い盛土材料が求められている。クリンカアッシュは、透水性が高く、かつ、せん断強度が大きいため、このような、豪雨に対しても安定性が高いものと考えられる。

上記のような背景から、本章では、以下のような検討を行っている。第2節では、クリンカアッシュの特徴を生かした地盤材料への適用性の検討を行っている。第3節では、主にクリンカアッシュの軽量性を生かし、近接施工対策を目的とした「軟弱地盤上の盛土材料に関する適用性」を検討した。検討に当たっては、道路盛土の構築を想定し、先に実施した材料特性試験に基づき近接する直接基礎の建築物に対する影響度合いを関口・太田モデルに基づく二次弾塑性FEM解析により検討した。

また、第4節では、クリンカアッシュの軽量性とせん断特性を生かした「補強土壁の裏込め材料に関する適用性」を検討している。検討では、まず、テールアルメ補強土壁の補強効果を確認するために現場引抜き試験を行った。ついで、この試験結果を利用してクリンカアッシュをテールアルメ補強土壁工法に適用した場合の見かけの摩擦係数の評価を行うとともに、現行設計法により、標準設計で適用される一般の土質と比較し、クリンカアッシュの有効性を明らかにした。

第5節では、クリンカアッシュの透水性とせん断特性を生かした「斜面上の盛土材料に関する適用性」を検討した。本検討では、盛土やその周辺地盤内への降雨の浸透を評価する必要があり、保水特性試験を行い、クリンカアッシュの不飽和浸透特性を明らかにした。さらに、実際の豪雨により崩壊した盛土に対して二次元飽和-不飽和浸透流解析と円弧すべり解析を行い崩壊した盛土との安定性の比較も行っている。

4.2 クリンカアッシュの性能を考慮した適用可能性の検討

クリンカアッシュは、「せん断特性」、「軽量特性」、「透水特性」が自然砂と比較して高い性能も持っている。これらの性能の単独および組み合わせを考慮して、適用可能分野の検討を行った。検討結果を表-4.2.1に示す。表中の図番号は、それぞれの用途別の概略図番号を示している。また、表中の評価は、各図番号の断面に対して行ったものである。

本研究では、これまでの試験結果を生かし、実用上、直ちに現行設計法への適用が可能で、要求される用途が多いと考えられる「軟弱地盤上の盛土材料」、「補強土壁の裏込め材料」、「斜面上の盛土材料」に対して、その有効性を明らかにすることとした。

表-4.2.1 クリンカアッシュの性能と効果

効果 性能・目的	沈下軽減	沈下促進	盛土安定	側方変形抑制	土圧軽減	トラフィカビリティの確保	構造物の断面縮小	ドライ施工の確保	基礎の安定	図番号
	(1) せん断特性									
・置換え基礎材料	△	—	△	—	—	△	○	△	○	(a)
・安定な基礎地盤上の盛土材料	△	—	○	—	—	△	—	△	—	(b)
(2) 軽量特性・せん断特性										図-4.2.2
・軟弱地盤上の盛土材料	○	—	○	○	—	△	—	△	—	(a)
・補強土壁の裏込め材料	○	—	○	○	○	△	○	△	—	(b)
・擁壁・橋台の裏込め材料	○	—	○	○	○	△	○	△	—	(c)
・岸壁・護岸の裏込め材料	○	—	○	○	○	△	○	△	—	(d)
・ボックス上部盛土材料	○	—	△	△	○	△	○	△	—	(e)
・埋設管の埋戻し材料	○	—	△	△	○	△	○	△	○	(f)
(3) 透水特性										図-4.2.3
・鉛直ドレーン材料	—	○	△	△	—	—	—	—	△	(a)
・水平ドレーン材料	—	—	△	△	—	○	—	○	—	(b)
(4) 透水特性・せん断特性										図-4.2.4
・コンパクションパイル材料	○	○	○	△	—	—	—	—	△	(a)
・斜面上の盛土材料	△	—	○	—	—	△	—	△	—	(b)

○：目的に応じた効果が発揮される場合
 △：適用により付加的に効果が発揮される場合
 —：利用が難しい場合

(1) せん断特性に関する用途

クリンカアッシュは、有効拘束圧の増加に伴い内部摩擦角が低下するものの、一般の土と比較して高いせん断特性を持っている。このため、安定な水平基礎地盤上の盛土材料としてはもちろんのこと、構造物基礎の置換え材料として有効と考えられる。

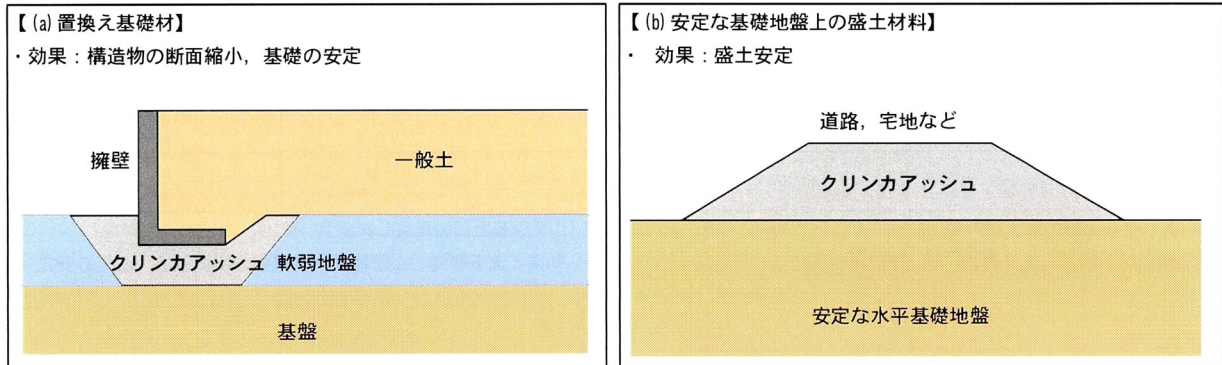


図-4.2.1 せん断特性に関する用途

(2) 軽量特性・せん断特性に関する用途

クリンカアッシュは、軽量であり、基礎地盤への荷重負荷が小さいこと、せん断強度が高いことから、すべりに対する安定性の向上や土圧の軽減が期待できるため、「軟弱地盤上の盛土材料」、「補強土壁、擁壁、橋台、岸壁、護岸の裏込め材料」、「ボックス上部の盛土材料」、「埋設管の埋め戻し材料」としての利用も有効と考えられる。

また、クリンカアッシュは、締め固まり易く、透水性も良いことから、盛土施工中の締め固め管理が容易であるとともに、降雨が続いても水はけが良いと言った利点も持っている。さらに、硬化しない材料であるため、軟弱地盤上の盛土材料として利用する場合には、変形追従性に優れている。

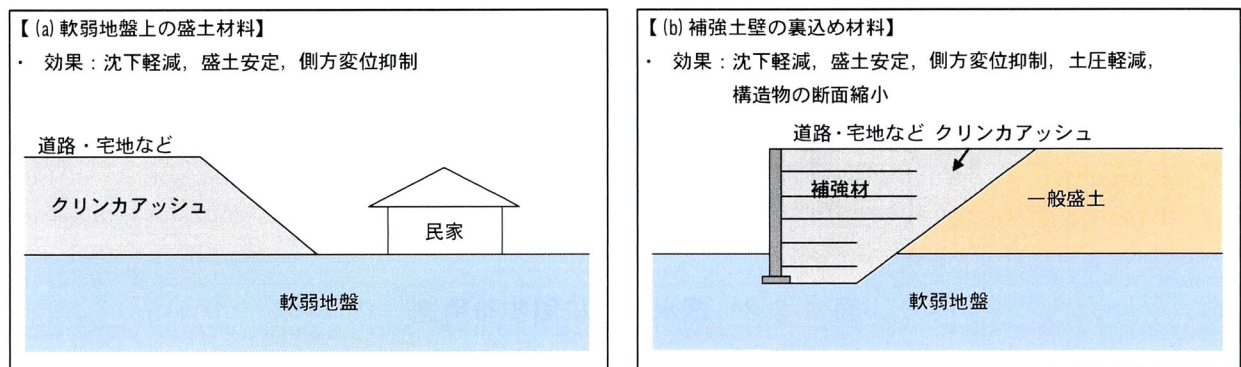


図-4.2.2 軽量特性・せん断特性に関する用途

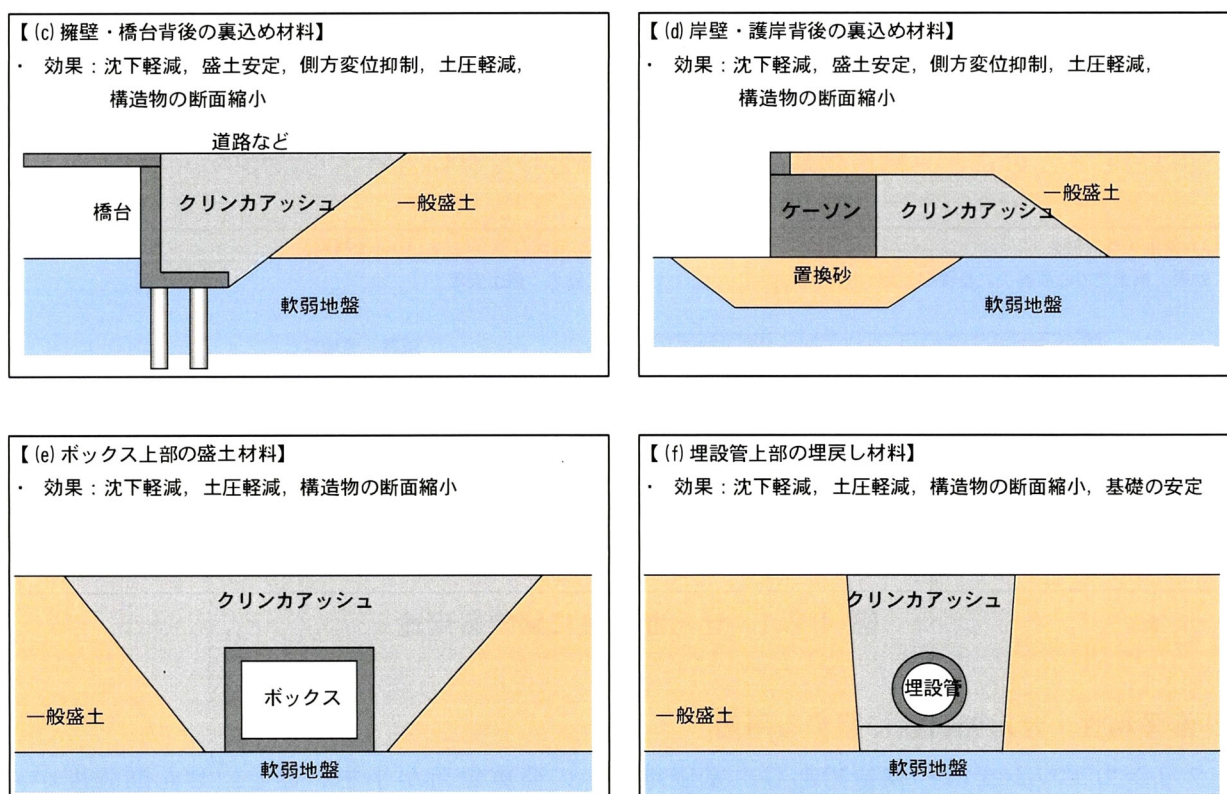


図-4. 2. 2 軽量特性・せん断特性に関する用途

(3) 透水特性に関する用途

クリンカアッシュは、透水性が高いことから、「ドレーン材料」としての機能もある。また、水はけが良いため、ドライ施工に対しても優れている。

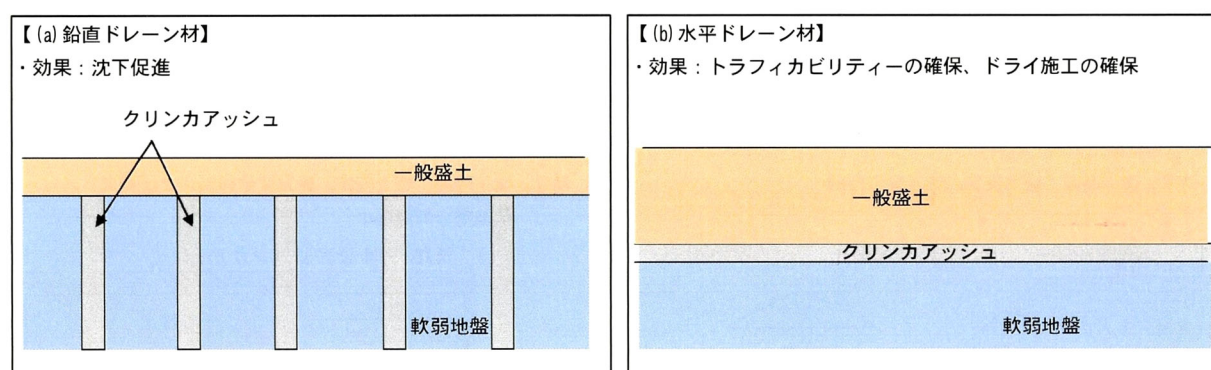


図-4. 2. 3 透水特性に関する用途

(4) 透水特性，せん断特性に関する用途

クリンカアッシュは、透水性が良く、せん断強度も大きいことから、「コンパクションパイロ材料」や降雨の浸透による崩壊が懸念される「斜面上の盛土材料」などへの適用性がある。

と考えられる。

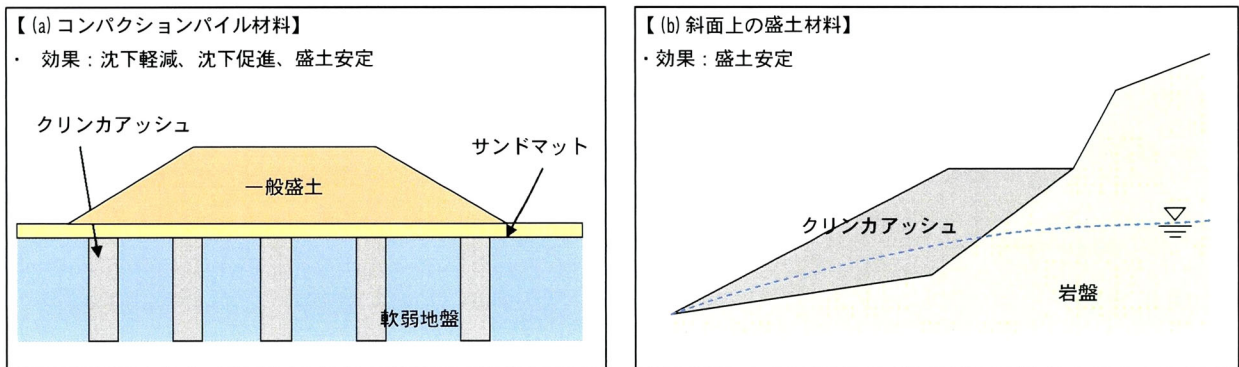


図-4.2.4 透水特性，せん断特性に関する用途

4.3 軟弱地盤上の盛土材料に関する適用性の検討

クリンカアッシュは、これまでに行ってきた材料試験結果から、軽量で、せん断強度が大きくことから、軟弱地盤上の盛土材料としての適用が有効と考えられる。このため、クリンカアッシュと盛土材料として良く使用されるまさ土を比較することで、クリンカアッシュの軟弱地盤上への盛土材料としての適用性を検討した。

4.3.1 検討方法

(1) 解析方針

本研究では、軟弱地盤上の道路盛土による周辺地盤の変形に伴う直接基礎の既設建築物への影響を検討した。検討は、粘性土の弾塑性解析に良く利用される関口・太田モデルに基づく二次元弾塑性 FEM 解析を行った。また、比較する盛土材料はまさ土としたが、具体的には本研究で取り扱った M-Masado を対象としている。さらに、対策検討には、応力遮断を目的とした対策工法の内、代表的な深層混合処理工法を盛土のり尻に適用することとした。

(2) 地盤モデルおよび工程

地盤モデルは、現実的な在来地盤を設定するために、ここでは、広島市域の軟弱地盤を想定した。広島市域の地盤は、図-4.3.1 に示すように、上位より上部砂礫層(U_s)、上部粘土層(U_c)、下部砂礫層(L_s)、最下部層(L_m)から構成されている¹⁾。また、側方境界の影響を軽減するために、のり尻から当該境界までの距離は、地盤モデル厚さの3倍以上を確保した。

盛土高さは5mとし、盛土施工速度は、軟弱地盤上の盛土であることから、10cm/dayの緩速盛土施工としている。この結果、盛土施工工程は、表-4.3.1 に示すように、盛土施工期間は、50日と設定し、その後、放置する解析工程とした。

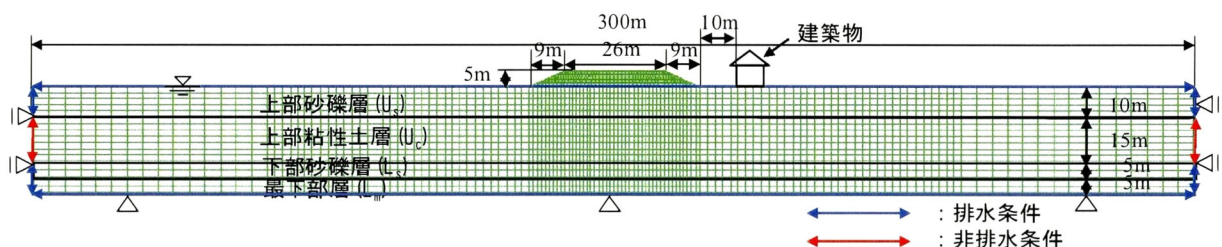


図-4.3.1 モデル図

表-4.3.1 盛土工程

Stage. No.	施工工程	所要日数	盛土放置日数	累計日数
1	初期応力解析	0	0	0
2	盛土施工	50	0	50
3	盛土放置 10 日	10	10	60
4	盛土放置 30 日	20	30	80
5	盛土放置 60 日	30	60	110
6	盛土放置 90 日	30	90	140
7	盛土放置 120 日	30	120	170
8	盛土放置 200 日	80	200	250
9	盛土放置 300 日	100	300	350
10	盛土放置 600 日	300	600	650
11	盛土放置 1200 日	600	1,200	1,250
12	盛土放置 2400 日	1,200	2,400	2,450
13	盛土放置 4800 日	2,400	4,800	4,850
14	盛土放置 9600 日	4,800	9,600	9,650
15	盛土放置 19200 日	9,600	19,200	19,250
16	盛土放置 28800 日	9,600	28,800	28,850

(3) 解析パラメーターの設定

本研究では、上部粘土層(U_c)に対しては、関口・太田による弾塑性モデル²⁾を適用している。また、盛土(B)、上部砂礫層(U_s)、下部砂礫層(L_s)、最下部層(L_m)および深層混合処理杭は、線形弾性モデルを仮定した。解析に使用したパラメーターは、表-4.3.2 に示す通りである。

表-4.3.2 解析パラメーター

地層	モデル	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	変形係数 E (kPa)	ポアソン比 ν'	静止土圧係数 K_0	透水係数 k (cm/s)	初期間隙比 e_0	圧縮指数 λ	非可逆比 A	ダイレタンシ ー係数 D	限界状態 応力比 M
盛土 (B:C.A.b)	弾性体	1.17	6,800	0.213	0.270	1.0E-2	—	—	—	—	—
盛土 (B:C.A.c)	弾性体	1.08	20,000	0.179	0.218	1.0E-2	—	—	—	—	—
盛土 (B:C.A.d)	弾性体	1.04	10,700	0.199	0.249	1.0E-2	—	—	—	—	—
盛土 (B:M-Masado)	弾性体	1.83	13,800	0.333	0.364	1.0E-2	—	—	—	—	—
上部砂礫層 (U_s)	弾性体	1.8	7,000	0.333	0.499	1.0E-3	—	—	—	—	—
上部粘土層 (U_c)	弾塑性体	1.4	—	0.333	0.499	1.0E-7	2.40	0.434	0.686	0.073	1.2
下部砂礫層 (L_s)	弾性体	2.0	14,000	0.333	0.499	1.0E-3	—	—	—	—	—
最下部層 (L_m)	弾性体	2.2	35,000	0.333	0.499	1.0E-3	—	—	—	—	—

1) 弾塑性体

上部粘性土層(U_c)の限界状態応力比 M は、有効内部摩擦角 ϕ' を 30° として求めた。その他の解析に必要なパラメーターは表-4.3.3 に示す方法で求めた。

表-4.3.3 解析パラメーターの設定

パラメーター	設定方法, 参考文献
圧縮指数 λ	$\lambda=0.434Cc$
限界状態応力比 M	$M=6\sin\phi'(3-\sin\phi')$
静止土圧係数 K_0	$K_0=1-\sin\phi'$ (Jaky ³⁾)
ポアソン比 ν'	$\nu'=K_0/(1+K_0)$
非可逆比 A	$M/1.75$ (軽部 ⁴⁾)
ダイレタンシー係数 D	$D=\lambda A/(M(1+e_0))$ (Ohta ⁵⁾)

2) 弾性体

クリンカアッシュによる盛土の湿潤密度は、自然含水比における締固め度が90%の時の値を採用し、変形係数は圧密排水(CD)三軸試験結果の有効拘束圧が50kPaのときの E_{50} の値を採用した。また、比較のために解析するM-Masadoの盛土も湿潤密度は、自然含水比における締固め度が90%の時の値を採用し、変形係数は圧密排水(CD)三軸試験結果の有効拘束圧が60kPaのときの E_{50} の値を採用した。なお、ここで検討対象としたクリンカアッシュは、締固め度が90%の時の三軸圧縮試験を実施したC.A.b, C.A.c, C.A.dである。

対策工法としての深層混合処理工法の改良率 a_p は実際の施工で最も多く採用されている78.5%(接円)とした。また、改良強度はこれまで500kPa程度に設定することが一般的であったが、近年になって、コスト縮減と技術開発により、深層混合工法の一軸圧縮強さ q_u を大きくする傾向にあり、本解析でも1,000kPaを採用した。深層混合処理杭の変形係数は土木研究センター⁶⁾に示されている一軸圧縮強さと変形係数 E_{50} の関係を参考に $E_{50}=100 \cdot q_u \cdot a_p=78,500$ kPaとした。

(4) 盛土による周辺地盤の変形に対する許容値

軟弱地盤上の盛土による周辺地盤への影響を評価するための許容値は、周辺地盤上に構築されている構造物などの種類によって異なる。本解析では盛土の周辺地盤に小規模な直接基礎の建築物が構築されているものとし、日本建築学会⁷⁾が示している許容変形角(3/1,000)を採用した(図-4.3.2参照)。また、建築物は、図-4.3.1に示すように盛土のり尻より10m離隔した位置に存在するものとした。

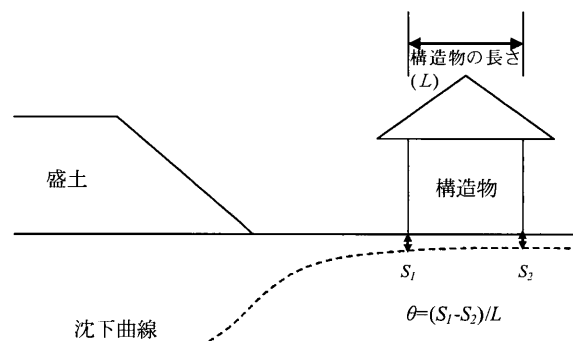


図-4.3.2 変形角

4.3.2 無対策時の検討

(1) 変形

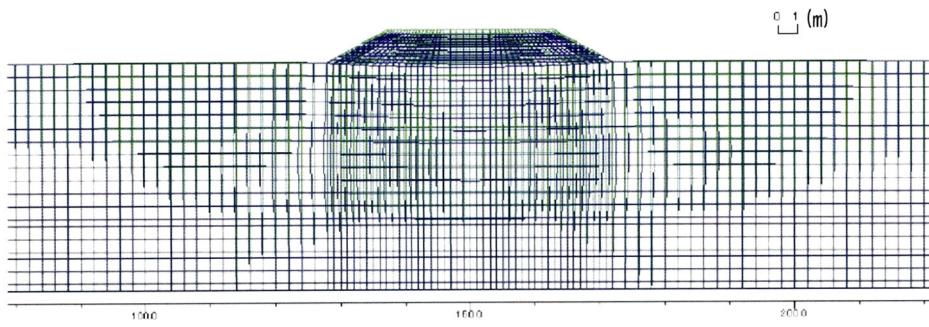
図-4.3.3～図-4.3.4にクリンカアッシュおよび M-Masado を無対策で盛土した場合の地盤変形図を示す。それぞれの変形図は、盛土施工直後（累計日数 50 日）と地盤の変形が終了した最終変形時（28,850 日）について表している。また、図中の緑線が変形前、青線が変形後の形状を示している。

図からわかるように、盛土施工直後に盛土下部の地盤は即時沈下するとともに側方に移動する。この移動は、特に軟弱な上部粘性土層で顕著であり、時間が経過するに従って大きくなる。また、盛土のり尻の地盤は、盛土直下の地盤に連動して沈下するが、それより外側では側方流動に伴い隆起する。盛土周辺部は、盛土後、時間経過とともに当初、隆起していた地盤も盛土の応力伝播に伴う圧密により沈下する。これらの変形は、M-Masado の場合が顕著である。

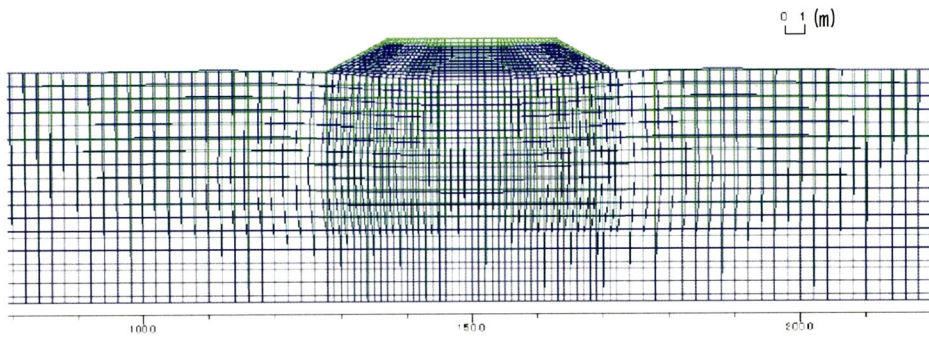
(2) 盛土中央部の沈下量

図-4.3.5にクリンカアッシュと M-Masado を盛土材とした場合の盛土の沈下量の経時変化を示す。ここで、着目した位置は、本解析で最大沈下量を示す、図中の解析メッシュの赤丸印で示している節点である。図からわかるように、沈下量は、M-Masado, C.A.b, C.A.d, C.A.c の順で大きい。ただし、C.A.c と C.A.d の沈下量はほとんど変わらない。また、クリンカアッシュを盛土材料とした場合には、M-Masado に対して 0.56～0.70 倍程度の沈下量が発生することとなり、圧密沈下の低減効果があることが確認できる。

上記のような沈下量の違いは、盛土材料の有効土被り圧や変形係数の違いによるものと考えられる。図-4.3.6には、クリンカアッシュのそれぞれの湿潤密度 ρ_{ic} と M-Masado の湿潤密度 ρ_{im} の比 (ρ_{ic}/ρ_{im}) とクリンカアッシュのそれぞれの沈下量 S_c と M-Masado の沈下量 S_m の比 (S_c/S_m) 関係を示している。これによれば、 ρ_{ic}/ρ_{im} と S_c/S_m が、ほぼ 1:1 の関係にあることがわかる。これは、盛土の沈下は、盛土高が同一であれば、主に盛土材料の湿潤密度に左右される、つまり、盛土の有効土被り圧が盛土の沈下に支配的であることを意味している。ただし、C.A.c は C.A.d よりも、湿潤密度が大きいにもかかわらず、僅かではあるが、沈下量が小さい。これは、C.A.c の変形係数が大きいため、地盤の沈下を抑制したためと考えられる。

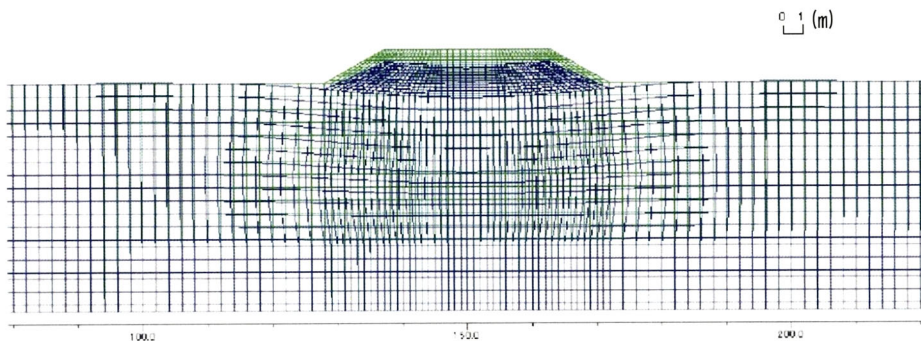


(a) C. A. c

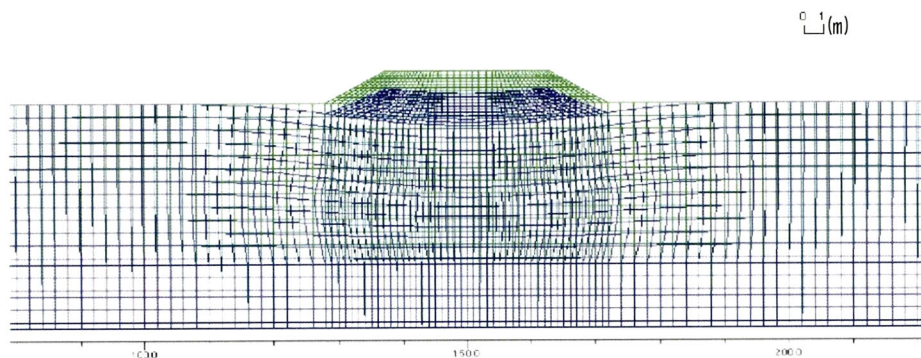


(b) M-Masado

図-4.3.3 地盤変形図（盛土施工直後）



(a) C. A. c



(b) M-Masado

図-4.3.4 地盤変形図（最終変形時）

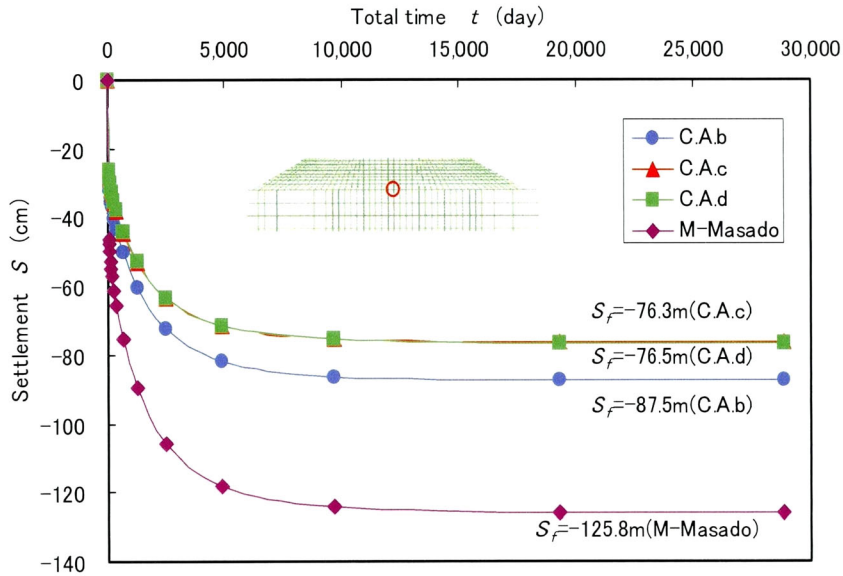


図-4.3.5 盛土中央部の沈下量

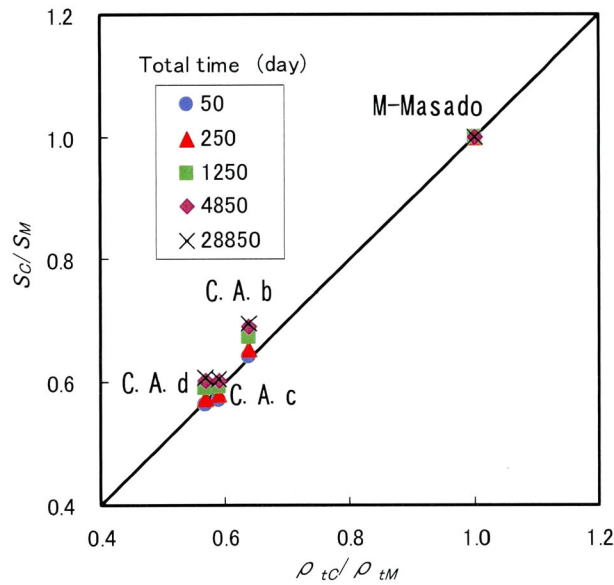


図-4.3.6 ρ_{tc}/ρ_{tm} と S_c/S_M との関係

(3) 盛土のり尻部の水平変位量

図-4.3.7にクリンカアッシュと M-Masado の盛土施工直後および最終変形時における盛土のり尻直下の在来地盤の水平変位を示す。ここで、着目した位置は、図中の解析メッシュの赤点線で示している。

図より、地表面付近では、盛土施工直後は側方流動により、盛土の外側に変位している。その後、時間の経過に伴い地表面付近の変位はマイナス値を示しており、盛土施工直後とは異なり、盛土側へ変位するようになる。これは、盛土施工直後には、盛土荷重によって主に軟弱な上部粘土層(U_c)の側方流動が発生するため、外側に押し出されるが、当該層の

時間経過に伴う圧密沈下により、盛土側に引き込まれるように変位することが原因している。また、いずれの時期においても在来地盤の水平変位は、M-Masado, C.A.b, C.A.c, C.A.dの順で大きい。結果的にクリнкаアッシュを盛土材料とした場合には、最終変位量でM-Masado に対して 0.55~0.65 倍程度の水平変位量となり、水平変位の低減効果もあることが確認できる。

在来地盤の水平変位についても、盛土中央部の沈下と同様、有効土被り圧、つまり、湿潤密度との関係があるものと考えられる。図-4.3.8には、クリнкаアッシュのそれぞれの湿潤密度 ρ_{tc} と M-Masado の湿潤密度 ρ_{tm} の比 (ρ_{tc}/ρ_{tm}) とクリнкаアッシュのそれぞれの水平変位 H_{dc} と M-Masado の沈下量 H_{dm} の比 (H_{dc}/H_{dm}) 関係を示している。これによれば、 ρ_{tc}/ρ_{tm} と H_{dc}/H_{dm} がほぼ 1:1 の関係にあることがわかる。これより、盛土に伴うのり尻下の在来地盤の水平変位も、沈下量と同様に、主に盛土材料の湿潤密度が影響していることがわかる。

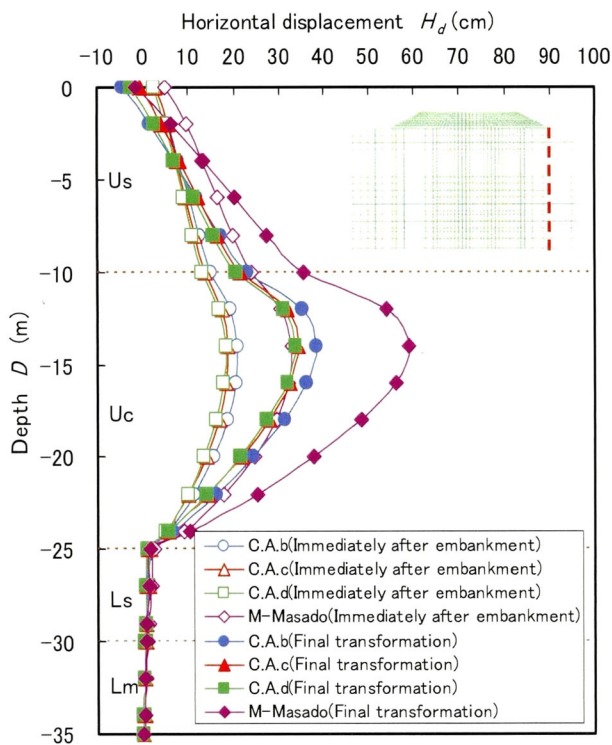


図-4.3.7 盛土のり尻下の在来地盤の変形

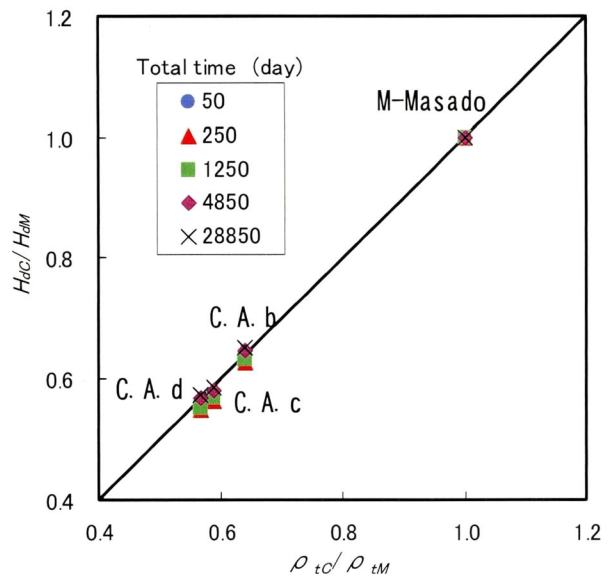


図-4.3.8 ρ_{tc}/ρ_{tm} と H_{dc}/H_{dm} との関係

(4) 過剰間隙水圧分布

図-4.3.9にクリンカアッシュ (C.A.c) および M-Masado を無対策で盛土した場合の過剰間隙水圧分布を示す。また、図-4.3.10には、盛土中央部における盛土施工直後の過剰間隙水圧の深度分布を示す。

施工直後には盛土中央部の上部粘土層(U_c)で最大の過剰間隙水圧が発生する。また、上部粘土層(U_c)の下方に行くに従って過剰間隙水圧分布が広がり、盛土荷重が分散されていることがわかる。また、M-Masado は最大で 80kPa 程度の過剰間隙水圧を発生するが、クリンカアッシュは最大でも 50kPa 程度であり、過剰間隙水圧にも盛土荷重の影響が大きく現れていることが伺える。

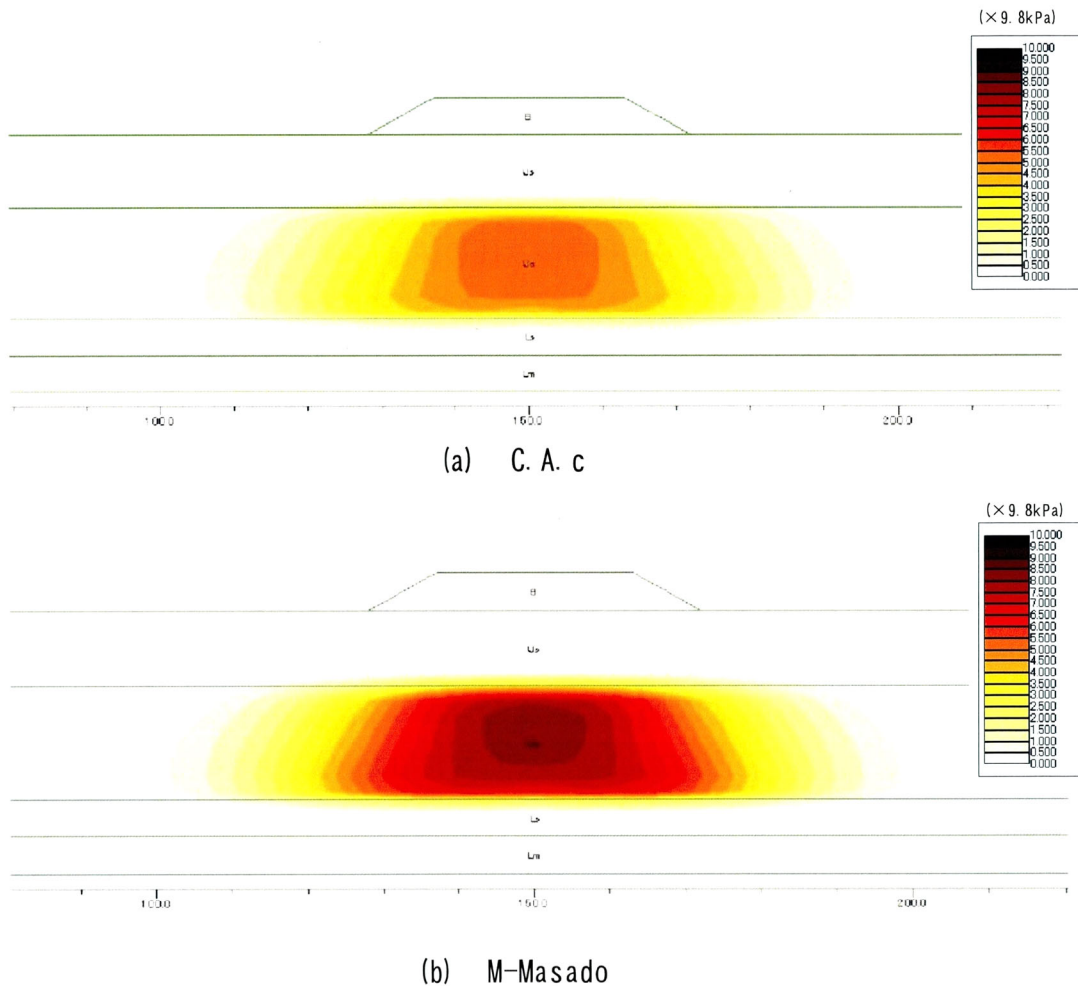


図-4.3.9 過剰間隙水圧分布 (盛土施工直後)

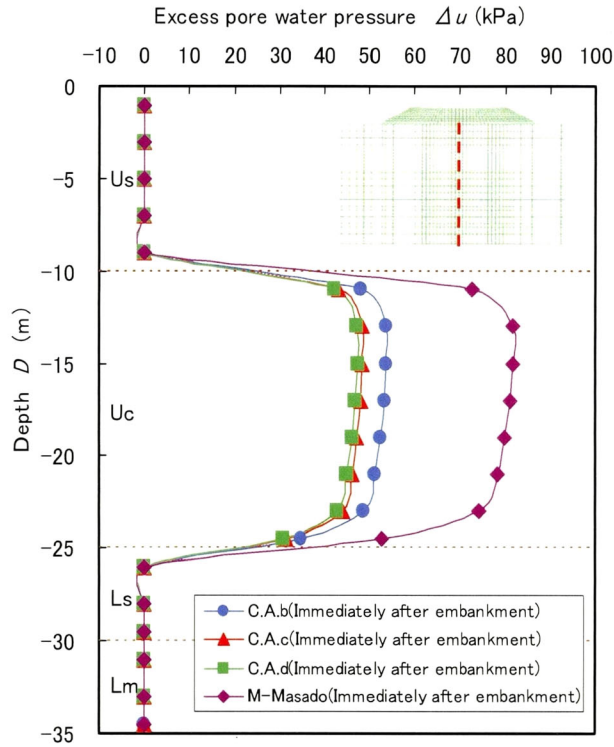
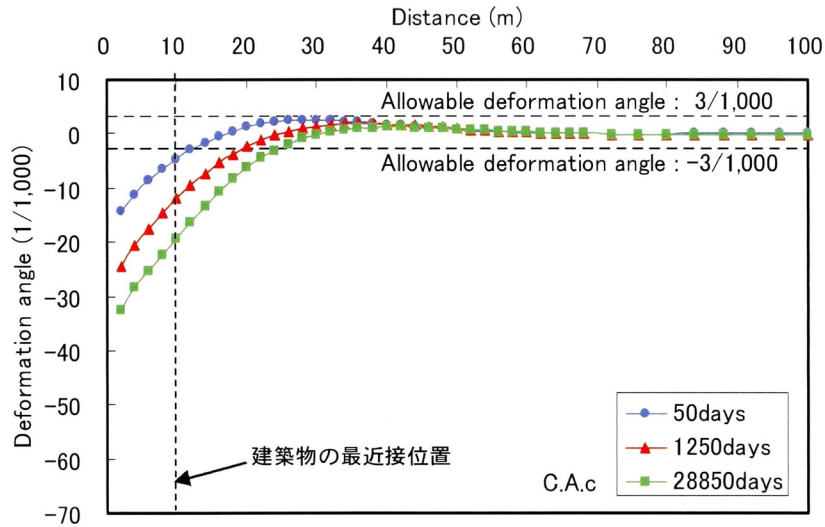


図-4. 3. 10 盛土中央部の過剰間隙水圧の深度分布（盛土施工直後）

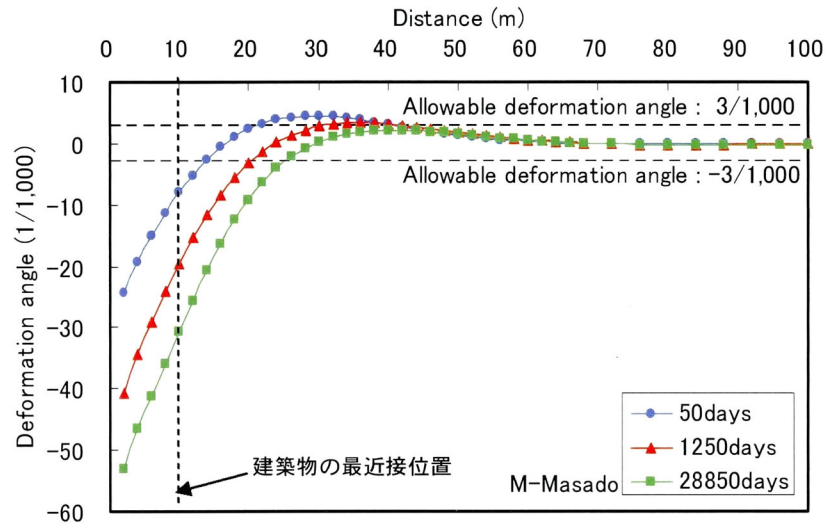
(5) 盛土周辺地盤の変形角

図-4. 3. 11 は、クリンカアッシュ(C.A.c)および M-Masado を盛土材料とした場合ののり尻からの距離と周辺地盤の変形角を累積日数 50 日, 1250 日, 28,850 日に対して示している。ここで、図の 0m の水平距離がのり尻と一致する。なお、図中には、日本建築学会⁷⁾で示している許容変形角 (3/1,000) も示している。

いずれの盛土材料についてものり尻付近では、時間の経過とともに、圧密による不同沈下が大きくなることから、変形角が増加し、変形の進行が終了する 28,850 日のときに C.A.c で 32.4/1,000, M-Masado で 53.1/1,000 の最大変形角を示し、許容変形角 (3/1,000) を大きく上回る。一方、盛土から離れるにしたがって、軟弱地盤の側方流動に伴う隆起と、盛土荷重の影響の軽減によって変形角は水平距離が 20~40m 付近でピーク迎え 70m 付近で変形角の変化はほとんどなくなる。このピーク変形角の最大値は、側方流動が大きくなる盛土施工直後（累計日数 50 日）に生じ、C.A.c で 2.5/1,000, M-Masado で 4.5/1,000 である。ここで、C.A.c は許容値である 3/1,000 以下であることから、C.A.c を盛土材料として利用する場合には、隆起に対しては問題ないことがわかる。また、時間が経過するに従って、圧密沈下が進行するため、この側方流動に起因するピーク変形角は時間とともに小さくなる。



(a) C. A. c



(b) M-Masado

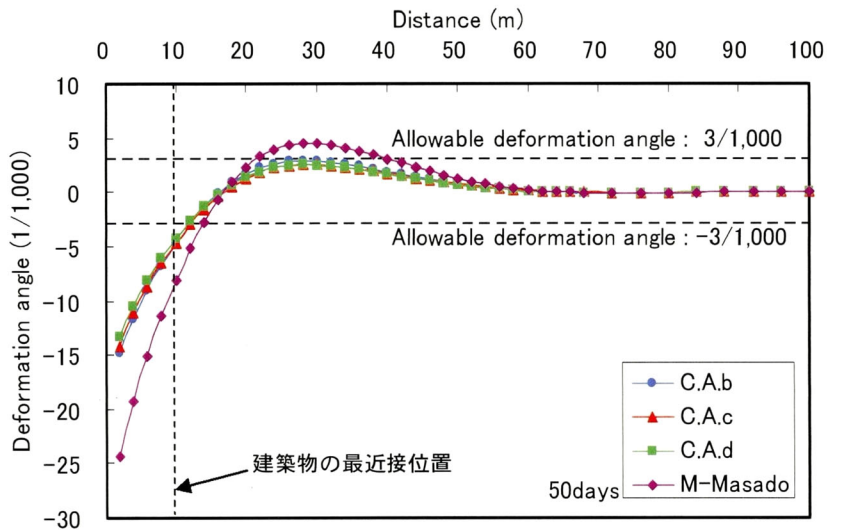
図-4. 3. 11 変形角とのり尻からの距離の関係

図-4. 3. 11 に示したように盛土周辺地盤の変形角は、盛土載荷直後（累積日数 50 日）と最終変形時（累積日数 28,850 日）の間で推移することから、両時期における盛土材料別の変形角の比較を行った。その結果を図-4. 3. 12 に示す。

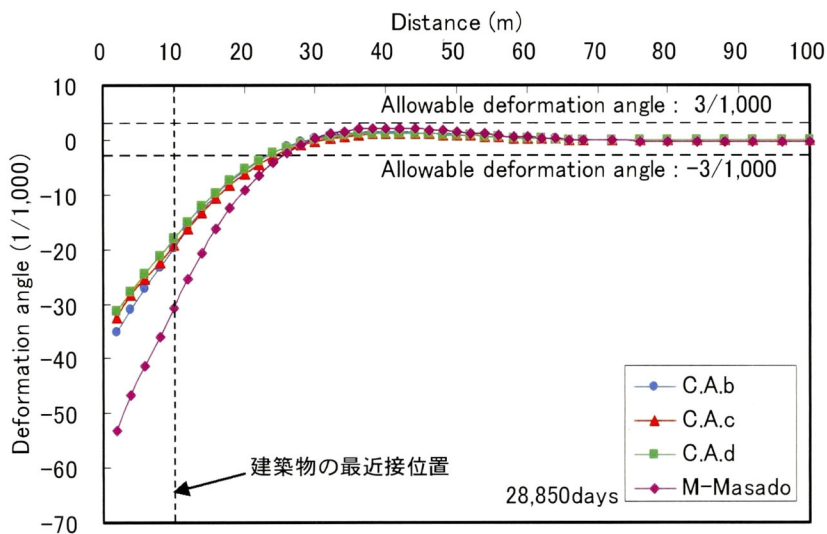
盛土施工直後（累積日数 50 日）では M-Masado は、のり尻付近および変形角のピーク付近ともに、変形角がクリンカアッシュと比較してかなり大きい。また、最終変形時（経過日数 28,850 日）においては、のり尻付近の変形角は、M-Masado が大きいものの、水平距離 20~40m 間の変形角のピーク付近では、クリンカアッシュとの変形角の差は縮まる。ク

リンカアッシュを試料別に比較すると、それぞれ大きな差はないが、盛土中央部沈下量やのり尻の水平変位が大きかった C.A.b の変形角が僅かに大きく、次いで C.A.c, C.A.d の順となる。

これらの結果より、本解析のモデル地盤では、クリンカアッシュを盛土材料として採用した場合であっても、許容値を満足しない。しかし、M-Masado と比較して、変形角は小さく、側方流動に伴う盛土隆起に関しては、いずれの距離においても許容値を満足している。また、クリンカアッシュは、24m 以上の離隔距離があれば、許容値を満足するが、M-Masado は、変形角のピーク部分も許容値を満足しないため、40m 以上離隔しなければ、許容値を満足しない。このように、クリンカアッシュを盛土材料として採用することにより、地表面の変形角を軽減することが可能であり、近接施工対策として有効であることがわかる。



(a) 累積日数 50 日



(b) 累積日数 28,850 日

図-4.3.12 盛土材料別の変形角とのり尻からの距離の関係

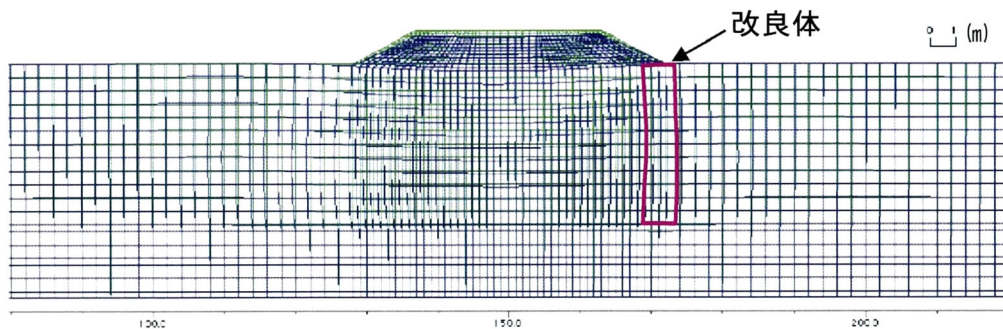
4.3.3 対策時の検討

クリンカアッシュおよび M-Masado とともに、無対策では許容変形角を満足しないため、深層混合処理工法により盛土荷重の周辺地盤への応力伝播を軽減することとした。なお、本解析では、建築物は右側のり尻から 10m 離隔した位置に存在するものとして検討を進めている。また、対策工は、クリンカアッシュおよび M-Masado とともに、右側のり尻から深層混合処理杭を 1 列ずつ盛土内に増加して解析することとした。なお、無体策の解析でクリンカアッシュの各材料で大きな違いがなかったことから、代表材料として C.A.c に対して検討を進めている。

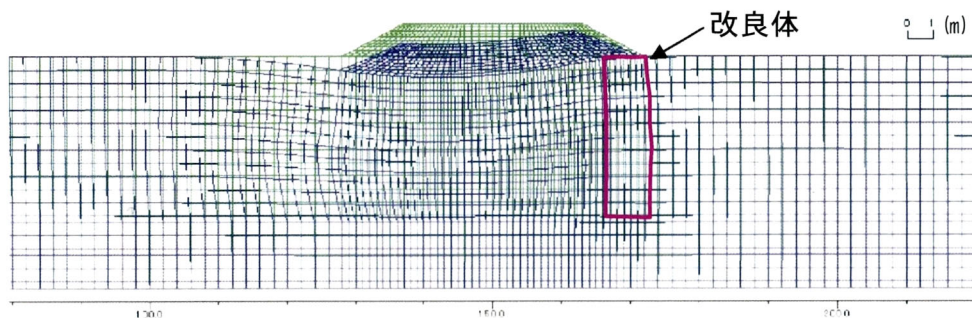
(1) 変形

図-4.3.13 にクリンカアッシュおよび M-Masado を盛土材料とし、深層混合処理工法により、下部砂礫層(Ls)の上端までの軟弱地盤をセメント改良した場合の最終変形図を示す。改良幅は、それぞれ、許容変形角を満足する 4m および 7m である。

それぞれの変形は、深層混合処理杭の応力遮断効果により、盛土右側のり尻部で軽減されている。また、深層混合処理杭も側方流動や盛土の沈下の影響を受け、右側に若干張り出すような挙動を示す。なお、改良体の安全率は、本解析のすべてのケースにおいて許容安全率 1.2 を満足しており、改良体の破壊は生じないことを確認している。



(a) C.A.c



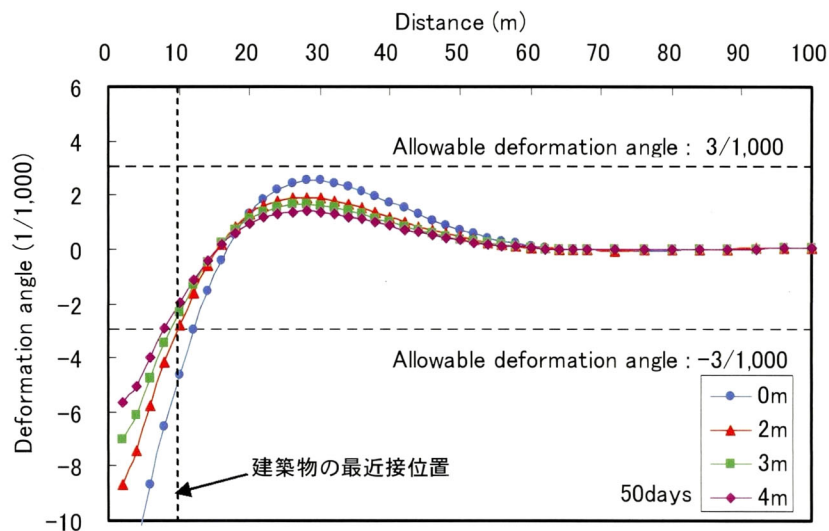
(b) M-Masado

図-4.3.13 改良時の地盤変形図（最終形状時）

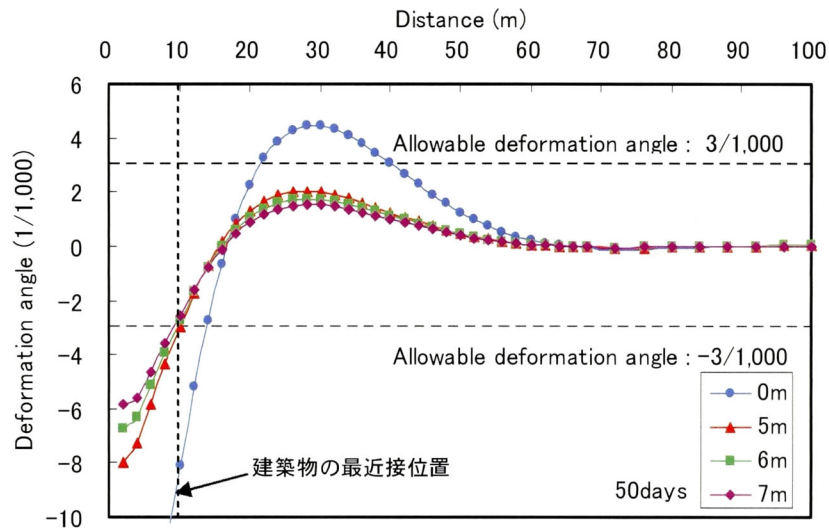
(2) 盛土周辺地盤の変形角

図-4.3.14 および図-4.3.15 にクリンカアッシュ (C.A.c) および M-Masado の盛土施工直後 (累積日数 50 日), 最終変形時 (累積日数 28,850 日) の盛土のり尻からの距離と変形角を改良幅ごとに示している。

いずれの盛土材料においても対策を行うことにより, 変形角が大幅に軽減されていることがわかる。また, 隆起箇所の変形角のピークは, 盛土施工時および最終変形時のいずれの時期においても, 改良幅が狭い段階で許容値を満足するが, 離隔距離 10m の位置の最終変形時の変形角が大きく, これが改良幅の決定を左右することがわかる。

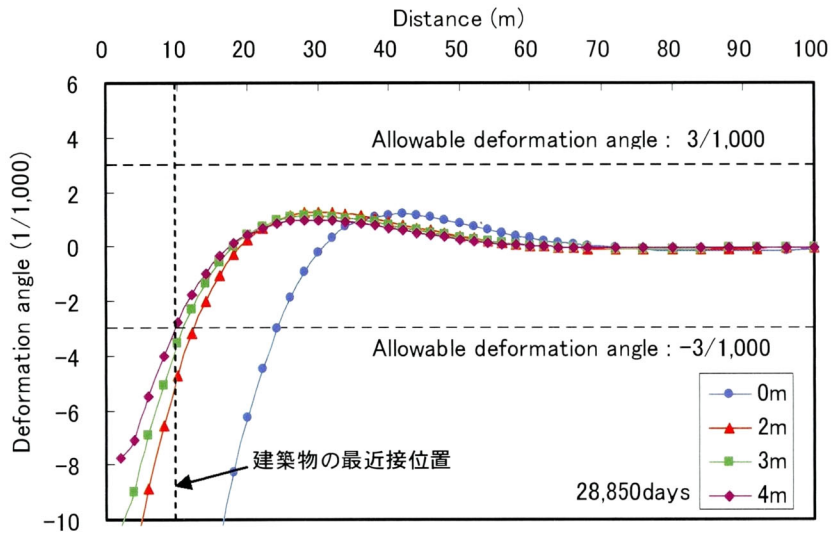


(a) C. A. c

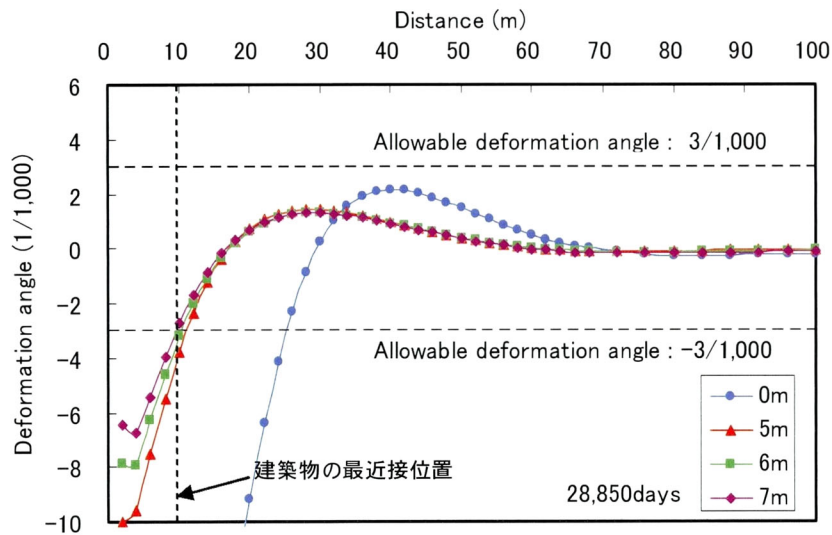


(b) M-Masado

図-4.3.14 改良幅ごとの変形角とのり尻からの距離の関係 (盛土施工直後: 累積日数 50 日)



(a) C. A. c



(b) M-Masado

図-4. 3. 15 改良幅ごとの変形角とのり尻からの距離の関係
(最終変形：累積日数 28, 850 日)

最終的にクリンカアッシュを盛土材料とした場合には、変形角の許容値を満足するためには、深層混合処理杭の改良幅は4m必要であり、M-Masadoを使用した場合は7mの改良幅が必要である。したがって、今回の解析では、クリンカアッシュを採用することにより、3m分の改良幅を減少させることができ、クリンカアッシュを盛土材料として使用することの有効性を確認することができた。

4.4 補強土壁の裏込め材料に関する適用性の検討

クリнкаアッシュは、これまでに行ってきた材料試験結果から考えると軽量で、せん断強度が大きいことから、水平土圧の低減や補強材の引抜き抵抗力の増加が見込めるため、補強土壁への適用が可能と考えられる。しかし、これまでの既往研究では、補強土壁工法に対して検討された事例^{8)~10)}はいくつかあるにすぎない。本節では、代表的な補強土壁の中からテールアルメ補強土壁工法を選定し、検討を進めた。なお、クリнкаアッシュを裏込め材料として検討する場合の補強材の補強効果は、これまで、砂質土と同様な見かけの摩擦係数を採用していたが、本研究では、引抜き試験により確認することとし、この結果を利用して現行設計法に基づき、クリнкаアッシュの有効性を検討することとした。現行設計法に基づき検討を進めたのは、クリнкаアッシュの補強土壁工法への速やかな普及を期待しているためである。

4.4.1 検討する補強土壁工法の選定

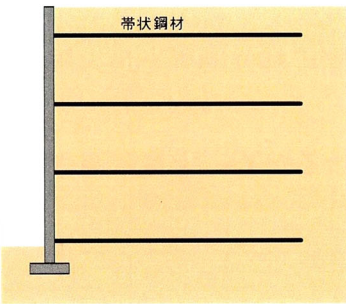
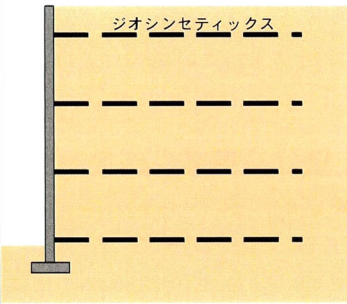
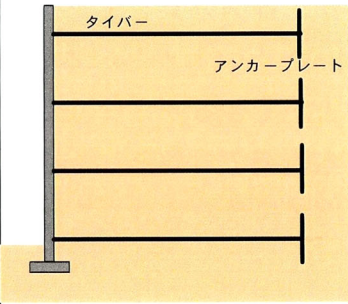
補強土壁は、盛土中に補強材を敷設することで垂直に近い壁面を構築する土留め構造物のことである。補強土壁の原理は、垂直に近い壁面に作用する水平土圧に対して、盛土内に配置した補強材の引抜き抵抗力によって釣り合いを保ち、土留め壁としての効果を発揮させるものであり、以下のような特徴を持っている。

- ・ 特に都市部や山岳部のように用地に制限がある場所において垂直に近い壁面を持つ盛土を構築できる。
- ・ 補強材の種類によって変化するが、補強効果を発揮するためには、ある程度の変形を許容する柔な構造である。
- ・ 柔軟な構造であるため、従来の擁壁では杭基礎を必要とした比較的軟弱な地盤においても、直接基礎を適用することが可能である。
- ・ 兵庫県南部地震等の大地震でも明らかなように、耐震性に優れている。
- ・ 近年になって、鉄道分野などでは橋台としての適用も進められており、設計法も紹介されている¹¹⁾。

補強土壁は、表-4.4.1 に示すように「テールアルメ補強土壁工法」、「ジオシンセティックス補強土壁工法」、「多数アンカー式補強土壁工法」に大別できるが、補強材や壁面工の種類によって多種の工法が存在し、設計の考え方は、基本的には各工法のマニュアルによることとなる。

本研究では、現場引抜き試験の機会を得たこと、および、これまでの施工実績が多く、今後も採用が期待できる「テールアルメ補強土壁工法」について検討することとした。

表-4.4.1 代表的な補強土壁工法とその原理

工法名	テールアルメ補強土壁工法	ジオシンセティックス補強土壁工法	多数アンカー式補強土壁工法
分類	帯鋼補強土	ジオシンセティックス補強土	アンカー補強土
補強材	メッキ処理を施した帯状鋼材（溶融亜鉛メッキHDZ35）	主に高分子素材からなるジオシンセティックス	メッキ処理を施したアンカープレート付鉄筋（溶融亜鉛メッキHDZ55）
壁面材	鉄筋コンクリートパネル（分割式）	鋼製枠，無筋コンクリートブロック（分割式）	鉄筋コンクリートパネル（分割式）
工法原理			
	<ul style="list-style-type: none"> 帯状補強材の摩擦抵抗による引抜き抵抗で土留め効果を発揮させる。 	<ul style="list-style-type: none"> ジオシンセティックスの摩擦抵抗による引抜き抵抗で土留め効果を発揮させる。 	<ul style="list-style-type: none"> アンカー補強材の支圧抵抗による引抜き抵抗で土留め効果を発揮させる。
特徴	<ul style="list-style-type: none"> 盛土材は、砂質土を用いることが原則とされている。 最も古くに考案された補強土壁工法であるため、実績が多い。 引抜き特性は、土質に応じた既往の研究成果より求める。 	<ul style="list-style-type: none"> 盛土材の適用範囲が広い。 補強材は、主に高強度の合成樹脂を素材としており、耐酸性、耐アルカリ性に優れ、鋼製補強材に比べて腐食の心配が少ないが長期的なクリープ特性が懸念される。 引抜き特性は、三軸圧縮試験を補正して求めることができる。 	<ul style="list-style-type: none"> 盛土材の適用範囲が広いため、建設現場発生土の有効利用を前提とした計画が出来る。 ターンバックルにて壁面調整が可能である。 引抜き特性は、すべり線法により求める。

4.4.2 ストリップとクリンカアッシュの摩擦特性

本研究では、クリンカアッシュを裏込め材料としたテールアルメ補強土壁の解体に先立ってストリップの現場引抜き試験を実施する機会を得た。本研究におけるストリップの引抜き試験は以下の点で意義深いものである。

- ・ 実物大のテールアルメ補強土壁に裏込め材料としてクリンカアッシュを使用した場合のストリップの引抜き試験を実施することは、非常に貴重であり、今後の適用にあたって有効なデータとなる。
- ・ これまで、供用中のストリップの引抜き試験を実施した事例はいくつか見受けられるが、補強効果を確認する程度まで、つまり、完全に引抜くことができない場合が多かった¹²⁾。しかし、本研究ではこれが可能となり、実際の補強効果を最大限評価することができる。
- ・ 本研究で対象とした補強土壁は、壁高さが変化しているため、土被り高さに対応した摩擦係数を求めることができる。

(1) 試験概要

本研究では、解体前のテールアルメ補強土壁のストリップの引抜き試験を主目的としたが、その後の評価に必要な試験もいくつか実施している。これらの試験項目と目的を表-4.4.2に示す。なお、本テールアルメ補強土壁の工事竣工は平成16年9月30日で、引抜き試験は平成22年10月5日に実施している。したがって、補強土壁完成から引抜き試験の実施までは、6年程度経過していることとなる。

表-4.4.2 試験項目および目的

試験項目	目的
ストリップの現場引抜き試験	ストリップの引抜き抵抗力を測定し、見かけの摩擦係数を求める。
現場密度試験	裏込め材料として利用されているクリンカアッシュの湿潤密度および乾燥密度を求め、土被り圧の算定や三軸圧縮試験の供試体の密度設定に利用する。
物理試験 (粒子密度, 含水比, 粒度)	各試験孔や現場密度試験時のクリンカアッシュの物理特性を求め、本研究で利用した材料と比較する。
圧密排水 (CD) 三軸圧縮試験	現場密度試験結果を利用してクリンカアッシュの静的せん断特性を確認する。

(2) 試験位置

図-4.4.1 に試験箇所平面図を示す。図中の試験ナンバーは、引抜き試験および現場密度試験の盛土高さの高い順に設定している。また、図-4.4.2 の側面図には、実際の引抜き試験の実施箇所を示している。試験箇所は、ボックスの影響を避けるとともに、土被り厚さが異なる4箇所を選定した。なお、それぞれの試験箇所では、右側(R)、左側(L)の2ポイントで試験を実施し、試験精度を高めている。

当地のテールアルメ補強土壁は、主要道路の乗り越えを目的に構築されており、壁高は徐々に増加し、最大6mまで構築されている。また、壁面はコンクリートスキンで、補強材は長さL=4.0~5.0mの高強度リブ付きストリップが敷設されている。この内、引抜き試験を実施したのは、長さL=4mおよび4.5mのストリップである(図-4.4.2参照)。

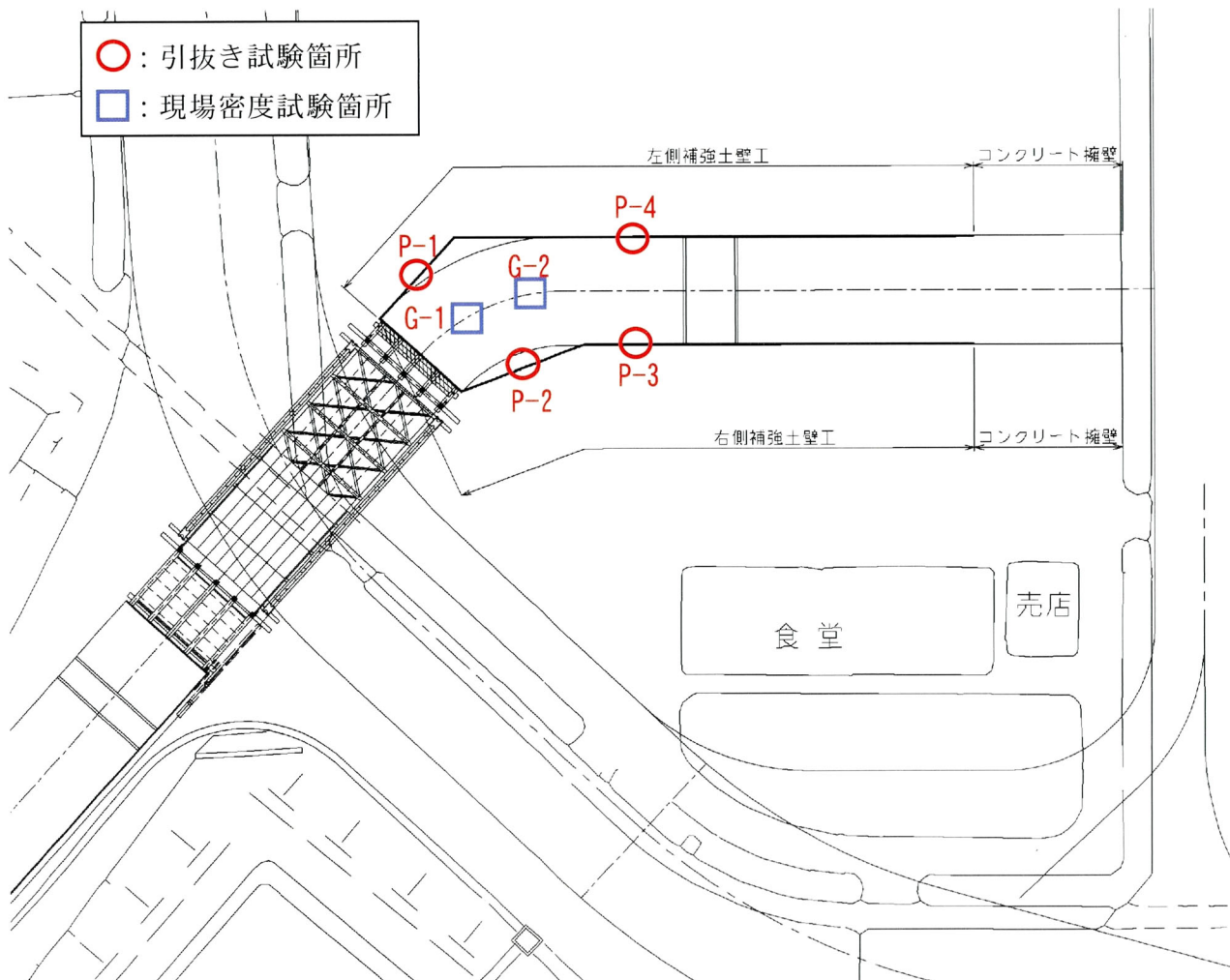
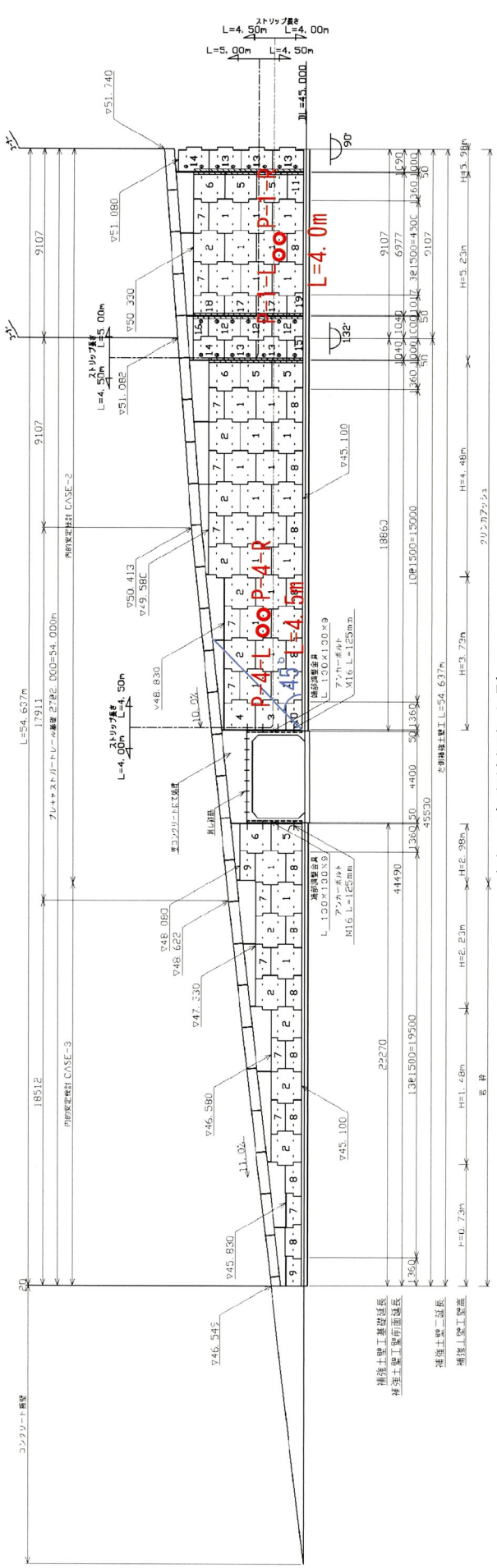
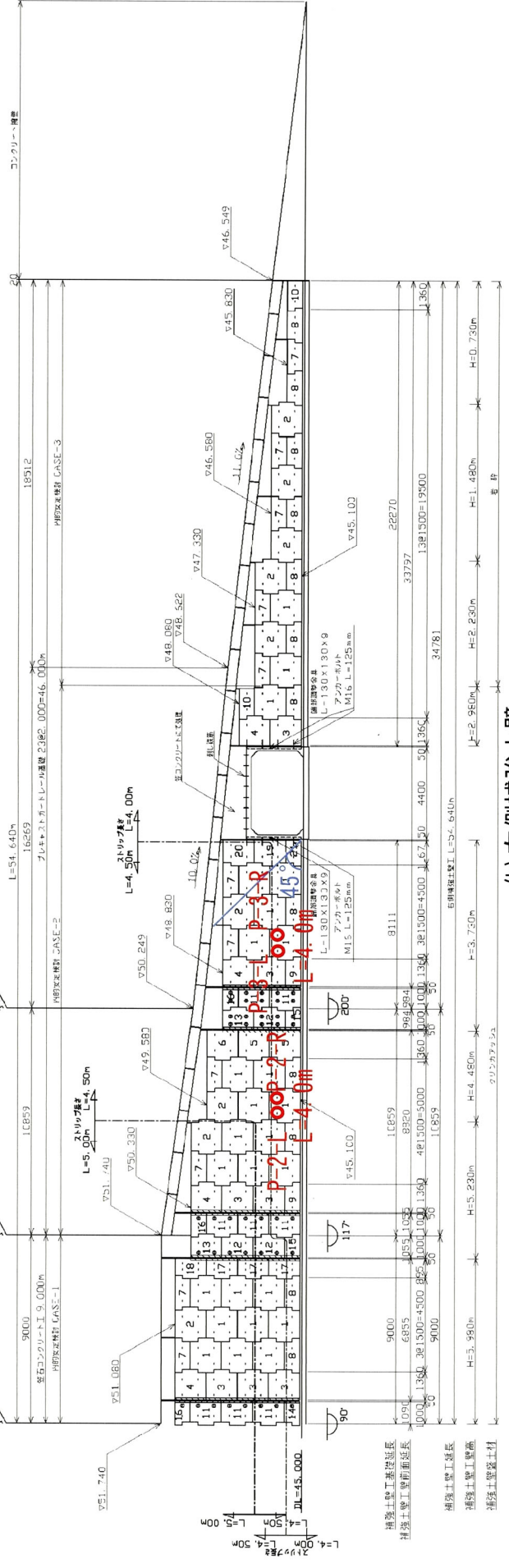


図-4.4.1 試験箇所平面図 (S=1/600)



(a) 左側補強土壁



(b) 右側補強土壁
図-4.4.2 側面図 (S=1/300)

(3) 試料

補強土壁の裏込め材料は、C.A.a および C.A.e を混合したものであるが、その配合割合は明確でない。現地のクリンカアッシュの物理特性および JIS A 1214（砂置換法による土の密度試験方法）に基づく現場密度試験結果を表-4.4.3 に示す。現地のクリンカアッシュの粒子密度は、2.12~2.17g/cm³ であり、本研究で取り扱っているクリンカアッシュと同程度であった。

また、現地の裏込め材料は、どの程度の密度を目標に締め固められたかは明確ではないが現場密度試験結果によれば、乾燥密度 ρ_d は 1.055 g/cm³ であった。これは、本研究で取り扱っている C.A.a~C.A.f の締め固め度が 90%の時の乾燥密度が 0.872~1.042 g/cm³ であったことを考えると締め固め度は 90%以上であったものと推測される。

各採取試料の粒度分布を図-4.4.3 に示す。図中には、先に若槻・田中ら¹³⁾が全国 15 箇所の石炭火力発電所から収集した 60 試料のクリンカアッシュの粒径加積曲線の範囲を破線で示しているが、原位置の試料も、ほぼこの範囲に入る。ただし、図-3.3.2(a) に示している本研究で取り扱った C.A.a~C.A.f の試料よりも細粒分が 10%程度多いようである。これは、裏込め材料として締め固め施工される過程で細粒化した可能性が考えられる。

なお、土研センター¹⁴⁾では、図-4.4.4 に示すように盛土材料としての適用範囲を主に粒度分布に対して示している。これは、後述する図-4.4.13 の見かけの摩擦係数と土被りの関係にも示しているように盛土の細粒分がストリップの見かけの摩擦係数に大きく影響しているためである。図-4.4.3 によれば、当地のクリンカアッシュの細粒分は、最大で 21% であり、図-4.4.4 に示す [A₁] に分類され、テールアルメ補強土壁工法への適用にあたって、問題となる試料ではないことがわかる。

表-4.4.3(a) 物理特性

Sample	ρ_s (g/cm ³)	d_{50} (mm)	U_c	w (%)
P-1-R	2.113	1.13	71.2	16.6
P-1-L	2.133	1.08	81.3	15.3
P-2-R	2.124	1.11	80.0	16.0
P-2-L	2.169	0.79	54.0	16.8
P-3-R	2.142	1.07	68.8	15.7
P-3-L	2.128	0.89	63.8	15.1
P-4-R	2.120	1.27	69.0	16.0
P-4-L	2.120	2.71	64.5	14.8
G	2.131	1.36	58.9	12.3

表-4.4.3(b) 現場密度試験結果

Sample	ρ_t (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	w (%)
G	1.193	1.055	13.1

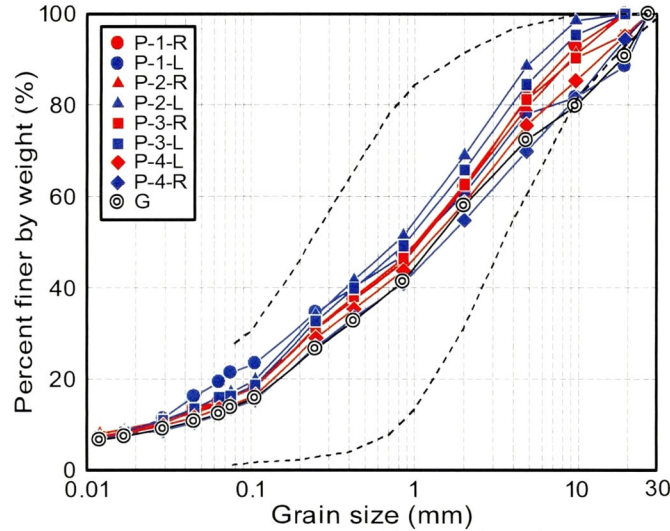


図-4. 4. 3 裏込め材の粒度分布

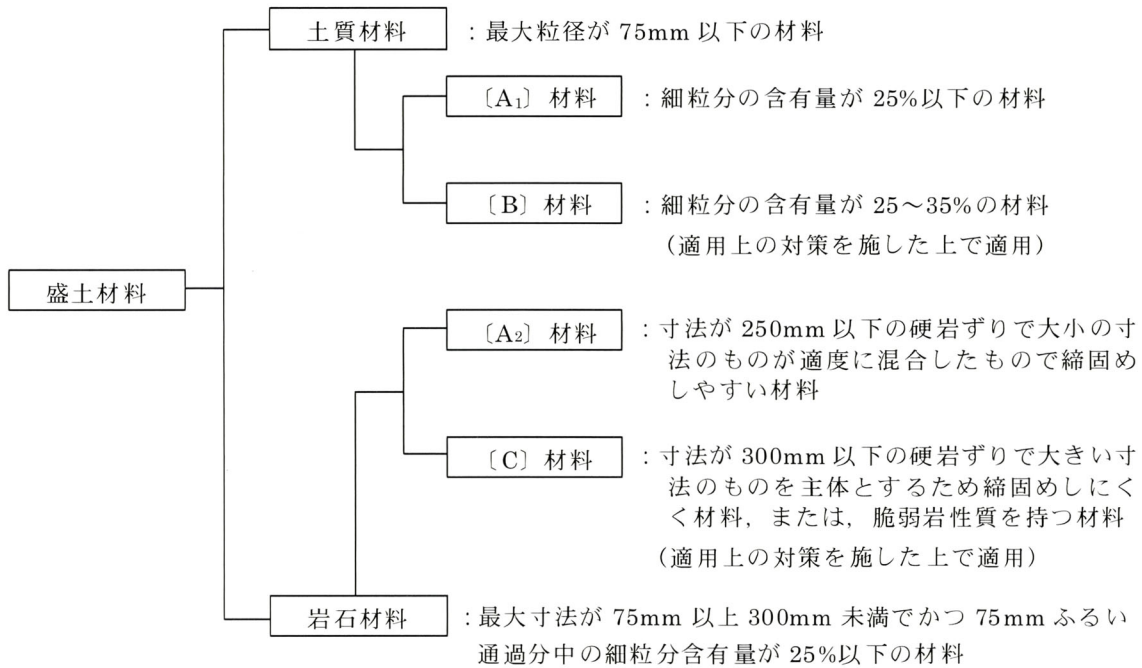


図-4. 4. 4 盛土材料の適用範囲

現場密度試験結果で求めた密度で作製した供試体に対する三軸圧縮試験の結果を図-4. 4. 5 および図-4. 4. 6 に示す。現場より採取した試料のモール円は、図-4. 4. 5 に示すとおりであり、「3.5.3 静的せん断特性」で述べたと同様、破壊崩落線は、原点を通らず、見かけの粘着力が発生している。また、図-4. 4. 6 には、有効拘束圧とセカントアングルの関係を示しているが、これも、前述したように、有効拘束圧の増加に伴いセカントアングルは低下していることが伺える。ただし、有効拘束圧が 50kPa の付近では、セカントアングルは他の試料と比較して小さい。これは、裏込め材料として締固め施工された試料を掘り起こして供試体を再構成したため、二度の粒子破碎に伴う細粒化が影響している可能性

がある。

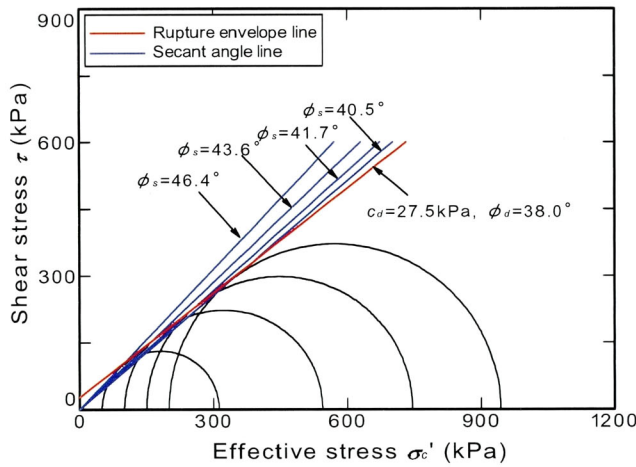


図-4.4.5 モール円

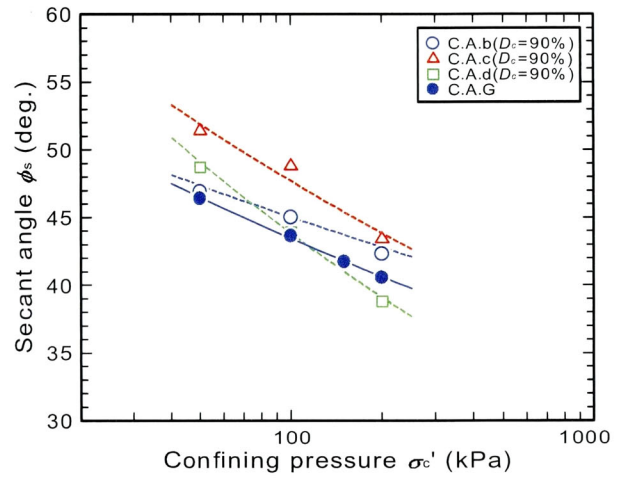


図-4.4.6 有効拘束圧とセカントアングルの関係

(4) 引抜き試験方法

ストリップの引抜き試験は、図-4.4.7に示す方法で実施している。

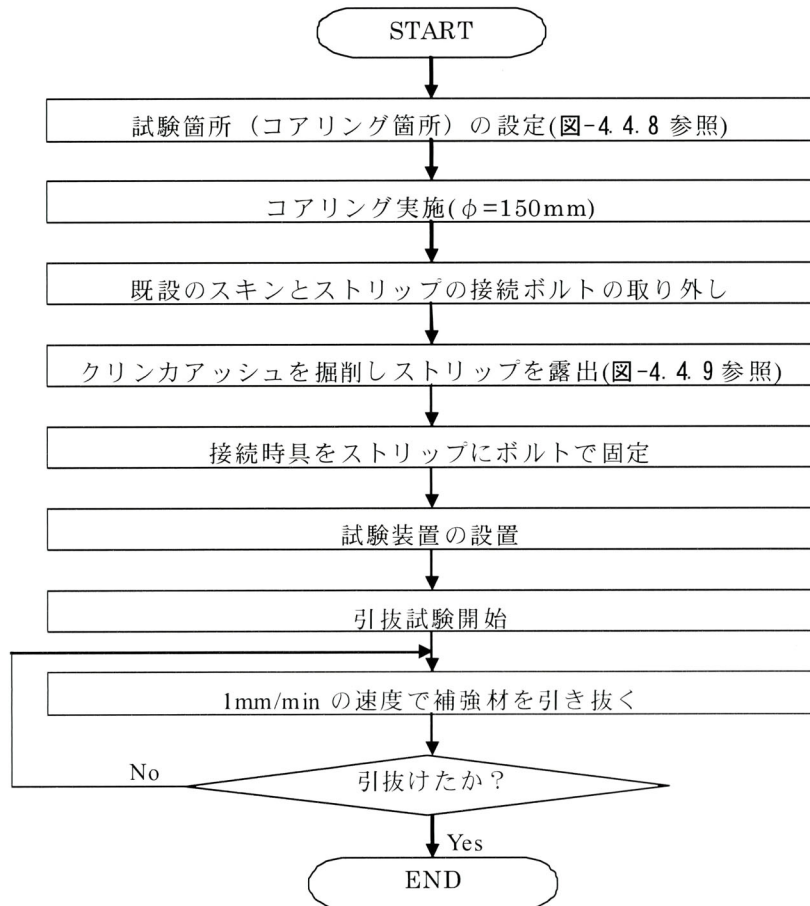


図-4.4.7 引抜き試験のフロー

試験対象箇所では、作業性の向上のため、図-4.4.8に示すようにコンクリートスキンを3箇所コアリングした後、図-4.4.9に示すように裏込め土であるクリнкаアッシュを掘削して、ストリップを露出させた。

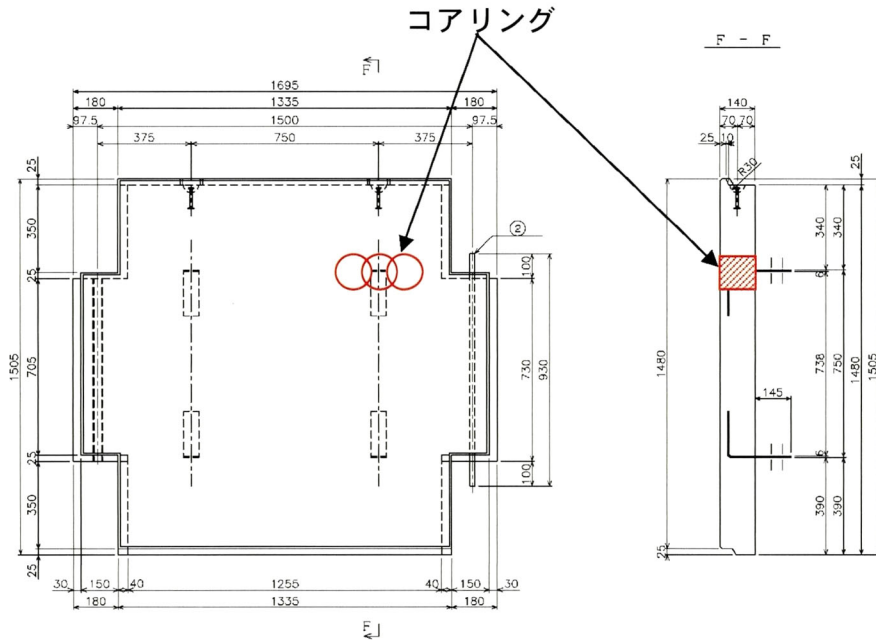


図-4.4.8 コアリング箇所 (S=1/30)

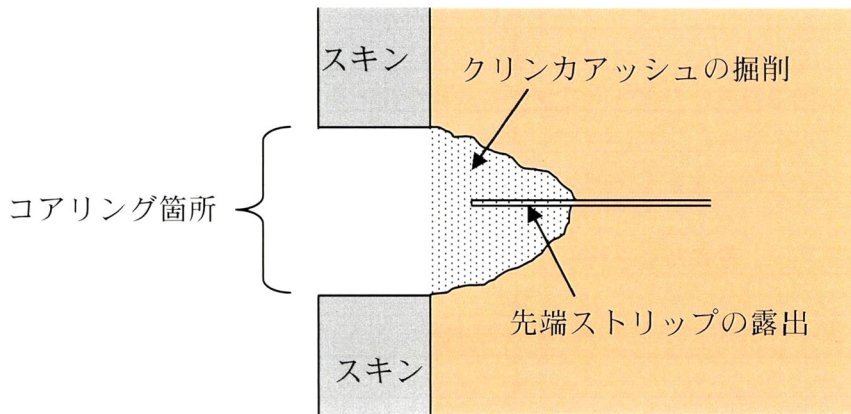


図-4.4.9 クリнкаアッシュの掘削とストリップの露出方法

引抜き試験の概略図および試験状況を図-4.4.10および写真-4.4.1に示す。試験は、油圧ジャッキと結合したボルトを介してストリップを引抜くものであり、そのときの引抜き荷重をロードセルで測定した。また、引抜き時の変位は、試験用ボルト後端部に設置した変位計で計測した。これら測定した荷重および変位は、静ひずみ測定器を介して1データ/20秒ごとにパソコンに取り込んだ。各器機の性能を表-4.4.4に示すとおりである。

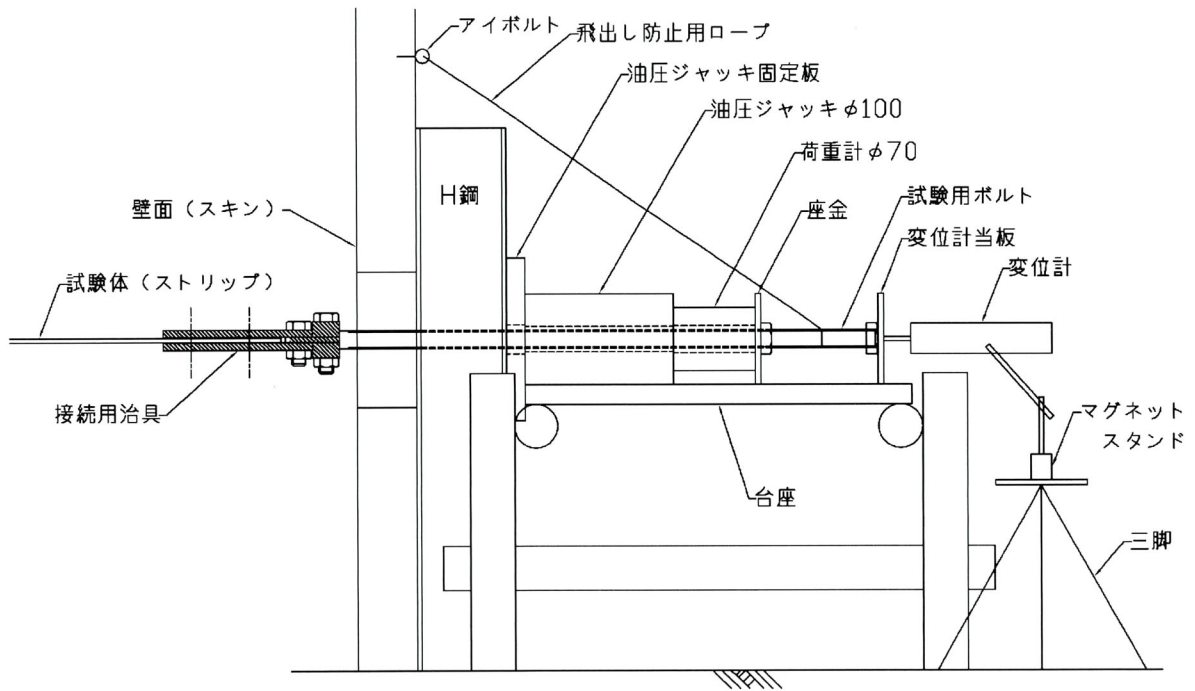


図-4.4.10 引抜き試験装置概略図



写真-4.4.1 引抜き試験装置

表-4.4.4 計測装置

計測項目	機器名称	型式	備考
荷重	ロードセル	CLC-200kNA	容量：200kN
変位	変位計	CDP-50	容量：50mm
測定	静ひずみ測定器	TDS-303	デジタル式
加圧装置	油圧ジャッキ	SC2-40	容量：200kN

(5) ストリップ

ストリップには、「リブ付きストリップ」と「高強度リブ付きストリップ」および「平滑ストリップ」があるが、現地で敷設されているのは、現在、最も良く使用されている図-4.4.11 に示すような「高強度リブ付きストリップ」であった。リブは、図示するように高さ 3mm の山形で、ストリップに一定間隔で加工されている。これは、ストリップと裏込め材料の摩擦抵抗を大きくするためのものである。高強度リブ付きストリップの材料特性を表-4.4.5 に示す。なお、通常、テールアルメ補強土壁には、腐食防止のため、亜鉛メッキが施されている場合が多いが、本現場では、施工後、数年たって取り壊される計画であったため、メッキはされておらず、現場のストリップは、錆を帯びている状態にあった。

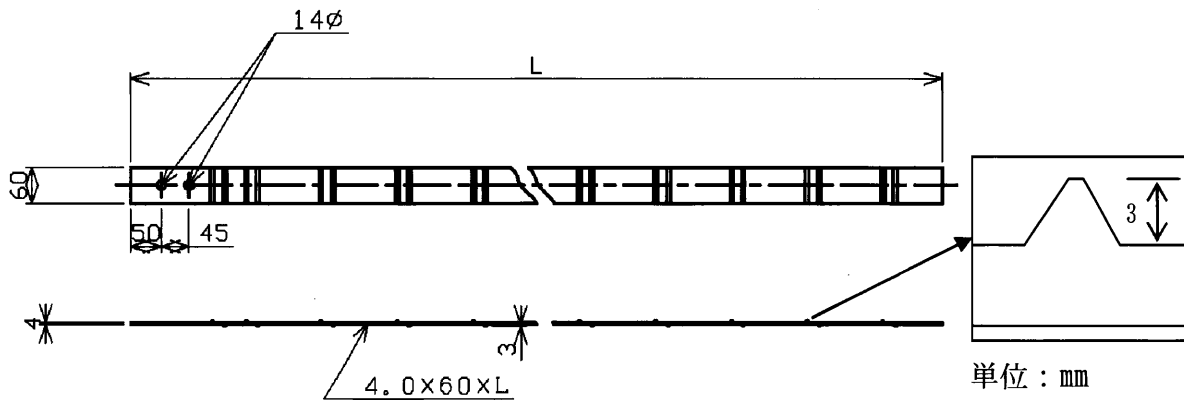


図-4.4.11 高強度リブ付きストリップの形状，寸法

表-4.4.5 高強度リブ付きストリップの材料特性

種類の記号	許容応力度 (N/mm ²)	降伏応力度 (N/mm ²)	鋼材の寸法 (mm)
	鋼材の厚さ 16mm 以下	鋼材の厚さ 16mm 以下	
SM490A	185	325 以上	試験片の厚さ 5 以下

(6) 試験結果

図-4.4.12に引抜き力と変位の関係を示す。いずれの曲線も6~8mm付近までは、引抜き力と変位は、ほぼ直線的な関係を示す。その後、明瞭な変曲点が現れ、変位が進行しても引抜き力の増加量は小さい。これは、前半の直線部分では、引張荷重がストリップの壁面側から土中の奥行き方向まで順次伝達されている過程にある状況と考えられる。一方、変曲点以降は、ストリップが引抜きを伴いながら引張荷重に抵抗しているものと考えられる。

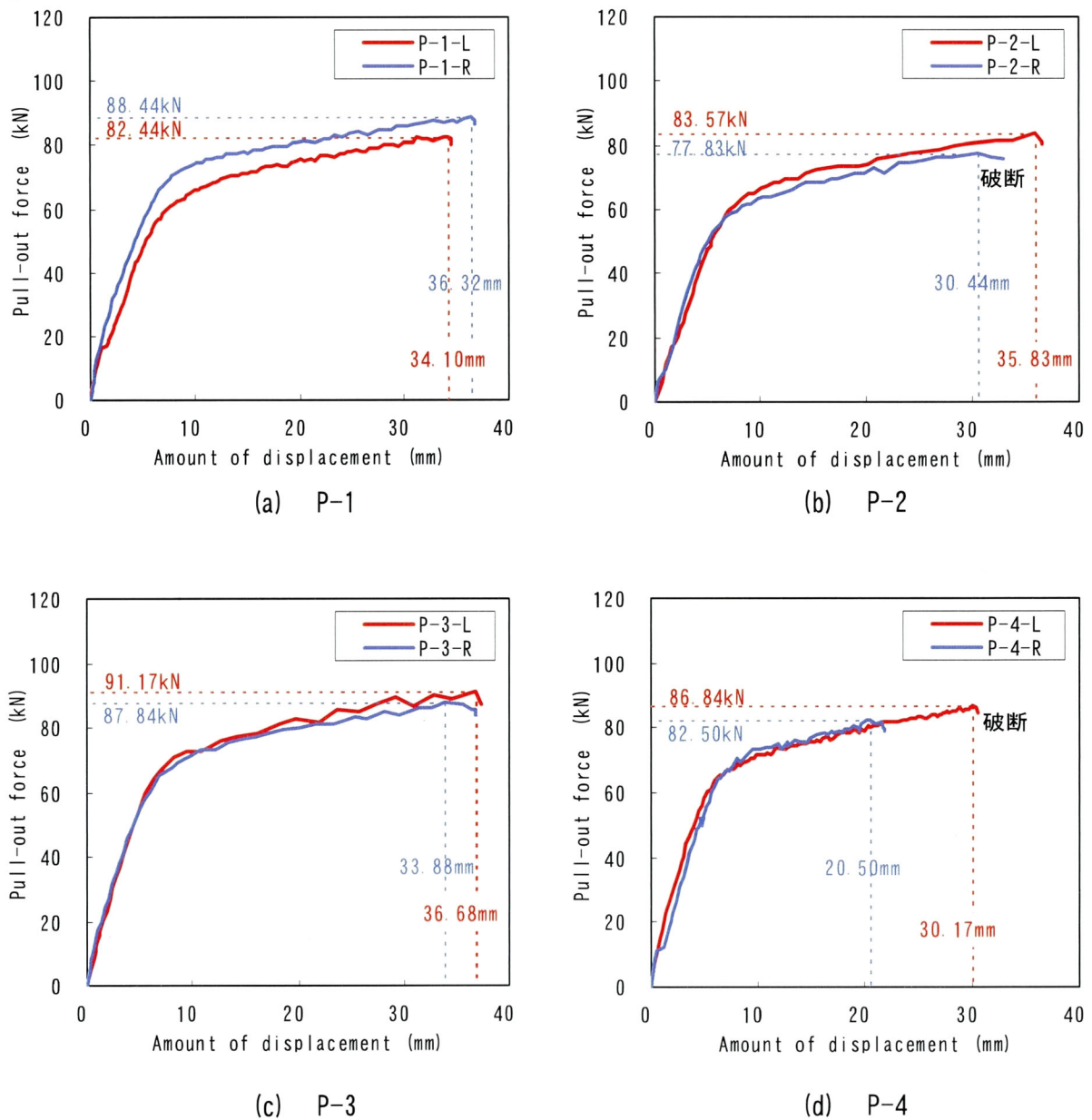


図-4.4.12 引抜き試験結果

また、本試験では、P-2-R および P-4-L でストリップのボルト結合部が破断したが、これ以外の箇所への引き抜き力は、82.5～91.7 kN であった。ストリップの結合部以外の降伏強度は、設計上、78.0kN 以上が想定されており、いずれの箇所においても、これより大きな引抜き力が得られている。一方、ボルト結合部では、コンクリートスキンにストリップをボルト結合させるため、図-4.4.11 に示したように、直径 14mm のネジ穴が2箇所空いており、この部分がストリップの最も弱い箇所となる。ボルト結合部の降伏強度は、設計上、58.5kN 以上見込まれている。本試験で破断したボルト結合部であるが、それぞれの破断強度は、77.83kN および 86.84kN であったことから、ボルト結合部の降伏強度よりも十分に大きい。したがって、当地のストリップは、本体およびボルト結合部のいずれの箇所においても、設計上必要な強度を満足しており、錆による断面損傷の影響は、小さかったものと考えられる。

なお、引抜き試験時には、隣り合うストリップとの間隔が 75cm であったため、最初に引抜かれたストリップが周辺地盤を乱し、次に引抜かれるストリップの引抜き力が低下する可能性もあったが、同一箇所の試験結果は、ほぼ同様な挙動を示しており、影響はほとんどなかったものと考えられる。

図-4.4.13 は、ストリップの引抜き試験から求まる見かけの摩擦係数 f^* と土被り高さ Z の関係を示している。図中には、橋本¹⁵⁾によって示された種々の自然土を裏込め材料として使用した場合の見かけの摩擦係数、小川・川口ら⁸⁾や池田・澄川ら⁹⁾によって求められたクリンカアッシュを裏込め材料として使用した場合の見かけの摩擦係数および土研センター¹⁴⁾が示している設計定数としての摩擦係数も示している。なお、図中には、小川・川口らと池田・澄川らおよび本試験の平均直線も示している。

また、表-4.4.6 には、見かけの摩擦係数を求めた計算結果も示している。なお、見かけの摩擦係数は、次式により求まる。

$$f^* = \frac{P_{max}}{2 \cdot \sigma_v \cdot b \cdot L_e} \quad (4.4.1)$$

ここに、

f^* ：見かけの摩擦係数

P_{max} ：最大引抜き力(kN)

σ_v ：着目するストリップの上方にある土の重量を主とする鉛直応力(kN/m²)

b ：ストリップの幅(m)

L_e ：摩擦抵抗力に対して有効と見なすストリップの長さ(m)

である。ここで、見かけの摩擦係数は、最大引抜き力に対して整理しているが、橋本¹⁵⁾によれば、ストリップの引抜きに対する安全率は、常時 $F_s=2.0$ 、地震時 $F_s'=1.2$ であり、常

時においては、大きな変位が発生することは、まず無いという考え方に基づいているとしている。図-4.4.12に示した本研究における現場引抜き試験結果でも、この安全率であれば、4mm前後といった僅かな変位しか生じないこととなる。

図-4.4.13中の橋本¹⁵⁾が示した自然土の見かけの摩擦係数については、SM(細粒分40%)およびVH₂(関東ローム)といった細粒分の多い土は、データが少ないものの内部摩擦角が小さいため、見かけの摩擦係数も非常に小さくなっていることがわかる。他の砂質土系の土は、ばらつきがあるものの比較の見かけの摩擦係数は高く、土研センター¹⁴⁾が示す設計値がこの下限値付近に位置している。なお、見かけの摩擦係数が土被りが高くなるにしたがって低下し、一定値に近づく傾向にある。これは、曾田¹⁶⁾が示しているように「摩擦面が潤滑な場合や木と金属とを摩擦するといった異材質間の場合、摩擦係数は、鉛直力が極めて小さい時は非常に大きくなり、鉛直力が増加するに従い、次第に低下してある一定値に漸近する傾向をとる」といった現象が盛土材料とストリップにも生じているものと考えられる。この見解は、橋本¹⁵⁾にも示されている。

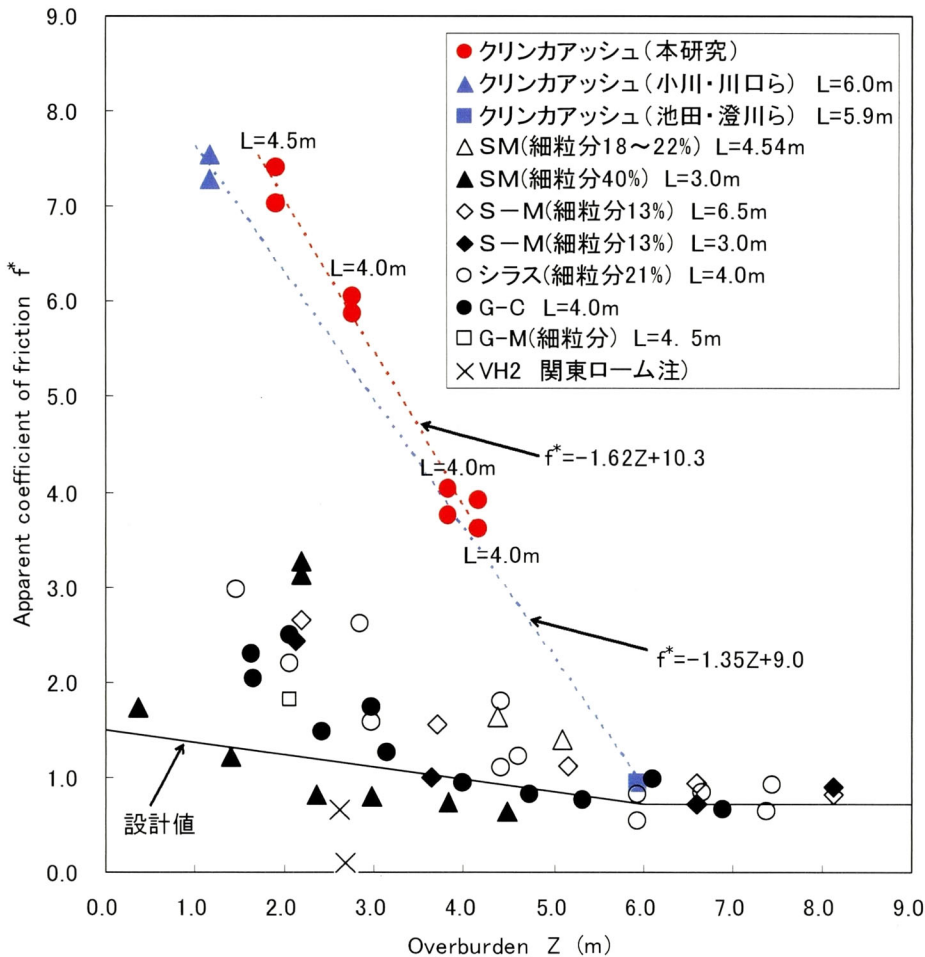
一方、本研究で得られた見かけの摩擦係数は、自然土と比較して、かなり大きく、最大で6倍程度の値を示している。これは、クリнкаアッシュの粒子形状の複雑さに起因するストリップおよびこれに付随するリブとのかみ合わせの良さが影響しているものと考えられる。さらに、これに伴いダイランシーも発生することから、ストリップ周辺のクリнкаアッシュは膨張するため、ストリップ面に作用する鉛直力が増加する。現行設計法における摩擦係数の算定では、土被りのみを考慮しているが、実際には、それ以上に相当する鉛直応力がストリップに作用することも、見かけの摩擦係数が大きくなった要因と考えられる。

また、本試験で得られた見かけの摩擦係数は、過去に実施された小川・川口ら⁸⁾や池田・澄川ら⁹⁾の研究成果よりも大きめの値を示している。この原因は明確ではないが、既往研究成果では、盛土直後に引抜き試験を行っているのに対して、本試験は、施工後6年程度経過しており、ストリップの表面が錆びていたため、クリнкаアッシュとの摩擦力が増加していたものと考えられる。なお、この現象は、小川¹⁷⁾が実施した施工直後と7年、17年、16年後の試験結果にも示されている。したがって、本試験は、土被り高さの変化に応じた見かけの摩擦力の低下具合を小川・川口ら⁸⁾および池田・澄川ら⁹⁾の試験結果に対して直線関係で補完することが可能なことを示唆した結果であると言える。

このように、クリнкаアッシュは、特に、低土被りのときの見かけの摩擦係数が、自然土と比較して非常に大きく、テールアルメ補強土壁の裏込め材料としての適用性は、かなり高いものと考えられる。ただし、クリнкаアッシュは、他の自然土と比較すると土被りの増加に伴う見かけの摩擦係数の減少量が大きいことに留意しておく必要がある。

また、図-4.4.14は、クリнкаアッシュの引抜き試験および三軸圧縮試験のセカントアングルから求めたせん断面上の垂直応力に対する摩擦係数を示している。なお、小川・川

口ら⁸⁾および池田・澄川ら⁹⁾の試験時の湿潤密度が不明であるため、ここでは、本業務と同様、 $\rho_r=1.19\text{g/cm}^3$ として鉛直応力を求めている。引抜き試験時の摩擦係数は、上述したとおり、土被りが大きくなるにしたがって、 $f=1.0$ 付近まで低下する。また、三軸圧縮試験時は、せん断面上の垂直応力に対して徐々に低下する傾向にある。ここで、着目したいのは、図中の垂直応力 $\sigma_n=71\text{kPa}$ が土被り高さ6m程度に相当し、図-4.4.13で示した土木研究センター¹⁴⁾と同様、土被りが6m以上となると、摩擦係数がほぼ横ばいとなる可能性が高いということである。このように、鉛直応力が大きくなると見かけの摩擦係数が土の $\tan\phi$ (ϕ :土の内部摩擦角)に向かうことは、橋本¹⁵⁾も述べており、非常に興味深い結果を示している。本研究では、高い土被りに対する引抜き試験を実施することはできなかったが、今後は、室内引抜き試験を実施し、大きな鉛直応力における見かけの摩擦係数を得ることで、この点を明らかにすることができると考えられる。



注) この数値は、補強土壁ではなく、これに隣接するブロック積みの中に実験的にストリップ埋設し、これを引き抜いたものである。

図-4.4.13 見かけの摩擦係数と土被りの関係

表-4. 4. 6 本研究における見かけの摩擦係数

試験位置	最大引抜き力 P_{max} (kN)	敷設長 L (m)	ストリップの露出長 L' (m)	有効引抜き長 L_e (m)	ストリップ幅 b (m)	土被り高 Z (m)	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	鉛直応力 σ_v (kN/m ²)	見かけの摩擦係数 f^*
P-1-L	82.44	4.000	0.156	3.844	0.060	4.160	11.9	49.50	3.61
P-1-R	88.44	4.000	0.185	3.815	0.060	4.160	11.9	49.50	3.90
P-2-L	83.57	4.000	0.210	3.790	0.060	3.830	11.9	45.58	4.03
P-2-R	77.83	4.000	0.205	3.795	0.060	3.830	11.9	45.58	3.75
P-3-L	91.17	4.000	0.180	3.820	0.060	2.760	11.9	32.84	6.06
P-3-R	87.84	4.000	0.197	3.803	0.060	2.760	11.9	32.84	5.86
P-4-L	86.84	4.500	0.198	4.302	0.060	1.910	11.9	22.73	7.40
P-4-R	82.50	4.500	0.188	4.312	0.060	1.910	11.9	22.73	7.01

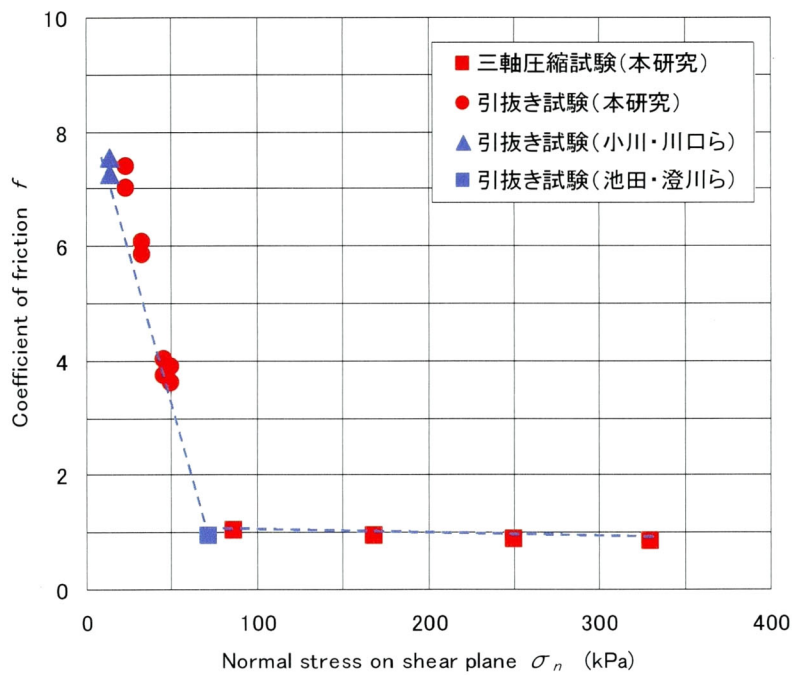


図-4. 4. 14 摩擦係数とせん断面の垂直応力の関係

4.4.3 検討方法

(1) 検討のフロー

テールアルメ補強土壁の検討は、土木研究センター¹⁴⁾の設計法に基づき実施している。検討のフローを図-4.4.15に示す。

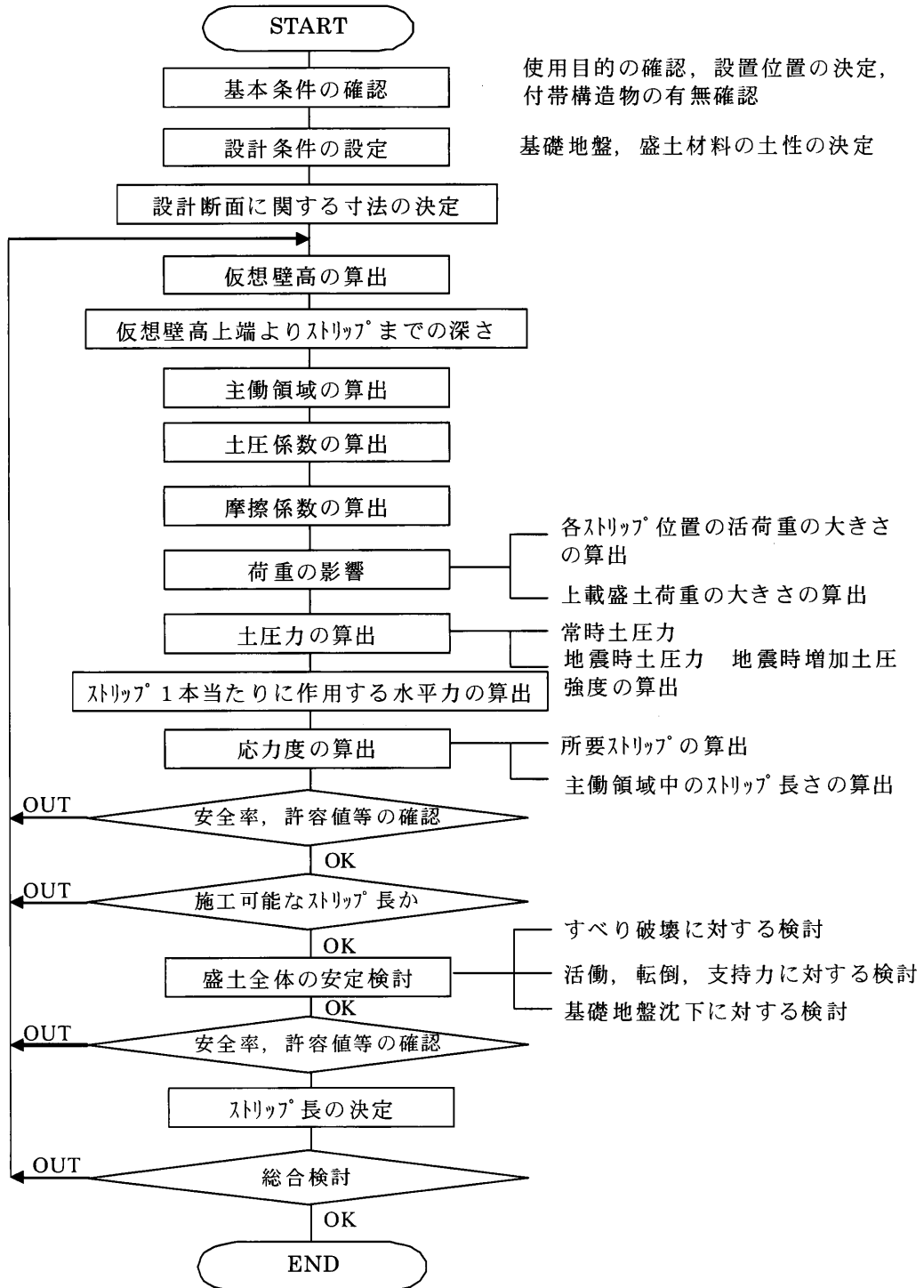


図-4.4.15 テールアルメ補強土壁の設計フロー

(2) 検討ケース

検討は、クリンカアッシュの補強効果が確認できるように一般的に設計で使用する砂質土と比較することとした。また、補強土壁の高さを 5, 10, 15m と変化させて検討を進めることとした。検討ケースを表-4.4.7 に示す。

表-4.4.7 検討ケース

CASE	壁高(m)	盛土材料
1-1	5	クリンカアッシュ
1-2	10	
1-3	15	
2-1	5	砂質土 (一般土)
2-2	10	
2-3	15	

(3) 検討条件

クリンカアッシュを利用したテールアルメ補強土壁の設計は、現場引抜き試験結果やクリンカアッシュの特徴を生かして以下の条件で実施することとした。

- ・ 補強材は、現場引抜き試験と同様な「高強度リブ付きストリップ」とした。
- ・ 交通荷重は 10kPa を考慮した。
- ・ 中規模地震動対応の I 種地盤を想定し、0.12 とした。

ここで、見かけの摩擦係数の算定式は、土研センター¹⁴⁾が示す下式を用いて検討することとした。

$$\left. \begin{aligned} f_i^* &= f_0^* \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + \tan \psi_l \frac{z}{z_0} & Z \leq Z_0 = 6.0\text{m のとき} \\ f_i^* &= \tan \psi_l & Z > Z_0 = 6.0\text{m のとき} \end{aligned} \right\} \quad (4.4.2)$$

ここに、

f_i^* : 見かけの摩擦係数

f_0^* : 土被りが 0.0m に相当する見かけの摩擦係数

z : 仮想壁面高よりストリップまでの深さ(m)

z_0 : 仮想壁面高より摩擦係数変化点までの深さ=6(m)

ϕ_l : 土被りが 6m 以上の時の見かけの摩擦角 (°)

である。材料定数は、表-4.4.8 の通りとした。クリンカアッシュの湿潤密度は、現場密度試験結果を参考に 1.2g/cm³、内部摩擦角は各盛土高さの最大土被り圧から、図-4.4.6 より求めた。砂質土の湿潤密度と内部摩擦角は、1.9 g/cm³、30°とした。クリンカアッシュの土とストリップの見かけの摩擦係数は、図-4.4.13 から、安全側の配慮により、小川・川口

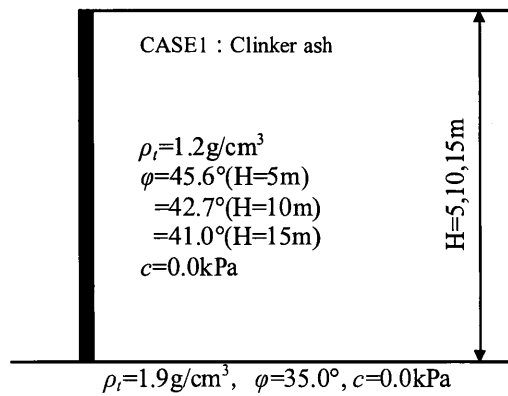
ら⁸⁾および池田・澄川ら⁹⁾の平均直線を利用することとし、0.900と9.0とした。砂質土については、土研センター¹⁴⁾から、0.726、1.5とした。

表-4.4.8 材料定数

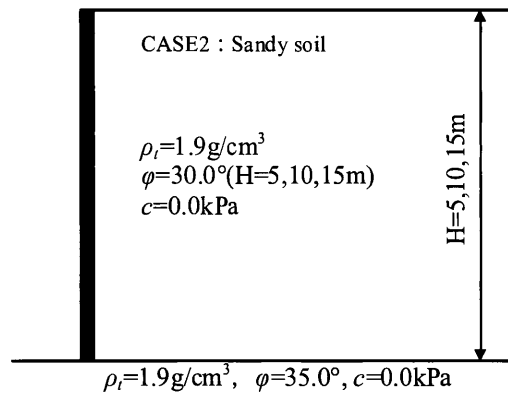
土層名	壁高 H (m)	内部摩擦角 ϕ (°)	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	土被りが6m以上の時の見かけの摩擦係数 $\tan\phi_1$	土被りが0.0mに相当する見かけの摩擦係数 f_0^*
クリンカアッシュ	5	45.6	1.2	0.900	9.0
	10	42.7			
	15	41.0			
一般土 (砂質土)	5	30.0	1.9	0.726	1.5
	10				
	15				

(4) モデル図

検討条件をまとめると図-4.4.16の通りとなる。



(a) クリンカアッシュ



(b) 一般土 (砂質土)

図-4.4.16 検討モデル図

(5) 許容値

土木研究センター¹⁴⁾が示している許容値を表-4.4.9に示す。

表-4.4.9 許容値

許容応力度および安全率の種類	常時	地震時
ストリップの引張許容応力度(N/mm ²)	$\sigma_{ta}=185.0$	$\sigma_{taE}=277.5$
ボルトのせん断許容応力度(N/mm ²)	$\tau_a=200.00$	$\tau_{aE}=300.00$
ストリップの引抜きに対する安全率	$F_s \geq 2.00$	$F_{sE} \geq 1.20$
滑動に対する安全率	$F_s \geq 1.50$	$F_{sE} \geq 1.20$
転倒に対する安定条件	$e \leq L/6$	$e \leq L/3$
支持力に対する安全率	$F_s \geq 2.00$	$F_{sE} \geq 1.50$
円弧すべりに対する安全率	$F_s \geq 1.20$	$F_{sE} \geq 1.00$

4.4.4 検討結果

現行設計法におけるテールアルメ補強土壁の検討は、大別すると内的安定検討と外的安定検討に分類できる。

(1) 内的安定検討

テールアルメ補強土壁の内的安定検討では、ストリップの引抜き応力、ボルトのせん断応力および引き抜けに対して検討が行われる。いずれの項目においても、水平土圧力が大きいと必要なストリップ本数が多くなるため、水平土圧力に着目した。

現行設計法では、水平土圧強度を下式で求める。

常時

$$p_i = K_i \cdot \sigma_{vi} + \Delta \sigma_{Hi} \quad (4.4.3)$$

地震時

$$\left. \begin{aligned} p_i' &= p_i + \Delta p_i \\ \Delta p_i' &= \frac{1}{2} \left(1 + \frac{z}{H_a} \right) \alpha \cdot k_h \cdot p_n \end{aligned} \right\} (4.4.4)$$

ここに、

p_i : 着目するi段目のストリップに作用する常時の水平土圧強度(kN/m²)

K_i : 着目するi段目のストリップ位置における常時の土圧係数

σ_{vi} : 着目するi段目のストリップ位置における土の鉛直応力(kN/m²)

σ_{Hi} : 着目するi段目のストリップ位置において、水平外力に起因する水平応力(kN/m²)

p_i' : 着目するi段目のストリップに作用する地震時の水平土圧強度(kN/m²)

$\Delta p_i'$: 着目するi段目のストリップに作用する地震時の増加水平土圧強度(kN/m²)

z : 仮想壁面高 H_a の頂部から、着目するi段目のストリップの位置までの深さ(m)

α : 地震時の増加係数

k_h : 設計水平震度

p_n : 最下段のストリップに作用する常時の水平土圧強度(kN/m²)

である。常時の土圧係数は、下式より求められる。このように、常時の土圧係数は、仮想壁面高さ H_a の上端から深さ6.0mまでは、静止土圧係数 K_0 から主動土圧係数 K_A に直線的に変化するものとし、6.0m以深においては主動土圧係数を適用する。

$$\left. \begin{aligned} K_i &= K_0 \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + K_A \frac{z}{z_0} & Z \leq Z_0 = 6.0\text{mのとき} \\ K_i &= K_A & Z > Z_0 = 6.0\text{mのとき} \end{aligned} \right\} \quad (4.4.5)$$

ここに、

K_i : 着目するストリップの埋設段 (i段目) における土圧係数

K_0 : 静止土圧係数 $K_0 = 1 - \sin\phi$

K_A : 主動土圧係数 $K_A = \tan^2(\pi/4 - \phi/2)$

である。また、土研センター¹⁴⁾は、地震時土圧の変化は、振動速度および振動数に依存し、ストリップの張力は、その埋設位置での応答加速度に応じて大きくなるとしている。そして、常時と対比した地震時の土圧の増加量は、テールアルメの上段付近では小さく、下段付近では大きく、その比率は、上段と下段とで、おおむね1 : 2となり、K.L.Leeら¹⁸⁾および旧建設省土木研究所の実験¹⁹⁾ともに同様な結果が出ているとしている(図-4.4.17参照)。さらに、図-4.4.17に示す E は図-4.4.18より、 $E=1.4a/g$ としている。

図-4.4.19に水平土圧の深度分布を示す。常時の場合、砂質土の水平土圧は、クリンカアッシュのそれと比較して2.3~3.0倍程度大きい。これは、砂質土の湿潤密度1.9(g/cm³)で、クリンカアッシュの湿潤密度が1.2((g/cm³)であることから、同一盛土高の場合には、同一深度の鉛直土圧は、砂質土の方が常に1.58倍大きいこと、また、砂質土の内部摩擦角がクリンカアッシュの内部摩擦角よりも小さいため、砂質土の方が土圧係数が1.5~1.9倍程度大きくなるためである。また、クリンカアッシュの場合、盛土高さが高くなると設定した内部摩擦角が小さくなるため、水平土圧は大きくなる傾向にある。一方、砂質土の常時の水平土圧は、内部摩擦角が盛土高さが変化しても一定であるため、同一な分布状況となる。なお、深度6.0mを境に常時および地震時の土圧の分布状況が変化するのは、式(4.4.5)に示すように土圧係数の設定方法がこの深度から変化するためである。

地震時には、増加水平土圧強度が図-4.4.17に示すような分布となる。これは、それぞれの盛土高さの常時水平土圧に対して $E=1.4a/g$ が乗じられるため、盛土高さが高くなるにしたがって地震時の増加水平土圧が大きくなることを意味している。

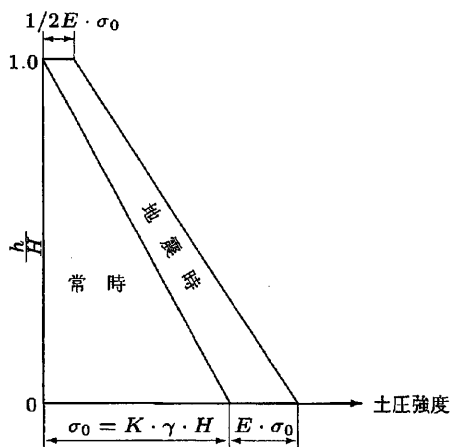


図-4.4.17 地震時における土圧強度の増加模式図

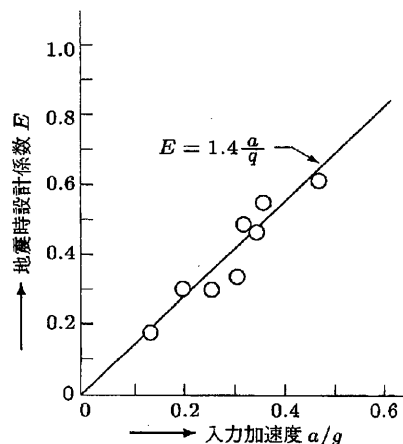


図-4.4.18 入力加速度と地震時設計係数 E の関係

また、土研センター¹⁴⁾は、構造計算上安定的なストリップの敷設長であっても安全上の余裕を設けるために図-4.4.20に示すようなストリップの最小長を定義しており、これを含め、最終的にストリップ長を決定すると表-4.4.10～表-4.4.12に示す通りとなる。これによれば、特にクリンカアッシュの場合では、ストリップの長さは、図-4.4.20の方法で、ほぼ決定されていることがわかる。

表-4.4.10 ストリップ長 (H=5m)

ストリップ段数(i)	クリンカアッシュ				砂質土			
	内的検討結果に基づくストリップ長(m)		ストリップの最小長(m)	決定ストリップ長(m)	内的検討結果に基づくストリップ長(m)		ストリップの最小長(m)	決定ストリップ長(m)
	常時	地震時			常時	地震時		
1	1.821	2.066	3.500	4.000	4.716	4.518	3.500	5.000
2	1.849	2.060	3.500	4.000	4.805	4.298	3.500	5.000
3	1.885	2.076	3.500	4.000	4.907	4.268	3.500	5.000
4	1.564	1.660	-	4.000	4.654	3.852	-	5.000
5	1.195	1.173	2.000	4.000	4.350	3.386	2.000	4.500
6	0.885	0.730	2.000	4.000	4.087	2.962	2.000	4.500

表-4.4.11 ストリップ長 (H=10m)

ストリップ 段数(i)	クリンカアッシュ				砂質土			
	内的検討結果に基 づくストリップ長 (m)		ストリッ プの最小 長(m)	決定スト リップ長 (m)	内的検討結果に基 づくストリップ長 (m)		ストリッ プの最小 長(m)	決定スト リップ長 (m)
	常時	地震時			常時	地震時		
1	3.354	3.994	7.000	7.000	6.189	7.331	7.000	7.500
2	3.384	3.931	7.000	7.000	6.273	6.510	7.000	7.000
3	3.422	3.935	7.000	7.000	6.373	6.329	7.000	7.000
4	3.476	3.962	7.000	7.000	6.488	6.293	7.000	7.000
5	3.555	4.013	7.000	7.000	6.624	6.326	7.000	7.000
6	3.688	4.105	7.000	7.000	6.786	6.403	7.000	7.000
7	3.876	4.205	-	4.500	6.926	6.443	-	7.000
8	4.178	4.212	-	4.500	6.732	6.076	-	7.000
9	4.026	3.874	-	4.500	6.325	5.533	-	6.500
10	3.576	3.319	4.000	4.000	5.875	4.962	4.000	6.000
11	3.125	2.767	4.000	4.000	5.426	4.395	4.000	5.500
12	2.675	2.216	4.000	4.000	4.975	3.834	4.000	5.000
13	2.226	1.669	4.000	4.000	3.092	2.273	4.000	5.000

表-4.4.12 ストリップ長 (H=15m)

ストリップ 段数(i)	クリンカアッシュ				砂質土			
	内的検討結果に基 づくストリップ長 (m)		ストリッ プの最小 長(m)	決定スト リップ長 (m)	内的検討結果に基 づくストリップ長 (m)		ストリッ プの最小 長(m)	決定スト リップ長 (m)
	常時	地震時			常時	地震時		
1	4.898	5.823	10.500	10.500	7.747	8.969	10.500	10.500
2	4.936	5.795	10.500	10.500	7.839	8.499	10.500	10.500
3	4.988	5.811	10.500	10.500	7.948	8.356	10.500	10.500
4	5.063	5.856	10.500	10.500	8.074	8.328	10.500	10.500
5	5.183	5.939	10.500	10.500	8.229	8.372	10.500	10.500
6	5.403	6.103	10.500	10.500	8.428	8.475	10.500	10.500
7	5.940	6.515	10.500	10.500	8.667	8.628	10.500	10.500
8	6.668	7.057	10.500	10.500	8.800	8.689	10.500	10.500
9	6.668	7.030	10.500	10.500	8.800	8.635	10.500	10.500
10	6.441	6.740	-	7.000	8.574	8.324	-	9.000
11	5.992	6.182	-	6.500	8.125	7.749	-	8.500
12	5.542	5.626	-	6.000	6.241	6.136	-	6.500
13	5.091	5.075	-	6.000	5.791	5.580	-	6.000
14	4.642	4.523	6.000	6.000	5.342	5.025	6.000	6.000
15	4.191	3.974	6.000	6.000	4.891	4.473	6.000	6.000
16	3.742	3.426	6.000	6.000	4.442	3.922	6.000	6.000
17	3.292	2.878	6.000	6.000	3.992	3.372	6.000	6.000
18	2.841	2.332	6.000	6.000	2.825	2.320	6.000	6.000
19	2.392	1.786	6.000	6.000	2.375	1.774	6.000	6.000

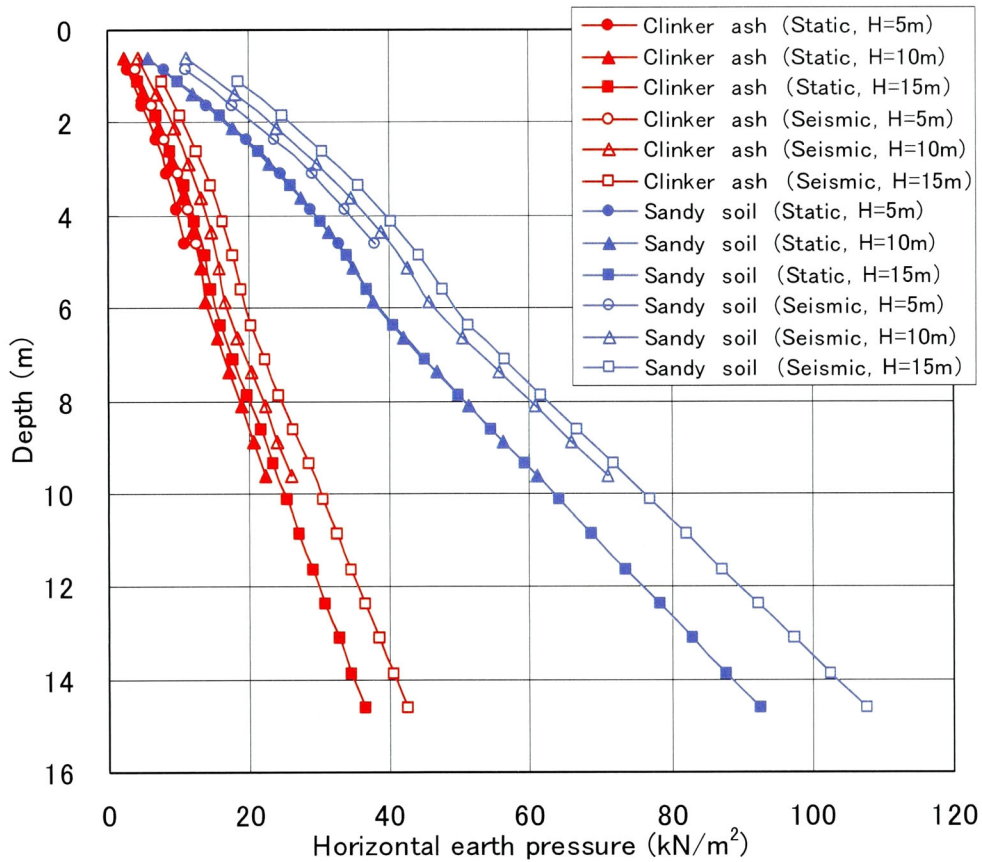


図-4.4.19 水平土圧の深度分布

これらの内的安定検討の結果より、実際の補強土壁内部にストリップを配置すると図-4.4.21～図-4.4.23のとおりとなる。また、図-4.4.24にクリンカアッシュと砂質土の壁高と総ストリップ長の関係を示している。これより、クリンカアッシュは、いずれの壁高においても一般の砂質土と比較して総ストリップ長は80%程度で済むこととなり、クリンカアッシュの採用が有効であることがわかる。

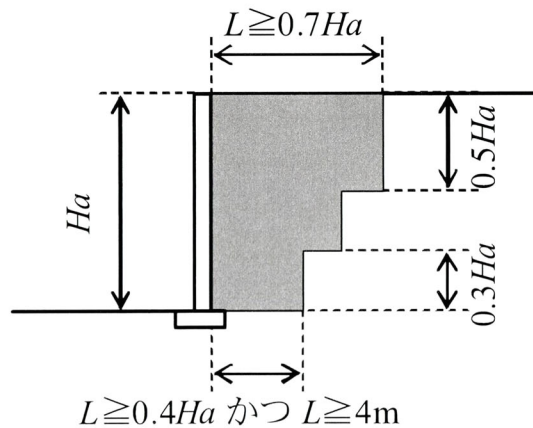
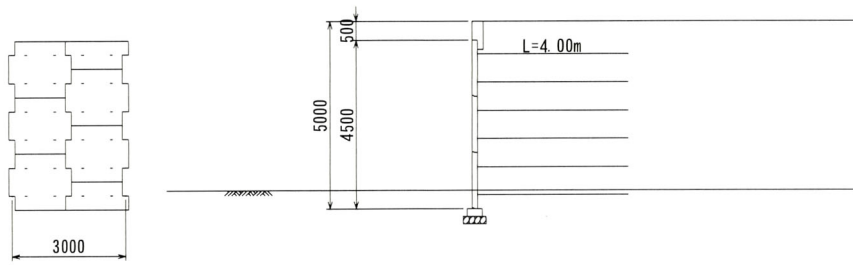
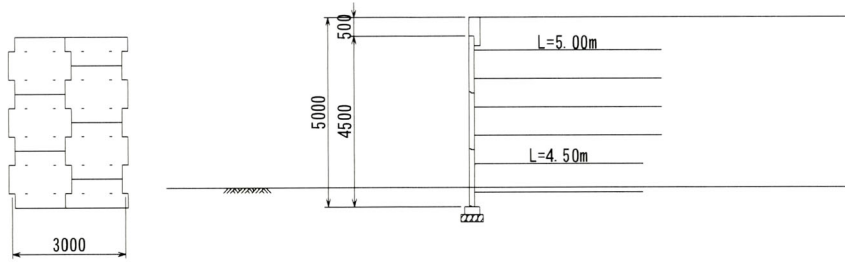


図-4.4.20 ストリップの最小長さ

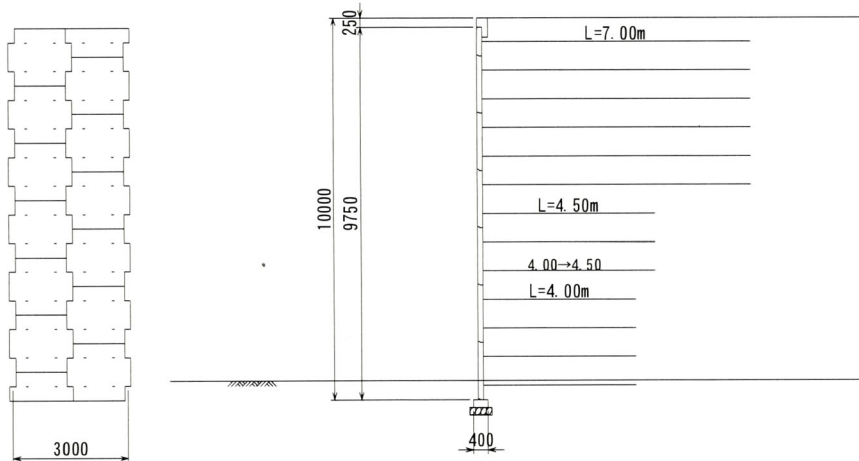


(a) CASE1-1 (クリンカアッシュ)

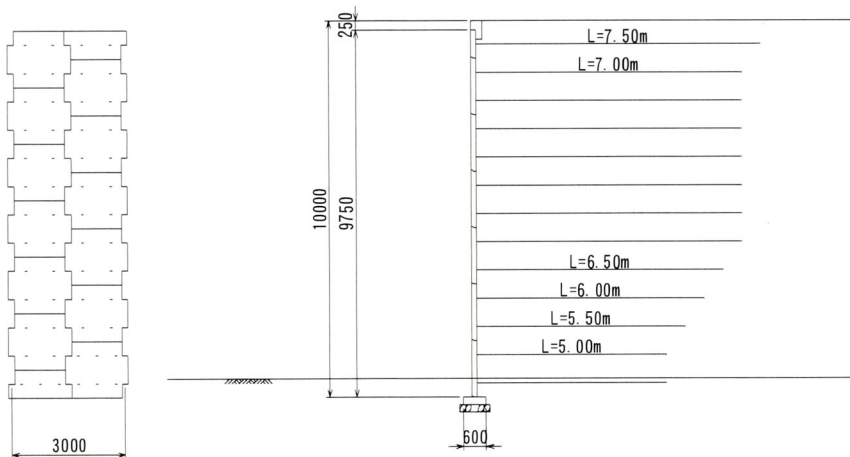


(b) CASE2-1 (砂質土)

図-4. 4. 21 補強土壁の仕様 (S=1/200, H=5m)



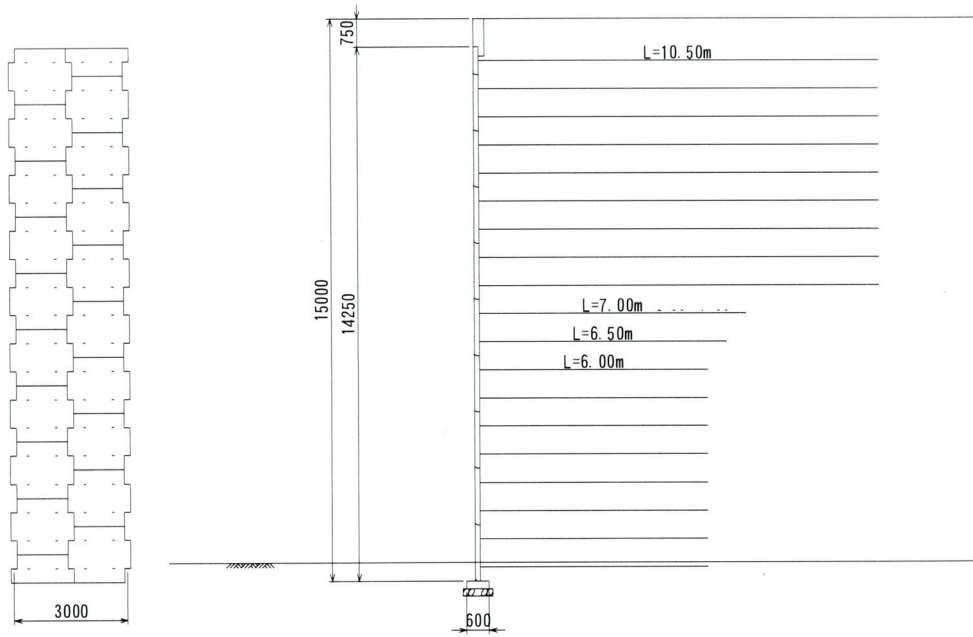
(a) CASE1-2 (クリンカアッシュ)



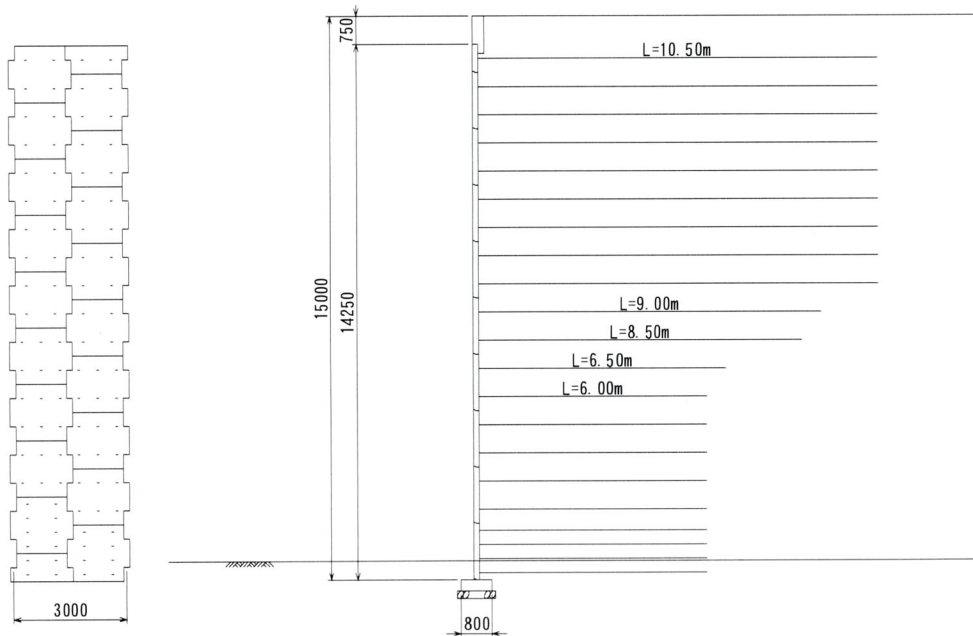
(b) CASE2-2 (砂質土)

図-4. 4. 22 補強土壁の仕様 (S=1/200, H=10m)

第4章 クリンカアッシュの地盤材料としての適用性検討



(a) CASE1-3 (クリンカアッシュ)



(b) CASE2-3 (砂質土)

図-4. 4. 23 補強土壁の仕様 (S=1/200, H=15m)

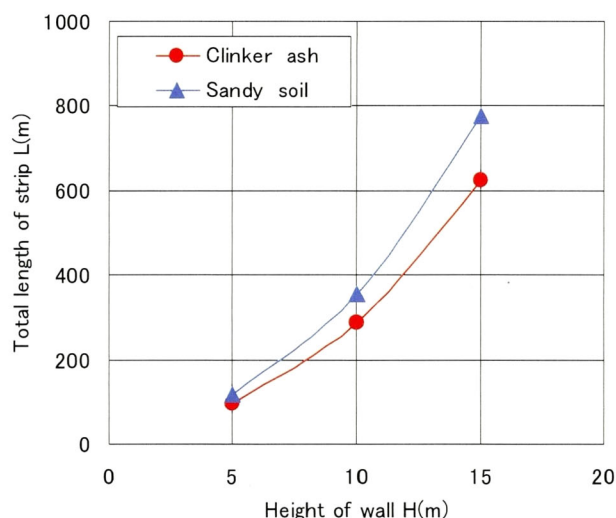


図-4.4.24 壁高と総ストリップ長の関係

(2) 外的安定検討

外的安定では、テールアルメの滑動、転倒および支持力の検討やテールアルメおよび上載荷重全体を含めた土構造物のすべり破壊に関して検討を行っている。表-4.4.13に外的安定検討に結果を示している。表中には、土木研究センター¹⁴⁾が示している許容値も列記している。また、転倒および滑動で示されている地震時①、地震時②の荷重条件は以下に示すとおりである。

- ・ 地震時①：常時土圧(活荷重なし)+仮想擁壁の慣性力を水平力とした場合
- ・ 地震時②：地震時土圧を水平力とした場合

同表より、いずれの検討項目についても許容値を満足していることがわかる。このように、内的安定検討で得られた補強仕様を満足していれば、外的安定性もほぼ満足するようである。

表-4.4.13 外的検討結果一覧

検討項目	裏込め材料	クリンカアッシュ			砂質土			許容値
	壁高(m)	5	10	15	5	10	15	
転倒 (偏心距離)	常時	0.227	-0.430	-0.765	0.228	0.191	-0.114	$\leq L/6$ (m)
	地震時①	0.470	0.183	0.251	0.475	0.811	0.938	$\leq L/3$ (m)
	地震時②	0.313	-0.514	-0.795	0.056	0.032	-0.184	$\leq L/3$ (m)
滑動 (安全率)	常時	5.150	6.910	7.450	3.040	2.690	2.860	$F_s=1.50$
	地震時①	3.150	3.340	3.220	2.070	1.760	1.750	$F_s=1.20$
	地震時②	6.560	6.160	5.720	3.450	2.570	2.480	$F_s=1.20$
壁面直下支持力 (地盤反力)	常時	92.38	232.23	290.05	123.95	227.73	332.50	352.52 (kN/m ²)
	地震時	78.33	199.73	261.27	105.18	199.37	296.69	470.03 (kN/m ²)
盛土直下支持力 (地盤反力)	常時	70.00	130.00	190.00	105.00	200.00	295.00	1141.40 (kN/m ²)
	地震時	60.00	120.00	180.00	95.00	190.00	285.00	1521.87 (kN/m ²)
盛土全体の安定 (安全率)	常時	1.907	1.459	1.449	1.692	1.281	1.204	$F_s=1.20$
	地震時	1.826	1.340	1.287	1.501	1.134	1.050	$F_s=1.00$

表-4. 4. 13に示したそれぞれ計算値は、純粋な工学的意味合いと多少異なる安全側の配慮によって設定されたストリップの敷設幅や基礎幅などにより変化するため、裏込め材料をクリンカアッシュとした場合と砂質土とした場合で、どの程度、性能に違いがあるのかが比較しにくい。このため、ここでは、上記のような要因ができるだけ入り込まない計算値である、補強領域背後の土圧力や壁面直下の鉛直荷重、盛土全体の安定性に関する安全率について評価する。

1) 補強領域背後の土圧力

補強領域背後の土圧力と壁高の関係を図-4. 4. 25 に示す。砂質土の土圧力は、クリンカアッシュのそれに対して2.5~4倍程度大きい。これは、クリンカアッシュのセカントアンクルが大きいため土圧係数が小さくなること、および軽量であることから土圧係数に乗じる鉛直応力も小さくなるためである。土圧力は、補強土壁の転倒や滑動に大きく影響するが、クリンカアッシュの土圧が砂質土と比較して非常に小さく、クリンカアッシュの方が安定性が高いと言える。

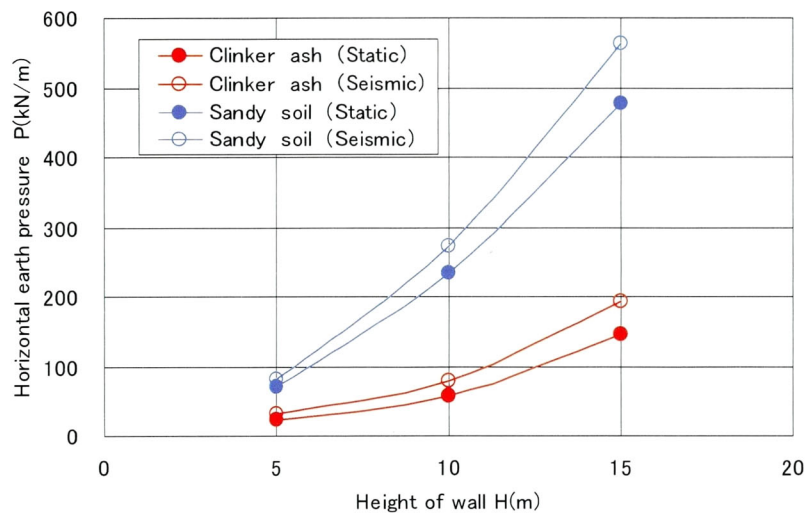


図-4. 4. 25 補強領域背後の土圧と壁高の関係

2) 壁面直下の鉛直荷重

壁面工下端の置き換え基礎に作用する鉛直荷重には、コンクリートスキン自重や基礎コンクリート自重、壁に作用する鉛直土圧がある。この内、コンクリートスキン自重や基礎コンクリート自重は、壁高が同一であれば、ほぼ同様な重量であり、壁面直下の鉛直荷重は、鉛直土圧の変化が大きく影響することとなる。

図-4. 4. 26 は、壁面直下の鉛直土圧と壁高の関係を示しているが、鉛直土圧は砂質土の方が1.7~1.9倍程度大きいことがわかる。壁面に作用する鉛直土圧は、壁面に作用する水平土圧×tan δ (δ：壁面摩擦角)で表される。このため、湿潤密度が重く、内部摩擦角が

小さく、壁面摩擦角が小さくなる砂質土の方が大きな鉛直土圧を発生することとなる。また、壁面摩擦は、常時で $2\phi/3$ 地震時で $\phi/2$ (ϕ : 内部摩擦角) で評価されるため、地震時の鉛直土圧が常時より小さくなっていることがわかる。

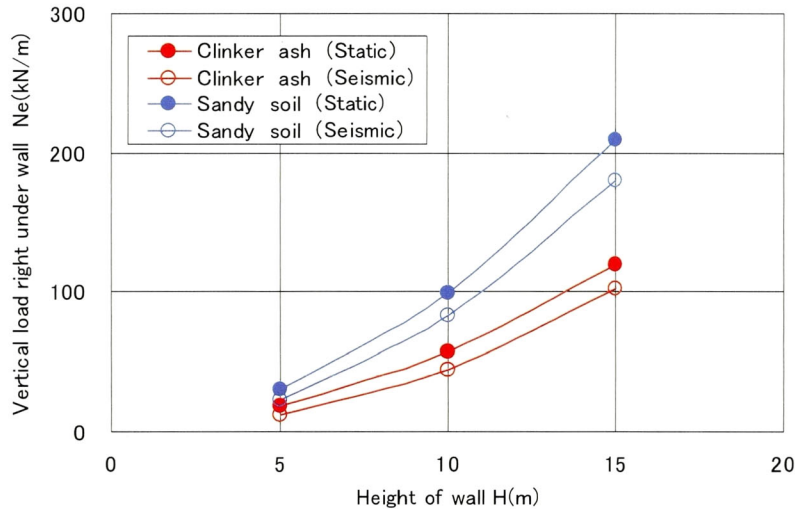


図-4. 4. 26 壁面直下の鉛直荷重

3) 盛土全体の安定性に関する安全率

円弧すべり検討では、補強領域内で次式に示すように、見かけの粘着力を考える。

$$c' = \frac{R_t}{\Delta H \cdot \Delta B} \cdot \frac{\sqrt{K_p}}{2} \quad (4.4.6)$$

ここに、

c' : テールアルメに生じる見かけの粘着力

R_t : ストリップの引張強さ(降伏強度まで有効)

$\Delta H, \Delta B$: ストリップの鉛直間隔, 水平間隔

K_p : 受働土圧係数 $K_p = \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$

である。また、補強領域端部の幅 0.5m は、補強効果が発揮されないものとして、裏込め材のモデルおよび定数を設定している。実際に設定した土質定数を表-4. 4. 14 および表-4. 4. 15 に示す。また、図-4. 4. 27 および図-4. 4. 28 に盛土全体の円弧すべり検討結果を示す。図中の土層番号は、表-4. 4. 14 および表-4. 4. 15 の土層番号に一致する。また、地震時の検討にあたっては、水平震度を 0.12 とする。なお、砂質土を裏込め材料おした場合は粘着力が 90.1~180.1(kN/m²)の範囲で変化するのは、ストリップの鉛直間隔や水平間隔が変化しているためである。

表-4. 4. 14 クリンカアッシュを裏込め材料とした場合の土質定数

土層番号	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	水平震度 k_h (地震時)
①	1.2	114.1	45.6	0.12
②	1.2	0.0	45.6	0.12
③	1.9	0.0	35.0	0.12

表-4. 4. 15 砂質土を裏込め材料とした場合の土質定数

土層番号	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	水平震度 k_h (地震時)
①	1.9	90.1	30.0	0.12
②	1.9	135.1	30.0	0.12
③	1.9	180.1	30.0	0.12
④	1.9	0.0	30.0	0.12
⑤	1.9	0.0	35.0	0.12

図からわかるように、最小安全率を与える円弧は、補強効果が発揮されると想定している補強領域外の盛土と基礎地盤内をとおり、図-4. 4. 29 には、壁高と最小安全率の関係を示している。これによれば、クリンカアッシュの方が砂質土よりも高い安全率を与えることがわかる。また、図-4. 4. 30 からわかるように、クリンカアッシュは、軽量であるため起動モーメントが小さく安定性が高くなる。しかし、一方で、内部摩擦角が大きい軽量のため、せん断強度が小さくなるため、抵抗モーメントも小さくなることに留意しておく必要がある。

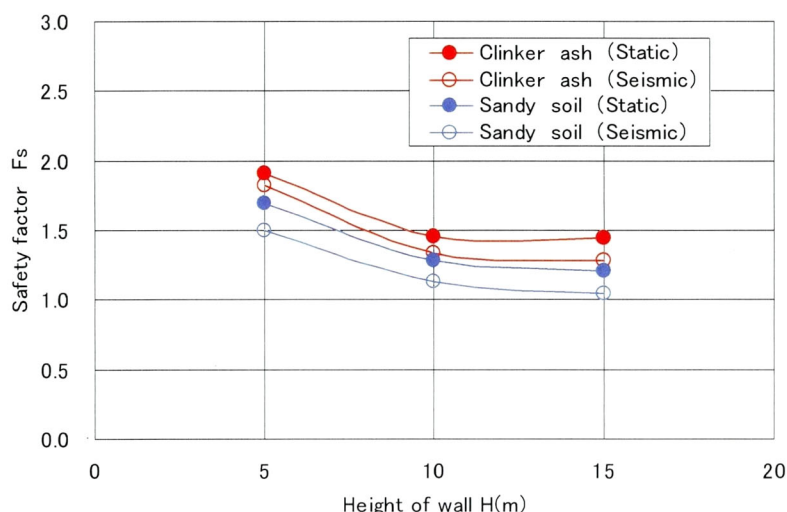
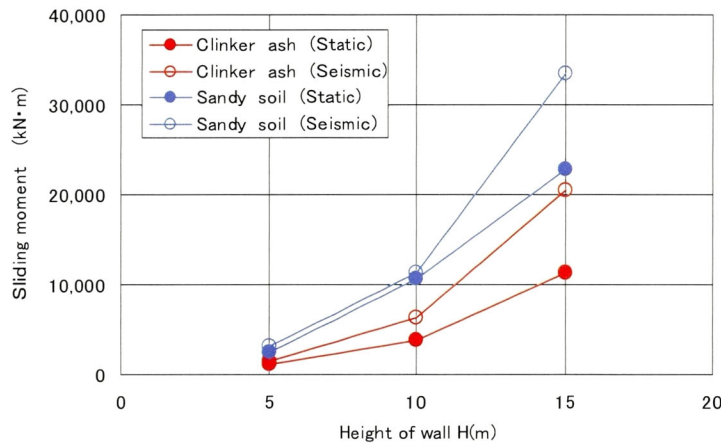
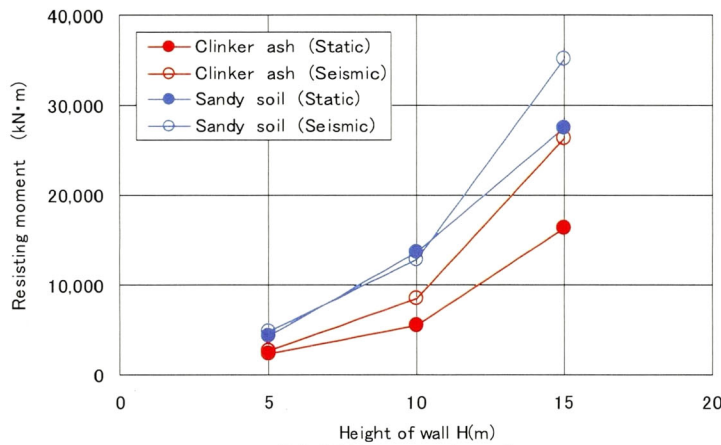


図-4. 4. 29 盛土全体の安定性



(a) 起動モーメント



(b) 抵抗モーメント

図-4.4.30 円弧すべり検討結果

(3) まとめ

クリンカアッシュをテールアルメ補強土壁の裏込め材として利用することにより、一般の砂質土よりも20%程度ストリップの敷設長を軽減することができる。しかし、クリンカアッシュは、見かけの摩擦係数が非常に高く、ストリップの最小長さなどの制約条件が排除されるとともに、合理的な設計が可能となれば、より一層の有効性を発揮できるものと考えられる。

また、本研究における見かけの摩擦係数は、土被りが4.2m程度までの結果しか得られていない。したがって、本格的に設計法として導入しようとするならば、それよりも土被りが大きくなった場合の見かけの摩擦係数を室内引抜き試験などで確認しておく必要がある。

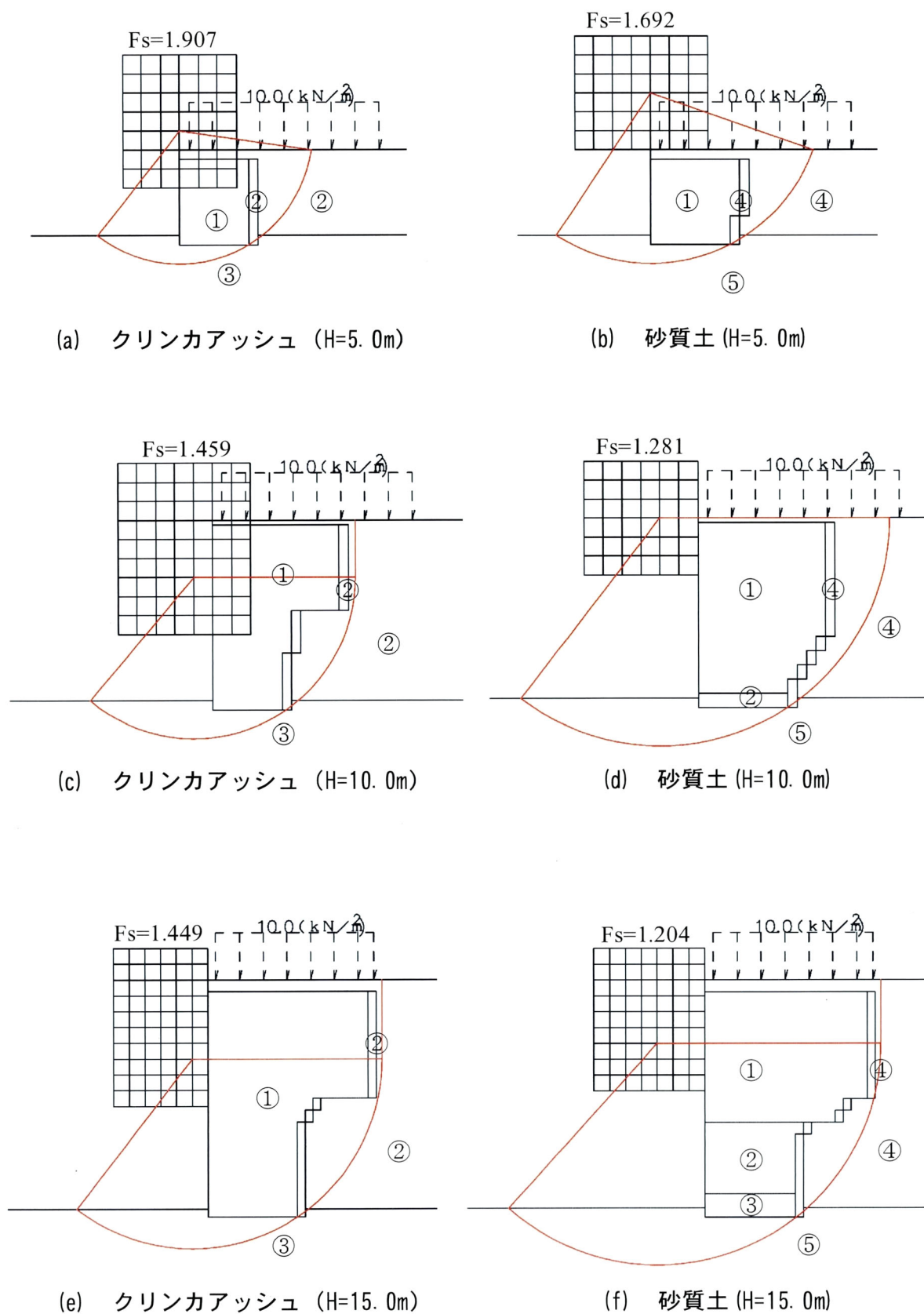
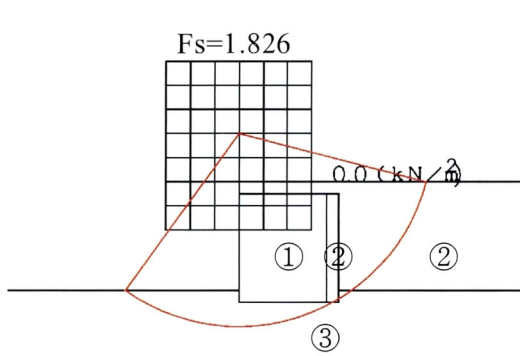
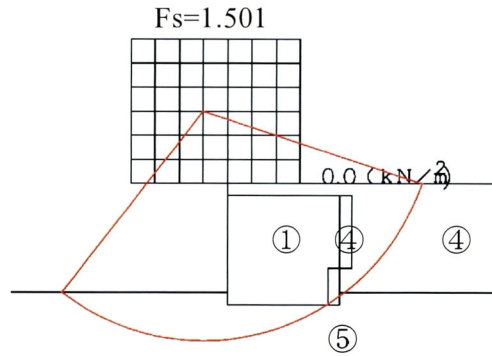


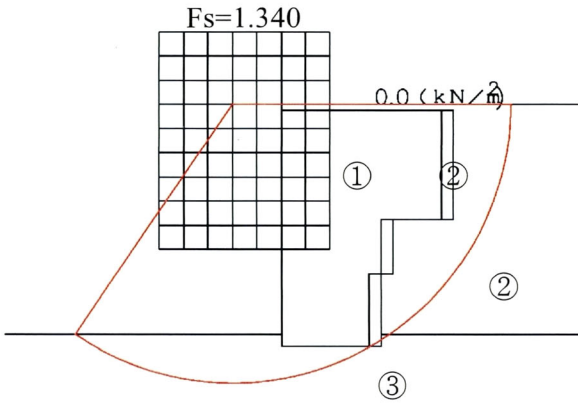
図-4.4.27 盛土全体の安定性(常時)



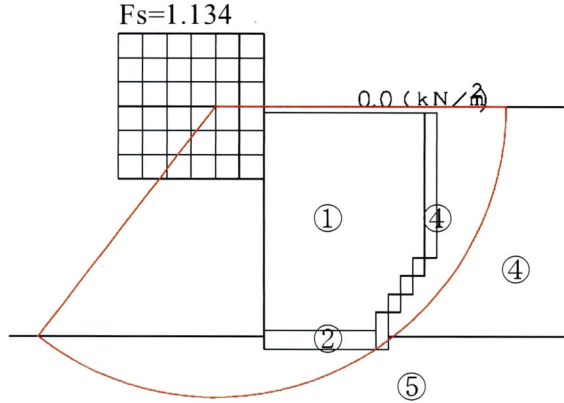
(a) クリンカアッシュ (H=5.0m)



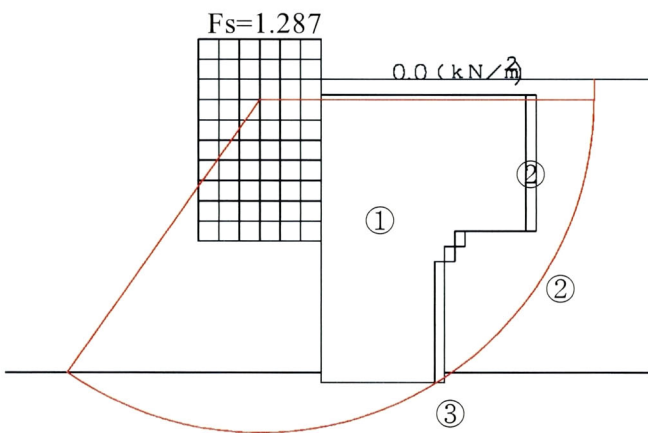
(b) 砂質土 (H=5.0m)



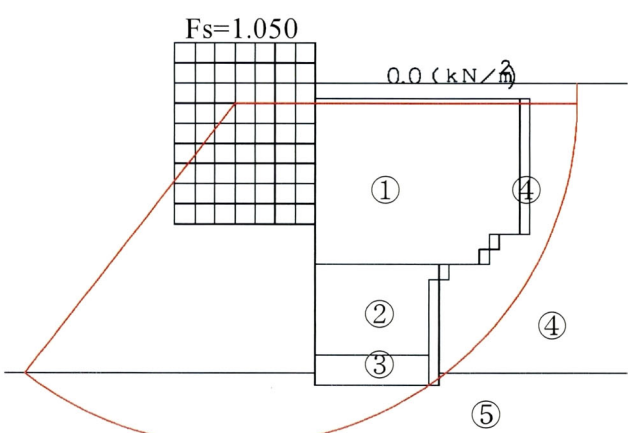
(c) クリンカアッシュ (H=10.0m)



(d) 砂質土 (H=10.0m)



(e) クリンカアッシュ (H=15.0m)



(f) 砂質土 (H=15.0m)

図-4.4.28 盛土全体の安定性(地震時)

4.5 斜面上の盛土材料に関する適用性の検討

クリンカアッシュは、これまでに行ってきた材料試験結果から、せん断強度や透水係数が大きいため、降雨時に盛土内の地下水が浸透するような山腹斜面の腹付け盛土などへの適用が可能と考えられる。このため、本節では、クリンカアッシュの不飽和浸透特性を明らかにするとともに、実際に豪雨により崩壊した山腹斜面への腹付け盛土の材料をクリンカアッシュに変更した場合に、どの程度の効果があるかを検討した。

4.5.1 不飽和浸透特性

本研究では、クリンカアッシュの不飽和浸透特性を求めるために、まず、保水性試験を実施した。

(1) 用いた試料

不飽和浸透特性の検討に用いた試料は、本研究で取り扱ったクリンカアッシュのうち、盛土材料として適用可能な締固め度が90%におけるC.A.b, C.A.c, C.A.dである。これら試料の物理的性質は、表-3.3.1に示している。

(2) 供試体作成方法および試験条件

保水性試験では、絶乾状態の試料に対して、所定の飽和度になるように脱気水を加え、よく混ぜ合わせて供試体を作製した。供試体の初期飽和度は、約80%を標準とし、加える圧力はメンブレンフィルターの性能を考慮して60kPaまでとした。供試体は、5層に分けて、スラリー状の試料をスプーンで投入し、ランマーで所定回数突き固め、所定の締固め度になるように管理した。なお、本研究では、クリンカアッシュを盛土材料として利用することを考えているため、供試体の締固め度は $D_c=90\%$ とした。供試体サイズは、直径5cm、高さ5cmである。表-4.5.1に保水性試験条件を示す。

保水性試験の方法は、JGS 0151-2000（土の保水性試験方法）に準じて実施し、試験する方法は加圧板法とした。使用するメンブレンフィルターの性能を表-4.5.2に示す。

表-4.5.1 保水性試験条件一覧

試料名	粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	締固め度 D_c (%)	初期間隙比 e_i
C.A.b	2.066	1.021	0.918	90	1.251
C.A.c	2.079	1.135	1.021	90	1.036
C.A.d	2.092	0.994	0.893	90	1.343

表-4.5.2 メンブレンフィルターの性能

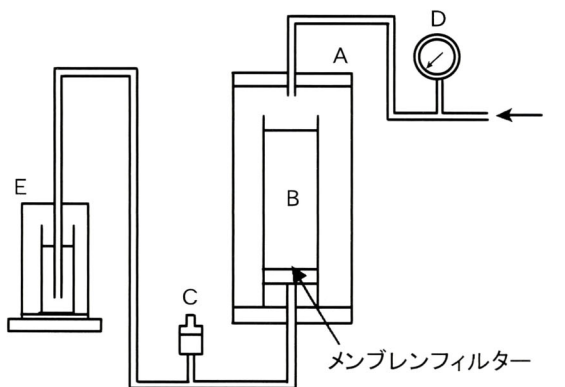
材質	AVE 値	孔径	厚さ
親水性ポリエーテルスホン	90kPa	0.45 μm	140 μm

(3) 保水性試験の概要および試験方法

保水性試験には、加圧法測定装置を用いた。加圧板法は、飽和させた試料に正の空気圧を負荷し、平衡に達するまで排水させ、試料の含水比を測定するものである。このとき、与えた空気圧の大きさが供試体の持つポテンシャルの大きさとなる。なお、試験には、排水・吸水過程があるが、本研究では、降雨の盛土への浸透流を考えているため、吸水量を中心に電子天秤より測定した。図-4.5.1 および写真-4.5.1 に用いた試験機を示す。

保水性試験の試験手順を以下に示す。

- ① アクリルのモールドをセットし、各配管をつなぐ。
- ② 供試体を作製する。
- ③ セルを被せ、空気圧をかける。
- ④ 少しずつ空気圧を上げ、所定の圧力に達したら排水が落ち着くまで放置する。
- ⑤ 排水量を測定し、含水比を計算する。
- ⑥ 空気圧を少しずつ大きくし所定の空気圧まで至ったら排水過程を終了する。
- ⑦ 空気圧を少しずつ小さくし所定の圧力に達したら吸水が落ち着くまで放置する。
- ⑧ 排水量を測定し、含水比を計算する。
- ⑨ 空気圧を少しずつ小さくし、所定の空気圧まで至ったら吸水過程を終了する。
- ⑩ 装置を解体した後、供試体を取り出し、恒温炉乾燥炉に入れる。約 24 時間後試験後の供試体乾燥重量を測定し、密度を算出する。



- A : セル D : ブルドン管(空気圧)
 B : 供試体 E : 電子天秤
 C : 間隙水圧計

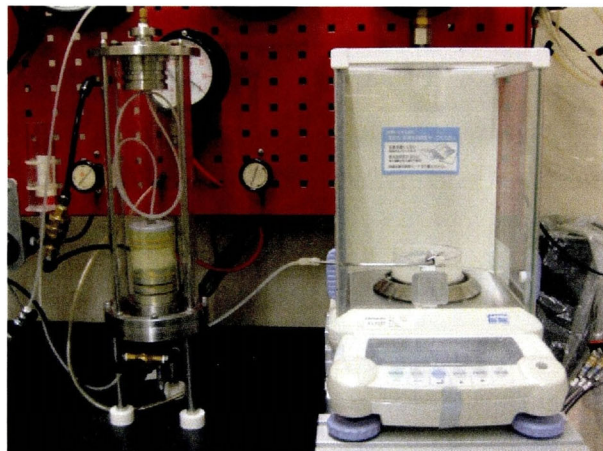


図-4.5.1 保水性試験の配管系統図

写真-4.5.1 保水性試験機の外観

(4) 不飽和浸透特性

不飽和土の透水係数は、きわめて計測しにくい²⁰⁾。また、現在のところ不飽和透水試験には、吸引法、加圧法、流速制御法、インスタネニアスプロファイル法などあるが、一般に適用されるほど確立されたものではない。このため、クリンカアッシュの比透水係数 k_r は、西垣・竹下²¹⁾が水分特性曲線から比透水係数 k_r の推定がほぼ可能であることを確認し、現在、最も広くこの推定に利用されている van Genuchten モデル式²²⁾を採用することとした(図-4.5.2 参照)。実際には、まず、van Genuchten モデル式により試験で得られた水分特性曲線をフィッティングし、比透水係数は、Mualem モデル式²³⁾に有効飽和度を代入している。van Genuchten モデル式および Mualem モデル式は次式で表わされる。

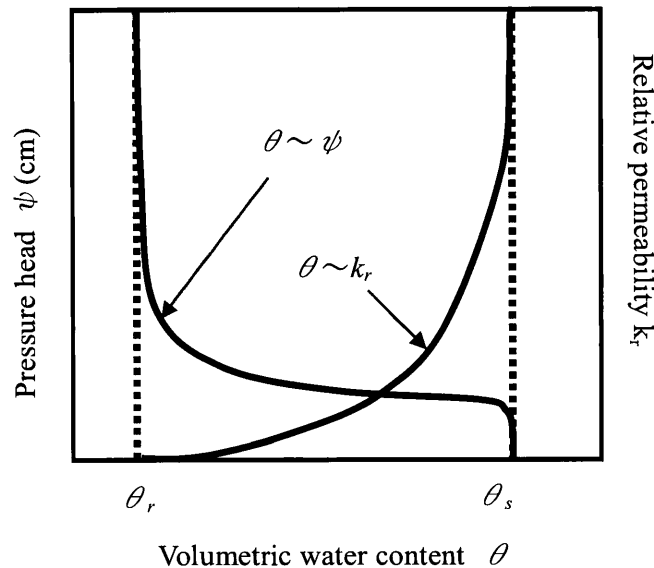


図-4.5.2 不飽和浸透特性の模式図

$$S_e = \left[\frac{1}{1 + (\alpha\psi)^n} \right]^m \quad (4.5.1)$$

$$k_r = \frac{k}{k_s} = S_e^{1/2} \left[1 - (1 - S_e^{1/m})^m \right]^2 \quad (4.5.2)$$

ここに、

S_e : 有効飽和度 ($S_e = (\theta - \theta_r) / (\theta_s - \theta_r)$), θ_s : 飽和体積含水率 (cm^3/cm^3), θ_r : 残留体積含水率 (cm^3/cm^3), θ : 体積含水率 ($= w \cdot \rho_d / \rho_w$),

α : 限界毛管水頭の逆数,

m : $1-1/n$, n : 無次元パラメータ,

k_r : 比透水係数,

k : 不飽和透水係数,

k_s : 飽和透水係数,

である.

本研究で用いたクリンカアッシュの θ_r , θ_s , α および n の値は表-4.5.3 に示す.

表-4.5.3 各パラメータ

Sample	θ_r	θ_s	α	n
C.A.b	0.166	0.417	0.02	4.05
C.A.c	0.108	0.337	0.03	3.42
C.A.d	0.124	0.350	0.03	3.10

図-4.5.3 および図-4.5.4 に不飽和時の体積含水率 θ ~ 圧力水頭 ψ , 体積含水率 θ ~ 比透水係数 k_r の関係を示す. 図中の砂質土および礫質土の曲線は, 国土技術研究センター²⁴⁾ が示している一般に浸透流解析で使用される値である.

図からわかるように, 国土技術研究センター²⁴⁾ が示す砂質土および礫質土は体積含水率が 0.2 で圧力水頭が 0m, 比透水係数が 1.0 となり, 体積含水率が 0.2~1.0 の範囲では, 飽和状態と同様な水の流れやすさとなる. これに対して, クリンカアッシュは, 体積含水率が 0.10~0.20 程度までの間に圧力水頭は, -1m 程度まで急激に増加するが, θ がこれよりも大きくなると, 圧力水頭の増加割合は低下し, 体積含水率が 0.35~0.40 になって, 圧力水頭はゼロとなる. また, 比透水係数は, 体積含水率が 0.10~0.20 から増加し始め, これが, 0.35~0.40 で 1.0 となる. したがって, クリンカアッシュの場合, 体積含水率が 0.2 程度までは, 不飽和浸透流そのものがほとんど発生せず, 体積含水率が 0.35~0.4 以上にならないければ, 飽和状態と同様な透水係数とはならないこととなる.

このように, クリンカアッシュの圧力水頭あるいは比透水係数は, 国土技術研究センター²⁴⁾ が示す一般的な砂質土や礫質土と比較すると体積含水率がある程度大きくなると同等とならないことがわかる. これは, 図-3.2.1 のクリンカアッシュの空隙の概念図に示したように, クリンカアッシュ粒子の内部に存在する外部と連結した細かな空隙が原因しているものと考えられる. つまり, 吸水中には, まず, 外部と連結した空隙の一部に水が溜まり, この空隙にある程度水が満たされてから, 浸透流が発生するものと考えられる. また, この外部と連結した細かな間隙では, 毛管作用の働きが強いと想定され, これも一つの要因と考えられる. ただし, 「3.5.4 飽和透水特性」で示したように, 飽和状態では大きな透水係数が得られているため, 不飽和状態の比透水係数が小さくても浸透流が形成されれば, 水は早期に流出されることとなる.

また、クリンカアッシュを試料別に比較すると C.A.c と C.A.d は $\theta \sim \psi$ 関係や $\theta \sim k_r$ 関係のいずれにおいても同様な傾向を示すが、C.A.b は、体積含水比が比較的大きくならないと同様な透水能力を発揮しない。これは、「3.3.2 粒度分布」に示したように、C.A.c や C.A.d は、C.A.b と比較して細砂（粒径：0.075～0.250mm）や中砂（0.250～0.850mm）が少なく、粒子の比表面積が小さいため、毛管作用の働きが弱いことから、体積含水率が小さいうちに圧力水頭が大きくなるため²⁵⁾と考えられる。このような傾向は、図-4.5.3 に示す砂質土 (SF) と礫質土((G), (G-F), (GF))および砂質土((S),(S-F))の $\theta \sim \psi$ 関係の違いからも伺える。

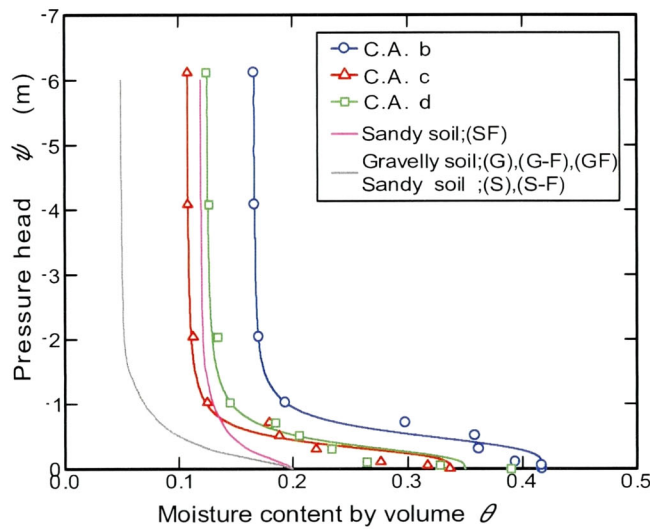


図-4.5.3 体積含水率 θ ～圧力水頭 ψ の関係

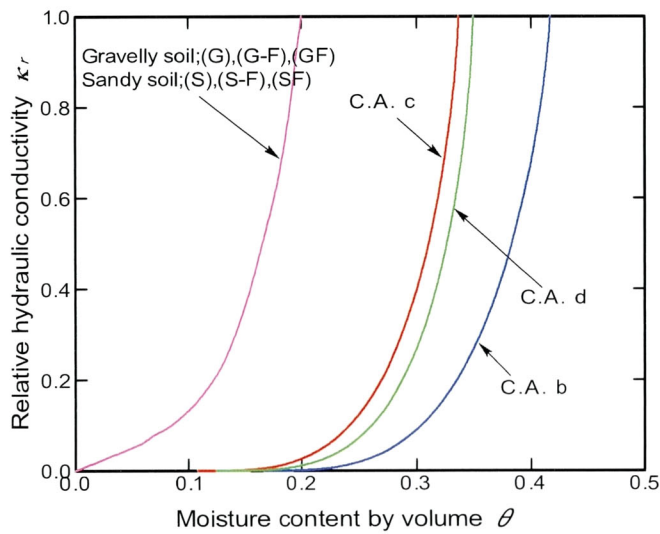


図-4.5.4 体積含水率 θ ～比透水係数 k_r の関係

4.5.2 検討方法

本検討では、豪雨時に実際に崩壊した現場を対象に既設盛土とクリンカアッシュ盛土の比較を行っている。

(1) 検討対象

平成17年9月7日に発生した台風14号により、**図-4.5.5²⁶⁾**に示す山陽自動車道 岩国IC～玖珂IC間の甘木地区で、**写真-4.5.2²⁶⁾**に示すような大規模な盛土のり面の崩壊災害が発生したのは記憶に新しいところである。西日本高速道路中国支社および高速道路技術センター²⁶⁾によれば、本盛土の崩壊は、以下の要因が複合的に作用することで、盛土内水位が上昇し、大規模な盛土のり面の崩壊に至ったものと推測されている。本検討では、この内、主要な要因とされている降雨の浸透による地下水位の上昇を対象に検討を進めた。

- ・ 異常降雨により、盛土内への水の浸透が助長され、徐々に盛土内に滞水することで地下水位の上昇に繋がった。これが最も大きな要因である。
- ・ 盛土のり面崩壊箇所には、2つの断層による破碎帯が存在しており、これに沿って背後からの地下水の供給を受けやすいという地質構造的要因が存在した。
- ・ 盛土のり面崩壊箇所の旧地形は、ボトルネックとなっており地下排水溝が1箇所に集中して排水される構造であったため、今回のような異常降雨時では十分排出しきれず、盛土内に滞水することで地下水位の上昇に繋がった。
- ・ 地下排水溝の中にあるべき有孔管の一部欠損箇所が見つかり、地下排水溝としての機能は果たされているものの、有孔管への浸透水を再度盛土内に供給した可能性は否定できず、排出の遅れに繋がった可能性がある。

なお、本検討は、実際に過去に降雨が原因で崩壊した斜面をモデルに、ある程度現実的な検討および結果を得ることを目的としており、盛土の崩壊原因を究明するためものものではない。

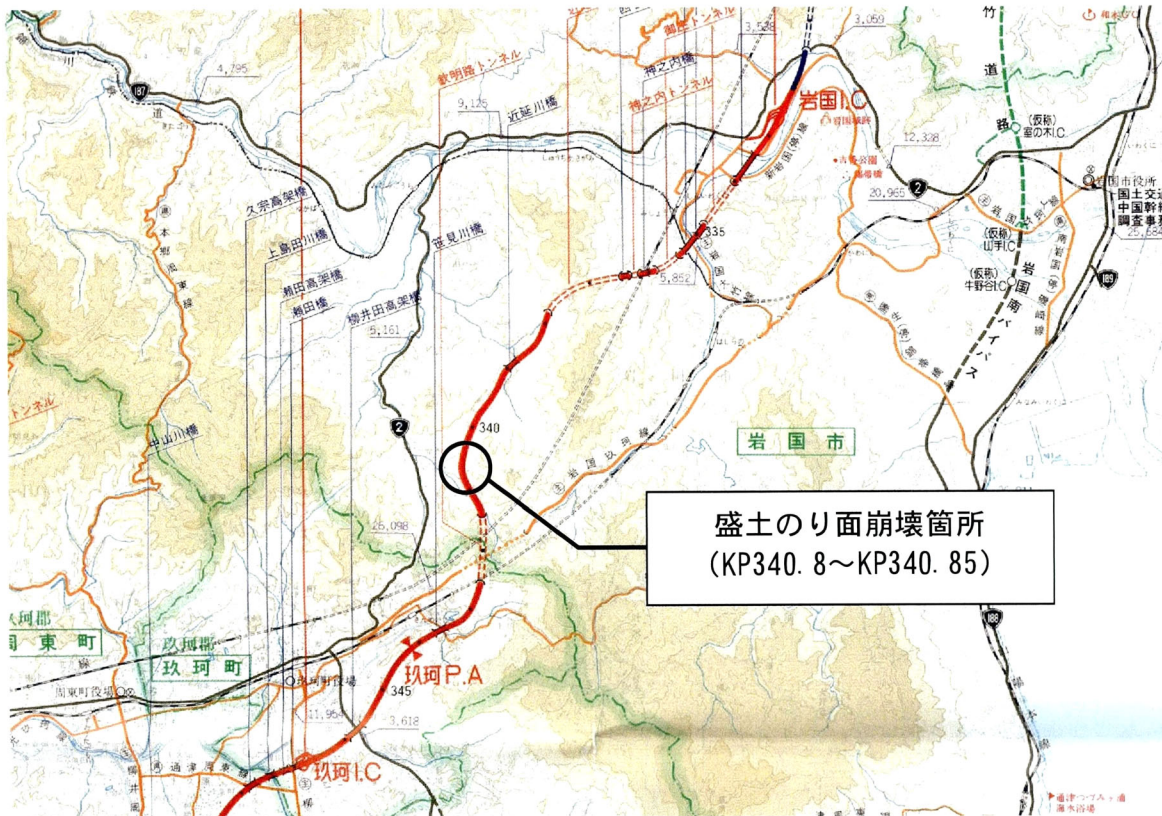


図-4.5.5 盛土のり面崩壊箇所位置図



写真-4.5.2 被災箇所

(2) 検討手法

検討は、地盤に浸透する降雨の挙動を再現できるよう、まず、非定常の二次元飽和—不飽和浸透流解析²⁷⁾を行い、その結果を利用して修正フェレニウス法により円弧すべり安定計算を行った。非定常の飽和—不飽和浸透流解析の支配方程式は次式のとおりである。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial \psi}{\partial z} + k \right) = (C + \alpha S_s) \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad (4.5.3)$$

ここに、

k : 透水係数

ψ : 圧力水頭

C : 比水分容量

α : 1 の場合飽和領域, 0 の場合不飽和領域

S_s : 比貯留係数

t : 時間

である。ここで、比水分容量 C は水分特性曲線の接線勾配として与えられる。

(3) 解析モデルおよび解析メッシュ

解析モデルは、図-4.5.6 に示すように盛土、崖錐性堆積物および岩盤により構成されている。岩盤は N 値が 50 以上であり、その上部に厚さ 1~7m の崖錐性堆積物が分布している。この崖錐性堆積物は、主に粘土混じり砂礫で構成されており、平均 N 値は 8 である。また、崖錐性堆積物の透水係数は、原位置試験結果によれば、 $1.3 \sim 2.7 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ であり、山側の降雨が比較的容易に下方に浸透するものと考えられる。既設盛土も粘土混じり砂礫であり、最大厚さは 13m 程度である。透水係数は $1.1 \times 10^{-3} \sim 1.6 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$ である。

本解析は、崩壊した既設盛土とクリンカアッシュ盛土との比較検討が目的であるため、クリンカアッシュの盛土形状は既設盛土と同一とし、締固め度 90% で施工されるものとした。また、本解析で採用したクリンカアッシュは、保水特性試験を実施している C.A.b, C.A.c, C.A.d である。初期水位は、現地踏査およびボーリング調査結果に基づき、図-4.5.6 に示す位置に設定した。なお、図中には、地下水位の変動が大きく、後述する最小安全率と地下水位の関係をj確認している箇所も示している。

浸透流解析時の FEM 解析メッシュは、図-4.5.7 に示すとおりであり、盛土および崖錐性堆積物の部分をより細分化している。また、盛土天端は、アスファルト舗装された道路面であることから降雨は浸透しない降雨不浸透面とした。さらに、山腹斜面および盛土のり面には降雨が浸透するため、両者は降雨浸透面とし、盛土のり面を浸出面とした。

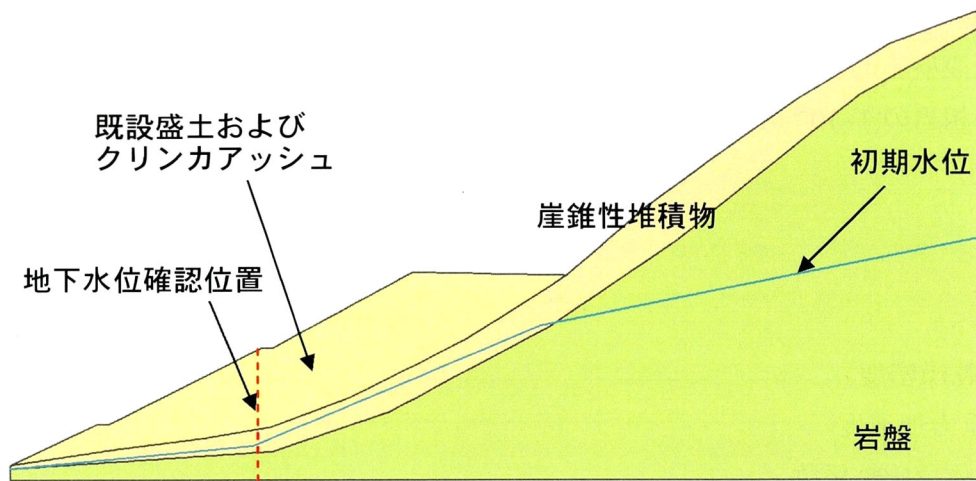


図-4.5.6 解析モデル (S=1/1,000)

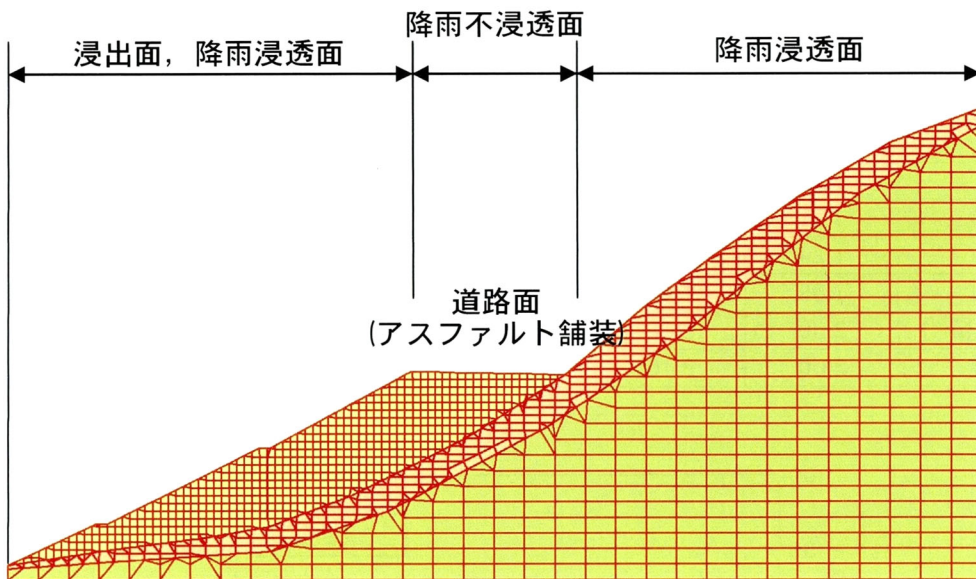


図-4.5.7 解析メッシュ (S=1/1,000)

(4) 土質定数

表-4.5.4 に本解析で使用した土質定数を示す。湿潤密度，飽和密度，粘着力，内部摩擦角，透水係数は，土質試験結果に基づいている。ただし，クリンカアッシュの内部摩擦角は粒子破碎が影響し，これが有効拘束圧に依存する。このため，本研究では，「3.5.2 静的せん断特性」で求めた図-4.5.8 に示すクリンカアッシュの有効拘束圧とセカントアングルの関係を利用して最大盛土厚さ 13m に相当する土被り圧を求め，このときのセカントアングルの関係を内部摩擦角として採用した。ここで，クリンカアッシュの含水比は，過去に若槻・田中ら¹³⁾が実施した全国 15 箇所の石炭火力発電所から収集した 60 試料の含水比の平均値

である21%とし、これに基づき湿潤密度を求めている。

また、岩盤の透水係数は、亀裂が密着したコア状況から不透水層と判断し、 $1.0 \times 10^{-8} \text{ cm/sec}$ とした。既設盛土および崖錐性堆積物の比貯留係数は、国土技術研究センター²⁴⁾が示している砂質土相当の $1 \times 10^{-4} \text{ l/m}$ とし、クリンカアッシュの場合は次式より算出した。

$$S_s = \rho_d g m \quad (4.5.4)$$

ここに、

ρ_d : 乾燥密度

g : 重力加速度

m_v : 体積圧縮係数

である。岩盤の比貯留係数は、山本²⁸⁾に示されている割れ目のある岩石の平均的な値とした。不飽和浸透特性は、図-4.5.3、図-4.5.4に示す曲線を利用している。

表-4.5.4 土質定数

土層名	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	飽和密度 ρ_{sat} (g/cm^3)	粘着力 c (kPa)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	透水係数 k (cm/sec)	比貯留係数 S_s (l/m)
既設盛土	1.90	2.00	23.0	13.0	1.8×10^{-3}	1.0×10^{-4}
C.A.b	1.11	1.47	0.0	43.9	3.2×10^{-2}	1.8×10^{-4}
C.A.c	1.24	1.53	0.0	45.0	3.4×10^{-2}	2.5×10^{-4}
C.A.d	1.08	1.47	0.0	41.4	3.4×10^{-2}	1.1×10^{-4}
崖錐性堆積物	2.00	2.10	33.0	15.0	1.9×10^{-3}	1.0×10^{-4}
岩盤	2.00	2.10	302.0	21.0	1.0×10^{-8}	1.1×10^{-6}

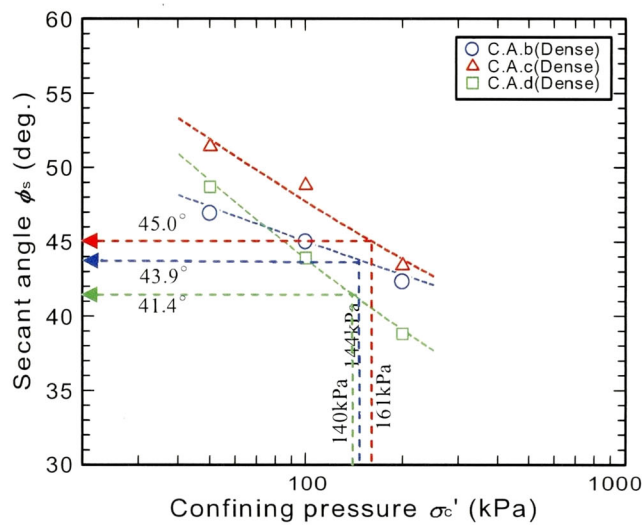


図-4.5.8 クリンカアッシュのセカントアングル

(5) 降雨強度

解析に使用した降雨強度は、近隣の観測所で記録された豪雨時の時間雨量であり、図-4.5.9に示すとおりである。降雨は、継続時間が28時間におよび0～10時間の間は、20mm/h以下の時間雨量が増減しながら続いているが、11～16時間の間に急激に増加し、27～64mm/hの降雨が確認されている。また、それ以降は、19～20時間で一端低下するが、21時間で再度14mm/hの降雨が発生し、それ以降は終息するような降雨記録となっている。

この観測記録によれば、累積雨量は473mmである。当地は、供用開始から13年程度経過しているが、これまで、梅雨や台風時における雨としては、累積降雨量で200mm程度が最大であったことから、累積雨量としては、今回の豪雨は、これの2.4倍程度であり、当該地域における最大級の降雨であったことがわかる。

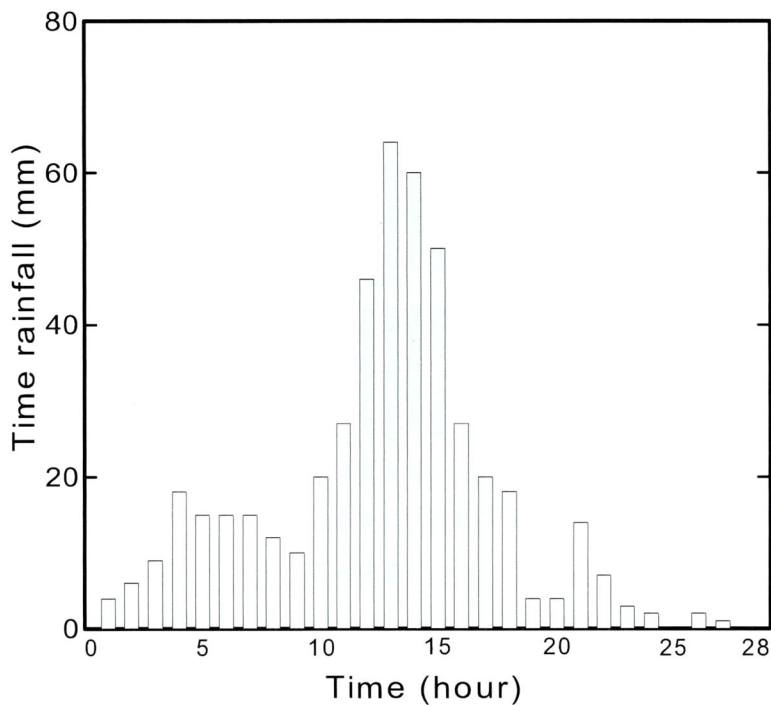


図-4.5.9 豪雨時の時間雨量の経時変化

4.5.3 検討結果

図-4.5.10 (a)～(d)に既設盛土とクリンカアッシュの解析結果を示す。図示したのは、降雨が急増し始める11時間、急低下した16時間、それぞれの盛土における全時間体で最小安全率が得られた付近の21時間および28時間の解析断面である。図中には、最小安全率が得られた円弧すべり形状とその値、初期地下水位および当該時間における地下水位と圧力水頭を示している。また、表-4.5.5には、解析結果のうち、図-4.5.6に示した地下水位の変動が激しい位置の地下水位とそのときの円弧すべり安定計算の最小安全率を示している。表中のハッチングは、降雨時間全体を通しての最小安全率を示している。さらに、図

-4.5.11には、降雨と最小安全率、地下水位の関係も合わせて示している。

図-4.5.10 からわかるように、いずれの盛土においても時間の経過とともに、降雨の影響により、盛土のり面および崖錐性堆積物から水が浸透するため、地下水位が初期よりも上昇するとともに圧力水頭のコンターが左側に移動している。この地下水位の上昇量は、既設盛土が最も大きい。クリンカアッシュの種類別にみると、C.A.c および C.A.d の地下水位の上昇量が大きく、C.A.b は比較的小さな上昇量にとどまっている。最小安全率を示す円弧すべり形状は、既設盛土では、盛土の内部に位置している。これは、既設盛土のせん断強度が小さいこと、盛土荷重が大きいことによる。また、地下水位がクリンカアッシュと比較して高いこともあって、最小安全率は小さな値が得られている。また、クリンカアッシュを盛土材料とした場合のすべり線は、すべて崖錐性堆積物中を通過している。なお、それぞれの盛土材料で計算された最小安全率を与える円弧形状は、一連の計算を通してほとんど変わらないことを確認している。

図-4.5.11 から、各時間における、時間降雨量、地下水位、最小安全率の関係をみると、既設盛土の最小安全率は、初期水位（0時間）で1.073 と、この時点で、すでに小さな値を示している。これは、日本道路協会²⁹⁾に示されている降雨の作用に対する盛土の安定性照査を行う場合の許容安全率1.2を満足しておらず、元々この既設盛土の安定性は低かった可能性がある。また、既設盛土の各時間における最小安全率は、地下水位の上昇とともに低下し、最終的には、0.887となる。この既設盛土の地下水位は、15時間まではC.A.cよりもその上昇量が小さい。これは、図-4.5.3 および図-4.5.4 に示した不飽和浸透特性からわかるようにC.A.cがクリンカアッシュの中で最も水が浸透しやすいこと、また、浸透すると透水係数が高いため、透水係数の小さい崖錐性堆積物上に水位が形成されやすいものと考えられる。また、既設盛土は、最大時間雨量が得られた13時間よりも若干遅れて、急激に上昇するようになり、降雨が終息する28時間付近においても、まだ、上昇傾向にある。これも、不飽和浸透特性からわかるように、クリンカアッシュと比較して既設盛土は、体積含水率が小さな0.2程度で飽和時の透水係数と同様となるが、その飽和時の透水係数が、クリンカアッシュが $3.4 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ 程度であるのに対して、既設盛土は $1.8 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ と1オーダー程度小さく、クリンカアッシュよりも盛土外に地下水が抜けにくいためである。このことは、C.A.cやC.A.dの地下水位が28時間に近づくにつれて低下傾向を示すことから理解できる。

クリンカアッシュを盛土材料として採用した場合には、いずれの材料でも初期水位（0時間）で1.5前後の最小安全率が得られ、通常の地下水位の状況であれば、かなり安定していることがわかる。また、降雨による盛土内の地下水位の上昇は、既設盛土よりも小さく、最小安全率は、最低でも1.3程度は確保されている。これは、図-4.5.3 および図-4.5.4 の不飽和浸透特性に示しているように、クリンカアッシュは、体積含水率が大きくなっても圧力水頭が大きくなりやすく、地下水が流れにくいためであり、その原因は、外部と連

結した間隙の影響によるものと考えられる。特に、C.A.b は、他のクリンカアッシュと比較して、圧力水頭が大きくなりにくいことが、これは、材料に含まれる細砂や中砂の量が多いことによるものと考えられる。

このように、クリンカアッシュは、降雨の影響によって、盛土内の地下水位は、上昇するものの、その上昇量は小さく、かつ、軽量で、セカントアンクル（内部摩擦角）も大きいため、いずれの試料においても、すべての時間に対して無体策で 1.3 以上の最小安全率が確保されており、降雨の浸透が問題となる盛土を計画する場合には、非常に有効であると言える。

第4章 クリンカアッシュの地盤材料としての適用性検討

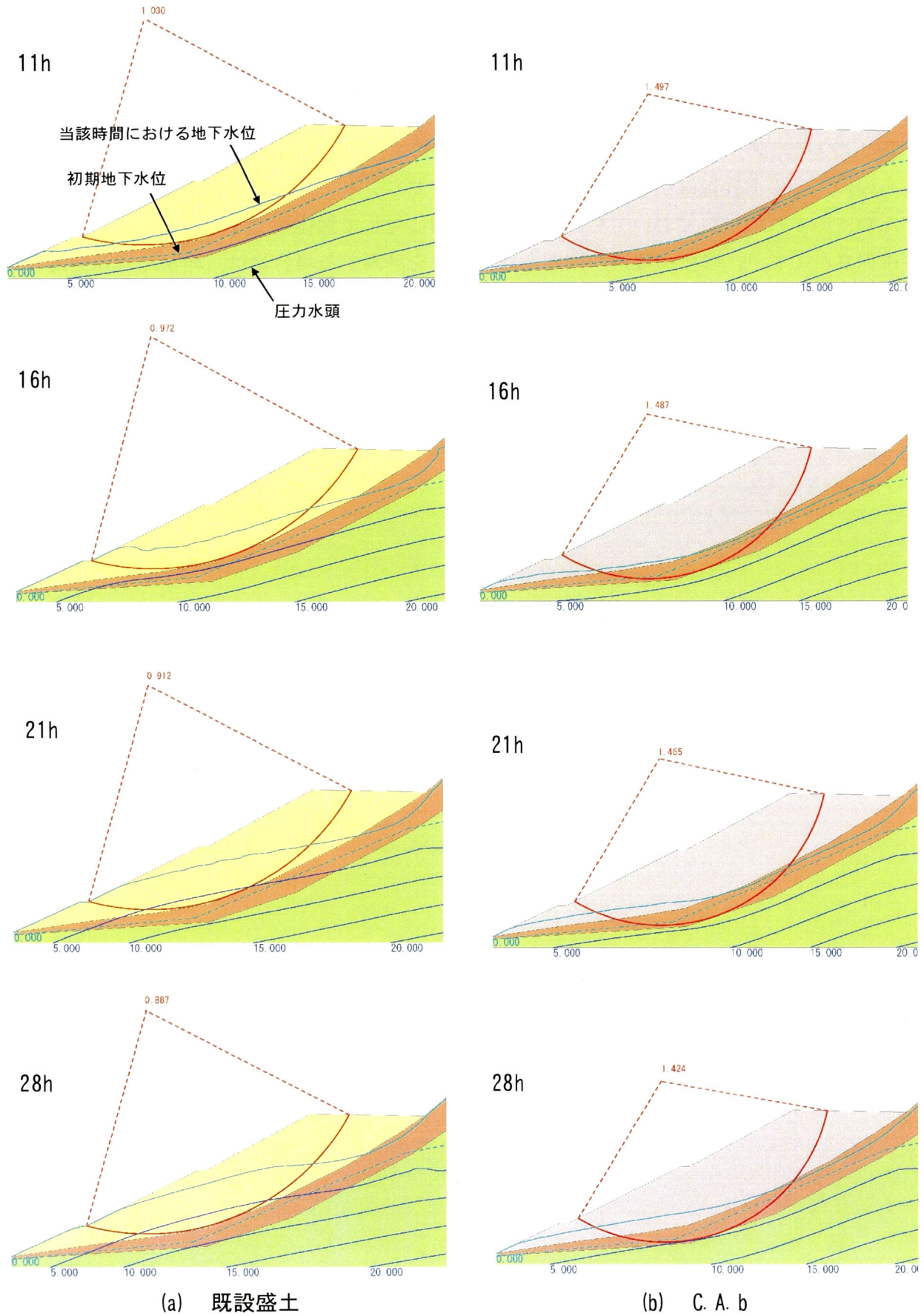
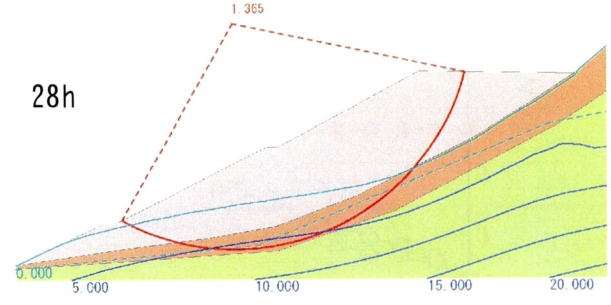
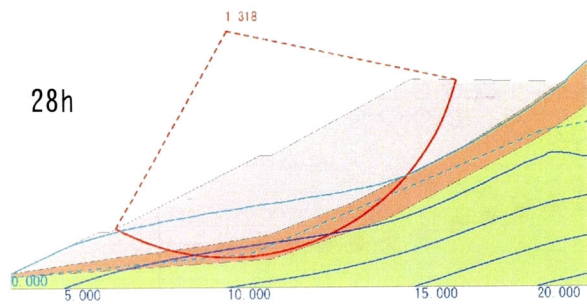
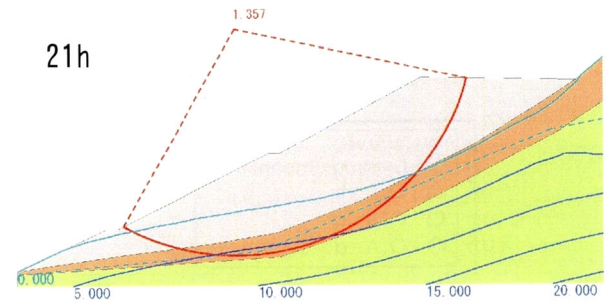
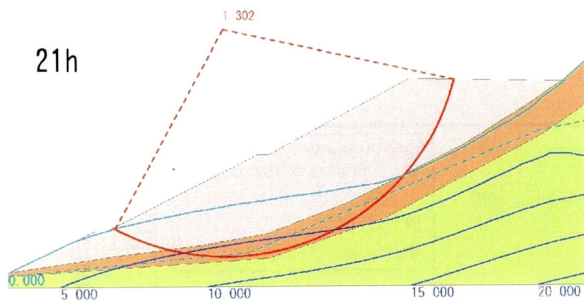
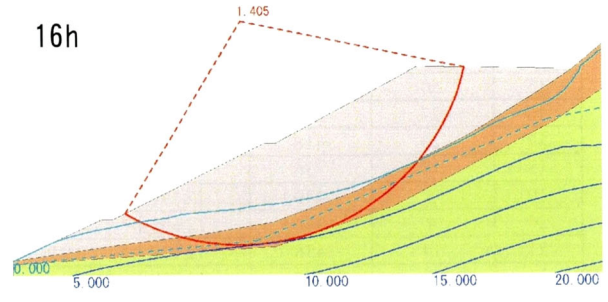
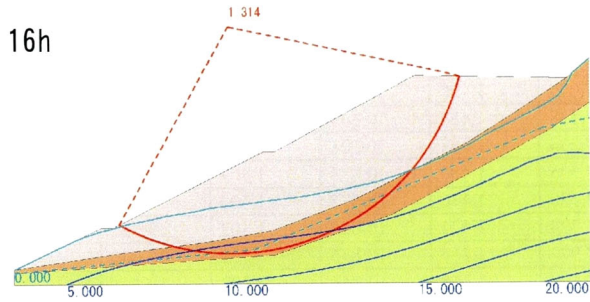
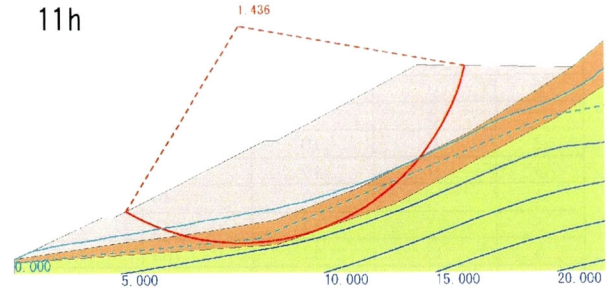
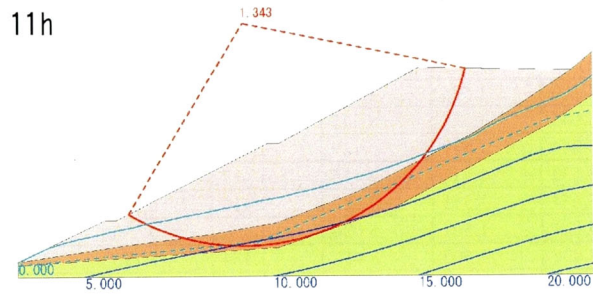


図-4.5.10 解析結果

第4章 クリンカアッシュの地盤材料としての適用性検討



(c) C. A. c

(d) C. A. d

図-4.5.10 解析結果

表-4.5.5 解析結果

降雨時間 (hour)	時間降雨量 (mm)	累積降雨量 (mm)	既設盛土		C.A.b		C.A.c		C.A.d	
			地下水位 (m)	最小安全率 F_{smin}	地下水位 (m)	最小安全率 F_{smin}	地下水位 (m)	最小安全率 F_{smin}	地下水位 (m)	最小安全率 F_{smin}
0	0	0	4.500	1.073	4.500	1.525	4.500	1.490	4.500	1.514
1	4	4	5.121	1.073	5.045	1.525	5.245	1.477	5.205	1.506
2	6	10	5.575	1.073	5.344	1.519	6.129	1.466	5.618	1.494
3	9	19	5.962	1.073	5.532	1.515	7.115	1.437	5.986	1.482
4	18	37	6.349	1.073	5.654	1.511	7.587	1.413	6.462	1.479
5	15	52	6.681	1.072	5.811	1.507	8.024	1.397	6.810	1.475
6	15	67	7.163	1.066	5.936	1.502	8.410	1.384	7.196	1.463
7	15	82	7.517	1.060	6.090	1.498	8.707	1.372	7.410	1.459
8	12	94	7.848	1.053	6.282	1.495	8.983	1.359	7.573	1.454
9	10	104	8.199	1.045	6.434	1.502	9.231	1.357	7.726	1.448
10	20	124	8.521	1.038	6.576	1.499	9.446	1.349	7.865	1.442
11	27	151	8.855	1.030	6.680	1.497	9.643	1.343	8.018	1.436
12	46	197	9.157	1.022	6.780	1.495	9.795	1.338	8.169	1.431
13	64	261	9.444	1.014	6.861	1.494	9.962	1.332	8.311	1.426
14	60	321	9.762	1.000	6.952	1.491	10.135	1.325	8.465	1.420
15	50	371	10.175	0.986	7.039	1.490	10.336	1.319	8.703	1.413
16	27	398	10.625	0.972	7.138	1.487	10.549	1.314	9.021	1.405
17	20	418	11.089	0.961	7.234	1.483	10.721	1.310	9.378	1.395
18	18	436	11.640	0.947	7.345	1.480	10.814	1.307	9.640	1.384
19	4	440	12.194	0.934	7.530	1.476	10.875	1.304	9.845	1.372
20	4	444	12.636	0.923	7.724	1.471	10.889	1.303	9.957	1.363
21	14	458	12.979	0.912	7.972	1.465	10.875	1.302	10.040	1.357
22	7	465	13.238	0.903	8.138	1.458	10.846	1.302	10.104	1.355
23	3	468	13.402	0.897	8.301	1.451	10.805	1.303	10.141	1.355
24	2	470	13.506	0.892	8.440	1.445	10.754	1.306	10.158	1.356
25	0	470	13.567	0.890	8.573	1.438	10.699	1.308	10.157	1.358
26	2	472	13.606	0.888	8.673	1.433	10.637	1.312	10.139	1.360
27	1	473	13.627	0.887	8.769	1.427	10.571	1.315	10.109	1.362
28	0	473	13.632	0.887	8.861	1.424	10.501	1.318	10.069	1.365

：最小安全率

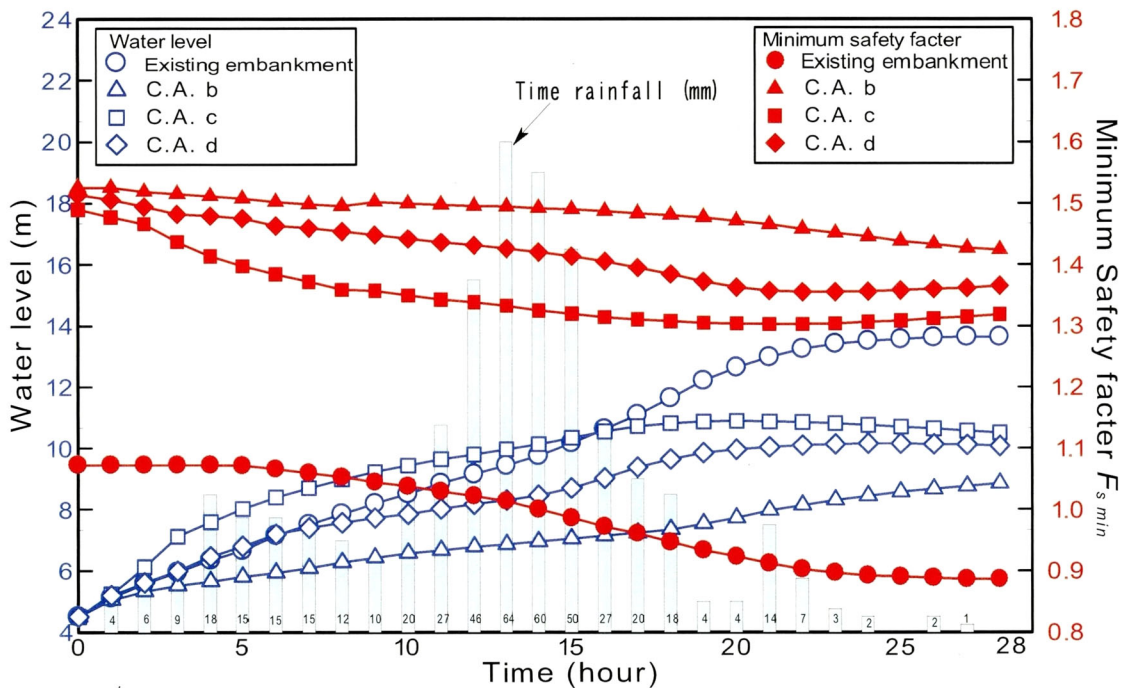


図-4.5.11 豪雨時の時間雨量，地下水位および最小安全率の経時変化

4.6 要約

本章では、第3章で明らかとなった粒子特性、物理特性および力学特性から地盤材料としての適用の可能性を検討した。また、その結果から有効利用の促進に有望な「軟弱地盤上の盛土材料に関する適用性」、「補強土壁の裏込め材料に関する適用性」、「斜面上の盛土材料に関する適用性」について検討し、クリンカアッシュの有効性を検討した。

その結果、以下のことが明らかとなった。

(1) クリンカアッシュの性能を考慮した適用可能性の検討

- ① クリンカアッシュは、「せん断特性」、「軽量特性」、「透水特性」が自然砂と比較して高い性能も持っている。
- ② このため、「置換え基礎材料」、「安定な基礎地盤上の盛土材料」、「軟弱地盤上の盛土材料」、「補強土壁の裏込め材料」、「擁壁・橋台背後の裏込め材料」、「岸壁・護岸の裏込め材料」、「ボックス上部の盛土材料」、「埋設管上部の埋戻し材料」、「鉛直ドレーン材料」、「水平ドレーン材料」、「コンパクションパイル材料」、「斜面上の盛土材料」などへの適用が考えられる。

(2) 軟弱地盤上の盛土に関する適用性の検討

- ① 軟弱地盤上の道路盛土による周辺地盤の変形に伴う既設建築物への影響を検討した。検討は、二次元弾塑性FEM解析により行い、比較する盛土材料はM-Masadoとした。
- ② 無対策時の検討においては、盛土の沈下量、軟弱地盤の過剰間隙水圧、周辺地盤の変形に対して、主にクリンカアッシュが軽量であることから、M-Masadoを適用した場合よりも小さな値が得られた。特に、周辺地盤の変形は、M-Masadoを適用すると軟弱地盤の隆起が大きく、影響範囲は40mに及ぶが、クリンカアッシュを適用した場合には、24mとかなり小さくすることが可能であることが明らかとなった。しかし、クリンカアッシュを盛土材料としても周辺地盤の変形が許容できなかった。
- ③ 対策工法として深層混合処理工法を盛土のり尻に適用して検討した。その結果、クリンカアッシュを盛土材料とした場合には、変形角の許容値を満足するためには、深層混合処理杭の改良幅は4m必要であり、M-Masadoを使用した場合は7mの改良幅が必要である。したがって、今回の検討では、クリンカアッシュを採用することにより、3m分の改良幅を減少させることができ、クリンカアッシュを盛土材料として使用することの有効性を確認することができた。

(3) 補強土壁の裏込め材料に関する適用性の検討

- ① 補強土壁は、「テールアルメ補強土壁工法」、「ジオシンセティックス補強土壁工法」、

「多数アンカー式補強土壁工法」に大別できるが、本研究では、テールアルメ補強土壁工法に対して現場引抜き試験結果から補強効果を評価し、現行設計法に基づきクリンカアッシュを裏込め材料として利用した場合の有効性について検討した。

- ② クリンカアッシュの見かけの摩擦係数は、自然土と比較して、最大で6倍程度大きな値を示す。これは、クリンカアッシュの粒子形状の複雑さに起因するストリップおよびこれに付随するリブとのかみ合わせの良さと、これに伴い発生するダイレタンシーにより、ストリップ面に作用する鉛直力が増加するためと考えられる。
- ③ クリンカアッシュをテールアルメ補強土壁の裏込め材として利用することにより、一般の砂質土よりも20%程度ストリップの敷設長を軽減することができる。

(4) 斜面上の盛土に関する適用性の検討

- ① クリンカアッシュは、これまで行ってきた材料試験結果から、せん断強度や透水係数が大きいため、降雨時に盛土内の地下水が浸透するような山腹斜面の腹付け盛土などへの適用が可能と考えた。このため、本研究では、クリンカアッシュの不飽和浸透特性を明らかにするとともに、実際に豪雨により崩壊した山腹斜面への腹付け盛土の材料をクリンカアッシュに変更した場合に、どの程度の効果があるかを検討した。
- ② 不飽和浸透特性は、保水性試験を行うとともに、van Genuchtenモデル式により、比透水係数を求めた。その結果、クリンカアッシュは、体積含水率が0.2程度までは、不飽和浸透流そのものがほとんど発生せず、体積含水率が0.35~0.4以上にならないければ、飽和状態と同様な透水係数が得られないことがわかった。
- ③ これは、クリンカアッシュ粒子の内部に存在する、外部と連結した細かな空隙に水が溜まり、この空隙にある程度水が満たされてから、浸透流が発生するためと考えられる。また、この外部と連結した細かな空隙では、毛管作用の働きが強いと想定され、これも一つの要因と考えられる。
- ④ さらに、クリンカアッシュに細かな粒子が存在する場合には、粒子の比表面積が大きいため、毛管作用の働きが強いことから、体積含水率が比較的大きくならないと圧力水頭も大きくなる。
- ⑤ 山腹斜面における浸透流解析の結果、いずれの盛土においても時間の経過とともに、降雨の影響により、盛土のり面および崖錐性堆積物から水が浸透するため、地下水位が初期よりも上昇するとともに圧力水頭のコンターが左側に移動する。この盛土内の地下水位の上昇量は、不飽和浸透特性が反映され、既設盛土が最も高い。
- ⑥ 最小安全率を示す円弧すべり形状は、既設盛土では、盛土の内部に発生している。これは、既設盛土のせん断強度が小さいこと、盛土荷重が大きいことによる。また、地下水位がクリンカアッシュと比較して高いこともあって、最小安全率は小さな値が得られている。

第4章 クリンカアッシュの地盤材料としての適用性検討

- ⑦ クリンカアッシュを盛土材料として採用した場合には、いずれの材料でも初期水位（0時間）で1.5前後の最小安全率が得られ、通常の地下水位の状況であれば、かなり安定している。また、降雨による盛土内の地下水位の上昇は、既設盛土よりも小さく、最小安全率は、最低でも1.3程度は確保されている。
- ⑧ このように、クリンカアッシュは、降雨の影響によって、盛土内の地下水位は、上昇するものの、その上昇量は小さく、かつ、軽量で、セカントアングル（内部摩擦角）も大きいため、降雨の浸透が問題となる盛土を計画する場合には、非常に有効であると言える。

参考文献

- 1) 社団法人日本建築学会中国支部：広島県西部地盤，pp.1～3，1987.
- 2) Iizuka, A. and Ohta, H. : A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987
- 3) Jaky, J. :Pressure in soiles, Proc. Of 2nd Conference on soil mechanics and foundations engineering, Vol. 1, pp.103-107, 1948.
- 4) 軽部大蔵：規格以外の三軸圧縮試験方法とその問題点,第20回土質工学シンポジウム発表論文集, pp.45～60, 1975.
- 5) Ohta, H. : Analysis of deformations of soils based on the theory of plasticity and its application to settlement of embankments, Dr. Eng. Thesis, Kyoto University, 1971.
- 6) 財団法人土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法 設計・施工マニュアル 改訂版, p.40, 2004.
- 7) 社団法人日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，2008.
- 8) 小川憲保，川口一男，岡野 実，天野正道：クリンカーアッシュを使用した補強土壁工の設計施工，第27回土質工学研究発表会，pp.2461-2462，1992.
- 9) 池田陵志，澄川 健，安野孝生：テールアルメ盛り土材としてのクリンカーアッシュの有効利用，土木学会第56回年次学術講演会，pp.410-411，2001.
- 10) 浦辻和幸：クリンカーアッシュを用いた軽量盛土工法，国土交通省中国地方整備局第56回管内技術発表会，2005.
- 11) 財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物,2007.
- 12) 例えば，帯鋼補強土壁の健全性評価のための引抜き試験の有効性について，第45回地盤工学研究発表会，pp.525～526，2010.
- 13) 若槻好孝，田中 等，内田裕二，入江功四郎，兵動正幸，吉本憲正：クリンカーアッシュの材料特性と適用性の検討,地盤工学ジャーナル，Vol.2, No.4, pp.271-285，2007.
- 14) 財団法人土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法 設計・施工マニュアル 第3回改訂版，2003.
- 15) 橋本良昭：補強土(テールアルメ)壁に用いるリブ付きストリップの摩擦特性について，土と基礎，pp.41～46，1983.
- 16) 曾田範宗：摩擦の話，岩波書店，pp.59～60，1981.
- 17) 小川憲保：現場引抜き試験による帯鋼補強材と盛土材との摩擦特性，土木学会論文集，No.568/III-39, pp.221-226，1997.
- 18) G. N. Richardson, K. L. Lee : Seismic design of reinforced earth walls, Journal of the geotechnical engineering division, Feb. 15.
- 19) 千田，見波：テールアルメ工法の概要とその構内実験，9月刊建設，80-6.

- 20) Klute, A. :The determination of the hydraulic conductivity and diffusivity of unsaturated soil, Soil Science, Vol.133, No.4, pp.264-276, 1972.
- 21) 西垣 誠, 竹下祐二 : 室内及び原位置における不飽和浸透特性の試験及び調査方法に関する研究, 1993.
- 22) van Genuchten, M. Th. :A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Sci. Soc. Am. J., Vol.44, pp.892~898, 1980.
- 23) Mualem, Y. : A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, Water Res. Res., Vol.12, No.3, pp.513-522, 1976.
- 24) 財団法人国土技術研究センター : 河川堤防の構造検討の手引き, p.47, 平成 14 年 7 月.
- 25) 箭内寛治・飯竹重夫 : pF の工学的応用 (その 1), 土と基礎, Vol.35, No.2, pp.71-76, 1986.
- 26) 西日本高速道路株式会社 中国支社, 財団法人高速道路技術センター : 山陽自動車道災害調査検討委員会 報告書, 2007.
- 27) 赤井浩一, 大西有三, 西垣 誠 : 有限要素法による飽和-不飽和浸透流の解析, 土木学会論文集, No.264, pp.87-96, 1977.
- 28) 山本荘毅 : 地下水調査法, 古今書院, 1983.
- 29) 社団法人日本道路協会 : 道路土工 盛土工指針 (平成 22 年度版), 2010.

第5章 結論

5.1 研究成果

クリンカアッシュは、石炭火力発電所から排出された石炭灰であり、循環型社会を形成の観点から、この有効利用が求められている。クリンカアッシュの知名度の低さおよび供給体制が整っていなかったことなどから有効利用率は低く、今後、より一層の有効利用を促進する必要がある。

クリンカアッシュは、人工的に生成された材料であり、その粒子形状や粒子強度など、自然界に存在する土と比較して異なる点も多く、粒子特性、物理特性、力学特性などの材料特性が不明確な部分が多い。しかし、クリンカアッシュに関する研究は、非常に少なく、物理特性や力学特性を概略的に求めた事例が僅かにあるに過ぎない。また、その適用にあたっては、いくつか利用された実績はあるものの、既往の研究成果のみでは、クリンカアッシュの材料特性を統括的に把握し、普遍的にこれらの設計を行うことは不可能であった。

このため、本論文では、不明確なクリンカアッシュの材料特性を検討するとともに、この地盤材料としての適用性を具体的に検討し、最終的には有効利用が促進されることを目的とした。

得られた成果は、各章ごとにまとめて示したが、総括すると以下のとおりである。

第1章では、クリンカアッシュを含めた石炭灰の生成過程やその基本的な性質をまとめるとともに、生産量や有効利用量を概観し、クリンカアッシュの有効利用促進の必要性を述べた。また、産業廃棄物に位置づけられる石炭灰の環境影響とこれに関する法体系についても整理した。

第2章では、クリンカアッシュを利用する上で、これまで行われてきた取り組みについて、物理特性、力学特性および化学特性と地盤材料への適用性に関する事例および研究をとりまとめた。

第3章では、クリンカアッシュの粒子が人工的に生成された材料であることを考慮し、その形状や単粒子破碎強度を評価し粒子特性の検討を行った。また、クリンカアッシュを地盤材料として取り扱うために、自然砂と同様な物理試験や力学試験も行い、これの相違を比較検討することでクリンカアッシュの特徴などを検討した。得られた主な見地をまと

めると以下のとおりである。

(1) 物理特性

- ① クリンカアッシュは、その粒子内部にある外部と連結していない閉じた空隙の影響により、粒子密度は小さい。また、礫分28～56%、砂分36～63%程度含むことから礫質土や砂質土に分類される。
- ② 最大空隙比および最小空隙比は、自然砂と比較して大きい。これは、粒子内の外部と連結した空隙の多いことおよび粒子形状が複雑なためである。

(2) 粒子特性

- ① クリンカアッシュは、石炭燃焼時に約1,500℃の高温状態から急冷され硬化する際に生成されるため、粒子内部には、外部と連結した空隙と連結していない空隙が存在する。また、急冷・硬化したクリンカアッシュは、粒径が約2cmになるよう粉碎されていることから、粒子表面は、非常に角張っており、複雑な形状を呈している。
- ② 単粒子破碎強度は、自然砂と比較して1/5～1/10程度小さく、粒子破碎の起こりやすい材料であると言える。

(3) 力学特性

- ① クリンカアッシュの締固め曲線は、自然砂と比較してなだらかな曲線を呈しており、締固め易い材料と言える。また、粒子内部に空隙が存在すること、粒子形状が複雑で再配列されにくいことから、最大乾燥密度は非常に小さい。
- ② 静的せん断特性は、拘束圧の影響を受け、低い有効拘束圧から高い有効拘束圧に推移するにしたがって、応力比と軸ひずみの関係の立ち上がりが緩やかとなる。また、これに伴いピーク応力比が低下するとともに、これを発現するひずみは大きくなる。
- ③ モールの応力円より求まる破壊包絡線は、見かけ上の粘着力が得られるが、これは、粒子破碎の影響であり、セカントアングルを設計時の内部摩擦角として取り扱うことが合理的である。
- ④ クリンカアッシュは、セカントアングルが対数表示した有効拘束圧に対して直線的に低下するが、最も緩い状態であっても $\sigma_c' = 50 \sim 200 \text{ kPa}$ の範囲であれば、ほぼ35°以上のセカントアングルが得られる。
- ⑤ セカントアングルおよび変形係数と初期間隙比の関係は、有効拘束圧に応じて一義的な関係がある。
- ⑥ クリンカアッシュの非排水せん断時の軸ひずみの発達は緩慢であるとともに平均有効主応力がゼロには至らない。つまり、完全液状化には至らない材料である。
- ⑦ クリンカアッシュは最も緩い状態であっても、メンブレンペネトレーションの補正後

の繰返しせん断強度は、相対密度50%を目標に作製した中位の状態の自然砂と比較し大きな値が得られた。

- ⑧ クリンカアッシュの繰返し非排水三軸試験前後の粒度分布には、変化が見られず、粒子破碎の影響は受けていないものと考えられる。
- ⑨ クリンカアッシュ、造粒石炭灰および自然砂全体で考えると概ね真円度が大きいものほど、セカントアングルおよび繰返しせん断強度が大きくなる傾向にあり、クリンカアッシュはその粒子形状の複雑さに起因した粒子同士のかみ合せの良さによるものと推察できる。
- ⑩ 飽和透水係数 k は、間隙比 e との間に $k=0.0028 \cdot 10^{0.78e}$ の関係がある。ただし、間隙比が小さい時には、小さな粒子の影響があるため、留意する必要がある。

(4) 化学特性

- ① クリンカアッシュの化学成分は、二酸化珪素(SiO_2)および酸化アルミニウム(Al_2O_3)が多く、全体の85%程度を占めており、次いで酸化鉄 (Fe_2O_3)、酸化カルシウム(CaO)の順となる。また、これらの化学成分は、自然土とほぼ同様である。さらに、スラグのように、 CaO 成分が少ないことから変形追従性が良い材料と言える。
- ② 土壤環境基準に基づき、クリンカアッシュの重金属の溶出量を確認したが、基準値を上回る溶出量は得られなかった。

第4章では、第3章で明らかとなった粒子特性、物理特性および力学特性から地盤材料としての適用の可能性を検討した。さらに、その結果から有効利用の促進に有望な「軟弱地盤上の盛土材料に関する適用性」、「補強土壁の裏込め材料に関する適用性」、「斜面上の盛土材料に関する適用性」について検討し、クリンカアッシュの有効性を明らかにした。得られた主な見地をまとめると以下のとおりである。

(1) クリンカアッシュの性能を考慮した適用可能性の検討

- ① クリンカアッシュは、「せん断特性」、「軽量特性」、「透水特性」が自然砂と比較して高い性能も持っている。このため、「置換え基礎材料」、「軟弱地盤上の盛土材料」、「安定な基礎地盤上の盛土材料」、「補強土壁の裏込め材料」、「擁壁・橋台背後の裏込め材料」、「岸壁・護岸の裏込め材料」、「ボックス上部の盛土材料」、「埋設管上部の埋戻し材料」、「鉛直ドレーン材料」、「水平ドレーン材料」、「コンパクションパイル材料」、「斜面上の盛土材料」などへの適用が考えられる。

(2) 軟弱地盤上の盛土材料に関する適用性の検討

- ① 無対策時の検討においては、盛土の沈下量、軟弱地盤の過剰間隙水圧、周辺地盤の変

形に対して、主にクリンカアッシュが軽量であることから、M-Masadoを適用した場合よりも小さな値が得られた。

- ② 対策工法として深層混合処理工法を盛土のり尻に適用して検討した。その結果、クリンカアッシュを採用することにより、3m分の改良幅を減少させることができ、クリンカアッシュを軟弱地盤上の盛土材料としての有効性を確認することができた。

(3) 補強土壁の裏込め材料に関する適用性の検討

- ① テールアルメ補強土壁におけるクリンカアッシュの見かけの摩擦係数は、自然土と比較して、かなり大きな値を示す。
- ② クリンカアッシュをテールアルメ補強土壁の裏込め材として利用することにより、一般の砂質土よりも20%程度ストリップの敷設長を軽減することができる。

(4) 斜面上の盛土材料に関する適用性の検討

- ① クリンカアッシュは、自然砂と比較して体積含水率が大きくなると、不飽和浸透流が発生しない。これは、クリンカアッシュ粒子の内部に存在する、空隙に保水されることおよびこの空隙により毛管作用の働きが強くなっているためと考えられる。
- ② また、クリンカアッシュに細かな粒子が存在する場合には、粒子の比表面積が大きいことにより、毛管作用の働きがさらに強くなり、体積含水率が比較的大きくならないと圧力水頭も大きくなり、山腹斜面における浸透流解析の結果、盛土内の地下水位の上昇が認められるが、その量は、不飽和浸透特性が反映され、既設盛土が最も高い。
- ④ クリンカアッシュを盛土材料として採用した場合には、いずれの材料でも初期水位（0時間）で1.5前後の最小安全率が得られ、通常地下水位の状況であれば、かなり安定している。また、降雨による盛土内の地下水位の上昇は、既設盛土よりも小さく、最小安全率は、最低でも1.3程度は確保されている。
- ⑤ したがって、クリンカアッシュは、降雨の影響によって、盛土内の地下水位は、上昇するものの、その上昇量は小さく、かつ、軽量で、セカントアンクル（内部摩擦角）も大きいため、降雨の浸透が問題となる盛土を計画する場合には、非常に有効であると言える。

5.2 今後の課題

本研究では、クリンカアッシュの材料特性を確認するとともに、この地盤材料としての適用性を「軟弱地盤上の盛土材料に関する適用性」、「補強土壁の裏込め材料に関する適用性」、「斜面上の盛土材料に関する適用性」といった具体的な課題に対して検討し、最終的には有効利用が可能であることを確認した。しかし、クリンカアッシュの材料特性および適用性についてすべて検討できたわけではなく、いくつかの課題が残されている。以下に今後の課題についてまとめて示す。

(1) 静的せん断特性

- ・ クリンカアッシュの静的せん断特性は、有効拘束圧を 50~200kPa とした圧密排水三軸圧縮試験により求め、粒子破碎の影響により有効拘束圧の増加に伴いセカントアングルは低下することを確認している。したがって、200 kPa よりも大きな有効拘束圧が載荷される場合には、セカントアングルを確認しておく必要がある。
- ・ クリンカアッシュが不飽和状態の場合は、自然砂と同様、サクションが働くため、静的せん断強度は大きくなるものと考えられる。一般には、自然の砂質土であっても安全側の配慮から小さなせん断強度が得られる飽和時の値を採用しているが、詳細な検討が必要な場合は、不飽和時のせん断特性を明らかにしておく必要がある。

(2) 動的せん断特性

- ・ 本研究では、クリンカアッシュの繰返しせん断強度を求めたが、地震時の変形特性を求めるためには「繰返し三軸試験」や「中空ねじりせん断試験」を実施する必要がある。また、微小ひずみレベルのせん断弾性係数を得るには、ベンダーエレメント試験などを実施する必要がある。
- ・ さらに、本研究では、最も緩い状態の繰返しせん断強度を求めたが、密度増大工法が適用され、間隙比が小さくなる場合の繰返しせん断強度も求めておくことが望ましい。

(3) 圧縮特性

- ・ クリンカアッシュは、破碎性材料であるため、盛土が高くなるとその荷重で沈下する。ただし、圧密現象ではないため、盛土完成時点で、沈下は、ほぼ終息しているものと考えられる。本研究では、道路盛土や小規模構造物のように載荷重の小さい場合の宅地造成盛土を対象としたため、圧縮沈下は問題としなかったが、盛土後に大規模構造物が構築される場合などは、沈下障害が発生する可能性があるため、加登・中田ら¹⁾や吉本²⁾が示したような一次元圧縮試験を実施して圧縮特性を把握しておく必要がある。

(4) 浸透特性

- ・ クリンカアッシュの飽和透水係数は、3.5節の「飽和透水特性」に示したように、間隙比と一義的な関係があることがわかったが、C.A.bのような粒径の小さな粒子が多くなると透水係数は低下するようである。このため、細粒分などの含有率を変化させた低水位透水試験を実施して飽和透水係数への影響を確認しておく必要がある。
- ・ また、不飽和浸透特性を求めるにあたって、本研究では、Mualem のモデル式³⁾より、体積含水率と比透水係数の関係を求めたが、流速制御法やインスタテニアスプロファイル法などにより、確認する必要がある。
- ・ 本研究では、解析的にクリンカアッシュ盛土内への降雨の浸透現象を求めたが、模型実験などを行い、解析結果との比較を行っておくことが望ましい。

(5) ストリップの引抜き特性

- ・ 本研究では、クリンカアッシュを裏込め材料とした補強土壁のストリップの現場引抜き試験を実施したが、土被り高が4.2m以上の見かけの摩擦係数が得られていない。このため、現場引抜き試験との整合の確認も含め、室内引抜き試験などで見かけの摩擦係数を確認しておく必要がある。
- ・ また、現行設計法⁴⁾では、ストリップの最小長さなどの制約条件があり、クリンカアッシュの有効性を十分に発揮できていないが、制約条件を無くすには、模型実験や実物大実験などを実施する必要があるものと考えられる。

(6) 繰返し利用

- ・ 補強土壁の裏込め材料として利用されたクリンカアッシュは、未使用の試料と比較すると10%程度、細粒分が増加しており、セカントアングルも低下する傾向にあった。このため、繰返して利用されるとき物理特性や力学特性を把握しておく必要がある。

(7) その他

- ・ 本研究で使用したクリンカアッシュには、大きな特性の違いは見受けられなかった。しかし、C.A.bのような粒径の小さな粒子が多くなると浸透特性に影響を及ぼすことが本研究で明らかとなっている。このようなクリンカアッシュ特徴は、炭種、燃焼方式、粉碎方法などの差異によるものと考えられる。このため、クリンカアッシュの生成過程が地盤材料特性にどのような影響を及ぼすかについても検討しておくことが望ましい。
- ・ 密度の程度を表す指標には、相対密度と締固め度がある。砂質土の場合、相対密度で評価することが多いが、クリンカアッシュのように礫を含む最大密度試験では、バイブレーターを使用することから、試験中に粒子破碎が起り、最小間隙比が小さくなるため、結果的に相対密度が小さくなる。このような破碎性材料に対する最大密度試験について

は、地盤工学会⁵⁾では、「粒子破碎性の大きい粒度を用いる場合には、試験結果における粒子破碎の影響に対して技術者の高度な判断が必要である。」としているが、具体的な解決方法は示されていない。この問題は、クリンカアッシュに限らず、礫を混入する破碎性土全体の問題であり、学会を含めて検討すべき課題である。

参考文献

- 1) 加登文学, 中田幸男, 兵動正幸, 村田秀一: 破碎性材料の粒子特性と一次元圧縮特性, 土木学会論文集, No. 701/Ⅲ-58, pp. 343-355, 2002.
- 2) 吉本憲正: 造粒石炭灰の地盤材料としての力学特性および環境影響評価に関する研究, 山口大学学位論文, 2007.
- 3) Mualem, Y.: A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, Water Res. Res., Vol.12, No.3, pp.513-522, 1976.
- 4) 財団法人土木研究センター: 補強土(テールアルメ)壁工法 設計・施工マニュアル 第3回改訂版, 2003.
- 5) (社)地盤工学会: 礫の最小密度・最大密度試験方法(JGS 0162-2009), 地盤材料試験の方法と解説一二分冊の1一, pp. 198-221, 2009.

謝 辞

本論文は、著者が、クリンカアッシュと言う石炭灰に出会い、その後、約3年間にわたり行ってきた研究成果をまとめたものです。在学中は、大阪支社への転勤、網膜剥離による入院・療養、業務多忙による半年間の休学などいくつかの困難もありましたが、社会人として研究を進めることができたのは、ご指導頂いた諸先生のご尽力はもとより、会社の諸氏のご理解とご協力の賜であると深く感謝しております。

山口大学大学院理工学研究科 教授 兵動正幸先生には、ご指導とご助言を頂きました。先生には、本研究を始める前から学会等でお会いする機会があり、その度にいろいろとご指導を頂いておりました。その後、著者が会社の業務でクリンカアッシュを取り扱うこととなり、先生にご相談に行った折に、熱いご指導と博士後期課程へのお誘いを頂き、本論文を書き上げるきっかけを得ることができました。その際、著者が他の研究室の卒業生であることを考慮し、当時の指導教官であった 故 山口大学大学院理工学研究科 教授 山本哲朗先生にご了解を頂く際にもご尽力を頂きました。また、研究成果の発表にあたって、デンバーやアトランタにもご同行頂きました。さらに、研究方針や進捗状況を報告する際も、研究者のみならず、社会人としての心構えなどのご教示や私生活での悩み、人間関係についても真摯にご指導を賜りました。深く感謝しております。

故 山口大学大学院理工学研究科 教授 山本哲朗先生には、著者が土質研究室に所属して以来、折に触れ、研究のご指導および研究者としての心構えを教えて頂くとともに、本研究の取り組みに際して、ご理解を頂きました。本当にありがとうございます。

山口大学大学院理工学研究科 教授 宮本文穂先生、中田幸男先生、山口大学 大学評価室 准教授 鈴木素之先生、山口大学大学院理工学研究科 助教 吉本憲正先生には、忙しい中、論文の内容についての御指導や不備な点に対する御指摘を頂きました。ここに、深く感謝の意を表します。特に、吉本憲正先生には、造粒石炭灰などのご研究の傍ら、著者の研究も積極的にご指導を頂き、打合せの度に新鮮なお話をお聞きすることができました。本当にありがとうございました。

九州大学 安福則之先生、崇城大学 荒牧憲隆先生、山口大学 石蔵良平先生をはじめ、学会発表などの活動を通じて多くの先生や先輩方に巡り会うことができ、研究を進める上でのアドバイスや激励を頂きました。ここに感謝の意を表します。

株式会社エネルギー・エコ・マテリアの齊藤直氏、田中等氏、澄川健氏、中下明文氏、内田裕二氏、入江功四郎氏、池田陵志氏、中村芳弘氏には、本研究のきっかけを頂くとともに、試料やデータのご提供をして頂きました。また、実物大のテールアルメ補強土壁におけるストリップの現場引抜き試験を実施することにより、貴重なデータを得ることがで

謝辞

きました。大変感謝しております。また、ヒロセ株式会社 山中尚樹氏には、テールアルメ補強土壁の現行設計法に関していろいろとご教示頂き、ありがとうございました。

岡三リビング株式会社 小浪岳治氏，基礎地盤コンサルタンツ株式会社 伊藤周作氏には、学部からの同級生として多くの議論と相談をさせて頂きました。感謝しております。

本研究を具体的に進めるにあたって、平成21年博士前期課程修了生 穴井隆太郎氏（現(株)NIPPO），博士前期課程中退 吉永祐二氏（現 山口県），博士前期課程2年生 竹内智哉氏（現 京都府），学部生 藤島智絵氏には、本論文で示した実験データの取得およびその整理にあたり、惜しみない御協力を頂きました。また、博士後期課程の米田純氏には、同じ学生として、情報交換やプログラムの使用方法を教えて頂き大変感謝しています。彼らの協力なしでは、この論文をとりまとめることはできなかったと思います。

復建調査設計株式会社 福成 孝三代表取締役社長 近藤英樹相談役，小田秀樹取締役副社長，福田直三常務取締役福岡支社長，國弘直信副本部長，向井雅司部長には、厳しい社会・経済情勢の中ではありましたが、著者に山口大学大学院博士後期課程に入学する機会を与えて頂くとともに、研究と業務の両立を許可して頂きました。御礼申し上げます。

復建調査設計株式会社 技術研究所 来山尚義所長，地盤環境部 新見健副部長，国際事業部 山田義満部長，青山健氏，地盤環境課 西田宣一課長，清水豊氏，菅野雄一氏，保全防災部 藤本睦部長，中井真司課長補佐，東京支社 藤井照久次長には、研究のご協力と激励を頂きました。ありがとうございます。特に、藤井次長は、山口大学および会社の良き先輩・兄貴として、いつも著者を支えて頂きました。本当に感謝しております。

現在、著者が所属する復建調査設計株式会社 大阪支社 田中政憲支社長，鈴木盛夫副支社長，地盤技術課 小田高幸氏，大繁忠治氏，板谷吉章氏をはじめとする皆様には、著者が研究途中で赴任することとなり、業務遂行上ご迷惑をおかけする場面も多かったと思いますが、研究活動を支援して下さい、大変感謝しております。

以上、本論文は、上述しました方々の暖かいご指導とご協力があって完成したものであり、改めて心より感謝の意を表します。今後は、研究成果およびこの貴重な体験を生かし、業務や会社の発展に貢献して参る所存です。

最後になりましたが、決して裕福な家庭ではない中、著者を育て、山口大学修士課程まで行かせてくれた若槻家の両親，転勤や大学へ行く際に支援して頂いた藤城家の両親に深く感謝いたします。さらに、これまで長い間、変わらぬ思いで見守り，論文作成に対して惜しみない協力をし，常に健康を気遣ってくれた妻 美香，娘 春香，息子 達也に深い感謝の意を表するとともに，末永く健康であることを祈りつつ，本論文の結びといたします。

若槻 好孝