

無害化处理した一般廃棄物焼却灰と 低品質発生土による高機能地盤材の開発・利用

(課題番号 15206056)

平成15年度～平成18年度科学研究費補助金（基盤研究(A)(2)）

研究成果報告書

平成19年3月

研究代表者 棚橋 由彦

(長崎大学工学部)

ま え が き

近年の経済成長に伴い、各種生活・産業廃棄物の生産が増大しているにもかかわらず、埋立計画の減少や環境保全の観点から処分地の確保が年々益々困難になってきている。自治体から排出される一般廃棄物焼却灰は、最終処分場の残余容量問題や埋立地からのダイオキシン類・重金属類の溶出による環境汚染問題が指摘されている。厚生労働省は焼却灰の処理方式として熔融方式を推進し一部実用化されているが、設備費用及び運転費用が高く、劣悪なメンテナンス等の問題があり、普及拡大には至っていない。よって、それらの対策が急務とされている。

一方、有明粘土等の高含水比粘土は低品質な汚泥として利用が困難であり、処分するための適地確保も困難な状況で処分費用も急騰しているため、その再資源化が緊急の課題となっている。更に、今後益々増加する道路建設ニーズに対し、その計画路線地は大半が山岳もしくは軟弱地盤であり、九州北部4県に広く分布する超軟弱な有明粘土地盤に代表される沖積粘土地盤上に道路盛土を築造する機会は飛躍的に増加することが予想される。現に有明沿岸周遊する高規格道路が計画され、一部施工実施中である。軟弱地盤上に盛土を構築すると、周辺地盤に沈下や側方変位を生じ、道路や近接する構造物に様々な障害を及ぼす。

本研究は無害化処理を施した一般廃棄物焼却灰の軽量性、自硬性(水の存在下で硬化する性質)に着目し、道路の表層改良材としての有効利用技術の開発を目的としている。現地の有明粘土と軽量な一般廃棄物焼却灰を主材として、消石灰を添加して、軽量の表層地盤改良材を開発し、一般廃棄物焼却灰の再資源化を図った。運搬費を除けば、基本的に材料費は一般廃棄物焼却灰の無害化処理と消石灰のみであり、現地での添加・攪拌は既存の工法で事足り、まさに、施工上厄介な自然資源である沖積粘土と一般廃棄物焼却灰の再利用率の大幅な向上に寄与できるものと考えている。

研究組織

研究代表者：棚橋 由彦（長崎大学工学部 教授）
研究分担者：蔣 宇静（長崎大学工学部 助教授）
研究分担者：石橋 康弘（長崎大学環境保全センター 助手）
研究分担者：山中 稔（香川大学工学部 助教授）

研究経費

平成15年度	13,000 千円
平成16年度	10,500 千円
平成17年度	2,500 千円
平成18年度	2,700 千円
計	28,700 千円

研究発表

(1) 英文

1. Tanabashi, Y., Jiang, Y., Noguchi, H., Hidaka, K., Ogawa, K. and Xiao, J. : Estimating Mechanical and Chemical characterizations of Geo-material Using Municipal Solid Waste Incinerator Ashes and Excavated Surplus Soils, *Int., Symp. on Lowland Technology (ISLT2004)*, Sept., 1-3, Bangkok, Thailand , pp.121-125 (2004.9)
2. Tanabashi,Y., Jiang,Y., Mihara, H and Li, B. : Field Investigation and Model Test for Clarifying Compact Effect of CVC(Compact Vacuum Consolidation) Method, *Proc. of Joint Seminar Geotechnics and Geoengineering in Hanoi, Vietnam*,8-9, October, pp.27-32 (2004.11)
3. K.Hidaka, Y.Tanabashi, Y.Jiang and K.Ogawa: Mechanical and Chemical Characterizations of Geo-materials Using Municipal Solid Waste Incinerator Ashes and Excavated Surplus Soil, *Proceedings of the first China-Japan Joint Seminar for the graduate student in civil engineering*, pp.76-82 (2004.11)
4. K.Ogawa, Y.Tanabashi, Y.Jiang and K.Hidaka: The Research on Usability as High-Functional Geo-Materials Using Low Quality Surplus Soil and Municipal Waste Incinerator Ashes, *Proceedings of the second Japan-China Joint Seminar for the graduate student in civil engineering*, pp.80-87 (2005)
5. H.Mihara, Y.Tanabashi, Y.Jiang and T.Shiono : Investigation of Consolidation Promoting Effect by Field and Model Test for Vacuum Consolidation Method, *Proceedings of the second Japan-China Joint Seminar for the graduate student in civil engineering*, Nagasaki, Japan, pp.88-94 (2005)
6. H.Sakanosita, Y.Tanabasi, Y.Jiang, S.Sugimoto, K.Ogawa: The Reinforcement And Construction Method for Embankment by Using Low Quality Surplus Soil and Municipal Waste Incinerator Ashes, *Proceedings of the third China-Japan Joint Seminar for the graduate student in civil engineering*, pp.39-46 (2006.10)
7. K.Ogawa, Y.Tanabashi, Y.Jiang, S.Sugimoto, H.Sakanoshita: The Reinforcement and Construction Method for Embankment by Using Low Quality Surplus Soil and Municipal Waste Incinerator Ashes, *Recent Development of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering in Asia(Proceedings of JS Dalian 2006)*, Dalian University of Technology Press, pp.481-486 (2006.11)
8. Y.Tanabashi, Y.Jiang, H.Noguchi, K.Hidaka and K.Ogawa : Estimating Mechanical and Chemical Characteristics of Geomaterials using Municipal Solid Waste Incinerator Ashes and Excavated Surplus Soil, *Soil and Foundation* (投稿中) (2006)

(2) 和文

9. 棚橋由彦, 蔣 宇静, 野口博徳, 日高公大: 無害化した都市ごみ焼却灰と低品質発生土を用いた多機能地盤材の開発, 長崎大学工学部研究報告, 第 34 巻, 第 62 号, pp. 91-96 (2004)
10. 棚橋由彦, 蔣 宇静, 日高公大, 加東 立: 遠心模型実験によるジオシンセティックス敷設盛土の排水・補強機能の評価, 長崎大学工学部研究報告, 第 34 巻, 第 63 号, pp. 59-64 (2004)
11. 棚橋由彦, 蔣宇静, 石橋康弘, 山中稔, 日高公大, 小川一貴: 無害化处理した都市ごみ焼却灰を用いた多機能地盤改良材の力学・化学的特性評価, 平成 15 年度土木学会西部支部研究発表会講演概要集, 第 1 分冊, III-91, pp. A-346-A-347 (2004)
12. 棚橋由彦, 蔣宇静, 山中稔, 日高公大, 小川一貴: 発生土と無害化处理した都市ごみ焼却灰を用いた地盤材料の特性評価, 第 39 回地盤工学研究発表会講演概要集, pp. 585-586, CD-ROM (2004)
13. 棚橋由彦, 塩野敏昭, 三原英正, 蔣 宇静: 真空圧密工法の試験施工と室内モデル装置による圧密促進効果の解明, 土木構造・材料論文集, 第 21 号 (2005)
14. 山下慎也, 棚橋由彦, 蔣 宇静, 野口博徳, 日高公大, 小川一貴: 無害化した都市ゴミ焼却灰と低品質発生土の高機能地盤材としての利用可能性検討, 平成 16 年度土木学会西部支部研究発表会講演概要集, VII-18, pp. 895-896, CD-ROM (2005. 3)
15. 日高公大, 棚橋由彦, 蔣 宇静, 野口博徳, 小川一貴, 山下慎也: 無害化した都市ごみ焼却灰と低品質発生土の表層改良地盤材としての利用可能性に関する実験の評価, 平成 16 年度土木学会西部支部研究発表会講演概要集, VII-19, pp. 897-898, CD-ROM (2005. 3)
16. 山下慎也, 棚橋由彦, 蔣 宇静, 野口博徳, 日高公大, 小川一貴: 低品質発生土と一般廃棄物焼却灰を用いた地盤材の物理・化学特性, 第 40 回地盤工学研究発表会講演概要集, pp. 685-686, CD-ROM (2005. 7)
17. 日高公大, 棚橋由彦, 蔣 宇静, 野口博徳, 小川一貴, 山下慎也: 低品質発生土と一般廃棄物焼却灰による高機能地盤材としての利用可能性に関する研究, 第 40 回地盤工学研究発表会, pp. 687-688, CD-ROM (2005. 7)
18. 小川一貴, 棚橋由彦, 蔣 宇静, 野口博徳, 坂之下英樹: 無害化した都市ごみ焼却灰と低品質発生土による表層改良地盤材としての実用性の検討, 平成 17 年度土木学会西部支部研究発表会講演概要集, VII-24, pp. 973-974, CD-ROM (2006. 3)
19. 坂之下英樹, 棚橋由彦, 蔣 宇静, 野口博徳, 小川一貴: 一般廃棄物焼却灰と低品質発生土を用いた地盤材料の特性評価, 平成 17 年度土木学会西部支部研究発表会講演概要集, VII-22, pp. 969-970, CD-ROM (2006. 3)

目 次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 廃棄物の種類と特徴	1
1.2.1 一般廃棄物	1
1.2.2 一般廃棄物焼却灰	2
1.2.3 高含水比粘性土	3
1.3 本研究報告書の構成	3
第 2 章 一般廃棄物焼却灰の概要とそのリサイクルの用途	6
2.1 一般廃棄物焼却灰における有害物質の性状	6
2.1.1 ばいじん	6
2.1.2 重金属類	6
2.1.3 ダイオキシン類	7
2.2 一般廃棄物焼却灰リサイクルシステム	8
2.2.1 無害化処理の原理	8
2.2.2 システム構成と処理フロー	9
2.3 実証試験結果	11
2.3.1 ダイオキシン類分析試験結果	11
2.3.2 重金属類試験結果	11
2.3.3 土壌改良試験結果	12
2.4 経済的特徴	13
2.5 RDF(Refuse Derived Fuel)焼却灰の組成分析結果	14
2.5.1 季節組成変動	14
2.5.2 蛍光 X 線分析による ESS 処理灰の化学組成分析結果	14
2.6 製品化された事例	17
2.6.1 透水性ブロック	17
2.6.2 太陽電池 LED レンガ	17
2.6.3 光触媒による NO _x 浄化舗道用レンガ	18
2.7 再資源化された一般廃棄物の利用価値	18
2.7.1 一般廃棄物のコンクリート用途	18
2.7.2 建設発生土との混合による地盤改良材	20
2.7.3 石炭灰を使った地盤改良材の改良特性	22

第3章 改良材による有明粘土のリサイクルとその特性	23
3.1 石炭灰で改良した建設発生土の一軸圧縮強度特性	23
3.2 生石灰で改良した有明粘土の改良効果について	24
3.3 佐賀低平地における有明粘土層の 塩分溶脱メカニズムに関する一考察	26
3.4 有明粘土における混合セメント改良効果	27
第4章 焼却灰の物理的および力学的性質	31
4.1 はじめに	31
4.2 物理的性質	31
4.2.1 密度	31
4.2.2 含水比	31
4.2.3 液性限界・塑性限界	31
4.2.4 粒度	31
4.3 力学的性質	36
4.3.1 締固め試験	36
4.3.2 圧密試験	37
4.3.3 透水試験	38
4.3.4 一面せん断試験	38
4.3.5 一軸圧縮試験	40
第5章 軟弱地盤とその対策	42
5.1 はじめに	42
5.2 軟弱土の力学的性質	42
5.2.1 圧密特性	42
5.2.2 せん断特性	46
5.2.3 有効応力	46
5.2.4 沈下特性	47
5.3 軟弱地盤対策工法	48
5.4 地盤改良	51
5.4.1 地盤改良の原理	51
5.4.2 地盤改良の効果	53
5.5 表層改良	53
5.5.1 表層改良について	53
5.5.2 設計	54
5.5.3 沈下量の計算	55

5.5.4 施工	56
第6章 混合材の力学的および化学的特性	57
6.1 力学的特性	57
6.1.1 一軸圧縮試験	57
6.1.2 三軸圧縮試験	64
6.2 強度特性に関する化学的要因	66
6.2.1 X線回折分析	66
6.2.2 SEMによる構造観察	70
6.3 化学的安定性	71
6.3.1 重金属溶出試験	71
6.3.2 pH測定試験	72
第7章 盛土構築工法の検討(その1:遠心力载荷模型実験による検討)	73
7.1 遠心力载荷模型実験における着目点	73
7.2 表層改良・盛土一体構築工法の提案	73
7.3 遠心力载荷試験機	73
7.3.1 概要	73
7.3.2 構成	73
7.3.3 機能	75
7.4 計測システム	77
7.5 遠心力载荷模型実験における相似則	78
7.6 混合材料の性質	79
7.7 実験概要	80
7.7.1 実験装置	80
7.7.2 実験ケース	80
7.7.3 実験手順	81
7.8 実験結果と考察	82
7.8.1 フーティング载荷前	82
7.8.2 荷重強度－土圧関係	83
7.8.3 荷重強度－沈下量関係	85
7.8.4 変形挙動	86
第8章 盛土構築工法の検討(その2:数値解析によるシミュレーション)	87
8.1 概要	87
8.2 解析手法の概要	87

8.2.1	解析手法の比較	87
8.2.2	大変形差分解析法	88
8.2.3	計算手順	89
8.2.4	モール・クーロンモデル	92
8.2.5	修正 Cam-Clay モデル	97
8.3	遠心力载荷模型実験に対する解析	105
8.3.1	解析モデル	105
8.3.2	解析結果	107
8.4	実地盤を模擬した数値シミュレーション	115
8.4.1	解析モデル	115
8.4.2	解析結果	115
第 9 章 結論		121
参考文献		123

第1章 序 論

1.1 研究の背景と目的

国民生活や産業活動に伴って発生する廃棄物は、我が国の経済成長や国民生活基準の高度化とともにその量を急激に増大させ、質的にも多様化するところとなった。この膨大な廃棄物を適正に処理することは、環境保全、資源保全を図るうえで極めて重大な課題となっている。現在では、家庭からのごみの排出量はリサイクル技術の開発により抑制されつつあるが、未だに一般廃棄物の約8割が焼却処分され、その焼却灰は年間約659万¹⁾t発生している。大部分の焼却灰は有害物質の排除を行わずにそのまま埋立処分され、最終処分場の残容量問題や埋立地からのダイオキシン類、重金属類の溶出による環境汚染問題を招いている。そこで現在、一般廃棄物焼却灰の無害化および再利用の早急な実現が望まれている。

一方、有明粘土等の高含水比粘性土上での建設の際に生じる発生土は、低品質な汚泥として利用が困難であり、処分適地の確保が必要となるため、その再資源化が緊急の課題となっている。軟弱地盤上に盛土を構築すると、周辺地盤に沈下や側方変位が生じ、近接する構造物に様々な影響を及ぼす。国土が狭く人口の多い我が国では、軟弱地盤上にも構造物を建設せざるを得ない場合が多いことから、多数の軟弱地盤対策工法が開発されている。野津ら²⁾は、道路盛土直下における杭式の深層混合処理工法において、独自の杭配置を提案し、遠心力載荷模型実験および数値解析によりその効果を明らかにしている。一方、表層地盤改良は元々シンプルかつコストの低い工法が多いため、従来の工法が用いられる場合が多い。

本研究ではこのような背景を受けて、無害化された一般廃棄物焼却灰（以下、エコアッシュと称する）を有明粘土など低品質発生土に添加・混練することにより、力学・化学的特性の両面から高機能地盤材としての利用可能性を検討する。また、コスト面を考慮し、経済的に利用可能な軟弱地盤改良工法を提案し、その適用性を評価する。

1.2 廃棄物の種類と特徴

1.2.1 一般廃棄物

廃棄物のうち、日常生活に伴って生じるし尿、ごみは一般廃棄物と称されるが、その処理は市町村の固有事務とされ、市町村はその区域内における一般廃棄物の処理について、個々に収集・運搬計画を策定し、排出抑制策、再生利用策を施すとともに、一般廃棄物の処理を行っている³⁾。

しかしながら、近年のごみ量増加には住民の生活様式の変化もさることながら、生産・流通における省力化・効率性の追求、消費者の好みの多様化、過剰な包装、ワンウェイ容器の普及などが原因として挙げられる。さらに、オフィスの紙ごみや、処理施設および最終処分場に直接搬入される事業系ごみ量の増大も一因となっている。

このような急激なごみ量の増加に対して、各自治体は廃棄物処理施設の整備や最終処分場の増設などで対応せざるを得ないが、廃棄物処理施設や最終処分場の増設、更新に関わる施設立地では、周辺住民の反対行動が起こり、施設の整備が進展しない状況が生じている。一方、ごみの減量に対しては、廃棄物処理法の改定及びリサイクル法、容器包装リサイクル法の制定によって、生産・流通・消費・廃棄の各段階に関わる事業者、消費者、市町村、都道府県、国のそれぞれが社会的責任を分担しつつ、相互の協力体制のもとにごみの排出抑制、再生利用などの対策を講ずる必要があるといえる⁴⁾。

これらのごみ量の増大に対しては、資源(原材料)の浪費という視点ばかりでなく省エネルギー、二次公害の削減という視点も含め、対応していく必要がある。そこで、市町村におけるごみ処理は、家庭から排出されるごみの減容化を行い、最終処分場の寿命を延ばす市町村と、ごみとして排出する際にきちんと分別することで、資源の効率的な回収を図る市民によって成り立っていくのである。

ごみの資源化・エネルギー利用は、ごみとして排出されたものから、資源物を回収し、焼却などの処理により単に廃棄されていたエネルギーをどう回収するかということである。さらに、回収物を原料として利用するほかに、ごみをエネルギー源として利用する技術でもある。処理施設における資源化の技術は、図-1.1 に示すように、ごみから資源物などを回収する物質回収型技術と、電気などを回収するエネルギー回収型技術に分類できる⁵⁾。

本研究は、物質回収型技術としての観点から一般廃棄物の有効利用を考えるものである。

1.2.2 一般廃棄物焼却灰⁶⁾

ごみ焼却場で発生する焼却灰は最終処分場で埋立処分されているが、生活環境への意識の高まりとともに、特に都市部において新たに処分場を確保することが難しくなった。そこで、焼却灰を減量化し、かつ資源として有効利用するなどの手段により最終処分場の延命化と環境保護に努めていくことが重要になってきた。

焼却灰の性状は、ごみ質、焼却灰の型式、運転管理、排ガス処理の方式(消石灰の使用の有無)などによって大きく異なる。焼却灰は可燃物の燃焼により生ずる灰分とごみ中に含まれている不燃物とが混合しており、不燃物は、空き缶、くぎなどの金属類、ガラス・陶磁器類、土石類などである。通常、混合ごみの焼却に伴う焼却灰は、25mm 以上の粒径部分が20～40%、25～10mm、10～5mm 粒径部分が各 10%程度、5mm 以下の灰(以下、「微細焼却灰」という)が 40～60%あり、この部分は灰分が主体である。微細焼却灰の主成分は SiO_2 ; 30～50%、 Al_2O_3 ; 5～20%、 CaO ; 5～20%、 Fe_2O_3 ; 5～10%であり、その他に MgO 、 Na_2O 、 K_2O をそれぞれ 1～5%程度含んでいる。

現在、焼却灰の減量化や建設資材などの原料として有効利用するための各種処理技術の開発が行われており、一部に関してはすでに実施されている。その処理技術は、大きく分けると熔融処理、焼成処理および常温固化がある。

熔融処理とは、焼却灰を 1300～1600℃の高温条件下で有機物を燃焼、ガス化させ、無機

物を熔融してガラス質のスラグを生成することであり、スラグの容積は焼却灰の半分程度になる。スラグの生成過程で焼却灰中の重金属は、シリカの網目構造の中に閉じ込められ安定化される。生成したスラグは、処理方式によって急冷、徐冷、結晶化スラグなどに分けられ、性状、大きさが異なったものになる。従って、スラグの利用用途に応じた処理方式を採用する必要がある。

焼成処理とは、焼却灰を混練、造粒、または、成形してその融点以下で、しかも比較的融点の低い物質の融点以上に加熱することである。被加熱物は、焼成温度のもとで一部溶解して粒子同士が強固に結合する。焼成温度は焼成物の組成によって変わるが、一般的には1000～1200℃程度である。

その他熔融処理や焼成処理のように熱をかけずに焼却灰のまま、またはふるい分け、土との混合などにより土質改良材、路盤材などとして利用することが可能である(図-1.2 参照)。また、セメントなどの固化用薬剤に砂、碎石などを骨材として加え、これに焼却灰中の有害物を無害化するための安定化剤、固化物の強度を上げる硬化剤などを添加して焼却灰を成形固化する方法がある。

焼却灰の有効利用用途としては、土質資材、建築資材および装飾品など多方面にわたって検討されているが、さらに付加価値の高い製品づくりに向けて各自治体、メーカーなどが研究開発を行っている。

1.2.3 高含水比粘性土⁷⁾

高含水比粘性土として、九州地方において代表的なものとして有明粘土が挙げられる。有明粘土とは、有明海周辺に広がる1万年前から現在の完新世に堆積した沖積粘土層であり、高含水比である他に、超鋭敏比、塩分溶脱の特性を持っている。有明粘土の広がる地域ではその特異な性質から地盤沈下や側方変位を生じ、近接する構造物に様々な障害を及ぼしてきた。また、周辺から発生する土砂は、低品質な汚泥として利用が困難であり、処分費用の急騰、処分適地の確保も困難な状況にあり、その再資源化が緊急の課題となっている。

佐賀低平地における沖積粘土層は、これまでは海成粘性土質の有明粘土層が一様に堆積する地層と考えられてきたが、下山らによる研究⁶⁾の結果、海成の有明粘土層と非海成の蓮池層とに2分できることが明らかにされている。有明粘土層は貝殻を多く含むが、蓮池層は貝殻を含まず、アシの地下茎や他の植物繊維を含むことで区分される。

1.3 本研究報告書の構成

本報告書は、9章からなり、各書の概要を以下に示す。

第2章 一般廃棄物焼却灰の概要とそのリサイクルの用途

第3章 改良材による有明粘土のリサイクルとその特性

第4章 焼却灰の物理的および力学的性質

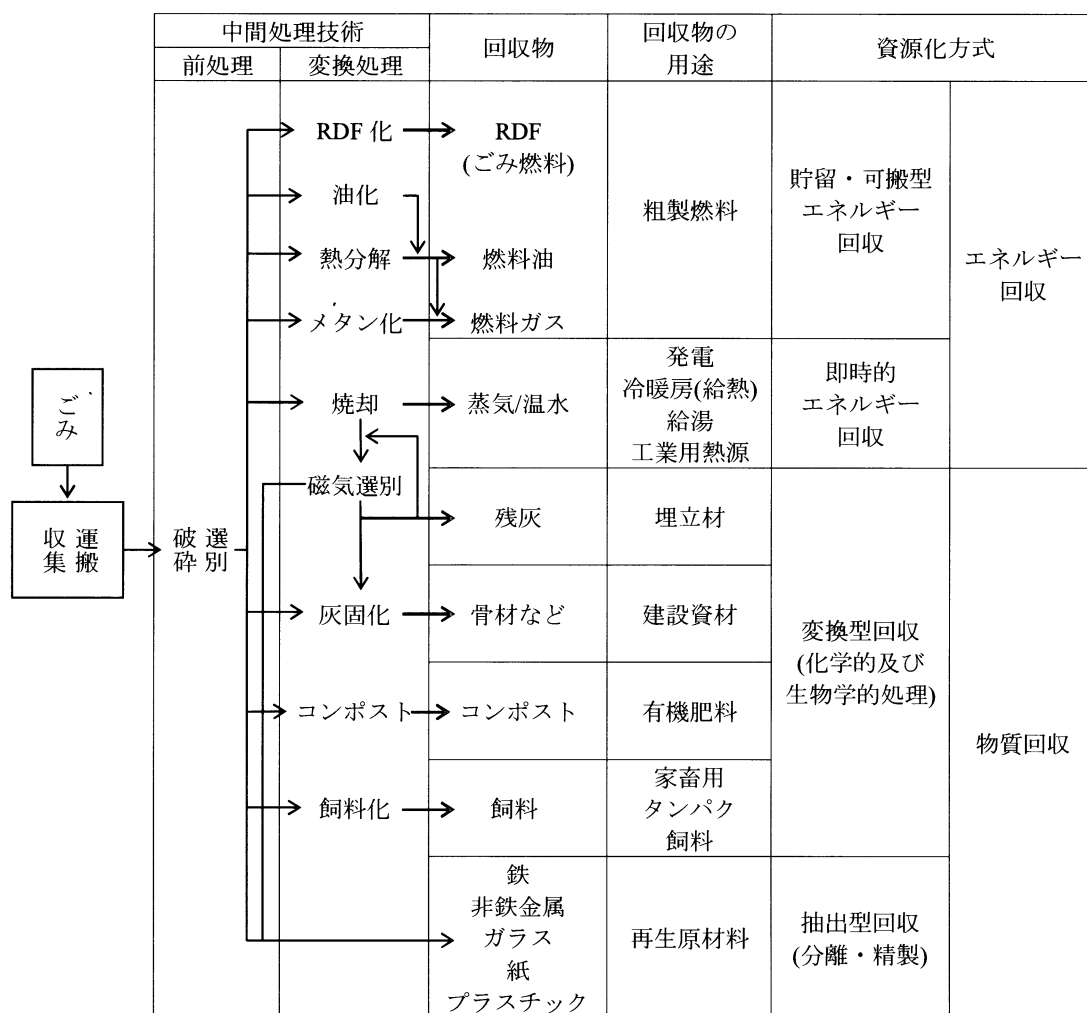


図-1.1 ごみ中間処理技術および資源化方式

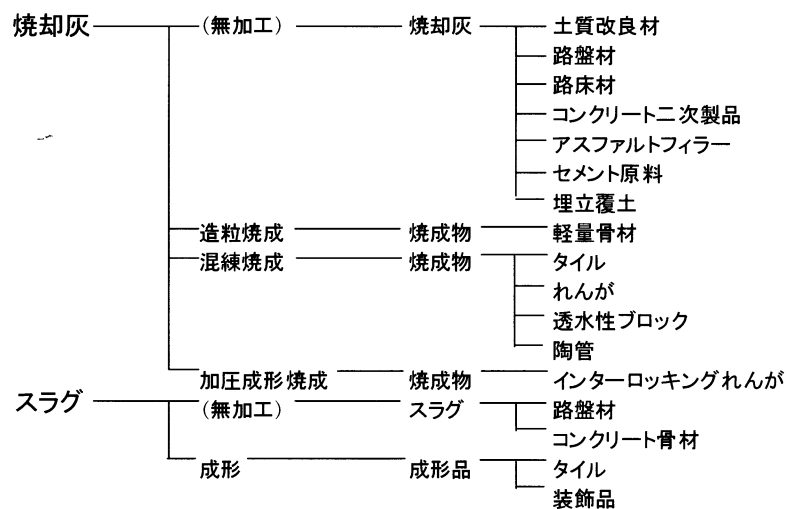


図-1.2 ごみ焼却灰の有効利用用途

第5章 軟弱地盤とその対策

第6章 混合材の力学的および化学的特性

第7章 遠心力載荷模型実験による表層改良・盛土一体構築工法の検討

第8章 数値計算による盛土構築のシミュレーション

第2章では、一般廃棄物焼却における有害物質の性状について述べた。また、本研究で使用した一般廃棄物焼却灰の無害化の原理ならびに、共同研究機関が所有するリサイクルシステムの処理工程、設備について述べ、採取時期、採取場所による化学組成分析を示し、さらに本焼却灰の二次製品として製品化された技術を示した。

第3章では、有明粘土のリサイクルを試みた既往研究を整理し、本研究の特色を述べた。

第4章では、建設材料としての再利用を考慮し、土質力学的側面から性質を捉えるため、採取産地の異なるエコアッシュの物理・力学的性質を、基礎的な土質試験結果より述べた。

第5章では、軟弱地盤に関する力学的性質について触れ、盛土荷重による地盤変形のメカニズムについて述べた。さらに、軟弱地盤対策工法の種類と効果について言及した。

第6章では、軟弱地盤改良材としての有効利用の可能性を力学・化学的性質から考察した。有明粘土ならびに蓮池粘土を発生土とし、エコアッシュおよび消石灰を改良材として混合させた。エコアッシュと発生土の配合比、消石灰添加率ならびに材齢と一軸圧縮強度との関係から評価を行った。その結果、全ケースにおいて材齢14日以降になると、本研究で設定した目標強度300kPaを満足した。また、三軸圧縮試験を併せて行い、強度定数を明らかにした。さらに配合比、消石灰添加率、材齢をパラメータとして一軸圧縮強度を導く関係式を提案した。化学的な観点から強度発現のメカニズムの解明を試みるため、X線回折分析、SEMによる微視的構造観察を行った。使用した発生土、エコアッシュおよび混合材の重金属溶出試験やpH測定試験から化学的安定性を評価した。

第7章では、エコアッシュを有明粘土と混合した表層改良と、その残余試料を材料とした盛土の構築を想定した、遠心力載荷模型実験を行った。改良層の有無、改良幅、改良厚さの異なる4ケースについて、盛土に荷重を作用させ、その際に生じる支持力や土圧、地盤の挙動を観察し、それぞれについて比較・考察した。結果より、改良層の改良幅、改良厚さが共に大きいほど周辺地盤に与える影響が小さくなることを明らかにした。

第8章では、解析条件を遠心力載荷模型実験で想定した仮想地盤と対応させ、実現場での施工を考慮した有限差分数値解析を行った。また、パラメトリックスタディにより、解析に所要のパラメータ同定後、実現場を想定し、解析領域を拡大して解析を行った。

第2章 一般廃棄物焼却灰の概要とそのリサイクルの用途

2.1 一般廃棄物焼却灰における有害物質の性状¹⁾

一般廃棄物焼却に伴い、生成した灰や重金属類などの一部が排ガス中に移行し、集塵装置によってばいじんとして捕集される。つまり、ばいじんとは、ごみ焼却によって飛散する粒子状物質である。また、焼却灰には有害物質としてのダイオキシン類及び重金属類の溶出が懸念されている。ここでは、これらの有害物質の性状について述べる。

2.1.1 ばいじん

ばいじんの濃度や性状は、ごみ質、炉形式、燃焼条件(焼却負荷、空気比など)およびガス冷却方式によって変動する。その発生機構は、

- ① 内において、焼却用空気や燃焼排ガスにより吹き上げられた微少の灰分が飛散したもの
- ② 高温の炉内で蒸発気化した塩類や重金属など、排ガス冷却の過程で凝縮したものや化学反応で生成したもの
- ③ 燃焼過程で生成した煤と呼ばれる炭素を主成分とする未燃物などが飛散したものに大別されるが、ばいじんはこれらの混合物である。

ばいじんを焼却灰と比較すると、一般に以下に示すような特性を持っているといえる。

ばいじんには吸湿性があり、空気中の水分を吸収して付着、固化しやすい。この性質は、排ガス中の塩化水素(HCl)と噴霧された消石灰が反応して生成した塩化カルシウムなどに由来すると考えられている。

ばいじんの粒子の粒径は、おおむね数 μm から数百 μm 程度といわれており、また見かけの比重は0.2~0.5程度と低く、比較的飛散性が高い。これに対し、焼却灰では、ばいじんよりも粒径がかなり大きく飛散性はそれほど高くない。

ばいじんに含まれる重金属類の量は、種々の条件により大きく異なるため、その量を一般的に記述することは非常に難しいが、総じて焼却灰に含まれる量よりも多い。これは、比較的沸点の低い重金属類が焼却により拡散し、ばいじんとして捕集されるためである。

ばいじんおよび焼却灰には、Na、K、Caなどのアルカリ金属、アルカリ土類金属が比較的多く含まれているが、その含有量についても重金属と同様に総じてばいじんの方が高い。また、有害ガス除去のために排ガス中に消石灰などを噴霧する場合にはばいじん中のCaの含有量が高くなり、その量は噴霧量の違いにより変動する。

排ガス処理で捕集されるばいじん中には重金属が多く含まれるので、この無害安定化処理が必要といえる。

2.1.2 重金属類²⁾

「重金属類」とは、文字どおり“重い金属類”のことであるが、有害であるかどうかは

別として、比重が「5」以上の金属類を総称して「重金属類」ということになっている。「銅」、「鉄」、「スズ」、「鉛」などがその代表格であるが、廃棄物に含まれる「重金属類」で環境汚染の原因物質として特定されているのは、「水銀」、「カドミウム」、「鉛」、「クロム」、「ヒ素」、「銅」、「亜鉛」の7種類であった(平成8年)。このうち、「水銀」、「カドミウム」、「鉛」が三大悪役とでも言うべき存在で、日本の場合、「水銀」は“水俣病”、「カドミウム」は“イタイタイ病”の原因物質としてあまりにも有名である。「鉛」は、ローマ帝国を滅亡させた原因物質と言われており、これら三大悪役は、他の「重金属類」と違って生物が必要としない元素であるため、人類に最も嫌われている「重金属類」と言える。その他の「重金属類」については、“メッキ廃液事件”(クロム)や“粉ミルク事件”(ヒ素)などで一時的に騒がれたことはあっても、現代社会において大きな公害問題にまで発展したケースはほとんどない。「銅」や「亜鉛」が問題になったのも、鉱山開発の盛んだった昔のことで、「亜鉛」にいたっては、近頃では現代人に不足している必須元素(生殖能力に関係があるらしい)とまで言われており、これら2つの物質は、現在では環境基準値の対象から外されている。

2.1.3 ダイオキシン類³⁾

ダイオキシン類は「ダイオキシン類発生防止等ガイドライン」により、燃焼設備での抑制と共に排ガス処理設備での抑制について具体的な方策が示された。現在、焼却炉からの発生抑制と共に、排ガス中のダイオキシン類除去の両面から対策が進められているところである。

「ダイオキシン」とは、ポリ塩化ジベンゾーパラジオキシン(PCDD)とポリ塩化ジベンゾフラン(PCDF)をまとめてダイオキシン類と呼んでいる。図-2.1 にどんな形の化合物であるかを示す。1~4 と 6~9 の位置に塩素の付いたものがダイオキシンである。塩素の数や付く位置によっても形が変わるため、PCDD は 75 種類、PCDF は 135 種類もの仲間がある。これらは毒性の強さがそれぞれ異なっており、2 と 3 と 7 と 8 の位置に塩素が付いたもの(2、3、7、8-TCDD)がダイオキシンの仲間の中で最も毒性が強いことが知られている。

ダイオキシンの種類によって毒性が大きく異なるので、毒性を評価するときには、2、3、7、8-TCDD の毒性を 1 とし、他のダイオキシンの毒性の強さを換算して評価する。この場合には TEQ という単位が使われる。

ダイオキシンは無色無臭の固体で、ほとんど水には溶けないが脂肪などには溶けやすいという性質を持っている。また、ダイオキシンは他の化学物質や酸・アルカリとは容易に反応しない安定した性質をもっているが、太陽からの紫外線で徐々に分解されることが明らかになっている。

表-2.1 重金属類の含有量と溶出量の関係

重金属類	含有量 (mg/kg)	溶出量 (mg/l)	排水基準 (mg/l)	環境基準 (mg/l)	(埋立基準) (mg/l)
亜鉛	5100	2.5	5	---	---
銅	2700	0.5	3	---	---
鉛	1100	0.99	0.1	0.01	0.3
カドミウム	13	<0.001	0.1	0.01	0.3
ヒ素	6.5	<0.005	0.1	0.01	0.3
クロム	<0.7	<0.02	0.5	0.05	1.5
水銀	0.19	<0.0005	0.005	0.0005	0.005

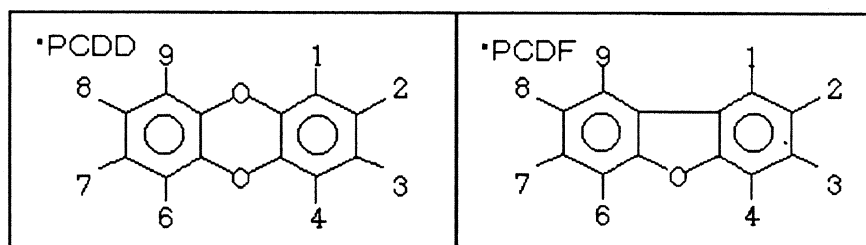


図-2.1 ダイオキシンの構造式

2.2 一般廃棄物焼却灰リサイクルシステム⁴⁾

2.2.1 無害化処理の原理

一般廃棄物焼却灰の性状は、含有内容として、水分、非鉄金属、鉄分、未燃炭素分、灰分等があり、粒度は数 mm～数十 mm の粒塊を多く含み、有害物質としてダイオキシン類および重金属類の溶出が懸念されている。

今回の焼却灰リサイクルシステムでは、最終製品であるリサイクル資材の品質一定化のため、前処理において、水分、非鉄金属、鉄分、及び未燃炭素分を除去する。鉄分及び非鉄金属は、磁力選別され異物として除去される。水分及び未燃炭素分は回転式焼却炉により、800～900 の加熱雰囲気中で蒸発、或いは燃焼し除去される。

前処理後、ダイオキシン類分解除去処理及び重金属類安定固化処理(表-2.2 参照)を行うが、両処理に共通して、100 ミクロンアンダー程度の微粉碎化処理により反応面積を増大させ、処理速度の向上と処理の安定化を計る。

ダイオキシン類分解除去処理は、石炭を主成分とする機能向上剤を予混合し、バーナー内熱式回転型焼却炉に投入し、低酸素濃度雰囲気(O_2 : 6%以下)かつ還元雰囲気(バーナー火炎中の CO 及び H_2)にて、850℃から 900℃の加熱処理を行う。この反応系は、通常の蒸発ガス加熱分解に加え、脱塩素化による沸点下降(ダイオキシン類平均沸点 400℃→200℃～300℃)、蒸発ガス化促進が加味され、分解除去率が向上すると思われる。

重金属類安定固化処理は、硫黄を含む無機の重金属固化剤を用いて、重金属類の不溶化を図る。本薬剤は重金属との結合反応速度が速く数秒オーダーで重金属の硫化物が生成さ

れる。重金属硫化物は安定しており、水に対する溶解度が極めて小さく、通常の条件では重金属が溶出することは殆どない。また、本焼却灰は高温履歴型粉体であるためポゾラン活性があり、長い時間をかけて結晶鉱物を生成するため、長期間の安定性があり経年変化に対しても安全なリサイクル資材と言える。なお、一般廃棄物焼却により特に懸念されるばいじんに関しても、排ガス対策として 850℃以上の高温状況において 2 秒以上の滞留を設け、再合成防止として急冷装置、HCl 及び SO_x 対策として消石灰噴射式バグフィルタ、NO_x 対策および非常用として活性炭吸着塔等により大気汚染防止法にのっとりた排煙設備としており無害化が図られている。本研究では、リサイクルシステム(ESS)処理を施した焼却灰(製品名エコソイル)をエコアッシュと称す。

2.2.2 システム構成と処理フロー

表-2.3 に本リサイクルシステムを構成する設備と各設備の主な使用機器を示す。また、本フローにおける物質収支を表-2.4、図-2.2 に示す。本物質収支は異物として除去される金属を 10%、蒸発域は燃焼ガスとして排煙から排出される水分および未燃炭素分を計 30%と仮定している。図-2.3 に焼却灰リサイクルシステムの基本フローを示す。

一般廃棄物焼却場から排出された焼却灰はいったん貯留装置によって受け入れられる。受け入れられた焼却灰は供給量 1～2.5t/hr で制御され節目 50mm 以上の大形ごみが選別装置によって除去される。除去後の焼却灰は搬送され 850℃以上の雰囲気を持つ乾燥装置で処理されるが、さらに破砕機で細かく砕かれ、磁選機で鉄分を除去し、粉砕機で 100～150 ミクロンアンダーまで細かく粉砕される。

次に添加剤 A が投入され一次反応装置へと進む。ここでは 900℃以上の温度雰囲気中で焼却灰中ダイオキシン類を分解するが、排ガスは集塵機を通し飛灰を除去した後、活性炭吸着塔を通してダイオキシン類を除去し、煙突から外へと排出される。集塵機で捕獲された飛灰は、熔融装置へ送られ熔融処理される。

一方、1 次反応装置で処理された焼却灰は、添加剤 B が投入され二次反応装置へと進む。ここで焼却灰は攪拌され、重金属の安定化処理が施される。そして最終工程の製品タンクへ送られ、袋詰めされる。

表-2.2 本処理システム使用薬剤の特徴

	本システム使用薬剤	他の薬剤	
	硫黄を含む無機薬剤	無機薬剤	キレート剤
薬剤の状態	固体、液体	固体、液体	液体
反応形態	イオン結合 (S^{2-} イオン)	イオン結合	イオン結合 (S^{2-} イオン)
反応速度	極めて速い	遅い	速い
固体化安定性	水に対する溶解度が極めて低い重金属の硫化物を形成する	鉱物化、重金属との結合は弱い、添加量が多く処理物の容積が拡大する	微生物による分解が懸念され、長期間の安定性に問題が残る
Hg 捕集性	極めて強力に結合する	捕集不可	キレート環に取り込む
反応 pH 帯	pH に依存せず	pH に依存せず	PH=5～8 程度

表-2.3 処理設備及び機器構成

設備名称	主な構成機器
①原灰受入・供給設備	受入ホッパー、定量供給フィーダ
②選別設備	非鉄金属選別機、吊下げ式磁選機、振動篩、破碎機
③乾燥設備	回転式焼却炉、急冷装置
④粉碎設備	破碎機、ドラム式磁選機、ローラーミル
⑤ダイオキシン類除去設備	添加剤 A 供給装置、ロータリキルン、急冷装置
⑥重金属類安定化設備	分級機、解砕機、添加剤 B 供給装置、安定固化装置
⑦袋詰設備	フレコン充填装置、20kg 袋充填装置
⑧排煙処理設備	サイクロン、熱交換器、消石灰吹込装置、バグフィルタ、活性炭吸着塔
⑨電気・計装設備	分電盤、制御盤、中央操作盤、現場操作盤、ITV 監視システム

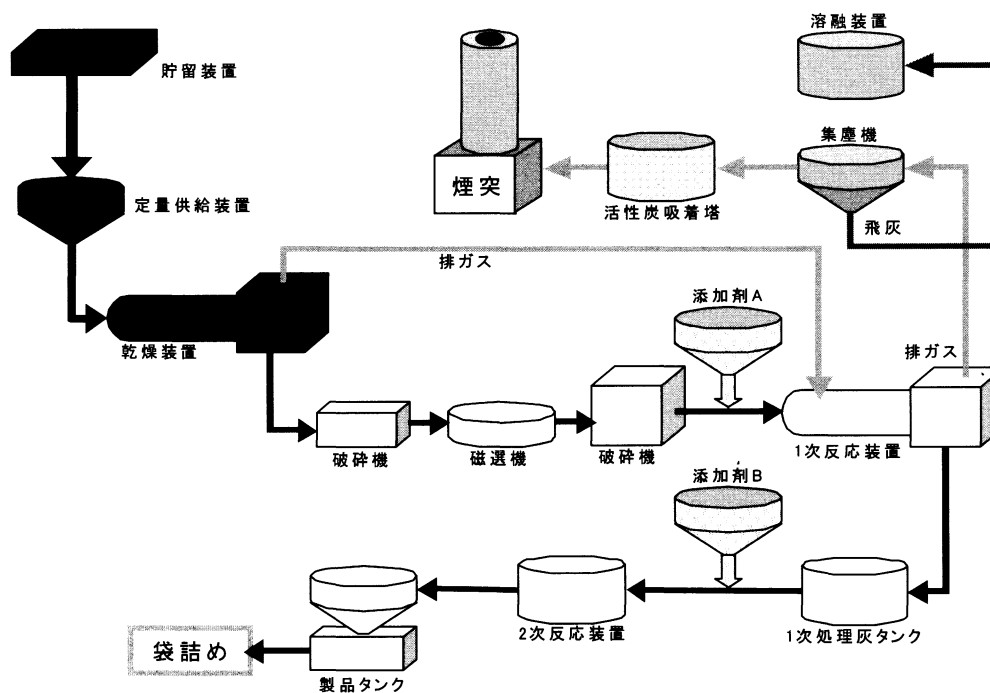


図-2.3 リサイクルシステム処理フロー

表-2.4 物質収支

原料名	重量比(%)
原灰	100
金属分	10(仮定)
水分+未燃分	30(仮定)
飛灰	0.1
添加剤 A	1.8
添加剤 B	0.6
エコソイル	62.3

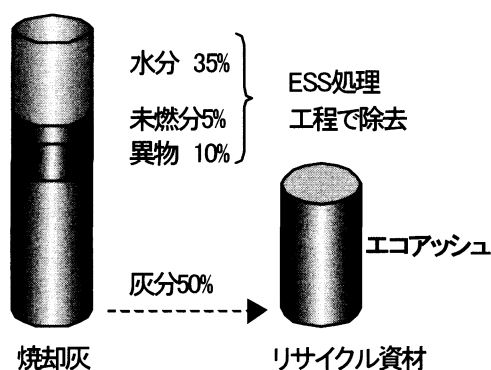


図-2.2 物質収支概念図

2.3 実証試験結果⁴⁾

2.3.1 ダイオキシン類分析試験結果

表-2.5 および表-2.6 に本処理システムにより処理した焼却灰及び飛灰のダイオキシン類分析結果を示す。表-2.4～表-2.6 を比較すると、焼却灰処理においては、表面溶融炉は 99.96% と最高の分解率炉になっている。本処理方式は 99.3%であり、-0.66%である。ただし、PCDDs のみに注目すると分解率 99.9%であり、この性能は溶融方式と同等であるといえる。また飛灰処理においては、本処理方式は分解率 100%である。溶融方式では飛灰の溶融スラグ中にダイオキシン類が残存している。電気抵抗炉で 0.002ng-TEQ/g、旋回流溶融炉で 0.0014ng-TEQ/g となっている。

以上の結果より、本処理方式のダイオキシン類分解率は 99%～ND であり、その性能は溶融方式のダイオキシン類分解処理性能と比較して、同等もしくはそれ以上であるといえる。

表-2.5 焼却灰ダイオキシン類分析結果

	PCDD _s	PCDF _s	TOTAL
焼却灰原灰(ng-TEQ/g)	0.2381	0.1828	0.42
処理灰 (ng-TEQ/g)	0.0002	0.0026	0.0028
分解率 (%)	99.9	98.6	99.3

表-2.6 飛灰ダイオキシン類分析結果

	PCDD _s	PCDF _s	TOTAL
焼却灰原灰(ng-TEQ/g)	0.57	0.25	0.82
焼却灰(ng-TEQ/g)	0.000	0.000	0.000
分解率(%)	100	100	100

2.3.2 重金属類試験結果

表-2.7 に原灰の含有量調査結果及び溶出特性結果を示す。本試験では原灰には指定重金属類 6 項目全てが含有するが、その量は鉛以外は微量である事、またその中で溶出が認めら

れるものは鉛及び六価クロムのみであった。

表-2.8 に処理灰の溶出試験結果を示す。これらの数値は平成 10 年 3 月 27 日厚生省から通知された、「一般廃棄物の溶融固化物の再生利用に関する指針」における溶融固化物に係る目標基準を満たすものである。

表-2.7 溶融方式による焼却灰および飛灰のダイオキシン類分類率

型式	表面溶融炉	電気抵抗炉	電気アーク炉	炉回流溶融炉
原灰種類	焼却灰＋飛灰	飛灰	焼却灰＋飛灰	流動炉飛灰
スラグ(ng-TEQ/g)	－	0.002	0	0.0014
分解率(%)	99.96	99.09	99.67	98.9

厚生労働省「ごみ処理に係わるダイオキシン類発生防止等ガイドラインによる

表-2.8 原灰の重金属類含有量及び溶出特性

No.	計量項目	含有量(mg/kg)	溶出特性(mg/l)
1	カドミウム	3.7～4.0	0.01 未満
2	鉛	205～1206	0.01 未満～0.08
3	ヒ素	2.43～13.5	0.01 未満
4	総水銀	0.028～1.09	0.0005 未満
5	全クロム（溶出は六価クロム）	46.0～52.2	0.01 未満～0.04
6	セレン	24.0～62.2	0.01 未満

2.3.3 土壌改良試験結果

焼却灰再資源化しリサイクル資材として用途拡大を図るためには、用途別の基礎データを採取し、それらの有用性を見出すことが今後の課題となる。今後更に、利用方法を検討していく必要がある。

土壌改良材としての利用研究では、これまでに盛土材料試験を実施した。掘削材と処理灰との混合による締め固め工事の応用であり、試験結果は、極めて地耐力のある地盤を形成し得る事が立証された。ピート地盤、高含水比土、汚泥、底質等の改良に使用される可能性があるため、今後の研究等が必要である。

フィールド試験での重金属類溶出試験では、施工後 6 ヶ月及び 1 ヶ年において、環境庁告示「土壌汚染に係る環境基準」及び「水質環境基準」に規定されている測定方法によって分析した結果、環境上の条件に満足するものであることが判明した。したがって環境保全上支障がないと判断される。表-2.9 に試験結果を示す。

表-2.9 処理灰の溶出試験結果

No.	計量項目	溶出特性	厚生労働省基準
			溶出特性(mg/l)
1	カドミウム	0.01 未満	0.3 以下
2	鉛	0.01 未満	0.3 以下
3	ヒ素	0.01 未満	0.3 以下
4	総水銀	0.0005 未満	0.005 以下
5	六価クロム	0.01 未満	1.5 以下
6	セレン	0.01 未満	0.3 以下

表-2.10 製造設備費用

	エコソイル設備	エコセメント設備	灰溶融設備
設備費 (百万円/ton)	10～20	100～150	50～100
燃料・電気 (千万/ton)	3～4	8～12	12～16
維持費用 (千万/ton)	0.5～1	2～3	2～7
薬剤・水 (千万/ton)	6～7	4～5	2～3
その他 (千万/ton)	0.1～0.3	—	0.8～1.7
合計 (千万/ton)	9.6～12.3	14～20	16.8～27.7

2.4 経済的特徴⁴⁾

本システムによるエコソイル製造設備費用は、他の方式の設備費用と比較して非常に安価であり、自治体の財政に無理な負担をかけない内容である。(表-2.10、図-2.4 参照)

① 初期投資設備費用が安価

本設備の初期投資額は、他の処理方式である灰溶融設備やエコセメント設備と比較して、1/10～1/5 程度

② エネルギー消費量が少ない

燃料及び電気等のエネルギー消費量は溶融方式の 1/4 程度

③ 設備維持費用が安価

設備の保守点検等の維持費用は溶融方式の 1/5 程度

④ 焼却灰をリサイクル資材としての活用

焼却灰を有価物としてリサイクル活用することにより、ランニングコストの低減が可能

処理費用は焼却灰1tあたり
10,000円～12,000円

メンテナンス費用
約10～20百万円/年



水道 500円/t
薬剤 2000円/t
電気 2500円/t
燃料 5000円/t

30t プラント参考値

図-2.4 ESS 処理のランニングコスト

2.5 RDF(Refuse Derived Fuel)焼却灰の組成分析結果⁴⁾

2.5.1 季節組成変動

(1) 分析内容

エネルギー分散型のX線マイクロアナライザー(EDS)で焼却灰(長崎産)の化学組成を分析した。(EDS 検出可能元素: B₅~U₉₂)

(2) 分析サンプル

- ① 春の焼却灰(以下春)
- ② 夏の焼却灰(以下夏)
- ③ 秋の焼却灰(以下秋)
- ④ 冬の焼却灰(以下冬)
- ⑤ 東長崎の焼却灰(以下東長崎)

(3) 分析結果

測定条件: 電圧 30.0(kV)、ビーム電流: 1(nA)、測定時間: 300(sec)とし、質量百分率(%)で表す。焼却灰化学組成分析結果を表-2.11 および図-2.5 に示す。

RDF: 廃棄物を燃料として使用する場合、一般に RDF(ごみから得られた燃料)と称する。

2.5.2 蛍光 X 線分析による ESS 処理灰の化学組成分析結果

一般廃棄物焼却灰はその産地によっても化学組成が変化し、二次製品の品質に影響を与える。表-2.12、図-2.6 に長崎、佐賀で採取された一般廃棄物焼却灰を用いたエコアッシュの化学組成分析結果を示す。採取産地、採取時期ともに多少のばらつきが見られるが、ESS 処理を施しているため処理原灰よりも均一化が図られていると考えられる。また、強度発現に影響を及ぼすと考えられる SiO₂、CaO の含有率が高い。

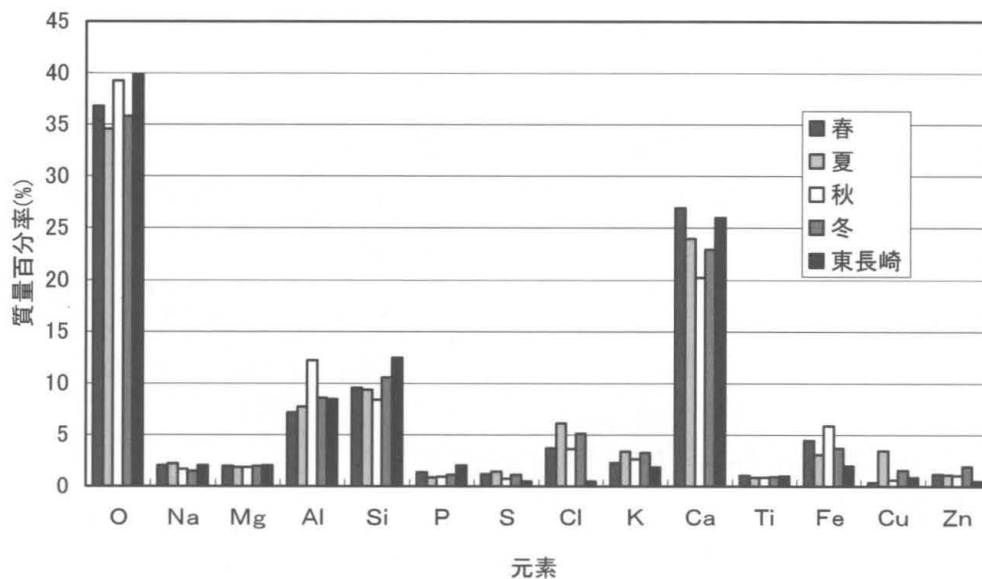


図-2.5 焼却灰化学組成分析結果 1

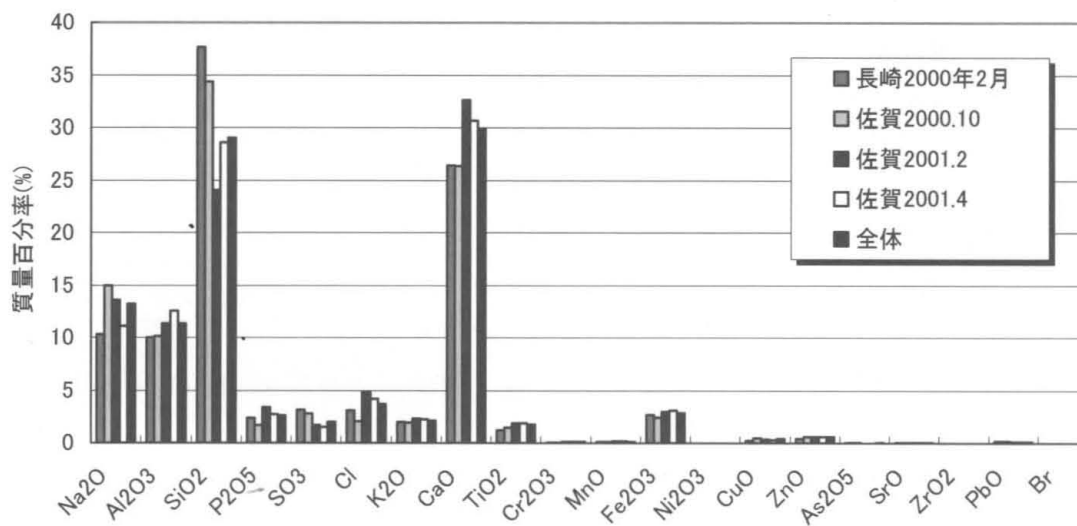


図-2.6 エコアッシュ化学組成分析結果 2

表-2.11 焼却灰化学組成分析結果 1

元素	春	夏	秋	冬	東長崎
O	36.81	34.60	39.29	35.83	39.86
Na	2.06	2.25	1.69	1.51	2.03
Mg	2.00	1.87	1.87	1.98	2.04
Al	7.17	7.72	12.20	8.54	8.44
Si	9.55	9.37	8.36	10.54	12.47
P	1.34	0.87	0.93	1.14	2.01
S	1.15	1.39	0.76	1.08	0.48
Cl	3.72	6.12	3.64	5.10	0.52
K	2.31	3.39	2.65	3.24	1.87
Ca	26.92	23.98	20.25	22.94	26.01
Ti	1.02	0.85	0.84	0.95	0.96
Fe	4.41	3.06	5.86	3.71	1.96
Cu	0.37	3.45	0.63	1.55	0.84
Zn	1.18	1.09	1.04	1.89	0.51

単位：％

表-2.12 エコアッシュ化学組成分析結果 2

産地	長崎		佐賀							
時期	2000 年 2 月		2000 年 10 月		2001 年 2 月		2001 年 4 月		全体	
	平均	σ	平均	σ	平均	σ	平均	σ	平均	σ
Na ₂ O	10.30	0.52	14.99	1.91	13.55	0.12	11.08	0.33	13.21	2.21
Al ₂ O ₃	10.02	0.34	10.12	0.38	11.32	0.52	12.54	1.23	11.33	1.40
SiO ₂	37.62	2.39	34.37	1.23	24.03	2.72	28.61	2.72	29.00	4.46
P ₂ O ₅	2.38	0.44	1.68	0.65	3.42	0.21	2.70	0.55	2.60	0.86
SO ₃	3.13	0.46	2.82	0.47	1.68	0.40	1.51	0.23	2.00	0.73
Cl	3.10	0.48	2.05	0.69	4.84	0.31	4.20	0.97	3.69	1.42
K ₂ O	1.98	0.06	1.92	0.09	2.28	0.06	2.24	0.10	2.15	0.19
CaO	26.42	1.06	26.34	1.12	32.61	2.12	30.68	2.86	29.88	3.27
TiO ₂	1.24	0.08	1.46	0.07	1.91	0.23	1.89	0.09	1.75	0.24
Cr ₂ O ₃	0.09	0.02	0.08	0.01	0.09	0.00	0.11	0.01	0.09	0.02
MnO	0.15	0.02	0.13	0.02	0.15	0.01	0.15	0.01	0.15	0.02
Fe ₂ O ₃	2.64	0.13	2.41	0.14	2.96	0.30	3.11	0.14	2.82	0.37
Ni ₂ O ₃	0.02	0.00	0.02	0.01	0.02	0.01	0.03	0.00	0.02	0.01
CuO	0.25	0.03	0.51	0.09	0.35	0.00	0.33	0.05	0.40	0.11
ZnO	0.44	0.08	0.62	0.04	0.61	0.00	0.58	0.06	0.60	0.05
As ₂ O ₅	0.03	0.00	0.05	0.02	0.02	0.01	0.02	0.01	0.03	0.02
SrO	0.04	0.00	0.04	0.00	0.04	0.00	0.07	0.01	0.05	0.02
ZrO ₂	0.02	0.00	0.02	0.00	0.01	0.00	0.02	0.00	0.01	0.00
PbO	0.15	0.02	0.20	0.02	0.10	0.03	0.13	0.03	0.14	0.05
Br	—	—	—	—	—	—	0.01	0.01	0.01	0.01

単位：％

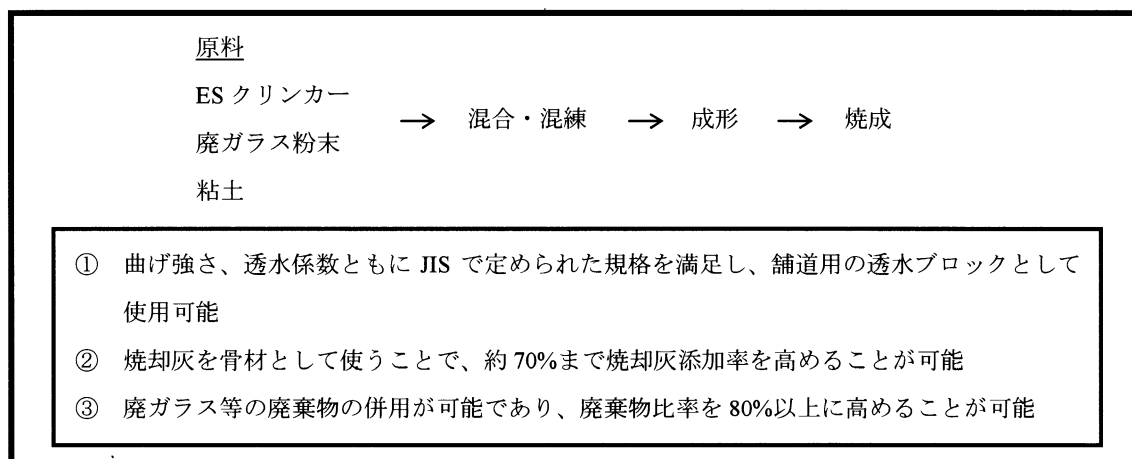


図-2.7 透水性ブロックの製造工程と特徴

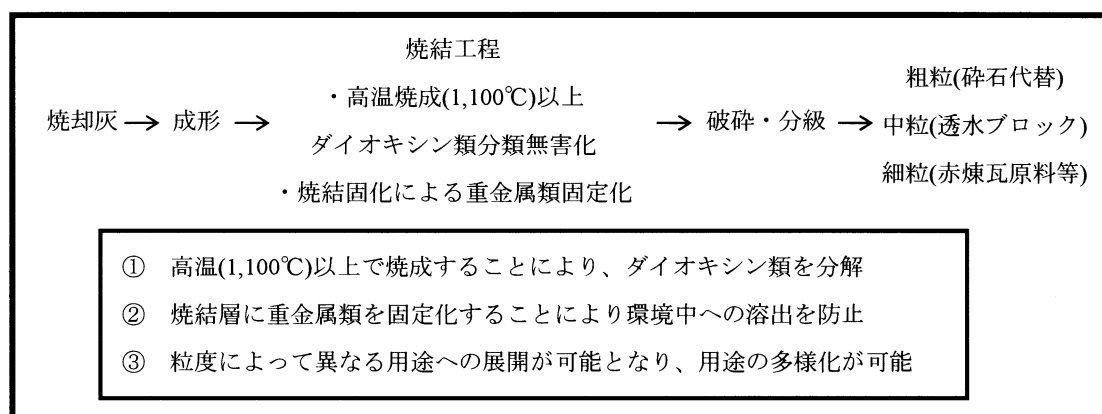


図-2.8 ES クリンカーの骨材化工程と特徴

2.6 製品化された事例⁵⁾

ESS 処理を施したごみ焼却灰を原料とする製品としては、長崎菱電テクニカ(株)と長崎県窯業技術センターの共同開発により開発されたブロックが挙げられる。その種類は、普通レンガ、鉄筋補強用レンガ、透水性ブロック、太陽電池 LED レンガ、NO_x 浄化舗装用レンガなど多種の製品がある。その製品例を下記に示す。

2.6.1 透水性ブロック

共同開発を通じて、焼却灰骨材化処理技術(ES クリンカー化)及び、得られた骨材(ES クリンカー)を用いた、焼却灰含有量の高い透水性ブロック製造技術を開発している。図-2.7 に ES クリンカーの骨材化工程と特徴、図-2.8 に透水性ブロックの製造工程と特徴を示す。

2.6.2 太陽電池 LED レンガ

機能性に優れた製品として、普通レンガに太陽電池発光ユニットを埋設した LED レンガ

が開発されている。以下にその特徴を述べる。

- ・ レンガの風合いを生かした、自然に溶け込んだ景観
- ・ 普通レンガと変わらない容易な施工
- ・ 発光による、池や歩道の緑などでの高い安全性
- ・ メンテナンスフリーの長寿命(通常状態で約7年)
- ・ 他用途に対応する、6色バリエーション

2.6.3 光触媒による NO_x 浄化舗道用レンガ

窒素酸化物(NO_x)による大気汚染は、自動車排ガス規制の強化等にも関わらず、自動車交通量の増加、ディーゼル化率の上昇から、都市部を中心に悪化する傾向にある。この問題解決に資するため、NO_x 浄化機能を有する舗道用レンガが開発された。

NO_x 浄化のメカニズムとしては、太陽光中に含まれる紫外線により、レンガ表面に分散している酸化チタンの表面に強力な酸化力を持つ活性酸素が発生し、この活性酸素により NO_x が酸化され、硝酸イオン(NO₃⁻)となり、大気中から除去される。生成された硝酸イオンは、水に溶解して硝酸として土壌中へ、あるいはレンガ中のアルカリと反応し硝酸塩としてレンガ中に取り込まれる。

特徴を以下に示す。

- ・ 一般ごみ焼却灰を原料としたリサイクルレンガと、光触媒機能を複合化することにより、資源の有効活用と環境浄化が同時に可能となる。また、レンガの有する吸水性により、都市部でのヒートアイランド化抑制効果も得られる。
- ・ 浄化に必要なエネルギーは太陽光線のみ。
- ・ 色調、外観は従来のレンガと変わらず、土の風合いを生かしたもの。
- ・ 酸化チタンのコート面を変更し、堀、壁等にも適用可能。

2.7 再資源化された一般廃棄物の利用価値

2.7.1 一般廃棄物のコンクリート用途⁶⁾

近年新聞紙上などで、一般廃棄物のコンクリート用途への展開が話題になっている。そこで、一般廃棄物のコンクリート用途についての技術進歩を説明しやすい特許を代表的な特許として選び、その技術発展図を図-2.9に示す。

図-2.9に示したように、一般廃棄物焼却灰を利用して骨材などにして利用することが考えられている。しかしながら、これまでの一般廃棄物焼却灰のコンクリート用への利用に関しては、以下の二つの問題がある。

一つの問題点は、ごみの種類は雑多であり焼却灰の成分も一定ではないことであり、そのために、焼却灰を原料として得られる骨材の品質も一定にはならないこと(特公昭56-14628ではベントナイトを添加し、特公平02-46535では可燃物量を測定しており、特公昭61-50895では他原料と混合使用している)である。従って、得られる人工骨材は、最低品

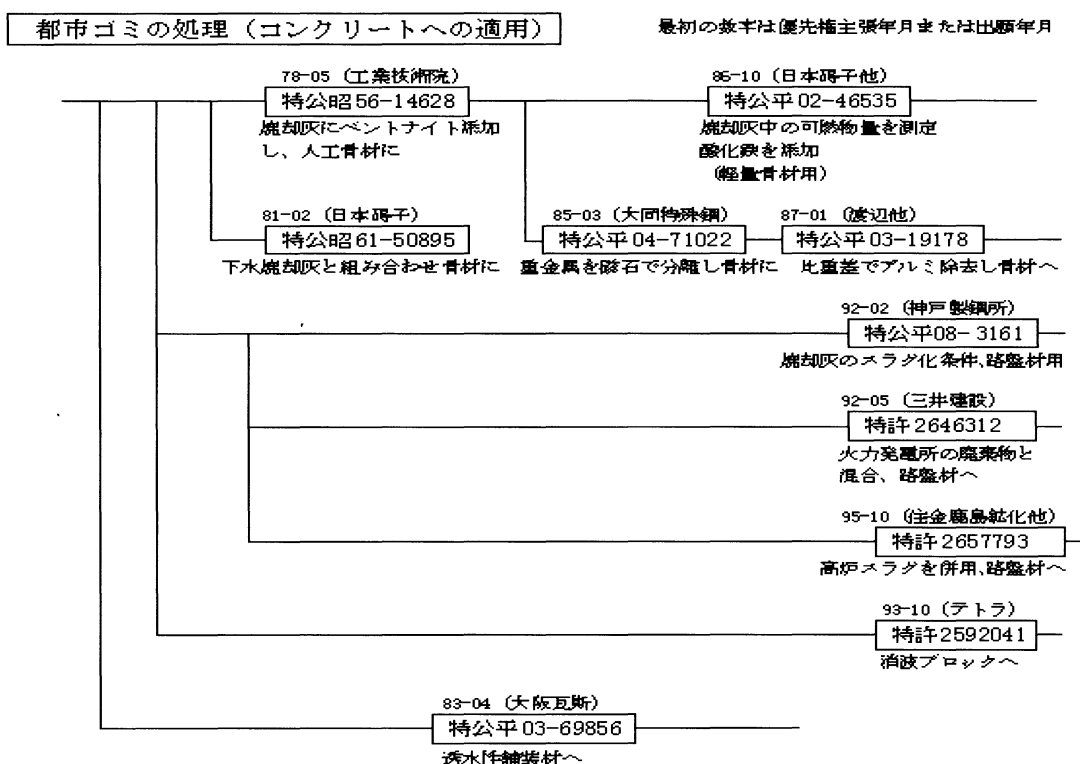


図-2.9 一般廃棄物の処理(コンクリートへの適用)の技術発展図

質で保証できるコンクリート製品にしか用途はなさそうである。もう一つの問題点は、一般廃棄物の焼却灰にはカドミウムなどの重金属が含まれていることである。骨材としたときに重金属が流出し、二次公害を引き起こす。いずれも特殊処理(特公平 04-71022、特公平 03-19178)が必要であるが、重金属を封じ込める提案の特許が最近多くなっている。本リサイクルシステムでは、この二つの問題点についても改善されている。これまでにリサイクル材として使用されてきた一般廃棄物焼却灰は、まず成分が一定ではなく、そこから作られる二次製品の性質も一定ではない事が指摘されるが、本リサイクルシステムでは粒度の一定化が図れており、二次製品の品質もまた現行のものよりその品質の幅が狭まったものと思われる。次に重金属の流出が懸念されているが、本焼却灰の重金属は生成スラグ中に封じ込まれており、有害廃棄物の排出を最小限に抑えている。溶出試験の結果でも土壌基準・埋め立て基準の規制値をクリアしている。

用途面では、路盤材料など道路への展開(特公平 08-3161、特許 2646312、特許 2657793、特公平 03-69856)が多く、重金属問題を考慮した消波ブロック(特許 259041)への特許もある。図-2.9 に示した特許の詳細を出願日順に表-2.13、表-2.14 に示す。

表-2.13 一般廃棄物焼却灰のコンクリート用途の代表的な特許(1)

	発明の概要	権利者または出願人	出願日
特公昭 56-14628	一般廃棄物から得られる無機質廃棄物を微粉碎し、一般廃棄物焼却灰を混合した後、ベントナイトなどを添加し、焼成して人工骨材にする。	工業技術院	1978- 05-19
特公昭 61-50895	下水汚泥焼却灰と一般廃棄物焼却灰を混合することにより CaO と SiO_2 とをある特定範囲になるようにし、焼成条件を調整することにより得られた溶融物を結晶化して骨材にする(焼却灰の成分調整が他剤を添加することなく可能)。ただし、実施例を見ても成分に変動幅がある。	日本碍子	1981- 02-17
特公平 03-69856	一般廃棄物などの溶融処理によって得られた水砕スラグを少量のセメントを用いて型枠内で加压硬化させた透水性舗装材。	大阪瓦斯	1983- 04-30
特公平 04-71022	一般廃棄物焼却残渣などを溶融処理炉で処理する際に生じた溶融スラグを粉碎した後、磁石でメタル分を除去し、さらに所定の径まで粉碎することにより骨材とする(この処理で重金属分が少なくなり、得られる粉碎物はクラックがなくなる)。	大同特殊鋼	1985- 03-11
特公平 02-46535	ごみなどの焼却灰にまだ含まれている可燃物量を測定し、可燃物が少ないときは微粉炭を添加して可燃物量が一定範囲とした後、酸化鉄を添加した上で、下方吸引式炉で焼結する(得られた軽量骨材の強熱減量が少なくなり、市販の軽量骨材並みになる)。	日本碍子 中部電力 関西電力	1986- 10-16

2.7.2 建設発生土との混合による地盤改良材

近年、前述した背景などから建設発生土に灰や石灰を混合することにより、新たな土木材料として再利用するための研究がなされてきた。混合にはセメントも使用される事があり、セメントは水と反応して固まる(水硬性)ため、混合ムラがあると強度にバラツキが出たり、硬くなりすぎるので掘り返しが困難になるといった問題が生じ、実用性に乏しい。一方、石灰では水硬性がなく(気硬性)、白色状でもあるので、目視しやすく混合ムラや強度のバラツキが少ない。また、硬くなりすぎないので掘り返しが容易になる。

また、セメントは硬化反応が約 1 ヶ月で終わり、長期にわたる硬化性がないので、一度クラックが入ると復元できない。一方、石灰の硬化反応は、ポゾラン反応から炭酸化反応と長期にわたって進むので、自らクラックを復元する作用(自癒性)がある。セメントは吸水、発熱作用が少なく水硬性のため、高含水率の処理対象物の減容効果が期待できない。石灰(生石灰)は吸水、発熱作用があり、高含水率の処理対象物の減容効果が大きい(生石灰の膨張作用もあるが、それ以上の減容効果が期待できる)。セメントは処理対象物を質的に改良する効果がないので、有機物を含んだ対象物の処理には向かない⁷⁾。

ここでポゾラン反応という言葉が出てきたが、本研究においてもその反応が強度に大きく影響を及ぼすため、ここでポゾラン反応について述べる。

表-2.14 一般廃棄物焼却灰のコンクリート用途の代表的な特許(2)

	発明の概要	権利者または出願人	出願日
特公平 03-19178	ごみの焼却灰を高温で処理し、残っている可燃物を除き、比重差で底部に溜まったアルミなどの金属を除き、前記の高温処理して脆弱硬化体にセメントと混和して、再度加熱熔融した後、徐冷して人造石材としたり、これを粉砕して人工砂利とする。	渡辺嗣彦 渡辺彦逸 玄間燦治	1987- 01-22
特公平 08-3161	一般廃棄物や下水汚泥などの焼却灰を熔融して熔融スラグとし、これを所定の温度領域において所定の冷却速度で冷却して固化スラグとした後に粉砕して路盤材とする。	神戸製鋼所	1992- 02-04
特許 2646312	火力発電所の排ガス脱硫工程の石膏や未反応石灰などを含有するスラリーにフライアッシュを添加し、この混合物に一般廃棄物などの焼却灰を混合して乾燥固化すると、焼却灰からの有害物質の溶出がなく、路盤材としての利用が可能。	三井建設	1992- 05-59
特許 2592041	ごみ廃棄物の焼却灰を高温でスラグ化した粒状物（有害成分を封じ込めた粒状物）と、いまままでこのスラグ形成時に磁石により分離されたまま利用されずにきたニッケル、コバルトなどを含む高比重のメタルスラグを、ともに骨材として利用してコンクリートをつくり、それをコンクリートブロックの心材部分とし、その外側に籠状の鉄筋を配置し、その外側を通常のコンクリートにて被覆したコンクリートブロック。 (外側を通常のコンクリートで覆っているのが公害の発生のおそれがない)実施例に示されたのは消波ブロック。	テトラ	1993- 10-01
特許 2657793	破棄物の焼却灰に対し、高炉水砕スラグ微粉末を添加し、水の存在化に固化させる。得られた固化体は密実になり、重金属の封じ込め特性に優れ、路盤材などとして利用が可能。	住金鹿島鉱化 住友重機	1995- 10-04

通常、改良土の土粒子表面はマイナスイオン化しており、お互いに反発しあっている。ここにカルシウムが加わるとカルシウムイオン(プラスイオン)が接着剤となって土粒子を団粒化させる。このとき、余った水酸化物イオン(マイナスイオン)は重金属類を固定しつつ、ポズラン反応を誘発させる。

改良土の強度は、ポズラン反応における結晶鉱物の生成に起因するため、数ヶ月から数年に渡り発現する。ポズラン反応における結晶鉱物は、改良土の隙間にゲル状となって発生し、周辺の水分と化合しながら結晶化していくため、抱水性が高く、気相(空間)が少ない。したがって、結晶鉱物化が進行するほど強度が増し、透水係数が低くなる。改良土は水の中でもポズラン反応が進行し、強度の発現がある。

関東ロームの場合、改良後3日目の強度に対して1週間後では約1.5倍になり、1ヶ月後では約2.5倍、3ヶ月後では約3倍、6ヶ月後では、約3.5倍になる。

また石灰のポズラン反応では、消石灰のカルシウムイオンを吸収した処理対象物が、さ

らに石灰と反応して、長い間に安定な結晶鉱物を生成しながら硬化する反応をいう。この反応はアルカリ雰囲気の中でだけ進行する。(ポゾラン：それ自身では水と反応して硬化する性質をもたないが、水の存在下で石灰と反応して硬化する反応性の高いシリカまたはシリケートを主成分とするもの。イタリア「ポゾラン地方」の火山灰を石灰と混合したローマンセメントに由来する。組織のち密化に役立つ⁵⁾)。表-2.14 にセメントと石灰の比較をまとめたものを示す。

表-2.15 セメントと石灰との比較

	セメント	石灰
硬化性の違い	水硬性	気硬性
硬化反応期間	1 ヶ月	長期
吸水・発熱作用	多少あり	あり
その他の特徴	混合ムラがあると強度にバラツキが出たり、硬くなる過ぎるので掘り返しが困難。	白色状でもあるので、目視しやすく混合ムラや強度のバラツキが少ない。また、硬くなりすぎないので掘り返しが容易になる。

2.7.3 石炭灰を使った地盤改良材の改良特性⁸⁾

これまで、火力発電所から発生する石炭灰が年々増加していることに着目し、その有効利用法についての研究が行われてきた。その内容としては、石炭灰原粉を軟弱地盤の地盤改良材(安定処理)として活用した場合の効果について、瀬戸内海に広く分布する埋立地(浚渫シルト)を対象に実施している。室内の一軸圧縮試験の結果では、材令 28 日における強度は、セメント添加量に大きく支配されているが、石炭灰の添加でも緩やかな強度増加の傾向を示すことを明らかにしている。また、セメント添加量が多い場合、石炭灰を多く配合すると石炭灰の吸水効果による水量低下に伴い、水和反応の阻害による強度低下が生じているが、通常の盛土を対象とすると目標強度は 20 kPa 程度であり強度としては十分なものであることを示している。結論としては、セメント等の改良材を使った地盤改良は土を固化するものであったが、液性・塑性指数が NP であるなど微細な砂の特性を持つ石炭灰を適量配合することにより、土の物性が砂質土へと変化し、さらに石炭灰に少量のセメントを組み合わせることで土質変化に追従し、攪乱等の影響を受けにくい非常に施工上の取扱性の優れた地盤改良材になるとまとめられている。

第3章 改良材による有明粘土のリサイクルとその特性

3.1 石炭灰で改良した建設発生土の一軸圧縮強度特性¹⁾

佐賀県有明海沿岸に分布している有明粘土を再利用しようと試み、この軟弱な建設発生土に生石灰と石炭灰(FA=フライアッシュ)を混合することで、ポズラン反応による強度増加について研究されている。研究により、結論として3つの事がまとめられている。

- ① 生石灰・FAを添加することにより確実に含水比は低下する
- ② FA添加率が5～20%の時、ピーク値を示した
- ③ 乾湿を与えても強度の低下は見られなかった

これらの結果よりFA添加による一軸圧縮強度は、ある添加率でピーク値を示し、生石灰添加率が高いほうが、FA添加率による強度増加も出現するということが明らかになっている。

表-3.1 有明粘土の物理的性質

項目	単位	粘土 A	粘土 B
自然含水比	(%)	186	150
土粒子の密度	(g/cm ³)	2.48	2.02
液性限界	(%)	143	131
塑性指数	—	80	76
強熱減量値	(%)	8.6	1.6
pH 値	—	7.8	8.8
塩分濃度	(%)	0.9	0.8
粒度組成	砂分	(%)	3.0
	シルト分	(%)	29.0
	粘土分	(%)	68.0
色	—	黒褐色	灰色
備考	—	異臭あり	異臭なし

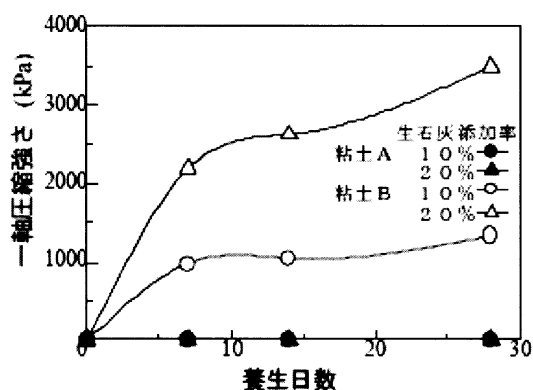


図-3.1 一軸圧縮試験結果

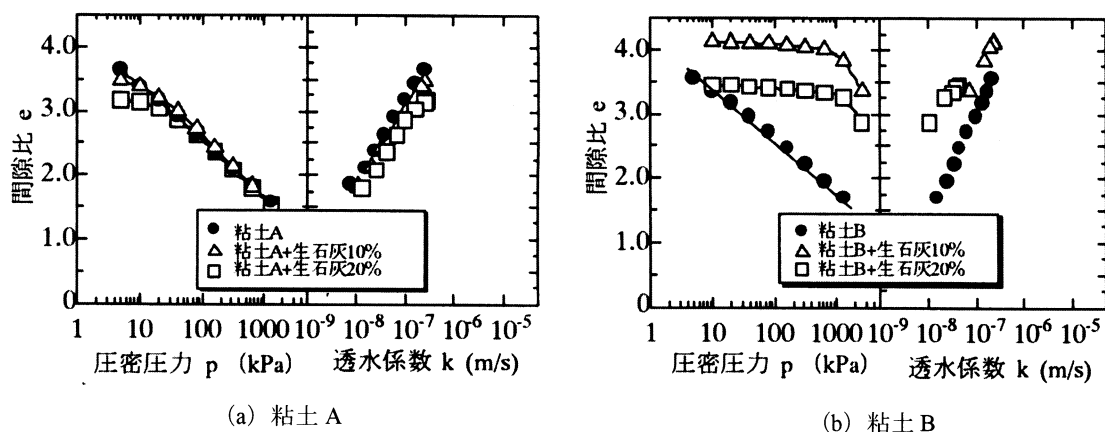


図-3.2 圧密試験結果

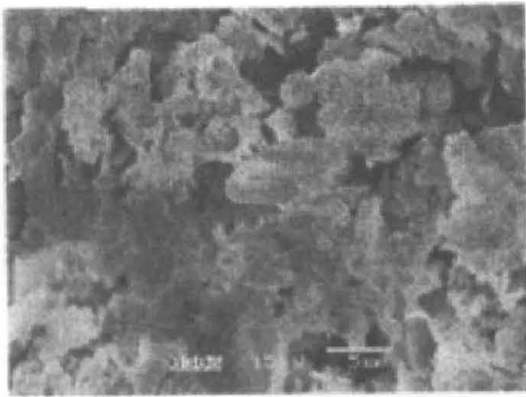
3.2 生石灰で改良した有明粘土の改良効果について²⁾

これは、採取場所の異なる 2 種類の有明粘土に対し、同含水比に調整した後、生石灰添加による改良を行い、一軸圧縮試験および圧密試験、電子顕微鏡による構造観察を行った研究結果である。

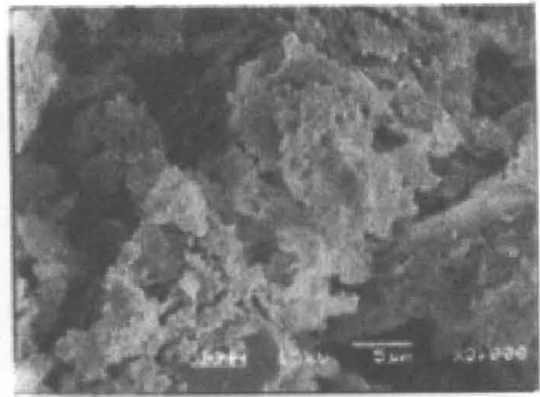
使用している試料は、福岡県大川市の水路底の深度 1m より採取した有明粘土 A と、佐賀県小城郡芦刈町の深度 3m より採取した有明粘土 B である。両試料の物理的性質を表-3.1、一軸圧縮試験結果を図-3.1、圧密試験結果を図-3.2、電子顕微鏡による構造観察結果を写真-3.1 に示す。

一軸圧縮試験結果では粘土 A に生石灰を添加した場合は 28 日後も全く改良効果が得られないが、粘土 B に添加した場合は非常に高い改良効果が示されている。圧密試験では、粘土 A で圧縮性、透水性ともに生石灰無添加の状態とほぼ等しく、粘土 B で圧縮性が低くなっている。また、電子顕微鏡による構造観察では、粘土 A には、生石灰添加による生成物が見られず、無添加状態と類似した様相が観察され、粘土 B では、生成物が確認でき、生石灰添加で粒子が相互に結合して強度が増加している。

結論として、次のようにまとめている。粘土 A については、生石灰添加による一軸圧縮強さの増加や圧縮性の低下、透水性の変化は見られなかった。微視的な土構造は、生石灰による生成物が確認できず、生石灰無添加状態と類似した様相を呈した。生石灰添加時の含水比が同じである粘土 B は改良効果があったことを考慮すると、粘土 A には改良を妨げる化学物質が存在していたと考えられる。粘土 B は、生石灰添加による改良強度が認められ、微視的な土構造には生石灰添加による生成物が確認できた。この生成物によって強度が増加し、土構造が変化して透水係数が低下したと考えられる。

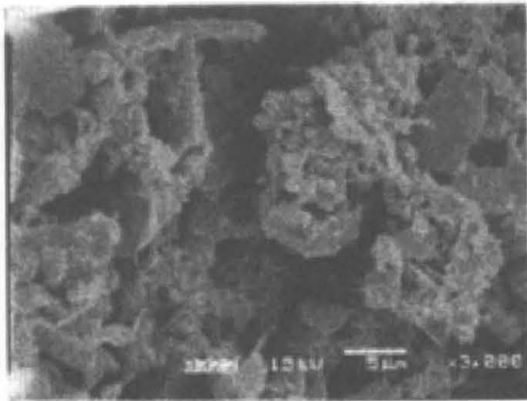


(a) 粘土A

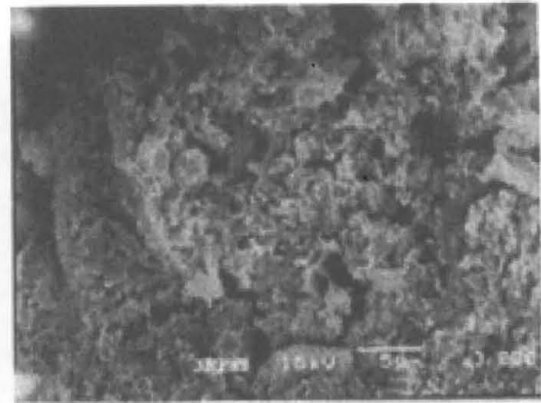


(b) 粘土B

(生石灰無添加の場合)



(a) 粘土A



(b) 粘土B

(生石灰添加による改良を施した場合)

写真-3.1 電子顕微鏡による構造観察結果



図-3.3 調査地点

3.3 佐賀低平地における有明粘土層の塩分溶脱メカニズムに関する一考察³⁾

有明粘土層の塩分溶脱メカニズムを探り、その土質特性への影響を解明することを目的として、有明粘土から抽出した間隙水の水質や同位体を分析している。

図-3.3 に調査地点を示す。佐賀県白石地区における杵島山地の麓から有明海にかけて直線上となる A、B、C 地点を選び調査対象としている。図-3.4 に各地点の地質調査結果、図-3.5 に有明粘土から抽出した間隙水および第一被圧帯水層から採水した地下水の水質分析結果および海水組成、同深さの地層から検出された貝殻の種類を併記した図を示す。

堆積環境では、表層には沖積粘土層が堆積しており、有明粘土層は海成層、蓮池層上・下部は非海成層に区分される。三田川層および阿蘇-4 火砕流堆積物は非海成層に区分され、砂礫質に富むので表層から第一被圧帯水層とみなせる。図-3.5 の検出された貝殻は、現在の有明海の潮間帯高潮亜帯(平均海面から+2cm の水深)から上部浅海帯(平均海面から-10m 以深の水深)にかけての水深下に生息するものである。有明粘土層が海成層に区分されるのは、このような貝殻を含む地層であることによる。有明粘土は 1 万年前から現在にかけて堆積しており、今日の有明海の海象は 8000 年前から生じていたと推測されている⁴⁾。これらのことから、堆積当初における有明粘土の間隙水組成は海水に近かったと推定される。以上をもとに各地点における間隙水の水質分析結果を見ると、A 地点では深さに関係なくイオン濃度の減少が著しく、B、C 地点では帯水層に近いものほどイオン濃度の減少が著しく、塩分溶脱が生じている。一方、地下水の Cl 濃度は A-5 で 50mg/l、B-5 で 370mg/l、C-7 で 930mg/l である。水利用上の Cl 濃度の目安は、上水道では 200mg/l 以下、農業用水では 500mg/l 以下に定められている。

図-3.6 に間隙水および地下水の SO_4^{2-} 濃度と Cl 濃度の関係を示す。同図には、比較のために B、C 地点における第二被圧帯水層より以深の地下水調査結果を併記した⁵⁾。一般に、地下水の SO_4^{2-} は還元環境下では低い値を示すことが知られている。これは、 SO_4^{2-} が還元領域における硫酸還元細菌の活動により硫化物に還元されるためである。A 地点の地下水の SO_4^{2-} 濃度は雨水より高い値を示し、B、C 地点の SO_4^{2-} 濃度は雨水と同程度か低めの値を示している。一方、A 地点の間隙水は雨水と海水を結んだ線上よりも高い値を示し、B、C 地点の間隙水は線近傍の値を示した。各地点の地下水が海水と直接混合する状態にあれば、各値は線上にプロットされると考えられるが、その関係にない。然るに、この場合は、 SO_4^{2-} の供給を受けて現状に至ったと考えられる。この供給源には、有明粘土の存在が挙げられる。有明粘土中には微生物活動に由来する FeS(パイライト)が多く含まれており、これが酸素に触れると SO_4^{2-} を生じせしめる。現状では、有明粘土に酸素をもたらすメカニズムに地表からの影響は考えにくいので、水の地下循環の中でそれを考慮する必要がある。自然現象のもとでは考えられない酸素を含む地下水が帯水層へ流入し、有明粘土層との間で水の混合を行い、その結果として有明粘土層は塩分溶脱され、その直下の第一被圧帯水層は塩水化した。このように推測すると以上の説明が成り立つ。まとめとして、佐賀県白石地区における第一帯水層の地下水は酸素を含んでいる可能性があり、有明粘土層の塩分溶脱は

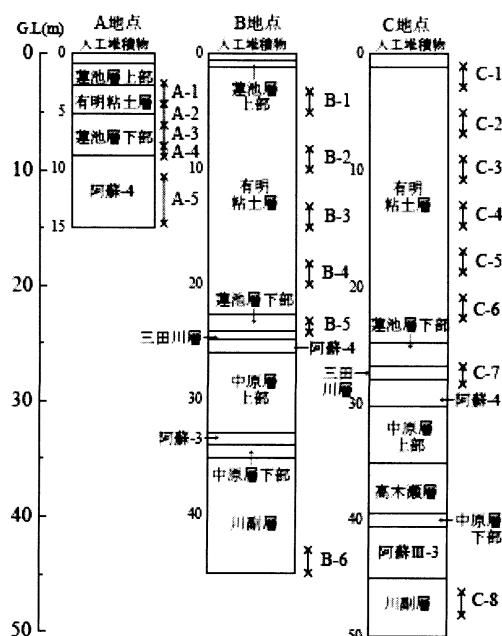


図-3.4 調査地点の堆積環境

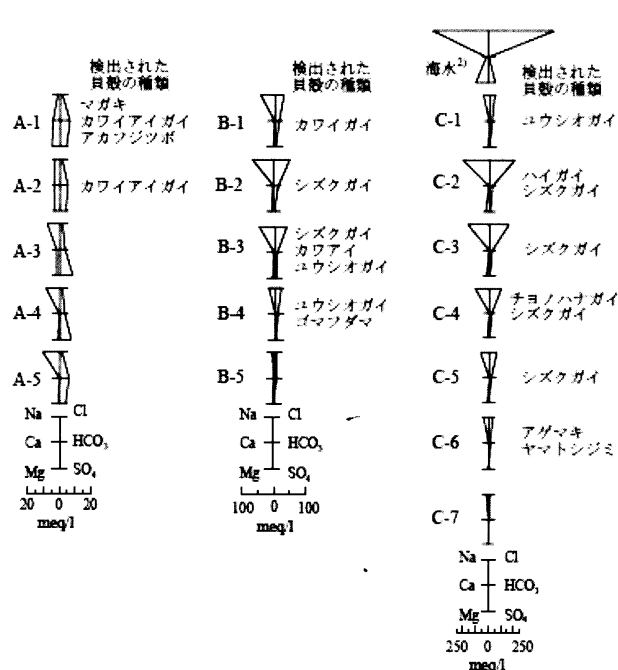


図-3.5 ヘキサダイアグラムおよび検出された貝殻の種類

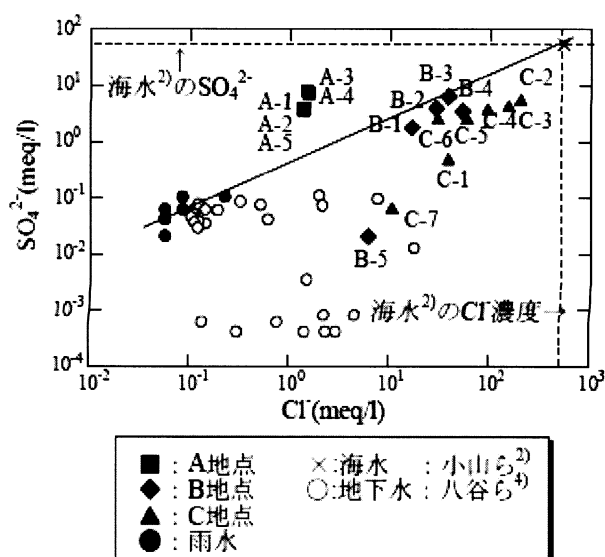


図-3.6 SO_4^{2-} と Cl^- の関係

間隙水・地下水の酸化還元環境から両者の混合が要因と考えられる。

3.4 有明粘土における混合セメント改良効果⁶⁾

これまで国内のセメント会社では、JIS 規格を背景として同一特性のセメントを大量生産し安定供給を可能としてきた。これは、生産者の立場から省エネルギーと合理化を促進す

表-3.2 試験条件

項目	条件
対象土	有明粘土 1 種類
使用セメント	4 種類
セメント添加量	50、100kg/m ³
材齢(一軸圧縮試験)	3、7、28 日
材齢(一軸圧縮試験)	7 日
供試体作成方法	JGS0821-2000

セメント添加量 100kg/m³ を対象

ることにつながり、結果的にユーザーへの安価な製品を提供することで効果を発揮してきた。しかし、この流れは多様化する設計・施工技術への対応を要求するユーザーニーズを満たさない場合もあり、地球規模の環境保全の観点からも合理的でない。欧州では、多種多様な混合セメントを規格品とする一方で、強度や硬化速度でクラス分けし、ユーザーが使用用途を選択する仕組みを採用している。混合セメントはセメントクリンカーと石膏の他に、高炉スラグ、石炭灰、シリカ質混合材、石灰石粉などから副次的に発生する材料を混合して作ったセメントである。国内では、高炉スラグを使った「高炉セメント」、石炭灰を使った「フライアッシュセメント」などの JIS 規格があり、さらに石灰石採取時に発生する微粉を混合した「石灰石フィラーセメント」の規格化の動きもある。この研究では、この様な各種の産業分野から発生する副産物を積極的に使用したセメントを地盤改良のうち特にセメント安定処理に使用した場合の安定処理効果を評価している。

表-3.2 に試験条件を示す。使用するセメントは、実際に国内のセメント工場で製造供給可能なものを想定し、「高炉セメント B 種」、「フライアッシュセメント B 種」、「石灰石フィラーセメント B 種」および「一般軟弱土用セメント系固化材」とした。表-3.3 に使用する混合セメントの物理・力学特性、表-3.4 に有明粘土の物理・力学特性を示す。

それぞれのセメント安定処理土について、一軸圧縮強さと材齢の関係を図-3.7 に、一軸圧縮強さと添加量の関係を図-3.8 に示す。全体を通じ、一般軟弱粘土用セメント系固化材が高い強度発現性を示している。しかし、高炉セメント B 種は、材齢初期の強度が低いものの、材齢 28 日でセメント系固化材と同程度の強度発現が得られた。また、今回の試料土では、特徴的にセメント添加量の増加に比例して強度が高くなり、セメント添加量が上がれば、本来のセメント種類ごとの強度発現性が顕著になっている。なお、全てのサンプルの材齢 7 日から材齢 28 日の強度増加の相関関係を図-3.9 に示す。

この研究では、各種の産業分野から発生する副産物の有効利用策の一助として混合セメントへの利用を検討し、特に地盤改良分野への適用性を確認した。セメント添加量、対象となる材齢など諸条件により、その評価が分かれるものの、概ね一定の安定処理効果が得られたと考えられる。一般にセメント系固化材は材齢初期の強度発現に優れるとともに、有機質の多い土に有利といわれ、今回の試験結果も同様の結果が得られた。混合セメントの多くは、コンクリートの一材料として様々な機能付加を行い、その性能評価により、適用用途が選択されている。例えば、高炉セメントは、セメントの水和反応に加え、高炉スラグの潜在水硬性により硬化を助長し、海水に対する抵抗性、緻細構造が得られることが知られ、フライアッシュセメントは、石炭灰の主成分である二酸化ケイ素のポラゾン反応が長期的な強度の安定性があり、乾燥収縮に対する抵抗性が高いと考えられている。一方、JIS 規格など国内の規格がない石灰石フィラーセメント、一般軟弱土用セメント系固化材であっても適用用途によっては、その特性の発揮されることがわかった。

表-3.3 混合セメントの物理・力学特性

種類	記号	密度 (g/cm ³)	ブレン値 (g/cm ³)	構成成分(%)							
				Ig-lose	Insol	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₂
高炉セメントB種	BB	3.04	4.070	1.03	0.10	25.27	8.96	1.98	56.68	2.40	2.06
フライアッシュセメントB種	PB	21.96	3.400	2.06	12.85	19.13	5.20	2.47	64.10	1.22	2.03
石灰石フィラーセメント	LF	3.06	3.410	8.33	0.11	17.42	4.85	2.40	62.46	1.37	1.77
セメント系固化材*	CBS	3.11	3.430	1.12	0.07	13.72	5.33	2.71	61.33	1.26	7.35

*一般軟弱土用セメント固化材

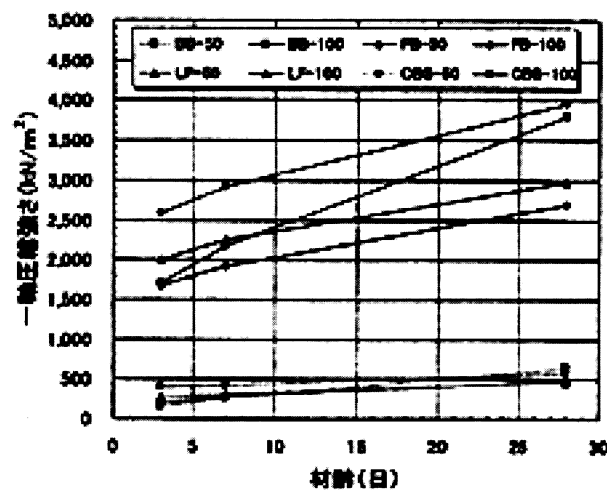


図-3.7 一軸圧縮強さと材齢

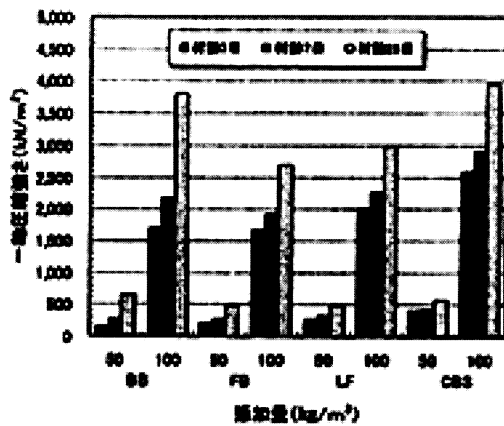


図-3.8 一軸圧縮強さと添加量の関係

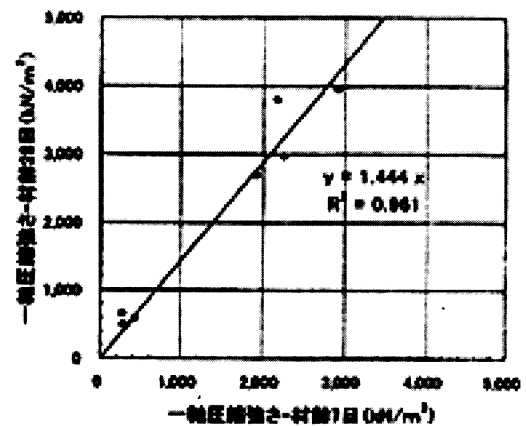


図-3.9 材齢7日と材齢28日の相関性

表-3.4 有明粘土の物理・化学的特性

含水比 (%)	土粒子密度 (g/cm ³)	湿潤密度 (g/cm ³)	粒度分布(%)			コンシステンシー(%)		
			礫分	砂分	細粒分	液性限界	塑性限界	塑性指数
81.6	2.592	1.520	0	24.4	75.6	70.3	31.3	39.0

強熱減量 (%)	pH	構成成分(%)										
		SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	Na ₂ O	MgO	K ₂ O	SO ₂	TiO ₂	MaO	P ₂ O ₃
8.30	8.25	65.55	14.86	6.01	3.29	2.73	2.35	1.92	1.50	0.72	0.20	0.17

第4章 無害化処理した焼却灰の物理的および力学的性質¹⁾

4.1 はじめに

本焼却灰は、リサイクルシステムにより無害化されているため、一般廃棄物焼却灰とは異なる性質を持っている。また、一般廃棄物焼却灰はその採取時期や採取場所により性質が異なるが本焼却灰においても性質の相違が確認できる。本章では、佐賀産および長崎産の都市ごみ焼却灰を無害化したものの土質力学的性質について述べる。

4.2 物理的性質

4.2.1 密度

地盤工学会「土質試験—基本と手引き—」に基づき、本リサイクルシステムにより無害化処理された一般廃棄物焼却灰(エコアッシュ)の密度試験(JIS A 1202)を行った結果、土粒子の密度 ρ_s は、佐賀産で 2.62g/cm^3 、長崎産で 2.76g/cm^3 であった。ここで、焼却灰の一例として本研究のようなりサイクル処理の施されていない焼却灰の密度 ρ_s は 2.3g/cm^3 である。

4.2.2 含水比

含水比試験(JIS A 1203)を行った結果、自然含水比 w_n は、佐賀産が1.89%、長崎産が1.35%という値を示した。ただし、エコアッシュは焼却灰であり、一度乾燥状態になったものであるので、その自然含水比は保存状態、湿度や温度に大きく影響を受ける。また含水比により著しく状態が変化する。なお、本実験では、密閉容器にて保存されているものを使用した。

4.2.3 液性限界・塑性限界

液性限界・塑性限界試験(JIS A 1205)を行った。その結果は液性・塑性ともに NP(non-plastic)であった。

液性限界試験では、最適含水比より高い含水比で試験を行うと、水が流れ出してしまい、それより低い含水比では、黄銅皿に試料を塗る時点でひびが生じ、溝を形成することが出来なかった。

塑性限界試験では、まず団子状にする事が困難であり、ペースト状である試料を2～3分間手で団子状にしようと試みても、団子状にすると同時にひびが入るか、転がし始めると、すぐに切れ切れになるかのどちらかであった。このような状況により、3mmのひも状にすることは不可能だと判断した。この試験方法では液性限界も塑性限界も求める事が出来なかった。

次に液性限界を求めるため、フォールコーン試験を行った。液性限界は、もとより静的な性質を動的な試験方法で求めようとするには無理がある。そこで、1910年スウェーデン

で、軟らかい土のせん断抵抗をコーン貫入試験より求めたのが、フォールコーン試験の始まりである。試験装置を図-4.1 に、JIS 法とフォールコーン法との比較を図-4.2 に示す。図-4.2 から、一部の試料(高有機質土やベントナイトなどの液性限界の高い試料)を除いて、JIS 法とフォールコーン法は良好な対応関係を示しているのがわかる。

フォールコーン試験を行った結果、液性限界 w_L は、佐賀産が 33.5%、長崎産が 44.8% という値を示した。この試験からエコアッシュは、その状態を維持する含水比の幅が非常に狭く、含水比の管理、設定の非常に困難な試料といえる。

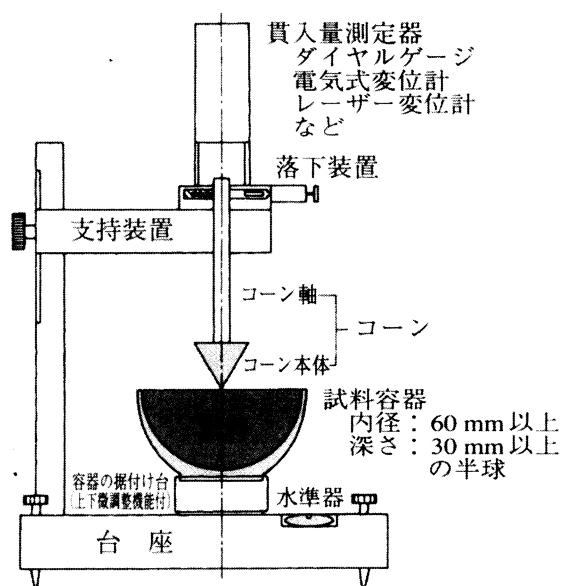


図-4.1 フォールコーン試験装置

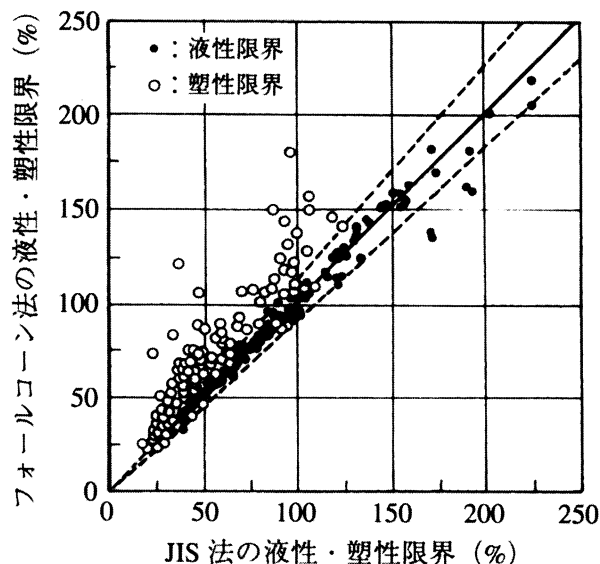


図-4.2 JIS 法とフォールコーン法との比較

4.2.4 粒度

粒度試験(JIS A 1204)による佐賀産の試験結果を表-4.1 に、長崎産の試験結果を表-4.2 に、また、両材料の粒径加積曲線を図-4.3 に併せて示す。

粒度試験の結果は一般に土の工学的分類に利用され、これをもとに土の工学的性質の基礎的な判断が行われ、エコアッシュにおいてもその土質材料としての工学的性質が判断できる。エコアッシュは、そのほとんどがシルト分であり、粒径は最大でも佐賀産で 0.850mm、長崎産で 2.000mm 前後であった。ここで本リサイクルシステムは、ダイオキシン類分解除去処理時、及び重金属類安定固化処理時に、100 ミクロンアンダー程度の微粉碎化処理を行っているが、その後添加剤などの影響により、粒径が大きくなったものと考えられ、試験より得られた粒度は妥当なものである。また、従来の焼却灰ではその搬入ゴミの質、大きさの違いから焼却灰にも粒度の違いが見られ、二次製品の品質に関してもばらつきがあった。その点においてもエコアッシュは微粉碎化処理を行っているため、従来のものよりも粒度の変化は少なくなるものと思われ、二次製品の品質の一定化に役立っている。

表-4.1 佐賀産エコアッシュ粒度試験結果

粒径(mm)	通過百分率(%)	項目	
2	100	細礫分(%)	0
0.85	100	粗砂分(%)	0.08
0.425	99.78	中砂分(%)	0.95
0.25	99.05	細砂分(%)	30.45
0.106	86.24	シルト分(%)	64.7
0.075	68.61	粘土分(%)	3.9
0.048	62.98	2mm ふるい 通過質量百分率(%)	100
0.035	51.91	0.425mm ふるい 通過質量百分率(%)	99.78
0.025	11.86	0.075mm ふるい 通過質量百分率(%)	68.61
0.015	5.01	最大粒径(mm)	0.850
0.010	4.48	60%粒径 D_{60} (mm)	0.044
0.0074	3.95	50%粒径 D_{50} (mm)	0.035
0.0037	3.95	30%粒径 D_{30} (mm)	0.030
0.0015	3.95	10%粒径 D_{10} (mm)	0.022
		均等係数 U_C	2.000
		曲率係数 U_C'	0.930
		土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.31

表-4.2 長崎産エコアッシュ粒度試験結果

粒径(mm)	通過百分率(%)	項目	
2	100	細礫分(%)	0
0.85	100	粗砂分(%)	0.01
0.425	99.78	中砂分(%)	1.75
0.25	99.05	細砂分(%)	25.51
0.106	86.24	シルト分(%)	69.85
0.075	68.61	粘土分(%)	2.88
0.047	62.98	2mm ふるい 通過質量百分率(%)	100
0.033	51.91	0.425mm ふるい 通過質量百分率(%)	99.52
0.024	11.86	0.075mm ふるい 通過質量百分率(%)	72.73
0.014	5.01	最大粒径(mm)	2
0.0099	4.48	60%粒径 D_{60} (mm)	0.044
0.0070	3.95	50%粒径 D_{50} (mm)	0.033
0.0035	3.95	30%粒径 D_{30} (mm)	0.029
0.0014	3.95	10%粒径 D_{10} (mm)	0.025
		均等係数 U_C	1.760
		曲率係数 U_C'	0.765
		土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.46

均等係数や曲率係数は粒度分布の状態を

知るために粒径加積曲線の広がりや形状を数値的に表した指数である。均等係数 U_c は粒径加積曲線の傾度を表すもので、大きくなるほど粒度分布の範囲が広いことを示している。一般に、 U_c が 4～5 以下の土は「粒度分布が悪い」といい、10 以上の土は「粒度分布が良い」といわれる。また、曲率係数 U_c' は 粒径加積曲線のなだらかさを示すもので、 U_c' が 1～3 の場合に「粒度分布が良い」としている。つまりここで、「粒度分布が良い」と判断されるためには U_c と U_c' の両方が上記の条件を同時に満足する必要がある、その両方または片方が満足されないときには「粒度分布が悪い」となる。 U_c 、 U_c' を求める式を式(4.1)、(4.2)に示す。

$$U_c = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (4.1)$$

$$U_c' = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad (4.2)$$

ここで、 D_{10} ：通過百分率 10%の粒径、 D_{30} ：通過百分率 30%の粒径、 D_{60} ：通過百分率 60%の粒径である。式(4.1)、(4.2)に基づいて U_c 、 U_c' を算出した。その結果、佐賀産は $U_c=2.000$ 、 $U_c'=0.930$ 、長崎産は $U_c=1.760$ 、曲率係数 $U_c'=0.765$ という値が得られた。先に述べた基準に基づいて粒度の良否を判断すると、両材料とも「粒度分布が悪い」といえる。

さらに、砂分・シルト分・粘土分について佐賀産と長崎産を比較すると、産地による粒度の差はほとんどないことが分かる。これはエコアッシュ生成の品質管理向上によるものであると考えられる。

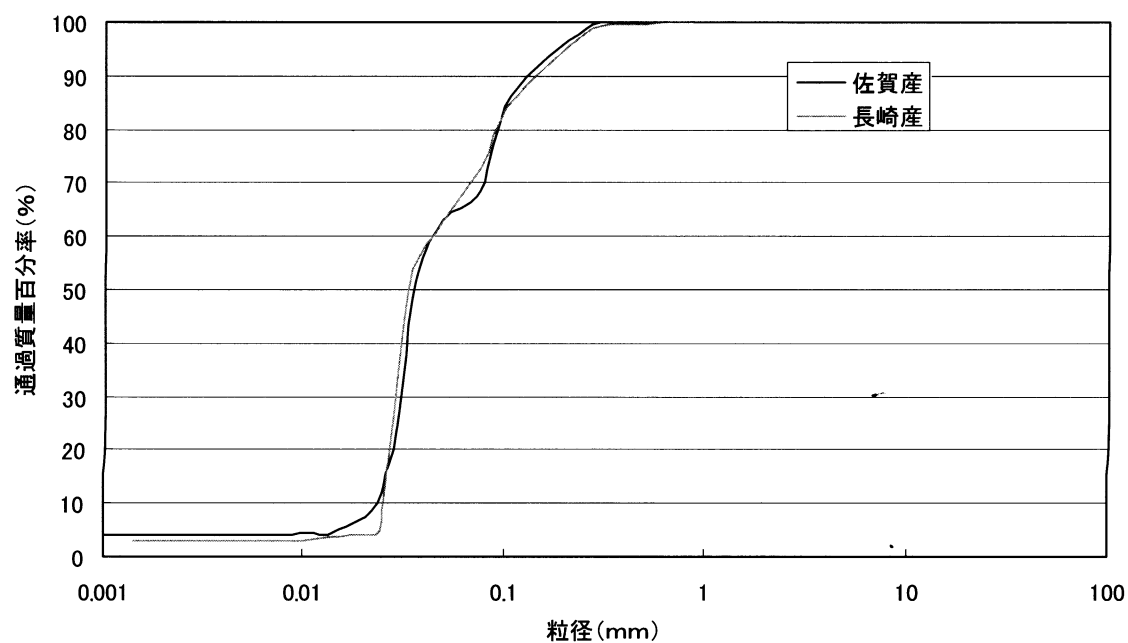


図-4.3 エコアッシュの粒径加積曲線

表-4.3 佐賀産エコアッシュ締固め試験結果

No.	1	2	3	4	5	6	7
平均含水比 $w(\%)$	11.78	14.19	17.52	20.50	23.59	27.14	29.86
乾燥密度 $\rho_d(\text{g/cm}^3)$	1.289	1.290	1.329	1.376	1.448	1.392	1.364

表-4.4 長崎産エコアッシュ締固め試験結果

No.	1	2	3	4	5	6	7
平均含水比 $w(\%)$	9.95	14.29	16.95	20.91	23.52	28.20	30.64
乾燥密度 $\rho_d(\text{g/cm}^3)$	1.270	1.294	1.326	1.389	1.442	1.391	1.383

4.3 力学的性質

4.3.1 締固め試験

締固め試験(JIS A 1210)は、含水比を変えた土をある一定の方法で突固めたときの乾燥密度と含水比の関係(締固め曲線)を知り、この関係から最大乾燥密度および最適含水比を求めるために行う。締固め曲線は一般に凸な曲線となり、この最大値を、最大乾燥密度、これに対する含水比を最適含水比とする。ランマー質量 2.5kg、落下高さ 30cm、突き固め回数 25 回、突き固め層数 3 層、乾燥・繰返し法(A-a 法)で行った。試験での平均含水比 w と乾燥密度 ρ_d の測定結果を佐賀産は表-4.3、長崎産は表-4.4 にまとめる。また、その測定から得られた締固め曲線を図-4.4 に示す。

締固め試験を行った結果、佐賀産は最適含水比 $w_{opt}=23.59(\%)$ 、最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=1.448(\text{g/cm}^3)$ 、長崎産では最適含水比 $w_{opt}=23.52(\%)$ 、最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=1.442(\text{g/cm}^3)$ という値が得られた。

一般に粒度の良い砂質土ほど最大乾燥密度は $\rho_{dmax}=1.7\sim 2.1(\text{g/cm}^3)$ と高い値が得られるが、佐賀産の $\rho_{dmax}=1.448(\text{g/cm}^3)$ 、長崎産の $\rho_{dmax}=1.442(\text{g/cm}^3)$ のように低い値となった。これは、4.2.4(粒度)でも述べたようにエコアッシュは佐賀産、長崎産の両材料とも粒度分布が悪いため最大乾燥密度が低い値になったと考えられる。

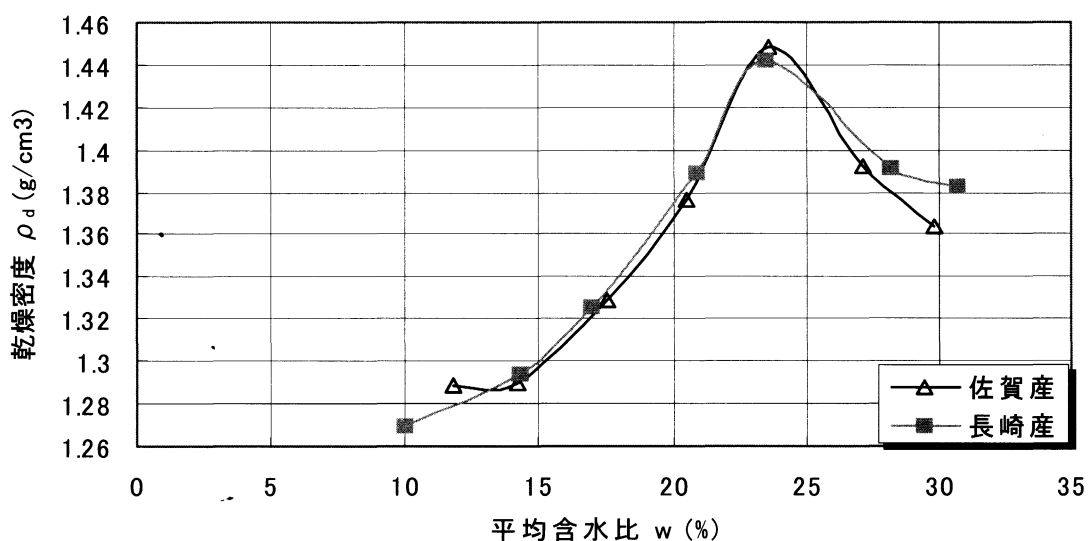


図-4.4 エコアッシュの締固め曲線

4.3.2 圧密試験

圧密試験(JIS A 1217)は、側面を拘束した状態で、軸方向に排水を許しながら載荷するときの圧密量及び圧密の速さを求めるための試験である。

圧密とは、飽和した粘性土に荷重を加えたときに、地盤内に過剰間隙水圧が生じ、主にこの間隙水圧が消散する過程で、徐々に間隙水が排出するために起こる土の体積減少のことである。圧密定数には、圧縮指数、圧密降伏応力、体積圧縮係数、および圧密係数等がある。これらの圧密定数は、盛土や埋立等によって粘性土地盤が載荷される場合の沈下量や沈下速度を求める場合に用いられる。

物理的性質試験の結果より、佐賀産は最適含水比 $w_{opt}=23.59(\%)$ 、最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=1.448(g/cm^3)$ 、長崎産は最適含水比 $w_{opt}=23.52(\%)$ 、最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=1.442(g/cm^3)$ で供試体を作成し、圧密試験を行う。エコアッシュは、自然乾燥などにより著しく含水比が変化するため、一度炉乾燥させた後、実験直前に含水比調整を行ったものを使用した。その結果、供試体の初期含水比は佐賀産で $w_0=24.01(\%)$ 、長崎産で $w_0=23.86(\%)$ であった。

載荷は、0.2、0.4、0.8、1.6、3.2、6.4、12.8kg の 7 段階とし、その後 0.2kg まで除荷する。圧密量の測定は、6、9、15、30(s)、1、1.5、2、3、5、7、10、15、20、30(min)の各時間に行う。

試験から得られた $e-\log p$ 曲線の佐賀産を図-4.5、長崎産を図-4.6 に示す。圧縮指数 C_c と圧密降伏応力 P_c を求めると、佐賀産で $C_c=0.101$ 、 $P_c=250(kPa)$ 、長崎産で $C_c=0.209$ 、 $P_c=260(kPa)$ という値を示した。また透水係数を導くと佐賀産、長崎産とも $10^{-7} \sim 10^{-9}(cm/s)$ 程度であり、粒度試験より求めた $10^{-5}(cm/s)$ という値を考慮してもほぼ不透水に近いものであった。よってエコアッシュの透水性は非常に低いと予想できる。

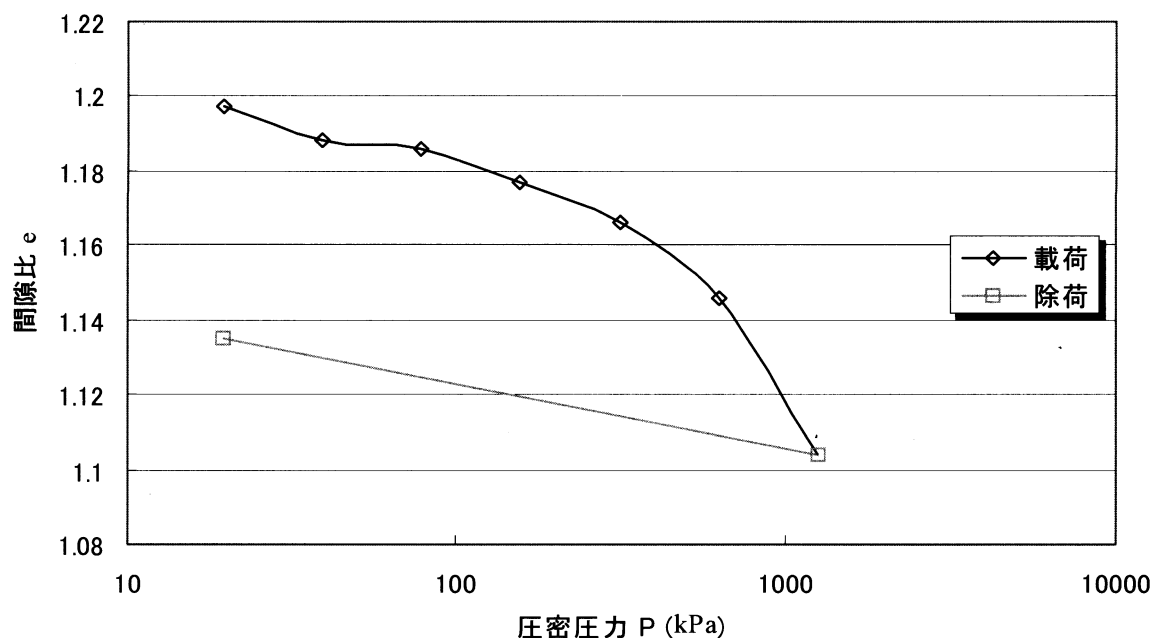


図-4.5 佐賀産エコアッシュ $e-\log p$ 曲線

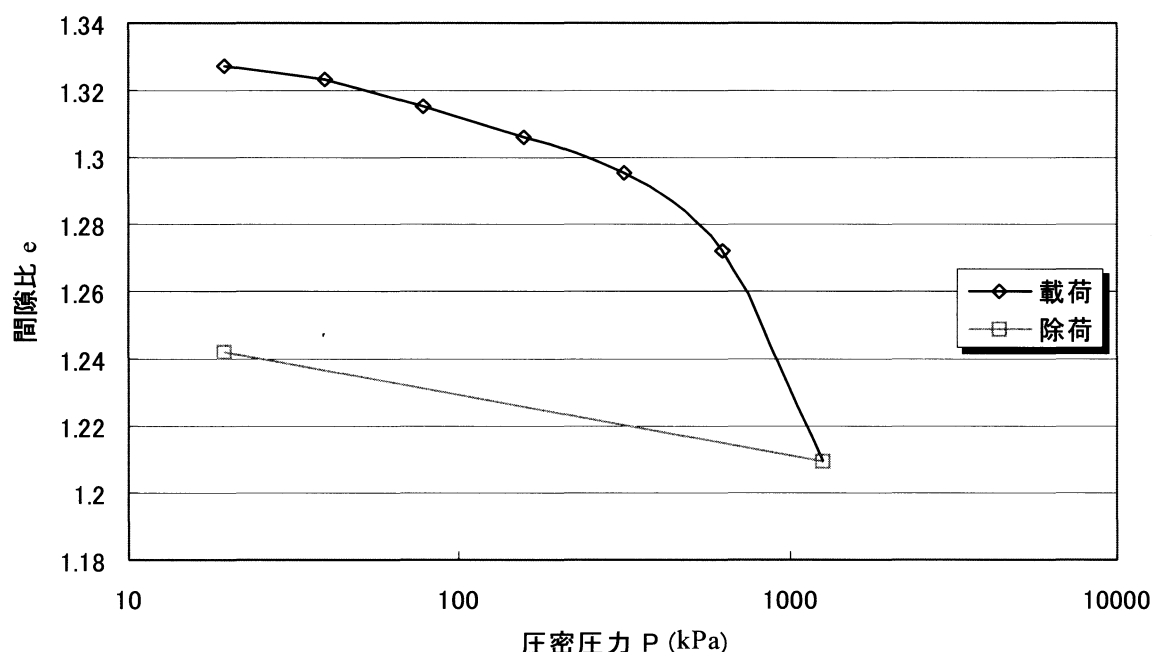


図-4.6 長崎産エコアッシュ e-log p 曲線

4.3.3 透水試験

透水試験(JIS A 1218)は、土中の自由水の移動しやすさ、すなわち透水性の大小を表す透水係数を求めるものである。透水係数は、アースダム、堤防や基礎地盤中の浸透、路盤の排水、地下水位低下工、液状化現象などの予測に必要な量である。

室内透水試験には、水位の与え方により定水位型と変水位型の二つの方法があるが、粒度試験、圧密試験より、透水係数がかかなり低いことが予想されるので、透水係数が $10^{-3} \sim 10^{-6}(\text{cm/s})$ の細粒土に適用される変水位透水試験を長崎産に対して行った。含水比の調整は実験直前に、炉乾燥した試料に水を加えて行い、乾燥密度の調整は締固め試験と同様に 2.5kg ランマーにより、付き固め回数 25 回、突き固め層数 3 層で供試体作成を行った。その結果、初期含水比 $w_0=20.61(\%)$ 、乾燥密度 $\rho_d=1.421(\text{g/cm}^3)$ の供試体で実験を行ったが、飽和状態に至らず試験を行うことが出来なかった。エコアッシュはその含水比により状態が著しく変化し、今回の透水試験においても下方から水を加えたところ、水が上方に浸透せず下方で蓄積するため、試料が膨張し飽和状態に至らなかった。よってエコアッシュの透水係数は、次の強度特性のなかで、圧密試験より導いた $10^{-7} \sim 10^{-9}(\text{cm/s})$ に近いものだと考えられる。

4.3.4 一面せん断試験

この試験は、円形断面を持つ供試体の上・下方向から垂直力 N を加え、上箱または下箱の部分に水平力 S を加え、定まった 1 つの面でせん断し、せん断応力 τ とせん断変位の関

係、および強度定数 c_d 、 ϕ_d を求めることを目的とするものである。

重錘－レバー式の試験機によって、圧密定圧一面せん断試験を行い、载荷は2、4、6、8kgとした。また、その含水比、乾燥密度は圧密試験同様、試験直前に調整したものである。試験より求められた佐賀産、長崎産の τ － σ 曲線を図-4.7、図-4.8 に示す。両図とも R^2 値は直線の相関係数であるが、その値は佐賀産が $R^2=0.98$ 、長崎産が $R^2=0.89$ であり、今回の試験から求められたプロット点のばらつきが、許容範囲内であることを示す。また、その強度直線から粘着力 c_d 、内部摩擦角 ϕ_d を求めると佐賀産が $c_d=59.10(\text{kPa})$ 、 $\phi_d=29.90(^{\circ})$ 、長崎産が $c_d=44.16(\text{kPa})$ 、 $\phi_d=23.55(^{\circ})$ であった。

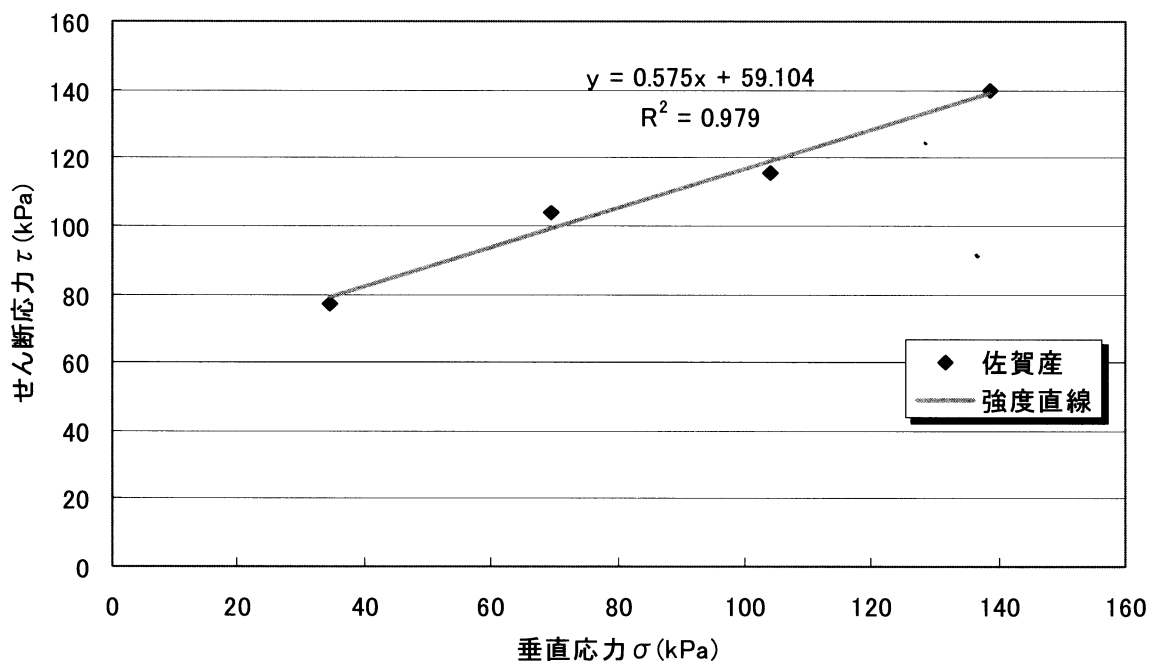


図-4.7 佐賀産エコアッシュ τ － σ 曲線

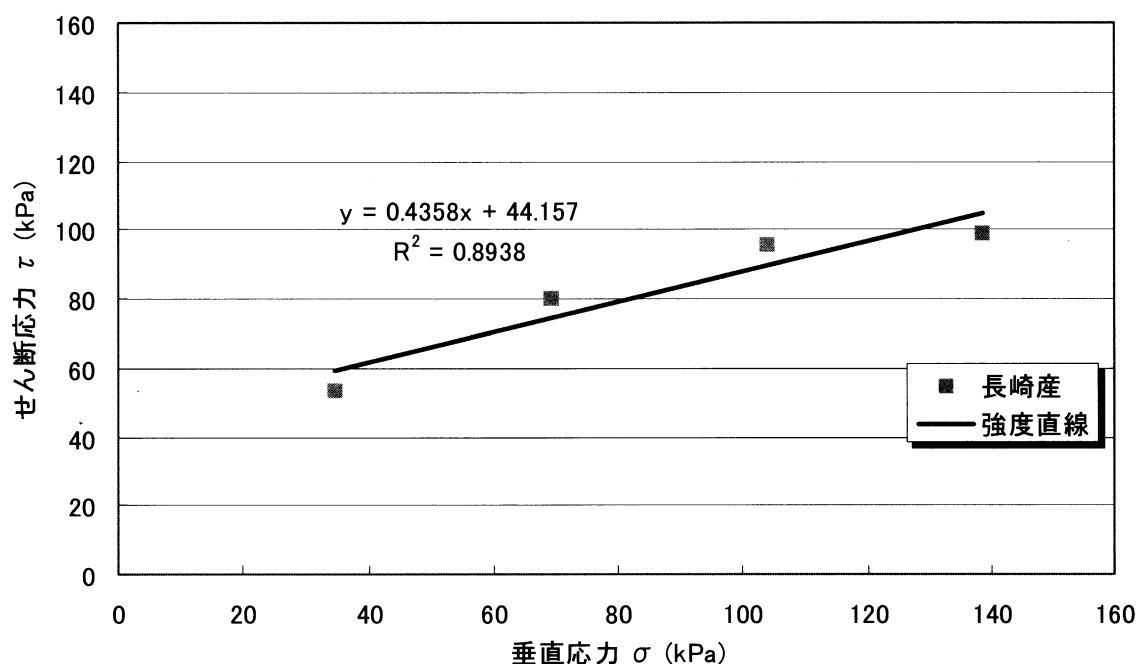


図-4.8 長崎産エコアッシュ τ - σ 曲線

4.3.5 一軸圧縮試験

この試験は、側圧を受けない状態で自立する供試体の一軸圧縮強さを求めるものである。土の一軸圧縮強さとは、側圧を受けない供試体の最大圧縮応力をいう。2種類のエコアッシュの供試体は、含水比、乾燥密度ともに最適含水比、最大乾燥密度を目指し、試験直前に調整を行ったものを用いて作製した。

図-4.9 佐賀産に、図-4.10 に長崎産の一軸圧縮試験結果を示す。長崎産、佐賀産の両材料とも一軸圧縮強さは33kPa程度であり、土の強度としては、弱いものであることがわかる。よって、エコアッシュを土質材料として使用する場合、単体での使用には有用性が期待できないと考えられる。

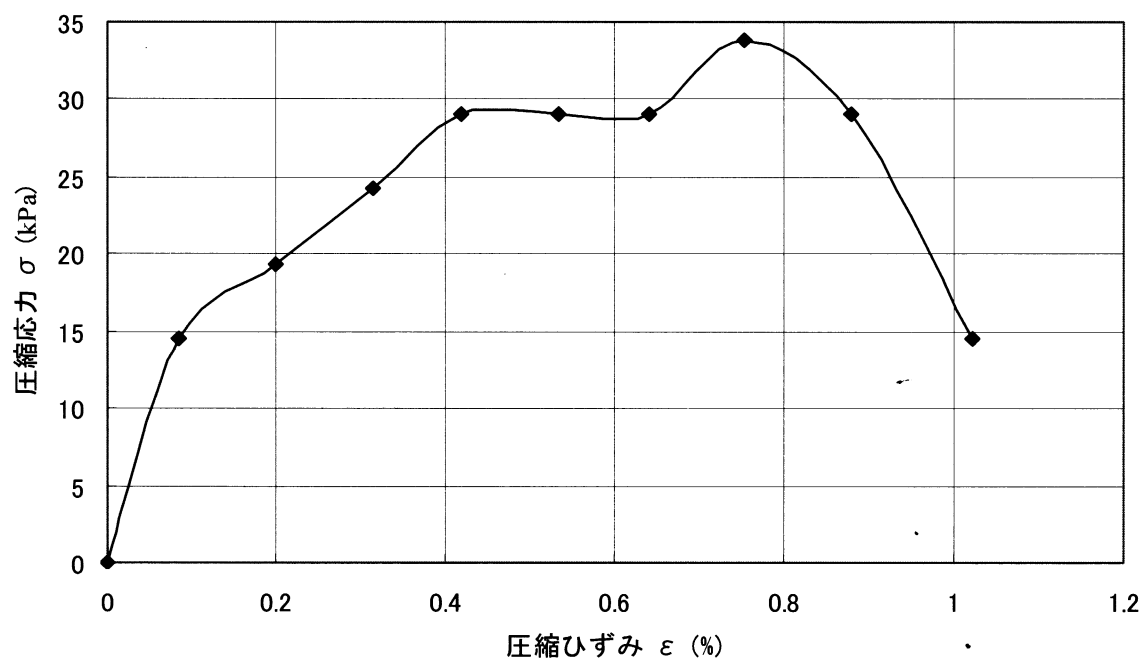


図-4.9 佐賀産エコアッシュー軸圧縮試験結果

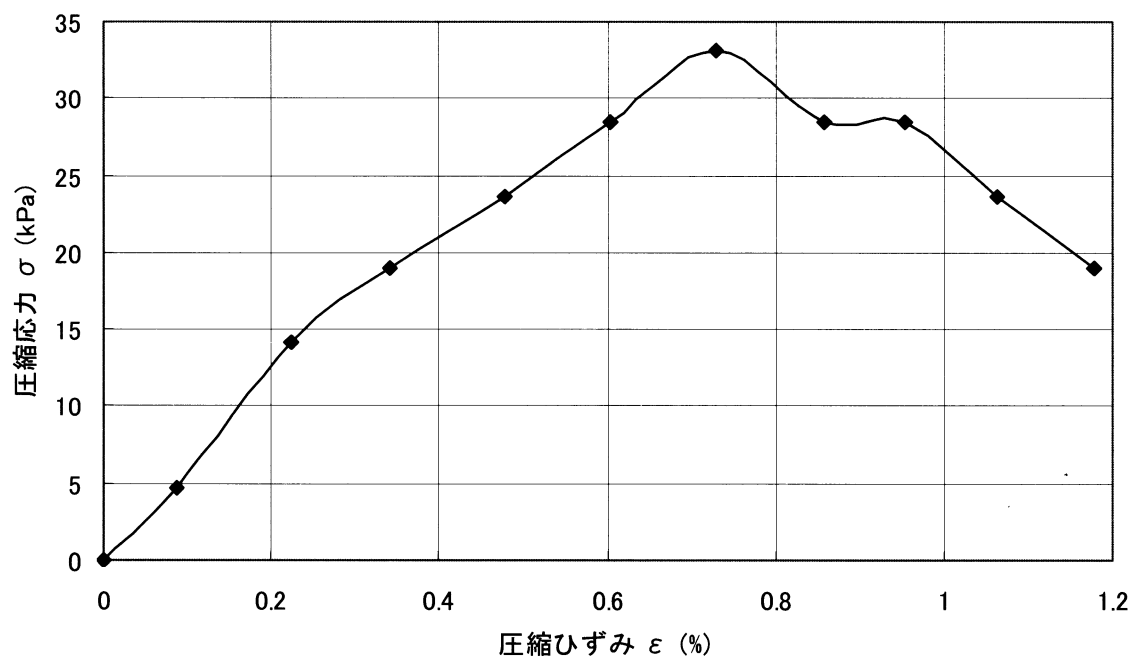


図-4.10 長崎産エコアッシュー軸圧縮試験結果

第5章 軟弱地盤とその対策

5.1 はじめに

昔から盛土その他の構造物が、いわゆる軟弱地盤上につくられてきた。しかし軟弱地盤対策が、現在ほど大きい問題として取り上げられた例はまれである。これは我が国における高度経済成長に伴う社会資本の整備の拡大によって、軟弱地盤および軟弱地盤対策が工事上の重要な重要問題となってきた。このような変化と、現在抱える課題は以下に示すものが考えられる。

- ① 都市開発、地域開発の進展…高度成長期に、都市およびその周辺において大規模な構造物工事やシールド工事が盛んに行われるようになった。また地方の軟弱湿地帯においても道路、鉄道、港湾等の工事が進行している。以前には土質工学上の問題から当然避けたであろう軟弱地盤も現在では開発の重要な対象となっている。
- ② 工事の大型化…構造物の規模、切土深さ、盛土高など年々大きくなっている。また構造形式も複雑化し、変位や沈下あるいは隆起などに対する要求は高くなってきた。さらに短い工期で工事を終わらせるため、大型で高能率の機械による急速施工が一般的に浸透している。
- ③ 周辺への影響…周辺構造物、水路、鉄塔等の施設に及ぼす影響や、盛土や田畑に与える地盤変動、地下水位低下および振動などの影響が、工事公害として厳しく規制されるようになった。

また、地震時における災害も重要な社会問題となり、これらの公害あるいは災害を防止するために必要な軟弱地盤対策の重要性は年々高まっている。

5.2 軟弱土の力学的性質

5.2.1 圧密特性

軟弱地盤の圧密沈下量を求める際に必要な土質定数は、最終沈下量の計算に必要な圧縮指数 C_c や体積圧縮係数 m_v と、沈下速度の計算に必要な圧密係数 C_v との2種類に分かれる。いずれも通常の圧密試験によって求められる。

(1) 最終沈下量

圧密による最終沈下量は次に示す各式によって求められる。

$$S_f = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} H \quad (5.1)$$

$$S_f = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(1 + \frac{\Delta p}{p_0} \right) \quad (5.2)$$

$$S_f = m_v \Delta p H \quad (5.3)$$

ここに e_0 、 e はそれぞれ初期間隙比および最終間隙比である。また H は圧密層厚、 p_0 は初期の有効応力、 Δp は応力分布を考慮した現位置での応力増分である。上記 3 式で計算した最終圧縮量は同一の圧密試験データに基づくものであり、本来同じ値になるべきものであるが、実際には(5.2)式が最も大きくなり、(5.1)式および(5.3)式による値がほぼ同じか後者が若干大きくなるのが一般的な傾向である。以下の各項にそれぞれの特徴を説明する。なお、沈下量には圧密沈下によるもののほかにせん断変形による沈下も含まれるので注意を要する。

(a) $e - \log p$ 曲線

- ・ 圧密降伏応力（先行圧密荷重）までの圧力に対しては間隙比の変化が非常に少ない。しかし、降伏応力に近づくにほど $e - \log p$ 曲線はわずかずつであるが増大する。
- ・ 圧密降伏応力を過ぎると勾配は急激に増加し、正規圧密領域では片対数紙上でほぼ直線となる。
- ・ しかし圧力がある程度以上大きくなると勾配は再び減少し、逆 S 型の曲線となる。

正規圧密領域の $e - \log p$ 曲線が直線のまま推移するとすれば非常に大きな圧密圧力では間隙比が負になるという非現実的な結果となる。したがって $e - \log p$ 曲線が逆 S 型になるのは当然であるが、通常の圧密試験における荷重範囲ではほぼ直線状になることも多い。しかし軟弱な粘性土ほど圧力の小さい範囲で逆 S 型の現れる傾向が強いようである。一方、繰り返した試料については図-5.1 でも判るように、各荷重段階とも間隙比が全般に小さく、明確な勾配の急変点が見られず、また逆 S 型の現れる傾向も見られない。ある程度乱された試料に関してはそれらの中間的な傾向を示し、圧密試験データを採用する場合の参考となる。

(b) 圧縮指数 C_c

圧縮指数は $e - \log p$ 曲線の勾配で通常は正規圧密領域の直線部分の傾きを指す。しかし (a) で述べたように、軟弱粘土の場合には正規圧密領域で必ずしも直線ではなく逆 S 型の曲線になることが多い。圧縮指数はこの曲線の再急勾配に近い値を採用することが多く、 C_c による計算沈下量が大きくなる一因となっている。また圧縮指数は液性限界や含水比と密接な関係にあり、液性限界が大きいほど圧縮指数も大きく、塑性指数ともほぼ比例的な関係にある。

(c) 圧密降伏応力 p_c

圧密降伏応力は先行圧密圧力とも呼ばれ、その土が過去に受けた最大有効応力を目安に考える。この値が現在の有効土被り圧に一致する土は正規圧密粘土と呼ばれ、軟弱な沖積

層は概ねこれに属する。圧密降伏応力が有効土被り圧より小さい土は未圧密土と呼ばれるが、埋立地のように人口が加わった場合を除き我が国ではほとんど例がない。圧密降伏応力が有効土被り圧より大きい過圧密土は我が国にも多い。洪積層は概ねこれに属する。その原因には氷河期の海面低下による干陸化や侵蝕による土被りの減少など実荷重の変動もあるが、セメンテーションやエージングのような物理化学的な要因もある。過圧密土の沈下は上載荷重による応力と有効土被り圧との和が圧密降伏応力に達するまではほぼ無視できるほどに小さい。

(2) 圧密速度

圧密沈下の時間的な推移を表す時間沈下量 S_t は次式により求められる。

$$S_t = S_f U \quad (5.4)$$

$$U = f(T) \quad (5.5)$$

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} \quad (5.6)$$

ここに U は圧密度であり、時間係数 T の関数である。鉛直方向の時間係数 T_v は鉛直方向の圧密係数 c_v と時間 t に比例し、最大排水長 H の 2 乗に反比例する。

(3) 圧密係数 c_v

鉛直方向の透水による圧密係数 c_v は次式で定義される。

$$c_v = \frac{k_v}{\gamma_w m_v} \quad (5.7)$$

圧密圧力 p の増加に伴い、透水係数 k_v と体積圧縮係数 m_v はともに減少し、水の単位体積重量 γ_w は一定であるから c_v の値も p に関わらず一定になることが多い。一般に正規圧密粘土では m_v と p が両対数紙上で直線関係にある。 k_v と p の関係もほぼ同様であるが、この場合でも両方の直線の勾配が等しくなければ c_v は p に依存することになり、厳密に c_v が一定である例はむしろ少ない。圧密係数と圧密圧力の関係例を図-5.2 に示す。乱さない試料では圧力の小さい範囲で圧密係数が大きく、圧密降伏応力を越えたところで急激に低下し、正規圧密領域ではほぼ一定で、わずかな増減を伴う例が多い。一方、乱された試料では小圧力の範囲で圧密係数が小さく、急激な変化がないままに圧力の増大とともに次第に圧密係数も増加することが多い。

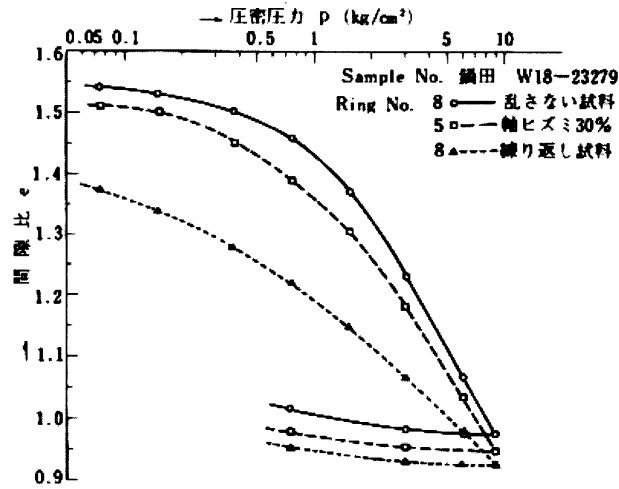


図-5.1 $e - \log p$ 曲線の一例

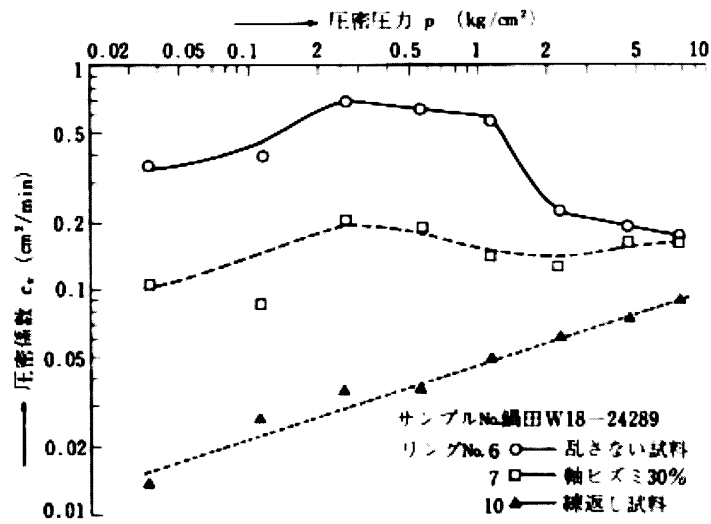


図-5.2 圧密係数-圧密圧力曲線の一例

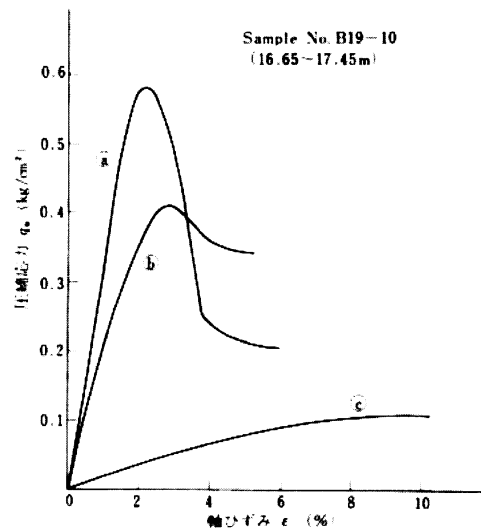


図-5.3 応力-ひずみ曲線の一例

5.2.2 せん断特性

せん断特性を求める試験法には一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、一面せん断試験など多数あるが最も普及しているのは一軸圧縮試験であり、次いで上記したとおりである。

(a)一軸圧縮試験

原地盤のせん断強度は一般的にこの試験法が一般的に用いられる。図-5.3 は一軸圧縮試験による応力ひずみ曲線の例である。曲線 a は乱さない試料で、破壊ひずみが小さく、またかなりのひずみまで直線に近い関係にある。これに対し、乱された b では破壊ひずみが大きく、全体に丸みを帯びたカーブとなる。さらに乱れが大きく、繰り返し試料に近い c では明確なピークが表れなくなってくる。このように一軸圧縮強度は試料の乱れの影響を敏感に受けてしまう。原位置の土層は複雑に推移しており、少数の試料を丁寧に試験しても、必ずしも土層を代表する値が取れるとは限らない。むしろ、多数の試料を簡単な方法で試験して平均的な値を把握する必要があり、この意味で一軸圧縮試験は現場に適した方法であるといえる。一様な地盤では一軸圧縮強度が深さとともに直線的に増加することは周知の事実だがこの関係は深さの代わりに有効土被り圧を取るとさらに相関性が高まり、その勾配は後述の c/p の 2 倍に相当する。

(b)鋭敏比 S_t

乱さない試料と繰り返した試料の一軸圧縮強度の比を鋭敏比と呼ぶ。我が国の海成粘土は鋭敏比 10～20 程度が多く、ノルウェーやカナダのクイッククレイ ($S_t = 100$ 以上)を別にすれば世界的にも大きい方である。

(c)三軸圧縮試験

三軸試験機を用いてせん断強度を求める方法に非圧密非排水試験(UU)がある。飽和した粘性土では一軸圧縮強度とほとんど変わらない。不飽和粘性土や砂質土では非圧密非排水であっても拘束圧によってせん断強度が変わり、見掛けの内部摩擦角 ϕ が現れる。この試験では試料の粘着力と内部摩擦角を求めることができる。

5.2.3 有効応力

地盤に載荷した場合の沈下や変形の予測、また外力条件を変化させた場合の地盤の変位の可能性の有無の判断は、土質工学のなかで最も重要なものといえるであろう。軟弱地盤、とくに軟弱な粘性土地盤においては、これらの予測や判断の精度が工事全体に大きな影響を持っている。これらの問題は、いずれも土の応力とひずみの関係に基づく解析の結果によって検討が行われる。

土粒子内の応力は全応力を σ とすると式(5.8)で表される。

$$\sigma = \sigma' + u \quad (5.8)$$

ここで σ' は有効応力であり、 u は間隙水圧である。飽和した砂と粘土の両者を不当性の袋に入れ等方的な圧力を加え、その後に袋に小さな孔を明ける場合を考えてみる。両者とも

孔をあけるまでは土塊の体積変化はないが、砂の場合は孔を空けることによって水が滲み出し、短時間内に体積減少が生じる。一方、粘土の場合には、孔を空けたあとも短時間内には体積変化が生じない。このような相違は砂と粘土との有効応力の変化状況の差によって説明される。砂は透水性が高いために短時間内に間隙水が流出し、間隙水圧が急速に消散して全応力の変化分がすみやかに有効応力の変化に変換される。しかし、粘土は透水性が低いために間隙水圧の消散に長時間を要し、短時間内に有効応力の変化は非常に小さい。

この例のように、土の力学的挙動を説明するための応力とひずみの関係においては、土中の有効応力を考えることとなる。実際の現場では有効応力を直接に測定することはできないので、測定の可能な間隙水圧の値を知り、値の既知な全応力から式(5.8)により有効応力を求めることとなる。

5.2.4 沈下特性

地盤に荷重を加えたときの沈下を図-5.4 に示すが、荷重が小さいときはその大きさに比例して沈下が生じる(OA 間)が、荷重が地盤の極限支持力に近くなるに従い沈下は急増し遂には無制限の塑性ひずみを伴った破壊(AB 間)に至る。沈下が急増する A 点の荷重 q_A は地盤内に局部的降伏が生じる荷重と対応して考えられる。

破壊に至らない範囲で急速な載荷を行いそのまま一定の荷重に保つと、地盤の沈下挙動は図-5.5 に示す 2 つのタイプに分けられる。曲線(a)は載荷と同時に沈下が停止するタイプで、砂地盤がこれにあたる。曲線(b)のタイプは載荷後も沈下が継続して生じ、最終的に落ち着くまで長期間を要する。このタイプは粘性土地盤によく見られる。この沈下特性の相違は透水係数の違いによるもので、載荷によって地盤が体積を減じようとするとき、砂質土はすみやかに排水がおこなわれるのに対し、粘性土では透水抵抗が大きく時間がかかってしまうためである。この沈下の時間的遅れの過程を圧密過程、この時の沈下量を圧密沈下量 S_c と呼び、載荷と同時に生じる沈下を即時沈下 S_i と呼んでいる。従って粘土地盤においては即時沈下は等体積(非排水)変形、圧密沈下は体積減少に伴う変形によるものである。

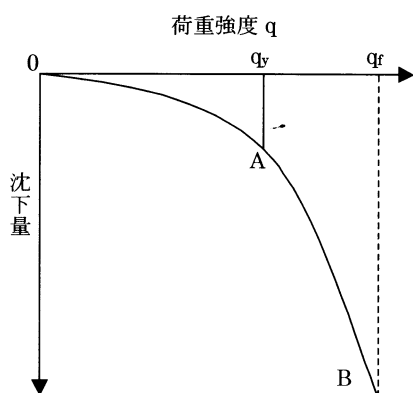


図-5.4 荷重－即時沈下の関係

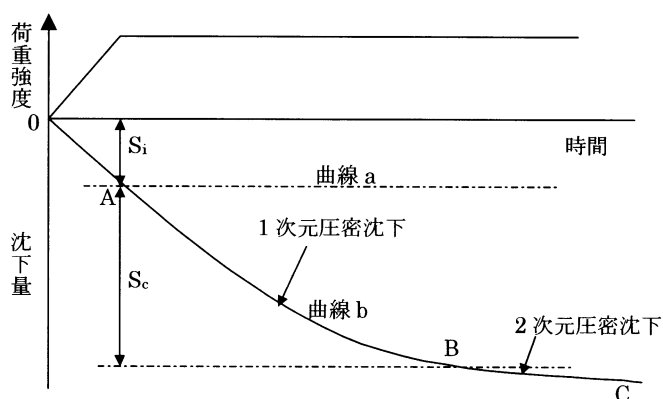


図-5.5 即時沈下と圧密沈下

5.3 軟弱地盤対策工法

軟弱地盤処理の対策工法は、多くの種類があり、それぞれに特徴を持ち、主眼とする効果が異なっている。対策工の選定にあたっては、①使用目的、理由を十分に検討し、②地盤の性状と構造物、施工条件、周辺に及ぼす影響などの諸条件を考慮し、③目的に適合した経済的な対策工を選定する、という手順で検討する。軟弱地盤対策工の目的は沈下対策と安定対策に区分され、以下のように細分される。沈下、安定対策に対する対策工の種類と得られる効果を表-5.1 に示す。

- ・荷重コントロール
 - ・接地圧低減による
 - ・構造物の軽量化；構造物自体の軽量化を図り、接地圧軽減のために構造型式・資材の軽量化を行う。
 - ・荷重のバランス；荷重相互のバランスを利用して、軟弱地盤の支持力不足を補う。
 - ・荷重分散；軟弱地盤の表面において構造物荷重の分散を図り、軟弱地盤の破壊を防止する。
- ・地盤改良
 - ・土の強化
 - ・置換
 - ・掘削置換；軟弱地盤の一部または全層を掘削あるいは浚渫除去し、良質土と置換する。
 - ・破壊置換；爆破・ウォータージェットあるいは大きな盛土により地盤のすべり破壊を発生させ、破壊と同時に良質土に置換する。
 - ・強制置換；大径のサンドコンパクションパイルを密に圧入造成して、強制的に締まった砂に置換する。
 - ・密度増大(脱水による)
 - ・自然排水；表面排水路により地盤の水位を下げ有効応力および毛管圧を増大させ、圧密促進させる。
 - ・自然圧密；あらかじめ構造物と同程度の载荷を与えて地盤を圧密沈下させ、将来の沈下防止を行う。
 - ・加圧脱水；燃制度地盤中にある間隔で垂直なドレーン柱あるいは水平なドレーン層を造成し、载荷重による圧密の促進ひいては強度増加を図る。
 - ・負圧脱水；地下水位を低下させ、有効応力の増大から毛管現象を利用して静的な圧縮を行う。
 - ・電氣的脱水；電気浸透現象を利用して粘性土を脱水強化する。
 - ・化学的脱水；生石灰の水和反応、溶液の浸透拡散現象を利用して粘性土を脱水強化する。
 - ・熱的脱水；土中での燃焼、熱風などの通過などにより土の乾燥脱水を行う。
 - ・脱水＋締固め
 - ・締固め砂クイ；軟弱地盤中に締った砂クイを造成して地盤(主に砂質土)の締固めおよび地盤(主に粘性土)の砂クイ応力集中ならびにドレーン効果によって地盤の強化を図る。

- ・密度増大
 - ・締固めクイ；杭の貫入に伴う地盤の圧入および衝撃・振動効果により地盤を締固める。
 - ・振動締固め；地盤の表層または深層に振動機を作用させ、振動効果により締固める。
 - ・衝撃締固め；地盤の表層または深層に対し、落下・爆破などの衝撃エネルギーにより締固める。
 - ・振動水締固め；棒状振動機の貫入と注水および土砂の投入により地盤の振動水締めを図る。
- ・固結
 - ・攪拌混合；地盤の表層または深層に対し攪拌機を作用させ、セメント系あるいは石灰系の安定剤と土との攪拌混合によって土の化学的固結を図る。
 - ・噴射混合；土と安定剤との混合を安定剤の高圧噴射によって行い、土を化学的に固結する。
 - ・プラント処理；土または泥状土を一旦プラントに入れ、安定剤との混合処理後、所定の場所に戻す。
 - ・凍結；土中水を凍結させて一次的な固結を図る。
- ・水の遮断
 - ・止水
 - ・薬液注入；地盤の隙間に薬液を注入充填させ、土のゲル化を行なうことにより遮水する。
 - ・止水矢板；透水層に止水矢板を連続打設し、土中水の遮断を図る。
 - ・地下連続壁 透水層に地下連続壁を造成し、土中水の遮断を図る。
- ・地盤中に構造物造成
 - ・骨格形成
 - ・支持クイ；軟弱地盤中に打設造成した杭体に構造物を支持させる。
 - ・矢板締切り；矢板で締切った地盤上に構造物を支持させ、地盤の封じ込めによって安定を図る。
 - ・組クイ；支持杭の上部をスラブ・梁などで一体化し、組クイ効果により骨格を形成する。
 - ・補強土；地盤中に鉄板などの補強材を配し、土と補強材の一体効果によって安定を図る。

表-5.1 対策工の効果と適用分類

大分類	改良原理	工法	適用地盤				効果						
			粘性土	砂質土	互層	特殊土	沈下促進	沈下低減	すべりの安定	液状化防止	側方流動防止	遮水	周辺への影響
コン ト ロ ー ル	軽量化	軽量資材	○		－	○		○	○				
	荷重 バランス	押え盛土工法	○		－	○			○				
	荷重分散	シート・ネット工法	○		－	○			○		△		
		サンドマット	○		－	○			○				
		表層混合処理工法	○		－				○		△		
地盤改良	置換	掘削置換工法	○		－	○			○		○		
		強制置換工法	○		○				○		○		
	脱水	プレローディング工法	○		○	○	○		○				
		サンドドレーン工法	○		○	○	○		○				振動
		ウェルポイント工法		○	○				○				
		大気圧載荷工法	○		○		○		○		○		
		生石灰パイル工法	○						○				
	締固め	サンドコンパクションパイル工法	○	○	○	○	○	○	○	○	○		振動
		砕石グイ工法	○	△	○			○	○	△	○		振動
		バイブロフローテーション工法		○				○		○			振動
		バイブロタンパー工法		○	－	○		○		△			振動
		動圧密工法		○	○	○		○		△			振動
	固結	石灰系深層混合処理工法(DLM)	○		○			○	○		○		
		セメント系深層混合処理工法(DMM)	○		○	△		○	○		○	△	
		噴射攪拌工法	○		○	△		○	○		○	△	
		凍結工法	○	○	○						○	○	冷害
	止水	薬液注入工法		○	○						○	○	
		止水矢板工法		○	○	○					○	○	
地中構造物	骨格形成	鋼矢板工法	○	○	○	○			○		○	○	
		パイルキャップ	○	○	○	○			○		○		

5.4 地盤改良

地盤改良の目的は、支持力の増加とすべりの防止、沈下防止策、土圧の軽減策、水による影響防止策、液状化の防止策に大きく分類できる。

5.4.1 地盤改良の原理⁵⁾

地盤改良工法の原理は、大きく以下の3種類に分類できる。

- ① 土の性質を変える(土質改良、物理・化学的改良)
- ② 土を補強する(地中構造物の造成)
- ③ 荷重制御をする

ここでは、地盤の支持力の増加を目的とした地盤改良について述べる。

地盤に荷重を加えると地盤は変形し、荷重を増加させていくと変形は大きくなり、最終的には破壊に至る。一般に、地盤が上載荷重を支える能力を支持力といい、通常単位面積あたりの応力で表す。

地盤の支持力の増加を図るには、土の粘着力と重量を増すことが有効である。そのため地盤改良には、物理的方法として排水、圧縮、締固め、置換、熱処理などの工法、化学的方法として固化・団結などにより地盤の密度を高め、せん断強度の増加を図る工法が多く考案されている。

固化による地盤改良にはセメント、石灰などの添加や薬液注入による方法がある。

(1) 安定材

土を化学的に安定処理する目的で土に添加する材料を安定材という。安定材の代表的なものとしては石灰、セメント、土質改良材などがある。なお、安定材が複数の材料により構成される場合には、改良効果の発現に対して主たる役割を果たす材料を安定材と呼び、補助的な材料を添加材と呼ぶ場合もある。

安定処理に際して、土に添加する安定材の量を示す比率を安定材混合比といい、一般には、処理対象土の乾燥重量に対する安定材の乾燥重量比で示される。しかし、施工方法や安定材の種類によっては湿潤重量比や体積比を用いることが便利な場合もあり、乾燥重量比と併記して用いられる。

(2) 石灰系固化材による固化処理

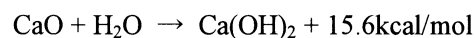
(a) 消化吸収反応

生石灰を用いた場合にのみ生ずる反応であり、生石灰自体の水和反応による土中の含水比の低下と、水和に伴う生石灰の体積膨張作用のことである。この作用は、高含水比粘性土の施工性の向上および軟弱地盤の改良に利用されている。

吸水：過剰な土中水の脱水(添加生石灰重量の32%)

膨張：地盤に側方圧を与える(生石灰体積の2倍)

発熱：水分の発熱促進(280kcal/kg 生石灰)



(b)イオン交換反応

微細な粘土粒子の表面は一般に負に帯電しているが、この粘土粒子に石灰を加えると、直ちにイオン交換反応が起こり、カルシウムイオンが粘土粒子の表面に吸着されて土粒子表面の帯電状態が変わり、粘土粒子はその凝集作用により団粒化して性質が改良される。

(c)ポゾラン反応

石灰はアルカリ雰囲気のもとで、土中の粘土鉱物やコロイドを形成しているシリカ(SiO_2)およびアルミナ(Al_2O_3)と反応して珪酸石灰水和物($\text{CaO-SiO}_2\text{-H}_2\text{O}$ 系化合物)およびアルミナ酸石灰水和物($\text{CaO-Al}_2\text{O}_3\text{-H}_2\text{O}$)系化合物などを生成し、これらが結合力となって混合土の強度を高める。この作用が最も有効と考えられており石灰の特徴とされている、石灰のカルシウムイオンを吸収した土粒子(粘土鉱物)がさらに石灰と反応して、長い期間にわたって安定な結晶鉱物を生成しながら硬化する反応をいい、その効果は長期的に十分な耐久性、安定性を得ることができる。

(d)炭酸化反応

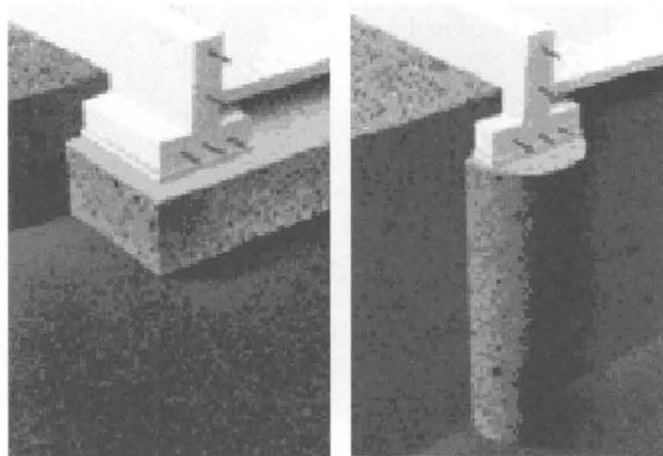
石灰は炭酸ガスと反応して炭酸石灰(CaCO_3)となり強度を発現することである。しかし、土中での反応には長時間を要し、その効果はあまり重要視されていない。

表-5.2 改良対象土と固化材の関係

土質分類	記号	固化材			
		普通ポルトランドセメント	消石灰	生石灰	土質改良材
きれいな礫	G	(△)	(○)	—	—
細粒分混じり礫	G-F	(△)	(○)	—	—
礫質土	GF	◎	○	—	—
きれいな砂	S	(○)	(△)	—	—
細粒分混じり砂	S-F	(○)	(△)	—	—
砂質土	SF	◎	○	—	—
シルト	M	—	◎	○	(○)
粘性土	C	—	◎	○	○
有機質土	O	—	—	(○)	◎
火山灰粘性土	V	—	○	◎	○
PEAT	Pt	—	—	—	◎

注) ◎：有効 ○：期待できる △：使用される場合もある

()：材料によっては使用されることもある



表層地盤改良：

軟弱地盤が浅い場合には、
固化材などを注入

柱状地盤改良：

軟弱地盤が深く続く場合
には、固化材で杭を構築

図-5.6 軟弱地盤改良手法

5.4.2 地盤改良の効果

土質改良材にも様々な種類があり、その中にはセメントや石灰の長所を取り入れ、かつ対象土質に適した添加材を加えて特殊固化材とした土質改良材が商品化、販売されている。以下の表-5.2 に改良対象土と固化材の関係を示す。

5.5 表層改良⁶⁾

5.5.1 表層改良について

セメント系固化材による表層改良は、軟弱地盤の表層部にセメント系固化材を添加混合して改良層を造成する工法の総称であり、改良目的、改良深さ及び施工法などの分類では多岐にわたる技術範囲を含んでいる。

改良深さについては、2～3m までを浅層改良とし、それより深い改良は深層改良とされているが、中間的な表現として3～10m 程度の改良を中層と呼ぶ場合もある。

また、設計の面からは、上載荷重を支持しうる地盤までの軟弱層に対し、必要な厚さを、必要な地盤強度に改良する考え方が一般的である。特に軟弱層が厚い場合には、荷重によって改良地盤内に生ずる圧縮応力、曲げ引張応力、せん断応力のうち、曲げ引張応力が、改良幅、改良深さ及び改良強さを決める支配的要素とする設計法が浅層改良であり、せん断応力を支配的要素とする設計法が深層改良であるとする考え方もある。

施工の面からは、粉体あるいはスラリー状のセメント系固化材を添加混合して平面的な改良層を造成する工法が支配的であるが、鉛直方向に攪拌混合しながら順次横方向へ改良層を造成していく工法も浅層改良と位置づけられている。

なお、対象地盤の含水状態により、攪拌混合後、締め固めて改良層を造成する場合と締め固めずに改良する場合があります、それぞれの工法について施工機械や施工法に違いがある。さらに固化試験の方法も異なっているので注意が必要である。

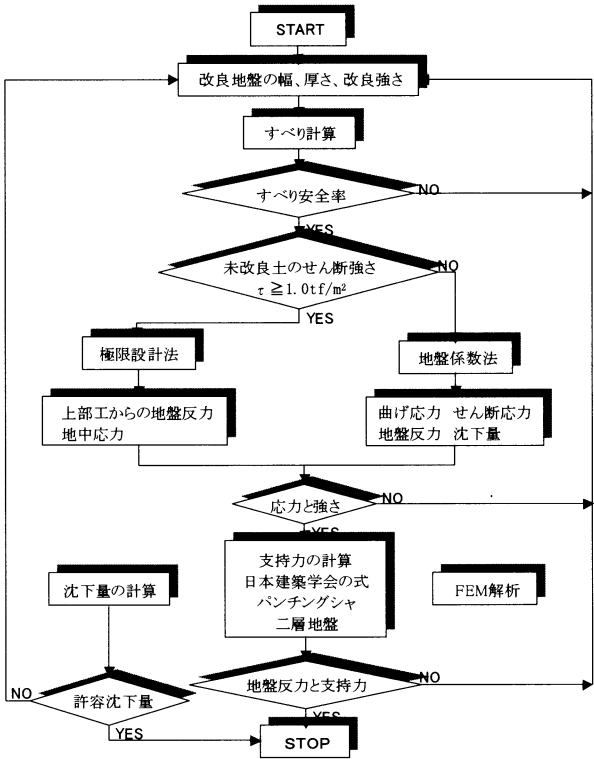


図-5.7 浅層改良の設計フロー

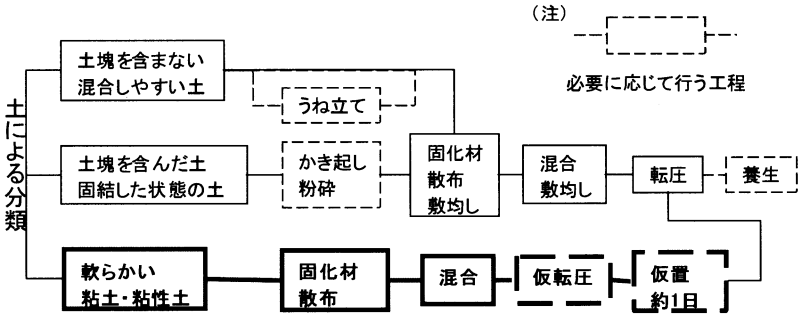


図-5.8 「原位置混合方式」の施工手順⁷⁾

5.5.2 設計

軟弱地盤の浅層改良における設計は、改良目的を達成するために必要な改良強さと改良範囲を決めることである。

改良対象となる軟弱地盤は、堆積ヘドロや、浚渫されたヘドロによる埋立て地盤等の軟

弱地盤から、ある程度圧密を受けた沖積粘土層あるいは高有機質の腐植土層など極めて多種に渡っており、それぞれに綿密な対応が必要である。セメント系固化材による軟弱地盤の改良目的別の用途は、次に示す3項目に分類することができる。

(1) 環境保全のための表層改良

浚渫へドロによる埋立て地、河川・運河の堆積へドロ、産業廃棄物の処理場などで、乾燥した土砂の飛散防止、近隣住民の歩行時の危険防止ならびに埋立て土砂あるいは廃棄物からの悪臭発生防止などの環境保全の見地から、当該地表層の改良を行う。通常このような場合、改良表面に覆土し改良表面を保護することが多い。

(2) 仮設の土構造物

一時的な土構造物としての機能、例えば建築資材、機械の搬入を可能にする仮設道路の機能、および重機走行ならびに重機作業足場としての支持地盤など、仮設土構造物としての機能を果たすための改良を行う。

(3) 本設の土構造物

本設の土構造物として、種々の設計外力に対して安全のように設計する。設計外力には、重機荷重、交通荷重、構造物荷重、土圧、水圧、地震力などがある。本設土構造物では、支持力、すべりに対する安定、および沈下量の検討を併せて行う。また、未改良土に比較して改良土の強さが著しく大きくなる場合は、剛な構造物として内部応力が許容応力を超えないように設計する。

5.5.3 沈下量の計算

改良地盤の圧密沈下が予測されるときは、圧密沈下量、圧密時間の検討を行うが、改良層の圧密沈下は、圧密降伏応力が一軸圧縮強さの1.3倍程度であるので、浅層改良の場合無視してさしつかえない。従って、改良層下の未改良軟弱地盤の沈下検討を行う。

圧密沈下量の計算は、正規圧密状態の場合には一般的に式(5.9)、(5.10)による。

〔圧縮指数を用いる場合〕

$$S_c = \sum \frac{c_c \Delta H}{1 + e_{0z}} \log_{10} \frac{\sigma_{1z} + \Delta \sigma_z}{\sigma_{0z}} \quad (5.9)$$

ここに、 S_c ：圧密沈下量(cm)

c_c ：圧縮指数

e_{0z} ：初期間隙比

H ：最大排水距離(cm)

ΔH ：各分割層の厚さ $\sum \Delta H = H$

σ_{1z} ：粘土層またはその分割層の中心における構造物建設前の有効上載圧力(tf/m²)

$\Delta \sigma_z$ ：同一点における構造物建設による増加地中応力(tf/m²)

σ_{0z} : 同一点における圧密先行応力(tf/m²)
 [体積圧縮係数を用いる場合]

$$S_c = \sum m_v \cdot \Delta \sigma_z \cdot \Delta H \quad (5.10)$$

ここに、 m_v : 体積圧縮係数(m²/t)

また、圧密時間と沈下量の関係は式(5.11)で求める。

$$t = \frac{H^2 T_v}{c_v} \quad (5.11)$$

ここに、 t : 圧密時間(s)

H : 圧密層の厚さ(cm)。上下2面より排水する時は層の厚さ $H = h/2$ とする。

T_v : 時間係数

c_v : 圧縮係数(cm/s)

h : 粘土層の厚さ(cm)

5.5.4 施工

セメント系固化材による地盤改良の施工における重要なポイントは、対象の軟弱土に適合した固化材を所定量均質に混合し、締固めを行う場合には所定時間内に所定の密度に仕上げることである。

浅層改良における混合方法は、高圧噴射攪拌は行われず、機械混合攪拌に限られるが、固化材の添加方式によって「紛体方式」と「スラリー方式」とに区分されるほか、混合位置によって、「事前混合方式」と「原位置混合方式」とに区分される。

「紛体方式」は主として、造成しようとする場所を対象土の敷均し、あるいは、かき起こし等の処置を行った後、対象土上に固化材を所定量散布して、スタビライザや特殊バックホウ等の混合機械によって、固化材と対象土を混合し、転圧する方式で施工される場合が多いが土取り場等から外部の土を造成しようとする場所に搬入して敷き均した後、固化材を散布混合する場合もあり、これらは「原位置混合方式」とされる。「原位置混合方式」は、施工機械の作業足場が確保されることが必要であり、また施工機械より混合効率が異なる場合があるが、施工が比較的容易であり、経済的であるため広く普及している。

このほか、「紛体方式」には、造成しようとする場所での混合が狭くて不可能な場合や混合効率が悪い場合などでは、事前に土取り場等で土と固化材を混合した後、これを造成しようとする場所に搬入する「事前混合方式」が有効な場合もある。

「スラリー方式」はスラリープラントで製造した固化材スラリーをポンプで流量計を通して一定量圧送し、攪拌機械の先端付近に取り付けられた吐出孔から吐き出し、対象土と機械的に攪拌混練する方式であり、混合効率が優れ、浅い水面下の軟弱土の改良等に用いられるほか、施工中の発塵を抑える必要がある場合にも有効である。

第6章 混合材の力学的および化学的特性

6.1 力学的特性

6.1.1 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験は粘着力を有する土の柱状供試体を側方拘束のない状態で圧縮して、その圧縮強さを調べ、これから間接的にせん断強さを求める試験である。

一般に土のせん断強さは、その状態—密度、含水量、骨組構造—に依存するので与えられた荷重のもとで圧密させたり、またせん断中に体積変化を許したりすれば、密度や含水量が変化して強度が変わってくる。従って現場でそのような状況が想定される場合には、圧密非排水(CU)、あるいは圧密排水(CD)試験のできる三軸圧縮や改良型一面せん断などのより高度な試験によらなければならない。しかし、実際の工事で最もしばしば問題となる軟弱地盤を含め、我が国に広く見られる沖積粘土のような飽和地盤粘土では、透水性が低いため、通常の方法の工事では粘土の含水量はほとんど変化せず、そのため UU 強度をそのまま用いた $\phi_u=0$ 法によって安定計算を行うことが妥当とされる場合が多いのである。実際的な意義の大きい試験であるが、土質により試験結果の意味が異なることがあるので、結果の利用には十分慎重でなければならない。

(a) 目標強度

軟弱地盤の一軸圧縮強度は約 70kPa 以下と言われているが、特に含水比の高い粘土や有機質土は軟弱で、そのまま盛土材料として使用することは難しい。そこで、これらに改良を加え、より高い強度を持たせることで再利用を可能にする。その際に一般盛土材料として必要な改良強さは、一軸圧縮強さで 100~300kPa と言われている。そこで、本研究での目標強度を 300kPa と定めた。

(b) 実験材料

(i) エコアッシュ

本実験で用いるエコアッシュは、佐賀と長崎の一般廃棄物処理場で生成された焼却灰を第2章の図-2.3の工程で無害化処理したものを使用する。佐賀産・長崎産エコアッシュの物性値を表-6.3に示す。今回は有明粘土および蓮池粘土の採取場所からの運搬コストを考慮し、佐賀産のエコアッシュを主に使用する。

表-6.1 エコアッシュの物性値

項目	単位	佐賀産	長崎産
土粒子の密度 ρ_s	(g/cm ³)	2.620	2.76
粒度分布	砂	(%)	31.4
	シルト	(%)	64.7
	粘土	(%)	2.9
最適含水比 W_{opt}	(%)	23.59	23.52
最大乾燥密度 ρ_{dma}	(g/cm ³)	1.448	1.442

(ii) 有明粘土¹⁾

有明粘土とは、有明海周辺に広がる 1 万年前から現在の完新世に堆積した沖積粘土層であり、高含水比、超鋭敏比、塩分溶脱の特性を持っている。有明粘土層は貝殻を多く含む。堆積物が海面上にあるか海面下にあるかの境界、つまり堆積物が大気に曝され易いか否かの境界に当たる潮間帯では、貝類の生産が活発に行われており、また硫酸還元菌による硫化鉄(FeS)の生成も盛んに行われるので、堆積物中には FeS が大量に含まれている。FeS は、大気中の酸素で酸化されると強酸の H_2SO_4 を生成する。平均海面(0m)以下では、弱アルカリ性の海水が平均的に支配する領域なので、生成された H_2SO_4 は海水で中和され、その海面以下の堆積物は $\text{pH}=8.3$ の弱アルカリ性を保ち Ca^{2+} と $(\text{HCO}_3)^-$ も過飽和の状態にあり、 CaCO_3 の結晶同士を高たんぱく質で膠着した貝殻が多く含まれることになる。このような堆積物を有明粘土という。使用時の有明粘土の含水比 w は、自然含水比の 139%前後に調整している。

(iii) 蓮池粘土

蓮池層は貝殻を含まず、アシの地下茎や他の植物繊維を含む。平均海面(0m)以上の堆積物は大気に長く曝されるため、 H_2SO_4 は容易に中和されず酸性を保つようになる。貝殻の保存に必要な Ca^{2+} や $(\text{HCO}_3)^-$ は不飽和状態になり、貝殻の溶解が促進され消失する。このような堆積物が蓮池粘土である。含水比 w は自然含水比 90%前後に合わせて使用する。上記の有明粘土と併せて物性値を表-6.4 に示す。

表-6.2 低品質発生土の物性値

項目		単位	有明粘土(A)	蓮池粘土(H)
塩分濃度		(mg/kg)	20500	10 以下
土粒子の密度 ρ_s		(g/cm ³)	2.5	2.62
自然含水比 W_n		(%)	139	90
液性限界 W_L		(%)	125	64.2
塑性限界 W_P		(%)	45.8	39.12
塑性指数 I_P		—	79.2	25.08
粒度分布	砂	(%)	38	24
	シルト	(%)	35	69
	粘土	(%)	27	7

(iv) 消石灰

本実験で使用する消石灰(JIS-R9001 工業用石灰)とは、石灰石(主成分-炭酸カルシウム)を焼いて作られる白色で塊状の生石灰(主成分-酸化カルシウム)に水を反応させてできる白色粉末のことで、グラウンドのライン引きによく用いられるものである。消石灰と生石灰は総称して石灰と呼ばれ、最も安価なアルカリ物質として大きな役割を果たしている。

その利用価値は様々で、例えば建築物や道路も支える土質安定剤として、また大気汚染

を防止する排煙脱硫や浄水・下水の浄化、河川海域の水質の改善、農業における酸性土壌の中和など、空気・水・土といった生活の基盤を支えている物質である。

石灰が土質改良材として使われるのは、石灰には吸水・発熱反応があり、さらに化学反応によって石灰と土が一体化するという特性があるためである。ここで消石灰はすでに水と反応しているために、吸水・発熱反応が小さいという違いがある。また生石灰は消石灰に比べ吸水・発熱反応も強く、高含水比の有明粘土との混合においても、生石灰のほうがより強度増加を示すと思われる。しかし、生石灰は状態の管理が困難で、激しい発熱反応を起こす可能性があるため、本研究では消石灰を使用する。

(c) 実験概要

表-6.1 に SA、NA および SH の配合ケースを、表-6.2 に試験ケースを示す。表-6.2 に示されている配合率(質量比)に基づき、エコアッシュ、低品質発生土、消石灰を混合・攪拌し、内径 5cm、高さ 10cm のプラスチックモールドに 3 層に分けて入れ供試体を作成する。ここで、低品質発生土は、それぞれの自然含水比 W_n に調整して使用する。その際、ブリーディングが生じないように振動を与えて脱気した後、突き固める。作成した供試体は温度 25℃、湿度 90% の恒温槽に安置させ養生を行う。その後、表-6.2 に示されている材齢において一軸圧縮試験を各ケース 3 回ずつ行い、その一軸圧縮強度の平均値を力学的特性として用いる。ただし、通常、供試体は成型した翌日に脱型を行うが、本実験では脱型時強度が弱く崩壊する可能性があるため、材齢 7 日以上の一軸圧縮試験を行うものは材齢 7 日時に脱型し、材齢 7 日未満のものは試験直前に脱型する。なお、加圧速度は 1mm/min とした。

表-6.3 配合ケース

ケース名	エコアッシュ	建設発生土
SA	佐賀産	有明粘土
NA	長崎産	
SH	佐賀産	蓮池粘土

表-6.4 試験ケース

ケース	配合比 R (エコアッシュ:発生土)	消石灰添加率 R_L (%)	材齢 t_c (日)
SA	40:60	1	1,3,5,7,14,28,42,60
	50:50	0	1,3,5,7,14,28,42,60
		1	1,3,5,7,14,28,42,60
		2	1,3,5,7,14,28,42,60
	55:45	1	1,3,5,7,14,28,42,60
	60:40	0	1,3,5,7,14,28,42,60
NA	50:50	1	1,3,5,7,14,28,42,60
SH	40:60	0	14
		1	7,14,28,42
		2	14
	50:50	1	14
	60:40	1	14

(d) 実験結果と考察²⁾

図-6.1に有明粘土を用いた混合材の試験結果を示す。いずれの試験ケースでも材齢7～14日時点で目標強度 300kPa を満足している。このことより、力学的特性において、エコアッシュは軟弱地盤改良材として有効に機能する可能性を示した。以下に詳細な考察を述べる。

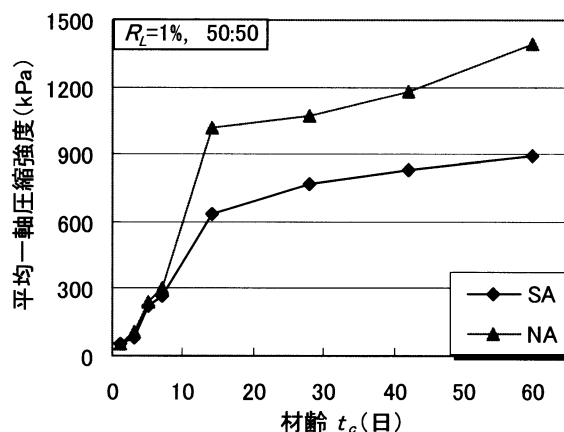
図-6.1(a)は、SA と NA の材齢増加による強度の計時変化を示している。図より、NA の方が SA よりも強度発現が大きいことがわかる。この原因については、6.2にて説明する。

図-6.1(b)は、消石灰添加率の影響を示したものである。図より、消石灰添加率が高いほど強度発現が大きいことがわかる。これは消石灰中のカルシウムイオンが土粒子表面のマイナスイオンに接着し、土粒子が団粒化したことによるものと考えられる。また、養生期間が延びるにしたがってポゾラン反応による強度増加に移行し、消石灰添加率による強度増加比が一定に近づいている。

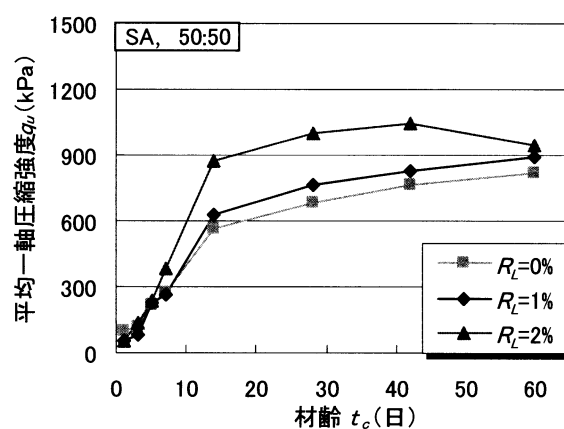
図-6.1(c)は、配合比の影響を示したものである。図より、エコアッシュの比率が大きいほど強度発現が大きいことがわかる。これは、エコアッシュに消石灰と同様の石灰系固化材としての効果があるためと考えられる。配合比が 40:60 では養生による含水比の減少が著しく、また強度発現はその含水比の減少分に大きく依存することが挙げられ、材齢 14 日において 55:45、50:50 での圧縮強度を上回っているのもそのためと考えられる。

図-6.2に SA と SH の試験結果を比較したものを示す。

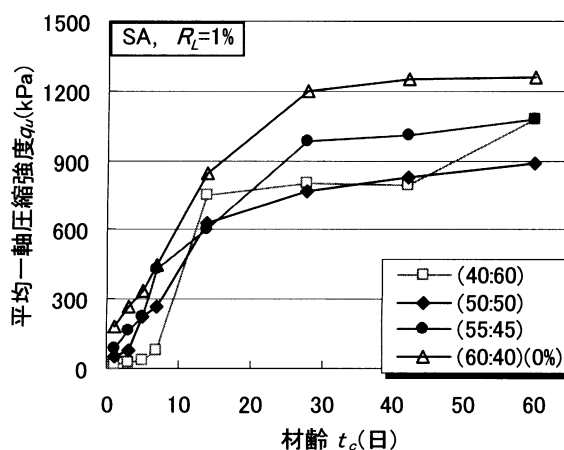
図-6.2(a)は SA と SH の材齢増加による強度の計時変化を示したものである。図より、SH は SA よりも強度発現が早く、大きい。これは自然含水比が蓮池粘土の方が有明粘土よりも小さいため、粘土単体の強度が大きく、エコアッシュと混合させ、供試体を作成した初期



(a) SA と NA の比較



(b) 消石灰添加率 R_L の影響



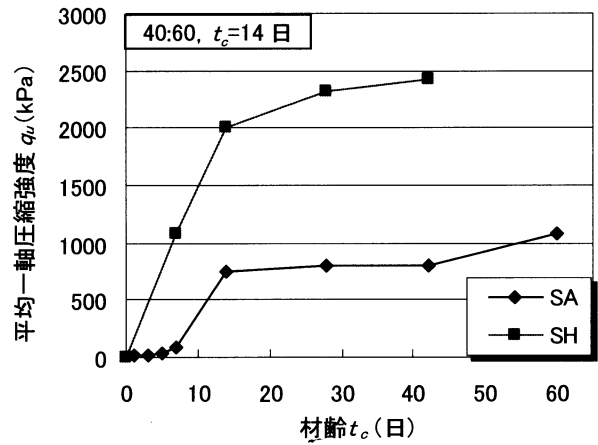
(c) 配合比 R の影響

図-6.1 一軸圧縮試験結果(有明粘土)

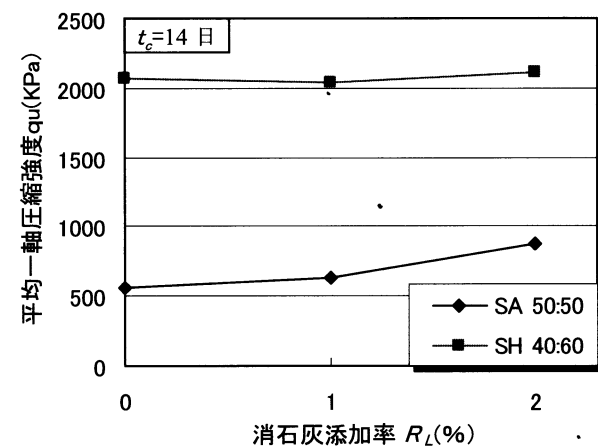
の段階ですでに強度が大きかったためと考えられる。

図-6.2(b)は SA と SH の消石灰添加率の影響を示したものである。図より、SH は消石灰添加の効果が非常に小さいことが伺える。これは、蓮池粘土は自然含水比が低く、少量の消石灰添加では、消化吸収反応等の、含水量を減少させて強度が増加する反応が小さいためと考えられる。

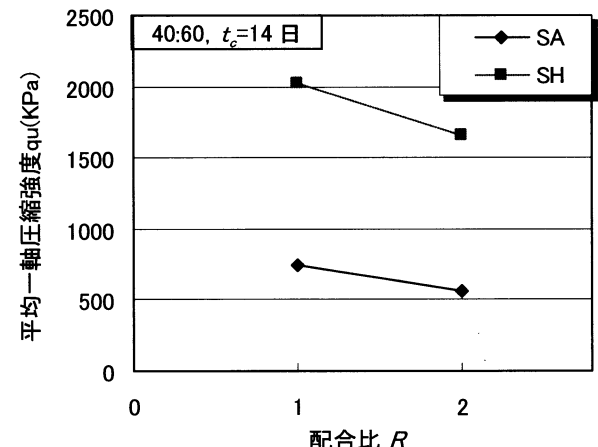
図-6.2(c)は配合比の影響を示したものである。ここで、エコアッシュ:発生土=60:40 のケースの結果が示されていないのは、脱型の段階で供試体が崩壊したために試験に供することができなかったからである。図より、いずれの配合ケースでも、エコアッシュの比率が小さい方が強度発現が大きいことがわかる。これは、エコアッシュの配合比が小さい 40:60 では、養生による含水比の減少が比較的大きく、強度発現はその含水比の減少分に比較的大きく依存するためと考えられる。



(a) 材齢の影響



(b) 消石灰添加率 R_L の影響



(c) 配合比 R_L の影響

図-6.2 一軸圧縮試験結果(SA と SH の比較)

(e) 一軸圧縮試験の定式化³⁾

図-6.1 の材齢 1～7 日において、平均一軸圧縮強度がまばらであり定式化するには困難であるため材齢 7 日以降において定式化を行った。ただし、40 : 60 においては、他の配合比と違う傾向で強度増加したため、定式化は行っていない。60 : 40、55 : 45 においては、定式化の簡単のため一部修正して定式化を行った。また、50 : 50($R_L=5\%$)についても既往研究で実験がなされているため、50 : 50($R_L=5\%$)を含めて定式化を行った。

定式化を行うにあたって、一軸圧縮強度－材齢関係が図-6.3 の三軸排水圧縮試験の軸差応力、軸ひずみ関係に近似していることに着目した。また、この軸差応力と、軸ひずみの関係は式(6.1)のコンドナーの双曲線を用いて表すことができる。

$$\overline{\sigma_1} - \overline{\sigma_3} = \frac{\varepsilon}{1/E_i + \varepsilon/(\overline{\sigma_1} - \overline{\sigma_3})_{ult}} \quad (6.1)$$

ここで、 $\overline{\sigma_1} - \overline{\sigma_3}$: 軸差応力、 E_i : 初期弾性率、 ε : 軸ひずみ、 $(\overline{\sigma_1} - \overline{\sigma_3})_{ult}$: 双曲線の漸近値である。

このコンドナーの双曲線を基に一軸圧縮強度-材齢、配合比、消石灰添加率の定式化を行った。ここで、式(6.1)を変形すると、式(6.2)が得られる。

$$q_u = \frac{t_c}{a + bt_c} \quad (6.2)$$

ここで、 q_u : 一軸圧縮強度、 t_c : 材齢、 a : 一軸圧縮強度－材齢の初期勾配の逆数、 b : q_{ult} の逆数である。

次に、 a 、 b を求めるため、式(6.2)を t_c/q_u と t_c の関係に変換した。図-6.4 に t_c/q_u と t_c の一回帰線を示す。また、グラフ上の式は $t_c/q_u = bt_c + a$ を表している。

この定式化は、材齢、配合比、消石灰添加率をパラメータとして一軸圧縮強度を得ることが目的である。よって、 a 、 b の値を配合比 R 、消石灰添加率 R_L を使って表せなければならない。そこで、 a 、 R 、 R_L の値と b 、 R 、 R_L の値を三軸上で表し、それぞれの値を空間座標 (a, R, R_L) と (b, R, R_L) とした。配合比 R と消石灰添加率 R_L と座標の関係を表-6.5 に示す。

次に、この空間座標の点を任意に 3 つ選び、その 3 点で面を作り、式(6.3)の面の方程式から、 a 、 R 、 R_L と b 、 R 、 R_L の関係を表した。また、式(6.3)は図-6.5 に対応している。

$$\alpha x + \beta y + \gamma z = D \quad (6.3)$$

ここで $\alpha = \overline{o\alpha}$ 、 $\beta = \overline{o\beta}$ 、 $\gamma = \overline{o\gamma}$ 、 D = 原点 o から面 π への垂線の足を D とすると \overline{oD} である。

得られた a 、 b の式(式(6.4)、(6.5))を式(6.2)に代入し、実験値との差の二乗和が最小のものを、一軸圧縮強度と材齢、配合比、消石灰添加率の式とし、式(6.6)に示す。

$$a = -0.0147R - 0.311R_L + 0.03075 \quad (6.4)$$

$$b = -0.0009R - 0.017R_L + 0.00195 \quad (6.5)$$

$$q_u = \frac{t_c}{(-0.0147R - 0.311R_L + 0.03075) + (-0.0009R - 0.017R_L + 0.00195)t_c} \quad (6.6)$$

ここに、 R : (エコアッシュ/有明粘土)、 R_L : 消石灰添加率、 t_c : 材齢である。

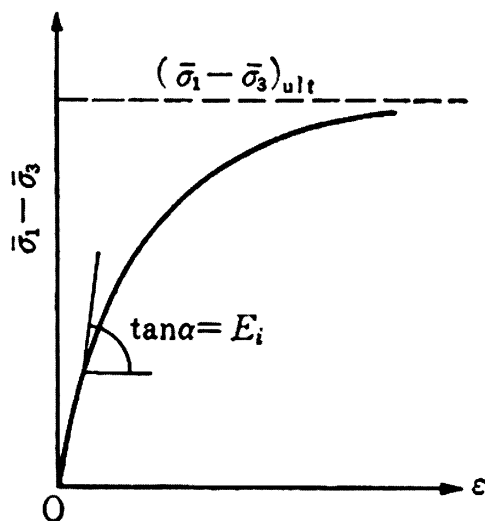


図-6.3 三軸排水圧縮試験の軸差応力、軸ひずみ関係

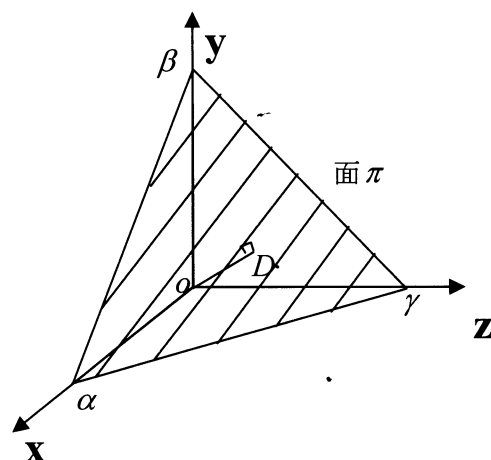


図-6.4 三軸上における面 π

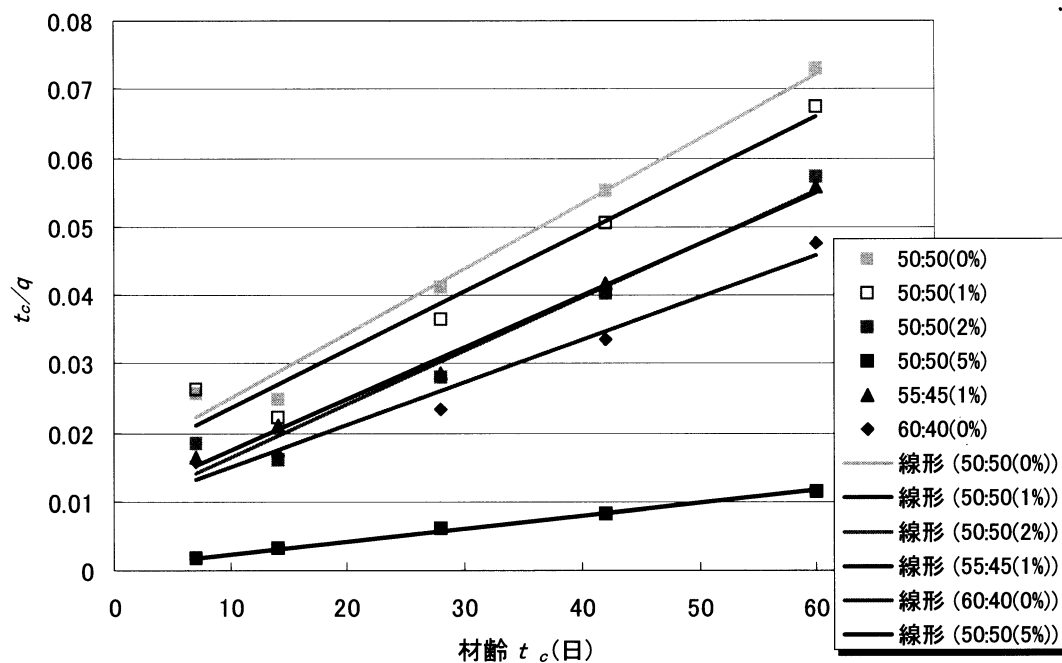


図-6.5 t_c/q_u と t_c の一次回帰線

表-6.5 R 、 R_L 、座標の関係

配合比(R)	消石灰添加率 R_L	空間座標(a_i, R, R_L), (b_i, R, R_L)
50 : 50 (1)	0 % (0)	($a_A, 1, 0$), ($b_A, 1, 0$)
	1% (0.01)	($a_B, 1, 0.01$), ($b_B, 1, 0.01$)
	2% (0.02)	($a_C, 1, 0.02$), ($b_C, 1, 0.02$)
	5% (0.05)	($a_D, 1, 0.05$), ($b_D, 1, 0.05$)
55 : 45 (1.2)	1% (0.01)	($a_E, 1.2, 0.01$), ($b_E, 1.2, 0.01$)
60 : 40 (1.5)	0% (0)	($a_F, 1.5, 0$), ($b_F, 1.5, 0$)

6.1.2 三軸圧縮試験⁴⁾

土質力学において、土圧、斜面安定および支持力など、破壊に関する問題は土のせん断強さに基づいて解析することができる。土が外力を受け拘束される時、せん断強さと拘束圧の関係は粘着力 c と内部摩擦角 ϕ からなる次式のモール・クーロンの破壊規準で表すことができる。

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (6.7)$$

ここで、 τ :せん断応力 σ :垂直応力である。

この c と ϕ を土の強度定数といい、これより強度を評価できる利点があると共に、これらの値を定めないと土圧計算も支持力計算も一切行えないという状況がある。例えば土圧計算において、土圧には主働土圧と受働土圧があり、それぞれの構造物に作用する単位幅当りの合力を P_a 、 P_p とすると、ランキン土圧より

$$P_a = \frac{\gamma_t H^2}{2} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2cH \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (6.8)$$

$$P_p = \frac{\gamma_t H^2}{2} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2cH \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (6.9)$$

と表せる。ここで、 γ_t :土の単位体積重量、 H :構造物の高さである。

斜面の安定解析に関して、斜面がすべりを起こした際のすべりに抵抗する力は、式(6.8)にすべり面の長さを積したものである。よって c と ϕ が斜面安定の重要なファクターとなる。

また、主働土圧は斜面の破壊を助長する力であり P_a の値が小さいほど斜面は安定する。式(6.9)において斜面の安定がもたらされるのは c 、 ϕ が大きい時である。

三軸圧縮試験には排水条件によって、UU(非圧密非排水)試験、CU(圧密非排水)試験、CD(圧密排水)試験があるが、本研究では上述の一軸圧縮試験との相関性を把握するために、UU試験を行った。

(a) 実験概要

表-6.6 に示されている配合比に基づき、一軸圧縮試験と同様の方法で供試体を作成、養生させ、定められた材齢において三軸圧縮試験を行う。側圧は SA では材齢 7 日では 100kPa、200kPa、300kPa で、材齢 60 日では 200kPa、300kPa、400kPa で行った。SH では全ての材齢で 100kPa、200kPa、300kPa で行った。

表-6.6 試験ケース

ケース名	配合比 R (エコアッシュ:発生土)	消石灰添加率 R_L (%)	材齢 (日)
SA	40:60	1	7、60
		0	7、60
	50:50	1	7、60
		2	7、60
	55:45	1	7、60
	60:40	0	7、60
SH	40:60	0	14
		1	7、14、28、42
		2	14
	50:50	1	14
	60:40	1	14

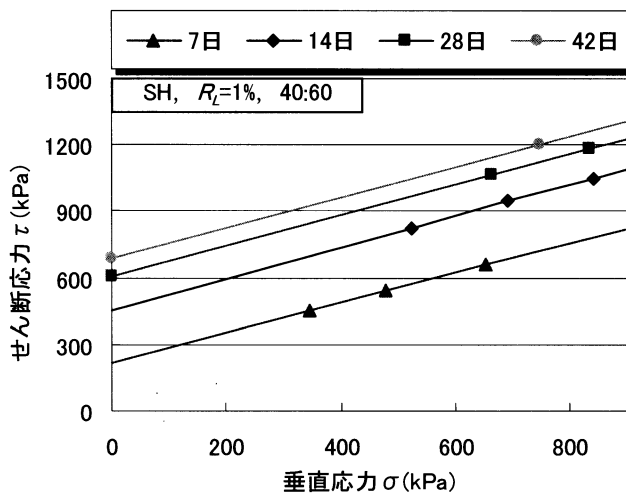
(b) 試験結果

図-6.6 に三軸 UU 試験結果を示す。グラフの切片は粘着力 c_u 、傾きは内部摩擦角 ϕ_u を表す。

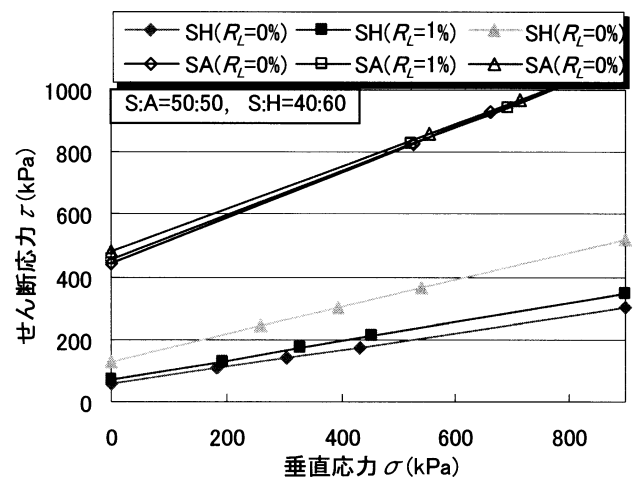
(a)は SH のエコアッシュ:蓮池粘土=40:60 で消石灰添加率 $R_L=1\%$ の結果において、材齢の影響を示したものである。図より、養生日数が大きくなるにしたがい、粘着力 c_u が大きくなっていることがわかる。これは、養生期間が延びるにしたがい、混合材がポゾラン反応等の水和物反応により固化したためと考えられる。

(b)は消石灰添加率の影響を示している。ただし、SA はエコアッシュ:有明粘土=50:50、材齢 14 日で、SH はエコアッシュ:蓮池粘土=40:60、材齢 7 日で試験を行っている。図より、SH は c_u 、 ϕ_u ともほぼ同等であるが、SA は c_u 、 ϕ_u に相違が見られる。このことより消石灰添加率に SH の粘着成分および摩擦成分は依存せず、SA のそれらは依存することがわかる。これは、前節図-6.2(a)の結果と同様の理由であることが推察される。

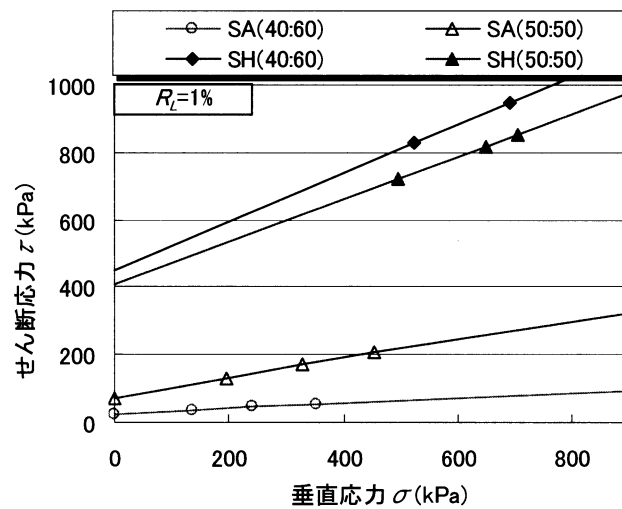
(c)は配合比による影響を示している。ただし、SA は消石灰添加率 $R_L=1\%$ 、材齢 7 日で、SH は消石灰添加率 $R_L=1\%$ 、材齢 14 日で試験を行っている。図より、SA ではエコアッシュの比率が大きい方が c_u 、 ϕ_u は大きい、SH においてはエコアッシュの比率が小さい方が c_u 、 ϕ_u が大きいことがわかる。これは、SA では有明粘土の自然含水比が大きく、エコアッシュ:有明粘土=50:50 の配合条件の方が強度が安定する含水量であるのに対し、SH では蓮池粘土の自然含水比が小さいため、エコアッシュ:蓮池粘土=40:60 の配合条件の方が強度が安定する含水量であったためと考えられる。



(a) SH における材齢の影響



(b) 消石灰添加率 R_L の影響



(c) 配合比 R の影響

図-6.6 三軸 UU 試験結果

6.2 強度特性に関する化学的要因

6.2.1 X 線回折分析

(a) X 線解析分析装置⁵⁾

波動の回折現象を利用し、物質中の原子・分子配置の周期性に関する情報を得るための装置である。

測定試料としては、一般に粉末が用いられる。物質には様々な状態があるが、粉末試料の多くは、原子・分子が空間的に規則正しく配置している結晶が集まったものである。そしてこの原子・分子の周期構造を回折格子として利用する。しかし、回折現象が観測されるためには、さらに格子間隔と同程度の波長の「光」が必要である。これには中性子線や電子線も該当するが、実験室系での測定にはX線が最も広く、日常的に利用されている。

図-6.7 は、結晶中での各原子の規則的配列を示している。そしてこれらの原子を通るような面(青色、紫色の面)を考えると、結晶はこれらの面が等間隔で無数に並んでできたものと見なすことができる。この面は原子網面あるいは格子面と呼ばれ、回折現象は原子網面から反射したX線が相互に干渉して引き起こすと考えられる。

図-6.8 のように格子面間隔を d とすると、X線の干渉により $2d \sin \theta = n\lambda$ (ブラッグの条件) で示される方向にだけ強度が認められ、それ以外の場所では弱くなり観測されない。

X線回折測定では様々な面間隔について強度測定を行う。結晶中での各原子の配列、原子・分子間の距離は物質に固有であり、化合物が異なれば回折パターンも異なる。これにより、化合物に含まれている結晶成分を同定することが可能で、特に鉱物をはじめとする無機物質に対して威力を発揮する。そこで、本研究では、X線回折の回折強度比較は、各鉱物の合計の比較で行った。

X線回折は非破壊で測定を行うことができ、また試料調製も多くの場合不要なため、結晶性物質の簡便な同定法として広く用いられている。またこの装置ではX線ビームを絞ることにより、 $30 \mu\text{m} \phi$ の微小部測定も可能である。

さらに応用例として面間隔の変化から試料にかかっている応力を求めたり、結晶性高分子フィルムのピーク幅の変化から配向度・結晶化度を求めたりするような解析も行うことができる。

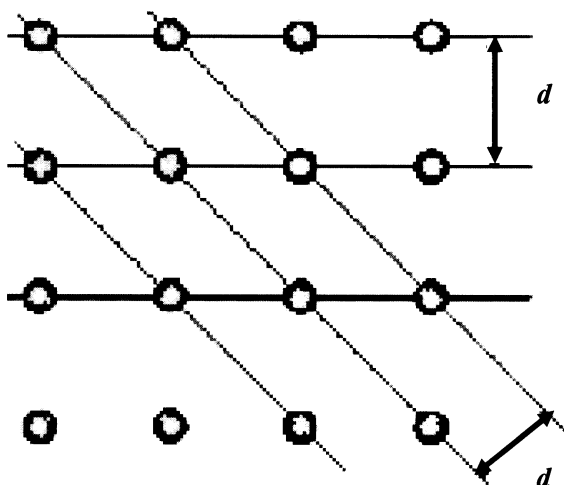


図-6.7 結晶中の原子の配列モデル

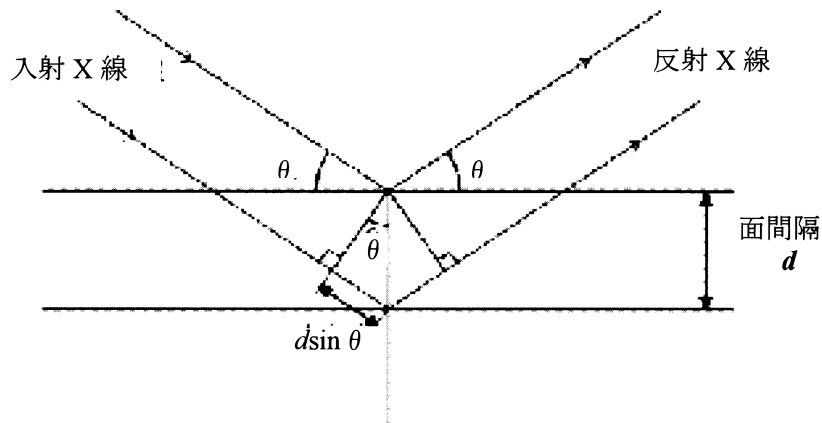


図-6.8 X線の干渉原理(ブラッグの条件)

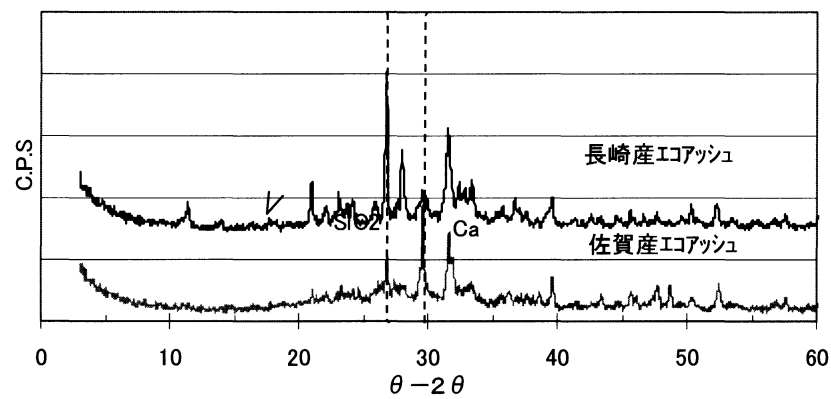
(b) X線解析分析結果

図-6.9、表-6.7にX線回折分析結果を示す。X線回折結果から、長崎産エコアッシュには石英(quartz)、長石類(feldspars)、ドロマイト(dolomite)、方解石(calsite)、褐鉄鉱(limonite)を含んでいる。佐賀産エコアッシュには、方解石(calsite)、ドロマイト(dolomite)、石英(quartz)を含み、微量の長石類も含んでいると推定される。

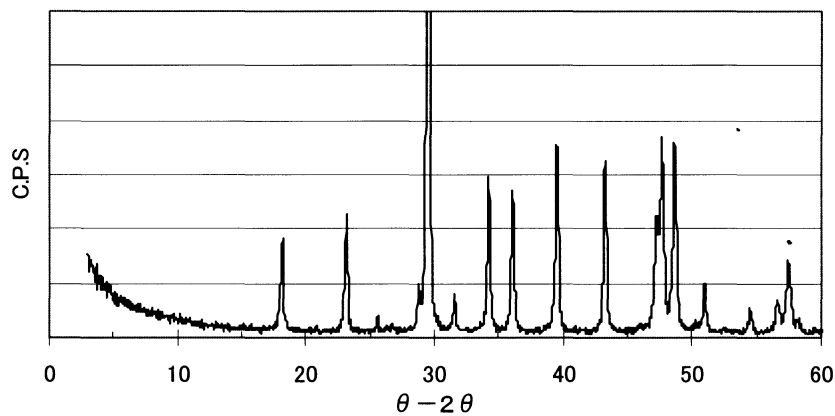
また、長崎産エコアッシュと比較して佐賀産エコアッシュの方がガラス質(非晶質物質)を多く含んでいる。これは佐賀産エコアッシュの、 $\theta - 2\theta$ $20^\circ \sim 30^\circ$ 付近のバックグラウンドが、長崎エコアッシュより盛り上がっているためである。

長崎産エコアッシュは、佐賀産エコアッシュより石英:SiO₂を多く含有していることから、消石灰を固化材として添加したとき、ポゾラン反応が大きくなり、強度が上がったと考えられる。また、SAはもともとCaを多く含んでいたため、消石灰添加の効果は少ない。

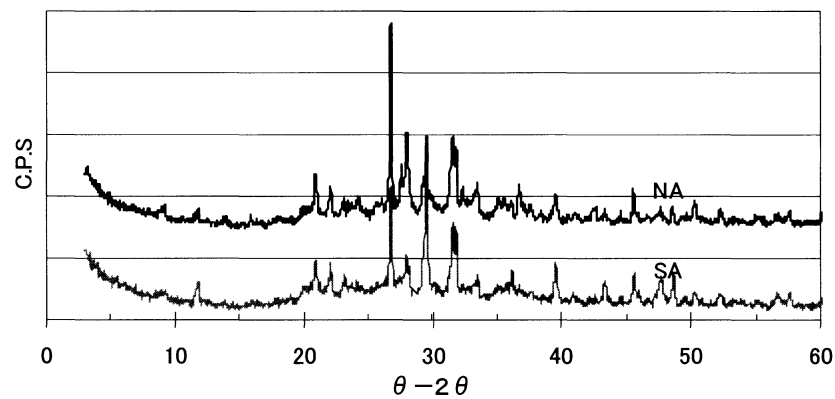
この方法が妥当である理由は、回折強度自体がそもそもC.P.S.という相対量で表されているため、ここの合計を比較すれば概ねの傾向と変わらない点。また、テクニク的に強度面積を個々のピーク毎に計算するように測定器の仕様ができているため、全体量からの比較とするためには、測定器の仕様セッティングを変更して測定し直すか、またはエクセルのマクロ機能などで計算式を組み、強度面積の再計算をし直さないとならない点で難しい。全体量で比をとって比較すると、実は両者ともほとんど差が無くなってしまう。



a) エコアッシュ



b) 消石灰



c) 混合材(材齢 60 日)

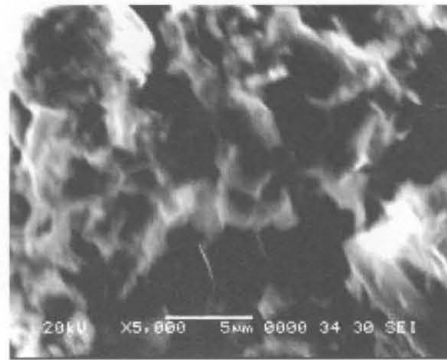
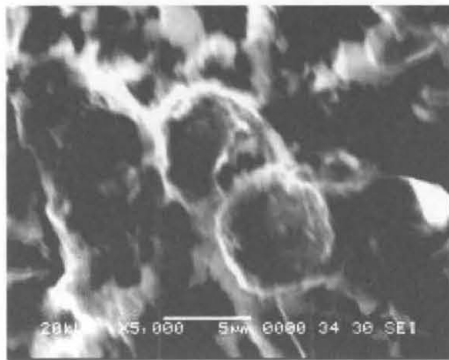
図-6.9 X線解析分析結果

表-6.7 エコアッシュの積分解析強度の比較

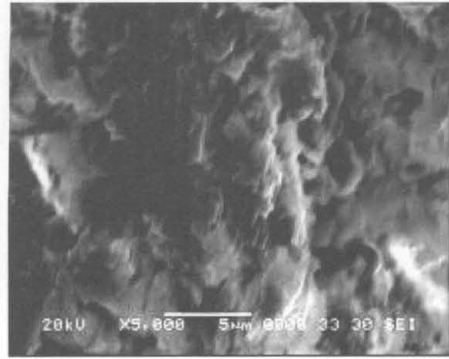
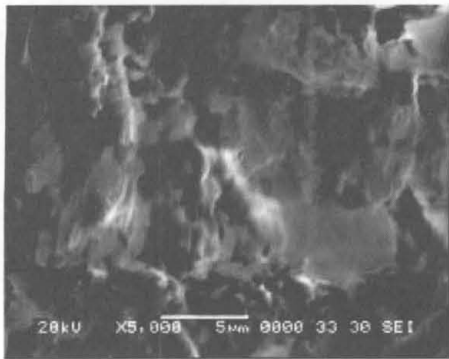
物質	佐賀産	長崎産
calsite	8696	6758
doromite	9898	9771
feldspars	0	18159
limonite	0	5839
quartz	18985	28443

6.2.2 SEM による構造観察⁶⁾

材齢 60 日における NA、SA で一軸圧縮試験後の供試体の微視的構造観察を行った。5000 倍のその画像を写真-6.1 に示す。



a) SA



b) NA

写真-6.1 SEM 画像(×5000)

写真-6.1 は SEM(電子顕微鏡)によって撮影した写真である。土粒子は単独ではなく集合体として存在すると指摘されている⁷⁾が、写真から両試料の構造状態が集合体と間隙によって構成されている様子が読み取れる。また、その集合体の形状が異なることが伺える。集合体の間隙は NA の方が少ない(写真の黒い部分)ことが伺え、それは佐賀産エコアッシュよりも長崎産エコアッシュの方が土粒子密度が大きく、粒子表面の凹凸が大きくなり(比表面積が大きくなり)、有明粘土粒子との接触面積が大きいためと考えられる。少量の消石灰の添加は、さらにこの間隙の減少と接触の増大を促進させる働きを有している。以上のことから、NA の方が強度は大きいと考えられる。

6.3 化学的安定性の評価

6.3.1 重金属溶出試験⁸⁾

重金属溶出試験廃棄物に含まれる重金属類で環境汚染の原因として特定される Pb、T-Cr、Cd、As、T-Hg、Se について溶出試験を行った。試験方法は、環境省告示 46 号試験に基づく。まず、超純水を塩酸溶液にて pH 6.0 に調整した溶液 500 ml に、各試料 50 g を添加し、6 時間振とうした。次に、溶質操作終了後、0.45 μ m メンブランフィルターを用いて濾過を行い、原子吸光光度計にて測定を行った。その結果を表-6.10 に示す。

表のように、すべての試料から環境基準値を超える重金属は検出されず、化学的な安

表-6.8 重金属溶出試験結果(単位:mg/l、N.D.: 検出せず)

種類	環境庁 13 号 (環境基準値)					
	T-Hg	Cr ⁶⁺	Cd	Pb	As	Se
	0.0005	0.05	0.01	0.01	0.01	0.01
SA(0%)	N.D	N.D	N.D	N.D	N.D	N.D
SA(1%)	N.D	N.D	N.D	N.D	N.D	N.D
SA(2%)	N.D	N.D	N.D	N.D	N.D	N.D
NA(1%)	N.D	N.D	N.D	N.D	N.D	N.D
佐賀産	N.D	N.D	N.D	N.D	N.D	N.D
長崎産	N.D	N.D	N.D	N.D	N.D	N.D
蓮池粘土	N.D	N.D	0.001	N.D	0.0006	N.D
SH(0%)	N.D	N.D	0.001	N.D	N.D	N.D
SH(1%)	N.D	N.D	N.D	N.D	N.D	N.D
SH(2%)	N.D	N.D	0.004	N.D	N.D	N.D

定性を確認することができた。また、環境基準値を超えた重金属が溶出された発生土にエコアッシュ、消石灰を混合することで重金属の溶出が抑制されたことが既往研究⁹⁾により確認されている。

6.3.2 pH 測定試験⁹⁾

重金属溶出試験に続いて、蓮池粘土、エコアッシュ、消石灰、およびそれらの混合材について pH 測定試験を行い、その結果を図-6.14 に示す。

重金属類は酸性の環境で溶出しやすく、アルカリ性の環境では溶出しにくいという性質を持っている。弱酸性である蓮池粘土は、強アルカリ性のエコアッシュ、消石灰と混合することにより、その混合材は強アルカリ性となることがわかる。よって、エコアッシュは土壌由来重金属類の安定化という優れた特性を有する高機能地盤材であるといえる。また、近年問題となっている酸性雨による土壤汚染抑制効果も期待できる。

この配合により Pb は水酸化物に、As は低溶解度化合物となり、これらは化学的に、また長期的に安定した化合物である。その化学反応式を(7.1)、(7.2)に示す。

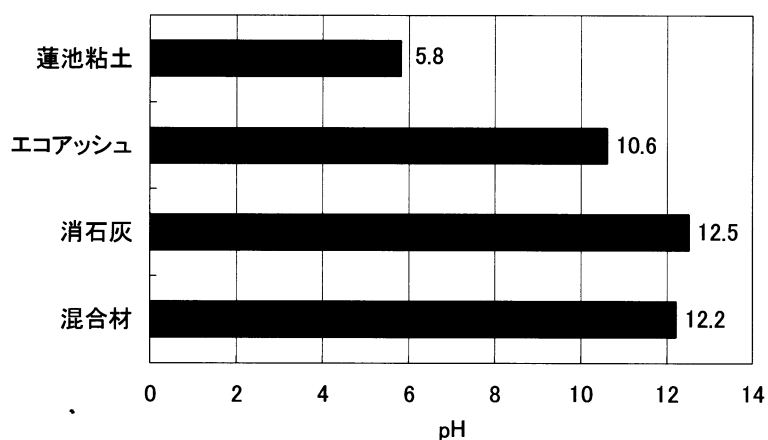
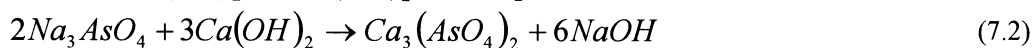
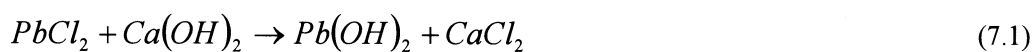


図-6.10 pH 測定試験結果

第7章 盛土構築工法の検討(その1:遠心力載荷模型実験による検討)

7.1 遠心力載荷模型実験における着目点

土構造物の応力は多くの場合、土の自重によるものが支配的である。一方、土の強度や変形特性は、ほかの土木・建築材料と異なり、応力レベルに大きく依存する。したがって、自重応力のごく小さい縮尺模型を用いて重力場の実構造物の変形や破壊挙動を期待することはできない。遠心力載荷模型実験は実物の縮尺の $1/n$ の模型を重力加速度の n 倍遠心加速度場に置いて、模型内に実物と同じ自重応力状態を再現させようとする実験手法で、これによって縮尺模型に実物と同じ挙動を生じさせることが期待できる¹⁾。本実験は、無害化した一般廃棄物焼却灰を用いた表層改良地盤材、盛土材としての利用可能性を考察する。

7.2 表層改良・盛土一体構築工法の提案

佐賀県有明平野に広がる代表的な超軟弱粘土である有明粘土は、低品質な汚泥として利用が困難であり、処分するための適地確保も困難な状況で処分費用も急騰しているため、その再資源化が緊急の課題となっている。軟弱地盤上に盛土を構築すると、周辺地盤に沈下や側方変位を生じ、近接する構造物に様々な障害を及ぼす。こうした地盤変状を抑制する対策工法の1つとして浅層混合処理工法が用いられている。そこで、エコアッシュと有明粘土を混合することで表層改良を行い、その残余試料を盛土として利用することを想定し、遠心力載荷模型実験を行う。本研究ではそれを表層改良・盛土一体構築工法と名づける。

7.3 遠心力載荷試験機²⁾

7.3.1 概要

本装置は、アーム先端に試料容器を付設し、回転を与えることにより遠心力を発生させ、容器内の試料に均等な力を作用させると共に、必要に応じて強制的な力を付加するものである。更に、容器内部の試料の圧密、変形、崩壊現象等の観測装置及び計測をパーソナルコンピュータにより収録し処理・解析するものである。

7.3.2 構成

(1) 載荷回転装置

- ① フレーム系
- ② 主軸及び軸受け
- ③ 回転アーム
- ④ 回転駆動モーター
- ⑤ 同上モーター用コントローラー
- ⑥ 伝導装置

(2)試料容器

(3)計測機器

- ⑦ 計測センサー(荷重、変位、間隙水圧、土圧、加速度)
- ⑧ データ収録・処理装置(パーソナルコンピュータ等)
- ⑨ 画像処理装置(CCD カメラ、ビデオデッキ等)
- ⑩ 回転数表示計

(4)スリップリング及びスイベルジョイント

- ⑪ 計測用スリップリング
- ⑫ 動力用スリップリング
- ⑬ スイベルジョイント

(5)計測ラック

- ⑭ モーターコントローラー用ラック
- ⑮ (モニター用)計測パネル
- ⑯ パーソナルコンピュータ用(OA デスク他)

(6)安全装置

- ⑰ ブレーキ機構
- ⑱ 過電流モニター
- ⑲ 扉開時ロック
- ⑳ ドラム内異常時停止
- 21 飛散防護装置
- 22 非常停止ボタン

(7)試料容器傾斜装置

(8)フーチング負荷装置

(9)二重壁ドラム

(10)付属装置

- 23 クレーン
- 24 台車及びレール
- 25 容器付設用ジャッキ
- 26 エアーコンプレッサー

(11)ソフトウェア

- 27 データ収録ソフトウェア
- 28 データ処理及び画像処理・解析ソフトウェア

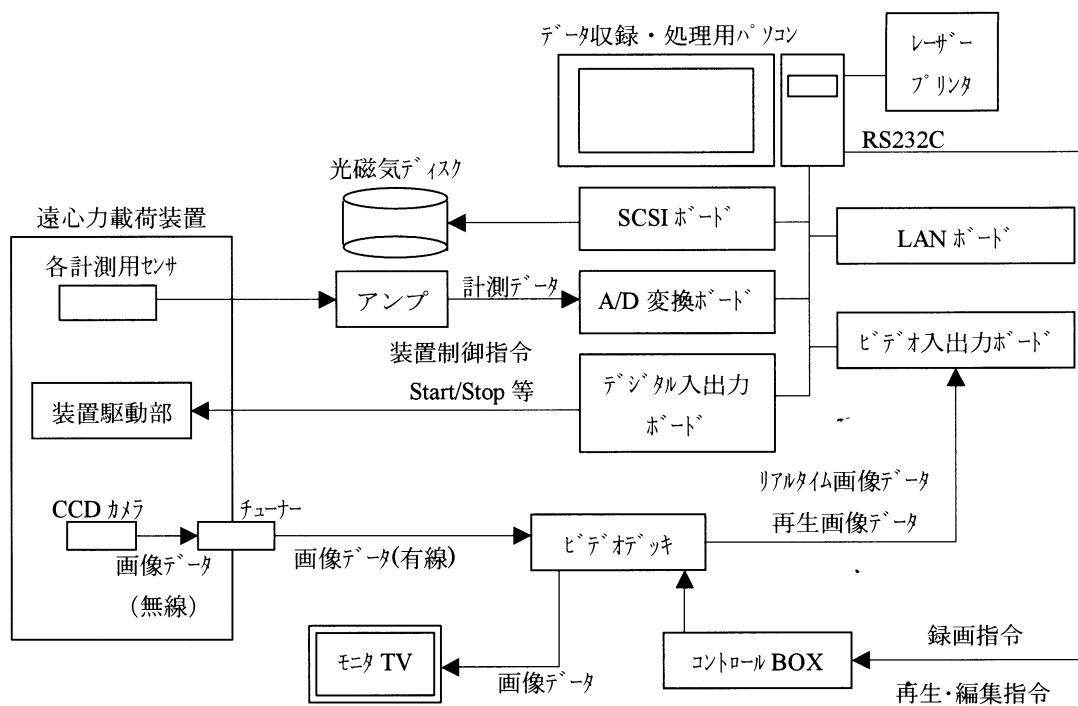


図-7.1 システム構成図

7.3.3 機能

本装置は、下記の主要機能を有する。

(1) 負荷制御方式(回転駆動用)

変速式モーター駆動

回転スピード 1:10、変速制御可能

(2) 加速度

最大 200G(傾斜使用時 最大 100G)

(3) 回転体有効径

3000mm

※試料容器中央部(固定ピン)までの直径

フーチング載荷装置の搭載可能

(4) 試料容器

500(幅)×300(高さ)×150(奥行)mm

一面透明ガラス付き

容器本体はステンレス製

スイング式

尚、試料容器を 3 式装備し、必要に応じて交換可

(5) 水位昇降システム

空圧負荷方式

試料容器内左右の水位の任意コントロール可能

(6)観測窓

700×700mm

硬質ガラス製ペアガラス

(7)スリップリング

動力用 11 極

計測用 36 極

(8)スイベルジョイント

4 ポート

耐圧 140kgf/cm²

(9)傾斜装置

電動駆動式

傾斜角度 0～±15°

(10)フーチング載荷装置

電動スクリー式、試料容器に付設可能

載荷能力 200kgf

フーチング模型 3 種類

(11)防護ドラム

鋼鉄製、厚さ 150mm

鋼板の肉圧 16mm

(12)計測センサー及びアンプ

荷重計 100kgf(直径 10mm)

変位計 30mm

小型加速度計 200G(6mm×6mm)

小型間隙水圧計 5kgf/cm²(直径 10mm)

小型土圧計 10kgf/cm²(直径 10mm)

同上用アンプ 出力 100mV/FS

直流アンプ 出力 10V/FS

(13)データ収録・処理システム

本装置のデータ収録・処理システムは、①各センサー系のデータ収録・処理装置、②画像撮影・収録装置、画像伝送装置の 2 系統の装置(システム)で構成される(図-7.1 参照)。

(14)データ収録ソフトウェア

(15)データ処理及び画像処理・解析ソフトウェア

(16)付帯工事

ジブクレーン

本体固定

(17) 付属品

エアーコンプレッサー

台車及びレール

容器取り付け・取り外し用ジャッキ

7.4 計測システム³⁾

遠心模型実験の初期段階では、高度な電氣的計測手法はなく、模型の変形挙動を観察することが唯一であった。斜面の崩壊を例にとれば、どんな高級な数値解析や詳細な実験データの解析結果よりも、崩壊のメカニズムを理解する上で模型の破壊挙動をつぶさに観察することに勝るものはない。通常の模型実験あるいは実物大実験においては、さしずめ手軽なビデオカメラ等がもちいられ、崩壊の様子を収録しておくことができよう。

これまで、遠心模型実験では模型そのものが高速で回転しているため、そのままでは肉眼で観察することすらできなかった。しかし、ストロボを回転に同期させて発光させると、あたかも模型がそこに静止しているかのように見ることができた。これは、人間の網膜に残像効果があるためで、ストロボの発光で見た像がしばらくの間記憶されていることによるものである。

しかし、この肉眼で観察できたイメージをビデオあるいは写真に連続して収めるとなるとこれは容易なことではない。すなわち、家電用のビデオカメラと通常のストロボの組合せでは光量不足であり、数十マイクロ秒のストロボ発光時間内に画面の走査が間に合わないからである。これを解決するには、相当明るいレンズあるいは大光量のストロボ装置をもち、高速度撮像機能を生かしたビデオ装置、あるいは瞬間的なイメージを記憶し出力するビデオ装置が必要である。一方、通常の写真カメラあるいはムービーカメラの場合、肉眼で見えるように模型を連続して撮影するためには、ストロボと同期させてコマ送りができるよう特殊なフィルム巻き取り機構が必要となる。ただし、模型が比較的ゆっくりしている実験で、回転と同期したストロボの発光ごとに写真撮影する必要があるような場合には、普通のカメラで十分撮影することができる。

実験中の模型を撮影するには、上記の方法以外に、カメラをビームに載せてカメラと模型を同時に回転させながら撮影することも行われる。このときは回転に同期させて撮影する必要はないが、カメラ本体にも遠心加速度が作用するため、遠心加速度の小さい回転軸中心よりにカメラを設置せざるを得ないという制約が生じる。しかし、超小型のビデオカメラ（CCD カメラ）はビームに搭載し映像信号をスリッピングを通して取り出すことで、模型を間近に観察することができるという利点がある。また、TV カメラは画像計測として用いるだけでなく、実験中のモニター用として良く利用されている。

本実験では、この CCD カメラを画像計測器として使用した。計測はデータの収録・処理用パーソナルコンピュータで一括して行う。（コンピュータからの計測開始司令で載荷装置

を起動しデータ収録を開始する。計測センサーのデータは、アナログ入力(A/D 変換)ボードを介して直接コンピュータに収録するが、CCD カメラによる撮影画像データは、ビデオデッキにて録画する。この画像データは、データ処理時に必要な画像を選択してコンピュータに取り込むことができる。

7.5 遠心力载荷模型実験における相似則

実物の $1/n$ の幾何学的模型を実物と全く同じ土質構成で作り、これを nG の遠心力場に置いた場合の実物と模型の関係を考える。まず、幾何学的には、

$$\text{長さに関して } l_m = l_p / n \quad (7.1)$$

$$\text{面積に関して } A_m = A_p / n^2 \quad (7.2)$$

$$\text{体積に関して } V_m = V_p / n^3 \quad (7.3)$$

ここで添字 p 、 m は、それぞれ実物と模型を表すものとする。

土の単位体積重量は $\gamma_m = n\gamma_p$ 、したがって

$$\text{土の重さ } W(=V\gamma) \text{ に関して } W_m = W_p / n^2 \quad (7.4)$$

また、深さ $z_m (=z_p / n)$ における自重による鉛直応力 $\sigma(=z\gamma)$ は

$$\sigma_m = \gamma_m \cdot z_m = (n\gamma_p) \cdot (z_p / n) = \sigma_p \quad (7.5)$$

模型は実物と同一材料で、鉛直応力が等しいから両者の土圧も等しい。したがって、鉛直応力だけでなくすべての方向の応力が実物と同じになり、発生する間隙水圧も実物と等しい。したがって土要素のひずみは

$$\varepsilon_m = \varepsilon_p \quad (7.6)$$

沈下量、一般に変形量 S はこれを長さで積分した値であるから

$$S_m = S_p / n \quad (7.7)$$

次に間隙水圧の流れに関しては、土中の距離 Δl を速度 v の水が流れるのに要する時間を t とすれば

$$\begin{aligned} t_m &= \Delta l_m / v_m \\ t_p &= \Delta l_p / v_p \end{aligned} \quad (7.8)$$

模型材料の透水係数は実物と同じで、それを k とすれば

$$\begin{aligned} v_m &= k \cdot i_m = k(\Delta h_m / \Delta l_m) \\ v_p &= k \cdot i_p = k(\Delta h_p / \Delta l_p) \end{aligned} \quad (7.9)$$

模型と実物の対応する点の間隙水圧は等しいから $\Delta h_m = \Delta h_p$ 、また $l_m = l_p / n$ であるから

$i_m = n i_p$ 、したがって

$$v_m = n v_p \quad (7.10)$$

これと $\Delta l_m = \Delta l_p / n$ 、および式(7.8)から

$$t_m = t_p / n^2 \quad (7.11)$$

このようにダルシーの法則が成り立てば、模型の間隙水の移動時間は透水問題や圧密問題を通じて実物の $1/n^2$ に短縮されることになる。

7.6 混合材料の性質⁴⁾

本実験で使用した無害化した一般廃棄物焼却灰は、微小粉末の試料である。エコアッシュ、有明粘土の物性値詳細については、第4章 焼却灰の物理的および力学的性質を参照されたい。ただし、有明粘土は練り返した粘土を練り返し使用した。エコアッシュ単体の使用は困難であり、地盤改良材としての利用を研究した結果(第6章 混合材の力学的および化学的特性 参照)、佐賀産エコアッシュ：有明粘土($w=139\%$)=50：50、消石灰添加率1% (いずれも質量比)にて図-7.2に示す強度を発現することが解明された。そこで、本配合を用い改良層および盛土を作成し、材齢14日の時点で遠心力載荷模型実験を行った。

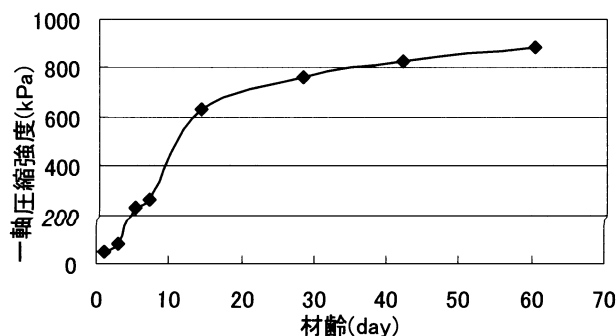
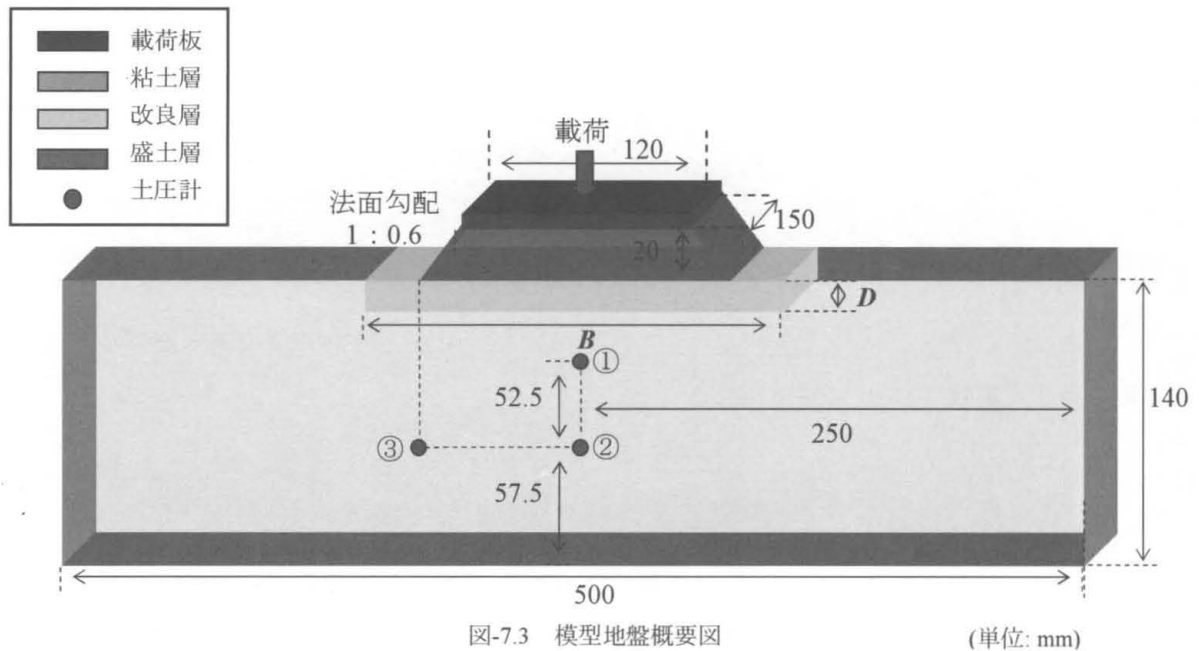


図-7.2 一軸圧縮強度

7.7 実験概要

7.7.1 実験装置

遠心力载荷模型実験装置を使用し、図-7.3 のような幅 500mm、奥行き 150mm、深度 140mm の模型地盤に遠心加速度 80G を作用させると、幅 40m、奥行き 12m、高さ 11.2m の軟弱地盤層となる。この仮想地盤において改良層部の粘土層を切取り、一体化で作成した改良層及び盛土を構築する。载荷にはフーティング载荷装置を用い、盛土の天端全面に载荷板を 0.05mm/s の速度で貫入し载荷を行い、荷重を計測した。



7.7.2 実験ケース

表-7.1 に実験ケースを示す。ここで添字 p, m は、それぞれ実物と模型を表すものとする。既往研究⁵⁾では境界によって粘土層の破壊すべり面が確認できなかったため、本研究では改良層及び盛土のサイズを昨年度の 1/2 にしている。N については改良層を有しない未改良とする。SS については改良幅 B は盛土下端幅と同幅であり、改良厚さ D は遠心加速度 80G 場に置くと 1m である。LS については盛土天端幅の約 1/5 の長さを SS の改良幅 B に加え、改良厚さは SS と同様に設定してある。LD については改良幅は LS と同様にし、改良厚さを遠心加速度 80G 場に置くと 1.5m になるように設定している。ケース名のアルファベットは 1 文字目が Short または Long、2 文字目が Shallow または Deep の頭文字をとったものである。これらのケースにより改良幅 B および厚さ D による比較・検討を行う。

表-7.1 実験ケース

ケース名	改良層	盛土	B_m (mm)	B_p (m)	D_m (mm)	D_p (m)
Case_1	×	○	0	0	0	0
Case_2	○	○	144	11.5	12.5	1
Case_3	○	○	192	15.4	12.5	1
Case_4	○	○	192	15.4	18.8	1.5

7.7.3 実験手順

実験の手順を以下に示す。

- ① エコアッシュ、有明粘土、消石灰を混合・攪拌し、型枠にて締固め、養生し、改良層および盛土を作成しておく。
- ② 試料容器に含水比 $w \approx 100\%$ に調整した有明粘土層を作成し、土圧計を配置する。
- ③ 遠心力をかけることにより粘土層の自重圧密を促進させる。
- ④ 含水比が 90%程度になったら遠心力載荷を一旦停止する。
- ⑤ 試料容器全面のガラス面を取り外し、改良層となる部分の粘土を切取り、事前に一体化で作成した改良層及び盛土を埋め込む。
- ⑥ 変位ベクトル計測用標点(直径 0.7cm のプラスチック球)を縦 2.0cm、横 4cm 間隔で実験土槽前面に配置する。
- ⑦ 試料容器とフーティング載荷装置を実験装置に備え付ける。
- ⑧ バランスを取るため、試料の対称側に同じウエイトを入れる。
- ⑨ データを記録するため、ビデオとコンピュータの準備をする。
- ⑩ 図-7.4 のように遠心加速度を 80G まで上げ、地盤が安定するまで遠心力載荷を行う。
- ⑪ フーティング載荷装置で盛土の天端全面に載荷板を 0.05mm/s 程度の速度で貫入し、載荷装置に発生する荷重を計測する。
- ⑫ 計測された荷重が 60kPa(荷重計の最大容量)に達したら載荷を停止する。
- ⑬ CCD カメラによって撮影された画像の編集を行い、変位ベクトルを出力する。

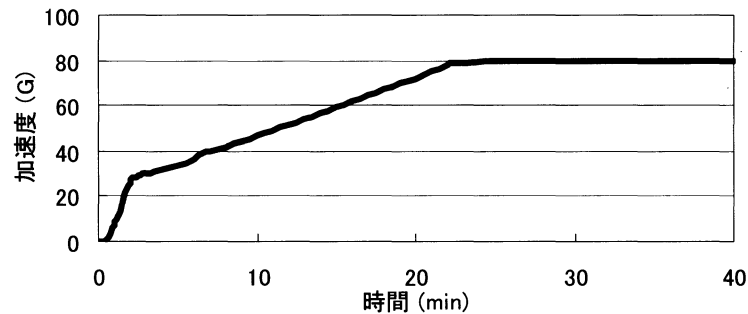


図-7.4 遠心加速度の計時変化

7.8 実験結果と考察

7.8.1 フーティング載荷前

表-7.2 に載荷前の土圧(80G時)を理論値と比較して示す。併せて既往研究(平成 16 年度)⁵⁾で得られた結果を表-7.3 に示す。既往研究では試験容器の境界の影響を受けたことや、改良層及び盛土が全体が一様に沈下せず、盛土の法先から沈下したために、応力が伝達されずに土槽内の応力状態が実地盤を再現できていなかった。本研究ではどのケースでも、理論に近い応力状態を再現できていることがわかる。

表-7.2 理論値と実験値の比較

(a) N			(b) SS		
	実験値	理論値		実験値	理論値
土圧計①	56.64	56.77	土圧計①	57.43	59.13
土圧計②	95.16	107.54	土圧計②	107.07	109.41
土圧計③	93.88	98.43	土圧計③	100.94	99.58

(c) LS			(d) LD		
	実験値	理論値		実験値	理論値
土圧計①	40.57	59.16	土圧計①	52.63	60.36
土圧計②	99.08	109.63	土圧計②	104.17	110.67
土圧計③	95.45	100.02	土圧計③	91.63	100.82

表-7.3 理論値と実験値の比較(平成 16 年度)

(a) Case_1			(b) Case_2		
	実験値	理論値		実験値	理論値
土圧計①	56.64	56.77	土圧計①	56.64	56.77
土圧計②	95.16	107.54	土圧計②	95.16	107.54
土圧計③	93.88	98.43	土圧計③	93.88	98.43

(c) Case_3			(d) Case_4		
	実験値	理論値		実験値	理論値
土圧計①	56.64	56.77	土圧計①	56.64	56.77
土圧計②	95.16	107.54	土圧計②	95.16	107.54
土圧計③	93.88	98.43	土圧計③	93.88	98.43

7.8.2 荷重強度－土圧関係

図-7.5 にフーティング載荷による荷重強度-土圧関係を理論値と併せて示す。ただし、N では供試体が破壊した時点で載荷を止め、その他のケースでは破壊に至らなかったため荷重計の最大容量に到達した時点で終了した。実験値に多少ばらつきがあるが、これは土圧計の精度によるものである。受圧面が大きな土圧計は面で土圧を計測してしまうために実験値に大きくばらつきが出る。

理論値についての計算法であるが、まず粘土層の応力状態を考慮し、粘土層の切取りを帯状等分布荷重の除去と想定、次に同様に改良層の構築を考慮し増加応力を計算する。盛土の構築は、Osterberg による図表を用いた台形等分布荷重と帯状等分布荷重の重ね合わせとして増加応力を計算した。この結果をフーティング載荷前の土圧とした。最後の載荷段階も帯状等分布荷重を採用している。なお、粘土密度を 13.48kN/m^3 、改良層・盛土密度を 15.90kN/m^3 として計算している。

まず、理論値と実験値の比較をすると、N、SS、SL において実験値が理論値を超えている箇所がある。これは、フーティング載荷装置の載荷版が重心部に設置できなかったため、載荷版の重量によって荷重がかかり、さらに荷重計がその荷重を計測できなかったためと考えられる。SS、LS のケースで、荷重強度 40kPa 以降で大きく挙動が変化している部分が見られる。これは載荷によって粘土層が大きく変形し、土圧計もそれに伴って移動し、傾いたためと考えられる。特に土圧計③は、盛土の法先直下に設置しており、側方流動によって載荷箇所から離れ易く、応力が負に転じているケースもある。

未改良の N と最も改良範囲の多い LD とを比較すると、土圧計①、②において、LD の方が N よりも載荷による土圧の増加が抑えられていることが読み取れる。これは改良層の設置により、荷重分散効果が得られたためと考えられる。SS については、土圧計②を見ると N と同様の挙動を示している。SS は改良層を有しているが、盛土から張り出した部分が無

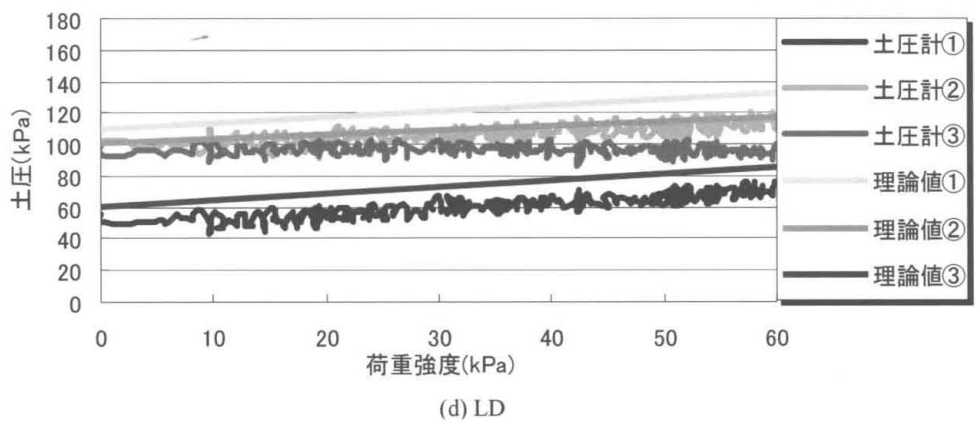
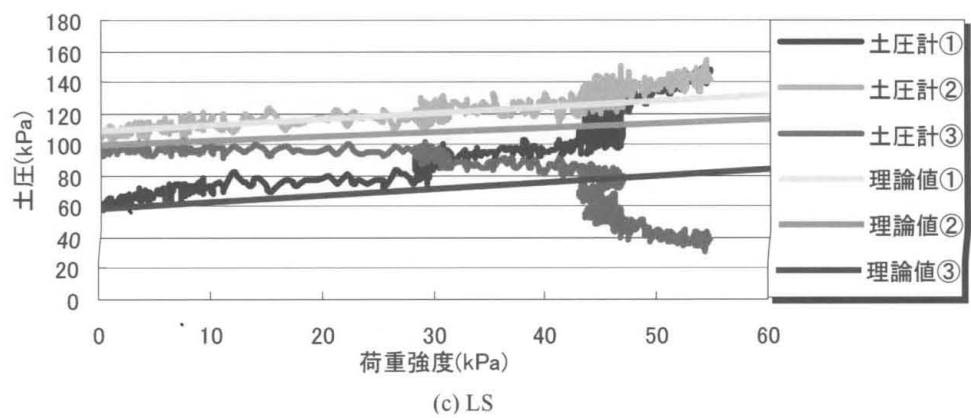
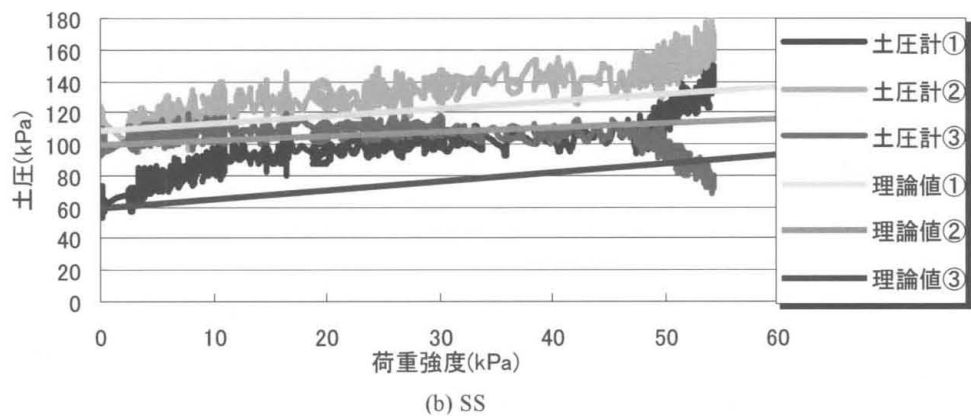
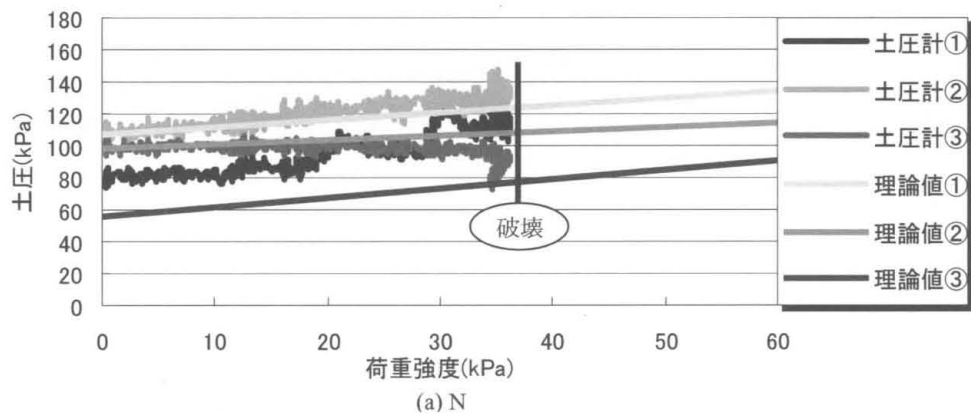


図-7.6 荷重強度-土圧関係

く、荷重が分散されなかったためと考えられる。改良幅で(SS と LS で)比較すると、わずかに LS の方が土圧が抑えられている。LS では遠心加速度が 80G に到達する前に、盛土部から張り出した改良層がひび割れ破壊をおこしており、SS と似たような形状になっている。しかし、破壊した改良層は完全に分離しておらず、なお且つクラックに粘土が進入し接着剤のようなはたらきによってわずかに支持したことが考えられる。改良厚さで(LS と LD で)比較すると、厚さが大きい LD の方が応力の増分が小さい。LD においてはフーティング載荷によって張り出した改良部が破壊されたが、厚さが大きく、LS よりもクラックが生じていない部分がある分沈下も抑制されたことが伺えるが、荷重強度 45kPa 前後で急激に沈下量が増した。このことより、荷重強度 45kPa 前後で張り出した改良層が完全に分離したことが考えられる。一方、LD は安定した挙動を示し、最も支持力が大きい。これは改良厚さが大きい分軟弱層が小さくなることに加え、クラックが生じた改良層が 60kPa 載荷まで分離しなかったためと考えられる。

7.8.3 荷重強度－沈下量関係

図-7.6 にフーティング載荷による荷重強度-沈下量関係を示す。図より、改良範囲が大きいほど沈下が抑制され、支持力が大きいことがわかる。しかし、N と SS は同様の挙動を示している。これは、盛土と改良層を一体構築しているために改良層を有す SS でも沈下が抑制されず、支持力の増加が得られなかったためと考えられる。LS については、先述のように、載荷前の段階で盛土部から張り出した改良層にひび割れ破壊が生じたが、分離していない部分がある分沈下も抑制されたことが伺えるが、荷重強度 45kPa 前後で急激に沈下量が増した。このことより、荷重強度 45kPa 前後で張り出した改良層が完全に分離したことが考えられる。一方、LD は安定した挙動を示し、最も支持力が大きい。これは改良厚さが大きい分軟弱層が小さくなることに加え、クラックが生じた改良層が 60kPa 載荷まで分離しなかったためと考えられる。

以上のことは図-7.5 および本章 7.8.2 で述べた考察からも裏付けられることである。

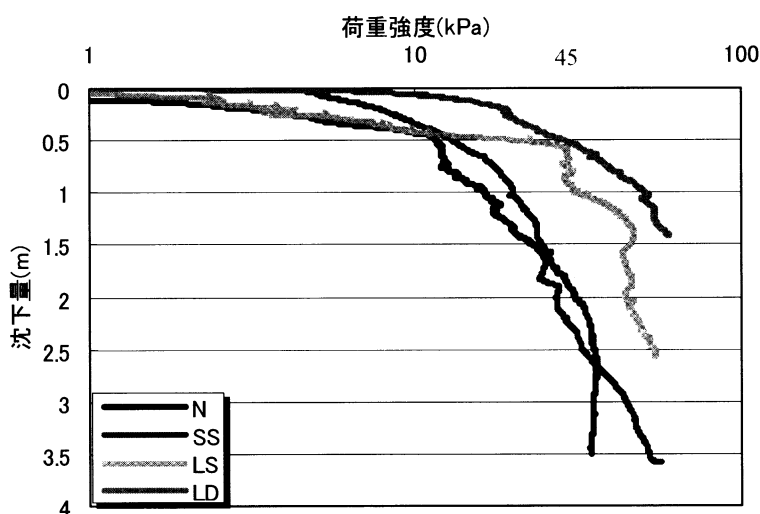


図-7.6 荷重強度-沈下量関係

7.8.4 変形挙動

図-7.7 に実験後の変位ベクトル図を示す。図に示す変位は、そのほとんどがフーティング
載荷時に生じているものであり、全ケースでフーティング載荷による沈下、側方流動、隆
起が確認できる。この図より、ケース LD の方がケース N よりも特に沈下の軽減が確認で
き、改良層の構築によって周辺地盤へ与える影響が軽減できることが伺える。

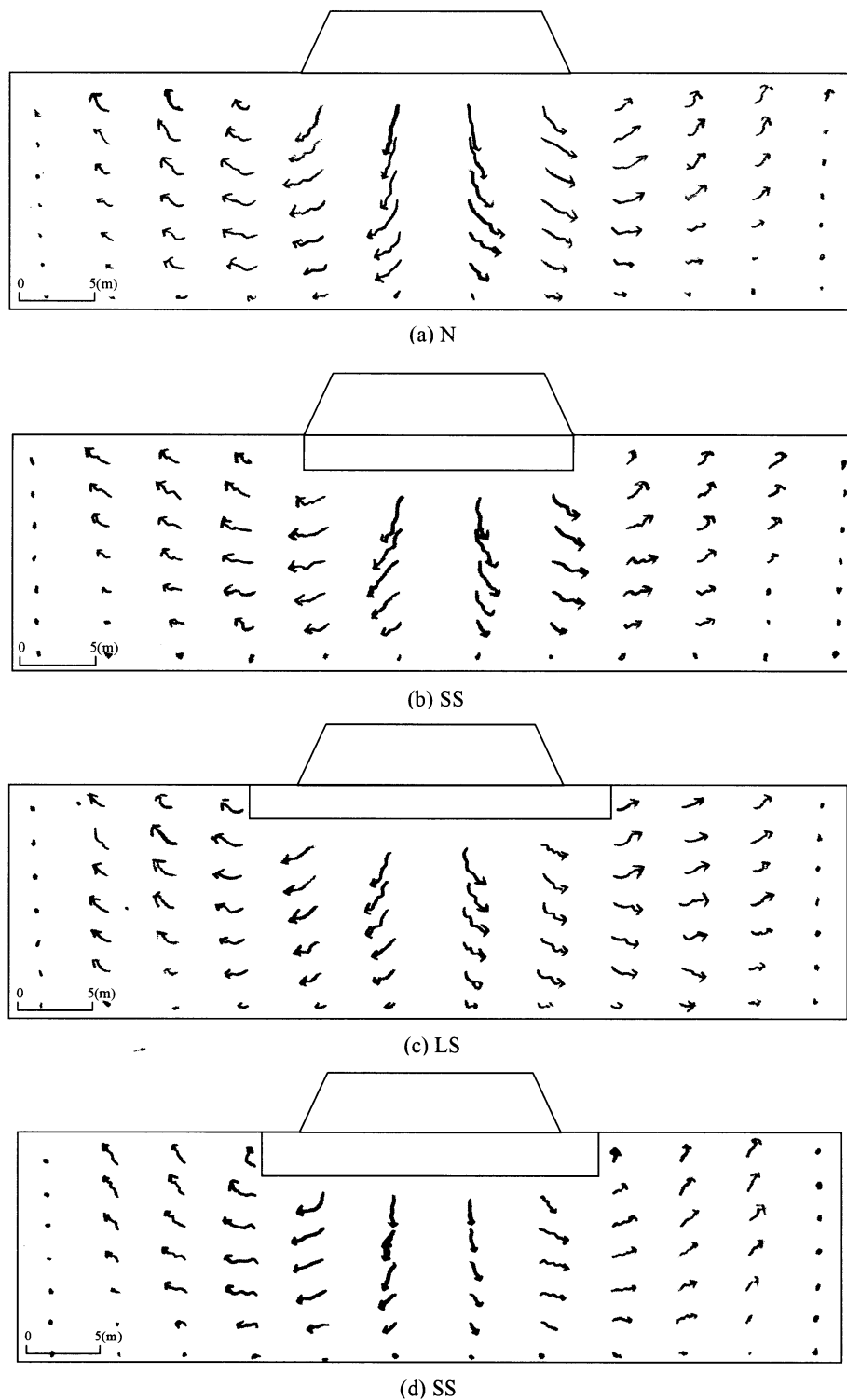


図-7.7 変位ベクトル図

第8章 盛土構築工法の検討(その2：数値解析によるシミュレーション)

8.1 概要

本解析は、まず、解析条件を遠心力載荷模型実験で想定した仮想地盤と対応させ、実現場での施工を考慮した有限差分数値解析を行う。次にパラメトリックスタディにより、解析に所要のパラメータ同定後、解析領域を拡大し、改良幅、改良厚さを種々変化させた数値シミュレーション結果から最適条件を特定するものである。

8.2 解析手法の概要

8.2.1 解析手法の比較¹⁾

本研究の解析手法として、材料の大変形挙動を取扱える有限差分解法(FLAC コード：Fast Lagrangian Analysis of Continua)を用いる。FLAC は、解析モデルとしてより一般的な有限要素法に比べて、どのような特徴を持っているか述べる。両手法とも、各節点における力をそれぞれ節点変位に関係させて、それぞれの要素について、一連の微分方程式をマトリクス方程式に変換する方法を取っている。FLAC の方程式は、有限差分法から引き出されたものであるが、その結果得られた弾性材料の要素マトリクスは、有限要素法のものと似ている(三角形定ひずみについて)。しかしながら、FLAC は、次のような点で有限要素法のプログラムとは異なっている。

- ① 合離散化法が、塑性崩壊荷重と塑性流動を正確にモデル化するために使われている。この方法は、有限要素に一般的に使われる低減差分法よりも、物理的に見て、より正確であると考えられている。
- ② 質的に静的な解を得る場合にも、完全な動的運動方程式が使われている。これによって、FLAC は、数理的困難を伴うことなく、物理的に不安定なプロセスを追跡していくことができるのである。
- ③ 解法が使われている。陽解法だと、線形解析の場合とほぼ同じ計算時間で、応力/ひずみ法則の任意の非線型を追跡することができるが、陰解法ならば、非線型問題を解くにはかなり長い時間が必要となる。
- ④ FLAC は、要素を連続的にではなく、横の列と縦の列という方式で番号付けしている。ほとんどの問題の場合に、この方式の方が、特性の指定やアウトプットの解釈用として、要素を確定するのが簡単である。

また、FLAC には、次に述べるような2点の短所もある。

- ① 線形解析をする場合、FLAC は、他の同等の有限要素プログラムに比べてスピードが遅い。FLAC は、非線型問題あるいは大ひずみ問題に適用する場合や、物理的不安定を伴うような問題に適用する場合に、最も効果がある。

- ② FLAC の解析時間は、モデル化対象の系の最大固有周期と最小固有周期の比で決まる。問題によっては、モデル化するにあたり大変非効率な場合もある。

8.2.2 大変形差分解析法¹⁾

FLAC は、建設系の力学的諸問題を対象とする数値解析のための、陽解有限差分プログラムである。このプログラミングは、降伏すると塑性流動を呈する土や岩やその他の材料で構成される構造体の挙動をシミュレートするためのものである。材料は、ゾーンと呼ばれる要素で表され、これらの要素が、モデル化対象物体の形状に合わせてユーザーが調整することができる格子を形づくるようになっている。それぞれの要素は、力を加えられると、その力や境界の拘束に応答して、それぞれ線形あるいは非線型の応力/ひずみ法則に従った動きを見せる。材料は降伏したり流動したりすることがあり、格子は、それが表している材料の動きに連れて、変形したり動いたりする。FLAC は陽解法のラグランジュ方程式による解析手法と、混合-離散要素分割テクニックの使用によって、塑性的な崩壊と流動を正確にモデル化している。マトリクスは作成されないで、大量のメモリーを要しないで、大規模な二次元解析を実行することができる。陽解法の持つ欠点（時間ステップが小規模に限定されること、減衰要求の問題）は、慣性力の自動スケーリングや、破壊モードに影響を与えない自動減衰によって、ある程度克服される。

FLAC は元々、地質エンジニアや鉱山エンジニアのために開発されたプログラムであるが、これらの目的以外にも、力学上の複雑な問題解明に使うことができる幅広い能力を備えている。内臓の各種構成モデルは、地盤材料あるいは同種の材料の高度に非線型で不可逆的な応答をシミュレートすることができる。さらに、FLAC には、次のようなすぐれた特徴が備わっている。

- 滑りや分離の発生が予想されそうな面をシミュレートするためのインターフェース要素
- 平面ひずみ、平面応力軸対象の各モード
- 地下水モデルと圧密モデル（完全連成）
- 支保部材(トンネルライニングやロックボルトなど)をシミュレートする構造要素モデル
- オプションとしての動的解析
- オプションとしての粘弾性(クリープ)モデル
- オプションとしての熱(及び力学的応力と間隙圧との連成)モデル化能力
- ほとんど全ての出力変数をプロットする広範囲な性能

また、FLAC は、FISH(FLACish の短縮形)と呼ばれる強力なプログラミング言語を内臓している。図-8.1 に示す一般的な解析プロセスは、現実の環境下において発生し得る事象の順序でもあるので好都合である。

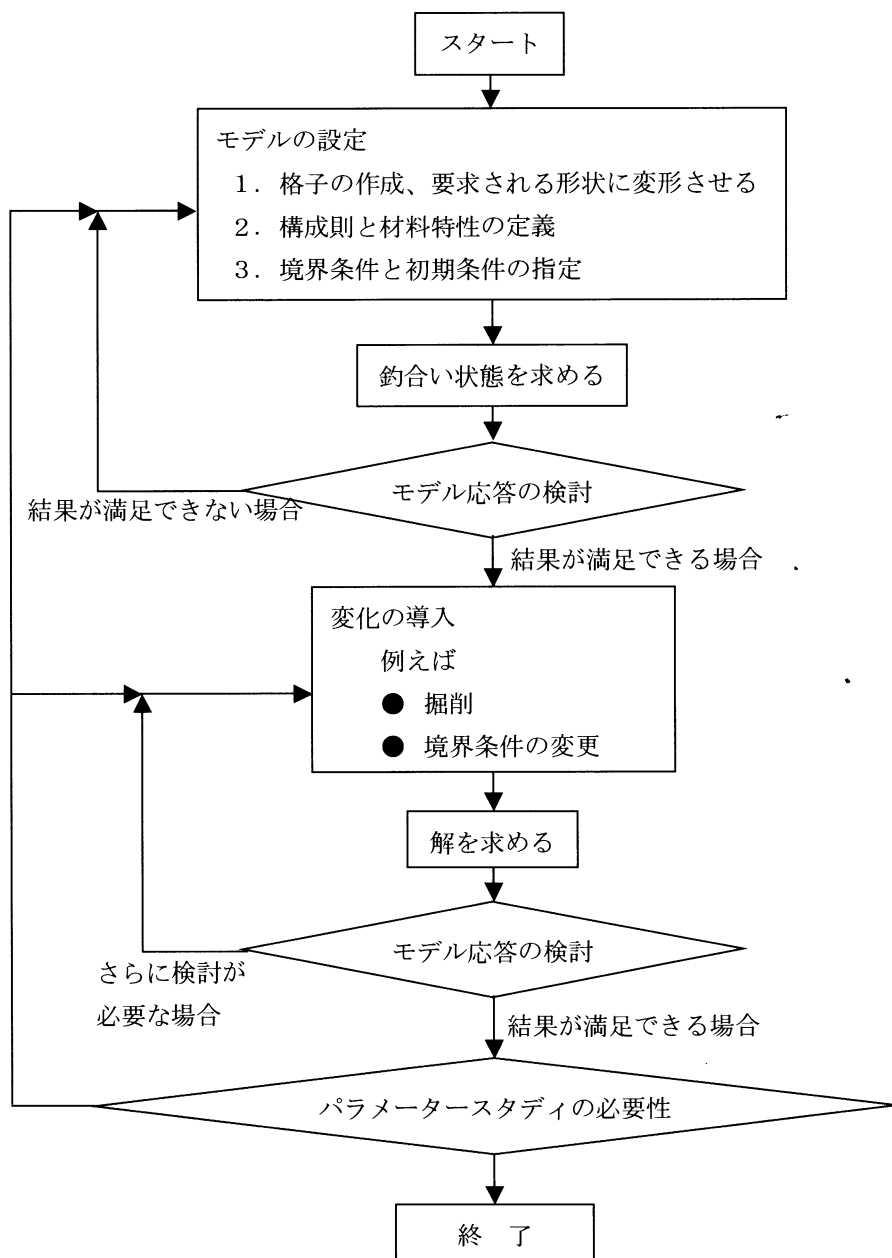


図-8.1 一般的な解析手順

8.2.3 計算手順²⁾

(a)初期条件と境界条件

境界条件には、表面摩擦力、集中力と変位が含まれる。これに加えて物体力が与えられ、初期応力状態が決定される。全ての応力と節点速度は初期状態ではゼロになる。それから初期応力が指定される。集中荷重は、作用する表面節点において指定され、また、境界変位は節点速度の項において記述される。物体力と表面の摩擦力は静的平衡状態での節点力に変換される。これらは計算のための初期状態を決定する。

(b)解析手順

大変形差分解析法は陽時間関数を使い、差分解析解を得る。全ての時間ステップに対して、計算の詳細は次に示す。

- ① 節点速度から新ひずみ速度が算出される。
- ② 各時間ステップに応じてひずみ速度と応力から新しい応力を算出するのに構成方程式が用いられる。
- ③ 応力と力から新節点速度と変位を算出するのに運動方程式が用いられる。

全ての時間ステップでこれらの一連の操作が繰り返される。またモデルの最大不均衡力(out-of-balance-force)が随時表示される。計算過程が平衡状態に達した場合、この力はゼロに近づく。また材料の塑性流れを生じたら、この力はある値に収束する。

(c)ひずみ速度の計算

四面体において、ひずみ速度テンソル成分の差分形を表わす。四面体の節点は、局部の1から4の数字で示す。表面nは節点nと向かい合っている。

既知の速度領域からスタートして、以下の式からゾーンの各四面体要素ひずみ速度テンソル成分が計算される。

$$\xi_{ij} = -\frac{1}{6V} \sum_{l=1}^4 (v_i^l n_j^{(l)} + v_j^l n_i^{(l)}) S^{(l)} \quad (8.1)$$

ここで右肩文字 l は、節点 l に関係した値であり、 (l) は表面 l における変数である。また v_i は速度成分 i の平均値である。

(d)応力の計算

ゾーン内各四角体での応力増分を計算するために、構成方程式は、増分形 H_{ij}^* で用いられる。

$$\Delta \sigma_{ij} = \Delta \tilde{\sigma}_{ij} + \Delta \sigma_{ij}^C \quad (8.2)$$

ここで

$$\Delta [\tilde{\sigma}_{ij}] = H_{ij}^* (\sigma_{ij}, \Delta \epsilon_{ij}) \quad (8.3)$$

また $\Delta \epsilon_{ij}$ は式(8.4)から導かれる。

$$\Delta \epsilon_{ij} = -\frac{\Delta t}{6V} \sum_{l=1}^4 (v_i^l n_j^l + v_j^l n_i^l) S^{(l)} \quad (8.4)$$

応力偏差 $\Delta \sigma_{ij}^C$ は微小ひずみモードは考慮されていないが、大変形モードではその値を以下の式で示している。

$$\Delta \sigma_{ij}^C = (\omega_{ik} \sigma_{kj} - \sigma_{ik} \omega_{kj}) \Delta t \quad (8.5)$$

ここで

$$\omega_{ij} = -\frac{1}{6V} \sum_l^4 (\nu_i^l n_j^{(l)} - \nu_j^l n_i^{(l)}) S^{(l)} \quad (8.6)$$

新しい応力値は応力差分を付け加えることで算出される。

(e) 節点質量の計算

質量 l における節点質量の m^l は次のように表わされる。

$$m^l = \frac{\alpha_1}{9V} \max \left(\left(n_i^{(l)} S^{(l)} \right)^2, i=1,3 \right) \quad (8.7)$$

節点 l における節点質量 $M^{(l)}$ はその節点を含む全四面体の成分の総和として表現される。

$$M^{(l)} = [[m^{(l)}]] \quad (8.8)$$

(f) 不均衡力(out-of-balance force)の計算

節点 l における不均衡力の $[p]^l$ は応力と物体力から計算され次式で示される。

$$p_i^l = \frac{1}{3} \sigma_{ij}^l n_j^{(l)} S^{(l)} + \frac{1}{4} \rho b_i V \quad (8.9)$$

点 l を含む全四面体成分の総和が求められる。また載荷荷重と集中力が加えられる場合重ね合わせ平均が実行される。こうして点 l での不均衡力 $[F]^{(l)}$ は次のように表わされる。

$$F_i^{(l)} = [[p_i]] + p_i^{(l)} \quad (8.10)$$

系が平衡状態または塑性流れ状態である場合に適しているかどうかを判断するために、不均衡力が表示される。運動方程式は静的または類似静的問題を解くために減衰しなければならない。大変形差分法における減衰機構の原則の適用は節点質量とバネの線形な形によって示される。減衰項は以下のように表わされる。

$$F_i^{(l)} = -\nu |F_i^{(l)}| \text{sign}(\nu_i) \quad (8.11)$$

これは、不均衡力に加えられる。ここで、 ν は定数であり、 $|F_i^{(l)}|$ は $F_i^{(l)}$ の絶対値を表している。

(g) 速度と変位の計算

減衰を考慮して、既知の不均衡力から新しい節点速度を計算するために、以下の式が用いられる。

$$\nu_i^{(l)}(t + \Delta t) = \nu_i^{(l)}(t) + \frac{\Delta t}{M^{(l)}} (F_i^{(l)} + F_i^{(l)}) \quad (8.12)$$

以下の式を用いて節点変位が次のように計算される。

$$u_i^{(l)}(t + \Delta t) = u_i^{(l)}(t) + \Delta t v_i^{(l)}(t + \Delta t) \quad (8.13)$$

(h)幾何学的更新の解析

大変形モードで、節点位置は以下の式を用いて更新される。その後に更新位置に基づいて、グリッドの変形が起こる。

$$x_i^{(l)}(t + \Delta t) = x_i^{(l)}(t) + \Delta t v_i^{(l)}(t + \Delta t) \quad (8.14)$$

ただし、微小変形モードでは、幾何学的修正が無視される。

8.2.4 モール・クーロンモデル²⁾

土の供試体に外力を加えると変形が生じる。外力が等方的であれば体積が収縮するだけであるが、せん断力が加わると形状変化を生じる。一般に、ひずみの小さい範囲ではせん断応力とひずみの関係は直線的であるが、せん断応力が増大するにつれてひずみの増分が大きくなり、ついにはせん断応力は増大しないでひずみのみが増大ようになる。このような状態を一般に土の破壊という。モールの破壊規準線は一般には曲線であるが、土質力学において、土の破壊包絡線が直線的になると数学的扱いが簡単になることから、このモデルの破壊包絡線は直線としている。つまりモール・クーロン規準は、土のせん断強さは応力状態に関係しない粘着力成分とせん断面に作用する垂直応力に比例する摩擦成分の和として考えられる。モール・クーロン規準において引張力を考えるため、引張強度と、粘着力/ $\tan \phi$ の小さい方を引張強度とする。

(a)応力せん断要素

FLAC3Dでのモール・クーロン規準は、応力 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ によって表される。それはこのモデルの、3つの応力ベクトルの構成要素である。またそれに対応するせん断ベクトルの構成要素は、ひずみ $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ である。

(b)増分弾性則

応力または増分応力の式はフックの法則を適用し、次式で表される。

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_1 &= \alpha_1 \Delta \varepsilon_1^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_2^e + \Delta \varepsilon_3^e) \\ \Delta \sigma_2 &= \alpha_1 \Delta \varepsilon_2^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_1^e + \Delta \varepsilon_3^e) \\ \Delta \sigma_3 &= \alpha_1 \Delta \varepsilon_3^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_1^e + \Delta \varepsilon_2^e) \end{aligned} \quad (8.15)$$

ここに α_1, α_2 はせん断弾性係数 G と体積弾性係数 K により定義される物質の定数であり

$$\alpha_1 = K + \frac{4}{3}G \quad (8.16)$$

$$\alpha_2 = K - \frac{2}{3}G$$

とする。

また、次式により

$$\Delta \underline{\sigma}_i = S_i (\Delta \underline{\varepsilon}_n^e) \quad i = 1, n \quad (8.17)$$

次のようになる。

$$\begin{aligned} S_1 (\Delta \varepsilon_1^e, \Delta \varepsilon_2^e, \Delta \varepsilon_3^e) &= \alpha_1 \Delta \varepsilon_1^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_2^e + \Delta \varepsilon_3^e) \\ S_2 (\Delta \varepsilon_1^e, \Delta \varepsilon_2^e, \Delta \varepsilon_3^e) &= \alpha_1 \Delta \varepsilon_2^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_1^e + \Delta \varepsilon_3^e) \\ S_3 (\Delta \varepsilon_1^e, \Delta \varepsilon_2^e, \Delta \varepsilon_3^e) &= \alpha_1 \Delta \varepsilon_3^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_1^e + \Delta \varepsilon_2^e) \end{aligned} \quad (8.18)$$

(c)2 つの破壊規準

FLAC モデルで用いられる破壊規準は、引張り部分を切り離したモール・クーロン規準である。その場合、3 つの主要応力を次のように決める。

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3 \quad (8.19)$$

図-8.2 が示すように、この規準は (σ_1, σ_3) 平面で表される。(圧縮応力を負とする。) 破壊包絡線 $f(\sigma_1, \sigma_3) = 0$ はモール・クーロン規準により、点 A から点 B まで $f^s = 0$ となる。

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (8.20)$$

引張り破壊規準により点 B から点 C において $f^t = 0$ となる。

$$f^t = \sigma_3 - \sigma^t \quad (8.21)$$

ここに、 ϕ は摩擦角、 c は粘着力、 σ^t は引張り応力であり、

$$N_\phi = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \quad (8.22)$$

材料の引張り強度が直線 $f^s = 0$ と (σ_1, σ_3) 平面の交点の縦軸 σ_3 の値を越えることができないことに注目する。この応力の最大値は次式で与えられる。

$$\sigma_{\max}^t = \frac{c}{\tan \phi} \quad (8.23)$$

位置の関数は、2 つの関数により記述される。それは g_s と g_t であるが、これらはそれぞれせん断塑性流動と引張り塑性流動を定義したものである。関数 g_s は、次式で与えられる。

$$g^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad (8.24)$$

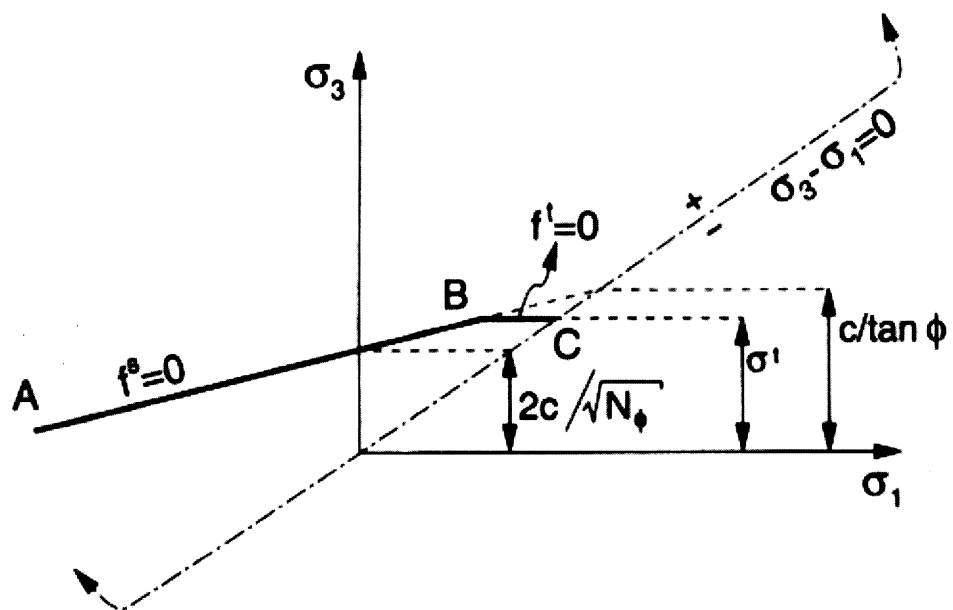


図-8.2 モール・クーロン破壊規準

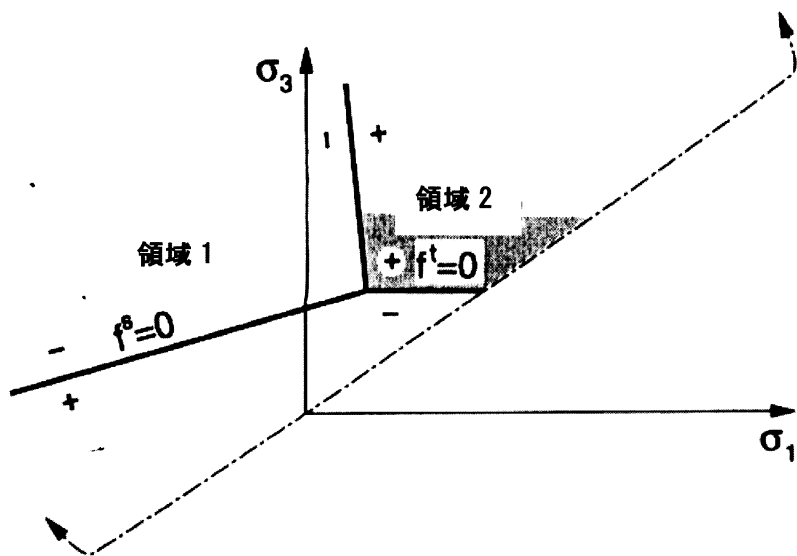


図-8.3 破壊領域

ここに、 ψ はダイレタンシー角であり

$$N_\psi = \frac{1 + \sin(\psi)}{1 - \sin(\psi)} \quad (8.25)$$

である。

関数 g_t は、次式となる。

$$g^t = \sigma^3 \quad (8.26)$$

流動則は、以下の技術適用で固有の定義を与えられる。関数 $h(\sigma_1, \sigma_3)=0$ は、図-8.3 が示すように、 (σ_1, σ_3) 平面上で、 $f^s=0$ と $f^t=0$ に挟まれた斜線部分により表現される。

図が示すように、関数は正か負の領域で選ばれ、次式でとなる。

$$h = \sigma_3 - \sigma^t + a^P(\sigma_1 - \sigma^P) \quad (8.27)$$

ここに

$$a^P = \sqrt{1 + N_\phi^2} + N_\phi \quad (8.28)$$

$$\sigma^P = \sigma^t N_\phi - 2c\sqrt{N_\phi}$$

合成降伏関数の中での弾性則は、 (σ_1, σ_3) 平面において、それぞれ正か負に対応する領域 1 または領域 2 のどちらでも表現できる。もし領域 1 ならばせん断破壊と断言され、ポテンシャル関数 g^s を用いて導かれる流動則を用いる曲線 $f^s=0$ にその応力点はある。もし領域 2 ならば引張り破壊となり、 g^t を用いて導かれる流動則を使った $f^t=0$ と応力点は一致する。

(d)塑性調整

はじめに、せん断破壊を考えると、式(8.23)の偏微分より、

$$\begin{aligned} \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_1} &= 1 \\ \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_2} &= 0 \\ \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_3} &= -N_\psi \end{aligned} \quad (8.29)$$

$\partial g^s / \partial \sigma_1$, $\partial g^s / \partial \sigma_2$, $\partial g^s / \partial \sigma_3$ の代わりに $\Delta \varepsilon_1^e$, $\Delta \varepsilon_2^e$, $\Delta \varepsilon_3^e$ を代入し、それぞれ(8.18)

より、

$$s_1 \left(\frac{\partial g^s}{\partial \sigma_1}, \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_2}, \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_3} \right) = \alpha_1 - \alpha_2 N_\psi$$

$$s_2 \left(\frac{\partial g^s}{\partial \sigma_1}, \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_2}, \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_3} \right) = \alpha_2 (1 - N_\psi) \quad (8.30)$$

$$s_3 \left(\frac{\partial g^s}{\partial \sigma_1}, \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_2}, \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_3} \right) = -\alpha_1 N_\psi + \alpha_2$$

(8.20)式から、

$$\begin{aligned} \sigma_1^N &= \sigma_1^I - \lambda^s (\alpha_1 - \alpha_2 N_\psi) \\ \sigma_2^N &= \sigma_2^I - \lambda^s \alpha_2 (1 - N) \\ \sigma_3^N &= \sigma_3^I - \lambda^s (-\alpha_1 N_\psi + \alpha_2) \end{aligned} \quad (8.31)$$

ここに、

$$\lambda^s = \frac{f^s(\sigma_1^I, \sigma_3^I)}{(\alpha_1 - \alpha_2 N_\psi) - (-\alpha_1 N_\psi + \alpha_2) N_\phi} \quad (8.32)$$

次に、引張り破壊を考える。(9.25)式の偏微分より、

$$\begin{aligned} \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_1} &= 0 \\ \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_2} &= 0 \\ \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_3} &= 1 \end{aligned} \quad (8.33)$$

(8.18)式より次式が得られる。

$$\begin{aligned} s_1 \left(\frac{\partial g^t}{\partial \sigma_1}, \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_2}, \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_3} \right) &= \alpha_2 \\ s_2 \left(\frac{\partial g^t}{\partial \sigma_1}, \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_2}, \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_3} \right) &= \alpha_2 \\ s_3 \left(\frac{\partial g^t}{\partial \sigma_1}, \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_2}, \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_3} \right) &= \alpha_1 \end{aligned} \quad (8.34)$$

$f = f^t$ とし、(8.20)式から、

$$\begin{aligned}\sigma_1^N &= \sigma_1^I - \lambda^t \alpha_2 \\ \sigma_2^N &= \sigma_2^I - \lambda^t \alpha_2\end{aligned}\tag{8.35}$$

$$\sigma_3^N = \sigma_3^I - \lambda^t \alpha_1$$

そして、

$$\lambda^t = \frac{\sigma_3^I - \sigma^t}{\alpha_1}\tag{8.36}$$

最後に(8.34)式に(8.35)式を代入して、

$$\begin{aligned}\sigma_1^N &= \sigma_1^I - (\sigma_3^I - \sigma^t) \frac{\alpha_2}{\alpha_1} \\ \sigma_2^N &= \sigma_2^I - (\sigma_3^I - \sigma^t) \frac{\alpha_2}{\alpha_1} \\ \sigma_3^N &= \sigma^t\end{aligned}\tag{8.37}$$

$\sigma_1^N, \sigma_2^N, \sigma_3^N$ の評価の後、塑性調整による影響がなかったと仮定に基づき応力テンソル構成要素はリファレンス軸のシステムにおいて数値を求められる。

8.2.5 修正 Cam-Clay モデル²⁾

本研究では、軟弱地盤をモデル化する際、材料モデルとして粘性土のせん断・圧密の計算に広く用いられている修正 Cam-Clay モデル(以下 Cam-Clay モデル)を適用した。Cam-Clay モデルは硬化/軟化する弾塑性モデルであり、特徴として、特定の非線形弾性の形と体積の塑性ひずみで制御された硬化/軟化の挙動を含んでいる。破壊包絡線は、主応力空間での平均応力軸に関して回転する回転楕円である。以下にその概説を示す。

(a)増分弾性則

モデル定義に関わる応力成分は、平均有効圧力 p と、軸差応力 q であり次式で表される

$$\begin{aligned}p &= -\frac{1}{3}\sigma_{ii} \\ q &= \sqrt{3J_2}\end{aligned}\tag{8.38}$$

ここで、アインシュタイン加算式が適用され、 J_2 は有効軸差応力テンソル[s]の第2不変系である

$$J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij} \quad (8.39)$$

p と q に関連している増分ひずみの変数は、体積ひずみの増分 $\Delta \epsilon_p$ とせん断ひずみの増分 $\Delta \epsilon_q$ であり、次式が得られる。

$$\begin{aligned} \Delta \epsilon_p &= -\Delta \epsilon_{ii} \\ \Delta \epsilon_q &= \frac{2}{3} \sqrt{3 \Delta J'_2} \end{aligned} \quad (8.40)$$

ここで、 $\Delta J'_2$ は増分軸差ひずみのテンソル $\Delta[e]$ の第 2 不変系を表す。

$$\Delta J'_2 = \frac{1}{2} \Delta e_{ij} \Delta e_{ij} \quad (8.41)$$

FLAC3D の塑性流動の計算式では、塑性と弾性両方の主要ひずみの増分ベクトルがその時の主応力ベクトルと同軸にあるという仮定に基づく。そして、ひずみの増分は、次式のように弾性と塑性の部分に分解される。

$$\begin{aligned} \Delta \epsilon_p &= \Delta \epsilon_p^e + \Delta \epsilon_p^p \\ \Delta \epsilon_q &= \Delta \epsilon_q^e + \Delta \epsilon_q^p \end{aligned} \quad (8.42)$$

変動パラメータは比体積 v で、次式で表される。

$$v = \frac{V}{V_s} \quad (8.43)$$

ここで、 V_s は土の体積 V に含まれる土粒子の体積である。また、体積ひずみ ϵ_p と比体積の増分に関する関係式はこのように与えられる。

$$\Delta \epsilon_p = -\frac{\Delta v}{v} \quad (8.44)$$

そして、新しい比体積 v^N は次式のように計算され進展する。

$$v^N = v(1 - \Delta \epsilon_p) \quad (8.45)$$

フックの法則で表現される応力とひずみの増分の関係式は次式のようにになる。

$$\begin{aligned}\Delta p &= K \Delta \epsilon_p^e \\ \Delta q &= 3G \Delta \epsilon_q^e\end{aligned}\quad (8.46)$$

ここで、 $\Delta q = \sqrt{3\Delta J_2}$ と ΔJ_2 は増分軸差応力の第2不変系を表す。

$$\Delta J_2 = \frac{1}{2} \Delta s_{ij} \Delta s_{ij} \quad (8.47)$$

Cam-Clay モデルでは、式(8.46)の中の体積弾性係数 K を更新することで、標準圧密試験から実験的に得られる非線形の挙動を反映する。標準圧密試験の結果は、図-8.4 のような片対数軸にプロットされる。

図を見ると、正規圧密圧力 p が増加するに伴い材料の比体積 v は減少している。材料の状態を表す点は、次式で定義された正規圧密線に沿って動く。

$$v = v_\lambda - \lambda \ln \frac{p}{p_1} \quad (8.48)$$

ここで、 p_1 は基準圧力であり、 λ と v_λ は物質的なパラメータ(λ は正規圧密線の勾配、 v_λ は正規圧密線上の p_1 に対応する比体積)である。

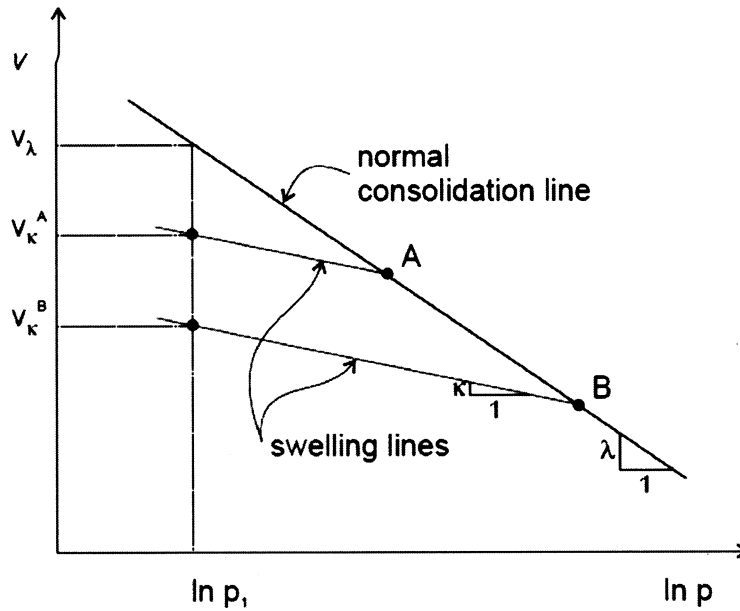


図-8.4 標準圧密試験による正規圧密線と除荷による弾性膨張線

図の点 A または点 B から除荷した際の経路は、弾性膨張線の勾配 κ に沿って動き、そこから載荷すると、再び正規圧密線の勾配で動く。膨張線の方程式はこのようになる。

$$v = v_{\kappa} - \kappa \ln \frac{p}{p_1} \quad (8.49)$$

ここで、 κ は材料パラメータであり、 v_{κ} の値は膨張線が引かれたの足の位置(正規圧密線上)に依存する。図-8.4 でいえば、足の位置が点 A であれば v_{κ}^A 、点 B であれば v_{κ}^B となる。リバウンド可能な比体積 Δv^e は式(8.49)を微分し、次式のように表すことができる。

$$\Delta v^e = -\kappa \frac{\Delta p}{p} \quad (8.50)$$

上式の両辺を v で除した後、式(8.44)を用いて

$$\Delta p = \frac{vp}{\kappa} \Delta \epsilon_p^e \quad (8.51)$$

と表せる。

Cam-Clay モデルでは、上式により、いかなる平均圧力の変化も体積の弾性変化によって決定されると想定される。式(8.46)との比較することによって材料の体積弾性係数の以下のように表現する。

$$K = \frac{vp}{\kappa} \quad (8.52)$$

一般的な載荷条件下では、 v - $\ln p$ 面において、特定の間接点の位置は A 点のように正規圧密線の下側に位置づけられる(図-8.5 参照)。式(8.49)に使われた法則によって、その点からの弾性的な経路は点 A を通り膨張線に沿って進行する。

膨張線や正規圧密線の交点にある比体積や平均圧力は、(正規)圧密(比)体積や(正規)圧密圧力と呼ばれる(A 点の場合は v_c^A や p_c^A)。応力における変化の増分は、点 A から点 A' へ移ると考えると、点 A' では、圧密体積 $v_c^{A'}$ と強化圧力 $p_c^{A'}$ は対応している。塑性体積の増分 Δv^p は図の膨張線と膨張線との間の鉛直方向の距離から測れる。式で表記すると

$$\Delta v^p = -(\lambda - \kappa) \frac{\Delta p_c}{p_c} \quad (8.53)$$

となる。

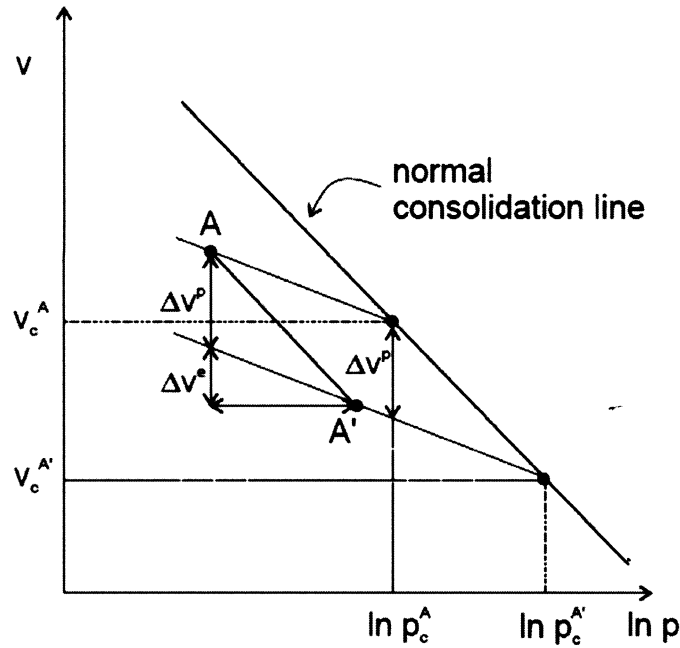


図-8.5 圧密応力増分の変化に対応する塑性体積変化

両辺を v で割り、式(8.44)と比較して次式が得られる。

$$\Delta \epsilon_p^p = \frac{\lambda - \kappa}{v} \frac{\Delta p_c}{p_c} \quad (8.54)$$

したがって、平均圧力が変化するときには常に弾性の体積変化が起こるが、圧密圧力が変化する場合にだけ、塑性の体積変化が起こる。

(b)降伏関数とポテンシャル関数

圧密圧力の特定の値 p_c に対応する降伏関数は次式である。

$$f(q, p) = q^2 + M^2 p(p - p_c) \quad (8.55)$$

ここで、 M は材料定数である。降伏条件 $f=0$ は、面 (q, p) において p_c を長径 Mp_c を短径とする楕円によって表される(図-8.6 参照)。また、その楕円は原点を通る。したがって、このモデルの中の材料は統合的な引張応力を支持することができない。

その破壊基準は、平均応力軸の回転楕円体による主応力空間で表される。(一定の平均有効圧力 p において、降伏表面を通過するどんな断面も円である。)

ポテンシャル関数 g は、連合流れ則に従い、

$$g = q^2 + M^2 p(p - p_c) \quad (8.56)$$

と表される。

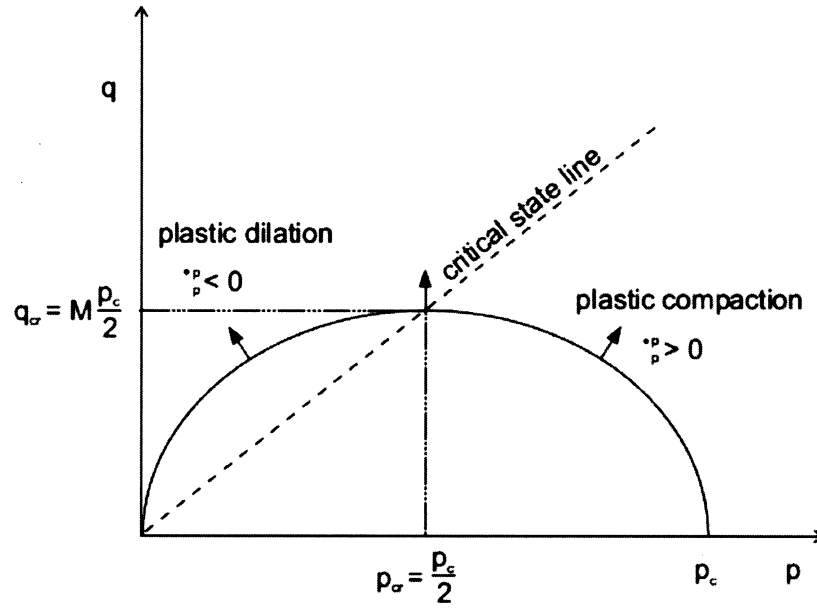


図-8.6 FLAC^{3D}での Cam-Clay モデルの破壊基準

(c) 塑性の補正

塑性流動は流れ則を用いて次式のように表せる。

$$\begin{aligned} \Delta \epsilon_p^p &= \lambda^v \frac{\partial g}{\partial p} \\ \Delta \epsilon_q^p &= \lambda^v \frac{\partial g}{\partial q} \end{aligned} \quad (8.57)$$

ここで、 λ^v は変化の大きさを表す乗数である。式(8.56)を用いて、偏微分をした後に次式が得られる

$$\begin{aligned} \Delta \epsilon_p^p &= \lambda^v c_a \\ \Delta \epsilon_q^p &= \lambda^v c_b \end{aligned} \quad (8.58)$$

ここで、

$$\begin{aligned} c_a &= M^2(2p - p_c) \\ c_b &= 2q \end{aligned} \quad (8.59)$$

弾性ひずみの増分は、塑性ひずみの減分として式(8.42)から表せる。
さらに式(8.58)を使用する際に、式(8.46)で表した関係式は

$$\begin{aligned} \Delta p &= K(\Delta\epsilon_p - \lambda^v c_a) \\ \Delta q &= 3G(\Delta\epsilon_q - \lambda^v c_b) \end{aligned} \quad (8.60)$$

となる。

上付き文字の N と O で新しい圧力と過去の圧力を分けて示すと、まず

$$\begin{aligned} p^N &= p^O + \Delta p \\ q^N &= q^O + \Delta q \end{aligned} \quad (8.61)$$

と表せば、式(8.59)に代入して

$$\begin{aligned} p^N &= p^I - \lambda^v K c_a \\ q^N &= q^I - \lambda^v 3G c_b \end{aligned} \quad (8.62)$$

となる。ここで、上付き文字の I は、過去の圧力に、弾性的な圧力の増分を加えて変化した圧力を表し、弾性的な増分は、トータルのひずみ増分によって計算される。すなわち

$$\begin{aligned} p^I &= p^O + K \Delta\epsilon_p \\ q^I &= q^O + 3G \Delta\epsilon_q \end{aligned} \quad (8.63)$$

新しい応力点が降伏表面に位置づけられることによって、 λ^v が定義される。また、式(8.62)で得られる p^N と q^N を $f(q, p)=0$ (式(8.55) 参照) の p と q に代入して整理すると、次式が得られる。

$$a(\lambda^v)^2 + b\lambda^v + c = 0 \quad (8.64)$$

ここで、

$$\begin{aligned} a &= (MKc_a)^2 + (3Gc_b)^2 \\ b &= - \left[Kc_a c_a^I + 3Gc_b c_b^I \right] \\ c &= f(q^I, p^I) \end{aligned} \quad (8.65)$$

図-8.6 で点($p_{cr}=p_c/2$, $q_{cr}=Mp_c/2$)に対応する臨界点では、降伏曲線 $f=0$ に対する法線が、 q -軸に平行であることに着目すると、流れ則が関連しているため、塑性体積ひずみ率の成分はそこで消失する。硬化法則式(8.54)の結果より、圧密圧力 p_c は変化しないことになる。材料の応力状態が、比体積や応力レベルで付随の変化なしに、無制限のせん断ひずみが生じる限界状態に達する。

次式を用いることで、新しい応力成分 σ_{ij}^N は古くて新しい一般化された応力値によって表される。

$$\sigma_{ij}^N = s_{ij}^N + p^N \delta_{ij} \quad (8.66)$$

ここで、

$$s_{ij}^N = s_{ij}^I \frac{q^N}{q^I} \quad (8.67)$$

そして、 $[s]$ は、軸差応力テンソルである。

(d)硬化および軟化の規則

降伏曲線の大きさは圧密圧力 p_c の値に依存する(式(8.55)参照)。この圧力は塑性体積変化の関数であり、式(8.54)に見られるように、比体積によって異なる。次式を使用し、圧密圧力を繰り返し更新していく。

$$p_c^N = p_c \left(1 + \Delta \epsilon_p^p \frac{v}{\lambda - \kappa} \right) \quad (8.68)$$

ここで、 $\Delta \epsilon_p^p$ は塑性体積ひずみの増分であり、 v はその時の比体積、 λ と κ は材料物性値である。

(e)初期応力状態

FLAC^{3D} の Cam-Clay モデルは、圧縮の平均有効応力に対応する応力状態の材料にのみ適切であり、その他の材料をモデル化することには適さない。材料(Cam-Clay モデルを利用する前の)の初期状態はこの条件を満たしていなければならない。初期応力状態は、INITIAL コマンドを使用することで指定したものか、別の構成モデルを用いて解析した結果である。 p_0 と定義された初期の有効圧力が負である領域に Cam-Clay モデルを適用すると、エラーメッセージが告げられる。

(f)過圧密比

過圧密比 R は、領域の初期の先行圧密圧力(材料物性値)と初期圧力 p_0 との比である。

$$R = \frac{p_{c0}}{p_0} \quad (8.69)$$

この比は Cam-Clay モデル材料の挙動の特徴を表すパラメータである。

8.3 遠心力载荷模型実験に対する解析

8.3.1 解析モデルおよび材料物性値

遠心力载荷模型実験モデルの 80 倍の形状を想定し幅 40m、深度 11.2m の粘土層を有する地盤に改良層及び盛土を構築する。これを FLAC にてモデル化し数値解析を行った。地盤条件は本章の 8.1 概要で述べた地盤構成概要のように設定し、改良層および盛土にモール・クーロンモデルを、粘土層に修正 Cam-Clay モデルを採用した。

解析で用いた物性値を表-8.1 に示す。解析ケースは実験ケース時の名称に統一する。図-8.7、表-8.2 に解析モデルと解析ケースをそれぞれ示す。

解析手順は、最初に粘土層のみで自重圧密し、その後改良層と盛土を配置し载荷前の状態を再現した。その後、载荷板に相当する位置に 60kPa(10kPa を計 6 段階)を加え、その際に発生する応力を支持力として取扱った。ここで、ひずみ制御ではなく応力制御を採用した理由としては、速度に関する相似則は n 倍と表され(7.4 遠心力载荷模型実験における相似則 参照)、模型実験での貫入速度 0.05mm/sec を実地盤スケールの換算すると 6.25×10^{-7} m/sec となり、この状態で解析を行ったところ、支持力が発生しなかったためである。

表-8.1 材料物性値³⁾

(a) 改良層および盛土(モール・クーロンモデル)

項目	改良層&盛土
湿潤密度 (g/cm ³)	1.59
粘着力 (kPa)	357
内部摩擦角 (deg)	35.5
引張強度 (kPa)	155
ダイレイタンシー角 (deg)	2
体積弾性係数 (kPa)	15200
せん断弾性係数 (kPa)	9110

(b) 粘土層(修正 Cam-Clay モデル)

項目	粘土層
圧密先行応力 (kPa)	351
材料摩擦定数	1.70
正規圧密曲線の勾配 (rad)	0.452
弾性膨張線の勾配 (rad)	0.0610
初期比体積	2.53
最大体積弾性係数 (kPa)	7380
せん断弾性係数 (kPa)	4430
圧密降伏応力 (kPa)	26.7
圧密降伏応力での比体積	3.56

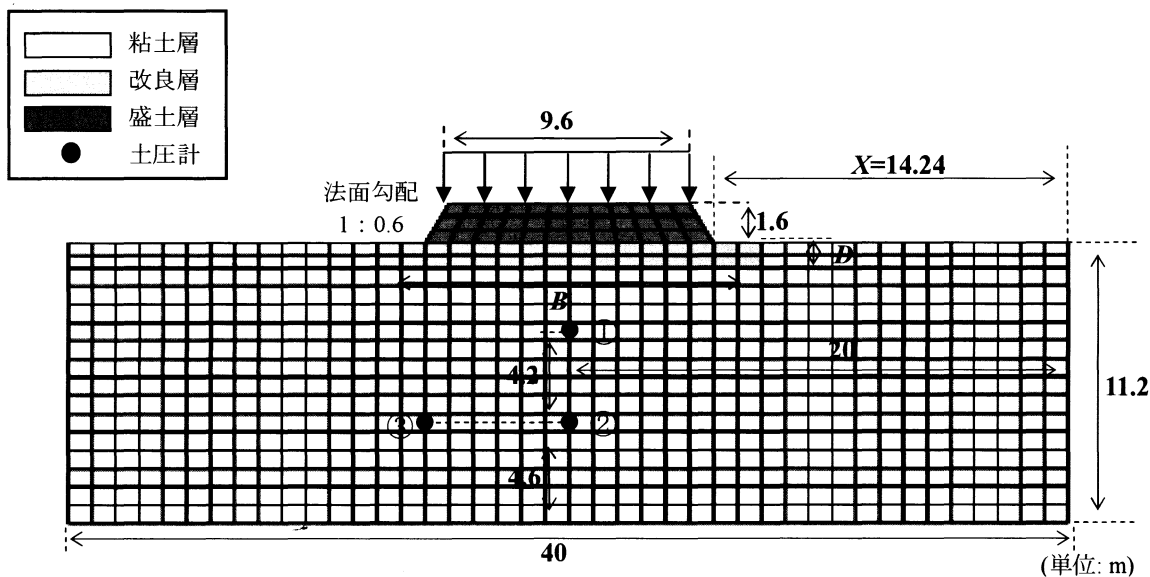


図-8.7 解析モデル

表-8.2 解析ケース

ケース名	改良層	盛土	B (m)	D (m)
N	×	○	0	0
SS	○	○	11.5	1
LS	○	○	15.4	1
LD	○	○	15.4	1.5

8.3.2 解析結果

(a) 載荷前

表-8.3 に理論値、実験値および解析値の載荷前の比較を示す。また、図-8.8 に載荷前における土圧分布を示す。理論値は第 7 章で取扱ったものと同じである。LS を除く全ケースで土圧計①については、解析値よりも実験値の方が理論値に近いが、土圧計②、③においては解析値も実験値と同様に理論値に近い値を示した。特に、土圧計③においては実験値よりも解析値の方が理論値に近い値を示している。このことより、解析においても仮想地盤の応力状態を再現できていることが伺える。実験では設置した 3 つの土圧計の位置のみしか応力を測ることができなかったが、解析によって得られた図-8.5 から、仮想地盤内において任意の位置のおおよその応力が把握できる。

表-8.3 載荷前における土圧

(a) N

	解析値	実験値	理論値
土圧計①	48.0	56.64	56.77
土圧計②	105	95.16	107.54
土圧計③	98.2	93.88	98.43

(a) SS

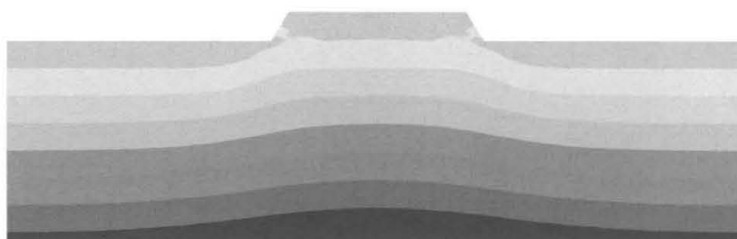
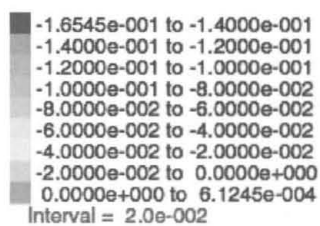
	解析値	実験値	理論値
土圧計①	47.0	57.43	59.13
土圧計②	105	107.07	109.41
土圧計③	99.8	100.94	99.58

(c) LS

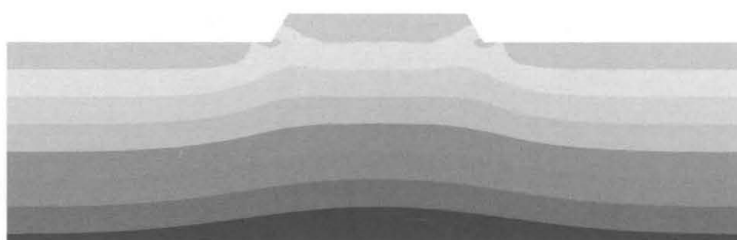
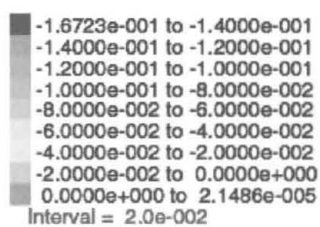
	解析値	実験値	理論値
土圧計①	47.1	40.57	59.16
土圧計②	105	99.08	109.63
土圧計③	100	95.45	100.02

(d) LD

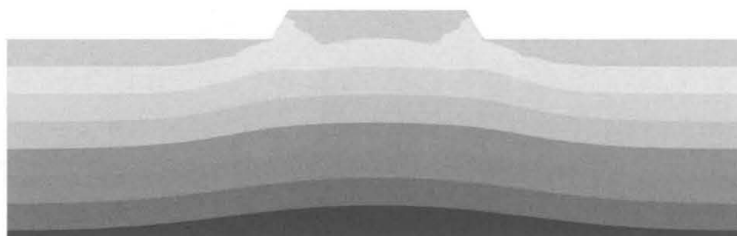
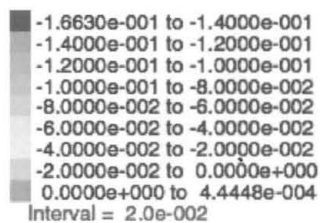
	解析値	実験値	理論値
土圧計①	44.5	52.63	60.36
土圧計②	107	104.17	110.67
土圧計③	104	91.63	100.82



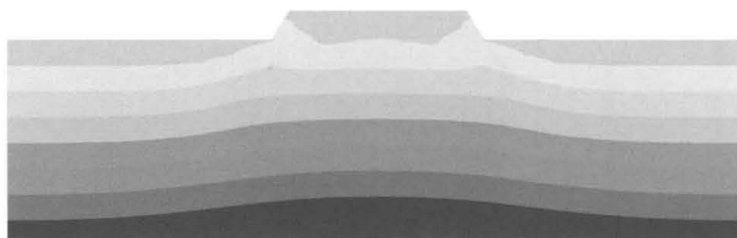
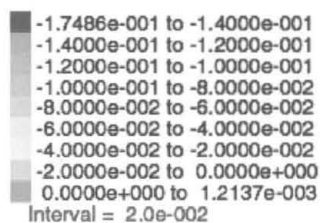
(a) N



(b) SS



(c) LS



(d) LD

図-8.8 载荷前における土圧分布

(b) 破壊領域⁴⁾

図-8.9 に 60kPa 載荷後の破壊領域を示す。図を見ると、全ケースで盛土または改良層の下部から引張破壊が生じていることが確認できる。実験では、N において盛土が完全に破壊していることが確認された。しかし、N を除くケースでは、改良層下部に多少の破壊箇所が見られたものの、著しい破壊は見られなかった。これは、実験では、粘土層を切り取り前もって作成した改良部分を埋め込むため、改良層と粘土層の境界にインターフェイスが存在するが、解析ではインターフェイス要素を導入しなかったことが影響したと考えられる。すなわち、インターフェイスが無く、粘土層が側方に変位することで引張応力が生じ、実験よりも引張破壊が生じやすくなったということが推察される。また、実験では張り出した改良部分が破壊し、SS と同様の形状になったが、解析では引張破壊による概念上の空隙が記録されないことも影響したと考えられる。

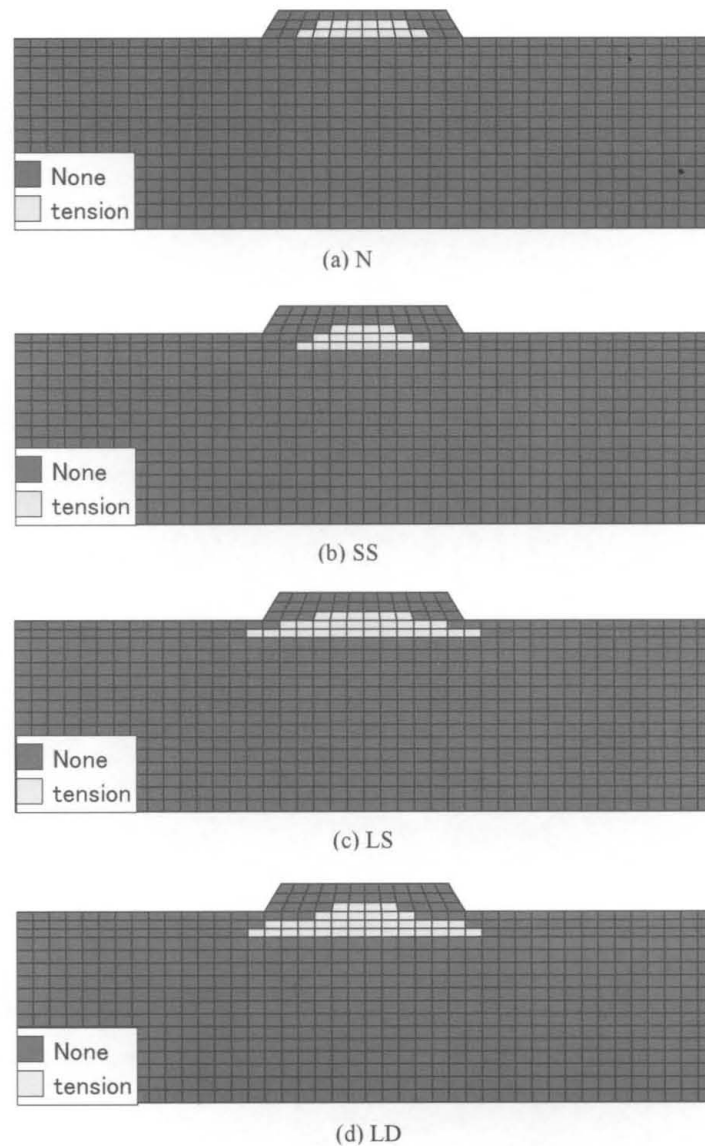


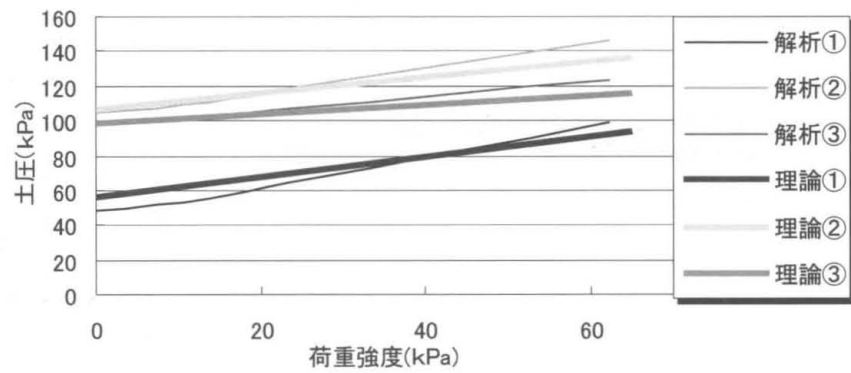
図-8.9 60kPa 載荷後における破壊領域

(c) 荷重強度-土圧関係

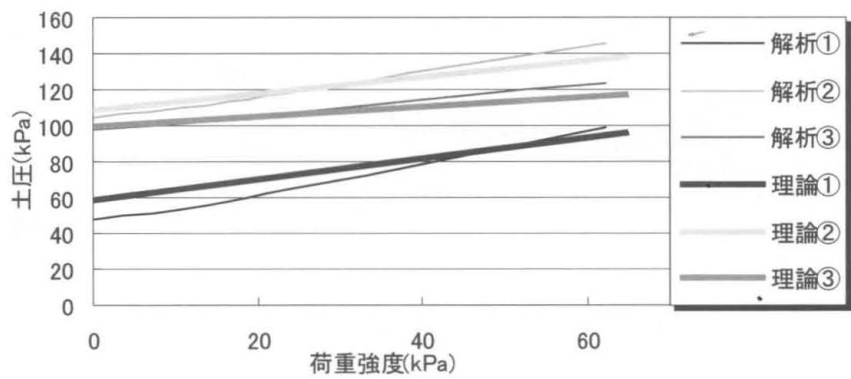
荷重強度-土圧関係を図-8.8 に理論値と比較したものを、図-8.9 に実験値と比較したものを示す。ここで、凡例に示されている番号は実験における土圧計の番号と対応しており、同じ番号の土圧計と同じ位置の応力を示している。

図-8.8 を見ると、ほぼ理論どおりの応力状態が再現できていることが伺える。しかし、全体的に、解析値の方が勾配は大きい傾向にある。これは、早い段階で改良層に引張破壊が生じ、改良層による支持力の増加が得られなかったためと考えられる。

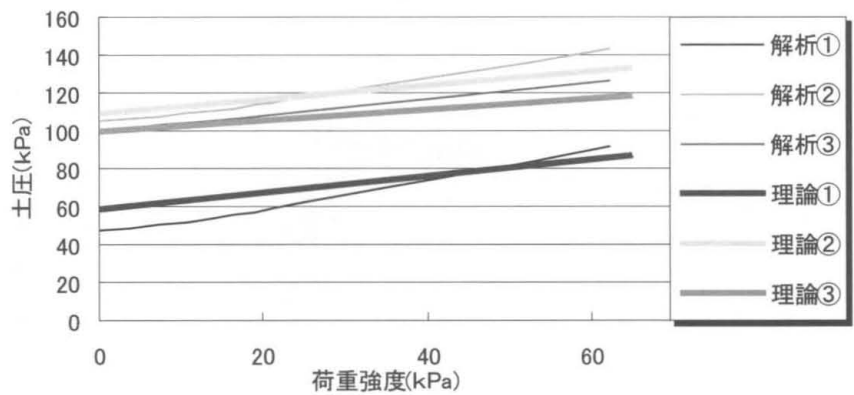
図-8.9 を見ると、③において、LD 以外のケースでは解析値の方が実験値よりも小さい値を示している。この原因は第 7 章でも述べたようにフーティング載荷装置の不備により計測できた荷重よりも大きな荷重がかけられていたことが考えられる。また、②では、解析値の方が、実験値よりも大きい値を示す傾向にある。これは、解析では引張破壊による概念上の空隙が記録されないため、改良層と粘土との接触面の相違によって、実験では摩擦の影響が大きかったことが推察される。



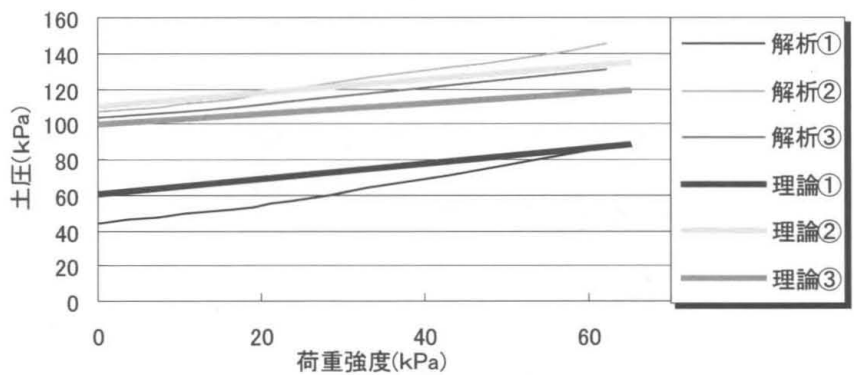
(a) N



(b) SS

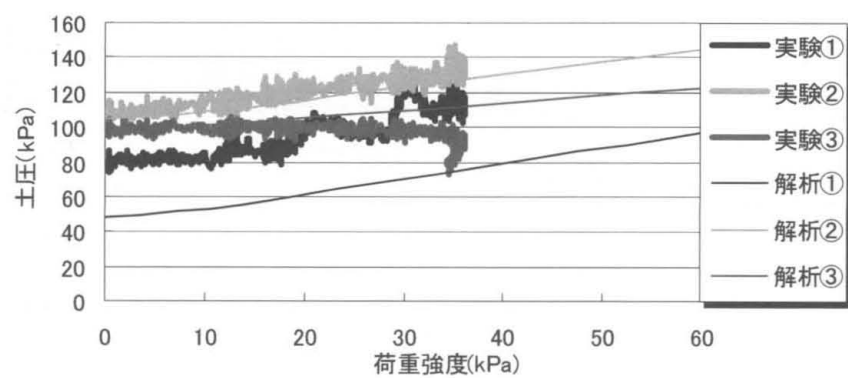


(c) LS

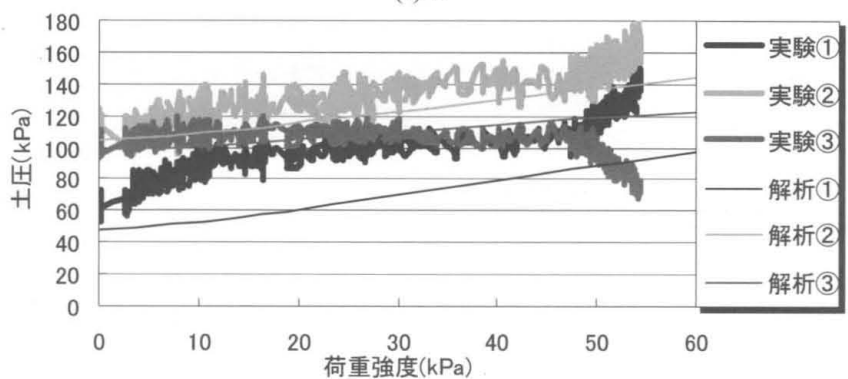


(d) LD

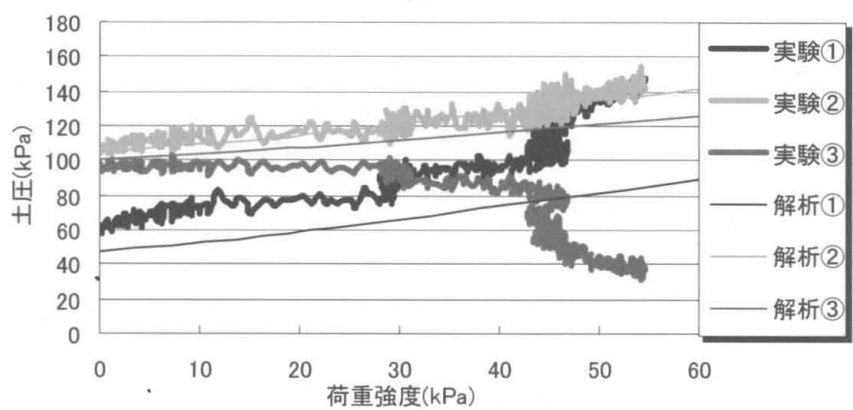
図-8.10 荷重強度-土圧関係(理論値と比較)



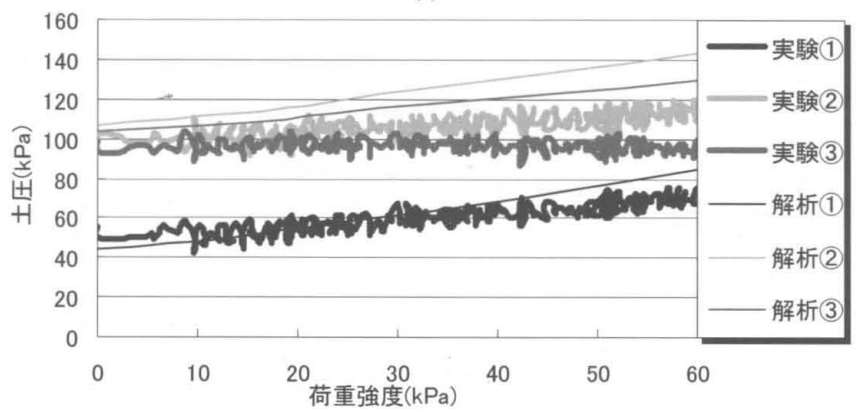
(a) N



(b) SS



(c) LS



(d) LD

図-8.11 荷重強度-土圧関係(実験値と比較)

(d) 荷重強度-沈下量関係

図-8.10 に荷重強度-沈下量関係を示す。また、図-8.11 に全4ケースを2 ケースずつに分け、実験と比較した結果を示す。実験と同様に、解析でも改良範囲が大きいほど沈下が抑制される結果が得られた。しかし、図-8.13 からわかるが、解析値が実験値よりも大幅に沈下量が小さい。これは、先述のように、実験ではフーティング載荷装置の不備により計測できた荷重よりも大きな荷重がかけられていたことや、インターフェイス等の粘土と改良層との境界部分の摩擦の影響が原因として考えられる。また、実験では含水比の調整などによって練り返した粘土を使用しており、自重圧密が不十分で、粘土の物性が解析に用いた材料物性値と異なっていたことも考えられる。

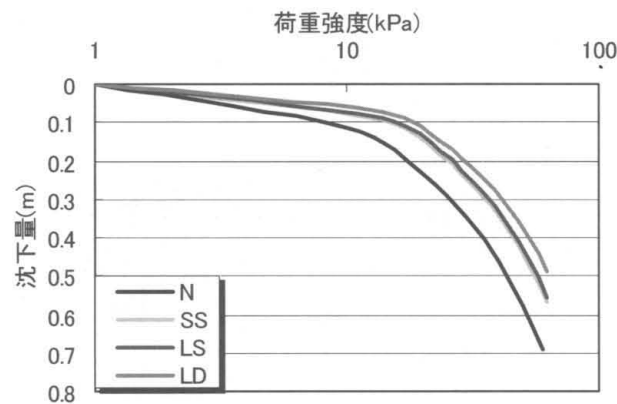


図-8.12 荷重強度-沈下量(解析のみ)

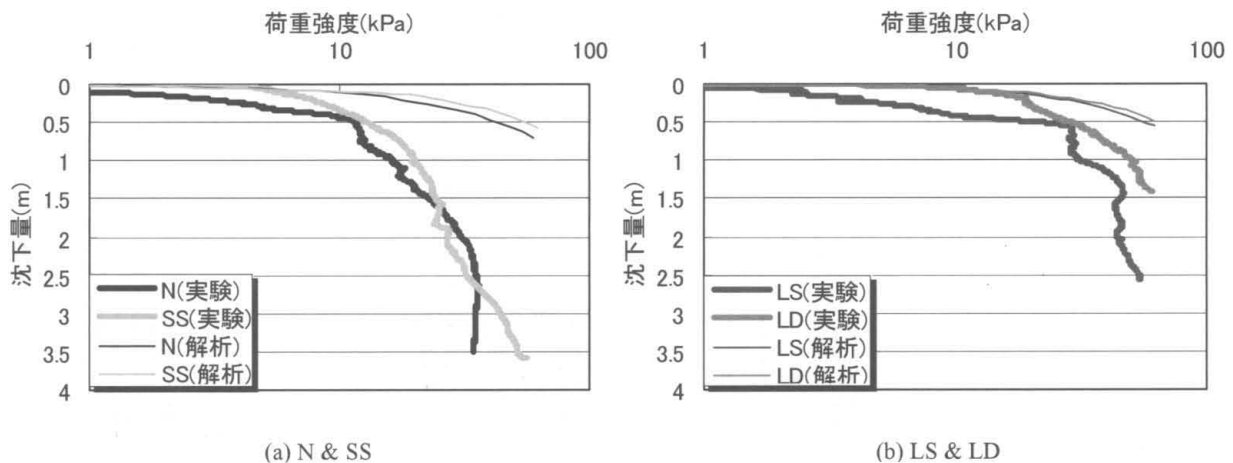


図-13 荷重強度-沈下量(実験と比較)

(e) 変形挙動

図-8.12 に変位ベクトルを示す。実験と同様に改良範囲を大きくするほど沈下や側方への変位が抑制されており、改良範囲を大きくすることで、周辺地盤への影響を軽減させることができることが伺える。また、実験と比較(図-7.8)すると最下部の側方変位が解析の方が大きいことが読み取れる。これは、実験では試料容器との境界に摩擦力が生じるが、解析ではその影響がないためと考えられる。このことより、すべり面の把握や、軟弱層の詳細な変位を把握しようとする場合は実験よりも解析の方が有用であると言える。

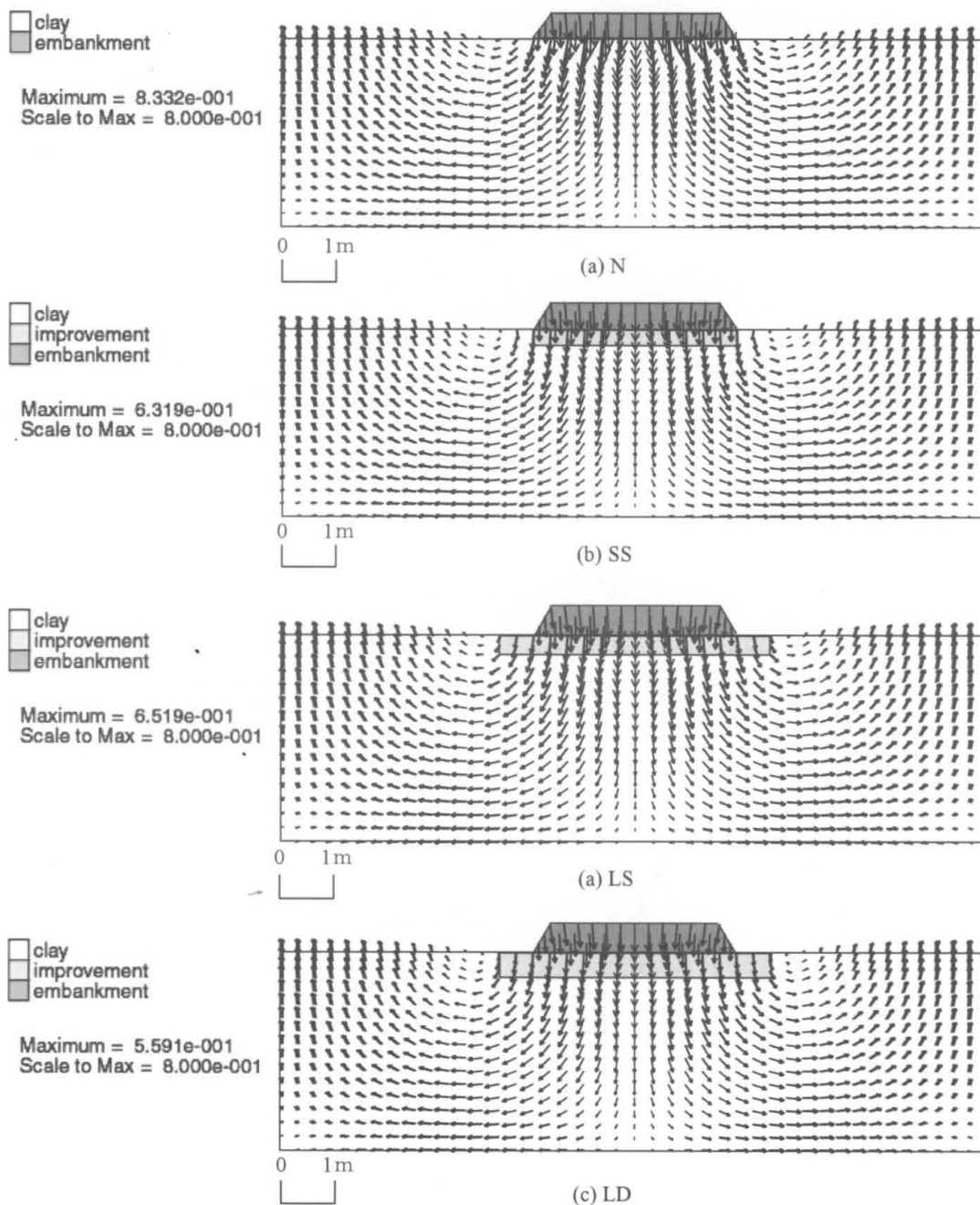


図-8.12 変位ベクトル

8.4 実地盤を模擬した数値シミュレーション

8.4.1 解析モデル

次にパラメトリックスタディにより、前節で使用した材料物性値を用い、改良幅 B 、改良厚さ D を種々変化させた数値シミュレーションを行う。その結果より改良層の設計の最適条件を特定する。図-8.13 に数値シミュレーションにおける解析モデルを示す。解析モデルは図-8.4 と基本的には同じであるが、より実地盤の挙動予測をするため、図中における X を $3X (=42.7\text{m})$ とし、解析領域を拡大した。ただし、本解析は対称軸から右半分を取り上げ解析を行った。

数値シミュレーションにおける解析ケースを表-8.4 に示す。ケース名は改良幅 D と改良厚さ B の長さ(m)を用い、 B/D で表示したものであるが、実数にすると複雑になるため実数化せずに用いた。また、比較対照として設定した改良層を有さないケースは便宜上 $B/D=0/0$ としている。

表-8.4 数値シミュレーションケース

ケース(B/D)	B	D
	(m)	(m)
0/0	0	0
5.8/1	5.8	1
5.8/1.5	5.8	1.5
7.7/1	7.7	1
7.7/1.5	7.7	1.5
9.6/1	9.6	1
9.6/1.5	9.6	1.5

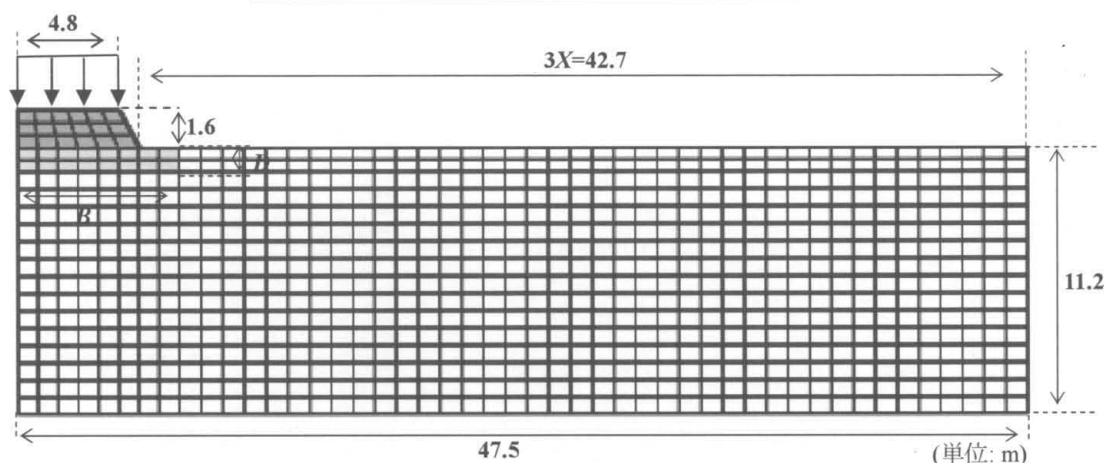


図-8.13 解析モデル

8.4.2 解析結果

(a) 応力状態

載荷終了時の土圧分布をケースごとに図-8.14 に示す。改良深さ D で最大土圧を比較してみると、 D が大きい方が最大土圧が大きくなる傾向がある。同様に改良幅 B で比較してみると、 $B \geq 7.7\text{m}$ であれば B が大きくなるほど最大土圧は小さくなるが、ほぼ同値である。これらのことから、改良幅 B や改良厚さ D に最大土圧はそれほど依存していないことがわ

かった。ただし、改良幅を大きくすることで荷重分散効果が得られることが示唆された。

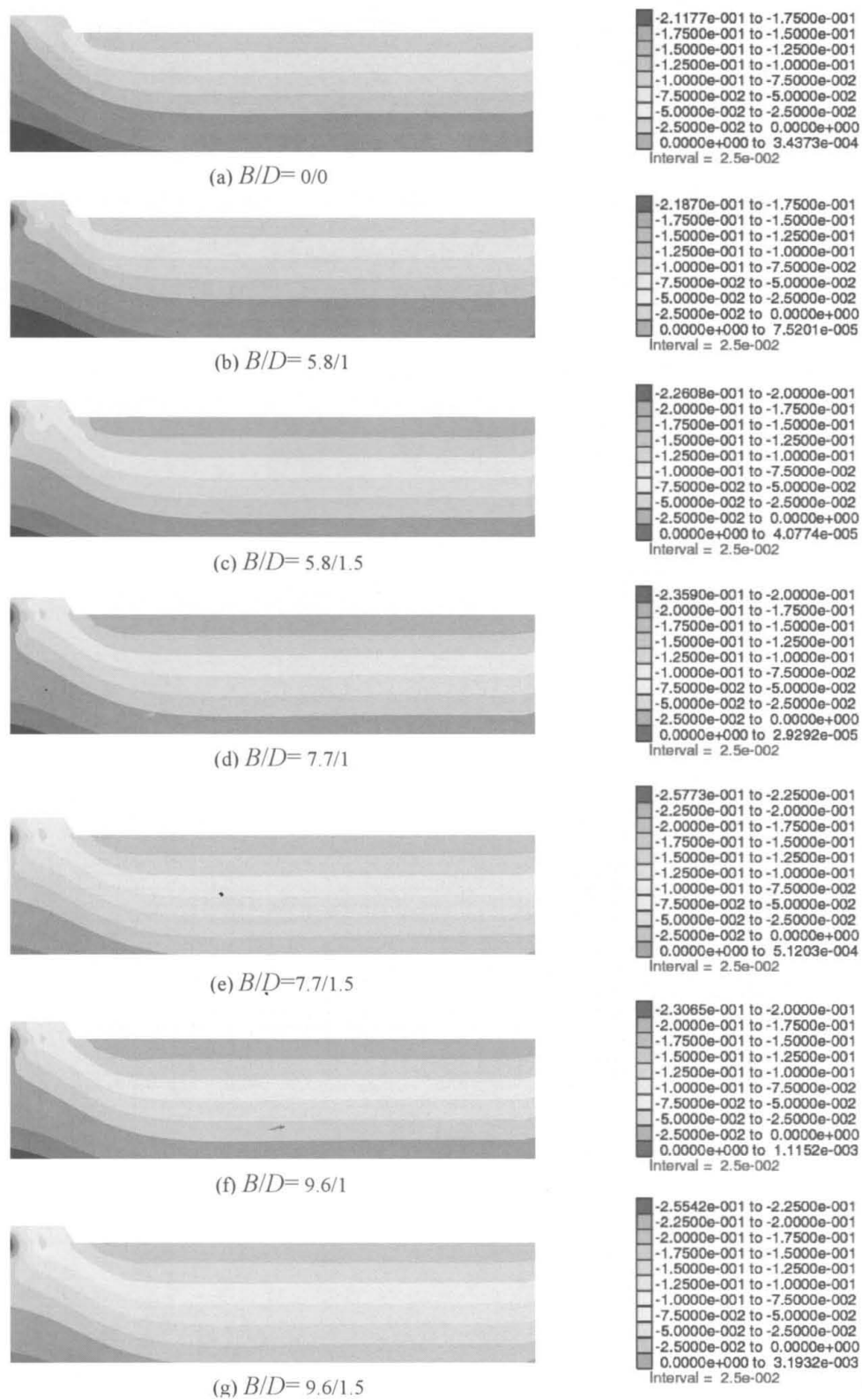


図-8.14 載荷終了時の土圧分布

(b) 破壊領域

図-8.15 に 60kPa 載荷後の破壊領域を示す。まず、改良幅 B で比較する。(d)～(g)を見ると、改良幅が盛土下端幅よりも大きいケースでは引張破壊の領域が大きい。これは、改良幅が大きいため、曲げモーメントが大きくなり生じたものと考えられる。次に、改良厚さ D で比較すると、多少の相違は見られるが、同様の破壊領域を示している。今回は改良厚さを 1m、1.5m と設定しており、その差が小さいため、改良厚さの影響が顕著に現れなかったと推察される。

本章 8.3.2 の図-8.9 と比較すると、改良層に引張破壊が見られるものの、盛土に破壊領域が見られない。これは、粘土層の幅を拡大したことで、境界の影響が小さくなったためと考えられる。

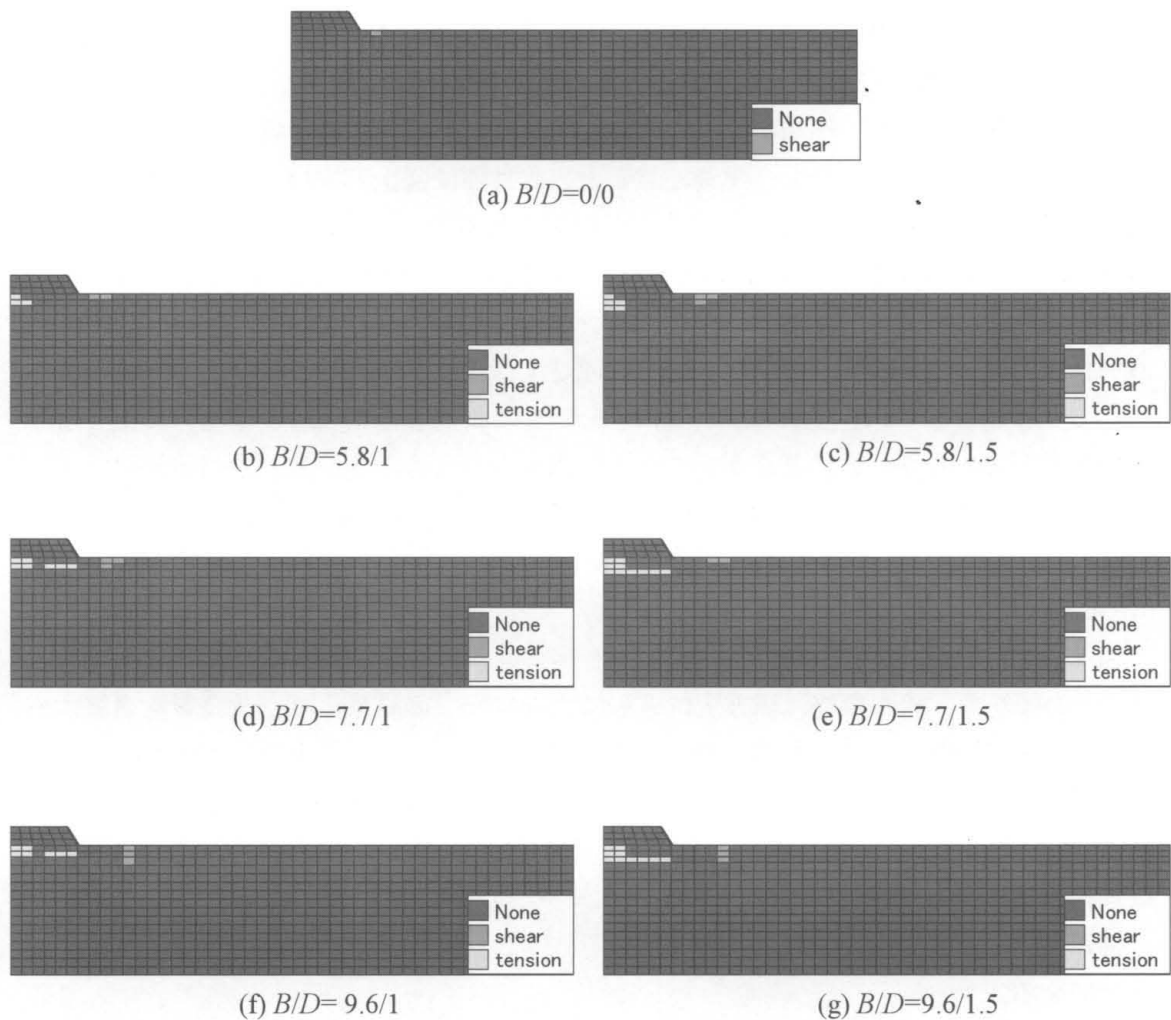


図-8.15 60kPa 載荷後の破壊領域

(c) 荷重強度-沈下量関係

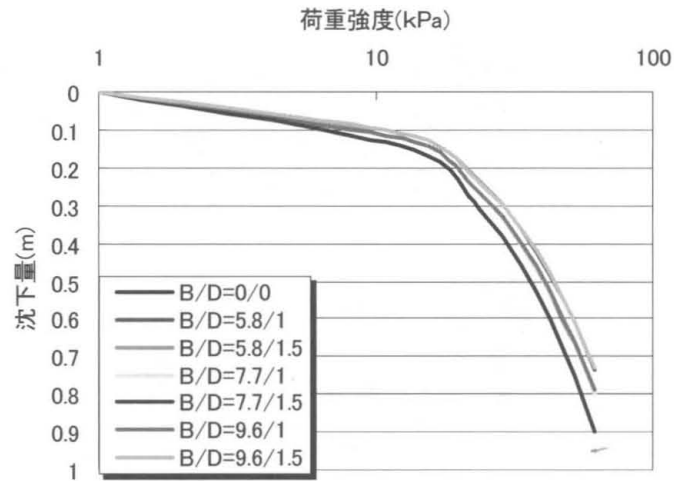
図-8.16 に荷重強度-沈下量関係を示す。(a)は全ケースの結果を示しており、(b)は改良幅 B による影響を、(c)は改良厚さ D による影響を見やすくするために示したものである。まず、(a)を見ると、どのケースもほぼ同様な曲線を描いていることがわかる。最も支持力が大きいケースと未改良の $B/D=0/0$ とを比較すると、最大沈下量に約 0.2m の差が確認された。このことから、今回設定したケースの範囲では、改良幅や改良厚さの支持力に与える影響は小さいということが明らかになった。(b)を見ると、改良層を有すケースは未改良のケースよりも支持力は大きい、改良層を有す 3 ケースは曲線がほぼ一致している。これは、改良層を拡大しても、その分曲げモーメントが大きくなり、改良層の下部から引張破壊が生じるためと考えられる。(c)を見ると、改良厚さが大きいほど沈下が抑制されていることがわかる。これは、改良厚さが大きいほど軟弱層の厚さが小さくなり、軟弱層の圧密による沈下量が小さくなったためと考えられる。したがって、改良厚さを 2m、3m と大きくすると、さらなる支持力の増加が期待できる。

今回の数値シミュレーションケースでは、改良幅と改良厚さの影響を明確に把握することはできなかった。しかし、詳細に見ると、改良幅は盛土下端幅よりも大きくしても効果は無く、改良厚さは大きいほど沈下が抑制されることがわかった。よって、支持力増加効果は、改良幅よりも改良厚さの方が影響が大きいと推察できる。また、改良層の拡大は改良層下部に集中する曲げモーメントの影響が大きいことから、改良層を拡大する場合は曲げモーメントに対する補強が必要といえる。

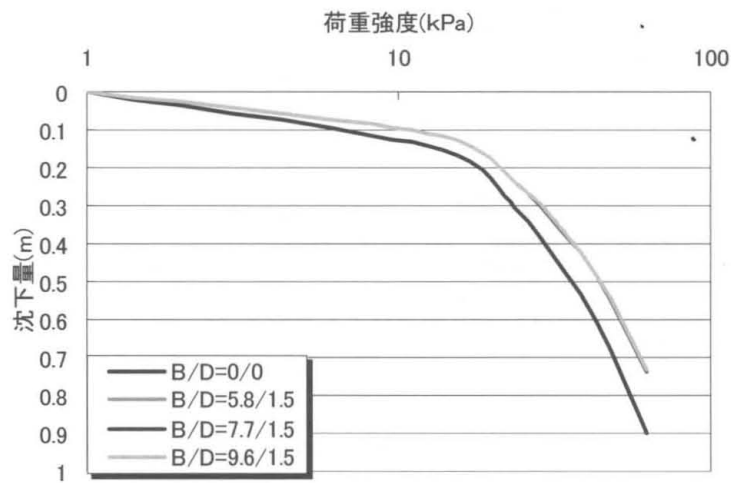
今後の課題としては、今回の解析では、モデルに改良層と粘土層との境界に生じる摩擦を考慮していなかった。したがって、より正確なシミュレーションを行うには、インターフェイス要素を導入し、境界の摩擦を考慮することが必要といえる。

(d) 変形挙動

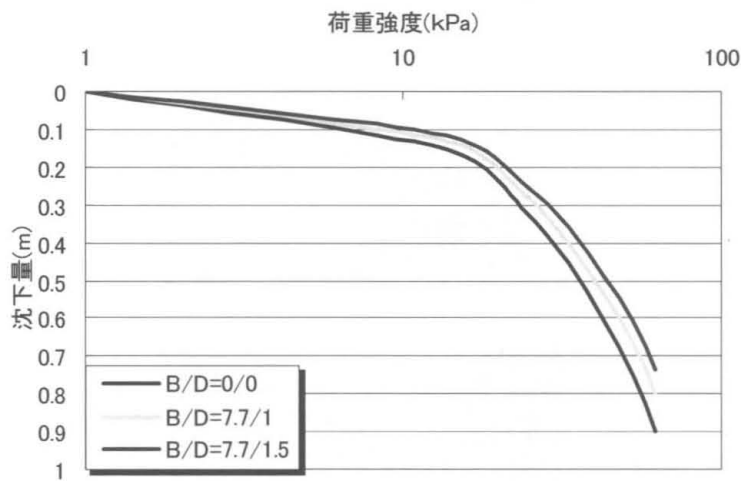
図-8.17 に 60kPa 載荷後の変位ベクトルを示す。最大変位が最も大きいケースは未改良の $B/D=0/0$ で、鉛直変位、側方変位ともに大きい。この結果より、改良層を構築することで、周辺地盤へ与える影響を軽減できる可能性を示した。最大変位が最も小さいケースは $B/D=5.8/1.5$ で、軟弱層が小さく、改良層に生じる曲げモーメントの影響が小さいケースであった。また、全ケースで、盛土の法面側で、盛土中央部に向かう変位が見られ、改良幅が大きいほど、その変位ベクトルの水平方向の成分が大きい。このことより、改良幅が大きいほど大きな曲げモーメントが生じ、改良層下部に引張応力集中していることが伺える。



(a) 全ケース



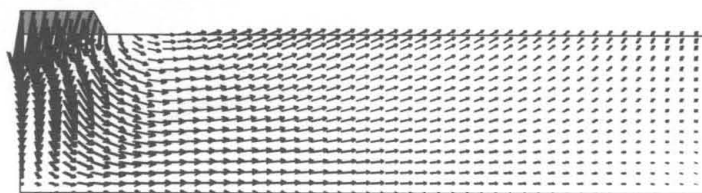
(b) 改良幅による影響



(c) 改良厚さによる影響

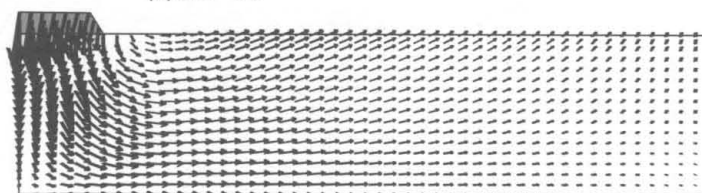
図-8.16 荷重強度-沈下量関係

clay
 embankment
 Displacement
 Maximum = 1.205e+000
 Scale to Max = 8.000e-001



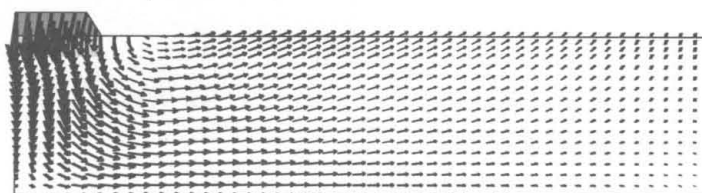
(a) $B/D=0/0$

clay
 improvement
 embankment
 Displacement
 Maximum = 1.046e+000
 Scale to Max = 8.000e-001



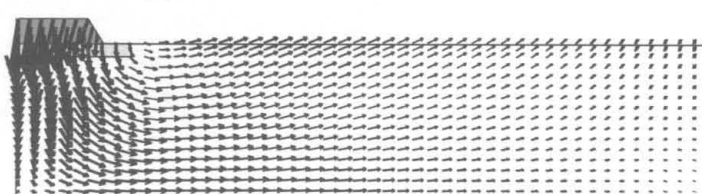
(b) $B/D=5.8/1$

clay
 improvement
 embankment
 Displacement
 Maximum = 9.224e-001
 Scale to Max = 8.000e-001



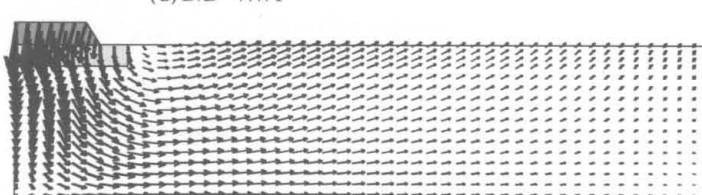
(c) $B/D=5.8/1.5$

clay
 improvement
 embankment
 Displacement
 Maximum = 1.072e+000
 Scale to Max = 8.000e-001



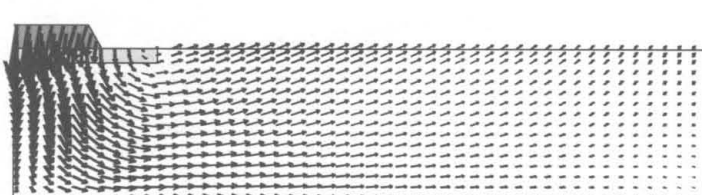
(d) $B/D=7.7/1$

clay
 improvement
 embankment
 Displacement
 Maximum = 9.700e-001
 Scale to Max = 8.000e-001



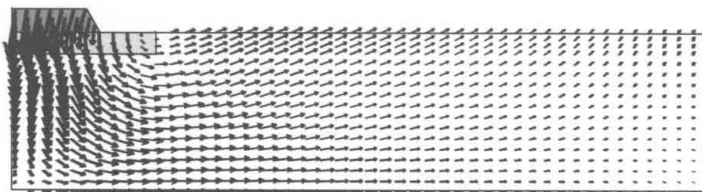
(e) $B/D=7.7/1.5$

clay
 improvement
 embankment
 Displacement
 Maximum = 1.053e+000
 Scale to Max = 8.000e-001



(f) $B/D=9.6/1$

clay
 improvement
 embankment
 Displacement
 Maximum = 9.607e-001
 Scale to Max = 8.000e-001



(g) $B/D=9.6/1.5$

図-8.17 変位ベクトル

第9章 結 論

本研究は、無害化した一般廃棄物焼却灰と低品質発生土の再資源化可能性をより確実なものとするため、力学的特性、化学的安定性からその再利用可能性について模索してきた。さらに、実用化に向けて表層改良・盛土一体構築工法を提案し、遠心力載荷模型実験や、有限差分数値解析によるシミュレーションを行うことで、その適用性を評価した。以下に①力学的特性②化学的安定性③遠心力載荷模型実験による表層改良・盛土一体構築工法の検討④数値解析によるシミュレーションについて簡潔に結論をまとめ、本研究の結論を記す。

① 力学的特性

有明粘土および蓮池粘土のような高含水比粘性土とエコアッシュとの混合材は、配合比、消石灰添加率に関わらず材齢 14 日時に目標強度を上回り、地盤改良材として十分機能するといえる。その後、さらに強度増加を示したことから、締固め、養生状態などの管理を確実に行えば高い再現性を示す。

② 化学的安定性

エコアッシュ単体においても化学的に安定しており、エコアッシュと有明粘土との混合材も消石灰添加率に関わらず、化学的に安定しており重金属類を溶出しない。また、既往研究により環境基準値を超える重金属類を要する蓮池粘土に、エコアッシュと消石灰を添加すると、重金属類の溶出を抑制できることが明らかとなっている。

さらに、混合材は強アルカリ性であり、重金属溶出に対し長期的にも安定する。

③ 遠心力載荷模型実験による検討

遠心力載荷模型実験では、改良層を有しない N ではフーティング載荷を行うと、早い段階で盛土が破壊し、その安定性に欠ける。しかし、改良層を構築することによって盛土が安定する。また、改良幅、改良厚さを大きくしたケースの方が、荷重分散効果が発揮され、沈下を抑制するなど、周辺地盤へ与える影響が小さいことが解明された。

④ 数値シミュレーション

改良幅 B 、改良厚さ D を変化させても支持力への影響はそれほど大きくはない。しかし、詳細に考察すると、改良幅は盛土下端幅よりも大きくしても効果は無く、改良厚さは大きいほど沈下が抑制されることがわかった。よって、支持力増加効果は、改良幅よりも改良厚さの方が影響が大きいと言える。また、改良幅の拡大が支持力の増加に寄与しないのは、曲げモーメントの影響が大きいためであり、改良幅を大きくする際は、曲げモーメントに対する補強が必要である。

①、②より、無害化した一般廃棄物焼却灰と発生土を使用した軟弱地盤改良材は、高い力学的特性と長期的な化学的安定性を有し、高機能地盤材として十分な利用可能性が期待

できる。

③、④より、提案した表層改良・盛土一体構築工法は、盛土の安定を保持することができ、有効利用の可能性を示した。また、改良幅 B と改良厚さ D の影響を見ると特に改良厚さ B に支持力増加効果がある。さらに力学的特性から得られたように材齢を増すごとに、高い支持力を発揮することが期待できる。これを本研究の結論とする。

今後の課題として、遠心力载荷模型実験ではフーティング载荷や荷重測定精度にやや疑念があり、実験方法の再検討が必要である。実験では粘土層を切り取り改良層および盛土を埋め込むため、不連続面および境界での摩擦が存在する。よって、模型実験に合わせた解析では、改良層と粘土層との間にインターフェイス要素を取り入れたモデルを採用する必要があると考えられる。また、実地盤を模擬した数値シミュレーションでは、深度ごとに詳細な物性値を入力するなど物性値の再検討を行う必要があることや、改良厚さの改良範囲を大きくしたケースの検討が必要と言える。

参 考 文 献

第一章

- 1) 環境省報道発表資料：平成 14 年度一般廃棄物の排出及び処理状況等，
http://www.env.go.jp/recycle/waste/ippan/ippan_h14.pdf
- 2) 野津光夫，柳川陽平，竹内秀克，稲垣太浩，李 黎明，福島勇治：第 37 回地盤工学研究発表会論文概要集(CD-ROM)，H-06，No.561，pp.1115-1116，大阪 2002.
- 3) 廃棄物学会編：廃棄物ハンドブック，1997.
- 4) 環境庁水質保全局廃棄物問題研究会：図説廃棄物処理基準，p.1，1996.
- 5) 厚生省生活衛生局水道環境部：ごみ処理基本計画策定指針，
<http://www.env.go.jp/water/jiban/98/mokuji.htm>
- 6) 有明粘土の建設材料化研究会：有明粘土の建設分野における有効利用に関するフォーラム資料集，2001.
- 7) 下山ら：九州大学理工学部研究報告、地球惑星科学，第 18 卷，第 2 号，pp.103-129，1994.

第二章

- 1) 廃棄物学会編：廃棄物ハンドブック，1997.
- 2) 環境庁水質保全局廃棄物問題研究会：図説廃棄物処理基準，p.1，1996.
- 3) 厚生省生活衛生局水道環境部：ごみ処理基本計画策定指針，1993.
- 4) 長崎菱電テクニカ(株)：都市ごみ焼却灰リサイクルシステム資料，1999.
- 5) 社団法人発明協会：コンクリート添加剤，
<http://www.jpo-miti.go.jp/ryutu/map/kagaku02/3/3-2-7.htm>
- 6) 社団法人日本コンクリート工学協会：カルシウムの化学的効果・カルシウムの生物学的効果，<http://www.jci-net.or.jp/index.html>
- 7) 河野雅和，鬼塚克忠，Chirdchanin.M，根上武仁：生石灰で改良した有明粘土の改良効果について，土木学会第 56 回年次学術講演会概要集(CD-ROM)，pp.348-349，2001.
- 8) 地盤工学会：石炭灰を使った地盤改良材の改良特性，第 34 回地盤工学研究発表会 平成 11 年度発表講演集 2 分冊の 1，pp.931-932，1999.

第三章

- 1) 土木学会西部支部：石炭灰で改良した建設発生土の一軸強度特性，平成 9 年度土木学会西部支部研究発表会 講演概要集〈其の 1〉，pp.454-455，1998.
- 2) 河野雅和，鬼塚克忠，Chirdchanin.M，根上武仁：生石灰で改良した有明粘土の改良効果について，土木学会第 56 回年次学術講演会概要集(CD-ROM)，pp.348-349，2001.

- 3) 鶴田健太郎, 日野剛徳, 八谷陽一郎: 佐賀低平地における有明粘土層の塩分溶脱メカニズムに関する一考察, 土木学会第 56 回年次学術講演会概要集(CD-ROM), pp.628-629, 2001.
- 4) 下山: 文明のシルクロード Museum Kyusyu, 季刊第 14 号, 第 2 号(通巻第 52 号), pp.79-87, 1996.
- 5) 八谷ら: 土木学会論文集, No.664, VII-17, pp.21-22, 2000.
- 6) 阿部浩市, 井上秀治: 有明粘土における混合セメントの改良効果の一例, 有明粘土の建設分野における有効利用に関するフォーラム 資料集, 2001.

第四章

- 1) 地盤工学会編: 土質試験—基本と手引き—(第一回改訂版), 2003.

第五章

- 1) 岩尾, 西田: 軽量発泡体による軟弱地盤の改良について, 土木学会第 43 回年次学術講演会, pp.140-141, 1992.
- 2) 基礎工, 総合土木研究所, pp.2-8, 1998.
- 3) 稲田倍徳: 軟弱地盤における土質工学, pp.7-18, 1981.
- 4) ニューコンストラクションシリーズ第 3 巻: 大地を甦らせる地盤改良
- 5) 社団法人セメント協会: セメント固化材による地盤改良マニュアル[第 2 版], pp.49-87, 1994.
- 6) 日本石灰協会・路床路盤安定処理分科会: 石灰による路床路盤安定処理工法の設計と施工, 1982.

第六章

- 1) 社団法人発明協会: コンクリート添加剤,
<http://www.jpo-miti.go.jp/ryutu/map/kagaku02/3/3-2-7.htm>
- 2) 棚橋由彦, 蔣宇静, 山中稔, 日高公大, 小川一貴: 発生土と無害化处理した都市ごみ焼却灰を用いた地盤材料の特性評価, 第 39 回地盤工学研究発表会講演概要集(CD-ROM), pp.585-586, 2004.
- 3) 土質工学会編: 土と基礎の沈下と変形の実態と予測, pp.43-44, 1979.
- 4) 地盤工学会編: 土の試験実習書(第三回改訂版), 2004.
- 5) 株式会社日東分析センター: 分析機器リストと分析原理, <http://www.natc.co.jp/index.html>
- 6) 棚橋由彦, 蔣宇静, 山中稔, 日高公大, 小川一貴: 発生土と無害化处理した都市ごみ焼却灰を用いた地盤材料の特性評価, 第 39 回地盤工学研究発表会講演概要集(CD-ROM), pp.585-586, 2004.
- 7) 三浦哲彦, 山寺彰, 日野剛徳: 間隙分布の測定に基づく海成粘土の圧縮特性に関する考

察, 土木学会論文集, No.624, III-47, pp.203-215, 1999.

- 8) 棚橋由彦, 蔣宇静, 力武幸, 松島右児, 長野卓, 江藤秀治: 無害化处理した都市ごみ焼却灰の表層地盤改良材としての沈下抑制効果判定, 平成 13 年度土木学会西部支部研究発表会講演概要集, VII-84, pp.B-526-B-527, 2003
- 9) 棚橋由彦, 蔣宇静, 野口博徳, 梁瀬好康, 伊藤智則, 村岡昌之: 無害化处理した都市ごみ焼却灰と低品質発生土の再利用に関する力学・化学的特性評価, 平成 14 年度土木学会西部支部研究発表会講演概要集, VII-91, pp.B-560-B-561, 2003

第七章

- 1) 高田直俊, 日下部治: 遠心模型実験, 3.原理, 土と基礎, Vol.35, No12, pp.89-94, 1987.
- 2) 株式会社マルイ: 遠心載荷装置仕様書
- 3) 寺師昌明, 藤井斉昭: 遠心模型実験, 4.遠心模型実験装置の基本システムと計測システム, 土と基礎, Vol.36, No1, pp.84-86, 1988.
- 4) 棚橋由彦, 蔣宇静, 山中稔, 日高公大, 小川一貴: 発生土と無害化处理した都市ごみ焼却灰を用いた地盤材料の特性評価, 第 39 回地盤工学研究発表会講演概要集(CD-ROM), pp.585-586, 2004.
- 5) 棚橋由彦, 蔣宇静, 野口博徳, 日高公大, 小川一貴, 山下慎也: 低品質発生土と一般廃棄物焼却灰を用いた地盤材の力学・化学特性評価, 第 40 回地盤工学研究発表会論文概要集(CD-ROM), pp.685-686, 2005.

第八章

- 1) ITASCTA Consulting Group Inc : Fast Lagrangian Analysis of Continua(日本語ユーザーズマニュアル), 株式会社 CRC 総合研究所.
- 2) ITASCTA Consulting Group Inc : Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3Dimensions.
- 3) 棚橋由彦他: 三主応力下における有明粘土の強度変形特性, 長崎大学工学部研究報告, Vol.16, No.27, pp.165-173, 1986.