



自硬性を考慮した石炭灰のモデル化及び埋立て模型 地盤の解析シミュレーション

Phommachanh, Viradeth

前川, 太

河井, 克之

飯塚, 敦

(Citation)

土木学会論文集A2 (応用力学) , 68(2):I_307-I_315

(Issue Date)

2012

(Resource Type)

journal article

(Version)

Version of Record

(Rights)

©2012 公益社団法人 土木学会

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/90003363>



自硬性を考慮した石炭灰のモデル化及び埋立て模型地盤の解析シミュレーション

Modeling of coal fly-ash with self-hardening property and simulation of water body reclamation

Viradeth Phommachanh*・前川太**・河井克之***・飯塚敦****

Viradeth PHOMMACHANH, Futoshi MAEGAWA, Katsuyuki KAWAI and Atsushi IIZUKA

*工修, 神戸大学大学院工学研究科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1)

** 工博, 株式会社ニュージェック (〒531-0074 大阪府大阪市北区本庄東 2-3-20)

***工博, 神戸大学准教授, 都市安全研究センター (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1)

****工博, 神戸大学教授, 都市安全研究センター (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1)

Coal fly-ash is a product of the coal-burning process in thermal power plants. Coal fly-ash has self-hardening property and increases its stiffness with time. Therefore, it has been reused as a concrete aggregate in the production of concrete up to now. Recently, coal-fly ash is mixed with dredged soil from construction waste and reused for reclamation. In order to reuse coal fly-ash in the geotechnical engineering field, the self-hardening property in the framework of the constitutive model needs to be expressed. In this study, the self-hardening property is assumed as increases of the frictional angle and the yield stress. Our model is formulated for the initial-boundary problems with finite element method. Triaxial tests and the self-weight consolidation test are simulated with soil/water coupled F. E. code.

Key Words: Coal fly-ash, Self-hardening, Time effect

1. はじめに

石炭火力発電所では、微粉碎した石炭をボイラ内で燃焼させ、そのエネルギーを電気に変えている。石炭は 10% 程度の灰分を含むため、発電所で石炭を燃焼した後は大量の石炭灰が発生する。全国の石炭火力発電設備は、平成 15 年度末時点で 3,630 万 kW の発電量を有し、平成 25 年度末には 4,170 万 kW になるように計画されている。石炭火力発電設備の増大とともに、発生する石炭灰も増加し、全国の石炭灰発生量は、平成 15 年度の約 980 万トンから、平成 25 年度には約 1,100 万トンを超えるものと予測されている。

石炭灰は火力発電所で焼結して形成されるため、その密度は一般的な土粒子密度と比較して軽い。そのため盛土材料に用いる場合、山土より軽量の盛土材となり、基礎地盤の沈下や安定に対しては有利な材料である。また、陸上で埋立てや盛土に利用される場合は、締固めにより、密な地盤が形成できることから、良好な地盤となる可能性がある。しかし、石炭灰はポゾラン反応による自硬性を示すため、時間の経過とともに強度が発現する。自硬性の度合いは、その密度や含水比状態とともに、石炭灰に含まれる化学成分に影響を受けることが明らかとなっている^{1) 2)}。石炭灰の化学成分組成は、炭種の違いにより多少の差異は認められるが、主な化学組成はシリカ (SiO_2)、アルミナ (Al_2O_3)

が全体の 70~80% を占め、その他の成分は微量の Fe_2O_3 、 CaO 、 MgO 、 SO_2 、 Na_2O 、 K_2O などの酸化物となっている。一方、ゆるい砂と同様に液状化の可能性が高いことも明らかとされている³⁾。

石炭灰の再利用について、セメント分野での利用は石炭灰再利用の、総利用量の 75% 以上を、セメント分野が占めている。しかしながら、セメント生産量は近年減少傾向にあり、今後も大幅な増産を見込むことは難しい。したがって、今後の石炭灰の増加に対処するためには、その他の分野での利用拡大が重要な課題となっており、特に大量利用の可能性の大きい土木建設材料としての利用が期待さ

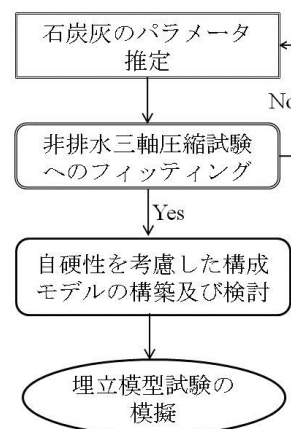


図-1 本研究のフローチャート

れている。1990年の土木学会の調査を公表した資料⁴⁾によると、石炭灰処分場は50箇所あり、そのうち、陸上埋立てが32箇所2200万m³、海上面埋立てが18箇所4000万m³である。埋立て量からみると、海上面埋立ての方が多いが圧倒的である。石炭灰埋立て地盤の将来的な跡地利用のためには、石炭灰が有する自硬性の定量的な評価が不可欠である。

本論文では、初期値境界値問題への適用を目的とするため、構成モデルの枠組みの中で石炭灰の自硬性を表現することを試みる(図-1に本研究のフローチャートを示す)。その手法として、後藤⁵⁾、後藤ら⁶⁾の非排水三軸圧縮試験結果に既往の構成モデルを適用し、フィッティングによって得られる最適なパラメータセットを選択、自硬性が現れる材料定数を同定し、石炭灰の自硬性を表現し得るモデルを構築する。得られたモデルにより、水中埋立て模型試験を模擬し、モデルの妥当性を検討する。

2. 既往の研究

石炭灰が有する自硬性をモデル化するためには、その特性を理解し簡略化することが必要である。石炭灰の研究はコンクリート工学分野(亀井ら^{7), 8)}の淡水・海水等の練混ぜ水の影響が挙げられる)において盛んに行われてきたが、地盤工学分野においては、その数が少ない。後藤⁵⁾、後藤ら⁶⁾は、様々な室内試験を行い、石炭灰の自硬性について明らかにしようとした。また、模型試験により水中埋立てを模擬し、地盤工学における石炭灰の有効利用について検討を行っている。ここでは、後藤らの研究をまとめて紹介する。

後藤らは、2種類の石炭灰について実験を行った。試料Aは、JIS規格で商品化されたフライアッシュであり、火力発電所で発生した後、水和反応を起こさないように袋詰めされたものである。また、試料Bは、火力発電所構内の埋立て地盤内から採取された試料であり、採取深度は15m程度で埋立て後20年以上経過しているものである。試料A、Bの土粒子密度 ρ_s は2.22~2.23g/cm³で、一般の土質材料と比較して小さい。また、粒径加積曲線はほぼ一致し、 $D_{10}=0.01$ mm、 $D_{60}=0.02$ mm程度である。表-1に各試料の化学成分を示しているように、試料Aは、試料Bに比べて、酸化カルシウムCaOが多いことから、塩基度が大きく、酸性率が小さいので、強度発現が見込める石炭灰であると考えられる。

2.1 締固め試験

図-2に各試料の締固め試験の結果を示す。締固め試験は土質工学会基準(JSF T-711 A-b)で行った。試験Aと試験Bの粒度分布はあまり変わらないが、試験Aの方が低い最適含水比で大きな乾燥密度を呈している。一般的に、砂質土や粘性土の締固め曲線は粒度分布に依存し、同じ粒度分布であれば、最適含水比や最大乾燥密度に大きな差がないも

のされている。試料Aと試料Bでこの様な差が現われたのは、試料の生成過程が異なることによる化学的組成が異なることが原因であると考えられる。

2.2 圧密試験

圧密試験は試料AのJIS規格のフライアッシュのみ行われている。圧密試験は、直径97mm、高さ50mmの供試体

表-1 各試料の化学成分

試料	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₂	Na ₂ O	K ₂ O	塩基度	酸性率
A	53.20	24.20	5.24	5.67	1.51	0.52	2.36	1.85	0.207	6.232
B	55.90	25.90	4.96	2.36	1.38	0.17	2.48	1.57	0.154	9.402

$$\text{塩基度} = (\text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O} + \text{MgO} + \text{CaO} + \text{Fe}_2\text{O}_3) / (\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3)$$

$$\text{酸性率} = (\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3) / (\text{MgO} + \text{CaO} + \text{Fe}_2\text{O}_3)$$

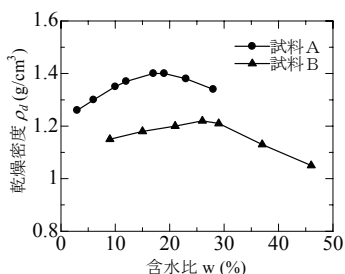


図-2 各試料の締固め曲線

表-2 圧密試験における供試体の作製方法

実験 No.	供試体作製方法
P1	粉体 (W=0%) を連続的にH=7cm堆積させ、24時間放置
P7	粉体 (W=0%) を断続的に1日に1.0cm程度堆積させ、7日間繰り返した後、24時間放置
S30	W=30%のスラリーを連続的にH=7cm堆積させ、24時間放置
S50	W=50%のスラリーを連続的にH=7cm堆積させ、24時間放置
S70	W=70%のスラリーを連続的にH=7cm堆積させ、24時間放置
S90	W=90%のスラリーを連続的にH=7cm堆積させ、24時間放置
S110	W=110%のスラリーを連続的にH=7cm堆積させ、24時間放置

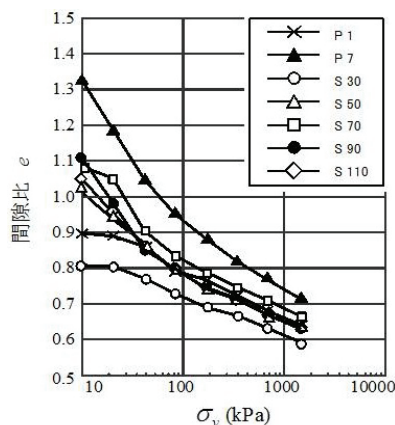


図-3 圧密試験から得られた $e - \log \sigma_v$ 関係

を一次元状態で、10, 20, 40, 80, 160, 320, 640, 1280 kPa の段階載荷で行う。特に大型の実験装置を用いるのは、表-2 に示す供試体作製方法の差を明らかにするためである。このような供試体作製方法の違いは初期間隙比の違いとして現れる。図-3 は圧密試験から得られた $e - \log \sigma_v$ 関係を示したものである。各圧縮曲線を比較すると、初期間隙比が最も大きい P7 は、圧密試験中の圧縮量が大きく、圧密終了後にも大きな間隙比が保たれている。それに対して、初期間隙比が最も小さいスラリー状態から圧密された S30 では、圧密中に同じ圧密応力では圧縮曲線の傾きが最も小さく、試験終了後も最も小さい間隙比となる。このことから、石炭灰の初期間隙比は堆積条件に影響され、その後の土被り圧の影響を受けにくいことが分かる。また、すべての圧縮線が最終的にある一定の傾きに漸近しているような挙動がうかがえ、高压密応力域では唯一の圧縮指数 $C_c = 0.14$ を呈すると予想できる。

2.3 非排水三軸圧縮試験

供試体は、飽和状態を目指し、初期含水比 50% でスラリー化した石炭灰を水で満たした直径 50mm、高さ 125mm の鋳鉄製のモールド内に流し込み作製している。その後、そのモールドを水で満たした水槽内で、所定の鉛直圧密応力を載荷し、所定の養生日数の後間、一次元圧密させている。試験方法は土質工学会基準法の圧密非排水条件に従い、せん断時のひずみ速度を 0.5%/min でせん断とし、バックプレッシャーを 200kPa としている。供試体作製から、養生時およびせん断までの温度は $24 \pm 1^\circ\text{C}$ である。なお、養生日数は 1 日、7 日、14 日、28 日で設定されている。

表-3 に示すように、初期応力 p'_i は 50, 100, 200 および 400kPa とし、養生日数 t は 1, 7, 14 および 28 日間とした。図-4 に養生日数 7 日の試料 B のせん断時の有効応力経路を示している。図には、圧密応力の異なる 3 つの試験結果が示されている。有効応力経路はせん断初期に 1 以上の勾配で立ち上がっており、供試体内に過剰間隙水圧が発生していることが分かる。拘束圧が 100kPa, 200kPa の供試体の挙動では、明確な変曲点があり、供試体内で発生した過剰間隙水圧が消散していく傾向が伺える。このような挙動は粘性土の過圧密領域の挙動に類似している。最終的に、破線で示す破壊線に漸近していく。

図-5 は拘束圧 $p'_i = 100 \text{ kPa}$ のせん断結果を示す。図より養生日数とともに、破壊線の傾き（限界状態応力比 M ）が大きくなっていることが確認できる。また、せん断初期の直線部を弾性変形の結果であるとみなすと、降伏応力も養生日数に比例して、大きくなっていると考えられる。試料間の比較では、試料 A の方が養生日数による降伏応力の増加が顕著となっている。

2.4 埋立て模型試験

生成された石炭灰地盤の状況を把握するために、石炭灰

表-3 非排水三軸試験の初期条件

p'_i [kPa] t [days]	50	100	200	400
1	○	○	○	A: ○ B: —
7	○	○	○	—
14	—	○	—	—
28	—	○	—	—

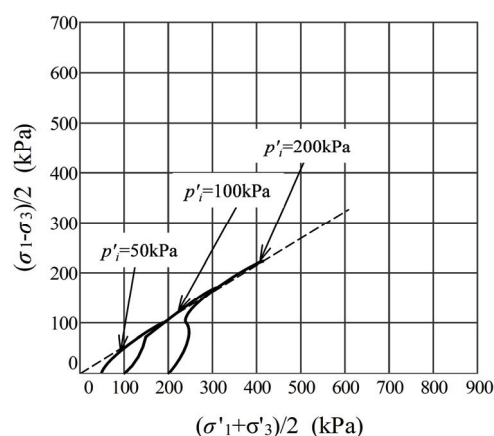
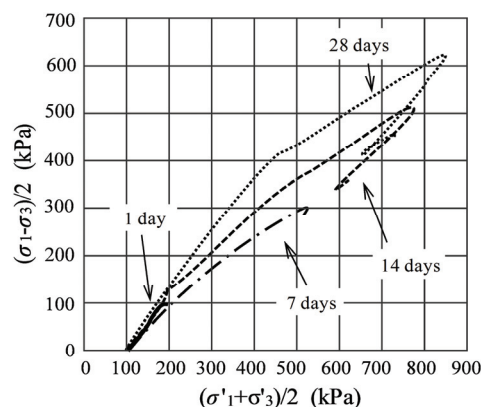
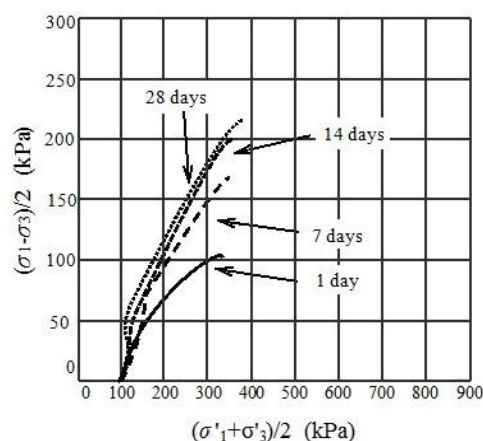


図-4 試料 B の有効応力経路（養生日数 7 日）



(a) 試料 A



(b) 試料 B

図-5 拘束圧 100kPa のせん断結果

による埋立て過程を模型試験で再現している。図-6 に埋立模型試験に用いた試験土槽を示している。試験土槽は直径60cm、高さ6mの鋼製管である。この土槽内に含水比70%に調整した試料Aの石炭灰スラリーを投入している。スラリー投入の工程を表-4に示す。約3日を要して投入し、3.5ヵ月の間、水平土圧、間隙比および沈下量が計測されている。

図-7は、模型地盤内の間隙比分布である。図中に示す細線は、スラリーの圧密試験から推定される間隙比分布を示す。本来であれば、推定曲線のように上載圧に従って、下部に向かって連続的に間隙比が減少していく。しかし、埋立て模型試験の結果は大きくばらついた傾向となっており、投入休止面を挟んで間隙比の大小が逆転している。後藤らは、この原因として、投入休止した16時間の間に自硬性により強度が増加し、その上に続いて投入される材料に比べて剛性が高まっていて、間隙比が大きいままとなっていると説明している。その他に実施した原位置試験や強度試験でも、投入休止を境に間隙比分布と同じ傾向を示している。このことから、石炭灰地盤の状態量分布のばらつきの原因を自硬性の影響であると結論付けている。

図-8は測定された水平土圧の経過時間変化であり、図-9は水平土圧の深度分布を経過時間ごとに示したものである。水平土圧は計測期間を通じて全般的に増加する傾向にあるが、初期に大きく増加し、途中で傾きが変化しているのが確認できる。図-9中には想定される鉛直土被り圧から算出されるランキン土圧を実線で示している。図から26日経過すると水平土圧が想定される鉛直土被り圧よりも大きくなるだけでなく、高さ方向にばらつきが見られるようになるのが分かる。ここでも、投入休止面を境に土圧の逆転が確認できる。

3. 非排水三軸圧縮試験へのフィッティング

砂質土や粘性土の強度は、一般的にその密度や拘束圧に左右される。地盤材料では、時間の経過とともに強度が増加する性質としての年代効果があるが、現実的な時間サイクルで強度が増加するのではなく、非常に長い年月をかけて徐々に強度増加する性質である。一方、石炭灰はセメントに代表されるように、ポズラン反応を伴う自硬性により非常に短い時間で強度が発現する。自然地盤材料と大きく異なる性質がこの自硬性であり、自然地盤材料を対象に構築された構成モデルにより、石炭灰の挙動を再現することは困難である。

本研究では、石炭灰の挙動を再現できる構成モデルを構築することを目指としている。ここでは、石炭灰を用いて実施した非排水三軸圧縮試験結果をCam-Clayモデルでフィッティングを行い、自硬性を反映するパラメータの同定を行う。

3.1 フィッティングに用いる構成モデル

表-4 スラリー投入工程

工種	工種の時間と形成地盤高さ
連続投入	8時間(h=約175cm)
投入休止	16時間
連続投入	8時間(h=約350cm)
投入休止	16時間
連続投入	8時間(h=約525cm)
計測放置	3.5ヵ月

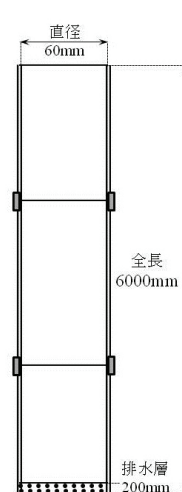


図-6 土槽概要図

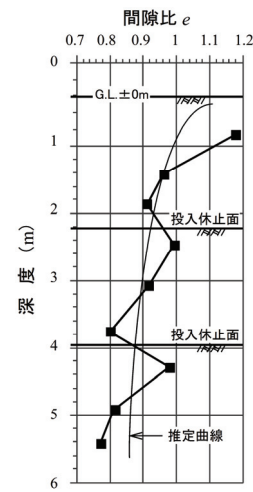


図-7 間隙比-深度分布

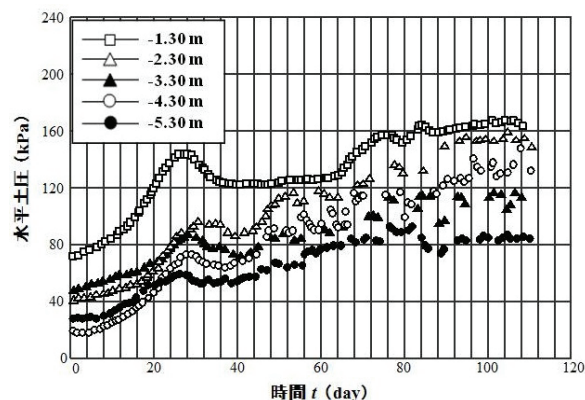


図-8 水平土圧の経時変化

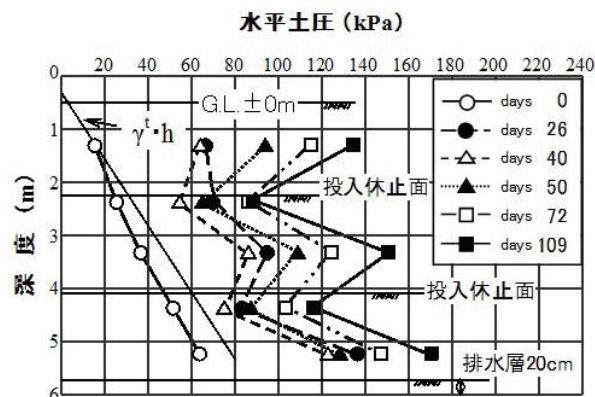


図-9 水平土圧の深度分布

非排水三軸圧縮試験をフィッティングするのに、Cam-Clay モデル⁹⁾に橋口¹⁰⁾が提案した下負荷面モデルを適用したものを用いて解析を行う。下負荷面モデルでは、降伏曲面内での応力変化に対する塑性ひずみの発現を表現可能であり、弾性域から降伏に至る材料の弾塑性挙動を滑らかに描くことができる。前章で述べたとおり、石炭灰の自硬性は、降伏応力の増大として表現でき、実験結果に表れるのは降伏面内の挙動が主になるため、下負荷面モデル適用が妥当であると判断した。図-10 に下負荷面の概要図を示す。式 (1) に降伏関数を示している。

$$f(\sigma', \varepsilon_v^p, R) = MD \ln \frac{p'}{p'_c} + D \frac{q}{p'} - (\varepsilon_v^p + MD \ln R) \quad (1)$$

正規降伏曲面と下負荷面の相似比：

$$R = \frac{p'}{p'_c} \quad / \quad 0 < R \leq 1 \quad (2)$$

発展則：

$$\dot{R} = -\frac{m}{D} (\ln R) \sqrt{\dot{\varepsilon}_{ij}^p \dot{\varepsilon}_{ij}^p} \quad (3)$$

ここで、 M ：限界状態応力比、 D ：ダイレイタンシー係数、 q ：主応力差、 p' ：平均主応力、 p'_c ：降伏応力、 ε_v^p ：塑性ひずみ、 R ：正規降伏曲面と下負荷面との比、そして m ：下負荷面を制御するパラメータとなる。

3.2 解析に用いるパラメータ

式 (1) の降伏関数に適用する材料定数の設定方法について、以下に示す。

せん断に伴う体積変化を示すダイレイタンシー係数 D を次式で与える。

$$D = \frac{\lambda \Lambda}{M(1+e_0)} \quad (4)$$

$$\Lambda = 1 - \frac{\kappa}{\lambda} \quad (5)$$

ここで、 e_0 は初期間隙比、 Λ は非可逆比、 κ は膨潤指数、 λ は圧縮指数である。なお、上記の 2.2 節石炭灰の圧密試験から得られた圧縮線が漸近する直線の傾き $C_c = 0.14$ を用い、 $\lambda = 0.434 C_c$ 、 $\lambda = 10 \kappa$ とする。

有効ポアソン比 ν' に関しては、せん断弾性成分の表現に用いられるが、同定が困難なため、 $\nu' = 0.33$ を用いる。

透水係数 k については、最も同定が困難なパラメータのひとつである。自硬性を発揮する過程で粒子と粒子が結合し、結晶を形成するため、止水性が増大し、供試体材齢と透水係数の間に高い相関性を持つことが確認されている¹¹⁾。しかしながら、石炭灰の灰種によって大きく影響されること、また本研究が参考とした後藤らの研究において実験結果がないため、ここでは Hazen の式を参考にし、粒子の 10% 通過粒径 $D_{10} = 0.01 \text{ mm}$ から次式で与える。

$$k \cong 100 D_{10}^2 \quad [\text{cm/s}] \quad (6)$$

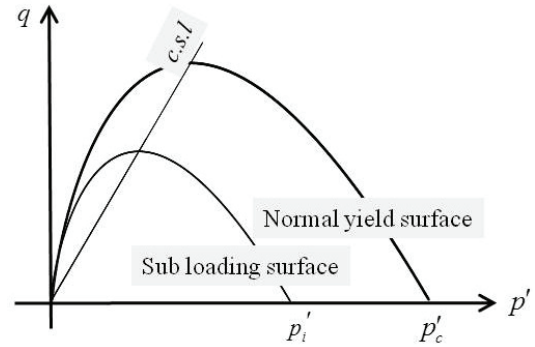


図-10 橋口が提案した下負荷面モデルの概要図

降伏応力 p'_c および限界状態応力比 M は、図-5 に示すように、養生日数とともに増加している。この二つのパラメータに加えて、三軸試験結果への精緻なフィッティングを可能にするため下負荷面を制御するパラメータ m をフィッティングパラメータとする。下負荷面パラメータ m は応力-ひずみ関係の形状を決定するパラメータではあるが、Viradeth ら¹²⁾はこのパラメータがせん断開始時の過圧密比に依存することを示している。ここでは、ヴィラデスらの研究を参考に、フィッティングに用いる降伏応力 p'_c に応じて値を決定した。

3.3 非排水三軸試験へのフィッティング

解析領域は図-11 に示すように、高さ 50mm×幅 25mm の一要素で軸対称条件とし、完全非排水の水理境界を設定した。解析は、まず一度埋立てに用いられた試料 B を対象とし、下負荷面のパラメータ m の同定を行った。これは、一度海水と反応しているため、新たな養生に対する自硬性の度合いが小さいと考えるため、モデル化する上で、評価が行いやすいと考えるからであり、得られた m を用いて試料 A のフィッティングを行った。

試料 B については先に述べた圧縮指数のデータがないため、試料 A と同じものを用いた。図-12 に各試料の初期拘束圧 $p'_i = 100 \text{ kPa}$ の有効応力経路を示す。有効応力の立ち上がりの傾きに相違が見られるものの、破壊に至るまでの傾向はほぼ再現できてといえる。他の圧密応力に関しても同様にフィッティングを行い、得られたフィッティング結果を表-5 にまとめた。試料 A、B とも、養生日数に応じて、降伏応力 p'_c および限界状態線の傾き M が増加していることが確認できる。Viradeth ら¹²⁾に倣い、過圧密比と m の関係を図-13 に示す。また、図-14 に養生日数と過圧密比、図-15 に限界状態係数の関係を示す。時間軸には養生日数の平方根を用いる。図から、明らかなように、試料 A の方が試料 B に比べて養生日数による変化が大きくなっている。試料 B は埋立てに用いられていた石炭灰埋立て地盤からの掘削試料であり、すでに水和反応が起こった後であり、水和反応を起こす残余量が小さいものと考えられる。

非排水三軸試験に用いた養生日数 28 日は、埋立てから供用までのスパンから見ると、短期間ではあるがここでは簡単のため、試料 A、B とも養生日数に対して過圧密比、限界状態応力比の増加傾向を、直線近似を用いて、次式のように表した。なお、 t は養生日数であり、単位を[day]とする。

・試料 A

$$OCR = 4\sqrt{t} + 1 \quad (7)$$

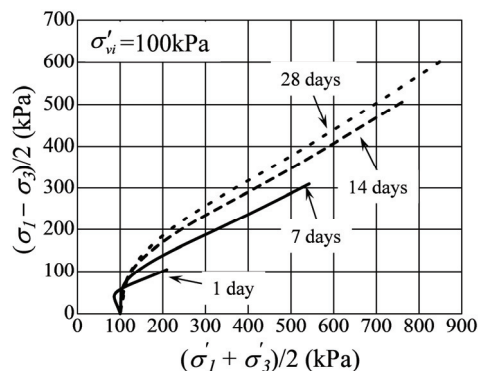
$$M = 0.16\sqrt{t} + 1 \quad (8)$$

・試料 B

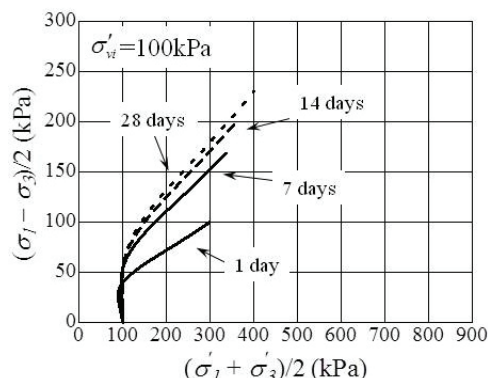
$$OCR = 0.6\sqrt{t} + 1 \quad (9)$$

$$M = 0.16\sqrt{t} + 0.5 \quad (10)$$

石炭灰と同様に剛性の増加を示す不飽和土のモデル化では、降伏応力の増大によって不飽和化を表すことが多い。このとき、限界状態線については、不飽和化によるサクシオン、飽和度変化を有効応力寄与分として表現すれば、一定の傾き M をで表現されている(例えば、軽部ら¹³⁾、Kohgo ら¹⁴⁾)。つまり、応力成分として全応力を採用すると、不飽和化によって限界状態線の傾きが変化することを示している。石炭灰については、自硬性を発揮する過程で、結晶化によって化学的な変性が生じる。この効果を有効応力として表現することはできず、応力成分の変化なくせん断剛性が增大することを示すため、自硬性による M の変化を考慮することとした。



(a) 試料 A



(b) 試料 B

図-12 拘束圧 100kPa のせん断結果 (解析)

表-5 非排水三軸試験における解析結果のまとめ

(a) 試料 A

養生日数 [日]	p'_i [kPa]	p'_c [kPa]	m	M
1	50	250	1.1	1.2
	100	500	1.1	
	200	700	1.2	
	400	1600	1.2	
7	50	900	0.6	1.41
	100	1400	0.7	
	200	1500	0.9	
14	100	1950	0.6	1.71
28	100	2200	0.6	1.85

(b) 試料 B

養生日数 [日]	p'_i [kPa]	p'_c [kPa]	m	M
1	50	400	1	0.75
	100	800	1	
	200	1200	1.1	
	400	1600	1.2	
7	50	500	0.9	1.2
	100	850	1	
	200	1200	1.1	
14	100	900	1	1.36
28	100	1000	0.9	1.42

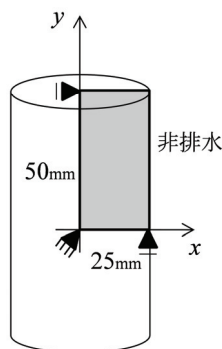


図-11 三軸試験における解析領域

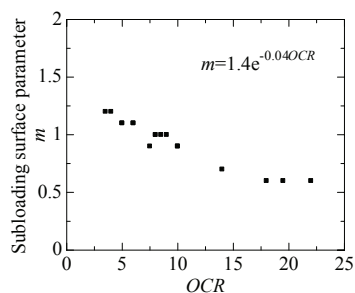


図-13 OCR と m との関係

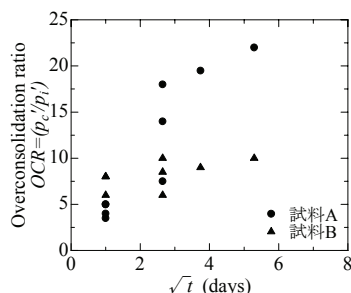


図-14 OCR と t との関係

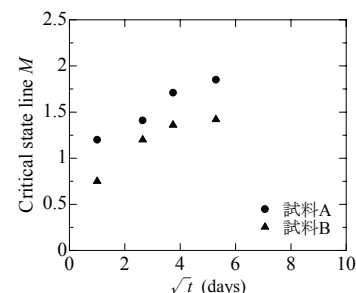


図-15 M と t との関係

3.4 石炭灰の自硬性を表現する構成モデル

以上の非排水三軸圧縮試験の結果を踏まえると、石炭灰の自硬性によって見られるこれらの挙動は、不飽和土における不飽和化の効果と類似している。河井ら¹⁵⁾は、既往の不飽和土構成モデルの多くが、サクシンの有効応力寄与分の表現と不飽和化による等方応力下での降伏応力の増大によって表されていることを示しており、同じ手法が石炭灰でも適用できると考えられる。石炭灰における自硬性は、この降伏応力を養生日数に依存する関数として与えることで表現し得る。なお、前述したように、下負荷面を制御するパラメータ m は過圧密比の関係としているが、過圧密比は養生日数によって変化し、長い時間を要する問題については時々刻々と変化する過圧密比に対して、下負荷面パラメータを変化させる必要があり、計算が煩雑になることから、下負荷面を適用しないオリジナル Cam-Clay モデルに先に得られた養生日数に対する降伏応力および限界状態比の関係式を用い、次式のような石炭灰の構成モデルを提案する。

$$f(\sigma', \varepsilon_v^p, t) = M(t)D \ln \frac{p'}{p'_c(t)} + D \frac{q}{p'} - \varepsilon_v^p \quad (11)$$

$p'_c(t)$ は降伏応力、 $M(t)$ は限界状態係数であり、時間の関数であることを示している。ここでの時間は石炭灰を水と反応させてからの養生時間を指す。図-16 に構成モデルの概念図を示す。等方応力条件における降伏応力 p'_c 、限界状態における応力比 M の値が、時間とともに大きくなり、結果として降伏面が拡大することを表す。本研究では、Cam-Clay 系の構成モデルの理論的フレームワークを保持し、実務的なフィッティングを行うことを主眼とする。そのため、 M と p'_c の時間変化は、構成モデルの適応条件に大きな影響を及ぼさないものとして無視している。この意味で、厳密には硬化則が塑性体積ひずみのみで表わされていない。すなわち、硬化則を時間の関数とすることで自硬性を表現している。

ここで、上に示した構成モデルのパフォーマンスを確認するため、土/水連成有限要素解析プログラムに取り組み、一次元圧密試験を模擬する。対象とするのは試料 A で、式 (7) と式 (8) で示す降伏応力および限界状態応力比の時間関数を用いる。解析領域は軸対称条件の、高さ 60mm × 直径 60mm の円筒形を想定し、上端に荷重を与える（図-17）。表-6 には解析に用いたパラメータを示す。初期応力が 9.8kPa で、初期の降伏応力が 98kPa の供試体を想定し、まず 147kPa まで荷重を与え、1 年間放置後、再び 686kPa まで荷重を与える。図-18 に得られた結果を示す。載荷初期には、弾性挙動を示し、 $\sigma_v = 50$ (kPa) 付近で応力点が降伏面に達し、弾塑性挙動に変わっていることが分かる。供試体を放置後、圧縮線の傾きが弾性状態と等しくなり、 $\sigma_v = 600$ (kPa) 付近で再び弾塑性状態に移行している。これは、供試体が自硬性によって降伏応力が増加し、再載荷時には、また弾性挙動が現れることを示している。この構成モデルで後藤らの埋立て模型試験のシミュレーション

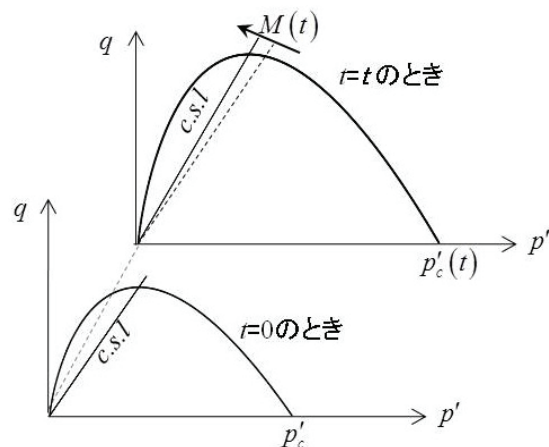


図-16 本論文提案する自硬性を表現できる構成モデル

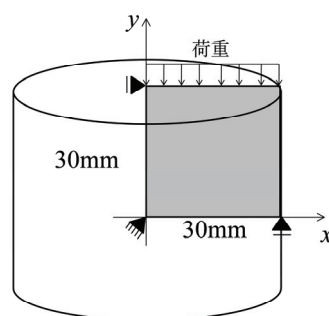


図-17 一次元圧密試験における解析領域

表-6 一次元圧密における解析パラメータ

λ	κ	Λ
0.061	0.0092	0.85
$M(t=0)$	k [cm/s]	D
1.0	1.1×10^{-4}	0.024
p'_i [kPa]	$p'_c(t=0)$ [kPa]	e_0
9.8	98.0	1.2

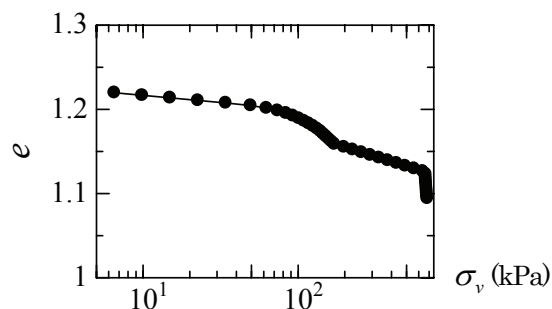


図-18 自硬性を表現できる構成モデルを用いた一次元圧密を模擬した結果

を行う。

3.5 水中埋立て模型地盤のシミュレーション

後藤らの模型試験で観測された石炭灰地盤の間隙比、水平土圧分布の鉛直方向のバラツキは、その自硬性が大きく影響したと考えられる。ここでは、前節で提案した石炭灰の自硬性を表す構成モデルを用いて埋立て模型地盤の模擬を行う。用いる材料は試料 A である。解析パラメータは表-7 のとおりである。解析領域は図-19 に示すように、高さ 6m の土槽を考慮し、鉛直に 30 層に分割して、上面と下面を排水境界し、側方は非排水境界としている。図に示すように、実際の模型試験とは多少異なり、石炭灰の自重圧密による沈下も考慮して、投入休止面をやや高い位置で設定した。

図-20 に、解析から得られた間隙比の深度分布を示す。実験で見られた投入休止面を境とした間隙比の大小逆転が表現できているのが分かる。このメカニズムは以下のように説明できる。投入される圧密層は正規圧密領域にあり、自重圧密により間隙比を減ずる。放置期間中には、応力状態の変化なく、降伏応力が増大することになる。この状態で、次の圧密層が投入されると、上載される層は同様に正規圧密領域で自重圧密するものの、下部層は過圧密領域での間隙比変化となる。そのため、下部層の最上部の要素と上部層の最下部の要素では、応力はそれほど変わらないにも関わらず、圧縮量が上部層の最下部要素の方が大きいいため、投入休止面で間隙比の逆転が生じる。実験結果と比較すると、間隙比が全体的に大きくなっているが、これは、石炭灰が自硬性を発現する際に、水との反応生成物である針状結晶を作り、間隙比産出時の固体体積が増えているためと考えられる。本研究では、液相の固体への変相は考慮していないため、今後の検討課題である。

図-21 に放置期間中に測定した水平土圧の時間変化を示す。実験に見られた水平土圧の増加傾向が変化する挙動は、解析では初期に等方応力状態にあった試料が一次元圧密により K_0 圧密状態に移行するということで表現されている。図-8 の 25~40 日の間にみられる水平土圧の減少までは表現できていないが、全体的な傾向は試験結果に一致していると言える。

図-22 に水平土圧の深度分布を示すが、図-9 の埋立て模型試験で計測された水平土圧とは定量的な隔たりが見られる。埋立て模型試験では、養生日数とともに水平土圧が増加する傾向があり、ある期間を経過すると、想定される鉛直土被り圧(全応力)よりも大きくなる。やがて、放置期間中に土槽上部に何らの荷重も作用しないのに、計測された水平土圧が鉛直応力を上まわり、 K_0 が 1.0 以上となっている。この挙動は力学的に説明不可能であり、土圧計による計測に何らかの問題があったと推定せざるを得ない。参考文献より、実験は屋外で実施されており、夏場に石炭灰が投入され、計測期間が冬場を迎える時期に終了している。特に石炭灰が投入された時期には、温度に大きく影響

表-7 水中埋立て模型地盤模擬試験の解析パラメータ

λ	κ	Λ	$M(t=0)$	e_0	D
0.061	0.0061	0.9	1.0	1.2	0.024
p'_i	$p'_c(t=0)$	$k_x = k_y [cm/s]$		$\gamma_t [tf/m^3]$	
0.09 tf	0.065 tf	1.1×10^{-4}		1.65	

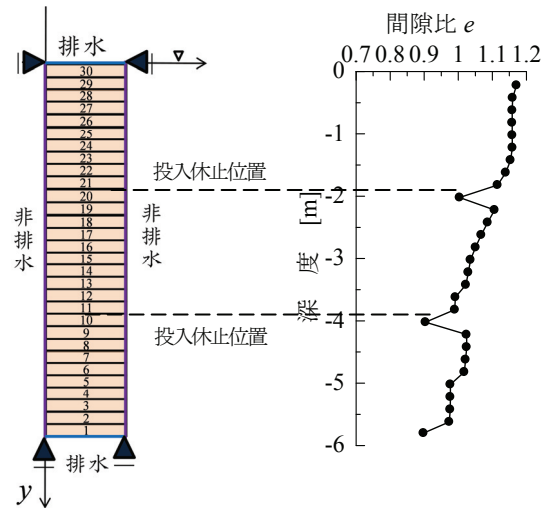


図-19 水中埋立て模型試験の解析領域

図-20 間隙比の深度分布

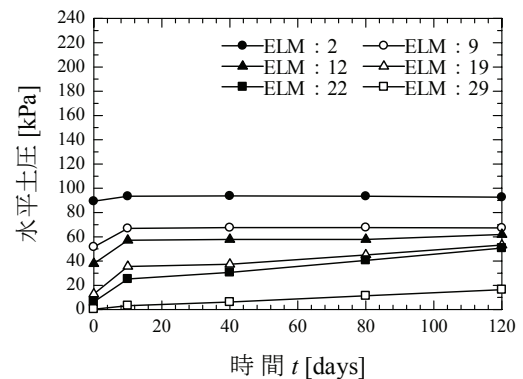


図-21 水平土圧の時間変化

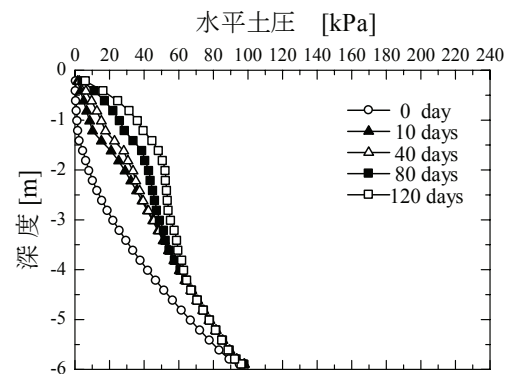


図-22 水平土圧の深度分布

を受けた可能性がある。自硬性を示すポゾラン反応自体は熱を発生する反応であるが、夏場の高温が鋼管温度をさらに上昇させ、模型地盤内部でよりポゾラン反応が促進された可能性が高く、この温度の影響により、恒温室内で実施された非排水三軸試験と異なった自硬性の進展があったと考えられる。また、模型試験の鋼管の熱膨張係数と石炭灰の熱膨張係数などの違いにより、高い水平土圧を計測された可能性も否定できない。解析結果はこのような大きな水平土圧の変化を再現できていないが、時間経過とともに水平土圧分布が湾曲していく様子は表現できている。

4. 結論

本研究は今後有効利用が望まれる石炭灰埋立て地盤の挙動予測を目指し、石炭灰のモデル化およびその妥当性を検討している。

室内で実施した非排水三軸試験の結果を用いて、石炭灰の自硬性の効果は降伏応力および限界状態応力比の増大として現れることが分かった。その度合いを定量化するために既往の構成モデルで室内非排水三軸試験の再現を行い、パラメータフィッティングすることによって、養生日数と材料パラメータの変化との関連性を把握した。結果的に、自硬性による内部構造の変化は、降伏応力と限界状態応力比が経過時間とともに変化するような形でモデル化できた。新構成モデルの妥当性を検討するため、後藤らの埋立て模型地盤試験を模擬し、定性的に実験結果を再現できた。実際の石炭灰の建設用途への再利用を考えると、より初期条件、境界条件の複雑な問題への対応が必要となる。本研究では、構成モデルを選ぶことなく自硬性を表現できる手法を提案しており、汎用性は高いと考える。また、室内試験結果から得られる比較的短い期間で発現する自硬性を考慮したため、時間に対して降伏応力や限界状態線の傾きが単調増加する関数を適用したが、適切な関数形を与えることで、長期的な挙動予測も可能であると言える。

参考文献

- 1) 片岡哲之, 岡本敏郎, 緒方信英: 石炭灰埋立て地盤の物理的・力学的特性—締固めによる強度増加特性—, 電力中央研究報告書, U91025, 1991.
- 2) 嶋田隆一, 小池章久, 前川太: 建設発生土に石炭灰を混合した流動化処理土の材料特性, 第 34 回地盤工学研究発表会講演集, pp.2287-2288, 1998.

- 3) 安原一哉, 兵藤正幸, 平尾和年: 石炭灰による埋立て地盤の液状化特性, 土と基礎, Vol.39, No.2, 土質工学会, 1991.
- 4) 土木学会エネルギー土木委員会新エネルギー技術小委員会: 石炭灰の土木材料としての利用技術の現状と将来展望—埋立, 盛土, 地盤改良—, 土木学会, 1990.
- 5) 後藤浩一: 廃棄物としての石炭灰による埋立て地盤の液状化に関する研究, 京都大学博士論文, 1994
- 6) 後藤浩一, 柴田徹: 石炭灰の埋立て地盤の液状化対策に関する研究, 土木工学会論文集, No.529, III-33, pp.113-123, 1995.
- 7) 亀井健史, 松尾和俊, 志比利秀: 石炭灰を利用した気泡混合軽量土の一軸圧縮特性に及ぼす混練水の影響, Mem. Fac. Sci. Eng. Shimane Univ. Series A. 36, pp.25-32, 2002
- 8) 亀井健史, 松尾和俊: 養生条件の違いが石炭灰を利用した気泡混合軽量土の一軸圧縮強さに及ぼす混練水の影響, Mem. Fac. Sci. Eng. Shimane Univ. Series A. 37, pp.21-27, 2003
- 9) Schofield, A and Wroth, P.: Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill, pp.1-310, 1968.
- 10) 橋口公一: 下負荷面モデル, 土と基礎, 52—10 (561), pp.30-32, 2004.
- 11) 川地武, 久保博, 高倉岳夫: 清水練り・海水練り自硬性安定液の固化強度と透水係数, 土木学会第 46 回年次学術講演会, III-517, pp.1056-1057, 2002.
- 12) Viradeth, P., 河井克之, 金澤伸一, 飯塚敦: 下負荷面を用いた不飽和土における降伏面内の弾塑性挙動のモデル化, 第 45 回地盤工学会研究発表会. E-3, pp.667-668, 2010.
- 13) 軽部大蔵, 勝山潤一, 西海健二, 丹羽尚人: 不飽和土の三軸圧縮状態における降伏関数, 土木学会論文集, No.406 III-11, pp.205-211, 1989.
- 14) Kohgo, Y., M. Nakano and T. Miyazaki: Verification of the generalized elasto-plastic model for unsaturated soils, *Soils and Foundations*, Vol.33, No.4, pp.64-73, 1993.
- 15) 河井克之, 汪偉川, 飯塚敦: 既存の不飽和土構成モデルの解釈及び水分特性曲線ヒステリシスを考慮したモデルの一般的な表現方法, 応用力学論文集, Vol. 7, pp. 505-513, 2004.

(2012 年 3 月 8 日 受付)