

クリンカアッシュの基礎物性と地盤材料への有効利用技術について

Basic Properties and Effective Utilization of Clinker Ash for Geomaterials

吉岡一郎 Ichiro YOSHIOKA (中国電力(株)流通事業本部)
中下明文 Akifumi NAKASHITA (株)エネルギー・エコ・マテリアル



中国電力(株)の主要電源である石炭火力発電所から産出される石炭灰は年間約 70 万 t にも達しており、電力の安定供給と環境負荷低減の観点から、その有効利用は喫緊の課題となっている。このため、著者らは石炭灰の主に土木資材としての実用化を目指した有効利用技術に関する種々の研究・開発を推進している。本稿では、石炭灰のうち、クリンカアッシュの粒子破碎性等の微視的な材料特性に着目した基礎物性把握とその結果を踏まえた地盤材料への有効利用技術について紹介する。

キーワード：石炭灰，クリンカアッシュ，地盤材料，粒子破碎性，力学特性 (IGC : A10, D0)

1. はじめに

石炭はその豊富な埋蔵量と価格の安定性等から優れた電力エネルギー資源の一つと位置付けられており、今後も主要なエネルギー源として推移するものと考えられる。現在、国内の石炭火力発電所から産出される石炭灰は年間 900 万 t 近くに達しており¹⁾、環境負荷低減の観点から、その有効活用は喫緊の課題となっている。

一方、2001年には社会の物質循環を確保するための「循環型社会形成推進基本法」が施行され、その後、「廃棄物処理法」、「資源有効利用促進法」、「グリーン購入法」等の法律が次々と改正・施行された。特に「資源有効利用促進法」では、石炭灰は「特に再生資源として有効利用を促進しなければならない指定副産物」に位置付けられており、石炭灰における有効利用拡大への取り組みは、社会の環境保全意識の高まり中で、時代の趨勢に合致したものと考えられる。この石炭灰のうち、クリンカアッシュ(以下、CA)は、せん断強度や透水係数が大きい等の材料特性から、盛土材、路盤材、凍上抑制材、グラウンドの排水材等、多岐にわたり利用される機会が増えてきた。また、バーチカルドレーン工法、コンパクションパイル工法や岩盤緑化基材への適用の検討もなされている。

しかしながら、CAの生成過程に起因するところの破碎性に着目した材料特性の検討はなされておらず、その他の微視的な材料特性についても、未解明の部分が多く残されていた。そこで、著者らは、CAの微視的な地盤材料学的な特性について、室内試験や現位置試験を通じて、明らかにするとともに、これらの試験結果に基づいた合理的な地盤材料としての適用方法とその有効性について示してきた^{2~16)}。

本稿は、これらの研究成果の概要と併せ、この研究成果に基づく実現現場に対応した適用性検討について紹介するものである。

2. クリンカアッシュの基礎物性

2.1 クリンカアッシュの化学特性

a) 化学組成

表-1にCA、国内炭と海外炭から発生したフライアッシュ(以下、FA)、山土および水砕スラグの化学成分を示す。CAの化学成分は二酸化珪素(SiO_2)および酸化アルミニウム(Al_2O_3)が多く、ついで Fe_2O_3 、CaOなどの鉱物を含んでいる。この表から、CAは国内炭、海外炭から発生したFAおよび山土の化学組成と類似しており、特殊な化学成分で構成された材料ではないことがわかる。

一方、水砕スラグと比較すると、CaO成分が極端に少ないことから、CAは自硬性に乏しく、硬化しにくい材料であり、軟弱地盤上の盛土等に利用された場合、周辺地盤への変形追従性が良いと考えられる。

表-1 各種材料とクリンカアッシュの化学成分^{1), 17)}

化学成分	CA	国内炭 FA	海外炭 FA	山土	水砕スラグ
SiO_2	52~78	50~55	40~75	60	30~36
Al_2O_3	14~34	25~30	15~35	22	12~15
Fe_2O_3	3~13	4~7	2~20	-	-
CaO	1~8	4~7	1~10	1	40~43
K_2O	1~3	0~1	1~4	-	-
MgO	1~3	1~2	1~3	1	5~8
Na_2O	0~1	1~2	1~2	-	-
SO_3	0~1	-	-	-	-
FeO	-	-	-	-	0~1
S	-	-	-	-	0~1

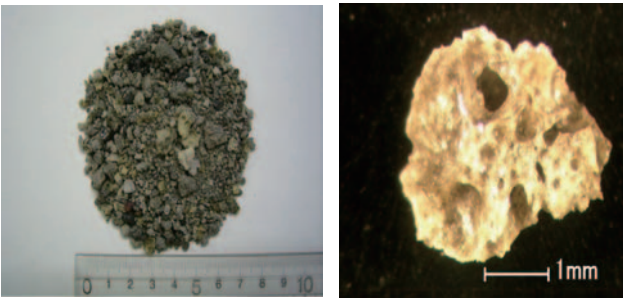
b) 化学的安定性

CAはFAと同一の化学成分がボイラー内で溶融した後、水槽内で急冷されたガラス溶融固化状態で生成されるため、化学的に安定しており、「土壤汚染に係る環境基準（環告第46号）」および「海洋汚染及び海上災害の防止に関する法律施行令5条第1項の判定基準」の溶出基準を十分に満足している。

2.2 クリンカアッシュの一般的な粒子性状

写真-1(a)にCAの外観、写真-1(b)にCA粒子を拡大した顕微鏡写真をそれぞれ示す。これらの写真からCA粒子の微細構造は不定形で角張った形状であることや粒子内に外部と連結した空隙と外部と連結していない空隙が存在することが確認できる。また、粒子形状が粗くなると内部摩擦角が高くなるのが既往の研究成果で示されており、CAの角張った形状は内部摩擦角にも影響を及ぼしているものと考えられる。

また、既往の資料¹⁾では密詰め、緩詰めCA、まさ土および粗砂の易効水含水量試験による易効水含水量をそれぞれ、9.4%、5.8%、4.0%、2.0~3.0%としている。ここで、易効水含水量とは土壌中の水分に対する植物に効率良く利用できる水分量を示しており、この値が大きいほど水分の保有量が多いと判断できる。このデータから、CAには高い保水性があることを示しており、上述の外部と連結した粒子内の空隙の存在に起因するものと考えられる。



(a) CAの外観 (b) 粒子の微細構造
写真-1 クリンカアッシュの粒子形状

表-2 試料の物理特性

物理定数 試料名	ρ_s (g/cm^3)	ρ_s (g/cm^3) (250 μm 以下)	d_{50} (mm)	U_c	e_{max}	e_{min}	A_r	R_c
C.A.a	1.954	2.293	2.228	13.8	1.776	0.948	1.398	1.665
C.A.b	2.066	2.132	0.562	16.9	1.510	0.860	1.412	2.004
C.A.c	2.079	2.156	1.174	16.5	1.423	0.772	1.508	1.508
C.A.d	2.092	2.256	2.563	36.4	2.019	1.086	1.550	1.572
C.A.e	2.197	2.358	1.147	15.2	1.528	0.868	1.478	1.798
C.A.f	2.240	2.371	1.628	13.5	1.572	0.902	1.532	1.783
U-Masado	2.587	-	1.010	9.45	0.932	0.487	1.445	1.251
P.I.Masado	2.624	-	0.546	7.00	0.967	0.491	1.412	1.248
M-Masado	2.690	-	0.600	15.5 9	1.180	0.640	1.410	1.270
Shirasu	2.307	-	0.175	11.8	1.494	0.775	1.537	1.347
Silica _{1.4-1.7}	2.639	-	1.550	1.10	0.881	0.632	1.190	1.150
Silica _{0.18-2.0}	2.665	-	0.736	2.20	0.936	0.588	1.281	1.159
Toyoura	2.643	-	0.200	1.20	0.973	0.635	1.454	1.203
Aio	2.633	-	0.400	2.74	0.958	0.582	1.557	1.274
Chibishi	2.821	-	0.613	2.40	1.574	0.983	1.834	1.500

・Silicaの添字の1.4-1.7および0.18~2.0は、シリカ砂の粒径(mm)の範囲を示す。

2.3 クリンカアッシュの物理特性

a) 使用材料

試験に供したCAは、大量の供給が可能な西日本の大規模石炭火力発電所（6発電所）から採取した6種類のC.A.a~fである。また、CAとの比較材料として、自然の破砕性材料であるU-Masado（宇部まさ土）、P.I.Masado（ポートアイランドまさ土）、M-Masado（松江まさ土）、Shirasu（しらす）や石英質の砂であるSilica_{1.4-1.7}、Silica_{0.18-2.0}（シリカ砂）、Toyoura（豊浦砂）、Aio（秋穂砂）、Chibishi（チビシ砂）を用いた。表-2にこれらの材料の物理定数を示す。

b) 土粒子密度と粒度分布

粒子密度試験はJIS A 1202に準拠し、9.5mmふるいを通じた粒子に対して行なった。一般土の土粒子密度は、鉱物の種類や含有量および鉱物の風化の影響を受け、無機質土であれば2.6~2.8 g/cm³の範囲にあるのに対し、CAの土粒子密度は1.95~2.24 g/cm³と、かなり小さな値を示して

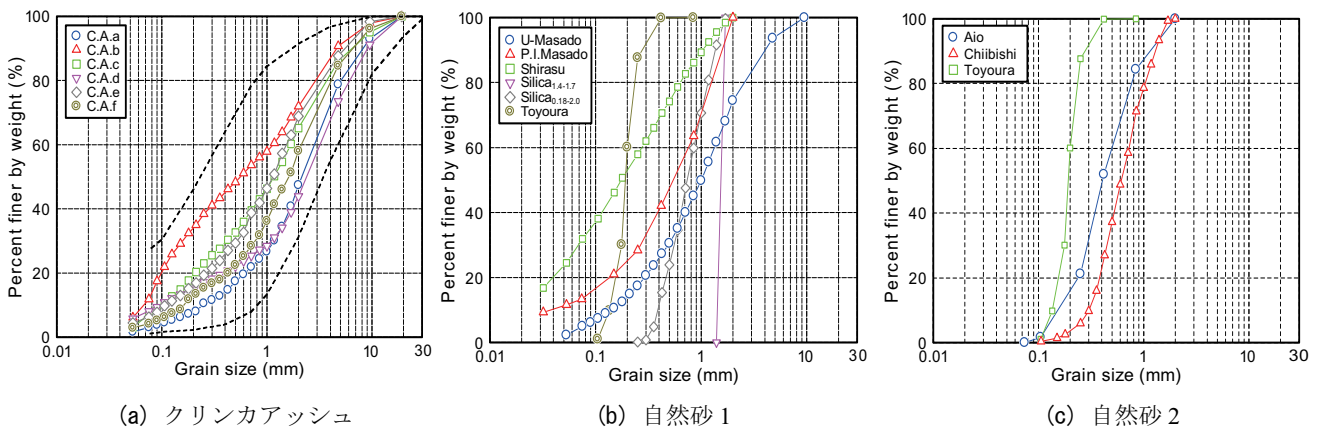


図-1 クリンカアッシュの粒度分布

いることがわかる。これは、2.2 で述べた内部空隙の影響と考えられる。また、他の自然砂と比較しても小さな値を示しているが、これらも同様な理由と考えられる。更に、CA を乳鉢ですりつぶし、250 μm ふるいを通過した粒子に対する密度試験も実施したが、すべての CA 粒子で 250 μm ふるいを通過した粒子密度が 9.5mm ふるいを通過した粒子密度よりも大きな値を示しており、粒子内部に存在する空隙が影響していることが確認できる。

図-1 (a), (b), (c) に各試料の粒径加積曲線を示す。図中には、先に若槻らが全国 15 箇所の石炭火力発電所から収集した 60 試料の CA に対する粒径加積曲線⁴⁾の範囲を破線で示しており、当該試料は、この範囲に入ることが確認できる。CA は、礫分 28~56%、砂分 36~63%程度含むことから礫質土や砂質土に分類され、均等係数 U_c は、13~36 の範囲にあり、「粒径幅の広い」材料であることがわかる。

c) 粒子径と単粒子の破碎強度

図-2 は、CA (C.A.a~f) と自然砂の真円度 R_c および縦横比 A_r の関係を示したものである。自然砂は主に、図中に示した破線の範囲内に分布しており、真円度が小さくなるのに伴い縦横比が小さくなる傾向を有する。一方、CA は縦横比が 1.4~1.6 の間で自然砂の分布範囲内ではあるものの、真円度は 1.5~2.0 とかなり高い範囲にあることがわかる。これは、CA は粉砕機により粉砕しているため、粒子形状が非常に複雑になるものと考えられる。

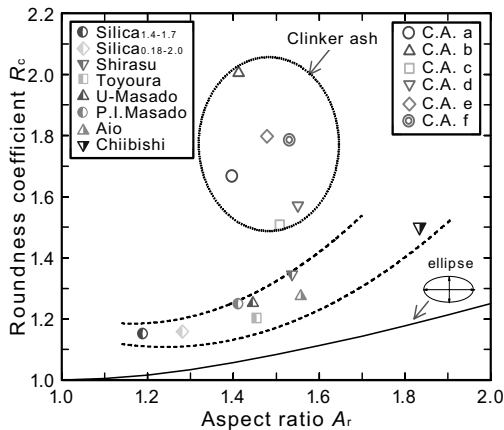


図-2 真円度 R_c と縦横比 A_r の関係

図-3 に単粒子破碎強度 σ_{fm} と実験時の初期粒径 d_0 の関係を示す。この図から、単粒子破碎強度 σ_{fm} が、同一粒径に対して自然砂では、Silica, Toyoura, U-Masado, Shirasu の順で小さくなり、次いで、CA となることがわかる。ここで、自然砂の中でも Shirasu は、火砕流堆積物であることから、他の自然砂と比較して多孔質であるため、自然砂の中でも単粒子破碎強度が小さい値を示している。また、自然砂は試料によらず初期粒径 d_0 が大きくなるにつれて、

単粒子破碎強度は低下する傾向がみられる。一方、CA は粉砕機で強制的に粉砕されるため、バラツキが大きいものの、試料全体としての単粒子破碎強度 σ_{fm} は、 d_0 が大きくなると小さくなる傾向にあり、両対数上で自然砂と同様に -0.79 の勾配を持つ直線で近似することができる。ただし、CA の単粒子破碎強度は、自然砂と比較して 1/5~1/10 程度と小さく、破碎されやすい材料であることがわかる。

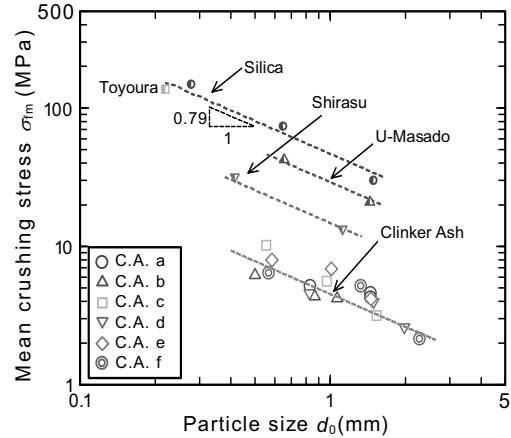


図-3 粒子径と単粒子破碎強度

2.4 クリンカアッシュの力学特性

a) 締固め特性

図-4 に U-Masado および CA の締固め曲線を示す。CA は U-Masado のように締固め曲線が鋭く立ち上がることはなく、なだらかな曲線となっている。これは、CA の場合、粒子形状が不定形であることから、締固め時に粒子の再配列が起こりにくい材料であるためと考えられる。この現象は CA (C.A.a~C.A.f) の締固めが含水比に大きく影響されないことを示しており、締固め管理がし易い材料と言える。また、最大乾燥密度 ρ_{dmax} は U-Masado が 1.78g/cm³ であるのに対して、CA の最大乾燥密度は、粒子密度が小さいことから、0.97~1.16g/cm³ 範囲の小さな値を示しており、軽量材としての適用性が高い材料であることがわかる。

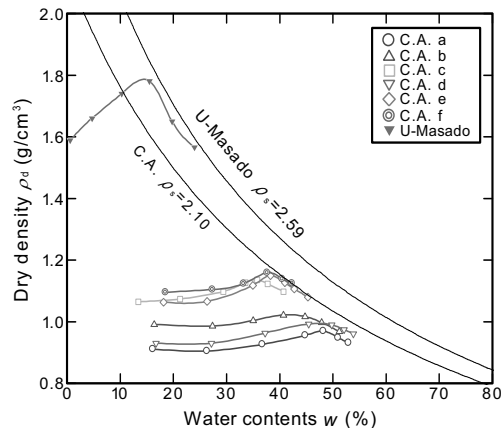


図-4 締固め曲線

b) 静的せん断特性

静的せん断特性を検討するため、圧密排水三軸圧縮試験を実施した。試験には、C.A. a~fおよび実際に埋立材料として利用されている M-Masado と Silica_{0.18-2.0}を用いた。また、圧密排水三軸圧縮試験は、低圧三軸圧縮試験機により JGS 0524-2000 に準じて実施した。ここで、有効拘束圧は、 $\sigma_c'=50, 100, 200\text{kPa}$ とし、ひずみ速度は、 $0.2\%/\text{min}$ とした。表-3 に圧密試験の試験条件を示す。

表-3 圧密非排水三軸試験条件一覧

試料	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	相対密度 D_r (%)	締固め度 D_c (%)	有効拘束圧 σ_c' (kPa)
C.A.a	0.712	4	73	50,100,200
C.A.b	0.867	20,40	85,90	
C.A.c	0.876	8,59	77,90	
C.A.d	0.741	21,72	75,90	
C.A.e	0.879	4	77	
C.A.f	0.890	8	77	
M-Masado	1.657	102	90	30,60,120
Silica _{0.18-2.0}	1.636	90	-	50,100,200, 300,400,500

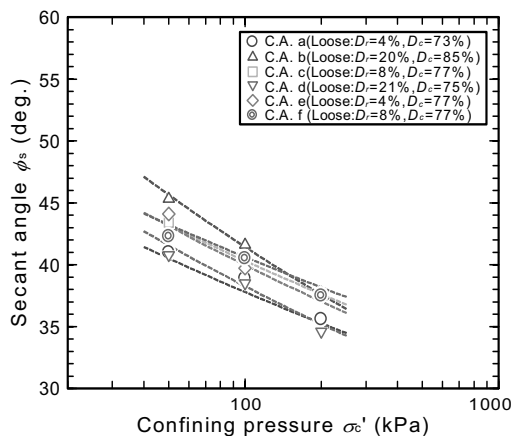
図-5 に CA と他の材料との比較のために、緩い状態と密な状態の Silica_{0.18-2.0}および M-Masado のピーク応力時のセカント角度 ϕ_s' と有効拘束圧 σ_c' の関係を示す。図から、CA はセカント角度が対数表示した有効拘束圧に対して直線的に低下することが確認できる。また、CA が 50kPa の有効拘束圧では、40°以上のセカント角度を確保でき、最も小さなセカント角度が得られた緩詰め供試体の C.A.d における有効拘束圧 σ_c' が 200kPa の場合でも $\phi_s'=34.6^\circ$ が確保されていることがわかる。

これらのことから、CA は緩い状態であっても $\sigma_c'=50\sim 200\text{kPa}$ の範囲であれば、ほぼ 35°以上のセカント角度が得られることがわかる。ここで、一般的な砂質土の内部摩擦角は設計上 30°程度とすることを考慮すれば、CA はこれに比べて最低でも 5°以上の大きな値を採用することが可能であり、CA を利用した土構造物を設計する場合には、上述のような静的せん断強度の応力依存性を考慮し、有効拘束圧に応じたセカント角度を内部摩擦角として採用することが合理的である。

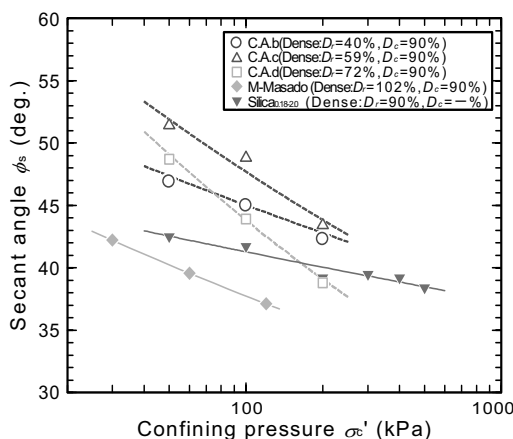
c) 飽和・不飽和透水特性

飽和透水係数を図-6 に示す。これは、JIS A 1218 の定水位透水試験に準じて求めたものである。この図から、CA の透水係数は間隙比の低下に伴い減少する傾向を有するものの、室内の締固め試験における 6Ec 程度の高い締固めエネルギーで締め固めても、透水係数の著しい低下は見られず、 $1.0 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$ のオーダーを確保できているのがわかる。

図-7 および図-8 にそれぞれ、不飽和時の体積含水率 θ ~ 圧力水頭 ψ と体積含水率 θ ~ 比透水係数 k_r の関係を示



(a) 緩詰め



(b) 密詰め

図-5 セカント角度と有効拘束圧の関係

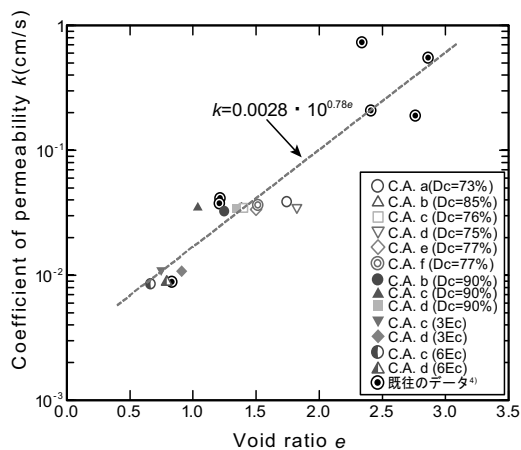


図-6 間隙比と飽和透水係数の関係

す。図中の砂質土と礫質土の曲線は、国土技術研究センター¹⁸⁾が示している一般に浸透流解析で使用される値である。図から、砂質土および礫質土は体積含水率が 0.2 で圧力水頭が 0m、比透水係数が 1.0 となり、体積含水率が 0.2 以上の範囲では、飽和状態と同様な水の流れやすさとなる。これに対して、CA は、体積含水率が 0.10~0.20 程度の間で圧力水頭は、-1m 程度まで急激に増加するものの、 θ がこれよりも大きくなると、圧力水頭の増加割合は低下し、体積含水率が 0.35~0.40 となって、圧力水頭はゼロとなる。

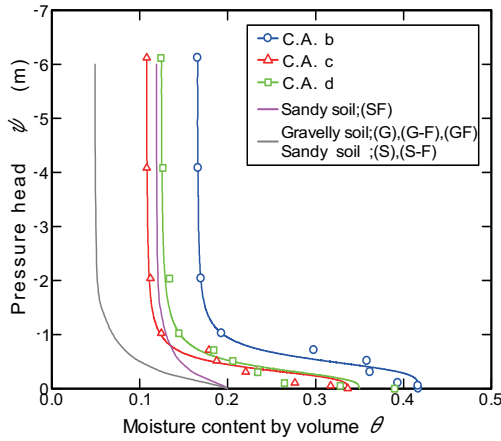


図-7 体積含水率 θ ～圧力水頭 ψ の関係

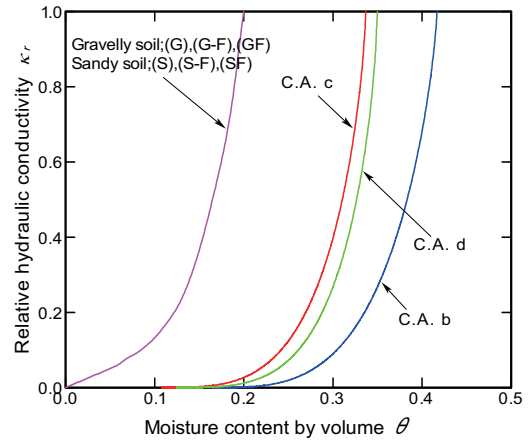


図-8 体積含水率 θ ～比透水係数 k_r の関係

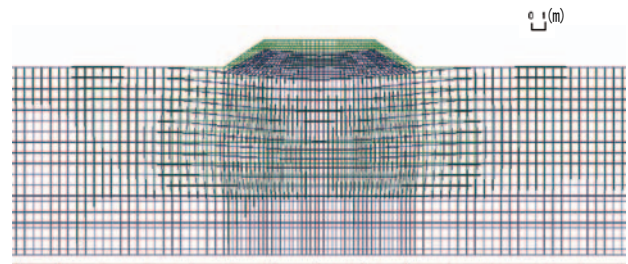
また、比透水係数は、体積含水率が 0.10～0.20 から増加し始め、これが、0.35～0.40 で 1.0 となる。このことから、CA の場合、体積含水率が 0.2 程度までは、不飽和浸透流そのものが発生せず、体積含水率が 0.35～0.40 以上にならないければ、飽和状態の透水係数とはならないことがわかる。

CA の圧力水頭あるいは比透水係数は、一般的な砂質土や礫質土と比較すると体積含水率がある程度大きくなると一般土と同等にならないことを示しており、これは CA 内に存在する空隙が影響を及ぼしているものと考えられる。つまり、CA は空隙の毛管作用の影響を受け、吸水による地下水位の上昇が抑えられる一方、一旦、飽和状態になると高い飽和透水係数により、早期に排水され地下水位が低下することを示している。

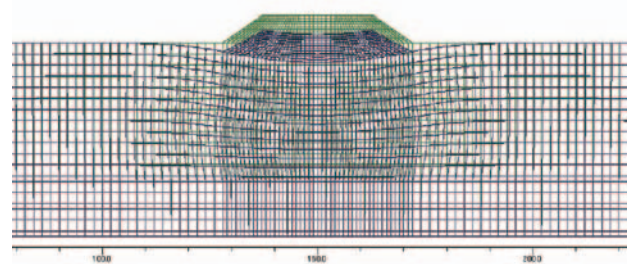
既設盛土および
クリンカアッシュ盛土



図-9 解析モデル



(a) C.A.c



(b) M-Masado

図-10 盛土の最終変形状況

3. クリンカアッシュの有効利用技術

3.1 軟弱地盤上の盛土材料に関する適用性の検討

a) 検討の対象と内容

CA は軽量でせん断強度が大きいことから、盛土の剛性も高いことも相まって、軟弱地盤への荷重軽減および荷重分散効果も大きいことが予想されるため、当該地盤上での盛土材料として有効と考えられる。ここでは、盛土材料でよく使用されるマサ土を比較対象として、CA の軟弱地盤上における盛土材料としての適用性について、検討を実施した。

b) 検討結果

解析モデルおよび土質定数を、それぞれ、図-9 および表-4 に示す。図示の解析モデルは広島市内の軟弱地盤を想定しており、上層から上部砂礫層 (Us)、上部粘性土層 (Uc)、下部砂礫層 (Ls) および最下部層 (Lm) から構成されている。

図-10 に、マサ土および CA 盛土の最終沈下量時にお

ける地盤変形図を、図-11 に各盛土材の盛土中央部における沈下量経時変化を示す。変形図から、地盤の沈下量とそれに伴う側方への変形量もマサ土に比べて、CA が小さいことが確認できる。また、沈下量の経時変化から、CA の沈下量は M-Masado の約 0.5～0.7 倍であり、CA の圧密沈下量の低減効果が大きいことが確認でき、CA の中では C.A.b が最も大きく、C.A.c および C.A.d はほとんど差がなかった。このような沈下量の相違は、各盛土材料の有効土被り

表-4 沈下解析における土質定数

地層	モデル	湿潤密度 ρ_s (g/cm ³)	変形係数 E (KPa)	ポアソン比 ν	静止土圧係数 K_0	透水係数 k (cm/sec)	初期間隙比 e_0	圧縮指数 λ	非可逆比 A	ゲルタンジ係数 D	限界状態応力比 M
盛土 (C.A.b)	弾性体	1.17	6,800	0.213	0.270	1.0E-2	—	—	—	—	—
盛土 (C.A.c)	弾性体	1.08	20,000	0.179	0.218	1.0E-2	—	—	—	—	—
盛土 (C.A.d)	弾性体	1.04	10,700	0.199	0.249	1.0E-2	—	—	—	—	—
盛土 (M-Masado)	弾性体	1.83	13,800	0.333	0.364	1.0E-2	—	—	—	—	—
上部砂礫層 (Us)	弾性体	1.80	7,000	0.333	0.499	1.0E-3	—	—	—	—	—
上部粘性土層 (Uc)	弾塑性体	1.40	—	0.333	0.499	1.0E-7	2.40	0.434	0.686	0.073	1.20
下部砂礫層 (Ls)	弾性体	2.00	14,000	0.333	0.499	1.0E-3	—	—	—	—	—
最下部層 (Lm)	弾性体	2.20	35,000	0.333	0.499	1.0E-3	—	—	—	—	—

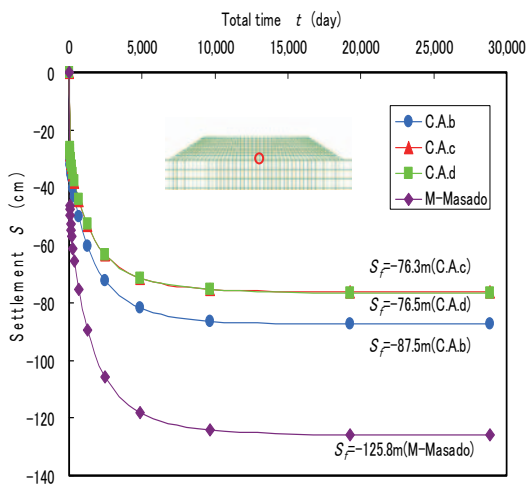


図-11 盛土中央部の沈下量経時変化

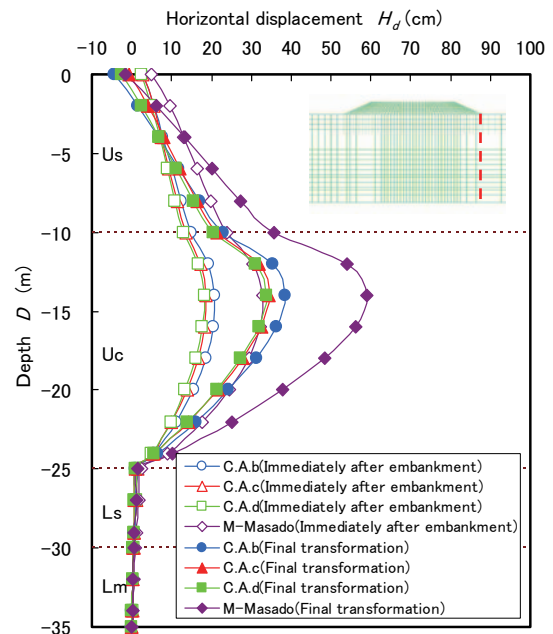


図-12 盛土法尻下の水平変位量 (盛土直後と最終沈下後の比較)

圧や変形係数の差異の内、特に前者に関する湿潤密度の大小によるものと考えられる。図-12に盛土法尻下の水平変位量について、盛土直後と最終沈下時との比較を示している。図から、いずれの時期においても在来地盤の水平変位は、M-Masado, C.A.b, C.A.c, C.A.dの順で大きく、CAを盛土材料とした場合には、最終変位量でM-Masadoに対して0.55~0.65倍程度となり、水平変位に対しても低減効果があることが確認できる。

3.2 斜面上の盛土材料に関する適用性の検討

a) 検討の対象と内容

過去に豪雨の浸透に伴う地下水位の上昇を招き、その結果、浸透圧の増加により斜面の安定性が低下し、大規模斜面崩壊に至ったケースを検討対象として、斜面上に構築されたCAによる盛土と既設盛土斜面の安定性に関する比較検討を実施した。

b) 検討結果

解析モデルおよび土質定数を、それぞれ、図-13および表-5に示す。図のように、解析モデルは盛土、崖錐性堆積物および岩盤により構成されている。図-14には、降雨

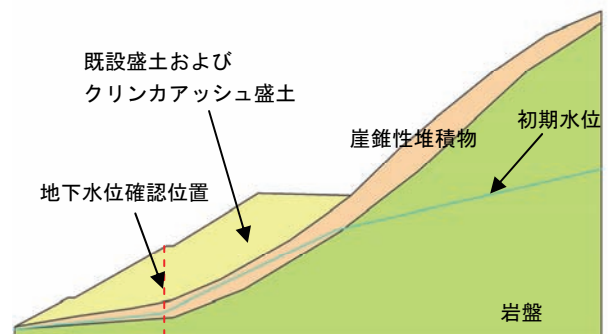


図-13 解析モデル

と最小安全率、地下水位の関係を併記している。CAを盛土材料として採用した場合には、いずれの材料でも初期水位(0時間)で1.5前後の最小安全率が得られ、通常の地下水位の状況であれば、かなり安定していることがわかる。また、降雨による盛土内の地下水位の上昇は、既設盛土よりも小さく、最小安全率は、最低でも1.3程度は確保され

表-5 浸透流解析における土質定数

土層名	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	飽和密度 ρ_{sat} (g/cm ³)	粘着力 c (kPa)	内部摩擦角 ϕ (°)	透水係数 k (cm/sec)	比貯留係数 S_s (1/m)
既設盛土	1.90	2.00	23.0	13.0	1.8×10^{-3}	1.0×10^{-4}
クリンカアッシュ(C.A. b)	1.11	1.47	0.0	43.9	3.2×10^{-2}	1.8×10^{-4}
クリンカアッシュ(C.A. c)	1.24	1.53	0.0	45.0	3.4×10^{-2}	2.5×10^{-4}
クリンカアッシュ(C.A. d)	1.08	1.47	0.0	41.4	3.4×10^{-2}	1.1×10^{-4}
崖錐性堆積物	2.00	2.10	33.0	15.0	1.9×10^{-3}	1.0×10^{-4}
岩盤	2.00	2.10	302.0	21.0	1.0×10^{-8}	7.5×10^{-7}

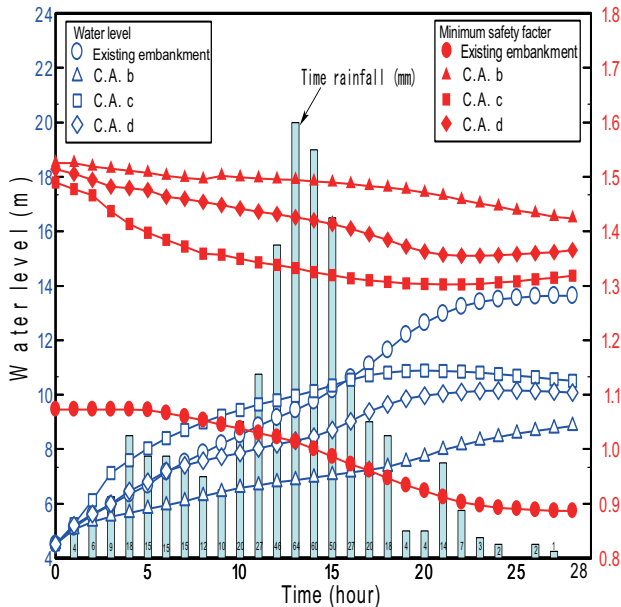


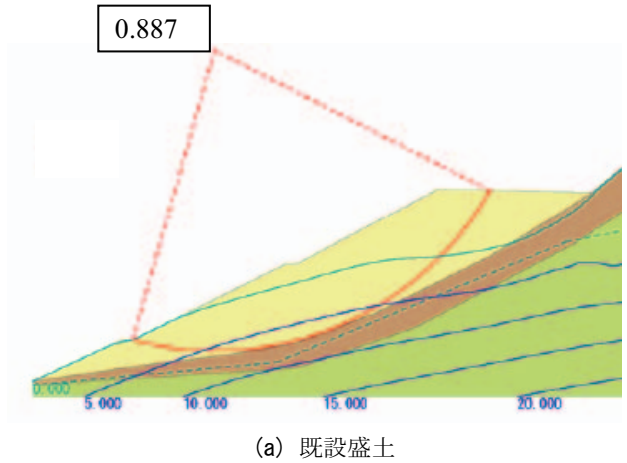
図-14 豪雨時の時間雨量，地下水位および最小安全率の経時変化

ている。この状況を確認するため、図-15 に、それぞれ、既設盛土およびCA (C.A.c) 盛土での最小安全率における地下水位の比較図を示している。この結果から、CA は、降雨の影響によって、盛土内の地下水位は、上昇するものの、その上昇量は既設盛土に比べて小さく、かつ、軽量で、セカントアンクル (内部摩擦角) も大きいため、いずれの試料においても、すべての時間に対して無対策でも 1.3 以上の最小安全率が確保されており、降雨時の浸透が問題となる盛土を計画する場合には、非常に有効であることを示している。

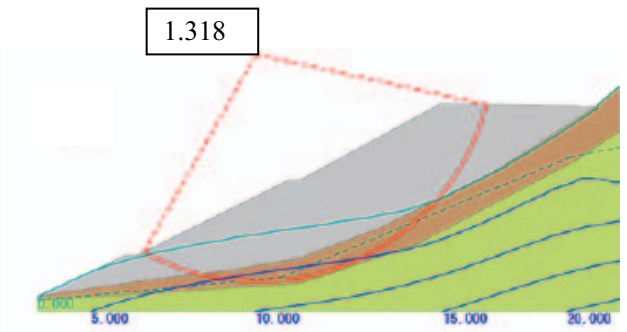
3.3 補強土壁の裏込め材料に関する適用性の検討

a) 検討の対象と内容

当社島根原子力3号機建設工事の仮設道として、構築された補強土壁の裏込め材にはCA が使用されており、この解体工事に先立ち、現地でのストリップの引抜き試験を実施した。これにより、CA を補強土 (テールアルメ) 壁の裏込め材料として有効利用する場合の補強材の補強効果について確認を行った。更に、室内試験により、現位置試験条件の範囲を含む高土被りから低土被り条件下における引抜き試験も併せて実施し、両者を比較検討した。



(a) 既設盛土



(b) クリンカアッシュ盛土 (C.A.c)

図-15 最小安全率時の地下水位の比較

b) 検討結果

図-16 に現位置試験箇所側の側面図を示す。現地の補強土 (テールアルメ) 壁の最大壁高さは 6m で、壁面はコンクリートスキン、補強材は 4.0~5.0m の高強度リブ付きストリップが敷設されていた。この内、引抜き試験を実施したのは、4m および 4.5m のストリップであり、ストリップの材質は、溶接構造用圧延鋼材(SM490A)であった。試験は、油圧ジャッキにより接続治具を介してストリップを引抜くものであり、そのときの引抜き荷重をロードセルで測定し、引抜き時の変位は、試験用ボルト後端部に設置した変位計で計測した。なお、本補強土壁は、解体前であったことから、ストリップが引き抜けるまで試験を実施することが可能であった。図-17 に P-3 位置の引抜き力と変位の関係を示す。この図から、変位が 6~8mm 付近までは引抜き力と変位がほぼ直線的な関係を示し、その後、明瞭な変曲

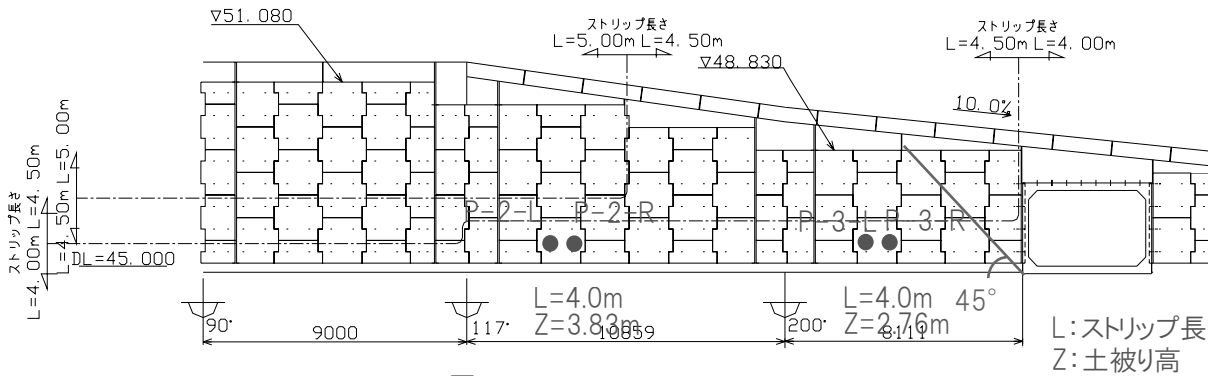


図-16 試験箇所位置図 (L=4.0m 箇所)

表-6 引抜き試験ケースと試料の物理定数

試料土	上載圧 σ_v (KPa)	含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	土粒子の密度 (g/cm ³)
クリンカアッシュ	10	12.30	1.157	1.030	2.180
	20	15.50	1.178	1.020	
	40	13.18	1.161	1.026	
	60	13.34	1.171	1.033	
	80	13.80	1.165	1.024	
	100	13.74	1.171	1.030	
	120	13.25	1.166	1.030	

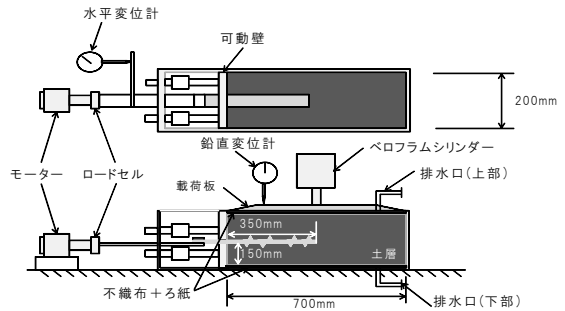


図-18 室内土中引抜き試験装置

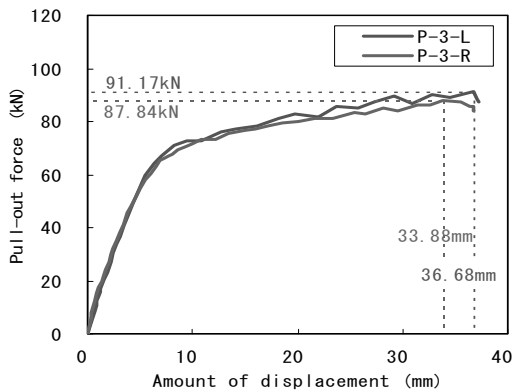


図-17 引抜き力と変位の関係 (P-3 位置)

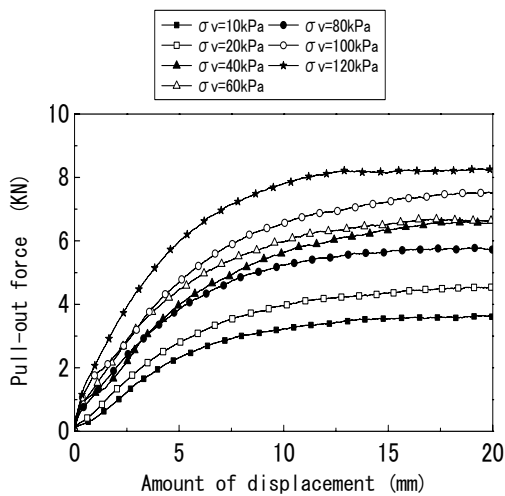


図-19 引抜き力と変位の関係 (室内試験)

点が現れ、変位が進行しても引抜き力の増加量は小さくなっている。これは、直線部分では、ストリップ平滑部の摩擦抵抗とストリップのリブと CA のかみ合わせ効果が発揮

される過程にあり、その後、変曲点付近を境にストリップの平滑部がすべり始めるとともに、リブ周辺にせん断面が形成・発達する過程にあることを示しているものと考えられる。

一方、供試土の締固め度を 90% に設定し、上載圧を 10 ~ 120 KPa で変化させて、室内で現位置試験と同様な土中引抜き試験を実施した。図-18 に当該試験装置の概要図を表-6 に土中引抜き試験のケースを示す。また、各拘束圧条件下における引抜き力と変位の関係を図-19 に示す。この図から、いずれの拘束圧の条件下においても、現位置試験結果と同様な引抜き力と変位の関係を示しており、現位置試験の挙動を室内試験において概ね再現することが出

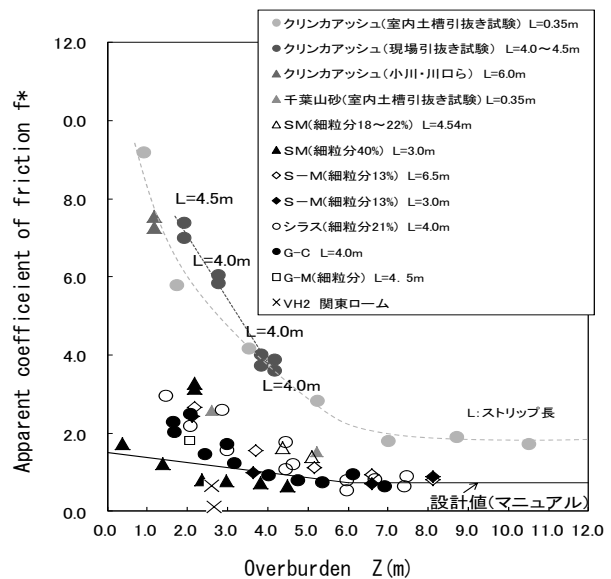


図-20 見かけの摩擦係数と土被りの関係

来たと考えられる。また、拘束圧が大きいほど、引抜き力-変位曲線は上方に移動することから、引抜き抵抗性について、拘束圧依存性があることが確認された。

図-20 に現位置試験結果、室内試験結果および既往研究¹⁹⁾で得られた見かけの摩擦係数と土被りの関係を示す。また、図中には文献²⁰⁾に示されている設計値も掲載している。図から、CA の見かけの摩擦係数は、自然土と比較して、最大6倍程度大きく、特に土被りが小さい範囲で、より高い値となっており、このことはCAの引抜き特性が他の盛土材料と比較して優れていることを示している。この要因は、CAの粒子形状が非常に複雑なため、ストリップとこれに施されたリブとのかみ合わせが良いことと、このかみ合わせに伴い発生するダイランシーにより、ストリップ周辺のCAが膨張しようとするため、ストリップ面に作用する鉛直力が増加することが考えられる。

4. あとがき

本稿では、CAが化学的に安定した材料であるため、溶出が非常に少なく、環境にやさしい材料であるとともに、軽量でかつ、せん断強度が高く、透水性も高いと言う土構造設計上、極めて有用な利点を有する材料であることから、合理的な設計に資することが可能な材料であることを示した。また、上述のような研究成果に基づくCAの地盤材料としての優れた特性を活かした設計による工事实績が着実に伸びてきており、引き続き、本材料の有効性について、検討、確認を続けて行きたいと考えている。更に、本稿では、述べていないが、液状化の抵抗性も高いことが明らかになっており、現在、液状化対策工検討時の解析に必要となるCAの動的地盤情報の整備を行なっているところである。これを契機に、今後、CAの有効利用が更に拡大し、環境負荷低減と電力の安定供給に寄与することを期待している。

謝辞

本研究を遂行するにあたり、山口大学 兵動教授、鈴木准教授および吉本助教ならびに復建調査設計(株)の若槻氏には、研究に対するご指導やアドバイスを頂いたことを付記し、深甚なる感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 環境技術協会、日本フライアッシュ協会：石炭灰ハンドブック、2010。
- 2) 池田陵志、澄川 健、安野孝生：テールアルメ盛土材としてのクリンカアッシュの有効利用、土木学会第56回年次学術講演会、pp.410~411、2001。
- 3) 兵動正幸、若槻好孝、内田裕二、入江功四郎：クリンカアッシュの材料特性、土木学会第62回年次学術講演会、pp.210~211、2007。
- 4) 若槻好孝、田中 等、内田裕二、入江功四郎、兵動正幸、吉本憲正：クリンカアッシュの材料特性と適用性の検討、地盤工学ジャーナル、Vol.2, No.4, pp.271-285、2007。
- 5) 穴井隆太郎、吉本憲正、兵動正幸、吉永祐二、中下明文：クリンカアッシュの粒子特性及び静的せん断強度、第8回地盤改良シンポジウム、pp.43~46、2008。
- 6) 吉永祐二、兵動正幸、吉本憲正、穴井隆太郎、池田陵志：クリンカアッシュの非排水繰返しせん断特性、第43回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.557~558、2008。
- 7) 穴井隆太郎、吉本憲正、兵動正幸、吉永祐二、中下明文：クリンカアッシュのせん断強度特性、第43回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.555~556、2008。
- 8) 若槻好孝、兵動正幸、吉本憲正、穴井隆太郎、吉永祐二、吉岡一郎、中下明文：クリンカアッシュの粒子特性と緩詰め状態の強度・変形特性、土木学会論文集C、Vol.65, No.4, pp.897-914、2009。
- 9) 若槻好孝、兵動正幸、吉本憲正、穴井隆太郎、吉岡一郎、中下明文：クリンカアッシュの盛土材料としての適用性に関する検討、第8回地盤環境工学シンポジウム、pp.132-140、2009。
- 10) 若槻好孝、兵動正幸、吉本憲正、吉岡一郎、中下明文：クリンカアッシュの締固め特性と透水特性、土木学会第65回年次学術講演会、pp.447~448、2010。
- 11) 中下明文、若槻好孝、吉本憲正、兵動正幸、吉岡一郎：クリンカアッシュの粒子性状と締固め特性、土木学会第65回年次学術講演会、pp.439~440、2010。
- 12) 若槻好孝、兵動正幸、吉本憲正、竹内智哉、吉岡一郎、中下明文：クリンカアッシュの補強土壁への適用性に関する検討、第45回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.499~500、2010。
- 13) 若槻好孝、兵動正幸、吉本憲正、吉岡一郎、中下明文：クリンカアッシュを盛土材料とした補強土(テールアルメ)壁の現場引抜き試験、第46回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.509~510、2011。
- 14) 佐藤登、鈴木素之、藤井正規、若槻好孝、中下明文：土中引抜き試験による補強土壁工法におけるクリンカアッシュの適用性の検討、土木学会第66回年次学術講演会、pp.129~130、2011。
- 15) 鈴木素之、佐藤登、福村拓人、中下明文、中村芳弘、若槻好孝、兵動正幸：補強土壁工におけるクリンカアッシュに対するストリップの引抜き抵抗特性、第47回地盤工学研究発表会、pp.503~504、2012。
- 16) 兵動正幸、吉本憲正、田中幸男、大原直人、野田翔兵、佐藤登、若槻好孝、吉岡一郎、中下明文、中村芳弘：締固めたクリンカアッシュのせん断特性、第47回地盤工学研究発表会、pp.477~478、2012。
- 17) 社団法人中国建設弘済会：土木工事設計マニュアル、2006。
- 18) 財団法人国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き、p.47、平成14年7月。
- 19) 小川憲保、川口一男、岡野 実、天野正道：クリンカアッシュを使用した補強土壁工の設計施工、第27回土質工学研究発表会、pp.2461-2462、1992。
- 20) 財団法人土木研究センター：補強土(テールアルメ)壁工法 設計・施工マニュアル 第3回改訂版、2003。

(2012年9月19日 受付)

