

## 土中引抜き試験による帯鋼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

### Demonstration of Applicability of Clinker Ash for Fill Material in Reinforced Earth Wall Based on Results of Pullout Test

山口恭平	Kyohei Yamaguchi	(山口大学大学院理工学研究科)
鈴木素之	Motoyuki Suzuki	(山口大学大学院理工学研究科)
福村拓人	Takuto Fukumura	(山口大学大学院理工学研究科)
中下明文	Akifumi Nakashita	(中国電力(株))
中村芳弘	Yoshihiro Nakamura	(中国電力(株))
若槻好孝	Yoshitaka Wakatsuki	(復建調査設計(株))
兵動正幸	Masayuki Hyodo	(山口大学大学院理工学研究科)

近年、我が国では火力発電所から産出される石炭灰が増える傾向にあるため、砂質土に代わる盛土材としてクリンカアッシュの利用に着目した。クリンカアッシュは軽量でかつせん断強さが大きく、さらに透水性に優れるなど、地盤材料として非常に優れた性能を有している。そこで、本研究では帯鋼補強土壁工の盛土材としての利活用を念頭に置き、異なるクリンカアッシュに対する補強材の土中引抜き試験を実施し、引抜き挙動ならびに摩擦係数と圧力レベルの影響を検討した。また、クリンカアッシュの物理特性の違いによる最大引抜き抵抗の関係性を明らかにするとともに、その適用性について検討した。さらに、引抜き試験の結果を補強土壁の現行設計に適用し、一般的に利用される砂質土の材料定数と比較することで、クリンカアッシュの有効性を明らかにした。

キーワード：補強土壁工法，クリンカアッシュ，物理特性，引抜き抵抗，摩擦係数 (IGC : D-09)

### 1. はじめに

帯鋼補強土壁（テールアルメ）工法では、鋼製ストリップと土との間の摩擦抵抗が期待できる細粒分含有率 25%以下の砂質土が盛土材として用いられる。しかし、最近では良質な砂質土の入手が困難に状況になっている。一方、近年、我が国では火力発電所から産出される石炭灰が増える傾向にあることから、砂質土に代わる盛土材としてクリンカアッシュの利用に着目した。

クリンカアッシュは、土の単位体積重量が小さく、せん断強さが大きく、さらに透水性に優れるなど、地盤材料として非常に優れた性能を有している。これまでに基礎的物性の把握ならびに合理的設計法の確立を目的とした研究が実施されてきた<sup>1)~3)</sup>。その内、補強土壁工の裏込め材料としての有用性に関する研究では、現場引抜き試験において、土被り 4m までの範囲であったが、クリンカアッシュの見かけの摩擦係数は既往の文献で報告されている自然土のそれと比較し、最大で 6 倍程度の数値を示すなど、裏込め材としての有用性が確認されている<sup>1)</sup>。また、高い拘束圧の条件で室内引抜き試験を行った結果、クリンカアッシュの見かけの摩擦抵抗は一般的な砂質土よりも 2 倍程度高く、ストリップ長の縮減などコスト低減にも寄与することから、

現場試験と同様に、裏込め材料としての有用性が確認された<sup>1)</sup>。しかしながら、今までの実験では 1 炭種（1 発電所）で、条件を固定した実験（締固め度が 90% の条件）のみであることから、クリンカアッシュの一般的な性能を把握するためには、さらに複数の炭種や一般土を比較材料として、複数の締固め条件下や高拘束圧下での試験を行い、総合的に評価する必要がある。

以上のことから、本研究は、クリンカアッシュに対する帯鋼補強材の引抜き抵抗特性を解明することを目的としており、本文では、物理特性の異なる 6 種類のクリンカアッシュの引抜き挙動ならびに最大引抜き抵抗に及ぼす締固め度の影響を述べるとともに、各種物理特性と最大引抜き抵抗の関係について検討する。また、テールアルメ補強土壁工法における有効性の検討を行う。

### 2. 土中引抜き試験方法<sup>4)</sup>

#### 2.1 試験装置<sup>4)</sup>

本研究で用いた帯鋼補強材を敷設した装置の模式図と写真をそれぞれ、**図-1** および**写真-1** に示す。引抜き試験装置は、上槽(700mm×300mm×200mm)、補強材、可動壁、補強材の引抜き装置、上載圧の載荷装置、引

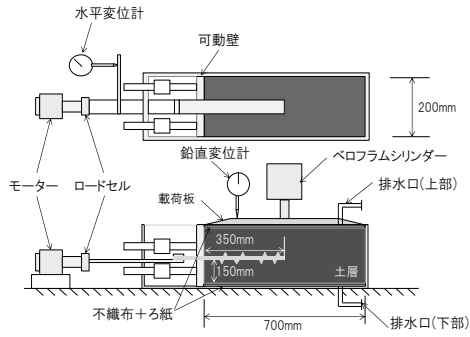


図-1 土中引抜き試験装置(模式図)

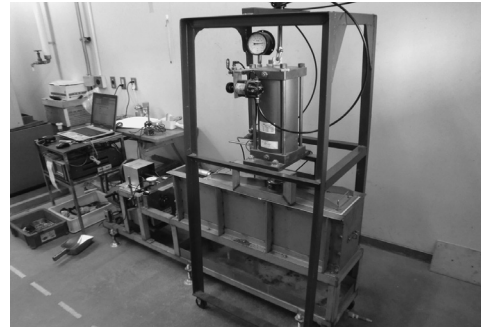


写真-1 土中引抜き試験装置

表-1 試料土の種類と物理特性

試料名	土粒子の密度(g/cm <sup>3</sup> )	細粒分含有率(%)	砂分含有率(%)	礫分含有率(%)	最大乾燥密度(g/cm <sup>3</sup> )	最適含水比(%)	均等係数U <sub>c</sub>	曲率係数U <sub>c</sub>
C.O	2.160	14.2	61.6	24.2	1.140	29.6	24.0	1.0
C.MI	2.104	14.1	60.1	25.8	1.019	37.7	20.0	0.5
C.MA	2.185	7.5	62.9	29.6	1.085	34.7	21.1	2.0
C.D	2.222	22.9	54.1	23.0	0.948	40.2	8.4	0.6
C.H	2.224	5.5	62.9	31.6	1.102	34.1	12.9	1.8
C.T	2.126	26.8	53.5	19.7	1.014	38.5	21.5	0.9
まさ土	2.620	13.1	50.4	36.5	1.941	11.3	58.3	4.4

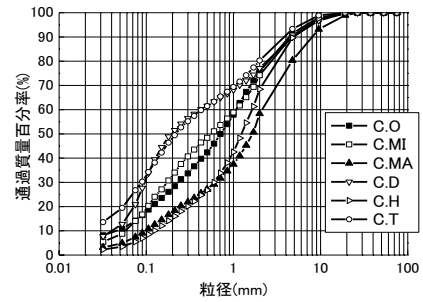
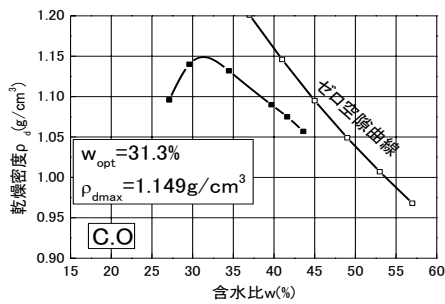
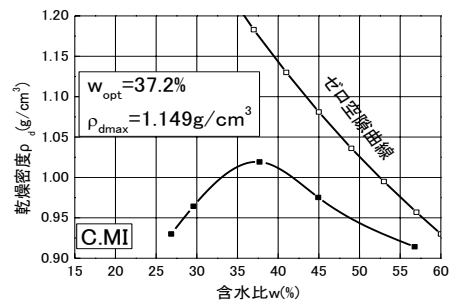


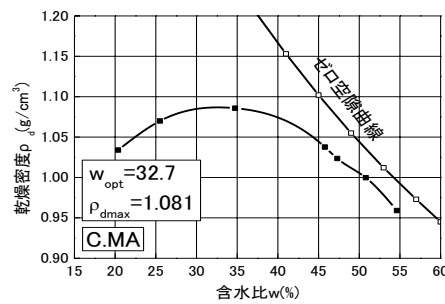
図-2 粒径加積曲線



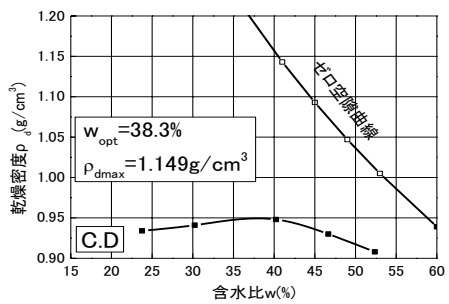
(a) C.O



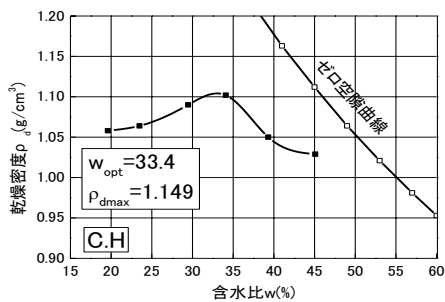
(b) C.MI



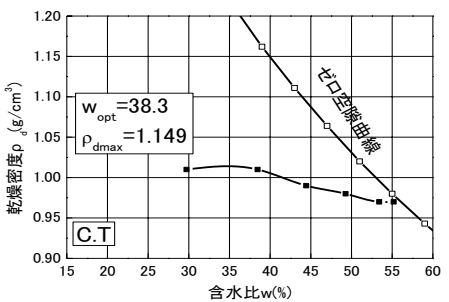
(c) C.MA



(d) C.D



(e) C.H



(f) C.T

図-3 締固め曲線

抜き変位計、鉛直変位計およびデータ記録装置から構成されている。試験では、所定の上載圧を載荷しながら土槽内の試料土に敷設した補強材を引抜くことが可能である。

## 2.2 試験手順と測定項目

クリンカアッシュに対する帯鋼補強材の引抜き試験手順を以下に示す。

- ① 試料をバットにあげ十分に混合し、10層分に小分けする。
- ② 土層底面にろ紙、不織布を敷設する。小分けた試料を1層ごとに充填し、各層ごとに4kgランマーで各層を約14回自然落下させ締固めを行う。
- ③ 上槽底面から150mmに帯鋼補強材を敷設する。土槽中心部350mmの位置に合わせ敷設する。
- ④ 土槽上部まで試料土を充填し、最上面を均す。
- ⑤ 最上面に不織布、ろ紙を敷設する。
- ⑥ ペロフラムシリンダーにより所定の上載圧 $\sigma_v$ を加え、加圧板の沈下量を垂直変位計によって測定する。
- ⑦ 沈下終了後、引抜き試験を行い、引抜き力・水平変位、垂直変位を測定する。
- ⑧ 引抜き試験終了後、補強材近傍とその周辺部から試料を採取し粒度試験を行う。

## 2.3 結果の整理方法

測定項目は水平変位、垂直変位および引抜き力の3項目であり、試験結果の整理方法は以下のとおりである。

補強材を土中から水平変位 $\Delta L$ 引抜いた時の引抜き抵抗 $\tau$ を式(1)により算出した。

$$\tau = \frac{T}{2B(L - \Delta L)} \quad (1)$$

ここに、 $\tau$ : 引抜き抵抗 (kPa)、 $T$ : 引抜き力 (kN)、 $B$ : 補強材幅(m)  $L$ : 敷設長(m)  $\Delta L$ : 引抜き変位(m)である。

また、見かけの摩擦係数 $f^*$ および土被り厚 $H$  (m)をそれぞれ式(2)および式(3)により算出した。なお、材料特性の関係を基準とし土被り厚を採用した。

$$f^* = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_v} \quad (2)$$

$$H = \frac{\sigma_v}{\gamma_t} \quad (3)$$

ここに、 $\tau_{\max}$ : 最大引抜き抵抗 (kPa)、 $\sigma_v$ : 上載圧 (kPa)、 $\gamma_t$ : 湿潤単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>) である。

## 2.4 試験ケースと試験条件

補強材はリブ付き帯鋼補強材を使用し、目標締固め度は90%とした。 $\sigma_v$ は10kPaから120kPaの範囲で7通りに変化させ、補強材の引抜き速度は1mm/min、最大引抜き変位は20mm程度とした。

## 2.5 クリンカアッシュの物理特性・締固め特性

火力発電によって産出される石炭灰はフライアッシュとクリンカアッシュに分類される。フライアッシュは、高温の燃焼ガス中を浮遊しているガラス状の球形の灰を、電気集塵機で集めた微細粒子である。クリンカアッシュは1500°Cで熔融したボイラ内の灰を、底部の水槽に落下・急冷させ、破碎機で2cmに破碎した主に砂状の粒子であり、多孔質で複雑な粒子形状である。クリンカアッシュの粒子は、細礫と粗砂を中心とした締固め性能の高い砂と同じ粒度分布をしており、砂と同程度で高い透水性をもっている。その他、表面に多数の細孔があり、保水率が一般土壌に比べ高いなどの特徴がある。さらに、軽量かつ高いせん断強度を持っている<sup>2), 3)</sup>。また、クリンカアッシュの代表的な化学成分は一般土壌とほぼ同じであり、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。

表-1に本研究で用いた6種類のクリンカアッシュ(C.O, C.MI, C.MA, C.D, C.H, C.T: このCはクリンカアッシュの略であり、その後に発電所の頭文字を記載している。)の物理特性を示す。帯鋼補強土壁工法における盛土材の適用範囲は細粒分含有率 $F_c$ は25%以下となっている<sup>5)</sup>。したがって、本実験に用いたクリンカアッシュはC.Tの1試料を除いて盛土材として適用可能な試料土である。また、まさ土の土粒子の密度は2.620 g/cm<sup>3</sup>である。これに対して、今回使用した全てのクリンカアッシュの土粒子の密度はそれを下回っている。したがって、クリンカアッシュは中国地方で一般的な盛土材として使用されているまさ土に比べて軽量であることがわかる。

図-2に使用した試料の粒径加積曲線を示す。図-3に各試料における締固め曲線を示す。図-2より均等係数および曲率係数から粒度分布が良いことが言える。また、これらのクリンカアッシュはそれぞれ異なる物理特性を持っていることが分かる。

さらに図-3よりクリンカアッシュはいずれも最適含水比が高く、最大乾燥密度が低いことが分かる。また、乾燥密度が低い主な要因として土粒子密度が小さいことや粒子が角張っていて再配列されにくいこと、粒子の内部に空隙があることが考えられる。粒子の微細特色については電子顕微鏡により確認している<sup>6)</sup>。なお、締固め試験は、JIS A 1210<sup>7)</sup>のA-b法に準じて実施している。

表-2 試験ケースと結果のまとめ

試験No.	締固め特性			上載圧 (kPa)	土層の湿 潤密度 (g/cm <sup>3</sup> )	土層の乾 燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	初期含水 比 (%)	締固め度 (%)	最大引抜 き抵抗 (kN/m <sup>2</sup> )	見かけの 摩擦係数	換算土被 り厚(m)
	試料名	最大乾燥 密度 (g/cm <sup>3</sup> )	最適含水比 (%)								
O-1	C.O	1.140	29.6	10	1.185	0.985	20.3	86.4	84.1	8.41	0.9
O-2				20	1.168	0.992	17.8	87.0	111.6	5.58	1.7
O-3				40	1.154	0.993	16.2	87.1	137.5	3.44	3.5
O-4				60	1.186	0.993	19.5	87.1	149.2	2.49	5.2
O-5				80	1.171	0.996	17.6	87.4	165.8	2.07	7.0
O-6				100	1.182	1.003	17.8	88.0	157.9	1.58	8.6
O-7				120	1.223	1.028	19.0	90.2	175.5	1.46	10.0
MI-1	C.MI	1.019	37.7	10	1.010	0.818	23.6	80.2	83.6	8.36	1.0
MI-2				20	1.018	0.822	23.9	80.7	86.2	4.31	2.0
MI-3				40	1.035	0.832	24.4	81.6	106.0	2.65	3.9
MI-4				60	1.063	0.816	30.2	80.1	84.7	1.41	5.8
MI-5				80	0.963	0.804	19.7	78.9	137.7	1.72	8.5
MI-6				100	1.097	0.829	32.3	81.3	107.5	1.07	9.3
MI-7				120	1.152	0.896	28.5	88.0	138.7	1.16	10.6
MA-1	C.MA	1.085	34.7	10	1.199	1.012	18.5	93.3	74.7	7.47	0.8
MA-2				20	1.186	1.000	18.7	92.2	106.5	5.32	1.7
MA-3				40	1.199	1.012	18.5	93.3	118.5	2.96	3.4
MA-4				60	1.183	1.003	18.0	92.4	144.7	2.41	5.2
MA-5				80	1.195	1.010	18.3	93.1	159.2	1.99	6.8
MA-6				100	1.221	0.990	23.3	91.3	178.7	1.79	8.4
MA-7				120	1.183	0.992	19.3	91.4	162.1	1.35	10.3
D-1	C.D	0.948	40.2	10	1.237	0.865	43.0	91.3	74.7	7.47	0.8
D-2				20	1.262	0.881	43.3	92.9	83.7	4.18	1.6
D-3				40	1.209	0.877	37.9	92.5	89.7	2.24	3.4
D-4				60	1.283	0.858	49.6	90.5	126.4	2.11	4.8
D-5				80	1.211	0.865	40.0	91.2	121.3	1.52	6.7
D-6				100	1.231	0.879	40.0	92.7	102.9	1.03	8.3
D-7				120	1.311	0.898	46.0	94.7	123.8	1.03	9.3
H-1	C.H	1.102	34.1	10	1.069	0.925	15.6	83.9	74.2	7.42	1.0
H-2				20	1.107	0.977	13.3	88.6	99.1	4.96	1.8
H-3				40	1.115	0.983	13.4	89.2	118.1	2.95	3.7
H-4				60	1.119	0.993	12.7	90.1	136.8	2.28	5.5
H-5				80	1.138	0.998	14.0	90.6	144.4	1.80	7.2
H-6				100	1.112	0.896	24.0	81.3	158.0	1.58	9.2
H-7				120	1.094	1.010	8.3	91.7	163.4	1.36	11.2
T-1	C.T	1.014	38.5	10	1.108	0.916	21.0	90.3	77.3	7.73	0.9
T-2				20	1.154	0.911	26.7	89.9	99.5	4.98	1.8
T-3				40	1.153	0.910	26.7	89.7	94.5	2.36	3.5
T-4				60	1.267	0.933	35.7	92.0	141.5	2.36	4.8
T-5				80	1.225	0.915	33.9	90.3	145.5	1.82	6.7
T-6				100	1.188	0.906	31.1	89.4	119.3	1.19	8.6
T-7				120	1.189	0.911	30.5	89.9	114.6	0.96	10.3
D-2	C.D	0.948	40.2	20	1.110	0.835	32.8	88.1	47.7	2.39	1.8
D-5	C.D	0.948	40.2	20	1.013	0.779	30.0	82.2	34.4	1.72	2.0
D-3	C.MA	1.085	34.7	20	1.171	1.080	8.4	99.6	115.5	5.78	1.7
D-6				20	1.036	0.968	7.0	89.3	27.9	1.40	2.0

3. 土中引抜き試験結果と考察

3.1 試験結果

表-2 に本研究で実施した試験結果の一覧を示す。

3.2 クリンカアッシュの引抜き挙動

3.2.1 各試料における引抜き力、垂直変位と水平変位の関係

各試料の引抜き力、垂直変位と水平変位の関係を図-4(a)～(f)に示す。

土中引抜き試験から得られた各試料の引抜き力と水平変位の関係において、いずれの試料も概ね水平変位が 12mm から 15mm に達するまで引抜き力は単調に増加する傾向を示し、その後定常状態になっている。ま

土中引抜き試験による帯鋼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

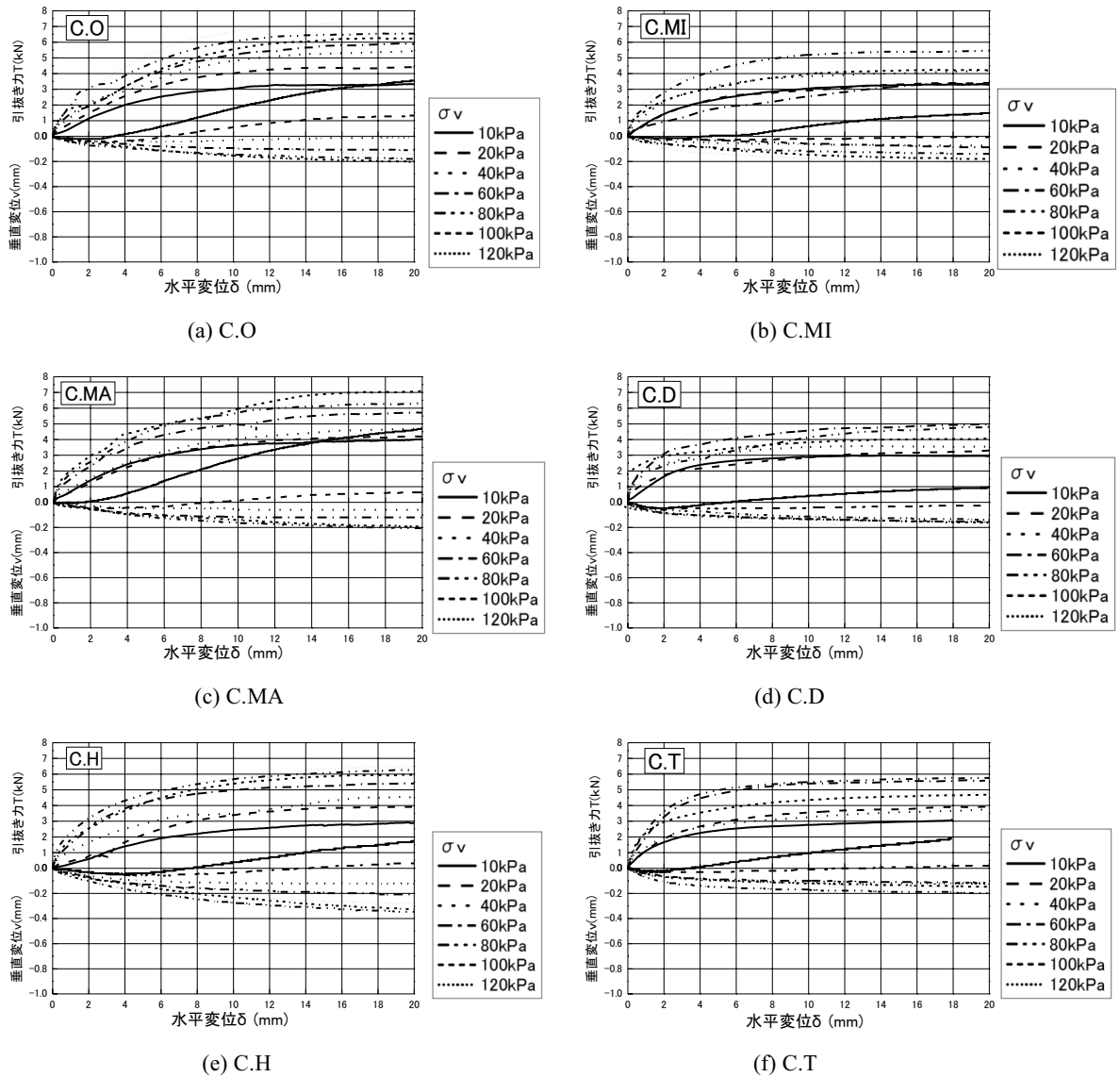


図-4 引抜き力，垂直変位と水平変位の関係

た，水平変位の増分に対する引抜き力の増分の比率が変わる変曲点が存在する．これは，せん断応力が変曲点に達したとき，剛性の高い補強材において引抜き荷重が補強材全体に伝わって，リブおよび平滑部においてせん断面が形成された段階とみられる．それ以降は，平滑部では土粒子が滑り始め，引抜き抵抗が低下するので，その分の引抜き力の増加量は減るものと考えられる．一方，上載圧が高いほど，引抜き力～水平変位曲線は上方に位置し，引抜き抵抗性の拘束圧依存性を確認できる．C.MAの場合， $\sigma_v$ が60kPaのケースにおいて，水平変位11mm付近で引抜き力が大きく落ちている．これは，ランマーによる締め固めを慎重に行っているが，何らかの要因によって帯鋼補強材とクリンカアッシュに隙間ができてしまったのではないかと考えられる．そのため，試料土による影響ではないと考えられる．また，垂直変位と水平変位の関係では，いずれの試料も $\sigma_v$ の低いときは，引抜き初期に収縮し，その後膨張に転じている．これは，密詰め砂の排水せん

断挙動と類似しており，補強材のリブによる土のせん断によって，正のダイランシーが発生し，体積が膨張したと考えられる．一方， $\sigma_v$ の高いときは，引抜き中常に収縮挙動を示している．

また，引抜き力と水平変位の関係より，高い引抜き力を示した試料はC.OとC.MAであったが，この2試料の垂直変位と水平変位の関係を見ると，大きな体積変化を示していることがわかる．これより，引抜き力の高い試料ほど大きな体積変化挙動を示しているといえる．これは粒子の形状の影響もあることが考えられる．

3.2.2 各試料における引抜き抵抗と水平変位の関係

土中引抜き試験で得られた各試料の引抜き抵抗と水平変位の関係を図-5(a)～(f)に示す．

$\tau$ はいずれの試料においても引抜き初期段階で単調増加し，その後定常状態となっていることがわかる．補強材の表面積を考慮した引抜き抵抗で整理した力学

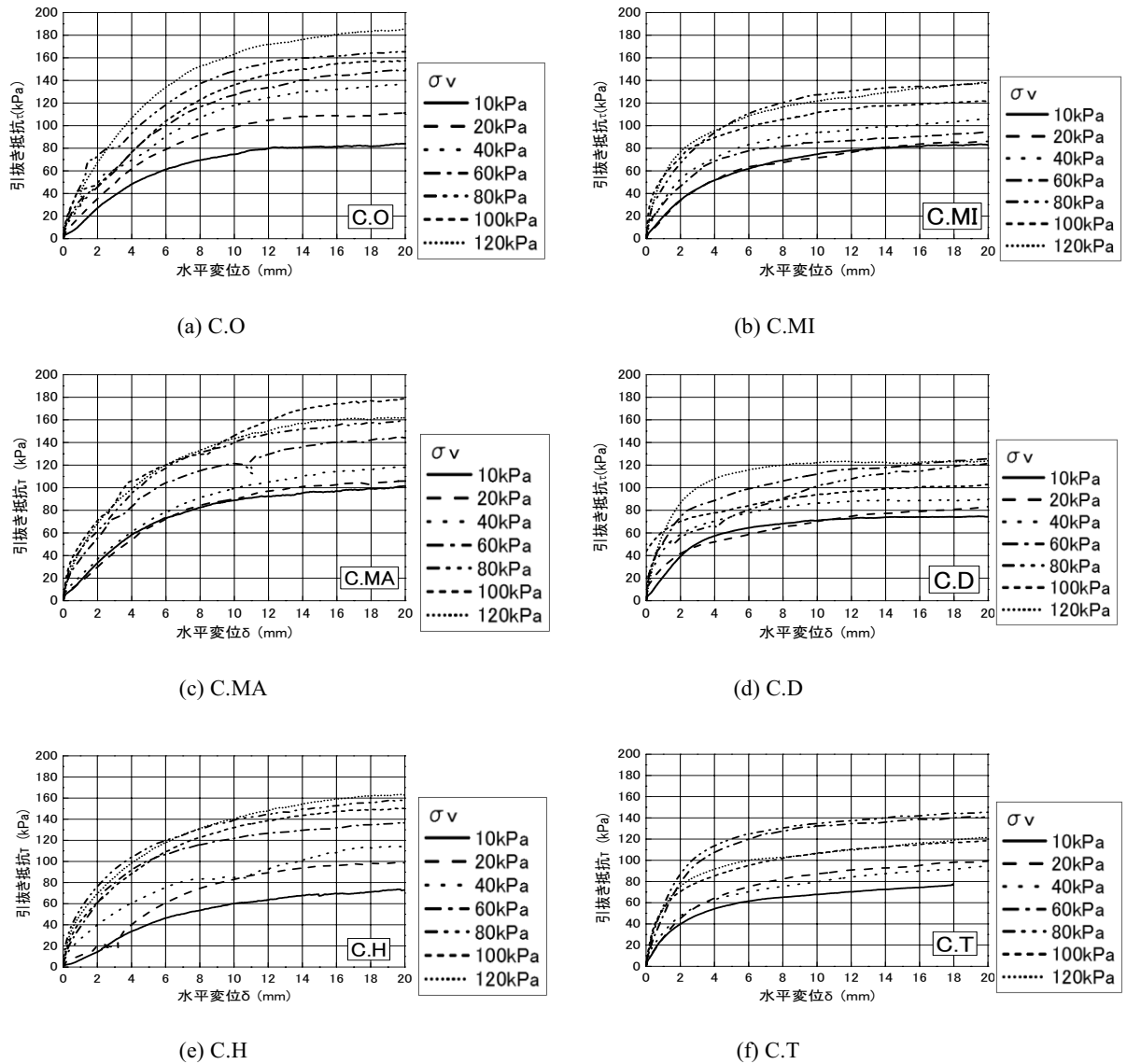


図-5 引抜き抵抗と水平変位の関係

的挙動は引抜き力で整理したものとはほぼ同様である。

### 3.3 上載圧と引抜き抵抗の関係

図-6 に全試料の最大引抜き抵抗  $\tau_{max}$  と  $\sigma_v$  の関係を示している。同図から、 $\sigma_v$  が高いと  $\tau_{max}$  も増加する傾向にあることがわかる。このことにより、拘束圧依存性が確認された。しかし、 $\sigma_v$  が 60kPa から 80kPa において  $\tau_{max}$  が一時的に低下している試料があることがわかる。この理由として、ある上載圧の範囲において粒子破碎の影響が現れているのではないかと考えられる。

### 3.4 試料の破碎性

図-6 の最大引抜き抵抗と上載圧の関係において、60kPa から 80kPa を境に最大引き抜き抵抗が低下した原因としてその上載圧レベルでの補強材のリブ近傍で起きた粒子破碎によるものであると考えられる。そこで、締固め・圧密および引抜きに伴う試料の粒度特性の変化を調べるために、各上載圧下での引抜き試験後に粒

度試験を行った。試料採取箇所は第 5 層目とし、補強材近傍および周辺部から試料土を採取した。補強材近傍の試料は、補強材の表面と裏面の厚さ 10mm 程度ずつ採取し、周辺部の試料は 20mm 程度採取した。図-7 に試験前と上載圧 100 kPa の試験後での補強材の周辺部および補強材近傍の粒径加積曲線を示す。なお、補強材近傍は引抜きの影響を受けた範囲であり、補強材の周辺部は引抜きの影響を受けていない範囲であるとした。図-7 から、試験前の粒度分布と比較し、補強材の周辺部および補強材近傍での粒子破碎による粒度の変化はあまり見られなかった。また、試験直後に肉眼で確認したところ、粒子の破碎はみられなかった。これらのことから、図-6 に示した拘束圧依存性の要因としては、粒子破碎の影響はほとんどなく、それ以外の要因としてリブと土粒子のかみ合わせの不均質性が考えられる。

土中引抜き試験による帯鋼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

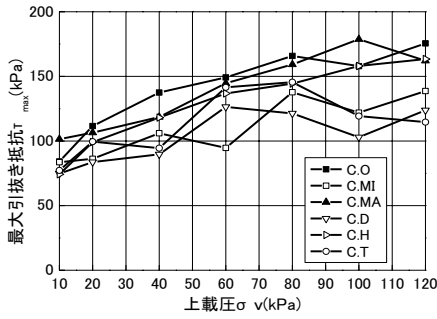


図-6 上載圧と最大引抜き抵抗の関係

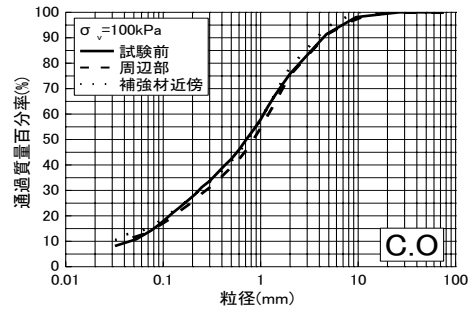


図-7 C.Oの上載圧 100 kPa での粒度分布の比較

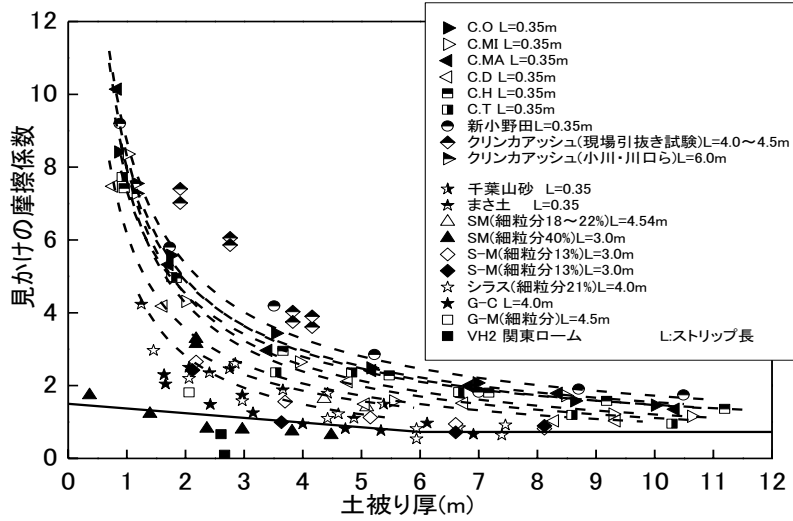
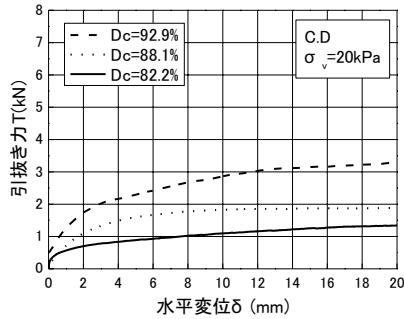
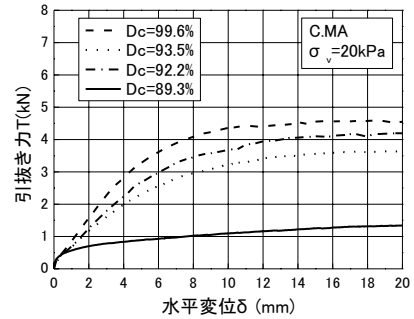


図-8 摩擦係数と土被り厚の関係

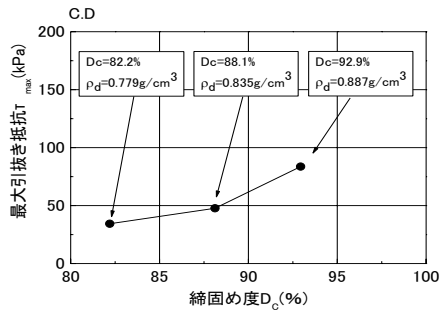


(a) C.D

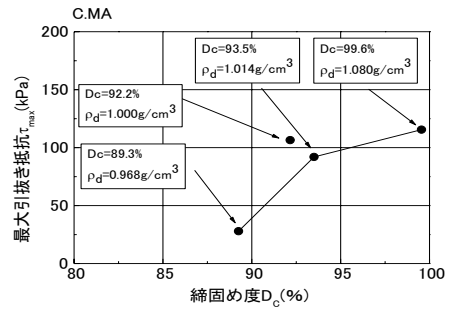


(b) C.MA

図-9 異なる締固め度の引抜き力と水平変位の関係



(a) C.D



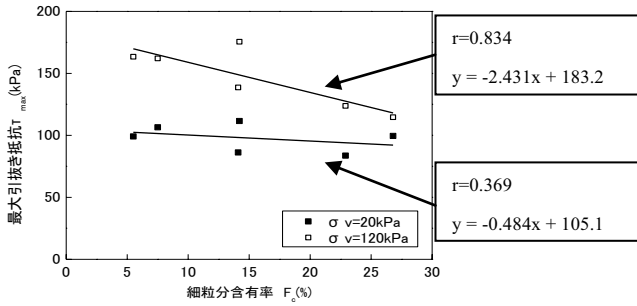
(b) C.MA

図-10 締固め度と最大引抜き抵抗の関係

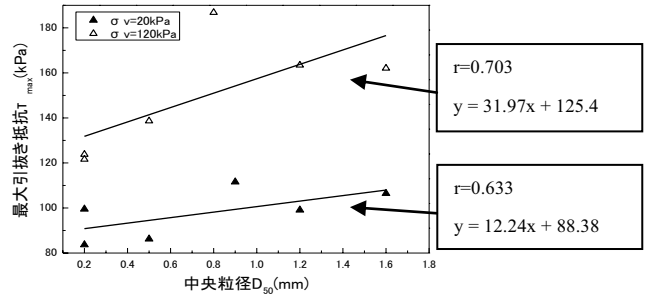
3.5 摩擦係数と土被り厚の関係

図-8に見かけの摩擦係数と土被り厚の関係を示す。図中の曲線は試験によって求めた最大引抜き抵抗  $\tau_{max}$  と  $\sigma_v$  から摩擦係数を求め、土被り厚と摩擦係数の fitting

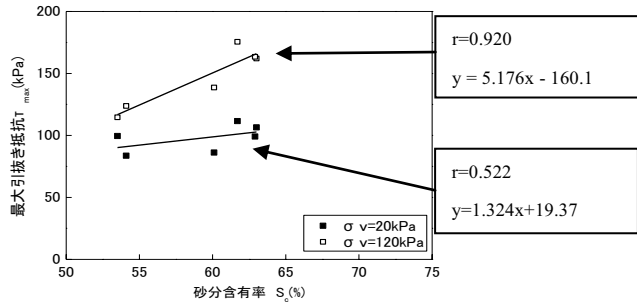
curve を表している。いずれのクリンカアッシュにおいても従来の砂質土系の盛土材以上の高い摩擦係数を示していることがわかる。また、クリンカアッシュの摩擦係数は補強土壁工法的设计マニュアル<sup>5)</sup>に示されてい



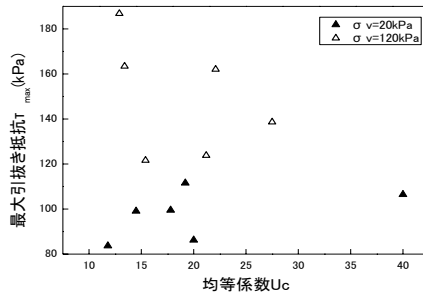
(a) 細粒分含有率



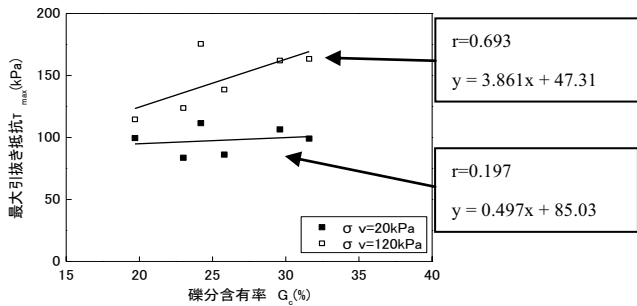
(a) 中央粒径



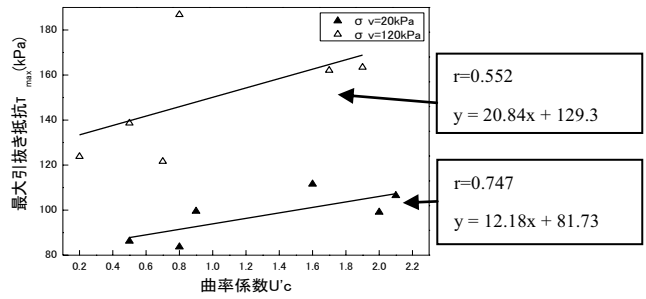
(b) 砂分含有率



(b) 均等係数



(c) 礫分含有率



(c) 曲率係数

図-11 最大引抜き抵抗と物理特性の関係(その1)

図-12 最大引抜き抵抗と物理特性の関係(その2)

る摩擦係数の設計値よりも大きく上回っていることがわかる。特に、土被り厚の小さい範囲でより高い摩擦係数の値を示している。これは、クリンカアッシュの引抜き特性が他の盛土材と比較して優れていることを示唆している。このことより、クリンカアッシュの帯鋼補強土壁工法への盛土材としての利用は摩擦係数の観点から設計上有効であるといえる。

### 3.6 締固め度と最大引抜き抵抗の関係

細粒分含有率の多い C.D と細粒分含有率の少ない C.MA に対して、締固め度  $D_c$  が異なる条件で土中引抜き試験を行った。図-9(a), (b)に  $D_c$  が異なる場合の両試料の引抜き挙動を示す。また、 $D_c$  と  $\tau_{max}$  の関係を図-10 に示す。両図から、締固め度が高くなるにつれて、最大引抜き抵抗も増加していることがわかる。また、細粒分含有率が少ない試料と多い試料を比較すると、細粒分含有率が少ない試料の方が引抜き抵抗の上昇率が高いことが分かる。

### 3.7 物理特性と最大引抜き抵抗の関係

図-11(a)～(c)にそれぞれ細粒分含有率  $F_c$ 、砂分含有率  $S_c$ 、礫分含有率  $G_c$  と最大引抜き抵抗の関係および相関係数  $r$ 、近似式を示す。細粒分含有率の高い試料ほど最大引抜き抵抗が小さくなること、またその度合は上載圧が高い方が大きいことがわかる。また、砂分含有率、礫分含有率の関係からみると、上載圧の高いレベルでは、砂分および礫分含有率が高いものほど、最大引抜き抵抗をより高く発揮することがわかる。しかし、上載圧の低いレベルでは砂分および礫分含有率の影響は小さい。これは上載圧によって補強材のリブとの噛み合わせの状況が異なることが主要因ではないかと考えられる。

また、引抜き試験後に行った粒度試験結果から中央粒径、均等係数、曲率係数および最大引抜き抵抗の関係ならびに相関係数  $r$ 、近似式を図-12(a)～(c)に示す。図-12(a)からわかるように、中央粒径が高くなるほど最大引抜き抵抗が上昇していることがわかる。このこ



表-3 材料定数

盛土材料名	CASE	壁高 H (m)	強度特性	物理特性	補強材との摩擦特性	
			内部摩擦角 $\phi$ (°)	湿潤密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	土被りが6m以上の時の見かけの摩擦係数 $\tan\phi_1$	土被りが0.0mに相当する見かけの摩擦係数 $f_0^*$
クリンカアッシュ	1-1	5	46.5	1.2	1.030	4.5
	1-2	10	44.0			
	1-3	15	43.0			
	2-1	5	35.0			
	2-2	10				
2-3	15					
砂質土(一般土)	3-1	5	30.0	1.9	0.726	1.5
	3-2	10				
	3-3	15				

とからも細粒分, 砂分, 礫分のそれぞれの割合が引抜き抵抗に影響していることがわかる. また, 図-12(c)では曲率係数が高くなるほど最大引抜き抵抗が高くなっていることから, 両者に相関があるといえる. しかし, 図-12(b)の均等係数と最大引抜き抵抗の間には明確な相関はみられなかった.

#### 4. テールアルメ補強土壁工法に対する有効性検討

##### 4.1 目的

これまで, クリンカアッシュを盛土材料として有効利用した事例はいくつかある<sup>8), 9)</sup>. しかしながら, これらの事例では, クリンカアッシュの軽量性やせん断特性に着目しているものの, テールアルメ補強土壁工法として重要な補強材と盛土材料の摩擦特性が考慮されていなかったため, クリンカアッシュを利用した場合の補強効果が設計に十分に反映されていなかった.

このため本研究では, 今回実施した土中引抜き試験結果を利用することで, クリンカアッシュと補強材との摩擦特性を現行設計法において考慮し, その有効性を検討した.

##### 4.2 検討概要

###### 4.2.1 検討方法

本検討には, 現行設計法である土木研究センター<sup>4)</sup>の方法を利用した. なお, 壁高 H の変化に伴い補強効果も変化する可能性があるため, これまでのテールアルメ補強土壁工法の施工実績も考慮して, H=5, 10, 15m を対象に検討した. また, 設計震度は中規模地震の I 種地盤を想定して 0.12 とした.

###### 4.2.2 検討ケースおよび設計定数

クリンカアッシュおよび砂質土(一般土)の材料特性に着目して以下のケースに対して検討した.

CASE1: 最大土被り圧に対応した内部摩擦角を採用するケースである. つまり, クリンカアッシュの内部摩擦角への顕著な拘束圧依存性を考慮し<sup>2)</sup>, 各壁高に対応した内部摩擦角を採用している. クリンカアッシュの

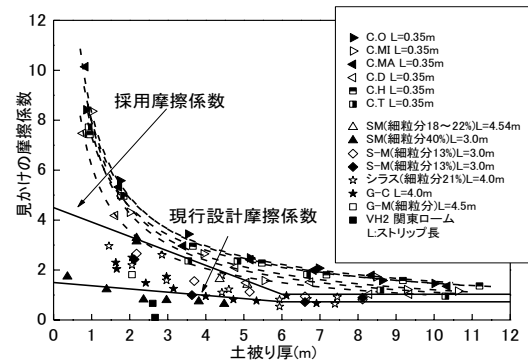


図-13 検討に利用した設計摩擦係数

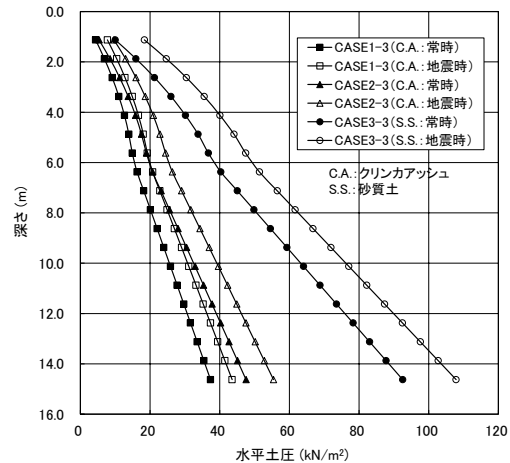


図-14 水平土圧の深度分布 (H=15m)

有効性を極力設計に反映させたケースである.

CASE2: クリンカアッシュの内部摩擦角を最低値としたケースである. 既往研究成果<sup>3)</sup>によれば, クリンカアッシュの内部摩擦角は, 最低でも 35°を確保できるため, これを採用している.

CASE3: 比較材料の検討ケースである. 一般的な砂質土の内部摩擦角 (30°), 湿潤密度(1.9g/cm<sup>3</sup>)を採用している.

表-3 にクリンカアッシュおよび砂質土の材料定数を示す. 同表に示す材料定数は, 現行設計法に規定されている締固め度 90%の場合の値である.

図-13 は, 先に実施した土中引抜き試験より得られたクリンカアッシュの見かけの摩擦係数と土被り厚の関係(図-8)に, 現行設計法に示されている試験結果と設計摩擦係数を追記したものである. 本検討で使用する採用摩擦係数は, 本土中引抜き試験結果のバラツキを考慮し, その下限値をもとに決定した. ここで, 採用したクリンカアッシュの摩擦係数は, 下限値ではあるが, 現行設計摩擦係数と比較して 1.4~3.0 倍大きく, 良好な補強効果が期待できることがわかる.

##### 4.3 検討結果

本検討では H=5, 10, 15m の一連の壁高に対して実施したが, ここでは代表的な検討結果として壁高 15m の結果を中心に示す.

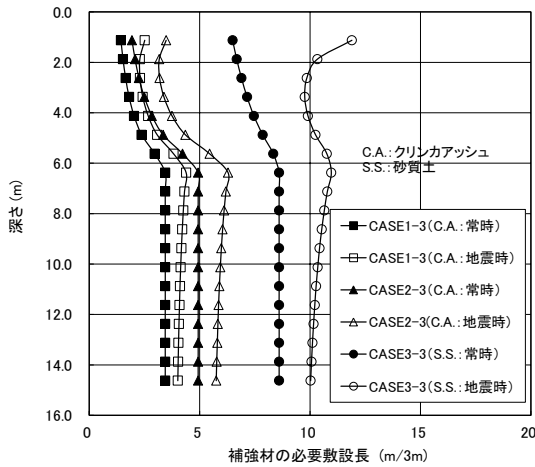


図-15 補強材の必要敷設長(幅 3m 当たり)の深度分布

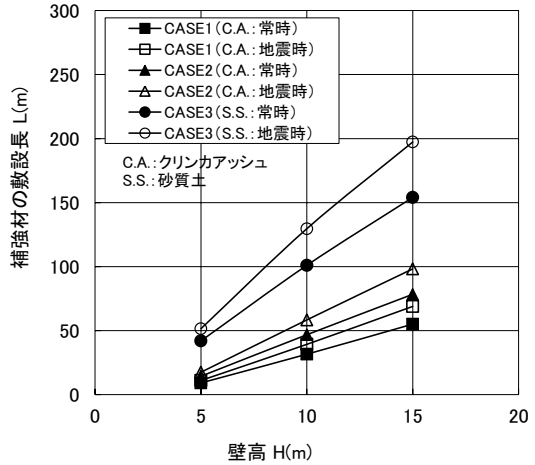


図-16 壁高と補強材の敷設長 (幅 3m 当たり) の関係

#### 4.3.1 内的安定検討

内的安定検討において、補強材を引抜く方向に作用するのは、図-14 に示す各深さにおける水平土圧である。周知のように、水平土圧は鉛直有効土圧に対して土圧係数を乗じることにより求まる。鉛直土圧は、湿潤密度より明らかなように、CASE1(CASE2)は、CASE3 よりも小さい。また、土圧係数は内部摩擦角に依存するため、CASE1, CASE2, CASE3 の順で大きくなる。これより、水平土圧は、CASE1, CASE2, CASE3 の順で大きくなる。したがって、クリンカアッシュは水平土圧に対する低減効果が大きな材料と言える。

上記の水平土圧が作用したときに、どの程度の補強材の敷設長が必要かを求めた結果を図-15 に示す。ここで、現行設計法における補強材の敷設長の算定では、常時と地震時で、それぞれ、2.0 および 1.2 の安全率が設定されているが、ここでは、限界の敷設長を算定するために、いずれの安全率も 1.0 として求めている。また、必要な摩擦抵抗が大きくなると、補強材の横方向への敷設間隔が狭くなるため、ここではパネル 2 枚分 (3m 当たり) の敷設長を求めた。

図-15 からわかるように、CASE1 と CASE2 では、補強材の摩擦係数が同一であるが、CASE1 の方が水平土圧は小さくなるため、補強材の必要敷設長は短くなる。また、CASE2 と CASE3 では、砂質土を盛土材料とした方が、水平土圧が大きい上に、図-13 に示した土被り厚に応じた摩擦係数が小さいことから、CASE3 の必要敷設長が長くなっていることがわかる。

なお、図-15 中の深さが 6m 以上の常時における必要敷設長が一定なのは、現行設計法の手法上、土圧係数と摩擦係数の比が一定となるためである。また、地震時の必要敷設長が地表面部で長くなるのは、地震時土圧が地表面にも載荷されるため、土被り圧が小さい条件下で、摩擦抵抗を確保する必要があることによる。

このように、内的安定検討の結果のみから得られる補強材の 3m 当たりの敷設長をまとめると図-16 の通り

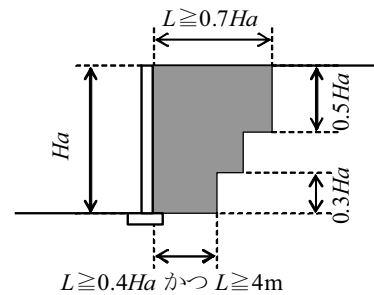


図-17 補強材の最小長<sup>4)</sup>

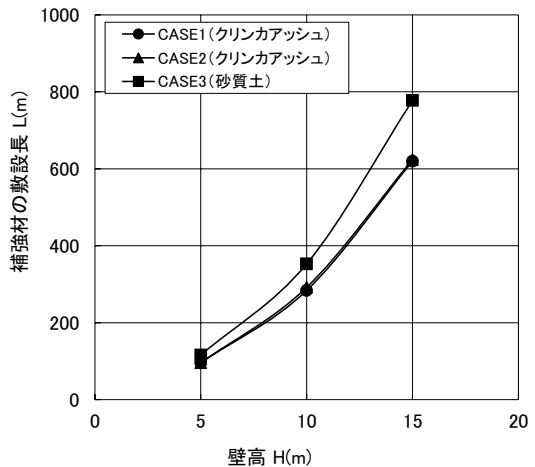
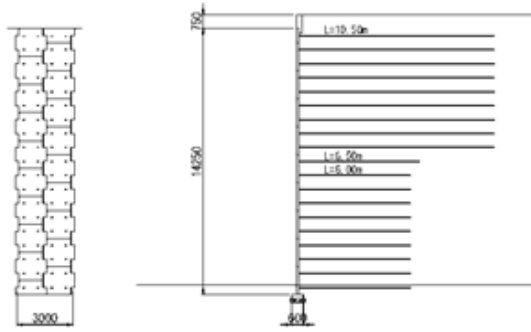


図-18 壁高と敷設長 (幅 3m 当たり) の関係

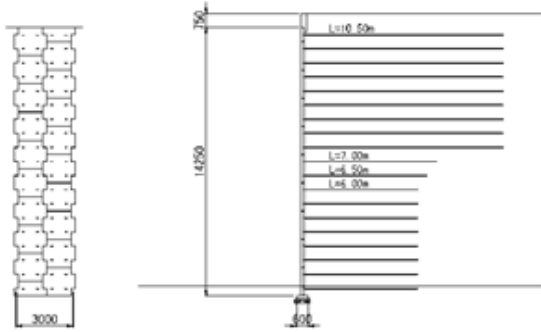
となる。それぞれのケースにおける敷設長の比を求めると、CASE1 と CASE3 の比は 0.22~0.36、CASE1 と CASE2 の比は 0.34~0.51 となり、クリンカアッシュを盛土材料として利用する効果が、内的安定上、顕著に現れる結果となった。

#### 4.3.2 構造細目に基づく補強材敷設長の決定

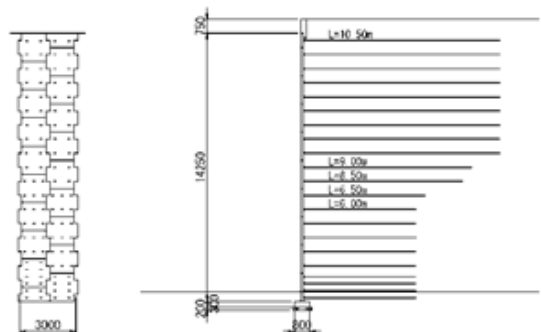
現行設計法では、内的安定検討とは別に、「構造細目」という壁高に応じた最小敷設長が規定されており、これも満足する必要がある。これに従うと、補強材の敷設長  $L$  は、図-17 に示す値以上とする必要がある。この



(a) CASE1(クリンカアッシュ)



(b) CASE2(クリンカアッシュ)



(c) CASE3(砂質土)

図-19 補強材の敷設様式

ため、構造細目も考慮して決定したクリンカアッシュと砂質土の補強材の敷設長と壁高の関係を求めると図-18に示す通りとなる。また、断面当たり補強材の敷設様式も図-19に示す。これによれば、いずれの場合も、「構造細目」によって定まる敷設長が「内的安定検討」によって求まる敷設長よりも長くなるのがわかる。クリンカアッシュを盛土材料として利用する場合の補強材削減効果は低下するが、敷設長のCASE1とCASE3の比とCASE2とCASE3の比は、いずれも0.80~0.83の範囲にあり、クリンカアッシュを盛土材料とすることの有効性が確認できた。また、各壁高で盛土材料の違いによる各ケースの敷設長の比率がほぼ同一であることから、実際の敷設長の増加分は、壁高が高い方が大きく、補強材の削減効果が大きいこともわかる。さらに、構造細目の適用により、材料定数とは無関係に敷設長が決定されるため、比較的良質な盛土材料であっても、補強材の敷設長が長くなる方向に誘導される

場合が多い。このため、盛土材料として利用するクリンカアッシュの内部摩擦角を35°程度に設定して検討した場合と三軸圧縮試験を実施して、明確に内部摩擦角を決定した場合と比較しても優位な差が無くなることもわかる。このことは、クリンカアッシュの三軸圧縮試験が実施されていない段階でも、下限の内部摩擦角である35°に設定しておけば、実務上、どの程度の補強材を確保する必要があるかを確認する目安にもなる。

#### 4.3.3 外的安定検討

外的安定検討では、図-19に示した補強材の敷設様式で「滑动」、「転倒」、「支持力」、「盛土全体の安定」についても検討したが、いずれも、許容値を満足する結果を得た。したがって、図-19に示した敷設様式は現行設計法を満足するテールアルメ補強土壁の仕様となる。

## 5 結論

本研究では、異なる物理特性のクリンカアッシュの土中引抜き抵抗特性を明らかにし、帯鋼補強土壁(テールアルメ壁)への適用性を検証するために、帯鋼補強材を使用したクリンカアッシュの土中引抜き試験を行うとともに、現行設計法に適用した場合の有効性も検討した。本研究より得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 物理特性の異なるクリンカアッシュにおいても、砂質土と同等あるいはそれ以上の引抜き抵抗特性を発揮することが確認できた。
- (2) クリンカアッシュの摩擦係数は帯鋼補強土壁工法における設計値を大きく上回っており、砂質土と比較しても優れた摩擦抵抗を発揮している。したがって、クリンカアッシュの補強土壁工法の盛土材への利用は摩擦係数の観点から設計上有効であると言える。
- (3) 上載圧が高くなるにつれて、最大引抜き抵抗も高くなる。しかし、ある上載圧の範囲において最大引抜き抵抗が一時的に低下する試料が確認された。
- (4) 締め固め度が高くなるにつれて最大引抜き抵抗も高くなる。その増加の度合いは細粒分含有率が少ない試料において高く、多い試料において低くなった。
- (5) 細粒分含有率の高い試料ほど最大引抜き抵抗は小さくなり、砂分含有率、礫分含有率が高い試料ほど最大引抜き抵抗が大きくなる傾向があることがわかった。また、この傾向は上載圧が高い条件で顕著に現れた。
- (6) 物理特性との相関性の検討では、中央粒形が大きい試料ほど最大引抜き抵抗が大きくなる傾向がみられた。
- (7) 本研究では、補強材とクリンカアッシュとの摩擦

特性を現行設計で考慮した帯鋼補強土壁工法の検討を行った。その結果、壁高が15m以下であれば、一般的な砂質土を利用するのに対して20%程度の補強材敷設長を削減する効果がある。さらに、壁高が高いほど実質的な敷設長が削減されるため、その効果は大きくなる。

- (8) 壁高5～15m程度の範囲内で、内部摩擦角を三軸圧縮試験により求めた場合と35°に設定した場合は、構造細目の規定も考慮すると、両者は、ほぼ同様な補強材の敷設様式となる。

クリンカアッシュは、すでに盛土材、路床・路盤材、橋台や擁壁などの抗土圧構造物の裏込め材に利用されているケースもあるが、これまで、施工後に問題が発生したことはなく、長期的にも、その性能を満足できる材料と考えている。今後は、他の補強土構造物への適用性などを検討していきたい。

#### 参考文献

- 1) 吉岡一郎，中下明文：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，地盤と建設，vol.30，No.1，pp.9-17，2012.
- 2) 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.
- 3) 大原直人，兵動正幸，吉本憲正，中田幸男，野田翔兵，佐藤登，若槻好孝，吉岡一郎，中下明文，中村芳弘：クリンカアッシュの締固めおよびせん断特性，第10回地盤改良シンポジウム 論文集，pp.477-480，2012.
- 4) 田坂行雄，鈴木素之，米田修，志村直紀，杉山洋輔：固化処理土を適用した帯鋼補強土壁における補強材の引抜き抵抗特性と補強材長の設計，土木学会論文集，vol.66，No.3，pp.516-529，2010.
- 5) 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.
- 6) Sato, N., Fujii, M., Suzuki, M., Nakashita, A., Nakamura, Y., Wakatsuki, Y. and Hyodo, M.: Pullout testing on the applicability of clinker ash in reinforced earth walls, Proc. of the 2nd KICT-YU-CBNU Joint Workshop, Recycle Technique of Coal Ash for Geotechnical Field, pp.17-25, 2011.
- 7) 地盤工学会編：地盤材料試験の方法と解説，pp.373-383,2009.
- 8) 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の設計・施工，第27回土質工学研究発表会，pp.2461-2462，1992.
- 9) 池田陵志，澄川 健，安野孝生：テールアルメ盛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，III，pp.410-411，2001.

(2013年6月24日 受付)