

補強土壁工法における固化処理土中に敷設した補強材の引抜き特性

Pullout Characteristic of Strip Embedded in Cement-Treated Soil Layer for Reinforced Soil Walls

田坂 行雄 Yukio TASAKA (株宇部三菱セメント研究所)
 米田 修 Osamu YONEDA (株宇部三菱セメント研究所)
 鈴木 素之 Motoyuki SUZUKI (山口大学大学院理工学研究科)
 山本 哲朗 Tetsuro YAMAMOTO (山口大学大学院理工学研究科)
 高實 直輝 Naoki TAKAZANE (山口大学大学院理工学研究科)

帯鋼補強土壁工法の盛土材として、補強材との摩擦抵抗力の不足から不適とされる粘性土を処理して利用することが望まれている。しかし、その設計方法は十分に確立されていない。本論文では、補強材の引抜き抵抗を評価するために開発した試験装置を用いて、試料土の土質性状、固化材添加量、上載圧や養生時間等の条件を変え、補強材の引抜き特性に対するセメント系固化材による処理の効果を検討した。また、処理土の一軸圧縮強さと処理土中の補強材の引抜き抵抗との関係を整理し、それを基にした補強材長の設計例を示した。さらに、補強土壁工法の実施工における締固め条件の違いや段階施工が補強材の引抜き特性に及ぼす影響を調べ、これらの点に関する設計上の考え方を示した。

キーワード：セメント系固化材、処理土、補強材、引抜き試験、最大引抜き応力 (IGC : D10)

1. はじめに

帯鋼補強土壁は補強盛土の1つであり、特に法面は垂直もしくはそれに近く、壁面材と補強材および盛土材からなる。その補強メカニズムは、壁面材に作用する土圧力に対し、盛土材に敷設した補強材の引抜き抵抗力によって釣り合いを保ち、土留め壁の効果を発揮するものである。このような補強土壁工法の盛土材には、これまでに補強材との摩擦抵抗を十分に見込める砂質土系の地盤材料が使用されてきた。近年、このような良質な砂質土の入手は容易ではなく、建設発生土が利用される傾向にあるが、細粒分含有率の多い粘性土はそのままでは利用できないとされている。このため、この粘性土を処理して盛土材として利用することが望まれており、いくつかの研究例がある^{1)~5)}。これらの研究では、現場引抜き試験の結果を基に、設計時に必要とされる処理土と補強材との摩擦係数を算出する式が示されている。この摩擦係数の考え方は、クーロンの破壊基準を基に検討されている。しかし、処理土からの補強材の引抜き特性は詳細に検討されておらず、その設計方法は十分に確立されていない。このようなことから、本研究では地震時も含めた処理土の盛土材としての有効性を実験的に検証し、その設計手法を提案することを目的としている。

本論文では、処理土の有効性を詳細に把握するため、試料土の土質性状、固化材添加量、処理土への上載圧や養生時間等の条件を変え、処理土からの補強材の引抜き試験を実施した。また、その結果を基にした補強材長の設計方法を検討した。さらに、補強土壁工法の実施工における締固

め条件の違いや段階施工による鉛直応力の遅れ載荷が補強材の引抜き特性に及ぼす影響を確認し、設計上の留意点を検討した。これらの引抜き試験には、土と補強材との引抜き抵抗を評価するために開発した試験装置を用いた。

2. 処理土からの補強材の引抜き実験

処理土からの補強材の引抜き抵抗を評価するために開発した試験装置を用い、試料土の土質性状、固化材添加量、上載圧や養生時間等の条件を変え、諸条件が引抜き挙動に及ぼす影響を確認した。さらに、これらの結果を設計に活用するため、帯鋼補強土壁工法における処理土を用いた補強材長の設計方法についても整理した。

2.1 固化材および試料土

表-1 に実験に用いた試料土の性状を示す。また、図-1 に帯鋼補強土壁工法における盛土材料の適用範囲を示す。本工法の盛土材料のうち、土質材料では図に示す [A1 材料] (細粒分含有率 F_c (シルト分+粘土分) $\leq 25\%$) を用

表-1 試料土の性状

試料種別	持世寺 粘性土	川上 シルト	中山 砂質土	下関 砂質土
自然含水比 (%)	48.1	22.2	17.5	23.3
土粒子の密度 (g/cm ³)	2.834	2.638	2.739	2.624
礫分 (%)	0.7	18.5	24.6	20.2
砂分 (%)	18.0	34.6	41.0	56.5
シルト分 (%)	30.6	34.9	17.9	11.7
粘土分 (%)	50.7	12.0	16.5	11.6
液性限界 (%)	76.2	43.5	37.6	—
塑性限界 (%)	34.4	25.1	24.6	—
塑性指数	41.8	18.4	13.0	—
土質分類	粘土 (CH)	細粒分質 礫質砂 (SFG)	細粒分質 礫質砂 (SFG)	細粒分質 礫質砂 (SFG)

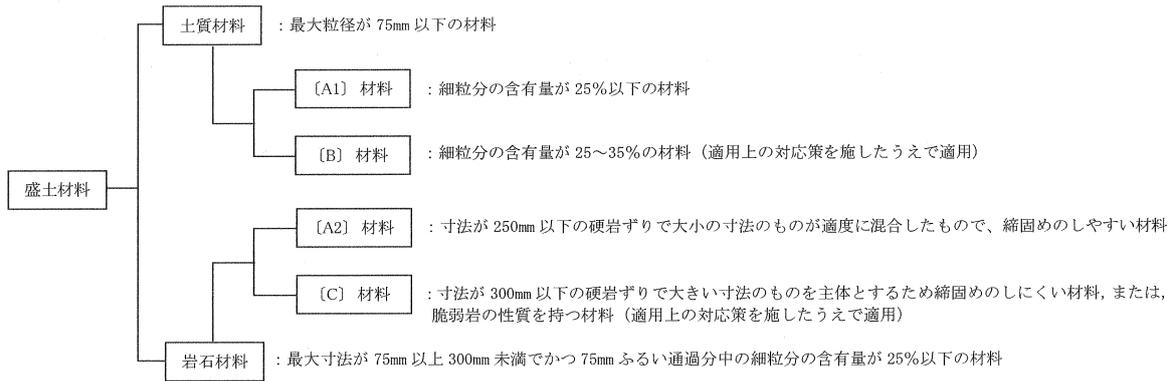


図-1 帯鋼補強土壁工法における盛土材料の適用範囲⁶⁾

いることを原則としている⁶⁾。持世寺粘性土、川上シルトおよび中山砂質土は、 F_c の基準値を超過している。すなわち、現状では本工法に不適(不良土)と判断されるもので、処理の対象として用いた。また、本工法の基準値を満足する良質土 ($F_c=23.3\%$ [A1材料])として下関砂質土を用いた。固化材としては、一般軟弱土用セメント系固化材を用いた。

2.2 引抜き試験装置

引抜き試験装置は、図-2に示した帯鋼補強土壁工法の概念図のうち、破線部で示した部分の補強材周辺部の応力・変形状態を再現するものである。これまで補強材の引抜き抵抗力の算出は現場の施工段階における検証試験として予備的に実施されているに過ぎない。本装置は密度および圧力・拘束条件が管理された土層中の補強材を一定の方法・手順で引抜き、その際の最大引抜き力を所要の精度で測定するために設計されたものであり、処理した盛土材が示す補強材の引抜き抵抗性の向上を強度および変形特性の観点から詳細に把握することができる。本装置は、土槽、補強材、補強材引抜き装置、鉛直応力載荷装置およびデータ記録装置で構成される。写真-1に本装置を、また図-3に装置の模式図を示す。本装置は、鉛直応力 $\sigma_v=0\sim 100\text{kN/m}^2$ の範囲で載荷可能な両面排水条件下で圧密した土槽(内寸 $700\times 300\times 200\text{mm}$)に長さ 600mm で埋設した平滑の補強材 ($980\times 60\times 5\text{mm}$)を $0.12\sim 1.20\text{mm/min}$ の範囲の速度で引抜くように設計した。補強材は平滑およびリブ付ストリップなど複数の種類があるが、本研究では引抜き抵抗性を単純化して把握するため、平滑の補強材を使用した。

なお、本装置では補強材の幅に対する土槽の幅の比率は3.3である。この比率における、せん断面の作用範囲は明らかではないが、後述のように本装置による実験値が現場引抜き試験結果³⁾に対して過大な値を与えていないことから、大きな問題はないものと考えられる。ただし、引抜きによるせん断面の発生が土層の側壁まで及ぶと、引抜き挙動や引抜き抵抗がその影響を受ける可能性がある。

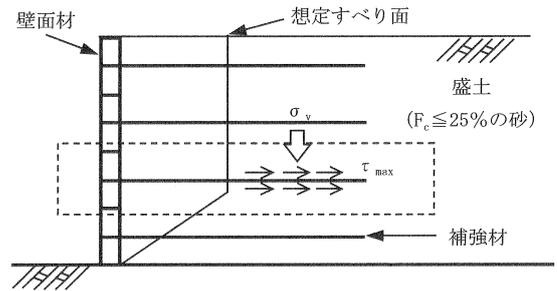


図-2 帯鋼補強土壁の概念図

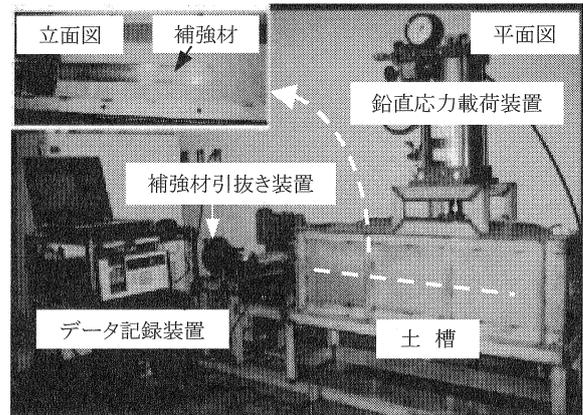


写真-1 引抜き試験装置

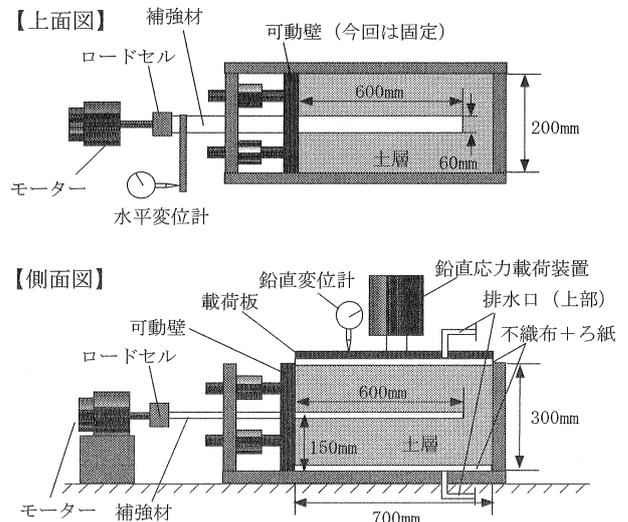


図-3 引抜き試験装置の模式図

表-2 試験ケースと試験結果

試料土	初期含水比 w_0 (%)	固化材添加量 Q_c (kg/m ³)	養生時間 T_c (日)	鉛直応力 σ_v (kN/m ²)	最大引抜き応力 τ_{max} (kN/m ²)	一軸圧縮強さ q_u (kN/m ²)	
川上シルト	40	0 (未処理)	—	50	6.8	—	
				75	11.9	—	
				100	16.4	—	
		60	1	3	0	19.6	314.4
					0	37.1	402.7
					50	65.3	657.3
					100	78.8	744.0
					0	42.2	455.2
80	3	0	56.3	776.0			
		0	67.1	1209			
持世寺粘性土	70	0 (未処理)	—	50	10.6	—	
				100	19.8	—	
		60	3	0	41.8	231.5	
				0	70.6	337.3	
		80	1	0	69.4	530.1	
				0	83.4	1009	
中山砂質土	34	0 (未処理)	—	50	9.4	—	
				100	17.4	—	
		50	1	0	29.2	301.3	
				50	54.4	477.5	
				0	43.2	601.7	
				0	84.0	772.8	
下関砂質土	13.5	0 (未処理)	—	50	16.9	—	
				75	—	—	
				100	35.0	—	

2.3 試験方法

(1) 引抜き試験

処理土からの補強材の引抜き特性は、土と補強材との付着状態等に影響される。ここでは、現場の締固め条件等の条件とは異なるが、理想化したモデルで付着力を検討するため、その影響を小さくする条件で試験を行った。すなわち、土槽への土の充填性や補強材との密着性を高めるために、初期含水比 w_0 を液性限界付近に調製して用いた。それぞれの試料土の液性限界付近に調製した試料土に所定量の固化材を粉体で添加し、60L ソイルミキサーで5分間混合した。この処理土を直ちに引抜き試験装置の土槽に振動棒、振動機の締固め器具を用いて充填した。補強材は埋設長 600mm として土層中央の水平面に設置した。試料充填後、ベロフラムシリンダーにより所定の鉛直応力 σ_v を載荷し、未処理土の場合は 3 t 法⁷⁾ により圧密終了を確認した後、所定期間、恒温恒湿室(温度 20℃, 湿度 60%) で養生し、1.0mm/min で補強材を引抜き、引抜き力 T と水平変位量 δ を測定した。補強材の引抜きは、 δ が 10mm に達した時点で終了とした。なお、処理土の養生時間は、試験効率を考慮して 1~7 日とした。

(2) 一軸圧縮試験

前述の引抜き試験と同様の条件で処理土を調製し、JGS 0821-2000 に準拠して直径 5cm, 高さ 10cm の供試体を作製した。その後、所定の期間 20℃ の恒温室内で密封養生し、JIS A 1216:1998 に準拠して一軸圧縮強さを測定した。なお、引抜き試験時と同様な鉛直応力 σ_v の載荷条件で処理

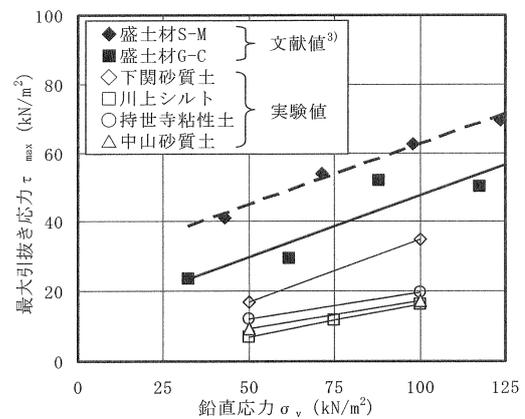


図-4 実験値および文献値の σ_v と τ_{max} との関係

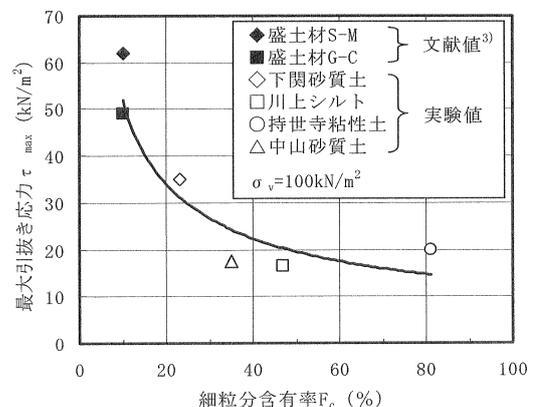


図-5 実験値および文献値の F_c と τ_{max} との関係

土を養生するためにモールド型圧密養生装置⁸⁾を用いて供試体を作製した。

2.4 実験結果

(1) 装置の妥当性の確認

図-4 日本装置を用いた未処理土からの補強材の引抜き試験結果と実現場での補強材の引抜き試験結果³⁾(文献値)の σ_v と最大引抜き応力 τ_{max} との関係, 図-5 に試験に用いた試料土の F_c と τ_{max} との関係を示す。図-4 より, 本装置による実験値は, 現場引抜き試験結果に比較して全体的に低いものの, σ_v の増加に伴い τ_{max} が増加し, 現場引抜き試験結果と同様の傾向が確認された。また, 本装置と現場引抜き試験による τ_{max} の差異は, 図-5 に示すように, F_c の影響として整理できると考えられ, 本装置が現場の値に対して過大な値を与えていないことが確認された。

(2) 鉛直応力, 固化材添加量および養生時間の影響

試験ケースと試験結果を表-2 に示す。図-6 に一例として川上シルトの処理土と未処理土の δ と τ との関係を示す。不良土である川上シルトを処理することにより, τ_{max} は著しく高くなり, 未処理土に比較して $\sigma_v=50\text{kN/m}^2$ の場合は約10倍, $\sigma_v=100\text{kN/m}^2$ の場合は約5倍の値となった。また, τ_{max} の発現後に τ が急激に減少する脆性的挙動を呈した。これは, 処理土と補強材との定着部が剥離したことによるものと考えられ, セメント水和物が補強材との界面の間隙を充填し, 定着部の付着力を増加させ, τ_{max} が高くなったことを裏づけている。図-7 に川上シルトの処理土と下関砂質土(良質土)の δ と τ との関係を示す。川上シルトの処理土の τ_{max} は, 良質土の τ_{max} を大きく上回り, その後の残留的な応力も大きかった。従って, 盛土材として適用範囲外である川上シルトを処理することによって良質土と同等以上の引抜き抵抗を発現できることが推察された。このような傾向は, いずれの試料土においても同様であった。次に, 図-8~図-10 に処理土における鉛直応力 σ_v , 固化材添加量 Q_c および養生時間 T_c と最大引抜き応力 τ_{max} との関係を示す。図からわかるように, 鉛直応力 σ_v , 固化材添加量 Q_c および養生時間 T_c の増加に伴い τ_{max} が増加した。これは, 鉛直応力 σ_v の増加による土層の密度増加が補強材と処理土との間の摩擦抵抗に有効に作用し, τ_{max} が増加したものと考えられる。また, 固化材添加量 Q_c や養生時間 T_c の増加により, 処理土中で水和反応が進行したことにより, 処理土がより緻密になり, 補強材との付着力が増加したため τ_{max} が増加したことも考えられる。本実験では, 養生時間 $T_c=1\sim7$ 日までの範囲で引抜き試験を実施したが, 処理土の強度は養生時間 T_c の増加に伴い高くなる。このため施工上, 許容される範囲で養生期間を長くすることにより, 処理土の所要強度を得るための固化材添加量 Q_c を低減でき, より経済的な設計が可能となる。

(3) 処理土の一軸圧縮強さと最大引抜き応力との関係

セメント系固化材による処理土の強度特性としては, 一

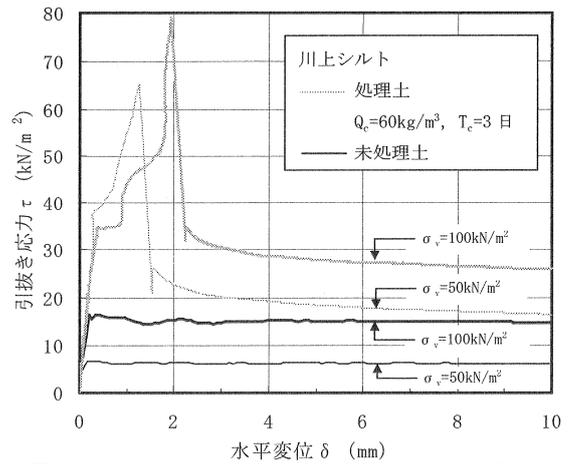


図-6 処理土および未処理土の δ と τ との関係

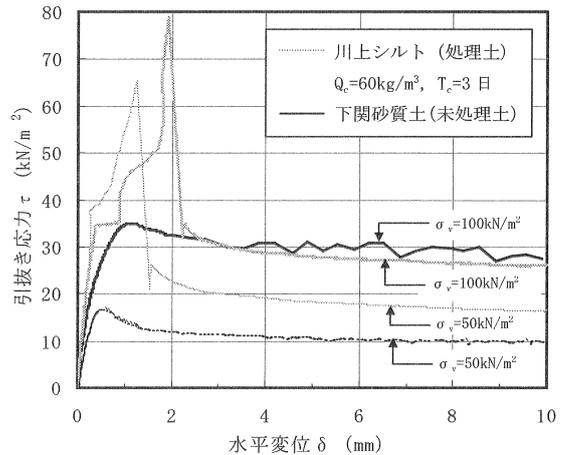


図-7 処理土と良質土の δ と τ との関係

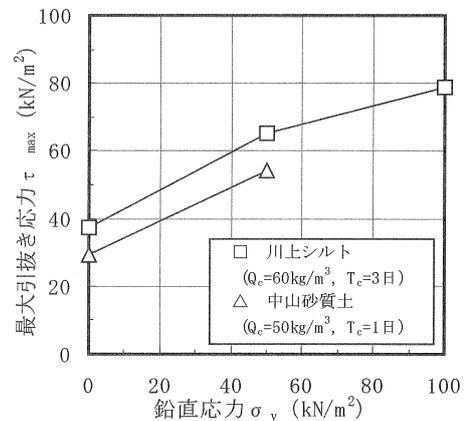


図-8 σ_v と τ_{max} との関係

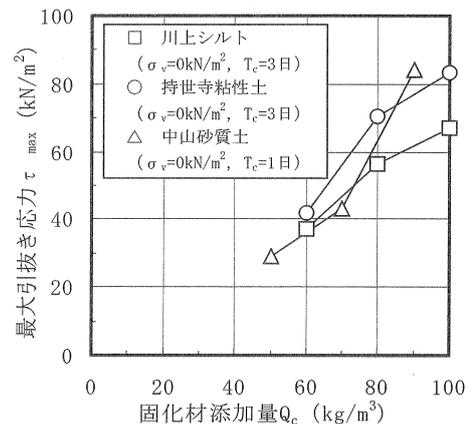


図-9 Q_c と τ_{max} との関係

一般に一軸圧縮強さ q_u が用いられており、配合設計も q_u で行われている。このため、本研究においても基本的に q_u を設計指標とすることとし、ここでは処理土の q_u と補強材の τ_{max} との関係について整理した。図-11 に持世寺粘性土、川上シルトおよび中山砂質土を対象とした処理土の q_u と τ_{max} との関係を示す。処理土の τ_{max} は、試料土や試験条件によりややばらつきがあるものの、 q_u の増加に伴い大きくなることがわかった。すなわち、鉛直応力 σ_v 、固化材添加量 Q_c および養生時間 T_c の影響は q_u に反映され、その q_u は、処理土の τ_{max} と相関があることが確認された。これは、鉛直応力 σ_v 、固化材添加量 Q_c および養生時間 T_c は独立の要素として影響しないことを意味する。 q_u と τ_{max} の間の実測値に対して累乗近似すると、相関係数 $r=0.69$ の実測値との適合度をもつ近似曲線が式(1)のように得られた。

$$\tau_{max} = 1.18 \cdot q_u^{0.605} \quad (1)$$

この結果から、 q_u から補強材の τ_{max} を推定できるものと考えられる。なお、図中の破線で示すように、 q_u と τ_{max} との関係は、ある程度の幅を持たせて考える必要があり、最下部の破線で τ_{max} を推定することで安全率の高い設計になると考えられる。

(4) 処理土を用いた補強材長の設計方法

一例として、帯鋼補強土壁工法における補強材長の設計に着目した。通常の良い土を用いた帯鋼補強土壁工法の所要の補強材長 L_{req} は次の式により決定される⁶⁾。

$$L_{req} = \frac{F_s \cdot T_i}{2f_i^* \cdot \sigma_{vi} \cdot b} \quad (2)$$

ここに

L_{req} : 所要補強材長

F_s : 補強材の引抜きに関する安全率

T_i : i 段目の補強材 1 本あたりに作用する引張り力 (kN)

f_i^* : i 段目の補強材の見掛けの摩擦係数

σ_{vi} : i 段目の補強材の位置における鉛直応力 (kN/m²)

b : 補強材の幅 (m)

この設計式では、補強材の引抜き応力を摩擦係数 f_i^* と σ_{vi} の積で示されている。このうち、 f_i^* は盛土材の内部摩擦角 ϕ を用いて算出するため、結果として内部摩擦角 ϕ の大きい砂質土が有効となる。一方、固化処理によって一般に内部摩擦角 ϕ の増加は小さく、粘着力 c が大きくなることが知られており、この式では粘着力 c の増加が反映されない。しかし、前述のように処理土からの補強材の引抜き応力は、 q_u を高くすることにより大きくなる。このため、現状の設計式の補強材の引抜き応力項 ($f_i^* \cdot \sigma_{vi}$) を q_u からなる近似式(1)に置き換えることで、処理土における補強材長の設計が可能と考えられる。一例として処理土における補強材長の設計式を以下に示す。

$$L_{req} = \frac{F_s \cdot T_i}{2 \cdot 1.18 \cdot q_u^{0.605} \cdot b} \quad (3)$$

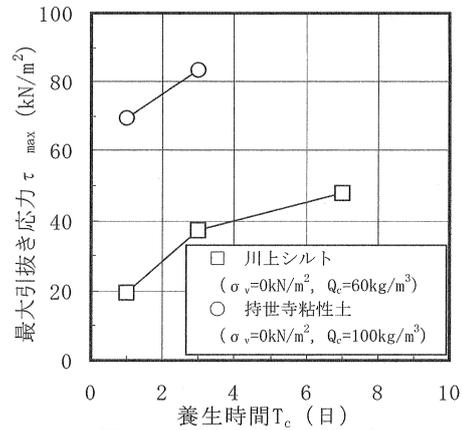


図-10 T_c と τ_{max} との関係

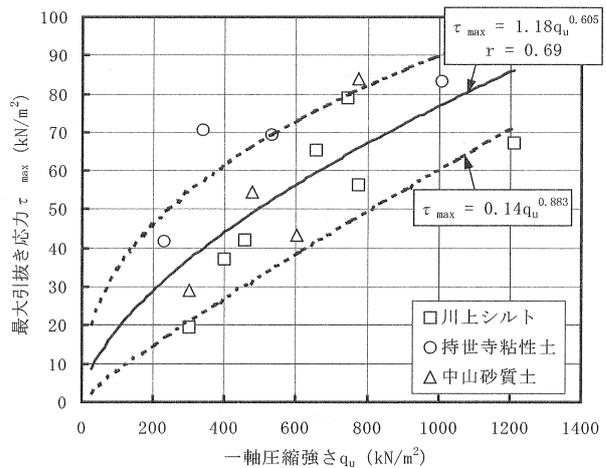


図-11 q_u と τ_{max} との関係

3. 実施工を考慮した補強材の引抜き試験

帯鋼補強土壁工法の実施工における現実的な締固め条件や段階施工における締固め後の経時的な鉛直圧載荷条件を考慮した引抜き試験を行い、補強材の引抜き特性に及ぼす影響を確認し、これらの結果の設計への反映方法について考察した。

3.1 実施工を考慮した実験条件

(1) 締固めの影響

盛土材料と補強材の間に働く摩擦力を確保し、安定性の高い補強土壁を構築する上で、盛土材料の締固めは非常に重要である。一般に盛土材の締固めの管理基準値は、締固め度 $D_c > 85 \sim 90\%$ 、飽和度 $S_r \geq 85\%$ または空気間隙率 $V_a \leq 10 \sim 15\%$ が目安とされている⁹⁾。本検討では、締固めエネルギーを変えて充填した処理土からの補強材の引抜き試験を行い、土層の S_r と τ_{max} の関係を検討した。

(2) 段階施工の影響

補強土壁は通常、第1段目の盛土打設後、所定の転圧を行い、盛土面の凹凸を均して補強材を設置し、第2段目の盛土打設が行われる。すなわち、補強土壁の施工は数日間わたって段階的に行われる。この場合、図-12 に示すように盛土の下部 (初めに盛土した層) においては、鉛直応

力の段階的な荷重が想定される。そのようなことから、図-13 のような鉛直応力 σ_v の荷重条件を考え、段階施工における次の打設までの締固めた盛土の放置時間（以下、放置時間と称す）の影響を検討した。なお、養生時間は図中の圧密時間と放置時間の和で定義し、実施工条件を考慮した試験条件では養生時間の影響を 0、3 日間の 2 通りで調べた。

3.2 試料土および固化材

締固めの影響および鉛直応力の影響の検討では、表-1 の中山砂質土（自然含水比=17.5%，土粒子密度 $\rho_s=2.739\text{g/cm}^3$ ，細粒分含有率 $F_c=35\%$ ）を試料土として用いた。この試料土は、帯鋼補強土壁工法における盛土材料の F_c の基準値を超過した不良土である。固化材としては、一般軟弱土用セメント系固化材を用いた。

3.3 実験方法

(1) 締固めの影響

中山砂質土は、締固めが可能な自然含水比に近い状態 ($w_0=20\%$) に調製し、これに所定量の固化材を添加・混合した。この処理土を写真-2 に示すように試製のランマー（重さ：4kg，落下高さ：40cm，接地面積：100cm²）を用いて、1 層当たり所定の落下回数で締固めた（10 層詰め）。その際、1 層毎の締固めは図-14 に示す順番どおりに行った。その後、処理土では所定期間養生後、未処理土では、3 t 法による圧密終了を確認後、引抜き試験を行った。また、セメント協会 JCAS L-01 方法で規定される 1.5kg ランマーを用いて飽和度 S_r を変えた条件で直径 5cm，高さ 10cm の供試体を作製して一軸圧縮試験を実施し、土槽の S_r に相当する値を求めた。

(2) 段階荷重の影響

w_0 を 20% に調製した試料土に所定量の固化材を添加・混合した処理土を前述の (1) 締固めの影響と同様にランマーで 56 回/層で処理土を締固め、所定の鉛直応力を荷重し、養生時間 T_c を 3 日間として引抜き試験を行った。また、同様の条件で処理土を締固め、放置時間 ΔT を 0 および 3 日間の条件で鉛直応力 σ_v を 50kN/m² 荷重し、養生期間 T_c を 3 日間として引抜き試験を行った。

3.4 実験結果

(1) 締固めの影響

写真-3 に締固めた処理土の土層側方断面を示す。写真からわかるように、各層の上部（ランマー打撃面）ほど処理土が密に詰まっていた。また、締固め回数の増加により土層内の空隙が少なくなっている様子が確認された。

図-15 に処理土および未処理土の S_r と τ_{max} の関係を示す。処理土の場合、 S_r の増加に伴い τ_{max} が増加する傾向がみられた。これは、締固めによる土層の密度増加と処理土中の水和反応の進行が相乗し、補強材と試料土との摩擦抵抗や付着力を増大させたと考えられる。28 回/層と 56 回/層の場合を比べると τ_{max} に約 15kN/m² の差があり、補

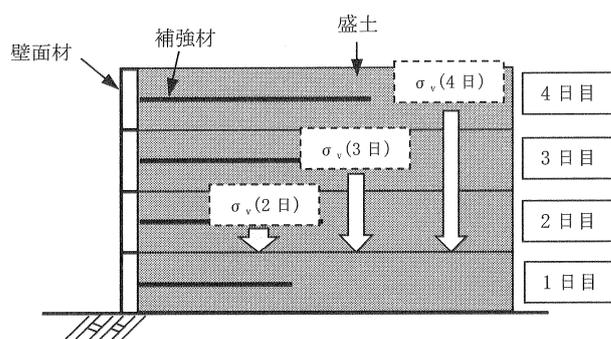


図-12 段階施工の概念図

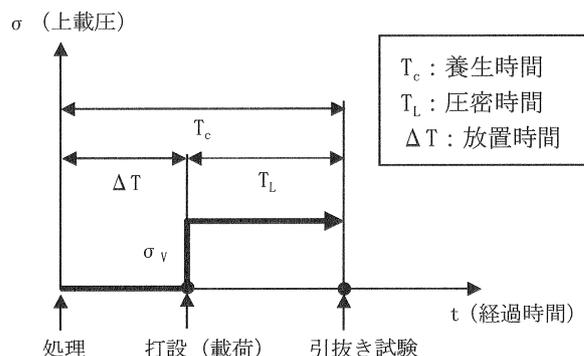


図-13 上載圧の荷重方式

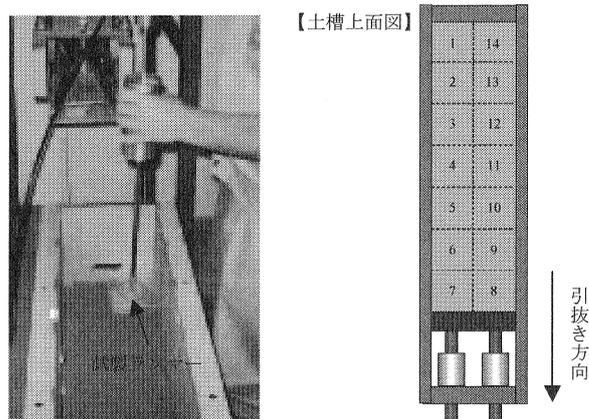


写真-2 試製ランマー

図-14 締固め順序

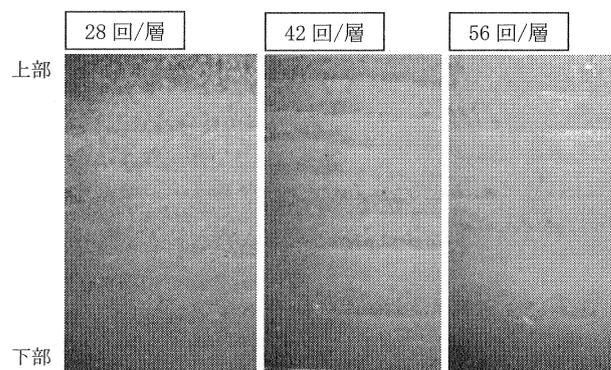


写真-3 締固めた処理土の土層側方断面

強材に対しても盛土の締固めが重要であることが確認できる。一方、未処理土の場合は、締固め回数の増加に伴い τ_{max} がやや低下する傾向がみられた。また、同じ締固め回

補強土壁工法における固化処理土中に敷設した補強材の引抜き特性

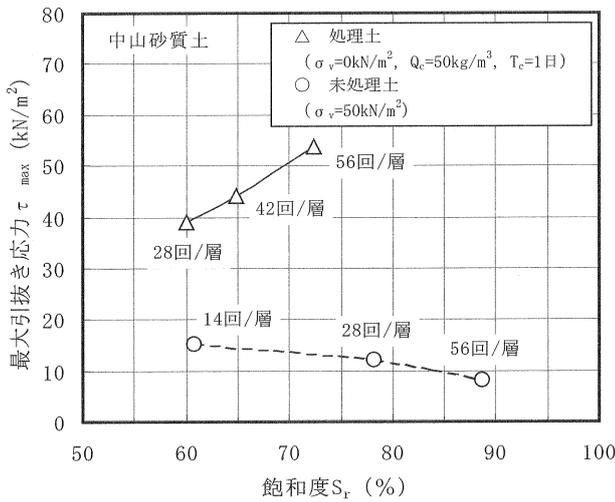


図-15 S_r と τ_{max} との関係

数において処理土の S_r が比較的低くなった原因としては、処理により土粒子が凝集してコンシステンシーが変化し締固まり難くなったためと考えられる。

次に、前述した図-11 の q_u と τ_{max} との関係に本検討で締固めた処理土の引抜き試験結果を追加プロットして図-16 に示す。これまでに q_u の増加に伴い、 τ_{max} が高くなることが確認されているが、締固め条件の違いは q_u に反映され、これまでと同様の関係で整理できた。なお、プロットした処理土の q_u は、3.3 (1) に示した S_r を締固め回数 28 回/層、42 回/層および 56 回/層の土層の値に合わせた供試体の一軸圧縮試験からの推定値である。

処理土を用いた設計においては、通常室内配合試験から q_u を決定し、これから現場の τ_{max} を推定することが望ましい。この推定例として、未処理土で $S_r=85\%$ となる締固め条件で処理土を施工した場合の室内配合試験と現場（実施工）との τ_{max} の比較を図-17 示す。本試料土において、通常配合試験と同様の締固め条件（JCAS L-01 方法）で一軸圧縮試験を行うと、 q_u は 830kN/m^2 であった。この場合、図-16 に示した q_u と τ_{max} との関係から対応する τ_{max} を推定すると約 69kN/m^2 となる。一方、図-18 に示した締固め回数と S_r との関係から、未処理土の S_r が締固めの管理基準値の 85% となる締固めエネルギーと同じエネルギーで処理土を締固めると、 S_r は約 68% となり、図-19 に示した S_r と q_u との関係から、 q_u は 380kN/m^2 であり、図-16 から対応する τ_{max} は約 43kN/m^2 と推定される。すなわち、実施工における τ_{max} は、締固め条件の違いにより本ケースでは通常固化材配合試験の結果からの推定値より約 4 割低下することが想定される。ただし、この低下割合は、試料土の締固め性により異なると予想される。通常固化材による地盤改良における配合設計では、混合ムラや締固めによる強度低下を考慮し、安全率が設定されている。前述のように、締固め条件の違いは q_u に反映され、本工法における配合設計においても、通常固化材配合試験で設定されている安全率を考慮すればよいと考えられる。しかし、試料土の締固め性の影響も含め、今後さらなる検討が必要である。

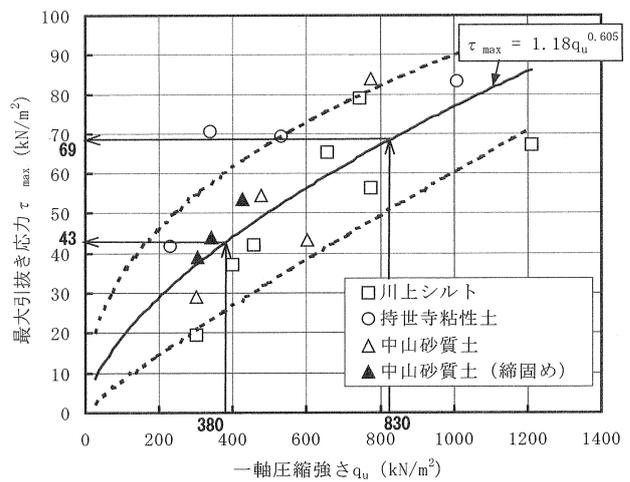


図-16 q_u と τ_{max} との関係

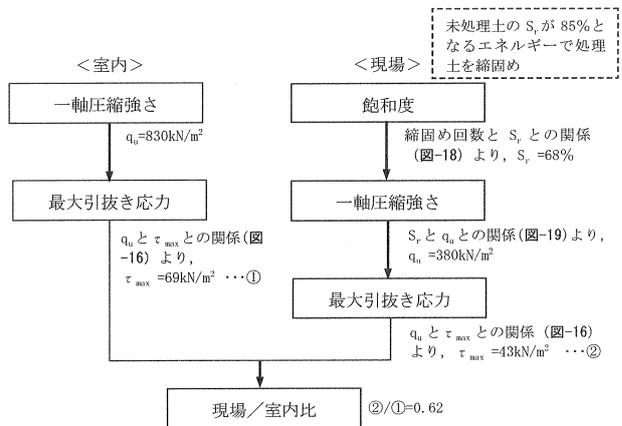


図-17 室内試験と現場との τ_{max} の比較

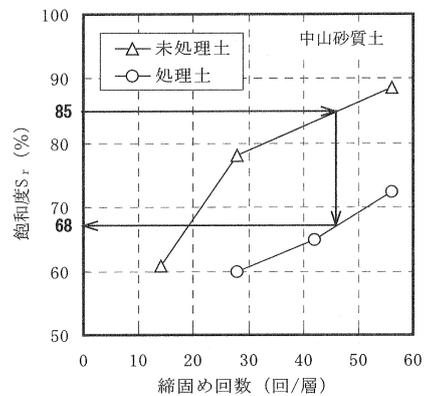


図-18 締固め回数と S_r との関係

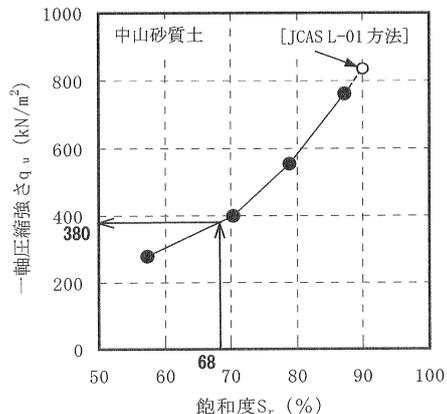


図-19 S_r と q_u との関係

(2) 段階荷重の影響

図-20 に鉛直圧 σ_v および放置時間 ΔT の影響を示す。図に示すように締固めた処理土の τ_{max} は、鉛直圧の荷重による増加はみられなかった (左図)。また、放置時間 ΔT を3日間としても τ_{max} の変化は小さかった (右図)。また、放置時間 ΔT が0および3日間の圧密による沈下量はそれぞれ 1.1mm, 0mm であり、沈下量は非常に小さい。これは液性限界付近で充填した前述の 2.4 (1) の結果とは異なる。今回のように締固めが可能な土では、締固めの際に土が十分に締まり、その後、上載圧を載荷しても殆ど沈下しない。このため処理土は、未処理土と同様の方法で十分な締固めを行えば、放置時間の影響は小さいと考えられる。

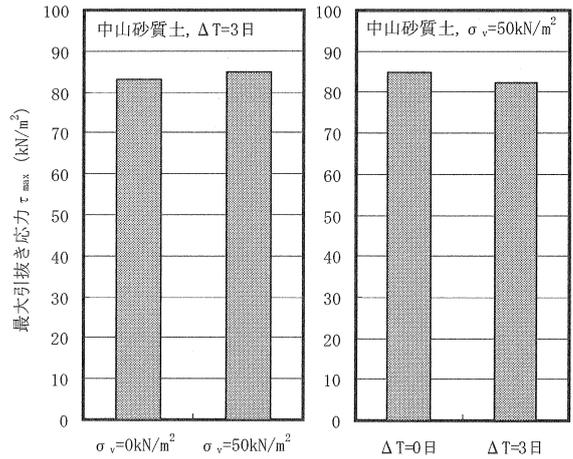


図-20 σ_v および ΔT の影響

4. 結論

本論文では、土からの補強材の引抜き抵抗を評価するために開発した試験装置を用い、試料土の土質性状、固化材添加量、上載圧や養生時間等の条件を変え、セメント系固化材による処理の有効性を明らかにした。そして、処理土の一軸圧縮強さと補強材の引抜き抵抗との関係性を見出し、それを基にした補強材長の設計例を示した。さらに、補強土壁工法の実施工における締固め条件や段階施工の影響を確認した。結果を要約して以下に示す。

- (1) 処理土からの補強材の最大引抜き応力は、処理土の一軸圧縮強さの増加に伴い大きくなることが確認された。このため、処理土の一般的な評価指標である一軸圧縮強さから最大引抜き応力を推定することが可能となる。
- (2) 処理土の一軸圧縮強さと処理土中の補強材の最大引抜き応力の関係を現状の補強材長の設計式に加味することにより、処理土を用いた場合の補強材長の設計が可能となる。
- (3) 実施工における現実的な条件で (緩く) 締固めた場合、処理土の一軸圧縮強さが低下し、それに対応して、補強材の最大引抜き応力が低下する。この低下の影響は、通常の固化材配合試験における安全率の範囲で保障され、特別な考慮は必要ないと考えられる。
- (4) 処理土からの補強材の最大引抜き応力は、締固めができる状態で十分な締固めを行えば、実施工時の鉛直応力の段階荷重の影響をほとんど受けない。

謝辞：元 山口大学大学院生 (現 ハザマ) の久保田 晃氏には試験の実施と結果の整理で、また、宇部三菱セメント (株) の金城 徳一氏および山田 一義氏には多くのご助力をいただいた。ここに記して、感謝の意を表す次第である。

参考文献

- 1) 小川憲保, 川口一男, 天野正道, 岡野 実: テールアルメ壁面の変位計側 (その 3) 盛土材が軽量盛土材, 改良土の場合, 第 28 回土質工学研究発表会, pp. 2763-2764, 1993.
- 2) 上澤 充, 井上和美, 田畑秀典, 永友重憲: 改良土を盛土材料に用いたテールアルメのストリップ引抜き試験報告, 第 30 回土質工学研究発表会, pp. 2369-2370, 1993.
- 3) 小川憲保, 太田 均, 布施谷博, 酒井茂賀: テールアルメ工法のストリップに働くせん断強度, 第 30 回土質工学研究発表会, pp. 2367-2368, 1995.
- 4) 熊田哲規, 高尾浩司郎, 大谷義則, 渡辺恵二: 土質安定処理土における鋼製帯状補強材の引抜き試験, 第 33 回地盤工学研究発表会, pp. 2337-2338, 1998.
- 5) 佐野研二, 小川憲保, 後藤年芳: セメント系固化材で改良した焼却汚泥灰テールアルメ盛土材への適用, 第 31 回地盤工学研究発表会, pp. 2397-2398, 1996.
- 6) 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.
- 7) 地盤工学会: 土質試験の方法と解説 第一回改訂版, p. 485, 2000.
- 8) 山本哲朗, 鈴木素之, 岡林茂生, 藤野秀利, 田口岳志, 藤本哲生: 上載圧下で養生したセメント安定処理土の一軸圧縮特性, 土木学会論文集 No. 701/III-58, pp. 387-399, 2002.
- 9) 斜面・盛土補強土工法技術総覧編集委員会: 斜面・盛土補強土工法技術総覧, p. 387, 1995.
- 10) (社)セメント協会: テールアルメ工法<補強土壁工法>, コンクリート製品/Part1, p. 69, 1987.

(2007年6月29日 受付)