補強土工法の基礎から応用まで - RRR工法の歴史と特徴 -(全編12回) No.11

- 1. 地盤・盛土の強化改良の必要性と補強土工法の概説
- 2. 盛土補強土工法による土構造物の復権と発展 補強土の原理と40年の経験 -
- 3. 地山補強土工法による斜面の安定化

東京大学・東京理科大学名誉教授 龍岡文夫

今回から、地山補強土 工法による斜面の安定化 の話題です。

補強土工法による土構造物の復権と発展

- A. 盛土補強土工法
- 1)擁壁の力学的原理と補強土擁壁
- a)従来形式の擁壁は片持ち梁!補強土擁壁は?
- b)ジオテキスタイル補強土擁壁の施工例
- 2)補強土工法のメカニズム
- 3) 剛な一体壁面工を持つジオテキスタイル補強土擁壁
- a)剛な一体壁面工の効用
- b)段階施工の効用
- c)洪水・豪雨・津波と補強土 およびレベル2地震動を考慮した耐震設計
- 4) GRS橋台とGRS一体橋梁
- a) 従来形式の橋梁の諸問題を解決
- b) 低い建設費、高い維持管理性・耐震性/耐津波性
- c)施工例
- B. 地山補強土工法

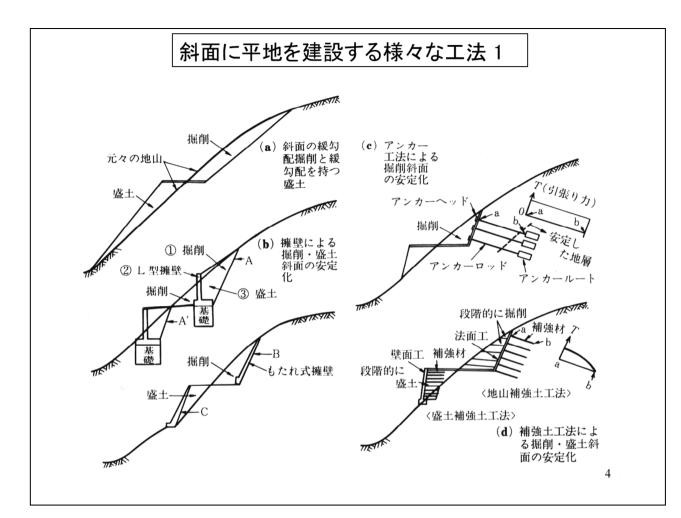
2

地山補強土工法による斜面の安定化

- 1. 地山補強土工法による斜面安定概説
- 2. 地山補強メカニズムと補強地山の安定解析の基本
- 3. 地山補強土工法の弱点と対策
- 4. 地山補強土工法による斜面・擁壁の耐震化
- 5. まとめ

まず、地山補強土工法と斜面安定概説です。

これまでの講義の内容 の繰り返しの部分もありま すが、これらは復習のため に、今一度説明します。

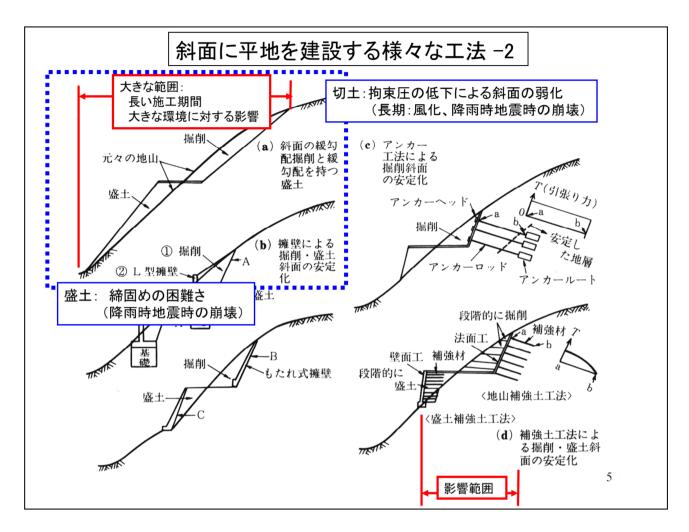


これは、斜面に平地を建設する方法を示しています。 我が国では、急峻な山岳地帯で、このような斜面に鉄道・道路を建設する場合が非常に多い。

左上は、最も古くからの 従来工法で、 右側二つは 最も新しい近代的な工法で、 その間は中間的な工法で す。

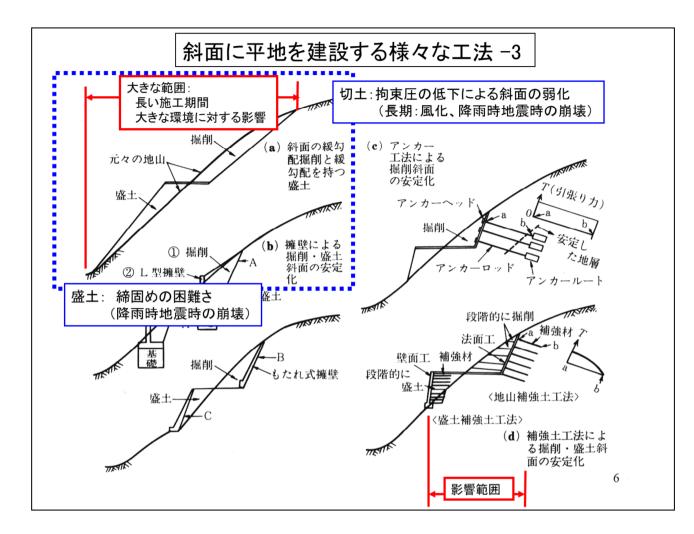
右上の山側の斜面はアンカー工法で安定化しています。非常に効果的ですが、コストが掛かります。この工法の説明は、後程行います。

右下は、地山補強土工法 と盛土補強土工法を組み 合わせた最近の工法です。



左上は、最も古くからある 従来工法です。

山側の斜面を掘削してなだらかして安定化し、谷側の斜面になだらかなのり面を持つ盛土を建設します。 しかし、この工法には、 色々問題があります。



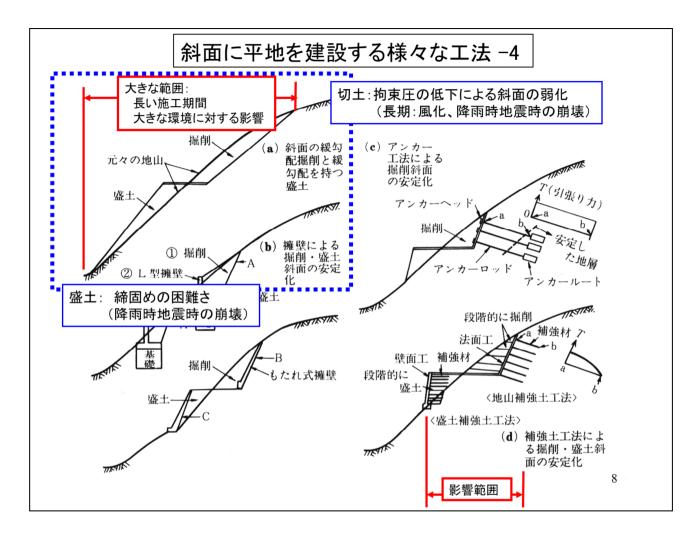
山側の斜面は、急勾配に 掘削すると不安定になるの で、自然斜面よりもやや緩 いだけの斜面に掘削するこ とになります。このため、非 常に高くまで広い面積を掘 削することになります。

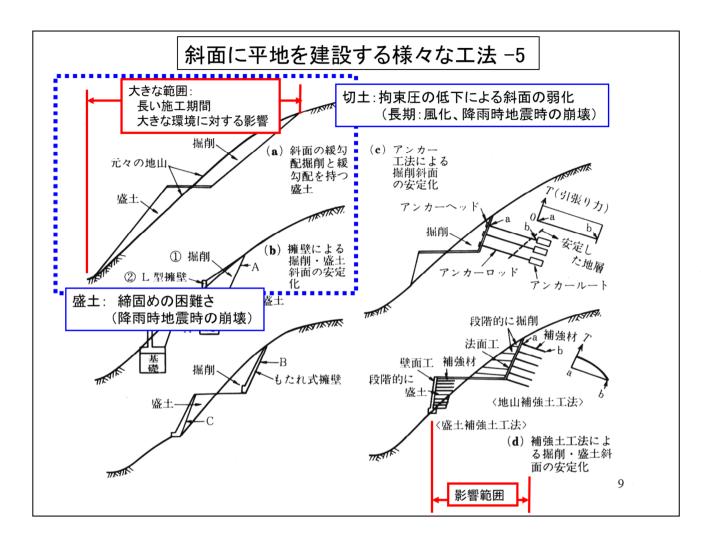
また、掘削斜面は、抑え が小さくなるため、表層の 風化が進み不安定になり、 長期亘って安定している保 証はありません。

さらに、掘削した斜面は、 安定化のためにコンクリートを吹き付ける場合が多く、 樹木を伐採するだけでなく、 完成後に美観上の問題が 生じます。次頁はその例で す。



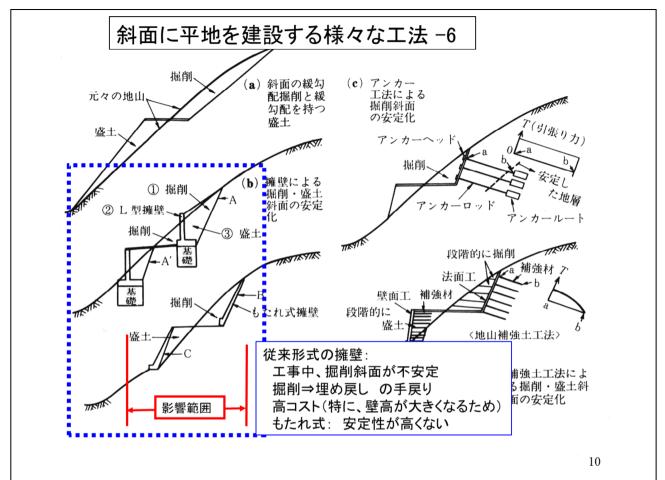
掘削した斜面を安定化のためにコンクリートを吹き付けた例です。





これらの従来工法では、 自然環境が改変される範 囲が非常に広くなり、施 工期間も長くなります。

これらの理由によって、 今日では、これらの従来 工法は社会的に受け入 れられにくい工法になって きました。それでも、依然 として、この工法を採用す る場合がありますが。



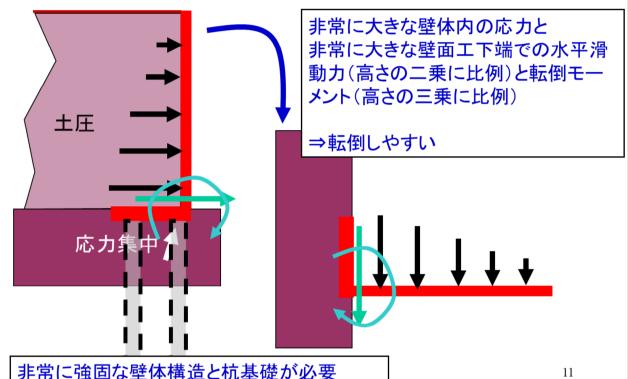
左下も従来工法ですが、 近代的な工法であり、山側 の斜面と谷側の斜面に擁壁 を建設する方法です。しかし、 これも、色々問題があります。

山側の斜面に擁壁を建設 するためには、一旦斜面をA のように急勾配に掘削しま すが、大変不安定です。何も 安定化工法を採用しない場 合が多いので、工事中に崩 壊して大事故になる例が少 なくありません。

また、谷側の擁壁は、支持 地盤が斜面で不安定なため、 基礎構造物が不十分だと地 震時に崩壊する例が少なく ありません。

総じて、山岳部の擁壁は 高くなりがちで、擁壁は高く なるほど急速に大型化して、 コストが急上昇します。

従来型擁壁は片持ち梁構造物



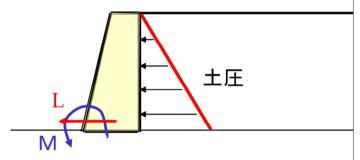
従来形式の擁壁は、力学的には、片持ち梁 cantileverです。つまり、擁 壁の背面に加わる土圧は 全て擁壁下端において、 水平滑動荷重及び転倒 モーメントとして作用します。

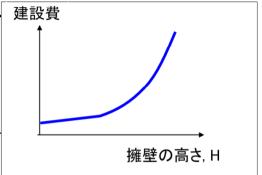
従って、擁壁構造物の下端の支持地盤には非常に大きな荷重が集中します。

このため、支持地盤が岩盤等非常に安定した地盤でない限り、通常は杭基礎等が必要になります。厚い軟弱地盤では、杭基礎のコストは非常に高くなります。

従来型擁壁:

壁高が大きくなると、土圧による壁下端での滑動荷重とモーメント荷重は急激に増加





滑動荷重L: 壁高のほぼ二乗に比例

モーメント荷重M: 壁高のほぼ三乗に比例

5 m 程度以上高くなると、急速に大型構造物になる

山岳地帯の擁壁は、非常に高くなり建設費が増大する傾向

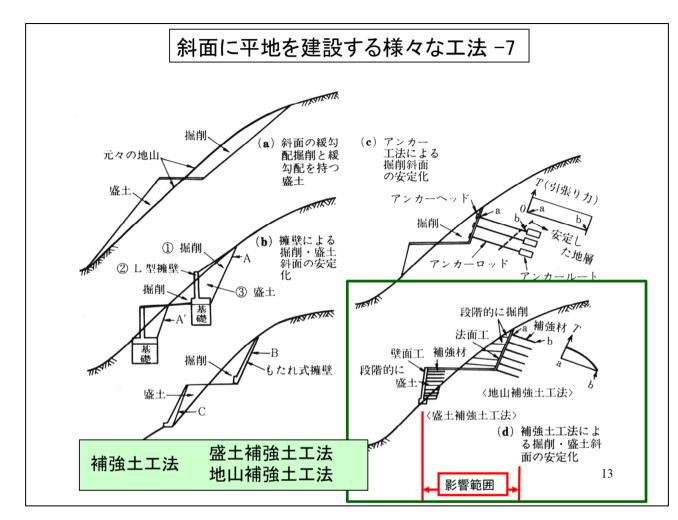
片持ち梁の擁壁では、土 圧の総計は、壁高の2乗に 比例するので、滑動荷重 は壁高の2乗に比例します。 転倒モーメントは、壁高の 3乗に比例します。

この結果、片持ち梁の擁 壁は、地震時に転倒しや すくなります。

同様に、壁体内のせん 断力とモーメントも、壁高 が大きくなると、急増しま す。

これらの結果、建設費は 壁が高くなると急速に増加 します。

12

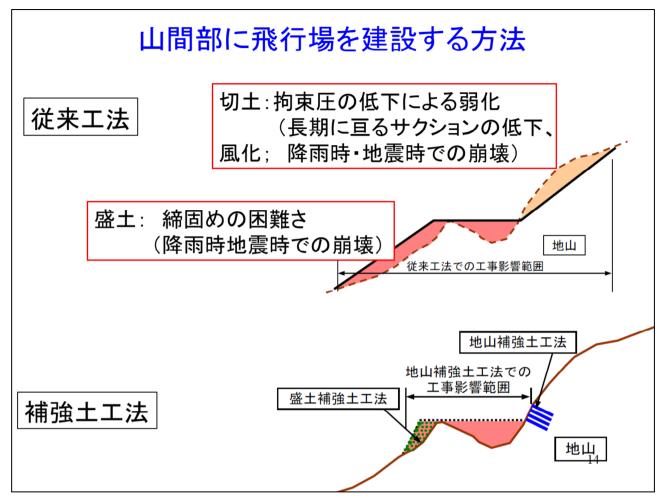


右下は、山側の斜面を地 山補強土工法で安定な急斜 面にして、谷側の斜面には 盛土補強土工法で安定な擁 壁を建設する、最新の工法 を示しています。

地山補強土工法によって 山側は急勾配でも安定な斜 面に掘削できるので掘削量 が低減し、工費・工期・自然 に対する負荷が低減します。

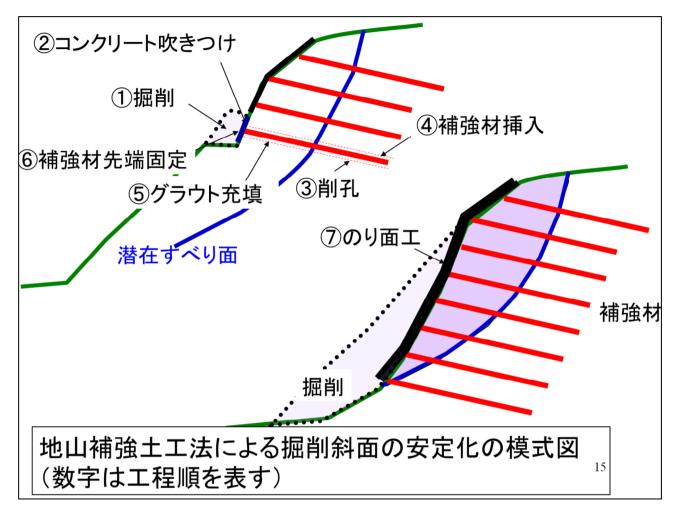
谷側の補強土盛土は、盛 土が無補強の擁壁よりも、 はるかに安定しています。壁 面が鉛直に近いので、盛土 量は少なくなり、工費・工期・ 自然に対する負荷が低減し ます。

また、斜面の掘削土で盛 土を建設することによって切り盛りのバランスをとれば、 非常に経済的になります。



これは、山岳部に飛行場 を従来工法で建設する場合と、盛土補強土工法と 切土を伴う地山補強土工 法を活用して建設する場合の対比です。

どちらがより合理的なのか、すなわち、より安定であり、より経済的であり、より環境への影響が少ないのか、一目瞭然です。



これは、地山補強土工法 で地山斜面を段階的に掘 削して安定な急勾配のり面 を建設する方法の説明で す。

各段階では、①~⑥の作業を行い、これを繰り返してゆきます。

最終的には、⑦のり面工 を、補強材の先端に固定し ながら施工して完成させま す。

段階的に掘削しながら補強してゆくので、大型建設機械は不要であり、斜面の安定を保ちながら施工を進めて行けます。

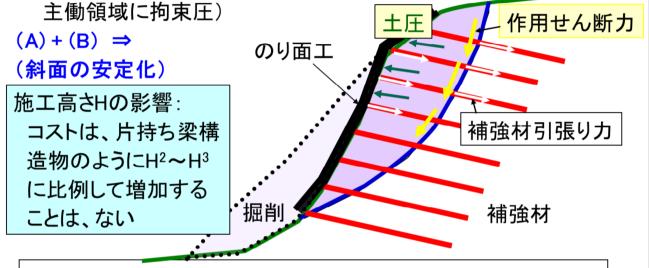
施工後、掘削斜面はのり 面工で被覆され拘束圧が 加わって、風化しにくく、長 期的に安定します。

補強地山は、片持ち梁構造ではなく、自立構造物!

(A)潜在的すべり面に沿って、

それぞれの高さで、作用せん断力に補強材が引張り抵抗

(B)補強材に結合したのり面工が、のり面工に作用する土圧に抵抗 (土圧の発生)→(補強材に引張り力が発生、



地山補強土工法による掘削斜面の安定化の模式図_」(数字は工程順を表す)

補強された斜面を含む補 強土構造物では、それぞれ の高さで作用する土圧とす べり面に作用する作用せん 断力は、それぞれの高さに 位置する補強材が引張り 抵抗します。

そのため、片持ち梁構造 となっていません。従って、 構造物の高さが増加しても 建設費が急速に増加する ことはありません。

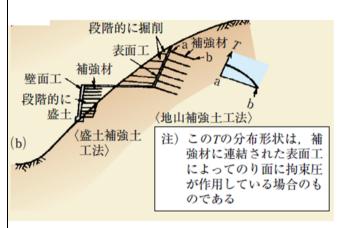
この場合も、のり面工は 薄い鉄筋コンクリート製で あり補強材に連結されてい るので、その背面には土圧 が作用して、それが斜面に 対して拘束圧となり、補強 材には引張り力が発生して、 斜面を安定化します。

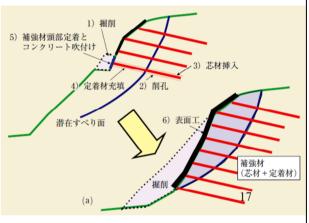
地山補強土工法

土質材料からなる斜面では、無補強の場合に最も変形する領域内で最も 伸びている方向に引張り補強材を配置する引張り補強工法が効果的

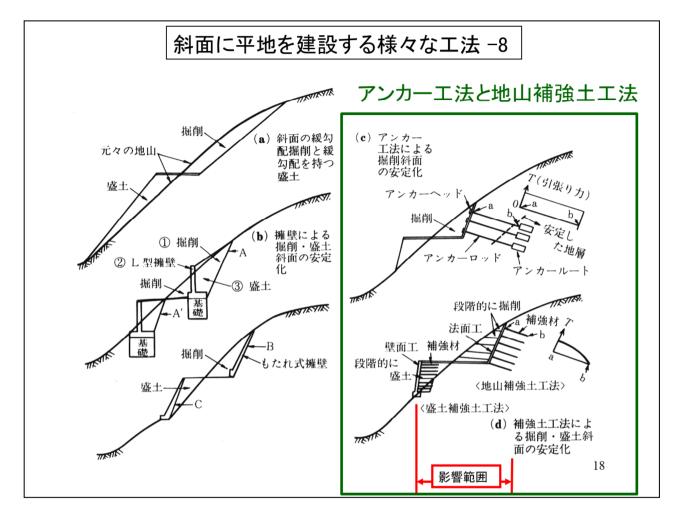
地山の変形に伴って補強材引張り力が受動的に発揮:

- a)地山掘削を伴う場合、下層の地山の掘削によって発揮
- b)建設後の載荷時、豪雨・長雨時、地震時に発揮 (常時に発揮されている引張り力は設計値よりも、かなり小さいのが普通)





地山補強土工法のまとめです。

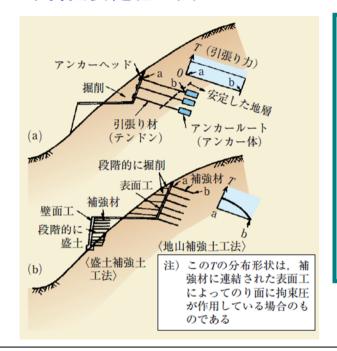


右に示すアンカー工法と 地山補強土工法は、いず れも、地山の変形を引張り 材(テンドンあるいは補強 材)によって拘束し、引張 り力によって地山に拘束 圧を与えて地山を安定化 する斜面安定化工法です。

しかし、両者には大きな 相違があります。

アンカー工法と地山補強土工法

・いずれも、地山の変形を引張り材(テンドンと補強材)によって拘束 し引張り力によって地山に拘束圧を与えて地山を安定化する引張 り斜面安定化工法



補強土工法 対 アンカー工法

受動的工法 対 主動的工法

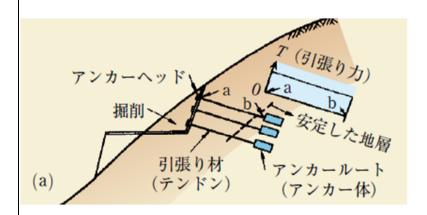
欠点と長所

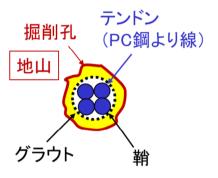
地山の変形大 地山の変形小 建設費低い 建設費高い これが、両者の相違のまとめです。

19

アンカー工法

引張り材(tendon)に引張り力Tを主働的に導入してアンカー体anchor rootとアンカーヘッドanchor headで全面的に維持する。引張り材の中央部の自由長は、鞘(sheath)に覆われており地山と接触していない。⇒引張り力は、自由長では一定





これは、アンカー工法の説明です。

地山補強土工法

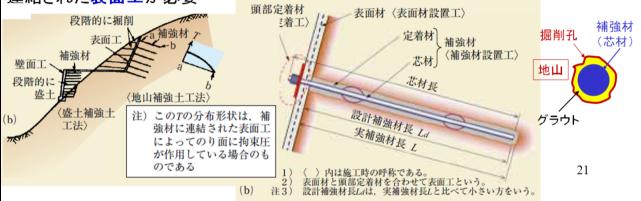
補強材あるいは芯材(異形鉄筋が多い)は、全長に亘って定着材としてグラウト材を 用いて地山と密着させており、地山の変形に伴って生じる補強材表面のせん断力 τ が積分されて補強材引張り力Tが発揮⇒引張り力は、すべり面の位置で最大になる

補強材(通常異形鉄筋):

「アンカー工法での自由長」はゼロ

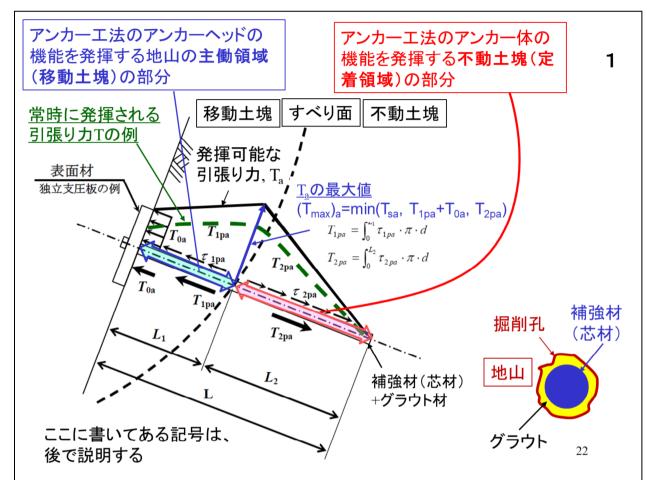
「アンカー工法のアンカーヘッドの機能を発揮する地山の主働領域(移動土塊)の 部分」と「アンカー体の機能を発揮する不動土塊(定着領域)の部分」から構成

主働領域の安定化には、補強材頭部で地山に拘束圧を加えられるように、補強材と 連結された表面工が必要



これは、地山補強土工法のアンカー工法との比較しながらの説明です。

この内容は、次頁で図を用いて説明します。



補強材は、通常異形鉄筋)であり、全長に亘って定着材としてグラウト材を用いて地山と密着させてあります。したがって、グラウト材を注入しないと、補強材は働かなくなります。

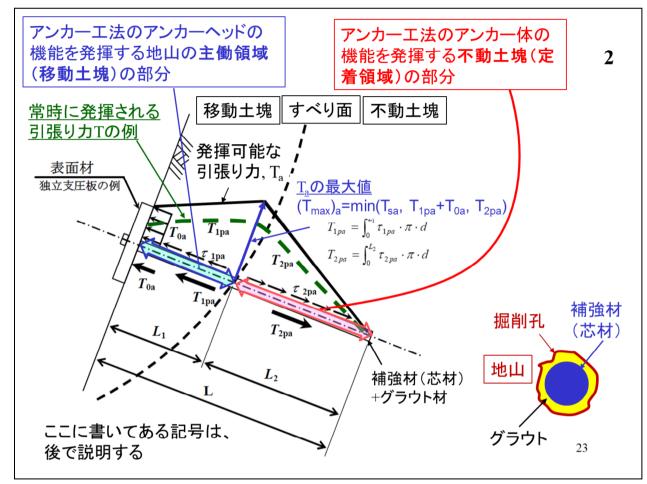
補強材は、

アンカー工法でのアンカー ヘッドの機能の一部を発揮する地山の主働領域(移動土 塊)に配置されている部分

ط

アンカー工法でのアンカー体 の機能を発揮する不動土塊 (定着領域)に配置されてい る部分

に二分されます。「アンカーエ 法での自由長」はゼロです。



主働領域の安定化には、補 強材頭部で地山に拘束圧を 加えられるように補強材と連 結した表面工が必要です。

地山の変形に伴って生じる 補強材表面の摩擦せん断力 では、補強材引張り力Tが発揮されて、補強材引張り力Tが発揮されます。移動 土塊の内部での引張り力は、表面工の背面に作引張 では、表面工の背面に作引張り力の合計です。従っているすべり面下がないと、移動土塊ができません。 といているするは、大きな補強材力を発揮することができません。

図には、発揮可能な最大値 と黒の実線で描いてあり、実際に発揮される値の例を緑の 破線で描いてあります。引張 り力は、すべり面の位置で最 大になります。

地山補強土工法のまとめ

- ●アンカー工法よりも施工費が低い
 - ・構造と施工が簡単
 - ・補強材が短い(引張り力が集中するアンカー体が無く、引張り力は補強材の一定の長さの区間で不動土塊に伝達されるので、支持力が大きな深い地層まで設置する必要がない)
- ●引張り力は受動的に発揮⇒地山の変形を極小にはできない。
- ・地山の変形を極力小さくしたい場合はアンカー工法が適切
- ・地山の多少の変形は許容できる場合は地山補強土工法が選択対象
- ・地山補強土工法でも、プレロードを加えた上でプレストレスを加えておくと、 地山に拘束圧を加えておけるので、建設中・建設後に作用引張り荷重が増加した場合に生じる地山の変形を一定程度抑制できる 24

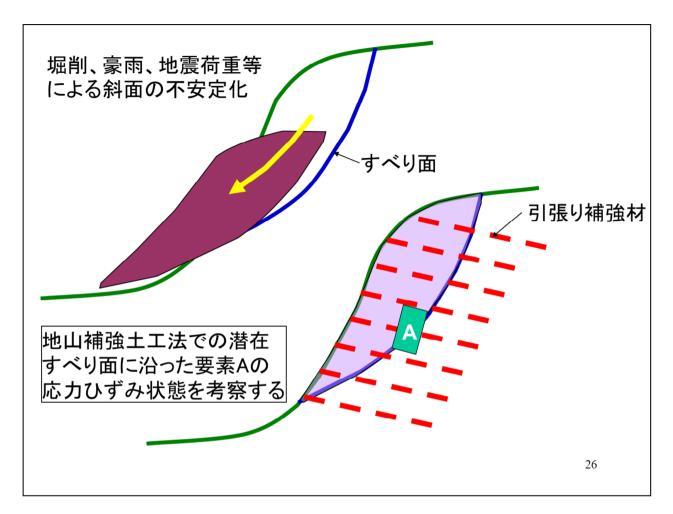
これは、地山補強土工法の特徴のまとめです。

地山補強土工法による斜面の安定化

- 1. 地山補強土工法による斜面安定概説
- 2. 地山補強メカニズムと補強地山の安定解析の基本
- 3. 地山補強土工法の弱点と対策
- 4. 地山補強土工法による斜面・擁壁の耐震化
- 5. まとめ

次は、

地山補強メカニズムと補強 地山の安定解析の基本 についてです。

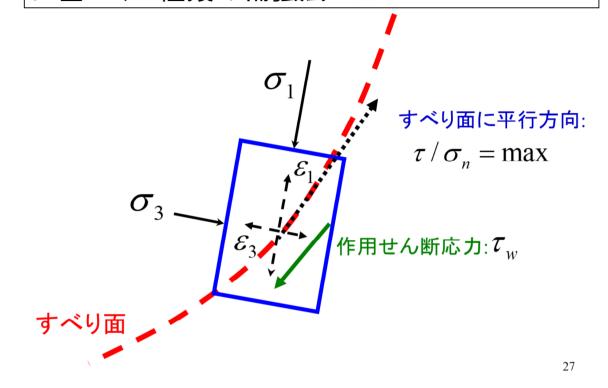


左の図は、補強していない盛土あるいは切土の斜面が掘削、豪雨、地震荷重などによって、すべり面に沿って崩壊する様子を模式的に示したものです。

右の図は、そのすべりを 補強材を配置して防ごうと している状態です。この場 合、引張り力を発揮するこ とによってすべり崩壊を防 ごうとする「引張り補強材」 の配置を示しています。

補強土工法は、「引張り 補強法」の他にもあります。 そのことを、要素Aの応力 ひずみ状態に基づいて説 明します。

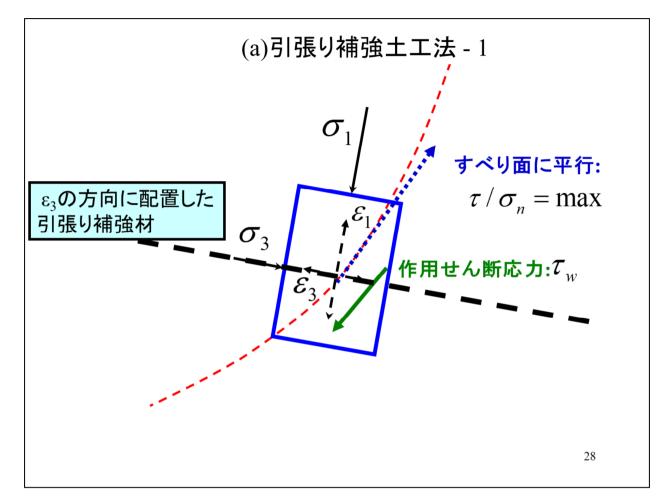
要素Aの「無補強状態での応力・ひずみ状態」 に基づく三種類の補強法 - 2



最大の圧縮ひずみ ε_1 が 生じる方向に最大の圧縮 応力(すなわち最大主応 力) σ_1 が生じ、最大の引張 りひずみ ε_3 が生じる方向 に最小の圧縮応力(すなわ ち最小主応力) σ_3 が生じま す。

 ε_1 と ε_3 が生じる方向の中間の方向に生じる直ひずみ ε_n (圧縮を正)は、 ε_1 と ε_3 の中間の値となり、圧縮ひずみからゼロの直ひずみ、それから引張りひずみと変化します。

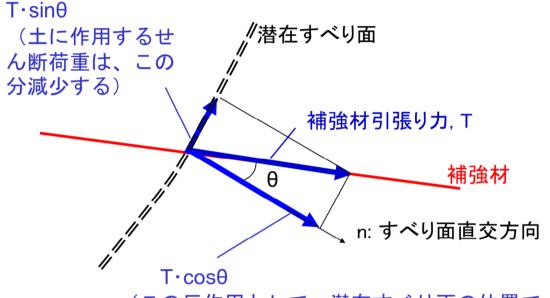
 σ_1 と σ_3 が生じる方向の中間の方向に生じる直応力 σ_n (圧縮を正)は、 σ_1 と σ_3 の中間の圧縮応力となります。



最大引張りひずみ ε_3 が 生じる方向に表面が粗で 摩擦力が発揮しやすく、伸 びに対して一定の剛性が ある補強材を配置して、 ε_3 の発生を抑制しようと する工法が「引張り補強土 工法」です。

この工法では、無補強の 地盤の中で ε_3 が最も大き く生じる領域に、その ε_3 の 方向に引っ張り補強材を 配置しなければ、効果が ありません。

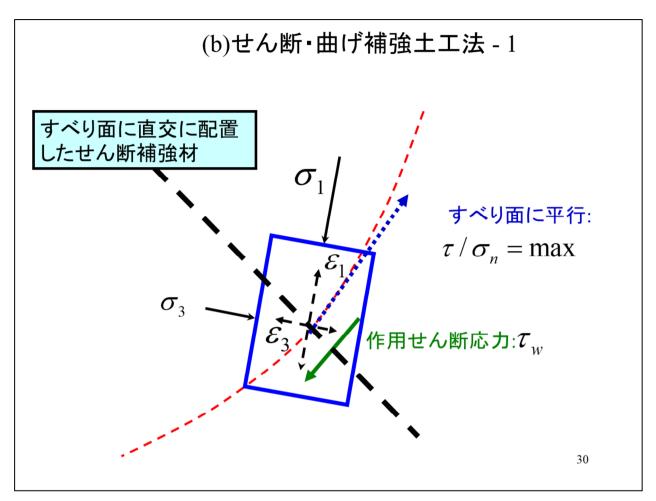
(a)引張り補強土工法 - 2



(この反作用として、潜在すべり面の位置で土に作用する直応力は増加して、その結果土のせん断強度は $T \cdot \cos\theta \cdot \tan\phi$ だけ増加する)

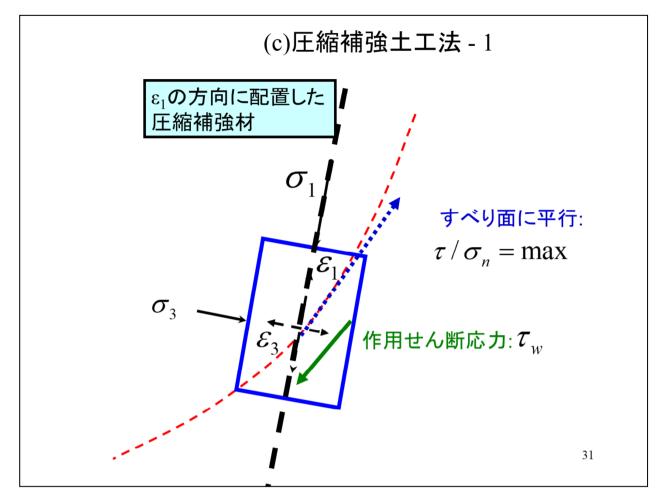
Tは、潜在すべり面と の交点で補強材に発生す る引張り力です。

T·sinθは、Tのすべり 面の方向の成分です。潜 在すべり面に沿って土に 作用するせん断荷重は、 T·sinθだけ減少します。 すなわち、T·sinθはすず り破壊の防止に貢献します。



次は、せん断補強・曲げ補強土工法です。

この場合、潜在すべり面 に直交して表面が粗でか なり曲げ剛性がある補強 材を配置します。



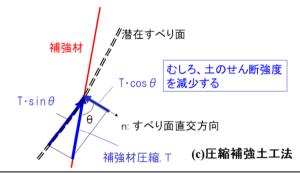
最大圧縮りひずみ ε_1 が 生じる方向に、表面が粗で 圧縮力に対して座屈しにく いように一定の剛性があ る補強材を配置して、 ε_1 の発生を抑制しようとする 工法が「圧縮補強土工法」 です。

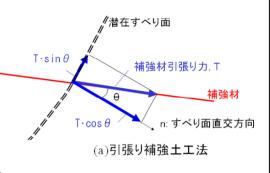
杭と同じメカニズムです。 従って、この工法はmicro pile工法と言います。

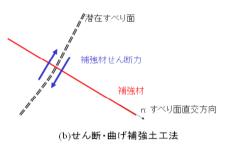
引張り補強土工法が 最も普及している三つの理由

1)せん断補強と比較すると、 相対的に小さい変位で発揮

曲げ補強・せん断補強は、岩盤では有効である。しかし、盛土では剛性が低く、有効な補強効果が発揮されるまでに大きな変位が必要であり、有効な工法とはならない。







32

「引張り補強土工法」、「せん断・曲げ補強土工法」、「圧縮補強土工法」の中で、 土の斜面の補強土工法としては、「引張り補強土工法」が最も普及しています。

それには、次の三つの理由があります。

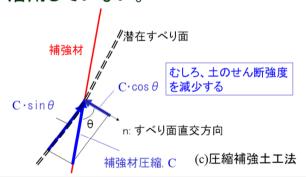
第一の理由は、引張り補強は、補強材の表面で発揮され、面で発揮され、摩擦力はおからによって対相が発揮され、摩擦力はで発揮され、変位で発揮されるでは、は、受益が必要はが必要になります。

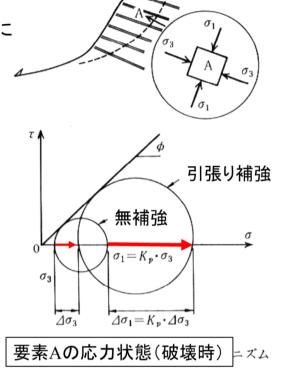
2)土を抵抗増幅装置として活用できる1

引張り補強による拘束圧の増加分 $\Delta \sigma_3$ によって土の圧縮強度は、

 $\Delta \sigma_1 = \text{Kp} \cdot \Delta \sigma_3$ だけ増幅する。 Kp = $(1+\sin\phi)/(1-\sin\phi) >> 1.0$ (ϕ は内部摩擦角)

一方、圧縮補強は鉛直荷重に対して直接的に抵抗するが、土のせん断強度は減少するため、土の潜在能力を有効に活用していない。





33

潜在すべり面

第二の理由は、引張り補強は、土を抵抗増幅装置として効果的に活用できることです。

つまり、引張り補強に よって拘束圧が Δ σ 3 だけ 増加したとします。すると、 図に示すように、応力の モール円は拡大して、土 の圧縮強度は、

 $\Delta \sigma_1 = \text{Kp} \cdot \Delta \sigma_3$ だけ増幅します。ここでKp は受動土圧係数であり、

 $Kp = (1+\sin\phi)/(1-\sin\phi)$

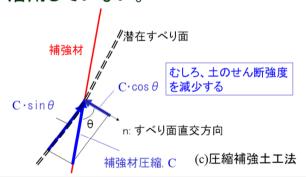
です(φは内部摩擦角)。 土の抵抗力はKp倍拡大し ますが、Kpの値は 1.0 より もかなり大きい。

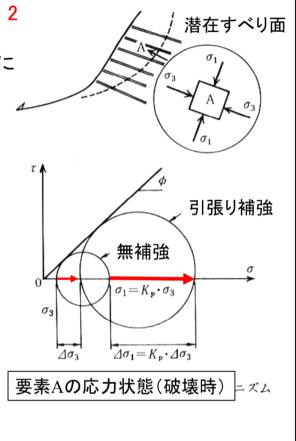
2)土を抵抗増幅装置として活用できる2

引張り補強による拘束圧の増加分 $\Delta \sigma_3$ によって土の圧縮強度は、

 $\Delta \sigma_1 = \mathsf{Kp} \cdot \Delta \sigma_3$ だけ増幅する。 $\mathsf{Kp} = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi) >> 1.0$ (ϕ は内部摩擦角)

一方、圧縮補強は鉛直荷重に対して直接的に抵抗するが、土のせん断強度は減少するため、土の潜在能力を有効に活用していない。



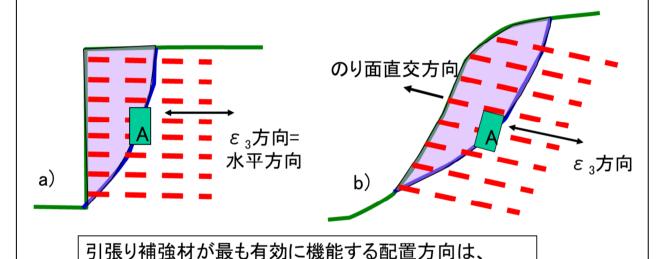


34

一方、圧縮補強は鉛直 荷重に対して直接的に抵 抗するが、土のせん断強 度は減少するため、土の 潜在能力を有効に活用し ていないことになります。

3)盛土や斜面の内部で、ε₃の方向に引張り補強材を配置しやすい。

擁壁の裏込め盛土では水平な方向が、盛土斜面ではのり面に直角な方向がほぼ ε 3の方向であり、その方向に補強材を配置しやすい。



番施工しやすい方向

第3番目の理由は、盛土 や地山内に、 ε_3 の方向に 引張り補強材を配置しやす いことです。

擁壁の裏込め盛土では、 水平な方向が ε_3 の方向で あり、その方向(水平方向) に補強材を配置して締固め によって盛土を建設をする のは容易である。

斜面ではのり面に直角な 方向がほぼ ε_3 の方向であ り、のり面に直角方向に削 孔して、その内部に補強材 を配置するのが最も施工性 が良い。

35

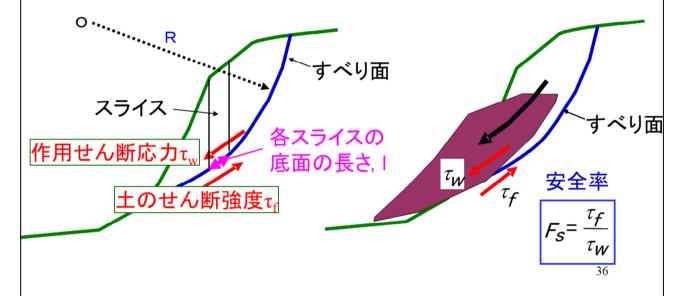
つまり、引張り補強材が 最も有効に機能する配置方 向は、一番補強材を配置し やすい方向と言うわけです。



全体すべり安定に対する構造安全率:

$$F_s = Min. \left\lceil \frac{R \cdot \sum (\tau_f (= \sigma_n \cdot \tan \phi) \cdot l)}{R \cdot \sum (\tau_w \cdot l)} \right\rceil$$

(c= 0で地下水位が低い 場合を仮定)

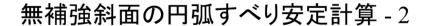


次に、無補強斜面の安定性を解析する方法を説明し、 それに基づいて補強斜面の安定性を解析する方法 を説明します。

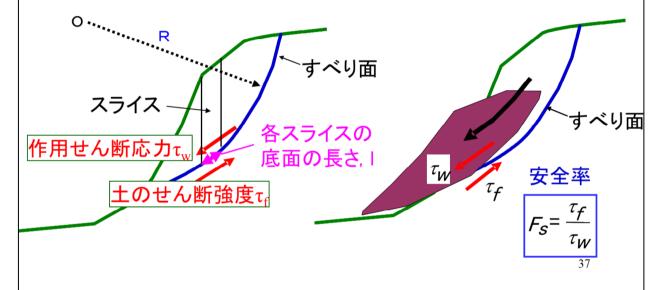
まず、無補強斜面の円弧 すべりに対する安定計算 は、この式によって行いま す。 この式は、土の粘着 力係数c=0と単純化した場 合の式です。

この式の[]内は、分子が「すべり面に沿った土の抵抗モーメント」であり、分母が「滑動モーメン」です。

この式のMin.は極小値と 言う意味であって、すべり 円弧の半径Rと中心位置を 無数に変化させて、この比 が最小になる臨界すべり 面を探し出して、その最小 値の比を安全率F_sと定義し ます。



全体すべり安定に対する構造安全率:



安全率F。が1.0を超えて いればその斜面は安定を 保ち、1.0以下になると崩 壊する危険があります。

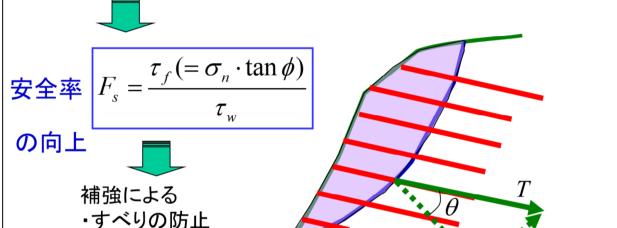
このすべり土塊全体の安 全率は、すべり面の個々 の位置での局所的安全率 =「土のせん断強度 τ _f」/ 「土に作用する応力 τ_w 」 の比と同じです。

引張り補強された斜面の円弧すべり安定計算 -

 $T \cdot \cos \theta$: 拘束圧 σ_n を増加してせん断強度 τ_f を増加(締付け効果)

 $T \cdot \sin \theta$: 作用せん断応力 τ_{w} を減少(吊り上げ効果)

•変形を拘束



 $T \cdot \cos \theta$

 $T \cdot \sin \theta$

次に、補強斜面の安定性の解析法を説明します。

それぞれの補強材に、試 行すべり面の位置で作用す る引張り力をTとすると、

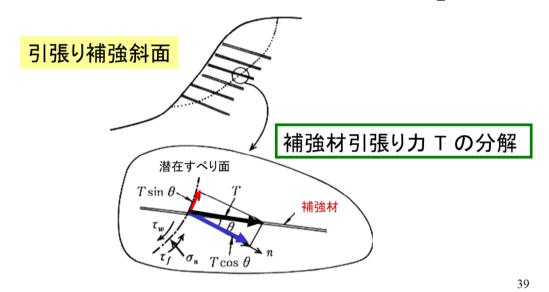
- T·sinθは、すべり面位置 で土に作用せん断応力 τ_wを減少させます。これ を「吊り上げ効果」と呼ん でいます。
- T·cosθは、すべり面位 置で土にすべり面直交方 向に作用する拘束圧 σ を 増加してせん断強度 τ_fを 増加します。これを「締付 け効果」と呼んでいます。

いずれも安全率=「土のせん断強度 τ_f 」/「土に作用する応力 τ_w 」を増加させて、・すべりの防止・変形を拘束に貢献します。

引張り補強された斜面の円弧すべり安定計算 - 2

すべり土塊全体の円弧すべり安定に対する安全率:

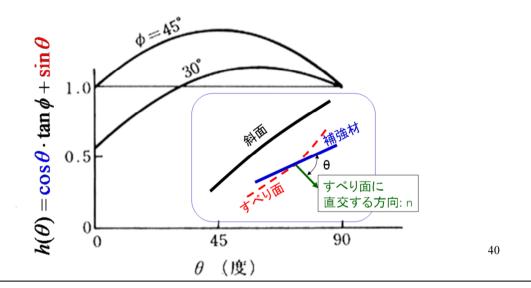
$$F_{s} = Min. \left[\frac{\sum (\sigma_{n} \cdot \tan \phi \cdot l + T \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi)}{\sum (\tau_{w} \cdot l - T \cdot \sin \theta)} \right]$$



前頁の考察に基づくと、 引張り補強された斜面の 円弧すべり安定計算の式 は、このようになります。引 張り力Tによって、分子の 抵抗モーメントは大きくなり、 分母の滑動モーメントは小 さくなりますから、安全率F。 は増加します。

$$F_{s} = Min. \left[\frac{\sum \left(\sigma_{n} \cdot \tan \phi \cdot l + T \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi \right)}{\sum \left(\tau_{w} \cdot l - T \cdot \sin \theta \right)} \right]$$
 (1)

- □補強効果の総計: $T \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi + T \cdot \sin \theta = T \cdot h(\theta)$ (3)
- ロー定のTに対する補強効果: $h(\theta) = \cos \theta \cdot \tan \phi + \sin \theta$ (4)

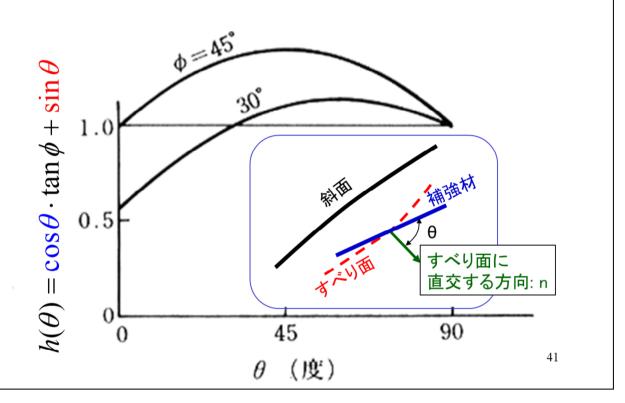


式(1)において、補強効果 の総計は、式(3)で表されま す。これは式(2)においても 同様です。

今、補強材の方向がすべり面の直交方向nからなす角度 θ に関わらず補強材引張り力Tの値が一定である、と仮定します。

この場合と、補強材の角度 θ が引張り補強効果に与える影響は式(4)の関数 $h(\theta)$ で表現される。

この図は、 ϕ = 30度と45 度でc=0の場合での関数 $h(\theta)$ と角度 θ の関係です。 この図では、補強材の方向 θ が変化しても、 $h(\theta)$ の変化は小さくて補強効果の変化は小さい。 \rightarrow 本当か?



この図では、補強材の方 向 θ が変化しても、 $h(\theta)$ の 変化は小さくて補強効果の 変化は小さい。つまり、補 強材の設置方向は適当で 良い、ということになります。

これは、本当であろうか?

考えてみてください。

前頁の推察は、正しくない。つまり、

- 口補強効果の総計: $T \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi + T \cdot \sin \theta = T \cdot h(\theta)$ (3)
- $\Box h(\theta) = \cos \theta \cdot \tan \phi + \sin \theta \quad \text{は、} \theta \text{によって大きく変化しないが、}$

補強材引張りカアは、設置角度8によって大きく変化する

- $\Rightarrow T$ は、「補強材の位置での無補強の場合での補強材の方向 の直ひずみ ε_n 」に比例して、 ε_n は θ によって大きく変化する。
- ⇒ Tは、式(5)での関数 $f(\theta)$ に比例し、 $f(\theta)$ は θ によって大きく変化する。 $f(\theta) = \frac{\varepsilon_n(\theta)}{\varepsilon_3} = \frac{2 \cdot \cos^2(\theta \eta) (1 \sin \nu)}{1 + \sin \nu}$ (5)

 ν は破壊時のダイレタンシー角、 $\eta = 45^{\circ} - \phi/2$

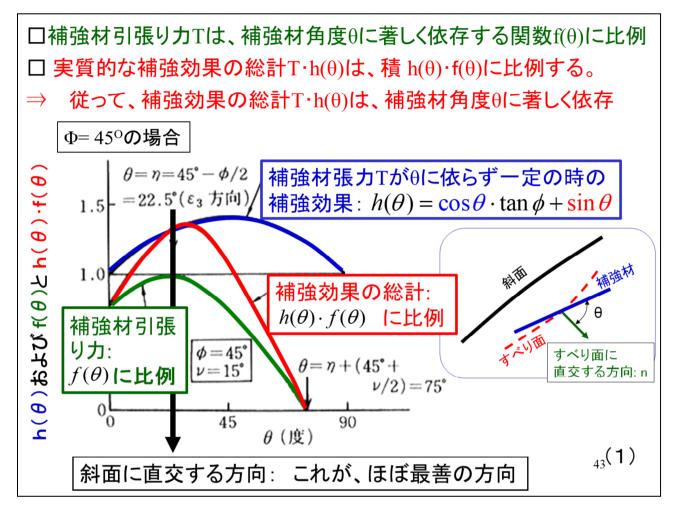
この式の導入は、第4回の授業で説明。

実際は、補強材の方向の 角度 θ が「式(3)による補強 効果の総計 $T \cdot h(\theta)$ 」に与え る影響は、非常に大きい。 つまり、

- 1. T は補強材の位置での 無補強の場合でのひず み状態における補強材 の方向の直ひずみ ε _n の大きさに比例します。
- ε nは角度 θ の強い関数であり、式(5)での関数f(θ)に比例する(式(5)の導入は第4回の授業で説明しました)。

42

- 従って、Tは補強材方向 θの強い関数となる。
- 4. 従って、補強材の設置 方向は非常に重要になります。



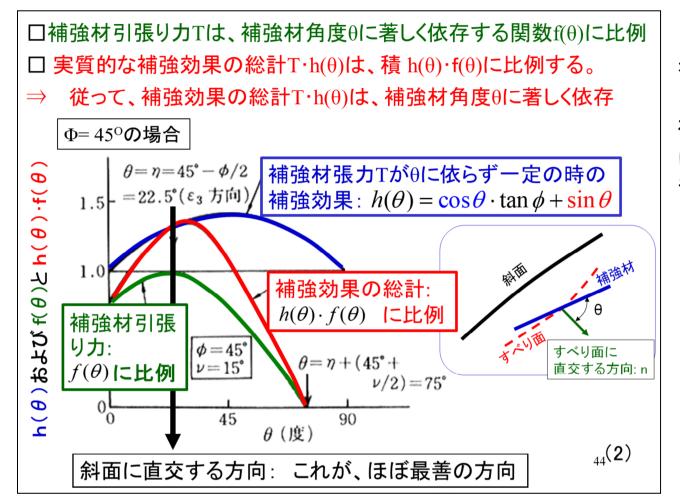
この図は、 ϕ = 45度でc=0 の場合での、

- ・補強材引張り力Tが一定 の場合での補強効果を表 す関数 $h(\theta)$ 、
- •Tの θ 依存性を表す関数 f(θ)、および
- ・補強効果の総計を表す両者の積 $h(\theta)$ · $f(\theta)$

と角度 θ の関係です。

Tの θ 依存性を表す関数 $f(\theta)$ は、角度 θ が「直ひずみ ϵ 」が最大引張り ϵ 3に等しくなる角度」になった時に最大値1.0となります。この角度は、斜面に直交する方法に近い。

Tの θ 依存性を表す関数 $f(\theta)(式(5))$ の導入法は第 三回の授業で説明しました。



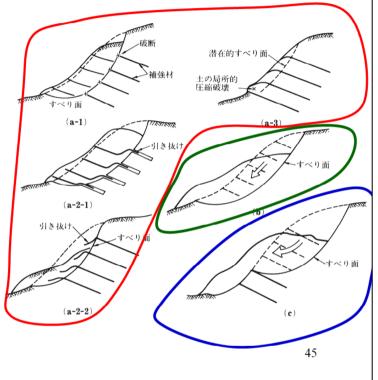
従って、補強効果の総計 を表す $h(\theta)$ · $f(\theta)$ は、角度 θ に強く依存します。引張り 補強は、 $h(\theta)$ · $f(\theta)$ が最大 になる方向に設置すると最 も効果的になります。

引張り補強土の各種の破壊メカニズム

引張り補強土構造物の安定性は、三種類の安定性の最小値

- a)補強領域内での内部破壊に対す 安定性 (次頁以降で説明)
- b)補強領域背後の地盤内で のすべり破壊に対する安定性
- c)補強領域の内部と外部に 連続的に形成されたすべり面に よる混合破壊に対する安定性
- b)とc): 補強材を長くして外部破壊 が生じないようにした上で、a)も 生じないようにすれば解決

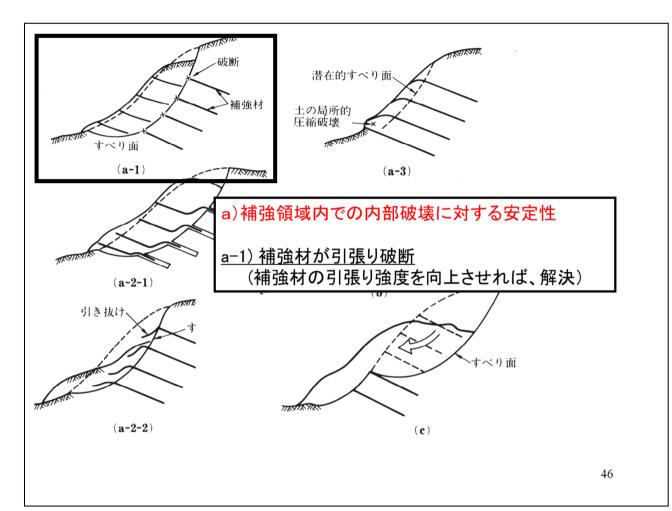
実際の設計では、これらの全ての破壊パターンの発生の可能性を検討する必要がある。



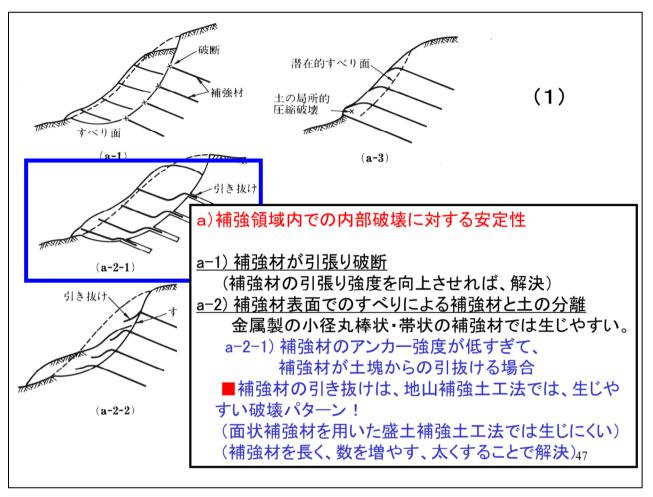
これは、地山補強土工法 で安定化した斜面の各種 の破壊メカニズムを分類し たものです。

実際の設計では、これらの全ての破壊パターンの発生の可能性を検討する必要があります。

検討し忘れた項目があると、その項目によって補強 斜面が崩壊することがあります。

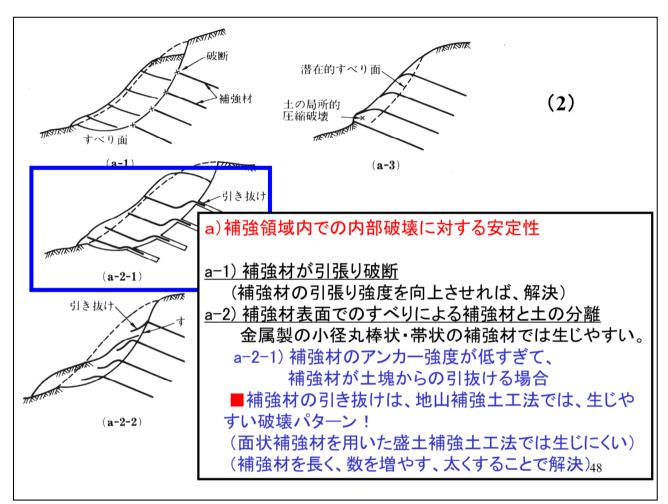


- a)補強領域内での内部 破壊に対する安定性 を説明します。
- a-1)は、補強材が引張り 破断する場合です。これは、 補強材の引張り強度を向 上させれば、解決します。



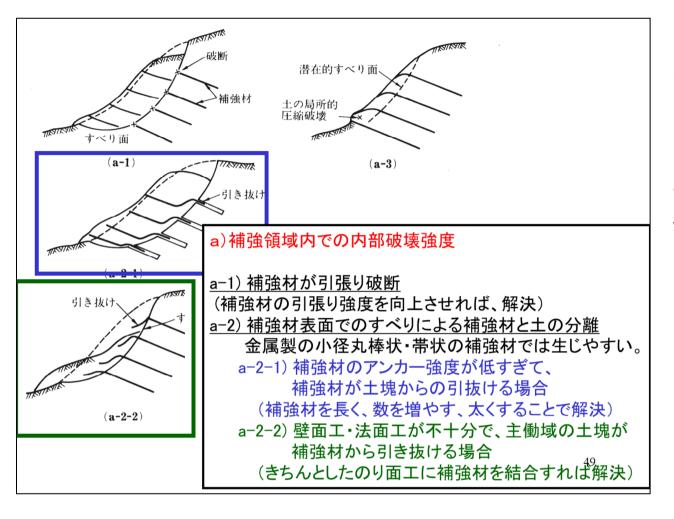
次に、a-2) はa-2-1)とa-2-2)のケースがあります。これらは、補強材表面でのすべりによる補強材と土の分離による崩壊です。金属製の小径丸棒状の補強材を用いる地山補強土工法では、生じやすい破壊ケースです。

この中で、a-2-1)は 補強 材のアンカー強度が低すぎ て、補強材が土塊からの引 抜ける場合です。補強材の 引き抜けは、地山補強土工 法では、生じやすい破壊パ ターンであり、面状補強材を 用いた盛土補強土工法では 生じにくいパターンです。



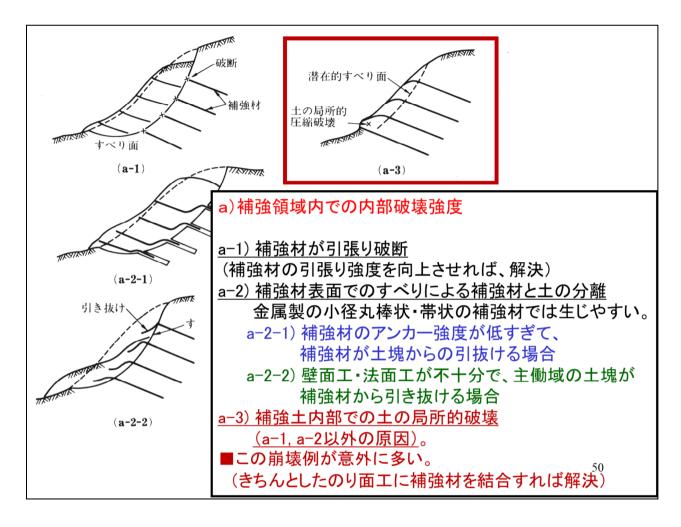
この a-2-1)の破壊のパターンは、補強材を①長くする、②数を増やす、③太くすることで補強材と地山の総接触面積を増加することで解決します。

①、②、③のどの方法が 最も効果的で経済的なのかは、現場条件に依ります。 後で直径を大きくする方法 を説明します。



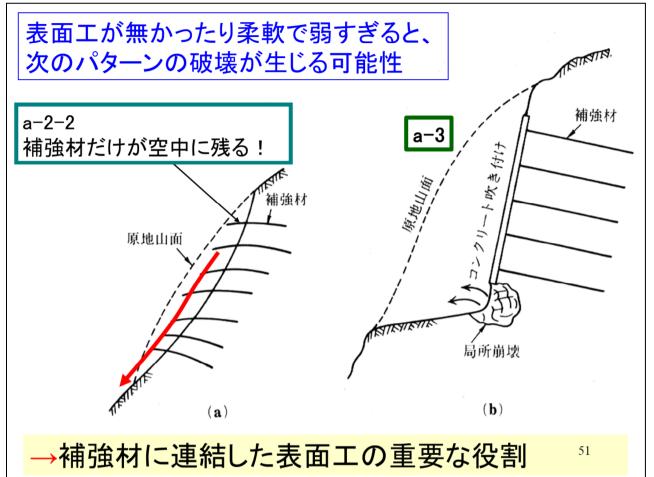
a-2-2)は、壁面工・法面 工が不十分で、主働域の 土塊が補強材から引き抜 ける場合です。

このケースは、きちんとしたのり面工に補強材を連結すれば解決します。



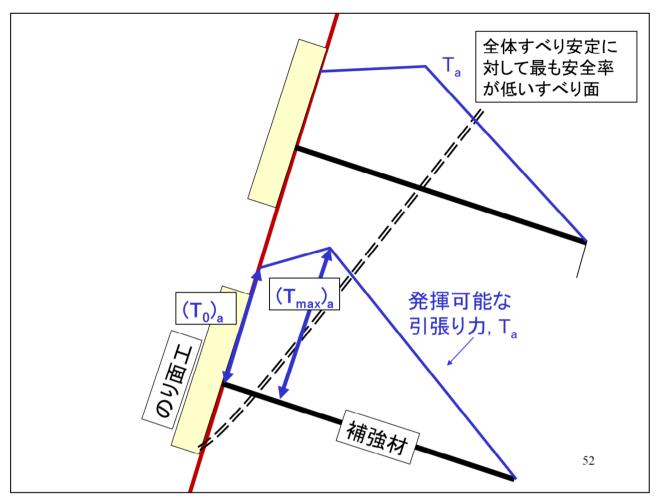
a-3) は、補強土内部でのり面に近い領域で土の局所的破壊が生じるケースです。

この崩壊例が意外に多い、と言う経験があります。 この問題も、きちんとした のり面工に補強材を結合 すれば解決します。



これは、a-2-2)とa-3)のパ ターンによる崩壊の具体的 な様子です。

これらの崩壊は、補強材に連結した表面工(のり面工)を設置すれば、解決します。



これは、補強材に発揮し うる引張り力(つまり引張り 抵抗力)T_aの分布を模式的 に示したものです。

のり面工の裏には土圧が発生して、補強材との連結部には引張り力Toが発生します。Toは、その最大値である引張り抵抗強度(To)aまで大きくなれます。

(T₀)_aが十分に大きくないと、補強材には十分に大き さの引張り力が作用しません。

のり面工/補強材連結部の引張り抵抗力(To)aを確保する方法

のり面全面のコンクリート吹き付け:

(欠点)既存の樹木を撤去。切り取り面の緑化ができない。

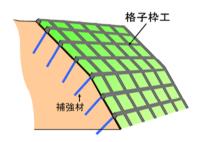
- ・必要なToaの確保のために、のり面全面をコンクリートで覆う必要は必ずしもない
- ⇒・切土を伴う場合、表面工(のり面工)として、格子枠(フレーム)構造

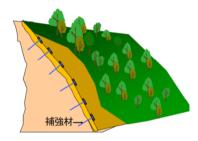
格子点に補強材頭部を固定

格子枠工の自重抑え効果と剛性によるすべり抑制効果

切り取りのり面の緑化が可能

・切土を伴わない場合、補強材頭部に独立受圧板 拘束効果を発揮できるように十分に大きくする必要がある 掘削を伴わないので、既存の樹木を保全して、地山補強ができる 格子枠と比較すると、地山の拘束効果は減じる





地盤工学会「地山補強 土工法マニュアル」

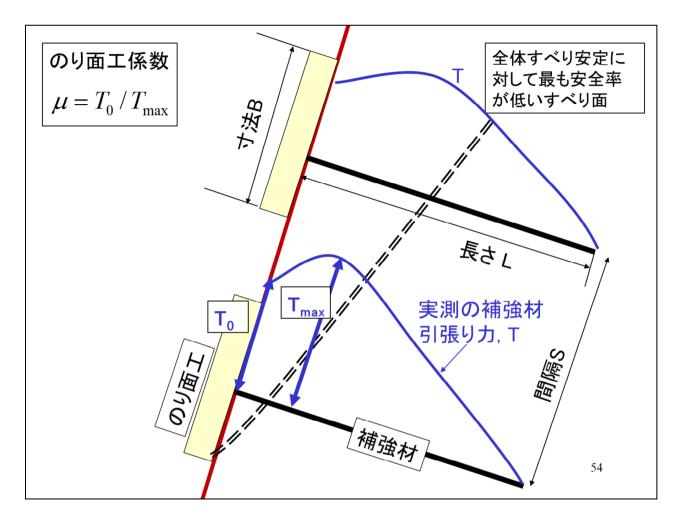
53

(a) 切土安定化工法

(c)地山安定化工法

これは、のり面工/補強 材連結部の引張り抵抗力 (T₀)。を確保する具体的な 方法を示したものです。

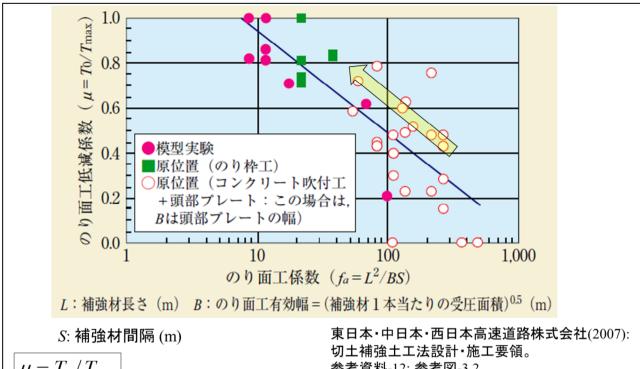
次頁以降で、のり面工の タイプによってのり面を拘 東する効果が異なることを 説明します。



のり面工の裏には土圧 が発生して、補強材との連 結部には引張りカT₀が発 生します。

 T_0 の「補強材が潜在すべり面と交差する位置で発揮する引張りカ T_{max} 」に対する比 μ は、同一の補強材長Lに対して、

- ●のり面工寸法Bが大き いほど受圧面積が大きく なり土圧が増えるので、 大きくなります。
- ●また、補強材間隔Sが大きいほど補強材間から 土がすり抜けやすくなり 土圧が増えるので、大きくなります。



参考資料-12: 参考図-3.2

 $\mu = T_0 / T_{\text{max}}$

同一の補強材長」に対して、

のり面工が大きいほど、つまり、L/B(補強材長さ/のり面工寸法)が小さいほど、 補強材配置が粗なほど、つまり、L/S(補強材長さ/補強材間隔)が小さいほど、 \Rightarrow のり面工背面の土圧が増加し、 μ は1.0に近づき、のり面工の重要性が向上

これは、μの実測のデー タです。

同一の補強材長Lに対し て、

のり面工寸法Bが大きくなり、 補強材間隔Sが大きくなり、 のり面係数f_a=L²/BSが小さ くなるほど、また、のり面工 背面の土圧が大きくなり、 係数 $\mu = T_0/T_{max}$ は大きくな り1.0に近づき、壁面工の斜 面安定に対する効果が大き くなります。

地山補強土工法による斜面の安定化

- 1. 地山補強土工法による斜面安定概説
- 2. 地山補強メカニズムと補強地山の安定解析の 基本
- 3. 地山補強土工法の弱点と対策
- 4. 地山補強土工法による斜面・擁壁の耐震化
- 5. まとめ

次は、地山補強土工法 の三つの弱点とそれに対 する対策の話です。

逆の施工プロセス、異なる変形モード

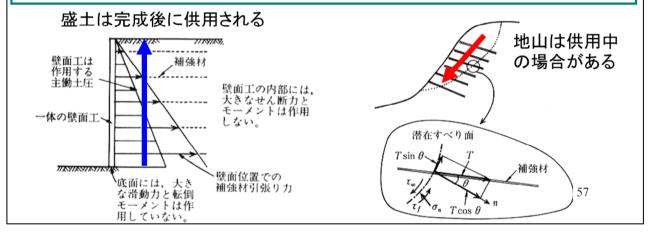
「盛土補強土工法」

[地山補強土工法]

下から上に向かって建設

上から下に向かって建設

- ●施工中に特に不安定にならない vs 施工中に特に不安定な状態が出現
- ●補強材の材質・形状・密度等に対する非常に異なる要求
 - 1) 盛土内に任意に敷設⇒面状 vs 削孔して敷設⇒棒状で少数
- 2) 施工中の許容変形大/大量の補強材を敷設可能
- ⇒引き抜けにくければ低剛性で良い⇒面状補強材で例えば ジオグリッド
- vs 施工中の許容変形小/少量の補強材しか敷設できない
- ⇒高い剛性が必要で、引き抜け抵抗を増加させる必要(例:異形鉄筋)



地山補強土工法にはい くつか弱点があります。

それは、ここに纏めてあるように、施工プロセスと変形モードを、盛土補強 土工法と比較すると理解しやすい。

地山補強土工法のいくつかの弱点

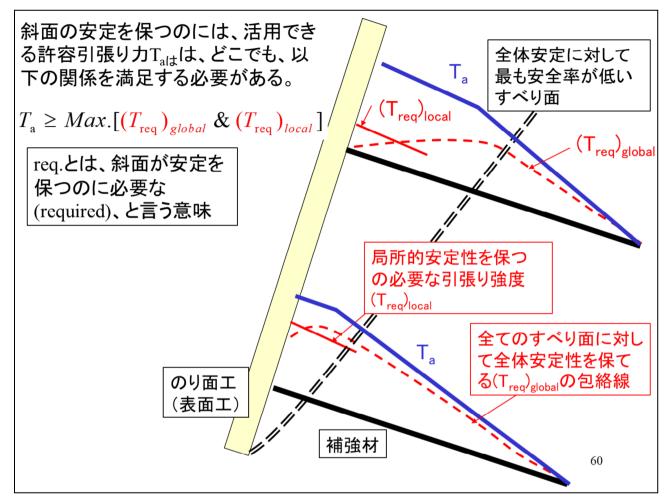
- 1. 地山に削孔して補強材を設置するため、このため、補強材は通常 棒状であり、引き抜けやすい。また、削孔は手間が掛かるので、設 置数に制限がある。
- 2. 地山の変形に伴って補強材に引張り力が受動的に発揮される。このため、地山が一定程度変形しないと補強効果が発揮できない。 しかし、供用中の地山では施工中の許容変形は小さい。
- 3. 地山を上方から下方に向かって段階的に施工する。このため、一定程度進んだ段階で、地山の掘削後での削孔・補強材設置・グラウトエ、コンクリート吹付の前に、最も不安定な状態が出現する。

ここに三つの弱点を示しています。

地山補強土工法のいくつかの弱点

- 1. 地山に削孔して補強材を設置するため、このため、補強材は通 常棒状であり、引き抜けやすい。また、削孔は手間が掛かるので、 設置数に制限がある。
 - ■特に、せん断強度が低い自然地山と既設盛土で問題になる

最初は、「引き抜けやすい」と言う弱点です。



引き抜けやすい、と言う弱 点の意味を理解するために、 まず、斜面が安定を保つ条 件を検討しましょう。

斜面が安定であるには、 「必要なrequired補強材の 引張り力」よりも、「活用でき るavailable(あるいは、許容 できるallowable引張り力」の 方が大きい必要があります。 斜面の安定を保つのには、許容引張り力T_{alt}は、どこでも、 以下の関係を満足する必要がある。

$$T_{\rm a} \ge Max.[(T_{\rm req})_{global} \& (T_{\rm req})_{local}]$$

発揮できる引張り力 T_a の最大値 $(T_{max})_a$ は、以下のように求まる:

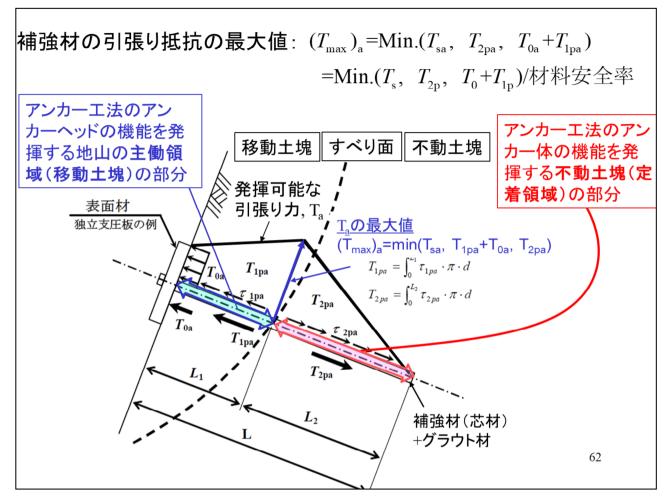
$$(T_{\text{max}})_{\text{a}} = \text{Min.}(T_{\text{sa}}, T_{\text{2pa}}, T_{\text{0a}} + T_{\text{1pa}})$$

= Min. $(T_{\text{s}}, T_{\text{2p}}, T_{\text{0}} + T_{\text{1p}})$ /材料安全率

- ■許容引張り抵抗(T_{max})_a =実際の引張り抵抗力/材料安全率
- ■Min.の意味(次頁以降で説明)

活用できる、あるいは発揮できる引張り力T』の最大値は、三つの項の最小値です。

次頁で説明します。

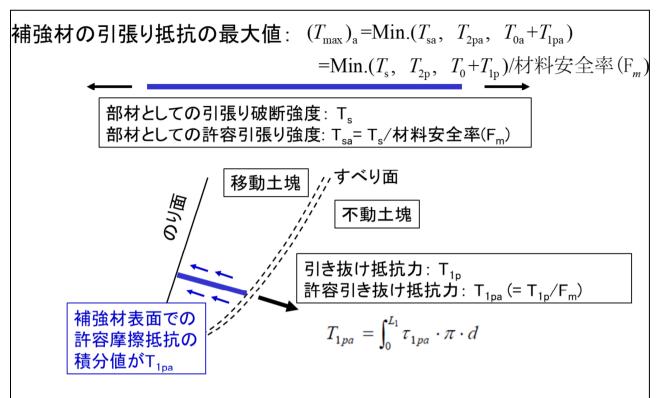


のり面工と補強材の間の連結強度が十分大きい場合は、 $(T_{max})_a$ は次の三つの抵抗項目の最小値です。

T_{sa}: 補強材の引張り破断 強度

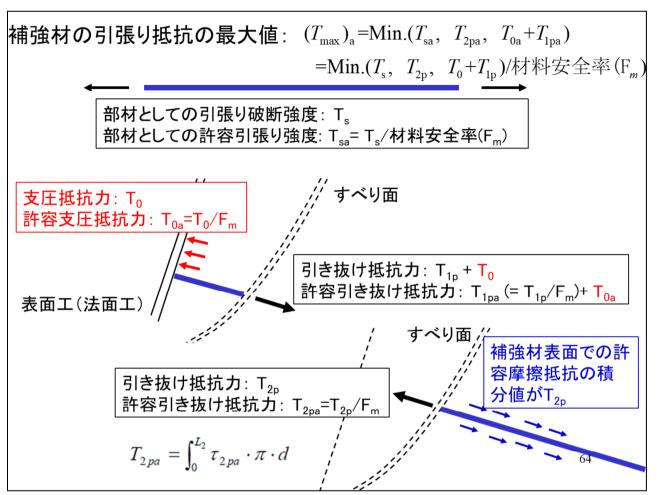
T_{1pa}+T_{0a}:「移動土塊の中で補強材表面に働く摩擦力を積分した引張り力」と「のり面工の背面に作用する受動土圧」の合計

T_{2pa}: 不動土塊の中で補強 材表面に働く摩擦力を 積分した引張り力(引き 抜け抵抗)



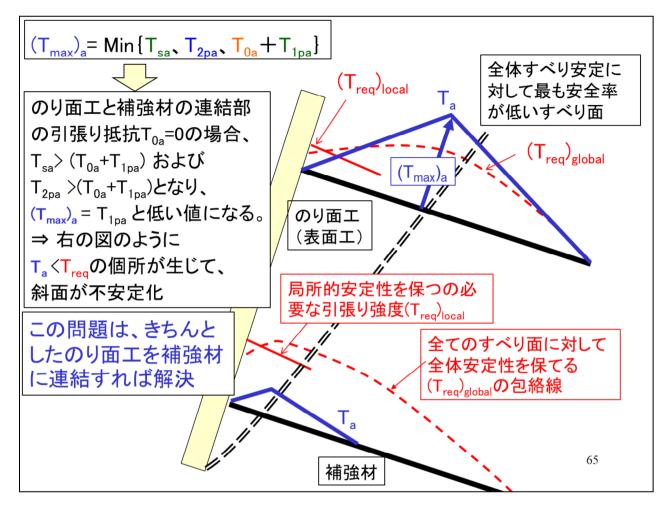
T_{sa}は、補強材の許容引 張り破断強度であり、実際 の破断強度を1.5のような 材料安全率で除した値で す。

T_{1pa}は、移動土塊の中で 補強材表面に働く許容摩 擦力を積分した許容引張 り力です。



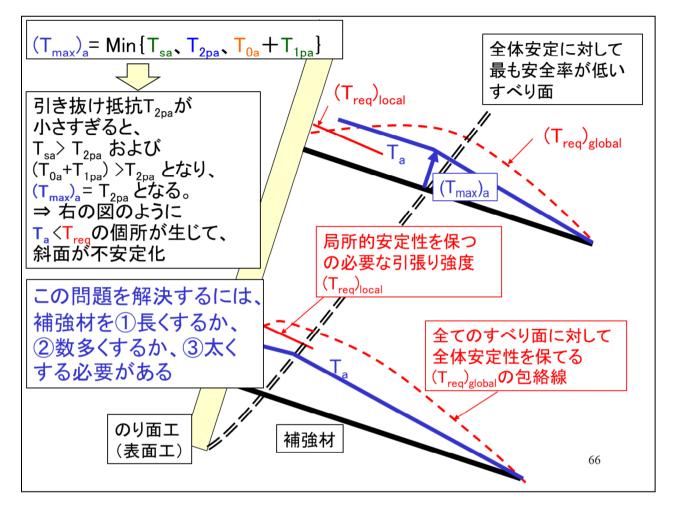
T_{0a}は、のり面工の背面 に作用する許容受動土圧 です。のり面工と補強材の 間の連結強度が十分大き い場合は、T_{1pa}にT_{0a}が加 わった引張り力が補強材 に作用します。

T_{2pa}は、不動土塊の中で 補強材表面に働く許容摩 擦力を積分した許容引張 り力で、いわゆる引き抜け 抵抗(あるいはアンカー 力)です。



のり面工が無いか、柔弱 かで、のり面工の背面に 土圧が働かない場合や、 のり面工と補強材の間の 連結強度が低い場合は、 連結部の許容引張りカToa は小さくなります。その結 果、補強材引張り力は低 下して、補強斜面の安定 は低下します。

しかし、この問題は、地 山補強土工法では、補強 材に連結したのり面工を 設置すれば、容易に解決 できます。

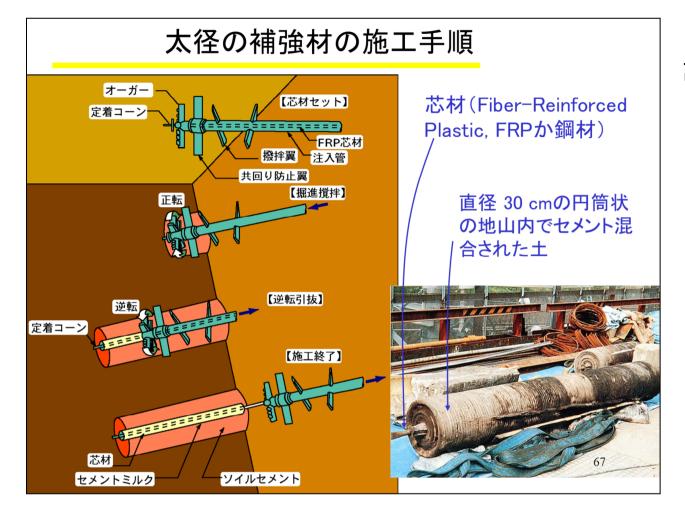


このように引き抜き抵抗 カT_{2pa}が不足しても、、補 強材引張り力は低下して、 補強斜面の安定は低下し ます。

この場合、

- ①補強材の長くするか、
- ②補強材本数を増やすか、
- ③補強材の直径を大きくして、T_{2pa}を大きくする必要があります。

補強材の長くする方法、 補強材本数を増や方法は、 建設用地の制限やコスト 等の理由で難しい場合が あります。その場合は、補 強材の直径を大きくする方 法が有効です。



これは、太径補強材の建設法の例です。

地山が強固でない場合、補強材が短くても、一本当たりの引き抜け抵抗T_{20a}を大きくする方法は? ⇒ 補強材を太径にする!

その理由は、引き抜け抵抗力T_{20a}は、以下の強度の最小値であるため

1. 芯材の引張り破断強度, T。

太径の 補強材

- 2. 芯材とセメント混合土との間のすべり抵抗力 る ⇒引き抜き抵抗T_{20a}は、太
- 3. セメント混合土内部でのせん断抵抗力
- 4 セメント混合土と周囲の土との間のすべり抵抗力 地山強度が低い場合は (掘削過程で形成される凹凸面が効果的) 最小値になる傾向にある
- 5.周囲の土の内部でのせん断抵抗力

地山強度に関係なく増加できる ⇒引き抜き抵抗T_{2pa}は、太 径にしなくても増加できる

> 地山強度が低い場合は 最小値になる傾向にある ⇒これを増加するには、 太径にする必要がある

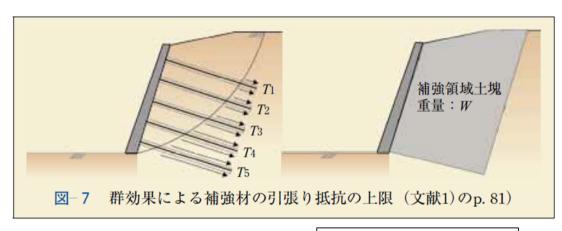
1 3

地山が強固でない場合、 補強材を長くしないで、 一本当たりで大きな引き 抜け抵抗が発揮できるよ うにするための有効な方 法は、太径にすることで す。

ここには、その理由が説明してあります。

補強材の実際の総引抜け抵抗は、個々の補強材の引抜け試験で得られた引抜け抵抗 T_i の合計 ΣT_i よりも必ず小さくなる(<mark>群効果</mark>)

⇒ ΣT_iの上限値は、補強領域の土塊全体を引き出すのに必要な値となります。設計では、この上限値を補強領域全体の重量とする場合が多い。特に、太径にしたり補強材先端にアンカーを設置して引き抜け抵抗を増加させた工法では注意が必要



地盤工学会「地山補強土工 法マニュアル」81頁 個々の補強材の引き抜き 抵抗を増加させて行った場合、補強材全体の引き抜き 抵抗はその合計よりも小さ くなり、上限があります。

このことは、設計で考慮する必要があります。

地山補強土工法のいくつかの弱点

2. 地山の変形に伴って補強材に引張り力が受動的に発揮される。このため、地山が一定程度変形しないと補強効果が発揮できない。 しかし、供用中の地山では施工中の許容変形は小さい。

3. 地山を上方から下方に向かって段階的に施工する。このため、一定程度進んだ段階で、地山の掘削後で削孔・補強材設置・グラウトエ、コンクリート吹付の前に、最も不安定な状態が出入現する。

これが、地山補強土工法 の2番目と3番目の弱点で す。

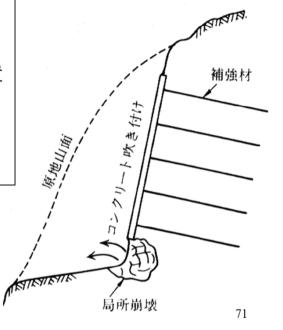
70

施工時の安定性

最も危険な時 最深部の施工時 掘削後、補強材・グラウト挿入と コンクリート吹付前

同時に長い距離を掘削して、長期間放置 →非常に危険

同時に長い距離を掘削しない掘削面は、直ちに補強する



これは、地山を上方から下方に向かって段階的に施工するため、一定程度進んだ段階で、地山の掘削後で削孔・補強材設置・グラウトエ、コンクリート吹付の前に最も不安定な状態が発現することを説明したものです。

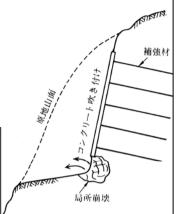
実際にこのような崩壊が 生じた事例は少なくありません。

地山補強土工法のいくつかの弱点

- 2. 地山の変形に伴って補強材に引張り力が受動的に発揮される。このため、 地山が一定程度変形しないと補強効果が発揮できない。しかし、供用中 の地山では施工中の許容変形は小さい。
- 3. 地山を上方から下方に向かって段階的に施工する。このため、一定程度進んだ段階で、地山の掘削後で削孔・補強材設置・グラウトエ、コンクリート吹付の前に最も不安定な状態が発現する。
- ■2 & 3は、掘削される地山の天端での許容変位が小さいほど、地山強度が低いほど、完成斜面の勾配が急なほど、問題になる。

対応策:

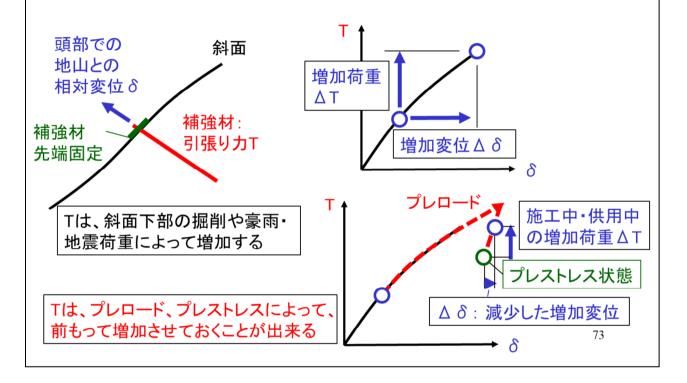
- 2: 補強材にプレストレスを導入
- 3. 各掘削段階において、掘削範囲は限定的にして、掘削後直ちに補強材設置とコンクリート吹付
- 2 & 3: 地山の掘削開始前に、一定の剛性がある壁体 を建設



これが、地山補強土工法 の2番目と3番目の弱点に 対する対策工法の例です。

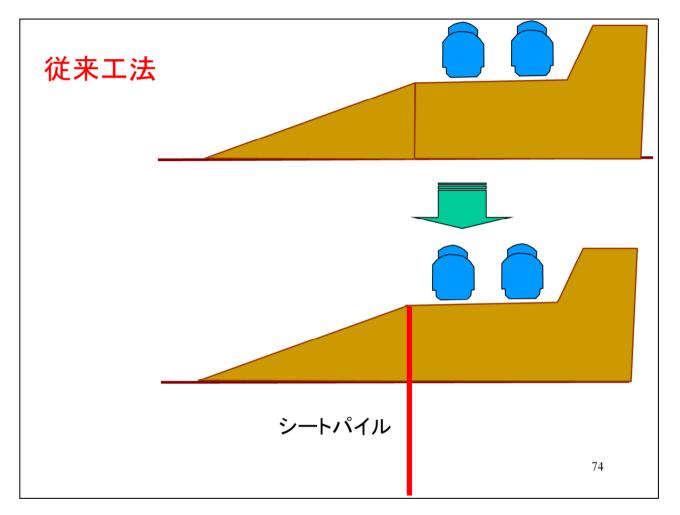
72

地山補強土工法でも、プレロードを加えた上でプレストレスを加えておくと、 地山に拘束圧を加えておけるので、施工中・建設後の供用中に作用引張 り荷重が増加した場合に生じる地山の変形Δδを一定程度抑制できる



これは、補強材の先端固定具を用いて、引張力Tにプレストレスとプレロードを加えることによって、補強材設置後の施工中と供用中の斜面の変形 Δ δ を抑制する方法を示したものです。

つまり、補強材が緩んだ 状態で次の施工段階に移 らない、という事です。

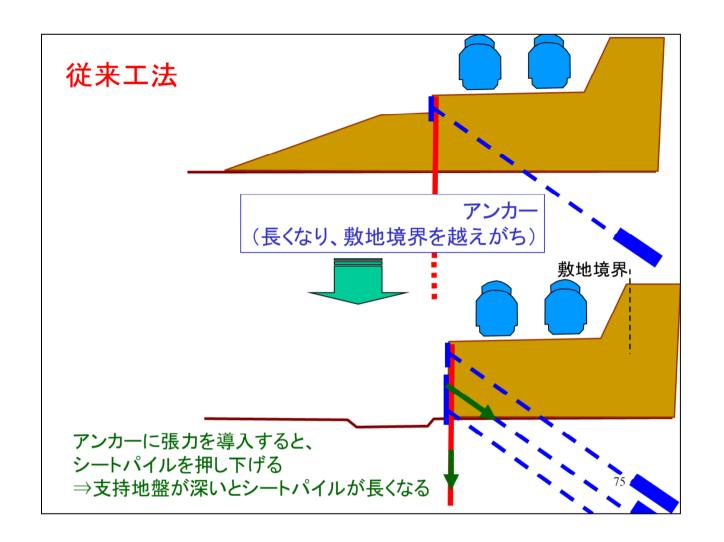


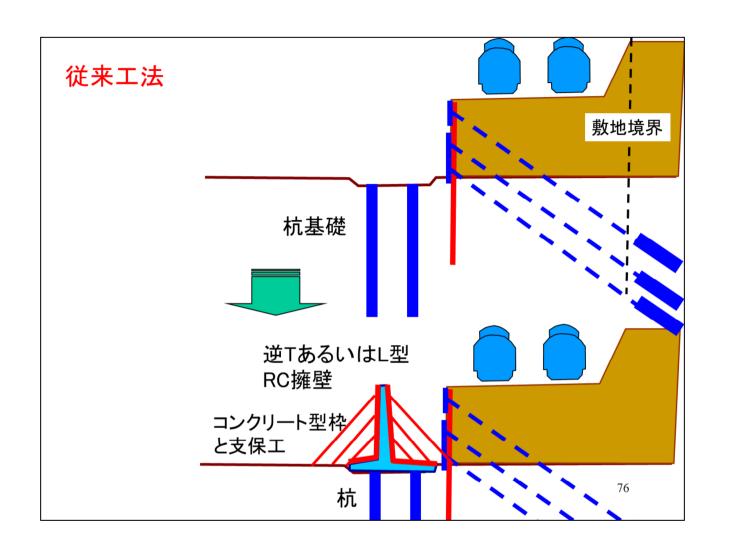
これは、1)補強材が引き 抜けやすいと言う課題を、 短くても太径の補強材で 解決し、

2)施工中の変形と3)施工 中に不安定な状態の出現、

と言う課題を、「地山の掘削開始前に、一定の剛性がある壁体を建設」して解決する方法を説明したものです。

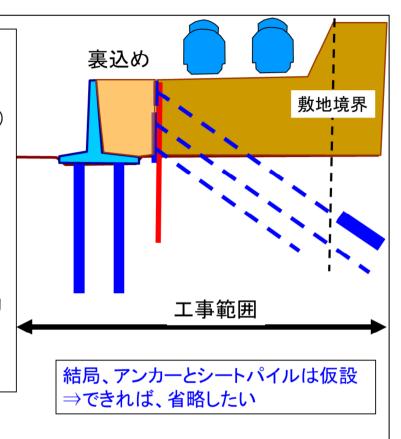
まず、従来工法ではこれらの課題が問題になることを示します。





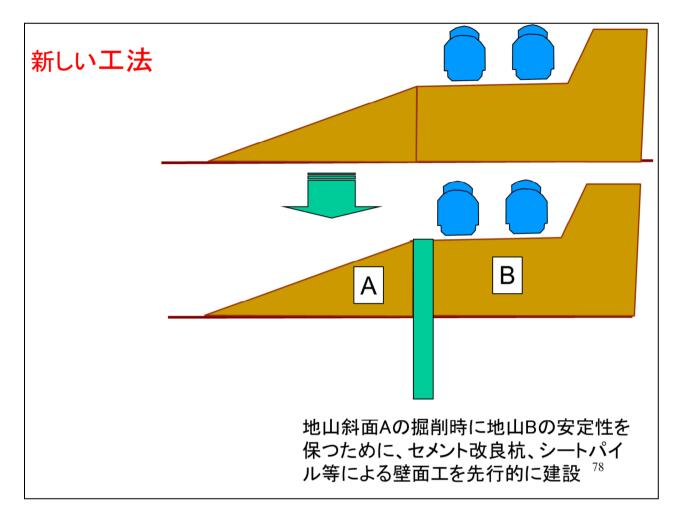
従来工法の問題点

- 1. 工程数が多い (裏込め盛土は手戻り工事)
- 2. 工事範囲が広い
- 3. 建設中に掘削する 地山を安定化するための 仮設構造物が必要
- 4. 片持ち梁の抗土圧構造物 である擁壁の安定性を 確保するために、 通常杭基礎が必要

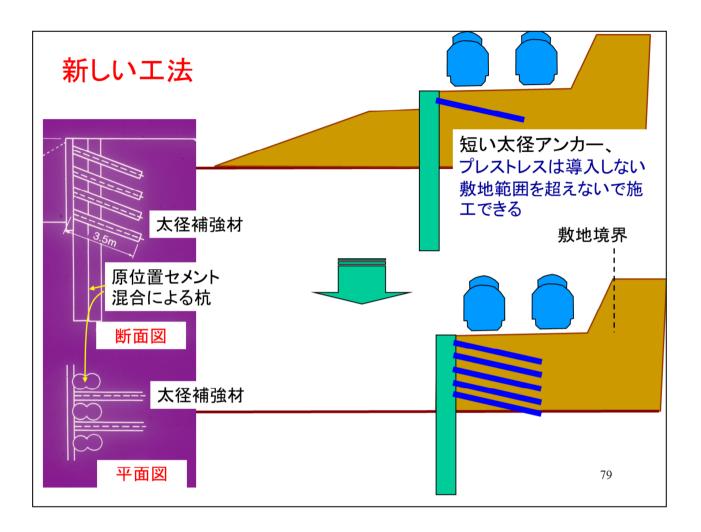


これは、従来工法の問題点をまとめたものです。

77

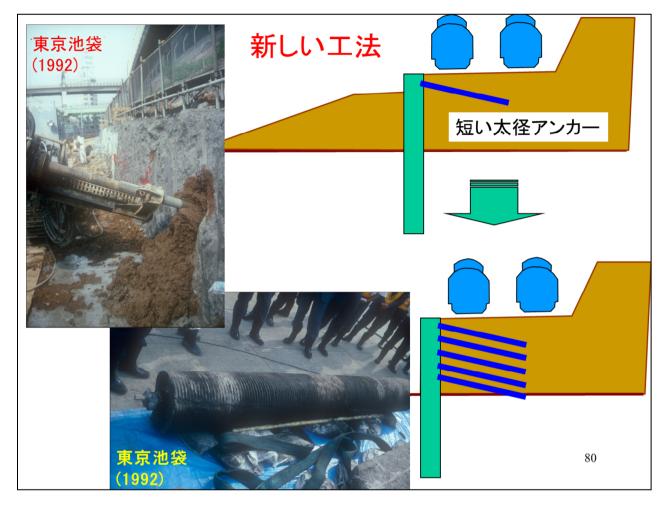


これは、「短くても太径の 補強材」を用い、「地山の 掘削開始前に、一定の剛 性がある壁体を建設」して 解決する新しい工法の説 明です。



この現場では、原位置 セメント混合で杭を作製 しています。

原位置セメント混合で 杭の間に、太径の補強 材を作製しています。



この新しい工法は、東京 池袋で初めて用いられました。

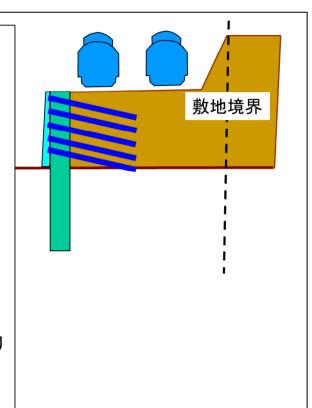
これが、施工中の写真と、 施工の確認のために掘り 出した直径30cmの太径の 補強材の写真です。



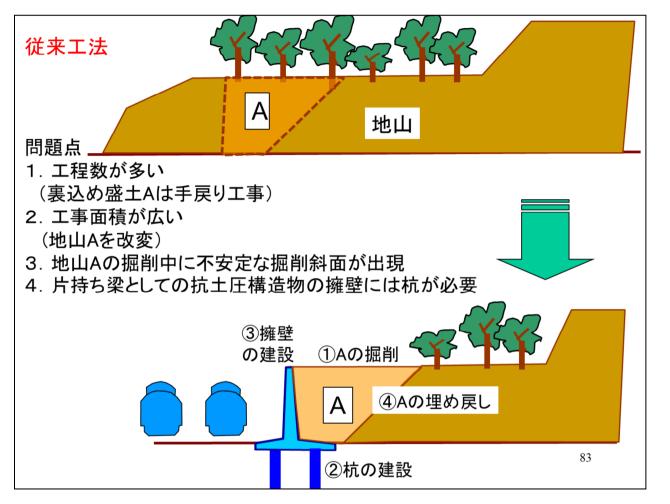
完成した擁壁です。

新しい工法

- 1. 工程が少ない (手戻り工事がない)
- 2. 工事中工事後の 占有面積が狭い
- 3. 仮設構造物を用いなくても 建設中に地山を安定化して 変位・変形を抑制できて、 完成後も安定性が高い
- 4. 補強した地山は自立構造物であり 壁面工は片持ち梁構造 ではないから、 通常杭基礎は不要

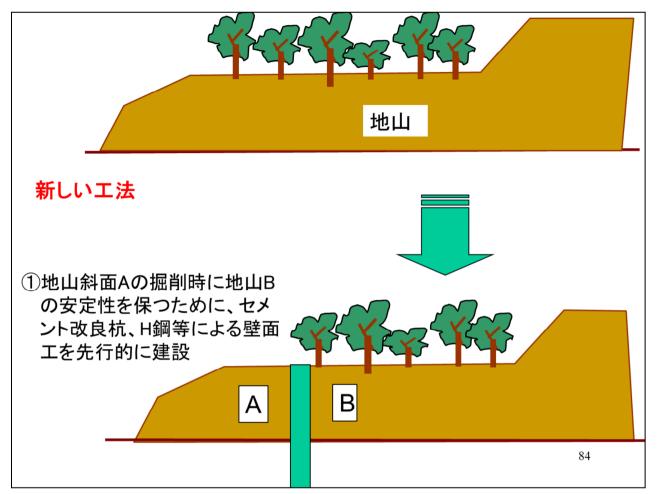


これは、新しい工法の利点をまとめたものです。



また、この工法は、地山 を掘削して道路や鉄道を 建設する場合にも使われ ています。

これは、従来工法であり、 様々な問題があります。

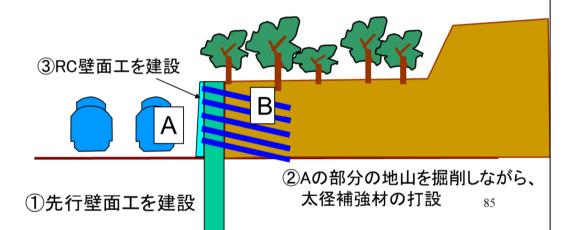


これは、新しい工法の説明です。

新しい工法

- 1. 工程数が少ない
- 2. 工事中工事後での占有面積が狭い (地山Bは改変されない)
- 3. 建設中に地山が不安定にならない
- 4. 補強した地山の擁壁は自立構造物 (杭が不要)
- 5. 完成後の安定性が高い





これは、新しい工法の利点のまとめです。



これは、この新しい工法 を用いた東北新幹線の現 場です。