

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.4

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

まず、
1. 地盤・盛土の強化改良の
必要性と補強土工法の概
説
です。

盛土補強土工法による土構造物の復権と発展

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(つづき)

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

2)補強土工法のメカニズムのつづきです。

補強土工法のメカニズム(まとめ)ー1

基本原理:

無補強の盛土・地盤が破壊する時に内部で発生するひずみを、補強材を配置することによって抑制して、盛土・地盤が破壊しないようにする

⇒効果的な補強材配置には、

- ①そのひずみが発生する領域の位置と、
- ②主ひずみ(最大圧縮ひずみと最大引張りひずみ)の方向が重要な情報となる。

三つの分野で議論:

- 1) 補強による支持力の向上
- 2) 補強による斜面の安定
- 3) 抗土圧 ー補強土擁壁

繰返しですが、ここに書いてあるのが、補強メカニズムの基本原則です。盛土に限らず地山の補強にも当てはまります。

つまり、「補強土工法」とは、「無補強の盛土・地盤が破壊する時に内部で発生するひずみを、補強材を配置することによって抑制して、その結果、盛土・地盤が破壊しないようにする」工法です。

従って、効果的に補強材を配置するのには、

- ①そのひずみが発生する領域の位置と、
- ②主ひずみ(最大圧縮ひずみと最大引張りひずみ)の方向が重要な情報となります。

補強土工法のメカニズム(まとめ)ー1

基本原理:

無補強の盛土・地盤が破壊する時に内部で発生するひずみを、補強材を配置することによって抑制して、盛土・地盤が破壊しないようにする

⇒効果的な補強材配置には、

- ①そのひずみが発生する領域の位置と、
- ②主ひずみ(最大圧縮ひずみと最大引張りひずみ)の方向が重要な情報となる。

三つの分野で議論:

1) 補強による支持力の向上

2) 補強による斜面の安定

3) 抗土圧ー補強土擁壁

この三つの分野で、この原理を説明します。1)支持力については前回話しました。

今回は、2)補強による斜面の安定を例にして、補強土工法のメカニズムを説明します。

この説明は、1)補強による支持力の向上と3)抗土圧ー補強土擁壁ーの分野にも、そのまま適用できる一般的なものです。

掘削、豪雨、地震荷重等
による斜面の不安定化

すべり面

引張り補強材

地山補強土工法での潜在
すべり面に沿った要素Aの
応力ひずみ状態を考察する

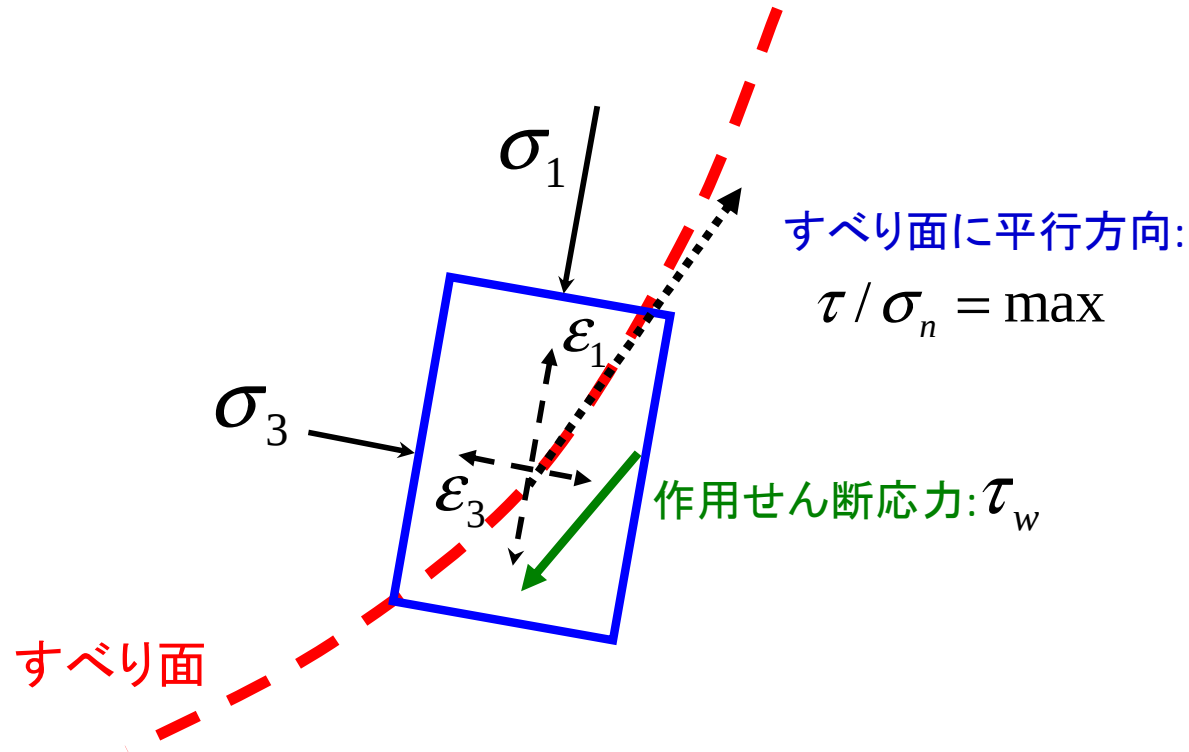
A

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。

しかし、補強土工法は、「引張り補強法」以外にもあります。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 - 1

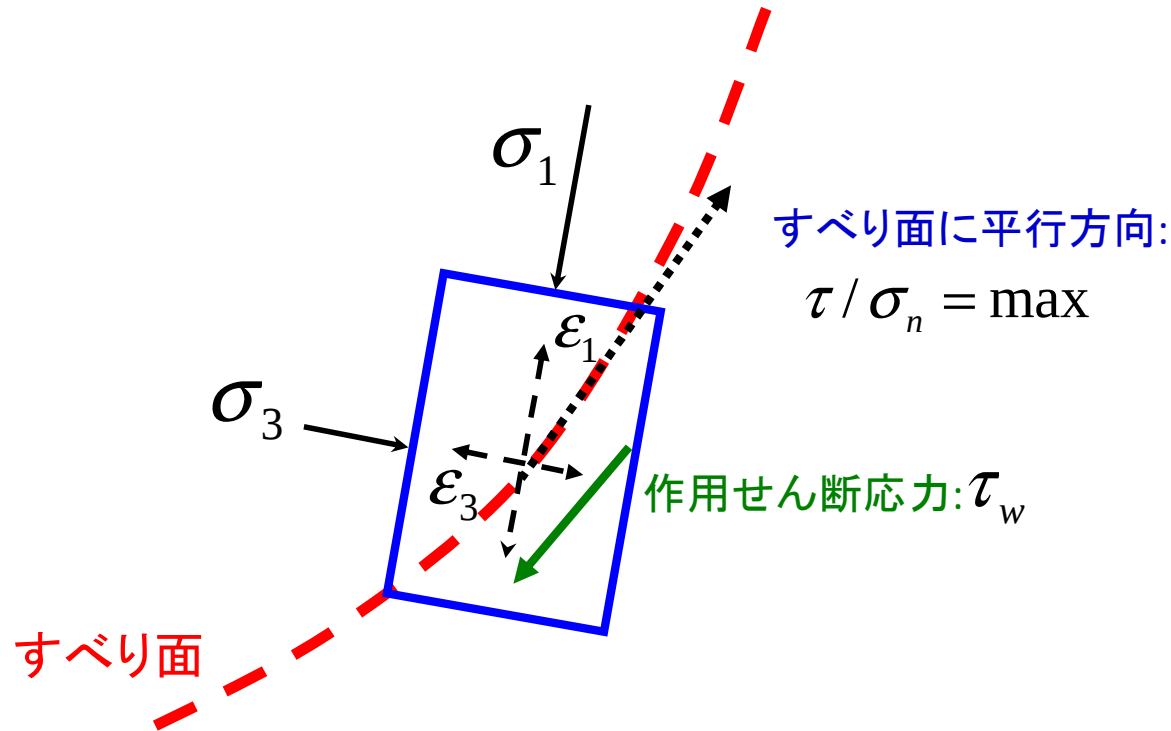


要素Aの「無補強状態での応力・ひずみ状態」を考察し、それに基づき三種類の補強法を説明します。

無補強状態での要素Aに生じる最大圧縮ひずみ(すなわち最大主ひずみ)を ϵ_1 、最大引張りひずみ(すなわち最小主ひずみ)を ϵ_3 とします。

ϵ_1 が生じる方向と 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 の中間の値となります。 ϵ_1 が生じる方向に近いほど、大きな圧縮ひずみが生じ、 ϵ_3 が生じる方向に近いほど大きな引張りひずみが生じ、すべり面に近い方向では、圧縮も引張りも生じなくなります。

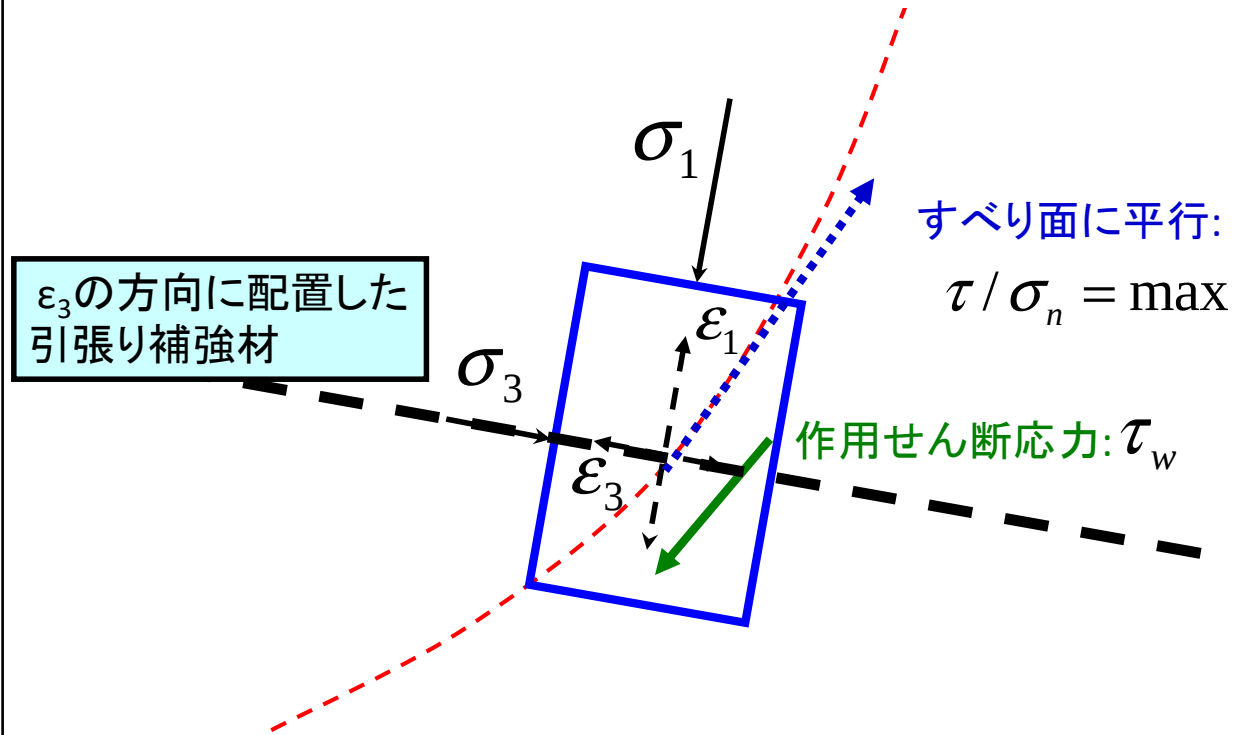
要素Aの「無補強状態での応力・ひずみ状態」に基づく三種類の補強法 - 2



応力状態に関しては、 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、 ε_3 が生じる方向に最大の引張り応力(すなわち最小主応力) σ_3 が生じます(注: 载荷中に主応力の方向が回転する場合は、上記は厳密には成り立たないが、ここでは無視する。これは大学院レベルのテーマ)。

σ_1 と σ_3 が生じる方向の間の方に生じる直応力 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。 σ_1 が生じる方向に近いほど、 σ_1 に近い大きな圧縮応力が、 σ_3 が生じる方向に近いほど σ_3 に近い小さな圧縮応力が生じます。すべり面では、せん断応力 τ の直応力 σ_n に対する比が最大になります。

(a)引張り補強土工法 - 1

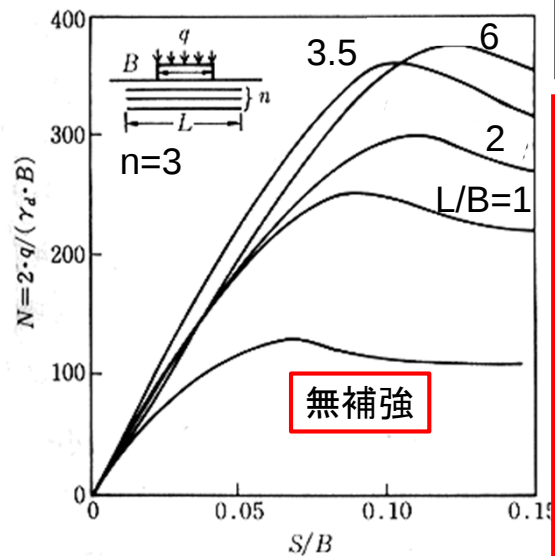


最大引張りひずみ ϵ_3 が生じる方向に表面が粗で摩擦力が発揮しやすく、伸びに対して一定の剛性がある補強材を配置して、 ϵ_3 の発生を抑制しようとする工法が「引張り補強土工法」です。

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 の方向に引張り補強材を配置しなければ、効果がありません。

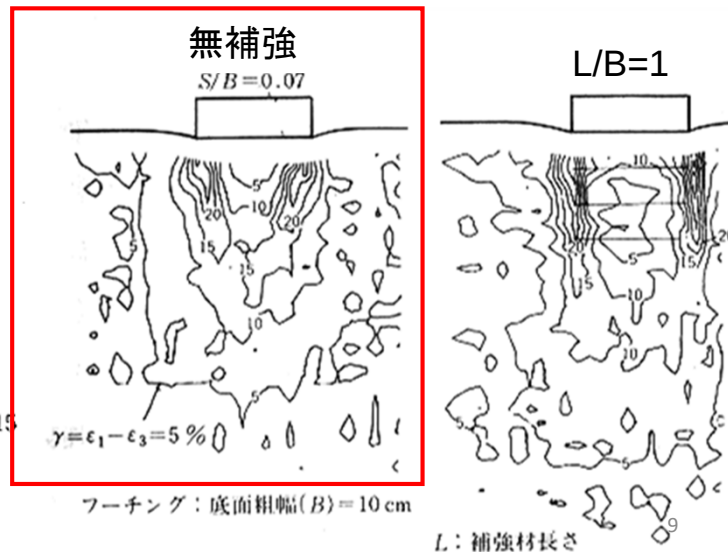
無補強水平地盤：基礎荷重が最大の時、地盤内のひずみは基礎直下の領域だけに集中

⇒基礎直下の領域内に、 ε_3 方向(即ち水平方向)に引張り補強材を配置すると、基礎が深くなったのと同じ効果が発揮されて、支持力が増加する。



実験は、黄景川氏の
修士論文研究による

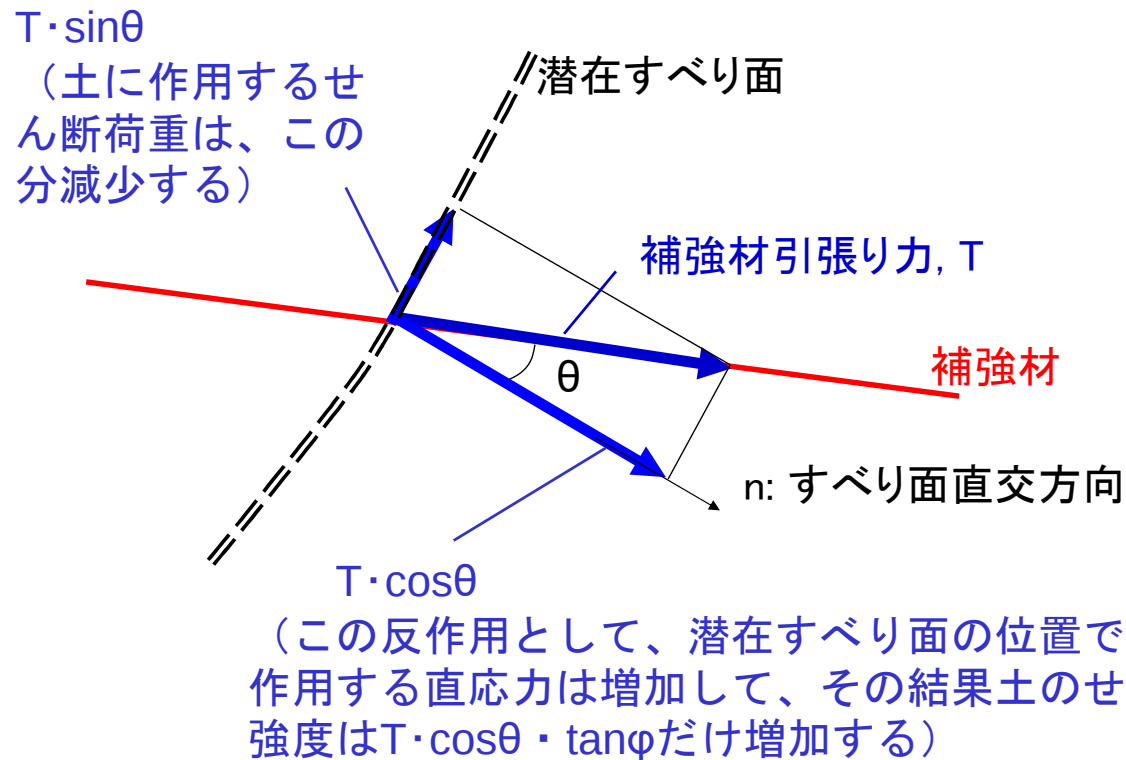
基礎の沈下比 S/B が0.7になるまでに
地盤内に生じた局所的なせん断ひずみ
 $\gamma = \varepsilon_1 - \varepsilon_3$ の分布



これは、前回での地盤の支持力の問題ですが、無補強水平地盤では基礎直下の領域には水平方向に最大引張り ε_3 が発生します。

従って、その領域内に ε_3 の方向(すなわち水平方向)に引張り補強材を配置すると、その領域内の ε_3 の発生が抑えられます。その結果、最小主応力 σ_3 が増加して、鉛直方向の圧縮応力 σ_1 に抵抗する強度が増加して、地盤の支持力が増加します。

(a)引張り補強土工法 - 2



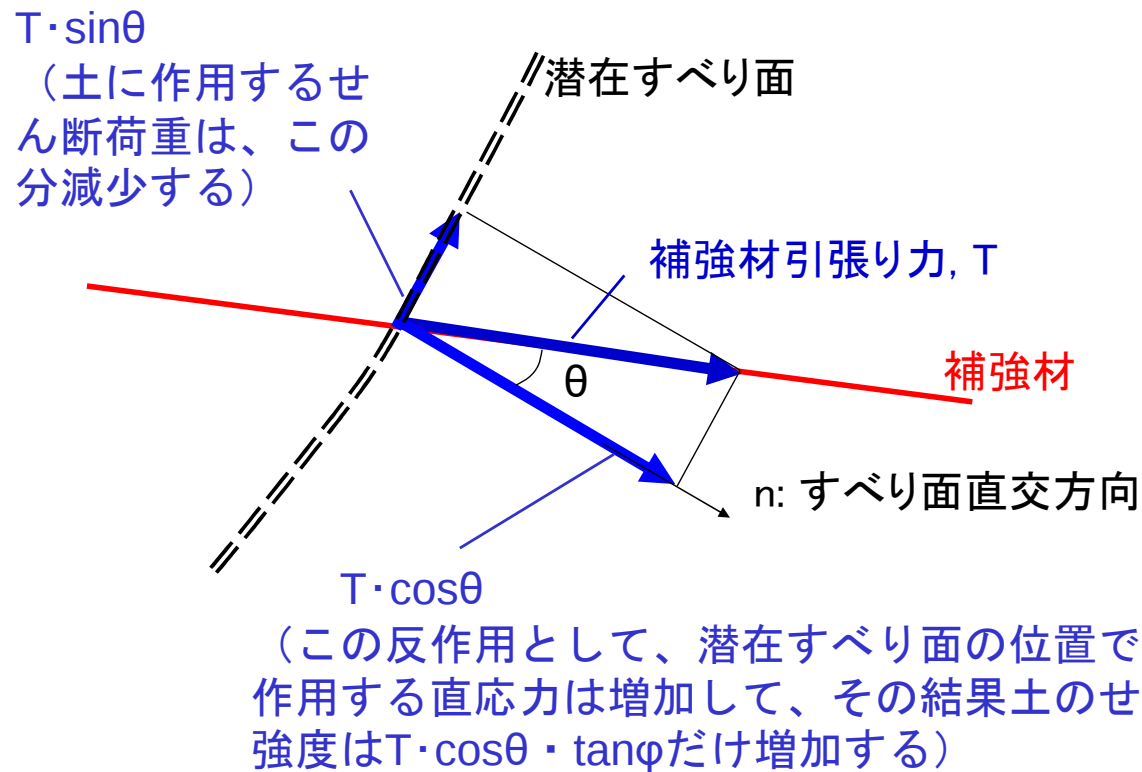
10

ここで、無補強地盤・斜面に生じるすべり面を「潜在すべり面」と表記しています。これは、補強することによって実際にはこのすべり面は生じなくなるからです。

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。

$T \cdot \sin\theta$ 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、 $T \cdot \sin\theta$ だけ減少します。すなわち、 $T \cdot \sin\theta$ はすべり破壊の防止に貢献します。

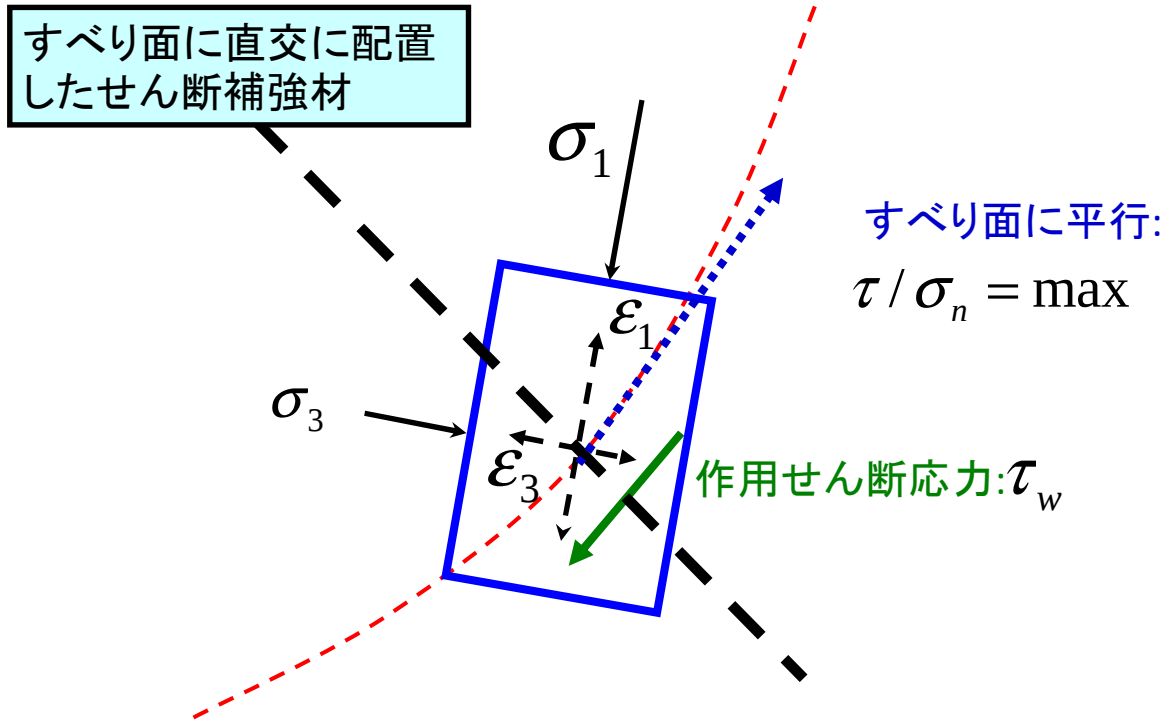
(a)引張り補強土工法 - 3



$T \cdot \cos\theta$ は、 T の潜在すべり面に直交する方向の成分で、潜在すべり面を挟んだ土塊同士を締め付ける機能があります。

その結果、潜在すべり面の位置で土に作用する直応力は増加します。その結果、土のせん断強度は $T \cdot \cos\theta \cdot \tan\phi$ だけ増加します。 ϕ は土の内部摩擦角です。

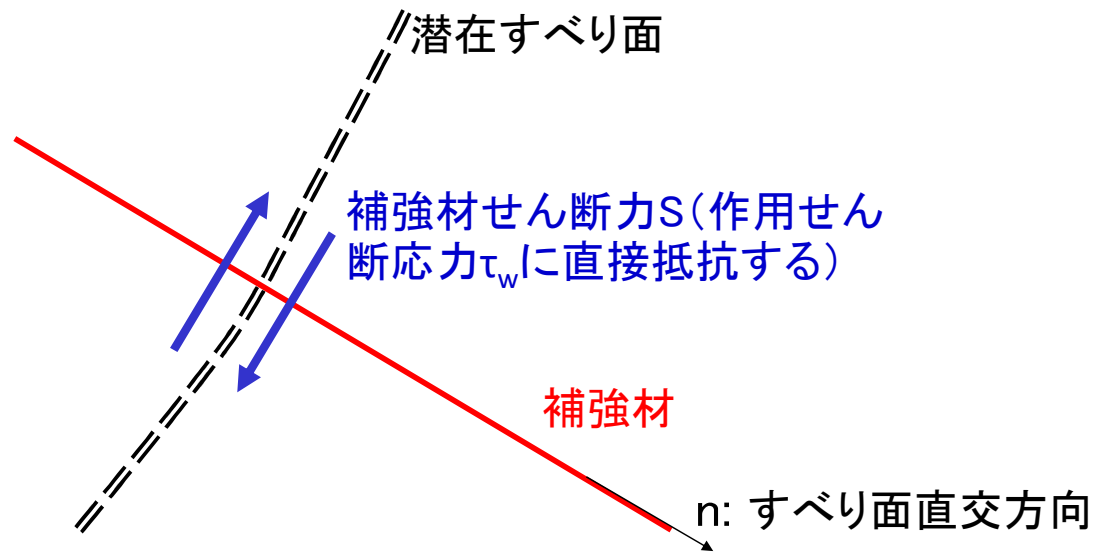
(b)せん断・曲げ補強土工法 - 1



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。

(b)せん断・曲げ補強土工法 - 2



この場合、潜在すべり面の位置で土に作用するせん断応力 τ_w に対して、補強材に発揮されるせん断力 S で直接抵抗しようとしています。

(b)せん断・曲げ補強土工法 - 3

すべり変位

補強材に発揮されるせん断抵抗 S は、
受働土圧に比例する

受働土圧:

これを十分に発揮するには、一定程度の変位が必要
地盤が軟弱なほど十分な受働土圧が発揮
されるのに必要な変位が大きくなる

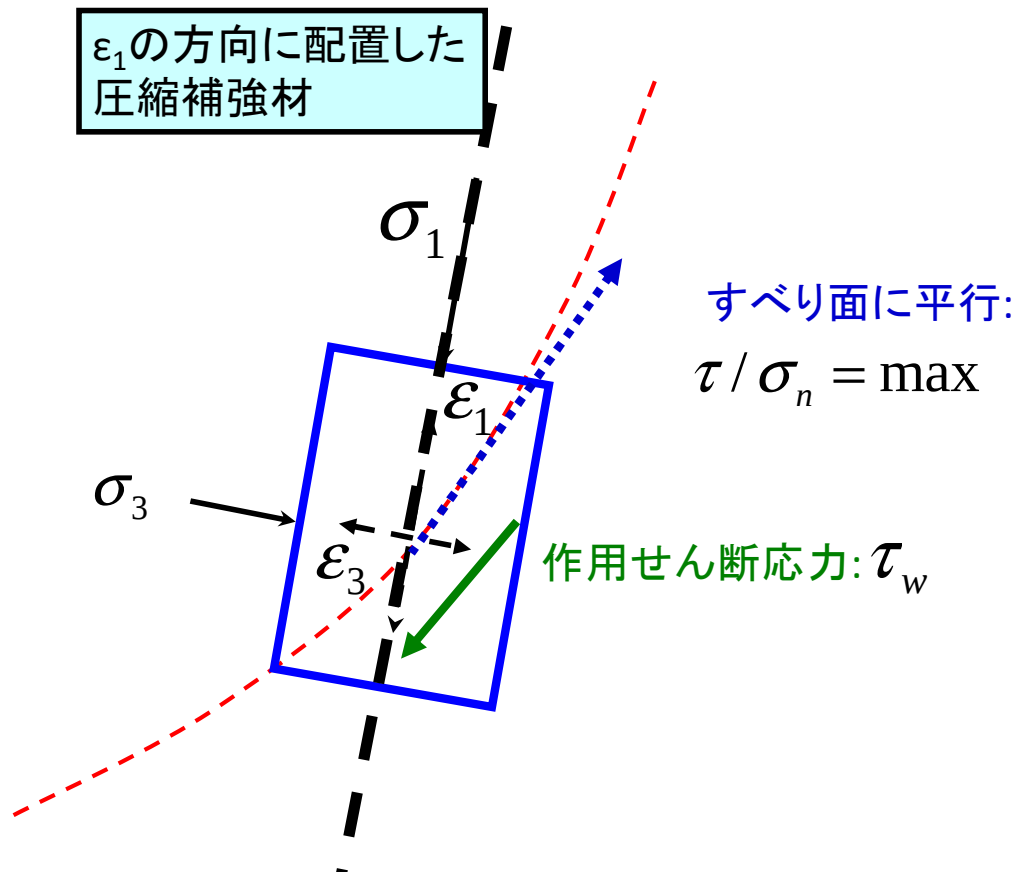
ただし、岩盤では小さい変位で大きな受働土圧が発揮されるので有効

この補強材に発揮されるせん断抵抗 S は、図に示すように補強材に受動的に発揮される土圧に比例して発揮されます。

この受働土圧を発揮するには、一定程度の変位が必要です。地盤が軟弱なほど補強効果が有効に発揮されるのに必要なすべり変位が大きくなり、このせん断・曲げ補強の効果はなかなか発揮されません。

一方、岩盤では小さい変位で大きな受働土圧が発揮されるので、この補強工法は有効になります。ロックボルト(rock bolt)と言われている工法です。

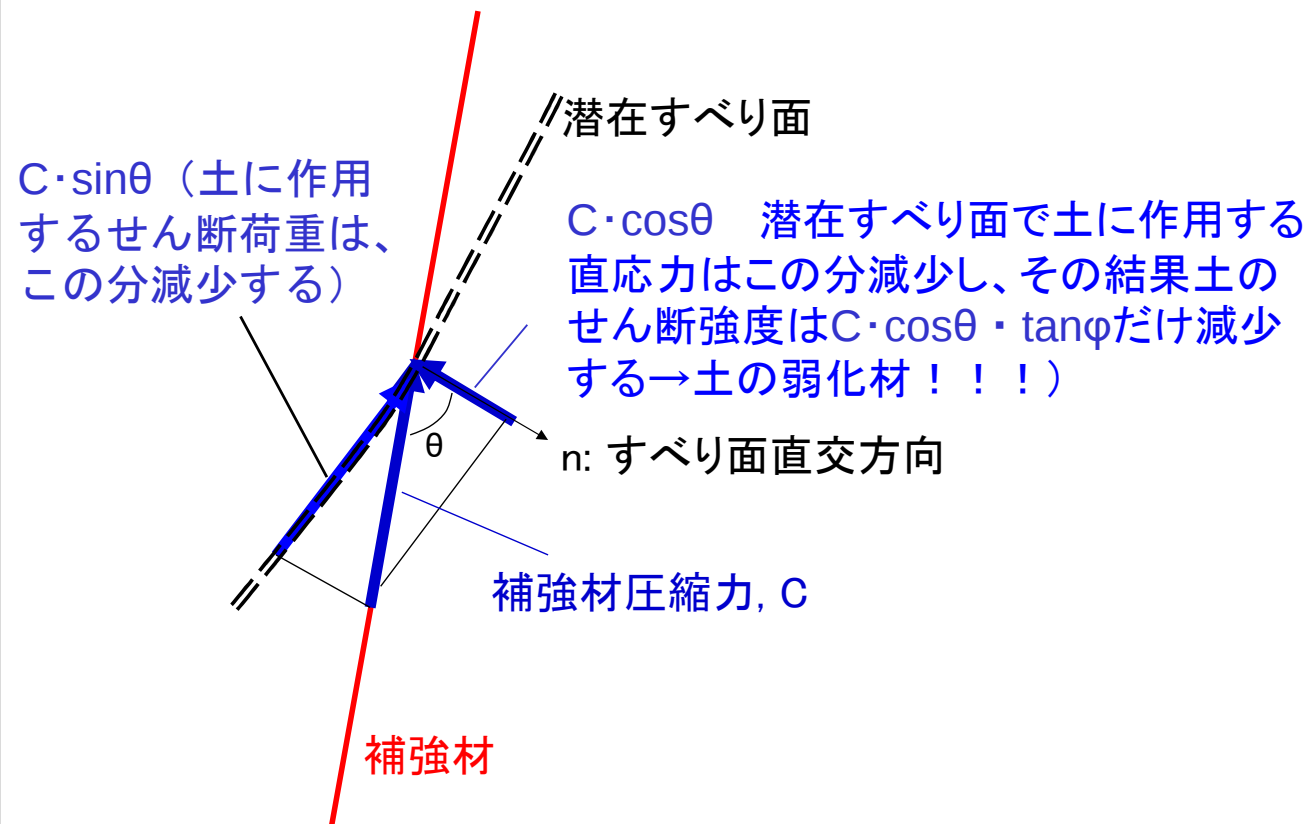
(c)圧縮補強土工法 - 1



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。

(c) 圧縮補強土工法 - 2



C は、潜在すべり面との交点で補強材に発生する圧縮力です。

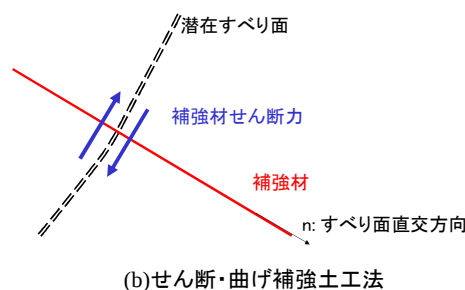
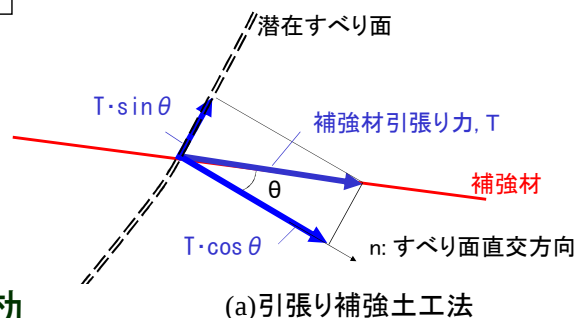
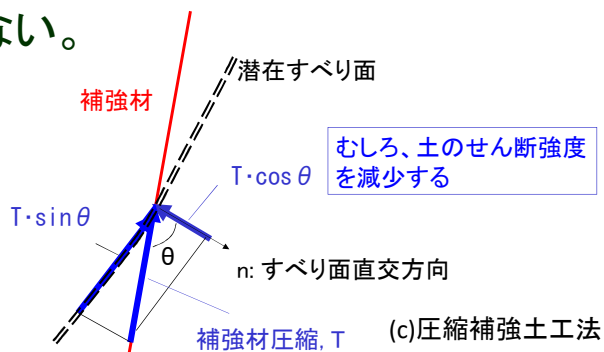
$C \cdot \sin\theta$ は、 T のすべり面の方向の成分です。潜在すべり面に沿って土に作用するせん断荷重は、この分減少して、せん断破壊に対する安定性は増加します。角度 θ は(45度+土の内部摩擦角 $\phi/2$)ですので、 $\sin\theta$ は大きく、 $C \cdot \sin\theta$ は大きくなり、効果的に作用せん断荷重に抵抗します。

一方、 $C \cdot \cos\theta$ は潜在すべり面で土に作用する直応力の減少分であり、その結果土のせん断強度は $C \cdot \cos\theta \cdot \tan\phi$ だけ減少し、土の弱化します。何と、この点では補強材ではなく弱化材です！！！！)

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。



「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る摩擦力によって効果が発揮され、摩擦力は相対的に小さい変位で発揮されることです。一方、盛土のせん断・曲げ補強では、補強材表面に発揮される受動土圧が発揮されるには大きな変位が必要のため、補強効果が発揮されるには、大きな変位が必要になります。

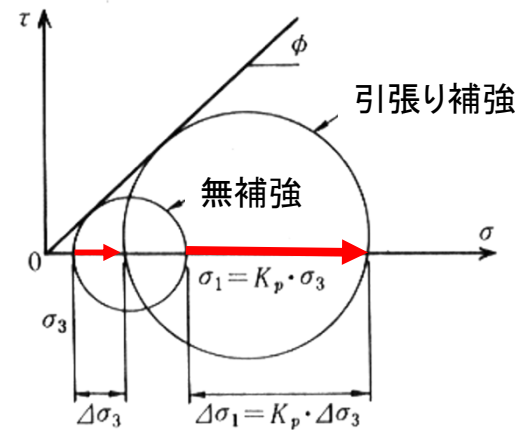
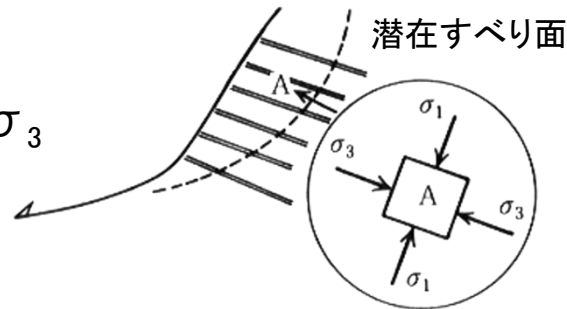
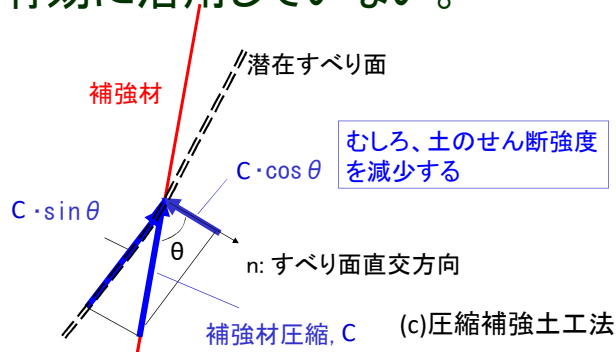
2) 土を抵抗増幅装置として活用できる

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、

$\Delta \sigma_1 = K_p \cdot \Delta \sigma_3$ だけ増幅する。

$K_p = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi) \gg 1.0$ (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。



要素Aの応力状態(破壊時)

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 $\Delta \sigma_3$ 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、

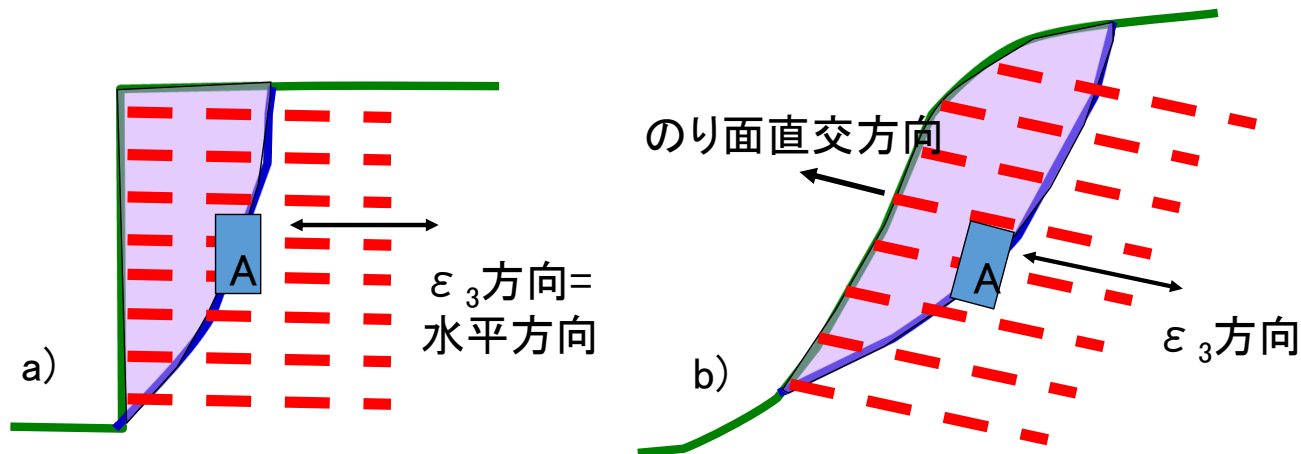
$\Delta \sigma_1 = K_p \cdot \Delta \sigma_3$ だけ増幅します。ここで K_p は受動土圧係数であり、

$K_p = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$ です (ϕ は内部摩擦角)。土の抵抗力は K_p 倍拡大しますが、 K_p の値は 1.0 よりもかなり大きい。

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、 ε_3 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。



引張り補強材が最も有効に機能する配置方向は、一番施工しやすい方向

19

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。

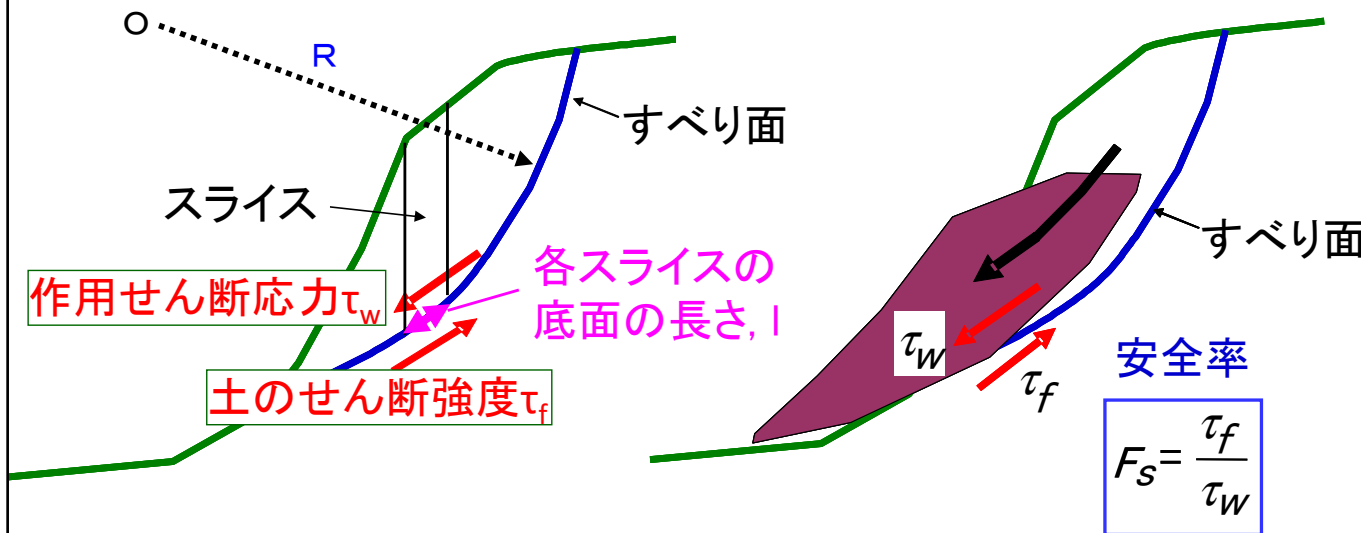
斜面ではのり面に直角な方向がほぼ ε_3 の方向であり、のり面に直角方向に削孔して、その内部に補強材を配置するのが最も施工性が良い。

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。

無補強斜面の円弧すべり安定計算 - 1

全体すべり安定に対する構造安全率:

$$F_s = \text{Min.} \left[\frac{R \cdot \sum (\tau_f (= \sigma_n \cdot \tan \phi) \cdot l)}{R \cdot \sum (\tau_w \cdot l)} \right] \quad (c=0 \text{で地下水位が低い場合を仮定})$$



20

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「滑動モーメント」です。

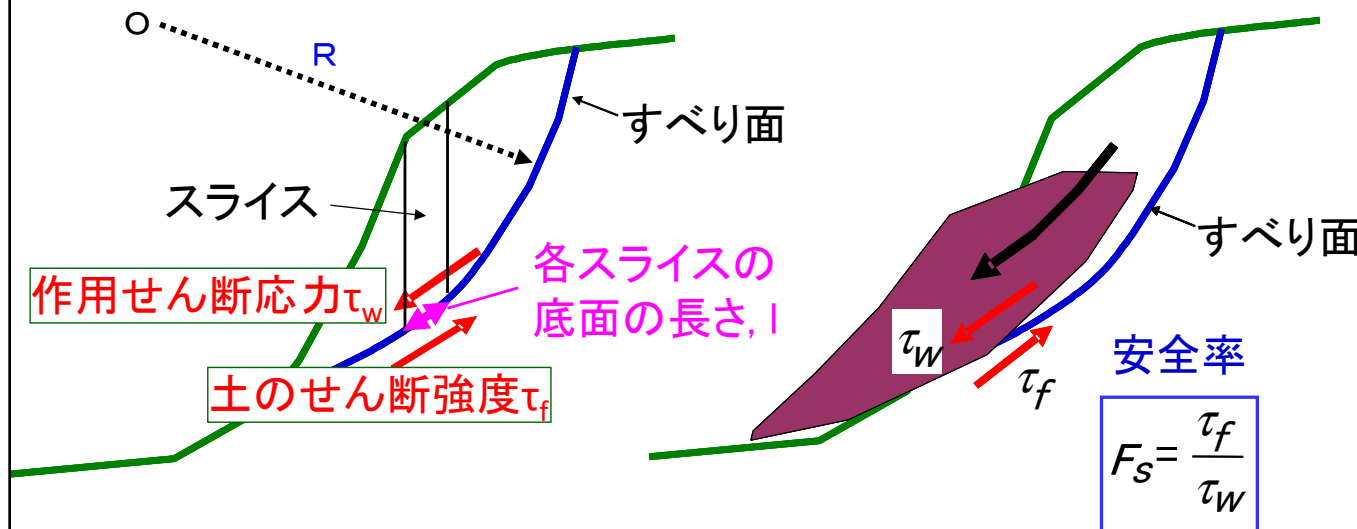
この式のMin.は極小値という意味であって、すべり円弧の半径 R と中心位置を無数に変化させて、この比が最小になる臨界すべり面を探し出して、その最小値の比を安全率 F_s と定義します。

無補強斜面の円弧すべり安定計算 - 2

全体すべり安定に対する構造安全率:

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

($c=0$ で地下水位が低い
場合を仮定)



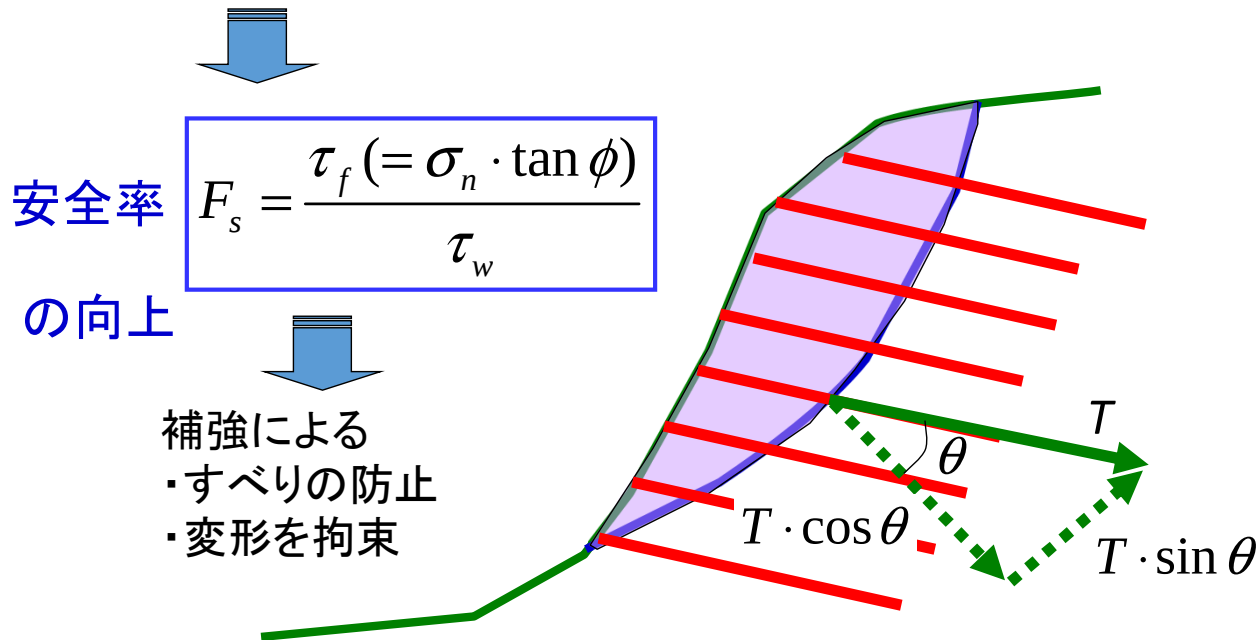
安全率 F_s が1.0を超えていればその斜面は安定を保ち、1.0以下になると崩壊する危険があります。

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な安全率=「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 - 1

$T \cdot \cos \theta$: 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)



22

次に、補強斜面の安定性を解析する方法を説明します。

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、

- $T \cdot \sin \theta$ 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。
- $T \cdot \cos \theta$ 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、

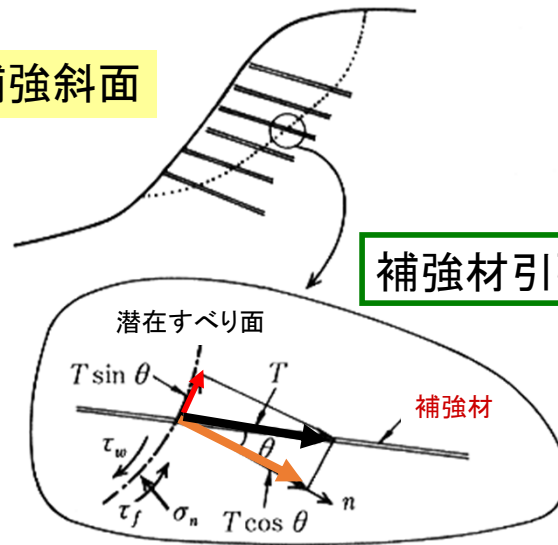
- ・すべりの防止
- ・変形を拘束に貢献します。

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:

$$F_s = \text{Min.} \left[\frac{\sum (\sigma_n \cdot \tan \phi \cdot l + T \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi)}{\sum (\tau_w \cdot l - T \cdot \sin \theta)} \right]$$

引張り補強斜面



補強材引張り力 T の分解

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_s は増加します。

引張り補強された斜面の全体安定計算 - 3

$(F_s)_{req}$: 全体すべり安定を保つのに必要な構造安全率:

$$F_s = \text{Min.} \left[\frac{\sum (\sigma_n \cdot \tan \phi \cdot l + T \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi)}{\sum (\tau_w \cdot l - T \cdot \sin \theta)} \right] \geq (F_s)_{req} \quad (1)$$

T: 補強材引張り抵抗

実務で用いられている「円弧すべり安全率」:

$$F_s = \text{Min.} \left[\frac{\sum (\sigma_n \cdot \tan \phi \cdot l + T \cdot (\cos \theta \cdot \tan \phi + \sin \theta))}{\sum (\tau_w \cdot l)} \right] \geq (F_s)_{req} \quad (2)$$

- 式(1)の方が、すべり安全率の元々の定義に忠実。
- 安全率=1.0の時は、式(1), (2)は同じ意味。
- Tが大きくなると、式(2)による安全率は、式(1)による安全率よりも小さくなる。→式(2)の方が、Tが過大評価されて安全率が無暗に大きくなることを避けることができ、安全側。

24

設計では、式(1)で計算された安全率 F_s が「所定の要求される最低安全率(1.0を超えた1.5などの値)」以上であることを確認します。

なお、実務の設計では、式(2)によって「円弧すべり安全率」を求めている。

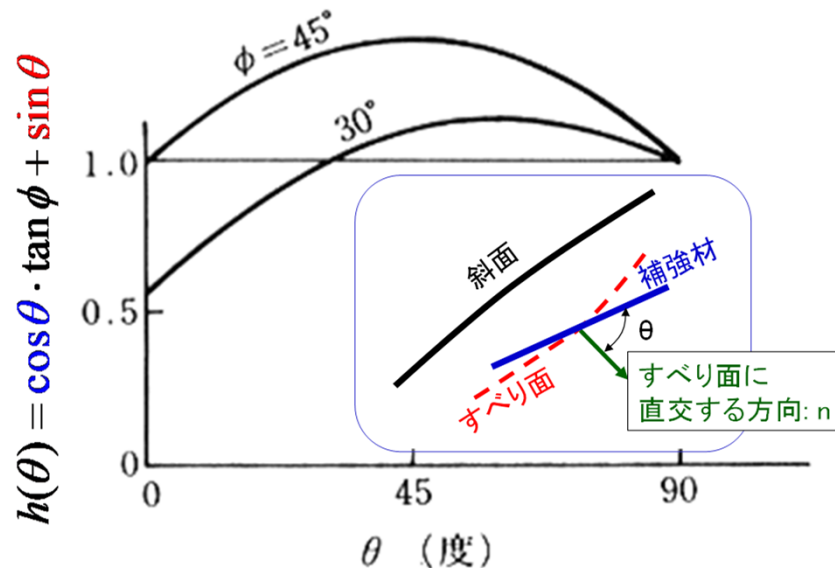
式(1)の方が、すべり安全率の元々の定義に忠実ですが、以下の理由によって式(2)が用いられています。

- 安全率=1.0の時は、式(1), (2) は同じ意味を持つ。
- 補強材引張り力Tが大きくなるほど、式(2)による安全率は、式(1)による安全率よりも小さくなる。従って、Tを過大評価した場合、式(2)の方が、安全率が無暗に大きくならないで、安全側となる。

$$F_s = \text{Min.} \left[\frac{\sum (\sigma_n \cdot \tan \phi \cdot l + T \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi)}{\sum (\tau_w \cdot l - T \cdot \sin \theta)} \right] \quad (1)$$

□補強効果の総計: $T \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi + T \cdot \sin \theta = T \cdot h(\theta)$ (3)

□一定のTに対する補強効果: $h(\theta) = \cos \theta \cdot \tan \phi + \sin \theta$ (4)



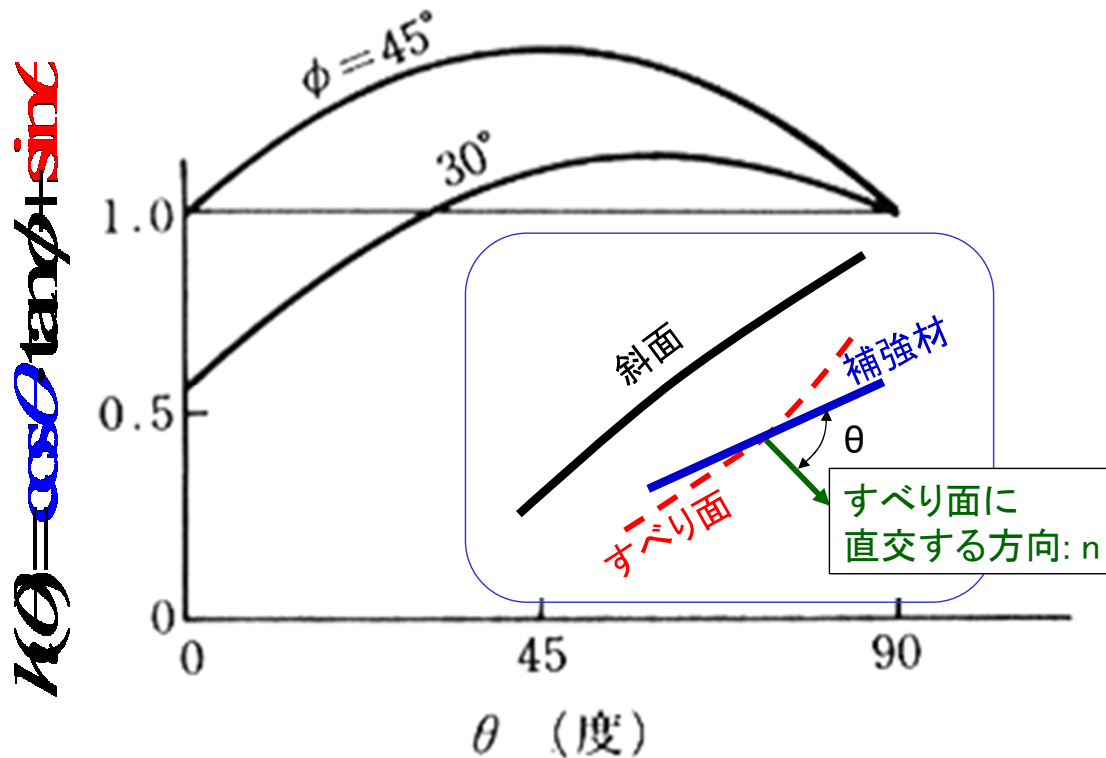
式(1)において、補強効果の総計は、式(3)で表されます。これは式(2)においても同様です。

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 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、 $\phi = 30$ 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。
→ 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、本当でしょうか？

考えてみてください。

前頁の推察は、正しくない。つまり、

□ 補強効果の総計: $T \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi + T \cdot \sin \theta = T \cdot h(\theta)$

□ $h(\theta) = \cos \theta \cdot \tan \phi + \sin \theta$ は、 θ によって大きく変化しないが、

補強材引張り力 T は、設置角度 θ によって大きく変化する

⇒ 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。

$$f(\theta) = \frac{\varepsilon_n(\theta)}{\varepsilon_3} = \frac{2 \cdot \cos^2(\theta - \eta) - (1 - \sin \nu)}{1 + \sin \nu}$$

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、後で説明。

27

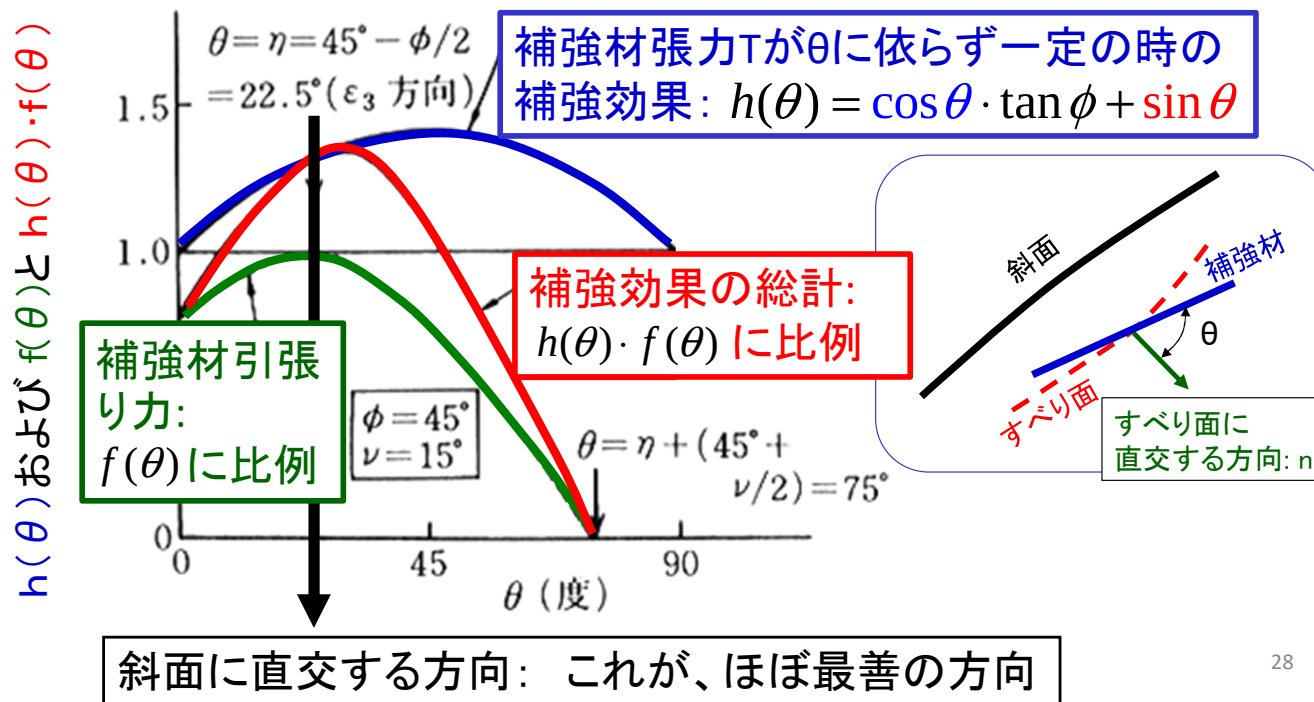
実際は、補強材の方向の角度 θ が「式(3)による補強効果の総計 $T \cdot h(\theta)$ 」に与える影響は、非常に大きい。

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。
2. ε_n は角度 θ の強い関数であり、式(5)での関数 $f(\theta)$ に比例する(式(5)の導入は後で説明する)。
3. 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。

- 補強材引張り力 T は、補強材角度 θ に著しく依存する関数 $f(\theta)$ に比例
 - 実質的な補強効果の総計 $T \cdot h(\theta)$ は、積 $h(\theta) \cdot f(\theta)$ に比例する。
- ⇒ 従って、補強効果の総計 $T \cdot h(\theta)$ は、補強材角度 θ に著しく依存

$\Phi = 45^\circ$ の場合



この図は、 $\phi = 45^\circ$ 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 $f(\theta)$ 、および
 - ・補強効果の総計を表す両者の積 $h(\theta) \cdot f(\theta)$
- 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_n 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。

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

次に、 T の θ 依存性を表す関数 $f(\theta)$ (式(5))の導入法を説明します。

⇒ 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。

$$f(\theta) = \frac{\varepsilon_n(\theta)}{\varepsilon_3} = \frac{2 \cdot \cos^2(\theta - \eta) - (1 - \sin \nu)}{1 + \sin \nu} \quad (5)$$

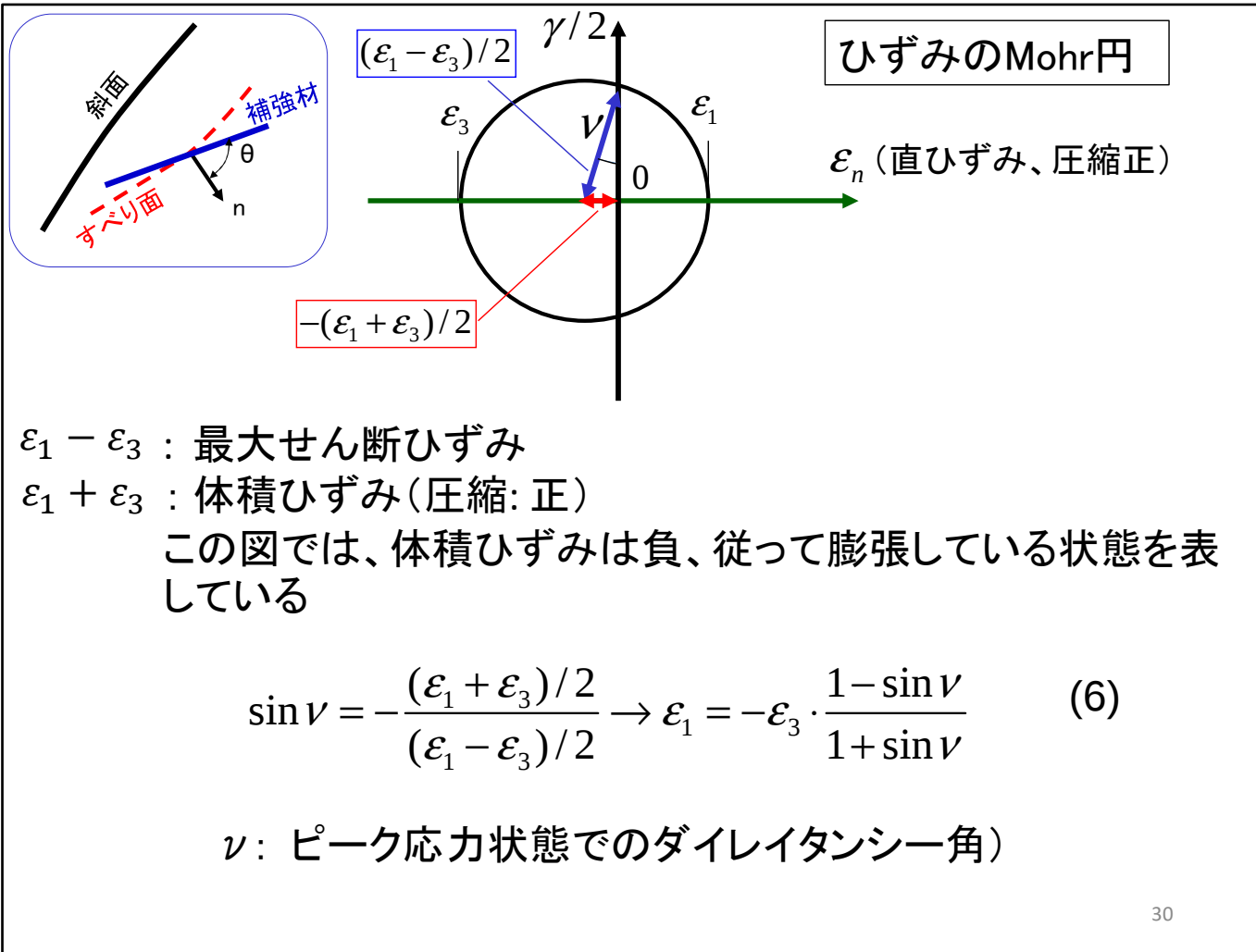
ν は破壊時のダイレタンシー角、

$$\eta = 45^\circ - \phi / 2$$

次頁以降は、式(5)の導入の説明

次頁以降で、式(5)の導入を説明します。

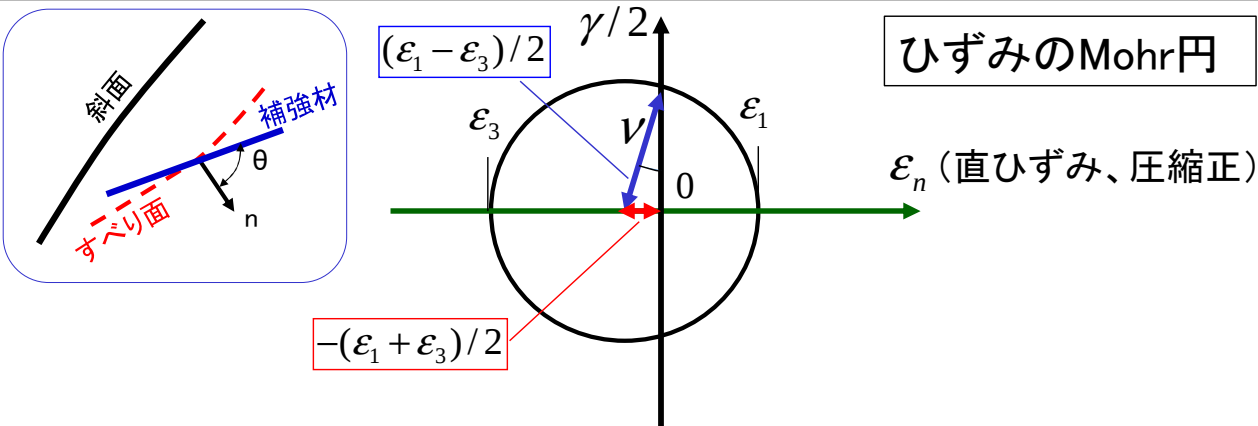




Tの θ 依存性を表す関数 $f(\theta)$ (式(5))の導入法を理解するには、ひずみのモール円を理解する必要があります。

これは皆様知っているはずの応力のモール円に平行的な知識です。その説明は添付PDFで説明してありますが、これは大学院レベルの知識です。

導入法は分からなくても、その意味は理解できるので、それを説明します。



$\varepsilon_1 - \varepsilon_3$: 最大せん断ひずみ

$\varepsilon_1 + \varepsilon_3$: 体積ひずみ(圧縮: 正)

この図では、体積ひずみは負、従って膨張している状態を表している

$$\sin \nu = -\frac{(\varepsilon_1 + \varepsilon_3)/2}{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)/2} \rightarrow \varepsilon_1 = -\varepsilon_3 \cdot \frac{1 - \sin \nu}{1 + \sin \nu} \quad (6)$$

ν : ピーク応力状態でのダイレイタンシー角)

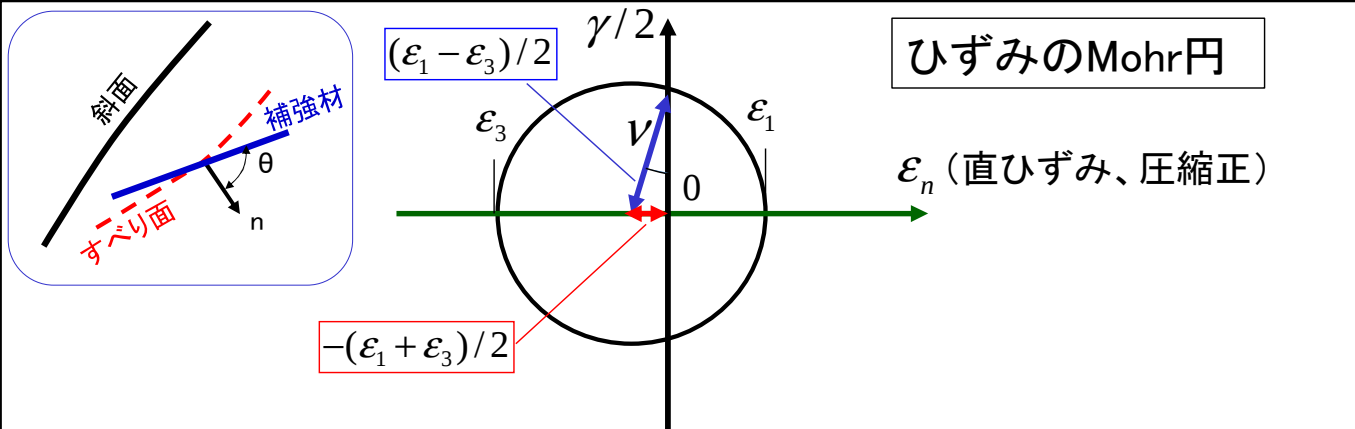
ひずみのMohr円

今、最大圧縮ひずみ(最大主ひずみ) ε_1 と最大引張りひずみ(最小主ひずみ) ε_3 が既知とします。平面ひずみ状態を想定して、 ε_1 と ε_3 が生じている面に直交する方向の直ひずみ ε_n はゼロとします。

水平軸を直ひずみ ε_n 軸として、 $\varepsilon_n = \varepsilon_1$ の点と $\varepsilon_n = \varepsilon_3$ の点をプロットして、両点を直径の両端とする円を描きます。これが、ひずみのモール円です。

この円の直径= $\varepsilon_1 - \varepsilon_3$ が最大せん断ひずみを表します。

この円の中心の ε_n の座標値は $(\varepsilon_1 + \varepsilon_3)/2$ で、体積ひずみ(圧縮: 正)の1/2です。この図では、体積ひずみは負であり、せん断変形によって膨張している状態を表しています。従って、円中心と原点との間の距離(正值)は、 $-(\varepsilon_1 + \varepsilon_3)/2$ となります。



ひずみのMohr円

$\varepsilon_1 - \varepsilon_3$: 最大せん断ひずみ

$\varepsilon_1 + \varepsilon_3$: 体積ひずみ(圧縮: 正)

この図では、体積ひずみは負、従って膨張している状態を表している

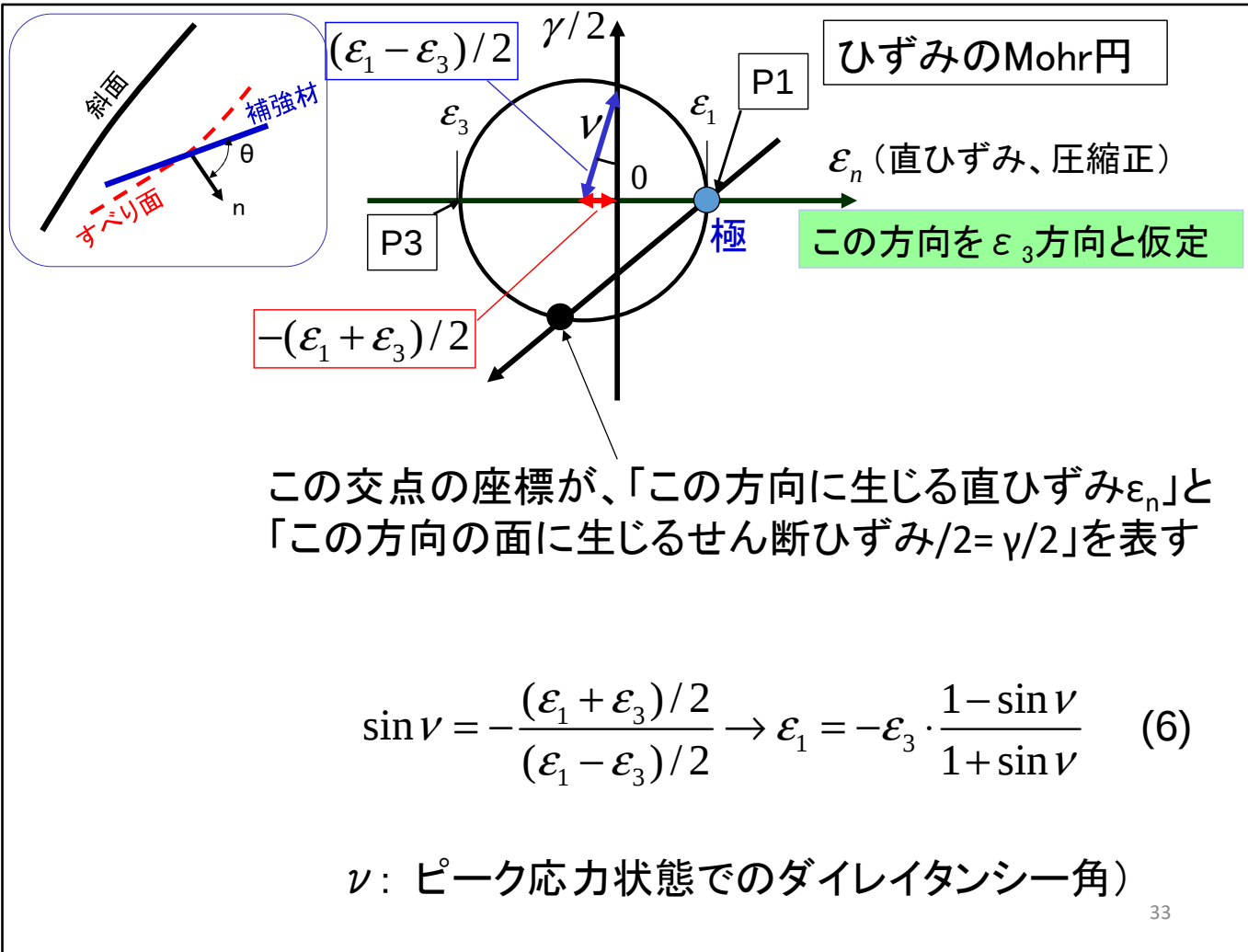
$$\sin \nu = -\frac{(\varepsilon_1 + \varepsilon_3)/2}{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)/2} \rightarrow \varepsilon_1 = -\varepsilon_3 \cdot \frac{1 - \sin \nu}{1 + \sin \nu} \quad (6)$$

ν : ピーク応力状態でのダイレイタンシー角)

この図での縦軸は、せん断ひずみ $\times 1/2$ を表しています。主ひずみである ε_1 と ε_3 が生じている方向の面に生じるせん断ひずみ $\gamma = 0$ です。

この図に示す角度 ν をダイレイタンシー(dilatancy)角と言います。Dilateは膨張する、という意味です。

その理由は、式(6)に示すように、 $\sin \nu$ は、最大せん断ひずみ $\varepsilon_1 - \varepsilon_3$ によって生じる体積膨張 $-(\varepsilon_1 + \varepsilon_3)$ の比を表しているからです。式(6)は、ひずみのモールの幾何学から求められます。

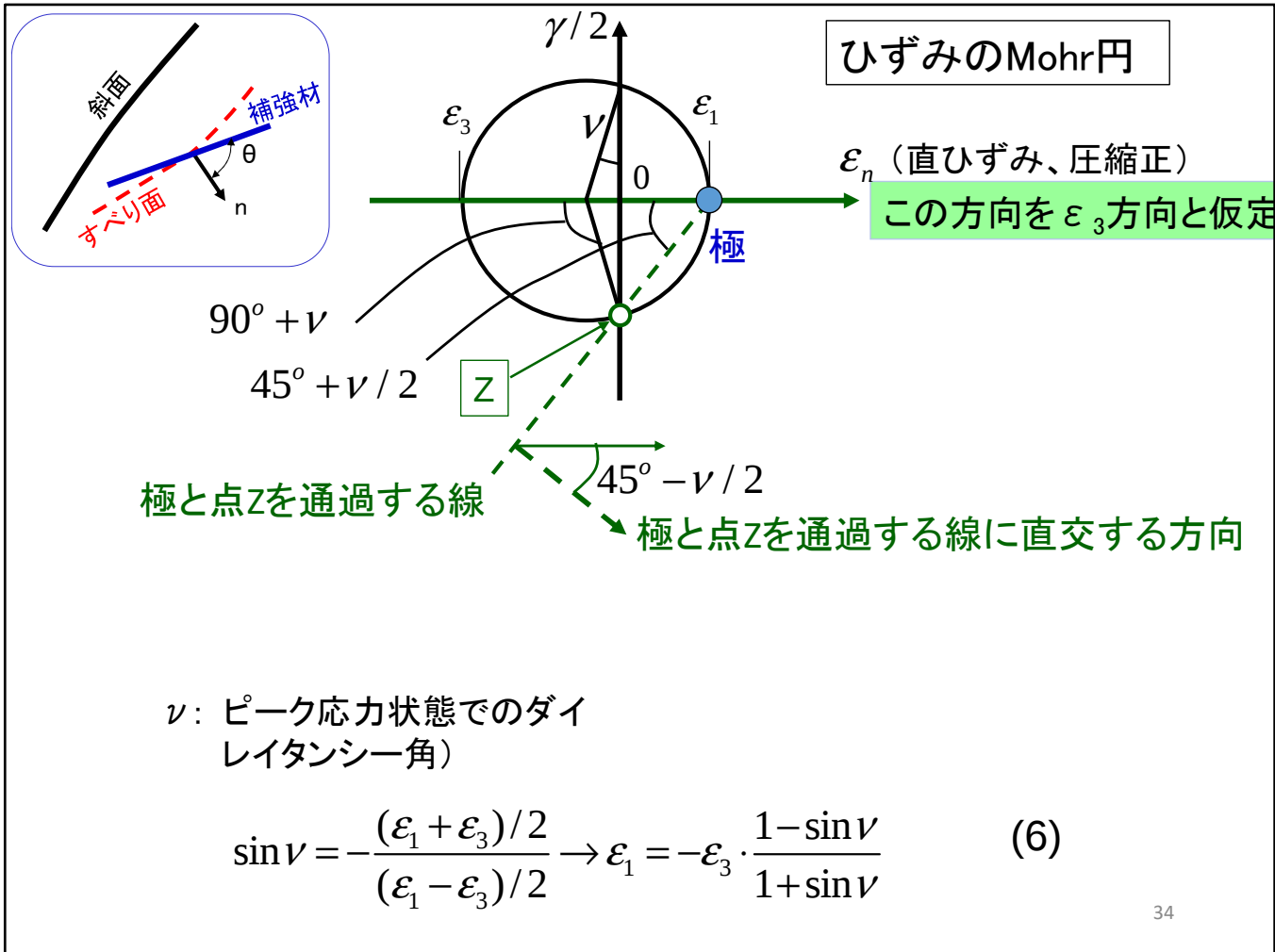


今、 ε_n 軸の方向が ε_3 が生じている方向と一致しているとします。

すると、座標が ($\varepsilon_n = \varepsilon_1$, $\gamma/2 = 0$) である点 P1 は、極と言われる点となります。

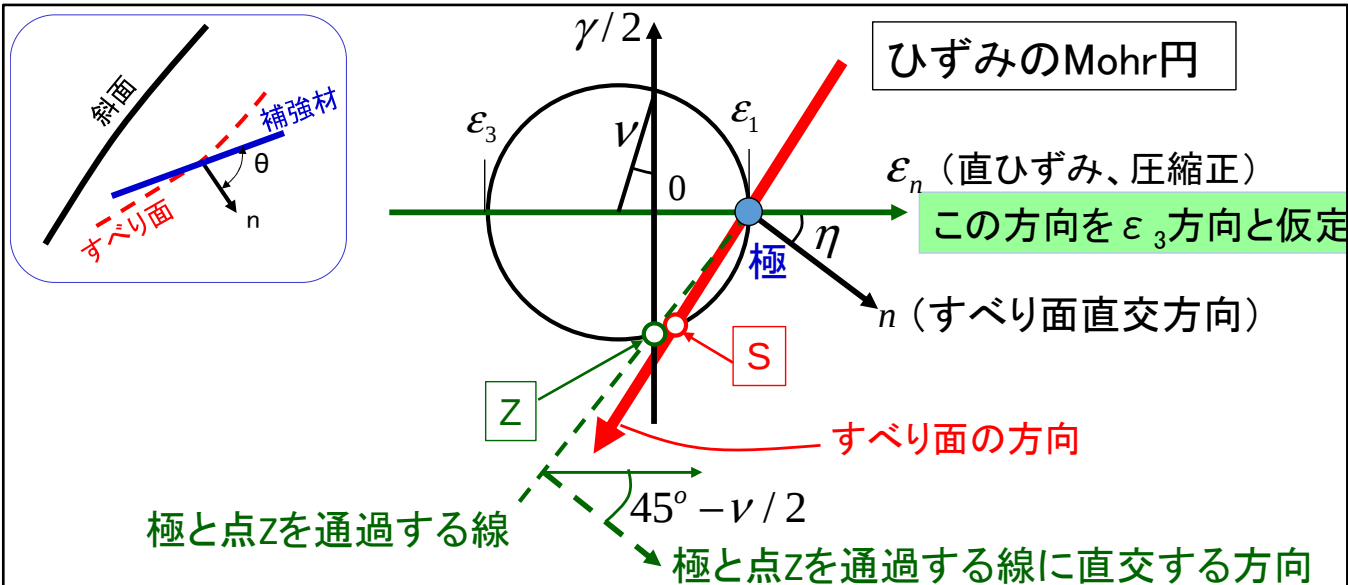
極を通過する線とひずみのモール円との交点 (図での●の点) の座標が、「この方向に生じる直ひずみ ε_n 」と「この方向の面に生じるせん断ひずみ/2= $\gamma/2$ 」を表します。

極を通過する水平線は、ひずみのモール円と点 P3 で交わるので、点 P3 の座標は ($\varepsilon_n = \varepsilon_3$, $\gamma/2 = 0$) となります。



この図で、点Zの座標は $(\epsilon_n=0, \gamma/2)$ であり、極から出発して点Zを通過する線の方法では $\epsilon_n=0$ となり、この方向は伸びも縮みもしません。

この線に直交する方向と ϵ_3 の方向である水平線のなす角度は、ひずみのモール円の幾何学から $45^\circ - \nu/2$ になります。



{すべり面方向}

・すべり面が σ_1 方向 = ε_1 方向となす角度は $\eta = 45^\circ - \phi/2$ である
 $\Rightarrow \nu < \phi$ であるから、すべり面方向の直ひずみはゼロではなく、やや圧縮になる

ν : ピーク応力状態でのダイレイタンシー角)

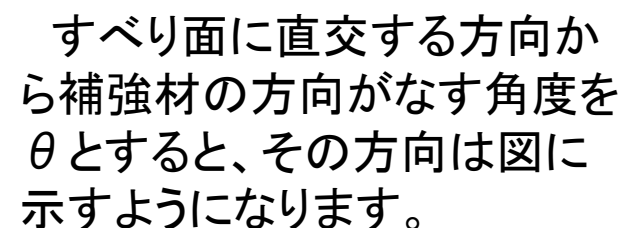
$$\sin \nu = -\frac{(\varepsilon_1 + \varepsilon_3)/2}{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)/2} \rightarrow \varepsilon_1 = -\varepsilon_3 \cdot \frac{1 - \sin \nu}{1 + \sin \nu} \quad (6)$$

35

すべり面が σ_1 方向 = ε_1 方向となす角度は $\eta = 45^\circ - \phi/2$ であるので、極を通過してすべり面の方向となる線は、図に示すようになり、ひずみのモール円とは点Sで交差します。

土の性質として、ダイレイタンシー角 ν は内部摩擦角 ϕ よりも常に30度ほど小さい。

従って、すべり面方向の直ひずみを表す点Sでの ε_n 座標は正(圧縮)となります。これは、すべり面方向ではやや圧縮ひずみが生じることを表しています。



その線とひずみのモール円の
 交点Rの ε_n 座標が、補強材
 に発生しようとする直ひずみ
 $\varepsilon_n(\theta)$ です。

すると、図に示す三角形の幾何学から、式(7)が得られます。

式(6)と式(7)から式(5)が得られて、関数 $f(\theta) \sim \theta$ 関係が得られます。

このことを次頁(27頁の再録)に示す図をもう一度見て、理解して下さい。

$$\sin \nu = -\frac{(\varepsilon_1 + \varepsilon_3)/2}{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)/2} \rightarrow \varepsilon_1 = -\varepsilon_3 \cdot \frac{1 - \sin \nu}{1 + \sin \nu} \quad (6)$$

三角形の幾何から、
補強材方向の直ひずみは、
$$\varepsilon_n(\theta) = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2} - \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}{2} \cdot \cos\{2(\theta - \eta)\}$$
 (7)

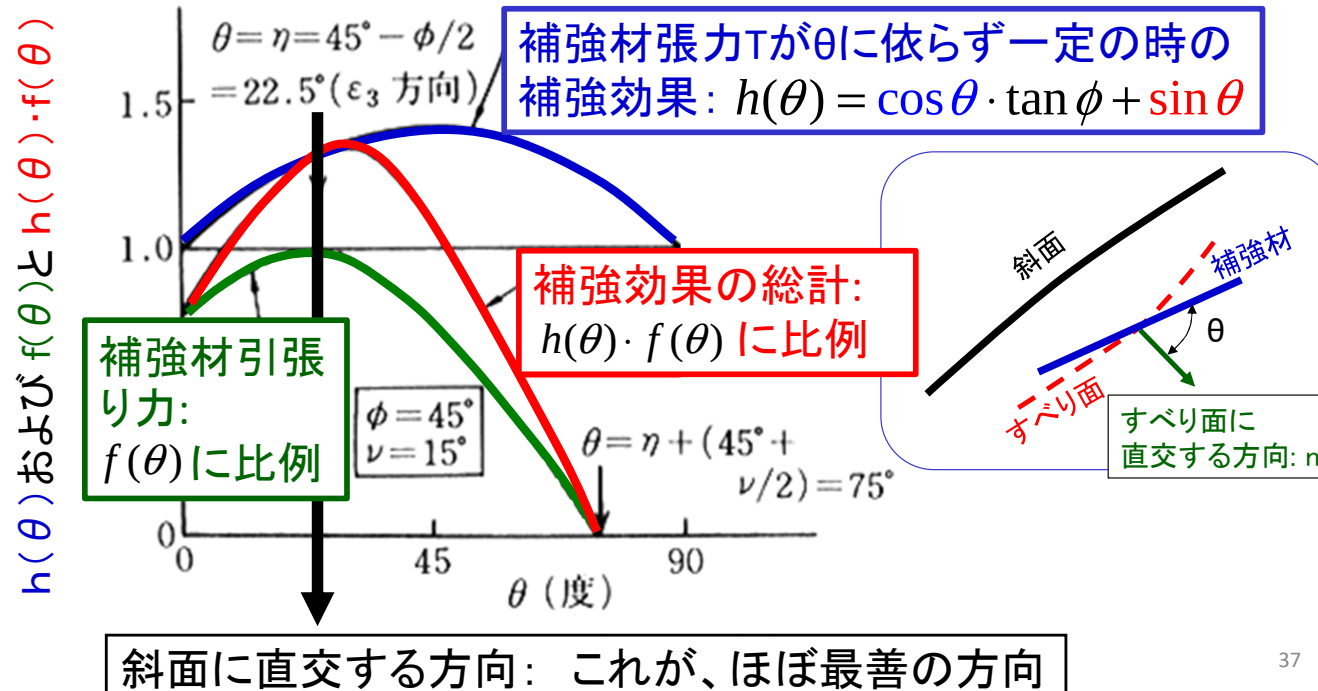
$$f(\theta) = \frac{\varepsilon_n(\theta)}{\varepsilon_3} = \frac{2 \cdot \cos^2(\theta - \eta) - (1 - \sin \nu)}{1 + \sin \nu} \quad (5)$$

□ 補強材引張り力 T は、補強材角度 θ に著しく依存する関数 $f(\theta)$ に比例

□ 実質的な補強効果の総計 $T \cdot h(\theta)$ は、積 $h(\theta) \cdot f(\theta)$ に比例する。

⇒ 従って、補強効果の総計 $T \cdot h(\theta)$ は、補強材角度 θ に著しく依存

$\Phi = 45^\circ$ の場合



この図は、 $\phi = 45$ 度で $c=0$ の場合での、

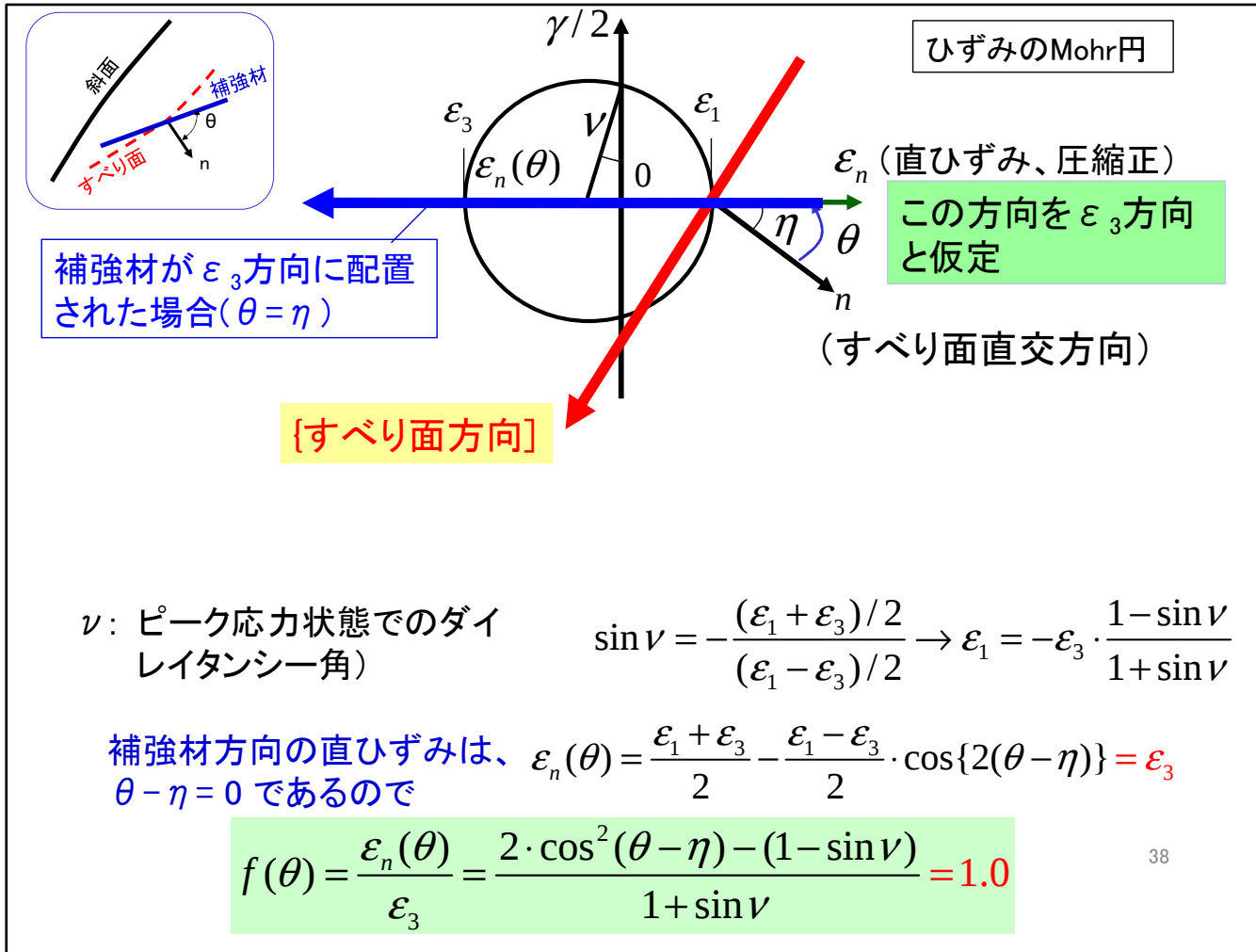
- ・補強材引張り力 T が一定の場合での補強効果を表す関数 $h(\theta)$ 、
- ・ T の θ 依存性を表す関数 $f(\theta)$ 、および
- ・補強効果の総計を表す両者の積 $h(\theta) \cdot f(\theta)$

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_n 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。

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

次に、 T の θ 依存性を表す関数 $f(\theta)$ (式(5))の導入法を説明します。



補強材の方向が ε_3 の方向と一致した場合は、 $\theta = \eta$ となり $\varepsilon_n(\theta) = \varepsilon_3$ となるので、 $f(\theta) = 1.0$ となり、引張り補強が最も効果的になります。

地山補強土工法の模型実験

- ・引張り補強材の効果
- ・のり面工の効果の検討

空気乾燥豊浦砂



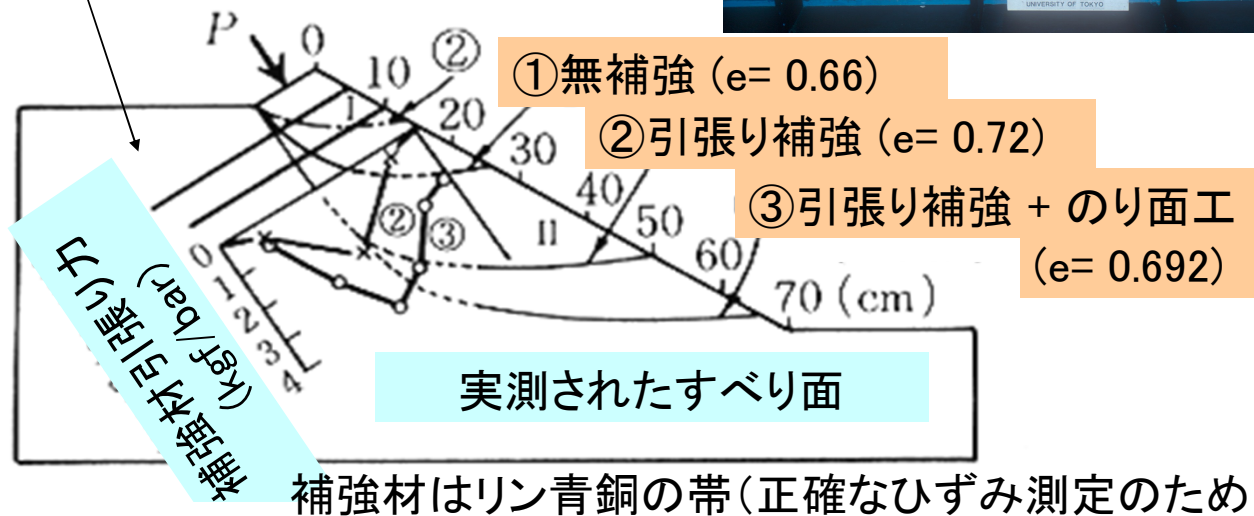
地山(既に存在する盛土斜面や自然斜面)を補強する工法(地山補強土工法)のメカニズムを理解するために行った室内模型実験を紹介します。

空気乾燥した砂を用いて斜面を作製しています。引張り補強材の効果と のり面工の効果を検討するために、

- ①無補強の斜面、
- ②帯状の引張り補強材を配置した斜面、
- ③引張り補強材に加えて、その先端に のり面工を連結した斜面

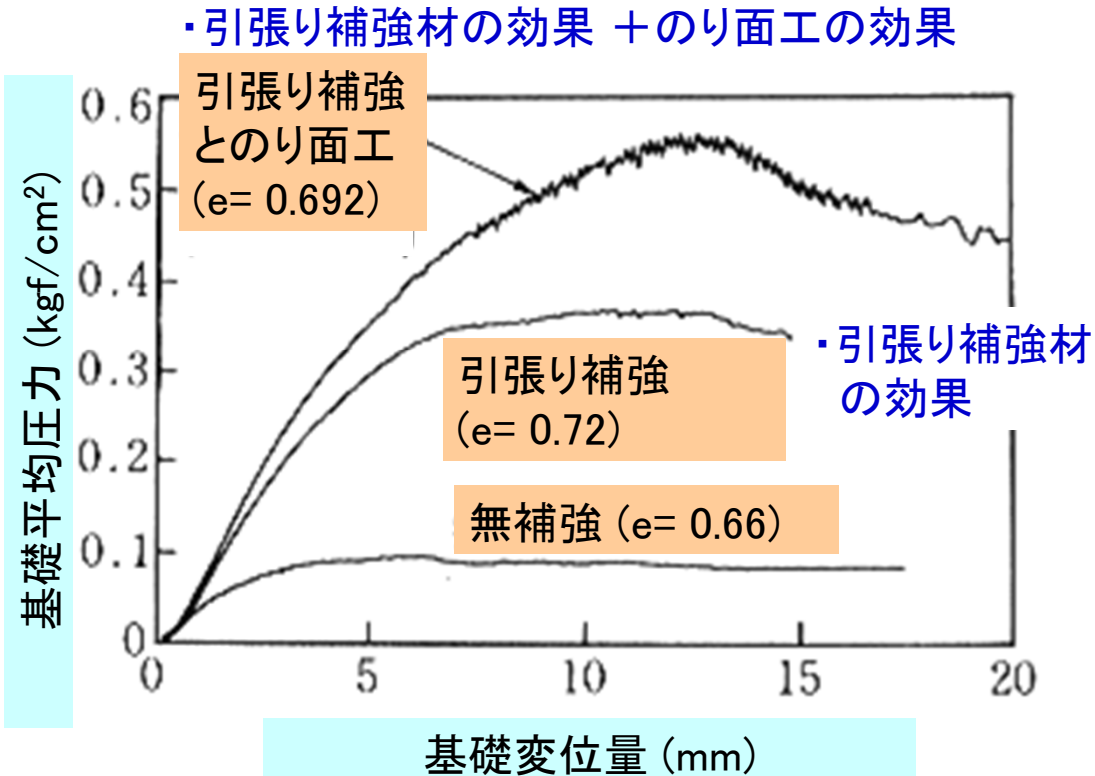
の計三つの斜面で、帯基礎を斜面の天端に配置して荷重Pを加えています。右上の写真は模型を側面から見たものです。

この図に示すすべり面と補強材引張り力は、以下順次説明します。



Gutierrez,V. and Tatsuoka,F. (1988), "Role of facing in reinforcing cohesionless soil slopes by means of metal strips", *Proc. of Int. Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement (IS-Kyushu '88)*, Fukuoka, pp.289-294.

基礎平均圧力が増加するほど、斜面は安定化する

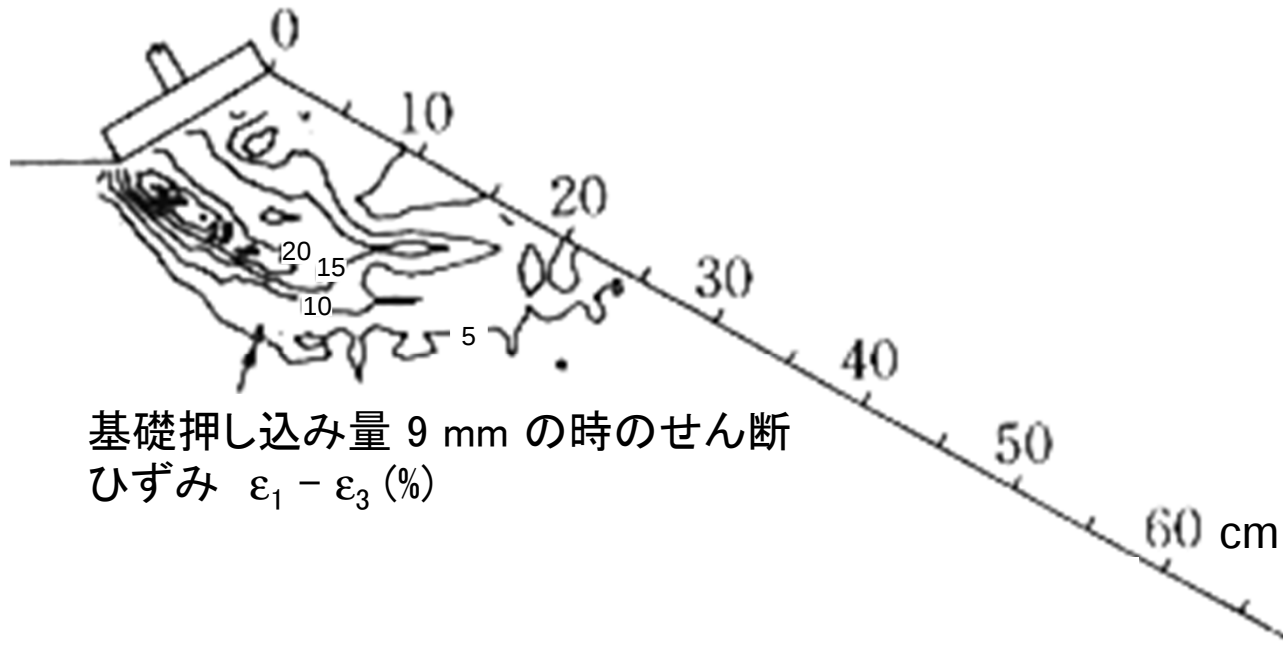


これは、帯基礎に加えた平均圧力と基礎の変位の関係です。基礎平均圧力が増加するほど、斜面は安定化していることになります。

基礎平均圧力の最大値は、
①無補強の斜面、
②帯状の引張り補強材を配置した斜面、
③引張り補強材に加えて、その先端にのり面工を連結した斜面
の順で、次第に大きくなっていることが分かります。

次頁以降で、そのメカニズムを検討します。

無補強斜面内のひずみ分布



基礎押し込み量 9 mm の時のせん断
ひずみ $\varepsilon_1 - \varepsilon_3$ (%)

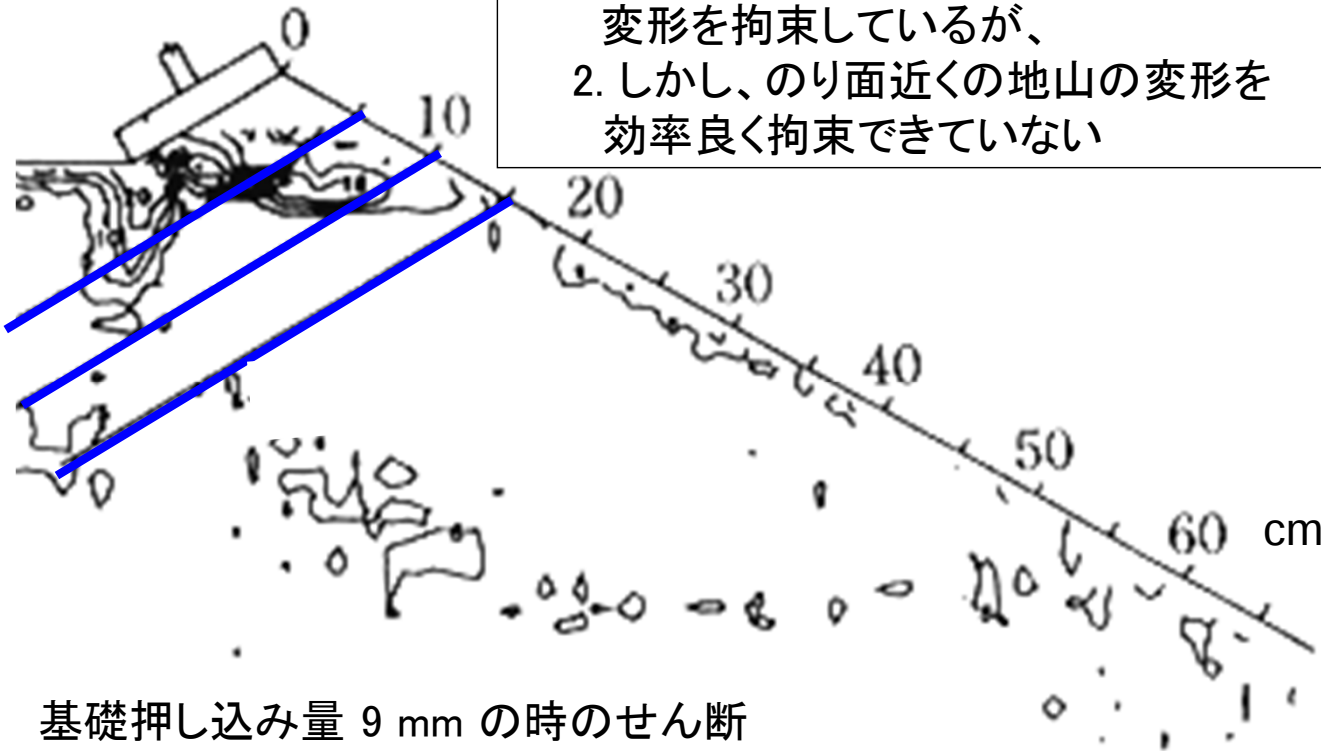
これは、無補強斜面の模型の脇から撮影した写真を解析して得られた、模型側面で見られた最大せん断ひずみ $\varepsilon_1 - \varepsilon_3$ の等高線群を示しています。

基礎の踵(かかと)の位置から斜面内に向かって「せん断ひずみ」が大きい帯状の領域が発達しているのが分かります。

これは、すべり面は、実際は「ひずみ集中しているすべり層」であることを表しています。

引張り補強材:

1. 無補強斜面内のすべり面周辺の変形を拘束しているが、
2. しかし、のり面近くの地山の変形を効率良く拘束できていない



基礎押し込み量 9 mm の時のせん断
ひずみ $\varepsilon_1 - \varepsilon_3$ (%)

これは、無補強斜面で生じた大きなひずみの発達を抑制するために、ひずみが大きな領域内に最大引張りひずみ ε_3 の方向に、各層に帯状引張り補強材を複数配置し、それを三層配置した結果です。

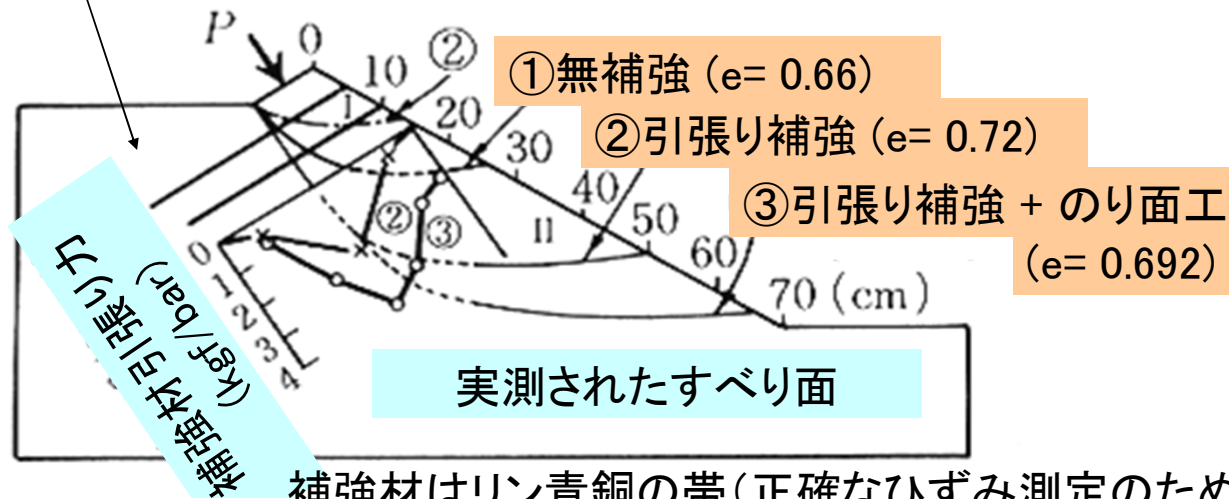
引張り補強材は、無補強斜面内のすべり面周辺の変形を拘束していることが分かります。

しかし、のり面近くの地山の変形を効率良く拘束できていません。その結果、浅いすべりが生じてしまっています。

②の斜面での三層目の補強材に発揮された引張り力の分布」

- ・すべり面位置で最大値
- ・最深部の端部とのり面位置の頭部の自由端では、引張り力はゼロ

空気乾燥豊浦砂

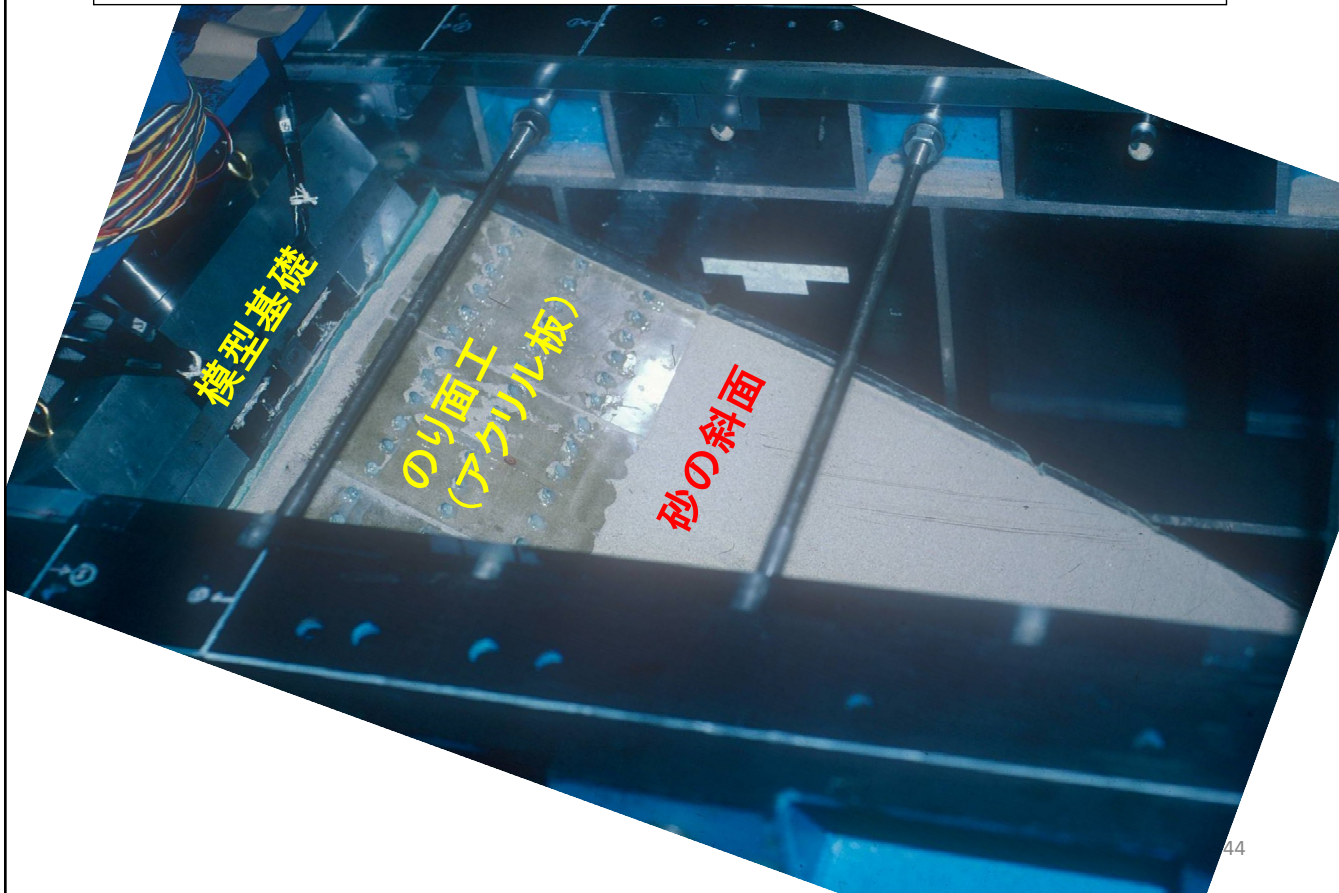


②帯状の引張り補強材を配置した斜面での三層目の補強材に発揮された引張り力の分布を見ると、大きな引張り力が発揮されていて、補強材は働いていることを示しています。

引張り力は、すべり面位置で最大値を示していて、すべり面よりものり面に近い領域の土塊は補強材によって引き留められていること、すべり面より深い領域の土塊は補強材が抜け出ることを抑えていることが分かります。

また、最深部の端部とのり面位置の頭部の自由端では、必然的に引張り力はゼロです。このことが発揮される引張り力の最大値に一定の制約を与えていることが分かります。

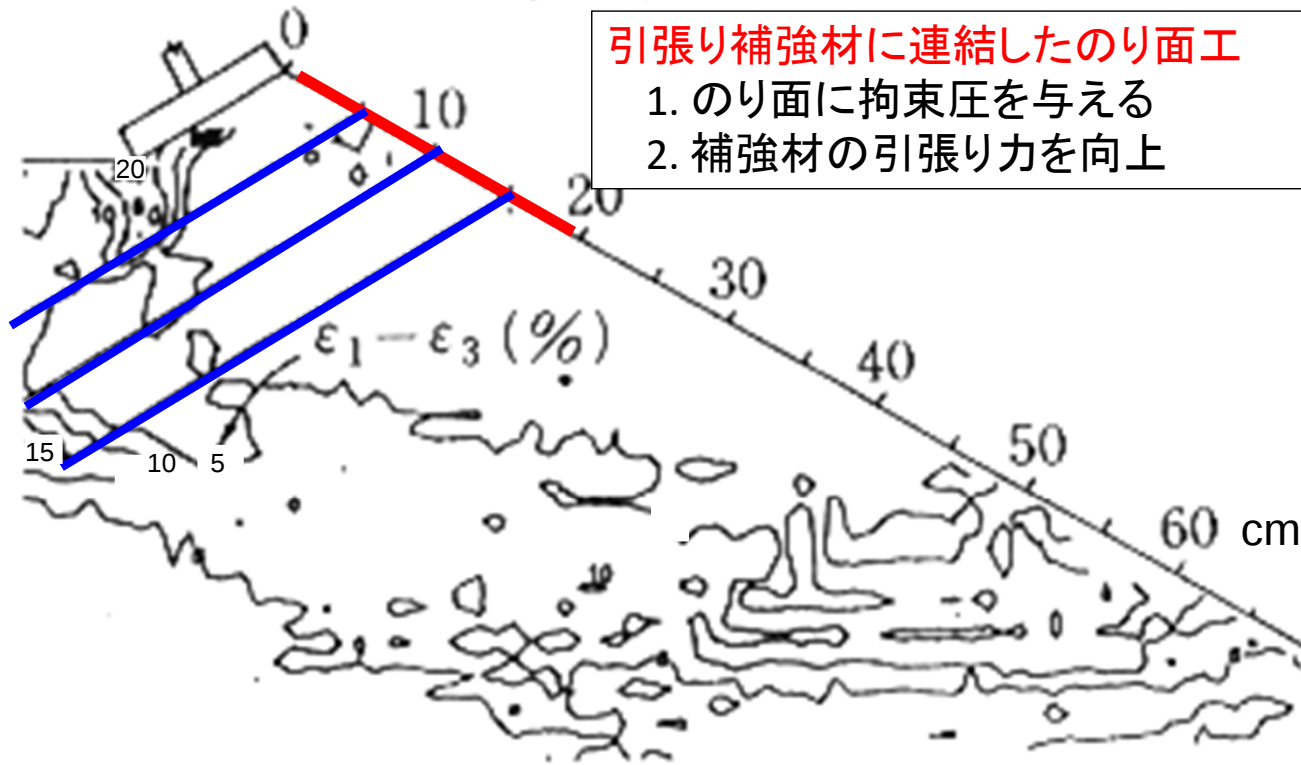
引張り補強材に連結したのり面工を設置した実験



次に、写真に示すように、補強材の頭部にアクリル製ののり面工を連結して配置した模型実験を行っています。

引張り補強材に連結したのり面工

1. のり面に拘束圧を与える
2. 補強材の引張り力を向上



基礎押し込み量 9 mm の時のせん断
ひずみ $\epsilon_1 - \epsilon_3 (\%)$

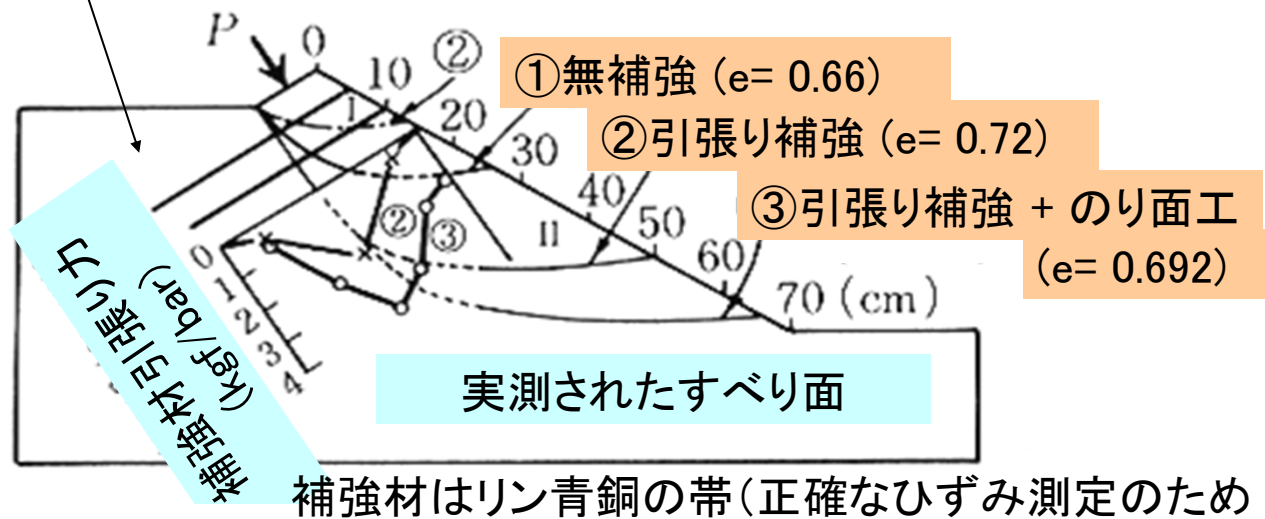
引張り補強材の頭部に連結したのり面工は、のり面に拘束圧を与えることによってのり面近くでのひずみの発達を抑制して、斜面を安定化させています。

すべり層(すべり面)の位置は深くなっています。すべり土塊が大きくなるほど、斜面を破壊するのに必要な外荷重は大きくなります。すなわち、斜面はより安定化したことを意味します。

③の斜面での三層目の補強材に発揮された引張り力の分布」

- ・すべり面位置で最大値
- ・頭部でののり面工と連結部で大きな引張り力→すべり面位置での引張り力を増加

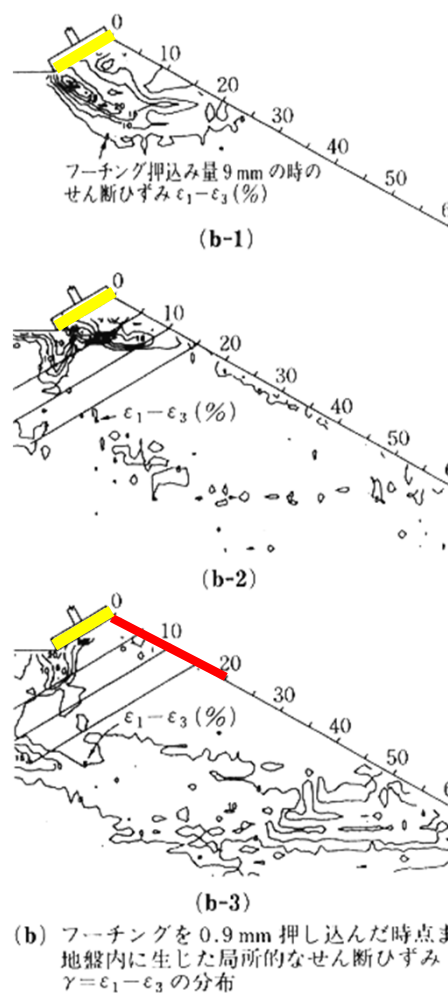
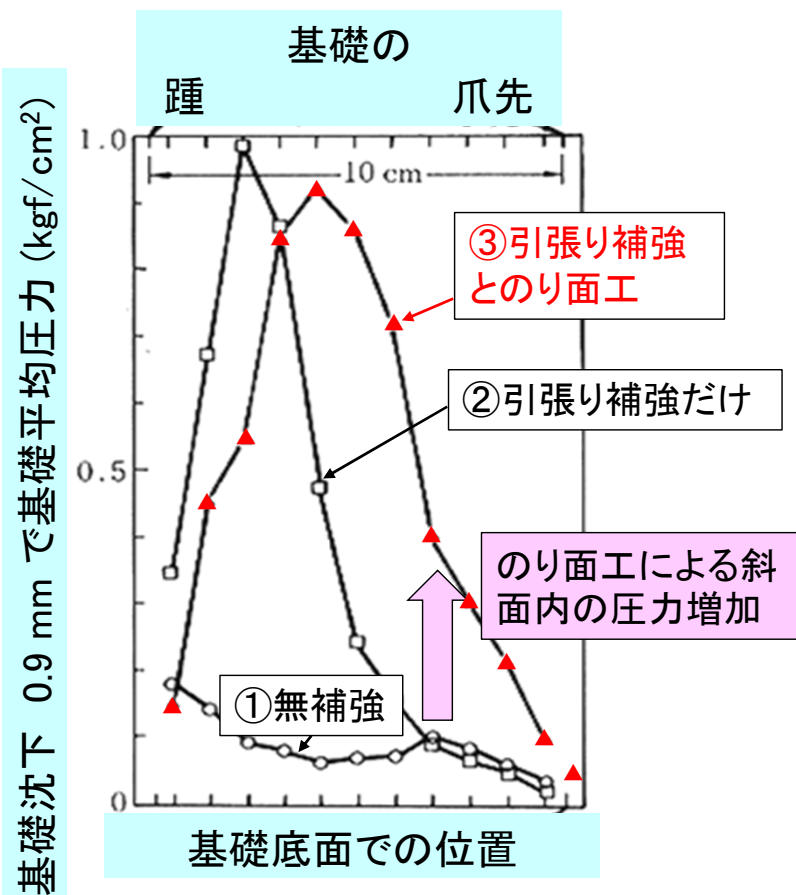
空気乾燥豊浦砂



③帯状の引張り補強材を配置した斜面での三層目の補強材に発揮された引張り力の分布を見ると、②の場合よりも大きな引張り力が発揮されていて、補強材はより有効に働いていることを示しています。

また、頭部でののり面工との連結部において大きな引張り力が発揮されていて、引張り力の最大値を増加させています。

補強による基礎底面の圧力分布の変化



これは、帯基礎の底面での圧力分布の補強による変化です。

①無補強の斜面では、全体的に圧力が低く、斜面の耐力が低いことを示しています。

②引張り補強材を配置した斜面では、踵(かかと)に近くなると圧力が大きくなっているが、のり面に近く爪先に近い位置では圧力は大きくなっていません。これは、引張り補強材だけではのり面に近いすべりの発生を抑制できず、のり面近くの斜面の耐力は小さいままであったことを示しています。

③引張り補強材に加えて、その先端にのり面工を連結した斜面では、のり面に近い位置でも圧力が増加しています。これは、のり面工によってのり面近くの斜面が拘束されて耐力が増加したことを示しています。

地山補強土工法の模型実験のまとめ

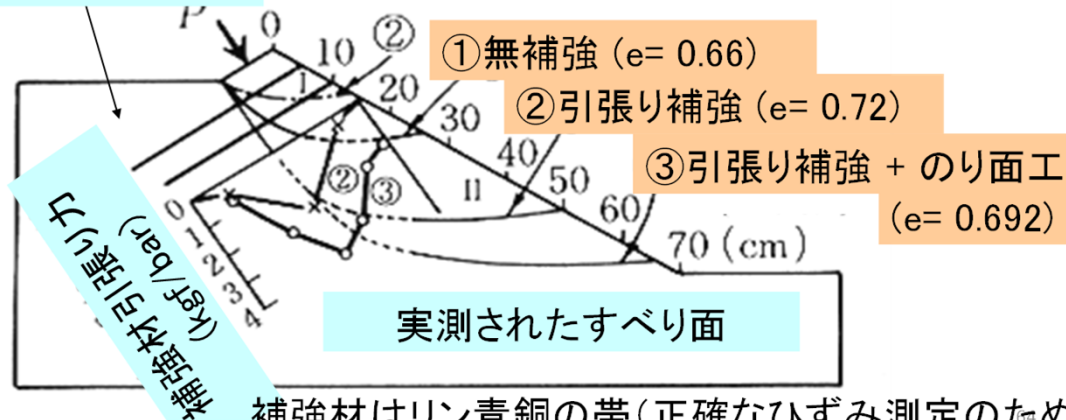
引張り補強材の機能:

1. 無補強斜面内のすべり面周辺の変形を拘束
2. しかし、引張り補強材単独では、のり面近くの斜面の変形を効率良く拘束できない

引張り補強材に連結したのり面工の機能

1. のり面に拘束圧を与えて、浅いすべりの発生を防止する
2. 補強材の引張り力を向上し、斜面全体の安定性を向上

空気乾燥豊浦砂



地山補強土工法の模型実験の結果のまとめです。

引張り補強材の機能としては:

1. 無補強斜面内のすべり面周辺の変形を拘束する。
2. しかし、引張り補強材単独では、のり面近くの斜面の変形を効率良く拘束できない。

引張り補強材に連結したのり面工の機能としては、

1. のり面に拘束圧を与えて、浅いすべりの発生を防止する。
2. 補強材の引張り力を向上して、斜面の安定性を向上させる。

補強のメカニズムのまとめ

基本原理:

無補強の盛土・地盤の破壊時に、その内部で発生するひずみを、
補強によって抑制

⇒そのひずみが発生する領域の位置と最小ひずみ(最大引張りひずみ)の方向が重要な情報

3) 抗土圧 — 補強土擁壁

(第二回での説明の発展、次節で詳細に議論)

従来形式の擁壁は片持ち梁構造、補強土壁は非片持ち梁構造
引張り補強による擁壁の安定化

補強材の剛性と壁面工の剛性による四つの分類

- ・補強材の素材の剛性だけが重要な要因ではない
 - ・壁面工の剛性・一体性も、補強土壁の安定には非常に重要
- 段階施工による剛な一体壁面工の建設

次回は、3)土圧に抵抗する
補強土擁壁での補強メカニズムについてです。