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.12

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

地山補強土工法の二回目です。

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

今日は、地山補強土工法による斜面・擁壁の耐震化がテーマです。

地山補強土工法の本来の性能設計 － 1

■要求される性能の明確化

1)常時、過大な残留変形を発生しないこと

2)異常時（地震、豪雨・長雨等）に、所定の安定性を保っていること

⇒補強材は、異常時に最大の能力を発揮

常時（地震時、豪雨・長雨ではない時）：

地山内に大きなサクションが作用

地震力は作用していない

→常時に測定した引張り力は、異常時に対する設計値よりも小さい

・これをもって、引張り補強材は無用であり、
地山補強土工法は過大設計、と言うことにならない

・常時の引張り力の測定値を「設計引張り許容抵抗」として設計するのは大変危険

どのような社会基盤構造物も、それに対して要求される性能を実現するように設計・建設されるのが基本です。 地山補強土工法に本来要求されるの性能も、1), 2)のように、明確化する必要があります。

ここで注意することは、補強材は異常時に最大の能力を発揮する必要があるので、常時で地山内に大きなサクションが作用していたり、地震力は作用していない時に測定した引張り力は、異常時に対する設計値よりも小さい、と言うことです。

従って、常時の引張り力の測定値を「設計引張り許容抵抗」として設計するのは大変危険です。

地山補強土工法の本来の性能設計 － 2

■要求される性能の明確化
1)常時、過大な残留変形を発生しないこと
2)異常時（地震、豪雨・長雨等）に、所定の安定性を保っていること

■地山補強土工法の本来の総合費用便益比：

$$\frac{\text{総合要求性能(Life cycle performance)}}{\text{総合コスト(建設費＋長期維持管理費; Life cycle cost)}}$$

→この比で評価すれば、従来工法に対して地山補強土工法は有利！

耐豪雨設計・耐震設計（併せて耐災設計）をする場合は、この比が高くなる
→耐災設計をするほど、地山補強土工法が採用されるようになる
■しかし、現状では耐災設計をしない場合もある⇒その結果、地山補強土工法がコストが掛かる、という理由で採用されないことがある。
こも問題は、後程議論する

地山補強土工法の本来の総合費用便益比は、

① 総合要求性能(Life cycle performance)の

② 総合コスト(建設費＋長期維持管理費; Life cycle cost)

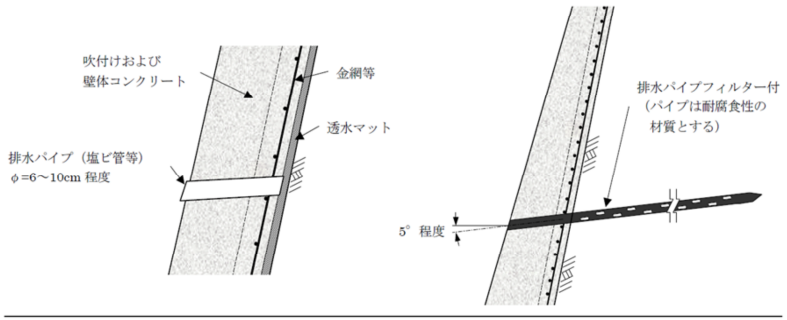
に対する比であり、この比で評価すれば、従来工法に対して地山補強土工法は有利となる。たとえば、耐豪雨設計・耐震設計をする場合は、この比が高くなり、その結果これらの設計をするほど、地山補強土工法が採用されるようになります。

しかし、現状では耐新設計をしない場合もあり、その場合は、地山補強土工法がコストが掛かる、という理由で採用されないことがあります。

地山補強土工法の本来の性能設計 － 3

■要求される性能の明確化
1)常時に、過大な残留変形が発生しないこと
2)異常時（**地震**、**豪雨**等）に、所定の安定性を保つこと

⇒豪雨・長雨対策として、排水設備は重要
・荷重としての間隙水圧とそれによる浸透力、および地山自重の軽減
・サクションの維持と正の間隙水圧の発生の防止→有効応力の維持
　→地山のせん断強度と引き抜け抵抗の維持



(a) 標準の排水パイプ　　(b) 地山奥への排水パイプの打設

解説図-6.31　排水工の例 [2)]

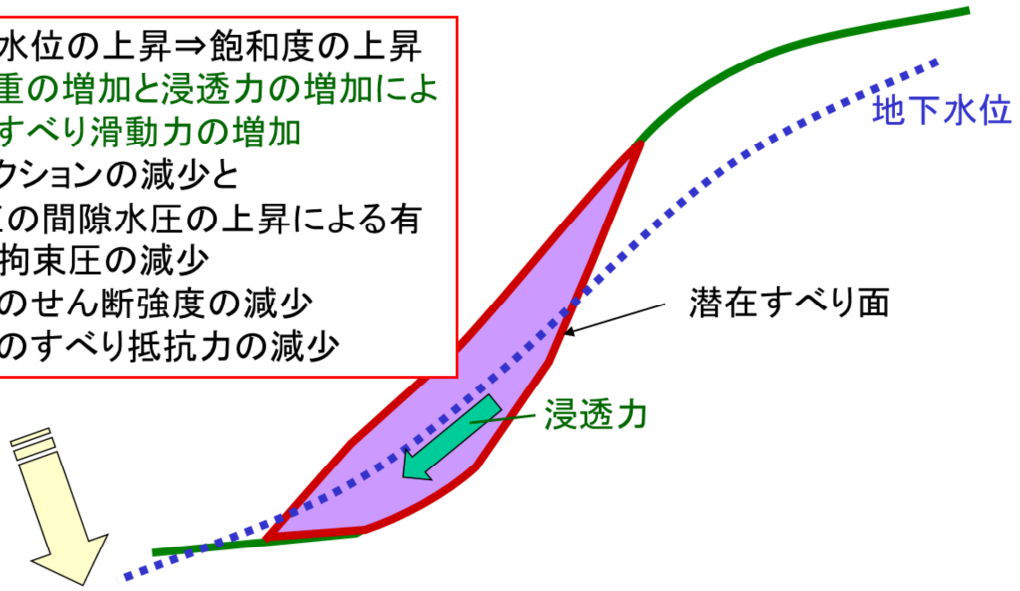
豪雨・長雨対策として、排水設備は、次の二点で重要です。

①荷重としての間隙水圧とそれによる浸透力、および地山自重の軽減

②正の間隙水圧の発生の防止→有効応力の維持→地山のせん断強度と引き抜け抵抗の維持

斜面の安定性に対する豪雨・長雨の二重の負の影響と排水の二重の効果

地下水位の上昇⇒飽和度の上昇
1)自重の増加と浸透力の増加によるすべり滑動力の増加
2)サクションの減少と
　正の間隙水圧の上昇による有効拘束圧の減少
→土のせん断強度の減少
→土のすべり抵抗力の減少



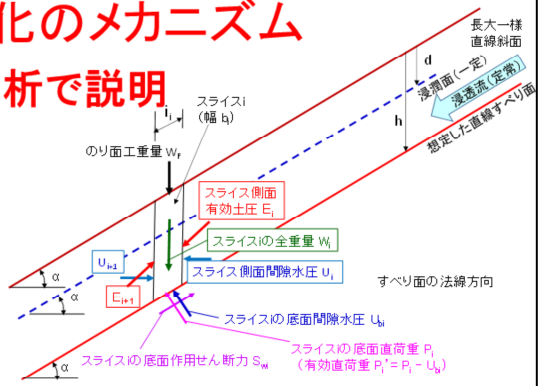
安全率=すべり抵抗力/すべり滑動力 の減少

⇒排水による地下水位の低下による安全率の上昇

これは、斜面の安定性に対する豪雨・長雨の二重の負の影響と排水の二重の効果をまとめたものです。

地下水位上昇による斜面不安定化のメカニズム

基本を、長大一様直線すべりの安定解析で説明



地下水位の上昇による斜面不安定化

①浸透力増加、および

　自重の増加による滑動力増加

②土のせん断強度低下による滑動抵抗力の低下

- 間隙水圧の増加（すなわち浮力の増加）に伴う有効拘束圧の低下による排水せん断強度の低下
- 湿潤化・飽和化によるサクションの低下による見かけの粘着力c_aの低下
- 緩詰め場合は、飽和化による非排水せん断によるせん断強度の低下

→以下、これらの要因**を考慮する方法**を説明する。
これらの要因を考慮した斜面の円弧すべり安定解析は、ここで説明する解析法の応用であり、基本的に同じ内容を持っている。

龍岡文夫(2017): 総説：　斜面・土構造物の補修・補強の必要性・目標設定と工法評価、特集「斜面・土構造物の補修・補強技術」、雑誌基礎工, 2017年10月号、2-9頁

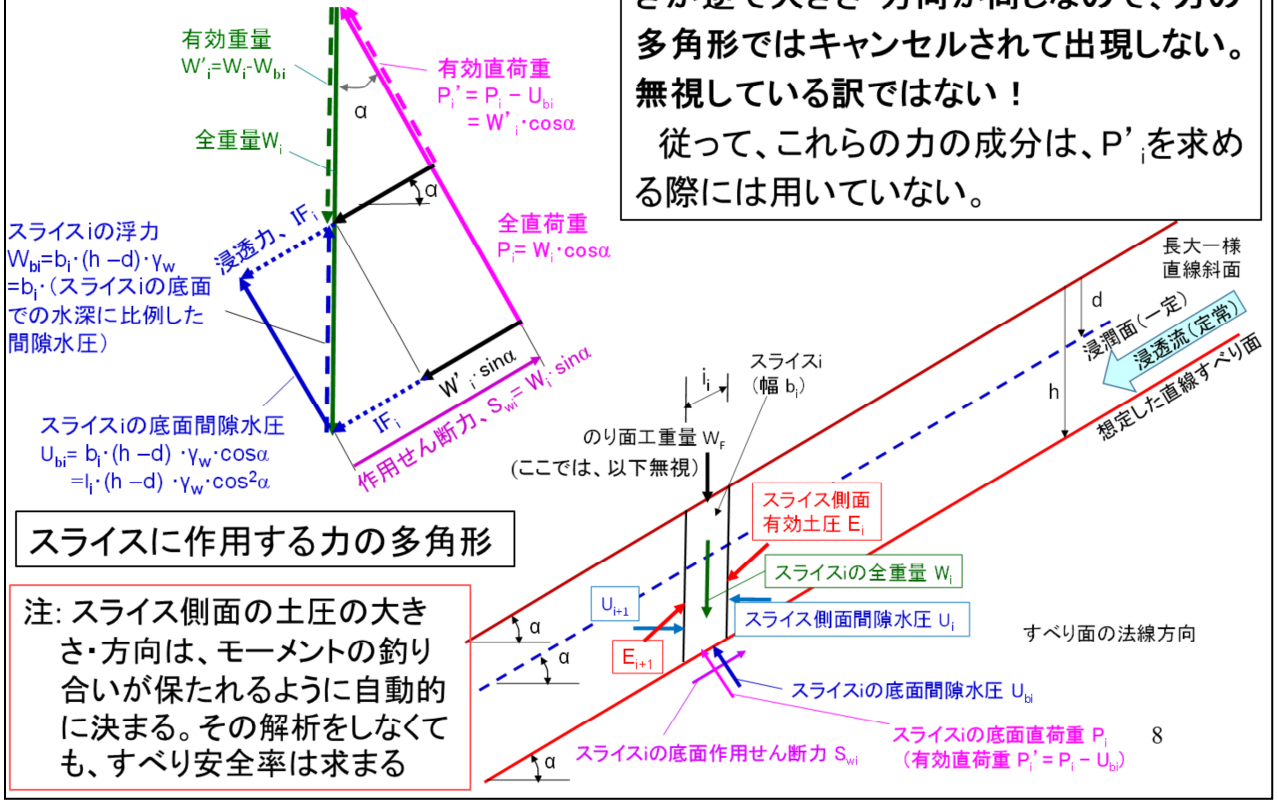
ここで、地下水位の上昇に伴う斜面不安定化のメカニズムの基本を、長大一様直線すべりの安定解析で説明します。

詳細に説明してあるので、順を追って読んでください。

定常浸透流がある長大一様直線斜面(排水状態での例)

スライスiの両鉛直側面に作用する土圧E_i, E_{i+1}と間隙水圧U_i, U_{i+1}は、それぞれ向きが逆で大きさ・方向が同じなので、力の多角形ではキャンセルされて出現しない。無視している訳ではない！

従って、これらの力の成分は、P'_iを求める際には用いていない。



スライスに作用する力の多角形

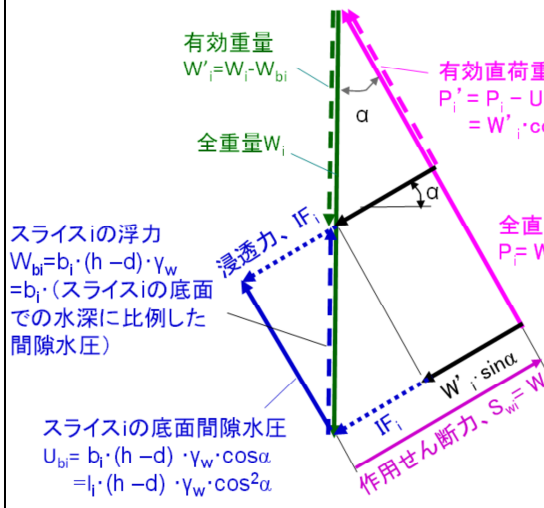
注: スライス側面の土圧の大きさ・方向は、モーメントの釣り合いが保たれるように自動的に決まる。その解析をしなくても、すべり安全率は求まる

これは、各スライスに作用する荷重・力の説明です。力の多角形が閉じている必要があります。

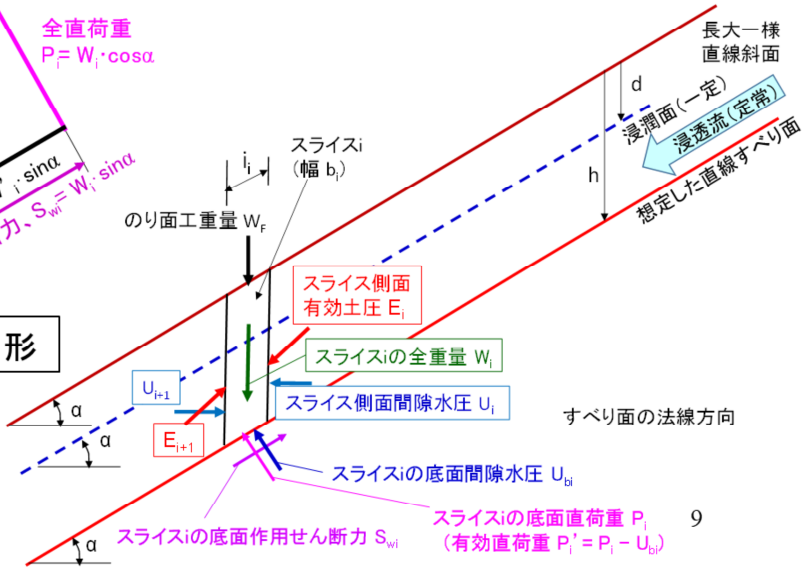
定常浸透流がある長大一様直線斜面(排水状態での例)

全応力でのつり合い： W_i, S_{wi}とP_iで釣り合っていて、閉じた三角形を形成

- $P_i = P_i' + $スライス底面間隙水圧$U_{bi}$
- U_{bi}は、浮力W_{bi}と浸透力IF_iに分解される
  この求め方には注意が必要

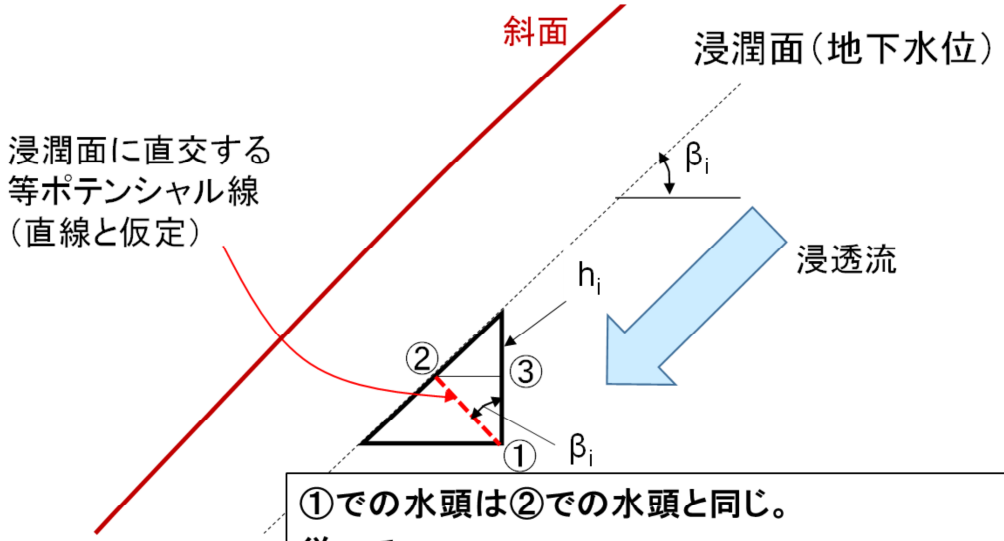


スライスに作用する力の多角形



水圧、浮力、浸透力の関係を理解することが必要です。

浸透流がある斜面内の間隙水圧



①での水頭は②での水頭と同じ。
従って、
①での間隙水圧u_{bi}は$h_i \cdot \gamma_w$(静水圧）ではなくて
①−③間の水深(=$h_i \cdot \cos^2\beta_i$)による値= $h_i \cdot \gamma_w \cdot \cos^2\beta_i$

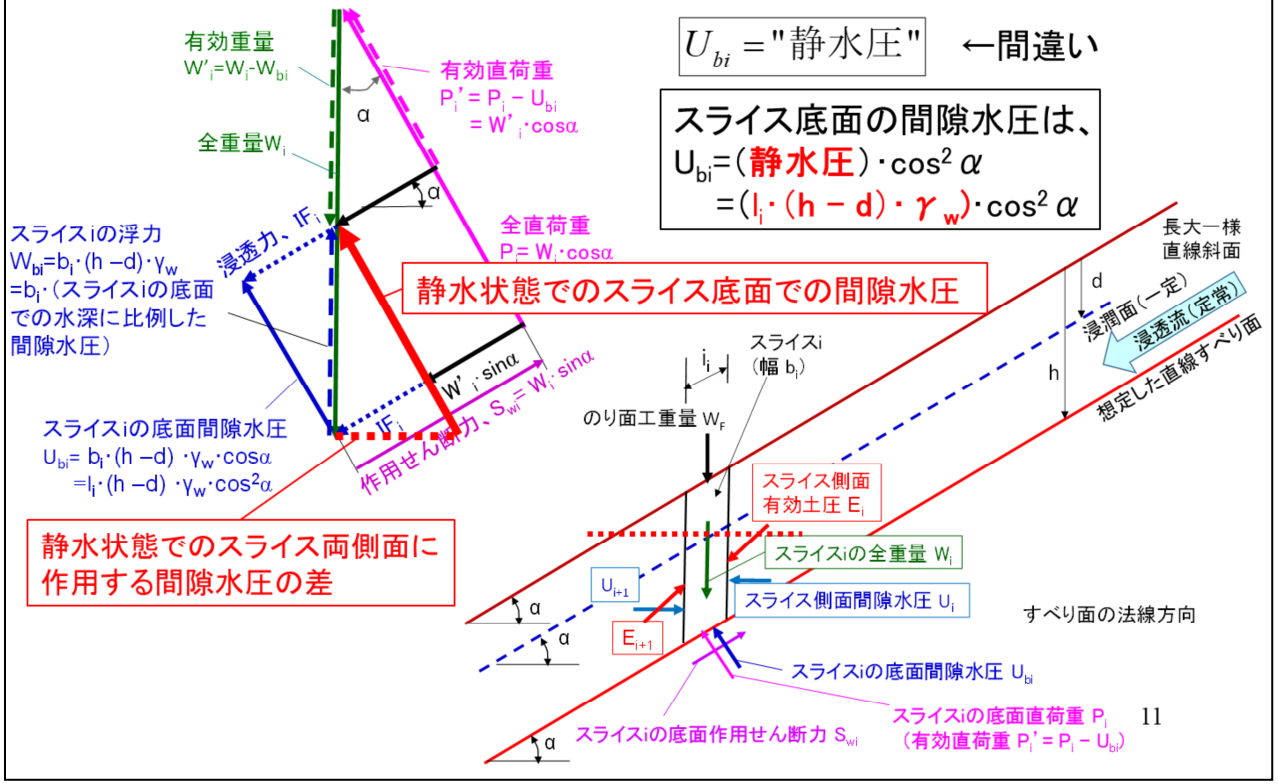
浸透流がある場合の間隙水圧は、静水時の間隙水圧とは異なります。

定常浸透流がある長大一様直線斜面(排水状態での例)

$P'_i = W_i \cdot \cos\alpha_i$ – スライス底面の間隙水圧 $U_{bi} = W_i' \cdot \cos\alpha_i$ ←正しい

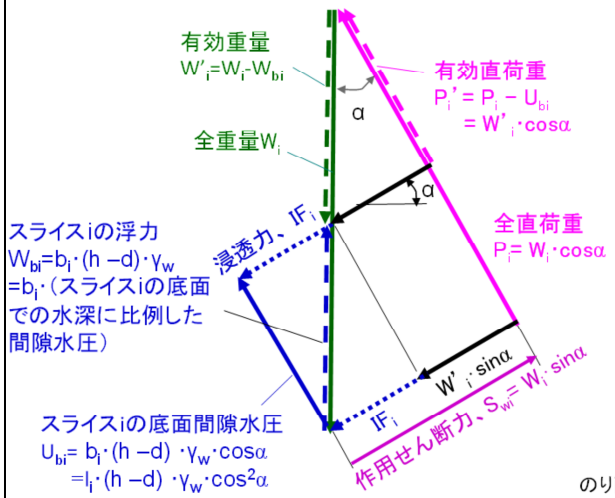
U_{bi} = "静水圧" ←間違い

スライス底面の間隙水圧は、
U_{bi}=(**静水圧**)・$\cos^2\alpha$
=(i_i・(h − d)・γ_w)・$\cos^2\alpha$



浸透流がある場合の間隙水圧は、静水時の間隙水圧とは異なることを考慮して、スライス底面に作用する有効直荷重P'$_i$を求める必要があります。

定常浸透流がある長大一様直線斜面(排水状態での例)

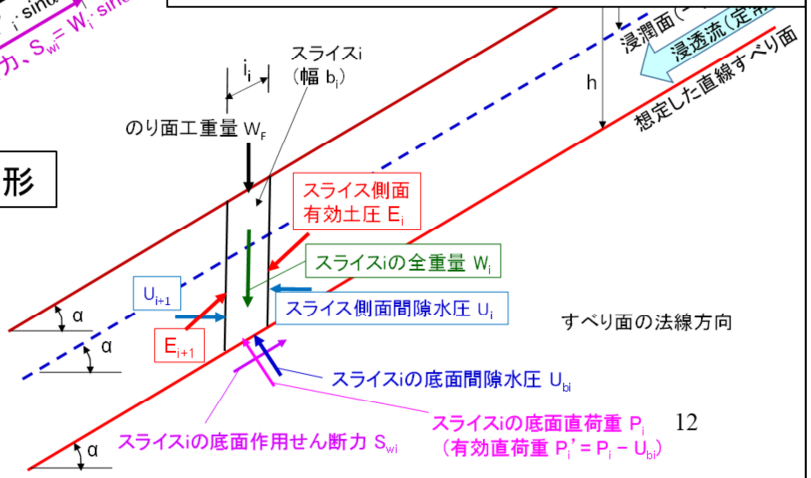


■スライス底面の間隙水圧U_{bi}は浸透力の影響を受けるため、U_{bi}=(静水圧)$\cdot\cos^2\alpha$である。U_{bi}は、浮力を作用させて有効重量W'_iを減少させ、その結果P'_iを低下させて、せん断強度を低下　⇒安全率の低下

■浸透力は、P'_iを求める式に直接に含まれない。しかし、**安全率の式の分母である作用せん断力**$S_{wi}=W_i\cdot\sin\alpha$に含まれている。

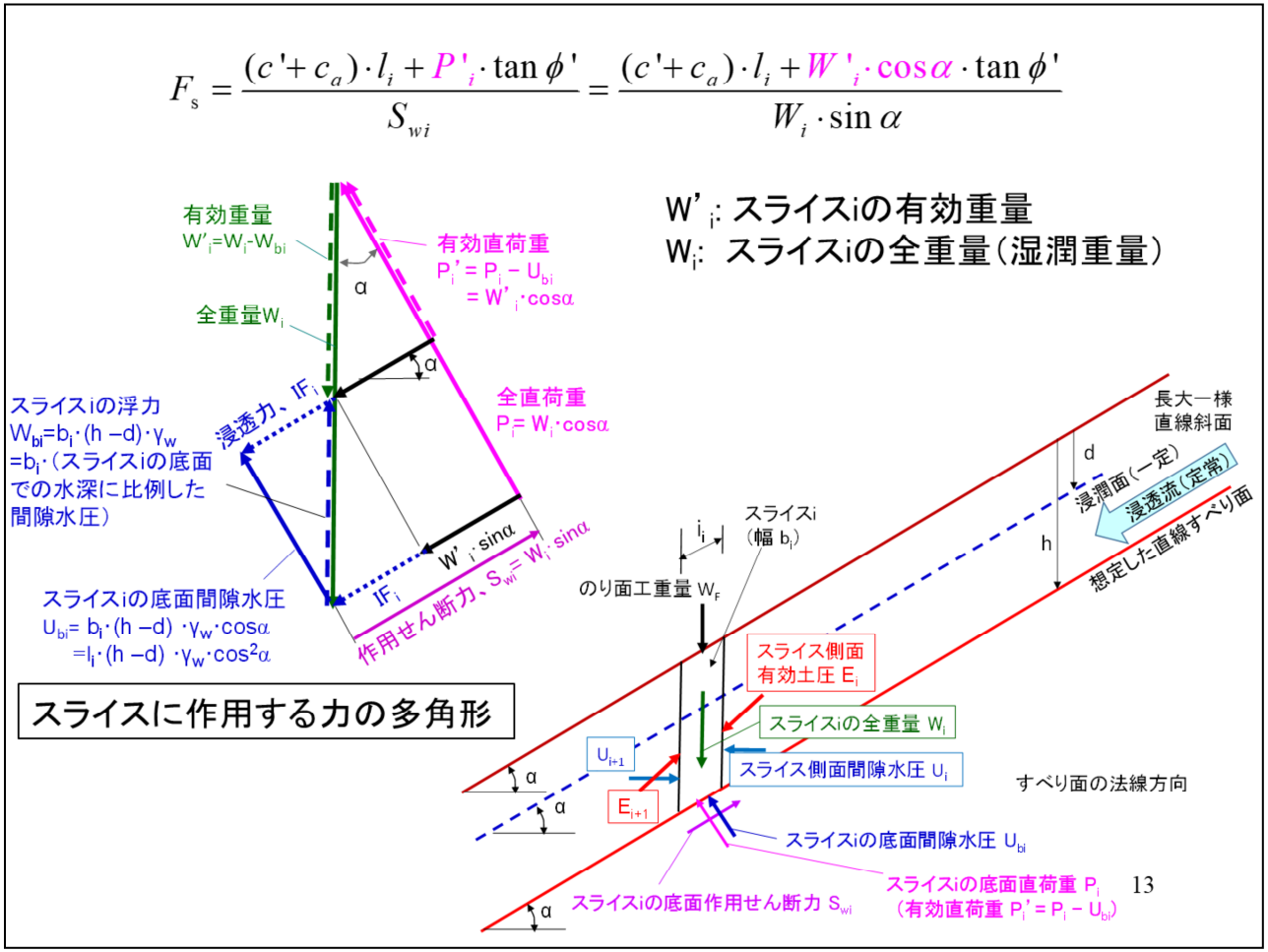
$S_{wi}=W_i'\cdot\sin\alpha$は間違っている。

スライスに作用する力の多角形



これは、浸透力を理解するための図です。

$$F_s = \frac{(c'+c_a)\cdot l_i + P'_i \cdot \tan\phi'}{S_{wi}} = \frac{(c'+c_a)\cdot l_i + W'_i \cdot \cos\alpha \cdot \tan\phi'}{W_i \cdot \sin\alpha}$$



これが、定常浸透流がある長大一様斜面のすべり安全率を求める式です。

$$F_s = \frac{(c'+c_a)\cdot l_i + W'_i \cdot \cos\alpha \cdot \tan\phi'}{W_i \cdot \sin\alpha}$$

浸潤面が深い時(d>h): $W'_i = W_i$

$$[F_s]_{d>h} = \frac{(c'+c_a)\cdot l_i}{W_i \cdot \sin\alpha} + \frac{\tan\phi'}{\tan\alpha}$$

浸潤面が浅い時(例: d＝0; c_a=0; $W'_i \approx 0.5W_i$)

$$[F_s]_{d=0} \approx \frac{c'\cdot l_i}{W_i \cdot \sin\alpha} + 0.5\cdot\frac{\tan\phi'}{\tan\alpha}$$

$$\Rightarrow \frac{[F_s]_{d=0}}{[F_s]_{d>h}} \approx \frac{\dfrac{c'\cdot l_i}{W_i \cdot \sin\alpha} + 0.5\cdot\dfrac{\tan\phi'}{\tan\alpha}}{\dfrac{(c'+c_a)\cdot l_i}{W_i \cdot \sin\alpha} + \dfrac{\tan\phi'}{\tan\alpha}}$$

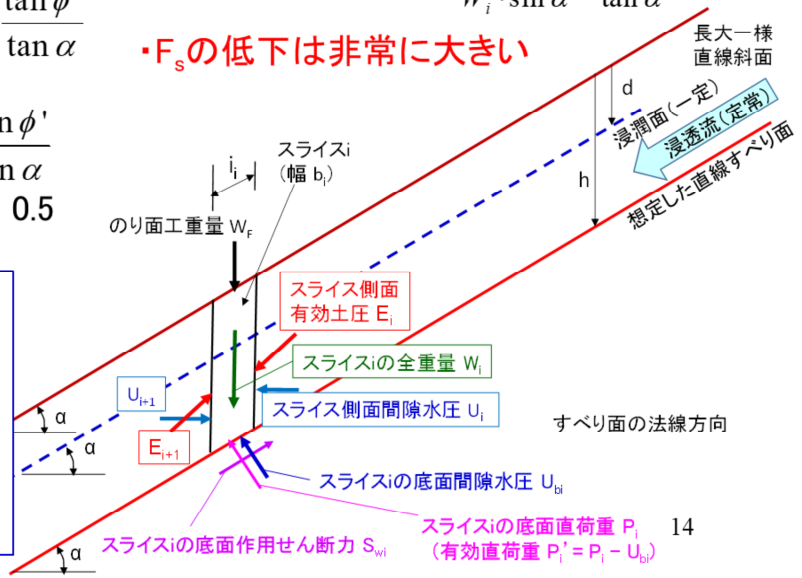
c'=0の時: $\dfrac{[F_s]_{d=0}}{[F_s]_{d>h}} \approx \dfrac{0.5}{\dfrac{c_a \cdot l_i}{W_i \cdot \sin\alpha} / \dfrac{\tan\phi'}{\tan\alpha} + 1} < 0.5$

・F_sの低下は非常に大きい

c'=0の時: $[F_s]_{d=0} \approx 0.5\cdot\dfrac{\tan\phi'}{\tan\alpha}$

$\alpha = \phi'$ の斜面でも、$[F_s]_{d=0} \approx 0.5$

まとめると: c'=0の場合、
浸潤面が地表面まで上昇すると
安全率は元の値の1/2以下の
非常に低い値に低下
→有効な対応策: **浸潤面の低下**
①斜面内への水の供給の防止
②斜面深部からの排水



これが、定常浸透流がある長大一様斜面のすべり安全率が、地下水位の上昇によってどのように低下するのかを説明しています。

c'=0の場合、

浸潤面が地表面まで上昇すると、安全率は元の値の1/2以下の非常に低い値に低下します。

有効な対応策は、浸潤面の低下させることであり、そのためには、

①斜面内への水の供給の防止と、

②斜面深部からの排水

が有効です。

地下水位上昇による斜面不安定化のメカニズム

基本を、長大一様直線すべりの安定解析で説明

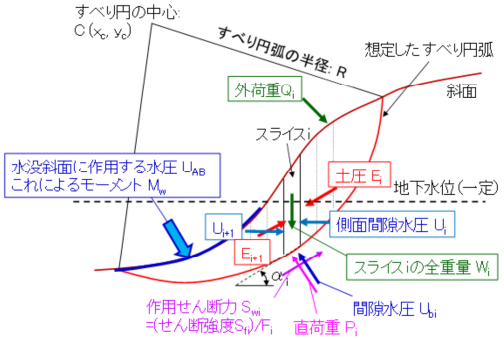
地下水位の上昇による斜面不安定化

①浸透力増加、および自重の増加による滑動力増加

②土のせん断強度低下による滑動抵抗力の低下

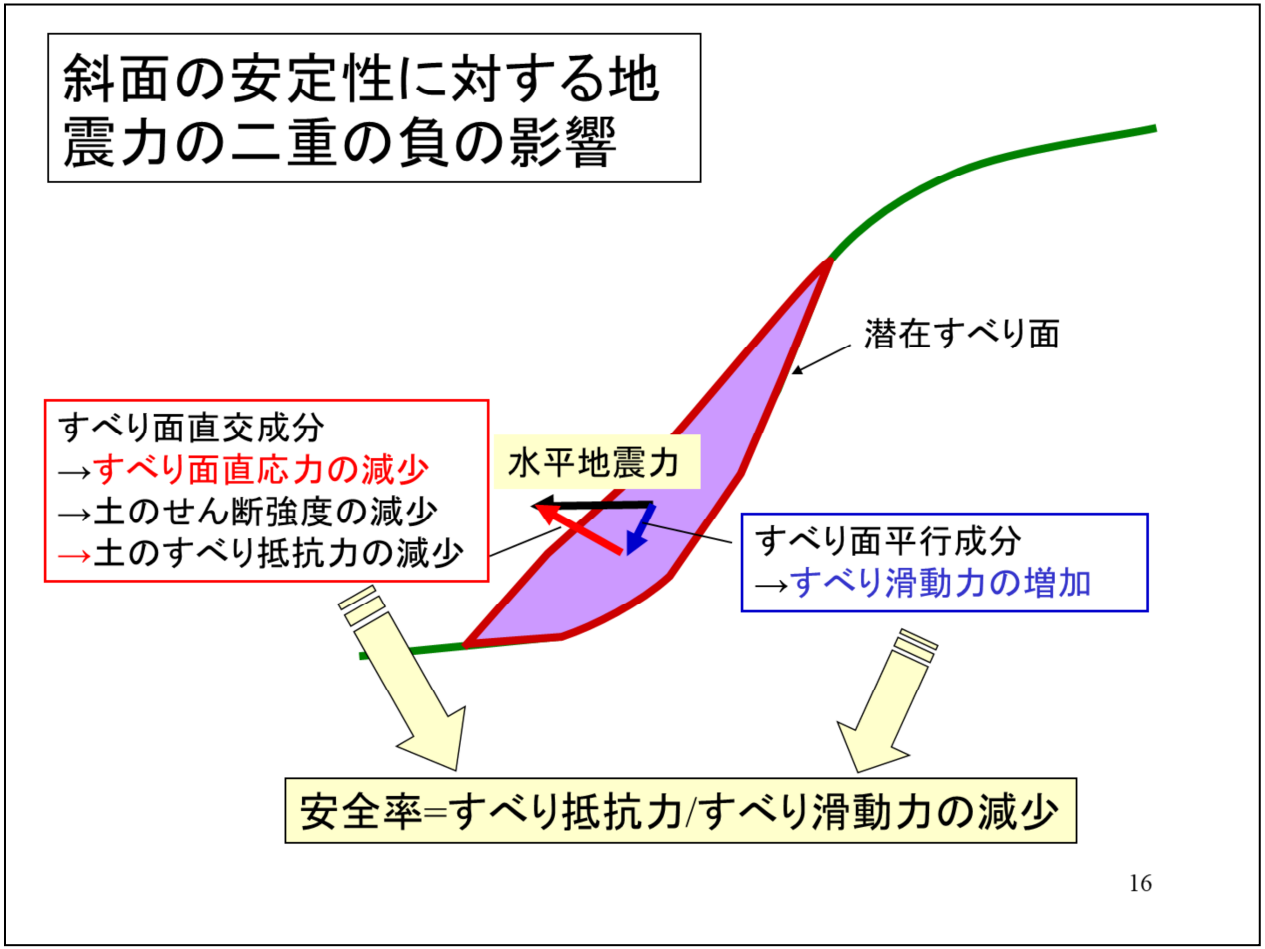
- 間隙水圧の増加（すなわち浮力の増加）に伴う有効拘束圧の低下による排水せん断強度の低下
- 湿潤化・飽和化によるサクションの低下による見かけの粘着力c_aの低下
- 緩詰め場合は、飽和化による非排水せん断によるせん断強度の低下

→これらの要因の効果を考慮した斜面の円弧すべり安定解析は、ここでで説明した解析法と、基本的に同じである。

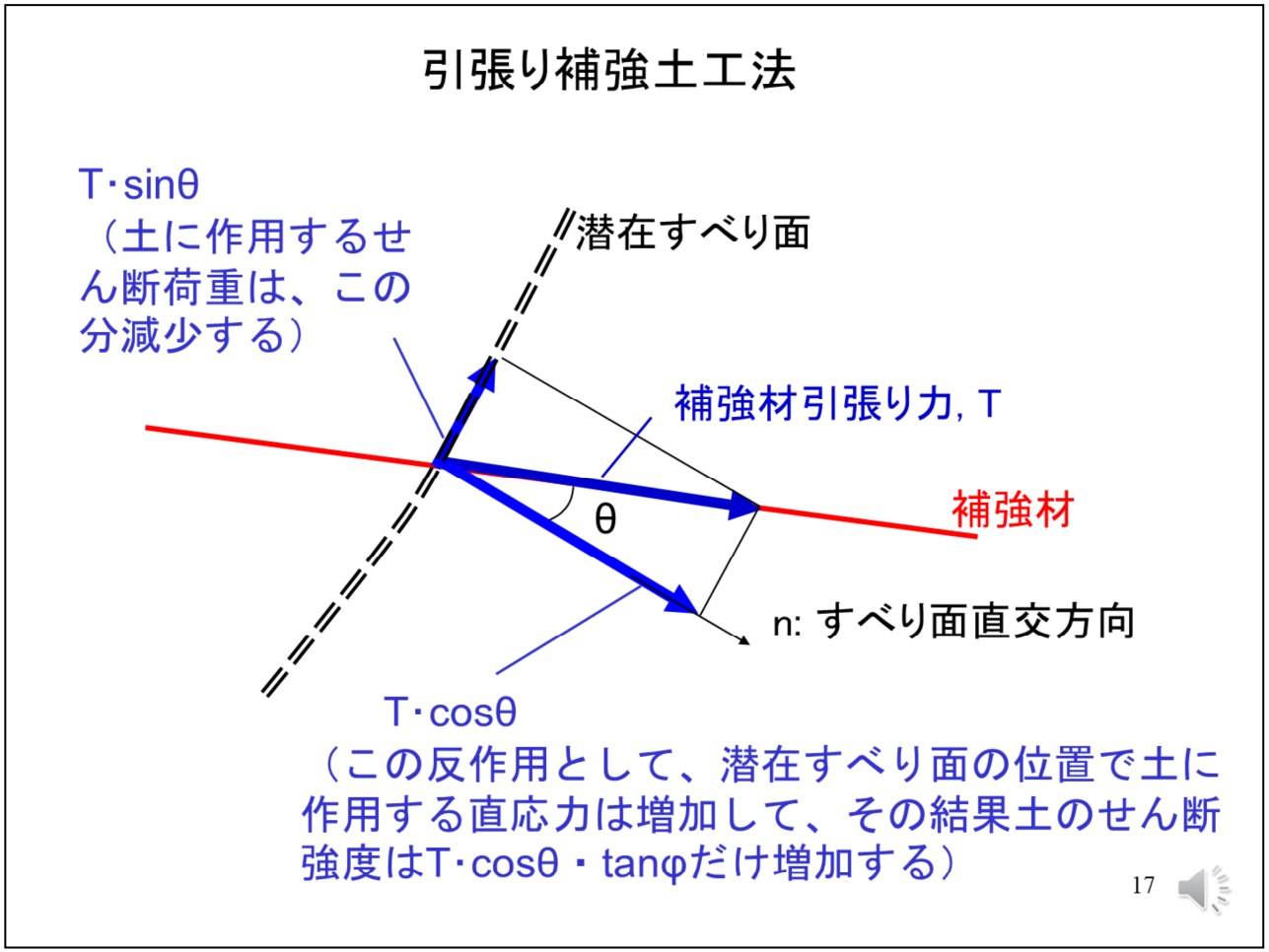


龍岡文夫(2017): 総説： 斜面・土構造物の補修・補強の必要性・目標設定と工法評価、特集「斜面・土構造物の補修・補強技術」、雑誌基礎工, 2017年10月号、2-9頁

これらの要因の効果を考慮した斜面の円弧すべり安定解析は、ここでで説明した解析法と、基本的に同じであり、以下の文献に詳細に説明してあります。



この図は地震力によって、すべり抵抗が減少し、すべり滑動力が増加し、斜面の安定性が低下することを説明しています。



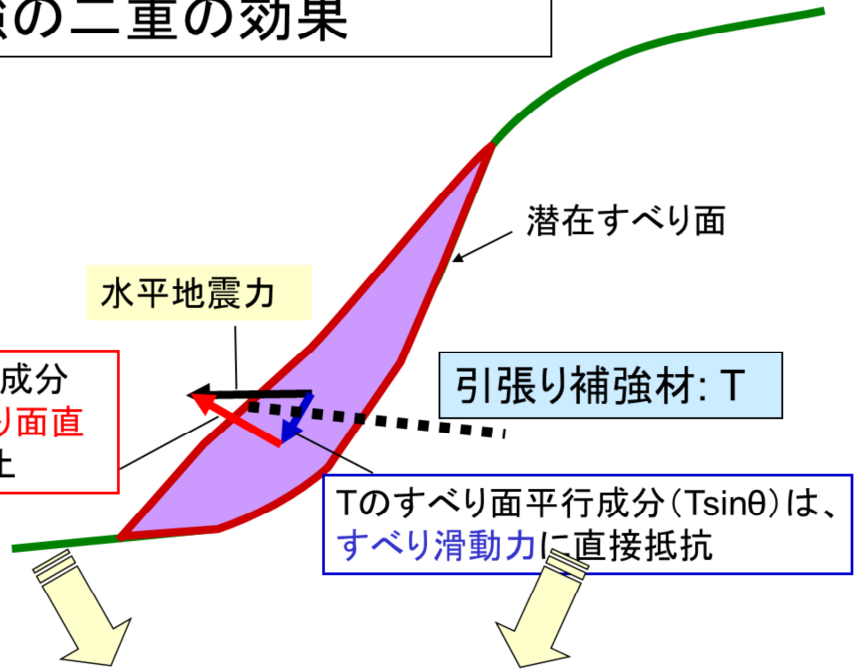
一方、これは引っ張り補強土工法の効果を説明したものです。Tは、潜在すべり面との交点で補強材に発生する引張り力です。

T･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。

T･cosθは、Tのすべり面に直交する方向の成分です。土のせん断強度はT･cosθ・tanφだけ増加します。

このT･sinθとT･cosθは、地震時の斜面の安定性に対する引張り補強の二重の効果に対抗することができます。

地震時の斜面の安定性に対する引張り補強の二重の効果

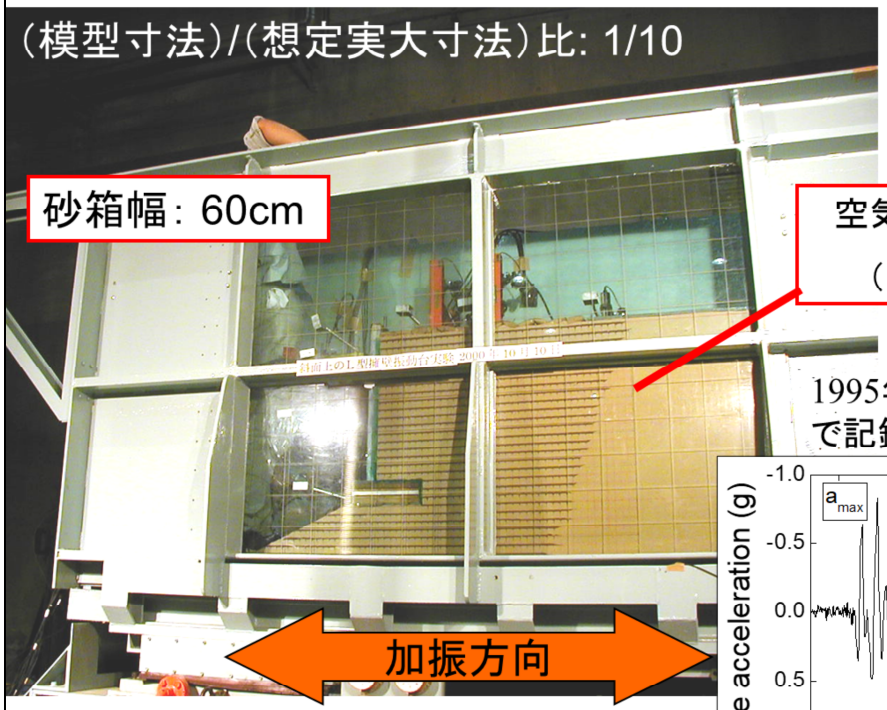


地震荷重による安全率(=すべり抵抗力/すべり滑動力)の減少を防止

18

地山補強土工法によって、すべり抵抗が増加し、すべり滑動力が減少するので 、斜面の地震に対する安定性が増加することを説明しています。

斜面上の擁壁の地震時安定性の振動台実験(1 g)

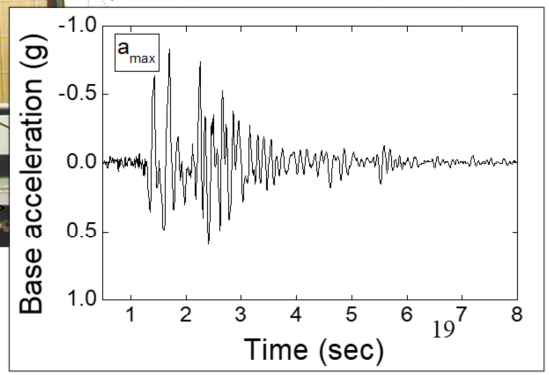


加藤範久氏の修士論文研究での実験

空気乾燥豊浦砂

(D_r= 90 %)

1995年神戸地震で地表面で記録された加速度記録

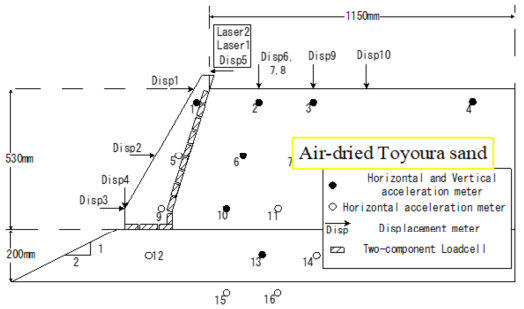


水平加速度振幅a_{max}:
100 galづつ段階的に増加

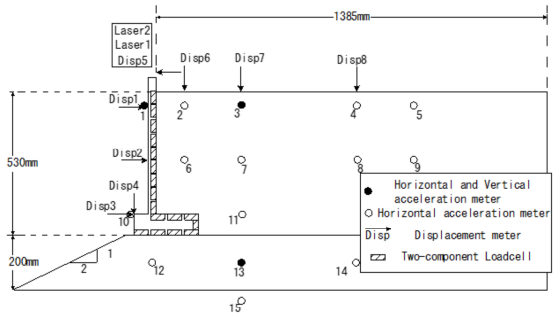
これは、斜面上の擁壁の地震時安定性を地山補強土工法によって向上させる方法を研究するために行った振動台実験です。

5種類の擁壁形式

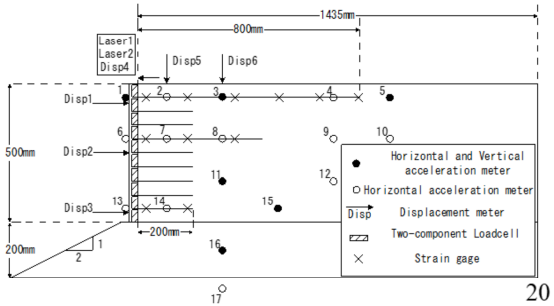
もたれ式擁壁



L型擁壁



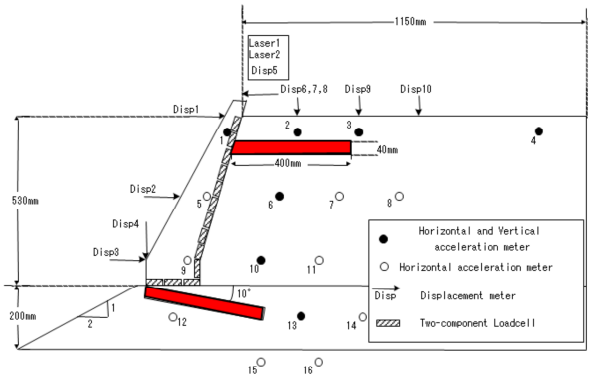
ジオテキスタイル補強土擁壁

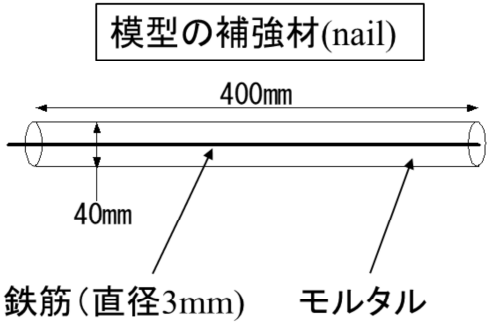


斜面上に建設する場合に地山掘削を少なくする必要があることを想定して、擁壁裏の盛土の底部では補強材層を短くしてある

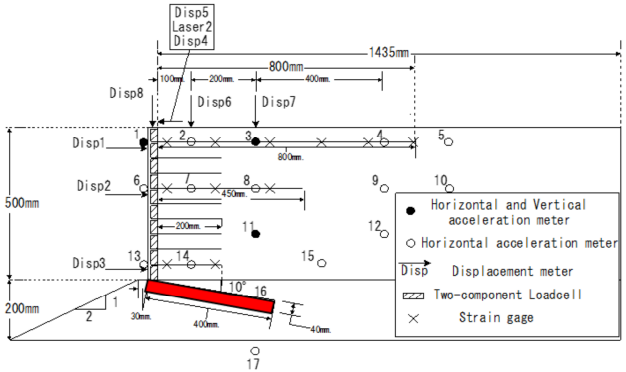
5種類の擁壁を実験しました。この三つは地山補強土工法を用いていない擁壁です。

もたれ式擁壁（盛土・地山を補強）



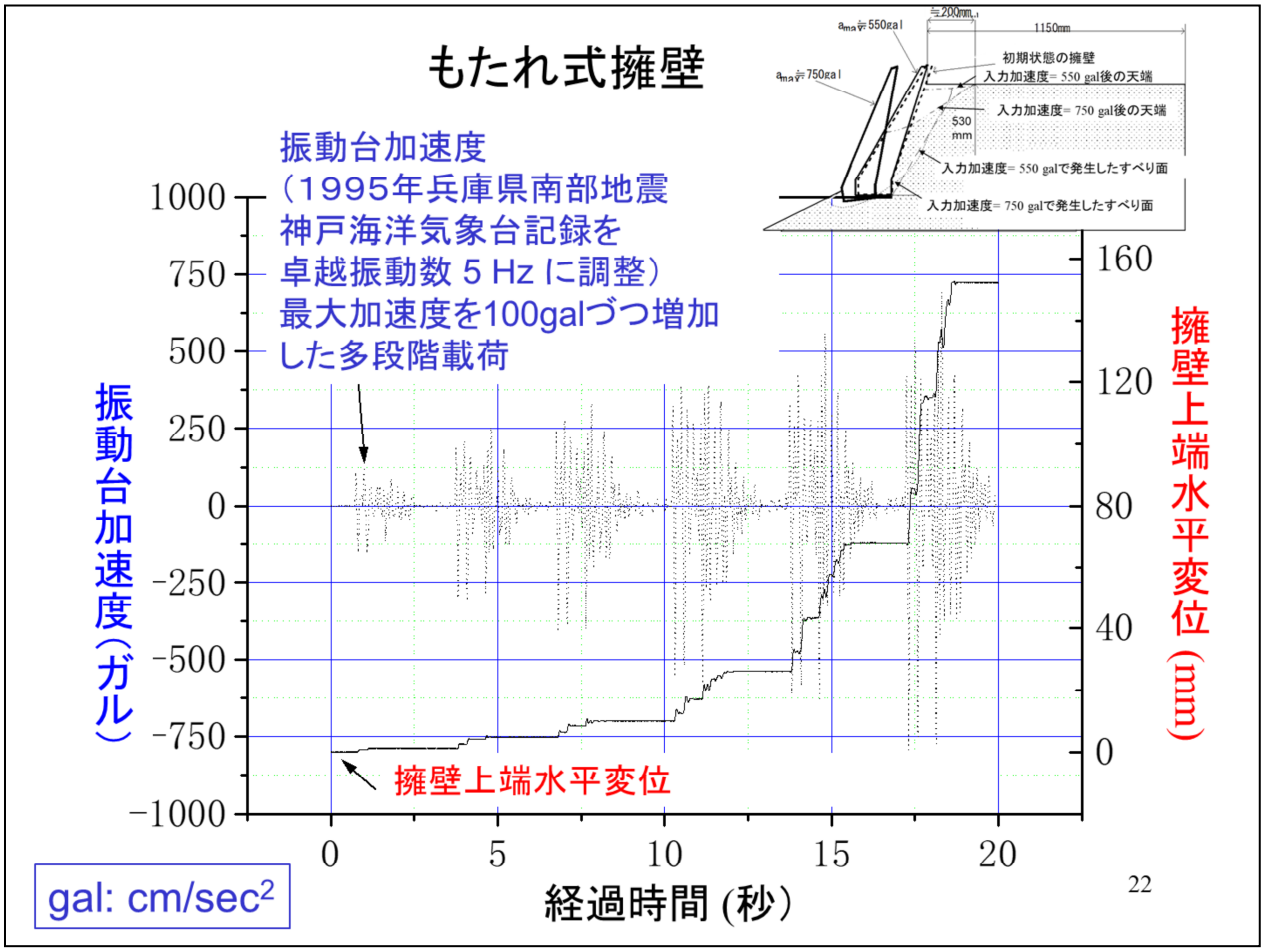


ジオテキスタイル補強土擁壁（地山を補強）

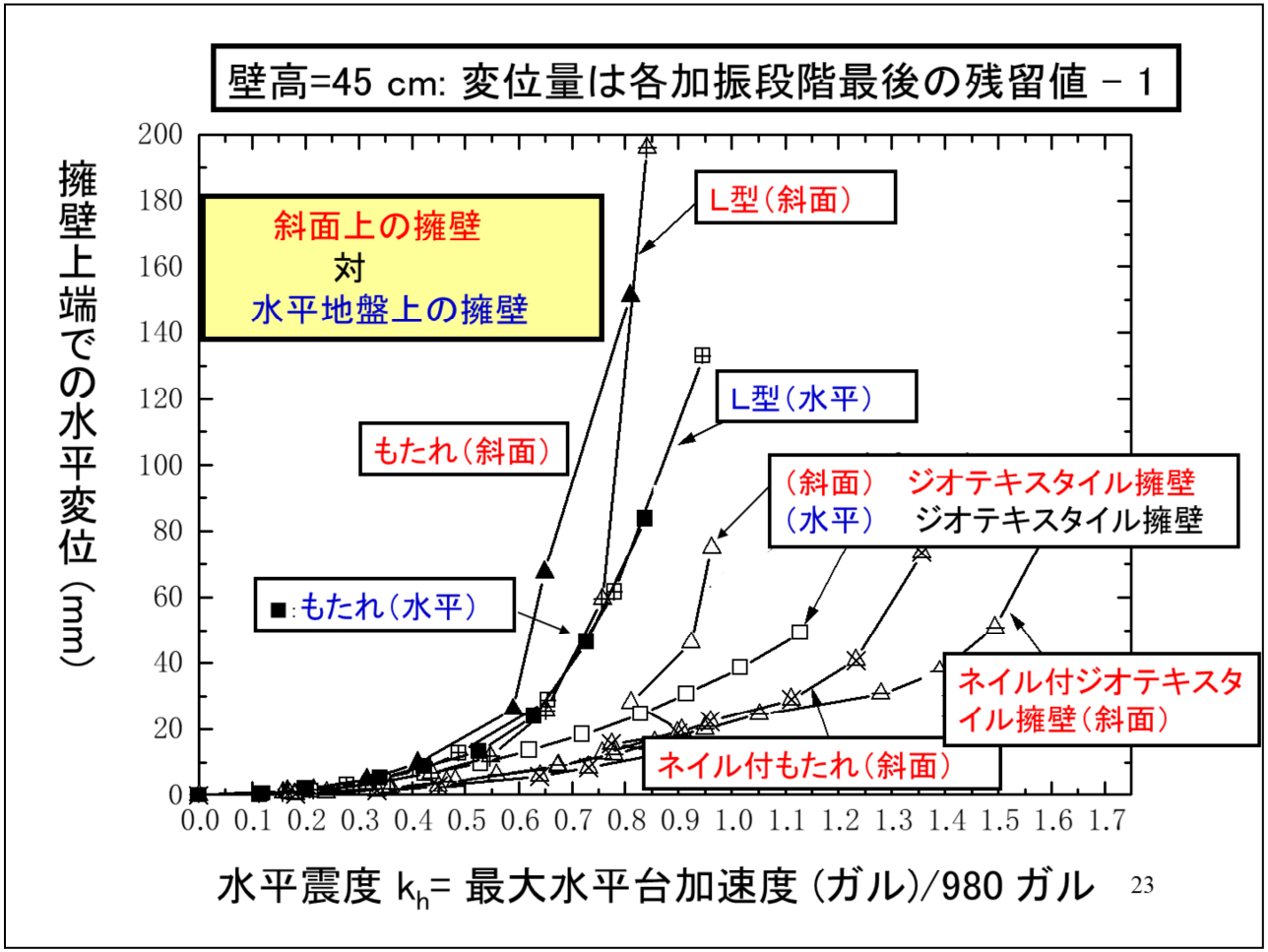


この二つは地山補強土工法を用いている擁壁です。

これらの5つの模型を、水平地盤に設置した場合の実験も行っていますので、合計5X2＝10の実験を行っています。



これは、振動台にどのような入力を与えたのかを示しています。



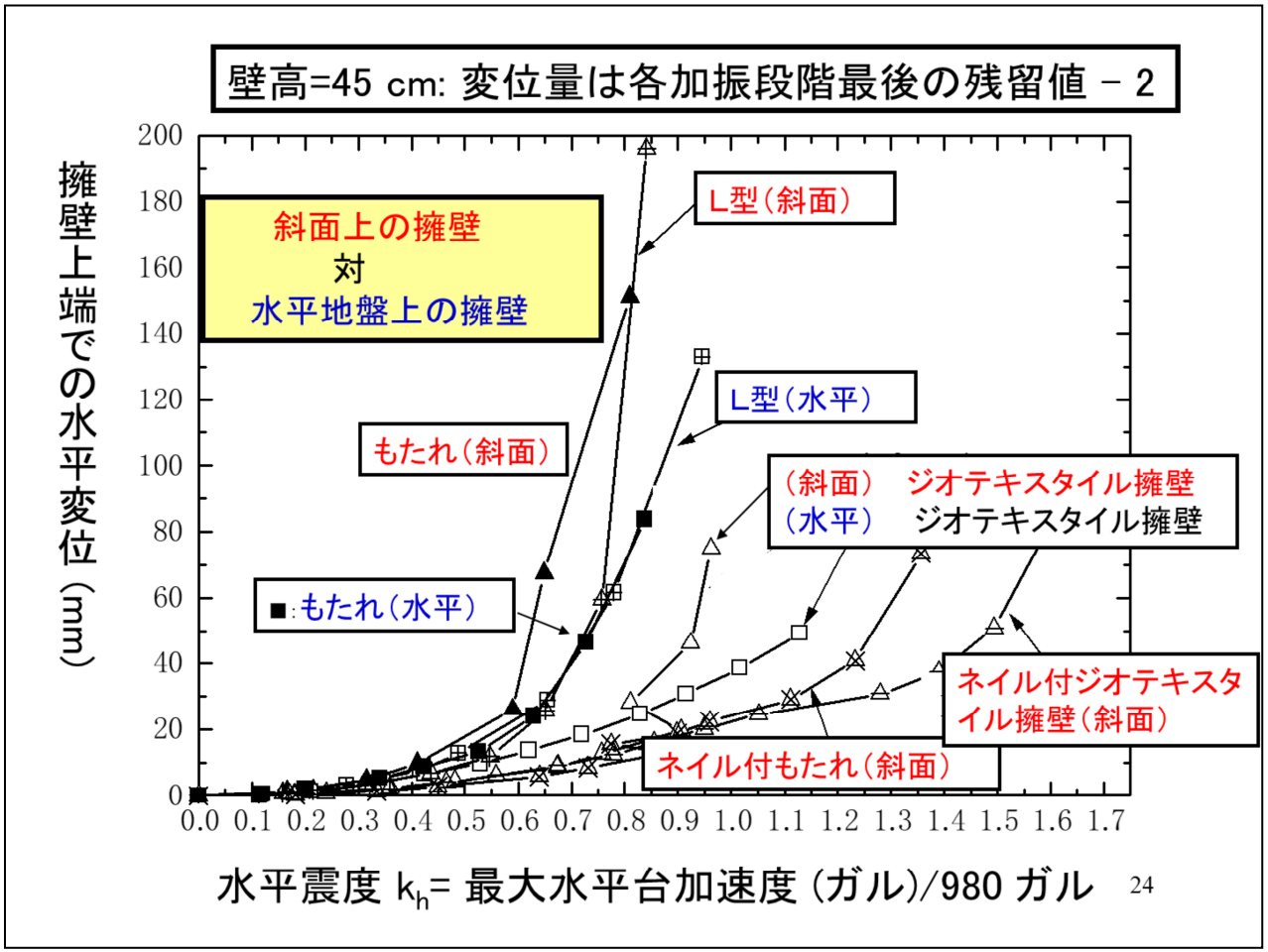
これは実験結果のまとめです。

ここには、擁壁を水平地盤に設置した場合と斜面上に設置した場合の比較を示しています。

横軸は、水平震度で縦軸は擁壁上端での水平変位です。

もたれ式擁壁、L型擁壁、ジオテキスタイル補強土擁壁、地山補強土工法によるネイル付きもたれ式擁壁、ネイル付きジオテキスタイル補強土擁壁の順序で安定性が大きくなっています。

同じタイプの擁壁ならば、水平地盤に建設した場合よりも斜面に建設した場合の方が安定性は低下しています。

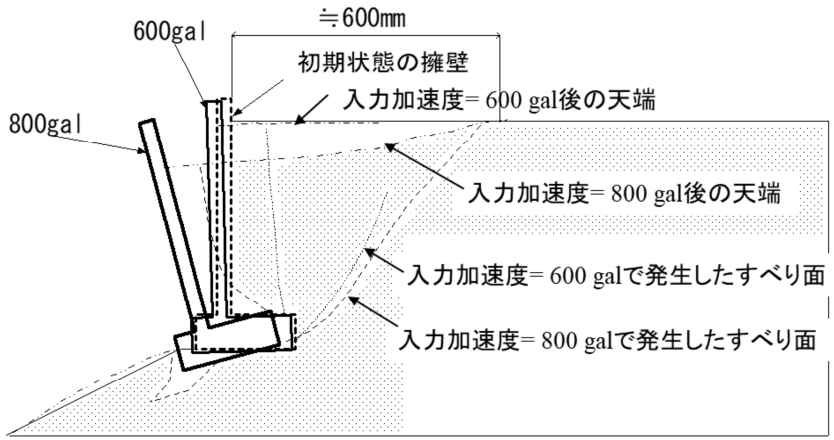


従って、斜面に建設したもたれ式擁壁最も安定性が低くくなっています。

斜面上の擁壁では、ネイル付きジオテキスタイル補強土擁壁が最も安定しています。

これらの結果が得られる理由を、次に考察します。

L型擁壁

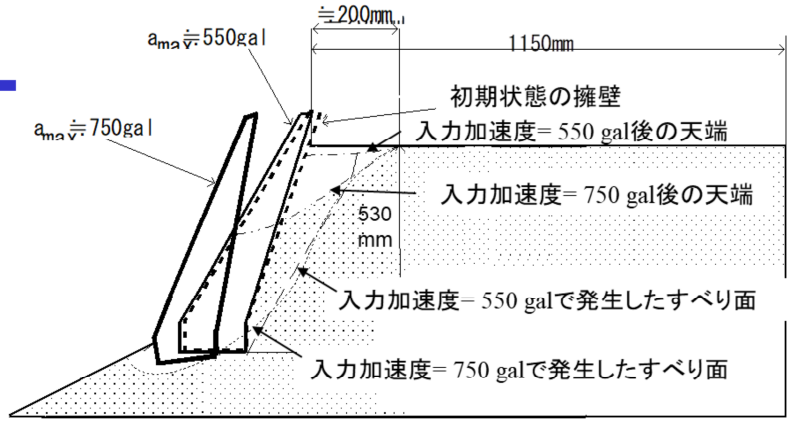


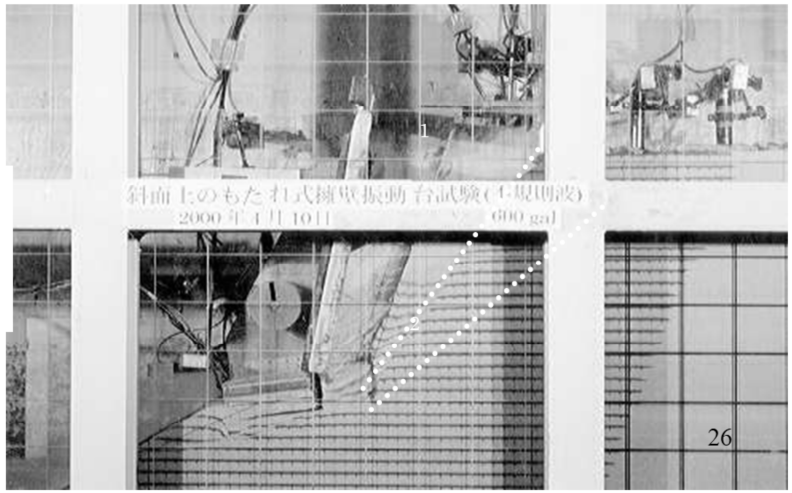
支持地盤のすべり崩壊による支持力の喪失 ⇒ 擁壁の転倒

斜面上のL型擁壁です。

擁壁の支持地盤ですべりが生じて支持力が喪失して、擁壁が転倒しています。

もたれ式擁壁



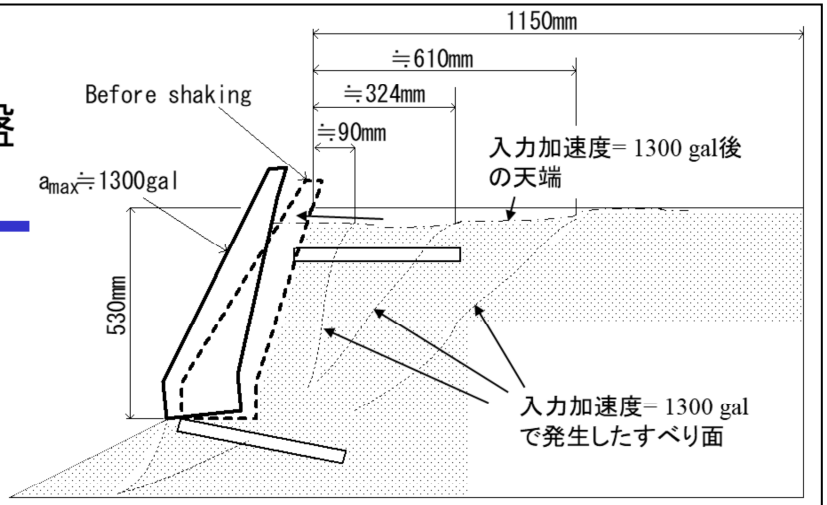


支持地盤のすべり崩壊
による支持力の喪失
⇒ 擁壁の転倒と滑動

斜面上のもたれ式擁壁です。

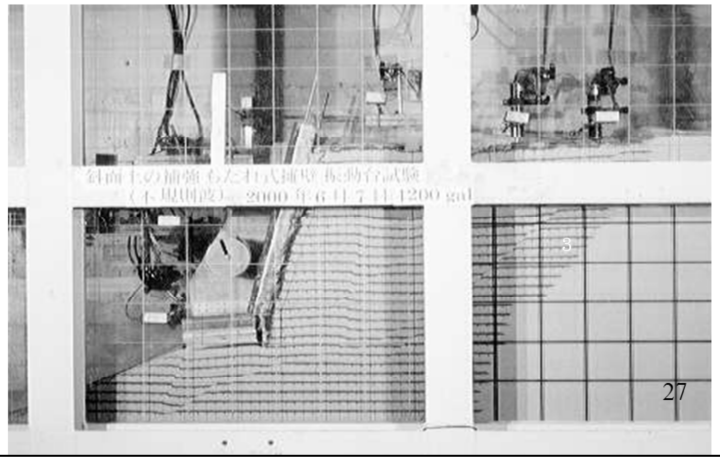
擁壁の支持地盤ですべりが生じて支持力が喪失して、擁壁が転倒し滑動しています。

もたれ式擁壁
（背後盛土と支持地盤を補強）



擁壁下端からの補強材によって、すべり面の発生が抑制された

擁壁上端からの補強材によって、壁面工の転倒が防止された



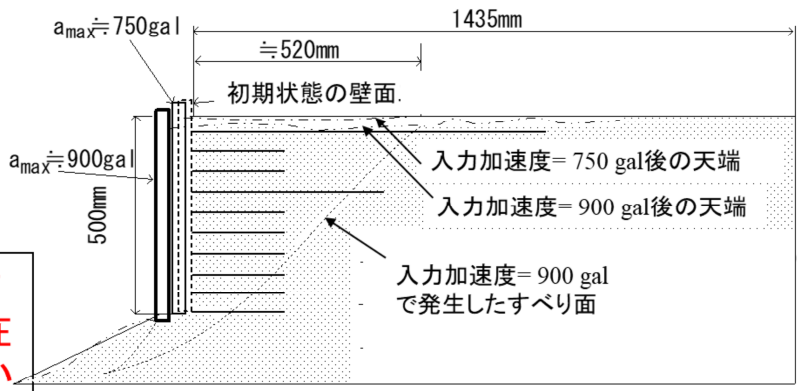
27

これは、もたれ式擁壁の支持地盤と上部の背後盛土に補強材(nail)を打設すると言うに地山補強土工法によって補強した場合です。

擁壁下端からの補強材によって、すべり面の発生が抑制されています。

また、擁壁上端からの補強材によって、擁壁の転倒が防止されています。

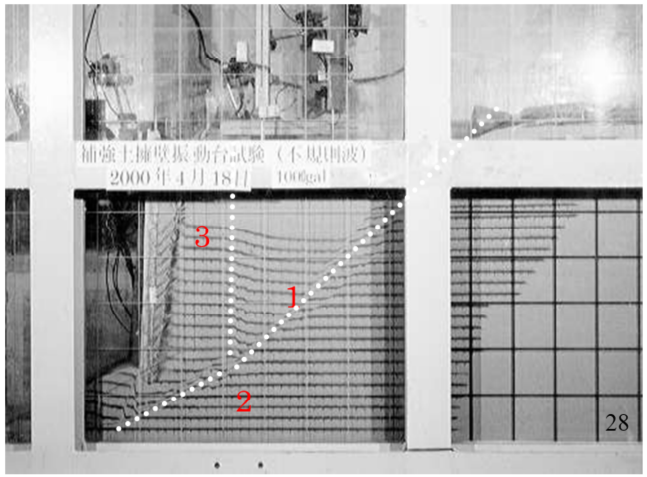
ジオテキスタイル補強土擁壁



ジオテキスタイル補強材は、下部では地山の存在を想定して長くしていない
⇒すべり面1－2-3の発生を抑制できていない

それでも、もたれ式・L型擁壁と比較すると、非常に高い安定性

何故？（片持ち梁構造ではないから！）



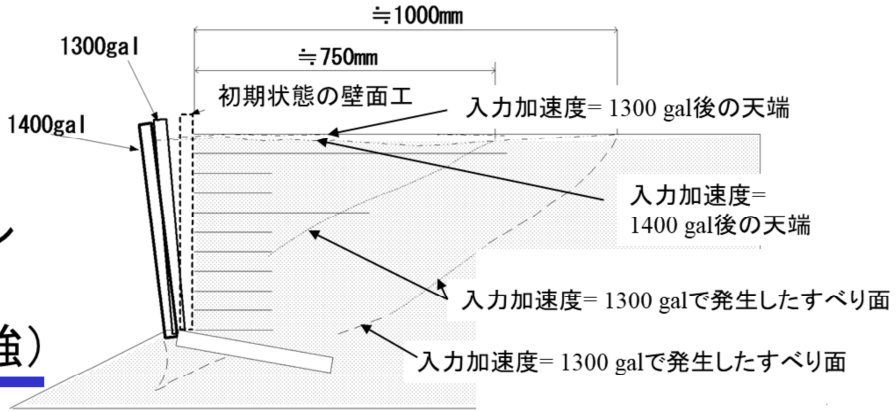
このジオテキスタイル補強土擁壁では、下部の補強材は、長くすると地山を大幅に掘削する必要があり、それは避けたいので長くしていない。

そのために、すべり面1－2-3の発生を抑制できていない。

それでも、もたれ式・L型擁壁と比較すると、非常に高い安定性を示している。

それは、ジオテキスタイル補強土擁壁は片持ち梁構造ではないことから、壁面工の支持地盤にすべりが発生して支持力が低下しても、全体すべりは容易には生じないためです。

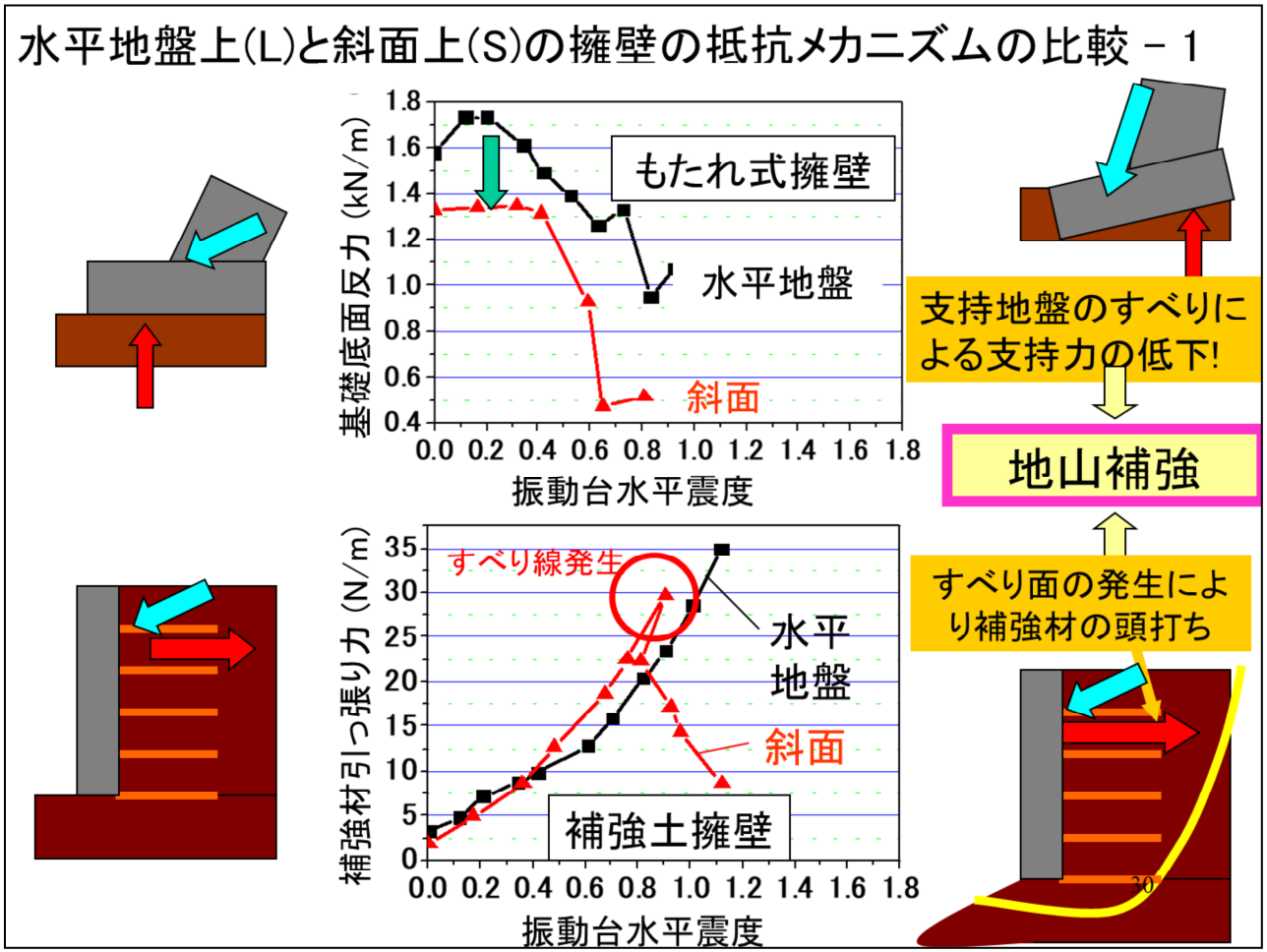
ジオテキスタイル
補強土擁壁
（支持地盤を補強）



補強材は、壁面工直下の支持地盤からすべり面が発達するのを抑制　⇒ より深いすべり面となり、安定性が向上

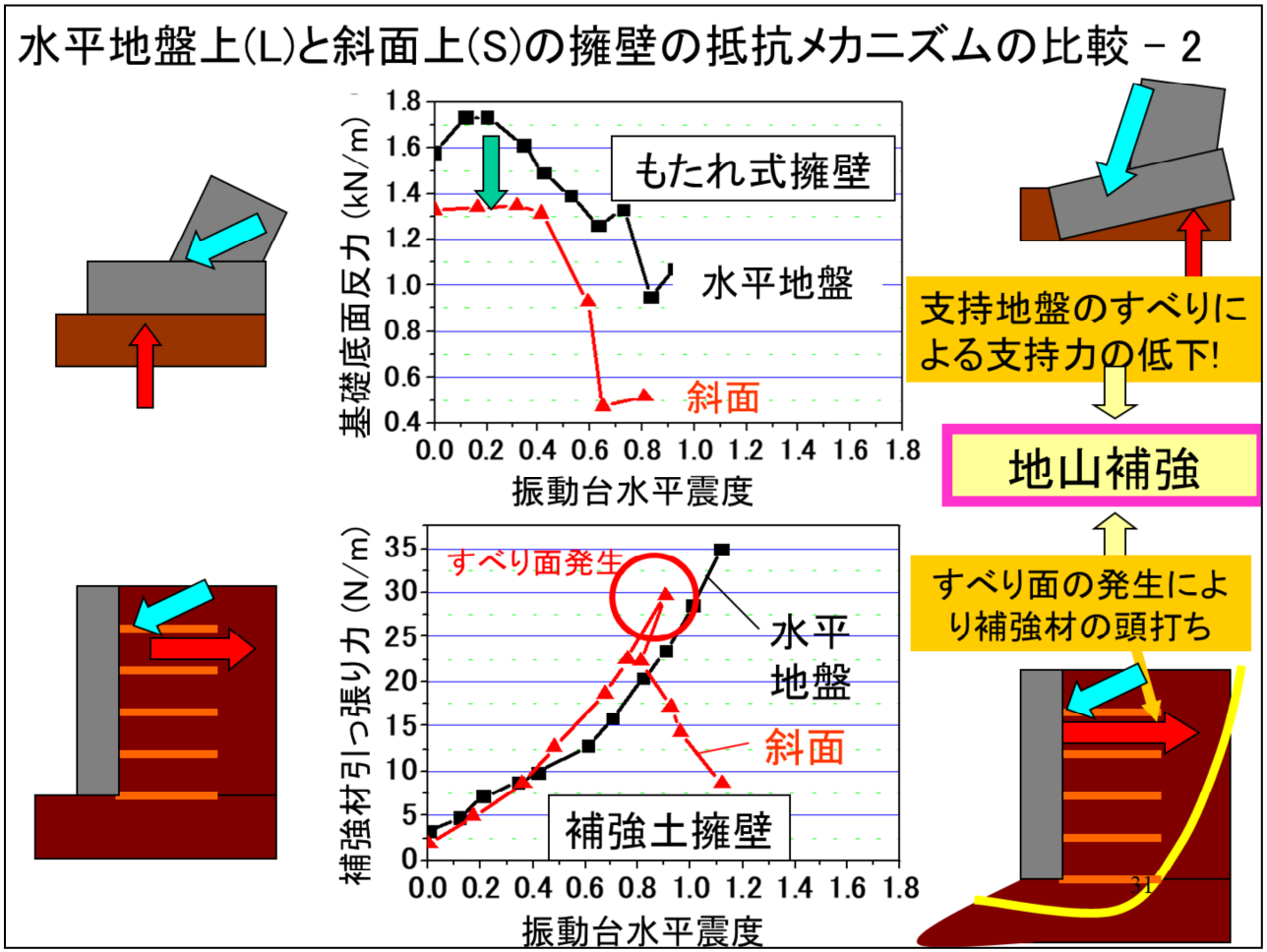
このように壁面工の支持地盤を地山補強土工法によって強化したジオテキスタイル補強土擁壁は、非常に高い安定性を示しています。

それは、壁面工の支持地盤にすべり面は発生しにくくなり支持力は向上し、入力が高くなってから発生するすべり面は非常に深くなっているからです。



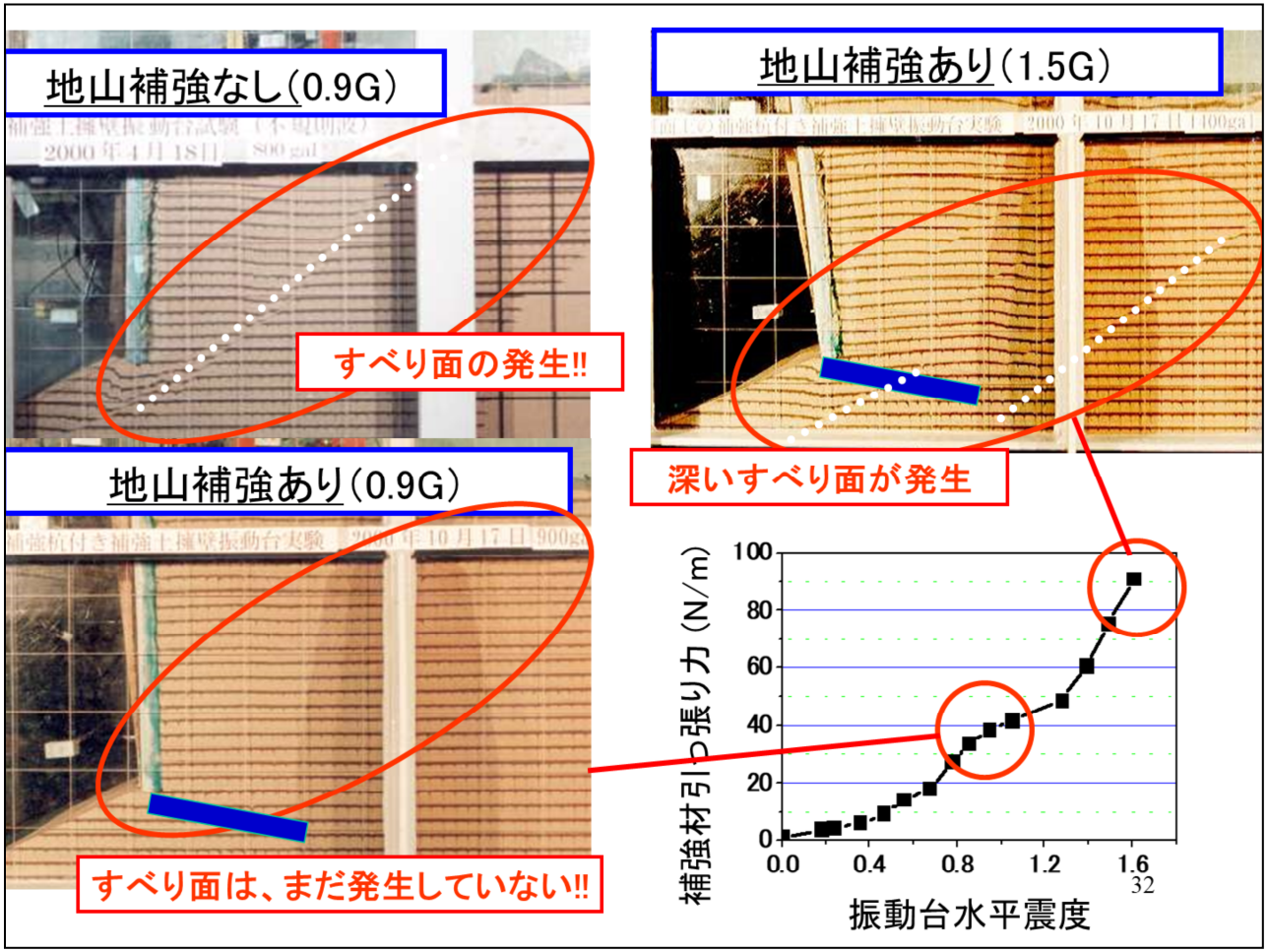
上の図は、もたれ式擁壁の安定性の指標である支持地盤の鉛直反力と振動台水平震度の関係です。水平地盤の擁壁と比較すると斜面上の擁壁での支持地盤の反力の極大値、すなわち支持力は小さいことが分かります。

これは、斜面上の擁壁では支持地盤がすべり破壊しやすいためです。従って、擁壁の支持地盤を地山補強土工法によって安定すれば、擁壁の安定性は向上します。



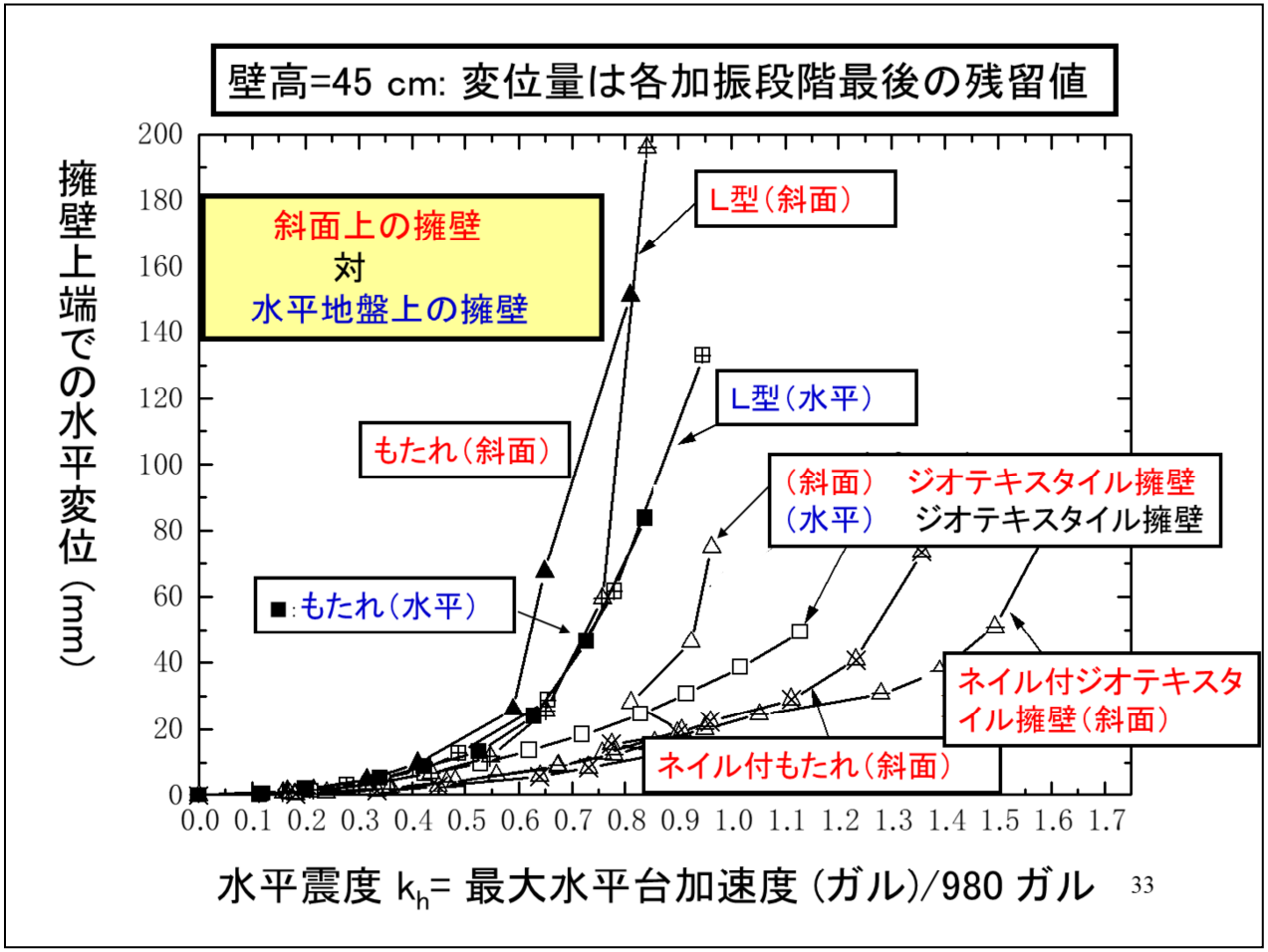
下の図はジオテキスタイル補強土擁壁の安定性の指標である補強材と壁面工の連結部での引張り力の総計と振動台水平震度の関係です。水平地盤の擁壁と比較すると、斜面上の擁壁での補強材張力は、極大値を示すまではほぼ同じですが、その後は急減しています。

これは、補強土擁壁の支持地盤内にすべりが生じて補強領域を含む大きな土塊が滑り出したためです。したがって、補強土擁壁の支持地盤を地山補強土工法で安定化させてすべり面を深くして支持力を向上させればジオテキスタイル補強土擁壁の安定性は向上します。



ジオテキスタイル補強土擁壁の支持地盤を地山補強土工法によって安定化させると、すべり面が深くなります。

その結果、補強材引張り力は、極大値を示すことなく、振動大震度の増加に伴って増加し続けて、ジオテキスタイル補強土擁壁の安定性は向上します。



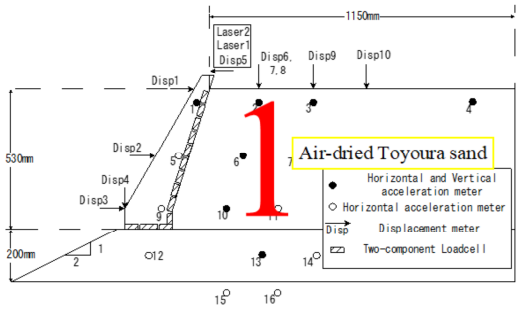
再度この図を見て下さい。

斜面上のもたれ擁壁は、地山補強土工法で安定化させることによって、耐震性が大幅に向上したことが分かります。

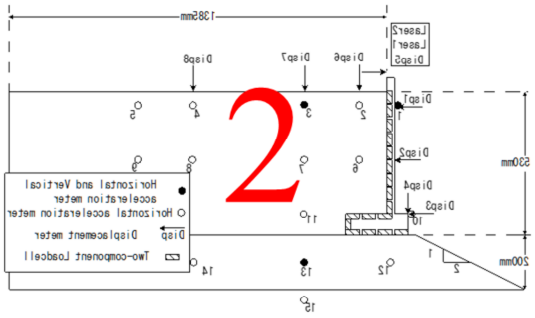
斜面上でもジオテキスタイル補強土擁壁はもともと安定性が高いが、地山補強土工法によって、安定性は非常に高くなったことが分かります。

5種類の擁壁形式

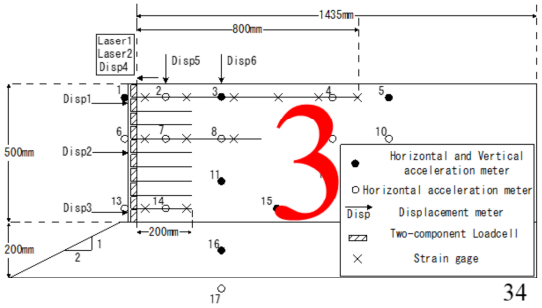
もたれ式擁壁



L型擁壁



ジオテキスタイル補強土擁壁



耐震性の大きさの順序

1. もたれ式擁壁
2. L型擁壁
3. ジオテキスタイル補強土擁壁

これが、斜面上に建設した5種類の擁壁の安定性の比較です。

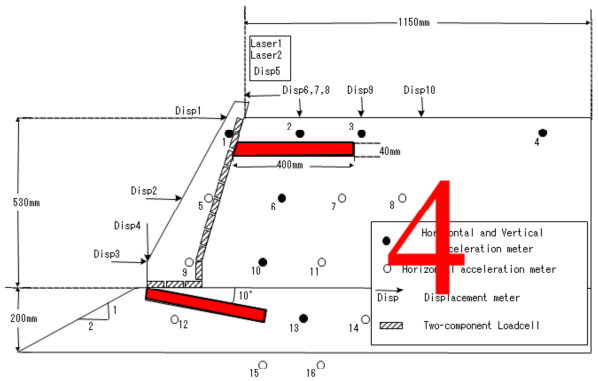
一番安定性が低いのは、もたれ式擁壁で、2番目に低いのはL型擁壁です。

ジオテキスタイル補強土擁壁は、それらよりも安定です。

もたれ式擁壁（盛土・地山を補強）

4. 盛土・基礎地盤を地山補強土工法で補強したもたれ式擁壁

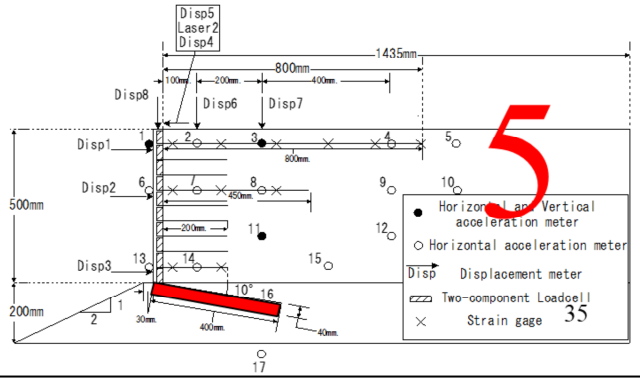
⇒既存のもたれ式擁壁の耐震補強法として有効



ジオテキスタイル補強土擁壁（地山を補強）

5. 基礎地盤を地山補強土工法で補強したジオテキスタイル補強土擁壁

⇒新設の場合、最も効果的



その次は、地山補強土工法で安定化したもたれ式擁壁です。

このことは、既存のもたれ式擁壁あるいはL型擁壁の耐震補強法として、地山補強土工法は有効であることを示しています。

最も安定性が高いのは、支持地盤を地山補強土工法で補強したジオテキスタイル補強土擁壁です。この擁壁は、新設の場合、最も耐震性が高く経済的な工法です。

2004年新潟県中越地震
信濃川右岸の上越線と国道の盛土が各所で崩壊

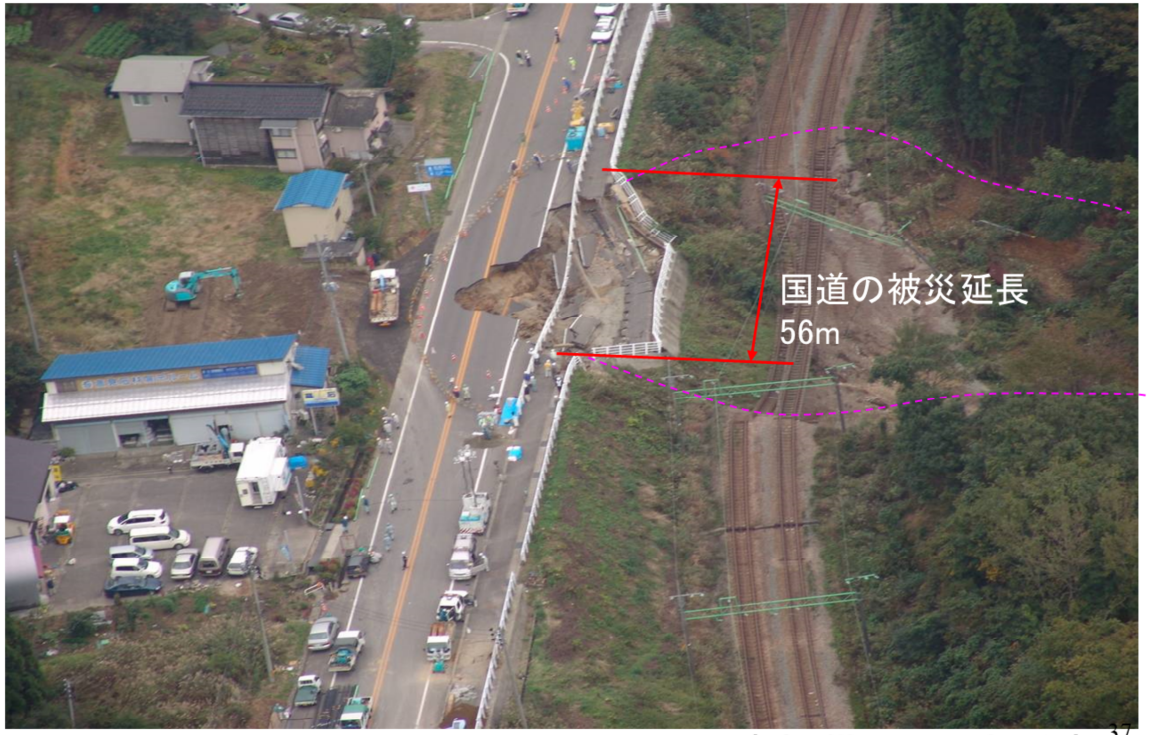
応用地質提供

地山補強土工法を活用した斜面上のジオテキスタイル補強土擁壁の例を紹介します。

この地震では、信濃川右岸の上越線と国道の盛土が各所で崩壊しました。

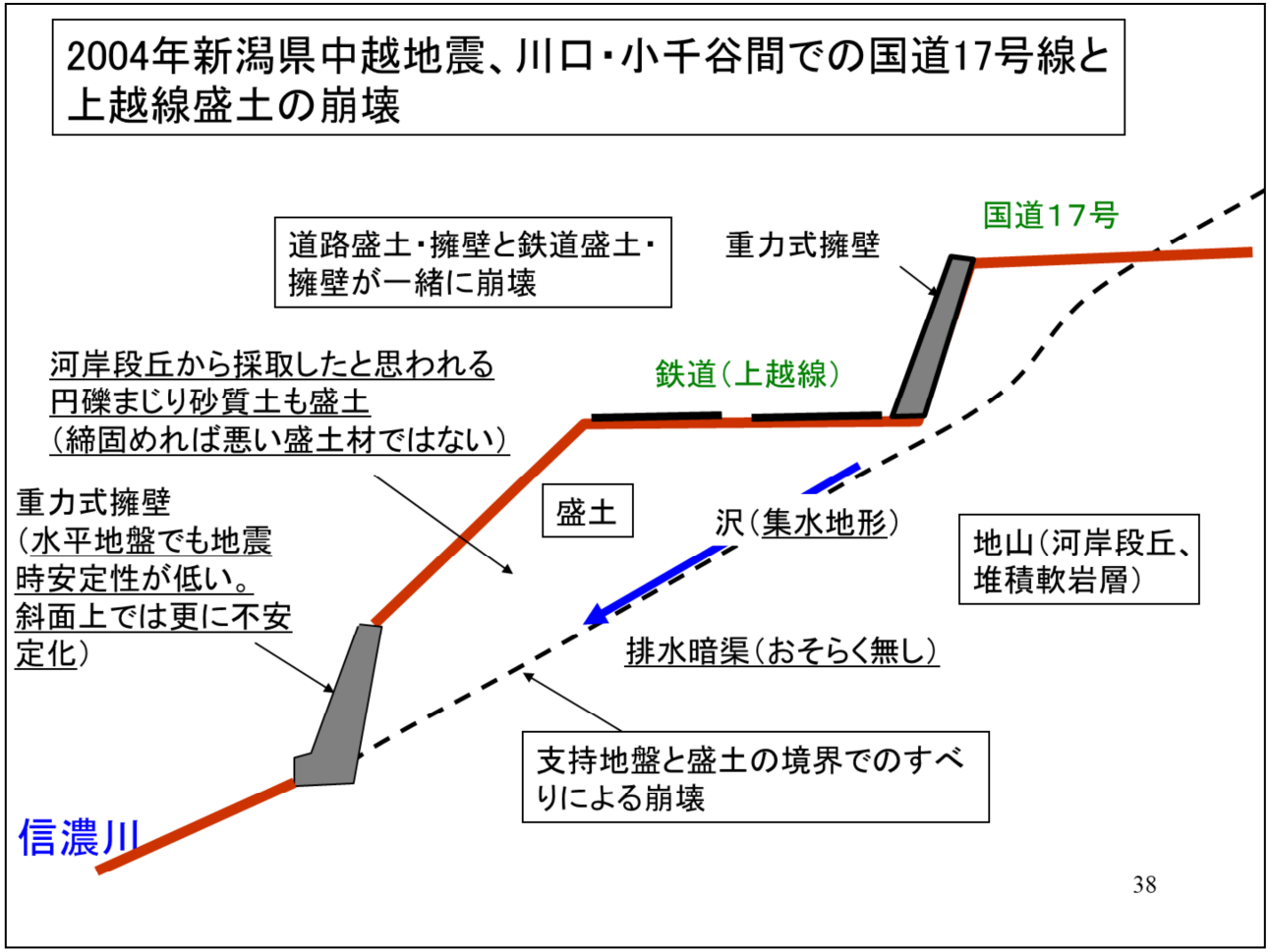
この事例は、第6回の授業でも説明しました。

川口町大字相川字天納の国道17号とJR上越線の段丘面縁辺部の盛土 の崩壊



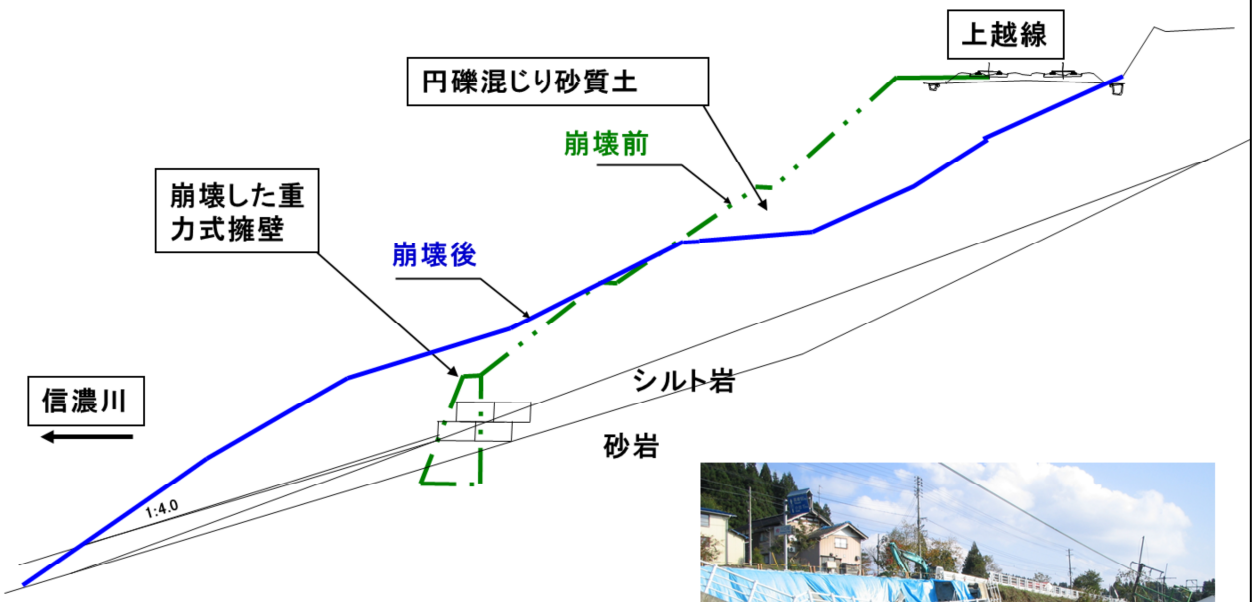
写真提供：国土交通省

これはその中の一つの現場です。



これは、崩壊前の状態です。60年以上前に建設されています。

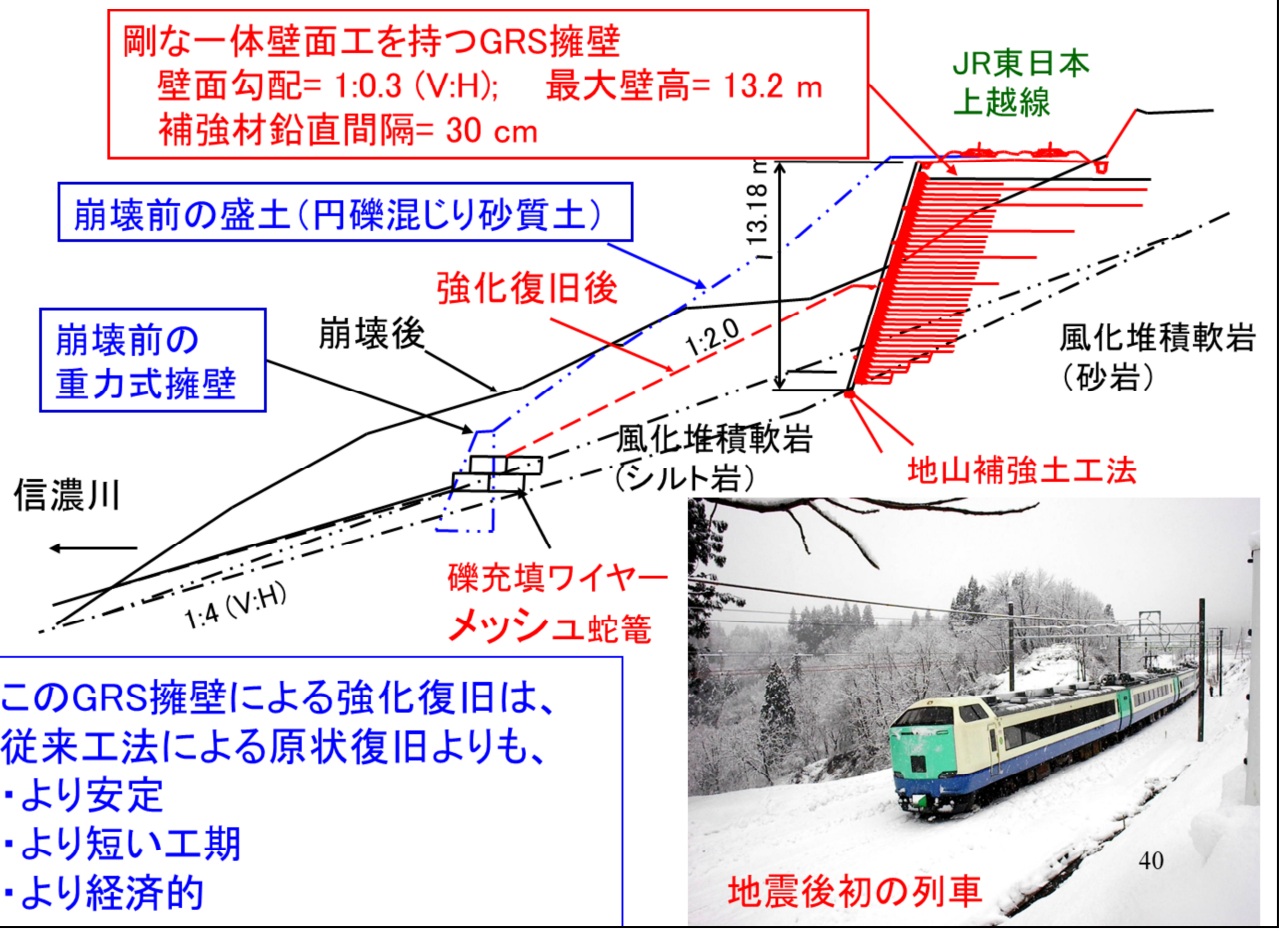
2004年新潟中越地震、JR東日本上越線



JR東日本上越線221k00m付近の崩壊した鉄道盛土の強化復旧

このように崩壊しました。

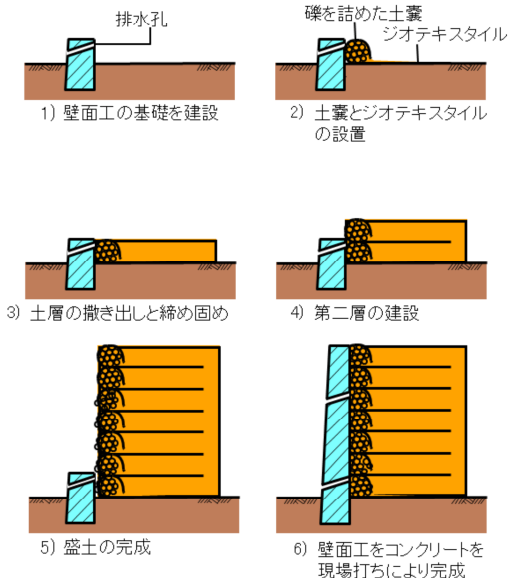
2004年新潟中越地震、JR東日本上越線



このように、剛な一体壁面工を有するジオテキスタイル補強土擁壁で強化復旧しました。壁面工の支持地盤は、地山補強土工法で安定化させています。

上越線盛土崩壊現場

剛で一体の壁面工を段階施工するジオテキスタイル補強土盛土擁壁での強化復旧



41

これは施工中の写真です。剛な一体壁面工を2段に分けて施工しています。

Site 3

これは、隣接する箇所での崩壊と剛な一体壁面工を持つジオテキスタイル補強土擁壁による強化復旧です。

地山・切土の斜面安定化工法の耐震設計は必要か？

鉄道：　重要鉄道では耐震設計を実施

⇒地山補強土工法の積極的採用

しかし、地山・切土の斜面安定化工法では、耐震設計が行われない場合が多い。そのため、地山補強土工法を積極的に採用しない場合が多い。

その背景と理由は？

ここで、

地山・切土の斜面安定化工法の耐震設計は必要か？

と言う問を考えて見ましょう。

鉄道では、重要鉄道では耐震設計を実施。その結果、は地山補強土工法の積極的に採用されています。

しかし、地山・切土の斜面安定化工法では、耐震設計が行われない場合が多い。そのため、地山補強土工法を積極的に採用しない場合が多い。

その背景と理由を考えて見ましょう。

地山・切土の斜面安定化工法では、耐震設計が行われない場合が多い。 その理由として、以下が言われている。
1)自然地山は対象が膨大であり、対応できない。
2)地山条件の推定が難しく安定計算の信頼性が低い。
3)常時に対して安定を確認してあれば、耐震設計をしていない補強地山でも地震時に崩壊していない例が多い（経験則）。

これらの理由による「一律耐震設計不要」の方針は、妥当か？

しかし、特に3)の経験則は、設計における余裕・冗長性に頼りすぎている。余裕・冗長性の中には、不安定で信頼できないものも多い。
⇒理由3)によって「一律耐震設計不要」の方針を採用するならば、技術的に理解が難しい状況となる！
（次頁以降で議論）

実際、地山・切土の斜面安定化工法では、耐震設計が行われない場合が多い、と言う現実があります。その理由として、以下が三つ言われています。

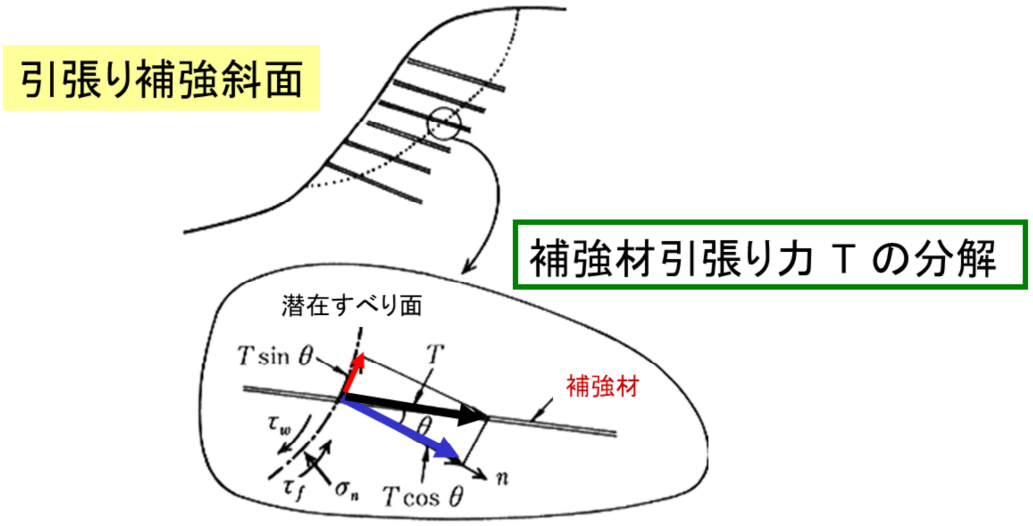
これらの理由によって「一律耐震設計不要」の方針を採用するは、妥当なのでしょうか？

しかし、特に3)の経験則は、設計における余裕・冗長性に頼りすぎています。余裕・冗長性の中には、不安定で信頼できないものも多い。従って、理由3)によって「一律耐震設計不要」の方針を作用すると、技術的に理解が難しい状況となります。 次にこれを考察します。

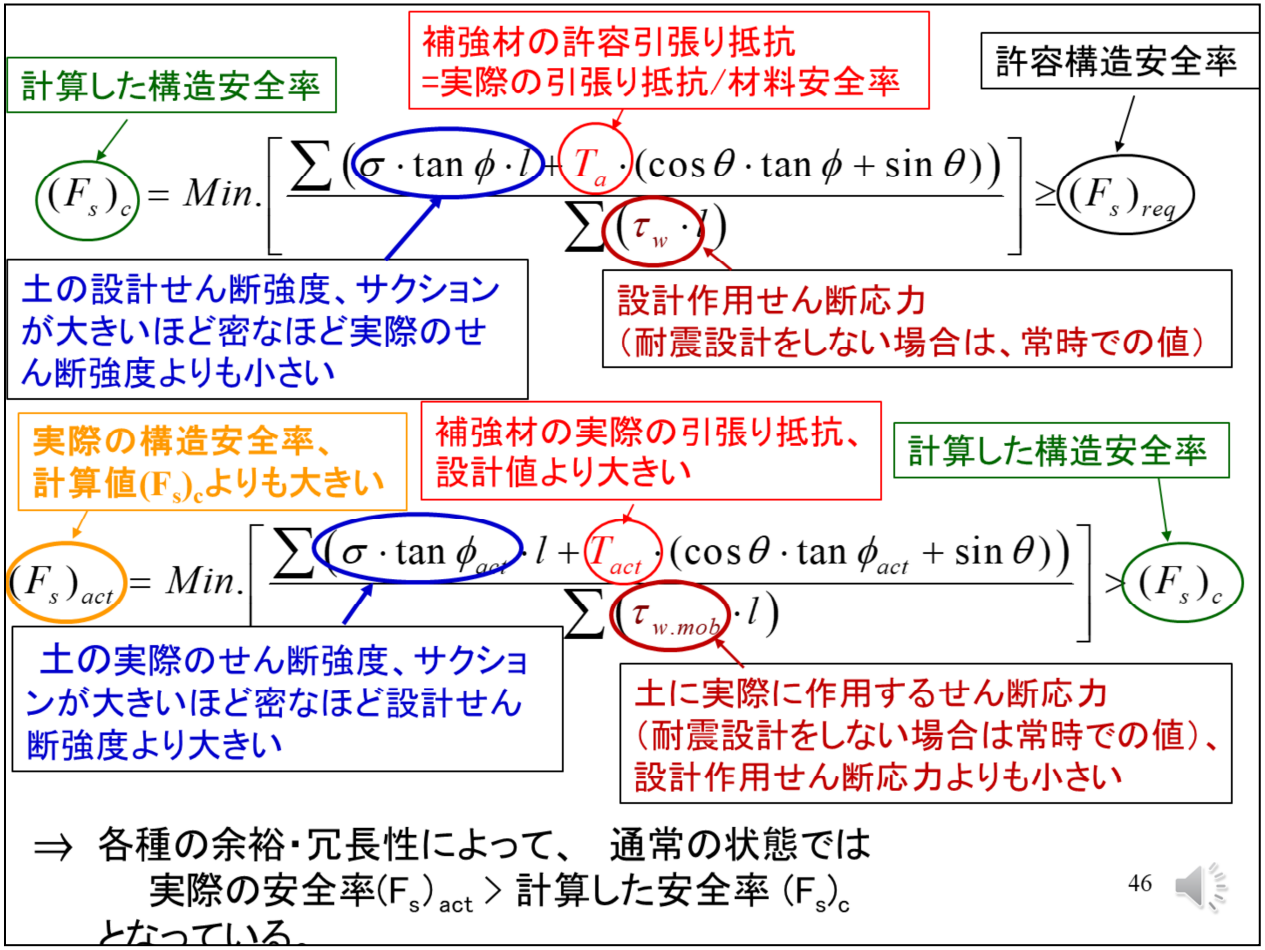
引張り補強された斜面の円弧すべり安定計算 - 2

すべり土塊全体の円弧すべり安定に対する安全率：

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



これは、前に説明した引張り補強された斜面の円弧すべり安定計算で安全率F_sを求める式です。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。



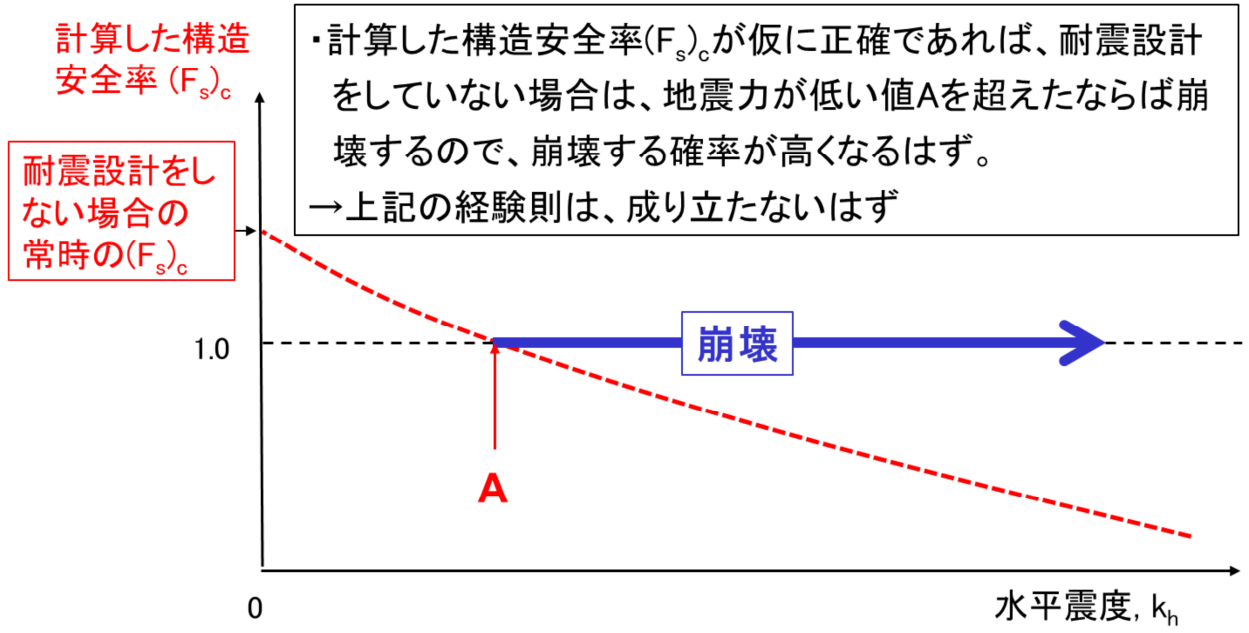
この式で計算した安全率を構造安全率$(F_s)_c$と呼びますと、この値は許容構造安全率$(F_s)_{req}$（例えば1.2）以上であることが求められます。

この設計法には、許容安全率（例えば1.2）と1.0の差の他に、ここで示すように、土の設計せん断強度、ジオテキスタイル補強材の設計引張強度、設計作用荷重に各種の余裕・冗長性が隠れています。

従って、下の式で示す実際の構造安全率$(F_s)_{act}$は、計算した構造安全率$(F_s)_c$よりも大きいのが普通です。

3)常時に対して安定を確認してあれば、耐震設計をしていない補強地山でも地震時に崩壊していない例が多い（経験則）。

●この経験則には、一定の妥当性がある。 なぜか？

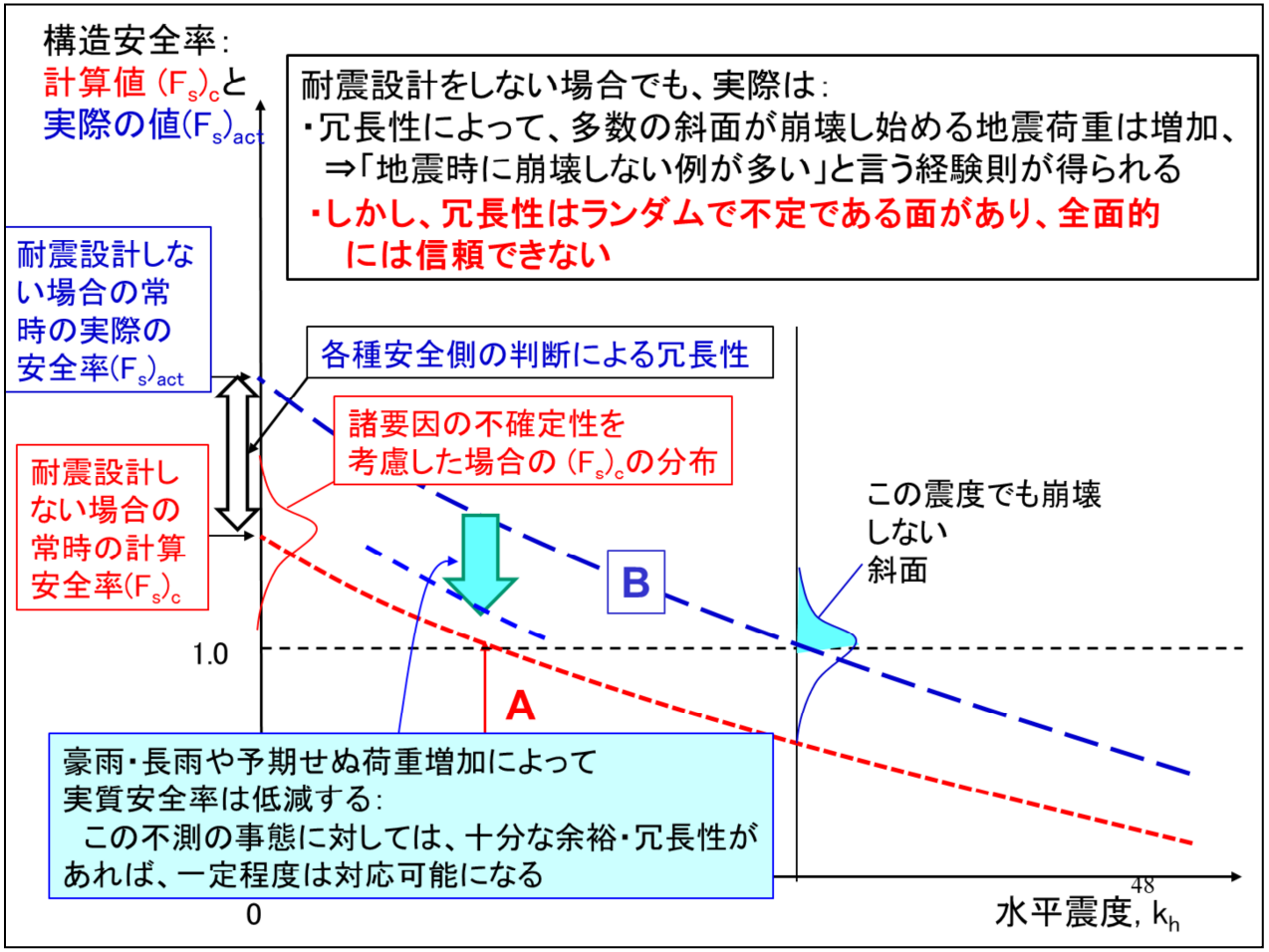


・この矛盾は、「設計における余裕・冗長性」で理解すべき

これは、計算した常時に対する構造安全率$(F_s)_c$が、仮に、余裕・冗長性を含んでおらず正確な場合での構造安全率$(F_s)_c$と水平震度の関係です。

この場合、あまり大きくない震度Aを超える地震力を受けたら崩壊するはずなので、崩壊する確率が高くなるはず。これは、上記の経験則と矛盾することになる。

この矛盾は、「設計における余裕・冗長性」で理解すべきと思われる。

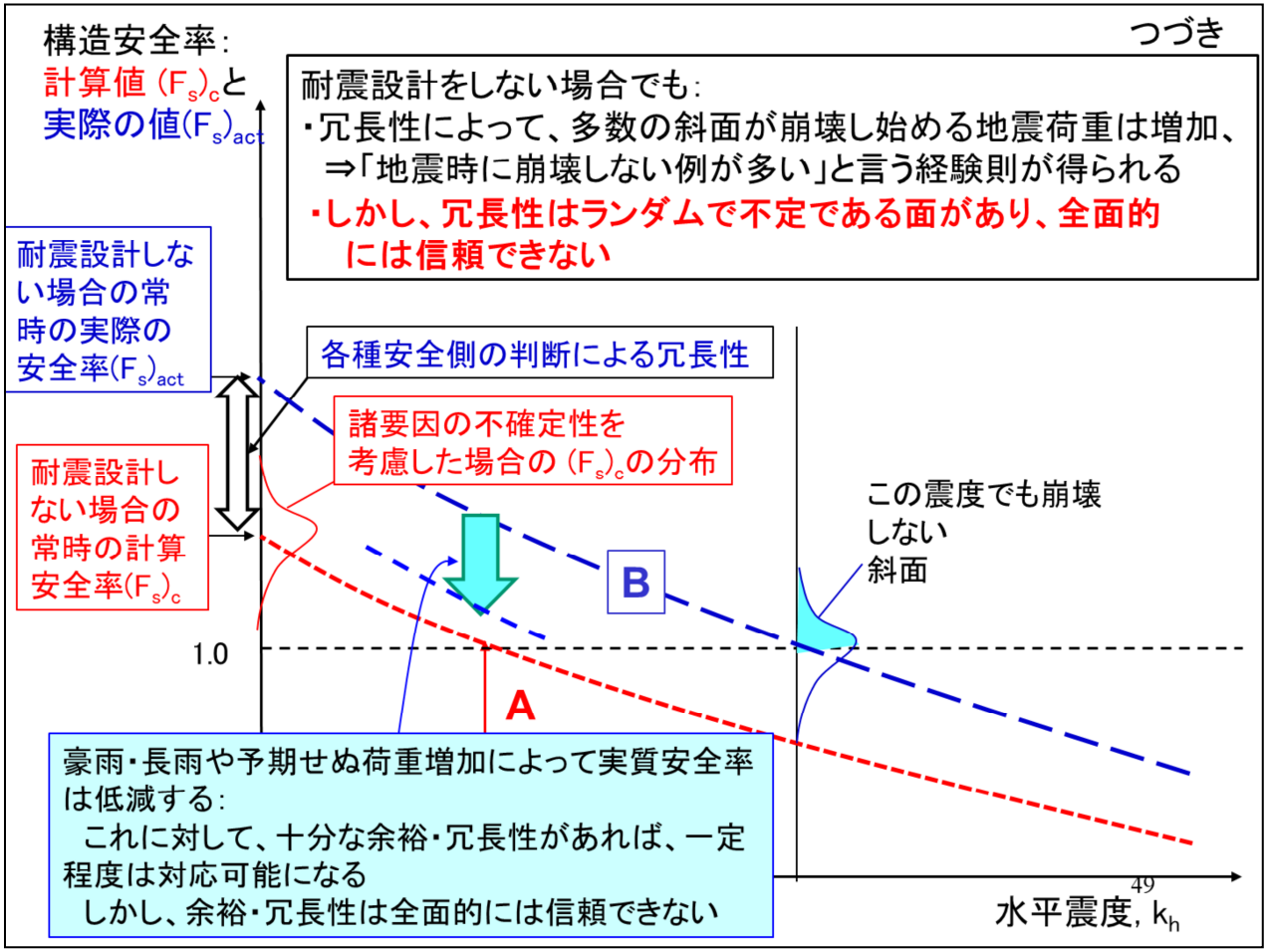


実際には、計算した常時に対する構造安全率$(F_s)_c$には各種の余裕・冗長性を含んでいるため、実際の構造安全率$(F_s)_{act}$は計算した構造安全率$(F_s)_c$よりも大きくなります。その結果、実際の構造安全率$(F_s)_{act}$と水平震度の関係はBのようになります。

その結果、耐震設計をしない場合でも、冗長性によって、多数の斜面が崩壊し始める地震荷重は増加し、「地震時に崩壊しない例が多い」と言う経験則が得られることになります。

豪雨・長雨や予期せぬ荷重増加によって

実質安全率は低減しますが、十分な余裕・冗長性があれば、一定程度は対応可能になります。



しかし、冗長性はランダムで不定である面があり、全面的には信頼できません。

3)常時に対して安定を確認してあれば、耐震設計をしていない補強地山でも地震時に崩壊していない例が多い（経験則）－１

■このような経験則が得られるのは、
「設計では1.0を超える許容安全率」を設定し、
「実際の安全率には、計算されていない余裕・冗長性を含む」ため

■しかし、余裕・冗長性の多くは、制御されておれず、現場によって異なりランダムで不定であり、信頼できない

⇒一律耐震設計不要の方針が、上記の経験則に依存しているのならば、この信頼できない経験則に依存していることになる。
⇒この方針は、補強地山が強震時にかなりの割合で崩壊することを許容していることを意味する。

このような経験則が得られる原因は、設計・施工には「安全率」と「安全率に含まれない余裕・冗長性」が含まれているからです。

しかし、余裕・冗長性の多くは、制御されておれず、現場によって異なりランダムで不定であり、信頼できません。

従って、この定量化されておらず信頼できない経験則に基づいて一律耐震設計不要の方針が採用されているのならば、補強地山が強震時にかなりの割合で偶発的に崩壊することを許容していることになります

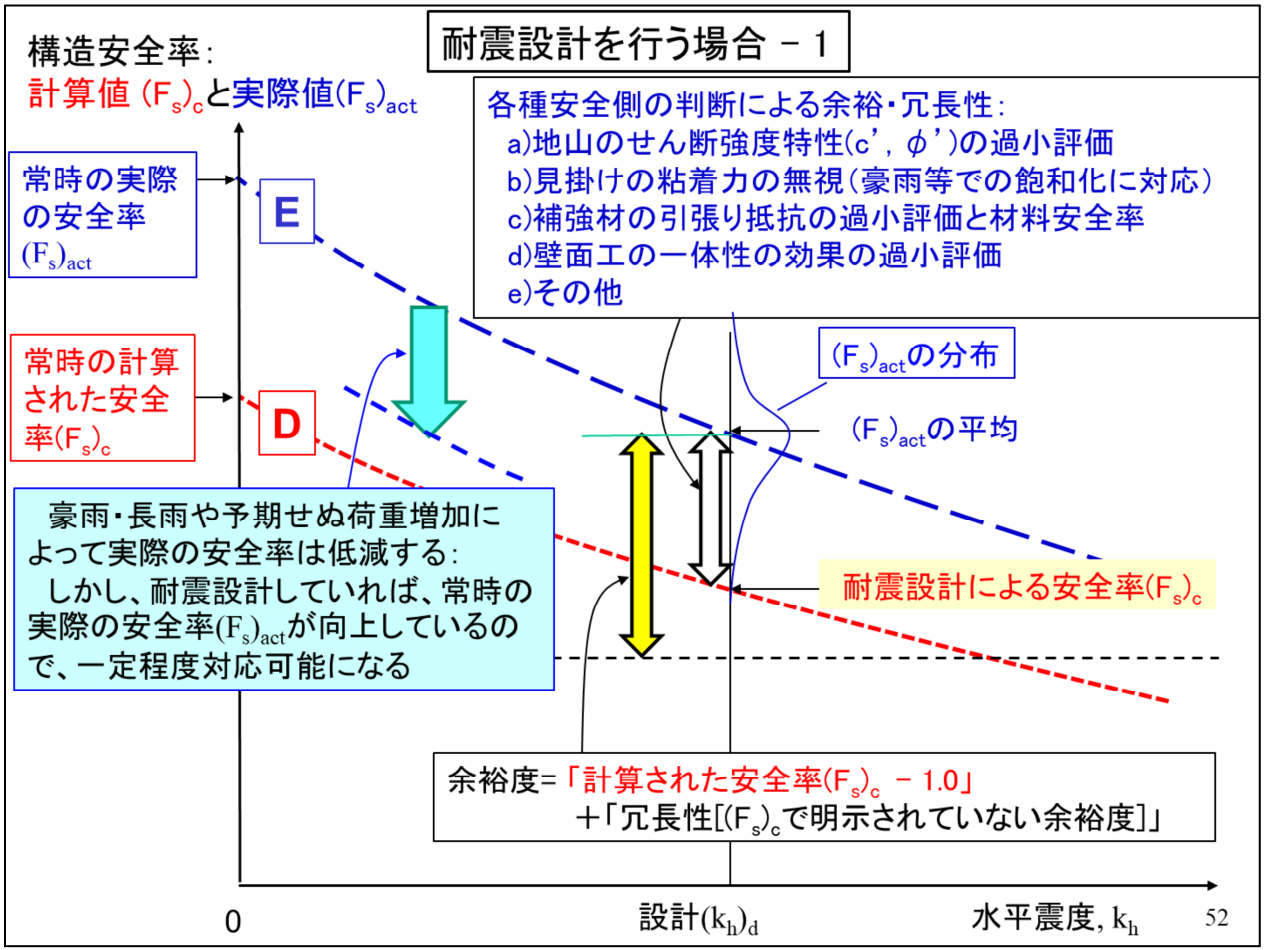
3)常時に対して安定を確認してあれば、耐震設計をしていない補強地山でも地震時に崩壊していない例が多い（経験則）－２

一方、重要な盛土に対しては、地山補強土工法を採用してレベル2設計地震動に対する耐震設計を実施する方針は、非現実的なものではない。重要度が高い鉄道構造物では、既に採用され問題なく実施されている。

自然地山でも、**一律耐震設計不要の方針**ではなく、現在の段階では、重要個所では少なくともレベル1設計地震動に対して耐震設計する方針が、現実的で合理的と考える。

一方、重要な盛土に対しては、地山補強土工法を採用してレベル2設計地震動に対する耐震設計を実施する方針は、非現実的なものではないと考えます。実際、重要度が高い鉄道構造物では、既に採用され問題なく実施されています。

自然地山でも、一律耐震設計不要の方針ではなく、現在の段階では、重要個所では少なくともレベル1設計地震動に対して耐震設計する方針が、現実的で合理的と考えます。

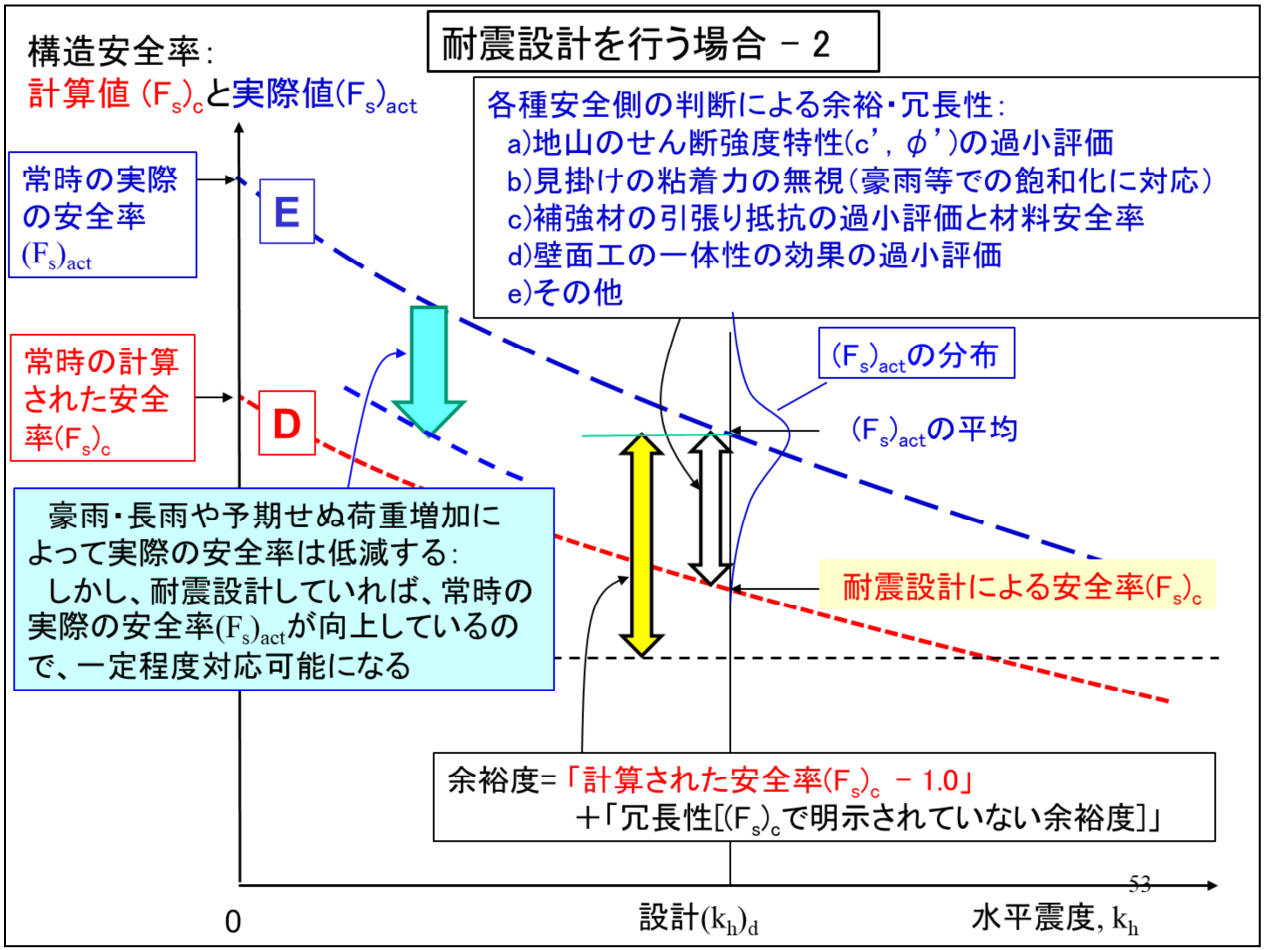


一方、耐震設計を行えば、補強した斜面の安定性は全般的に向上します。

今、所定の設計震度に対して計算した安全率$(F_s)_c$が所定の値以上になるように耐震設計をしたとします。

実際の安全率$(F_s)_{act}$は各種の余裕・冗長性のために$(F_s)_c$よりも大きく、また余裕・冗長性の不確定性のために分布します。実際の余裕度は、このような構造を持つことになります。

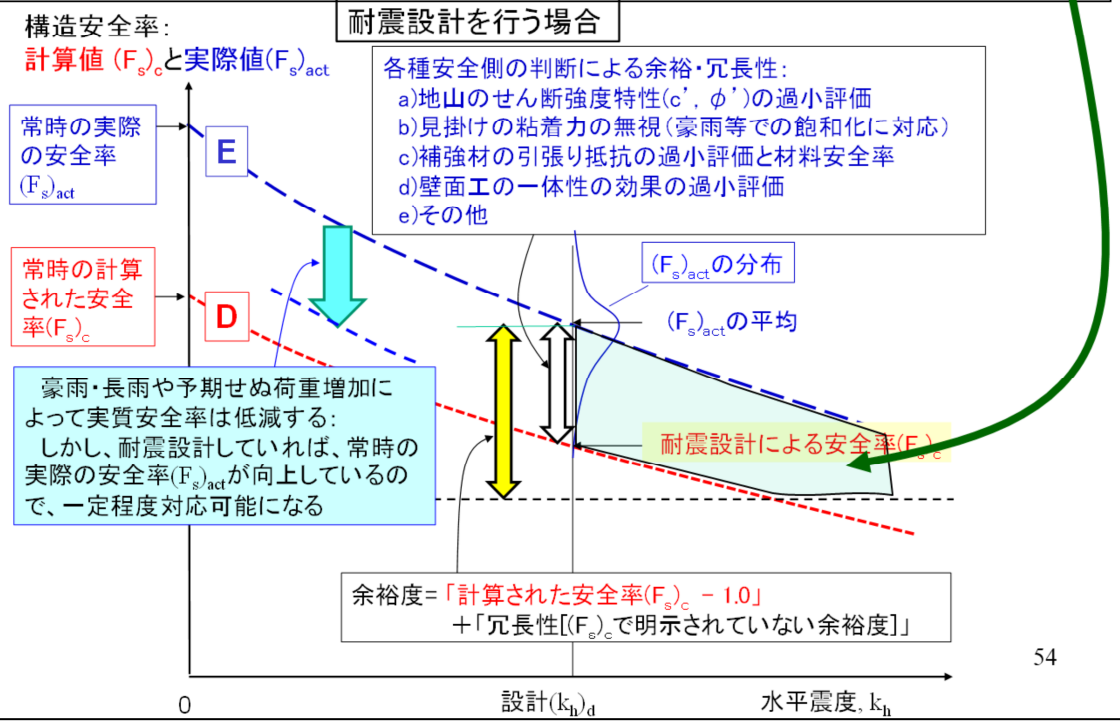
関係Dは、計算された安全率$(F_s)_c$と水平震度k_hの関係です。関係Eは、実際の安全率$(F_s)_{act}$の平均値と水平震度k_hの関係です。両者で、常時の値は異なることになります。



豪雨・長雨や予期せぬ荷重増加によって、実際の安全率$(F_s)_{act}$は低減します。

しかし、耐震設計していれば、常時の実際の安全率$(F_s)_{act}$が向上しているので、一定程度対応が可能になります。

・重要な補強地山に対しては、適切な耐震設計を行うのが妥当
その場合、適切に設計・施工すれば一定の余裕・冗長性があるので、設計での想定を超えた豪雨やレベル2などの地震荷重に対しても、かなり抵抗できる。



以上から、重要な補強地山に対しては、適切な耐震設計を行うのが妥当である、と言うことになります。

その場合、適切に設計・施工すれば一定の余裕・冗長性があるので、設計での想定を超えた豪雨やレベル2などの地震荷重に対しても、かなり抵抗できることになります。

「明示されていない余裕である冗長性」は「無駄」とは異なる-1：

耐震設計をしていない状況では、必要不可欠

（現状） 耐震設計をしていない場合、担当技術者の判断で、明示しないが必要であると判断して、抵抗力に一定の冗長性を確保しておこう、と判断する場合は少なくない。

⇒ しかし、隠されていた冗長性を設計で活用すると、計算上安全率が上昇するので、その上昇分を無駄と見なして、例えば補強材の量を減らして削られてしまい、実際の安全率が低下してしまう可能性が高くなる。

⇒ 一方、冗長性を明示しないままでは、冗長性の意義は理解されないで、その確保が保証されない可能性が高くなる。

したがって、全体として見れば、冗長性は制御されず、

現場によって程度が異なりランダムである傾向。

⇒難しい課題であるが、どうしたら良いのか考える必要がある

つまり、「明示されていない余裕である冗長性」は、「無駄」とは異なります。

一定の余裕・冗長性は、耐震設計をしていない状況では必要不可欠です。

現状では、耐震設計をしていない場合、担当技術者の判断で、明示しないが必要であると判断して、抵抗力に一定の冗長性を確保しておこう、と判断する場合は少なくない。

「明示されていない余裕である冗長性」は「無駄」とは異なる：

耐震設計をしていない状況では、必要不可欠

（現状） 耐震設計をしていない場合、担当技術者の判断で、明示しないが必要であると判断して、抵抗力に一定の冗長性を確保しておこう、と判断する場合は少なくない。

⇒ しかし、隠されていた冗長性を設計で活用すると、計算上安全率が上昇するので、その上昇分を無駄と見なして、例えば補強材の量を減らすことによって削ってしまい実際の安全率が低下してしまう可能性が高くなる。

⇒ 一方、冗長性を明示しないままでは、冗長性の意義は理解されないで、その確保が保証されない可能性が高くなる。

したがって、全体として見れば、冗長性は制御されず、

現場によって程度が異なりランダムである傾向。

⇒難しい課題であるが、どうしたら良いのか考える必要がある

しかし、隠されていた冗長性を設計で活用すると、計算上安全率が上がるので、安全率の上昇分を無駄と見なして、それを補強材の量を減らすなどして削られて、実質的な安全率が低下してしまう可能性が高くなる。

一方、冗長性を明示しないままでは、冗長性の意義は理解されないで、その確保が保証されない可能性が高くなる。

したがって、全体として見れば、冗長性は制御されず、

現場によって程度が異なりランダムである傾向。

これらは、難しい課題であるが、どうしたら良いのか考える必要がある

自然災害に対する地山補強土工法の適切な設計法は？

■レベル1 or 2設計地震動を考慮した耐震設計を実施する。それによる設計荷重の増加に対応できるように、①従来抵抗力の明示しない余裕（冗長性）の内で、安定性・信頼性が高く実現可能な項目を明示して、②それが実現する場合に対しては，それらの冗長性を考慮して安全率を計算する。

例）盛土の場合、締め固めた場合には設計せん断強度を高くする：

⇒良い締固めを奨励することになる

地山の場合、地盤調査・土質実験を綿密に行って地山のせん断強度が簡易的に想定する値よりも高いことを確認した場合は、それを設計せん断強度とする（この場合でも、一定の冗長性を保持して置く）

例）排水設備が十分な場合には、その効果を設計で考慮する：

十分な場合：　安定計算で、浸潤面を低く設定する
常時でのサクション（ただし安全側の値）を考慮

不十分な場合：集水地形では、①安定計算で浸潤面を高く設定する
②一定程度の正の間隙水圧を考慮

⇒ 排水工の整備を奨励することになる

例）一体性・剛性のある表面工（のり面工）を補強材層と確実に連結した場合には、表面工のすべりに対する抵抗力を考慮する

⇒ 剛性と一体性のある表面工（のり面工）を奨励することになる

57

自然災害に対する地山補強土工法の適切な設計法としては、以下を提案できます。

レベル1 or 2設計地震動を考慮した耐震設計を実施する。それによる設計荷重の増加に対応できるように、①従来抵抗力の明示しない余裕（冗長性）の内で、安定性・信頼性が高く実現可能な項目を明示して、②それが実現する場合に対しては，それらの冗長性を考慮して安全率を計算する。

ここにその具体例を示しました。これらは、まだ確立した方法ではなく、今後も研究が必要です。

補強土工法による盛土・擁壁・斜面の耐震化の課題と経緯

1995年阪神淡路大震災での土構造物（盛土・擁壁）の甚大な被害
⇒鉄道構造物に対しては、**補強盛土工法・補強土擁壁工法に耐震設計**を導入して、新設土構造物に適用されるようなった。
幾つかの地震を経験して、**補強盛土・補強土擁壁の耐震性**が高いことが実証されてきた。そのことを示す研究も進展してきた。
⇒補強土工法の従来工法に対する優越性が、定量的に明らかになり、補強盛土工法・補強土擁壁工法は**普及**してきた（特に鉄道構造物で）
また、幾つかの地震を経験して、**補強地山・切土の耐震性**が高いことも実証されてきた。そのことを示す研究も進展してきた。
⇒**地盤工学会「地山補強土工法設計・施工マニュアル」で、耐震設計を重視**
⇒耐震設計を基礎にした、①地震によって崩壊した土構造物（盛土・擁壁・橋台）の**盛土及び地山補強土工法**による**強化復旧**と②既設土構造物の**耐震診断と地山補強土工法による補強が実施されるようになってきた**
（例：JR東日本等による首都圏鉄道土構造物）

道路など、他の分野でも、同様な経緯を辿ってきている

これは、補強土工法による盛土・擁壁・斜面の耐震化の課題と経緯を説明したものです。

現在、耐震設計を基礎にした、①地震によって崩壊した土構造物（盛土・擁壁・橋台）の盛土及び地山補強土工法による強化復旧と②既設土構造物の耐震診断と地山補強土工法による補強を実施してきています。

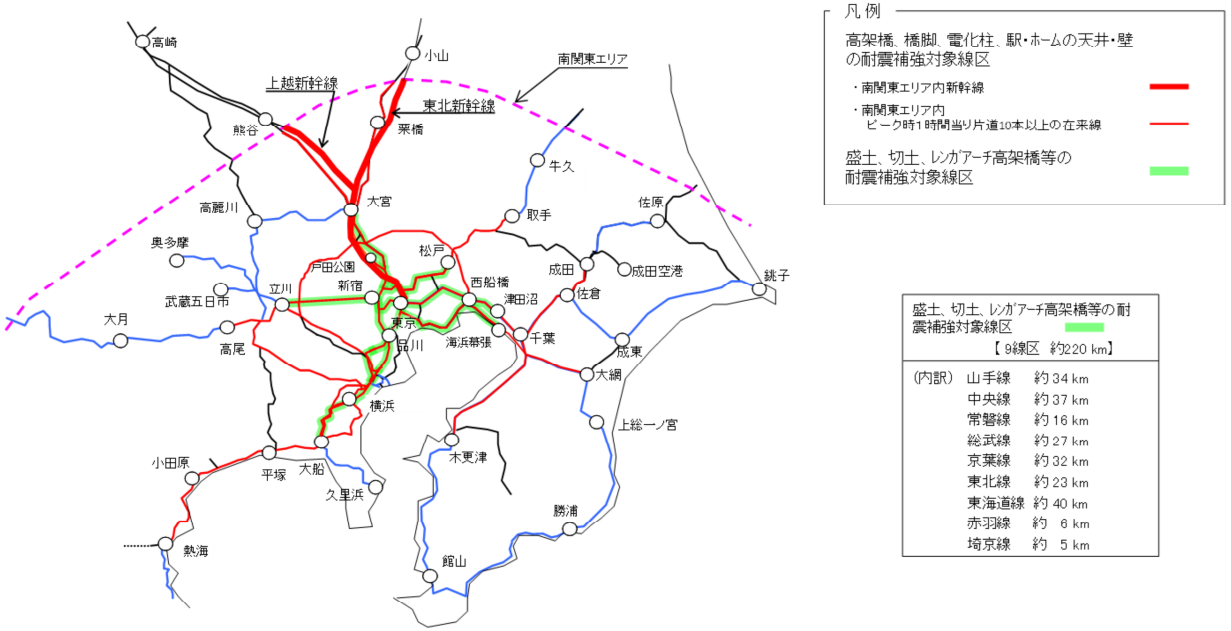
②の例として、JR東日本等による首都圏鉄道土構造物の耐震補強を次頁以降で説明します。

紆余曲折はありますが、道路など、他の分野でも、同様な経緯を辿ってきている。

首都圏の鉄道の盛土・擁壁・斜面の大規模な耐震補強

首都直下地震対策

●地山補強材による補強が全面的に採用された。



凡例

高架橋、橋脚、電化柱、駅・ホームの天井・壁の耐震補強対象線区

・南関東エリア内新幹線

・南関東エリア内
ピーク時1時間当り片道10本以上の在来線

盛土、切土、ﾚﾝｶﾞｱｰﾁ高架橋等の耐震補強対象線区

盛土、切土、ﾚﾝｶﾞｱｰﾁ高架橋等の耐震補強対象線区
【 9線区 約220 km】

(内訳)	山手線	約 34 km
	中央線	約 37 km
	常磐線	約 16 km
	総武線	約 27 km
	京葉線	約 32 km
	東北線	約 23 km
	東海道線	約 40 km
	赤羽線	約 6 km
	埼京線	約 5 km

引用先：JR東日本ホームページ　プレス発表http://www.jreast.co.jp/press/2011/20120305.pdf

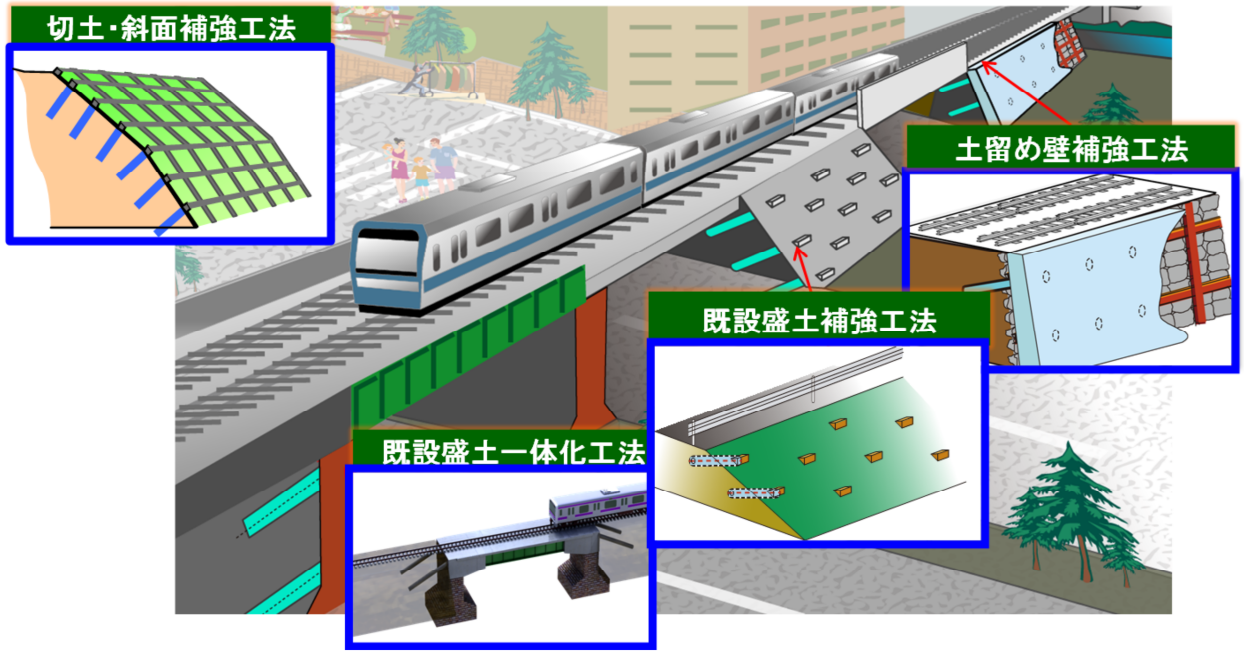
59

JR東日本：　3,000億円/5年間を二期：　現在は二期目

JR東日本は、首都圏の鉄道の盛土、擁壁、切り取り斜面の耐震補強に莫大な投資をしています。

土構造物の補強技術

●対象が膨大である土構造物を合理的に耐震補強するためには、地山補強材を用いて構造変更し、破壊を延性的にすると良い。

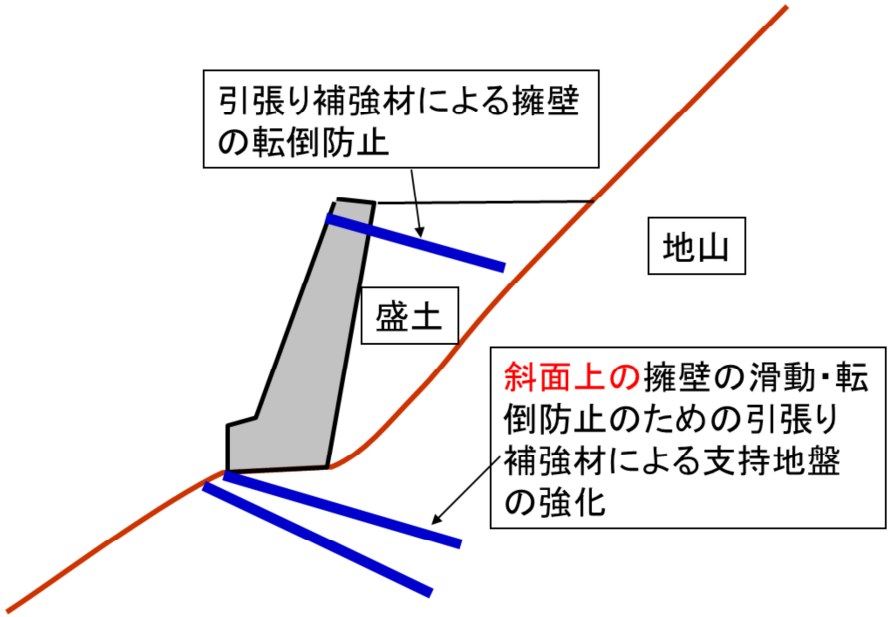


鉄道技術研究所舘山勝氏[60]による

我が国では鉄道の歴史は大変古く、都市部には古い時代に建設された鉄道が多い。

これらには、耐震性が十分でない擁壁、盛土、切り取り斜面などの土構造物が多い。

地山補強土工法は、これらの耐震補強に活用されています。



既設従来式擁壁の地山補強土工法による耐震補強の例

雑誌基礎工2017年12月号

報文

石積み壁の耐震補強設計マニュアル

中島　進*　高柳　剛**　藤原　寅士良***　池本　宏文****

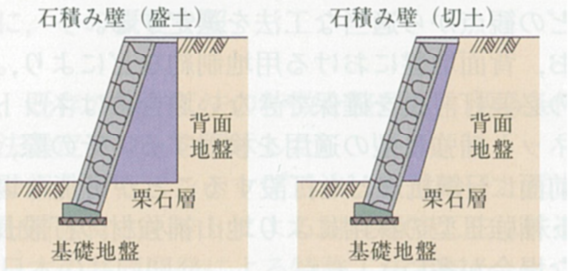


図-1　石積み壁の構造

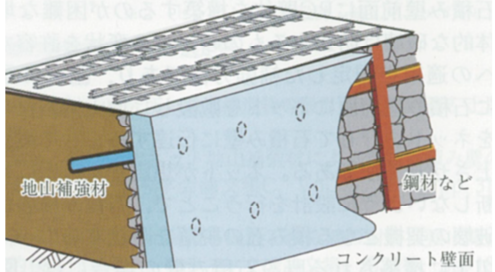


図-3　RC壁体と地山補強材による補強

写真-7　耐震補強工対策前（平成6年撮影）

写真-8　耐震補強工対策後（平成29年5月撮影）

これは、石積み擁壁を地山補強土工法で補強した例で、RC壁面工で仕上げています。

JR東日本：首都直下地震に備えた盛土耐震補強工事

1　盛土耐震補強対策の計画概要〔東京支社〕

対象線区：山手線、中央線など9線区（約220km）

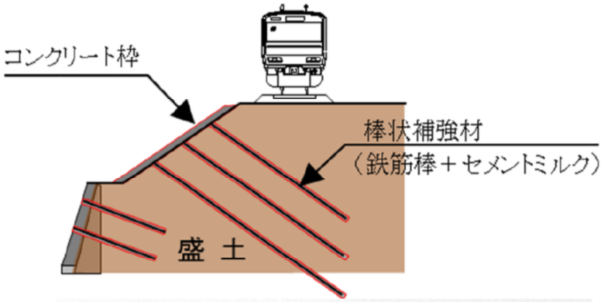
対象延長：高さ8m以上の盛土　　約6km

高さ6m以上8m未満の盛土　　約5km

2　盛土耐震補強対策の進捗状況〔2016年9月末現在〕

高さ8m以上の盛土　　：　10箇所中4箇所完了

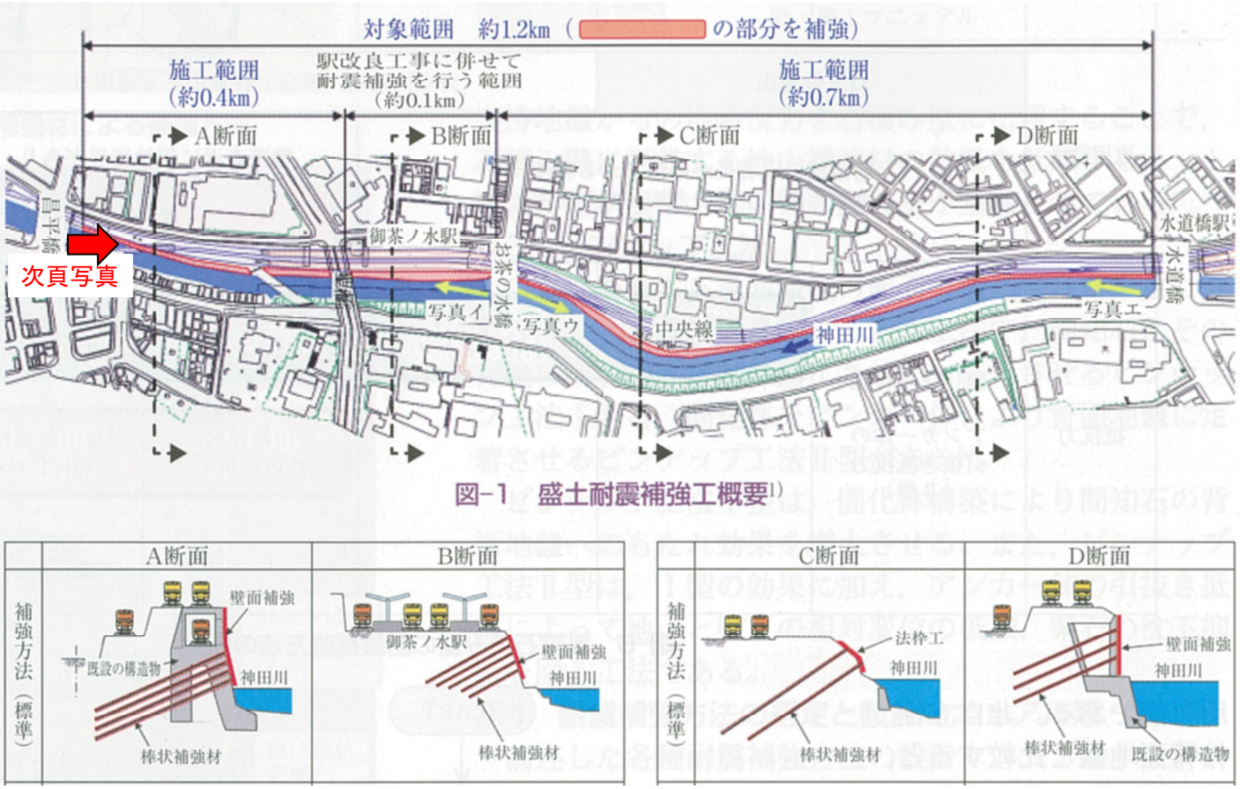
高さ6m以上8m未満の盛土　：　13箇所中6箇所完了



完了写真（高田馬場駅～目白駅間）

これは、重力式等の既設擁壁と盛土斜面を、地山補強土工法で補強した例です。

御茶ノ水駅周辺



図−1　盛土耐震補強工概要[1)]

油谷彬博・中村宏・浜崎直行・前田剛志・桐生郷史(2017): 御茶ノ水～水道橋間における土構造物耐震補強、雑誌基礎工、12月号, 42-46頁

これは、お茶の水駅と水道橋駅の間での地山補強土工法による耐震補強工事です。

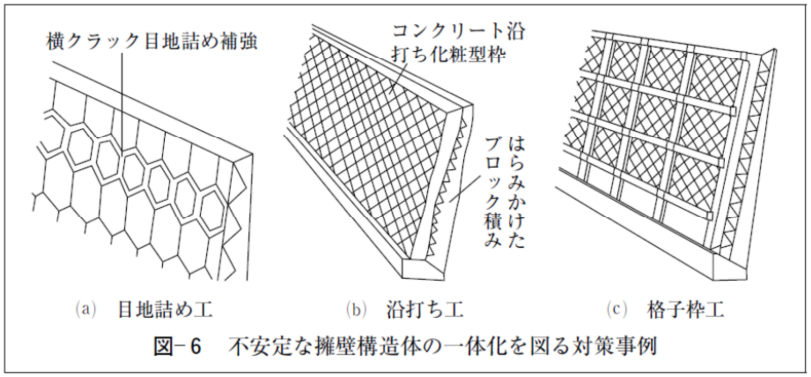
赤の矢印の現場は、次の写真です。

これは、地山補強土工法による既設の石積み擁壁の耐震補強したものであり、壁面は補強材と連結したRC壁面工で覆っています。

これらは、他の例です。注意を払えば、皆様も気が付きます。

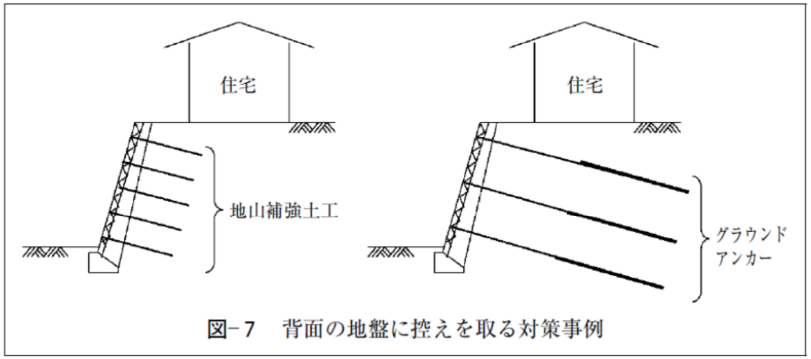
既設の宅造盛土と擁壁の耐震補強

抜本的対策ではない



図−6 不安定な擁壁構造体の一体化を図る対策事例

抜本的対策



図−7 背面の地盤に控えを取る対策事例

西村真二：雑誌基礎工2007年1月

地山補強土工法の最後の話題は、既設の宅造盛土と石積み擁壁の耐震補強です。

上の段の図に示す方法は、良く用いられる工法ですが、表面的な技術であり、抜本的な対策でありません。

抜本的な対策は、地山補強土工法あるいはアンカー工法による方法です。

効果と経済性から見て、地山補強土工法による方法が実際的な場合が多いと言えます。

雑誌基礎工2017年10月号

報文

宅地大谷石擁壁の剛一体壁面工併用地山補強土工法による補強

山田　康裕*　田村　幸彦**　龍岡　文夫***

東京都文京区西片町の戸建て住宅の擁壁、建設後70年

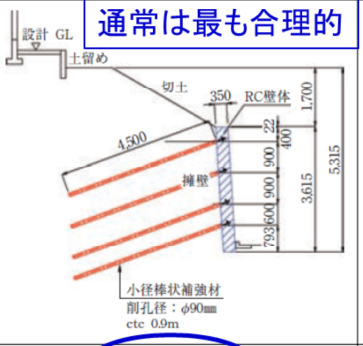
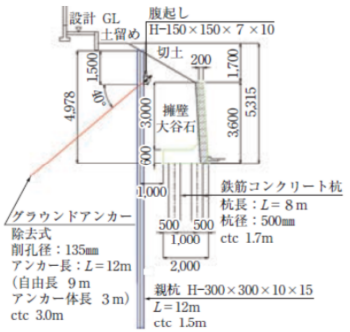
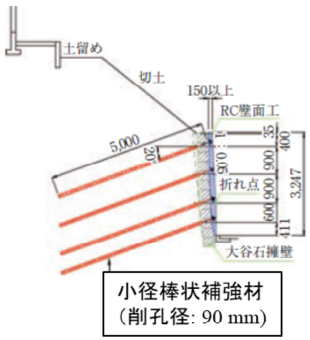
a　　b　　c

写真−1　変状した大谷石擁壁

これは、地山補強土工法による既設の大谷石を積み上げた擁壁の補強の例です。私自身が関与した事例です。

これは、変状していて、豪雨時・地震時に大変危険な状態になる可能性があった大谷石擁壁です。このような擁壁は、首都圏には非常に多く存在しています。

対策案の比較 - 1

	案① 大谷石を撤去しRC壁体を築造する案	案② 大谷石を撤去しL型RC壁体を築造する案	案③ 大谷石を撤去せずに薄厚RC壁体を築造する案
対策図			
認　可	認可されず	認可	確認申請不要
工事費	1.20	2.40	1.00
対策効果	◎	◎	◎

1. 既設大谷石を一つでも除去した補修は、新設と見なされてしまう
2. 宅地工事に適用される建築基準法や宅地造成等規制法に示される新設の構造物形式は、L型RC壁体と重力式壁体に限定

条件1, 2には、合理性があると思われない

69

これは、検討した三つの対策案です。

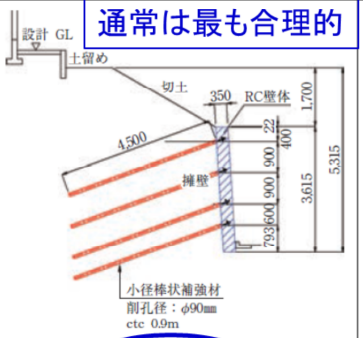
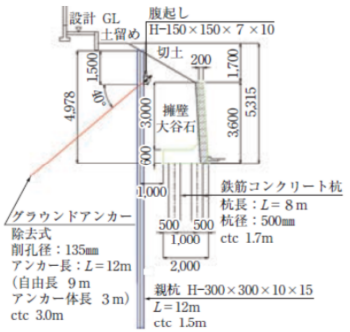
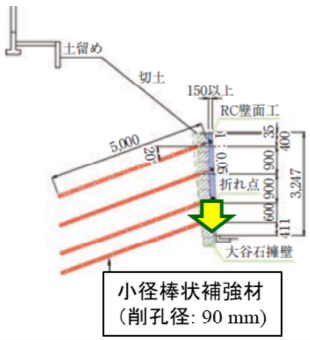
案1は、大谷石を上から各段順次撤去して地山を削孔して補強材を配置しグラウトして、これを下に向かって繰り返して、最後にRC壁面工を補強材と連結する方法です。

これは、費用、安定性、出来上がりの美観から見て、最も合理的と思われる案です。

しかし、現在の建築の認可体系では、実現困難な条件1, 2が課せられて、認可されませんでした。条件1, 2には合理性があるとは思えませんが、これが現実です。

残念ながら、建築分野での擁壁の技術は、土木分野よりも相当遅れてた状態と言えると思います。

対策案の比較 - 2

	案① 大谷石を撤去しRC壁体を築造する案	案② 大谷石を撤去しL型RC壁体を築造する案	案③ 大谷石を撤去せずに薄厚RC壁体を築造する案
対策図			
認　可	認可されず	認可	確認申請不要
工事費	1.20	2.40	1.00
対策効果	◎	◎	◎

通常は最も合理的

1. 既設大谷石を一つでも除去した補修は、新設と見なされてしまう
2. 宅地工事に適用される建築基準法や宅地造成等規制法に示される新設の構造物形式は、L型RC壁体と重力式壁体に限定

条件1, 2には、合理性があると思われない

構造、施工の面で不合理。また、コストも掛かりすぎる

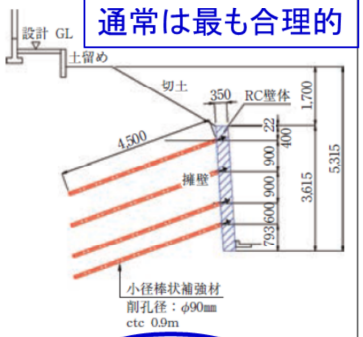
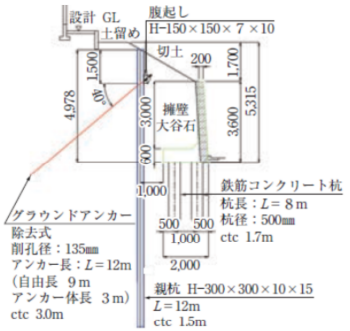
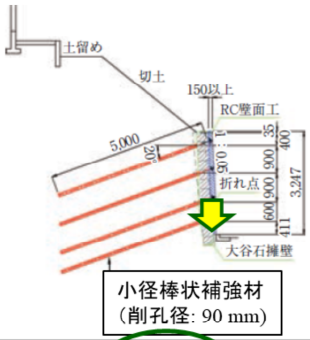
70

案2は、直ぐに認可される工法です。

これは、シートパイルで土留めをして斜面を掘削して、新たに杭基礎を建設してL型のRC擁壁や重力式擁壁を建設する方法です。

これは、無用に大規模で工事期間が長く、莫大な費用が掛かる不合理は工法であり、採用する訳にはいきません。

対策案の比較 - 3

	案① 大谷石を撤去しRC壁体を築造する案	案② 大谷石を撤去しL型RC壁体を築造する案	案③ 大谷石を撤去せずに薄厚RC壁体を築造する案
対策図			
認　可	認可されず	認可	確認申請不要
工事費	1.20	2.40	1.00
対策効果	◎	◎	◎

通常は最も合理的

1. 既設大谷石を一つでも除去した補修は、新設と見なされてしまう
2. 宅地工事に適用される建築基準法や宅地造成等規制法に示される新設の構造物形式は、L型RC壁体と重力式壁体に限定

条件1, 2には、合理性があると思われない

構造、施工の面で不合理。また、コストも掛かりすぎる

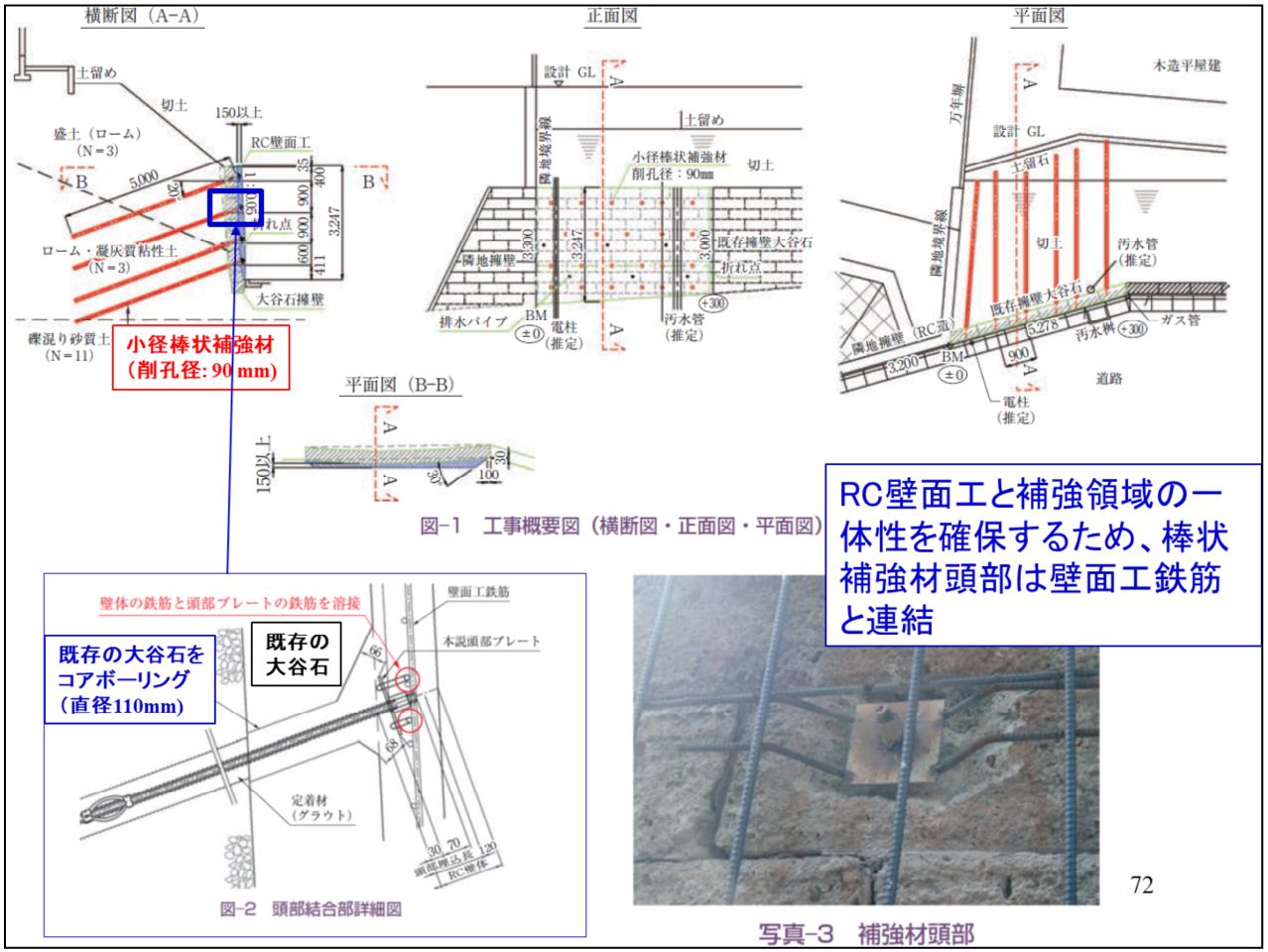
構造、施工、仕上げで最善ではないが、何とか全ての条件を満足できた

特に、用地境界による施工空間の制限は厳しい条件： 壁面工を薄くすることで克服できた

案3は、苦肉の策でした。既存の大谷石の擁壁は撤去せず、大谷石を貫通して削孔して異形鉄筋の補強材を配置してグラウトし、補強材の頭部を大谷石に固定します。擁壁全体を補強してから、補強材頭部と連結するように薄いRCの壁面工を建設する方法です。

この方法は、構造的には最善ではないが、何とか全ての条件を満足できた。特に、用地境界による施工空間の制限は厳しい条件であったが、壁面工を薄くすることで克服できた。

その技術的詳細を次頁以降で説明します。



図–1　工事概要図（横断図・正面図・平面図）

図–2　頭部結合部詳細図

RC壁面工と補強領域の一体性を確保するため、棒状補強材頭部は壁面工鉄筋と連結

写真–3　補強材頭部

これは、案3による施工の詳細です。

ポイントは、不安定な大谷石の擁壁を、補強材層と連結したRC壁面工を最後に施工して被覆することです。

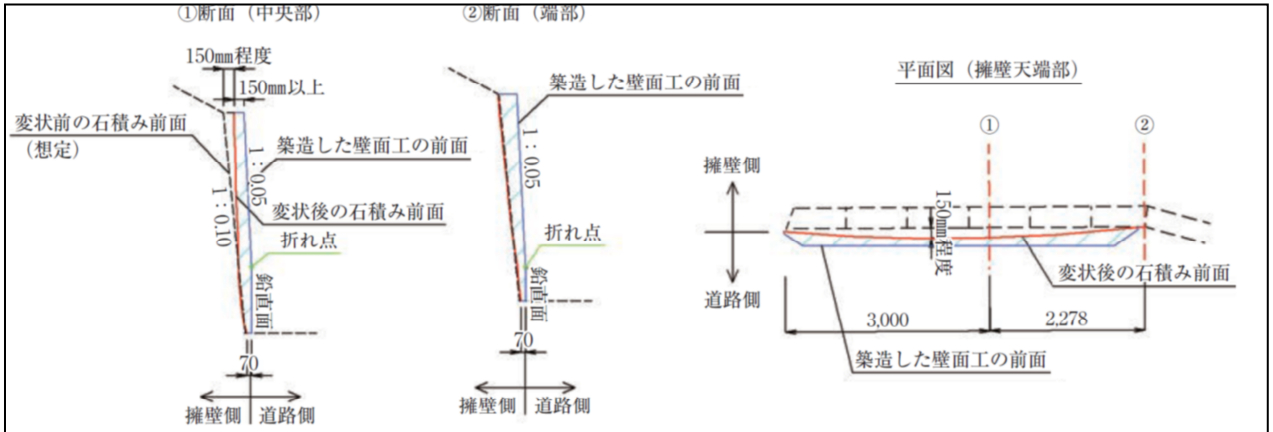


図-4　石積み擁壁の変状形状および築造した壁面工形状

用地境界による施工空間の厳しい制限のため、RC壁面工の下部は限界まで薄くした。それでも、左右の擁壁よりも壁面工の部分が突出せざろう得なかった。

類似の条件の事例は多い
⇒本工法が適用できる

完成した擁壁（壁面工が若干突出している）

用地境界のため、RC壁面工は、下端で非常の薄くしなければならなかったが、何とか建設できた。

首都圏には類似の条件の事例は多く、これらには本工法が適用できると思われます。

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

地山補強土工法のまとめです。

地山補強土工法に関するまとめ-1/3

1) 地山補強土工法によって、施工面積と施工過程を縮小して、仮設構造物を使用しないで(あるいは使用を少なくして)、斜面を安定化できる。従って、環境問題の解決にも役立つ。

2) 引張り補強土工法では、土が最も変形している領域内に最も伸びている方向に引張り補強材を配置する。
　岩盤ではない土質材料からなる斜面では、引張り補強工法が最も効果的である。

3) 地山補強工法でも、地山に粘着力がないほど、勾配が急なほど、補強材配置が粗なほど、表面工(のり面工)を設置してその背面に補強材を固定することが重要である。

地山補強土工法に関するまとめ-2/3

4) 地山・盛土のせん断強度が弱いほど、補強材と地山との接触面積を確保することが重要となり、そのためには補強材の径を大きくすることが有効である。

5) 地山補強土工法の弱点である①施工中の地山の不安定状態の出現と②補強効果を発揮するためには地山は一定程度変形するが、その抑制が必要な場合には、地山掘削の開始前に一定の剛性がある壁体を地山掘削・補強材配置の前に設置して、それに連結するように補強材を打設することが有効である。

6) 斜面上の既設重力式・もたれ式擁壁の耐震性は非常に低い。既設擁壁の耐震補強には、地山補強土工法が有効である。斜面上に擁壁を新設する場合は、ジオテキスタイル補強土擁壁と地山補強土工法を併用する工法が推奨できる。

地山補強土工法に関するまとめ-3/3

7) 豪雨・地震に対する斜面の安定化には、引張り補強材を用いる地山補強土工法による斜面安定化工法が有効である。耐豪雨設計・耐震設計を実施することによって、地山補強土工法はより有利になり、採用されやすくなる。

しかし、通常の設計には「明示された余裕」の外に「隠された余裕である冗長性」が含まれているため、耐震設計をしない場合でも、低いレベルの地震では崩壊しない例もあり、このこと理由にして耐震設計は不要とする場合が多い。しかし、冗長性は制御されておらず、それに頼る設計は信頼性が高いとは言えない。

補強された地山に対してでも、**一律耐震設計不要の方針ではなく**、現在の段階では、重要個所では、少なくともレベル1設計地震動に対して耐震設計を行う方針が望ましい。

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）
完

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

これで、全編12回の講義は終了です。

全部聞いて読んで頂いた方には、お礼を申し上げます。