

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.3

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

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

これは、盛土補強土工法の講義の項目です。

今日は、青の字で書かれた2)の部分の説明をします。

ここで説明する補強土工法のメカニズムは、盛土補強土工法に限定したものではなく、地山補強土工法にも当てはまる全般的で基礎的なものです。

盛土補強のメカニズムのまとめー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 — 補強土擁壁

ここで青で書いてあるのが、補強メカニズムの基本原理です。

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。

ここでは、この三つの分野で、この原理を説明します。

盛土補強のメカニズムのまとめー2

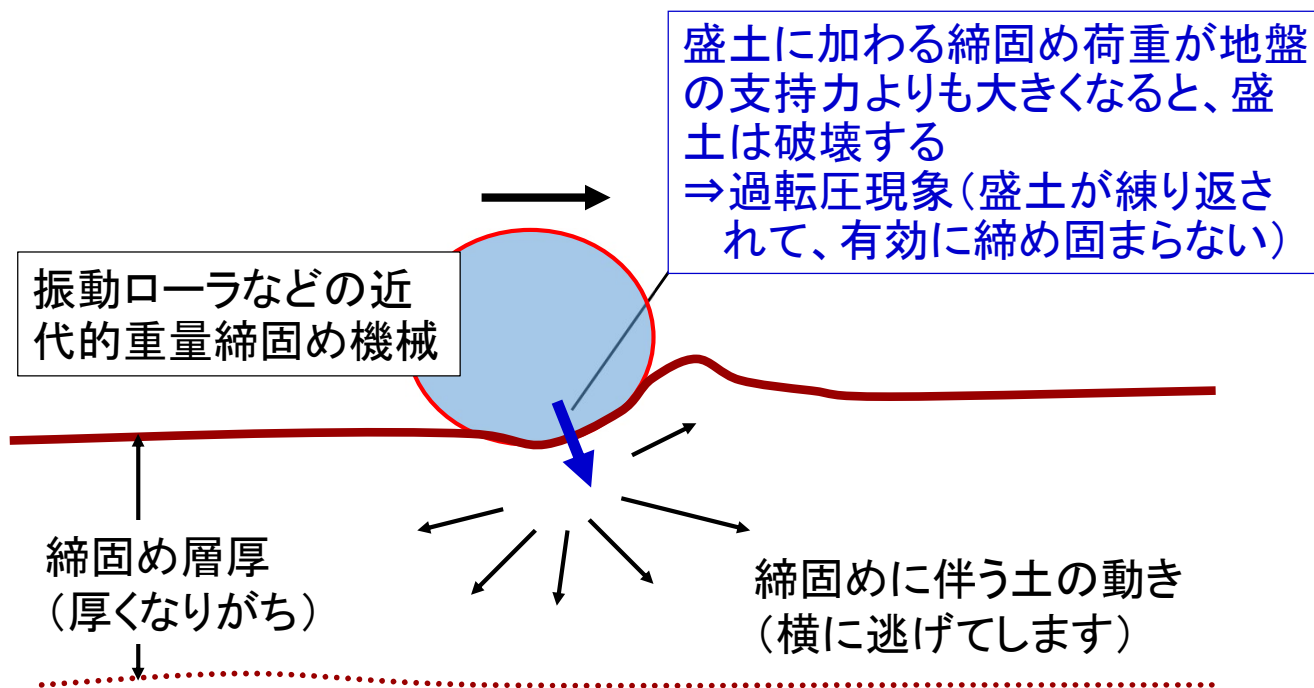
1) 補強による支持力の向上

- 補強した盛土は、無補強盛土よりも良く締固めることができる。
- 鉛直荷重を受ける水平地盤の安定性に対する水平引張補強材の効果
 - ・ 変形を抑制する場合： PL+PS工法が有効

まず、地盤の支持力の補強による向上について説明します。

最初は、補強した盛土は、無補強盛土よりも良く締固めることができることを、説明します。

補強していない盛土の締固めの模式図

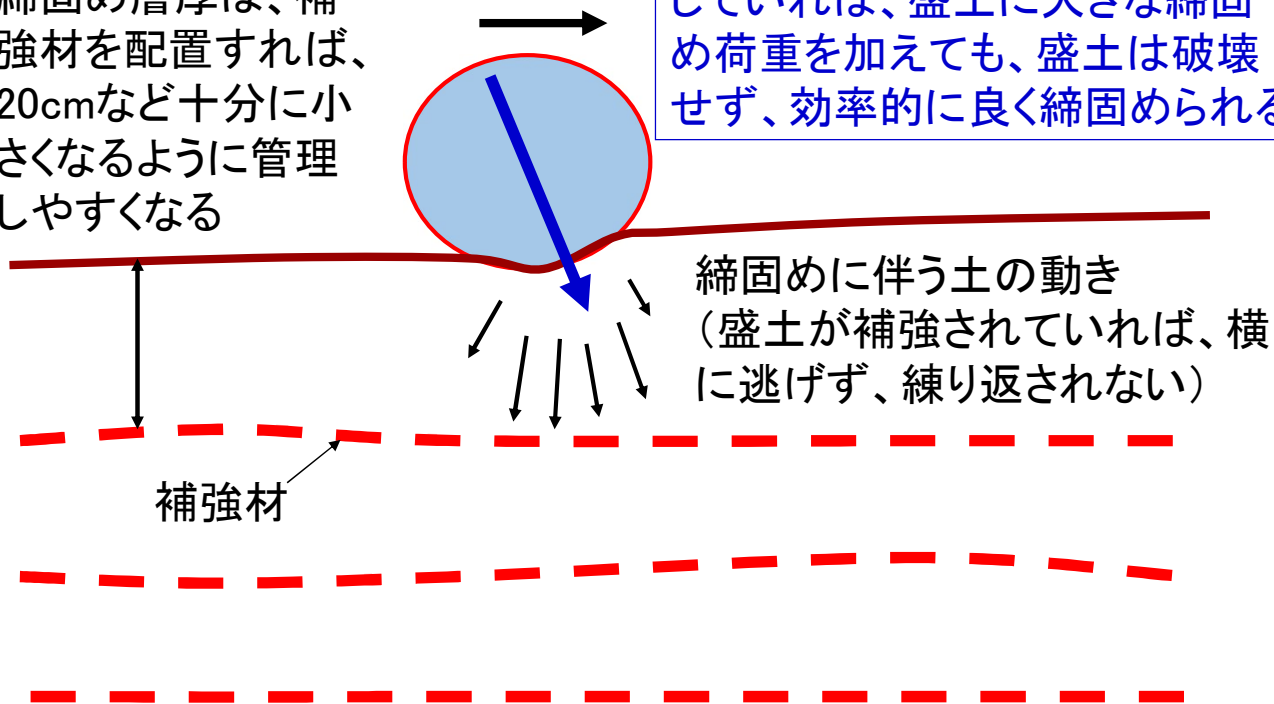


補強していない地盤では、重量のある締固め機械を用ると、土が軟弱で地盤の支持力が小さいと地盤が破壊されて、良く締め固めることが出来なくなります。

補強盛土の締固めの模式図

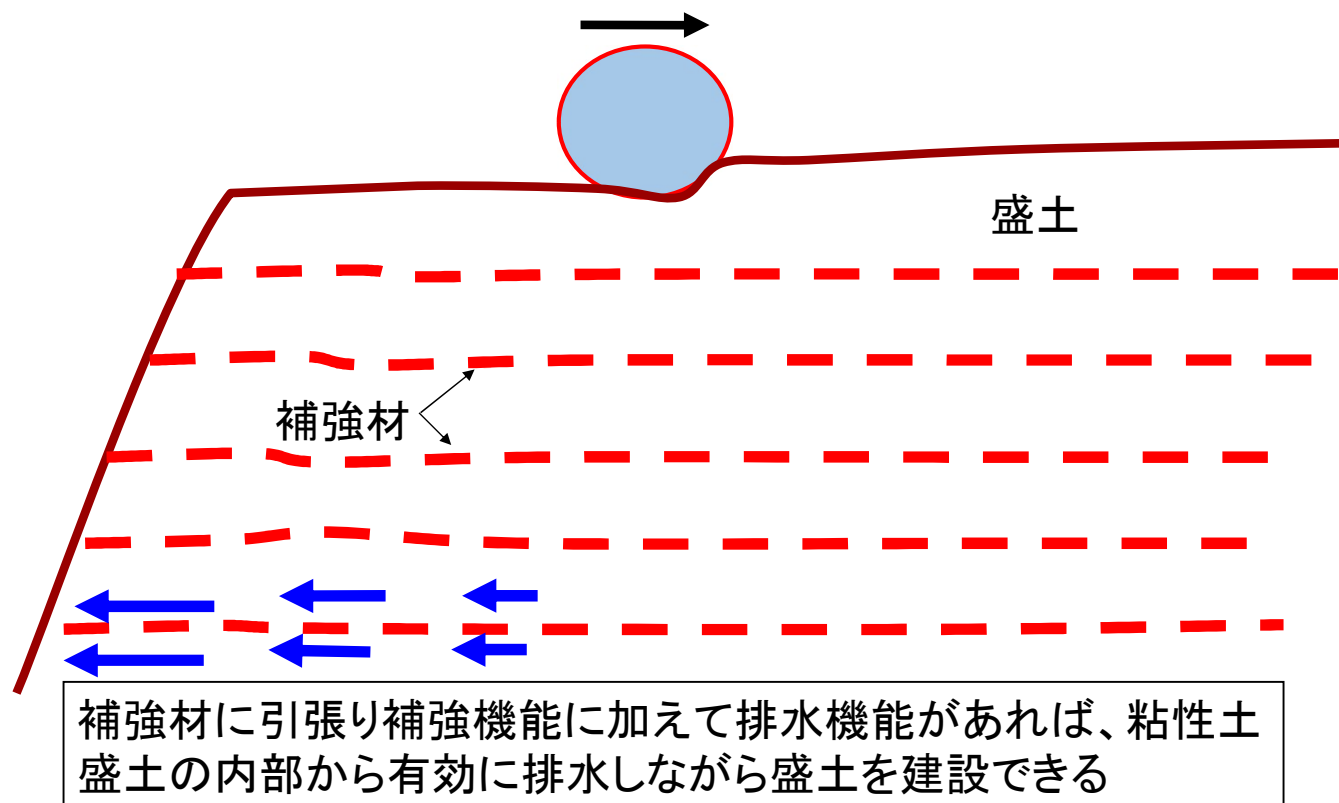
締固め層厚は、補強材を配置すれば、20cmなど十分に小さくなるように管理しやすくなる

盛土が補強されて支持力が向上していれば、盛土に大きな締固め荷重を加えても、盛土は破壊せず、効率的に良く締固められる



図のように地盤が補強されていると、土が軟弱でも、地盤の支持力が向上して、重量のある締固め機械を用いても地盤が破壊されず、良く締め固めることができます。

排水機能もある補強材による粘性土盛土の補強



軟弱であり排水性が悪い粘性土でも、引張り補強とともに排水機能がある補強材を用いれば、建設中と建設中に盛土内部からの排水が促進されて、安定な盛土を建設し維持することができます。

盛土補強のメカニズムのまとめー3

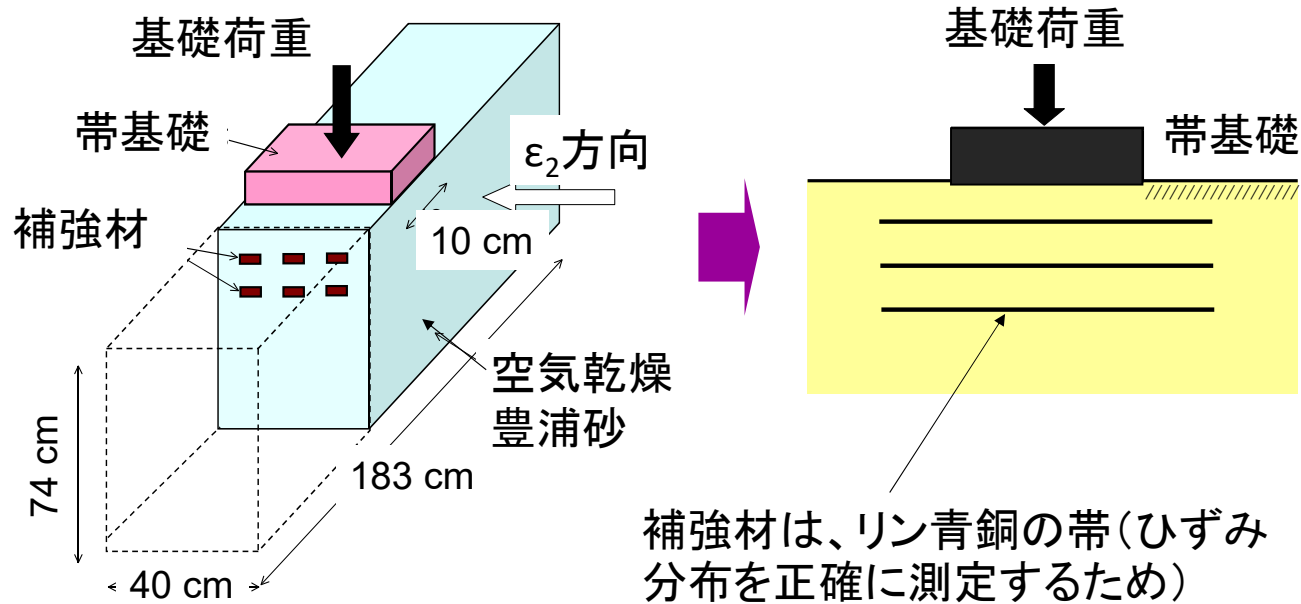
1) 補強による支持力の向上

- 補強した盛土は、無補強盛土よりも良く締固めることができる。
- 鉛直荷重を受ける水平地盤の安定性に対する水平引張補強材の効果
 - ・ 変形を抑制する場合： PL+PS工法が有効

次に、補強による地盤の支持力の向上についてです。

また、補強による地盤変形の抑制についても説明します。

補強による地盤の鉛直支持力の向上(室内模型試験)



龍岡文夫監修(2005): 新しい補強土擁壁のすべて—盛土から地山まで—, 総合土木研究所

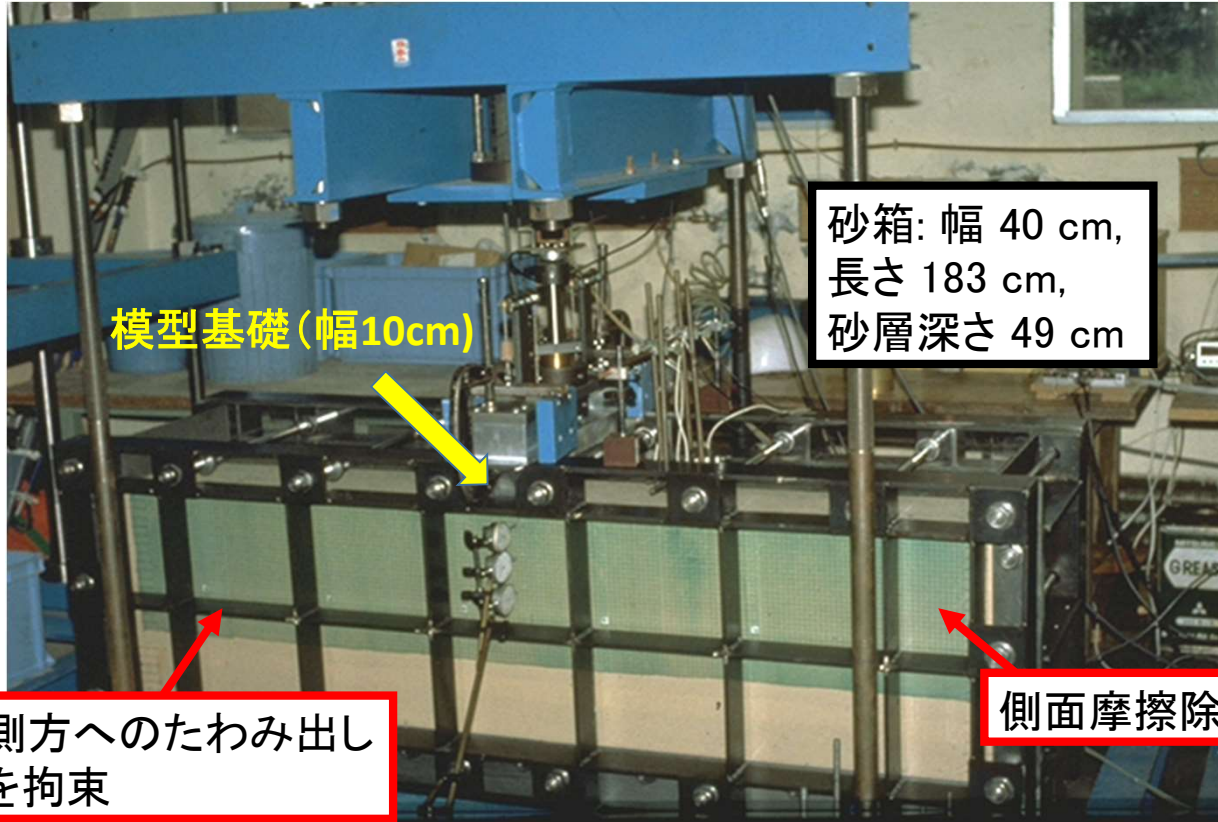
これは、補強によって地盤の支持力が向上するメカニズムを研究するための模型実験です。

砂箱の中に砂地盤を作製して、その中央に幅10cmの帯基礎を配置して、鉛直に載荷します。

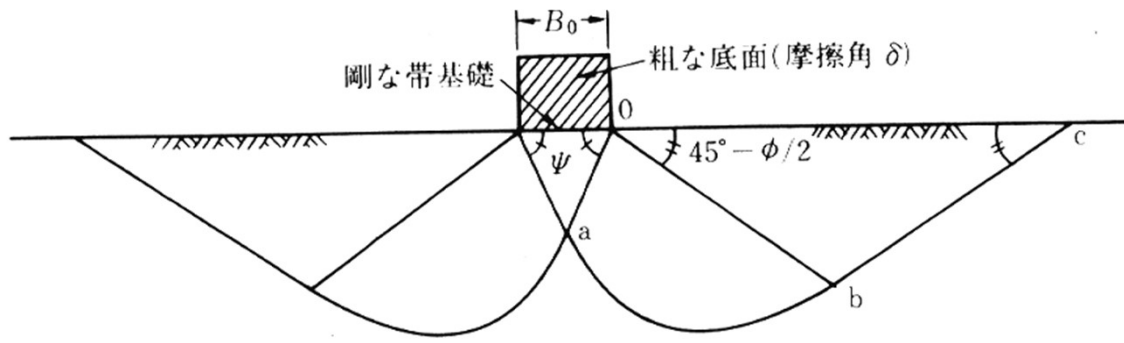
補強しない地盤と図に示すように補強材を水平に配置した地盤で支持力がどのように異なるのか、を調べています。

平面ひずみ状態での模型支持力実験
(空気乾燥豊浦砂: 基礎幅 $B_0 = 10 \text{ cm}$, 1 g試験)

これは、模型実験の様子です。



無補強水平地盤に対する古典的支持力理論



すべり面は瞬時に発生して完成すると仮定:
→すべり面に沿って、それぞれの点でのピーク強度は同時に発揮される、と仮定

しかし、実際の現象は全く異なる……

なぜこのような模型実験を行ったのでしょうか？

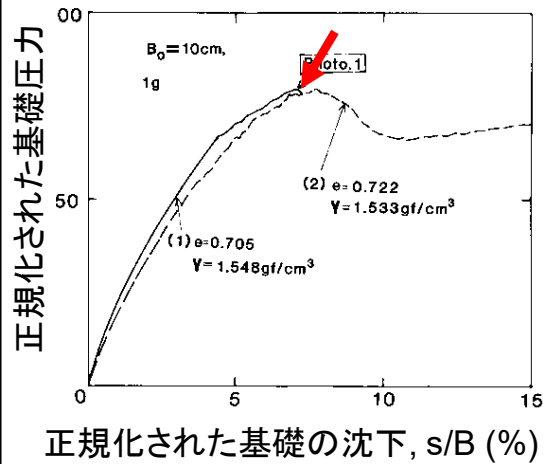
それは、教科書で説明されている支持力の古典的理論は、実際の現象とかけ離れているからです。

そのため、古典的支持力理論では、実際の補強効果は説明できないからです。

つまり、補強していない地盤の支持力の古典的理論では、すべり面は瞬時に発生して完成すると仮定しています。つまり、すべり面に沿って、それぞれの点でのピーク強度は同時に発揮される、と仮定しています。

しかし、実際は全く異なります。

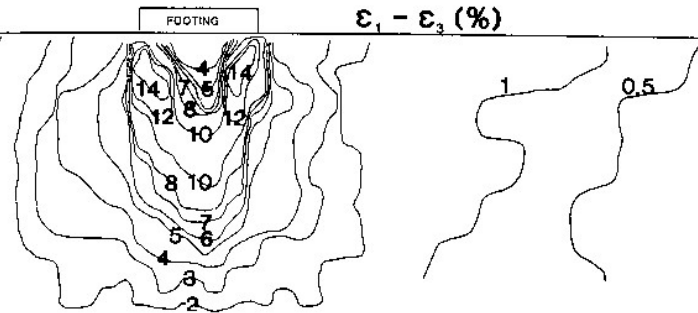
基礎底面は粗



無補強の空気乾燥豊浦砂、
 実験終了後、湿潤させてから切り出した
 中央断面(黒色の帯は染色した砂)
 実験は谷和夫氏の修士論文研究による

数字は $\gamma = \varepsilon_1 - \varepsilon_3$ (%) の値

砂箱の外側から撮影した砂層の変位分布から求めた
 せん断ひずみ分布: 極めて非一様である



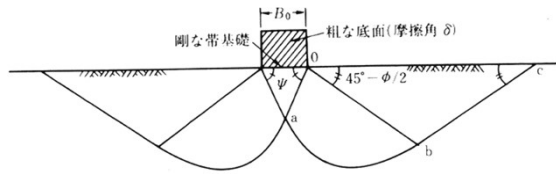
右上の写真は、基礎荷重が最大になった時に荷重を止めて、模型を解体して、元々は空気乾燥していた砂を湿潤させてから切り出した中央断面です。黒色の帯は染色した砂です。

下の図は、砂箱の外側から撮影した写真から得たものであり、地盤内の同じひずみ状態を等高線で表したものです。

基礎荷重が最大の時、すべり線は基礎の両端から下方に部分的に発生しているだけです。

それに対応して、基礎直下の地盤内に発生しているひずみは大きいですが、基礎から離れるほど急速に減少しています。

無補強水平地盤の場合に対する古典的支持力理論



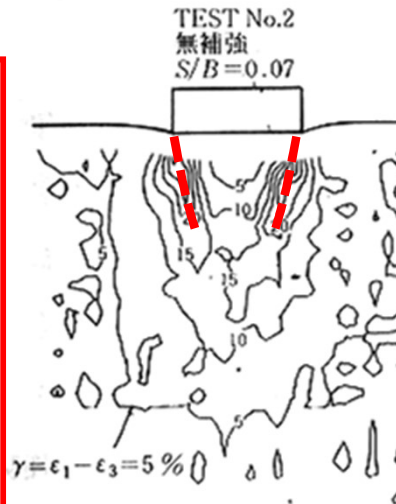
すべり面は瞬時に発生して完成すると仮定：
 →すべり面に沿って、それぞれの点でのピーク強度は同時に発揮される、と仮定

実際は……

無補強水平地盤の破壊

フーチング荷重が最大の時： 右図に示すように、すべり面は基礎端部から一部発生しただけであり、地盤内のひずみはフーチング真下の領域だけに集中

すべり面は進行的に発生、すべり面に沿ったそれぞれの点でのピーク強度は、同時には発揮されない。 →地盤の破壊は進行的。



授業で習った古典的支持力理論では、すべり面は瞬時に発生して完成すると仮定しています。

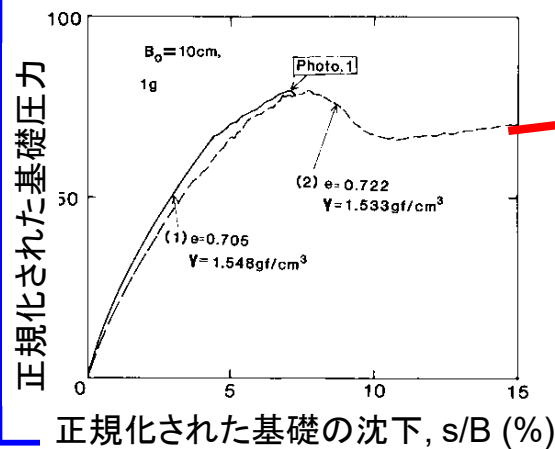
しかし実際は、基礎荷重が最大の時、右下の図に示すように、すべり面は基礎端部から一部発生しているだけです。それに対応して、地盤内のひずみは基礎真下の領域だけに集中しています。

このように、すべり面は進行的に発生して、すべり面に沿ったそれぞれの点でのピーク強度は、同時には発揮されません。

つまり、地盤の破壊は進行的です。

基礎底面は粗

無補強の空気乾燥豊浦砂、
実験終了後、湿潤させてから切り出した
中央断面(黒色の帯は染色した砂)
実験は谷和夫氏の修士論文研究による



$S/B_0 = 70\%$

すべり面(せん断層)が完成するのは、基礎荷重がピークに達した後、基礎の沈下が非常に大きくなってからである。

この写真は、基礎を更に沈下させた後です。

すべり面(せん断層)が地表面まで達しています。

しかし、このようにすべり面が完成するのは、基礎荷重がピークに達した後、基礎の沈下が非常に大きくなってからです。

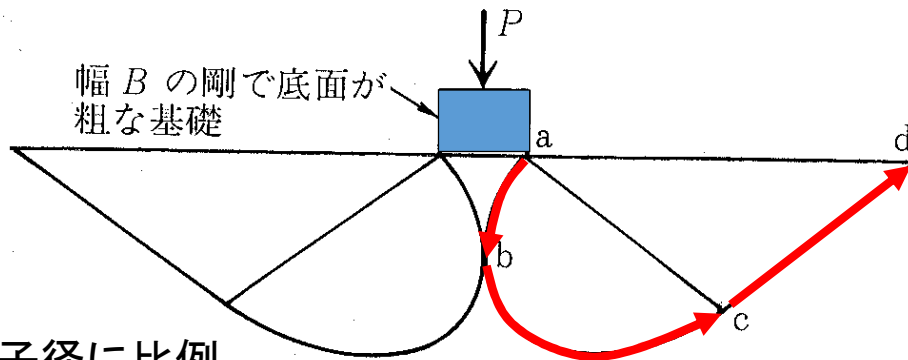
実際は地盤は進行的に破壊する：
すべり層全体は瞬時に完成しない

- ・ $a \rightarrow b \rightarrow c \rightarrow d$ とすべり層が進展して行く途中で、基礎荷重 P が最大値。
- ・土のピーク強度はすべり層全体に沿って同時には発揮されない。



これは、すべり面の発生が進行的であることを模式的に示したものです。

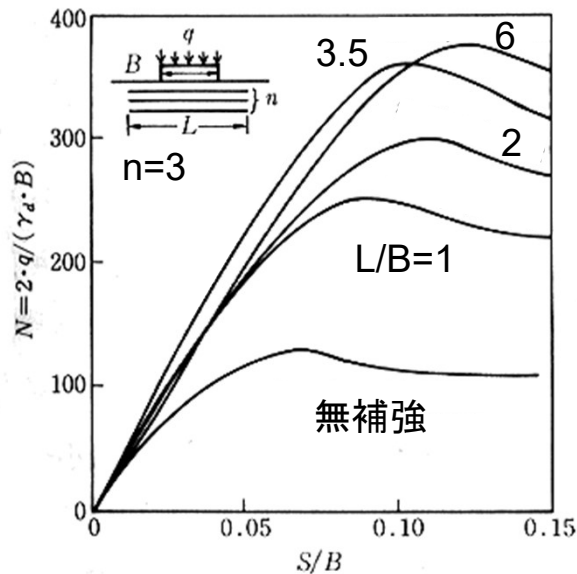
→支持力問題では、破壊の進行性の影響が著しい



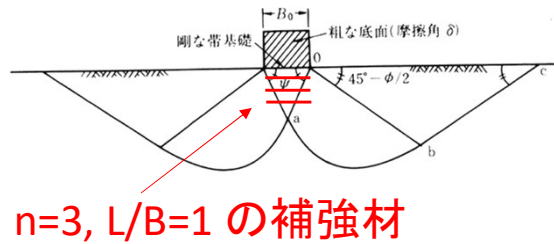
- ・すべり層厚は粒子径に比例
(粒子径効果)

引張り補強された砂地盤の平面ひずみ支持力実験による正規化された基礎圧力 N と基礎沈下量 S/B の関係

q : 基礎平均圧力、 γ_d : 砂地盤の乾燥単位体積重量、
 B : 基礎幅 = 10 cm、 S : 基礎沈下量
 補強材の鉛直間隔 = 3 cm



実験は、黄景川氏の
 修士論文研究による



補強材長さ L /基礎幅 $B=1.0$ の場合、
 補強材は、基礎直下で主要なすべり
 面と交差してその発生を妨害している
 だけ
 ⇒それでも、大きな補強効果

この現象は、基礎の古典的支持力理
 論では理解できない

左の図は、「正規化された基礎
 圧力 N と基礎沈下量 S/B の
 関係」です。引張り補強材の
 配置によって砂地盤の支持力
 が増加する様子を示していま
 す。

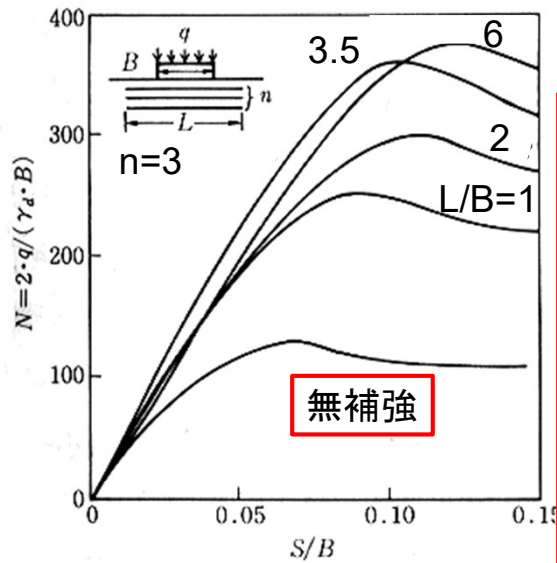
L は補強材の長さ、
 B は基礎の幅(10cm)、
 n は補強材の層数(3)です。

$L/B=1.0$ の短い補強材で補
 強すると、基礎直下で主要な
 すべり面と交差してその発生
 を妨害しています。

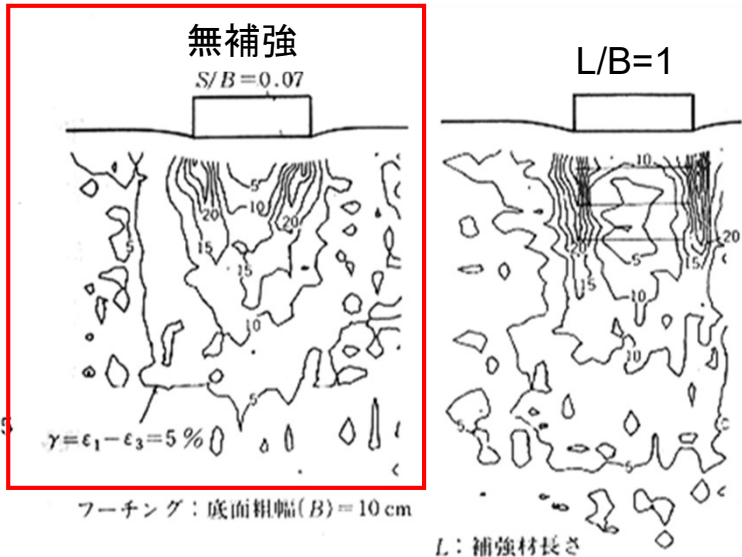
しかし、補強材が交差してい
 るすべり面は、最終的に発生
 するすべり面の全体の一部だ
 けです。それでも、大きな補強
 効果があります。

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。



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

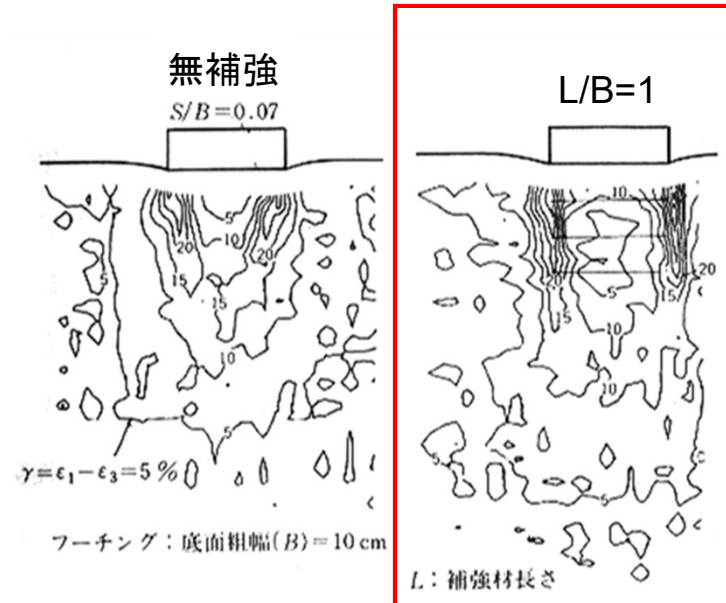
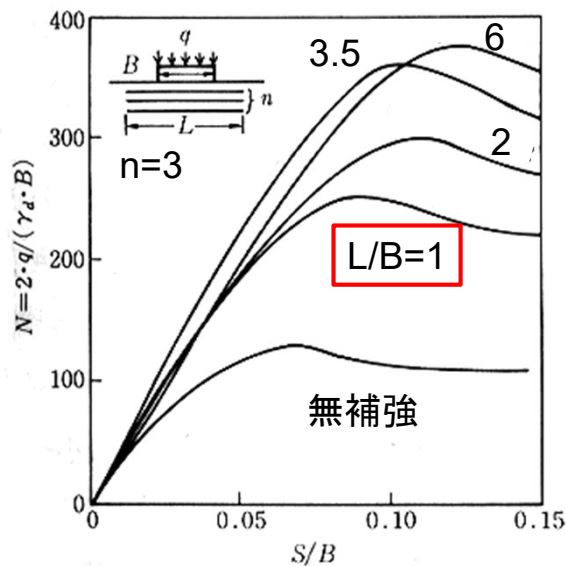


右下の赤枠で囲んだ図は、無補強の地盤内での、基礎の沈下比S/Bが0.7になるまでに地盤内に生じた局所的なせん断ひずみ $\gamma = \varepsilon_1 - \varepsilon_3$ の分布です。

無補強水平地盤では、基礎の荷重が最大の時、地盤内のひずみは基礎直下の領域だけに集中しています。

・L/B=1.0でも補強効果が大きいのは、無補強地盤内の主要なひずみを有効に拘束しているから

→無補強地盤内でのひずみ分布と ε_3 の方向を知り、それを拘束するように補強材を配置のが効果的



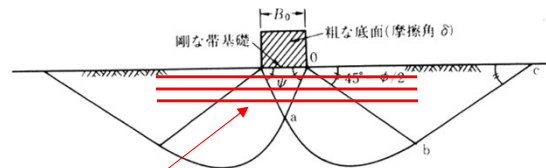
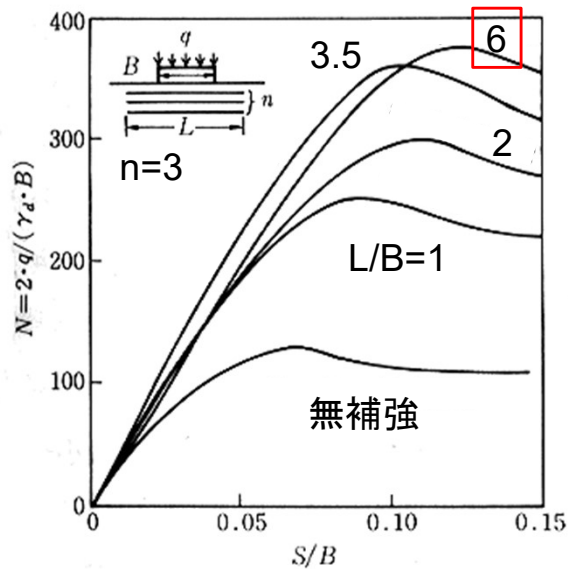
右下の赤枠で囲んだ図は、長さがL/B=1.0の補強材で補強した地盤内のひずみの等高線を示したものです。

基礎直下の領域内に、無補強地盤での ε_3 方向(即ち水平方向)に引張り補強材を配置して ε_3 の発生を抑制することによって地盤が破壊しないようにしています。その結果、基礎が深くなったのと同じ効果が発揮されて、支持力が増加しています。

このことは、無補強地盤内でのひずみ分布と ε_3 の方向を知り、それを拘束するように補強材を配置する必要があることを示しています。

引張り補強された砂地盤の平面ひずみ支持力実験による正規化された基礎圧力 N と基礎沈下量 S/B の関係

q : 基礎平均圧力、 γ_d : 砂地盤の乾燥単位体積重量、
 B : 基礎幅 = 10 cm, S : 基礎沈下量
 補強材の鉛直間隔 = 3 cm



$n=3, L/B=6$ の補強材

補強材長さ L/B を1.0よりも大きくしても、補強効果の増加は少ない
 \Rightarrow 基礎幅の外側では、すべり面は発達していないことを示している

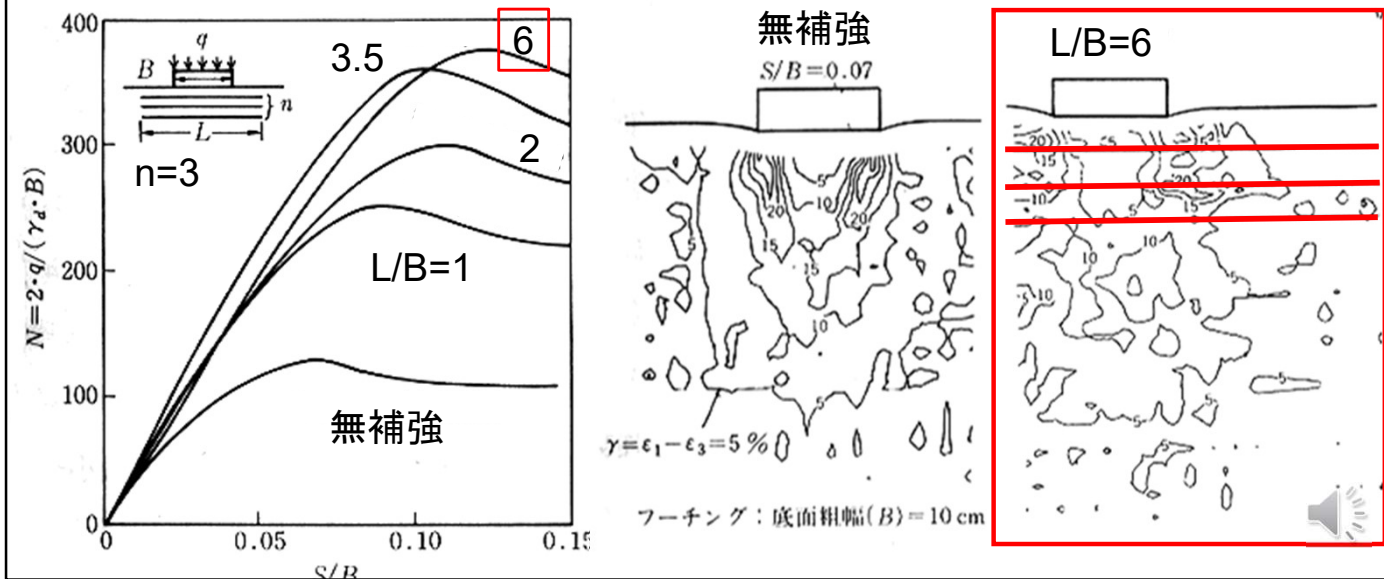
この現象も、基礎の古典的支持力理論では理解できない

長さ L /基礎幅 $B=6.0$ と補強材が非常に長い場合です。

補強材を $L/B = 6.0$ と非常に長くしても、補強効果の増加は少ないことが分かります。

・L/Bが1.0を越えると、補強効果が小さい。
 これは、無補強地盤内では基礎幅の外で主要なひずみが発生しないためである。基礎幅よりも長い補強材は、基礎荷重を分散する効果があり、この効果によって支持力は副次的に増加する。

→無補強地盤内でのひずみ分布と ϵ_3 の方向を知り、それを拘束するように補強材を配置するのが効果的であることを示している。

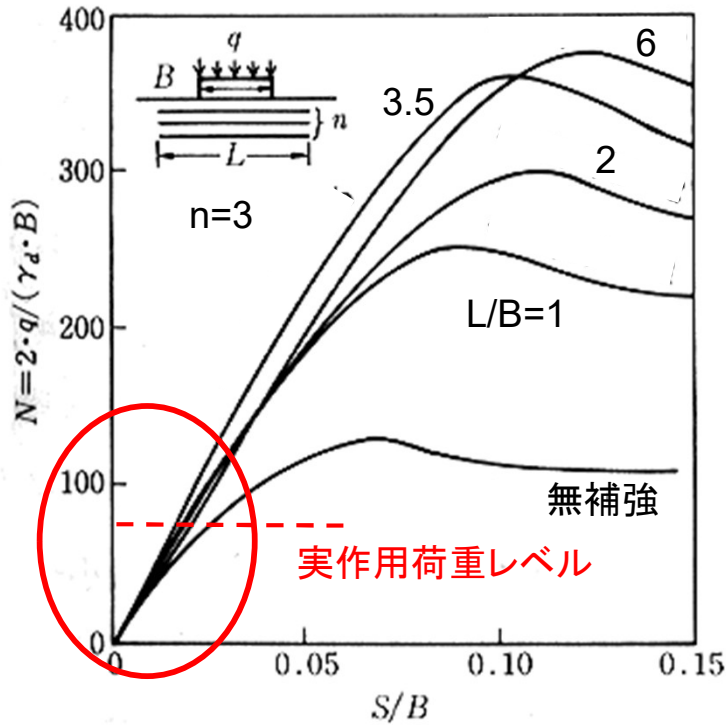


補強材の長さを $L/B = 6.0$ としても補強効果の増加は少ないのは無補強地盤では基礎幅の外側は、すべり面は発達しておらず、ひずみが小さいためです。基礎の幅よりも外側に補強材を配置しても、補強効果は少ないことを示しています。

ただし、基礎幅よりも長い補強材は、基礎荷重を分散する効果があり、この効果によって支持力は副次的に増加します。

これらの現象は、基礎の古典的支持力理論では理解できません。

地盤を適切に引張り補強すると、最終支持力は大幅に増加する。
 しかし、載荷開始後の地盤ひずみが小さい時の初期剛性は、
 殆ど増加していない。実作用荷重に対しては補強効果はないことなる。



図に示すような実作用荷重レベルでは、補強による沈下 s の減少は非常に小さい

⇒補強地盤で初期剛性を向上させる方法は？

この図に示すように、地盤を引張り補強材で補強すると、最終支持力は大幅に増加します。

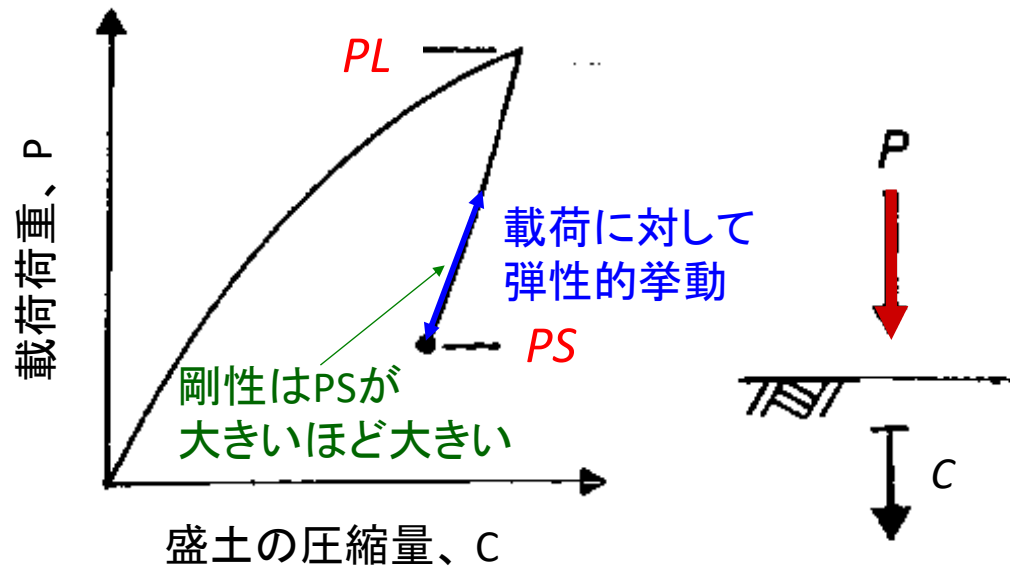
しかし、載荷開始後の地盤ひずみが小さい時の初期剛性は、殆ど増加していません。

これでは、実作用荷重に対しては補強効果は殆ど発揮されないことなり、実質的な補強材は働いていないことになります。

次に、この問題の解決方法を検討します。

プレロード・プレストレス工法による補強盛土の弾性化

- 1)十分に大きなプレロード **PL**を加える
(補強盛土では、大きな**PL**を加えられる)
- 2) 荷重を初期プレストレス **PS**に低下する
- 3) 構造物供用中は、できるだけ高いプレストレス **PS**を維持する
⇒高い剛性と高い終局安定性を確保できる



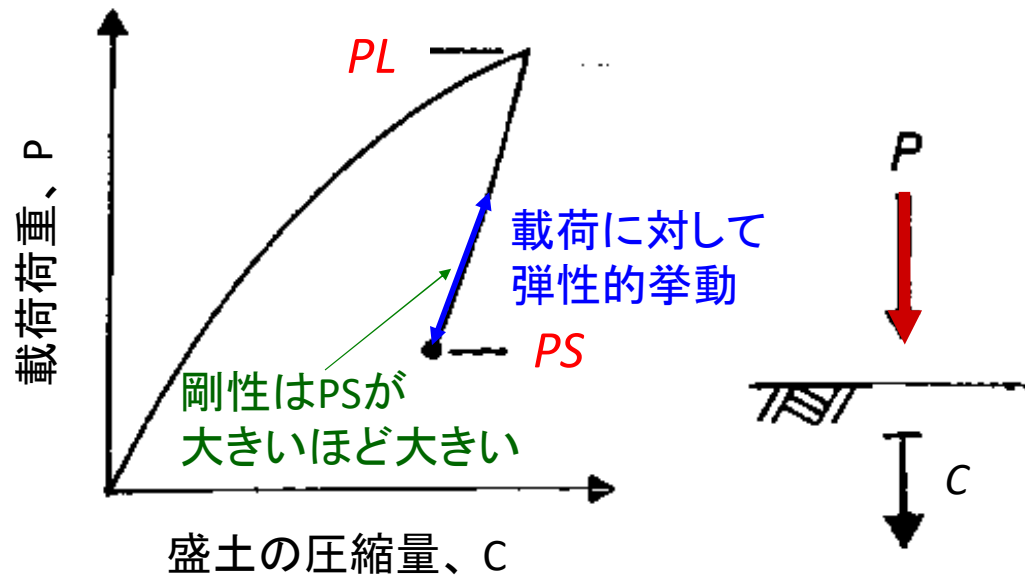
解決法は、この図で説明している「プレロード・プレストレス工法による補強盛土の弾性化」です。

プレロード(PL)とは、前もって加えておく大きな荷重のことです。構造物は、その荷重を除荷してから供用されます。

プレストレス(PS)とは、前もって作用させて構造物の供用中も維持しておく荷重のことです。

プレロード・プレストレス工法による補強盛土の弾性化

- 1) 十分に大きなプレロード PL を加える
(補強盛土では、大きな PL を加えられる)
- 2) 荷重を初期プレストレス PS に低下する
- 3) 構造物供用中は、できるだけ高いプレストレス PS を維持する
⇒ 高い剛性と高い終局安定性を確保できる

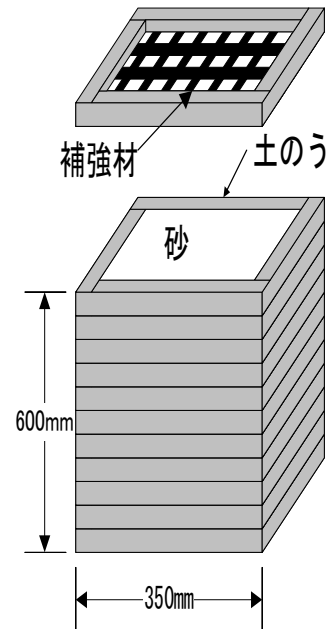
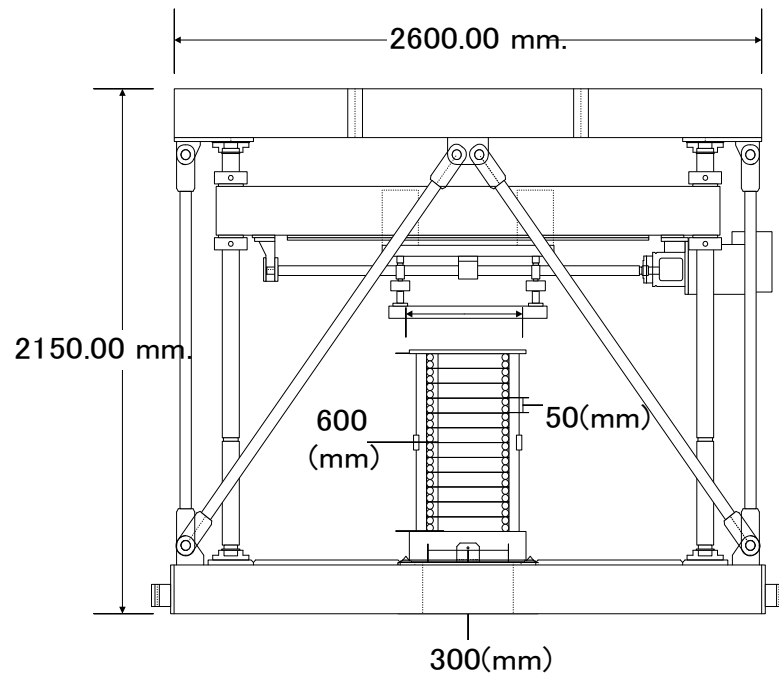


「プレロード・プレストレス工法による補強盛土の弾性化」は、次の方法で実現します。

- 1) 十分に大きなプレロードを加える(補強盛土では、構造物を損傷させることなく、十分に大きな PL を加えられる)
- 2) 荷重を初期プレストレスに低下する(プレストレスが大きいほど、载荷直後の剛性は大きくなる)。
- 3) 構造物供用中は、プレストレスを維持する

⇒ これらの結果、高い剛性での弾性状態と高い終局安定性を実現できます。

室内模型実験によるプレロード・プレストレスの効果の確認



龍岡文夫監修(2005): 新しい補強土擁壁のすべて—盛土から地山まで—, 総合土木研究所
実験は、篠田昌弘氏の修士論文研究による

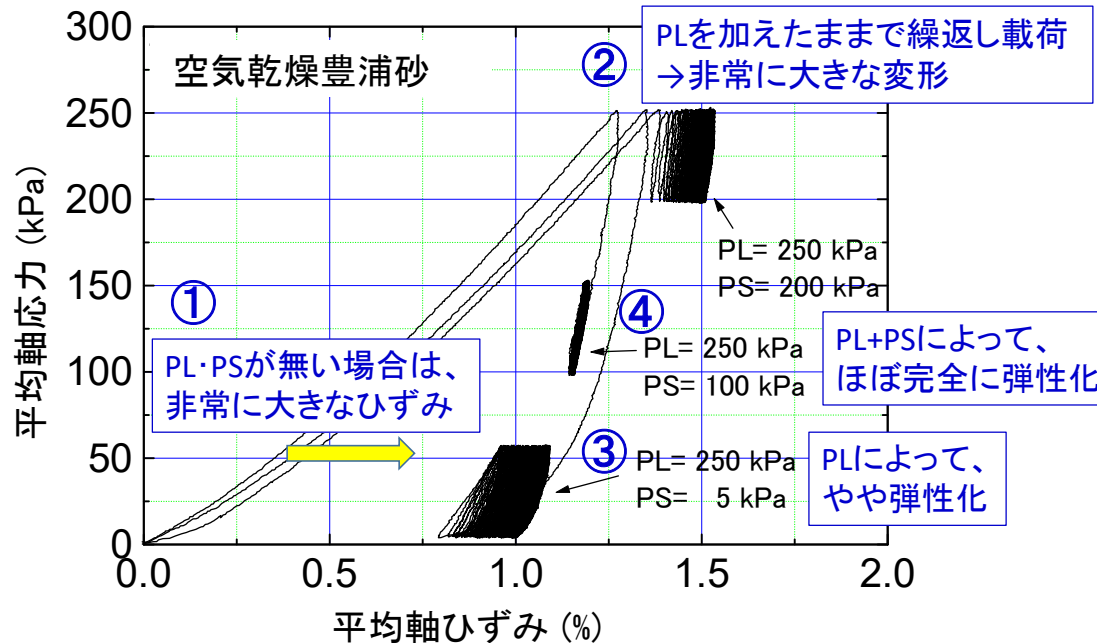
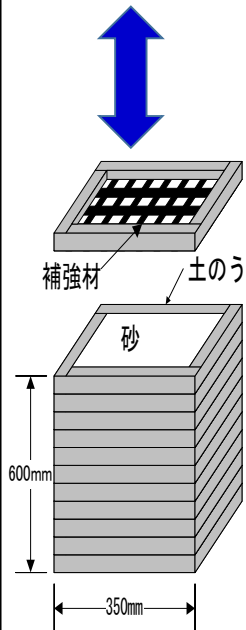
プレロード・プレストレスの効果を確認するために行った室内模型実験を紹介します。

ジオテキスタイルで補強した砂質土の盛土で橋脚の小型模型を作製しています。

その模型に、鉛直荷重を加えています。

交通荷重を受けた盛土構造物における剛性と残留変形に対するプレロードとプレストレスの効果

繰返し荷重



龍岡文夫監修(2005): 新しい補強土擁壁のすべて—盛土から地山まで—, 総合土木研究所
 実験は、篠田昌弘氏の修士論文研究による

これは、交通荷重を受けた盛土構造物の剛性と残留変形に対するプレロードとプレストレスの効果を検討した結果です。

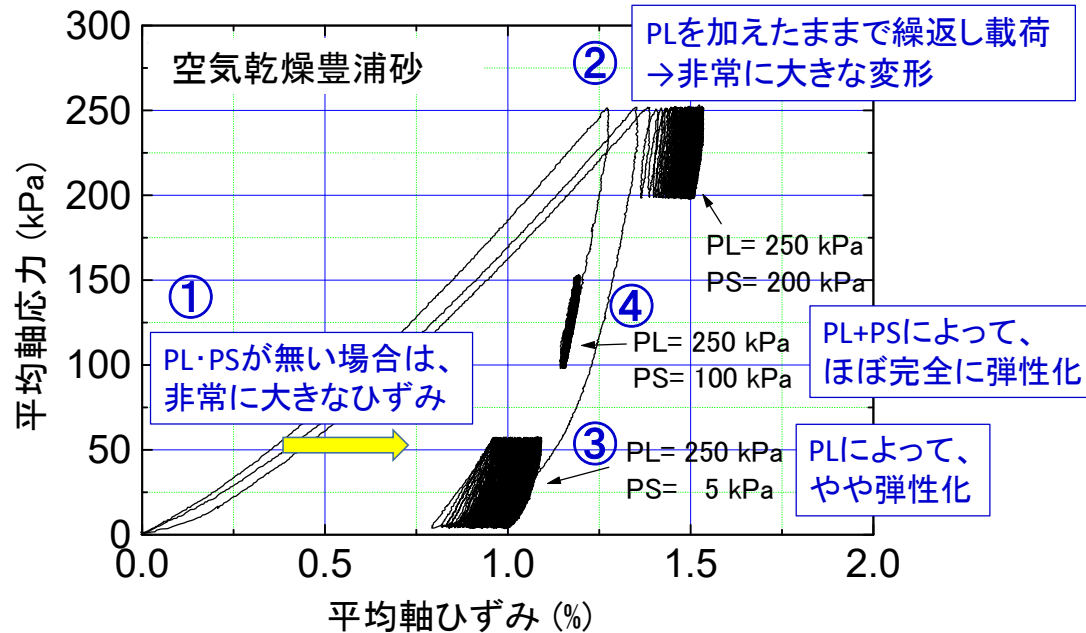
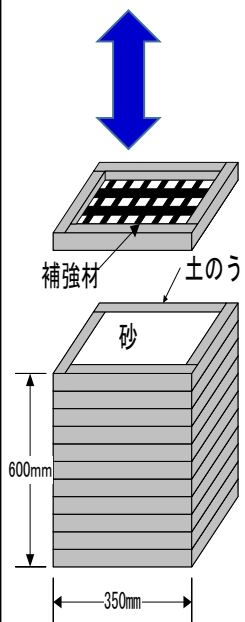
①は、プレロード(PL)とプレストレス(PS)がない状態で繰返し载荷を受けた場合です。データを示してありませんが、大きな残留変形が生じます。

②は、PLを加えたままの状態でも繰返し载荷を受けた場合で、大きな残留変形が生じます。

③は、PLを全て除荷してPSがゼロの状態でも繰返し载荷を受けた場合で、大きな残留変形が生じます。

交通荷重を受けた盛土構造物における 剛性と残留変形に対するプレロードとプレストレスの効果

繰返し荷重



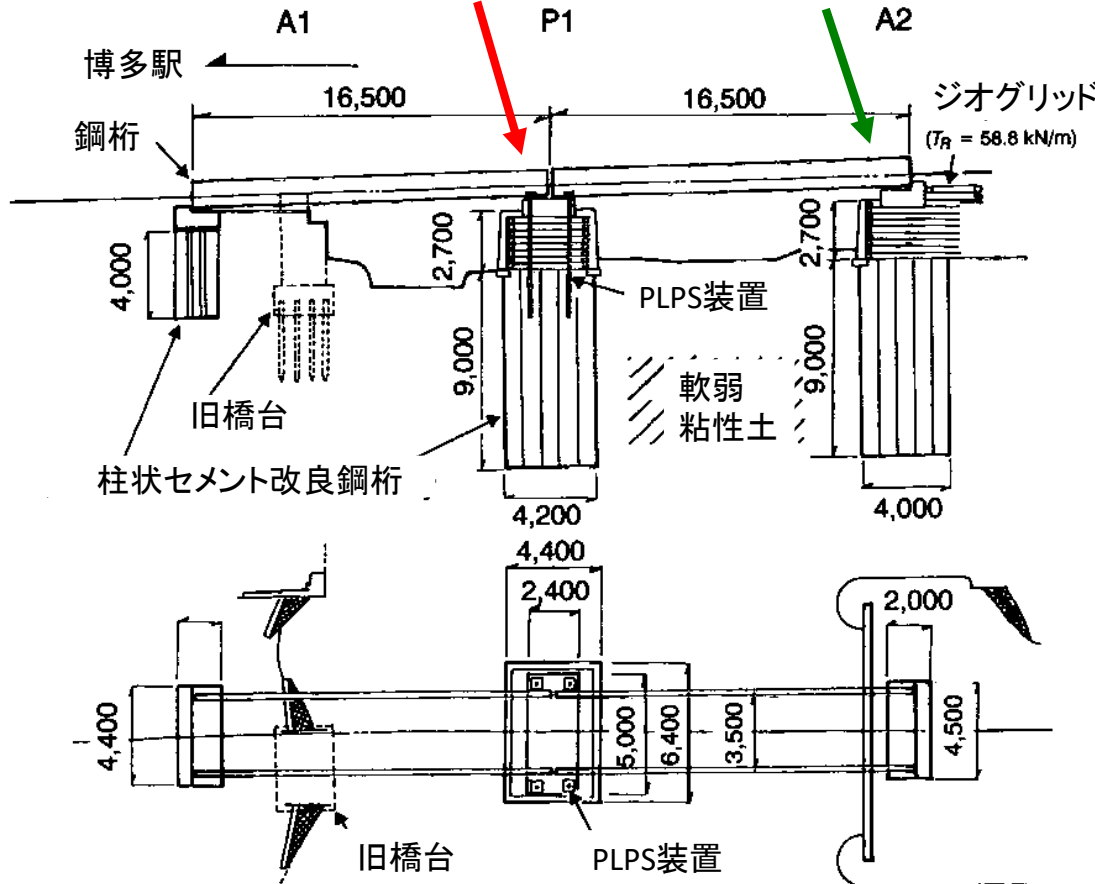
龍岡文夫監修(2005): 新しい補強土擁壁のすべて—盛土から地山まで—, 総合土木研究所
実験は、篠田昌弘氏の修士論文研究による

最後に、④は、PLを部分的に除荷してかなりの大きさのPSがある状態で繰返し载荷を受けた場合です。盛土の挙動は弾性的になり、残留変形が殆ど生じていません。

これは、PLによって盛土が弾性的になったのに加えて、一定の大きさのPSが作用して盛土が拘束されている状態であったため、弾性化の効果が保持されていたためです。

JR九州福岡市篠栗線馬出仮設橋: 1996年建設、1997~2001年供用

PL&PS 補強土橋脚 対 PL&PSが無い補強土橋台



模型実験で効果が確認されたプレロード・プレストレス工法は、JR九州福岡市篠栗線の馬出仮設橋の建設に適用されました。

1996年に建設されて、1997~2001年の間供用されました。

中央の構造物がPL&PS工法を適用したジオテキスタイル補強土の橋脚です。

右端の構造物は、PL&PS工法を適用していないジオテキスタイル補強土の橋台です。

プレロード・プレストレス工法のジオテキスタイル補強土橋脚の施工

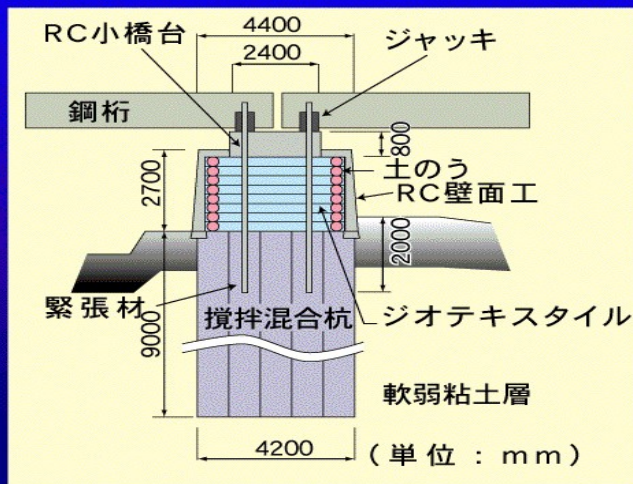


これは、プレロード・プレストレス工法を適用したジオテキスタイル補強土橋脚の建設の様子です。

盛土材は、粒度調整碎石で、良く締め固めています。
この最後の段階は、橋脚盛土の上に桁支持用のRC小橋台を建設した所です。

段階的に建設しているので、大型機械は用いていません。
この橋脚の建設費は、RCだけで建設する橋脚よりも相当低くなります。

実現場での適用(JR九州篠栗線)



篠栗線馬出橋梁での適用例

PL/PS補強土橋脚の完成状況

1996年夏完成：JR九州篠栗線(福岡市)

粒度調整碎石の盛土材

16.5 m の二つの桁を支持

桁荷重 = 20 トン、列車荷重(衝撃荷重を含む) = 136 トン

プレロード：最大 240 トン12 日間

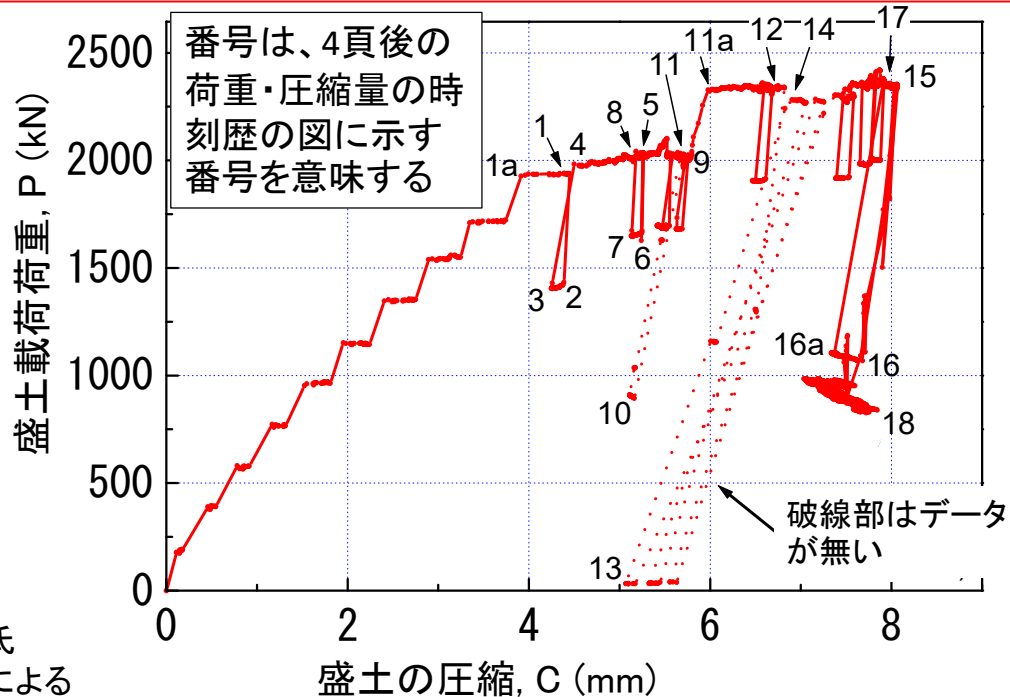
これは、完成した橋脚構造物の詳細です。

最後に、剛な一体壁面工を補強材と連結しながら建設しています。

盛土を鉛直に貫通している四本のタイロッドで、盛土を上下方向に締め付けることができます。この方法で、補強盛土にプレロードとをプレストレスが加えます。

盛土はジオテキスタイル補強材で補強してありますから、かなりの大きさのPLとPSを加えることができます。

粒度調整碎石の盛土材、二つの長さ16.5 m の桁を支持
 桁荷重= 200 kN (20トン)、
 設計列車荷重(衝撃荷重を含む)= 1,360 kN (136トン)
 通常の最大列車荷重= 600 kN程度
 ⇒プレロード: (200+1,360)kNを超える2,400 kN (240トン)12 日間



内村太郎氏
 博士論文による

これは、供用開始前に行っ
 た橋脚のPL載荷試験の結果
 です。

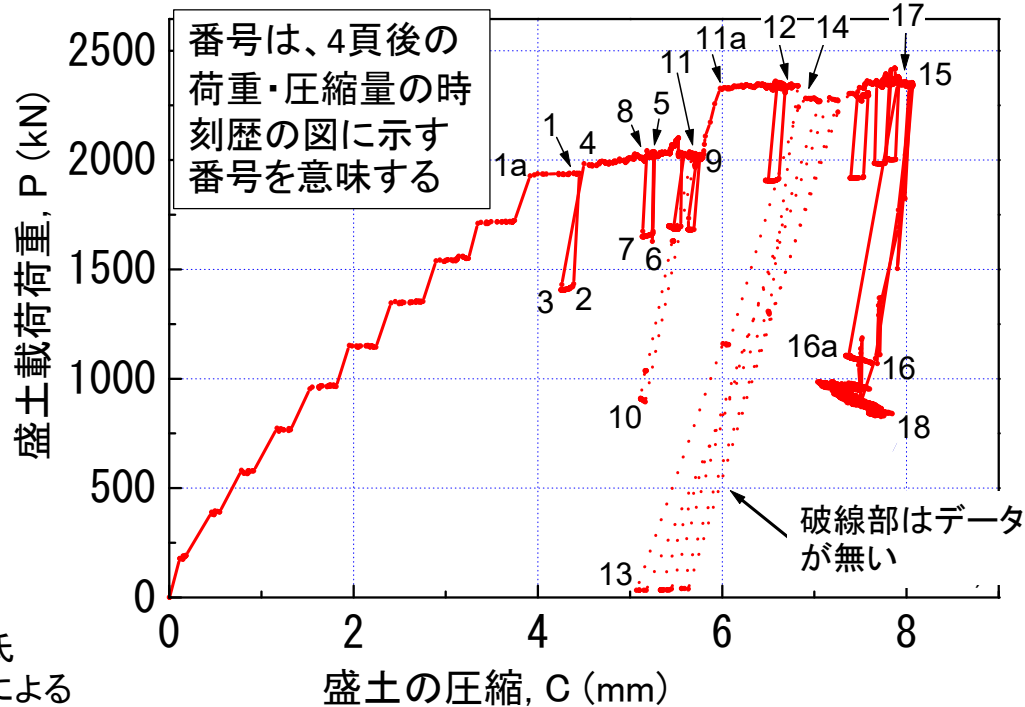
橋脚は、長さ16.5 mの二つ
 の桁を支持します。合計桁荷
 重= 200 kN (20トン)です。

また、設計で考える最大の
 列車荷重(衝撃荷重を含む)=
 1,360 kN (136トン)で、
 通常の最大列車荷重= 600
 kN (60トン)程度です。

これらを考慮して、
 プレロードとして、2,400 kN
 (240トン)を12日間加えていま
 す。

プレストレスは800kN (80ト
 ン)として、供用中の最大荷重
 がプレロードを超えないように
 しています。

粒度調整碎石の盛土材、二つの長さ16.5 m の桁を支持
 桁荷重= 200 kN (20トン)、
 設計列車荷重(衝撃荷重を含む)= 1,360 kN (136トン)
 通常の最大列車荷重= 600 kN程度
 ⇒プレロード: (200+1,360)kNを超える2,400 kN (240トン)12 日間



内村太郎氏
 博士論文による

200 kN (20トン)のプレロード
 の荷重で、約8mm圧縮してい
 ます。

プレロードをNo.18の点まで
 除荷して、その後約5年間供
 用しています。





列車通過時の橋脚の最大圧縮量は?

橋台

最初の列車通過時の
補強土橋脚(PL・PS有)と
補強土橋台(PL・PS無)の挙動

橋脚

では、最初の列車通過時の
補強土橋脚(PL・PS有)と
補強土橋台(PL・PS無)の最大
圧縮量は、どの程度だったで
しょうか?

推定して見て下さい。

添付した PLPStrain のタイト
ルの動画fileは、最初の列車
通過時に撮影したものです。



列車通過時の橋脚の最大圧縮量は?

橋台

最初の列車通過時の
補強土橋脚(PL・PS有)と
補強土橋台(PL・PS無)の挙動

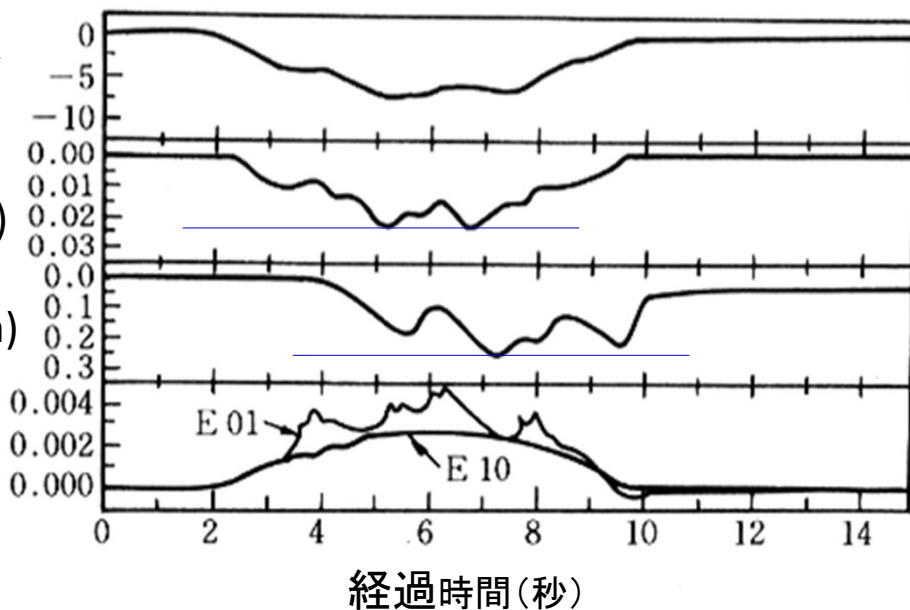
橋脚

橋脚のタイロッド
の張力(kN)

橋脚の圧縮量(mm)

橋台の圧縮量(mm)

橋脚内のジオグ
リッドのひずみ増
分(%)



最初の列車通過時の補強土橋脚(PL・PS有)と補強土橋台(PL・PS無)の圧縮量は、大変小さいことが分かります。



列車通過時の橋脚の最大圧縮量は?

橋台

最初の列車通過時の
補強土橋脚(PL・PS有)と
補強土橋台(PL・PS無)の挙動

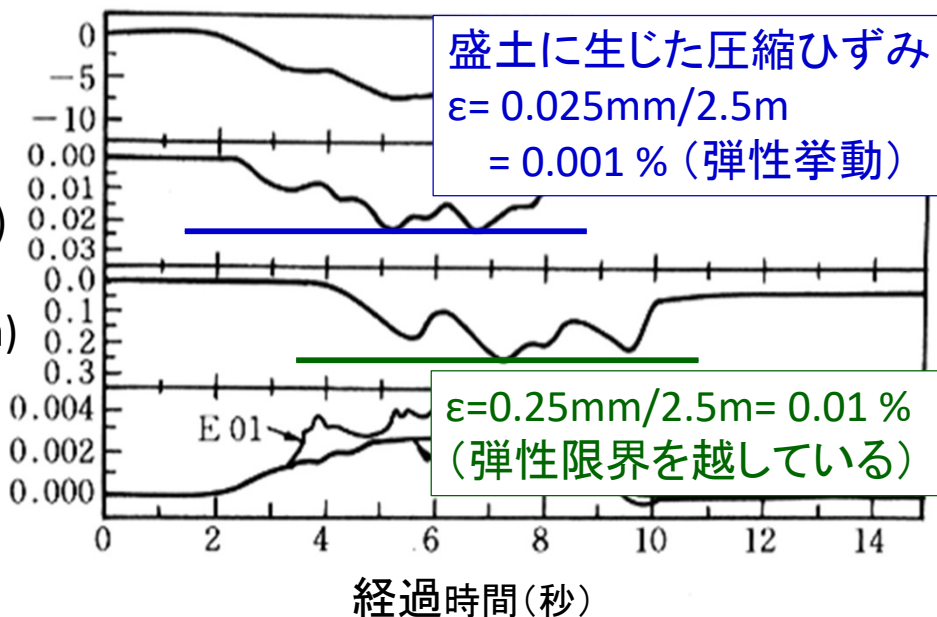
橋脚

橋脚のタイロッド
の張力(kN)

橋脚の圧縮量(mm)

橋台の圧縮量(mm)

橋脚内のジオグ
リッドのひずみ増
分(%)

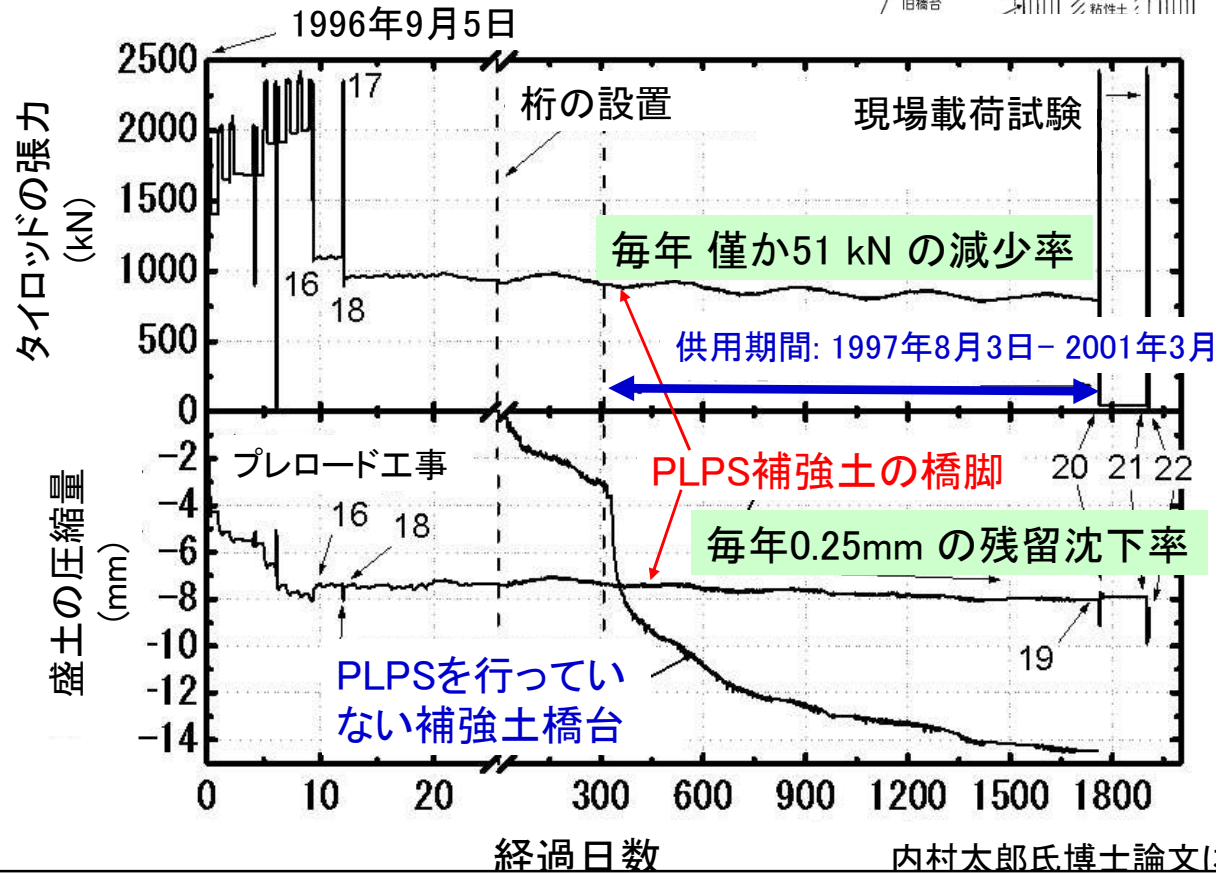
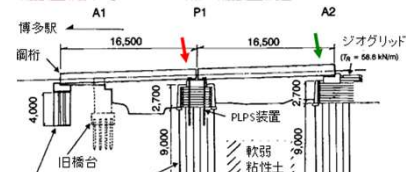


補強土橋脚(PL・PS有)の圧縮量は、わずかに0.025 mmであり、鉛直ひずみで0.001%でしかありません。従って、何回も同様な列車荷重が加わっても弾性変形しか生じないので、変形が累積しません。

補強土橋台(PL・PS無)の圧縮量も0.25mm、鉛直ひずみも0.01%であり、小さい。しかし、PL&PS構造物の約10倍です。この変形は弾性範囲を若干超えているので、残留変形が累積して行くことになります。

皆様の推定は、如何でしたか？

長期挙動: 1,500日間でのPL・PS盛土の沈下
とタイロッド張力の減少は非常に小さい

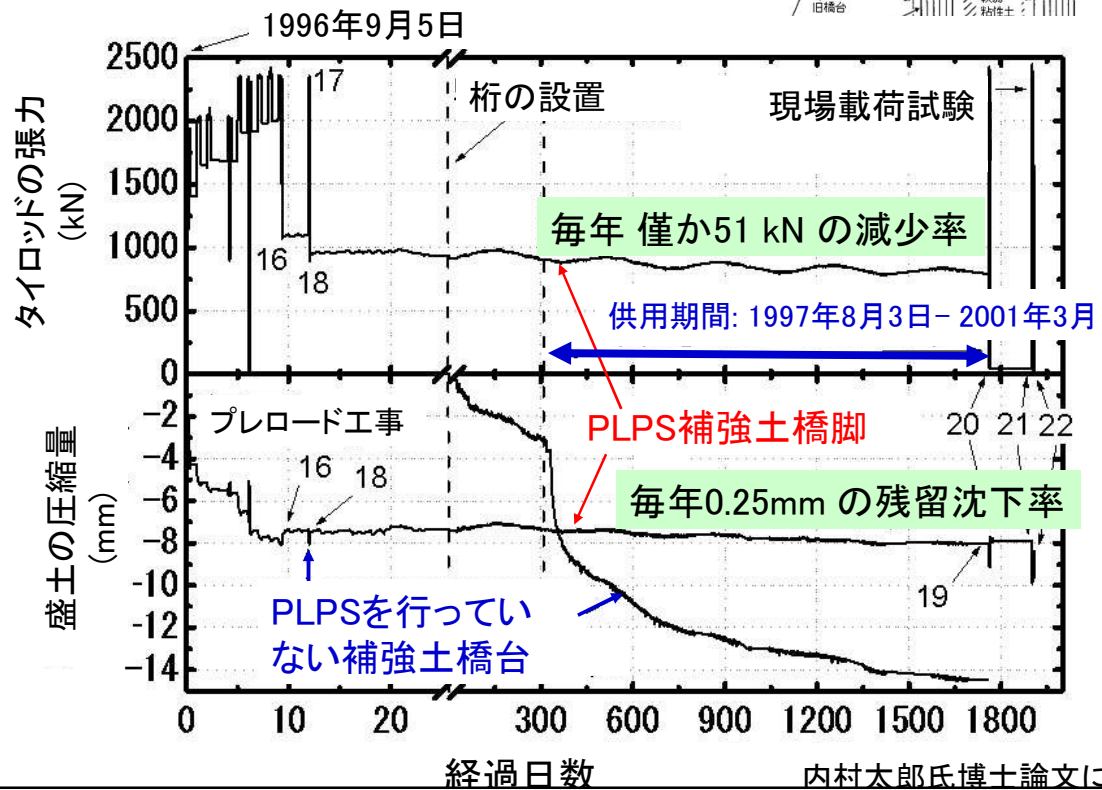
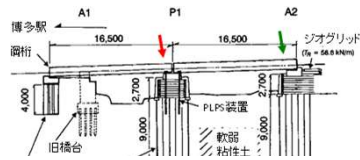


この構造物は、1,500日間5年近く用いられました。この図は、その長期挙動です。载荷試験を行った最初の25日間とそれ以降の長期の区間では時間の目盛りが異なっているため、気を付けて下さい。

PL&PS工法を適用していないジオテキスタイル補強土の橋台では、長期的に残留沈下が進行しています。これは保守工事に対処できます。

内村太郎氏博士論文による

長期挙動: 1,500日間でのPL・PS盛土の沈下
とタイロッド張力の減少は非常に小さい



PL&PS工法を適用したジオテキスタイル補強土の橋脚では、残留沈下が生じると盛土にプレストレスを加えているタイロッド張力は減少し、やがて消滅することになります。

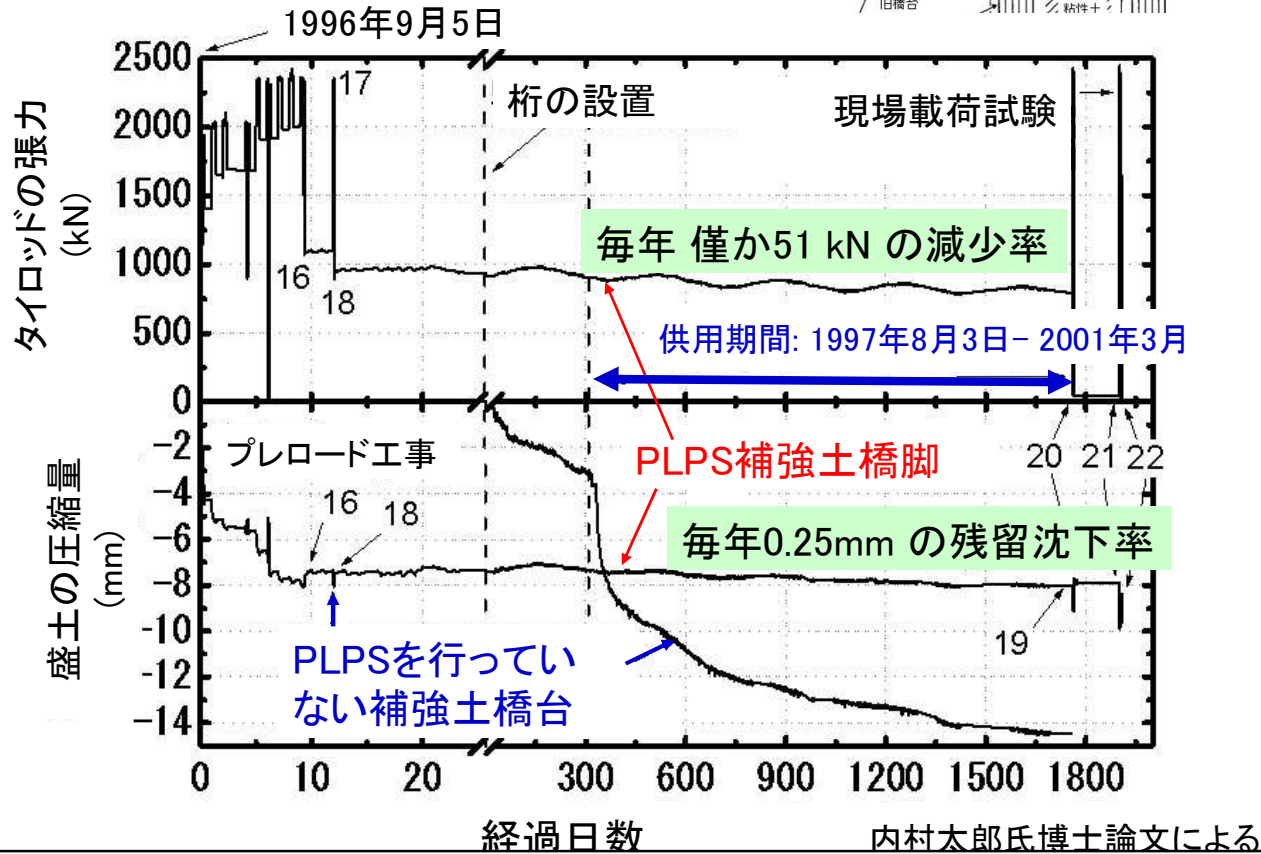
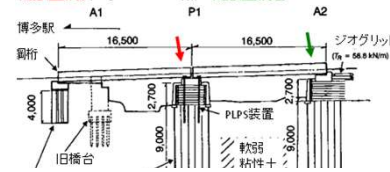
しかし、実際は残留沈下は非常に小さく、タイロッド張力の減少も非常に小さくすんでいます。

プレロード・プレストレス工法は、このように、維持管理にやや面倒な面がありますが、その効果は抜群です。

盛土であっても、①良く締固め、②補強して大きなプレロードを加えて、③高いプレストレスを維持すれば、コンクリート構造物並みの非常に強固な構造物となります。

内村太郎氏博士論文による

長期挙動: 1,500日間でPL・PS盛土の沈下
とタイロッド張力の減少は非常に小さい



今日の授業は、やや複雑であり、理解に時間が掛かったと思います。従って、ここまでにしておきます。

今日の講義は、これでおしまいです。