



第5編 地山補強土への適用に関する研究

Faded text at the top of the right page, likely the start of a chapter or section.

Faded text in the middle of the right page.

Faded text in the lower middle of the right page.

Faded text at the bottom of the right page.

## 第5編 地山補強土への適用に関する研究

鉄道線路の多くは明治時代から昭和初期に建設され盛土が多く、したがって東京や大阪といった大都市部においても盛土区間が数多く存在する。そこで補強土工法によって既設盛土のり面を掘削し、発生した用地を駅前広場や駐輪場、商業スペースの拡大などに用い有効利用を図る工法を提案し、この工法の実用化に際して各種検討を行った。

この工法も既に提案した補強盛土工法と同様に、「補強土における壁面剛性の効果を最大限に利用する工法」であるが、施工条件の違いなどに起因して補強盛土と異なる点も多い（施工法の詳細は第1編第3章に詳しい）。

この工法の施工上の特徴を、これまで述べてきた盛土補強土工法との比較で示すと以下の通りである。

①補強盛土工法は、建設後は列車の走行に支障を与えないように変形を抑制しなければならないが、建設中の変形は許容される構造である。これに対してここで提案する地山補強土工法は、列車が走行した状態で既設盛土を掘削することになるため、特に施工時の変形抑制と安定性の確保が重要となる。

②補強盛土工法では、盛土の施工に併せて面状補強材（ジオテキスタイル）を密に配置できるため、補強効果は主に補強材の破断強度に依存するが、地山補強土工法では棒状補強材を粗に配置することになるため、補強効果は主に土と補強材との摩擦特性に依存する。

また自然地山の安定化工法として用いられてきた従来の地山補強土工法との比較でも、

- ③自然地山に比べれば格段に緩い盛土のり面を補強対象とするため、摩擦力が得られ難い。  
④鉄道土留め構造物として使用するため、永久構造物として十分な耐久性が要求される。などの解決しなければならない問題がある。

そこで①の問題に対しては、補強材だけは掘削中の変形を抑制できないことから、掘削に先立ち、あらかじめ掘削面に地盤改良杭を打設して掘削による応力解放を極力小さくし、変形を抑制する方法（壁面先行工法）を提案した。さらに②③の問題に対しては、従来の補強材（直径5cm程度）に替えて、地盤改良の技術を応用して大径補強材（直径40cm程度）を構築する技術を考案し、④に対する配慮から、引張り芯材を鋼材に替えて、FRPロッドを開発し用いることにした。また設計法に関しても、補強盛土工法の設計をベースにして、補強材の形状、設置角度に応じて、設計補強材力を補正する方法について検討した。

本編では、これらに対する研究について述べる。

### 第1章 地山補強土に関する模型実験

地山補強土工法を鉄道盛土のり面の掘削工事へ適用するにあたり、各種の模型実験を実施した。ここで提案する工法は、縦方向にブロック状の地盤改良杭を打設し、掘削面に対し事前に剛性を与えることにより、施工時の変形を極力抑え、加えて水平方向に棒状補強

材を造成しながら盛土のり面を掘削する工法である。また効率的な補強を図るため、攪拌混合工法による大径補強体の開発を行ったが、この補強体の効果も確認する必要がある。

そこで、補強材や縦方向ブロック体の配置、補強材剛性の影響などに関する模型実験を実施した。

### 1.1 中型模型実験土槽の製作

補強土の破壊メカニズムや変形性を検証するためには、実物大における実験だけでは不十分である。つまり実験パラメーターを自由に変更でき、精密に制御できる模型実験を数多く行う必要がある。これまで述べた補強土擁壁に関する一連の模型実験は東京大学生産技術研究所の装置を用いて行ったものであるが、以降に示す地山補強土に関する実験は、鉄道総研で作製した装置を用いて実施した。

図-5.1.1に装置のシステム概要図を、写真-5.1.1に製作した実験土槽を、写真-5.1.2に載荷コントロールボックスの全景を示す。基本的な実験方法は東京大学における実験と同じであるが、以下の点を改良した。

- ①側壁の厚さ：ここで行われる実験は2次元モデル（側面に摩擦やたわみが生じない条件）と考えていることから、土槽の奥行き方向へのたわみ出しに注意を要する。しかし補剛棒を増やすと実験中の写真撮影に支障が出るため、側面は厚さ80mm（生研では30mm）の剛性の高いアクリル板を用いることにより、補剛棒の間隔を広げた。
- ②実験の奥行き幅：側面摩擦の影響を極力減らすため、装置の奥行き幅を60cm（生研では40cm）とした。また土槽側壁面と内側の土の間には、約0.05mm厚のシリコングリース層と0.2mm厚のラテックスメンブレンを用いて生研と同様の方法で摩擦軽減を図った。
- ③砂撒き装置：土槽内に作成する供試体（地盤）は、地盤密度の再現性や均一性が求められる。このため左右方向への移動速度、落下量、落下高さを調整できるホッパーから空中落下によって地盤を作成することができる、自動砂撒き装置を作製した。
- ④砂の回収：土槽内からの砂の回収を吸い込み式による自動回収装置とした。回収後の砂の重量はサイロ脚部に荷重計が取り付けられており、計量できるようにした。
- ⑤載荷方法：ペロフラムシリンダーと油圧シリンダーを組み合わせることでよりフーチングを変位制御と応力制御で載荷できるようにした。またゴム製のエアマットを空気で載荷することにより、土槽内を全面的に載荷できるようにした。更にこれらは全てコントロールボックスによる自動制御を可能とした。

### 1.2 補強材配置に関する模型実験

地山補強土工法では各種の径の棒状補強材を3次元的に配置することになるため、盛土工法に比べれば補強材の配置に関するパラメータが多くなる。そこでまず初めに、補強材配置の影響に関する模型実験を実施することにした。

#### 1.2.1 実験方法

豊浦標準砂と前述の中型模型実験土槽装置を用いて実験を行った。実験方法は、第2編第1章に示した「壁面剛性の効果確認に関する模型実験」と基本的には同様である。ただし今回は盛り立て過程の模擬であったが、今回は掘削過程を模擬する必要があるため、図-5.1.2に示す手順で供試体を構築したあと、壁面前面の土を段階的に撤去した。また載荷位置は前回の実験と同様に、各配置毎に補強領域の背面から載荷する「バック載荷」と、補強材の真上から載荷する「フロント載荷」の2箇所を実施した。

ここでバック載荷とは補強材の配置している（補強）領域の背後から圧力を加えることになるため、補強領域全体の転倒や滑動などの安定性を確認することになる。これに対してフロント載荷では補強材の配置している領域の真上からの載荷となるため、補強領域の圧縮破壊に対する耐力を求めていることになる。つまりバック載荷は、「自重破壊に対する耐力確認実験」、フロント載荷は、「載荷に対する耐力確認実験」である。

「補強材配置に関する実験」以外についても実験方法は基本的に同じである。

#### 1.2.2 実験ケース

表-5.1.1は補強材配置に関する実験条件の一覧を示す。このシリーズの実験では、極力、壁剛性が確保できる様に、厚さ5mmの鉄板を壁面工として用いた。図-5.1.3はこのシリーズの実験に使用した模型補強材の仕様を示す。補強材は、リン青銅（3mm×6.5mm）を芯材とし長さ30cmで、径が2cmと5.5cmのものと2種類の補強材を、モルタルで円柱状に作製した。また補強密度100%を想定したブロック体の載荷試験も実施したが、この場合には根入れはしなかった。写真-5.1.4に実験に用いた補強材を、写真-5.1.5は実験中の模型壁面の計測状況を示す。この実験は寸法比が1/10モデルであり、従来の小径補強材を模擬した実験では、模型補強材の直径が5mm程度のものが望まれる。しかし地山補強土の場合は、補強効果が補強材表面積（摩擦力）に依存するため、ひずみゲージの貼り付けやコードの処理、補強材の製作精度を勘案して最小径を2cmとした。これによって、ひずみゲージのコードも補強材内に埋め込むことが可能となったが、厳密な意味での相似率は満足していないので、ここでの実験は定性的な傾向の把握が主目的となる。また相似率に関する考察は1.7項で詳しく述べる。

本実験における着目点の一つに、大径補強材の効果を確認することがある。したがってテスト番号⑤、⑩及び⑥、⑪は、配置本数（ $\alpha p$ ）は異なるが補強材表面積の総和は同じにしてある。また番号②、⑦と⑥、⑪は補強材配置が同一で、補強径を変えたものである。

#### 1.2.3 実験結果

図-5.1.4は、剛壁面を用い配置一定で補強径だけを変えた場合の荷重・沈下曲線の比較を示す。フロント載荷では概ね補強径に比例して耐力が上昇するのに対し、バック載荷では差が見られなかった。つまり、補強領域に直接荷重が加わるフロント載荷の場合には補強効果は補強材の断面積の総和に依存するが、補強領域の外部から荷重が加わるバック載

荷の場合には補強領域の寸法で耐力が決定されるため、補強領域の一体性を確保できる最小密度さえ配置されていれば良いことになる。特に壁面剛性が高い場合には補強領域内にすべりが入りづらくなり、補強材密度がある程度小さくても補強領域の一体性は確保されることができると考えることができる。

図-5.1.5は、補強材表面積を一定とした場合の荷重・沈下曲線の比較を示す。この場合も、フロント載荷では差が生じたものの、バック載荷においては有意な差は見受けられない。ここでフロント載荷の $\phi=5.5\text{cm}$ の荷重・沈下曲線に段差が見られるのは、実験中に壁面と補強材の定着部の一部が破断したためである。したがって、破断しない場合には更に大きな耐力が得られていたものと考ええる。単純に考えると補強材の表面積を同じにして摩擦係力が同じになるようにしているのだから、補強材の曲げ剛性が高まった分だけ耐力が向上したと考えることができる。これは、後の実験で更に詳しく考察する。

図-5.1.6は、図-5.1.5の実験の主ひずみ分布（載荷板沈下量 $20\text{mm}$ の時）を示す。すなわち、補強径が大きいものを粗に配置しても、補強径が小さいものを密に配置した場合に比べて補強効果が低下することはなさそうである。フロント、バック載荷のそれぞれでひずみ分布の差はあまりなく、載荷曲線にあまり差がみられなかったことに対応している。しかし、微妙ではあるが補強径が大きい方が補強領域内のひずみを拘束しているように見える。この結果は、剛壁面を用いた場合、補強材の曲げ補強効果が発揮できることを示唆している。すなわち、補強材がたわむ時に剛壁面が縦方向に突っ張り、そこを支点として補強材が曲げ抵抗を発揮できる。したがって壁面との固定度を高めた方が（ヒンジ結合よりは剛結合の方が）更に大きな補強効果が得られることになる。このことは、フロント載荷で $\phi=5.5\text{cm}$ の実験の場合、壁面と補強材の定着部の強度が全体の強度を支配したことからも分かる。

### 1.3 縦方向ブロックに関する模型実験

実施工における鉛直方向の地盤改良杭の効果を確認する目的で、縦方向ブロック模型を造り載荷実験を実施した。

#### 1.3.1 実験ケース

表-5.1.2は縦方向ブロック（鉛直補強）に関する各実験の配置一覧を示す。ここで用いたブロックの基本寸法は幅 $30\times$ 奥行 $10\times$ 高さ $60\text{cm}$ と $12\times 4\times 60\text{cm}$ の2種類であり、いずれの実験も土槽底面に直置きし $10\text{cm}$ の根入れをしている。このブロックを用いて配置密度を変化させてバック載荷した。また各ブロック体の密度は、発泡スチロールビーズをモルタルに混入し、砂地盤の密度と同様になるように重量調整を行っている。またブロックとブロックの間の砂のこぼれ出しを防止するためにトレーシングペーパーを配置した。実際の工事でも吹き付けコンクリートで被覆するので、この方法は実工事に対応する。

この実験シリーズでは、フロント載荷はブロックの圧縮載荷実験を行っていることにな

り、地盤の安定とは無関係の実験となるので、バック載荷しか実験を行わなかった。

写真-5.1.6, 7はブロック体に関する実験状況を示す。

#### 1.3.2 実験結果

図-5.1.7は、この実験を配置密度（補強領域に占める補強材体積の比）と支持力係数（ $2q_u/\gamma B$ ）の関係で整理したものである。図-5.1.8は、表-5.1.1の補強材配置に関する実験を同様に整理したもので、図中の□印は奥行き幅 $30\text{cm}$ のブロック体を用いたシリーズ（表-5.1.2：①②③）、◆印は奥行き幅 $12\text{cm}$ のブロック体を用いたシリーズ（表-5.1.2：④⑤⑥⑦）の結果を示す。これらの結果から以下のことが確認できる。

①縦方向ブロック体では、60%程度以上の配置密度の場合、100%改良と同程度の支持力係数が得られているので補強領域の一体化が図られていると考えることができる。一方、40%以下では自重崩壊が生じた。

②剛壁面と補強材で補強した供試体のバック載荷の実験では、改良密度2%程度の補強で、100%補強と同程度の支持力が得られているので補強領域の一体化が図られていると考えることができる。したがってバック載荷に対しては補強材による水平補強の方が、ブロック体による鉛直補強に比べ、はるかに低密度の改良で同様の補強効果が得られており、非常に効率的である。

③剛壁面と補強材で補強した供試体の実験の場合、フロント載荷ではバック載荷の時と異なり、配置密度の増加に連れて支持力係数が増加する。

### 1.4 補強土のブロック壁面効果に関する模型実験

提案する工法は第1編第3章に示したように、縦方向にブロック状の地盤改良杭を打設し、掘削面に対し事前に剛性を与えることにより施工時の変形を極力抑え、加えて水平方向に棒状大径補強材を造成しながらのり面を掘削し、最後に壁面コンクリートの一体壁を打設する工法である。

そこで施工中における実配置に近い配置で模型実験を行うことにした。したがってこの実験での着目点は、ブロック状の地盤改良杭で、剛な一体壁面と比べてどの程度の補強効果が得られるのかを確認することにある。

#### 1.4.1 実験ケース

表-5.1.3に実験ケースと結果の一覧を示す。本シリーズでは、剛壁面を用いたものとブロック壁面を用いたものの比較実験とした。剛壁面の実験は1.2項で既に結果を示しているが、厚さ $5\text{mm}$ の鉄板を壁面工として用いた一連の実験結果である。

ブロック壁面1個の寸法は、前項(1.3)で示した幅 $12\times$ 奥行 $4\times$ 高さ $60\text{cm}$ の発泡スチロールビーズ入りモルタル体である。ブロックは土槽底面に直置きし、純間隔 $7.2\text{cm}$ で6個設置し、ブロック間は前項の実験と同様にトレーシングペーパーで被覆した。実験で使用し

た補強材は前シリーズと同様に、リン青銅（3mm×6.5mm）を芯材とした長さ30cmで、径が2cmと5.5cmのものと2種類の模型補強材である。したがって、2cmの補強材を5段5列で配置したものと5.5cmの補強材を3段3列に配置したものは、補強材総表面積は同じである。

写真-5.1.8~11は、ブロック壁面を用いた実験状況を示す。

#### 1.4.2 実験結果

図-5.1.9はフロントとバック荷のそれぞれの場合で、剛壁面とブロック壁面との荷重・沈下曲線を比較したものである。また図-5.1.10は補強材の径を変えた場合の荷重・沈下曲線を比較したものである。これらによると以下のことが確認できる。

①荷重位置が壁面から遠いバック荷の場合には、剛壁面とブロック壁面の場合の差異は小さい。

②フロント荷では、ブロック壁面の方が剛壁面に比べ荷重耐力が半分程度に低下する。

③剛壁面で補強本数が同一の場合は、大径補強材の方が小径補強材に比べて補強効果が著しく大きい（表-5.1.3の①と③のN<sub>r</sub>の比較）、ブロック壁面の場合はそれほど変わらない（表-5.1.3の②と④の比較）。

大径補強材では補強材の曲げ剛性の効果が得られ、曲げ剛性の効果は壁面の縦剛性が十分に得られた場合にだけ発揮されることを前に考察した。本実験においても、壁面との定着が不十分なブロック状壁面の場合には大きな補強効果が得られていないことから、この考察が正しかったと言える。

図-5.1.11は、剛壁面とブロック壁面の沈下量20mm時点での主ひずみ分布を比較したものである。バック荷の場合は、補強領域のひずみが小さいことは、壁面工の差による安定性の差が小さいことと対応している。フロント荷の場合も、ブロック壁面は剛壁面とほぼ同様なひずみ分布形状を示し、ブロック壁面での変形拘束効果は剛壁面と同等である。このことは模型擁壁の構築時に壁前面側を掘削した際に、全く変形が生じなかったことから確認できた。しかし、この比較は同一の沈下量におけるものである。同一の荷重に対しては、剛壁面の方が、補強領域内のひずみははるかに小さくなっている。

#### 1.5 補強材剛性に関する模型実験

これまでの実験結果からも、たとえ補強材表面積が一定であっても補強材径を大径にする方が補強効果が高くなることが確認できた。このことを、更に実験で直接的に比較することにした。したがって本シリーズでは、これまでの実験で用いられてきた形状の異なる補強材を用いて、補強材の曲げ剛性の効果、断面形状による効果の確認に着目して実験を行った。

##### 1.5.1 実験方法

図-5.1.12にこの実験で使用した4種類の模型補強材を示す。全ての補強材は図に示したNo.1~No.4の位置にひずみゲージが取り付けられており、引張り力を測定できるようにしている。以下に4種類の補強材の特徴を記す。

●補強材①：5.5cmの径のモルタルの中に棒状のリン青銅を芯材（3mm×6.5mm）として配置した、これまで用いられてきた補強材（曲げ剛性を有する大径補強材：EA=2.51×10<sup>6</sup>kgf, EI=1.24×10<sup>7</sup>kgf·cm<sup>2</sup>）。

●補強材②：補強材①の補強材を5cm毎に輪切りにして、2cmのウレタンを挟んだ補強材（曲げ剛性を低下させた大径補強材：EA=2.51×10<sup>6</sup>kgf, EI=1500kgf·cm<sup>2</sup>）。

●補強材③：厚さ1mm、幅8.4cmのリン青銅板で、補強材表面積は補強材①、②と等しい。ただし芯材の断面積は補強材①、②の5倍であるため、引張り剛性も5倍ある。また曲げ剛性は補強材②よりも若干小さい（EA=1.24×10<sup>6</sup>kgf, EI=840kgf·cm<sup>2</sup>）。

●補強材④：補強材③の補強材の厚さを0.25mmとしたものであり、表面積は補強材①、②と等しい。また補強材曲げ剛性はほとんど無い（EA=2.16×10<sup>6</sup>kgf, EI=13kgf·cm<sup>2</sup>）。

①~④の全ての補強材は、補強材表面にエポキシ樹脂を塗布して豊浦砂をまぶした。このため摩擦力は十分に得られるものと考えられる。

図-5.1.13に土槽の形状と補強材の配置位置を示す。このシリーズでは補強材の配置位置は、3段、3列に固定した。このため補強領域に占める補強材体積は、補強材①、②を用いた場合で6.8%である。補強材③、④を用いた場合は、それぞれ0.28%と0.056%であり、ほぼ0%と見なして良い。また荷重位置は補強効果の差が生じやすいフロント荷だけに絞って行った。

##### 1.5.2 実験結果

図-5.1.14は4種類の補強材を用いた実験の荷重・沈下曲線を比較したものである。この図から以下のことが確認できる。

1) 補強材曲げ剛性が大きい補強材①は他と比較して破壊荷重が著しく大きい。ただし変形の小さい領域での補強効果は他の補強材に比べてさほど変わらない。

2) 補強材②は③と比較し、体積改良率（=補強材体積の総和/補強領域の体積）が向上している。体積改良率を向上することは、すべり面より滑動側の土塊重量を低下させたことになり、荷重・沈下曲線の初期剛性や破壊耐力を比較した場合も、その分だけ向上している。

3) 補強材③と④の違いは引張り剛性が異なることであるが、引張り剛性が高い場合には若干の補強効果の増加が見込まれる。ただし引張り剛性の比（ここでは5倍異なる）に比べれば補強効果の差は非常に小さい。

図-5.1.15に補強材①、②を用いた実験のせん断ひずみの等高線を示す。補強材①と②の違いは曲げ剛性の大小の差である。曲げ剛性の高い補強材①ではせん断ひずみが局所化

している領域が補強材背面に沿って垂直方向に延びているのに対し、補強材②では若干壁側に入り込んでいる。これは曲げ剛性の高い方が補強材による拘束が大きく、補強領域の一体性が高まったためと考えることができる。

図-5.1.16に各実験でのピーク荷重時の補強材引張り力分布を示す。ここでは各実験を相互に比較するために、ピーク荷重で正規化してある。これより以下のことが確認できる。

- 1) 補強材①, ②では、壁面近傍の引張り力が大きい。
- 2) 補強材③, ④では、載荷板近傍の引張り力が大きく、壁面に近くなるにしたがい小さい。

これらから、大径補強材は壁面剛性の効果を有効に利用して補強効果を高めていることが伺える。

これまで行った実験結果を総合すると、壁面剛性が高いほど、補強材配置密度が高いほど、補強材の引張り剛性や曲げ剛性が高いほど、補強領域の一体性は高まるものと考えられる。

### 1.5.3 結果のまとめ

実験結果をまとめると以下の通りとなる。

- 1) 変形の小さな領域では、補強材の曲げ補強効果は発揮されにくい。
- 2) 曲げ補強効果は変形が進むにつれて効果を発揮する。
- 3) 曲げ剛性の大きな補強材は、壁面剛性が高いほど大きな補強効果が得られる。
- 4) 体積改良率を増加させると、変形の小さい領域でも効果が得られる。

これらの結果は、鉄道のように許容変形量が小さな構造物の設計においては、曲げ補強効果を期待して常時荷重に対する設計 (serviceability limit design) をすることはできないことを示唆している。しかし崩壊時に対する設計 (ultimate failure design) に対しては、大きな変形が生ずると想定するので、曲げ補強効果も設計上積極的に期待することが合理的な設計につながる。これらのことは、今後、更に検討する必要がある。

## 1.6 クリープに関する模型実験

補強土工法は、原理上土になんらかの変形が生じ、受動的に補強材に引張力が発生することを期待する工法であり、多少にかかわらず変形が生じることが前提となる。このため施工時や施工後において安全性を確認するためには、発生した変形が盛土の破壊につながる変形であるのか、工法の特質から見て許容できる変形であるのかを見定める必要がある。

例えば施工前の応力状態が、盛土を掘削することにより変化し、その後、その応力状態のままでクリープ変形が生じた時の概念図を図-5.1.17に示す。このクリープ曲線は、土がある応力状態に達した後にひずみが蓄積し、ある一定のひずみ量に達した際に破壊が生じること、もしくはひずみ速度が漸増する過程において破壊が生じることを概念的に示している。しかし、前者における一定のひずみ量は、土の状態 (例えば締めり具合、含水比、粒度等) の差により異なり一律には定義できない。このため安全性を管理する指標値とし

ては、一般性に欠ける。一方ひずみ速度と破壊との関係は古くから斜面の崩壊予知法として用いられており、これらの関係を定式化して示しているものもある。

補強土も、土と補強材との複合体であることから、土単独での関係である上記の関係がそのまま用いることができるかどうかを確認する必要がある。仮に本関係が成立するのであれば、安定性を確認できる指標に成り得る。

そこで補強土構造物の施工中や施工後における管理方法を確立する目的で、クリープ実験を実施することにした。

### 1.6.1 実験方法

クリープ試験はこれまでと同様に中型実験土槽を用いて実施した。しかし実験の着目点は、土の種類、密度、補強材配置、クリープ圧力によらず、クリープ速度と破壊時間との関係に一般性があるかどうかを確認する試験であるため、模型地盤を造る上で、地盤の均一性や再現性は無視した。したがって同じ関東ロームを同じ量だけ繰返して使用し、木片による転圧で模型地盤を構築した。このため平均密度 ( $\rho_w=1.226\text{g/cm}^3$ ,  $w=104\%$ ,  $\rho_d=0.60\text{lg/cm}^3$ ) は一定だが地盤内の密度のバラツキは大きい。

補強材や壁面工、模型地盤の形状は、補強材配置に関する実験と同様である。補強材の配置は、 $\phi 2\text{cm}$ 、長さ $30\text{cm}$ の補強材を3段 $\times$ 3列、5段 $\times$ 5列、3段 $\times$ 5列の3種類とした。載荷方法はエアバックを模型盛土上面全体に設置し (写真-5.1.12参照)、空気圧を順次段階的に上げては、壁面上端の水平変位量の時間増分をモニターした。この再、変位速度が増加もしくは一定となる載荷圧力に達した場合には、補強土擁壁が破壊に達するまで載荷圧力を固定した。ただしエアバックのストロークの関係で、実際には壁面水平変位量が $60\text{mm}$  ( $\delta h/H=12\%$ ) 程度までの載荷となった。

写真-5.1.12~13はクリープ実験状況を示す。

### 1.6.2 実験結果

表-5.1.4にクリープ実験ケースを示す。合計11ケースの実験を実施したが、多くの実験は段階的に荷重を加える途中で破壊に到ったので、クリープ破壊が生じたケースは少なかった。図-5.1.18は比較的明確にクリープ破壊した実験 (CK9-5, CK9-3) 結果を示す。縦軸のひずみは、壁面上端の水平変位量  $\delta h$  を盛土高さ  $H$  で割って求めた値である。

また図-5.1.19は、比較的短時間にクリープ破壊した2ケースを加えて、従来から斜面の崩壊予測で使用しているクリープ速度と破壊時間の相関関係<sup>31)</sup>上に、今回行った実験結果をプロットしたものである。実験数は少ないが、非常に相関の高いことが確認できる。特に95%信頼値より離れたものはなく、補強土においても本関係式が適用できることを確認した。

この結果は、補強土擁壁のり肩の水平変位を、ひずみ速度に着目して管理することにより、掘削後の安全管理や構造物完成後の保守管理が可能であることを示唆している。

### 1.7 相似則確認実験

これまで地山補強土工法の破壊メカニズムや変形性を解明するために、一連の模型実験を実施してきた。しかし模型実験は、実験パラメータの補強効果に対する影響度は比較できるものの、全ての相似率が必ずしも満足されているわけではないので定量的な評価しにくいなどの問題もある。

そこで模型実験での相似率の影響度を把握する目的で、模型実験と、その実験に対して寸法比で忠実に5倍拡大した実物大模型実験を実施して、載荷重や変形を比較した。

#### 1.7.1 補強土における相似率

模型実験を定量的に評価する場合に考えなければならないことに相似率がある。真の相似状態とは、時間、力、加速度、変形、応力など、現象に係わる全ての物理量について相似とすることであるが、その様な厳密な意味での相似状態を模型実験で再現することは不可能である。したがって本実験では、補強土の破壊に対し特に重要となる物理量だけを取り出して相似率を合わせることにした。

実験は2次元モデルとして載荷実験を行った。地盤の構築は、実物大実験、模型実験とも同じ土と同じ状態で締固めた。またなるべく粘着力の影響が出ないように空気乾燥を十分に行った表-5.1.6に示す富士川砂を使用し、両方の実験との締固め度が90%程度になるように転圧した。

このときの補強土の各構成部材に対する相似率を表-5.1.5に示す。実物大実験と模型実験の長さに関する相似率( $\lambda l$ )を1/5とし、表の相似率を全て満足させた状態で載荷実験を行い、補強土の相似率を評価することにした。

図-5.1.20は1/5模型と実物大模型の仕様を示す。つまり壁面工は、曲げ剛性比 $\lambda EI = (1/5)^3 = 1/625$ 、重量比 $\lambda W = (1/5)^2 = 1/25$ に対し、この実験では $EI$ 比 $=1/625$ 、重量比 $=1/33$ とした。また補強材の相似率は、地山補強土の変形・強度特性が、補強材芯材の破断や引張り剛性よりは、土と補強材の摩擦特性や補強材の曲げ剛性で決定すると考え、それらの相似則を極力合わせることにした。つまり芯材剛性比 $\lambda EA = (1/5)^{1.96} = 1/23$ 、破断強度比 $\lambda T = (1/5)^2 = 1/25$ 、摩擦係数比 $\lambda \mu = 1$ 、周長比 $\lambda l = 1/5$ 、曲げ剛性比 $\lambda EI = (1/5)^3 = 1/625$ に対し、今回の実験では芯材剛性比 $\lambda EA = 1/43$ 、破断強度比 $\lambda T = 1/83$ 、摩擦係数比 $\lambda \mu = 1$ 、周長比 $\lambda l = 1/5$ 、曲げ剛性比 $\lambda EI = 1/625$ であるが、概ね相似であると言える。

この実験においてはこのように極力相似率をあわせてあるが、同じ土を使用しているため、土の粒径の相似についてだけは満足していないことになる。

#### 1.7.2 実験方法

1/5模型実験はこれまでの実験で用いてきた中型模型実験土槽装置(長さ2m、幅0.6m、高さ0.8m)で実施した。載荷方法は油圧シリンダーを用いて変位制御とした。また破壊モードを転倒に固定する目的で壁面下端はヒンジ条件とした。載荷圧力や補強材力は、側面摩擦の影響が少ない土槽中央付近で測定した。

実物大実験は鉄道総研が所有する斜面崩壊装置のビットで実施した。模型実験と同様に側壁面の摩擦を軽減するためにビニールシートとグリースによる摩擦軽減層を設け、計測も模型実験と同様に奥行き方向の中央付近で測定した。通常の実物大載荷実験は油圧ジャッキを用いて行うため応力制御で行う場合がほとんどである。しかし模型実験と同じ変位制御で実験する必要があるため、油圧ジャッキを図-5.1.20のように配置して変位制御で載荷できるシステムを構築した。つまり載荷フレームの中に、盛土載荷用の油圧ジャッキと並列に油圧ホースで接続してある4本の油圧ジャッキを設置する。その対面に大容量の油圧ジャッキを1つ設置し、流量調整弁で油量をコントロールして押し込む(写真-5.1.18参照)。その結果、4本の油圧ジャッキは変位量一定で盛土を載荷し、その時の4本のジャッキの油圧を測定することによって、載荷圧力が測定できるように工夫した。これは新しい載荷システムである。

写真-5.1.16~18は、実物大実験状況を、写真-5.1.19~21は、実験中の変形状況、実験後における盛土の解体状況を示す。写真-5.1.21に示すように、補強材は破断することはなく、引き抜けが生じていた。また写真-5.1.22, 23は1/5模型実験状況を示す。

#### 1.7.3 実験結果の比較

図-5.1.21, 22は実物大と模型実験の荷重・沈下曲線並びにピーク荷重時の補強材引張力の分布を示す。また図-5.1.25はそれぞれの実験の変形モード図を示す。破壊荷重については相似率ほどの差異は見受けられないが若干差がある。しかし変形モードは相似な状態であった。

地盤の支持力問題では、同一の地盤に対して基礎幅(B)が大きくなるにつれて支持力係数( $N_r$ )、地盤反力係数(k)が変化する事を寸法効果と呼んでいる。すなわち、破壊時荷重や変形量が幾何学的相似率にだけ支配されれば、模型サイズを変えても $N_r$ やk値は同じ値となるわけだが、これによらない分を寸法効果と呼んでいる。谷、龍岡等の研究<sup>2)</sup>によると、この「寸法効果」は、砂地盤の場合には「圧力レベル効果」と「模型サイズ効果」が合成されたものであると考察している。以降の図表についてはこれらと対比し、実験結果を整理することにする。

図-5.1.24は、横軸には $S/B$ (S:載荷板沈下量、B:載荷幅)を、縦軸には正規化されたフーチング圧力 $N_r (= 2q/\gamma \cdot B)$ を示す。この図は模型サイズの違い(相似率)を考慮して正規化したものであり、図において2つの実験の曲線が重なりあえば想定した相似率が完全に満たされていることになる。これによると小型模型の方が実物大に比べ $N_r$ と $S_r$ (:破壊時変位量)とも大きいのが、初期の剛性はほとんど変わらないことが分かる。これは初期の小さな変形においてはせん断層の発生が少く、せん断層の厚さ、すなわち粒径と模型寸法との比の影響がほとんどないからであろう。1/5模型の方が $S_r/B$ が大きいのは、粒子径/Bが大きいから、「せん断層が発達するのに必要なせん断層のずれ量」/Bが大きくなり、せん断層が十分に発達して盛土のピーク荷重に達するまでの

$S_f/B$ が大きくなるためであろう。

図-5.1.25は縦軸を $T/q_{peak} \cdot P \cdot V$  ( $T$ :補強材1本当たり平均引張力、 $q_{peak}$ :最大載荷圧力、 $P$ :奥行き方向の配置ピッチ、 $V$ :鉛直方向の配置ピッチ)として、2つの実験を比較したものである。残留状態では実物大実験の方が大きな値であるが、これは壁面の相似を曲げ剛性で合わせたため、壁面重量の観点では実物大模型の方が相似率以上に重く、このため実物大模型のピーク荷重後の $T_{ave}$ は、壁面が傾斜し、壁面荷重を支えるために補強材に荷重が過度に作用し、変形が進むに連れて補強材も大きくなったと考える。一方、変形初期段階では壁面の傾斜の影響が少ないので、図-5.1.24と同様に両実験の出力は相似な状態となっている。ピーク荷重時では1/5模型の方が正規化された補強材力( $T_{ave}/q_{peak} \cdot P \cdot V$ )は大きく、盛土が破壊に到る $S/B$ が大きくなった分、補強材により大きな力が発揮した時に、全体のピーク荷重が発揮されたのであろう。これも粒子径効果である。盛土の解体時に確認したが補強材は明らかに引抜けており、破断したものはなかった。

図-5.1.26は、それぞれの実験終了後の変形( $S/B=0.16$ 時)を、せん断ひずみの等高線として示したものである。両者とも補強材をかすめる形ですべり線が発達しており、非常に良く似ている。破壊モードに関してはかなり相似な状態といえる。メッシュ間隔が異なるため一概には言えないが、1/5模型の方が、例えば10%のせん断ひずみが生じている領域は長くて深く、ひずみの局所化の程度が小さい。これも粒子径の影響と思われる。

#### 1.7.4 実験の考察

図-5.1.27は岡原等による支持力実験から得られた $N_f$ 、 $S_f/B$  ( $S_f$ :破壊時変位量)と、今回の地山補強土の実験結果を比較したものである。この図によると模型サイズが小さくなると $N_f$ 、 $S_f/B$ とも大きくなるという傾向は、両者とも同様である。

例えば載荷圧力に対する計算上の相似率 $\lambda_w = \lambda_1^{-1}$  ( $\lambda_1$ :幾何学的相似率)と実験から得られた相似率の関係 $\lambda_w = a \cdot \lambda_1^{-1}$  ( $a$ :ダイレタンシーその他による不確定係数)とし縦軸にする。横軸は模型の縮尺とすると図-5.1.28の関係が得られる。ここで $a$ が1に近づく程、寸法効果が小さいことになる。

この結果では模型サイズの影響は、支持力の場合より鉄筋補強土の方が顕著である。これは、鉄筋補強土の場合には「せん断層と補強材の相互作用にも粒子径効果があることに加えて、圧力効果もあるためと思われる。後者に関しては、破壊荷重を左右する鉄筋の引抜き抵抗力が土のダイレタンシー効果の影響を受けるが、高圧なほど、すなわち模型が大きいほど、ダイレタンシー効果が小さくなるためである。

#### 1.7.5 相似則実験のまとめ

①載荷初期においては、寸法効果は小さい。

②本実験では、1/5模型と実物大実験における破壊荷重に対する相似率は $\lambda_w = 3.45 \lambda_1^{-1}$  ( $\lambda_w$ :破壊載荷圧力の相似率、 $\lambda_1$ :寸法の相似率)の関係が得られた。

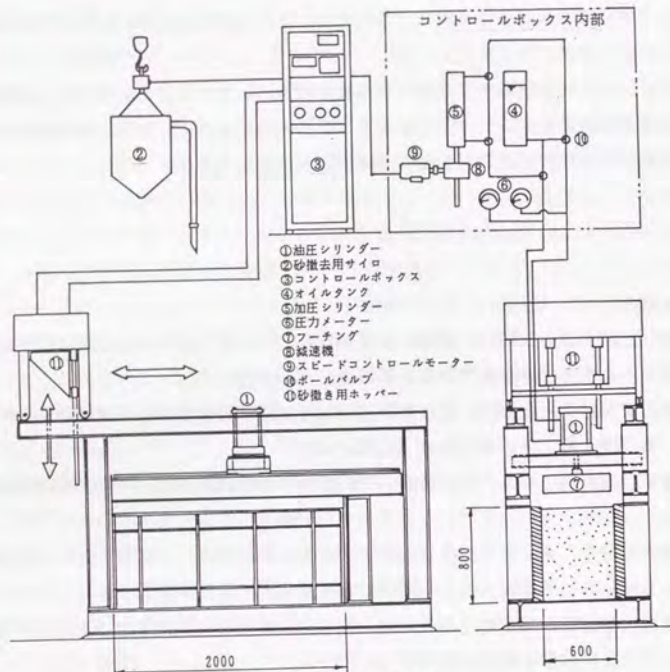
③補強土における寸法効果は支持力より大きい。これは粒子径とダイレタンシーによる影響がより大きいためと考えられる。

したがって、このような大きな寸法効果を考えると、今回行った小型模型実験の結果をそのまま定量的に実物大スケールに適用することはできない。しかし、補強効果の相対的な比較や安定解析法の検証に用いることは可能であると考ええる。

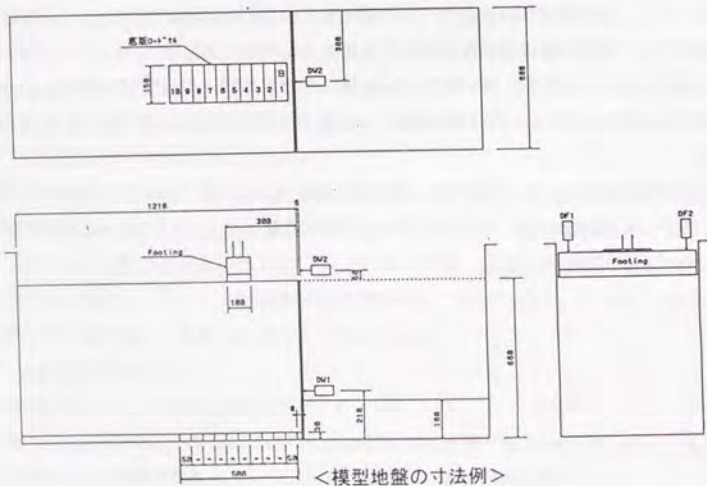
#### <参考文献>

- 1) 館山勝、田村幸彦、上周史、龍岡文夫(1992.9): 攪拌混合補強材の配置に関する模型実験、第47回土木学会年次学術講演会Ⅲ部門, pp.1220-1221
- 2) 館山勝、浦川智行、上周史、田村幸彦(1993.6): 補強材剛性による補強効果に関する模型実験、第28回土質工学研究発表会, pp.2801-2804
- 3) 斉藤迪孝、上沢弘(1960): 土のクリーブ破壊に関する実験研究、鉄道技術研究報告No.128
- 4) 斉藤迪孝(1992): 実証土質工学「クリーブ破壊と崩壊予測」、技報堂出版, pp.144-181
- 5) 谷和夫(1986.3): 砂地盤上の浅い基礎の支持力機構、東京大学修士論文
- 6) 田村幸彦、館山勝、村田修、中村和之(1991.9): 鉄筋補強土における相似則確認実験、第46回土木学会年次学術講演会Ⅲ部門, pp.724-725
- 7) 館山勝、田村幸彦、村田修、中村和之(1991.9): 鉄筋補強土における相似則についての考察、第46回土木学会年次学術講演会Ⅲ部門, pp.722-723
- 8) 谷和夫、龍岡文夫、森浩樹(1987): 砂地盤上の模型帯基礎の支持力への圧力レベルと模型サイズの影響、第22回土質工学研究発表会, pp.1095-1096
- 9) 森浩樹、岡原美知夫、高木章次、小池信一、龍田昌毅、龍岡文夫、森本励(1989): 浅い基礎の支持力に関する大型2次元実験(その1)、第24回土質工学研究発表会, pp.1239-1242
- 10) 森本励、龍岡文夫、佐藤剛司、岡原美知夫、高木章次、小池信一、森浩樹、龍田昌毅(1989): 浅い基礎の支持力に関する大型2次元実験(その2)、第24回土質工学研究発表会, pp.1243-1246





<土槽のシステム>

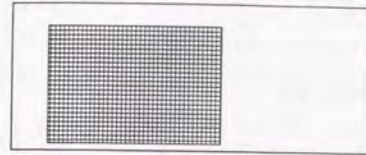


<模型地盤の寸法例>

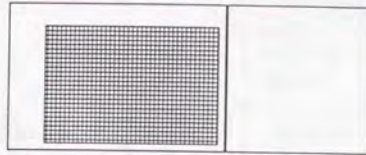
図-5.1.1 中型模型実験土槽概要

<実験手順>

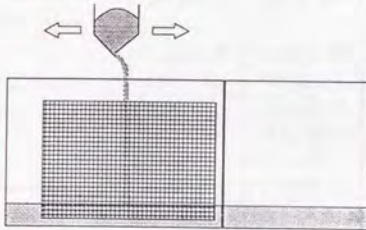
①側壁アクリル板にシリコングリースを0.05mm塗り、メンブレン(厚0.2mm)を貼り付ける



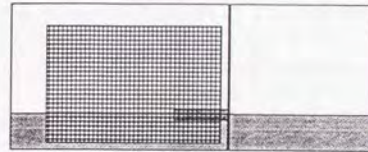
②模型壁面工をたてて固定する。



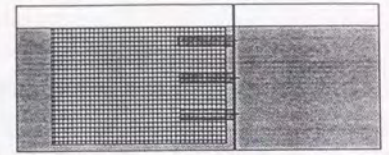
③移動ホッパーにより一定速度、一定落下高さ(80cm)で砂を撒く。



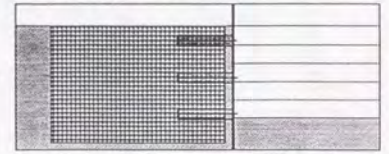
④補強材設置高さまで砂を撒き、補強材を壁面にボルトで固定する。



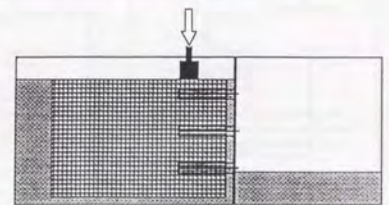
⑤これらの動作を繰り返し、高さ660mmまで撒き上げる。



⑥計測を開始し、掘削側の砂を10cmづつ排除し、50cmまで掘削する。



⑦フーチング(幅10cm)をセットし、変位制御(0.5mm/min)で載荷する。



<載荷装置略図>

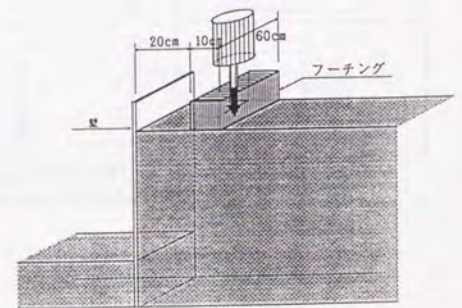


図-5.1.2 供試体作成の手順

表-5.1.1 補強材配置に関する実験

断面図	正面図	バック載荷	フロント載荷
		① UFB30-2 $\gamma d = 1.547$ $N \gamma = 54.3$ $\alpha p = 100\%$	
		② RFB33-2 $\gamma d = 1.533$ $N \gamma = 39.1$ $\alpha p = 0.9\%$	⑦ RPF33-2 $\gamma d = 1.534$ $N \gamma = 104.3$ $\alpha p = 0.9\%$
		③ RFB35-2 $\gamma d = 1.536$ $N \gamma = 24.7$ $\alpha p = 1.6\%$	⑧ RPF35-2 $\gamma d = 1.556$ $N \gamma = 230.0$ $\alpha p = 1.6\%$
		④ RFB53-2 $\gamma d = 1.549$ $N \gamma = 42.6$ $\alpha p = 1.6\%$	⑨ RPF53-2 $\gamma d = 1.543$ $N \gamma = 145.2$ $\alpha p = 1.6\%$
		⑤ RFB55-2 $\gamma d = 1.555$ $N \gamma = 45.0$ $\alpha p = 2.6\%$	⑩ RPF55-2 $\gamma d = 1.546$ $N \gamma = 349.3$ $\alpha p = 2.6\%$
		⑥ RFB33-5 $\gamma d = 1.543$ $N \gamma = 43.6$ $\alpha p = 7.1\%$	⑪ RPF33-5 $\gamma d = 1.543$ $N \gamma = 499.0$ $\alpha p = 7.1\%$

記事) 図中の番号横はテスト名、 $\gamma d$ は単位体積重量( $\text{tf}/\text{m}^3$ )、 $N \gamma (=2 \cdot qu / \gamma \cdot B)$ は支持力係数、 $\alpha p$ は補強材配置領域(幅30cm×高さ50cm×奥行き60cm)に対する補強材の体積置き換え率を示す。

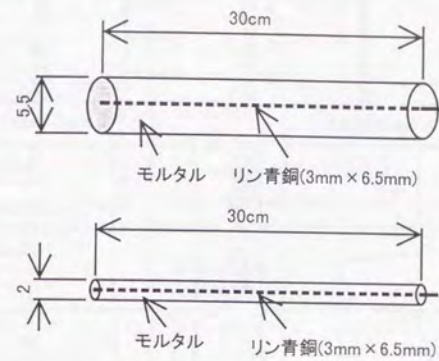


図-5.1.3 補強材の仕様

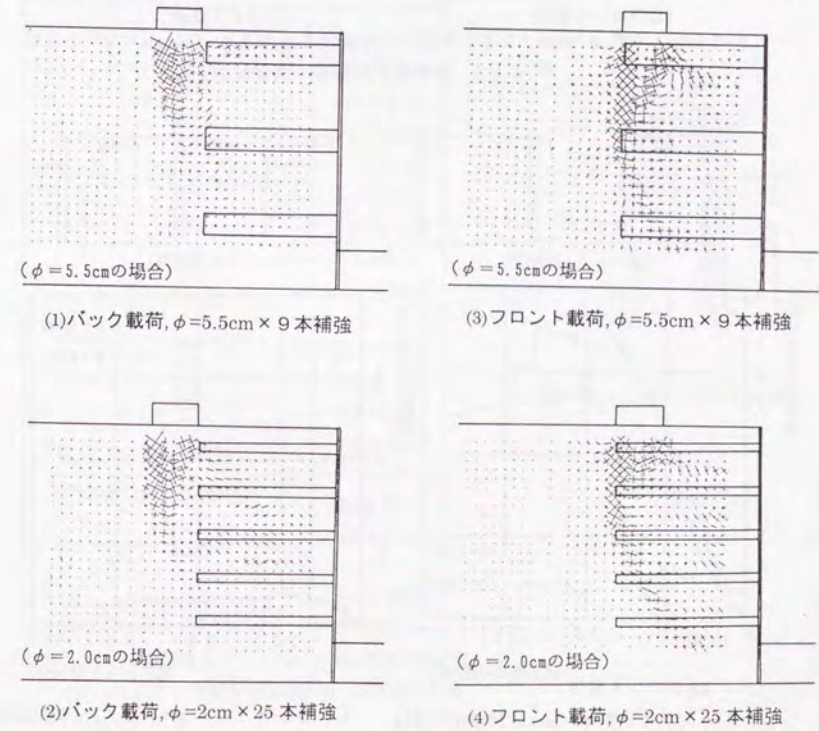
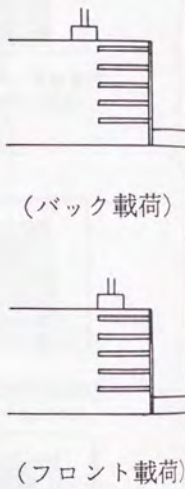


図-5.1.6 主ひずみ分布 (補強材径の違い)

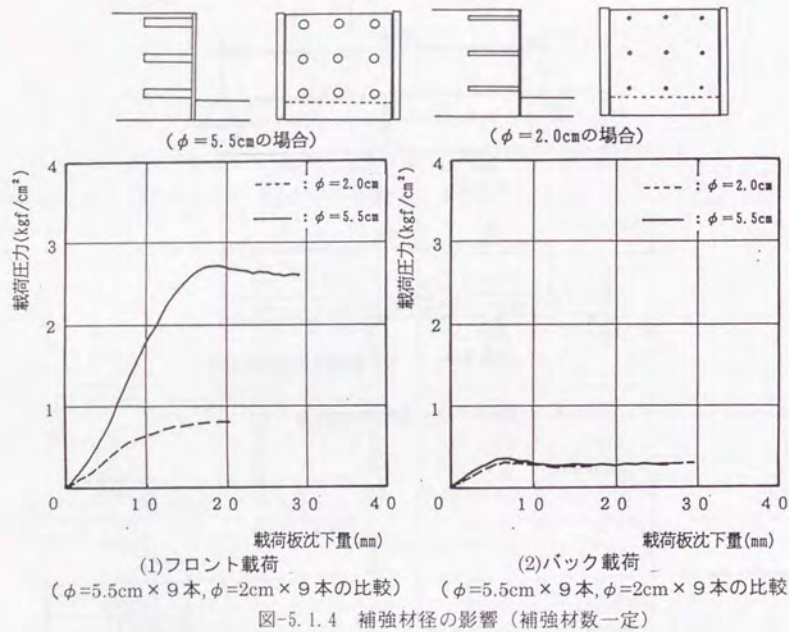


図-5.1.4 補強材径の影響 (補強材数一定)

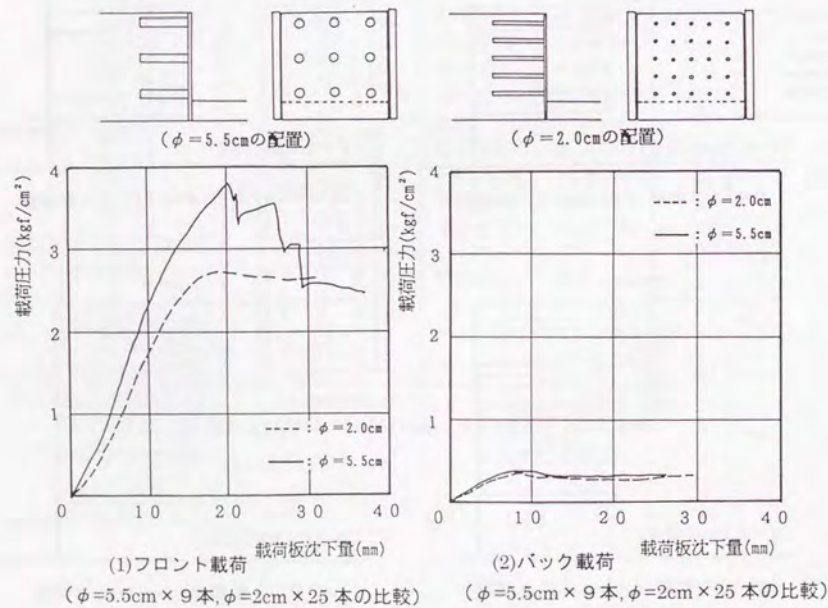
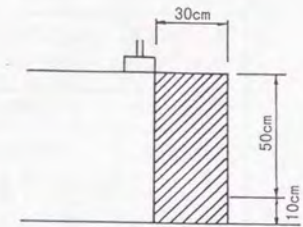


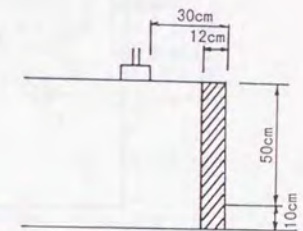
図-5.1.5 補強材径の影響 (補強材面積一定)

表-5.1.2 ブロック体に関する実験

平面図	バック載荷
	① UFB30-1 $\gamma d = 1.562$ $N \gamma = 89.6$ $\alpha p = 100\%$
	② UFB30-4 $\gamma d = 1.554$ $N \gamma = 86.2$ $\alpha p = 67\%$
	③ UFB30-3 $\gamma d = 1.555$ $N \gamma = 73.3$ $\alpha p = 50\%$
	④ UFB12-1 $\gamma d = 1.548$ $N \gamma = 28.4$ $\alpha p = 100\%$
	⑤ UFB12-8 $\gamma d = 1.524$ $N \gamma = 30.2$ $\alpha p = 53\%$
	⑥ UFB12-6 $\gamma d = 1.531$ $N \gamma = 30.0$ $\alpha p = 40\%$
	⑦ UFB12-5 $\gamma d = 1.559$ $N \gamma = 0$ $\alpha p = 13\%$



(幅 30cm ブロック体の実験)



(幅 12cm ブロック体の実験)

記事) 図中の番号横はテスト名、 $\gamma d$ は単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)、 $N \gamma$ は支持力係数、 $\alpha p$ は体積改良率を示す。

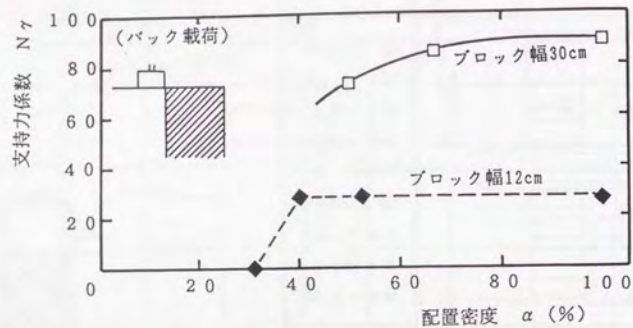


図-5.1.7 配置密度と支持力係数 (ブロックによる補強)

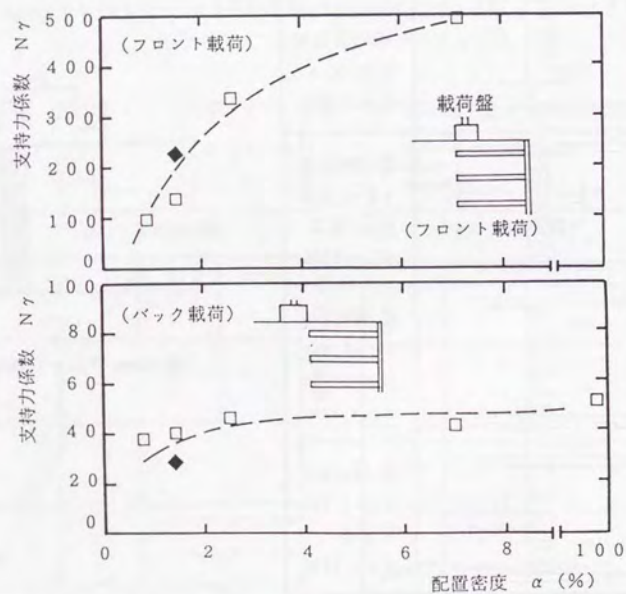
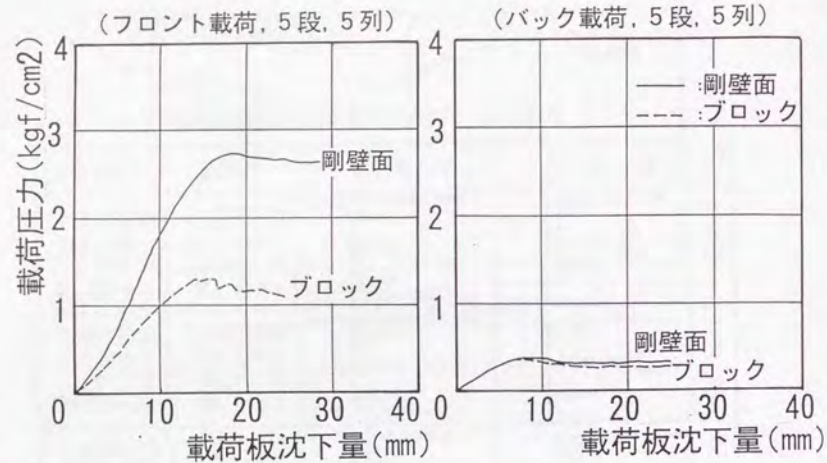


図-5.1.8 配置密度と支持力係数 (補強材による補強)

表-5.1.3 ブロック壁面の効果に関する実験

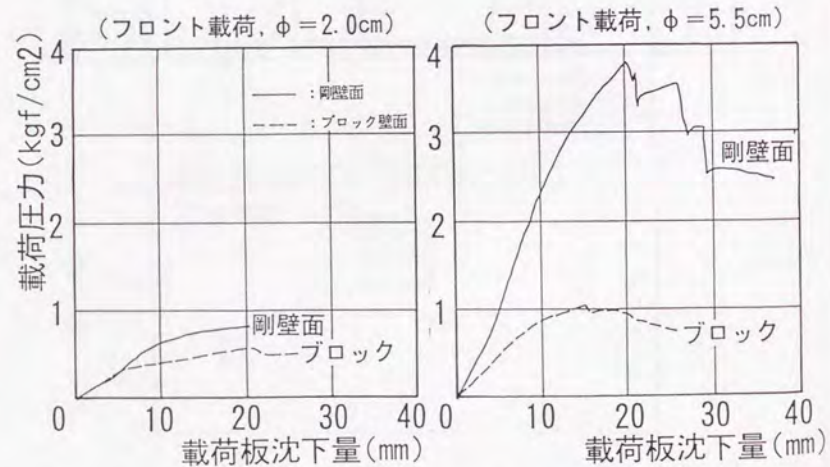
	断面図	平面図	剛壁面	ブロック壁面
フロント			①RFF33-5 $\gamma d=1.543$ $N\gamma=499$ $\alpha p=7.1\%$	②BFF33-5 $\gamma d=1.549$ $N\gamma=133$ $\alpha p=13.1\%$
フロント			③RFF33-2 $\gamma d=1.534$ $N\gamma=104$ $\alpha p=0.9\%$	④BFF33-2 $\gamma d=1.564$ $N\gamma=71$ $\alpha p=16.9\%$
フロント			⑤RFF55-2 $\gamma d=1.546$ $N\gamma=349$ $\alpha p=2.6\%$	⑥BFF55-2 $\gamma d=1.549$ $N\gamma=171$ $\alpha p=18.6\%$
バック			⑦RFB55-5 $\gamma d=1.555$ $N\gamma=45$ $\alpha p=2.6\%$	⑧BFB55-5 $\gamma d=1.544$ $N\gamma=47$ $\alpha p=18.6\%$



(1)フロント载荷 (φ=2cm×25本) (2)バック载荷 (φ=2cm×25本)

図-5.1.9 载荷位置による効果比較

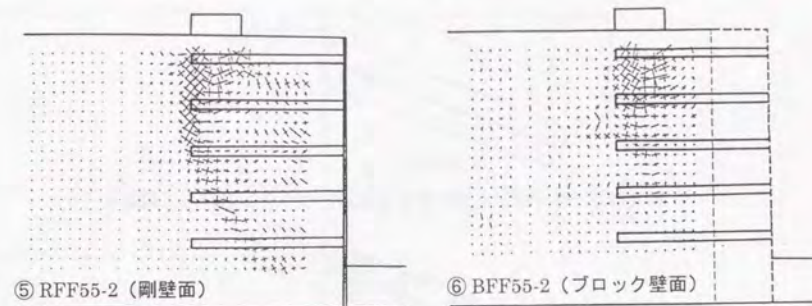
(補強材配置一定: 剛壁とブロック壁の比較)



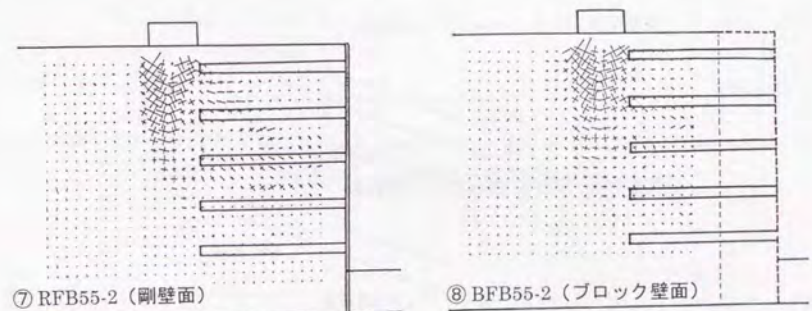
(1)フロント载荷 (φ=2cm×9本) (2)フロント载荷 (φ=5.5cm×9本)

図-5.1.10 補強径による効果比較

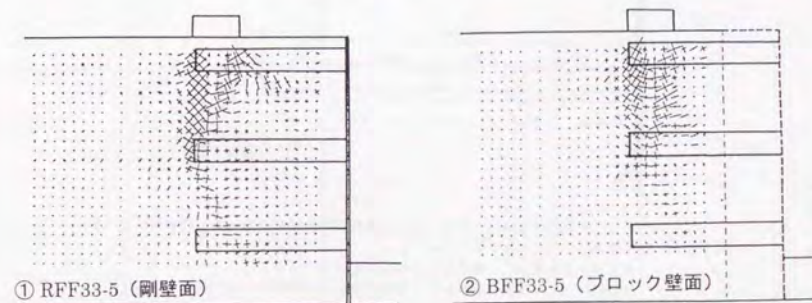
(载荷位置一定: 剛壁とブロック壁の比較)



(1)フロント载荷 (5段×5列)



(2)バック载荷 (5段×5列)

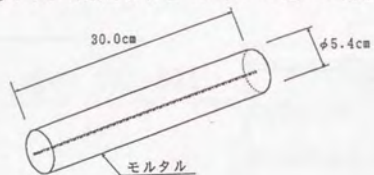


(3)フロント载荷 (3段×3列)

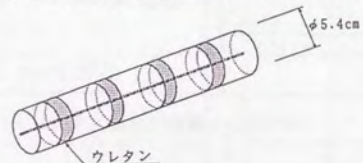
図-5.1.11 主ひずみ分布の比較 (剛壁とブロック壁の比較)

<補強材の仕様の違い>

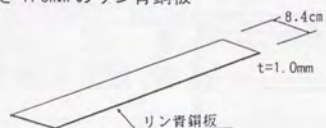
補強材①：リン青銅の芯材をモルタルで覆った補強材



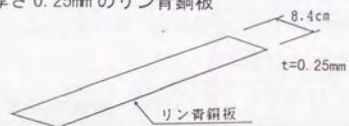
補強材②：曲げ剛性を低下させるため、ウレタンを挟んだ補強材



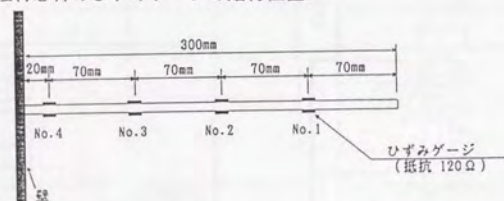
補強材③：厚さ 1.0mm のリン青銅板



補強材④：厚さ 0.25mm のリン青銅板



<補強材芯材のひずみゲージの貼付位置>



以上の4種類の補強材の中で、最も曲げ剛性が大きいのは、①の補強材であり、以下②③④の順で小さくなっていく。

補強材の表面積は、4種類ともほぼ同じ大きさである。

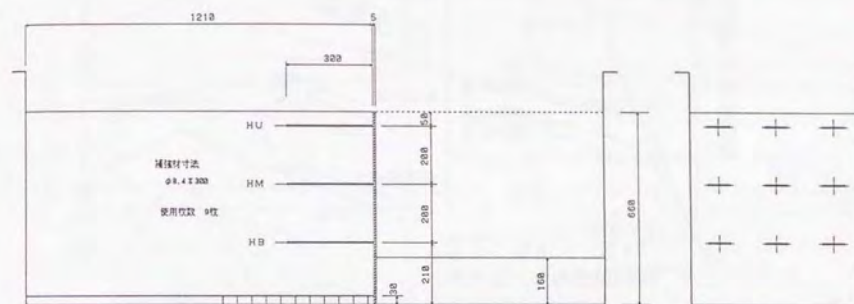
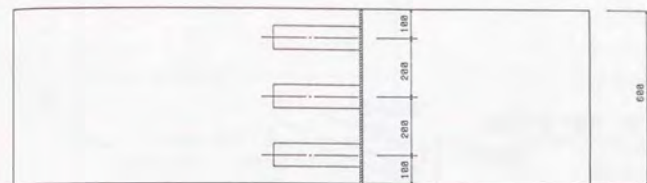
各芯材には、4箇所にひずみゲージを貼り、ある間隔毎に応力状態が解るようになっている。

また、1箇所につき表裏にひずみゲージを貼ることにより、曲げによって発生する応力をキャンセルするようにした。

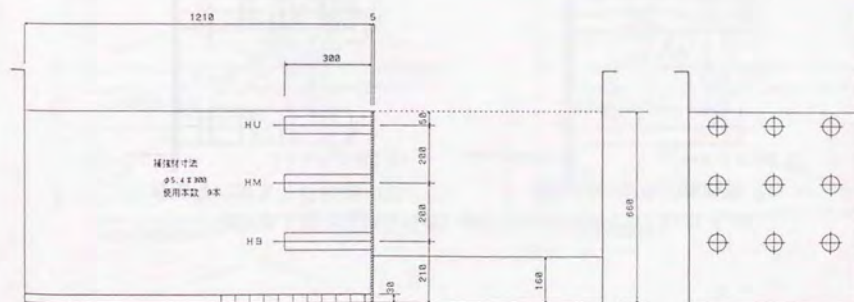
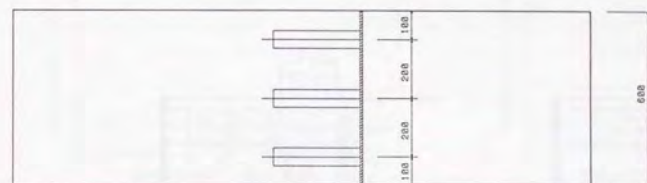
補強材表面には、接着剤で砂粒子を付け摩擦をとれるようにした。

各補強材の校正係数は、実験の前に測定した。

図-5.1.12 模型補強材の仕様 (補強材剛性に関する実験)



<補強材③④の実験における配置図>



<補強材①②の実験における配置図>

図-5.1.13 補強材配置 (補強材剛性に関する実験)

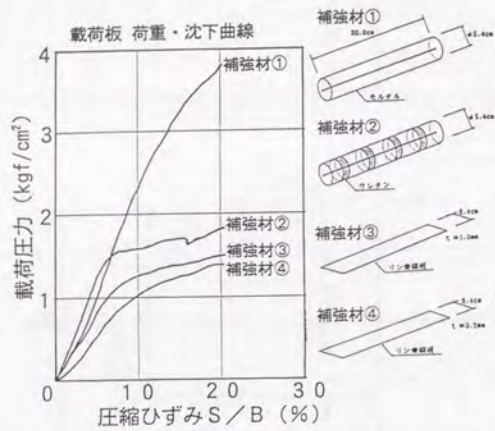
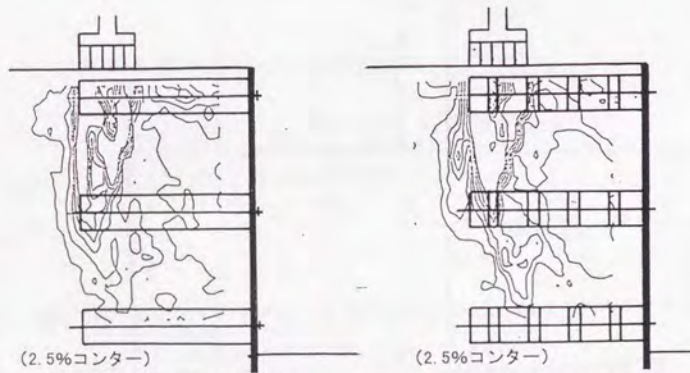
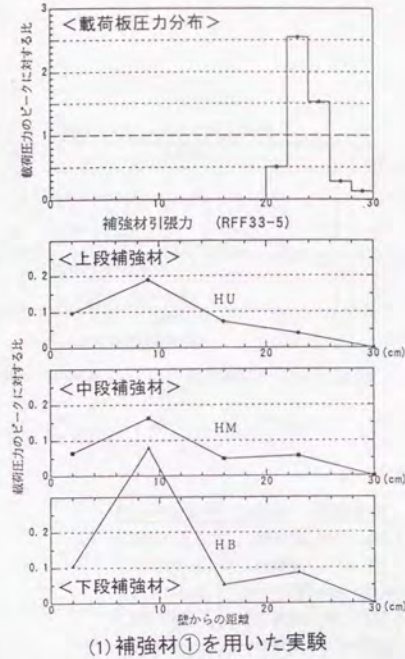


図-5.1.14 荷重・沈下曲線の比較 (補強材剛性に関する実験)

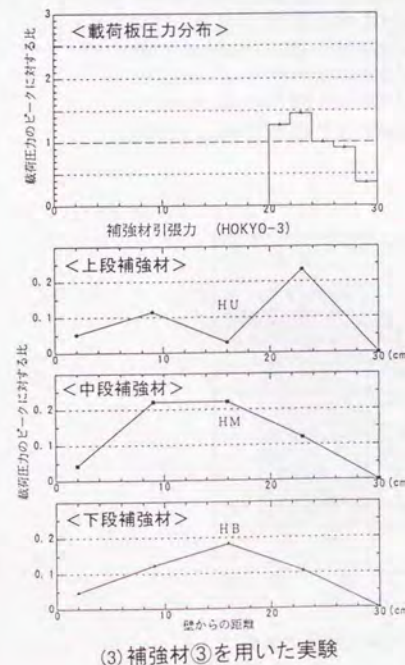


(1) 補強材①を用いた実験 (2) 補強材②を用いた実験

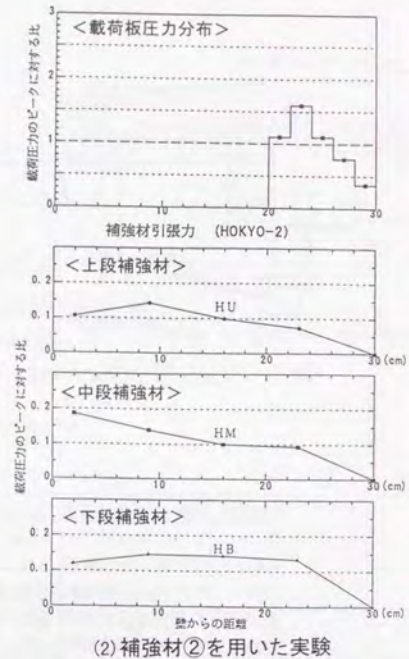
図-5.1.15 せん断ひずみの比較 (補強材剛性に関する実験)



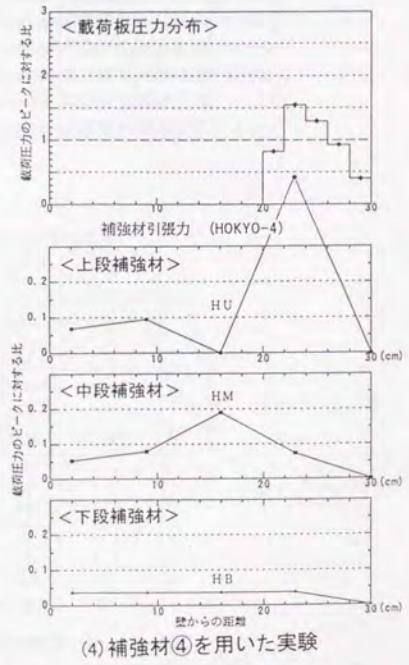
(1) 補強材①を用いた実験



(3) 補強材③を用いた実験



(2) 補強材②を用いた実験



(4) 補強材④を用いた実験

図-5.1.16 補強材引張り力分布の比較 (補強材剛性に関する実験)

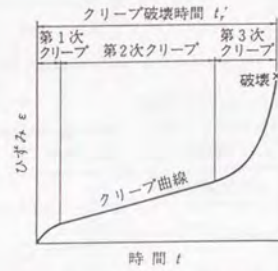


図-5.1.17 クリープ曲線の概念

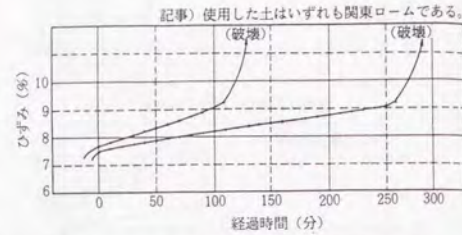


図-5.1.18 実験でのクリープ曲線の一例

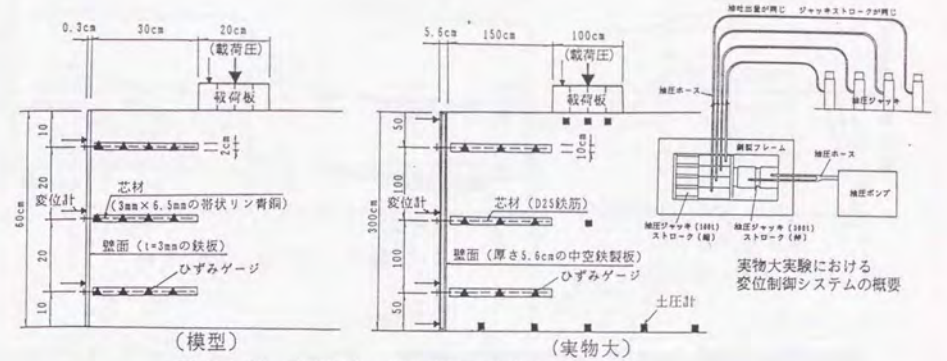


図-5.1.20 実物実験、模型実験の仕様比較

表-5.1.4 クリープ実験ケース

試験名	載荷方法	載荷範囲	補強材仕様	補強配置	使用土	密度(gf/cm <sup>3</sup> )
ST9-1	応力制御	全面載荷	φ2cm×30cm	3段×3列	豊浦砂	ρd=1.568
ST9-2	応力制御	全面載荷	φ2cm×30cm	3段×3列	豊浦砂	ρd=1.547
SF9-1	応力制御	全面載荷	φ2cm×30cm	3段×3列	富士川砂	ρd=1.638
CK9-1	応力制御	全面載荷	φ2cm×30cm	3段×3列	関東ローム	ρw=1.238
CK9-2	応力制御	全面載荷	φ2cm×30cm	3段×3列	関東ローム	ρw=1.226
CK9-3	応力制御	全面載荷	φ2cm×30cm	3段×3列	関東ローム	ρw=1.226
CK9-4	応力制御	全面載荷	φ2cm×30cm	3段×3列	関東ローム	ρw=1.226
CK9-5	応力制御	全面載荷	φ2cm×30cm	3段×3列	関東ローム	ρw=1.226
CK9-6	応力制御	全面載荷	φ2cm×30cm	3段×3列	関東ローム	ρw=1.226
CK25-1	応力制御	全面載荷	φ2cm×30cm	5段×5列	関東ローム	ρw=1.226
CK15-1	応力制御	全面載荷	φ2cm×30cm	3段×5列	関東ローム	ρw=1.226

表-5.1.5 模型実験の相似率一覧

補 強 材					載 荷 板		壁 面		
補強長	周 長	充 填 率	摩擦係数	引張剛性	破断強度	載荷幅	載荷圧力	曲げ剛性	挽み量
$\lambda_1^1$	$\lambda_1^1$	$\lambda_1^1$	1	$\lambda_1^{1.00}$	$\lambda_1^2$	$\lambda_1^1$	$\lambda_1^1$	$\lambda_1^4$	$\lambda_1^1$

記事)  $\lambda_1$ : 模型と実物大の長さに対する相似率 ( $\lambda_1$ =模型/実物大)

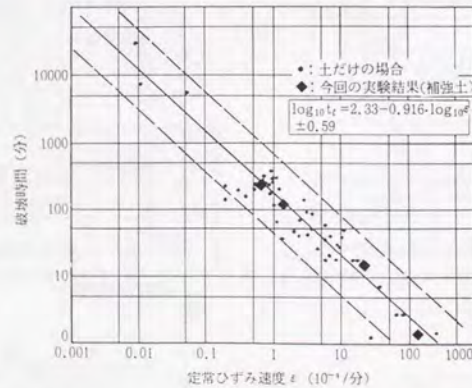


図-5.1.19 破壊時間とクリープ速度の関係

表-5.1.6 富士川砂の物理・力学特性

項 目	値
礫分 (7000μm以上) %	7.5
砂分 (74~2000μm) %	83.0
シルト分 (5~74μm) %	6.0
粘土分 (5μm以下) %	3.5
最大粒径 D <sub>max</sub> mm	9.5
不均係数 U <sub>c</sub>	8.7
土粒子の比重	2.645
含水比 W <sub>w</sub> %	4.9
粘着力 C <sub>v</sub> kgf/cm <sup>2</sup>	0
内部摩擦角 φ <sub>v</sub> 度	37.5
最適含水比 W <sub>opt</sub> %	14.7
最大乾燥密度 ρ <sub>max</sub> t/m <sup>3</sup>	1.788



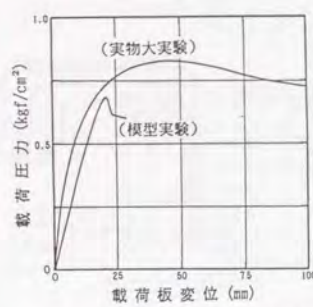


図-5.1.21 荷重・沈下曲線の比較

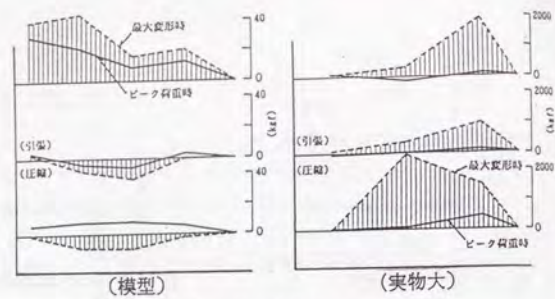


図-5.1.22 補強材力の比較

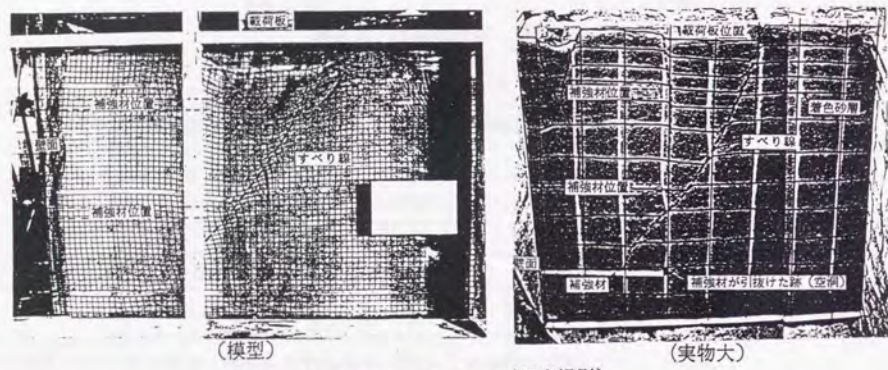


図-5.1.23 変形モードの比較 (写真撮影)

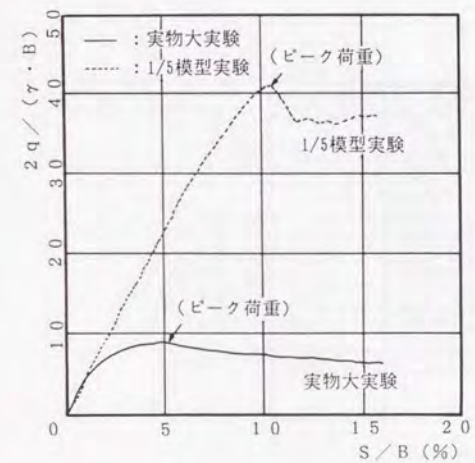


図-5.1.24 支持力係数・沈下曲線

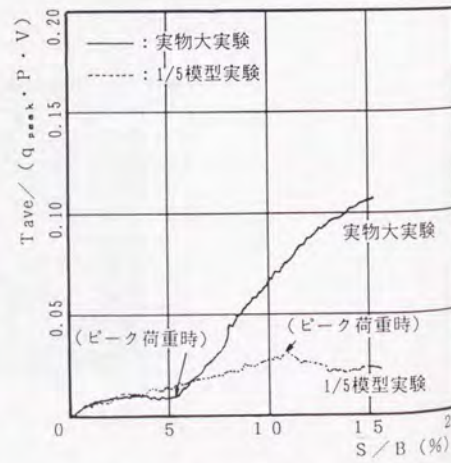


図-5.1.25 補強材引張力・沈下曲線

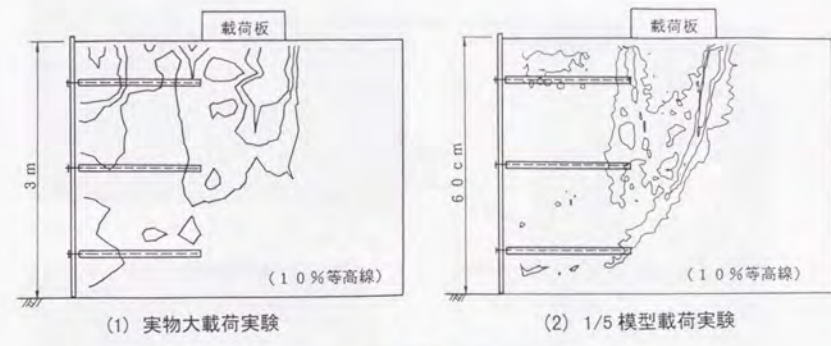


図-5.1.26 せん断ひずみ等高線

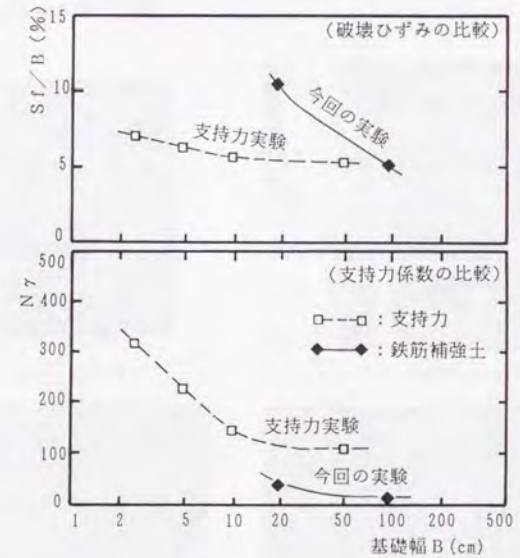


図-5.1.27 基礎幅と $N\gamma$ ,  $Sf/B$ の関係 (1gにおける実験)

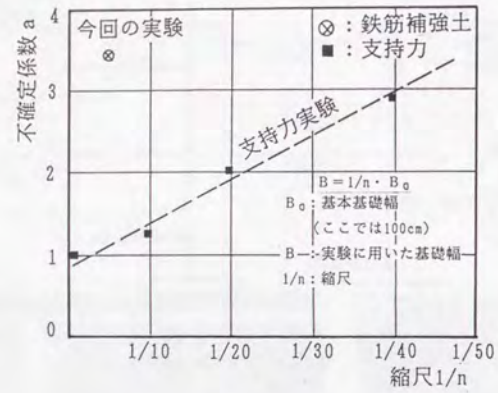


図-5.1.28 模型実験の寸法効果



写真-5.1.1 作製した模型土槽の全景



写真-5.1.3 座標読み取り装置

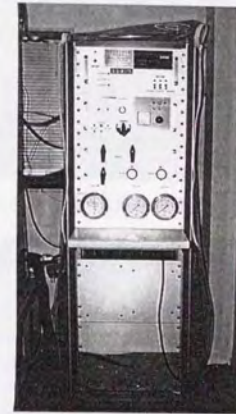
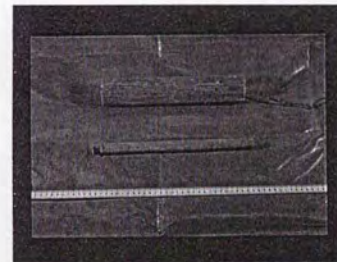


写真-5.1.2 载荷コントロールボックス



( $\phi=2\text{cm} \times 30\text{cm}$ ,  $\phi=5.5\text{cm} \times 30\text{cm}$ )

写真-5.1.4 実験に使用した補強材

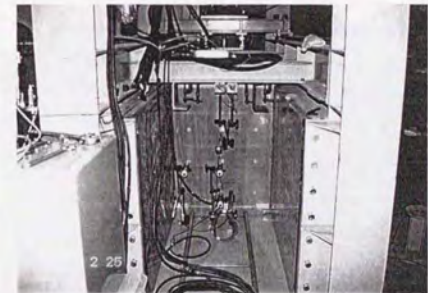


写真-5.1.5 模型壁面の変位測定状況

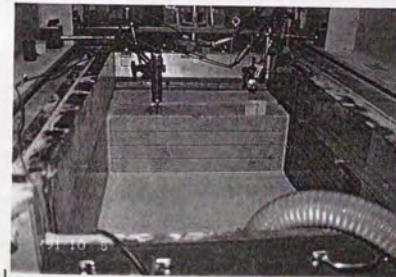


写真-5.1.6 ブロック体実験：前面掘削状況



写真-5.1.7 ブロック体実験：载荷状況

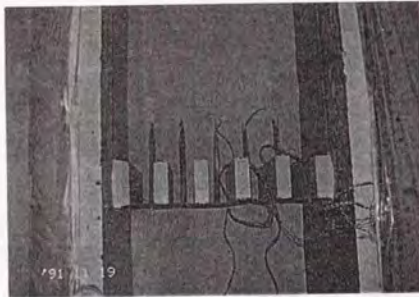


写真-5.1.8 ブロック壁面効果実験：補強材設置

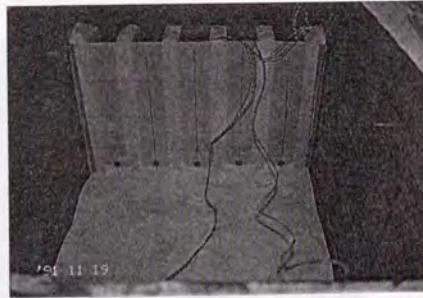


写真-5.1.9 ブロック壁面効果実験：砂撒き状況

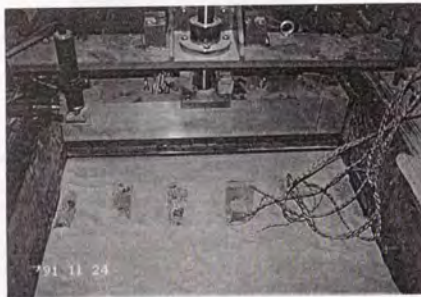


写真-5.1.10 ブロック壁面効果実験：砂撒き終了



写真-5.1.11 ブロック壁面効果実験：前面掘削完了



写真-5.1.12 クリープ実験：エアバック設置状況



写真-5.1.13 クリープ実験：計測状況

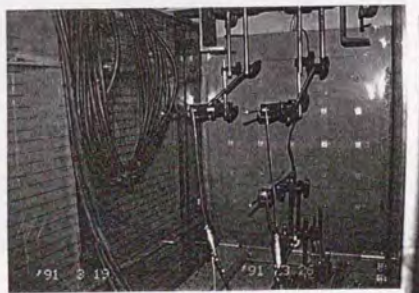


写真-5.1.14 クリープ実験：壁面の計測状況

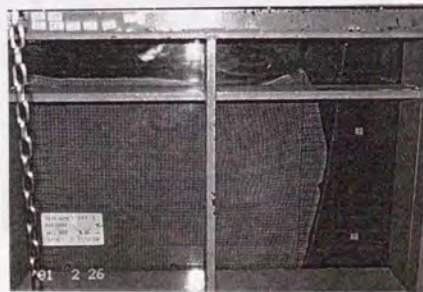


写真-5.1.15 クリープ実験：実験終了後の変形状況



写真-5.1.16 相似率実物大実験：補強材の設置

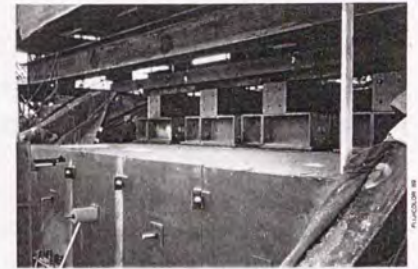


写真-5.1.17 相似率実物大実験：載荷実験直前



写真-5.1.18 相似率実物大実験：変位制御システム



写真-5.1.19 相似率実物大実験：載荷中の変形状況



写真-5.1.20 相似率実物大実験：実験後の盛土解体



写真-5.1.21 相似率実物大実験：補強材の引抜け状況

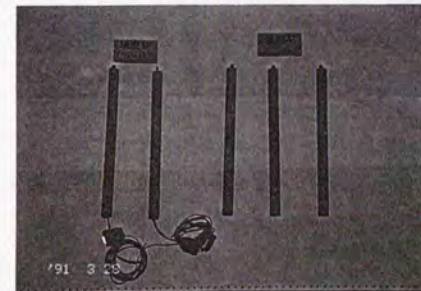


写真-5.1.22 相似率1/5模型実験：模型補強材



写真-5.1.23 相似率1/5模型実験：実験状況

## 第2章 試験盛土による研究

一連の模型実験結果から、地山補強土工法による盛土のり面の掘削工事などにおいても、壁面剛性の効果を利用することにより、変形が小さく十分な安定性を得られることが分かった。そこで、試験盛土を実際に掘削しつつ補強することによって、実工事での施工性と安定性を検討することにした。

### 2.1 施工方法の概要

鉄道盛土の掘削工事に地山補強土工法を適用する場合には、施工中も列車が走行するので、許容される変形量がきわめて小さく、しかも列車による振動荷重を受けることから、施工中、施工後において極めて高い安全性が要求されることになる。また斜面上の狭い場所での施工となることから、施工性を改善することも本工法開発の重要な課題となる。

図-5.2.1は、当初想定した工法の概略の施工手順を示す。この方法は、掘削が進むにつれて低下する盛土の安定性を、吹き付けコンクリート、大型支圧板、コンクリート壁面と順次剛性を上げることにより確保し、同時に変形を極力抑えようとするものである。

あとで説明する最初の適用となった塚本駅付近の工事例では、更に安定性を高めるために、掘削面にあらかじめ地盤改良杭を打設する方法としたが、それらについてはこの実験が終わった後に発案したものである。しかし、いずれの方法も基本的には、補強土における壁面剛性の効果を利用し、変形の拘束や耐力の増大を図るための手段である。

### 2.2 試験盛土の施工実験

提案する工法で、既設盛土のり面を急勾配化することが可能であることを確認するために施工実験を実施した。施工対象とした盛土は鉄道総研盛土試験場に1988年に構築した盛土高さ3m、のり勾配1:1.5の盛土である。この盛土は、補強盛土の稲城砂を用いた実物大試験盛土と同時期に同じ土を用いて同じ施工方法で構築した盛土 ( $\gamma=1.65\text{tf/m}^3$ ,  $w=17\%$ ) であり、この試験盛土の試験ではないが、補強盛土の平面ひずみ圧縮試験結果からの推定では、 $\phi=37.1^\circ$ ,  $c=0.82\text{tf/m}^2$  である。

この盛土を鉄筋補強材（外径 $\phi=5\text{cm}$ 、芯材鉄筋径25mm）により補強し、順次掘削を進めることにより1:0.25のり面勾配に変更した。

写真-5.2.1は施工中の状況を示す。実際の現場では、列車走行させた状態での施工となることから、本実験でも施工中に起振機による振動を加え、施工時の安全性を確認した。

施工に伴う変形量をなるべく低減する目的で、①鉄筋にプレストレス与える（プレストレス）方式、②掘削前に鉄筋を打設する（先受けボルト）方式、の2つの方法で施工を行った。また、いずれの補強材も奥行き、高さ方向とも0.75mピッチに打設した。

図-5.2.2は試験盛土の概要を示す。図に示すように施工中、施工後の盛土の変位、補強材の張力などを中心に測定した。

図-5.2.3は計測結果を示す。この計測データはいずれも4段目掘削直後（掘削高さ3m）までのものである。施工は一段ずつ掘削と補強材の設置を繰り返したが、いずれも掘削直後および列車荷重を模擬した起振実験を行った。すなわち、先受けボルト方式区間の盛土天端に設置した3m×3m×0.6mのコンクリート板に起振機を設置し、4段目掘削終了後に起振力18tf、20Hzで5分間振動を加えた。この直後に若干変形が進行しているようであるが、モルタル吹き付け、補強材の設置により安定化の方向に進んでいる。のり肩の変形は5mm以下であり特に工法の違いによる有意な差は認められなかった。しかし、鉄筋の軸力を比較すると先受け方式の方が若干大きな値を示しており、掘削時に盛土の変形をより効果的に拘束していたようである。また1段目および2段目に発生した軸力は、その下方の鉄筋設置により減少する傾向が確認できた。これは下段掘削にともない潜在すべり面が奥側に移動して応力が解放され、代わりに下段の鉄筋の応力負担が高まったためと考えられる。しかしいずれにしても設計値以内の軸力であった。

この結果、施工時においては、3m程度の高さの盛土では変形がほとんど生じないことが確認できた。しかし、この施工法では掘削手間が大きいため、盛土が高く補強材長が長い場合には施工性が著しく低下すること、各段階の掘削終了後の吹き付けコンクリートの施工が少量なため非効率となることなど、施工法に関する問題点が抽出できた。これらの結果から、補強材の大径化や地盤改良杭による壁面先行（pre-propping）工法などの開発に至った。

### 2.3 試験盛土の載荷実験

載荷試験を実施した試験盛土は、施工実験により急勾配化した盛土のうち、プレストレス方式で施工を行った区間である。

図-5.2.4は載荷試験の平面図を、図-5.2.5は断面図を示す。また写真-5.2.2は載荷試験状況を示す。載荷に際しては壁面側ではなく背面側で崩壊することがあってはならないので、背面側に押さえ盛土を施工した。載荷方法は別途施工した4本のアースアンカーを反力として、載荷板（盛土縦断方向3m、横断方向2m）を4台の油圧ジャッキ（載荷能力200t/台、ストローク200mm）で等圧載荷した。なお載荷板底面にはローラーを設置し、載荷荷重が傾斜しないように配慮した。また試験区間と緩衝区間との間には、2次元的載荷となるようにグリースによる縁切り層を設置している。

図-5.2.6に、載荷方法を示す。図-5.2.7は載荷荷重と載荷板の沈下量の関係を、図-5.2.8は図-5.2.7を対数目盛で示したものである。列車荷重（ $2.5\text{tf/m}^2$ ）の20倍以上である65 $\text{tf/m}^2$ まで載荷を行ったが、いずれの図も明確な破壊には至っていないことを示している。この実験では、壁面から2.5mの位置で載荷（バック載荷）を行ったが、高さ3mの盛土では有効に側方に押し込むことにはならず、多くの荷重が支持地盤に流れたものと考えられる。

図-5.2.9は載荷終了時の盛土の変形と鉄筋に発生した軸力を示す。鉄筋の軸力は載荷直

前を初期値とした差分で示してあるが、2段目、3段目は鉄筋の中央付近を頂点とする引張側の値を示しているが、載荷板端部に近い1段目では圧縮側の値が大きくなっている。これは補強領域背後からの土の圧縮変形に伴うものと考えられる。

図-5.2.10は載荷板沈下量と壁面変位の関係を示す。どの変位計も同様の傾向であり、載荷にともない全体的に水平移動していることが確認できる。しかし、載荷に伴い発生した沈下量に比べて、壁面に発生した変形量は極めて小さい。

#### 2.4 試験盛土の検証計算

検証計算は、第5編第2章と同様に、①盛土や補強材の入力値を極力実際に近い値として計算した「検証計算」と、②設計で用いられる一般的な入力値で計算した「設計計算」の2ケースを、作成したプログラムを用いて実施した。ただし次章に述べる補強材力算定の際の設置角度補正は考慮していないが、この計算では補強材の破断強度で設計が決定するので計算結果に影響はない。

先に述べたがこの試験盛土は、補強盛土の砂質土試験盛土と同じ土を用い、同時期に同じ施工方法で構築したものである。盛土の物性値は表-3.3.4と同じ値を用いた。また補強材は、外径6.6cm、芯材はφ25mm鉄筋を用いたので、検証計算時の破断応力度 $3000\text{kgf/cm}^2$  (14.7tf/本)、引抜き安全率 $Ff=1.0$ 、設計計算時の許容応力度 $1800\text{kgf/cm}^2$  (8.8tf/本)、引抜き安全率 $Ff=1.5$ として計算した。

図-5.2.11は滑動安定計算の、図-5.2.12は転倒安定計算のプログラム出力の一例を示す。補強盛土と同様に載荷重を $20\text{tf/m}^2 \sim 100\text{tf/m}^2$ まで変化させ、転倒安全率と滑動安全率を求めた。図-5.2.13は計算結果の比較を示す。この計算結果では検証計算、設計計算とも滑動安全率の方が転倒安全率より圧倒的に小さい。したがって、検証計算の転倒安全率はこの図のスケールからはずれず、安全率1を示す時の載荷圧力が計算上の破壊圧力になるが、検証計算によると概ね滑動で $80\text{tf/m}^2$ となる。実際の試験では既に述べたように $65\text{tf/m}^2$ まで載荷重を加えたが、壁面は2cm程度全体に前に押し出されただけであり、全く破壊にはならなかった。したがって $80\text{tf/m}^2$ の妥当性については定かではないが、多少、安全側の解を与えているように思える。

設計計算結果では、転倒安全率が載荷重が上昇してもほとんど変化していないことが確認できる。これは現行設計法は $M_r$  (補強領域背面土圧のせん断成分による抵抗モーメント) を考慮しているため、補強領域背面から載荷した場合にはこの効果が大きくなり、載荷重の増加が必ずしも安全率の低下につながらないことを意味する。しかし補強盛土の計算や、スケールをはずれたが今回の検証計算においては、載荷重の増加に伴って安全率は低下しているため、この現象は土質定数、盛土形状、補強材配置などの組み合わせにおいて、特異に出現するものと考えられる。ただし補強領域の背面から荷重が作用する場合には、滑動によって設計が定まるため、実務的には問題とならない。

この計算によると、設計上の破壊荷重は $35\text{tf/m}^2$ となり、実際の破壊荷重に対して極端に安全側となる。またその時の壁面変位量は約1cmであり、本設計法によれば小さな変形に抑制できることが確認できる。ただしこの試験盛土は盛土高さが3mであり、盛土高さが更に高い場合の設計の安全性については確認されていないので、現段階では概ね妥当な設計法であると考えられる。

#### 2.5 第2章のまとめ

- ①高さ3mの盛土の掘削試験施工を行ったが、掘削や施工中の動的載荷に対する変形は小さい。
- ②完成後に実施した載荷実験結果では、列車荷重の20倍以上の載荷に対しても壁面の変形はほとんど生ぜず、盛土の安定性は高い。
- ③盛土高さが高い場合には、同様の結果が得られるとは限らないので、実際の適用にあたっては注意を要する。また補強材や吹き付けコンクリートの施工性を改善する必要がある。
- ④提案する設計法で載荷試験結果を検証したところ、現行の設計法は安全側の解を与えることが確認できた。

#### <参考文献>

- 1) 村田修、館山勝、中村和之、田村幸彦 (1989.7) : 既設盛土のり面の急勾配化工法の開発、日本鉄道施設協会誌7月号、pp. 8-11
- 2) 田村幸彦、鄭光司、笹木敏信、中村和之、村田修、館山勝 (1989.10) : 既設盛土のり面の急勾配化工法の施工実験、土木学会第44回年次学術講演会Ⅲ部門、pp. 238-239
- 3) 田村幸彦、松本正士、村田修、館山勝 (1990.9) : 鉄筋と剛な壁面で補強した急勾配化盛土の載荷試験、土木学会第45回年次学術講演会Ⅲ部門、pp. 376-377
- 4) 館山勝、村田修 (1991.8) : 既設盛土の急勾配化工法に関する研究、鉄道総研報告Vol. 5, No. 8, pp. 47-56

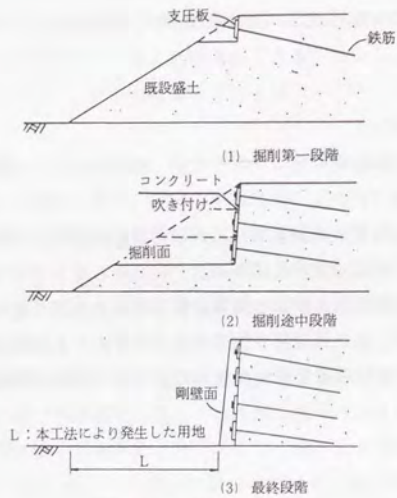


図-5.2.1 施工手順図

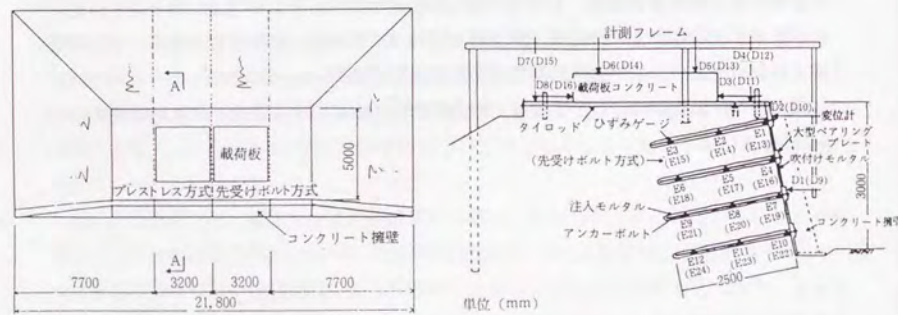


図-5.2.2 試験盛土の概要

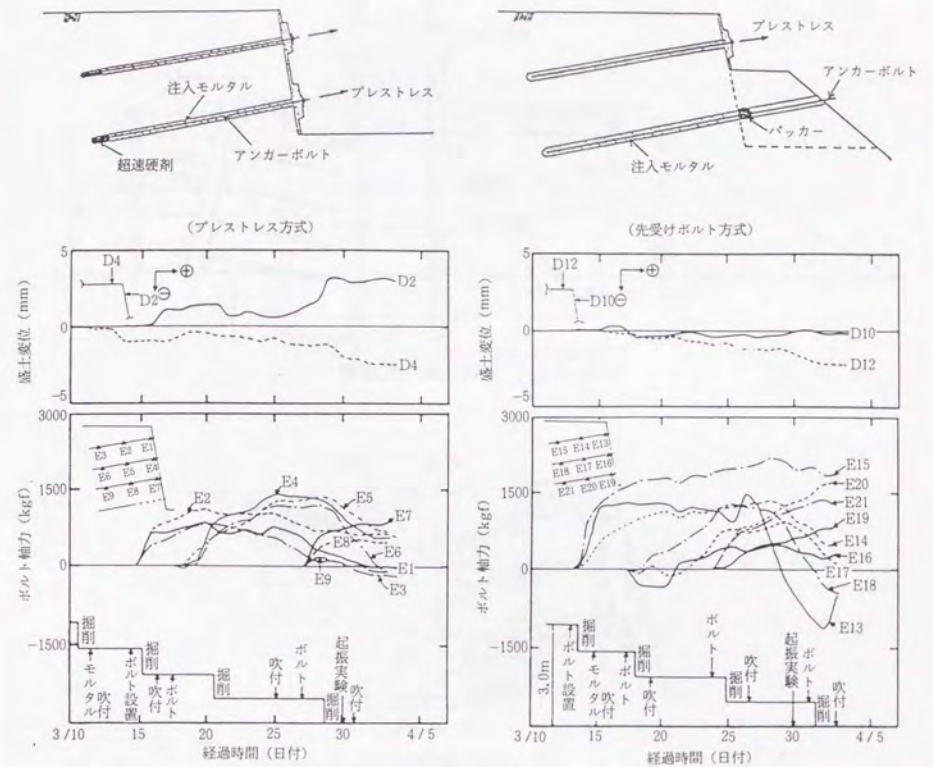


図-5.2.3 施工時の計測結果

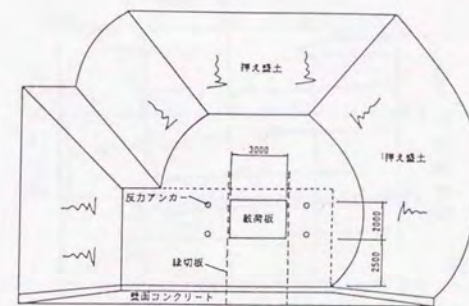


図-5.2.4 載荷試験の平面図

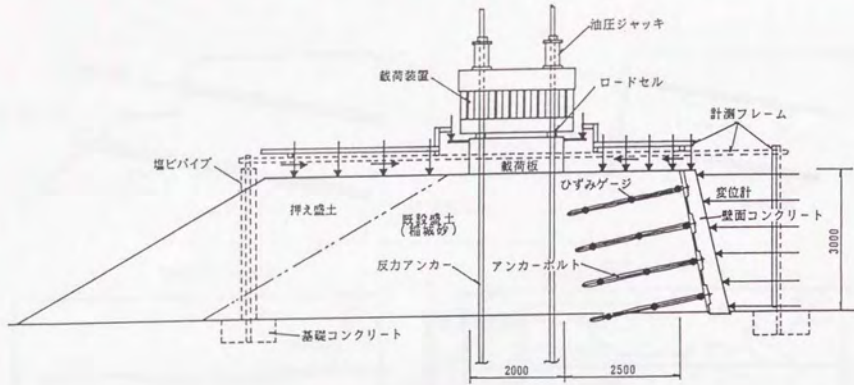


図-5.2.5 載荷試験の断面図

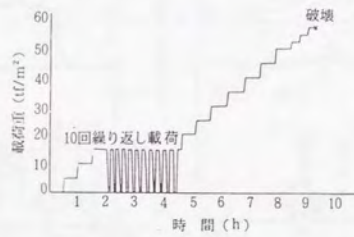


図-5.2.6 載荷ステップ

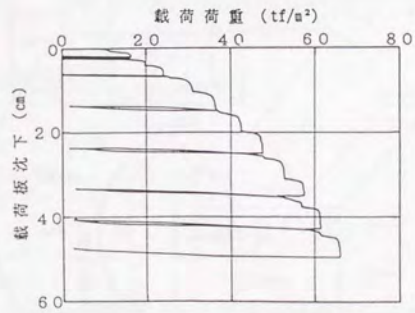


図-5.2.7 荷重・沈下曲線

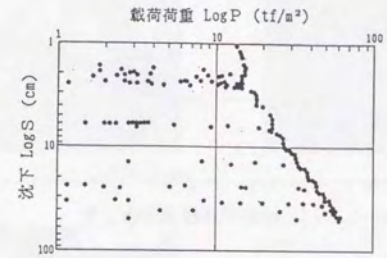


図-5.2.8 荷重・沈下曲線 (対数表示)

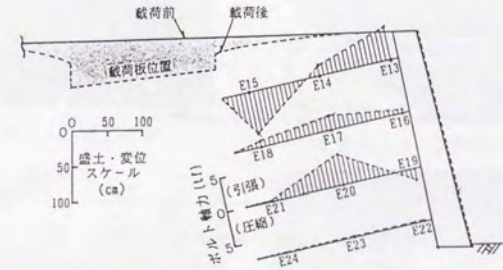


図-5.2.9 軸力と変形状況

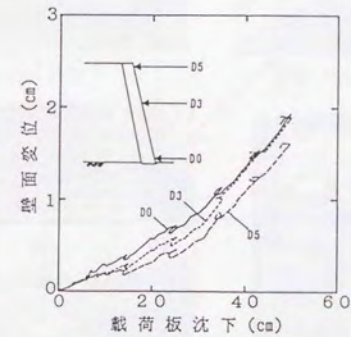
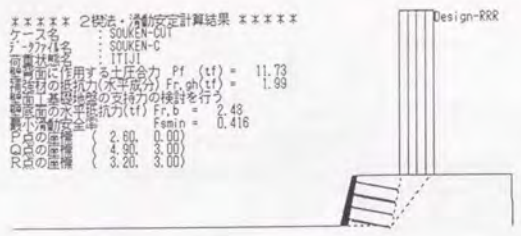


図-5.2.10 載荷板沈下・壁面変位の関係

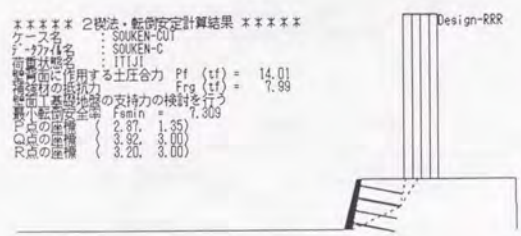
\*\*\*\*\* 2次元・滑動安定計算結果 \*\*\*\*\*  
 ケース名 : SOUKEN-CUT  
 テーブル名 : SOUKEN-C  
 面割状態名 : ITTJ1  
 掘削面に作用する土圧合力  $P_f$  (tf) = 11.73  
 掘削面の抵抗力(水平成分)  $F_{r,sh}$  (tf) = 1.99  
 掘削土質の支持力の検討を行う  
 掘削面の水平抵抗力(tf)  $F_{r,b}$  = 2.48  
 最小安全率  $F_{smin}$  = 0.416  
 R.O.D.の座標 ( 2.80, 0.00)  
 R.A.D.の座標 ( 4.80, 3.00)  
 R.D.の座標 ( 3.20, 3.00)



1m

図-5.2.11 滑動計算結果の出力例

\*\*\*\*\* 2次元・転倒安定計算結果 \*\*\*\*\*  
 ケース名 : SOUKEN-CUT  
 テーブル名 : SOUKEN-C  
 面割状態名 : ITTJ1  
 掘削面に作用する土圧合力  $P_f$  (tf) = 14.01  
 掘削面の抵抗力(水平成分)  $F_{r,sh}$  (tf) = 7.99  
 掘削土質の支持力の検討を行う  
 掘削面の水平抵抗力(tf)  $F_{r,b}$  = 7.309  
 最小安全率  $F_{smin}$  = 1.35  
 R.O.D.の座標 ( 2.87, 1.35)  
 R.A.D.の座標 ( 3.92, 3.00)  
 R.D.の座標 ( 3.20, 3.00)



1m

図-5.2.12 転倒計算結果の出力例

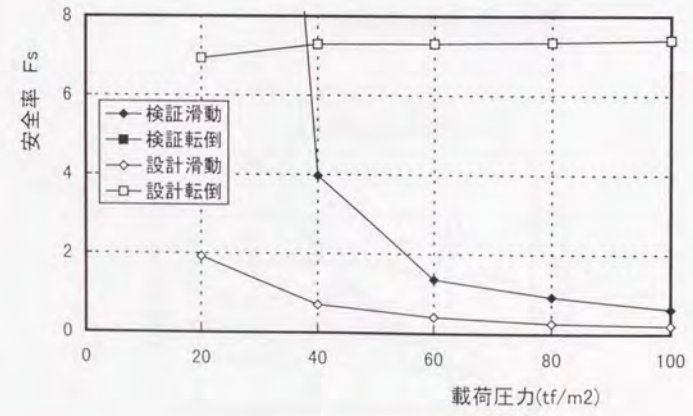


図-5.2.13 載荷圧力と計算安全率の関係



写真-5.2.1 ハンドオーガーによる削孔状況



写真-5.2.2 簡易削孔機による削孔状況



写真-5.2.3 先受けボルトの施工状況



写真-5.2.4 掘削面のラス網設置状況



写真-5.2.5 吹き付け状況



写真-5.2.6 施工中の起振実験状況



写真-5.2.7 施工完成状況

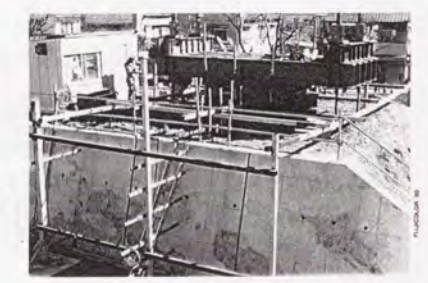


写真-5.2.8 載荷試験状況



### 第3章 設計法に関する考察

基本的には地山補強土と補強盛土の安定解析法は同様であると考えられるが、補強材の種類や設置に対する自由度の点で若干の相違点がある。つまり、補強盛土工法の場合にはジオテキスタイルなどの面状補強材を水平に配置することになるが、地山補強土では、棒状補強材が3次的に任意の角度で配置することになる。

したがって、本章では地山補強土の特有の問題として、打設角度や形状に対する補強材力の算定方法について考察した。

#### 3.1 補強盛土との相違点

補強土工法は大きく分類して、盛土を新設する際にジオテキスタイルなどの面状補強材を配置し急勾配盛土を構築する『補強盛土』工法と、自然地山や既設盛土などを掘削する際にロッド状・棒状の補強体を設置する『地山補強土』工法に分類できる。表-5.3.1は鉄道盛土における両者の比較図を示す。この補強盛土と地山補強土工法を、安定解析の観点から比較すると、以下の相違点がある。

ジオテキスタイルを用いた補強盛土の一般的な設計法では、最大摩擦力を安全率で除して求められる引抜き抵抗力と破断強度を比較し、補強効果を求めるのが一般的である。しかし大部分の場合、破断強度で決定されことになる。加えて補強材の配置角度も水平方向に限られるため、設計摩擦力や設置角度が顕著に安定性に影響を与えないことがない。このため、摩擦抵抗力に関して精密な計算を行わなくても実務的には問題が生じない。逆に設計破断強度については安定に直接影響を与えるため、入念に規定する必要がある。

一方地山補強土の場合には、引抜き抵抗力に見合う破断強度の芯材を選定することになるため、補強効果は引抜き抵抗力から定まる。更に、補強材の断面形状が円形であり、設置角度も設計上有利となる角度に任意設定できるため、補強効果に対する設置角度依存性を精密に算定する必要がある。このため、補強盛土工法の設計法をそのまま地山補強土工法に適用することはできない。

そこで地山補強土工法の設計法を確立するために、打設角度や形状の違いに対する補強効果への影響について考察した。以下に地山補強土の補強材力の算定方法について提案する。

#### 3.2 最大補強材力(T)の算定

棒状補強材に生じる力が圧縮(負)か引張(正)かは、補強材方向の地盤中の直ひずみが圧縮か引張かにより定まる。すなわち概略的には、すべり面直角方向(N方向)が補強材設置方向と成す角度を $\theta$ (正は上向き)とすると、 $\theta$ が上向きの場合には引張力が、下向きの場合には主に圧縮力が作用する(厳密には下向きの場合であっても $\theta$ が小さい場合には引張力が作用する可能性はある)。

図-5.3.1は、それぞれの場合の補強効果を示す。実際には圧縮の場合、補強材の周面摩擦力Fの他に、先端抵抗力Qが発揮されるが、最大値が発揮される変位量はFの方が圧倒的に小さいため、ここでは補強材力は全て周面摩擦力に依存すると仮定する。この場合の引張(圧縮)抵抗力は(1)式により算出できる。

$$T=A(\sigma_n \tan \phi + C) \text{ ----- (1)}$$

ここに、A : 補強材の表面積  
 $\sigma_n$  : 補強材の拘束圧  
 $\phi$  : 補強材表面と土との間の摩擦角、土の内部摩擦角と同じと仮定する  
c : 補強材表面と土との間の粘着力、土の粘着力と同じと仮定する

この他、抵抗力を決定する要因としては、芯材の破断強度、芯材と充填材との付着強度などが挙げられるが、それらには十分な耐力があるものを用いるので、ここではこの要因を考えない。更に、補強材自身のせん断抵抗力S、曲げ抵抗力Mの影響は無視する。その理由は、第5編第1章で示した模型実験結果から、極力変形を抑制する必要がある鉄道盛土の掘削工事における設計法を考えた場合には、無視した方が安全側であるとの判断からである。ただし今後施工実績が増えて、設計法の合理化を図る場合には、これらの効果の見積もり方が重要となる。

補強盛土工法の場合にはこの補強材抵抗力Tを安全率で除して設計抵抗力を算出し、補強効果を求めることにしているが、ここではより厳密に補強効果を考察し、設計抵抗力を算定することにした。

#### 3.3 補強効果の補正

##### 3.3.1 打設角度による補強効果補正( $f_r(\theta)$ )

補強材の補強効果(R)は、上記(1)式により求めた補強材抵抗力T(引張を正)のすべり面接線方向成分 $T_s$ (土塊の引留め効果)と、すべり面直角方向成分 $T_n$ (拘束効果)に分解することが出来る。

$$R(\theta) = T_s + T_n \tan \phi = T \sin \theta + T \cos \theta \tan \phi \text{ ----- (2)}$$

しかし $T_s$ 、 $T_n$ は図-5.3.1から明かなように設置角度依存性がある。すべり面直角方向(N方向)が補強材設置方向と成す角度を $\theta$ (正は上向き)とすると、打設角度による補正係数は $f_r(\theta) = R(\theta)/T = \cos \theta \cdot \tan \phi + \sin \theta$ と定義することができる。

図-5.3.2は打設角度による補強効果補正 $f_r(\theta)$ の感度を示したものである。この図はTがほぼ圧縮になる場合( $\theta < 0$ )と引張になる場合( $\theta > 0$ )で連続的な関数となる。ここで $\theta < 0$ の場合には、実際に $R(\theta)$ が正(補強効果がある)か、負(むしろ斜面を不安定にする)かは、Tの正負に依存する。Tの正負は次項で示す補強材に発生する直ひずみの符号に依存する。この図より以下の事柄が確認できる。

- ①  $\theta > 0$ では、 $\theta = 90^\circ - \phi$ で補強効果が最大となる。
- ②  $\theta < 0$ で $\theta = 0$ に近い場合、Tが引張( $T > 0$ )の場合がありうる。この場合は $T_s$ の方向は下向きに

なるが、依然として $f_r(\theta) > 0$ であり補強効果 $(R(\theta) = T \times f_r(\theta) > 0)$ がある。

③  $\theta < 0$ で $f_r(\theta) > 0$ 、 $T < 0$  (圧縮) の時、もしくは $\theta < 0$ で $f_r(\theta) < 0$ 、 $T > 0$  (引張) の時は不安定効果 $(R(\theta) < 0)$ となる。

④  $\theta < 0$ で $f_r(\theta) < 0$ 、 $T < 0$ の時は補強効果 $(R(\theta) > 0)$ がある。

### 3.3.2 ひずみ量による補正 ( $f_\varepsilon(\theta)$ )

上記の補強効果 $(R(\theta))$ は、補強材表面に発揮される摩擦抵抗力は同一であると仮定した場合のものであるが、実際は打設角度に応じて補強材表面に発生する直ひずみの大きさと符号は異なり、補強材表面に動員される摩擦力も、発生したひずみの大きさと符号に比例して発揮されることになる。また模型実験からの知見でも、補強材は土中で最小主ひずみ(最大伸張ひずみ)が発生する方向に設置することにより最大の効果が得られることが確認されている。

仮にすべり面と最小主応力 $(\sigma_3)$ とのなす角度を主働崩壊角 $(45^\circ + \phi/2)$ とし、主応力方向と主ひずみ方向が一致する(同軸である)と仮定した場合の模式図並びにひずみのモーメントを図-5.3.3、図-5.3.4に示す。この場合、すべり面方向は若干圧縮することになる。

図-5.3.3は引張補強材として働く場合のひずみ量補正の考え方であるが、この場合には補強材に発揮される力 $(T)$ は、最小主ひずみ $(\varepsilon_3)$ が発生する打設角度 $(\theta = \eta = 45^\circ - \phi/2)$ でフルに発揮され $(T = T_{max})$ 、それ以外では発生する直ひずみ(圧縮正)の大きさに応じて補正するものとする $(T(\theta) = T_{max} \times f_\varepsilon(\theta))$ 。この場合の補正係数は $\nu$ をダイレタンシー角とすると(3)式となる。

$$f_{\varepsilon}(\theta) = \frac{\varepsilon_3(\theta)}{\varepsilon_3} = \frac{2 \cdot \cos^2(\theta - \eta) - (1 - \sin \nu)}{1 + \sin \nu} \quad \text{--- (3)}$$

この式は $\varepsilon_3$ と $\theta$ の正負にかかわらず成り立つ式である。ここで $\varepsilon_3$ は負の符号であるため、 $\varepsilon_3(\theta) < 0$  (引張ひずみ)の場合、 $f_{\varepsilon_3}(\theta) > 0$ で補強材には引張り力 $T > 0$ が作用する。

図-5.3.4に圧縮補強材として働く場合のひずみ量補正の考え方を示す。この場合は最大主ひずみ $(\varepsilon_1)$ に対する比率で補正するものとする補正係数は(4)式の通りとなる。

$$f_{\varepsilon}(\theta) = \frac{\varepsilon_1(\theta)}{\varepsilon_1} = \frac{(1 - \sin \nu) - 2 \cdot \cos^2(\theta - \eta)}{1 - \sin \nu} \quad \text{--- (4)}$$

図-5.3.5は縦軸に歪み量補正係数 $f_\varepsilon(\theta)$ を、横軸にすべり面直交方向からの補強材打設角度 $(\theta)$ の関係を示す。なおこの歪み量補正は、 $\varepsilon_3(\theta)$ が引張の場合には(3)式を、圧縮の場合には(4)式を用いたものである。更にすべり面と $\sigma_3$ の角度を主働崩壊角 $(45^\circ + \phi/2)$ 、 $\nu = \phi/3$ と仮定し、 $\eta = 45^\circ - \phi/2$ として求めてある。

これとは別に、すべり面の方向は伸び縮みのない方向であるという考え方もある。その場合は $\eta = 45^\circ - \nu/2$ となり補正曲線は若干シフトする。

### 3.3.3 設置角度に対する拘束圧補正 ( $f_a(\theta)$ )

棒状補強材の定着力 $(T)$ を算定する際には、補強材設置角度に対応した拘束圧 $(\sigma_n(\theta))$ を算出する必要がある。図-5.3.6は水平からの設置角度 $\theta$ と拘束圧の関係を示す応力のモーメントである。

拘束圧に対する補正係数 $f_a$ は、すべり面直交方向からの設置角度 $\theta$ ではなく、水平からの設置角度 $\theta_h$ との関係から求められるが、すべり面が固定された条件では $f_a$ は $\theta$ の関数であるともいえる。したがって以降の議論では、設置角度を表現する記号は全て $\theta$ とする。

補強材の拘束圧は、補強材が水平に設置された場合には $\sigma_n = \sigma_v = \gamma \cdot h$ 、鉛直に設置された場合には $\sigma_n = K \cdot \sigma_v = K \cdot \gamma \cdot h$ とし、角度 $\theta$ に対する拘束圧 $\sigma_n(\theta)$ は(5)式により算出できる。

$$\sigma_n(\theta) = \frac{\sigma_n + K \cdot \sigma_v}{2} + \frac{\sigma_n - K \cdot \sigma_v}{2} \cos 2\theta \quad \text{--- (5)}$$

ここに、 $K$ :土圧係数

またこの式を、上載圧力 $(\gamma \cdot h)$ に対する補正係数とした場合には(6)式となる。

$$f_{\sigma_n}(\theta) = f_{\sigma}(\theta) = \frac{1 + K}{2} + \frac{1 - K}{2} \cos 2\theta \quad \text{--- (6)}$$

ここで土圧係数 $(K)$ は、計算時に想定している状態が補強領域が多少なりとも変形することを前提とした場合には主働土圧(例えばランキン式: $K = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$ )を、全く変形しない前提の場合には静止土圧(例えばヤーキー式: $K = K_0 = 1 - \sin \phi$ )を用いるべきである。

図-5.3.7の縦軸は、盛土の $\phi$ が $30^\circ$ の場合の $\theta_h$ に対する $K$ の違いによる補正係数の感度を示したものである。通常の場合には補強材が全く変形しない条件とはならないので、主働土圧を用いるべきであると考えられる。図-5.3.8は主働土圧を用いた場合の盛土の $\phi$ に対する感度を示したのである。これらによると、静止土圧より主働土圧の方が、 $\phi$ が小さい時よりは大きい時の方が、低減率は大きい。

### 3.3.4 補強材形状に対する拘束圧補正 ( $f_s(\theta)$ )

補強材の断面形状に対しても拘束圧補正を行う必要がある。図-5.3.9は形状の差異による拘束圧の概念図を示す。

今、円形断面を持つ補強材で、円の頂点に作用する直応力 $\sigma_s(\xi = 0)$ はその面に作用する平均直応力 $\sigma_n(\theta)$ に等しいと仮定する。水平面からの補強材配置角度が $\theta$ の場合の算出方法は、(5)式に示した通りであるが、これはいわゆるダイレタンシー効果を見逃した仮定である。円の他の点(鉛直方向からの角度を $\xi$ とする)に作用する直応力 $\sigma_s(\xi)$ は、 $\sigma_n(\theta)$ と水平応力 $\sigma_h$ の間にあるものとする。図-5.3.10にはその場合の角度の関係図を示す。補強材の方向を水平から $\theta$ とし、 $\sigma_s(\xi)$ が鉛直からなす角度 $\xi$ を求めると以下の通りとなる。

$$\begin{aligned} \cos \xi &= \frac{\frac{1}{\cos^2 \zeta} + \frac{1}{\cos^2 \theta} - \tan^2 \zeta + \tan^2 \theta}{2 \cdot \frac{1}{\cos \zeta} \cdot \frac{1}{\cos \theta}} \\ &= \frac{\cos^2 \zeta + \cos^2 \theta - \sin^2 \zeta \cos^2 \theta + \sin^2 \theta \cos^2 \zeta}{2 \cdot \cos \zeta \cos \theta} \\ &= \frac{\cos^2 \zeta + \cos^2 \theta - \cos^2 \theta + \cos^2 \zeta \cos^2 \theta + \sin^2 \theta \cos^2 \zeta}{2 \cdot \cos \zeta \cos \theta} \\ &= \frac{2 \cos^2 \zeta}{2 \cdot \cos \zeta \cos \theta} = \frac{\cos \zeta}{\cos \theta} \quad \therefore \cos \zeta = \cos \xi \cos \theta \quad \text{--- (7)} \end{aligned}$$

$\xi$  は、 $\xi=0$ の時  $\theta$  となり、 $\zeta=90^\circ$  まで変化する。 $\sigma_N(\xi) = \sigma_N(\zeta)$  は、 $\sigma_N(\theta) = f_a(\sigma_N \theta) \cdot \sigma_v$  から  $K_0 \sigma_v$  の間を変化する。

$$\sigma_N(\xi) = \frac{\int_0^{\pi/2} \sigma_N(\xi) d\xi}{\pi/2}, \quad f_a(\sigma_N) = \frac{\sigma_N(\xi)}{\sigma_N(\theta)}$$

$$\text{一方 } d\xi = \frac{\sin \zeta}{\cos \theta \sin \xi} d\zeta = \frac{\sin \zeta d\zeta}{\cos \theta \sqrt{1 - \cos^2 \zeta \cos^2 \theta}} = \frac{\sin \zeta}{\sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \zeta}} d\zeta$$

$$\begin{aligned} \sigma_N(\xi) = \sigma_N(\zeta) &= \left[ \frac{1+K_0}{2} + \frac{1-K_0}{2} \cos 2\zeta \right] \sigma_v \\ f_a(\sigma_N) &= \frac{\int_0^{\pi/2} \left[ \frac{1+K_0}{2} + \frac{1-K_0}{2} \cos 2\zeta \right] \sigma_v \frac{\sin \zeta}{\sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \zeta}} d\zeta}{\frac{\pi}{2} \sigma_N(\theta)} \\ &= \frac{\int_0^{\pi/2} \left[ \frac{1+K_0}{2} + \frac{1-K_0}{2} \cos 2\zeta \right] \frac{\sin \zeta}{\sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \zeta}} d\zeta}{\frac{\pi}{2} \left[ \frac{1+K_0}{2} + \frac{1-K_0}{2} \cos 2\theta \right]} \quad \text{--- (8)} \end{aligned}$$

$f_a(\sigma_N)$  は、 $K=K_0=1-\sin \phi$  と  $\theta$  すなわち  $\phi$  と  $\theta$  の関係となる。この場合には補強材断面方向の収縮はほとんど無いものと考えられるため土圧係数  $K$  は静止土圧を用いて良い。

この補正係数は、設置角度が大きいほど、内部摩擦角が大きいほど補正係数は小さくなる。ただし設置角度による低減量の感度は、土の内部摩擦角の感度に比べれば小さい。

図-5.3.11は、この式を用いて計算した設置角度が水平 ( $\theta=0$ ) の場合の円形補強材の断面方向の拘束圧分布形を示したもので、 $\sigma_N(\theta)$  で正規化してある。内部摩擦角に依存して断面方向の拘束圧分布が変化する状況が確認できる。

### 3.3.5 設置角度による有効定着長の補正 ( $f_L(\omega)$ )

最適配置を考える上で重要となるのは打設角度による有効定着長の変化である。例えばのり面勾配とすべり線の関係が図-5.3.12の場合、同一長の補強材を用いて定着長が最大となるのは、のり面と直角に補強材を設置した時である。ここに、のり面直角方向に対する補強材設置角度を  $\omega$  とした場合、有効定着長の補正係数を、補強材設置長 ( $L$ ) を一定とした場合の最大定着長 ( $L_{s, \max} = L_s(\omega=0)$ ) に対する角度  $\omega$  の場合の定着長  $L_s(\omega)$  の比率と定義すると (9) 式により定まる。

$$f_L(\omega) = \frac{L_s(\omega)}{L_{s, \max}} = \frac{L - L(1-a)/\cos \omega}{aL} = \frac{1 - (1-a)/\cos \omega}{a} \quad \text{--- (9)}$$

ここに  $L$  : 補強材設置長  
 $a$  : のり面と直行方向に配置した場合の補強長に対する定着長の比  
 $L_s(\omega)$  : のり面直行方向から角度  $\omega$  傾斜して配置した場合の定着長  
 $L_{s, \max}$  : 最大定着長、 $\omega=0$  の時の定着長 ( $=a \cdot L$ )

つまり有効定着長の補正は、上式や図-5.3.12から明かなように定着長と非定着長との比率に左右されることになる。図-5.3.13は定着部と非定着部の比率を変化させた場合の有効定着長さの補正曲線を示す。

### 3.4 設置角度に対する感度

#### 3.4.1 総合補正曲線

棒状補強材の設置角度に対する補強効果 ( $T(\theta)$ ) は (1) 式で求められる最大補強効果 ( $T$ ) と、これまで示した各種の補正係数を掛け合わせることによって求められる。

ここでは  $\eta=45^\circ - \phi/2$  とした場合と、 $\eta=45^\circ - \nu/2$  とした場合の2種類についての結果を示すことにする。この場合掛け合わせる補正係数は以下の通りである。

$$f(\theta) = f_r(\theta) \cdot f_a(\theta) \cdot f_s(\theta) \cdot f_\phi(\theta) \quad \text{--- (10)} \quad T(\theta) = T \cdot f(\theta) \quad \text{--- (11)}$$

ここに  $f_r(\theta)$  : 総補正係数  $T(\theta)$  : 補強効果  
 $f_r(\theta)$  : 補強効果補正  $f(\theta)$  : 総補正係数  
 $f_a(\theta)$  : ひずみ量補正  $T$  : 最大補強材力  
 $f_s(\theta)$  : 設置角度補正  
 $f_\phi(\theta)$  : 断面形状補正

図-5.3.14は総合補正係数  $f(\theta)$  を示す。ここで  $f_L$  (有効定着長補正) は、設計断面の形状が著しく異なるため、ここでは考慮していない。更に問題を単純化するために  $f_\phi$  も  $\theta_n = \theta$  (すべり面は垂直である) と仮定して計算した。

これらより以下の事柄が確認できる。

- ① 圧縮領域での補強効果は、引張領域での補強効果より小さい。
- ②  $\theta = -2\phi/3$  で補強効果が0となり、それ以下では圧縮補強となる。

③若干ではあるが補強効果がマイナスとなる領域が存在する。

④引張領域では打設角度依存性が顕著である。

⑤設置角度は、すべり線に対し $0^{\circ} \sim 50^{\circ}$  上向きにすると補強効果が大きい。

なおこの補正曲線は図-5.3.15に示すJewell<sup>3)</sup>の行った一面せん断試験による補強材挿入角度と補強効果の関係とほぼ同様の傾向を示しており、合理的な補正と考えられる。

### 3.4.2 補正係数に関する試算

上記の総合補正曲線を用いた補強材設計抵抗力 $T_d = T \times f(\theta)$ と、従来の設計抵抗力の $T_d = T/F_f$  ( $F_f$ : 補強材の引き抜きに対する部分安全率)との比較計算を行った。この計算では各補正係数を求める際の角度 $\theta$ は単純化せず、それぞれの角度を用いた。その他の設計方法は基本的には第3編3.3項の方法によった。

図-5.3.16は計算条件を示す。のり面勾配が1:0.2の時の常時、地震時状態での転倒、滑動安全率(内的安定計算)と、のり面勾配1:0.0の時の常時状態での転倒、滑動安全率で比較した。

図-5.3.17~19に試算結果を示す。ここで横軸の打設角度とは、水平方向からの補強材の設置角度を意味し、+符号は上向き、-符号は下向きを表す。

補正した場合には設置角度に応じて $T_d$ が補正されるため、角度に応じて安全率が著しく変化する。特に、補強材設置角度が水平から下向き( $-10^{\circ} \sim -20^{\circ}$ )の範囲で転倒、滑動安全率が最大値を与えている。これは、実務的な打設角度であり、この場合補正係数による方法によると補強効果が大きくなること分かる。逆に補正しない(一律に安全率で除した)場合には設置角度に対する感度は小さく、直ひずみの発生が小さい領域でも大きな安全率を与えてしまうため、設置角度を任意に定められる地山補強土の場合には、問題が大きい設計法である。

### 3.5 施工時の設計

補強盛土工法では構造物が完成した後で列車や車が走行することになるが、地山補強土の場合には既設斜面を掘削することになるため、施工時においても十分な安定性を確保する必要がある。特に今回の工事対象は既設盛土のり面の掘削であるため、施工中においても列車などが走行した状態での施工となるため、施工時の安定計算を行う必要がある。

施工時の設計法は第3編第3章の考察に基づけば、壁面部の剛性が十分に得られない場合には、すべり面変動方式、部分安定計算法による設計法とし、壁面剛性が確保される場合にはすべり面変動方式、全体安定計算法とするのが良い。さらに補強材の径が小さくすべり面を固定しても十分に長い補強長(土の安息角から定まるすべり面よりも奥側に配置される場合)となる場合には、すべり面を固定方式として良いものと考えられる。

例えば盛土高さを10mとし、鉄筋打設ピッチは60cmピッチとした場合の試算例では、壁面に剛性がある場合には剛性のない場合に比べて、60%程度の補強材敷設長で済む。このた

め、掘削時に壁面剛性を確保することは、経済性から考えても重要な課題である。

加えて施工時の設計では、①掘削各段階での安定計算が必要となること、②円弧すべり、滑動、転倒などの全体的な安定計算の他に掘削面の肌落ちなど局所破壊に関しても配慮する必要があることなどの注意を要する。

このため実務的には、地盤改良杭やH鋼杭などを用いて施工中の壁面剛性を確保したり、計測管理により施工中の安全性を確認したりすることになる。

### 3.6 第3章のまとめ

ジオテキスタイルを用いた補強盛土工法の一般的な設計法は、引抜き抵抗力を算定する際に盛土内の位置にかかわらず一律の安全率を考慮して設計を行っている。補強盛土の場合には、①設計補強効果が引抜き抵抗力と破断強度の比較から求められ、大部分の場合で破断強度が卓越すること、②設計上も現実においても2次元的な配置となること、③補強材の配置角度が必ず水平であり固定していること、などに起因して実務上は、設置角度が安定性に与える影響の問題が顕在化せず、問題が生じない。

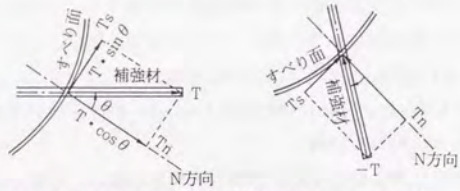
一方、棒状補強材の場合には破断強度は引抜き抵抗力に見合うものを選択することになるので、補強効果は引抜き抵抗力で定まり、また設置角度も補強材形状も一定とは限らない。上記に示した様に棒状補強材における補強効果の角度依存性は大きく、棒状補強材を用いた補強土において、設置角度や補強材形状が異なった場合でも同一の安全性を確保するためには、設計でこれらの補正を取り入れる必要がある。

### <参考文献>

- 1) Jewell, R. A.: Some Effects of Reinforcement on the Mechanical Behaviour of Soils, Ph. D. Thesis, Cambridge Univ., 1980
- 2) 鉄道総合技術研究所: 鉄道建造物設計標準(土構造物編)、丸善、1992
- 3) 建設省土木研究所: ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル、土木研究所資料第3117号、1992
- 4) 龍岡文夫(1993. 3): ジオテキスタイルによる補強メカニズム その1、土と基礎、Vol. 41, No. 3, pp. 76-82
- 5) 館山勝、龍岡文夫、岸田浩、浦川智行、田村幸彦(1993. 6): 棒状補強材の補強効果に関する考察、第28回土質工学会研究発表会、pp. 2787-2790
- 6) 岸田浩、館山勝、浦川智行、小島謙一(1993. 9): 棒状補強材の補強効果補正を考慮した安定計算、第48回土木学会年次学術講演会Ⅲ部門、pp. 1190-1191

表-5.3.1 地山補強土と補強盛土との比較表

	補強盛土工法	地山補強土工法
略図	<p>(補強盛土工法)</p>	<p>(盛土のり面急勾配化工法)</p>
補強材種類	面状補強材(ジオテキスタイル)	棒状補強材(ロックボルト等)
補強材配置	基本的には水平方向に配置	任意角度に配置可能
補強効果	破断強度に依存	摩擦力に依存



(引張補強材として働く場合) (圧縮補強材として働く場合)

図-5.3.1 補強材力の算定方法

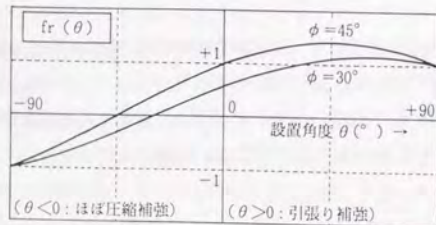
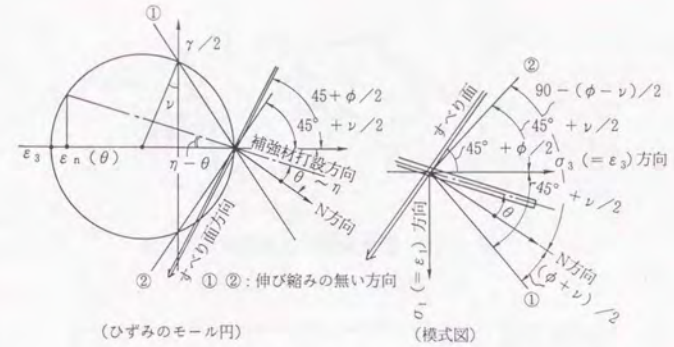


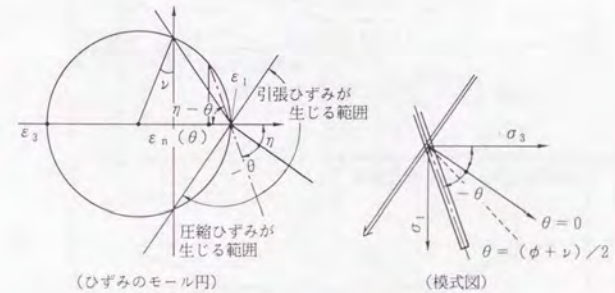
図-5.3.2 打設角度と補強効果の関係



(ひずみのモール円)

(模式図)

図-5.3.3 ひずみ量補正の考え方 ( $\epsilon_n < 0$ の場合)



(ひずみのモール円)

(模式図)

図-5.3.4 ひずみ量補正の考え方 ( $\epsilon_n > 0$ の場合)

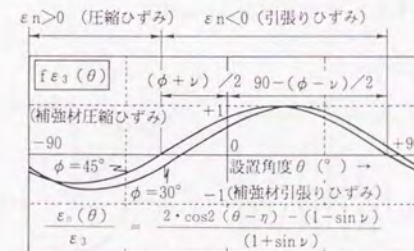


図-5.3.5 ひずみ量補正曲線

( $\eta = 45^\circ - \phi/2$ ,  $\nu = \phi/3$ の場合)

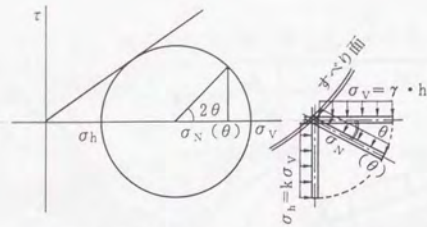


図-5.3.6 設置角度による拘束圧の計算

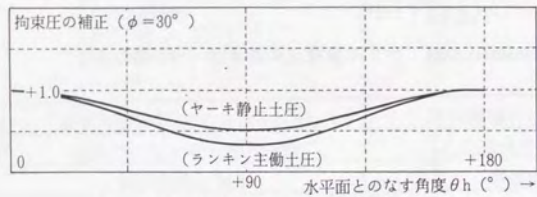


図-5.3.7 拘束圧補正 (Kの感度)

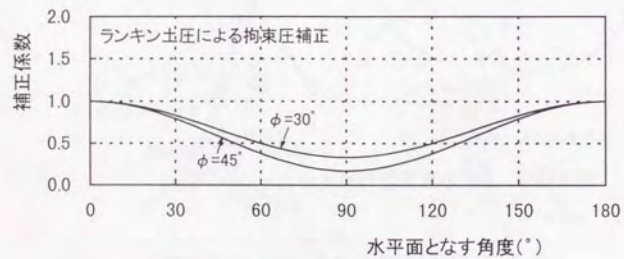


図-5.3.8 拘束圧補正 (φの感度)

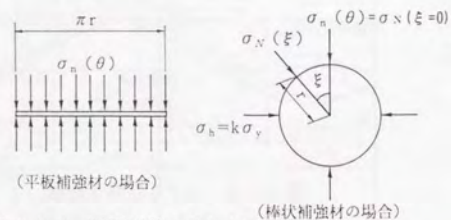


図-5.3.9 断面形状の違いによる拘束圧の違い

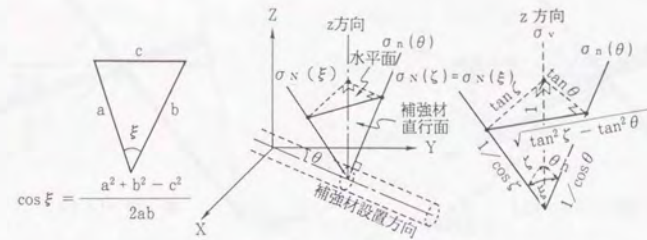


図-5.3.10 角度の関係図

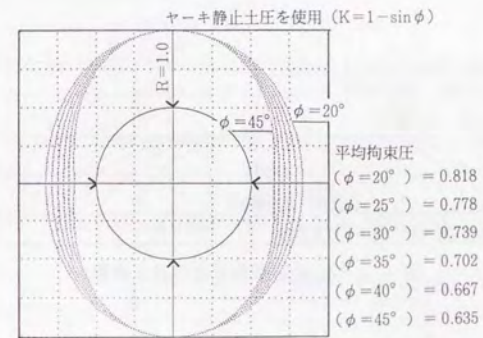


図-5.3.11 円形補強材の場合の拘束圧分布図

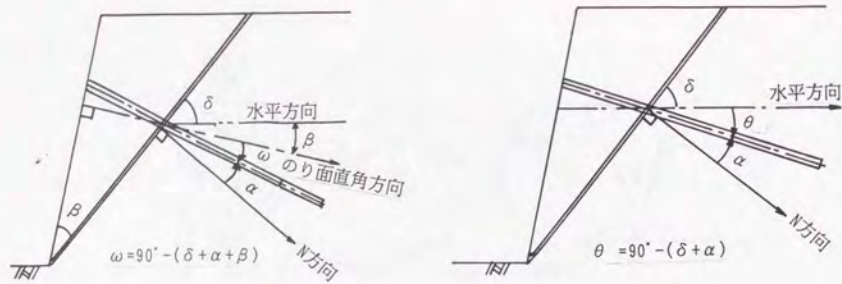


図-5.3.12 長さ補正の概念図

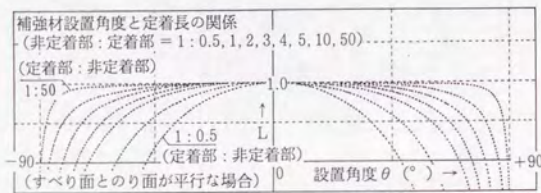


図-5.3.13 有効定着長さの補正曲線

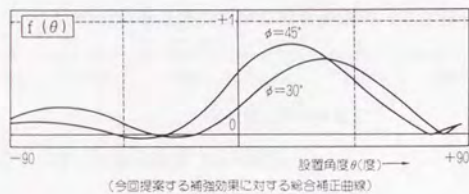


図-5.3.14 総合補正曲線  
(すべり面方向が $\sigma_3$ 方向から $45^\circ + \phi/2$ の場合)

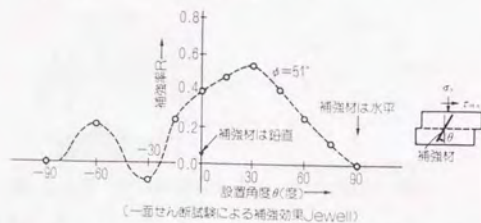


図-5.3.15 一面せん断試験による補強材挿入角度と補強効果の関係 (Jewell)

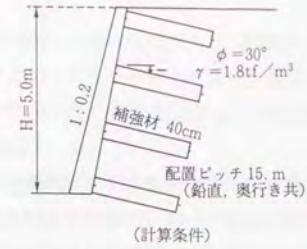


図-5.3.16 試計算の条件

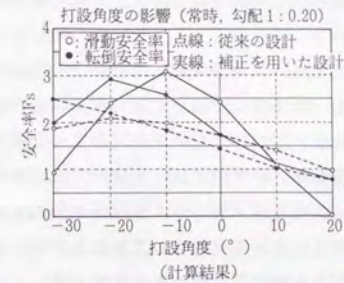


図-5.3.17 試計算結果 (常時、掘削勾配1:0.2)

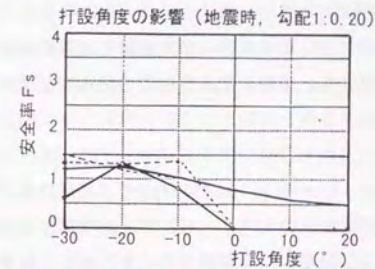


図-5.3.18 試計算結果 (地震時、掘削勾配1:0.2)

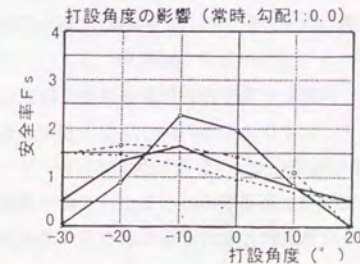


図-5.3.19 試計算結果 (常時、掘削勾配1:0.0)

## 第4章 計測管理に関する考察

### 4.1 計測管理の考え方

#### 4.1.1 既存の方法

これまで鉄筋補強土工法は、主に自然地山を切取る際の、のり面安定工法として用いられてきた。この場合、一般には以下の2つの方法で管理されている。

- ①掘削の際に発生するのり面の変形量で管理する方法
- ②設置した補強材に発生する軸力で管理する方法

これらは全てのり面の安定性に着目したもので、施工の際の安全管理を主眼にした計測管理である。

しかし、今回提案する工法は、列車が走行した状態での既設盛土のり面の掘削工事への適用を前提とすることから、以上の安全管理の他に列車の走行安定性並びに軌道の保守上から定まる管理も必要になる。したがって従来とは異なった項目も計測管理の対象となる。しかし斜面の安定性に着目した計測管理では、従来の方法が参考となる。

従来の管理方法の詳細は、各工法で異なり、文献等で公開されているものは少ない。以下に土木学会や土質工学会などにおいて発表されている数少ない文献<sup>1) 2) 3) 4)</sup>から、各工法の変形量とボルト軸力に関する管理基準値の考え方を示す。

#### 4.1.2 TOP工法<sup>1) 2)</sup>

##### (1) 変形量に関する管理基準

図-5.4.1は、成田砂層における高さ3mの無補強と補強斜面の荷重試験における荷重・変位曲線と変形状況を示す<sup>1)</sup>。TOP工法ではこの現地の荷重試験結果から、管理値を以下の通り定めている。

##### <管理方法>

- ①荷重試験結果より、 $N=15$ における地山での変形に関する基準値を盛土高さに対する掘削面の水平変位量の比( $\delta/H$ )が0.18%以下とする。
- ②N値と弾性係数には線形の相関関係があるものとし、各切取り地山における管理基準値をN値の比に応じシフトする。

図-5.4.2はこの管理値を実現場(稲城砂層)に適用した場合の管理基準値を、図-5.4.3は工事の計測結果と管理値の関係を示す<sup>2)</sup>。これらの結果から管理値の妥当性について報告している。

しかし本管理基準値は、N値と破壊時の変形量を線形に仮定して良いのか、また管理基準値を越えたときの処置をどのようにするのか、などの不明点がある。

##### (2) ボルト軸力に関する管理基準

図-5.4.4に、稲城砂層で適用した現場のロックボルト軸力の変化図を、図-5.4.5にのり面水平変位とロックボルトの最大軸力との関係を示す<sup>2)</sup>。この計測結果から、ボルトの軸

力は挿入したボルトの直下を掘削した時に最終軸力の80%に達し、それ以深の掘削の影響はそれほど大きくない。ただし、ボルトの軸力はボルト打設時期、掘削順序、地山との附着状況等に依存し、推定が困難なため管理基準値は特に設けないものとしている。

#### 4.1.3 アースネイリング工法<sup>3)</sup>

図-5.4.6は、やはり現地荷重試験の結果を、荷重と鉄筋の軸力で整理した図である<sup>3)</sup>。この図から、補強土体の破壊に対する管理を、以下の通りボルト軸力で管理する方法を提案している。

##### <管理方法>

- ①ボルトの降伏軸力とは、たとえば図5.4.6における鉄筋軸力の計測結果に示すようにボルトの計測値の傾向が、全体的に見て降伏し始めた時の軸力と定義できる。この時のボルト軸力と荷重、すべり面の位置より円弧すべり安全率を計算すると安全率が1.1程度となり破壊に近いので、この降伏軸力を管理値とすることが可能である。
- ②降伏点を施工管理基準として用いる場合、管理基準値はあらかじめ定められた値を設定するのではなく、施工に伴う測定データの特異点として得られるものである。したがって、この場合には計測値およびその変化が問題となるため、計測の頻度や精度が要求される。また、実施工においては降伏点の判定が難しい場合もあると予想されることから、現地の観察やいくつかの計測値から総合的に判定する必要がある。

しかし、ボルト軸力の変化(特異)点は、かなり計測が進んだ後に振り返って分かるものであるから、ボルトの変化点から破壊まで、時間的余裕がない場合には管理値とはなり得ない。またボルトがクリープ的に引き抜ける場合には、変化点が発生せずに破壊が生じる場合があるため、破壊に対する管理方法として適切であるとはいえない。

また、この論文では変形量に対する管理基準値は特に定めていない。

#### 4.1.4 道路公団による提案<sup>4)</sup>

道路公団では表-5.4.1に示す砂質土層において、図-5.4.7の試験斜面の荷重実験を行った。同時に図-5.4.8のモデルで表-5.4.2の入力値を用いて解析したところ、図-5.4.9~14に示すように、実測値と解析値は非常に良い対応を示すことが確認できた。更に図-5.4.15に示す実現場で、以下に示す手順で有限要素解析による逆解析に基づいた情報化施工を行ったが、図-5.4.16に示すように計測値と解析値の対応が良好であり、不均一な自然地山を対象とする補強土工法においても、現場施工管理が可能であることが確認できたと報告<sup>4)</sup>している。

- ①初期物性値とモデルを決める。
- ②掘削に伴う変形とボルトの軸力を想定する。
- ③のり面の実測変形量とボルト軸力に合う様に入力物性値を変更する。
- ④以降、上記の操作を繰り返すことにより精度を上げる。



しかしこの論文では管理基準値の具体的な値が表記されていない。また入力物性値を変更する際に、数あるパラメーターのなかで、どのパラメーターに着目して変更を行うのか示されていない。更に図-5.4.17は当現場における計測値である。実際にはクリープ的な変形が生じているが、この解析ではクリープ的な変形量は評価されない。

#### 4.1.5 既存の方法の問題点

鉄筋補強を行うことにより生じる変形は、掘削直後に生じる変形（応力の解放に伴う変形）と、掘削してボルトを挿入した後に雨やその他の要因で生じるクリープ的な変形と2つに分けて考えることができる。これまで述べた既存の管理方法は、一般的には変形量を規定する場合が多いが、従来の管理手法はこの2つの変形を分けて考えてはならず、2つの変形量の総和を管理の目安にしている。

また、管理値である変形量は一般的には土の種類や締まり具合、鉄筋の配置等に左右されず、施工高さ等に対する一律の値（ひずみ量）として規定される場合が多い。道路公園のようにFEM等により変形予測をした上で管理値を求めようと試みている機関もあるが、具体的な管理基準を示していないことから、FEMによって算出した変形量と破壊との関係が明確ではない。

一方、これらの計測管理は、実際に施工しているのり面の破壊に対する管理であるため、間接的に変形量で規制するのではなく、直接的に土の応力状態で管理する方法があるが、実物大規模で系統的な載荷実験を行うことは難しく、管理値を示せる状態ではない。

鉄筋補強土工法は比較的新しい工法であり、学問的にも実務的にも成熟したものではなく、施工やそれに伴う計測管理も各機関においても試行錯誤の状態である。したがって以下に提案する計測管理手法も安全管理の目安とはなるが決して絶対的なものではなく、今後計測データを蓄積して改良する必要がある。

## 4.2 提案する管理方法<sup>5)</sup>

地山補強土工法は従来、自然地山の切土のり面を対象に行われてきた。しかし本工法は営業線に近接した状態での盛土における施工となることから、従来以上の安全性に関する管理が必要となる他、営業線の保守管理が必要となる。

計測管理は、設置した計測機器が単独に管理基準値を持つというよりも、計測値相互の関連した動きを観察し、総合的に判断することが重要となる。以下に提案する計測管理方法の基本的な考え方を示す。

### 4.2.1 軌道保守から定まる管理基準値

軌道保守から定まる管理基準値は、補強土体の安全性とは別の視点の軌道の保守管理上から決まるものである。この基準としては鉄道においては軌道整備心得がある。

表-5.4.3は参考までに在来線の軌道の整備基準値<sup>6)</sup>を示す。例えば東海道線や東北線などの一級線では、高低狂い（レール面での凹凸の程度を、10m弦の糸をレール面に張り、そ

の中間地点での糸とレール面までの垂直距離をいう）が7mmに達した場合に、軌道整備を行う。この値はレール間での相対沈下量であり、沈下の絶対値よりは小さくなると考えられる。また測定箇所がレール面であり掘削面から離れている場合には影響も小さくなるので、この管理値は安定に関しては間接的である。しかし列車走行安定性を考えて、本工法の軌道保守上の管理基準値は、軌道整備心得に基づき表-5.4.4の通りに定めた。

### 4.2.2 クリープ破壊に対するひずみ速度管理

土のクリープに関する概念はクリープ模型実験（第5編1章、図-5.1.17）で示したが、載荷時間の経過と共にひずみ速度が漸減する第1次クリープ、ひずみ速度が一定の第2次クリープ、ひずみ速度が漸増する第3次クリープの3段階からなるもので、これらの段階をまたそれぞれ漸減クリープ、定常クリープ、漸増クリープと定義することができる。

このクリープ曲線によると、土がある応力状態に達した後にひずみが蓄積し、あるひずみ量に達した際に破壊が生じること、もしくはひずみ速度が漸増する過程において破壊が生じることが概念的に認識できる。しかし一般には破壊が生じる絶対的なひずみ量は、土の状態（例えば締まりの程度、含水比、粒度等）の差により一律には定義できず、安全性を管理するパラメータとしては確実性に欠ける。一方ひずみ速度と破壊との関係は古くから斜面の崩壊予知法として用いられていることは既に紹介した通りである。

しかしその場合にも、クリープ曲線において示した3つのひずみ速度領域は、常に画然と区別できるとは限らないし、また常に3段階を示すとは限らない。定常ひずみが完全な直線でないこともあるし、ひずみの表し方で変わることもあり、またどれかの段階を示さずに破壊に到ることもある。それはクリープ変形に影響を与える多くの因子があって、それらの組み合わせによって異なった挙動を示すものと思われる。また今回の場合は土と補強材との複合体であることから、この関係がそのまま用いることができるかどうか疑問の点も多いが、第5編第1章(1.6項)に示すように、限られた実験結果からは補強土においても概ねこの関係が認められた。したがって本関係式により表-5.4.5の管理基準を定める方法を提案した。

ここで示した現場管理値は、図-5.4.18(図-5.1.19の再掲)の実線(平均値)に対する余裕時間を約400分に、限界値は約200分に設定したものである。ただし95%信頼値(図-5.4.18破線)で考えた場合には管理値で約100分、限界値で約50分であることに注意する必要がある。したがって余裕時間の設定は現場の状況を勘案して適宜変更して良い。またこの表のクリープ速度は、クリープ曲線における2次クリープ以降に適用される値であり、掘削直後に生じる漸減的な初期のクリープには適用できない。したがって本工法のように盛土の掘削(応力を開放した)直後の変形も管理の対象となる場合は、この方法だけで管理することに対しては疑問がある。したがって事項に示す変位量の管理と併用するものとする。

本管理値において大切なことは、管理値に示したひずみ速度だけに着目するのではなく、クリープ曲線における漸増域であるかどうか確認することが重要である。

#### 4.2.3 土の塑性変形や許容軸力から変形量を管理する方法

この管理基準値は土の塑性ひずみや補強材の許容軸力から、許容変形量を定めるものであり、工事によって生じた変形が許容変形量を越えた場合に、所定の対応を行うことになる。以下に、提案する許容変形量の算定手順を示す。

①補強材芯材の許容軸力より推定される補強材の許容変形量を推定する。

図-5.4.19は補強材の引張り力分布の想定図を示す。この場合の一次管理値は応力の3角形分布が生じた時点、限界値は全長に渡って発揮された時点、許容値はその中間値とする。

②掘削に伴う土の塑性変形を推定する。

主働土圧は変形が生じて土が塑性化し発生するものである。したがって掘削時には土が塑性化しない範囲で変形量を管理する必要がある。第2編1.2項の実験では、土が主働化するのに要する変形は、切り取り高さに対して0.4%の変形が生じた場合であったので、この値を基本に各管理値を設定する。

一次管理値： $\varepsilon_1=0.15\%$

二次管理値： $\varepsilon_2=0.20\%$

限界値： $\varepsilon_c=0.30\%$

③各掘削段において、上記の2つの方法で算定した変形量の内、小さい方の値を許容変形量と定め、各々の掘削高さでの基準値を設定する。

ただしこの基準値には吹き付け前の表層の緩みと補強領域体背面の緩みは考慮されていないが、これは安全側の考え方である。

#### 4.3 第4章のまとめ

提案する計測管理値は大きく分けて、軌道保守、ひずみ速度、ひずみ量の3つから基準値を定めてある。ただし、既設盛土体を対象とした地山補強土工の例は少なく、軌道保守上から定まる管理値は別にして、ここで定めた値自体には確固たる根拠はない。したがってこの管理値はあくまでも目安であり、この値を越えた場合でも、全ての計測器の値を十分に照査して事に当たる必要がある。

特にひずみ量に関する管理値については、破壊とひずみ量とは土の状態によって異なり、一定の関係は認められないとする報告<sup>7)</sup>もあり、非常に不明確な部分が多い。事実、室内要素試験においても破壊ひずみは土の状態により異なり、特に土の中に補強材を配した場合には土だけの場合に比べ、破壊が遅れることは模型実験においても確認済みである。ちなみに試験盛土の載荷試験の結果によると、補強土は盛土高さに対し、20%以上の水平変位がある場合にも、破壊(崩壊)することはなかった。したがって今後データを蓄積することにより、値を見直す必要があると考える。

補強土工法は工法の原理上、盛土に何らかの変形が生じ、受動的に補強材に引張力が発

生し成立する工法であり、多少に関わらず変形が生じることが前提となる。このため、生じた変形が盛土が破壊しようとする変形なのか、工法の特質から生じた変形なのかを見分けることが重要となる。この観点からはひずみの絶対量よりは、ひずみ速度に着目した管理の方が適している。しかしこの場合も、ひずみ速度と崩壊時間との関係はさほど明確ではなく、それよりもひずみ速度が斬増域に入ったかどうかの判断が重要であることは、前に述べた通りである。

以上より掘削時における許容変形量の目安はひずみ量により管理し、掘削終了後のクリープ的な変形に関してはひずみ速度により行うことが望ましいと考える。ただし軌道保守上から定まる管理値については定められた値を遵守する必要がある。

#### <参考文献>

- 1) 広井恵二、鄭光司、西岡哲、佐藤恭介、山本稔(1986.6)：ボルトにより補強した(TOP工法による)斜面の現地載荷実験、第21回土質工学研究発表会、pp.1463-1464
- 2) 鄭光司、広井恵司、西岡哲(1987.9)：ロックボルトおよび大型ベアリングプレートで補強した斜面の計測結果、土木学会第42回年次学術講演会Ⅲ部門、pp.886-887
- 3) 鳥井原誠、山本彰、平間邦興(1989.10)：鉄筋で補強した斜面の安定計算と施工管理について、土木学会第44回年次学術講演会Ⅲ部門、pp.268-269
- 4) 北村照喜、長尾哲、則武邦具、印南修三(1988.3)：鉄筋補強土工法における情報化施工に関する研究、土木学会論文集、第391号、IV-8、pp.151-160
- 5) 館山勝、村田修、杉山光彦、沢田康夫(1991.4)：鉄筋補強法による鉄道盛土のり面の急勾配化工事、土と基礎、pp.39-42
- 6) 佐藤吉彦、梅原利之(1989)：線路工学、日本鉄道施設協会、pp.77
- 7) 斉藤迪孝(1992.1)：実証土質工学、技報堂出版、pp.144-182

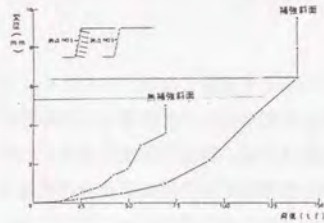


図-5.4.1 載荷試験での荷重変位曲線と変形状況

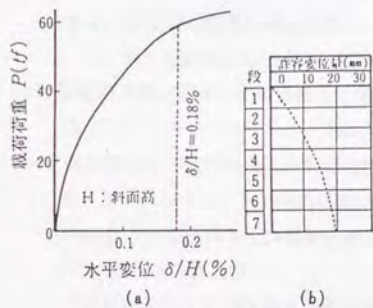


図-5.4.2 伸縮計の管理基準

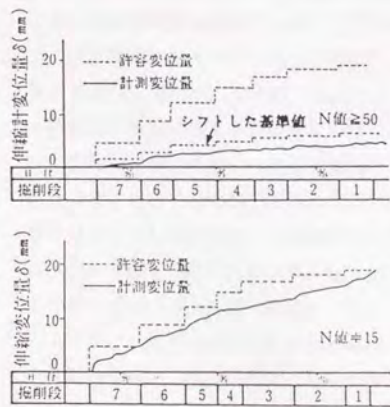


図-5.4.3 伸縮計の実測変位量

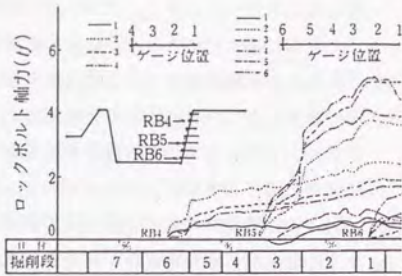


図-5.4.4 ロックボルトの軸力経時変化図

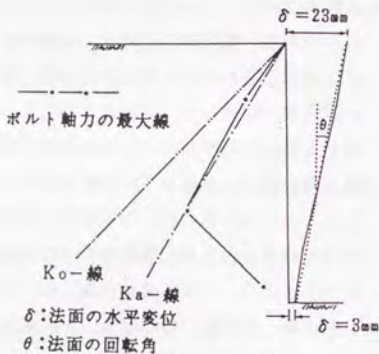


図-5.4.5 のり面の水平変位とロックボルトの最大軸力

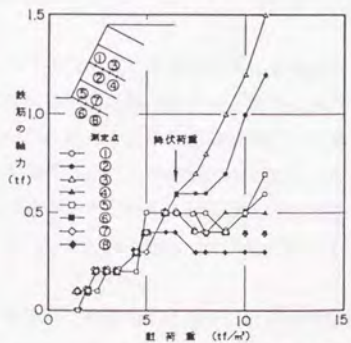


図-5.4.6 鉄筋の軸力と載荷重の関係

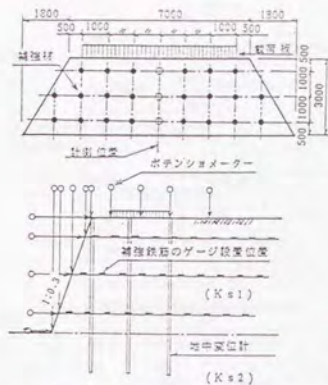


図-5.4.7 計測器設置概略

表-5.4.1 供試体の各試験による物性値

		第一層砂質土 (KS1)	第二層砂質土 (KS2)
N値	N 回	20~30	30~35
弾性波速度	VS m/sec	240~280	340~360
弾性波速度	VP m/sec	580~590	580~590
弾性係数(LLT)	Es kgf/cm²	3.25	3.80
弾性係数(三軸)	E30 kgf/cm²	2.70	3.80
土粒子の比重	Gs	2.63	2.62
均等係数	Uc	3.5	8.1
自然含水比	Wn %	11	10
湿気密度	at t/m³	2.10	1.73
飽和度	Sr %	63.0	40.5
粘着力(三軸)	Cu kgf/cm²	0.45	0.4
内部摩擦角	φu °	3.5	3.4

図-5.4.10 地表面沈下の解析値と実測値の比較

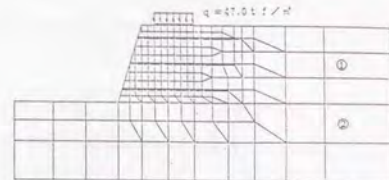


図-5.4.8 FEM解析のためのモデル

表-5.4.2 FEM解析入力物性値

		地層 ①	地層 ②	補強材
弾性係数	E tf/m²	3700	14800	206000
単位体積重量	γ tf/m³	2.10	1.73	2.06
ポアソン比	ν	0.35	0.25	0.3
粘着力	C tf/m²	4.5	4	—
内部摩擦角	φ °	3.5	3.4	—
土と補強材間力	C'	6.26 tf/m², φ = 35°		—

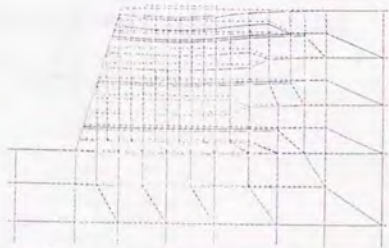


図-5.4.9 FEM解析による変位図

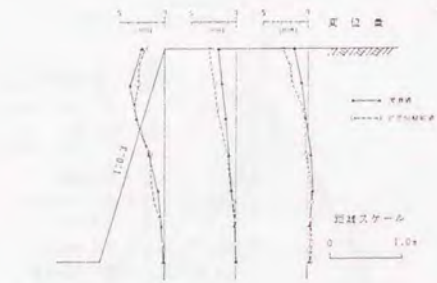


図-5.4.11 地中水平変位の解析値と実測値との比較

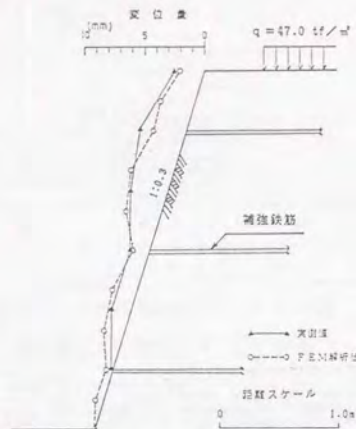


図-5.4.12 のり表面変位の解析値と実測値との比較

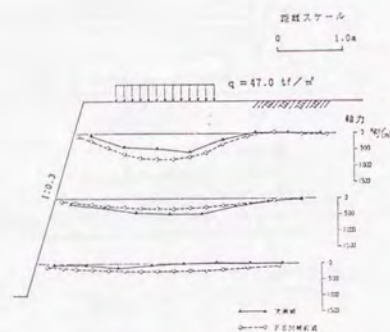


図-5.4.13 補強材軸力の解析値と実測値との比較

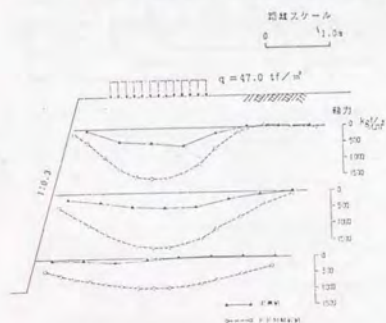


図-5.4.14 平面ひずみ条件でのFEM解析結果



図-5.4.15 施工管理を適用した補強土斜面の断面

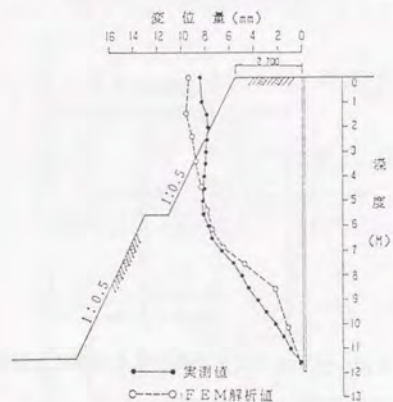


図-5.4.16 解析値と実測値の変形量の対応

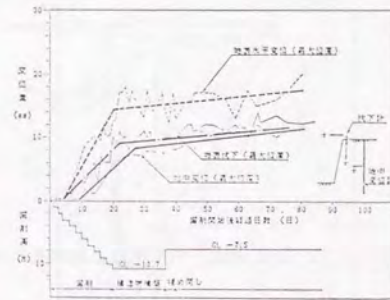


図-5.4.17 地中および地表変位の経時変化

表-5.4.3 在来線の軌道整備基準値<sup>①)</sup>

種別 任意種別	乙種整備基準値				丙種整備基準値				仕上り基準値	
	甲線	乙線	丙線	丙線 中間 島線	甲線	乙線	丙線	丙線 中間 島線	各線別とも共通	
	一般区間		コンクリート道床区間		一般区間		コンクリート道床区間			
軌間	+10	-5	(+6)	(-4)					(+1)	(0)
水準	11	12	13	16					(4)	(2)
高低	(7)	(8)	(9)	(11)					(4)	(2)
通り	13	14	16	19	23	25	27	30	(4)	(2)
平面性	(7)	(8)	(9)	(11)	(15)	(17)	(19)	(22)	(4)	(2)
					(23) (18) (カントの過減量を含む)				(4) (カントの過減量 を含まない)	

備考(1) 数値は、高速軌道検測車による動的値を示す。  
ただし、かっこ内は静的値を示す。  
(2) 平面性は、5m当りの水準変化量を示す。  
(3) 曲線部におけるスラック、カント及び正矢量(縦曲線を含む)は含まない。  
(4) 側線は、丙線に準ずる。

表-5.4.4 軌道保守上の管理値と対処方法

計測項目	現場管理値	限界値
水平変位	7mm	12mm
沈下	7mm	12mm

記事) 1. 現場管理値を越えた場合には工事監督者を含めた関係者(施工会社、計測会社)で直ちに、計測値の妥当性等について検討する。  
2. 限界値を越えた場合には掘削土を埋め戻し、保線区等の関係機関に連絡をとる。

表-5.4.5 クリープ速度からの管理値と対処方法

管理段階	管理値	対処方法
現場管理値	$1.0 \times 10^{-4} / 2分$	・工事監督者を含めた関係者で直ちに計測値の妥当性等について検討する。
限界値	$1.6 \times 10^{-4} / 2分$	・掘削土を埋め戻し、保線区等の関係機関に連絡をとる。

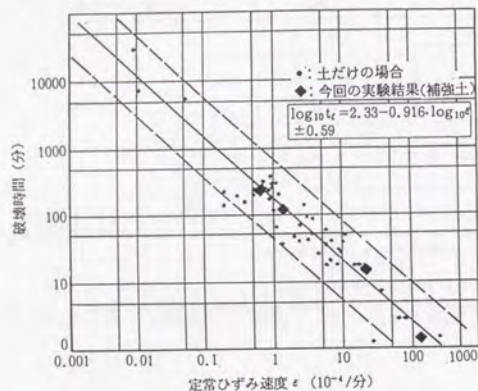


図-5.4.18 定常ひずみ速度とクリープ破壊時間との関係

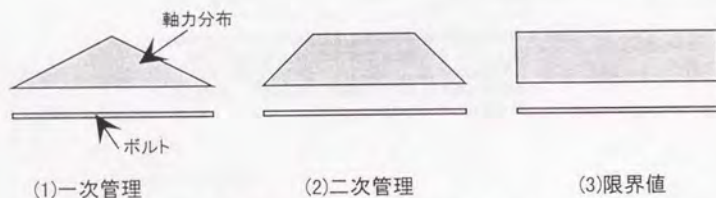


図-5.4.19 補強材引張力の分布の想定

## 第5章 実現場（塚本駅付近）での適用

自然地山に比べれば格段に緩い盛土のり面を対象とし、鉄道のように変形に対する制限が厳しい箇所、永久構造物として地山補強土工法を使用した事例はほとんど皆無といってよい。そのため第1章～第4章に示したように、本工法に関する模型実験、実物大施工実験、載荷試験などを系統立てて実施してきた。これらの結果に基づき大阪駅の西側隣接駅である東海道線塚本駅において実際に鉄道線路の切り取り工事に本工法を初めて適用し、各種計測を行った。

### 5.1 工事の概要

図-5.5.1に施工現場の線路平面図を示す。東海道線塚本駅は淀川を介した大阪駅の西側隣接駅であり、昭和39年から行われた河川改修工事に伴い線路を下流側の現位置に移設した。このため、旧線路部分は盛土のまま廃線敷きとして昭和62年4月の国鉄改革の際に国鉄事業団に帰属された。

図-5.5.2に工事区間の平面図並びに断面図を示す。事業団に帰属した用地は線路方向に延長約300m、面積は6300m<sup>2</sup>であり、2箇所の架道橋により3区間に分割されている。この継承された用地の有効利用を図るため、既設盛土のり面を急勾配化する工事を鉄筋補強土工法で実施した。本工法の採用にあたっては、比較工法として連続地中壁とアースアンカーを併用する方法や、のり肩部に仮土留めをし擁壁を構築する方法等が考えられたが、経済性や工事に伴う鉄道線路への影響等を考慮し、本工法が選定された。

図-5.5.3に施工箇所の土質柱状図を示す。盛土下の地盤は、緩い砂層を主体とする上部沖積層、軟弱シルトからなる中部沖積層、砂とシルトの互層からなる下部沖積層に大別され、その下に支持層である天満レキ層が存在する。

図-5.5.4に設計標準断面図を示す。ここで攪拌混合杭は、盛土掘削に伴う基底破壊の防止が主目的であるが、模型実験結果に基づき掘削面における壁面工の役割も兼ねるために建設した。つまり土に変形が生じ、はじめて補強効果を発揮する補強土工法では、変形量を小さく抑えるためには、施工時において既に掘削面に剛性を付与し、変形を拘束することが必要となると考えた。更に計測機器を多数配置し、絶えず盛土の状態を監視することにより施工時の安全性を確認することにした。これらの安全性に対する多重の配慮は、①本現場が最初の適用事例にしては、掘削高さが高く大規模であること、②東海道線の掘削工事であり、事故が生じた際の社会的影響が大きいことなどを勘案したためである。

図-5.5.5に施工概要図を示す。施工は攪拌杭打設後（写真-5.5.2）、既設盛土を一段掘削し（写真-5.5.3）、直ちのり面の整形を行い、ラス張り、水抜き孔を設置し、モルタル仕上げによる掘削面の防護を行い、鉄筋補強工で盛土を補強した（写真-5.5.4）。これらの工程を繰り返し、所定の深さまで掘削した後（写真-5.5.6）、厚さ約30cmの鉄筋コンクリートを打設した（写真-5.5.7）。写真-5.5.8は完成状況を示す。

一般的な補強材の施工方法では、まず削孔機を用いて削孔し、その孔に鉄筋などの芯材を挿入し、セメントミルクを注入することによって構築する。したがって削孔からセメントミルクの注入までの間は、土のアーチングだけで孔壁の安定を保持していることになる。しかし、盛土のような緩い人工地山では孔壁の陥没等が懸念され、列車走行に支障することも想定されるので、ここではダグシム工法と呼ばれる自穿孔式の補強材(図-5.5.5、写真-5.5.5参照)を用いた。この工法は同時削孔・注入方式であり、掘削から注入までの時間差がないため、孔壁崩壊が生じる危険性は少ない。

施工に先立ち試験的に補強材を打設し、掘り起こしを実施したが、想定した形状通りに構築されており、孔壁の崩壊は見受けられなかった。また実施工においても問題が生じなかった。

## 5.2 設計の概要

本工事における設計の基本的な考え方は、盛土の全体破壊(基底破壊)に対しては地盤改良体で、盛土体内部の破壊(のり内破壊)に対しては鉄筋補強工で安全性を確保するものと考えた。以下にそれぞれについての設計の概要を記す。

### 5.2.1 地盤改良体の設計

地盤改良体は、切取りに伴い低下する基底地盤の安全率を円弧すべり計算で検証することにより設計した。円弧すべり計算では一般に深度が深くなればなるほど安全率は上昇する。このため地盤改良体の設計は、所定の安全率(常時1.4、地震時1.1)が確保できる地盤深さを求め、その深さまで改良することにした。改良体の配置は最小安全率を与える円弧すべりに対し、所定の安全率を確保するために必要となるせん断抵抗力の増加分を逆算し、その値と改良体の許容応力度から改良密度を定めた。ただし配置にあたっては、ブロック体(仮想ケーソン体)とすることにより改良体には極力、引張応力が発生しないように配慮した。同時に、ケーソン基礎とみなしての安定計算も行い、その場合の検討方法は鉄道の設計基準(建造物設計標準)によった。また上記の検討によって定められた改良体の配置をもとに、改良体の間の土がすり抜けないかどうかの検討も行った。

### 5.2.2 鉄筋補強土工の設計

盛土体の安定検討は提案した設計法に基づき2ウェッジ法を基本とし、各掘削高さ毎に複合すべり面を仮定し、試行的に最小安全率を与えるすべり面を求めた。補強材の効果は、すべり面から内側に配置された部分の定着効果と考え、その際の定着力は土と補強材の摩擦抵抗力を引抜き安全率で除して定めた。この施工が行われた時点では、補強効果の設置角度に対する補正係数の概念はまだ導入していなかったため、補強盛土と同様の設計を実施していた。

また、この方法とは別に補強材を配置した領域を剛体の擁壁と仮定して安定性の確認を実施した。更に施工時における地盤改良体による壁面剛性の効果を見逃し、テールアルメ

工法の設計に準拠した部分安定計算も実施した。この3つの検討方法で一番安全側となる配置とした。

その他、地震時の検討はすべり線から外側の滑动しようとする土塊に対し水平震度0.2を加えて行った。また芯材の破断に対しては腐食代を考慮した断面で許容応力度以内であることを確認した。なお鉄筋補強土工の構造詳細を図-5.5.4に示す。

### 5.2.3 壁面工の設計

壁面工の設計は補強材をバネ支点、壁面工を梁と仮定し、2ウェッジ法から求められる土圧を外力とし、壁面に作用する断面力を求めた。この断面力がコンクリート並びに鉄筋の許容応力度以内であることを照査した。この方法は既に紹介した補強盛土の剛な壁面工の設計方法そのものである。

以上の設計に基づき算出した当現場での工事数量は、盛土撤去25000m<sup>3</sup>、攪拌杭530本、鉄筋補強工2700本、壁面コンクリート1700m<sup>2</sup>となった。

## 5.3 計測管理値

### 5.3.1 計測管理の考え方

鉄筋補強土工の計測管理は、前項で述べた施工中に行うものと、更に施工後に行うものの2つに分類できる。構造物の設計は、施工中におけるあらゆる状態での計算は行わず、最終的な構造系もしくは施工途中における代表的な断面でのみ検討する場合がほとんどである。加えて地盤・盛土に付随する設計では、土質定数の不確実性から、設計計算に基づいて施工中の状態を予測することは難しく、重要構造物の施工中における安全性は、計測管理によって行われることが多い。

施工中の計測は、施工に伴い構造系や荷重条件が逐一変化するため、多くの計測箇所において頻度の高い計測を実施し、計測結果がすぐに反映できる体制をとる必要がある。一方、施工後の計測は、構築された構造物が設計通りの安全性を有するかどうかを確認するものであり、既に多くの実績がある構造物では行わないのが一般的である。しかし本現場では初めて使用される工法であること、列車が走行した状態での施工となることなどを考慮して、施工中はもとより、施工後の計測管理も行うことにした。しかし施工後の計測は施工中の計測と異なり、構造系や荷重条件が一定であることから、計測箇所や計測頻度は施工中に比べかなり簡易で良いと考えた。

### 5.3.2 施工中の計測管理

施工中の計測管理は前項で示した通り、土のクリープひずみ速度と破壊時間の関係から、列車の乗り心地や走行安定性から定まる軌道保守上からの管理基準値も軌道整備心得<sup>15)</sup>を参考にして基準値を定めて管理した。表-5.5.1.2に本工事で用いた施工中の計測管理値を示す。また鉄筋の許容応力度から定まる限界水平変形量は最終掘削時で28mmである。

### 5.3.3 施工後の計測管理

施工後の計測は、造られた構造物が破壊に対して十分な安全性を有し、長期間にわたって使用に耐え得るものであることを確認するためのものである。

計測の際の着目点は壁面変位であり、できるだけ精度良く測定することが望ましい。例えば、不動梁を設け直接壁面に変位計をあてて変位量の測定を行うと良いが、本地点では軟弱層が深く、不動梁を設けることが実質的に困難なため、傾斜計とトランシットを併用して管理することにした。

施工終了直後は頻度多く計測する必要があるが、計測値が収束傾向にある場合には次第に頻度を減らし1箇月に一回程度とした。ただし、変形が収束しない傾向が見られる場合には、頻度を多くするとともに、施工中の管理として盛土内部に設置してある計測機器を補足的に測定することにした。

表-5.5.3に施工後の計測管理値を、図-5.5.6は検査と対処方法の手順フロー図を示す。

## 5.4 施工中、施工後の計測

### 5.4.1 計測システム

計測方法は各々の場所に設置された計測機器の値をパソコンにより制御し、2分毎に各計測管理値に対する比較を行い、計測値が各管理値を越えた場合には、施工現場並びに管理事務所へ警報を発令するシステムとした。また軌道の検測は1日3回行った。

計測箇所は施工の連続性を勘案し、A工区とB工区に分けて計測した。以降にそれぞれの計測結果と考察について述べる。

### 5.4.2 A工区の計測結果

#### (1) 盛土の沈下

本件は定性的には、既設盛土を掘削する工事であるため、施工に伴い圧密沈下が進行することはない。逆に地盤の応力を解放することから、掘削面周辺において若干のリバンドが生じる可能性もあるが、これは一時的な現象であり、施工後の長期的な安定性には関係しないと考えられる。

図-5.5.7は計測位置平面図、図-5.5.8は計測断面図、図-5.5.9は施工前から施工後までの沈下曲線を示す。施工前から沈下する傾向があり、施工中に若干進んだものの、施工終了後には施工前と同様の傾向に戻っている。施工中の沈下の増大は、掘削に伴うものであるが、施工前、施工後の沈下は盛土構築による圧密沈下、もしくは地下水位の変動に伴う地盤沈下と考えられる。いずれにしても年間10mm以下であり、鉄道における沈下速度の許容値3cm/年に比べても小さく、問題はないと考える。

#### (2) 盛土内水平変位

図-5.5.10は壁面背面の盛土内の水平変位を、図-5.5.11は盛土内に配置した鉄筋計の出力値を示す。盛土の水平変位量は、土中傾斜計による出力を水平変位量に換算したものであり、変形モードの傾向は確認できるが、変位量に関してmmオーダーの精度までではないと

思われる。つまり傾斜計による値は、傾斜計設置位置までの変位を直線とみなし、しかも基層からの多層に配置している固定式傾斜計を順次積分して、盛土部での水平変位量を算出したものであるため、ある程度の誤差はやむを得ない。

仮にここでの値が正しいと考えた場合、盛土が水平方向に変位していることになるが、その理由としては以下のことが考えられる。

#### ①抑え盛土の撤去による側方流動の影響：

既設盛土を掘削していることから、計測地点における土の拘束力が解放され、若干の側方流動が生じている可能性がある。

#### ②地盤の沈下に伴う変形：

本現場では若干であるが掘削前から地盤沈下が観測されている。また水平変位が大きい盛土のり尻付近では、攪拌混合工法による地盤改良を実施しており、若干ではあるが局所的に荷重が増加している。したがってそれらの地盤沈下に伴い水平方向にも変形が生じている可能性がある。

#### ③盛土の収縮、膨張の影響：

盛土は、土の乾燥、湿潤の程度により、年間で数mm程度の膨張・収縮を繰り返す（この現象は総研の試験盛土においても観測されている）が、この変形もそれらの一環の動きである可能性がある。

上記3つのいずれの理由による場合でも、基本的には徐々に収束する傾向のものであること、また生じている側方変位量が1mm/月程度、歪み速度に換算しても $10^{-9}$ /分程度であり、破壊とはかけ離れた非常に小さい値である。

#### (3) 構造の安定性に関する考察

背面からの土圧に対し、本補強土擁壁の完成形における抵抗力の発揮順序としては、まずは壁面並びに攪拌混合杭の重量で抵抗し、更に抵抗しきれない場合には鉄筋による定着力で安定を保持する。図-5.5.11の鉄筋計の出力が、掘削終了後に圧縮側（ただし掘削中を含めると依然として引張り側）に転じていることから、現段階では土圧に対し、攪拌混合杭や壁面の自重が主となり、安定が保たれているものと考えられる。加えて補強土の場合には壁面の剛性を高めることにより、破壊に対する安定性が格段に向上することは、これまでの模型実験で確認されていることから、壁面を打設する以前（施工中）の安全性に対し、壁面を打設した後の（施工後）の補強土擁壁は、格段に安全性が高められていることになるため、一般には施工時に安定なものは、施工後に安定に問題が生じることは少ないと考えられる。

また各計測値におけるひずみ速度、ひずみ量とも非常に小さく、降雨時でもほとんど計測値が動いていないことから、安定性は十分に確保されているものと考えられる。

#### 5.4.3 B工区計測結果

##### (1) 盛土の沈下

図-5.5.12はB工区の計測位置平面図、図-5.5.13は計測断面図、図-5.5.14は施工中から現在に到るまでの沈下曲線を示す。A工区では施工前から沈下する傾向があり、施工中に若干進んだものの、施工終了後には施工前と同様の傾向に戻っている。B工区も施工中には、掘削に伴い若干変形が進んだ所も見受けられるが沈下量は小さい。特に施工後の沈下は今回の工事に伴うものではなく、盛土構築から継続的に続いている圧密沈下、もしくは地下水位の変動に伴う地盤沈下が原因と考えられるが、いずれにしても年間5mm以下であり、A工区よりも更に小さい値である。

##### (2) 盛土内水平変位

図-5.5.15は施工基面に設置した伸縮計の出力を、図-5.5.16,17は盛土の法肩、法尻の水平変位量を示したものである。この値はA工区同様、土中傾斜計による出力を水平変位量に換算したものである。

A工区では施工後も水平方向に若干の変形が見られ、その原因を以下の3つのいづれかによるものであることを考察した。

①抑え盛土の撤去による側方流動の影響

②地盤の沈下に伴う変形

③盛土の収縮、膨張の影響

B工区では、伸縮計、傾斜計ともA工区のような進行的な変形は見られず、逆に施工後における伸縮計の値は、若干ではあるが盛土側に収縮している傾向であった。盛土の収縮が12月～2月の冬の乾燥時期に生じたことを考えると、ここでの収縮とA工区における数mmオーダーの膨張は③の理由で生じた変形である可能性が大きい。

##### (3) 鉄筋の軸力

図-5.5.18は鉄筋の軸力を示す。施工に伴い軸力の増加が見られ、盛土の掘削や補強材の施工終了後、1ヶ月程度までは漸増しているものの、徐々に収束し12月下旬からは安定した出力となっている。

B工区もA工区と同様に、降雨時における出力の増加が見受けられない。

#### 5.4.4 A工区とB工区の比較

図-5.5.19は代表的な計測値について、A工区、B工区の出力を比較したものである。図中の横軸は、施工終了時を0としてそれぞれの工区での施工中並びに施工後の経過月数を示したものである。縦軸は沈下量、水平変位量、鉄筋軸力のそれぞれの値としている。比較した出力は、A工区の神戸寄り、B工区の大坂寄りの計測結果であり、両地点は近接している。

施工時の沈下量や水平変位量は、A工区の方がB工区に比べ大きく若干不安定な動きが見られたが、施工後は共に似た様な出力結果となっている。つまりA工区はB工区に比べ、

盛土掘削高さが高く、地盤条件も若干悪いため、施工時の変形は相対的には大きくなるが、施工終了後の安定した状態においては、ほとんど同様な傾向であった。

鉄筋の軸力だけが若干B工区の方が大きな出力となっているが、いずれにしても設計値（最大設計軸力：4.7tf）に対して小さな値である。

#### 5.4.5 今後の保守管理

A工区、B工区とも、施工中、施工後に生じた変形量は小さく、補強土の破壊に対する安全性は十分にあると考えられる。

今後の保守管理については、変位速度が徐々に増大し、発散する傾向となる場合には、それにつれて計測頻度を増やし、盛土や壁面に埋め込まれた計器機器の出力値を測定した上で、総合的な判断を加え、対処する必要がある。特に壁面応力が増大し、壁面に曲げやせん断クラックが確認された場合には、構造的な対応が必要となる。しかし補強土は原理上、ある程度の変形が生じて初めて効果を発揮する構造である。また一般の盛土に比べ破壊が遅く、粘り強い構造であることは、これまでの実験などでも確認されており（例えばこの現場で、徐々に、壁面が水平方向に1m以上変位したとしても崩壊することはないだろう）、大きな変形が生じてみずには破壊とならないことから、万一変形が進み、対策を施す場合にも時間的余裕が得られやすい。したがって補強土の安全性は、計測値のごく小さな変動に感わされることなく、十分に検討し総合的に判断して対処する必要がある。

なお、施工して5年経過したがこれまでのところ全く問題が生じていない。また阪神・淡路大震災においても変状した形跡はなかった。

#### 5.5 第5章のまとめ（問題点の抽出）

本工法は、変形の規制の厳しい鉄道盛土に対し初めて採用された。その結果、施工中、施工後における変形も予想以上に小さく、極めて安定した工法であることが確認できた。

しかしその一方で以下の問題点が抽出された。

①本工法は従来工法（例えばアースアンカーなどで仮土留めし、L型擁壁を構築する工法）に比べれば経済的であるが、補強径が小さいため長めの補強材が多数必要となり、効率的ではない。

②当現場では補強材の芯材として鋼材を用いた。その際の永久構造物としての配慮としては鋼材の腐食食を考慮し、更に芯材にこぶを設けて、腐食が生じた場合でもこぶの支保で芯材とモルタル体が剥離することを防いだ。しかし鉄道では迷走電流による電食は重要問題であり、今後さらに永久構造物としての信頼性を高める必要がある。

③今回は初めての施工であることもあり、計測費用は全体工事費の16%（約1億円）におよんだ。今後は計測点の絞り込みを行い、効率よく安全性を確認する必要がある。

このうち、①と②は補強材の仕様に関する問題である。③は施工例を積み重ね、計測データを蓄積することによって効率的な管理が可能となると考える。



したがって以降に、これらの問題点を解消し、より経済的で信頼性の高い工法に改善するために実施した各種の研究について述べる。

<参考文献>

- 1) Gassler, G. 1990: In-situ techniques of reinforced soil, State-of-the-Art Report, Performance of Reinforced Soil Structure, Proc. Int. Reinforced Soil Conf..
- 2) 館山勝、龍岡文夫(1987.6): 短い補強材で補強された擁壁の室内実験、第22回土質工学研究発表会, pp. 1405-1408
- 3) 館山勝、龍岡文夫(1988.10): 壁面工の剛性が補強擁壁の安定性に及ぼす影響(その1)、土木学会第43回年次学術講演会Ⅲ部門, pp. 92-93
- 4) 龍岡文夫、館山勝(1988.10): 壁面工の剛性が補強擁壁の安定性に及ぼす影響(その2)、土木学会第43回年次学術講演会Ⅲ部門, pp. 94-95
- 5) F. TATSUOKA, M. TATEYAMA, O. MURATA (1989): Earth Retaining Wall with a short geotext tile and a Rigid Facing, 12th ICSMFE, pp. 1311-1314
- 6) 館山勝、田村幸彦、上周史、龍岡文夫(1992.9): 棒状補強材の配置に関する模型実験、土木学会第47回年次学術講演会Ⅲ部門, pp. 1220-1221
- 7) 斉藤迪孝、上沢弘(1960): 土のクリープ破壊に関する実験研究、鉄道技術研究報告 N0128
- 8) 館山勝、村田修(1991.8): 既設盛土の急勾配化工法に関する研究、鉄道総研報告VOL. 5, N 08, pp. 47-56
- 9) 田村幸彦、鄭光司、笹木敏信、中村和之、村田修、館山勝(1989.10): 既設盛土のり面の急勾配化工法の施工実験、土木学会第44回年次学術講演会Ⅲ部門, pp. 238-239
- 10) 田村幸彦、松本正士、村田修、館山勝(1990.9): 鉄筋と剛な壁面で補強した急勾配化盛土の載荷試験、土木学会第45回年次学術講演会Ⅲ部門, pp. 376-377
- 11) 館山勝、村田修、杉山光彦、沢井康夫(1991.4): 鉄筋補強法による鉄道盛土のり面の急勾配化工事、土と基礎39-4, pp. 39-42
- 12) M. Tateyama, H. Tarumi, Y. Tamura, F. Tatsuoka. 1992: Permanent cut of an embankment slope by soil nailing allowing very small deformation, Proc. Int. Symposium on Earth Reinforcement Practice, pp. 555-560
- 13) 館山勝(1993.8): 盛土安定解析に関する考察、鉄道総研報告 Vol. 7, No8, pp. 49-56
- 14) (財) 鉄道総合技術研究所: 機械式混合基礎設計・施工の手引き、1987
- 15) 国鉄編: 建築物設計標準解説(基礎構造)、PP121~171、1986
- 16) 館山勝、村田修: 補強盛土(RRR工法)の設計法、鉄道総研報告VOL. 5, No12、1991
- 17) (財) 鉄道総合技術研究所: 補強土設計・施工の手引き、1987
- 18) J R 西日本編: 軌道整備心得第3章第2節第44条

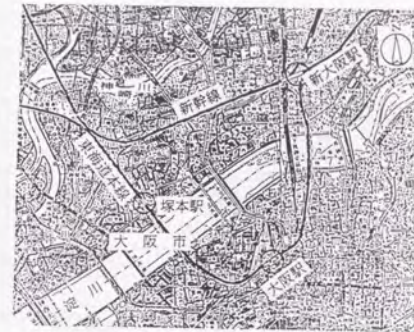


図-5.5.1 線路平面図

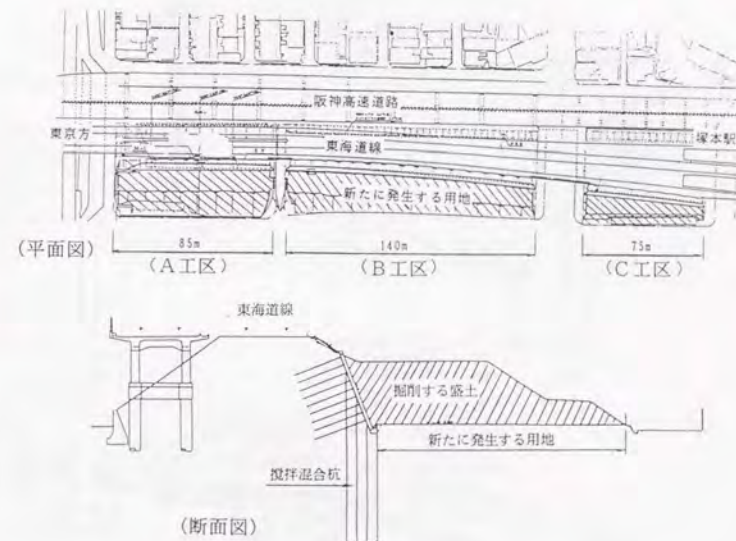


図-5.5.2 現地概要図

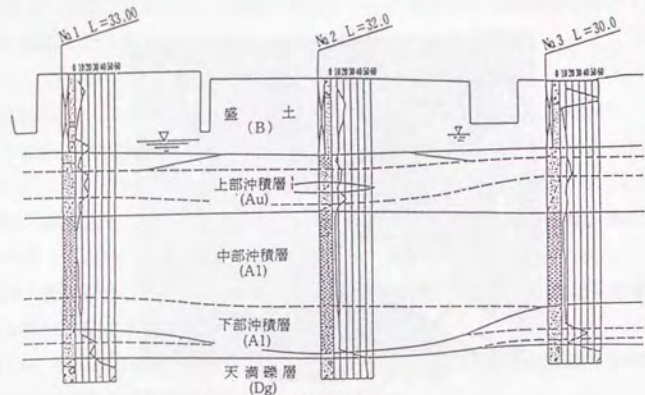


図-5.5.3 土質柱状図

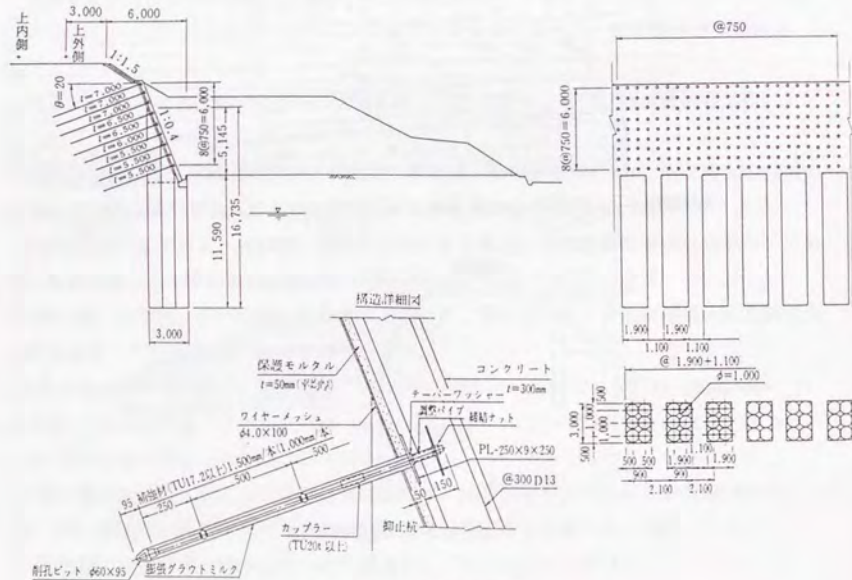


図-5.5.4 設計標準図

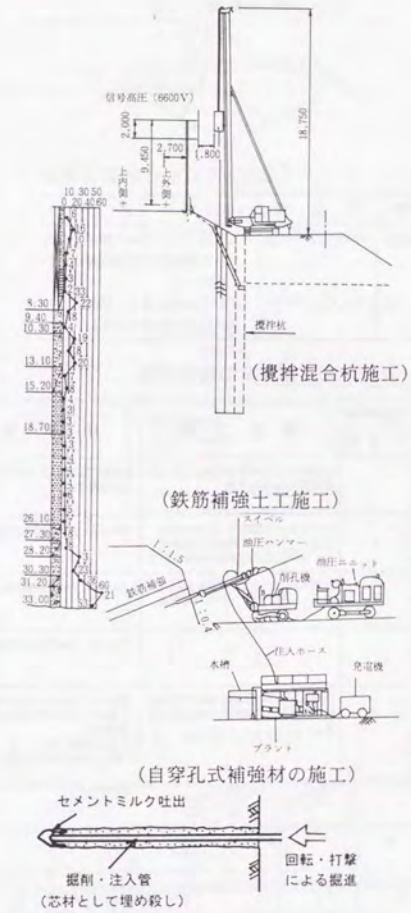


図-5.5.5 施工概要図

表-5.5.1 軌道保守上の計測管理値

名称	$\Delta h$	$\Delta v$
現場管理値	7mm	7mm
限界管理値	12mm	12mm

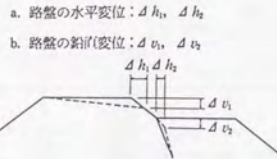


表-5.5.2 クリープ速度から定めた計測管理値

管理段階	管理値	対処方法
現場管理値	$1.0 \times 10^{-4}/2$ 分	・工事監督者を含めた関係者でだ だちに計測値の妥当性等につ いて検討する。
限界値	$1.6 \times 10^{-4}/2$ 分	・掘削土を埋め戻し、保線区等の 関係機関に連絡をとる。

表-5.5.3 施工後の検査内容

調査種別	調査項目	調査箇所数	調査方法	管理値
		A工区		
外観調査	コンクリート表面 のひびわれ調査		現地にひびわれ幅を記録し、ひびわ れ展開図を作成する。	局所的に0.3mm以上のひびわれ が多数発生。
測量調査	コンクリート壁 天端の沈下	1	コンクリート壁天端(目地を挟む 2点/1ヵ所)に測量ピンを設置 し、水準測量で鉛直方向変位を計る	30mm/年、6mm/月の鉛直変位。
計測調査	コンクリート壁 目地のずれ (鉛直)	3	目地を挟んで検査用ピンを設置(4 点/1ヵ所)し、メジャーで計る。	15mm/年、3mm/月の鉛直変位。
	コンクリート壁 目地のずれ (水平)	3	"	15mm/年、3mm/月の水平変位。
	コンクリート壁 の傾斜	2	コンクリート壁前面に傾斜変位測定 器を設置し、傾斜角度の変位量を計 る。	30mm/年、6mm/月の水平変位。 ① 3mm/月の水平変位が連続 3回続く。 ( $4.4/10,000$ ) $577^\circ$ / 月 ( $7,000 \times \tan(4.4/10,000)$ ) $577^\circ$ = 3mm/月

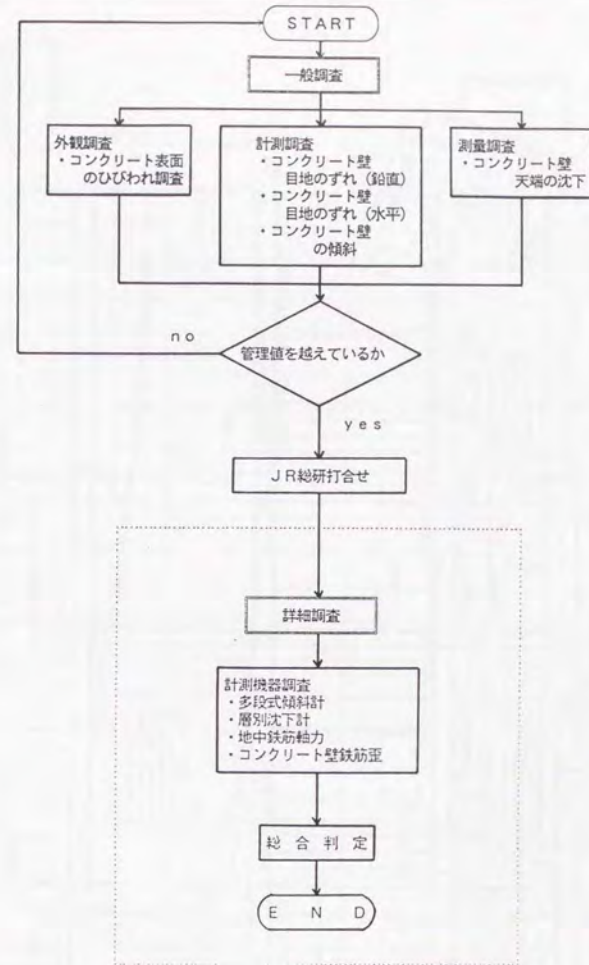
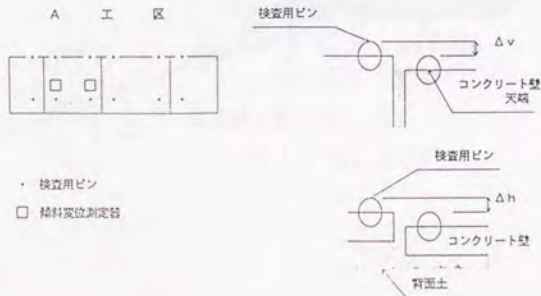


図-5.5.6 検査の手順フロー

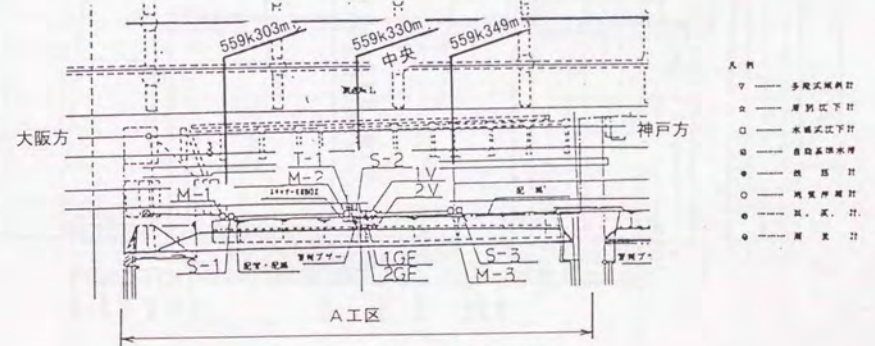


図-5.5.7 計測平面図(A工区)

鉄筋計算断面図

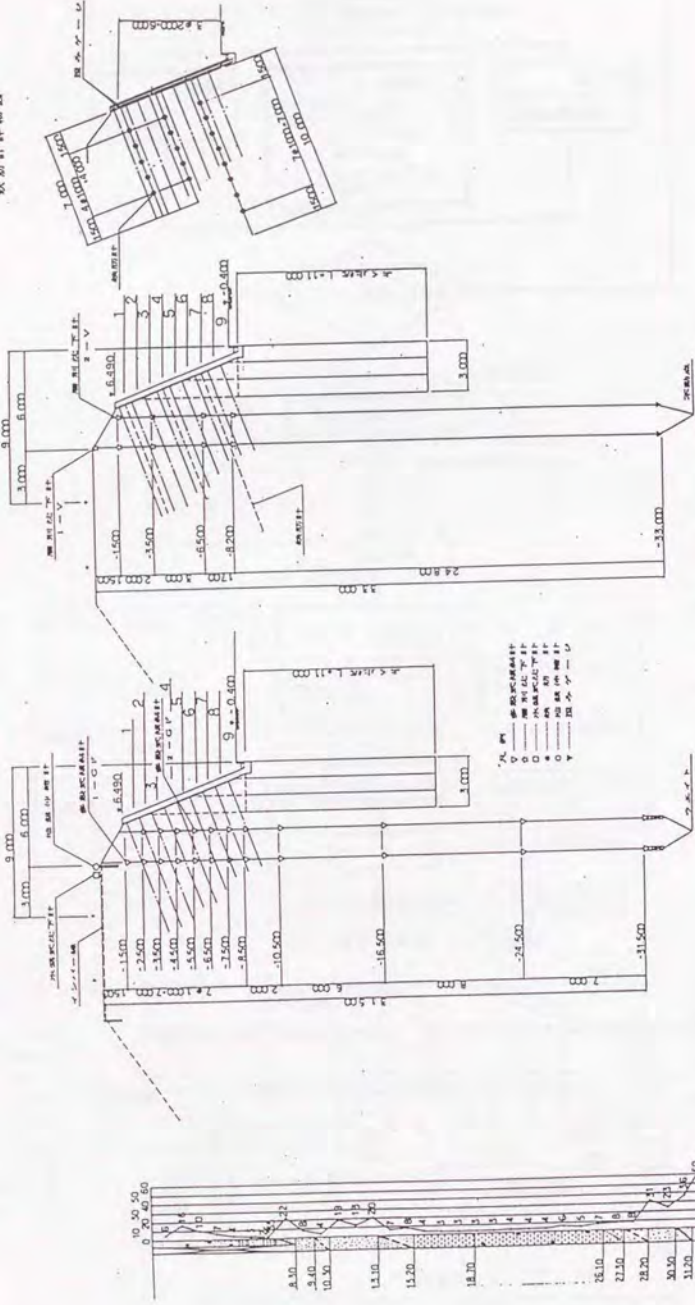


図-5.5.8 計測断面図 (A工区)

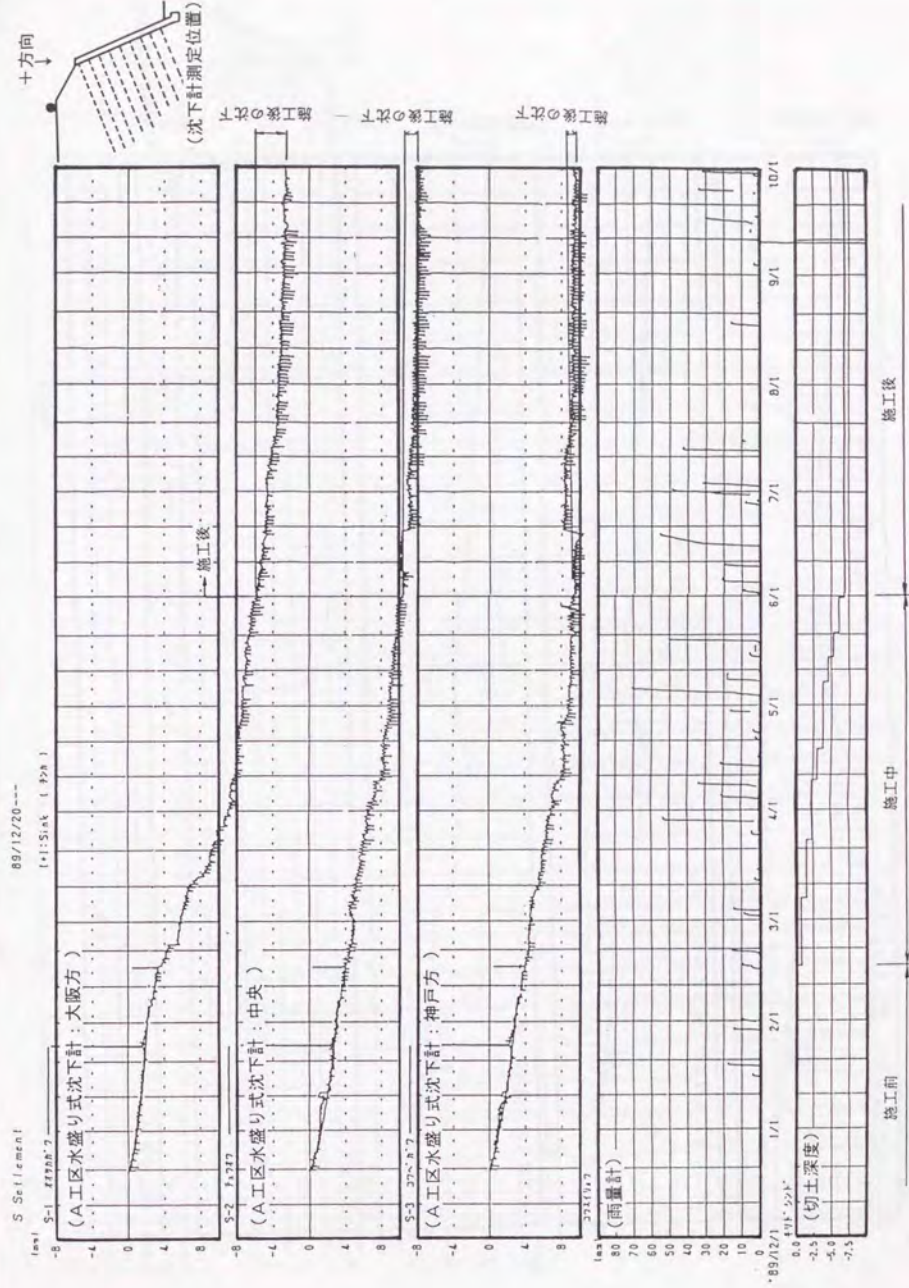


図-5.5.9 盛土沈下経時曲線 (A工区)

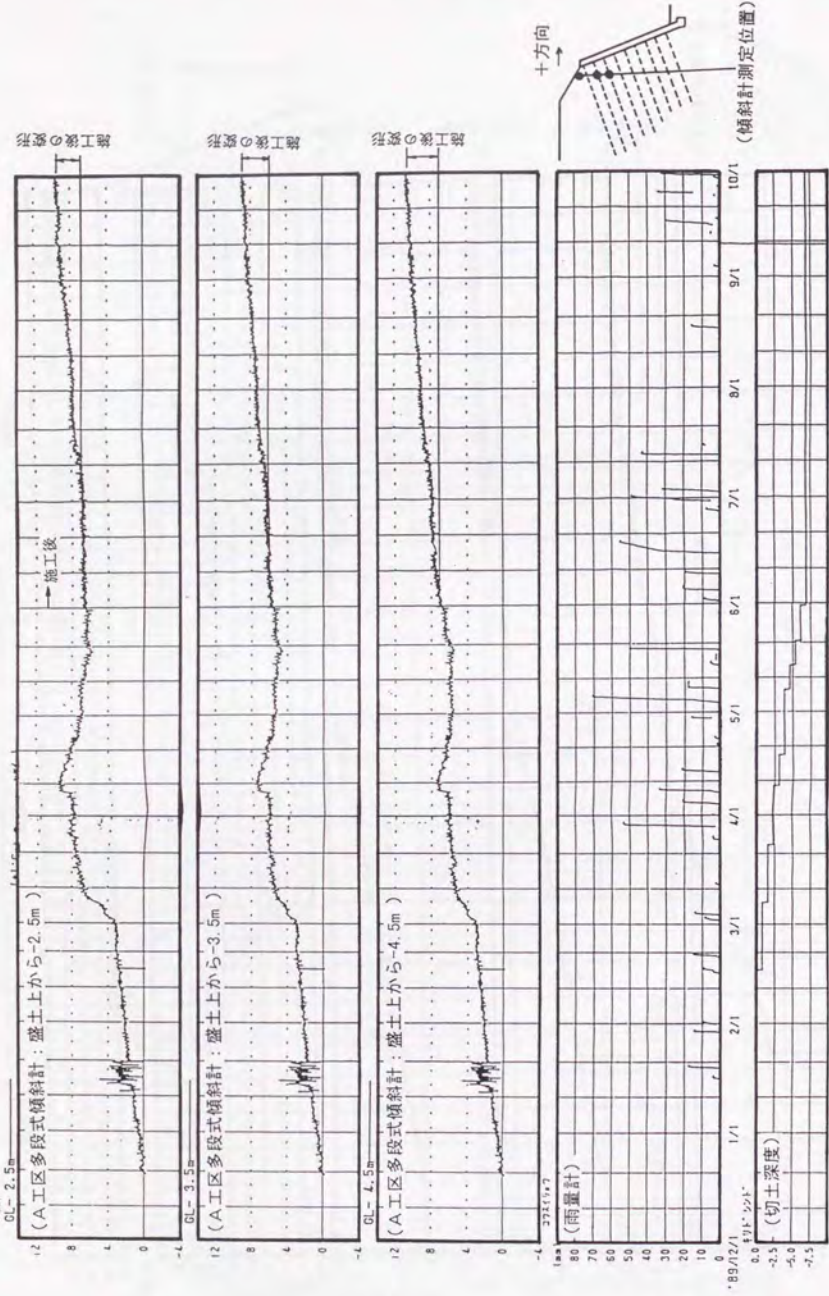


図-5.5.10 盛土法尻水平変位経時曲線 (A工区)

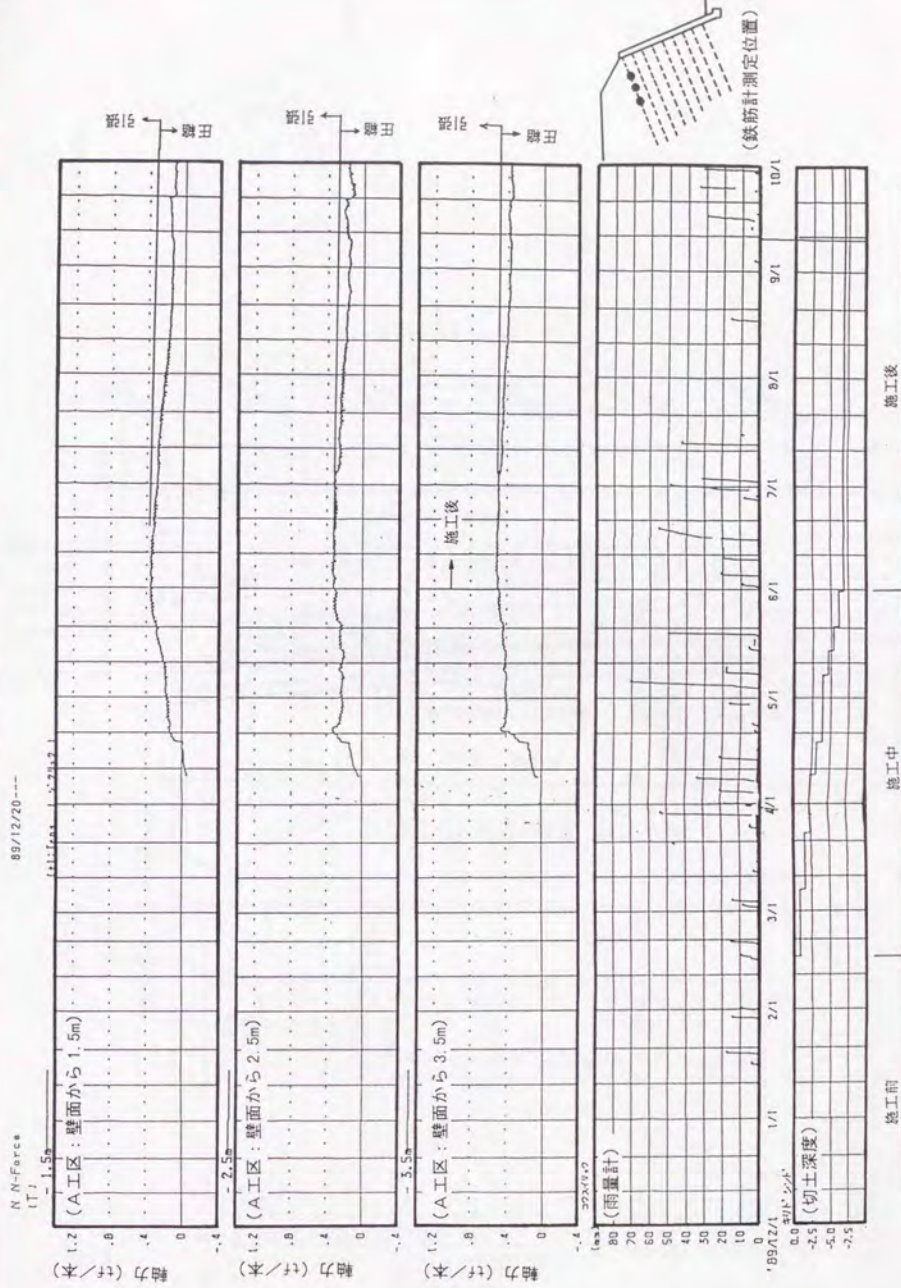


図-5.5.11 鉄筋1段目軸力経時曲線 (A工区)

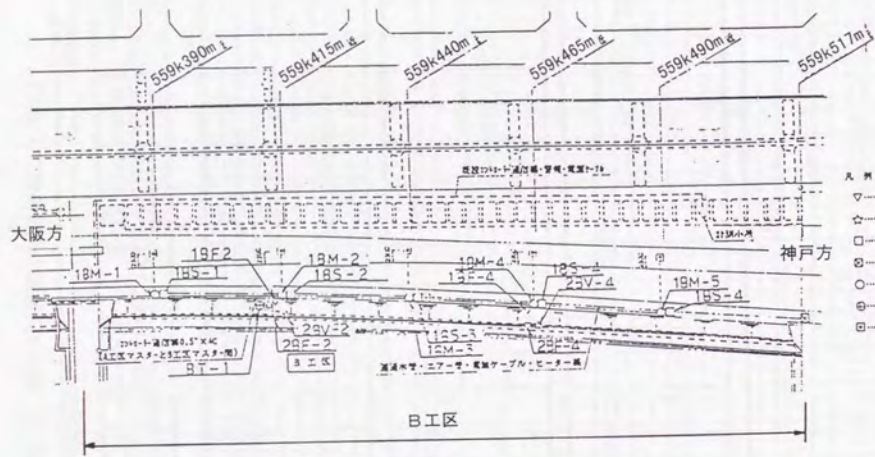


図-5.5.12 計測平面図 (B工区)

- 凡例
- ▽ 多次元配筋計
  - △ 層別配筋計
  - 水櫃式配筋計
  - 自動配筋計
  - ◇ 地盤配筋計
  - ⊕ 鋼筋計
  - ⊖ インバー配筋計

鉄筋計詳細図

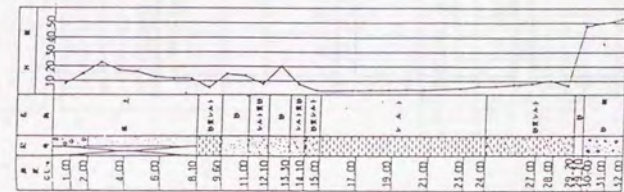
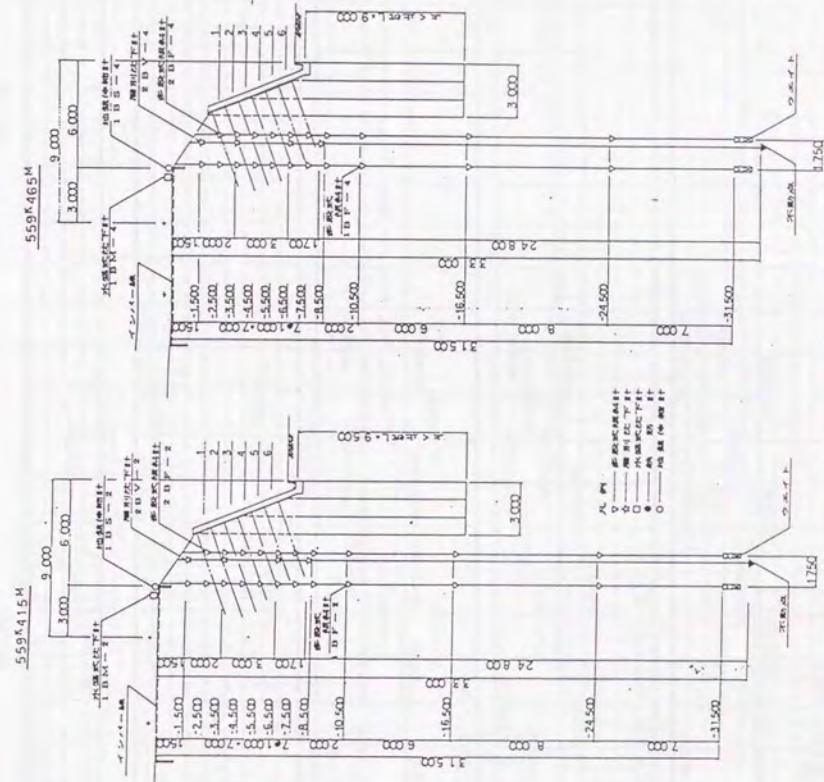
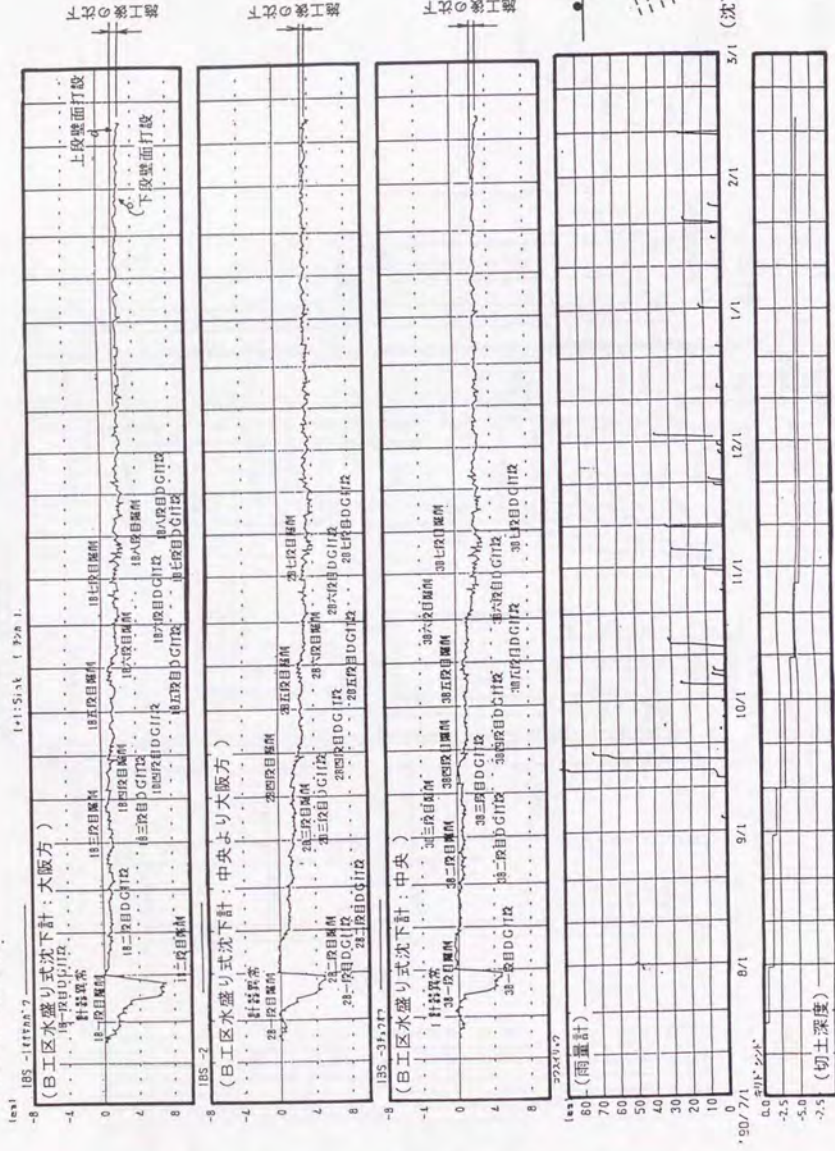


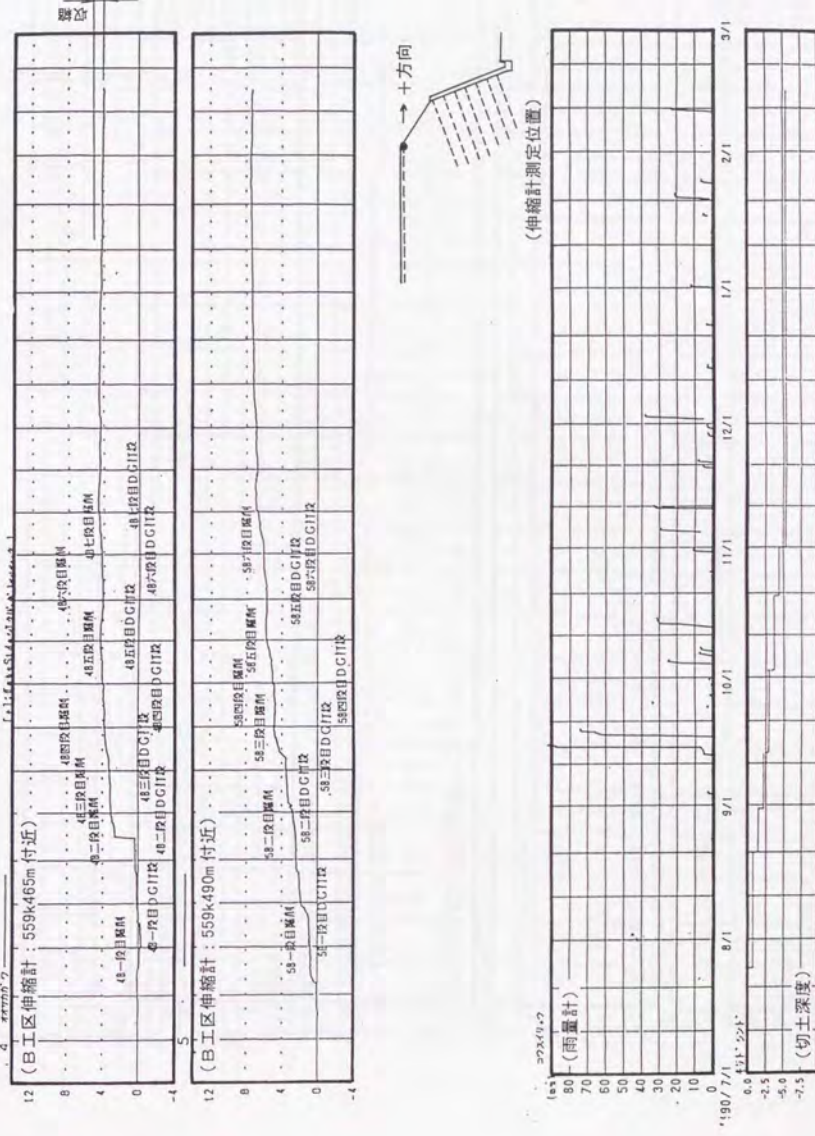
図-5.5.13 計測断面図 (B工区)



施工後

施工中

図-5.5.14 盛土沈下経時曲線 (B工区)



施工後

施工中

図-5.5.15 地盤伸縮計経時曲線 (B工区)

4 B F 2 (B工区大阪方)

90/07/16---91/02/15

計測基礎不良(1月5日交換)

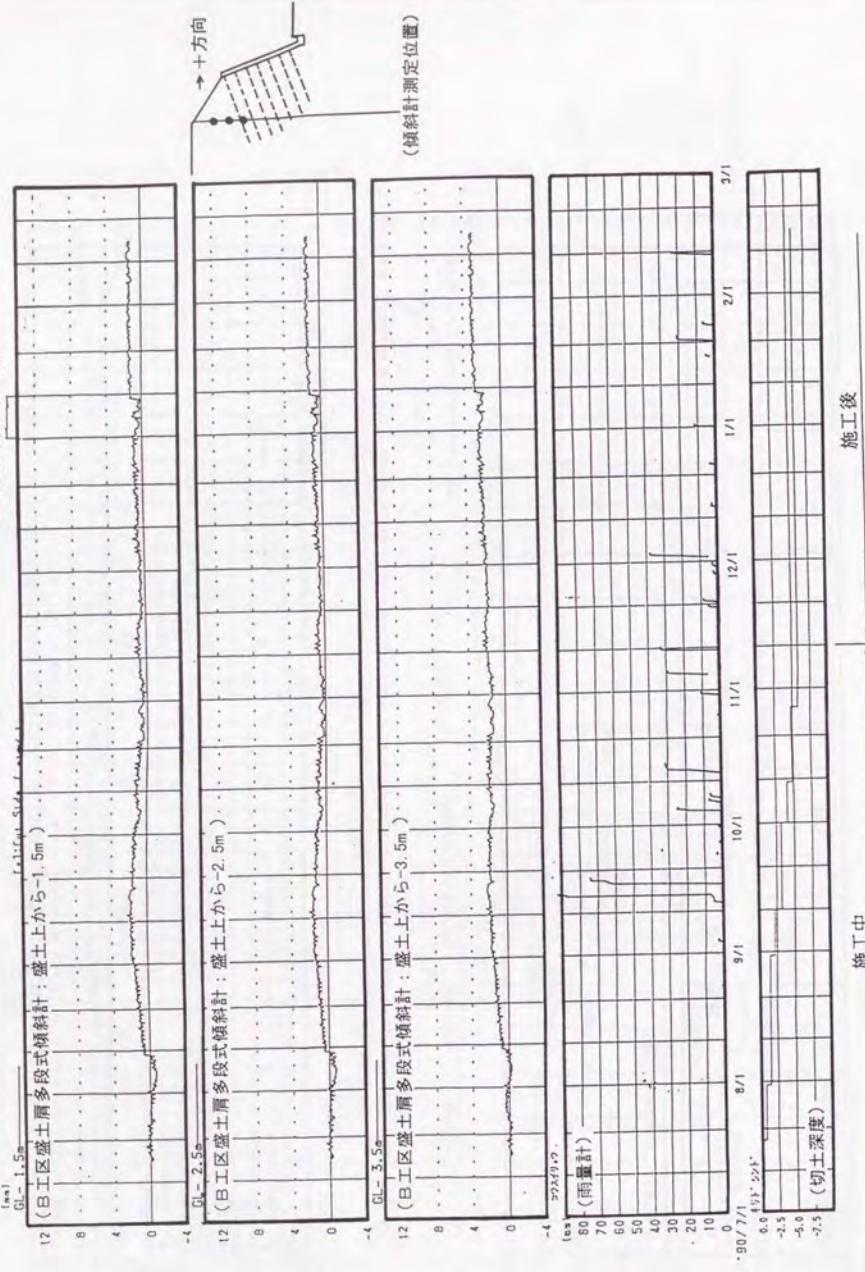


図-5.5.16 盛土法尻水平変位経時曲線 (B工区)

4 B F 2 (B工区大阪方)

90/07/16---91/02/15

計測基礎不良(1月5日交換)

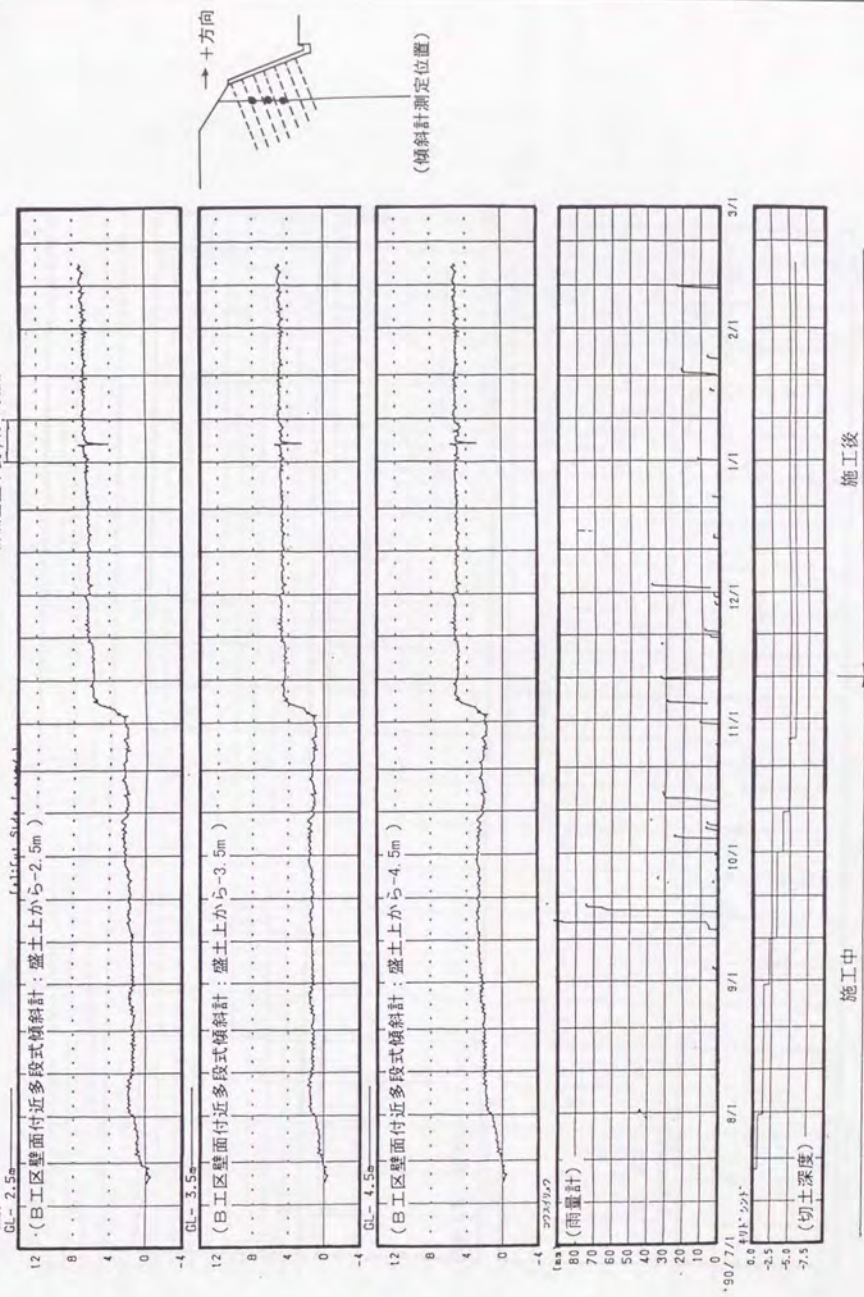


図-5.5.17 盛土法尻水平変位経時曲線 (B工区)



90/07/16---91/02/15

2N (鉄筋計) (D15)  
(ton)

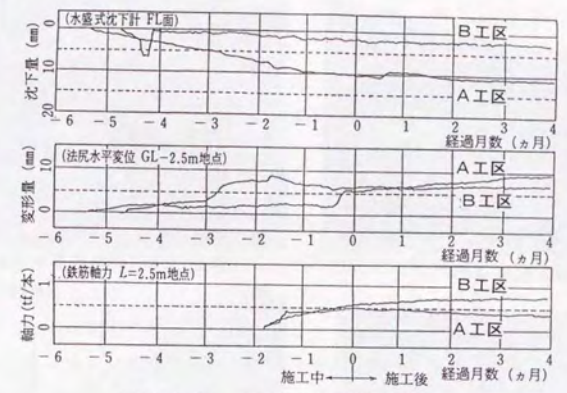
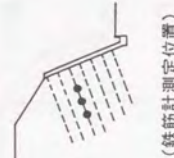
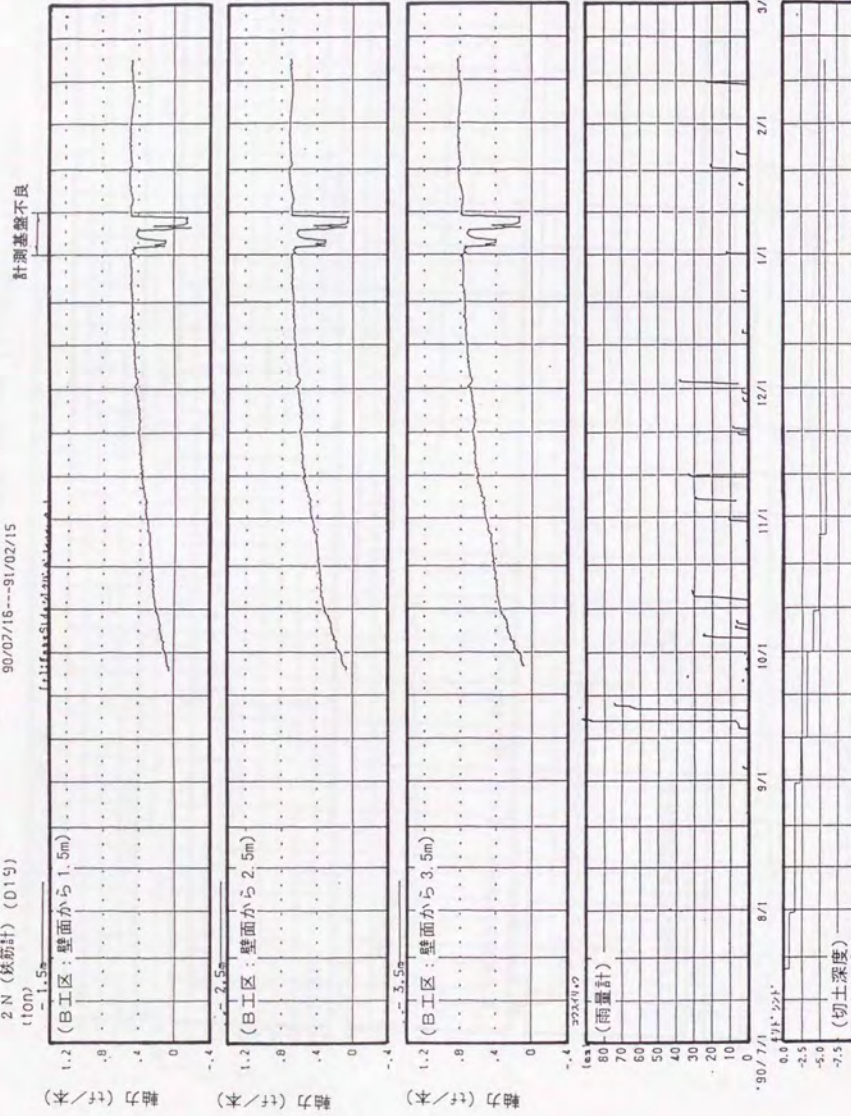


図-5.5.19 A工区とB工区の比較

図-5.5.18 鉄筋軸力経時曲線 (B工区)