



写真-5.5.1 施工前の状況



写真-5.5.2 攪拌混合杭の施工



写真-5.5.3 掘削状況



写真-5.5.4 補強材の打設



写真-5.5.5 自穿孔ボルト



写真-5.5.6 掘削終了



写真-5.5.7 壁面工打設



写真-5.5.8 完成状況

## 第6章 補強材の大径化に関する研究

### 6.1 研究の経緯

国鉄清算事業団によって東海道線塚本駅付近で適用された工事で用いた補強材は、NATM工法で用いられるロックボルトの技術をベースにしているため、補強材直径は小径(6.6cm)であり、このため補強材と土の周面摩擦力によって得られる定着(アンカー)力は小さく、十分な補強効果を確認するためには高密度に打設する必要があった。また補強材の中に挿入する引張芯材は、鋼材を用いているため、斜面での作業性や永久構造物としての信頼性に問題があった。

そこでこれらの問題点を解消するために、FRP(Fiber Reinforced Plastic)芯材と攪拌混合工法による大径補強材の構築方法(ラディッシュアンカー:Rational Dilated Short Anchor工法、以降、大径補強体と呼ぶ)を提案し、研究開発を実施した。

### 6.2 工法の概要

従来の地山補強土工法は、基本的には地盤を削孔し、空洞をつくり、その空洞にモルタルを注入し、芯材(鉄筋等)を挿入するという工程で補強材を構築していた。一方補強効果は、補強材と土との摩擦抵抗力により得られ、効率良く補強するためにはより大きな径の補強材を構築することが望まれていた。しかしこれまでの方法では削孔時の孔壁保持の観点から、径を極端に大きくすることができなかった。

そこでこれらの問題を解消するために大径補強体を提案し、開発に着手した(関連特許16件出願中、アメリカ、EPC、台湾で特許成立)。

#### 6.2.1 施工方法の概要

この工法は、攪拌混合工法の技術を応用し、地盤に斜め方向にセメントコラム体を構築し、その中心部にFRP引張芯材を配置することにより、削孔を全く行わず40cm~50cmの大径補強体を構築する方法である。

施工時に必要となる設備としては施工機本体、セメントミルク供給プラント、芯材となるFRPロッドである。写真-5.6.1は芯材として使用するFRPロッドを示す。このFRPロッドの先端には、掘削軸(注入管)の引抜き時に芯材の共上がりを防止する定着コーンと、注入管内のセメントミルクの吐出経路を制御する目的の係止板が取り付けられている。

図-5.6.1は大径補強体の具体的な構築手順と施工機械の概要を示す。施工は以下の4工程で行われる。

- ①攪拌混合機の注入管にFRPロッドを挿入する。
- ②セメントミルクを吐出しながら正転で攪拌する。
- ③所定の長さ到達したら先端部分を繰り返す。
- ④セメントミルクを吐出し、逆転しながら注入ロッドを引き抜く。

ここで、FRPロッド先端の定着コーンは図-5.6.1に示すようにたえず未改良地盤に突き刺さる状態となるため、④の工程の際には芯材だけが先止まりし、芯材が確実にコラム中央に留まることになる。また当初③の工程のあとに注入管をガイドとし、芯材を別途、挿入していたが、注入管の形状を工夫することにより、あらかじめ芯材を管の中に配置し、1工程で芯材挿入まで施工できるように改良した。③の工程で改良体先端で練返しを行うのは、改良体の品質が攪拌翼の羽根切り回数で決定されることが分かっているため、羽根切り回数が低下する先端部分だけを練返し、品質の向上を図ったものである。また④の工程のセメントミルクの吐出は、注入管の引抜きに伴う体積欠損分を補充するために行うものである。

これらの工夫により非常に均質なソイルモルタル体の中央部に、セメントミルクでできたコア体があり、その更に中央部にFRP芯材が配置される3重構造の頑強な引張補強体が構築できることになった。

#### 6.2.2 工法の特徴

以上の工夫によりこの補強体は、

- ①地盤の土を排出せずセメントミルクと地盤土を機械的な攪拌により混合を行うため、発生土の心配がない。
- ②噴射圧を必要とせず地盤削孔もしないので、施工に伴う地山の変状は少ない。
- ③施工機械がコンパクトで、狭い場所で施工できる。
- ④オーガーの回転により施工する工法であるため、低騒音、低振動の低公害工法である。
- ⑤大径の補強体が構築できるため、軟弱な地盤（盛土）でも十分なアンカー力が得られる。などの多くの特徴が得られる。

### 6.3 FRP芯材の開発

#### 6.3.1 FRPロッドの試作

##### (1) 基本物性

大径補強体に用いる引張芯材は、所定の引張力、伸び剛性、せん断強度、曲げ剛性を有するのは勿論のこと、施工性や耐久性に優れた材料である必要がある。特に鉄道では架線からの迷走電流による電食が問題となるため、鋼材に変わる耐発錆に優れた芯材を開発することは、永久構造物で使用するには必須の条件となる。このためFRP芯材を試作し適用の検討を行った。

試作したFRP芯材は、浮上式鉄道の鉄筋代替えとして開発されたビニロン製FRP単線のものを、エポキシ樹脂により7本集束して1ロッドとした。写真-5.6.2はFRPロッドの断面並びに切断部の顕微鏡写真を示す。白く見えるのがビニロン繊維で、黒く見えるのが含浸したエポキシ樹脂である。

素材である繊維（高強度ビニロン）は耐アルカリ、耐酸、耐発錆に優れ、軽量で高強度

であり、引張芯材としての十分な物性を有している。この繊維素材は別途開発した補強盛土工法に用いるジオテキスタイルとしても広く用いられている。繊維結合材としてはエポキシ樹脂を用い、単線は高強度ビニロン繊維を集束し、繊維含有率が60%以上となる様にエポキシ樹脂を含浸しながら引抜き成形法により作製したものである。単線の表面は、樹脂を硬化させる際に同一繊維を綾状に巻き付け、熱処理をすることにより異形化を計った。

表-5.6.1は単線の場合と集束ロッドの物性を示す。ロッドの弾性率は鉄筋に比較して1/7程度と小さいが、この値はコンクリートを補強するには不十分であるが、土を補強するには十分な剛性と言える。集束ロッドの方が単線の場合よりも単位面積当たりの強度が小さいが、これは集束ロッドの真ん中に配置された単線が張力を有効に発揮していないためである。

##### (2) 壁面部の定着試験

FRPロッド端末部の定着は現場で容易に施工でき、かつ信頼性の高いものとする必要がある。そこで2種類の定着方法を考案し、それらの性能試験を実施した。1つは仮土留め用で、腹起こし鋼材と定着させるために開発したケーシング管による定着方法である。もう1つは永久構造物としてコンクリート壁面と定着させるためのロッド曲げ加工による定着方法である。写真-5.6.3に曲げ定着と、ケーシング定着を示す。

ケーシング管を用いる方法は、ロッドの外側にネジ加工した金属ケーシングをかぶせ、ロッドとケーシングの間にエポキシ樹脂を注入し一体化する方法である。この方式のケーシングを2種類試作し定着部の引き抜き試験をした結果を表-5.6.2に示す。ロッドの芯出し、樹脂充填性、シール加工性などの施工性においては、2種類とも差がなかった。ロッドの破断強度 $T_k$ と定着部強度 $T$ の比で定義した定着強度比( $=T/T_k$ )は、若干テーパーケーシングの方が良好であるが、テーパーケーシングの場合はケーシングの内削加工が必要であり、またケーシング重量も重く作業性も低下する。このため、実務的にはストレートケーシングの方が良好であると思われる。

表-5.6.3は曲げ定着の場合の試験結果を示す。壁面の厚さを30cmと仮定し、定着長を20cmとし、10cmの曲げ加工をしたものをコンクリートに埋め込んだ。ロッドの曲げ加工は、熱風加熱機を用い、200°C程度に加熱しエポキシ樹脂を軟化させることにより容易に行うことができる。この方法でも定着強度比が60~70%程度確保できることが確認できた。

それらの単線をエポキシ樹脂で平行に接着集束し、芯材となる7本束の集束ロッドを作製した。しかし単線では確認されているものの、集束した場合のロッドの物性はまだ確認されたおらず、集束ロッドに関する各種の材料強度試験を実施した。

##### 6.3.2 中空FRPロッド

試作したFRP芯材は、引張り強度当たり単価が鋼材のおよそ20倍であり高価であるが、アンカー体に対して1本だけしか配置されないため全体工費に占める芯材料比率は10%程度

にすぎない。しかし、実施工に当たっては更に経済性を高める必要がある。

そこでロッドを中空形状に改良することにより、強度利用率を高めることにした。以下に現在使われている中空型FRPロッドの物性と形状の詳細について示す。

#### (1) 構造

試作した7本集束のFRPロッドは作業工程としては7本の単線を作製し、その後1本に集束するため、合計8工程の作業が必要であった。また7本集束した真ん中の単線の強度利用率が小さいことについても前項で述べた。

そこで改良したビニロン製FRPロッドは、ビニロン繊維を多本数引きそろえてPVC管の周りに均等に配置してエポキシ樹脂で硬化し、さらに表面を異形加工（綾巻き）して作製した。このFRPロッドは1工程で1本のロッドが作製できるため効率的である。また強度利用率の悪い中央部には繊維を配置していないため、効率よく引張り力が得られる。図-5.6.2は改良したロッドの形状を示す。

改良したビニロン製FRPロッドの形状と強度に対する規格値を表-5.6.4に示す。7本集束タイプよりは破断強度のばらつきが小さく、強度利用率が改善されている。

#### (2) クリープ特性

芯材の長期安定性を確認する目的で、クリープ試験を実施した。図5.6.3に実験装置の概要図を、図-5.6.4にクリープ試験結果を示す。特に本工法で用いる芯材はソイルモルタル中に存置されることになるため、60℃の気中（Dry）での実験に加え、60℃の人工セメント液浸漬（Wet）でのクリープ試験を実施した。温度を60℃としたのは、クリープの温度促進を図ったものであり、図中に20℃における推定経過年を示している。また開発した中空ロッドは破断強度が大きくクリープ試験が大がかりになるため、φ6のビニロン製FRP単ロッドを用いて実施した。ただし使用した繊維素材、エポキシ樹脂については同様の仕様とした。

この結果によると、Dryに比べWetでは100時間を越えたあたりから伸び速度が進んでいるが、いづれにしても概ね破断荷重の4割の荷重に対しては100年程度で破断することはなさそうである。Wetの伸び速度が増加する傾向は、アルカリ溶液による繊維素材の劣化もしくは吸液の影響が考えられるが、ビニロン繊維はアルカリに対しては化学的に安定していることが知られているため、吸液による影響と思われる。

図-5.6.5はビニロンロッドの吸液特性を示す。ロッドの場合にはビニロン糸をエポキシ樹脂で被覆しているため吸液が徐々に進み、クリープ曲線と同様に100時間を越えたあたりから吸液速度が更に進む。

図-5.6.6はDry（乾燥時）とWet（吸水終了後）の引張り試験（引張り速度=10%/min）結果を示す。Wetの場合は伸び量が1%程度大きくなるものの、破断強度の劣化は見られない。

図-5.6.7は更に現象を明確にするために実施したビニロン糸だけのDryとWetのクリープ試験であるが、この場合にはWetの方が多少伸び量は大きい、Dryと同様の傾向を示した。

上記の結果から図-5.6.4のWetのクリープ曲線は吸液に伴う伸びの増加であり、吸液終了後は前の速度勾配に戻るものと考えられる。つまり図-5.6.7のDry~Wetの曲線に移行する過渡期的状態であると考えられることができる。

更に高クリープ荷重が作用した場合の長期安全性を推定するために、60℃の人工セメント液浸漬（Wet）で0.6Puという高荷重をかけてクリープ促進試験を実施した結果を、図-5.6.8に示す。この場合にも推定100年相当に対して破断することはなかった。

開発したFRPロッドは表-5.6.4に示すように平均破断強度(34t)に対して保証破断強度(25t)を著しく低減している（例えばジオテキと同様に80%信頼値とした場合の保証強度は32t）。これはFRPロッドの信頼性（実績）を加味して低減させたものであるが、例えばグラウンドアンカーと同様に常時状態に対して、保証破断荷重の6割まで許容した場合でも、80%信頼値に対しては0.46Puとなり、十分に耐え得るものと考えられる。ただしFRPロッドの許容値については今後更に検討する必要がある。

#### (3) 定着

中空FRPロッドの壁面との定着方法について検討した。この方法は、ロッド内部にプラスチック製のクサビを挿入し末端部にテーバーを形成させてコンクリートとの定着を得る方法である。したがって使用するクサビには、テーバー形状保持のための強度と耐久性が要求される。定着部の加工は、ロッド切断機、プラスチック製クサビ（圧縮強度 550Kg/mm<sup>2</sup>以上）、プラスチックハンマーを用い、まず最初に切断機を用いて図-5.6.9のようにロッド末端部から10cm程度の切れ込みを入れロッドを6等分割する。次にプラスチックハンマーで図-5.6.10のクサビを叩いて、ロッド端部と同一面になるまで挿入する。この時、ロッドが同心円状に広がるようにする。この状態でコンクリート壁面に埋め込み、定着を図る。

図-5.6.11は中空ロッドの定着実験の状態を示す。圧縮強度210kgf/cm<sup>2</sup>のコンクリートに端末加工部分を30cm埋め込み、垂直に引き抜き試験を行った結果、定着加工部にてロッドが30tの荷重で破断して抜けてきた。この荷重は保証破断荷重以上であり、平均破断荷重に対する定着強度比は約90%である。これは7本集束ロッドの曲げ定着強度比70%に比較しても十分に大きい。

#### (4) 固化材

大径補強体の施工に使用する固化材は、一般にセメント系固化材を使用する。セメント系固化材は普通セメントの性能を改善するためにセメントの特定の成分を補強したり、混和剤を加えるなどの工夫をした特殊なセメントで、その種類は非常に多い。

表-5.6.5に主なセメント系固化材の一覧表を示す。各会社とも配合については公表されていないが、土質に応じて各種成分の添加量を変えたり、粒度組成を調整する事により、効果を上げている。一般に粘性土や有機質土など、細粒分や不純物が多いほど普通セメントに比べてより大きな強度が得られやすい。大径補強体の場合は固化材の使用量も少なく

(土1m<sup>3</sup>に対し350kgf；補強体m当たり44kgf)、全体の工費に占める割合も小さいため、安易に経済性だけで普通セメントを選ばず、セメント系固化材を用い、より品質の高いコラム体を施工することにした。

#### 6.4 施工実験

大径補強体の専用機械の開発にあたり施工実験を実施した。試験に用いた施工機械は、アースアンカー施工用のベースマシンにコラム体施工用の特殊ヘッド、注入ロッド等を装着し作製した仮施工機である。施工場所としては、鉄道総研盛土試験場にある3つの補強盛土の斜面を利用した。盛土1は粘性土(関東ローム)、盛土2は砂質土(稲城砂)、盛土3は混合土(玉石、砂、粘性土)で構築したものである。このうち盛土3では施工に際しての予備試験を、盛土1と2では施工性を確認しながら引抜き試験用の供試体を作成した。図-5.6.12は供試体の作成位置図を、写真-5.6.4は盛土2における施工状況を示す。

##### 6.4.1 予備試験

盛土3における予備試験は土被り25cm、打設角度15°、改良径50cmで施工を行い、施工に伴う盛土上面での変形量を測定した。図-5.6.13に盛土3での施工位置と、施工中の測定結果を、写真-5.6.5は測定状況を示す。この結果沈下が生じた場所は無く、施工箇所直上のり肩付近で最大20mm程度の隆起が生じている。しかしその量は、り肩から離れ、拘束が大きくなるに連れて小さくなり、1m離れた位置では5mm程度である。これはオーガの通過に伴う瞬間的な値で、ロッドを引抜き、施工が完了した状態では半分以下の変形に戻っている。実際の盛土ではり肩からレール中央まで3.5m程度あり、バラストや軌道が上載され拘束が更に高い状態となることなどを考慮すると、列車走行に支障のない値と言える。

盛土3に構築したアンカー体を施工2日目で掘り起こし、アンカー体の出来上がり形状を確認した。図-5.6.14はスケッチ図を、写真-5.6.6は掘り起こしたアンカー体を示す。芯材は予定通りアンカー体の中央に配置され、欠損がなく堅固なアンカー体が構築されている。また設計径よりは若干大きめに出来上がっている。

##### 6.4.2 アンカー体の引抜き試験

引抜き試験は、アンカー体(ソイルセメント)と周辺土との摩擦試験、引張芯材とアンカー体との付着試験の2項目について実施した。実験に用いた試験体は、図-5.6.12に示す盛土1(粘性土)、盛土2(砂質土)において構築したものであり、4週間養生した後に実施した。現場採取試料によりアンカー体の一軸圧縮強度は、50kgf/cm<sup>2</sup>程度であることを確認している。芯材に用いたFRPロッドは破断荷重が約16tfであり、アンカー体の形状は反力装置の制限から径20cm、30cm、長さ2m、3mの組み合わせとした。芯材頭部は先に紹介した金属ケーシング方式により定着し、センターホールジャッキで引張荷重した。

図-5.6.15は砂質土盛土上で行った付着試験の構造断面を、写真-5.6.7に荷重装置を示す。荷重は2tf刻みで荷重・除荷を繰り返し、荷重保持時間は1分間を基本とした。引抜き荷重は

ロードセルで検出し、コラム体頭部および芯材頭部の変位量を自動計測した。

図-5.6.16は付着試験の結果を示したものである。図に示す発現付着強度は引張荷重を芯材表面積で除した値である。芯材の表面積がほぼ等しいFRPロッドφ23と鉄筋D25はともに引張荷重が8tf付近で付着切れが生じて引抜けた。この時のコラム体とFRPロッドとの付着強度は28kgf/cm<sup>2</sup>であり、コラムの一軸圧縮強度に対して50%程度の付着力が確認できた。芯材の形状の相違や、リブ(突起模様)の支圧抵抗の影響も出ているが、それらを含めた発現付着力は、FRPロッドの方が鉄筋より若干大きい。

写真-5.6.8に摩擦試験の荷重装置を、図-5.6.17、18は試験結果を示す。この実験は、図-5.6.12におけるアンカー体頭部に、定着治具を取り付け、センターホールジャッキで引き抜くことによって実施した。図-5.6.19に荷重ステップを示す。基本的には処女荷重時で5分、履歴内荷重では1分間荷重を保持し、2tf刻みで荷重を増加させた。また4tf毎に荷重を徐荷した。写真-5.6.8は試験状況を示す。

試験結果、引張荷重4tf程度までは、アンカー体頭部の変位はほとんど無く、それ以降の荷重に対して引抜けが生じている。これらの試験体は斜面に構築されているため、上載荷重の推定が難しいが、一例として砂質土(φ30cm、L=2m)の場合の平均上載圧σをオスターバークの図表から推定し求めた設計最大引張抵抗力( $P = \sigma \cdot \tan \phi \cdot \pi \cdot D \cdot L$ )は1.9tfである。試験値はこの値より5倍程度大きく、設計で用いる場合には更に安全率で低減させて用いることになるため、設計に比べ非常に大きなアンカー力が得られていることが分かる。これは①上載荷重や土の物性値の評価を過小に見積もっていること、②改良体の重量による抵抗を無視していること、③実際には設計径より仕上がり径が大きいこと、④設計では考慮されていない土のサクシオンによる抵抗が大きいこと、などによると考えられ、今後、データを積み重ねることにより更に経済的な設計ができる可能性がある。いづれにしても良好なアンカー力が得られている。

#### 6.5 第6章のまとめ

攪拌混合工法による大径補強体の開発を行った。この工法は、

- ①芯材にFRPロッドを用いて防食性の向上を図った。
- ②従来の補強径(5~10cm程度)に比べて大径(40cm程度)であるため、盛土のような緩い地山でも大きなアンカー力が得られる。
- ③排土しないため、施工中の変形が少ない。

などの特長がある。これらの効果を確認するために、各種材料試験、試験施工実験、引抜き試験などを実施したが、所定の性能を有し、永久構造物としての使用に堪え得る補強材であることが確認できた。

<参考文献>

- 1) 村田修、館山勝 (1985. 3): 攪拌混合工法による改良土の強度、構造物設計資料NO. 81、日本鉄道施設協会, pp. 7-10
- 2) 鉄道建造物設計標準 (土構造物)・同解説 (1992) 丸善株式会社, pp. 321-324
- 3) 上周史、館山勝、田村幸彦、福田厚生 (1992. 9): 攪拌混合補強体の施工実験、土木学会第47回年次学術講演会Ⅲ部門, pp. 1216-1217
- 4) 田村幸彦、館山勝、上周史、吉田茂 (1992. 9): 攪拌混合補強体の引抜き試験、土木学会第47回年次学術講演会Ⅲ部門, pp. 1218-1219
- 5) 岡崎正樹、江部勉、館山勝、田村幸彦、上周史 (1992. 9): 棒状補強材におけるビニロン製FRP芯材の適用、土木学会第47回年次学術講演会Ⅲ部門, pp. 1222-1223
- 6) 吉田茂、館山勝、田村幸彦、福田厚生、上周史 (1993. 6): 攪拌混合補強体の引抜き試験 (その2)、第28回土質工学研究発表会, pp. 2805-2806
- 7) 上周史、田村幸彦、館山勝、福田厚生、宮里実 (1993. 6): 攪拌混合工法による大径補強体の開発、第28回土質工学研究発表会, pp. 23-26
- 8) 吉田茂、上周史、館山勝、田村幸彦 (1993. 9): 攪拌混合補強体の引抜き試験 (その3)、土木学会第48回年次学術講演会Ⅲ部門, pp. 1128-1129
- 9) 吉田茂、上周史、館山勝、田村幸彦 (1994. 6): 攪拌混合補強体の引張り特性について、第28回土質工学研究発表会, pp. 2425-2426
- 10) 「攪拌混合基礎 (機械式攪拌方式) 設計・施工の手引き」、昭和62年2月、日本国有鉄道構造物設計事務所
- 11) 岡崎正樹 (1996. 3): ポリビニルアルコールを出発物とした新素材開発に関する研究、信州大学、学位論文

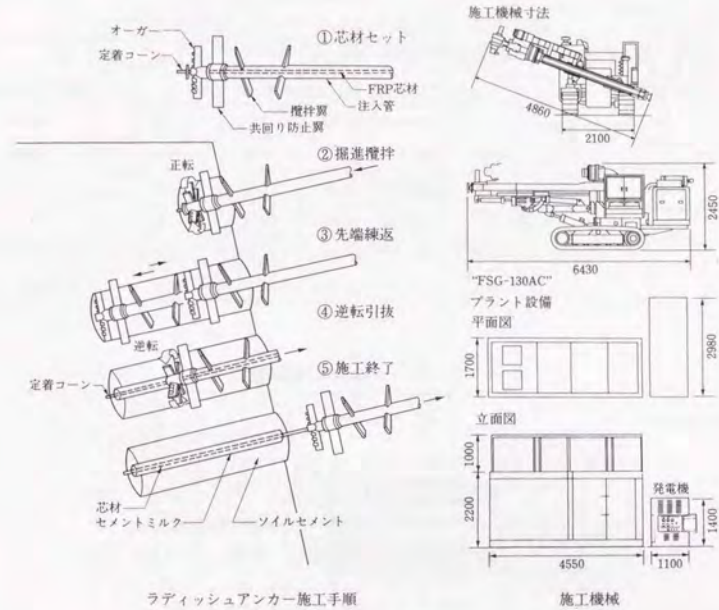


図-5.6.1 構築手順

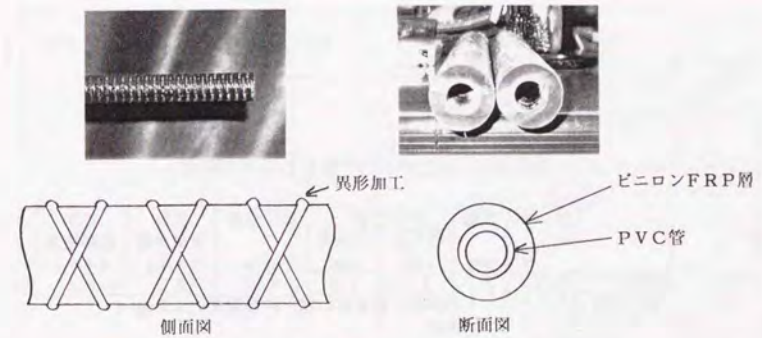


図-5.6.2 ビニロン製FRPロッドの構造

表-5.6.1 7本集束FRPロッドの物性

種類	項目	呼称	呼直径 (mm)	断面及び 側面形態	単位重量 (kg/m)	引張破断		
						荷重 (tf)	強度 (kg/mm <sup>2</sup> )	弾性率 (kg/mm <sup>2</sup> )
ビニロン FRP ロッド	単線	6D	6		0.04	2.3	81	3000
		10D	10		0.11	6.3	80	3000
	集束 ロッド	6D-7	23		0.32	12.5	65	—
		10D-7	35		0.82	37.1	67	—
鉄筋		D-19	19.1		(2.25)	(14.3)	(50)	(J1SG3112)
		D-32	31.8		(6.23)	(39.1)	(50)	(21500)

表-5.6.2 ケーシング定着試験結果

ケーシング 形式	概要図	ケーシング 重さ (kg)	定着強度 比 (T/Tk)
テーパタイプ		1.44	0.90
突起リング付 ストレートタイプ		0.63	0.87

表-5.6.3 曲げ定着試験結果

ビニロンFRPロッド	加熱条件 (時間・温度)	概要図	定着力 (tf/本)	定着強度 比 (T/Tk)
6D-7	3~5分 150~200℃		8	0.64
10D-7	10~15分 150~200℃		27	0.73

表-5.6.4 ビニロン製FRPロッドの規格

FRPロッド	呼称	外径 (mm)	PVC管		単位重量 (Kg/m)	保証 破断荷重 (tf)	平均 破断荷重 (tf)
			呼外径 (mm)	呼内径 (mm)			
P-3716	37	22	16	0.97	2.5	3.4	

注) 外径: FRPロッドの綾巻き部を含む値。許容誤差 ±2mm  
 PVC管: JIS規格品  
 単位重量: 許容誤差 ±10%  
 保証破断荷重: メーカー保証値 (ロッド破断荷重の平均値-4σ)  
 平均破断荷重: 測定値の平均

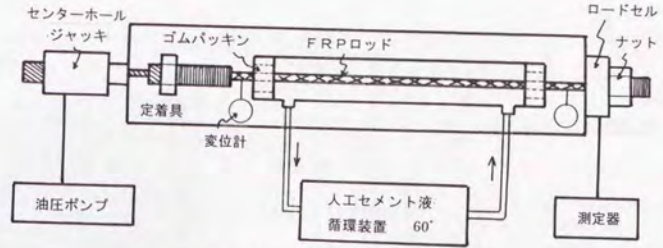


図-5.6.3 クリープ実験装置

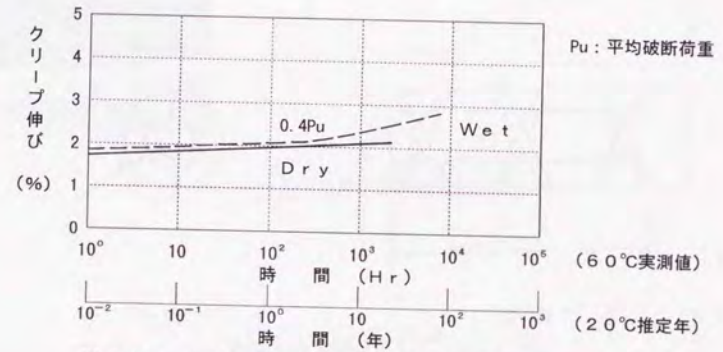


図-5.6.4 ビニロン製FRPロッドのクリープ曲線図

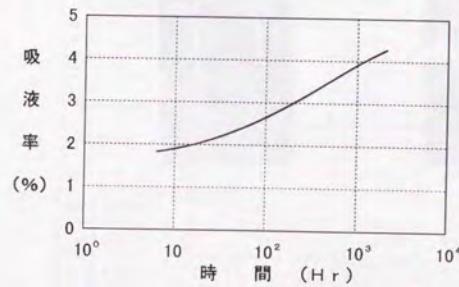


図-5.6.5 ビニロン製FRPロッドの吸液特性

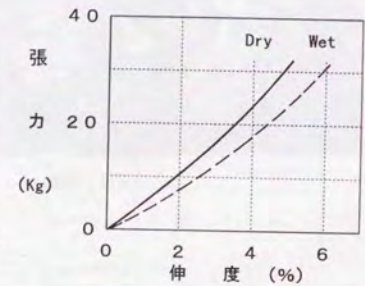


図-5.6.6 ビニロン系の張力・伸度曲線図

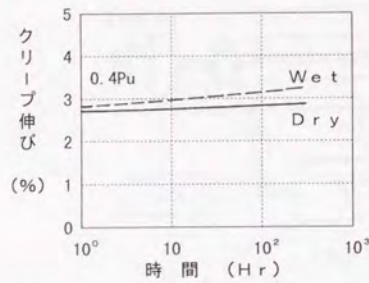


図-5.6.7 ビニロン糸のクリープ曲線図

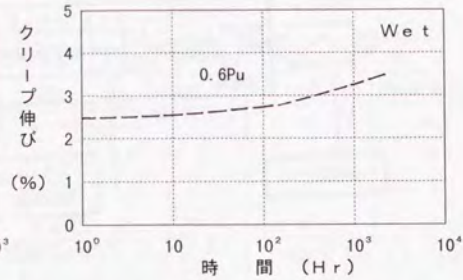
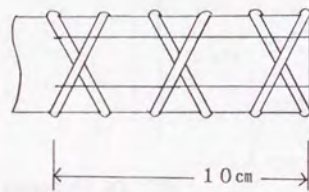
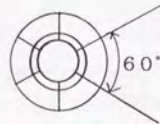


図-5.6.8 ビニロン製FRPロッドのクリープ曲線図



側面図



断面図

図-5.6.9 ロッド分割状態詳細図



クサビ挿入状態



使用クサビ

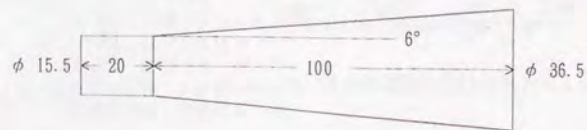


図-5.6.10 クサビ詳細図

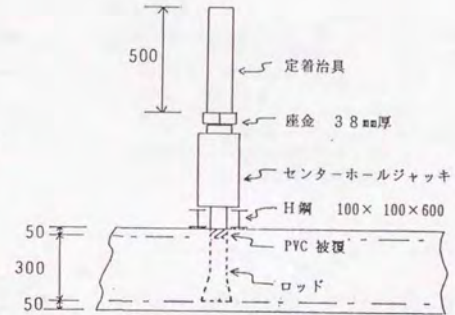
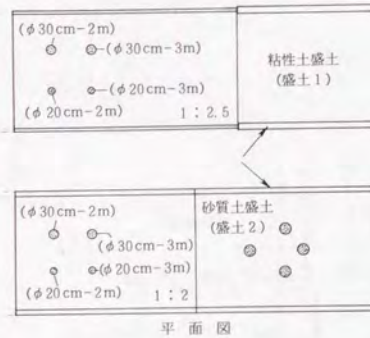


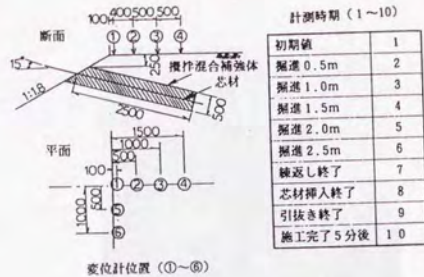
図-5.6.11 ロッド引き抜き試験状況

表-5.6.5 主なセメント系固着材

製造社名	日本セメント㈱	電気化学工業㈱	大塚セメント㈱	新井セメント㈱	徳山曹達㈱	第一セメント㈱	小野田セメント㈱
固着材名	アミノ クリーシセット	ダンカ ソイルバック	大塚ESC	新井 ソリッドエース	ハードキープ	ネオ セラメント	ネオ タイム
用途・設置用		H, HC	大塚ESC-D 大塚ESC-S	SA-100シリーズ		400 400S	
一般軟弱地盤用	CS=10系	L, P, LK			P-430	400S	21
有機質土用			大塚ESC		P-210	400S 800S	
ヘドロ・ 高含水比土用	CS=20系	H, HS	大塚ESC-S 大塚ESC-R	SA-200シリーズ		400S	
下水汚泥・産業用	CS=30系, =40系	HC, HS, S	大塚ESC-D 大塚ESC-R	SA-300シリーズ	P-500	400S 800S	
							C-400, ST-1 ST-3, ST-5
製造社名	秩父セメント㈱	三菱鉱業セメント㈱	新日鉄化学㈱	宇都宮産産㈱	住友セメント㈱	日立セメント㈱	日産セメント㈱
固着材名	チチブ ソイルフィックス	スタビライト	ソルスター	宇都UKC	タフロック	ハイハード	日産アースタイト
用途・設置用		M10シリーズ		UKC-A UKC-D UKC-H	3型		
一般軟弱地盤用	11	M10シリーズ	P		3型 S	100	ET-100シリーズ
有機質土用		M10シリーズ M20シリーズ	S	UKC-B UKC-C	4型, 6型, 16型		ET-200シリーズ
ヘドロ・ 高含水比土用	20, 30		P		1型, 4型	200	
下水汚泥・産業用	EP 100, 200	S10シリーズ S20シリーズ	M	UKC-S-1 UKC-S-2	マスキング C, S		ET-300シリーズ



平面図



(測定位置と計測時期)

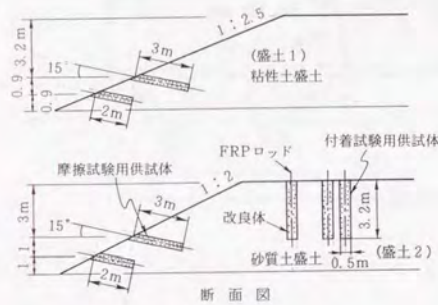


図-5.6.12 施工実験位置図

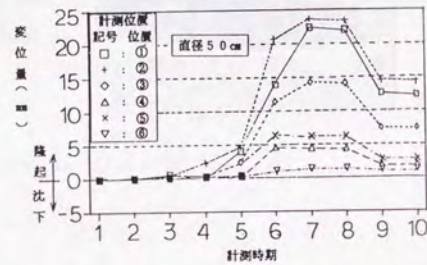


図-5.6.13 予備実験での施工時の変形計測

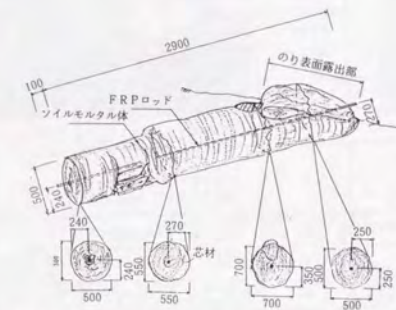


図-5.6.14 アンカー体形状のスケッチ

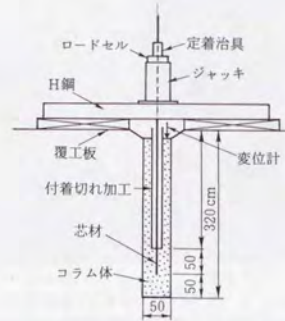


図-5.6.15 付着試験の概要

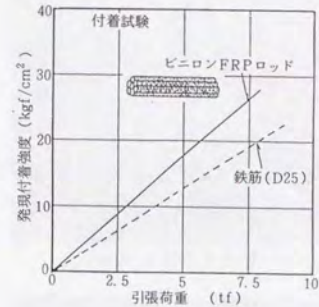


図-5.6.16 付着試験結果

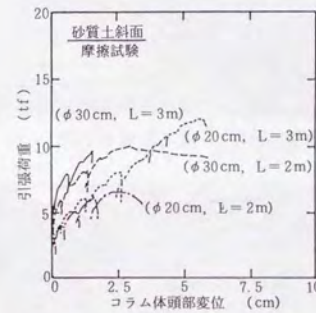


図-5.6.17 摩擦試験結果 (砂質土盛土)

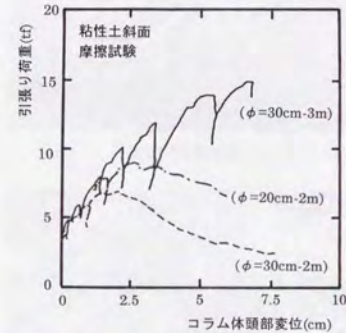


図-5.6.18 摩擦試験結果 (関東ローム盛土)

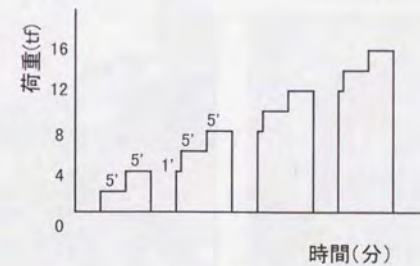
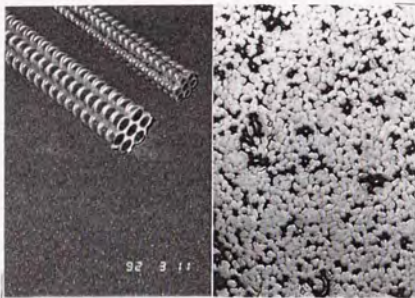


図-5.6.19 摩擦試験の載荷ステップ





写真-5.6.1 使用するFRP芯材



(FRP断面) (160倍拡大)  
写真-5.6.2 FRPロッドの顕微鏡写真

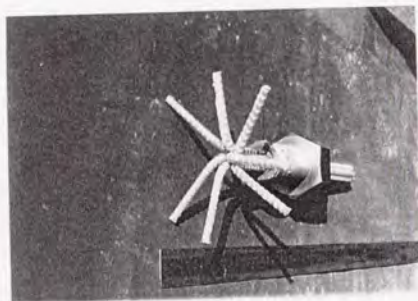


写真-5.6.3 定着部の加工

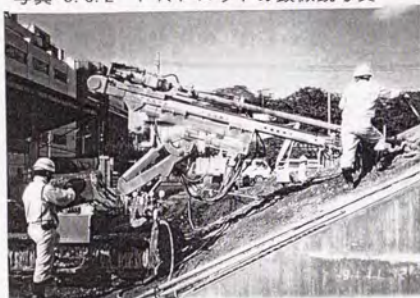


写真-5.6.4 施工試験の状況



写真-5.6.5 施工中の変形計測状況



写真-5.6.6 掘り起こされたアンカー体



写真-5.6.7 付着試験の荷重装置



写真-5.6.8 摩擦試験の荷重装置

## 第6編 地山補強土の実現場での施工と挙動

## 第1章 施工法

### 1.1 施工法一般

地山補強土工法による既設盛土のり面の掘削工事が、工期内に安全、確実に行われ、かつ、設計目的や施工精度を満足するためには、施工に先立ち、計画、設計の意図に基づいた施工計画を立てる必要がある。施工計画では、工事目的、工事概要、計画、設計条件等を加味し、材料、作業、安全、工程などについて検討する必要がある。

図-6.1.1は本工事の施工計画から工事終了までの概略フローを示す。また図-6.1.2は標準的な施工手順を示す。本工事の主な工種としては、準備工、攪拌混合工、掘削工、補強材工、排水工、壁面工がある。以下にそれぞれの工種に対する留意事項を記載する。

### 1.2 準備工

準備工は本工事のための前作業として、現地測量、ケーブル移設や施工スペースの確保などの基盤整備等を行うものである。基本的には補強盛土工と同様の作業となるが、多種の施工機械を使用することになるので、施工スペースについて留意する必要がある。

施工スペースに左右される機械としては、攪拌混合機、補強材施工機、吹付機などがある。いずれの機械も施工ヤードの他にプラントの設置場所が必要となる。施工ヤードは、施工機械がスムーズに移動できるように平坦に整地し、地盤が悪い場合には必要に応じて鉄板を敷設する。プラントの設置位置は、全施工エリアにおいて最も効率よく作業が行えるよう選定する必要がある。

### 1.3 攪拌混合杭工

施工機械を大別すると改良機とプラントに分けられる。攪拌軸の本数から単軸機と二軸機とがあり、単軸機は小型軽量の施工機、二軸機は大型重量の施工機である。2軸機の方が施工能率が高いが、線路に近接する場合や狭い場所では単軸機を使用するなど、それぞれの現場条件、地盤条件を勘案して機械を選定する必要がある。

施工機械は、施工管理機器（注水量、昇降速度、深度等）を装備していることが望ましい。また単軸機の場合には土と翼との共廻り防止を施した攪拌翼を使用すると良い。

攪拌混合杭の一般的な施工方法を図-6.1.3に示す。固化材の注入方法は、工法や注入する固化材の種類によって異なるが、スラリー方式のものでは掘進性および攪拌性（掘進時と引抜時の二回攪拌）を確保するため、掘進時に注入を行っている場合が多い。また、攪拌軸の掘進・引抜速度や回転数は品質や経済性に及ぼす影響が非常に大きいので、機械の仕様や地盤条件などを十分に考慮する必要がある。

#### 1.4 掘削工

本工法では掘削時あるいは掘削直後が安定性において一番厳しい状態となることから、掘削高さについては特に注意を要する。一般の地山補強土では、一段の掘削高さは地盤の自立高さを超えないことを基本とし、1.0~1.5m程度としている。したがって補強材の鉛直方向の配置間隔が自立高さを超える場合は、鉛直地盤改良杭を増設するなどの検討を要する。

本工法では掘削対象が地山に比べればよく締まっていな盛土であり、ほとんど自立高を期待できないと考えるべきである。このため鉛直方向の地盤改良杭は施工時の安定を確保するために配置したものであるが、その場合でも1段の掘削高さは必要以上に大きくしてはならない。掘削時に変位の累積傾向がある場合には壺堀りやミニベンチカット、場合によっては補強材の増打ち等を行う必要がある。

掘削のり面は、のり面保護工および剛壁体の設計厚を確実に確保するために、所定の勾配を損なうことなく、出来るだけ平滑に仕上げるのが大切である。肌落ちの激しい土質については、掘削後できるだけ早く吹付け等により解放のり面を閉塞する必要がある。のり面保護工としては吹付モルタルや吹付コンクリートによることが多いが、特に粘着成分の無い盛土材の場合には掘削面に対し地盤改良杭を柱列状に配置し、解放面をあらかじめ閉塞すると良い。

#### 1.5 補強材の施工

所定の場所に施工機を移動し、杭心および角度は、施工機の据付け時に十分注意して合わせる。角度の調整は、角度計や大型定規などを用いて行う。具体的な施工方法については第5編第6章に詳しい。

#### 1.6 排水工

盛土内へ降雨や地下水が滲水すると、土圧に静水圧が加わり補強土の安定上好ましくない。したがって、浸透した水は速やかに排除できるような排水対策を講じておくことが大切である。

図-6.1.4に排水工の施工例を示す。排水工は、吹付けモルタルなどの一次のり面工の間に、有効断面の大きな排水材を縦排水工として適切な間隔に配置し、壁面工に設けた水抜きパイプを通して速やかに排水する。更に壁面工には、φ60mm以上の水抜きパイプを2~4m<sup>2</sup>に一箇所程度設ける必要がある。

#### 1.7 壁面工

壁面工は補強土構造物の一体性を促進するために施工されるものであり、もたれ壁の施工に準じて裏型枠を用いず、背面盛土と密着するようにコンクリートを打設する。比較的

マッシュな壁状構造物は、温度によるひびわれが発生しやすく、特に夏場に施工する際は暑中コンクリート対策を心がけなければならない。またひびわれ補強筋、収縮目地、伸縮目地を設ける必要がある。

図-6.1.5に壁面工の施工例を示す。コンクリートの打継ぎ目については差し筋を十分に行うなどの配慮が必要である。またレイタンス処理の方法については、高圧ジェットによる方法が一般的であるが、適切な時期および方法で十分な注意が必要となる。壁面の打設順序として、縦断的に各ブロック別において低位部から打設することが望ましい。

#### 1.8 品質管理

品質管理は、使用する材料、配合が適正なものであり、施工が確実に行われていることを管理するものである。したがって材料検査、材料保管、攪拌混合杭、のり面保護工、補強材、壁面工などについて十分な管理を行う必要がある。

##### 1.8.1 材料の品質検査

ラス金網、プレート、ナット、排水材、排水パイプ、芯材などについては、一般に規格証明書(ミルシート)により、使用する材料が規格に合格していることを確認する必要がある。また必要なものについては納入時に寸法の検査も行う。

セメント、骨材、コンクリート、固化材の検査は、納入時に行うものとし、製造者が行った検査・試験報告書を確認するものとともに、目視等によって、泥、ごみなどの混入物や粒度などの異常のないことを確認する。コンクリートについては、スランプ、空気量、圧縮強度等一般的に必要な品質検査を行う。

その他、型枠等の仮設材料についても、納入時に品質、寸法等について確認する。

##### 1.8.2 材料の保管

納入した材料を保管する場合は、セメント、鋼材および補強材等は保管小屋の中に保管するか、または地表面と接しないように角材等を敷き、雨露にあたらぬようにシートで覆うなど、湿気や水に対して配慮する必要がある。骨材については、排水のよい場所に表面水率が変わらない様に、シートで覆う等の配慮が必要である。

##### 1.8.3 鉛直方向攪拌混合杭

攪拌混合杭の品質管理は、配合、施工深度、改良強度などの項目に対して行う。

表-6.1.1は土質による固化材添加量と強度の目安を示す。固化材の配合はこの表を目安に、室内配合試験または現場改良試験により、必要な改良強度が得られるように定められたものであることを確認する。また、水・固化材比や注入量の強度への影響は大きいので、流量計や速度計、モルタルのフロー値、固化材の袋体などで十分に管理する必要がある。また仕上がり寸法については傾斜計や深度計で確認することになる。

実際に施工された攪拌混合杭の強度の確認は、原則としてコンクリートの圧縮試験(J I S A 1 1 0 8)に準じて行い、判定については、攪拌混合杭の28日一軸圧縮強度の平

均値 $\sigma_a$ がいずれも、設計基準圧縮強度 $\sigma_K$ の80%強度 ( $0.80\sigma_K$ ) を1/20以上の確率で下回らないこと、および $\sigma_a$ が $\sigma_K$ を1/4以上の確率で下回らないように管理するのが一般的である。

注入力や施工速度の管理例としてオシログラフによる方法を図-6.1.6に示す。

#### 1.8.4 補強材

ラディッシュアンカーを補強材として用いた場合には、基本的な管理方法は鉛直方向に打設される攪拌混合杭と同様である。ただし鉛直杭に比べれば高い品質が求められること、固化材材料費が工費に占める割合が小さいことなどの理由から、現在は固化材の最低添加量を $350\text{kgf/m}^3$ としている。

その他の管理項目としては、必要に応じて補強効果を確認する目的で引抜き試験を実施している。引抜き試験は実補強材を設計値まで引き抜く方法と、試験用補強材を限界値まで引き抜く方法があるが、補強材の値段に比べれば引抜き試験の費用は高額であるため、せっかく試験を行うのであれば試験杭を用いて限界値まで引き抜く方がより確実なデータが得られる。これまでの経験では設計値に対して十分に大きな実測値が得られるため、試験本数は1現場で1~2本程度としている。

#### 1.8.5 壁面工コンクリート

コンクリートの配合および強度については、土木学会「コンクリート標準示方書」により管理する。目視観察により変状調査を行い、変状が認められた場合は記録し、進行状況を観察記録する。異状が認められた場合は、直ちに必要な対策を講じなければならない。

#### <参考文献>

- 1) 既設盛土のり面急勾配化工法 設計・施工マニュアル、RRR工法協会、1993.4

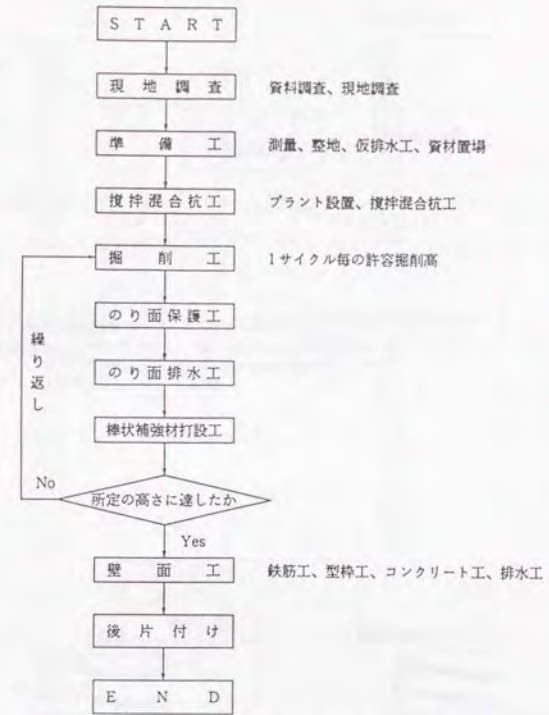


図-6.1.1 施工フロー図

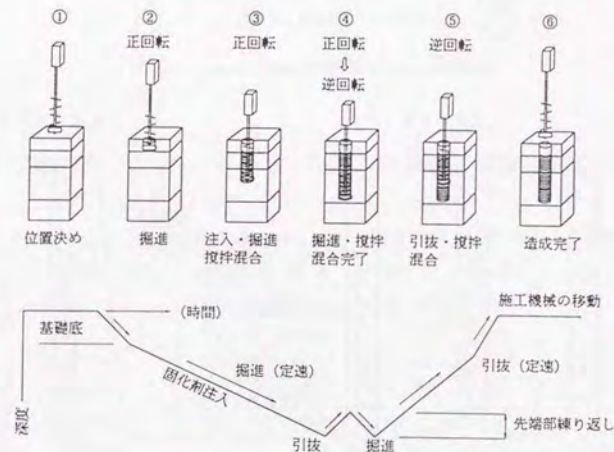


図-6.1.3 攪拌混合杭の施工例

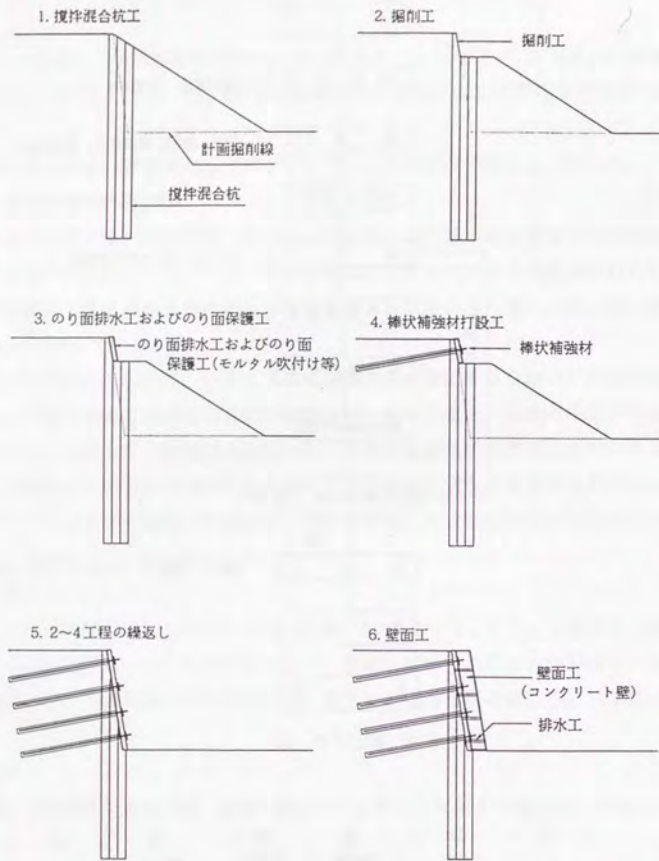


図-6.1.2 標準的な施工手順

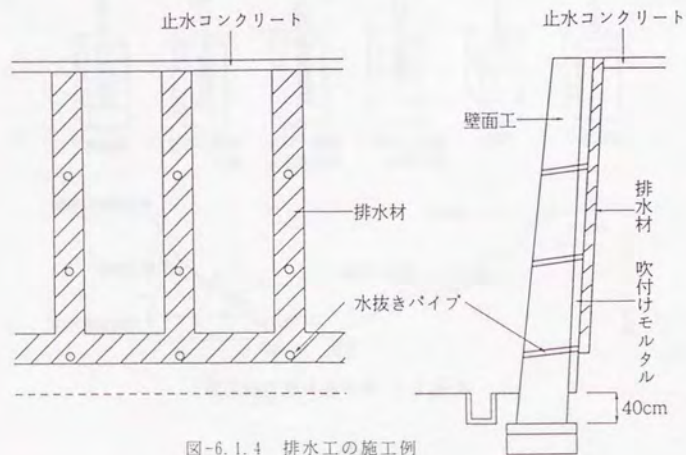


図-6.1.4 排水工の施工例

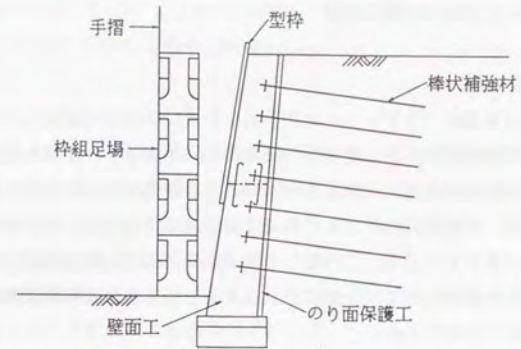


図-6.1.5 壁面工の施工例

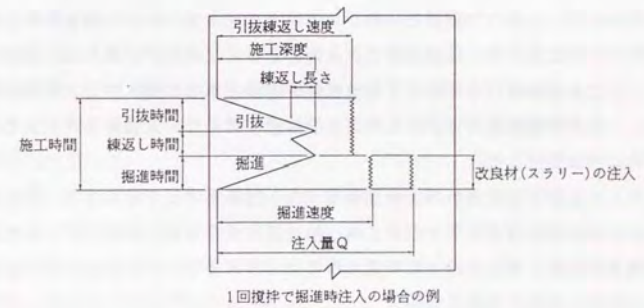


図-6.1.6 オシログラフによる施工管理例

表-6.1.1 土質別の固化材添加量と改良強度の目安 (地山1m<sup>2</sup>に対する添加量)

土質	単位添加量	現場強度
砂質土	200~300kgf/m <sup>2</sup>	15~40kgf/cm <sup>2</sup>
粘土・シルト	250~350kgf/m <sup>2</sup>	10~30kgf/cm <sup>2</sup>
関東ローム	250~350kgf/m <sup>2</sup>	10~30kgf/cm <sup>2</sup>
有機質土	250~350kgf/m <sup>2</sup>	8~20kgf/cm <sup>2</sup>
高有機質土	300~450kgf/m <sup>2</sup>	5~15kgf/cm <sup>2</sup>

## 第2章 池袋・大塚間での施工事例

### 2.1 工事概要

開発した大径補強材（ラディッシュアンカー）を、本現場で適用した。図-6.2.1に工事箇所の位置平面図を示す。本工事が行われた山手貨物線は、山手線の内側に平行した線路であり、現在は貨物列車だけでなく高崎線などの旅客電車も乗り入れる重要線区である。この線路は池袋・大塚間において2カ所で平面交差しており、このうちの1つが明治通りと交差した新田堀踏切である。この踏切を除去する目的で立体交差化工事が行われた。この工事は、現在の線路を盤下げし掘削方式とするとともに、山手線に架かる老朽化した橋の架け替えを行うものである。

図-6.2.2に工事手順を示す。

- ①まず最初に山手貨物線の2線の内、1線を止めて仮土留めを施工し掘削する。
- ②その後、掘削面に線路を1線移設する。
- ③更に奥側を掘削し土留め擁壁を施工する。
- ④掘削面に2線目の線路を移設し、道路との交差部に橋梁を構築して工事が終了する。

当初の工事計画では、①の工程の仮土留めとしてアースアンカーを、③の工程の土留め擁壁としてL型擁壁が予定されていたが、①の工事の一部区間で大径補強体を試験的に使用し、その結果をもって③の工事をL型擁壁に替えて、大径補強体による補強土擁壁に全面的に計画変更した。

なお、本工事で施工された大径補強体は仮土留め用として158本（仮土留め延長66m）、本体土留め用として1198本（擁壁延長485m）の施工がなされた。

また本工事は仮土留めの施工が平成4年2月～8月まで、本体土留めが平成6年2月～6月までの間に施工された。

### 2.2 土質状況

本工事が行われた池袋周辺は武蔵野台地の東方に位置する豊島台部にあたり、地表面は7～9mの厚さの関東ローム層に覆われ、その下に武蔵野レキ層、東京層、東京レキ層が続いている。図-6.2.3は工事対象区間の地質断面図並びに各地点におけるN値とqc値を示す。工事区間の地質構成は、表層2～4mがロームを主体として一部有機質土からなるN値1～4程度の暗褐色の埋土層があり、その下層に茶褐色を示すN値3～5程度の関東ロームが3～5m程度、更にその下層には黄灰色の凝灰質粘土、シルト層が続いている。粘性土では一般的に $qc$  ( $\text{kgf/cm}^2$ ) = 1～4Nと言われているが、図-6.2.4で示すように当現場の関東ロームでは概ね $qc$  ( $\text{kgf/cm}^2$ ) = 2Nの関係が得られた。

当地区では各層が不均一に入り込んでいるため、標準貫入試験の調査箇所を補間し、層区分、特に埋土層の層厚を把握する目的で50カ所で3成分コーン貫入試験を実施した。

図-6.2.4は調査結果から各区間（図-6.2.3のA～G区間）毎に $qc$ と $fs$ をパターン化したものであるが、 $qc$ と $fs$ は非常に相関性が高い。

### 2.3 設計概要

地層構成や掘削高さなどを勘察し、工事区間における設計断面を抽出した。これらの断面に対して第5編第3章に示した設計方法で設計を行い、大径補強体の配置、長さ、腹起し及び壁面工の構造を定めた。なお設計に用いた土質定数は、系統立てて実施した土質試験結果や、図-6.2.4を参照にして定めた。

設計は、①掘削時及び完成系における補強土全体の安定性を円弧すべり法で照査する外的安定計算、②補強した領域内の転倒や滑動に対する安定性を2ウェッジ法で照査する内的安定計算、③壁面工を梁に、大径補強体をバネ支点とみなし壁面の断面応力を照査する壁面工の応力計算を実施した。

### 2.4 仮土留めの施工

#### 2.4.1 施工概要

当現場では当初仮土留めの支保工としてアースアンカーを考えていたが、アースアンカーでは、①支持層に定着するためには隣地境界を犯して打設する必要があること、②プレストレスをかけるため腹起しや台座等が大がかりになることなどの問題があり、一部区間で大径補強体に変更した。

図-6.2.5はアースアンカーと大径補強体の設計断面を比較したものである。アースアンカーは良質な支持層に定着させる必要があるが、本工法は大径であるため埋土や関東ロームであっても十分なアンカー力が得られる。このため、アースアンカーは支持層が深くなるほどアンカー長が長くなり不経済となるのに対し、大径補強体は補強長が短いだけ経済的になる。またアースアンカーは定着力を壁面部に伝える目的でプレストレスを加える必要があるのに対し、大径補強体では受働的に発揮される引張力により地盤の安定化を図るためプレストレスを加える必要がなく、腹起こしに作用する力も小さい。写真-6.2.1～6は施工機械ならびに仮土留めの施工状況を示す。本工法は列車走行を全く阻害せずに施工が可能で、腹起しも非常に簡素で済むため作業スペースも広く取ることができた。

#### 2.4.2 引抜き試験

写真-6.2.7に引抜き試験状況を示す。引抜き試験は設計アンカー力を確認する目的で行ったもので、図-6.2.1に示す位置（関東ロームN値3程度）で実施した。図-6.2.6に試験結果を示す。試験は芯材頭部をセンターホールジャッキで引張り载荷した。载荷は2t刻みで载荷・除荷を繰返した。引抜き荷重はロードセルで検出し、コラム体頭部および芯材頭部の変位量を計測した。この結果では $\phi=40\text{cm}$ 、 $L=3.5\text{m}$ の大径補強体において約35tの引抜き抵抗力が計測され、関東ロームでも短い補強長で大きなアンカー力が得られることが確

認できた。現行設計法における設計補強材力は、三軸（CD）試験から求めた内部摩擦角  $\phi$  から摩擦抵抗力を算定（ $\tau = \sigma \cdot \tan \phi$ ）しており、当該箇所での常時設計引張力は  $4t_f$  である。これに対し引抜き試験結果から安全率を3とした場合の長期許容引張力は  $10t_f$  であり、設計に比べてかなり大きい。更に設計引張力（ $4t_f$ ）時の引抜き変位量は僅か  $0.5\text{mm}$  以下であり、この結果から想定される仮土留めの変形は極めて小さいと判断できる。

この引抜き試験の結果から換算した周面摩擦力（約  $0.8\text{kgf/cm}^2$ ）は、同箇所で行われた3成分コーンの  $f_s$  値と整合性が良いことが確認できたため、本体土留め擁壁の設計の際には、3成分コーンから得られた  $f_s$  値から極限アンカー力を推定し、設計に反映させることにより、合理化を図った。

#### 2.4.3 動態計測

当現場では列車走行や施工の安全性を確認するために、施工中のレールレベル、土留杭の鉛直（DV3,6）、水平変位（DH4）、施工位置での盛土の鉛直変位（DV5）について計測を行った。写真-6.2.8は大径補強体を造成していく段階での計測状況を、図-6.2.7は計測機器の配置並びに計測結果を示す。図中の符号の方向は、計測機器の配置図に記載してある。補強体造成中は攪拌ロッドの挿入に伴い、変位を生じ始めるが、引き抜くと変位は初期値へもどる。またその変形も  $1\text{mm}$  以下であり、列車走行に支障することは全くなかった。

この他長期的な動態計測も実施した。計測結果の一例として図-6.2.8に芯材の軸力分布図を示す。FRP芯材は湿潤吸水による膨張で芯材の軸力が若干増加傾向にあったが、許容値に対して小さな軸力しか発生していない。

図-6.2.9に約2年間の地盤内変位（図-6.2.8中の  $\delta_n$ ）の計測結果を示すが、季節によって  $2\text{mm}$  程度の小さな変動はあるものの、長期的に安定な状態にある。

#### 2.5 本体部の施工

当現場では2期工事として仮土留め部を更に掘削し、大径補強体による永久土留め擁壁の構築を行った。当初設計では仮土留め+L型擁壁であったが、経済性、施工性、工期の短縮などの観点から本工法に設計変更がなされた。

##### 2.5.1 芯材の仕様

この現場では従来のFRP芯材に替えてエポキシ塗布した鋼材による芯材を用いた。これは経済性を勘案して発注者が判断したものである。FRPロッドは以下の特徴を有する。

<FRPロッドの利点>

- ①錆びない
- ②非常に軽量で作業性が良い
- ③軽量であるため芯留まり（杭の中央部に留まる性質）が良い
- ④曲げ定着が比較的簡単であるなどの利点を有する

<FRPロッドの欠点>

- ①引張剛性が小さい
- ②破断エネルギーが小さい（ねばり強くない）
- ③実績が少ない
- ④高価（鉄筋の約20倍）である

これに対しエポキシ樹脂鉄筋の利点は、安価であり、引張剛性が高いので引抜き抵抗力が小さなひずみで発揮され、しかも破断エネルギーが大きい（ねばり強い）、などFRPロッドに比べれば有利な点が多い。

しかし反面、以下に示す欠点もある。

エポキシ樹脂鉄筋の防錆性は、通常の鉄筋に比べれば優れていると思われるが、防錆の程度は不明である。腐食は分子レベルの水の侵入により生じるため、マイクロクラックやピンホールなどが問題となる。例えば被覆材（この場合にはエポキシ）が鉄筋よりも伸びる性質のものであれば、鉄筋に応力が作用しひずみが発生しても追従することになるが、それではソイルモルタルとの付着が得られないことになる。逆に被覆材が鉄筋より堅い場合にはソイルモルタルとの付着は得られるが、それでは鉄筋に応力が作用しひずみが発生した場合には被覆材にクラックが生じることになる。

更に、ソイルモルタルは通常のコンクリートに比べ、均質性に欠け、不純物が多く、水セメント比も高いため腐食し易い環境にあり、加えて鉄道の場合には迷走電流などの電食環境にあるため、腐食に対しては一段と注意する必要がある。特に壁面定着部の防食処理については注意を要する。一般的には鉄筋頭部をネジ切り加工し、支圧プレートにナット止めするが、ネジ部の防食について十分に考慮する必要がある。また、重量が重いためソイルモルタル内で垂れ下がり、作業性も悪くなる。

このように鉄筋の防食性が不十分であり作業性も問題があるため、高価で材料強度特性も鋼材よりは劣るが、現段階ではFRPロッドの方が望ましいと考える。しかしこの問題は、構造物の保守管理者である発注者の判断が優先するため、当現場ではエポキシ樹脂鉄筋が採用された。そこで仮に鋼材が腐食によって付着切れした場合でも摩擦力を芯材に伝えるように芯先端の外周方向に鉄板を溶接し、錨（ $t=20\text{mm}$ ,  $\phi=10\text{cm}$ ）を設けた。錨材は付着切れが生じた際に錨とコラム体の支圧で反力を得るものである。このためソイルモルタル体のせん断や錨材の溶接強度などを別途検討して定めた。

##### 2.5.2 本体部の施工

本体土留め擁壁を構築する際の施工手順は、まず最初に①鉛直方向に地盤改良杭を打設し、②その後段階的に掘削し大径補強体の施工を行う。③最後に壁面コンクリートを打設し工事が終了する（図-1.3.6の施工順序図参照）。当現場では壁面コンクリートとしてプレキャスト壁面材（捨て型枠）を用いて施工した。写真-6.2.9~14は本体部の施工状況を示すが、掘削に伴い周辺家屋に全く影響を与える事無く施工することが出来た。

この2期工事では、2年前に構築した仮土留め部の掘削が行われたため、仮土留めで使

用した大径補強体（158本）が全て掘り起こされた。写真-6.2.15は補強体の掘り起こし状況を、また写真-6.2.16は回収した補強体を示す。補強体はどれも想定した形状に構築されており、陥没によるくびれなどは全くなかった。

この回収した補強体を用いて供試体を製作し、圧縮強度並びに芯材との付着強度試験を実施した。図-6.2.10は付着強度試験方法と結果を示す。概ね $20\text{kgf}/\text{cm}^2$ 程度の付着強度（コラム体の一軸圧縮強度の約5割）が得られており、設計値以上であることが確認できた。

## 2.6 第2章のまとめ

大径補強材を用いて、関東ローム盛土に対する仮土留めと、本体土留めを行った。

- ①仮土留めでは、従来のアースアンカーに比べて補強長が短く、隣地境界を犯すことなく施工することができた。
- ②施工中の変位量は概ね $1\text{mm}$ 以内であり、列車走行に支障をきたすことはなかった。また長期的にも、変形が小さく安定した構造であることが確認できた。
- ③延長約 $500\text{m}$ にわたる本体土留め擁壁の施工においても、周辺家屋に変状を与えることなく施工を終えることができた。

### <参考文献>

- 1) 木幡行宏、金井太一、飯竹重夫、館山勝、龍岡文夫(1995.11):関東ロームの小ひずみ領域における三軸圧縮特性、火山灰質土の工学的性質とその利用に関するシンポジウム、地盤工学会、pp.189-194
- 2) 館山勝、小島謙一、谷口善則、吉田茂(1995.11):関東ロームに打設した攪拌混合補強体の設計・施工、火山灰質土の工学的性質とその利用に関するシンポジウム、地盤工学会、pp.279-284
- 3) 谷口善則、館山勝、斉藤寿尋、鳥井原誠、上周史(1992.9):攪拌混合補強土の仮土留めへの適用、土木学会第47回年次学術講演会Ⅲ部門、pp.1214-1215
- 4) 館山勝、谷口善則(1993.4):攪拌混合工法による大径補強体の開発、鉄道総研報告、Vol.7, No.4, pp.41-48
- 5) 吉田茂、上周史、館山勝、田村幸彦(1993.9):攪拌混合補強体の引抜き試験(その3)、土木学会第48回年次学術講演会Ⅲ部門、pp.1128-1129
- 6) 谷口善則、島峰徹夫、館山勝(1996.3):攪拌混合補強体を用いた仮設および本設土留め壁の施工例、地山補強土に関するシンポジウム、地盤工学会、pp.309-312



図-6.2.1 位置平面図

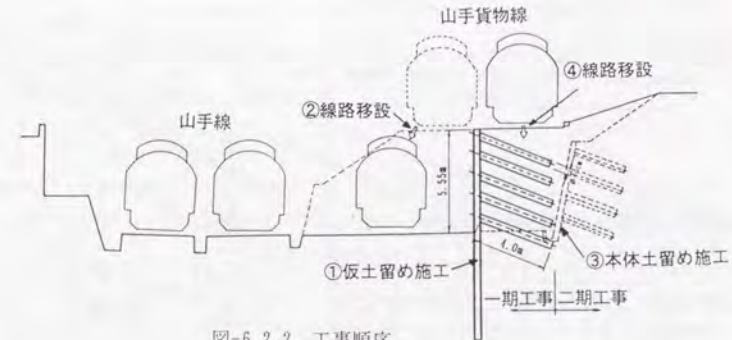


図-6.2.2 工事順序



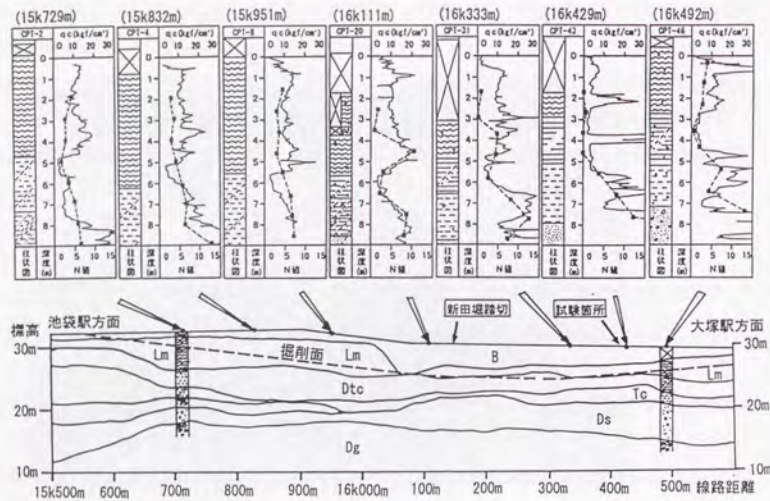


図-6.2.3 地質断面図

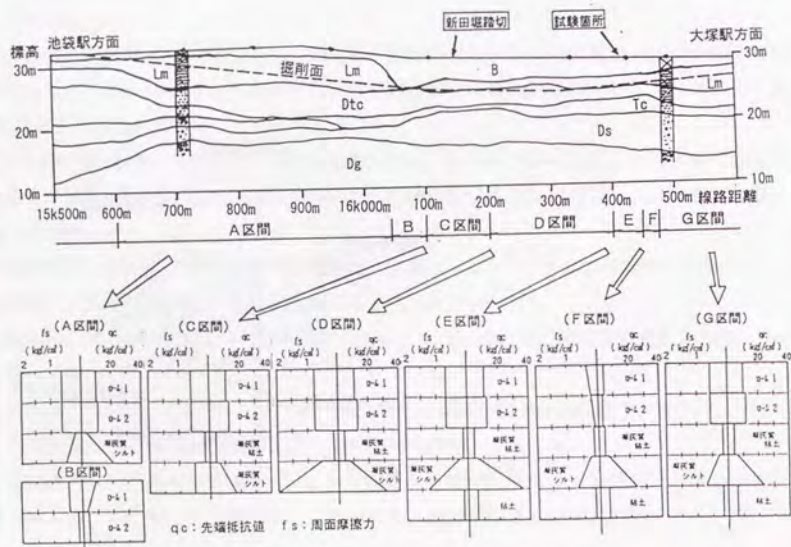


図-6.2.4 3成分コーン貫入試験結果

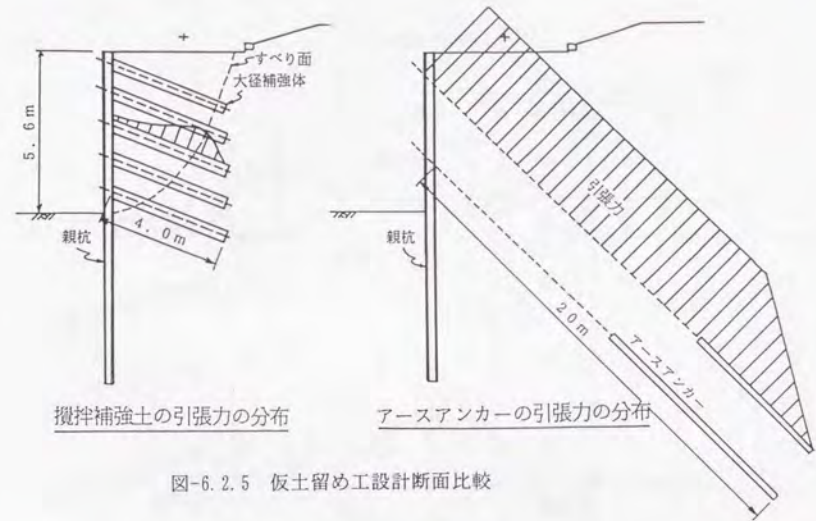


図-6.2.5 仮土留め工設計断面比較

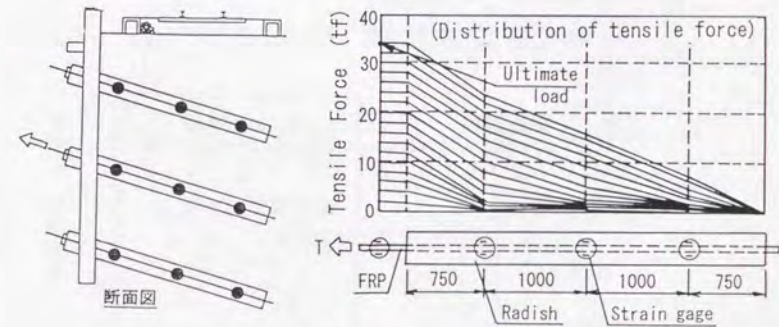


図-6.2.6 引抜き試験結果

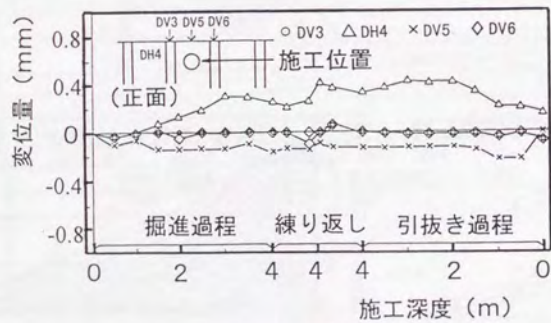
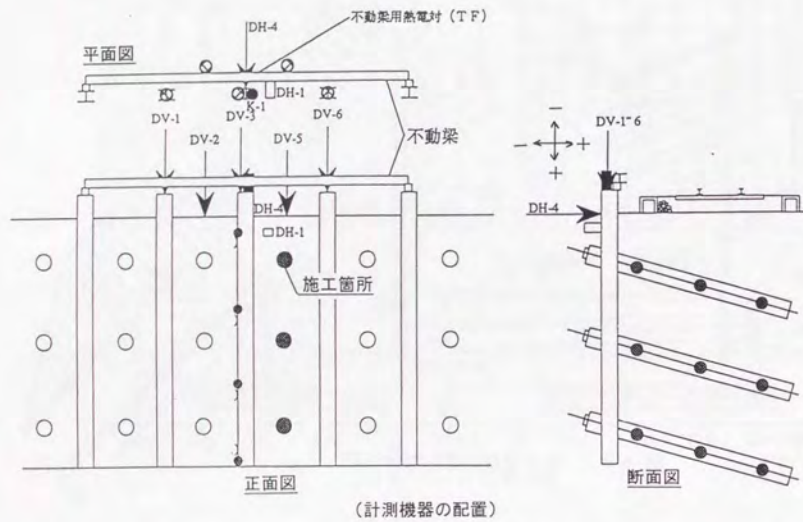


図-6.2.7 施工時の変形

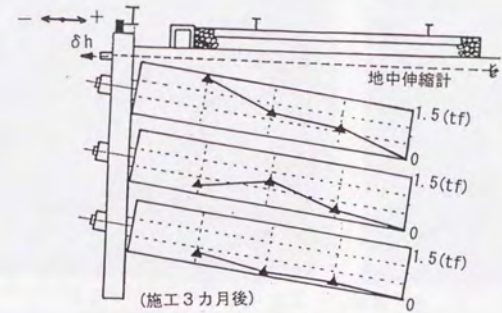


図-6.2.8 芯材の軸力分布

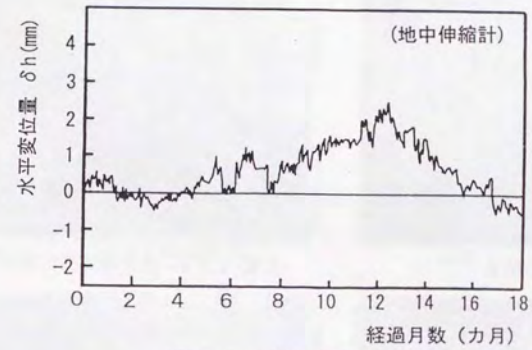


図-6.2.9 地盤変位の経時曲線

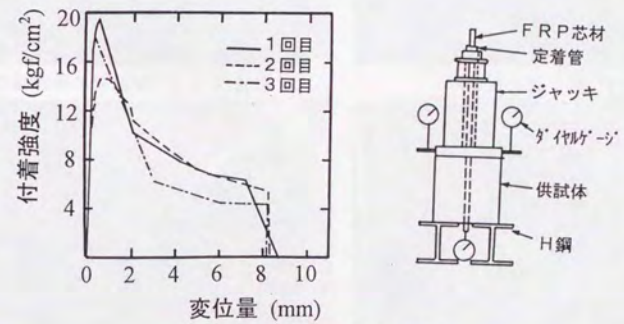


図-6.2.10 付着試験の概要



写真-6.2.1 ラディッシュアンカー施工機械

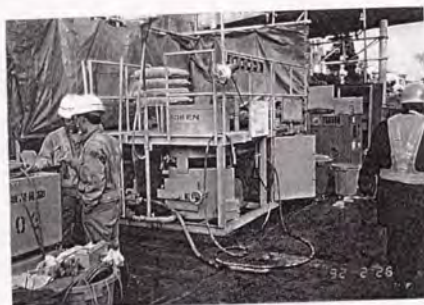


写真-6.2.2 セメントミキシングプラント



写真-6.2.3 芯材の装着



写真-6.2.4 大径補強体の施工状況



写真-6.2.5 仮土留め定着部



写真-6.2.6 仮土留め最終段の施工

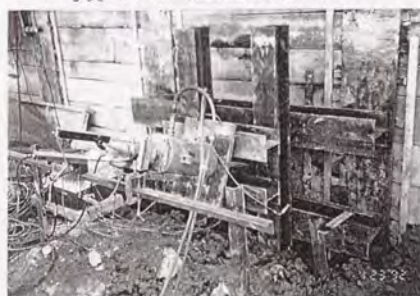


写真-6.2.7 引抜き試験状況



写真-6.2.8 施工時の変形計測状況



写真-6.2.9 本体部の掘削状況



写真-6.2.10 本体部掘削終了



写真-6.2.11 壁面工基礎部の施工



写真-6.2.12 壁面工の施工



写真-6.2.13 完成状況（池袋方面）



写真-6.2.14 完成状況（大塚方面）



写真-6.2.15 大径補強体の掘り起こし状況



写真-6.2.16 回収された大径補強体

### 3.1 現場概要

図-6.3.1に現場位置図を、図-6.3.2に設計標準図を示す。当現場はJR埼京線、赤羽・十條間に位置し、北区で造成中の公園への進入道路を施工するためにJR盛土のり面を掘削した。盛土内に旧仮土留め（H鋼親杭）が存置してあるため、アースアンカーやロックボルトタイプの補強材では補強長が長くなり施工困難となる。そこで大径補強体を用いた既設盛土のり面急勾配化工法が採用された。工事期間は平成4年2月～7月までである。当現場は本工法が永久構造物に適用された初めての現場であり、施工時の計測、長期動態計測、電車走行中の動的計測を実施した。

図-6.3.3に計測機器の配置図を示す。ただし施工中の計測は盛土肩に設置した変位計と軌道変位量を測量によって管理し、軌道の整備基準値を越える変形が出た場合には直ちに施工を中断し、押さえ盛土の施工などの対処ができるように配慮した。写真-6.3.1～5は施工状況を示す。盛土肩部には発生バラストが捨てられており、施工時の変形が心配されたが、ほとんど変形することなく良好に施工することができた。

図-6.3.4はアンカー一体の出来上がりを確認する目的で実施した引抜き試験結果である。設計上の地震時設計抵抗力は10.1t/本、常時で6.4t/本である。この試験では設計荷重の2倍（最大20t）まで引抜き荷重を加えたが、このときのコラム体の変位が5mmであり、降伏までは至っていない。また常時の設計荷重6t時では、わずか0.3mmであった。写真-6.3.6は引抜き試験状況を示す。

### 3.2 長期動態計測

施工終了後に自動計測システムを構築し、長期動態計測を実施した。計測機器がひずみゲージタイプのものを多く使用していることから、温度変化についても計測した。写真-6.3.7は変位計の取付け状況である。

図-6.3.5は温度変化の経時曲線を示すが自動計測が開始された3月～10月までの間の最大温度変化量は約30°であった。また1日の間で、昼と夜との温度差は約10°であった。以降に示す計測値はヒズミゲージタイプの計測機器を用いているため、この温度変化の影響を受けているものと考えられるが、その量は最大でも100 $\mu$ strain程度と思われる。

#### 3.2.1 盛土肩部での変位

図-6.3.6は壁面の傾斜計の経時曲線を示す。傾斜計設置後0.02°（1.5mm程度）前倒れ的に傾斜しているが9月以降は安定している。値が小さいので計測機器のばらつきなのか、本来の傾向なのかは定かではないが、本来の傾向を示しているとするならば、盛土を掘削し応力が解放されたため若干外側に膨張する傾向を示したと考えられる。しかし膨張の過程が長期にわたっているため、盛土の乾燥収縮による年間の変動ではないかとも思われる。

いずれにしても構造物の安定上は問題とならない小さな値である。

#### 3.2.2 FRPロッド引張力

図-6.3.7～8はFRPロッドに生じたひずみの増分値を示す。当初安定していたものが、7月頃から増加し、10月頃にはまた収束に向かっていく。この計測は施工終了後の増加分だけを示したものである。仮にこのひずみが引張り力によるものと考えれば、6tf/本程度の引張り力が施工後に増加したことになる。この理由を考えるとすれば、①降雨による影響、②電車の繰返し荷重による影響、③補強材のクリープ、④地盤沈下による影響、などがあげられるが、①と②については、補強盛土の計測結果から影響が小さいことが確認されている。また③についても設計引張り力（6tf/本）が破断荷重（40tf/本）に対して小さいため、急激にクリープ変形が進むとは考えられない。④については本工事が基本的には掘削工事であるため、施工後、圧密沈下が生じることはなく、仮に応力解放に伴う盛土のリバウンドとしても、7月頃から増大する理由にはならない。そこでもっとも考えられることは、第5編第6章に紹介したFRPロッドの吸水による膨張であり、計測の傾向は吸液曲線の傾向とも一致する。したがって実際に引張り力が増えたわけではないと考える。

しかし広域地盤沈下やリバウンドなどで盛土が変形した場合でも、芯材が破断することがないように配慮する必要がある。特に剛壁面と、FRPロッドのように破断エネルギーが小さい材料を結合する本工法では十分な注意が必要となる。つまり転倒や滑動などに対して効率良く抵抗するためには、引張り剛性の高い補強材が望まれることになるが、盛土が沈下して補強材が引き込まれる方向に変形した場合に引張り剛性の高い補強材を用いると、壁面や補強材に応力集中が生じることになる。しかしこの際に生じる引張り力の上限值は、補強材を拘束している土の重量までと考えると、補強領域の全盛土重量が補強材に作用しても補強材がせん断することがないように配慮する必要がある。そこでここでは約40tf/本（かなり過大）の引張荷重に耐える芯材を配置した。また壁面部で芯材がせん断されないように、定着補強筋を配置した。今後は研究を進め、芯材の材料特性、特に破断エネルギーなどを勘案して許容破断強度を適切に設定する必要があると考える。

### 3.3 列車走行時の計測

完成した補強土擁壁の動的な計測は、平成4年8月24日に行った。写真-6.3.8は本現場で使用した動的計測機器を示す。計測は、切り取り工事を行った下り側の電車走行に対する測定を中心とした。また参考までに、載荷位置の影響を確認する目的で上り電車走行時の測定も行ったが、有効な出力がほとんど生じなかったため計測結果の報告は省略する。

#### 3.3.1 輪重測定

図-6.3.9にレールに貼り付けたひずみゲージによる輪荷重の測定結果を示す。電車の重量は約2.4tfである。これを8車輪で支持しているため、1車輪当たりの重量は約3tf程度である。測定された輪重値は3tf程度を示しており、正常な測定結果と思われる。正

負に交番しているのはレールの弾性的な挙動に基づいたものであろう。また1両20mの車両が11両編成で約11秒で通過していることから、計測値から算出される通過速度は70~75km/hである。

### 3.3.2 加速度計

図-6.3.10~11に道床に埋め込んだ加速度計の出力結果を示す。電車走行に伴い鉛直方向で概ね0.2G程度、水平方向では0.05G程度である。7両目通過時に鉛直方向で0.4G程度に増幅しているが、多少共振したためである。ただし水平方向ではほとんど反応していない。この加速度計は電車に一番近い道床部で測定したものであるが、土の中に入る程、著しく加速度が減衰する事は、補強盛土工法の現場測定で確かめられている。

### 3.3.3 変位計

図-6.3.12~13に盛土肩部での電車走行に伴う変位量を示す。図中の変位計を示す矢印方向が+方向である。鉛直、水平とも0.02mm程度で、電車の通過とともに0に戻る弾性的な変形である。列車走行時の路盤片部での鉛直変形は一般的に普通路盤で0.5mm程度、軟弱路盤で1mm程度と言われている。このことから考えると、今回の測定値は非常に小さく、盛土を掘削したにもかかわらず良好な路盤状態と言える。

### 3.3.4 FRPロッドの引張力

図-6.3.14~16にFRPロッドの発生ひずみを示す。出力はほとんど無い。ただし、ちょうど潜在的すべり面に位置すると思われる2段目の出力は、車輪の通過に対して僅か(10 $\mu$ )ではあるが反応しているため、測定に対する信頼性は高い。設計上では電車の荷重が載荷されることにより滑動力が発生し、引張力が増加するはずであるが、実際にはロッド引張力はほとんど感知されていない。つまり、設計上は破壊状態を考えた力の釣合で求めているため、「上載圧の増加」=「補強材力の増加」の関係となるが、破壊から非常に離れた小応力領域では力のバランスではなく、局所的な土の動きに合わせ補強材力が受動的に生じる場合はあるが、力の増加に敏感に反応することは余り無い。つまり盛土の安定は、土のせん断抵抗力、盛土内のサクション、壁面工の自重、補強材の引張力などの総合力で安定を保持している訳だが、これらの効果は、全て同時に、同じ比率で発揮されるものではなく、土に作用する応力(=発生するひずみ量)の大小に応じて、効果比率は違ってくる。例えば壁体自重は変形が0の状態でも抵抗力が発揮されるが、土のせん断抵抗力や補強材の摩擦抵抗力は、若干の変形が生じて初めて発揮される力である。また土のサクションは不飽和の状態では安定性に大きく寄与するが、長雨などによって消散するものであるため、設計上は抵抗力として加算しないのが一般的である。補強材もこの測定の際には力が発揮されていないが、盛土のコンディションによっては大きな引張り力が作用することになる。

いずれにしても電車荷重が補強土の安定性に与える影響は非常に少ない。また長期動態計測結果を加味しても、当現場の補強土擁壁体は全く安定していると考えられる。

## 3.4 第3章のまとめ

当現場は埼京線の盛土を、電車を走らせた状態で切り取る工事であり、大径補強体を初めて永久重要構造物へ適用した。その結果、施工中において有意な変形は観測されず、良好な施工性を確認できた。また出来上がった補強体に対し引き抜き試験を実施した結果、設計をはるかに越えるアンカー力が確認できた。更に施工後に長期動態計測を実施したが、1~2mm程度しか変形しておらず安定した状態であった。列車走行時の計測も行ったが、列車の走行による補強材力や変形の増加は極めて少なく、補強土の安定に影響を与えることはないことが確認できた。



図-6.3.1 現場位置

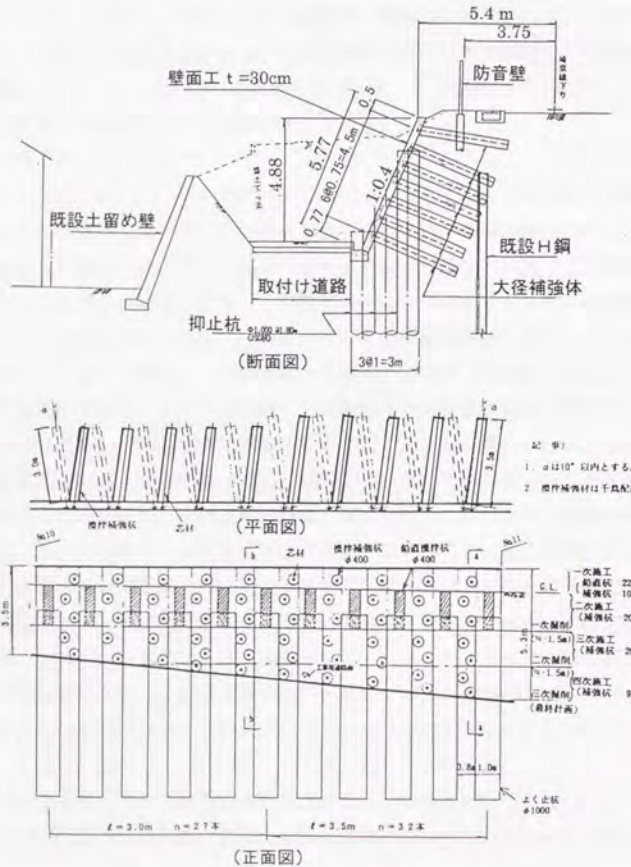


図-6.3.2 設計標準図

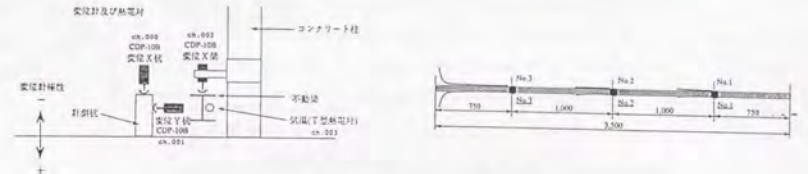
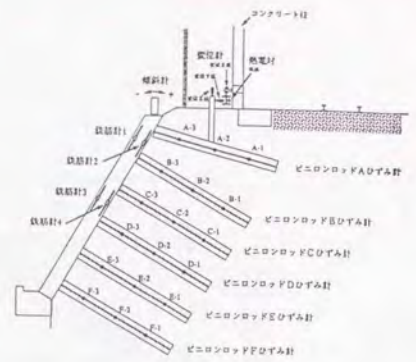
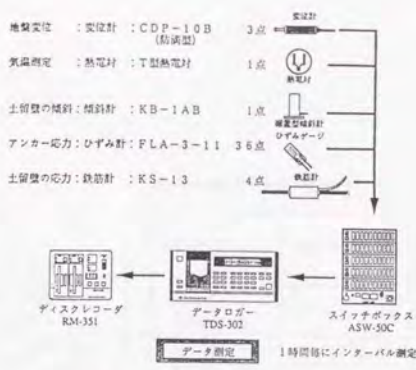


図-6.3.3 計測機器の配置

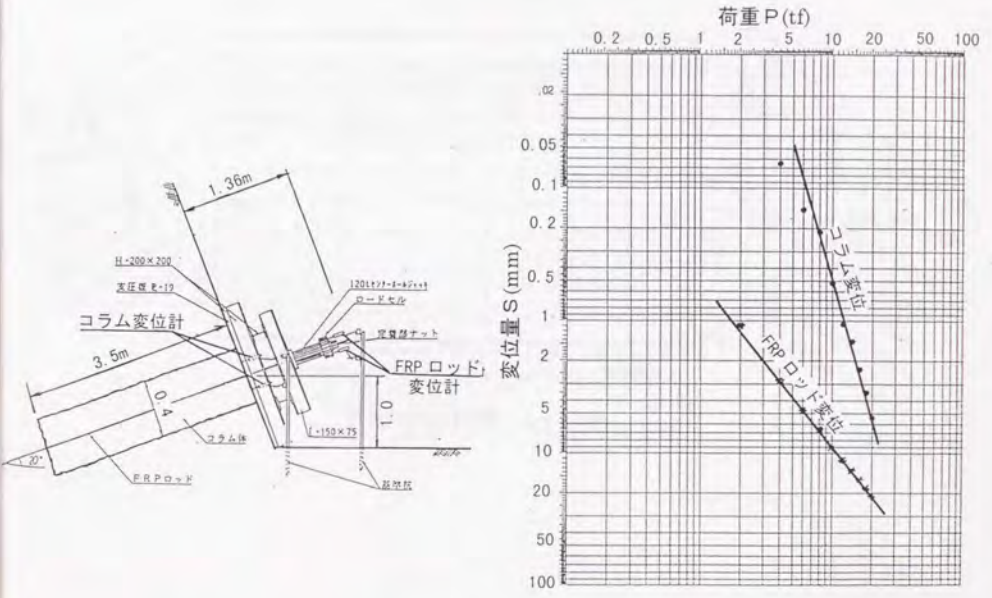


図-6.3.4 引抜き試験結果 (log P-log S 曲線)

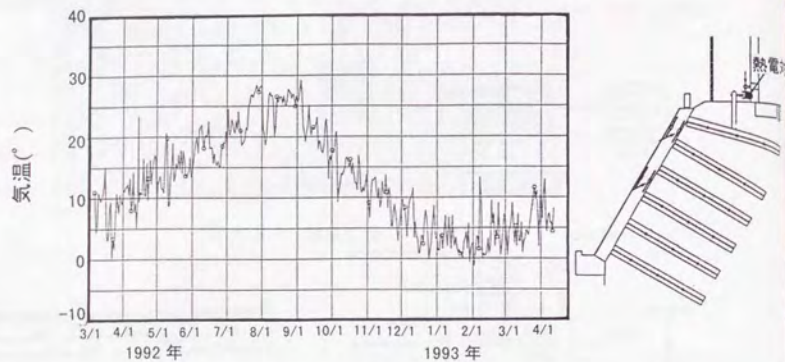


図-6.3.5 温度変化の経時曲線

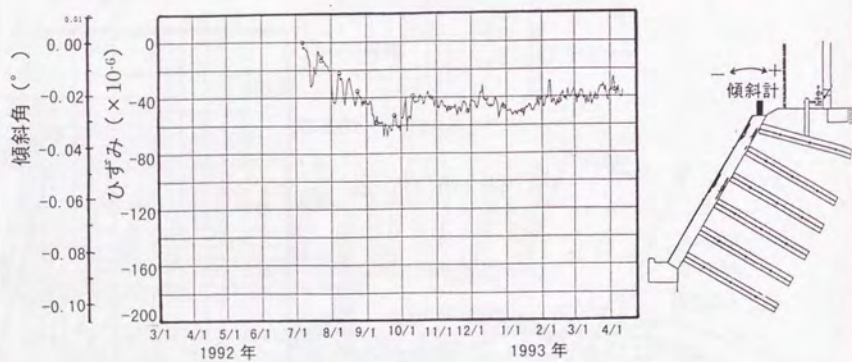


図-6.3.6 傾斜計の経時曲線

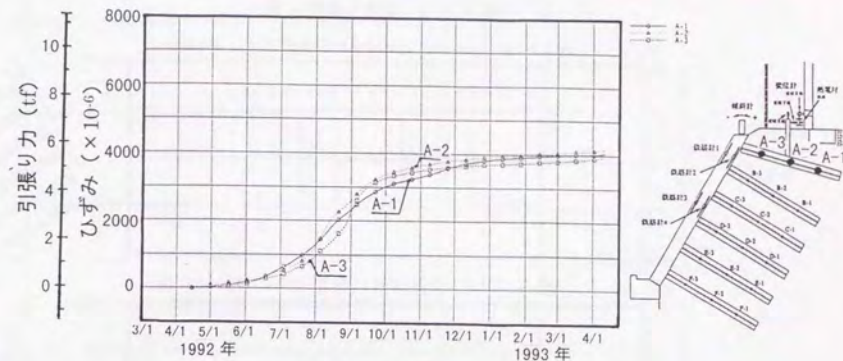


図-6.3.7 FRPロッド (上段) 経時曲線

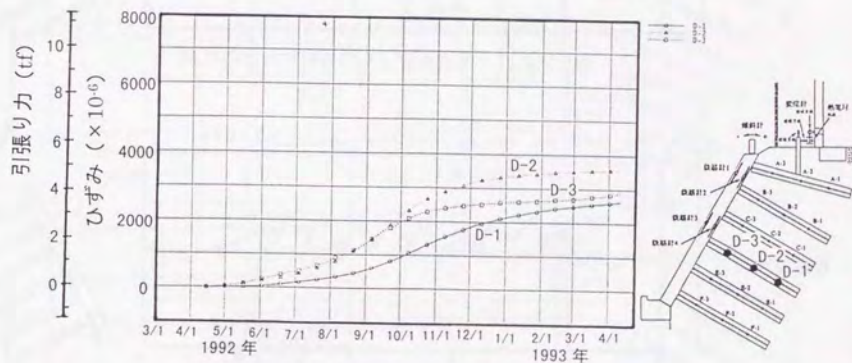


図-6.3.8 FRPロッド (中段) 経時曲線

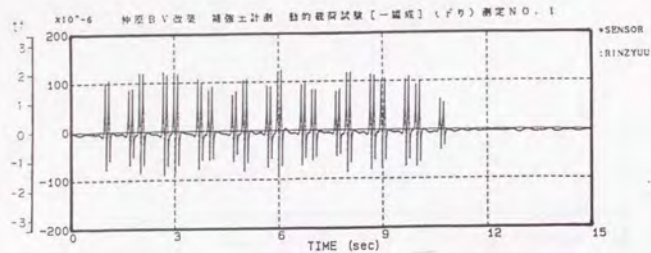


図-6.3.9 輪重の動的計測

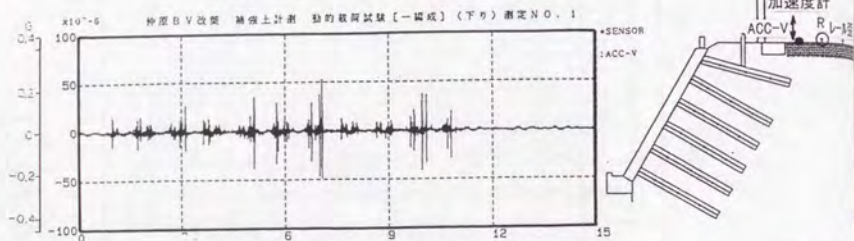


図-6.3.10 加速度計(鉛直方向)の動的計測

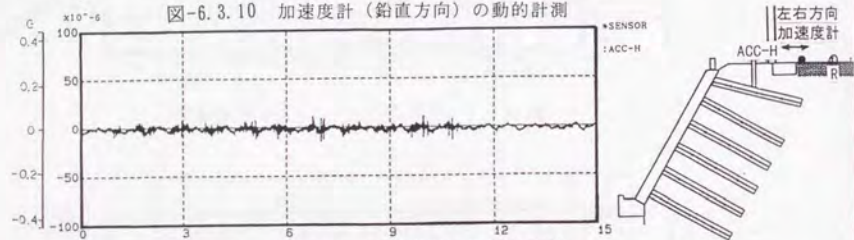


図-6.3.11 加速度計(水平方向)の動的計測

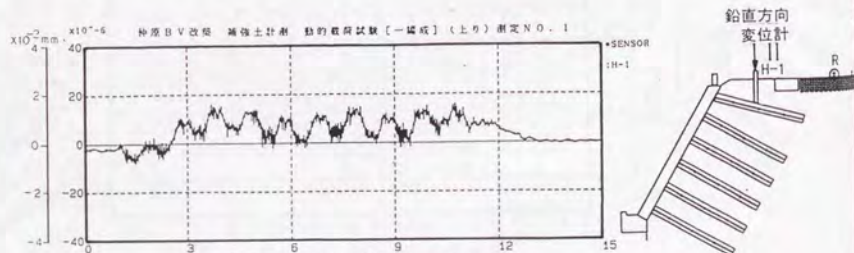


図-6.3.12 変位計(鉛直)の動的計測

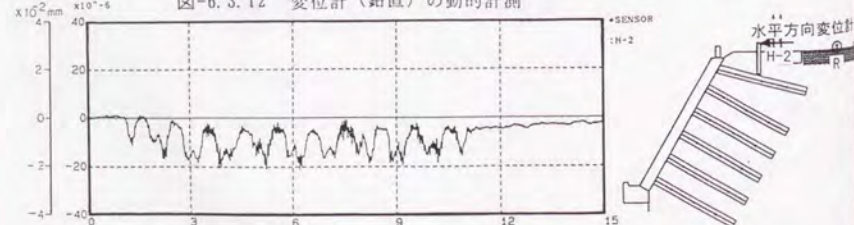


図-6.3.13 変位計(水平)の動的計測

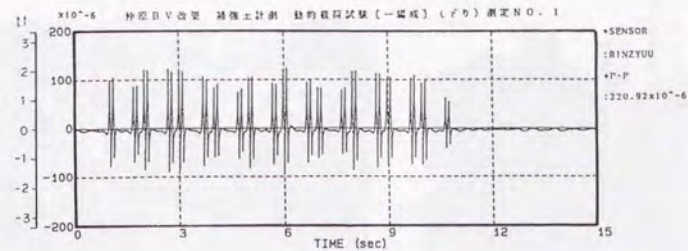


図-6.3.14 FRPロッド(上段)の動的計測

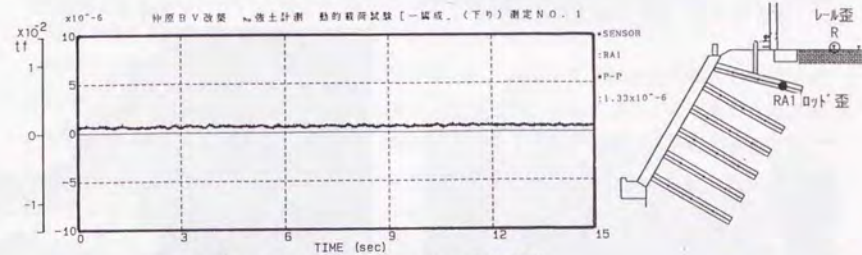


図-6.3.15 FRPロッド(2段目)の動的計測

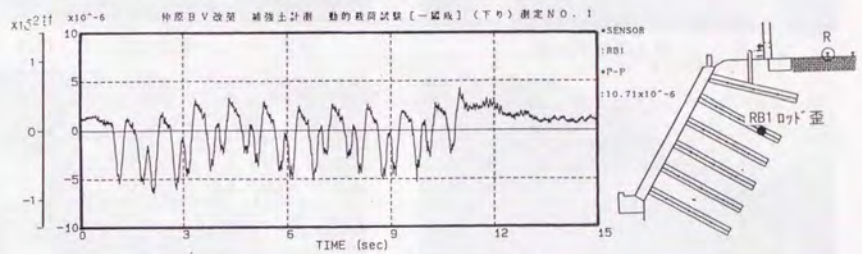


図-6.3.16 FRPロッド(下段)の動的計測

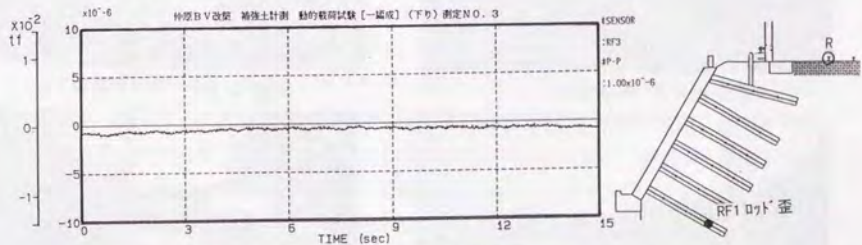






写真-6.3.1 鉛直地盤改良杭の施工



写真-6.3.3 盛土の掘削状況



写真-6.3.5 完成状況



写真-6.3.7 変位計の設置状況



写真-6.3.2 大径補強体の施工



写真-6.3.4 壁面の型枠取り付け



写真-6.3.6 引抜き試験



写真-6.3.8 動的計測装置

#### 第4章 尾頭橋新駅での施工事例

##### 4.1 現場概要

図-6.4.1に位置平面図を示す。東海道線金山・名古屋間において尾頭橋新設工事を実施した。現場付近では東海道線、名鉄線、中央線が並行している。新駅の施工は平成5年2月に着工した。最初は駅部に高架橋を構築し、駅前後の盛土のり面部分は、ジオテキスタイルと剛な壁面工を用いた補強土擁壁工法で腹付け盛土して新線を構築した。その後下り線を高架橋上に切り替え、駅部盛土を大径補強体を用いて掘削し、駅舎の施工を行った。工事は平成6年12月に終了し、平成7年3月には駅を開業した。

図-6.4.2は線路切り替え後の施工スペースを示す。施工箇所は新設高架橋と上り線に挟まれているため、施工スペースは幅5mと狭く、大型重機の使用は困難である。また営業線にきわめて近接しているため、施工中の軌道変状に対する制限は厳しい。地盤条件は盛土の上部約2mが砂礫、下部はN値が2~3の砂混じり軟弱シルトである。地盤面以深3mはN値5~8のシルト層と砂層が混在し、地下水位は現地盤から-0.5mの位置にある。

図-6.4.3に当初設計と本工法の設計断面の比較を示す。当初設計では、BH柱列杭とアースアンカーによる仮土留めを施工した後、下り線高架橋を継ぎ足し、壁式高架橋とする方法であった。しかしこの方法ではアースアンカーが名鉄線の軌道直下に打設されることになる。加えてアースアンカー施工時の軌道変状が予想されるため、大径補強体を用いた既設盛土のり面急勾配化工法に設計変更した。この設計変更によって、工期、工費とも節減することができた。この他同様の理由で、この断面より金山方の歩道橋設置位置においても、本工法が用いられた。

##### 4.2 工事概要

図-6.4.4に施工断面を示す。ここで鉛直抑止杭の盛土内での役割は、掘削面に事前に拘束を与えるのと同時に、背面土のすり抜けを防止することにある。したがって一般には作用土圧に対して曲げ破壊せず、かつ背面からの土がすり抜けない程度の奥行きが必要となるため、断面方向に2~3本配列するのが一般的である。しかし当現場では掘削面が極端に線路へ近接しており、鉛直抑止杭の施工が盛土内では1本しか打設できない。このため地盤改良体に鉄筋を配置して改良体のせん断を防止し、さらに通常は解放面となる大径補強体施工面も貧配合の地盤改良を配置して解放面を設けない構造とした。また地盤改良と大径補強体は腹起しを介して定着し、地盤改良体を多支点で支持することにより発生する応力を抑えた。盛土掘削の施工順序は、以下の通りである。

- ①鉛直地盤改良杭を施工する。
- ②1段目を掘削し、盤下げする。
- ③大径補強体を施工し、壁面との定着部の芯材を曲げ加工する。

④順に②と③の工程を繰り返す。

⑤3段目の掘削時に壁面下部の地盤に円弧すべり防止のための地盤改良を施工する。

⑥最後に壁面コンクリートを打設して施工を完了した。

写真-6.4.1~6.4.6は施工状況を示す。

#### 4.3 動態観測

本工事は電車が走行した状態での掘削工事であるため、安全性を確認する目的で軌道計測、盛土の水平変位、補強体軸力について計測した。

##### 4.3.1 軌道計測

軌道計測は水準、高低(所定の長さにおける相対的な高低差)、通り(所定の長さにおける相対的な水平変位)について、施工区間と前後20m間について、上り線、下り線の両線で実施した。掘削2段目までは人員を張り付け、常時監視する体制を整えたが、変形が見られないため、以降は2回/日の頻度で実施した。その結果、施工中の変位はほとんどなく、列車走行に支障することはなかった。

##### 4.3.2 盛土水平変位

図-6.4.5は計測機器の配置位置図を示す。盛土の水平変位は金山方と東京方の2カ所に水平ボーリングし、インバー線を配置してその伸縮を変位計で測定した。

土を掘削すると応力が開放されるため、必ず変形が生じる。特に盛土は一般の地山に比べれば緩いため、応力開放に伴い大きな変形が生じやすい。さらに当現場では作業スペースの都合で鉛直抑止杭を1段しか施工していないため、他の現場に比べ変形は若干多めに出る可能性がある。そこで基準値を定め、管理することにした。

表-6.4.1は水平変位の計測管理値と対処方法を示す。計測管理値は第5編第4章の考えに基づき、変形量と変形速度の両方で管理した。

図-6.4.6は、図-6.4.5に示す水平変位計で計測した施工中、施工後における水平変位量の経時曲線を示す。3段目掘削時に一次管理値を越えたため計測頻度を増やして監視を強化したが、その後、水平変位量は収束し、壁面コンクリート打設後はほとんど変形が見られなくなった。ただしこの変形計測は点の管理であるため、全体をこのデータだけで判断するのは危険である。したがって日常の管理としては、攪拌杭のひび割れ調査なども併用することにした。

##### 4.3.3 補強体軸力

図-6.4.7~11は補強体軸力の時経列曲線を示す。ひずみゲージの耐久性にも問題があるので、はっきりしたことはわからないが、補強体軸力の計測は手動計測に切替えた以降についても増加傾向を示している。壁面の変形はほとんど生じていないことを考えると、前章で説明したように、ピニロンロッドは吸水によって膨張する傾向を示すため、その影響と考えることができる。もし吸水に伴う伸びの増分である場合には第5編6.3項に示したよ

うに、載荷比(=クリープ載荷重/破断荷重)0.4の場合で約3000~4000 $\mu$ (0.3~0.4%)程度と思われる。

F R Pロッドには同じ箇所上下に別々にひずみゲージを貼付してあるため、図中の記号のA、Bの平均値が引張りひずみであり、差分が曲げひずみに相当する。これによると1段目だけは明らかに曲げが生じているようである。

補強材軸力の分布形状は、全体的には上段の補強材ほど出力が大きく、下段ほど出力は小さい。しかし設計上は、すべり線より盛土内側に設置している補強材長から抵抗力を算定しているため、上部に配置した補強材の設計抵抗力は小さく下部に配置した補強材ほど大きい値に算定される。設計では、剛・塑性論に基づく極限安定解析を基本とし、仮定すべり線を境にして剛体同士の力の釣合だけで補強材力を算定している。しかし実際の土は剛体ではなく、剛体と仮定した領域でもひずみが発生し、補強体でそのひずみを拘束していることになる。この際に補強体の引張剛性が高いほど発生引張力は高くなり、代わりに土を良く拘束し変形が生じにくくなる。

本来、変形と破壊は別々に設計されるべきであるが、一般的には破壊に対する安全率が高いほど変形しないと考えられるため、設計では、破壊に対する安全率で変形を保証するのが一般的である。補強土に限らず杭や直接基礎の支持力の設計、斜面の円弧すべり法による安定計算も同様の概念で安全率が設定されている。

実際の挙動は破壊からかなり遠いため、設計で想定した破壊時の力の釣り合いから求めた引張り力分布と、実挙動における引張り力の分布で差があるのは当然である。逆に設計に近い場合は、その構造物が破壊に近い状態であるとも言える。実挙動との整合性のとれた設計法を提案する為には、F E Mなどで設計する方法が考えられるが、莫大な設計手間が必要となるため、研究の対象とはなるが実務的には難しい。今後、簡便な変形予測式の提案や、限界状態設計法の導入に合わせて使用限界状態の定義を変形の観点から定めるなどの検討が必要となる。

#### 4.4 第4章のまとめ

東海道線の新駅の設置工事に本工法を適用した。本工事は営業線に極めて近接した狭隙箇所での施工であったが、軌道に影響を与えず列車走行に支障することなく工事は完了した。壁面工施工以前の盛土の水平変位は10mm程度であるが、壁面工設置後はほとんど変形することなく安定な状態にある。新駅は平成7年3月に開業したが、なんの問題も生じていない。今後はさらに計測データを蓄積することにより、更に工法の合理化を図ることが可能であると考えられる。

<参考文献>

1) 藤原隆、廣瀬幸男、館山勝(1996.3): 大径補強材を用いた鉄道盛土の掘削工事、地山補強土工法に関するシンポジウム、地盤工学会、pp.325-330

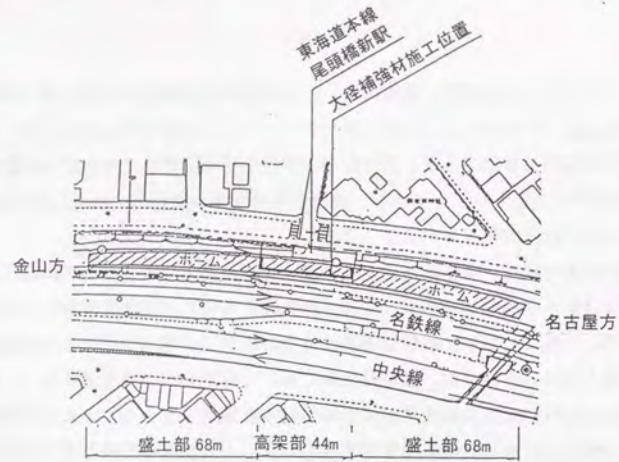


図-6.4.1 位置平面図

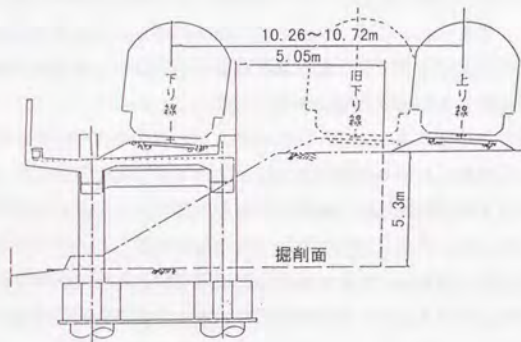


図-6.4.2 切り替え後の施工スペース

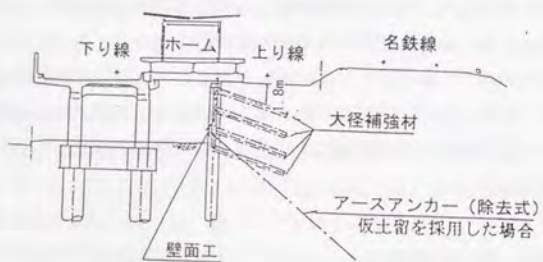


図-6.4.3 当初設計との断面比較

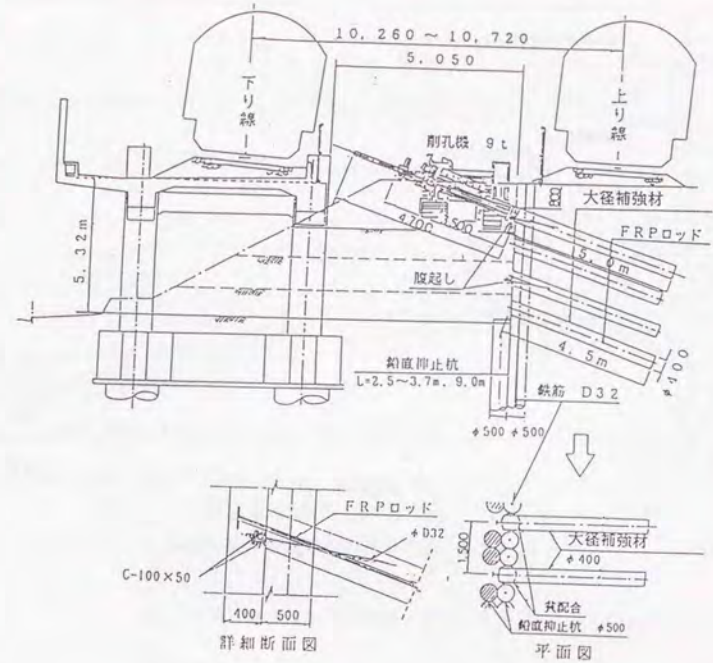


図-6.4.4 施工断面図

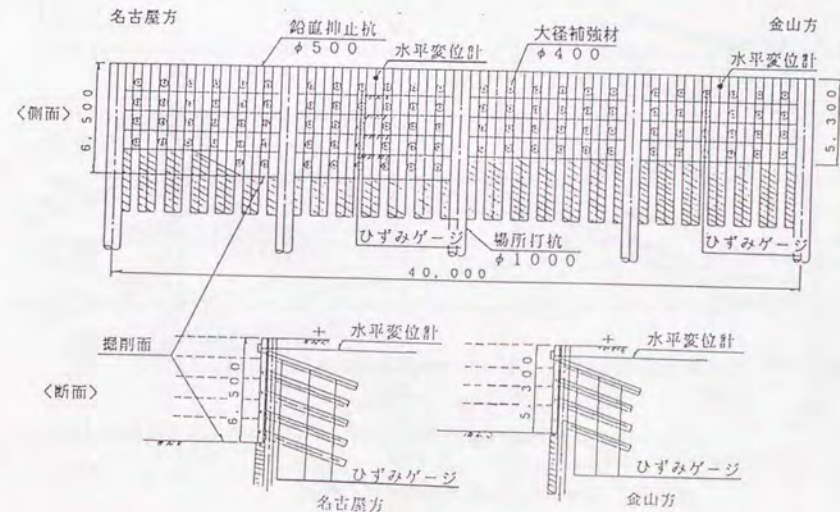


図-6.4.5 計測機器の配置

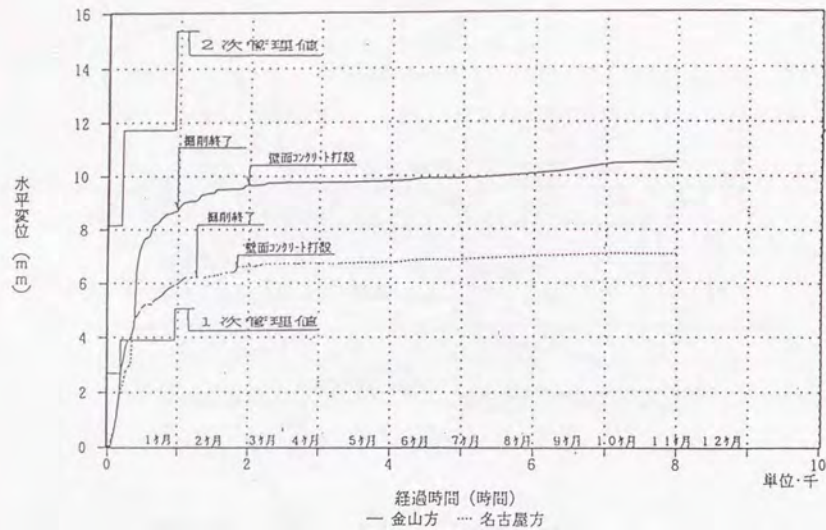


図-6.4.6 盛土肩部の水平変位時経列曲線

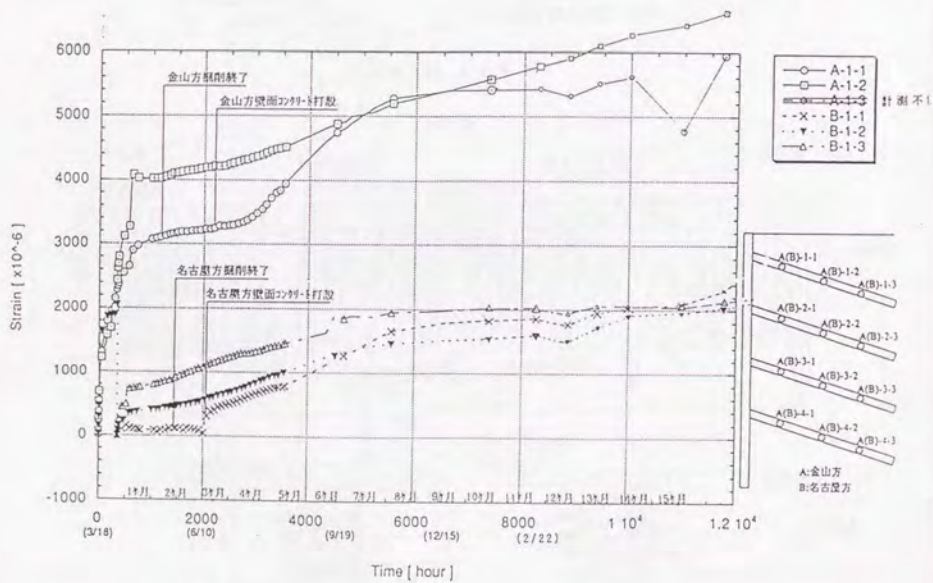


図-6.4.7 補強体軸力の時系列曲線 (1段目)

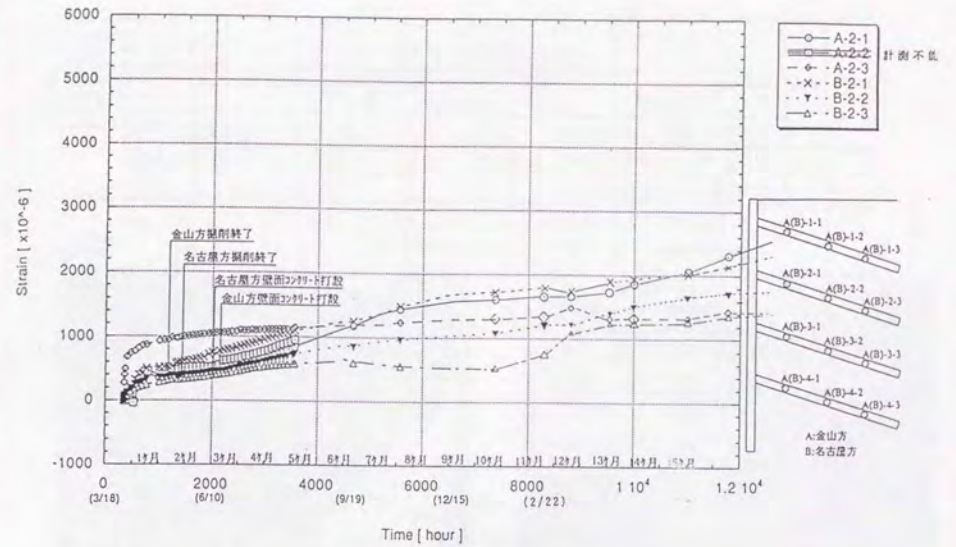


図-6.4.8 補強体軸力の時系列曲線 (2段目)

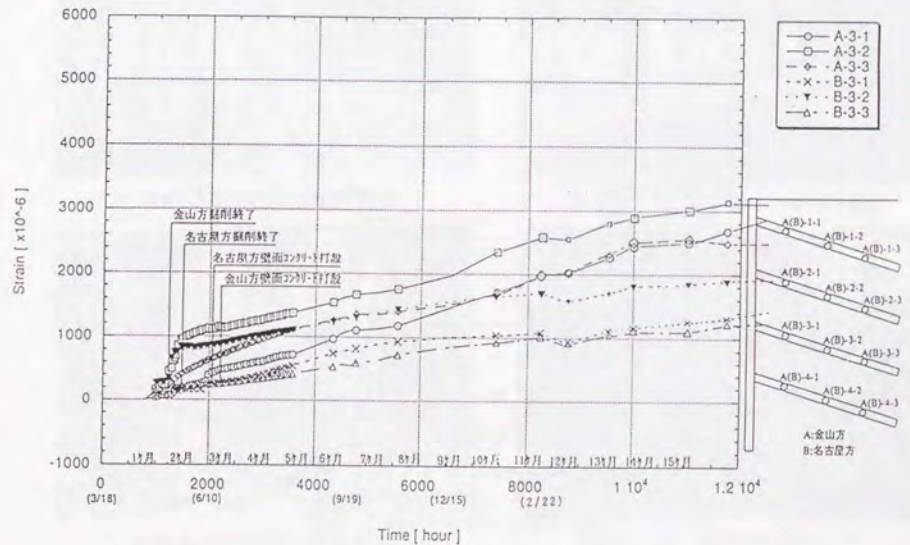


図-6.4.9 補強体軸力の時系列曲線 (3段目)

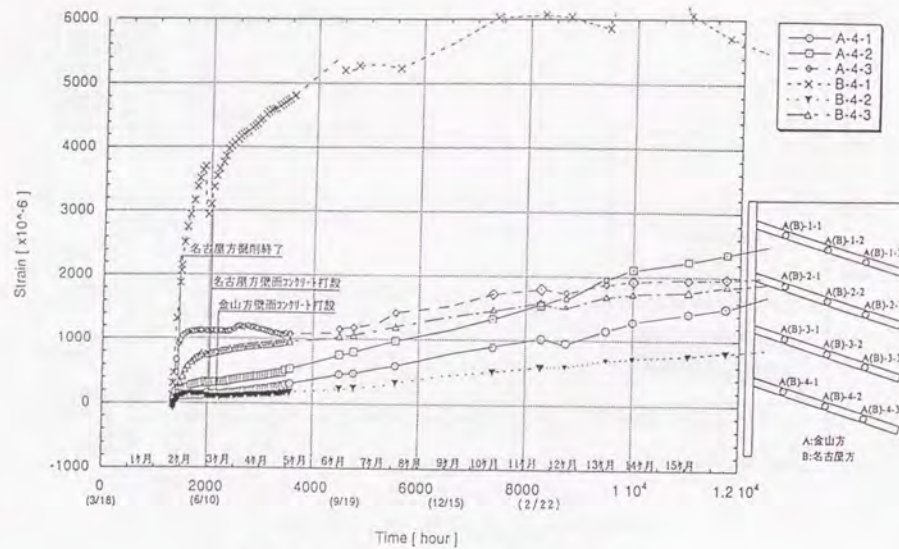


図-6.4.10 補強体軸力の時系列曲線（4段目）

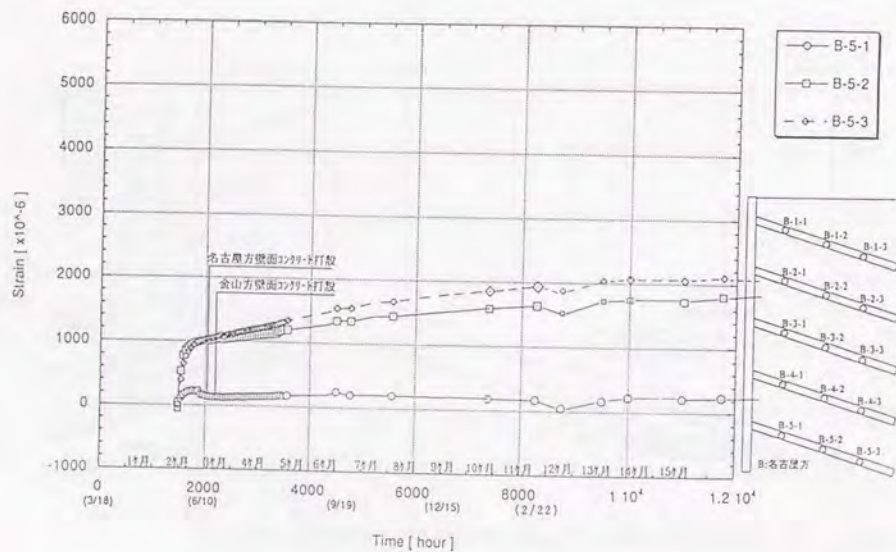


図-6.4.11 補強体軸力の時系列曲線（5段目）

表-6.4.1 計測管理値と対処方法

	掘削次の管理値 ひずみ量	掘削後の管理値 ひずみ速度 $\times 10^{-4}/分$	対処方法
現場1次管理値	0.10%	0.005	計測体制の強化する。
現場2次管理値	0.30%	0.015	対策工を講じる。
限界値	0.50%	0.9	施工を中止して埋め戻す。

特記 1)変位量:  $\varepsilon = \delta / H$  ( $\delta$ : 水平変位量,  $H$ : 掘削高さ)  
2)ひずみ速度:  $\varepsilon / h$  ( $h$ : 時分)



写真-6.4.1 大径補強体の施工状況（歩道橋部）



写真-6.4.2 大径補強体の施工状況（高架橋部）



写真-6.4.3 掘削完了（橋架橋部）



写真-6.4.4 掘削完了（高架橋部）



写真-6.4.5 引抜き試験状況

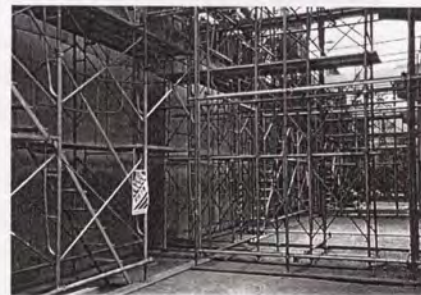


写真-6.4.6 壁面構築状況

## 第5章 盛土補強への適用

開発した大径補強体（ラディッシュアンカー）を用いた補強土工法は、盛土のり面の急勾配化や仮土留め工法だけではなく、降雨や地震に対する盛土補強のように、掘削を伴わない単なる補強工事にも適用可能である。そこで地震や雨に対し、地山補強土工法がどのような補強効果を有するかを研究することにした。実際にも東海道新幹線、三河安城駅付近において試験施工を行った。阪神大震災の影響もあり、このような使用方法は実現場において今後急増すると考える。

そこで本章ではこれらの研究内容と実現場での事例について述べる。しかしこれらの研究は、本論文のテーマ「壁面の剛性を利用した補強土壁」の範疇とは異なるため、ここでは研究内容の紹介にとどめることにしたので、詳しくは参考文献を参照されたい。

### 5.1 降雨に対する補強

鉄道構造物の多くは盛土や切土などの土構造物である。土構造物は建設費が安く簡易に造ることができる反面、建設後は降雨災害などに対して多くの保守が必要となる。このため新幹線などの重要線路では、降雨に対して格子枠や張りブロック、張りコンクリートなどを設置することが多かった。しかしこれらの方法は、雨で盛土が弱化することを遮水、導水、排水などの効果を利用して極力軽減する方法であるため、どちらかと言えば受身的対策である。また防護効果に対する定量的な評価（設計）がしづらいため、経験的な判定から工法が選定されることが多かった。そこでこれらの既存工法の効果を明らかにし、同時に、補強土工法による盛土補強法を開発した。

#### 5.1.1 工法概要

図-6.5.1に工法のイメージを示す。この方法は従来の防護工とは考え方を異とし、盛土内部を外的要因（雨や地震）で壊れない様に積極的に強化する方法である。また補強効果を円弧すべり法などの比較的簡易な計算で定量的に評価（設計）できるなどの特徴がある。

図-6.5.2に従来ののり面防護工の例として、東海道新幹線における降雨対策である場所打ち格子枠工と張りブロック工の併用工法を示す。これに対し図-6.2.3は今回提案する大径補強体を用いた盛土強化工法の例を示す。例えば補強効果だけで比較すると、従来工法では格子枠工の自重押さえ効果とH鋼杭の曲げ補強効果で盛土を補強していることになるが、新工法では補強土の原理に基づいて引張補強材による補強効果で盛土を強化することになる。

#### 5.1.2 模型載荷実験

本工法の力学的補強効果を確認する目的で模型載荷実験を実施した。この実験では、実際に用いる補強材としてラディッシュアンカーを想定した。そこで実験も大径補強材を用いた盛土補強工と従来の防護工である格子枠+張りブロックの比較実験とした。行った実験は1/10モデルの模型載荷実験<sup>1)</sup>と1/40モデルの遠心力載荷実験<sup>2)</sup>である。いずれの実験

も模型盛土は豊浦標準砂を空中落下法でDr=90%程度に調整して作成したものである。

図-6.5.4はこのうち模型載荷実験における各防護工のせん断ひずみの等高線を比較したものである。従来工法の場合には格子枠工の交点にH鋼杭が配置されているにもかかわらず、せん断ひずみの発生範囲が無補強と基本的には同じであり、破壊形態は同じである。これに対し補強土工法の場合には補強材が配置されている領域の一体化が図られ、せん断ひずみ（すべり面）が外側に追いやられている状況が確認できる。

図-6.5.5はこれらの実験の荷重・沈下曲線を比較したものであるが、従来工法の格子枠+H鋼杭では無補強に比べ破壊耐力が3割程度向上したのに対し、補強土工法では4倍程度であり、力学的補強効果は飛躍的に向上している。

遠心力載荷試験<sup>2)</sup>では載荷方法だけを変えて同じ条件で実験を行ったが、同様の効果が確認されている。

#### 5.1.3 模型散水実験

降雨に対する補強効果を更に現実に近い状態で確認するために、1/10モデルの模型散水実験<sup>3)</sup>を行った。散水実験の模型盛土は、実盛土の透水係数と対応づけるために稲城砂を用いて湿潤密度 $\rho_i=1.2\text{gf/cm}^3$ を目標に緩く締め固めて作成した。

降雨実験では散水した雨が浸透し、水位が上昇して盛土を破壊させることになる。しかし実際の水位の上昇形態は盛土の透水係数や湿潤状態、降雨パターンや流入条件などで微妙にかつ複雑に異なり、その水位の上昇形態に応じて、盛土の破壊形態や防護工の効果が変化することが想定される。したがって実験を行うにあたり水位の上昇形態を図-6.5.6のように、路盤面から雨が浸透し盛土内水位が「①全体的に上昇する形態」と、のり面から雨が浸透し盛土内水位が「②のり尻から上昇する形態」の2種類にパターン化し、それぞれに対して各防護工の降雨に対する補強効果を確認することにした。写真-6.5.1は格子枠工の実験前の状況を、写真-6.5.2は補強材を用いたケースの実験前の状況を示す。

図-6.5.7は降雨実験後の変形状況を示す。補強効果は盛土内水位の上昇形態に応じて異なるが、例えば時雨量30mm/hで盛土内水位が全体的に上昇するケースでは、補強材で補強した盛土は水位が盛土上面近傍で定常状態に達した後も壊れることはなかった。これに対して従来工法（張りブロック、排水パイプ、格子枠工）では破壊までの到達時間を遅延させる効果は確認できたが、崩壊を防ぐことはできなかった。しかしのり尻から水位上昇するケースでは、無補強、補強土工法、既存工法とも、ほぼ同雨量（約160mm）で盛土のり先が浸透破壊（流動化）し、降雨に対する補強効果は確認できなかった。写真-6.5.3,4は格子枠工と補強土工の流動化破壊した状況を示す。

そこで実盛土において現地浸透試験<sup>4)</sup>を実施したが、植生工だけの状態でも模型実験に比べれば数倍（5~10倍）程度の浸透耐力が得られていることが確認できた。しかしそれでも浸透破壊が懸念される条件では補強材に加えて補助工法（例えば被覆工）を併用する必要があると考える。

#### 5.1.4 解析による検証

降雨対策としての既存の盛土のり面防護工（格子枠工法、排水パイプ、張りブロック工）の効果と、新防護工（大径補強材による補強土工法）の効果を定量的に把握する目的で、浸透流解析、応力・変形解析、極限解析の連成解析<sup>5)</sup>を行った。

解析手順としては、各防護工毎に①年間降雨による浸透流解析で盛土の水分特性に関する初期状態を定め、②豪雨時（70年確率日雨量相当）の浸透流解析、③浸透流解析結果を考慮した応力・変形解析、④最後にそれらの結果を全て考慮して極限解析（円弧すべり法）を行い、防護工の効果を評価した。

図-6.5.8は厳密法における計算結果の一例として、盛土高さ5mで補強材を配置した場合の例を示す。この計算では降雨後の盛土の飽和度に応じて強度定数も変化させてある。

表-6.5.1に無補強、新防護工、格子枠工の解析結果の一覧を示す。これより豪雨直前の通常（初期）状態における無対策の安全率は盛土高さに依らず概ね1.2程度であるが、豪雨後には約0.9まで安全率が低下することが分かる。これに対し格子枠工では若干の安全率の上昇が認められるが、無対策とほとんど変化がなく、耐降雨効果は小さい（本解析はのり尻を通る大きな破壊に対する補強効果を確認したものであるが、別途実施した解析ではのり肩部の小さな崩壊に対しては、格子枠工も顕著な補強効果が確認されている）。これに対し補強土工法は、豪雨後でも約1.2程度の安全率が確保されており解析結果からも効果の大きいことが確認された。

しかし、これらは全て2次元モデルとして解析したものである。特に、新対策工の補強材はのり面に格子あるいは千鳥状に配置されるので、補強材の抵抗効果、支圧板の設計、補強材間の土のすり抜け等の問題に対しては3次元安定解析による検証が必要である。

図-6.5.9に3次元安定解析のすべり土塊の形状模式図を示す。土塊の形状がのり面方向に対称であるため半断面モデルで示しているが、ここではすべり面形状を球面と仮定した。安全率の定義式を以下に示すが、安全率の算定にあたっては簡便法を適用した<sup>6)</sup>。

$$F_s = \frac{\sum M_r + \sum M_a}{\sum M_s}$$

$$M_r = \{(W \cos \alpha - uA) \tan \phi + cA\} r \quad r = \sqrt{(x_c - x_s)^2 + (z_c - z_s)^2}$$

$$M_s = W(x_c - x_s) \quad M_a = T_a \{(z_c - z_a) \cos \beta - (x_c - x_s) \sin \beta\}$$

- ここに、 $M_r$  : すべり面でのせん断抵抗モーメント  
 $M_a$  : 補強材力による抵抗モーメント  
 $M_s$  : 土の重量による滑動モーメント  
 $W$  : 要素柱の重量  
 $A$  : すべり面の底面積  
 $x_{c1}, z_{c1}$  : 補強材とすべり面の交点座標  
 $x_a, z_a$  : 要素柱の底面の重心座標  
 $\beta$  : 補強材の設置角度

注) 補強材の引抜き抵抗力は土被り圧に基づく周面摩擦力として計算した。

解析対象は盛土高が3m, 5m, 7mの盛土とし、補強材の配置は二次元計算結果から盛土高毎に安全率が1.2が得られるように設計されたもので、概ねのり面10m<sup>2</sup>に1本の割合で3mの長さの補強材が配置されている。

図-6.5.10は盛土高が5mの場合にのり先破壊した場合のすべり面形状を示す。また図-6.5.11はすべり面の切口座標に対して求めた最小安全率の分布を等高線で示したものである。実際にはのり先破壊だけではなく、のり内での破壊も検討する必要があるため、のり先からの切り口座標 ( $x_1, x_2$ ) の組み合わせで計算を実施した。この計算結果では、2次元設計で安全率が1.2となる様に配置した現行の断面は3次元計算においても1.2以上の安全率があり、現行の配置ですり抜け等の安定性は十分に確保されている。

#### 5.1.5 施工試験

本工法の実斜面における施工試験が、東海道新幹線、三河・安城付近において実施された。施工試験を行った盛土はマサ土起源のシルト混じり砂 (S-F,  $\gamma_t = 1.49 \sim 1.58 \text{ t/m}^3, w = 7.6 \sim 10.6\%, e = 0.793 \sim 0.939$ ) が主体であり、飽和時の透水係数は  $k_s = 6 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$  程度である。試験施工にあたってアーム型施工機（写真-6.5.5）と、斜面走行型施工機（写真-6.5.6）を開発した。

アーム型の施工機は回転・掘進装置を油圧ショベルのアーム先端部に装着しているため機動性が高く施工範囲が大きくとれる。このため幅3m程度の側道がある場合には効率良く施工でき、今回の施工試験でも高さ7mの盛土高で問題なく施工することができた。

斜面走行型施工機は側道が無い場合を想定して開発したもので、施工実験に先立ち、斜面上を自在に走行・施工できることを鉄道総研日野試験場で確認した。実際の現場では更に、斜面内に排水パイプやプレキャスト格子枠工などの障害物もあったが、施工機が滑落したり、走行不能となることはなかった。またいずれの施工機とも施工中において軌道に影響が生じることもなく、新幹線を走行させた状態で問題なく施工することができた。

補強材頭部には、土のすり抜けを防ぎ、補強材抵抗力に見合う反力を得る目的で50cm×70cmの支圧板を設置した。当現場では、ガラス繊維入り補強モルタルで造られた薄厚の捨て型枠、鋼製型枠、通常の型枠の3種類で支圧板の施工性を確認したが、鋼製型枠を用いる方法が最も良好であった。

写真-6.5.7は完成状況を示す。本工法では、補強材の打設終了後に、盛土の浸透耐力に合わせたのり面処理を行う必要がある。一般的には既存の植生工を補修する程度でも十分であると思われるが、盛土材料や地形・地質条件などによっては各種のり面工と併用することになる。このため当現場では無処理のり面を含め7種類（厚層基材吹き付け工、連続繊維吹き付け工、ネット+吹き付け植生、人工芝、張りブロック、無処理のり面、プレキャスト格子枠）のり面工と組み合わせで施工した。

本工法は従来降雨対策工に比べて、①補強効果を定量的に評価（設計）しやすい、②従来工法（格子枠工+張りブロック工）に比べて経済的で施工性も良い、③降雨だけでな

く地震に対しての補強効果も大きく総合的な防災耐力を向上させる、などの特徴を有する。このため、JR東海では本格的な採用に対する検討が進められている<sup>7)</sup>。

## 5.2 地震に対する補強

阪神大震災において、降雨対策として行ったのり面表層処理工は、地震に対してほとんど補強効果が得られておらず、逆に張りブロック工などは自らの自重で表層滑落したのも多数あった。補強土工法で盛土補強した場合には、当然、地震に対しても効果が得られる。例えば橋本<sup>8)</sup>の地震時を模擬した遠心力荷重による傾斜実験では、無補強に対して、大径補強材で補強した斜面は、非常に大きな支持力が得られるとの報告もある。そこでJR貨物線、灘・神戸港間では阪神大震災で崩壊した盛土の復旧工事に本工法が用いられた。

ここで盛土の復旧に対する設計法としては、円弧すべり法で安定に対する検討を行うのが一般的であるが、鉄道の場合には安定の他にも、列車の走行安定性から路盤面の沈下量などが規制されることもあるため、精密にはFEMによる動的応答計算などにより変形に着目した計算を行う必要が出てくる。しかし今回の復旧にあたっては円弧すべり法だけで設計することを基本としたのは以下の理由による。

- ①早急に設計する必要があること。
- ②円弧すべり安全率を向上させることは、地震時の変形を減少させることにつながる。
- ③FEM解析はパラメータの設定が多く実務には適さないこと。
- ④盛土が変状し各地で脱線が生じたが、死亡事故など重大事故にはいたらなかったこと。

実際問題として、盛土が変形しないように補強することは難しく、大地震では大破壊による転覆は避けるとしても、脱線までの変形は許容されるものであると考える。したがって円弧すべり法による破壊時の検討だけで対策工法を定めることにした。

図-6.5.12に円弧すべり法による各盛土防護工と水平震度の関係を示す。例えば震度0.2に対しては、格子枠や植生などのり面表層だけを強化した方法では安定性を保つことはできない。大径補強体を盛土内にのり面10m<sup>2</sup>に1本の割合で配置した場合には、概ね3.5mの長さで安定が保たれることになる。これらの検討を基に、盛土の復旧工事の設計を行った。

図-6.5.13は灘・神戸港間の被災状況と復旧断面を示す。ここでは設計震度を0.2とし、円弧すべり法で所定の安全率(Fs=1.1以上)が満足できるように設計した。写真-6.5.8は復旧状況を示す。

しかし計算方法や設計震度の取り方、土質定数の設定など、更に検討を重ねる必要がある。また新幹線などの高速鉄道は、大地震といえども走行安定性の観点から盛土の沈下量を抑制したり、新幹線以外でも橋台背面盛土などは沈下量を制限する必要があるため、今後、簡易的に変形量を計算できる手法を提案する必要がある。

## <参考文献>

- 1) 小島謙一, 館山勝, 村田修, 山本美博, 大南正克(1994.6): 盛土のり面防護工に関する模型荷重実験, 第29回土質工学研究発表会, pp.1841-1836
- 2) 谷口善則, 館山勝, 山本美博, 大南正克, 片上典久(1994.6): 棒状補強材で補強された斜面の遠心力荷重実験, 第29回土質工学研究発表会, pp.1833-1836
- 3) 山本美博, 村石尚, 館山勝, 杉山友康(1994.9): 棒状補強体で補強された盛土の耐雨性に関する模型実験, 第49回土木学会年次学術講演会
- 4) 上周史, 吉田茂, 木村英樹, 中嶋正宏, 館山勝, 小島謙一(1995.9): 盛土のり面防護工の現地浸透実験, 第50回土木学会年次学術講演会Ⅲ部門, pp.1626-1627
- 5) 西原聡, 館山勝, 小島謙一, 大南正克(1995.9): 盛土のり面防護工における安定性に関する効果の比較, 第50回土木学会年次学術講演会Ⅲ部門, pp.982-983
- 6) 佐藤祐子, 堀井克己, 館山勝, 小島謙一, 中嶋正宏(1995.9): 棒状補強材を用いた盛土のり面補強工の3次元安定解析, 第50回土木学会年次学術講演会Ⅲ部門, pp.1572-1573
- 7) 筑摩栄(1995.7): コラム工法で作る強い盛土, JR東海テクニカルレポート
- 8) 橋本理, 斉藤邦夫, 片上典久, 館山勝(1995.7): 斜面防護工の地震時挙動に関する基礎的研究, 第30回土質工学研究発表会, pp.1813-1814



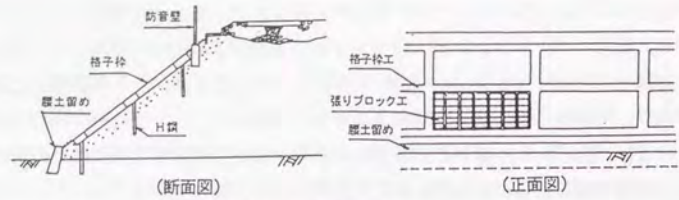


図-6.5.2 従来の防護工

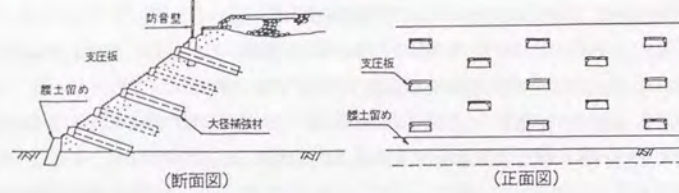


図-6.5.3 補強土による新防護工

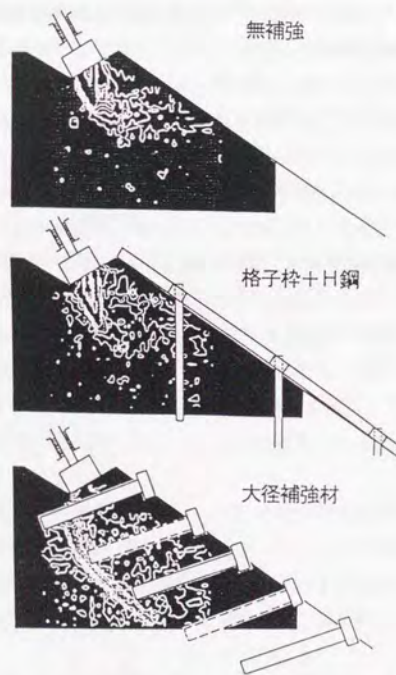


図-6.5.4 せん断ひずみの(模型荷重実験)比較

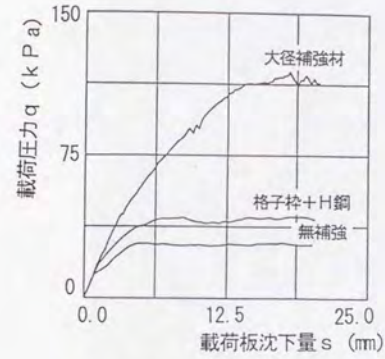
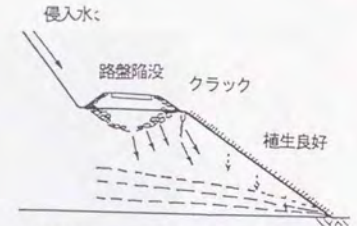
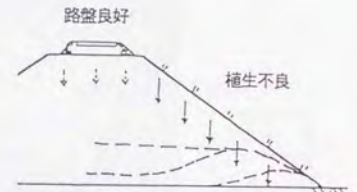


図-6.5.5 荷重・沈下曲線

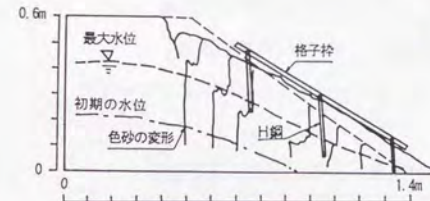


(全体的に水位上昇する形態)

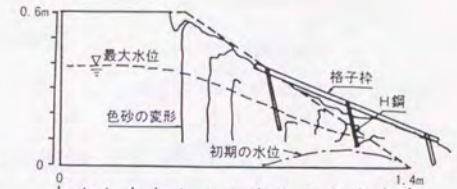


(のり尻から水位上昇する形態)

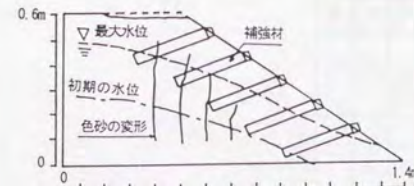
図-6.5.6 盛土内の水位上昇形態



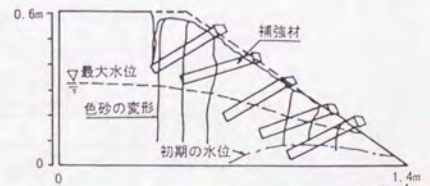
(格子枠+H鋼: 全体的な水位上昇形態)



(格子枠+H鋼: 法尻からの水位上昇形態)



(大径補強材: 全体的な水位上昇形態)



(大径補強材: 法尻からの水位上昇形態)

(1) 全体的に水位上昇させた実験

(2) のり尻から水位上昇させた実験

図-6.5.7 降雨実験における変形状況

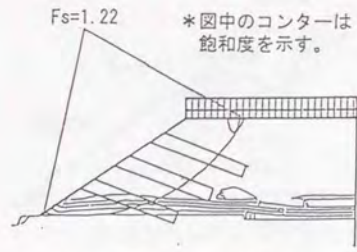


図-6.5.8 締密法での計算結果例

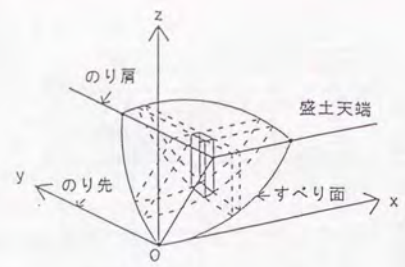


図-6.5.9 すべり土塊の形状模式図

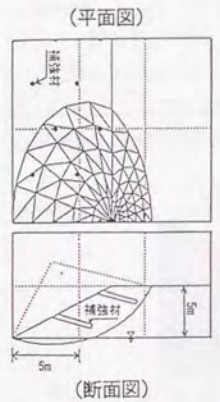


図-6.5.10 計算断面 (5mの場合)

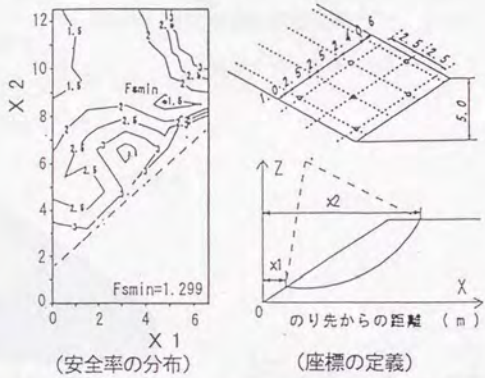


図-6.5.11 切口座標に対する最小安全率の分布

表-6.5.1 連成解析結果の一覧

対策工	解析断面	すべり安全率 *初期状態 盛土高		
		3a	5a	7a
無対策		1.217	1.221	1.235
新防護		1.218	1.201	1.212
従来防護工		0.912	0.883	0.979

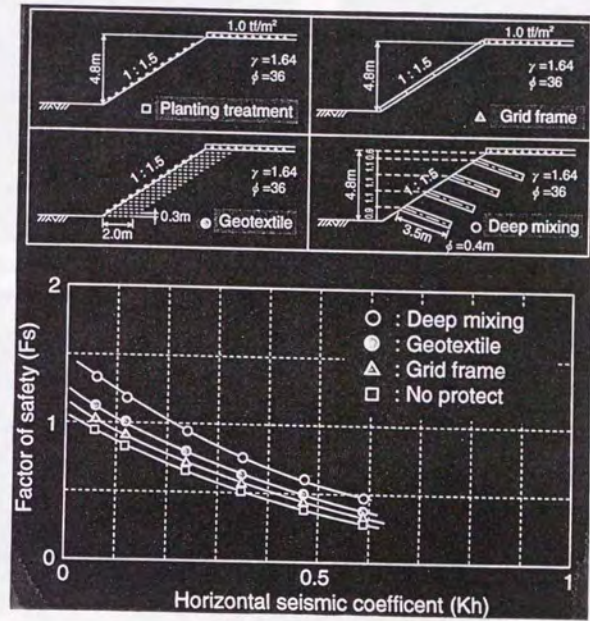


図-6.5.12 盛土防護工と水平震度の関係

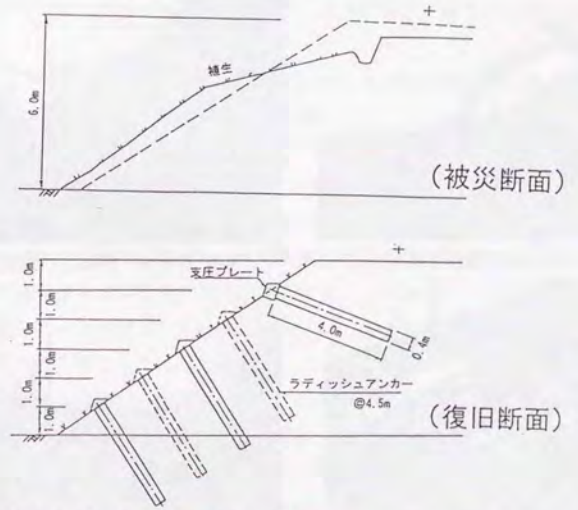


図-6.5.13 盛土被災断面と復旧断面 (JR貨物、灘駅付近)

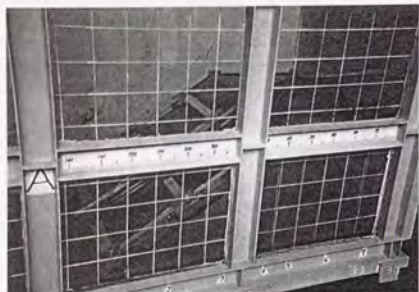


写真-6.5.1 格子枠工の散水実験前



写真-6.5.2 補強土工の散水実験前

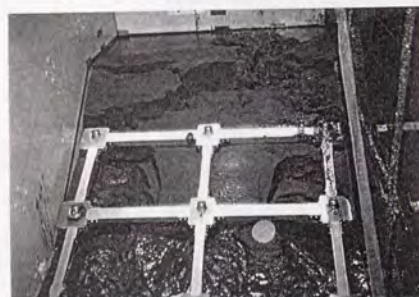


写真-6.5.3 格子枠工の流動化状況



写真-6.5.4 補強土工の流動化状況



写真-6.5.5 アーム型施工機



写真-6.5.6 斜面走行型施工機



写真-6.5.7 試験施工の完成状況



写真-6.5.8 震災での盛土復旧状況  
(JR貨物、瀬駅付近)

## 第6章 施工例一覧

### 6.1 施工実績

表-6.6.1に大径補強体を用いた補強土工法の施工実績を示す。図-6.6.1~6.6.14は主な施工現場の概要図を示す。平成3年に鉄道総研で試験施工が行われたのを最初にして、5年間の間に22カ所で行われ、年々施工実績が急増している。なお図の表題のNo.は、表-6.6.1のNo.と対応する。

既に、施工実験(No.1)、池袋(No.2.8)、赤羽(No.3)、尾頭橋(No.7)、東海道新幹線盛土補強(No.17)についての施工状況、計測結果などを紹介しているが、その他、主要な現場についての施工例の紹介を以降に示す。

### 6.2 奈良線六地藏駅(既設盛土のり面急勾配化工法)

JR奈良線桃山・小幡間に六地藏新駅を設置する工事に、当工法を用いた既設盛土のり面の急勾配化工法が採用された。図-6.6.4は工事概要図を示す。当現場では、盛土のり面の片側を補強盛土で線路増設し、もう一方のり面をカットし、駅前広場、駐輪場を造成した。この工事は、補強土工法を効率的に用いた代表例と言える。

この現場ではまずシートパイルとアースアンカーにより仮土留めを行い、基礎杭の打設、擁壁の構築を行う。その後、盛土を埋め戻し仮土留めの撤去を行う予定であった。これに対し本工法では従来工法に比べ工程が少なく、その分工費、工期が節約できる。また地盤を乱さないため工事に伴う変形も少なく、非常に安全に施工できるなどの観点から採用された。

写真-6.6.1は施工状況を、写真-6.6.2は完成状況を示す。本工事は平成4年10月に無事完成し、現在新駅として使用されている。

### 6.3 山陽線本郷駅(既設盛土のり面急勾配化工法)

山陽本線、本郷駅周辺は山陽自動車道の開通、新広島空港の開港によって沿線人口が増加している。本現場は三原市から本郷駅経由で新広島空港を結ぶ最重要路線である町道、駅前惣門線の道路拡幅工事であり、空港リムジンバスのルートとしての整備である。鉄道盛土部のスペースを利用して道路拡幅を行い、交通渋滞の解消、安全性、駅の利便性の向上を図るために施工したものである。

従来工法としては、H鋼や横木矢板を利用して仮土留めを行い、L型擁壁を構築する工法が一般的であるが、多数の工程が必要となるため経済性や工期において問題があった。またアースアンカーを用いる方法もあるが、当現場では支持層が深く、アンカー長が長くなること、アースアンカーの永久構造物としての信頼性に欠けることなどの問題があった。そこで大径補強体による盛土のり面急勾配化工法が採用された。

表-6.6.2は当現場での工法比較表<sup>2)</sup>である。図-6.6.11は設計断面を示す。鉛直抑止杭は直径0.8m、長さ6.0~9.8mで1.5mピッチで2列で施工した。また抗間には背面土のこぼれ出し防止のために低強度コラムを直径0.6m、長さ2.6~3.6mを施工した。平成7年12月には壁面コンクリートの打設も終了し、町施工の工事を残すのみとなったが、工事中の軌道への影響や、騒音などによる住民からの苦情もなく施工できた。

#### 6.4 瀬駅構内（阪神大震災での復旧例）

兵庫県南部地震により神戸線、瀬駅構内の石積み擁壁が崩壊した。現場は最大高さH=4mの石積み擁壁上部が崩壊し、前面に土砂が堆積する状況であった。この被災現場の復旧工事に大径補強材を用いた方法が採用された。図-6.6.7は復旧の施工手順並びに正面図を示す。施工手順としては壊れた擁壁の背面にH鋼を打設し、その後アーム型施工機で順次大径補強体を打設し、壊れた擁壁を撤去して、最後に壁面コンクリートを打設して終了した（写真-6.6.3）。補強材抵抗力が設計値を満足していることを確認する目的で、引抜き試験を実施した。震度0.3として求めた地震時設計最大抵抗力は $T_{max}=11.1t/f/本$ であったが、そのときの引抜き量 $\delta=1.1mm$ と小さく降伏にも至っていないことから、十分なアンカー力 が得られていることが確認できた。

同様の方法でJR神戸線、住吉のまたれ壁（図-6.6.6、写真-6.6.4）や、JR貨物線、東灘・神戸港間の擁壁と盛土（図-6.6.10、写真-6.6.5、6）、新長田のL型擁壁（図-6.6.9）などの復旧工事に本工法が用いられた。

本工法は急激に実績を増やしている。特に平成8年は、青森で行われた盛土急勾配化（写真-6.6.7、8）に始まり、山手線淀橋（東京）、中央線大曾根（名古屋）、大阪環状線桜宮（大阪）などで大規模な盛土のり面の急勾配化工事が予定されている。今後、更に適用が加速するものと考えられる。

#### <参考文献>

- 1) 館山勝、立石一生(1993.9)：補強土工法を用いた新駅増設工事（JR奈良線、六地藏新駅）、日本鉄道施設協会誌、pp.43-45
- 2) 松本敬司(1996.2)：ラデュッシュアンカー、鉛直コラムの施工（山陽線、本郷駅）、日本鉄道施設協会誌、pp.52-54
- 3) 館山勝、竹田政司、宮里実、浦川智行(1995.9)：崩壊した石積み擁壁に大径混合補強体で土留壁を復旧、建築技術、pp.126-127
- 4) 竹田征司、山下哲朗、田村幸彦、東村悦三、館山勝、小島謙一、吉田茂、上周史(1996.7)：大径補強体を用いた補強土擁壁による震災復旧、第31回地盤工学研究発表会、Vol.2、pp.2403-2404

表-6.6.1 大径補強材による地山補強土の実績表

No.	発注者	工事名称	工事場所	施工時期	延長(m)	高さ(m)
1	鉄道総研	盛土試験場実施工実験	東京都	1991.12	30	3
2	JR東日本	山手貨物線仮土留め工	東京都	1992.02	70	3.3~5.6
3	JR東日本	十條・赤羽間盛土急勾配化	東京都	1992.02	20	3.5~5.3
4	JR西日本	六地藏盛土急勾配化	京都府	1992.05	75	4.3
5	JR東日本	両国変電所仮土留め工	東京都	1993.03	40	5~7
6	国鉄清算事業団	汐留め駅擁壁補強工	東京都	1993.06	20	1
7	JR東海	尾頭橋駅新設	名古屋市	1993.12	100	3~6.4
8	JR東日本	山手貨物線急勾配化	東京都	1994.02	490	3~5
9	京浜急行電鉄	進入路設置急勾配化	横浜市	1995.01	5	2~4
10	JR西日本	野寄り橋震災復旧	神戸市	1995.05	180	2.5
11	JR西日本	瀬駅構内震災復旧	神戸市	1995.04	50	2~4
12	京浜急行電鉄	上大岡駅車路工事	横浜市	1995.05	20	1~3.5
13	JR西日本	新長田震災復旧	神戸市	1995.06	20	0.6~2.5
14	JR貨物	東灘神戸港間災害復旧工事	神戸市	1995.07	280	2.5~6
15	JR西日本	本郷駅盛土急勾配化	広島	1995.08	50	2.7~3.5
16	鉄道総研	日野実験場斜面補強	東京都	1995.09	40	10.5
17	JR東海	東海道新幹線のり面補強	三河安城	1996.03	130	6
18	JR東日本	浜田架道橋盛土急勾配化	青森市	1996.04	90	2~5
19	JR東日本	中央線新宿日改良工事	東京都	1996.04	30	4~4.5
20	JR東日本	武蔵野線紙敷新設	松戸市	1996.05	20	4~6
21	JR九州	箱崎高架仮線工事	博多	1996.07	30	1.5~5
22	JR東日本	山手線淀橋日改良工事	東京都	1996.08	240	3~8

表-6.6.2 工法比較表（本郷駅）

対 策 案	1 案	2 案	3 案	4 案
構 造 形 式	重力式擁壁 地盤改良 親杭橋本矢板	地盤改良 地盤改良 親杭橋本矢板	P C 矢板	コンクリート壁 鉛直コラム ラデュッシュアンカー
断 面				
工 事 元	△	×	○	○
二 期	△	×	○	○
短 工 程	×	×	○	○
永 久 構 造 物	○	○	×	○
騒 音 ・ 振 動	○	○	○	○
列車への安全性	△	△	△	○
擁壁の小型化	×	×	×	○
系 統	○	○	×	○
JR構造物支保	×	○	○	○
道路幅員の確保	×	○	○	○

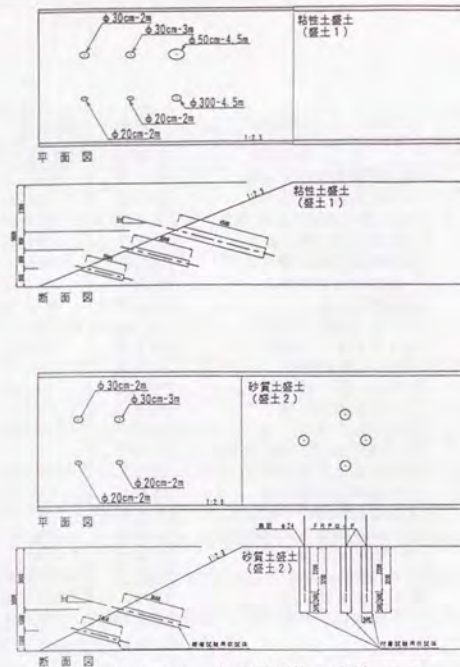
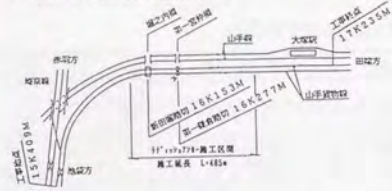


図-6.6.1 鉄道総研施工実験 No. 1

池袋～大塚間線路概略図



断面図

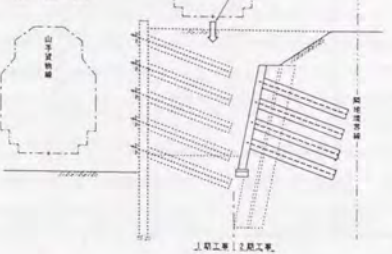
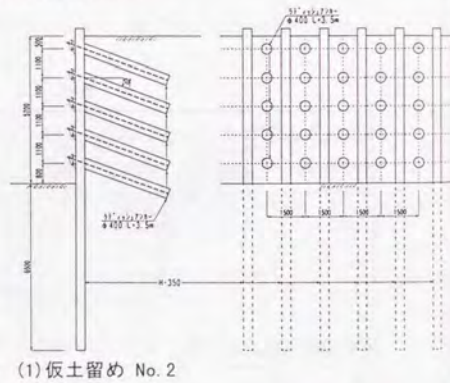
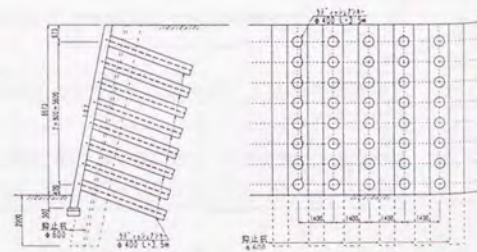


図-6.6.2 山手貨物線



(1) 仮土留め No. 2



(2) 急勾配化 No. 8

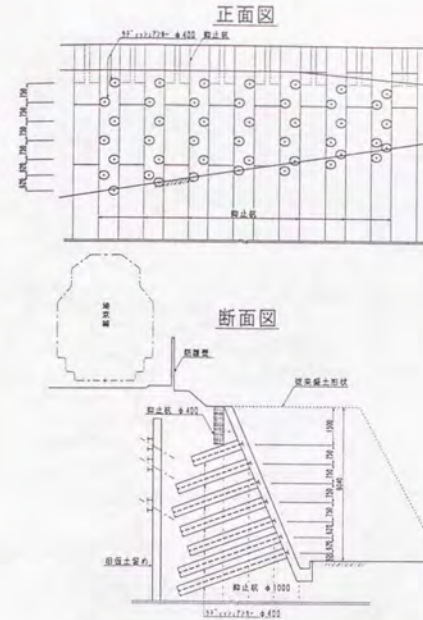


図-6.6.3 十條・赤羽間急勾配化 No. 3

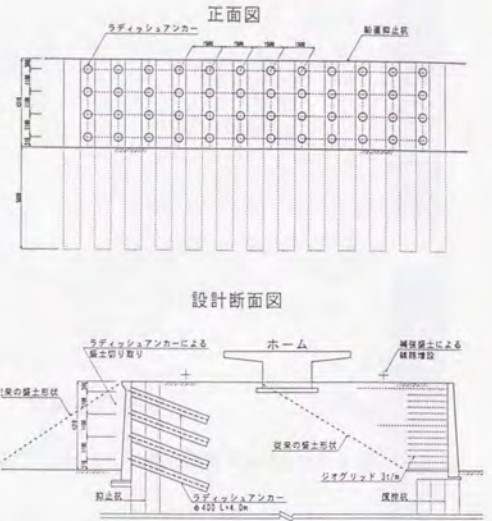
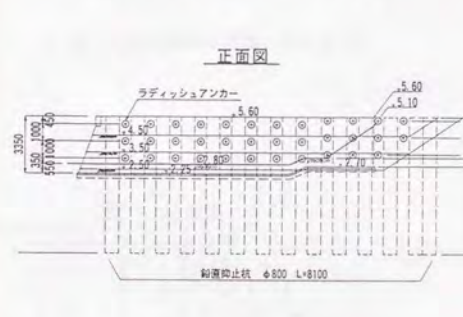
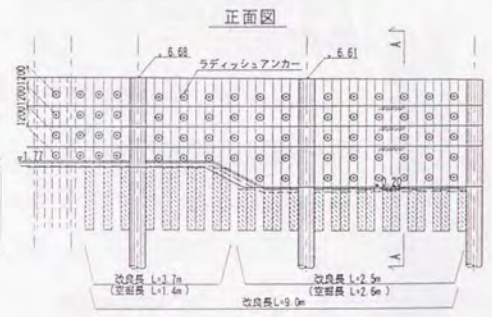


図-6.6.4 六地蔵駅急勾配化 No. 4

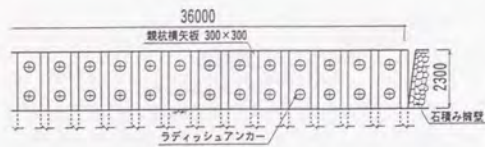


(1) 終点方面断面

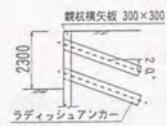


(2) 駅部断面

図-6.6.5 尾頭橋駅急勾配化 No. 7

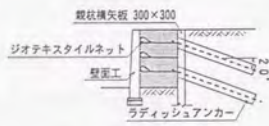


正面図

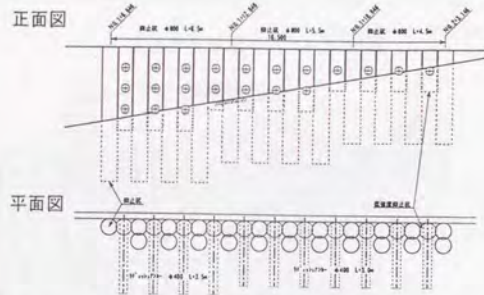


断面図

図-6.6.6 野寄り橋震災復旧 No.10



復旧基本断面図



平面図

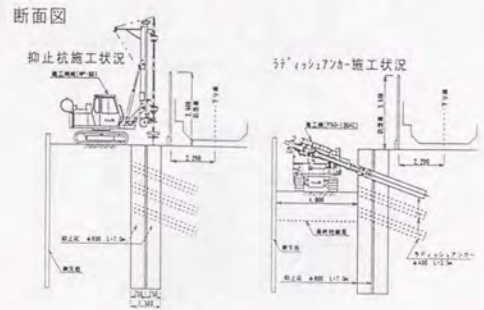
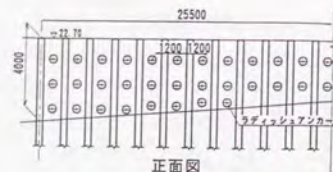
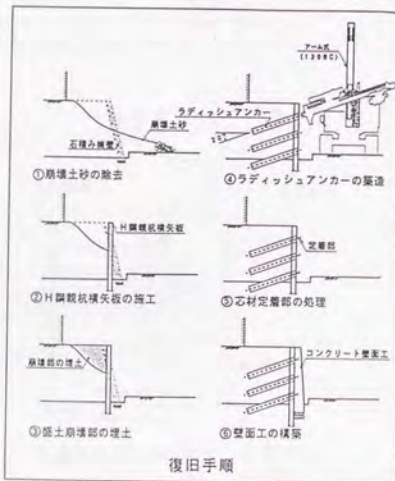


図-6.6.8 上大岡駅車路工事 No.12



正面図



復旧手順

図-6.6.7 灘駅構内震災復旧 No.11

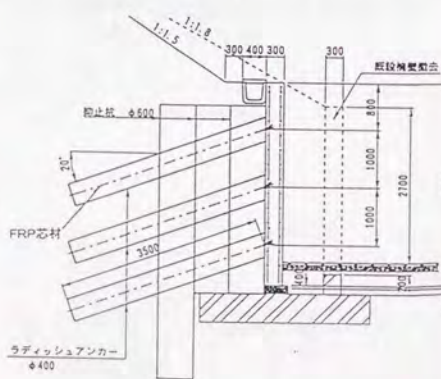
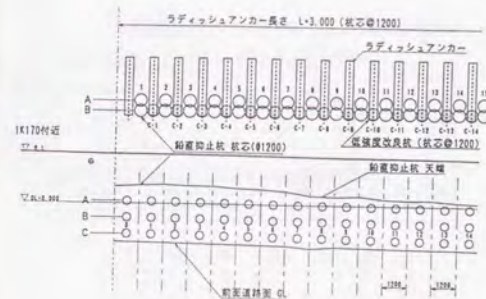
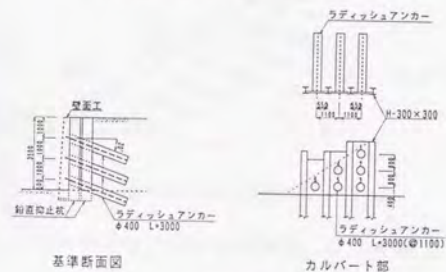


図-6.6.9 新長田震災復旧 No.13



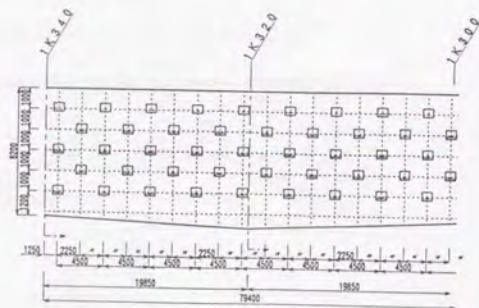
平面図・正面図 (BOX東側)



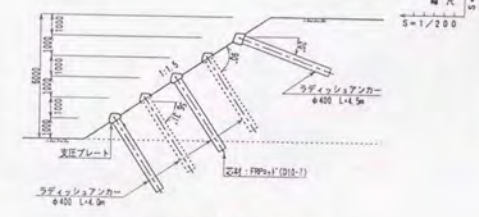
基礎断面図

カルバート部

(1) 擁壁復旧



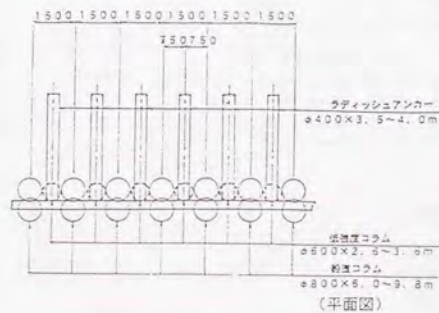
正面図 1K300~1K340



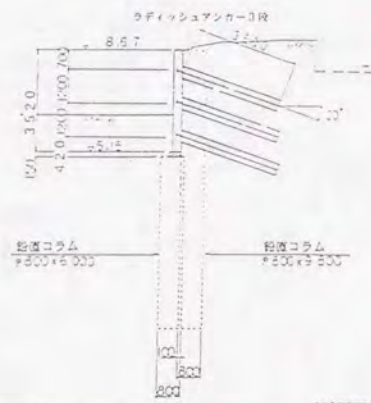
盛土補強標準断面図 S=1/100

(2) 盛土補強

図-6.6.10 東灘・神戸間震災復旧工事 No.14



(平面図)



(断面図)

図-6.6.11 本郷駅盛土急勾配化 No.15

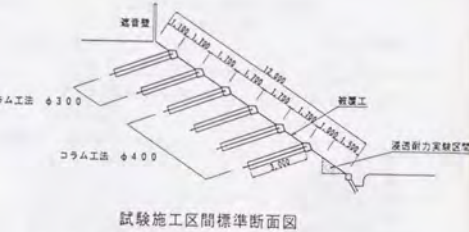
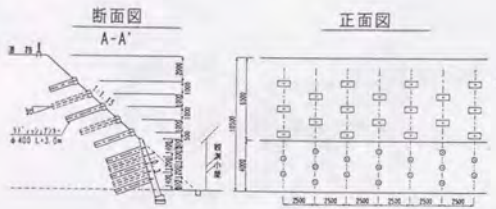
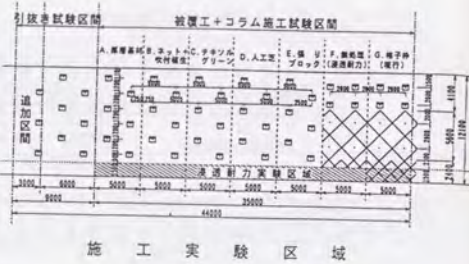
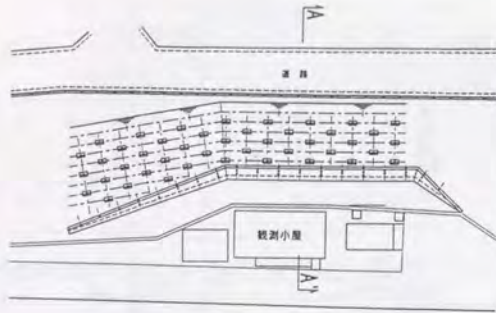


図-6.6.12 日野実験場斜面補強 No. 16

図-6.6.13 東海道新幹線のり面補強 No. 17

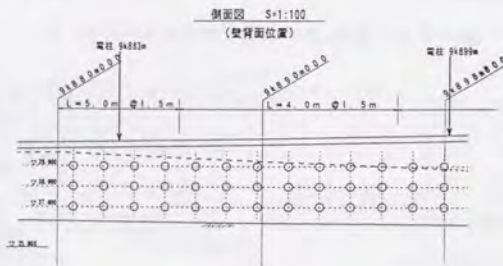


図-6.6.14 新宿B1改良工事 No. 19



写真-6.6.1 施工状況 (六地蔵駅No. 4)

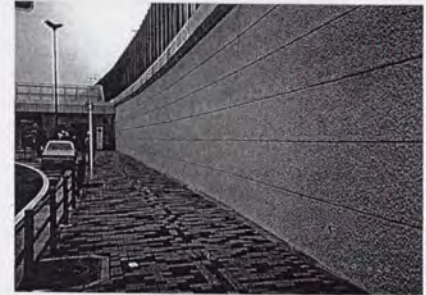


写真-6.6.2 施工完了 (六地蔵駅No. 4)



写真-6.6.3 復旧完成 (驛駅構内No. 11)



写真-6.6.4 復旧完成 (住吉付近No. 10)



写真-6.6.5 擁壁復旧施工状況 (神戸港付近No. 14)



写真-6.6.6 盛土補強施工状況 (神戸港付近No. 14)



写真-6.6.7 1段掘削施工状況 (青森No. 18)

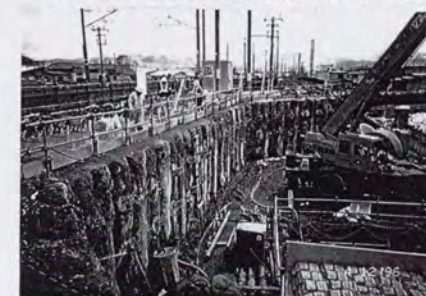
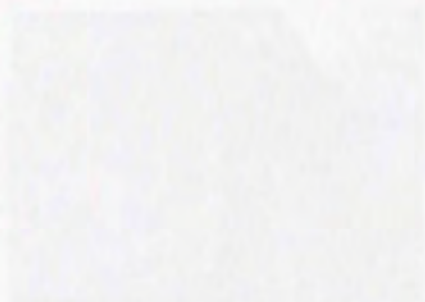


写真-6.6.8 掘削終了状況 (青森No. 18)



## 第7編 結論

Faint, illegible text in the right-hand page, likely the conclusion section of the document.



## 第7編 結論

### 第1章 結論と課題

本研究は、壁面剛性の効果を利用した2つの補強土擁壁工法の開発に至るまでの研究についてまとめたものである。

以下に、各編の結論・成果の概要と今後の研究課題について記す。

#### 1.1 「第1編 序論」の結論

鉄道構造物における土構造物の使用比率は、昭和初期までに造られた在来線では80%以上だったのに対し、東北・上越新幹線ではわずか3%程度であり、時代とともに急激に低下している。その理由は、高架橋に比べ土構造物の用地費と保守費の高騰に起因したことであり、土構造物復権のためには、保守手間が少なく鉛直に近い勾配の「急勾配盛土」を開発する必要があることを提起した。

急勾配の土留め構造物を新設する場合は、従来、RC擁壁が用いられてきた。しかしRC擁壁では基礎処理が大掛かりとなり経済的ではない。またテールアルメ工法を用いる場合もあるが、補強長が長くなるので腹付け盛土などの工事では仮土留めが必要となり、経済的ではなくなる。また使用する盛土材も限定される。これに対して提案する工法は、剛な壁面とジオテキスタイルを用いることによって、擁壁よりは基礎処理が簡便で、テールアルメよりは補強長が短く、使用する盛土材も限定されないため経済的である。また壁面工の構築によって永久構造物としての信頼性も得られる。

次に既設構造物に観点を变える。現在造られている土構造物は少ないが、既に造られている多くの土木構造物は土構造物である。したがって、都市部においては既設盛土のり面を急勾配化する工法によって用地の有効利用が図れる。従来、このような盛土の掘削工事においては、アースアンカーなどで仮土留めをし、その後RC擁壁を構築していたが、工程が複雑であり、施工性、経済性に問題があった。これに対して提案する工法は、先行壁面工を構築し、掘削と補強材設置を繰り返すことによって盛土を掘削し、最終的には剛な壁面工を構築する方法であるため、工程が少なく経済的である。また施工中の変形量も小さく、永久構造物としての信頼性も高い。同時に大径補強材を開発したので経済性は更に改善する。

これら提案する2つの工法は、盛土の構築、盛土の掘削と、適用される状態は異なるものの、いずれも補強土工法における壁面剛性の効果を利用することによって、盛土を効率的に補強しようとする工法である。

本編では、補強土工法における既往の研究状況や、従来工法と提案する工法を比較した結果を示し、本工法の特異性、有効性について確認した。

## 1.2 「第2編 壁面剛性の効果に関する模型実験」の結論と課題

壁面剛性が異なる5種類の模型補強土擁壁を作成して載荷試験を行った結果、壁面剛性は補強土の安定性に大きく寄与し、特に曲げ剛性を有する一体壁を用いた実験では分割した壁面工に比べて破壊耐力が著しく向上することが分った。さらに、模型実験結果を2ウェッジ法により極限安定解析し、実験値との整合が得られた。このことから、2ウェッジ法が本工法の設計法として有効であることの目処を得た。

一方、FEMによる検証解析も実施した。変形モードについてはある程度模擬できたが、破壊荷重については十分にシミュレートできなかった。この理由は、粒状体である砂を連続体と仮定することによるものであり、特に無補強で自立しないような急勾配盛土でFEM解析を行った場合には、補強による差異や、壁面剛性の効果が現れにくかった。補強土擁壁の応力・変形解析手法の確立は、今後の重要な研究課題である。

## 1.3 「第3編 補強土擁壁の実現場での適用に関する研究」の結論と課題

第3編では、壁面剛性の効果を利用した「補強盛土工法の実用化」に関する研究を示した。提案する工法を実用化するためには、補強材（ジオテキスタイル）の諸元を規定し、設計法を確立する必要がある。そこで、2ウェッジ法を基本とする設計手法を提案し、各種感度計算を実施した。その結果、十分に実用に耐え得る設計法であることを確認した。また本工法で補強材として用いるジオテキスタイルの設計強度を定める試験方法を提案し、多種のジオテキスタイルを実際に試験した。

これらの基準化作業と並行して、より実務的な使用方法についての検討も行った。提案する工法は一体壁面を有することから、局所的に大きく荷重が作用した場合にも効率よく安定を確保することができる。例えば壁頂に防音壁や電柱などの付帯構造物を設置したり、小橋台を設置できるなどの特長がある。そこで、これらの構造物が設置された場合の挙動を、実物大試験盛土での水平載荷試験や、現地における載荷試験、動態計測を実施して確認した。その結果、防音壁や電柱基礎程度の荷重に対してはほとんど変形することもなく、全く安定であることが確認できた。橋台を設置することに対しては、良質な盛土材料を用いて十分に締め固めた場合には、桁長15m程度まで全く問題ないことが確認できた。

しかし、現行の補強土擁壁では長大橋梁（30m以上）の荷重を受けるほどの剛性や強度は有していないと思われる。現在、補強土擁壁にプレロードとプレストレスを与えることによって長大橋梁の荷重を保持できる工法について、東京大学と共同で研究を実施しており、この成果が今後の補強土擁壁の適用拡大へ大きく貢献するものと考えている。

## 1.4 「第4編 補強土擁壁の実現場での施工と挙動」の結論と課題

第4編は、補強土擁壁を実際の現場で適用した事例と、各現場における動態計測結果を示した。本工法は、線路増設工事における腹付け盛土や高架橋との取り付け盛土、車両基地の土留めなどに幅広く適用されている。また、これらの現場における動態計測結果や電車走行時の動的計測結果から、列車走行や降雨などによる長期的な変形もほとんどなく、永久構造物として十分な安定性を有することが証明できた。また、阪神・淡路大地震では、阪神地区に、開発した補強土擁壁が延長約2km設置されていたが、軽微な変状程度でほとんどが被害が生じなかった。このことから、耐震性に優れていることが証明された。このため、被害を受けた擁壁の多くの復旧工事に本工法が適用された。

他の形式の擁壁に比べて、補強土擁壁が高い耐震性を示した理由は、構造物の靱性の違いに起因すると考えられるが、これらを考慮した耐震設計法の確立は今後の重要課題である。

## 1.5 「第5編 地山補強土への適用に関する研究」の結論と課題

第5編以降は、既設盛土を棒状補強材と剛壁面で補強し、のり面を急勾配化する「地山補強土工法」に関する研究を示した。

地山補強土工法は、補強盛土工法と異なり、列車が走行した状態で盛土のり面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。そこで本研究ではそれらに着目して模型実験、施工実験、設計法・計測管理手法の検討を行った。

まず模型実験では、鉛直地盤改良体の変形拘束効果に着目して実験を行った。その結果、盛土の掘削に先立ち鉛直地盤改良体を事前に打設する（壁面先行工法と呼ぶ）ことにより、掘削時の変形を小さく抑えることができることを確認した。また鉄筋補強材を用いて高さ3mの試験盛土を実際に掘削し、起振実験、載荷試験を実施することによって安定性、施工性に対する目処を得た。

それらの成果を受けて東海道線塚本駅において、鉄筋補強材と鉛直地盤改良杭によって掘削高さ平均7m、延長約300mにわたり施工し、約6000m<sup>2</sup>の用地を確保することに成功した。この工事によって本工法が従来工法に比較して安全で経済的な工法であることが証明された。ただし補強材が小径（5cm）であるため、盛土のような緩い地盤では補強材を多密に長く配置する必要があり、施工性や経済性をさらに向上させるためには大径補強材を開発する必要性が認識された。そこで地盤改良の技術を応用した大径補強体を開発した。この補強材は大径（直径40cm）であるため、従来の補強材に比べて配置密度や補強長が短くなり、施工性、経済性の向上を図ることができた。

設計法に関しては、本工法の補強メカニズムは基本的には補強盛土工法と同様であるため、基本的には同じ設計法を用いることができると考えられる。しかし地山補強土の場合

は補強材の形状、設置角度が任意に設定できるため、設計補強材力の算定の際に各種の設置角度補正係数を考慮することを提案した。この方法に関して試計算を実施し、補正係数を加えた場合には、例えばJewellなど、既に多くの研究者によって確認されている補強材打設方向と補強効果の関係と整合することを確認した。

これらの研究によって、安全で効率的に盛土のり面を急勾配化する工法の実用化に対する目処を得た。ただしより安全性を高め、合理的な補強を行うためには、計測管理などを強化し、施工時の情報を設計にフィードバックする方法などについて検討する必要がある。

#### 1.6 「第6編 地山補強土の実現場での施工と挙動」の結論と課題

第6編は、盛土のり面急勾配化工法を実際の現場で適用した事例と、各現場における動態計測結果について示した。またこれらの現場における施工時の計測、電車走行時の動的計測、長期動態計測を実施した結果から、施工中の変形が少なく長期的にも安定しており、安全で永久構造物としての信頼性が得られる構造体であることを確認した。

本工法はこの他、掘削仮土留め工法としても用いられた事例がある。また盛土を掘削せずに単に地震や降雨に対する補強として用いられた事例もあり、今後、適用拡大が期待される。しかしこれらの工法に対する設計、施工法の確立、特に地下水位以下での掘削に対する設計・施工法や地震に対する盛土補強の補強メカニズムの解明は今後の課題である。

#### 1.7 全体の要約

本研究では、模型実験によって「補強土における壁面剛性の効果」を解明し、その成果から剛壁面を用いることを特徴とする2つの補強土擁壁工法を開発した。一つは剛壁面とジオテキスタイルで鉛直盛土を構築する「補強盛土工法」であり、もう一つは既設盛土のり面を棒状補強材と剛壁面で補強する「のり面急勾配化工法」である。

これらの工法は、局所的に過大に作用する荷重に対しても、全体曲げ剛性を有する壁面工を用いることによって力を分配し、全ての補強材で効率良く抵抗させるところに力学的な特長がある。このため従来の分割した壁面工に比べれば、短い補強長で安定を保つことが可能となる。また変形を拘束する効果も得られる。

施工上の特長としては、「補強盛土工法」の場合は、施工中は比較的柔らかな壁面工を用い、その後、剛な壁面工を構築することにある。段階的な施工を行うことによって、盛土施工中や施工直後の変形や沈下に対しては「柔な壁面構造」で対応し、変形が収束した後は「剛な壁面工」によって、交通荷重や地震時などに変形を拘束できることになる。

「盛土のり面急勾配化工法」では、掘削前に事前にH鋼や地盤改良杭で一次（先行）壁面工を設置し、掘削終了後に2次壁面工として剛なコンクリート壁面工を更に設置することに特長がある。本工法では、盛土面を列車が走行した状態で掘削することになるため、掘削に先行して壁面工を設置することにより、施工中の変形を極力拘束する。また長期的

な安定性は剛な壁面工によって確保できることになる。

2つの工法の開発にあたっては各種の模型実験、実物大施工実験、解析、設計・施工法の検討を行った。またこれらの工法の合理化、経済化を図る目的で、補強盛土用の補強材として「繊維製ジオグリッド」を開発した。さらにのり面急勾配化工法用の補強材として「大径補強体」を開発した。これらの工法は数多くの現場に適用され、工事費や工期の削減に寄与した。また、施工時の計測、長期動態計測、列車走行中の動的計測を実施して開発した補強土擁壁工法の安定性を検証した。

<謝 辞>

私が補強土に最初に携わったのは、奥羽線（大曲・刈羽野間）の線増工事を担当していた昭和56年である。この工事は、腐植土層が厚く堆積する地盤に腹づけ盛土で複線化するものであり、敷き網工法でサンドマットを敷設した後、パイルネット工法で地盤を補強し、盛土を構築した。この現場ではパイルネット工法の上層盛土にジオテキスタイルを多層に配置し荷重分散を図ったわけだが、ここが日本で初めてセンサーが用いられた現場と聞いた。当時、国鉄を退職された岩崎高明氏（三井石化産資）が、補強土の適用拡大に奔走され、大橋勝弘盛岡工務局長（故人）と次長の河田博之博士（現、鉄道総研）から、本現場で用いるように指示された。敷き網工、パイルネット工の効果が相俟って、急速施工であったにも関わらず、問題なく工事が終了し、私はその効果を感覚的に理解するに到った。

その後、昭和58年12月から国鉄構造物設計事務所に配属された。この職場は、鉄道における設計技術基準を作成、保守する機関であり、私は基礎・土構造物の担当になった。ここでは次長が海野隆哉博士（現、JR東日本コンサル）、主任技師が梅原俊夫氏（現、鉄道公団）、補佐が村田修博士（現、鉄道総研）、その他、青木一二三氏（現、鉄道公団）、福島弘文氏（現、三井建設）、真田道夫氏（現、建設省）、西村昭彦博士（現、鉄道総研）、棚村史郎氏（現、鉄道総研）など、卓越した専門知識を有する諸先輩が数多くおられ、土質・基礎の設計に関する多くの事柄を教えて頂いた。

私が補強土に本格的に興味を抱いたのはこの頃である。当時はテールアルメ工法が主体であったが、ジオテキスタイルに関する研究機運が高まった時期であり、補強原理、設計思想を調べるに連れて、従来の抗土圧構造物にない奇抜な発想に興味を覚えた。その頃、東京大学ではジオテキスタイルを用いた関東ロームの試験盛土を千葉試験場に設置し、龍岡先生、山内裕元氏（現、五洋建設）を中心に精力的に研究が進められていた。当時、試験盛土の見学会が開かれ、そこへ行った私は、龍岡先生の迫力と精力的な説明に魅了されてしまったのが、本研究に足を踏み入れるきっかけであったと考える。

私は昭和60年に27歳で妻の加津子と結婚した。国鉄には委託研究員制度があり、私の仲人でもある海野次長と、私と同郷である谷地田所長（現、住友建設）のお手盛りかどうかは不明であるがその試験に合格し、1年間実務を離れて大学で勉強する機会を頂いた。私は龍岡先生の基で補強土の勉強をしたいと強く希望し、龍岡先生を垂水尚志博士（現、鉄道総研）から紹介して頂いた。龍岡先生は以前、国鉄の研究生で痛い思い出があるとのことで、かなり警戒されていたが、いつものように垂水氏の強い押しで、私は龍岡研究室、地下（模型実験）グループで研究できることになった。昭和61年当時の地下室には谷一夫氏（現、電中研）、黄景川氏（台湾、成功大学）、林鍾鑑氏（韓国、釜山大学）、バレリオ・グテイレス氏（ホンジュラス）がおり、異常なほど情熱的に研究が行われていた。そこで私は谷氏に妥協を許さない実験への取り組み方を、黄氏に努力の大切さを、林氏に

人の優しさを、バレリオ氏に楽天的な物の考え方を教えて頂いた。特に黄氏とは家も歳も考え方も近かったこともあり、家族ぐるみで現在でも親しくお付き合い頂いている。

龍岡先生はどんなに遅く帰られても実験室を訪れ、毎晩ディスカッションに応じて下さった。どんな実験結果も素直に受け入れ、実に理論的に方向を示して下さる先生は灯台のような人で、あまり迷うことなく研究に打ち込むことができた。当時の先生は現在の私の歳とちょうど同じくらいであったはずだが、現在の私にはそのような才覚はない。龍岡先生に教わったことは非常に多いが、身につけたことの少なさを私は後悔する。わすれないうちに、生研では特に鳥光道枝さん、佐藤剛司さんにお世話になりました。謝意を表します。

大学から帰った昭和62年に国鉄改革があり、長女も生まれた。私は苦しく楽しかった生研での実験の思い出として沙知（砂を知る）と名付けた。私は田舎のあるJR東日本に行きたいと思っていたが、海野氏の進めで鉄道総研に配属され、村田修氏と一緒に補強土の実用化に関する研究を行うことになった。そして本論文の骨子であるRRR工法とラディッシュアンカー工法の研究開発に着手した。これらの研究は、龍岡先生の理論的支援は勿論であるが、鉄道総研幹部の理解と支援がなければ成功し得ない研究であり、尾関理事長をはじめ、吉川恵也室長（故人）、垂水尚志室長（現、総務部長）には謝意を表します。

実用化に関する研究のうち、試験盛土の研究は東急建設、田村幸彦氏、中村和之氏に協力して頂いた。特に田村氏は現場での実務的な問題点を数多く処理して頂いた。また酒を楽しむ方法も教えて頂いた。設計法や解析法に関しては中央開発、若狭聡氏、堀井克己氏、西原聡氏、岸田浩氏に協力して頂いた。特に若狭聡氏（現、パシフィックコンサル）とは、設計プログラムの開発をはじめとし、解析的な多くの問題を一緒に解決してきた。しかし彼が転職した後でも堀井克己氏、西原聡氏が引継ぎ、研究に不連続を生じさせなかった中央開発のご配慮に対して謝意を表します。また堀井氏の歳を忘れて？研究に没頭する姿勢は学ぶべき点が多かった。

ジオテキスタイルの開発にあたっては、梅沢俊夫氏（平岡織染）、中矢隆雄氏（クラレ）に協力して頂いた。特に中矢氏の商売を越えた情熱と支援には心打たれるものがあつた。ラディッシュアンカーは、（株）テクノクス、福田厚生氏、吉田茂氏、浦川智行氏、上周史氏、宮里実氏、木村英樹氏と共同で開発したものである。安田前社長、樽澤現社長の決断が早いこともあり、開発もトントン拍子に進んだ。本当に感謝しています。

新しい技術を現場で積極的に採用して頂いたJRを始めとする多く機関の方々には、謝意を表します。特にRRR工法の開発初期の段階で導入して下さったJR東海、渡辺清氏、青木利昭氏、JR西日本、森満夫氏、JR九州、宮武洋之氏、JR以外で初めて採用して頂いた西武鉄道、大平一夫氏に対しては本当に頭が下がる思いである。またラディッシュアンカーの現場導入、適用拡大に尽力して頂いたJR西日本、水島修治氏、JR東海、青山公彦氏、山本美博氏、筑摩栄氏にも重ねて謝意を表します。

まだまだお礼は足りませんが、本研究を通じて得ることができた多くの人々との出会いは、本論文をまとめることができた以上に私の財産であると考えます。皆様に対して再度、深甚の謝意を表します。

それと、私は特に宗教には興味ありませんが、事故もなく、どこかで旨く事が運ぶように見守って下さった神様に感謝いたします。

最後に、

人生において長い時間を共有している鉄道総研の土構造の皆様、特に小島謙一氏、関口菊栄さんには、論文をまとめるにあたって大変お世話になりました。また模型実験では海老沢さんに大変お世話になりました。垂水部長には、研究者の心構えから私生活にいたるまで広くご指導頂き、論文作成にあたって精神的な支えになって頂きました。皆様、本当に感謝しています。

最後の最後に、

家族全員（母の鶴枝、妻の加津子、娘の沙知、望美、知恵）の暖かい支援に対して感謝します。

