

壁面剛性の効果を利用した
補強土擁壁工法に関する研究

平成8年

建設省



①

壁面剛性の効果を利用した
補強土擁壁工法に関する研究

平成8年

舘 山 勝

壁面剛性の効果を利用した補強土擁壁工法に関する研究

<目次>

第1編 序論	
第1章 研究の背景	P 1
第2章 補強盛土工法に関する既往の研究	P 5
2.1 従来工法の概要	P 5
2.2 既往の補強土工法の概要	P 6
2.3 壁面剛性の効果と研究概要	P 6
2.4 連続的な壁面工の分類	P 7
2.5 提案する工法	P 8
第3章 地山補強土工法に関する既往の研究	P 14
3.1 従来工法との比較	P 14
3.2 地山補強土に関する研究概要	P 15
3.3 盛土急勾配化工法への適用方法	P 16
第4章 論文の目的と構成	P 21
4.1 研究の目的	P 21
4.2 論文の構成と研究の方法	P 21
第2編 壁面剛性の効果確認に関する模型実験	
第1章 室内模型実験	P 23
1.1 実験の目的	P 23
1.2 実験システムの概要	P 23
1.3 相似則	P 25
1.4 土圧に関する実験	P 28
1.5 補強材が非定着の場合の効果	P 29
1.6 補強層数の影響	P 31
1.7 壁面剛性の効果に関する実験	P 33
1.8 第1章のまとめ	P 36
第2章 模型実験の数値解析	P 59
2.1 極限安定解析	P 59
2.2 簡易FEM解析	P 60

第3章 実物大盛土による検証実験	-----	P 69
3.1 長期動態計測	-----	P 69
3.2 動的載荷試験の概要	-----	P 71
3.3 静的載荷試験の概要	-----	P 72
第3編 補強土擁壁の実現場への適用に関する研究		
第1章 水平荷重に対する挙動	-----	P 83
1.1 室内模型実験	-----	P 83
1.2 実物大試験盛土での載荷試験	-----	P 84
第2章 橋台部への適用に関する研究	-----	P 96
2.1 室内小型模型実験からの知見のまとめ	-----	P 96
2.2 現場概要	-----	P 96
2.3 現地試験	-----	P 97
2.4 FEM解析	-----	P 98
2.5 第2章のまとめ	-----	P 100
第3章 設計法に関する提案	-----	P 110
3.1 設計法の基本的考え方	-----	P 110
3.2 補強土擁壁の設計法に関する考察	-----	P 110
3.3 剛な壁面工を持つ補強土擁壁の設計の考え方	-----	P 112
3.4 ジオテキスタイルの設計強度	-----	P 115
3.5 各設計パラメータの感度	-----	P 116
3.6 施工時の安定性	-----	P 119
3.7 設計プログラムの作成	-----	P 120
3.8 設計法の検証	-----	P 120
3.9 支持地盤の沈下に関する影響	-----	P 122
3.10 第3章のまとめ	-----	P 123
第4章 内的安定計算に関する考察	-----	P 140
4.1 壁面工の剛性の違いの影響に対する考察	-----	P 140
4.2 転倒の検討に関する考察	-----	P 142
第5章 外的安定解析に関する考察	-----	P 151
5.1 円弧すべり安全率の適正值	-----	P 151
5.2 解法による相違	-----	P 152
5.3 修正Fellenius法と簡易Bishop法の比較	-----	P 155
5.4 適正な検討方法の提案	-----	P 156
5.5 第5章のまとめ	-----	P 157

第6章 補強材に関する研究	-----	P 164
6.1 補強材の開発	-----	P 164
6.2 補強材試験法の提案	-----	P 165
6.3 補強材のバネ値の考察	-----	P 172
6.4 第6章のまとめ	-----	P 173

第4編 補強土擁壁の実現場での施工と挙動

第1章 施工法	-----	P 187
1.1 施工一般	-----	P 187
1.2 準備工	-----	P 187
1.3 基礎工	-----	P 188
1.4 ジオテキスタイル	-----	P 188
1.5 仮抑え工	-----	P 189
1.6 盛土工	-----	P 189
1.7 壁面工	-----	P 190
1.8 排水工	-----	P 191
1.9 施工管理	-----	P 191
1.10 第1章のまとめ	-----	P 192
第2章 名古屋車両所での施工事例	-----	P 197
2.1 採用の経緯	-----	P 197
2.2 工事概要	-----	P 197
2.3 補強土橋台の概要	-----	P 198
2.4 橋台部の計測	-----	P 199
2.5 第2章のまとめ	-----	P 202
第3章 片福連絡線での施工事例	-----	P 226
3.1 採用の経緯	-----	P 226
3.2 工事概要	-----	P 226
3.3 補強土橋台	-----	P 227
3.4 第3章のまとめ	-----	P 230
第4章 西武池袋線練馬付近での施工事例	-----	P 246
4.1 施工概要	-----	P 246
4.2 現場計測	-----	P 247
4.3 現場水平載荷試験	-----	P 248
4.4 動的計測	-----	P 250
4.5 長期動態計測	-----	P 252

4.6	第4章のまとめ	-----	P 253
第5章	長野新幹線車両基地での施工事例	-----	P 276
5.1	現場概要	-----	P 276
5.2	施工概要	-----	P 276
5.3	計測	-----	P 277
5.4	試験盛土の計測結果	-----	P 278
5.5	本体盛土の計測結果	-----	P 279
5.6	第5章のまとめ	-----	P 280
第6章	阪神大震災での挙動	-----	P 295
6.1	土建造物の被害状況	-----	P 295
6.2	補強土擁壁の被害状況	-----	P 297
6.3	震災復旧工事への適用	-----	P 300
6.4	第6章のまとめ	-----	P 301
第7章	施工例一覧	-----	P 310
7.1	施工実績	-----	P 310
7.2	腹付け盛土での使用例	-----	P 310
7.3	新駅増設工事での使用例	-----	P 310
7.4	橋台部での使用例	-----	P 311
7.5	その他の使用例	-----	P 311
第5編	地山補強土への適用に関する研究		
第1章	地山補強土に関する模型実験	-----	P 323
1.1	中型模型実験土槽の製作	-----	P 324
1.2	補強材の配置に関する模型実験	-----	P 324
1.3	縦方向ブロックに関する模型実験	-----	P 326
1.4	補強土のブロック壁面効果に関する模型実験	-----	P 327
1.5	補強材剛性に関する模型実験	-----	P 328
1.6	クリープに関する模型実験	-----	P 330
1.7	相似則確認実験	-----	P 332
第2章	試験盛土による研究	-----	P 358
2.1	施工方法の概要	-----	P 358
2.2	試験盛土の施工実験	-----	P 358
2.3	試験盛土の載荷実験	-----	P 359
2.4	試験盛土の検証計算	-----	P 360
2.5	第2章のまとめ	-----	P 361

第3章	設計法に関する考察	-----	P 368
3.1	補強盛土との相違点	-----	P 368
3.2	最大補強材力の算定	-----	P 368
3.3	補強効果の補正	-----	P 369
3.4	設置角度に対する感度	-----	P 373
3.5	施工時の設計	-----	P 374
3.6	第3章のまとめ	-----	P 375
第4章	計測管理に関する考察	-----	P 382
4.1	計測管理の考え方	-----	P 382
4.2	提案する管理方法	-----	P 384
4.3	第4章のまとめ	-----	P 386
第5章	実現場（塚本駅付近）での試験施工	-----	P 393
5.1	工事の概要	-----	P 393
5.2	設計の概要	-----	P 394
5.3	計測管理値	-----	P 395
5.4	施工中、施工後の計測	-----	P 396
5.5	第5章のまとめ（問題点の抽出）	-----	P 399
第6章	補強材の大径化に関する研究	-----	P 419
6.1	研究の経緯	-----	P 419
6.2	工法の概要	-----	P 419
6.3	FRP芯材の開発	-----	P 420
6.4	施工実験	-----	P 424
6.5	第6章のまとめ	-----	P 425
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	-----	P 435
1.1	施工法一般	-----	P 435
1.2	準備工	-----	P 435
1.3	攪拌混合杭工	-----	P 435
1.4	掘削工	-----	P 436
1.5	補強材の施工	-----	P 436
1.6	排水工	-----	P 436
1.7	壁面工	-----	P 436
1.8	品質管理	-----	P 437
第2章	池袋・大塚間での施工事例	-----	P 442

2.1	工事概要	-----	P 442
2.2	土質状況	-----	P 442
2.3	設計概要	-----	P 443
2.4	仮土留めの施工	-----	P 443
2.5	本体部の施工	-----	P 444
2.6	第2章のまとめ	-----	P 446
第3章	赤羽・十條間での施工事例	-----	P 454
3.1	現場概要	-----	P 454
3.2	長期動態計測	-----	P 454
3.3	列車走行時の計測	-----	P 455
3.4	第3章のまとめ	-----	P 457
第4章	尾頭橋新駅での施工事例	-----	P 465
4.1	現場概要	-----	P 465
4.2	工事概要	-----	P 465
4.3	動態観測	-----	P 466
4.4	第4章のまとめ	-----	P 467
第5章	盛土補強への適用	-----	P 474
5.1	降雨に対する補強	-----	P 474
5.2	地震に対する補強	-----	P 478
第6章	施工例一覧	-----	P 485
6.1	施工実績	-----	P 485
6.2	奈良線六地藏駅	-----	P 485
6.3	山陽線本郷駅	-----	P 485
6.4	灘駅構内	-----	P 486
第7編	結論		
第1章	結論と課題	-----	P 495
1.1	第1編の結論	-----	P 495
1.2	第2編の結論	-----	P 496
1.3	第3編の結論	-----	P 496
1.4	第4編の結論	-----	P 497
1.5	第5編の結論	-----	P 497
1.6	第6編の結論	-----	P 498
1.7	全体の要約	-----	P 498
<謝辞>		-----	P 500

第1編 序論

第1章 研究の背景

図-1.1.1に鉄道構造物に占める土構造物の変遷¹⁾を示す。新幹線が登場する昭和30年代までは、鉄道における土木構造物の多くは盛土や切り取りなどの土構造物であった。当時は安くて質の高い保守労働力を期待でき、さらに建設時の経済性に優れ施工も容易であることから、盛土が数多く造られた。この盛土の建設では長期的な安定が図られていた。しかしながら常時においても盛土の沈下、路盤噴泥、のり面の小崩壊が多発する結果を招いていた。また道路や水路など線路横断構造物（ボックスカルバート、橋台など）の背面では、背面盛土との間で沈下差が生じ、多くの保守を要していた。しかしその頃は鉄道の保守体制もそれなりに対応出来る組織であったので、現在の様な大きな問題とはならなかった。その後、保守要員の確保が次第に難しくなり、保守上の問題点を建設時に考慮してメンテナンスフリーの構造物を建設することが本格化したのは、昭和42年に建設が着手された山陽新幹線からである。これらの成果を踏まえて昭和53年に制定された建造物設計標準（土構造物）²⁾では、線路側溝、縦下水溝、のり面排水工などの排水対策、アスファルト被覆による路盤強化、格子砕工、張りブロック工などのり面強化、不良土に対する盛土材料の制限、盛土勾配の緩勾配化などにより盛土の強化を図った。これらの手だてにより、保守を大幅に軽減できた反面、従来に比べ盛土工事費が著しく高騰し、結果的には土構造物回避に拍車をかけることになった。このため、この標準制定以降に建設された東北、上越新幹線に到って、盛土の使用比率が激減してしまった。

土構造物が経済的に敬遠されたもう1つの要因としては、盛土の形状と地価の高騰にある。盛土はもともと自立性が小さいため、安定を確保するためにはのり面を緩くする必要がある。したがって高架橋に比べ、盛りこぼした分だけ用地が多く必要となるため、用地費が高い場合には著しく不利となる。図-1.1.2は盛土と高架橋の経済比較を示したものである。このように用地費が1万円/m²を越える場合は、高さ6m以上で高架橋の方が経済的にも有利になるとの試算³⁾もある。

そこで補強土の原理を用いてこのような盛土の弱点を補強し、メンテナンスフリーで、しかも狭い用地で鉛直勾配の盛土を構築できる工法を考案した⁴⁾。図-1.1.3(a)は、考案した補強盛土工法と従来の盛土との用地の節減効果の関係を示す。例えば高さ6mの鉄道盛土では、幅10mの線路敷きを確保するために30mの用地が必要となる。仮に鉛直勾配の盛土を構築することが可能であれば20mの用地とのり面部の盛土土量が不要となる。

更に、補強土工法によって盛土のり面を急勾配化し、発生した用地の有効利用を図る工法も考案した⁴⁾。この工法は補強盛土工法とは逆に、既に都市部に造られている盛土区間において、のり面を急勾配化することができれば、片側あたり幅10mの用地が確保できるため（図-1.1.3(b)）、この用地の高度利用、有効利用を図ろうとするものである。

図-1.1.4は考案した2つの補強土擁壁の概要図を示す。これら2つの工法は、盛り立て時、掘削時と適用の状態は異なるものの、いずれも壁面剛性の効果を利用することによって効率良く盛土を補強しようとすることを特徴とした補強土工法である。

本論文は、これら2つの工法に関する研究と実現場での挙動について記したものである。

<参考文献>

- 1) 施設統計年報(1985年版)：日本鉄道施設協会
- 2) 日本国有鉄道編(1978.11)：建造物設計標準(土構造物)、(社)日本鉄道施設協会
- 3) 梅原俊夫、村田修、館山勝(1985.3)：盛土構造物の経済性、鉄道土木28-3, pp.11-14
- 4) 館山勝(1993.7)：最近の盛土構築技術、JRE A、鉄道技術協会, pp.21862-21864
- 5) 館山勝、龍岡文夫(1987.7)：ジオテキスタイルを用いた補強擁壁の開発について、鉄道施設協会誌、日本鉄道施設協会, pp.508-512
- 6) 館山勝、村田修、杉山光彦、田村幸彦(1991.12)：既設盛土のり面急勾配化工法、土木施工、山海堂, pp.79-86

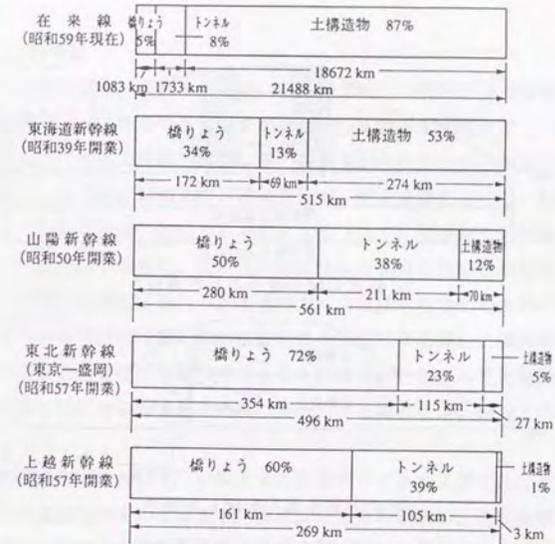
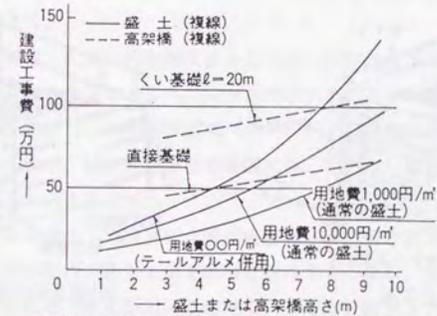


図-1.1.1 鉄道における構造物比率の変遷



- 記事) 1. 通常の盛土の場合、工事費の中に高架橋やテールアルメの用地幅からの増分の費用が含まれている
 2. 盛土の工事費は強化路盤で地盤処理のない場合である
 3. 高架橋建設費は「構造物設計資料」No.81「高架橋の経済化の検討」を参照した

図-1.1.2 盛土と高架橋の経済比較

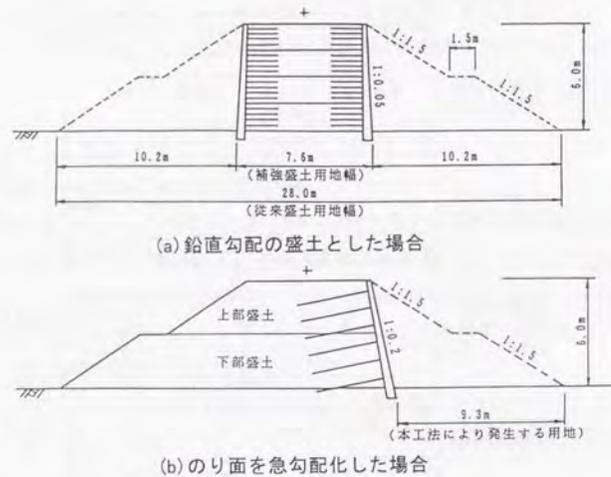


図-1.1.3 盛土形状と必要用地幅

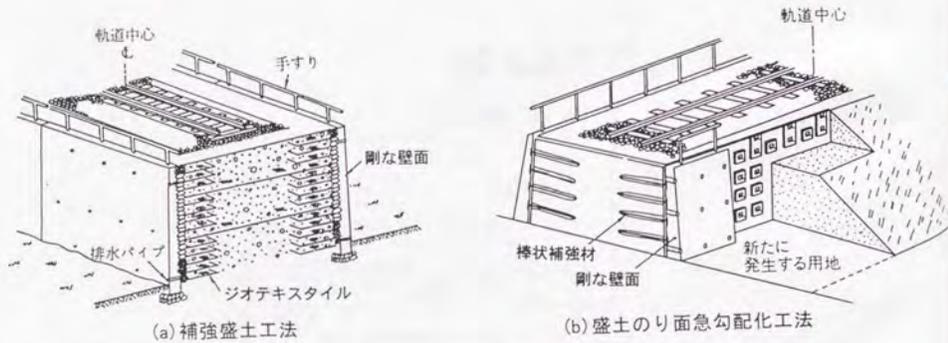


図-1.1.4 提案する補強土擁壁工法

2.1 従来工法の概要

従来、鉛直勾配の盛土を構築する必要がある場合は、一般的には土留め擁壁が用いられてきた。この場合、列車荷重や土自身の重さに対して安定で変形の少ない土留め擁壁の工夫・合理化は、古からの課題であり、多くの構造が時代とともに提案されてきた。

表-1.2.1に、代表的な土留め擁壁の種類を示す。盛土工事において一般的に用いられる擁壁には、①もたれ式擁壁、②重力式擁壁、③L（逆T）型擁壁などがある。この場合、①は比較的勾配が緩い場合に、②と③は勾配が急な場合に用いられるが、いずれにしても土圧（水平荷重）に対して重力（鉛直抵抗力）で抵抗する方法のために、大がかりな工事となりやすい。また擁壁下面には、擁壁自重と土圧による偏心、傾斜荷重が作用するため、地盤に局所的に大きな圧力が作用することになる。したがって地盤反力が十分に得られない軟弱地盤上にこれらの擁壁を建設しようとする場合には、杭などの基礎工が必要となる。

以上の抗土圧構造物に対して、土塊の中に鉄帯やジオテキスタイルなどの引張補強材を配置して、土の自立性を高める補強土工法による土留め構造が、近年提案されてきている。つまり、従来の工法では荷重を与える一方である土塊にも、荷重を支える役割を果してもらおうとする工法である。これらの工法は補強土工法と呼ばれ、これまでも多数の工法が考案されてきている。ここで補強土工法は、「細長比が非常に大きく曲げ剛性は小さいが、引張り剛性・強度を有する材料（鉄筋、繊維材料、プラスチック等）を土塊内に配置し、土塊内のひずみの発生・発達を拘束して、この土塊の安定性の向上を図る工法」と定義することができる。

盛土工法における補強土工法の代表的工法としては、1963年にフランスのH. Vidal（ビダル）によって開発されたテールアルメ工法があげられる。この工法は、盛土の中に帯状鋼板（ストリップ）を敷設し、これと壁面材（スキン）とを連結させることによって垂直なり面を形成する工法で、施工実績も世界各国に及んでおり、補強土工法の発展の大きなきっかけをつくったものと言える。

しかし、テールアルメタイプの補強材（帯状補強材）は、引き抜き抵抗力が引張り破断強度と比較すると小さいため、盛土上部では引き抜けやすくなる。また、この工法で用いられる壁面工は分割されたパネル壁面が使われているため、盛土上方の土圧を壁面抵抗力で盛土下方に伝えることは期待できない。この二つの理由から補強材はかなり長くなる。また、このタイプの補強材には排水機能が無いため盛土に用い得る土の種類は砂質土に限定されることになる。

提案する補強盛土工法は、これらの欠点を解消するためにジオテキスタイル（面状補強材）とコンクリート壁面工（壁面剛性の大きな壁面工）を用い、短い補強長であっても変

形量の規制が厳しい鉄道をも支持できるほど十分に安定し、変形が小さい補強土擁壁を提供するものである。

2.2 既往の補強土工法の概要

これまで補強土工法における壁面工の役割は、テールアルメ工法に代表されるように、単に背面砂のこぼれ出しを防ぐためのもので、力学的には何の意味も持たないものと考えられていた。このような考え方は、テールアルメ工法の特許(特公昭44-25174号)からも伺うことができる。この中で壁面工は、「非一体性粒状物質内に補強材を配置した場合の自由面、つまり図-1.2.1第2図で示される面(3)又はその近くに位置する粒子(1)を保持する手段であり、構造物の安定性には何等役にたたないもの」とされており、補強領域の均一性を保持するため、「補強された土壌の変形に順応し得るような可撓性を持たなければならない。」としている。このため、メタルスキンに代表されるような可撓性に富む分割された壁面工(図-1.2.1第4図)が用いられてきた。

実設計においても図-1.2.2に示すように、各高さでの水平片abcdの水平方向での力の釣合「 $T=cd$ 面に作用する土圧」が満足されるように設計されており、ad面、bc面には水平方向のせん断力が作用していないとしている。したがって、水平方向の力の釣り合いを考えれば、各高さでの片(スライス)は独立であり、設計上は裏込め盛土全体を一体にする効果を積極的に考慮していない。しかしその後テールアルメ工法は、壁面工をメタルスキンからコンクリートスキンに変更したのは、施工性や美観の向上のみならず経験的に壁面剛性の効果の重要性について認識していたからと思われる。このためテールアルメ工法は永久構造物として認知されるに至った。

一方、ジオテキスタイルを用いた補強土工法も、壁面剛性の効果を積極的に利用することはなかった。加えて施工の簡便性から植生土嚢が多く用いられたため、壁面工の耐久性や美観の面からも永久構造物として認知されず、仮設道路など2級構造物として用いられるにとどまっていた。ジオテキスタイルは面状の補強材であり、テールアルメのストリップのような帯状補強材に比べれば明らかに摩擦特性が向上するので、本質的には補強材を短くすることが可能であるにもかかわらず、テールアルメの思想と共通に、壁面工を簡素にしてジオテキスタイルを長く配置する研究に重点が置かれたことは、本工法の開発がジオテキスタイルメーカー主導で行われたこともその一因であると思われる。このため、工法のシステム化や永久構造物としての信頼性の向上を主眼においた研究が遅れた。

2.3 壁面剛性の効果と研究概要

このように、従来の補強土工法では、いわゆる化粧壁としての役割しか与えられず、壁面工の力学的効果について着目されることはなかった。しかし壁面工が力学的に安定に寄与することは明白である。つまり図-1.2.3に示すように壁面工には以下の役割があり、そ

れぞれの壁面工で擁壁の耐力は当然異なる。

タイプA壁面：背面盛土のこぼれ出しだけを防止する役割

タイプB壁面：局所的な剛性を与え、局所的な土の圧縮破壊を防止する役割

タイプC壁面：全体の縦剛性を与える事により荷重の一部を分担する役割

タイプD壁面：全体の曲げ剛性を与える事により、土圧を下方に伝達する役割

タイプE壁面：壁自体の自重により土圧に抵抗する役割

こうした補強土における壁面剛性の効果に着目した研究は、1982年からの龍岡らによる「剛壁面を用いない試験盛土に関する一連の研究」¹¹⁾²¹⁾における研究過程において壁面剛性の重要性を経験的に認識することから始められた。その後、1986年に東京大学において龍岡の指導の基で筆者が行った「壁面剛性の効果に関する模型実験」³¹⁾⁴¹⁾によって、壁面剛性の役割が定量的に認識され、次第に一般にも認知されるようになった。

補強土における壁面工の効果に着目した研究はこの後、試験盛土による研究として引き継がれ、1987年から村田、館山ら⁵¹⁾⁶¹⁾は、剛壁面を有する高さ5mの試験盛土を2体構築し、実物大盛土における壁面剛性の効果を確認した。また中根、丸尾ら⁷¹⁾も、図-1.2.4に示す壁面剛性を4種類に変化させた試験盛土を構築し、ソイルモルタルを用いた剛な壁面の方が変形が小さいことを報告している。川崎、佐藤ら⁸¹⁾も1989年に、島田らと同様の図-1.2.5に示すソイルモルタルと土嚢による試験盛土を構築したが、同じ結果が得られている。

海外ではR. J. Bathurst⁹¹⁾らやM. B. Jaber¹⁰¹⁾らが模型実験を実施し、壁面と補強材との応力集中や、壁面下端での応力集中など一体壁の問題点を提起している。筆者は後に述べるようにこの問題は変形が終了した後で一体壁を施工することによって回避できると考える。

2.4 連続的な壁面工の分類

しかしながら、少数ではあるが壁面工の力学的効果が解明される前から、経験的もしくは直感的に「連続的な剛な壁面工」はこれまでも各国において用いられてきた例がある。龍岡は、実際に用いられている連続的な壁面工を図-1.2.6のように分類し、連続的な壁面工を用いる場合の問題点を整理した¹¹⁾¹²⁾。

問題①：仮に図-1.2.6(a)に示すように、一体壁を立ててから補強材を壁面と連結しつつ裏込め盛土を構築する場合には、壁面工と裏込め盛土との不同沈下により補強材の連結部に応力集中が生じて損傷する可能性がある。

問題②：またこの場合には、盛土施工時の転圧エネルギーを壁面工を支えるためには大きな力が α 部材に作用するので反力を確保するのが大掛かりとなる。

問題③：逆に補強材は、壁面工によって水平方向に伸びることを抑制されているので、引張り力が作用しない。

問題④：さらに盛土完成後に支え部材 α を外すと、その力が一挙に補強材に転嫁され、前倒し的な変形が生じる。

問題⑤：これらの施工中の問題を回避するために、背面の盛土をなるべく転圧しない方法があるが、盛土が十分に締め固められないため、長期的な安定性や変形性など更に深刻な問題が生じる。

そこで図-1.2.6(b)～(d)の工夫がなされてきた。(b)の方法では、①の問題を回避するためにβのような補強材がスライドできる定着治具を用いている。しかし他の問題に対しては改善がなされていない。(c)と(d)の方法は、共に剛な連続した壁面と背面の盛土を分離する方法であるが、これではせっかく連続壁を造っても連結していないので一体性に乏しく、力学的には分割壁面を用いた場合と同じである。

このように連続した剛な壁面工を実施工に用いるためには、剛性の大きな壁面工と柔らかい盛土との相対変形をどのように吸収し、いかに一体化させるかが問題となる。

2.5 提案する工法

図-1.2.6(e)の方法は今回提案する工法である。これは上記の問題のすべてを解決し、しかも壁面工と盛土の一体性を確保することができる段階施工法である。

図-1.2.7は提案する工法の概略の施工手順を示す。図-1.2.7(1)においてジオテキスタイルを敷込み、クラッシュランなどの排水性が高く良質な材料を中詰めした土のうを置く。本工法では一般に、砂質土の場合には繊維製のグリッドを、粘性土の場合には織布と不織布からなる複合補強材を用いる。またその際の敷込み長さは、盛土高さの40%程度（盛土高さ5mで2mの敷き込み）とする。このような短い補強材で安定な垂直盛土が構築できることは、第2編第3章に示す実物大の載荷試験で検証されている。補強材と土のうとは補強材の巻き込みにより定着をとる。次に締め厚30cmとし、盛土を撒き出し、転圧する

(図(2))が、転圧時に必要なだけ盛土は変形することができるので問題②③⑤は解決される。以上の工程を1工程とし、所定の高さHまで繰り返す(図(3))。その後、盛土の圧縮と地盤の沈下を十分に待った後、水抜きパイプを設置し、剛なコンクリート壁面工を打設する(図(4))が、壁面コンクリートはジオテキスタイルに食い付くように打設されるため一体性は保たれる。また、仮に完成後壁面工と裏込め盛土の間に相対変形が生じても、土のうが緩衝材として働くことが期待できるので①の問題も解決できる。なお、詳細な施工方法については第4編第1章に述べる。

提案する工法は、壁面工の剛性が補強土擁壁の安定に寄与する効果と、建設中と建設後の安全性の違いに着目した工法といえる。つまり本工法では、建設時には比較的得られる耐力は小さいが、施工性及び変形追従性の良い土嚢などによる図-1.2.3、タイプBの機能を有する壁面工を用いて施工を行い、その後タイプDの機能を有する一体壁面工を構築することにより補強土擁壁の耐力を向上させ、建設後の長期にわたる使用に耐えるものとする。

更に本工法によればタイプBまたはCの機能の壁面工を用いることを基本としている従来の補強土擁壁に比べれば、壁面の剛性による効果によって安定性が向上した分だけ、破

断強度や引張剛性が小さく短い補強材でも安定が保たれることになる。

本工法の作用を設計上の見地から説明すると、図-1.2.8に示すefg,efhのようにすべり面が補強された領域の外に出ることを許し、gfに作用する土圧は、ef間及び擁壁下端で受け持つことにより全体が安定であるような一体化された補強領域を形成しようとするものである。このような考え方は、十分に密な補強材の配置と剛な壁面が前提条件となる。

以上に示す通り、本工法は以下の効果が得られる。

①特別な材料、技術を要する事なく施工できる。

②短い補強材で施工できるので構築に必要な空間が少なく済む。

③低強度、低剛性の補強材でも使用可能となるため、補強材の選択域が広がる。

④壁面構築を最終工程としているため背面盛土の施工性が著しく改善され、壁面の不陸を気にせずに盛土を十分に締め固めることが出来る。

⑤防音壁や電柱などの付帯構造物も設置し易い。

これらの効果に起因して、経済性や施工性、特に腹付盛土等の狭径箇所での施工性が非常に高まる。また変形の抑止効果も高い。なお本工法の独創性については、既に特許(特許第1870191号:補強盛土の安定化工法及びその構造物)が成立していることから証明されている。

<参考文献>

- 1) 龍岡文夫、山内裕元、岩崎高明、中村和之(1985.5):不織布による粘性土盛土の補強、土と基礎、Vol.33, No.5, 土質工学会, pp.15-20
- 2) 山内裕元、龍岡文夫、佐藤剛司、中村和之、田村幸彦、岩崎高明(1986.6):不織布で補強した関東ローム盛土の人工降雨時の安定性、第21回土質工学研究発表会, pp.1879-1882
- 3) 龍岡文夫、館山勝(1987.10):補強擁壁におけるフェーシングの力学的役割に関する実験的研究(その1)、土木学会第42回年次学術講演会Ⅲ部門, pp.2-33
- 4) 館山勝、龍岡文夫(1987.10):補強擁壁におけるフェーシングの力学的役割に関する実験的研究(その2)、土木学会第42回年次学術講演会Ⅲ部門, pp.888-889
- 5) 村田修、館山勝(1990.6):補強盛土工の開発、鉄道総研報告、Vol.4, No.6, pp.47-55
- 6) 村田修、館山勝、龍岡文夫(1989.11):短い面状補強材と剛な壁面を有する補強盛土の長期動態計測、土と基礎、土質工学会, pp.37-42
- 7) 中根淳、丸尾茂樹、島田功、見波潔、三上博、上原精治(1988.10):補強土擁壁の実物大施工実験、土木学会第43回年次学術講演会Ⅲ部門, pp.100-101
- 8) 川崎廣貴、平井孝典、吉川治、佐藤正義、関島謙蔵、川辺衛(1990.6):FRP系ジオテキスタイルによる補強盛土の実大実験、第25回土質工学研究発表会, pp.1981-1984

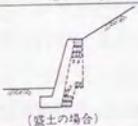
9) Bathurst, R. J., Benjamin, D. J. and Jarrett, P. M. : Laboratory Study of Geogrid Reinforced Soil Walls, Proc. of Symp. on Geosynthetics for Soil Improvement, by GE Div., ASCE, Geotechnical Special Publication No. 18, 1988, pp. 178-192,

10) Jaber, M. B. : Behavior of Reinforced Soil Walls in Centrifuge Tests, 1989, Ph. D. Thesis, Univ. of California Berkeley.

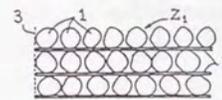
11) 龍岡文夫 : 補強土擁壁の過去・現在・将来, 基礎工, 1991. 11, pp. 8-18

12) F. Tatsuoka: Roles of facing rigidity in soil reinforcing, IS-Kyusyu Keynote lecture, Proc. of Symp. on Earth Reinforcement Practice, 1993, Balkema, pp. 831-870

表-1.2.1 従来の土留め擁壁の種類

構造型式	形状	概要	適用範囲および特徴
土留壁		切取あるいは盛土などによって支えられながら、自重により土圧に抵抗する壁体	○土留壁高さ4m程度以下(盛土の場合) ○支持地盤良好な場合 ○真込索石の人力施工が必要
重力式擁壁		主に擁壁の自重によって土を支え、土圧に抵抗する構造で、無筋もしくは躯体の一部に発生する引張応力に対しては鉄筋で補強する擁壁	○擁壁高さ3m程度以下 ○支持地盤良好な場合 ○施工が比較的容易
L型擁壁		主に擁壁の自重と後フーチング上の土の重量とにより安定を保ち、土圧に対しては、前壁を片持ばりとして抵抗する擁壁	○擁壁高さ3~8m(一般には6m程度以下)

第2図



第4図

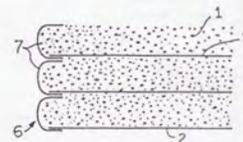


図-1.2.1 テールアルメの特許に引用された図

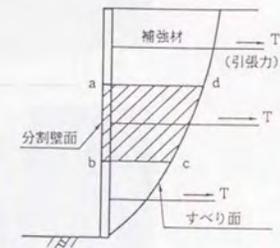
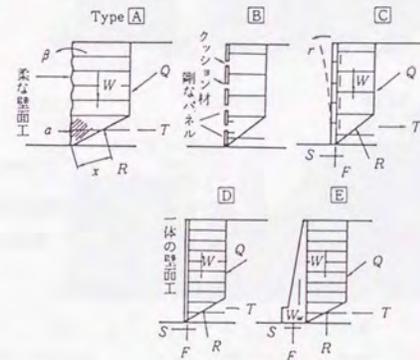


図-1.2.2 テールアルメの設計の考え方



壁面の機能	A	B	C	D	E
局所的剛性	-	○	○	○	○
全体縦剛性	-	-	○	○	○
全体曲げ剛性	-	-	-	○	○
自重抵抗	-	-	-	-	○

○: 機能あり - : 機能なし

図-1.2.3 壁面工の力学的分類

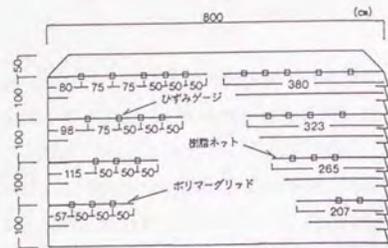


図-1 供試体形状

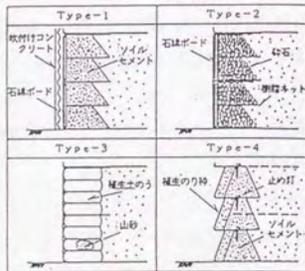


図-1.2.4 中根, 丸尾らの試験盛土(1988年)

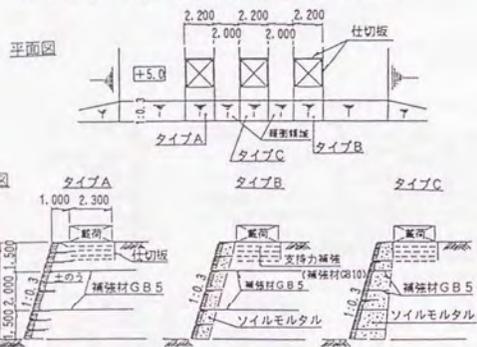


図-1.2.5 川崎, 佐藤らの試験盛土(1989年)

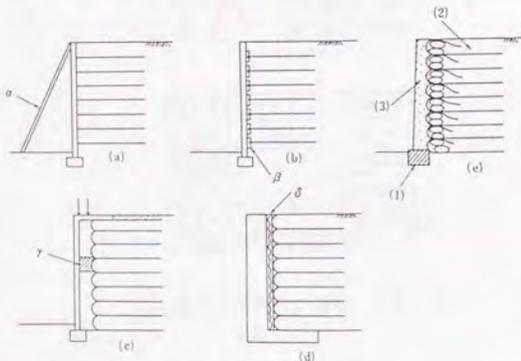
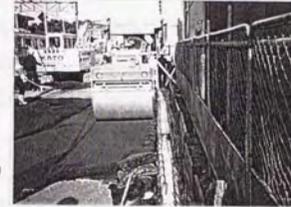


図-1.2.6 連続的剛な壁面工の分類

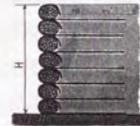
(1) 補強用ネットで土のうを巻き込み定着をとる。



(2) 盛土を敷き出し、締固めた後(1)の作業を繰り返す。



(3) 以上の工程を1工程とし所定高さHまで繰り返し施工する。



(4) 排木パイプ施工後耐なコンクリート壁面を打設する。



図-1.2.7 提案する工法の施工手順

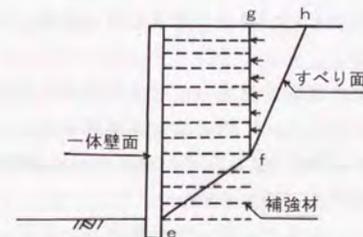


図-1.2.8 提案する工法の設計の考え方

3.1 従来工法との比較

補強盛土工法は盛土を新設する場合の技術であるが、次に、既設盛土を切り取る場合について考える。都市間を接続する鉄道や道路は、開通に伴い周辺区域の開発を促し、ひいては地価の高騰をもたらす。特に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。しかしその後、土地の有効利用・高度利用が求められ、大きな用地を占有する既設盛土のり面を利用し、土地の有効利用を図ろうとする工事が多くの箇所で見受けられる。

図-1.3.1は、従前の盛土のり面を掘削して鉄道線路を増設する場合の、従来の施工方法と今回提案する施工法の比較を示す。従来工法による工事では最終的には擁壁を構築することになるが、擁壁を構築するためにはアースアンカーなどで仮土留めを行う必要がある。アースアンカーは堅固な地盤に定着し、土圧に抵抗する方法（抗土圧構造物）であるため、堅固な地盤までの距離が深い場合には非常に長いアンカー長が必要となる。また仮土留めの剛性が小さい場合には土留め工の変形が大きくなり、列車の安定走行の確保が難しくなる。さらに仮土留めをした後で本体の擁壁を構築することになるため、工程が多く工期が長くなる。連続地中壁とアースアンカーを併用することによって、仮土留めの施工を省略することも考えられるが、連続地中壁の経済性やアースアンカーの耐久性に問題が残る。

そこで補強土工法を用いて既設盛土のり面を掘削することを提案した。この工法では仮設の土留め構造物を構築する必要がないので、工期が短縮され、工費も大幅に節減できる。このように盛土や自然斜面などの地山に引張補強材を配置し、斜面の安定化を図る工法は「地山補強土工法」と呼ばれ、代表的な工法としては、フランスのアースネイリング工法⁷⁾、ドイツのソイルネイリング工法¹⁰⁾が挙げられる。これまでの工法はいずれにしてもNATMのロックボルトの技術をベースとして、主として自然斜面の切り取りに用いられてきたが、自然斜面に比べれば格段に緩い盛土のり面を対象とし、変形に対する制限が厳しい箇所、永久構造物として使用した例はない。

そこであらかじめ掘削面に地盤改良を施して壁面剛性を事前に確保し、掘削と補強材の設置を繰り返すことによって鉄道盛土を掘削する方法を提案した¹¹⁾。さらに従来の補強材（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た¹²⁾。

これらの工法を用いることにより、掘削時の変形が小さく、さらに永久構造物

としての信頼性が高い補強土擁壁を構築することが可能となる。

3.2 地山補強土に関する研究概要

3.2.1 補強の目的

地山補強土工法は、これまで自然斜面の安定化工法に用いられる場合がほとんどであり、盛土や沖積軟弱層の掘削に用いられることは極めて少なかった。また、補強の主目的は、「掘削面の最終耐力の向上」であり、多少は変形が生じて最終的に破壊しなければ良いとするものであった。ここで補強の目的が「最終耐力の向上」にある場合の補強メカニズムの理解は、掘削や外力で低下した地山の安定性を、補強材を配置することにより土塊の重量や外部荷重の一部を補強材で受け持ち、土に作用するせん断力を減少させるとともに、せん断面に作用する直応力を増加させ、土のせん断強度を増加させることによって得られるとして考えても問題はない。

しかし地山補強土工法においても「変形の抑制」が補強目的になる場合がある。「変形の抑制」が補強の目的になる場合とは、単に破壊に対する安全性が確保されているだけでは問題が生じる場合であり、例えば列車を走行させた状態で盛土を掘削する今回提案する工法は、まさに変形の抑制が主目的となる。変形を抑制するためには、補強材を配置することにより土に作用する応力を減少させるか、もしくは土の剛性を向上させることによって得られる。しかし、補強土の特性から地盤に変形が生じることによって受動的に補強材力が発揮されることから、「変形の抑制」を補強目的とする場合でも、ある程度の変形を前提とすることになる。このためかなり小さな変形に抑制するためには、補強効果と変位量の関係を考察することが重要となる。以下にこのような観点からの既往研究の概要を示す。

3.2.2 補強材の補強効果

補強効果の大小は補強材の抵抗力を決定する諸元、例えば補強材の諸元（形状、引張り・圧縮剛性、曲げ剛性、せん断強度、摩擦係数など）や地盤諸元（変形係数、強度定数、湿潤状態など）に依存することは勿論であるが、補強材の長手方向の地盤と補強材の相対的な変位が大きい方に、つまり地盤が大きく伸びひずみする方向に配置することが、引張り補強効果を高める重要なポイントになる。引張り補強効果を定量的に評価する試みは数多くの機関で行われているが、先駆的な研究としては、Jewell¹⁾やSchlosser²⁾などの研究がある。特にJewellは直接せん断試験により補強材設置角度と補強効果の関係を求め、理論的な考察を加えている（図-1.3.2）。日本においても多くの研究論文が発表されているが、上記研究の検証実験が多い。また曲げ補強材の効果に着目した実験も行われている。そ

の一例として佐藤ら³⁾は、曲げ補強材、引張補強材、中間的な補強材による補強効果を比較し、曲げ補強材の方が引張り補強材に比べ広い範囲で補強効果が得られることを確認している(図-1.3.3)。また筆者⁴⁾も模型実験において補強材の剛性を変化させて曲げ補強効果を確認し、曲げ剛性を有する補強材の方が著しく破壊耐力が向上することを確認しているが、その内容は第5編第1章に示す。

3.2.2 補強土の変形抑止

地山補強土工法は変形することを前提とした工法であることは既に述べたが、その変形量は掘削深さHの0.2~0.3%⁶⁾、天端の水平変位量で0.1~0.3%⁷⁾との報告がある(図-1.3.4)。しかしこれは比較的密な自然地山の場合の値であり、盛土のような緩い地盤の掘削にあたっては更に大きな変形になることが予想される。

地山補強土工法において変形量を抑制する方法としては、①補強材を多密に配置し総剛性を増加させる方法、②補強材に掘削による応力解放分に相当する程度のプレストレスを導入する方法などが考えられるが、③掘削における切り梁工法のように、掘削に先立ちH鋼やシートパイル、連続地中壁などを設置する方法も考えられる(壁面先行工法)。P. W. Day(1994)⁹⁾は、山留めの挙動に支配的な要因は、地盤特性、施工方法、山留め構造であるとし、特に山留め壁の剛性と壁面水平変位の関係を図-1.3.5のように整理している。

3.3 盛土急勾配化工法への適用方法

地山補強土工法の鉄道盛土の掘削工事への適用にあたっての課題としては、掘削対象が自然地山に比べれば著しく緩い盛土であり、しかも列車を走行させた状態での施工となるため施工中の変形を極力抑制する必要があること、また永久構造物としての長期的な耐久性や変形を抑制する必要があること、などが挙げられる。

提案する工法は、上述した①、③の効果、つまり掘削面に事前に地盤改良杭やH鋼杭を配置し先行壁面を構築する方法と、大径補強材を用いて補強材総剛性を増加させる方法を併用することによって、「掘削時の変形を抑制」しようとするものである。ここで先行壁面は、掘削時の応力解放を極力抑制する役割がある。大径補強材は、施工中の変形が少なくでき、土との摩擦力や改良体積を増加することができるので、従来の補強材に比べれば少ない本数で変形性能を高めることが可能となる(図-1.3.6)。

また「掘削終了後の変形抑制」は、補強盛土工法の場合と同様に、剛なコンクリート壁面を施工して長期的な安定の確保を図ることとした。更に設計においては、補強材の設置角度の影響を極力実際に近い値で算定できるように、設置角度

に応じた補正係数を導入した。

以下に本工法の実施例を図-1.3.7に基づいて説明する。図(1)において既設盛土に対し鉛直方向に、直径0.6m~1.0m程度の径の攪拌混合杭を打設する。攪拌混合杭は十分な曲げ剛性を確保する必要があるため、通常は2本~3本程度の杭を部分的に重ねブロック体とし、このブロック体を一定間隔で構築する。この場合、所定の曲げ剛性を得る方法としては、ブロック状には改良せず、その代わり杭体が硬化する前にH鋼などの曲げ補強材を芯材として挿入する方法もある。また攪拌混合杭ではなく、H鋼+横矢板で代替することもできる。このように先行して構築した壁面工は、掘削に伴う盛土の緩み防止し、掘削に伴う応力解放を拘束する。これらの効果については、第5編第1章の模型実験によって確認されており、別途、詳しく述べる。また掘削に伴い、円弧すべりなどの盛土全体の安全性が所定の安全性を確保できない場合は、地盤中にも根入れすることにより基底破壊を防止することができる。

攪拌混合ブロック体の施工終了後、図(2)において盛土を一段(1m程度)掘削し、直径0.4m程度の大径補強体を効率良く補強効果が得られる角度(水平から下向き約20°程度の範囲)で施工する。この大径補強体は中央部にFRPロッドや鉄筋などの引張芯材が設置されているが、詳細については第5編第6章で述べる。また掘削表面に不織布などの排水設備を設け、コンクリート吹き付けを行い、表面を被覆する。

掘削、補強体設置、表面処理の工程を繰り返し、所定の高さまで掘削が終了した段階で一体コンクリート壁面を打設する。なお大径補強体の芯材は曲げ加工し、コンクリートに埋め込むことによって壁面との定着をとる。

これらによって、施工中及び施工後の変形が小さく、安全に盛土のり面の急勾配化が図れることになる。またこれにより、発生した用地の有効利用が図れることになる。

<参考文献>

- 1) R. A. Jewell(1980):Some Effects of Reinforcement on The Mechanical Behaviour of Soils, Ph. D. Thesis, Cambridge Univ.,
- 2) F. Schollosser(1983,1):Analogies et differences dans le comportement et le calcul des ouvrages soutenus, Sols et Fondations 184
- 3) 佐藤研一、落合英俊、林重徳、吉本淳(1987,9):単純せん断における棒状補強材の曲げ剛性の影響、土木学会第41回年次学術講演会Ⅲ部門、pp. 854-855

- 4) 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
- 5) F. Tatsuoka: Roles of facing rigidity in soil reinforcing, IS-Kyusyu Keynote lecture, Proc. of Symp. on Earth Reinforcement Practice, 1993, Balkema, pp. 831-870
- 6) G. W. Clough and O'Rourke, M. (1990): Construction induced movements of in-situ walls, Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE Geotechnical Special Publication No. 25, pp. 1-7
- 7) Scientific Committee of the French National Project CLOUTERRE, Recommendations Clouterre, 1991
- 8) 地山補強土工法に関する研究委員会(1996.8): 補強土工法に関するシンポジウム, 地盤工学会, pp. 30-40
- 9) P. W. Day(1994): Factors Influencing The Movement of Retaining Structures, X III CIMSTF, New Delhi, India, Vol. 5, pp. 109-114
- 10) G. Gassler(1990): In-situ techniques of reinforced soil, State of the Art Report, Performance of Reinforced Soil Structure, Proc. Int. Reinforced Soil Conf., Glasgow, Tomas Telford, pp. 185-196
- 11) 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, Ochiai, Hatashi & Otani (ed.), pp. 555-560
- 12) M. Tateyama, H. Tarumi, A. Fukuda(1996): Development of large diameter short reinforced anchor by Cement-Mixing Method, Proceedings of The Second International Conference on Ground Improvement Geosystems, Balkema, pp. 759-765

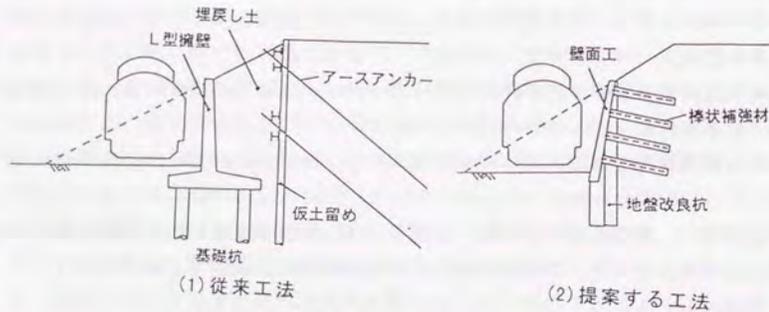


図-1.3.1 掘削工事における従来工法との比較

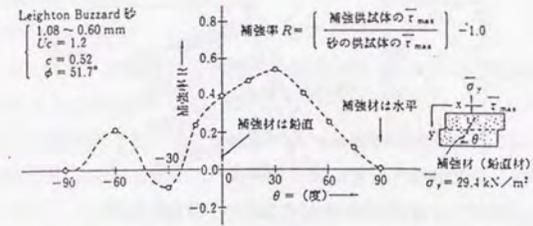


図-1.3.2 一面せん断試験による補給材設置角度と補給効果, Jewell¹⁾

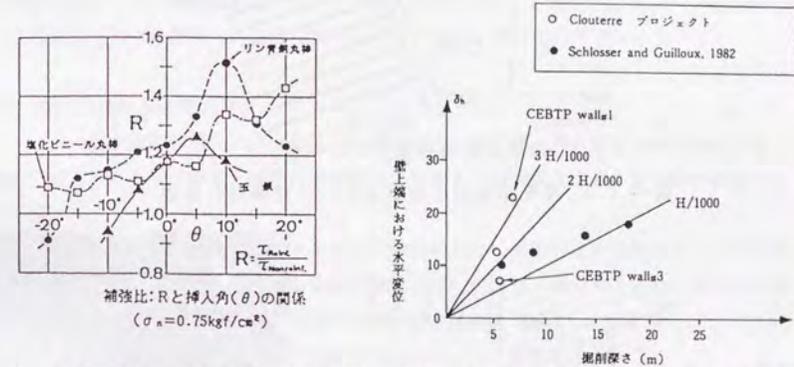


図-1.3.3 曲げ補強材の補強効果, 佐藤ら³⁾ 図-1.3.4 地山補強土工法における変形量³⁾

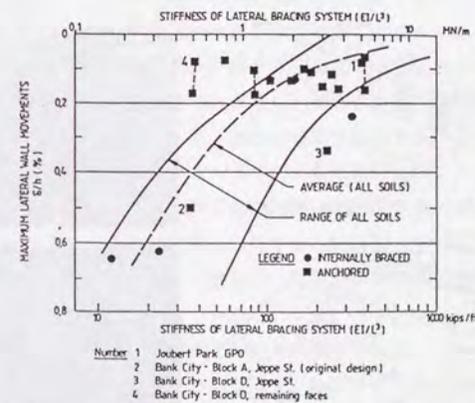
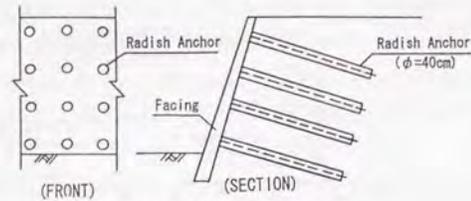
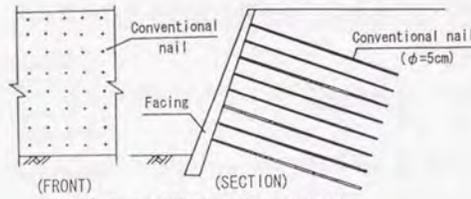


図-1.3.5 壁体の曲げ剛性と壁面水平変位, Day⁹⁾



(1) 大径補強材を用いた場合



(2) 従来の補強材を用いた場合

図-1.3.6 従来補強材と開発した大径補強材の比較

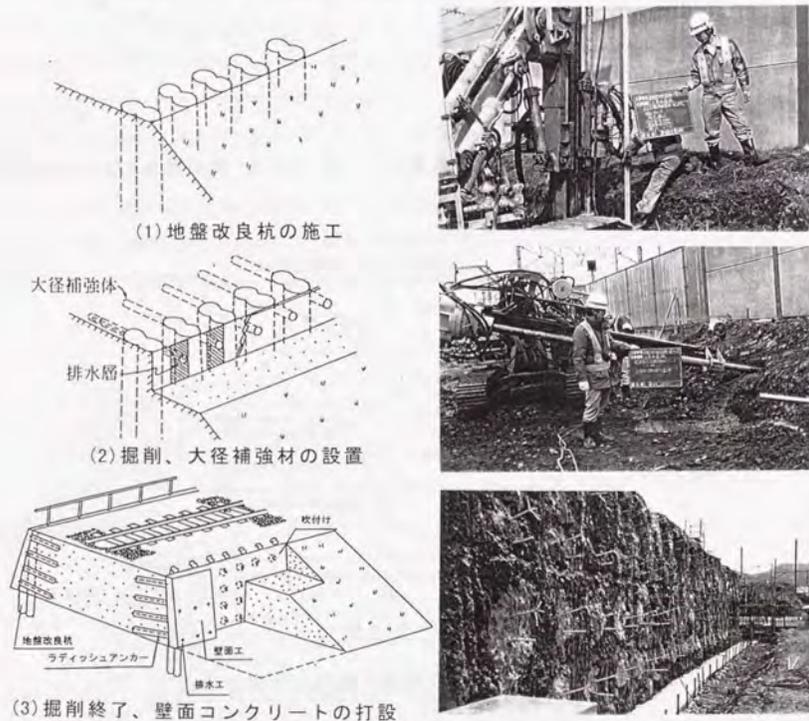


図-1.3.7 概略の施工手順

第4章 論文の目的と構成

4.1 研究の目的

これまで述べたように、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を提案し、実用化を図ることを目的とする。

ここで、提案する壁面剛性の効果を利用した2つの補強土擁壁工法とは、盛土建設時にジオテキスタイルと剛な壁面で補強し、鉛直のり面の盛土を構築する「補強盛土に関する工法」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し、急勾配化する「地山補強土に関する工法」である。またこれらの工法の合理化、経済化を図る目的で、補強盛土工法の補強材として「繊維製ジオグリッド（Jグリッド）」を、地山補強土工法の補強材として「大径補強材（ラディッシュアンカー工法）」を開発した。

本論文は、これら開発した工法に関する研究について示すものである。

4.2 論文の構成と研究の方法

図-1.4.1は本論文の構成フローを示す。本論文は、第1編～第7編で構成される。第1編では提案する2つの補強土擁壁工法の開発に至るまでの背景と提案する工法の概要について述べた。

第2編では、補強土擁壁の補強メカニズム解明のために実施した模型実験について述べる。特に2つの工法の基本原理解である壁面剛性の違いが補強土擁壁の安定性に与える影響については、壁面剛性が異なる5種類の模型補強土擁壁を作成し、載荷試験によって比較検討し、壁面剛性を利用した補強土擁壁の有効性について検証する。

第3編、第4編は、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について示す。まず第3編では、補強材（ジオテキスタイル）の諸元や設計法を提案し、工法の基準化を図る。このためにまず最初に極限安定解析を基本とした設計手法を提案し、各種感度計算を実施し、実用に耐え得る設計法であることを確認する。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値を定めるための試験方法を提案し、多種のジオテキスタイルに対して試験を実施する。さらに、補強土擁壁に橋台が設置されたり、防音壁や電柱などの付帯構造物が設置された場合の挙動を確認するために、実物大試験盛土の水平載荷実験や現場試験を実施し、より実務的な使用方法についての検討を行う。

第4編では、開発した補強盛土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、永久構造物として十分な安定性を有することを証明する。また阪神・淡路大地震における被災事例を説明し、本工法が耐震性に優れていることを証明する。

第5編、第6編は、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」に関する研究について示す。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。そこで第5編では、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う。

模型実験では、鉛直地盤改良体（壁体先行工法）の変形拘束効果を確認するために模型載荷実験を行う。また実物大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施工性、安定性に対する検討を行う。それらの成果を受けて実工事に試験的に適用し、従来工法に比較して開発した工法が安全で経済的であることを証明する。更に工法の合理化を図る目的で、大径補強材を開発し、模型実験による効果確認や施工機械を開発し、品質の確認を行う。

設計法に関しては、基本的には補強盛土工法と同じであると考えられるが、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の各種の設置角度補正について考察する。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ことについて述べる。

第6編では、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す。また実現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、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証明する。

そして最後の第7編では、提案した工法が実用化され、広範囲に採用されていることを実績として、剛壁面を利用した補強土擁壁の優位性を結論づける。

第2編 壁面剛性の効果確認に関する模型実験

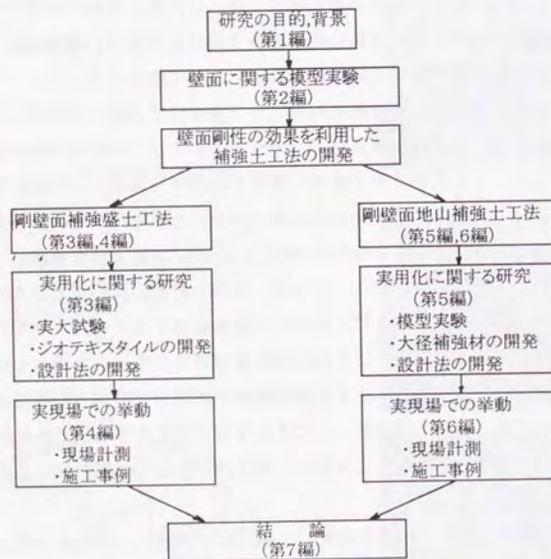


図-1.4.1 論文構成のフロー図

第1章 室内模型実験

1.1 実験の目的

補強土の補強メカニズムを解明する目的で室内模型載荷実験を行った。実験を計画する段階で既に、補強土工法における壁面工の力学的役割が大きいことを定性的に理解していたため、本シリーズでは「剛な壁面工を有する補強土模型」を基本ケースとして系統立てて実験を行った。

行った実験は、実験システムの性能を確認することを目的とした「土圧実験」、剛壁面を有する補強土擁壁の「補強材配置に関する実験」、最後が本模型実験の最大の着目点である「壁面剛性を変化させた実験」の3シリーズである。

1.2 実験システムの概要

1.2.1 模型実験土槽

図-2.1.1に、実験に用いた模型実験土槽を示す。実験土槽の寸法は幅40cm×長さ122cm×高さ60cmで、側面は実験中の砂の動きが観察できるようにアクリル板から構成されている。平面ひずみ状態を基本とした2次元モデル実験では、実験中に側面にたわみ出しがないこと、側面と砂の間に摩擦が介在しないことが前提である。このため、アクリル板は厚さ30mmとし、更に補剛棒によって補強されている。また土槽側壁面の内側と砂の間の摩擦は、0.05mm厚のシリコングリースと0.2mm厚のラテックスメンブレンを用いて軽減してある。写真-2.1.1は摩擦軽減層の作成状況を示す。このラテックスメンブレンの上には、メンブレンの変形に抵抗しないように同じくラテックスラバー製の格子形のマーカークラシが張り付けてある。模型盛土の変形とラテックスメンブレンの動きは地表面近くと大変形の時を除いて良く一致していることは、すでに谷²⁾によって確認されている。このマーカークラシの格子点の座標の動きは、撮影した写真の上で、CCDカメラで拡大して得られる画像をディスプレイ上で確認しながら精度1 μ mの変位計で読み取り、写真測量の方法で補正することにより最大誤差約20 μ mで読み取ることができる。

なおこの模型実験土槽および座標読み取り装置は東京大学生産技術研究所において製作されたものである。

1.2.2 模型壁面

図-2.1.2に、実験で用いた模型壁面工を示す。壁面工は筆者が設計し、東大生研の試作工場にて作製したもので、11個のセグメントからなる。セグメントの中央1/3には分解能5gf/ μ strain、相互干渉性5%以下、荷重に対する出力の線形性R=0.9999の二方向ロードセルを配置した(図-2.1.1での壁面工での番号1~10)。これにより壁面工に作用する土圧分布

と作用方向を測定することが可能となった。写真-2.1.2は模型壁面を示す。また実験の着目点は、補強土における壁面剛性の効果を確認することにあるため、図-2.1.2の2本の鉄筋をボルトで締め付けることにより一体化した壁面を、鉄筋を取り外すことにより分割した壁面を模擬できるようにした。実際の実験ではセグメント間にスポンジを挟んだり、トレーシングペーパーやメンブレンを用いた壁面でも実験したが、詳細については後に述べる。更に土槽の底面にも二方向ロードセル(図-2.1.1での底面での番号1~10)を設置した。更に壁面下端にも支点反力を測定するためにロードセルを配置した。これらにより土槽境界での応力条件が全て観測できるようにした。写真-2.1.3は底面ロードセルを、写真-2.1.4は壁面下端ロードセルを、写真-2.1.5, 6は壁面ならびに底面ロードセルの土槽への設置状況を示す。

1.2.3 模型補強材

図-2.1.3、写真-2.1.7~9は実験で用いた模型補強材を示す。模型補強材は曲げ変形と引張力の分布を測定するために線形弾性が得られるリン青銅の帯材(幅3mm、厚さ100 μ m、 $EI=0.03\text{kgf}\cdot\text{cm}^2$ 、 $EA=3600\text{kgf}/\text{本}$)を用いて実際の補強材との相似率を著しく侵さない程度に配置して作製した。

本実験で使用した補強材は、どの実験においても全体引張剛性を一定に保つこととしたので、2層配置の場合は2cmピッチに、5層配置の場合は5cmピッチに、10層配置の場合は10cmピッチに配置してハンダ付けによってグリッド状にした。また補強材表面にストレインゲージを3カ所貼付け、補強材引張力を測定した。3種類とも補強材長さは15cmであり、壁高(52cm)に対し約30%の短い補強長とした。

1.2.4 載荷、計測システム

模型擁壁の載荷実験は、底面を滑らか(smooth)にし、中央1/3に直応力とせん断力分布が測定できるようにしてある2個のロードセル³⁾を取り付けたフーチングを模型盛土天端から鉛直に変位制御(0.1~0.3mm/min)で押し込むことで行った。写真-2.1.10は実験で用いたフーチングを示す。実験で用いる際には土槽側面と同様に、このフーチング底面にグリースを塗りゴムメンブレンを貼り付けた。底面をsmoothにしたのは、載荷に伴いフーチング底面に摩擦力が発生し、載荷重が傾斜しないように配慮したためである。また変位制御としたのは載荷重のピーク強度や残留強度特性が応力制御に比べて明確に測定できるためである。

載荷位置は、全パターンにおいて補強領域の背面から載荷した場合(Back載荷、図-2.1.4(a)参照)と、補強領域の真上から載荷した場合(Front載荷、図-2.1.4(b)参照)の2種類で実施した。載荷位置を2種類としたのは、載荷を補強材の背面から行う場合と、上から行う場合とでは、補強土壁の破壊メカニズムが異なる可能性があったためである。本研究では、基本的にはフーチングの載荷に対する耐荷重の大小により、模型擁壁の安定性を評価することにした。

計測箇所としては、補強材ひずみ計の他に、2方向ロードセルを壁面および土槽底面に各10個、フーチング下面に2個、壁面下端に2個配置して計測した。更に壁面およびフーチングの移動量を各2個の変位計で計測し、移動の際に平面性が確保されているかをチェックした。計測はピックアップからの出力をスキャナーによりサンプリングし、パソコンにデータ収録し、データ処理を行った。このため、本実験の専用サンプリングプログラムとデータ処理プログラムを作成した。

1.2.5 模型地盤

模型地盤は物性値が過去の研究によって明確である気乾状態の豊浦標準砂(比重 $G_s=2.64$ 、最大間隙比 $e_{max}=0.977$ 、最小間隙比 $e_{min}=0.605$ 、含水比 $w=0.14\%$)を用いて空中落下法によって作成した。実験手順の詳細については後で説明する。

1.3 相似則

模型実験を行う場合には、相似則を考慮する必要がある。一般に相似ということと主として幾何学的相似のみを考えがちであるが、真の相似状態ではすべての物理量(時間、力、加速度、変形、応力などの全ての現象に関する変数)について相似である必要がある。しかし模型実験では、厳密な意味での相似は不可能であるため、実験で着目する現象に対して、比較的支配的な物理法則を抽出して相似率を合わせることになる。本実験では補強材を配置することによる土の補強効果に着目しているため、ここでは主に補強材の相似則について検討した。

相似則の検討にあたっては、以下の仮定を行った。

「模型地盤は2次元状態が確保されており、補強材は引張り補強材として働くものとする。」

今、擁壁に作用する土圧力 P_s は、図-2.1.5に示す通り F 、 W 、 S 、 N 、 P_v 、 T_R により決定され、これらの支配的物理法則は以下の通りである。

$$\begin{aligned} W &= \gamma \cdot l^2 = g \cdot \rho \cdot l^2 \\ S &= \alpha \cdot \tan \phi \cdot l \\ N &= \alpha \cdot l \\ P_v &= \alpha \cdot \tan \delta \cdot l \end{aligned}$$

ここに、 α : 上載圧 $=g \cdot \rho \cdot l$

δ : 壁面摩擦角

F : 境界力

W : 土塊重量

P_v : 壁面摩擦力

S : すべり面のせん断抵抗力

N : すべり面の鉛直反力

l : 長さ

原型(p)、模型(m)のもとで $\rho_m = \rho_p$ 、 $\phi_m = \phi_p$ 、 $\delta_m = \delta_p$ 、 $g_m = g_p$ の関係が成立するので、各々の力の原型と模型の相似比(λ)は以下の通りとなり、長さの相似比の2乗

$(\lambda l)^2$ に支配される。

$$\lambda W = \frac{W_m}{W_p} = \frac{(g_m \cdot \rho_m \cdot l_m^2)}{(g_p \cdot \rho_p \cdot l_p^2)} = \left(\frac{l_m}{l_p}\right)^2 = (\lambda l)^2$$

$$\lambda S = \frac{S_m}{S_p} = \frac{(\sigma_{sm} \cdot \tan \phi_m \cdot l_m)}{(\sigma_{sp} \cdot \tan \phi_p \cdot l_p)} = (\lambda l)^2$$

$$\lambda N = \frac{N_m}{N_p} = \frac{(\sigma_m \cdot l_m)}{(\sigma_p \cdot l_p)} = (\lambda l)^2$$

$$\lambda P_v = \frac{P_{vm}}{P_{vp}} = \frac{(\sigma_{sm} \cdot \tan \delta_m \cdot l_m)}{(\sigma_{sp} \cdot \tan \delta_p \cdot l_p)} = (\lambda l)^2$$

ここで補強材の引張り抵抗力 T_R は、①主に土と補強材の摩擦に依存するとした場合と、②補強材に発生するひずみ量に依存するとした場合の2通りに考えることができる。つまり補強材の引張剛性が高く土と補強材に生じるひずみ量が著しく異なる場合には①に依存し、補強材の引張剛性が比較的小さく土と補強材に生じるひずみ量がほとんど差がない場合には②に依存することになる。各々の場合の相似率は以下の通りである。

①摩擦係数に依存する場合

$$T_R = \sigma_s \cdot \mu \cdot l \quad \text{ここに、} \mu : \text{摩擦係数}$$

$$\therefore \lambda T_R = \frac{(\sigma_{sm} \cdot \mu_m \cdot l_m)}{(\sigma_{sp} \cdot \mu_p \cdot l_p)} = (\lambda l)^2 \cdot \lambda \mu$$

$$\lambda T_R = \lambda W = \lambda S = \lambda N = \lambda P_v = (\lambda l)^2 \quad \text{より} \quad \lambda \mu = \left(\frac{\mu_m}{\mu_p}\right) = 1$$

したがって、補強効果が補強材の摩擦に依存する考えた場合は、模型補強材の摩擦係数を実物と同じ ($\mu_m = \mu_p$) にする必要がある。

②補強材ひずみに依存する場合

$$T_R = E_T \cdot \varepsilon_s \quad \text{ここに、} E_T : \text{補強材の引張り剛性}$$

$$\varepsilon_s : \text{補強材に生じるひずみ} (\varepsilon_s : \text{土のひずみ})$$

$$\therefore \lambda T_R = \frac{(E_{Tm} \cdot \varepsilon_{sm})}{(E_{Tp} \cdot \varepsilon_{sp})} = \lambda E_T \cdot \lambda \varepsilon_s$$

$$\lambda T_R (\lambda E_T \cdot \lambda \varepsilon_s) = \lambda W (= \lambda l)^2$$

ここで $\lambda \varepsilon_s$ について考える。図-2.1.6には豊浦標準砂のせん断ひずみ・主応力比曲線の拘束圧依存性を示す。この図からピーク前では拘束圧とせん断ひずみの間には以下の関係が成立する。

$$\varepsilon_s \cdot \varepsilon_3 = f \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right) \sigma_3^s \quad \text{また、} \sigma_3 \text{ は以下の通りである。}$$

$$\sigma_3 = \sigma_s \cdot k_0 = g \cdot \rho \cdot l \cdot k_0 \quad \text{ここに、} k_0 : \text{静止土圧係数}$$

$$k_{0m} = k_{0p}, \rho_m = \rho_p, \varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sp}, \therefore \varepsilon_s = (g \cdot \rho \cdot l \cdot k_0)^s$$

$$\lambda \varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{sm}}{\varepsilon_{sp}} = \left[\frac{(g_m \cdot \rho_m \cdot l_m \cdot k_{0m})^s}{(g_p \cdot \rho_p \cdot l_p \cdot k_{0p})^s} \right] = (\lambda l)^s$$

したがって、

$$\lambda T_R = \lambda E_T \cdot \lambda \varepsilon_s = \lambda E_T \cdot \lambda l^s = \lambda W (= \lambda l^2) \quad \therefore \lambda E_T = \lambda l^{2-s}$$

今、 δ を図-2.1.6から求める。

$$\lambda \sigma_3 = \frac{(g_m \cdot \rho_m \cdot l_m \cdot k_{0m})}{(g_p \cdot \rho_p \cdot l_p \cdot k_{0p})} = \lambda l$$

$\lambda l = 1/10$ ならば $\lambda \sigma_3 = 1/10$ 、 $\sigma_{3p} = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_{3m} = 0.05 \text{ kgf/cm}^2$ とし、

図-2.1.6からせん断ひずみ 1% 毎の主応力比を求めて以下の式に代入し δ を算出する。

$$\lambda \varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{sm}}{\varepsilon_{sp}} = \left\{ \frac{f \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)_m \sigma_{3m}}{f \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)_p \sigma_{3p}} \right\}^s$$

例えば $\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sp} = 1\%$ の場合には、

$$\frac{5.1(0.05)^s}{4.5(0.5)^s} = 1\% \quad \delta = \frac{\log 0.882}{\log 0.1} = 0.054$$

同様に、ピーク前のせん断ひずみ 1~4% の平均を求めると、 $\delta = 0.04$ となる。

これより、②の場合の補強材の引張剛性の相似率は以下の通りとなる。

$$\lambda E_T = \frac{E_{Tm}}{E_{Tp}} = (\lambda l)^{2-s} = \left(\frac{1}{10} \right)^{2-0.04}$$

したがって、補強効果が引張り剛性に依存する場合には模型補強材の引張剛性を実物の $1/90$ ($E_{Tm} = 0.011 E_{Tp}$) とする必要がある。

ここで補強土全体からの観点から相似則を考えた場合、補強土体の変形性については補強材引張り剛性 (②の場合) に依存することが考えられ、逆に補強土の破壊耐力に関しては、補強材の引き抜き抵抗力 (①の場合) に依存することが考えられる。

本実験は補強土の補強効果を、破壊耐力の相対的な比較によって求めることを主眼としたため、①の摩擦係数の相似に着目して実験を行った。つまり模型補強材を、実際に用いるジオグリッドと同様の格子状形状とすることによって、摩擦係数を一致させることにした。ただし補強材の引張り剛性も著しく相似率を犯さないように配慮し、1.2.3項で示したように断面積が小さい (3mm幅で0.1mm厚) リン青銅の補強材を、なるべく大きな (10cm) 間隔で用いたが、それでも補強材の引張り剛性は、一般的なジオテキスタイルに比べて1/5程度であり、相似率に比べれば大きい。ただしこの模型補強材を用いた場合の変形量についても、各実験間の相対的な比較はできるものと考えられる。

なお地山補強土における相似則の実験による検証は、第5編1.7項で詳しく考察する。

1.4 土圧に関する実験

実験装置の性能を確認する目的で、無補強時、補強時の土圧に関する基本的な実験を実施した。この場合の補強時の実験は、土圧の軽減効果の測定を主目的にしたため、壁面と補強材とは非定着とした。

1.4.1 実験方法

表-2.1.1には実験ケースを、図-2.1.7には実験手順を示す。無補強並びに非定着の場合、そのままでは擁壁が自立しない。従って擁壁の上下端を固定させた状態（静止状態）で砂を撒き、その後には荷重（50kgf）を設置し、次に下端ヒンジ状態で壁上端を外側に変位させた（この場合の変位速度は0.2mm/minとした）。また盛土上にはメンブレンの砂の変形に対する追随性を高める目的で32gf/cm²（盛土高さ20cmに対応）の散弾によるサーチャージを加えた。写真-2.1.11は上端可動装置を、写真-2.1.12はサーチャージの設置状況を、写真-2.1.13は実験状況を示す。

この種の実験で問題となることの一つに、砂撒き時での壁面の剛性の確保がある。市原ら⁷⁾の研究では、土が塑性化に要する壁の変形量は壁高に対し10⁻³程度（従って、今回の実験では0.5mmオーダの変形が問題となる）と言われており、砂撒き時や荷重設置時での静止土圧状態を確保するためには十分な注意が必要となる。従って模型壁の剛性を十分大きくするようにした。今回の実験では2個の変位計により監視を行ったが、0.02mm程度（約4×10⁻³）のたわみが生じただけであった。従って、十分に静止土圧状態が確保されているものと思われる。

1.4.2 静止土圧の測定

図-2.1.8は砂撒きした際の土圧分布（5cm/step）を示したものである。2回の実験は十分な再現性があり、また5cm毎の砂の撒き上がり状態を十分に反映した出力が得られている。測定土圧は、底面の摩擦力（壁面および底面は全面にサンドペーパーを貼りrough面としている）の影響により壁下方での土圧が小さくなっている。しかし、上部においてはJakyの式に非常に良く一致しており、十分に信頼できる値と思われる。

図-2.1.10は砂撒き終了後に壁面を固定した条件でサーチャージを設置した際の壁面ロードセルによる土圧分布形を示す。荷重の設置ステップは、Step1:自重20kgf（50gf/cm²）のフーチングを設置する。Step2:フーチング後ろに散弾（32gf/cm²）を設置する。Step3:フーチング前側に散弾（32gf/cm²）を設置する。Step4:フーチングにさらに重り30kgf（75gf/cm²）を加えた。

荷重による土中の応力分布を推定する方法としては、ブーシネスクによる弾性解がある。この解は半無限水平地盤に作用する鉛直応力によって生じる地盤応力を、弾性応力と仮定して求めた解であるが、壁体に作用する静止土圧分布に適用した場合には以下の2通りに仮定することができる（図-2.1.9参照）。

①ケース1：半無限水平地盤に壁が挿入された状態で鉛直応力qが作用した場合、壁に作用する応力分布はブーシネスクの応力分布と等しくなるが、壁は作用応力によって多少は移動する。

②ケース2：半無限水平地盤に挿入された壁が全く動かない状態を考えるのであるならば、左右対称に鉛直応力qが作用した状態と等価であるため、壁に作用する応力分布は2×ブーシネスク解となる。

したがって図-2.1.10は測定値の他に、ブーシネスク解、2×ブーシネスク解を示してある。測定値はブーシネスク解より若干小さく、特に壁上部での土圧が小さいものになっている。この傾向はU. Smoltezyk⁴⁾が行った実験の傾向と非常に良く一致する。実験は完全には静止状態を確保しているわけではないので、2×ブーシネスクよりは、ブーシネスク解に近いことは妥当ではある。さらに、壁面が微小にでも前方に変位する状態では、局所的に土圧が集中することはなく、ブーシネスク解よりも土圧は小さくなる。土圧は複雑に再配分を繰り返しながらも、壁全域に均等に分配する傾向にある。

1.4.3 主働土圧の実験

過去に行われた主働土圧に関する実験で、市原ら⁷⁾が土が主働状態となる変形量と土圧力について報告しているが、土圧分布形まで詳細に測定した例は少ない。

土圧分布形は、変形モードや壁体の剛性の程度で変化することが一般に知られている。本実験では下端ヒンジ状態で壁上端を回転移動させて土圧分布を測定した。下端ヒンジにしたのは、図-2.1.11に示すように裏込め土が一樣にひずむ（図においてどの高さにおいても水平方向の膨脹ひずみ $\epsilon_x = \Delta x_i / x_i$ が一樣である）ため、比較的均一な土圧分布となるからである。

1.5 補強材が非定着の場合の効果

1.5.1 土圧軽減効果

図-2.1.12~13には非定着で補強した場合の、壁の変位と各壁面ロードセルの出力状況を示す。後に述べる補強材と壁面を定着した一連の荷重実験と対応づけるために、フーチング荷重を50kgf（125gf/cm²）一定として、補強領域の上部（フロント荷重位置）ならびに補強領域背後（バック荷重位置）のそれぞれにセットして実験を行った。また図-2.1.14は無補強と補強時の壁面変位と壁上端の水平反力の関係を示す。これらの図から、①静止状態では無補強と補強の差は小さいこと、②主働土圧状態となる変位量は、無補強の場合は約4mm（壁高に対し0.8%）の時であるのに対し、非定着（補強時）の場合には約2mm（壁高に対し0.4%）であること、③したがって非定着の場合の土圧軽減効果は変形が進むにつれて大きくなり、壁高に対し0.4%程度変位が進んだ段階ではほぼ一定となること、などが確認できる。

図-2.1.15には荷重の影響がしやすいFront荷重の場合の壁変位2mmごとの壁面および底

面の土圧分布を示す。無補強の場合には壁の変形が進んでも載荷重の影響のため、中間の高さでの土圧が大きい土圧分布のままであるのに対し、非定着の場合には中間高さでの土圧のふくらみが見られず、壁の変形が比較的小さな段階で静水圧分布の形になった。これは補強材の配置により、補強領域の圧縮強さが大きくなり、フーチング荷重が壁面には伝わらず直接下方に伝達されていったためと思われる。このことは、非定着の場合の底面の土圧分布を見ると、補強領域直下（ロードセルNo. 1～3）の土圧が壁の変形につれて大きく増加している事からも推察できる。

図-2.1.16は無補強と非定着の場合の土圧分布を直接的に比較した。壁上端の変位が0mm（静止状態）、2mm、4mmにおけるもので、図中斜線の部分が補強材を配する事による土圧軽減量である。土圧の軽減量を定量的に評価するには、壁高さに対して平均した土圧係数で示すことが望まれる。しかし今回の場合は土圧分布に著しい違いがあり、一概に土圧係数としては比較しにくい。構造物の安定の評価に特に直結する壁に作用する全水平力（H）と壁下端におけるモーメント（M）で比較することにした。表2.1.2に結果を示す。表中の値は各ケースでの静止状態での無補強の値を1とおいて求めてある。なお、これらの値には各実験間での間隙比の違いによる ϕ の相違（Back載荷の場合で0.5°、Front載荷の場合で1.2°無補強の方が小さい）は含まれているが、 ϕ の変化に対する土圧係数の感度（ ϕ' に対し5%程度の誤差となる）はさほど大きいものではないので、ここでは無視することにした。これによると非定着で補強した場合の土圧軽減量は水平力HよりもモーメントMに対しての方が大きいことが分かる。つまり土圧分布の重心位置が無補強の場合よりも下がり、滑動よりは転倒に対しての安定性が更に高まっていることを示している。

以上のことから非定着の場合の補強材は、壁面への作用力を半減し、土圧の重心位置を低下させる効果が認められた。ただしこれらの効果は壁面の変位がある程度進んだ段階で発揮されることや、補強材の配置方法によっては土圧分布形が変化すること、などに注意する必要がある。

1.5.2 変位ベクトル及び補強材引張力

図-2.1.17には無補強、非定着の補強の場合と後に詳しく述べる定着した場合の変位ベクトルとその模式図を示す。これによると非定着の場合は定着した場合に比べ、補強材の配置による補強領域の一体化の程度は小さくなるようである。つまり図に則して言えば、無補強の場合の主働域はすべり面abに平行な形で滑動破壊により落ち込んでいる。一方、定着したものでは領域dbcの擬似ブロック化し、その転倒的な破壊となった。これに対して、非定着の実験では擬似ブロック化した領域はedd'eと小さくなり、壁に近いedbc領域では滑動破壊的なモードになっている。

図-2.1.18には非定着の場合の壁変位 $\delta=15\text{mm}$ （ $\delta/H=2.9\%$ ）時の補強材引張力を示す。この場合は、引張力の最大値は壁面位置とはならず補強材中央付近となっている。つまり補強材は壁面に非定着であるため壁面に近い先端では引張力がゼロとなっている。このた

め壁面付近での砂への拘束が弱くなり、砂が補強材よりも先に外側へ変位しようとしている（図-2.1.17(b)のedb'c'領域）。したがって特にすべり面が通過していると思われる、下から3層目の補強材が大きな引張力となっている。

1.5.3 補強材を非定着にした実験のまとめ

補強材と壁面を非定着とした場合の効果は以下の通りである。

- 1) 非定着の場合の土圧は無補強に比べ半減する。しかしながら、壁面工に依然大きな土圧が作用していることは事実であり、壁面工を支持する構造がなければ成立しない構造形式である。したがって実際に用いるには不合理な構造形式である。
- 2) 非定着の場合も主働降伏に至るまでの壁面工の変位は大きい。したがって仮に実際にこのような構造物があり、壁面工が他構造物に支持されているとするならば、この支保の設計土圧を小さくするためには壁面工の大きな変位を許容することになる。これも構造形式が不合理な理由の一つである。
- 3) 破壊モードとしては滑動が主体的となる。

これらの実験は実験装置の性能を把握する目的で実施したものであるが、結果から推察すると実験装置や測定方法は十分な精度が得られていると考えられる。同様に裏込め盛土を補強しても壁面工に定着しない構造形式は不合理であることが確認できた。

1.6 補強層数の影響

1.6.1 実験の目的と概要

補強材本数が同一の帯状補強材を用いた補強土擁壁を設計する際に、補強効果が定着長と補強材剛性、破断強度に依存すると考えた場合には、図-2.1.19に示す(a)～(c)の配置は設計上等価な耐力を与えることになる。したがって、この場合には引張剛性の高い長い補強材を粗に配置することが、最も効率の良い配置となる。しかし(a)よりは(b)が、(b)よりは(c)の配置の方が補強材が空間的に、より分散されて、補強領域がより拘束されているので耐力も高くなると考えられる。

補強土擁壁の破壊耐力は、同じ量の補強材を配置した場合でも、後に述べるように壁面剛性の程度が異なれば異なるため、このシリーズの実験では一体化した壁面タイプ（後に示すDタイプ）だけを用いて、補強層数だけを変えて実験を行った。また全て補強材は壁面と定着させた。模型地盤は、ホッパーを落下高さ80cmで左右に移動しながら豊浦砂を落下して作成した（空中落下法）。この地盤の作成方法は、全ての実験で共通である。写真-2.1.14に砂撒き状況を、写真-2.1.15に補強材の設置状況を示す。

表-2.1.3に実験ケースの一覧を示す。補強材配置層数を変更し、それぞれの配置でフロントとバック載荷実験を行った。写真-2.1.16は載荷試験の状況を示す。

1.6.2 実験結果

図-2.1.20は実験結果のうち壁上端の水平変位量とフーチング載荷重の関係を示す。前述

した通り総引張剛性は全実験で同一である。しかし、本実験によれば2層配置の場合に比べて10層配置の場合の方が破壊耐力ははるかに大きい。このことは同量の補強材ならば、砂中になるべく均等に分布させた方が砂の変形をより効果的に拘束し、補強領域がより一体化することを示している。また短く引張剛性が小さい補強材でも密になるべく均等に入れることによって十分な耐力が得られることを示している。すなわち、フロント載荷ではフーチング直下の砂の耐力でフーチング最大荷重が決定されているが、補強材層数が多いほどその領域の砂の強度が増す。一方、バック載荷の場合は、壁面工下端背後の砂の領域が一体化していて、すべり面が通過しないほど壁体は強くなるが、これも補強層数が多いほど実現しやすい。このことを以下に詳細に検討する。

図-2.1.21はピーク荷重時における、フーチング載荷重により生じた壁面応力の増分の分布を示したものである。設計では載荷重による土圧分布は非常に重要な問題であるが、本実験結果では無補強の場合で多少、弾性応力解との整合性が見られるものの、補強材の配置によって土圧分布形は著しく異なる。定性的には、補強層数を増やすと土圧分布は比較的均等になり、補強領域はより一体化する。

図-2.1.22はバック載荷とフロント載荷での土槽底面土圧分布を示す。補強領域を1つのブロック体と考えた場合、ブロックが不安定な程爪先だった状態、つまりは壁に近い方の底面土圧が増えるわけだが、図が示す通り補強層数が少ないもの程これらの傾向が大きい。これらから補強層数が多い程、安定な状態に向かっているとと言える。

図-2.1.23, 24には壁面の平均応力(10個のロードセルの平均)を示す。これによるとせん断応力と直応力は安定した対応を示し、壁面での摩擦角は40°程度である。特徴的なことは、バック載荷ではフーチング載荷圧が違うのにもかかわらず補強層数による差異が認められないのに対し、フロント載荷ではほとんど載荷圧に比例して壁圧も高くなっている(図-2.1.20と比較)。これらは載荷パターンによって破壊モードが異なることを示唆している。

図-2.1.25は壁変位15mm(残留状態)での補強層数別の主ひずみ分布を示す。これによると全般的に補強層数が増すに従って、すべり面が深く大きくなっている。言い替えば補強領域の一体化が増し、より安定な構造体に向かっていることを意味している。

図-2.1.26には図-2.1.25より得られるすべり面を模式的に示す。これによると載荷試験による補強土擁壁の破壊は、基本的にはフーチング下端の土くさび「II域(zys)」が、受働抵抗域「I域(syxt)」を押し出すようなモードとなっており、その場合、補強層数が多い程II域が大きくなり、またI域、II域の境界(sy)上で発揮される摩擦角も大きくなるようである(d)ではsy面がせん断層とはならず土くさびが生じていない)。

仮にこれらの現象を、補強領域を1つのブロック体と考えて、その破壊モードから考察すると、バック載荷では補強領域背面に土くさびができるため、ブロック体が転倒するような破壊モード(補強領域体転倒破壊)に、またフロント載荷では土くさび自体も補強領

域内に生じるため、あたかもブロックが載荷重により圧縮破壊したようなモード(補強領域内破壊)が発生したとみなすことができる。

図-2.1.27は補強材引張力を示す。テールアルメのように、長い補強材と分割した(曲げ剛性がない)壁面を用いた場合には、潜在すべり面上で引張り力がピークとなることが数多く報告されている。本実験のような短い補強材を用い、曲げ剛性が高い壁面を用いた場合には、載荷パターンによらず壁面部で引張り力がピークとなる。

1.6.3 補強材配置に関する実験のまとめ

壁が剛で一体である場合、それに結合された短い補強材によって盛土が補強された場合、擁壁の安全性に対する補強材の層数の影響は、以下の通りである。

- 1) 引張剛性が小さく短い補強材でも、多段に配置することによって補強領域の一体化が進み十分な補強効果が得られる。
- 2) その際の破壊モードとしては、補強領域体の一体としての転倒破壊モードと補強領域内での破壊モードの2つの破壊モードが競合する。
- 3) 壁面での土圧分布は層数が増加するに伴って、均等化する。
- 4) 補強材の引張力分布は、壁面部で最大となる。

なお、補強層数が少なく、壁面工が一体でない場合には、壁面工の途中ですべり面が抜けることを許容することになるため、このような補強材層数の影響は、いっそう顕著になる。したがって、壁面工に剛性がない場合に補強領域の一体性を確保するためには、多段に補強材を配置する必要が生じる。後に示すように実際の場合、剛な一体壁は土のうを用いて建設したジオテキスタイル補強土擁壁が完成してから現場打ちする。それまでの擁壁の安定性を確保するためにも、ジオテキスタイル層の鉛直間隔は30cm以下と小さく規定している。

1.7 壁面剛性の効果に関する実験

1.7.1 補強土における壁面工の役割

補強土擁壁はテールアルメ工法に代表されるように、引張剛性が大きく長い補強材を粗に配置し、またフェーシングについては、単に背面砂のこぼれ出しを防ぐための物で、力学的には何の意味も持たないものと考えられており、例えば分割されたフェーシングが用いられてきた。すなわち図-2.1.28に示すように、abcで定義される滑動土塊に対して、補強材力Tで抵抗している場合に、点線で区分される水平方向の分割片の力の釣合いが満足される様に設計されてきた。

図-2.1.29(図-1.2.3の再掲)に、各種、剛性を変えた模型壁面の概略と、各タイプにおける壁面の力学的役割の一覧表を示す。つまり壁面が補強土擁壁の安定に寄与する方法としては各種あり、これにより壁面(あるいは壁面工)を次のように分類できる。

Type A: なんの剛性も有せず力学的な役割を持たない壁面工

Type B: 局所的な剛性によって土の部分的な圧縮破壊を防止する役割のある壁面工

Type C: 全体な縦剛性を加えることにより荷重の一部を分担する役割を付け加えた壁面工

Type D: 全体の曲げ剛性とせん断剛性を加えることにより土圧を下方に伝達する役割を付け加えた壁面工

Type E: 壁面自重を加えることにより土圧に抵抗する役割を付け加えた壁面工

これらのことについては、既に第1編第2章で述べた。本実験シリーズでは、「壁面工剛性を利用することにより補強領域の一体化を積極的に促進できること」を確認することを目的とする。

1.7.2 実験概要

補強土擁壁に与える壁面工剛性の力学的効果を解明するために、以下のような室内実験を実施した。

表2.1.4は壁面工の剛性に関する実験ケースの一覧表を示す。図-2.1.30は実験に用いた模型壁面工の種類を示す。荷重方法や実験装置は1.1項に詳しいが、全てのタイプにおいて、補強材背面より荷重するバック荷重(図-2.1.30(4)に示す荷重位置)と、補強材の真上より荷重するフロント荷重(図-2.1.30(5)に示す荷重位置)の2種類について実験を行った。

写真-2.1.17~22は実験で用いた壁面を示す。

1.7.3 実験結果

(1) 荷重・沈下曲線

図-2.1.31は剛性が異なる5つのタイプの壁面工を有する擁壁模型の、フーチング平均応力とフーチング鉛直変位の関係を示したものである。これによると、壁面工の剛性の低下に伴い、補強土擁壁の安定性も低下していることが確認できる。ここで壁面工B'タイプは、当初Aタイプの壁面剛性を想定して行われた実験であるが、壁面工(トレーシングペーパー)の引張剛性が大きいため、局所的にはかなり大きな剛性があり、結果的には壁面Bタイプと同様な結果となった。なお、バック荷重におけるBとB'タイプとの差異は、製作した地盤の間隙比 e の差異に起因するものと思われる。

写真2.1.23は壁面タイプAにおいて、フロント荷重の際の上載荷重(32gf/cm²)設置により生じた局所的崩壊の連続写真を示したものである。壁面に剛性のない場合は、局所的に過大な土圧を再配分する役割を持たないため、このような破壊が生じることになる。これは別項(第3編第1章)で述べる「壁上端に水平力が作用する場合」も同様であるが、壁面剛性のない壁面工を有する補強土上に、局所的に大きな荷重が作用する橋台や防音壁等を設置することは危険であることを示している。

(2) 模型盛土内の主ひずみ分布

図-2.1.32に、バック荷重時の模型盛土内の主ひずみの大きさや方向の分布と、土槽底面の垂直土圧分布を示す。ここで各点での十字印の縦線と横線の方向と長さは、フーチング荷重開始時から生じた最大主ひずみ ϵ_1 と最小主ひずみ ϵ_3 の方向と大きさを示す。壁面工

の剛性は、タイプD, C, B(B'), Aの順序で大きい。壁面工の剛性が高いほど壁面工の変形が小さく、盛土内の変形の発生が拘束されていてすべり破壊面の明瞭度は低い。即ち、タイプDでは壁面工が変形しないため補強領域内のすべり面の発生が抑制されている。しかしタイプAではすべり線が抜けて行こうとする場所の壁面工の変形が著しく、これに応じて補強領域内にも明瞭なすべり面が発生している。

写真-1.2.24~26は壁面タイプB, C, Dの変形状況と、実験写真から画像処理し、せん断ひずみの等高線(5%コンター)に変換した画面を示す。壁面剛性が高いほど、補強領域内へすべり面の侵入が少ないことが伺える。

(3) 壁面土圧、底面土圧分布

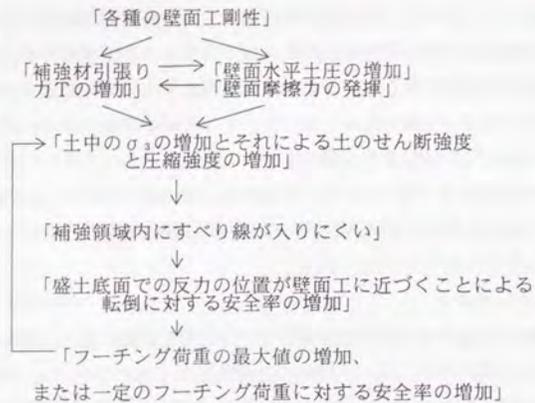
図-2.1.33に各実験での水平土圧分布を示す。タイプB, C, Dの模型壁面の垂直(水平)土圧と摩擦力の分布を11個のセグメントの中央1/3に配置した2方向ロードセルで測定した。タイプB' Aの場合は壁面近傍に設置した補強材ひずみゲージから求めた値である。また土槽底面にも10個の2方向ロードセルが配置してあり、その結果については図-2.1.32に示してある。壁面に作用する垂直土圧のフーチング荷重による増加分は、タイプD, C, B, B', Aの順で大きく、特に壁面上方でこの傾向が明瞭である。また、壁面工の剛性が高いほどフーチング荷重によって生じた「壁面底面鉛直力+補強領域底面鉛直圧」の重心は、壁面工に近くなっており、このことは転倒に対する抵抗力が大きくなっていることを示している。なお、ここでは示していないが模型底面での摩擦力は、フーチング荷重によって増加しなかったが、このことは「滑動破壊」ではなく「転倒破壊」で壊れたことを示している。転倒破壊は、本実験のような短い補強材を用いた鉛直壁面を有する補強擁壁の特徴である。

(3) 補強材引張り力分布

帯状リン青銅をグリッド状に配置した補強材の表面にストレーンゲージを貼付け、補強材引張り力を測定した(図-2.1.34)。フーチング荷重による壁面工の位置での補強材引張り力は、タイプD, C, B, B', Aの順序で大きい。これは、特にフロント荷重の時に著しい。即ち、補強領域内の土に作用する拘束圧 σ_3 はこの順序で大きいことを示している。

1.7.4 壁面剛性を变化させた実験のまとめ

以上から補強土擁壁の破壊メカニズムをまとめると次項のフロー図のようになる。これまで、壁面工の力学的役割が設計に取り入れられていないため、壁面工の剛性の差異を特に意識せず補強土擁壁の設計が行われていた。しかし壁面工剛性の効果は大きく、この役割を定量的に把握し、それらを適切に表現できる解析法を確立することが重要である。



1.8 第1章のまとめ

- ①再現性が高く効率良く実験が行える模型補強土擁壁の載荷実験システムを構築し、土圧実験によって実験システムの精度を確認した。
- ②補強土の相似則を検討し、実物と模型補強材の関係を考察した。
- ③壁面に補強材が非定着な場合には、壁面土圧は半減するが、土圧が低減するためには大きな変形が生じることを許容する必要がある。
- ④総補強材引張り剛性を同一にした場合でも、多層に補強材を配置した方が補強領域の一体性が高まり、破壊耐力が向上する。
- ⑤同一の補強配置でも、壁面剛性が高いほど補強領域の一体性が高まり破壊耐力が向上する。

<参考文献>

- 1) Tatsuoka, F., Haibara, O.: Shear Resistance between Sand and Smooth or Lubricated Surfaces, Soils and Foundations, Vol. 25, No. 1, 89-98, Mar. 1985
- 2) 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
- 3) 佐藤剛司, 龍岡文夫他: 二方向ロードセルの試作とその特性について, 土木学会第38回年次学術講演会Ⅲ部門, pp. 285-286
- 4) U. Smolczyk, N. Vogt, K. Hilmer: Lateral Earth Pressure due to Surcharge Load, Design Parameters in geotechnical engineering, 1979, Vol. 2, pp. 131-139
- 5) A. K. C. Smith, P. L. Bransby (1976): The Failure of Reinforced Earth Walls by Overturning, GEOTECHNIQUE Vol. 26, pp. 376-381

- 6) 館山勝, 龍岡文夫 (1987. 12): 壁面に非定着な短い面状補強材の擁壁土圧の軽減効果, 第2回ジオテキスタイルシンポジウム, pp. 15-20
- 7) 市原松平, 松沢宏 (1970. 4): 壁変位中における土圧特性と裏込め砂のせん断特性の関連, 土木学会論文報告集, No. 176, pp. 61-74
- 8) 篠原弘之, 藤田幸夫, 斉藤邦夫, 木村孟 (1986): 遠心力載荷装置を用いた砂の主働土圧実験, 第21回土質工学研究発表会, pp. 1411-1412
- 9) 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
- 10) 龍岡文夫, 館山勝 (1987. 9): 補強擁壁におけるフェーシングの力学的役割に関する実験的研究(その1), 土木学会第42回年次学術講演会Ⅲ部門, pp. 2-3
- 11) 館山勝, 龍岡文夫 (1987. 9): 補強擁壁におけるフェーシングの力学的役割に関する実験的研究(その2), 土木学会第42回年次学術講演会Ⅲ部門, pp. 888-889
- 12) 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
- 13) 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
- 14) I. Ohde (1950): Zur Erddruck Lehre "Die Bautechnik,"
- 15) Stocker M. F. etc (1979): Soil Nailing, C. R. Coll. Int. Reinforcement des Soil
- 16) Holm G. etc (1979): Fabric reinforced earth retaining walls-Results of model test, C. R. Coll. Int. Reinforcement des Soil
- 17) F. TATSUOKA, M. TATEYAMA, O. MURATA (1989): Earth retaining wall with a short geotextile and rigid facing, Proc. 12th ICSMFE, pp. 1311-1314
- 18) H. I. Ling, F. Tatsuoka, M. Tateyama (1995): Simulating Performance of GRS-RW by Finite-Element Procedure, ASCE, Vol. 121 No. 4, pp. 330-340
- 19) 坂元信 (1986): 極低拘束圧下における砂の変形強度特性, 東京大学修士論文

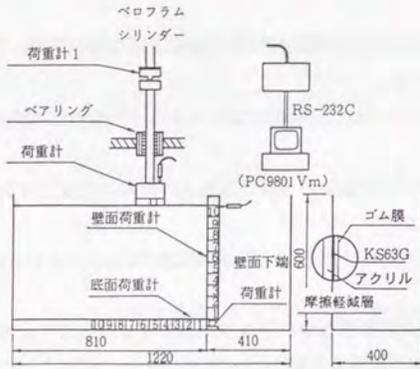


図-2.1.1 模型土槽詳細図

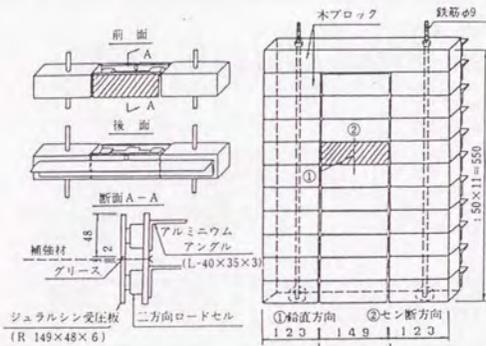


図-2.1.2 模型擁壁

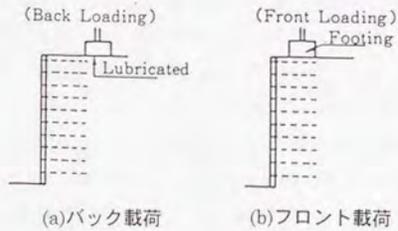


図-2.1.4 載荷パターン

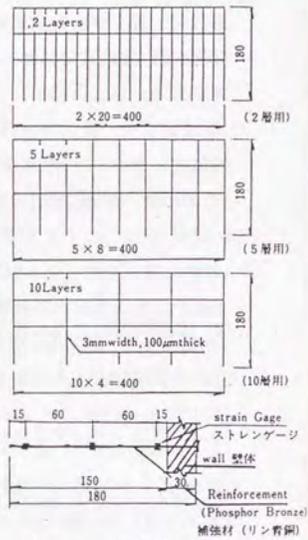


図-2.1.3 補強材

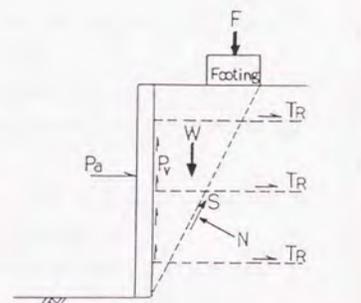


図-2.1.5 補強土壁の安定に関する力

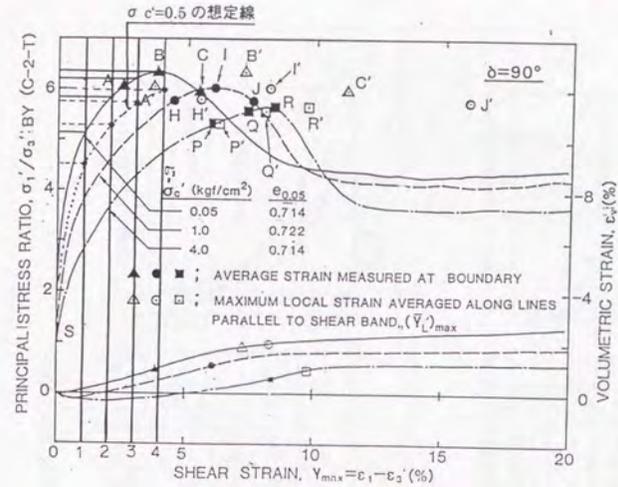


図-2.1.6 せん断ひずみ・主応力比 曲線 (坂本¹⁹⁾)

表-2.1.1 実験ケース

No	テスト名	載荷パターン	補強層数	間隙比
1	UB	バック	0	0.666
2	UF	フロント	0	0.678
3	SU10LB	バック	10	0.673
4	SU10LF	フロント	10	0.659

記事) No1,2は無補強、No3,4は非定着の実験である。

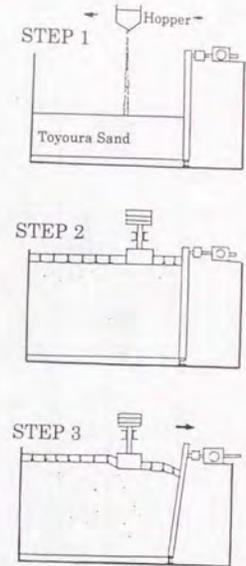


図-2.1.7 実験手順

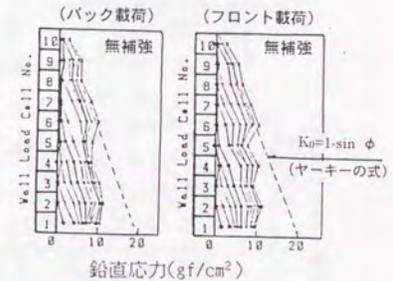


図-2.1.8 砂撒き時の出力状況

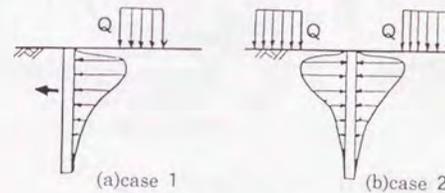
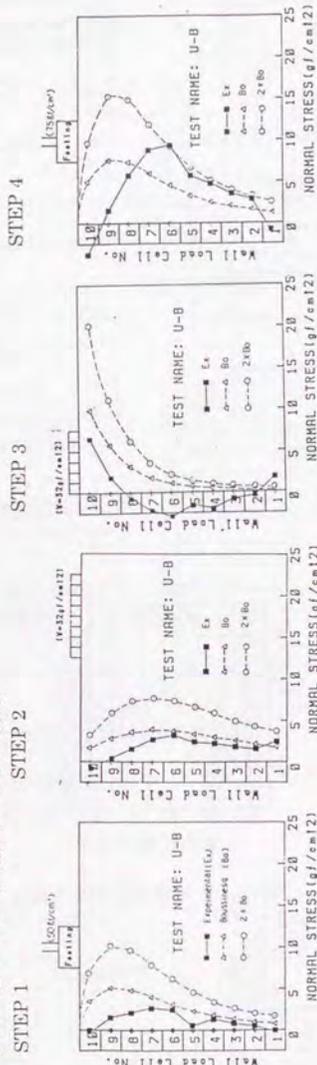


図-2.1.9 土圧分布の考え方

テスト名：UB (無補強：バック載荷)



テスト名：UF (無補強：フロント載荷)

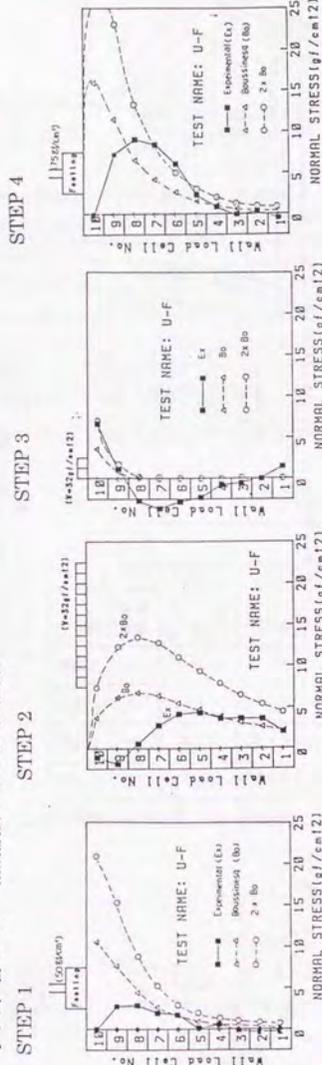


図-2.1.10 載荷重による静止土圧分布 (無補強時)

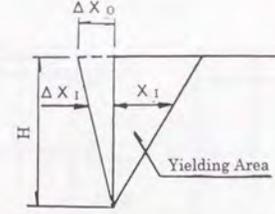


図-2.1.11 下端ヒンジの場合

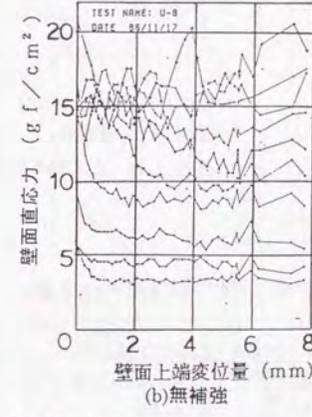
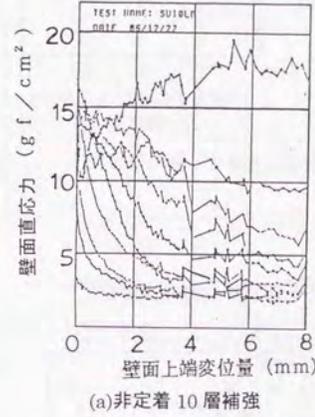


図-2.1.12 壁面直応力の無補強、補強の比較

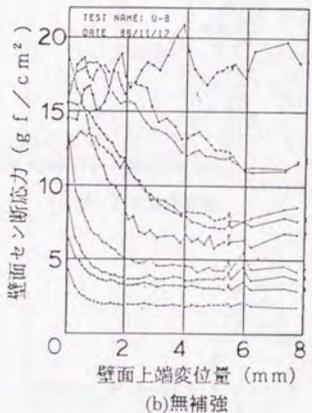
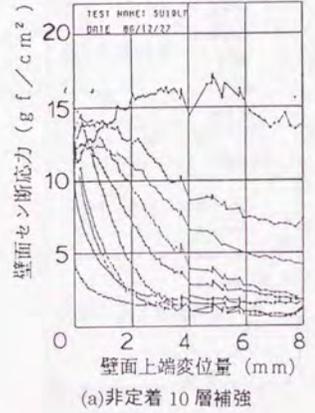


図-2.1.13 壁面せん断応力の無補強、補強の比較

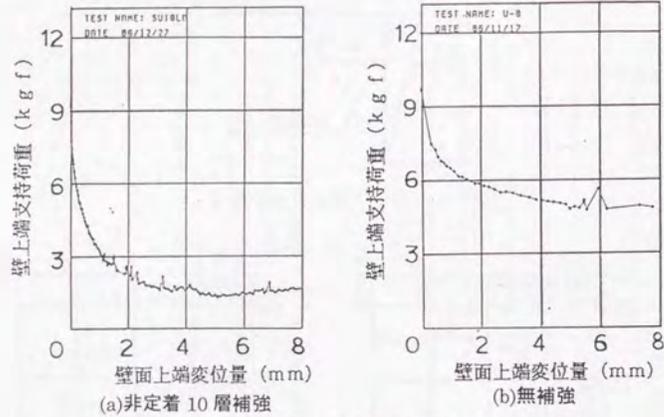


図-2.1.14 壁上端水平支持荷重の無補強、補強の比較

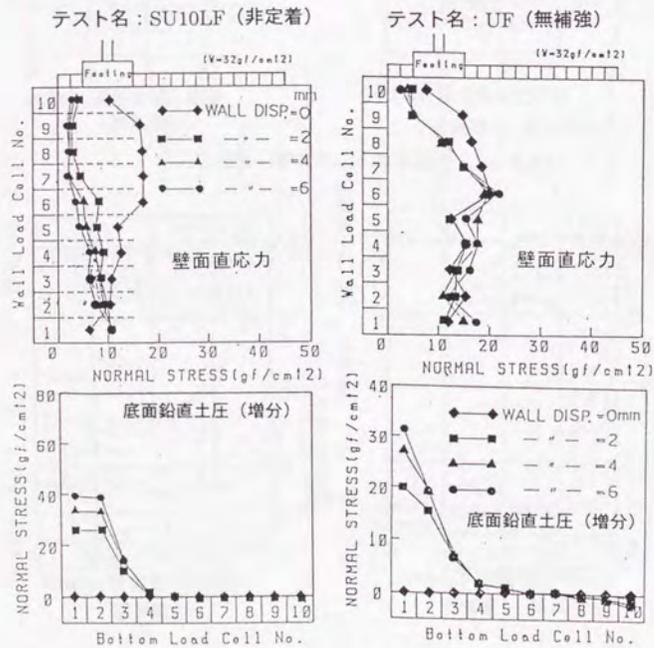


図-2.1.15 主動状態 (壁面移動時) における土圧分布

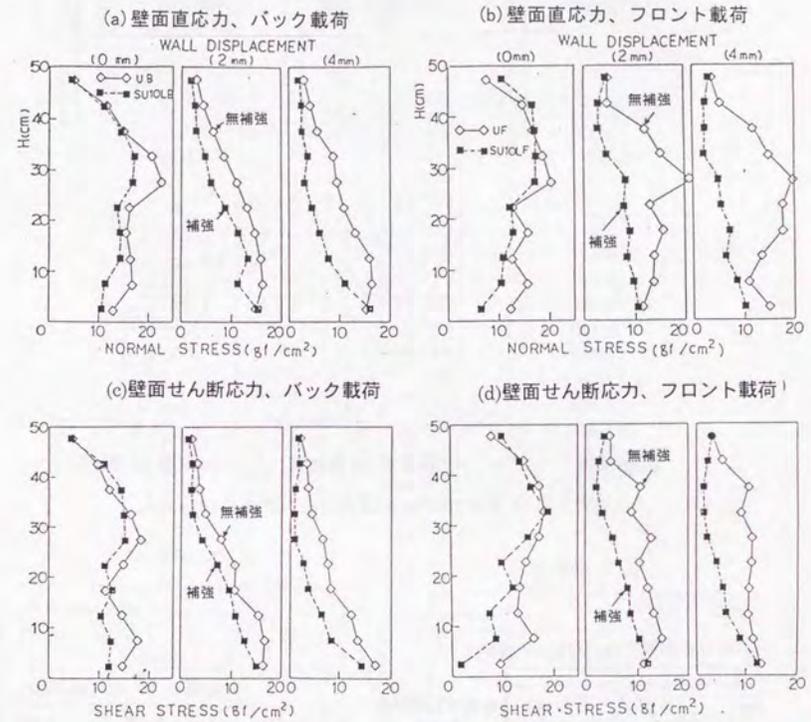


図-2.1.16 非定着の場合の土圧軽減量

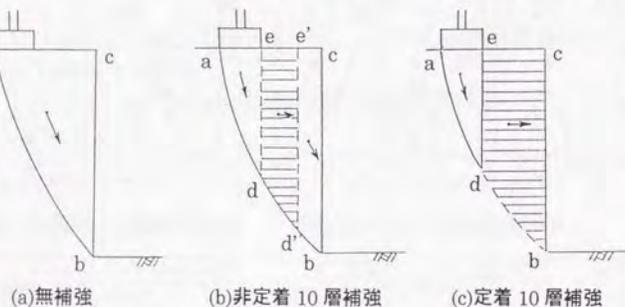
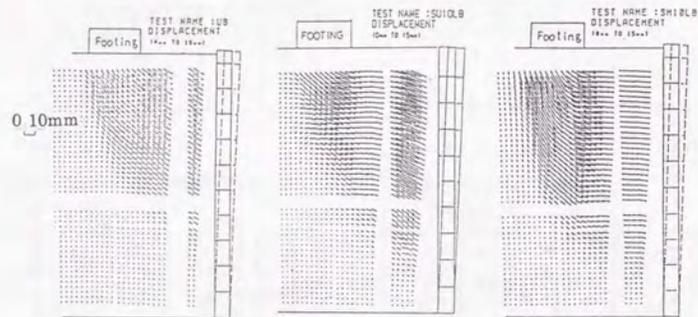
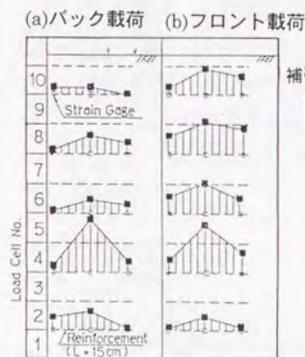


図-2.1.17 変位ベクトル (フーチング変位15mm時)



補強材引張り力
+100(gf/cm)
-0

図-2.1.18 補強材引張り力 (非定着、壁変位15mm時)

表-2.1.2 土圧軽減比

壁変位 mm	Back 載荷			Front 載荷			
	無補強 UB	非定着 SU10LB	軽減比	無補強 UF	非定着 SU10LF	軽減比	
作用水平力 (H)	0	1	0.837	0.837	1	0.884	0.884
	2	0.716	0.515	0.719	0.685	0.513	0.749
	4	0.676	0.392	0.580	0.581	0.311	0.535
作用モーメント (M)	0	1	0.860	0.860	1	0.945	0.945
	2	0.592	0.381	0.644	0.527	0.364	0.691
	4	0.549	0.273	0.497	0.446	0.195	0.437

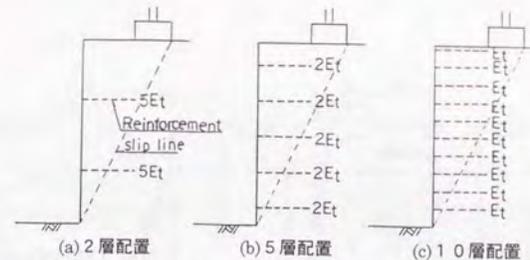
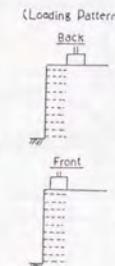


図-2.1.19 設計上等価な配置

表-2.1.3 補強層数の影響に関する実験ケース

No	Test Name	REINFORCE pitch joint	Loading Pattern	Wall	Surcharge	Mod Ratio
1	U 1			rigid		0.673
2	U 2			back		0.667
3	U B				32 k/㎡	0.666
4	U F			front		0.678
5	RM2LB	2	2 ^{ch}	back		0.680
6	SM2LB	2	2			0.656
7	SM2LF	2	2	front		0.672
8	SM5LB	5	5	back		0.674
9	SM5LF	5	5	front		0.662
10	SM10LB	10	10	back		0.661
11	SM10LF	10	10	front		0.678
12	SF10LB	10	10	back	flexible	0.673
13	SF10LF	10	10	front		0.659
14	SU10LB	10	10	back	rigid	0.657
15	SU10LF	10	10	front		0.658



(Back 載荷の場合)

(Front 載荷の場合)

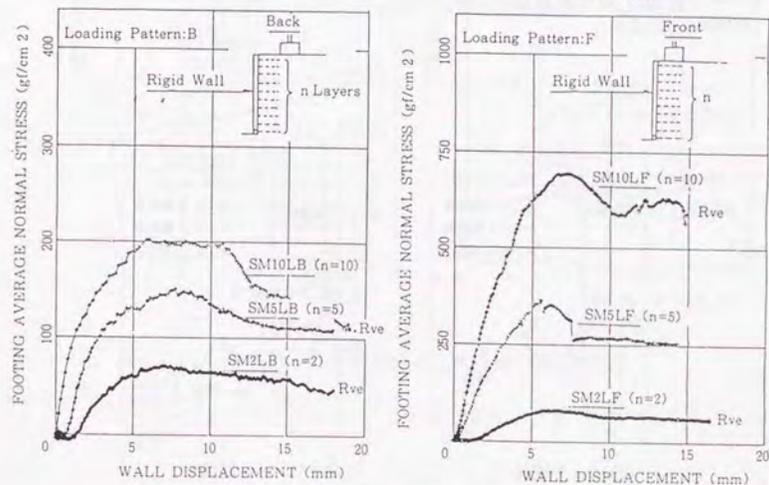


図-2.1.20 補強層数が載荷重に及ぼす影響

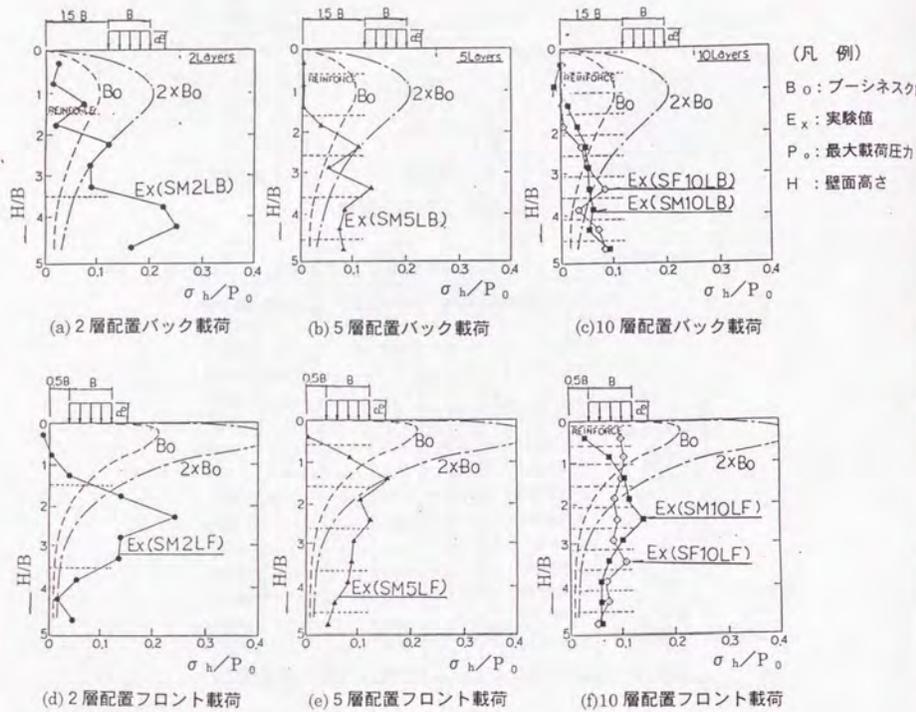


図-2.1.21 補強層数別壁面土圧分布 (ピーク荷重時)

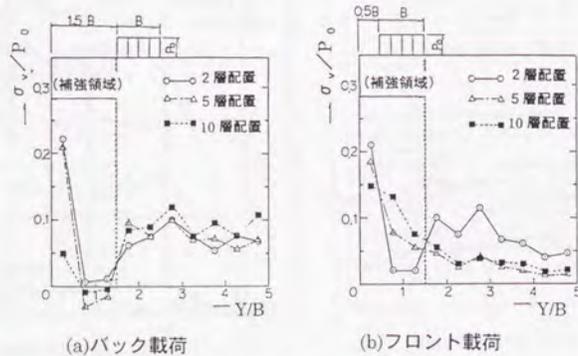


図-2.1.22 底面土圧分布

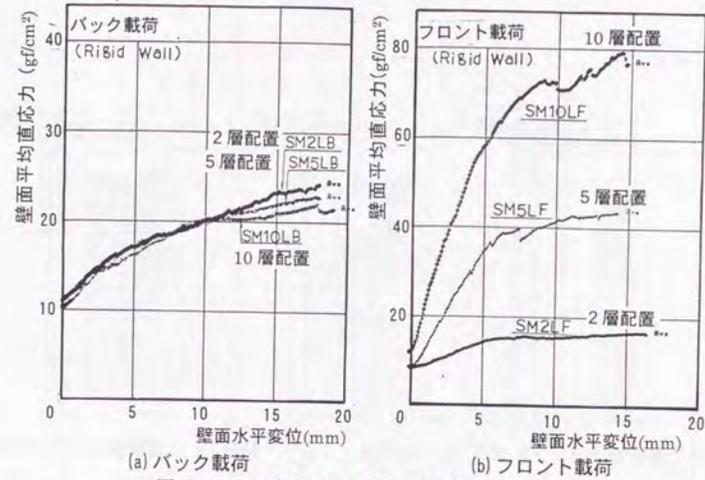


図-2.1.23 壁面平均直応力 (壁と直角方向)

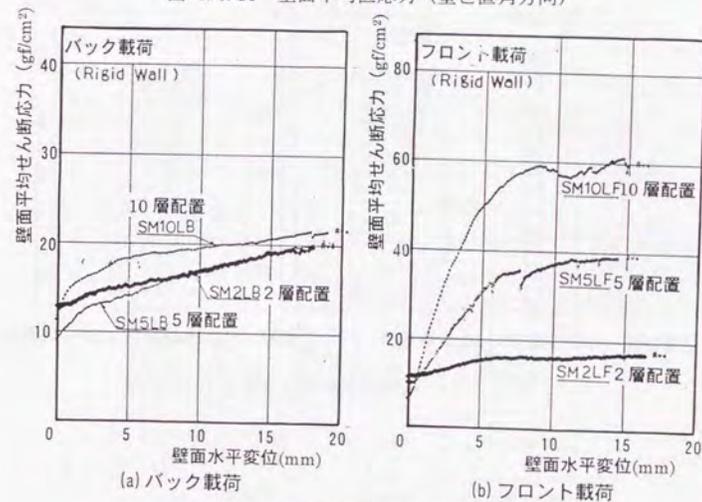
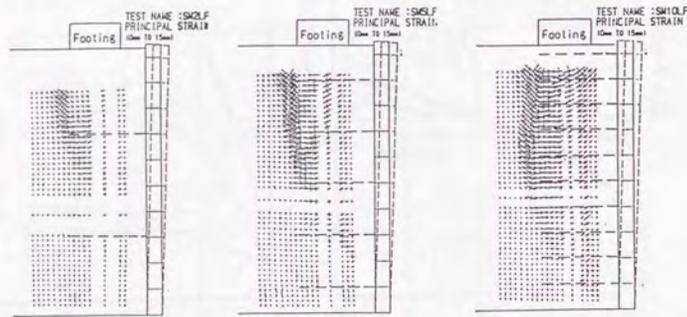
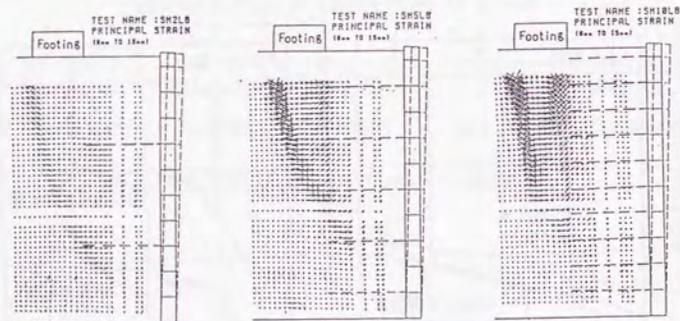


図-2.1.24 壁面平均せん断応力 (垂直方向)



(a) 2層補強：フロント載荷 (b) 5層補強：フロント載荷 (c) 10層補強：フロント載荷



(d) 2層補強：バック載荷 (e) 5層補強：バック載荷 (f) 10層補強：バック載荷

図-2.1.25 補強層数別主ひずみ分布

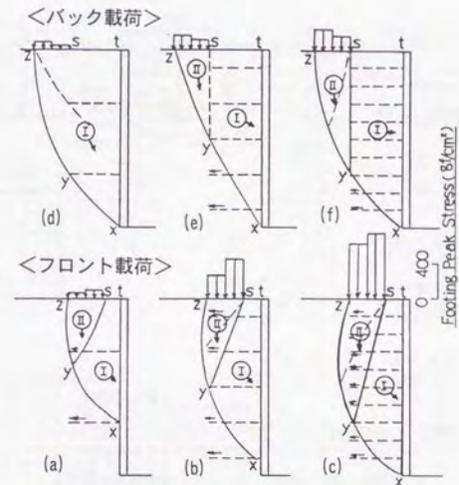


図-2.1.26 すべり面模式図

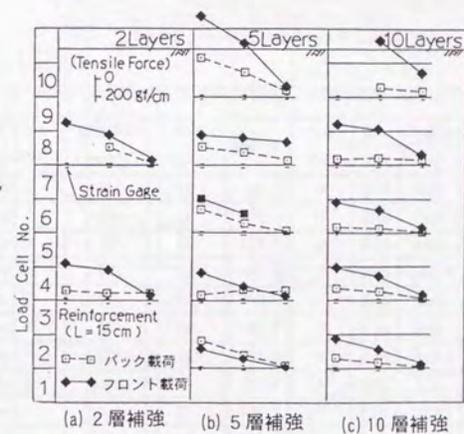


図-2.1.27 補強材引張力（フーチング載荷重ピーク時）

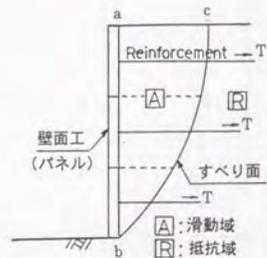
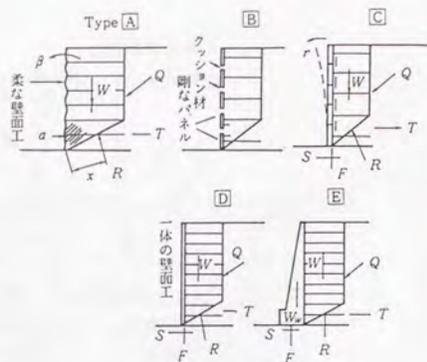


図-2.1.28 従来の考え方



壁面の機能	A	B	C	D	E
局所的剛性	-	○	○	○	○
全体縦剛性	-	-	○	○	○
全体曲げ剛性	-	-	-	○	○
自重抵抗	-	-	-	-	○

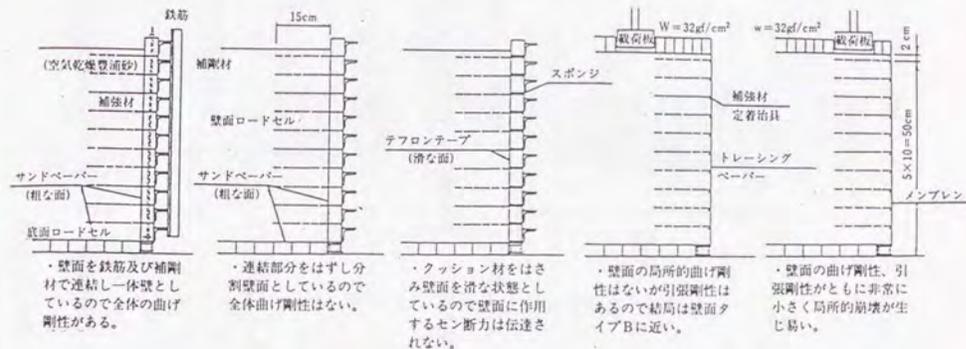
○: 機能あり - : 機能なし

図-2.1.29 壁面の力学的役割

表-2.1.4 壁面剛性の影響に関する実験ケース

NO	テスト名	載荷パターン		壁の剛性	間隙比 e	フーチング ¹⁾ (gf/cm ²)	フーチング荷重 (gf/cm ²)	フーチング変位
		位置	方向					
1	SM10LB	Back	鉛直	D	0.661	32	201	5.1mm
2	SM10LF	Front	鉛直	D	0.678	32	692	8.5mm
3	SF10LB	Back	鉛直	C	0.673	32	167	6.0mm
4	SF10LF	Front	鉛直	C	0.659	32	286	5.0mm
5	SF10SB	Back	鉛直	B	0.679	32	72	3.1mm
6	2F10SB	Back	鉛直	B	0.685	32	75	2.8mm
7	SF10SF	Front	鉛直	B	0.671	32	126	4.1mm
8	SF10PB	Back	鉛直	B'	0.655	32	91	4.4mm
9	SF10PF	Front	鉛直	B'	0.657	32	124	5.0mm
10	2F10PF	Front	鉛直	B'	0.647	32	139	4.4mm
11	SF10MB	Back	鉛直	A	0.659	32	33	2.0mm
12	SF10MF	Front	鉛直	A	0.653	32	36	2.0mm

記事) 全実験において、補強材はリン青銅 (幅3mm、厚0.1mm、長さ150mm) を10cmピッチに面状に配したものを、壁面に対し10層配置した。



(1) 壁面Dタイプ (2) 壁面Cタイプ (3) 壁面Bタイプ (4) 壁面B'タイプ (5) 壁面Aタイプ

記事) (1) スポンジの圧縮剛性は1600gf/cm²である。
 (2) トレーシングペーパーは目付け170gf/m²、引張剛性840kg/cm、破断強度15kg/cmである。
 (3) メンブレンは厚さ200μm、引張剛性400gf/cm、引張強度250gf/cmである。

図-2.1.30 模型壁面概略

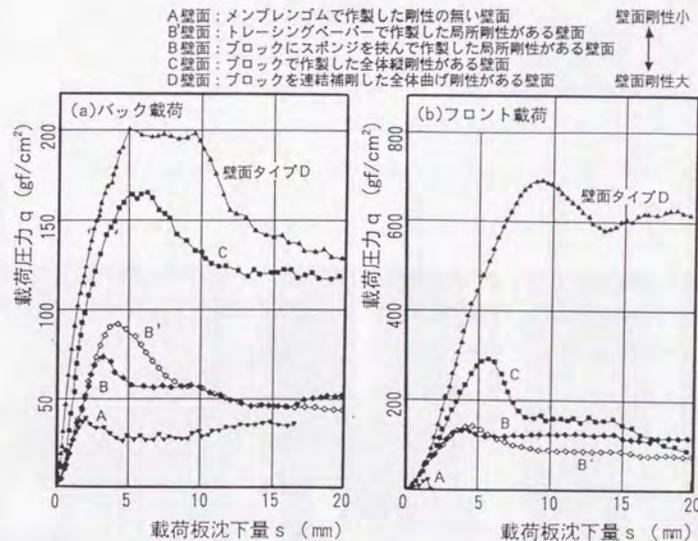
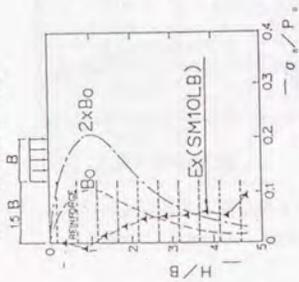


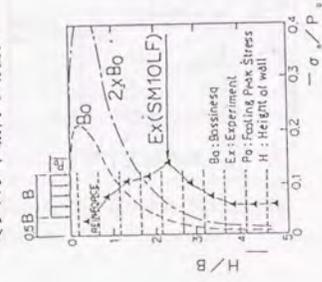
図-2.1.31 フーチング沈下量と平均載荷圧の関係

<バック載荷の場合>

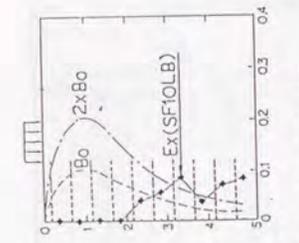


(a) タイプD壁面

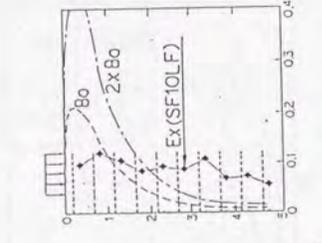
<フロント載荷の場合>



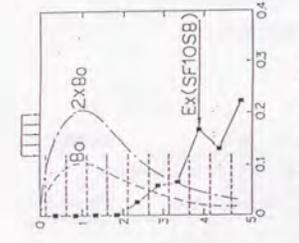
(i) タイプD壁面



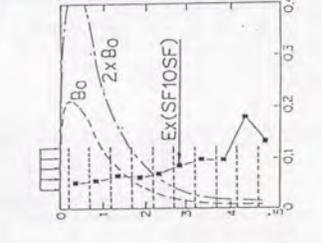
(b) タイプC壁面



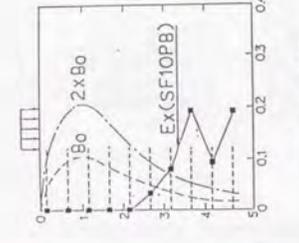
(g) タイプC壁面



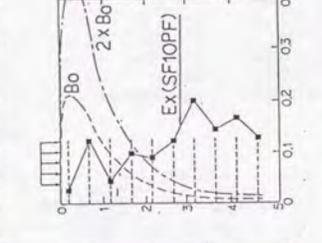
(c) タイプB壁面



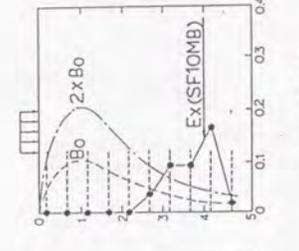
(h) タイプB壁面



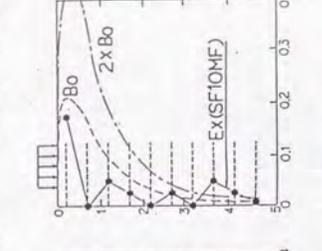
(d) タイプB壁面



(ii) タイプB壁面



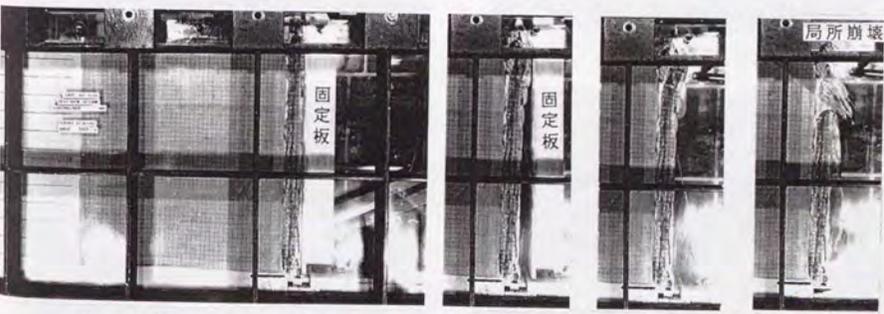
(e) タイプA壁面



(j) タイプA壁面

ここに、 σ : 壁面鉛直土圧 P_0 : 最大載荷圧力 H : 壁面高さ B : 載荷幅

図-2.1.33 ピーク荷重時のフーチング荷重による模型壁面垂直土圧分布



Step1:実験前(固定板で壁面を固定) Step2:固定板除去 Step3:上部変形 Step4:上部崩壊
写真-2.1.23 上載荷重による局部的崩壊の連続写真 (タイプA壁面:柔壁面)

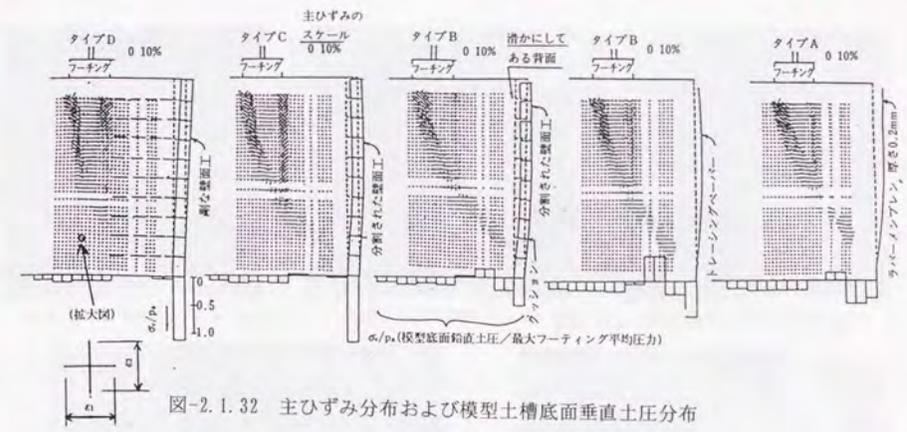


図-2.1.32 主ひずみ分布および模型土槽底面垂直土圧分布

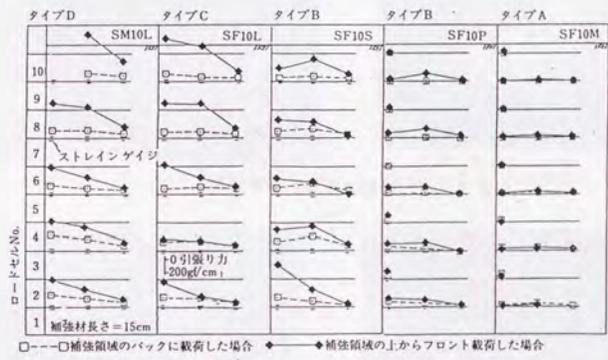


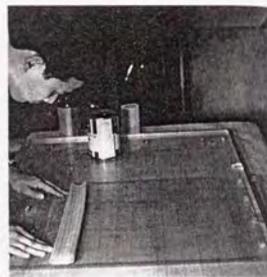
図-2.1.34 ピーク荷重時にフーチング荷重によって生じた補強材の引張り力分布



(1) シリコングリースを塗る



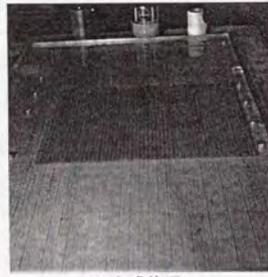
(2) 磨き棒で50 μ mに均す



(3) メンブレンを貼り付ける



(4) メンブレンのエア抜き

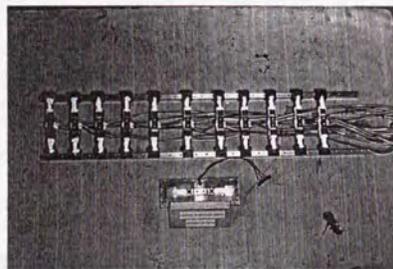


(5) 完成状況

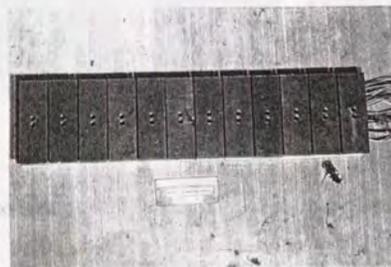
写真-2.1.1 摩擦軽減層の作成状況



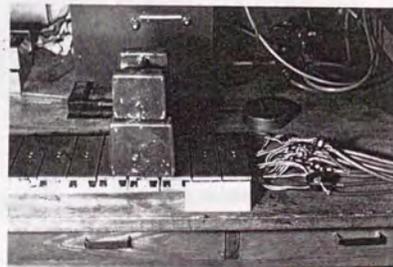
(1) ロードセルの加工



(2) 配線仮組



(3) 受圧板の設置



(4) 検定状況

写真-2.1.2 模型壁面ロードセルの組立て状況

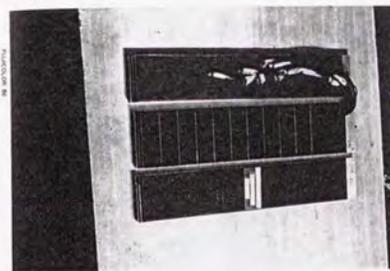


写真-2.1.3 底面ロードセル



写真-2.1.4 壁面下端ロードセル

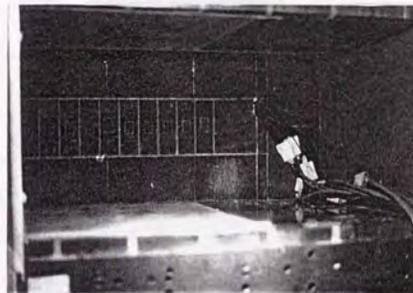


写真-2.1.5 底面ロードセルの土槽への設置状況

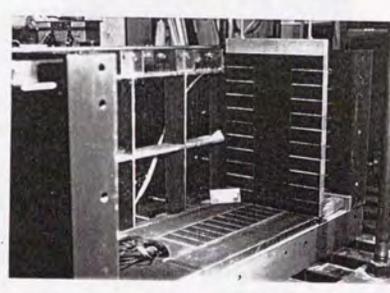


写真-2.1.6 模型壁面の土槽への設置状況

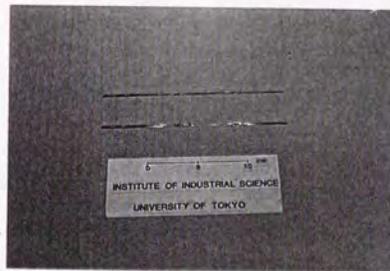


写真-2.1.7 補強材へのひずみゲージの貼付

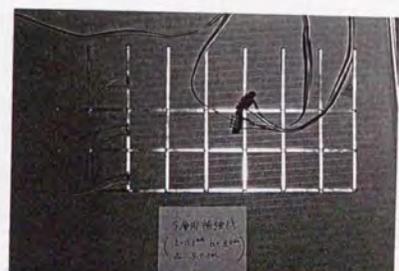


写真-2.1.8 5cmピッチに配置した補強材

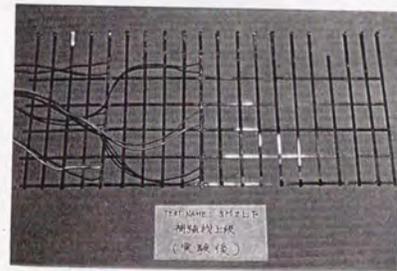


写真-2.1.9 2cmピッチに配置した補強材

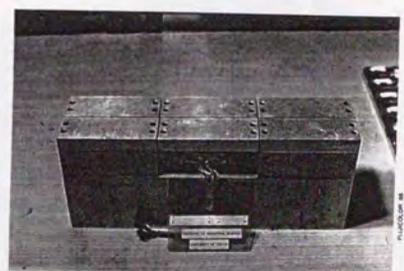


写真-2.1.10 載荷試験用フォーチング

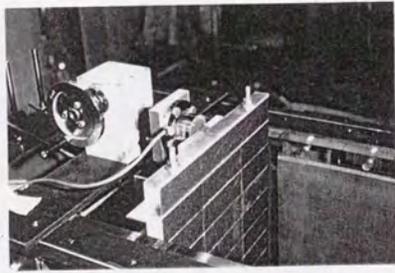


写真-2.1.11 土圧実験上端可動装置

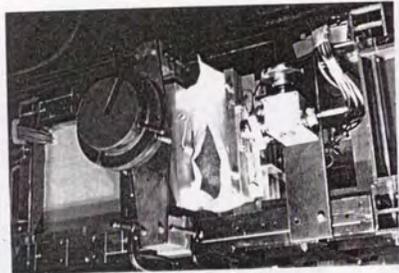


写真-2.1.13 土圧実験の実験状況

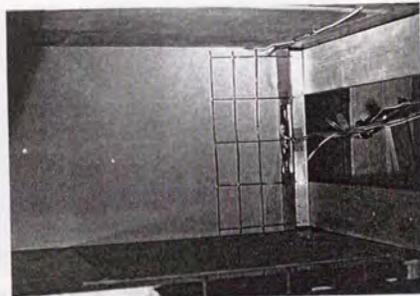


写真-2.1.15 補強材の設置状況

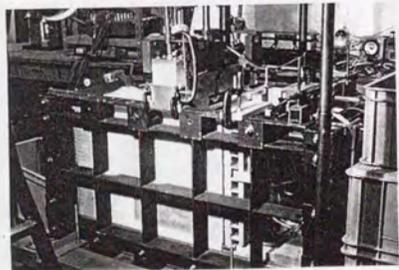


写真-2.1.16 載荷試験状況



写真-2.1.12 サーチャージ（散弾）の設置

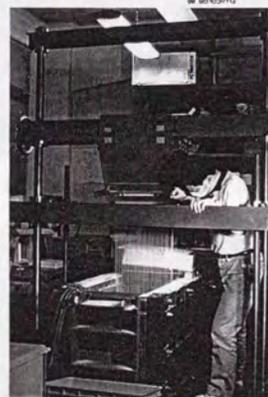


写真-2.1.14 砂撒き状況

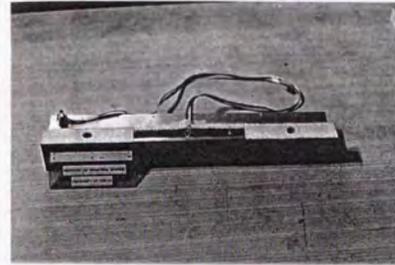


写真-2.1.17 作成した模型壁面のセグメント

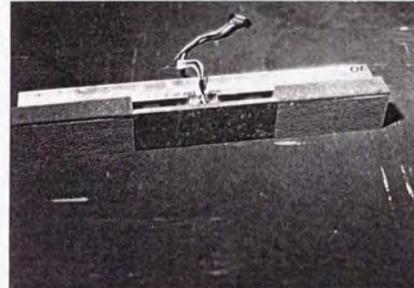


写真-2.1.18 タイプBの模型壁面セグメント

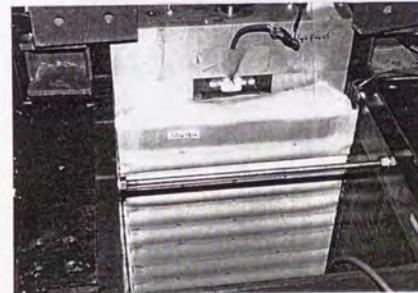


写真-2.1.21 トレーシングペーパー（タイプB'）壁面



写真-2.1.22 メンブレン（タイプA）壁面

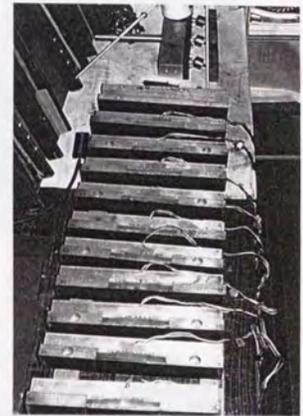


写真-2.1.19 タイプCの模型分割壁面

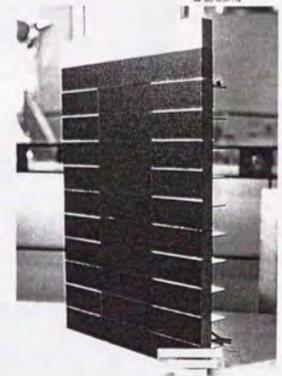
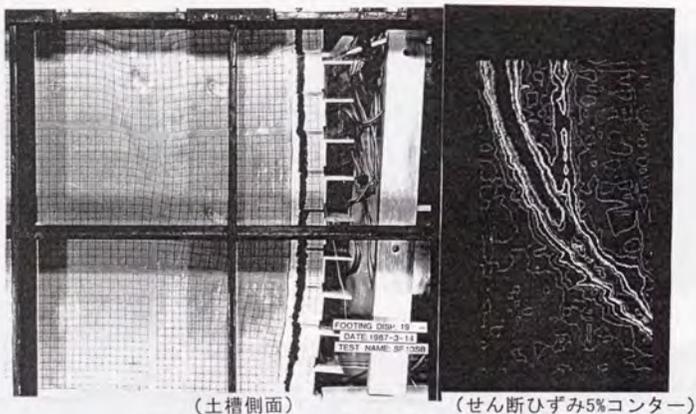
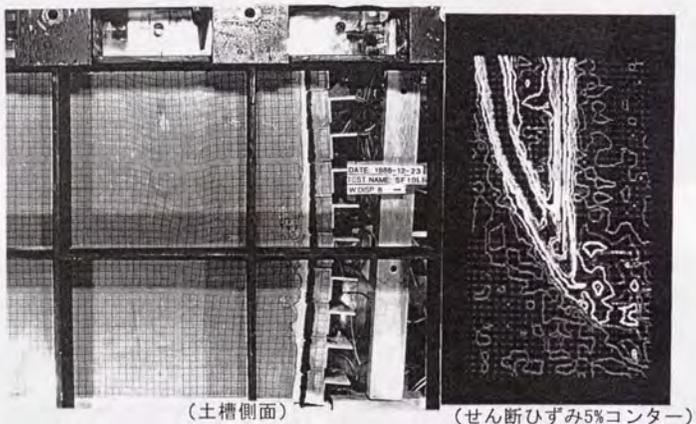


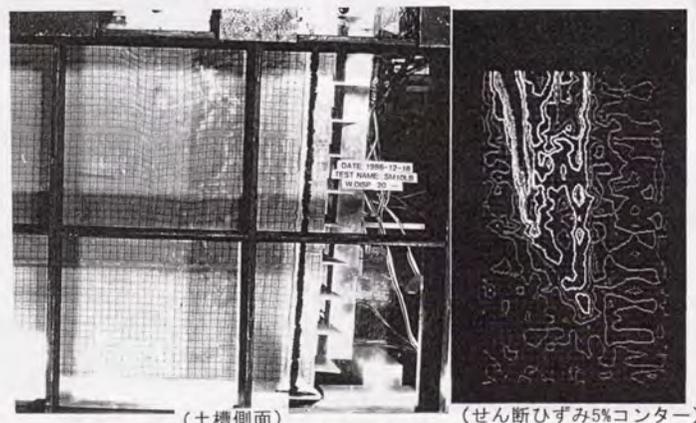
写真-2.1.20 一体化した模型壁面（タイプD）



(土槽側面) (せん断ひずみ5%コンター)
写真-2.1.24 タイプB壁面の変形状況



(土槽側面) (せん断ひずみ5%コンター)
写真-2.1.25 タイプC壁面の変形状況



(土槽側面) (せん断ひずみ5%コンター)
写真-2.1.26 タイプD壁面の変形状況

第2章 模型実験の数値解析

2.1 極限安定解析

模型実験の結果を用いて極限つりあい法による安定解析の検証を行った。ここで行った極限つりあい安定解析は、剛壁面補強土工法の設計法を確立するために行ったものであり、後に提案する設計法の基礎となったものである（詳しくは第3編第3章参照）。したがって、剛な一体壁面工の実験の解析を主眼とし、壁面剛性を低下させた場合の解析は実施しなかった。

「壁面剛性の効果に対する極限安定解析」は、その後、村田¹⁾によって検討された。

2.1.1 解析方法

極限つりあい安定解析とは、運動学的に可能とは限らないが、破壊メカニズムを形成しているすべり面（変位の不連続面）で剛体と仮定した土塊同士が接していると仮定し、すべり面上における極限状態での静的な力の釣合を解く方法である。このため、壁面工の剛性が不十分で滑動域を剛体と見せない場合でも、計算上は剛体と仮定することになる。このため壁面工剛性の効果が十分に反映され難い。一方、この解析は壁面工剛性が十分に大きく、滑動域を剛体と仮定しても差し障りのない場合には適切な解を与える。したがって、今回は剛な一体壁面工に対する実験を解析対象とした。

解析方法は、G. Gassler²⁾がソイルネイリングの設計法として用いている2ウェッジ法を基本とした。この方法は補強土擁壁に対してJewell³⁾も用いている。この方法は、2つの土楔を仮定して力の釣り合いから必要補強材力を求める方法である。しかし今回のような短い補強材を用いた補強土擁壁の安定を解析する場合には、転倒に対する検討が重要となる。このため、単に作用土圧力の大きさと方向を求めるのではなく、着力点の位置も必要となる。したがって解析にあたっては、モーメントの釣り合い（転倒の検討）も計算できるように考慮した。以下に解析上の仮定を示す。

- ①すべり面の仮定（図-2.2.1）：すべり面は補強領域背面で勾配が変化する複合直線すべり面とし、作用力と補強材抵抗力の比で与えられる安全率が最小となるすべり面を搜した。
- ②土圧分布の仮定（図-2.2.2）：壁面での土圧分布は基本的には深さに比例する形の三角形分布（図(a)）、載荷重による土圧分布は矩形（図(b)）ならびに台形分布（図(c)）と考えた。
- ③補強材力の仮定（図-2.2.3）：補強材引張力は拘束圧及び補強材と砂との摩擦特性によって決定され、その際の最大値は補強材破断強度までとした。なお補強材の拘束圧はバック載荷とフロント載荷に分けて図(a)(b)の通りと仮定した。
- ④土質定数の仮定（図-2.2.4）：すべり面上で発揮される内部摩擦角は異方性ならびに拘束圧依存性があることは知られている。今回の実験では σ_1 の水平面となす角度 ψ は、 $90 \sim 70^\circ$ 程度であると想定される。図から分かる様に、 $\psi = 90 \sim 70^\circ$ の範囲では ψ の減少による内部摩擦角の低下量は極めて少ない。したがって本解析では異方性を無視することにした。

⑤安全率の定義(図-2.2.5)：補強土擁壁の安全率は作用力である壁面土圧による回転モーメントと、補強材引張り力による抵抗モーメントの比(転倒に対する安全率)によって定義した。下端を固定した条件(ヒンジ条件)の実験であったため、滑動安全率による検討は行わなかった。

2.1.2 解析結果

図-2.2.6は、上記の仮定の基にプログラムを作成し、壁下端すべり角 θ とフーチング載荷圧 N をパラメータとして安全率の感度を計算した結果である。ここで安全率が1を与える載荷圧は計算上の破壊荷重を示すことになる。

本プログラムの入力パラメータは、地盤の間隙比(又は内部摩擦角)、補強材破断強度、擁壁の高さ、補強材の長さであり、プログラム使用者の工学的判断を伴うパラメータの設定は全くない。

表2.2.1に解析から求めた破壊荷重と、実験値との比較を示す。解析値が安全側(破壊荷重が小さい)の値を与えているが、これは土圧分布形の仮定が現実を表していないためである。特に載荷重による壁面土圧分布は、弾性解よりかなり下方に位置することが前章で確認されているが、本解析における仮定もこれらを十分に反映していないため、フロント載荷実験での解析値と実験値の誤差が大きくなったものと考えられる。しかし概ね実験値と整合しており、十分に実設計に耐え得る解析法であると考えられる。

2.2 簡易FEM解析

2.2.1 解析条件

模型実験で示された「壁面工の剛性の力学的役割」を、簡易FEM解析で検討することにした。解析モデルを図-2.2.7に示す。土、補強材および壁面工の入力物性値と要素モデルを表2.2.2に示す。ここで各土要素における変形係数 D_i は破壊接近度法によって定義した。つまり初期変形係数 D_0 を E_s 。(ピーク応力の1/2応力時の割線変形係数)とし、破壊後の変形係数 D_i を10%せん断ひずみ時の割線変形係数と仮定して与え、各土要素における変形係数 D_i を、その土の主応力円と破壊崩落線との相対的な離れに応じて $D_0 \sim D_i$ の間で段階的に変化させて定める方法であり、トンネルのNATM工法の解析法³⁾として一般的に用いられている。また土と補強材、土と壁面の境界面にはジョイント要素⁴⁾を用いた。解析では、模型実験の過程をなるべく忠実に再現するために、地盤の作成を模擬して、段階的に要素を積み上げて自重変形解析を行った後に、フーチング載荷による変形解析を実施した。ただし土のモデルを簡略化してあるため簡易FEM解析である。フーチングの載荷位置は実験と同様に、補強領域真上(フロント載荷)と、補強領域背面(バック載荷)とした。壁面の構造は表-2.2.3に示すタイプD、C、Bの3種類を対象とした。

解析モデルの境界条件は土槽底面、側面は拘束、壁面は自由とした。また模型地盤作成時には、実験に合わせて壁面の水平方向変位を拘束した。

2.2.2 壁面の変形

フロント載荷時の壁面の変形状態を図-2.2.8に示す。これらは800gf/cm²の載荷圧での計算結果である。全体曲げ剛性のある壁面Dタイプは、壁端部を支点にして前傾する形状を示すのに対して、曲げ剛性の小さいC、Bタイプの壁面では壁中央よりやや上部で壁面がはらみ出す形状が得られた。また全体的縦剛性の無い壁面Bタイプでは壁面部分にも沈下が生じた。これらの変形モードは実験結果と一致している。

2.2.3 土要素の破壊域の分布

図-2.2.9、10にバック載荷で300gf/cm²の載荷圧を作用させた時の破壊した土要素の分布を示した。図-2.2.9は壁面D、図-2.2.10が壁面Bの結果である。壁面タイプDの実験では、補強領域内ではせん断ひずみが発生せず、補強領域の転倒モードで破壊した。また壁面タイプBでは補強領域にすべり面が生じて滑動(円弧すべり)モードで破壊し、壁面剛性の違いによって破壊モードが異なることが確認された。これに対して解析結果では、壁面タイプDの方が壁面タイプBよりも、破壊した土要素がわずかに補強領域背面へ深く分布するだけで、破壊モードの顕著な違いまでは模擬することができなかった。

2.2.4 荷重・沈下曲線

図-2.2.11、12に解析で得られたフーチングの載荷圧・沈下曲線を示す。比較のために実験値を点線で示している。この解析では載荷を、一段階あたり10gf/cm²の荷重を増分する方法で模擬した。またフーチングの沈下量は載荷位置での平均沈下量で表現した。なお、図中の記号は荷重増分10段階毎の結果をプロットしたものである。これらから以下のことが確認できる。

- ①図中の破線で示した実験結果では、載荷圧の最大値が明らかであるのに対して、実線で示した解析結果では最大値を表現出来なかった。これは実験がひずみ制御による載荷であるのに対して、解析は荷重増分法(応力制御)であったことも原因であると考えられるが、この解析で用いた土の非線形モデルが破壊接近度法であり、土が破壊した後でも変形係数が軟化しないため、明確な最大値をシミュレーションできないモデルであったと考える。
- ②実験では載荷初期段階の破線と実線の勾配に差が見られたが、解析ではほとんど差が生じなかった。
- ③実験では壁面剛性の程度で明らかに差が生じたが、図-2.2.11、12の解析結果では壁面剛性による載荷圧～沈下量曲線にほとんど差が生ぜず、壁面剛性の力学的効果が十分に表現できなかった。
- ④図-2.2.11と12を比べると、載荷位置の違いによる載荷圧と沈下量の関係は、バック載荷の方がフロント載荷に比べ、同じ載荷圧に対する沈下量が大きいという傾向は解析結果でも表現できた。しかし定量的には実験結果と差が大きい結果となった。

FEM解析を用いて補強土の壁面剛性の影響を表現しようとしたが、対象とした模型実験と適合する結果を得るまでは至らなかった。壁面工の剛性の効果、特に破壊荷重に対する効果を解析上も適合させるためには、土の非線形モデルや解析要素モデル、壁面や補強材と土との境界条件などを更に適切なものにする必要があると思われる。リンら⁵⁾はその後、鉄道総研で行った実物大載荷実験結果をFEM解析し、更に壁面剛性や補強材の諸元を変化させた場合の影響を解析的に確認したが、実験で得られる補強効果を十分に説明するまでには至っていない。

つまり問題の本質は、土の非線形性、特にピーク強度後のひずみの局所化にともなうせん断層の発生・発達と、それに対応した強度低下特性を十分にモデル化していないことにある。またこれはせん断層と補強材の相互作用という非常に複雑で未解明な問題を含んでいる。

<参考文献>

- 1) 村田修(1991):短い面状補強材と剛な壁面工を有する補強盛土工に関する研究、東京大学学位論文
- 2) Stocker M. F., Korber G. W., Gassler G., Gudehus (1979): Soil nailing, C. R. Coll. Int. Renfocement des Sois. Paris, pp. 469-474
- 3) 土屋敬(1984.6): NATMの設計プログラムの開発, 土木学会論文集, 第346号, pp. 117-123
- 4) Goodman, R. E., Taylor, R. L., Brekke, T. L. (1968): A Model for the Mechanics of Jointed Rock, Proc. ASCE, Vol. 94, SM3, pp. 637-659
- 5) H. I. Ling, F. Tatsuoka, M. Tateyama (1995.4): Simulating Performance of GRS-RW by Finite-Element Procedure, J. Geotech. Engrg., ASCE, 121(4), 330-340.
- 6) C. C. Huang (1990.9): Failure Mechanism and Stability Analysis of Reinforced Sandy Slope, 東京大学学位論文

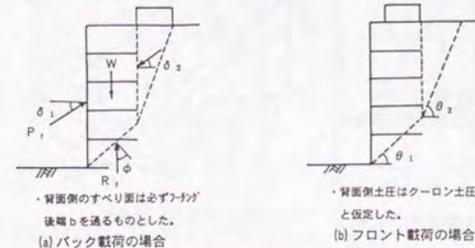


図-2.2.1 すべり面の仮定と作用力

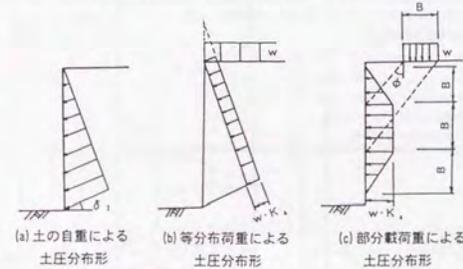


図-2.2.2 土圧分布形の仮定

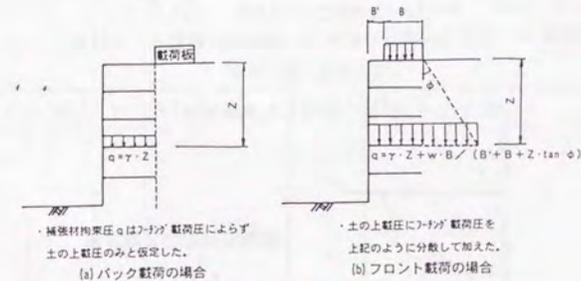
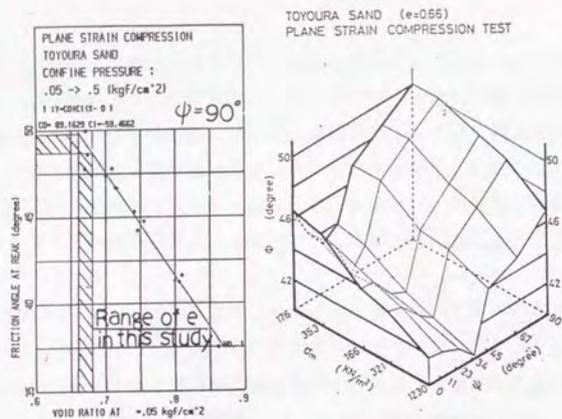
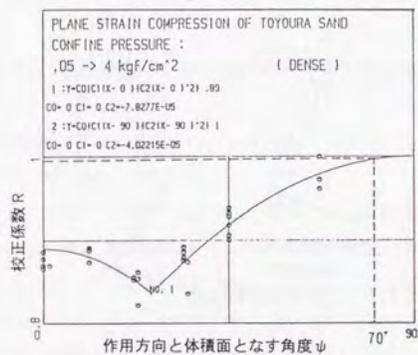


図-2.2.3 補強材力の算定に関する仮定



(a) 間隙比と摩擦角の関係

(b) 拘束圧依存性、異方性



(c) 平面ひずみによる異方性

(東大生研、黄による)

図-2.2.4 計算に使用した土質定数⁽¹⁾

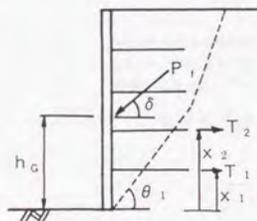
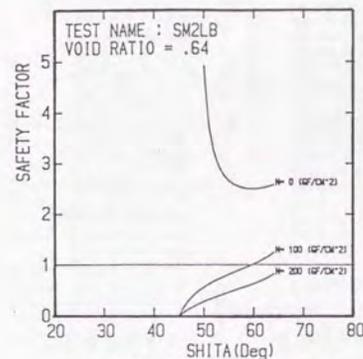


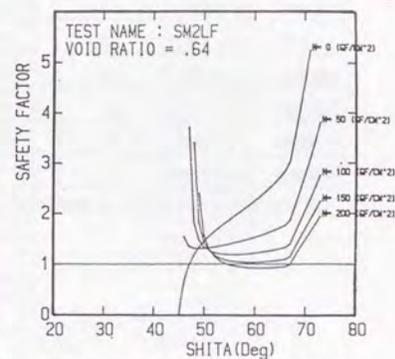
図-2.2.5 転倒安全率の定義方法

転倒安全率の定義方法

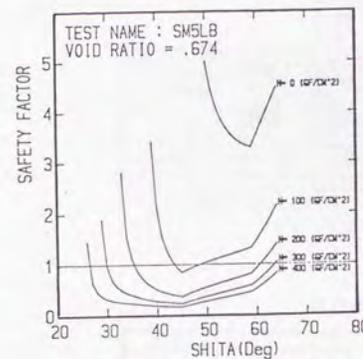
$$Sf = \frac{\sum T_i \cdot x_i}{P_f \cdot h_g \cdot \cos \delta}$$



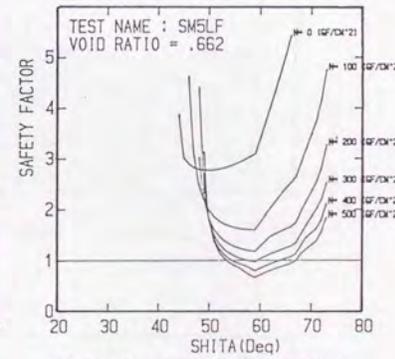
(a) バック載荷、2層補強の場合



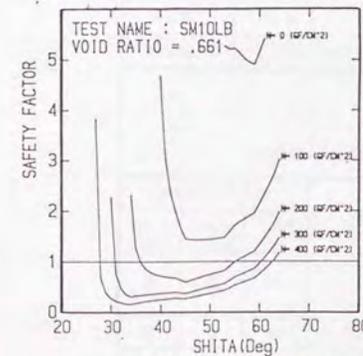
(b) フロント載荷、2層補強の場合



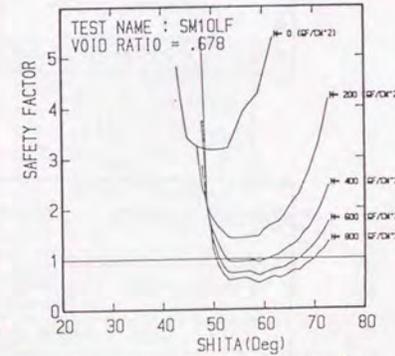
(c) バック載荷、5層補強の場合



(d) フロント載荷、5層補強の場合



(e) バック載荷、10層補強の場合



(f) フロント載荷、10層補強の場合

図-2.2.6 タイプD壁面の計算結果

表 2.2.1 計算結果と実験値との比較

実験ケース	計算破壊荷重	実験最大載荷重
2層補強、バック載荷	70 (gf/cm ²)	75 (gf/cm ²)
2層補強、フロント載荷	150	85
5層補強、バック載荷	100	150
5層補強、フロント載荷	300	360
10層補強、バック載荷	150	200
10層補強、フロント載荷	400	700

(全て壁面タイプDを用いた実験である)

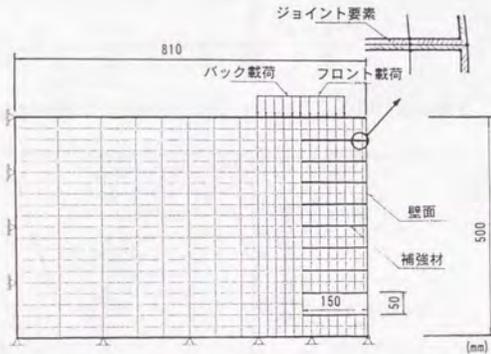
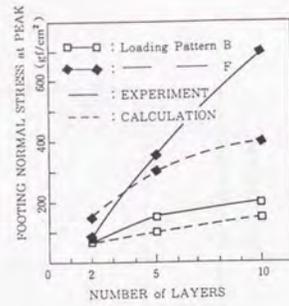


図-2.2.7 解析モデル

表 2.2.2 入力物性値

	E (tf/m ²)	ν	c (tf/m ²)	φ (°)	γ (tf/m ³)	モデル
土	3 800	0.33	0	45	1.58	破壊接近度法
壁面	表-2	0.33	-	-	2.00	梁要素
補強材	E = 1.2 × 10 ⁷ (tf/m ²), A = 3.0 × 10 ⁻⁸ (m ²)					棒要素

表 2.2.3 壁面のモデル

壁面の種類	模型実験	解析モデル	壁の力学的役割		
			局所剛性	全体的縦剛性	全体吐げ剛性
D	一体壁	梁要素 E = 1.1 × 10 ⁶ tf/m ²	有	有	有
C	分割壁	梁要素 (要素間ジョイント) E = 1.1 × 10 ⁶ tf/m ²	有	有	無
B	トレーシングペーパー	梁要素 E = 10 tf/m ²	有	無	無

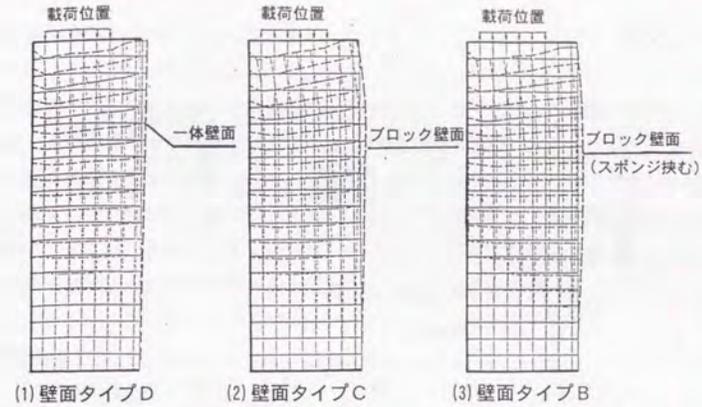


図-2.2.8 壁面の変形状況 (計算値, フロント載荷)

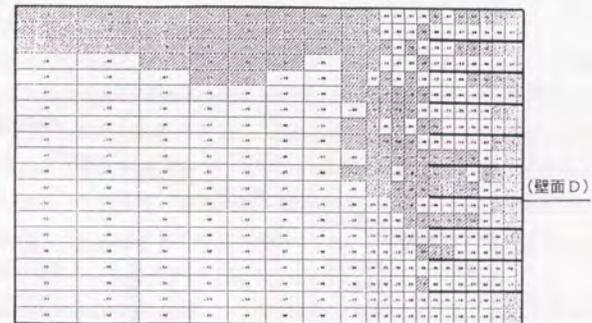


図-2.2.9 土要素の破壊状況 黒斜線: 破壊要素
(タイプD, バック載荷, 300gf/cm²載荷時)

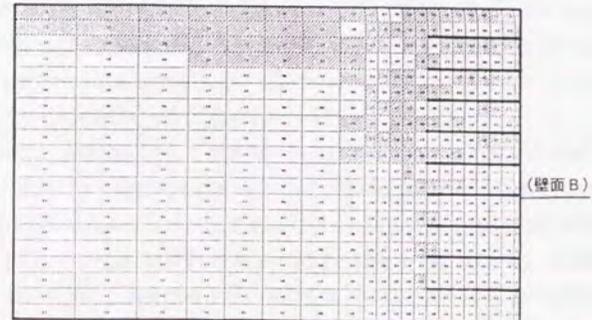


図-2.2.10 土要素の破壊状況 黒斜線: 破壊要素
(タイプB, バック載荷, 300gf/cm²載荷時)

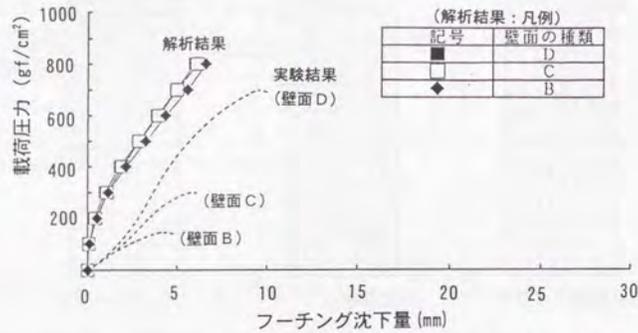


図-2.2.11 フーチング載荷圧と沈下量の関係 (フロント載荷)

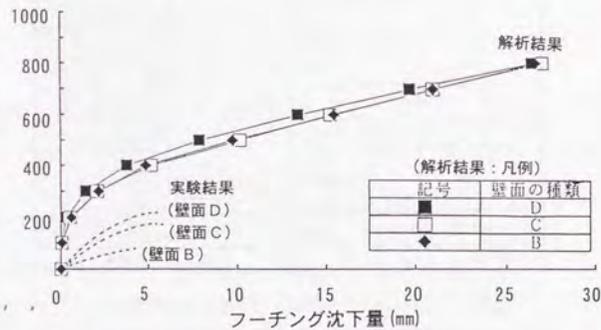


図-2.2.12 フーチング載荷圧と沈下量の関係 (バック載荷)

模型実験で得られた補強効果を実物大モデルで確認する目的で、鉄道総研において2つの試験盛土を昭和62年度に構築した。1つは砂質土(稲城砂)を盛土材とし、補強材料、補強長、壁面剛性を変えたものである。またもう1つは、粘性土(関東ローム)を盛土材とし、補強材料並びに排水方法を変えたものである。この2つの盛土の構築状況、載荷試験結果等については、村田¹⁾に詳しい。したがってここでは、豊浦砂を用いて室内で行われた小型模型実験との対比の必要性から、主に砂質土盛土の結果を中心に紹介する。

3.1 長期動態計測

3.1.1 試験盛土概要

砂質土用試験盛土の概要図を図-2.3.1に示す。写真-2.3.1は砂質土試験盛土の完成状況である。試験盛土の高さは5mで、幅は鉄道の単線幅である6.9mである。試験盛土は異なるパターンの13の区間に分かれており、このうち断面1-1, 2-2, 3-3が計測フレームによって、長期動態計測を実施した区間である。

砂質土試験盛土は稲城砂を用い、施工は補強材を敷設し(写真-2.3.2)、土嚢設置(写真-2.3.3)、盛土撒き出し、転圧の作業を繰り返し所定の高さまで積み上げた後(写真-2.3.4, 5)、型枠を取り付け(写真-2.3.6)、最後に壁面コンクリートを打設(写真-2.3.7)した。また計測区間の間には緩衝区間を設置し、区間界にはグリースを塗布した型枠材(写真-2.3.8)によって縁切り(摩擦軽減)層を設け(写真-2.3.9)、相互の区間が干渉しないように配慮した。このため転圧は重機を用いることが出来ずに、ランマー2回(写真-2.3.10)、プレートコンパクター1回で行った。

計測区間1-1, 2-2断面の壁面コンクリートは無筋コンクリートとし、裏型枠を用いずにコンクリートを打設した。事前の検討でジオテキスタイルと壁面部はセメントミルクが回り込むことにより十分に相互連結が図られることを確認していたため、特に定着筋は配置しなかった。断面3-3L側だけは、最小鉄筋(φ13, 上下、左右30cmピッチ)を単鉄筋で配置し、更に壁面定着筋も配置した。いずれの壁面コンクリートも3回打ちとしたため、途中2カ所でコンクリートの打継ぎがある。無筋コンクリートの打継ぎ部はもたれ壁と同様に、φ13, L=0.9mの鉄筋を1mピッチで補強した。

断面3-3のR側は、分割壁面を用いた区間である。壁面パネルはそのままでは十分な転圧が難しいため、先にH鋼を組立てそれをガイドに1枚60cm角のパネル壁面をセットした。写真-2.3.11はパネル壁面のセット状況である。パネル間は写真で見える凹凸だけで噛み合わせてあり、したがって壁面の曲げ剛性は無視できるほど小さい。その後、補強材を配置し(写真-2.3.12)背面に土嚢を積み上げ、更に壁面パネル相互に横方向に鉄筋通し(写真-2.3.13)、その鉄筋に補強材を巻き付けて定着した。パネルの背面に土嚢を置いたのは、

壁面コンクリートを打設した区間でも土嚢は配置されているため、相互比較する際に同条件である方が良いとの判断からである。H鋼のガイドはパネル壁面区間が完成した後に取り外した。写真-2.3.14はパネル区間の完成状況である。

図-2.3.2に、計測断面における計器の配置図を示す。試験盛土における主な計測は、変位形(D1~D29)、盛土内のサクシオン(U1~U4)、補強材の引張力(E1~E20)、土圧(P1~P8)である。この他に雨量計を1箇所、強震計を2箇所設置した。各計測機における測定値は電流量に変換し、マイコンにより制御されたデータロガーでサンプリングを行った。サンプリングは1時間当たり1計測とし、長期にわたる自動計測が可能なシステムとした。写真-2.3.15は動態計測中の試験盛土を、写真-2.3.16は作成したプログラムによる変形状況のモニター画面である。

3.1.2 動態観測結果

図-2.3.3に、盛土放置期間中の日降雨量並びに盛土に設置した各計測器の時系列曲線を示す。日降雨量を示した図に記してあるAPI値は、盛土の乾湿環境の程度を表す指標で、ここでは $K=0.8$ として計算した。

図-2.3.3(a)~(c)は盛土断面1-1R側(基本ケース)、断面2-2R側(補強材長さの短いもの)、断面3-3R側(壁面剛性をおとしたもの)での変形時刻歴を示す。ここで、変位の方向は、図に示す変位計の矢印の方向が+側である。また図-2.3.2における点線で示した部分は1989年1月23日現在(完成後約1年)での変形モードを示したものである。変位のスケールは盛土寸法の50倍に拡大されている。

これらによると、壁面を一体打ちした区間(図-2.3.3(a)、(b))では特に有意差は認められず、壁面工天端での最大変位は外側に2mm程度、盛土の沈下量は5mm程度であり、非常に小さい。また変形自体も1988年9月中旬以降はほとんど生じていない。しかし、壁面の剛性を低下させた断面3-3R側(図-2.3.3(c))では、壁面、盛土上面とも他のものと比べ大きな変形となっており、長期に渡り進行した。また、新宿直下型地震(震度4)があった1988年3月16日には、盛土上面で大きな変位が生じており、このことから壁面の剛性は、盛土の安定性に大きく寄与していることが推察できる。図-2.3.2に、長期観測による擁壁の変形を示す。

図-2.3.3(d)~(e)には断面1-1R側(剛な壁面構造)と3-3R側(柔な壁面構造)での時刻歴を示す。なお、ここで示した値は盛土構築後の引張力の増分である。全体的には柔壁面の方が剛壁面に比べ大きな引張力が生じている。しかし柔壁面の場合でも100kgf/m程度(補強材ひずみで0.3%程度)であり、破断強度(3tf/m)に比べ非常に小さい。

また、剛壁面の方が柔壁面より補強材引張力が小さいのは、剛壁面の場合補強領域の拘束が十分であるため、補強材に負担のない状態で領域の一体化が図られているのに対し、拘束が十分でない柔壁面については、補強材がかなり負担した状態で、補強領域の一体化がなされているからと考えられる。

計測結果から、剛な壁面工を有する補強盛土は長期的にも室内模型実験と同様に、従来タイプの変形しやすい壁面工を有する補強土に比べ変形が少なく(1/4程度)、降雨、地震等に対し、十分な安定性を有していた。

3.2 動的載荷試験の概要

この砂質土試験盛土に対し、列車荷重を模擬して起振機を用いた動的載荷試験を行った。この試験は、室内模型実験で確認された壁面剛性の効果が、実物大盛土の動的載荷でも同様に得られるかどうかを確認するための実験であり、静的載荷試験の前段として行った。

3.2.1 試験方法

動的試験の実施箇所は図-2.3.1に示す1-1、2-2、3-3断面の3箇所とした。試験は鉄道総研所有の起振機を用い、共振試験並びに繰り返し載荷試験を行った。

載荷方法は、共振試験については起振力4tf、周波数を5Hz~25Hzで1Hz刻みとし、特に共振点の周辺では0.2Hz刻みとした。繰り返し載荷試験については新幹線における周波数を模擬し20Hz一定で、起振力を2tf~10tfまで2tf刻みに変化させて行った。載荷回数は各荷重段階で荷重が定常状態になった後、10万回づつ繰り返し載荷した。

主な計測配置を図-2.3.4に示す。図中、加速度計でA記号のものはひずみゲージ式、HおよびV記号はサーボ式加速度計で積分回路により変位量に換算できるものを用いた。また変位計は主に繰り返し載荷試験後の残留変位量を計測するために設置したもので、振動の影響の少ない場所に基礎を設け、計測フレームを設置し取り付けした。なお起振機の据え付けに際しては、図に示す様な軌道を作成し、荷重の分散が現実に近いように配慮した。

3.2.2 試験結果

図-2.3.5は各試験区間における加速度の共振曲線を示す。これによると柔壁面(断面3R)で17Hz周辺に、剛壁面(断面2R、1R)で14Hz周辺に共振周波数が存在するようである。一般に共振周波数が低下する原因としては、盛土体の剛性が低くなることが考えられるが、ここでは1Rは3Rに比べ、他は全て同様で壁面の剛性だけを上げているので、この理由は考え難い。したがってこの現象は壁面コンクリートを打設していることにより、断面3Rに比べ1Rのマスが大きくなったため共振点が低下したのではないかと考えられる。

試験箇所2Rは1Rと同じ剛壁面を有しているが、補強材の長さが1.5mと若干短くなっている。2つを比較すると共振周波数はほぼ同じ14Hz周辺であるが、振動源(起振機)の加速度に対する盛土内各点での加速度応答は、断面1Rの方が断面2Rより盛土天端や道床尻で大きく減衰しているようである。特に盛土天端における減衰は非常に大きい。これは補強材を配置している領域を一体化した領域と考え、断面1Rの方が一体化した部分が大きいため、したがって振動に対する拘束効果が大きくなっているものと考えられる。

図-2.3.6は上記実験の際の道床尻における鉛直方向と水平方向の動変位量を示したものである。周波数を20Hzにしたのは、一般的な鉄道車両の車軸距離と走行速度から定まる車

輪通過周波数は20Hz程度であるためである。鉄道では一般に列車荷重による路盤振動の評価を道床尻における動変位で行っており、一般的な盛土で0.5mm程度、1mmを越えると要注意箇所とされている。本結果から通常の電車相当荷重時(約12tf)では動変位が約0.4mm程度と想定され、特に問題となる値ではなかった。ただし通常の盛りこぼし形式の盛土と比較すると、確実にマスを減らしている分、振動値は大きくなるものと考えられる。しかしこのことは本工法に限った問題ではなく、のり面を急勾配にした盛土(例えば、テールアルメや直接基礎の擁壁等)全般に共通する問題であり、別途研究が必要である。

3.3 静的載荷試験の概要

3.3.1 試験方法

載荷箇所は動的載荷試験と同一の3箇所とした。載荷装置並びにアースアンカーは、試験盛土が最大100tf/m²まで載荷できるように設計した。図-2.3.7は載荷装置標準図を、写真-2.3.17は載荷装置の組立状況を示す。載荷方法は載荷板(線路方向3m、線路直角方向2m)を4台の油圧ジャッキ(載荷能力600tf、ストローク30cm)で等圧力で載荷する応力制御方式とした。図-2.3.8に載荷ステップの例を示す。原則的には1段階5tf/m²、荷重保持時間を30分間とし、段階的に荷重を加えた。ただし破壊荷重に近い段階では、破壊荷重を見落とさないように1段階2.5tf/m²とし、その際の荷重保持時間は15分間とした。

各試験区間における載荷位置並びに計器の配置を図-2.3.9に示す。計測は、盛土内に設置してある土圧計、補強材ひずみ計、間隙水圧計の他、載荷に伴う盛土並びに載荷板の変形、載荷板圧力等を計測した。載荷にあたり載荷板底面にはローラーを取り付け(写真-2.3.18, 19)、載荷重が傾斜しないように配慮した。また本試験は2次元モデルとして試験を計画しているため、試験区間と緩衝区間との間には極力摩擦が発生しないように構築時にグリースによる縁切り層を設けていることは既に述べた。

3.3.2 試験結果

試験断面となった3つの区間は、補強方法を左右の断面で変えており、相対的に図の右側を耐力の小さい断面としている(図-2.3.9参照)。したがってこの載荷試験は断面1R(基本タイプ:剛壁面、補強長2.0m)、2R(補強材の長さが短いタイプ:剛壁面、補強長1.5m)、3R(壁面の剛性を低下させたタイプ:パネル壁面、補強長2.0m)の比較試験となる。写真-2.3.20は載荷試験の状況を示す。載荷は装置の安定上、問題が生じない限りは盛土高さの10%(50cm)以上の変形量を加えることを目標としたが、柔壁面(断面3R)の場合には、目標の変形量に達する前に載荷板の左右で大きな変形差が生じ載荷装置が大きく傾き不安定となったため、そこで載荷を終了した。

図-2.3.10は各試験区間における載荷板の荷重沈下曲線を示す。ここでの荷重は載荷板に取り付けた6個の荷重計の平均荷重である。今回の試験が応力制御で行っていることから、載荷板の変位は左右断面で相対的に弱い方の断面が大きく沈下し、回転するモードとなる。

このため断面に対する変位量を正しく評価する目的で、試験対象となる断面側の3個の変位計(図-2.3.9:D20~D22)の平均値で整理したものである。

図-2.3.11は載荷圧力と壁面上端の水平変位の関係を示す。各試験断面での最終保持荷重は断面1R(基本ケース)で57.5tf/m²、断面2R(補強材の短いケース)で50.0tf/m²、断面3R(壁面剛性の小さいケース)で37.5tf/m²であり、壁面の剛性の差により載荷重に顕著な差が生じた。

図-2.3.12は、各断面における載荷に伴う盛土の最終変形モードを示す。これは盛土表面に取り付けてある29個の変位計の値を表示したもので、変位スケールは盛土形状のスケールに比べ7倍に誇張している。また図中下に示す数字は、変形が生じた時点での載荷板平均圧力と平均変位である。これによると各断面における変形モードとしては剛壁面(断面1R, 2R)は転倒モード、柔壁面(断面3R)については壁面全体が押し出されるような滑動モードとなっており、別途実施した室内小型模型実験と同様の結果が得られた。また剛壁面を有する断面1R, 2Rでは、壁面がちょうど打継ぎ部で「く」の字に変形しており、前述したように載荷途中から壁面の剛性が保持されていなかったことが確認できる。ここで打ち継ぎ目は壁面コンクリートを2回に分けて打設した際の継ぎ目であるが、特に強度上の弱点となってしまった。また分割壁面(断面3R)については変形が壁面下端の2つのパネルに集中しているため、実際以上のダメージがあるように印象を与えてしまった。

写真-2.3.21は載荷試験による壁面の変形状況を、写真-2.3.22は分割壁面下端の変形状況を、写真-2.3.23は打ち継ぎ目のクラックの状況を示す。

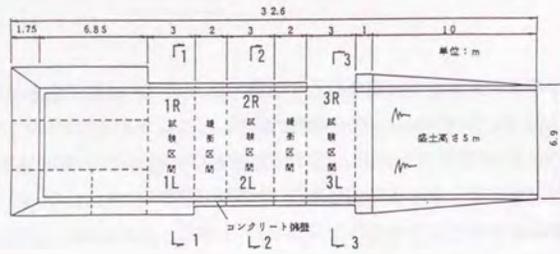
3.3.3 まとめ

静的載荷試験では、剛性のある壁面は柔な壁面に比べ降伏荷重で2倍程度大きく、十分な耐力があることが確認できた。しかもこの値は壁面の打継ぎ目にクラックが生じたことによる剛性低下に伴う降伏であるため、打継ぎ部の施工や構造細目に留意して改良した場合には、より大きな耐力があると考えられる。この結果は室内小型模型実験の結果と同様に、壁面剛性が補強土の安定性や変形性に大きく貢献することを示している。

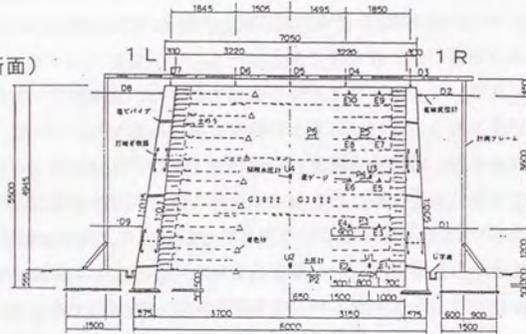
<参考文献>

- 1) 村田修、館山勝、龍岡文夫(1989.11):短い面状補強材と剛な壁面を有する試験盛土の長期動態計測、土と基礎、pp.37-42
- 2) 館山勝、村田修(1990.12):剛壁面を有する補強盛土の載荷試験、第5回ジオテクニカルシンポジウム、pp.32-37
- 3) O. Murata, M. Tateyama, F. Tatsuoka, K. Nakamura, Y. Tamura (1991): A reinforcing method for earth retaining walls using short reinforcing members and a continuous rigid facing, Proc. ASCE Geotech. Engineering Congress 1991, Boulder, ASCE, Geotech. Special Publication 27:935-946

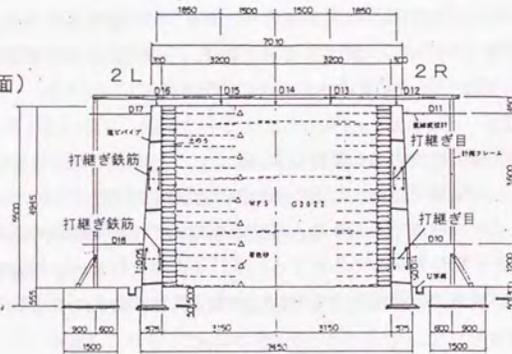
(平面図)



(1-1断面)



(2-2断面)



(3-3断面)

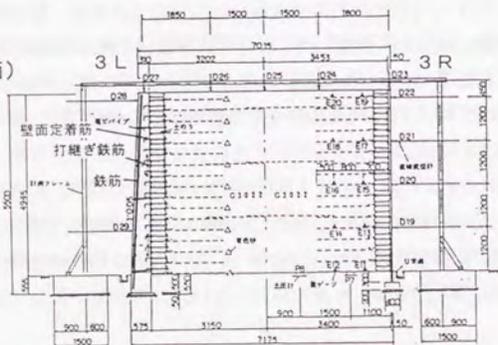
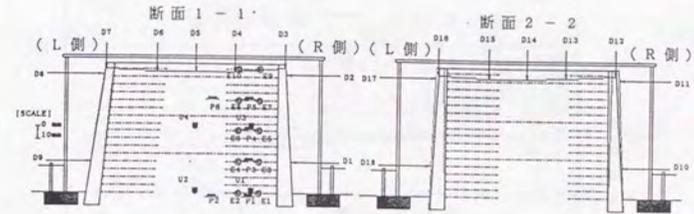


図-2.3.1 試験盛土の概要図



(凡例) D: 変位計
 E: CA圧計
 P: 土圧計
 U: 開水圧計

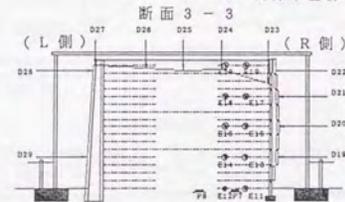


図-2.3.2 計測機器の配置と変形状況

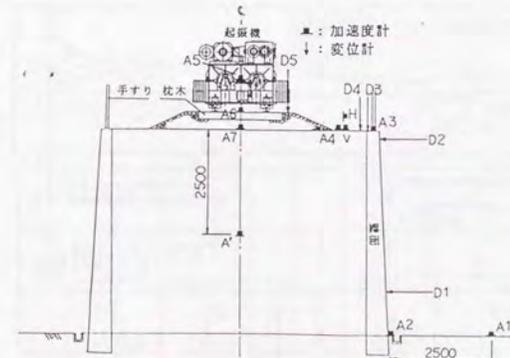


図-2.3.4 起振実験計測機器配置

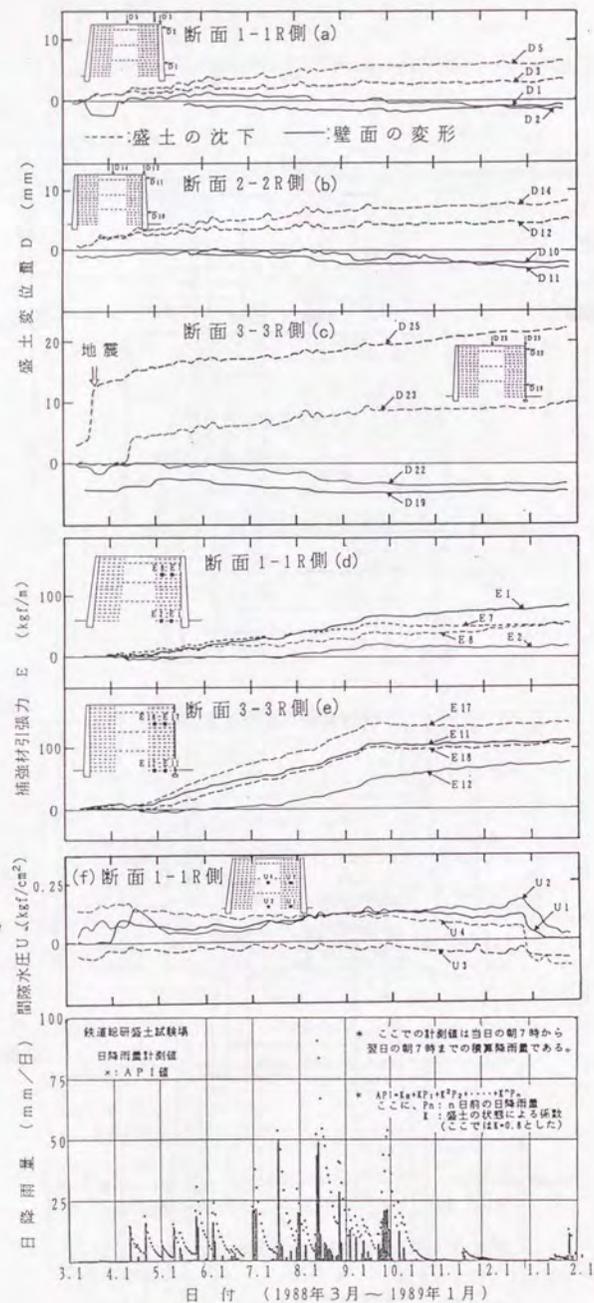


図-2.3.3 長期動態計測結果 (砂質土盛土)
(昭和63年3月～平成元年1月)

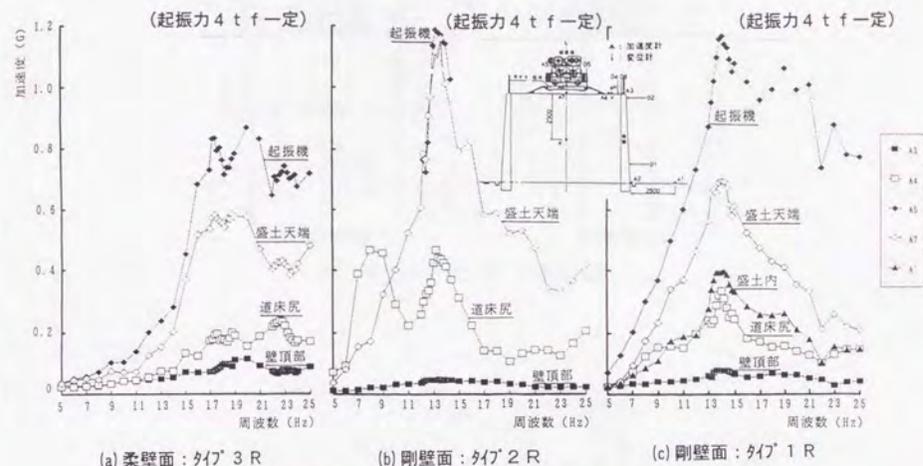


図-2.3.5 加速度共振試験結果

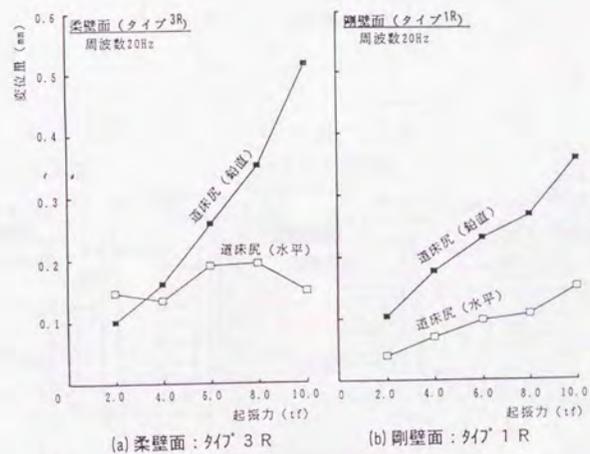


図-2.3.6 道床底変位応答曲線 (周波数 20Hz 一定)

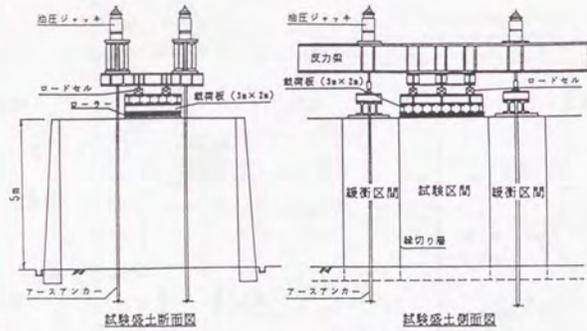


図-2.3.7 載荷装置標準図

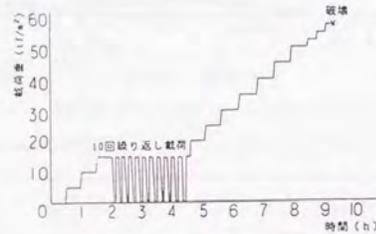


図-2.3.8 載荷ステップ図

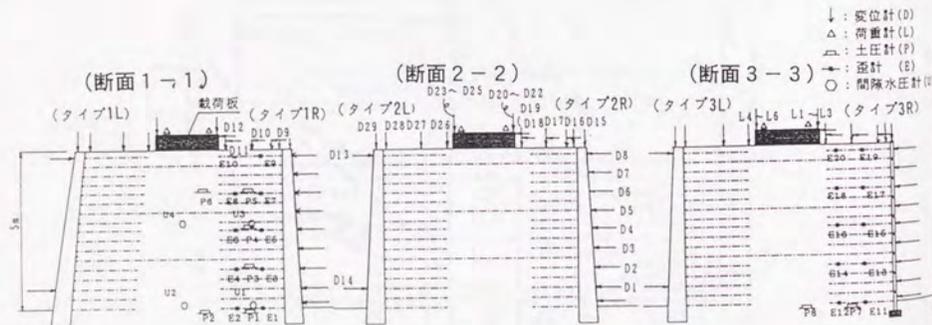


図-2.3.9 静的載荷試験計測機器配置

- ↓ : 変位計 (D)
- △ : 荷重計 (L)
- : 土圧計 (P)
- ⊕ : 歪計 (E)
- : 間隙水圧計 (O)

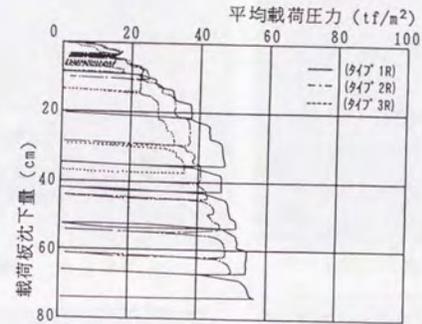


図-2.3.10 荷重・沈下曲線

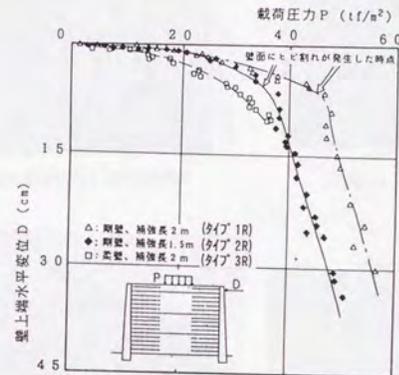
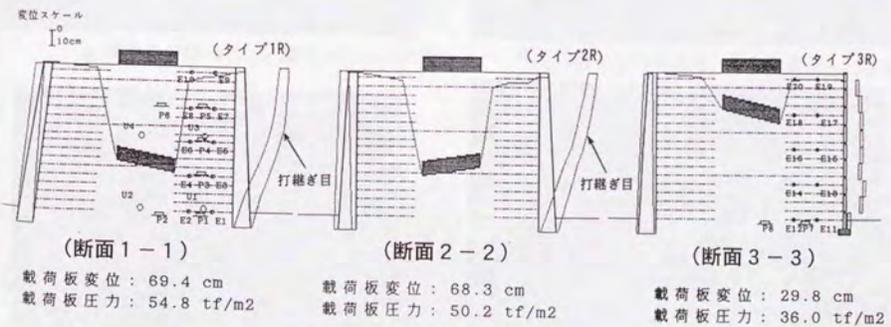


図-2.3.11 載荷圧・壁面水平変位の関係



(断面1-1) 載荷板変位: 69.4 cm 載荷板圧力: 54.8 tf/m²

(断面2-2) 載荷板変位: 68.3 cm 載荷板圧力: 50.2 tf/m²

(断面3-3) 載荷板変位: 29.8 cm 載荷板圧力: 36.0 tf/m²

図-2.3.12 最終変形モード

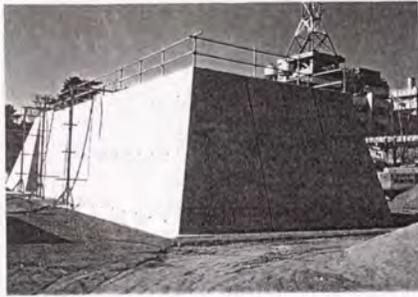


写真-2.3.1 砂質土試験盛土の完成状況



写真-2.3.2 補強材の敷設状況



写真-2.3.9 緑切り板の盛土への設置



写真-2.3.10 ランマーによる盛土の転圧



写真-2.3.3 土嚢の積み上げ状況

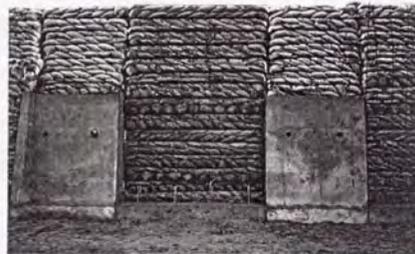


写真-2.3.4 計測区間の盛土積み上げ完了



写真-2.3.11 壁面パネルの設置



写真-2.3.12 壁面パネル部の補強材設置



写真-2.3.5 盛土積み上げ完了状況



写真-2.3.6 型枠の設置



写真-2.3.13 補強材との定着鉄筋の配置

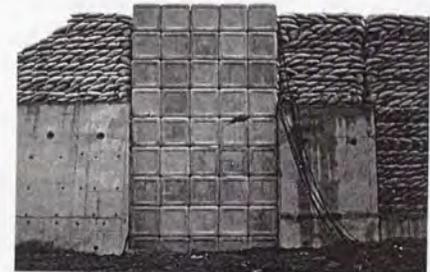


写真-2.3.14 壁面パネル区間の完成状況



写真-2.3.7 壁面コンクリートの打設



写真-2.3.8 緑切り板へのグリースの塗布

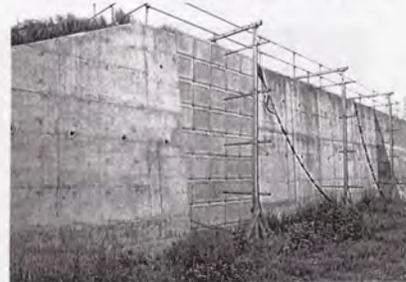


写真-2.3.15 長期動態計測中の試験盛土

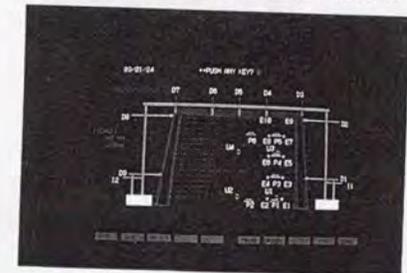


写真-2.3.16 変形状況のモニター画面

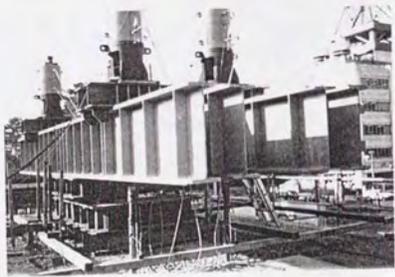


写真-2.3.17 載荷装置の組立終了

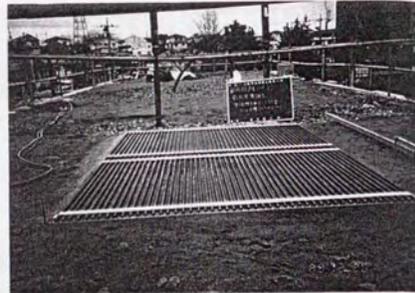


写真-2.3.18 載荷板底盤のローラー設置

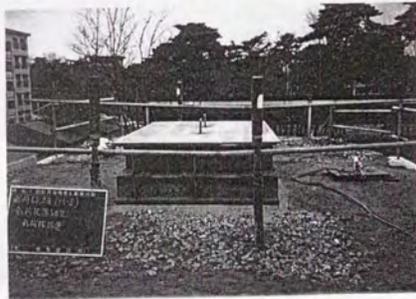


写真-2.3.19 載荷板の設置状況

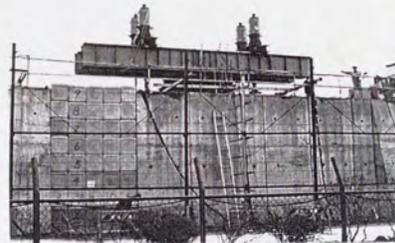


写真-2.3.20 載荷試験状況

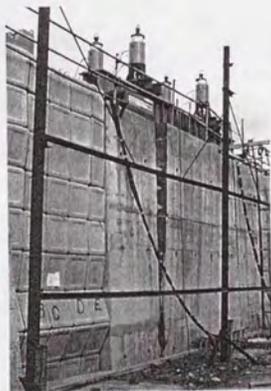


写真-2.3.21 載荷に伴う壁面の変形状況



写真-2.3.22 分割パネル下端の変形

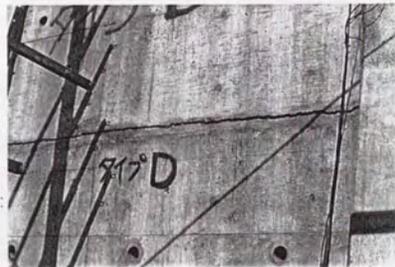


写真-2.3.23 一体壁面の打ち継ぎ目のクラック

第3編 補強土擁壁の実現場への適用に関する研究