

第1章 水平荷重に対する挙動

本研究の対象である「一体の剛壁面工を有する補強土擁壁」は、従来の分割壁面を有する補強土擁壁と比較すると、壁面工に直接あるいは壁面近傍に構造物が設置されて、局所的に過大な水平力あるいは鉛直力が作用する場合に対して特に有利な構造物となる。即ち、分割された壁面工の場合には、各高さにおける力の釣合が確保される必要があるため、水平荷重やモーメントが、局所的かつ過大に作用する場合には、安定の確保が困難となる。また鉛直荷重に対しても壁面工が座屈あるいは圧縮破壊する可能性が大きい。

これに対し、一体の剛壁面工の場合には、水平荷重及び鉛直荷重やモーメントが局所的に作用しても、壁面を通じて配置されている補強材全体に力が配分されるため、大きな力に抵抗できることになる。とりわけ鉄道構造物の場合には、防音壁や電柱基礎など大きな水平力が作用する付帯構造物を、壁面工に直接設置する必要がある場合が多く、この場合には剛壁面補強盛土が非常に有利となる。

したがって、補強土擁壁の実現場への適用に関する研究の一環として、壁面工の上端及び背面盛土に水平荷重が作用した場合の安定性を確認する目的で、室内小型模型実験並びに実物大試験盛土の水平載荷試験^{1)~4)}を実施した。

1.1 室内模型実験

補強土の水平荷重に関する研究としては、LABAら⁵⁾が分割壁面を用いた模型実験結果から、設計に用いる荷重の分散方法を提案しているが、その他、実務的な研究は乏しい。そこで剛壁面を用いた場合の水平載荷重に対する耐力を確認する目的で、まず最初に模型水平載荷実験を行うことにした。

図-3.1.1は室内模型実験装置と載荷ステップを、写真-3.1.1は試験状況を示す。模型実験は、第2編第1章に示した一連の模型実験で用いた土槽を用いた。すなわち、土槽幅40cmで平面ひずみ(2次元)状態での実験である。なお壁面工は一体化されている。模型実験では壁面工の頂部での水平載荷とし、滑車を通して重りを段階的に積み上げることによって載荷した。すなわち、荷重制御によるステップ載荷で行った。1ステップ載荷後の壁面工の上端における変形速度が、壁高50cmに対し0.1%/min以下になってから、次のステップに載荷を進めた。ただし各ステップでの載荷は最低でも5分以上保持した。また補強材は5cm毎に10段配置し、15cmと25cmの2種類の補強材長さで実験した。その他の実験の仕様については第2編第1章と共通である。

図-3.1.2には水平載荷中の時間・壁面水平変位の関係を示す。また図-3.1.3には載荷に伴う補強材引張力、並びに底面土圧の分布状況を示す。図に示すように、補強長25cm、15cmの時の降伏荷重はそれぞれ422gf/cm(14ステップ)、265gf/cm(9ステップ)であった。

これによると、以下のことが分かる。

- ①補強材引張力は水平載荷重の大きさに比例して増加する。
- ②補強材引張力は壁に近いほど大きい。
- ③底面土圧は水平載荷重が大きくなるにつれて小さくなる。
- ④破壊荷重は補強材長さに比例して大きくなる。

①、②、④の結果は、壁を中心とした観点から考えると、壁の転倒に対してほぼ壁面の高さ全体に、かつ補強材全長にわたり抵抗していることを示している。このことは、剛な壁面工を用いたことによって生じた現象であり、壁面工がこのような載荷に対して非常に大きな役割を持つことを示している。また、その際に発揮される補強材引張力は壁面の変形量に左右される。補強土壁の最大水平抵抗荷重は、補強された領域の土塊重量による抵抗モーメントから算定される計算上の抵抗荷重とほぼ等しい。

③の結果は、補強領域が転倒破壊に近づくにつれて、地盤反力が壁下端に移行して、逆に盛土下部の応力が減少したことを示している。このことは補強領域の一体性が高かったことを示している。

1.2 実物大試験盛土での載荷試験

1.2.1 試験盛土の概要

第2編第3章で紹介した鉄道総研の試験盛土において、壁面工の直上とその背後の盛土中に支柱を構築し、水平載荷試験を実施した。試験盛土の支柱の構築（載荷）位置を図-3.1.4に、断面図を図-3.1.5に示す。また写真-3.1.2は試験状況を示す。試験盛土は粘性土盛土と砂質土盛土がちょうど向き合うかたちで構築していたため、お互いを引き合うことにより、水平方向に荷重を加えた。支柱を構築した断面は、粘性土盛土（図-3.1.5）、砂質土盛土（図-3.1.6）とも、補強材としてはビニロン製のジオグリッド（破断強度 $T_k=3\text{tf/m}$ ）を用いており、粘性土の場合は、別途碎石を用いた排水層を4層設けている。壁面の勾配は、粘性土盛土1:0.05、砂質土盛土1:0.15と異なっている。また試験区間の境界には、極力平面ひずみ状態が保たれる様に、摩擦軽減のためのグリースによる縁切り層が設けられている。

両方の試験盛土に設置した支柱は以下の2種類である。

①盛土内（補強材端部）の支柱

盛土内に設置した支柱は、補強材を破損しないように盛土を丁寧に掘削し、円筒型枠の中にH鋼（H-300）を埋め込み、型枠内にコンクリートを打設した後、基礎部分を埋め戻し転圧して作成した。写真-3.1.3は支柱の構築状況を示す。これに伴い上段の2層の全層敷き込み補強材は途中で切断した。盛土中のコンクリート製支柱基礎は直径70cm、深さ2.5mであり、支柱のH鋼は基礎中心に2.5m埋め込まれ、盛土天端上に2m突き出した。この支柱は鉄道在来線の単線用電柱基礎を想定して造ったものであり、一般的に用いられる鉄道電

柱基礎の設計水平荷重は1tfである。

②壁頂（壁面上端）の支柱

①の支柱を用いた実験の後に、コンクリート壁面工の上端中央部にアンカーボルトで鋼板を取り付け、その上に高さ2mのH鋼（H-300）を建て込み、溶接した。この支柱も電柱基礎もしくは防音壁を想定しており、設計荷重は1tfである。写真-3.1.4は壁頂支柱の完成状況を示す。また鉛直載荷試験の時に打ち継ぎ目で壁面工が割れたという経験を踏まえて、壁面補強用H鋼を3本壁面に固定し、ひずみゲージを貼り付けて載荷時の壁面応力を測定した。写真-3.1.5は壁面の補強状況を示す。

水平載荷試験の反力は、ちょうど反対側の盛土を $2\text{m}\times 2\text{m}\times 2\text{m}$ に掘削し、コンクリートを流し込み、更にH鋼を2本建て込んで反力支柱とした。支柱側からPC鋼棒をジョイントで連結し、反力側の2本の支柱に油圧のセンターホールジャッキを据えつけて載荷実験を実施した（写真-3.1.6参照）。

1.2.2 盛土中の支柱に対する水平載荷試験

水平載荷試験は、まず盛土中に設置した支柱①から載荷した。支柱における載荷点の鉛直位置を、H鋼下端部～上端部の順に変えて載荷し、後で行う壁面上の頂部の支柱に対する載荷の結果に影響を与えない程度まで載荷することにした。載荷ステップは、荷重1段階1tf、荷重保持時間は5分間を基本とした。計測は、盛土構築時に埋設してある補強材ひずみ計、土圧、間隙水圧、変位形、壁面ひずみ計、載荷荷重である。なお載荷中はパソコンによる自動計測とし、このための載荷試験用測定プログラムを別途作成した。写真-3.1.7は計測状況を示す。なお載荷荷重を測定する鉄筋計は、曲げなどの影響が少なく実作用荷重をそのまま測定できるように支柱載荷点にできるだけ近づけ、1mの離れに設置した。

図-3.1.7、図-3.1.8は、粘性土および砂質土盛土における電柱模型下端の水平引張荷重と壁面上端および盛土天端の水平変位の関係を示したものである。壁面上端の変位は10tf程度の水平荷重に対しても1～2mm程度と極めて小さい。またここでは示していないが壁面下端の変位計（D0）は両盛土とも0mmであった。一方、電柱基礎端部から50cmならびに100cm離れた位置の盛土天端の水平変位（D10、D9）は最大引張荷重で1～2cm程度であり、壁面工～支柱間の盛土材が圧縮したことを示している。

図-3.1.9に、粘性土盛土における支柱下端（T0）、上端（T2）での載荷時の引張荷重と支柱下端変位（D7）の関係を示す。一方、図-3.1.10は転倒中心点が支柱基礎下端から基礎根入れの1/3の位置にあると仮定して整理したものである。下端載荷時の曲線T0と上端載荷時の曲線T2は概略一致しているが、水平変位量2cm付近まではT0の転倒モーメントが若干大きく、回転中心が基礎下端1/3より上にあることを示している。またそれ以上大きい変位では、基礎下端1/3より下方に回転中心が移動したものと考える。これらの結果を、基礎上端から回転中心までの距離を x とし、支柱下端変位（D7）が同じ変位量である場合の転倒モーメントT0、T2が等しいと仮定して整理したものが図-3.1.11である。支柱変位が小さい場

合はモーメント中心が盛土上面に近く、変位が大きくなるにつれて回転中心が下方に移動することが伺える。

図-3.1.12は支柱下端載荷時の間隙水圧の発生状況例である。壁面変位がほとんど無く支柱に押しつけられた土が圧縮されたため、わずかに正の間隙水圧が上昇している。

図-3.1.13は載荷試験中に発生した粘性土盛土の盛土横断方向の補強材（格子状補強材の主方向）力の増分値を示したものである。支柱基礎根入れ部分の上部2層（E7～E10）に圧縮力が作用しており、引張補強材としては働いていない。しかし壁面と平行な方向（格子状補強材の従方向）は引張補強材として働いている。すなわち図3.1.14の模式図に示すように、水平地盤中に補強材を敷設した場合の鉛直載荷の支持力が増大する現象と同様に、支柱基礎部分の載荷点から離れた補強材が定着部分となり、引張抵抗力Tが荷重作用方向と直角方向に発生し、水平抵抗力の増加、変形の拘束に寄与していると考えられる。

図-3.1.15は砂質土盛土天端における載荷試験後のクラックの発生状況をスケッチしたものである。地盤中の最大主応力（圧縮）方向を示すクラックは支柱基礎を中心に放射状に伸びており、これに直交方向の最小主応力（引張）方向は同心円を描いている（粘性土盛土においても同様のクラックが観察された：写真-3.1.8参照）。このことも図-3.1.14に示す補強メカニズムが発揮されたことを示している。

図-3.1.16は壁面工にとりつけたH鋼（H-300）に発生した最大ひずみ（壁面側フランジ表裏の平均値）を示したものである。両盛土ともH鋼（壁面工表面）のひずみは、壁高全長にわたって圧縮側の値を示しており、壁面工が全体曲げ剛性を有する片持ち梁として働き、壁面工上部に作用する水平荷重が壁面工下端まで分散していることを示している。

1.2.3 壁頂水平載荷試験

土中水平載荷試験の場合と同様に、粘性土盛土、砂質土盛土の双方の壁面工の頂部の支柱に対する水平載荷試験を実施した。始めに載荷モーメントの影響を調べるために、支柱での載荷点の高さを変えて、5tfまでの載荷試験を行った。試験回数は粘性土盛土で3回（T0, T1, T2）、砂質土盛土で2回（T0, T2）実施した。また、この試験の終了後、載荷点を支柱下端（T0）に再度移動して、破壊荷重まで水平荷重を加えることにした。

図-3.1.17に、粘性土盛土で実施した3回の実験結果の荷重・変位曲線を示す。当然ではあるが、同じ載荷重でも着力点が上にある方が変形量も大きい。また水平荷重が4tf程度までは、かなり弾性的な挙動を示し、荷重の除荷に伴い変形量の大部分が弾性的に戻る。一般の土の場合にも、圧縮に対しては変形量が小さい範囲では同様の傾向を示す。しかし引張に対しては土はほぼ無抵抗であり、例えば擁壁などの抗土圧構造物で土留めした状態では、主働方向の変形は累積する一方で変形が戻ることはない。このような引張荷重に対する弾性挙動は、いったん伸びたジオテキスタイルが除荷時に収縮したためである。

図-3.1.18は、回転中心位置が地盤面と考えた場合の壁面の転倒モーメントと支柱下端の水平変形量の関係を示す。図-3.1.17をモーメントで整理したものであるが、3つの試験で

一義的な関係にはならなかった。同一の変形に対して、T0, T1, T2の順に転倒モーメントが大きいため、図-3.1.19の模式的に示すように回転中心が地盤面よりも上にあることを示唆している。支柱下端（D7）での変形に対して、T0, T1, T2のモーメントがほぼ同一になるのは、回転中心が地盤面から3m程度上にある時である。これは小変形（数mm程度）でも、壁面工は完全な剛体ではないため回転中心は上方にあることを示している。しかし変形が進み破壊に近づくに連れて、壁面工自身のたわみよりも盛土全体が引きずられる変形が卓越し、次第に回転中心は下方へ移行すると考えられる。

図-3.1.20は、降伏状態まで載荷した際の粘性土並びに砂質土盛土の水平載荷重・変位曲線を示す。壁面勾配が大きい（粘性土1:0.05、砂質土1:0.15）という観点からだけ考えると、より安定であるはずの砂質土の方が、粘性土よりも降伏耐力が小さい。

図-3.1.21は粘性土盛土における支柱変位と補強材力の関係の一例を示すが、補強材力は変形に合わせ大きくなり、除荷に伴い0に戻り、きわめて弾性的に挙動している。

図-3.1.22は粘性土盛土の実験で最大載荷重時（22tf）における補強材引張力分布と盛土内間隙水圧それぞれの増分量を示す。補強材引張り力は上方に配置した補強材ほど大きいが、発生している引張り力そのものは小さく、ひずみに換算すると0.1%程度である。支柱や壁面の変形量から考えると、この値はきわめて小さく整合が取れない。これは補強材力の測定位置では、さほど変形していないが、壁面工の近傍の補強材は大きく歪んでいることを示唆している。このことは、図-3.1.23に示す盛土上面の水平変位量の関係において、D9とD10では変形に差が無く、D6に比べ非常に小さいことから推察できる。

また載荷中に、壁から50cm程度までの盛土面に非常に多くのクラックが壁面に平行して生じていた。このことは、局部的に載荷した荷重を壁面工の剛性によって壁全体で抵抗した証拠である。

粘性土盛土では図-3.1.22で示すように、載荷に伴い若干ではあるが明らかに間隙水圧が減少している。図-3.1.24は載荷に伴う間隙水圧の変化の例を示すが、これからも載荷が進むに連れて徐々に間隙水圧が減少する様子が確認できる。図-3.1.20に示すように、土の強度が小さい粘性土盛土の方が、砂質土盛土に比較して大きな水平耐力が得られていたのは、盛土間の間隙水圧が減少したことが原因である。例えば補強材を配置した領域を疑似剛体と考え、背面からの土圧を無視し、きわめて単純にモーメントの釣合のみを考えたときの水平荷重は約15tfである。今回の実験では、粘性土盛土での最大水平荷重は22tfであり、盛土内でもともと有していたサクシオンと、載荷に伴う間隙水圧の減少が、7tfの水平力に抵抗していたことが確認できた。

1.2.3 水平載荷試験に関するまとめ

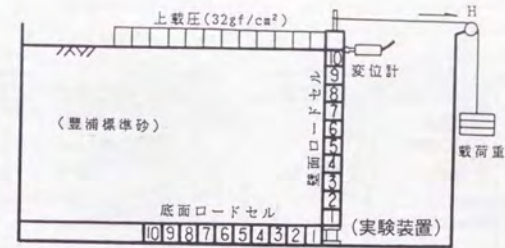
- ① 一体な剛壁面を有する補強土擁壁は、水平荷重が集中的に作用する場合でも荷重は3次元的に擁壁全体に分配され、大きな抵抗力が得られる。
- ② 粘性土盛土においては、盛土内に発生する負圧が水平力に対する大きな抵抗力となる。

- ③土中における水平載荷試験では長手（従）方向に平行な補強材の部材が引張り抵抗する。
 ④作用荷重が小さい場合には、除荷に伴い変形も回復しきわめて弾性的に挙動する。

この試験結果から、水平荷重に対する特別な設計をしていない通常の補強土擁壁でも、20tf以上の集中水平荷重に抵抗できることが確認できた。例えば、鉄道の単線区間での電柱荷重は、水平力が1tf程度、モーメントは2tf・m程度であることを考えれば、この抵抗力は十分に大きく、実用上は問題が生じないものと考えられる。

<参考文献>

- 1) 館山勝、村田修、田村幸彦、中矢隆雄、龍岡文夫(1992.6)：剛壁面補強盛土の壁頂水平載荷試験、第27回土質工学研究発表会, pp. 2467-2470
- 2) 田村幸彦、館山勝、村田修、中矢隆雄、龍岡文夫(1992.6)：剛壁面補強盛土の土中水平載荷試験、第27回土質工学研究発表会, pp. 2471-2474
- 3) Tateyama, M., Murata, O., Tamura, Y., Nakamura, K., Tatsuoka, F., Nakaya, T. (1993): Lateral loading tests of full-scale model column foundation in GRS retaining wall, Proc. of International Symposium on Recent Case History of Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls (Tatsuoka & Leshchinsky, ed.), Balkema, pp. 287-294
- 4) Tamura, Y., Nakamura, K., Tateyama, M., Murata, O., Tatsuoka, F., Nakaya, T. (1993): Full-scale lateral loading tests of column foundations in GRS retaining wall, Proc. of International Symposium on Recent Case History of Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls (Tatsuoka & Leshchinsky, ed.), Balkema, pp. 277-285
- 5) J. T. Loba, J. B. Kennedy (1986): Reinforced earth retaining wall analysis and design, CAN. GEOTECH. J. VOL. 23, pp. 316-326



(載荷ステップ)

載荷step	荷重増分	総載荷重
1	21.0 gf/cm	21.0gf/cm
2	15.8	36.8
3	15.8	52.6
4	15.7	68.3
5	39.3	107.6
6	39.3	146.9
7	39.3	186.2
8	39.3	225.5
9	39.3	264.8
10	39.2	304.0
11	39.2	343.2
12	39.3	382.5
13	39.2	421.7
14	39.3	461.0

図-3.1.1 実験装置の概要と載荷ステップ

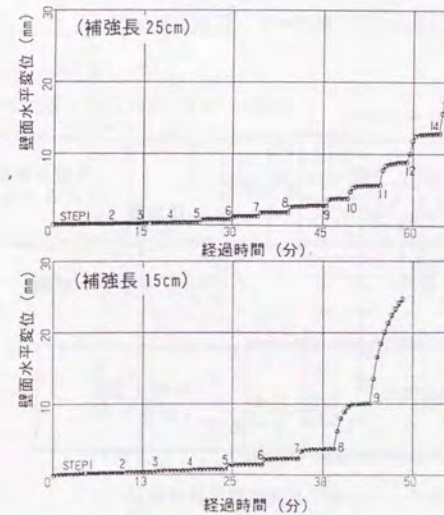
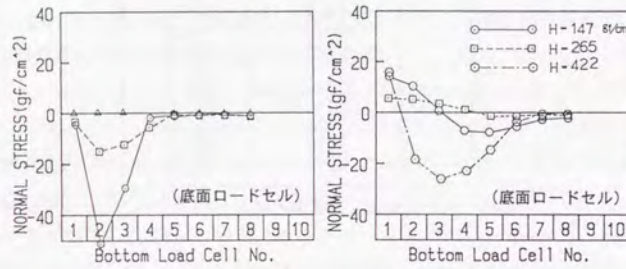
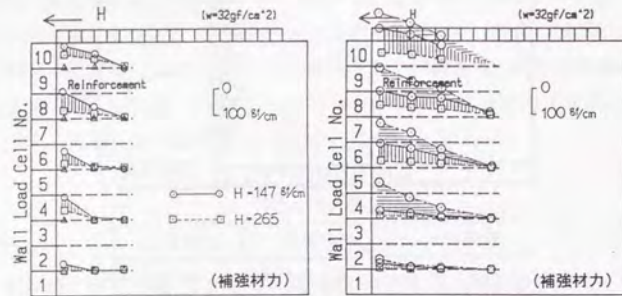


図-3.1.2 荷重ステップ・変位曲線



(a) 補強長 15cm の場合 (b) 補強長 25cm の場合

図-3.1.3 補強材力・底面土圧分布

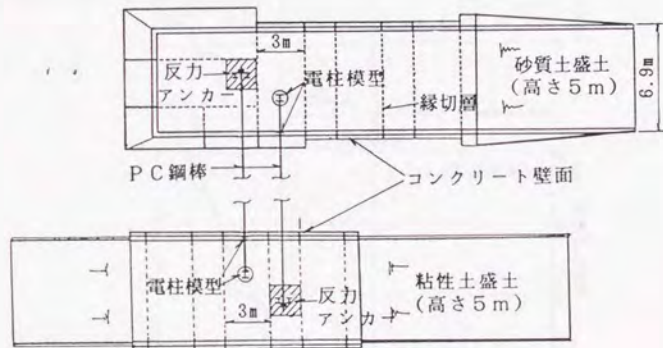


図-3.1.4 水平載荷試験全体位置図

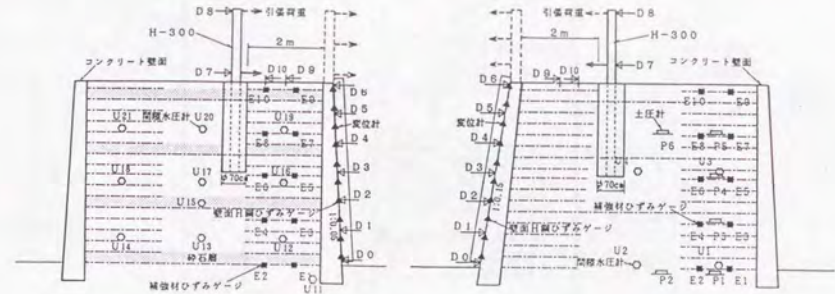


図-3.1.5 試験断面 (粘性土盛土)

図-3.1.6 試験断面 (砂質土盛土)

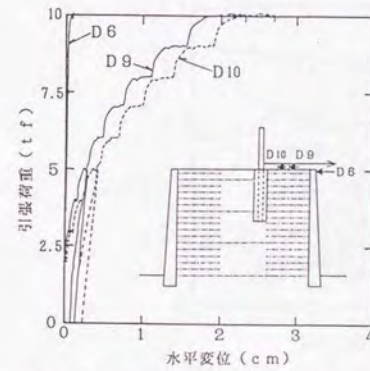


図-3.1.7 引張荷重・変位曲線 (粘性土盛土)

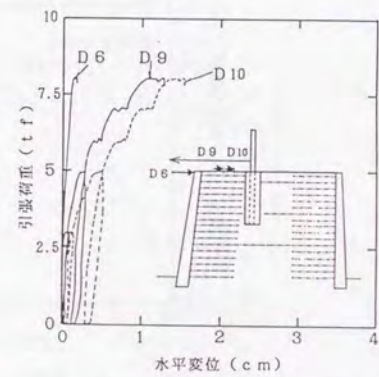


図-3.1.8 引張荷重・変位曲線 (砂質土盛土)

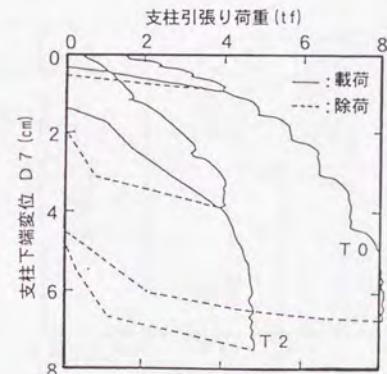


図-3.1.9 引張荷重・支柱下端変位の関係

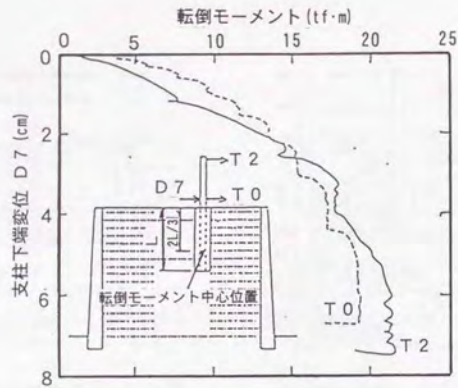


図-3.1.10 転倒モーメントの影響

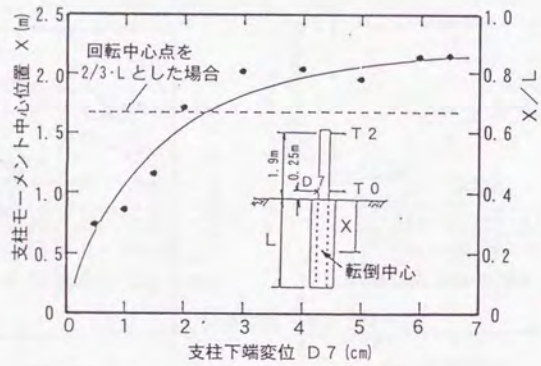


図-3.1.11 転倒モーメント中心の推移

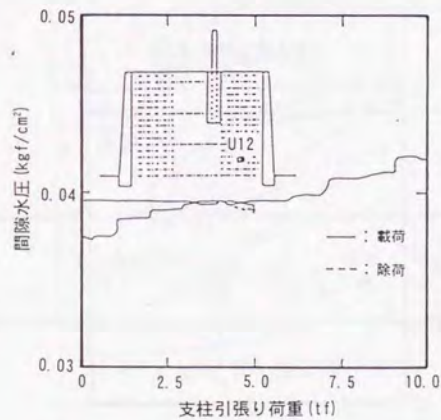


図-3.1.12 間隙水圧の発生状況例 (U12)

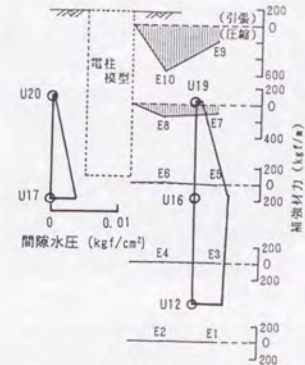


図-3.1.13 補強材力および間隙水圧の増分

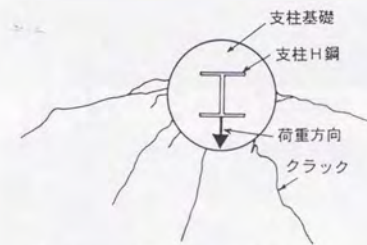


図-3.1.15 盛土天端のクラック発生状況

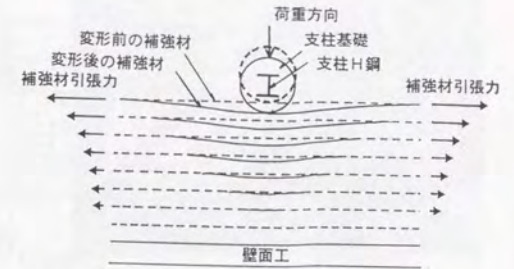


図-3.1.14 補強材長手方向補強メカニズムの模式図

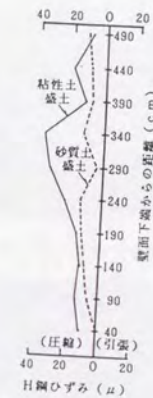


図-3.1.16 壁面H鋼ひずみの増分

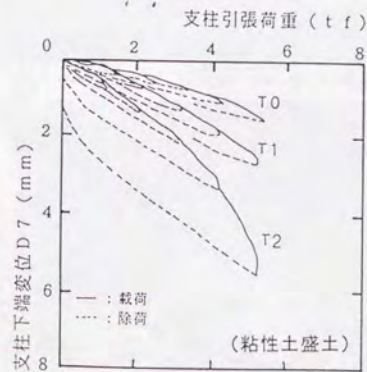


図-3.1.17 載荷重・変位曲線

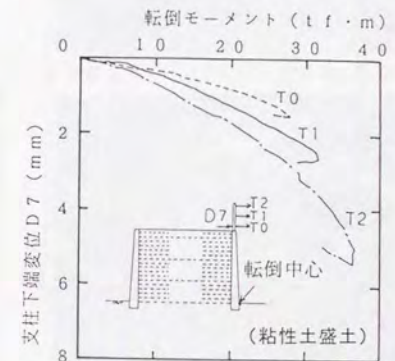


図-3.1.18 転倒モーメント・変位曲線

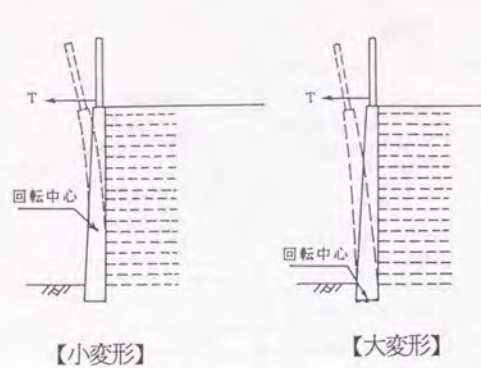


図-3.1.19 変形モード模式図

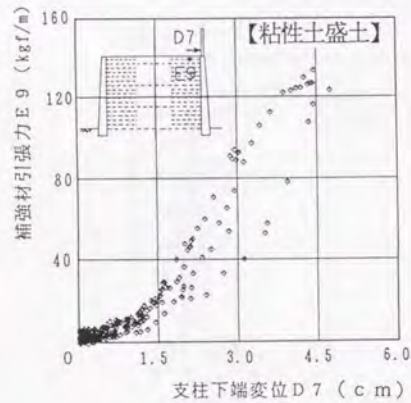


図-3.1.21 支柱変位・補強材力の関係

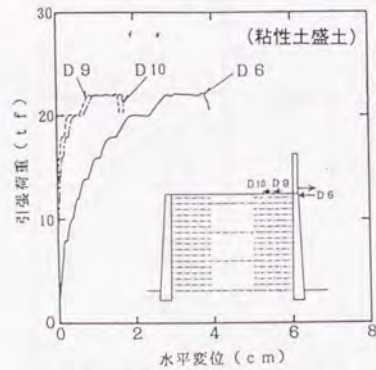


図-3.1.23 盛土上面水平変位量

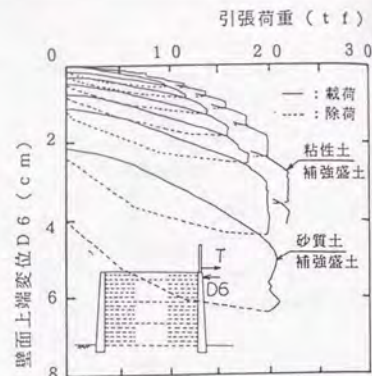


図-3.1.20 載荷重・変位曲線

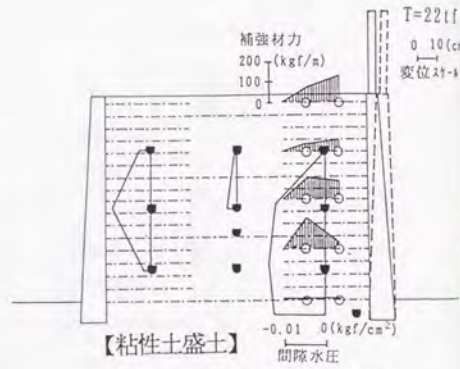


図-3.1.22 盛土内応力分布

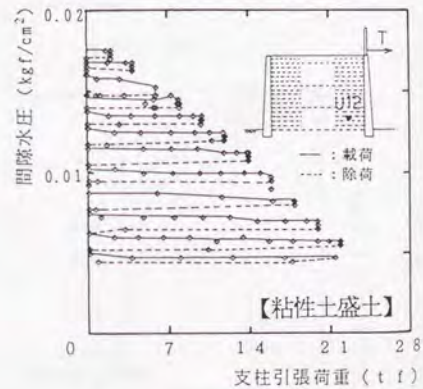


図-3.1.24 載荷重・間隙水圧曲線

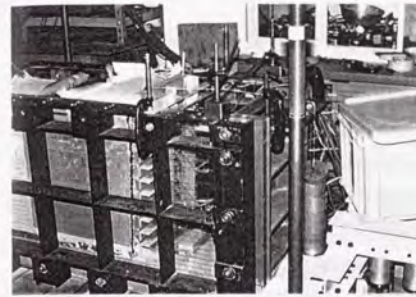


写真-3.1.1 模型水平載荷試験状況



写真-3.1.2 実物大水平載荷試験状況



写真-3.1.3 盛土内支柱の構築状況



写真-3.1.4 壁頂支柱の構築状況

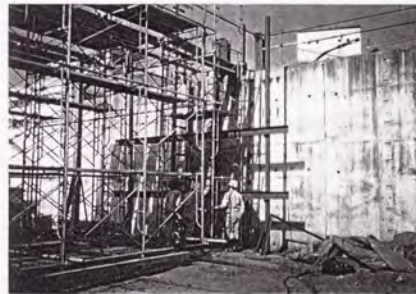


写真-3.1.5 壁面のH鋼による補強



写真-3.1.6 反力支柱へのジャッキの取り付け



写真-3.1.7 試験中の計測状況



写真-3.1.8 粘性土盛土のクラック状況

第2章 橋台部への適用に関する研究

提案する剛な一体壁面工を有する補強土擁壁を鉄道や道路盛土に連続的に構築する場合には、途中に道路や水路などが横断することになる。このような横断構造物との取合い部ではボックスカルバートや橋台などのRC構造物を構築することが多かったが、これらの構造ではRC構造物の特に背面盛土との相対的な沈下が問題になることが多い。特に地震時において大きな問題となる。一方、施工の連続性の観点から考えた場合、同一現場において多種の形式の構造物が共存するよりは、同一の構造形式が連続する方が効率良く工事することができる。そこで、補強土擁壁を用いた橋台の検討を行った。

壁面工が剛性を有する補強土擁壁の場合には、水平荷重に対し効率良く抵抗できることを前章で示した。全く同じ理由で盛土に局所的に大きな荷重が作用した場合でも壁面工の剛性で作用土圧を分散し、効率よく抵抗することが可能となる。このため、補強土擁壁の上に桁座が設置された場合でも十分に安定を保つことができる。本章では、この補強土橋台の実用化を目的として、東海道新幹線名古屋車両基地の現場において仮桁を構築し、各種の計測・解析を実施したので、その結果について述べる。

2.1 室内小型模型実験からの知見のまとめ

図-3.2.1は、壁面工の剛性の効果を調べた一連の室内小型模型実験の結果(第2編第1章)をまとめたものである。この結果によれば、以下の事柄が確認できる。

- ①補強した領域の背面からの荷重(バック荷重)の場合は、壁面工の剛性の効果により2倍程度耐力が上昇するのに対し、補強領域の真上からの荷重(フロント荷重)の場合には5倍程度の破壊耐力の上昇が見られる。
- ②剛性が高いDタイプだけで比較すると、壁面近くで荷重するフロント荷重の方がバック荷重に比べ、3倍以上破壊耐力が大きい。

図-3.2.2は各実験におけるせん断ひずみの等高線を比較したものである。剛性が小さい壁面(例えばBタイプ)では、バック、フロントのどちらの荷重に対しても円弧すべりが生じているのに対し、剛性の大きな壁面(Dタイプ)ではフロント荷重の場合は補強領域体の圧縮で、バック荷重の場合には補強領域体の転倒で破壊していることが分かる。これらの破壊モードの違いに起因し、補強土の破壊耐力に差が生じ、特に、剛な一体壁面工を用いてフロント(補強材の真上)から荷重した場合には、著しく大きな破壊耐力が得られる。

模型実験におけるこれらの結果は、剛な一体壁面工を用いた補強土擁壁の上に小橋台を設置する「補強土橋台」の有効性を示唆している。

2.2 現場概要

名古屋車両基地の現場は、既設の盛土のり面を利用し、補強土擁壁で鉛直盛土を構築し、

線路増設を行ったものである。この現場で工事に伴い、ボックスカルバートによる横断道路の継足し部に本橋台を初めて適用した。なお名古屋車両基地の全体工事概要については第4編第2章に詳しく示す。ここでは補強土橋台だけに着目して述べる。

ここで本工法が採用されたのは、従来工法では以下の問題が生じるためである。

- ①既設のボックスカルバートを継ぎ足す形式では、下床版の施工の際に道路面の掘削が必要となり、道路を全面通行止めにしなければならない。
 - ②橋梁形式にすると、橋台施工時に杭基礎などの大きな基礎が必要となり、施工が大がかりで経済的ではない。また工事に伴う騒音・振動などの問題も生じやすい。
- これに対し補強土橋台は以下の特長があり、本現場では非常に有効であった。
- ①狭い場所での施工が容易で、両側の補強土擁壁を単独で立ち上げ、桁を設置するだけであるため、通行止めを最小限に抑えて構築できる。
 - ②簡素な基礎で十分なため掘削範囲が非常に少ない。
 - ③重機を使用しないため、騒音・振動の問題が少ない。
 - ④上記①～③の理由により経済的であり、工期短縮が図れる。

図-3.2.3は設計断面図を示す。完成後の壁面の変形を最小限に抑えるため、橋台部では通常の補強土擁壁で用いる2倍の引張り剛性、破断強度(6tf/m)を有する繊維製のジオグリッドを用いた。補強土橋台で使用する盛土材料は、列車走行による沈下を最小限に抑えるため良質の粒度調整砕石(M40:均等係数 $U_c=61.2$ 、曲率係数 $U_c'=1.52$ 、最大粒径38.1mm、細粒分含有率8.0%)を用い、 k_{30} 値が 15kgf/cm^2 以上になるように十分に締め固めを行い、更に壁面工の打設前に工事用仮桁を施工し、工事用ダンプトラックの走行により十分に変形を促進させた。その結果、平均乾燥密度 2.223t/m^3 (砂置換法:JISA1214)、締固め度98.0%の非常に密実な盛土を構築することができた。その後、本桁の仮設、壁面の打設を行った。写真-3.2.1、2は仮桁設置時の補強土橋台を示す。

2.3 現地試験

2.3.1 試験概要

本現場は補強土橋台を最初に用いた現場であるため、計測機器を配置して各種現場試験を実施し、安全性を確認した。

図-3.2.4は計測機器の配置図を示す。主な計測機器は土圧計、鉄筋計、傾斜計、層別沈下計、補強材ひずみ計、負圧間隙水圧計、雨量計である。本現場では、壁面打設する前の状態で工事用仮桁を設置し、十分に工事用車両を走行させた後で荷重試験を実施した。荷重試験は土砂を満載したダンプトラック(20t)とタイヤローラー(10t)の各1台づつを桁端部から徐々に移動、停車を繰返し、その際の補強土擁壁の挙動を計測した。

写真-3.2.3、4は車両走行試験の状況を示す。

2.3.2 載荷試験結果

図-3.2.5は載荷試験で小橋台に最大圧力が生じた時点での土圧計ならびに補強材引張り力の出力分布を示す。載荷に伴う出力増分は、別途測定した施工時の出力に比べてかなり小さな値であった。また載荷に伴う盛土の沈下量は僅か0.1mmであった。盛土における列車の設計荷重は1.5tf/m²であり、この載荷試験はこれと同レベルの載荷を行ったことになるが、通常考えられているよりも極めて小さい沈下量である。このときに生じた沈下が、盛土上部2m区間でおきた変形と仮定すると、土の発生ひずみは10⁻⁴程度の微小レベルの変形である。

図-3.2.6は載荷に伴う盛土内の発生応力（土圧計）と補強材に生じたひずみの経路（図-3.2.5 ①、②、③地点の例）を示す。定性的には応力の増加に伴い補強材の引張りひずみが増えたと考えられるが、場所によってはその様な傾向を示さない場合もある（②は引張りひずみ量は変化せず③は逆に減少している）。いずれにしても発生したひずみは小さく（10⁻⁵~10⁻⁴程度）最終的には0に戻るループを描いており、土は弾性的に挙動している。

2.4 FEM解析

2.4.1 解析モデル

現場と同じ盛土試料を用いて同じ密度に締固め、大型三軸圧縮試験（試料径30cm、高さ60cm、 $\gamma_s=2.20\text{gf/cm}^3$ ）を系統立てて実施した。なおここで行った三軸試験は東京大学龍岡研究室で実施したものである²⁾。載荷試験中に土に発生したひずみは非常に微小であったため、大型三軸圧縮試験も、微小ひずみまで精度良く測定できる局部変位計（LDT）を用いて変形量を測定した。

図-3.2.7は試験結果として横軸には軸ひずみを、縦軸には主応力差を示したものである。(a)は軸ひずみが0~10%の範囲を示した応力・ひずみ曲線であり、この試験から求めた設計で一般的に用いる変形係数（ E_{50} ）は約1500kgf/cm²である。(b)は(a)の縦軸を0~0.01%の範囲に拡大したものであるが、この場合の変形係数は約3000kgf/cm²であり、微小ひずみ領域での変形係数は E_{50} の2倍であった。

この試験結果を用いてダンブトラック載荷試験の非線形FEM解析を行った。解析で用いた盛土の材料モデルは、微小ひずみレベルにおける応力・ひずみ関係を模擬できる龍岡・渋谷の修正双曲線法を用いた。応力・ひずみ関係式を以下に示す。

$$y = y_0 + \frac{x - y_0}{\frac{1}{c_1(x)} + \frac{(x - y_0)}{c_2(x)}} \quad \text{---(1)}$$

ここに、 $y = \tau / \tau_{max}$: 正規化応力
 $x = \gamma / \gamma_r$: 正規化ひずみ
 $\gamma_r = \tau_{max} / G_{max}$: 基準ひずみ
 τ_{max} : $\gamma \rightarrow \infty$ の時の $\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$

G_{max} : $\tau = 0$ の時の変形係数
 c_1 : G_{max} に関する補正係数
 c_2 : τ_{max} に関する補正係数
 y_0 : 弾性正規化応力

図-3.2.8は解析に用いた要素図を示す。盛土、補強材、壁面工および橋台ブロックの入力物性値と材料モデルを表-3.2.1に示す。解析に用いた盛土物性値で特に重要となる G_{max} は三軸試験結果から p^m （ここで $p = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2$ 、 p :平均主応力）に比例するものとした。なお、この解析で用いた指数 m は三軸試験から得られた値で、 $m=0.66$ である。

解析は実際の施工順序を踏まえて、盛土、壁面工、小橋台、桁の各要素を段階的に追加するステップ解析とし、荷重についても分割して載荷した。解析モデルの境界条件は盛土底面は固定、盛土背面は水平方向のみ固定とし、載荷に伴う実測変形量が小さいことから、補強材や壁面と土の境界には特に境界条件を設けなかった。

解析ステップは以下の通りである。

- ①盛土施工時の自重解析は盛土1層（30cmづつ）毎、段階的に載荷する。
- ②橋台を設置する。
- ③壁面を設置する。
- ④桁を設置する。（1tf/m²）
- ⑤ダンブ荷重相当（0.8tf/m²）で載荷する。
- ⑥列車荷重の20倍（40tf/m²）程度の荷重を500分割で載荷する。

2.4.2 施工段階の解析結果

図-3.2.9は施工段階毎の橋台直下部の鉛直土圧の実測値と計算値の比較を、図-3.2.10は補強材力の比較を示す。なお施工中の計測結果については第4編第2章に詳しい。鉛直応力については非常に良く一致する。補強材力については計算値がすべて、ごく小さな引張状態にあるのに対して、実測値はかなり複雑な分布を示し両者は一致しない。これは解析では均一に補強材が敷き込まれた状態を仮定しているが、実際には敷き込み時の補強材の張りや盛土の転圧状況にむらがあり、均一な条件にはならないことなどに起因する。また実測値の出力に対して計算値が極端に小さいのは、転圧エネルギーを解析上は考慮しておらず、転圧後の土の物性を用いて単に土を積み上げていく解析をしたためである。厳密には転圧過程を解析上も再現する必要がある。

2.4.3 ダンブトラック載荷試験の解析結果

ダンブトラック載荷試験における橋台ブロック直下の深度方向沈下量を図-3.2.11に示す。実測沈下量は概ね0.1mmである。一方、計算沈下量は盛土天端で約0.17mm、盛土中段の深さ（盛土天端より深度2.5m）で、約0.05mmの沈下量であり、実測と比較的良く一致した。精度の高い要素試験と、微小ひずみレベルでの土の非線形を評価することにより、極めて小さい実測沈下量の0.1mmが、解析的にも実証することができた。

ダンプトラックの荷重解析による盛土の変位分布図を図-3.2.12に示す。これより壁頂部の水平変位は外側に0.12mmであり、解析上では、橋台底面の平均沈下量の7割程度の変位にあたる。しかしこの解析から求めた橋台の変形モードは壁側への倒れ込みであり、あとで(第4編第2章)報告する動的計測で計測された変形モードとは逆になっている。

2.4.4 大荷重(列車荷重の約20倍)荷重時の解析結果

図-3.2.13は次章で説明する現在実務で用いられている設計法で計算した橋台載荷圧力と安全率の関係を示す。これより荷重・安全率の関係は双曲線関係であることが分かる。ちなみに設計上の破壊荷重は110tf/m²である(この計算では部分安全率である引抜き安全率を1.5として計算してある)。

図-3.2.14はFEM解析における荷重と沈下量の関係を示す。これによると載荷重が40tf/m²での橋台直下の沈下量は約8mmである。この値は深度方向に減少し、橋台直下部1.65mでは約3mmとなる。また同図からこの程度の荷重レベルまででは、沈下量と荷重の関係がほとんど線形に近いことが予想できる。なお、40tf/m²載荷時の各要素の局所安全率は5以上であり、破壊の応力状態から遠い状態にある。

図-3.2.15はFEM解析による荷重と補強材力の関係を示す。これによると最大荷重時における補強材の引張力は7kgf/mであり、非常に小さい。これは完成時での盛土の変形係数が非常に大きいこと、剛な壁面工が有効に機能していることなどの結果であり、例えば40tf/m²程度の載荷圧力に対する補強材による補強効果は解析的には非常に小さい。しかし補強材を敷設したことによって十分に盛土が締め固められたとするならば、その効果は非常に大きい。またこれらの解析結果を実測値との対応で考えると、動的計測結果では1tf/m²程度の載荷圧力に対し、5kgf/m程度の補強材力が生じていたので、この結果から線形的に推測しても、少なくとも200kgf/m程度の引張力が発揮されることになる。また解析結果では40tf/m²と比較的大きな荷重を載荷した状態でも変形と荷重が線形的であったこと(図-3.2.14参照)などを考え合わせると、本解析で用いた土の構成式の非線形性の考慮度合いが小さいか、もしくはポアソン比をひずみレベルに合わせ定式化するなどの考慮が必要であると考えられる。

図-3.2.16は橋台沈下量と壁上面の水平変位量の関係を示す。これらも概ね線形の関係にあり、水平変位量は沈下量の約7割程度の値となった。

本解析結果では、補強盛土橋台は、粒調碎石を非常に良く締め固め、剛性の高い壁面工を使用した場合には40tf/m²程度の載荷重においても、なお破壊から遠い状態であることを示している。

2.5 第2章のまとめ

補強土橋台の荷重試験結果、解析結果を要約すると以下の通りである。

①補強土擁壁において、良質な盛土材料を用いて十分な締め固めを行えば、非常に大きな圧

縮剛性が得られる。

②このことは精度の良い要素試験と微小ひずみにおける土の非線形性を適切に評価することにより解析的にも予測できる。

③桁からの荷重を直接受ける剛壁面補強盛土橋台のFEM解析結果、40tf/m²程度の載荷重においても、なお破壊から遠い状態(局所安全率で5以上)にある。

補強土橋台は高架橋などの構造物との緩衝性に優れ、従来問題とされてきた地震時の橋台裏沈下対策としても有効な構造である。また経済性、施工性にも優れ、いろいろな箇所での適用が考えられる。

現在これらの結果を受けて数多くの現場で本構造形式の橋台が造られており、それらの紹介は第4編で行う。しかしこれまで造られた橋台は桁長15m程度以下までの適用であり、それ以上の長さの桁(例えば30~50m程度)を支持するためには、更に飛躍的な土の物性改善が必要となる。現在、東京大学と共同で補強土橋台にプレストレスを加える研究を実施しているが、今後の成果が期待される。

<参考文献>

- 1) 渡邊清、青木利昭、春日井敦詞、館山勝(1992.6):剛壁面補強盛土の橋台部への適用について、第27回土質工学研究発表会, pp. 2475-2478
- 2) J. Dong, F. Tatsuoka, T. Sato(1992): Effects of Cyclic Prestraining on Stress-Strain Behaviour of Gravel in Triaxial Test, 第27回土質工学研究発表会, pp. 795-798
- 3) 後藤聡、龍岡文夫(1986.6):粒状体の三軸圧縮時の強度変形特性に与える試験条件の影響、第21回土質工学研究発表会, pp. 237-240
- 4) 館山勝、西原聡、青木利昭、龍岡文夫(1992.9):剛壁面補強盛土橋台部のFEM解析、土木学会第47回年次学術講演会Ⅲ部門, pp. 522-523
- 5) 龍岡文夫、渋谷啓(1991.7):地盤材料の広い範囲のひずみでの応力・ひずみ関係式について、第26回土質工学研究発表会, pp. 537-540
- 6) M. Tateyama, O. Murata(1994):Geosynthetic-Reinforced Retaining Walls for Abutments, 13th ICSMFE, India, pp. 1245-1248
- 7) 館山勝、村田修(1993.12):補強盛土(RRR)工法の橋台部への適用、鉄道総研報告, p. 25-32
- 8) 館山勝、西原聡、青木利昭、龍岡文夫(1992.9):剛壁面補強盛土橋台部のFEM解析、土木学会第47回年次学術講演会Ⅲ部門, pp. 522-523
- 9) 安原真人、青木利昭、館山勝、西原聡、龍岡文夫(1992.9):剛壁面補強盛土橋台部の極限安定解析とFEM解析、土木学会第47回年次学術講演会Ⅲ部門, pp. 522-523
- 10) 内村太郎、龍岡文夫、館山勝(1995.7):プレストレス補強土工法の原理と模型実験計画、第30回土質工学研究発表会, pp. 2387-2390

- A 壁面：メンブレンゴムで作製した剛性の無い壁面
 B 壁面：トレーシングペーパーで作製した局所剛性がある壁面
 C 壁面：ブロックにスポンジを挟んで作製した局所剛性がある壁面
 D 壁面：ブロックで作製した全体剛性がある壁面
 E 壁面：ブロックを連結補剛した全体曲げ剛性がある壁面

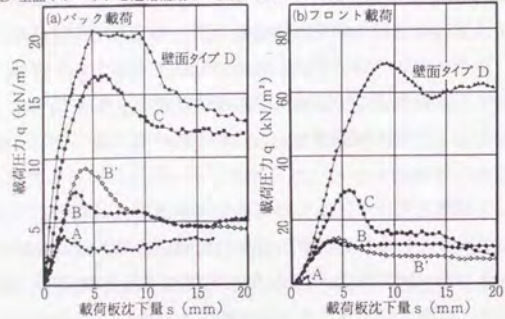
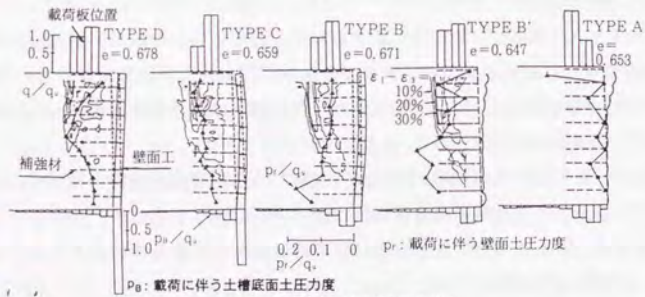
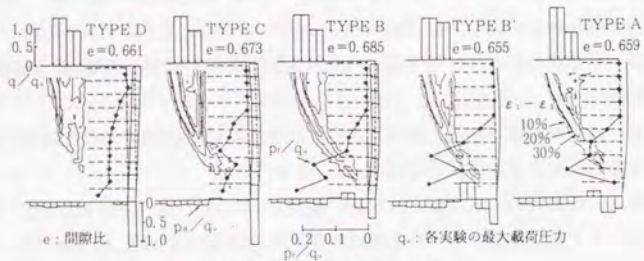


図-3.2.1 模型実験結果



(a) フロント荷の応力分布・せん断ひずみ分布



(b) バック荷の応力・せん断ひずみ分布

図-3.2.2 せん断ひずみ等高線

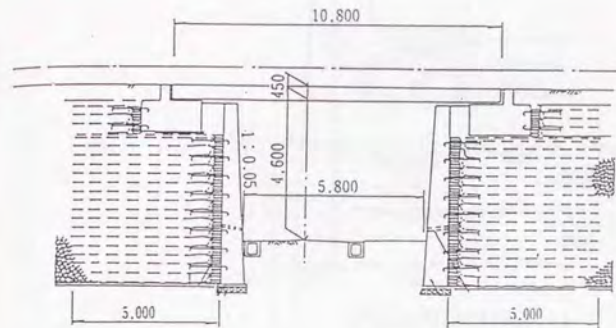


図-3.2.3 橋台部の設計断面 (名古屋)

(橋台部土質柱状図)

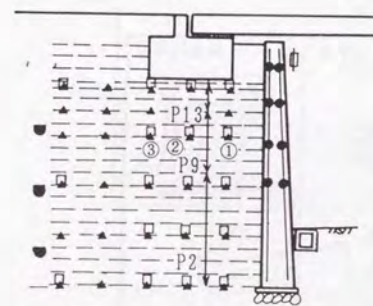
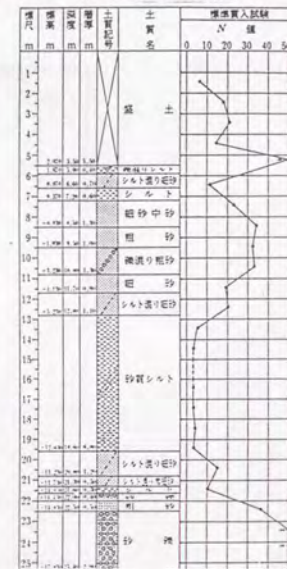


図-3.2.4 計測機器の配置

- : 土圧計
- ▲ : 補強材ひずみ計
- : 鉄筋計
- : 負圧間隙水圧計
- ↑ : 層別沈下計
- ◇ : 傾斜計
- ◆ : 加速度計

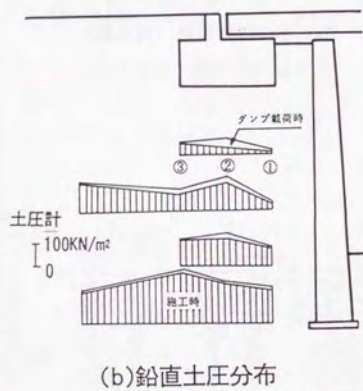
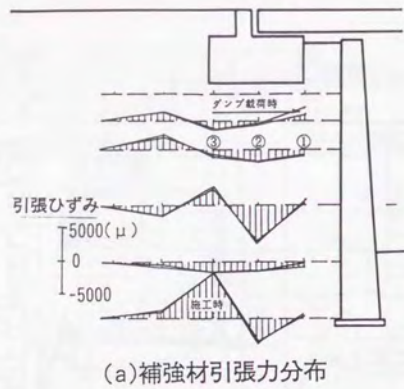


図-3.2.5 載荷試験の出力分布 (名古屋)

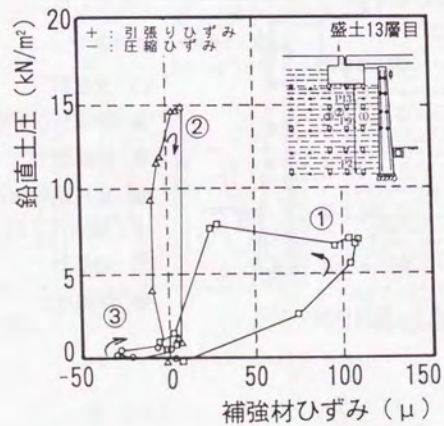


図-3.2.6 載荷による応力経路 (名古屋)

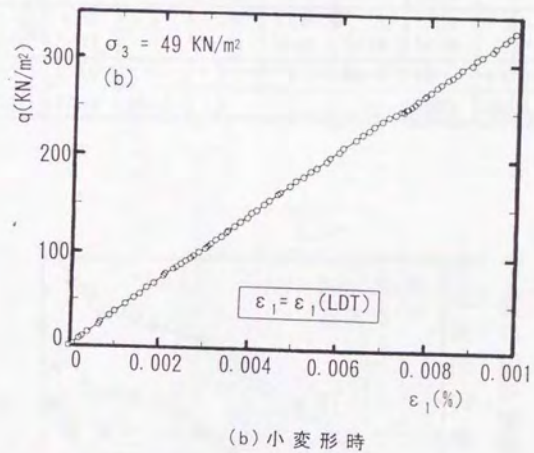
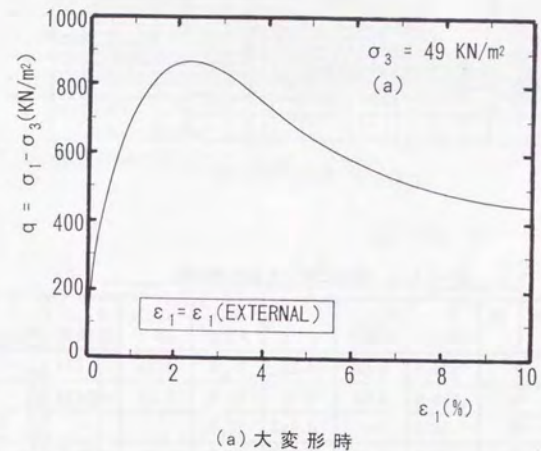


図-3.2.7 大型三軸圧縮試験結果 (名古屋)

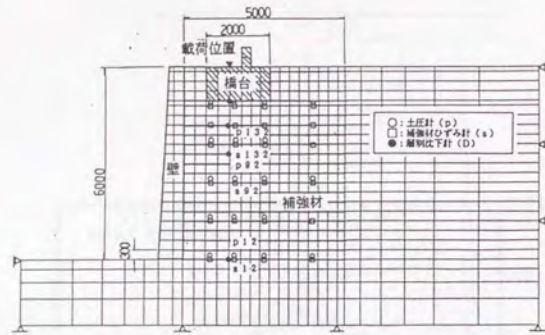


図-3.2.8 解析モデル図

表-3.2.1 解析に用いた主な物性値

	N 値	E_{max} MN/m ²	E_{max} の指数	ν	γ_t kN/m ³	q_{max} MN/m ²	q_{max} の指数	c kN/m ²	ϕ deg
盛土	—	608.8	0.66	0.21	21.8	1.35	0.614	—	—
土のう	—	608.8	0.66	0.21	21.8	1.39	0.614	—	—
背面土	20	49.0	—	0.313	15.7	—	—	0	33.0
地盤	30	73.5	—	0.292	17.6	—	—	0	36.0
小橋台	—	21560	—	0.20	23.5	—	—	882	0.0
	A m ²	E_t MN/m ²	E_c MN/m ²	W_x kN/m ²	W_y kN/m ²	y	σ_{cs} MN/m ²	σ_{cs} MN/m ²	τ_s MN/m ²
補強材	0.010	196	0.196	0	0	—	9.806	0.0098	—
壁面工	0.565	21560	—	0	0	0.283	0.323	11.76	1.029

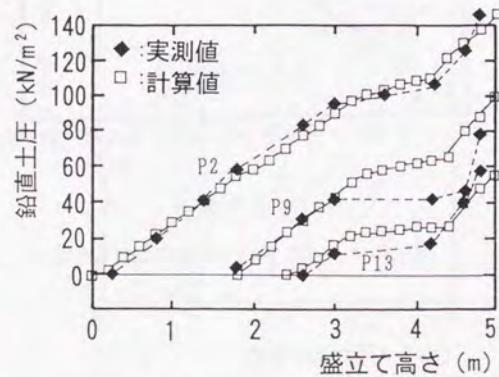


図-3.2.9 施工段階の鉛直土圧の比較 (名古屋)

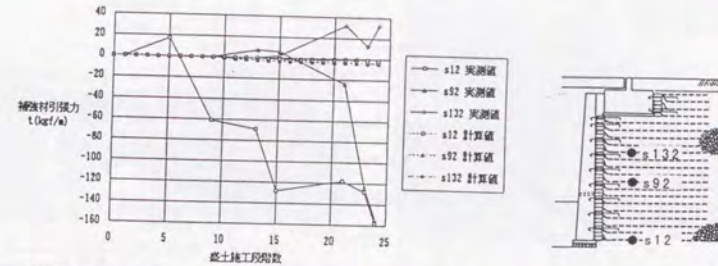


図-3.2.10 施工段階の補強材力の比較 (名古屋)

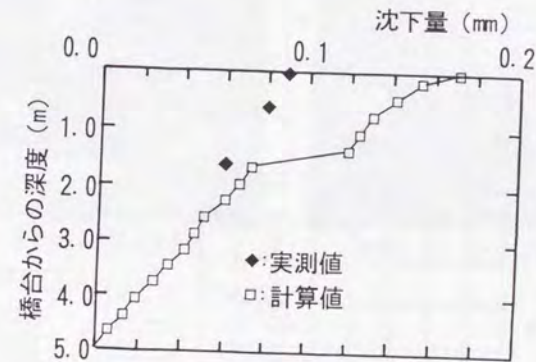


図-3.2.11 ダンプトラック載荷試験の沈下量比較 (名古屋)

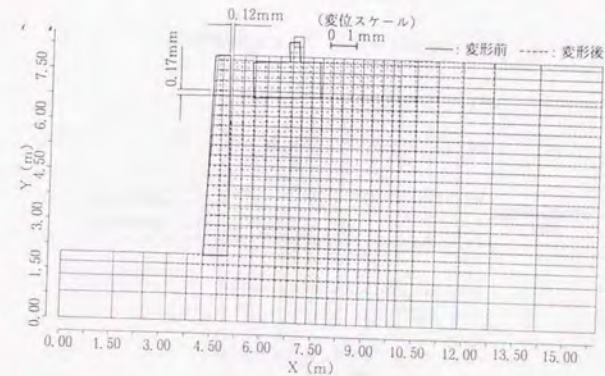


図-3.2.12 載荷試験時の解析変位図

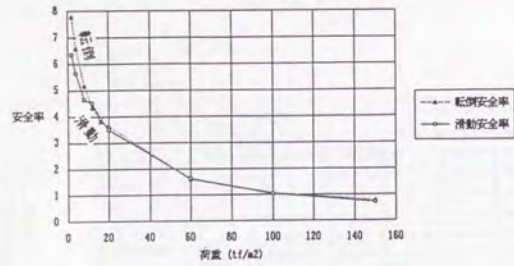


図-3.2.13 極限設計における安定解析

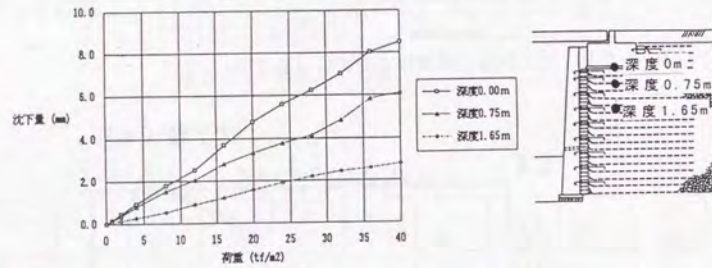


図-3.2.14 荷重・沈下量関係 (FEM解析結果)

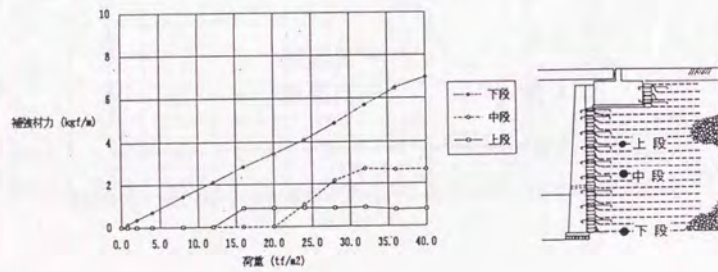


図-3.2.15 荷重・補強材力関係 (FEM解析結果)

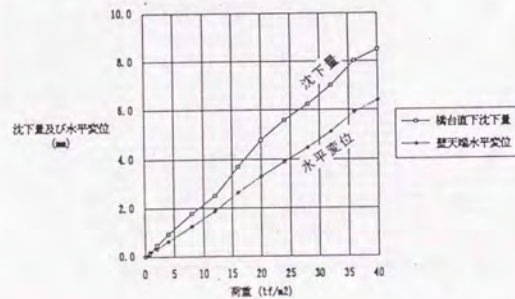


図-3.2.16 荷重・沈下量および水平変位量関係



写真-3.2.1 仮桁設置時全景 (名古屋)



写真-3.2.2 仮桁設置時桁下 (名古屋)



写真-3.2.3 走行試験状況 (名古屋)



写真-3.2.4 走行試験計測状況 (名古屋)

3.1 設計法の基本的考え方

補強土工法の先駆的工法であるテールアルメ工法では、コンクリートパネルからなる分割された壁面工が用いられているが、実際にはパネル相互を連結筋でつないでいるのである程度の全体的剛性を持つ。しかし、壁面工が単に背面砂のこぼれ出しを防ぐための物であると想定しているため、安定計算上では力学的に何の意味も持たないものと考えている。このため、テールアルメの設計法は壁面工の剛性を考慮しない補強土設計法の代表例といえる。

本章では、特に壁面工の剛性に対する考慮の仕方の相違に着目して、剛な一体壁面工を持つ補強土擁壁とテールアルメの設計法を比較する。また、本設計法を用いて各入力パラメータの感度計算を実施した。

3.2 補強土擁壁の設計法に関する考察

3.2.1 計算法の比較

補強土工法において補強材配置を定める際の計算方法としては、部分安定計算法と全体安定計算法がある。図-3.3.1および図-3.3.2に、各々の計算法の概念図を示す。なお実際の設計計算法では2直線すべり面を仮定しているが、ここでは簡略化のためすべり面は直線と仮定する。

テールアルメで用いられる部分安定計算法を図-3.3.1で説明すると、一層の補強材層を含む各土層において、条件 $P_{ri} < T_i$ を満たすように補強材長さを決める。この計算法によると、全ての補強材は潜在的すべり線（あるいは無補強時のすべり線）より奥側に伸びて配置される。したがって、各土層間の水平境界面に発生する地盤内のせん断抵抗力（ τ_{si} ）がゼロになるように設計していることになるので、補強領域の前倒れのなせん断変形が抑制されて、永久構造物として使用する場合には安全側となる設計法であると言える。この場合、個々の補強材定着力と作用土圧の比（ T_i / P_{ri} ）で定義した見かけの局所安全率は、壁面の高さに亘って一定とするのが基本である。しかし、実際には土層厚さと補強材長を微妙に調整して局所安全率を盛土高さ方向で厳密に一定になるように設計することはない。

一方、全体安定計算法は、全体で考えて $\Sigma P_{ri} < \Sigma T_i$ の条件を満足していれば、局所的には補強材が潜在的すべり線の内側にだけに存在する状態を許す設計法である。したがって、個々の補強材の見かけの局所安全率は、部分安定計算法のように壁面の高さ方向に一樣となっているとは限らない。この設計法では、上下土層間の境界面に働くせん断抵抗力（ τ_{si} ）及び剛な一体壁面工がある場合には、そのせん断抵抗力を期待して、部分的には水平方向の力の釣合が満足されなくても、全体で釣り合っていれば良いとする設計方法である。補強土の設計で一般的に用いられる2ウェッジ法や円弧すべり法は、この設計方法

に分類される。しかし、分割パネルや巻き込み式や土嚢を用いた柔な壁面工を用いる場合で、盛土上方で補強材が潜在すべり面より奥に伸びていない場合にこの方法を用いると、補強領域の前倒れのなせん断変形が生じることを許容したことになる。更に、盛土天端で壁面工近くに集中荷重が加わる場合に生じるような盛土上部だけの局所的破壊を的確に予測できない可能性もある。

3.2.2 すべり線固定法とすべり線変動法

補強土の安定計算（全体安定法もしくは部分安定法）を行う場合の安全率（補強材抵抗力と土圧の比）は、すべり線を仮定して極限つりあいの検討をすることにより求められる。すべり線の大きさと位置を仮定する方法は大別すると、すべり線固定方式と変動方式の2つの方法がある。

すべり線固定方式とは、図-3.3.3に示すように安定計算を行う際にすべり線を固定する方法で、一般には主働崩壊角で固定する方法がとられている。主働崩壊角は本来、すべり線角 θ_i を任意に変更させた場合に、最大の ΣP_{ri} （主働土圧）を与える角度であり、盛土材が砂の場合には $\theta_i = (45^\circ + \phi/2)$ となる。すべり線を固定するため土圧（ P_{ri} ）並びに補強材定着力（ T_i ）は一義的に定まり、どちらの安定計算法（全体安定法または部分安定法）によっても1回の計算で終わり、設計法としては簡便である。

一方変動方式とは、例えば図3.3.4に示す θ_i 、 θ_o を任意に変動させ、それぞれの組み合わせごとに土圧と定着力を計算する方法で、それぞれの安定計算法において安全率（ $\Sigma T_i / \Sigma P_{ri}$ ）が最小を与えるすべり線（臨界すべり線）を試行的に求める方法であるため、数多くの繰り返し計算が必要となる。

固定方式の場合には、すべり面に作用する土圧は最大値となるが、同時にその想定すべり面では補強材の定着力もかなり大きな値となるため、安全率（ T_i / P_{ri} ）としては、必ずしも最小とはならない。例えば図-3.3.5に示すように、補強材を盛土の内部摩擦角（ ϕ ）よりも僅かに内側に配置した場合、 $\theta_i = 45^\circ + \phi/2$ とするすべり線固定方式では十分な安全率を示すが、変動方式では領域3（ $\phi < \theta_i < \phi + \Delta\phi$ ）において、補強材定着力に対する安全率が0となり、個々の補強材の部分的な安全性及び全体的な安全性は満たされていないことになる。

したがって、一般にすべり線固定方式はすべり線を固定しても危険側にならないように補強材が十分に長く設計されている場合（領域2に定着された状態）にだけ適用できると考えられる。

3.2.3 想定する破壊モード

設計の際に想定する破壊モードには図-3.3.6に示すように、①局所的な土の破壊、②滑動破壊、③転倒破壊に大別することができる。基本的には全ての破壊モードで安全性を確認すれば良いのだが、壁面工に受働土圧が十分に発揮できるような局所的剛性がある場合は①を、補強材が十分に長い場合には③を省略して良い。

3.2.4 テールアルメ工法の設計法

以上に示したように、補強土工法において十分な安定性が確保できる設計法とは、局所的に土が破壊せず、すべり線の仮定方法を変動方式とし、作用土圧 (P_{ri}) ならびに定着力 (T_i) を算定し、部分安定計算法 (個々の補強材に対する安全率 T_i/P_{ri} が所定の値以上であることを確認する方法) により設計を行うことである。

テールアルメ工法では、すべり線固定方式による部分安定計算法であり、滑動モードに対してだけ設計を行っている。図3.3.7にテールアルメの設計法の概念図を示す。テールアルメ工法ではすべり線は主働崩壊線に固定している。この方式は、局所剛性のある壁面を用い、固定したすべり面に深に各補強材の長さが十分に長く配置される場合にだけ成立する。すなわち補強材が十分に長い場合には最大作用土圧を与えるすべり面 (主働崩壊線) が、一般には作用土圧と補強材抵抗力の比で定義される安全率の最小値を与えることになるが、補強材が短い場合には必ずしも安全率の最小値とはならないのですべり面を変動させて試行的に最小安全率を求める必要がある。しかしテールアルメの場合は鋼製帯 (ストリップ) を補強材として用いているため、破断強度と同等の引抜き抵抗を得るためには補強材が長くなる傾向にあり、すべり面を固定した現行設計でも危険側とならないような長い補強材配置となる場合が多い。また、補強材が長いと転倒モードは生じにくいので、転倒を考慮しない本設計法が成立することになる。

実際の設計では、特に盛土上部において補強材の長さが足りないケースが見受けられる。僅かに短い場合には、補強材を挟む各片の境界面で生じる土のせん断力 (τ_s) で、盛土下方の片に力を伝え、安定を保持する。しかし、これを極端に期待する場合には、各片に作用する土のせん断抵抗の検討が必要になる。またその場合には土がせん断変形することを許容することになるため、変形に関する検討が必要となる。

3.3 剛な壁面工を持つ補強土擁壁の設計の考え方

3.3.1 設計の考え方

面状補強材と剛な一体壁面工とで構成される補強土擁壁の設計法では、すべり面を変動方式とし、全体安定計算法で設計を行っても良いと考えられる。すなわち部分安定計算法に依らなくてもよいと考えられる理由は、以下の通りである。

図-3.3.8には、滑動破壊モードの検討を行う場合の例を示す。図において、例えばテールアルメ工法のように分割した全体剛性のない壁面工を用いた時には、土圧力 (P_{ri}) に対し抵抗する力は土の水平面のせん断抵抗力 (τ_{s1}) だけとなる。この場合でも $\tau_{s1} \cdot L > P_{ri}$ が成立する場合には土塊はすべり出すことはないのだが、土塊は土のせん断抵抗が発揮されるまで大きく変形することになる。

一方、全体的な剛性がある壁面工を用いる本工法では、壁面工のせん断強度 (τ_{s1}) と

曲げ剛性が、作用土圧力 (P_{ri}) 並びに曲げモーメント ($P_{ri} \cdot z$) に抵抗することになるため、すべり線は図-3.3.8①のように壁面を通過することができず、図-3.3.8の②のすべり線を形成する。この場合には滑動に対する抵抗力として、下方の補強材 (T_1 、 T_2) 並びに壁底面のせん断抵抗力 (τ_s)、また根入れがある場合には壁前面の主働抵抗力 (P_s) が付加されることになるため、全体の安全率は上昇する。特に補強材を密に配置してある場合には飛躍的に上昇し、それに伴い変形は激減する。つまり壁面工に全体剛性がある場合には、局所的には釣合が取れなくても壁面の剛性により荷重を下の補強材に伝え、全体系として釣合が取れて入れれば良いことになる。この方法は全体安定計算法に他ならない。以上のことから、剛な一体壁面工を用いる本工法では、部分安定計算を行わなくても良いと考えられる。

ただし、補強長が短くなると、壁面工を含む転倒が生じる可能性が出てくるため、水平方向の力の釣合だけでなく転倒に対する検討も加える必要がある。この時もすべり面も変動方式とする必要がある。また、壁面工の設計では、本計算法が成立するために必要な所定の全体的剛性が確保されるように、別途、土圧によって発生する壁面応力に対して検討を行うことが必要である。

3.3.2 設計手順

図-3.3.9は、本工法の設計のフローを示す。上記の考察では、盛土内部での破壊が生じないことを検討する「内的安定の検討」について述べたが、剛な一体壁面工を用いる場合は、その可能性がなくなるので省略できる。これに対して、補強土擁壁を含む盛土全体が基底破壊に対し十分な安全性を有しているかどうかを検討する「外的安定の検討」が必要となる。当然、壁面工が外力や盛土自重で発生する土圧に対して十分な剛性が確保されているかどうかの「壁面工の検討」も必要となる。また、支持地盤が軟弱な箇所に施工する際には、地盤の沈下が補強材や壁面工に与える影響などについても別途、検討する必要がある。以下に、それぞれの具体的な設計方法を示す。

3.3.3 内的安定計算

補強土体内の安定性を検討する内的安定計算は、図-3.3.10に示すように補強領域の鉛直背面ですべり面のP点の位置を上下に変化させ、2つの土楔の静的な力の釣合から図中における壁面工背面に作用する土圧力 (P_i) とすべり面位置での補強材定着力 (ΣT_i) を計算し、これらの比で定義される安全率の最小値を与えるすべり面を、2ウェッジ法により繰返し計算で求める。このとき滑動に対する検討は、水平方向の力の釣合だけで検討するため、力の多角形より P_i を求められるが、補強した領域の転倒に対する検討や壁面工の応力計算を行う場合には、 P_i (土圧力) の大きさだけでなく、着力点の位置 (自重と外力に対する分布形状) も必要となる。ここで提案する現行設計法では、図-3.3.11に示すように基本的な荷重状態での壁面土圧分布形を仮定し、これを用いて P_i の値から見かけの土圧係数 (K_{s0}) を求めることにした。壁面土圧分布を仮定することは、 P_i (土圧力) の着力

点の位置を仮定するのと同義である。この土圧分布形と土圧係数を用いる方法は、擁壁などの抗土圧構造物の設計と同じ取扱いであるため、実務者には受け入れやすい。

土圧分布形は本来、壁面工の剛性や補強材の配置、すべり面の位置などに左右される。しかしここでは設計の簡便化から、便宜的に固定化した分布形状としたため、補強材の配置が変更された場合には、土圧分布形の変化に伴い転倒モーメントが変化することが考慮できない。例えば、壁面工の安定を考える時、補強長を長くしても図-3.3.10に示すFブロックの形の変化により壁面土圧が減少する要因でしか転倒安全率は改善されない。しかし実際には、壁面工と補強領域体（Fブロック）はジオテキスタイルで密に連結されており、「壁面工+Fブロック」の転倒に対する安定を考えるのが適当である。この転倒安定性は補強長を伸ばすことによって増大するはずである。このため、少なくとも補強領域背面（BとFブロックの間）に作用する土圧の鉛直成分（ $P_{0r} \cdot \tan \phi$ ）は、水平成分 P_{0h} を壁面工背面に作用させるのに合わせて、Fブロックの背面に作用させて補強領域の増大に伴う抵抗モーメントの増加を考慮できるようにするのが妥当であると考えた。ただし、これの処理に対応して、 $P_{0r} \cdot \sin \phi$ が2度考慮されないように、壁面工背面に作用する摩擦力は $P_{0r} \cdot \sin \phi$ から $P_{0h} \cdot \sin \phi$ だけ差し引いて作用させることにした。さらに壁面に作用する土圧の鉛直成分が、壁面下端の支持力を越えた場合には、図-3.3.10における δf をそれに見合うだけ低下させて再計算することにした。

この設計方法は、基本的には第2編第2章で述べた模型実験の極限釣り合い法による数値解析の手法を基本にしたものであり、模型実験結果に比べて若干、安全側の設計法となることは前に述べた通りである。また作用力を壁面の土圧分布として与えているので、壁面の設計が簡易にできるなどの特徴があり実務的と考える。しかしその反面、補強領域の背面の力の加え方が論理的に明確に説明できないなどの指摘もある。そこで、一般的な転倒の検討方法である「ブロック体としての検討（すべり線底面の反力Rの着力点の位置を仮定してブロックの転倒モーメントを求める方法）」との比較を行った結果については、次章で触れるが、この方法による転倒安全率は、本補強土擁壁の一般的な補強材敷設範囲（盛土高さに対して35~50%）では、壁面工とFブロックが一体と仮定した場合に直接求めた転倒安全率よりも小さくなるので安全側の近似である。

この他、補強材抵抗力（ $\sum T_i$ ）は、個々の補強材抵抗力の総和として計算されるが、補強材を密に配置する場合の群効果に対しても考慮する必要がある。そこで補強材抵抗力は、補強領域体の重量を反力として得られる力であるため、補強材抵抗力の総和は、補強領域体の重量から得られる抵抗力を最大値とし、それ以上の抵抗力は発揮できないものとするのが妥当である。

3.3.4 外的安定計算

外的安定計算は、補強土擁壁を含む盛土全体が、基底破壊に対し所定の安全性を有するかどうかを検討するものである。ここでは、基本的にはフェレニウス法による円弧すべり

法に補強材の効果を付加させた方法により検討することにした。

図-3.3.12は、すべり面が補強材を横切る際の補強材の定着効果の取扱い方法を示す。この場合の安全率の定義方法としては種々のものが提案されているが、補強材がある場合と無い場合とで安全率の不連続が生じないこと、安全率が常に定義できること、補強材を横切ることによる安全率への感度が小さいことなどを考慮して、図-3.3.12に示す式を用いることにした。

また円弧すべり法は砂質土地盤での計算や地震の計算の際に、一部、不都合が生じる。これらに関する考察は第5章で述べる。

3.3.5 壁面工の設計

壁面工の構造は、内的安定計算より求められた土圧分布並びに壁面に直接作用する外力に対し、補強材を弾性バネ支点到壁面工を梁と仮定し、コンクリートや鉄筋に発生する応力が、所定の許容応力度以下となるように設計する方法が妥当と考えた。なお、内的安定計算を土圧計算方式にしたのは、このような壁面工の設計を容易にする思惑もあったためである。図-3.3.13は壁面工の設計に用いる計算モデルの考え方を示す。

モデル化にあたり壁面工根入れ部の土の受働バネは考慮しないものとした。これは、壁面工前面には排水溝が設置されるのが一般的であり、土留め擁壁の設計でも、地表面近くの根入れ分（40~50cm）は、設計上考慮しないのが通例であるためである。

3.4 ジオテキスタイルの設計強度

本工法に用いる面状補強材（ジオテキスタイル）は、すべり面上の土のせん断抵抗力と共に、すべり出そうとする土塊を引き留めるものであり、補強土擁壁の安定性を左右する重要な構造部材である。

現在市販されているジオテキスタイルは多種多様であり、基本的にはこれらのほとんどが本工法の補強材として使用することが可能であると考えられる。しかしこれらのジオテキスタイルは材料素材や製造方法によって、著しく異なった性質となるため、各ジオテキスタイルの特性に応じて、設計における許容破断強度（ T_a ）を設定する必要がある。

そこで許容破断強度（ T_a ）は、次式により定めることにした。

$$\text{常時荷重状態} \quad \text{---} \quad T_{aj} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot T_k$$

$$\text{一時荷重状態} \quad \text{---} \quad T_{ai} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_5 \cdot T_k$$

$$\text{地震荷重状態} \quad \text{---} \quad T_{ae} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4 \cdot T_k$$

ここに T_{AVE} ：平均破断強度

α_1 ：耐アルカリ性低減係数

α_2 ：施工時低減係数

α_3 ：クリープ低減係数

α_4 ：瞬時荷重低減係数

なお各係数を求めるための材料試験方法、試験結果の詳細については第6章で述べる。

3.5 各設計パラメータの感度

これらの設計方法のうち、外的安定計算は主に基礎地盤の性状に左右されるものであり、計算手法も確立されているので、ここでは内的安定計算に関する各設計パラメータの感度計算を実施した。

図-3.3.14には感度計算を行う際の基本モデルを示す。ここで補強材の5層に1層は、盛土戻りから内部摩擦角で引いた線まで伸ばして配置している。これは耐震性の向上を目的にして構造細目で規定したもので、設計計算から求まる補強材長(L)と区分して、ここでは「全層敷込み補強材」と呼ぶ。以降の計算では全層敷込み補強材の長さは一定としている。

表-3.3.1には各設計パラメータの基本数値を示す。また表-3.3.2には今回実施した感度計算の内容の一覧表を示す。以降の図表は、この表に示したケース名と対応する。

3.5.1 補強材設計強度

補強土擁壁の設計において、安全率は作用土圧と補強材定着力との比で定めていることから、補強材強度の設定により安全性は大きく異なることになる。この補強材強度は3.6項に示したように、設計基準破断強度(Tk)に対して各種の低減係数を掛け合わせ、各設計状態(常時、一時、地震時)ごとに補強材の設計強度を設定している。

図-3.3.15は低減係数を基本ケースで一定とし、設計基準破断強度(Tk)を変化させた場合の設計敷設長(L)の関係を示したものである。これによると基本の低減係数では、破断強度が小さい場合には地震時で、大きい場合には常時で設計が決定される。

図-3.3.16は常時状態における低減係数の設計敷設長への感度を示したものである。低減係数が0.1変化すると設計補強長は50cm程度長くなる。

3.5.2 地震時水平震度

剛壁面補強土の1/2スケールの大型振動実験は、村田論文¹³⁾に詳しいが、500galまでの段階加振と不規則波加振の終了時点での壁面水平変位はわずか1mm未満であった。また地盤を液状化させた場合でも、補強土が全体的に沈下したものの崩壊する徴候は全く見受けられず、わずかに壁面部が盛土天端に対して相対的に2cm程度沈下しただけであった。これらは本補強土擁壁が非常に耐震性が優れていることを示している。この他、乾燥砂で行った1/5スケール(盛土高さ1m)の剛壁面補強土擁壁の振動実験によっても十分な耐震性が確認されている。

鉄道の地震時の設計は、RC構造物の場合で0.2の設計水平震度を一般的には想定している。補強土を含めた盛土の場合には、定性的には盛土内での変形に伴う位相差や内部減衰等を考慮すると、RC構造物の設計水平震度よりは小さな震度でよいと考えられるが、どの程度低減させるかを定量的に判断するのは難しい。

図-3.3.17は設計震度を0.2とした場合と、仮に0.15に低減した場合の補強材破断強度と設計必要敷設長の関係を示す。これによると水平震度の低下による敷設長の低減効果は、設計破断強度が小さい場合に顕著であり、破断強度が3.0tf/mの基本ケースの場合でも50cm程度短くできる結果となった。ただしこの場合には、常時状態の設計により敷設長が定まることから、実質的には影響が小さい。これらを考慮し、補強土の設計震度もとりあえず0.2を用いることにした。後で述べるが、0.2で設計した補強土擁壁が神戸市東灘区に設置されていたが、阪神・淡路大震災においても高い耐震性が確認され、本設計法の妥当性が証明された。

3.5.3 盛土高さ

図-3.3.18は盛土高さ5mの場合と10mの場合の補強材破断強度(Tk)と設計敷設長の関係を示す。高さ5mの場合には $Tk=3tf/m$ までは強度を上げることにより線形的に設計敷設長が短くなるが、 $3tf/m$ を過ぎると敷設長に対する感度は小さくなる。同様に盛土高さ10mの場合には、 $Tk=6tf/m$ までは線形的に短くなるが、それを過ぎると感度が小さくなるのが分かる。これは、盛土高さが高くなることによって壁面工に発生する土圧と補強材定着力は、線形の関係でない(土圧は高さの2乗に、補強材の定着力は1乗に比例する)ことなどに起因している。したがって、最適な設計をする場合は経済性を考慮し、補強材の設定強度を定める必要がある。

図-3.3.19は補強材の設計基準破断強度(Tk)を $3tf/m$ と $6tf/m$ とした場合の各盛土高さ毎の設計敷設長の関係を示す。図中の点線は後に述べる施工時の安定性から定まる最小敷設長(盛土高さの35%及び1.5m以上)を示したものである。この図から、目安としては、盛土高さが6m程度以下の場合には $Tk=3tf/m$ 程度の補強材を、6m~10m程度の高さであれば $Tk=6tf/m$ 程度の補強材を用いると、最小敷設長で済むことが確認できる。

3.5.4 外力

提案する補強土擁壁は全体的に剛な壁面工を有することから、壁頂部に電柱基礎や防音壁などの水平力が作用しても全体の補強材で力を分担し、効率的に抵抗することが可能となることについては第1章に述べた。

図-3.3.20は基本ケースにおける壁面頂部の作用水平力と設計敷設長の関係を示したものである。これによると両者は、ほぼ線形の関係にある。ただし作用力が大きくなる場合には、設計破断強度を大きくした方が効率的な場合もある。例えば、作用力 $PH=5tf/m$ の場合で、 $Tk=3tf/m$ では敷設長が5mとなるのに対し、 $Tk=5tf/m$ では2.6mで済む。したがって、外力が作用する場合の補強材の選定は、前項と同様に経済性を考慮して決定する必要がある。

3.5.5 粘性土盛土の土質定数

本工法の実務的な設計では、便宜的に、盛土材が粘性土の場合に、土質定数を全応力法による粘着力とせず有効応力法による内部摩擦角($\phi=30^\circ$)とする方法で計算を行うことにした。これは擁壁の土圧算定の際と同様な取扱いにしたもので、盛土高さが低い場合に

は安全側の設定となる。

表-3.3.3は盛土材を粘性土とした場合に、内部摩擦角($\phi=30^\circ$)を用いて設計した場合の設計敷設長に対して、粘着力(c)を用いて $\phi=0$ として設計した場合に同様の敷設長を得るために必要な粘着力を求めたものである。これによると構築した盛土の粘着力 c として、盛土高さ5.0mの場合には 2.5tf/m^2 、7.0mで 3.8tf/m^2 、10.0mで 5.2tf/m^2 以上が得られるのであれば、 $c=0$ として内部摩擦角を用いて設計した方が安全側となる。

本工法の適用盛土高さは、標準的な設計においては10m以下と考えており、また鉄道盛土では k_{30} 値7以上の締固めとすることから、全応力におけるこの程度の粘着力は確保されていると考えられるので、この取り扱い方法で安全性は確保されると考える。しかし標準的ではないと考えられるものについては、両方の方法($\phi>0:c=0$ と、 $\phi=0:c>0$)で設計する必要がある。

3.5.6 壁面工の設計における補強材バネ値

壁面工内部の応力の算定において、補強材のバネ値のばらつきを評価することにより、応力にどの程度の影響が生じるか検討を行った。設計で用いる補強材のバネ値は、盛土材に拘束された状態での引張試験によって求めることが現実には即した方法となるのだが、定性的にはバネ値が弱いほど壁面応力が大きくなると思われるため、設計では補強材の空气中(拘束圧0の状態)における引張試験結果から補強材の長さを一律1.5mと仮定して求めたバネ値を用いることにした。ここで補強材長を一律、最小敷設長である1.5mに仮定したのは、壁面に土圧が作用し、壁面が変形しようとする際に抵抗する補強材の領域は、補強材の長短に関わらず壁面近傍に限られた範囲の補強材だけであると考えたためである。また、このバネ値はあくまでも壁面の応力を計算するためのバネであり、変形を推定する際のバネ値ではない。したがって変形を計算する際のバネ値については第6章で考察する。

バネ値を 1kgf/cm^2 とし、図-3.3.21に示す様にバネ値を部分的に変動させ、応力計算を実施した。図-3.3.22には代表的な変動パターンにおける壁面応力の計算結果を示す。これらの結果では、基本ケースに比べバネ値を変動させたものについては、最大せん断力で3倍程度、最大曲げモーメントで1.0倍程度、応力が大きくなるものの、通常の荷重条件(壁頂部に外力がないもの)では発生する応力自体が小さいため、いずれにしても最小壁厚(30cm)を確保することにより問題は生じない。ただし壁頂部に大きな外力が作用する場合には、バネ値の変動を考慮した設計を行う必要がある。

3.5.7 付帯構造物がある場合の設計方法

壁面工の剛性が高い補強土擁壁では、壁頂部に水平力が作用する場合でも壁面工の全体曲げ剛性とせん断剛性により、荷重を全体の補強材が分担して効率的に抵抗できる。このため、電柱や防音壁などの付帯構造物を設置することが容易になることは第1章で示した。

これらの結果に基づき、壁面に外力が作用した場合の設計では、単に作用力を壁面工に作用する転倒モーメントとして加えて安定計算する方法が妥当であると考えた。この場合、

壁頂部に設置されるものが防音壁のように奥行き方向に連続して配置されている場合は、2次的に取り扱うべきである。これに対して、電柱の様な場合には荷重の分担幅を図-3.23のように仮定し、計算を行う方法が提案できる。

3.6 施工時の安全性

剛な壁面を有する補強土擁壁の設計は、すべり面を変動方式とし、全体安定計算法によれば良いことを述べたが、これらは当然、剛な壁面が構築された状態(完成系)で設計が成立する。しかし本補強土擁壁工法では、施工中には剛な壁面がない状態となるため、施工時の安定に対する検討を行う必要がある。

図-3.3.24は施工時(剛な壁面のない状態)における補強土擁壁の安定の考え方を示す。施工時では土のうで仮抑えし、安定を確保しているが、これは分割壁面で安定を確保している状態と等しい。例えば、分割壁面を用いるテールアルメ工法の設計では、各水平片において、実際には抵抗するはずである境界面でのせん断抵抗力(S_i)をほとんど期待せずに、補強材の定着力だけで作用土圧と釣り合うように設計している。この場合、せん断抵抗力(S_i)を期待すると補強材は短くなる。しかし、土にせん断変形が生じることになるので、永久構造物として使用する場合には問題となる。

しかし本工法の場合には、多少のせん断変形が生じて、その後場所打ちコンクリートを打設するため、施工中の安全性が保証されるのであれば、それはそれで良いことになる。つまり施工時では、境界面でのせん断抵抗力 S_i を考慮した設計でもかまわないと考えることができる。加えて施工時の安全率は、完成後の安全率と比較して、低下させて良い場合がほとんどである。

したがって本工法では、施工時では壁面曲げ剛性が期待できない状態となるが、施工時の安定は、以下の計算結果から得られる最小敷設長を満足すれば得られるので、一般的な施工条件では設計しなくても良いことにした。

3.6.1 施工時における概略検討

(1) 施工時の荷重

トラック20tf(T-20)の場合 $q_f=20/(7 \times 2.75)=1.04\text{tf/m}^2$

タイヤローラ8~20tfの場合 $q_f=20/(5.025 \times 2.133)=1.87\text{tf/m}^2$

したがってここではタイヤローラを施工時の荷重と考える。

(2) 検討モデル

図-3.3.24のモデルに即して考えると、水平片abcdより上では補強材がすべり線に対し、内側に定着されていないため、 T_i/P_{ai} で定義されるテールアルメの設計法での安全率はゼロとなり、水平方向に力の釣合が満足しない状態となる。しかし実際には境界面abにせん断抵抗力 S_i が発生するため、 S_i が作用土圧に対し大きい場合には下方のセグメント(水平片)に力を伝えることになる。このことはせん断変形を許容し、かつこのせん断抵

抗力が作用土圧に対し大きいものであるならば、部分的には水平方向に釣合が得られなくても全体で釣り合えば良いとする全体安定計算法によって施工時の検討を行うことにした。

具体的には、仮にiセグメントで考えるのであれば、作用土圧 (ΣPa_i) に対し、境界面 ab に発生する土のせん断抵抗力 (S_i) が施工時の安全率 1.2 を満足する場合には全体安定計算法により設計して良いことになる。したがって、

$$\begin{aligned}\Sigma Pa &= K_a \cdot H_i^2 \cdot \gamma / 2 + K_a \cdot q \cdot F \cdot H_i \\ S_i &= (\gamma \cdot H_i \cdot L) \tan \phi \\ (\phi = 30^\circ \text{ の場合 } K_a &= 0.297, \tan \phi = 0.577) \\ S_i / \Sigma Pa &> 1.2\end{aligned}$$

これより、 $(L/H_i) > (0.31 + 0.64/H_i^2)$ が満足される場合には、施工時の安全性は確保されていると考えられる。

これより長い補強長であれば施工時の安定を確保できるわけだが、これまでの研究経緯を考慮し、施工時の安定性を保証できる最小敷込み比は、

$$L > 1.5m \text{ and } (L/H) > 0.35$$

と定め、施工時の安定の検討は省略することにした。これらの関係を図-3.3.25に示す。

3.7 設計プログラムの作成

設計計算法の内容は既に示したが、内的安定計算、外的安定計算とも、すべり面を変動させ試行的に最小安全率を求める方法であるため計算数が膨大となる。更に内的安定計算においては、水平方向の力の釣合だけが問題となる「滑動」の検討の他に、補強した領域の「転倒」に対する検討も行うことになる。この計算は、それぞれの作用荷重に対する土圧分布形を仮定し、重ね合わせを行い、土圧の作用位置を求めるものであり、非常に煩雑な計算となり、手計算による設計は実質的には不可能である。そこで本工法の設計プログラム (Design-RRR) を開発した⁷⁾。

図-3.3.26はプログラムの流れを示す。基本的にはデータ入力後、2ウェッジ法による内的安定計算、拡張修正フェレニウウス法による外的安定計算を実施し、内的安定計算で得られた土圧を用いて壁面工の応力計算が実施される。また壁面工の応力計算は、補強材 (ジオテキスタイル) を弾性バネに、コンクリート壁面工を梁モデルとし、壁面工断面力を算出する。実際のプログラムの処理は、変位法に基づき要素剛性マトリックスを重ね合わせ、補強材バネ剛性を付加して、全体剛性マトリックスを作成し、剛性方程式を解くことにより変位、回転角、断面力を計算している。

3.8 設計法の検証

提案した設計法の妥当性を確認するために、砂質土試験盛土における載荷試験結果の検証解析を行った。解析対象とした実験は、砂質土盛土の1R断面における鉛直載荷試験

(第2編第3章, 図-2.3.1) と、同じく砂質土盛土の1L断面に対して行った壁頂水平載荷試験 (第3編第1章, 図-3.1.6) である。

3.8.1 鉛直載荷試験の計算結果

解析は、①盛土や補強材の入力値を極力実際に近い値として計算した「検証計算」と、②設計で用いられる一般的な入力値で計算した「設計計算」の2ケースで実施した。ただし、いずれのケースも計算方法は同じとし、具体的には3.7で作成したプログラムを用いた。

表-3.3.4に、検証計算と、設計計算の代表的な入力値の比較を示す。ここで、検証解析で用いた盛土の物性値は不攪乱試料を採取し、平面ひずみ圧縮試験によって求めた値¹⁶⁾である。また補強材の引張り強度も実測したものである。これに対して一般の設計¹⁾では個別に土質試験を行うことはなく、土質分類などを参考にして値を定める。

図-3.3.27はプログラムの計算出力の一例を示す。ここでは載荷重を20tf/m²~100tf/m²まで変化させ、転倒安全率と滑動安全率を求めた。図-3.3.28は計算結果の比較を示す。この計算結果では検証計算、設計計算とも滑動安全率の方が転倒安全率より小さい。安全率1を示す載荷圧力が計算上の破壊圧力になるが、検証計算によると概ね滑動が40tf/m²、転倒が80tf/m²となる。なお実際の試験では最終的に55tf/m² (載荷盤自重を考慮すると60tf/m²) まで載荷重を加えたが、その前に壁面が折れたため (詳しくは第2編第3章)、壁面が最後まで破壊しなかった場合の破壊圧力は更に高いと考えられる。そのように考えると転倒安全率から計算される破壊荷重 (80tf/m²) は、妥当な数値であるようにも思える。

ここで、載荷試験で生じた変形は、壁上端が倒れ出すモードであったが、この変形は転倒によって生じたのか、滑動によって生じたのかは意見が分かれる。仮に滑動の方が厳しい場合でも、補強領域は完全に剛体では無いのでせん断変形を許容することになり、前倒れの変形モードになる (補強領域が完全に剛体の場合は、せん断変形は生じない)。

載荷試験も滑動で決定されていたと考えた場合には、計算値は実際よりかなり小さな値 (安全側) を与えていることになる。この場合、載荷試験の断面では側面をグリースで摩擦軽減したがそれでも影響が生じたとも考えられるが、仮にグリースの抵抗が10gf/cm²としたら側面抵抗は2tf程度 (200cm×500cm×0.01kgf/cm²×2面)、50gf/cm²としても10tf程度にすぎず、最大載荷重 (360tf) に対しての影響は小さいと思われる。それよりは設計で想定している土圧分布形に比べ、変形が進んだ段階の土圧分布形は、合力の作用位置がかなり下方にあるためであると考えられる。しかし模型実験結果では、変形が小さな段階では土圧は上方に作用していたので、現行の仮定は妥当であると考えられる。

次に設計計算値を考える。設計計算における極限荷重は図から約28tf/m² (滑動で決定) であることが分かる。実際の載荷試験では、28tf/m² 載荷時の壁頂水平変位量は2cm、載荷板沈下量は10cmであることから、設計計算から想定された極限変形量は適正な値に抑えられている。したがって本設計計算法は実務的に妥当であると判断できる。

3.8.2 水平載荷試験の計算結果

図-3.3.29は水平荷重に対する計算出力例を、図-3.3.30は鉛直載荷試験と同様に検証計算値と設計計算値の比較を示す。

この計算の対象とした試験は、奥行き3mの砂質土試験区間に対して行った壁頂水平載荷試験の内、載荷点を壁上端から0.5mの位置とした試験である(図-3.1.20の砂質土試験結果に対応)。したがって図において、例えば水平載荷重10tfの時の計算外力は、 $H=10/3=3.33\text{tf/m}$ 、 $M=3.33\text{tf/m}\times 0.5\text{m}=3.33\text{tf}\cdot\text{m/m}$ として計算したものである。

図-3.3.30によると、いずれの場合の転倒で決定し、安全率1を与える極限荷重は、検証計算で9.5tf、設計計算で7tfである。実験における降伏荷重が20tfであることを考えるといずれも小さい値(安全側)である。模型実験における測定結果では、壁頂で載荷した場合は、壁面全体に逆三角形の形状で力が分散されていたが(図-3.1.3)、本計算では壁頂部に集中荷重として作用させているため、安全側の仮定になったと考える。ここで設計計算の極限水平荷重7tf時点における、実際の載荷試験での壁上端水平変位量は僅か2.6mmである。実務的には電柱基礎や防音壁などの付帯構造物による変形が、極端に大きい場合には問題が生じるので、この値は現段階では適正であると考えられる。

3.9 支持地盤の沈下に関する影響

剛壁面補強土擁壁では、壁面工打設前に極力盛土や地盤の変形を生じさせた後に、剛な壁面工を打設するため、剛壁面と盛土の相対変位量は小さくなる。しかしそれでも多少は、剛な壁面を打設した後で地盤の圧密沈下が生じるので、その影響を把握するために、2次元弾性FEMによる応力、変形解析を行った。

なおこのような影響は、上記で提案した極限安定解析を基本とした設計法では評価されない。

3.9.1 解析モデル

図-3.3.31は解析ステップを示す。まず盛土自重による応力・変形解析を行い、その後壁面部の要素を追加し、別途計算した圧密沈下量を圧密層の位置で強制変形させ、その際に生じる補強材並びに壁面における応力の増分を求めた。ここで、強制変位の作用位置を盛土底面ではなく圧密層の位置にしたのは、強制変位させた周辺の要素に引張りが生じる影響を排除するためである。なおここで想定した地盤は、第4編第2章に示す名古屋車両基地である。

強制変形量は盛土中央部の最大変位点で20cm(放置期間0日)、15cm(放置期間90日)、10cm(放置期間180日)の3つのケースを想定し実施した。計算にあたっては盛土、土囊、壁面工、地盤は平面ひずみ要素とし、補強材は棒要素でモデル化した。また補強材を配置してある領域と配置していない領域の境界面には、ジョイント要素を設置した。表-3.3.5は解析の際の入力物性値を示す。

3.9.2 解析結果

図-3.3.32は壁面打設後、地盤が20cm沈下した際の盛土の主応力図を示す。この図では補強材を配置した領域上部の平面ひずみ要素に引張力が発生している。土は本来、引張方向には強度を発揮しないものであり、また補強土の原理からすると、この引張力はそもそも補強材が受け持つべき力と考えられる。このことから、地盤の沈下に伴い発生する補強材引張力の算定の際には、土要素に発生した引張力を加えて評価することにした。

これによると地盤の圧密沈下に伴い、沈下量が20cmの場合で520kgf/m(対設計強度比27%)、15cmで300kgf/m(22%)、10cmで220kgf/m(12%)の引張力が補強材に発生(増加)することになる。

実設計では、残留沈下量が10cm以下で壁面工を打設することになっているが、この場合には約10%の引張り力の増加を見込む必要がある。実務的には設計補強材力を、これらの事柄を見込んで始めから低減させて用いることにより対処できる考える。

3.10 第3章のまとめ

設計法に関する本検討結果のまとめを以下に示す。

- ①剛な壁面工を持つ補強土擁壁の設計は、2ウェッジ法によるすべり面変動方式、全体安定計算法で設計することが妥当である。
- ②補強材の設計強度は、製品の強度のバラツキ、耐アルカリ性、施工時の破断、クリープ性能、材料疲労、瞬時載荷に対する低減等を考慮して設定する必要がある。
- ③剛な一体壁面工の設計としては、補強材をバネ支点、壁面を梁と仮定し設計する方法が提案できる。通常はほぼないが、壁面工に非常に大きな外力が作用する場合には、バネのばらつきを考慮し設計する場合がある。
- ④補強土擁壁の設計においては、盛土高さや作用する外力の大きさに合わせ、適正な補強材強度のものを選定する必要がある。
- ⑤粘性土を盛土材とする場合には、 $\phi=30^\circ$ 、 $C=0$ として設計しても妥当な結果が得られる。
- ⑥最小敷設比を満足する補強材長とした場合には、施工時の安定は満足できる。
- ⑦実物大載荷試験に対する検証計算を行った結果、提案する設計法は、変形量の小さな安定した構造物が設計できることが確認できた。
- ⑧剛壁面を打設した後に生じる圧密沈下の影響は、沈下量10cm程度で約200kgf/m、補強材力が増加する。

<参考文献>

- 1) 補強土設計・施工の手引き(1987)、(財)鉄道総合技術研究所
- 2) 館山勝、村田修、龍岡文夫、若狭聡(1991.7):補強土擁壁の設計法に関する考察(その1)、第26回土質工学研究発表会, pp. 2153-2156
- 3) 若狭聡、館山勝、村田修、龍岡文夫(1991.7):補強土擁壁の設計法に関する考察(その2)、第26回土質工学研究発表会, pp. 2157-2160
- 4) 鉄道総合技術研究所(1992.10):鉄道構造物等設計標準・同解説(土構造物)
- 5) 館山勝(1993.1):補強盛土の設計計算例、日本鉄道施設協会誌, pp. 67-70
- 6) 館山勝、岸田浩、龍岡文夫、浦川智行(1993.6):補強土の外的安定に関する考察、第28回土質工学研究発表会, pp. 2791-2794
- 7) 館山勝、岸田浩、龍岡文夫(1993.9):補強土擁壁におけるジオテキスタイルのパネ係数、第48回土木学会年次学術講演会Ⅲ部門, pp. 1158-1159
- 8) 鉄道総合技術研究所、中央開発(株):補強土工法設計プログラム(Design-RRR)使用マニュアル
- 9) 館山勝(1993.7):新しい設計基準による設計プログラムと適用例、補強盛土(1)、日本鉄道施設協会誌, pp. 498-500
- 10) 館山勝(1993.1):補強盛土の設計計算例、日本鉄道施設協会誌, pp. 67-70
- 11) 館山勝、村田修(1991.12):補強盛土(RRR工法)の設計法、鉄道総研報告, pp. 17-27
- 12) K. Horii, H. Kishida, M. Tateyama, F. Tatsuoka, (1993):Computerized design method for geosynthetic-reinforced soil retaining walls for railway embankments, Proc. of International Symposium on Recent Case History of Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls (Tatsuoka & Leshchinsky, ed.), Balkema, pp. 205-218
- 13) 龍岡文夫、村田修、館山勝(1993.11):講座、ジオテキスタイルを用いた補強土工法(8.補強土壁工法-壁面工の効果)、土と基礎、Vol. 41, No. 11, pp. 89-96
- 14) 館山勝、村田修、龍岡文夫(1993.12):講座、ジオテキスタイルを用いた補強土工法(9.補強土壁工法-壁面工を考慮した設計)、土と基礎、Vol. 41, No. 12, pp. 81-88
- 15) 村田修(1991):短い面状補強材と剛な壁面を有する補強盛土工に関する研究、東京大学学位論文

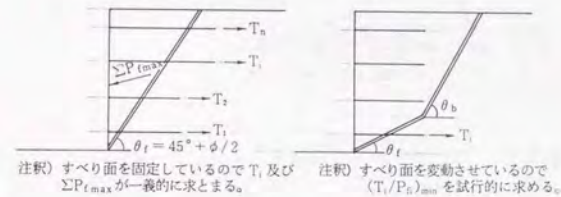
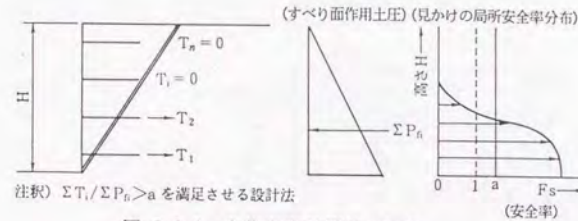
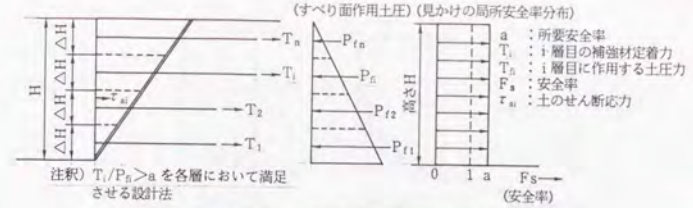
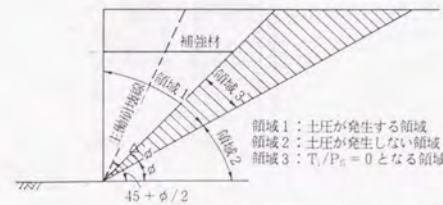


図-3.3.3 すべり面固定法の概念 図-3.3.4 すべり面変動法の概念



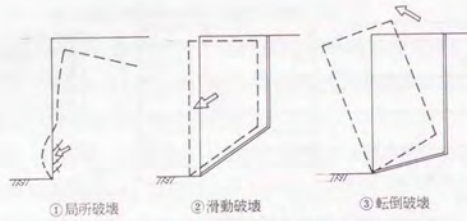


図-3.3.6 想定破壊モードの分類

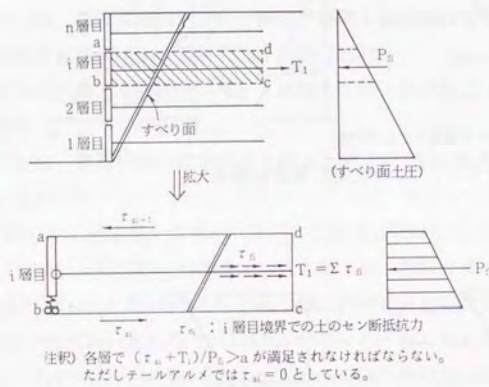


図-3.3.7 テールアルメの設計法

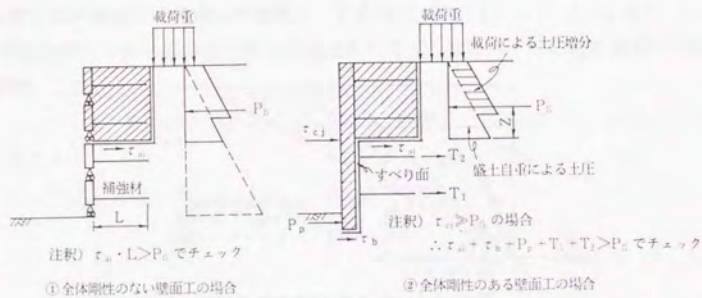


図-3.3.8 滑動（水平方向）の検討

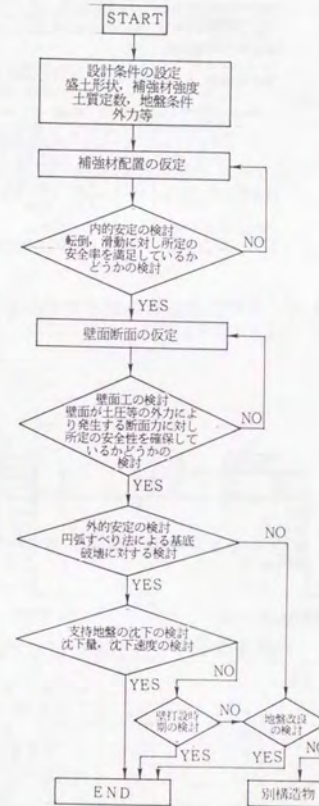
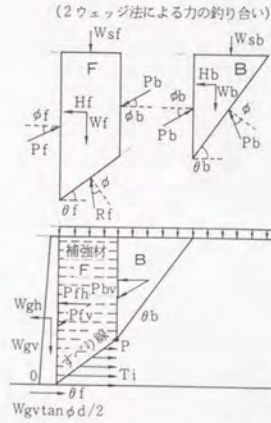


図-3.3.9 補強盛土の設計フロー



W_s : 天端荷重
 W_{sf} : ブロックFに作用する荷重
 W_{sb} : ブロックBに作用する荷重
 W_f : ブロックFの重量
 W_b : ブロックBの重量
 H_f : ブロックFに作用する地震力
 W_b : ブロックBに作用する地震力
 T_i : 補強材力 $= 2 \cdot L_i \cdot \sigma_{vtan} \phi / F_f < T_{aj}$
 (安全率の定義方法)

P_f : 土圧合力
 P_{bf} : ブロックBの土圧合力
 R_f : ブロックF底面の反力
 R_b : ブロックB底面の反力
 ϕ : 盛土材の内部摩擦角
 ϕ_f : 壁背面の摩擦角
 ϕ_b : ブロック間の摩擦角
 W_{gv} : 壁の重量
 L_i : 補強材定着長
 T_{aj} : 補強材設計破断強度
 F_f : 引き抜きに対する安全率
 ϕ_d : 壁底面の摩擦角

$$F_0 = \left\{ \frac{M \sum T_i + M(P_f v - P_b v) + M P_b v + M W_{gv}}{M P_f h + M W_{gh}} \right\} \min$$

但し、 $M P_f h + M W_{gh} \leq 0$ の時 $F_0 = \infty$
 上式中Mの付いた記号は、O点回りのモーメントを示す。
 $M \sum T_i$ の内、ブロックFの部分の抵抗モーメントは、補強領域重量(上載荷重を含む)のO点回りの抵抗モーメントを上回らない。

$$F_s = \left\{ \frac{\sum T_i + W_{gv} \cdot \tan(\phi_d/2)}{P_f h + W_{gh}} \right\} \min$$

但し、 $P_f h + W_{gh} \leq 0$ の時 $F_s = \infty$
 $\sum T_i$ の内、ブロックFの部分の抵抗力は、補強領域重量(上載荷重を含む)を上回らない。

図-3.3.10 内的安定計算の際の力の釣り合いと安全率の定義

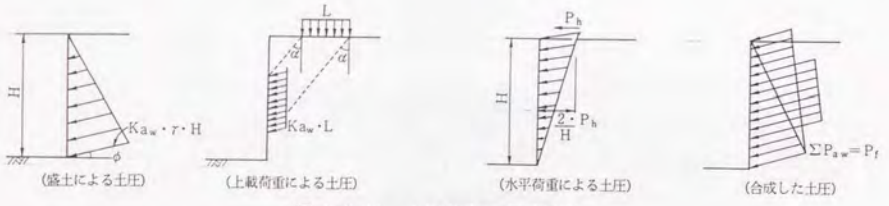
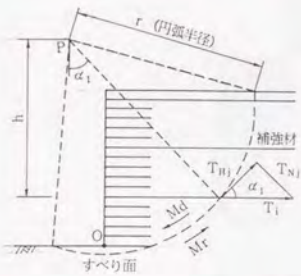


図-3.3.11 土圧分布の仮定方法



$$F_s = \left\{ \frac{M_r + \Delta M_r}{M_d} \right\} \min = \left\{ \frac{(\sum \tau_s) \cdot r + \sum (T_i \cdot \cos \alpha_i \cdot r + T_i \cdot \sin \alpha_i \cdot \tan \phi \cdot r)}{W \cdot L} \right\} \min$$

ここに $\sum \tau_s$: すべり面上の土のせん断抵抗力の合計 W : すべり面から上の土塊重量 (tf/m)
 r : 円弧中心からすべり面までの半径 (m) L : 円弧中心から土塊重心位置までの水平距離 (m)
 T_i : i 段目における補強材抵抗力 (tf/m)
 (砂質土の場合 $T_i = \sigma_v \cdot \tan \phi \cdot 2 \cdot l_i / F_f$ 粘性土の場合 $T_i = C \cdot 2 \cdot l_i / F_f$)
 ただし T_i の上限値は T_{aj} とする。
 l_i : すべり面より盛土内側に定着された i 段目の補強材定着長 (m)
 F_f : 引き抜きに対する安全率
 (一般的には常時 $F_f = 2$, 一時 $F_f = 1.5$, 地震時 $F_f = 1.25$ とする。)

図-3.3.12 外的安定計算の安全率の定義

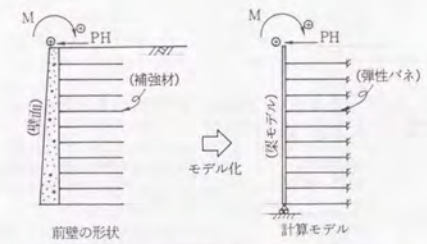


図-3.3.13 壁面設計の際のモデル化

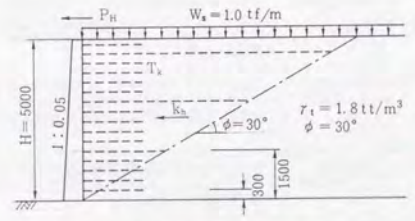


図-3.3.14 感度計算の際の基本モデル

表-3.3.1 各パラメータの基本数値

項目	記号	単位	数値	
壁面	盛土高	H	m	5.0
壁天端厚	t	m	0.3	
工壁表勾			1 : 0.05	
盛土材	単位体積重量	γ_t	tf/m ³	1.8
	内部摩擦角度	ϕ	°	30
	粘着力	C	tf/m ²	0.0
	敷設間隔	d	m	0.3
補強材	破断強度	T_a	tf/m	3.0
	強度低減係数	α		0.6 (常時), 0.7 (一時), 0.8 (地震時)
	土との摩擦角	ϕ_r	°	ϕ
盛土天端の載荷重	W_s	tf/m		1.0 (常時, 地震時), 3.5 (一時)
水平震度	k_h			0.2 (地震時)
壁背面摩擦角	ϕ_f	°		ϕ
ブロック間の摩擦角	ϕ_b	°		ϕ

表-3.3.2 感度計算内容一覧表

ケース名	着目点	内 容
T01	破断強度Tk (常時, 地震時)	表2-1の条件で補強材の破断強度を0.5~10 tf/mとした時の, 所定の安全率を満足する補強材敷設長を求めた。
T02	水平震度Kh (地震時)	T01の地震時荷重状態に対して水平震度を0.15に変えた条件で, 補強材の破断強度を0.5tf/mとした時の, 地震時の安全率を満足する補強材敷設長を求めた。
T03	補強材強度の低減係数α (常時)	T01の常時荷重状態に対して補強材強度の低減係数を0.5に変えた条件で, 補強材の破断強度を0.5~5tf/mとした時の, 常時の安全率を満足する補強材敷設長を求めた。
T04	補強材強度の低減係数α (地震時)	T01の常時荷重状態に対して補強材強度の低減係数を0.9に変えた条件で, 補強材の破断強度を0.5~5tf/mとした時の, 地震時の安全率を満足する補強材敷設長を求めた。
T05	全層敷設の補強材 (常時, 地震時)	T01で1.5m毎に設置した全層敷設の補強材を廃止した条件で, 補強材の破断強度を0.5~5tf/mとした時の, 所定の安全率を満足する補強材敷設長を求めた。
T06	盛土高H (常時, 地震時)	表2-1の条件で補強材破断強度を3tf/mとし, 盛土高を1~10mとした時の, 所定の安全率を満足する補強材敷設長を求めた。
T07	盛土高10mの時の破断強度 (常時, 地震時)	表2-1の条件で盛土高を10mとし, 補強材の破断強度を0.5~20tf/mとした時の, 所定の安全率を満足する補強材敷設長を求めた。
T08	壁背面, ブロック間の摩擦角φf, φb (常時, 地震時)	表2-1の条件で補強材破断強度を3tf/mとし, 壁背面, ブロック間の摩擦角φf, φbを変えた時の, 所定の安全率を満足する補強材敷設長を求めた。
T09	粘着力C (常時, 地震時)	表2-1の条件で補強材破断強度を3tf/mとし, 盛土高5, 7, 10mの時に必要となる補強材敷設長に対して, 盛土材をC材と評価した場合に, 所定の安全率を満足するために必要な粘着力を求めた。
T10	壁頂水平外力Ph (一時)	表2-1の条件で補強材破断強度を3.6tf/mとし, 壁頂水平外力を0~10tf作用させた時に, 一時の安全率を満足する補強材敷設長を求めた。
T13	盛土高H, 補強材破断強度TK (常時, 地震時)	表2-1の条件で補強材破断強度を6tf/mとし, 盛土高を1~12mとした時の, 所定の安全率を満足する補強材敷設長を求めた。

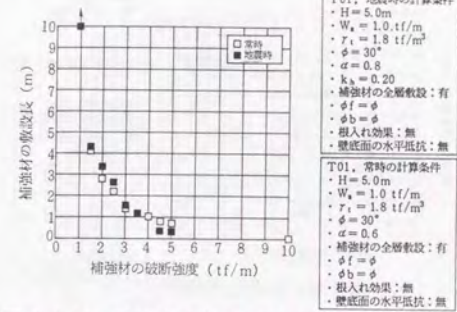


図-3.3.15 設計破断強度と設計敷設長の関係

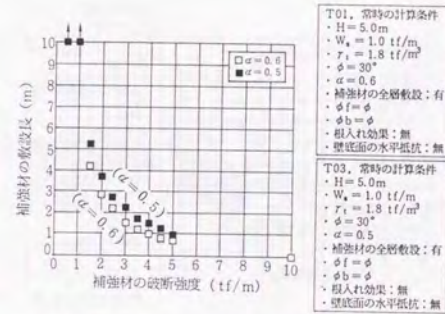


図-3.3.16 設計破断強度低減係数の影響

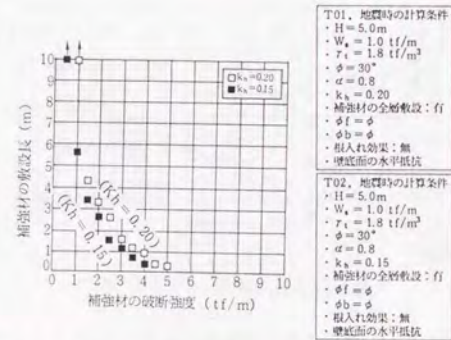


図-3.3.17 地震時における設計水平震度の感度

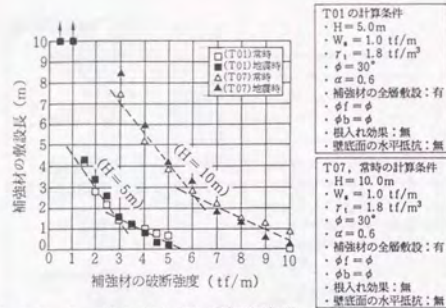


図-3.3.18 盛土高さ毎の破断強度と補強材敷設長の関係

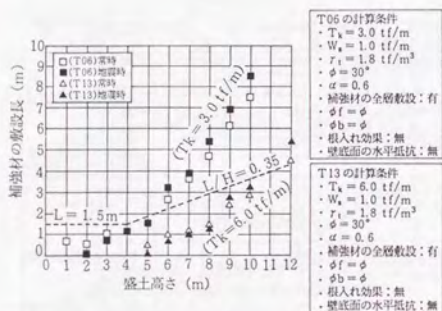


図-3.3.19 設計破断強度毎の盛土高さ
と補強材敷設長関係

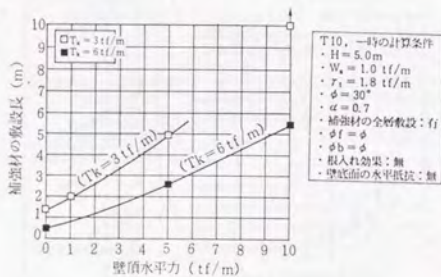


図-3.3.20 水平外力と補強材定着長の関係

表-3.3.3 粘性土盛土の粘着力の影響

ケース名	盛土高 tm	盛土材の 粘着力 C(tf/m ²)	補強材 敷設長 tm	安全率	
				転倒	滑動
T0901N	5.0	2.5	1.5	2.10	2.33
		3.0		3.08	3.40
T0902N	7.0	3.8	3.7	2.12	2.38
		4.0		2.45	2.75
T0903N	10.0	4.0	7.5	1.14	1.21
T0904N	5.0	5.0		1.82	1.93
T0905N	5.2	5.2		2.07	2.19
T0906N	5.5	5.5		2.60	2.73

※ 各盛土高での補強材敷設長は、盛土材の内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ (他は同条件)の時に最小安全率が2.0以上となった敷設長。

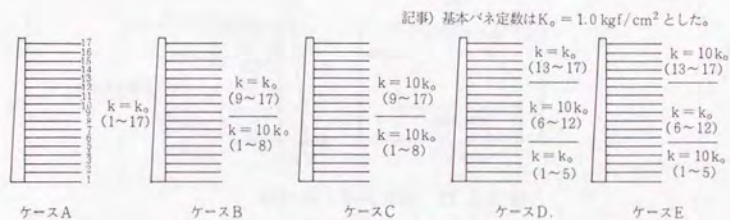


図-3.3.21 補強材のバネ値の変動パターン

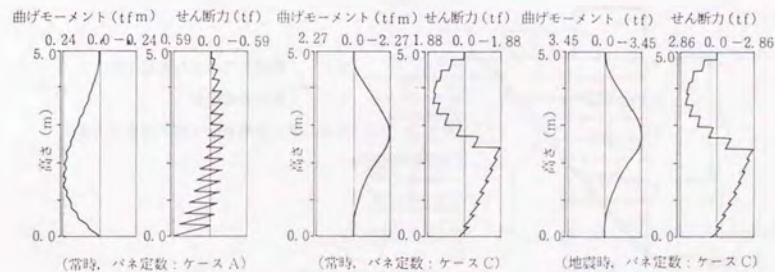


図-3.3.22 壁面応力の計算結果

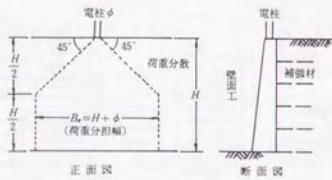
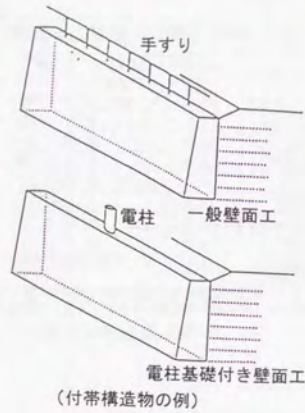


図-3.3.23 電柱基礎の有効幅

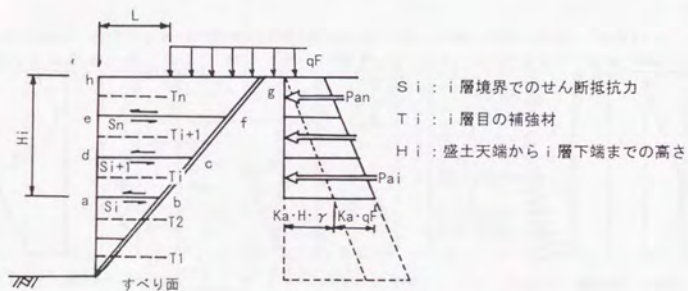


図-3.3.24 施工時の安定の考え方

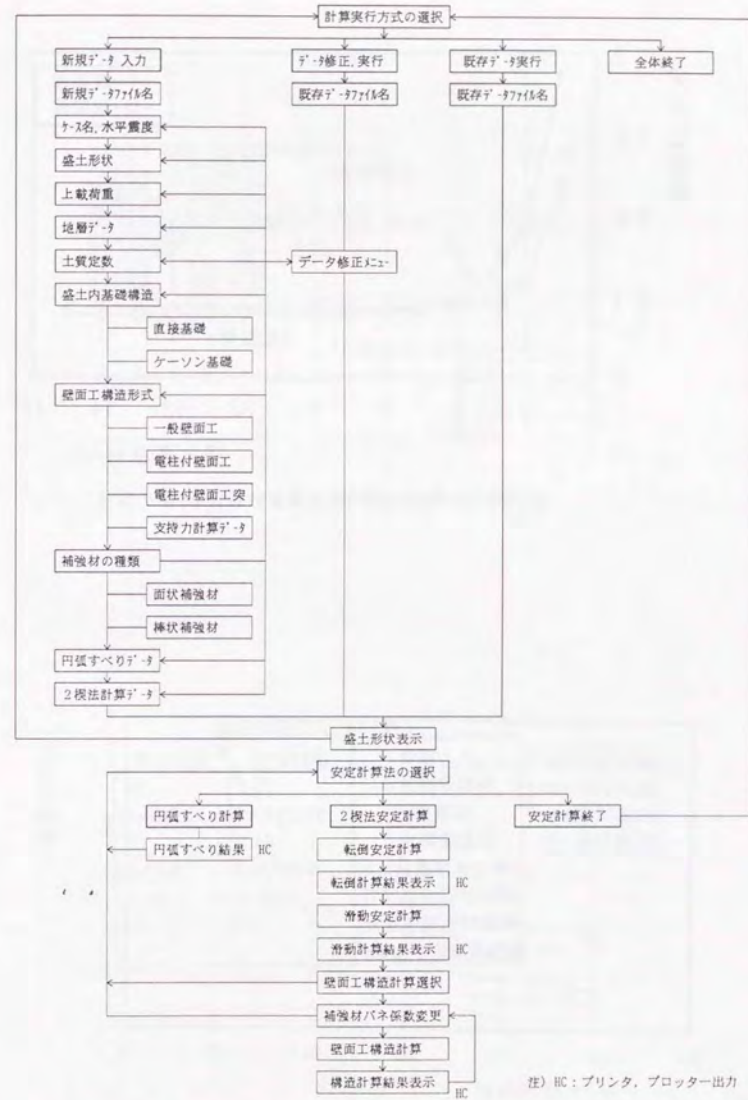


図-3.3.26 設計プログラムの流れ (Design-RRR)

(注) HC: プリンタ, プロッター出力

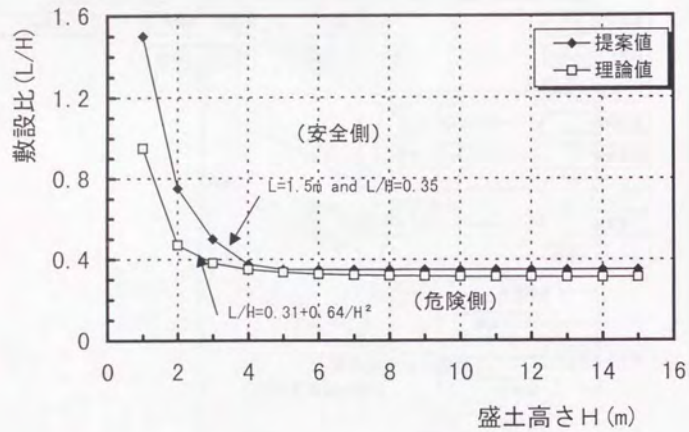


図-3.3.25 盛土高さ (H) と最小敷設比 (L/H) の関係

表3.3.4 入力値の比較

入力項目	検証計算	設計計算
内部摩擦角 ϕ	37.1°	35°
粘着力 c	0.82tf/m ²	0tf/m ²
背面摩擦角 δ	37.1°	35°
単位体積重量 γ_d	1.65tf/m ³	1.8tf/m ³
補強材破断強度 Tk	3tf/m	3tf/m
補強材低減係数 α_j	1	0.8
補強材摩擦安全率 F	1	1.5

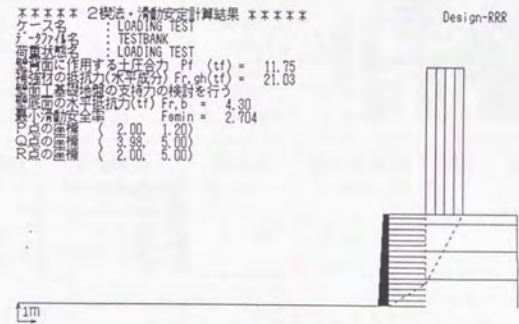


図-3.3.27 鉛直載荷試験の計算出力例

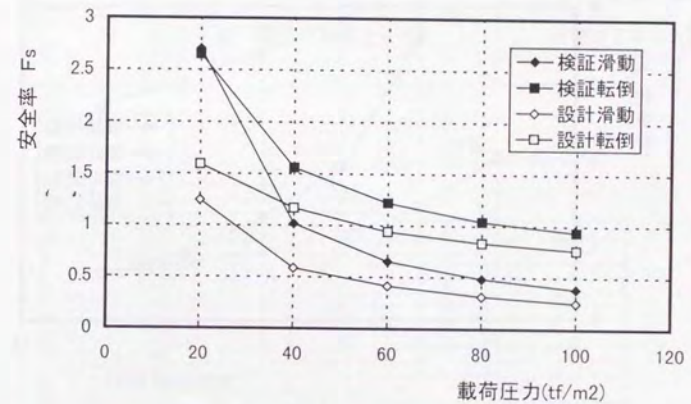


図-3.3.28 載荷圧力と計算安全率との関係


```

***** 2次元・転倒安定計算結果 *****
ケース名      : LOADING TEST
シートの名    : TESTBANK
荷重状態名    : LOADING TEST
計算面に作用する土圧合力 Pf (tf) = -1.25
締り材の抵抗力 Frg (tf) = 9.63
締り材の抵抗力の検討を行う
計算面全体の安全率 Fmin = 0.722
R/Dの座標 ( 2.09, 0.90)
R/Dの座標 ( 4.96, 5.00)
R/Dの座標 ( 2.50, 5.00)
Design-RRR

```

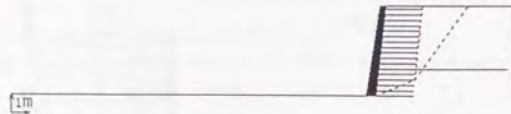


図-3.3.29 水平載荷試験の計算出力例

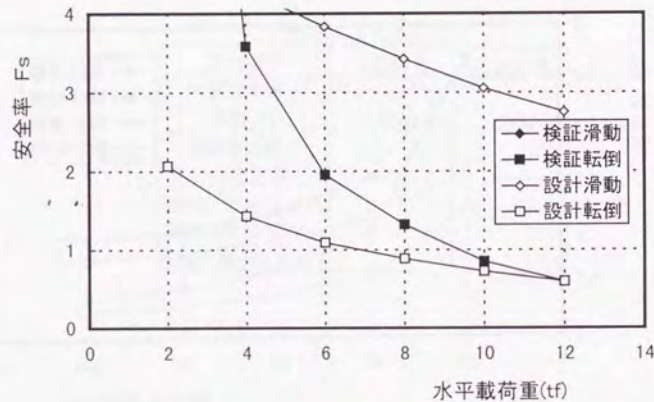


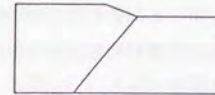
図-3.3.30 水平荷重と計算安全率との関係

表-3.3.5 入力物性値

対象項目	単位体積重量 γ (tf/m ³)	弾性係数 E (tf/m ²)	ポアソン比 ν	記 事
新設盛土	1.80	3600	0.35	
既設盛土	1.80	1900	0.35	
土 囊	2.00	7200	0.35	
地 盤	—	2250	0.35	
壁 面	2.35	2.4×10^5	0.20	

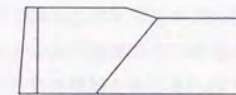
対象項目	弾性係数 E (tf/m ²)	断面積 A (m ²)	許容引張応力 (tf/m ²)	記 事
補強材	2.4×10^4	0.001	3.0×10^4	

(解析ステップ1)



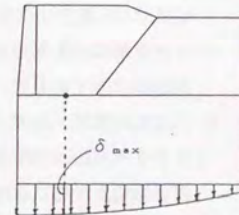
盛土自重による変形解析

(解析ステップ2)



壁面打設による変形解析

(解析ステップ3)



圧密沈下による変形解析

図-3.3.31 解析の段階とモデル

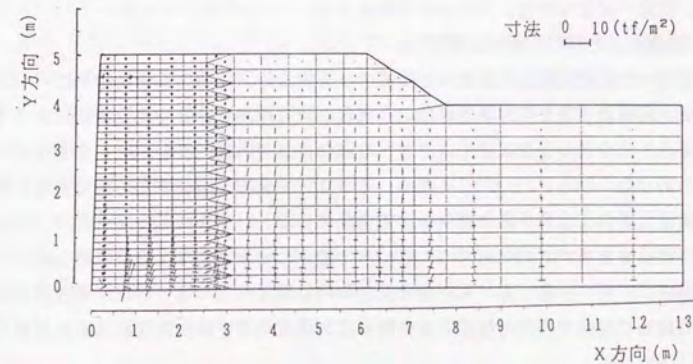


図-3.3.32 地盤が壁面構築後20cm沈下した時の主応力図

第4章 内的安定解析に関する考察

4.1 壁面工の剛性の違いの影響に対する考察

第3章では、補強土擁壁の設計において、壁面工に全体的剛性が得られる剛な一体壁面工の場合には「すべり線変動方式とし全体安定計算法」で、壁面工の全体剛性が得られない柔な壁面工の場合には「すべり線変動方式とし部分安定計算法」で設計を行うことが合理的であることを考察した。

本章では、これらの設計方法によって設計計算を行い、壁面工の違いが補強材配置に与える影響について検討する。

4.1.1 計算方法の概略

(1) 柔壁面を用いた補強土擁壁

柔壁面を用いた補強土擁壁の設計対象断面および安全率の定義方法を図-3.4.1に示す。柔壁面の場合にはすべり面が壁面中を通過できるため、仮想すべり面の通過位置ものり面の高さ方向に対して任意に移動させて計算する必要がある。しかし本計算では簡便のため、すべり線はのり先を通過する直線のみに限定した。これは盛土上に集中荷重がない場合にはほぼ妥当であるが、集中荷重がある場合は設計法としては危険側である。

安定計算は、まず、①仮定したすべり線に対して静的な力の釣り合いから壁面土圧力 P_i (=すべり線に作用する土圧と仮定) を求める。次に、②土圧分布を仮定し、補強材を配置した個々の層 i (水平方向に独立した片) における壁面土圧 P_i を算定する。その後、③個々の層 i において、すべり面から内側に定着された補強材定着力 T_i を求め、 P_i と T_i の比から個々の層 i の局所安全率 F_{li} を算定する。④すべり角 θ を変動させて最小の $\{F_{li}\}_{\min}$ を求め、 $\{F_{li}\}_{\min}$ が所定の安全率 F_s を満たさない場合は、補強材強度や補強材長を変更して、所定の安全率が満足される配置を求める。

(2) 剛な一体壁面工を用いた補強土擁壁

剛壁面を用いた補強土擁壁の設計対象断面および安全率の定義方法は前項の図-3.3.10と同様である。剛壁面の場合は、第3章に示した設計法に準拠し、2ウェッジ法によって安全率を求めた。2ウェッジ法は盛土内ですべり面の位置と角度 (θ_f , θ_b) を変化させ、静的な力の釣り合いから P_i と ΣT_i を求め、その比で安全率を定義する方法である。具体的な計算方法については第3章に詳しいので省略するが、いずれにしても各すべり面毎に転倒および滑動安全率 F_o , F_s を求め、その中で最小の安全率を与える $\{F_o\}_{\min}$, $\{F_s\}_{\min}$ を定義し、どちらか一方でも所定の安全率 F_s を満足しない場合には、柔壁面工の場合と同様に補強材配置や補強材強度等を変更して、所定の安全率が得られる配置を求める。

4.1.2 比較計算

「盛土高さ 5.0m 、盛土材の単位体積重量 $\gamma = 1.8\text{t/m}^3$ 、内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 、補強材の破断強度 $T_k = 3.0\text{t/m}$ 、盛土天端荷重 $q = 1.0\text{t/m}^2$ 、荷重状態は常時、必要安全率 $F_s = 2$ 」の設

計条件に対して上述の設計法を用いて、柔壁面と剛壁面補強土擁壁の補強材配置に着目して、以下の5ケースの比較設計を行った。

ケース①：剛な一体壁面工を有する補強土擁壁

(補強材敷設間隔は 30cm 、補強材敷設長は全層同一)

ケース②：①に対して、高さ 1.5m 毎に全層敷込み補強材を配置した場合

ケース③：②に対して、壁面工の根入れの受働抵抗を考慮した場合

(ただし根入れ部の主働土圧は考慮せず)

ケース④：柔壁面補強土擁壁 (補強材敷設間隔は 30cm) の場合

ケース⑤：④に対して、盛土上部の局所安全率の高い層において、補強材を間引いた場合

ケース①②③は剛壁面工を有する場合の配置である。このうち②の配置は現在、鉄道で用いられている補強土擁壁の基本配置であり、③は②と同じ配置でさらに壁面の根入れを 40cm した場合である。また①は全層敷込み補強材を全く配置せず、全て同長に補強した場合である。④は柔壁面の基本配置であるが、高さ毎の局所安全率が一定にならないため、⑤は補強材を間引いて局所安全率が極力一定になるように配慮したものである。ただしいずれのケースでも、施工時の盛土の安定性を確保するために、補強材の最小敷設長を 1.5m とした。

図-3.4.2~5にケース①②④⑤の具体的な補強材配置例を示す。ケース③は②の配置と概ね同じであるため省略した。これによるとケース①の剛壁面の場合は、図-3.4.2に示すように上方の補強材はすべり面の内側に配置されていない。これに対しケース④の柔壁面の場合 (図3.4.4) は、全ての補強材が盛土の内部摩擦角 (30°) までの配置となる。これは柔壁面の場合は局所的な安定を確保する必要があるためであり、補強材を内部摩擦角よりも若干でも内側 (壁面方向) に配置された場合には、その補強材の位置での局所安全率が得られなくなるためである。

表-3.4.1に、設計した5ケースの総補強材敷設長の比較を示す。同じ剛壁面を有する①②③で比較した場合、①は安定を保てない場合には補強材を全て同長で伸ばすことになるため、部分的に長い補強材を有する②の配置の方が総補強長は短くなる。また剛壁面では根入れ部分の受働抵抗力を期待できる利点があり、それを考慮したケース③は、さらに総補強長が低減できる。

現行の基本配置であるケース②の剛壁面補強土擁壁は、ケース④の柔壁面補強土擁壁と比べると総補強材敷設長は45%程度、ケース⑤と比べると60%程度でよいことが確認できる。この計算は柔壁面の場合でもすべり面をのり先に固定しているが、特に集中荷重がある場合には、のり内のすべりも検討する必要がある。したがってその場合には更に差が拡大する。

このように、剛壁面工は柔壁面工と比べ補強材数を低減できる効果がある。

4.2 転倒の検討に関する考察

第3章で示した、剛な一体壁面工を持つ補強土擁壁の土圧分布形で転倒に対する検討を行う手法（以降、提案法と呼ぶ）は、現在、実務で用いられている。この設計法（現行法）は、転倒に関して壁面工と主働領域が一体となったブロック体の転倒モーメントを検討する従来設計法（以降、従来法と呼ぶ）と比べて、論理的ではない面があることを述べた。そこで、提案法と従来法による転倒安全率を比較検討する。

4.2.1 転倒安全率の定義

従来の転倒安全率の考え方（従来法）は、例えば山内¹⁾のように補強土内で仮定した破壊領域体自身のモーメントの釣り合いから安全率を定義するものである。次式にその場合の転倒安全率の定義式を示す（図-3.4.6参照）。

$$F_s = \{ (M_w + M_T) / (M_H + M_{PB} + M_{RF}) \} \min \quad \text{-----①式}$$

ここに、 M_w : 土くさびの自重(W)による抵抗モーメント

M_T : 補強材抵抗力(T)による抵抗モーメント

M_H : 土くさびに作用する地震慣性力による転倒モーメント

M_{PB} : 土くさびの背面に作用する土圧による転倒モーメント

M_{RF} : 土くさび底(OP)面に作用する地盤反力による転倒モーメント

この場合にはモーメントは0(つま先)点まわりで計算する。この定義方法（ブロック体のモーメントの釣り合いを解く方法なので便宜的に「ブロック法」と呼ぶ）に基づき、土くさび底面の地盤反力による転倒モーメントを計算する場合には、底面反力Rの着点の仮定が問題になる。例えば土くさびを剛体（ブロック体）と仮定すると、底面反力Rの作用点は0点に一致し $M_{RF}=0$ となる。このことは、盛土のり先に応力が集中することを許容していることになるため、地盤側、盛土側ともに、応力集中に対して十分に耐えられるだけ剛性の高いものである必要がある。しかし実際の盛土内に想定した土くさびは剛体ではなく、その程度に応じて底面反力Rの着点とは0点からP点側に移るものと考えられる。剛な壁面工を有する場合はのり先への応力集中を許容できるため0点側に、壁面工を有せず盛土も十分に固くない場合にはその程度に合わせP点側に移動することになる。ここで剛壁面工を有さない一般の補強土工法では、底面反力Rの位置を底面長(OP)の関数（例えば $1/3 \cdot OP$ 点）として仮定し安全率が定義される場合が多い。この検討は盛土の内的安定に関するものであるため、ここでの議論は地盤の強度の問題を除いている。

一方、提案した設計法（提案法）の転倒安全率の考え方では、壁面工の転倒に着目して定義している。図-3.4.7は現行設計法の力の多角形を示すが、この設計法では壁背面の土楔(SOPR : Fブロック)に対する力の釣り合いから壁面工に作用する土圧力Piを計算する。さらに図-3.4.8のように土圧分布形を仮定し、壁面への土圧の着点点を求めて、転倒に対する安定計算を行っている。

以下に提案法（土圧計算に基づく方法なので、便宜的に「土圧計算法」と呼ぶ）の転倒安全率の定義の概略を示す（なお詳しい定義については第3章参照のこと）。

$$F_s = \{ (M_T + M_{ww}) / (M_P + M_{wh}) \} \min \quad \text{-----②式}$$

ここに、 M_T : 補強材抵抗力による抵抗モーメント

M_P : 壁面工に作用する常時もしくは地震時土圧による転倒モーメント

M_{ww} : 壁面工の自重による抵抗モーメント

M_{wh} : 壁面工に作用する地震慣性力による転倒モーメント

ここで、土圧計算法（提案法）とブロック法（従来法）を比較した場合、ブロック法における底面反力Rの着点の問題は、土圧計算法では土圧力Piの着点の問題に転化したことになるので、この方法では土圧分布の仮定方法が転倒安全率を算定する上で重要になる。ここで用いた仮定は擁壁の設計で用いられる仮定と同様にしたが、例えば載荷重に対する模型実験の結果（図-2.1.33参照）では、それよりは作用点がかかなり下方にあるので、安全側の仮定であることは前にも述べた。ただし壁面工の自重に対しては、反力位置を壁面つま先に仮定しているため危険側の仮定とみなされるが、大部分の外力である土圧による転倒モーメント M_P が、盛土高さhと土圧力Piの関数 $M_P = f(P_i, h)$ となるため、ブロック法ほどの影響はない。それでも土圧の鉛直成分は抵抗モーメントとして加算されるが、薄い壁面工（0.3~0.5m程度）が前提となる本工法では問題とならない。

しかし逆にこの定義方法では、土塊による作用モーメントだけが補強材の配置に依存せず決定され、抵抗モーメントは補強領域体の大小にかかわらず、壁背面に作用する土圧の鉛直成分として僅かに加算されるだけである。従来法（図-3.4.6）で考えるのであれば、PQ面に作用する背面土圧Pの鉛直成分による抵抗モーメントを無視したことになり、転倒安全率を過小評価することになる。したがって補強領域背面に作用する土圧の鉛直成分による抵抗モーメント M_{PB} を考慮して、現行設計法では次式のように転倒安全率を定義している（この経緯については、第3章3.3.3項に詳しい）。

$$F_s = \{ (M_T + M_{ww} + M_{PB}) / (M_P + M_{wh}) \} \min \quad \text{-----③式}$$

ここに、 M_{PB} : Fブロック背面に作用する土圧 P_{PB} の鉛直成分による抵抗モーメント

4.2.2 計算条件

従来法（ブロック法）と提案法（土圧計算法）の転倒安全率の違いを確認するために、以下の条件で地震時と常時における感度計算を実施した。計算条件は、盛土高さH=5.1m、盛土の単位体積重量 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ 、内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ 、Fブロック背面および底面の摩擦角 $\delta_B = 35^\circ$ 、 $\delta_R = 35^\circ$ 、補強材の敷設間隔=0.3m、補強材の設計破断強度、常時 $T_a = 2.4 \text{ t/m}$ 、地震時 $T_a = 1.8 \text{ t/m}$ 、補強材の引抜きに対する部分安全率、常時 $F_f = 2.0$ 、地震時 $F_f = 1.25$ 、地震時水平震度 $K_h = 0.2$ である。

図-3.4.9は比較検討した断面を示す。計算断面は、全層敷き込み補強材が5層間隔であ

る場合(図-3.4.9(1))と無い場合(図-3.4.9(2))の2種類とした。

また、比較検討する転倒安全率の定義方法は、提案法(土圧計算法)の場合は、現行の設計計算法である M_{rb} を考慮した③式と、考慮しない②式である。従来法の場合は①式を基本とするが、図-3.4.10に示すように壁面工があるため、壁面工反力 R_w の位置は壁面工のつま先に固定し、 R_F の位置をP点、OP/3点、0点、壁面工つま先(toe)点の4点に変化させた。なお本比較計算はHorii⁶⁾の計算値に追加して検討を加えたものである。

4.2.3 転倒安全率に関する比較

図-3.4.11は全層敷き補強材が有るケース(図-3.4.9(1))の比較計算結果を、図-3.4.12は全層敷き補強材が無いケース(図-3.4.9(2))の比較計算結果を示す。横軸は盛土高さHに対する補強長Lの比であり、一般的には $L/H=0.35\sim 0.5$ 程度の配置となる。

従来法のうち、OP/3点、P点を反力作用点としたものは、 L/H を増加させても安全率は増加しない。この傾向は図-3.4.6(2)に示す山内の計算結果¹⁾でも確認することができる。これは、①式の中の主要な転倒モーメント M_{RF} と、主要な抵抗モーメント M_w が、ともにOP長の一次関数であるため、 L/H が大きく(OP面が長く)なればなるほど一定値に収束する。したがってこの定義方法では、ブロック体の転倒安全率を正しく表現していない。

一方、0点もしくは壁つま先点(toe point)に仮定した場合は、 L/H の増加につれて転倒安全率が増加しているので転倒に対する安全性を表現していると言える。また剛な壁面工がある場合には、壁面工が破壊しない限りは壁底面に応力集中することを許容出来るので、0点～toe点の間に反力位置があると考えるのは妥当である。

次に本工法の一般的な配置となる $L/H=0.35\sim 0.5$ の間で、従来法の値と提案法を比較することにする。提案法は、常時荷重の場合で概ね従来法の0点～OP/3点の間に位置する。

しかし、全層敷きが無い場合の M_{rb} 非考慮の場合は、常時でOP/3点より小さく、地震時ではP点と仮定した場合と同等の安全率しか与えていないので、かなり過小に安全性を評価していることになる。これに対して M_{rb} を考慮した場合(現行設計法)は、全層敷きが有り地震時の時だけは、従来法のとつま先(toe)点と仮定した結果と同程度であるが、概ね従来法の0点と仮定した結果と同等の安全率を与えている。地震時の瞬間的な力に対してはtoe点まで許容すると考えれば、現行法は妥当な設計方法と考えることができる。

以上に示した通り、 M_{rb} を考慮した現行の転倒安全率は妥当な安全率を与え、 M_{rb} を考慮しない場合には過剰に安全側すぎる事が判明した。したがって現行設計法は、実務的には問題ないとする。しかし M_{rb} を考慮することは、論理的に不合理な印象を与えるので、設計法の改善を図ることは今後の課題である。

<参考文献>

- 1) 山内元祐、龍岡文夫(1988.6):盛土補強工法における極限つりあい安定解析について、第23回土質工学研究発表会, pp. 2219-2222
- 2) 村田修、館山勝、龍岡文夫(1992.6):壁面工の全体的剛性の影響を考慮した補強土安定解析法の提案、第27回土質工学研究発表会, pp. 2423-2426
- 3) 館山勝、堀井克己、岸田浩、龍岡文夫(1993.9):剛な壁面工を有する補強盛土の転倒安全率に関する検討、第48回土木学会年次学術講演会Ⅲ部門, pp. 1178-1179
- 4) 館山勝、村田修、龍岡文夫、若狭聡(1991.7):補強土擁壁の設計法に関する考察(その1)、第26回土質工学研究発表会, pp. 2153-2156
- 5) 若狭聡、館山勝、村田修、龍岡文夫(1991.7):補強土擁壁の設計法に関する考察(その2)、第26回土質工学研究発表会, pp. 2157-2160
- 6) K. Horii, H. Kishida, M. Tateyama, F. Tatsuoka, (1993): Computerized design method for geosynthetic-reinforced soil retaining walls for railway embankments, Proc. of International Symposium on Recent Case History of Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls (Tatsuoka & Leshchinsky, ed.), Balkema., pp. 205-218

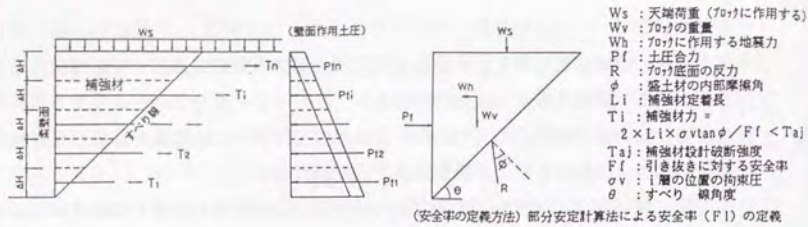


図-3.4.1 柔壁面補強土擁壁の設計方法

$$F_{li} = \frac{T_i}{P_{fi} \cdot \Delta H}$$



図-3.4.2 剛壁面 (ケース①) の補強材配置

図-3.4.3 剛壁面 (ケース②) の補強材配置

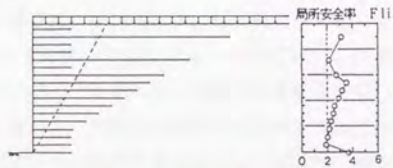


図-3.4.4 柔壁面 (ケース④) の補強材配置と局所安全率

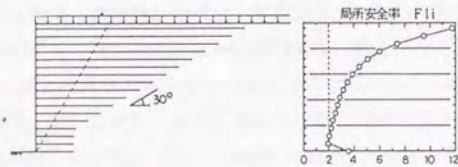
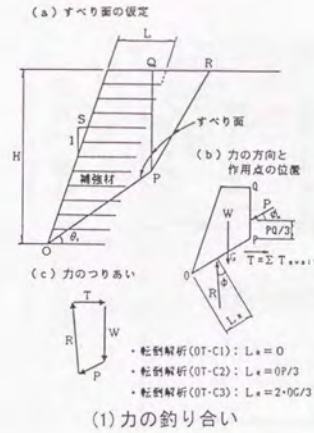


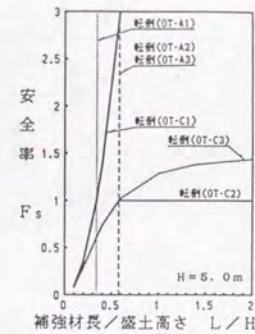
図-3.4.5 柔壁面 (ケース⑤) の補強材配置と局所安全率

表-3.4.1 壁面工の違いによる補強材総敷設長の比較

検討ケース	補強材総敷設長 (m)	備考	
1	49.3		
剛壁面	2 提案形	33.8	提案する補強土擁壁
	3	31.0	根入れの受動抵抗を考慮した場合
	4	73.6	
土留壁	5	54.1	補強材の有効配置を考慮した場合



(1) 力の釣り合い



(2) 計算結果

図-3.4.6 山内による従来法による検討¹⁾

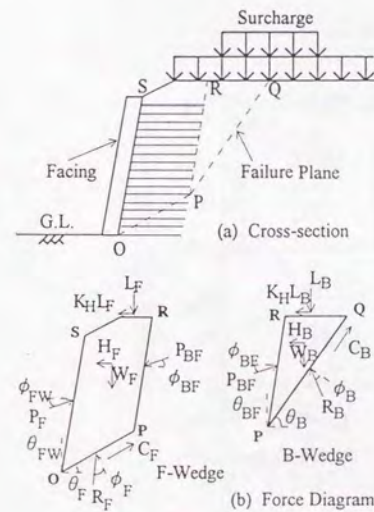


図-3.4.7 提案法 (現行設計法) の力の釣り合い

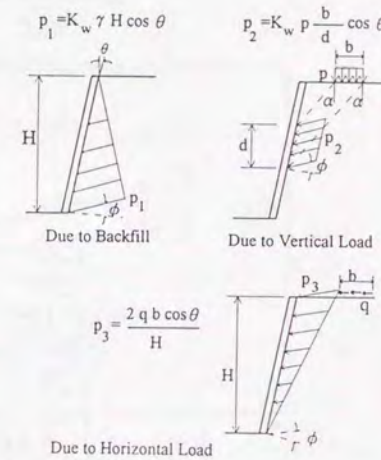
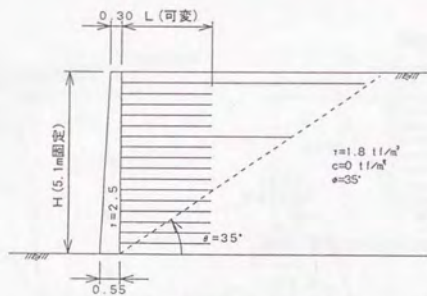
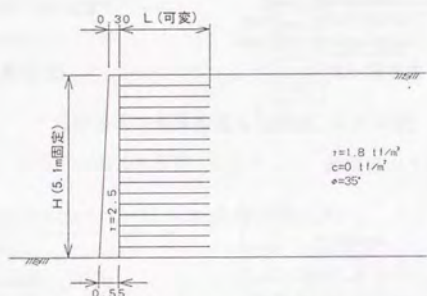


図-3.4.8 提案法 (現行設計法) の土圧分布形の仮定



(1) 全層敷きがある場合



(2) 全層敷きがない場合

図-3.4.9 比較検討した断面

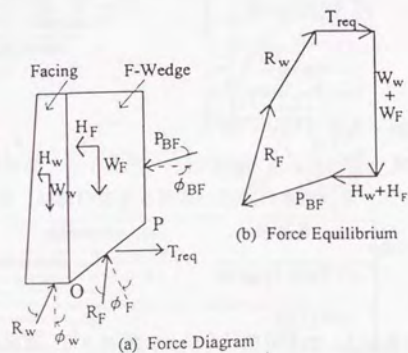
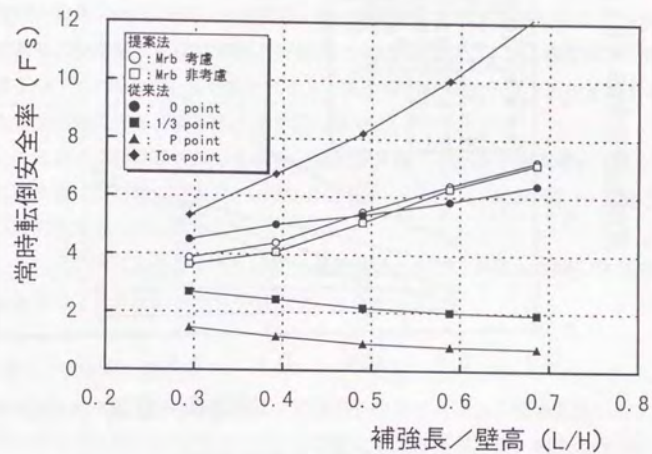
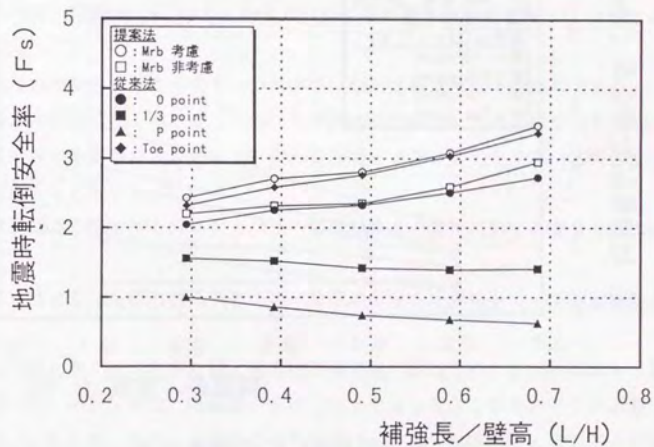


図-3.4.10 壁面工がある場合の従来法の力の釣り合い

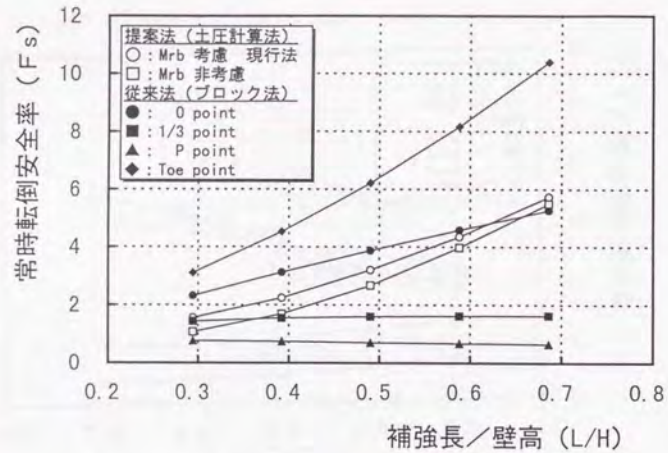


(a) 常時, 全層敷き有り

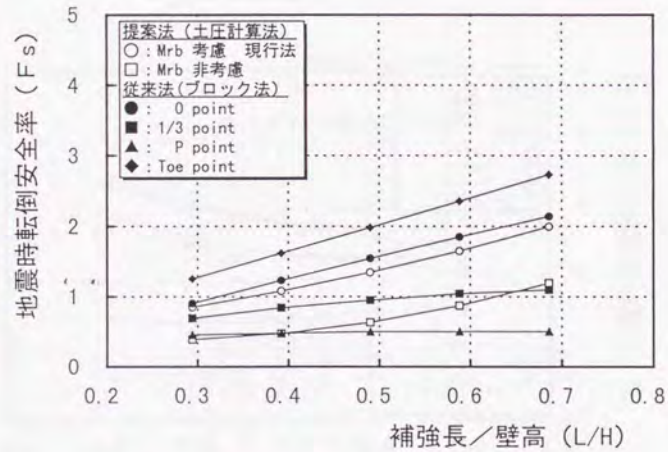


(b) 地震時 $K_h=0.2$, 全層敷き有り

図-3.4.11 全層敷き補強材がある場合の転倒安全率の比較



(a) 常時, 全層敷き無し



(b) 地震時 $K_h=0.2$, 全層敷き無し

図-3.4.12 全層敷き補強材が無い場合の転倒安全率の比較

第5章 外的安定解析に関する考察

補強土擁壁の実務における外的安定解析は盛土の安定解析と同様に円弧すべり法で行われるべきである。鉄道建造物設計標準・同解説 土構造物¹⁾ (以下、土構造標準と呼ぶ) においても修正Fellenius法による円弧すべり法で安全率の計算を行うことを基本とし、補強土を含めた盛土の安定性を評価することになっている。

しかし、この方法で試算を行った結果、特に砂地盤での計算や地震時の計算において、かなり良質な地盤 (例えば $N > 20$) でも所要の安全率 (一時1.4, 地震時1.1) が確保できないという不自然な結果が得られた。

そこで、これらの状況を改善するために、直接基礎の支持力計算と比較しながら、円弧すべり法による盛土安定解析の検討手法について考察した。

5.1 円弧すべり安全率の適正值

地盤の破壊に対する検討方法としては、基礎の支持力のように、破壊荷重に対する作用荷重の比を安全率と定義する方法 (ここでは荷重安全比と呼ぶ) と、盛土の円弧すべり法のように、土の最大せん断強度 (τ_{max}) に対して、現行の荷重条件で発揮されているせん断力 (τ_{mob}) の比で定義する方法 (ここではせん断強度比と呼ぶ) の2種類がある。この2種類では、当然、せん断強度の変化に対する (特に内部摩擦角 ϕ の変化に対する) 安全率の感度が異なるため、所要安全率も変えている。例えば鉄道では支持力での所要安全率は常時3、一時2、地震時1.5であり、円弧すべりでの所要安全率は常時1.4、一時1.4、地震時1.1である。

基礎の支持力計算と盛土の円弧すべり計算の一般的な概念は以下の通りである。

- ①基礎の様な剛体構造物では、盛土の様な柔体構造物に比べ、地盤の微少な変形が構造物全体の変形に与える影響が大きいため、変形を保障する意味での安全率 (常時の安全率) を高めに設定する必要がある。
- ②円弧すべり法よりは支持力計算の方が、内部摩擦角 ϕ の変化に対する安全率の感度が高い。
- ③円弧すべり法よりは支持力計算の方がすべり面の仮定方法が精密で、繊細な検討を行っている。

したがって逆に考えるのであれば、盛土は柔体構造物であるため、変形を保障する場合の (常時又は一時) の安全率は、剛基礎の支持力安全率ほど大きな値を設定する必要はないと考えて良いであろう。ただしこの場合でも破壊 (地震時又は降雨時) に対する安全率の設定は、支持力計算でチェックした場合でも1を下回らないように設定する必要がある。

以降では、剛基礎の支持力計算と比較することにより考察を進めることにする。

5.2 解法による相違

5.2.1 計算式の比較

修正Fellenius法による計算式は以下の通りである。

$$F_s = \frac{\sum(c \cdot l)}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{粘性土地盤}) \quad \text{--- (1)}$$

$$F_s = \frac{\sum(W - ub) \cos \alpha \cdot \tan \phi}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{砂質土地盤}) \quad \text{--- (2)}$$

ここに、 F_s : 安全率
 c : すべり面における粘着力
 ϕ : すべり面における土の内部摩擦角
 W : すべり面より上の滑動土塊の重量
 l : スライスの底面長さ
 b : スライスの幅
 u : 間隙水圧

一方、支持力を求める計算式は根入れがない場合、以下の通りである。

$$Q = A' \{5.1 \cdot I_c \cdot \alpha_b \cdot c\} \quad (\text{粘性土地盤}) \quad \text{--- (3)}$$

$$Q = A' \{L \cdot \beta_b \cdot B \cdot \gamma_u \cdot N_r\} \quad (\text{砂質土地盤}) \quad \text{--- (4)}$$

ここに、 Q : 極限鉛直支持力
 A' : 基礎の有効面積
 I_c, I_r : 傾斜荷重に対する補正係数
 α_b, β_b : 基礎底面の形状係数
 γ_u : 基礎底面の土の単位体積重量
 B : 有効基礎幅
 N_r : 支持力係数
 c : 基礎底面の土の粘着力
 ϕ : 基礎底面の土の内部摩擦角

5.2.2 すべり面の仮定

図-3.5.1は(3)(4)式で支持力を求める際のすべり面の仮定を示す。円弧すべり法の場合には土の性状に関係なくすべり面を円弧状に仮定するのに対し、支持力計算では土楔領域(I)、放射状せん断領域(II)、受働応力領域(III)の3つ抵抗領域を想定し、各境界面に発生するせん断抵抗力の積分値と作用荷重の比率で安全率を定義する。つまり支持力の計算では図からも明らかな様に、砂地盤(ϕ 材)の場合には、内部摩擦角 ϕ が大きくなるにしたがい、すべり面形状が大きくなり、同時にすべり面での拘束圧 σ_v' も大きくなる。このため $\sigma_v' \cdot \tan \phi$ で定義される砂地盤のせん断抵抗力は、加速度的に増加する。一方、円弧すべり法でのすべり面の形状は ϕ の大小には左右されずいつも同一の円弧に仮定され、したがって ϕ の増加に伴うせん断抵抗力の増分は、 $\tan \phi$ の増分だけである。したがって剛基礎の支持力に比べ明らかに安全率の感度は鈍く、 ϕ が大きいくほど相対的に過小な安全率となる。ただし粘性土地盤(C材)の場合の支持力計算では、粘着力Cの大小がすべり面形状には影響を与えず、またせん断抵抗力も拘束圧に依存しないため、実質的には円弧すべ

りと同様の計算を行っていることになる。

5.2.3 地下水位の取扱い

砂地盤で円弧すべり計算を行う場合の地下水位の取扱いは、各計算法で異なっている。ここで用いた修正Fellenius法の抵抗側(分子)の計算では、図-3.5.2に示す様にすべり面に対しては法線方向に、スライス境界面に対しては水平方向に水圧を作用させている。このことは図に示す力の多角形からも明らかな様に、土塊の有効重量を用いてせん断抵抗力を計算していることに他ならない。

一方支持力計算では、砂地盤の場合、支持力係数に掛け合わせる γ を有効重量としているため、実質的には支持力計算と円弧すべり計算は同様な取扱いをしていることになる。

5.2.4 載荷幅依存性

図-3.5.3は支持力公式の、図-3.5.4は円弧すべりの破壊荷重(圧力度)に対する載荷幅依存性を示す。上述した様に円弧すべりと支持力では安全率を定義する方法が異なるため、直接比較するのは難しい。したがってここでは、安全率1という同一の条件の下で、即ち支持力解析においては極限支持力度(圧力度)を、円弧すべり法解析においては安全率が1を与える極限圧力度を求めて比較することにした。また土質定数は土構造標準¹⁾における、盛土を支持できる地盤条件に基づいて、粘性土地盤では $N=4$ ($C=4$)として、砂質土地盤では $N=10$ ($\phi=33^\circ$)と設定して比較した。ここで N とは標準貫入試験による N 値を指す。

支持力計算(3),(4)式では、粘性土においては載荷幅依存性はなく、砂質土においては載荷幅 B に比例する(図-3.5.3参照)。一方円弧すべり計算(1),(2)式では、粘性土の場合は支持力同様にほぼ載荷幅依存性はなく、砂質土においてはほぼ B に比例する(図-3.5.4参照)。また図-3.5.3からは、盛土の支持地盤条件として同等に取り扱われる粘性土 $N=4$ 、砂質土 $N=10$ の地盤を支持力計算で比較すると、幅2m前後のすべり面に対しては同程度の安全性を与えているが、それ以外では安全性は著しく異なることが確認できる。また図-3.5.3と図-3.5.4の比較から、砂質土においては円弧すべり法で求めた破壊圧力は支持力理論による極限支持力より小さいが、粘性土ではほとんど一致していることが分かる。

5.2.5 土質定数に対する安全率の感度

図-3.5.5には支持力及び円弧すべり計算の N 値の大小に伴う破壊荷重への感度を示す。図の横軸は N 値並びに N 値から換算される土質定数であり、縦軸は各計算法で計算される破壊荷重である。また計算にあたっては砂質土(ϕ 材)では載荷幅依存性があるため幅を2mに固定した。

図-3.5.5によると支持力計算においては、粘性土の方が砂質土に比べ感度が高い。これは粘性土では土質定数とせん断抵抗力が比例関係($C=N, S=C \cdot 1$)にあるのに対し、砂質土(ϕ 材)では ϕ の計算式が N 値に敏感ではなく($\phi=1.85(N/\sigma_v')^{0.7}+0.7$)²⁾、またせん断抵抗力の計算式も ϕ に敏感ではない($S=\sigma \tan \phi$)ことに起因する。

図-3.5.6の円弧すべり計算においても、ほとんど同様の結果であるが、支持力計算に比

べ、粘性土地盤では若干過大に、砂質土地盤ではかなり過小に評価する傾向にある。

5.2.6 支持力理論と円弧すべり法による安全性の比較

これまでは各計算法による破壊荷重における比較であったが、ここではあえて安全率で比較することにする。

図-3.5.7に検討方法の概略を示す。支持力計算では砂質土地盤の場合には載荷幅依存性があるため、各載荷幅毎の極限支持力を求め、それを所要安全率（常時3、一時2、地震時1.5）で除して許容支持力を求める。次に、その荷重に相当する高さの盛土に対し、円弧すべり法で安全率を計算した。この際に盛土部の土質定数は、せん断抵抗力が加算されない様にc、φ共に0とした。また円弧すべり法の地震時の検討法は、盛土部だけに0.2の震度をかけて行った。

図-3.5.8は、図-3.5.7の検討方法に従って算定した粘性土地盤（N=4）での載荷幅（すべり円弧が地表面を通過する幅）Bと安全率の関係を示す。補強盛土の場合、すべり円弧が補強領域の後ろ踵を通過する場合はほとんどなので、Bは補強領域の幅と同等と考えて良い。粘性土地盤では、載荷幅の小さい場合（B<2m）で安全率が低下しているが、概ね常時3、一時2、地震時1.5に収束している。このことは円弧すべりと支持力の安全率がほとんど同じであることを意味する。これらから、鉄道における現行の円弧すべり法の所要安全率は、一時で1.4（支持力安全率比1.4/2=0.70）、地震時で1.1（支持力安全率比1.1/1.5=0.73）としていることから、円弧すべり法で求める盛土の安全性は、支持力計算で求める直接基礎の安全性に比べ、3割程度安全性を低下させて設定していることになる。これは構造物の重要性や許容変形量の違い、地震時に対しては剛体と柔体との応答震度の違いなどを考慮して、経験的に定めたものと解釈すると十分納得できる数値である。

図-3.5.9は同様に砂質土地盤（N=10）での載荷幅と安全率の関係を示したものである。例えば常時で比較するならば、支持力計算では安全率3が確保されている荷重であるにもかかわらず、円弧すべり法では安全率をほぼ1としか評価していないことになり、非常な過小評価となっている。これは、前述したようにすべり面形状の仮定方法等の違いによる差異である。この図によれば、砂質土の場合は支持力の安全率の3に相当する円弧すべり安全率は1程度として良いことになる。つまり砂質土の円弧すべり解析の場合に、粘性土と同様な安全率を設定した場合には、破壊に対する安全側すぎる設定をしていることになる。

図-3.5.10は参考までに一時荷重状態におけるφの安全率への感度を示したもののだが、φ+10°とすると約1.4の安全率が確保できることが分かった。しかしこれは全く根拠のない処置方法である。

5.2.7 問題点の整理

修正Fellenius法安定計算に対してのこれまでの問題点と、得られた知見を整理すると以下の様になる。

①円弧すべり法による解析は支持力理論による解析と比較して、粘性土では若干過大に、砂質土ではかなり過小に安全性を評価する。

②円弧すべり法では、砂質土と粘性土で異なる荷重状態に対する安全率の変化の仕方が異なる。

③本来は、砂質土と粘性土地盤の円弧すべり解析において所要安全率を変える必要がある。

④砂質土地盤において支持力理論と同様な安全性を与えるのであれば、円弧すべり安定計算における現行の所要安全率1.4を1.0程度まで下げても良い。

⑤しかし、互層の場合には、安全率の定義の意味が異なるものを同時に取り扱うことになる。

⑥砂地盤でも粘性土と同様な安全率を設定するのであれば、設計に用いるφを現行の値よりも便宜的に10°程度高くする必要がある。

5.3 修正Fellenius法と簡易Bishop法の比較

図-3.5.11には修正Fellenius法と簡易Bishop法の力の釣合を示す。修正Fellenius法ではスライス間に作用する土圧力の作用方向をすべり面と同方向として問題を静定化し、全体のモーメントの釣合式から安全率を(5)式で求めている。このため見かけ上はスライス間力は無視される形となっている。

$$F_s = \frac{\sum \{c \cdot l + (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad \text{--- (5)}$$

一方簡易Bishop法では、境界面に作用する土圧力の作用方向を水平として問題を静定化し、見かけ上スライス間に作用する境界力をFellenius法と同様に無視して、安全率を以下の(6)式より求めるものとしている。

$$F_s = \frac{1}{\sum W \cdot \sin \alpha} \sum \left[\{c \cdot b + \tan \phi (W - u \cdot b)\} \frac{\sec \alpha}{1 + \tan \phi \tan \alpha / F_s} \right] \quad \text{--- (6)}$$

図-3.5.11からも明らかな様にS=S_c/F_sで力の多角形を閉じた場合のF_sは、スライス間力Eの角度の関係からBishop法の方が大きな安全率を与える。ただし式の構成からも分かるように、F_s=-tanφ' tanαの場合には解が発散することになり、発散点はαがマイナスとなる領域のスライスの数だけ発生する。またαがマイナス方向に大きいほど大きなF_sを与える。これらの理由より一般的には、円弧が深くαがマイナスの領域が多くなる場合にはBishop法は不適であるとされている。

図-3.5.12は図-3.5.4に対応するものであり、載荷幅依存性を簡易Bishop法で求めたものである。この場合には基底破壊がほとんどであるため、αがマイナスとなる領域が大きい。これによると砂地盤では、載荷幅が大きくなるにしたがって簡易Bishop法の方が過大な解を与え、10mの載荷幅で約3倍となる。これは支持力理論から求めた解（図-3.5.3）とほぼ等しく、整合性は非常に高い。一方粘性土の場合には(6)式からも明らかな様に、Bishop法の

方が修正Fellenius法に比べ b/l (b :スライス幅、 l :スライス幅におけるすべり面の長さ)の比で安全率が低下するが、その影響は小さく支持力理論との整合性も更に改善される。

5.4 適正な検討方法の提案

上記の検討結果から盛土の外的安定性の検討は以下の方法とすることを提案する。

5.4.1 粘性土地盤の検討手法

これまでの考察では、修正Fellenius法、簡易Bishop法とも支持力理論と整合性は十分にとれている。したがってどちらの方法を用いて設計を行っても良い。

5.4.2 砂質土地盤の検討手法

修正Fellenius法で計算した場合には、支持力理論と比較して、地盤耐力を $1/3$ 程度に過小評価する。したがって計算にあたっては ϕ を高く見積り、過大設計とならない様な配慮が必要となる。特に均一な砂地盤の場合には、補強領域をブロック体と見なし支持力計算を行うのが良い。また便宜的にBishop法を用いることも考えられる。

5.4.3 適正な安全率

円弧すべり法における所要安全率は、現行の鉄道土構造標準¹⁾の安全率(一時1.4、地震時1.1)が道路土工²⁾(常時1.2、地震時1.0)と比較し、かなり大きく設定している。道路土工ではこれに加えて土質定数を三軸試験から定め、 c 、 ϕ 両方を考慮できるが、鉄道土構造標準では基本的にはどちらか一方($c=0$ 、 $\phi>0$ または、 $c>0$ 、 $\phi=0$)しか考慮しない。また、現行は列車荷重(一時)状態で設計を行っているが、列車荷重が安全率に与える影響は非常に小さい。更に、同一の方法で算定しても地盤の変形に対する要求が厳しい基礎の様な剛体構造物に対する安全率(常時3)よりも、盛土の場合には安全率が若干低下しても良いと考えられる。これらを考え合わせると一般には以下の安全率を用いて設計することが適正である。

常時 1.4(1.3)、 地震時 1.1(1.0)

なお、()内の値は十分に検討がなされた場合や、重要箇所でない場合の安全率である。

5.4.4 概略検討のノモグラム

上に示した計算はかなり労力を要するので、概略検討の目安を得るために、 N 値と限界高さのノモグラムを作成した。このノモグラムには地震時の検討も含まれているが、この計算は、盛土部だけに0.2の震度を与えて求めたものである。

図-3.5.13は修正Fellenius法の場合の、図-3.5.14は簡易Bishop法の場合のノモグラムを示す。

5.5 第5章のまとめ

盛土構築において、地盤改良の採否は経済性に大きく影響を与える。地盤の破壊に対する安全率は特に砂地盤の場合には、支持力理論、円弧すべり法でかなり異なり、円弧すべり法では地盤の安全率を過小評価する。図-3.5.15はそれぞれの計算法の相互関係を示したものであるが、設計者はこのことに十分に理解し、砂地盤で余分な地盤改良を行うことが無い様、十分に注意する必要がある。

しかし適切な検討によっても、なおかつ所定の安全性が確保できない場合には、理にかなった対処を施す必要がある。これまでの考察によれば、粘性土地盤においては載荷幅依存性がなく、砂質土地盤においては載荷幅依存性が大きいことを考慮すると、効率の良い対処方法は以下の様に考えるべきであろう。

粘性土地盤--->地盤改良による地盤の強化

砂質土地盤--->盛土部の補強材を長くすることによる盛土の強化

なおこれらの議論には、地盤破壊の進行性や、 c 、 ϕ の決定方法とその精度の影響は含まれていない。これらについては別途検討すべき重要な課題である。

<参考文献>

- 1) (財)鉄道総合技術研究所(1992):鉄道構造物設計標準・同解説(土構造物)、丸善、pp.185-187
- 2) 日本国有鉄道(1986):建造物設計標準・同解説(基礎構造物及び抗土圧構造物)、土木学会、pp.91-94
- 3) (社)日本道路協会:道路土工指針-軟弱地盤対策工指針-
- 4) 館山勝、岸田浩、龍岡文夫(1993.6):補強土の外的安定に関する考察、第28回土質工学研究発表会、pp.2791-2794
- 5) 館山勝(1993.8):盛土安定解析に関する考察、鉄道総研報告Vol.7.No.8、pp.49-56

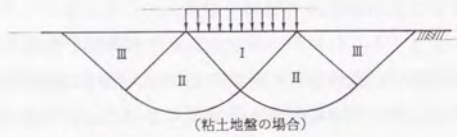
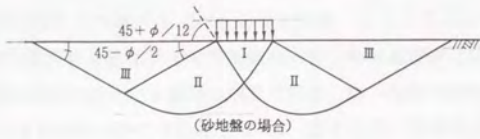


図-3.5.1 支持力におけるすべり面の仮定

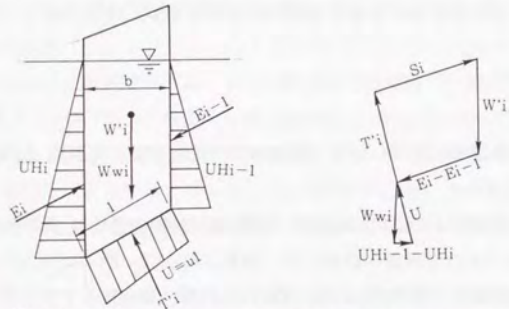


図-3.5.2 修正Fellenius法における地下水位の取扱い

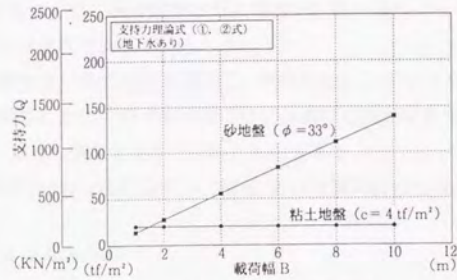


図-3.5.3 支持力の載荷幅依存性

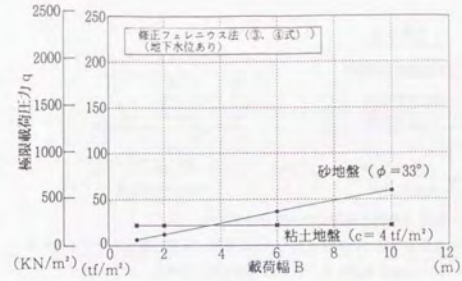


図-3.5.4 円弧すべり載荷幅依存性

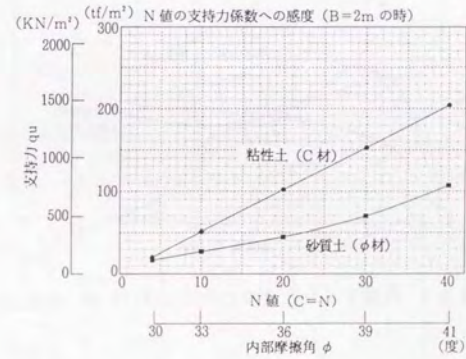


図-3.5.5 支持力の土質定数の感度

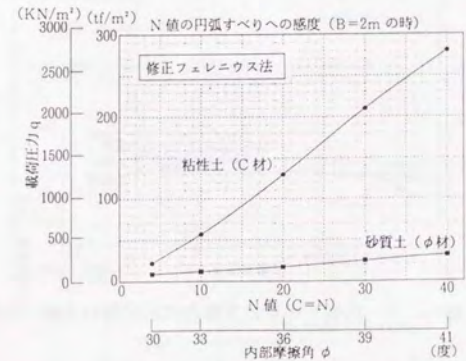


図-3.5.6 円弧すべりの土質定数の感度

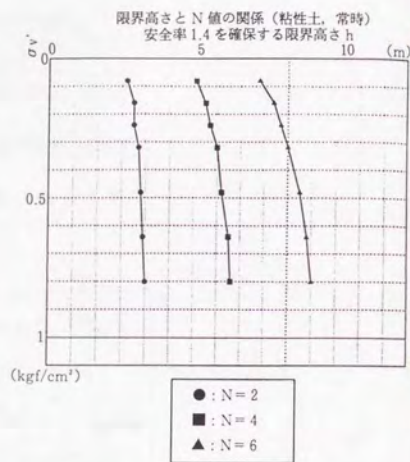
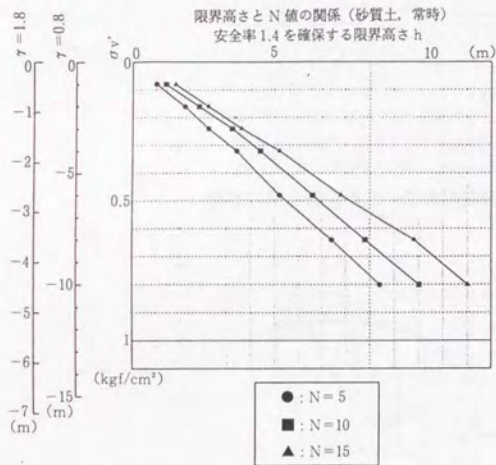


図-3.5.13 概略検討/モグラム (修正Fellenius法)

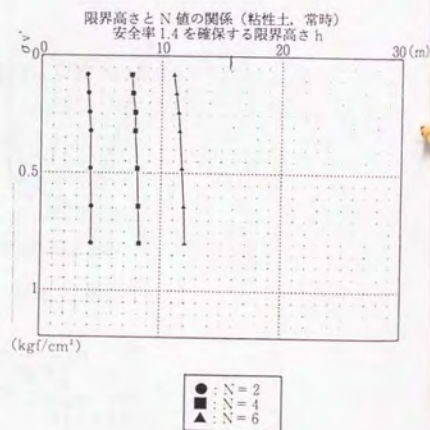
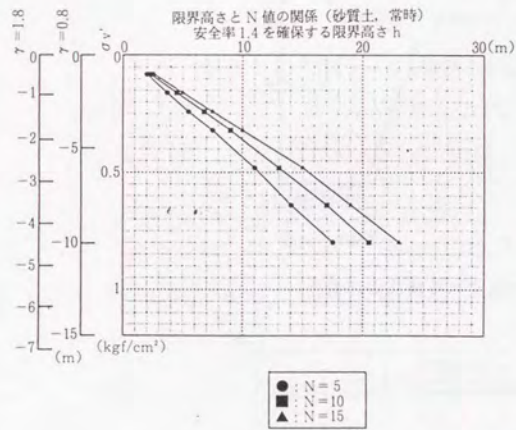


図-3.5.14 概略検討/モグラム (簡易Bishop法)

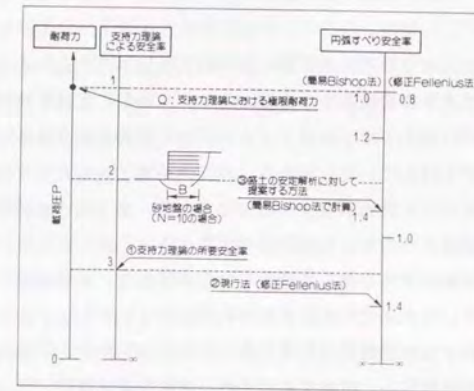


図-3.5.15 耐荷力と各安全率の関係 (砂地盤の場合)