Embankment reinforcement with Paralink

パラリンク敷網工法

技術資料

第　13.5　版

令和 3 年 2 月

エターナルプレザーブ株式会社
http://www.etp21.co.jp/

目　　次

1. 変更箇所について……1
2. パラリンク敷網工法とは……4
3. 製品性能……5
3.1 パラリンクとは……5
3.2 パラリンクの位置付け……5
3.3 製品性能……6
3.3.1 製品基準強度……6
3.3.2 パラリンク クリープ低減……6
3.3.3 土との摩擦特性……7
3.3.4 施工中の損傷……7
3.3.5 耐久性（耐候性、耐薬品性、耐寒･耐熱性）……8
4. パラリンク敷網工法の設計法……9
4.1 目的……9
4.2 設計手順……9
4.2.1 パラリンク敷網工法……11
4.2.2 高速道路株式会社（旧日本道路公団）敷網工法……12
4.2.3 (一財)土木研究センター
「軟弱地盤上の盛土補強に適用する場合の設計手順」……13
4.3 設計条件の設定……14
4.3.1 盛土材料および基礎地盤の設計定数……14
4.3.2 パラリンクの設計引張り強さ……14
4.3.3 パラリンクと土とのせん断強さ……16
4.3.4 設計安全率と許容値……17
4.3.5 断面寸法の設定……17
4.4 盛土下部補強に関する安定計算……17
4.4.1 使用するパラリンクの決定……18
4.4.2 パラリンク敷設位置・敷設長（定着長）の決定……19
4.4.3 補強後の最小安全率の確認……20
4.4.4 パラリンク上の盛土滑動の検討……20
4.5 地震時の検討……21
4.5.1 震度法・ΔU法・ニューマーク法……21
4.5.2 液状化変形抑制工法（SECURE-G 工法）……24
4.6. 併用工法……25
4.6.1 ドレーンとの併用工法・浅層改良工法との併用……25
4.6.2 低改良ＤMM工法との併用工法……26

5. パラリンク敷網工法の施工上の留意点 ····· 33
5.1 パラリンク敷設 ····· 33
5.1.1 抜開除根・基礎排水工 ····· 33
5.1.2 パラリンク敷設 ····· 33
5.1.3 盛土材敷き均し ····· 34
5.1.4 パラリンクの管理 ····· 34
5.2 動態観測（情報化施工） ····· 34
6. 国内事例紹介 ····· 35

付録 1. 製品構成・製品形状 ····· 37
付録 2. クリープ低減係数 ····· 39
付録 3. パラリンクの砂質土ｃφ材における摩擦係数 ····· 40
付録 4. パラリンク施工中の損傷 ····· 41
付録 5. 地震時割増係数 ····· 45
付録 6. パラリンク敷網工法設計安全率 ····· 49
付録 7. パラリンク敷網工法設計計算例 ····· 50
付録 8. パラリンク引張力の観測について ····· 54
付録 9. 液状化変形抑制工法 ····· 55
付録 10. ＥＡ−αの近似式（低改良ＤＭＭ工法との併用工法で用いる） ····· 67
付録 11. パラリンクマットレス工法 ····· 68
付録 12. パラリンク吊治具の仕様 ····· 70
付録 13. 接続金具の仕様と接続作業標準 ····· 71

1.　変更箇所について

令和 2 年 3 月 16 日

１：SECURE-G 工法　不完全液状化層　定義

変更箇所　付録 9.液状化変形抑制工法

・非液状化を不完全液状化に変更。

２：マットレス工法　適用範囲　明記

変更箇所　付録 11.パラリンクマットレス工法

・適用範囲をコンクリート擁壁 3.0m（底面の最大支持力度 150kN/m2 程度）までと追加。

平成 28 年 7 月 14 日

１：SECURE-G 工法　性能 2　明記

変更箇所　付録 9.液状化変形抑制工法

・道路土工構造物技術基準（平成 27 年 3 月 31 日）を踏まえ、要求性能の明確化に対応すべく、対策工　性能 2 を明記。

平成 27 年 8 月 17 日

１：液状化変形抑制工法の変更

変更箇所　4.5.2 液状化変形抑制工法

・設計において、新たにジオシンセティックスの必要強度の算定法を記した。

２：付録の追加

変更箇所　付録 9.液状化変形抑制工法

・主として、東京工業大学での動的遠心模型試験結果に基づき、ジオシンセティックスの張力算定(弾性支承上の梁モデル)及び変形照査の新モデル(非液状化層の剛性低下等)を用いた ALID による算出法を紹介した。

平成 26 年 9 月 1 日

１：施工中の損傷の変更

変更箇所　3.3.4 施工中の損傷

・施工中の損傷について，転圧力が 300kN 以上で盛土材が最大粗礫 70mm 以上の場合は，別途安全率を照査する必要があることを明記した。

２：付録の追加

変更箇所　付録 4.パラリンク施工中の損傷

・転圧力増加に伴う損傷試験結果(324kN,C-40)を基にした損傷安全率(案)を設定した。

平成 26 年 6 月 1 日

1:併用工法についての変更

変更箇所　4.6.2 低改良ＤMM工法との併用工法

・「パラリンク」建設技術審査証明（平成 25 年 9 月 4 日取得）報告書の付属資料 1「不同沈下対策を考慮したジオシンセティックスと深層混合処理との併用工法」設計・施工マニュアルに合致さ

せた。

2:付録の追加

変更箇所　付録 9. 液状化変形抑制工法

・液状化変形抑制工法の計算手法および設計計算例を記載した。

付録 10. ＥＡ－αの近似式

・低改良ＤMM工法との併用工法における引張剛性ＥＡの算定方法を記載した。

平成 25 年 8 月 1 日

1:設計計算例の追加

変更箇所　付録 7. パラリンク敷網工法設計計算例

・パラリンク上の盛土滑動の検討について記載した。

平成 25 年 7 月 10 日

1:使用品番についての変更

変更箇所　4.2.3（財)土木研究センター「軟弱地盤上の盛土補強に適する場合の設計手順」
　　付録 4. パラリンク上面をすべる破壊モード　の削除

・通常の敷網工法において使用できる品番について記載した。

平成 25 年 4 月 1 日

1:使用品番についての変更

変更箇所　4.2.3（財)土木研究センター「軟弱地盤上の盛土補強に適する場合の設計手順」
　　付録 4. パラリンク上面をすべる破壊モード

・パラリンクの上面をすべる破壊モードについて検討することを記載している。

2:摩擦特性における補正係数についての変更

変更箇所　4.3.3 パラリンクと土とのせん断抵抗力　表-7

・盛土材料の区分を変更した。

平成 24 年 6 月 1 日

1:設計強度の変更

変更箇所　3.3.2 パラリンククリープ低減
　　3.3.3 土との摩擦係数
　　3.3.4 施工中の損傷
　　付録 5. 地震時割増係数

・クリープ低減係数に関しては、300L の従来クリープ試験を中心に、かつ 100L と 700L の促進試験結果をも踏まえ、ほぼ従来通りの値となることを確認した。

　クリープ破断線は、$y = 92.56404 - 2.98903\log(t)$ とする。

・土との摩擦係数に関しては、土木研究センターにて 100L、300L、700L の品番におけるφ材・粘性土にて、そのパラリンク引抜き試験結果から判断した。付録 3. にパラリンクの砂質土ｃφ材における摩擦係数を記載している

・施工中の損傷に関しては、土木研究センターの施工中の損傷試験を新たに加えた。付録 5. にパラリンク施工中の損傷の詳細を記載している。
・地震時割増係数は少なくとも地震時には製品強度の 90%以上の強度が発現されることから想定している。強度保持特性に関しては、定性的な見方（文献）及び長時間荷重後の強度保持比率データより明確化した。付録 6. に地震時割増係数の設定を記載している。

2:パラリンク敷網工法の設計

無処理時安全率 F_s ＜1.0 のものでパラリンク敷網工で対策した実績について記載している。

変更箇所　4.2.2　高速道路株式会社（旧日本道路公団）敷網工法
4.2.3　(財)土木研究センター「軟弱地盤上の盛土補強に適用する場合の設計手順」
付録 6. パラリンク敷網工法設計安全率において事例を記載している。

3:地震時の検討

地震時の設計に関して、設計法を記載している。

変更箇所　4.5.1　震度法、ΔU法、ニューマーク法
4.5.2　液状化変形抑制工法（Secure-G 工法）

4:併用工法

地盤改良との併用工法に関して記載している。

変更箇所　4.6.1 ドレーン工法との併用・浅層改良工法との併用
4.6.2 に新しく設計法を提案している、低改良 DMM 工法との併用を記載している。
付録 11. に昨今実績が増えているマットレス工法に関して記載している。

2. パラリンク敷網工法とは

パラリンクは、高強度帯状ジオシンセティックスである。

パラリンク敷網工法とは、軟弱地盤上盛土造成時の安定対策工法である。パラリンクを盛土下部に敷設する事により、その引張力にて補強する工法である。盛土安定・トラフィカビリティ確保・不同沈下防止・過度の側方変位を抑える等の効果が有る。

沖積層が堆積する我が国では、軟弱地盤対策が必要であることが多い。敷網工法の適用にあたっては適切な設計や総合判断が必要とされるが、地盤改良のように大型機械を使用せず、施工速度が速くかつ経済的であることから、有効な対策工法のひとつとして採用されてきている。

パラリンクは従来にない高強度を有する。300kN/m 以上の製品強度が可能であり、1350kN/m までは供給可能である。また、芯材を言わば餡子として、ポリエチレンを言わば厚皮として被覆されており耐久性の信頼性が非常に高い。

さらに、パラリンクは生産性の高い材料であるため、従来のジオテキスタイルに比べて材料コストが低い。

また、クレーン仕様バックホウを用いた敷設などにより施工性が際立って優れている。

これらの事により、コスト改善および工期短縮が可能である。

パラリンク敷網工法は、低コストで迅速な工法である。

我が国は現在、2011 年 3 月 11 日の東日本大震災にみられるように、歴史的地震活動期にある。パラリンクにおいては、地震時は割増係数を加味した地震時強度を用いる。軟弱地盤上盛土の地震時解析において、もっとも必要性の高いと言われている液状化対策においても、パラリンクを用いた砕石挟み込み工法（Secure-G 工法）にて変形を定量的に想定した性能設計が可能である。

また、軟弱地盤対策工指針も 2012 年 8 月に改訂版が発行され、性能設計の記載とともに、耐震設計の考え方がより明示された。その中で、粘性土地盤上の地震の安定検討においては、常時の作用に対する安定の照査において最小安全率を与える円弧について地震時の安定計算を行えばよいと記載されている。

また、地盤改良との併用も実績が多くなってきている。特に、低改良 DMM 工法との併用においては、その低改良によるコスト縮減効果が著しく、パラリンクを用いた表層処理によって改良体のピッチを低コストで大きく出来る。新たにパラリンクを用いた、より合理的な設計法を提案している。

パラリンク敷網工法は、耐震設計・低改良併用設計で、コストパフォーマンスの高い工法である。

パラリンク　旧 NETIS 登録 No.HR-990111-VE　設計比較対象技術（2008 年 3 月 7 日）

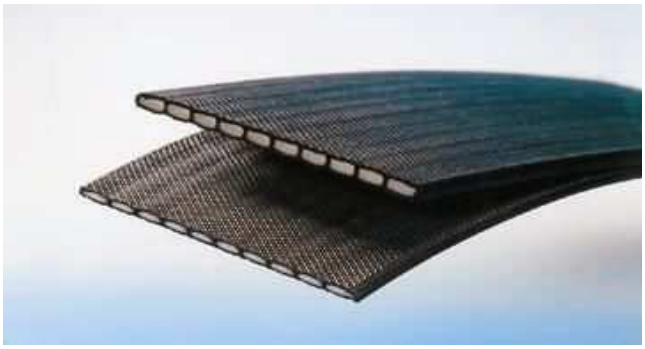
（一財）土木研究センター ： 建設技術審査証明報告書（建技審証　第 1306 号）（2013 年 9 月 4 日）

3. 製品性能

3.1　パラリンクとは

パラウェブは、高強度ポリエステル長繊維を、平行かつ非常に密に引き揃えて芯材としており、その繊維束をポリエチレンで被覆した帯状の構造を有する。

この帯状材料（パラウェブ）を、等間隔に並べて面状にした盛土補強材料がパラリンクである。



パラウェブ

パラリンク

3.2　パラリンクの位置付け

ジオシンセティックスの分類におけるパラリンクの位置付けは図-1 のとおりである.

パラリンクは、帯状のジオシンセティックスであり、昨今 IGS 学会にて定義されているジオストリップとして位置付けられる。

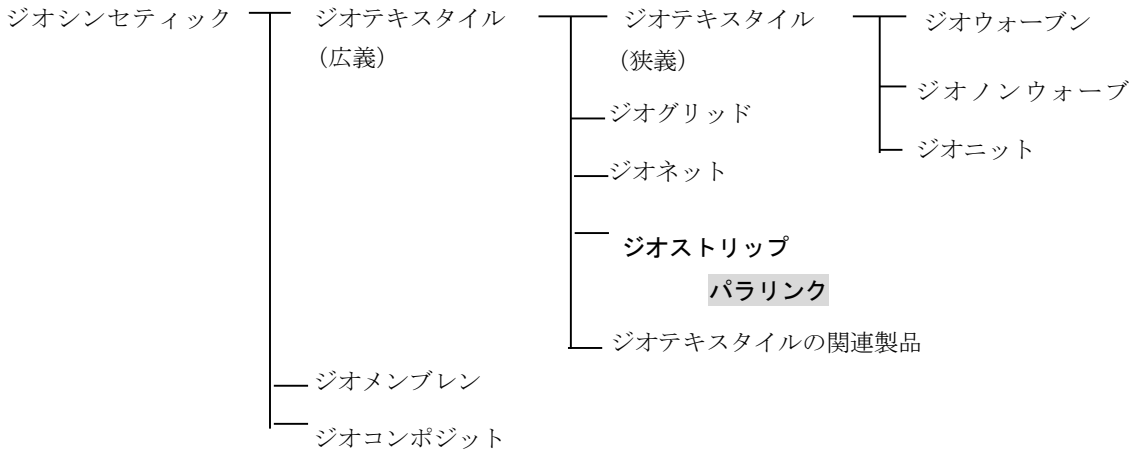


図-1　ジオシンセティックスの分類

3.3　製品性能

パラリンクでは、ポリエステルを織ったり編んだりせずに、平行束の芯材としているため、繊維方向の引張強度が大きくなる。

また、ポリエチレン被覆材により、耐腐食性、耐薬品性、耐衝撃性に優れた特性を有する。

3.3.1　製品基準強度

製品基準強度は表-1 に示す値である。

表-1　製品基準強度

規格	単位	50L	100L	150L	200L	250L	300L	400L	500L	600L	700L	800L	900L	1000L
製品基準強度	kN/m	50	100	150	200	250	300	400	500	600	700	800	900	1000

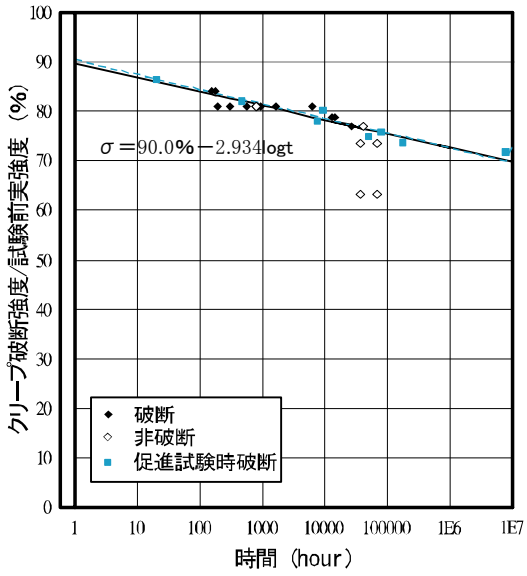
50kN/m~1,350kN/m 迄有する。但し 1,350L のみは強度試験設備能力より UK 生産

3.3.2　クリープ特性

パラリンクのクリープ低減係数は、表-2 のとおりである。

表-2　パラリンク クリープ低減係数

クリープ時間（年）	1	2	5	60	120
μ=クリープ低減係数	0.78	0.77	0.76	0.73	0.72



参考：Creep of GEOTEXTILES and YARN FINAL REPORT

JH Greenwood, ERA Report 2007

試験供試体：パラウェブ 55.6kN（試験前実強度）

図-2　クリープ試験結果

3.3.3　土との摩擦特性

パラリンク 100L・300L・700L（縦帯 2 本）を用い、ｃ・φ材（関東ローム、ｃ＝19kN/m2、ϕ_s=6°）、φ材（豊浦標準砂、ｃ＝0、ϕ_s=39°）に対し実施した中型土中引抜き試験の結果を図-3 に示す。これより、パラリンクと土の見かけのせん断抵抗は以下の通りである。

① ｃ・φ材：ｃ’＝0.3ｃ、$\tan\phi_{sg}=0.6\tan\phi$　　ｃ’：見かけの粘着力　ｃ：土の粘着力

② φ材　　：ｃ’＝0　、　$\tan\phi_{sg}=0.5\tan\phi$　　Φ_{sg}：見かけの摩擦角　φ：土の摩擦角

なお、100L はパラリンク品番の中において縦帯占有率が最小であり、最小引抜抵抗力であるので安全側を見て上記数値を全品番について適用する。（試験は 2010 年パラリンク 100L・300L・700L にて実施した。）しかし、800L 以上の品番については縦帯占有率が大きく異なっているので、縦帯占有率を考慮した補正値を用いることは可である。

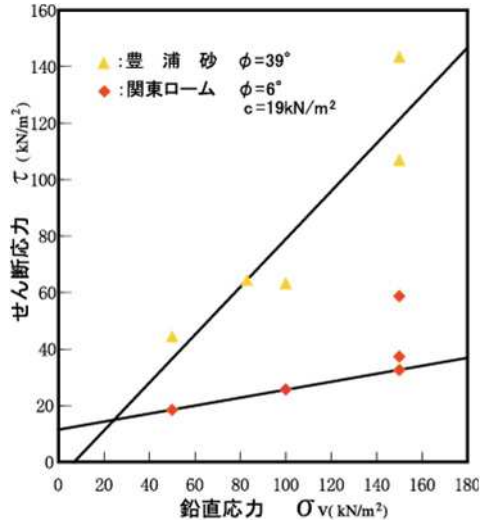


図-3　引抜試験結果グラフ

図-4　引抜試験状況写真（敷設後）

3.3.4　施工中の損傷

(1) 施工時における耐衝撃性

シース材によって芯材が保護されているので、耐衝撃性は際立ってよい材料である。しかし、尖ったエッジを持つ盛土材料には施工時の損傷を受けることが考えられる。表-3 に盛土材料が砂質土・砂礫及び粗礫で、転圧力が 150kN, 転圧回数 7 回の標準的な施工条件下での損傷安全率をまとめる。

表-3　施工中の損傷安全率（転圧力 150kN 転圧回数 7 回）

規格	50L	100L	150L	200L	250L	300L	400L	500L	600L	700L	800L	900L	1000L	～1350L
砂質土・砂礫	1.03							1.02						
粗礫	1.08							1.03						

損傷率の主なる出展：(財)土木研究センター：ジオテキスタイルの耐衝撃性に関する試験報告書「パラリンク」

SGI Testing Service , LLC：

FINAL REPORT INSTALLATION DAMAGE TESTING PARALINK GEOGRIDS

高盛土のパラリンク敷網工法で、盛土材が粗礫 100mm 以上及び岩ずりで、転圧機械の転圧力が 300kN 以上の場合は、現場で試験施工を実施し、別途安全率を照査する必要がある。

このような条件下での試験施工実績は下記のとおりである。

・盛土材 300mm アンダー（軟岩），転圧力 320kN，転圧回数 16 回
強度保持率 600L：94.9%,750L：99.1%

・盛土材礫混じり土砂 70mm(花崗岩)，転圧力 320kN，転圧回数 16 回
強度保持率 500L：81.3%

・盛土材単粒砕石，転圧力 450kN，転圧回数 16 回
強度保持率 250L：55.5%,600L：92.3%

転圧力の増加に伴う施工中の損傷を確認するため、砕石を盛土材として損傷試験を実施し損傷安全率を評価した。詳細は付録 4 を参照されたい。

3.3.5 耐久性（耐候性、耐薬品性、耐寒・耐熱性）

室内試験において、実用上十分な耐候性、耐薬品性および耐寒・耐熱性を有していることを確認した。耐久性（耐候性、耐薬品性、耐寒・耐熱性）を考慮した材料安全率として（F_D）=1.05 とする。

(a) 耐候性

サンシャイン・ウェザーメーター試験後の強度保持率を確認した。 被覆材ポリエチレンのグレードが高く（電柱ケーブル被覆材仕様と同等であり、紫外線劣化を防ぐブラックカーボンを含有している）実用上問題ない。

(b)耐薬品性

強アルカリ・強酸浸漬後の強度保持率を確認した。被覆材ポリエチレンのグレードが高く、薬品に影響され難く、一般的な施工条件の下で特に影響ない。

(c)耐寒・耐熱性

引張強度特性に及ぼす温度依存性は、芯材のポリエステル長繊維による。－40℃～＋80℃迄の雰囲気温度における引張強度を確認した。実用上問題無い。

参考文献

1）（一財）土木研究センター：　ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル（平成 25 年 12 月）

2）JH Greenwood , ERA Technology Ltd： ERA Report2002-96 Creep of GEOTEXTILES and YARN FINAL REPORT

3）SGI Testing Service , LLC：FINAL REPORT INSTALLATION DAMAGE TESTING PARALINK GEOGRIDS

4）（財）土木研究センター：　建設技術審査証明報告書（建技審証　第 0103 号）帯状ジオシンセティック補強材　パラウェブ

5）（一財）土木研究センター：　建設技術審査証明報告書（建技審証　第 1306 号）盛土・地盤補強用帯状ジオシンセティックス　パラリンク

4. パラリンク敷網工法の設計

4.1 目的

パラリンク敷網工法は、パラリンク引張補強材を盛土下部に敷設することにより、その引張り力によって、標準的に不足する抵抗モーメントを補う工法である。左記以外に、パラリンク引張力を主とした変位抑制対策・支持力不足対策がある。

【解説】

(1) 通常の敷網工法は、沈下低減効果を狙ったものではない。(プレロード工法において用いる時、沈下に関して抑制することはない。)

(2) 低改良 DMM 併用工法との併用において、抵抗モーメントの不足は改良体にて補う。パラリンクは、主に不同沈下対策において機能する。

(3) 盛土の変形を抑える工法として、液状化変形抑制工法 (Secure-G 工法)・高盛土滑動変位量抑制対策 (ニューマーク法) がある。

(4) 地盤の支持力不足の時にマットレスにて補う工法がある。

4.2 設計手順

設計手順は、NEXCO 設計要領第 I 集「敷網工設計」もしくは(一財)土木研究センター「軟弱地盤上の盛土補強にジオテキスタイルを適用する場合の設計手順」に準拠する。

【解説】

円弧すべり安全率の見方が、NEXCO と国土交通省の場合において異なる点が有るので、設計手順について列挙する。

また、コスト改善の動きの中で動態観測情報化施工や地盤改良との併用などの広がりが実績としてみられるので、これも併せて記す。

(1) NEXCO において、無補強時安全率が (F_S) 1.0 未満の時も敷網検討を行う。動態観測情報化施工 (定性・定量管理：松尾川村法) にて安全を確認しながら施工することが前提となっている。

国土交通省においては、「基礎地盤の支持力不足による過大な沈下・変形に対してはジオシンセティックスが効果的に働かないので、ジオシンセティックスの補強に先立って地盤改良を検討しなければならない。このタイプの破壊の可能性の目安としては、盛土完成時において円弧すべり計算による安全率が 1.0 を超えるかどうかで判定する。」としている。しかし、無補強時安全率が (F_S) 1.0 未満の時でも沈下量が大きくないところなどのケースで、動態観測情 報化施工を前提としたパラリンク敷網は可能である。(実績：秋田県寺内新家雄和線・静岡県 150 号バイパス・岡山県笠岡バイパス・圏央道など)

また、無補強時安全率が (F_S) 1.0 未満において、地盤改良との併用にて敷網工法を用いることも可能である。

盛土供用時における無補強時安全率が (F_S) 1.0 未満であった福岡県有明 208 号にては、掘削＋パラリンク敷設＋浅層改良＋盛土にて対策を実施している。これは浅層改良にて (F_S) 1.0 以上を確保した後、パラリンクにて所与の供用時安全率 (F_S) 1.25 以上を満足している。

他に地盤改良との併用では、ドレーンとの併用 (旧日本道路公団館山道君津ＩＣ等)・低改良 DMM工法との併用 (白根道路・三和道路等)・グラベルコンパクションとの併用 (旧日本道路公団第 2 東名　等)・コンパクションパイルとの併用 (仁賀保本庄道路等) がある。

(2) NEXCO において、盛土の常時の安全率（F_S）は 1.25 以上としている。ただし、通常軟弱地盤上の盛土の安定計算は盛土立上り時で行うものとし、その時の安全率（F_S）の目標値を 1.1 以上として設計している。これは軟弱地盤の圧密による強度増加により盛土が安定に向かうこと及び情報化施工による安定管理手法が定着してきたことを前提としている。(供用時において圧密強度増加を充分に考慮しても安全率が（F_S）1.25 以上にならない時は（F_S）1.25 以上の検討を行うことが標準である。)

(3) 軟弱地盤上の盛土における(一財)土木研究センターと NEXCO 設計要領の安全率は、表-4 のとおりである。

表-4　パラリンク敷網の準拠する設計法における安全率について

施　　主		国土交通省（&県土木）	NEXCO
準拠する設計法		(一財)土木研究センター	NEXCO 設計要領
安全率	無補強時安全率	盛土供用時（使用開始時）における無補強時安全率 $F_s \geqq 1.0$ の時に敷網検討	－
	盛土立上り時	$F_s \geqq 1.1$（敷設後）	$F_s \geqq 1.1$（敷設後）
	供用時（使用開始時）	$F_s \geqq 1.2 \sim 1.3$（敷設後）	（$F_s \geqq 1.25$）（敷設後）
	地　震　時	$F_s \geqq 1.0$（敷設後）	$F_s \geqq 1.0$（敷設後）
備　　考		―	情報化施工

4.2.1　パラリンク敷網工法

パラリンク敷網工法設計手順は図-5 に示すとおりである。

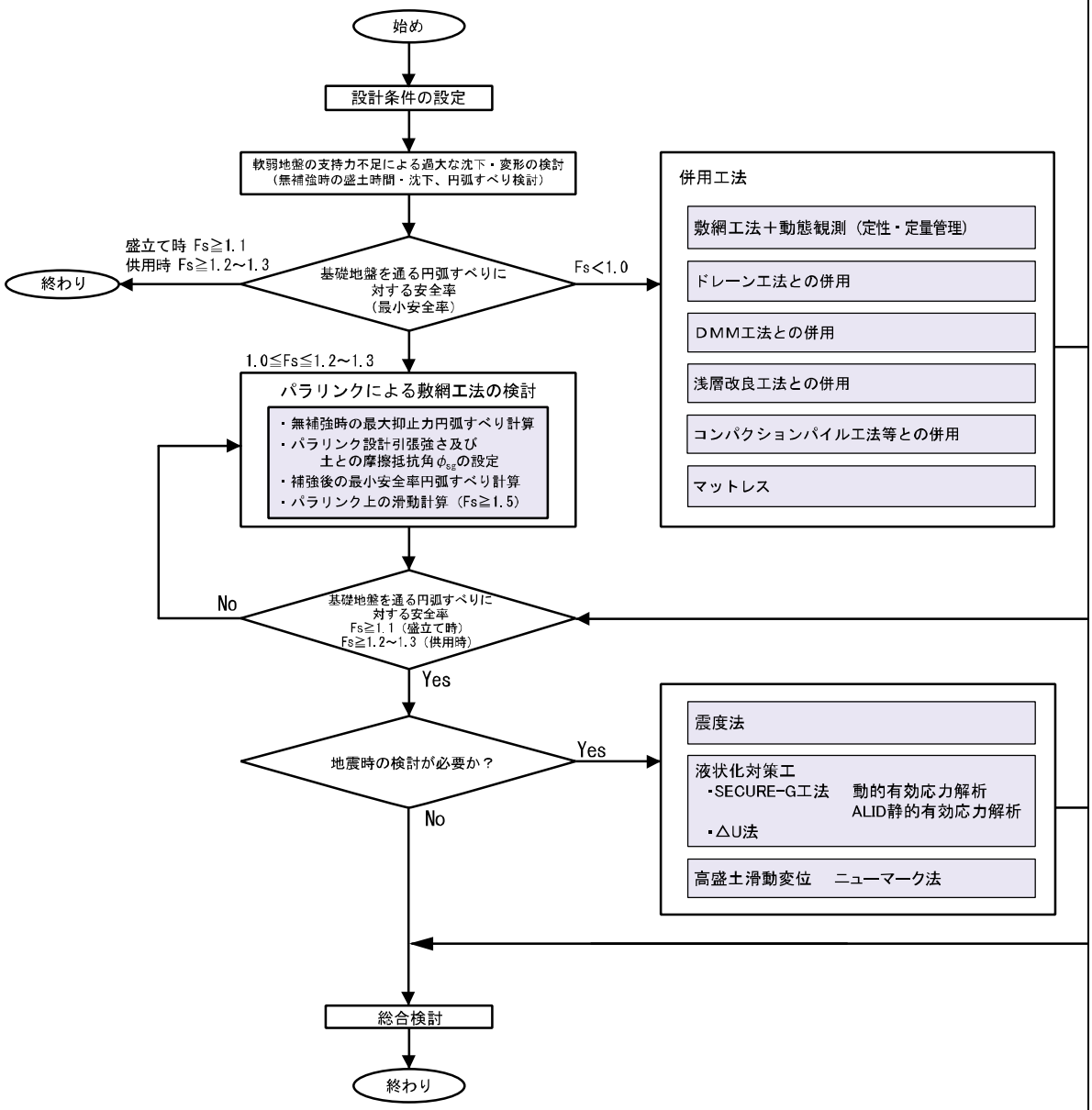


図-5　パラリンク敷網工法　設計手順

【解説】

(1) コスト改善を目的とし、無補強時安全率が（F_S）1.0 を下回る時においても動態観測情報化施工・ドレーン工法との併用・DMM 工法との併用・浅層改良工法との併用・コンパクションパイル工法等との併用・パラリンクマットレスなどの対策工にて所与の安全率を満足する事が可能である。

(2) パラリンクは、地震時割増率λ＝1.25 にて耐震設計に用いられる。震度法耐震設計である。また、液状化変形抑制対策工として（ΔU 法）にて設計可能である。

4.2.2　NEXCO（高速道路株式会社）敷網工法

NEXCO（高速道路株式会社）敷網工法を参考に標準的な設計手順は図-6 に示すとおりである。

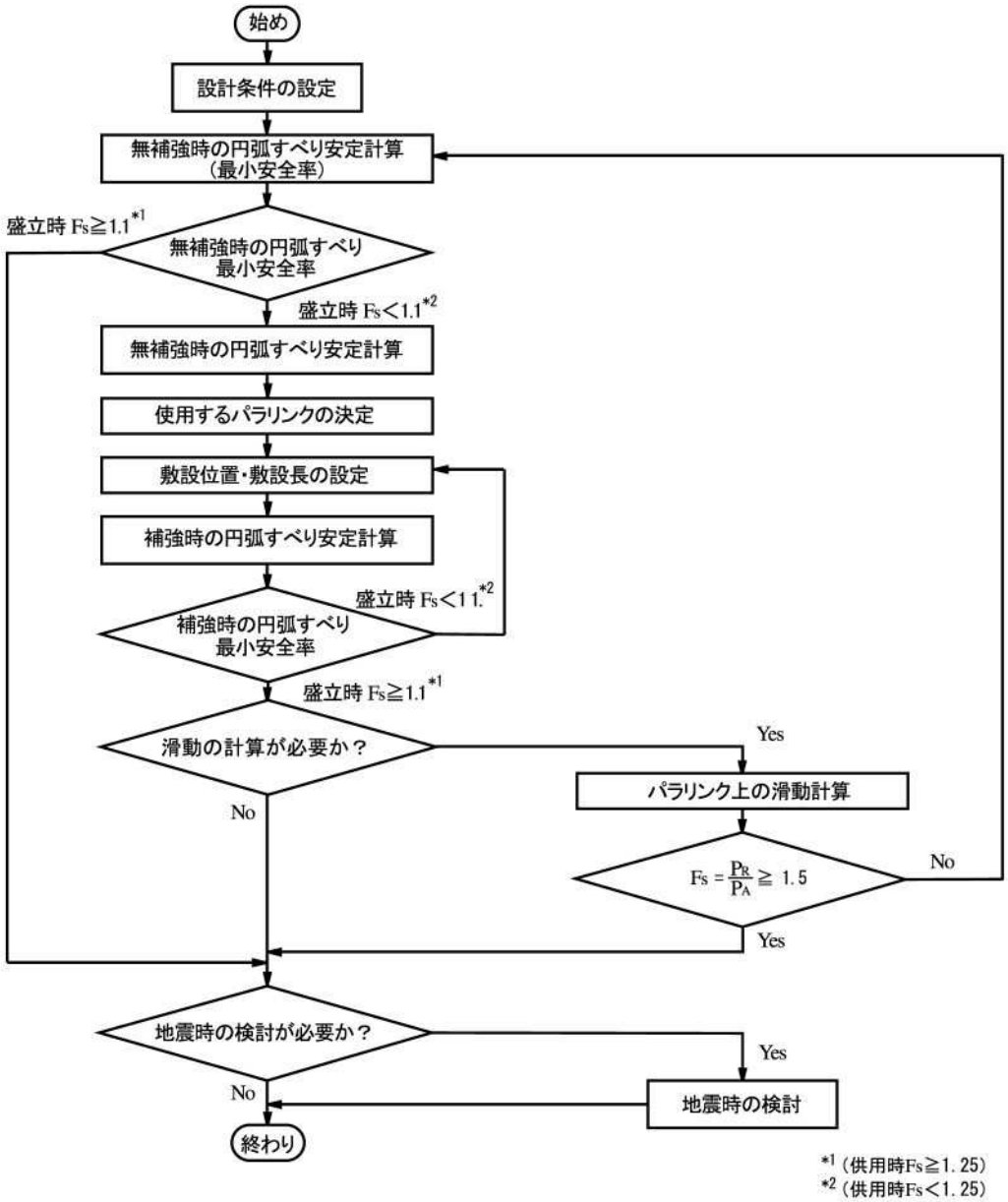


図-6　敷網工法　設計手順

【解説】

(1) 無補強時における安定の確認を行い、盛土立ち上がり時の安全率（F_S）1.1 を下回る時は対策工を検討する。標準的にサンドマットとの併用である。（また、供用時圧密強度増加を考慮しても（F_S）1.25 を下回る時は、耐久性のあるジオシンセティックスにより不足分を補強することが標準である。）

(2) 日本道路公団の実績においては、無補強時安全率が $F_S = 0.7$ ～1.0 のものが多数ある。

付録 6 に無処理時安全率 Fs＜1.0 の場合でも動態観測を用いてパラリンク敷網工法を用いたケースの実績を示す。

4.2.3 (一財)土木研究センター「軟弱地盤上の盛土補強に適用する場合の設計手順」

(一財)土木研究センター　設計手順は図-7 に示すとおりである。

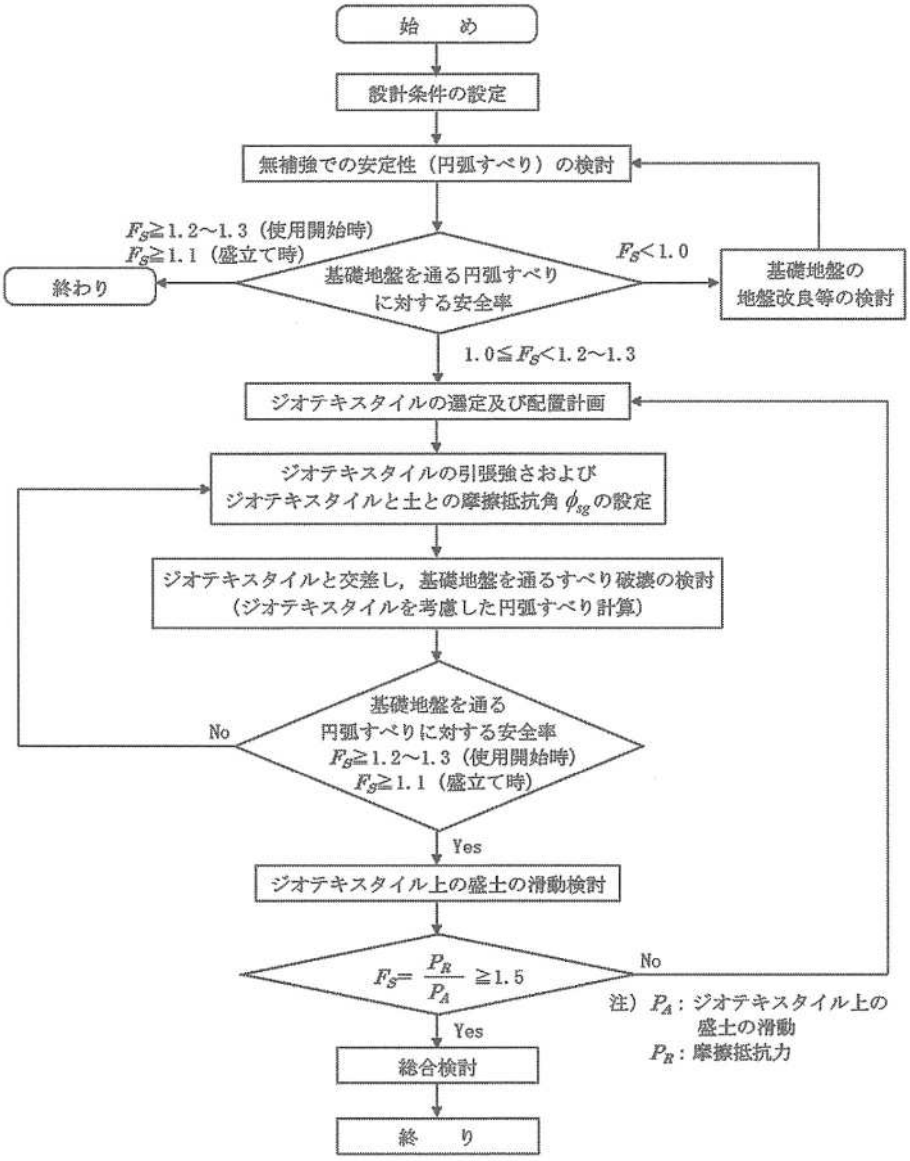


図-7 パラリンク敷網工法　設計手順

【解説】

(1) 一般に、すべり安全率 F_S が 1.0 を下回るような場合には、ジオテキスタイルの補強のみでは十分な安定の確保を期待できないので、基礎地盤の地盤改良を検討する。ただし、道路土工「軟弱地盤対策工指針(平成 24 年度版)」では、大変形が想定される場合には補強効果が期待できないため、地盤改良との併用が必要であるとしている。その大変形が発生するおおよその目安がすべり安全率 F_S が 1.0 を下回る場合としている。

(2)　基礎地盤と交差し、基礎地盤を通るすべり破壊の恐れがあり、円弧すべりに対する安全率が(1.0≦ F_S <1.2～1.3)の場合に、基礎地盤の表面あるいは盛土の下部にパラリンクを敷設する。付録 6 に無処理時安全率 F_S <1.0 の場合でも動態観測を用いてパラリンク敷網工法を用いたケースの実績を示す。

(3) 通常の敷網工法については、1000L を超える品番については使用しないこととする。ただし、引張剛性(EA)を活用する低改良併用工法、陥没地盤対策、液状化変形抑制工法等の場合は除く。

4.3　設計条件の設定

4.3.1　盛土材料および基礎地盤の設計定数

安定、沈下、変形などの計算に用いる設計定数は、地盤調査および土質試験により求めた土質定数をもとに決定する。

【解説】

(1) 軟弱地盤上に大規模な盛土を緩速施工により施工を行う場合、盛土が所定の高さに立ち上がるまでにかなりの期間を要し、この間に進む圧密により地盤の強度は増加する。したがって、盛土前の非排水せん断強さを用いて安定検討を行うと、安全側ではあるが不経済となる。よって、圧密による強度増加を考慮した非排水せん断強さを設計に用いることが望ましい。ただし、土質試験を行わずに安定、沈下、変形などを計算する場合は，周辺の構造物に関する既存の設計資料や現場の状況を勘案して適切な値を用いることとする。

4.3.2　パラリンクの設計引張強さ

パラリンクの設計引張強さは、クリープや耐久性あるいは施工中の損傷などに対する材料安全率を考慮して決定する。

【解説】

(1) パラリンクの設計引張強さは、単に最大引張強さ（製品基準強度）を用いるのではなく、次式で示すように、クリープや耐久性あるいは施工中の損傷などに対する材料安全率を考慮して決定する。

$$T_A = \mu \cdot T_{\max} \ ／（F_D \cdot F_C \cdot F_B） \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.1)$$

ここに、
- T_A ： パラリンクの設計引張強さ（kN/m）
- μ ： クリープ低減係数
- $T_{\max}$ ： パラリンクの最大引張強さ（製品基準強度）（kN/m）
- F_D ： 耐久性を考慮した材料安全率
- F_C ： 施工中の損傷を考慮した材料安全率
- F_B ： 接続部の強度低下を考慮した材料安全率

砂・砂質土を盛土材料として一般的な環境下で使用されるパラリンクの標準的な材料安全率は、表-5 のとおりである。なお、盛土材料が粘性土の場合は、施工時の損傷がないことから、安全サイドとして砂質土・砂礫を適用する。

表-5　パラリンクのクリープ低減係数および材料安全率

耐久年		1 年	2 年	5 年	60 年	120 年
μ		0.78	0.77	0.76	0.73	0.72
F_D		1.05				
F_C ＜500L	砂質土・砂礫	1.03				
	粗礫	1.08				
F_C ≧500L	砂質土・砂礫	1.02				
	粗礫	1.03				
F_B		1.00				

(2) パラリンクのクリープ低減係数は、盛土立上がり時には耐久年 2 年の値（あるいは 1 年値）を、供用時の検討には耐久 120 年の値（あるいは 60 年値）を採用する。

(3) 耐震設計に用いるパラリンクの設計引張強さは次式により求める。

$$T_{AE} = \lambda \cdot \frac{\mu T_{\max}}{F_D F_C F_B} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.2)$$

ここに、 T_{AE} ： 耐震設計に用いるパラリンクの設計強さ（kN/m）

$T_{\max}$ ： パラリンクの製品基準強度（kN/m）

μ ： クリープ低減係数

F_D ： 耐久性(耐候・耐薬品・耐寒・耐熱)を考慮した材料安全率

F_C ： 施工中の損傷を考慮した材料安全率

F_B ： 接続部の強度低下を考慮した材料安全率

λ ： λ=1.25 の値を用いる。（付録 5. にその設定根拠を記す。）

(4) パラリンクの最大引張強さ（製品基準強度）と材料安全率を考慮した設計引張強さ（設計強度）を表-6 に示す。なお、盛土材料が粘性土の場合は、施工時の損傷がないことから、安全サイドとして砂質土・砂礫を適用する。

表-6　パラリンクの品番と設計強度 T_A

【砂質土･砂礫】　　単位：kN/m

品　番	50L	100L	150L	200L	250L	300L	400L	500L	600L	700L	800L	900L	1000L
製品基準強度 *Tmax*	50	100	150	200	250	300	400	500	600	700	800	900	1000
設計強度 T_A (1 年耐久時)	36	72	108	144	180	216	288	364	436	509	582	655	728
設計強度 T_A (2 年耐久時)	35	71	106	142	177	213	284	359	431	503	575	647	718
設計強度 T_A (5 年耐久時)	35	70	105	140	175	210	281	354	425	496	567	638	709
設計強度 T_A (60 年耐久時)	33	67	101	134	168	202	269	340	408	477	545	613	681
設計強度 T_A (120 年耐久時)	33	66	99	133	166	199	266	336	403	470	537	605	672
設計強度 T_{AE} (地　震　時)	41	83	124	166	208	249	332	420	504	588	672	756	840

【粗礫】　　単位：kN/m

品　番	50L	100L	150L	200L	250L	300L	400L	500L	600L	700L	800L	900L	1000L
製品基準強度 *Tmax*	50	100	150	200	250	300	400	500	600	700	800	900	1000
設計強度 T_A (1 年耐久時)	34	68	103	137	171	206	275	360	432	504	576	649	721
設計強度 T_A (2 年耐久時)	33	67	101	135	169	203	271	355	427	498	569	640	711
設計強度 T_A (5 年耐久時)	33	67	100	134	167	201	268	351	421	491	562	632	702
設計強度 T_A (60 年耐久時)	32	64	96	128	160	193	257	337	404	472	539	607	674
設計強度 T_A (120 年耐久時)	31	63	95	126	158	190	253	332	399	466	532	599	665
設計強度 T_{AE} (地　震　時)	39	79	119	158	198	238	317	416	499	582	665	748	832

4.3.3　パラリンクと土とのせん断強さ

パラリンクと土とのせん断強さは、盛土材料の設計定数（せん断強さ）に補正係数を乗じて求めるか、あるいは引抜き試験によって決定する。

【解説】

(1) 盛土材の設計定数による方法

盛土材料の粘着力およびせん断抵抗角と補正係数を用いて、次式によりせん断強さを決定する。

$$\tau^* = \alpha_1 \cdot c + \alpha_2 \cdot \sigma_v \cdot \tan\phi \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.3)$$

ここに、 τ^* ： パラリンクと盛土材料とのせん断強さ（kN/m²）

σ_v ： パラリンクと土との接触面での鉛直応力（kN/m²）

c ： 盛土材料の粘着力（kN/m²）

ϕ ： 盛土材料のせん断抵抗角（°）

α_1, α_2 ： 補正係数

表-7　パラリンクと盛土材料との摩擦特性における補正係数　α_1　α_2

品　番	50L~700L		800L		900L~1000L	
盛土材料の区分	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2
砂または砂質土（φ材）を盛土とする場合	0.0	0.5	0.0	0.6	0.0	0.7
粘性土を盛土とする場合	0.3	0.6	0.4	0.8	0.4	1.0

砂質土（c・φ材）については、山砂の引抜き試験を実施している。その結果を付録 3. に記載する。より安全サイドの設計が必要な時（傾斜地盤や片盛土等）には、この試験値から得られる値を採用することが標準である。

注：表-7 の補正係数は、パラリンク 100L・300L・700L に対し実施した中型土中引抜き試験機による引抜き試験結果を 1 m² 当たりの換算値として求め、この値に縦帯占有率 a（表-8）をかけた値（下記式）を適用することとした。

50L～700L については煩雑さを避けるために、縦帯占有率が最も小さい 100L の値を採用し、800L 以上の品番については縦帯の占有率が増加することから補正した値を使用することとした。なお、四捨五入により小数点第 1 位の値を使用する。

φ材の時　α_1=0　α_2=1.0・a　　粘性土の時　α_1=0.579・a　α_2=1.34・a

表-8 縦帯占有率

パラリンク品番	50L	100L	150L	200L	250L	300L	400L
a: 縦帯占有率／1	0.45	0.45	0.47	0.47	0.47	0.49	0.50
パラリンク品番	500L	600L	700L	800L	900L	1000L	
a: 縦帯占有率／1	0.50	0.50	0.51	0.61	0.73	0.73	

(2) 引抜き試験など摩擦特性試験による方法

実際に用いる盛土材料により、現場条件を考慮した引抜き試験を実施し、パラリンクと盛土材料とのせん断強さを求める。

$$\tau^* = c^* + \sigma_V \cdot \tan\phi^* \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.4)$$

ここに、 c^* ： パラリンクと盛土材料との見かけの粘着力（kN/m²）

ϕ^* ： パラリンクと盛土材料との見かけのせん断抵抗角（°）

4.3.4　設計安全率と許容値

本設計で用いる安全率を表-9 に示す。

表-9　安全率

安全率の種類		設計安全率	
		常時	地震時
円弧すべりに対する安全率　F_s	盛土立上げ時	1.1	1.0
	供用時	1.2～1.3	
引抜けに対する安全率　F_s		2.0	1.2

【解説】

(1) 設計安全率については、表-9 に示す値である。構造物の重要度ならびに周辺環境に応じて決定する。

(2) 常時の安全率については、4.2 表-4 に施主における供用時の相違を示す。

4.3.5　断面寸法の設定

設計断面に関する諸寸法は、設置する箇所の横断形状に適合させて決定する。

【解説】

(1) 設計断面に関する諸寸法を決定する際は、設置する箇所の横断状況に適合させる必要がある。

(2) 縦・横断面図、平面図をもとに盛土の計画線、補強に作用する外力、原地盤の土質、盛立て時圧密後の土質（供用時圧密後の土質）などを確認しなければならない。

4.4 盛土下部補強に関する安定計算

盛土下部補強の安定計算は、円弧すべり法を用いて実施する。

【解説】

(1) 無補強盛土に対する安定計算は、円弧すべり法を用いた式（4.5）により行う。設計安全率を満足しない場合には、パラリンクによる盛土下部補強の設計を行う。

$$F_S = \frac{M_R}{M_D} = \frac{R\sum\left(c\cdot l+\left(W-u_0 b\right)\cdot\cos\theta\cdot\tan\phi\right)}{R\sum W\cdot\sin\theta} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.5)$$

ここに、
F_S ： すべりに対する安全率
R ： すべり円弧の半径（m）
c ： 土の粘着力（kN/m²）
l ： 分割面がすべり面を切る弧の長さ（m）
W ： 分割片の土塊重量（kN/m）
u_0 ： 静水位時における間隙水圧（kN/m²）
b ： 分割片の幅（m）
θ ： すべり面における垂直線と各分割片の重心を通る沿直線とのなす角（°）
ϕ ： 土のせん断抵抗角（°）
M_R ： 抵抗モーメント（kN･m/m）
M_D ： すべりモーメント（kN･m/m）

(2) 補強盛土の計算は、式（4.6）を用いる。
パラリンクの引張力はすべり線に沿って働くと考える。

$$F_S = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} = \frac{M_R + n \cdot R \cdot T_A}{M_D} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.6)$$

$$= \frac{R\sum\left(c \cdot l + \left(W - u_0 b\right) \cdot \cos\theta \cdot \tan\phi\right) + n \cdot R \cdot T_A}{R\sum W \cdot \sin\theta}$$

ここに、 F_S ： すべりに対する安全率
ΔM_R ： パラリンクの補強効果による抵抗モーメントの増分（kN･m/m）
n ： パラリンクの段数
R ： すべり円弧の半径（m）
T_A ： パラリンクの設計引張強さ（kN/m）

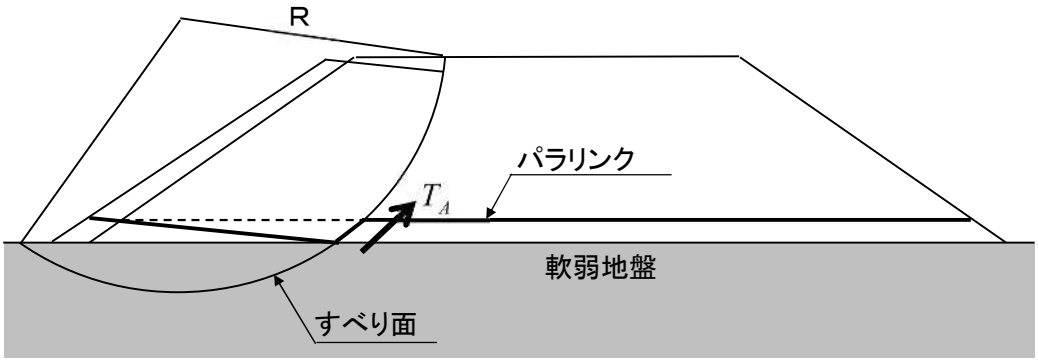


図-8 パラリンクによる補強効果を考慮した円弧すべりによる安定検討

4.4.1 使用するパラリンクの決定

必要とされる抵抗モーメントΔM_Rが最大となるすべり線から、パラリンクの必要引張強さを求める。

【解説】

(1) 敷網工は、トラフィカビリティ向上の表層処理工としての役割を果たすこと、地盤が盛土の左右で均一に近い場合はどちらにもすべる可能性のあること等の理由から、一般には盛土全幅に敷設する場合が多い。

(2) 設計安全率を満たさない時、パラリンクの引張強さでこれを補う。パラリンクの必要引張強さT_{req}を算出する。使用するパラリンクは、その必要引張強さT_{req}を満足する設計引張強さT_Aを有するものに決定する。（複数段N必要なときには1段あたりの必要引張強さを求める。これを満足する設計引張強さT_Aを有するパラリンクに決定する。）

盛土立上げ時 & 盛土供用時

$$F_S = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} = \frac{M_R + n \cdot R \cdot T_{req}}{M_D} \geqq \text{設計安全率 } F_S$$

$$T_{req} \geqq \frac{F_S \cdot M_D - M_R}{n \cdot R} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.7)$$

$$T_A \geqq T_{req} = \frac{\sum T_{req}}{N} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.8)$$

4.4.2 敷設位置・敷設長（定着長）の決定

パラリンクは盛土下部の出来るだけ低い位置に設置する。定着長検討時には必要引張強さが作用した場合に引抜けない十分な長さを設定する

【解説】

(1) 補強効果の点で出来るだけ低い敷設位置が良い。敷設位置の上限は盛土高の 1/3 程度を標準とする（その場合、限界盛土厚以下である事を確認する）。

(2) 複数段敷設が必要なときは、盛土転圧層（ex：30cm～50cm）の間隔を標準とする。

(3) NEXCO では、盛土全幅にパラリンクを敷設する時は、標準として定着長の検討を要しない。

(4) 定着長検討時には、必要引張強さが作用した場合に引抜けない十分な長さを設定する。

(5) 面的に広い SA 等の盛土や、片盛り部で充分定着長がとれない場合には、定着長の検討が必須である。必要により段切りまたはパラリンク必要長を折り返すことにより定着長を確保する。

(6) 片盛り部で地山に沿ってすべり線がある時においては、段切り、パラリンク折返し敷設・パラリンク複数段敷設、パラリンクと接する盛土材料などの検討が必要なこともある。

(7) パラリンクの敷設長は標準的にメートル単位（ex：74m, 50m）にて算出する。

(8) パラリンクの必要敷設長は次式により求める。

1）引抜き試験などからパラリンクと土との摩擦特性が求められている場合

$$L_e = \frac{F_s T_{req}}{2\left(c^* + \sigma_v \tan\phi^*\right)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.9)$$

2）土のせん断強さから土の摩擦係数を推定する場合

$$L_e = \frac{F_s T_{req}}{2\left(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \tan\phi\right)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.10)$$

ここに、F_s ： パラリンクの引抜けに対する安全率〔=2.0〕
T_{req} ： パラリンクに作用する引張力（kN/m） 式（4.7）より求める。
c^* ： パラリンクと盛土材料との見かけの粘着力（kN/m²）
σ_v ： パラリンクと土との接触面での鉛直応力（kN/m²）
ϕ^* ： パラリンクと盛土材料との見かけのせん断抵抗角（°）
α_1, α_2 ： 補正係数 表-7 と表-8 より求める。
c ： 盛土材料の粘着力（kN/m²）
ϕ ： 盛土材料のせん断抵抗角（°）

4.4.3　補強後の最小安全率 F_S の確認

パラリンク敷設時における安全率を確認する。

【解説】

(1) 選定したパラリンク製品強度 及び 敷設位置・設定した定着長にて 盛土時の所要安全率を満足するかを確認する。

4.4.4　パラリンク上の盛土滑動の検討

パラリンク敷設時において盛土が滑動しないことを確認する。

【解説】

(1) パラリンク上の盛土滑動の検討は、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」の検討式に表-8 のパラリンクの単位面積に占める割合（ = a）を用いた 式（4.11）により算出する。

$$F_s = \frac{P_R}{P_A} = \frac{\frac{1}{2}\cdot\gamma_E\cdot n\cdot {H_E}^2\cdot\{(1-a)\cdot\tan\phi\ +\alpha_2\cdot\tan\phi\ \}}{\frac{1}{2}\cdot\gamma_E\cdot {H_E}^2\cdot K_A}$$

$$= \frac{n\cdot\tan\phi\ \cdot(1-a+\alpha_2)}{K_A} \geq 1.5 \quad \cdots\cdots\cdots \quad (4.11)$$

ここに、P_A ： パラリンク上の盛土の滑動力（主働土圧の合力）（kN/m）

P_R ： 摩擦抵抗力（kN/m）

γ_E ： 盛土の単位体積重量（kN/ m³）

H_E ： パラリンク上の盛立て高さ（m）

a ： パラリンクの単位面積に占める割合

K_A ： 主働土圧係数 $\tan^2\left(45°-\frac{\phi_s}{2}\right)$

ϕ ： 土のせん断抵抗角（°）

n ： のり面勾配（図-9 参照）

α_2 ： 補正係数（表-7）

注：盛土材が c φ材の時は粘着力を考慮して算出する。

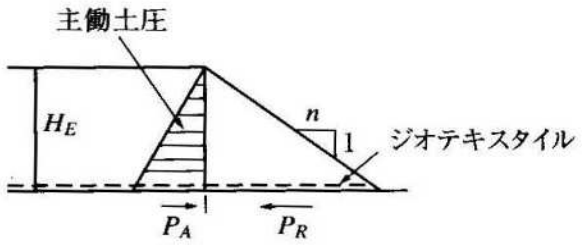


図-9 パラリンク上の滑動に対する安定計算

（「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」より）

4.5　地震時の検討

永久構造物としてのパラリンク敷網工法の地震時安定性については、規模や重要度に応じて、地震の影響を考慮した耐震設計を行うことにより確認する。

【解説】

(1) 地震時の検討の必要性は、基本的には以下の条件より判断する。

①崩壊後の復旧が困難で道路交通に大きな影響の与える区間

②崩壊時の隣接構造物への影響

(2) 地震時に被害が生じる可能性のあるものとして検討を行い、必要に応じて対策を施すのが良いところを挙げる。

① 水辺や旧河道、埋め立て地などで基礎地盤に緩い砂質土層が厚く堆積しているような場所では液状化の恐れがある。こうした環境にある重要度 1 の盛土については、レベル 2 地震動の照査が必要である。(道路土工　軟弱地盤対策工指針 2012.8.)

② 極めて重大な二次的被害のおそれのある盛土（ex.15m を超える高盛土）については、レベル 2 地震動に対する照査を行うことが望ましい。

③ とくに軟弱で地震時に著しい変状を生ずる可能性のある粘性土層

④ 山地における傾斜地上の盛土

(3) パラリンク敷網工法の一般的な地震時の検討においては、次の設計条件を設定する。

① 設計水平震度 レベル 1　　レベル 2

② 地震時安全率（ 表-9 より　円弧すべり F_s ≧ 1.0、引抜け F_s ≧ 1.2 ）

③ 地震時パラリンク設計引張強さ ： 耐久時 120 年パラリンク設計引張強さ（表-6 参照）&地震時割増係数　λ：1.25

(4) 一般的なパラリンク敷網工法の地震時の検討においては、地震時での設定条件にて円弧すべり計算を行う。無補強時における所要安全率を満足しない場合、常時と同じ手順(4.3～4.4)にてパラリンク補強での地震時安全率以上を検討する。

4.5.1　震度法・ΔU法・ニューマーク法

水平震度による震度法・基礎地盤の液状化層の強度を低減するΔU法・数値解析によるニューマーク法等が盛土の耐震設計として通常用いられている。

【解説】

（1）震度法

軟弱地盤上の盛土が慣性力で崩壊することは非常にまれであるが、主として慣性力で崩壊すると考えられる場合には次式を用いて安全率を算出することができる。

地震動が作用すると軟弱地盤の強度は低下することが多いが、本式では常時の強度を用いる。このため、土の強度低下が著しくない山岳盛土や粘性土の卓越した平地部盛土が一般的な適用範囲である。

土構造物の質量に一定の設計水平震度を乗じ、これを水平方向に作用する静的な力として円弧すべり法を用いて耐震設計を行う方法である。

$$FS = \frac{\sum \left[c \cdot l + \left\{ \left(W - u_0 \cdot b \right) \cos \alpha - k_h \cdot W \cdot \sin \alpha \right\} \tan \phi \right]}{\sum \left(W \cdot \sin \alpha + \left(h / r \right) \cdot k_h \cdot W \right)}$$

ここに、c ϕ ：土の粘着力(kN/m)およびせん断抵抗角(°)

h ：分割片の重心位置からすべり円の中心までの鉛直距離(m)

r ：すべり円の半径

k_h ：設計水平震度

u_0 ：常時地下水位による間隙水圧(kN/m²)

l ：分割片で切られたすべり円の延長(m)

W ：分割片の重量(kN/m²)

α ：各分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角(度)

設計水平震度k_hの決定にあたっては、次式を用いて算出する。

$k_h = c_z \cdot k_{h0}$

ここに、k_h ：設計水平震度（小数点以下 2 桁に丸める）

k_{h0} ：設計水平震度の標準値(表-10 参照)

c_z ：地域別補正係数

表-10　設計水平震度の標準値

地震動		地盤種別		
		Ⅰ種	Ⅱ種	Ⅲ種
レベル 1 地震動	慣性力用	0.08	0.10	0.12
レベル 2 地震動	慣性力用	0.16	0.20	0.24

本手法では盛土の基礎地盤に厚い粘性土地盤が分布する場合、単純に設計水平震度に相当する慣性力を作用させると、最小安全率を示す円弧が粘性土地盤上の基底を通る深い大円弧になることが多い。しかしながら、このような大円弧ですべり破壊が生じた事例はないため、粘性土地盤上の地震の安定検討においては、常時の作用に対する安定の照査において最小安全率を与える円弧について地震時の安定計算を行えばよい。(道路土工　軟弱地盤対策工指針 2012.8.)

(2) ΔU 法

液状化地盤上の盛土の安定計算を行う場合は、下式を用いて安全率を算出する方法もある。この手法は地震動の作用による慣性力を考慮せず、地震時に飽和砂質地盤内に発生する過剰間隙水圧（ΔU）を考慮して安定検討を行うものである。

なお、液状化すると判定された層が深い位置にのみ存在し、かつその液状化層が薄い時で盛土等の構造物への影響が非常に小さいと判断できる場合には、液状化すると判定された層が存在しても本検討を行う必要はない。

円弧すべり法を用いて慣性力を作用させず、液状化抵抗率（FL）より推定される過剰間隙水圧（ΔU）を考慮する事で有効上載圧を低減し、耐震設計を行う方法である。

$$Fs = \frac{\sum \left(cl + \left(W - u_0 b - \Delta u b \right) \cos\alpha \tan\phi \right)}{\sum W \sin\alpha}$$

ここに、c ・ ϕ ：土の粘着力(kN/m)および内部摩擦角(°)

W ：分割片の重量(kN/m²)

l ：c における円弧すべりの長さ(m)

b ：各分割片の幅(m)

u_0 ：常時地下水位による間隙水圧(kN/m²)

Δu ：地震動によって発生する過剰間隙水圧(kN/m²)

α ：各分割片のすべり円弧の接線方向と水平面のなす角(°)

地震動によって発生する過剰間隙水圧は、液状化判定の結果得られる液状化に対する抵抗率 F_L を用いて、図-10 より求めてよい。

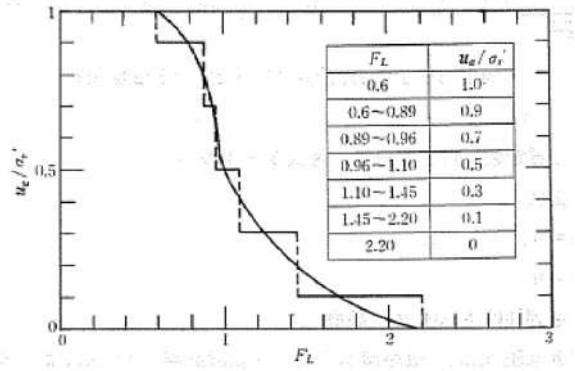


図-10　液状化に対する抵抗率 F_L と過剰間隙水圧比の関係

(3) ニューマーク法

ニューマーク法は、すべり土塊が剛体であり、すべり面における応力ひずみ関係が剛完全塑性であると仮定して地震時のすべり土塊の滑動変位量を計算する方法である。その滑動変位量が許容値を超えたときに、パラリンク補強土にて残留変位を抑えることができる。

パラリンクの補強効果は引張強度を直接入力して与える手法と増加粘着力 ΔC に換算して計算する手法がある。

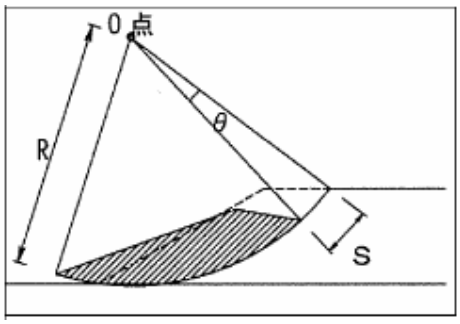
計算手順

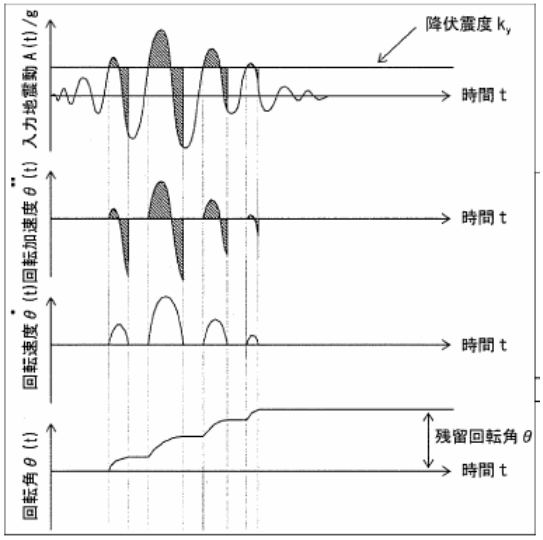
① 設計水平震度 k_h を変化させた地震時円弧すべり安定計算を行い、安全率が 1.0 となる降伏震度 ky と、この時の円弧すべり面（臨界すべり面）を求める。

② 計算に用いる入力加速度波形（等価加速度波形）を設定する。

③ 降伏震度 ky を超える等価加速度に対して数値積分を行っていくことにより、すべり土塊の残留回転角 θ を算出する。残留変位量 S は、残留回転角 θ および円弧半径 R から、以下のように得ることができる。

残留（滑動）変位量 S＝R×θ





注：高盛土（15m を超える）のレベル 2 地震動に対する変位・変形量（残留変位量）は、すべり土塊の活動変位量を対象とし、地震時応答解析を用いたニューマーク法により算定することを基本とする。

「設計要領　第一集　土工編　第 6 章　高盛土・大規模盛土」東日本高速道路株式会社　平成 25 年 7 月

4.5.2　液状化変形抑制工法（SECURE-G 工法）NETIS　TH-140012-A

盛土直下の基盤にジオシンセティックスを挟み込んだ砕石層を築造し，液状化時の盛土の変形を抑制する工法である．

工法の使用による効果は，以下のとおりである．

①液状化の発生は許容するものの，盛土の水平変位や沈下等の変形量を道路機能確保又は修復限界以内に抑制する．

②従来の改良工法に比べ，大幅なコスト縮減を図ることが可能である．

これらは，砕石層の剛性とジオシンセティックスによる砕石層の変形補強効果により盛土底部の変形を抑制し，かつ砕石層の排水効果によりその下部の液状化発生を抑制できることから得られる．

盛土の変形抑制は，動的遠心模型試験と動的有効応力解析(LIQCA)結果から，のり尻の水平変位を抑制するとともに，天端の沈下量が，無対策時に比べ 70%程度に抑えられることがわかった．また，ジオシンセティックスと砕石層は，一体的（盤的）な挙動を示すため，盛土天端の不同沈下を抑制することがわかった．

ジオシンセティックスの設計は，実験の知見に基づき，ジオシンセティックスと砕石層を，液状化地盤上の弾性支承上の梁と仮定したモデルから必要強度を算定する．液状化時の変形予測は，砕石層周辺の不完全液状化層をモデル化した静的解析手法（ALID 注）を用いて行う．

注）：特に 1000 年に一度のレベル 2 地震動による盛土の安定照査をするとき、従来の仕様設計(震度法・液状化⊿U 法)では、過大な対策工が必要とされることが多い。一方、変位量を照査し、その変位量を許容値以内に収めていこうとする数値解析手法がある。主に動的有効応力解析手法(LIQCA,FLIP,UWLC 等)と静的解析手法(ALID)がある。

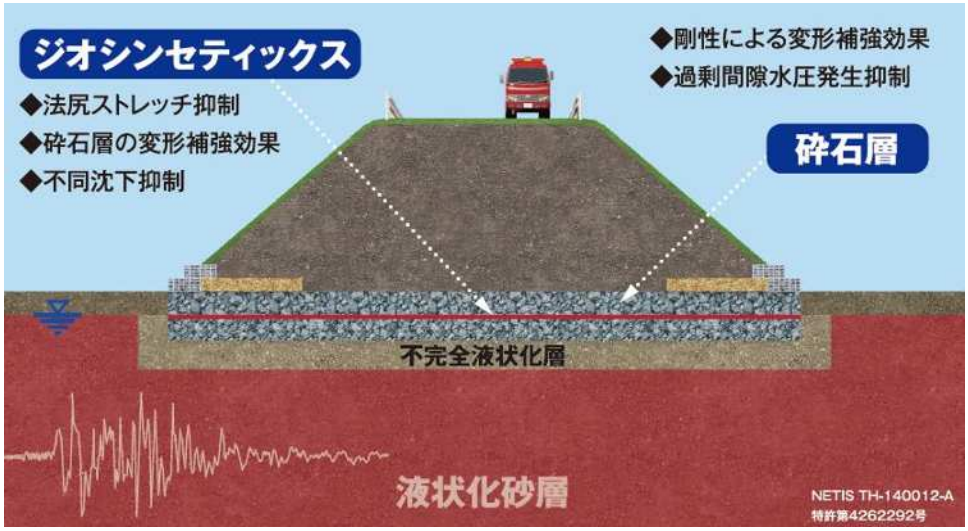


図-11　概念図

参考文献

1)　NEXCO：設計要領第一集(平成 25 年 7 月)[第 5 章 軟弱地盤上の盛土 3-6-4 敷網工]

2)　NEXCO：設計要領第一集(平成 25 年 7 月)[第 6 章 高盛土・大規模盛土]

3)(一財) 土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル (平成 25 年 12 月)[第 7 章　ジオテキスタイルを用いた軟弱地盤対策工]

4) 日本道路協会：道路土工ー軟弱地盤対策工指針（平成 24 年度版）

5) 日本道路公団 四国支社　東京第一管理局　試験研究所：ハイウェイ技術 No.20 (2001 年 10 月)高強度ジオシンセティックを用いた軟弱地盤上の盛土敷網工法

4.6　併用工法

安定対策時にジオシンセティックス盛土下部補強のみでは対応が困難なことがあり、ドレーン工法や深層混合処理工法等の各種地盤改良工法とジオシンセティックスを併用することで、地盤改良工法を単体で用いるよりも経済性や安定性が向上（不同沈下対策等を含む）することがある。

【解説】

NEXCO における沈下や側方変位量の日々の把握に基づく情報化施工により、無補強時安全率が Fs＜1.0 の時も敷網工法が採用されていることもあるが、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」では軟弱地盤の支持力不足により過大な沈下・変形が生じるとジオシンセティックスの効果があまり期待できないことが多いことから、その目安として無補強時安全率を Fs＜1.0 としている。ここでは、各種地盤改良工法との併用の中から、ドレーン工法、浅層改良工法及び低改良ＤMM工法との併用工法について以下に述べる。

4.6.1　ドレーン工法との併用・浅層改良工法との併用

(1) ドレーン工法との併用

沈下対策においてドレーン工法が使われる以外に、安定対策においてもよく用いられている。ドレーン工法との併用は、次のようなケースで採用されることが多い。

・ドレーン工法を採用しても安定上 F_s＝1.2～1.3 の許容安全率を満足しない場合、不足する安全率を敷網工法で補う。（土研センターマニュアルでは、この時のドレーン工法による安全率は F_s≧1.0 が必要である。）

・ドレーンピッチを 1m を超えて密に設定するよりも、ドレーンと敷網を併用する方がコスト低減になる。

(2) 浅層改良工法との併用

無対策時において盛土のすべりに対する安全率が F_s＜1.0 の時、敷網工法は過大な沈下変形に効果を発揮しないので適用できないと土研センターのジオテキスタイルマニュアルに記載がある。浅層改良工法との併用においては、この点を考慮し、浅層改良にて安定安全率を F_s≧1.0 とし、そのうえで不足する安全率を敷網工法の引張強度で補おうとするものである。また、ジオシンセティックス補強材の敷設位置は、浅層改良層の上ではなく、浅層改良層下部が良い。沈下量が数十 cm 以上の時に改良層のたわみがある時、補強材が下部にあることにより、改良層のクラック防止になる。

参考文献

1)プロジェクトを支える軟弱地盤対策―有明沿岸道路―

増田博行、大河内保彦　土木技術 59 巻 8 号

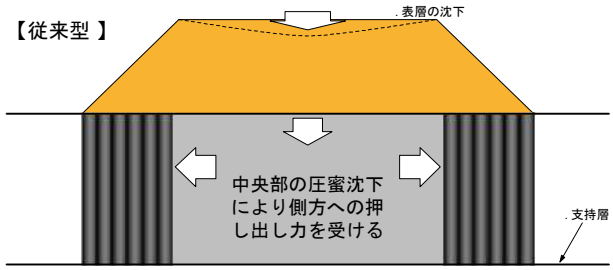
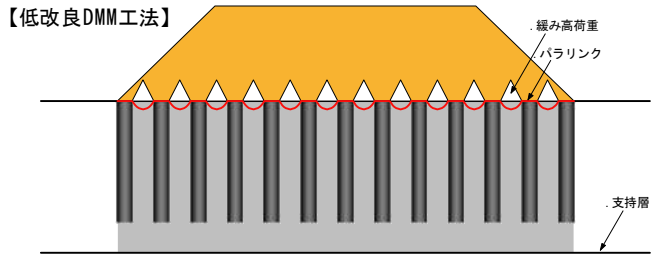
2)A new countermeasure for soft ground using surface stabilization and geosynthetics

Masuda, H. & Yokomine, S.、Okochi, Y.

4.6.2　低改良ＤＭＭ工法との併用工法

①低改良 DMM 工法は、横断方向全幅に改良体を配置する事で盛土の全体変形を抑止する事ができ、低改良率（改良柱体の間隔を拡げる事）でコスト縮減が可能な工法である。

②低改良率で地盤改良が行われた際，改良部と未改良部での不同沈下等が問題となる時、その対策として表層処理が有効となる。表層処理としては、ジオシンセティックス（パラリンク）敷設及び浅層改良工法が挙げられる。

	・未改良部の盛土下中央で大きな圧密沈下が生じ、のり面下の改良体が外に押出される形で盛土部周辺に側方変位が生じる可能性がある。 ・改良部と未改良部との不同沈下によって段差が生じ、盛土内の亀裂発生原因となる。
	・改良率が小さくなり、工費低減が可能となる。 ・改良部と未改良部での不同沈下対策が必要となる場合もある。

（１）ジオシンセティックス（パラリンク）併用時の設計手順

低改良ＤMM工法にジオシンセティックス（パラリンク）を用いた、主に不同沈下対策の設計手順（フロー図）は図-12 に示す方法によることを標準とする。

【解説】

低改良 DMM 工法にジオシンセティックスを用いた不同沈下対策の設計の流れは、以下の手順を基本とする。

はじめに、地盤条件、盛土等の構造物の条件、それらに求められる要求性能や施工条件について整理する。その後、盛土の安定や過大な沈下を防止するために必要な深層混合処理工法の諸元を設定し、さらに、不同沈下等で問題が生じる場合にはジオシンセティックスとの併用を検討する。ジオシンセティックス対策工の諸元を設定した後、改良体応力で問題が生じないことを照査し、さらに必要な場合には、周辺地盤に与える変形の影響を検討する。

(1)　盛土の安定性照査

(2)　地盤沈下量の照査

1)　全沈下量の照査

2)　沈下計算に用いる鉛直土圧の算定

3)　不同沈下量の照査

4)　ジオシンセティックス併用後の不同沈下量の照査

5)　ジオシンセティックスの引張力の照査

6)　ジオシンセティックス併用後の改良体応力の照査

(3)　側方変位の影響検討

ここでは、(2) 地盤沈下量の照査について述べる。なお、(1)盛土の安定性評価は 4.4 と基本的に同様であり、(3)側方変位の影響検討に関して、具体的な設計手法は「陸上工事における深層混合処理工法設計･施工マニュアル」の方法等を参照されたい。

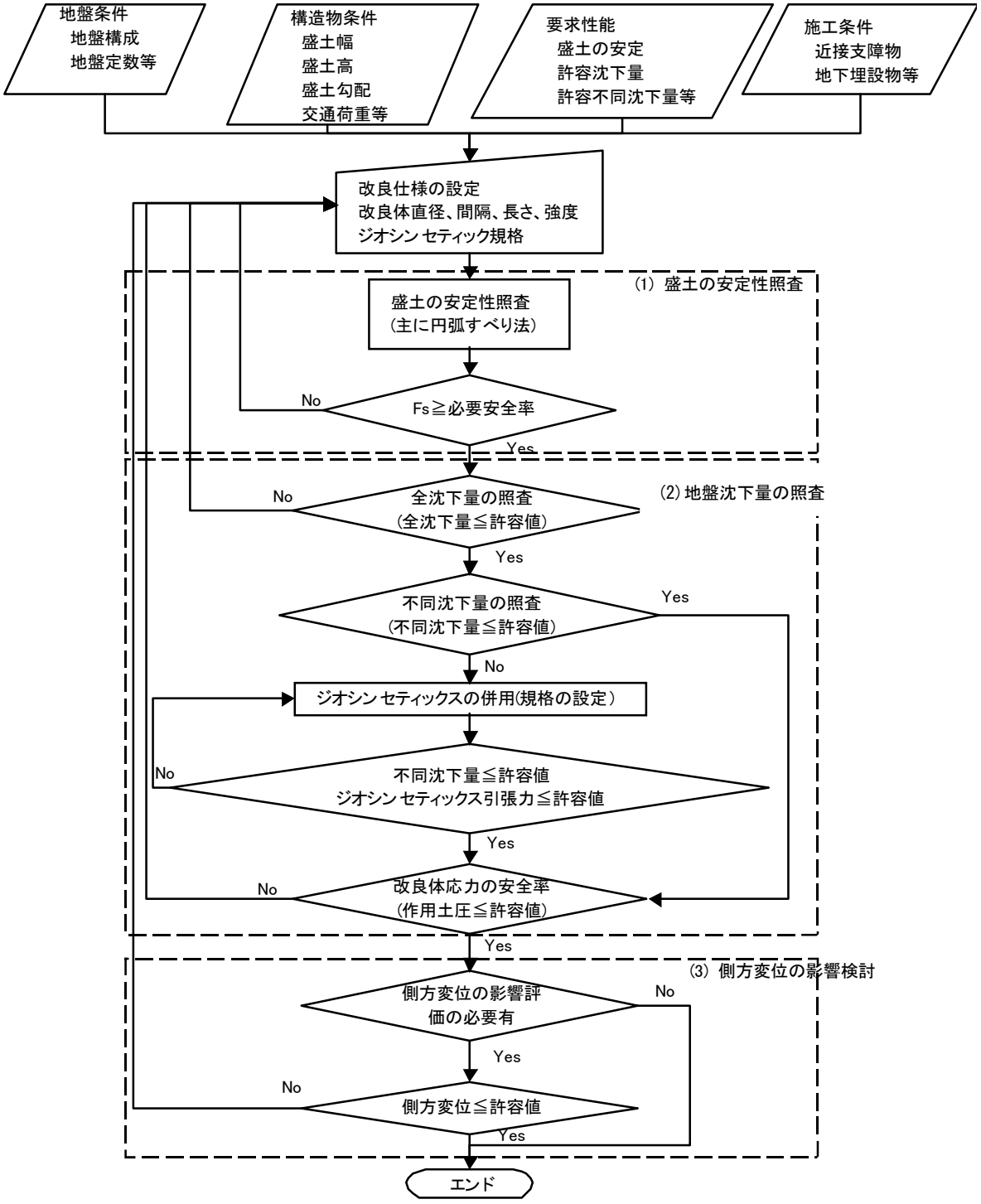


図-12　設計手順（フロー図）

なお、上記の(2)地盤沈下量の照査については、以下に述べる照査方法に加えて、有限要素法(以下 FEM)を用いて行う方法がある。FEM 解析を用いる方法は、改良体と地盤、ジオシンセティックスの相互作用や改良体の配置の影響等が考慮でき、全体変形が解として得られる事から、特に非着底式改良おいて、より合理的な設計手法となる可能性がある。

（２）地盤沈下量の照査

本併用工法においては、全沈下量、改良体と未改良部の不同沈下量、ジオシンセティックスの引張力及び改良体の応力が各々の許容値を満足するよう、適切な方法を用いて照査する。

【解説】

基礎地盤を改良した盛土構造物に関しては、以下の項目について照査することを標準とする。

(ａ) 盛土構造に悪影響を及ぼす過大な沈下が生じないことを確認するため、全沈下量や不同沈下量を照査する。

(ｂ) ジオシンセティックスや改良体で破壊が生じないことを照査する。

なお、盛土構造物の沈下検討は、盛土体で生じる変形の影響をのぞくため、基礎地盤表面位置(盛土下面)の沈下量で評価する。ここでは、各照査の概要について述べ、詳細は「パラリンク」建設技術審査証明報告書の付属資料 1「不同沈下対策を考慮したジオシンセティックスと深層混合処理との併用工法」設計・施工マニュアルを参照されたい。

1）全沈下量の照査

全沈下量は、着底式改良では改良体の弾性変形が主体となり、一方、非着底式改良では改良体下端に堆積する未改良層の沈下が主体となる。

着底式改良の場合の全沈下量は、改良体と未改良部とが全体的に盛土荷重を負担することを考慮し、複合地盤の考えに基づき沈下計算を行う。

非着底式改良についても、改良体に囲まれた地盤は複合地盤の考え方に基づいて沈下量を算定し、改良体下端の未改良部については圧密理論等を適用し沈下量を算定する。改良体の上 2/3 の長さの改良範囲で生じる沈下量(S_1)と、その下の未改良層を含むブロックの沈下量(S_2)をそれぞれ求め、両者を合計して全沈下量を評価する。

2）不同沈下計算用の鉛直土圧の算定

未改良部に作用する鉛直土圧は、交通荷重の影響が大きな高さ 3m 未満の低盛土と、交通荷重の影響が比較的小さい高さ 3m 程度以上の盛土とに分けて設定する。

土圧算定は「ジオテキスタイルマニュアル」の方法に準拠し、次式により行う。

・改良体正方形配置

$$P_{soil} = \frac{V_{soil} \cdot \gamma_t}{(l+d)^2 - \dfrac{\pi \cdot d^2}{4}}$$

$$V_{soil} = \left\{ \frac{l}{2} \cdot (l+d)^2 - \frac{\pi\left\{(l+d)^3 - d^3)\right\}}{24} + \frac{(4-\pi)\cdot(\sqrt{2}-1)}{24} \cdot (l+d)^3 \right\} \tan\theta_s$$

ここに、 P_{soil} ：未改良部に作用する鉛直土圧(kN/m²)

V_{soil} ：未改良部分に作用する盛土の体積(m³)

γ_t ：盛土の単位体積重量(kN/m³)

l ：改良体間の距離(m)

d ：改良体直径(m)

θ_s ：不同沈下計算用土圧算定角(°)

なお、盛土高さ H が低く、下記の条件に当てはまる場合の未改良部に作用する盛土体積は次式

で求める。

盛土高さ　$H < (l \cdot \tan\theta_s)/2$ の場合

$$V_{soil} = (l+d)^2 \cdot H - \frac{1}{3}\left\{\pi\left(\frac{H}{\tan\theta_s}+\frac{d}{2}\right)^2 \cdot \left(\frac{d}{2}\tan\theta_s + H\right) - \pi\left(\frac{d}{2}\right)^3 \cdot \tan\theta_s\right\}$$

ここで、不同沈下計算用土圧算定角 θ_s は、次式から求める。

θ_s ＝45°（低盛土用：交通荷重の影響を考慮）

$\theta_s = 2.6H + 37$（高さ 3m 程度以上）

ここに、　θ_s　：不同沈下計算用土圧算定角(°)(図-13 参照)

H　：盛土高さ(m)

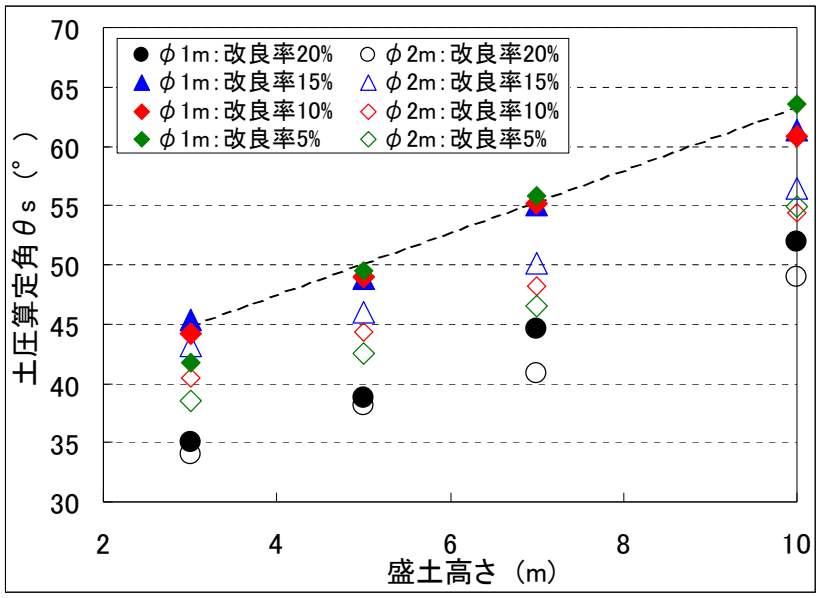


図-13　着底式改良の盛土高さと不同沈下計算用の土圧算定角 θ_s(改良体直径 1～2m)

3）不同沈下量の照査

改良体と未改良部の不同沈下量は、高さ 3m程度以上の盛土と高さ 3m未満の低盛土について、それぞれ適切な方法を用いて算定し、許容する不同沈下量を上回らないことを照査する。ここでは、盛土(高さ 3m 程度以上)の不同沈下量の照査について述べる。盛土の不同沈下量は、改良体と未改良部分の沈下量をそれぞれ算定し、それらの沈下量の差を求めて算定する。

なお、地盤条件や改良体長が同じであれば、改良体が軟弱層と共下がりする非着底式改良の不同沈下量は、着底式改良より小さく、着底式の条件で検討すれば安全側の判断となる。そこで、不同沈下計算方法は非着底式であっても着底式として評価し、地盤の不同沈下照査はすべて着底式の条件で行う。

ｉ)未改良部の沈下量算定

未改良部の沈下量は次の手順で算定する。

① 無処理地盤(改良適用前)の沈下量 S_0 を計算する。

② 改良後に未改良部に作用する鉛直土圧 P_{soil} を、土圧算定角 θ_s により算定する。

③ P_{soil} と全盛土荷重による鉛直土圧 P との比率を求める。

④ 無処理地盤で計算された沈下量に、改良後の土圧比率を乗じて改良後の沈下量 S_{soil} を求める。

$$S_{soil} = S_0 \cdot (P_{soil} / P)$$

ここに、 S_{soil} ：未改良部の沈下量(m)

S_0 ：無処理地盤の沈下量(m)

P_{soil} ：未改良部に作用する鉛直土圧(kN/m²)

P ：全盛土荷重による鉛直土圧(kN/m²)

なお、無処理地盤の沈下量は、圧密計算など一般的な沈下計算手法に基づいて算定する。

ⅱ)改良体の沈下量算定

改良体の沈下量は、次の手順で求める。

① 改良体への作用荷重は、盛土全体重量から未改良部に作用する荷重を差し引いて求める。

② 上記の荷重を用いて改良体に作用する土圧を求め、改良体の圧縮沈下量を算定する。

$$S_{col} = (P_{col} / E_{col}) \cdot L$$

ここに、 S_{col} ：改良体の沈下(圧縮)量(m)

P_{col} ：改良体に作用する鉛直土圧(kN/m²)

E_{col} ：改良体の変形係数(kN/m²)

L ：改良体の長さ(m)

$$E_{col} = (100 \sim 400) \cdot q_{uck}$$

$$P_{col} = W_{col} / ((d/2)^2 \cdot \pi)$$

ここに、 q_{uck} ：改良体の設計基準強度(kN/m²)

W_{col} ：改良体が支える荷重(kN)

d ：改良体の直径(m)

$$W_{col} = P \cdot (l+d)^2 - P_{soil} \cdot ((l+d)^2 - (d/2)^2 \cdot \pi)$$

ここに、 P ：全盛土荷重による鉛直土圧(kN/m²)

l ：正方配置の改良体間の距離(m)

P_{soil} ：未改良部に作用する鉛直土圧(kN/m²)

ⅲ)不同沈下量の計算

改良体の沈下量と未改良部の沈下量の差を求めて、不同沈下量δ_sを算定する。

$$\delta_s = S_{soil} - S_{col}$$

【ジオシンセティックスの選定】

4) ジオシンセティックス併用後の不同沈下量の照査

改良体と未改良地盤との間に過大な不同沈下が生じる場合には、不同沈下抑制対策としてジオシンセティックスとの併用を検討する。併用工法を適用した場合の不同沈下量の照査方法を以下に述べる。

①目標不同沈下量（許容不同沈下量）の決定

目標となる不同沈下量δs'を決定する。

②比例係数αの算出

目標不同沈下量に対応する比例係数αの算出を行う。

$$\delta_s' = \frac{\delta_s}{1 + 2\alpha(\delta_s / p)}$$

ここに、δ_s' ：ジオシンセティックス併用後の不同沈下量(m)

δ_s　：ジオシンセティックス併用前の不同沈下量(m)

α　：比例係数（kN/m³)

p　：全盛土荷重による鉛直土圧（kN/㎡）

$$\alpha = \frac{1}{2} \cdot \frac{p}{\delta_s} \left(\frac{\delta_s}{\delta_s'} - 1 \right)$$

③引張剛性 EA の決定

②より算出した比例係数α を用い、図-14 からそのα と改良体間の対角距離（l’：図-15 参照）により引張剛性 EA の決定を行う。（付録 10. にその算定方法を記す。）

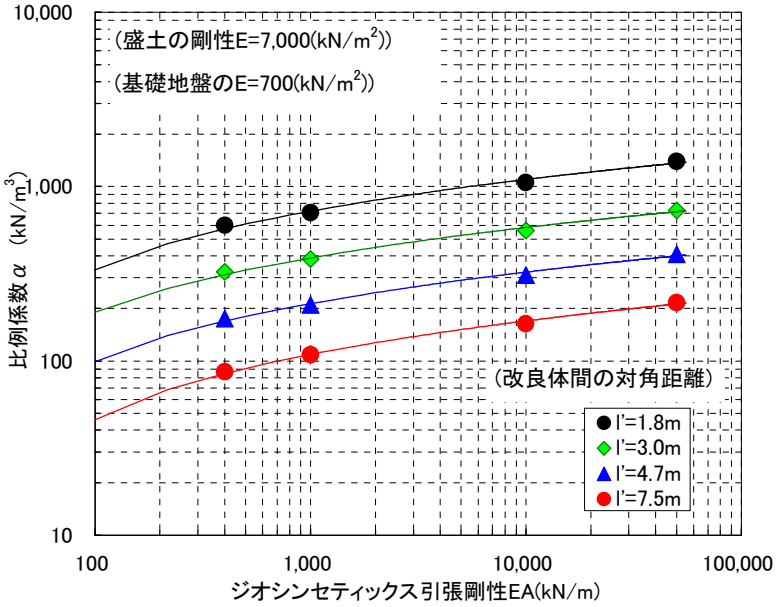


図-14　ジオシンセティックスの引張剛性 EA と比例係数α の関係

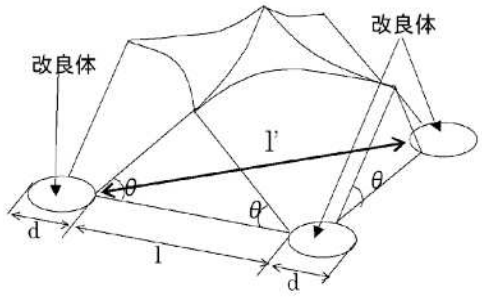


図-15　改良体間の対角距離l’

5）ジオシンセティックスの引張力の照査

本設計法ではジオシンセティックスの発生ひずみレベルが小さいために、材料選定は設計引張強さによるものではなく、算定ひずみ量に対応した引張剛性をもとに行う。ジオシンセティックスに発生するひずみ量ε は動態観測事例をもとに不同沈下量から以下の式より推定する。

$$\varepsilon = 0.15\delta_s' \times 100$$

ここに、ε　：ジオシンセティックスに発生するひずみ量（%）

δ_s’：ジオシンセティックス併用後の不同沈下量(m)

次に、上記ひずみ量εから、ジオシンセティックスの必要引張強さTを求める。

$$T = \frac{EA \cdot \varepsilon}{100}$$

ここに、T　：ジオシンセティックスの必要引張強さ（kN/m）

EA　：比例係数αに対応したジオシンセティックスの引張剛性（kN/m）

ジオシンセティックス（パラリンク）の張力－歪曲線（図-16）より、下記の条件を満足する使用品番を求める。

$$T' \geqq T$$

ここに、T’：　発生するひずみ量に対応した引張強さ（kN/m）

T　：　必要引張強さ（kN/m）

※パラリンクは一軸製品なので、施工には縦断・横断方向それぞれに敷設が必要となります。

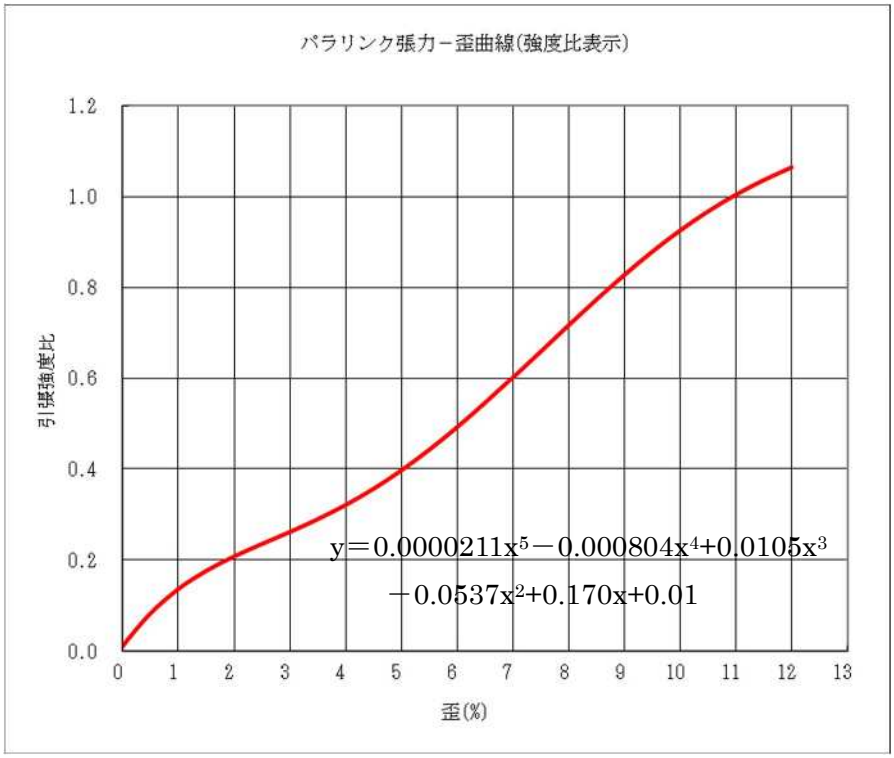


図-16　パラリンク張力－歪曲線

6）ジオシンセティックス併用後の改良体応力の照査

改良体応力の照査方法は、下記の文献を参照することとし、ここでは省略する。

参考文献

1）(一財）土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル
(平成 25 年 12 月)

2）独立行政法人土木研究所：地盤改良のための ALiCC 工法マニュアル（2007.1）

3)「パラリンク」建設技術審査証明報告書の付属資料 1「不同沈下対策を考慮したジオシンセティックスと深層混合処理との併用工法」設計・施工マニュアル

５．パラリンク敷網工法の施工上の留意点

パラリンク敷網工法の敷設作業は、重機（1 台)、世話役（1 人)、普通作業員（2 人もしくは 3 人）により行うことを標準とする。

施工上の留意点は以下のとおりである。

5.1　パラリンク敷設

5.1.1　抜開除根・基礎排水工

盛土の基礎地盤上の草木や樹木などは、盛土に有害な沈下・変形を生ずる恐れがあるので、伐開除根を行う。

雨水、地山からの湧水、圧密による排水などに対処するため、基礎排水工を施し、盛土の安定化を図る。サンドマット工が実施される事も多い。

5.1.2　パラリンク敷設

(1) パラリンクを敷設する地盤は、平坦に整地する。なお、敷設許容勾配は横断方向±5°以内、縦断方向±5%とする。

(2) 荷下し時には、パラリンクの各ロール（品番、ロール長、ロール番号、敷設割付番号等）を確認し、仮保管する。荷下ろし作業にはパラリンク荷卸し用スリングを用いる。荷下し作業時、吊り荷が安定しない場合は介錯ロープにて補助する。

(3) 割り付けに則り、そのパラリンクロールを所定の位置に小運搬する。

(4) 敷設開始位置の位置出しを行い この敷設開始位置から道路中心にパラリンク敷設幅　4.4m の位置にライン等を引くことによりパラリンク敷設方向を明確にする。

(5) パラリンクを道路横断方向に重機にて敷設する。パラリンクを重機にて敷設をするときに、方向性が安定しない場合は、介錯ロープにて補助し、敷設方向を安定させる。

(6) 敷設中、敷設後にパラリンクのゆるみやうねりを取り除く為に、手作業による引張り調節(パラリンク押えピン等の利用)を行う。

(7) また、橋台廻り等で縦断方向にもパラリンクを敷設する事もある。この時は、横断敷設+30cm 盛土＋縦断敷設が標準である。

(8) パラリンクの道路縦断方向の接合は、基本的に突合せによる方法で十分である。ただし、道路曲線部においては、隙間が生じないようにする必要がある。

(9) 端部処理を法面部で行う時には、鋭利なナイフ・鎌にて切断処理をすることが可能である。

(10) 50L～300L までの品番は、必要時に接続金具を用いて納入ロール間を接続する。 50L、100L、150L、200L は接続金具タイプ１を、250L、300L は接続金具タイプ２を用いる。付録 12 に接続金具の製品仕様と接続作業標準について記す。

(11) 風が強い場所の敷設においては, パラリンク押えピン等による固定を行う。

(12) 荷卸し時・小運搬や敷設時にパラリンクを吊上げる場合、作業員は吊り荷の下に入らない。

(13) 敷設後、パラリンクの上に直接重機を走行させない。左記を避けるため、パラリンク敷設後の盛土材一層まき出しを速やかに行うことを標準とする。

5.1.3　盛土材敷均し

土のまき出しから締固めの作業は、完成後の盛土の品質を左右する重要な工程である。まき出し厚は一般の盛土と同様、仕上げ厚 30cm 以下の場合 35～45cm 以下が目安となる。

まき出し時の留意点は以下の通り。

(1) パラリンク上の盛土材のまき出し（法尻から中央部）敷均しは、ブルドーザーを標準とする。

しかし、パラリンク縦帯のねじれ防止の為、最初はバックホウによるまき出し敷均し作業が必要である。その後、道路横断方向にブルドーザーにて盛土材をパラリンク縦帯方向と同一方向にまき出す。

(2) パラリンクの上に直接重機を走行させない。

(3) パラリンクの上にある尖った礫、大きい岩等は除去する。

5.1.4　パラリンクの管理

(1) パラリンクは、搬入･仮置時から敷設後の締固め完了までの施工期間中、破損のないように管理する。

(2) パラリンク包装材､ロール芯（鉄材）、(切断屑）は産業廃棄物処理等をする。

(3) パラリンク吊治具は、荷卸し作業・小運搬・敷設作業に用いる。安全面に留意し吊治具を用いる事を標準とする。付録 11 にパラリンク吊治具の仕様について記す。

(4) 吊り治具は敷設終了次第返却する。(ロール芯鉄材引取り可能)

5.2　動態観測（情報化施工）

敷網工施工における動態観測においては敷網材の引張力を測定する事が標準とされている。計測結果は、引張り許容抵抗力との関係や、敷網材の変形挙動の把握等により、盛土の安定管理に活用する。

付録 8 にパラリンクの引張力の観測について記す。

参考文献

1) NEXCO：設計要領第一集(平成 25 年 7 月)　[第 5 章 軟弱地盤上の盛土]

2) NEXCO：土工施工管理要領(平成 25 年 7 月)

６．国内事例紹介

JH 高知自動車道
土佐西工事

JH 日本海沿岸東北自動車道
葛塚工事

JH 日本海沿岸東北自動車道
豊栄インターチェンジ工事

JH 東北縦貫自動車道
荒川工事

JH 日本海沿岸自動車道
名ヶ沢南工事

JH 日本海沿岸東北自動車道
名ヶ沢北工事 1

パラリンク敷網+
ジオテキスタイル補強土壁
JH 日本海沿岸東北自動車道
名ヶ沢北工事 2

JH 第二名神高速自動車道
平尾工事 1

JH 常磐自動車道
つくば JCT 工事

JH 第二東名高速自動車道
森掛川インターチェンジ工事

JH 第二名神高速自動車道
平尾工事 2

栃木県
408 号真岡バイパス 1 工区

JH 館山自動車道
君津 IC 工事

JH 第二東名高速道路
中ノ合工事

栃木県
宇都宮・烏山線

JH 第二東名高速道路

栃木県　408 号真岡 BP

栃木県　408 号真岡 BP

東京電力富津火力工事
産廃処理設備

国交省福岡(有明)
208 号昭和開 3-2 工区

千葉県
芝山町道改良工事その 2

国交省秋田
仁賀保本荘道路

日本道路公団
圏央道木更津 JCT 工事

国交省福岡(有明)
208 号神田開地区改良工事

東日本高速道路株式会社
北関東道蓮田 TN 西工事

千葉県
一般国道 465 号

国交省千葉
圏央道笠森地区

国交省常総
圏央道稲敷地区

国交省埼玉
圏央道菖蒲白岡 IC

国交省大阪
第二京阪

国交省常総
圏央道稲敷河内地区

群馬県
国道 354 号線

静岡県
国道 473 号線

宮崎県
国道 219 号（加納ＢＰ）

三重県
桑名造成工事

付録 1. 製品構成・製品形状

1.1 製品構成

付表 1-1　製品構成 その 1

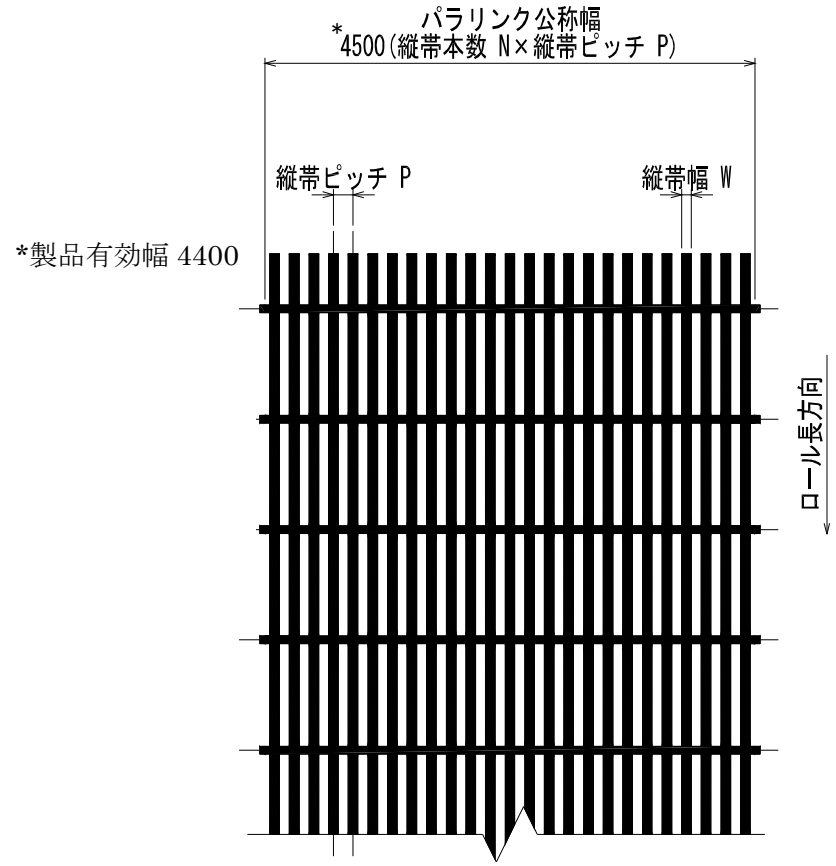
品番	公称幅 mm W	縦帯本数 本/4.5m N	縦帯強度 kN/本	縦帯幅 mm(±2mm) W	縦帯ピッチ mm P	単位重量 kg/m²(±5%)
50L	4500	25	9	82	180	0.43
100L	4500	25	18	82	180	0.43
150L	4500	25	27	85	180	0.52
200L	4500	25	36	85	180	0.59
250L	4500	25	45	85	180	0.72
300L	4500	25	54	88	180	0.81
400L	4500	25	72	90	180	1.10
500L	4500	25	90	90	180	1.34
600L	4500	25	108	90	180	1.57
700L	4500	25	126	91	180	1.81
800L	4500	30	120	91	150	2.08
900L	4500	36	112.5	91	125	2.35
1000L	4500	36	126	91	125	2.60

付表 1-1 を 付図 1-1 パラリンク製品図・付図 1-2 パラリンク敷設図に示す。

付表 1-2　製品構成 その 2

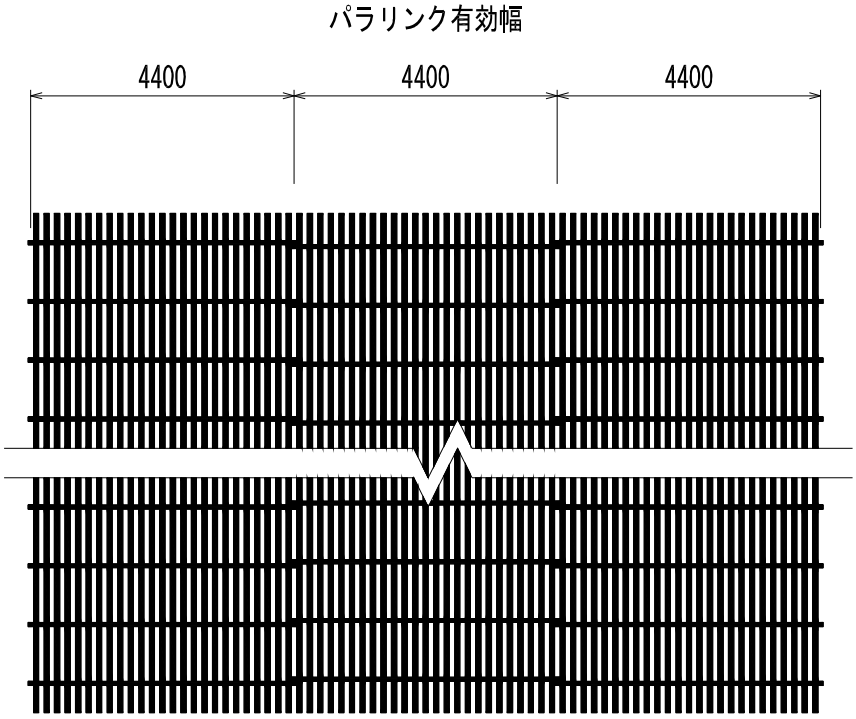
品番	ロール長 m	標準最大 グロス重量 kg	横帯幅 mm	横帯ピッチ mm
50L	300	640	65	1000
100L	300	640	65	1000
150L	250	650	65	1000
200L	250	730	65	1000
250L	250	870	65	1000
300L	230	900	65	1000
400L	200	1050	65	1000
500L	160	1030	65	1000
600L	140	1050	65	1000
700L	120	1050	65	1000
800L	100	1000	65	1000
900L	90	1020	65	1000
1000L	80	1000	65	1000

横帯は製品を面状にする為のものである。
その引張強さは低伸度アラミド繊維芯材にて 1kN/本である。
横帯ピッチは目安とする。



上記の製品図は代表製品図である。(50L～700L)

付図 1-1　パラリンク製品図



上記の製品図は代表製品図である。(50L～700L)

付図 1-2　パラリンク敷設図

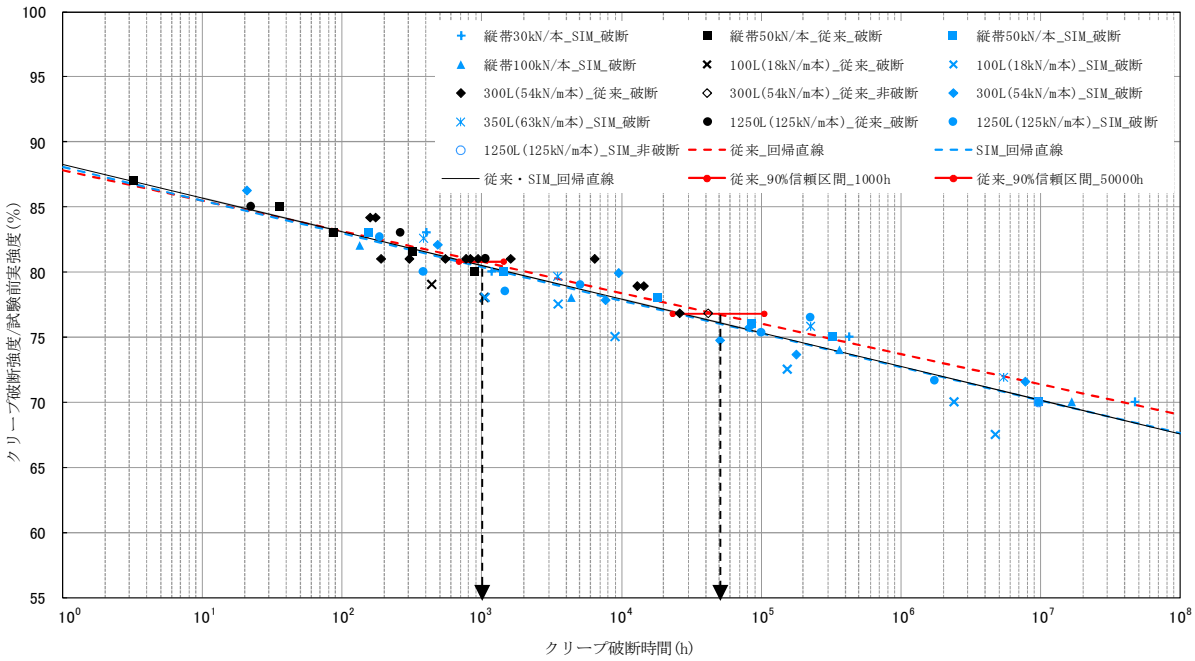
付録 2. クリープ低減係数

パラリンクのクリープ特性を評価するにあたって、促進クリープ試験 SIM の適用が可能であることを確認する必要がある。

付図 2-1 は従来法を実施している 300L と 100L と 1250L 並びに縦帯強度が 50kN/本の材料の全データを用いた回帰直線及びその 90%の信頼区間を示し、SIM 試験を実施している 300L、100L、350L 及び 1250L 並びに縦帯強度が 50 kN/本、30 kN/本及び 100 kN/本の材料の SIM 試験のデータのバラツキを調べた。その結果、SIM の試験結果による回帰直線が従来法の試験結果による回帰直線からの 90%信頼区間の中にあることを確認した。

以上の結果から、促進クリープ試験 SIM の適用が可能であることが確認されたため、従来法及び SIM 試験の全データを用いて回帰直線を求め、パラリンクを代表する全体回帰直線とした。

これらの結果より、『パラリンク』は製品基準強度の 72%を上まわらない荷重であれば、載荷時間が 10^6 時間に達しても破壊に至らず安全なものであると判断される。よって、クリープ低減係数 μ を 0.72 とする。



付図 2-1　パラリンククリープ特性

参考文献

＊300L；ERA Technology Report 2007-0242 Issue 5

＊100L；Creep-Rupture Behavior of ParaLink® 100L

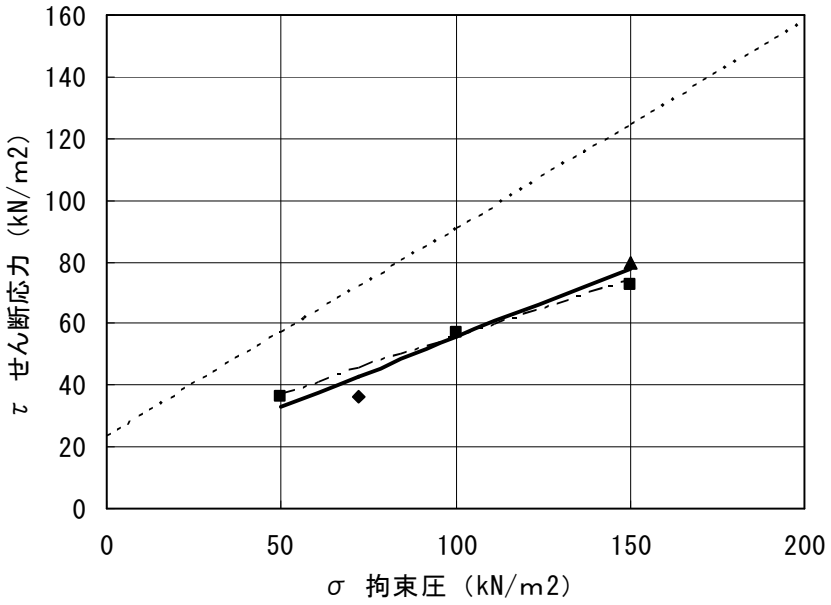
＊1250L；Creep Testing of Reinforcement Geosynthetic - ParaLink 1250L

＊1250L，350L，縦帯 30，50，100kN/本；NTPEP September 2009 Preliminary Report

付録 3. パラリンクの砂質土ｃ・φ材における摩擦係数

パラリンク 100L･300L･700L（縦帯 2 本）について、ｃ・φ材（山砂、ｃ＝23kN/m2、φ=34°）に対し実施した中型土中引抜き試験による引抜き試験結果を付図 3-1 に示す。これより、パラリンクと山砂の見かけのせん断抵抗は以下の通りである。

ｃ・φ材：ｃ’＝0.2ｃ　$\tan\phi_{sg}=0.3\tan\phi$



付図 3-1　最大せん断応力と拘束圧の関係（まさ土）

付表 3-1　パラリンクと盛土材料（山砂）との摩擦特性における補正係数　α_1　α_2

品　番	50L~700L		800L		900L~1000L	
盛土材料の区分	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2
砂質土（c・φ材） まさ土	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	0.5

注：付表 3-1 の補正係数は、パラリンク 100L・300L・700L に対し実施した中型土中引抜き試験機による引抜き試験結果を 1m² 当たりの換算値として求め、この値に縦帯占有率 a（表-8）をかけた値（下記式）を適用することとした。

50L～700L については煩雑さを避けるために、縦帯占有率が最も小さい 100L の値を採用し、800L 以上の品番については縦帯の占有率が増加することから補正した値を使用することとした。なお、四捨五入により小数点第 1 位の値を使用する。

c φ材（山砂）の時　α_1=0.478・a　α_2=0.659・a

付録 4. パラリンク施工中の損傷

2011 年 3 月に(財)土研センターにて実施した試験の結果をまとめて付表 4-1 に示す。

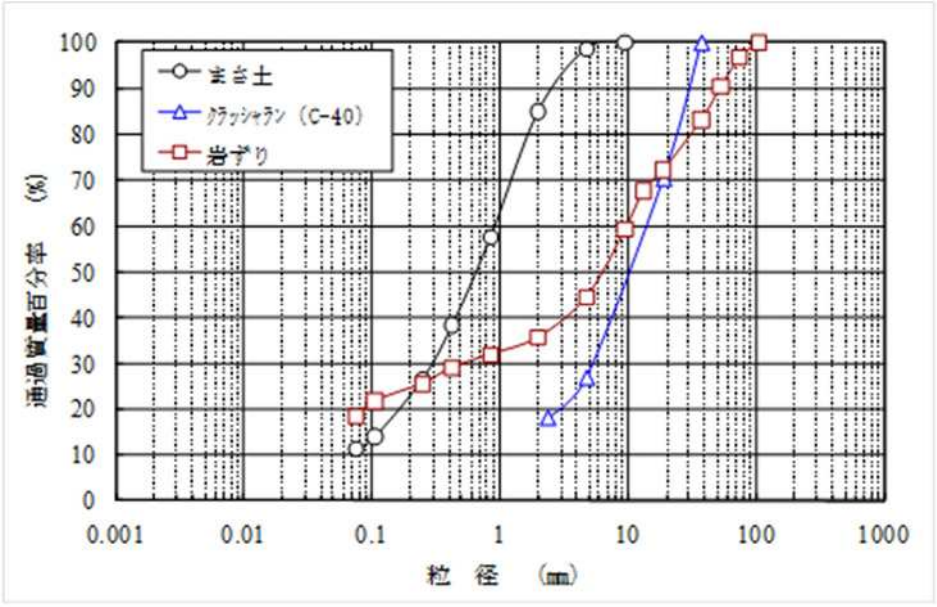
施工中の損傷＝供試体試験損傷後の引張強度/供試体試験前の引張強度

付表 4-1　耐衝撃性試験結果（転圧力 150kN, 転圧回数 7 回）

試験体	盛土材	試験前強度 S（kN/m）	試験後強度 S_D（kN/m）	強度保持率 R_D（%）
100L	ま　さ　土	111.1	108.3	97.5
	クラッシャラン（C－40）		103.3	93.0
	岩　ず　り		105.0	94.5
300L	ま　さ　土	329.4	322.8	98.0
	クラッシャラン（C－40）		304.4	92.4
	岩　ず　り		310.0	94.1
700L	ま　さ　土	793.3	787.8	99.3
	クラッシャラン（C－40）		792.8	99.9
	岩　ず　り		791.1	99.7

まさ土　　ｸﾗｯｼｬﾗﾝ　　岩ずり

付図4-1　盛土材料の搬入



付図 4-2　盛土材の粒度分布

出展：(財)土木研究センター：ジオテキスタイルの耐衝撃性に関する試験試験報告書「パラリンク」

海外で既に実施した試験の結果は下記のとおりである。

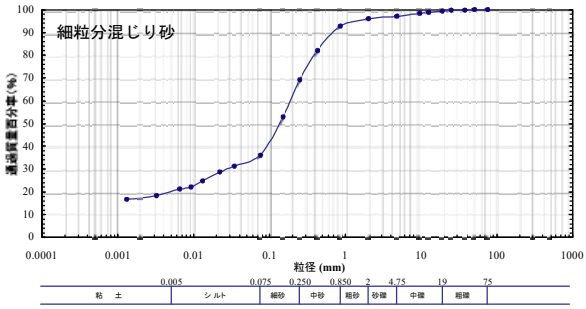
施工中の損傷＝損傷試験後供試体の引張強度/試験前供試体の引張強度

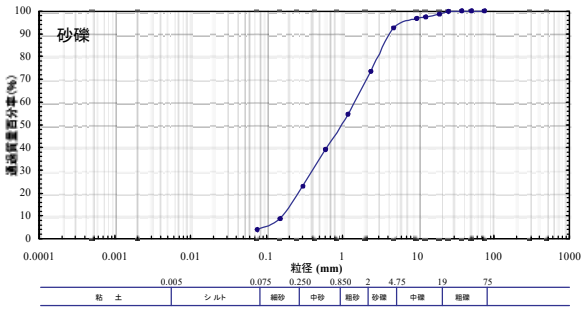
施工中の損傷について　転圧力 90kN，転圧回数 8 回，巻き出し厚 20cm

パラリンク品番	盛土材	残留強度(%)	Fc安全率	パラリンク品番	盛土材	残留強度(%)	Fc安全率
300L	細粒分まじり砂	98.90	1.01				
	砂礫	97.68	1.02				
	粗礫	95.16	1.05				
500L	細粒分まじり砂	99.47	1.01	500M	細粒分まじり砂	99.90	1.00
	砂礫	97.95	1.02		砂礫	99.38	1.01
	粗礫	97.48	1.03		粗礫	97.24	1.03
700L	細粒分まじり砂	99.68	1.00				
	砂礫	98.77	1.01				
	粗礫	97.67	1.02				

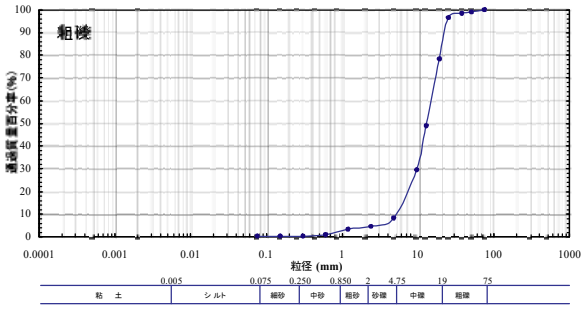
試験実施者：　SGI Tsting Services,LLC (USA)
試験依頼者：　リニアコンポジット社(英国)
盛土材：　細粒分まじり砂(silty sand),砂礫(concrete sand),粗礫(AASHTO No.57Stone)
レポート日：　2005年2月21日

砂質土





礫質土



参考文献

1)　FINAL INSTALLATION DAMAGE TESTING PARALINK GEOGRIDS
SGI TESTING SERVICES, LLC　21 FEBRUARY 2005

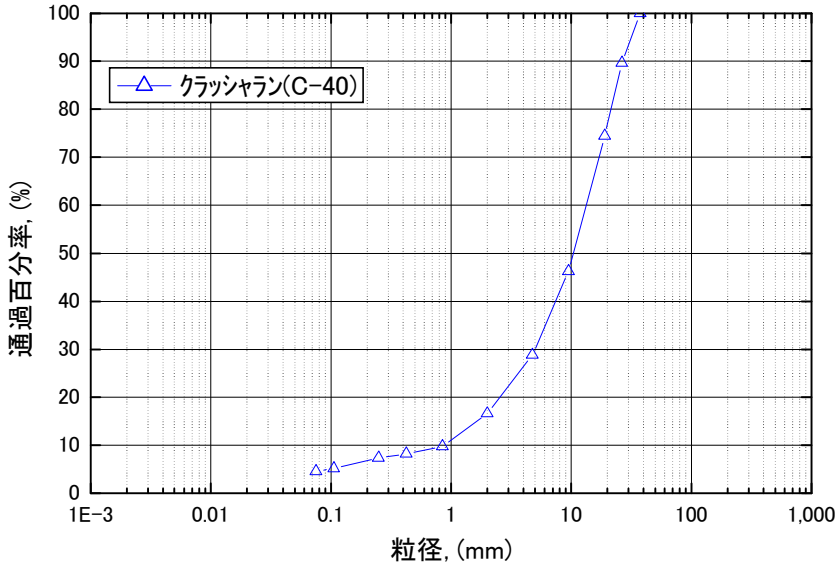
近年土工工事において、高盛土など工事規模の大型化に伴い、転圧作業の効率化を図るために、転圧機械が大型化している。転圧機械の能力は、転圧力=軸輪荷重＋起振力で評価される。付図 4-3 に示すように、これまで施工中の損傷を評価するために使用した転圧機械は、転圧力 150kN 程度に対し、大土工で使用される転圧機械の転圧力は 324kN である。これら転圧機械の大型化に伴うパラリンクの施工中の損傷を確認するため、損傷試験を実施した。

転圧力 150kN
（既往損傷試験）

転圧力 324kN
（大土工対応：今回損傷試験）

付図 4-3　転圧機械

損傷試験を実施したパラリンクの品番は、100L, 300M, 500L, 500M, 600L, 600M の 6 種類であり、盛土材は、クラッシャラン(C-40)を用いて、巻き出し厚を 30cm とし、締固め度 95%で管理した(今回転圧機械：締固め回数 4 回)。付図 4-4 にクラッシャラン(C-40)の粒度分布を示す。



付図 4-4　クラッシャラン(C-40)粒度分布

付表 4-2 に転圧力 324kN の転圧機械を使用した損傷試験後の引張り試験結果を示す。表中の現状損傷安全率(粗礫)は転圧力 150kN の結果である。

結果から、転圧力が大きくなると、試験体の品番に応じて、損傷安全率が変化することがわかる。特に、パラリンクの品番が低い 100L の結果は、転圧による損傷が大きいことがわかる。

付表 4-2　耐衝撃性試験結果

試験体	試験前強度 S(kN)	試験後強度 S_D(kN)	強度保持率 R_D(%)	損傷安全率 Fc'	現状損傷安全率(粗礫)Fc
100L	18.3	14.7	80.3	1.24	1.08
300M	59.1	56.2	95.1	1.05	
500L	95.9	92.6	96.6	1.04	1.03
500M	95.1	93.7	98.5	1.01	
600L	112.5	111.3	98.9	1.01	
600M	113.2	113.6	100.4	1.00	

付表 4-3 に、転圧力 324kN の損傷安全率(粗礫)の案を示す。転圧力 324kN の場合、3 通りの規格に対して損傷安全率を設定した。

付表 4-3　転圧力 324kN・クラッシャラン(C-40)の場合の標準損傷安全率（案）

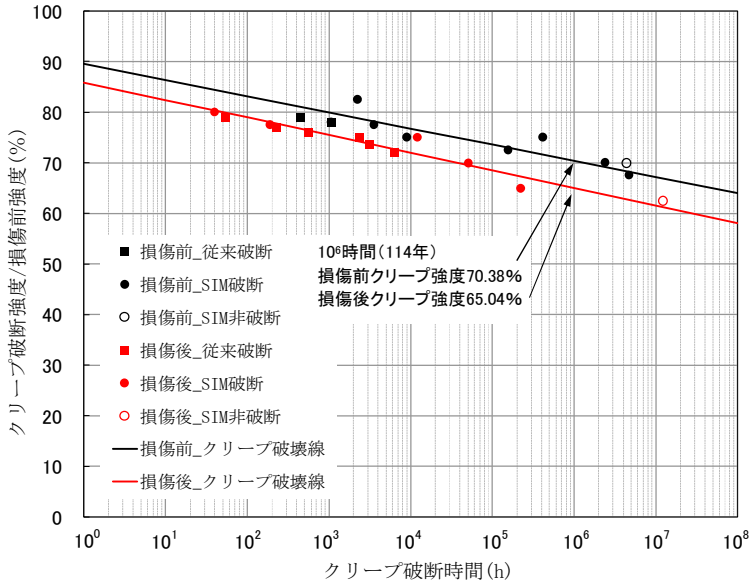
規格	＜250	300≦規格≦500	≧600
	100～250	300～500	600～1350
損傷安全率(粗礫)	1.24	1.05	1.01

注)300 は、シース材を厚くした 300M の結果である。

今回の試験結果から、転圧力が大きくなり、盛土材が尖ったエッジを持つ粗礫材及び岩ずりの場合、低品番のパラリンクで想定以上の損傷を受ける可能性がわかった。従って、高盛土等の土工工事で大型転圧機械(転圧力 300kN 以上)を使用する場合は、現地で実際の盛土材を使用した損傷試験を行い、施工中の損傷による安全率を評価する必要がある。

また、短期損傷を受けた材料の長期のクリープ耐久性を確認した。試験は前述したクリープ試験と同様である。結果は次図の通りである。

損傷前の 114 年（10^6 時間）のクリープ強度は 70.38%に対し損傷後のクリープ強度は 65.04%であり クリープ強度低減率は 65.04/70.38＝92.4%である。施工中の損傷（短期）の強度低減率は 17.0/18.6＝91.4%であったため、短期に受けた損傷がそれ以上に影響を及ぼさず長期強度を保持していることが分かった。当該材料のようなコンポジットタイプ補強材は、短期損傷が長期強度に及ぼす影響は見られないことを確認した。



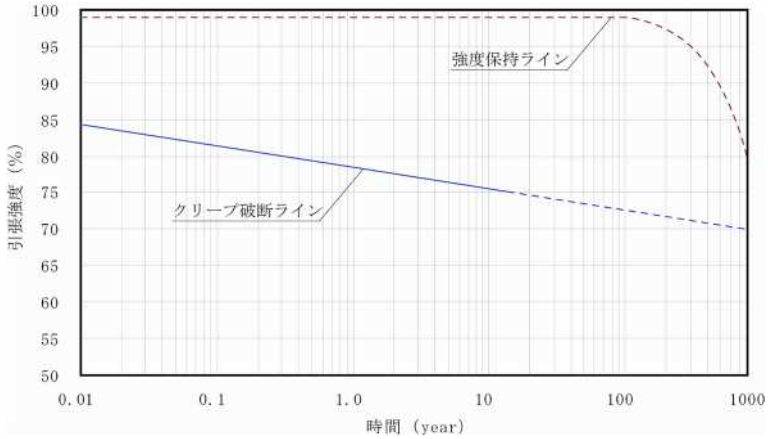
しかし、施工中に受けた短期損傷が 10%以上(Fc=1.11)は、シース材の破れもみられることより、上記の長期強度に影響を及ぼさない場合であっても好ましいものではないと判断する。このような場合、損傷に対する対策として 300㎜ の砂層をパラリンクの上部に敷設するか 10 ㎜の不織布をパラリンクの上面に敷設する。

付録 5. 地震時割増係数

5.1 割増係数 λ の設計根拠

(1) クリープ荷重を受けた残留引張強度特性

パラリンクのクリープ強度と時間の関係及び残留引張強度（強度保持グラフ：概念図）を付図 5-1 に示す（破断ラインの点線は外挿である)。ここで、残留引張強度はクリープ荷重を載荷した後に、引張強度試験を行って得られた強度である。



付図 5-1　パラリンクの引張強度保持グラフ(概念図)

資料；BBA（British Board of Agrement)、Agrement Certificate 03/4065.2010）

ジオシンセティックスの引張強度特性としては、クリープ低減係数を考慮した設計引張強度がある。しかし、ジオシンセティックスの材料強度は劣化しているのではなく、クリープ荷重を受けたジオシンセティックスを引張強度試験すると 100%レベルの引張強度保持傾向を示す。

SIM 促進試験等により長期のクリープ荷重を載荷した上で、引張強度試験等を行うことにより、付図 5-1 のような概念図を想定できるようになっている。

(2) クリープ荷重を受けた残留引張強度

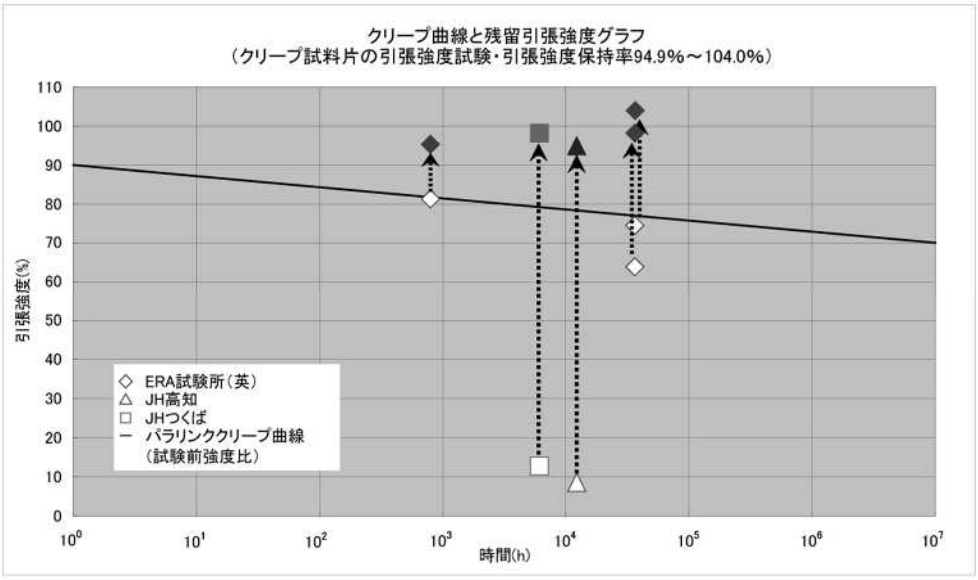
付図 5-2 はクリープ載荷時間と残留引張強度の関係を示したものである。付表 5-1 に試験条件を示す。試験前の引張強度に対して 94%以上の残留引張強度を有していると推定される。

付表 5-1　試験条件

試験片 (kN/m)	試験前 引張強度 (kN/本)	クリープ 荷重 (%)	クリープ 時間 (h)	残留引張 強度 (kN/本)	残留引張強度 ／試験前強度 (%)	試験場所 履歴
300	55.6	81	795	53.0	95.3	ERA 試験所（英）[1]
300	55.6	63	36,282	54.6	98.2	
300	55.6	74	36,618	57.8	104.0	
700	133.0	9	12,264	126.2	94.9	JH 高知 BOX 部取出し [2]
600	111.0	13	6,096	109.0	98.2	JH つくば BOX 部取出し [2]

1)　ERA Report 2007-0242

2)　ジオシンセティックス論文集 2002 年 12 月



付図 5-2　引張強度保持率

(3) 繰返し荷重を受けた残留引張強度

下記の条件で引張強度試験を実施した結果、試験前引張強度の 94%の強度を保持していることが確認された。

①試験前引張強度の 40%の荷重にて 10^5 時間経過。

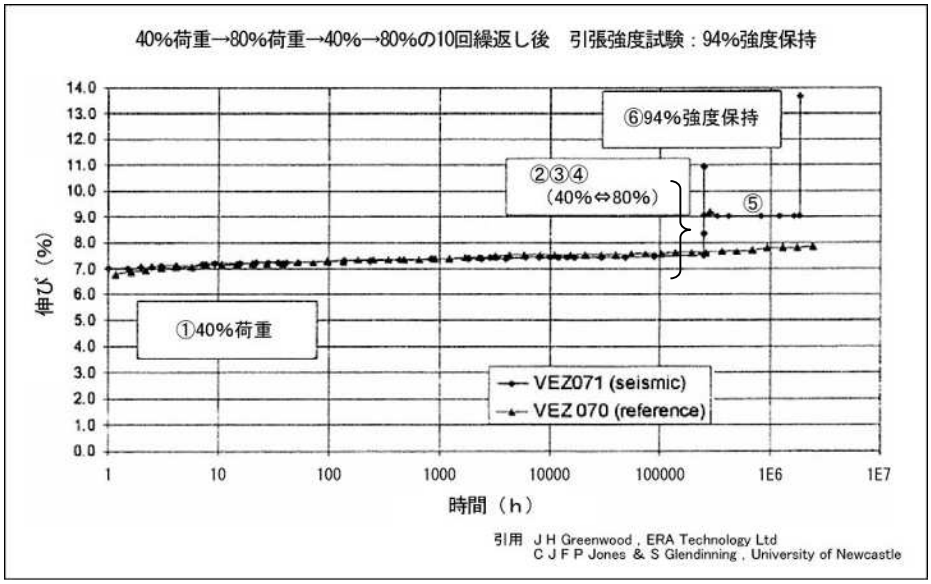
②80%の荷重を負荷する（伸び 11%へ）。

③その後、40%へ荷重を除荷する。

④さらに 80%へ荷重を上げ、これを 10 回繰り返す。

⑤その後 40%の荷重状態にて 10^6 時間以上経過（伸び 9%レベル）。

⑥引張強度試験を実施する。



付図 5-3　繰返し荷重後の引張強度試験

パラリンクのクリープ荷重及び繰返し荷重を受けた残留引張強度より、パラリンクは 94%以上の残留引張強度があることがみてとれる。

5.2 割増係数λの導入

地震時におけるパラリンクの設計強度は、常時設計強度に対する割増係数をλとすれば、以下の通りである。

$T_{AE}=\lambda \cdot T_A$ ····· ①式

T_{AE}　：地震時設計強度

T_A　：常時設計強度（クリープを考慮した値）

λ　：常時設計強度に対する割増係数

$T_A=T_{max}/(F_{cr}\cdot F_D\cdot F_C\cdot F_B)$ ····· ②式

T_A　：設計強度

T_{max}　：最大引張強さ

F_{cr}　：クリープを考慮した材料安全率

F_D　：耐久性を考慮した材料安全率

F_C　：施工中の損傷を考慮した材料安全率

F_B　：接続部の強度低下を考慮した材料安全率

地震時設計強度

地震時材料安全率　F_Eを導入すれば

$T_{AE}=T_{max}/(F_E\cdot F_D\cdot F_C\cdot F_B)=T_{Emax}/(F_D\cdot F_C\cdot F_B)$ ···· ③式

③式から、$F_E=T_{max}/T_{Emax}$ ····· ④式

T_{Emax}　：地震時最大引張強さ（T_{max}の90%とする）

F_E　：地震荷重に対する材料安全率（常時荷重のクリープ考慮）

地震時割増係数　λ

地震時割増係数　λは、①、②、③式より

$\lambda=F_{cr}/F_E$ ····· ⑤式

F_{cr}　：クリープを考慮した材料安全率

F_E　：地震荷重に対する材料安全率

地震荷重に対する材料安全率F_Eは　$F_E=T_{max}/T_{Emax}=1/0.9=1.11$

パラリンクの120年耐久時のクリープに対する材料安全率は　$F_{cr}=1/\mu=1/0.72=1.39$

割増係数λ

$\lambda=F_{cr}/F_E=1.25$

参考文献

1)藤津・竹内・丸山・久保・小浪・川原

「実際に敷設された帯状ジオシンセティックの残留引張り強度評価」

ジオシンセティックス論文集2002年12月　国際ジオシンセティックス学会日本支部

2)J H Greenwood

「Creep of Geotextiles and Yarn : Final Report 」

ERA Report 2002-0096 ERA project 044700011 Final Report

3) 平井貴雄・谷津淳
「耐震設計に用いるジオグリッドの引張強さに関する一考察」
ジオシンセティックス論文集　第 15 巻 2000 年 12 月　国際ジオシンセティックス学会日本支部
4)Konami・Kawahara・Kubo
「Study on Residual Strength of Web-shaped Geosynthetic under Embankment on Softground」
3rd Asian Regional Conference on Geosynthetics June 2004
5)(一財) 土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル
(平成 25 年 12 月)

付録 6. パラリンク敷網工法設計安全率

無処理時安全率 F_s＜1.0 でのパラリンク納入実績

発注者	実績	設定安全率	無補強時安全率	備考
日本道路公団 東日本高速道路 中日本高速道路 西日本高速道路	32 件	立上時　F_s ≧1.10　21 件	～0.7　1 件 0.7～0.8　2 件 0.8～0.9　8 件 0.9～1.0　10 件	
		供用時　F_s ≧1.25　5 件	0.7～0.8　1 件 0.8～0.9　1 件 0.9～1.0　3 件	
		立上時&供用時 F_s ≧1.10 & F_s ≧1.25　6 件	0.8～0.9　4 件 0.9～1.0　2 件	
国土交通省	7 件	立上時　F_s ≧1.10　2 件	0.7～0.8　1 件 0.9～1.0　1 件	
		供用時　F_s ≧1.25　1 件	0.9～1.0　1 件	
		立上時&供用時 F_s ≧1.10 & F_s ≧1.25　4 件	0.7～0.8　2 件 0.8～0.9　1 件 0.9～1.0　1 件	
都道府県 市町村	6 件	立上時　F_s ≧1.10　2 件	0.7～0.8　1 件 0.8～0.9　1 件	
		供用時　F_s ≧1.25　2 件	0.7～0.8　1 件 0.8～0.9　1 件	
		立上時&供用時 F_s ≧1.10 & F_s ≧1.25　2 件	0.7～0.8　1 件 0.9～1.0　1 件	
合計件数	45 件			

実績件数は 1 工事中に数ヶ所の検討断面があった場合も最小値を用いて 1 件としている。

実績期間は、’99.6～である。

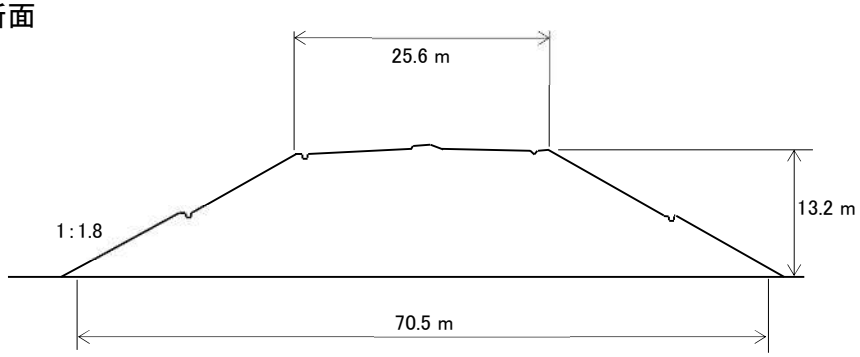
無処理時安全率 F_s＜1.0 でパラリンクを敷設して盛土を行う場合は、情報化施工を必須とする。
（ex.松尾・川村法、⊿δ/⊿t～t 法など）

付録 7. パラリンク敷網工法設計計算例

代表的な左右対称形盛土についての設計計算例

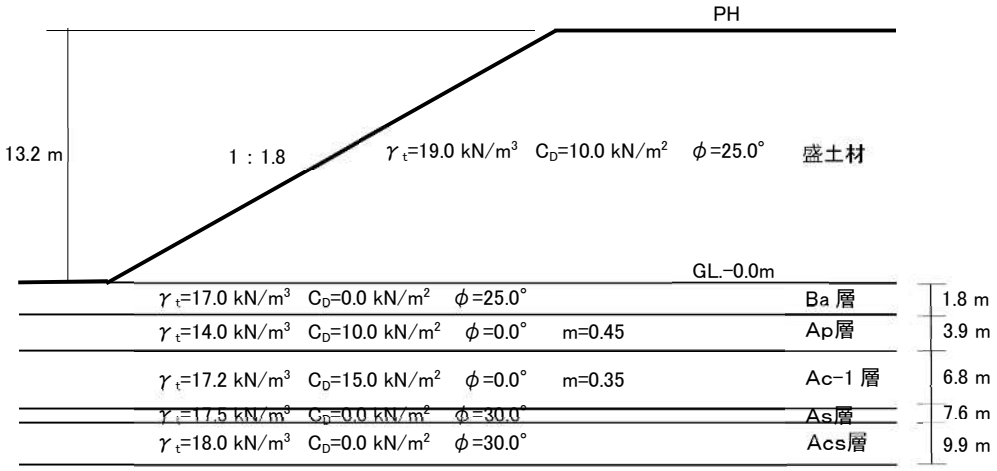
7.1　設計条件の設定

7.1.1　検討断面



付図 7-1 検討断面図

7.1.2　地盤定数



付図 7-2 地盤定数

7.1.3　パラリンクの設計引張強さ

盛土施工期間と盛土立上がり後、軟弱地盤が安定するまでの期間を考慮してパラリンクのクリープ低減を 2 年とした。

7.1.4　設計安全率

設計安全率は、盛立て時 $F_s \geqq 1.1$ である。

7.2 盛土時 無補強時における安定計算

盛土時 無補強時における円弧すべり安定計算結果を求めた。

付表 7-1 無補強時における安定計算例

項　　目		値
安全率	F_s	0.852
抵抗モーメント	M_R (kN･m/m)	34,565
起動モーメント	M_D (kN･m/m)	40,576
半　　径	R (m)	22.35

最小安全率が、F_s=0.852＜1.1 であるので対策工法の検討が必要である。

7.3 定着長の検討必要性の確認

敷網工は、トラフィカビリティ向上の表層処理工としての役割を果たすこと、地盤が盛土の左右で均一に近い場合はどちらにもすべる可能性のあること等の理由から、一般には盛土全幅に敷設する場合が多い。現場条件がこれに該当するので定着長の検討は必要無い。

7.4 使用するパラリンクの決定

パラリンクの必要引張強さT_{req}を求める。これを満足するパラリンクの設計引張強さT_Aを設定する。

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} = \frac{M_R + n \cdot R \cdot T_{req}}{M_D} \geqq 1.1$$

$$T_{req} = \frac{1.1 \cdot M_D - M_R}{n \cdot R} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.1)$$

$$T_A \geqq T_{req} = \frac{\sum T_{req}}{n} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.2)$$

式-(3-1) により

ここに、　パラリンクの段数　n = 1

起動モーメント　M_D = 40,576 kN･m/m

抵抗モーメント　M_R = 34,565 kN･m/m

すべり円弧半径　R = 22.35 m

したがって、パラリンクの必要引張強さT_{req}は、次のように求められる。

$$T_{req} = \frac{(1.1 \times 40{,}576 - 34{,}565)}{22.35}$$

=450.5kN/m

パラリンク必要引張強さ T_{req} = 450.5 kN/m を満足する引張強さT_Aを有するものを付表 7-2（表-6 の抜粋版）より選定する。使用するパラリンクは 設計引張強さT_A = 503 kN/m を有するパラリンク 700L に決定する。

付表 7-2 パラリンクの品番と製品引張強さ T_A（砂質土・砂礫）

パラリンク品番	50L	100L	150L	200L	250L	300L	400L
製品基準強度 T_{max} (kN/m)	50	100	150	200	250	300	400
設計引張強さ T_A 2 年耐久時 (kN/m)	35	71	106	142	177	213	284
パラリンク品番	500L	600L	700L	800L	900L	1000L	
製品基準強度 T_{max} (kN/m)	500	600	700	800	900	1000	
設計引張強さ T_A 2 年耐久時 (kN/m)	359	431	503	575	647	718	

盛立て時の耐久時は 2 年でみる。（盛土施工期間と盛土立ち上がり後、軟弱地盤が安定するまでの期間を考慮）

敷設後の安全率を確認する。

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} = \frac{M_R + n \cdot R \cdot T_A}{M_D} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.3)$$

ここに、 抵抗モーメント M_R = 34,565 kN･m/m

パラリンク段数 n = 1 （段）

すべり円弧半径 R = 22.35 m

パラリンク設計引張強さ T_A = 503 kN/m

すべりモーメント M_D = 40,476 kN･m/m

したがって、敷設後の安全率は、次のように求められる。

$$F_s = \frac{34{,}565 + 1 \times 503 \times 22.35}{40{,}476} = 1.132 \geqq 1.1$$

敷設後の安全率は、 F_s = 1.132 であり設計安全率を上回る。

7.5 敷設位置　敷設長の決定

敷設位置は、サンドマットの上とする。敷設長は、全幅敷設とする。

7.6 パラリンク上の盛土滑動の検討

パラリンク上の盛土滑動の検討は､「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計･施工マニュアル」の検討式に表-7 のパラリンクの単位面積に占める割合（ =a）を用いた 式（4.11）により算出する。ここで、盛土材がｃ φ材の時は粘着力を考慮して下式で算出する。

$$F_s = \frac{P_R}{P_A} = \frac{\frac{1}{2} \cdot \gamma_E \cdot n \cdot H_E{}^2 \cdot \{(1-a) \cdot \tan\phi + \alpha_2 \cdot \tan\phi\} + (1-\alpha)cl + \alpha_1 cl}{\frac{1}{2} \cdot \gamma_E \cdot H_E{}^2 \cdot K_A} \geq 1.5$$

ここに、 P_A ： パラリンク上の盛土の滑動力（主働土圧の合力）(kN/m)

P_R ： 摩擦抵抗力（kN/m）

γ_E ： 盛土の単位体積重量（kN/ m³）：19（kN/ m³）

H_E ： パラリンク上の盛立て高さ（m）：13.2－0.5＝12.7m

a　：　パラリンクの単位面積に占める割合（表-8）：0.51

K_A　：　主働土圧係数：$\tan^2\left(45°-\frac{\phi}{2}\right)=0.4059$

c　：　土の粘着力（kN/ m²）：10 kN/ m²

ϕ　：　土のせん断抵抗角（°）：25°

l　：滑動面上のパラリンクの長さ（m）：$n \cdot H_E = 1.8 \cdot 12.7 = 22.86$ m

n　：　のり面勾配（図-9 参照）：1.8

α_1、α_2　：　補正係数（付表 3-1）：$\alpha_1 = 0.20$、$\alpha_2 = 0.30$

$$F_s = \frac{\frac{1}{2}\cdot 19\cdot 1.8\cdot 12.7^2\cdot\left\{(1-0.51)\cdot\tan 25°+0.30\cdot\tan 25°\right\}+(1-0.51)\cdot 10\cdot 22.86+0.20\cdot 10\cdot 22.86}{\frac{1}{2}\cdot 19\cdot 12.7^2\cdot 0.4059}$$

$$=1.887\geq 1.5$$

敷設後の滑動安全率は$F_s = 1.887$であり設計安全率を上回る。

7.7 計算検討の結果

他工法との比較に於いて経済コストの理由から敷網工法を選定する。

敷網工法の中で菱形金網との経済コスト比較を行った。パラリンクを用いることにより 2 段が 1 段に出来る。施工性が際立って向上することによる作業費の削減が出来る。これらによりコスト縮減できるパラリンクを採用する。

参考文献

1） 国際ジオシンセティックス学会日本支部:ジオシンセティックス論文集第 14 巻 1999 年 12 月
高強度帯状ジオシンセティックによる軟弱地盤上の盛土補強効果

2） 日本道路公団 四国支社　東京第一管理局　試験研究所 ： ハイウェイ技術
No. 20(2001-10）:高強度ジオシンセティックを用いた軟弱地盤上の盛土敷網工法

付録 8. パラリンク引張力の観測について

8.1 動態観測

軟弱地盤対策工の動態観測の中で敷網の引張力を測定する事が織り込まれている。

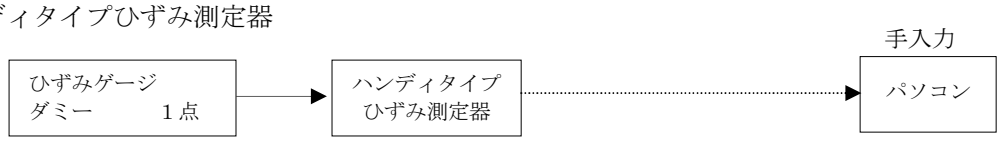
敷網工施工における動態観測は、土工施工管理要領（NEXCO）の規定に従って行うものとし、盛土横断方向の 2 箇所程度（沈下の最も大きい箇所、臨界円と交差する箇所等）で、金網に作用する引張力を計測するものとする。計測結果は、引張許容抵抗力との関係や、金網の変形挙動の把握等により、盛土の安定管理に活用するものとする。〈設計要領第一集　第 5 章　NEXCO〉

パラリンクにおいても動態観測の中でその引張力を上記に沿って測定することが望まれる。

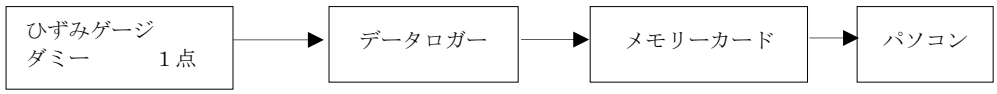
8.2 パラリンク引張力の測定方法

(1) パラリンクにひずみゲージを取付け、そのひずみ値を計測する。
(2) パラリンクのひずみ-強度関係式より張力を割出す。
(3) 計測ブロック図（案）は次のとおりである。

①ハンディタイプひずみ測定器



②データロガータイプひずみ測定器

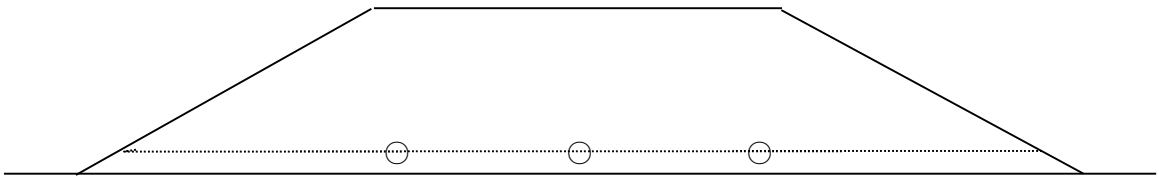


(4) 測定の頻度としては、標準（案）として次のとおりである。

	盛土期間中	盛土終了後				供用後
		最初の 10 日間	10 日～1 箇月	1 箇月～3 箇月	3 箇月以降	
パラリンクひずみ計	1 日 1 回	1 日 1 回	2 日 1 回	1 週 1 回	適宜	適宜

8.3 観測概要

観測線を決め、その線上（同一帯状）にひずみゲージを下図のように設定する。



観測断面（横断方向）

参考文献

1) NEXCO：設計要領第一集(平成 25 年 7 月) [第 5 章 軟弱地盤上の盛土]
2) NEXCO：土工施工管理要領(平成 25 年 7 月)

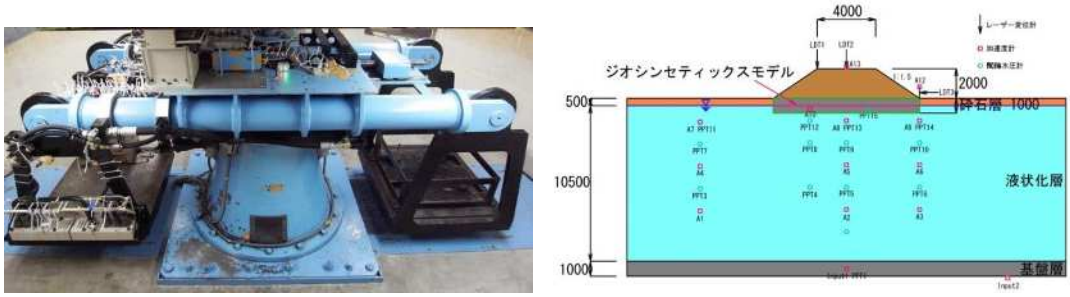
付録 9. 液状化変形抑制工法

9.1 効果の確認

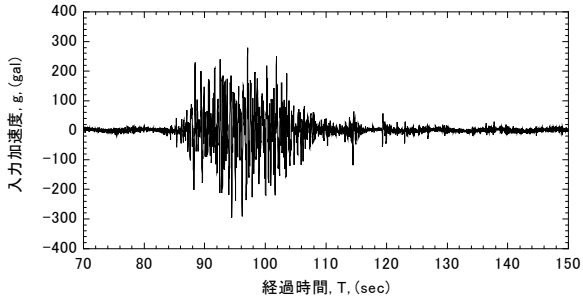
(1)実験の概要

砕石とジオシンセティックスについて，液状化時に盛土の変形を抑制する効果を確認するために，東京工業大学で動的遠心模型試験を実施した．

実験は，1/50 縮尺の遠心模型試験(遠心加速度場 50g)で行った．付図 9-1 に遠心模型試験の概要図を示す．盛土形状は，のり尻幅 10m，高さ 2.0m，のり面勾配 1:1.5 である．実験ケースは，Case1 無対策の盛土，Case2 盛土直下に砕石のみを設置，Case3 盛土直下に砕石とジオシンセティックスを配置した 3 ケースである．入力地震波は，付図-9-2 に示す 2011 年東北地方太平洋沖地震時に K-Net 水戸で観測された地震波(IBR006,NS 成分)を用いた．



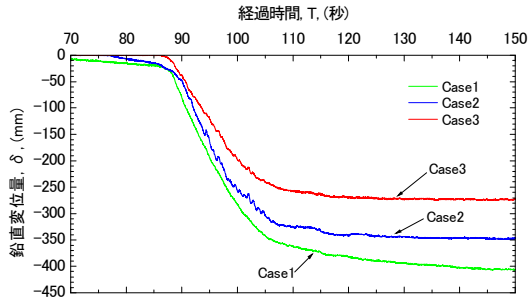
付図 9-1　遠心模型実験概要



付図 9-2　入力地震波

(2)沈下抑制の結果

付図 9-3 に盛土天端の中央で計測された沈下量の時刻歴を示す．主要動終了時点の 110 秒までの沈下量に着目すると，無対策の Case1(434mm)に比べ，Case2(316mm)，Case3(267mm)の順で盛土の沈下量は小さくなっている．Case3 の沈下量は，無対策 Case1 の 62%まで低減され，変形の抑制効果がうかがえる．なお，Case2 の砕石のみでも沈下の抑制はあるものの，Case3 と比べ 10%の差が生じた．この差がジオシンセティックスによる砕石層の変形補強効果であると考える．



付図 9-3　盛土天端沈下量時刻歴

(3)地盤内変位

地盤内変位図を付図 9-4 に示す.

Case1(無対策)

・液状化した基礎地盤は，地表面部から側方に大きく変形している.

・盛土底部が円弧状に変形し，のり尻部分も外側に向けて水平に変位している.

Case2(砕石のみ)

・Case1 に比べ，地表面付近の側方変形が抑えられている.

・側方変位は，地盤の深い位置で生じている.

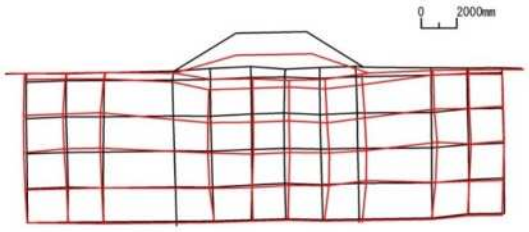
・盛土底部は若干であるが円弧状に変形し，のり尻部分も Case1 同様水平に変位している.

Case3(砕石+ジオシンセティックス)

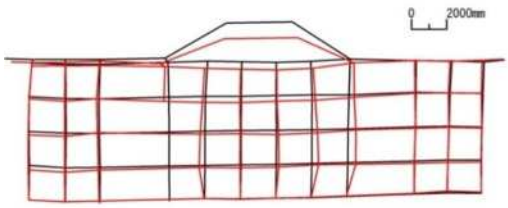
・地表面付近の側方への変形が小さく，鉛直方向のみの変形が卓越している.

・盛土底部の変形も Case2 の砕石のみと比べ，ほぼ一様に鉛直方向に変形している.

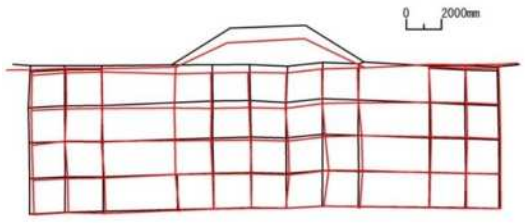
砕石にジオシンセティックスを挟み込むことで砕石層の曲げ変形を拘束し，一体的(盤的)な挙動をしたため，側方への変形を抑制したと考える．この効果により法尻部の変形も抑えられており，盛土の不同沈下に効果があると考える.



Case1(無対策)



Case2(砕石のみ)



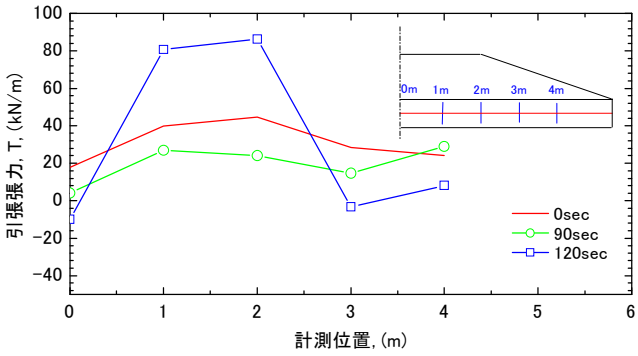
Case3(砕石+ｼﾞｵｼﾝｾﾃｨｯｸｽ)

付図 9-4　地盤内変位図

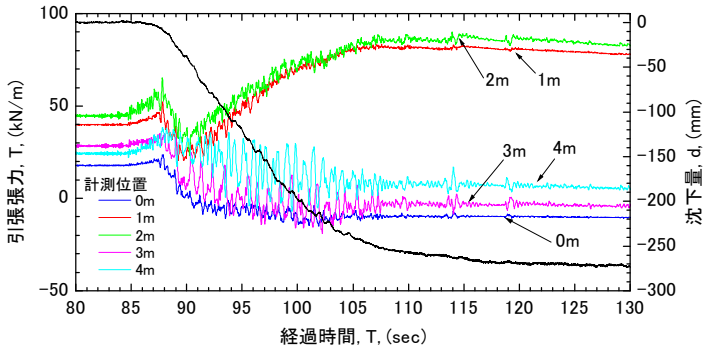
(4) ジオシンセティックスの張力

付図 9-5 に Case3 で計測されたジオシンセティックスの張力分布の変化を示す．付図 9-6 は，ジオシンセティックスの張力の時刻歴を示している．(加震初期は増加するものの，沈下が増加する地点から減少する傾向が見られた．実験中に撮影した動画から評点の変位を整理したところ，張力が低下する 90 秒付近で瞬間的に盛土天端の沈下量と砕石内の平均沈下量に差が生じていることがわかった．盛土が粘性土系であったため，実験土層との付着力の影響で沈下差が生じ，上載圧が抜けたような現象が起こり，その影響で張力が減少したと考える.)

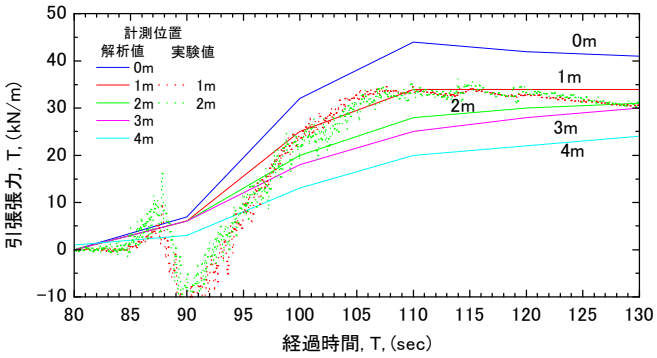
これら実験は動的有効応力解析(LIQCA)で検討を行った．付図 9-7 に示すように解析結果は，張力の増加が見られない時間帯(100～130sec)の張力を再現しており，解析的な結果を使用して張力の分布を評価できると考える．



付図 9-5　ジオシンセティックスの張力



付図 9-6　ジオシンセティックスの張力時刻歴

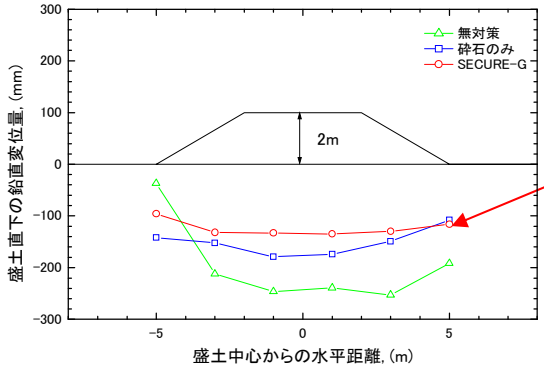


付図 9-7　ジオシンセティックスの張力（解析結果）

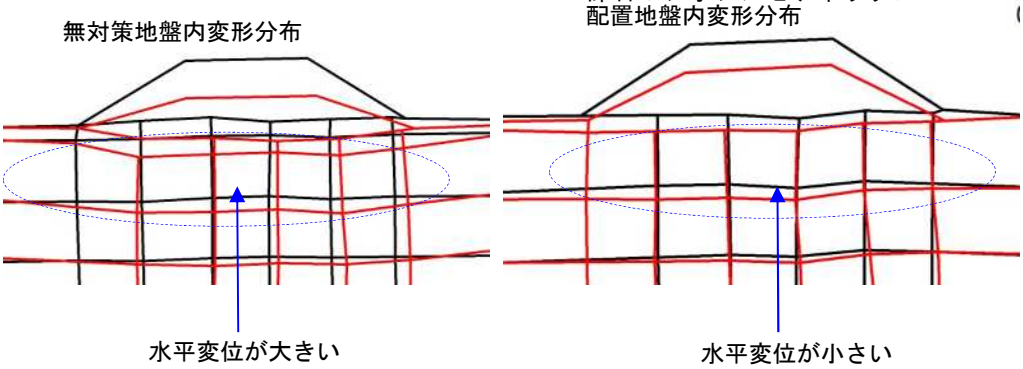
9.2　設計

9.2.1　ジオシンセティックスの設計

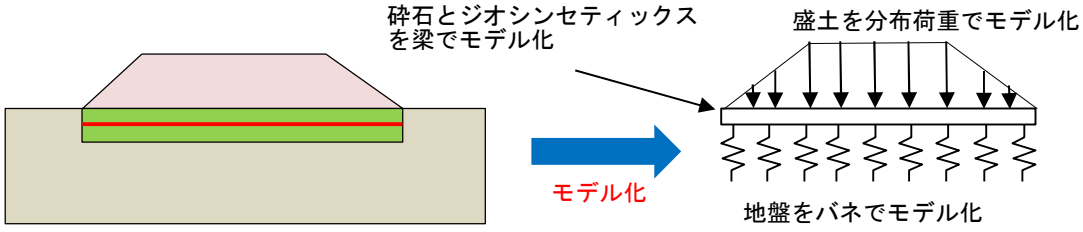
実験から砕石とジオシンセティックスを配置した場合，盛土直下は，変形が少ない一体的(盤的)な挙動を示していることがわかった．



SECURE-G 工法の場合，盛土直下の変形量が少なく，ほぼ一様に変位する挙動を示す＝砕石とジオシンセティックス構造が盤的な挙動



以上の一体的挙動を再現できる方法として，砕石とジオシンセティックスの複合構造体を地盤(弾性支承)に支持された梁として仮定した．これによりジオシンセティックスに作用する張力を評価した．ジオシンセティックスの張力の算出は，曲げ変形中に梁が断面保持されていると仮定して断面力を評価した．さらに断面力から引張を受け持つ材料強度を算出するために単鉄筋の断面照査の方法を用いた．



以降に設計の手順を示す．

①弾性支承上の梁理論

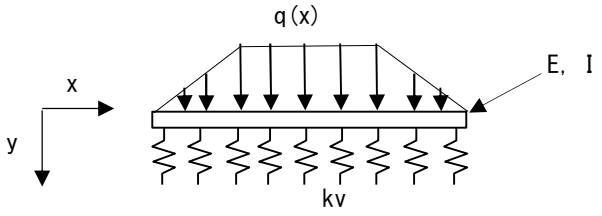
釣合方程式(曲げたわみの微分方程式)

$$EI\frac{d^4y}{dx^4}+kv\cdot y=q(x)$$

E：梁の弾性係数(kN/m^2)

I：梁の断面二次モーメント(m^4)

kv：地盤反力係数(kN/m^3)



q(x)：上載荷重分布(kN/m^2)

ここで，梁の弾性係数は，砕石の剛性と仮定し，(社)日本道路協会：舗装設計便覧，pp.129,(平成 18 年 2 月)から E=200,000kN/m^2 としている．

釣り合い方程式を展開し，下記の結果を得る．

変位　y

回転角　y’

曲げモーメント　M＝-EIy’’

せん断力 S＝M’＝-EIy’’’

②弾性支承の設定：地盤反力係数

地盤反力係数の設定は，道路橋示方書Ⅳ下部構造編の 9.6.2 に準拠して行う．

$kv = D_E \cdot kv_0 (B/0.3)^{-3/4}$

kv：地盤反力係数(kN/m^3)

kv_0：直径 0.3m の剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する鉛直地盤反力係数(kN/m^3)

$kv_0 = (1/0.3)\,\alpha E0$

B：盛土の法尻幅(m)

E0：地盤の変形係数(E0＝2800・N)(kN/m^2)

N：N 値

α：地盤反力係数の換算係数(α＝1.0)

D_E：土質定数の低減係数 D_E

ここで地盤反力係数は，道示Ⅴ耐震設計編 8.2.4「耐震設計上の地盤定数を低減させる土層とその取り扱い」に準拠して，液状化に対する抵抗率 FL の値に応じた表-8.2.2 の低減係数 DE を用いて，低減させる．

表-8.2.2　土質定数の低減係数 D_E

F_Lの範囲	地表面からの深度x(m)	動的せん断強度比R	
		$R \leqq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leqq 1/3$	$0 \leqq x \leqq 10$	0	1/6
	$10 < x \leqq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leqq 2/3$	$0 \leqq x \leqq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leqq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leqq 1$	$0 \leqq x \leqq 10$	2/3	1
	$10 < x \leqq 20$	1	1

③断面照査

弾性支承上の梁モデルから得られた曲げモーメントを使用して，鉄筋コンクリートの断面照査の方法によりジオシンセティックスの引張張力を算定する．

ジオシンセティックスの断面照査は，曲げモーメントが作用する単鉄筋の RC 構造の断面照査法により圧縮領域と引張領域を評価し，材料の必要強度を算出する．

中立軸までの距離 x

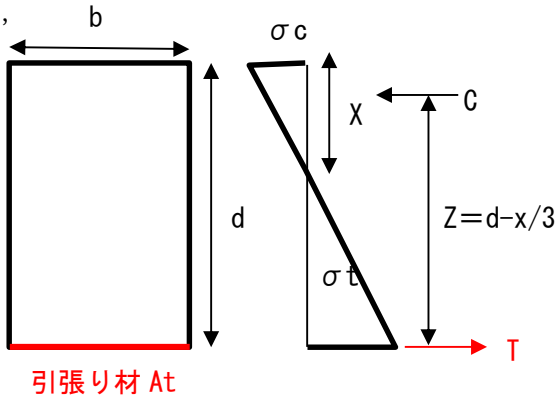
X＝ (nAt/b) {-1＋√(1+2bd/nAt)}

換算断面の中立軸に関する断面二次モーメント Ie は,

Ie＝nAt(d－X)(d－X/3)

引張り材の応力度σt は,

σt＝M／ {At(d-X/3)}



ここで,

M：断面作用モーメント

n：弾性係数比＝(引張り材 Et/砕石 E)

E:砕石弾性係数(＝200,000kN/m^2：舗装指針から)

Et：引張り材の弾性係数（パラリンクの諸元から）

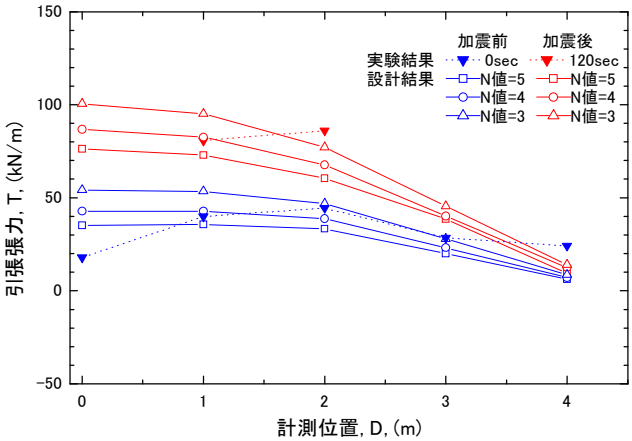
At：引張り材の断面積

④ジオシンセティックス設計と東工大遠心模型試験の検証

ジオシンセティックスの張力について，弾性支承上の梁モデルを用いた設計法による結果と実験結果を検証した.

地盤定数等	採用値	備考
地盤 N 値	N=3～5	相対密度 Dr から推定
地盤の液状化抵抗率 FL	0.44	計測から得られた地盤のせん断応力比と繰返し三軸強度比(RL=0.15)から評価
地盤定数の低減係数 DE	1/3	FL と RL から道示Ⅴ表-8.2.2 から評価
盛土高 H	2m	実験モデル
盛土法尻幅 W	10m	実験モデル
砕石厚 D	1m	実験モデル
ジオシンセティックス EA	3000kN/m	実験モデル

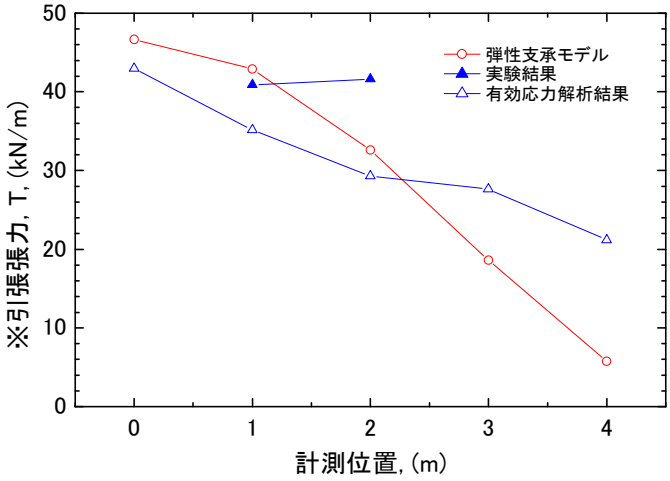
付図 9-8 に実験結果と設計結果を示す．ここでは，加震前の張力(青色)と加震後の張力(赤色)を示している．加震前の地盤反力係数を低減しないケースは，梁モデルで実験値をほぼ再現できていることがわかる．また，加震後の地盤反力係数を低減したケースでは，前述した実験中の盛土の粘着力の影響で張力が低下した箇所が見られるが，張力が増加している計測位置 1，2m の結果は，梁モデルと同程度の結果を得た．これらの結果により，弾性支承上の梁モデルの妥当性がうかがえる.



付図 9-8　実験結果と梁モデル設計結果の比較

⑤ジオシンセティックス設計と有効応力解析(LIQCA)結果の検証

付図 9-9 に弾性支承上の梁モデルと実験結果及び有効応力解析結果の引張り張力と計測位置の関係を示す．実験及び梁モデルでは，加震前の張力が計測及び評価できるが，有効応力解析結果は，プログラムの特性から加震前の張力が評価できないため，付図 9-9 は，加振後張力の増加で整理している．有効応力解析値と比較するために実験値及び弾性支承上の梁モデル値は，加震前と加震後の差分を示している．弾性支承上の梁モデル値の最大値は，実験及び有効応力解析値と同程度であり，また，安全側の最大張力を算出できるためジオシンセティックスの設計に使用したモデルは妥当であると考える．



付図 9-9　有効応力解析結果と梁モデル結果の比較

9.2.2　ALID による変形解析

液状化変形抑制工法(SECURE-G 工法)の液状化時変形照査設計では、地盤の液状化に伴って発生する流動現象を，液状化層の土骨格構造破壊に起因する剛性の消失として捉える．その変形解析手法は，自重応力下の砂質土層がせん断剛性低下によって変形すると仮定した静的な地盤変形解析手法である ALID を使用して行う。ALID では、液状化に伴って発生する過剰間隙水圧の消散による沈下（液状化層の圧縮）も加えて，地盤の残留変形量を求めることができる．

「ALID 参考文献　安田・吉田・安達・規矩・五瀬・増田(1999)：液状化に伴う流動の簡易評価法，土木学会論文集，No. 638/Ⅲ-49，pp. 71-89.」

液状化変形照査（ALID)に必要な設計パラメータは以下のとおりである．

①せん断弾性係数 G　②ポアソン比 ν　③湿潤単位重量 γ_t　④粘着力 c
⑤内部部摩擦角 ϕ　⑥液状化安全率 FL　⑦細粒分含有率 Fc　⑧相対密度Dr
⑨液状化強度比 RL　⑩平均 N 値　⑪平均粒径 D_{50}

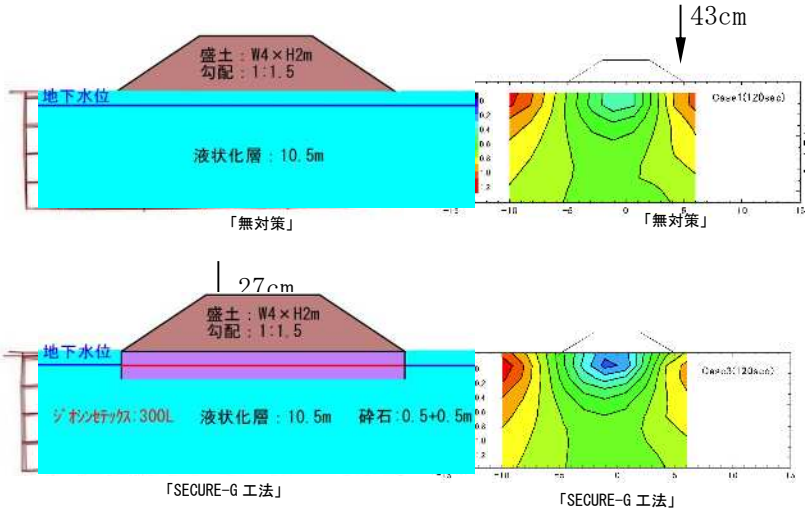
ALID の液状化に伴う地盤の低下せん断剛性は，液状化安全率 FL，液状化強度比 RL を用いて評価するため，液状化判定が必要となる。

（橋台背面の盛土等においては、段差照査の問題もあり、液状化判定結果に今まで以上の精度が求められる。その場合、現在盛土設計で使われることは稀ではあるが、今後、道路橋示方書に示される液状化判定だけではなく、弾性波速度検層（PS 検層）結果を基にした地盤応答解析により液状化安全率 FL を評価することが有効な方法である。）

遠心模型実験結果に基づく設計計算例を示す．

(1)検討断面

遠心模型実験のモデル及び実験から得た変形と過剰間隙水圧比分布を下図に示す。



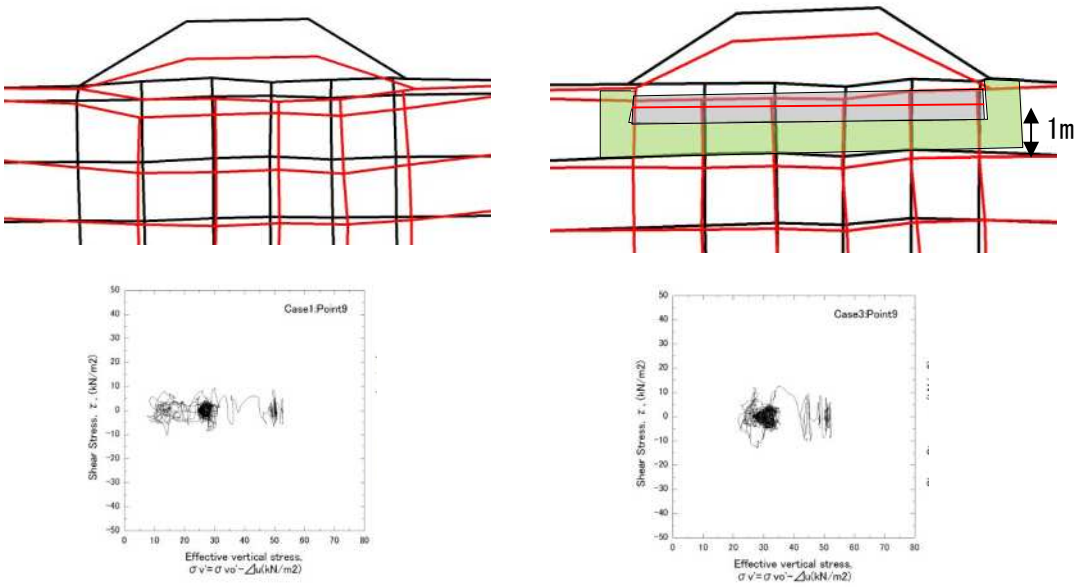
モデル図　　変形図　　過剰間隙水圧比分布図

参考文献：高橋・関・PRAMADIYA・倉知・AUNG・久保(2015)：ジオシンセティックス変形抑制工法の動的遠心模型実験，第 50 回地盤工学研究発表会，pp. 1805-1806.

(3) 設計モデル

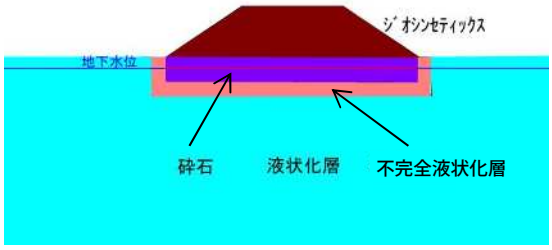
遠心模型試験の結果から，挟み込み砕石の周辺砂層は，透水性の高い砕石層に接し過剰間隙水圧は上昇せず，砕石層周辺の砂地盤は液状化に至っていない．

図-に示すように，砕石層周辺は，液状化に伴う約 1m の範囲は，大きく変形していないことがわかる．また，砕石層直下 3m の位置の応力パスを見ると，砕石層を配置した場合，過剰間隙水圧の増加に伴う有効応力の低下が抑えられていることがわかる．



付図 9-10 砕石層周りの実験結果

これらの結果を踏まえ，図参 2-2 に示すように，不完全液状化層としてモデル化する．砕石層周辺に 1m 範囲の不完全液状化層を設けて剛性低下を考慮する。不完全液状化地盤の剛性低下(G1)は、液状化抵抗率 FL=1.2 と仮定して図参 2-3 安田・稲垣の図表から決定する。不完全液状化層としてモデル化する砂層範囲は、挟み込み砕石層を幅 1m で取り囲む範囲と設定し、盛土底盤の両側に+1m、深度方向に+1m の範囲とした。



付図 9-11 砕石層周りのモデル化

SECURE-G 工法では、砕石層周辺に 1m 範囲の不完全液状化層を設けて剛性低下を考慮する。液状化地盤の剛性低下(G1)は、液状化判定結果の FL,RL から安田・稲垣の図表を用いて決定する。一方，不完全液状化地盤の剛性低下(G1)は、FL=1.2 と仮定して安田・稲垣の図表から決定する。

なお，回復せん断剛性(G2)は、下図の液状化後の応力～ひずみ関係から求めた推定式より決める。設計条件を下記の図表に示す。

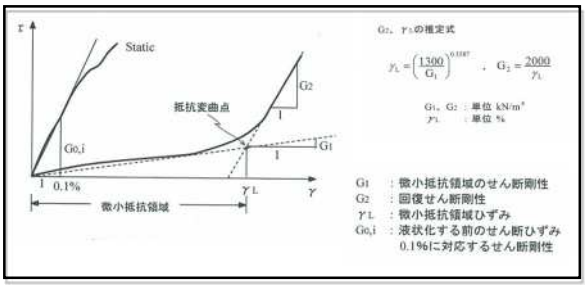
地下水位 GL-0.5m レベル2地震動タイプ1(最大地震度:300gal)

	γt (kN/m3)	E (kN/m2)	G (kN/m2)	μ	C (kN/m2)	φ (°)	ψ (°)	K_0	Fc	D50	Dr (%)	N	FL	モデル	層厚
非液状化	18.0	28000	10530	0.33	-	25	5	0.5	-	-	-	-	-	MC/DP	水位以上
非液状化	18.0	28000	10530	0.33	-	25	5	0.5	0.0	0.198	50.0	10	1.2	弾性	砕石層周辺
液状化	18.0	28000	10530	0.33	-	25	5	0.5	0.0	0.198	50.0	10	-	弾性	10.5
基盤	19.6	5000000	1879700	0.33	-	-	-	0.5	-	-	-	-	-	弾性	0.5

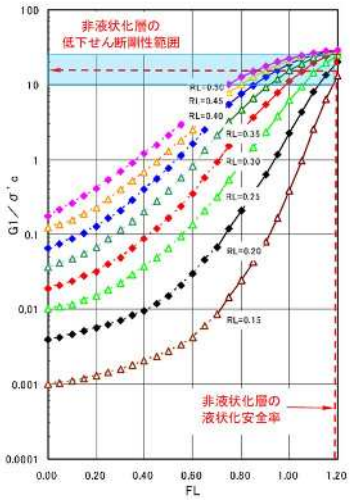
液状化層

構造物物性値

	γt (kN/m3)	E (kN/m2)	G (kN/m2)	μ	C (kN/m2)	φ (°)	ψ (°)	K_0
盛土	15.0	28000	10530	0.33	14	35	15	0.5
砕石	20.0	200000	75200	0.33	1	35	15	0.5



液状化後の応力～ひずみ関係



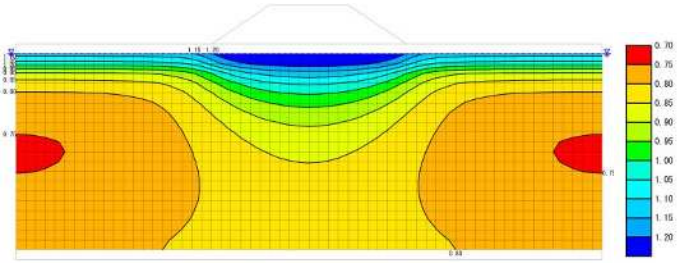
安田・稲垣の図表

ALID で用いるジオシンセティックスのモデルについては，バー要素でモデル化し，実験で用いた材料 EA=3000kN/m を用いる.

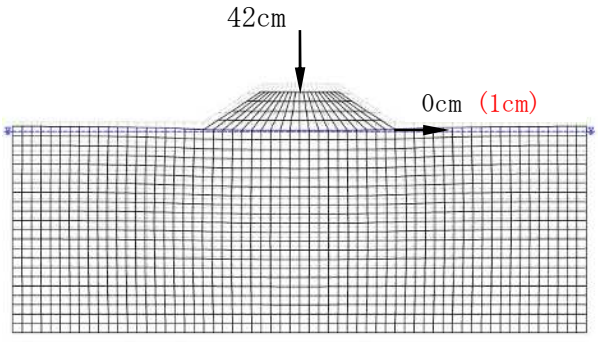
(3)解析結果

解析結果を示す.

① 無対策

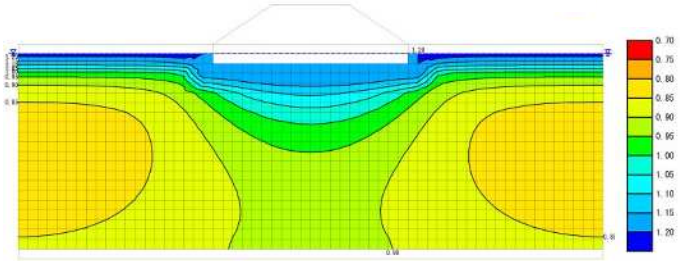


液状化安全率(FL)分布

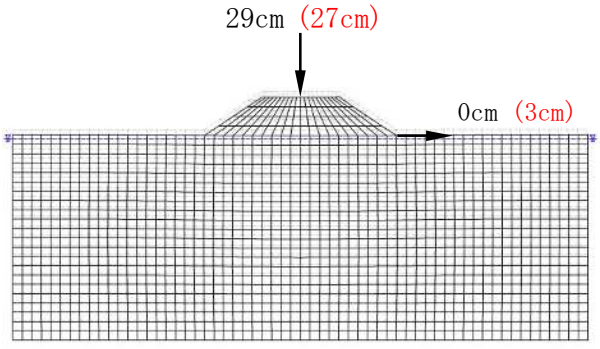


変形図（赤数値：実験値）

② SECURE-G 工法：砕石 0.5m+0.5m　パラリンク 300L(Tmax:1kN/m)



液状化安全率(FL)分布



変形図（赤数値：実験値）

ｼﾞｵｼﾝｾﾃｯｸｽの発生張力

ALID 変形解析では，盛土中央の鉛直変位量が実験結果と同等となった．前回[文献]行った動的遠心模型試験同様，これら 2 つの水準において信頼性のある解析であることが判明した．なお，ジオシンセティックスの発生張力は実験と ALID 解析に差異が生じており，ジオシンセティックス設計は，「9.2.1 ジオシンセティックスの設計」に示したように，弾性支承上の梁理論に基づく簡易法が妥当との結果を得た．

比 較 結 果 一 覧 表

	無対策		SECURE-G		抑制率（対策/無対策）	
	実験	解析	実験	解析	実験	解析
中央鉛直変位(cm)	43	42	27	29	63%	69%
法尻水平変位(cm)	1	0	3	0	-	-
張力(kN/m)	-	-	60	1	-	-

文献：大河内，松本，久保，村上(2010)：ジオシンセティックスを用いた液状化変形抑制工法の遠心模型実験と解析，地盤工学会誌,Vol.58,No.11,pp.22-25.

9.3 SECURE-G 工法の設計法のまとめ

①ジオシンセティックスの設計

ジオシンセティックスの強度を設定する．（弾性支承上の梁が，その強度により，断面保持されている．）

②ALID による変形解析

静的地盤変形解析 ALID を用い，土構造物の天端沈下量(のり肩・天端中央)及び側方変位量を，無対策及び SECURE-G 工法で確認する．（また，この時ジオシンセティックスのモデルは，従来通り大変形解析から EI を求めているので，弾性支承上の梁モデルから求めた必要張力と異なる）弾性支承上の梁モデルから設計するジオシンセティックスの強度が安全側であることを確認する．

性能設計面から SECURE-G 工法を考えると，

側方変位を抑制する工法 → 滑らせない．

→ 天端の不陸・クラック防止

であることが顕著である．盛土の損傷が限定的なものに留まり，機能の回復が速やかに行える性能 2 の対策工である．

付録 10.　ＥＡ－αの近似式（低改良ＤＭＭ工法との併用工法で用いる）

パラリンクの敷設品番を選定するにあたって、設定不同沈下量を満足するのに必要な引張剛性ＥＡは、改良体間隔 l’に設定されたＥＡ―α関係を用いて算定される。

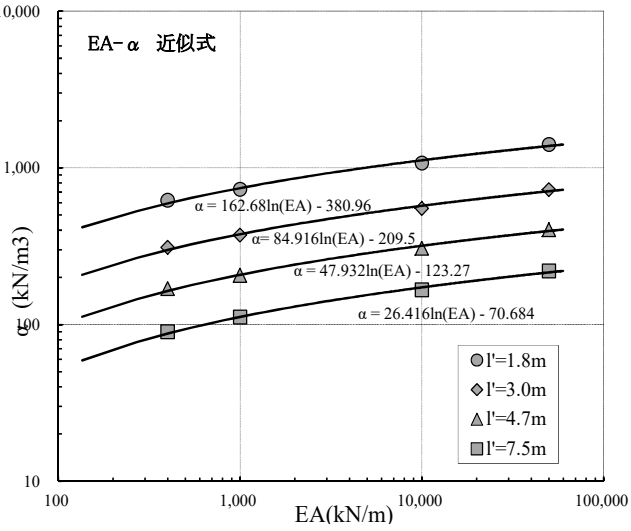
１．本文図-　の EA－α関係

本文記載の”ＥＡ－α相関“（ジオテキスタイル敷設間隔 l’=1.8m、3.0m、4.7m、7.5m）と近似式を付図 10-1 に示す。

EA－α相関を指数関数(付式 10-1)で近似することで、係数と設定値を介して比例係数αまたはジオテキ引張剛性 EA が算定される。

α＝A・ln(EA)－B　　――付式 10-1

EA＝exp（(α＋B）/A）



付図 10-1　ＥＡ-α関係

２．改良間隔ｌ’における EA－α近似式

記載改良間隔（l’）とα値および **EA** 値の関係を用いて、設定ジオテキ引張剛性 **EA** での改良間隔（x）における α（x）値を算定する。得られた改良間隔(x)における **EA－α関係を近似式で**評価する。ジオテキ引張剛性 **EA** は、必要α値を設定して算定される。

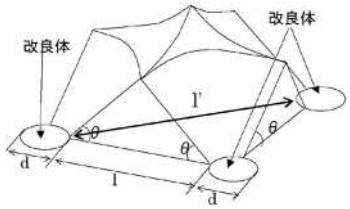
（算定 Excel ｼｰﾄはＨＰに掲載）

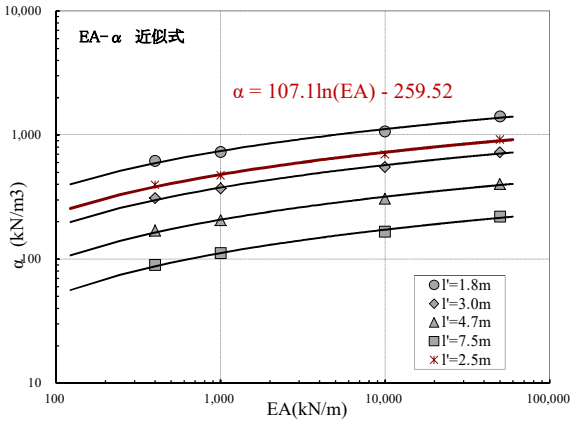
＝＝＝

★間隔ｌ’＝2.5ｍの例

表示Casa	ジオテキ剛性EA					対角間隔
	0	400	1000	10000	50000	l’(m)
l'=1.8m		620.1	728.8	1072.2	1412.0	1.80
l'=3.0m		310.7	372.1	550.5	725.0	3.00
l'=4.7m		169.2	206.1	306.4	403.5	4.70
l'=7.5m		89.9	111.4	166.5	219.3	7.50
l'= 2.5m		**397.6**	**473.0**	**698.4**	**919.7**	**2.50**

"l'"の入力





ジオテキ引張剛性EAの算定

式　：α＝a･ln(EA)－b
　　=>　EA＝exp((α＋b)/a)
＝＝
αは、計算書より設定
aは、左グラフの式より設定
bは、左グラフの式より設定

a･b･αの入力

EAの算定　　EA＝exp((α＋b)/a)

a	b	α	EA
107.1	259.5	500.0	**1201.9**

算定値 EA

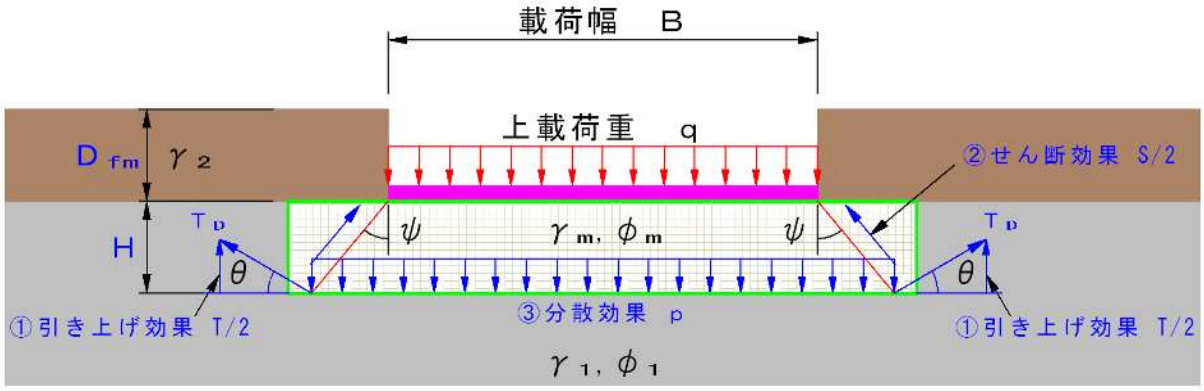
＊本文記載（l’=1.8m、3.0m、4.7m、7.5m）と任意（2.5m）併記例

付録 11. パラリンクマットレス工法

「マットレス工法」は、表層処理工法の一つで、支持力が不足する基礎地盤の表層または地中構造物の基礎の下に「パラリンク」と中詰材（砂、砂利または砕石など）を用いて立体的かつ盤状に組み立てた構造体（マットレス構造体）を設置することにより，盤状で剛性のある構造体を形成し、上部の構造物の荷重の分散およびマットレス構造体内のせん断抵抗を発揮させることにより基礎地盤を補強する工法である。

マットレス工法は基礎地盤の支持力増大を図る工法であり、沈下防止効果を期待することには注意する必要がある。また、適用範囲としてコンクリート擁壁では高さ 3.0m 程度（底面の最大支持力度 150kN/m2 程度）までとする。

マットレス工法の模式図を、付図11-1に示す。



付図11-1　マットレス工法模式図

ここで、　B ：載荷幅(m)

H ：マットレス構造体の厚さ(m)

D_{fm} ：マットレス構造体の根入れ深さ(m)

q ：上載荷重(kN/m²)

p ：マットレス構造体下面における分散荷重(kN/m²)

ϕ ：上載荷重分散角(°)で、ϕ = 45°

T_D ：パラリンク（補強材）の設計引張強さ(kN/m)

θ ：パラリンクの許容伸びに対する変位角(°)で、θ = 25°

q_a ：マットレス構造体下面における地盤支持力(kN/m²)

γ_1, γ_2 ：支持地盤および根入れ地盤の単位体積重量(kN/m³)

γ_m, ϕ_m ：中詰め材の単位体積重量(kN/m³)およびせん断抵抗角(°)

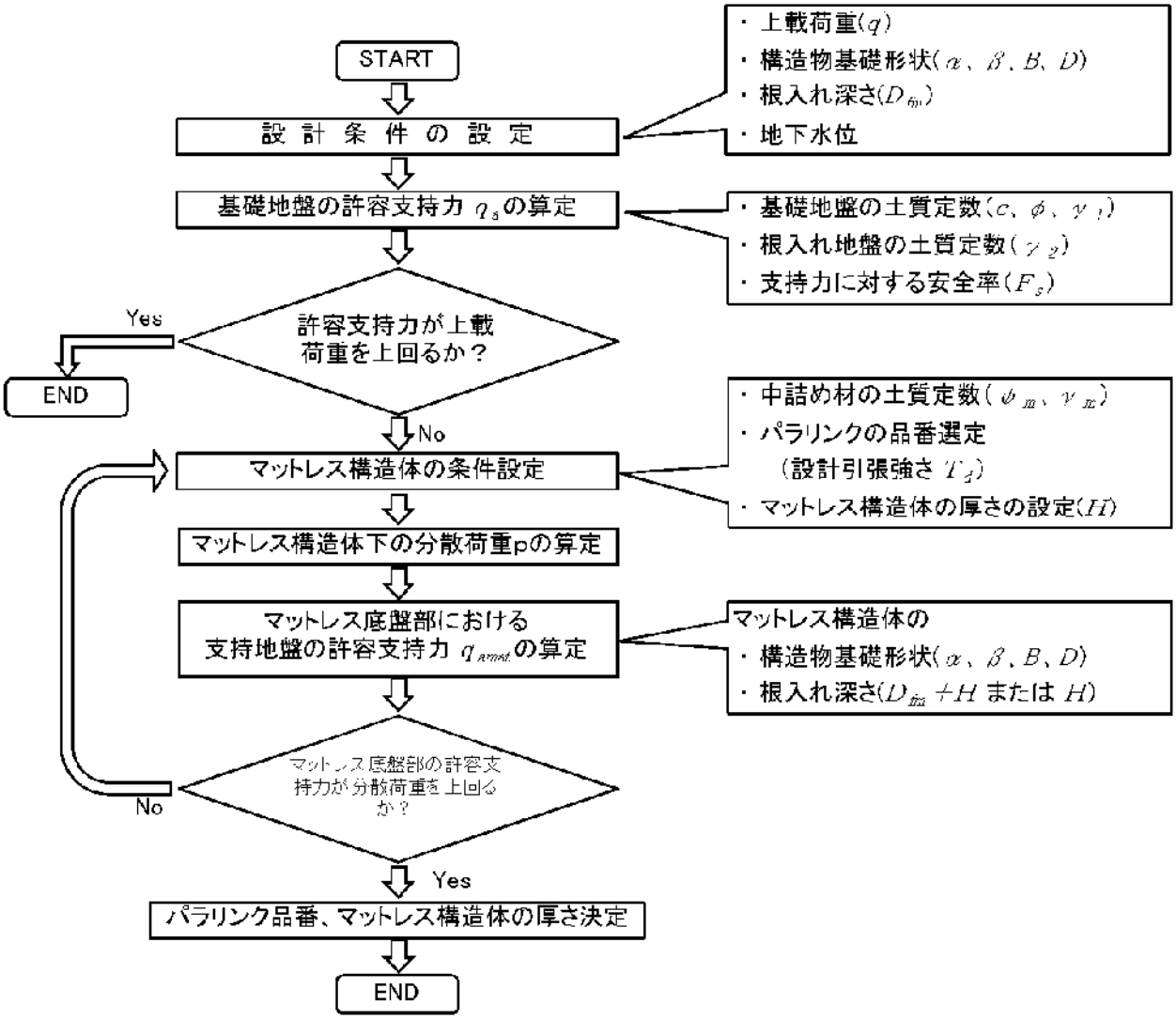
T ：パラリンクの引張力による引き上げ効果(kN/m)

S ：中詰め材のせん断抵抗力によるせん断効果(kN/m)

設計の流れ

マットレス工法の設計は、パラリンクの引張力による引き上げ効果と中詰め材のせん断抵抗によって発揮されるせん断効果と上載荷重に対するマットレス構造体内での荷重分散効果および基礎地盤の許容支持力の関係から、パラリンクの品番選定（設計引張り強さ）とマットレス構造体の厚さを決定する。

設計のフローチャートを、付図11-2に示す。



付図11-2　設計のフローチャート

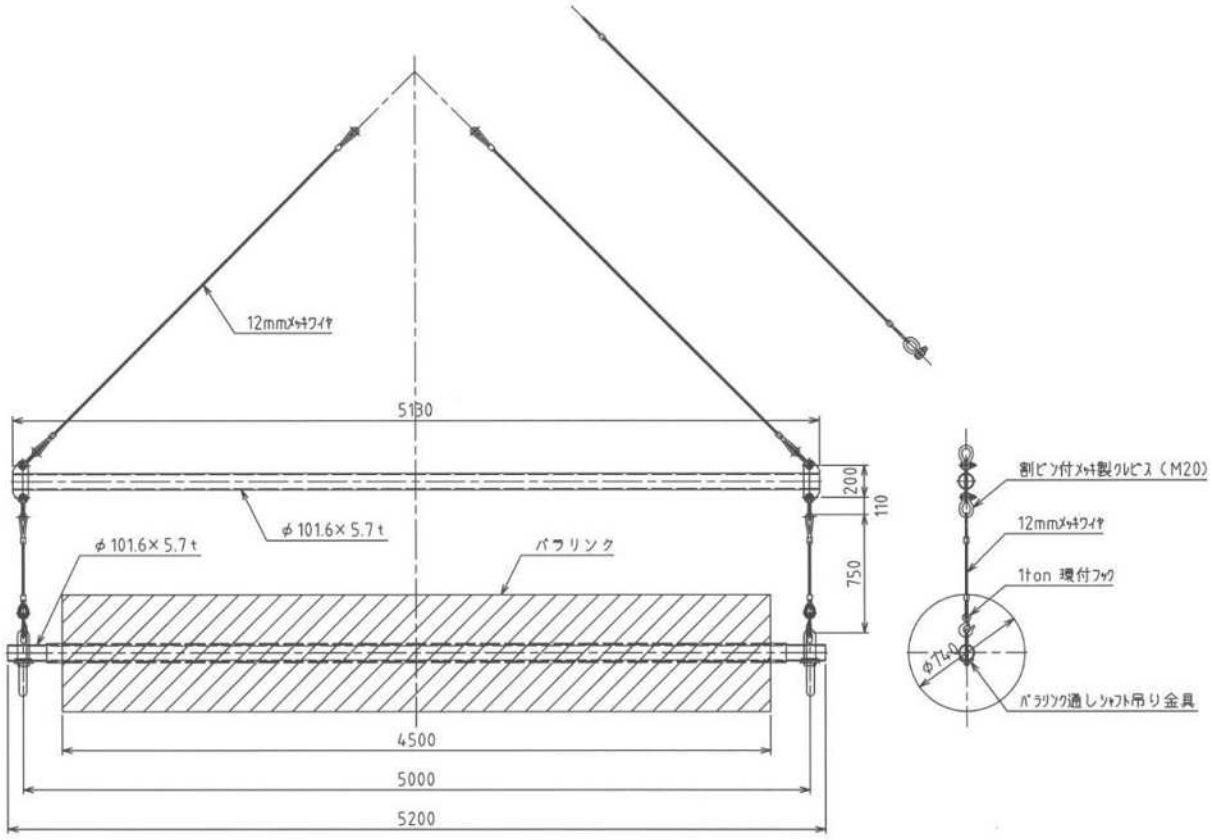
付録 12. パラリンク吊治具の仕様

12.1 パラリンク吊治具

パラリンクは、広幅重量物（グロス幅 5.2m、グロス重量 350～1200kg/ロール）なので取扱い（荷卸し・小運搬・敷設など)は、次の様な治具を用いる。

12.2 パラリンク吊治具

全体図



12.3 パラリンク吊治具　芯棒へのワイヤーロープ架け

12.4 パラリンク吊治具準備

治具は、エターナルプレザーブにて準備しているものを用いるか、もしくは施工会社にてエターナルプレザーブより図面を入手し製作したものを用いることとする。

付録 13. 接続金具の仕様と接続作業標準

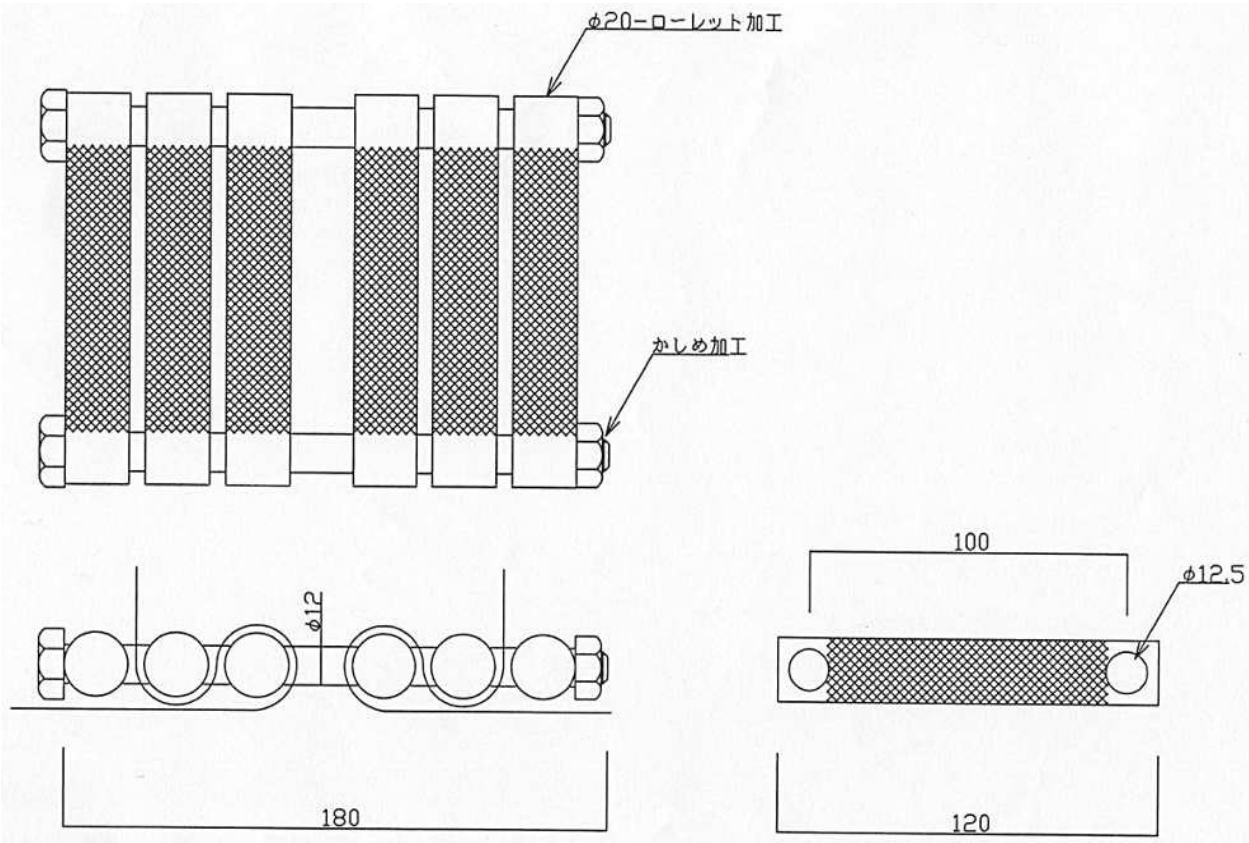
パラリンクのジョイントについては、パラリンクを盛土材を介してオーバーラップする方法と接続金具を用いる方法が有る。　パラリンク 50L～300L の品番については接続金具の有効性を確認しており、接続金具にてジョイントするのが標準である。

13.1 パラリンク 50L、100L、150L、200L 用接続金具

製品仕様

項目	内容
品名	パラリンク 50L、100L、150L、200L 用接続金具
材質	SS400 cf.仕上げボルト　強度区分 4.8
表面処理	熔融亜鉛鍍金　HDZ35

詳細図



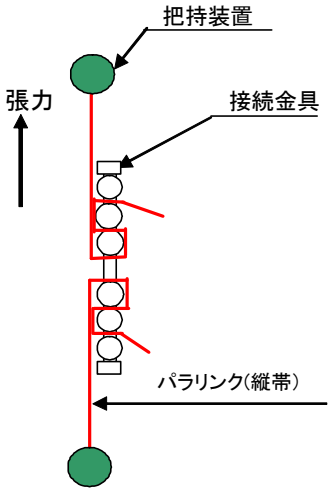
パラリンク 50L、100L、150L、200L 用接続金具強度試験

表−1パラリンク接続強度試験結果総括表

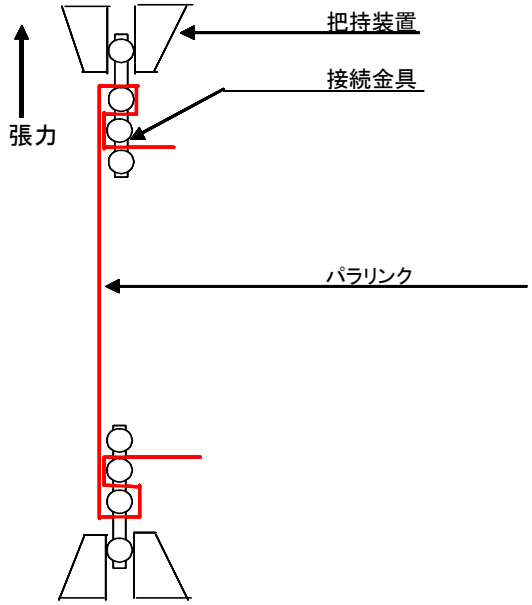
試験装置	Aタイプ		Bタイプ
品番	100M	150M	200M
接続金物	タイプ−1	タイプ−1	タイプ−1
供試体 1	18.1	25.7	34.48
2	17.5	26.3	34.85
3	17.7	26.3	34.18
4	17.8	25.8	33.17
5	18.2	25.2	34.21
計	89.3	129.3	170.89
平均接続強度	17.86	25.86	34.178
変動係数(%)	1.6%	1.8%	1.8%
接続効率	99.2%	95.8%	94.9%
製品基準強度	18	27	36

試験装置

Aタイプ：日本繊維製品品質技術センター実施分　　図−1参照
Bタイプ：栃木県県南技術支援センター実施分　　図−2参照



図−1　試験装置　Aタイプ



図−2　試験装置　Bタイプ

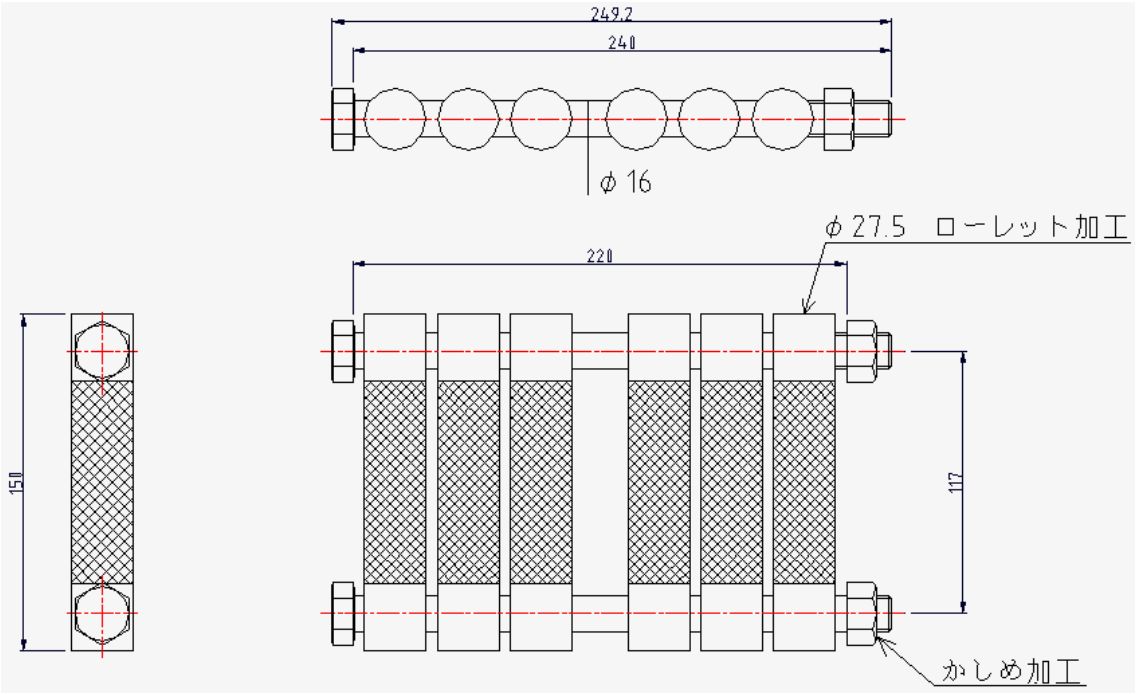
注：100M、150M、200M の試験値の類推により接続強度は充分に設計強度を上回っているので 50L、100L、150L、200L に適用する。

13.2 パラリンク 250L、300L 用接続金具

製品仕様

項目	内容
品名	パラリンク 250L、300L 用接続金具
材質	SS400
表面処理	熔融亜鉛鍍金　HDZ35

詳細図



パラリンク250L・300L接続強度試験結果総括

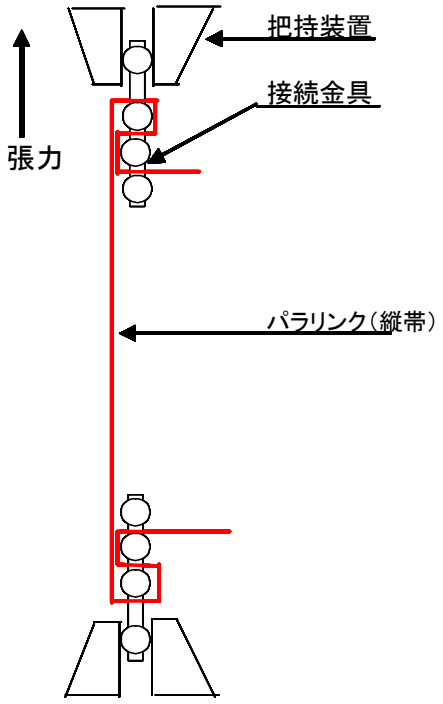
各接続金物に対するパラリンク品番別の公的機関による接続強度試験結果を以下に示す。

パラリンク接続強度試験結果総括表

	試験装置-B	
品番	250M	300M
接続金物	タイプ-3	タイプ-3
供試体-1	47.04	52.29
供試体-2	47.53	55.28
供試体-3	48.34	53.9
供試体-4	47.65	54.31
供試体-5	47.37	55.46
計	237.93	271.24
平均接続強度	47.586	54.248
変動係数(%)	1.0%	2.3%
接続効率	105.7%	100.5%
製品基準強度	45	54

単位:kN/本

試験装置　試験装置-B:栃木県産業技術センター
県南技術支援センター実施分



試験装置　B

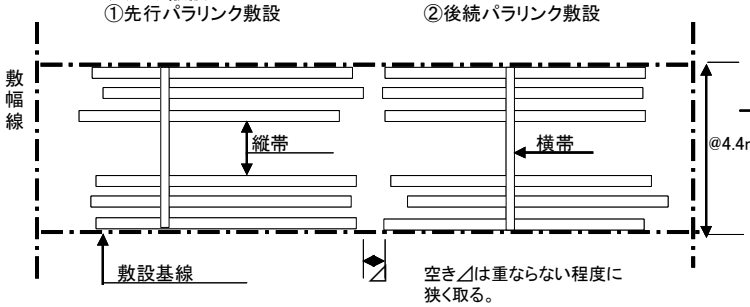
注:250M、300Mの試験値の類推により接続強度は充分に設計強度を上回っているので250L,300Lに適用する。

13.3 パラリンク接続作業標準

パラリンク 50L・100L・150L・200L・250L・300L 接続作業標準

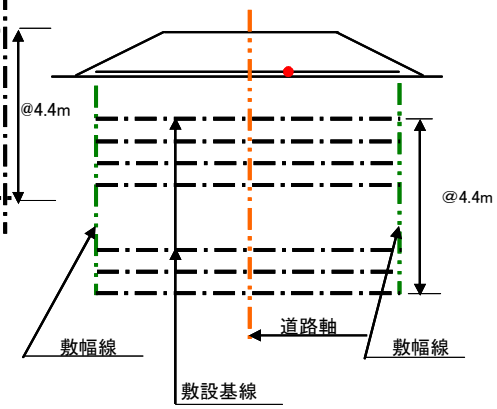
1. パラリンク敷設

①先行パラリンク敷設　②後続パラリンク敷設



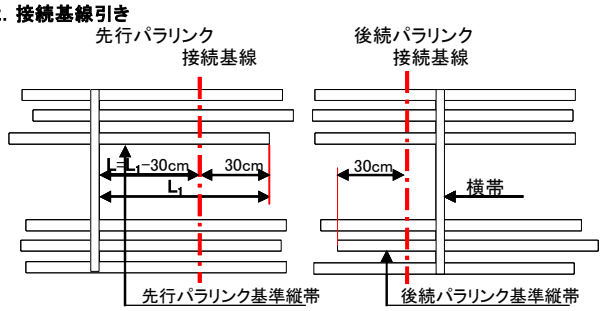
・敷幅線、敷設基線に従い、縦帯の蛇行が無い様、先行・後続パラリンクを敷設する。
・後続パラリンクは、先行パラリンクと重ならない程度に接近させ、接続ロス（接続金具への定着シロ、余裕）による敷設長不足を補う為に、敷幅線を0.8m超えて敷設する。

パラリンク敷設基線説明図



施設基線：道路軸直角に4.4mピッチに引き出したパラリンク敷設の為のガイド線。
敷幅線　：設計図書に示されるパラリンク敷設幅。道路軸と平行

2. 接続基線引き

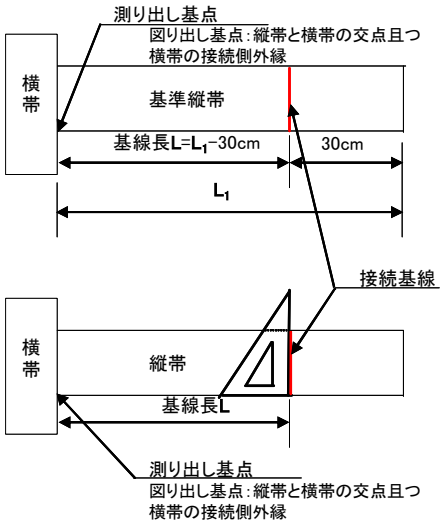


①基準縦帯の選定
接続位置近傍の横帯から接続側へ測って一番短い縦帯を基準縦帯として選定する。（可能であれば、見通し（目視）による選定でも可）

②接続基線長　Lの算定
基準縦帯先端部から定着シロ30cmを引いた残尺　Lを測り、接続基線長とする。

③各縦帯（先行・後続パラリンク各々25本）に接続基線を引く。

接続基線は、直角定規を用いて縦帯に対し直角に引く。描線には白色系の油性ペンとし、消えづらく、見やすい色のマッジクペン等を使用する。



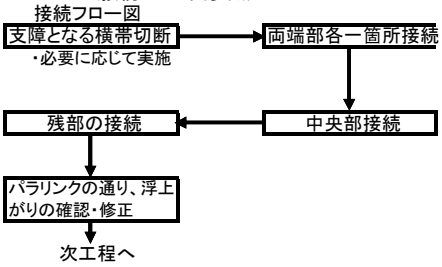
3. 先行・後続パラリンクの接続

(1)接続金具への定着要領
①接続基線が接続金具先端から適当量(15mm程度)金具内側に位置するよう縦帯を接続金具に繰り込む。
②接続金物の他端を手で把持し、縦帯を緊張した後解放する。
③緊張解放後、基線が接続金具の先端と一致していれば定着完了。
④一致しない場合は、ローラーを緩め縦帯尻手長を調整し、基線と接続金具先端が一致するまで緊張・解放を繰り返す。
（定着要領図参照）

(2)接続順序
①定着作業に支障となる横帯は切断除去する。
②先行・後続縦帯の定着作業は1箇所毎に完成させるものとし、両端部各1箇所と中央部を定着した後、残部を定着する。
③定着完了後、接続された先行・後続縦帯の通り、浮上がりを量を確認し、必要があれば修正する。

（接続フロー図参照）

接続フロー図



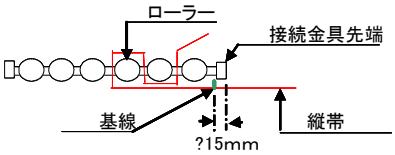
（3）管理値

・基線と接続金物先端部とのズレ
5mm以下　直角定規・スケール

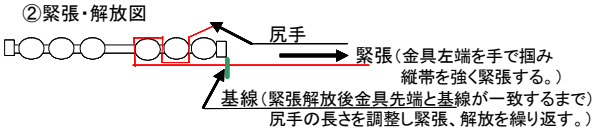
・接続金具と縦帯の直交性
90°　目視

・縦帯の通り・浮上がり
通り確認　目視
浮上がり　30mm以下　スケール
（接続による縦帯の浮上がりは基線との接続誤差と横帯の拘束により生ずる。）

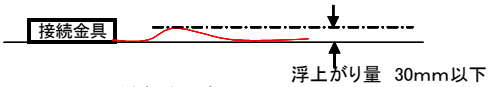
①縦帯繰り込み図



②緊張・解放図



定着要領図



縦帯浮上がり図