テラメッシュ・ハイブリッド工法
(TMHB)
技術資料

第　3.2　版

令和 8 年 8 月

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

目　　次

0. 変更箇所について…… 1
1. テラメッシュ・ハイブリッド工法とは…… 2
1.1 適用条件および適用範囲…… 3
2. 製品性能 …… 4
2.1 仕様…… 4
2.2 ジオシンセティックス製品基準強度…… 5
2.3 パラリンクと土との摩擦特性…… 6
2.4 耐久性 …… 7
2.5 耐震性 …… 7
3. 設計法 …… 8
3.1　設計手順 …… 8
3.2　パラリンクと土とのせん断強さ…… 9
3.3　安定の照査…… 10
3.3.1　内的安定検討…… 10
3.3.2　連結部安定検討…… 17
3.3.3　壁面工の安定性…… 19
3.3.4　外的安定検討…… 22
3.3.5　全体安定検討…… 28
3.3.6　設計安全率…… 29
4. 施工法 …… 30
4.1　施工手順 …… 30
4.2　テラメッシュ設置工…… 32
4.3　標準歩掛 …… 37
4.4　施工管理 …… 37
5. 維持管理 …… 40
5.1　基本方針 …… 40
5.2　補強土の変状と対策…… 40
5.3　維持管理の方法…… 40
5.4　点検・保守…… 40
5.5　補修・補強対策…… 43
設計計算例　TMHB…… 46

付録 1. 耐久性…… 57
付録 2. 施工中の損傷…… 58
付録 3. 摩擦特性…… 63
付録 4. 耐震実験…… 66

付録 5. 国内・海外事例 ····· 69
付録 6. 経済性比較 ····· 72
付録 7. CO2 排出量比較 ····· 75
付録 8. 中詰め材砕石（内張りネット） ····· 76

0.　変更箇所について

令和 8 年 5 月 29 日

１：コーティング材を PVC→Polimac に変更

変更箇所　2.1　仕様

　　2.4　耐久性

２：耐震性能実験を明記

変更箇所　2.5　耐震性

　　付録 4.　耐震実験

３：壁面材と連結部の摩擦による連結照査を明記

変更箇所　3.3.2　連結部安定検討

　　設計算例

　　付録 3　摩擦特性

４：壁高の 1/3 以下を H=51cm タイプを使用することを明記

変更箇所　3.3.1　内的安定検討

　　4.1　施工手順

５：TMHB と従来工法の経済性比較を追加した

変更箇所　付録 6. 経済性比較

６：TMHB の CO2 排出量を算出して従来工法と比較した

変更箇所　付録 7. CO2 排出量比較

７：内張りネットを用いることにより中詰め材に砕石を使用可と明記

変更箇所　1. テラメッシュ・ハイブリッド工法とは

　　付録 8. 中詰め材砕石（内張りネット）

平成 30 年 11 月 27 日

１：テラメッシュ工法からテラメッシュハイブリッド工法を抽出した。

1．テラメッシュ・ハイブリッド工法（TMHB）とは

地球温暖化の影響を受けているためか、日本各地で雨量が多く観測されるようになり、またゲリラ豪雨的現象も見られる。

盛土の安定にとって、水の影響が重要事項の一つであることは異論のない所である。

テラメッシュ・ハイブリッド工法（網部一体ふとん籠補強土壁工法）は、沢地・集水地形において高い信頼性を有する補強土壁工法である。

その特徴は

1．壁面材として網部一体ふとん籠（テラメッシュ）を使用しており、高い排水性を有するため盛土内の排水促進および地下水位低下が期待できる。

2．補強材に高強度帯状ジオシンセティックス パラリンクを用いることで、壁高 8m 以上の高盛土にも適用でき、従来工法に比べてコスト縮減が可能である（テラメッシュの網部は、補助補強材としても機能する）。

3．従来工法のように壁面材と補強材を物理的に緊結する構造ではなく、摩擦抵抗により連結する構造である。このため、連結部に過度な応力集中が生じにくく、構造的安定性に優れるとともに、施工性も同等以上である。

4．壁面材が肉厚な網部一体ふとん籠構造であるため、強靭性に優れ、耐震性が高い。

5．部材である亀甲金網の線材はガルファンメッキ（溶融亜鉛－5%アルミニウム合金メッキ）に PoliMac®コーティングされており、耐久性が著しく高い（PoliMac®コーティング 120 年耐久）。また、亀甲金網構造であるため、局所破損が生じても伝線しにくい構造である。

6．CO_2 排出量を従来工法と比較して約半減できる、環境負荷低減型工法である。

7．内張りネットを用いることで、ふとん籠の中詰め材として単粒砕石を使用することが可能である。

以降、テラメッシュ・ハイブリッド工法は TMHB と呼ぶ。

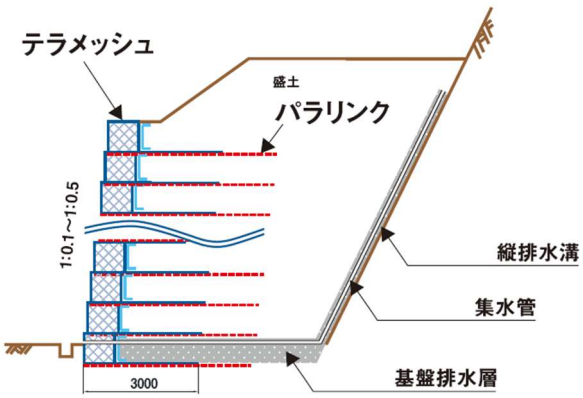


図 1-1　テラメッシュ・ハイブリッド工法（TMHB）の概念図

テラメッシュ工法　NETIS 登録番号　KT-150023-A（掲載終了）

テラメッシュ・ハイブリッド工法　NETIS 登録番号 CG-260015-A

1.1 適用条件および適用範囲

本工法の適用条件および適用範囲は以下のとおりである。

（1）自然条件

盛土工が可能な自然条件であれば適用可能である。ただし、降雨時や降雪時など、盛土工に適さない条件下では施工を避けるものとする。

（2）現場条件

資材搬入のためのトラック（4t 車）が進入でき、土工が可能な施工ヤードを確保できる現場条件であれば適用可能である。

（3）技術提供可能地域

技術提供可能地域について、特に制限はない。

（4）関連法令等

本工法固有の関連法令等は特にない。

（5）適用できない範囲

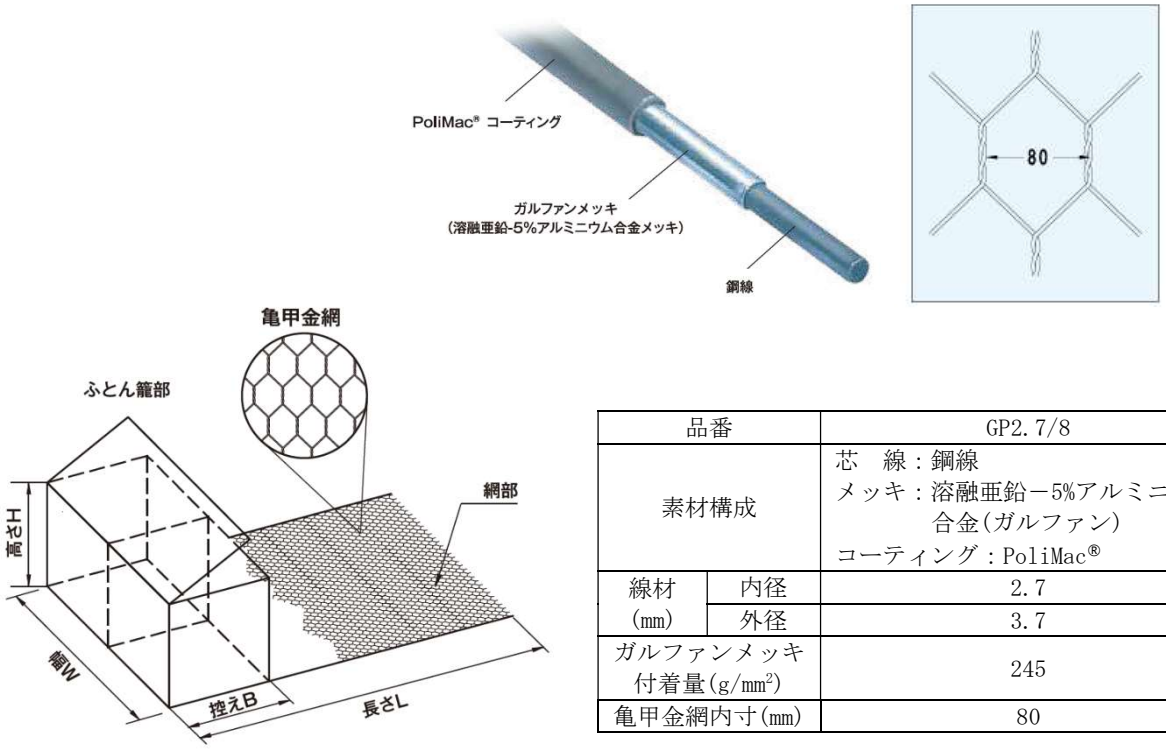
安定計算において許容値を満足できない場合は、本工法の適用対象外とする。

2. 製品性能

2.1 仕様

【テラメッシュ】

テラメッシュの製品仕様を図 2-1 及び表 2-1 に示す。



品番		GP2.7/8
素材構成		芯　線：鋼線 メッキ：溶融亜鉛－5%アルミニウム合金(ガルファン) コーティング：PoliMac®
線材(mm)	内径	2.7
	外径	3.7
ガルファンメッキ付着量(g/mm²)		245
亀甲金網内寸(mm)		80

図 2-1　製品仕様

表 2-1　製品寸法

製品	高さ H (m)	控え B (m)	幅 W (m)	長さ L (m)	備考
テラメッシュ・ハイブリッド工法 (TMHB)	0.51 0.84	0.8	1.0 2.0	2.0～3.0 +ｼﾞｵｼﾝｾｲﾃｯｨｸｽ長さ	高盛土
テラメッシュ凍上対策 (TMHB-E)	0.51 0.84	1.0	1.0 2.0	2.0～3.0 +ｼﾞｵｼﾝｾｲﾃｯｨｸｽ長さ	凍上

※上記寸法の許容値は 0+5%以内（ASTM-A975-11、BS EN 10223-3:2013 に準拠）である。

【テラメッシュワイヤー構成】

テラメッシュは図 2-2 に示すようなワイヤーで構成されている。

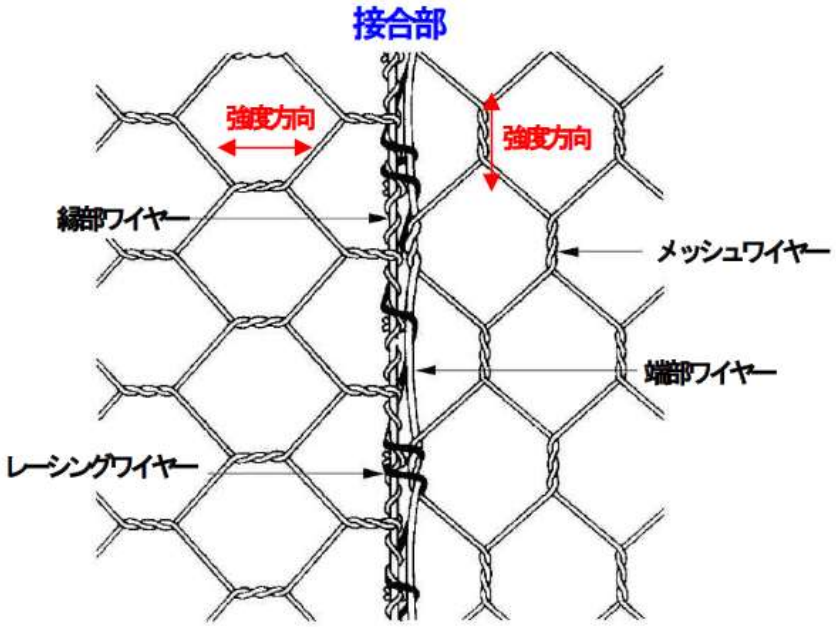


図 2-2　テラメッシュワイヤー構成

それぞれのワイヤー径は付表 2-2 に示すとおりである。

付表 2-2　テラメッシュワイヤー径

ワイヤータイプ	線材外径(mm)	線材内径(mm)	ガルファンメッキ付着量(g/m²)
メッシュ	3.7 (PoliMac®1mm)	2.7	245
端部・縁部	4.4 (PoliMac®1mm)	3.4	265
レーシング	3.2 (PoliMac®1mm)	2.2	230

2.2　ジオシンセティックス製品基準強度

TMHB としては、ジオシンセティックスの製品基準強度 50～1000kN/m である。ジオシンセティックスは高強度帯状ジオシンセティックス パラリンクを想定しており、その詳細についてはパラリンク技術資料を参照されたい。

2.3　パラリンクと土との摩擦特性

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。

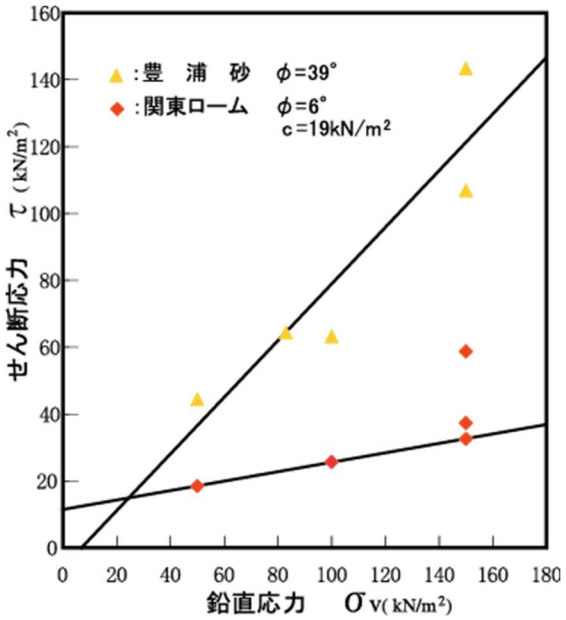


図 2-3　引抜試験結果グラフ

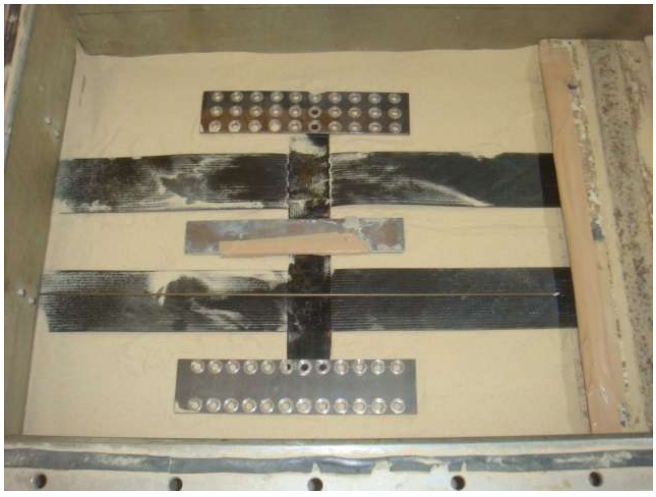


図 2-4　引抜試験状況写真（敷設後）

2.4　TMHB 耐久性

TMHB の耐久性能は、120 年である：BBA（Approval Inspection Testing Certification；Technical approvals for construction）詳細は、付録 1 に記す。

〈耐熱性、耐候性、耐腐食性、耐薬品性で実用上問題はない。耐久性を考慮した材料安全率は 1.05 とする。〉

テラメッシュを被覆している PoliMac®コーティング材の劣化促進試験により評価すると、耐用年数 120 年である。

材料：鋼線+ガルファンメッキ(溶融亜鉛－5%アルミニウム合金メッキ)+PoliMac®コーティング
線材内径 2.7mm+ガルファンメッキ付着量 245g/m²+PoliMac® 1mm

また、高強度帯状ジオシンセティックスの耐久性についてはパラリンク技術資料を参照されたい。

2.5　耐震性

TMHB の地震時安定性および強靭性を確認するため、1/10 縮尺の模型振動実験を実施している。実験には、高さ 1.8m×幅 1.8m×奥行 0.9m の剛土槽と、2.0m×2.0m の 2 次元永久磁石地震波振動台を用いた。実験ケースは、ふとんかご背面に延長した金網補強材のみを用いた Case1 と、金網補強材に加えてジオシンセティックス補強材を追加した Case2 の 2 ケースである。模型地盤は締固め度は Dc=80%程度に管理した。計測項目は、加速度、土圧、補強材ひずみ、壁面変位、裏込め地盤の変位等である。加振には、1995 年兵庫県南部地震における神戸海洋気象台 N-S 成分の地震波を用い、最大加速度を 100gal ずつ段階的に増加させた。Case1 では 500gal まで、Case2 では 800gal を 4 回加振した。

実験結果として、Case1 では 300gal までは変位が小さく健全な状態であったが、400gal で中間部のはらみ出しが発生し、500gal では急激に変形が進行して脆性的な破壊挙動を示した。一方、Case2 では 500gal まで変位が小さく、600～700gal で中段から上段にかけてはらみ出しが見られたものの、700gal 時点でも最大変位は約 35mm であり、損傷は限定的であった。800gal 加振では壁面変位が増加し、塑性変形が顕著となったが、Case1 のような急激な破壊には至らず、粘り強い変形性能を示した。また、Case2 は累積加速度パワーでレベル 2 の 800gal2 回分（700gal 時）で性能 2 を満足したことを確認した。以上より、ジオシンセティックス補強材を追加することで、補強材一体ふとんかご補強土壁の耐震性および変形追随性が向上することが確認された。耐震実験の詳細は付録 4 を参照されたい。

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)（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」
（50L、100L、150L、200L、250L、300L、400L、500L、600L、700L、800L、1000L、1200L、1250L）

3. 設計法

3.1 設計手順

設計法は、「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　第二回改訂版」（一般財団法人土木研究センター、平成 25 年 12 月）に準拠して常時の内的、外的、全体安定及び地震時の安定検討を行う。

なお、同マニュアルの標準的な設計手順は図 3-1 に示すとおりである

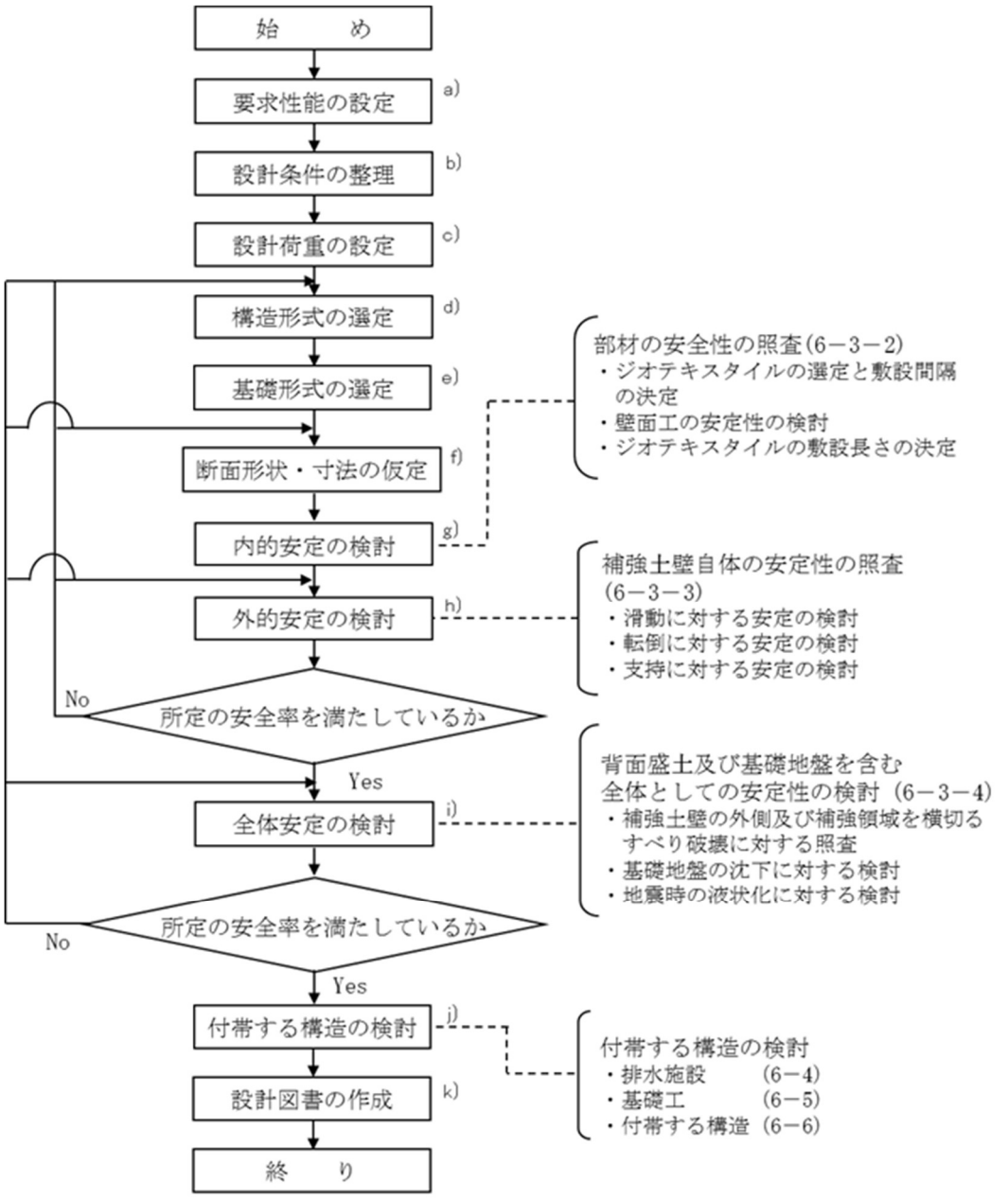


図 3-1　補強土壁の標準的な設計手順

3.2　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。

(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。

・$\alpha_1 \cdot c + \alpha_2 \cdot \sigma_v \cdot \tan\phi$　　・・・・・・・・・・・・・・・　(3-1)

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 3-1　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 3-2 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。

$\tau^* = c^* + \sigma_V \cdot \tan\phi^*$　　・・・・・・・・・・・・・・・　(3-2)

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（°）

3.3　安定の照査

設計は、考慮する荷重に対して必要な性能を満足するように以下の項目等について照査する。

・内的安定検討
・連結部安定検討
・外的安定検討（滑動、転倒、支持力に対する検討）
・支持地盤を含む全体安定検討

なお、TMHB の標準壁面勾配は 1:0.1～1:0.5 を基本とする。ただし、1:0.6～1:1.0 の補強盛土工については、個別検討により適用可能とする。

3.3.1　内的安定検討

TMHB においては、補強土壁の内部を通るすべり破壊に対して補強土壁が安定であることを照査する。具体的には、仮定した円弧すべり破壊に対して補強土壁の安定に必要な補強材の引張力を求め、この必要な引張力に対して、補強材の破断や引抜き、壁面材の破壊、壁面材と補強材の連結部の破損などが生じないことを照査し、必要な補強材の材料強度及び敷設長さを決定する。

(1)　補強材の選定と敷設間隔

1)　補強材の必要引張力の算出

【常時】

常時における補強材の必要引張力の合計 ΣT_{req} は、図 3-2 に示すように、円弧すべりに対して滑動力とせん断抵抗力とが釣り合うことから、式(3-3)により算出することができる。

$$\Sigma T_{req} = \frac{\Sigma W \sin\alpha - \Sigma W \cos\alpha \tan}{\Sigma\left\{\frac{2}{H^2} zb \tan\theta(\cos\theta + \sin\theta \tan\phi)\right\}} \qquad (3\text{-}3)$$

ここに、ΣT_{req}　：常時の補強材の必要引張力の合計（kN/m）

α　：分割片で切られたすべり線の中心とすべり円の中心を結ぶ直線が鉛直線とのなす角度（°）

θ　：補強材とすべり線の交点と、すべり線の中心を結ぶ直線が鉛直線とのなす角度（°）

z　：各分割片で切られたすべり面の中点の盛土天端からの深さ（m）

b　：分割片の幅（m）

H　：補強土壁の高さ（m）

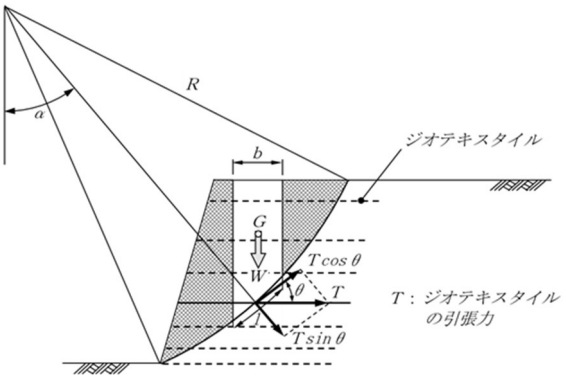


図 3-2　常時の補強材による補強効果

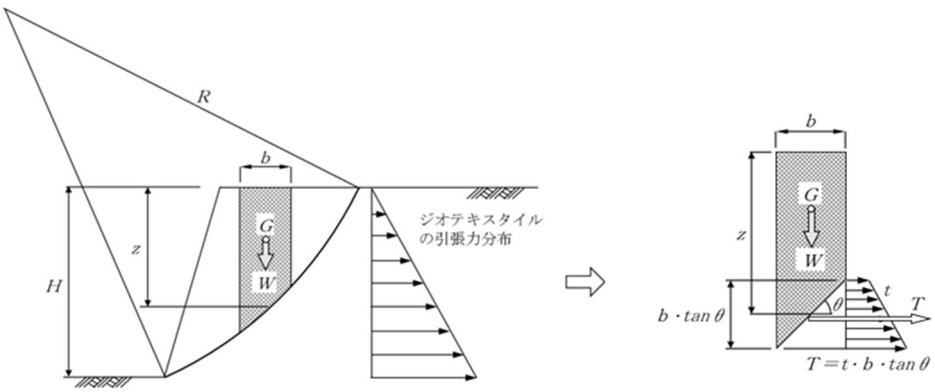


図 3-3　常時の必要引張力 $Treq$ の算出

なお、盛土天端から深さ z における単位深さ当りの引張力 t を、必要引張力の合計（分布荷重の三角形の面積） ΣT_{req} を用いて表すと式(3-3)となる。

$$t = \frac{2\sum T_{req}}{H^2} Z \qquad (3\text{-}4)$$

ここに　t　：単位深さ当り補強材の引張力（kN/m²）

この ΣT_{req} が最大となる三角形分布荷重の深さ方向への増加係数を K_G とし、式(3-5)より求めることができる。

$$K_G = \frac{2\Sigma T_{req}}{\gamma H^2} \qquad (3\text{-}5)$$

ここに、γ　：盛土材料の単位体積重量（kN/m³）

【地震時】

地震時における補強材の必要引張力の合計 ΣT_{reqE} は、図 3-4 に示すように、常時における補強材の必要引張力に、地震力による各層の単位深さ当りの引張力が高さ方向に一定に付加されるものと仮定して、常時の場合と同様に円弧上のすべり土塊の滑動モーメントと、土のせん断力に補強材の引張力（T）を加えたせん断抵抗モーメントとが釣り合うように、地震時における補強材の必要引張力の合計 ΣT_{reqE} を算出する。

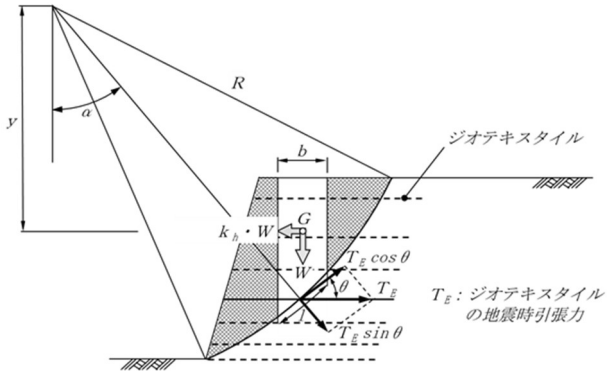


図 3-4　地震時における補強材による補強効果

盛土天端から深さ z における単位深さ当りの引張力 t の分布は、図 3-5 のとおりである。

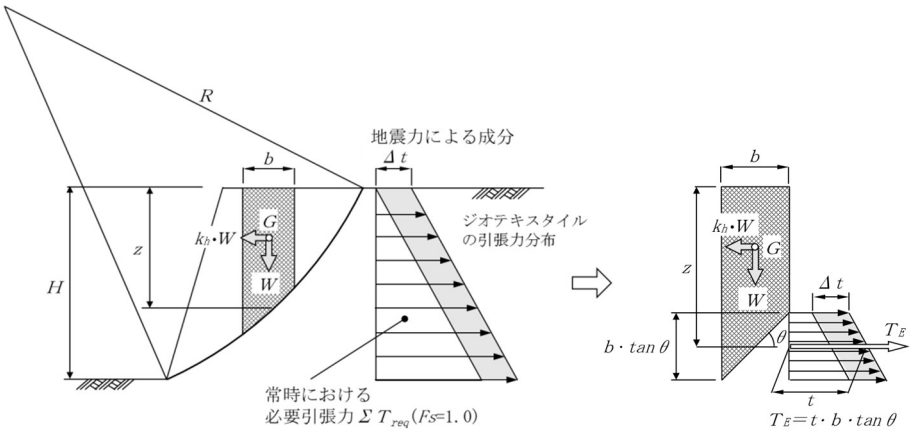


図 3-5　地震時の補強材の引張力分布の仮定

地震時における補強材の必要引張力 t、ΣT_{reqE}は、式(3-6)と式(3-7)より次のように求められる。

$$t = K_G\sigma_v + \Delta t = K_G\gamma z + \Delta t \tag{3-6}$$

$$\begin{aligned}\Sigma T_{reqE} &= \int_0^H t\,dz \\ &= \frac{1}{2}K_G\gamma H^2 + \Delta tH \\ &= \Sigma T_{req} + \Delta tH\end{aligned} \tag{3-7}$$

ここに,

ΣT_{req}　：常時の補強材の必要引張力の合計（kN/m）

K_G　：常時の補強材の必要引張力の合計ΣT_{req}に対する増加係数

Δt　：地震力に起因する単位深さ当りの補強材の必要引張力（kN/m^2）

式(3-7)）より、式(3-8)が得られる。

$$\Delta t = \frac{\sum T_{reqE} - \sum T_{req}}{H} \tag{3-8}$$

地震時における円弧すべりに対する必要引張力の合計ΣT_{reqE}を求める式(3-9)が得られる。式(3-9)と式(3-7)より、Δtは式(3-10)で表せる。

$$\Sigma T_{reqE} = \Sigma T_{req} + \left\{\frac{M_{DE} - M_{RE}}{R\Sigma A} - \frac{\Sigma K_G\gamma\, z\, A}{\Sigma A}\right\}H \tag{3-9}$$

$$\Delta t = \frac{M_{DE}-M_{RE}}{R\Sigma A} - \frac{\Sigma K_G\gamma\, z\, A}{\Sigma A} \tag{3-10}$$

実際の耐震設計計算では、常時の補強材の必要引張力の合計ΣT_{req}に対する増加係数K_Gを求めた後、式(3-9)で与えられるΣT_{reqE}の最大値（ΣT_{reqE}）$_{max}$を求め、式(3-8)または式(3-10)により、与えられる地震力に起因する単位深さ当り補強材の必要引張力Δtを求めることができる。

2) 補強材の選定と敷設間隔の設定

敷設間隔 V は、テラメッシュの高さ方向間隔に合わせて設定すればよい。実際のテラメッシュの高さは 0.51m、0.84m で、補強材の敷設間隔は 0.51m 又は 0.84m を標準とする（1:0.6～の場合は、1.68m も可）。なお、盛土の締固め層厚は、0.25m 程度を標準とする。壁高の下部 1/3 以下においては高さ 0.51m のテラメッシュとして設定する。

盛土天端からの補強材の敷設深さ h において、敷設間隔 V で敷設された補強材に生じる引張力 T_{req}、T_{reqE} は、係数 K_G を用いて式(3-11)、式(3-12)のように表される。

常　時）

$$T_{req} = VK_G\sigma_V = VK_G\left(\gamma h + w_1 + w_2 + w_3\right) + \gamma_w \Delta h \leqq T_A \qquad (3\text{-}11)$$

地震時）

$$T_{reqE} = V\left\{K_G\left(\gamma h + w_1' + w_3\right) + \Delta t + \gamma_w \Delta h\right\} \leqq T_{AE} \qquad (3\text{-}12)$$

ここに、

h：　補強材の盛土天端からの敷設深さ（m）

T：　深さ h における補強材の引張力（kN/m）

V：　深さ h における補強材の敷設間隔（m）

σ_v：　深さ h における鉛直土圧（kN/m²）

w_1、w'_1：　常時及び地震時における嵩上げ盛土荷重（kN/m²）

w_2：　深さ h における活荷重（kN/m²）

w_3：　深さ h におけるその他の荷重（kN/m²）

γ_w：　水の単位体積重量（kN/m³）

Δh：　残留水位（m）

T_A、T_{AE}：　補強材の常時及び地震時の設計引張強さ（kN/m）

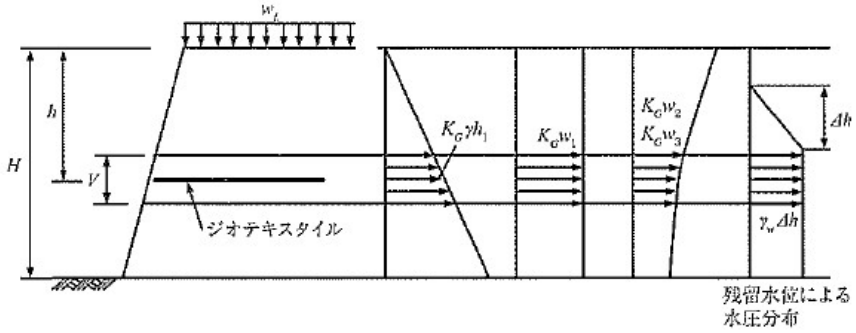


図 3-6　補強材に発生する引張力の算出法　(a)常時における作用荷重

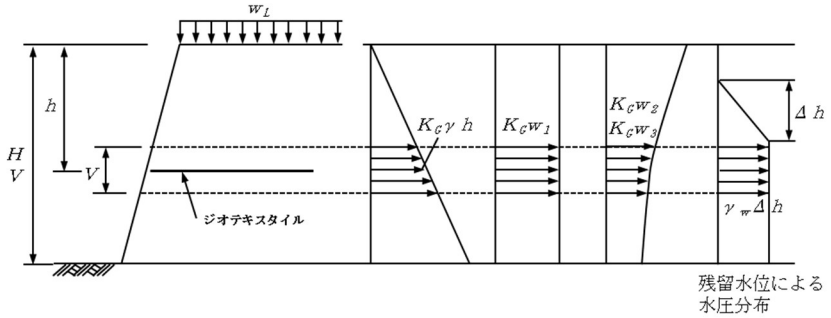


図 3-7　補強材に発生する引張力の算出法　(b)地震時における作用荷重

3) 載荷重（w_L）の求め方

（ａ）嵩上げ盛土荷重（w_1、w'_1）

嵩上げ盛土は、図 3-8 に示すように、式(3-12)、式(3-13)により等分布荷重 w_1、w'_1 に換算し、補強土壁の天端に一様に負荷される載荷重として扱う。

常　時）

$$w_1 = \gamma H_1 = \frac{\gamma}{n_1}(L_{Smax} - B_b) \qquad (3\text{-}13)$$

地震時）

$$w'_1 = \gamma H'_1 = \frac{\gamma}{n_1}(L_{SEmax} - B_b) \qquad (3\text{-}14)$$

ここに、　γ　：嵩上げ盛土の単位体積重量（kN/m³）

H_1、H'_1：常時及び地震時の着目点における嵩上げ盛土高さ(m)

n_1：嵩上げ盛土ののり勾配(tanβ=1/n_1)

L_{Smax}、L_{SEmax}：常時及び地震時の壁面から必要引張力の合計 ΣT_{req} 及び ΣT_{reqE} が最大となる円弧すべり線までの最大水平距離(m)

B_b：嵩上げ盛土ののり尻の小段幅(m)

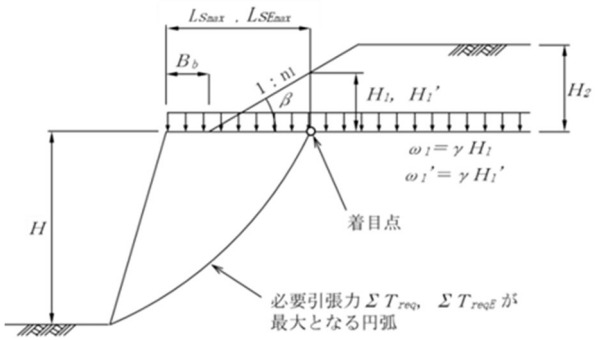


図 3-8　嵩上げ盛土荷重（w_1、w'_1）の求め方

なお、嵩上げ盛土の高さ H_2 が補強土壁の高さ H より高い場合や、嵩上げ盛土ののり面勾配 β が、嵩上げ盛土材料のせん断抵抗角 ϕ と同程度となるような場合には、式(3-13)の換算方向によると、補強土壁の安定に影響する嵩上げ荷重を十分に評価できないため、「3.3.4　全体安定の検討」においてより詳細な検討を行う必要がある。

（ｂ）活荷重（w_2）またはその他の載荷重（w_3）

活荷重またはその他の載荷重は、図 3-9 に示すように補強土壁の断面方向に水平と鉛直の比が 1:2 の勾配で盛土内に分布するものとして扱い、w_2、w_3 は式(3-15)で表される。

$$\left.\begin{array}{ll} \{ w_2,\ w_3 \} = w_L \dfrac{B_L}{B_{Li}} & \text{(分布荷重の場合)} \\ w_3 = \dfrac{P_L}{B_{Li}} & \text{(集中荷重の場合)} \end{array}\right\} \qquad (3\text{-}15)$$

ここに、　　w_L：上載する活荷重またはその他の載荷重（kN/m²）

P_L：上載する集中荷重（kN/m）

B_L：路面または地表面における活荷重の載荷幅（m）

B_{Li}：補強材の敷設位置における荷重の分布幅（m）

$$\left.\begin{array}{ll} z \leqq \dfrac{2\left(L_1 + B_G - nH_2\right)}{1-2n} & \text{のとき} \\ B_{Li} = B_L + z & \\ z > \dfrac{2\left(L_1 + B_G - nH_2\right)}{1-2n} & \text{のとき} \\ B_{Li} = B_L + L_1 + B_G - nH_2 + \left(n + \dfrac{1}{2}\right)z & \end{array}\right\} \quad (3\text{-}16)$$

n：補強土壁の壁面勾配（tanα＝n）

H_2：嵩上げ盛土の高さ（m）

z：活荷重の作用位置からの深さ（m）

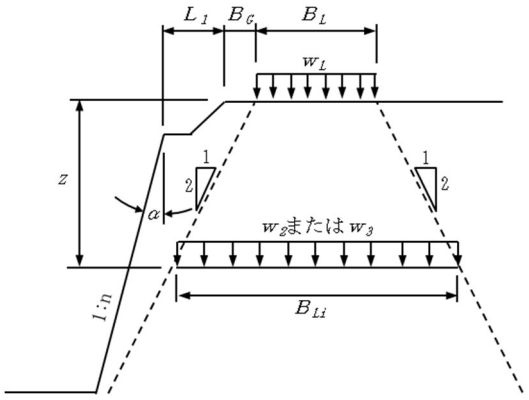
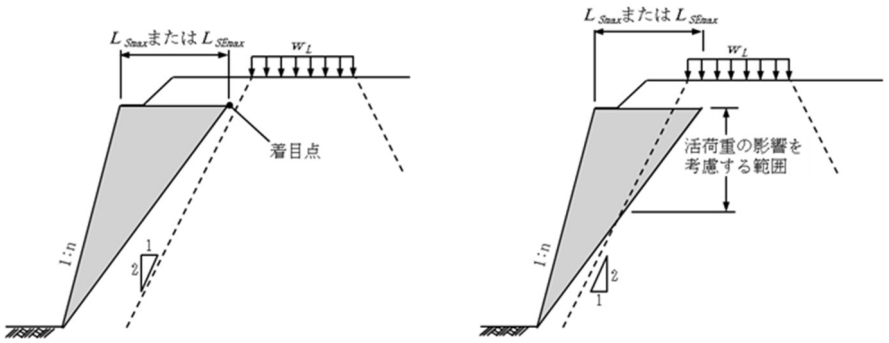


図 3-9　活荷重の分布形状

なお、活荷重またはその他の載荷重による影響は図 3-10(b)に示すように、その分布域が着目点とのり尻とを直線で結んだ領域内に侵入する範囲に位置する補強材に対してのみ考慮すればよい。



(a)　考慮しない場合　　(b) 考慮する場合

図 3-10　活荷重の影響を考慮する範囲

(2)　補強材の敷設長さの算出

補強材の敷設長さは、図 3-11 に示すように、常時では必要引張力の合計 ΣT_{req} が最大となる円弧すべり線から壁面までの水平距離（L_S）と、補強材の引抜きが生じない必要定着長（L_e）を合わせた長さである。各段の補強材の敷設長は、式(3-17)より求めることができる。

地震時も同様に必要引張力の合計 ΣT_{reqE} が最大となる円弧すべり線に対し、各段の補強材の敷設長として、円弧すべり線から壁面までの水平距離（L_{SE}）と、補強材の引抜きが生じない必要定着長（L_{eE}）を式(3-18)より求める。

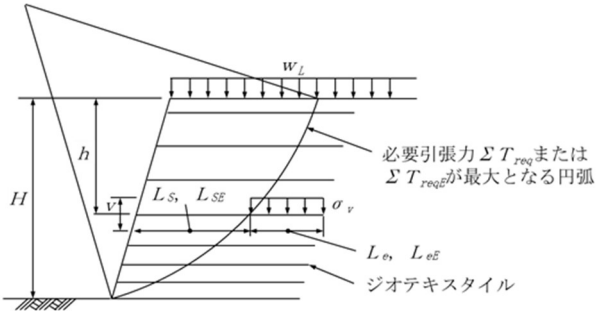


図 3-11　補強材の敷設長さの算出

常　時）

$$L = L_s + L_e = L_s + \frac{F_s T_{req}}{2(c^* + \sigma_v \tan \phi^*)} \qquad (3\text{-}17)$$

地震時）

$$L = L_{sE} + L_{eE} = L_s + \frac{F_s T_{reqE}}{2(c^* + \sigma_v \tan \phi^*)} \qquad (3\text{-}18)$$

ここに、L：各段の必要敷設長（m）

L_S、L_{SE}　：常時及び地震時における各段の壁面から ΣT_{req} 及び ΣT_{reqE} が最大となるすべり面までの水平距離（m）

L_e、L_{eE}　：常時及び地震時における各段の補強材の必要定着長さ（m）（≧1.0m）

通常の補強土壁の場合、敷設長さは、各段同一長さとすることを原則とする。自然地山に接近した補強土壁の場合、部分的に不同長となる敷設配置を計画してよいものとする。但し、全体的な安定に対して十分に配慮する必要がある。

3.3.2　連結部安定性検討

(1)　連結部構成

一般的なジオシンセティックス補強土壁では、壁面材と補強材を機械的に連結する部材が設けられ、その連結部材が補強材より先に破壊しないことを確認する。一方、TMHB では、ふとん籠部および網部を含む壁面部と補強材との接触面積が大きく、両者の摩擦抵抗により連結機能を確保する構造である。したがって、本構造における連結部強度の照査では、補強材に作用する張力に対して、壁面部と補強材の摩擦により得られる引抜き抵抗力が十分に上回ることを確認する。

図 3-12 に TMHB の連結部の構成を示す。壁面部全体として約 3 m の幅を有する。内訳として、ふとん籠部の控え長さは 0.8 m、網部は 2.2 m である。ふとん籠部には割栗石を充填し、網部上には裏込め材が施工される。補強材は、各段において壁面部に挟まれるように敷設され、ふとん籠部および網部との摩擦抵抗により壁面材と一体化する。

このため、連結機能の評価では、以下の 2 つの摩擦抵抗を分けて評価する。

・ふとん籠部：割栗石・金網・補強材間の摩擦抵抗

・網部：裏込め材・金網・補強材間の摩擦抵抗

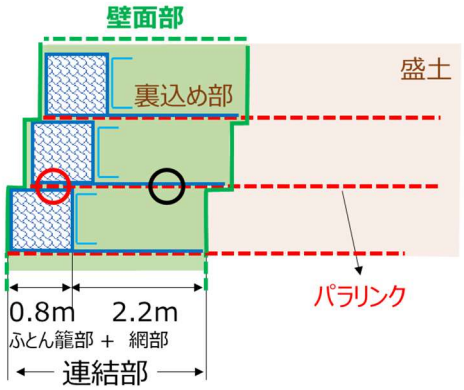


図 3-12　連結部の構成

(2)　連結部の強度照査

連結部強度の照査は、各段の補強材について、作用張力と引抜き抵抗力を比較することにより行う。照査条件は以下のとおりである。

$$T_p \geq T' \qquad (3\text{-}19)$$

ここに、 T_p：壁面部と補強材の摩擦により得られる引抜き抵抗力（kN/m）

T'：壁面部近傍において補強材に作用する張力（kN/m）

すなわち、作用張力 T'よりも引抜き抵抗力 T_p が大きい場合、壁面部と補強材の一体性が確保され、連結機能を有すると判断する。なお、本照査では壁面部（ふとん籠部+網部）での摩擦抵抗のみを連結機能として評価する。

1)　摩擦特性

ふとん籠部と網部の摩擦特性値は表 3-4 に示す。なお、摩擦特性値は土中引張試験より強度保持率が 90%以上の条件で求めた。詳細は付録 3 を参照。

表 3-4　摩擦特性値

	c_p (kN/m)	ϕ_p (°)
ふとん籠部	4.6	13.4
網部	22.9	12.6

2) 連結機能に関わる補正係数λ

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図 3-13 に示すように、連結部材にかかる引張力は、補強材の必要張力 T に対して補正係数λを掛けた値を連結部材の設計で用いている。拘束作用が小さな柔な壁面材（例えば鋼製枠形式，土のう形式等）ではλ＝0.4，壁面材を反力体として高い拘束効果を発揮する剛な壁面材（例えばパネル形式，ブロック形式等）はλ＝0.75 が推奨されている。ただし、本補強土壁では、ふとん籠部の幅が 0.8 m と大きく、壁面部近傍に作用張力のピークが生じる可能性を考慮し、安全側の評価としてλ=1.0 を採用する。

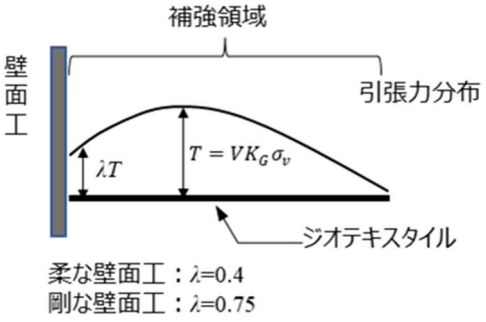


図 3-13　壁面材とジオテキスタイルの連結部の照査に用いる引張力（概念図）

3) 連結機能の照査

壁面部における引抜き抵抗力 T_p は、ふとん籠部および網部でそれぞれ算定し、その合計により評価する。

$$T_p = 2\tau / F_s \tag{3-20}$$

$$\tau = L_e \times (c' + \sigma_v' \times tan(\phi')) \tag{3-21}$$

ここに、τ：せん断抵抗力（kN/m）

F_s：引抜きに対する安全率　（常時：2.0、地震時：1.2）

L_e：抵抗長（m）（ふとん籠部：0.8 m、網部：2.2 m）

c'：見かけの粘着力（kN/m²）（$c' = c_p \times 1m$ 当たりの縦帯占有率）

ϕ'：見かけの摩擦角（°）（$\phi' = \phi_p \times 1m$ 当たりの縦帯占有率）

σ_v'：壁面部位置に作用する鉛直応力（kN/m²）

一方，本補強材に働く各段の作用張力T'は以下の式で求められる。

$$T' = \lambda V K_G \sigma_v \tag{3-22}$$

ここに，　λ：壁面材の種類に応じた補正係数（λ=1.0）

V：深さ h におけるジオシンセティックスの敷設間隔（m）

K_G：増加係数

σ_v：深さ h における鉛直土圧（kN/m²）

なお, K_G はジオシンセティックスの必要引張力の合計 ΣT_{req} が最大となる三角形分布荷重の深さ方向への増加係数であり，式（3-25）で表すことができる。

$$K_G = 2 \cdot \Sigma T_{req} / (\gamma \cdot H^2) \quad (3\text{-}23)$$

ここに，ΣT_{req}：ジオシンセティックスの必要引張力の合計（kN/m）

γ：盛土材の単位体積重量 （kN/m^3）

H：補強土壁の高さ（m）

各ふとん籠段毎の敷設面においてジオシンセティックスの作用張力 T′が各ふとん籠段毎の敷設位置における引抜き抵抗力 T_p よりも小さいことを確認する。この条件を満足することで本補強土壁の壁面部と本補強材が連結機能を有することの照査とする。

3.3.3 壁面工の安定性

(1) 壁面強化材の設置

TMHB の場合、壁面補強材としての敷設長さは 3m を標準とし、十分な強度及び耐久性を有している。

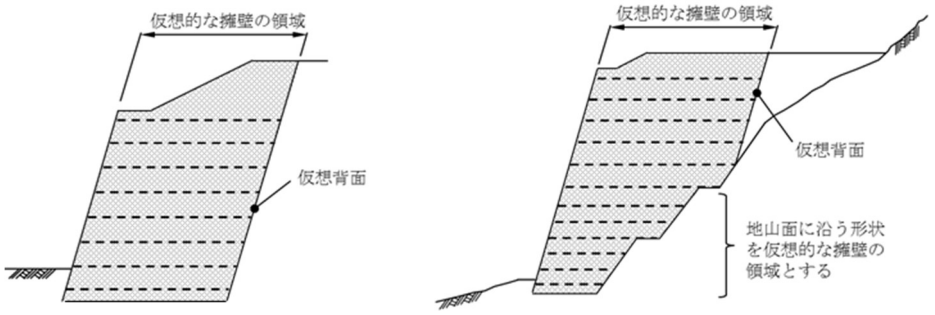
(2) 壁面材の部材の安全性の照査

本工法の壁面材は、中詰材として栗石等を使用する網部一体ふとん籠（テラメッシュ）であることから、十分な安定性を有している。

3.3.4　外的安定検討

(1)　仮想的な擁壁の領域設定

外的安定の検討は、図 3-14 に示すように、積層したテラメッシュと補強材の敷設領域を一体とした仮想的な構造体（以下、仮想的な擁壁の領域）とみなし、滑動、転倒、支持力の検討により構造物の安　定性を照査する。



(a)通常の仮想的な領域　　(b)地山に近接する場合の仮想的な領域

図 3-14　仮想的な擁壁の領域設定

(2)　仮想背面に作用する土圧

常時の仮想背面に作用する土圧は、図 3-15 に示すように、試行くさび法により最大となる土圧 P_A を式(3-24)により求める。

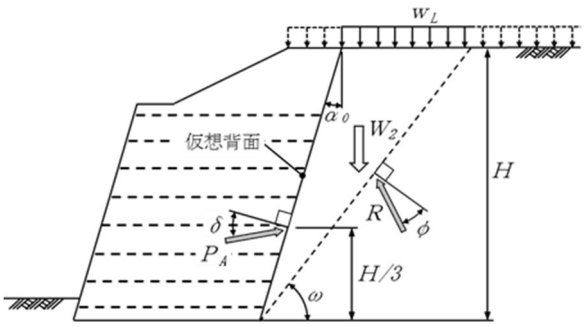


図 3-15　補強土壁の仮想背面に作用する土圧（試行くさび法）

$$P_A = \frac{W_s \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_0 - \delta)} \tag{3-24}$$

ここに、 W_2：土くさびの重量（上載荷重 q を含む）（kN/m）

P_A：土圧合力（kN/m）

ω ：すべり面と水平面のなす角（°）

α_0：仮想背面のなす角（°）

R：すべり面に作用する反力（kN/m）

ϕ ：背面の盛土材のせん断抵抗角（°）

δ ：仮想背面の摩擦角（°）（＝ϕ）

地震時土圧 P_{AE} の算定は、図 3-16 に示すように、土くさびに水平方向の設計水平震度 $\nu \cdot k_h$（ν＝0.7）を作用させて式(3-25)により求める。

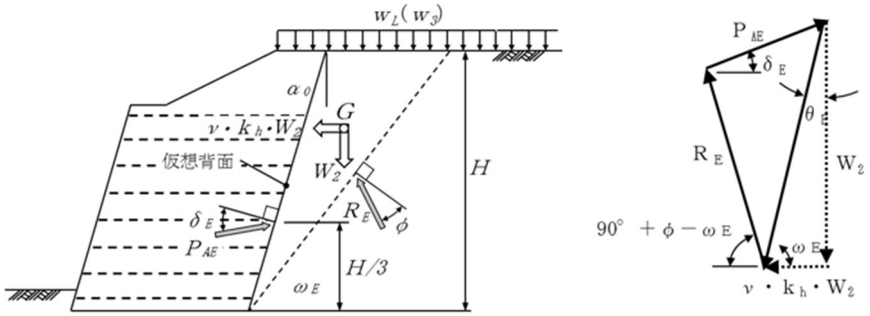


図 3-16　補強土壁の仮想背面に作用する地震時土圧

$$P_{AE} = \frac{W_2 \cdot \sin\left(\omega_E - \phi + \theta\right)}{\cos\left(\omega_E - \phi + \alpha_0 - \delta_E\right) \cdot \cos\theta_w} \qquad (3\text{-}25)$$

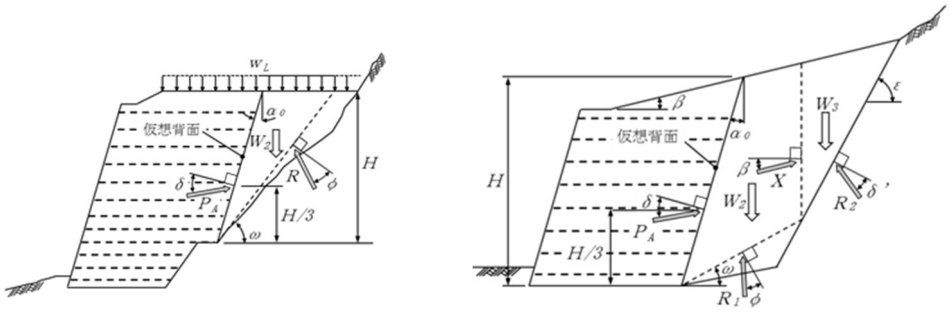
ここに、 P_{AE}：地震時土圧合力（kN/m）

ω_E：すべり面と水平面のなす角（°）

θ：地震合成角（°）$\theta = \tan^{-1} k_h$

δ_E：壁面摩擦角（°）（＝ϕ）

なお、安定した勾配の地山へ接近して補強土壁を設置する場合、図 3-17 に示すように、切土のり面等における壁面摩擦角 δ'は、地山の地質や表面状態によって異なるが、表 3-5 を目安に適当な値を定めてよい。しかし、切土部の土圧の大きさは δ'の値によって影響を受けるため、周辺の状況、地山の状態、土質試験等に基づいて慎重に決定する必要がある。



(a) 直線で算定する場合　　(b) 折れ線で算定する場合

図 3-17　地山に接近する補強土壁の仮想背面に作用する切土部土圧

表 3-5　切土のり面等における壁面摩擦角 δ'

地山の地質や表面状態	壁面摩擦角 δ'
軟岩以上で比較的均一な平面を課している場合	$2\phi/3$
粗面であるが、段切り等の処理がされ粗面とみなしうる場合	ϕ

(3)　外的安定の検討

外的安定の検討では、設定した仮想的な擁壁を通常の重力式擁壁と扱い、滑動、転倒、支持に対する安定を照査する。

1)　滑動に対する安定の検討

【常時】

常時の滑動に対する安定の検討は、図 3-18 に示すように、補強領域の仮想背面に作用する土圧等による滑動力に対して、仮想的な擁壁の底面におけるせん断抵抗力が所定の安全率を有していることを照査する。

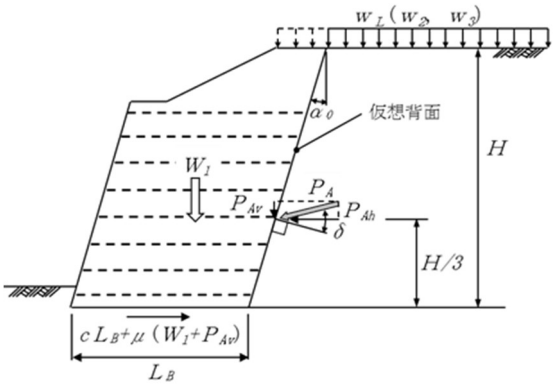


図 3-18　常時の滑動に対する検討

常時の滑動に対する検討は、式(3-26)の安全率を満足しなければならない。

$$F_s = \frac{c \cdot L_B + \mu \cdot \sum V}{\sum H} = \frac{c \cdot L_B + \mu \cdot (W_1 + P_{AV})}{P_{AH}} \geqq 1.5 \qquad (3\text{-}26)$$

ここに　F_s：滑動に対する安全率

L_B：仮想的な擁壁の底面幅（m）

ΣV：仮想的擁壁の底面における全鉛直荷重（kN/m）

ΣH：仮想的擁壁の底面における全水平荷重（kN/m）

c, μ ：仮想的擁壁の底面と基礎地盤との粘着力と摩擦係数

W_1 ：仮想的擁壁の自重（kN/m）

P_{AV} ：仮想背面に作用する土圧 P の鉛直方向成分

$P_{AV} = P_A \cdot \sin（\delta - \alpha_\circ）$（kN/m）

P_{Ah} ：仮想背面に作用する土圧 P の水平方向成分

$P_{Ah} = P_A \cdot \cos（\delta - \alpha_\circ）$（kN/m）

δ：仮想背面の壁面摩擦角（°）（＝ϕ）

$\alpha_\circ$：壁面と鉛直面のなす角（°）

【地震時】

地震時の滑動に対する検討は、図 3-19 に示すように、仮想的な擁壁の自重に起因する地震時慣性力及び仮想背面の地震時土圧を考慮して照査を行う。

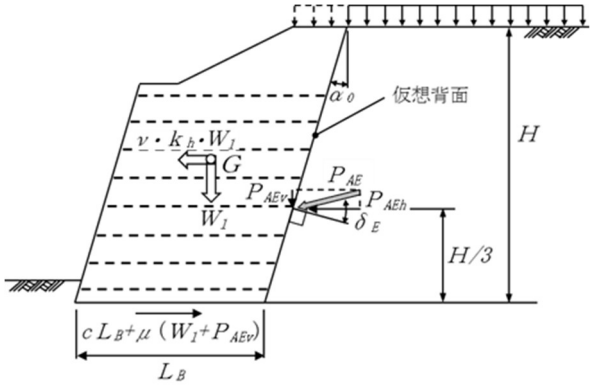


図 3-19　地震時の滑動に対する検討

地震時の滑動に対する安全率は、式(3-27)から求められる。

$$F_{SE} = \frac{c \cdot L_B + \mu \cdot \sum V_E}{\sum H} = \frac{cL_B + \mu(W_1 + P_{AEv})}{\nu k_h W_1 + P_{AEh}} \geqq 1.2 \qquad (3\text{-}27)$$

ここに　F_{SE}：滑動に対する安全率

L_B ：仮想的な擁壁の底面幅（m）

P_{AEv} ：仮想背面に作用する地震時土圧 P_{AE} の鉛直方向成分

$P_{AEv} = P_{AE}$・sin（$\delta_E - \alpha_o$）（kN/m）

P_{AEh}：仮想背面に作用する地震時土圧 P_{AE} の水平方向成分

$P_{AEh} = P_{AE}$・cos（$\delta_E - \alpha_o$）（kN/m）

δ_E：地震時における仮想的な擁壁背面の壁面摩擦角（°）（＝ϕ）

2)　転倒に対する安定の検討

【常時】

常時における転倒に対する安定の検討は、図 3-20、図 3-21 に示すように、通常の重力式擁壁と同様に仮想的な擁壁の自重、補強土壁の仮想背面に作用する土圧などの底面における合力 R の作用位置が許容範囲内に位置することを確認する。

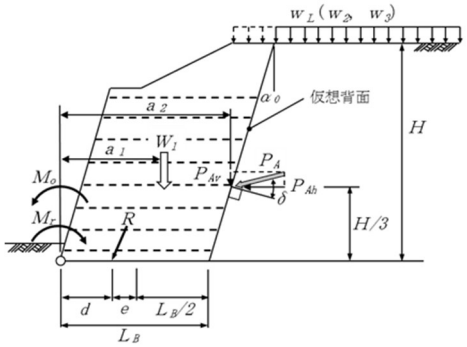


図 3-20　常時の転倒に対する検討（a）通常に設置する場合

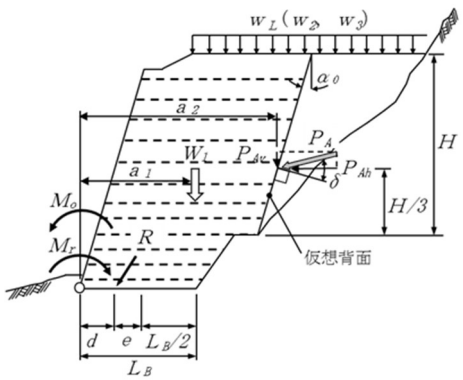


図 3-21　常時の転倒に対する検討（b）地山に接近して設置する場合

仮想的な擁壁のつま先から合力 R の作用点までの距離 d は、式(3-28)から求められる。

$$d = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \begin{cases} \dfrac{W_1 \cdot a_1 + P_{Av} \cdot a_2 - P_{Ah} \cdot H/3}{W_1 + P_{Av}} & \text{（通常の場合）} \\ \dfrac{W_1 \cdot a_1 + P_{Av} \cdot a_2 - P_{Ah} \cdot (H - 2 \cdot H/3)}{W_1 + P_{Av}} & \text{（地山に近接する場合）} \end{cases} \tag{3-28}$$

ここに　　d：仮想的な擁壁のつま先から合力の作用点までの距離（m）

ΣM_R：つま先まわりの抵抗モーメント（kN・m/m）

ΣM_o：つま先まわりの転倒モーメント（kN・m/m）

H：仮想背面の高さ（m）

a_1：つま先から W_1 までの水平距離（m）

a_2：つま先から P_{Av} までの水平距離（m）

合力 R の作用点の底面中央からの偏心距離 e は、式(3-29)から求められる。

$$e = \frac{L_B}{2} - d \tag{3-29}$$

ここに　　e：仮想的な擁壁底面中央からの偏心距離（m）

転倒に対する安定条件は、仮想的な擁壁が前方へ転倒しなければよい。すなわち、偏心距離 e は、式(3-30)を満足しなければならない。

$$e \leqq \frac{L_B}{6} \tag{3-30}$$

【地震時】

地震時の転倒に対する安定の検討は、図 3-22、図 3-23 に示すように、地震時慣性力と仮想的な擁壁背面の地震時土圧を考慮して照査を行う。

仮想的な擁壁のつま先から合力 R の作用点までの距離 d は、式(3-31)から求められる。

$$d = \frac{W_1 \cdot a_1 + P_{AEv} \cdot a_2 - \nu\, k_h \cdot W_1 \cdot H_h - P_{AEh} \cdot H'/3}{W_1 + P_{AEv}} \tag{3-31}$$

ここに　　H_h：仮想的な擁壁の慣性力の作用高さ（m）

合力 R の作用点の底面中央からの偏心距離 e は、式(3-32)から求められる。

$$e = \frac{L_B}{2} - d \tag{3-32}$$

転倒に対する安定条件は、仮想的な擁壁が前方へ転倒しなければよい。すなわち、偏心距離 e は、式(3-33)を満足すればよい。

$$e \leqq \frac{L_B}{3} \tag{3-33}$$

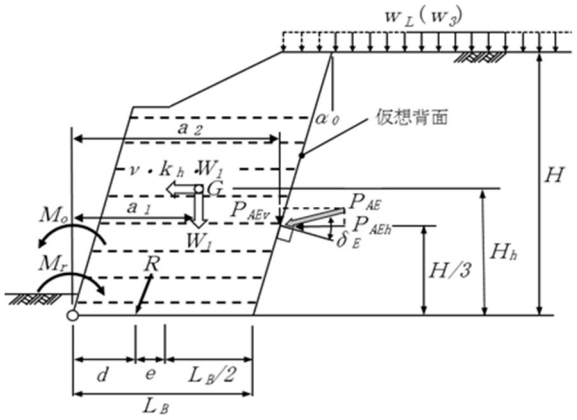


図 3-22　地震時の転倒に対する検討（a）通常に設置する場合

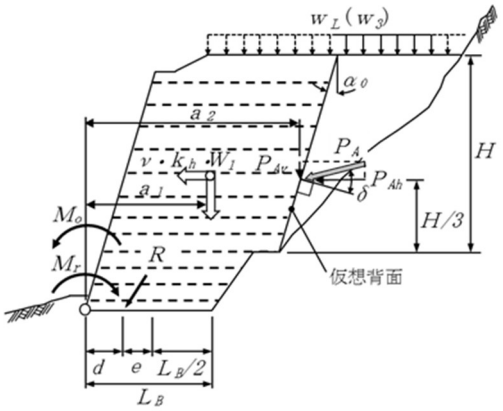


図 3-23　地震時の転倒に対する検討（b）地山に近接して設置する場合

3)　支持に対する安定性の検討

支持に対する安定性の照査は、図 3-24～図 3-27 に示すように、仮想的な擁壁の基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度は、仮想的な擁壁の自重、仮想背面に作用する常時または地震時の土圧合力の鉛直成分及び載荷重等の鉛直成分が補強領域の底面に均等に作用するものとして求め、これが基礎地盤の許容鉛直支持力度以下であることを照査する。

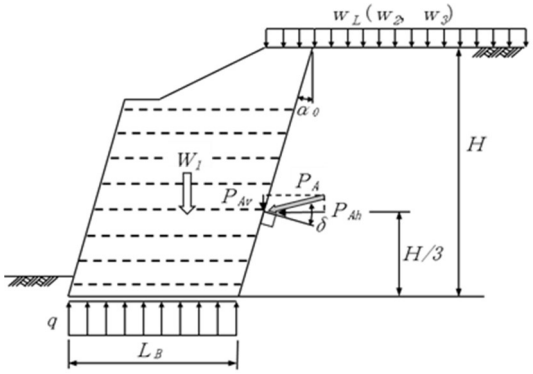


図 3-24　常時の基礎地盤の支持力に対する検討（a）通常に設置する場合

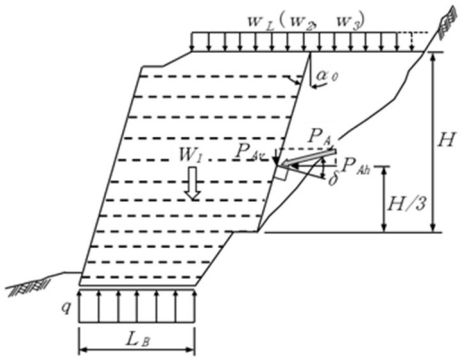


図 3-25　常時の基礎地盤の支持力に対する検討（b）地山に近接して設置する場合

【常時】

常時における基礎地盤の支持力検討では、仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重が、基礎地盤に対して等分布に作用するものとして、式(3-34)より求める。

$$q = \frac{\sum V}{L_B} \tag{3-34}$$

ここに　　ΣV：仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重（kN/m）、ただし
活荷重による影響も考慮する（＝W_1+P_{Av}+w_L）

この地盤反力度 q は、式(3-35)を満足しなければならない。

$$q \leqq q_a = \frac{q_u}{F_s} \tag{3-35}$$

ここに　　q_u：基礎地盤の極限支持度（kN/m²）
q_a：基礎地盤の許容支持度（kN/m²）
F_s：基礎地盤の極限支持度に対する安全率（＝3）

【地震時】

地震時の仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重が、図 3-24、図 3-25 に示すように、基礎地盤に対して等分布に作用するものとして、式(3-36)より求める。

$$q_E = \frac{\sum V_E}{L_B} \tag{3-36}$$

ここに　　ΣV_E：地震時の仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重（kN/m）、ただし活荷重による影響も考慮する（＝W_1+P_{AEv}+w$_L$）

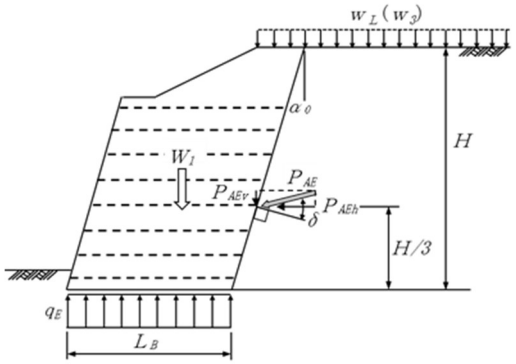


図 3-26　地震時の基礎地盤の支持力に対する検討 (a) 通常に設置する場合

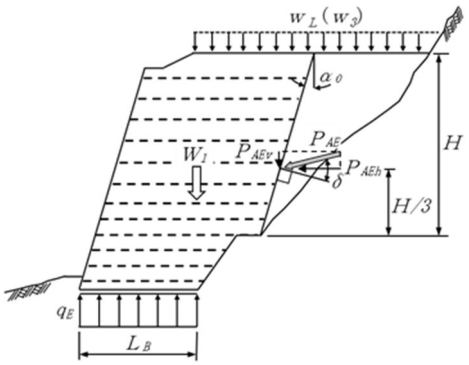


図 3-27　地震時の基礎地盤の支持力に対する検討 (b) 地山に近接して設置する場合

この地盤反力度 q_E は、式(3-37)を満足しなければならない。

$$q_E \leqq q_{aE} = \frac{q_u}{F_{SE}} \tag{3-37}$$

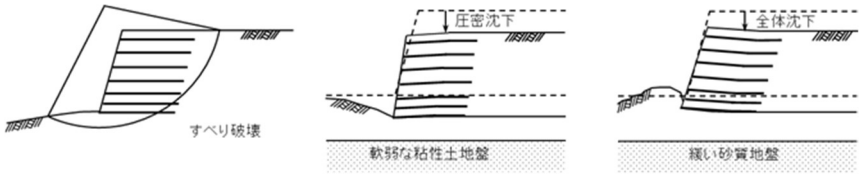
ここに　　q_u：基礎地盤の極限支持度（kN/m^2）

q_{aE}：地震時の基礎地盤の許容支持度（kN/m^2）

F_{SE}：地震時の基礎地盤の極限支持度に対する安全率（＝2）

3.3.5　全体安定検討

補強土壁及び基礎地盤を含む全体としての安定性については、図 3-28 に示すように、補強土壁の外側及び補強領域を横切るすべりや基礎地盤の沈下、液状化の影響等に対する検討を行う。特に沢地や集水地形に本工法を適用する場合には、軟弱地盤の対策工を検討する必要がある。



(a)　すべり検討　　(b)　基礎地盤の沈下検討　(c)　液状化検討

図 3-28　全体安定の検討

(1)　補強土壁の外側及び補強領域を横切るすべりに対する安定の照査

内的安定及び外的安定の検討を満足する補強材の設計配置に対して、図 3-29 に示すような補強土壁を含めた背面盛土及び基礎地盤を含め、想定される全てのすべりに対して安定であることを照査する。

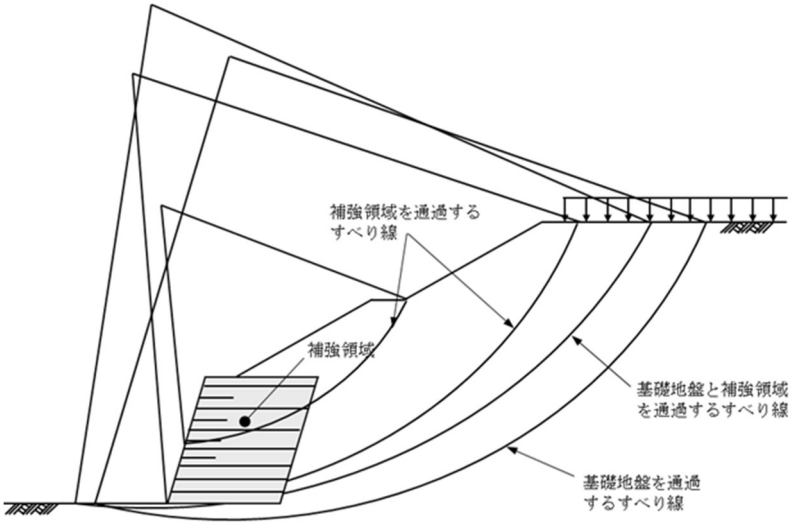


図 3-29　補強土壁の外側及び補強領域を横切るすべりに対する安定検討

常時及び地震時の全体安定の安全率は、式(3-38)、式(3-39)）より求める。

常　時）　$$F_S = \frac{R\sum\{c\ell + (W\cos\alpha + T\sin\theta)\tan\phi + T\cos\theta\}}{R\sum W\sin\alpha} \qquad (3\text{-}38)$$

地震時）　$$F_S = \frac{R\sum\{c\ell + (W\cos\alpha - k_h W\sin\alpha)\tan\phi\} + \mathrm{R}\,\Sigma(\cos\theta + \sin\theta\tan\phi)}{\sum(RW\sin\alpha + k_h W_y)} \qquad (3\text{-}39)$$

(2)　基礎地盤の沈下に対する照査

軟弱な土層を含む地盤上に補強土壁を設置する場合は、圧密沈下や軟弱層厚の差や作用荷重の違いによる不同沈下を伴う場合があるため、発生する沈下量の程度を事前に把握しておく必要がある。この場合には、「道路土工－軟弱地盤対策工指針」等に従い、基礎地盤のすべりに対する安定とともに、圧密沈下についても検討を行い、変形・変状が懸念される場合には必要な対策を検討する。

(3)　液状化の影響に対する検討

基礎地盤の内部に液状化が懸念されるゆるい砂質土が存在する場合には、地盤の液状化に対する安定性を検討する。なお、地盤の液状化の判定については、「道路土工－軟弱地盤対策工指針」等を参考にするとよい。

3.3.6　設計安全率

補強土壁の設計における常時及び地震時の設計安全率の一覧表を、表 3-6 に示す。

表 3-6　補強土壁における設計安全率

安全率の種類		設計安全率	
		常時	地震時
内的安定	引抜きに対する安全率	F_S=2.0	F_{SE}=1.2
外的安定	滑動に対する安全率	F_S≧1.5	F_{SE}≧1.2
	転倒に対する安全率	e≦L/6	e≦L/3
	極限支持力に対する安全率	F_S=3.0	F_{SE}=2.0
全体安定	基礎地盤を含む円弧すべりに対する安全率	F_S≧1.2	F_{SE}≧1.0

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）

4. 施工法

4.1　施工手順

TMHB の施工フローを図 4-1 に示す。

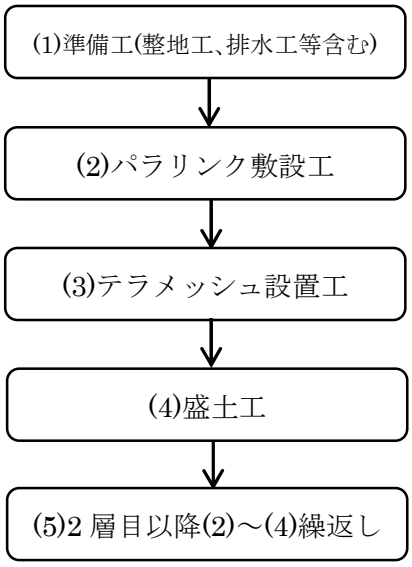


図 4-1　施工フロー

(0) 事前準備

・組立てに必要な工具を用意する.

ペンチ，ゴーグル（目の保護用），ハンマー，シノ，カッター，脚立

・C リンガー用の電源（20kVA）並びに，エアコンプレッサー（0.8MPa，1/4 インチカップラー治具）を用意する.

(1) 準備工等

地山掘削や基礎排水処理等を行った後、パラリンク及びテラメッシュの設置にあたり、敷設面を締固め機械で出来る限り平坦にする。



図 4-2　準備工

(2) パラリンク敷設工

整地した基礎地盤に第 1 層目のパラリンクを敷設する。敷設にあたっては、「パラリンク敷網工法技術資料 第 13.3 版」を参照されたい。

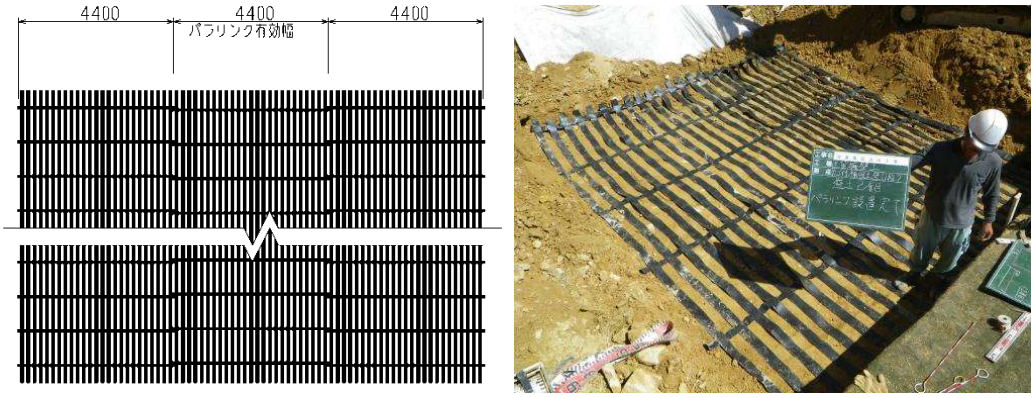


図 4-3　パラリンク敷設工

(3) テラメッシュ設置工、(4)盛土工

テラメッシュ設置工および盛土工の施工概念図を図 4-4 に示す。

テラメッシュユニットを設置し、ふとん籠を形成する。ふとん籠 （壁面材）のはらみ出し防止対策として、写真 4-1 に示すように、単管パイプとコンパネや軽量足場板等を組み合わせて用い、壁面を固定した後に中詰め材（栗石等）を詰める。なお、付写真 4-2 に示すように背面側には吸出し防止のために、t＝10mm の不織布(TMS-N)を設置する。なお、壁面材の配置にあたっては、壁面高の下部 1/3 以下の範囲に高さ 0.51m のテラメッシュを使用することを標準とする。これは、下部ほど作用土圧および拘束条件の影響が大きくなることを考慮し、壁面材の安定性を確保するためである。

背面の盛土の撒き出す。転圧仕上げ厚さ 30cm 以内に対し、撒き出し厚は 30～35cm 程度とする。仕上がり厚さは 30cm 以内とする（標準 0.25m）。ふとん籠背面側から 1m はタンパで締固めを行う。他の領域では重機で締固めを行う。

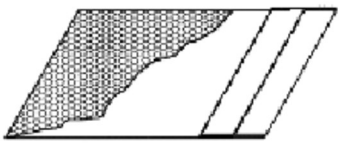
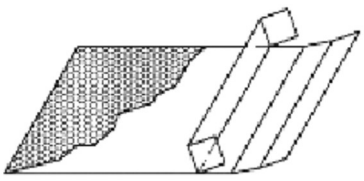
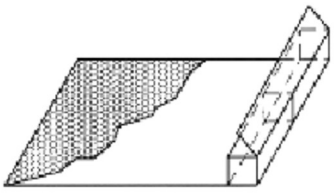
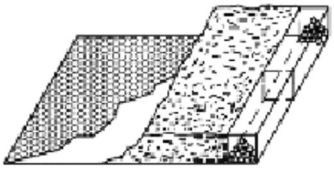
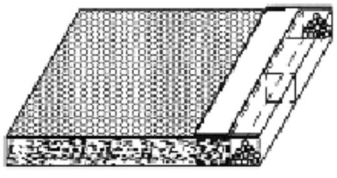
		
1.　ユニットの設置	2.　カゴ部材を展開	3.　カゴ部組み立て
		
4.　カゴ部に中詰材（栗石）を詰め，壁背面に不織布を設置，撒出し・敷均し締固めを行う	5.　土工完了後，２層目以後を繰返し	

図 4-4　テラメッシュ設置工



単管パイプとコンパネを用いた例

（土木研究所施工例）



木材を用いた例

（トルコ施工事例）



鋼材を用いた例

（インド施工事例）

写真 4-1　はらみ出し防止枠

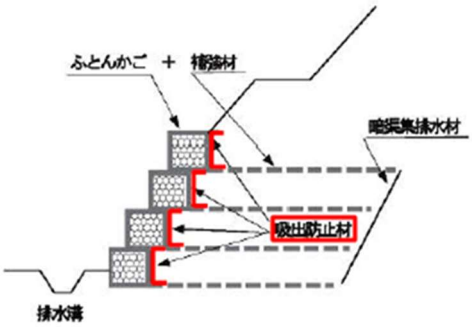




写真 4-2 吸出し防止材設置状況（沖縄施工）

4.2　テラメッシュ設置工

【テラメッシュの組立・施工】

①　ユニットの設置

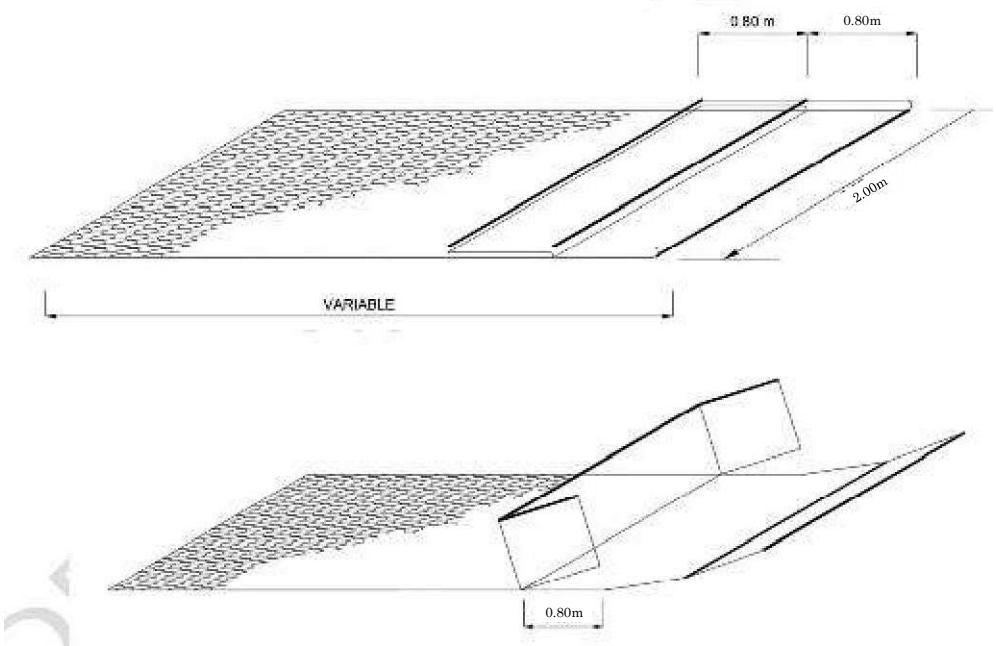


図 4-5　テラメッシュユニットの設置

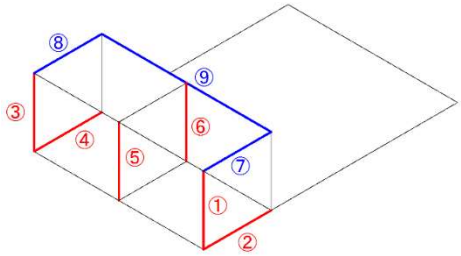
② ふとん籠部の組立

ユニットで折りたたまれていたふとん籠部を図 4-5 に示すように、折り目に沿って展開し、組み立てる。各部材の接合部は C リンガーを用い，C リングにて結束する．C リングの最大間隔は 20cm 以内とする．C リンガーを使用するにあたり，コンプレッサーが必要である．

なお，蓋部分も標準的 C リングにて結束する．ただし，蓋が C リングで留められない特殊な状況ではレーシングワイヤーを用いて結束する．その結合する際のワイヤーは PoliMac コーティング 3.2mm のレーシングワイヤーを用いる．結束は，図 4-7 に示すように一重巻きと二重巻きを 10～15cm 間隔で交互に配置して行う（ワイヤー標準結合方式）．

作業中は，ゴーグルを着用することとする。





【結束方法】
赤：C リング
青：標準は C リング
　　特殊時レーシングワイヤー

図 4-6　ふとん籠部の組み立て

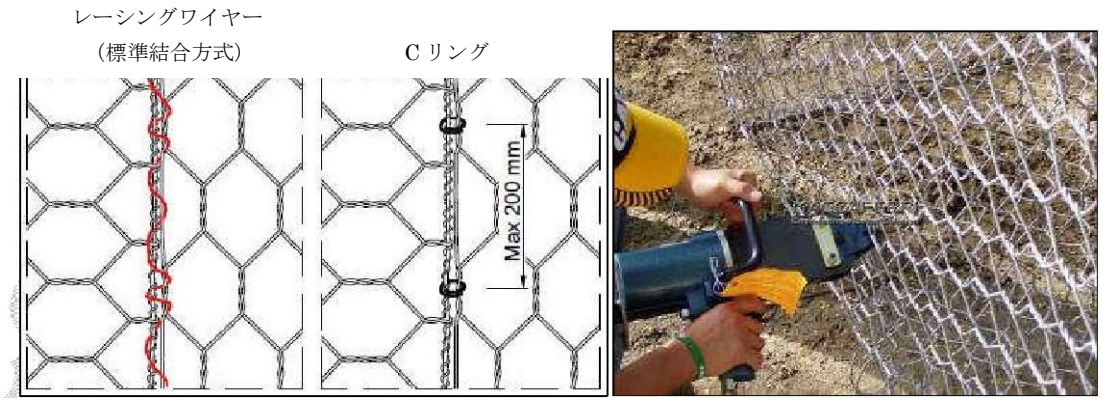


図 4-7　レーシングワイヤー及び C リング結束位置

③ 仕切りパネルを中央部に設置

④ テラメッシュの配置

テラメッシュの施工は、各々のテラメッシュを組立て積み重ねていく。各々のテラメッシュの施工時のズレを防止するため、組立てたテラメッシュを C リングで結合する。結合の要領を図 4-8 に示す。

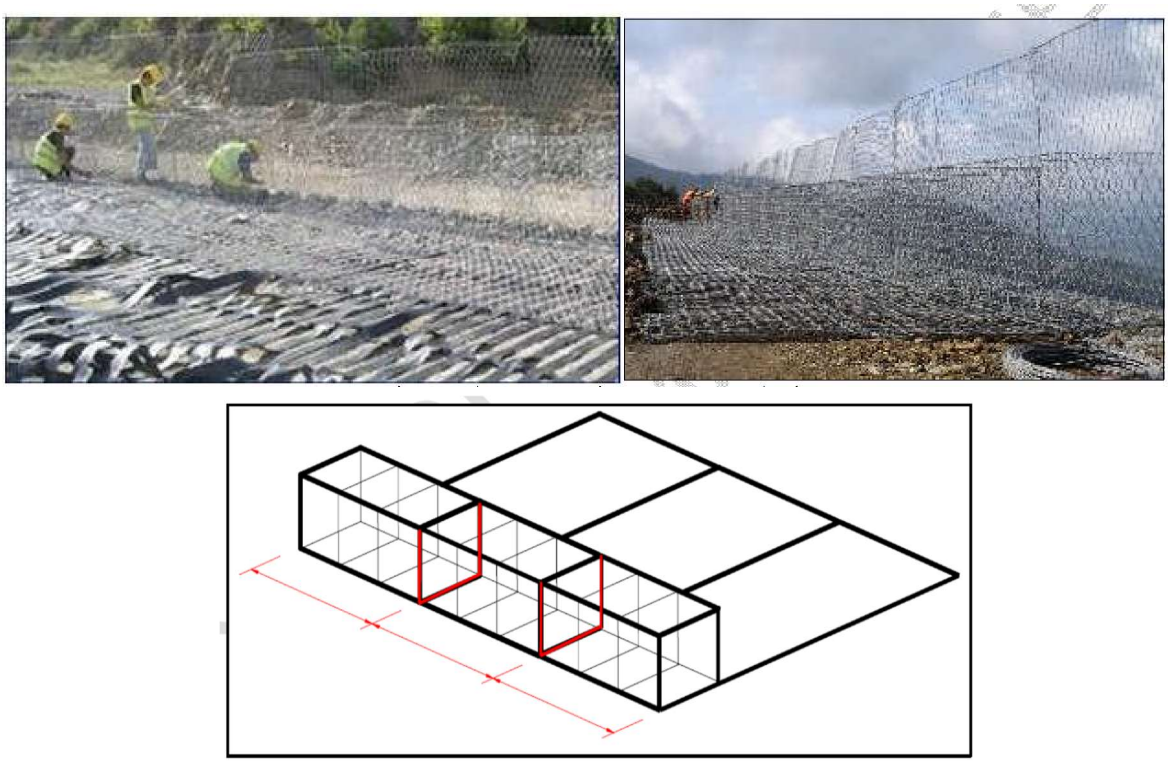
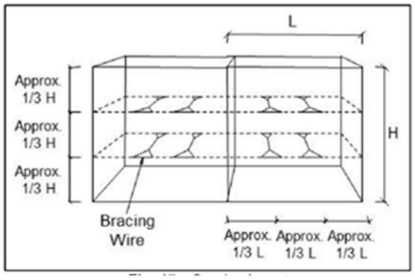


図 4-8　各テラメッシュの結合

⑤　ふとん籠内ブレス材配置と中詰め材（栗石）投入

［ブレス材設置］

ふとん籠を組立後、ふとん籠内部にはらみ出し防止用のブレス材（ブレーシングワイヤー）を図 4-9 に示すように配置する。ブレス材は、前面と背面のメッシュに図示するように通し、中間部でワイヤーを絞って、ブレス材とする。ブレス材の配置は、高さ 0.84m の場合、約 1/3 の位置で 1 箇所ずつ、高さ 0.51m の場合、約 1/2 の位置で 1 箇所とする。





ブレス材（ブレーシングワイヤー）



図 4-9　ブレス材配置状況

［栗石充填作業手順］

栗石充填作業手順を付図 4-10 に示す。

① ふとん籠高さの 1/3 程度まで栗石を充填する。

② 1/3 の高さで，ブレス材を設置し，高さ 2/3 まで栗石を充填する。

③ 2/3 の高さで，ブレス材を設置し，ふとん籠の高さまで栗石を充填する。

④ 栗石が自然に沈下する可能性があるため，栗石を 30～50㎜程度余裕で充填する。蓋占め作業を行う。

⑤ かご内の隣り合う栗石の充填高さの差が 30cm を超えないようにする。

⑥ 最後に蓋をして接合し、閉じる。

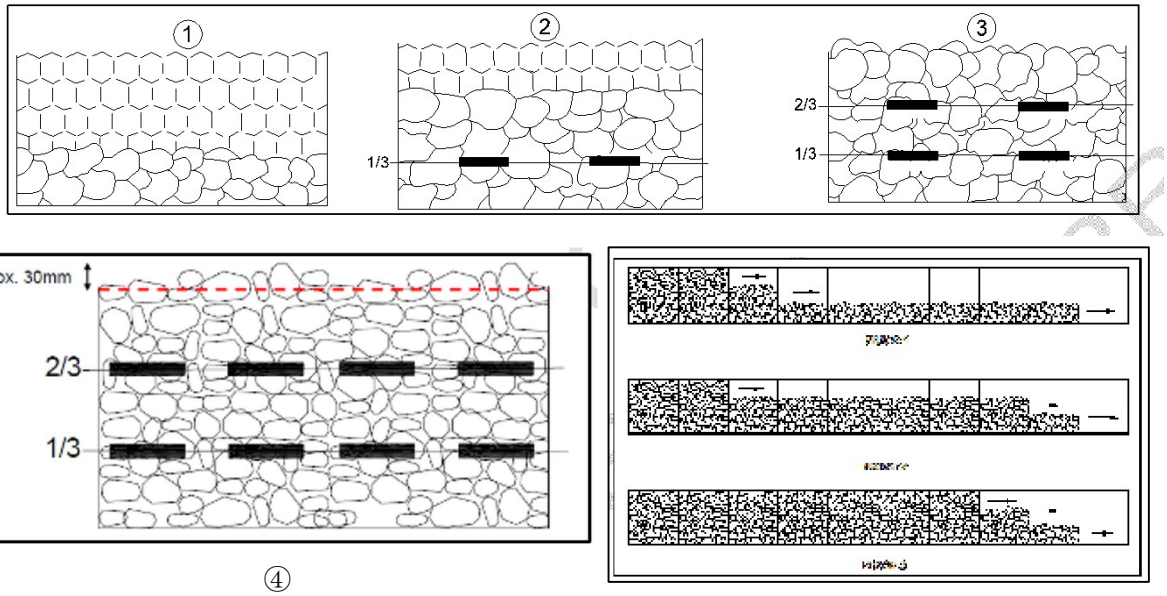


図 4-10 栗石充填作業手順

⑥ 吸出し防止材の設置

テラメッシュは、壁面材がふとん籠構造で排水性が高いことが特徴である。背面盛土部から雨水が流入し、盛土材の細粒分がふとん籠部に流れ出し、排水性を損なう可能性がある。そこで、排水効果を維持するために、ふとん籠背面の盛土材との境界に、吸出し防止材を配置する必要がある。

図 4-11 に吸出し防止材配置状況図を示す。吸出し防止材は、厚さ 10mm の不織布（TMS-N）を使用する。余裕長 25cm 程度確保する。



図 4-10　吸出し防止材配置状況図

⑦ 次段は所定のセットバックを行い、積み上げる。各段毎のテラメッシュ同士(端部)も接合する。以降、繰り返し。

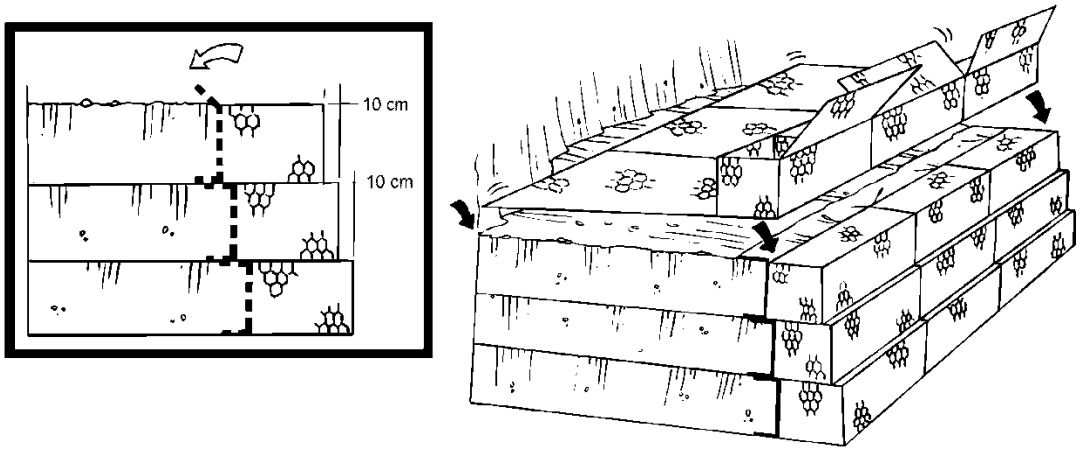


図 4-11　テラメッシュの積み上げ

4.3　標準歩掛

テラメッシュの組み立て･設置工の標準歩掛は表 4-1 を標準とし､日当たり施工量は壁面積 21m² （高さ 0.84m、延長 25m 当たり）である。

表 4-1　テラメッシュの組み立て・設置工の標準歩掛

項目	規格	単位	数量	備考
土木一般世話役		人	1.0	
特殊作業員		人	1.0	
普通作業員		人	2.0	
バックホウ運転	排出ガス対策型、クローラ型 山積 0.8m3（平積 0.6m3)	日	0.5	
諸雑費		式	1.0	労務費の 10%

パラリンクの敷設の標準歩掛りは表 4-2 を標準とし、日当たり施工量は 1000m² である。

表 4-2　パラリンクの敷設工 1000m² 当りの歩掛

項目	規格	単位	数量	備考
土木一般世話役		人	1.0	
普通作業員		人	2.0	
バックホウ運転	排出ガス対策型、クローラ型 山積 0.8m3（平積 0.6m3)	日	0.5	
ラフテレーンクレーン運転	油圧 4.9ｔ吊	日	0.13	
パラピン	φ7ｍｍ	本	100	

4.4　施工管理

（1）中詰材

ふとん籠（壁面材）の排水性を確保するため、中詰材は 100～250mm の栗石等を使用する。もしくは内張りネットを用いて単粒砕石等を使用する。

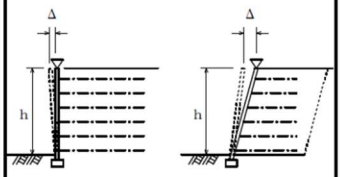
中詰材の施工は、人力施工を原則とし、乾燥単位体積重量を 17.5kN/m³ 以上とする。壁面の変位や見栄え等を考慮して、栗石等のできるだけ大き目のもの且つ平らな面を外側に配置するような配慮が望まれる。

（2）壁面工の出来形管理

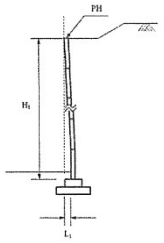
各指針の「補強土壁工」に準拠する。

・土木工事施工管理基準（国土交通省）

単位：mm

測定項目		規格値	測定基準	測定箇所	摘要
基準高 ▽		±50	施工延長40m（測点間隔25mの場合は50m）につき1ヶ所、延長40m（又は50m）以下のものは1施工箇所につき2ヶ所。		3-2-15-3
高さh	h＜3m	−50			
	h≧3m	−100			
鉛直度 △		±0.03hかつ±300以内			
控え長さ		設計値以上			
延長 L		−200	1施工箇所毎		

・土工施工管理要領（東・中・西日本高速道路株式会社）

高さ（H_1）	±75mmかつ設計値の±3%		・施工延長10mにつき1箇所（10m未満の場合は1箇所とする。）		様式-21	
鉛直度（L_1，L_1/H_1）	±300かつ設計値の±3%					
計画高（PH）	±50					

(3) 盛土工

盛土材の敷均し及び締固めは、「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」を参考にして施工する。

・盛土材の配置及び締固めは図 4-12 に示す手順通り行う。

・締固め作業は，ふとん籠背面から 1m以内の領域では小型振動ローラ使用する。その他の領域では重機を使用する。

・敷均し：締固め後の 1 層の仕上り厚さは 0.30m 以内（標準 0.25m）とする。

・締固め：乾燥密度によって規定する場合は、JIS1210 の A,B 法で 95%以上、C,D,E 法で 90%以上に締固める。

・盛土材の最大含水が最適含水量の±1.5%以内を標準とする。

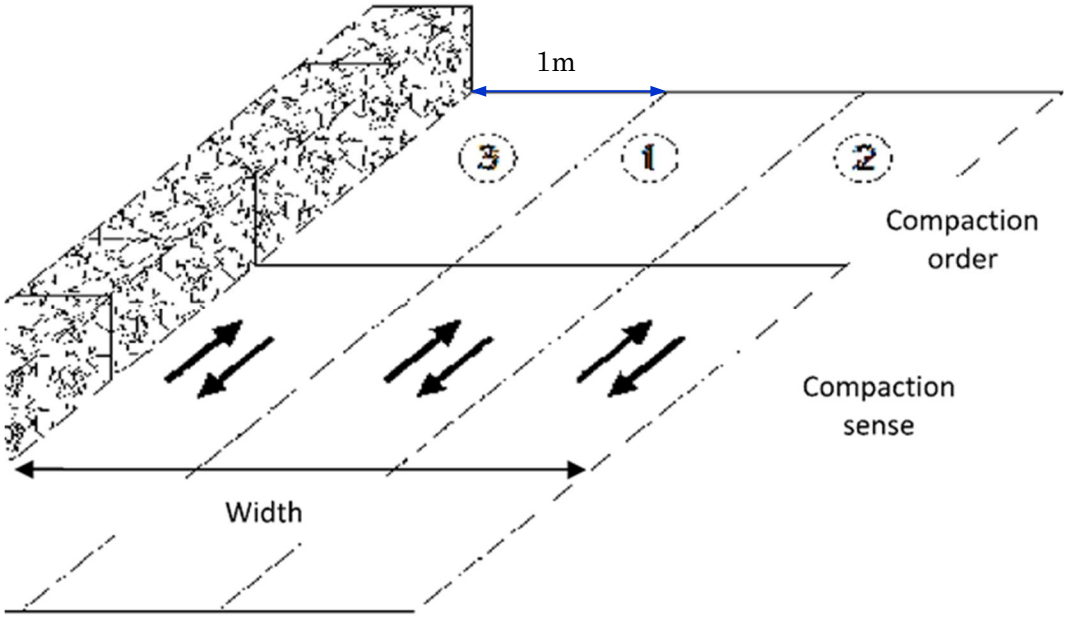


図 4-12　盛土材配置及び締固め手順

（4）安全管理

安全管理については、「土木工事安全施工安全施工技術指針」や「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」等に準拠して施工する。

なお，高さ H>2m の場合は、前面側から壁面はらみ出し防止の作業及び転落防止柵設置のため足場工を設置する。

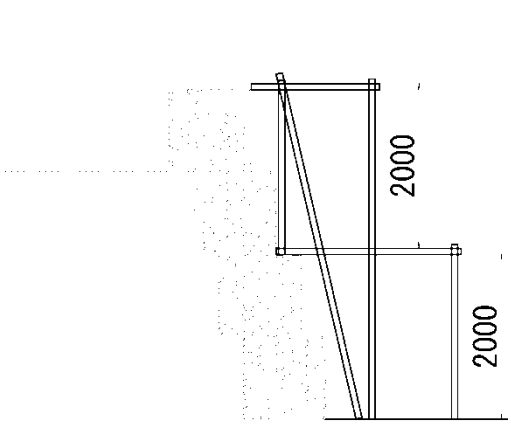




図 4-13　足場の例

5. 維持管理

本工法の維持管理は、「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 第二回改訂版」（土木研究センター、平成 25 年 12 月）に準拠して行う。

補強土の維持管理は、一般に盛土や切土、擁壁等の一連の土工構造物の維持管理作業の一環として実施され、補強土のみが個別に行われることはない。ここでは、上記のマニュアルにおける維持管理について、その概要を以下に紹介する。

5.1 基本方針

補強土の維持管理は、供用期間中における補強土としての機能を常時良好な状態に保ち、災害を未然に防止することを目的として行う。

5.2 補強土の変状と対策

(1) 補強土の維持管理に当っては、災害に結びつく要因とその影響を把握し、異常な変状の早期発見に努める。
(2) 補強土の維持管理により確認された異常や変状に対しては、それらが原因となって生じる可能性のある事象を想定し、効果的な補修・補修対策を実施する。

補強土壁において想定される変状とその要因、さらに調査、計画、設計、施工過程における主な検討事項との関係ついて、マニュアルでは図 5-1 を例示している。

5.3 維持管理の方法

維持管理は、維持管理計画の立案から、点検・保守、応急対策・本復旧、さらにそれらの点検記録や補修履歴の記録の保存まで、状況に応じて計画的に実施することが必要である。

維持管理業務の一般的な流れとして、マニュアルでは図 5-2 を示している。

5.4 点検・保守

補強土の機能を維持するために、点検・保守は適切に行うものとする。

補強土壁の主な点検項目や点検個所として、マニュアルでは表 5-1 及び図 5-3 を示している。

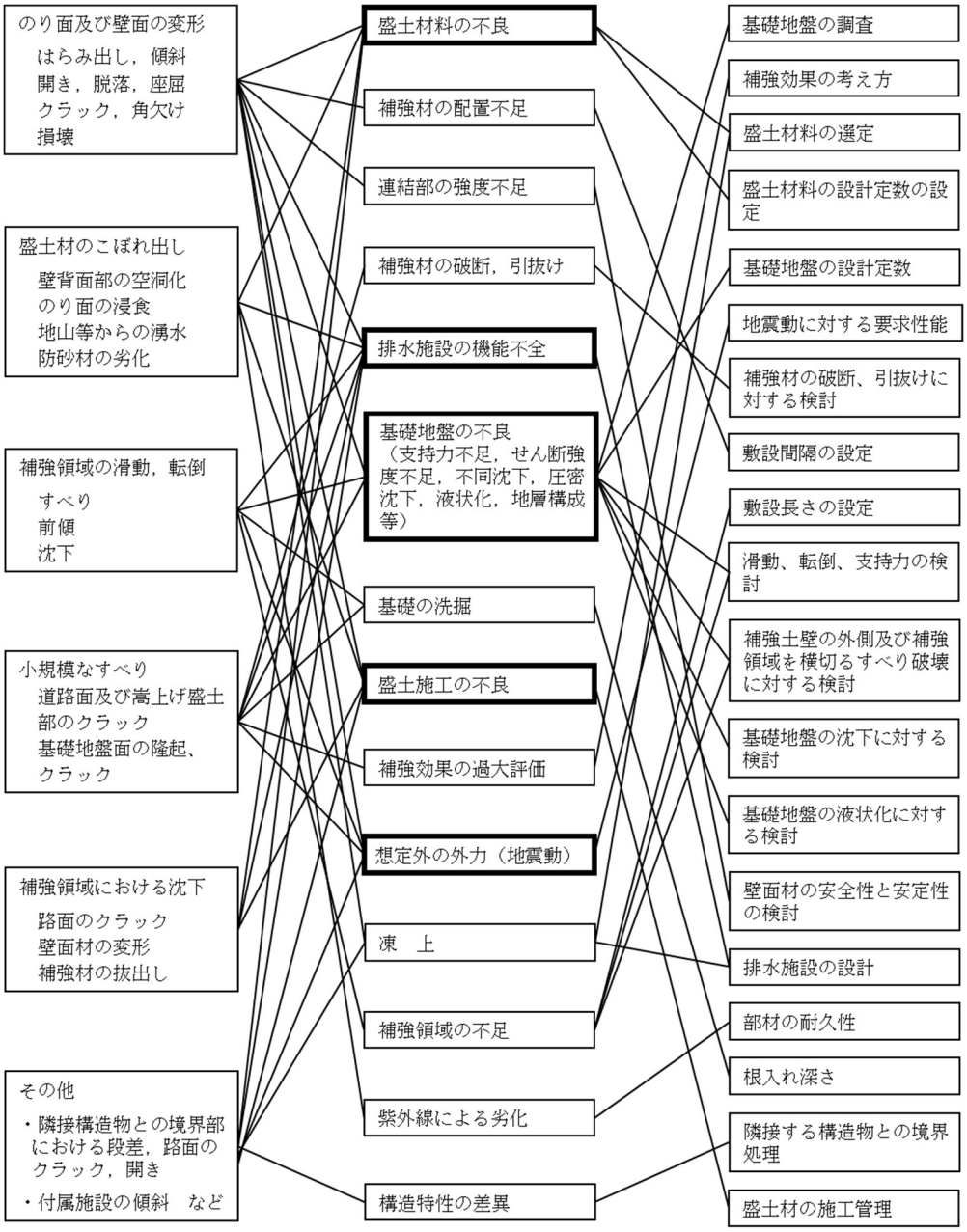


図 5-1　補強土の変状と要因及び検討項目との関係例

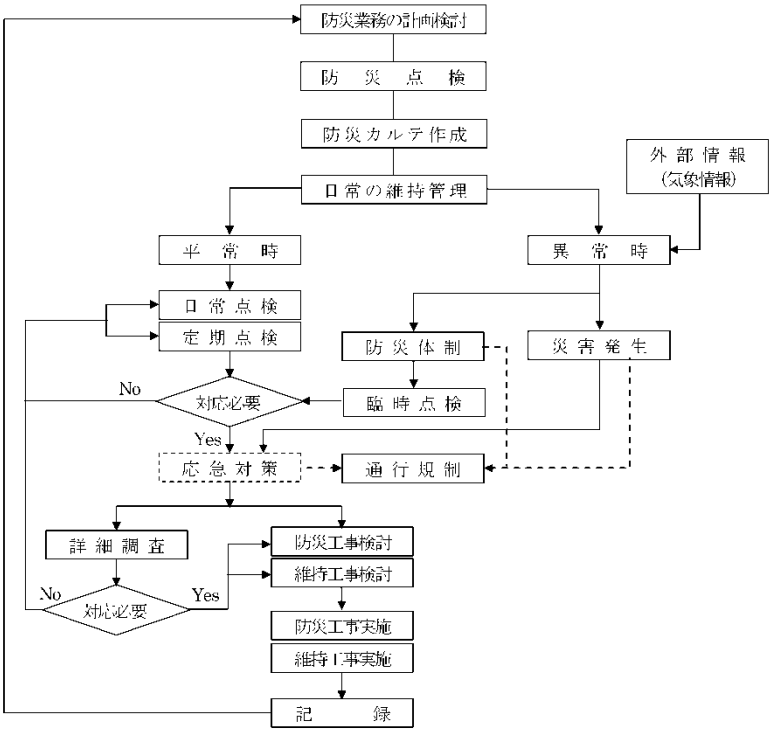


図 5-2　維持管理全体の流れ

表 5-1　テラメッシュの点検項目と着眼点

点検項目		着眼点
ふとん籠	ふとん籠の損傷	ふとん籠の線材の欠損，座屈等はないか 著しい壁面材の変状
	はらみ出し沈下・段差・前倒れ等	はらみ出し，沈下，前倒れはないか 隣合うふとん籠が開いていないか，また，その程度はどうか
基礎部分		基礎または本体の周辺が著しく洗掘されていないか 根入れ部分が傾斜・沈下していないか
排水施設		ふとん籠部からの水のしみだしはないか，排水工からの排水のにごり，水量の変化，または排水施設の詰まりはないか
嵩上げ盛土		嵩上げ盛土部に水のしみ出しはないか 構造物が構築されたり、廃材などが投棄されたりしていないか クラックや崩落個所がないか
構造物周辺の変状		基礎地盤面にクラックや隆起，道路舗装面に段差やクラック，嵩上げ盛土部に変状はないか

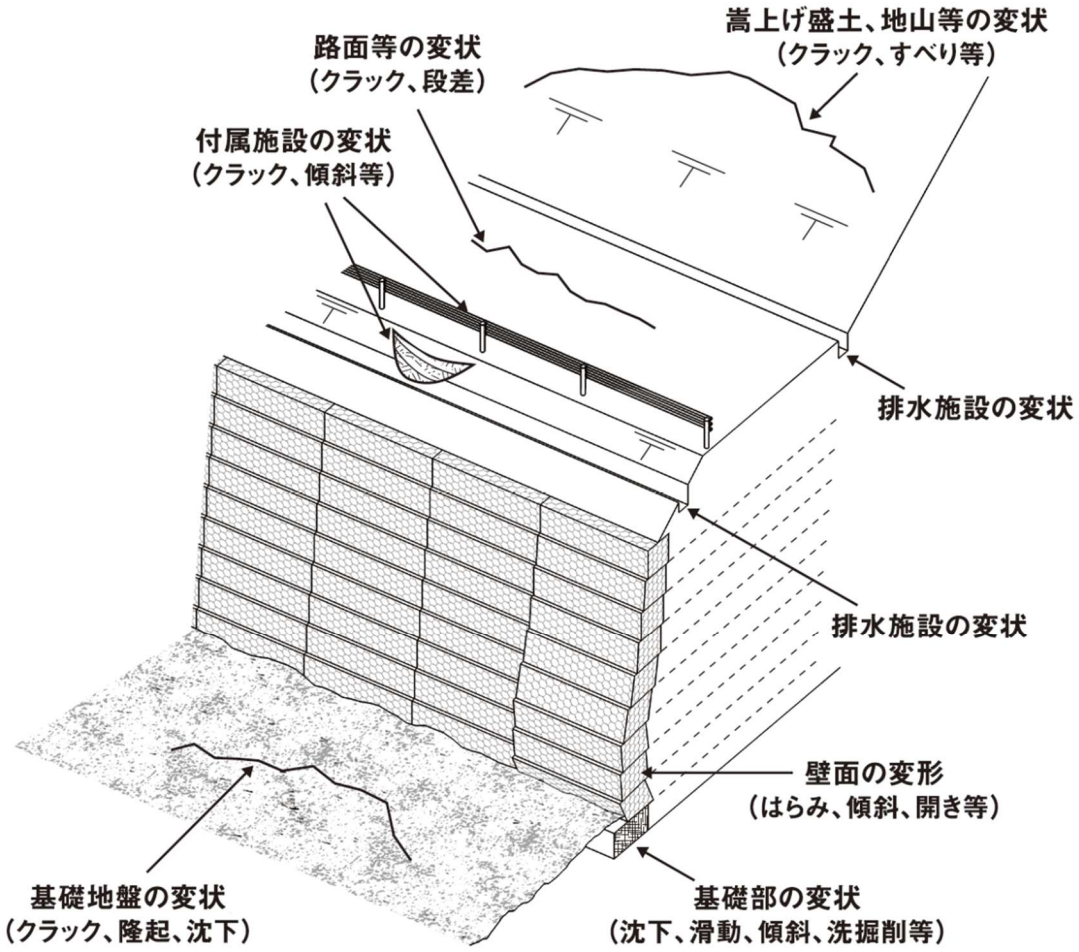


図 5-3　テラメッシュの点検個所

5.5　補修・補強対策

(1) 補強土の点検により変状・損傷が認められ、補強土の機能の低下や防災上の課題が確認された場合には、必要な機能の回復並びに安全の確報のために補修・補強対策等を行う。

(2) 補強土の点検により変状・損傷などによって、その機能に支障が認められる場合には、第三者や隣接する施設の安全確保を第一に考え応急的な対策を講じるものとする。

(3) 補強土の補修・補修に当っては、変状・損傷の原因、変状・損傷の位置やその程度等について十分な調査・検討を行い、適切な対策を施すものとする。

設計計算例　TMHB（テラメッシュ・ハイブリッド工法）

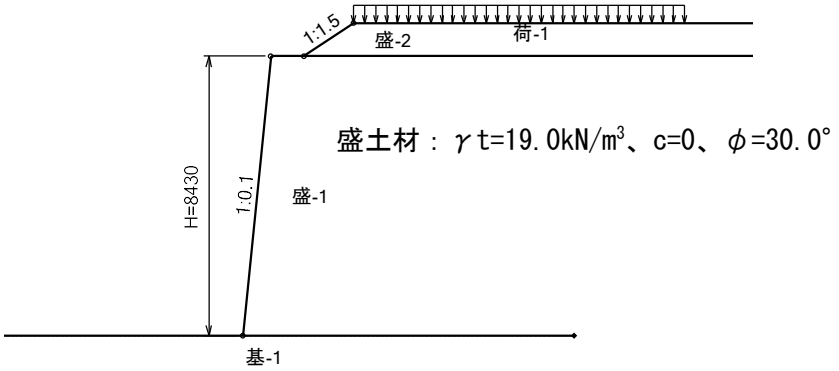
ここでは、TMHB の設計計算例（常時及び地震時）を示すが、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版」（土木研究センター、平成 25 年 12 月）に準拠して行う。

1.　設計条件

1.1　検討断面

検討断面を例図 2-1 に示す。

盛土高さは 8.43m、法面勾配は 1：0.1、上載荷重は 10.0kN/m²(荷重幅：10m)である。



例図 2-1　検討断面

1.2　土質定数

盛土材及び地盤の土質定数は、例表 2-1 のとおりである。

例表 2-1　土質定数

土質の区分	単位体積重量 γ_t (kN/m³)	粘着力 c (kN/m²)	せん断抵抗角 φ (°)
盛土材	19.0	0	30.0
地盤	20.0	0	30.0

1.3　設計水平震度

(1) 内的安定及び外的安定の検討に用いる設計水平震度

$$k_h = c_z \cdot k_{ho} = 0.16$$

ここに，k_h　：設計水平震度

k_{ho}　：標準設計水平震度 ＝ 0.16 [地盤種別：レベル 2 地震動 I 種]

c_z　：地域別補正係数　＝ 1.00 [地域区分：A]

(2) 全体安定の検討に用いる設計水平震度

$$k_h = c_z \cdot k_{ho} = 0.16$$

ここに，k_h　：設計水平震度

k ho　　：標準設計水平震度 ＝ 0.16 [地盤種別：レベル 2 地震動 I 種]

c z　　：地域別補正係数　＝ 1.00 [地域区分：A]

1.4　設計安全率

設計安全率を例表 2-2 に示す。

例表 2-2　設計安全率

安 全 率 の 種 類	設 計 安 全 率	
	常　時	地震時
引抜きに対する安全率	Fs ≧ 2.00	FsE ≧ 1.20
滑動に対する安全率	Fs ≧ 1.50	FsE ≧ 1.20
転倒に対する許容値	e ≦ L/6	e ≦ L/3
支持力に対する安全率	Fs ≧ 3.00	FsE ≧ 2.00
全体安定・円弧すべりに対する安全率	Fs ≧ 1.20	FsE ≧ 1.00

2.　無補強時の円弧すべり安定計算

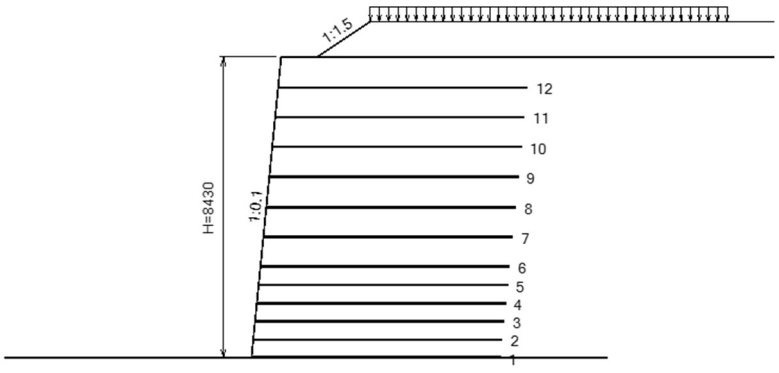
無補強時における円弧すべり安定計算を行い、その結果を例表 2-3 に示す。常時及び地震時の最小安全率が F_s=0.612 と F_{sE}=0.523 であることから、対策工の検討が必要である。

例表 2-3　無補強時の安定計算結果

項　　目	記号	単位	常　時		地震時	
			計算結果	判　定	計算結果	判　定
安全率	Fs Fsa	——	0.612 (1.200)	補強 必要	0.523 (1.000)	補強 必要
円中心X座標 Y座標	Xo Yo	m	-4.100 3.800		-5.100 4.800	
半径	R	m	5.590		7.004	

3.　TMHB の安定照査

盛土高さが 8.43m であることから、高さ 0.51m のテラメッシュを 5 段、高さ 0.84m のテラメッシュうを 7 段設置及び補強材（パラリンク）を 12 層敷設した場合について検討する。TMHB の検討断面を例図 2-2 に示す。

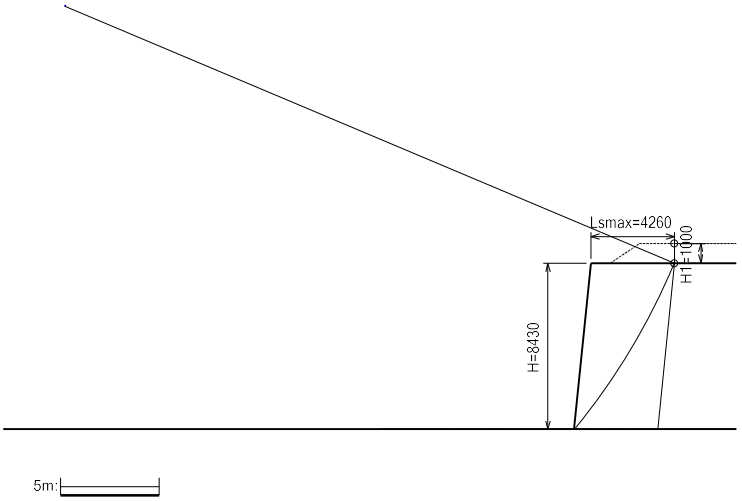


例図 2-2　TMHB 検討断面

3.1　内的安定の検討【常時】

3.1.1　常時における必要引張力の合計が最大となるすべり円弧の算定

最下層盛土の法尻を通る円弧として、式(3-4)により必要引張力の合計が最大となるすべり円弧を抽出する。算定結果を例図 2-3 及び例表 2-4 に示す。



例図 2-3 常時におけるすべり円弧形状

例表 2-4　常時における必要引張力の合計が最大となるすべり円弧の抽出

項　目	記号	単位	常　時
引張力の最大値	ΣTreq	kN/m	192.054
抵抗モーメント	MRC MRF MR	kN･m/m	0.000 4150.733 4150.733
起動モーメント	MD	kN･m/m	10843.600
円中心X座標 Y座標	Xo Yo	m	-26.000 21.500
半径	R	m	33.738

3.1.2　常時におけるパラリンクの引張強さの照査

パラリンクの設計引張強さ T_A を例表 2-5 に示す。

例表 2-5　パラリンクの常時における設計引張強さ T_A

材料No	名　称	規格	Tmax (kN/m)	材料安全率				TA (kN/m)
				Fcr	FD	FC	FB	
7	パラリンク50L	50L	50.0	1.39	1.05	1.03	1.00	33.00

＊Fcr は、クリープ低減係数 μ ＝0.72（耐久年 120 年）の逆数である。

パラリンクの必要引張力の合計に対する増加係数(K_G)は、0.2845 である。

$$K_G = \frac{2\Sigma T_{req}}{\gamma H^2} = 0.2845$$

ここに，K_G　：ジオテキスタイルの必要引張力の合計に対する増加係数

ΣT_{req}　：常時のジオテキスタイルの必要引張力の合計の最大値 ＝ 192.054（kN/m）

γ　：土の単位体積重量 ＝ 19.0（kN/m³）

H　：補強土壁の高さ ＝ 8.430（m）

なお、上載荷重の分布を例図 2-4 に示す。活荷重（w_2）は、式(3-16)により求める。

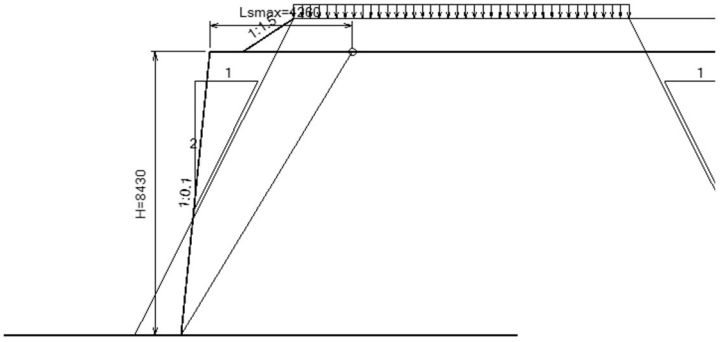


図 2-4　上載荷重の分布

常時におけるパラリンクの引張強さについて、各段に作用する引張力が式（3-12）に基づいて設計強度以下であることを確認する。照査した結果を例表 2-6 に示す。

$$T = v K_G (\gamma h + w_1 + w_2) \leqq T_A$$

ここに，T　：深さｈにおけるジオテキスタイルに発生する引張力（kN/m）

T_A　：ジオテキスタイルの常時設計引張強さ（kN/m）

h　：ジオテキスタイルの盛土天端からの敷設深さ（m）

v　：深さｈにおけるジオテキスタイルの分担範囲（m）

K_G　：常時のジオテキスタイルの必要引張力の合計に対する増加係数 ＝ 0.2845

γ　：土の単位体積重量 ＝ 19.000（kN/m³）

L_{Smax}　：のり肩部から着目点までの水平距離 ＝ 4.260（m）

H_1　：着目点における嵩上げ盛土高さ ＝ 1.000（m）

w_1　：嵩上げ盛土荷重（kN/m²）

$w_1 = \gamma H_1 = 19.000$（kN/m²）

w_2　：深さｈにおける活荷重またはその他の載荷重による鉛直荷重（kN/m²）

V　：ジオテキスタイルの敷設間隔（m）

例表 2-6　パラリンク引張強さの照査結果

位置 番号	h (m)	V (m)	v (m)	w2 (kN/m²)	T (kN/m)	TA (kN/m)	材料 No	判 定
12	0.840	0.840	0.840	8.446	10.372	33.000	7	○
11	1.680	0.840	0.840	7.886	14.052	33.000	7	○
10	2.520	0.840	0.840	7.396	17.749	33.000	7	○
9	3.360	0.840	0.840	6.964	21.459	33.000	7	○
8	4.200	0.840	0.840	6.579	25.181	33.000	7	○
7	5.040	0.840	0.840	6.241	28.914	33.000	7	○
6	5.880	0.840	0.840	6.050	32.682	33.000	7	○
5	6.390	0.510	0.510	5.940	21.233	33.000	7	○
4	6.900	0.510	0.510	5.834	22.623	33.000	7	○
3	7.410	0.510	0.510	5.732	24.014	33.000	7	○
2	7.920	0.510	0.510	5.633	25.406	33.000	7	○
1	8.430	0.510	0.510	5.538	26.798	33.000	7	○

3.1.3　常時におけるパラリンクの敷設長の算定

パラリンクと土との摩擦については、砂又は砂質土（φ材）の摩擦係数α1=0、α2=0.5 を使用して得られる、土とパラリンクの見かけの粘着力（c*）＝0（kN/m²）、見かけのせん断抵抗角（φ*）＝16.1（°）の値を用い、式(3-20)より敷設長を算定する。算定結果を例表 2-7 に示す。

例表 2-7　パラリンクの敷設長

位置 番号	h (m)	σv (kN/m²)	T (kN/m)	Ls (m)	Le (m)	L (m)	敷設長 L (m)
12	0.840	34.960	10.372	3.978	1.028	5.006	7.000
11	1.680	50.920	14.052	3.668	1.000	4.668	7.000
10	2.520	66.880	17.749	3.329	1.000	4.329	7.000
9	3.360	82.840	21.459	2.960	1.000	3.960	7.000
8	4.200	98.800	25.181	2.560	1.000	3.560	7.000
7	5.040	114.760	28.914	2.126	1.000	3.126	7.000
6	5.880	130.720	32.682	1.658	1.000	2.658	7.000
5	6.390	140.410	21.233	1.356	1.000	2.356	7.000
4	6.900	150.100	22.623	1.040	1.000	2.040	7.000
3	7.410	159.790	24.014	0.709	1.000	1.709	7.000
2	7.920	169.480	25.406	0.362	1.000	1.362	7.000
1	8.430	179.170	26.798	0.000	1.000	1.000	7.000

初期敷設長 ＝ 5.100（m）注；敷設長は外的安定の検討および全体安定の検討を考慮した長さを表示

3.2　内的安定の検討【地震時】

3.2.1　地震時における必要引張力の合計が最大となるすべり円弧の算定

最下層盛土の法尻を通る円弧として、式(3-10)により必要引張力の合計が最大となるすべり円弧を抽出する。算定結果を例表 2-8 に示す。

例表 2-8　地震時における必要引張力の合計が最大となるすべり円弧の抽出

項　目	記号	単位	地震時
引張力の最大値	ΣTreqE	kN/m	262.347
常時の引張力の合計	ΣTreq	kN/m	178.239
地震力に起因する引張力	⊿t	——	9.977
設計水平震度	kh	——	0.160
抵抗モーメント	MRC MRF MRE	kN･m/m	0.000 18199.751 18199.751
起動モーメント	MDE	kN･m/m	49355.245
円中心X座標 Y座標	Xo Yo	m	-78.500 75.000
半径	R	m	108.569
増加係数	KG	——	0.264

3.2.2　地震時におけるパラリンクの引張強さの照査

地震時におけるパラリンクの設計引張強さ T_{AE} を例表 2-9 に示す。$T_{AE}=\lambda T_A$（λ：地震時割増係数＝1.25）である。

例表 2-9　パラリンクの地震時における設計引張強さ T_{AE}

材料No	名　称	規格	Tmax (kN/m)	材料安全率				TA (kN/m)	TAE (kN/m)
				Fcr	FD	FC	FB		
7	パラリンク50L	50L	50.0	1.39	1.05	1.03	1.003	33.0	41.250

地震時におけるパラリンクの引張強さについて、各段に作用する引張力が式（3-13）に基づいて設計強度以下であることを確認する。照査した結果を例表 2-10 に示す。

$$TE = v\{ KG(\gamma h + w1' + w2) + \Delta t \} \leqq TAE$$

ここに，TE　：深さｈにおけるジオテキスタイルに発生する引張力（kN/m）

TAE　：ジオテキスタイルの地震時設計引張強さ（kN/m）

ｈ　：ジオテキスタイルの盛土天端からの敷設深さ（m）

ｖ　：深さｈにおけるジオテキスタイルの分担範囲（m）

KG　：地震時の円弧すべり形状における常時のジオテキスタイルの必要引張力の合計に対する増加係数 ＝ 0.2640

γ　：土の単位体積重量 ＝ 19.000（kN/m^3）

LSEmax　：のり肩部から着目点までの水平距離 ＝ 6.422（m）

H1'　：着目点における嵩上げ盛土高さ ＝ 1.000（m）

w1'　：嵩上げ盛土荷重（kN/m^2）

w1' ＝ γH1' ＝ 19.000（kN/m^2）

w2　：深さｈにおける活荷重またはその他の載荷重による鉛直荷重（kN/m^2）

Δｔ　：地震力に起因する単位層厚当りの必要補強材張力 ＝ 9.977（kN/m^2）

Ｖ　：ジオテキスタイルの敷設間隔（m）

例表 2-10　パラリンク引張強さの照査結果

位置番号	ｈ (m)	Ｖ (m)	ｖ (m)	w2 (kN/m^2)	TE (kN/m)	TAE (kN/m)	材料 No	判定
12	0.840	0.840	0.840	0.000	16.134	41.250	7	○
11	1.680	0.840	0.840	0.000	19.673	41.250	7	○
10	2.520	0.840	0.840	0.000	23.213	41.250	7	○
9	3.360	0.840	0.840	0.000	26.752	41.250	7	○
8	4.200	0.840	0.840	0.000	30.292	41.250	7	○
7	5.040	0.840	0.840	0.000	33.831	41.250	7	○
6	5.880	0.840	0.840	0.000	37.371	41.250	7	○
5	6.390	0.510	0.510	0.000	23.994	41.250	7	○
4	6.900	0.510	0.510	0.000	25.299	41.250	7	○
3	7.410	0.510	0.510	0.000	26.603	41.250	7	○
2	7.920	0.510	0.510	0.000	27.908	41.250	7	○
1	8.430	0.510	0.510	0.000	29.213	41.250	7	○

3.2.3　地震時におけるパラリンクの敷設長の算定

常時と同様に、土とパラリンクの見かけの粘着力（c*）＝0（kN/m^2）、見かけのせん断抵抗角（ϕ*）＝16.1（°）の値を用い、式(3-21)より敷設長を算定する。算定結果を例表 2-11 に示す。

例表 2-11　パラリンクの敷設長

位置番号	ｈ (m)	σv (kN/m^2)	TE (kN/m)	Ｌs (m)	Ｌe (m)	Ｌ (m)	敷設長 Ｌ(m)
12	0.840	34.960	16.134	5.848	1.000	6.848	7.000
11	1.680	50.920	19.673	5.260	1.000	6.260	7.000
10	2.520	66.880	23.213	4.658	1.000	5.658	7.000
9	3.360	82.840	26.752	4.041	1.000	5.041	7.000
8	4.200	98.800	30.292	3.411	1.000	4.411	7.000
7	5.040	114.760	33.831	2.765	1.000	3.765	7.000
6	5.880	130.720	37.371	2.104	1.000	3.104	7.000
5	6.390	140.410	23.994	1.696	1.000	2.696	7.000

4	6.900	150.100	25.299	1.281	1.000	2.281	7.000
3	7.410	159.790	26.603	0.860	1.000	1.860	7.000
2	7.920	169.480	27.908	0.433	1.000	1.433	7.000
1	8.430	179.170	29.213	0.000	1.000	1.000	7.000

初期敷設長 ＝ 6.900（m）

3.3　連結部強度の照査（常時の場合）

連結部の引抜き抵抗力は式（3-22）および式(3-23)により求める。

$$T_p = 2\tau / F_s$$

$$\tau = L_e \times (c' + \sigma_v' \times tan(\varphi'))$$

ここに、T_p：壁面部と補強材の摩擦により得られる引抜き抵抗力（kN/m）

τ：せん断抵抗力（摩擦強さ）（kN/m²）

F_s：引抜きに対する安全率（常時 2.0；地震時 1.2）

L_e：ふとん籠部（L=0.8 m）と網部（L=2.2 m）の長さ

c’：ふとん籠部における本補強材の見かけの粘着力（c’=0.45×4.6= 2.07 kN/m²），網部における本補強材の見かけの粘着力（ c’=0.45 ×22.9=10.31 kN/m²）

φ′：ふとん籠部における本補強材の見かけの摩擦角（φ′=0.45×13.4° =6.12° ），網部における本補強材の見かけの摩擦角（ φ′=0.45 × 12.6 ° =5.74° ）

σ_v'：ふとん籠位置にかかる鉛直応力（kN/m²）

上記連結部の引抜き抵抗力は式（3-24）に満足しなければならない。

$$T_p \geq T'$$

ここに、T′：壁面部近傍において補強材に作用する張力（kN/m）、$T' = \lambda V K_G \sigma_V$

λ：壁面材の種類に応じた補正係数（λ=1.0）

各ふとん籠段毎の敷設面においてジオシンセティックスの作用張力 T′が各ふとん籠段毎の敷設位置における引抜き抵抗力 Tp よりも小さいことを確認する。この条件を満足することで本補強土壁の壁面部と本補強材が連結機能を有することの照査と見なす。照査した結果を例表 2-12 に示す。

例表 2-12　連結部引抜き抵抗力の照査結果（常時）

位置	h (m)	2 τ (kN/m)	TE (kN/m)	T' (kN/m)	Tp (kN/m)	判定 常時 (T'<Tp)
12	0.840	58.114	10.372	10.372	29.057	○
11	1.680	67.265	14.052	14.052	33.633	○
10	2.520	76.131	17.749	17.749	38.065	○
9	3.360	84.710	21.459	21.459	42.355	○
8	4.200	93.003	25.181	25.181	46.502	○
7	5.040	101.011	28.914	28.914	50.505	○
6	5.880	108.732	32.682	32.682	54.366	○

5	6.390	113.280	21.233	21.233	56.640	○
4	6.900	117.723	22.623	22.623	58.862	○
3	7.410	122.060	24.014	24.014	61.030	○
2	7.920	126.292	25.406	25.406	63.146	○
1	8.430	130.419	26.798	26.798	65.209	○

3.4　連結部強度の照査（地震時の場合）

常時と同様に、ふとん籠部の見かけ粘着力（c'）＝2.07（kN/m²）、見かけのせん断抵抗角（φ'）＝6.12（°）、網部の見かけ粘着力（c'）＝10.31（kN/m²）、見かけのせん断抵抗角（φ'）＝5.74（°）の値を用い、式(3-22)より連結部引抜き抵抗力を算定する。照査結果を例表 2-13 に示す。

例表 2-13　連結部引抜き抵抗力の照査結果（地震時）

位置	h （m）	2τ (kN/m)	TE (kN/m)	T' (kN/m)	Tp (kN/m)	判定　地震時 (T'<Tp)
12	0.840	58.114	16.134	16.134	48.428	○
11	1.680	67.265	19.673	19.673	56.054	○
10	2.520	76.131	23.213	23.213	63.442	○
9	3.360	84.710	26.752	26.752	70.592	○
8	4.200	93.003	30.292	30.292	77.503	○
7	5.040	101.011	33.831	33.831	84.176	○
6	5.880	108.732	37.371	37.371	90.610	○
5	6.390	113.280	23.994	23.994	94.400	○
4	6.900	117.723	25.299	25.299	98.103	○
3	7.410	122.060	26.603	26.603	101.717	○
2	7.920	126.292	27.908	27.908	105.244	○
1	8.430	130.419	29.213	29.213	108.682	○

3.5　外的安定の検討【常時の場合】

補強土壁の仮想背面に作用する常時土圧(試行くさび法)は、式(3-25)により求める。

$$P_A = \frac{W_2 \cdot \sin(\omega - \phi s) - cs \cdot Ls \cdot \cos\phi s}{\cos(\omega - \phi s + \alpha 0 - \delta)} = 237.264\ (\mathrm{kN/m})$$

仮想的な擁壁の底面に作用する荷重計算の結果を例表 2-14 に示す。

例表 2-14　仮想的な擁壁の底面に作用する荷重計算結果（常時の場合）

作用荷重	鉛直荷重 V (kN/m)	作用位置 X (m)	モーメント Mx (kN･m/m)	水平荷重 H (kN/m)	作用位置 Y (m)	モーメント My (kN･m/m)
仮想擁壁の自重	1221.888	4.029	4922.930	0.000	0.000	0.000
土圧	97.598	7.314	713.862	216.262	3.143	679.782
合　計	1319.486	──	5636.792	216.262	──	679.782
仮想擁壁上の活荷重	46.000	──	──	──	──	──

3.5.1　滑動に対する安定の検討（常時の場合）

式(3-24)により算定した結果を例表 2-15 に示す。

例表 2-15　滑動に対する検討結果（常時の場合）

項　目	c	μ	Fs	判定
盛土材料	c1 ＝ 0.00	tanφ1 ＝ 0.577	3.523	○
基礎地盤	c2 ＝ 0.00	tanφ2 ＝ 0.700	4.272	○
盛土材料とｼﾞｵﾃｷｽﾀｲﾙ	α1c1 ＝ 0.00	α2tanφ1 ＝ 0.577	3.523	◯
基礎地盤とｼﾞｵﾃｷｽﾀｲﾙ	α1c2 ＝ 0.00	α2tanφ2 ＝ 0.700	4.272	○

3.5.2　転倒に対する安定の検討（常時の場合）

仮想的な擁壁のつま先から合力 R の作用点までの距離は式(3-26)により、合力 R の作用点の底面中央からの偏心距離 e は式(3-27)により求める。

$$d = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_o}{\Sigma V} = 3.757\ (m)$$

$$e = \frac{L_B}{2} - d = -0.257$$

$$e \leqq \frac{L_B}{6} = 1.167 \cdots \text{満足している}$$

3.5.3　支持に対する安定性の検討（常時の場合）

仮想的な擁壁の基礎地盤に作用する鉛直地盤反力度は、式(3-28)より求める。

$$q = \frac{\Sigma V}{L_B} = 195.07\ (kN/m^2)$$

ここに，q　：仮想的な擁壁の基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度（kN/m^2）
ΣV　：仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 ＝ 1365.486（kN/m）
ただし，活荷重による影響も考慮する
L_B　：仮想的な擁壁の底面幅 ＝ 7.000（m）

この地盤反力度 q は、式(3-29)を満足しなければならない。

$$q \leqq q_a = 200.00 \cdots \text{満足している}$$

ここに，q　：仮想的な擁壁の基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度 ＝ 195.07（kN/m^2）
qa　：基礎地盤の許容支持力度（kN/m^2）

3.6　外的安定の検討【地震時の場合】

補強土壁の仮想背面に作用する地震時土圧(試行くさび法)P_{AE} は、式(3-30)により求める。

$$P_{AE} = \frac{W_{2E}\cdot\sec\theta\cdot\sin(\omega_E-\phi_s+\theta)-c_s\cdot L_{SE}\cdot\cos\phi_s}{\cos(\omega_E-\phi_s+\alpha_0-\delta_E)} = 283.327\ (kN/m)$$

仮想的な擁壁の底面に作用する荷重計算の結果を例表 2-16 に示す。

例表 2-16　仮想的な擁壁の底面に作用する荷重計算結果（地震時の場

作用荷重	鉛直荷重 V (kN/m)	作用位置 X (m)	モーメント Mx (kN･m/m)	水平荷重 H (kN/m)	作用位置 Y (m)	モーメント My (kN･m/m)
仮想擁壁の自重	1221.888	4.029	4922.930	136.851	4.602	629.758
土圧	116.545	7.314	852.451	258.246	3.143	811.755
合　計	1338.433	──	5775.381	395.098	──	1441.513
仮想擁壁上の活荷重	0.000	──	──	──	──	──

3.6.1　滑動に対する安定の検討（地震時の場合）

式(3-25)により算定した結果を例表 2-17 に示す。

例表 2-17　滑動に対する検討結果（地震時の場合）

項　目	c	μ	Fs	判定
盛土材料	$c_1 = 0.00$	$\tan\varphi_1 = 0.577$	1.956	○
基礎地盤	$c_2 = 0.00$	$\tan\varphi_2 = 0.700$	2.372	○
盛土材料とｼﾞｵﾃｷｽﾀｲﾙ	$\alpha_1 c_1 = 0.00$	$\alpha_2\tan\varphi_1 = 0.577$	1.956	○
基礎地盤とｼﾞｵﾃｷｽﾀｲﾙ	$\alpha_1 c_2 = 0.00$	$\alpha_2\tan\varphi_2 = 0.700$	2.372	○

3.6.2　転倒に対する安定の検討（地震時の場合）

仮想的な擁壁のつま先から合力 R の作用点までの距離 d は式(3-31)により、合力 R の作用点の底面中央からの偏心距離 e は式(3-32)により求める。

$$d = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_O}{\Sigma V_E} = 3.238\ (m)$$

$$e = \frac{L_B}{2} - d = 0.262$$

$$e \leqq \frac{L_B}{3} = 2.333 \cdots \text{満足している}$$

3.6.3　支持に対する安定性の検討（地震時の場合）

仮想的な擁壁の基礎地盤に作用する鉛直地盤反力度 q_E は、式(3-33)より求める。

$$q_E = \frac{\Sigma V_E}{L_B} = 191.20 \ (kN/m^2)$$

ここに，q_E　：仮想的な擁壁の基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度（kN/m^2）

ΣV_E　：仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 ＝ 1338.433（kN/m）
ただし，活荷重による影響を考慮しない

L_B　：仮想的な擁壁の底面幅 ＝ 7.000（m）

上記地盤反力度 q_E は、式(3-34)を満足しなければならない。

$q_E \leqq q_{aE} = 300.00$ ･･･ 満足している

ここに，q_E　：仮想的な擁壁の基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度 ＝ 191.20（kN/m^2）

q_{aE}　：基礎地盤の許容支持力度（kN/m^2）

3.7　全体安定の検討

ここでは、すべりに対する常時及び地震時安定の照査を行う。

算出した結果を例表 2-18 と例表 2-19 に示す。

例表 2-18　すべりに対する安定検討結果（常時）

項　目	記　号	単　位	常　時
最小安全率	Fsmin Fsa	——	1.593 (1.200)
引張力の合力	ΣTavail	kN/m	169.514
抵抗モーメント	MRC MRF MR MT	kN･m/m	2241.222 5440.692 7681.914 4093.920
起動モーメント	MD	kN･m/m	7394.367
円中心Ｘ座標 Ｙ座標	Xo Yo	m	-9.500 21.500
通過点Ｘ座標 Ｙ座標	XP YP	m	0.255 2.550
半径	R	m	21.313

例表 2-19　すべりに対する安定検討結果（地震時）

項　目	記　号	単　位	地震時
最小安全率	Fsmin Fda	——	1.228 (1.000)
設計水平震度	kh	——	0.160
引張力の合力	ΣTavail	kN/m	248.199
抵抗モーメント	MRC MRF MR MT	kN･m/m	6738.972 22455.394 29194.366 11727.698
起動モーメント	MD	kN･m/m	33315.031

円中心Ｘ座標 Ｙ座標	Ｘｏ Ｙｏ	ｍ	-16.500 37.500
通過点Ｘ座標 Ｙ座標	ＸＰ ＹＰ	ｍ	0.000 0.000
半径	Ｒ	ｍ	40.970

付録 1. 耐久性

1. 概要

部材である亀甲金網の線材はガルファンメッキ（溶融亜鉛－5%アルミニウム合金メッキ）にPoliMac®コーティングされた構造である。本システムは、一般的な土木構造物において用いられる土質条件に適用可能であり、土留め構造物において通常想定される環境条件に対して十分な耐久性を有する。

試験結果によれば、テラメッシュは化学的腐食、温度変化および紫外線曝露に対して良好な抵抗性を有する。BBA の評価によれば、テラメッシュは 120 年の供用年数を有するものと評価されている。

2. 耐候性

テラメッシュに使用される PoliMac®被覆鋼線は、屋外環境における耐候性を有している。試験結果より、PoliMac®被覆鋼線は紫外線曝露、温度変化等の環境作用に対して良好な抵抗性を示すことが確認されている。

3. 化学的腐食対する抵抗性

テラメッシュは、土中で通常想定される化学物質に対して良好な抵抗性を有しており、化学的腐食による性能低下が生じにくいため、一般的な土木構造物に用いられる土壌環境に適用可能である。

4. 耐久性能の評価

以上より、TMS は以下の耐久性能を有するものと評価される。

評価項目	評価内容
耐候性	紫外線曝露、温度変化等に対して良好な抵抗性を有する。
化学的腐食抵抗性	著しく影響を受けることはない。
施工時損傷への抵抗性	施工時に局所損傷が生じる可能性はあるが、損傷は周辺の健全部へ進行せず、連続的な腐食を生じない。
供用年数	BBA の評価により、120 年の供用年数を有するとされる。

5. まとめ

テラメッシュは、ガルファンメッキ（溶融亜鉛－5%アルミニウム合金メッキ）に PoliMac®コーティングされ、通常の土木構造物で想定される土壌環境、気象条件および化学的環境に対して良好な耐久性を有する。

したがって、テラメッシュは適切な設計・施工・維持管理を行うことで、長期にわたり安定した性能を発揮することが期待できる。BBA の評価では、認証条件に従って使用・施工された場合、テラメッシュの供用年数は 120 年とされている。

参考文献

＊BBA HAPAS Certificate: Maccaferri Terramesh System

付録２．施工中の損傷

「テラメッシュ」の施工時の損傷の影響を確認するために耐衝撃性試験を実施した。

(一財)土木研究センター：実施期間 2014 年 9～10 月

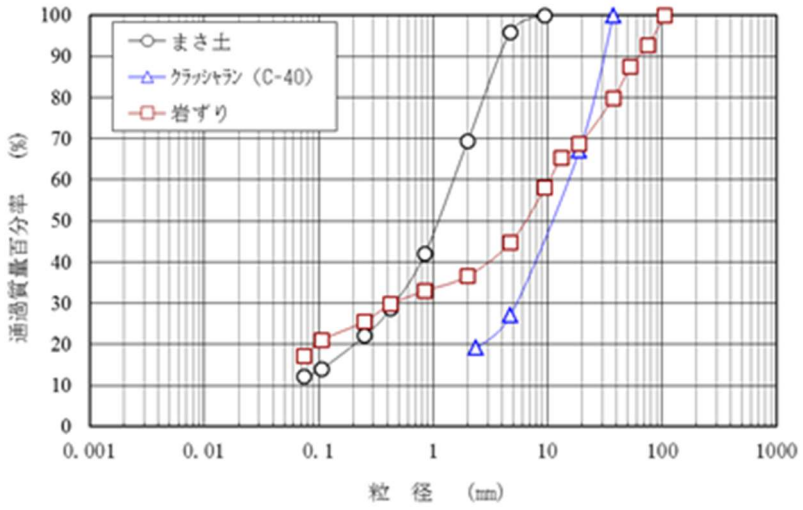
2.1 試験条件

耐衝撃性試験の試験条件を付表 2-1 に示す。盛土材は 3 種類で、まさ土・砕石(C0-40)・岩ずりである。付図 2-1 に盛土材の粒径加積曲線を示す。

試験は、30cm の撒き出し厚で、振動ローラ(自重：100kN、起振力 100N)で 7 回転圧を行った。

付表 2-1　耐衝撃性試験　試験条件

撒き出し厚		30cm		
使用重機	撒き出し用	バックホウ 0.7m^{3}級 ブルドーザ　21t 級		
	転圧用	振動ローラ(自重 100kN，起振力 100kN)		
盛土材		まさ土	C-40 (ｸﾗｯｼｬﾗﾝ)	岩ずり
土質分類		細粒分質礫質砂	(砂質)礫	石分混じり細粒分質砂質礫
最大粒径(mm)		9.5	37.5	106
転圧回数		7 回		
締固め度(%)		95.9	99.1	－



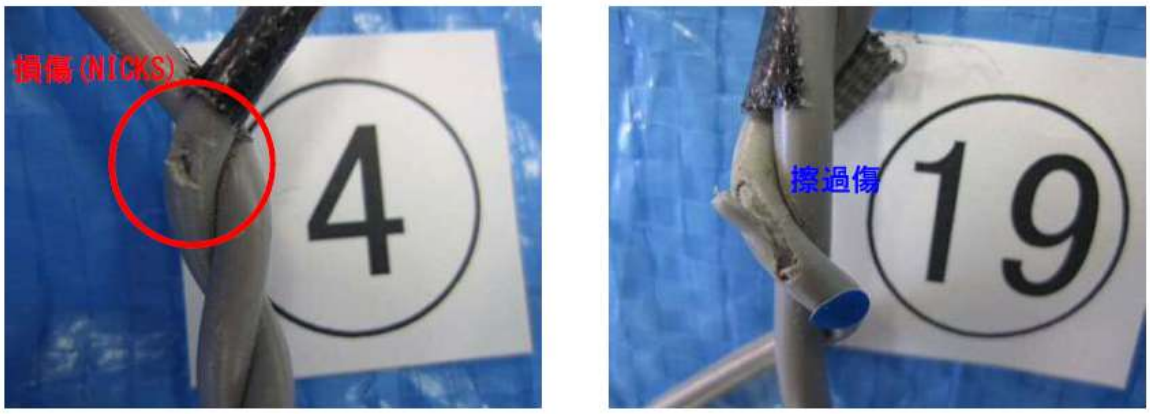
付図 2-1　盛土材粒径加積曲線

2.2 耐衝撃性試験後の試験体の観察

盛土材内に設置し転圧を加えた試験体を取り出して、試験体の損傷度を目視で確認した。

損傷の判定は、PVC コーティングが破れ、鋼線があわらになったものを損傷(NICKS)として判定した。

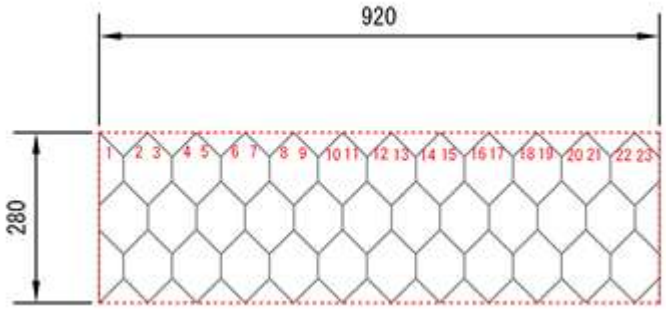
なお、試験体取り出し時にバックホウやスコップ等で損傷した箇所は、擦過傷として損傷(NICKS)からは除外した。判定は、付写真 2-1 に示すように、盛土材により PVC コーティングが押しつぶされた状況を損傷(NICKS)とした。



損傷(NICKS)　　擦過傷

付写真 2-1　損傷(NICKS)の判定

損傷(NICKS)のまとめとして、付図 2-2 に示す範囲を設定し、その中のワイヤー数における損傷(NICKS)数を整理した。付表 2-2 に盛土材料による損傷(NICKS)の調査結果を示す。



付図 2-2　損傷測定範囲

付表 2-2　損傷調査結果

種類	No.	幅(m)	長さ(m)	ワイヤ数	NICKS数	損傷を受けたワイヤの割合	平均値
まさ土	1	0.92	0.28	23	0	0.00%	1.19%
	2				0	0.00%	
	3				0	0.00%	
	4				1	4.35%	
	5				0	0.00%	
	6				1	4.35%	
	7				1	4.35%	
	8				0	0.00%	
	9				0	0.00%	
	10				0	0.00%	
	11				0	0.00%	
ｸﾗｯｼｬﾗﾝ	1				1	4.35%	4.35%
	2				1	4.35%	
	3				1	4.35%	
	4				1	4.35%	
	5				1	4.35%	
岩ズリ	1				3	13.04%	7.83%
	2				2	8.70%	
	3				1	4.35%	
	4				2	8.70%	
	5				1	4.35%	

海外で実施された「テラメッシュ」耐衝撃性試験から得られた損傷(NICKS)の結果を付表 2-3 に示す。

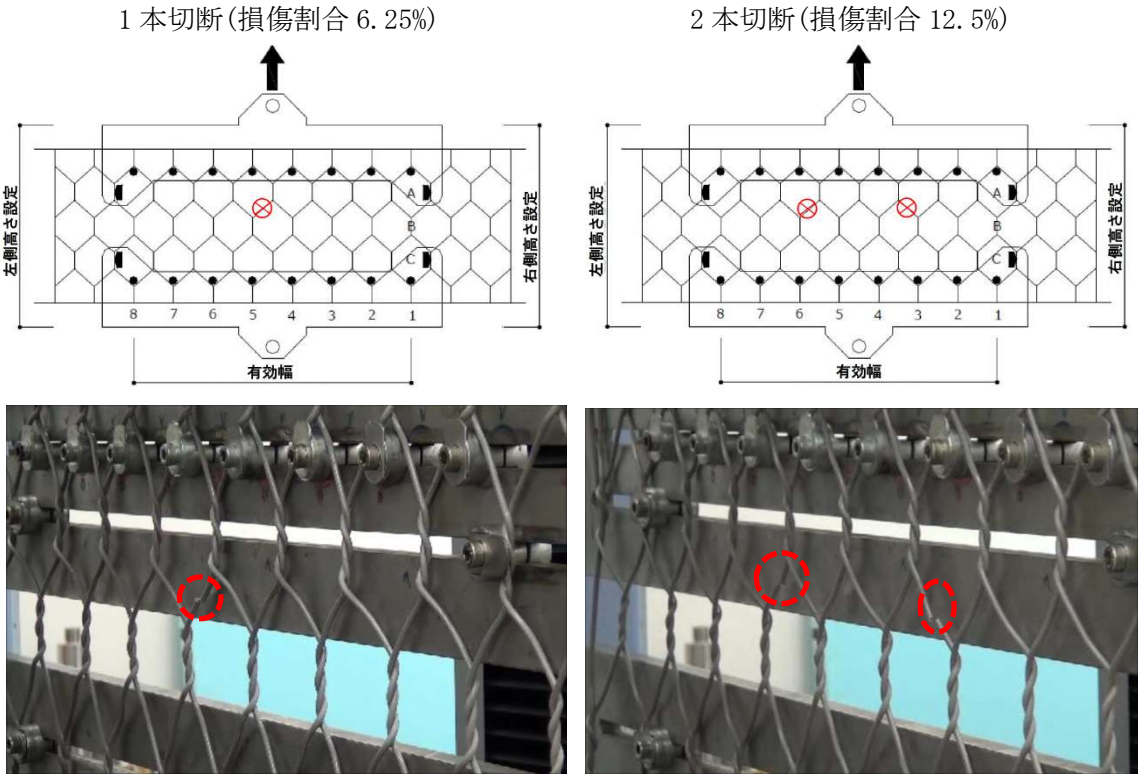
付表 2-3　損傷調査結果（海外）

盛土材	粒径（mm）	損傷（個/m²）
Silts and clays	＜0.06	0
Sands	0.06~2	0
Gravel	2~60	4

2.3　損傷を受けた「テラメッシュ」の強度確認と安全率の設定

損傷後の強度を確認するために，引張試験を実施した。

損傷を表すために、試験体のワイヤーを付図 2-3 に示すように、1 本・2 本切断し、損傷(NICKS)とした。試験体内のワイヤー数に対する損傷(NICKS)の割合を評価すると、付表 2-4 に示すようになり、1 本切断で 6.25%、2 本切断で 12.5%となる。



付図 2-3　損傷後試験条件

引張り試験は、BS EN 10223-3 の試験方法に準拠して行った。試験状況を付写真 2-2 に示す。



付写真 2-2　引張試験状況

損傷を与えた「テラメッシュ」の引張試験結果を付表 2-4 に示す。

付表 2-4　損傷を受けた試験体の引張強度試験結果

損傷(Nicks) /16 本幅 265mm		破断力	伸度	破断強度	破断強度 /製品強度
Nicks	%	kN	%	kN/m	%
1	6.25	25.4	26	43.9	87.8
		23.8	26	41.2	82.4
2	12.5	26.3	32	45.5	90.9

損傷率 6.25%の最小破断強度 41.2kN/m を用いて算定した引張強度保持率(破断強度/製品強度)82.4%と各盛土材での衝撃試験後の損傷率（付表 2-2）から比例計算して求めた材料安全率を付表 2-5 に示す。

付表 2-5　各盛土材の材料安全率（計算値）

盛土材	衝撃試験後の損傷率 (%)	引張強度 kN/m	材料安全率
まさ土	1.19	49.3	1.04
クラッシャラン	4.35	44.2	1.16
岩ズリ	7.83	38.7	1.32

海外で行われた引張試験結果を付表 2-6 に示す。

付表 2-6　海外で実施した引張試験結果

損傷（Nicks）		破断強度	破断強度 /製品強度
Nicks	%	kN/m	%
1	6.25	47.8	95.6
2	12.5	43.4	86.8
3	18.75	40.9	81.8

＊MACCAFERRI の TECHNICAL NOTE　August 2014

海外では、付表 2-7 に示す材料安全率を採用している。。

付表 2-7　海外で実施した各盛土材の材料安全率

盛土材	衝撃試験後の損傷 (個/m^2)	材料安全率
Silts and clays	0	1.05
Sands	0	1.05
Gravel	4	1.165

＊MACCAFERRI の TECHNICAL NOTE　October 2014

国内試験結果(付表 2-5)と海外の材料安全率(付表 2-7)より、安全サイドにて「テラメッシュ」の材料安全率は付表 2-8 のように定めた。

付表　2-8　施工中の損傷を考慮した材料安全率

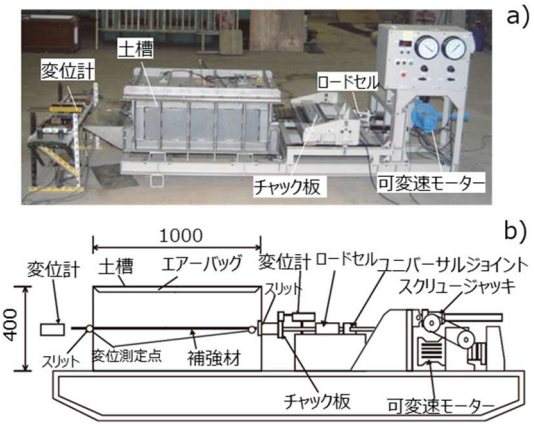
	粘性土	砂質土	礫質土
材料安全率	1.05	1.05	1.165

付録３．摩擦特性

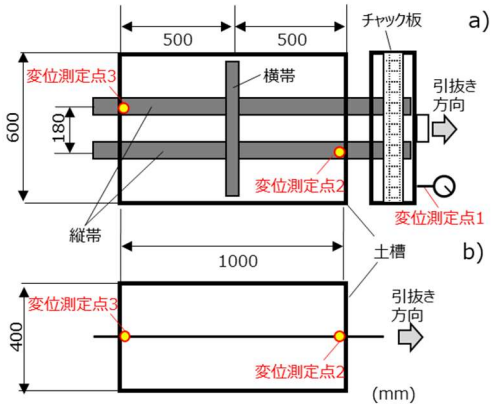
テラメッシュ・ハイブリッドの場合、補強材である「パラリンク」は、壁面のテラメッシュに挟まれた状態で固定される。

そこで、テラメッシュと補強材「パラリンク」の摩擦特性を確認するために、引抜き試験を実施した。試験は JGS 0942-2020 に準拠して実施した。試験装置概要及び配置を付図 3-1 に示す。

試験は、ふとん籠部と網部の 2 通り実施した。ふとん籠部の引抜き試験は、テラメッシュ上下にゴムマットを配置し、金網と本補強材の摩擦を評価する CaseA と、実物を想定して割栗石を用いた CaseB の 2 パターンを実施した。網部の引抜き試験は砕石を用いた CaseC と山砂を用いた CaseD の 2 パターンを実施した。引抜き試験供試体の基本構成は付図 3-2 に示す。なお、最大引抜き力を求める際の試験終了条件を変更し、CaseB は 4 回実施した。具体的には、CaseB1-a および CaseB1-b では通常の方法により最大引抜き力を設定した。CaseB2 では、引抜き力が最大値の近くに達したと判断した時点で試験を終了した。CaseB3 では、引抜き力の増分が減少に転じた時点を試験終了条件とした。詳細な試験条件および終了条件の設定方法については、参考文献を参照されたい。

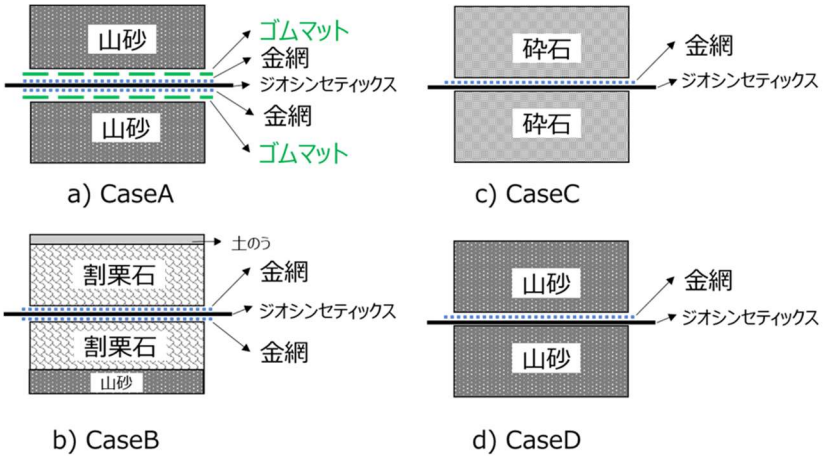


1)テラメッシュとパラリンクの引抜き試験装置



2) 引抜き試験詳細（a:平面図、b:断面図）

付図 3-1　引抜き試験概要図



付図 3-2　引抜き試験配置（a:かご部 CaseA, b:かご部 CaseB, c:網部 CaseC, d:網部 CaseD）

試験で得られた最大引抜き力 F_{max} から引抜き摩擦強さ τ_{pmax} を付式 3-1 より求める。

$$\tau_{pmax}=F_{max}/(2\cdot L\cdot B) \quad (付\ 3\text{-}1)$$

ここに，τ_{pmax}：引抜き摩擦強さ（kN/m^2）

F_{max}：最大引抜き力（kN）

L：引抜き抵抗長（m）

B：供試体幅（m）

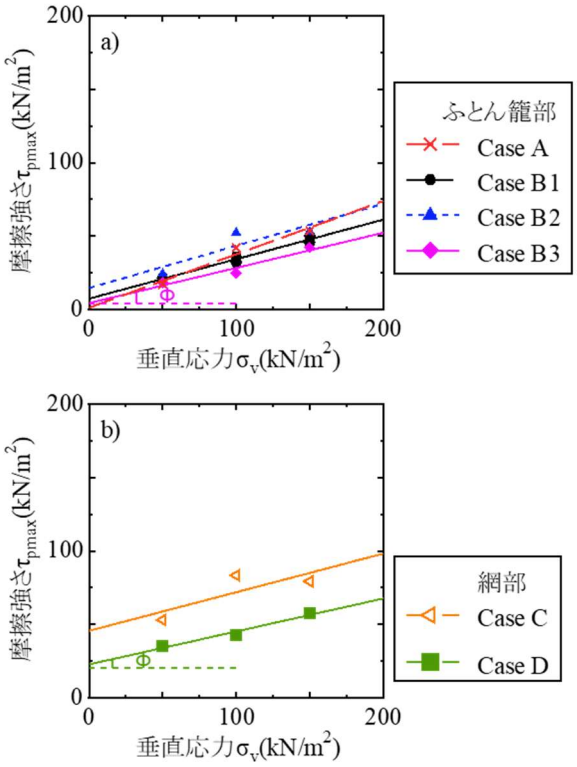
ふとん籠部及び網部の垂直応力と摩擦強さ τ_{pmax} の関係を付図 3-3 に示す。垂直応力と摩擦強さの関係を直線で近似し，下式により，粘着力 c_p と摩擦角 φ_p を求めた。

$$\tau_{pmax}=c_p+\sigma\times\tan(\varphi_p) \quad (付\ 3\text{-}2)$$

ここに，c_p：粘着力（kN/m^2）

φ_p：摩擦角（°），

摩擦特性は付表 3-1 にまとめた。なお，以降の本補強材の摩擦強さを用いた検討では，ふとん籠部の粘着力と摩擦角は長期耐久性を考慮して，強度保持率 90%以上を満足した CaseB3 の値を使用する。また，網部については安全側の評価となるように山砂を用いた CaseD の値を使用することとした。



付図 3-3　垂直応力と摩擦強さの関係 （a:ふとん籠部，b:網部）

付表 3-1　摩擦特性

	c_p (kN/m^2)	φ_p (°)
ふとん籠部	4.6	13.4
網部	22.9	12.6

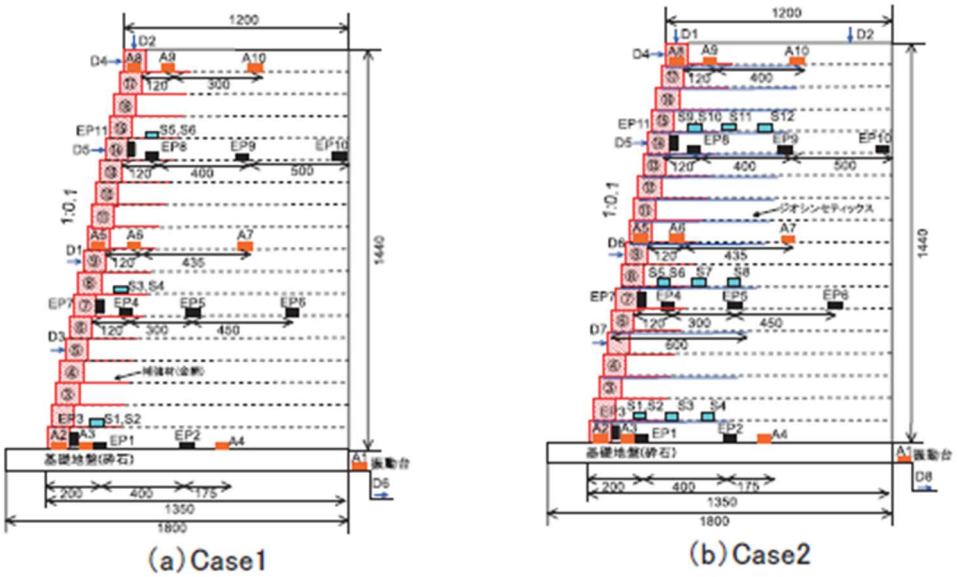
参考文献

＊久保ら：網部一体ふとん籠補強土壁のジオシンセティックスと壁面部の摩擦抵抗による連結機能の評価，地盤工学ジャーナル Vol.19, No.3, pp.261-272, 2024.

付録４．耐震実験

4.1 実験概要

補強材一体ふとんかご補強土壁の地震時安定性および強靭性を確認するため、1/10 縮尺の模型振動実験を実施した。実験には、高さ 1.8m×幅 1.8m×奥行 0.9m の剛土槽と 2.0m×2.0m の 2 次元永久磁石地震波振動台を用いた。実験ケースは、ふとんかご背面に延長した金網補強材のみを用いた Case1 と、金網補強材に加えてジオシンセティックス補強材を追加した Case2 の 2 ケースである。付図 4-1 にモデルの概要図を示す。ふとんかご模型は，金属（ビニール亀甲金網＃20×10mm 目）を用いて作製し，両ケースともふとんかごの背面部に金網を 200mm 延長し，補強材として用いた。中詰め材には 13～20mm の砕石を使用した。Case2 のジオシンセティックス模型（長さ 600mm×奥行 800mm×厚さ 0.25mm）は，ポリエステル製のシートを用いた．ジオシンセティックス模型の引張強度は 12.8kN/m であり，引張剛性は 63.7kN/m であった．ジオシンセティックス模型は，下から 2 段目，4 段目，6 段目，8 段目および 10 段目，10 段目からは各段に敷設した．裏込め材には自然乾燥状態の山砂を用い、崩壊に至る挙動を確認するため、締固め度は Dc=80%程度に管理した。



付図 4-1　モデルの概要図

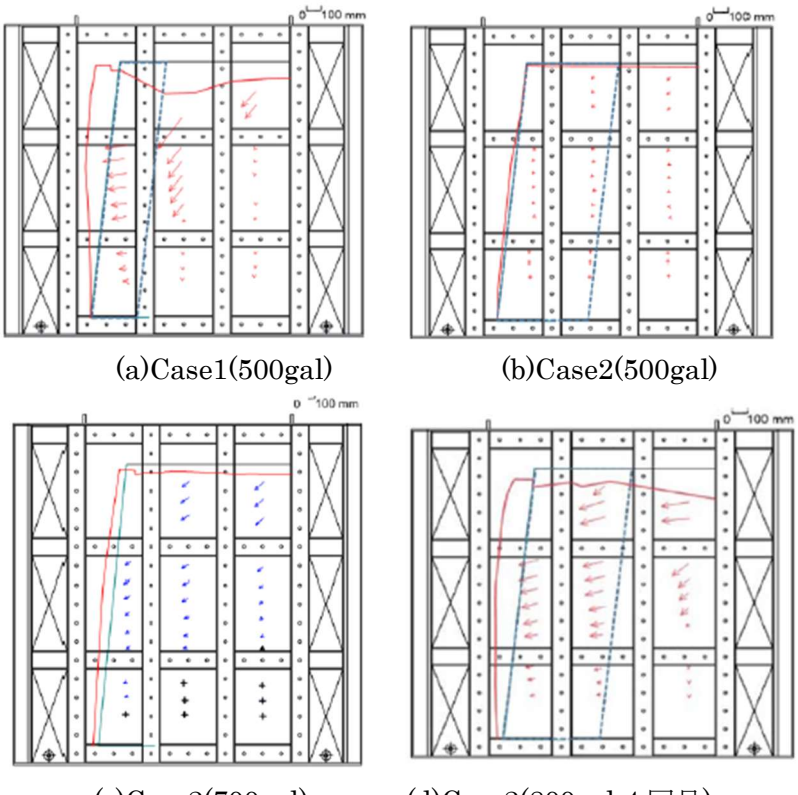
模型地盤は、最下層に砕石を締め固めた基礎地盤を作製した後、壁面材模型を奥行方向に 4 個並べ、その背後に山砂を約 10cm まき出し、仕上がり厚さ 8cm となるように締め固める工程を 18 層繰り返して作製された。各層の施工後、所定位置で砂置換法による密度確認を行い、Dc=80%±3%であることを確認している。計測項目としては、地盤内および振動台の加速度、鉛直・水平土圧、金網補強材およびジオシンセティックス補強材のひずみ、壁面水平変位、裏込め地盤の鉛直変位などが測定された。また、裏込め土の変位を可視化するため、ポリスチレン製ターゲットを 33 箇所に設置している。

加振には、1995 年兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された N-S 成分の地震波を用い、最大加速度を 100gal ずつ段階的に増加させた。Case1 では 500gal まで、Case2 では最終的に 800gal を 4 回加振し、各加振後の壁面変位、地盤内変位、土圧分布、補強材ひずみ等を比較

している。実験は、補強材長や補強材構成の違いが地震時の変形挙動および粘り強さに与える影響を把握することを目的として実施された。

4.2 実験結果

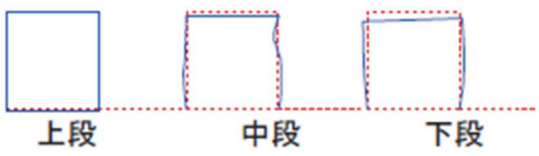
500gal 加振終了時の変形状況を付図 4-2 に示す。両者を比較すると、Case1 では、壁面から約 300mm の範囲で地盤が大きく前傾し、その背後地盤がくさび状に落ち込んで脆性的な破壊を示した。一方、Case2 では壁面および背後地盤の変位が抑制され、壁面と背後地盤が一体となって挙動しており、ジオシンセティックスによる補強効果が確認された。また、Case2 は累積加速度パワーでレベル 2 の 800gal2 回分（700gal 時）で性能 2 を満足し、800gal-4 回加振後、補強領域で転倒モードを示し、壁面は「く」の字のように前傾し、背後地盤の沈下が確認された。ただし、ふとんかごの抜け出しはみられなかった。また、補強領域において滑動は見られず、支持力不足によるふとんかごの基盤層へのめり込みも見られなかった。転倒モードを示した原因の一つとして、ふとんかごの屈撓性が関係していると考え、ふとんかごの変形に着目した。付図 4-3 に試験後のふとんかご模型の状況を示す。下段ほど圧縮変形が発生しており、最下段で約 10mm の沈下が認められた。



(a)Case1(500gal)　(b)Case2(500gal)

(c)Case2(700gal)　(d)Case2(800gal-4 回目)

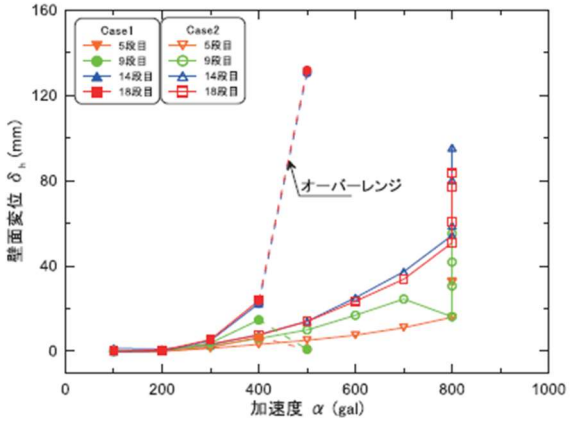
付図 4-2　ふとん籠補強土壁の変形状況



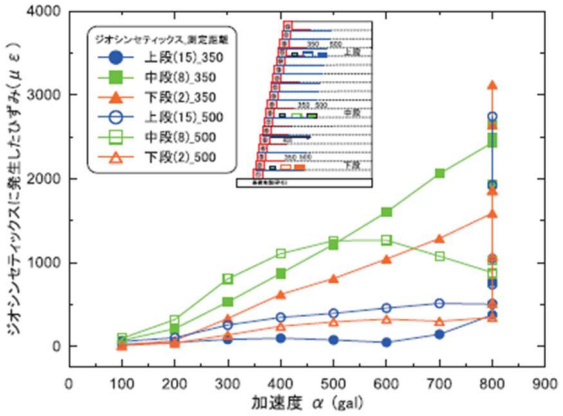
付図 4-3　ふとん籠の変形状況

付図 4-4 に壁面変位–加振加速度関係を示す。図より、両ケースとも、加振の増加とともに変位量が増加する傾向を示した。Case1 では、400gal 加振で急激に変位が増加し、500gal 加振で変形が増加した。一方、Case2 では、Case1 で示したような急激な変位の増加はみられず、加振とともに増加し、800gal の加振で変形が大きくなった。

付図 4-5 に Case2 のジオシンセティックスに発生したひずみを示す。上段は、ひずみがほとんど発生しなかった。しかし、800gal を複数回加振すると、急激な増加が見られた。これは、壁面変位の発生に伴い、ひずみが急激に発生したと考えられる。また、壁面付近、端部ともに、中段では大きなひずみが発生したが 500gal をピークに値が減少している。ひずみの減少はすなわち引張力の減少となり、地盤とジオシンセティックス間の摩擦が減少したと推察され、結果として、Case2 の 500gal 以降で大きな変形と対応している。以上より、ジオシンセティックスには相当のひずみが発生しており、補強効果に寄与したものと考えられるが、500gal 以降では、補強効果は徐々に消失していき、変位量が増加したものと推察される。



付図 4-4 壁面変位—加速度関係



付図 4-5 ジオシンセティックスに発生したひずみ

4.3　まとめ

ジオシンセティックス補強材を敷設することで、地震による急激な破壊には至らず、粘り強い変形性能を示した。補強材一体ふとんかご補強土壁の耐震性および変形追随性が向上することが確認された。

参考文献

＊横山ら：補強材一体ふとんかご補強土壁の地震時強靭性，ジオシンセティックス論文集　第 34 巻（2019.12），pp145-152.

付録 5. 国内・海外施工実績・事例

5.1　国内施工実績

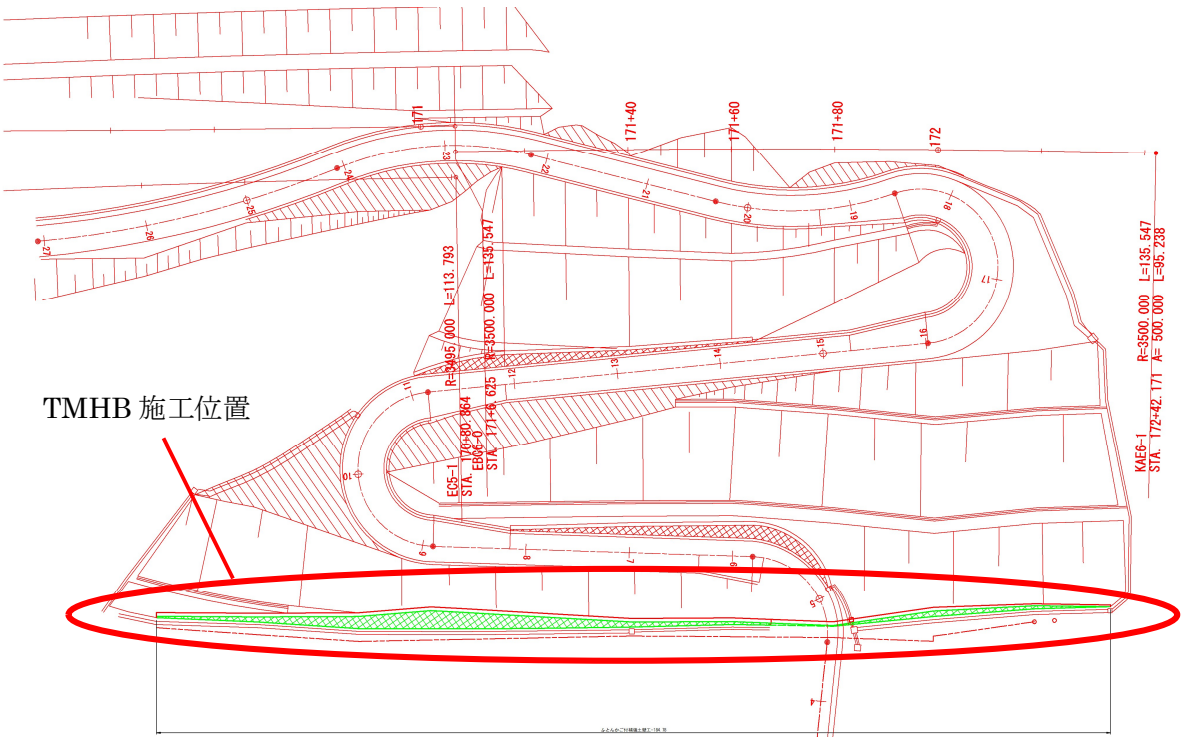
工事名：中国横断自動車道時重トンネル他一工事

発注者：NEXCO 西日本福崎高速道路事務所

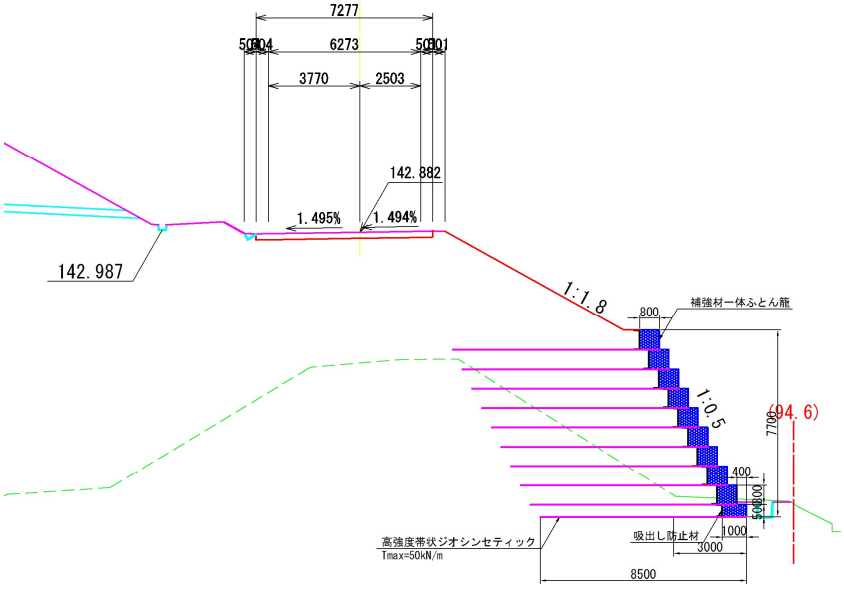
施工時期：2017 年 5 月～ 2017 年 12 月



位置図



平面図


7277
6273
3770
2503
142.882
1.495%
1.494%
142.987
1:1.8
補強材ー体ふとん籠
800
1:0.5
(94.6)
7700
400
1000
3000
8500
高強度帯状ジオシンセティック
Tmax=50kN/m
吸出し防止材

標準断面図



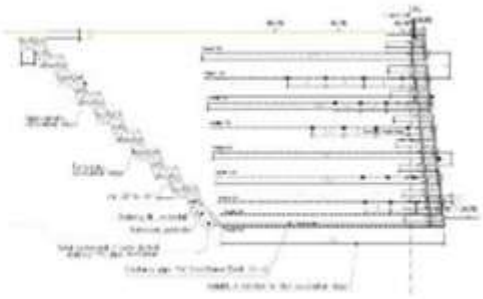
現場写真

5.2　海外施工事例

トルコ施工事例

高さ H＝16m、勾配 1：0.05～0.1 の盛土築造工事に適用したテラメッシュ・ハイブリットの設計・施工例を以下に紹介する。この建設地では地面最大加速度 PGA＝0.75g と予想されているため、地震上下動を考慮した震度法耐震設計を行った。パラリンクの最長敷設長 L＝17.5m となっている。





トルコ:イズミル県　Aliaga

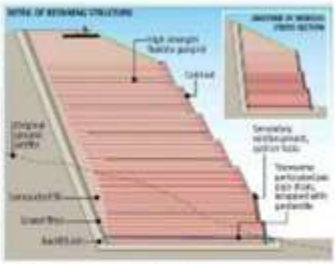
出典：　H.DH. Ozcelik, D, Gamberini, P.Pezzano, & P. Rimoldi “Geogrid and double twist steel mesh reinforced soil walls subjected to high loads in a seismic area”　10th ICG, 21-25 September 2014.

インド施工事例

インドシッキム空港の新設工事において、最大高さが約８０ｍの盛土を保持・安定させるために、壁高 20m、30m の「テラメッシュ・ハイブリッド工法」を適用した事例である。豪雨、地滑り、地震が発生するため、排水性、耐震性及び周辺環境への調和を重視し、特に雨水・地下水対策工を含めた計画・設計・施工を行った。







インド シッキム空港

出典:Proceedings of 5th European Geosynthetics Congress. Valencia 2012
Composite Soil reinforcement system for retention of very high and steep fill-A case study
A.D. Gharpure, S.Kumar, M.Scotto

出典：　A.D.Gharpure, S. Kumar and M. Scotto, “Composite soil reinforcement system for retention of very high and steep fills - A case study”　5th European Geosynt

付録 6. 経済性比較

6.1 比較条件

【施工条件】

・共通：基準となる数量については、延長 1m 当たりで算出した。

・TMHB：壁面勾配 1:0.1、壁高 8.43m、網部幅 2.2m（控え幅 3.0m-ふとん籠部長 0.8m）

・テールアルメ補強土壁：壁面勾配 1:0、壁高 8.40m

【算出条件】

・共通：施工歩掛は建設物価調査会「国土交通省土木工事施工標準積算基準書」より算出した。労務費等は、建設物価調査会「建設物価 2026 年 4 月号千葉」より算出した。

・掘削土工は含まれていません。

・TMHB：施工歩掛はメーカー歩掛、部材の材料費はメーカー価格である。

・TMHB の組み立て・設置工の標準歩掛を表 4-1、表 4-2 に示す。ただし、算出条件を下記のものとした。

1. 21 壁 m2（テラメッシュ高さ 0.84m、延長 25m）当たりの標準的な歩掛とした。

2. 裏込め土は現場発生土（砂質土）を使用とした。

6.2 TMHB 概算工事費

TMHB工法

概算工事費

H＝8.430m

H=8.43m　　L＝1.000m

名　称	規　格	数 量	単位	単 価	金　額
壁面工					
材料費		8.430	壁m^2	22,536	189,976
作業費	人件費	8.430	壁m^2	5,448	45,927
〃	バックホウ等	8.430	壁m^2	1,445	12,181
単管傾斜足場	安全ネットなし	8.430	掛m^2	4,113	34,673
型枠	足場板 240×2000	31.000	枚	120	3,720
発電機	20kVA	0.400	日	2,300	920
電動ｺﾝﾌﾟﾚｯｻｰ	吐出量0.75m^3/min	0.400	日	1,050	420
				小計	287,817
補強材敷設工					
材工費	パラリンク50L	84.0	m^2	1,072	90,048
盛土材	発生土	49.17	m^3	0	0
まき出し・敷均し・締固め		49.17	m^3	390	19,176
				小計	109,224
排水工					
ドレーン材	単粒度砕石 5号	0.201	m3	13,900	2,794
分離材	長繊維系不織布(t=1.5mm以上)	2.010	m2	556.5	1,119
集水管	有孔管(φ150)	1.000	m	2,365	2,365
基盤排水層	C-40～0mm	3.150	m3	5,700	17,955
分離材(セパレーション材)	長繊維系不織布(t=1.5mm以上)	6.872	m2	556.5	3,824
				小計	28,057
TMHB工法				合計	425,098

6.3　テールアルメ補強土壁概算工事費

補強土(テールアルメ)壁工法 概算工事費					
					H＝8.400m
H=8.4m					L＝1.000m
名　称	規　格	数 量	単位	単 価	金　額
テールアルメ工					
材料費		7.480	m2	46,873	350,610
壁面材組立・設置		7.480	m2	3,187	23,839
補強材取付		103.000	m	125.8	12,957
まき出し・敷均し，締固め		58.600	m3	1,228	71,961
壁背面良質材	C-40～0mm	3.700	m3	5,700	21,090
				小計	480,457
基礎工					
コンクリート	18-8-25(20)	0.080	m3	31,060	2,485
型枠	均しコンクリート	0.400	m2	5,350	2,140
基礎下砕石	RC-40～0mm	0.140	m3	7,230	1,012
				小計	5,637
笠コンクリート工					
コンクリート	24-12-25(20)(小型)	0.316	m3	42,160	13,323
型枠	小型構造物	2.090	m2	9,536	19,930
鉄筋	SD345 D13	17.097	kg	112	1,915
鉄筋(加工費)	SD345 D13	17.097	kg	105	1,795
鉄筋(組立費)	SD345 D13	17.097	kg	165	2,821
				小計	39,784
排水工					
ドレーン材	単粒度砕石 5号	0.201	m3	13,900	2,794
分離材	長繊維系不織布(t=1.5mm以上)	2.010	m2	556.5	1,119
集水管	有孔管(φ150)	1.000	m	2,365	2,365
基盤排水層	C-40～0mm	1.800	m3	5,700	10,260
分離材(セパレーション材)	長繊維系不織布(t=1.5mm以上)	4.000	m2	556.5	2,226
				小計	18,751
補強土(テールアルメ)壁工法				合計	544,629

付録 7.　CO2 排出量比較

・比較条件：

TMHB：壁高 8.43m、勾配 1:0.1

テールアルメ補強土壁：壁高：8.4m、勾配 1:0

・算出方法：

1）IDEAV3.3

2）算定・報告・公表制度における算定方法・排出係数一覧 itiran_2023_rev4_環境省

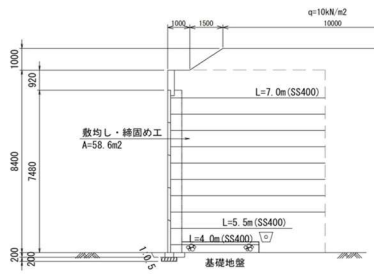
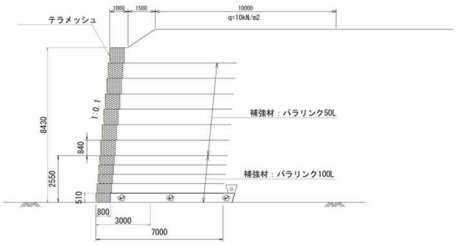
3）令和 4 年度国交省土木事業積算基準

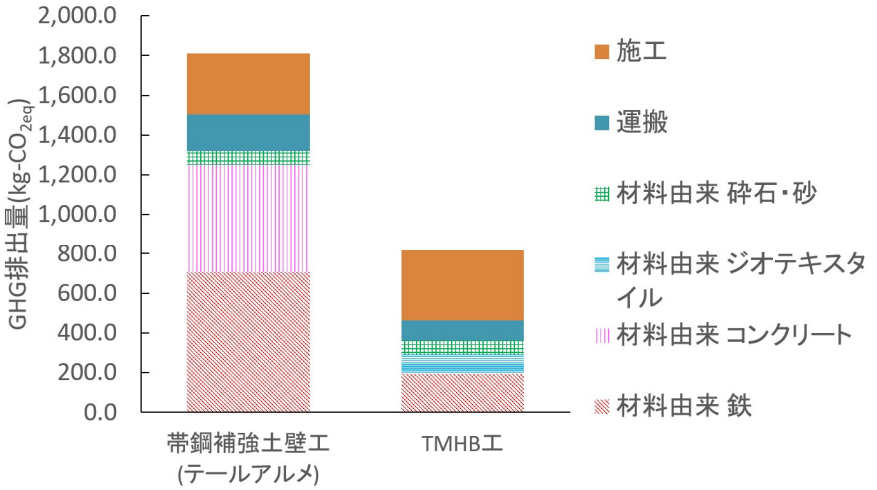
4）建設機械等損料表 2024 年 4 月

5）令和 8 年度作業日当り標準作業量について_国交省

・比較結果

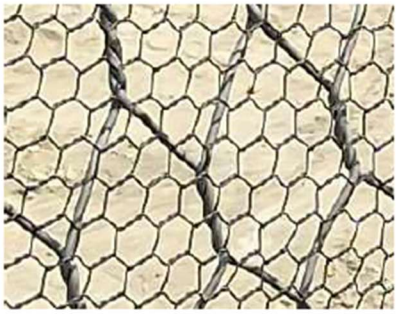
付表 7-1　温室効果ガス排出量比較　補強土壁工

	帶鋼補強土壁工(テールアルメ)			TMHB工		
断面図						
温室効果ガス排出量	施工		306.1 kg−CO_{2eq}	施工		354.5 kg−CO_{2eq}
	運搬		182.4 kg−CO_{2eq}	運搬		99.2 kg−CO_{2eq}
	材料	砕石・砂	70.2 kg−CO_{2eq}	材料	砕石・砂	69.7 kg−CO_{2eq}
		ジオテキスタイル	0.0 kg−CO_{2eq}		ジオテキスタイル	99.6 kg−CO_{2eq}
		コンクリート	546.2 kg−CO_{2eq}		コンクリート	0.0 kg−CO_{2eq}
		鉄	705.2 kg−CO_{2eq}		鉄	193.2 kg−CO_{2eq}
	小計		1,321.6 kg−CO_{2eq}	小計		362.5 kg−CO_{2eq}
	合計		1,810.1 kg−CO2eq	合計		816.2 kg−CO2eq
比較	1.0			0.45		



付録 8.　中詰め材砕石（内張りネット）

構造　テラメッシュ＋内張りネット*



設置状況



施工完了後

＊1.1mmφ 16mm×20mm目合い　（上段3段は砕石、下5段は栗石）

PE コート 30年耐久（線材メーカー試験値）

施工



砕石投入

歩掛

人工	世話役	1人
	作業員	3人
	計	4人
使用機械	バックホウ	
施工速度	栗石と比べ	
	1.5～2倍	

施 工

内張ネット荷姿



TMS 網部と内張ネット



C リンガによる結束



プレス材



砕石投入状況と型枠



不織布



裏込め土充填



締固め

