

長寿ハイブリッド補強土 設計資料

令和 8 年 8 月

ネイリング長寿命化推進会議

目 次

内容

長寿ハイブリッド補強土設計資料	1
1, はじめに	3
2, 基本構造と施工概要	3
3, 設計法.....	4
3.1 本工法特有の設計法.....	4
3.2 推奨設計法	4
3.3 補強材長さ と 伸び量.....	5
3.3 法面工低減係数.....	6
3.4 安定計算・補強土工計算	7
3.5 補強材頭部の緊張荷重	7
参考資料 汎用ソフトを用いた場合の設計例 1	9
参考資料 汎用ソフトを用いた場合の設計例 2	10
参考資料 設計例 2 の別案	11
参考資料 金網の強度.....	12

令和 8 年 9 月 1 日

長寿ハイブリッド補強土工 設計資料

本工法は、従来工法と異なる点が多いので、設計者の利便性に配慮し、重要ポイントを赤字で示す。

1, はじめに

長寿ハイブリッド補強土は、のり面工を（設計荷重以上で）緊張出来る補強土工である。従来の補強土は、斜面変動で地盤が変形した時に初めて補強材に緊張力が発生し、補強材の緊張力が斜面崩壊を防止する効果を持つと考えられているが、長寿ハイブリッド補強土（以後は長寿 HB 補強土と略す）は、崩壊前の段階から補強材に緊張力が作用しており、崩壊の抑止だけではなく、斜面の亀裂拡張に伴う風化防止や変形防止にも効果がある。

本工法が世界初めての工法で有り、その実施には、設計施工上配慮しなければならない点が多いため、設計法を説明する。細かな追加説明や資料は、添付資料に記載する。

2, 基本構造と施工概要

長寿 HB 補強土の基本構造を図-1 に示す。本工法は、下記の手順で施工する。

【施工手順概要】

① 補強材先端固定（一次注入）

補強材の先端部に短時間で固結するセメントミルクを注入し、補強材の先端部を固定する。一定時間後には、補強材を緊張可能となる。

② 二次注入と緊張力導入

緊張作業は、地表面に緊張プレート置き、その上にラムチェアーとジャッキを配置する。補強材を緊張し、緊張ナットを締めて緊張プレートと補強材を固定する。先端が固定された補強材を、一定の荷重を維持しながら緊張し、短時間（2～10 時間）で固結するセメントミルクを注入する。二次注入区間が固結した段階で、地山にはプレストレス状態の補強材が建設される。

③ 金網固定とキャップ装着合（植生型の場合）

金網を補強材の頭部に固定する。その詳細手順は後項にしめす。長寿キャップ付きナットを手で回して固定すれば完成である。

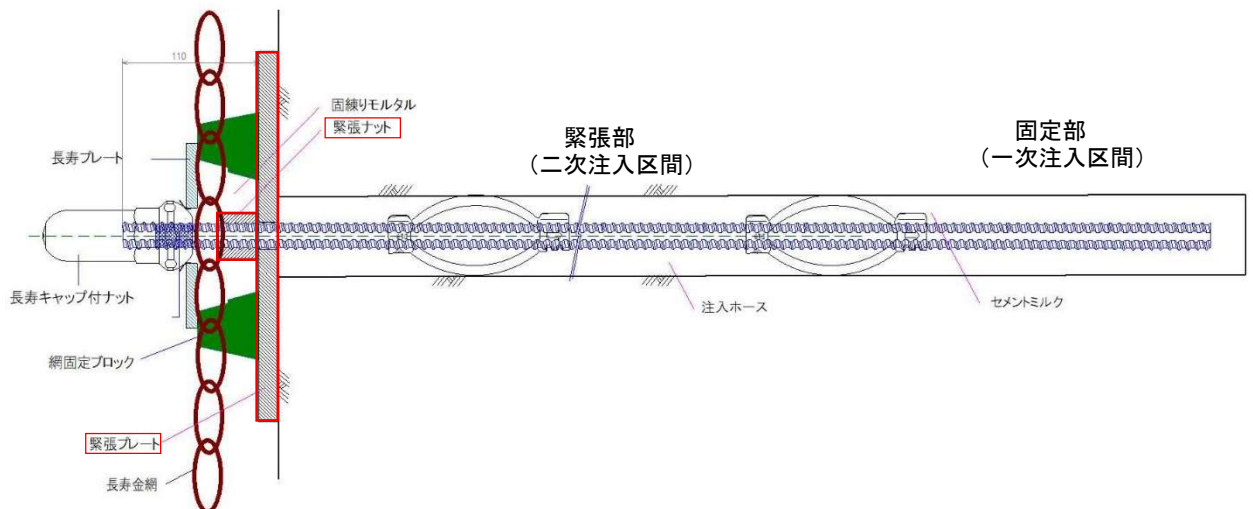


図-1 基本構造（植生型の場合）

3, 設計法

設計は、地山補強土工法設計・施工マニュアル（地盤工学会）か切土補強土工法設計・施工要領（NEXCO）に準拠し、両指針に無い本工法特有の事項については、本マニュアルによる。

3.1 本工法特有の設計法

本工法の設計法のうち、前述の指針に記載されていない事項について、本工法特有の設計法として示す。

① 本工法で使用する部材は耐久性が高い部材を使用する。少なくともメッキ製品の耐久性を遙かに上回る資材を使用する。

② 設計現場の条件により、設計に適用する指針は、地山補強土工法設計・施工マニュアル（地盤工学会）と、切土補強土工法設計・施工要領（NEXCO）のいずれを用いても良い。

【解説】地盤工学会式では、補強材の引張力の低減係数 $\lambda=0.7$ を採用しないので、補強材1本当たりの引張力が、nexco 式の 1.43 倍になる。本工法では、補強材の伸び量が多いことも重要であり、地盤工学会の「地山補強土工法設計・施工マニュアル」を採用することが望ましい。

③ 十分な付着力が取れる岩に定着する場合で、移動土塊も岩の場合は、補強材の間隔を 2.0m まで広げることが出来る。それ以外の地質では最大間隔を 1.5m とする。（詳細は資料 1 参照）

④ 使用する補強材の長さは間隔 2.0m ピッチでは 3.5m 以上とする。1.5m ピッチでは制約を設けない。

【解説】NEXCO 要領が述べる通り工学的には長さを制限する理由はない。このため、施工が可能であればさらに長い補強材とすることも可能である。

3.2 推奨設計法

① 本工法で使用する補強材と注入材の付着応力は、普通鉄筋と同じ値とする。

【解説】本工法で使用する補強材は、コンクリートの表面に凸凹加工を施したエポキシ樹脂塗装鉄筋である。実験の結果、付着応力度（鉄筋の抜けが 0.04 mm の時の値と規定されている）は、普通鉄筋を上回る値が得られている。このため、設計上の付着応力度は、普通鉄筋の値と同じとする。（土木学会指針（2003 年 p5）は、凹凸が無い従来のエポキシ樹脂塗装鉄筋でも 85% 以上の付着強度と規定しているので指針にも合致している）。

従来の防食性能はそのままに、コンクリートとの付着強度を改善させた、新しいAG-エポキシバー（エポキシ樹脂塗装鉄筋）



図-2 高付着型エポキシ樹脂塗装鉄筋

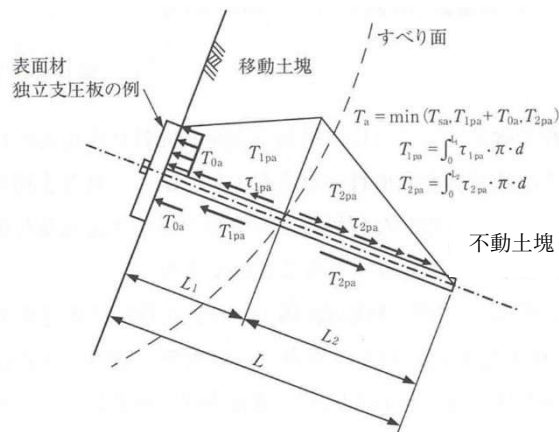
② 補強土工の算定では、固定部が引き抜けない様にチェックする必要がある。固定部の位置は、想定外の崩壊発生に備え、斜面の安定を確保するため不動土塊内部に位置することが望ましい。

【解説】現場条件によっては、本工法の固定部が必ずしも不動土塊にすべて配置される必要は無い。固定部も一般的な補強土工と同等の機能を発揮するので、一般的な補強材長でも設計時の機能は発揮する。

- ④ 地盤工学会式を汎用的なソフトで用いる場合は、補強材の引張力の低減係数を $\lambda = 1.0$ (低減しない) とし、のり面低減係数 $\mu = 0$ で受圧板の地耐力を引き抜け抵抗力にプラスする。

【解説】十分な付着力が取れる岩の場合、のり面低減係数 $\mu = 0$ としても計画安全率 $F_s = 1.2$ が得られる場合が多い。安全率が不足する場合は、引き抜け抵抗力に表面材（緊張プレート）の支持力を加えても良い（表面材の支持力を加えて算定する手法は、地盤工学会マニュアル p89 の手法「解説式-5.14 参照」）。

- ⑤ 施工に際しては、設計引張力以上の緊張荷重を与えるが、安全率は、設計時の引張力で算定する。



解説図 -5.14 移動土塊を考慮した力の概念図（地盤工学会マニュアル p 89）

許容引抜き抵抗力 T_{2pa} に等しい。

設計において考慮する補強材の許容引張り力 T_a は、一般に解説図 -5.14 に示すように、芯材の許容引張り強さ T_{sa} と、不動土塊側の全許容引抜き抵抗力 T_{2pa} と、移動土塊側の全許容引抜き抵抗力 $T_{1pa} + T_{0a}$ のうちの最小値であり、解説式 (5.1) で求められる。

$$T_a = \min (T_{sa}, T_{1pa} + T_{0a}, T_{2pa}) \quad \dots \text{解説式 (5.1)}$$

- ⑥ 一次注入材としては、スレーキング性が高い地盤を除いては、高濃ミルク（高強度で濃いセメンミルク）を選択する。理由は、他の 2 種類より可使時間が長く、前日の夕方までに注入作業を終了すれば、翌日の朝から二次注入が可能であるためである。

3.3 補強材長さと伸び量

種類	材質	降伏点	引張強度	公称径	公称断面積 mm ²	単位重量 N/m
表-1 補強材に使用する鋼材の諸元						
ネジ節棒鋼	SD345	345 以上	490 以上	D19	19.1	2.865
				D22	22.2	3.871
				D25	25.4	5.067

本工法で使用する補強材は、表-1 に示したネジ節棒鋼（高付着型エポキシ樹脂塗装鉄筋）を使用する。

本工法で使用する補強材の長さは **3.5m** 以上とする。

補強材を緊張した時の伸び量は、補強材の長さと引張り力に比例するので、補強材が長い方が地盤

にプレストレスを架ける点で有利である。同時に、引張り力が小さすぎると補強材の伸び量が小さくなるため、施工中の引張り力も固定部周辺の地盤を破壊しない範囲で設計引張り力以上の値とする。下記に補強材の伸び量と荷重の関係を示す。

表-2 D19 補強材を 57 (kN) (地盤工学会指針) で緊張した時の伸び量

引張り区間の長さ	2.0m	3.0m	4.0m	5.0m	6.0m
伸び量 (mm)	1.94	2.91	3.88	4.858	5.82

表-3 D19 補強材を 40.1 (kN) (NEXCO 要領) で緊張した時の伸び量

引張り区間の長さ	2.0m	3.0m	4.0m	5.0m	6.0m
伸び量 (mm)	1.37	2.05	2.73	3.41	4.10

引張り区間が 2.0m の場合は、鉄筋の伸び量が少ないため、プレストレス効果は限定的と考えられる。一方、これほど少ない伸び量であっても、地盤が変形（風化による膨張・斜面下方向への移動など）する時に、従来の補強土工では変形が始まってから発揮される補強材の緊張効果が、本工法では既に緊張されているため変形の初期から発揮される点では有効と考えられる。

【留意点】

なお、本工法は NEXCO 要領が規定した法面工低減係数では $\mu = 1.0$ なので、移動土塊が軟質な粘性土でも設計計算上は成立するが、**軟質な粘性土などへの適用は、従来の補強土工と同程度の効果しか得られないと考えられる点に注意する必要がある。**

砂質土の場合は、従来の補強土工でも良好な効果が得られているので、本工法の緊張力がさらに対策工の効果を向上させる事が期待できる。ただし、固定部が軟質なので大きな緊張荷重を架けることは難しい。本工法の緊張効果が最も期待できるのは、岩盤や締まった地盤である。

鋼材が引っ張られることにより起きる固定部の漸次破壊は、PC 鋼線に比較し鋼材の伸び量が 1/10 以下と小さいので実用上の問題は無い。もし、本工法で数世紀以上の斜面安定を確保したい場合は、本工法の固定部を、補強土工の算定対象区間よりさらに 1m 程度奥に移動し、補強土工の算定対象になる不動地山と移動土塊区間全体を緊張状態でグラウトする方法がある。この場合は、不動地山と移動土塊区間に集中荷重が発生しないので、理論的に漸次破壊は起きない (PAT7197098)。

3.3 法面工低減係数

本工法の法面工低減係数は $\mu = 1.0$ である。(地盤工学会の計算法を用いる場合は、低減係数は $\mu = 0$ を用いる。)

【解説】

NEXCO 要領では法面工低減係数 μ を下式で規定している。

$$\mu = T_0 / T_{\max}$$

ここに、

T_0 : 法面工に作用する補強材の引張り力

T_{max} ：最大引張り力 (kN/本)

本工法では、補強土工の設計計算で求められる T_{max} 以上の T_0 で補強材の頭部を引っ張るので、 μ の上限値である 1.0 と規定する。

本工法の構造は従来の補強土工とは全く異なるので、本工法で法面工低減係数を使用するのが妥当かとの考察も考えられる。一方で、補強土工の設計に汎用的に使用されている設計計算ソフトでは、法面工低減係数を使用しているので、設計上の利便性から NEXCO 要領で算定する場合は、本工法も法面工低減係数を 1.0 として採用する。本工法は、地盤内部で不動土塊が移動土塊を引っ張るので、計算上は良質な岩盤であれば法面工は不要である。法面工低減係数を使用しない地盤工学会の算定手法 ($\mu = 0$ で算定) でも算定上法面工は不要となる。しかし、斜面では、ごく表層の剥落や滑落および落石も起こるので、基本的には金網などの法面工を採用するものとする。

3.4 安定計算・補強土工計算

基本的な設計法は、従来の補強土工の安定計算手法ならびに設計法と同じである。ただし、次のチェックと配慮が必要である。

【設計上のチェックポイント】

- ①補強材を緊張した際に固定部が引き抜けないように固定部の安全性をチェックする必要がある。
固定部区間長は基本的に 1.0m 以上とする。
- ②固定部は、従来型補強土工の施工区間として機能するので、従来型補強土工と同じ手法で設計し、想定すべり面が固定部ないしその上部側のどの箇所を通過しても良い。
- ③補強材と注入材の許容付着応力は、注入材の一般的な設計基準強度 $30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ の値 $1.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ の 100% とし $\tau_c = 1.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ を使用する。これは、本工法では、高付着型エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いるので、普通鉄筋以上の付着力が計測されていたためである (p4)。

3.5 補強材頭部の緊張荷重

本工法では、移動土塊を固定部側に引っ張る機構を発現するために、補強材が抜けない最大量の引張り力を導入する。補強材の最大引張り力は下記の③とする。

補強材の最大緊張荷重は、次の 3 項目のうち最も小さい値とする。

①不動地山と注入材の引き抜き抵抗力 (引き抜き抵抗力) T_{2pa}

$T_{2pa} = D \text{ (削孔径mm)} \times 3.14 \times \text{区間長mm} \times \text{不動地山の極限周面摩擦抵抗} \div 2.00 \text{ (仮設の安全率)}$

②補強材と注入材の引き抜き抵抗力 e

$tca = d \times \pi \times \text{区間長mm} \times \tau_c$

τ_c ：補強材とグラウト材の許容付着応力

【参考】補強材と注入材の仮設時の許容付着応力 $\tau_c = 1.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ で、 $d = 19 \text{ mm}$ の鉄筋 1000 mm 区間の付着力は、下記の値となる。

$$\begin{aligned} tca &= 19 \text{ mm} \times 3.14 \times 1000 \text{ mm} \times 1.8 \\ &= 107.4 \text{ kN} \end{aligned}$$

すなわち、設計基準強度 $30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ のグラウト材を使用した区間長が 1000 mm あれば、D19 の高付着型エポキシ樹脂塗装鉄筋は抜けることは無い。

③補強材の許容引張り応力度 T_{sa}

- ・ D19 補強材 41.1KN (nexco 要領) 58.7KN (地盤工学会マニュアル)
- ・ D22 補強材 54.2KN (nexco 要領) 74.9KN (地盤工学会マニュアル)
- ・ D25 補強材 70.9KN (nexco 要領) 101.0KN (地盤工学会マニュアル)

周面摩擦強度から算定される緊張可能荷重表 (k N/本) 削孔径65mmの場合

固定区間長 (mm)	極限周面摩擦抵抗 (N/mm ²)								
	1.2 硬岩	0.8 軟岩	0.48 風化岩	0.36 砂礫N50	0.28 砂礫N40	0.24 砂N50	0.2 砂礫N30	0.18 砂N30	0.14 砂N20
1000	163	109	65	49	38	33	27	24	19
1100		120	72	54	42	36	30	27	21
1200			78	59	46	39	33	29	23
1300			85	64	50	42	35	32	25
1400			91	69	53	46	38	34	27
1500			98	73	57	49	41	37	29
1600			104	78	61	52	44	39	30
1700				83	65	56	46	42	32
1800				88	69	59	49	44	34
1900				93	72	62	52	47	36
2000				98	76	65	54	49	38
2100				103	80	69	57	51	40
2200					84	72	60	54	42
2300					88	75	63	56	44
2400					91	78	65	59	46
2500					95	82	68	61	48

周面摩擦強度から算定される緊張可能荷重表 (k N/本) 削孔径90mmの場合

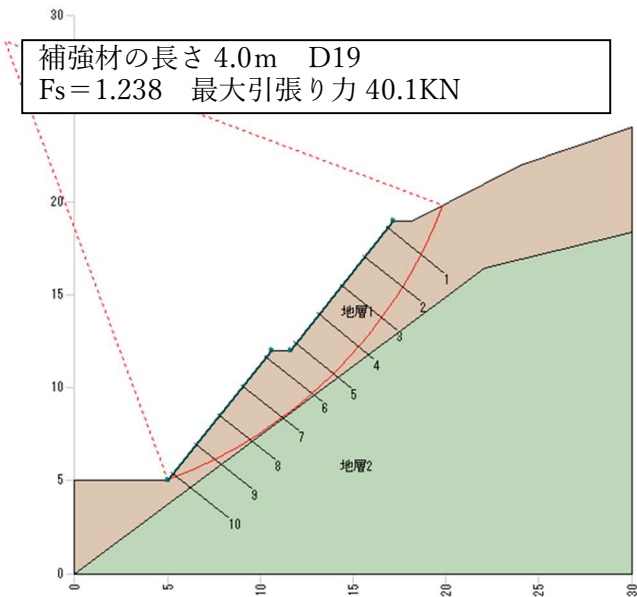
固定区間長 (mm)	極限周面摩擦抵抗 (N/mm ²)								
	1.2 硬岩	0.8 軟岩	0.48 風化岩	0.36 砂礫N50	0.28 砂礫N40	0.24 砂N50	0.2 砂礫N30	0.18 砂N30	0.14 砂N20
1000	226	151	90	68	53	45	38	34	26
1100	249	166	99	75	58	50	41	37	29
1200	271	181	109	81	63	54	45	41	32
1300		196	118	88	69	59	49	44	34
1400			127	95	74	63	53	47	37
1500			136	102	79	68	57	51	40
1600			145	109	84	72	60	54	42
1700			154	115	90	77	64	58	45
1800				122	95	81	68	61	47
1900				129	100	86	72	64	50
2000				136	106	90	75	68	53
2100				103	111	95	79	71	55
2200					116	99	83	75	58
2300					121	104	87	78	61
2400					127	109	90	81	63
2500					132	113	94	85	66

◆二次注入時緊張荷重 Thb2

設計報告書には、二次グラウト時の補強材緊張荷重（二次注入時緊張荷重 Thb2）を明記する。
二次注入時緊張荷重 Thb2 は、汎用ソフト算出される設計引っ張り力 Td の 1.1 倍以上で、補強材が
抜けない範囲でかつ安全に載荷できる大きめの荷重とする。緊張量を大きくするためである。

参考資料 汎用ソフトを用いた場合の設計例 1

本例は、設計手法の一例である。下記の様にソフトで $F_s=1.2$ を上回る最低の補強材長が得られた。この算定結果から、一次注入区間長や二次注入時の緊張荷重を求めた事例である。



土質定数								
No.	地層名	湿潤重量 γ_t (kN/m^3)	飽和重量 γ_{sat} (kN/m^3)	粘着力 C (kN/m^2)	内部摩擦角		N 値	周面摩擦抵抗 (N/mm^2)
					ϕ (°)	$\tan \phi$		
1	地層 1	18.00	18.70	0.00	30.0000	0.577350	30	0.20
2	地層 2	21.00	21.00	10.00	35.0000	0.700208	風化岩	0.48

表-5 から、一次注入の区間を 1.5m とすると 41kN の緊張力（二次注入時緊張荷重 $Thb2$ ）架けることが出来るので一次注入区間を 1.5m とする。（一次注入の区間を 1.0m とした場合は、27kN が最大の緊張力になるので補強材の伸び量が小さいため本工法の効果的な特徴が制限されるためである。一方、27kN でも補強材は緊張されているので風化防止効果や変動初期の変動抑制効果は微量ながら発揮される。どの程度の緊張荷重を架けるかは、構造物の目的により差があるので、設計者の判断とする。）

41kN 緊張力を架ける場合は、二次注入区間 2.5m で、補強材の伸び量は、1.7mm となる。

補強材の先端側 1.5m 区間の仮設時の引き抜き抵抗力の算定を削孔径 65mm の場合で求める

- ① 地山と注入材の周面摩擦抵抗 $\tau_p=0.200 \text{ N/mm}^2$ の場合、
 $65 \times 3.14 \times 1500 \text{ mm} \times 0.2 \text{ (N/mm}^2) \div 1.5 \text{ (仮設時の安全率)} = 40.8 \text{ kN}$ （表-5 の値 41kN と同じ）
- ② 補強材が注入材から抜ける抵抗力
一次注入区間は 1500mm ですが、1000mm の場合でも抜けることは有りません。
 $tca = 19 \text{ mm} \times 3.14 \times 1000 \text{ mm} \times 1.8$
 $= 107.4 \text{ kN}$ （本ページ 3.5 の②に記載）

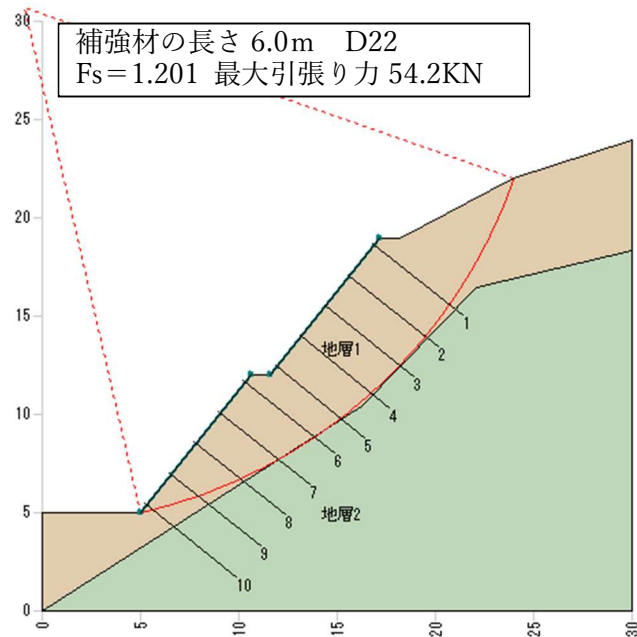
【設計例 1 の結論】

- ① 一次注入区間 補強材の先端側 1.5mを一次注入区間とする。
- ② 二次注入時の緊張荷重（二次注入時緊張荷重 Thb2 として設計書に明記する）
 $40.1\text{KN} \times 1.1 = 44.1\text{KN}$
- ③ 安定計算に使用する補強材の緊張力はソフトで算出される値とする。（二次注入時緊張荷重 Thb2 を安定計算には使用しない）

なお、この算定例は、施工と設計の利便性を考慮した標準的なものであるが、設計技術者が各現場の状況を考慮し異なる対応をすることを何ら束縛するものではない。例えば、補強材 7～10 では、一次注入区間を 1000 mm として、二次注入区間を 3.0m 確保し、 $58.7\text{KN} \times 1.1$ で緊張する方法も有る。その場合、3 mm 近く伸長した補強材が地中に建設されることになる。

参考資料 汎用ソフトを用いた場合の設計例 2

本例は、従来の補強土では対応困難であったすべり土塊の厚さ 4m 程度を想定した事例である。補強材の長さが 5m を超えるので、本例では SD 工法を適用して、削孔径 65 mm、補強材の長さ 6.0m で算定した。



土質定数								
No.	地層名	湿潤重量 γ_t (kN/m^3)	飽和重量 γ_{sat} (kN/m^3)	粘着力 C (kN/m^2)	内部摩擦角		N 値	周面摩擦抵抗 (N/mm^2)
					ϕ (°)	$\tan \phi$		
1	地層 1	18.00	18.70	0.00	35.0000	0.700208	風化岩	0.48
2	地層 2	21.00	21.00	10.00	35.0000	0.700208	風化岩	0.48

表-5 から、一次注入の区間を 1.0m とする最大 65KN の緊張力架けることが出来るので一次注入区間を 1.0m とする。

【設計例 2 の結論】

- ① 一次注入区間 補強材の先端側 1.0mを一次注入区間とする。

③ 二次注入時の緊張荷重（二次注入時緊張荷重 $Thb2$ として設計書に明記する）

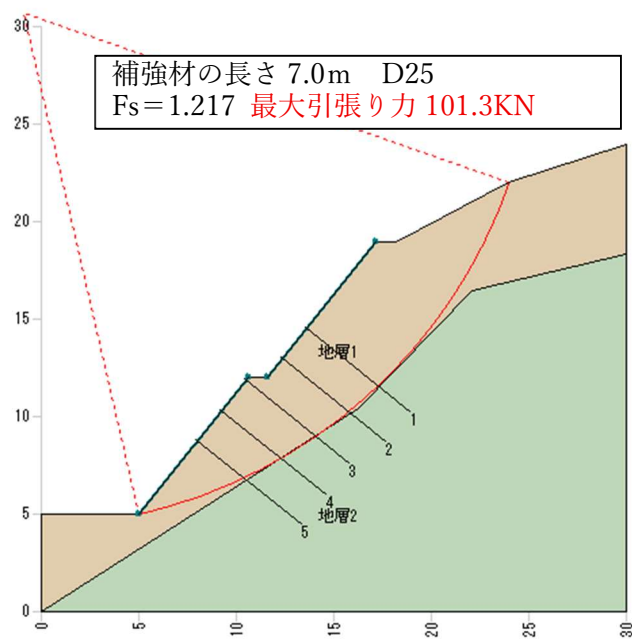
$$54.2\text{KN} \times 1.1 = 59.6\text{ KN}$$

④ 設計計算上の補強材の緊張力はソフトで算出される値とする。

この算定例では、補強土工の一般的な手法（法面全体に補強材を配置する手法）を採用しているが、グラウンドアンカーと同じように打設個所を限定し補強材の本数を減らす手法も有り得る。

参考資料 設計例 2 の別案

グラウンドアンカー工では、地質とのバランスを考慮しながら、不安定土塊の一部にのみアンカー工を打設することが一般的である。その点を考慮し、補強材本数を半分の 5 段に絞った場合が下記の別案である。上部斜面の崩壊が発生しないかなど、地盤との関係を総合的に考慮し採用できる。なお、この例では、地盤工学会の手法で、のり面工低減係数 $\mu = 0$ と法面工の低減係数 $\lambda = 1.0$ を採用している。



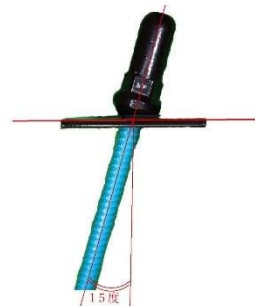
補強材の配置計画を行い、安全率について照査する。

[長寿補強材(エポキシ塗装)D25、全長 7.000m、縦間隔 2.00m、水平間隔 2.00m、施工段数 5 段]

$$Pr = 204.1 \text{ kN/m}, \quad Fs = 0.979 \text{ [補強前]}, \quad Fs = 1.217 \text{ [補強後]}$$

以下に設計例 2 の別案に追記する。

- ① 補強材打設方向と法面角度は直角以外でも 15 度までは簡便に対応できる。
さらに、網固定ブロックの内部と上部に埋め込むモルタルの計上を調整すると 30 度ぐらい法面方向と補強材打設方向が斜交していても工事可能である。
- ② 本工法の頭部は、下記の鋼製受圧板や法枠も選択可能である。



参考資料 金網の強度

・金網の引張耐力算定例（ロックボルトの縦横ピッチ 2.0mの場合）

（崩壊深さ 1m 以下であれば $F_s=1.2$ に必要な抑止力は 15KN/m 以下であり、それに対して金網や固定部は十分大きな強度を有するため算定を省略できる。）

以下は、算定が不要である事を示す金網強度の算定資料である。

芯線材の直径=2.0mm で、線材の引張強さ 800N/mm^2 （試験結果）である。許容引張強度を 50%の値として $400\text{ (N/mm}^2\text{)}$ を用いて 1 本当たりの許容引張強度を下式で求める。

$$\cdot P_o = 3.14 \times 1.0\text{ mm} \times 1.0\text{ mm} \times 400\text{ N/mm}^2 = 1,256\text{ (N/本)}$$

・網固定ブロックには、図-3 に示した赤い点 12 箇所それぞれが 2 本の線材が合計 24 本固定されているので、金網固定部の強度は、下記の値となる。

$$1,256\text{ (N/本)} \times 24 = 30,144\text{ (N)} \rightarrow 30\text{KN}$$

金網固定部 1 箇所の強度だけで 30KN あり、金網は 4 箇所で支えられるため、金網の許容強度に対し網固定部の強度 $30\text{KN} \times 4$ 箇所 = 120KN が得られる。

金網に作用する力は様々な形態があるので、固定部の半分区間で金網が引っ張られるとしたのが図-4 の状態である。図に示した赤い点 7 箇所それぞれが 2 本の線材が合計 14 本固定されているので、金網を引っ張る網固定部の強度

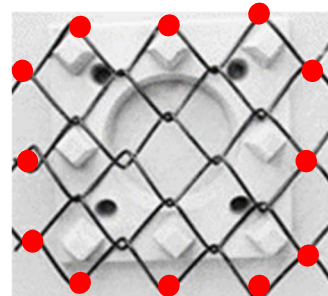


図-3 金網固定数 1

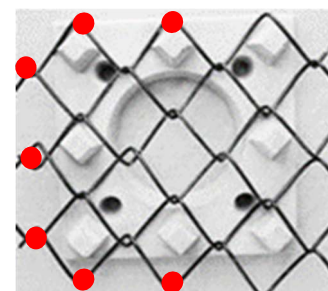


図-4 金網固定数 2

は、下記の通りである。

$$1,256 \text{ (N/本)} \times 14 = 17,584 \text{ (N)} \rightarrow 17\text{KN}$$

図-3 の場合は、金網固定部 1 箇所の強度だけで 30KN あり、金網は 4 箇所の金網固定部で支えられるため、金網の有効張力 P_a (後述のとおり金網幅 2m の場合は、 $18\text{KN} \times 2 = 36\text{KN}$) に対し網固定部の強度は $30\text{KN} \times 4 \text{ 箇所} = 120\text{KN}$ となり、十分上回るため、金網固定部は安全である。

図-4 の場合は、金網固定部 1 箇所が金網を引っ張る強度だけで 17KN あり、金網は 4 箇所で支えられるため、金網の有効張力 P_a (後述のとおり金網幅 2m の場合は、 $18\text{KN} \times 2 = 36\text{KN}$) に対し、網固定部の強度は $17\text{KN} \times 4 \text{ 箇所} = 68\text{KN}$ であり、必要な強度を十分上回るため金網固定部は安全である。

・ 1 m 幅の引っ張り力

長寿金網防護工の金網は静的な環境で使用されるので、動的な環境を考慮した落石対策便覧の手法は、安全側過ぎると考えられるが、他に適当な確立された計算手法が無いので、落石対策便覧で算定する。

◇金網の規格

・ 網目：50 mm × 50 mm

・ 鋼線径： $d=2.0 \text{ mm}$

・ 引張強さ： $\sigma_u=800 \text{ N/mm}^2$ (許容応力を 400 N/mm^2 とする)

$$\begin{aligned} \text{・ 線交差点強度} \quad P_a &= 2 P_o \cdot \cos 42.5^\circ \times 1/1.5 \\ &= 2 \times 1256\text{N} \times 0.7373 \times 1/1.5 \\ &= 1,234\text{N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{・ 金網有効張力 } P_a \quad &\text{金網幅 1m 当たりの線交差点数は表 4-5 から } n=14.8 \text{ なので} \\ P_a &= 1,234\text{N} \times 14.8 \\ &= 18,263\text{N} (18\text{KN}) \end{aligned}$$

金網幅 2m 当たりは、 $18\text{KN} \times 2 = 36\text{KN}$ である。

(iii) 金網に作用する荷重

金網に作用する荷重は (ii) と同様に考える (図 4-13 参照)。

金網の幅 1m 当りの引張強度は、次式によって求める。素線の引張強度は、 $290 \sim 540 \text{ N/mm}^2$ であり、その許容引張応力を $\sigma_a = 145 \text{ N/mm}^2$ とする。

$$\text{線交差点強度} \quad P_a = 2P_o \cdot \cos 42.5^\circ \times 1 / 1.5,$$

$$\text{金網素線の許容引張強度} \quad P_o = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \sigma_a$$

(ここで 1.5 は安全率, D は素線径)

$$\text{金網幅 1m 当りの線交差点数} \quad n = 1 / 2 \cdot \sin 42.5^\circ$$

$$\text{金網有効張力} \quad P_a \cdot n$$

上記により計算した結果を参考として表 4-5 に示す。

金網の有効張力 P が横ロープにかかる等分布荷重 w を上回るよう設計する。

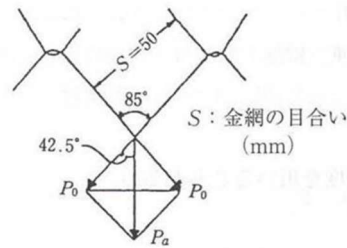


表 4-5 金網張力

素線径 mm	線交差点強度 (N)	1 m 当りの 線交差点数	金網張力 (kN/m)
4.0	1790	14.8	26.5
3.2	1150	"	17.0
2.6	760	"	11.2

図 4-13 ひし形金網の形状例

【落石対策便覧 (日本道路協会 平成 29 年版 令和 8 年時点でも最新版)】

令和8年8月

長寿命ハイブリッド補強土 設計・施工・積算資料

編集：長寿命ハイブリッド補強土 設計・施工・歩掛検討委員会

岩井健吉 ㈱アイビック

岩本武男 ㈱トーホー

野口和彦 日本基礎技術㈱

田中元昭 特殊工営㈱

三田和朗 長寿補強土㈱

(事務局住所 長寿補強土㈱内)

〒891-0103 鹿児島市皇徳寺台4丁目51番7号

er-info@bronze.ocn.ne.jp

電話 099-275-9234

FAX 099-275-9235