

ユニットネット工法

－ 設計要領(案) －

令和4年5月

ユニットネット工法研究会

目 次

1. ユニットネット工法	1
1.1. 工法概要	1
1.2. 特徴	1
1.3. 基本構造	2
1.4. 効果	3
1.5. 使用部材及び材料基準	4
1.5.1. 補強材	4
1.5.2. ユニットネットおよび付帯部材	5
1.5.3. 補強材頭部部材	6
1.5.4. スペーサー	7
1.5.5. 注入材	7
2. 計画・調査	10
2.1. 計画	10
2.1.1. 一般	10
2.1.2. 工法の適用	10
2.2. 調査	13
2.2.1. 一般	13
2.2.2. 地盤調査	15
2.2.3. 周辺環境調査	17
2.2.4. 引抜き試験	17
3. 設計	18
3.1. 一般	18
3.1.1. 設計フロー	18
3.1.2. 設計の基本	19
3.2. 地盤定数の設定	21
3.3. 安定計算	23
3.3.1. 安定計算法	23
3.3.2. 必要抑止力の算出	24
3.4. 設計条件の設定	25
3.4.1. 安全率・許容応力度	25
3.4.2. のり面工低減係数	28

3.5. 補強材の設計	29
3.5.1. 補強材長さ	29
3.5.2. 補強材打設角度	30
3.5.3. 削孔径	31
3.5.4. 補強材の配置	31
3.5.5. 補強材の許容補強材力	32
3.5.6. 補強後の斜面安定性の検討	34
3.6. ユニットネットの設計	35
3.6.1. 配置・敷設計	35
3.6.2. 地盤支持力の検討	38
3.6.3. ユニットネットの引張り強度に関する検討	42
3.6.4. 部材結合部の耐力確認	43
3.7. 数量計算	44
3.7.1. 工事数量	44
3.7.2. 材料数量	45
[参考文献]	47

参 考 資 料

I. ユニットネットの強度試験	(1)
II. 模型実験の概要	(2)
II-I. ユニットネット工法の力学的効果	(2)
II-II. のり面工低減係数 μ の算出	(7)
III. ユニットネット工法 崩壊土砂流出防止設計（案）	(10)
III-I. 目的	(10)
III-II. 概要	(10)
III-III. 設計	(11)
III-IV. 今後の課題	(14)

1. ユニットネット工法

1.1. 工法概要

ユニットネット工法（以下、本工法とする）は、既存の樹木等を伐採することなくできる限り自然環境と景観の保護・保全を図りながら斜面を安定化させることを目的とした工法である。地山に挿入・配置した補強材による補強効果と地表面に敷設したユニットネットおよび補強材頭部に取り付けた支圧板との相互作用により斜面の安定度を向上させる工法である。

1.2. 特徴

本工法の概略を図 1-1 に示す。

本工法は、従来から行われている補強土工法の施工性・経済性・安全性の高さなどの特徴を保ちながら、さらに以下のような特徴を有している。

- ①樹木を伐採せずに斜面の安定化を図ることができるため、自然環境や従前の景観を保護することができる。
- ②軽量な部材の採用やこれに伴う工程の簡素化によって、施工性の向上や工期の短縮を図ることができる。またこれによって従来工法に対してコストの削減が可能となる。
- ③ユニットネットは、補強材と連結することによって「土塊の押さえ込み効果」、「応力の分散効果」を発揮し、斜面の安定化に寄与する。
- ④ユニットネットの表面処理には亜鉛アルミニウム合金めっきを採用しており、自然環境下において長い耐用年数を有する。

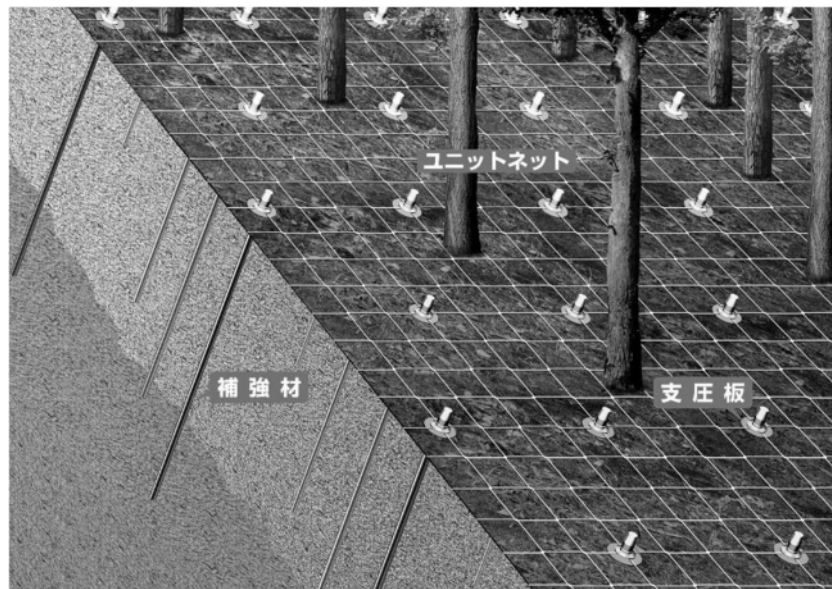


図 1-1 ユニットネット工法概略図

1.3. 基本構造

本工法の基本的な構造は、対象となる斜面全体を覆うユニットネットとその交点に打設された補強材、および補強材頭部の支圧板からなる。

個々のユニットネットは鋼より線を1辺約50cmの正方形に成形したもので、これを隅角部で交差・連結させて全体として網状の構造を形成する。補強材はユニットネットの交点に打設し、その打設間隔は鉛直方向（S_v）、水平方向（S_H）ともに2.0mを標準とし、配置形状は土塊の中抜けなどを考慮して千鳥配置を標準とする。

ユニットネットの各交点は基本的に結束・固定しない。また補強材とユニットネットとの結合部についても、原則的に結束・固定しない。

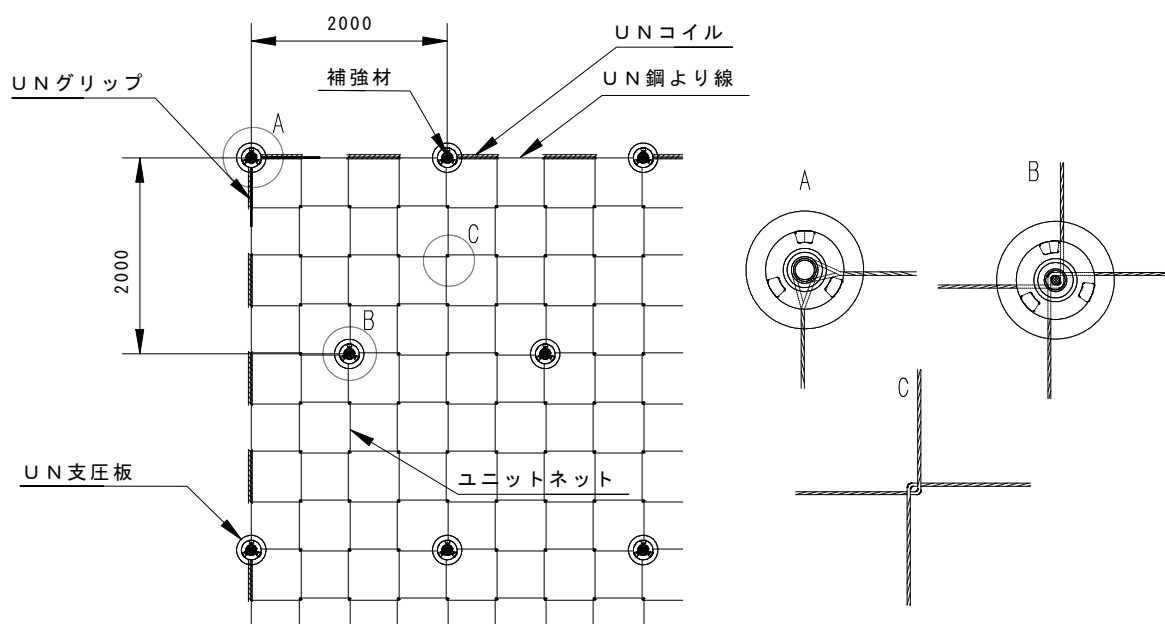


図 1-2 標準展開図

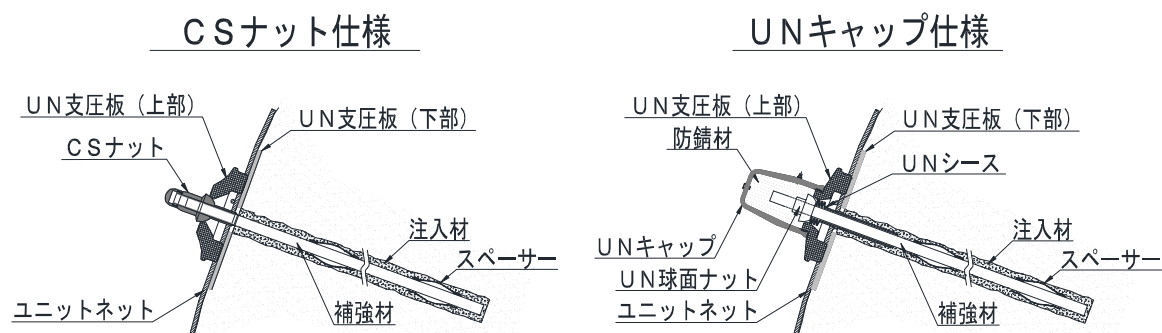


図 1-3 標準組み立て図

1.4. 効果

本工法の補強効果としては、次の効果が確認されている（図 1-4）。

1) 補強材（ロックボルト）による締め付け・引き止め効果

打設された補強材（ロックボルト）が地山と一体となることにより補強され、移動しようとする土塊を制限し、破壊の発生を抑止する効果。

2) 土塊の押さえ込み効果

移動しようとする土塊をユニットネットおよび支圧板で捕捉・拘束することによって移動を制限し、破壊の発生を抑止する効果。

3) 応力の分散効果

各補強材に作用する応力を、ユニットネットを介して隣接する補強材に分散させ、局所的な破壊が拡大することを抑止する効果。

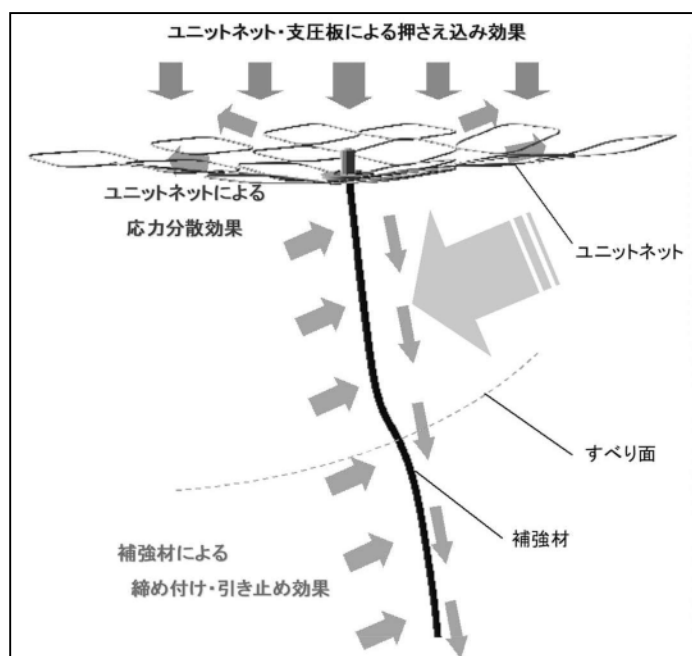


図 1-4 ユニットネット工法の補強効果概念図

また補強効果以外の効果として、次のようなものが確認されている。

4) 表流水の分散効果

斜面表流水の流下経路を分散させ、ガリー浸食等の発生を抑制する効果。

5) 表層土砂の流出抑制効果

横方向のユニットネットに土砂や落ち葉等が堆積し、表層土砂の流出を抑制する効果。

6) 植生の育成基盤の生成効果

表層土砂の流出が抑制されることにより、表土の土壌化ならびに種子等の活着や植生の成長を促進する効果。

これらの効果は、主に施工後の現場状況によって確認されている。

1.5. 使用部材及び材料基準

1.5.1. 補強材

補強材はネジ節異形棒鋼（SD345）を標準とし、これと同等以上の性能を有する材料を用いるものとする。

本工法では補強材頭部をナットで定着する必要があるため、ネジ節異形棒鋼を標準的な補強材とした。なお注意深い管理に基づいて施工されることを前提として、自穿孔ロックボルトの使用についても特に制限しない。

補強材径は設計計算により決定されるが、施工時のたわみなどを考慮して D19 以上を用いるものとする。

参考のため、表 1-1 に通常本工法で用いられる棒鋼の諸元を示す。ただし実際の使用に際しては、製品仕様の変更等の可能性があるため事前にメーカーに確認する必要がある。

表 1-1 (1) 棒鋼の諸元

ボルトの種類	材質	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	呼び径	公称径 mm	断面積 mm ²	単位重量 kg/m
ネジ節異形棒鋼	SD345	345 以上	490 以上	D19	19.1	286.5	2.25
				D22	22.2	387.1	3.04
				D25	25.4	506.7	3.98

表 1-1 (2) 自穿孔ボルトの諸元

ボルトの種類	材質	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	呼び径 (呼称)	降伏荷重 kN	引張荷重 kN	公称径 mm	断面積 mm ²	単位重量 kg/m
OSDP ロックボルト	S45C 相当	450 以上	560 以上	28.5	196以上	245以上	28.5	435	3.4
タフボルト	STM-R690			R32	215	274	31.5	420	3.3
SP ボルト	S45C-N			SP29	204	255	28.5	435	3.3

補強材に鋼材を使用する場合は、溶融亜鉛めっき JIS H 8641 HDZ55（付着量 550g/m² 以上）を原則とした亜鉛めっき処理を行い、設計計算にあたっては腐食代 1mm を公称径に対して考慮する。

1.5.2. ユニットネットおよび付帯部材

(1) ユニットネット

ユニットネットは、鋼より線に曲げ加工を施して 520mm×520mm の正方形に成型したもので、正方形の4辺のうち1辺は 35mm 程度の折り返しを付けるとともに、1辺には開閉式のジョイントを備える。

使用する鋼より線は、亜鉛めっき鋼より線 JIS G 3537 以上の規格を原則とし、表面処理については亜鉛アルミニウム合金めっきを標準とする。

(2) 付帯部材

・ UN鋼より線

ユニットネットに使用する鋼より線と同じものとする。

・ UNグリップ

硬鋼線を用いたものとする。

・ UNコイル

硬鋼線を用いたものとする。

ユニットネットおよび付帯部材の仕様を表 1-2 に示す。

表 1-2 ユニットネットおよび付帯部材の仕様

名 称	寸 法	規 格 材 質	表面処理
ユニットネット	φ 6.0mm 520mm×520mm	JIS G 3537(亜鉛めっき鋼より線規格)準用 JIS G3506(硬鋼線材規格) SWRH62A 相当 破断強度 40kN 以上	亜鉛アルミニウム合金めっき 及び同等以上の耐食性
	φ 7.8mm 520mm×520mm	JIS G 3537(亜鉛めっき鋼より線規格)準用 JIS G3506(硬鋼線材規格) SWRH62A 相当 破断強度 60kN 以上	亜鉛アルミニウム合金めっき 及び同等以上の耐食性
UN鋼より線	φ 6.0mm	JIS G 3537(亜鉛めっき鋼より線規格)準用 JIS G3506(硬鋼線材規格)SWRH62A 相当	亜鉛アルミニウム合金めっき 及び同等以上の耐食性
	φ 7.8mm	JIS G 3537(亜鉛めっき鋼より線規格)準用 JIS G3506(硬鋼線材規格)SWRH62A 相当	亜鉛アルミニウム合金めっき 及び同等以上の耐食性
UNグリップ	φ 2.15mm×5 L610mm 程度	IS G 3537(亜鉛めっき鋼より線規格)準用 JIS G3506(硬鋼線材規格)SWRH62A 相当	亜鉛アルミニウム合金めっき 及び同等以上の耐食性
	φ 2.80mm×5 L690mm 程度	IS G 3537(亜鉛めっき鋼より線規格)準用 JIS G3506(硬鋼線材規格)SWRH62A 相当	亜鉛アルミニウム合金めっき 及び同等以上の耐食性
UNコイル	φ 2.6mm L570mm 程度	IS G 3537(亜鉛めっき鋼より線規格)準用 JIS G3506(硬鋼線材規格)SWRH62A 相当	亜鉛アルミニウム合金めっき 及び同等以上の耐食性

1.5.3. 補強材頭部部材

補強材頭部部材には、UN支圧板・CSナットを用いるCSナット仕様と、UN支圧板・UN球面ナット・UNシース・UNキャップを用いるUNキャップ仕様がある。

(1) UN支圧板

材質はSS400及びこれと同等以上の機械的性質を有するもので、大きさ及び形状は、円形でφ300mm以上、厚さ9mm以上とする。また、ユニットネットとユニットネット交点に打設された補強材を結合できる構造とする。

(2) 締め付け部材

補強材とUN支圧板とを結合する締め付け部材として通常はCSナットを用いる場合とUN球面ナットを用いる場合があり、UN支圧板が地表面の小起伏に追従できるよう、補強材に対して±15°程度の傾きを許容できる構造とする。なお、CSナットは補強材頭部および上下UN支圧板の間における防食とめっきを保護する構造とする。

(3) UNシース

上下UN支圧板の間では、補強材が外気に曝されているとともに補強材とユニットネットが直接接触することから、防食とめっきの保護を目的としてUNシースを用いる。CSナット仕様においては、UNシースは不要となる。

UN支圧板・締め付け部材などは着色することを可能とするが、防錆については長期暴露による耐候力のみならず、長期応力による変形や土に接することによる有機物に対する防護などに対しても十分配慮する必要がある。CSナット仕様における補強材頭部部材の仕様を表1-3に、UNキャップ仕様における補強材頭部部材の仕様を表1-4に示す。

表 1-3 補強材頭部部材の仕様(CSナット仕様)

名 称		寸 法	規 格 材 質	表面処理
UN支圧板	上部	φ 200mm	JIS G 3101(一般構造用圧延鋼材)SS400 及び同等以上の機械的性質	JIS H 8641 HDZ55
	下部	φ 300mm 以上 t:9mm 以上	JIS G 3101(一般構造用圧延鋼材)SS400 及び同等以上の機械的性質	JIS H 8641 HDZ55
CSナット		φ 58×152mm	JIS G 5502(球状黒鉛鋳鉄品) FCD450-10 及び同等以上の機械的性質	JIS H 8641 HDZ35

表 1-4 補強材頭部部材の仕様(UNキャップ仕様)

名 称		寸 法	規 格 材 質	表面処理
UN支圧板	上部	φ 200mm	JIS G 3101(一般構造用圧延鋼材)SS400 及び同等以上の機械的性質	JIS H 8641 HDZ55
	下部	φ 300mm 以上 t:9mm 以上	JIS G 3101(一般構造用圧延鋼材)SS400 及び同等以上の機械的性質	JIS H 8641 HDZ55
UN球面ナット		φ 58mm	JIS G 5101(炭素鋼鋳鋼品)SC410 及び同等以上の機械的性質	JIS H 8641 HDZ35
UNキャップ		φ 110×153mm	JIS H 5302(アルミニウム合金ダイカスト) ADC12 及び同等以上	
UN シース	D19、D22用	φ 50/ φ 32×200(φ 26)mm	EPDM	
	D25、D29、D32用	φ 50/ φ 40×200(φ 34)mm		

1.5.4. スペーサー

補強材が孔の中心に位置し、片側 10mm 以上のかぶりを確保するためスペーサーを取り付ける。補強材先端より 25cm の位置に一つ目のスペーサーを取り付け、最大 2.5m 間隔で最低 2 個以上取り付ける。

1.5.5. 注入材

注入材はセメントミルクを標準とし、設計上の付着応力を確保するため、所要の強度、長期安定性を有し、また施工の面からは十分な流動性を有しているものを使用する。注入材として使用するセメントミルクは、設計基準強度 $\sigma_{28} \geq 24\text{N/mm}^2$ 以上とする。

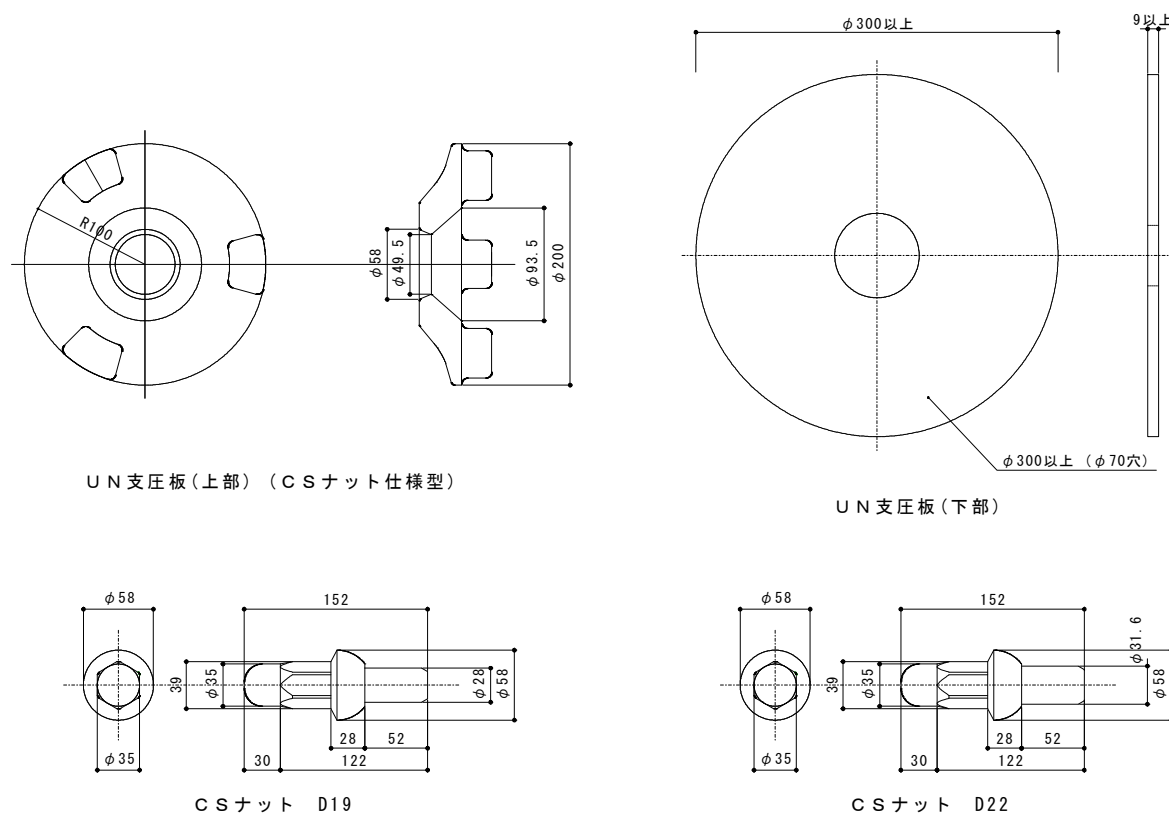
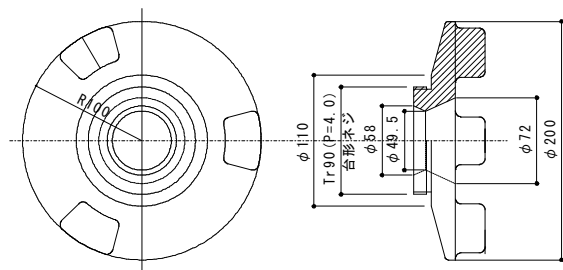
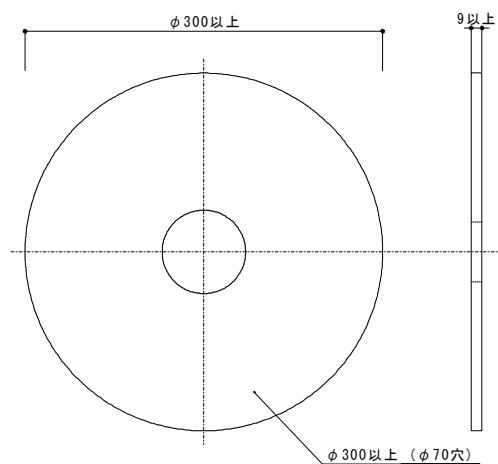


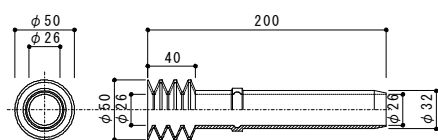
図 1-5 標準部品図 1 (CSナット仕様)



UN 支圧板 (上部) (UN キャップ仕様型)

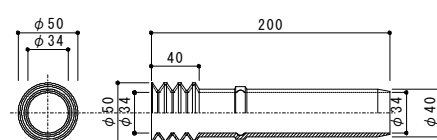


UN 支圧板 (下部)



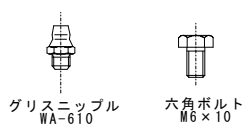
UN シース (ロックボルト D19・D22用)

φ50/φ32×200 (φ26)

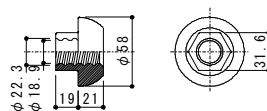


UN シース (ロックボルト D25・D29用)

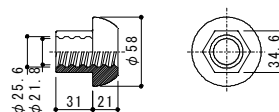
φ50/φ40×200 (φ34)



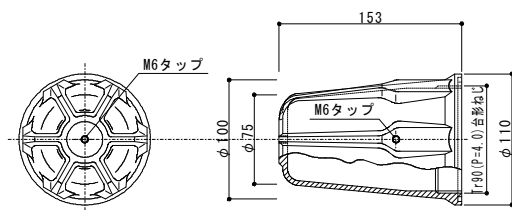
UN キャップ 付属部品



UN 球面ナット D19

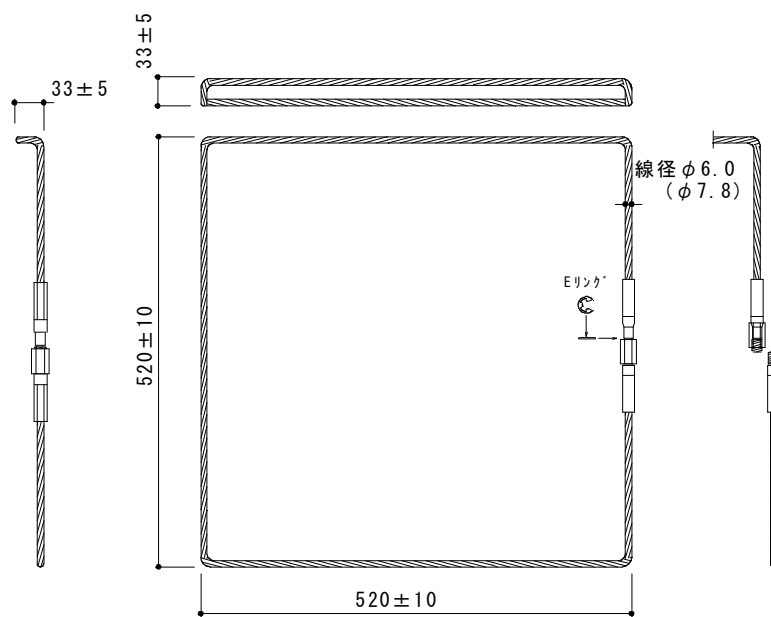


UN 球面ナット D22

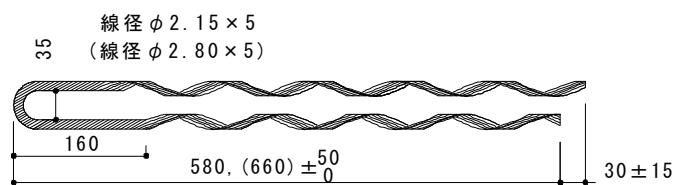


UN キャップ

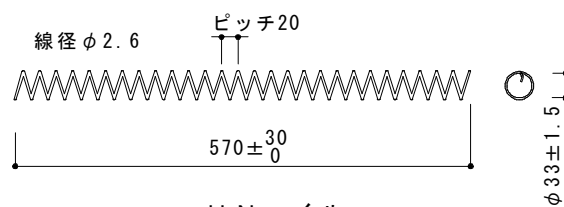
図1-6 標準部品図2 (UNキャップ仕様)



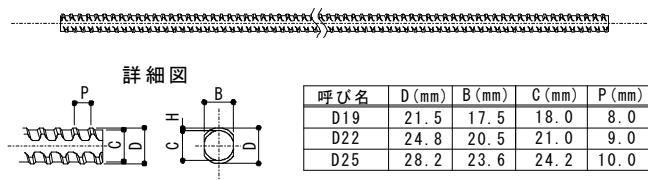
ユニットネット



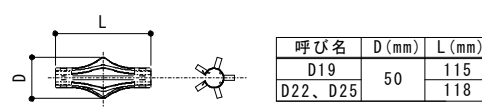
U N グリップ



U N コイル



鉄筋ネジ節異形棒鋼



スペーサー

図 1-7 標準部品図 3

2. 計画・調査

2.1. 計画

2.1.1. 一般

本工法の計画に当たっては、以下の事項について十分に留意・検討しなければならない。

- (1) 本工法は、樹木の伐採をできる限り少なくすること、早期に植生の回復を図ることなどを特徴とする景観・樹木に配慮した工法であり、それらに対する保全・保護の方針等について明確にしておく。
- (2) 本工法は、地すべり等の深いすべり面を有する大規模な斜面崩壊に対しては十分な補強効果が望めないため、崩壊規模の想定に際しては十分注意する必要がある。
- (3) 本工法は、若干の地盤変形を許容した上で効果を発揮する工法であるため、保全対象の重要度等について十分に検討する必要がある。

上記のうち(1)については特に重要な事項であり、調査・設計・施工・維持管理の各段階でその都度確認しながら事業を進めていく必要がある。

次頁に本工法の一般的な計画フローを示す。

2.1.2. 工法の適用

本工法は、既存の樹木などを伐採することなく斜面の安定度を向上させる工法として開発されたものであり、自然斜面を主な適用対象としている。ただし整形のり面についても、基本的な崩壊メカニズムは自然斜面と同様であるため適用対象とする。

地すべり等の大規模崩壊に対しては、施工性および経済性の面から適用が困難なケースが多い。また盛土のり面では比較的深いすべり崩壊が発生する可能性が高いため、崩壊規模（主に深さ）の想定に注意が必要である。

基本的には以下のようなケースに適用するのが望ましい。

○自然斜面

- ・表層土砂崩壊が予想される斜面に対する予防対策工
- ・表層土砂崩壊が発生した斜面に対する復旧対策工
- ・表層土砂崩壊が発生した斜面周辺部に対する予防対策工（崩壊の拡大防止）

○整形のり面

- ・表層土砂崩壊が予想されるのり面に対する予防対策工
- ・表層土砂崩壊が発生したのり面に対する復旧対策工
- ・表層土砂崩壊が発生したのり面周辺部に対する予防対策工（崩壊の拡大防止）
- ・標準勾配よりも急勾配なのり面に対する補強工

本工法の適用に当たっては、**表 2-1** 示す事項について検討し、適用可能性についての総合的な判断が必要である。

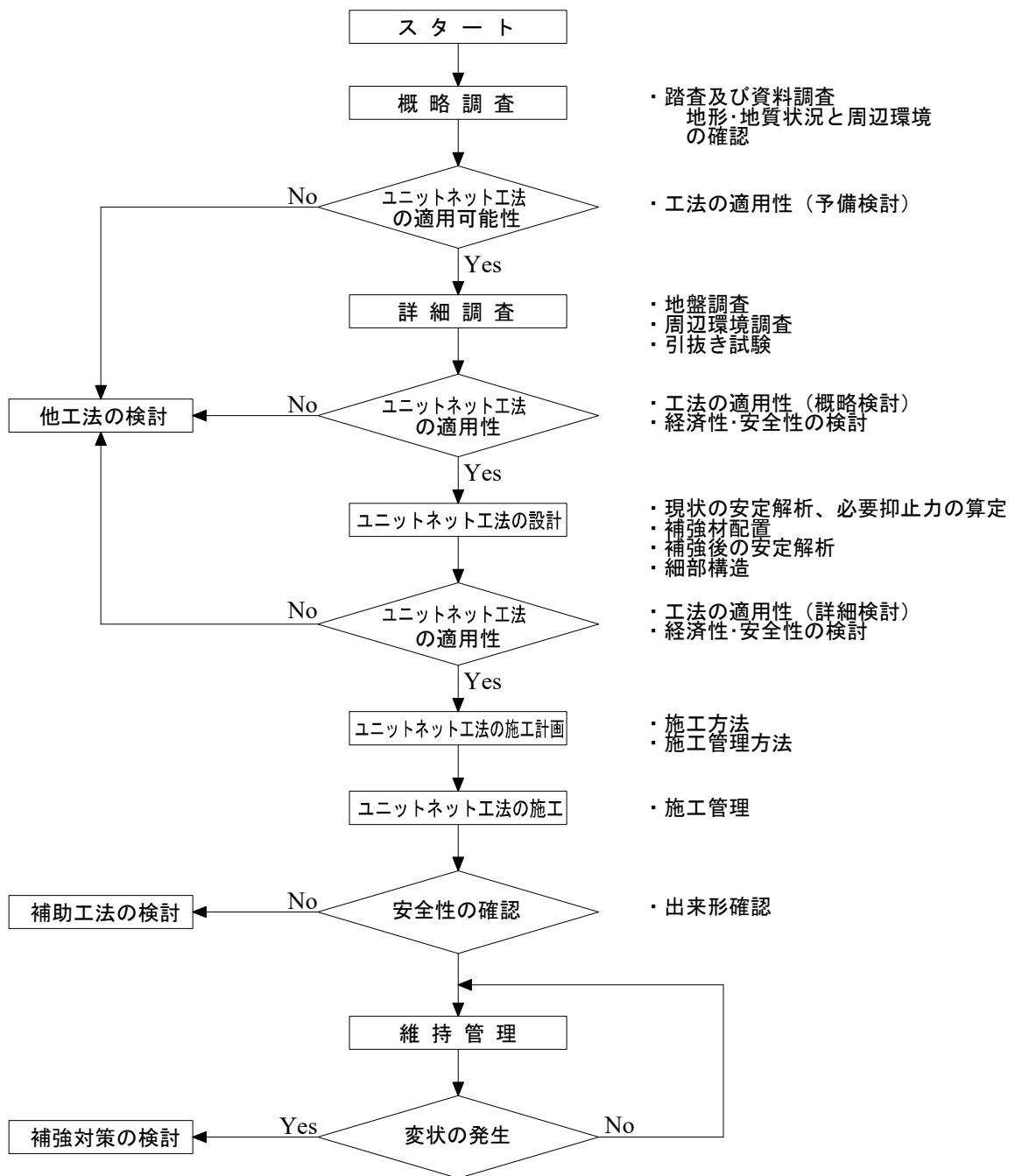


図 2-1 計画フロー図

表 2-1 ユニットネット工法の適用性

条件	細目	適用性
周辺環境条件	樹木等の保全、植生回復の必要性	・樹木等の保全が必要な自然斜面、あるいは植生の回復が必要とされる切土のり面等に対して適用性が高い。
	重要構造物や公共施設の有無	・重要構造物、公共施設および人家が近接している場合には、他工法との併用を検討する。
地形条件	斜面勾配	・適用の可否は設計計算の結果によるため、特に制限は設けない。
	地形分類	・直線型及び尾根型の斜面に対する適用が望ましい。 ・谷型の斜面に対して適用する場合、地下水条件について注意が必要。
地質・土質条件	地下水条件	・常時地下水位が高い、あるいは湧水が認められる斜面に対しては、極力適用を避ける。やむを得ず適用する場合には、地下水排除工などの補助工法を用いることが望ましい。
	地質構造	・割れ目の多い岩盤斜面に対する適用は望ましくない。 ・割れ目が流れ盤を成す岩盤斜面や構造的弱線を有する斜面では大規模崩壊の可能性が高く、基本的には適用しない(ただし十分な調査により、予想される崩壊の規模等が確認されたものについてはその限りではない)。 ・盛土あるいは均質地盤中の円弧すべりなどでは補強材長さが長くなりがちであり、適用に当たって注意が必要である。
	土質	・細粒分含有率が非常に低い砂地盤（土が土塊状とならず粒状体として挙動するもの）に対しては適用性が低い。 ・粘性土地盤では、注入材と地山との摩擦抵抗が小さく補強材に高い補強効果を期待できないため、適用には注意が必要である。
崩壊規模 崩壊形態	崩壊規模	・崩壊土層厚 3m 程度までの崩壊に対して適用性が高い。
	崩壊形態	・表層崩壊（基盤上の表土、崖錐等の崩壊）に対して適用性が高い。 ・地すべりのような大規模なすべりに対しては適用性が低い。
施工性	搬入路、仮設ヤード、水源	・狭隘な場所でも施工可能だが、確認が必要。

2.2. 調査

2.2.1. 一般

調査項目は大別すると①地盤状況に関する調査、②周辺環境に関する調査の2つである。

地盤状況に関する調査は、対象斜面の地層の分布状況を把握し、地盤の物理特性、強度・変形特性を求めることを目的として実施するもので、設計用の諸定数、施工性等を把握するために不可欠である。

周辺環境に関する調査は、施工が周辺環境に与える影響、あるいは周辺環境が施工に与える影響などを調査するもので、その可能性を判断して必要に応じて実施する。

本工法の計画、設計および施工に必要とされる調査内容は概ね次表に示す通りである。

表 2-2 調査項目と内容

調査項目	調査内容
地盤状況	地層の分布状況、地山区分
	予想される崩壊形態、崩壊規模
	土質定数
	注入材と地盤との摩擦抵抗
	削孔時の施工性
	地下水位、地下水の水質
周辺環境	鋼材の腐食環境
	周辺の埋設物
	景観、自然環境
	周辺の土地利用状況
	電力、用水等の施工条件
	周辺環境（井戸利用状況、公共施設や住宅地との距離、騒音・振動の影響等）

なお調査によって計画時点の概略調査（地表踏査など）では確認できなかった地盤状況等が判明するなど、計画時点とは周辺の状況が変化している場合があるため、調査結果を基に再度本工法の適用性を検討することが望ましい。

図 2-2 に調査の一般的なフローを示す。

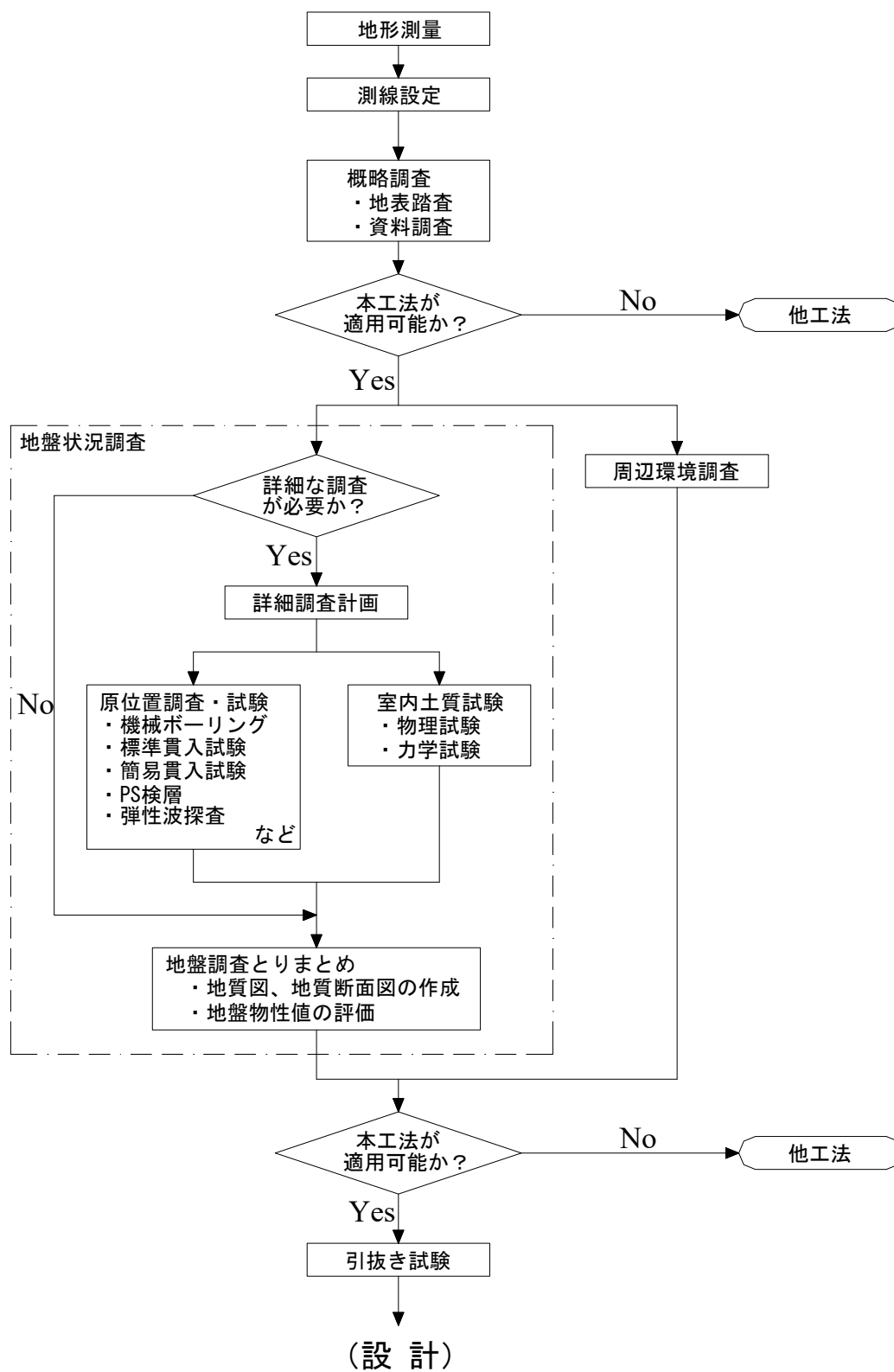


図 2-2 調査フロー図

2.2.2. 地盤調査

地盤調査の目的は、斜面の地質状況ならびに想定される崩壊形態などを把握することによって本工法の適用性を判断する資料を得るとともに、設計計算において必要とされる定数値等を得ることにある。

地盤調査は、その目的によって以下の3つに分けられる。

(1) 地盤状況の把握に必要な調査・試験

地盤状況の把握は、斜面を構成する地層の地質構造や成層状況を広範囲に把握するため、比較的広範囲に実施する。

(2) 地盤の物理特性の把握に必要な調査・試験

地盤の物理特性とは、土に固有の性質（土粒子の密度、粒度組成、コンシステンシー限界等）や土の状態量（含水比、土の密度、間隙比、飽和度等）を示すもので、これらの物理特性を基礎資料として成層状況の把握と強度・変形特性を把握するのに用いられる。

(3) 地盤の強度特性の把握に必要な調査・試験

斜面の安定性を評価するためには、地盤の強度特性を求める必要がある。そのため土の力学試験を行い、せん断強度などの力学特性を把握する。

表 2-3 に示す調査項目を適宜組み合わせ、地盤調査を実施し、その結果を用いて地山のモデル化ならびに地盤定数の設定を行う。

・地山のモデル化

弾性波探査、簡易動的コーン貫入試験、機械ボーリングなどの結果を参考に地層構成の把握に努める。また標準貫入試験、PS 検層、室内土質試験を地層区分の基礎資料として用い、実施した調査・試験の結果を総合的に判断して地山のモデル化を行う。

本工法では斜面表層部に分布する潜在崩土層の層厚や分布範囲等を把握することが最も重要であるが、大規模な崩壊を発生させる可能性のある地質的弱面の有無についても十分な注意を払って確認する必要がある。

モデル化の結果は、表層地質図や地質断面図として取りまとめ、設計・施工における基礎資料として用いる。

・地盤定数の設定

地盤定数値は、室内試験および原位置試験の結果に基づいて設定することを基本とする。ただし現実的には調査・試験の結果だけから精度良く地盤定数を設定することは困難であるため、近隣斜面での過去の崩壊事例や設計事例を参考に設定するか、あるいは対象斜面の現時点での状況等を考慮して逆算法により求めるなど、いくつかの手法を併用して設定することが望ましい。

表 2-3 調査項目一覧表

調査項目			調査概要	調査結果の利用	適用	備 考
種別	目的	手 法				
現地調査	地盤状況の把握	簡易動的コーン貫入試験	表層部の硬軟を N_c 値で評価し、潜在崩土層区分の資料とする。	潜在崩土層の設定	◎	試験間隔は 5m 以下が望ましい。
		弾性波探査	地盤の弾性波速度を評価し、地層区分の資料とする。	比較的広域の概略的な地層区分	○	受振点間隔は 2.5m を標準
		機械ボーリング	詳細な地盤状況を把握する。ボーリング孔は原位置試験に利用。	詳細な深度方向の地層区分、土質分類	◎	15～20m 間隔に 1 箇所。あるいは解析測線毎に最低 1 箇所が望ましい。
		標準貫入試験	ボーリング孔を利用し、深度方向の地盤の硬軟を調べる。	詳細な深度方向の地層区分、土質分類 N 値による地盤物性値の推定	◎	
		PS 検層	ボーリング孔を利用し、地盤の詳細な深度方向の PS 波速度を評価する。	割れ目の発達、風化の度合いの推定 地盤のせん断弾性係数の評価	△	測定間隔は 1m を標準
		孔内水平載荷試験	ボーリング孔を利用し、地盤の横方向の変形係数を評価する。	地盤の変形係数、地盤反力係数の評価	△	
室内土質試験	物理特性	土粒子の密度試験	土の固有な性質（密度・粒度）と状態量（含水比）を評価する。	土質分類、深度方向の風化度の判定	◎	乱した試料を用いる
		土の含水比試験				
		土の粒度試験				
		土の強熱減量試験	主に土の有機物含有量を調べる。	土の物理化学的性質や力学的性質の推定	△	
		土の湿潤密度試験	土の単位体積重量を求める。	地盤定数値として設計計算に使用	◎	
	強度特性	三軸圧縮試験	土のせん断強度特性を把握する。	c、 ϕ を安定計算に使用	○	乱さない試料を用いる

適用 ◎：実施すべき調査

○：必要に応じて実施する調査

△：補助的な調査項目

2.2.3. 周辺環境調査

本工法の計画、設計、施工に当たっては、本工法の実施が周辺環境に与える影響、あるいは周辺環境が本工法に与える影響について十分配慮し、必要に応じて調査を実施する。

周辺環境調査は、次の項目について必要に応じて行うものとする。

①住宅地に対する騒音・振動の影響

- ・削孔作業に伴う騒音・振動
- ・工事車両の通行に伴う騒音・振動
- ・上記に伴う作業時間の制限

②地下埋設物の破損・切断

- ・地下埋設物（水道管、ガス管、電話・電力ケーブル、トンネル等）の有無及び位置の確認

③地下水に与える影響（井戸、水道の水源汚染）

- ・削孔水やグラウトの流出による周辺の地下水の水位低下や水質悪化

④隣接構造物への影響

- ・工事（掘削、振動）に伴う隣接構造物の変位
- ・施工後に崩壊が発生した場合の地山変位と隣接構造物の関係（許容変位量）

⑤鋼材の腐食環境

- ・地盤と地下水の化学的な性状

⑥景観

- ・景観上具備すべき条件

2.2.4. 引抜き試験

注入材と地盤との間の極限周面摩擦抵抗は、補強材の引抜き抵抗力を算出するために不可欠なものである。引抜き試験は、対象斜面における地盤の極限周面摩擦抵抗を求めるために行う試験であり、出来れば設計の前に、やむを得ず設計の前に実施できなかった場合であっても工事着工までの間に実施しておくことが望ましい。

なお引抜き試験を行わない場合には、対象斜面の地山状況を考慮して、**表 3-4・表 3-5** の値を参考にして値を設定して良いものとする。

3. 設計

3.1. 一般

本工法の設計に当たっては、調査で得られた地形、地盤条件、地下水条件、周辺環境等を十分に考慮して、適切に設計しなければならない。また設計は、被災時の安全性を確保するとともに、人命の損失や財産の損害を発生させないことを目標として行うものとする。

3.1.1. 設計フロー

図3-1 に一般的な設計フローを示す。

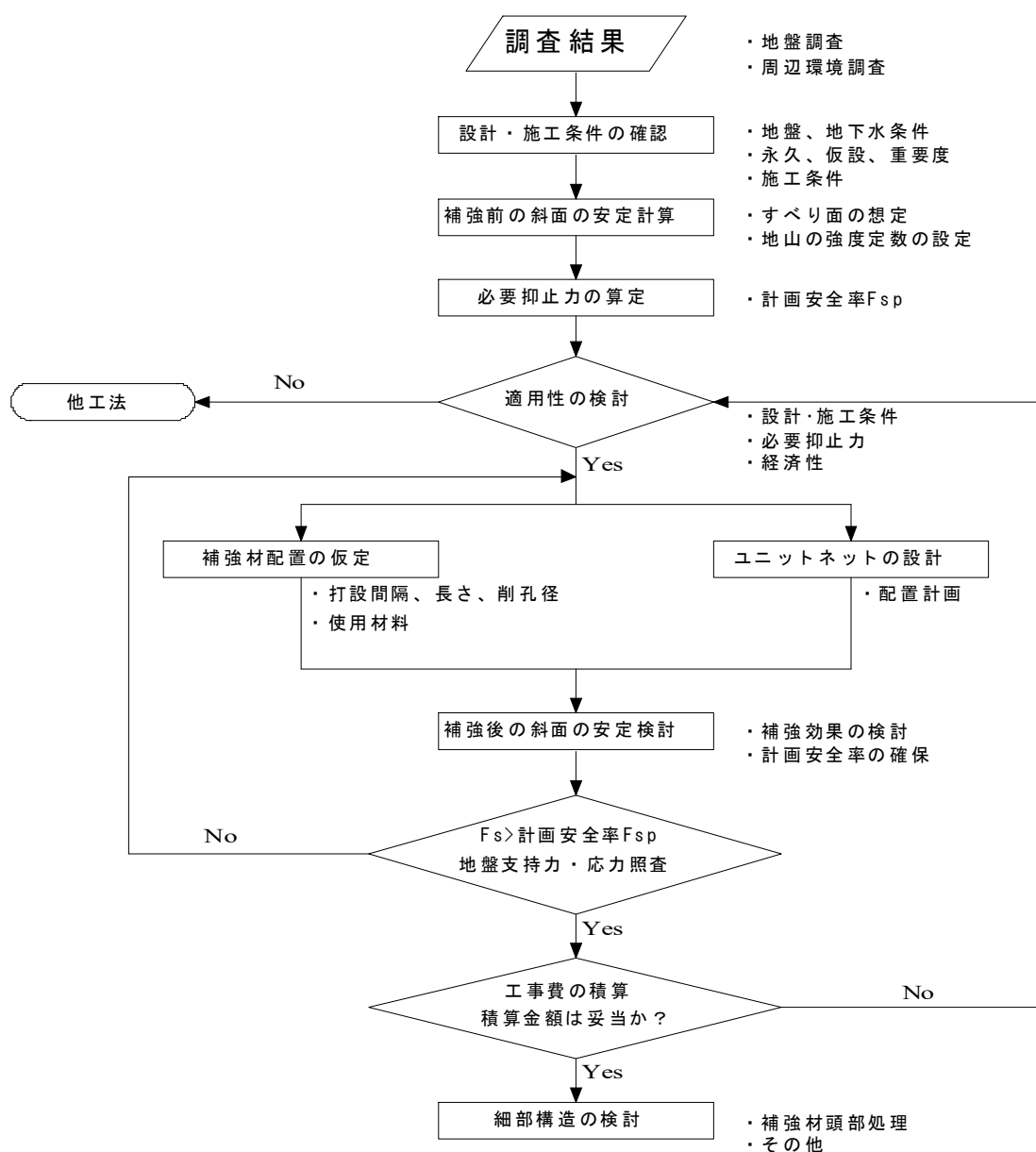


図3-1 設計フロー図

3.1.2. 設計の基本

(1) 設計手法

設計計算の手法は、「東日本高速道路株式会社、中日本高速道路株式会社、西日本高速道路株式会社：切土補強土工法設計・施工要領，平成19年1月」（以下「NEXCO 要領」とする）および「公益社団法人地盤工学会：地山補強土工法設計・施工マニュアル」（以下「地盤工学会要領」とする）に準じるものとする。

(2) 永久・仮設

永久構造物として設計する。仮設構造物として用いる場合には、本工法の特徴を十分に考慮・検討した上で、適切な設計を行うものとする。

(3) 地下水

通常、地下水位より上部で施工されるべき工法であり、基本的には地下水に関して考慮しない。ただし次のような場合には、十分な調査結果に基づいて、地下水について考慮するかどうかを決定する必要がある。

- ①やむを得ず地下水位が高い斜面において適用する場合であって、地下水排除工の効果が十分でない場合
- ②通常は地下水位が認められないが、豪雨時に急激な地下水位の上昇を示す斜面

(4) 斜面の安定計算

スライス分割法による極限つり合い安定解析法を基本とするが、多平面解析法、FEM、あるいはそれ以外の安定解析手法の使用を制限するものではない。ただしいずれの解析手法を用いた場合であっても、スライス分割法による極限つり合い安定解析法による確認を行うものとする。

すべり面の形状は、現地の状況や調査結果に基づいて円弧、円弧と直線、直線の組み合わせなどの中から最適と思われるものを選択する。

(5) 必要抑止力

必要抑止力は、最小安全率を与えるすべり面ではなく、最大抑止力を与えるすべり面について算出する。

(6) 補強材の補強効果

補強材の補強効果には引張り補強、曲げ補強、せん断補強などがあるが、本工法では引張り補強効果のみを考慮する。ただし今後の研究等により曲げ補強やせん断補強についての解明が進み、その効果を定量的に評価出来るようになった場合には、これらの効果についても考慮の方が合理的・経済的な設計になるものと考えられる。

引張り補強効果は、補強材に生じる引張り力をすべり面に対する水平分力（引き止め効果）と垂直分力（締め付け効果）に分けて考える。本工法では補強土工法における一般的な考え方に倣って、これら両方の効果について考慮するものとする。

また補強材に作用する引張り力は、地山と補強材の挙動により不確定なものとならざるを得ない。そこで材料強度や摩擦抵抗によって算出される補強材の引張り耐力に対して「低減係数： λ 」を導入することによって、設計上の補強材力を低減させる。

(7) ユニットネットの作用効果

設計計算では、ユニットネットを「のり面工」と見なし、その作用効果を「のり面工低減係数： μ 」によって評価・算入する。

(8) のり面工の効果

のり面材は浸食防止・風化防止といった局所的な安定性や景観の観点からの役割だけでなく、補強材の補強効果を増加させて移動土塊の抜け出しによる崩壊を抑止することを目的とした部材である。そのため各部材は想定される作用力を確実に許容できる十分な強度を有している必要がある。

3.2. 地盤定数の設定

本工法の設計等に用いる地盤定数（単位体積重量： γ 、粘着力： c 、内部摩擦角： ϕ ）の値は、いくつかの手法を併用しながら総合的な検討のもとに設定することが望ましい。

地盤定数値は、室内試験ならびに原位置試験の結果に基づいて設定することを基本とするが、現実的には調査・試験の結果から精度良く地盤定数を設定することは困難である。したがって、以下に挙げる手法をいくつか併用しながら実際の斜面の状況に適した値を設定する。

- ①室内試験および原位置試験の結果に基づいて設定する
- ②近隣斜面での過去の崩壊事例や設計事例を参考に設定する
- ③対象斜面の現時点での状況等を考慮して逆算法により求める
- ④一般的に用いられる文献・指針等に記載されている参考値を引用する(表 3-1～表 3-3 参照)

表 3-1 c の経験値

（日本道路協会：道路土工 切土工・斜面安定工指針，p.400，平成 21 年 6 月）

すべり面の平均鉛直層厚(m)	粘着力 c kN/m ²
5	5
10	10
15	15
20	20
25	25

表 3-2 風化岩のすべり面強さの範囲

（日本道路協会：道路土工 切土工・斜面安定工指針，p.402，平成 21 年 6 月）

風化岩の種類	事例数	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)
変成岩	6	0～2 (1)	20～28 (26)
火成岩	8	0 (0)	23～36 (29)
堆積岩	古生層	7	0～4 (0)
	中生層	6	0～10 (5)
	古第三紀層	4	0～20 (7)
	新第三紀層	32	0～25 (20)

() は平均値を示す。

表 3-3 土質定数

(東日本高速道路株式会社他：設計要領第一集 土工編, p.1-43, 平成 24 年 7 月)

種 類		状 態		湿潤密度 (kN/m^3) [t/m^3]	せん断 抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m^2) [tf/m^2]	地盤工学会 基 準
盛 土	礫および 礫まじり砂	締固めたもの		20 [2.0]	40	0 [0]	{G}
	砂	締固めたもの	粒径幅も広いもの	20 [2.0]	35	0 [0]	{S}
			分級されたもの	19 [1.9]	30	0 [0]	
	砂質土	締固めたもの		19 [1.9]	25	30 [3]以下	{SF}
	粘性土	締固めたもの		18 [1.8]	15	50 [5]以下	M、{C}
	関東ローム	締固めたもの		14 [1.4]	20	10 [1]以下	{V}
自 然 地 盤	礫	密実なものまたは粒径幅も広いもの		20 [2.0]	40	0 [0]	{G}
		密実でないものまたは分級されたもの		18 [1.8]	35	0 [0]	
	礫まじり砂	密実なもの		21 [2.1]	40	0 [0]	{G}
		密実でないもの		19 [1.9]	35	0 [0]	
	砂	密実なものまたは粒径幅も広いもの		20 [2.0]	35	0 [0]	{S}
		密実でないものまたは分級されたもの		18 [1.8]	30	0 [0]	
	砂質土	密実なもの		19 [1.9]	30	30 [3]以下	{SF}
		密実でないもの		17 [1.7]	25	0 [0]	
	粘性土	固いもの (指で強く押し多少へこむ)		18 [1.8]	25	50 [5]以下	M、{C}
		やや軟らかいもの (指の中程度の力で貫入)		17 [1.7]	20	30 [3]以下	
		軟らかいもの (指が容易に貫入)		16 [1.6]	15	15 [1.5]以下	
	粘土および シルト	固いもの (指で強く押し多少へこむ)		17 [1.7]	20	50 [5]以下	M、{C}
		やや軟らかいもの (指の中程度の力で貫入)		16 [1.6]	15	30 [3]以下	
		軟らかいもの (指が容易に貫入)		14 [1.4]	10	15 [1.5]以下	
	関東ローム			14 [1.4]	5(ϕ_u)	30 [3]以下	{V}

3.3. 安定計算

3.3.1. 安定計算法

本工法の安定計算（補強前・補強後の斜面の安定計算）では、原則としてスライス分割法による極限つり合い安定解析法を用いる。

通常斜面の安定計算では、調査等によって設定された地盤定数を用いて現況斜面に対してスライス分割法による極限つり合い安定解析法を行い、対策工に必要とされる設計外力を計画安全率に応じた必要抑止力として算出する。本工法の設計も、斜面安定計算の一般的な手順に準じて行うものとし、安定計算法としては原則としてスライス分割法による極限つり合い安定解析法を用いることとした。

図3-2 ならびに式3-1 にスライス分割法の計算式を示す。

$$Fs = \frac{\sum Wi \cdot \cos \theta i \cdot \tan \phi i + \sum Ci \cdot li}{\sum Wi \cdot \sin \theta i} \quad \dots \dots \dots (式 3-1)$$

- Fs : すべり安全率
 li : 分割片のすべり面長 (m)
 ϕi : すべり面の内部摩擦角 (°)
 Ci : すべり面の粘着力 (kN/m²)
 Wi : 単位幅当たりの分割片重量 (kN/m)
 θi : すべり面の傾斜角 (°)
 bi : 分割片の幅 (m)

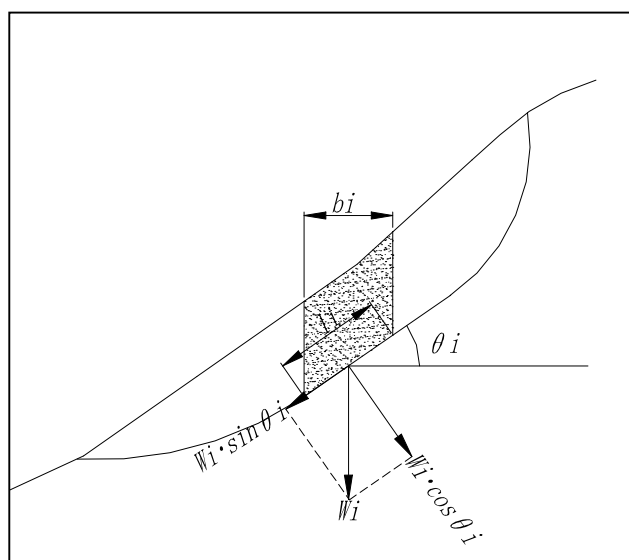


図3-2 スライス分割法による安定計算

3.3.2. 必要抑止力の算出

必要抑止力は、最大抑止力を与えるすべり面に対して求めるものとする。ただし計画安全率に満たないすべり面がある場合、それらに対しても検討を行い、施工効果が十分発揮できるよう施工範囲を決定することが望ましい（図 3-3）。

必要抑止力は、式 3-2 より求める。

$$P_R = F_{sp} \cdot \sum W_i \cdot \sin \theta_i - (\sum W_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \phi_i + \sum C_i \cdot l_i) \quad \dots \dots \dots (\text{式 3-2})$$

F_{sp} ：計画安全率

P_R ：必要抑止力(kN/m)

T_i 、 N_i 、 ϕ_i 、 C_i 、 l_i 、および b_i は、式 3-1 と同様である。

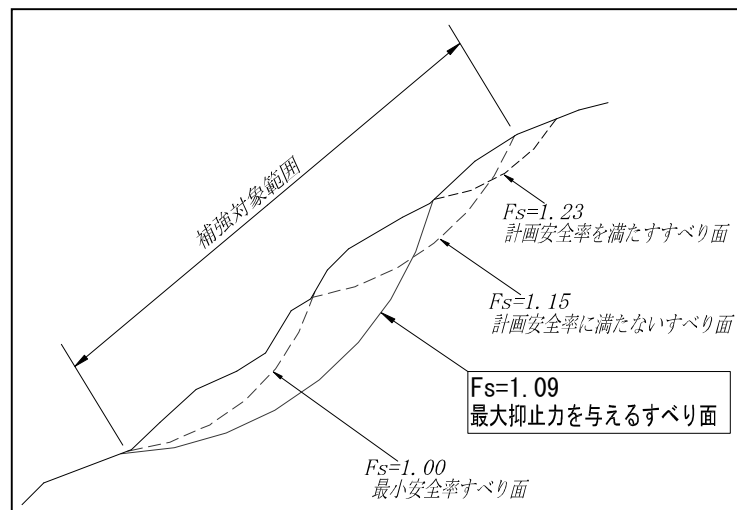


図 3-3 危険すべり面の分布と施工範囲

3.4. 設計条件の設定

3.4.1. 安全率・許容応力度

(1)補強斜面の計画安全率

補強斜面の計画安全率 (F_{sp}) は 1.20 以上を基本とするが、保全対象の重要度等を考慮して適宜設定することが望ましい。なお本工法を仮設目的で用いる場合には、1.10 程度の計画安全率を採用して良いものとする。

(2)極限周面摩擦抵抗

注入材と地盤との間の極限周面摩擦抵抗は、設計を行う前に引抜き試験を行って確認する。引抜き試験を実施できない場合には、NEXCO 要領（表 3-4）あるいは地盤工学会要領（表 3-5、図 3-4）に記載されている推定値を参考にして値を設定してよいものとする。

表 3-4 極限周面摩擦抵抗の推定値①

（東日本高速道路株式会社他：切土補強土工法設計・施工要領, p.33, 平成 19 年 1 月）

地盤の種類			極限周面摩擦抵抗(N/mm ²)
岩 盤		硬岩	1.20
		軟岩	0.80
		風化岩	0.48
		土丹	0.48
砂 礫	N 値	10	0.08
		20	0.14
		30	0.20
		40	0.28
		50	0.36
砂	N 値	10	0.08
		20	0.14
		30	0.18
		40	0.23
		50	0.24
粘 性 土			0.8×c

c : 粘着力

表 3-5 極限周面摩擦抵抗の推定値②

(公益社団法人地盤工学会：地山補強土工法設計・施工マニュアル, p.93)

地盤の種類			極限周面摩擦抵抗(kN/m ²)
岩 盤	硬岩		1200
	軟岩		800
	風化岩		480
	土丹		480
砂 礫	N 値	10	100
		20	130
		30	180
		40	280
		50	450
砂	N 値	10	80
		20	100
		30	150
		40	200
		50	300
粘 性 土			0.8×c

c : 粘着力

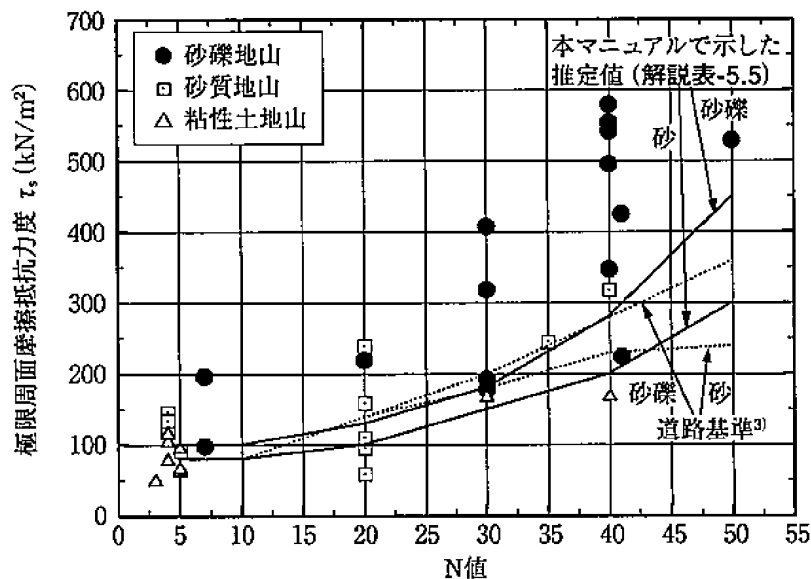


図 3-4 地山の種類に応じた地山補強材の抵抗特性の評価

(公益社団法人地盤工学会：地山補強土工法設計・施工マニュアル, 参考資料-22)

(3) 極限周面摩擦抵抗の安全率

極限周面摩擦抵抗の安全率（Fsa）は、以下のとおりとする。

表 3-6 極限周面摩擦抵抗の安全率

荷重状態	安全率（Fsa）
常時	2.0
仮設時	1.5
地震時	1.25

(4) 補強材の許容応力度

補強材の許容引張応力度は、以下のとおりとする。

表 3-7 補強材の許容引張応力度（N/mm²）

（東日本高速道路株式会社他：切土補強土工法設計・施工要領,p.31,平成 19 年 1 月）

補強材の材質	SD345
許容引張応力度	200

自穿孔ロックボルトなど他の材質のものを使用する場合には、使用材料の規格や特性を把握した上で値を設定する。

(5) 補強材と注入材の間の許容付着応力

補強材と注入材の許容付着応力は以下のとおりとする。

表 3-8 補強材(異形鉄筋)と注入材の許容付着応力（N/mm²）

（東日本高速道路株式会社他：切土補強土工法設計・施工要領,p.31,平成 19 年 1 月）

注入材の設計基準強度	24	27	30
許容付着応力	1.6	1.7	1.8

鉄筋以外の材料については、引抜き試験などを行って事前に値を確認しておくことが望ましい。

(6) 補強材の引張り力の低減係数

補強材の引張り力の低減係数（λ）は、NEXCO 要領に従い 0.7 を採用する。

(7) ユニットネットの引張り強度の安全率

ユニットネットの引張り強度の安全率（F_{UN}）は、2.0 を基本とする。仮設目的で用いる場合には、1.5 とする。

3.4.2. のり面工低減係数

のり面工低減係数 μ は、補強材に作用する引張り力とのり面工に作用する補強材引張り力
の関係から、次式で表される（図 3-5 参照）。

$$\mu = \frac{T_0}{T_{\max}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 3-3)}$$

ここに、 T_0 ：のり面工に作用する補強材
引張り力(kN/本)
 $T_{\max}$ ：補強材に働く最大
引張り力(kN/本)

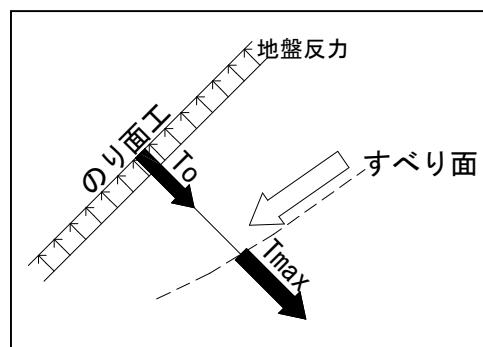


図 3-5 のり面工の作用力

一般的なのり面工に対する μ の値は、下表のように示されている。

表 3-9 のり面工タイプと低減係数 μ の目安

（東日本高速道路株式会社他：切土補強土工法設計・施工要領,p.50,平成 19 年 1 月）

のり面保護工タイプ	μ	備考
植生工のり面	0	
コンクリート吹付け工	0.2～0.6	
のり枠工	0.7～1.0	
擁壁類	1.0	連続した板タイプのり面

本工法に関するのり面工低減係数 μ の値は、これまでの研究結果をもとに現時点では下
表のような値を提案する（参考資料「Ⅱ-Ⅱ. のり面工低減係数 μ の算出」参照）。

表 3-10 ユニットネットに関するのり面工低減係数 μ の提案値

適用条件	土質分類	μ
均質土層内、あるいは明確な定着地盤がない場合		0.40
明確な定着地盤がある場合	砂	0.55
	砂質土 粘性土 礫質土	0.70

3.5. 補強材の設計

3.5.1. 補強材長さ

補強材長さは削孔長に頭部処理のための頭出し長を加えた長さで、補強材力の計算、施工性および経済性を検討の上決定する。なお本工法における頭出し長は 10cm で、補強材の最小長さは 2m 程度とする。

補強材長さの上限は主として削孔能力の限界によって決まる。本工法ではガイドセル併用の人力削孔（削岩機）を標準的な削孔方法と考えているため、経験上その上限は 5m 程度と考えられる。ただし使用する削孔機械によって削孔能力は大きく異なるため、削孔長の上限も一概には定めがたいことから、ここでは削孔長の上限は特に設けないものとする。

補強材長さはひとつの設計断面のなかで変化させないことが望ましいが、地質状況・施工性・経済性を考慮した上で、変化させる方が好ましいと判断される場合にはその限りでない。

本工法の施工は基本的に樹間作業かつ斜面上で行われることから、補強材が長尺になると取扱いづらくなり転倒などの危険性もある。そのため現場条件により継手（カプラーナット）を入れることで対応する必要がある。使用する概略の目安としては補強材全長が概ね 4.0m を超える場合や補強材重量が概ね 10.0kg を超える場合などに適用されることが望ましい。

継手を使用する際には、鋼材端部にも垂鉛めつき処理が施してあり、継手にも同等の垂鉛めつき処理が行われていることが必要である。また継手を使用した状態での引張強度が鋼材単体の引張強度と同等以上であることが確認されたものを使用するものとする。

3.5.2. 補強材打設角度

補強材の打設角度は、打設位置の地表面に対し直角を標準とする。

本工法では、多くの場合立木等のある自然斜面内での施工となることから、主に施工上の簡便さを考慮して、補強材の打設角度を地表面に対し直角とした。この場合の地表面の勾配は、打設位置付近数メートルの平均的な斜面勾配とし、数十センチメートル程度の微小な不陸については考慮しないものとする。

ただし、施工上あるいは設計上の要請から地表面に直角以外の打設角度、例えば水平面から下向き 30° などとしても問題はない。

微小な不陸や里道などによって、補強材の設置角度が明らかに 90° 以上となる場合や、隣接する補強材が交差するような場合には、微地形を整形することによって打設角度を調整するのが望ましい（図 3-6）。

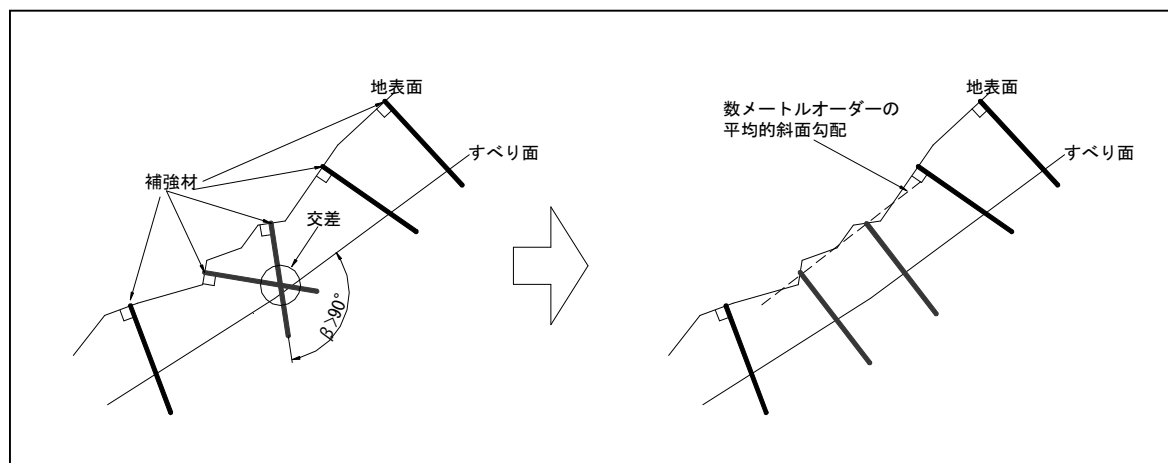


図 3-6 微地形の整形による打設角度の調整

3.5.3. 削孔径

削孔径は $\phi 50\sim 65\text{mm}$ を標準とし、必要とされる補強材引張り力や施工性、経済性などを考慮して決定する。

設計計算上より大きな補強材引張り力を得るためには削孔径を極力大きくするのが有利であり、地盤状況によっては二重管削孔方法が望ましい場合がある。より大きな補強材引張り力を必要とする場合や二重管削孔方法が適切と判断される場合などでは、補強材配置の変更も含めて施工の可否・難易度、経済性等を考慮して決定するものとする。

3.5.4. 補強材の配置

補強材の打設間隔は、縦・横方向ともにユニットネット 4 スパンに相当する 2.0m 間隔 ($4\text{m}^2/\text{本}$) を標準とし、またこれを最大間隔とする。配置形状は、土塊の中抜け防止のため千鳥配置を標準とする。

打設間隔を密にする場合には、ユニットネット 1 スパン (50cm) 単位で打設間隔を小さくすることができる。ただしその場合にも配置形状をできる限り千鳥配置とするため、**図 3-7** に示すように縦方向の間隔だけを小さくする配置形状とすることが望ましい。

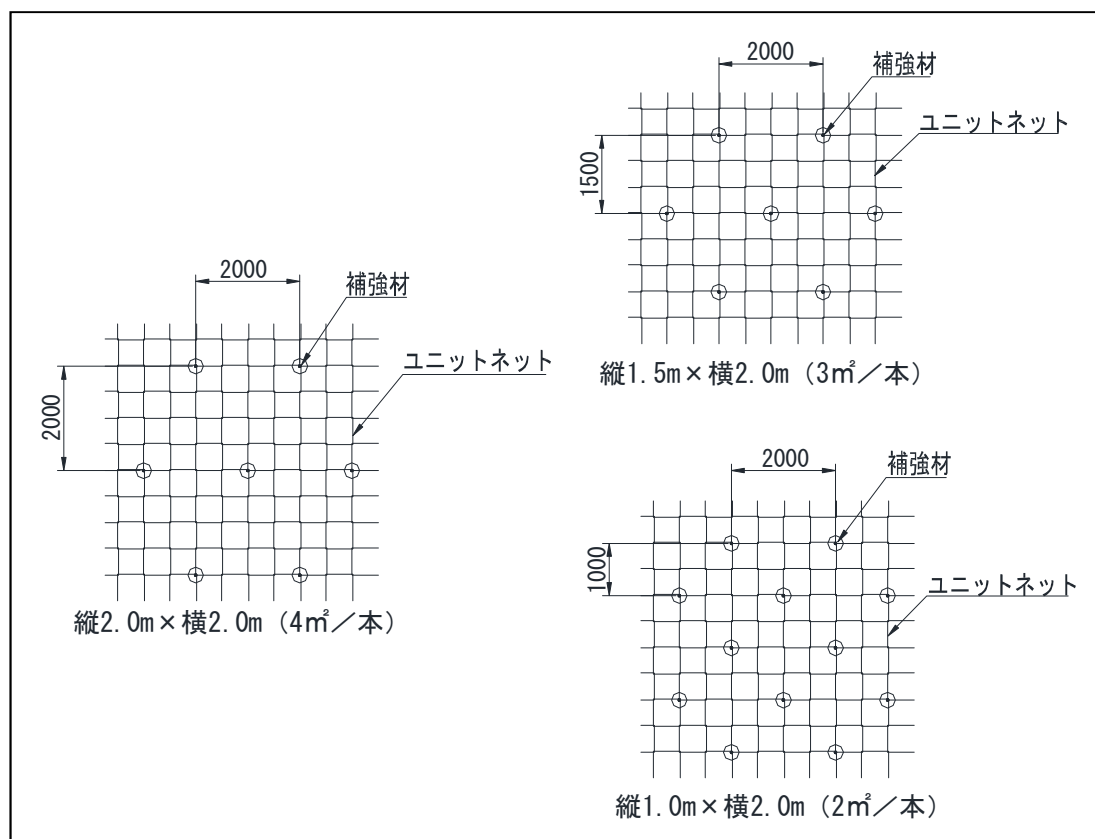


図 3-7 補強材配置例

3.5.5. 補強材の許容補強材力

補強材が、地山の変形によって受ける引張り力は、

- ①移動土塊から受ける引抜き抵抗(抜け出し抵抗) : T_{1pa}
- ②不動土塊から受ける許容引抜き抵抗(引抜き抵抗) : T_{2pa}
- ③補強材の許容引張り力 : T_{sa}

の3つがあり、安定計算に用いる補強材の許容補強材力 T_{pa} (kN/本) は、これらのうちで最小のものを用いるものとする。

$$T_{pa} = \min[T_{1pa}, T_{2pa}, T_{sa}] \cdots \cdots \text{(式 3-4)}$$

本工法のような補強土工では、移動土塊の変形・滑動に対して補強材がどれだけ抵抗を發揮できるかが最も重要である。したがって補強材の補強効果を最大化させるためには、上記3つの引張り力の大小関係が、

$$T_{1pa} < T_{2pa} < T_{sa} \cdots \cdots \text{(式 3-5)}$$

となっていることが望ましい。

式 3-5 の関係が成り立っている場合には、**式 3-4** より、

$$T_{pa} = T_{1pa} \cdots \cdots \text{(式 3-6)}$$

となり、許容補強材力 T_{pa} は抜け出し抵抗 T_{1pa} によって一義的に決まることになる。

補強材の許容補強材力 T_{pa} の算出に用いられる T_{1pa} 、 T_{2pa} 、 T_{sa} は以下の式で与えられる。

$$T_{1pa} = \frac{1}{1 - \mu} \cdot L_1 \cdot t_{a1} \cdots \cdots \text{(式 3-7)}$$

$$t_{a1} = \min[t_{pa1}, t_{ca}] \cdots \cdots \text{(式 3-8)}$$

$$t_{pa1} = \frac{\tau_{p1} \cdot \pi \cdot D}{F_{sa}} \cdots \cdots \text{(式 3-9)}$$

$$t_{ca} = \tau_c \cdot \pi \cdot d \cdots \cdots \text{(式 3-10)}$$

$$T_{2pa} = L_2 \cdot t_{a2} \cdots \cdots \text{(式 3-11)}$$

$$t_{a2} = \min[t_{pa2}, t_{ca}] \cdots \cdots \text{(式 3-12)}$$

$$t_{pa2} = \frac{\tau_{p2} \cdot \pi \cdot D}{F_{sa}} \cdots \cdots \text{(式 3-13)}$$

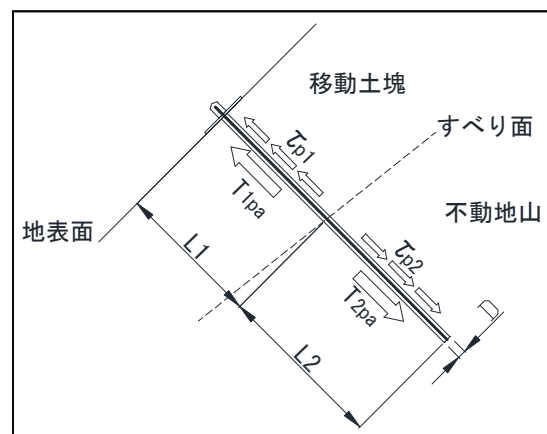


図 3-8 補強材の引張り力

ここに、 μ : のり面工低減係数

t_{a1} : 移動土塊に対する許容付着力(kN/m)

t_{a2} : 不動地山に対する許容付着力(kN/m)

t_{pa1} : 移動土塊における地山と注入材の許容付着力(kN/m)

t_{pa2} : 不動地山における地山と注入材の許容付着力(kN/m)

τ_{p1} : 移動土塊と注入材の周面摩擦抵抗(kN/m²)

τ_{p2} : 不動地山と注入材の周面摩擦抵抗(kN/m²)

L1：移動土塊の有効定着長(m)

L2：不動地山の有効定着長(m)

D：削孔径(m)

d：補強材径(m)

腐食代 1mm を考慮し、補強材径＝補強材公称径－1mm とする。

F_{sa}：周面摩擦抵抗の安全率

t_{ca}：補強材と注入材の許容付着力(kN/m)

τ_c：補強材と注入材の許容付着応力(kN/m²)

補強材の許容引張り力 T_{sa} は、次式で与えられる。

$$T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s \quad \dots \dots \dots \text{(式 3-14)}$$

ここに、σ_{sa}：補強材の許容引張り応力度(kN/m²)

A_s：補強材の断面積(m²)

ただし腐食代 1mm を考慮した補強材径に対して求める。

ただし、移動土塊の層厚が非常に薄い場合などでは T_{1pa} が非常に小さな値となるため、想定される崩壊規模と比較して明らかに過大な構造となる場合がある。そこで本工法では、斜面の状況が以下のような場合には T_{1pa} を無視して T_{pa} を算出しても良いものとする。

1)移動土塊の層厚が最大で 1m、概ね数十 cm 程度と非常に薄い場合

2)岩盤の露頭が多く見られ、移動土塊の分布が不連続な斜面

なお T_{1pa} を無視する場合、めっき加工などの防食処理を施して耐久性を高めたロックネットなどをユニットネットと連結するように地山に敷設し、土砂や岩塊の移動に対して抵抗力を増しておくことが望ましい。

3.5.6. 補強後の斜面安定性の検討

補強後の斜面の安定性は、安定計算による確認を行い、計画安全率を確保するものとする。

安定計算に用いられる補強材の設計引張り力 T_m は、各補強材の許容補強材力 T_{pa} に低減係数 λ を乗じ、補強材の水平方向間隔で除した値を用いる。

$$T_d = \lambda \cdot T_{pa} \quad \dots \dots \dots \text{(式 3-15)}$$

$$T_m = \frac{T_d}{S_H} \quad \dots \dots \dots \text{(式 3-16)}$$

ここに、 T_d ：設計引張り力(kN/本)

T_m ：設計引張り力(kN/m)

λ ：補強材引張り力の低減係数 (=0.7)

S_H ：補強材の水平方向打設間隔(m)

設計引張り力 T_m による引き止め力 S_1 (引張り力のすべり面に対する水平分力) と締め付け力 S_2 (垂直分力) は、以下の式で算出される (図 3-9 参照)。

$$S_1 = T_m \cdot \cos \beta_i \quad \dots \dots \dots \text{(式 3-17)}$$

$$S_2 = T_m \cdot \sin \beta_i \cdot \tan \phi_i \quad \dots \dots \dots \text{(式 3-18)}$$

ここに、 β_i ：分割片で切られたすべり面と

補強材とのなす角度(°)

ϕ_i ：すべり面における土の

内部摩擦角(°)

S_1 ：引き止め力(kN/m)

S_2 ：締め付け力(kN/m)

安定計算は、スライス分割法による極限つり合い安定解析法に基づく式 3-1 に、補強材による抵抗力 (引き止め力 S_1 、締め付け力 S_2) を考慮するものとする。

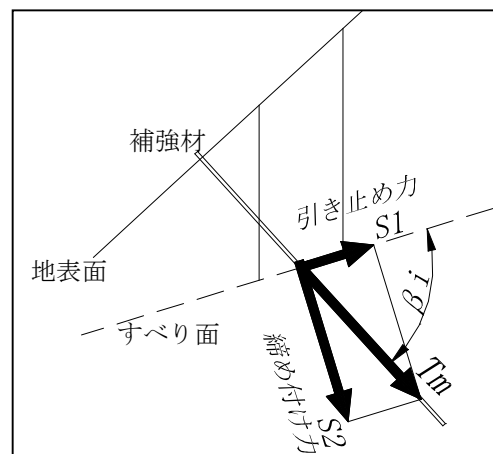


図 3-9 補強材の引き止め力と締め付け力

$$F_s = \frac{\sum W_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \phi_i + \sum C_i \cdot l_i + \sum S_1 + \sum S_2}{\sum W_i \cdot \sin \theta_i} \quad \dots \dots \dots \text{(式 3-19)}$$

標準的な仕様によって所定の計画安全率を満足しなかった場合には、補強材長さ、補強材打設角度、削孔径、補強材間隔などの仕様を適宜変更して計画安全率を満足するようにする。その際、斜面の状況、周辺の環境、施工性、経済性等を総合的に判断して最適な仕様となるよう努める必要がある。

3.6. ユニットネットの設計

3.6.1. 配置・敷設計画

ユニットネットの敷設範囲は、設定された補強材配置を基準として補強対象範囲全体を覆うように配置することを原則とする。

敷設範囲外縁部にはUN鋼より線を設置し、UNコイルによってUN鋼より線とユニットネットとを結合させることで緩みやバタツキを抑える。

(1) 配置計画

・全体的な配置計画

ユニットネットは補強対象範囲（想定すべり土塊）全体を覆うように敷設することを原則とする（図 3-10）。やむを得ぬ事情によりこのような配置が出来ない場合であっても、現場状況が許す範囲で、できるだけ補強対象範囲全体を覆えるよう計画することが望ましい（図 3-11）。なおユニットネットの効果を十分発揮させるため、補強対象範囲の外側に打設する補強材についても他の補強材と同程度の定着力を有するよう配置計画を行う。

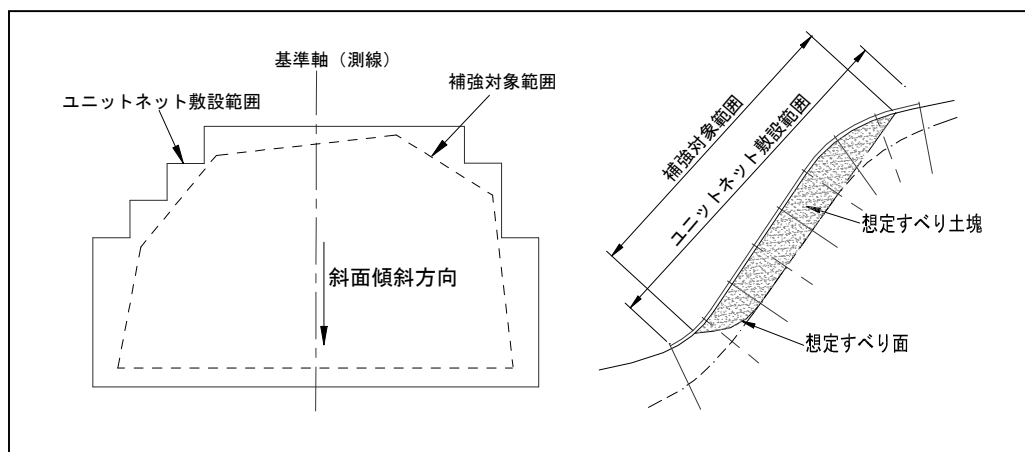


図 3-10 ユニットネット配置計画 1

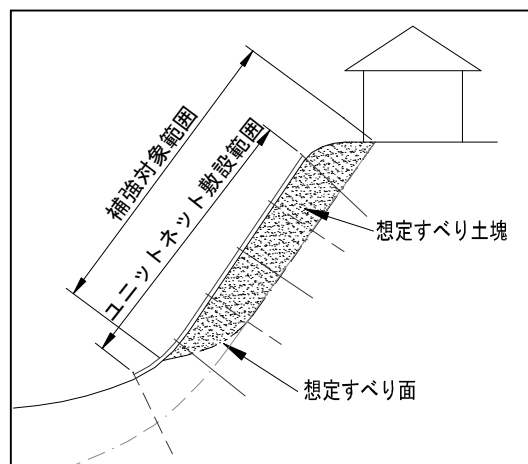


図 3-11 ユニットネット配置計画 2

・斜面方向が変化する場合の処理

斜面方向が概ね 15° 以上変化する場合には、新たな基準軸を設けるものとする。基準軸の変化に伴って生じる三角形の取り合わせ部については、規格のユニットネットだけでは対応できないため、規格以外の補正部材を配置する。なお、設計段階では取り合わせ部の正確な寸法や形状を確定することは困難であるため、あくまでも暫定的な配置・形状と考えるのが適当である（図 3-12）。

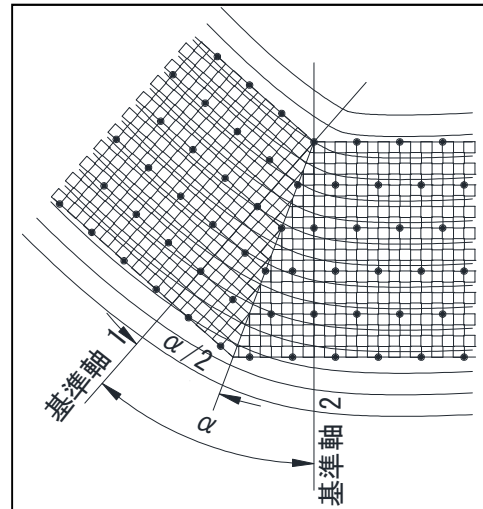


図 3-12 ユニットネット配置計画 3

(2) 端部・外縁部の処理

・ UN 鋼より線の設置

ユニットネット敷設範囲外縁部には、緩みやバタツキを抑えるため UN 鋼より線を設置する。またユニットネットと UN 鋼より線は UN コイルにより結合する（図 3-13）。

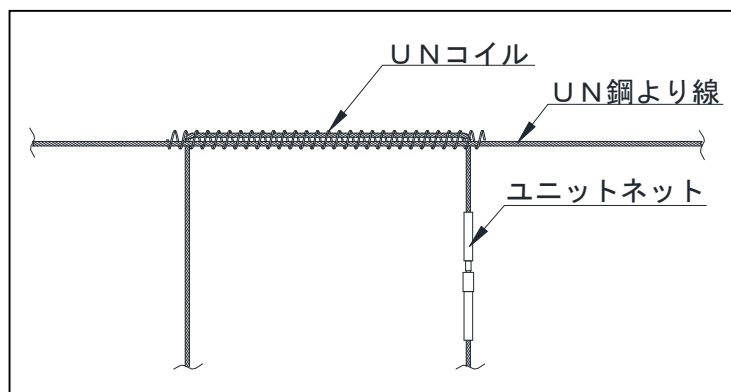


図 3-13 端部・外縁部処理（UN 鋼より線・UN コイル）

UN 鋼より線は、外縁部の直線区間ごとに設置し、端部を UN グリップによって補強材に連結させる（図 3-14）。

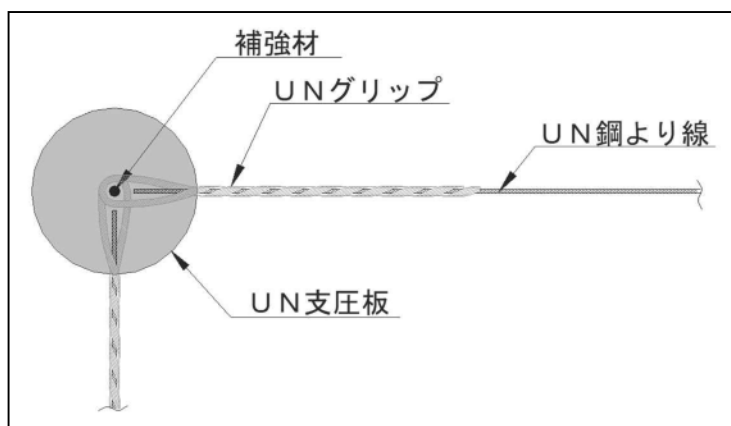


図 3-14 端部・外縁部処理（UN 鋼より線・UN グリップ）

・隅角部の処理

ユニットネット敷設範囲の外縁部においても、当初設定した間隔や形状を活かした補強材配置とすることが望ましい。また、敷設範囲外縁部で凸状の隅角部には必ず補強材を打設しなければならない。

対象範囲を示す境界線が測線に対して斜行している箇所では、通常、ユニットネット外縁部の形状は階段状となる（図 3-15）。

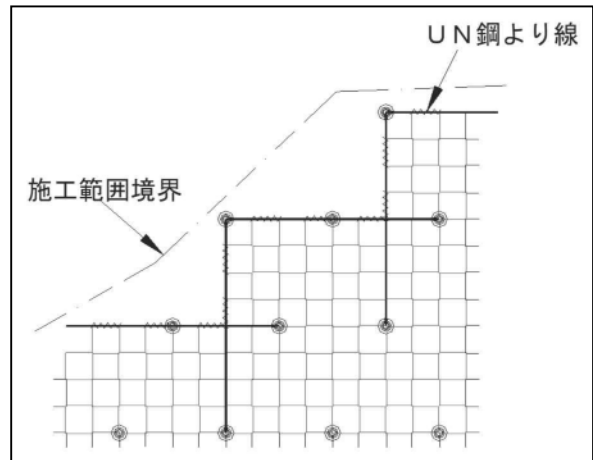


図 3-15 端部処理図 1（標準的な配置）

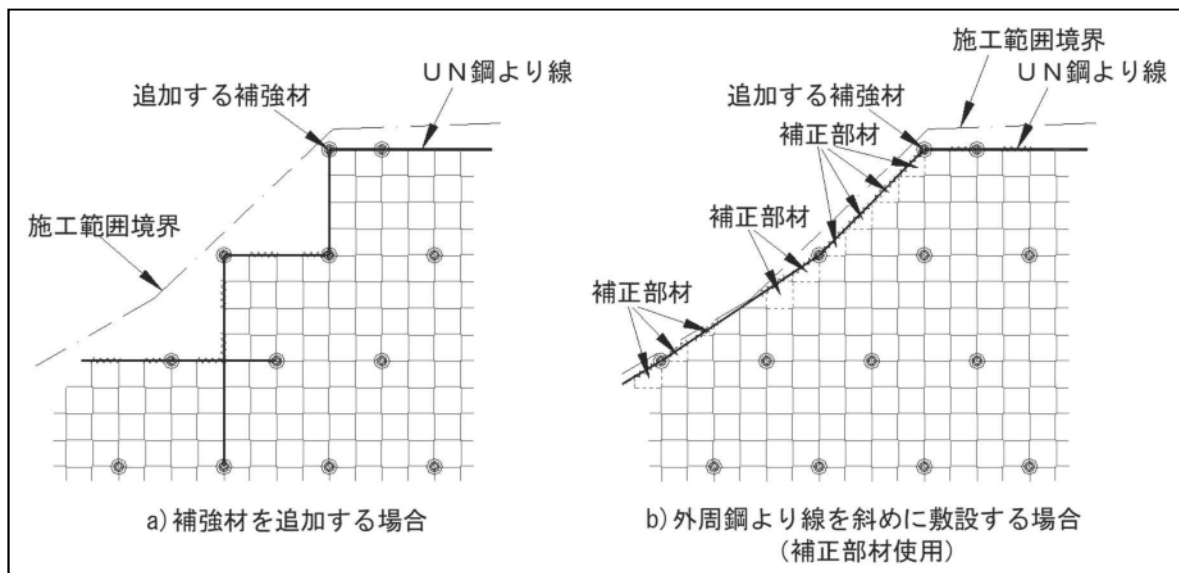


図 3-16 端部処理図 2（標準的でない配置）

境界線ぎりぎりまでユニットネットを敷設する場合には、当初の配置形状には含まれない補強材が必要となる可能性があるが、このような場合であっても、できるだけ追加する補強材の本数が少なくなるよう努めることが望ましい（図 3-16）。

3.6.2. 地盤支持力の検討

ユニットネットと支圧板によって生じる地盤反力は、地盤の許容支持力以下でなければならない。

(1) 作用力の算定

ユニットネットと支圧板に対する作用力は、のり面工に作用する補強材引張力 T_o とみなすことによって次式のように表すことができる。

$$T_o = \mu \cdot T_d \quad \dots \dots \dots \quad (\text{式 3-20})$$

ここで、 T_o : のり面工に作用する補強材引張り力(kN/本)

T_d : 補強材 1 本当たりの設計引張り力(kN/本)

なお、安定計算において用いられる設計引張り力 T_d の値は補強材ごとに異なるが、ここで用いるのは安定計算で用いられた T_d のうち最大値とする。

(2) 受圧面積の算定

のり面工に作用する補強材引張り力 T_o を受け止める受圧面積は、支圧板面積と補強材 1 本当たりのユニットネット面積の合計とする。

ユニットネット面積の算定に当たっては、ユニットネットの投影面積を算出する。したがって支圧板と重なる部分については面積から除かれることになる。補強材配置の相違による補強材 1 本当たりの受圧範囲および受圧面積を図 3-17、表 3-11 に示す。

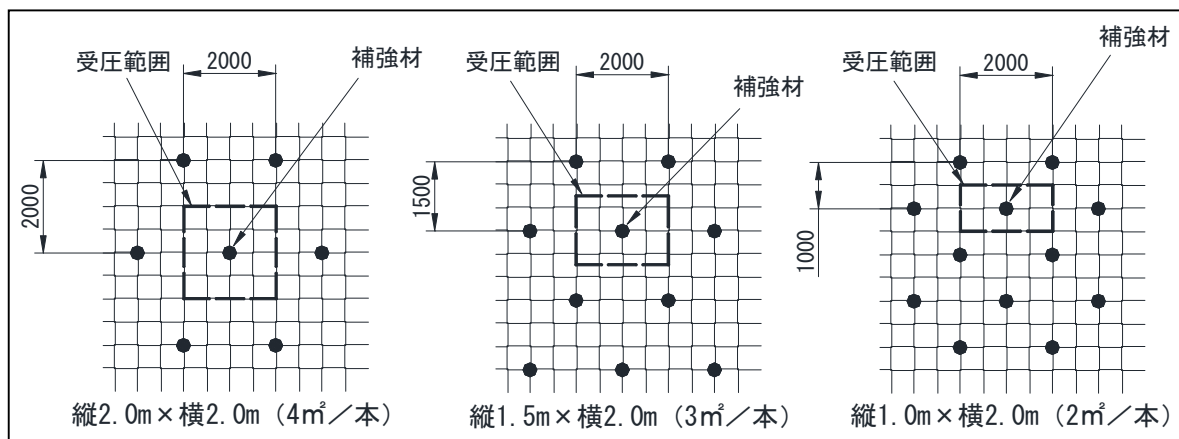


図 3-17 補強材配置による受圧範囲

表 3-11 補強材配置による受圧面積(1)

		補強材配置		
		2.0×2.0m	1.5×2.0m	1.0×2.0m
支圧板(φ300mm)面積	m ²	0.071	0.071	0.071
ユニットネット(φ6.0mm)面積	m ²	0.092	0.068	0.044
受圧面積	m ²	0.163	0.139	0.115

表 3-12 補強材配置による受圧面積(2)

		補強材配置		
		2.0×2.0m	1.5×2.0m	1.0×2.0m
支圧板(φ300mm)面積	m ²	0.071	0.071	0.071
ユニットネット(φ7.8mm)面積	m ²	0.120	0.089	0.058
受圧面積	m ²	0.191	0.160	0.129

【計算例】

・ 2.0×2.0m の補強材配置

支圧板(φ300mm)面積

$$A_1 = 3.14 \times 0.15^2 = 0.071 \text{ m}^2$$

ユニットネット(φ6.0mm)面積

$$A_2 = 0.0060 \times 2.0 \times 2.0 / 0.5 + 0.0060 \times 2.0 \times 2.0 / 0.5 - 0.0060 \times 0.3 \times 2 = 0.092 \text{ m}^2$$

受圧面積

$$A = A_1 + A_2 = 0.071 + 0.092 = 0.163 \text{ m}^2$$

(3) 地盤支持力

地盤の許容支持力(q_a)は、現地での載荷試験によって決定することが望ましいが、次頁の表を参考にして推定しても良いものとする。

なお本工法では補強材に予め緊張力を導入していないため、ユニットネットと支圧板に対する作用力は構造物基礎の様に常時作用しているものではなく、移動土塊に変形・変位が発生したときに初めて生じるものである。したがって、この検討で用いる地盤の許容支持力は、一般的に示されている長期の許容支持力ではなく短期の許容支持力とする。なお、次頁の表を参考にして許容支持力を設定する場合には、次頁の表に示された値(長期許容支持力)を2倍することによって短期の値に変換した値を用いるものとする。

(4) 照査

ユニットネットと支圧板によって生じる地盤反力が、受圧面積に等分布荷重として作用すると考えると、地盤反力 p は次のように表すことができる。

$$p = \frac{T_o}{A} \quad \dots \dots \dots \quad \text{(式 3-21)}$$

ここで、 p : ユニットネットと支圧板によって生じる地盤反力(kN/m²)

T_o : のり面工に作用する補強材引張り力(kN/本)

A : ユニットネットと支圧板による受圧面積(m²)

したがって、地盤反力と地盤支持力の関係は以下でなければならない。

$$q_a > p \quad \dots \dots \dots \quad \text{(式 3-22)}$$

式 3-22 の関係を満足できない場合には、補強材配置の見直しや支圧板径の変更を行うなどして再度設計計算をやり直す必要がある。もしこれらの変更などによっても**式 3-22** の関係を満足できない場合には、他工法について検討を行う必要がある。

表 3-13 地盤の許容支持力

(東日本高速道路株式会社他：グラウンドアンカー設計・施工要領， p.83， 平成 19 年 8 月)

基礎地盤の種類		常時 (kN/m ²)	地震時 (kN/m ²)	目安とする値		備 考
				N 値	一軸圧縮強度 (kN/mm ²)	
岩	き裂の少ない均一な硬岩	1000	1500	——	10 以上	
	き裂の多い硬岩	600	900	——	10 以上	
盤	軟岩・土丹	300	450	——	1 以上	
れき層	密実なもの	600	900	——	——	
	密実でないもの	300	450	——	——	標準貫入試験 の N 値が 15 以下の場合に は、基礎地盤 として不適
砂地	密なもの	300	450	30～50	——	
質盤	中位なもの	200	300	15～30	——	
粘性土地盤	非常に硬いもの	200	300	15～30	0.2～0.4	
	硬いもの	100	150	8～15	0.1～0.2	
	中位のもの	50	75	4～8	0.05～0.1	

表 3-14 砂地盤上の直接基礎の許容支持力 qa

砂の相対密度 N (tf/m ²)	緩い <10	中位の 10～30	密な 30～50	非常に密な >50
qa (MPa)	締め固めること	7～25 0.7～2.5	25～45 2.5～4.5	>45 >4.5

(Terzaghi-Peck, 1948)

表 3-15 N 値と長期許容耐力の関係(単位：kN/m²)

(日本建築学会：小規模建築物基礎設計の手引き， p.36， S63.1)を修正

地盤の種別	砂質地盤	沖積粘性土	洪積粘性土	関東ローム
Dunham 式 (旧)日本住宅公団他	10N 8N	11.7N 10N	— (20～50)N	— 30N

3.6.3. ユニットネットの引張り強度に関する検討

「3.6.2. 地盤支持力の検討」で述べたように、のり面工低減係数 $\mu \neq 0$ とした場合には、ユニットネットにも荷重が作用することになるため、この作用力に対してユニットネット強度の検討が必要になる。そこでユニットネットに働く作用力が等分布荷重として作用するものと考え、この等分布荷重がユニットネットの許容引張荷重を上回らないこととする。

(1) 作用力

ユニットネットに働く作用力は、式 3-20 の $T_o(=\mu \cdot T_d)$ と同じとする。

(2) 受圧範囲

作用力 T_o を受けるユニットネットの範囲は、図 3-17 に示す通りとする。

したがってユニットネットを 1 辺 50cm の正方形とした場合、作用力を分担するユニットネット個数 N_{UN} は以下ようになる。

- ・ $2.0 \times 2.0\text{m}$: 8 個
- ・ $1.5 \times 2.0\text{m}$: 6 個
- ・ $1.0 \times 2.0\text{m}$: 4 個

(3) ユニットネットの許容引張荷重

ユニットネットの許容引張荷重は、荷重がユニットネットの 1 辺に集中する場合を想定して、次式のように表す。

$$T_{UN} = \frac{P_{UN}}{N_w \times F_{UN}} \quad \dots \dots \dots \quad \text{(式 3-23)}$$

ここで、 T_{UN} : ユニットネット許容引張荷重 (kN/個)
 P_{UN} : ユニットネット破断強度 (kN/個、表 1-2 参照)
 N_w : 破断強度試験時のワイヤー本数 (=2 本)
 F_{UN} : ユニットネット引張力の安全率 (=2.0)

(4) 照査

ユニットネットに働く作用力 T_o が、受圧範囲のユニットネットに等分布荷重として作用するものと考え、この荷重がユニットネット許容引張荷重を上回らないものとする。

$$T_{UN} > \frac{T_o}{N_{UN}} \quad \dots \dots \dots \quad \text{(式 3-24)}$$

ここで、 T_{UN} : ユニットネット許容引張荷重 (kN/個)
 T_o : ユニットネットに働く作用力 (kN)
 N_{UN} : 作用力を分担するユニットネット個数 (個)

式 3-24 の関係を満足できない場合には、補強材配置を見直すなどして、再度設計計算をやり直す必要がある。もし補強材配置の見直しなどによっても式 3-24 の関係を満足できない場合には、他工法について検討を行う必要がある。

3.6.4. 部材結合部の耐力確認

部材結合部が想定される作用力に対して滑動や有害（過大）な変形を生じることなく、要求される機能を発揮できる十分な耐力を有しているかどうか確認を行う。

(1) ユニットネットとロックボルトの結合部

本工法ではロックボルトとユニットネットを交差結合（図 3-18）させるため、想定される作用力に対してこの間に滑動や有害（過大）な変形が生じる可能性はなく、結合部の耐力（限界値）はユニットネット自体の破断強度と等しいことになる。

したがってユニットネットの引張り強度の照査を実施すれば、改めてユニットネットとロックボルトの結合部の耐力確認を行う必要はない。

(2) ユニットネットの結合部

本工法ではユニットネット同士を交差結合（図 3-19）させるため、想定される作用力に対してこの間に滑動や有害（過大）な変形が生じる可能性はなく、結合部の耐力（限界値）はユニットネット自体の破断強度と等しいことになる

したがってユニットネットの引張り強度の照査を実施すれば、改めてユニットネット結合部の耐力確認を行う必要はない。

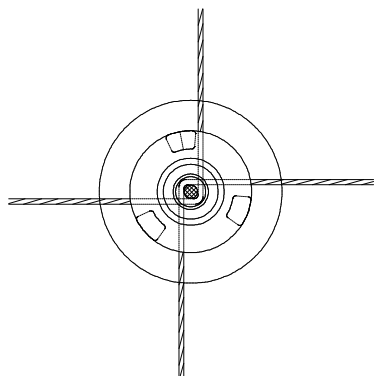


図 3-18 ネットと支圧板の結合部

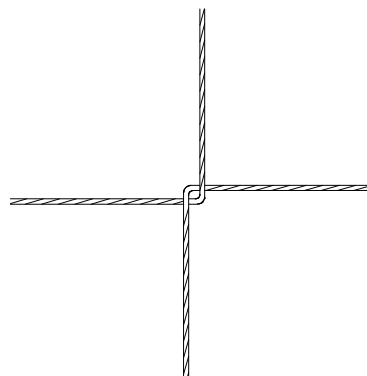


図 3-19 ネットとネットの結合部

3.7. 数量計算

3.7.1. 工事数量

工事数量の算出方法を表 3-16 に示す。

表 3-16 工事数量の算出

工種	単位	備考
ネット敷設工	m ²	施工範囲の外周に配置したUN鋼より線で囲まれた全面積
削孔工		足場の種類（ロープ足場、簡易足場）および削孔径の別により 下記数量を算出する。
	本	
	m	土質区分ごとの削孔延長
鋼材挿入工	本	
注入打設工	m ³	
頭部締付工	本	
支圧板設置工	箇所	
確認試験工	本	補強材本数の3%以上かつ最低試験本数3本
足場工	空 m ³	簡易足場を設置する場合、必要数量を計上

3.7.2. 材料数量

材料数量の算出方法ならびに算出根拠を表 3-17、表 3-18 に示す。

表 3-17 材料数量の算出方法(CSナット仕様)

部材の名称	単位	算出方法・根拠								
ユニットネット	個	通常 2(個／m ²)として、補正部材率を用いて下式により算出する。 $S \times \frac{1-h}{100} \times 2 \text{ (個/m}^2\text{)}$ S: ユニットネット敷設全面積 h: 補正部材率								
		<table><tr><th>種別</th><th>h(補正部材率)</th></tr><tr><td>非樹林帯（補正部材なし）</td><td>0</td></tr><tr><td>非樹林帯（補正部材あり）</td><td>3</td></tr><tr><td>樹林帯</td><td>5</td></tr></table>	種別	h(補正部材率)	非樹林帯（補正部材なし）	0	非樹林帯（補正部材あり）	3	樹林帯	5
		種別	h(補正部材率)							
		非樹林帯（補正部材なし）	0							
		非樹林帯（補正部材あり）	3							
樹林帯	5									
UN支圧板セット	組	補強材本数								
UN鋼より線(外周用)	m	外周部に配置されたUN鋼より線長								
UN鋼より線(補正部材用)	m	補正部材用のUN鋼より線長を下式により算出する。 $S \times \frac{h}{100} \times 2 \times 2.2 \text{ (m)}$								
CSナット	個	補強材本数								
UNグリップ	本	UN鋼より線(外周用)の端部と補強材の接続箇所数								
UNコイル(外周用)	個	必要数量 通常(1 個×ユニットネット外周長(m))で算出								
UNコイル(補正部材用) ※	個	補正部材用のUNコイルを下式により算出する。 $S \times \frac{h}{100} \times 2 \text{ (個/m}^2\text{)}$								
スペーサー	個	補強材長 5.0m 以下 2(個/本)、5.0～7.0m 3(個/本)								
補強材	kg m 本	補強材の長さ、重量、本数を算出 (補強材の種類により、算出方法は異なる)								
注入材料	m ³	$V = \frac{D^2 \times \pi}{4} \times L \times (1 + k)$ V：打設量 (m²) D：削孔径 (m) L：削孔長 (m) k：補正係数								

※ 樹木や支障物があり、外周以外に設置が必要な場合に計上する。

表 3-18 材料数量の算出方法(UNキャップ仕様)

部材の名称	単位	算出方法・根拠								
ユニットネット	個	通常 2(個／m ²)として、補正部材率を用いて下式により算出する。 $S \times \frac{1-h}{100} \times 2 \text{ (個/m}^2\text{)}$ S: ユニットネット敷設全面積 h: 補正部材率								
		<table><tr><th>種別</th><th>h(補正部材率)</th></tr><tr><td>非樹林帯 (補正部材なし)</td><td>0</td></tr><tr><td>非樹林帯 (補正部材あり)</td><td>3</td></tr><tr><td>樹林帯</td><td>5</td></tr></table>	種別	h(補正部材率)	非樹林帯 (補正部材なし)	0	非樹林帯 (補正部材あり)	3	樹林帯	5
		種別	h(補正部材率)							
		非樹林帯 (補正部材なし)	0							
		非樹林帯 (補正部材あり)	3							
樹林帯	5									
UN支圧板セット	組	補強材本数								
UN鋼より線(外周用)	m	外周部に配置されたUN鋼より線長								
UN鋼より線(補正部材用)	m	補正部材用のUN鋼より線長を下式により算出する。 $S \times \frac{h}{100} \times 2 \times 2.2 \text{ (m)}$								
UNキャップセット (ナット等の締付部材含む)	組	補強材本数								
頭部防錆材	kg	補強材本数×0.48(kg)								
UNシース	個	補強材本数								
UNグリッパ	本	UN鋼より線(外周用)の端部と補強材の接続箇所数								
UNコイル(外周用)	個	必要数量 通常(1 個×ユニットネット外周長(m))で算出								
UNコイル(補正部材用)※	個	補正部材用のUNコイルを下式により算出する。 $S \times \frac{h}{100} \times 2 \text{ (個/m}^2\text{)}$								
スペーサー	個	補強材長 5.0m 以下 2(個/本)、5.0～7.0m 3(個/本)								
補強材	kg m 本	補強材の長さ、重量、本数を算出 (補強材の種類により、算出方法は異なる)								
注入材料	m ³	$V = \frac{D^2 \times \pi}{4} \times L \times (1 + k)$ V : 打設量 (m ²) D : 削孔径 (m) L : 削孔長 (m) k : 補正係数								

※ 樹木や支障物があり、外周以外に設置が必要な場合に計上する。

【参 考 文 献】

要領・指針等

- 1)東日本高速道路株式会社 他：切土補強土工法設計・施工要領（平成 19 年 1 月）
- 2)東日本高速道路株式会社 他：設計要領第一集（平成 24 年 7 月）
- 3)東日本高速道路株式会社 他：土質地質調査要領（平成 24 年 7 月）
- 4)東日本高速道路株式会社 他：グラウンドアンカー設計・施工要領（平成 19 年 8 月）
- 5)(社)日本道路協会：道路土工 切土工・斜面安定工指針(平成 21 年度版)（平成 21 年 6 月）
- 6)(社)地盤工学会：地山補強土工法設計・施工マニュアル（平成 23 年 8 月）
- 7)(社)地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説（平成 24 年 5 月）
- 8)兵庫県農林水産部農林水産局治山課：自然斜面補強土工法 技術資料（第五・一版）
（平成 14 年 11 月）
- 9)兵庫県農林水産部農林水産局治山課：ロープネット・ロックボルト併用工法設計・施工指針(案)
（平成 19 年 3 月）
- 10)(社)日本建築学会：小規模建築物基礎設計の手引き（昭和 63 年 1 月）

その他

- 11)楠見、岩井、福政、北村：景観・樹木を保全したユニットネットとロックボルト併用による斜面安定工法，平成 13 年度関西支部年次学術講演概要，土木学会関西支部，2001.
- 12)楠見、岩井、福政、北村：景観および樹木に配慮した自然斜面の安定化工法に関する研究，平成 13 年度全国大会第 56 回年次学術講演会講演概要集，土木学会，2001.
- 13)楠見、岩井、福政、北村：景観・樹木に配慮した自然斜面の安定工法に関する基礎的研究，第 11 回岩の力学国内シンポジウム講演要旨集，岩の力学連合会，2002.
- 14)岩井、楠見、福政、北村：樹木に配慮した斜面安定工法に関する実験的研究，平成 14 年度関西支部年次学術講演概要，土木学会関西支部，2002.
- 15)赤川、楠見、岩井、福政、北村：有限要素法(FEM)による樹木に配慮した斜面安定化工法の補強機構に関する解析，平成 14 年度関西支部年次学術講演概要，土木学会関西支部，2002.
- 16)岩井、楠見、福政、北村：樹木に配慮した斜面安定工法の補強機構に及ぼす間隙水の影響，第 37 回地盤工学研究発表会講演集，地盤工学会，2002.
- 17)楠見、岩井、福政、北村：樹木を保全した斜面安定工法における補強メカニズム，平成 14 年度全国大会第 57 回年次学術講演会講演概要集，土木学会，2002.
- 18)赤川、楠見、岩井、福政、北村：ロックボルトとユニットネットにより補強された斜面内の局所安全率，平成 14 年度全国大会第 57 回年次学術講演会講演概要集，土木学会，2002.
- 19)宅川、楠見、岩井、寺岡：樹木を保全した自然斜面の安定工法に関するユニットネットの補強効果，平成 15 年度関西支部年次学術講演概要，土木学会関西支部，2003.
- 20)岩井、楠見、宅川、寺岡：樹木を保全した斜面安定工法におけるロックボルト頭部連結ネットの補強効果，第 38 回地盤工学研究発表会講演集，地盤工学会，2003.

- 21)宅川、楠見、岩井、寺岡：樹木を保全した自然斜面の安定工法に関するユニットネットの補強効果，平成 15 年度全国大会第 58 回年次学術講演会講演概要集，土木学会，2003.
- 22)楠見、宅川、寺岡：景観・樹木を保全した斜面安定化工法に対する降雨時の補強機構，第 39 地盤工学研究発表会講演集，地盤工学会，2004.
- 23)宅川、楠見、寺岡：降雨時における樹木を保全した自然斜面の安定工法に関する補強効果，平成 16 年度関西支部年次学術講演概要，土木学会関西支部，2004.
- 24)宅川、楠見、寺岡、福政：景観・樹木を保全した斜面安定工法の種々の土質に対する補強効果，平成 16 年度全国大会第 59 回年次学術講演会講演概要集，土木学会，2004.
- 25)矢坂、楠見、寺岡、福政、宅川：景観・樹木を保全した斜面安定工法の補強効果に及ぼすネット敷設条件の影響，第 40 地盤工学研究発表会講演集，地盤工学会，2005.
- 26)矢坂、楠見、寺岡、片山：自然環境を保全した斜面安定工法のネット敷設効果，平成 17 年度全国大会第 60 回年次学術講演会講演概要集，土木学会，2005.
- 27)楠見、宅川、寺岡、片山、福政：自然斜面を保全した斜面安定工法に関する研究，土と基礎 Vol.53 No.9，2005.
- 28)矢坂、楠見、寺岡、国分：自然環境を保全した斜面安定工法の補強機構に及ぼす地盤特性による影響，第 41 地盤工学研究発表会講演集，地盤工学会，2006.
- 29)矢坂、楠見、寺岡：自然環境を保全した斜面安定工法の粘性土地盤に対する適用性，平成 18 年度全国大会第 61 回年次学術講演会講演概要集，土木学会，2006.
- 30)近田、楠見、寺岡、国分：自然環境を保全した斜面安定工法に及ぼす地盤物性の影響，平成 19 年度全国大会第 62 回年次学術講演会講演概要集，土木学会，2007.
- 31)近田、楠見、寺岡、片山：自然環境を保全した斜面安定工法における各部材の補強効果に関する研究，第 43 地盤工学研究発表会講演集，地盤工学会，2008.
- 32)寺岡、近田、楠見、片山：自然環境を保全した斜面安定工法の法面工低減係数に関する一考察，平成 20 年度全国大会第 63 回年次学術講演会講演概要集，土木学会，2008.
- 33)廣戸、近田、楠見：支圧板がロックボルト・ロープネット併用工法の補強機構に及ぼす影響に関する研究，平成 21 年度関西支部年次学術講演概要，土木学会関西支部，2009.
- 34)廣戸、楠見、寺岡：自然環境を保全した斜面安定工法の支圧板の補強効果，平成 21 年度全国大会第 64 回年次学術講演会講演概要集，土木学会，2009.

参 考 資 料

I. ユニットネットの強度試験



報告書

No. 02-04429

試料名 (依頼者の申出による呼称)

ユニットネット

3 点

本所に提出された試料につき試験した結果を下記のとおり報告いたします。

平成 2 6 年 3 月 2 4 日

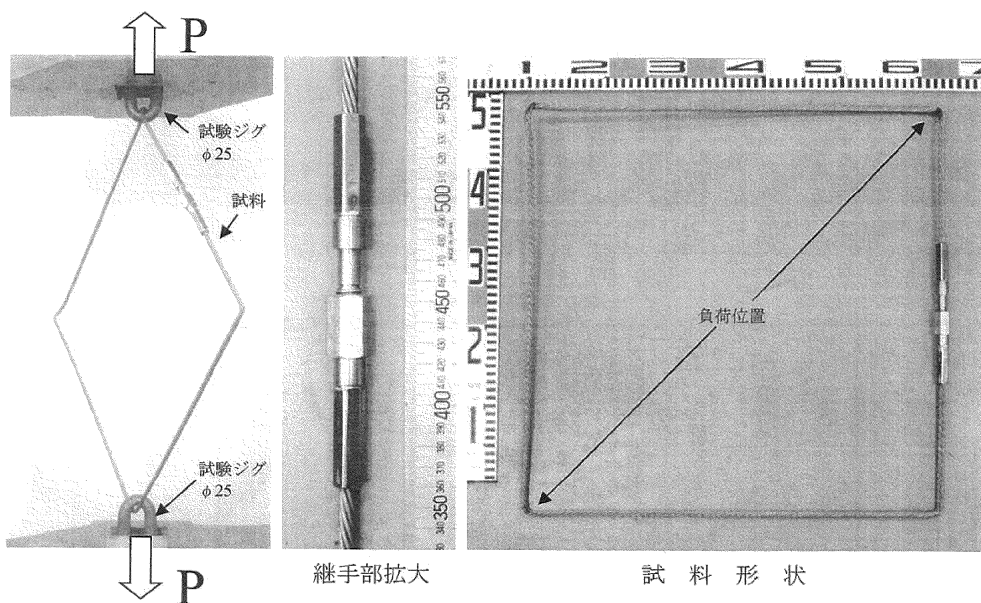
地方独立行政法人

大阪府立産業技術総合研究所理事長



1. 試験方法

図のような方法で、試料に荷重(P)を負荷し、最大荷重(Pmax)を測定した。



2. 試験結果

試料No.	最大荷重(Pmax)
1	61,200 N
2	74,100 N
3	73,500 N

以下余白

1 枚の内 1 枚目

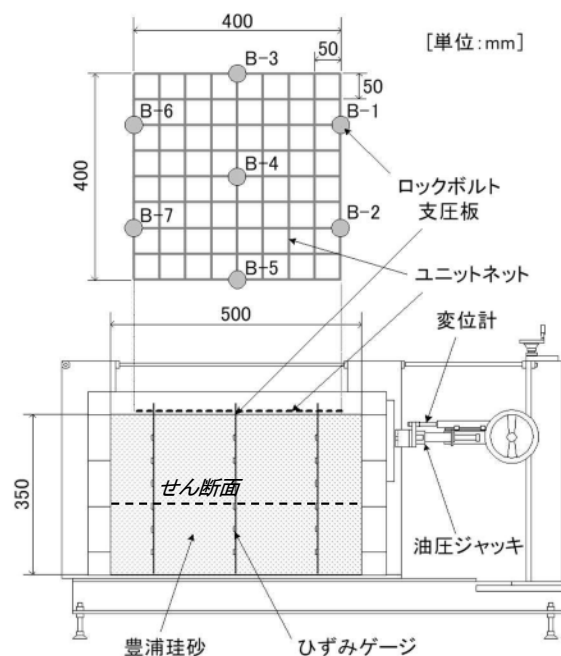
II. 模型実験の概要

ここでは、主として関西大学で行った模型実験より得られた知見について、取りまとめて示す。

II-I. ユニットネット工法の力学的効果

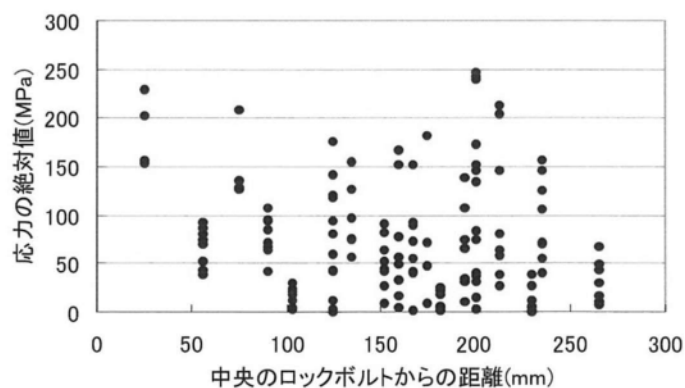
(1) 応力分散効果

参考図-1 に試験装置の概要を示す。本試験装置は、長さ・幅 500mm、層厚 350mm の地盤内に設置した本工法の 1/10 スケール模型にせん断変形を与えられる構造となっている。模型地盤には豊浦珪砂を使用し、せん断面は地表面から深さ 200mm の位置とした。ユニットネットおよびロックボルトは、径 2.0mm および 2.5mm の SS400 鋼材で製作し、その表面にひずみゲージを貼り付けて応力計測を行った。ロックボルトは 200mm 間隔の千鳥配置であり、一方は装置底板に固定し、他方はユニットネットに 2 枚の支圧板(直径 30mm、ステンレス製)で連結固定した。



参考図-1 試験装置概要

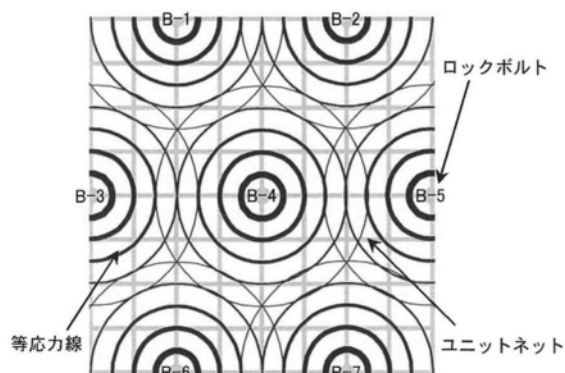
参考図-2 は、ユニットネット応力と中央のロックボルト(B-4)からの距離との関係を示したものである。この図より、ユニットネットには中央付近と 200mm 付近で比較的大きな応力が作用していることが分かる。



参考図-2 ユニットネット応力

参考図-3 は、試験結果から推測したユニットネットによる応力分散の概念図である。この図に示すように、ユニットネットの応力はロックボルト付近に大きく作用し、ロックボルトから離れた部分には減衰して伝わると思われる。

以上の結果より、ユニットネットは応力の分散効果を有し、その効果はロックボルト付近で大きく、ロックボルトから離れた部分には応力が減衰して伝わるものと考えられる。

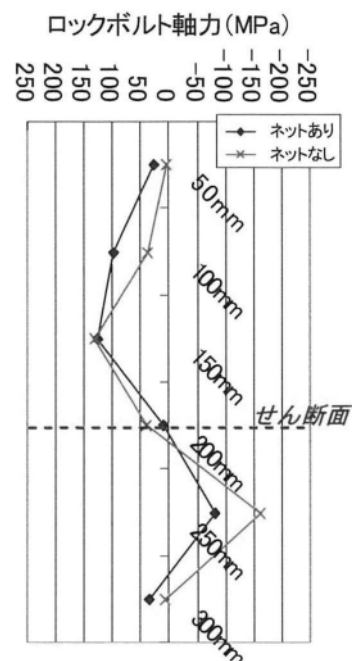


**参考図-3 ユニットネットによる
応力分散概念図**

(2)地盤の抑え込み効果

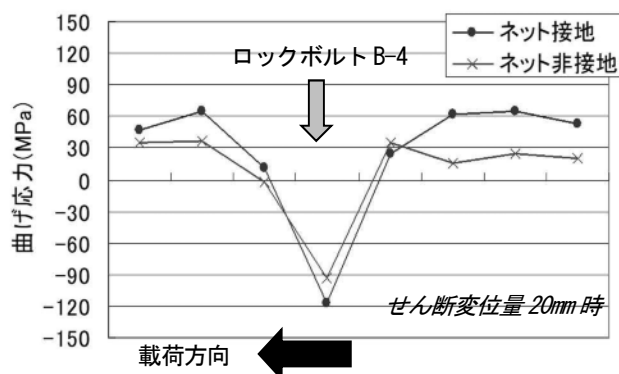
以下の実験結果は、**参考図-1** と同じ試験装置を用いて行ったものである。

参考図-4 は、ロックボルト軸力をユニットネットの有無によって比較したものである。ここでは、ロックボルトが弾性域内であると考えられる変位量 10mm 時の結果を、中央のロックボルト(B-4)について示した。この図から、ユニットネットを取り付けた場合、ロックボルトに作用する応力は移動層部で増加し、不動層部では減少することが認められた。したがって、ユニットネットを取り付けることにより、ロックボルトの土塊引き止め効果は効率よく発揮されることが考えられる。



**参考図-4 ロックボルトの軸力
(ネットの有無)**

参考図-5 は、後述する試験装置（参考図-6）を用いて行った実験の結果を示したもので、載荷方向のユニットネット（参考図-6 の破線枠で囲んだ部分）に関して、せん断変位量 20mm 時における曲げ応力をネットの設置状態で比較したものである。この図より、ユニットネットに生じる曲げ応力はロックボルトとの接続位置で圧縮力を示し、その他の部分

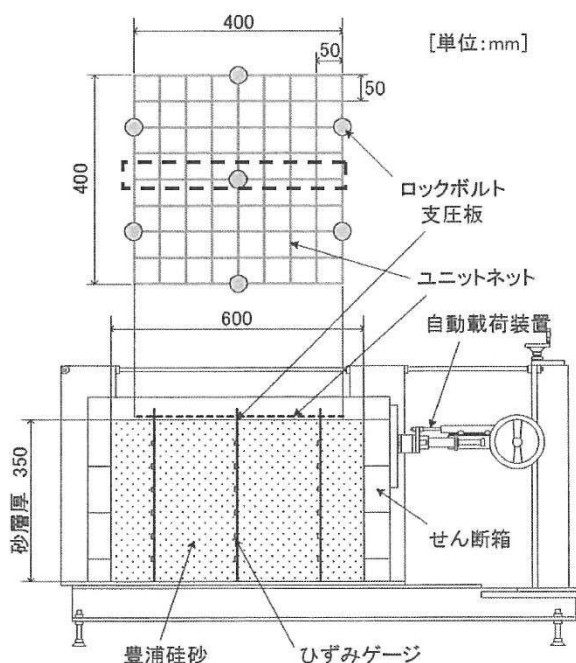


参考図-5 ユニットネットの曲げ応力比較

では引張力が生じていることが分かる。これはロックボルト付近では支圧板の締め付け効果に伴ってユニットネットに圧縮力が作用し、その他の部分ではダイレイタンスーによる地表面の膨張をネットが抑制する形で引張力が発生しているものと考えられる。また、ユニットネットを地表面に密着させた方が、密着させない場合よりも曲げ応力の値は大きいことが明らかである。したがって、ユニットネットを地表面に密着して設置することによって、ユニットネットによる地盤の抑え込み効果が有効に発揮されることが確認された。

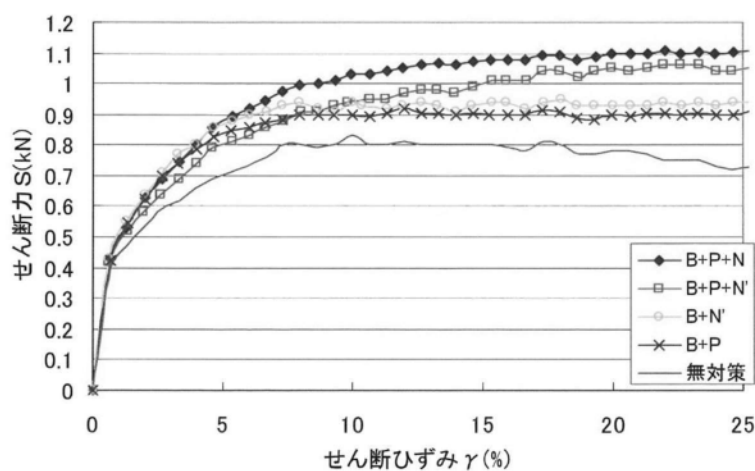
(3)抑止効果の増加

参考図-6 に試験装置の概要を示す。本装置は、参考図-1 に示した試験装置に若干の改良を加えたものである。改良点は、土槽の長さを 500mm から 600mm にしたこと、せん断荷重の載荷機構を手動から自動制御に変更したことなどである。なお模型地盤、ユニットネット、ロックボルト等の仕様は、基本的に参考図-1 と同様である。本試験では、せん断速度 $v = 2.0\text{mm/min}$ 、地盤層厚 $h = 350\text{mm}$ 、相対密度 $D_r = 67.5\%$ 、せん断面位置はロックボルトの中央（地表面から深さ 150mm）として、ユニットネットの有無および設置状態による補強効果の違いについて検討を行った。

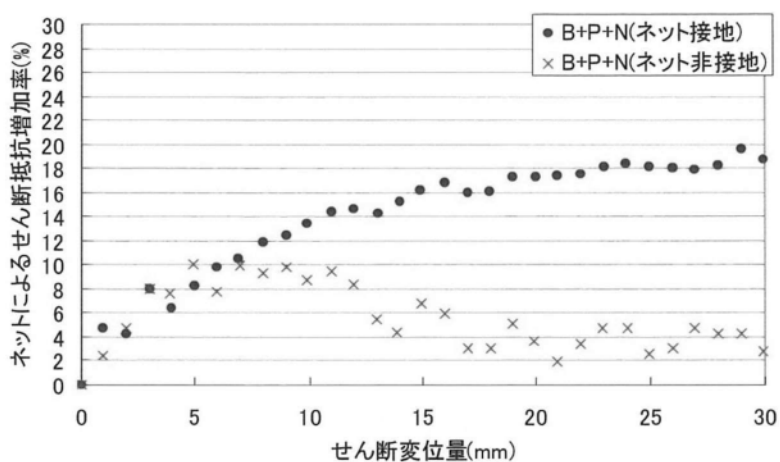


参考図-6 試験装置概要

参考図-7 は、せん断荷重とせん断変位量との関係を各対策工別に比較したものである。ここで「ネット接地」とおよび「ネット非接地」とは、同一条件の試験においてユニットネットを地表面に密着させた状態で試験を行った場合と、ユニットネットが地表面に接触しない状態で試験を行った場合を表している。この図から、せん断変位量 1mm ではいずれの場合もせん断荷重は同程度の値を示しているが、その後変位量が増加するに従って、無対策状態よりもロックボルト・支圧板を設置した方がせん断荷重は増加し、ユニットネットを取り付けた場合に最もせん断荷重が大きくなっていることが分かる。



参考図-7 各試験条件におけるせん断荷重の比較



参考図-8 ユニットネットの設置状態によるせん断抵抗力の増加率比較

参考図-8 は、ユニットネットによるせん断抵抗力の増加率をネットの設置状態によって比較したものである。ここで、せん断抵抗力の増加率Rは次式によって算出した。

$$R=\left(\frac{S_{B+P+N}}{S_{B+P}}-1\right)\times100(\%) \quad \dots\dots\dots \text{（参考式-1）}$$

S：各対策工におけるせん断荷重(kN)

この図から、せん断抵抗力の増加率はせん断変位量 7mm 以内では、ユニットネットと地表面の接触状態に関わらずほぼ同様に増加しているが、せん断変位量が 7mm を超えたあたりから、両者に明確な違いが生じていることが分かる。また、この時のユニットネットによる強度増加率は約 10%である。したがって、ユニットネットでロックボルトの頭部を連結すると、補強材による抑止効果は向上し、ユニットネットを地表面に密着させて設置すると、地盤の変形がある程度進んだ後で抑止力をさらに増加させる機能が発揮されと考えられる。

Ⅱ-Ⅱ. のり面工低減係数 μ の算出

せん断試験中のロックボルトの軸力より、のり面工低減係数 μ を直接算出した場合の算出方法とその結果について述べる。

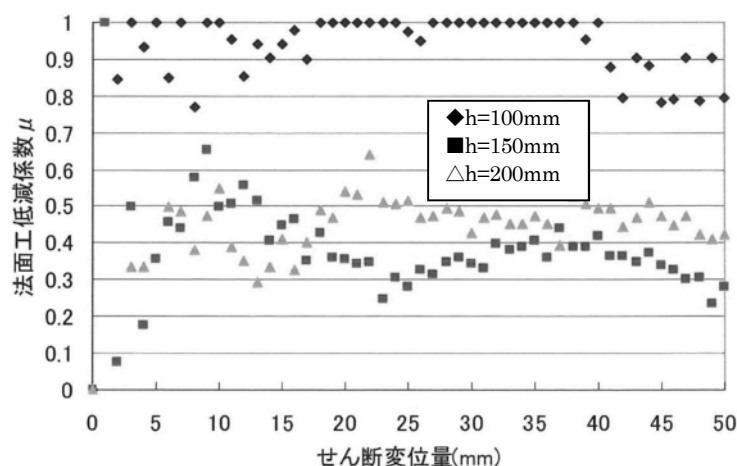
μ は次式によって定義されている。

$$\mu = \frac{T_0}{T_{\max}} \quad \dots \dots \dots \text{(参考式-2)}$$

T_0 ：のり面工と補強材の結合部に作用する補強材引張力(kN/本)

$T_{\max}$ ：補強材引張力の最大値(kN/本)

参考図-9は、地盤材料として豊浦硅砂を用い、ロックボルト長を300mmとして底部を固定しない状態で行った実験結果を示している。なお、せん断試験ではひずみゲージの取り付けに関する問題から、ユニットネットと補強材との結合部の軸力は計測していないため、ここでは T_0 として地表面から深さ25mmの位置で計測された軸力の値を代用した。またhはせん断土層厚である。



参考図-9 豊浦硅砂における μ の実験値
(ロックボルト底部非固定)

参考図-9から、 $h=100\text{mm}$ の場合において $\mu=0.8\sim 1.0$ であり、その他の場合では $\mu=0.3\sim 0.5$ となっている。 $T_{\max}$ はすべり面付近もしくはそれよりも若干浅い部分に生じるため、 $h=100\text{mm}$ の場合は T_0 の計測位置と $T_{\max}$ の生じる位置が最も接近し、 μ の値は大きくなる。よって、 $h=100\text{mm}$ の結果を除いて $h=150\text{mm}$ および 200mm の場合における算出結果から考えると、本工法におけるのり面工低減係数は0.4程度であるといえる。

次に、ロックボルト底部固定状態において、地盤特性の違いによるのり面工低減係数の相違について検討した。模型地盤の試料としては、豊浦硅砂、粘性土ならびにそれらを混合した試料の3種類を用いて試験を行った。各試料の粘土分の含有率(%)は、0、28、18となっている。

参考図-10(a)～(c)は、せん断抵抗力から算出した補強効果分担割合を試料別に示したものである。なおせん断面位置は、地表面から150mmとした。この図によれば、試料自体の分担割合は粘土分を多く含むほど高くなることが確認された。ここで、補強効果分担割合の値を用いてのり面工低減係数の算出を試みた。

移動土塊から受ける抜け出し抵抗力 T_{1pa} の算出式は以下の通りである。

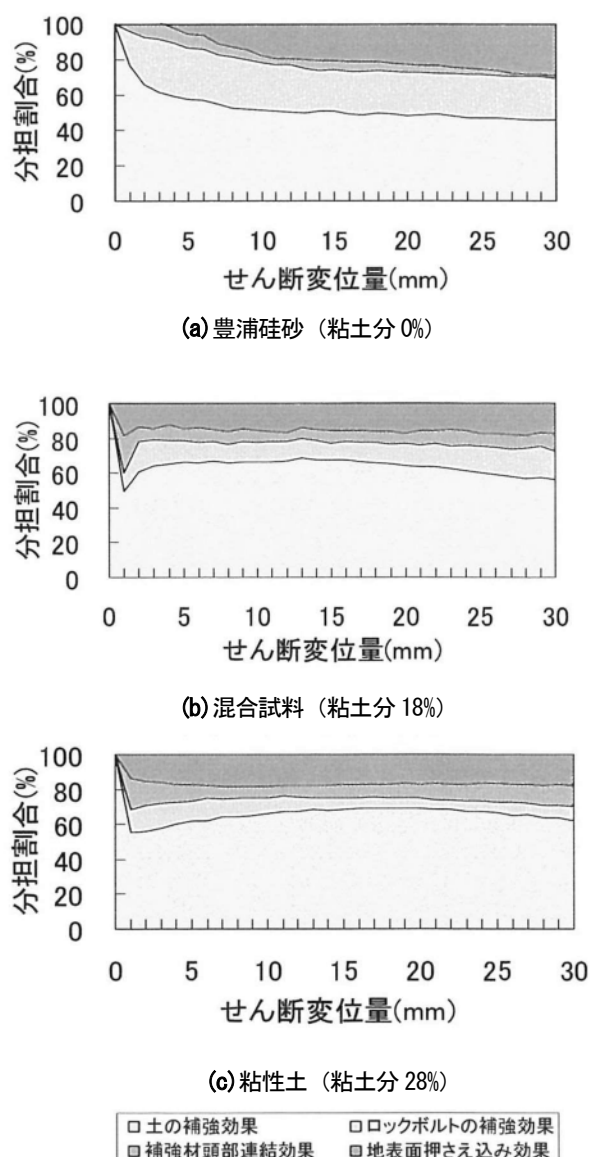
$$T_{1pa} = \frac{1}{1-\mu} \cdot L_l \cdot t_a \quad \dots \quad (\text{参考式-3})$$

ここで、 L_l ：移動土塊の有効定着長(m)

t_a ：許容付着力

上式より、 T_{1pa} のうち $(1-\mu)$ 相当分は補強材の定着力に起因するものとなる。したがって T_{1pa} のうち残りの μ 相当分はのり面工に起因するものと解釈できる。よって本研究においては以下に示す式によってのり面工としての評価を行った。

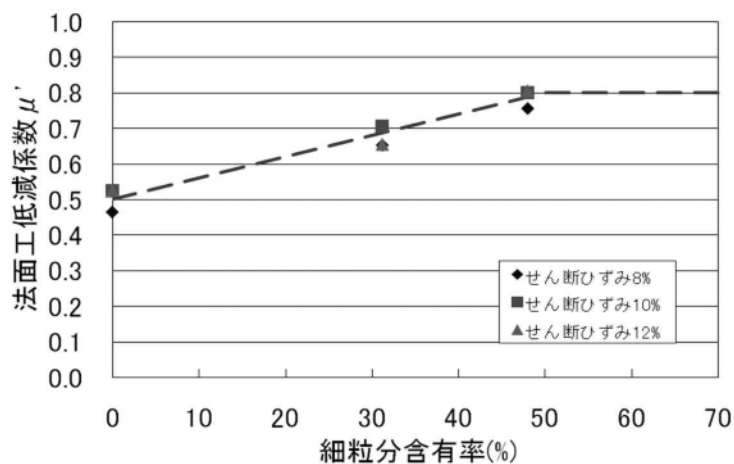
$$\mu' = \frac{\text{ユニットネットの補強効果}}{\text{ユニットネットの補強効果} + \text{ロックボルトの補強効果}} = \frac{R_h + R_c}{R_h + R_c + R_B} \quad \dots \quad (\text{参考式-4})$$



参考図-10 各試料の補強効果分担割合

参考図-11 は、**参考式-4** により算出された μ' の値を模型地盤の細粒分含有率(%)との関係で示したものである。なお、試料のみの試験よりせん断ひずみ 10%前後で試料がピーク強度に達することが確認されたため、せん断ひずみ 8,10,12%における μ' の値で評価を行った。

参考図-11 より、各補強部材の補強機構に細粒分の含有量が大きな影響を及ぼしていることが確認された。また、本工法の μ' の値を細粒分含有率(%)による土質分類で整理すると、砂地盤(細粒分<15%)で 0.5~0.6、砂質土地盤(15% $\leq$ 細粒分<50%)で 0.6~0.8、粘性土地盤(50% $\leq$ 細粒分)で 0.8 となることが確認された。



参考図-11 μ' と細粒分含有率の関係

Ⅲ. ユニットネット工法 崩壊土砂流出防止設計（案）

Ⅲ-I. 目的

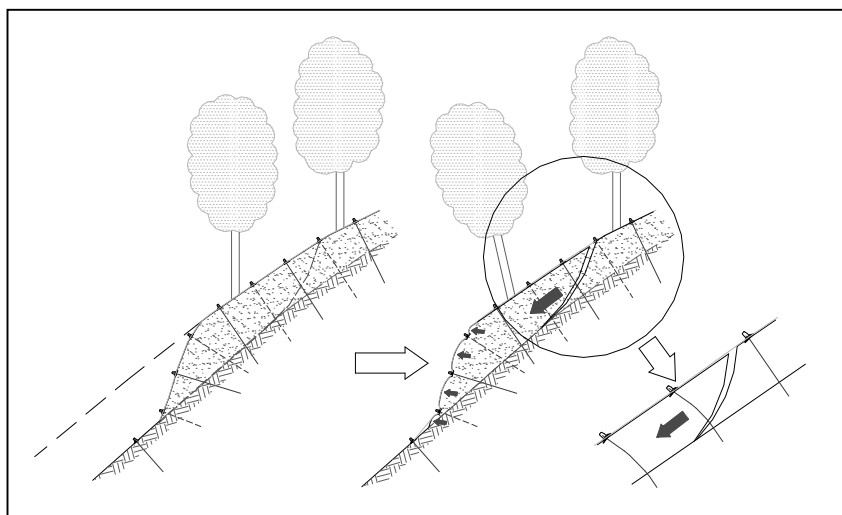
近年の豪雨災害では、過去に類を見ないような異常とも云える降雨や樹木が強風にあおられたことを原因として多数の斜面崩壊が発生しています。その風雨の影響は崩壊地周辺上部にまで及ぶため周辺部に対して何らかの補強対策をとらない場合には、さらなる崩壊拡大が予測されます。そこで崩壊地上部における崩壊の拡大を防ぎ、二次災害の防止に貢献することを目的として「ユニットネット工法 崩壊土砂流出防止設計（案）」（以下、「設計資料（案）」とする。）を作成致しました。

なお本設計資料（案）は、委員会による検討や現在の設計指針により安定解析等を行っていますが、脆弱化した地盤の崩壊には複雑な現象があり、今後実験等を重ねて内容の検証や確認、修正等を行う必要があると考えています。

Ⅲ-II. 概要

既に崩壊が発生した斜面に対して、崩壊範囲の拡大を防止する目的でユニットネット工法を適用させる場合（参考図-12）、通常の補強土工としてのユニットネット工法の機能に加えて、もし万が一崩壊が発生した場合に備えて、崩壊土砂の流出防止機能を有していることが望ましい。

そこで本設計資料（案）では、ユニットネット工法を用いて崩壊土砂の流出防止を計るために必要とされる追加的な検討内容についてとりまとめて示すものである。



参考図-12 崩壊頭部二次災害防止対策

Ⅲ-Ⅲ. 設計

(1) 設計の概要

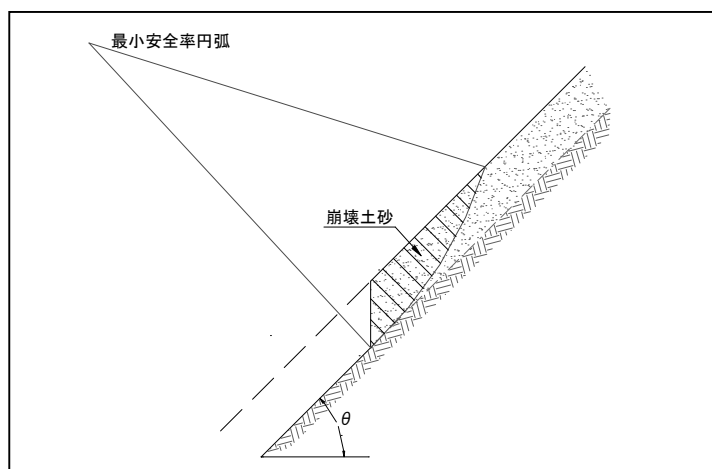
対象となる土塊は、すでに地山との間にすべり面（不連続面）が形成され斜面上を落下しようとする土塊であることから、落石と同様地山とは不連続のものと考えられる。そこで崩壊土砂を落石と類似のものと仮定することによって、荷重条件などの設計の基本的な考え方を「(社) 日本道路協会：落石対策便覧、5-3-2 覆式落石防護網の設計」に拠るものとした。そのため設計の主な目的は、崩壊土砂による荷重に対しユニットネットが破断しないか、あるいはその荷重によって補強材が引き抜けないかを検討するものである。

(2) 荷重

・崩壊土砂の範囲

極限つり合い解析等によって、滑落崖下端部を通る円弧のうち安全率が最小となる円弧を求め、この円弧より前方の土塊を崩壊土砂とする（参考図-13）。

なお対象斜面の断面形状は、ユニットネット施工後の断面形状とする。したがって施工に伴い切土整形が行われる場合には、整形後の地形となる。また、この崩壊土砂の断面積を $A \text{ m}^2$ とする。



参考図-13 崩壊土砂の範囲

・荷重

荷重は、崩壊土砂の自重のみとする。実際の崩壊では、地下水あるいは表流水の荷重や倒木による荷重なども加わることが想定されるが、定量的な評価を行うことが困難であることから、ここでは飽和重量を見込むことだけにとどめる。また前項において、対象となる崩壊土砂の範囲を特定するため円弧すべり解析を用いたが、荷重としてはモーメントではなく単純に重量のみを評価する。

なお設計計算上ユニットネットおよび補強材に作用する荷重は、前出の落石対策便覧に準じて斜面勾配による補正を行う（参考図-14）。

$$W = A \times \gamma_{sat} \quad \dots \dots \dots \text{(参考式-5)}$$

$$W' = (\sin \theta - \mu \cdot \cos \theta) \cdot W \quad \dots \dots \dots \text{(参考式-6)}$$

ここに、W : 崩壊土砂重量(kN)

A : 崩壊土砂の断面積(m²)

γ_{sat} : 崩壊土砂の単位体積重量(kN/m³)

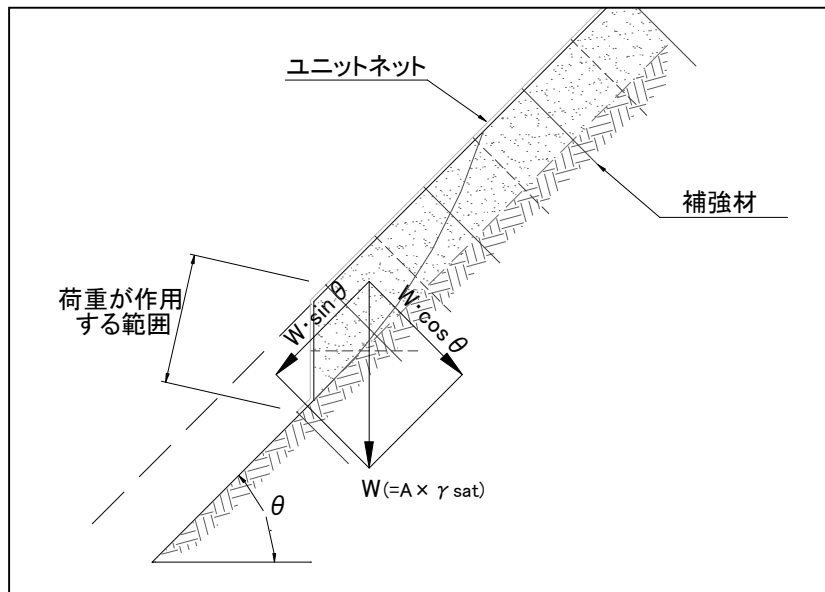
(地下水、表流水が含まれることを考慮して、飽和単位体積重量を用いる)

W' : 実際に作用する荷重(kN)

θ : 不動層と崩壊土砂層との地層境界の勾配(°)

μ : すべり面における摩擦係数($\simeq 0.5$)

すべり面における摩擦係数(μ)は、通常的设计計算における $\tan \phi$ (ϕ : 内部摩擦角) に相当するが、ここでは崩壊発生後の土砂を対象とするため、残留強度の ϕ を知る必要がある。しかし対象とする土質に対する残留強度の値を適切に求めることは困難であることから、ここでは $\tan \phi = \mu \simeq 0.5$ とした。なお荷重が作用する範囲は、滑落崖を覆う補強材の範囲とする。



参考図-14 荷重の条件

(3) ユニットネットの設計

荷重が作用する範囲の単位幅 (1m) 当たりに含まれるユニットネットの数は、

$$N_{UN} = L \times 2 \quad \dots \dots \dots \text{(参考式-7)}$$

ここで、 N_{UN} : 荷重が作用する範囲の単位幅 (1m) 当たりに含まれるユニットネットの数

L : 滑落崖を覆う補強材の間の斜面長(m)

崩壊土砂の荷重が、ユニットネットに等分布荷重として作用するものと考え、ユニットネット工法の適用条件は、次式の通りである。

$$T_{UN} \times N_{UN} \geq W' \quad \dots \dots \dots \text{(参考式-8)}$$

ここで、 T_{UN} ：ユニットネットの許容引張荷重（＝20kN／個）

滑落崖では、土砂崩壊の防止・抑止に寄与するような樹木・草木が生育していない場合が多い。特に崩壊から年月を経っていない斜面では、不安定な裸地状を呈しているのが一般的である。このような滑落崖部分で崩壊が生じた場合、崩壊土砂は多量の水を含んだ泥水状となることから、このような崩壊土砂の流出をユニットネット（目間が一辺 50cm の正方形）だけで防止することは困難である。したがって、滑落崖を覆う部分については目間が 50mm 以下のラス網等と併用し、長期間の使用を想定する場合にはラス網等に亜鉛めっき以上の防錆加工を施すものとする。

なお滑落崖部分に草木が密に繁茂している場合には、斜面の状況を十分検討した上でラス網を省くことが出来るものとする。

(4) 補強材の設計

補強材 1 本が負担する荷重は、次のように求められる。

$$P = \frac{W' \times S_H}{n} \quad \dots \dots \dots \text{(参考式-9)}$$

ここで、 P ：補強材 1 本が負担する荷重(kN)

S_H ：補強材の横方向間隔(m)

n ：設計断面において、荷重が作用する範囲に含まれる補強材の段数

補強材は、引張力およびせん断応力に対し次式の条件を満たす必要がある。

$$\min[T_{2pa}, T_{sa}] \geq P \quad \dots \dots \dots \text{(参考式-10)}$$

$$\tau_a \geq \frac{P \cdot 1000}{A_s} \quad \dots \dots \dots \text{(参考式-11)}$$

ここで、 T_{2pa} ：定着層における引き抜き抵抗(kN)

T_{sa} ：補強材の許容引張力(kN)

これらの詳細については、「ユニットネット工法設計要領」あるいは「切土補強土工法設計・施工要領：東日本高速道路株式会社」を参照のこと。

τ_a ：補強材の許容せん断応力(N/mm²)

一般的な鉄筋を用いる場合、 $\tau_a = 80 \text{ N/mm}^2$ (長期)、 120 N/mm^2 (短期)

A_s ：補強材の断面積(mm²)

したがって、上記の式を満足できない場合には、補強材をより強度の高いものに換えるか、あるいは定着層への定着長を長くするかして、満足できるようにする必要がある。

(5)補足事項

ここでは通常のユニットネット工法に加えて考慮すべき構造上の事柄について述べる。

・ラス網との併用

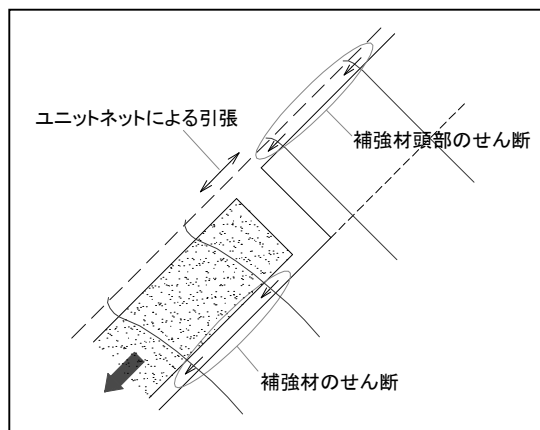
(3)で述べたように、崖面を覆う部分については目間が 50mm 以下のラス網等との併用を図るものとし、長期間の使用を想定する場合にはラス網等に亜鉛めっき以上の防錆加工を施すものとする。

・水抜き孔の設置

斜面の崩壊は、降雨・地下水等の水が誘因となって発生するケースがほとんどである。またここで対象としている様な崩壊後の斜面では、前面の崖面部分は基本的に非常に不安定な状態であり、さらに降雨等による浸食やパイピングによる崩壊が生じやすい状況である。そこで、地層境界付近の地下水を速やかに排出する目的で、フトン管等による透水性を確保した土留工や水抜き孔を設置しておくことが望ましい。

Ⅲ-Ⅳ. 今後の課題

ユニットネット工法には、崖面部分以外のユニットネットと補強材にも**参考図-15**に示すような補強効果があると思われる。ただしこれらについては現時点で研究不足であり、設計計算に定量的に盛り込むことは困難である。そこで今後これらの効果についても研究・検討を行うことが必要と考えられる。



参考図-15 崖面部以外のユニットネット工法の補強効果

また本設計資料（案）は、落石対策便覧の考え方を参考に現時点で妥当と考えられる設計手法を取りまとめたものである。したがって今後実験等を重ねることによって本設計資料（案）の妥当性を検証し、場合によっては修正を加える必要があると思われる。

また本設計資料（案）では、風倒木のメカニズムや倒木自体が構造物に与える影響については考慮していない。そこで、今後はこれらの現象が斜面の安定に与える影響を定量的に評価する手法を検討し、本設計資料（案）に取り入れることが望ましいと考えられる。

- ◆本資料に記載された内容の無断転載や複製はご遠慮下さい。
- ◆本資料に記載された内容の不適切な使用などによって生じた損害につきましては、責任を負いかねますのでご了承下さい。
- ◆本資料に記載された内容は、予告なく変更される場合がありますので、予めご了承下さい。なお、最新の情報につきましては、当研究会までお問い合わせ下さい。

ユニットネット工法

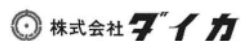
－ 設計要領(案) －

令和4年5月

編集・発行 ユニットネット工法研究会

事務局 〒550-0003

大阪市西区京町堀1丁目17番8号 京ビル



TEL (06) 6447-7313(代)

FAX (06) 6447-7312

<http://www.daika-net.co.jp/>

E-mail: doboku@daika-net.co.jp
