

LL補強土工法

設計・施工マニュアル

まえがき

補強土工は、のり枠工やアンカー工と並び主要な斜面对策工法のひとつに成長し、斜面安定化工法として社会資本整備に幅広く使用されるようになった。補強土工法が普及し始めた当時、コンクリート構造物の老朽化や鋼材の腐食発生が社会資本整備の大きな課題となり、この問題に早くから取り組んできたアンカー工の分野では、早期にアンカーの二重防食が規定された。一方、補強土工の分野では、平成10年に防食工として補強材や補強材頭部をメッキ製品とすることが規定されたのみであった。近年、メッキ製品の耐久性に関する研究が進み、臨海地域や土壌中におけるメッキ製品の耐久性が懸念されるようになり、補強土工にはさらなる防食技術の向上が期待される時代となった。

本来、斜面整備の効果は、数世紀以上の長期にわたって機能することが求められている。LL補強土工法は、この観点から補強土工分野における耐久性のさらなる向上を意図して開発されたものである。本工法が将来にわたって、豊かで安全な日本の社会資本整備に寄与出来ることを願う次第である。

目 次

【 設 計 編 】

まえがき

第1章 LL補強土工法の特徴	4
1.1 適用指針	4
1.2 LL補強土工法の概要	5
1.3 LL補強土工法の適用	6
1.4 使用材料	9
1.4.1 補強材の種類	9
1.4.2 使用材料の仕様と特徴	9
第2章 LL補強土工法の調査	18
第3章 LL補強土工法の設計	20
3.1 設計の概要	20
3.2 設計値	21
3.3 地盤定数	24
3.4 安定計算	24
3.5 必要抑止力の算定	25
3.6 補強材の配置計画	26
3.6.1 補強材の配置間隔	26
3.6.2 補強材の打設角度	26
3.6.3 補強材の長さ	27
3.7 補強材の許容補強材力	28
3.8 内的・外的安定性の検討	30
3.9 経験的設計法	33
3.10 エルックの設計	34
3.10.1 一般事項	34
3.10.2 のり面工の選定	35
3.10.3 エルックの断面設計	36
3.10.4 のり面工低減係数	37
3.11 構造細目	38
3.11.1 スペーサーの設置	38
3.11.2 頭部処理法	39
3.11.3 排水工	40
3.11.4 防食工	41

3.11.5	凍結融解作用の処置工-----	41
3.11.6	孔口処理工 -----	44
第4章	施工 -----	45
4.1	施工計画 -----	45
4.2	施工 -----	45
4.2.1	施工手順 -----	46
4.2.2	準備工 -----	46
4.2.3	足場工 -----	47
4.2.4	削孔工 -----	47
4.2.5	注入工 -----	48
4.2.6	挿入工 -----	48
4.2.7	エルックへのモルタル吹付 -----	49
4.3	施工管理 -----	50
4.3.1	エポキシ樹脂塗装鉄筋の受け入れ検査と補修 -----	50
4.3.2	エポキシ樹脂塗装鉄筋の組立 -----	51
4.3.3	確認試験方法 -----	52
1)	確認試験の準備方法 -----	52
2)	確認試験本数 -----	55
3)	確認試験の試験荷重 -----	55

第1章 LL補強土工法の特徴

1.1 適用指針

本マニュアルは、斜面の安定化対策として、LL補強土工法を適用する際に必要な事項をまとめた指針である。本マニュアルは関連分野の既存の指針に準拠しているが、本工法で設けた特有の規定にも従わなければならない。

【解説】

LL補強土工法は、次の指針に準拠している。

- i 「道路土工一切土工・斜面安定工指針」：(社) 日本道路協会 2009
- ii 「切土補強土工法設計・施工要領」：(株)高速道路総合技術研究所 2007（文章中ではNEXCO要領と略す。）
- iii 「のり枠工の設計・施工指針」：(社) 全国特定法面保護協会 2006

補強土工の設計は i と ii の指針および要領と基本的には同じ手法を採用する。しかし、使用する材料や構造的な特徴から ii の要領とは4つの相違点があるので記載する。他の点は、従来の設計法と同じである。iiiは、のり面工（エルック）の設計・施工に適用し、iは特に斜面の調査法について有益である。

NEXCO 要領との設計上の相違点

① メッキ製品の不使用

本工法で使用する鋼材は、土木学会で規定されたエポキシ樹脂粉体塗装を施した製品とする。塗膜は土木学会が規定した十分な強度性能と耐食性能を有する。本工法では、メッキした補強材よりエポキシ樹脂を粉体塗装した補強材が耐久性の点で優れているために変更したものである。

② 頭部処理

本工法では、補強材をメッキ製品のプレートやナットで固定する手法を採用せず、エポキシ樹脂粉体塗装を行った補強材をモルタルののり面工（エルック）に埋め込んで固定することとした。本工法の梁の大きさ（300×300）の場合では、この固定法で、十分な設計強度を確保できるためである。

③ 補強材の腐食しろ

エポキシ樹脂粉体塗装を施した補強材は、非常に耐食性が高いため、腐食しろは不要である。エポキシ樹脂塗装は、これまでも要領で腐食環境での利用が推奨されていた防錆手法である。

④ のり面工低減係数（ μ ）

のり面工低減係数（ μ ）は、NEXCO 要領の概念にしたがって算出するが、本工法ののり面工低減係数（ μ ）を、現時点では低め（安全側）に設定し P34 の表-3.9 に示す。

1.2 LL補強土工法の概要

LL補強土工法は、補強材2本とのり面工(梁状支圧板)をコの字型に配置し、補強材を連結した切土補強土工法である。使用する構造部材には、エポキシ樹脂を静電粉体塗装(厚さ $220 \pm 40 \mu\text{m}$)し、従来工法に対して長期間の耐久性を有するものを選定しなければならない。

【解説】

LL補強土工法は、図-1.1 と図-1.2 に示したように補強材2本と梁状ののり面工が一体となったコの字型の構造を有する地山補強土工法である(特許第 3558603 号・特許第 3803272 号)。2本の補強材を地山に挿入し、補強材と注入材を介して地山に発生する摩擦力により補強材が地山の变形を拘束し、のり面工(エルック)と一体となって斜面を安定化させる工法である。以下に本工法の特徴を示す。

- ① 使用する構造部材(補強材・主筋・配力筋・スターラップ・補助アンカー・吹付金網・スパーサー・カプラー)は、エポキシ樹脂静電粉体塗装品(厚さ $220 \pm 40 \mu\text{m}$)であるため、従来工法に対して長期間の耐久性を有する。
- ② エルックを2本の補強材で固定する簡便な構造であるが、のり面や地山を安定させる十分なのり面工低減係数と強度を有する。
- ③ 施工においては、エルックが一段ごとに区分して施工しやすいため、逆巻き工法を採用する場合は施工性が良い。
- ④ 斜面の崩壊対策として、風化岩、崩積土、砂質土、粘性土(非常に軟質な場合を除く)に対し、長さ 5.0m 以内の挿入長で適用する。
- ⑤ 本工法の適用範囲は、崩壊長さ 30m 以下の中小規模の崩壊とし、地すべりには適用できない。

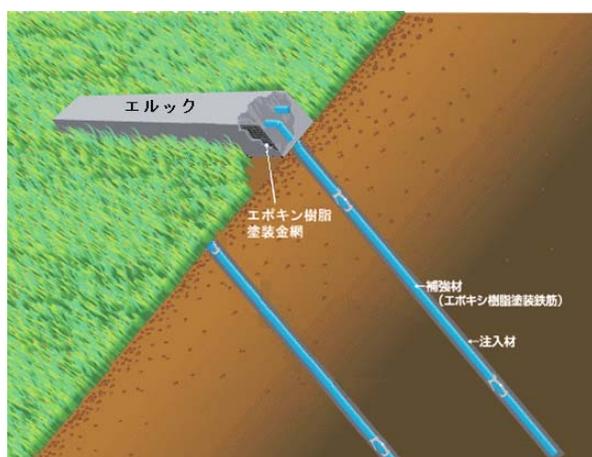


図-1.1 LL補強土工法の説明
2本の補強材で1基のLL補強土工

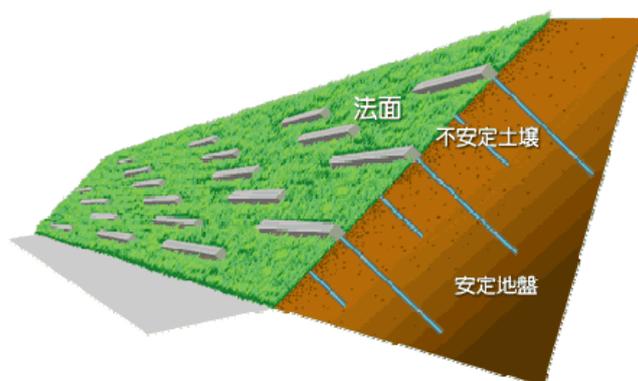


図-1.2 LL補強土工法の適用斜面概念

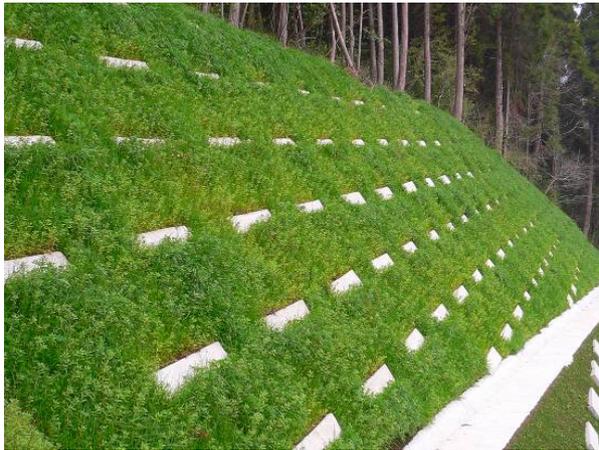


図-1.3 施工例(植生基材吹付のり面)



図-1.4 施工例(吹付モルタルのり面)

LL補強土工法は、補強材の間隔とエルックの形状により、表-1.1 に示した型式に区分される。型式の数字部分は補強材間隔を示し、C,Dは補強材の径（C：補強材径 D19、D：補強材径 D22）を示す（したがって、L12Cの場合では、補強材の呼び径が D19 で、補強材の間隔が 1.20mであることを示す。）。補強材の長さは、一般的には 2.0~5.0m程度である。

表-1.1 LL補強土工法の型式

型式	補強材間隔(m)	最大設計荷重(kN/本)	主要指針の適合性と認証
L12C	1.2	40.1	★建設技術審査証明取得 2010 年 9 月
L12D	1.2	54.2	★ 同上
L13C	1.3	40.1	全国特定法面保護協会の性能照査型設計指針適合
L13D	1.3	54.2	同上
L14C	1.4	40.1	★建設技術審査証明取得 2010 年 9 月
L14D	1.4	54.2	★ 同上
L15C	1.5	40.1	★ 同上
L15D	1.5	54.2	★ 同上
H17C	1.7	40.1	全国特定法面保護協会の性能照査型設計指針適合
H17D	1.7	54.2	同上
H17E	1.7	70.9	同上
H20C	2.0	40.1	同上
H20D	2.0	54.2	同上
H20E	2.0	70.9	同上

1.3 LL補強土工法の適用

本工法の適用に当たっては、斜面の崩壊形態や本工法の特徴を考慮して、安全性・経済性・施工性・景観・維持管理などについて検討し適用しなければならない。

【解説】

本工法を崩壊対策に用いる場合は、標準勾配で切土したときに小～中規模の崩壊が発生または予測される場合に適用する（ここで述べる中規模の崩壊とは、崩壊長さが $L=30\text{m}$ 以下を目安とする）。

切土のり面を標準勾配より急勾配にする場合は、のり面の安定を確保する目的で本工法を適用する。また、不安定な地山に対しても、安全性などについて検討し本工法を適用することができる。

切土補強土工の対象地盤として NEXCO 要領では図-1.8 が示されており、本工法の適用地盤も同要領を参考に出来る。地下水位が高い場合や湧水が多い場合には、本工法は基本的に適用できない。ただし、本工法の適用に先立って、横ボーリング工などにより十分な排水対策を行って地下水位を低下させ、かつ地山と注入材の間に周面摩擦抵抗が十分に確保出来る場合は適用できる。

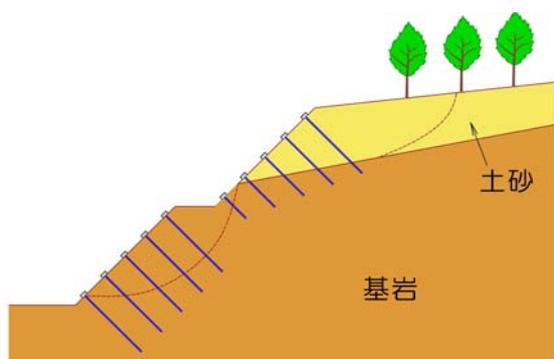


図-1.5 標準勾配のり面に適用

標準勾配で切土を行った時に表層が不安定化し、肌落ちや小崩壊を起こす場合に用いる。切土により、地山の緩みや劣化が著しいことが予想される場合に、それらの進展を抑止するために適用する。

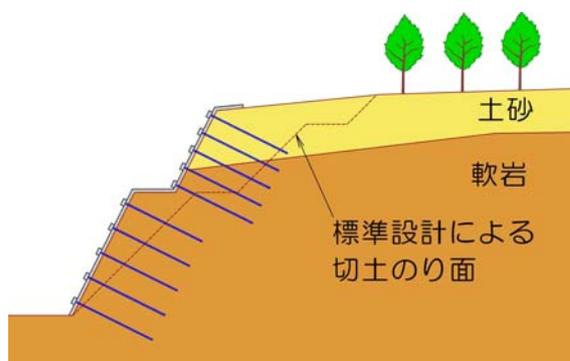


図-1.6 急勾配のり面に適用

標準勾配よりのり面を急にすることは、のり面の安定を確保する目的で本工法を適用する。標準勾配から（1～3分）程度の急な勾配採用が一般的である。軟岩以下の軟質斜面をこれより急勾配に切土し、本工法を適用する場合は十分な検討が必要である。

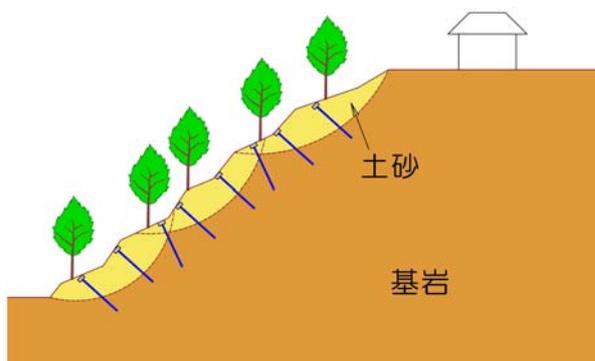
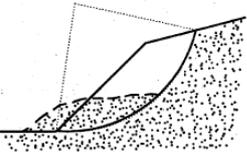
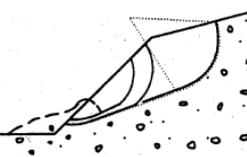
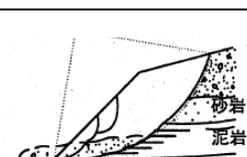
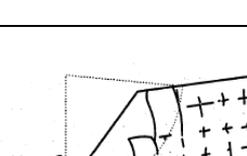
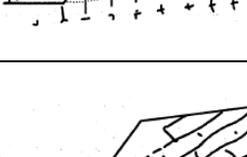
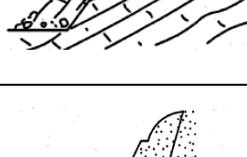


図-1.7 小規模な崩壊発生が予想される自然斜面(地山)に適用

地山が不安定な場合でも、安全性などについて検討し本工法を適用出来る。本工法は、エルックが地山と密着し、打設位置を容易にずらすことが出来るので、樹木を切らずに施工できる特徴がある。

番号	崩壊形態	崩壊例	すべり線 形状	代表的地質	適用対象の判定	
					崩壊対 策	急勾配 掘削
①	均質な粘性土 における崩壊		円弧	第四紀層粘性土 火山泥流 火山灰質粘性土 強風化泥岩 温泉余土	○	△
②	均質な砂質土 における崩壊		円弧あるい は直線	山砂 真砂(まさ) 火山灰質砂質土 (シラス)	○	○
③	傾斜地盤上の 崩積土の崩壊		直線 (上部円弧)	崩積土(崖錐) 風化表層土 段丘礫層	○	○
④	風化等の進行 に伴う表層崩 壊		円弧あるい は直線	第三紀層 古第三紀頁岩 凝灰岩 蛇紋岩	○	○
⑤	割れ目の多い 岩、受け盤の 崩壊		円弧あるい は直線	中生層 火成岩 片岩類 頁岩 蛇紋岩	△	△
⑥	割れ目が流れ 盤となる岩の 崩壊		円弧あるい は直線	第三紀層 古第三紀頁岩 熱水変質した火 成岩 片岩類 凝灰岩 蛇紋岩	△	×
⑦	構造的弱線を持 つ地質の崩壊		円弧あるい は直線	断層破碎帯 旧地すべり地 崩壊跡地	×	×

○適用性あり △適用に当り検討を要する ×適していない

(出典：切土補強土工法設計・施工要領 NEXCO 2007)

図-1.8 適用対象の斜面崩壊形態

1.4 使用材料

1.4.1 補強材の種類

補強材は、ネジ節棒鋼(SD345)に静電粉体塗装法を用いてエポキシ樹脂をした鉄筋とする。鋼棒とする。エポキシ樹脂塗装鉄筋の設計で使用する付着強度は無塗装鉄筋の85%とする。

【解説】

補強材には、JIS G 3112 に適合したネジ節棒鋼(SD345)に土木学会基準(JSCE-E 102-2003)に従って、200度程度に加熱された鉄筋に、エポキシ樹脂を静電粉体塗装法を用いて塗膜厚 $220 \pm 40 \mu\text{m}$ で、樹脂粉体を熔融固着した鉄筋を使用する。エポキシ樹脂粉体塗装では、図-1.9に示したように、断面の凹凸に関わらず一定の厚さの塗膜が形成され安定した付着力が得られやすい特徴がある。

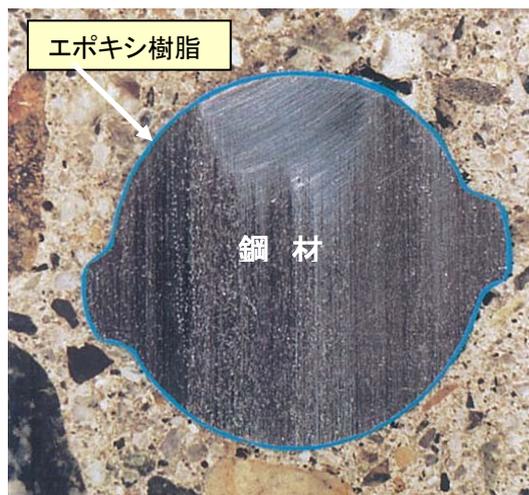


図-1.9 エポキシ樹脂を粉体塗装した断面

本工法で規定する許容付着力は、「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針 土木学会2003」で「エポキシ樹脂塗装鉄筋の付着強度は無塗装鉄筋の85%以上とする。」と定められていることから、補強材周囲の注入材の圧縮強度を $30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ とした

場合の無塗装鉄筋の許容付着力 $1.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ を85%に低減した値 $1.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ とする。

補強材の寸法諸元と耐力

表-1.2 棒鋼の寸法諸元と耐力

ボルトの種類	材質	降伏点 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ボルトの呼び径	公称径 (mm)	単位重量 (N/m)	塗膜厚 (μm)
ネジ節棒鋼	SD345	345 以上	490 以上	D19	19.1	22.1	220 ± 40
				D22	22.2	29.8	220 ± 40
				D25	25.4	39.0	220 ± 40

$$1\text{N/mm}^2 = 10^3\text{kN/m}^2 = 10.2 \text{ kg f /cm}^2$$

1.4.2 使用材料の仕様と特徴

LL補強土工法で使用する鋼材(補強材・主筋・配力筋・スターラップ・補助アンカー・金網型枠・スペーサー・カプラー)は、すべてエポキシ樹脂静電粉体塗装したものを使用しなければならない。

【解説】

エポキシ樹脂静電粉体塗装品は、エポキシ樹脂の粉体塗料を 200℃程度に加熱された鉄筋に、エポキシ樹脂を静電粉体塗装法を用いて塗膜厚 $220 \pm 40 \mu\text{m}$ で、樹脂粉体を熔融固着した塗装品である。LL補強土工法の主要構造材（補強材・主筋・配力筋・スターラップ・補助アンカー・カプラー）は、「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針 土木学会 2003」に適合した塗装法を適用する（仮設材のスペーサーと吹付金網も同じ製法である）。また、その取り扱いは、同指針に適合したものとする。本工法に関する同指針の主要な点を表-1.3 と表-1.4 に示す。

エポキシ樹脂塗装鉄筋に使用する塗料および鉄筋に関しては、次に示す土木学会基準が定められており、構造材は基準に適合した製品を使用する。

- ① JSCE-E 104 「エポキシ樹脂塗装鉄筋用塗料の品質規格」
- ② JSCE-E 103 「エポキシ樹脂塗装鉄筋用棒鋼の品質規格」

エポキシ樹脂塗装鉄筋は、上記 JSCE-E 103 の規格に適合する鉄筋に JSCE-E 112 「エポキシ樹脂塗装鉄筋用ブラスト処理規格」に準拠したブラスト処理を施した後に予熱し、上記 JSCE-E 104 の規格に適合する粉体エポキシ樹脂塗料を用い、静電粉体塗装により製造した製品である。

また、汀線に建設され調査時点で 19 年経過した構造物を調査した結果、鉄筋周囲の塩化物イオン濃度が鉄筋腐食発生限界塩化物イオン量を大きく上回っているにもかかわらず、エポキシ樹脂塗装鉄筋では、コンクリートにひび割れが生じている箇所ですら腐食が生じていないことが確認されている（「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針 土木学会 2003」）。

ピンホール試験は肉眼で見えない欠陥部や局所的な薄膜部を電氣的に検出する試験である。ピンホールが存在しない塗膜が理想的ではあるが、異形鉄筋を塗装する場合には、塗料や塗装技術よりも鉄筋の表面性状の影響が大きく、JSCE-E 103 「エポキシ樹脂塗装鉄筋用棒鋼の品質規格」に適合する鉄筋を使用した場合に発生する表-1.3 に示された範囲内でのピンホールの存在は許容されている。なお、ピンホール部分が、進行性の腐食を発生させることは通常考えられないとされている。

塗膜の耐衝撃性は、施工における塗膜損傷の発生に影響を与えるので、高い耐衝撃性が求められるが、エポキシ樹脂ではその性能に限界がある。そこで、この点を考慮して 2003 年版の JSCE-E 514 「エポキシ樹脂塗装鉄筋の耐衝撃性試験方法」では、より現実的な観点から、撃芯が直接あたった部分の周囲で塗膜の破砕、割れ、はく離および浮きなどが生じないことと規定している。

耐食性は、耐アルカリ性ととも塗料自体の性能で定まるため、まず耐食性に対する塗装の基本的な性能を JSCE-E104 「エポキシ樹脂塗装鉄筋用塗料の品質規格」で規定し、その上で、エポキシ樹脂塗装鉄筋自体の耐食性を JSCE-E518 「エポキシ樹脂塗装鉄筋の耐食性試験方法」で評価しなければならないとされている。本工法では、「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針 土木学会 2003」が規定した耐食性を満足する補強材・主筋・配力筋・スターラップを使用する。

エポキシ樹脂塗装鉄筋の主要な製造規格を表-1.3 に示し、取り扱い上の留意点を表-1.4 に示す。

表-1.3 エポキシ樹脂塗装鉄筋の製造規格

種類	名称	基準 (2003年)
塗装鉄筋	外観	塗膜が均一で、たれ、突起、異物付着の著しいものがないこと
	ピンホール	D19 以下の場合には 5 個/m 以下であること
		D22 以上の場合には 8 個/m 以下であること
	塗装厚	塗膜厚さを $220 \pm 40 \mu\text{m}$ とし、その範囲を超える塗膜厚の測定箇所数が全測定箇所数の 10% 以下の頻度であること
	耐衝撃性	エポキシ樹脂塗装鉄筋の節に 1.0kg のおもりを落下させ撃芯が直接当たった部分とその周囲に塗膜の破裂、割れ、はく離および浮きが無いこと
	曲げ加工性	1 本の鉄筋から切り出した試験材 5 本を曲げ加工し、クラックが発生した供試体数が 20% 以下であること
	付着強度	塗装鉄筋の最大付着応力度が無塗装鉄筋の 85% 以上であること
	耐食性	塩水噴霧試験を 1000~1100 時間実施した試験材の平均発生面積率が 0.5% 以下であること
硬化度	塗膜に傷が付かないこと	

(出典：エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針 土木学会 2003)

表-1.4 エポキシ樹脂塗装鉄筋の取り扱い上の留意点

運搬時の留意事項	<ul style="list-style-type: none"> ・緩衝材やシートなどで塗膜を保護する。
梱包した塗装鉄筋の束をクレーンで吊るときの留意事項	<ul style="list-style-type: none"> ・ナイロンスリングを用いるか、厚さ 1cm のゴムマットで保護したワイヤーロープを使用する。 ・塗装鉄筋がたわむと鉄筋素地に達する塗膜損傷を生じることがあるので、1 点吊りは避け、2 点吊りないし 3 点吊りとする。
小運搬時の留意事項	<ul style="list-style-type: none"> ・塗装鉄筋同士が接触したり地面と直接接触するような状態で引きずらない。
塗装鉄筋の束を積み重ねて貯蔵するときの留意事項	<ul style="list-style-type: none"> ・塗装鉄筋を梱包するときは、平行に配列する。重ねてよい段数は 5 段までとする。
塗装鉄筋加工時の留意事項	<ul style="list-style-type: none"> ・配筋した塗装鉄筋を足場として使用してはならない。 ・塗装鉄筋をコンクリート上に落下させてはならない。 ・塗装鉄筋は、普通鉄筋より慎重に取り扱う。
コンクリート打ち込み時の留意事項	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート打ち込み高さは、1.5m 以内とする。 ・締固めに用いる内部振動機は樹脂チューブで被覆したものを使用する。
貯蔵	<ul style="list-style-type: none"> ・直射日光を避けるため、倉庫内に貯蔵することが望ましいが、屋外におく場合は、シートなどで覆い貯蔵してもよい。

(出典：エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針 土木学会 2003)

(1) 構成材料

LL補強土工法の代表的な構造図を図-1.10 に示し、構成材料の仕様について説明する。

LL補強土工法の型式は、補強材の呼び径と補強材間隔の組み合わせで、表-1.5 に示す6型式に区分される。この表で、L12Cなどの型式名の数字部分は補強材の間隔を示し、C、Dの記号はそれぞれ補強材の呼び径 D19, D22 を示す。

LL補強土工法の特徴は、補強材とエルックの主筋が連結している点にある^{※1}。

表-1.5 LL補強土工法の型式(ゴシック体が型式名)

補強材の呼び径	補強材間隔		
	1.2m	1.4m	1.5m
D19	L12C	L14C	L15C
D22	L12D	L14D	L15D

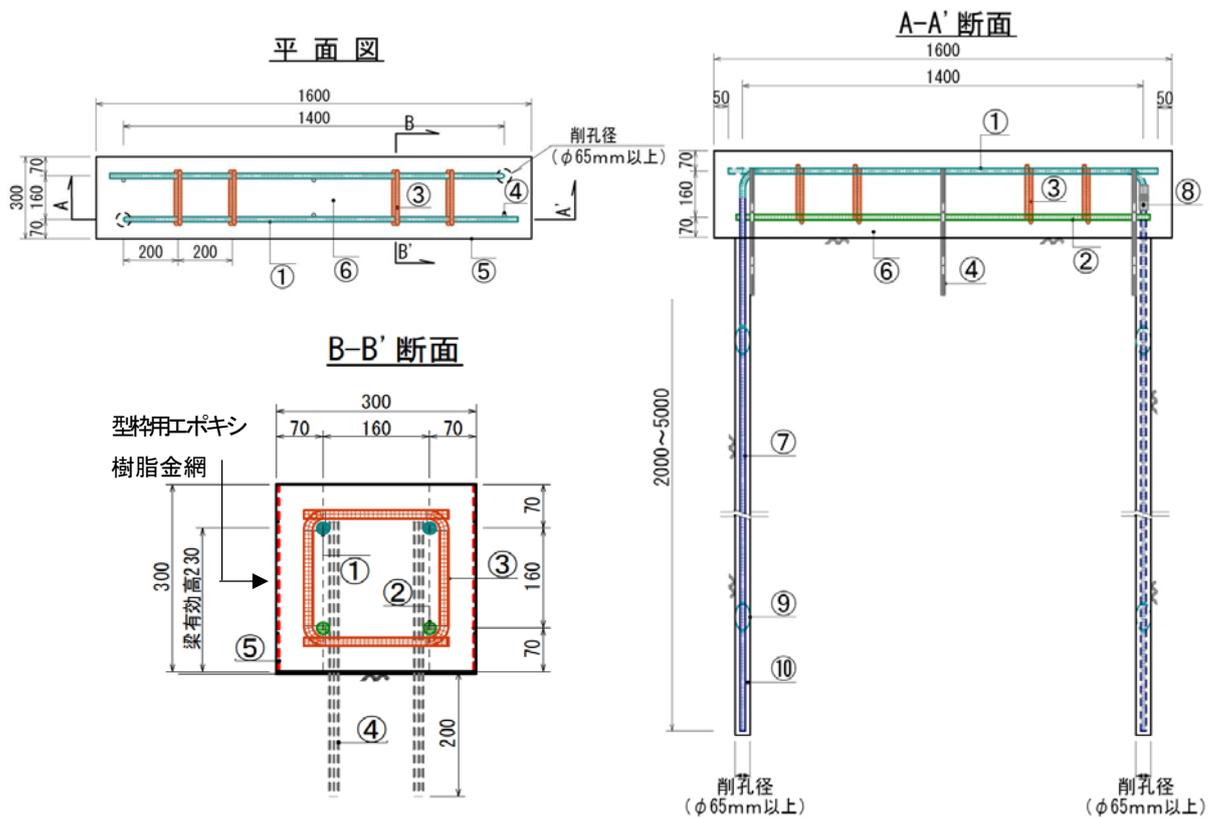


図-1.10 構造図例(L14C型)

※1：補強材と主筋は基本的にはL字型の1本の鋼材からなる。しかし、崩壊性地盤でケーシングを使用する場合、L字型の補強材を地盤に挿入した後は、地上に出る主筋部分が障害となり、ケーシングの引き抜き作業ができない。このため、LL補強土工法では、先に地中に補強材(直棒)を挿入し、ケーシングを引き抜いた後にエルックの主筋と補強材をLLカプラー⑧で連結してL型にすることで、ケーシングを使用した掘削にも対応可能とした。

表-1.6 LL補強土工の構成材料一覧表

記号 (使用箇所)		名称	仕様または概要
①	エルック	主筋	エポキシ樹脂塗装したネジ節棒鋼 JIS G 3112(鉄筋コンクリート用鋼棒) SD345 D19 2本
②	エルック	配力筋	エポキシ樹脂塗装した異形棒鋼 JIS G 3112 SD345 D19 2本
③	エルック	スターラップ	エポキシ樹脂塗装した異形棒鋼 JIS G 3112 SD345 L=600 2~4箇所
④	エルック	補助アンカー	エポキシ樹脂塗装した異形棒鋼 JIS G 3112 SD345 D13 L=440 4本
⑤	エルック	金網型枠	エポキシ樹脂塗装した金網 JIS G 3547(亜鉛メッキ鉄線)
⑥	エルック	吹付モルタル	吹付モルタル (18N/mm ²)
⑦	地盤中	補強材	エポキシ樹脂塗装したネジ節棒鋼 JIS G 3112 SD345
⑧	エルック (崩壊性地盤 などで使用)	LL カプラー	エポキシ樹脂塗装した樹脂グラウト継ぎ手 JIS G 5503(オーステンハ 球状黒鉛铸造品) SD490
		カプラー充填グラウト	有機グラウト剤 (エポキシ樹脂)
⑨	地盤中	LL スペーサー	エポキシ樹脂塗装した K-1 スペーサー JIS G 4401(炭素工具鋼材)
⑩	地盤中	注入材	セメントミルク JIS R 5210(ポルトランドセメント)

(2) 使用部材の仕様

1) 補強材・主筋 (構造図の⑦と①)

補強材と主筋には、JIS G 3112 に適合したネジ節棒鋼 (SD345) を用い、土木学会の指針「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針[改訂版] 土木学会 2003」に従って 200℃程度に加熱した鉄筋に、粉体エポキシ樹脂塗料を熱融着した図-1.11に示す製品を使用する。この塗装の厚は、土木学会基準 (JSCE-E 102-2003) に従った $220 \pm 40 \mu\text{m}$ の塗膜厚である。

鋼材の寸法を表-1.7に示し、地盤挿入長と補強材長の関係を表-1.8に示す。

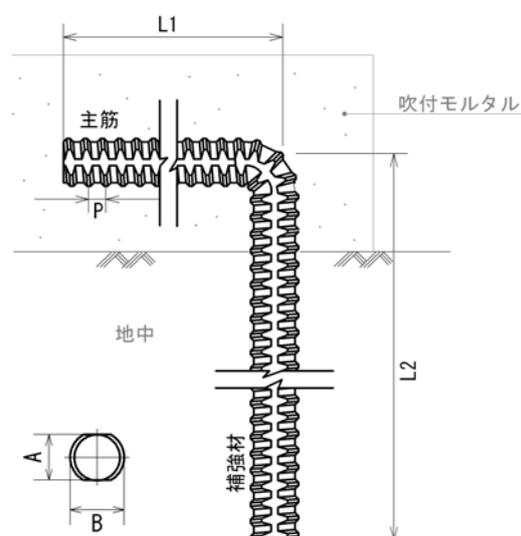


図-1.11 補強材と主筋

表-1.7 補強材と主筋の寸法

型式	呼び径	降伏荷重 (kN)	主筋長 L1 (m)	補強材長 L2 (m)	A (mm)	B (mm)	ネジピッチ P (mm)
L12C	D19	97.8	1.250	2.230~5.230	17.5	21.5	8.0
L12D	D22	131.1	1.250	2.230~5.230	20.5	24.8	9.0
L14C	D19	97.8	1.450	2.230~5.230	17.5	21.5	8.0
L14D	D22	131.1	1.450	2.230~5.230	20.5	24.8	9.0
L15C	D19	97.8	1.550	2.230~5.230	17.5	21.5	8.0
L15D	D22	131.1	1.550	2.230~5.230	20.5	24.8	9.0

表-1.8 挿入長別の補強材長

型式	地盤挿入長 (m)	補強材長 L2 (m)
各型式共通 (L12C, L12D, L14C, L14D, L15C, L15D)	2.0	2.230
	2.5	2.730
	3.0	3.230
	3.5	3.730
	4.0	4.230
	4.5	4.730
	5.0	5.230

2) 配力筋 (構造図の②) SD345 材質 : JIS G 3112 粉体エポキシ樹脂塗料を熱融着したもの

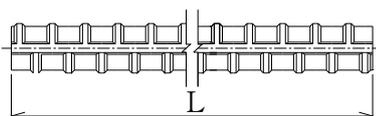


図-1.12 鉄筋

表-1.9 鉄筋の寸法

型式	呼び径	鉄筋長 L (mm)
L12C	D19	1245
L12D	D22	1245
L14C	D19	1445
L14D	D22	1445
L15C	D19	1545
L15D	D22	1545

3) スターラップ (構造図の③) SD345 材質 : JIS G 3112 粉体エポキシ樹脂塗料を熱融着したもの

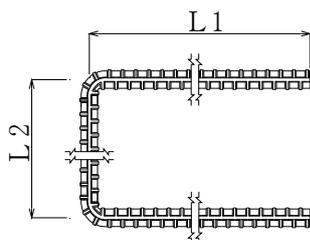


図-1.13 スターラップ

表-1.10 スターラップの規格

型式	呼び径	L1 (mm)	L2 (mm)
全型式	D13	210	204

4) 補助アンカー (構造図の④) SD345 材質: JIS G 3112

粉体エポキシ樹脂塗料を熱融着したもの

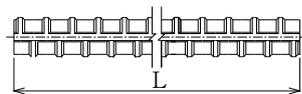


図-1.14 補助アンカー

表-1.11 補助アンカーの寸法

型式	規格	L (mm)
全型式	D13	440

5) LL カプラー (構造図の⑧) 材質: JIS G 5503

粉体エポキシ樹脂塗料を熱融着したもの

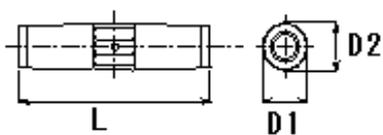
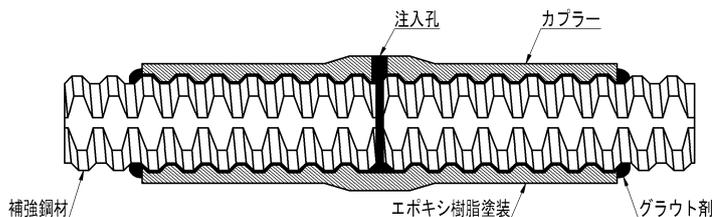


図-1.15 LL カプラー

鉄筋径	L (mm)	D1 (mm)	D2 (mm)
D19 用	110	31.0	32.6
D22 用	125	36.0	37.9



(ネジテツコン有機グラウト継手に粉体エポキシ樹脂塗料を熱融着したもの)

図-1.16 LL カプラー断面図

6) LL スペース (構造図の⑨) 材質: JIS G 4401 粉体エポキシ樹脂塗料を熱融着したもの

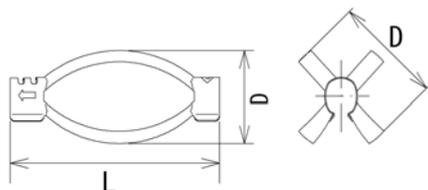


図-1.17 LL スペース

表-1.13 LLスペースの規格

削孔径(mm)	鉄筋径	L (mm)	D (mm)
65	D19	127	65
65	D22	127	65
65	D25	130	65

- 7) **金網型枠** (構造図の⑤) 材質：JIS G 3547 粉体エポキシ樹脂塗料を熱融着したもの
(網み金網「クリンプ金網」を加工)

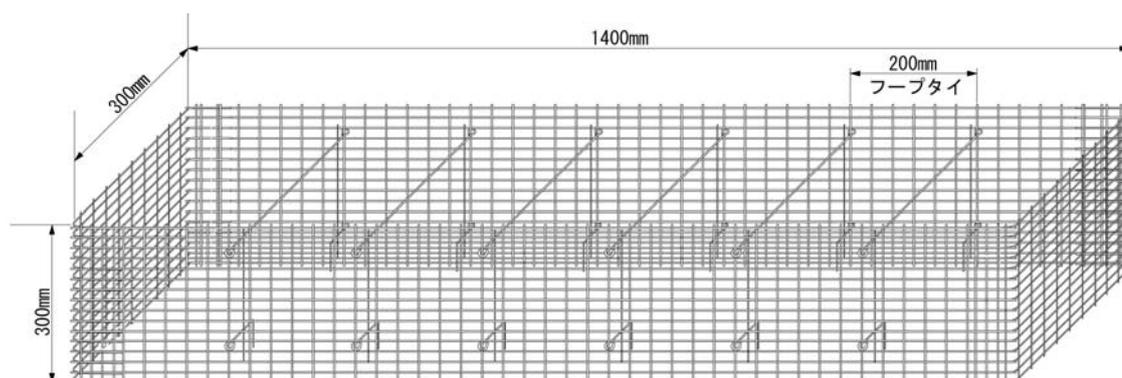


図-1.18 金網型枠全体図 (L12C,D の場合)

表-1.14 金網型枠の規格

型式	縦 (mm)	横 (mm)	長さ (mm)	線径 (mm)
L12C、L12D	300	300	1400	2.6
L14C、L14D	300	300	1600	2.6
L15C、L15D	300	300	1700	2.6

- 8) **注入材** (構造図の⑩)

注入材は、セメントに水を40～50%混合した表-1.15に示したセメントミルクとする。注入材の設計基準強度は24 (N/mm²) 以上とし、30 (N/mm²) を標準とする。

表-1.15 注入材の標準配合

水セメント比 (%)	重量比		
	セメント C	水 W	細骨材 S
40～50	1	0.40～0.50	0

(出典：切土補強土工法設計・施工要領 NEXCO 2007)

9) 吹付モルタル（構造図の⑥）

梁状支圧板であるエルックを造成するために使用する吹付モルタルは、表-1.16 が示されているが、「国土交通省 共通仕様書」を参考に水セメント比 55%の条件で設計する。圧縮強度は、4 週強度で 18 (N/mm²) を確保するものとし、表-1.17 の配合例を標準とする。

表-1.16 吹付モルタルの設計条件

吹付モルタルの設計条件	規 定
使用機械	湿式吹付機
単位セメント量	400 (kg/m ³) 以上
水セメント比	60%以下
設計基準強度	18 (N/mm ²)

(出典：全国特定法面保護協会指針 2006)

表-1.17 吹付モルタルの標準配合例

水セメント比 (%)	単位量 (kg/m ³)		
	セメント C	水 W	細骨材 S
55	420	231	1,550

(出典：全国特定法面保護協会指針 2006)

第2章 LL補強土工法の調査

本工法を計画するに当たっては、合理的に計画するため、対象斜面の地盤状況、地下水状況、周辺環境を十分に調査しなければならない。引抜き試験は、設計に先立って行うことが望ましく、特に軟質な土質で周面摩擦抵抗が小さい場合は、設計前に引抜き試験を実施するか、あるいはそれに相当する調査を行なうこととする。

【解説】

本工法の適用性は、地盤状況・崩壊規模・崩壊形態により大きく影響される。したがって、崩壊規模や形態の判定には、経験豊かな技術者の関与が必要である。調査に当たっては、「道路土工一切土工・斜面安定工指針（社）日本道路協会 2009」が基本的な調査方針を網羅しているので有効な参考図書となる。本工法で、特に注意が必要な事項は下記の事項である。

1) 地質調査

- ① 予想される崩壊形態
- ② 斜面の地質状況（広範囲な断層破碎帯、極軟質粘土などの把握）
- ③ 削孔時の孔壁の自立性
- ④ 鋼材の腐食環境

2) 騒音や振動・井戸水などの周辺環境調査

周辺環境調査は、次の事項について必要に応じて行うものとする。

- ① 住宅地への騒音・振動・搬入車両・作業時間帯
- ② 地下埋設物
- ③ 地下水に与える影響
- ④ 隣接構造物に与える影響
- ⑤ 鋼材の腐食環境
- ⑥ 景観

3) 引抜き試験

摩擦抵抗を求めるため、設計に先立って引抜き試験を行うことが望ましい。しかし、本工法を設計する時点で削孔機械を持ち込めなかったり、斜面崩壊の緊急対応のため試験を行ったりする余裕が無い場合がほとんどである。このような場合は、実際の施工が行われる前に設計値の妥当性を確認するため引抜き試験を行う必要がある。

特に、次の地山の場合には、事前に引抜き試験を行うことが望ましい。なお、これらの引抜き試験は、補強材周囲に注入したグラウト材と地山との付着強度を調査することが目的であり、無塗装の異

形鉄筋直棒を用いて実施してよい。

① 固結度が低い第三紀～第四紀層の泥岩

削孔時に孔壁が粘土化して所定の強度が得られないことが多い。

(この岩石では、「引抜き試験」も「本施工」も、削孔の当日にグラウトまで実施するものとする。孔壁が時間とともに劣化し粘土化する傾向があるためである。)

② 断層破碎帯

破碎による粘土化などで地山全体が非常に緩んでいることが多いためである。(断層破碎帯が大規模で、地すべりや大崩壊を発生させる可能性が高い場合は、切土補強土工の適用そのものが困難である。)

③ 蛇紋岩や変質粘土化帯等特殊な地山

従来の経験値を適用しにくいためである。

④ 崖錐や崩積土など地山強度が低い地山 (N値=10 以下)

土質・地質ごとのばらつきが大きいためである。

第3章 LL補強土工法の設計

LL補強土工法の設計は「道路土工一切土工・斜面安定工指針（社）日本道路協会 2009」および「切土補強土工法設計・施工要領 NEXCO 2007」（文中では NEXCO 要領 と呼ぶ）に準拠する。

3.1 設計の概要

本工法の設計は、力学的安定を計算する設計法と経験的設計法のいずれかの手法を選択しなければならない。設計にあたっては、本工法の特徴を把握し、適切な設計を行わなければならない。

【解説】

NEXCO 要領では、設計法を力学的安定性の検討を行う方法と、過去の事例に基づいて配置を決定する経験的設計法の2つの手法を選定できるとしており、本工法の設計手法も NEXCO 要領に従って2つの手法で設計する。設計手法は NEXCO 要領とほぼ同じであるが、一部異なる部分もあるので、(1.1 適用指針の【解説】)に相違点を記載したが、基本的な概念は NEXCO 要領と同じである。

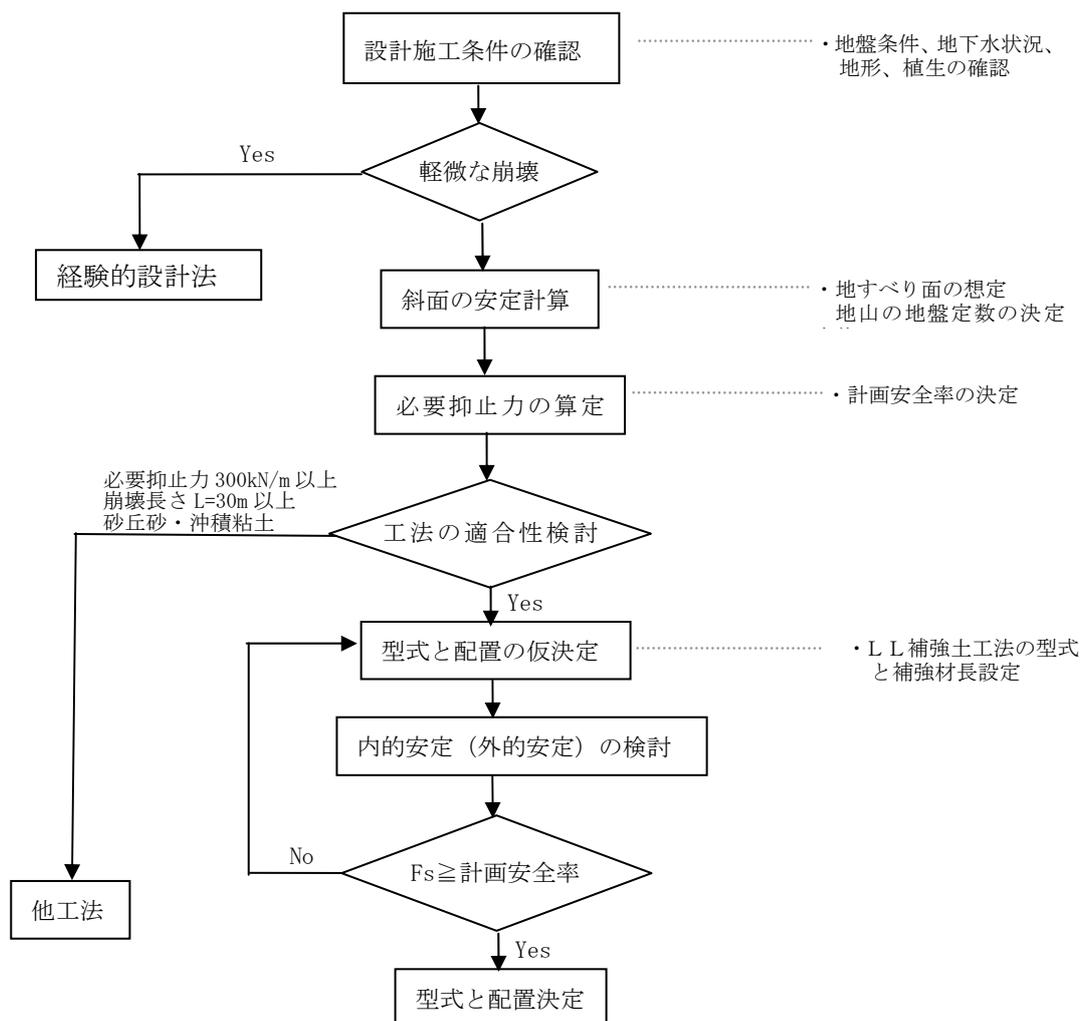


図-3.1 設計の手順

1) 耐震設計

耐震設計については、基本的に行わないものとする。これは、補強土工法を採用した斜面での地震被害がほとんど無いか非常に軽微であるためである（NEXCO 要領 p26）。

2) 必要抑止力

必要抑止力の算定は、最小安全率を与えるすべり面ではなく、計画安全率に対して抑止力が最大になるすべり面で設計を行う。本工法の採用判断は、経済性などから概ね必要抑止力が 300kN/m 以下、崩壊長さが L=30m 以下の場合とする。ただし、300kN/m 以上でも経済性などでアンカー工法など他の工法より優れている場合は比較検討し合理的な理由があれば適用しても良い（NEXCO 要領 p26）。

3) 補強材の補強効果

補強材の補強効果には、補強材の引張り補強、せん断補強、曲げ補強がある。これらは、複合した形で作用していると考えられるが、NEXCO 要領にしたがい、このうち引張り補強のみを考慮して設計するものとする。

補強土工法では、補強材の引張り力は地山が変形して初めて発生し、地山の変形と地山・補強材の相互作用に依存する。このため、設計引張り力 T_d に低減係数 λ を乗じて、補強材の許容引張り力 T_{pa} を低減する。 $T_d = \lambda \times T_{pa}$ ここで ($\lambda = 0.7$)

4) のり面工の設計

LL 補強土工法の補強材はエルックと堅固に結合されて、その相互作用により補強効果を高め、のり面全体の安定性を向上させる働きを有している。各のり面の設計に応じた μ （低減係数）を考慮する必要がある。

5) 急勾配掘削

急勾配掘削に本工法を用いる場合は、原則的に補強材 1～2 段毎の逆巻き施工を前提とした設計を行うものとする。したがって、設計では施工完了後の安定計算だけでなく、施工途中の安定計算も行うものとする。

3.2 設計値

本工法で設計に用いる諸数値は NEXCO 要領で規定した値を適用してよい。ただし、エポキシ樹脂塗装した補強材と注入材の許容付着応力については、原則として無塗装鉄筋の場合の 85%とする。

【解説】

安全率、許容応力度については、次の考え方を基本とする。

(1) 補強斜面の計画安全率

補強斜面の計画安全率は、表-3.1 を基本とする。

表-3.1 補強斜面の計画安全率

項 目	計画安全率
永久（長期）	$F_{sp}^{※1)} \geq 1.20$
仮設（短期）	$F_{sp}^{※2)} \geq 1.05、1.10$

※1) 永久の計画安全率 $F_{sp} \geq 1.20$ は、永久のり面および存置期間が2年以上の仮設のり面などに適用する。

※2) 仮設の計画安全率は、①掘削開始後から最下段の補強材設置までの施工時の計画安全率を $F_{sp} \geq 1.05$ とし、②最下段の補強材設置後から埋め戻しまでの存置期間の計画安全率を、 $F_{sp} \geq 1.10$ とする。

(出典：切土補強土工法設計・施工要領 NEXCO 2007)

(2) 補強材の許容引張応力度

永久の場合の補強材の許容引張応力度は、表-3.2 とする。

表-3.2 補強材の許容引張応力度(N/mm²)

補強材の種類	SD345
許容引張応力度	200

(出典：切土補強土工法設計・施工要領 NEXCO 2007)

(3) のり面工の設計

(社) 全国特定法面保護協会が2006年に改定した吹付モルタルの梁構造物の設計法に準拠し、本工法でも基本的には「性能照査型設計法」でのり面構造部分を検討する。その詳細を、「3.10.3 エルックの断面設計」に示す。

(4) 補強材と注入材の間の許容付着応力

エポキシ樹脂塗装鉄筋の補強材と注入材の間の許容付着応力（永久）を表-3.3 とする。

表-3.3 エポキシ樹脂塗装鉄筋の補強材と注入材の許容付着応力(N/mm²)

注入材の設計基準強度	24	27	30
許容付着応力	1.3	1.4	1.5

本工法の注入材の設計基準強度は NEXCO 要領と同じ基準で表-3.3 の値とした。ただし、本工法で規定した許容付着力は、「エポキシ樹脂塗装鉄筋の付着強度は無塗装鉄筋の85%以上とする。」とした土木学会指針に従うものとする。例えば設計基準強度24(N/mm²)の場合は、NEXCO 要領が示した無塗装鉄筋の許容付着力1.6(N/mm²)を85%に低減した値1.3(N/mm²)とする。

(5) 地盤と注入材の極限周面摩擦抵抗

①極限周面摩擦抵抗の安全率は、表-3.4 の値を基本とする。

表-3.4 極限周面摩擦抵抗の安全率

項 目	安全率
永久（長期）	$F_{sa} = 2.0$
仮設（短期）	$F_{sa} = 1.5$

(出典：切土補強土工法設計・施工要領 NEXCO 2007)

②極限周面摩擦抵抗は、NEXCO 要領に準拠し表-3.5 の値とする。

注入材と地盤の間の極限周面摩擦抵抗については、事前に引抜き試験を行って決定することが望ましいが、実際に設計計画段階において引抜き試験が実施されるケースは少ない。したがって、表-3.5 に示す推定値を前記要領から引用する。ただし、原則としては、極限引抜き抵抗は事前に確認されるべきものであるので、施工に先立って引抜き試験を実施し、採用した推定値の安全性を確認する必要がある。特に、付着力が小さな地盤、風化泥岩、軟質粘土、軟質粘性土、非常に軟質な粘土質砂などでは設計上重要である。

表-3.5 極限周面摩擦抵抗の推定値

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		$0.8 \times c$	

c : 粘着力

(出典：切土補強土工法設計・施工要領 NEXCO 2007)

3.3 地盤定数

本工法の設計等に用いる地盤定数(単位体積重量 γ t、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ)は、地盤調査を行った上で、(1)近傍の崩壊事例から逆算法により求める方法、(2)掘削状況から逆算法により求める方法、(3)土質試験により求める方法などにより総合的な検討のもとに決定しなければならない。

【解説】

本工法の設計に当たり、地盤定数を決定する必要があるが、地盤の複雑さや不確実性から調査・試験結果のみから決定するのは難しい。したがって、現段階においては崩壊規模の設定と同様に実際の崩壊事例や設計事例などを基に決定することが望ましい (NEXCO 要領 p29)。

近傍に地質が類似すると判断される崩壊事例があり、その崩壊形態が想定できる場合の地盤定数は、斜面の現況安全率を $F_s=0.95\sim 1.00$ とし、その崩壊形態から円弧すべり法または、直線すべり法により逆算で求める。また、類似する地形・地質状況での先行工事がある場合の地盤定数は、掘削状況を調査し、その崩壊形態の検討などを行い、すべり線を想定して逆算法により求める (NEXCO 要領 p29)。

3.4 安定計算

安定計算にあたっ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、所要の計画安全率を確保しなければならない。

【解説】

本工法では、基本的に極限つり合い法を用いることとし、計算手法には図-3.2 に示す「スライス分割法」を用いるものとする。また、すべりの安全率は、(式 3.1)を用いて計算を行う。ここで本工法は基本的に地下水がある場合、適用しないか、または適切な排水処理を行うことを前提としているため、土中の間隙水圧を考慮しないものとする。

$$F_s = \frac{\sum N_i \cdot \tan \phi_i + \sum c_i \ell_i}{\sum T_i} \dots\dots\dots (式 3.1)$$

F_s : すべり安全率

N_i : 分割片の重力による法線力 ($N_i = W_i \cos \theta_i$) (kN/m)

T_i : 分割片の重力による接線力 ($T_i = W_i \sin \theta_i$) (kN/m)

ℓ_i : 分割片のすべり面長 (m)

ϕ_i : すべり面の内部摩擦角 ($^{\circ}$)

- c_i : すべり面の粘着力 (kN/m²)
- W_i : 単位幅あたりの分割片重量 (kN/m)
- θ_i : すべり面の傾斜角 (°)

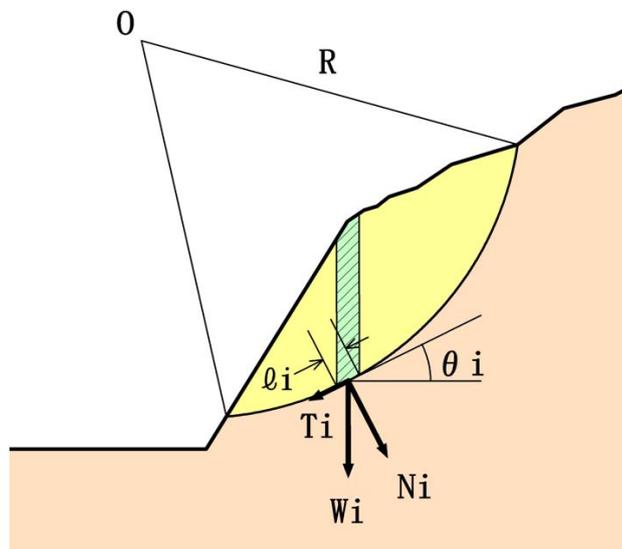


図-3.2 スライス分割法による安定計算

3.5 必要抑止力の算定

本工法の必要抑止力は、斜面の計画安全率を確保するのに必要な値としなければならない。

【解説】

計画安全率が決定したら、計画安全率に見合う抑止工の必要抑止力 PR (kN/m) を(式 3.2)より求める。

$$PR = F_{sp} \cdot \sum T_i - (\sum N_i \cdot \tan \phi_i + \sum c_i \cdot l_i) \dots\dots\dots(式 3.2)$$

- ここに、 F_{sp} : 計画安全率
- PR : 必要抑止力 (kN/m)
- ϕ_i : すべり面の内部摩擦角 (°)
- c_i : すべり面の粘着力 (kN/m²)

ただし、 N_i (法線力)、 T_i (接線力)、 l_i (すべり面長) は、すべり面形状から求められる値である。一般に、最小安全率を与えるすべり面と計画安全率に対して必要な最大抑止力を与えるすべり面とは異なる。このため(式 3.2)により必要抑止力が最大となるすべり面を求める。

3.6 補強材の配置計画

補強材の配置計画は、調査結果を検討し補強材の間隔、補強材の長さ、打設角度において適切な配置計画を策定することが重要である。

【解説】

補強土工の設計で補強材の間隔、補強材の長さ、打設角度は、斜面の安定を決定する重要な要素であり、慎重に検討される必要がある。

3.6.1 補強材の配置間隔

補強材は、補強効果が十分に発揮できるように、適切な間隔で配置しなければならない。本工法の補強材打設間隔は、1.2～1.5mとする。

【解説】

設計を行う場合、一般的に高い強度を有する補強材を少ない本数で施工する方が経済的となる。しかし、あまり補強材間隔を大きくすると、中抜け等の問題を生じることがある。逆に、あまり密に配置しても補強材効果が上がらないといった報告もある。補強材間隔は、地山やのり面工の状況に応じて設定すべきであり、本工法では1.2～1.5mとする。なお、NEXCO 要領では、図-1.8 に示す崩壊形態の「傾斜地盤上の崩積土の崩壊」、「流れ盤のすべり」、「岩の割れ目に沿った崩壊」など十分な付着力のとれる岩に定着して、しかも剛なのり面工を施す場合には、2mまで飛ばしてもよいが、一般的には1本/2 m²程度の間隔としている。

3.6.2 補強材の打設角度

補強材の打設角度は、安定計算結果のみにとられることなく、地山の性質、すべり線およびのり面の角度、施工法などを検討して適切な角度を決定する必要がある。

【解説】

補強材の打設角度は、一般的に、のり面勾配が急な場合は、概ねのり面に対して直角方向でよい。ただし、のり面勾配が緩い場合や粘性土地盤の場合は、十分な補強効果を得るために打設角度を小さくとる方がよい。

補強材の打設角度は、地盤の伸張歪量が最大となる方向（ ϵ_3 方向）を、すべり面から $45^\circ + \phi/2$ （主

動土圧の崩壊角)と仮定すると、**図-3.3**のとおりとなる。この図に示した $\epsilon 3$ 方向 $\pm 15^\circ$ 程度の範囲であれば、補強材の引張り力の効果に大きな差がないことがわかっている。

一方、NEXCO 総研の実験によると、砂質土では打設角度によって補強効果はあまり変わらないが、粘性土では、補強効果に差が出ており打設角度が小さいほど補強効果上がる結果となっている。

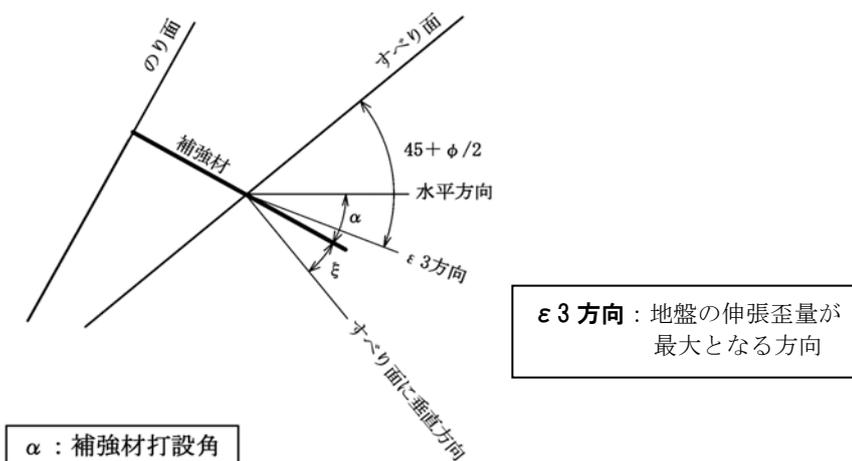


図-3.3 補強材打設方向

3.6.3 補強材の長さ

補強材長さは、地山の状況を考慮し、安全性、確実な施工性に配慮して決めなければならない。

【解説】

一般的に、補強材長さは5.0m以内の範囲とする。補強材の長さに上限を設ける工学的な根拠は無く、現実的には、ドリルタイプの削孔機で削孔可能な長さが補強材の最大長さとなると考えられる。最下段付近の補強材の最小長さは、短すぎると掘削後の二次的付加力（地震力など）に対して耐久性が劣る可能性があることが判明している。したがって、補強材の最小長さは2m程度とする。

設計時点で補強材長さは、1つの設計断面（あるいはのり面1段程度）の中で変化させないのが一般的である。しかし、不動層が十分に付着力のある岩盤の場合（例えば、**図-1.8**の「傾斜基盤上の崩積土の崩壊」や「流れ盤のすべり」）等は、補強材長さを変化させる場合がある。

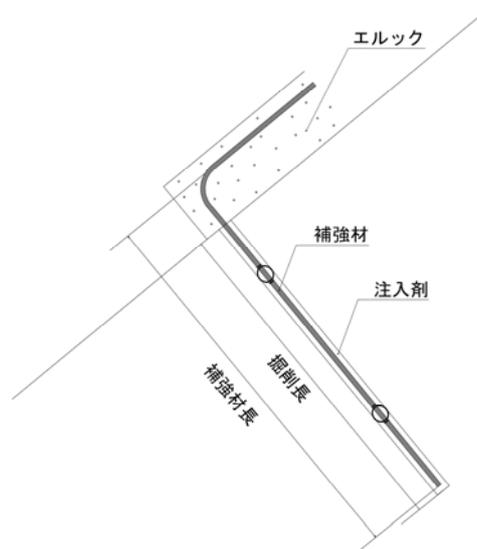


図-3.4 補強材長さの考え方

3.7 補強材の許容補強材力

補強材の許容補強材力 T_{pa} は、補強材が移動土塊から受ける許容引抜き抵抗力 T_{1pa} 、不動地山から受ける許容引抜き抵抗力 T_{2pa} および補強材の許容引張り力 T_{sa} のうち最小のものをいなければならない。

【解説】

引張り補強材が地山の変形、滑動によって受ける引張り力は、図-3.5に示すように

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

とがあり、安定性の検討に使用される補強材の許容補強材力 T_{pa} は、これらのうち最も小さいものとする。

$$T_{pa} = \min [T_{1pa}, T_{2pa}, T_{sa}] \dots\dots\dots (式 3.3)$$

ここに、 T_{pa} ：補強材の許容補強材力（kN/本）

切土補強土を施工したのり面の崩壊例のパターンでは、移動土塊の抜け出しと見られる崩壊が見受けられる。これは、 T_{1pa} が不足していることに起因しているとみられる。LL補強土工法では補強材がのり面工に結合され十分大きな T_{1pa} で移動土塊の抜け出しを抑止する。その効果は、3次元FEM解析実験で明らかにされ、表-3.9にLL補強土工法ののり面工低減係数を示す。上記の許容補強材力 T_{pa} の算出に用いられる T_{2pa} 、および補強材の許容付着力 t_a は地山と注入材あるいは注入材と補強材の許容付着応力度より、(式 3.4)～(3.7)で与えられる。

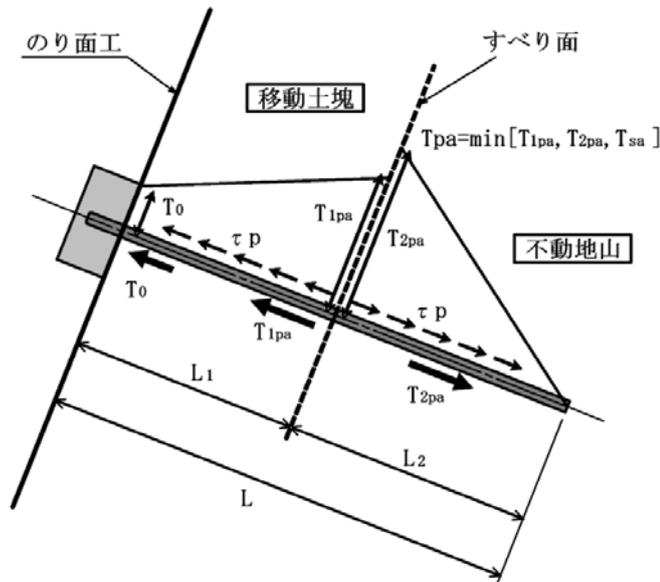


図-3.5 補強材の引張り耐力

$$T_{2pa} = L_2 \cdot t_a \quad \dots\dots\dots (式 3.4)$$

$$t_a = \min[t_{pa}, t_{ca}] \quad \dots\dots\dots (式 3.5)$$

$$t_{pa} = \frac{\tau_p \cdot \pi \cdot D}{F_{sp}} \quad \dots\dots\dots (式 3.6)$$

$$t_{ca} = \tau_c \cdot \pi \cdot d \quad \dots\dots\dots (式 3.7)$$

ここに、 t_a : 許容付着力 (kN/m)

t_{pa} : 地山と注入材の許容付着力 (kN/m)

τ_p : 地山と注入材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)

D : 削孔径 (m)

F_{sp} : 周面摩擦抵抗の安全率 (「3.4 安全率、許容応力度」を参照)

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)

d : 補強材径 (m)

LL補強土工の場合はエポキシ樹脂塗装なので、腐食代を考慮する必要はない。

L_2 : 不動地山の有効定着長 (m)

$$T_{1pa} = \frac{1}{1 - \mu} \cdot L_1 \cdot t_a \quad \dots\dots\dots (式 3.8)$$

ここに、 μ : のり面工低減係数 (「3.10 のり面工の設計」を参照)

L_1 : 移動土塊の有効定着長 (m)

補強材の許容引張り力は、(式 3.9) で与えられる。

$$T_{sa} = \sigma_{sa} : A_s \quad \dots\dots\dots (式 3.9)$$

ここに、 σ_{sa} : 補強材の許容引張応力度 (kN/m²)

A_s : 補強材の断面積 (m²)

高速道路3社要領では亜鉛メッキ処理を行った補強材について『永久目的で使用する場合は腐食代1mmを鉄筋公称径に対し考慮する。』とし補強材径＝鉄筋公称径－1.0mm」を示している。しかし、LL補強土工の場合は耐食性に優れたエポキシ樹脂塗装を使用するので、腐食代を取らないこととする。

3.8 内的・外的安定性の検討

補強後の安定計算は、円弧すべり法または直線すべり法による安定計算により行い、所要の計画安全率を確保しなければならない。

【解説】

(1) 円弧すべり法による安定計算式

図-3.6 に円弧すべり法による力のつり合いを示す。安全率は滑動モーメントと抵抗モーメントのつり合いから(式 3.10)によって求める。

$$F_s = \frac{M_r + \Delta M_r}{M_d} \geq (\text{計画安全率}) \dots\dots\dots (式 3.10)$$

- ここに、 **Mr** : 土塊の抵抗モーメント (kN・m/m)
Md : 土塊のすべりモーメント (kN・m/m)
ΔMr : 補強材による抵抗モーメント (kN・m/m)

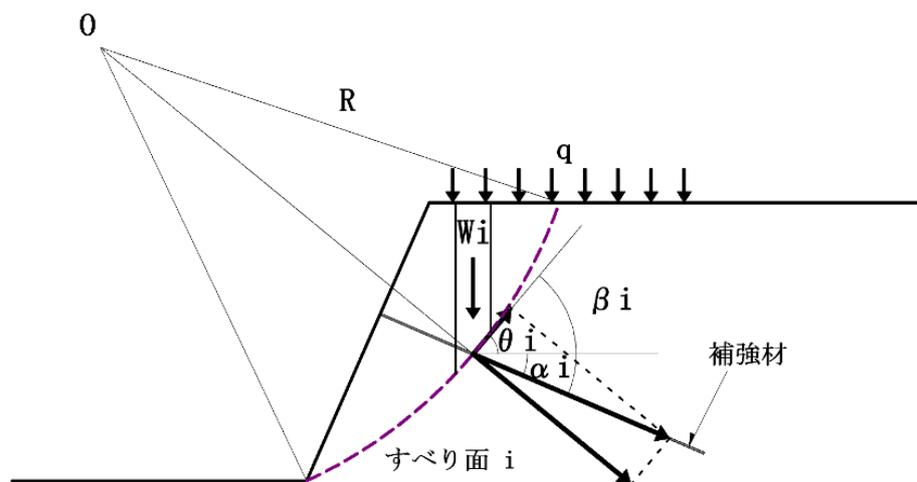


図-3.6 円弧すべり法による安定計算法

1) 土塊のすべりモーメント **Md**

すべり円の中心まわりの土塊の滑りモーメントは(式 3.11)で求められる。

$$M_d = R \sum W_i \cdot \sin \theta_i \dots\dots\dots (式 3.11)$$

- ここに、 **R** : すべり円弧の半径 (m)
W_i : 分割片の重量 (kN/m)
θ_i : 分割片で切られたすべり面の水平となす角度 (°)

2) 土塊のすべり抵抗モーメント **Mr**

土塊によるすべり円の中心まわりの抵抗モーメントは(式 3.12)で求められる。

$$M_r = R \sum \{c_i \cdot l_i + W_i \cos \theta_i \cdot \tan \phi_i\} \dots\dots\dots (式 3.12)$$

ここに、 c_i : 土の粘着力 (kN/m²)
 l_i : 各分割片で切られたすべり面の弧長 (m)
 ϕ_i : 土の内部摩擦角 (°)

3) 補強材による抵抗モーメント ΔM_r

補強材による抵抗モーメントは、補強材に発生する引張り力による引き止め効果と締め付け効果の両方を考え、(式 3.13)で求められる。

$$\Delta M_r = R \sum \{T_m \cdot \cos \beta_i + T_m \cdot \sin \beta_i \cdot \tan \phi_i\} \dots\dots\dots (式 3.13)$$

ここに、 T_m : 補強材の設計引張り力 (kN/m)
 β_i : 補強材と分割片で切られたすべり面となす角度 ($\alpha_i + \theta_i$)
 $T_m \cdot \cos \beta_i$: 補強材による引き止め力 (kN/m)
 $T_m \cdot \sin \beta_i \cdot \tan \phi_i$: 補強材による締め付け力 (kN/m)

設計に用いられる引張り力 T_m は、発揮し得る許容補強材力 T_{pa_i} に低減係数 λ を乗じ、補強材の水平方向打設間隔で除した値を用いる。

$$T_d = \lambda \cdot T_{pa_i} \dots\dots\dots (式 3.14)$$

$$T_m = T_d / SH \dots\dots\dots (式 3.15)$$

ここに、 λ : 補強材の引張り力の低減係数 (=0.7)
 T_{pa_i} : 補強材の許容補強材力 (kN/本) (「3.7 補強材の許容補強材力」を参照)
 SH : 補強材の水平方向打設間隔 (m)

(2) 直線すべり法による安定計算式

軟岩斜面で、節理面、層理面が流れ盤となっており、その面に沿ってすべり崩壊の危険性が高いものなどについては、直線すべり極限つり合い設計法によって計算することができる。

この直線すべり面上に作用する力は、すべり力、岩のすべり抵抗力、補強材のせん断抵抗力、補強材の曲げ抵抗力、補強材による引き止め力、補強材による締め付け力があるが、補強材のせん断抵抗力および曲げ抵抗力については、現状では考慮しないものとする。

図-3.7 に直線すべり法による力のつり合いを示す。安全率はすべり面上に作用する力のつり合いから(式 3.16)によって求められる。

$$F_s = \frac{S}{Q} = \frac{S_1 + S_2 + S_3}{Q} \geq (\text{計画安全率}) \dots\dots\dots (式 3.16)$$

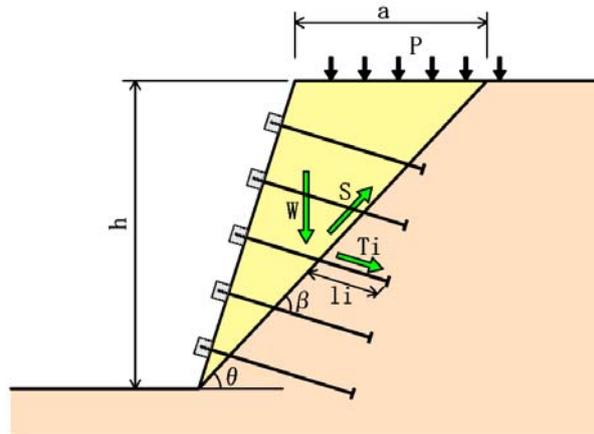


図-3.7 直線すべり法による安定計算法

1) すべり力 **Q**

水平より角度 θ をなす節理面に沿うすべり力は(式 3.17)で求まる。

$$Q = W \sin \theta \text{ (kN/m)} \dots\dots\dots \text{(式 3.17)}$$

ここに、**W** : 奥行き 1.0 m 当たりのすべり土塊重量 (kN/m)

$$W = a \times h \times (1/2) \times 1.0 \times \gamma t$$

$$= 0.5 \cdot a \cdot h \cdot \gamma t \text{ (kN/m)}$$

γt : 土の単位体積重量 (kN/m³)

2) すべり抵抗力

すべり抵抗力は、土の抵抗力 S_1 、補強材の引き止め力 S_2 、および補強材の締め付け力 S_3 を考える。

①土の抵抗力 **S1**

すべり面に沿う土の抵抗力は(式 3.18)で求まる。

$$S_1 = c \cdot l + W \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi \text{ (kN/m)} \dots\dots\dots \text{(式 3.18)}$$

ここに、**c** : 土の粘着力 (kN/m²)

ϕ : 土の内部摩擦角 (°)

②補強材による抵抗力

a. 補強材に発生する引張り力

補強材の設計引張り力は前項に説明したとおり、補強材の引抜き抵抗力、補強材と注入材の付着力、補強材の許容引張り力の値のうちの最小値である許容補強材力より求める。

$$T_d = \sum \lambda \cdot T_{pai}$$

$$T_m = T_d / S_H \dots\dots\dots \text{(式 3.19)}$$

ここに、 λ : 補強材の引張り力の低減係数 (=0.7)

T_{pai} : 補強材の許容補強材力 (kN/本) (「3.7 補強材の許容補強材力 T_{pa} 」を参照)

S_H : 補強材の水平方向打設間隔 (m)

b. 引き止め力 S_2

$$S_2 = T_m \cdot \cos \beta \quad (\text{kN/m}) \quad \dots\dots\dots (\text{式 3.20})$$

c. 締め付け力 S_3

$$S_3 = T_m \cdot \sin \beta \cdot \tan \phi \quad (\text{kN/m}) \quad \dots\dots\dots (\text{式 3.21})$$

3.9 経験的設計法

経験的設計法は、崩壊対策として標準勾配で切土をしたときに、深さ2m程度の浅い崩壊または緩んだ岩塊の崩落が予測される場合以外には適用してはならない。

【解説】

経験的設計法は、計算を省略して補強土工を簡便に設計できる実用的な手法である。NEXCO 要領は次のように述べている。「経験的設計法が用いられるようになった主旨は、深さ 2 m 程度の崩壊対策に対して、その都度設計を行うのは大変であることから設計を省略したいという点にあった。しかし、軽微な崩壊という表現は抽象的であり、その言葉だけが一人歩きしてしまうと安定計算が必要であるのり面においても、経験的設計法を適用し、その結果、十分に安定が保たれなかったり、有害な変形が生ずる恐れがある。したがって、経験的設計法を用いる場合は、**崩壊対策として標準勾配で切土をしたときに、深さ2m程度の浅い崩壊または緩んだ岩塊の崩壊が予測される場合**に限って適用することができるものとした。」

過去の施工例から定めた設計諸元を表-3.6 に示すが、これより補強材の長さを短くしたり、間隔を広くしたい場合には、安定計算を行わなければならない。

表-3.6 経験的設計法諸元

項目	諸元
削孔径	$\phi 65\text{mm}$
補強材径	D19~D25
補強材長	2~3m ※1)
打設密度	約 2m^2 当り 1 本
角度	水平下向き 10° ~ のり面直角

※1) 深さが 1 m であると予測される場合には 2 m、深さが 2 m であると予測される場合には 3 m を目安とする。

(出典：切土補強土工法設計・施工要領 NEXCO 2007)

3.10 エルックの設計

エルックは補強材と一体となって斜面全体の安定に寄与する。エルックの設計は、原則として性能照査型の設計で行わなければならない。

【解説】

補強土工は、のり面工（LL補強土工法ではエルック）と補強材が一体となって斜面の安定効果を発揮する。また、エルックの設計は、基本的には「のり面工の設計・施工指針 全国特定法面保護協会 2006」が規定した性能照査型の設計とする。しかし、許応力度法を採用している機関もあるため、その場合には許容応力度法で算定しても良いこととする。

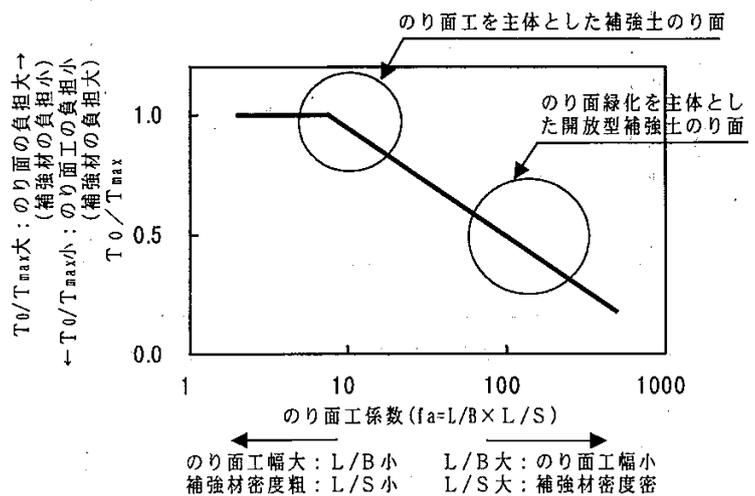
3.10.1 一般事項

本工法は、単にのり面近くの局所的な安定性だけでなく、のり面全体の安定に対して補強効果を増加させる機能を有している。設計にあたっては、エルックの機能を十分考慮して行わなければならない。

【解説】

エルックは、補強材と一体となって補強効果を発揮するもので、エルックは、単にのり面近くの局所的な安定性を確保するのみでなく、補強土を実施するのり面全体の安定性にも大きく寄与している。また、補強材と結合されたエルックは、のり面の安定性に対して独立に作用するのではなく、補強材との相互作用においてその作用効果が変わる。図-3.8に示したのり面工幅が小さい場合（のり面工の面積が小さい場合）は、「のり面緑化を主体とした開放型補強土のり面」の状態になり斜面の安定を図るためには補強材の密度を高める必要がある。一方のり面工幅が大きい場合は、図-3.8に示した「のり面工を主体とした補強土のり面」の状態になり補強材の密度が低くても斜面は安定すると同時に、これ以上のり面工幅を大きくしても斜面安定化効果は変わらない。したがって、本工法は、

図-3.8の左上の円に近い部分に該当するのり面工の規模となるようにエルックののり面工幅を決めたもので、補強材密度が高くなくとも斜面の安定を保つことが出来る構造



記号の意味は、3.10.3 のり面工の断面設計参照
(出典：切土補強土工法設計・施工要領 NEXCO 2007)

図-3.8 のり面工係数 f_a の解説

である。

3.10.2 のり面工の選定

のり面工は、「表-1.1 LL補強土工法の型式」に示した型式から選定する。

【解説】

(1)順巻き施工の有無と緑化

① 順巻き施工の有無

標準勾配で崩壊対策を行う場合、切土施工時に短期的安定が確保できる時は、順巻き施工とする。逆に斜面の短期的安定が確保出来ない場合は、逆巻き施工を実施する必要がある。

② 緑化の必要性

現地状況等から景観対策の観点から緑化が必要な場合は、勾配を 1:0.8 以上の緩い勾配にすることを基本とするが、斜面の向きや気候など各地域の特性を考慮して決定するものとする。

(2)エルックの配置

本工法は、1基が2本の補強材とエルックからなるコの字型の簡便な構造であるので、1基の配置を横・縦・斜めなど自由に変更できる特徴がある。

(3)急勾配掘削

急勾配掘削に本工法を用いる場合は、逆巻き施工を前提とし、非岩盤斜面の場合で勾配が 1:0.5 より急な場合は、薄い表層崩壊に対しても安定的となる縦方向にエルックを配置するものとする。なお、急勾配掘削の場合は、逆巻き施工が原則である。

- ① 仮設のり面ではコンクリート吹付工（ $t=10\text{cm}$ ）を原則とする。この場合の勾配は、1:0.0～0.5 を基準とする（NEXCO 要領 p48）。
- ② 緑化が不要な永久のり面は、コンクリート吹付工（ $t=10\sim 15\text{cm}$ ）を標準とする。この場合の勾配は、1:0.3～0.8 を標準とする（NEXCO 要領 p48）。
- ③ 緑化の必要がある 1:0.8 より急な永久のり面で、工事中に崩壊の恐れがある場合は、逆巻き施工によってモルタル吹付工（ $t=5\text{cm}$ ）を仮抑えとして一次施工を行い、最終的には1～2段ないし数段ずつの逆巻き施工でのり面を安定化させ、のり面に植生工を行なう。なお、1:0.6 より急な斜面では、地域特性、のり面地質特性などを考慮して個別に緑化工の設計を行なうものとするが、気候、地質などの好条件が揃わないと緑化が困難な場合が多い（NEXCO 要領 p48 を参考に一部変更）。

(4)湧水のあるのり面でのり面工

湧水が多い地山では、補強土工法は適用できないが、先行して排水ボーリングなどの地下排水工を行い、のり面に水圧が作用しないよう十分な湧水対策を行った場合には、本工法の適用も考えられる。

また、既設のモルタル吹付斜面を本工法で補修し、モルタルと地山との隙間にセメントミルクを注

入し、モルタルを地山と密着させる場合も、セメントミルク注入により湧水が止められる可能性があるため湧水がある場合は、排水対策が重要となる。

3.10.3 エルックの断面設計

エルックは、補強材の引張り力に対して十分耐えるものでなければならない。

【解説】

(1)のり面工の断面設計計算

(社)全国特定法面保護協会が、2006年に吹付モルタルの梁構造物の設計法を「性能照査型設計法」に改定したことを受け、本工法でも「性能照査型設計法」でのり面構造部分を検討することとした。のり面工の構造検討は、原則として表-3.7、表-3.8に従って行うものとする。エルックに作用する地盤反力は、エルック底面位置で補強材に作用する最大荷重 ($\mu \times Td$) における値とし、表-3.7の荷重係数を乗じて求める。なお、本工法では各型式ごとに許容引張力を「表-1.1 LL補強土工法の型式」に示しており、この規格を適用する場合は「性能照査型設計法」および「許容応力土度設計法」とも安全である。

なお、本技術審査証明で認可された型式以外のものについては、実験で性能を確認するか、(社)全国特定法面保護協会が2006年に制定した「性能照査型設計法」で設計する必要がある。

表-3.7 荷重係数(のり枠工の設計・施工指針 全国特定法面保護協会 2006)

限界状態	荷重係数 (γ_f)
終局限界状態	1.2

表-3.8 各限界状態に対する設計荷重 (のり枠工の設計・施工指針 全国特定法面保護協会 2006)

材料係数 (γ_m)	モルタル	γ_c	1.3
	鋼材	γ_s	1.0
部材係数	Mud : 曲げ・軸耐力	γ_{bu}	1.10
	Vcd : モルタルが負担するせん断耐力	γ_{bd}	1.30
	Vsd : せん断補強筋が負担するせん断耐力	γ_{bs}	1.10
	Vwcd : 斜め圧縮破壊耐力	γ_{bw}	1.30
構造解析係数	—	γ_a	1.0
構造物係数	—	γ_i	1.2

(2) のり面工への作用力の算定

のり面工への作用力は、基本的にのり面工に作用する補強材引張り力 T_o と反力としての地盤反力 p である。 T_o は図-3.9に示すように、補強材の長さ L とピッチ S およびのり面工有効幅 $(B = A^{1/2}, A : \text{補強材 1 本当たりの受圧面積})$ に基づくのり面工係数 $f_a (= L^2 / BS)$ により変化する。 T_o は、のり面工低減係数 μ ($\mu = T_o / T_{max}$) を設計引張り力 T_d に乗じた値を用いる。

$$T_o = \mu \cdot T_d \quad \dots\dots\dots \text{(式 3.22)}$$

ここに、 μ : 表-3.9 および図-3.9 より求められるのり面工低減係数 ($\mu = T_o / T_{max}$)

f_a : のり面工係数 ($f_a = L^2 / BS$)

T_d : 設計引張り力 (1 本当たり) (kN/本)

T_{max} : 最大引張り力 (kN/本)

L : 補強材長さ (m)

S : 補強材打設間隔 (m)

B : のり面工有効幅 ($B = A^{1/2}, A : \text{補強材 1 本当たりの受圧面積})$ (m)

3.10.4 のり面工低減係数

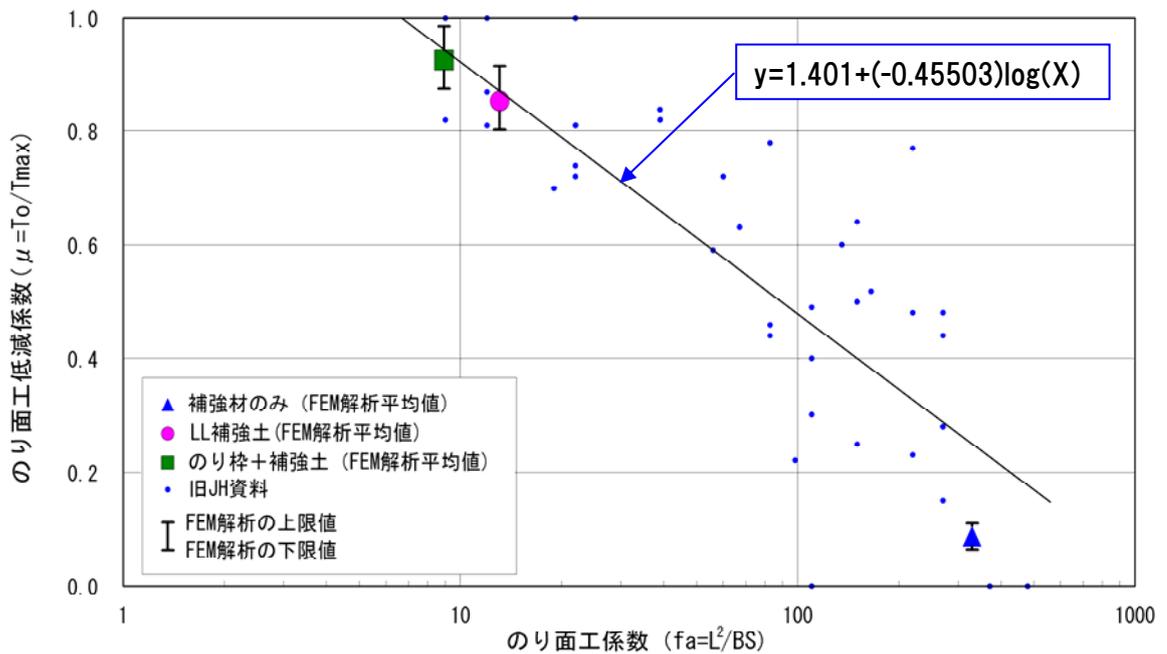
のり面工低減係数は、NEXCO 要領にしたがって図-3.9 から算出する。概略の設計値として補強材の長さ L と補強材間隔 S で区分した表-3.9 も使用できる。

【解説】

LL補強土工法の「のり面工低減係数 μ 」は、3次元 FEM 解析結果でも、図-3.9 に示すように、NEXCO 要領が示した既存の資料と整合的であった。この結果から、LL補強土工法ののり面工低減係数を図-3.9 ないし、簡便に表-3.9 で求めることができる。1箇所（安定解析断面1断面程度）の設計現場で補強材の長さが異なる時は、最も長い補強材の μ を代表値として短い補強材にも適用することとする。

表-3.9 LL補強土工法ののり面工低減係数(μ) (概略設計値)

補強材長 (地盤中) (m)	のり面工低減係数 (μ)
	L12~L15
2.0 以上~2.5 以下	0.9
2.5 超 ~3.5 以下	0.8
3.5 超 ~4.5 以下	0.7
4.5 超 ~5.0 以下	0.6



FEM 解析値をプロットした原図の出典は、「切土補強土工法設計・施工要領 NEXCO 2007」
 図中の式は「鉄筋補強土工法におけるのり面保護工の設計法について (その2) 松村政重 須網
 功二 北村照喜 末岡 徹 土木学会第 49 回年次学術講演会 P1623」

図-3.9 のり面工係数 fa とのり面工低減係数の関係

3.11 構造細目

3.11.1 スペースの設置

補強材の挿入に当っては、補強材が孔の中心に位置するように、最大ピッチ 2.5m で補強材 1 本につき最低 2 箇所以上、スペースを設置するものとする。

【解説】

スペースは、先端と地表からそれぞれ 50cm の位置に設置するものとする。このため、地中の補強材の長さが 3.5m 以上の場合は、スペースを 1 本の補強材に 3 個以上取り付けるものとする。

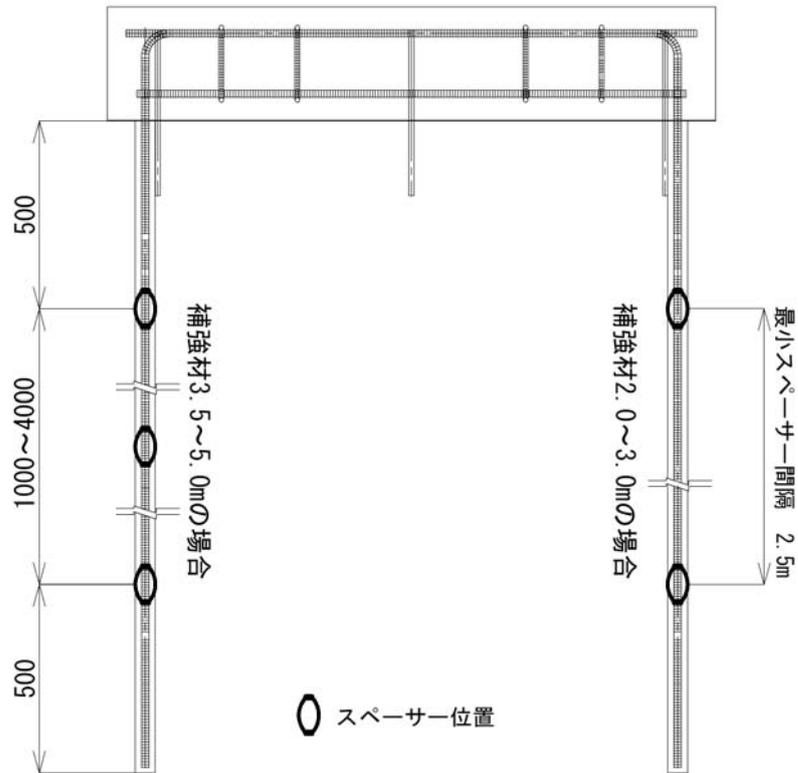


図-3.10 スペーサー取り付け位置

3.11.2 頭部処理法

LL補強土工法では、のり面工(エルック)と補強材が構造的に一体となっているため、通常は頭部処理は不要である。しかし、崩壊性の地盤で LL カプラーを補強材の頭部に適用する場合は、適切に防食しなければならない。

【解説】

補強材の頭部に一般的に使用されるプレートやナットは、メッキ製品であるため耐久性の観点からは弱点となり易い。JIS 規格で最も厚い鍍金量 550 (g/m²) の場合でも、海岸地帯や土壌中での耐久性は長くはないので、LL補強土工法はプレートやナットなどのメッキ製品を使用しない構造とした。このため、通常は処理工が必要なプレートやナットが無い場合、頭部処理の必要はない。しかし、崩壊性の地盤に LL補強土工法を適用する場合は、直棒の補強材を LL カプラーでエルックと連結しなければならないので、頭部処理工が必要となる。その際の頭部処理法は、耐久性の観点から有機継ぎ手グラウトとし、その手法を「4.3.3 確認試験方法 iii LLカプラーの接合方法」に示す。

3.11.3 排水工

地盤中に過剰な間隙水圧が発生する恐れがある場合は、水抜き工を適切に配置しなければならない。

【解説】

水抜き工の計画にあたっては、事前に降雨、地表面の状況、土質、地下水の状況、既設排水路系統などを調査する。実際の調査にあたっては、特に下記に示すような点に注意する。

- ① 表面水が局部的に集中して流れる箇所
- ② 地山からの湧水や浸透水の多い箇所
- ③ 周囲の地下水の状況
- ④ 集めた水を排除する流末の状況
- ⑤ 注入材の注入による止水ゾーンの形成

また、地下水については、設計段階において十分な把握が困難である場合もあることから施工中ののり面の湧水状況に応じて柔軟に対処することが必要である。

なお、水抜き工は、維持管理においても点検を行い必要に応じて清掃することが望ましい。

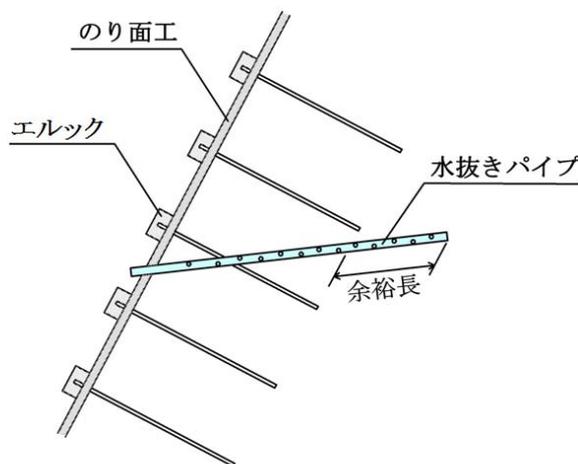


図-3.11 水平水抜き工の例

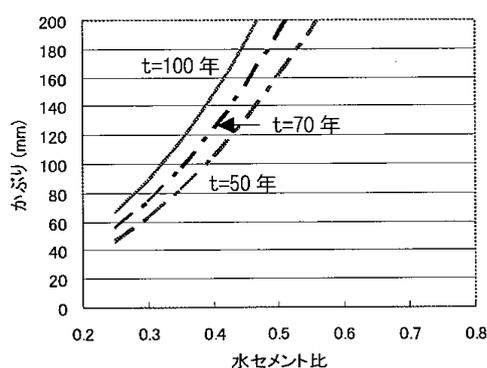
3.11.4 防食工

LL補強土工法の補強材・主筋・スターラップには、エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いるので、高い耐食性を有する。このため、地中の補強材の腐食しを考慮する必要はない。

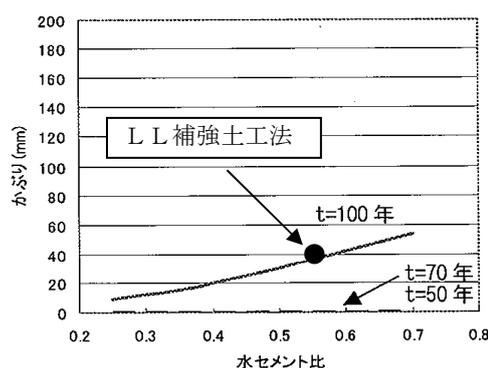
【解説】

エポキシ樹脂塗装鉄筋は、非常に高い防食性を有する。「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針 土木学会 2003」では、北海道から沖縄までの5箇所の地域で実際に建設された構造物と曝露供試体を調査し、海岸部や海水飛沫の影響を常に受けている過酷な環境でも健全であったとしている。

同指針では、鉄筋コンクリート構造物で、最も耐久性のネックになる海岸地域での耐久性について、鉄筋のかぶりとコンクリートの水セメント比の関係から、耐用年数を算出している。図-3.12と図-3.13は、海岸から0.1km離れた地点での計算事例である。これらの図にLL補強土工法の場合のかぶり4cmと水セメント比55%の値を●印でプロットした。図-3.12は、エポキシ樹脂塗膜内での塩化物イオンに対する見かけの拡散係数の設計用値 $2.0 \times 10^{-6}(\text{cm}^2/\text{年})$ を適用した場合、普通鉄筋がかぶり4cmで50年の耐久性を確保することは困難であるが、エポキシ樹脂塗装鉄筋の場合では100年を可能としている。さらに、エポキシ樹脂塗膜内の塩化物イオンの拡散係数を $1.5 \times 10^{-6}(\text{cm}^2/\text{年})$ とした図-3.13では、普通セメント（一般的に本工法で使用するセメント）を使用しても高炉セメントを使用しても、かぶりが確保できなくても100年以上の耐久性を期待できることが示されている。このように、沿岸地域でも耐久性が高いため、沿岸地域以外では（凍結融解作用や噴気などの劣化要因がなければ）図-3.12に示された耐久性が期待できると考えられる。



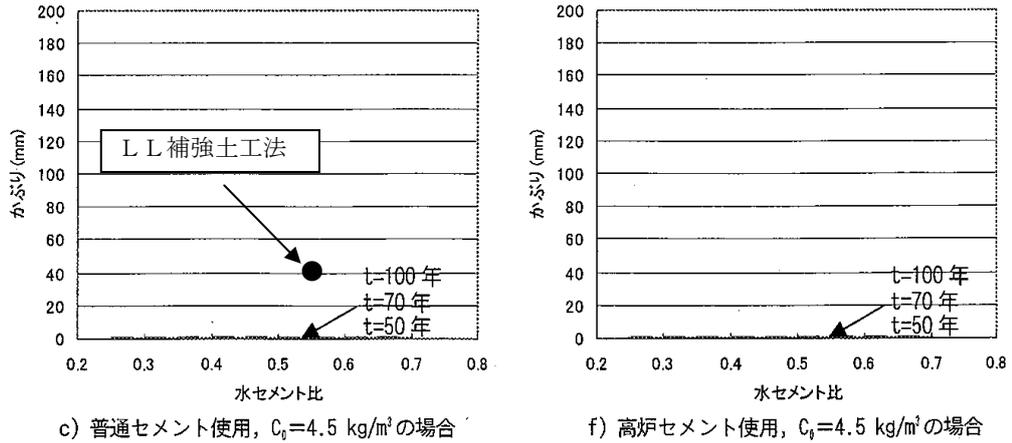
c) 無塗装鉄筋, $C_i=4.5 \text{ kg/m}^3$ の場合



f) エポキシ樹脂塗装鉄筋, $C_i=4.5 \text{ kg/m}^3$ の場合

(必要算定かぶりの関係は(エポキシ樹脂塗装鉄筋では、拡散係数設計用値 $2.0 \times 10^{-6}(\text{cm}^2/\text{年})$ 〔数設計用値〕を使用した場合の図である。)

図-3.12 普通ポルトランドセメントを使用する場合の各耐用年数における水セメント比



(必要算定かぶりの関係は(エポキシ樹脂塗装鉄筋では、拡散係数 $1.5 \times 10^{-6}(\text{cm}^2/\text{年})$ を使用)
 図-3.13 普通セメントと高炉セメントを使用する場合の各耐用年数における水セメント比

腐食しろについては、NEXCO 要領では、一般に使用する亜鉛メッキ防食した補強材において 1mm の腐食しろを考慮するものとしている。しかし、エポキシ樹脂塗装鉄筋については高度な耐防食性を有するので、腐食しろを取らないことと規定とした。

3.11.5 凍結融解作用の処置工

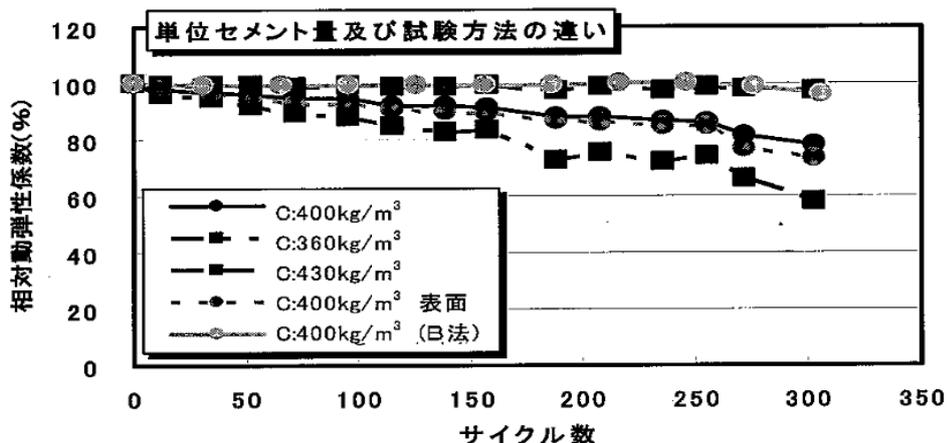
エルックに使用する吹付けモルタルは、標準的な単位セメント量を使用することによって、凍結融解作用に対する抵抗性があることが確認されている。しかし、特に厳しい環境で従来工法に比較し長期の耐久性を確保する場合には、AE剤を使用しなければならない。

【解説】

「吹付けコンクリート指針 (案) 法面編 土木学会 2007」の「2.6 凍結融解抵抗性」では、10 種類の吹付けモルタルの凍結融解抵抗性について調査し、本工法で使用する W/C55%に近い W/C54~60%の 9 資料と W/C48%の 1 資料を含んだ凍結融解試験の結果として図-3.14 を示し次のように解説している。

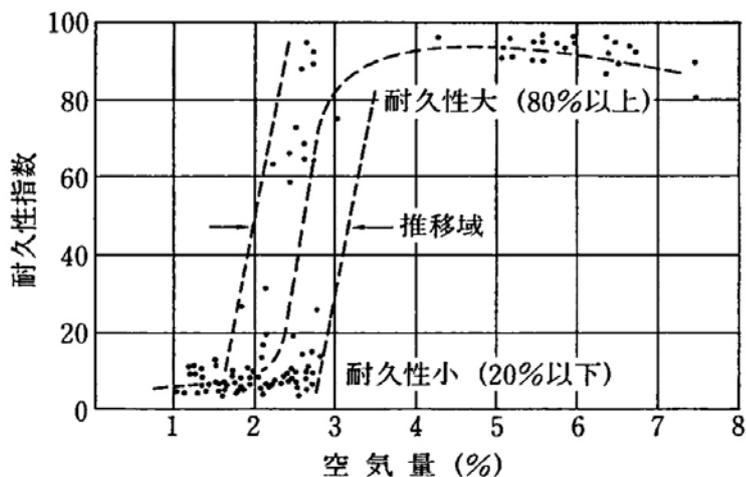
- ① 単位セメント量を $430 \rightarrow 400 \rightarrow 360 \text{ kg/m}^3$ と減らしていくに従い相対動弾性係数が低下しているが、セメント量が多いほど凍結融解抵抗性が向上することがわかった。いずれの場合も 300 サイクルで、凍害に関する性能を満足する値 60%の相対動弾性係数值 (土木学会コンクリート標準示方書 2002 p29) 以上の値を示している。
- ② モルタルの細骨材に混合砂 (砕砂+山砂) を使用したものは、凍結融解抵抗性が川砂より良好で、海砂を用いたものは凍結融解抵抗性が劣っていたが、海砂を用いた場合でも 210 サイクルまでは 60%の相対動弾性係数を上回っており、耐用年数の設定によっては問題とならない場合も多いと考えられる。

③ 本試験で得られた気泡間隔係数はいずれも $220\mu\text{m}$ 程度であり、一般に良好な対凍害性を有するとされる $250\mu\text{m}$ 以下であった。



(出典：吹付けコンクリート指針(案)法面編 土木学会 2007 P147)
 図-3.14 凍結融解サイクル数と相対動弾性係数の関係

一方、北海道開発土木研究所では、「生コンの管理値について」図-3.15 を示し、コンクリート内の空気量 3%未満では、凍結融解抵抗性の改善に効果が無く、3%を超えると改善するが 5%以上に空気量を増やしても改善に効果が無いことが示されている。吹付けモルタルの空気量が、「吹付けコンクリート指針(案)法面編 土木学会 2007」の試験において、3.4~6.8% (8割の試料は 4.0~5.0%の範囲) である点を考慮すると、エルックに使用する吹付けモルタルは、空気量の観点からも凍結融解抵抗性は高いと考えられる。しかも、AE剤を使用することにより、さらに耐久性を向上させることが可能である。たとえば、連続してあるいはしばしば水で飽和される環境などの厳しい凍害環境で、非常に長期間の耐久性を考慮する場合には、AE剤の使用が必要であるとした。また、一般環境でもAE剤の使用は、耐久性向上の点から推奨されるとともに、耐凍害性については、2007年度版「コンクリート標準示方書 施工編 p37」では、「AEコンクリートとすることによる耐凍害性の改善効果は非常に大きい」と簡潔に記述されている。



(出典：生コンの管理値について 北海道開発土木研究所 月報 621号 2005)
 図-3.15 空気量と耐久性指数(試験前後の動弾性係数の変化割合)

3.11.6 孔口処理工

孔口付近の補強材と地盤との空間は、固練りモルタルにより入念に充填しなければならない。

【解説】

図-3.16 に示したように、補強材の地表に近い部分には、注入材を充填出来ないので、補強材と地盤との間に空間が出来る。この地表面に近い区間には酸化力が強い浸透水や地表水が供給される恐れがあるため、特に充填を入念に行なうものとする。充填には、固練りモルタルを使用する。

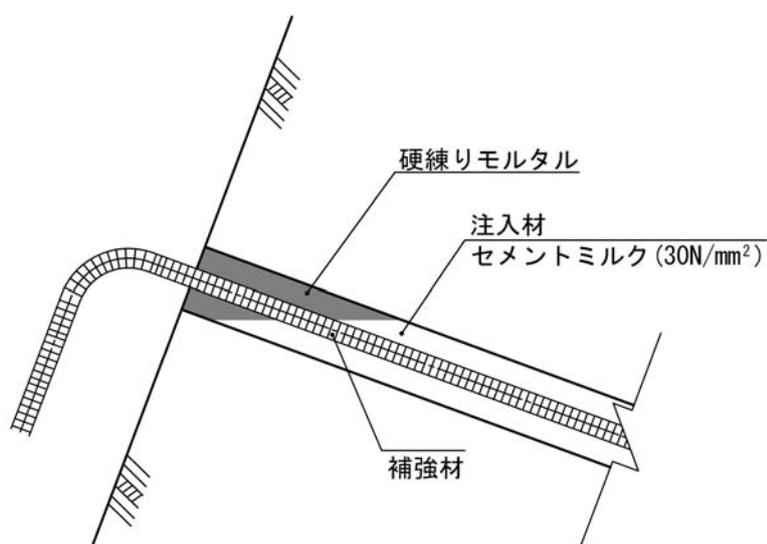


図-3.16 補強材孔口部の処理