

スギ間伐材を利用した法面工の開発

石井 利典

石井利典：スギ間伐材を利用した法面工の開発，広島県林技セ研報36号：17～28，2004．スギ間伐材を用いた法面工の開発を試みた。工法は盛土法面に適用する補強土壁工法とし，その中でも土質を選ばない多数アンカー工法とした。間伐材は径100mmの丸棒に加工，NZNを注入し，施工後も交換可能にするため壁面材に用いた。土中の補強材であるアンカープレートとタイバーは鋼製とし，亜鉛メッキを施した。勾配等が異なる3タイプを設計した。施工後の全体安定はアンカー引き抜き試験とスギ丸棒曲げ試験の実大の強度試験により検討した。その結果，間伐材から製材したスギ丸棒を壁面材に使用し，法勾配が3分から1割で高さが7.7～9mまで施工可能な補強土壁工法を開発することができた。

[キーワード]

間伐材，補強土壁工法，多数アンカー工法，土木構造物

1. はじめに

広島県の民有林の人工林率は約30%で約17万haが存在する。その多くが，全国の人工林の状況と同様に，戦後の拡大造林で植えられたスギ，ヒノキで，伐期を迎えているにもかかわらず木材価格の長期低迷からそのほとんどに手がつけられないでいる。この結果，多くの間伐手遅れ林分が発生しており，このような森林は公益的機能を発揮することが難しくなっている。特に当県では，緊急に間伐を要する初回間伐未実施林約8千haの解消が重要な課題であり，「広島県緊急間伐推進計画」の中で間伐実施から間伐材の搬出・利用拡大までの総合的な間伐対策の推進を行っている。

間伐材の利用については，さまざまな試みが全国で行われており，当県では特に土木構造物として木柵工，法枠工，板柵工，丸太水路工等さまざまなものが開発されて現地に施工されている。今後も，用途を開拓するため，新しい土木工法を開発することは重要である。そこで，盛土の法面に適用する工法について，間伐材を用いたものの開発を試みたので報告する。

2. 工法の選定

盛土の法面に適用する工法には法面保護工や，擁壁工がある。公共事業の特に道路土工でよく用いられるのは，急勾配で法面を形成し用地や林地が確保できる擁壁工である。擁壁にはブロック積み擁壁や重力式擁壁等があるが，木材を用いるため重量を生かした構造とすることは難しい。そこで，新しい形式の擁壁である補強土壁工法について，間伐材を用いた工法を開発することとした。

補強土壁工法は1972年わが国で最初にテールアルメ工法が施工されて以降，現在，多くの工法が改良開発され，採用される件数は年々増加傾向にある。

本工法の基本的な考え方は次のとおりである。盛土内に敷設された補強材のせん断抵抗力（引抜抵抗力）によって土圧に抵抗させる工法である。つまり，主働土圧は，すべり面より前方の主働領域内にある補強材と壁面材に作用し，補強材を前方へ引き抜こうとする。そうすれば，すべり面より後方部分の補強材と盛土の境界面にせん断抵抗力が発生し，引き抜けに抵抗する。

補強土壁工法は次のように分類されている。

表 2-1 補強土壁工法の分類¹⁾

壁面材	補強材	工法名
コンクリートパネル	帯鋼(ストリップ)	テールアルメ工法
	アンカープレート・タイバー	多数アンカー工法、TUSS工法
	格子状鉄筋	TUSS工法
	帯状ジオシンセティック	ウェブソル工法
現場打ちコンクリート	面状ジオグリッド	RRR工法
緑化用金属製壁面	面状ジオグリッド	ジオグリッド補強土壁工法
	格子状鉄筋	ワイヤーウォール工法
	帯鋼(ストリップ)	テラトレール工法

また補強材の種類と特性により、次のように分類されている。

表 2-2 補強材の特性¹⁾

補強材の種類	材質	形状	補強方式	定着方式
ジオグリッド (ジオシンセティック)	合成高分子材	面状(帯状)	摩擦抵抗	線状定着
帯鋼(ストリップ)	鋼材	帯状	摩擦抵抗	線状定着
アンカープレート及び タイバー	鋼材	棒鋼+支圧板	支圧抵抗	先端定着
格子状鉄筋	鋼材	面状	支圧+摩擦	線状定着

壁面材として、コンクリートを使用したもの、あるいは金属を使用した高強度の材料が使用されている。またRCを利用した薄型の壁面材も開発されている。今回は壁面に間伐材を使用した補強土壁について検討を行なった。また一般的に、補強材の特性として摩擦抵抗による補強方式は砂質土等内部摩擦角の大きい材料に有利である。反面、粘土質の盛土材料には不利であるといわれている。一方、支圧抵抗による補強方式は土質を選ばないといった特徴をもつ。粘土質の地盤がかなりの範囲に分布している日本において開発された工法である。今回補強材はアンカープレート及びタイバーを用い、支圧抵抗による補強方式とした、多数アンカー工法である。

3. 間伐材を用いた補強土壁の設計

間伐材は10cmの丸棒に加工し、防腐剤NZNを注入し

たスギ材を用いた。丸棒加工材はその円形の断面から、力学的にも歩留まり的にも間伐小径木を利用するために優れた加工方法といえる。これを用いて設計した補強土壁の図面を図3-1~3に示す。

全部で3タイプ設計した。間伐材は施工後のメンテナンスを考慮し、壁面材にのみ用いた。補強材はタイバーに材質SR235の鉄筋、アンカープレートはSS400の鋼板を用いた。

勾配はそれぞれタイプ1が1:1、タイプ2が1:0.3、タイプ3が1:0.3の法面となるようにした。

それぞれの特徴として、タイプ1は設置の際の施工性をよくし、また勾配をゆるくして壁面にかかる土圧を低く抑えたものとした。タイプ2は壁面を間伐材とエキスバンドメタルを用いたハイブリッド構造にして強度的、耐久的信頼性を高めたものとした。タイプ3は土圧に対して間伐材を縦横最低限の本数に抑えた構造とした。

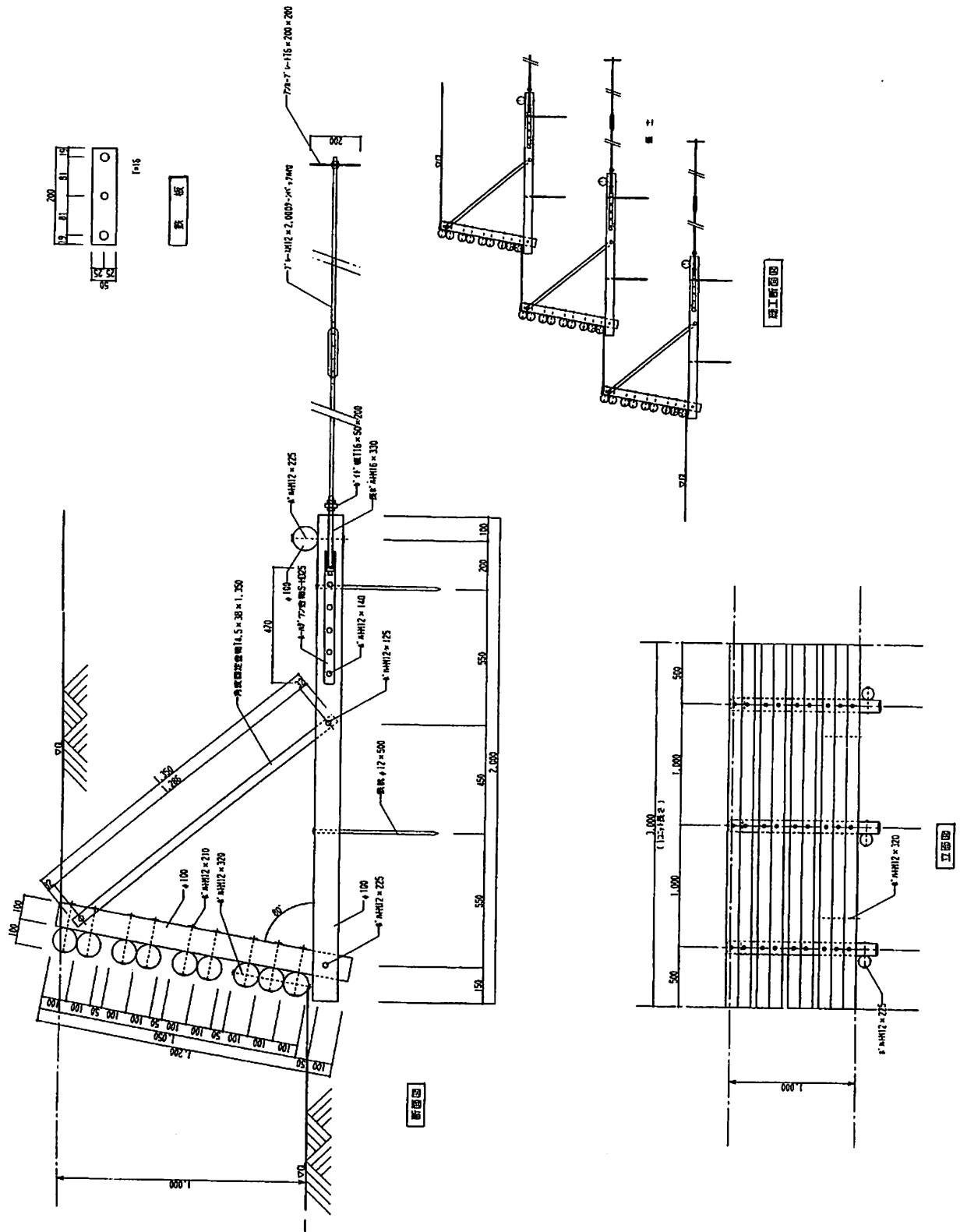


図 3-1 タイプ1

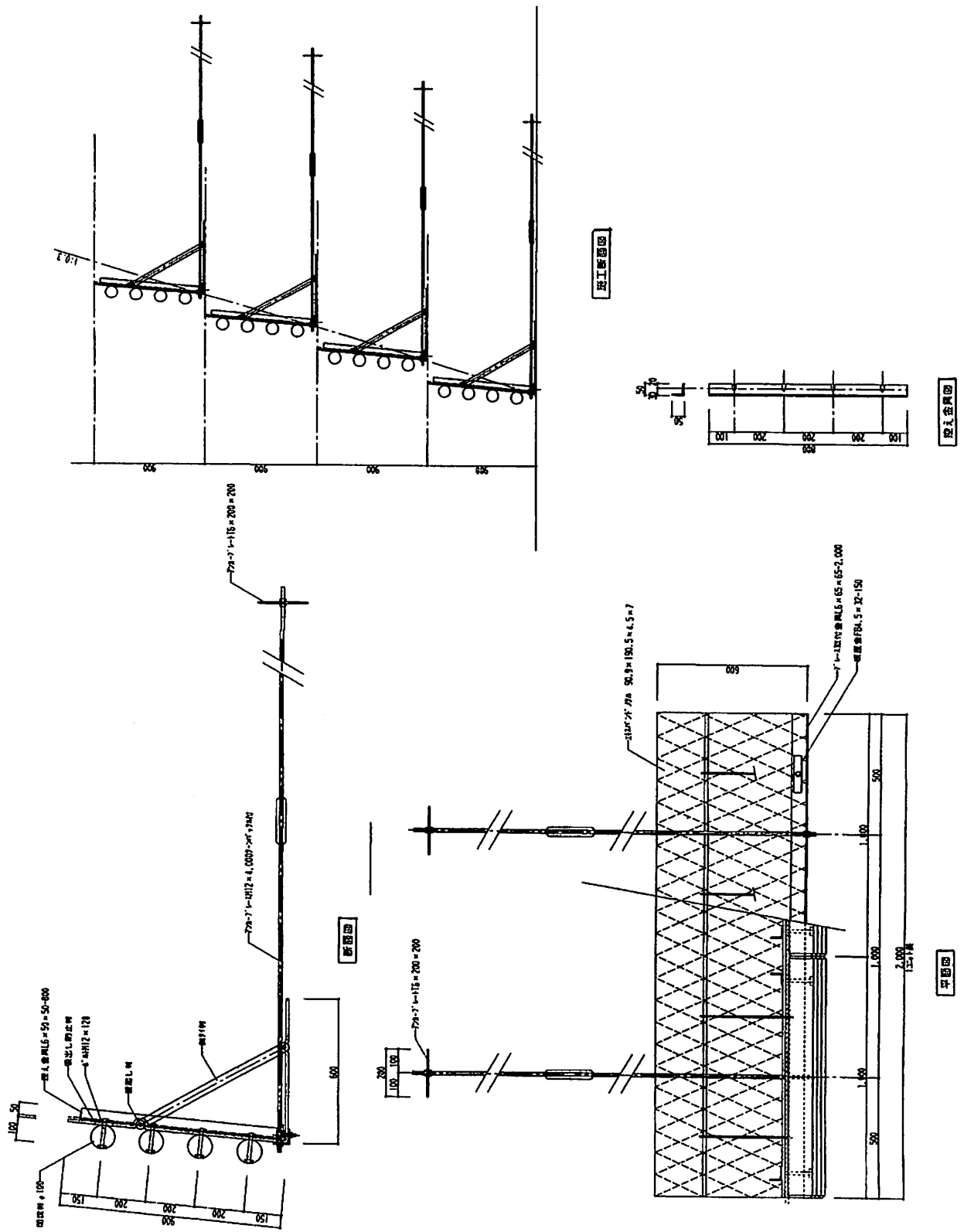


図3-2 タイプ2

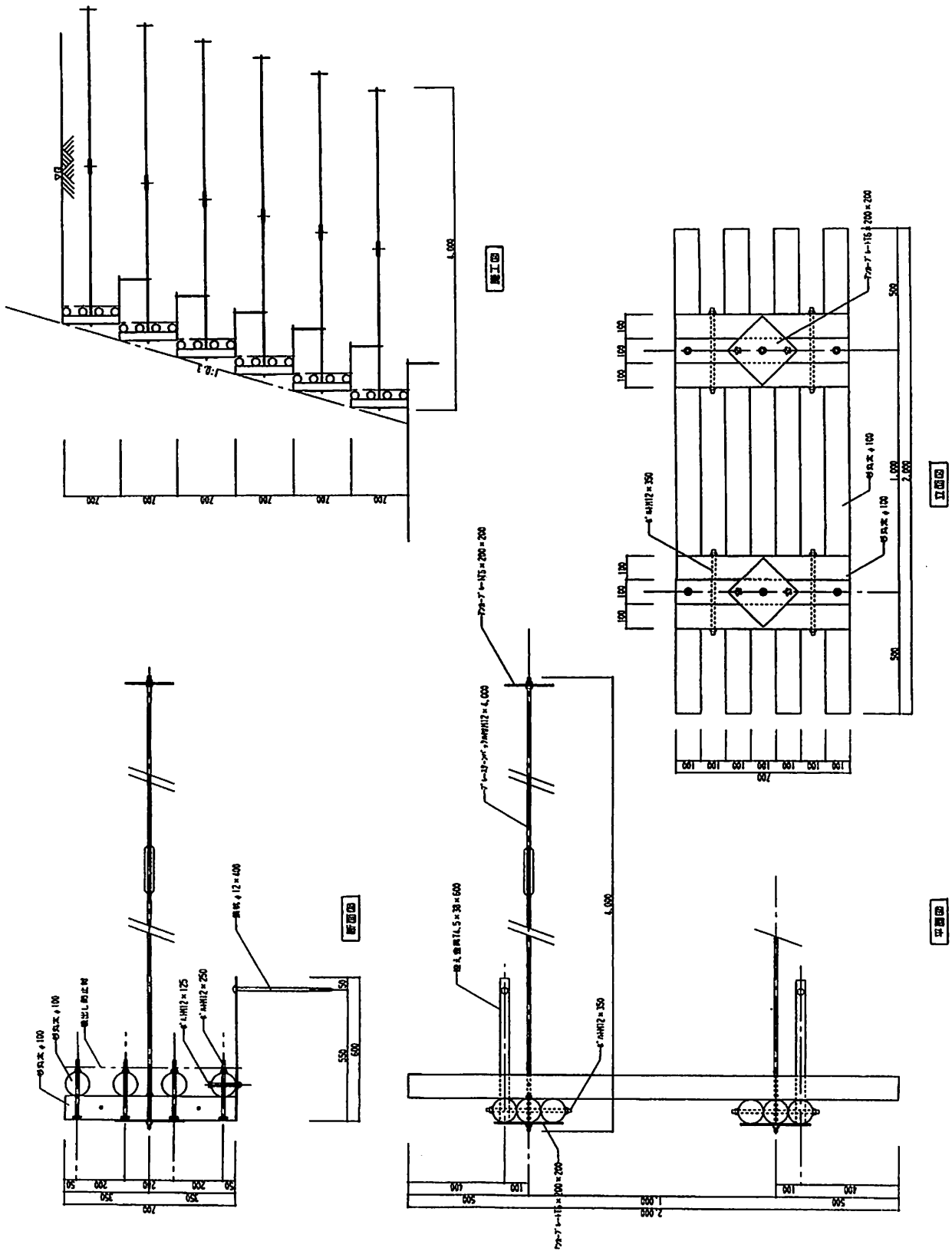


図3-3 タイプ3

4. 実大強度試験

強度試験は設計した補強土壁の安定計算を行う際のより正確な計算根拠を得ることを目的として、壁面について丸棒の曲げ試験、アンカーについて引抜試験を行った。

4.1 スギ丸棒曲げ試験

φ10のスギ丸棒について、スパンを130cmとした3等分点4点荷重法で実大曲げ試験を行った。また、実際に使用される条件に合わせるため中央に径12mmのボルト穴をあけた(写真4-1)。

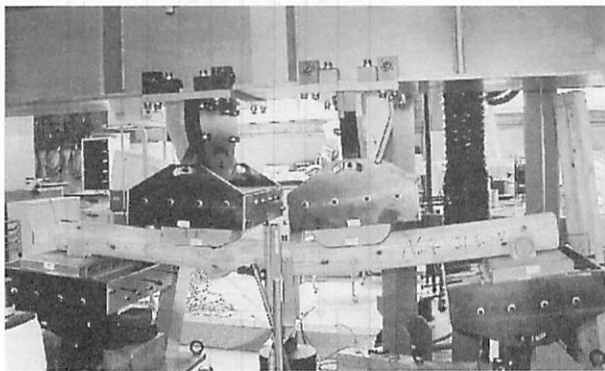


写真4-1 スギ丸棒曲げ試験

スギ丸棒曲げ試験結果を表4-1に示す。曲げ材料強度を信頼水準75%の95%下限許容限界として算出した。この統計計算には「木材強度データの確率・統計手法」のプログラムを用いた。実際に設計に使用する値である長期許容応力度は建築基準法施行令第89条から材料強度の1.1/3とした。これからスギ丸棒一本の許容曲げモーメント0.7kN・mが算出された。

表4-1 スギ丸棒曲げ試験結果

曲げ強度 (n=6)			
平均値	34.8 N/mm ²		
下限値 (材料強度)	20.0 N/mm ²	信頼率75%の95%下限許容限界	
長期許容応力度	7.3 N/mm ²	材料強度の1.1/3	
スギ丸棒1本の許容曲げモーメント 0.7 kN・m			

4.2 アンカー引抜試験

アンカーの引抜き試験は真砂土の採取場に図4-1に示すようなアンカーを埋設した盛土を設置し行った。供試するアンカーの数は3本とした。アンカーの横位置はアンカーが互いに影響を及ぼさない(アンカーの群効果が出ない)距離とし、埋設深さは盛土材の内部摩擦角が関係し、アンカーの抵抗力が発揮される最低埋設深さを考慮し設定した。

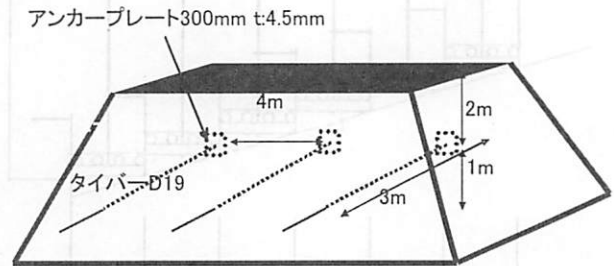


図4-1 アンカー引抜試験盛土

試験に供した盛土材について、土粒子の密度試験(JIS A 1202)、粒度試験(JIS A 1204)、含水比試験(JIS A 1203)、突固めによる締固め試験(JIS A 1210)、3軸圧縮試験(地盤工学会基準)CD試験を行った。その結果土質定数は、内部摩擦角φ:35.7° 粘着力:9.7kN/m²、湿潤密度:18.8kN/m²であった。

盛土は約30cm厚さ毎にホイールローダーで撒きだしを行いバックホウで転圧した。高さが1mに達した地点でアンカーの設置を行い、設置した各アンカーの1m前の地点で砂置換法による現場単位体積重量試験(JIS A 1214)を行い締め固めのチェックをした。

アンカープレートは材質SS400の厚さ4.5mm、300×300mmの鋼板、アンカープレートと壁面をつなぐタイバーは材質SR235の鉄筋D19を用いた。

アンカー引抜試験はバックホウで行った(写真4-2)。設計荷重をタイバーの許容破断応力度の40kNに設定し、10段階に分けて4kNずつ引抜きの荷重をかけた。初期荷重段階で1分以上の固定を行い、各荷重段階で10秒以上固定し、次の荷重段階へ進んだ。設計荷重の40kNに達した後、初期荷重に一旦戻し最大まで荷重をかけた。万が一破断したとき危険なので、最大荷重は60kNとした。

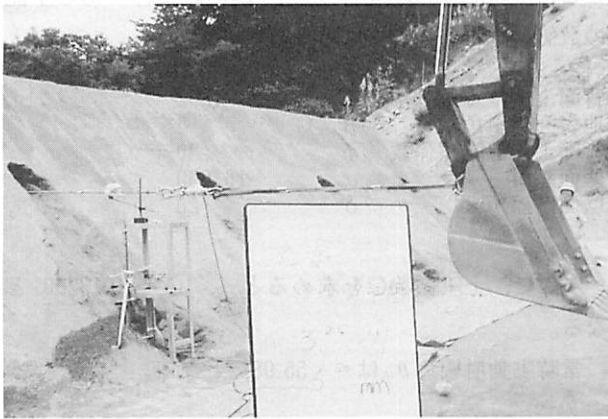


写真4-2 アンカー引抜試験

アンカー引抜試験の結果を図4-2に示す。設計荷重の40kNに達した時点でも引抜き量は10mm~15mmで十分な引抜抵抗力が確認された。

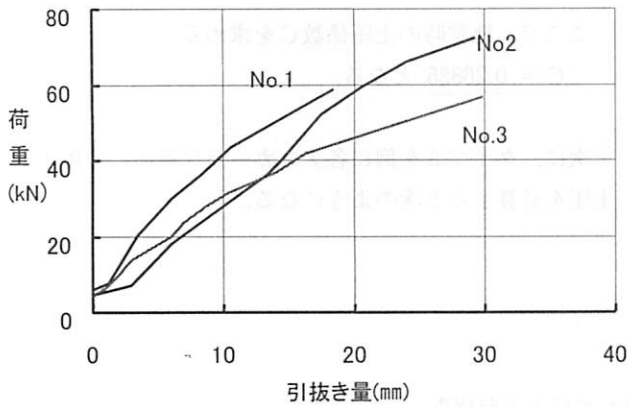


図4-2 アンカー引抜試験結果

5. 安定計算

安定計算は多数アンカー工法による支圧抵抗による補強方式として行った。

5.1 土質定数

使用する土質定数については次のようになる。

- (1) テルツァギー氏による ϕ と c の平均値(表5-1及び5-2)

表5-1 土質, 内部摩擦角, 粘着力²⁾

土質	摩擦角 ϕ (度)	摩擦係数 $w = \tan \phi$	粘着力 c (kN/m ²)
ほとんど流体状の粘土	0	0	4.9
非常に軟らかい粘土	2	0.035	9.8
軟らかい粘土	4	0.070	19.6
普通の粘土	6	0.105	49.0
固い粘土	8	0.141	14.7
非常に固い粘土	12	0.213	98.1
泥土質の砂	30	0.577	2.0
良質の砂混じり粘土	34	0.675	4.9

表5-2 自然状態における標準的な土の間隙率, 間隙比および単位重量²⁾

種類	間隙率 n (%)	間隙比 e	含水量 w (%)	単位重量 (kN/m ³) 乾燥状態
均等な砂, ゆるい	46	0.85	32	14.0
均等な砂, 密な	34	0.51	19	17.2
混合粒の砂, ゆるい	40	0.67	25	15.6
混合粒の砂, 密な	30	0.43	16	18.2
非常に大小粒の混じった氷成シルト	20	0.25	9	20.8
軟らかい氷成粘土	55	1.2	45	17.4
硬い氷成粘土	37	0.6	22	20.3
軟らかくてわずかに有機質の粘土	66	1.9	70	15.5
軟らかくて非常に有機質の粘土	75	3.0	110	14.0
軟らかいベントナイト	84	5.2	194	12.5

(2) アンカー引抜試験時使用した材料の土質定数をそのまま使用した場合(表5-3)

表5-3 アンカー引抜試験時の盛度の土質定数

粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 φ 度	湿潤密度 (kN/m ³)
9.09	35.7	18.8

以上の結果より、より小さい土質定数を用いたほうが盛土の許容範囲は大きくなると考えられるため、(1)のテルツァギー氏によるφとcの平均値の数値を用いることとする。

表5-4 安定計算に用いる土質定数

粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 φ 度	湿潤密度 (kN/m ³)
2	30	18.2

5.2 内的安定

(1) 壁面及びアンカープレートに作用する土圧
土圧はクーロン式より

$$\text{土圧係数} C = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$\cos(\alpha - \beta) = \frac{1}{\cos(\phi + \delta - \beta)} \sqrt{\frac{\cos \delta \sin(\phi + \delta)}{\cos \beta \sin(\phi - \beta)} - \tan(\phi + \delta - \beta)}$$

土圧 E = H (高さ) × s (盛土単位体積重量) × C + 上載荷重

1段目	0.35*18.2*	0.19260 +10*	0.19260 =	3.153	kN/m ²
2段目	1.05*18.2*	0.19260 +10*	0.19260 =	5.607	kN/m ²
3段目	1.75*18.2*	0.19260 +10*	0.19260 =	8.060	kN/m ²
4段目	2.45*18.2*	0.19260 +10*	0.19260 =	10.514	kN/m ²
5段目	3.15*18.2*	0.19260 +10*	0.19260 =	12.968	kN/m ²
6段目	3.85*18.2*	0.19260 +10*	0.19260 =	15.421	kN/m ²
7段目	4.55*18.2*	0.19260 +10*	0.19260 =	17.875	kN/m ²
8段目	5.25*18.2*	0.19260 +10*	0.19260 =	20.329	kN/m ²
9段目	5.95*18.2*	0.19260 +10*	0.19260 =	22.783	kN/m ²
10段目	6.65*18.2*	0.19260 +10*	0.19260 =	25.236	kN/m ²
11段目	7.35*18.2*	0.19260 +10*	0.19260 =	27.690	kN/m ²
12段目	8.05*18.2*	0.19260 +10*	0.26825 =	41.984	kN/m ²
13段目	8.75*18.2*	0.19260 +10*	0.26825 =	45.401	kN/m ²

ここに法勾配1:0.3(タイプ2, 3)の条件である下記の数値をそれぞれ当てはめる。

背面土単位重量	s	18.2
地表面傾斜角	β	0
背面土内部摩擦係数	φ	30
壁面傾斜	α	-16.699
壁面摩擦角	δ	20

ここで、土圧係数Cを求めると C = 0.19260 となる。

常時主動崩壊角 θ_Aは 55.98° となる。

また高さが8mを超えると地震時の検討を要する。

地震時の検討

$$\text{土圧係数} C = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

ここで、地震時の土圧係数Cを求めると

C = 0.26825 となる。

次に、タイプ3を例に各アンカー及び壁面に作用する土圧を計算すると次のようになる。

さらに、主動土圧強度の水平分力および各アンカー及び壁面に作用する引張力を算出すると表5-5に示すようになる。

土圧の水平分力 $E_h = E \times \cos(\delta + \alpha)$ 土圧の垂直分力 $E_v = E \times \sin(\delta + \alpha)$
 アンカー及び壁面に作用する水平分力 $T = E_h \times D$ (施工間隔)

表5-5 各アンカー及び壁面に作用する引張力

構造物高さ H (m)		E_h kN/m ²	T kN	E_v kN/m ²
0.7	1 段目	3.148	2.203	0.182
1.4	2 段目	5.597	3.918	0.323
2.1	3 段目	8.047	5.633	0.464
2.8	4 段目	10.497	7.348	0.605
3.5	5 段目	12.946	9.062	0.747
4.2	6 段目	15.396	10.777	0.888
4.9	7 段目	17.846	12.492	1.029
5.6	8 段目	20.295	14.207	1.171
6.3	9 段目	22.745	15.921	1.312
7.0	10 段目	25.195	17.636	1.453
7.7	11 段目	27.644	19.351	1.594
8.4	12 段目	41.914	29.340	2.417
9.1	13 段目	45.326	31.728	2.614

同様にしてタイプ1, 2についても表5-5のように各アンカー及び壁面に作用する引張力を算出した。

(2) 壁面材の検討

壁面に働く土圧を等圧分布荷重として、縦断面、横断面毎に曲げモーメント図、せん断応力図を描いた。タイプ3を例にして図5-1に示す。

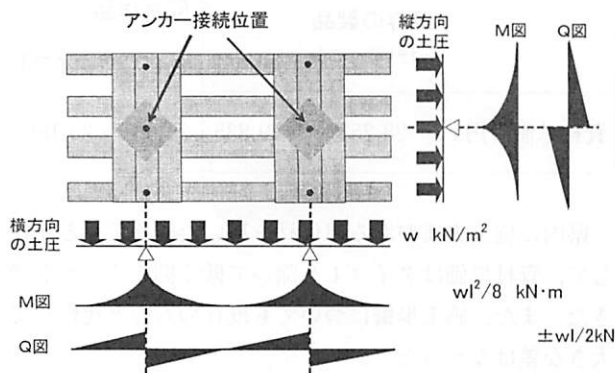


図5-1 壁面に働く土圧の解析

図のとおり両断面ともアンカー接続部分で曲げ、せん断応力とも最大を示す。これはタイプ1, 2でも同様である。

次に、壁面の許容曲げモーメント及び許容せん断応力を算出する。許容曲げモーメントは表4-1の曲げ試験結果を用いる。また、せん断については建築基準法施行令に定められた値を用いる。

タイプ3を例にして算出すると次のようになる。

縦方向(縦断面)の構成はスギ丸棒4本

許容曲げモーメント $kN \cdot m = 4 \times 0.7$ 許容せん断応力 $N/mm^2 = 4 \times 6 \times \pi \times 50 \times 50$

横方向(横断面)の構成はスギ6本

許容曲げモーメント $kN \cdot m = 6 \times 0.7$ 許容せん断応力 $N/mm^2 = 6 \times 6 \times \pi \times 50 \times 50$

算出された許容応力を元に壁面に発生する最大土圧を逆算すると、許容できる土圧が算出される。タイプ3の壁面許容土圧は33.5k N/mm²である。ここで、表5-5に壁面許容土圧を当てはめてみるとタイプ3は11段、高さ7.7mまで施工可能である。

同様の計算を行うとタイプ1は10段、高さ10.0mまで、タイプ2は9段、高さ8.1mまで施工可能である。

(3) アンカープレートの引抜けに対する検討

アンカープレートの引き抜き抵抗力は次式で算出する。

$$T_{ai} = \frac{A_p}{F_s} (c \cdot N_c + q_{pi} \cdot N_q)$$

ここで

T_{ai} : i 段目のタイバーの許容引抜抵抗力 (kN)

A_p : アンカープレートの面積 (m²)

F_s : 引き抜けに対する安全率, $F_s = 3.0$ (常時)

c : 盛土の粘着力 (kN/m²)

N_c, N_q : 支持力係数

q_{pi} : i 段目のアンカー位置での地盤の拘束圧 (kN/m²)

プレート30cm, 20cm, 15cmに分けて計算した結果をタイプ毎に表5-5に当てはめてみると、施工可能高さにおいてすべてのタイプにおいて1辺15cmで十分なことがわかった。しかし、より広いタイプの土質に対応することを考え一辺20cmを標準とした。

また、ここでアンカー引張り材の検討を行うと、まずタイバーは試験時に使用したD19でなく引張り破断強度からD13で十分なことがわかった。さらに(1)で算出した常時主動崩壊角 θA とアンカーはすべり面より1.2m

は必要となることから、最低4mの敷設長が必要となった。

5.3 外的安定

(1) 円弧すべりの検討

土質定数 粘着力: 2 kN/m²
 内部摩擦角: 30°
 単位体積重量: 18.2 kN/m³

安定解析式: ビショップ法

円弧すべりであることから、簡易 Bishop 法(円弧すべり, 1955)を採用する。

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left[\frac{c/b + (W - ub) \tan \phi'}{\cos \alpha \sin \alpha \tan \phi' / F} \right]$$

ここに、b: 細片の幅

ここに、 u: 間隙水圧
 b: スライス幅
 α: すべり面傾角
 h: スライス高さ
 c': すべり面の粘着力
 φ': すべり面の内部摩擦角
 l: すべり面長

解析結果は次のとおりである。

表5-6 円弧すべり解析結果

	法勾配	補強土壁の高さ	土質定数	安全率	備考
タイプ1	1:1	9.00m	c'=2.0kN/m ² φ'=30° γ=18.2kN/m ³	1.20以上確保される	
タイプ2	1:0.3	8.10m			
タイプ3		7.70m			

補強土壁の高さについては、土圧により所定の安全が確保される高さを用いて解析を行なった。解析結果より、安全率1.20以上は確保できる。

(2) 壁体の滑動に対する照査

壁体は、間伐材を組み合わせ、かつ1段ずつ分かれていたため、擬似の壁体として検討を行なう。

$$F = (\sum V \cdot \tan \phi + c \cdot B) / \sum H$$

F: 安全率 (1.5)
 φ: 支持地盤か盛土のせん断抵抗角の小さい方
 c: 支持地盤か盛土の粘着力の小さい方
 B: 補強土壁体の下面幅

タイプ3を例に計算すると、法勾配1:0.3で外的安定の検討結果よりH=7.7mの高さまで安全率1.2が確保されるため、H=7.7mを対象として検討を行なう。

$$F = ((6.5 \times 8.1 \times 18.2 + 10 \times 5) \times \tan 30^\circ + 2.0 \times 6.5) / (1/2 \times 18.2 \times 8.1 \times 8.1 \times 0.19260) = 5.18 > 1.5 \therefore \text{安全である}$$

同様にタイプ1, 2についても検討を行い安全が確認された。

(3) 壁体の支持力の照査

支持力に対する安全率は次式により算出する。

$$F_b = q_a \cdot B / \sum V$$

F_b: 支持力の安全率 (3.0)

q_a: 地盤の極限支持力度 (kN/m²)

B: 補強土壁体の下面幅 (m)

タイプ3を例に計算すると

$$F_b = 900 \times 6.5 / (6.5 \times 8.1 \times 18.2 + 10 \times 5) = 5.80 > 3.0 \therefore \text{安全である}$$

同様にタイプ1, 2についても検討を行い安全が確認された。

6. 資材単価の比較

実際に試作品を設置し、資材単価について検討した。県内に施工実績がある間伐材を用いた補強土壁工法と資材単価の比較を行った(表6-1)。

表6-1 資材単価の比較 (m²あたり)

	既存の製品 (ジオテキスタイル工法)	今回試作品		
		タイプ1	タイプ2	タイプ3
資材単価 (円)	28,253	29,835	25,637	23,166

県内に施工実績がある間伐材を用いた同種工法と比較して、資材単価はタイプ1を除いて低く抑えることができた。また、施工歩掛についても既存のものと比較して大きな差はなかった。

7. まとめ

今回開発した補強土壁について、以下のことがまとめられた。

- ・間伐材を壁面材に使用し、法勾配が3分から1割で高さが7.7～9mまで施工可能な補強土壁を開発することができた。
- ・従来の製品に比べ施工コストが劣らないものを開発することができた。

8. おわりに

今後、設置した試作品について施工後の経過について調査し、耐久年数の把握及びメンテナンス方法の確立を行うとともに新たに壁面材を開発するため試作検討を行っていきたいと考えている。

最後になったが、今回の補強土壁の開発に当たって多大なるご協力を賜った関係者の方々に厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 「新・擁壁の設計法と計算例」右城猛 理工図書
- 2) 「森林土木ハンドブック」(財) 林業土木コンサルタンツ技術研究所

Development of retaining wall made of thinned wood of sugi (*cryptomeria japonica* D. DON)

ISHII Toshinori

Summary

Development of retaining wall using Japan cedar thinned wood was tried. The method of construction considered as the reinforced earth method of construction applied to the banking slope, and was taken as the many anchor work method of construction which does not choose texture of soil in it. Thinned wood processed and NZN into a columnar form of 100mm in diameter, and it used them for surface-of-a-wall material in order to enable exchange also of after construction. The anchor plate and tie bar which are the reinforcement material in the ground were made into steel, and gave zinc plating. Three types with which slopes etc. differ were designed. The on-the-strength examination of the fruit size of an anchor drawing-out examination and Japan cedar a test of bend strength considered the stability after whole construction. consequently, Japan cedar sowed into a columnar form which sawed up from thinned wood surface-of-a-wall material using it law the slope was able to develop the reinforced earth method of construction which height can construct to 7.7-9m at the ten percent from 3 percent

[Key words]

cryptomeria japonica D. DON, thinned wood, retaining wall, reinforced earth, construction at slope