土壌水分変化が樹木根系の土質強度補強効果に与える影響評価に関する実験的研究

執　印　　康　裕

土壌水分変化が樹木根系の土質強度補強効果に与える影響評価に関する実験的研究

1997 年

執印 康裕

目次

第１章 はじめに …1

第２章 表層崩壊発生機構に関するこれまでの研究
2-1. はじめに …5
2-1-1. 表層崩壊に関して …6
2-1-2.不飽和土の強度問題に関する従来の研究について …10
2-2. 森林植生が表層崩壊発生機構に与える影響評価に関する従来の研究について…13
2-2-1.根系の強度試験によるもの …15
2-2-2.根系の引き抜き抵抗力試験によるもの …17
2-3.せん断試験による樹木根系の土質強度補強効果の評価 …18
2-3-1.現位置せん断試験によるもの …19
2-3-2.室内せん断試験によるもの …20
2-4. これまでの根系評価手法の問題点 …23

第３章 新型一面せん断試験機の開発
3-1.はじめに …25
3-2.試験機開発の方向 …25
3-3.試験機の概要 …27
3-4.試験方法及びせん断試料の物理特性 …28
3-5.せん断試験機の評価について …29
3-5-1.これまでに得られている砂のせん断試験結果について …29
3-5-2.新型一面せん断試験機と他せん断試験機による試験結果の比較 …31
3-6. 土壌水分が土質強度特性に与える影響（豊浦標準砂） …34
3-7. 本章のまとめ …39

第４章 不攪乱森林土壌の土質強度特性
4-1.はじめに …41
4-2.試験方法及び調査項目 …41
4-2-1.不攪乱森林土壌の採取地及び採取方法について …41
4-2-2.森林土壌の物理特性について …43
4-2-3.試験装置の概要及び試験方法 …45

4-3.せん断試験結果 …47
4-3-1.従来のせん断試験機との比較 …47
4-3-2.土壌水分が森林土壌の土質強度特性に与える影響 …49
4-4. 本章のまとめ …54

第5章 模擬根系によるせん断試験
5-1.はじめに …55
5-2.竹串によるせん断試験 …55
5-2-1.実験の目的と手法 …55
5-2-2.実験結果 …56
5-3.ネットによるせん断試験 …64
5-3-1.実験の目的と手法 …64
5-3-2.実験結果 …65
5-4.実験結果のまとめ …73

第6章 土壌水分の影響を含んだ根系の土質強度補強効果についてのモデル計算
6-1. 既往の根系による土質強度補強効果モデルの批判 …75
6-2. 本研究におけるモデル化の目的 …81
6-3. 使用したモデルの構造及び計算手法の概要 …82
6-4. 竹串及びネットを用いたせん断試験結果に対するモデルの適用 …89
6-5. 本モデルの視点からみた樹木根系の土質強度補強効果 …103
6-6. 本章のまとめ …106

第7章 総括 …107

参考文献 …110

謝辞 …115

第1章　はじめに

本研究の目的は、降雨を誘因として発生する表層崩壊に対して樹木根系の与える土質力学的影響を、降雨の飽和－不飽和浸透に伴う土壌水分の変化に対応させて実験的に評価することにある。森林地における樹木根系の存在が、表層崩壊に対して何らかの補強効果を発揮することは従来より指摘されており、これに対する研究は森林科学が始まって以来、多くの研究者によってなされてきているが、降雨の飽和－不飽和浸透に伴う土壌水分変化が根系の補強効果に与える影響を実験的に評価した研究は極めて少ない。樹木根系による土質強度補強効果を評価するものとして以下に示すモール・クーロンの破壊基準を用いる場合が多い。

$$\tau = \sigma \tan \phi + c \qquad \text{（樹木根系の無い場合の土質強度）}$$

$$\tau = \sigma \tan (\phi + \Delta\phi) + c + \Delta c \qquad \text{（樹木根系を含む場合の土質強度）}$$

ただし　σ：垂直応力，c：粘着力，ϕ：内部摩擦角度，$\Delta\phi$，Δc：樹木根系による土質強度の増分

表層崩壊における斜面の安定度を評価するには、上式における樹木根系による土質強度の増分$\Delta\phi$，Δcを評価することが問題となる。ここで森林の樹木根系が表層崩壊発生機構に与える影響に関するこれまでの研究の流れを大別すると以下の２つに分類される。

森林の表層崩壊発生機構に与える影響評価に関する研究の分類

研究１：森林植生変化が表層崩壊発生に与える影響に関する研究

研究２：豪雨を誘因とする表層崩壊発生に対して森林植生が与える影響に関する研究

対象とする時間スケールで区分すれば、研究１が長期の時間スケール（数 10 年オーダー）での森林植生変化が表層崩壊に与える影響を中心として行われ、マクロ的な研究手法であるといえる。研究２は短期の時間スケール（数時間から数日オーダー）を中心として行われるものである。

いずれの研究においても樹木根系のもつ土質強度に与える力学的影響を評価することが重要となってくるが、研究１に関しては、長期にわたる経年的な樹木根系を含んだ表層土層の土質強度変化を追跡することが困難であることから、森林地の伐採と表層崩壊の関係を統計的に処理することによって論じられる場合が多い。塚本[26]は日本国内における森林植生と表層崩壊発生率の関係を統計的に論じた研究を取りまとめているがその結果を要約すると以下のようになる。

①：人工林は天然林に比べて高い崩壊発生率を示すが、林齢 20 年以上の人工林は天然林と変わらない。

②：森林伐採後 20 年程度で最大の崩壊発生率が現れる。

③：林齢 20 年以下の幼齢林は壮齢林に比べて崩壊発生率が高い。

①に関しては、斜面土層内の根系分布の多様性が表層崩壊発生に影響を与えていることを

示唆しているが、斜面土層内の根系分布情報を調査することは、多大な時間と労力を要する。従ってこの種の研究に挑戦して成功をおさめているものは殆どなく、日本においては、山寺[50]、刈住[19]によるものが代表的な成功例として挙げられる程度である。すなわちこの種の研究は、ある特定の樹種についての根系分布情報を事例的に抽出したものが大半であり、全ての樹種についての根系分布情報を体系的に論じられたものは殆どない。その意味において、前両者は日本における樹木の根系分布情報を体系的に論じた点において成功した希有な例であるといえる。刈住は、平地林における樹木の根系分布の実態を提示し、山寺は斜面における緑化の基礎情報としての根系分布及び根系分布が斜面安定に与える影響を実証的見地から明らかにした。しかしながら根系分布の実態をどのように式 (1-2)におけるΔφ，Δcに組み込むかについての検討は、現在始まったばかりであり未だ解明されている状況にはない。②，③の結果は、樹木根系の土の力学的強度に与える影響が、経年的に変化していることを意味しているが、前に述べたように樹木根系の土質強度に与える力学的影響の変化に結び付けたものは少ない。

研究２は、主として樹木根系がもつ土質強度補強効果Δc，Δφの評価を、斜面の安定が最も不安定な状態である飽和水分条件のもとで行い、これを安定解析式に組み込むことによって、表層崩壊の発生を予知・予測しようとするものである。根系の力学的評価を行う場合に以下の４つの研究手法によって行われる。

樹木根系の力学的評価に関する研究手法

手法１：根系自体の引っ張り強度から評価する手法
手法２：根系の引き抜き抵抗力から評価する手法
手法３：現位置・現場せん断試験から評価する手法
手法４：室内せん断試験による手法

手法１は樹木根系自体のもつ物性（弾性係数，破断強度等）を実験的に測定するものであり、手法２は樹木の根株にワイヤー等を巻き付け、そのまま引き抜いて評価する場合と、根株を取り除いた後の土層断面に露出した単根を引き抜いて評価する手法に分類される。本手法は、樹木根系の力学的補強効果Δc，Δφを従来の土質強度試験法で実測することは困難であることから、簡便に根系の補強効果を調べる場合に用いられる場合が多い。
手法３は、文字どおり現場斜面においてせん断試験を行い、直接的に樹木根系による土質強度増分を評価する手法であり、最も確実な手段ではあるといえる。しかしながら、実験の困難さから研究事例は少ない。そこで最近の研究動向として、比較的容易に出来る手法２の樹木根系の引き抜き試験結果を、手法３の結果に結び付けて、樹木根系の土質強度補強効果を定量的に評価しようとする試みが行われてきている段階にある。手法４はせん断試験容器内に実際の植生を繁茂させ、これをせん断することによって根系の影響を評価する場合と、模擬根系としてせん断容器内にナイロン，銅線，木串等のものを挿入し、根系

が土質強度に与える影響を評価するものに分類される。

以上に述べた手法で、樹木根系が土質強度に与える影響を定量的に評価できる場合に、短時間スケールでの降雨を誘因として発生する自然斜面の表層崩壊の予測に関する研究にこれを組み込むことを考える。表層崩壊の発生を予測するには、まず最初に降雨の斜面土層内における土壌水分変化を追跡する必要がある。降雨の飽和・不飽和浸透に伴う斜面土層内の土壌水分変化については、最近の数値計算技法の発達により多くの研究がなされてきており、浸透流解析の結果を斜面安定解析に組み込む手法も提案されてきている。ここで、浸透流解析の結果を斜面の安定評価にどう組み込むかが問題となるが、斜面の安定評価手法は

①：極限平衡法（有効応力の変化）による解析

②：応力解析法（応力－変形問題）による解析

に大別される。極限平衡法による斜面の安定度評価は、土壌水分変化が土質強度に与える影響を、基本的には間隙水圧の上昇による有効応力の減少として捉え評価している。一方応力解析法においては、土壌水分変化が土質強度に与える影響を、土の局所的な応力－変形問題に組み込んで評価するものである。ここで土の応力－変形問題が有効応力原理と一致するものであれば、有限要素法を用いるまでもなく、より簡便な極限平衡法による評価で十分であると考えられるが、実際には有効応力の変化のみでは説明しきれない場合が多く、土壌水分変化が土の物性（弾性係数，降伏応力等）に影響を与えていることを考慮する必要から、応力解析法を用いた斜面安定解析が土質工学・土木の分野において進められてきている。従来の樹木根系による土質強度の補強効果は、極限平衡法を用いた斜面安定解析の中に組み込まれており、土壌水分変化による土の強度変化との対応で論じられたものはない。すなわち従来の自然斜面における斜面安定解析において問題となるのは、単に樹木根系による土質強度の増分Δｃ，Δφのみであり、表層崩壊発生機構のシステムを決めるのは降雨浸透による斜面土層内の間隙水圧変化となるため、数値計算の中においては単にパラメータに対する応答問題として処理されているに過ぎないことになる。

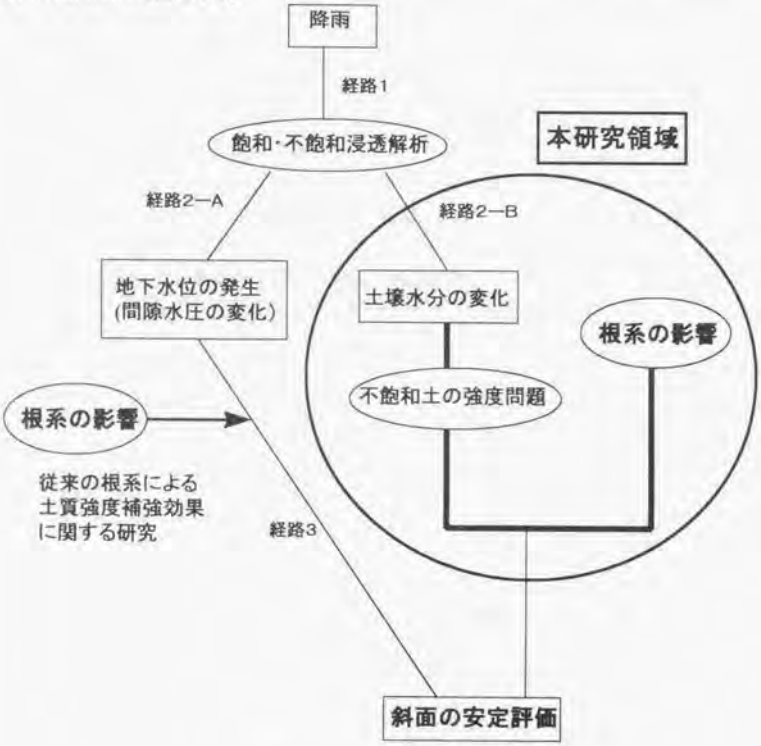
以上のような現状を踏まえて、本研究の領域を図１に示すように設定した。これまでの樹木根系に対する土質強度補強効果は、図１に示す経路１，2-A，３の流れの中で論じられるものが多く、経路 2-A（すなわち極限平衡法を選択することになる）をとおる時点で、既に短時間スケールでの斜面安定問題に対する樹木根系の影響評価はパラメトリックな問題として処理されることになるが、本研究は経路 2-B（土の応力－変形問題）の道を選択することで、樹木根系が土質強度補強効果に与える影響と土壌水分が土質強度に与える影響（不飽和土の強度問題）の相互作用を解明することを目的とするものである。

最後に本論文の構成を以下に示す。

第２章では、これまでの森林植生の土質強度補強効果に与える影響評価に関する研究及び不飽和土の強度問題の研究の紹介を行い、従来の研究における問題点を提示する。

第３章では、２章で提示された問題点の解決を目的として新たな一面せん断試験機の開発

を行い、土壌水分変化に対する土質強度の変化を豊浦標準砂を用いて検討する。
第４章では、実際の森林土壌における土壌水分と土質強度の対応関係を新型一面せん断試験機を用いて検討する。
第５章では、模擬根系として竹串及びネットを豊浦標準砂の中に挿入して、土壌水分に対応した根系の土質強度補強効果について検討する。
第６章では、根系の補強効果に関するモデル化を行い、実験結果に対する検討を行う。
第７章は全体の総括である。



図－１：本研究の背景と領域

第２章 表層崩壊発生機構に関するこれまでの研究

２－１．はじめに

斜面崩壊形態の分類は大きく２つに分けて表層崩壊と深層崩壊とに区分される（図 2-1 参照：出典，森林の百科事典，丸善 1996.pp59[10]）。表層崩壊とは、斜面岩盤上の表土層が剥離し斜面下方へ移動する現象であり、深層崩壊とは、斜面岩盤内の破壊を起因とする崩壊である。深層崩壊は表層崩壊に比べて崩壊土砂量が多く、いわゆる大規模崩壊と呼ばれるものはこの深層崩壊に属するが、発生頻度は表層崩壊に比べて極めて少なく、確率的な事象であることから、これを予測することは今現在においても極めて困難な状況にある。湿潤域に属する日本においては、毎年の台風性豪雨及び前線性の長雨を誘因として表層崩壊の発生が多発しており、人的及び社会資産に甚大な被害を与えていることから、表層崩壊の予知・予測及び防止の必要性が従来より指摘されている。深層崩壊の崩壊発生面位置は、樹木根系が進入困難な深度（数メートル以上）であることから、森林の有無に関係なく森林植生が深層崩壊に対して防止機能を有することはなく、地質等の因子に大きく左右される。それに対して表層崩壊の崩壊発生面位置は、数 10cm から１ m 前後であることから、樹木根系が表層崩壊に対して力学的補強効果を発揮することが指摘されており、根系の力学的補強効果の評価手法についての研究が進められている。

図 2-1：表層崩壊と深層崩壊（森林の百科事典，丸善，1996，pp59 より引用）

本章では、樹木根系の表層崩壊発生に対する力学的補強効果の評価についての従来の研究を述べる前に、前半部分では森林植生の影響を考慮にいれずに、これまでに行われてきた表層崩壊に関する研究について述べ、次に表層崩壊において不飽和土の強度問題を考慮する必要性を論じ、従来の不飽和土の研究について紹介する。その上で後半部分において表層崩壊に対して森林植生が与える影響の概観を示し、これまでの樹木根系の表層崩壊に対する力学的補強効果に関する従来の研究について述べることとする。

2－1－1．表層崩壊に関して

最初に降雨を誘因として発生する表層崩壊のメカニズムについて簡単に述べる。表層崩壊は崩壊深に比べて崩壊長さが長いことから、簡便法として無限長斜面の安定解析手法が用いられる場合が多い（図 2-2 参照）。

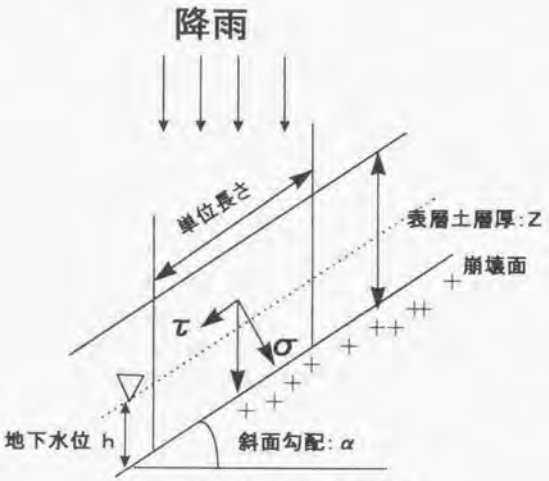


図 2-2：無限長斜面の安定解析模式図

ここで斜面勾配α，表層土層厚Z，土塊の単位体積重量γの単位斜面を考える。単位斜面における単位長さは1であり、ここに降雨の浸透により土層内に地下水位hが発生しているとする。鉛直方向の土塊重量Wは

$$W=\gamma Z \cos\alpha \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(2\text{-}1)$$

であるから、土塊を斜面下方に移動させる力τ，及び崩壊面に対し垂直にかかる応力σは

$$\tau=\gamma Z \cos\alpha \sin\alpha \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(2\text{-}2)$$

$$\sigma=\gamma Z \cos^2\alpha \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(2\text{-}3)$$

となる。ここで土のせん断強さτ_fがモール・クーロンの破壊基準に従うとすると、τ_fは

$$\tau_f=(\sigma-u)\tan\phi+c \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(2\text{-}4)$$

で示される。ここでuは崩壊面における間隙水圧であり、ϕは土の内部摩擦角，cはみかけの粘着力である。崩壊面に発生する間隙水圧uは、水の単位体積重量をγ_wとすると、

$$u=\gamma_w h \cos^2\alpha \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(2\text{-}5)$$

であるから、(2-5)式及び（2-3)式を(2-4)式に代入して、土のせん断強さτ_fは

$$\tau_f=(\gamma Z-\gamma_w h)\cos^2\alpha \tan\phi+c \qquad \cdots\cdots(2\text{-}6)$$

で示されることになる。従って崩壊面上での力のバランス（土塊を移動させようとする力τと、これに抵抗する力τ_fの比）は、

$$F=\frac{(\gamma Z-\gamma_w h)\cos^2\alpha\tan\phi+c}{\gamma Z\cos\alpha\sin\alpha}\cdots\cdots(2\text{-}7)$$

で示される。Fは安全率であり、Fが1以下の状態になると表層崩壊が発生することになる。(2-7)式は、表層崩壊の発生が

①斜面勾配：α　　（地形学）
②表層土層厚：Z　　（地形学）
③土層内の地下水位：h　　（水文学）
④土質強度定数：c，ϕ　　（土質工学）

の4要因によって支配されていることを示している。また表層崩壊の発生要因は上に示すように地形学，水文学，土質工学の各学問領域にまたがっており、表層崩壊発生機構解明のためには、それぞれの学問領域を統合した知見が必要であることが分る。

地形学から見た斜面勾配の要素は、3次元的に斜面形状を捉えた場合、地下水位の発生を規定する集水地形として認識される。鈴木[39]は，山地地形における地表面形を等高線の水平面における形状から凸型（散水型），平型，凹型（集水型）の3形態に区分し、これと、斜面の断面形状（凸，直線，凹）を組み合わせることによって、斜面の基本形態を9種類に整理している。

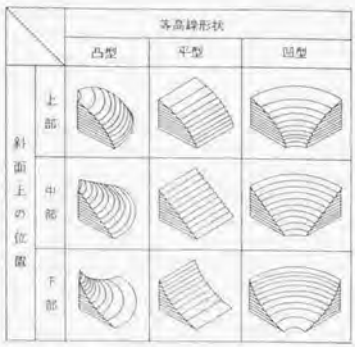


図2-3：斜面型の区分（鈴木[39]原図を塚本[40]が修正）

塚本[40]は鈴木が整理した斜面型を基本として、各斜面における水分状態，土砂移動形態を論じているが、中でも凹型斜面によるものを0次谷と名づけて、表層崩壊の発生を決める重要な要素であることを指摘している。この研究は地形学と水文学を関連させた最初の研

究であるといえる。これに関連し、沖村ら[14)-16)]は、数値地形図を用いて表面地形から集水地形を抽出し、表層崩壊発生危険度の評価を行っている。また三森[30)]は地表面形状を軸対称座標系によって表示することで、三次元の地形形状を二次元的に取り扱い、これに飽和－不飽和浸透流解析及び２次元の極限平衡法による安定解析を適用し、凹型斜面（集水型斜面）の崩壊発生危険度が他の斜面型に比べて高いことを指摘している。

また表層崩壊発生の周期（崩壊の免疫性）が土層厚の発達速度によって規定されるとの観点からも研究が進められてきている。飯田[4)]は以下の仮定を用いて表層崩壊発生の周期性についての確率モデルを論じている。

仮定①：土層の回復（成長）は時間の関数として一義的に定式化できる

仮定②：崩壊するために必要な限界の土層厚が存在し、一度崩壊して土層を失った斜面は風化などにより再び土層が限界の厚さにまで回復するまで（免疫期間）は崩壊しない。

仮定③：崩壊の誘因としての豪雨の再現期間は素因としての土層の成長速度に比べて充分短いので土層が限界の厚さにまで回復すればすみやかに崩壊する。すなわち、崩壊の周期（免疫期間）は土層が限界の土層厚にまで回復するまでの時間とほぼ一致する。（飯田[4)]より引用）

下川[33)]は花崗岩地域での表層崩壊跡地における樹齢計測を行うことで、表層土層厚の経年変化を詳細に調査している。図 2-4 は下川による花崗岩地域での表層崩壊後の表層土厚の経年変化を示したものであるが、表層土厚には限界の厚さが存在すること、及び土層の回復過程は時間の関数として一義的に定義できることを示している。

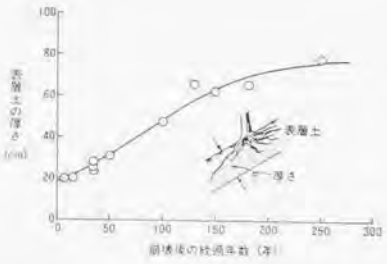


図 2-4 表層土厚の経年変化（下川[33)]より引用）

同様の調査を下川ら[34)]はしらす台地斜面でも行っており、表層崩壊の発生周期を、花崗岩地域でほぼ250年，しらす台地斜面で約 130 年との結果を得ている。沖村[13)]は風化花崗岩山地において土層厚調査を行い、多平面斜面安定解析の結果から、土層厚の情報が崩壊発

生位置を予知する上で重要な因子であることを指摘している。また逢坂 [9]は花崗岩山地斜面において、土研式簡易貫入試験器による表層土層厚の調査を行い、表面地形条件と土層構造の発達過程の関係を論じ、Nc 値（5kg の錘を高さ 50cm の位置より落下させ、簡易貫入試験器の先端コーンを 10cm 貫入させるのに必要な打撃回数）によって土層構造の基本パターンを 6 種類に分類している。

図 2-5 に逢坂らによる土層構造のパターン分類を示す。

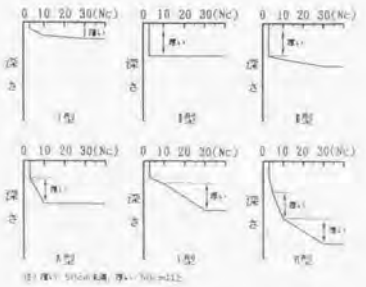


図 2-5 土層構造のパターン分類（逢坂ら [9]より引用）

この中で、逢坂らはⅠ，Ⅱ，Ⅲ型に分類されるものを急変型、Ⅳ，Ⅴ，Ⅵ型に分類されるものを漸変型とし、鈴木 [35]の斜面形分類での凹型斜面（集水型斜面）には急変型が多く出現していることから、表層崩壊による土層の剥離を受けた履歴をもつ斜面であることを指摘している。

土層中の地下水位の挙動に関しては水文学を中心として研究が行われている。斜面における地下水位の挙動を知るためには、

① 斜面土層の水分特性の把握

② 土層の水分特性を組み込んだ飽和－不飽和浸透流解析

が必要である。①の土層の水分特性とは、1)飽和及び不飽和での浸透係数，2)含水率－圧力水頭関係を意味している。山地自然斜面における浸透係数の測定に関しては、土層が根系及び土壌生物の作用によって粗大孔隙を有していることから、大型不撹乱サンプルによる透水係数の測定が必要であることが指摘されている（太田ら [11]、大手ら [12]）。自然斜面は人工斜面に比べて土層の不均一性が高いことにより諸物理量の測定のためには、試験サンプルを大型化する必要があることは容易に推察できるであろう。②の飽和－不飽和浸透流解析を行うにあたっては、透水係数を係数とした拡散型の方程式を解く必要がある。ここで不飽和状態での透水係数は含水率あるいは圧力水頭の関数であるため、非線形問題を取

り扱うこととなるが、最近のコンピュータ処理能力の向上及び数値計算手法の発達によって、斜面内の土壌水分及び地下水位の変動が捉えられるようになってきている。窪田ら[23)-25)]は風化花崗岩山地の山腹斜面において、流出量，地下水位，土壌水分量の観測を行い、観測結果と良好な適合を示す不飽和浸透理論を考慮した水移動モデルを提示している。また飽和・不飽和浸透理論を組み込んだ安定解析法も提案されてきており（例えば三森ら[31)]，沖村ら[18)]，平松ら[46)]）、降雨を誘因とする表層崩壊の研究は既に終わりを迎えているかのように見える。しかしながら安定解析法の大半は、土質強度の低下を有効応力の減少としてのみ捉えているところに問題がある。これは表層崩壊に飽和－不飽和浸透解析を組み込んだ場合に浸透問題が非線形問題に属し、実際の計算にあたってはかなりの手間を要することから、土質強度の問題に関しては単純な線形性を仮定して処理していることになる。現実の自然斜面土層の大半は、通常不飽和の状態にあり、降雨の浸透によって不飽和状態から飽和状態へと移行していく。したがってより正確な斜面の安定解析を行うためには不飽和状態から飽和状態へ変化していく土の強度変化を考慮しなければならない。三森ら[31)]は有効応力の原理を不飽和土まで拡張したBishop[55)]の方法を組み込んだ安定解析を行っているが、Bishop の方法の妥当性については、不飽和度の強度問題として研究が進められている段階にある。次節では従来の不飽和土の強度問題に関する研究について述べる。

2－1－2．不飽和土の強度問題に関する従来の研究について

不飽和土のせん断強度特性に関する研究は、Bishop[55)]によるものを初めとして、現在に至るまで数多くの研究が行われてきている。Bishop は、Terzaghi によって提案された有効応力原理を不飽和領域に拡張して、以下の式を提案している。

$$\sigma_f = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(2\text{-}8)$$

但し，σ_f：有効応力，σ：垂直応力，u_a：間隙空気圧，u_w：サクション，χ：飽和度に対応した実験定数（$0 \leqq \chi \leqq 1$）である。χは土体内の単位断面積に占める間隙水の比率であるとされ、模式的には図 2-6 のように示される。

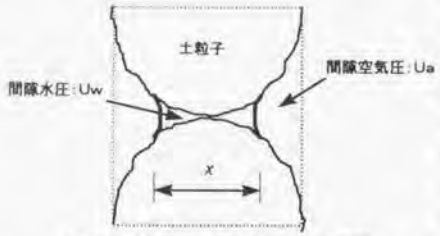


図 2-6 不飽和土におけるχの模式図

従ってχの値は飽和度 0 で 0，飽和度 100%で 1 の値をとる。χと飽和度の関係は試料土の種類によって異なるが(例えば Bishop，Blight[56)])、模式的には図 2-7-B に示すような形をとる。モール・クーロンの破壊基準におけるせん断抵抗力τ_fを有効応力で表示すれば

$$\tau_f = \sigma_f \tan\phi + C_f \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(2\text{-}9)$$

（但し，ϕ：内部摩擦角，C_f：粘着力）であるから、(2-9)式に(2-8)式を代入して、

$$\tau_f=\{\sigma-u_a+\chi(u_a-u_w)\}\tan\phi+C_f$$
$$=\sigma\tan\phi+C_f+\{-u_a+\chi(u_a-u_w)\}\tan\phi \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(2\text{-}10)$$

となり、(2-10)式によって不飽和土のせん断強度は示される。ここで間隙空気圧が大気に連続している場合には、$u_a=0$ とおけるから、(2-8)式におけるサクション$\psi=u_w$として、(2-10)式は

$$\tau_f=\sigma\tan\phi+C_f-\chi\psi\tan\phi \quad \cdots\cdots\cdots(2\text{-}11)$$

となる。すなわち前述の(1-10)式と対応して、みかけの粘着力 C_{ap} は、

間隙空気圧が大気と連続していない場合

$$C_{ap}=C_f+\{-u_a+\chi(u_a-u_w)\}\tan\phi \quad \cdots\cdots\cdots(2\text{-}12)$$

間隙空気圧が大気と連続している場合には

$$C_{ap}=C_f-\chi\psi\tan\phi \quad \cdots\cdots\cdots(2\text{-}13)$$

となることから（2-12,13）式によって、サクションの変化は内部摩擦角には影響せず、見かけ上、粘着力成分に影響を与えていることを示している。

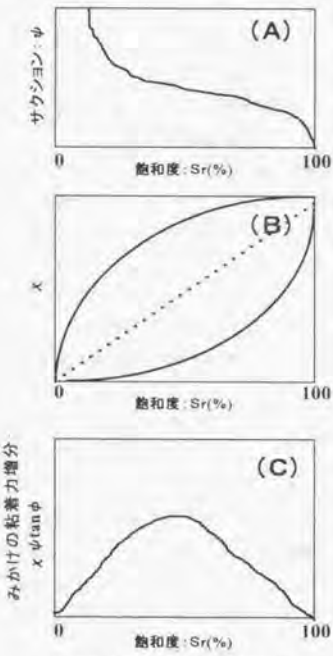


図 2-7 不飽和土の強度模式図

サクションと飽和度 Sr の関係は、図 2-7(A)の形で示され、また(2-13)式におけるみかけの粘着力増分（$-\chi\psi\tan\phi$）は、サクションによって内部摩擦角ϕが変化しないとすれば、図 2-7(A,B)に示した関係から、図 2-7（C）に示すように、ある飽和度の時にピークをもつことになる。

一方 Bishop が提案した有効応力に対して、体積変形を説明するのに限界があること，χの物理的意味づけが明瞭でないこと，及びχの測定の困難さ等を中心として批判がある。例えば Jennings，Burland[55]は不飽和土の三軸圧縮試験中に浸水させた場合、サクションを開放することによって有効応力が減少し体積の膨張がおこるはずであるのにたいし、ある条件下では急激な圧縮変形（飽和コラプス現象：この場合χの値は負の値をとり物理的意味付けをもたない）が生じることを示し、Bishop の提案した(2-8)式の適用範囲は粘性土で飽和度 90%以上，砂質土で飽和度 50%以上のものであることを示している。軽部ら[20]は不飽和土の状態を土粒子が直接に接しているのではなく、土粒子の持つ拘束水を介して接しており、それ

に対して自由水的メニスカスが発生している２粒子モデルによって不飽和土のモデル化を提案しχの意味付けを行っている。

またサクションの影響は有効応力のみに影響するものだけではなく、土粒子骨格の剛性にも影響を与えている可能性があるといった観点からサクションを独立の変数として不飽和土の挙動を取り扱う主張が、Coleman[64], Fredlund, Morgenstein, Widger[80], 向後[25),67)]等によってされてきている。Fredlund らは、不飽和土のせん断強度式をモール・クーロン式に準拠して以下のように定義している。

$$\tau_f = (\sigma - u_a)\tan\phi + C_f + (u_a - u_w)\tan\phi^b \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2\text{-}14)$$

但しϕ^b：サクションによって決まるパラメータ定数であり、一定の値を示す。(1-11)式と同様に間隙空気圧 u_a が大気圧に連続している場合には、上式は

$$\tau_f = \sigma\tan\phi + C_f - \psi\tan\phi^b \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2\text{-}15)$$

となる。従ってサクションに対応した見かけの粘着力 C_{ap} は、(2-12)式及び(2-13)式と同様に

間隙空気が封入されている場合は

$$C_{ap} = C_f + (u_a - u_w)\tan\phi^b - u_a\tan\phi \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2\text{-}16)$$

間隙空気が大気と連続している場合は

$$C_{ap} = C_f - \psi\tan\phi^b \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2\text{-}17)$$

で示されることになる。Escario, Saez[51]は、三種類の粘性土を用いて Fredlund らが提案した式の検証を行っているが、サクションが低い領域と高い領域において、せん断応力の上昇する傾きが異なり、厳密には全サクション領域において $\tan\phi^b$ が一定であるとするのは困難であり、$\tan\phi^b = \chi\tan\phi$ としたほうが、より現実的であることを指摘している。向後[25),67)]は、サクションの効果が、1)有効応力の増大，2)降伏応力及び塑性すべりに対する土粒子骨格の剛性の増大に現れることを示し、飽和度によらないサクションのみによる有効応力式を提案し、これを弾塑性モデルに組み込むことによって不飽和土の挙動を記述している。

このように見ていくと不飽和土の強度問題に関する研究はサクションの取り扱いによって以下の３種類に分類されることが分る。

研究① サクション成分を有効応力の中の一成分として取り扱う研究

研究② サクション成分を有効応力によらない独立変数として取り扱う研究

研究③ サクション成分を上記の２種類の立場から取り扱う研究

また不飽和土の強度問題に関する研究は上記の研究順で発展してきたともいえる。すなわち不飽和土の研究は Bishop を最初とする研究①の立場から始まり、これに対する批判としてして Jennings らの研究②の流れに発展し、さらに現在では向後らの研究③に進化してきている。また研究②，③によって、研究①においては取り扱われることのなかった土の物性（弾塑性，粘性）に対する理解が進んできたといえる。しかしながら、不飽和土の強度問題に対する土質強度試験は、その殆どが高拘束圧条件下で行われており、表層崩壊に対

応した低拘束圧条件下での実験事例は極めて少なく、この点について研究する必要がある。

2－2．森林植生が表層崩壊発生機構に与える影響評価に関する従来の研究について

森林植生と表層崩壊を規定している要因の関係を整理すると表 2-1 のように示される。

表 2-1：表層崩壊と森林植生の関係

表層崩壊を規定している要因	森林植生との関係
地質条件	関係あり
表面地形条件	
＊斜面勾配	関係なし
＊集水地形	関係なし
＊表層土層厚	関係あり
土壌水分特性	関係あり
土質強度	関係あり

地質条件と森林植生との関係について、中古生層の岩盤斜面では亀裂が発達し、そこに樹木の根系が進入することで樹木根系による補強効果が期待できること、及び基盤が凹凸にとむことによる表層土層の保持効果が期待できると予想されることから、地質的な要因が森林植生の表層崩壊防止機能に対して影響を与えていることが指摘されている。一方塚本[30]は、斜面タイプを下層土の構造とその中の樹木根系の鉛直根の進入状況から４つに類型化している。図 2-8 に塚本による斜面タイプの分類を示す。

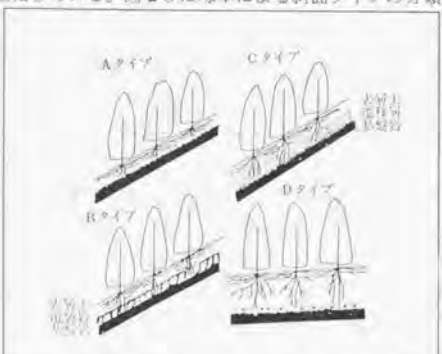


図 2-8 下層構造と鉛直根の伸長形態による斜面タイプの分類（塚本[30]より引用）

この斜面タイプの分類において塚本は、

①Aタイプは表層土が薄く基盤内に割れ目を持たないため、樹木根系は鉛直方向に進入せず、根系による表層崩壊防止効果は殆ど期待できないこと，

②Bタイプは表層土が薄く基盤内に割れ目をもつことで、根系が基盤内に進入しの根系による表層崩壊防止効果が期待できること，

③ C タイプ斜面は表層土は薄いが基盤上の土層に密度の高い遷移層をもち、急激に透水係数が低下することから間隙水圧が発生し易く表層崩壊の発生場になりやすいことから、遷移層に根系が進入している場合には、ある程度の表層崩壊防止効果が期待できること，

④Dタイプの斜面は緩傾斜の斜面或いは斜面脚部に出現し、厚い表層土を有し根系が深部まで進入していること，

を指摘している。ここで表層崩壊発生の危険度によって斜面タイプ順及にならべると表 2 のようになる。

表 2-2：斜面タイプと表層崩壊発生危険度の関係

斜面タイプ	表層崩壊発生の危険度	樹木根系の補強効果について
Aタイプ	最大	補強効果少ない
Cタイプ	高い	ある程度の補強効果あり
Bタイプ	低い	補強効果あり
Dタイプ	最小	補強効果を考慮にいれる必要なし

Dタイプの斜面が、表層崩壊の発生場になる可能性は極めて低いため、樹木根系の影響を考慮する必要はない。地質的にはBタイプの斜面が基盤に割れ目のある中古生層山地に相当し、根系による表層崩壊防止効果が高いことを示している。表層崩壊発生防止効果としての樹木根系の影響評価は B，Cタイプの斜面において重要となる。特に塚本はCタイプの斜面で樹木の伐採により表層崩壊が多発することを指摘している。

表層土層厚の発達と森林植生の関係から表層崩壊発生機構をみると、必ずしも森林植生が表層崩壊に対して安全側に機能するとは限らない。このことは表層崩壊は斜面上の土がある一定以上の厚さ（限界土層厚）に発達した段階で発生するものであり、森林植生の作用によって土層厚の発達が促進されることを意味している。言い換えれば植生が進入していない斜面では、降雨による表面侵食が卓越するが、進入植生の表面侵食防止効果によって漸次土層が発達していき、限界土層厚に達した時点では表層崩壊が発生することになる。この意味で森林植生は斜面を表面侵食型から表層崩壊型へ変化させているのである。表層土層厚の発達を斜面基盤の風化現象から捉えた場合、物理的風化と化学的風化作用の 2 種類に分類されるが、化学的風化作用は 10 万年のオーダーを経て検出されるものであり、表層崩壊に対する森林植生の影響を考える必要はない。物理的風化作用については、樹木根系の基盤への進入によるものとして理解される。竹下[36]は山地斜面では、森林樹木の根株

が一種の貯砂ダム機能を有しており、いったん根株によって補足された土砂は林木が枯死したあとも、次代の林木の根系によって固定されさらに表層土層厚を増加させていくこと、及びこの間の根系の基盤への進入による物理的風化作用によって表層土層厚が増加していくことを指摘している。また下川[68]は現場における詳細な観察から表層崩壊跡地の土層発達過程を

① 崩壊跡地内外からの移動土砂による集積（植生の影響は、移動土砂の進入植物の幹による補足効果として認識）による発達

②基盤の原位置による風化（植生の影響は進入植物の呼吸作用及び地上部からの有機物供給による風化の促進として認識）による発達

に分類できることを示し、両発達過程は同時に進行するのではなく、最初に移動土砂の集積過程が進行し、その後で基盤の原位置による風化過程が漸次進行していくことを指摘している。

森林植生が土壌水分に与える影響は、表層崩壊に対し安全側，危険側の両方に作用することが指摘されている。Greenway[69]は樹木植生による土壌水分に与える影響が、斜面安定に与える効果を

①樹冠上での降雨遮断・蒸発が地中への浸透水の減少をもたらし安定側に作用すること。

②樹幹・根系による地表面粗度の増大が浸透能を増大させ不安定側に作用すること

③樹木による蒸散作用による土層中の間隙水圧の減少が安定側に作用すること

としている。

次に樹木根系が土質強度に与える影響についての既往の研究成果について述べる。樹木根系の土層内の伸長によって土質強度が増大し、斜面に対して安定側に作用することは、根系による補強効果として従来より認識されている。

根系の土質強度補強効果に関連する研究手法は、４つに（根系の強度試験によるもの，根系の土層からの引き抜き抵抗によるもの，原位置せん断試験によるもの，室内せん断試験によるもの）分類される。以下の各節で各手法による研究成果について述べる。

2－2－1．根系の強度試験によるもの

この種の研究は根自体のもつ物性（弾性係数，引っ張り強度等）が土の強度に与えている影響を評価することを目的として行われているが、研究手法としては主に、土に含まれている根自体を取り出して根の引張強度を直接的に測定したものが大半である。

根の引張強度は樹種，根系の太さ及び樹木の伐採等による枯死によって変化することが予想されるが、生根の場合一般には 10Mpa から 80Mpa 程度の範囲にあることが指摘されている（例えば Nilaweera[70]）。Nilaweera は熱帯において、根の直径 15mm 以下のものを対象として樹種別に引っ張り試験を行い、同一の樹種で根の直径と引っ張り強度の関係が以下の式で表現されることを示し、

$$Tr = n \times D^{m} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2\text{-}18)$$

但し Tr：引っ張り強度（Mpa），D：根直径（mm），n及びm：樹種による定数

樹種による違いはn及びmの定数の違いとして表現され、nの範囲は29.1から87，mの範囲が-0.76から-0.45に分布していることを報告している。式2-18は単位断面積あたりの引っ張り強度が根直径が小さい程高いことを示している。同様の関係を中根ら[42]はアカマツ根の引っ張り試験によって報告しているが、その理由として中根らは、根の木化が進行していない生きている部分（最外殻の形成層）は、木質化した部分よりも引っ張り強度が強く、細根においては断面積あたりに占める形成層部分の比率が相対的に高いため、単位断面積あたりの引っ張り強度が太い根に比較して大きいのではないかと推測している。
また O'Loughlin ら[58)-59)]はマツ，ダグラスファー，レッドシーダーを対象として伐採後の樹木根系の強度変化について調査している。対象とした根の直径範囲はマツで3cm以下、ダグラスファー，レッドシーダーで0.1cmから1.2cmの範囲であり、伐採後の根系の引っ張り強度の変化が以下の式で示されることを示した。

$$Ts = Tr \times \exp(-bt) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2\text{-}19)$$

但し Ts：伐採後の引張強度(Mpa)，Tr：生根の引張強度(Mpa)，t：伐採後の経過時間（month），b：係数（$month^{-1}$）

樹種によって(2-19)式中の Tr 及び b は変化するが、O'Loughlin らの測定結果によれば、Tr は20から70Mpaの範囲にあり、係数bの範囲はおおよそ0.01から0.06の範囲をとり、マツの根の場合伐採後約40ヶ月でほぼ引っ張り強度は消失し、ダグラスファー，レッドシーダーの場合で伐採後約3年から5年で生根の半分以下の強度になることが確認されている。またマツの根の弾性係数についても O'Loughlin ら[59)]は測定しているが、弾性係数自体は樹木伐採後の経時変化と相関が殆ど認められず、マツの根の場合で弾性係数はおおよそ190Mpaの値をとることを指摘している。

このように見ていくと樹木根系自体の引っ張り強度特性に関する研究は、

①根の直径による強度変化　　（2-18式）
②根系の腐朽にともなう強度変化　　（2-19式）
③樹種別による強度の違い　　（2-18，19式中の係数のバラツキ）

に総括されることが分る。2-19式中に2-18式を代入することによって、根直径の影響を含んだ根系の引張強度の伐採後の経時変化は

$$Ts = n \times D^{m} \times \exp(-bt) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2\text{-}20)$$

但し n.m.b：樹種別による係数，D：根直径(mm)，t：伐採後の経過時間(month)
Ts：引っ張り強度（Mpa）

で示され、本節で紹介した研究成果をまとめればｎ，ｍ，ｂの値はおおよそｎが 10 から 80，ｍが-0.4 から-0.8，ｂが 0.01 から 0.06 の範囲にある。この種の研究は根の強度が弱くなることによって土の強度が低下し、斜面の安定度が危険側に推移するという直感的なものから始まっているが、実際に根の強度の低下が土質強度に与える影響を定量的に評価したものはなく、事例的な段階に留まっているのが現状である。

2－２－2．根系の引き抜き抵抗力試験によるもの

この研究は樹木根系のもつ土壌緊縛力が斜面安定にたいして影響を与えているとの観点から進められており、根系の土壌緊縛力を根系の土層からの引き抜き抵抗力として測定する手法をとっている。前節の根系の強度試験によるものは、根系による強度の増分を根自体の強度特性から評価しようとするものであるが、根系の土層からの引き抜き抵抗力によるものは、土と根系間の相互作用から強度の増分を評価しようとするものである。ここでいう相互作用とは、根系が土層から引き抜かれる際に根系表面に働く接線摩擦力として認識される場合が多い。

根系の引き抜き試験は、

（手法Ａ）立木あるいは根株にワイヤーを巻き付け、これをトルクレンチ等でそのまま引き抜いて抵抗力を測定する手法

（手法Ｂ）根株を取り去った後に斜面土層断面に露出している単根を引き抜いて抵抗力を測定する手法

に分けられる。日本における手法Ａによる樹木根系の引き抜き抵抗力の測定結果をまとめたものが表 2-3 である。

表 2-3　立木，根株の引き抜き抵抗力の測定結果

樹種	根元直径範囲(cm)	引き抜き抵抗力(ton)	研究者
スギ	６－２１	0.2－4.16	北村・難波 [22]
クロマツ	５－１６	0.3－4.10	同上
カラマツ	６－１９	0.4－3.0	同上
ブナ	１７－１９	4.0－4.8	同上
トドマツ	９－２３	1.6－6.2	勝美 [18]
クロマツ	６－１３	0.5－2.9	北村・難波 [21]
カラマツ	７－１８	0.6－13.0	同上
スギ	１６－２４	2.7－15.8	玉手ら [38]

表 2-３から、これまで引き抜き試験の対象となった根元直径は、おおよそ 5cm から 25cm までの範囲にあり、引き抜き抵抗力は 0.2ton から 16ton の範囲に分布していることが分る。手法Ａでは大径木の引き抜き試験は行われていないが、一般に土層からの引き抜き抵抗力

と根元直径の関係は、

$$P_0 = a_0 \times D^{b_0} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2\text{-}21)$$

但しP_0：引き抜き抵抗力（ton），D：根元直径(cm)，a_0,b_0：係数

で示され、直径によって引き抜き抵抗力は指数的に増加していくことが知られている。また樹木伐採後の根系の腐朽に伴う引き抜き抵抗力変化，及び植栽後の引き抜き抵抗力の変化について、北村らは人工林を中心に植栽後及び伐採後の経過年yに対する引き抜き抵抗力Pがそれぞれ

植栽後の引き抜き抵抗力　$P_1 = a_1 \times y^{b_1}$　・・・・・・・・・・・(2-22)

伐採後の引き抜き抵抗力　$P_2 = a_2 \times \exp(-b_2 y)$　・・・・・・・・・・・(2-23)

但し$P_{1,2}$：引き抜き抵抗力（ton），y：経過年(year)，$a_{1,2}$及び$b_{1,2}$：係数

で表現されることを示し、伐採直後に植林した場合、伐採後10年前後に引き抜き抵抗力が最小になることを指摘している。このことは伐採後20年以前の林地では崩壊発生率が極めて高いという塚本[38]が取りまとめた林地と崩壊の統計的研究の結果とよく対応している。

樹木の根株を取り除いた後の土層断面に露出した根系の引き抜き抵抗力を測定する手法Bによる方法は、阿部ら[2)-3)]，塚本[39]によって行われている。

引き抜き根系の直径と引き抜き抵抗力の関係は

$$P_3 = a_3 \times D^{b_3} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2\text{-}24) \quad (塚本^{39})$$

或いは

$$P_4 = a_4 \times D + b_4 \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2\text{-}25) \quad (阿部ら^{2)-3)})$$

但しD：引き抜き部の根直径(mm)，$P_{3,4}$：引き抜き抵抗力(kgf)，$a_{3,4}$及び$b_{3,4}$：係数

の両式によって示されることが指摘されている。いずれの式においても引き抜き部の根直径が大きいほど、引き抜き抵抗力は増加することを意味している。また塚本[39]，阿部ら[3)]は土壌水分を変化させた場合の引き抜き試験を行っているが、**引き抜き抵抗力に飽和・不飽和水分条件の違いによる有為な差は認められなかった**ことを報告している。。

樹木根系の引き抜き抵抗力による土質強度補強効果の評価は、北村らの研究に代表されるように、崩壊発生危険率の指標としては有効であることから、実際の根系の引き抜き抵抗力を土質強度定数に組み込んで評価する方向へ進展している。

2−3．せん断試験による樹木根系の土質強度補強効果の評価

せん断試験によって樹木根系の評価を行う手法は、

①現位置せん断試験によるもの

②室内せん断試験によるもの

の２つに分類される。以下に両手法の既往の研究成果について述べる。

２－３－１．現位置せん断試験によるもの

現位置せん断試験によるものは、樹木根系を含んだ状態で不撹乱土層サンプルを自然斜面より採取し、これをせん断することによって根系が土質強度定数に与える影響を評価しようとするものである。この方法はせん断サンプルが樹木根系を含むこと，及び自然斜面土層の不均一性を出来る限り排除するために、通常の土質試験で用いられるせん断サイズと比較して大型あるいは中型のせん断箱サイズ（正方形サンプルで 15cm から 100cm 四方，円形サンプルで直径 20 から 30cm 程度の大きさ）を用いて実験される。この手法は直接的に土質強度パラメータを取得することが可能であるため、前節までに述べた２方法（根系の強度試験によるもの，根系の引き抜き抵抗力試験によるもの）に比べて、根系による土質強度補強効果を評価する上で最も単純かつ明快な手法であるといえる。この手法によって根系の土質強度補強効果を測定したのは、遠藤ら [6]が最初である。遠藤らはシラカンバ及びハンノキを植栽した苗畑において、50cm 四方，高さ 20cm のせん断箱を埋め込み、せん断箱を水平方向に移動させることで、自然含水比の条件で根系による土質強度の補強効果を測定している。その結果土のせん断強さの増加分ΔＳとせん断サンプル中に含まれる根の容積重量Ｒの間には

$$\Delta S = 0.093\ (R\text{-}53) \qquad \cdots\cdots\cdots(2\text{-}22)$$

但しΔＳ：せん断強度の増分（kg/m^2），Ｒ：根の容積重量（g/m^3）

の線形の関係が成立することを報告している。また 2-22 式におけるせん断強度増分ΔＳ，及び根系の容積重量Ｒは、ΔＳが 100 から 1200（kg/m^2），Ｒが 3000 から 14000（g/m^3）の範囲である。また丸井 [48]は花崗岩マサの自然斜面の表層土層を対象として、20cm 四方，高さ 10cm のせん断箱による一面せん断試験を土層深度毎に飽和水分条件下で行っている。丸井の測定結果を図 2-9 に示す。

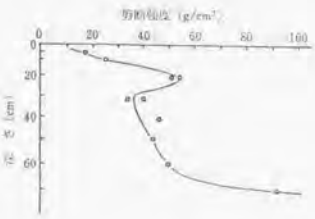


図 2-9：表層土層のせん断強度分布（丸井[48]より引用）

図 2-9 より土層深度が 20cm 付近に、局部的にせん断強度が増加している部分が認められるが、丸井はこの部分が著しく植物の根系が多い層であることから、根系の影響によりせん断強度が増加しているとしている。植物根系の定量的評価は行われていないため、根系量とせん断強度増分の関係については言及できないが、図 2-9 の結果から根系量の増大によって 200 から 300kg/m² 程度せん断強度が増加している。阿部[1]はスギ林地において 100cm 四方，高さ 50cm のせん断箱による現位置せん断試験を行い根系によるせん断強度の増分が 100kg/m² 程度であることを報告している。

また土壌水分と根系の補強効果の対応を調べたものとして、八木ら[49]の試験結果がある。八木らは 30cm 四方，高さ 10cm のせん断箱によるせん断試験をササの根系を含むマサ土を対象として行い、浸水状態及び自然含水比状態での根系の補強効果の違いについて報告している。その結果によれば、根系を含むことによる土質強度の補強効果は粘着力の増分として認識され、根系によるせん断強度の増分は、飽和状態で 600kg/m² 程度，自然含水比状態で 2100kg/m² 程度であることが示されている。この結果は降雨浸透による土壌水分の増加が、根系の土質強度補強効果を減少させることを意味しており、表層崩壊発生時刻の短期予測においては非常に重要であると考えられる。

2－3－2．（室内せん断試験によるもの）

室内せん断試験は、せん断サンプルに実際の植生を繁茂させて行う場合と、根系あるいは根系に類似した材質のものをせん断サンプル内に挿入して試験を行うものとに分けられる。前者は、現場斜面の撹乱土をせん箱に詰めて行われる場合が多く、後者は均一粒径の砂をせん断箱に詰めて行われる場合が多い。また室内せん断試験によるものは、不撹乱に近い試料土を用いる現位置のせん断試験手法と比較して、実験条件が制御しやすい利点を有する。このことは、根系の土質強度補強効果に影響を及ぼす要因（根系密度，根系強度，土壌水分条件等）を変化させてせん断試験を行うことが可能であることを意味し、根系の土質強度に与える影響を要因毎に評価する上では最も適したモデル試験として認識される。

塩野ら[32]は直径 30cm の塩ビパイプに密度を変えた状態（1.0 から 1.6g/cm³）でマサ土を詰め、その中に草本としてケンタッキー31，木本としてヤシャブシを繁茂させて、せん断試験を行っている。またこの実験は自然含水比，及び飽和状態の２水分条件で行われており、根系の土質強度補強効果の水分依存性への問題も提示してある。その結果飽和水分条件では、木本のヤシャブシの場合、根系の土質強度補強効果は、土の密度が低い場合には主として粘着力の増加として現れ、密度が高い場合では主として内部摩擦角の増加として現れること，草本のケンタッキー31 の場合、湿潤状態では根系による土質強度補強効果は殆ど認められないが、自然含水比条件下（不飽和水分状態）では内部摩擦角の増分として示され、根系量の増大に応じて内部摩擦角が増加することを報告している。またこの実験によるせん断強度の増分はヤシャブシで、500 から 1500kg/m² 程度，ケンタッキー31 で約 100 から 1000kg/m2 程度の範囲にある。Waldron[68]はローム質土壌を直径 25cm の円筒型のせん断箱につめ、これにｱﾙﾌｧﾙﾌｧ（草本），大麦，松の３種類の植生を繁茂させ、飽和状態でせん断試験を行っている。根系を含まない土試料と比較して、大麦の場合のせん断強度の増分はせん断面における根系断面積割合に比例して増加していることを報告している。この時のせん断強度の増分は 60 から 260kg/m² 程度の範囲にある。また松の根系，及びアルファルファの根系によるせん断強度の増分は前者で 80 から 350kg/m² 程度，後者で 740 から 1700kg/m² 程度の範囲にあり、草本のアルファルファの根系による土質強度の補強効果が最も高いことを示している。阿部[2]は飽和させた標準砂を 30cm 四方のせん断箱の中に詰め、これに平均直径が 8mm のスギの直根をせん断面に対して垂直になるように挿入して試験を行っている。この実験は、スギ直根の挿入本数を０，１，３，５，と変化させており、挿入本数の増大によってせん断強度が増加していくこと，及びせん断強度の増分は土の粘着力の増分として示されることを示している。またこの実験によるせん断強度の増分は、約 2000 から 6000kg/m² の範囲にある。これらの結果はせん断面に占める根系の断面積割合がせん断強度の増分と正の相関関係があることを示しているが、根系断面積割合が増加することによって根系表面積が増大し、根系と土粒子の間に働く表面摩擦力成分が増加している可能性がある。小橋ら[27]は、このことを調べることを目的として直径の異なるナイロン糸（直径 0.9 及び 0.47mm）を模擬根系として乾燥状態のマサ土試料に挿入して三笠式一面せん断試験機による実験を行っている。根系の断面積割合，及び表面積割合を１：２に変化させて行っているが、この実験によれば根系の表面積割合を一定に保って断面積割合を変化させても顕著なせん断強度の差は認められず、根系の表面積割合がせん断強度に影響を与えている結果となっている。またせん断強度の増分は粘着力には関係なく、内部摩擦角の増加として現れることを示した。小橋らはこの結果を基に、糸状の材料が固定されずに試料中にある場合は、せん断抵抗力の増加は材料と土粒子間の摩擦抵抗で生じ、内部摩擦角成分に現れるが、根系が充分に土粒子と固着している場合には摩擦抵抗は問題にならず根の破断強度によってせん断抵抗力の増分が決定され、せん断抵抗力の増加は粘着力の増分として現れ、根系のせん断面に占める断面積割合が効いてくる

のではないかと推論している。しかしながら室内せん断試験によって挿入された樹木根系が破断されることは殆どない。前述の阿部[23]の実験においても、試料に挿入されたスギ根系が破断されていないにも拘わらず、土質強度の増分が粘着力の増加として現れており、根系が土質強度定数に与える影響評価には未だ検討する余地が残されている。また根系自体の強度がせん断抵抗力に与える影響をみるために Gray ら[62]は模擬根系として、其々強度特性の異なる長さ 4.9cm の銅線，シュロ繊維，プラスチック棒，葦を、乾燥砂中にせん断面に対して模擬根系の占める断面積割合が殆ど同じになるようにして挿入し、一面せん断試験を行っている。なおせん断面に対する模擬根系の挿入角度は垂直である。表 2-4 に Gray らによる実験の諸元及び図 2-10 に実験結果を示す。表 4 及び図 2-10 から、模擬根系の強度特性（弾性係数，引張強度）が大きい程せん断強度が増加していること、せん断強度の増分は、垂直応力がおよそ 0.7kg/cm² 以下の範囲では、せん断強度定数の内部摩擦角の増加として示され、それ以上の垂直応力範囲では、粘着力の増分として示されていることが分かる。

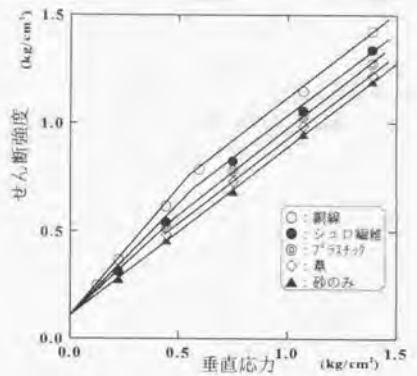


図 2-10 補強材の材質がせん断強度に与える影響
（Gray ら[62]の図より一部修正して引用）

表 2-4：補強材の特性及びせん断面に占める断面積割合(Gray ら[62]より引用)

補強材の種類	挿入本数	補強材直径 (mm)	断面積割合 (%)	補強材の引張強度(kg/cm²)	補強材の弾性係数(kg/cm²)
銅線	10	1.0	0.230	2039	59.8×10^4
シュロ繊維	6	1.2	0.220	1814	16.9×10^4
プラスチック棒	10	1.0	0.230	316	2.1×10^4
葦	3	1.75	0.228	342	1.5×10^4

従来のせん断試験による結果をまとめると以下のようになる。

①：せん断強度は、樹木根系あるいは模擬根系をせん断サンプル中に含むことによって増大する。

②：せん断強度の増分は、サンプル中に含まれる根系密度と正の相関をもつ。模擬根系の場合、せん断面に占める根系の断面積割合，あるいは根系の表面積と正の相関をもつ。

③：せん断強度の増分は、サンプル中に含まれる根系の強度特性（引張強度，弾性係数）と正の相関をもつ。

④：根系を含むことによるせん断強度の増分は土壌水分条件によって異なる傾向がある。一般に不飽和状態のものが飽和状態と比べて大きいせん断強度増分を示す。

⑤：根系を含むことによるせん断強度の増分が土質強度定数（内部摩擦角，粘着力）に与える影響は、粘着力の増加として認識される場合が多いが、ある一定の垂直応力以下の範囲では内部摩擦角の増加として捉えられ、それ以上の垂直応力範囲では、粘着力の増加として捉えられる場合がある。

2－4．これまでの根系評価手法の問題点

降雨を誘因として発生する表層崩壊の短時間予測する上で、根系のもつ定量的な土質強度補強効果を考慮にいれる必要があるが、そのためには、

①：土壌水分変化（不飽和－飽和領域）に対応した表層土層の強度特性の把握

②：根系の強度特性の把握

③：上記①，②の相互作用としての根系による強度補強効果の把握

が必要である。

①に関しては、2-1-2 節で述べたように、既に不飽和土の強度問題として土質工学の分野において多くの研究がなされてきているが、その殆どが高拘束圧（高垂直応力）条件下での強度特性を中心に議論されてきており、表層崩壊に対応した低拘束圧条件下での土質強度特性の研究は行われていない。②に関しては、2-2-1，2 で述べたように既に多くの実測がなされているが、③に定量的に組み込んだ研究は全くないといっても過言ではなく、単に長期的な時系列上での崩壊発生を予測する指標として有効であるといった段階に留まっている。また③に関しては、そもそも①での土壌水分変化に対応した表層土層の土質強度の定量的評価が殆ど行われてきていないことから、全く未知の領域である。またせん断試験によって根系を含むことによる土質強度の増分は表 2-5 に示すように既往の研究成果が蓄積されてきているが、土壌水分変化による土質強度変化を考慮からはずしたとしても、①，②の相互作用としての土質強度補強効果のメカニズムを明らかにしたものはない。

表 2-5：せん断試験による根系の土質強度補強効果の既往の研究結果

試験方法	土壌タイプ	根種	水分条件	強度増分範囲 (kg/cm²)	土質強度定数への影響		実験者
					c	φ	
現位置	苗畑	ｼﾗｶﾊﾞ・ﾊﾝﾉｷ	自然含水比	0.01-0.12	○	×	遠藤ら[8]
現位置	マサ	不明	飽和	0.02	−	−	丸井[48]
現位置	林地	ｽｷﾞ	飽和	0.015	○	×	阿部[1]
現位置	マサ	ｻｻ	不飽和・飽和	0.06-0.21	○	×	八木ら[49]
室内	マサ	ﾔｼｬﾌﾞｼ	不飽和・飽和	0.05-0.15	○	○	塩野ら[32]
室内	ローム	ﾏｻ・ｱﾙﾌｧﾙﾌｧ	飽和	0.008-0.17	○	×	Waldron[58]
室内	砂	スギ	飽和	0.2-0.6	○	×	阿部[2]
室内	マサ	ﾅｲﾛﾝ系	乾燥	0.1-0.3	×	○	小橋ら[27]
室内	砂	草	乾燥	0.05	○	○	Gray ら[62]

以上のように見ていくと、従来の自然斜面における表層崩壊崩壊発生予測に関する研究に根系の補強効果を組み込む際の最大の問題点は、

土壌水分変化が根系の補強効果にどのような影響を及ぼすか？

についての情報が欠落していることにあると考えられる。

次章においてはこの問題を解決するための手法を提案し、提案された手法が妥当であるかについての検討を行う。

第３章 新型一面せん断試験機の開発

３－１．はじめに

前章で述べたように降雨を誘因として発生する表層崩壊の短時間予測を行うには、土層の水分状態が飽和から不飽和へ変化する場合での、土質強度定数の定量的評価が不可決である。これまでの、樹木根系を含んだ状態でのせん断試験の殆どは飽和水分状態で行われている。また自然含水比と飽和水分条件の２水分条件下でのせん断試験結果を対比した研究はいくつか存在するが、水分状態を制御した上で系統的に水分変化が土質強度定数に与える影響を評価したものはない。また土質工学の分野においてはこの問題は不飽和土の強度問題として取り扱われているが、その実験条件の多くは、高垂直応力条件のもとで実施されているため、表層崩壊に対応した土質強度定数を取得するためには低垂直応力条件下で行う必要がある。本章では、この問題を解決するための新型一面せん断試験機の開発を行い、豊浦標準砂をせん断試料とした試験機の性能評価を行った。

３－２．試験機開発の方向

試験機の開発にあたっては、一面せん断試験機を基本ベースとした。一面せん断試験機の構造状の欠点及び利点は多くの研究者によって指摘されている（例えば松尾ら[47]）。欠点としてあげられている一般的なものは、

①供試体内の応力とヒズミの不均一性

②非排水せん断の困難さ，

③せん断面の固定，

④せん断中に主応力の方向が回転，

⑤粗粒材料の試験では極めて過大なせん断抵抗角となる，

⑥体積膨張時のせん断箱側面と試料土間の摩擦の影響が大きい，等である。

一方利点としては、

①操作が極めて用意であり、１サンプルあたりのせん断試験時間が短い

②せん断面上の応力とせん断強度の関係を直接的に求めることが出来る，

等があげられる。山地斜面表層土を対象として、せん断試験を行う場合、土層の不均一性を考慮して多数のサンプル試料をせん断する必要があるため、操作が極めて容易であるという点は非常に大きなメリットとなる。また一般に表層崩壊は崩壊深と比較して崩壊長が長いため、問題となる土層変形の大部分は単純せん断変形をしていること等を考慮して、単純せん断試験と類似の手法である一面せん断試験による手法を採用した。

一般に表層崩壊の土層深さは、浅いもので 50cm 深いもので 200cm 程度の範囲に分布していることから、従来より表層土層の土質強度試験は低圧力条件下で行う必要があることが指摘されている（例えば鬼塚ら[16]，土屋ら[41]）。通常のせん断試験で議論されている圧力範囲は、50-300Kpa（約 500-3000g/cm2）であることが多い。従って表層崩壊を対象と

する場合、垂直応力が約 200g/cm^2 以下の条件で一面せん断試験を行う必要がある。垂直応力が低い場合には、通常の一面せん断箱サイズの大きさ（直径 6-10cm，高さ 4cm 程度）では、所定の垂直応力が，試料土とせん断箱の摩擦の影響により作用していないことが考えられるため、この点を考慮して本試験機の試作にあたっては、せん断箱サイズを直径 20cm 程度の大きさに設定し、荷重はせん断箱上部より直接載荷する方式を採用した。またせん断箱サイズを大きくすることによって、模擬根系等のせん断試料への挿入等が容易になること，実際の森林土壌をせん断する上で、土壌の不均一性をある程度まで、排除出来ること等の利点が生じる。

土壌水分の制御にあたっては、あらかじめ含水比，飽和度等を調整する方式と、サクション制御による方式の２種類が考えられるが、

①不飽和状態におけるせん断抵抗力は、メニスカスによる吸着力，土粒子間の粘着力及び摩擦力成分からなり、サクション変化に伴うメニスカスの吸着力の変動が、土粒子間の粘着力及び摩擦力成分に影響していること，

②同一の飽和度においても、土壌水分特性曲線によってサクションの値は違ってくること，

の２点を考慮して，本試作機では、サクション制御による方式を採用した。

以上の試験機の試作方向をまとめると以下のようになる。

①低垂直応力条件下で、せん断試験が可能であること。

②試料の不均一性を考慮して通常のせん断箱サイズより大きいこと。

③せん断中の土壌水分制御はサクションによること。

3－3．試験機の概要

新型一面せん断試験機の模式図を図 3-3 に示す。試験機本体は内径 19.8cm，肉圧 1.0cm，高さ 5cm，10cm の塩ビパイプからなるせん断可動部分と、その下の同内径，同肉厚，高さ 50cm の塩ビパイプを主体として構成されている。試料のせん断は、先端にプルービングリングを取り付けたスクリュージャッキによって行う。なおこのジャッキはせん断面高さが変化した場合にも、対応出来るように上下方向に可動である。垂直荷重はせん断可動部の上面に、一枚あたり約5 Kg の鉛製加重円盤を積み重ねて設置することで行う。水分制御は、試験機に連結された定水位タンクの上下によって所定のサクションをせん断面に与えることで行い、サクションの測定は試験機本体側面の５個所に取り付けられたポーラスカップを水マノメーターに連結して行っている。

本試験機は、上部可動型，排水，定圧一面せん断試験機に分類することが出来る。

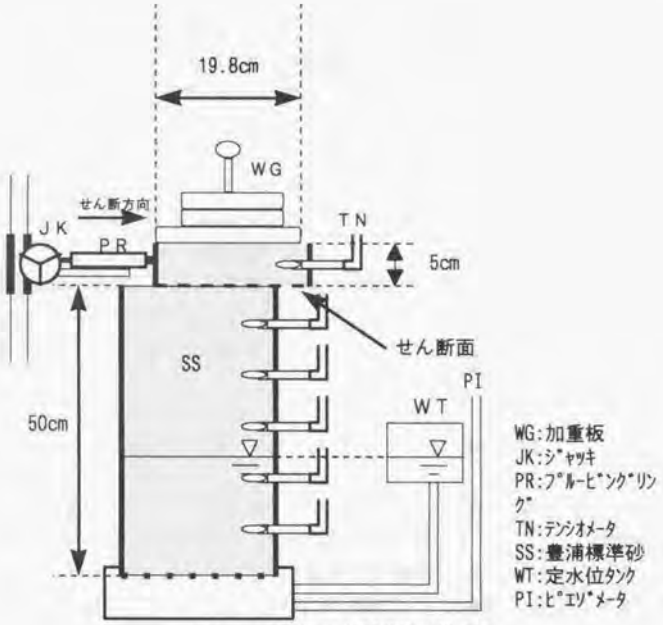


図 3-1：新型せん断試験機の模式図

3－4．試験方法及びせん断試料の物理特性

新型試験機の性能評価のために、せん断試料として市販の豊浦標準砂を使用した。またせん断面の水分条件を

①乾燥状態、

②飽和－不飽和の境界上に位置するもの，

の2つに区分して行った。乾燥状態における標準砂のせん断は、24時間100度で炉乾したものを、高さ約30cmの位置からの空中落下方式によって充填（間隙比0.89）し行った。また飽和－不飽和境界領域でのせん断にあたっては、以下の手順を基本として、所定の土壌水分条件をせん断面に与えて試験を行った。

手順①：定水位タンクを十分に下げた状態で、せん断箱上部の可動部分を試験機本体の下部にセットする。その際、上下せん断箱間の摩擦抵抗を減ずるために、グリースを上下せん断箱間に塗布する。

手順②：定水位タンクを徐々に上げながら、常に標準砂上面に5cm程度の水位が発生している状態を保ちながら、高さ約30cmの位置より、24時間100度で炉乾した標準砂を充填する。この充填方式による標準砂の間隙比は0.78である。

手順③：定水位タンクを徐々に所定の位置まで下げ、せん断面にサクションを与える。この時、せん断面におけるサクションの値は-5cmH_2O刻みで、0から-50cmH_2Oの範囲になるように定水位タンクの位置を設定した。

手順④：試作機本体のポーラスカップに連結された水マノメータによりサクションを測定し、サクションが定常状態になったことを確認した後に、せん断を開始する。せん断速度は2cm/hr前後で行った。なおせん断面にかけた垂直応力は約40から150g/cm^{2}の範囲である。

豊浦標準砂のサクションψと体積含水率θの関係を図3-2に示す。上記の手順によってサクションを与えているため、図3-2は、間隙比0.78における重力排水過程での$\psi-\theta$関係を示している。なお図中の曲線は、Brooks-Corey式によって近似したものである。以下に式とパラメータを示す。

$$\theta=(\theta_s-\theta_r)(\psi_{cr}/\psi)^{\lambda}+\theta_r \qquad (\psi\geqq\psi_{cr})$$
$$\theta=\theta_s \qquad (\psi<\psi_{cr}) \quad \cdots\cdot(1)$$

但しθ：体積含水率，ψ：サクション（-cmH_2O），θ_s：飽和体積含水率(=0.42)

θ_r：残留体積含水率(=0.03)，ψ_{cr}：限界毛管水頭(-29cmH_2O)，λ：曲率係数(=3.4)

図3-2はサクションが－29cmH_2O以下の範囲では、標準砂が飽和度1の状態であることを示している。以後、標準砂を対象とした場合の本論で用いる飽和，不飽和の定義を行う。

飽和状態・・・・・サクションが0cmH_2O以下

擬似飽和状態・・・サクシィンが0から-29cmH_2Oの範囲

不飽和状態・・・・サクションが-29cmH_2O以上の範囲

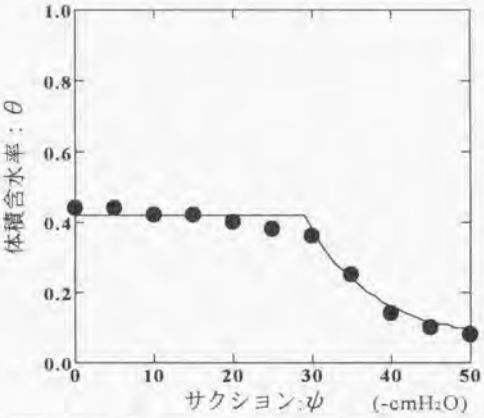


図３－２：サクションと体積含水率の関係（豊浦標準砂）

３－５．せん断試験機の評価について

３－５－１．これまでに得られている砂のせん断試験結果について

土質強度定数を求めるには、直接せん断方式（一面せん断試験を含む）と三軸圧縮試験によるものが大半であるが、一般には三軸圧縮試験によって得られたものが妥当なものとされている。また試験方式の違いによって、データにバラツキがあることが従来より指摘されている。砂のせん断試験のデータの信頼性を検討するため、1960 年代の土質工学会によって、全国で砂のせん断の一斉試験が実施されている。この砂の一斉試験（以下一斉試験 1）では、豊浦標準砂に類似した小浜砂（比重 2.67，均等係数 1.5)を試料として用い、せん断箱の上部可動型（参加台数２台）と下部可動型（参加台数６台）の２種類による一面せん断試験機と、三軸圧縮試験機（参加台数７台）によって得られる内部摩擦角の比較（同一初期間隙比における）を乾燥条件の下で行っている。その結果、

①下部可動式一面せん断試験の場合、三軸圧縮試験と比較すると、60 度を超える過大な内部摩擦角が得られる傾向があること，

②またその上限値と下限値には 10 度前後の開きがあり、三軸試験の場合のほぼ倍になっていること，

③上部可動式一面せん断試験の場合、密詰めの状態で、三軸圧縮試験値とほぼ同等の内部摩擦角（40 度前後）が得られ、ゆる詰めになるに従って、やや三軸圧縮試験機の値を下回ること，

が井上[5)-7)]，山田[52)]によって指摘されている。

この結果をうけて、1970，80年代にかけて上部可動型の三笠式一面せん断試験機（改良型）の試験機が多くの研究機関で導入されてきている。さらに、地盤工学会（旧名，土質工学会）において、一面せん断試験機の実用性及びそのデータのバラツキ等を検討することを目的として、全国一斉試験が実施されており、矢田部ら[60]によって試験結果が取りまとめられている。この一斉試験（以下一斉試験２）では試料として、豊浦標準砂及び藤の森粘土の２種類を用い、定圧及び定体積せん断試験が実施されている。なお、豊浦標準砂の水分条件は一斉試験１と同じく乾燥状態である。ここで一斉試験２による上部可動型を用いた定圧試験での豊浦標準砂における間隙比と内部摩擦角の関係及び、同試料，同水分条件で井上[61]によって得られている上部及び下部可動型一面せん断試験機，三軸試験機での結果を図3-3に併記する。

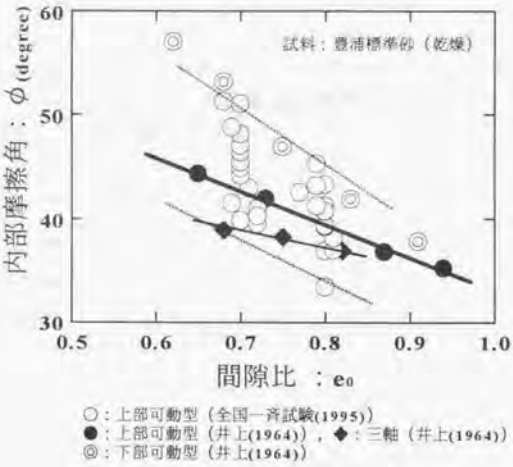


図3-3：直接せん断試験による豊浦標準砂の全国一斉試験の結果

図3-3より、

①一斉試験２における内部摩擦角には10度を超えるバラツキがあり、密詰めの試料で、50度を超える内部摩擦角が得られる場合があること，

②井上による下部可動型による結果は、改良型一面せん断試験機のバラツキのほぼ上限に位置し、上部可動型による結果でバラツキの範囲内のほぼ中央部，三軸試験の

結果はバラツキの範囲内の下側に位置していること，が認められる。
一般に砂のせん断抵抗角は、おおよそ 28 度から 45 度にあるとされているが、井上による上部可動型及び三軸圧縮試験結果は、この範囲内に分布しており、ほぼ妥当な値が得られていることが分かる。以上のことから、

①砂のせん断抵抗は、下部可動型一面せん断試験によるものが最も大きく、ついで，上部可動型，三軸圧縮試験機の順になる傾向があること，

②上部可動型（改良型）によるものは、下部可動型に比べて妥当な値を示す可能性が高いが、井上による実験及び一斉試験２の結果をみてわかるように、そのせん断抵抗角には 10 度前後のバラツキがあり、わずかな実験手順及び試験機の差異が、試験結果に大きな影響を与えていること，

が分かる。

３－５－２．新型試験機と他せん断試験機による試験結果の比較

一斉試験２の結果から、改良型一面せん断試験機においても試験結果にはかなりのバラツキが認められることが分かるが、今回作成した新型一面せん断試験機による試験結果の比較は、丸井[48]によって開発された簡易現場一面せん断試験機を中心として行った。図 3-4 に簡易現場一面せん断試験機の概略を示す。

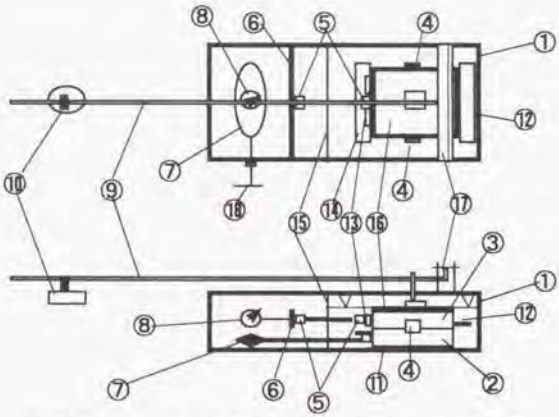


図 3-4：簡易現場一面せん断試験機

この試験機を比較の対象としたのは以下の理由による。

①低垂直応力でのせん断試験が可能であること。
②せん断箱サイズが 20cm×20cm，高さ 10cm（上下各 5 cm）であり、本試作機のせん断箱サイズとほぼ同程度のサイズであること。
③試験機の信頼性の検討が他試験機との比較において既に行われていること。

比較の対象とした水分条件は、飽和状態及び乾燥の 2 水分条件である。簡易現場一面せん断試験においては、せん断箱本体を浸水させることによって飽和状態でのせん断試験を可能にしている。試作機では、せん断面のサクションを 0 にすることによって、飽和状態を実現している。図 3-5 に両試験機によって得られた垂直応力ーせん断強度との関係を示す。

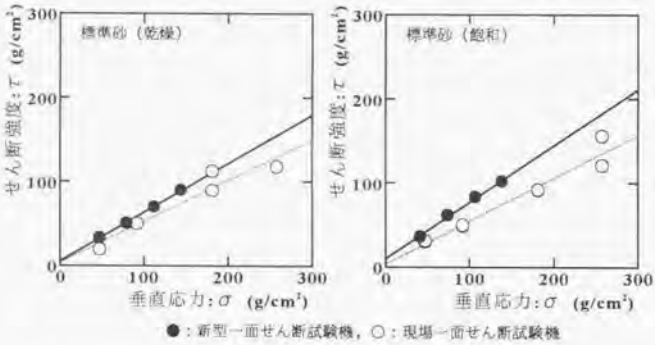


図 3-5：新型一面せん断試験と簡易現場一面せん断試験結果の比較

土のせん断強度をモール・クーロンの破壊基準式によって示すと

$$\tau = \sigma \tan \phi + C_{ap} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

但し τ：せん断応力，ϕ：内部摩擦角，C_{ap}：みかけの粘着力，σ：垂直応力

となるが、新型一面せん断試作試験機においても、σーτ 関係には良好な直線性が認められ、モール・クーロンの破壊基準が適用できることが分る。

2 種のせん断試験機によって得られるせん断強度を式(2)によってそれぞれ回帰した結果

を表3-1に示す。

表3-1：新型試験機と現場一面せん断試験機の比較結果

試験機種	飽和条件，（間隙比 0.78）		乾燥条件，（間隙比 0.89）	
	ϕ(degree)	c（gf/cm²）	ϕ(degree)	c（gf/cm²）
新型一面	33.9	9.4	30.2	4.8
簡易現場一面	27.1	3.0	25.9	3.7

新型一面せん断試験機から得られる垂直応力ーせん断強度関係は一次の比例関係が存在し、モール・クーロンの破壊基準を適用することが出来ることが図3-5より分る。また比較の結果、飽和・乾燥条件共に新型一面せん断試験によるものが、現場一面によるもの比べて上回ることが分るが、その差には顕著な違いは認められない。

次に新型一面せん断試験機による飽和水分条件下での、間隙比の違いによるせん断抵抗力の変化をみることを目的として3種類の間隙比（0.71，0.78，0.89)で試験を実施した。試験より得られたσーτ関係を図3-6に示す。

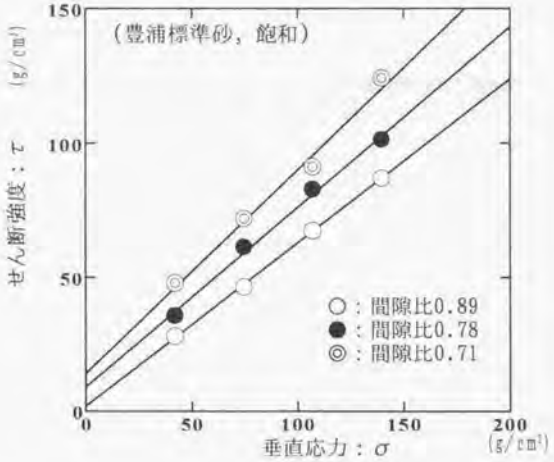


図3-6より、いずれの間隙比においても、σーτ関係には良好な直線性が認められること、及びゆる詰めから密詰めになるに従い、内部摩擦角，みかけの粘着力ともに増大していく傾向にあることが分かる。丸井[48]は現場一面せん断試験機の信頼性を検討することを目的として、上部可動型の三笠式一面せん断試験機による等圧,等体積試験、及び単純せん断試

験機による試験結果との比較（試料：豊浦標準砂，水分条件：飽和）を間隙比と tan φの関係から行っている。丸井の実験による比較結果と新型一面せん断試験機より得られた結果を図 3-7 にあわせて示す。

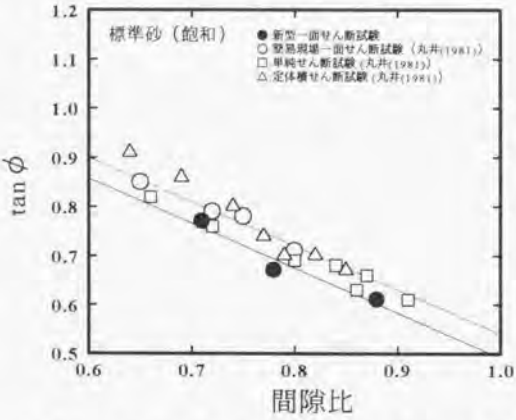


図 3-7：間隙比－tan φ関係における他試験機との比較結果

新型試験機による tan φの値は、丸井の行った実験での下限に分布しているが、ばらつきの程度は小さい。図 3-7 中の点線及び実線は、それぞれ現場一面せん断試験機，新型試験機により得られた間隙比に対する tan φの関係を一次回帰させたものであるが、両者の差は内部摩擦角に換算した場合、2 度以内（間隙比範囲 0.65 から 0.9）におさまっている。以上のことより、新型一面せん断試験機による試験結果は、信頼できるものであると判断される。

3－6．土壌水分が土質強度特性に与える影響（豊浦標準砂）

今回開発した新型一面せん断試験機を用いて、豊浦標準砂を対象に土壌水分が土質強度特性に与える影響を評価する。せん断面に与えたサクションは-5cmH_2O 刻みで 0 から-50cm までの 11 通りであるが、図 3-8 にサクション-10cmH_2O 毎の水平変位－せん断応力関係を示す。図 3-8 より飽和水分条件（せん断面のサクション：0cmH_2O）では、ダイラタンシーの影響は明瞭ではなく、擬似飽和及び不飽和条件のもとで、ダイラタンシーの影響が表れてきていることが分る。すなわちサクション 0cmH_2O の飽和条件における水平変位－せん断応力関係では、水平変位の増加に応じて応力が増大していき、その後一定値に収束していく傾向があるのに対して、サクション-30cmH_2O の不飽和状態では、水平変位

が 0.5 から 1.0cm の範囲で最大せん断応力（せん断強度）が出現し、以後水平変位の増加に従い減少し、一定の値に収束していく傾向が明瞭にみてとれる。

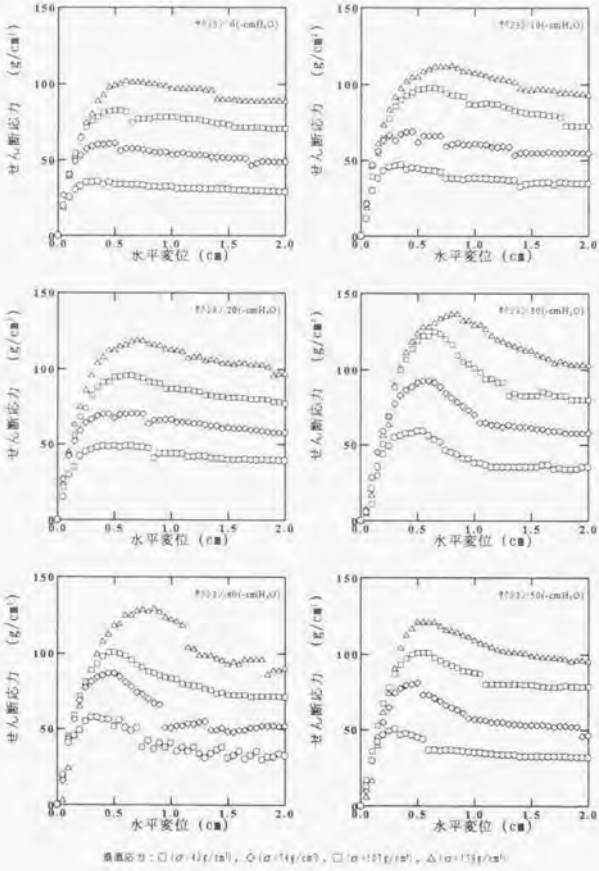


図 3-8：同一土壌水分条件での水平変位ーせん断応力関係（豊浦標準砂）

また図 3-8 より垂直応力の増大によって最大せん断応力の出現位置がより大きい水平変位の時に出現している傾向にあることが分る。

次に各垂直応力毎に得られるサクションと最大せん断応力（せん断強度）の関係を図 3-9 に示す。

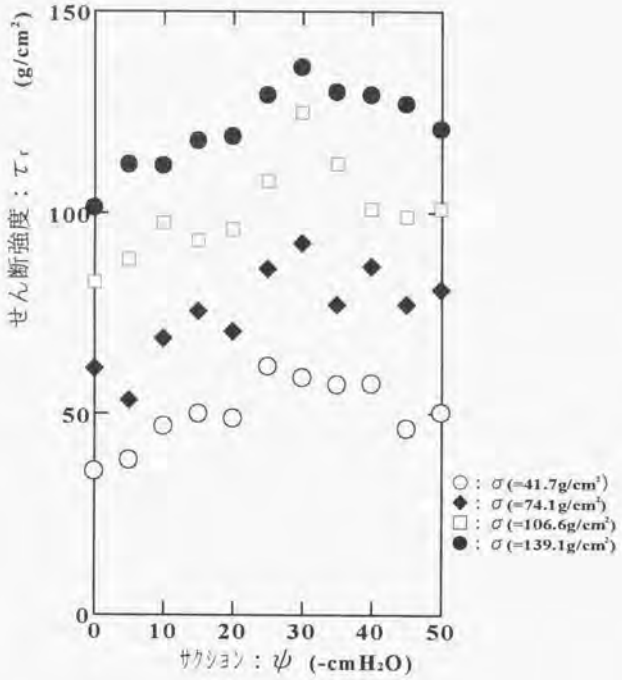


図 3-9：サクションーせん断強度関係（豊浦標準砂）

図 3-9 より、いずれの垂直応力でも、せん断強度は標準砂の限界毛管水頭のサクション-29cmH_2O と対応した-30cmH_2O 付近に最大値を示す上に凸な分布を示すことが分る。従来、不飽和土のせん断強度は、飽和度との関係で論じられる場合も多いが、今回せん断試料として用いた豊浦標準砂はサクション 0 から-29cmH_2O までの範囲では飽和度 1 で変化

しないが、せん断強度は明確に変化していることから、飽和度ーせん断強度関係からは図3-9に示す結果は検出されず、サクションを基準に不飽和土のせん断強度特性を論じることの有効性が本結果より示される。

図3-10に各サクションで得られた、垂直応力ーせん断強度関係を示す。

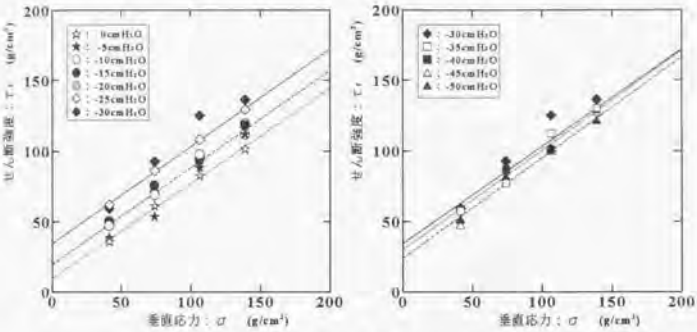


図3-10：垂直応力ーせん断強度関係（豊浦標準砂）

図3-10より、サクション変化は土質強度定数の内部摩擦角よりも、むしろみかけの粘着力変化に影響を与えている傾向にあることが分るが、サクションと図3-10より得られる土質強度定数の関係を示したものが図3-11である。図3-11より

①内部摩擦角はサクションの影響を受けずに一定であること，

②みかけの粘着力はサクション変化に応じて変動し、限界毛管水頭である-29cmH_2O付近で最大となる上に凸な曲線となること，

が分る。従来から内部摩擦角ϕは土壌含水率によらずほぼ一定の値をとることが指摘されているが、この結果はこれに対応している。

不飽和土におけるみかけの粘着力C_{ap}は、土層中の間隙空気圧が大気と連続している時、前章で提示したのBishop[5,6]の提案した式を採用すると、

$$C_{ap}=C_f-\lambda \tan \phi \times \psi \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(2\text{-}13)$$

で表わされるから、みかけの粘着力の変動分ΔC_{ap}は

$$\Delta C_{ap}=-\chi \psi \tan \phi \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(3\text{-}1)$$

で示される。

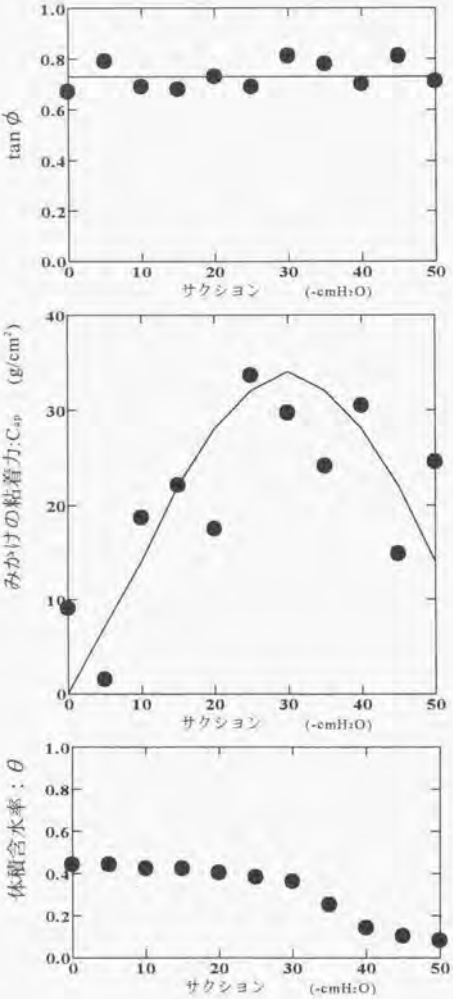


図 3-11：土壌水分変化が土質強度定数に与える影響（豊浦標準砂）

χは飽和度に応じた実験定数であるが、標準砂の限界毛管水頭は-30cmH_2O であり、これ

以下のサクション範囲では飽和度 100%でχが変化しないこと，及び 2)サクションによらず内部摩擦角φが一定であることから、擬似飽和状態ではΔC_{up}はサクション変化に対して，傾きが一定の単調増加関数として表現される。図 3-11 において、サクションが-30cmH_2O 以下の範囲での、みかけの粘着力 C_{up} の変化に着目すると、以上の関係が成立していることが分かる。しかしながら Bishop の仮定に従えば、この場合χの値は 1 であることから、この直線の傾きは $\tan \phi_m$(=0.73)になる筈のものであるが、図 3-11 中に示されている直線（実線）の傾きは、約 1.20 でありサクションの増加分に対して、Bishop の式から予想される見かけの粘着力の増分よりも大きい値を示している。以上のことは、向後ら[05),07)]が指摘するようにサクションが、有効応力のみに影響するのではなく、粒子骨格の剛性あるいは粒子の集合体としての土体の物性に影響を与えていることを示唆していると考えられる。

3－7．本章のまとめ

本章においては、降雨を誘因として発生する表層崩壊発生予測のための土質強度定数を取得することを目的とする新型一面せん断試験機を開発した。本試験機は、表層崩壊に対応した低垂直応力条件下での一面せん断試験が可能であり、せん断面のサクションを制御することで降雨の浸透に伴う土壌水分変化が土質強度定数に与える影響を把握することが可能な構造を有している。

本試験機の性能を評価するため、森林地表層土の土質強度特性を計測することを目的として既に広く用いられている簡易式現場一面せん断試験機（低垂直応力下での実験が可能，ただし土壌水分の制御はあらかじめ含水比等を調整した試料を用いる）との比較を、豊浦標準砂をせん断試料として行った。本試験機によるせん断試験結果は簡易式現場一面せん断試験によるものと良好な対応関係を示し、本試験機による土質強度定数の評価が可能であることが確認された。

次に本試験機を用いて、土壌水分変化が土質強度定数（みかけの粘着力，内部摩擦角）に与える影響をみるためにせん断面のサクションを 0 から-50cmH_2O まで変化させて実験を行った。なおせん断試料は豊浦標準砂である。

本実験によって得られた結果をまとめると以下のようになる。

① 内部摩擦角はサクションの変動にかかわらず、ほぼ一定の値を示すが、みかけの粘着力はサクションの変動に対して鋭敏に反応すること。標準砂の限界毛管水頭(-29cmH_2O)付近でみかけの粘着力は最大値を示した。

② サクション変化に対する見かけの粘着力の変動分は、関数形としては有効応力原理を拡張した Bishop の式によって示されるが、Bishop 式中のχを飽和度による関数とするよ

りも、サクションによる関数とした方がより合理的であること。

③サクションが見かけの粘着力に対して与える影響は、Bishop 式から説明されるものよりも大きく、サクションの効果は有効応力に関わるだけでなく、土体の物性にも影響を与えている可能性があること。

なお本試験機の開発により、初めて表層崩壊に対応した低垂直応力条件下での土壌水分（サクション）変化が土質強度特性に与える影響を詳細に評価することが可能となったことが本章における最大の成果である。

第4章 不攪乱森林土壌の土質強度特性

4－1．はじめに

従来の土質試験による不攪乱森林土壌の土質強度特性を調べるにあたっては、第2章で述べたように丸井[48]による現場一面せん断試験機によるもの、遠藤・鵜田[8]による直接せん断方式によるもの等があるが、せん断試料の土壌水分を制御した上で試験を行ったものはなく、その全てが自然含水比によるものか飽和によるものをせん断サンプルとして試験が行われてきている。第3章の豊浦標準砂を用いたせん断試験において、せん断面のサクションが土質強度特性に影響を与えることが確認されている。そこで本章では今回開発した土壌水分制御型一面せん断試験機をベースにしてせん断面のサクション制御が可能な一面せん断試験機を作成し、土壌水分の影響が不攪乱森林土壌における土質強度特性に与える影響について検討した。

4－2．試験方法及び調査項目

4－2－1．不攪乱森林土壌の採取地及び採取方法について

一面せん断試験に用いた不攪乱森林土壌サンプルは東京大学付属千葉演習林袋山沢の流域に隣接する林地より採取した。千葉演習林は房総半島の南東にあり袋山沢は演習林内の北西部に位置している（図4-1参照）。

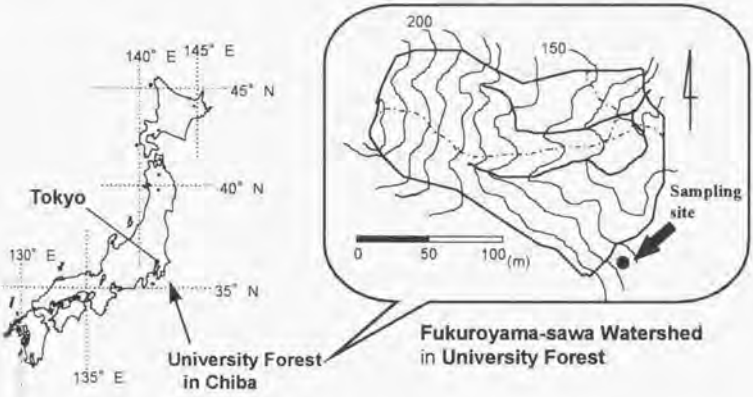
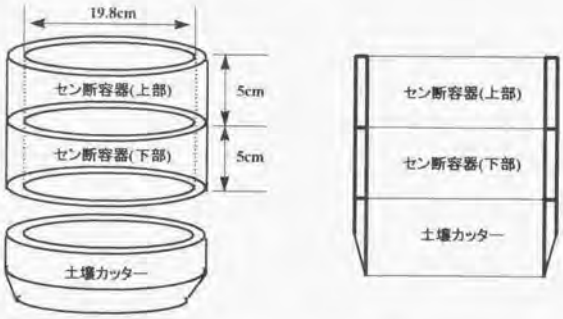


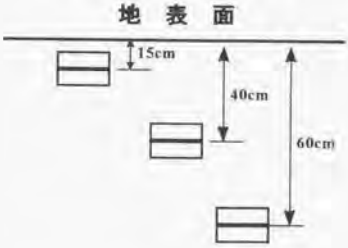
図4-1：不攪乱森林土壌サンプルの採取地点

本演習林の地質は新第三紀の砂質土壌に属し、基盤岩と表層土層との境界が比較的明瞭なため、豪雨による表層崩壊が発生しやすい土層構造を有している。せん断サンプルを採取した地点での傾斜は約 25 度，植生は 65 年生のスギ人工林であり下層には常緑広葉樹が生育している。また採取地は地表面から深度方向に 5 cm 付近までがA₀層，その下 20cm 程度までがA層，以下 70cm 付近までが直径 10 から 30cm 程の泥岩を含むB層となっている。

新型一面せん断試験機によるせん断サンプルの採取方法は、高さ 5cm，内径 19.8cm の塩ビ管を上下にガムテープで張り合わせたせん断容器の下に、せん断容器と同径の塩ビ製カッターを取り付けたものを用い、試料の採取深度がせん断面が地表面より 15，40，60cm の3深度になるように設定した（図 4-2 参照）。



不撹乱森林土壌採取サンプル



土壌サンプル採取位置断面

図 4-2：不撹乱森林土壌採取サンプル及びサンプル採取位置断面図

せん断試料の採取手順を以下に示す。

①カッターを取り付けたせん断容器を採取地点の斜面に対して平行になるように設置する。その際せん断を行う時点で上部せん断箱のせん断方向が谷方向になるように配慮する。

②容器の外側の土塊を容器の外形よりわずかに大きめの土柱が出来るように、スコップ，鎌等を使って取り除いていく。根系が出現した場合、根系を引き抜かないように剪定バサミで容器の大きさに合わせて切り揃えていく。なお土塊中に泥岩が含まれる場合には採取場所を変えて行った。

③2―3 cm の土柱が成形された時点で容器を土塊に挿入する。

④せん断面が所定の深さに達するまで、上記②，③の手順を繰り返す。せん断面が所定の位置に達した時点でせん断箱下側の土塊を包丁，剪定バサミを用いて切り取る。せん断容器を土塊より切り離した後、容器下部のカッターを取り外しサンプル上下面の成形を行う。

⑤サンプルを成形した後、上下を木板で押さえ、やや大き目の容器に入れて持ち帰る。その際、振動による土壌サンプルの攪乱を出来る限り押さえることを目的として、サンプルと容器の間に発泡スチロール等の緩衝材を挿入する。

4－2－2．森林土壌の物理特性について

(森林土壌の粒度分布)

実験に使用した森林土壌の比重は 2.72 である。せん断試験を行う上で、粒度分布の違いが実験結果に影響を及ぼす可能性も考えられたため、深度毎に粒度試験を実施した。以下に深さ別における森林土壌の粒度分析結果を図 4-3 及び表 4-1 に示す。

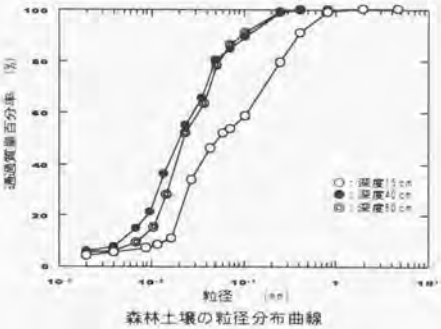


図 4-3：森林土壌の粒径加積曲線

表 4-1：森林土壌の粒度試験結果

	深度 15cm	深度 40cm	深度 60cm
10%粒径(mm)	0.016	0.005	0.008
30%粒径(mm)	0.026	0.012	0.016
60%粒径(mm)	0.113	0.030	0.034
均等係数	7.31	5.91	4.55
曲率係数	0.39	1.03	0.97
粘土分(0.005mm 以下)質量割合(%)	5.68	9.87	6.83
シルト分(0.005-0.075mm)質量割合(%)	48.09	74.59	79.32
細砂分(0.075-0.425mm)質量割合(%)	37.03	15.14	13.55
粗砂分(0.425-2.0mm)質量割合(%)	9.17	0.37	0.27
細礫分(2.0-4.75mm)質量割合(%)	0.03	0.03	0.03

粒度分析の結果から、いずれの深度においても均等係数の値が 10 以下であり、粒度の良いものではないことが分る。上層 15cm における細砂分の質量割合が、他の 2 深度に比べて若干多いものの、深度の違いによる粒度の明瞭な差異は認められず、いずれの深度においても粒径の殆どが、シルト，細砂分で占められていることが分る。

（土層の間隙率について）

せん断サンプルの土層密度の違いが土質強度に影響を与えることは従来より指摘されている。通常、土層深度が増加するに従って土の密度が増大する。今回の試験では土層深度別にせん断サンプルを採取したので、採取深度毎のせん断サンプルの間隙率について 100cc の採土円筒（直径 5cm）を用いて調査した。採取サンプル数は深度 15cm，40cm，60cm で其々、17，8，8 サンプルである。採取深度（15cm，40cm，60cm）と間隙率の関係を図 4-4 に示す。図中の白丸は採取深度毎の個別のサンプルでの間隙率を示し、黒丸は平均値を示している。各深度における間隙率の変動係数は深度 15cm，40cm，60cm でそれぞれ、0.046，0.025，0.041 であり、深度 40cm での間隙率のバラツキが他の 2 深度に比べて小さいものとなっている。また各深度での間隙率の平均値は、深度 15cm で 0.66，深度 40cm で 0.66，深度 60cm で 0.64 であり、土層深度の違いによって間隙率が大きく変化する傾向は認められないことが分る。

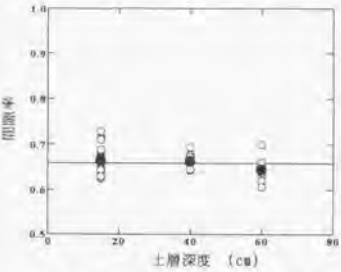


図 4-4：土層深度と間隙率の関係

（土壌水分特性について）

土壌水分の調整においては、豊浦標準砂の場合と同様に、せん断面におけるサクションを制御することによって実現した。また、土層深度が試料サンプルの間隙率の違いに与える影響は少ないと判断されたため、全深度にわたって同一のサクション－体積含水率関係を用いた。森林土壌における排水過程でのサクション－体積含水率関係を図 4-5 に示す。

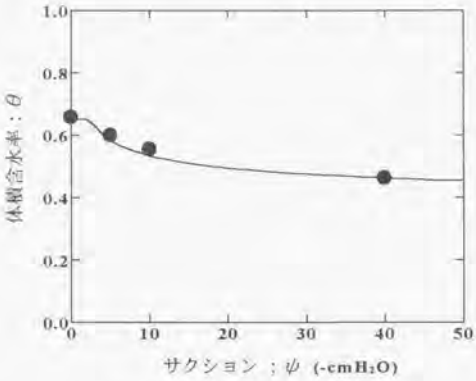


図 4-5：森林土壌の土壌水分特性曲線

図中の$\psi-\theta$曲線は Brooks-Corey 式によるものである。以下に Brooks-Corey 式及び森林土壌におけるパラメータ値を示す。

$$\theta=(\theta_s-\theta_r)\times(\psi_{cr}/\psi)^{\lambda}+\theta_r \qquad (\psi<\psi_{cr}) \qquad \cdots\cdots(4\text{-}1)$$

$$\theta=\theta_s \qquad (\psi\geqq\psi_{cr})$$

但しθ：体積含水率，ψ：サクション，θ_s：飽和含水率(=0.65)，θ_r：残留含水率(=0.34)，ψ_{cr}：限界毛管水頭(=-2.5cmH2O)，λ：曲率係数(=0.34)

森林土壌の場合、標準砂と比較して間隙径の分布が広いため、限界毛管水頭の値が小さく、僅かなサクションの増加によって体積含水率が減少していく傾向にある。

4－2－3．試験装置の概要及び試験方法

使用したせん断試験機は、今回開発した土壌水分制御型一面せん断試験機をベースにしたものである。試験機の基本的な構造には変化はないが、サクションの制御に関しては、定水位法では所定のサクションをかけるのに時間がかかり過ぎるため、せん断面下部に真

空ポンプに連結されたポーラスカップを埋め込み、これを土中の水分を強制的に吸引することによって実現した。土壌水分吸引装置の概要を図 4-6 に示す。

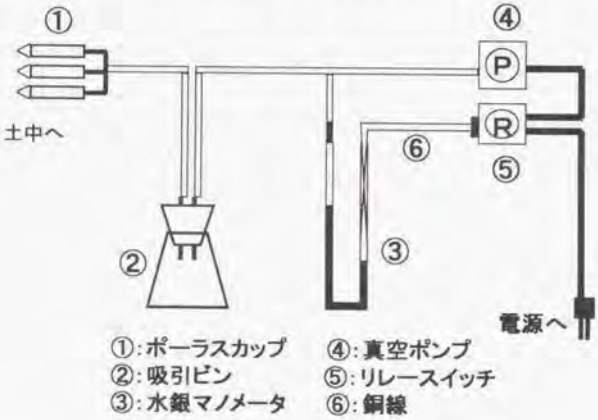


図 4-6：土壌水分吸引装置の概要（森林土壌に使用）

吸引装置は図 4-6 に示すように、テンシオメータ用ポーラスカップを採取した森林土壌サンプルのすぐ下に埋め込み、吸引ピンを介して真空ポンプに連結させ土中の水分を吸引するものである。土壌水分を吸引するに際し所定のサクションをせん断面に与えるために、水銀マノメータにリレースイッチを接続し、このリレーを介してポンプを作動させる仕組みとなっている。森林土壌のせん断試験は以下の手順によって行った。

①：不撹乱森林土壌サンプルをせん断試験機にセットする。この時サンプル上下の側面にあらかじめあけてある穴に、テンシオメータを取り付ける。なおサンプル下側と試験機本体の接合部はシリコンによって固定する。

②：シリコンが十分に乾き、土壌サンプルと試験機本体が完全に接着したことを確認したのちに、試験機下面にある定水位タンクをせん断面まで徐々に上げながら、土壌サンプルを飽和水分状態にする。

③：土壌サンプルが完全に飽和したことを確認した後に定水位タンクを下げ、土壌吸引装置を所定のサクションになるまで作動させる。

④：せん断面におけるサクションが安定したことを確認した後にせん断を開始する。なおせん断面に与えたサクションは 0,-5、-10、-40cmH_2O の 4 段階を基本とした。せん断面にかける垂直応力は約 40 から 150g/cm^2 の範囲，せん断速度 2cm/hr 前後で豊浦標準砂と同様の条件でせん断試験を行った。

4－3．せん断試験結果

4－3－1．従来のせん断試験機との比較

不撹乱森林土壌をせん断試料とした場合の新型せん断試験機の評価を行うことを目的として、既往の一面せん断試験機と新型一面せん断試験機との比較を行った。比較の対象とした試験機は、豊浦標準砂を対象とした場合と同じく、丸井によって開発された簡易現場一面せん断試験機である。なおせん断サンプルとして不撹乱サンプルを使用し、また土壌水分条件は両試験機ともに飽和状態を設定した。まずせん断サンプルの採取深度の違いが両試験機の結果に与える影響をみるために、図 4-7 に両試験機によってえられた採取深度別の垂直応力－せん断強度関係を示す。

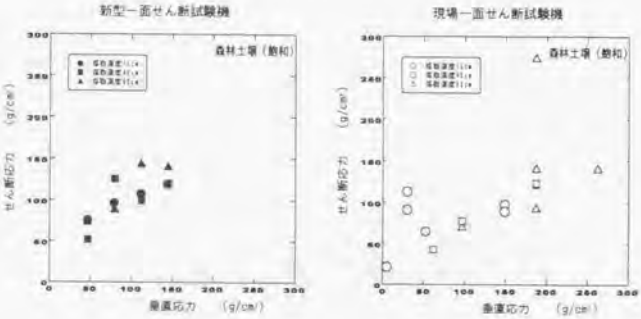


図 4-7：両一面せん断試験機による採取深度別の垂直応力－せん断強度関係

図 4-7 より両試験機ともに、採取深度の違いが垂直応力－せん断応力関係に与える影響は認められない。丸井は花崗岩斜面を対象にして土層が基盤上の遷移層域から土層密度が増加することにより、せん断応力が増加する結果を現場一面せん断試験機より得ているが、今回のせん断サンプルの採取深度が、図 4-4 に示したように土層密度変化が検出できる範囲まで及んでいなかったことによる。

以上のことから今回は土層深度の違いがせん断強度に与える影響は考慮にいれず、両試験機の特性を比較する。

図 4-8 に両せん断試験機から得られた、垂直応力ーせん断応力関係を示す。

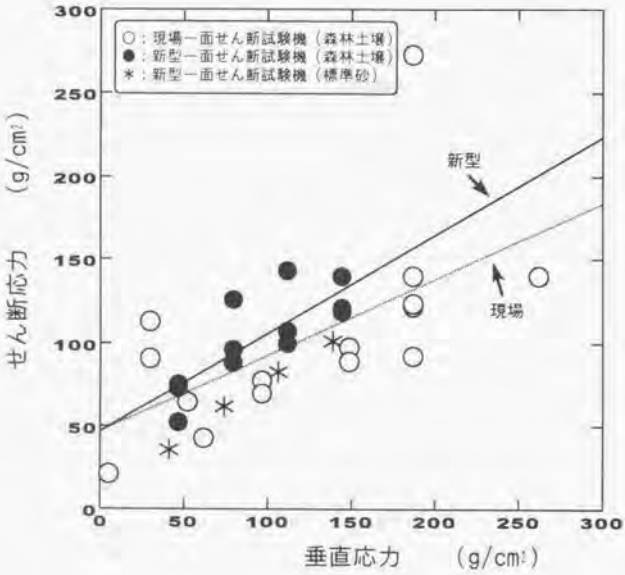


図４－８：新型一面せん断試験と現場一面せん断試験の比較結果
（森林土壌，飽和水分条件）

なお図 4-8 には新型せん断試験機による豊浦標準砂（飽和状態）の結果も併せて示してあるが、本図より不攪乱森林土壌の試験結果は、豊浦標準砂の場合と比較してデータのバラツキが大きいことが分る。これは均質サンプルとみなせる標準砂の場合と異なり、自然斜面の空間不均一性によるサンプル内に含まれるレキ，及び根量の違い等が試験結果に反映しているためである。しかしながら両試験機のデータは、モール・クーロンの破壊基準が適用出来る範囲に分布していることから、通常より大型のせん断箱を使用することで、ある程度までは自然斜面土層の空間不均一性を排除してせん断試験を行うことに成功していることが分る。このことは両試験機を用いて不均一な自然斜面の土質強度特性を評価することが可能であることを示している。両試験機にモール・クーロンの破壊基準を適用した比較結果（図 4-8 中の回帰直線参照）を表 4-2 に示す。

表 4-2：新型一面せん断試験と現場一面せん断試験の比較（飽和，森林土壌）

試験機種	粘着力 c (g/cm²)	内部摩擦角 φ (degree)	相関係数
新型一面	46．54	30．5	0．80
現場一面	46．78	24．5	0．61

新型一面せん断試験によるものが、現場一面せん断試験によるものと比較して土質強度が幾分上回っていることが分るが、粘着力に関しては両試験機には殆ど差が認められない。表層崩壊の場合、内部摩擦角に比べて土の粘着力成分が崩壊の発生－非発生に影響を与えるが、このことは新型せん断試験機によって、自然斜面の表層崩壊発生予測に必要な土質強度パラメータが取得できることを意味している。
以上のことから、今回開発された新型一面せん断試験機によって自然斜面土層の土質強度の評価が可能であると判断される。

4－3－2．土壌水分が森林土壌の土質強度特性に与える影響

土壌水分条件が森林土壌の土質強度特性に与える影響をみるために、せん断面に所定のサクション（0，-5，-10，-40cmH_2O の４段階）を与えてせん断試験を行った。図 4-9-a,b,c,d にサクション毎に得られた水平変位－せん断応力関係を示す。

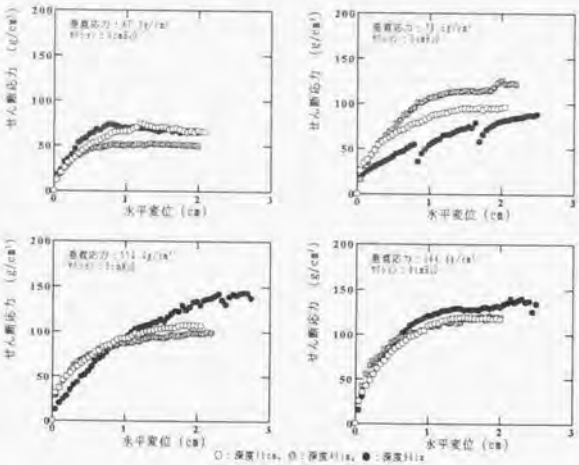


図 4-9-a：森林土壌の水平変位－せん断応力関係（ｻｸｼｮﾝ 0 cmH_2O）

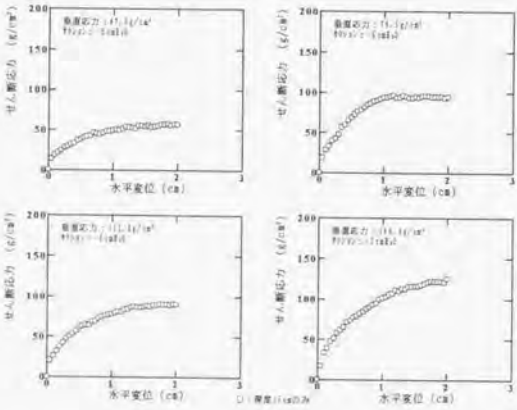


図 4-9-b：森林土壌の水平変位－せん断応力関係（ｻｸｼｮﾝ-5cmH_2O）

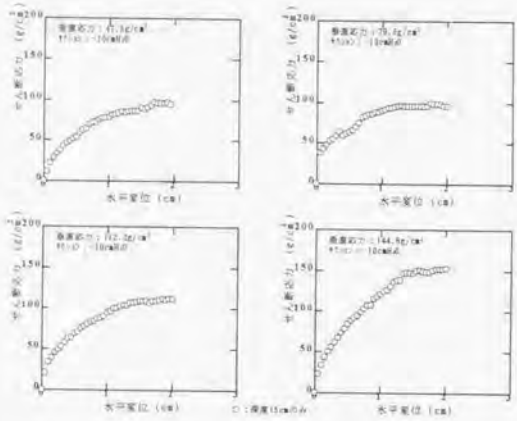


図 4-9-c：森林土壌の水平変位－せん断応力関係（ｻｸｼｮﾝ-10cmH_2O）

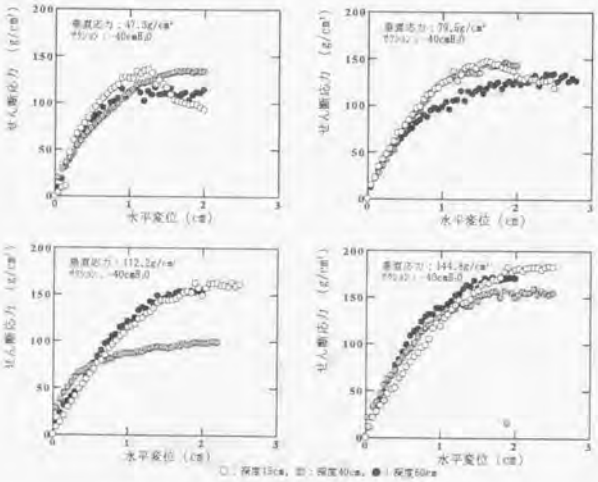


図 4-9-d：森林土壌の水平変位－せん断応力関係（ｻｸｼｮﾝ-40cmH_2O）

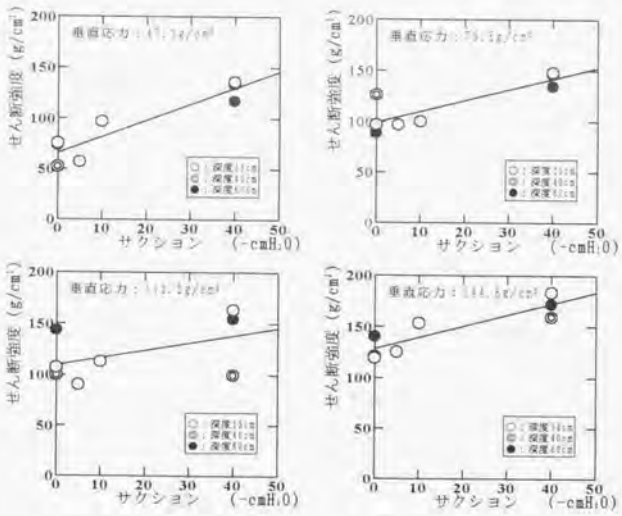


図 4-10：サクションとせん断強度の関係（森林土壌）

図 4-9 より森林土壌の場合せん断応力は標準砂と異なり、せん断応力はピークを示さず水平変位の増大につれて、一定のせん断応力に収束していく傾向にあることが分る。図 4-10 は、水平変位－せん断応力関係から得られるせん断強度（最大せん断応力）とサクションの関係を示したものである。本図よりサクションが増大するにつれて、せん断強度は増加していくことが分る。なお、図 4-10 中の回帰直線はせん断サンプルの採取深度を考慮せずに引いてある。各サクションにおける森林土壌の垂直応力－せん断強度関係を図 4-11 に示す。

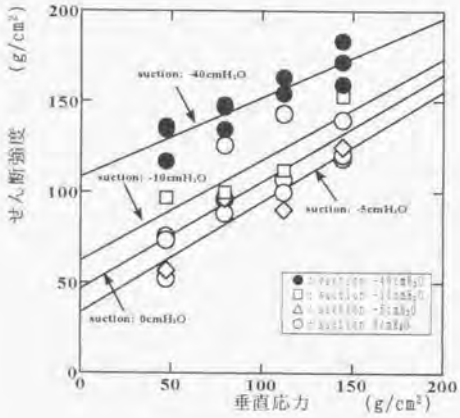


図 4-11：垂直応力とせん断強度関係（森林土壌）

図 4-11 より、各土壌水分条件に対して、垂直応力とせん断強度の関係は森林土壌の不均一性によるデータのバラツキは認められるものの、モール・クーロンの破壊基準が適用できる範囲に分布していること、またサクションの増大がみかけの粘着力の増大として表れている傾向にあることが分る。以上のサクションが土質強度定数に与える影響をまとめたものを表 4-3 及び図 4-12 に示す。なお図 4-12 には比較のために豊浦標準砂の結果も併せて示してある。

表 4-3：森林土壌の土質強度特性

土壌水分条件	tan φ	粘着力 C (g/cm²)	相関係数
ｻｸｼｮﾝ： 0cmH₂O	0．59	46．43	0．80
ｻｸｼｮﾝ： -5cmH₂O	0．61	33．40	0．91
ｻｸｼｮﾝ： -10cmH₂O	0．56	61．82	0．90
ｻｸｼｮﾝ： -40cmH₂O	0．44	108．25	0．90

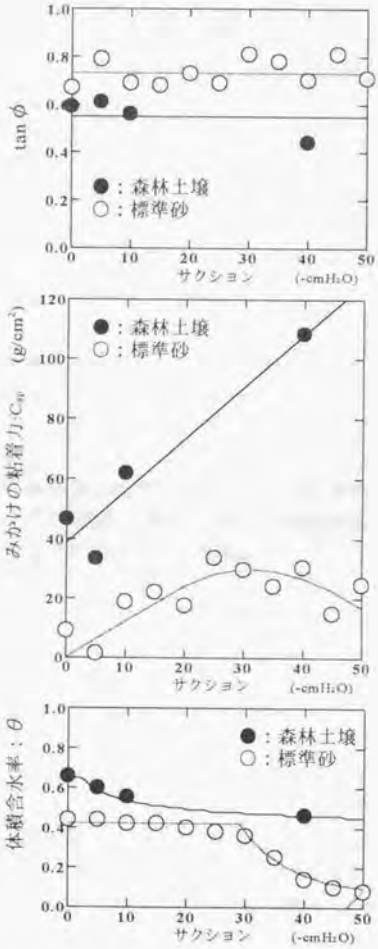


図 4-12：土壌水分条件が土質強度定数に与える影響

図 4-13 及び表 4-3 より、みかけの粘着力がサクション変化の影響を受け、内部摩擦角はサクション変化の影響をうけず、ほぼ一定の値をとることが分る。また豊浦標準砂の場合、サクションの増大に対するみかけの粘着力の変化は、限界毛管水頭（サクション：-29cmH_2O）付近でピークをもつのに対して、森林土壌ではみかけの粘着力はピークを示さず、サクションの増加に対して単調に増加していく傾向にあることが分る。また森林土壌のサクション変化に対するみかけの粘着力の増分は、豊浦標準砂のものと比較して大きく、粘性土としての性質が強く表れていることが分かる。またサクション変化に対する森林土壌の体積含水率の変化は 0，-10，-40cmH_2O で各々0.66，0.55，0.46 であり、それほど急激な変化を示していないことから、飽和度あるいは体積含水率を指標として土質強度定数を評価するよりも、サクションによって土質強度定数の評価を行うことの妥当性が確認される。

4－4．本章のまとめ

本章においては、前章で開発された新型一面せん断試験機に変更を加えて、不撹乱森林土壌を試料とするせん断試験を行った。試験機の主な変更点は、①：不撹乱森林土壌採取用サンプルのせん断を可能にしたこと，②；せん断面のサクション制御を真空ポンプを用いた吸引方式にしたこと，の２点である。

本試験機によるせん断試験結果と簡易現場一面せん断試験機による試験結果を飽和水分状態で比較したところ両者は良好な適合性を示し、本試験機が不撹乱森林土壌の土質強度特性を計測するに充分な性能を有することが確認された。またせん断サンプルの採取は土層深度によるせん断強度特性の違いをみるために、せん断面の位置が土層深度 15,40,60cm に対応するように採取し、せん断試験を行ったが、今回の試験においては土層深度の違いによる土質強度特性の差異は確認されなかった。これは今回の採取深度範囲において、土層の間隙率に殆ど変化が認められなかったことに起因していると考えられる。

次に土壌水分の影響が不撹乱森林土壌の土質強度特性に与える影響を調べることを目的として、せん断面のサクションを 0,-5,-10,-40cmH_2O の４段階に調整してせん断試験を行った。その結果、内部摩擦角には土壌水分変化による影響は認められずほぼ一定の値を示すことが確認された。一方見かけの粘着力に関しては、豊浦標準砂の場合、みかけの粘着力は、標準砂の限界毛管水頭付近で最大値をとる上に凸な曲線を描くのに対して、森林土壌の場合は限界毛管水頭を超えてもサクションの増大とともに、増加する傾向が認められた。また森林土壌のサクション変化に対するみかけの粘着力の変動分は豊浦標準砂の場合と比較して大きく、粘性土としての性質が表れていることが確認された。

不撹乱森林土壌の一面せん断試験について、本研究のようにせん断面のサクションを制御し、かつ低垂直応力条件下で試験を行って、土壌水分変化が土質強度特性に与える影響を評価した研究は無い。本章に示した研究によって初めて、土壌水分変化に対する不撹乱森林土壌のせん断強度の体系的な測定値が示されたといえる。

第５章 模擬根系によるせん断試験

５－１．はじめに

本章では今回開発した新型一面せん断試験機を用いて、樹木根系による土質強度の補強効果とそれに対する土壌水分の影響を模擬根系を使用することによって検討した。樹木根系が土塊のせん断変形中に作用するメカニズムとして 1)樹木直根による杭効果，及び 2)樹木細根による土粒子の緊縛効果の２点が考えられるが、本実験では樹木の直根に相当するものとして竹串を、細根に相当するものとしてネットの２種類を模擬根系として使用した。

５－２．竹串によるせん断試験

５－２－１．実験の目的と手法

前章における新型せん断試験機による豊浦標準砂を用いた実験結果から、サクションを指標とする土壌水分変化が土質強度特性に与える影響を把握できたので、ここでは模擬根系として竹串を豊浦標準砂に挿入し、竹串による土質強度の補強効果とサクションが土質強度に与える影響を関連させて評価を行うことを目的として実験を行った。また竹串長さ及び竹串本数がせん断応力に与える影響も本実験であわせて検討した。

使用した新型せん断試験機の上部せん断箱厚さは 5cm であり、模擬根系として市販の竹串（直径 0.27cm）を、サクションの調整を行った後に、せん断面に対して垂直に挿入して実験を行った。実験の諸条件を表 5-1 に示す。

表 5-1：竹串による実験条件

	竹串長さ(cm)			竹串本数（本）							水分条件（-cmH_2O）					
	5	10	24	4	8	16	20	24	32	40	0	10	20	30	40	50
A	×	○	×	×	×	×	×	○	×	×	○	○	○	○	○	○
B	×	○	×	○	○	○	○	○	○	○	×	×	×	○	×	×
C	○	○	○	×	×	×	×	○	×	×	×	×	×	○	×	×

注）表中の○は実験を行ったことを示し，×は実験を行っていないことを示す

表５－１に示すように、本実験においては、

Ａ：竹串による土質強度補強効果に与える水分条件の影響，

Ｂ：竹串本数の土質強度補強効果に与える影響，

Ｃ：竹串長さが土質強度補強効果に与える影響

の３点について比較検討した。ただし竹串本数，及び竹串長さに関しては、模擬根系が挿入されていない豊浦標準砂のみでの一面せん断試験において、サクションが-30cmH_2O 付近で土質強度定数に与える影響が最大になることを考慮して、土壌水分条件を変えずにせん断面のサクションを-30cmH_2O に固定して実験を行った。

5－2－2．実験結果

（竹串長さがせん断応力に与える影響）

樹木根系の補強効果は一般に土粒子との接線摩擦力に起因する軸力が影響を与えていることが指摘されており，その場合せん断面より下の根系長さが、根系の引き抜け及び破断を決定する要因となる。そこで標準砂に挿入する竹串長さを変化させて、せん断応力に与える影響を調べた。表 5-1 に示すように用いた竹串長さは、5，10，24cm の三種類であり（上部せん断箱の厚さは 5cm であるから、それぞれせん断面より下の竹串長さは、0，5，19cm となる）、挿入した竹串本数は 24 本，せん断面のサクションは-30cmH_2O である。なおせん断面にかけた垂直応力は 42g/cm^2 とした。

実験結果より得られた水平変位－せん断応力関係を図 5-1 に示す。

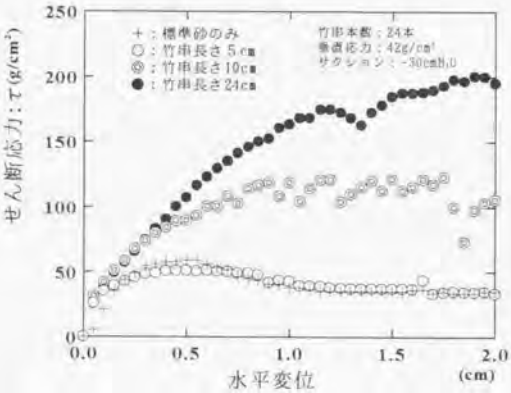


図 5-1：竹串長さとせん断応力の関係

図 5-1 より、竹串長さが 5cm の場合は、標準砂のみの場合と同じ程度のせん断応力を示し両者には殆ど差が認められないが、竹串長が 10cm，24cm の場合では、標準砂のみの場合と比べてせん断応力が増大していく傾向が顕著に認められる。竹串を挿入することによって、最大せん断応力のピークは明瞭には現れず、水平変位の増大とともに一定の上限値に近づいていく傾向を示すことが分かる。また竹串長さが 24cm の場合、竹串長さ 10cm と比較して、上限値に達するまでの水平変位が遅れて出現していることが認められる。次に標準砂のみの水平変位－せん断応力曲線を基準として、同一水平変位におけるせん断応力の増分を図 5-2 に示す。

図 5-2 よりせん断応力の増分は、水平変位の初期部分においては、比例的に増大し、その後一定の増分値に収束していく傾向にあることが分かる。また水平変位の初期段階における、せん断応力増分の傾きは、竹串長さが長い程大きく、竹串長さが短いものと比較して、せん断応力の増分が一定値に収束しはじめるまでの水平変位が後半にあることが分かる。

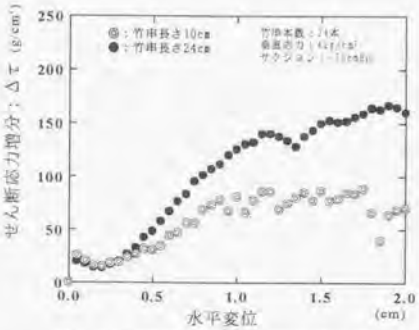


図 5-2：竹串長さとせん断応力増分の関係

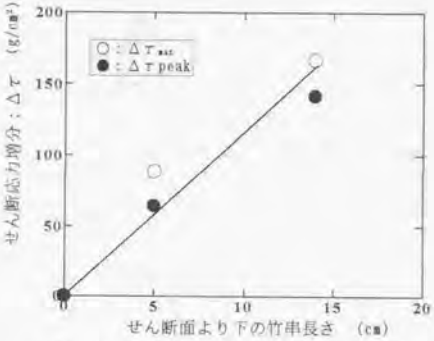


図 5-3：竹串長さとせん断強度増分の関係

図 5-3 に標準砂のみの最大せん断応力（せん断強度）を基準として、竹串を挿入した場合に得られる最大せん断応力との差（以後$\Delta\tau_{peak}$とする）とせん断面より下の竹串長さの関係を、及び同一水平変位でのせん断応力増分$\Delta\tau$の最大値（以後$\Delta\tau_{max}$とする）せん断面より下の竹串長さの関係を示す。図 5-3 より、今回実験した竹串長さの範囲において、せん断応力の増分とせん断面より下の竹串長さの間には比例関係が存在することが分かる。

（竹串本数がせん断応力に与える影響）

せん断面における樹木根系密度がせん断応力に影響を与えていることは容易に推察できる。そこで模擬根系としての竹串の本数を変化させて（4，8，20，24，32，40 本）、せん断試験を行った。竹串長さは 10cm であり、せん断面のサクションは-30cmH_2O である。なお、せん断面にかける垂直応力は 42g/cm^3 とした。実験により得られた水平変位－せん断応力の関係を図 5-4 に示す。

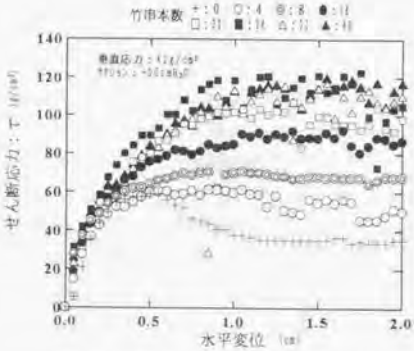


図 5-4：竹串本数とせん断応力の関係

図 5-4 より竹串本数に応じたせん断応力の増加が確認され、せん断応力と竹串本数との間には密接な関連があることが分かる。また標準砂のみの水平変位－応力曲線においては、せん断応力のピークが明瞭に現れているのに比べて、竹串を挿入した場合では、せん断応力のピークは明瞭ではなく、一定の上限値に収束していく傾向が認められる。次に標準砂のみの実験で得られる水平変位－せん断応力曲線と、竹串本数を変えて挿入した場合に得られる水平変位－

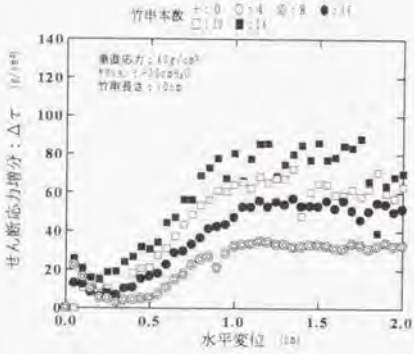


図 5-5：竹串本数とせん断応力増分の関係

せん断応力曲線の差をとったものを図 5-5 に示す。
なお図 5-5 においては竹串本数が 8 本から 24 本までの水平変位－せん断応力増分関係を示してある。図 5-5 より、水平変位が約 1cm までの範囲では、せん断応力増分は、水平変位と比例関係にあり、その後せん断応力の増分値は一定の値に収束していく傾向にあることが分かる。また、竹串本数が増加していくに従って、水平変位が約 1cm までの範囲でのせん断応力増分の増加率は増大していく傾向にあり、このことが、竹串本数の違いによるせん断応力増分の差異に影響を与えていることが分かる。

次に、竹串の長さの場合と同様に$\Delta\tau_{max}$及び$\Delta\tau_{peak}$に竹串本数がせん断応力増分に与える影響を、図 5-6 に示す。なお、図 5-6 においては X 軸に、竹串本数の他にせん断面に占める竹串断面積割合を併せて表示してある。この図より、竹串本数が 24 本の範囲内では、せん断応力の増分と本数には比例関係があり、24 本を境に増分が一定となる関係があることが分かる。Gray ら [63]は種々の補強材を用いてせん断面に占める補強材の断面積割合が 1.7%以下の範囲では、せん断応力増分と断面積割合の間には比例関係があることを報告しているが、本実験では断面積割合が 0.45%（竹串本数 24 本）以下の範囲でこの関係が成立している。地滑り抑止杭においては、補強効果を最大にする最適密度が存在すること（群杭効果）が指摘してされているが（例えば玉置ら [57]）、本実験で示された関係は、これに対応していると考えられる。またこの現象は補強材を挿入することによる土の局所変形の抑制としての一体化現象として認識されるべきものであるかもしれない。

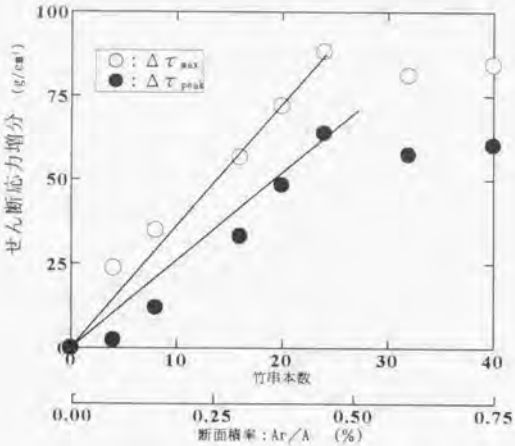


図 5-6：竹串本数とせん断強度増分の関係

（土壌水分が竹串の土質強度の補強効果に与える影響）

本論第3章において標準砂の土質強度特性は、せん断面のサクションによって影響を受けることが確認されているが、ここでは竹串の土質強度補強効果に対してせん断面のサクションが与える影響を評価することを目的として実験を行った。せん断面に与えたサクションは 0cmH_2O から-10cmH_2O 刻みで-50cmH_2O までとした。標準砂に挿入する竹串本数を変化させて行った実験結果から、竹串本数が 24 本を境界として補強効果の影響が異なることが確認されているので、全てのサクションに対して標準砂に挿入した竹串本数は 24 本とした。また竹串長さは 10cm である。

まず標準砂のみの実験から得られるせん断応力と竹串を挿入したことによるせん断応力の違いをみるため、図 5-7 に両者の各サクションにおける水平変位－せん断応力曲線を示

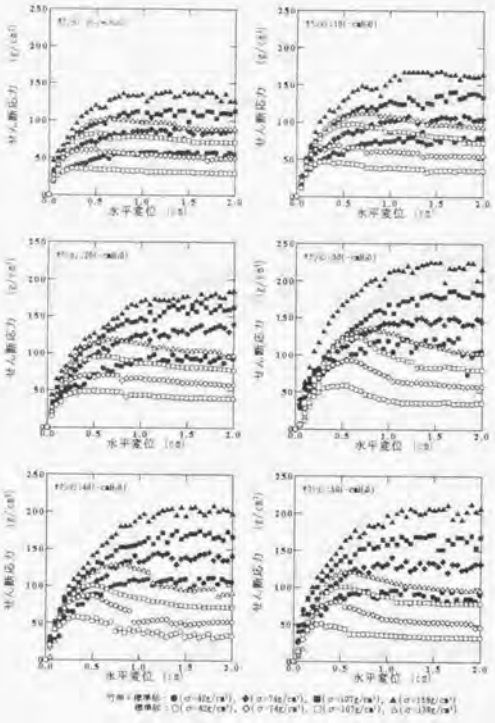


図 5-7：竹串を挿入したことによる水平変位－せん断応力曲線の変化（竹串 24 本）

す。図 5-7 より竹串を挿入しない標準砂のみの実験結果と同様に、サクションの違いによって、水平変位ーせん断応力曲線が変化していることが認められる。また竹串を挿入することによって、せん断応力には明瞭なピークがなく、一定の上限値に収束していくことが分かる。また竹串を挿入したことによる、せん断応力の上限値は、標準砂のみの場合と比較して遅れて出現している。図 5-8 に、標準砂に竹串を挿入した場合に得られる水平変位に対する同一垂直応力条件下でのせん断応力の増分を、各サクション毎に示す。図 5-8 より前節で述べたのと同様に、せん断応力の増分は全てのサクション及び垂直応力に対して、水平変位の初期段階では水平変位に比例して増加し、その後一定の上限値に収束していく傾向にあることが分かる。

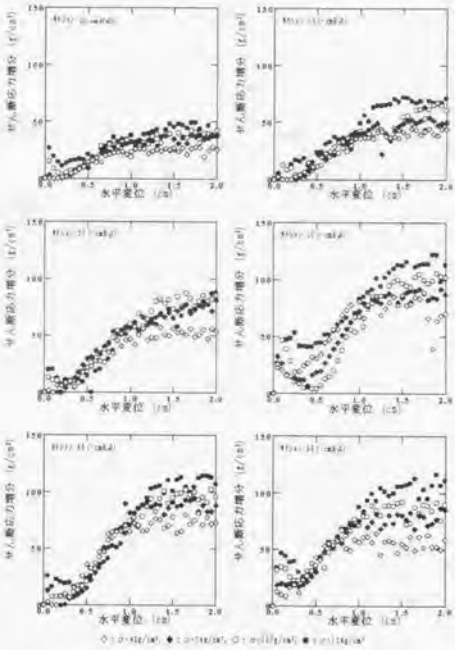


図 5-8：竹串による水平変位ーせん断応力増分関係（竹串 24 本）

つぎにせん断強度増分に対する垂直応力，及びサクションの影響をそれぞれ独立して調べた。図 5-9 は、各同一サクションにおけるせん断強度増分$\Delta\tau_{peak}$及び$\Delta\tau_{max}$と垂直応力の関係を示したものであるが、この図から、せん断応力の増分は$\Delta\tau_{max}$，$\Delta\tau_{peak}$ともに垂直応力に対し比例関係にあることが分かる。またサクションの違いによらず垂直応力に対するせん断応力増分の変化は、ほぼ一定であることが分かる。このことは竹串を挿入したことにより、土質強度定数の内部摩擦角ϕが増加することを意味している。

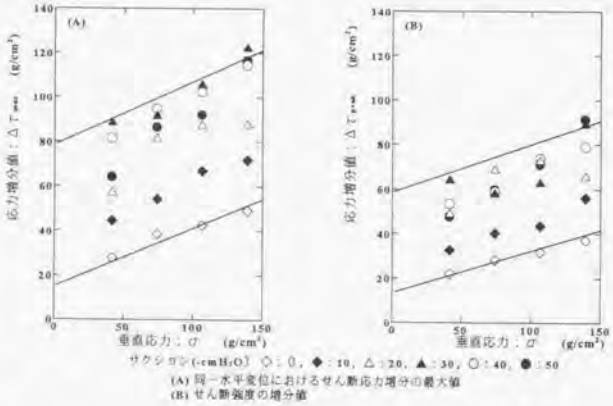


図 5-9：竹串によるせん断強度の増分と垂直応力の関係（竹串 24 本）

図 5-10 に各同一垂直応力での、せん断応力増分$\Delta\tau_{max}$及び$\Delta\tau_{peak}$とサクションの関係を示す。

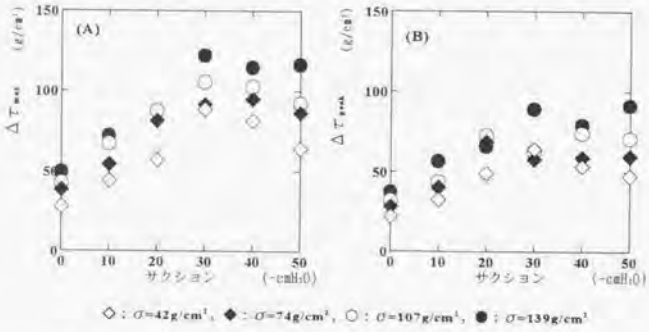


図 5-10：せん断強度増分とサクションの関係（竹串 24 本）

図 5-10 より、せん断応力の増分は$\Delta\tau_{max}$，$\Delta\tau_{peak}$ともに、サクション-30cmH_2O 付近まではサクションに比例して増加する関係にあり、それ以上のサクション範囲では、せん断応力の増分は減少していく傾向にあることが分る。次に竹串を挿入した場合の土質強度定数（みかけの粘着力：C_{ap}，内部摩擦角：ϕ）とサクションの関係を図 5-11 に示す。図 5-11 には比較のため標準砂のみの場合での土質強度定数－サクション関係も併せて示してある。図 5-11 より竹串を挿入したことによる見かけの粘着力 C_{ap} は標準砂の場合と同様にサクション-30cmH_2O にピークを持つ上に凸な曲線が引けること，また tan ϕは増加するが、見かけの粘着力において見られるようなサクションに対する応答は認められず、サクションに関わらずほぼ一定の値を示すことが分る。

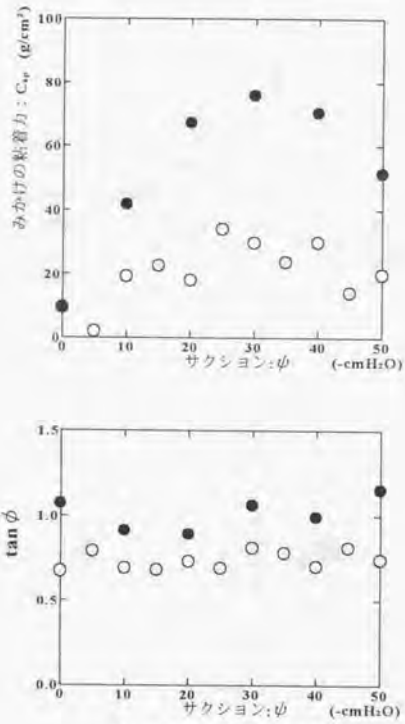


図 5-11：土質強度定数とサクションの関係（竹串 24 本挿入）

5－3．ネットによるせん断試験

5－3－1．実験の目的と手法

前節では標準砂に竹串を挿入したことによる土質強度の補強効果について述べたが、ここでは樹木根系の細根に相当するものとしてネットを模擬根系として標準砂に挿入した場合の土質強度に与える影響を調べることを目的として実験を行った。

実験に使用したネットは、通常網戸等に使用されるナイロン製のものであり、これをせん断面に対して垂直に挿入してせん断試験を行った。標準砂に挿入したネットサイズは厚さ 0.05cm，幅 10cm を基本とし、ネット長さ，及びネット枚数を変化させて実験を行った。表 5-2 にネットによる実験条件を示す。

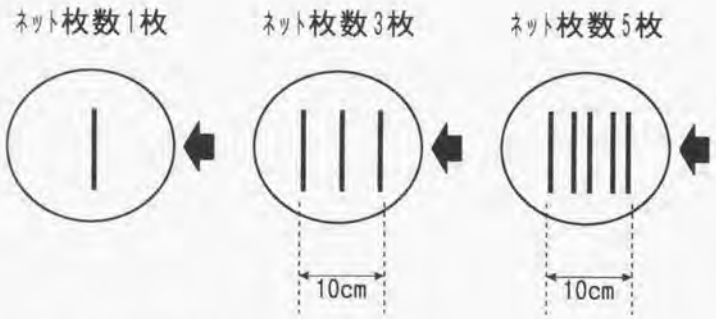
表 5-2：ネットによる実験条件

	ネット長さ(cm)			ネット枚数（枚）			水分条件（-cmH_2O）					
	10	15	30	1	3	5	0	10	20	30	40	50
A	×	○	×	×	×	○	○	○	○	○	○	○
B	×	○	×	○	○	○	×	×	×	○	×	×
C	○	○	○	×	○	×	×	×	×	○	×	×

注）表中の○は実験を行ったことを示し，×は実験を行っていないことを示す

表 5-2 に示すように、ネットの場合においても竹串と同様に、A：ネットと水分条件の影響，B：ネット枚数の影響，C：ネット長さの影響の 3 点について比較検討した。

ネットの挿入位置は図 5-12 に示すように、一枚の場合はせん断箱の中心に、枚数を変えた場合には、ネット両端の間を 10cm として、その間に等間隔にネットを挿入した。ネットの挿入方向はせん断面に対して鉛直であり，せん断方向に対して、直角に交わるようにネットを配置した。



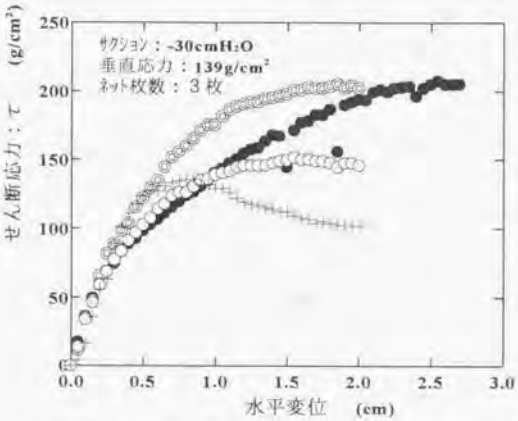
注）黒矢印はせん断方向を示す

図 5-12：ネット挿入位置模式図

5－3－2．実験結果

（ネット長さがせん断応力に与える影響）

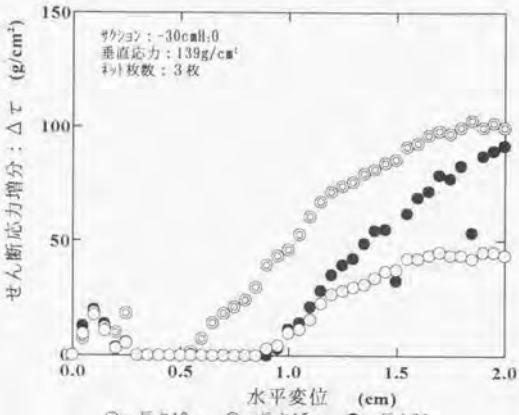
標準砂に挿入するネット長さを変化させた場合に得られる水平変位－せん断応力曲線を図 5-13 に示す。なお本実験におけるせん断面のサクションは-30cmH_2O、垂直荷重は 139g/cm^{2}であり、ネットの挿入枚数は 3 枚である。



＋：ネットなし，○：長さ10cm，◎：長さ15cm，●：長さ30cm

図 5-13：ネット長さとせん断応力の関係

ネットを挿入することにより竹串の場合と同様にピークせん断応力が出現せず、水平変位の増加に対して一定の上限値に収束していく傾向が認められる。ネット長が 15cm の場合、ネット長が 10cm のものと比べて明らかにせん断応力の上限値は上回っているが、ネット長さ 30cm では、せん断応力の上限値はネット長さ 15cm のものと殆ど変わらないことが分る。またネット長が長くなるにつれて、せん断応力の上限値に収束しはじめる水平変位が遅れて出現している傾向が認められる。図 5-14 は、ネットを挿入した場合の水平変位－せん断応力関係と標準砂のみで得られる水平変位―せん断応力関係のせん断応力差をネット長毎に示したものであるが、この図より水平変位の初期段階においては、ネットを挿入したことによるせん断応力の増分は認められず、ネット長 10cm，30cm で水平変位が約 1.0cm の時点で、ネット長 15cm で水平変位が約 0.5cm の時点からネットを挿入したことによるせん断応力増分が認められる。図 5-15 にせん断面より下のネット長さとせん断強度の増分$\Delta\tau_{peak}$の関係を示す。せん断面より下のネット長さ 5cm と 10cm を比較した場合、明らかに$\Delta\tau_{peak}$の増分が認められるが、25cm では$\Delta\tau$ peak は 10cm のものと殆ど変わらず。僅かに上回っているものであることが分る。



○：長さ10cm，◎：長さ15cm，●：長さ30cm

図 5-14：ネット長さとせん断応力増分の関係

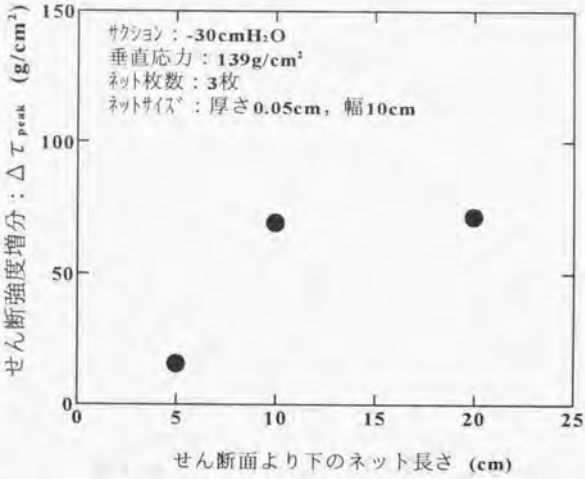
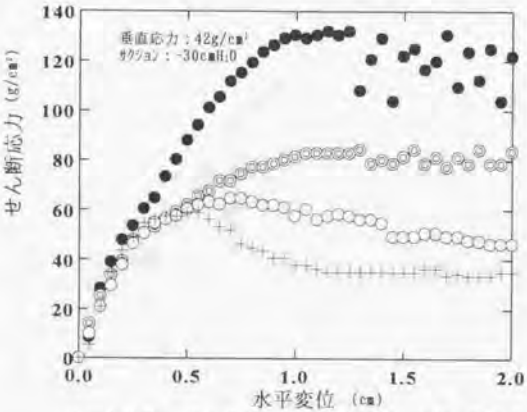


図 5-15：ネット長さとせん断強度増分の関係

（ネット枚数がせん断応力に与える影響）

竹串の場合と同じく挿入するネット枚数の変化がせん断応力に与える影響を調べた。表5-2に示すように、挿入したネットの枚数は1，3，5枚の3種類であり、せん断面におけるサクションは-30cmH_2O である。なお挿入したネット長さは、15cm で一定である。図5-16に垂直応力 42g/cm² でのネット挿入枚数を変化させた場合の水平変位－せん断応力関係を示す。



ネット枚数，＋：0枚，○：1枚，◎：3枚，●：5枚
ネットサイズ：厚さ0.05cm，幅10cm，長さ15cm，

図5-16：ネット枚数とせん断応力の関係

本図よりネット枚数を増加させることによって、せん断応力の上限値が増加することが分る。またネット枚数を増やすことによって、上限値に達するピークが遅れて出現している傾向が認められる。図5-17は標準砂のみで得られるせん断応力を基準として、ネットを挿入したことによる水平変位－せん断応力増分関係を示したものであるが、水平変位の初期段階においてはせん断応力の増分は認められない。せん断応力増分が出現するのは、ネット枚数が1枚，3枚で水平変位が0.5cm の時点であり、5枚で0.3cm の時点であることが分る。またせん断応力増分は出現した後、水平変位に対して最初比例して増加し、以後一定値に収束していく傾向があることが分る。また水平変位に対するせん断応力増加の傾きはネット枚数が増加するほど、急であり一定値に収束するまでの水平変位が遅れて出現する傾向が認められ、このことがネット枚数の違いによるせん断応力増分の差として現れていることが分る。図5-18はネット枚数に対するせん断応力増分$\Delta\tau_{peak}$の関係を示したも

のである。図 5-18 においては竹串の場合と同様にせん断面に対するネットの断面積割合も併記してある。本図より今回の挿入枚数範囲においては、せん断応力増分Δτ $_{peak}$ はせん断面に対するネットの断面積割合に比例して増加していることが分る。ネット枚数を増加させた場合には、せん断応力増分Δτ $_{peak}$ が竹串の場合と同様に一定の上限値に収束することが予想されるが、今回の実験においては、５枚以上のネットを挿入することが困難であったため、竹串において見られたような群杭効果は認められない。

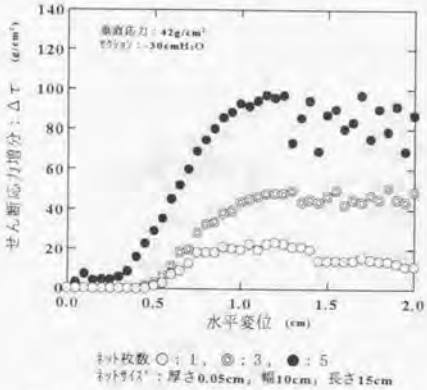


図 5-17：ネット枚数とせん断応力増分の関係

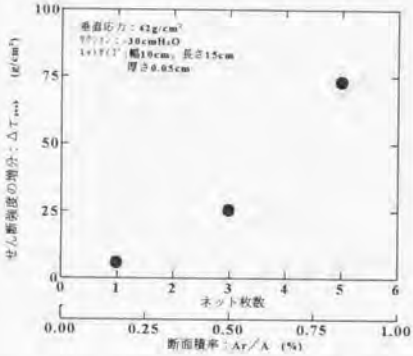
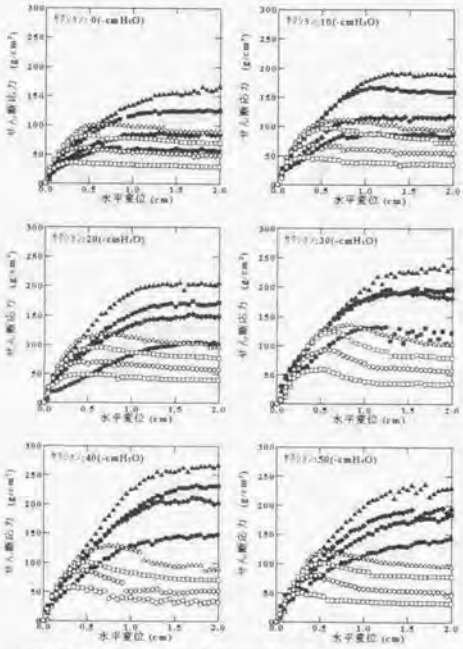


図 5-18：ネット枚数とせん断強度増分の関係

（土壌水分がネットの土質強度の補強効果に与える影響）

せん断面における土壌水分変化がネットを挿入した場合の土質強度補強効果に与える影響について検討する。標準砂に挿入したネット枚数は５枚、ネット長さは 15cm である。なおせん断面に与えたサクションは表２に示すように、-10cmH_2O 毎に０から-50cmH_2O までの６段階とした。

図5-19に各サクション毎に得られるネットを挿入した場合の水平変位－せん断応力曲線を示す。



ネット＋標準砂：●(σ=42g/cm²)，◆(σ=74g/cm²)，■(σ=107g/cm²)，▲(σ=139g/cm²)
標準砂：○(σ=42g/cm²)，◇(σ=74g/cm²)，□(σ=107g/cm²)，△(σ=139g/cm²)
ﾈｯﾄ枚数：5枚，ﾈｯﾄｻｲｽﾞ：厚さ0.05cm，幅10cm，長さ15cm

図 5-19：ネットを挿入したことによるせん断応力の変化

図 5-19 より、いずれのサクション，垂直応力においてもこれまでの実験と同様にネットを挿入することによって明瞭なピークせん断応力は認められず、せん断応力は一定の上限値に達した後ほぼ水平になることが分る。またこの上限値の出現する水平変位は、標準砂のみの場合のピークせん断応力が出現する水平変位と比べて、後半に位置していることが分る。図 5-20 に標準砂のみの場合に得られるせん断応力を基準として、水平変位に対するせん断応力の増分を各サクション毎に示す。

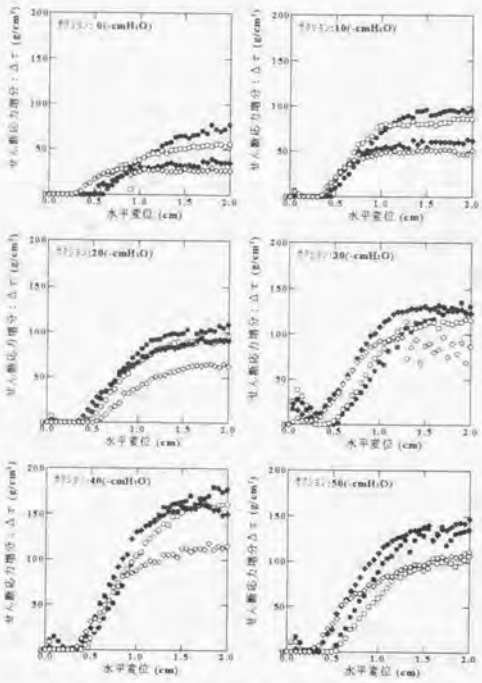


図 5-20：ネットによるせん断応力の増分

図 5-20 よりネットを挿入したことによるせん断応力増分はいずれのサクション，垂直応力のもとでも、水平変位の初期段階ではせん断応力の増分は認められず、ある程度変位が進行してから（水平変位で約 0.5cm の時点）せん断応力の増分が出現していることが分る。

次に竹串の場合と同様に、せん断応力の増分に対して垂直応力，サクションが与える影響をそれぞれ検討した。図 5-21 は垂直応力に対するせん断強度増分$\Delta\tau_{peak}$の関係を示したものである。

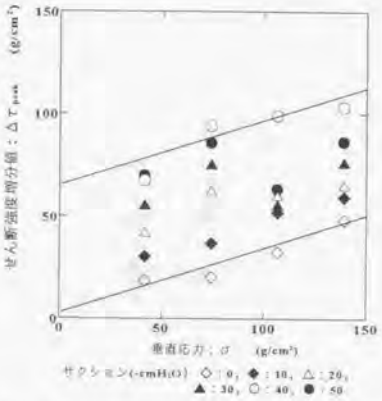


図 5-21：ネットによるせん断強度増分と垂直応力の関係

本図よりネットを挿入したことによるせん断応力増分は竹串の場合と同じく、垂直応力に、ほぼ比例して増加している傾向が認められる。また応力増分における増加割合はサクション毎に顕著な差は認められない。図 5-22 はサクションに対するせん断強度の増分$\Delta\tau_{peak}$の関係を示したものであるが、本図より両せん断応力増分はともに、サクションが 0 から-40cmH_2O の範囲ではサクションに比例して増加し、-40cmH_2O 以上のサクションでは応力増分は増加せずに減少していることが分る。竹串の場合せん断応力増分はサクションに対して同様の応答を示しているが、サクションが-30cmH_2O でせん断応力増分のピークを示している（図 5-10 参照）。図 5-23 にネットを挿入したことによる土質強度定数（みかけの粘着力：C_{up}，tan ϕ）とサクションの関係を示す。本図よりネッ

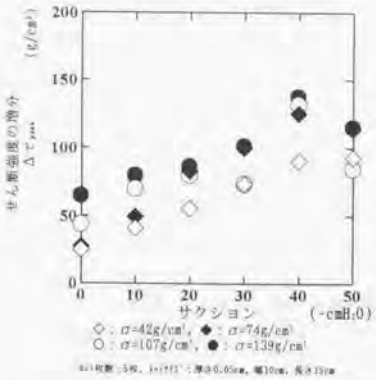
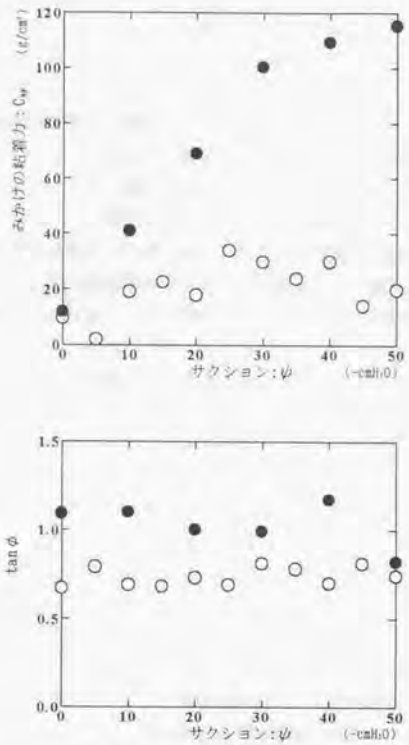


図 5-22：ネットによるせん断強度増分とサクション関係

トを挿入することによってみかけの粘着力は標準砂のみの場合と比べて値が増加していること、またサクションの増加にほぼ比例してみかけの粘着力が増大していくが、サクション値-30cmH_2O を境として粘着力の増加の傾きが変化している傾向が認められる。tan ϕ に関してはネットを挿入することよって標準砂のみの場合と比較して増加しているが、竹串の場合と同様にサクションによらずほぼ一定の値を示していることが分る。



○：標準砂，●標準砂＋ネット

図 5-23：サクションが土質強度定数に与える影響

(挿入ネット枚数：5枚，ネットサイズ：厚さ 0.05cm，幅 10cm，長さ 15cm)

5－4．実験結果のまとめ

模擬根系として標準砂に竹串及びネットを挿入して、せん断試験を行った結果、両者の1)挿入長さ，2)せん断面における挿入断面積率，3)垂直応力，4)せん断面のサクション，の4要素及び5)水平変位に対するせん断応力増分が土質強度の補強効果に対して与える影響をまとめると以下の様になる。

①挿入長さに関して

竹串，ネットともにせん断面より下の挿入長さが増大するにつれてせん断応力の増分は増加していく傾向にある。またネットの場合、ネット長さがある程度増加すると、せん断応力増分は上限を示す傾向があり、挿入長さには補強効果を示す限界があることを示している。

②せん断面における挿入断面積率に関して

竹串，ネットともにせん断面の挿入断面積率に比例して、せん断応力増分は増加していく傾向が認められる。また竹串の場合は挿入断面積率がある値以上になると、せん断応力増分はほぼ一定になり、群杭効果が認められる。この現象は、土粒子と補強材の一体化効果によるものであると考えられる。ネットの場合、今回の実験枚数範囲ではこの傾向は認められていない。挿入断面積率とせん断応力増分が比例関係にある原因として一本，あるいは一枚あたりの竹串，ネットの水平抵抗によるものが考えられる。

③垂直応力に関して

今回のせん断試験においては表層崩壊に対応するために、垂直応力が150g/cm2以下の低応力状態で行っているが、この範囲においては竹串，ネットともに垂直応力にほぼ比例して、せん断応力増分が増加している傾向にある。またせん断応力増分の増加の傾きはせん断面のサクションによらずほぼ一定である。

④せん断面のサクションが土質強度定数に与える影響に関して

竹串，ネットのせん断応力増分は、竹串の場合サクション値-30cmH_2O，ネットの場合サクション値-40cmH_2Oにピークを持つ上に凸な曲線になる。竹串，ネットともに tan ϕ に関しては、サクションによらずほぼ一定の値を示すが、みかけの粘着力Cは、竹串の場合サクション値-30cmH_2Oでピークを示しているのに対し、ネットの場合サクションの増加に対して-30cmH_2Oまでは比例的に増大していき、-30cmH_2O以上のサクションでは、増加の傾きが緩やかになっていく傾向が認められる。標準砂の土壌水分曲線において、サクション-30cmH_2O以下の範囲は飽和及び擬似飽和領域であり、それ以上の範囲は不飽和領域である。すなわち限界毛管水頭以下の領域では、飽和度に関しては1で変化しないにも関らず、サクション変化に対して線形にせん断応力増分が変動し、限界毛管水頭以上の領域ではせん断応力の増分傾向が、限界毛管水頭以下の領域と変化する。この違いが標準砂のみの場合と同様に両者のみかけの粘着力成分の変化に対して影響を与えていることが分る。

⑤水平変位に対するせん断応力増分に関して

竹串の場合水平変位の初期において、竹串を挿入したことによるせん断応力増分が認められるのに対して、ネットの場合においては水平変位の初期ではせん断応力の増分は認められず、ある程度水平変位が進行した時点（本実験では概ね 5mm の水平変位以降に）からせん断応力増分が出現する傾向にあることが確認された。竹串の場合のせん断面に占める挿入断面積割合は 0.45%，ネットで 0.81%であり、挿入断面積割合はネットの方が竹串より上回っているにも拘わらず、水平変位の初期段階で以上のような差が認められることは、竹串に比べてネットの曲げに対する抵抗力が小さいことが影響を与えていると推察されるが、この点についての検討は次章で行う。

第6章 土壌水分の影響を含んだ根系の土質強度補強効果についてのモデル計算

6－1．既往の根系による土質強度補強効果モデルの批判

樹木根系等を模擬した材料を試料土に挿入して、一面せん断試験を行った場合の水平変位－せん断応力曲線の模式図を図6-1に示す。

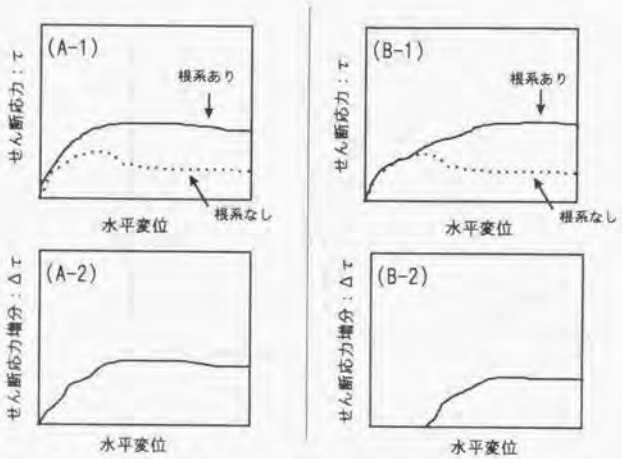


図6-1：根系等を挿入したことによるせん断応力変化の模式図

図6-1のA-1及びB-1に示すように、根系等の影響による水平変位に対するせん断応力変化は2パターンに分類される。A-1は根系等を挿入したことによるせん断応力の増分が水平変位の初期段階から出現しているものであり、B-1は根系等による補強効果は水平変位の初期段階では出現せず、ある程度まで水平変位が進行してからせん断応力の増分が出現するものである。A-2及びB-2はそれぞれのパターンにおける水平変位と模擬根の挿入によるせん断応力増分の関係を示したものであるが、両者ともに応力増分が出現する初期段階では、水平変位と応力増分の間には比例関係が認められ、その後一定の上限値に収束する傾向を示す。第5章における模擬根系によるせん断試験では、竹串を挿入したものが、図6-1のA-1,2に対応し、ネットを挿入したものがB-1,2に対応している。

根系による土質強度補強効果のモデル化は水平変位に対するせん断応力増分変化を再現することを主眼にこれまで行われている。

以下に従来の根系による土質強度補強効果モデルについて述べる。

従来の、一面せん断試験機に樹木根等を挿入して行った実験結果についてのモデル化及び樹木根系の土質強度補強効果に関しては一般に図 6-2 に示すような概念図を基本として行われることが多い。[62),66),69),74)]

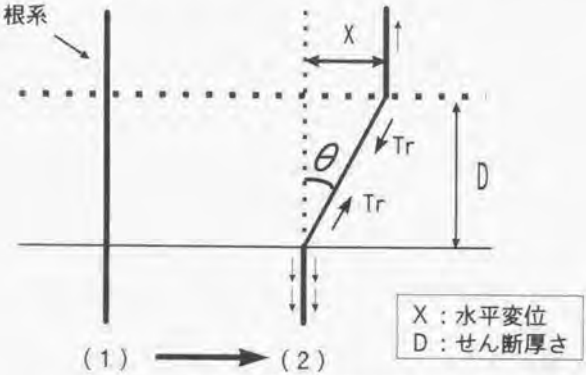


図６－２：従来の根系補強モデルの基本概念図

従来の根系補強モデルは図 6-2 に示すように、ある一定のせん断層厚さＤを仮定しており、せん断層の変形θに応じて、根系に引張り応力あるいは土粒子と根系間の接線摩擦力Ｔｒが生じることで根系の土質強度補強効果を説明するものである。土の強度がモール・クーロンの破壊基準に従い、根系によるせん断強度の増分がみかけの粘着力の増加として現れるとすると、図 6-2 から、根系によるせん断応力の増分$\Delta\tau$は次式で示される。

$$\Delta\tau = T_r\ (\sin\theta + \cos\theta\tan\phi) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(6.1)$$

但しT_r：根系の引張応力あるいは接線摩擦力，ϕ：土の内部摩擦角，

θ：せん断変形角度

(6.1)式において、従来の根系補強モデルを水平変位－せん断応力増分関係に適用する時の基本的な考え方を以下に示す。

従来の根系補強モデルの考え方

(1)せん断応力増分が水平変位に比例して増加している段階（水平変位の初期部分）

根系の伸長によって根系内部に生じる引張応力（根系の弾性係数と関連）によってせん断強度の増分が出現する。

(2)せん断応力増分が一定値に収束する段階（水平変位の後半部分）

根系が引き抜けることによって、根系と土粒子間に働く接線摩擦力等によってせん断強度増分が出現する。

ここで従来型モデルの検証を行う。

（従来型モデルの検証）

水平変位の初期段階では、根系の伸びによって生じる引張応力によってせん断応力の増分を説明するものである。根系に生じる引張応力は、根系の変位に伴うヒズミに根系の弾性係数を乗することで算出される。根系の弾性係数の測定例にはO'loughlin[59]等のものがあるが、おおよそ10000から30000kg/cm²程度の値を示す。(6-1)式におけるT_rが根系に生じる引張応力によるものとすると、

$$T_r = E_r \times \varepsilon \times Ar / A \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(6\text{-}2)$$

但し Tr：根系に働く引張応力（kg/cm²），ε：根系の伸び歪，Ar：根系断面積（cm²）

A：せん断面積(cm²)，E_r：根系の弾性係数(kg/cm²)

で示される。Ar／A はせん断面に占める断面積割合であるが、モデル試験として一面せん断試験に補強材を入れた場合で、おおよそ10^{-2}から10^{-3}の値をとることが多い。

ここで水平変位の増加に伴うεは図6-2から

$$\varepsilon = \sqrt{1 + \frac{x^2}{D^2}} - 1 \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(6\text{-}3)$$

となる。従って根系の伸びによるせん断応力の増分$\Delta\tau$は、

$$\Delta\tau = E_r \times \left(\sqrt{1 + \frac{x^2}{D^2}} - 1\right) \times \frac{Ar}{A} \times (\sin\theta + \cos\theta \tan\phi) \quad \cdots\cdots\cdots(6\text{-}4)$$

で示される。ここで、根系の弾性係数E_rを20000kg/cm²，根系の断面積割合Ar／Aを0.01，せん断層の厚さDを2cm，土の内部摩擦角ϕを35度として、一面せん断試験を行った場合の水平変位xに対するせん断応力の増分を示したものが、図6-3中の実線部分である。

図6-3より、（6-4）式の根系の伸びによるせん断応力の増分は水平変位の増大とともに、急激に上昇することが分かる。実際に根系等をせん断試験に挿入して試験を行った場合に

測定されるせん断応力の増分範囲Δτは本論の第2章の表2-5に示すように、おおよそ0.01から 0.2kg/cm² の範囲にあるから、根系に働く引張応力だけを用いて、せん断応力の増加を評価すると、極めて過大な安全側の評価を行うこととなる。従って従来の根系補強モデルでは、この問題を解決するために、ある程度根系が伸ばされた時点で、根系が土層中より引き抜け、この時に働く土粒子と根系との表面摩擦力でもって、せん断応力の増分を説明しようとしている（図 6-3 中の点線部分）。すなわち従来型のモデルは水平変位の初期段階では（6-4 式）を採用し、後半段階では、（6-1 式）において Tr を土粒子と根系との表面摩擦力に置き換えることによって成立している。

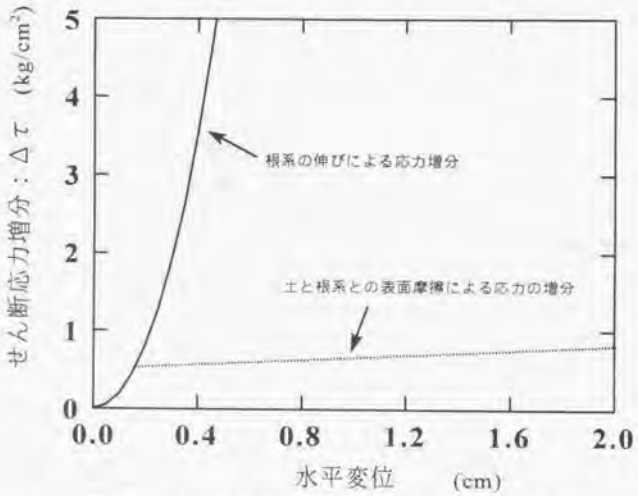


図 6-3：従来の根系補強モデルによるせん断応力増分過程

例えば Waldron[50]は、根系のせん断変位の増加に伴う変形状態が、図 6-2 に示すように直線的に変形するとしてモデル化を行っている。このモデル化において根系に生じる引張応力T_rは、土と根系の接線摩擦応力τによって生じるとし、水平変位の初期段階では根系は抜けることなく、根系の変位に応じた引張応力が発生することによって、せん断応力の増分は、ほぼ水平変位に対して比例的に増大し、ある程度変位が進行した時点で、根系が抜けはじめ、この時の接線摩擦力が最大値τ'によってせん断応力増分の上限値が規定されるとしている。また Gray，Ohashi[52]らは、強度特性の異なる補強材を砂試料に挿入した一面せん断試験の結果（本論中の第2章，表 2-4，図 2-10 参照）を、従来型のモデルを用いて説明することを試みている。この実験では補強材の弾性係数が大きい程、せん断強度の増分が大きいものとなっているが、強度増分の比率は、補強材の弾性係数の比率と比べ

て小さい値となっている。例えば弾性係数が40倍になったとしても、実際の強度の増分は8倍程度である。このことを説明するために、Gray らは補強材の弾性係数の値によってせん断層の幅が変化するとしている。この点に関して Shewbridge[73]は一面せん断試験中に物性の異なる補強材（パラシュートコード，アルミニュームロッド等）をせん断面に対して垂直に挿入して、補強材の変形状態についての観察を行っており、以下の式を提案している（図 6-4 参照）。

$$y = B - B e^{-bx} \quad (x > 0)$$
$$y = B e^{bx} - B \quad (x \leqq 0) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (6.5)$$

但し B：水平変位 d の 2 分の 1

b：変形係数，y：補強材の水平変位，x：補強材の鉛直方向位置

この中で Shewbridge は補強材の変形が土の変形と一致すると仮定しており、弾性係数の大きいもの程、変形係数 b の値が小さくせん断層の幅が広がるとしている。Shewbridge の仮定に従えば、補強材の上端及び下端の変位が一面せん断試験における水平変位と一致すべきものであるが、（6-5 式）においてこの仮定が成立するためには、x が無限大でなければならないことは自明である。Abe，Ziemer[66]らは、Shewbridge と同様の実験をスギ根を用いて行い、Shewbridge の提案した式でスギ根の変形状態を記述している（図 6-4 参照）。

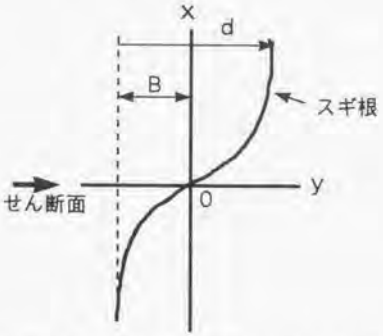


図 6-4：せん断試験機内のスギ根の変形状態

Abe，Ziemer(1991)の図から引用

Abe らは、根系の土質強度補強効果を、根形の変形による強度増分Δ Sp（土圧による効果）と、従来から考えられている根系の引張り応力によるものΔ St の 2 つに分離して、モデル化を試みている。その結果、根系の変形によるせん断強度の増分Δ Sp については、(6-5)

式から

$$\Delta S_p = EI\ (d^3y/dx^3)_{x=0}$$

として

$$\Delta S_p = EIb^3 \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(6\text{-}6)$$

但しE：スギ根の弾性係数，I：スギ根の断面２次モーメント

b：スギ根の変形係数

を導いている。しかしながら実際の実験結果にモデルを適用する段階では、Δ Sp による影響は根系が引き抜けることで消失しているとして、従来型のモデルを基本として、根系の補強効果のモデル化を行っている。また Shewbridge ら[74]も補強材の一面せん断試験における変形状態から、補強材の水平抵抗力（曲げ応力）によるせん断応力増分の検討を試みているが、実際のモデル化においては補強材の引張応力によるせん断応力増分が、曲げ応力として計算されるものよりも、オーダーが大きいことからより支配的要因であり、補強効果を考える上では、補強材に作用する引張応力に起因する補強効果が重要であると結論づけている。しかしながら、このような考え方は従来の根系補強モデルの基本概念に基づいた結果として得られるものである。厳しい見方をすれば、従来の根系補強モデルが提案されてから、現在に至るまでの数 10 年間に、進歩が見られていないということになる。

このように見ていくと、従来型モデルの観点から根系による土質強度補強効果を説明しようとする場合、土粒子と根系との接線摩擦力こそが重要なパラメータであり、根系の弾性係数は殆ど意味を持たない構造となっていることが分る。Gray らのせん断試験結果は補強材の弾性係数が増大することで、せん断強度の増分が増加する結果となっているが、この点に関して充分な説明はなされていない。また従来型モデルにおいては、水平変位の初期段階からせん断応力の増分が表れるため、図 6-1 の B-２に示したような、ある程度水平変位が進行した段階でせん断応力の増分が表れる現象を説明することが出来ない。この点に関して、挿入した樹木根系等の補強材が初期段階においては屈曲しており、補強材に引張応力が生じるまで屈曲によるタルミが解消するまで水平変位が必要であるとの意見もあるが、いずれにしても従来型モデルから計算される引張応力によるせん断応力の増分は極めて急激であり、水平変位の初期段階におけるせん断応力増分の実測値を説明することは出来ないと考えられる。すなわち従来型モデルでは、根系等の補強材が何時土層より引き抜けるかが重要であり、根系が引き抜けるタイミングによってせん断応力の増分値を恣意的に合わせているに過ぎないと考えられる。このように考えると、

果たして、一面せん断試験の試料中に挿入された根系等の補強材は本当に伸びているのか？

という疑問が生じる。例えば補強材の効果をみるために、これまでに行われた一面せん断試験において、Shewbidge はアルミニウム棒，Gray らは直径 1 mmの銅線をせん断試料

中にせん断面に垂直に挿入しているが、これらの材は水平方向には変形するものの、一面せん断試験中に伸びることで引張応力が生じると考えることは極めて困難である。
従って今回のモデル化においては、一面せん断試験機の試料中に挿入された、

補強材の長さは、水平変位の初期段階から最後まで不変であり、補強材には伸びによる引張応力は生じない

として、せん断応力の増分を説明することを試みた。

6－2．本研究におけるモデル化の目的

前節においては、従来の根系補強モデルの批判を行った。本研究でのモデル化においては、従来の根系補強モデルとは異なる機構（根系に作用する引張応力，接線摩擦力以外のシステム）でせん断応力増分が生じている可能性を考察する。従って今回のモデルにおいては、前節で述べたように、一面せん断試験の試料中に挿入された補強材（竹串及びネット）の全長は、水平変位の初期段階から最後まで不変であり、補強材の伸びによって生じる引張応力は０とした。すなわち補強材は水平変位の最初の段階から土層中より引き抜かれることになる。また従来型の補強モデルでは補強材表面に働く接線摩擦力は補強材に働く引張応力によって生じるとしているが、本モデルでは補強材に働く引張応力は０としていることから、補強材の表面に働く土粒子との接線摩擦力に関してもモデル中には組み込んでいない。その上で標準砂中に**摸擬根系（補強材）としての竹串及びネットを挿入した一面せん断試験を対象として**

①：補強材の物性，断面形状によってせん断応力の増分過程が表現できること。
②：土壌水分変化が補強材の土質強度補強効果に与える影響を評価できること。

をモデル化の基本目的とした。本論におけるモデル化は基本的に要素試験としての一面せん断試験における摸擬根系を挿入したことによる**水平変位－せん断応力増分関係**を評価するものである。

6－3．使用したモデルの構造及び計算手法の概要

（モデルの概要）

今回の実験では竹串及びネットの補強材としての擬擬根系をせん断面に直交するように挿入して、せん断試験を行った。せん断変位を与えると試料中に挿入された補強材は図 6-5 の模式図に示すように変形する。

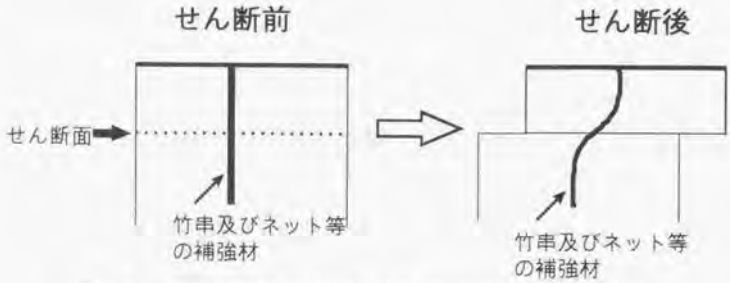


図 6-5：一面せん断試験の試料中に挿入された補強材の変形模式図

ここで補強材の変形によるせん断抵抗力を、Baguelin ら[67]が提案した、側方流動を示す軟弱な地盤中にタワミ性のクイを挿入した時に示すクイ挙動の理論式を元に計算するものとする（図 6 -6 参照）。Baguelin らは弾性地盤中におけるクイの挙動の弾性方程式を以下のように提案した。

$$EI\frac{d^4y}{dx^4}+E_s(x,\Delta y)\left[y-g(x)\right]=0 \qquad \cdots\cdots(6\text{-}7)$$

ここにＥ：クイの弾性係数

Ｉ：クイの断面２次モーメント，E_s：地盤の弾性係数

ｙ：クイ変位，ｇ：地盤変位

(6-7)式においては、クイの変形 y(x)と地盤の変位 g(x)の差

$$\Delta y = y(x) - g(x)$$

によってクイ反力が発生すると考えるものである。この考え方は中村[44]によって汎用性のあるクイ解析法として紹介されている。

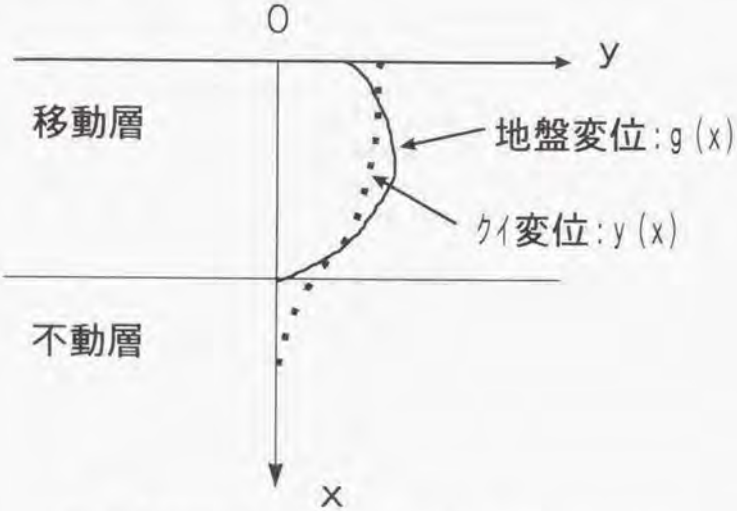


図 6-6：軟弱地盤中に挿入されたクイ変形モデル（Baguelin ら[37]による）

地盤弾性係数 E_s は Δy と地盤深度 x の関数であり、地すべりの杭解析の場合以下のように定義される場合が多い（例えば、横山[54]）。

$$E_s(x, \Delta y) = K(x, \Delta y) \times B(x) \qquad \cdots\cdots\cdots(6\text{-}8)$$

（6-8）式において、B(x)は、深度 x でのクイ径であり、また K(x, Δ y)は、深度 x における地盤反力 P とその時の変位差 Δ y によって決定される地盤反力係数である。（6-8 式）の構造は地盤の弾性係数が杭の直径によって変化することを意味している。従って式中の地盤弾性係数 E_s（x, Δ y）は材料力学でさすところの弾性率ではなく、土の変形係数に相当するものである。その意味で本モデルは厳密な意味での物理モデルではなく、応答モデルと物理モデルの中間的な性質を有する。

(6-7)式の一般解は、地盤変位が既知であるとすると

$$y = \exp(\beta x) \times \{A \cdot \cos(\beta x) + B \cdot \sin(\beta x)\} + \exp(-\beta x) \times \{C \cdot \cos(\beta x) + D \cdot \sin(\beta x)\} + g \quad \cdots\cdots\cdots(6\text{-}10)$$

但し、A,B,C,D：積分定数，$\beta = \sqrt[4]{\dfrac{E_s}{4EI}}$，g：地盤変位，y：クイの水平変位

となる（例えば中村ら[45]，小島ら[26]）。(6-10)式において境界条件及び内部の連続条件を与えることにより積分定数が決定され、地盤変位に対するクイのタワミ曲線が決定される。積分定数の決定手法には、中村ら[45]が地すべり杭の解析で行ったように、伝達マトリックス法（簡便法）によるものと、そのまま連続条件と境界条件を満たす数だけの式をといて決定する２手法があるが、本計算では、後者の手法を採用した。

実際のモデル計算は、図 6-7 に示すように計算領域を多層のスライスに分割することによって行った。

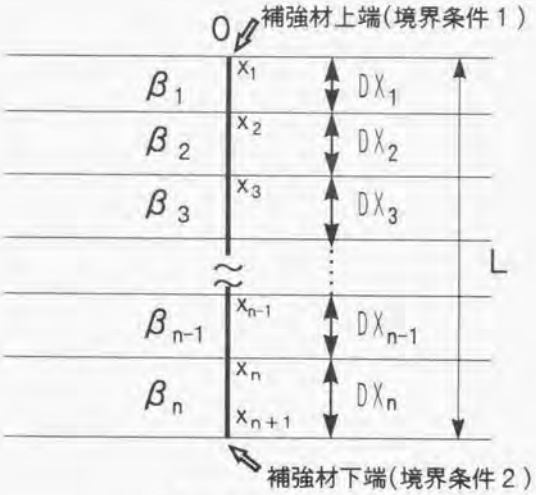


図 6-7：モデル計算領域の概略

図 6-7 において、補強材の全長をＬとし、これをｎ分割した。補強材上端よりｉ番目の層中における補強材水平変位y_iは、地盤変位g_iが分割区間DX_iにおいて一定値をとるものとすれば、式(6-10)より、

$$y_i = \exp(\beta_i x) \times \{A_i \cdot \cos(\beta_i x) + B_i \cdot \sin(\beta_i x)\} + \exp(-\beta_i x) \times \{C_i \cdot \cos(\beta_i x) + D_i \cdot \sin(\beta_i x)\} + g_i \quad \cdots\cdots\cdots(6\text{-}11)$$

で示される（但し$x_i \leqq x \leqq x_{i+1}$，$\beta_i = \sqrt[4]{\dfrac{E_{xi}}{4E_i I_i}}$）。

i番目の土層内の補強材変位yiが決定されれば、補強材のタワミ角θi，モーメントMi，せん断力Siは以下の諸式によって求められる。

$$\theta_i = -\frac{dy_i}{dx} = -\beta_i e^{\beta_i x}\{A_i(\cos\beta_i x - \sin\beta_i x) + B_i(\sin\beta_i x + \cos\beta_i x)\} - \beta_i e^{-\beta_i x}\{-C_i(\cos\beta_i x + \sin\beta_i x) + D_i(\cos\beta_i x - \sin\beta_i x)\} \quad \cdots(6\text{-}12)$$

$$M_i = -E_i I_i \frac{d^2 y_i}{dx^2} = 2E_i I_i \beta_i^2 e^{\beta_i x}(A_i \sin\beta_i x - B_i \cos\beta_i x) - 2E_i I_i \beta_i^2 e^{-\beta_i x}(C_i \sin\beta_i x - D_i \cos\beta_i x) \quad \cdots(6\text{-}13)$$

$$Si = -E_i I_i \frac{d^3 y_i}{dx^3} = 2E_i I_i \beta_i^3 e^{\beta_i x}\{A_i(\sin\beta_i x + \cos\beta_i x) - B_i(\cos\beta_i x - \sin\beta_i x)\} + 2E_i I_i \beta_i^3 e^{-\beta_i x}\{C_i(\sin\beta_i x - \cos\beta_i x) - D_i(\sin\beta_i x + \cos\beta_i x)\} \quad \cdots(6\text{-}14)$$

(6-11)－(6-14)式における各層毎の積分定数A_i，B_i，C_i，D_iを、第i番目の層とi+1番目の層との境界での連続条件

$$\begin{aligned}
[y_i]_{(x=x_{i+1})} &= [y_{i+1}]_{(x=x_{i+1})} \\
[\theta_i]_{(x=x_{i+1})} &= [\theta_{i+1}]_{(x=x_{i+1})} \\
[M_i]_{(x=x_{i+1})} &= [M_{i+1}]_{(x=x_{i+1})} \\
[S_i]_{(x=x_{i+1})} &= [S_{i+1}]_{(x=x_{i+1})}
\end{aligned} \quad \cdots(6\text{-}15)$$

及び上端，下端の境界条件から決定する。

補強材上端及び下端の境界条件の与えかたは以下のとおりである。補強材上端に作用する応力及びモーメントをそれぞれ$S_{1(x=0)}$，$M_{1(x=0)}$とすると、

$$S_{1(x=0)} = 2E_1 I_1 \beta_1^3 (A_1 - B_1 - C_1 - D_1) \quad \cdots(6\text{-}16)$$

$$M_{1(x=0)} = 2E_1 I_1 \beta_1^2 (-B_1 + D_1) \quad \cdots(6\text{-}17)$$

である。計算に当たっては補強材上端の境界条件を自由端とし、（6-16,17 式）における値を０とした。

下端の境界条件は、補強材全長が十分に長いと判断される場合には、半無限長のクイ条件から、ｘ＝Ｌにおいて、たわみ角θ，串変位ｙを近似的に０として

$$y_{n(x=L)} = e^{\beta_n L}(A_n \cos\beta_n L + B_n \sin\beta_n L) + e^{-\beta_n L}(C_n \cos\beta_n L + D_n \sin\beta_n L) + g_n \fallingdotseq 0 \quad \cdots(6\text{-}18)$$

$$\theta_{n(x=L)} = -\beta_n e^{\beta_n L}\{A_n(\cos\beta_n L - \sin\beta_n L) + B_n(\sin\beta_n L + \cos\beta_n L)\} - \beta_n e^{-\beta_n L}\{-C_n(\cos\beta_n L + \sin\beta_n L) + D_n(\cos\beta_n L - \sin\beta_n L)\} \fallingdotseq 0 \quad \cdots(6\text{-}19)$$

補強材長さを有限長とみなす場合には、下端の応力及びモーメントを０として

$$S_{n(x=L)} = 0 = 2E_n I_n \beta_n^3 e^{\beta_n L}\{A_n(\sin\beta_n L + \cos\beta_n L) - B_n(\cos\beta_n L - \sin\beta_n L)\} + 2E_n I_n \beta_n^3 e^{-\beta_n L}\{C_n(\sin\beta_n L - \cos\beta_n L) - D_n(\sin\beta_n L + \cos\beta_n L)\} \quad \cdots(6\text{-}20)$$

$$M_{n(x=L)} = 0 = 2E_n I_n \beta_n^2 e^{\beta_n L}(A_n \sin\beta_n L - B_n \cos\beta_n L) - 2E_n I_n \beta_n^2 e^{-\beta_n L}(C_n \sin\beta_n L - D_n \cos\beta_n L) \quad \cdots(6\text{-}21)$$

とする２通りの与え方がある。本モデルにおいては、補強材長さを有限長とする（6-20, 21)式によって下端の境界条件を与えた。

連続条件から４（ｎ－１）個の式が成立し、両端の境界条件から４個の式が導かれるので、ｎ層にわたる積分定数の未知数は、４ｎ元連立方程式を解くことによって得られる。以上の手法により補強材全体の変位，タワミ角，モーメント，せん断抵抗力を決定し、せん断抵抗力によるものを強度の増分として求めた。

（モデルパラメータ及び計算条件の設定について）

モデルのパフォーマンスは各分割層における以下の条件によって決定される。

①：補強材の弾性係数パラメータE_i

②：地盤（砂）の変形係数に相当するパラメータE_{si}

③：地表面より深度方向の地盤変位分布g_i

計算にあたっては、③の地盤変位分布を既知として与えた上で、①及び②のパラメータを決定する。②における砂の弾性係数に相当するパラメータE_{si}は(6-8)式を採用すれば、

$$E_{si}(x_i, \Delta y_i) = K_i(x_i, \Delta y_i) \times B_i(x_i) \qquad \cdots(6\text{-}22)$$

で示されるが、本モデル計算においては、（6-22 式）の代わりに、地盤変位と補強材変位差Δｙに応じて、地盤の変形係数に相当するパラメータ E_{si} が指数関数的に減少するとの仮定をおいて、

$$E_{si}(x_i, \Delta y_i) = E_{s0}(x_i) \times \exp(-\alpha \Delta y_i) \qquad \cdots\cdots\cdot(6\text{-}23)$$

但し E_{s0}：地盤弾性係数に相当するパラメータ

によって地盤の変形係数のパラメータを与えた。また（6-23）式においては、（6-22）式の補強材径のＢに相当する値としてαを仮定した。このことは補強材径が大きい程αの値は小さくなることで、見かけ上の地盤反力が増大することを意味している。このことを定性的に述べるとすると、例えば同じ物性を有する地盤にクイ等を貫入させる場合に、クイ先端の形状によって貫入抵抗が異なることを意味する。（6-23）式においては地盤変形係数 E_{si} が、地盤弾性係数に相当するパラメータ E_{s0} と補強材直径に関するパラメータ及び補強材変位と地盤変位の差によって決定される形となっている。

従ってこのモデルに含まれる実質的なパラメータは、

補強材に関するパラメータ：Ei，α
砂の弾性係数に相当するパラメータ；E_{s0}

の３パラメータであり、これを、実際の一面せん断試験結果に適合するようにキャリブレーションを行った。パラメータαが０の場合は、砂の変形係数に相当するパラメータ Esi はΔｙに関係なく一定値を示すことから、いわゆる完全弾性地盤条件での解を求めることになるが、$\alpha \neq 0$の場合には、変位差Δｙに応じ E_{si} の値が変化するため、以下の繰り返し計算が必要となる。

①：地盤変位分布 g_i を与えて補強材水平変位および地盤変位との変位差Δｙを計算
　この時の地盤変形係数のパラメータを［E_{si}］$_{count=0}$ とする。
②：計算された補強材水平変位から補強材の全長を計算。
③：計算された補強材全長の伸びによる部分を調整するため、計算領域における
　分割幅 Dx の一部を修正
④：変位差Δｙから［E_{si}］$_{count=1}$ を計算
⑤：④で計算された、［E_{si}］$_{count=1}$ を与えて変位差Δｙを再計算
⑥：②，③の手順を行い⑤で計算されたΔｙを用いて、［E_{si}］$_{count=2}$ を再計算
⑦：⑤，⑥の手順を、［E_{si}］が収束するまで繰り返し計算する。

（地盤変位分布 g_1 に関して）

一面せん断試験機において地盤変位分布を与える場合、近似的にせん断層の幅を０とし与える（文字どおり一面でせん断される）条件が考えられるが、根系を含まない砂の変形特性は、理想的な試験条件下ではいわゆるセン断面付近において、単純セン断変形を示すことが指摘されている。中丸ら[43]は、この単純せん断変形を示すセン断層厚さを、平均粒径と関連づけ、豊浦標準砂の場合、平均粒径の２０倍程度のせん断層厚を持つことを指摘している。この場合のせん断層厚さは４～５ mm 程度となる。一方、樹木根系等の補強材を挿入した大型のせん断試験機では、数 cm 程度の厚さになるという事例が報告されている。このことは補強材等の挿入によって、一面せん断試験におけるせん断層の幅が変化することを示している。今回のモデル計算では、せん断面付近の砂の変形状態を図 6-8 に示すような３条件を与えて行った。

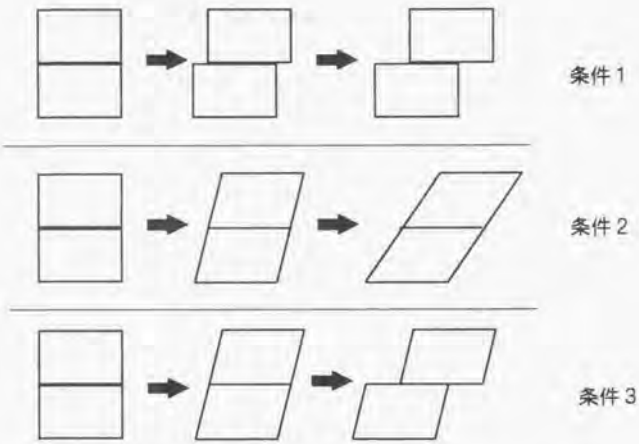


図 6-8：一面せん断試験におけるせん断面での地盤変形条件の与えかた

図 6-8 中の矢印は一面せん断試験における水平変位の進行状況を示す。

（条件１）変形層の幅が０であり、せん断変形状態を仮定していない。

（条件２）ある一定の幅を有する変形層が存在し、せん断変形状態を保ちながら水平変位が増大していく。

（条件３）ある一定の幅を有する変形層が存在する。水平変位の初期段階ではせん断変形状態を保っているが、水平変位がある程度まで進行すると、せん断変形状態を保つことなく、一面でせん断される。

６－４．竹串及びネットを用いたせん断試験結果に対するモデルの適用

モデルが示す応答特性はパラメータα，補強材の弾性係数E_f，地盤の弾性係数に相当するパラメータE_{s0}，及び地盤の変位条件によって決定される。計算結果の一例として竹串（竹串長さ 10cm，竹串直径 0.27cm）を補強材として標準砂中に挿入した場合に得られる水平変位が 0.5，1.0，2.0cm での、竹串変位，竹串モーメント，竹串のせん断抵抗力の分布を図 6-9 に示す。なお地盤の変位条件は図 6-8 中の条件１を与えてある。使用したパラメータの値は$\alpha=2.2(cm^{-1})$，竹串の弾性係数 Ei＝20000（kg/cm²），地盤の弾性係数に相当する$E_{s0}=3.0$（kg/cm²）であり、DX＝0.1(cm)とした。

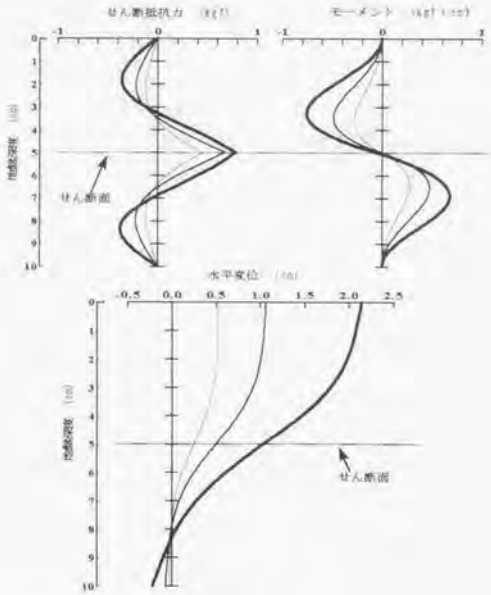


図 6-9：モデルによる計算結果の一例（竹串）

太線：2cm，細線：1.0cm，点線：0.5cm

図 6-9 より竹串によるせん断抵抗力分布はモーメントが 0 となる位置、すなわちせん断面上で最大になることが分る。また竹串の変位分布は、大型の一面せん断試験機内に補強材を挿入して変形状態を観察した結果[6),7)]とほぼ同じ形態を示していることが分る。また補強材の変形状態の観察から、土のせん断変形状態の把握を試みている研究があるが、図 6-9 において与えた地盤の変位条件はせん断幅が 0（図 6-8 中の条件 1）であることから、補強材の変形状態の観察から土の変形状態を把握することは、本モデルの立場からは極めて困難であると考えざるを得ない。（仮に補強材の変形状態から土の変形状態を単純せん断変形としてせん断幅を測定しようとしたならば、図 6-9 の結果からは、おおよそ 6cm となり、計算で与えた変位条件と一致しない。）

次に補強材のせん断面上におけるせん断抵抗力をせん断応力の増分 $\Delta\tau$ として、以下の実験結果を対象として、モデル計算値と実測値との比較を行った結果を示す。

モデル計算の比較対象とした実験

①竹串を 24 本（長さ 10cm，直径 0.27cm）を挿入した時の
　せん断応力増分－水平変位関係

②ネット 5 枚(厚さ 0.05cm，幅 10cm，長さ 15cm）を挿入した時の
　せん断応力増分－水平変位関係

なお計算にあたっては、図 6-8 に示した地盤変位条件を与えたが、地盤変位条件 2，3 に関しては変形幅 2cm を与え、変位条件 3 では、水平変位が 6mm に達した時点で、変形幅を 0 として与えた。またネットを挿入した場合の断面二次モーメントの算出にあたっては、挿入したネットが図 6-10 のような構造をしていることを考慮して以下のように与えた。

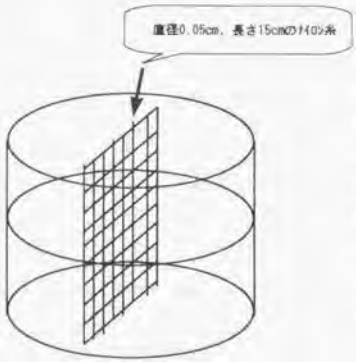
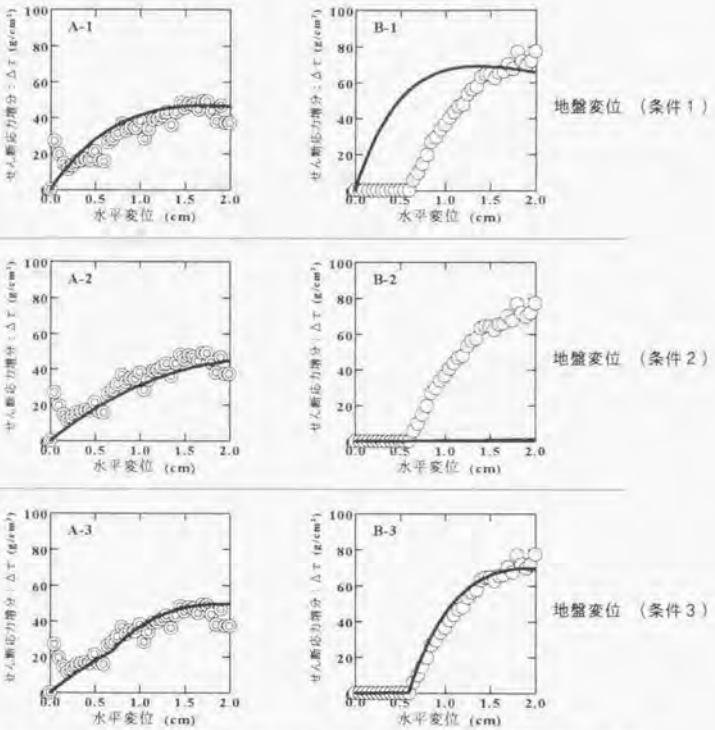


図 6-10：ネットの挿入模式図

ネット形状は図 6-10 の模式図に示すように、直径 0.05cm のナイロン糸の縦糸と横糸が折り合わされた構造となっている。挿入した一枚のネット幅は 10cm であり、この間に 60 本の縦糸（長さ 15cm）が横糸に連結された状態で、せん断面に対し垂直に挿入された状態となっている。ネットの断面 2 次モーメントの算出にあたっては、この縦糸一本あたりの断面 2 次モーメント（断面を直径 0.05cm の円として近似）を求めて計算に用いた。

補強材として竹串及びネットを標準砂中に挿入した場合に得られるせん断応力増分－水平変位関係の実測値（一面せん断試験条件：垂直応力 139.7g/cm^2，せん断面のサクション 0cmH_2O）と、モデル計算値とを比較した結果を図 6-11 に示す。なお与えたモデルパラメータ値は表 6-1 に示してある。



A－1，2，3： 竹串24本を補強材として挿入，　（◎：実測値，実線：モデル計算値）
B－1，2，3： ネット５枚を補強材として挿入，　（○：実測値，実線：モデル計算値）

図 6-11：水平変位－せん断応力増分関係における実測値と計算値の比較

（地盤変位条件に関しては図 6-8 を参照）

表 6-1：図 6-11 の計算に用いたモデルのパラメータ値

補強材種類	竹串	ネット
補強材の弾性係数：Ei (kg/cm²)	20000	20000
補強材の直径(cm)	0.27	0.05
補強材の本数（本）	24	300
補強材の長さ(cm)	10	15
パラメータ：α (cm⁻¹)	2.2	3.5
地盤弾性係数に相当するﾊﾟﾗﾒｰﾀ：E_{s0} (kg/cm²)	2.2	2.2

また模擬根系の挿入によるせん断応力増分の計算に当たっては、一本あたりのせん断抵抗力の計算結果を本数倍した値を、せん断面積で除して算出してある。竹串を補強材として標準砂中に挿入した場合には地盤変位条件に関わらず、モデル計算値と実測値は良好な適合関係を示すことが分かるが（図 6-11 中の B-1,2,3）、補強材としてナイロンネットを挿入した場合には、地盤変位条件の違いがモデル計算結果に与える影響が極めて高いことが分かる（図 6-11 中の A-1,2,3）。地盤変位条件に対するネットのモデル応答特性をまとめると以下のようになる。

（地盤変位条件１）：変形幅を０とする地盤変位分布では、最終的には実測値と適合するようにモデルパラメータ値を与えることは可能であるが、補強効果が初期水平変位から出現するため、水平変位－せん断応力増分過程の適合度は低い。

（地盤変位条件２）：せん断面付近で一定の変形幅（モデル計算では 2cm）を保ったまま変形が進行する地盤変位分布を与えた場合、補強効果は殆ど出現しない。

（地盤変位条件３）：水平変位の初期段階では地盤変位条件２を与え、一定水平変位（モデルでは 0.6cm）以上の範囲では、地盤変位条件１を与えることにより、計算値と実測値は極めて良好な適合を示す。

従って、補強材として竹串，及びネットを標準砂中に挿入した場合の新型せん断試験機の砂地盤の変形状態においては、地盤変位条件３によるものを採用した。竹串とネットの計算条件の違いは、モデルパラメータとしては表 6-1 に示すようにパラメータ α の値が異なるだけであるが、一本あたりの断面二次モーメントが竹串の場合直径 0.27cm の円柱，ネットの場合は直径 0.05cm の円柱と近似しているため、前者でおよそ 3.0×10^{-4}cm⁴、後者で約 3.0×10^{-7}cm⁴ となり、断面形状の違いが計算結果に大きく反映していることが分かる。言い換えれば、樹木根系（補強材）の補強効果に与える影響を検討する際には、根系の断面形状と地盤の変形状態の相互作用によって、補強効果の応答特性は大きく異なる場合があ

るという点に、留意しなくてはならないことが分かる。このことをもう少し詳しくみるため（すなわち竹串とネットのモデル応答特性の違い）、地盤変位条件に対応した模擬根系の変形形状の違いについて記述する。図 6-12 は地盤変位条件 2（せん断面を中心として変形幅 2cm を保ったまま単純せん断変形をする）の下での、竹串及びネットの変形形状を示したものである。この条件下におけるモデルの応答特性は、竹串の場合、せん断抵抗力が発揮されるのに対して、ネットの場合は殆どせん断抵抗力が発揮されていないことが、図 6-11 中の A-2, B-2 より明らかである。なお水平変位は 1.5cm を与えてある。

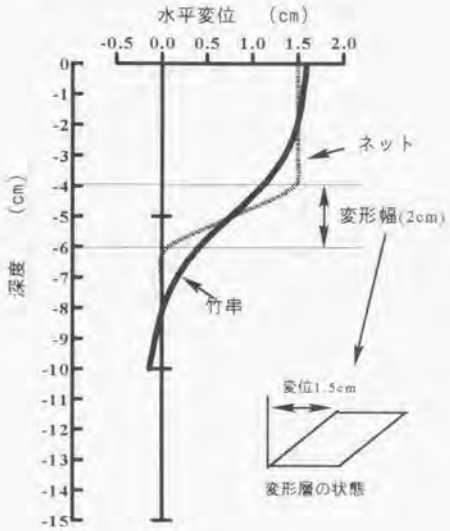


図 6-12：ネットと竹串の変形状態の違い
（地盤変位条件 2，水平変位 1.5cm）

図 6-12 よりせん断面を中心とする単純せん断変形条件の下では、ネットの変形状態は、殆ど地盤変位条件と同じ形状を示すことが分かる。クイ反力の計算に用いた基礎式（6-7 式）は地盤変位とクイ変位の差によってクイ反力が生じることを意味しているから、この場合ネットの変形状態から計算されるせん断抵抗力は極めて小さなものであり、ネットの挿入による補強効果は殆ど検出されない。また竹串の場合、竹串の変形状態は計算で与えた地盤変位と差を有することで、せん断抵抗力が発揮されることになる。すなわち竹串とネットの変形状態の違いは、断面 2 次モーメントの大きさの差を反映したものであることが分

かる。図 6-13 は地盤変位条件の違いがネットの変形形状に与える影響を示したものである。図 6-13 にはネットの挿入によってせん断抵抗力が出現する場合の地盤変位条件 3（水平変位 1.5cm）と、せん断抵抗力が殆ど出現しない地盤変位条件 2（水平変位 1.5cm）の両条件下での変形状態を示してある。

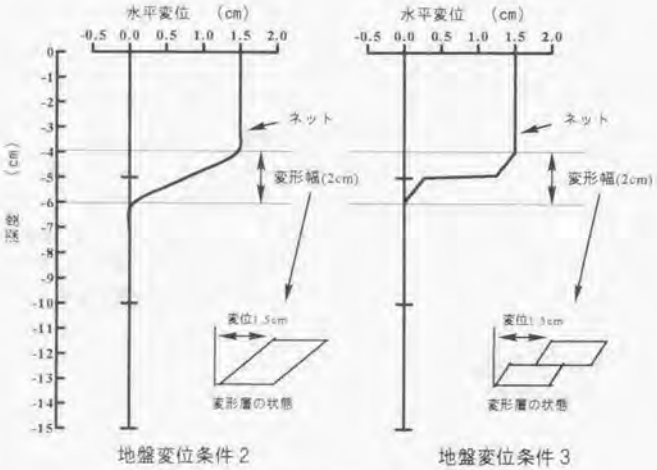


図 6-13：地盤変位条件の違いがネットの変形状態に与える影響

図 6-13 より地盤変位条件 3 の場合、一面でせん断されることによってネットの変形状態は地盤変位条件 2 と比較して急激に変形し、これによってせん断抵抗力が出現していることが分かる。

今回使用したモデルは、物理モデルと応答モデルの中間的な性質を有しているため、応答モデルの立場からは、適当なモデルパラメータ及び地盤変位条件を組み合わせることにより、摸擬根系としての補強材を標準砂中に挿入した場合に得られる水平変位－せん断応力増分過程の殆ど全てを再現することが可能であることは自明であるが、物理モデルの立場、あるいはモデルパラメータの整合性という観点からみると、自在に全てのモデルパラメータを変化させることは必然的に出来ない。第 5 章の実験結果は、

①：垂直応力の増大によって、摸擬根系の補強効果は増大する。
②：せん断面のサクション変化によって摸擬根系の補強効果は変化する。

ということを示している。上記①，②の結果をモール・クーロンの破壊基準に当てはめた場合，摸擬根系による土質強度補強効果は、みかけの粘着力及び内部摩擦角度の両方に表れるが、この結果と対応させるために、物理モデルの立場から以下の規制を設定しモデルパラメータのチューニングを行った。

物理モデル（パラメータの整合性）の観点からの規制条件

（規制１）補強材の弾性係数は全ての実験条件において同一とする。

（竹串，ネット共に 20000kg/cm^2 を計算で与えた。勿論竹串とナイロンネットの値は異なってもよいが、その値はオーダー的に異なることはないと考えられるため結果的に同一とした。）

（規制２）モデルパラメータ α の値は補強材の種類によって変化させるが、垂直応力条件，及び水分条件の違いによっては変化させない。

（竹串で 2.2cm^{-1}，ネットで 3.5cm^{-1} を計算で与えた。）

（規制３）地盤の弾性係数に相当するパラメータ E_{s0} のみを、垂直応力条件，及び水分条件によって変化させる。但し補強材の種類によっては変化させない。

（規制４）せん断面近傍の地盤変形に関しては図 6-8 の条件３を与えるが、全ての実験条件において同一とする。

（水平変位が 6mm までは変形厚さ 2cm を与えてせん断変形をさせるが、それ以上の水平変位では変形厚さ 0cm とする変形条件を計算で与えた。）

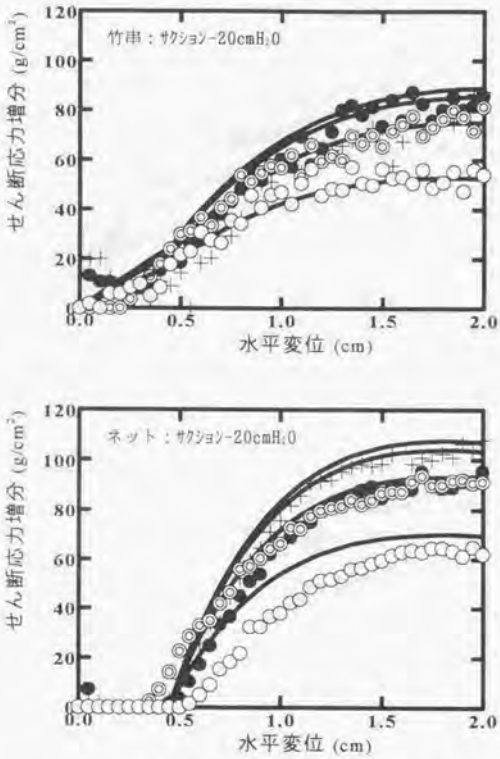
以上の規制の下でモデルパラメータのチューニングを行った。なお本モデルを用いて計算される値は、摸擬根系の挿入による**水平変位－せん断応力の増分過程のみ**であるから、**土質強度定数**の計算にあたっては以下の手順を用いることになる。

手順①：同一水分条件下で各垂直応力毎の摸擬根系の挿入による水平変位－せん断応力増分過程をモデルによって再現する。（**モデル計算結果１**）

手順②：摸擬根系を含まない豊浦標準砂のみの水平変位－せん断応力関係（**実験結果 1**）に**モデル計算結果１**の値を加える（**計算結果２**）。

手順③：**計算結果２**から得られる水平変位－せん断応力関係から最大せん断応力（せん断強度）の値を求め、その結果から各水分条件下における土質強度定数（みかけの粘着力，内部摩擦角度 ϕ）の値を求める（**計算結果３**）。

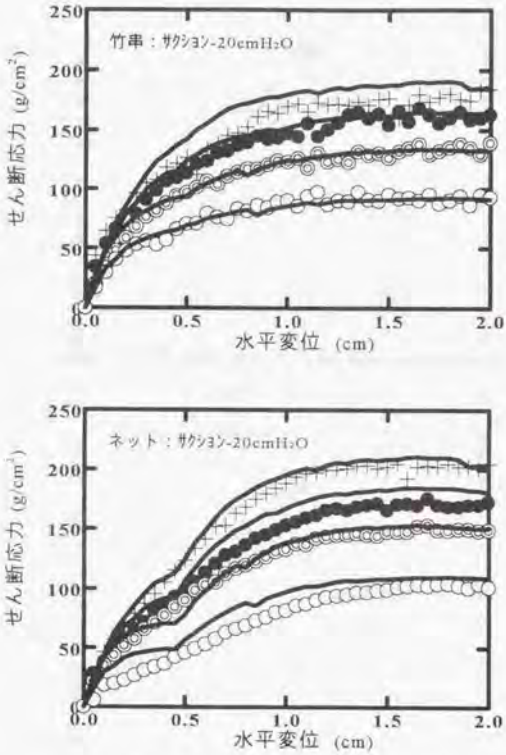
計算結果の一例としてせん断面のサクションが-20cmH_2O の場合の竹串，及びネットを挿入した時の計算手順結果を、図 6-14-1，2，3 に示す。



実測値：○(σ=42g/cm²)，◎(σ=74g/cm²)
●(σ=107g/cm²)，＋(σ=139g/cm²)

計算値：実線

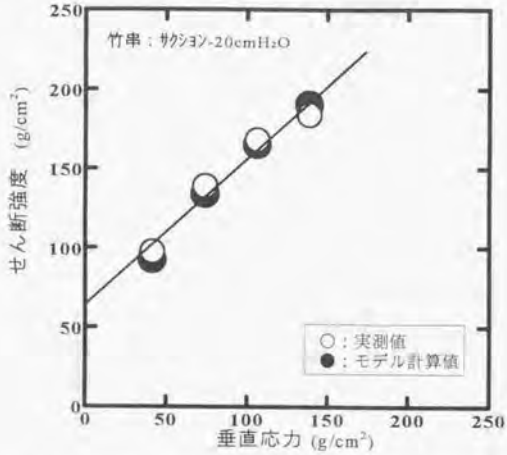
図 6-14-1：計算値と実測値の比較（モデル計算結果１）



実測値：○(σ=42g/cm²)，◎(σ=74g/cm²)
●(σ=107g/cm²)，＋(σ=139g/cm²)

計算値：実線

図 6-14-2：計算値と実測値の比較（計算結果２）



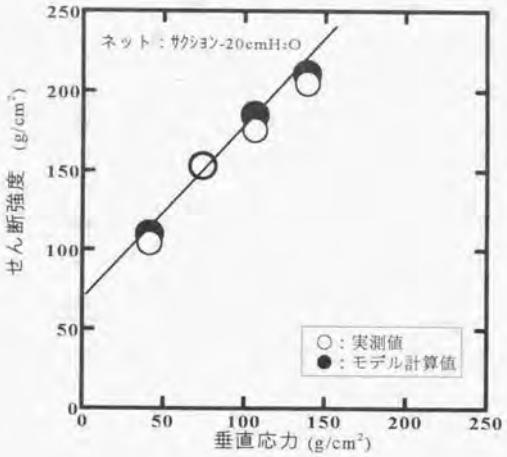


図 6-14-3：計算値と実測値の比較（計算結果３）

以上の手順によって、摸擬根を挿入した場合のせん断強度（最大せん断応力）及び土質強度定数をモデルによって再現した。竹串及びネットを挿入した場合の、せん断面のサクション変化に対応した各垂直応力で得られるせん断強度実測値とモデルによって再現されたせん断強度の対応関係を図 6-15 に示す。モデルパラメータのチューニングは、前述の物理モデルの立場から地盤の弾性係数に相当する E_{s0} のみである。なお表 6-2 にモデル計算に用いた各垂直応力，せん断面のサクションに対応した E_{s0} の一覧を示す。

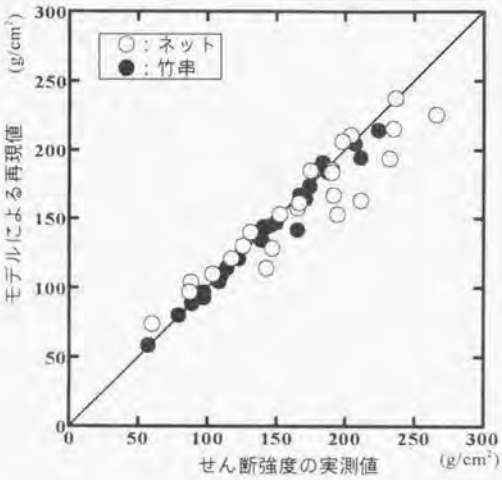


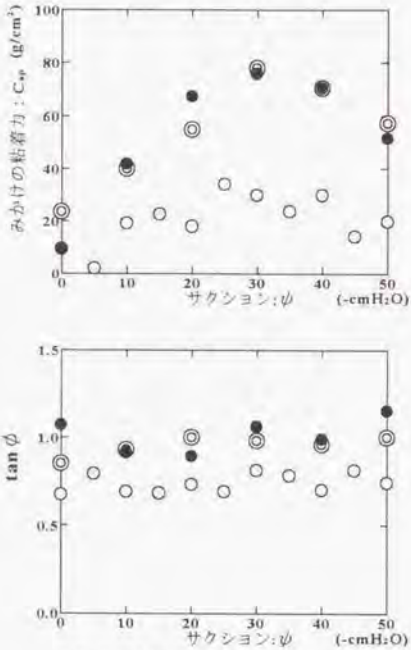
図 6-15：摸擬根系の挿入によるせん断強度の実測値とモデル再現値との比較結果

表 6-2：モデル計算に用いた地盤の弾性係数パラメータ：E_{s0}(kg/cm²)の一覧

垂直応力(g/cm²)	せん断面のサクション (-cmH_2O)					
	0	10	20	30	40	50
41.7	1.2	2.0	2.4	4.2	3.6	3.0
74.1	1.6	2.2	3.6	4.4	4.6	4.0
106.6	1.8	3.0	4.2	5.2	5.2	4.2
139.1	2.2	3.4	4.4	5.6	5.6	5.0

図 6-15 よりモデルによる再現計算値は実測値と良好に適合していることが分かる。図 6-15

の結果をせん断面のサクション毎に整理して、土壌水分条件が摸擬根系を挿入した場合の土質強度定数に与える影響を図 6-16-1，2 に示す。



実測値：○標準砂，●標準砂＋竹串
モデル計算値：◎（標準砂＋竹串）

図 6-16-1：摸擬根系（竹串）による土質強度補強効果の土壌水分依存性に対する実測値とモデル計算値との比較

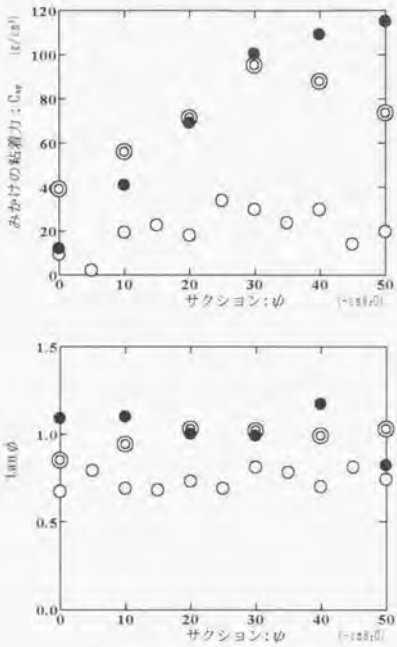


図 6-16-2：摸擬根系（ネット）による土質強度補強効果の土壌水分依存性に対する実測値とモデル計算値との比較

図 6-16-1，2 からも、各サクションに対応した模擬根系による土質強度補強効果の実測値とモデル計算値は良好な対応関係を示すことが分かる。キャリブレーションに使用したモデルパラメータは地盤弾性係数パラメータの E_{s0} のみであることから、サクション及び垂直応力条件の違いが土の物性である弾性係数に影響を与え、その応答関係が本モデルのパラメータ E_{s0} に反映していると推察することが出来る。また標準砂のみを用いてサクションが土質強度定数に与える影響を評価した実験結果において、サクションの増加によるみかけの粘着力成分の増大は、有効応力原理を不飽和領域に拡張した Bishop の式（本論第 3 章，及び第 2 章の式 2-13 参照）によって説明されるものよりも、過大な値を示している。この結果はサクション変化が土の物性に影響を与えていることを示唆しているが、このことからも本モデルで使用した地盤弾性係数 E_{s0} は単なるパラメータではなく物理的背景を持つ値であることが示唆される。図 6-17 に、モデル計算によって得られた、垂直応力及びサクションと地盤弾性係数パラメータ E_{s0} の関係を示す。

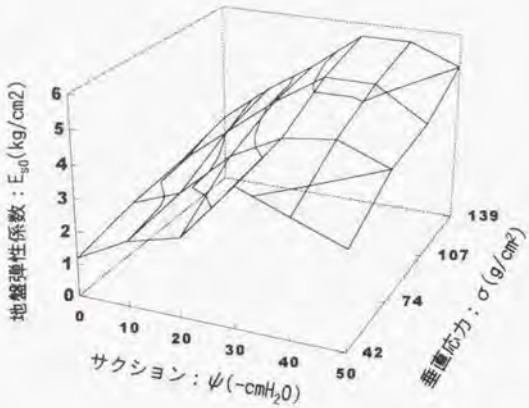


図 6-17：モデルパラメータ E_{s0} とサクション，垂直応力の関係

図 6-17 よりモデルの地盤弾性係数 E_{s0} は、垂直応力の増加に対して漸増する関係にあり、サクション変化に対しては 30 から 40(-cmH_2O)付近でピークをもつ上に凸な曲線関係にあることが分かる。以上のことは E_{s0} はサクションψ，垂直応力σを変数とする

$$E_{s0} = F(\psi,\ \sigma) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6\text{-}24)$$

関数で示され、サクション，垂直応力変化に対応した E_{s0} の応答特性が、樹木根系あるいは補強材を含んだ場合の土質強度定数（みかけの粘着力，内部摩擦角）の増分形を決めて

いるということが出来る。

6－5．本モデルの視点からみた樹木根系の土質強度補強効果

本モデルは、地盤の弾性係数に相当するパラメータ（土壌水分，及び垂直応力の関数）と根系の弾性係数及び断面形状との相互作用によって、土質強度補強効果を説明するものである。標準砂を試料とした模擬根系による実験結果とモデル計算の対比から、垂直応力の増大によって地盤の弾性係数パラメータ E_{s0} が漸増する傾向にあることを示したが、一面せん断試験における垂直応力と E_{s0} の関係は模式的には図 6-18 に示す関係にあることが予想される。

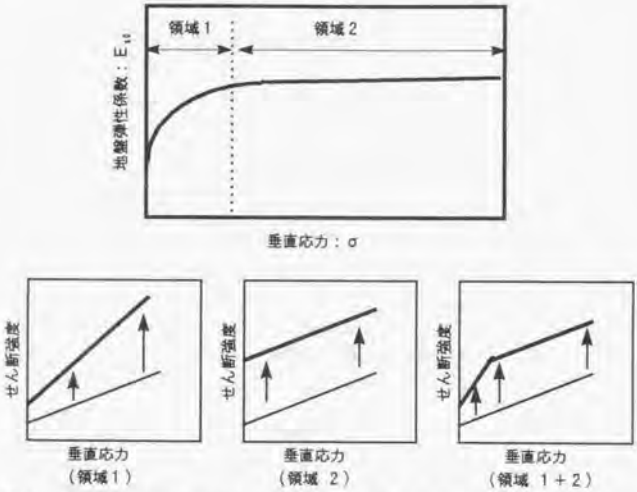


図 6-18：垂直応力－E_{s0} 関係が根系による土質強度補強効果に与える影響

図 6-18 に示すように地盤弾性係数パラメータ E_{s0}は、垂直応力の変化に対して増加する範囲（領域１）と、殆ど変化しない範囲（領域２）とに区分されると考えられる。一面せん断試験の視点からは、領域１は低垂直応力条件下での一面せん断試験であり、領域２は通常の高垂直応力条件下での一面せん断試験であると見なすことが出来る。

本モデルの応答特性から、領域１において樹木根系等の補強材をいれることによる土質強度の補強効果をモール・クーロンの破壊基準を用いて評価した場合、その補強効果は、基本的には内部摩擦角及びみかけの粘着力の増加として表れることになる。但しみかけの粘着力に関しては、地盤弾性係数パラメータ Es0 の垂直応力に対する変化率が高い場合に

は、検出されずに内部摩擦角の増加として評価される。同様に領域2において一面せん断試験を行った場合には、内部摩擦角には変化は見られず、みかけの粘着力の増分として根系の補強効果は評価されることになる。従って領域1から2にかけてせん断試験を行った場合には、領域1における根系の土質強度補強効果と領域2における土質強度補強効果が組み合わさった形として評価され、Gray，Ohashi の実験結果（第2章，図 2-10 参照）はこのことを説明していると考えられる。

また地盤弾性係数パラメータ E_{s0} は、土壌水分変化に対して鋭敏に反応する。定性的に述べれば、飽和状態の近い水分領域において湿潤側ではその値は減少し、乾燥側にいくに従って増加する傾向にある。この E_{s0} の値が大きい程、樹木根系による土質強度補強効果は高いものとなることが本モデルによって示されている。よく我々は**「雨が降ると地盤が緩んで山が崩れる」**という表現をすることがあるが、本モデルから樹木根系によって補強効果が発揮されている自然斜面を対象として時系列的にこの表現を書き直すと

①降雨の斜面土層の浸透による土層内サクションの減少

②サクションの減少に対応した地盤弾性係数 E_{s0} の低下

③地盤弾性係数 E_{s0} の低下に伴う樹木根系の土質強度補強効果の減少

④根系の土質強度補強効果の減少による斜面内の力学的バランスの消失

⑤表層崩壊の発生

と言い換えることが出来る。すなわち本研究から見た樹木根系の土質強度補強効果と、従来型研究の違いを示すと図 6-19 のようになる。

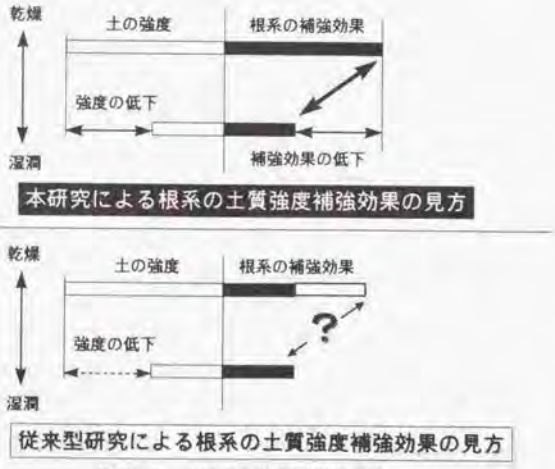


図 6-19：本研究と従来型研究の違い

図6-19に示すように従来型の根系による土質強度補強効果に関する研究成果を基礎として表層崩壊の発生予測を行う立場からは、土壌水分変化に対応した土の強度変化が極めて重要な要素であるのに対して、これまでの根系の補強効果に関する研究は湿潤条件を中心として論じられる場合が大半である。また自然含水比と飽和条件の２水分条件で根系の補強効果が異なることについては、第１章で述べたようにいくつかの研究で指摘されているものの、その機構を実験的にも論理（モデル）的にも明らかにしたものはない。すなわち従来型の研究の立場から表層崩壊発生の予測を行う上では、土壌水分変化に対応した土質強度特性の評価（例えば不飽和土の強度問題）及び、降雨の不飽和－飽和浸透による土層内の土壌水分変化を計算出来ることこそが重要であり、根系による補強効果は、今後樹種によってどの程度変化するかといった様な、事例的研究（データ）を積み重ねていくにすぎない道しか残されていないことになる。第２章に述べたように自然斜面における樹木根系の土質強度補強効果を把握する手法として、根系の斜面土層からの引抜き試験によって評価しようとする試みがなされてきている。この手法においては、現場斜面の土壌水分状態の違い（飽和・不飽和）が、引抜き強度に影響を与える結果は検出されていないが、本モデル手法を組み入れることで、降雨による表層崩壊発生時刻の予測精度が上がることが予想される。

次に斜面緑化工法において本モデルを適用する場合を考える。山寺[8]は木本植物を利用した緑化手法が極めて有効であることを実証的見地から提示した。その中で山寺は植栽工によるものと播種工によるもの２手法の樹木の根系分布を詳細に観察している。その結果の一部分として、

1)植栽工によるものは根系の土層中への伸長が土壌硬度の影響を受け易く、山中式土壌硬度計の値が25mm以上の範囲では殆ど根系の存在が認められないこと。また根系数は多いものの支持根が殆ど発達しないこと。
2)播種工によるものは、根系分布が土壌硬度25mm以上の範囲においても存在し、かつ植栽木と比較し根系数は少ないが、支持根の良好な発達が認められること。

を指摘し、播種工によるものが斜面の安定効果に対して有効であることを提示している。山寺は土の強度を示す指標として土壌硬度計によるものを用いているが、本モデルからはこの指標は地盤の弾性係数E_{s0}の値として認識される。土壌硬度はE_{s0}と正の相関を有すると考えられるため、いわゆる硬質土層に伸長した根系は軟質土層中の根系と比較して一本あたりの土質強度補強効果は高いものとなる。また根系直径が太い程、一本あたりの土質強度補強効果は強いものとなるため、播種工による緑化の有効性が本モデルから説明できると考えられる。

このように見ていくと自然斜面における樹木根系が斜面安定に果たす影響評価は以下の点から考慮する必要があろう。

①：土層深度を変数とする根系分布の関数化

②：土層深度を変数とする土の物性分布（弾性，塑性等）の関数化

③：上記①，②の相互作用としての根系の斜面安定に果たす影響評価の把握

根系分布関数は、場の関数としての土の物性分布の影響を受け、ある深度での土質強度を評価することは、土の物性と場の関数によって規定された根系量との相互作用から評価を行う必要があることを意味している。すなわち自然斜面においては、根系による土質強度の補強効果は根系量だけによって定まるのではなく、その場の土の物性値との関係から評価される必要があると考える。塚本は樹木の伐採による影響が最も高い斜面として、斜面基盤上の土層に密度の高い遷移層をもち、そこに根系が伸長している斜面タイプを上げている。本モデルからは遷移層での地盤弾性係数の値が高いことが考えられるため、根系の土質強度補強効果に与える影響は、従来の根系量からのみ推定されるものよりもかなり大きいということが分かる。

６－６．本章のまとめ

本章においては、標準砂中に模擬根系としての竹串，及びネットを挿入して一面せん断試験を行った場合に得られる土質強度補強効果に土壌水分が与える影響についてのモデル化を行った。モデル化にあたっては側方流動を示す軟弱地盤中に挿入されたクイ挙動の理論式を基本として行った。本モデルから計算される模擬根系の土質強度の補強効果は、実験値と良好な適合を示した。本モデルから得られる知見として、

①地盤変形状態－模擬根系の断面形状の相互作用として土質強度補強効果が出現すること
②地盤弾性係数－模擬根系の弾性係数の相互作用として土質強度補強効果が出現すること
③地盤弾性係数は土壌水分（サクション）と垂直応力を変数とする関数であること

を提示した。

最後に、モデルからみた従来の一面せん断試験結果、及び樹木根系の土質強度補強効果について論じた。

第７章．総括

本研究は、降雨を誘因として発生する樹木根系の表層崩壊防止機能に関して、

①土壌水分変化が土質強度特性に与える影響

②土壌水分による土質強度特性変化が根系による土質強度補強効果に与える影響

について実験的に検討したものである。

第２章においては、これまでの

1)降雨による表層崩壊発生予測に関する研究，

2)土壌水分変化が土質強度に与える影響の研究，

3)樹木根系の崩壊防止機能評価に関する研究

の紹介を行い、従来の研究における問題点を提示した。

1)に関しては、基本的に地下水位の上昇による有効応力の減少のみから表層崩壊発生時刻を予測する手法が多くとられていること。その背景として地下水位の予測に関する数値計算が強度の非線形性を有する飽和－不飽和浸透計算問題に属するため、土質強度に関しては単純な線形問題として処理される傾向にあることを示した。

2)に関しては、従来から土質工学の分野において不飽和土の強度問題として取り扱われているが、その土質強度試験条件の多くが高拘束圧下で行われているため、表層崩壊発生機構の解明のためには、低拘束圧条件下での土質強度試験が必要であることを示した。

3)に関しては、樹木根系等を含んだ土質強度試験の殆どが飽和水分条件で行われているため、崩壊発生時での根系の土質強度評価は可能なものの、表層崩壊発生予測に不可欠な不飽和から飽和状態に向かう土壌水分変化が根系の土質強度補強効果に与える影響評価が行われていないことを示した。

第３章においては、第２章で提示した問題点を解決する手法として、新型一面せん断試験機を開発し、豊浦標準砂による試験機の性能評価及び土壌水分条件が土質強度定数（みかけの粘着力，内部摩擦角）に与える影響評価を行った。開発された新型一面せん断試験機は以下の性能を有する。

①表層崩壊に対応した低垂直応力条件下でのせん断試験が可能

②せん断面の土壌水分制御が可能

①においては通常のせん断箱サイズよりも大型のものを採用し、箱側面の摩擦の影響を極力少なくすることで実現した。またせん断箱サイズを大型化することにより、1)模擬根系等の挿入が容易であること，2)自然斜面におけるせん断試料の不均一性をある程度まで排除出来ること，の利点を有する。②に関してはせん断面に所定のサクションをかけることで実現した。

新型一面せん断試験機の性能評価をみるために、表層崩壊に対応した土質強度を測定するために開発された既往のせん断試験機との比較を行った結果、両者は良好な適合度を示

し、本試験機で土質強度定数を取得することの妥当性がしめされた。

豊浦標準砂を試料としてせん断面のサクションが土質強度定数に与える影響を評価した結果以下のことが確認された。

①内部摩擦角はサクション変化の影響を受けず、ほぼ一定であること。

②みかけの粘着力はサクションに対して鋭敏に反応し、標準砂の限界毛管水頭である-29cmH_2O付近で最大となること。

③サクションの増加に伴うみかけの粘着力の増分変化は、有効応力原理を不飽和域に拡張した場合に予想される増分変化よりも大きく、砂粒子の集合体としての土体の物性が変化している可能性が示唆された。

第4章においては、本研究で開発された新型一面せん断試験機を用いて、森林地斜面の土壌水分変化が土質強度定数に与える影響評価を行った。結果を以下に示す。

①内部摩擦角はサクション変化の影響を受けず、ほぼ一定であること。

②みかけの粘着力はサクションの増加に対して増大し、試料土の限界毛管水頭である-2.5cmH_2O以上のサクションにおいても減少傾向にないこと。

③みかけの粘着力のサクションに対する変動は標準砂によるものよりも大きく、サクションに代表される土壌水分変化が表層崩壊発生の予測を行う上で重要な指標となることを確認した。

第5章においては、土壌水分変化が樹木根系による土質強度補強効果に与える影響を評価することを目的として、豊浦標準砂中に模擬根系としての竹串，及びナイロンネットを挿入して新型一面せん断試験機による土質強度試験を行った。結果を以下に示す。

①竹串，ネットを挿入することによる土質強度補強効果は、土質強度定数のみかけの粘着力，内部摩擦角の両成分に出現した。

②竹串，ネットの土壌水分変化に対する土質強度補強効果は、みかけの粘着力成分に影響を与え、内部摩擦角に対しては一定の増分を示すことが確認された。

③土壌水分変化に対応したみかけの粘着力成分に対する補強効果は、竹串の場合、標準砂の限界毛管水頭付近で最大となり、以後減少傾向を示した。ネットにおいては限界毛管水頭付近までみかけの粘着力成分は直線的に増加し、以後ゆるやかな上昇傾向を示すことが確認された。

④竹串，ネットの土質強度補強効果に及ぼす影響の違いは一面せん断試験における水平変位ーせん断応力増分の出現過程の違いとして認識された。すなわち竹串においては水平変位の初期段階からせん断応力の増分が出現するのに対して、ネットの場合はある一定の水平変位（5-6mm）に達してはじめてせん断応力の増分が出現した。

第6章においては、第5章で確認された模擬根系としての竹串，ネットの土質強度補強効果の土壌水分依存性に関して、モデル化を行った。モデル化においては、側方流動を示す軟弱地盤中に挿入されたクイ挙動の理論式を基本とした。

モデルによる計算結果は、水平変位ーせん断応力増分過程の実測値と良好に適合するものであった。また地盤の変形条件が水平変位ーせん断応力増分過程に影響を与えていること，そのことは模擬根系の断面形状の違いに起因するものであることをモデルにより明らかにした。また模擬根系の土質強度補強効果の土壌水分依存性に関しては、土の物性を反映しているモデルパラメータの変化によって説明されることを示した。一面せん断試験においては、このモデルパラメータの変化が、垂直応力，及びサクションの関数として表現されることを示し、土の物性と模擬根系の物性（弾性係数）との相互作用の結果として、土質強度補強効果が表れること説明した。

最後に本モデルの視点から、従来の根系による土質強度補強効果の評価を目的として行われている一面せん断試験結果について論じた。また自然斜面における樹木根系による補強効果が単に斜面土層内の根系量の違い（深度方向における根系量の分布）として評価されるべきものではなく、土の物性（弾性，塑性等）との相互作用として評価されるべきであることを提言した。

［参考文献］
1) 阿部和時(1984) 樹木根系の分布特性と斜面の保護・安定効果．緑化工技術10(3)：1-9
2) 阿部和時(1991) 根系の引き抜き抵抗力によるセン断補強強度の推定，日本緑化工学会誌 16(4)：37-45
3) 阿部和時，岩元 賢(1987) 樹木根系の土壌緊縛力について（II）－土壌水分の影響－．第98回日林論：601-602
4) 飯田智之(1993) 表層崩壊の免疫性と崩壊確率モデル．地形14(1)：17-31
5) 井上広胤(1964) 砂の直接セン断について－土質工学会セン断試験方委員会の一斉試験に関連して－．土と基礎 12-9：3-7
6) 井上広胤(1964) 砂の直接せん断に関する研究，土木学会論文集 101：15-24
7) 井上広胤(1964) 砂の直接せん断と三軸せん断の比較，土木学会論文集 108：20-23
8) 遠藤泰造，鶴田武雄(1968) 樹木の根が土のせん断強さに与える作用（第1報），林業試験場北海道支場年報：167-189
9) 逢坂興宏，田村 毅，窪田順平，塚本良則(1992) 花崗岩斜面における発達過程に関する研究．新砂防 182：3-12
10) 太田猛彦(1996) 森林と土保全・水保全．森林の百科事典（丸善,東京）：56-59
11) 太田猛彦，片桐 真(1988) 大型透水試験機による森林土壌の透水係数の測定（I）．日本林学会誌 70：367-370
12) 大手信人，鈴木雅一，窪田順平(1989) 森林土壌の土壌水分特性（I） 飽和-不飽和透水特性の鉛直分布の測定法と2，3の測定結果．日本林学会誌 71：137-147
13) 沖村 孝(1982) 潜在崩土層分布を利用した表層崩壊発生位置に関する研究．新砂防 124：9-18
14) 沖村 孝(1983) 地形要因からみた山腹崩壊発生危険度評価の一手法．新砂防126：1-8
15) 沖村 孝(1983) 花崗岩地域における表層崩壊発生予知に－システム．新砂防127：14-20
16) 鬼塚克忠，吉武茂樹(1988) 破砕性まさ土の低圧条件下におけるせん断特性．土木学会論文集 400(III-10)：141-150
17) 風間秀彦，芥川真知，滝沢太郎(1987) 降雨に伴う砂質土の強度低下と斜面の不安定化．不飽和土の工学的性質研究の現状シンポジウム発表論文集.土質工学会：267-274
18) 勝美精一(1970) トドマツの抜根抵抗力の経年変化．林業試験場北海道支場年報：161-167
19) 刈住 昇(1987) 樹木根系図説．（誠文堂新光社 東京）：1121pp
20) 軽部大蔵，苗村康造，森田 登，岩崎哲雄(1978) 不飽和土の力学的性質に関する基礎的研究．土木学会論文報告集 269：105-119
21) 北村嘉一，難波宣士(1968) 抜根の抵抗力に関する現地試験(II)．第79回日林講：360-361
22) 北村嘉一，難波宣士(1981) 抜根試験を通して推定した林木根系の崩壊防止機能．林業試験場研究報告 313：175-208

23) 窪田順平，福島義宏，鈴木雅一(1987) 山腹斜面における土壌水分変動の観測とモデル化（Ⅰ）．日本林学会誌 69：258-269
24) 窪田順平，福島義宏，鈴木雅一(1988) 山腹斜面における土壌水分変動の観測とモデル化（Ⅱ）．日本林学会誌 70：381-389
25) 向後雄二(1987) 不飽和土の力学的挙動に対する弾塑性論的解釈と解析．不飽和土の工学的性質研究の現状シンポジウム発表論文集.土質工学会：69-78
26) 小島義孝，山田壽政，渡邊直人，速水博秀(1995) くさび杭設計のための試論，地すべり 32(3)：17-23
27) 小橋澄治，西井洋史(1987) 根系に似た材料を含む土の一面せん断試験．第 98 回日林論：607-608
28) 駒村富士弥(1979) 地すべり地における杭の経時挙動と抑止効果に関するレオロジー的解析．地すべり16(1)：1-8
29) 笹原克夫，海老原 和重，網木亮介(1995) 土壌硬度を指標とした地山しらすの安定勾配の評価に関する検討．新砂防 201：20-24
30) 三森利昭(1995) 軸対称座標系を用いた準３次元崩壊解析法の研究．新砂防199：4-11
31) 三森利昭，坪山良夫(1990) 浸透現象を考慮した斜面安定解析法に関する研究，新砂防 171：14-21
32) 塩野裕司，小橋澄治，丸井英明(1983) 斜面崩壊に及ぼす根系の影響について．斜面緑化研究 5：27-35
33) 下川悦郎(1983) 崩壊地の植生回復過程，林業技術 496：23-26
34) 下川悦郎，地頭園 隆，高野 茂(1989) しらす台地周辺斜面における崩壊の周期性と発生場の予測，地形10(4)：267-289
35) 鈴木隆介(1977) 地形断面図と斜面の形態的分類，現場技術者のための地形図読図入門(3)．測量７月号：50pp
36) 竹下啓司(1985) 森林山地での土層の生成を考慮した急斜面の生成過程に関する考察．地形6(4)：317-332
37) 玉置 脩，三橋晃司，今井常雄(1971) 水平抵抗のおける群杭効果の研究，土木学会論文報告集 192：79-89
38) 玉手三棄寿，樫山徳治，笹沼たつ，高橋亀久松(1965) 立木引き倒し試験．日本林学会誌 47(5)：210-213
39) 塚本良則(1987) 樹木根系の崩壊防止効果に関する研究．東京農工大学農学部演習林報告 23：65-123
40) 塚本良則，松岡雅臣，栗原勝彦(1978) 侵食谷の発達様式に関する研究－谷の発達過程としての山崩れ現象．新砂防 107:25-32
41) 土屋 智，好本潤一(1993) 一面せん断試験による山腹表層土の強度特性について．新砂防 187：10-14
42) 中根周歩，中川勝範，高橋史樹(1983) アカマツ根の山火枯死・腐朽に伴う引張強度の低下，日本林学会誌 65(5)：155-165
43) 中丸宗一郎，プラダンテージ，藤谷雅義(1995) 種々の砂の一面せん断試験における強度・変形特性．直接せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集.地盤工

学会：111-118
44) 中村浩之(1987) 抑止工による地すべり安定化に関する基礎的・応用的研究．東京大学農学部学位論文：pp259
45) 中村浩之，土屋 智(1987) 地すべり変位を考慮した地すべり抑止杭の解析，地すべり 24(2)：17-25
46) 平松晋也，水山高久，石川芳治(1990) 雨水の浸透・流下過程を考慮した表層崩壊発生予測手法に関する研究．新砂防 168：5-15
47) 松尾 稔，正垣孝晴(1988) 一面せん断試験の実務設計への適用に関する諸問題．土と基礎 36-9：19-24
48) 丸井英明(1981) 自然斜面における表層崩壊の研究．京都大学農学部学位論文：pp117
49) 八木則男，榎 明潔（1990) 浸透流解析と安定解析による崩壊発生時刻の予測．文部省科学研究費成果報告書「豪雨による土砂崩壊の予測に関する研究」代表.道上正規：71-85
50) 矢田部龍一，大島昭彦，鈴木耕司(1995) 土の一面せん断試験に関する全国一斉試験．直接型せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集.地盤工学会：1-12
51) 矢田部龍一，八木則男，榎 明潔(1987) 降雨による斜面崩壊予測のための地盤内サクションの測定．不飽和土の工学的性質研究の現状シンポジウム発表論文集.土質工学会：301-306
52) 山田清臣(1965) 砂のセン断に関する一斉試験．土と基礎 13-2：89-92
53) 山寺喜成(1989) 急勾配斜面における緑化工技術の改善に関する実験的研究．京都大学農学部学位論文：347pp
54) 横山幸満(1977) くい構造物の計算方と計算例，山海堂 東京：pp343
55) A.W.Bishop(1959) The Principle of Effective Stress. Teknisk Ukeblad 39：859-863
56) A.W.Bishop，G.E.Blight(1963) Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils. Geotechnique 13(3)：177-197
57) Baguelin F.,Frank，R.Guegan Y.(1976) Calcul sur ordinateur des pieux sollicites horizontalment ou subissant des poussees parasites. Bull Liaison LPC n° 84；113-120
58) C.L.O'Loughlin(1974) A Study of Tree Root Strength Deterioration Following Clearfelling. Can.J.For.Res. 4：107-113
59) Colin O'Loughlin，Alex Watson(1979) Root-wood Strength Deterioration in Radiata Pine after Clearfelling. N.Z. J.For.Sci. 9(3)：284-93
60) D.G. Fredlund，N.R.Morgenstern，R.A.Widger(1978) The shear strength of unsaturated soils. Can.Geotech.J. 15(3)：313-321
61) Escario.V.，Saez.J.(1986) The Shear Strength of Partly Saturated Soils. Geotechnique 36(3)：453-456

62) Gray.D.H, H.Ohashi(1983) Mechanics of fiber reinforcement in sands. ASCE.J.Geotech. Engineering109(3) : 335-353

63) Greenway D.R.(1987) Vegetation and slope stability. *Slope Stability*,edited by M.F. Anderson and K.S.Richards. New York,Wieley : 187-230

64) J.D.Coleman(1962) Stress/Strain Relations for Partly Satutated Soil. Geotechnique 12(4) : 348-350

65) Jennigs,J.E.B., J.B.Burland(1962) Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. Geotechnique 12(2) : 125-144

66) Kazutoki Abe, Robert R. Ziemer(1991) Effect of tree roots on a shear zone : modeling reinforced shear stress. CAN.J.FOR.RES.21 : 1012-1019

67) Kohgo,Y., Nakano,M., Miyazaki,T.(1993) Theoretical Aspects of Constitutive Modelling for Unsaturated Soils. Soils and Foundation 33 : 49-63

68) L.J.Waldron(1977) The shear Resistance of Root-Permeated Homogenious and Stratified Soil. SOIL.SCI.SOC.AM.J 41 : 843-849

69) L.J.Waldron, Suren Dakessian(1981) Soil Reinforcement by Roots:Calculation of Increased Soil Shear Resistance from Root Properties. Soil Science 132(6) :427-435

70) Nilaweera,N.S.(1994) Effects of Tree Roots on Slope Stability:The Case of Khao Luang Moutain Area,Southern Thailand. Dissertation No.GT-93-2.Thesis submitted in partial fulfillment of requirements for degree of Doctor of Technical Science. Asian Institute of Technology,Bankok,Thailand : pp452

71) R.A.Jewell, C.P.Wroth(1987) Direct shear tests on reinforced sand. Geotechnique 37(1) : 53-68

72) Robert R. Ziemer(1978) An apparatus to measure the crosscut shearing strength of roots. CAN.J.FOR.RES. 8 : 142-144

73) Scott E.Shewbridge, Nicholas Sitar(1988) Deformation Characteristics of Reinforced Sand in Direct Shear. ASCE.J.Geotech. Engineering 115(8) : 1134-1147

74) Scott E.Shewbridge, Nicholas Sitar(1990) Deformation based model for reinforced sand in direct shear. ASCE.J.Geotech. Engineering 116(7) : 1153-1170

75) Tien H.Wu, William P. McKinell Ⅲ, Douglas N.Swanston(1979) Strength of tree roots and landslides on Prince of Wales Island,Alaska. Can.Geotech.J. 16 : 19-33

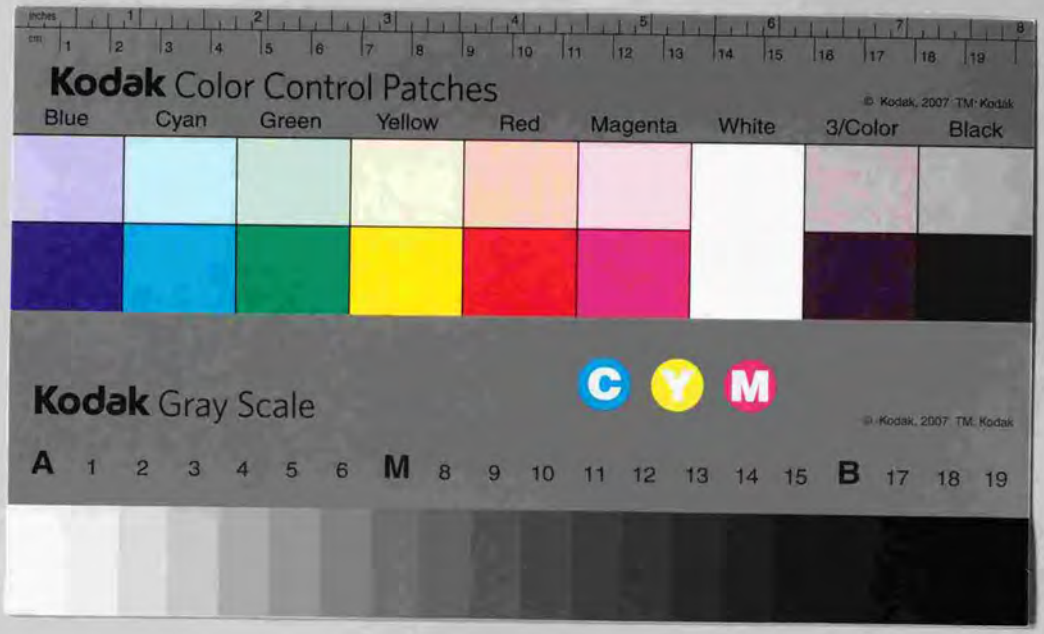
76) Tien H.Wu, Ronald M.McOmber, R.T.Erb, P.E.Beal(1988) Study of Soil-Root Interaction. ASCE.J.Geotech. Engineering 114(12) : 1351-1375

77) Tien H.Wu, Phllip E.Beal, Chinchun Lan(1988) In-Situ Shear Test of

Soil-Root Systems. ASCE.J.Geotech. Engineering 114(12) : 1376-1394

謝辞

本研究は数多くの人々の協力と励ましなしには、決して遂行しえなかったことを、ここに銘記する。東大砂防研究室の太田猛彦教授は、適切な御助言を授けて下さっただけでなく、私が研究に専念出来るよう最大限の配慮をして頂いた。また同研究室の鈴木雅一博士には、本研究の最初から最後までご指導を頂いた。特に本研究の根幹をなす新型一面せん断試験機開発の発想は鈴木博士のご指導によるものである。実際の一面せん断試験の実施においては、同研究室の多くの学生の力によるところが大きい。特に加藤尚子女史（現神奈川県土木），椎葉秀作氏（現建設省）の両名には、せん断試験の大部分を実施して頂いた。また現場一面せん断試験機は、塚本良則教授（旧東京農工大学，現日本大学），中村浩之教授，窪田順平助教授（東京農工大学）と森林総研の落合博貴博士より貸して頂いたものである。以上のように本研究は、私を取り巻く人々全ての理解と激励があって初めて存在し得るものである。最後に論文執筆中の私の我侭な生活態度に辛抱強く付き合ってくれた（多分これからも少しは付き合って下さると思います）、妻の訓子に心より感謝する。


Kodak Color Control Patches
© Kodak, 2007 TM: Kodak
Blue
Cyan
Green
Yellow
Red
Magenta
White
3/Color
Black
Kodak Gray Scale
C
Y
M
© Kodak, 2007 TM: Kodak
A 1 2 3 4 5 6 M 8 9 10 11 12 13 14 15 B 17 18 19