

しらす地盤の地盤工学的特性に関する研究

[Mechanical Properties of Shirasu Ground based on
Geotechnical Engineering]

高 田 誠

①

しらす地盤の地盤工学的特性に関する研究

(Mechanical Properties of Shirasu Ground based on
Geotechnical Engineering)

高 田 誠

しらす地盤の地盤工学的特性に関する研究

第1章 序論

1. 1	研究の背景及び目的	1
1. 2	本論文の構成	4
	参考文献 (第1章)	5

第2章 鹿児島県の地形・地質

2. 1	地形概要	6
2. 2	地質概要	14
	参考文献 (第2章)	21

第3章 地盤工学よりみたしらす, しらす地盤

3. 1	しらすの分類	22
3. 2	しらす地盤のN値と分布形態	25
3. 3	しらすの物理特性	28
3.3.1	土粒子の密度	28
3.3.2	粒度組成	29
3.3.3	コンシステンシー特性	29
3.3.4	湿潤密度	30
3. 4	しらすの力学特性	31
3.4.1	締固め特性 (粒子破碎)	31
3.4.2	浸透・侵食特性	35
3.4.3	静的圧縮・せん断強度特性	38
3.4.4	不飽和しらすの力学特性	45
3.4.5	動的せん断特性	57
3. 5	まとめ	65
	参考文献 (第3章)	67

第4章 しらす地盤の液状化特性

4. 1 概 説	71
4. 2 液状化の検討方法	76
4. 3 F_L 法を用いた液状化ポテンシャルの評価	82
4. 4 沈下量による検証	86
4. 5 鹿児島市沖積平野の液状化マップ	89
4. 6 まとめ	91
参考文献 (第4章)	92

第5章 しらす斜面の安定性

5. 1 しらす斜面の崩壊形態	93
5. 2 一次しらす斜面の安定性評価	100
5. 3 盛土斜面の補強土工法の適用例	103
5. 4 不飽和地盤の安定性評価	113
5. 5 まとめ	118
参考文献 (第5章)	119

第6章 しらす地盤の支持力特性

6. 1 三成分コーン貫入試験結果	121
6. 2 静的・動的貫入試験の関係	123
6. 3 せん断強度特性	124
6. 4 三軸せん断試験結果との対比	125
6. 5 変形係数	127
6. 6 杭の深層載荷試験	128
6. 7 二次しらす地盤の杭の支持力算定式	130
6. 8 まとめ	131
参考文献 (第6章)	132

第7章 しらす地盤の掘削問題

7. 1 しらす地盤の掘削施工事例	133
7. 2 砂質土の水分保持特性と圧気工法への適用例	143
7. 3 まとめ	145
参考文献(第7章)	146

第8章 結 論 147

謝 辞

付 録

第1章 序 論

1. 1 研究の背景及び目的

しらすは、地質学的には南九州に広く分布する、火砕流堆積物の非溶結部¹⁾と定義づけられており、日本統一土質分類では火山灰質砂に分類される特殊土である²⁾。このしらすは、鮮新世($2\sim5\times10^6$ 年前)後期から更新世($2\times10^6\sim1\times10^4$ 年前)後期にかけて、主として現在の鹿児島湾奥にあたる始良カルデラ、鹿児島湾口にあたる阿多カルデラ、霧島北部の加久藤カルデラ等から噴出されたもので、鹿児島県本土ではこのしらすは、地盤表層部の50%以上を占めている。このような火砕流堆積物の非溶結部であるしらすは、山内³⁾によると南九州の他、東北地方の十和田湖周辺や、北海道をはじめ各地方のカルデラ周辺に見られる砂質火山灰土のなかにも、しらすとよく似ているものがあるとしている。また、長崎県雲仙普賢岳においても、1990年11月に大規模火砕流が発生したが、この堆積物もしらすと同様の地盤工学的特性を有するであろう。

このような火砕流堆積物の非溶結部であるしらすの力学特性は、山内ら⁴⁾により通常の土質材料(砂質土)とは異なる点が多いことが指摘され、過去20年程度の研究動向、設計・施工事例を振り返ると、次のような問題点が挙げられている^{5)~7)}。

① しらす地盤での液状化ポテンシャルの評価手法

地下水位が低いしらす台地においては、地盤の液状化は特に問題にはならない。一方地下水位が高いしらす地盤(沖積低地、しらす台地の谷部)では、地震時の液状化の可能性が考慮されなければならない。これまでも、岡林ら⁶⁾によりしらすは豊浦砂と同程度に液状化しやすいと言われていたことや、内田⁷⁾は1914年の桜島大噴火により鹿児島市内で液状化現象が見られたと報告しており、また1968年のえびの地震では噴砂現象が報告⁸⁾され、しらす地盤は液状化しやすい地盤とされている。また秋吉ら⁹⁾により、1997年3月と5月の鹿児島県北西部で発生したマグニチュード6.5、6.2の地震で、出水市や阿久根市、川内市から串木野市にかけての鹿児島県北西部西側沿岸部(海底二次堆積しらすを埋立土材料とする埋立地)において、噴砂を伴う液状化現象が確認されている。

このようなしらす地盤に対し、液状化の程度を定量的に把握する方法として、従来から関係各機関で提唱された通常の砂質土に対する方法に困っていた。しかし力学的に特異なことが明らかにされてつつあるしらすの動的力学特性も特異であることが予想されることから、しらす地盤の液状化ポテンシャル（動的強度・変形特性）の評価方法についても、発生した液状化事例を説明しうるような、詳細な検討ならびに定量的評価方法の確立が必要である。

② しらす斜面の安定性評価手法

斜面安定問題には、しらす台地の地盤を対象とする問題と沖積しらす地盤を対象とする問題に分けられる。前者は切土斜面、後者は盛土斜面の斜面安定問題である。前者の問題に対し北村ら¹⁰⁾は、従来のすべり面形状が円弧であるという仮定に立った斜面安定解析手法の適用が困難であることを、1993年8月の鹿児島豪雨災害の事例から明らかとしている。またしらす台地縁辺部においては斜面の勾配が 60° 以上でも自立するという例を多く見ることができるのも、従来の斜面安定解析手法では説明できない問題である。このような特異な斜面の安定性について、地盤工学的な面からのアプローチ（事象の説明）が必要である。一方盛土斜面については、従来の斜面安定解析手法（円弧すべり法）の適用は可能とされるが、切土斜面と同様に浸食に弱く、しらす盛土斜面に最適な法面保護工開発が必要とされる。また通常の砂質土材料に適用され、脚光を浴びつつある補強土工法¹¹⁾の、しらす斜面での有用性に関する検討も今後の課題とされる。

③ しらす地盤での支持力算定手法

沖積しらす地盤における、支持力の定量的評価法の確立が、緊急の課題とされる。しらすは土粒子の密度が小さく、かつ粒子破碎を生じやすいとされ、また粒子形状が角張っていることによるインターロッキング効果が大きいとされる。なお沖積しらす地盤においては、明瞭な支持層がないか、あったとしてもその分布深度はかなり深い¹²⁾ことから、構造物の基礎形式として杭基礎が採用されるケースを多くみることができる。この場合、杭周面の摩擦によって支持力を確保するような摩擦杭形式の採用が殆どで、

現地における深層載荷試験の結果をみると、先端支持力に比較して周面摩擦成分が卓越するという特徴を有している¹³⁾。これに対し、従来用いられている静的支持力公式による許容支持力をみると、先端支持力と周面摩擦力が同程度に発揮され、原位置試験結果とは異なる事例を多く見ることができる。したがって、杭基礎における支持機構及びしらすと杭周辺での摩擦の発現機構等について解明する必要があるとともに、しらす地盤独自の定量的評価方法（支持力公式）の開発が行われる必要がある。

④ しらす地盤の掘削に関する問題

地下水位が低く、不飽和状態にあるしらす台地縁辺部における掘削（切土）やトンネル掘削は、容易であることは経験的によく知られている。しかしこの特性（不飽和強度）を地盤工学的な面からアプローチした研究は見受けられない。また地下水位が高く、降下軽石（ぼら）層を含むような複雑な層序をなすしらす地盤では、地下水の処理を含む掘削が問題となる。鹿屋分水路における開削工事の施工事例をみても、層序の把握及び止水矢板の打設深度の重要性が林ら¹⁴⁾により指摘されている。よって不飽和・飽和しらす地盤の浸透・圧縮・せん断特性を考慮した解析手法、施工法の開発が今後必要である。

ところで鹿児島県本土では、これまでに鹿児島湾、志布志湾での埋立地盤の造成、九州自動車道建設、武岡トンネル・鹿屋分水路のトンネル掘削工事等の土木事業がなされており、現在も九州新幹線、東回り・西回り高規格自動車道の建設、鹿児島港での湾岸道路建設を含む交通道路網の整備、ウォーターフロント開発等の事業が進行中である。また鹿児島県では、例年梅雨時、台風来襲時に斜面崩壊、河川堤防の破損等に起因する自然災害が発生している。このような各種建設事業・自然災害に対し、先に掲げたしらすの地盤工学的諸問題を解明し、総合的な設計・施工法・防災対策の確立が緊急な課題といえる。

本論文はこのような背景のもと、しらす及びしらす地盤に関する種々の地盤工学的諸問題を解明することを目的として、火山灰質土に関する既往の研究動向、設計・施工事例を収集・整理し、地盤（土質）工学的立場から、しらす及びしらす地盤の地盤工学的特性についてまとめたものである。

1. 2 本論文の構成

本論文の構成と、その概要を説明する。

第2章においては既往資料を参照し、鹿児島県下における地形・地質の概要を、しらすに重点をおきまとめた。地形概要においては、山地・台地・沖積低地・河川・埋立地の分布域について紹介した。また地質概要においては、県下に分布する地質の略図・地史年表を紹介するとともに、火砕流堆積物の平面的分布域をカルデラの位置と対比しながら紹介した。

第3章においては、地盤工学からみた材料としてのしらす及びしらす地盤の特性についてまとめた。3.1節においては既往のしらすの分類の詳細について示し、本論文におけるしらす分類の基本的考え方について説明した。3.2節においては、しらす台地・沖積しらす地盤における標準貫入試験によって得られたN値の深度分布形態について検討を加えた。3.3節においては、しらすの物理特性についてまとめ、3.4節においては動的強度・変形特性・不飽和特性を含む力学特性についてまとめた。

第4章以降においては、しらす地盤の地盤工学的諸問題に対する本論文での所見をまとめて示した。

第4章においては、しらす地盤の地震時液状化問題について、既往の液状化ポテンシャルの評価方法を参照し、しらす地盤に固有な検討方法を提案し、鹿児島県北西部地震で液状化した川内市の地盤で検討方法の妥当性を検証し、次に鹿児島市を対象とした液状化マップを作成した。

第5章においては、既往の研究成果からしらす斜面の崩壊形態について示し、しらす台地斜面を対象とした安定解析法を提案、検討している。またしらす盛土斜面の補強土工法の適用性について施工事例を紹介した。

第6章においては、沖積低地（二次しらす地盤）において場所打ち杭の施工実績が多いことを考慮し、既往の地盤支持力算定法と、二次しらす地盤における杭の深層載荷試験結果を紹介し、しらす地盤に固有な杭の支持力算定法を提案した。

第7章においては、地下水位以上の場合についてはトンネルの掘削事例を、地下水位以深の問題については開削工事の事例を紹介し、しらす地盤の掘削に関する留意点をまとめた。

参考文献（第1章）

- 1) 岩松暉・福重安雄・郡山栄：シラスの応用地質学的諸問題，地学雑誌，98－4，pp. 378～400, 1989.
- 2) 柳沢栄司ほか：土質試験の方法と解説，第2章土の工学的分類，土質工学会，p. 186～200，1990.
- 3) 山内豊聡編著：日本の特殊土，土質基礎工学ライブラリー10，土質工学会，p. 204，1974.
- 4) 山内豊聡監修，藤本広，春山元寿，村田秀一：九州・沖縄における特殊土，土質工学会九州支部，pp141～166，1982.
- 5) 北村良介，高田誠，福田伸朗，禰和英：しらす地盤における地盤工学的諸問題，地盤工学会，第40回地盤工学シンポジウム，平成7年度発表論文集，pp169～176，1995.
- 6) 岡林巧，兵動正幸，安福規之，村田秀一：乱した一次シラスの非排水単調および繰返しせん断挙動，土木学会論文集，No.499/III－28，pp97～106，1994.
- 7) 内田祥三：大正3年鹿児島地震に於ける建築物被害調査報告，震災予防調査報告，No.80，1～31，1915.
- 8) 土質工学会シラス研究委員会：えびの地震と地盤災害，土と基礎，pp47～59，1968.
- 9) 秋吉卓・湊田邦彦・松本英敏・尻無濱昭三：鹿児島県北西部地震における液状化被害について，日本自然災害学会，第16回日本自然災害学会学術講演会講演概要集，pp. 53～54，1997.
- 10) 北村良介・地頭菌隆・矢ヶ部秀美：1993年鹿児島豪雨災害，5. 斜面崩壊の形態と分類，土質工学会，pp. 45～53，1995.
- 11) 池上正宏，岩崎高明，西林清茂：補強土工法，土質基礎工学ライブラリー29，土質工学会，pp. 291～318，1988.
- 12) 横田修一郎ら：平野下における地質分布と地質構造，鹿児島市地盤図，鹿児島市地盤図編集委員会，徳田屋書店，pp. 19～24，1995.
- 13) 寺井希代嗣，山田登喜雄，林昌弘，井手元高行：シラス地盤における基礎施工例－鹿児島市鴨池市街地住宅新築工事－，基礎工，Vol. 9，No.12，pp116～128，1981.
- 14) 林重徳，山内豊聡，亀江幸二，松雪清人：しらす台地の地下水位下に貫通した「鹿屋分水路トンネル」，土と基礎，pp13～18，1990.

第2章 鹿児島県の地形・地質

2. 1 地形概要

図2-1¹⁾は、九州の地形を山地・台地及び沖積平野に区分したものを示した。また図2-2及び表2-1²⁾は、鹿児島県本土の地形に限って区分したものを示した。以下、鹿児島県本土の地形区分について要約する。

(1) 山 地

竹下¹⁾は九州南部の地形を次のように示している。九州山地の南方は、琉球弧への変曲部分にあたり、霧島・桜島等の火山活動が活発な地域となっている。この地域には、南北方向に並ぶ東の大隅半島系列と、西の薩摩半島系列の非火山山地とがあり、その中間に鹿児島湾が位置している。

また早坂ら³⁾は九州南部の地形を次のように示している。九州山地の延長部で大隅半島・薩摩半島の合流部に当たる北薩山地は、川内川によって南北に二分され、北が紫尾山地、南が八重山山地と呼ばれる。一方大隅半島系列の大隅山地はしらす台地によって分断され、北から白鹿(しらか)山地、高隈山地、肝属山地となり、南ほど山体が大きく険しい特徴を有する。また薩摩半島系列の南薩山地は中起伏山地で、万之瀬川によって金峰山地と野間山地に分けられる。

火山地としては、図2-3⁴⁾に示すように霧島火山帯は阿蘇～加久藤～始良～阿多～鬼界カルデラが南北方向に連続しており、その分布範囲は広く、韓国岳(1700m)を主峰とする大小20個以上もの火山から構成され、鹿児島・宮崎両県にまたがる大小山地となっている。韓国岳の側壁には大規模な硫気孔があり、新燃岳はごく最近に爆発するなど、火山活動を継続している。

鹿児島湾内にそびえる桜島は、現在も40年以上噴煙活動を続けている活火山で、約1.5万年前から生成した火山で、多くの土砂災害をもたらしている。地形史的にはこの火山活動よりも桜島火山の母体である始良カルデラの爆発の方が規模的には大きい。このカルデラ壁は、現在の鹿児島湾の北部沿岸に円形に分布する崖で、2.4万年前の大爆発によって形成されたものと考えられている。この爆発により、半径数10kmの範囲に、莫大な量の火砕流堆積物を堆積させたことが知られており、その非溶結部がいわゆるしらすにあたり、広大な台地地形が形成されている。

鹿児島湾南部の山川周辺には、阿多火砕流を噴出した阿多カルデラがあり、その他にも池田湖の小カルデラ、円錐形の開聞岳等の火山地形が分布している。

大隅半島にはブロック状の肝属山地、高隈山地が南北方向に分布し、志布志湾北部にはこの系列の東側に平行に、鰐塚山地と日南山地が分布している。大隅半島の山系と鹿児島湾沿いの火山帯との平行配置は、さらに南に伸びて薩南諸島の構成に対応している。

(2) 台地

鹿児島湾北部周辺を中心に、大隅・薩摩両半島、北薩・霧島地区にわたって、標高数10mから200mの台地が発達する。これらの台地は殆どが火砕流堆積物で構成されるしらす台地である。早坂祥三監修の文献³⁾によると、これらの台地群の中の始良台地、鹿児島・日置台地、曾於台地は台地原面と考えられる平坦面を、あまり残していない。一方、南薩台地と肝属台地は、ともに北半を非溶結な凝灰岩、南半を溶結凝灰岩で構成し、台地平坦面がよく保存されている。

図2-4⁵⁾に示すように、火砕流堆積物のなかで最も分布範囲が広く、大量に噴出しているのは、始良カルデラから噴出した入戸火砕流堆積物で、鹿児島市周辺の紫原や吉野台地、国分市周辺の十三塚原、大隅半島の笠野原台地などを形成している。なお薩摩半島南部では、阿多カルデラを噴出源とする阿多溶結凝灰岩が広大な南薩台地を形成し、大隅半島南部にも阿多の溶結凝灰岩からなる台地がみられる。

(3) 沖積平野

山地・台地・丘陵の多い鹿児島県では、低地はこれらの間に散在しているに過ぎない。また川内川・肝属川を除くと、いずれも小河川であるため出水平野と川内平野・肝属平野・国分平野以外には大きな平野が分布していない。出水平野は米之津川の支流である平良川・高尾野川・野田川の三つの河川により形成された扇状地で、北側にある規模の大きい出水扇状地と、南側のやや小さな野田扇状地の二つからできている複合扇状地である⁶⁾。川内平野は川内川とその支流に沿って開けた旧氾濫原の低地である。また肝属平野も肝属川とその支流である串良川等中小河川の、国分平野は天降川や検校川等の中小河川に沿って開けた旧氾濫原の低地である。

串木野以南の薩摩半島は、大きな河川はないが、中小河川沿いの流域盆地や河口に小規模の沖積平野がみられ、薩摩半島西部の吹上海岸と大隅半島東部の志布志湾岸には単調で、長大な砂丘が発達している。

(4) 河川¹⁰⁾

鹿児島県内で最長の河川は川内川で、霧島山地に源を発し、加久藤・大口・宮之城・川内など北薩の流域盆地を西流している。この河川は勾配が1%程度と緩いため、河川沿いの沖積平野の形成規模は相対的に小さい。また川内川につぐ菱田川・肝属川は、それぞれ大隅半島の白鹿山地・高隈山地に発し、鹿屋盆地・肝属平野などを経て志布志湾に流入する。

(5) 人工地形⁷⁾

沖積低地の発達の少ない鹿児島県では、古くは農地造成の目的で農業干拓が行われてきた⁸⁾。また近年では都市化の進展とともに、しらす台地上の宅地造成による地形の変造がなされ、商工業地のための海岸埋め立てや、人工島の造成も鹿児島市・串木野市・喜入町・東串良海岸などで行われている。

鹿児島市与次郎ヶ浜(1966年～1972年)、祇園之洲(1972年～1977年)の埋立地は、山土採取現場までパイプラインを敷設し、山土と海水をまぜあわせ、埋立地に流し込む水搬送工法により造成している。また日石喜入基地(1967年～1975年)、谷山臨界工業団地(1967年～1978年)、志布志湾(1979年～1985年)の場合、埋立地の沖合の海砂をポンプ浚渫し埋め立てている。鹿児島本港北埠頭(1985年～1990年)では、桜島の野尻川で発生した土石流によって河口付近に堆積した火山灰・溶岩の碎屑物をバージ船で運び、埋立材料として利用している。

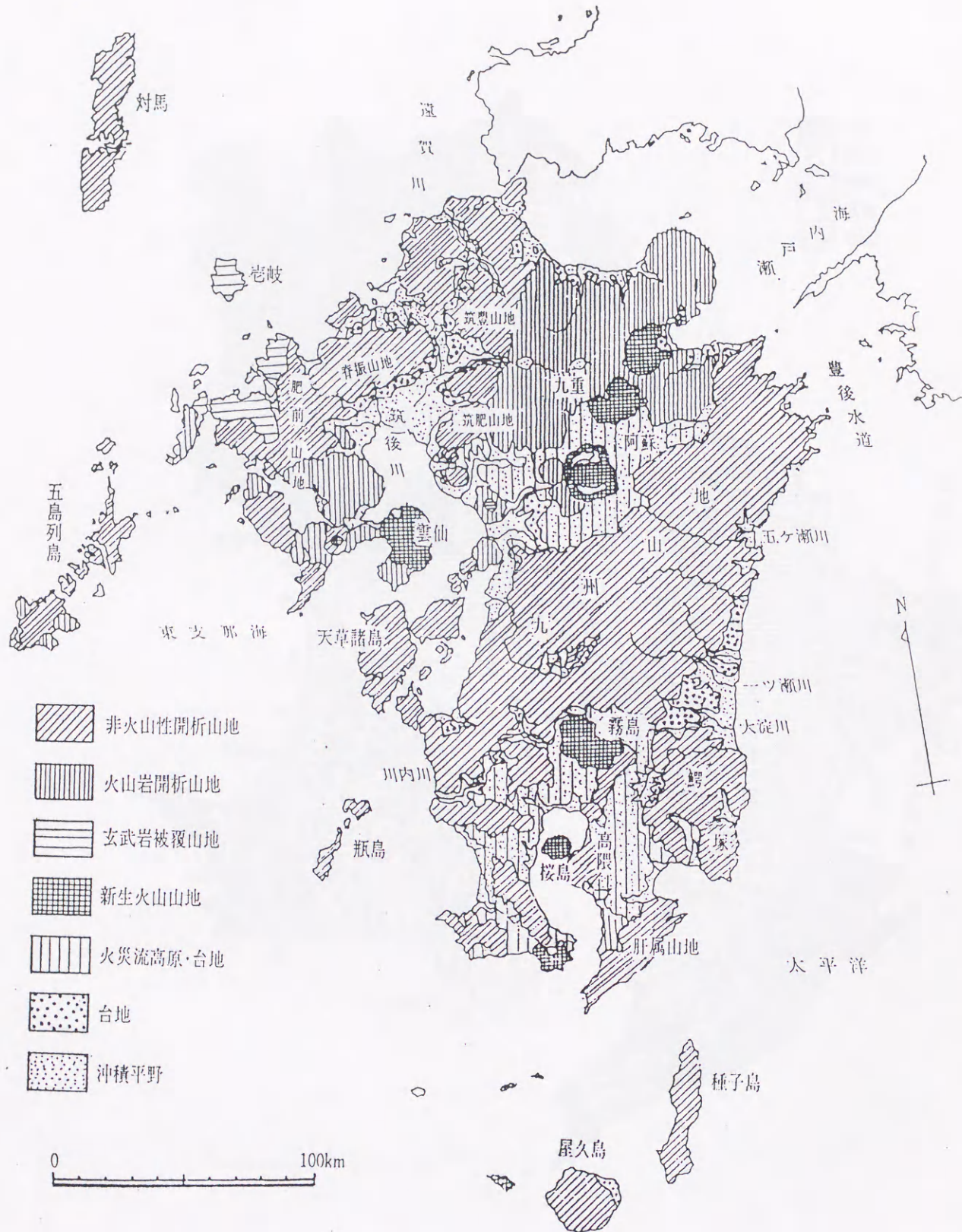


図2-1 九州の地形¹⁾

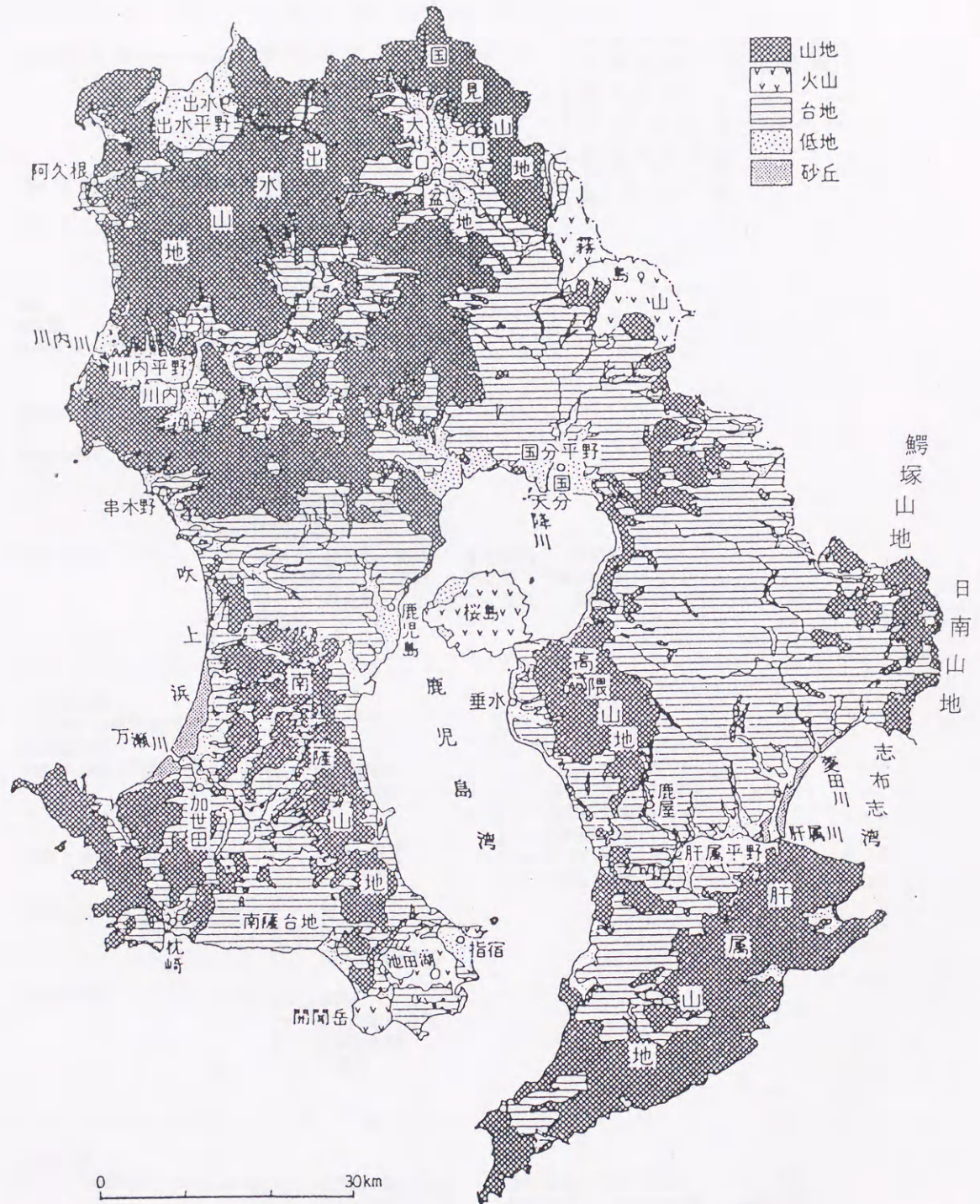
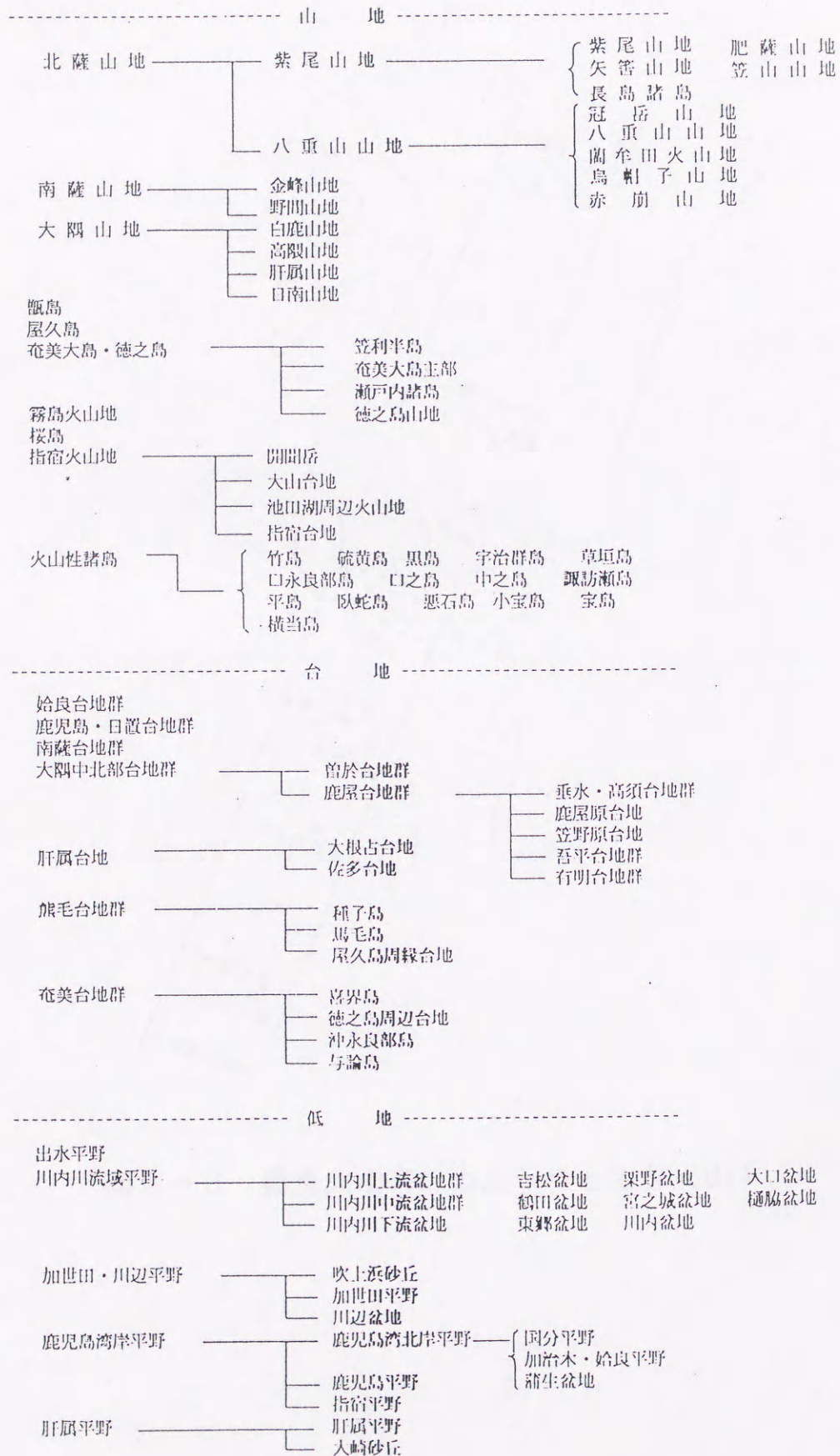


図2-2 鹿児島県の地形区分²⁾

表2-1 鹿児島県内の地形地域区分²⁾



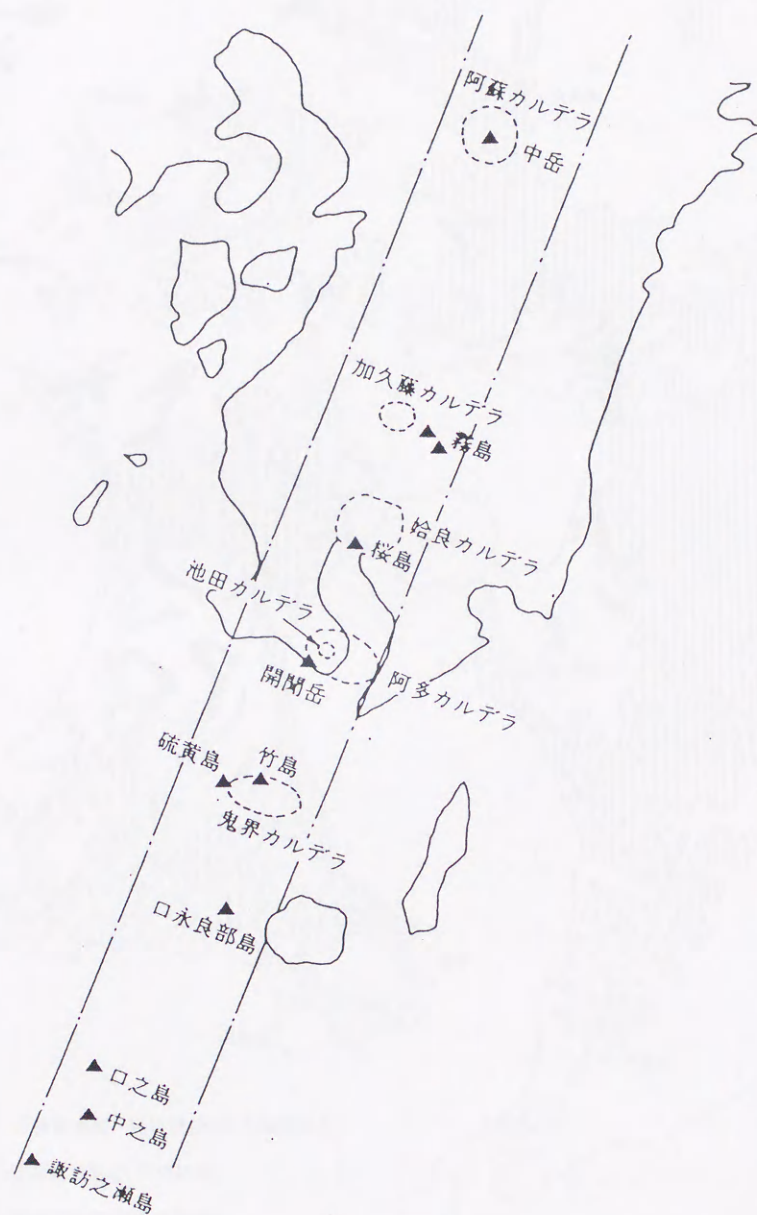


図2-3 霧島火山帯のカルデラと主な火山⁴⁾

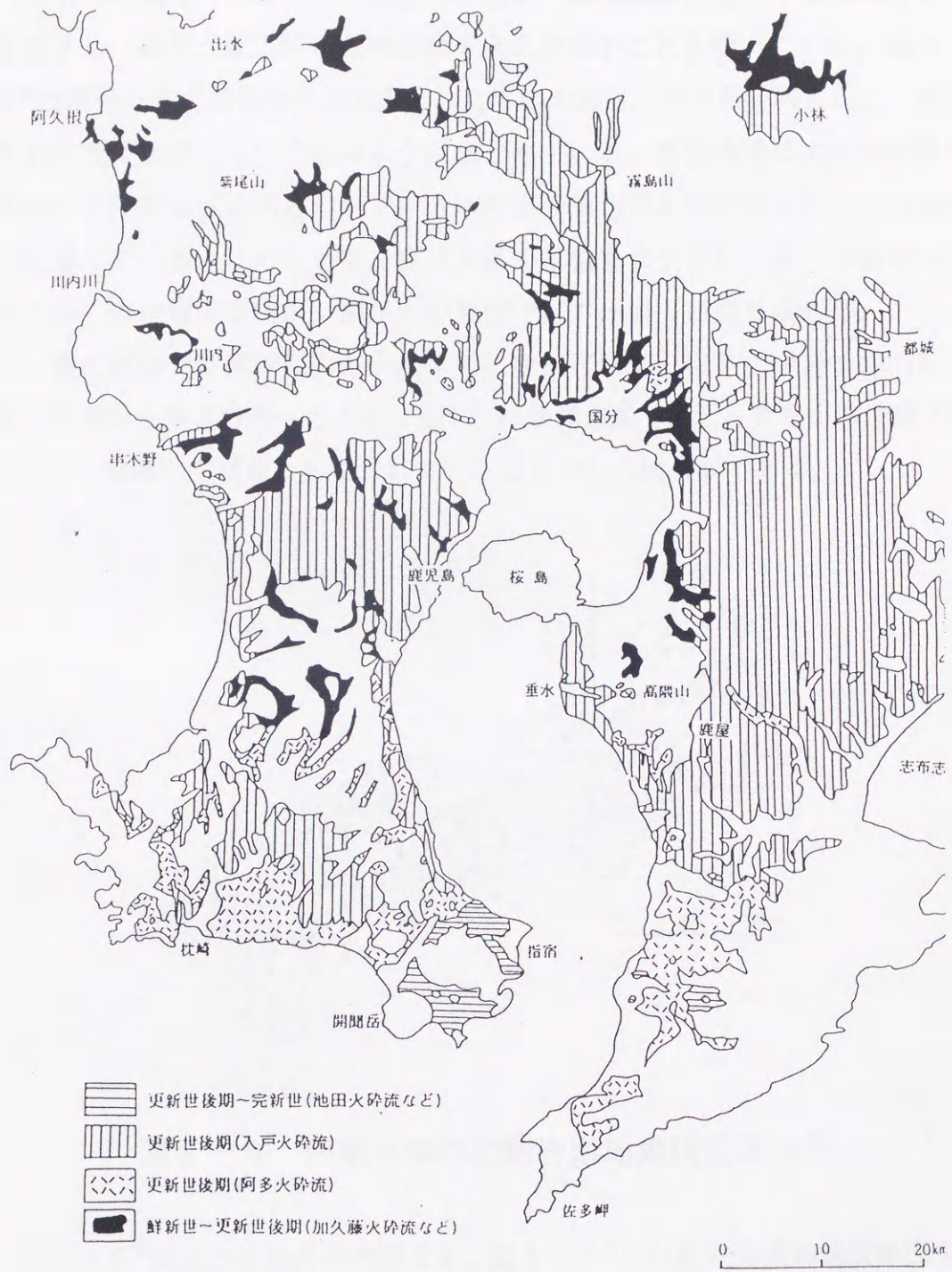


図2-4 鹿児島県下に分布する火砕流⁵⁾

2. 2 地質概要

九州の地質は、古第三紀以前の堆積岩類や深成岩類を主とする火成岩類を基盤とし、新第三紀以降の堆積岩類や火山岩類がこれを覆っている。図2-5⁹⁾は西南日本の地質構造区分を示したものである。早坂ら³⁾によると、鹿児島県の地質概要について次のようにまとめている。鹿児島県は太平洋西縁に発達する長大な弧状列島の中で、日本列島の本州弧と琉球弧が接合する場所に位置している。このことは、鹿児島県の基盤をなす古期岩層（白亜系～古第三系）の地層の走向が、紫尾山の東側では本州弧（西南日本外帯）の方向に、また西側では琉球弧の方向に平行になっており、紫尾山付近で走向を北東—南西から南北方向へと大きく転じ、仏像構造線・延岡—紫尾山構造線（図2-6⁹⁾参照）の屈曲として現れていることから明らかである。

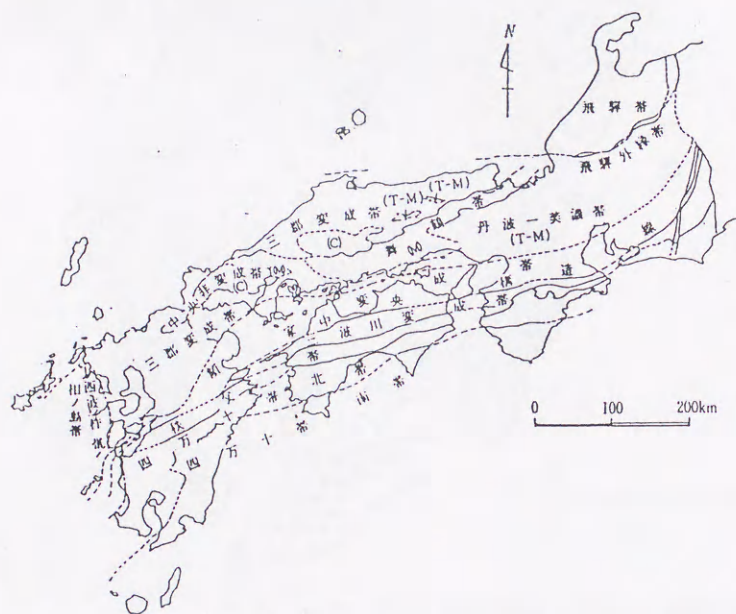
図2-5 西南日本の古期岩類地質構造区分⁹⁾

図2-6⁹⁾には九州地方の地質図を、図2-7⁵⁾には鹿児島県の地質略図を、また表2-2¹⁰⁾には鹿児島県内の地質総括表を示した。早坂ら³⁾は、鹿児島県の地質を大局的にみると、西から東へ順に阿久根—川内—九多島—奄美大島—加計呂麻島—徳之島と連なる三畳系—ジュラ系（秩父帯、三宝山帯），出水山地—薩摩半島—奄美大島と続く白亜系（四万十帯北帯），大隅半島—種子島—屋久島—奄美大島笠利半島と連なる古第三系（四万十帯南帯）のよ

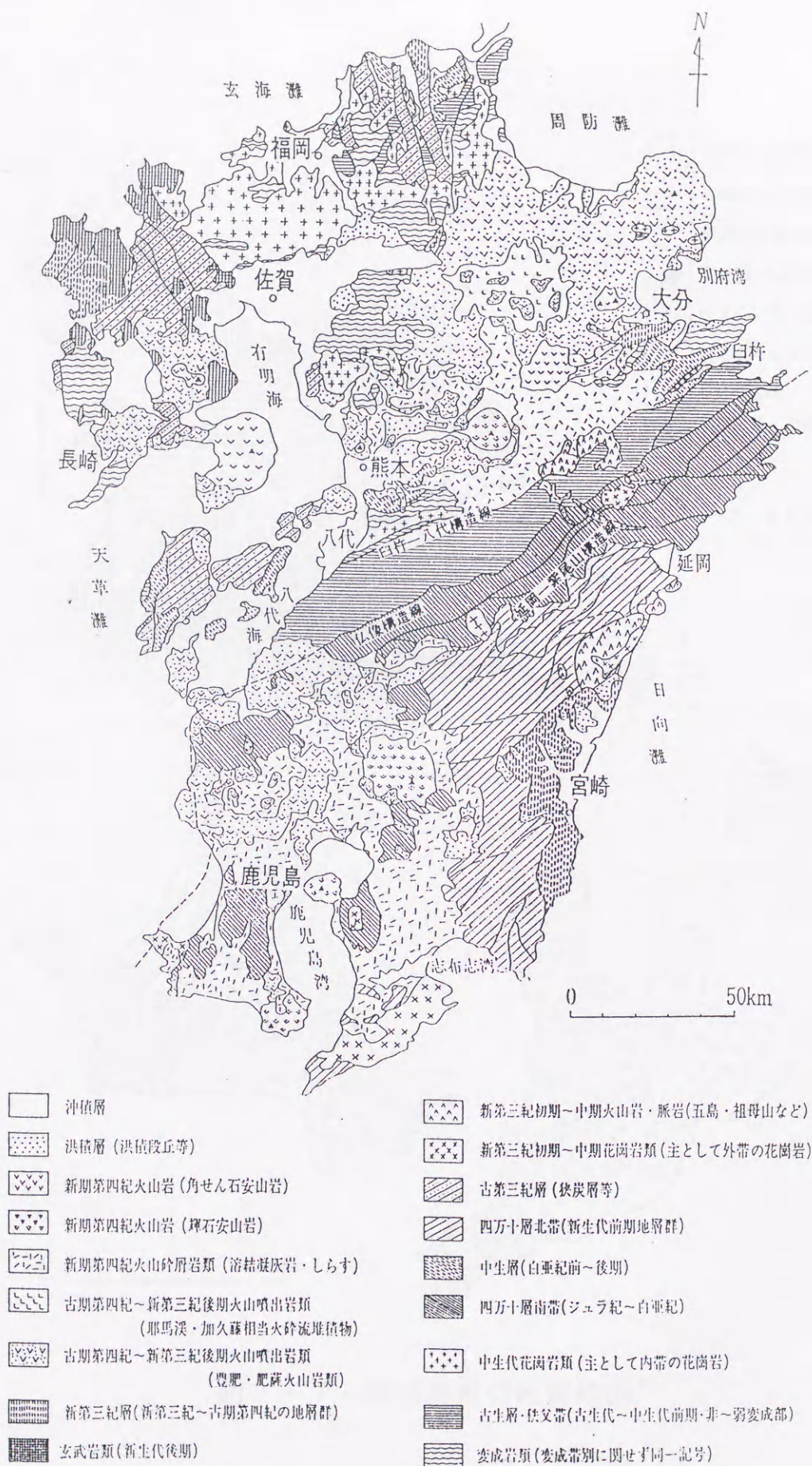


図2-6 九州地方の地質⁹⁾

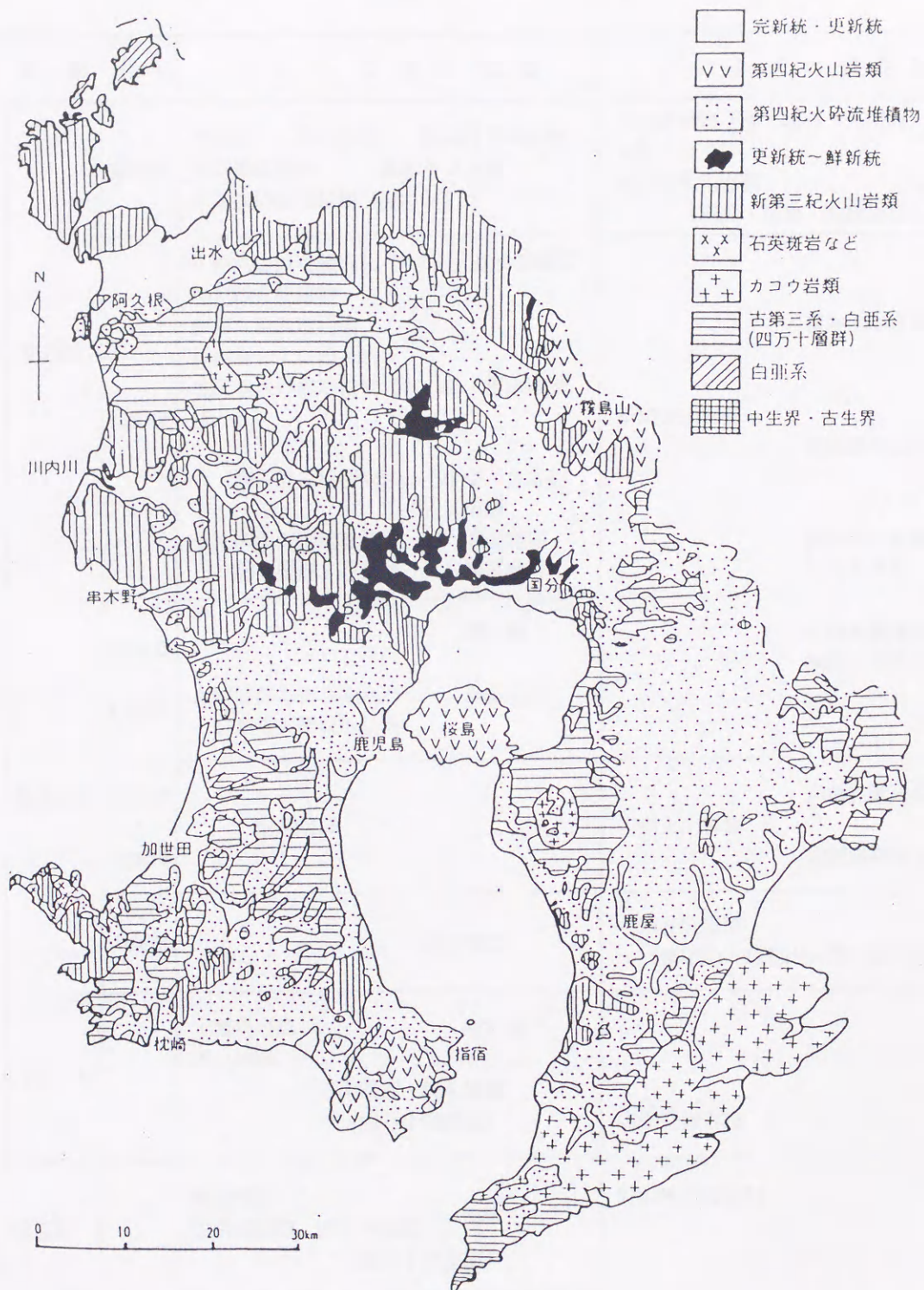


図2-7 鹿児島県の地質略図⁵⁾

表2-2 鹿児島県内の地質総括表¹⁰⁾

地 質 時 代			主 として 堆 積 岩 類	主 として 火 成 岩 類
新生代	第四紀	完新世	沖積層 砂丘砂層 低位段丘堆積物 扇状地堆積物 離水サンゴ礁 幸屋火砕流堆積物 (赤ホヤ)	火山放出物 (降下軽石・火山灰・ロー ム層・コラ) 完新世火山岩類 (霧島・桜島・開聞岳ほか)
		更新世	入戸火砕流堆積物(シラス) 大隅降下軽石 中位段丘堆積物 阿多火砕流堆積物 始良層および相当層 加久藤火砕流堆積物 (城山層・垂水礫層 ほか) 高位段丘堆積物 上中層・長谷層 竹ノ川層 先加久藤火砕流堆積物 国頭礫層 国分層群・花倉層 琉球層群	霧島火山岩類 新期火山岩類 蘭牟田火山岩類 菱刈火山岩類 川内玄武岩
	新第三紀	更新世 鮮新世	増田層 永野層群および相当層 島尻層群 鮮新世火砕流堆積物	北薩新期火山岩類 南薩新期火山岩類
		鮮新世 中新世	南薩層群	南薩古期火山岩類 古期火山岩類 北薩古期火山岩類
		中新世	茎永層群	新期花崗岩類 (紫尾山・高隈山・屋久島・大隅)
	古第三紀		上甕島層群 和野層 下島層群 日南層群・熊毛層群 (四万十帯南帯)	古期花崗岩類
	中生代	白亜紀 ジュラ紀 三畳紀	姫浦層群 御所浦層群 四万十層群 (四万十帯北帯) 三宝山層群相当層	野田岬変成岩類
			秩父古生層	
	古生代			

うに地層が配列しているとしている。また鹿児島県の地質にみられる大きな特徴の一つは、中新世から現在に至るまで、各時代の火山岩類が県内に広く分布していることである。特に第四紀に入ってから活発な火山活動の場に転じたことは、他の西南日本外帯（日本弧を中央構造線で分けたうち太平洋側）地域と著しく異なる。また更新世末に生じたカルデラ群（阿蘇，加久藤，始良，阿多，鬼界）の存在は、九州南部を特徴づけるもので、中でも鹿児島湾の湾奥と湾口付近に存在する始良カルデラ，阿多カルデラを形成した大規模な活動は、大量の軽石質火山噴出物（火砕流堆積物）を噴出し、非溶結の火砕流堆積物（いわゆるしらす）や溶結凝灰岩として、県本土の約 50%の地域に分布すると報告している³⁾。

以下、本論文のテーマである入戸・阿多火砕流堆積物の特徴について、要約する。

(1) 入戸火砕流堆積物

図2-8¹¹⁾には入戸火砕流堆積物の分布域を示している。図に示すように、鹿児島湾奥部沿岸の陥没地形から、かつてカルデラ（始良カルデラ）が形成されたと推定され、鹿児島市磯から始良町重富にかけての吉野台地縁辺部や、桜島の付け根にあたる垂水市早崎から牛根にかけては急斜面が形成されている。この始良カルデラから約 24,000 年前に噴出した火砕流堆積物は、県内に最も広く分布しており、しらす堆積前の旧地形を埋めるような形で分布し、火砕流堆積物・降下軽石堆積物と、堆積後に水流によって移動堆積した二次堆積物から構成される。横山¹²⁾は入戸火砕流堆積物の特徴について次のように要約している。この堆積物は最大粒径が数 10cm に達する種々の粒径や形状の軽石片、粒径が数 10cm 以下の石質破片およびそれらの細片から構成されている。軽石片は一般に白色で発泡度が高く、主な斑晶鉱物として斜長石、石英や不透明鉱物を含む。石質破片は、数種類の安山岩片が主体を占め、この他に四万十層群起源の砂岩・頁岩などの岩片がある。また入戸火砕流堆積物は一般に、非溶結または弱溶結のものが大部分で、水平的にも垂直的にも顕著な岩相変化が認められないことから、極めて短期間に噴出したものと考えられる。なお入戸火砕流堆積物は最大層厚が約 180mに達し、始良カルデラの中央を中心として半径約 70km 以内の 4000km²以上の地域を覆っている¹²⁾。

(2) 阿多火砕流堆積物

図2-9¹¹⁾は阿多火砕流堆積物の分布域を示している。図に示すように、鹿児島湾入り口付近の周辺の陥没地形から、カルデラ（阿多カルデラ）が推定されている⁹⁾。カルデラから噴出した火砕流堆積物は、南部九州一円に広く分布し、北は宮崎平野の北部や人吉盆地にまで達している。またカルデラ近傍では、薩摩半島の南薩台地や大隅半島大根占付近の台地を形成し、それ以外の地域では、四万十層群等からなる基盤の凹地を埋積している。阿多火砕流堆積物は主に供給源に面した斜面に堆積しており、反対側斜面には殆ど堆積しないという火砕流の乗り上げ構造を示す。また溶結度が高い火砕流であるため、地域的な岩相変化が著しく、高溶結部は赤褐～青灰～黒色など多様な色調を呈し、鹿児島市以北では全体的に黒色・細粒で、溶結度も著しく低下する¹¹⁾。なおこの火砕流堆積物の高溶結の凝灰岩は、柱状節理が発達し、連続的な急崖を形成しており、転倒・崩壊や落石を起こしやすい特徴を有している。噴出の時期は入戸火砕流と同時期、もしくは2.4～4.2万年前とされている。

表2-3¹³⁾は、入戸・阿多火砕流堆積物の特性を一覧にして示している。

表2-3 入戸・阿多火砕流堆積物の特性一覧¹³⁾

火 砕 流 名 称	阿 多	入 戸
噴 出 年 代	約2.4～4.2万年前	約2.4万年前
分 布 面 積 km^2	3000	4000
厚 さ m	2～20mの場合が多い。谷を埋め上面は急傾斜する場合が多い。	10～50mの場合が多い。最大180m程度で、上面は平坦である。
体 積 km^3	30～50	150
本 質 岩 塊	径10～20cmのレンズが多い（最大径2m以上）。再結晶している場合は灰色、ガラス質の場合は黒色を呈す。	5～20cmの淡灰色の軽石塊が多い。管状気孔多く、厚板状の軽石塊も多い。
異 質 岩 塊	火山岩と堆積岩とほぼ同量で、径は2～3cm。花崗岩塊は極めて稀。	火山岩と堆積岩とほぼ同量。径は2～3cm。
溶 結 の 程 度	強、但し変化に富む。	非溶結～弱
斑 晶 鉱 物	斜長石≫普通輝石～不透明鉱物>シソ輝石。稀に緑色。普通角閃石。	斜長石>石英>シソ輝石>不透明鉱物～普通輝石
基 質	ガラス質～結晶質。ガラス質は、比較的細粒で、色調は黒～灰褐～赤褐色と変化に富む。	ガラス質。ガラス片は比較的粗粒で、色調は無色（白色）～暗灰色を呈す。

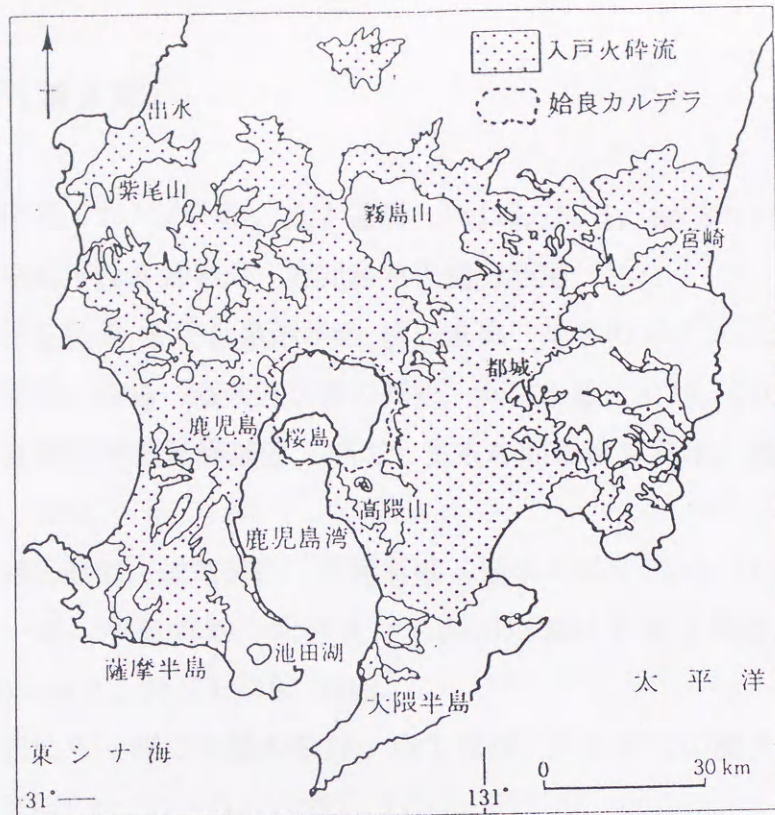


図2-8 入戸火砕流堆積物の分布域¹¹⁾

(荒牧, 1984 を簡略化, 侵食で失われた部分も復元して示してある)

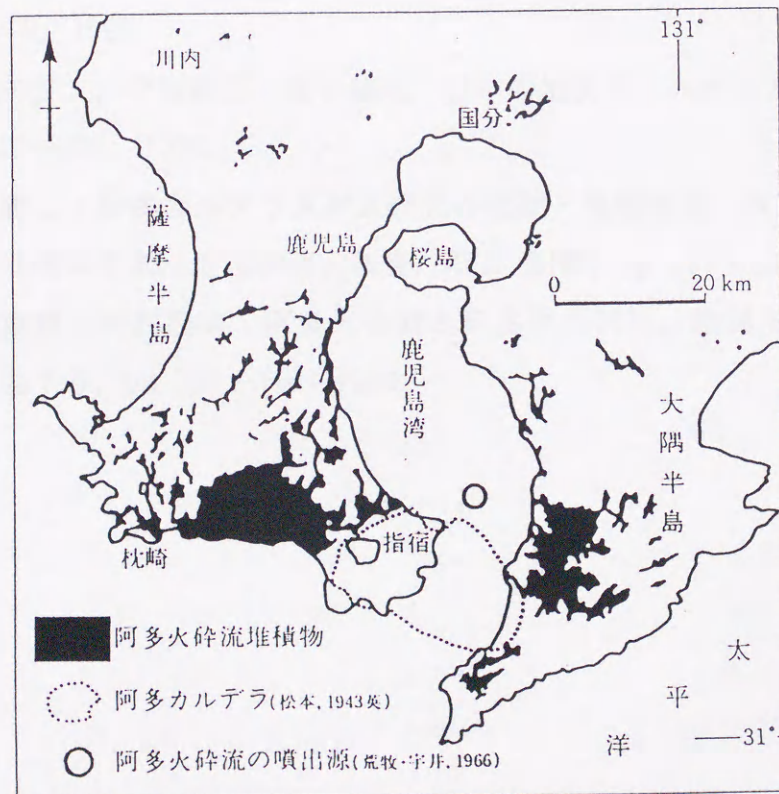


図2-9 阿多火砕流堆積物の分布域¹¹⁾

(鈴木・宇井, 1981 を簡略化, 点線で囲まれた部分は, 松本(1943)による阿多カルデラの輪郭を示す。白丸は荒牧, 宇井(1966)による阿多火砕流の噴出源)

参考文献（第2章）

- 1) 竹下敬司：九州の地形，土と基礎，Vol36，No.3，pp.9～14，1988.
- 2) 経済企画庁総合開発局：鹿児島県土地分類図，1971.
- 3) 早坂祥三監修，鹿児島県地学会：鹿児島県 地学のガイド，pp.1～23，1991.
- 4) 石川秀雄：桜島一噴火と災害の歴史，共立出版，p110，1992.
- 5) 鹿児島県教育地質調査団：かごしま茶の間の地球科学，南郷出版，pp.1～20，1981.
- 6) 早坂祥三監修，成尾英仁：鹿児島県 地学のガイド，p.71，1991.
- 7) 安原一哉，平尾寿雄，北村良介：九州における埋立地盤，土と基礎，Vol36，No.3，pp.73～79，1988.
- 8) 大内正之ら：埋立地盤の設計・施工技術，2.5 埋立の歴史，土質工学会九州支部，pp.20～21，1993.
- 9) 三浦三郎：九州の地質，土と基礎，Vol36，No.3，pp.15～20，1988.
- 10) 露木利貞編著：鹿児島県の地質，鹿児島県地質図編集委員会，鹿児島県，pp.5～9，1990.
- 11) 唐木田芳文，早坂祥三，長谷義隆：日本の地質9 九州地方，共立出版，pp.222～225，1992.
- 12) 横山勝三：始良カルデラ入戸火砕流の流動・堆積機構，東京教育大学理学部地理学教室，地理学研究報告，XVI，別冊，pp.127～167，1972.
- 13) 荒牧重雄，宇井忠英：阿多火砕流と阿多カルデラ，地質学雑誌，第72巻，第7号，pp.337～349，1966.

第3章 地盤工学よりみたしらす, しらす地盤

3. 1 しらすの分類

文献 1)によると, しらすは南九州, 特に鹿児島県本土と宮崎県南部において, それぞれ約 50%, 16%の総面積にわたって分布している火山堆積土であるとしている。また南九州に限らず, 東北地方の十和田湖周辺などに比較的大量に堆積しているものや, 北海道を初め, 各地方のカルデラ周辺に見られる火山灰質砂のなかにも, しらすとよく似ているものがある。ただし分布面積も小さく, 堆積層厚も薄いため, 地盤工学では大きな問題としては取り扱われていない。一方, 海外では, ニュージーランド北島の約 4 割の面積を占める“黄褐色軽石土”といわれるしらすに類似したものが堆積している。この他にもしらすに類似した火山灰質砂が, 海外に見られるが, つまびらかとなっていない。

ところで, しらすの語源について山内¹⁾は, “白砂”あるいは“白州”であろうが, 今日しらすは学術用語としても用いられるとしている。しかし, もともと俗語であったため, 従来からかなりあいまいに用いられてきた傾向がある。

山内は¹⁾, 南九州でしらすと呼ばれている地層は, 鮮新世から更新世にかけての火山噴出物の陸上及び水中における堆積土で, 成因, 噴出源, 噴出時代によって 20 数種類に細分されるとしている。しらすの成因は火砕流堆積物, 降下軽石堆積物及び火砕流・降下軽石の二次堆積物である¹⁾。藤本ら²⁾は, 火砕流とは高温の軽石物質とガスの混合物の高速の流れと定義している。また大規模な火砕流の噴出は, 火砕流台地と陥没カルデラを形成し, 鹿児島県内で良く見られるしらす台地は, この火砕流により形成されたものである。火砕流の一部または全部は溶結し, 非溶結部は溶結部に移行する。強く溶結した部分は溶結凝灰岩と呼ばれ, しらすとは区別される²⁾。

町田・新井³⁾は火山灰・軽石・火砕流堆積物をテフラと称し, 日本のテフラの分布を詳細に調べ, 表 3-1 のように分類しており, 北村⁴⁾は鹿児島県に分布するしらす地盤は, これらのすべてが含まれているものとしている。難波・春山⁵⁾は鉋打ち銃と山中式土壌硬度計を用い, 表 3-2 に示すような工学的分類を提案している。春山⁶⁾は, 指標硬度をもとに工学的立場から次のようにしらすを分類している。

一次しらす; 軽石流堆積物の非溶結部。

表3-1 テフラの分類³⁾

一輪廻の火山噴出物	テフラ (=火砕物, 広義の火山灰)	降下テフラ	降下軽石 pumice fall deposit (発泡した白色の粗粒物)
			降下スコリア scoria fall deposit (発泡した黒色の粗粒物)
			降下火山灰 ash fall deposit (径2 mm以下の細粒物)
		火砕流堆積物	火山灰流堆積物* [†] ash flow deposit (大部分が火山灰からなり大規模)
			軽石流堆積物* [†] pumice flow deposit (中〜大規模)
			熱雲堆積物* nuée ardente deposit (小規模)
			*溶結したもの, 溶結凝灰岩 welded tuff; やや固結したもの, 凝灰岩 (タフ) tuff
			[†] イグニンプライト ignimbrite
			火砕サージ堆積物 (ベースサージ base surge, 灰雲サージ ash cloud surge など)

風化したものは火山灰土 volcanic ash soil

多輪廻の火山噴出物 テフラ群: 火山灰 (土) あるいはローム loam, 赤土, 黒土 andosol などといわれる。

表3-2 しらすの工学的判別分類⁵⁾

(a) 分類	(b) 判別の方法
A. 自然地盤のシラス	
A-a 風化シラス	指標硬度 26 mm 以下
A-a-1 軽石流の非溶結部	
A-a-2 二次タイ積層	
A-a-3 降下軽石	
A-b ふつうシラス	指標硬度 26~31 mm
A-b-1 軽石流の非溶結部	
A-b-2 二次タイ積層	
A-c 固結シラス(弱溶結のシラス)	指標硬度 31 mm 以上
A-d シラス様タイ積物(凝灰質砂層・砂レキ層)	
A-d-1 細粒シラス	粒径 0.42 mm 以下の部分が90%以上を占める。
A-d-2 粗粒シラス	粒径 0.074~2.0 mm の砂分を70%以上含み, レキ分までも含む
A-e 降下軽石	均等な軽石レキのみからなる
B. 乱された地盤のシラス	シラス本来の構造・組織が乱されていること
崩壊地, 溪床タイ積物, 土地造成地, 築堤・盛土	

二次しらす；軽石流・降下軽石堆積物の水中及び陸上における二次堆積層。

成層しらす；二次しらすのうちで、成層しているもの。

水成しらす；水中堆積したしらす。

固結しらす（硬しらす）；溶結度が弱い軽石流堆積物。

風化しらす；一次しらす及び二次しらすの風化層，かなりの層厚をもって粘性土化している。

白しらす・赤しらす；しらすなる語にそれらの色調を表わす語を冠したもの。

白しらすは一次しらすに，赤しらすは風化しらすに対応する場合が多い。

ぼら；降下軽石に対して用いられる。この風化層は風化しらすと同様の性質を持つが，新鮮な降下軽石はしらすに含めない。

沖積しらす；しらすを主な母材とする沖積層。

極軟質しらす，軟質しらす，中硬質しらす，硬質しらす；山中式土壤硬度計を用いて測定した指標硬度による地山しらすの判別分類名⁷⁾で，表3-3に示すとおりである。

表3-3 硬さによる地山しらすの判別分類⁷⁾

分 類	極軟質 しらす	軟 質 しらす	中硬質 しらす	硬 質 しらす	溶 結 凝灰岩
指標硬度(mm)	20 以下	20~25	25~30	30~33	33 以上

また上述の一次しらす，二次しらす，成層しらす，水成しらす，沖積しらす，固結しらす（硬しらす）という区分を地質学的区分，風化しらす，白しらす，赤しらす，極軟質しらす，軟質しらす，中硬質しらす，硬質しらすという区分を工学的区分とする分類も行われている⁸⁾。

本論文では，“しらす”を地質学的な定義，すなわち“火砕流堆積物の非溶結部，降下軽石及びこれらの二次堆積物”とし，更にこのしらすを大別するために，「一次しらす」と「二次しらす」という用語を用いる。一次しらすの中に固結しらす，地山しらす，洪積しらすは含まれ，二次しらすの中に成層しらす，水成しらす，しらす台地から流出堆積した沖積のしらすが含まれるものとする。

北村⁴⁾は地盤工学的立場から，対象となるしらすについて，地形図等から一次しらすか二次しらすかの区別を行い，ボーリング調査や標準貫入試験・各種コー

ン貫入試験による貫入抵抗値, 原位置試験データ, および採取試料の室内土質試験結果等を組み合わせた分類も必要としている。また, しらす地盤は複雑な地層構成を呈していることから, 地盤情報のデータベース化が必要であるとともに, 統一したデータ処理システムの確立が必要としている⁴⁾。

3. 2 しらす地盤のN値と分布形態

鹿児島県本土の沖積平野部では砂質土が卓越し, 軟弱な粘性土が分布しないことが知られており, 圧密沈下に対する考慮の必要性がないため建築物を対象とした地盤調査は, N値の測定のみが終わっているケースが殆どである。

標準貫入試験併用の調査ボーリングにより明らかとされた鹿児島市内のN値の深度分布形態について, 文献9)では次の4つのタイプに区分している。

- ① 下層に至るまでN値の変化が少なく, その値は10程度または15~20程度のもの。
- ② 上層のN値は小さく, せいぜい10程度であるが, 深さ10~14mから急にN値が大きくなり, 30以上に達するもの。
- ③ 上層から下層にかけて, 深さにほぼ比例して増大するもの。
- ④ 表土ではN値が小さく10以下であるが, 急激に大きくなるもの。

図3-1¹⁰⁾は, 鹿児島市内のボーリング柱状図の内, ①~④のN値の深度分布形態に相当するものを抽出したものである。これらの図から, 上記のN値の深度分布形態について考察すると, ①のタイプ(同図(a))は鹿児島市中央部を流れる甲突川沿いとその北側の中心部及び海岸地域, 永田川以南の平地部に見られ, ②~④のタイプ(同図(b)~(d))は台地及びその周縁部に多く見られるものである。

以上の4タイプの内, 基礎工法を設計する上で, 特に問題となるのは①のタイプの地盤である。このタイプは鹿児島市内に限らず, 二次しらすが厚く分布する鹿児島県内の沖積平野部においても, 共通に見ることのできる特徴である。

砂質地盤では一般に, 深さとともにN値の増加する③のタイプの傾向となる。しかし二次しらす地盤は, 有効拘束圧(土被り圧)に関係なく20~30m(場所によっては40~50m)にわたりN値の低い層が続く例が多く, このことは他の砂質

地盤では見ることはできない特徴である。この原因について、春山¹⁰⁾は次の2つを挙げている。

- ① しらすは通常の砂質土に比べて液状化しやすいので、N値の測定時にも局所的な液状化が発生し、その結果、静的支持力に比して、動的支持力に相当するN値が小さく測定されている。
- ② しらす粒子は、その構成粒子の殆どが火山ガラスであることや、粒子自体がポーラスであること等から粒子破碎を起こしやすく、動的荷重による標準貫入試験では、小さいN値が測定されている。

なお二次しらす地盤のN値が相対的に低い理由として、地下水位の高低に拘わらず一次堆積（地山しらす）のN値が30以上と高い事実を考慮すると、上述した原因に加え、攪乱（侵食を含む）による強度低下が大きいこと、粘性土でいわれるシキソトロピー効果、再溶結効果が小さいことを物語っているものと考えられる。

しらす地盤（特に二次しらす地盤）のN値の評価については、後述する物理・力学特性（土質工学的特性）・支持力特性において詳細な検討を行った。

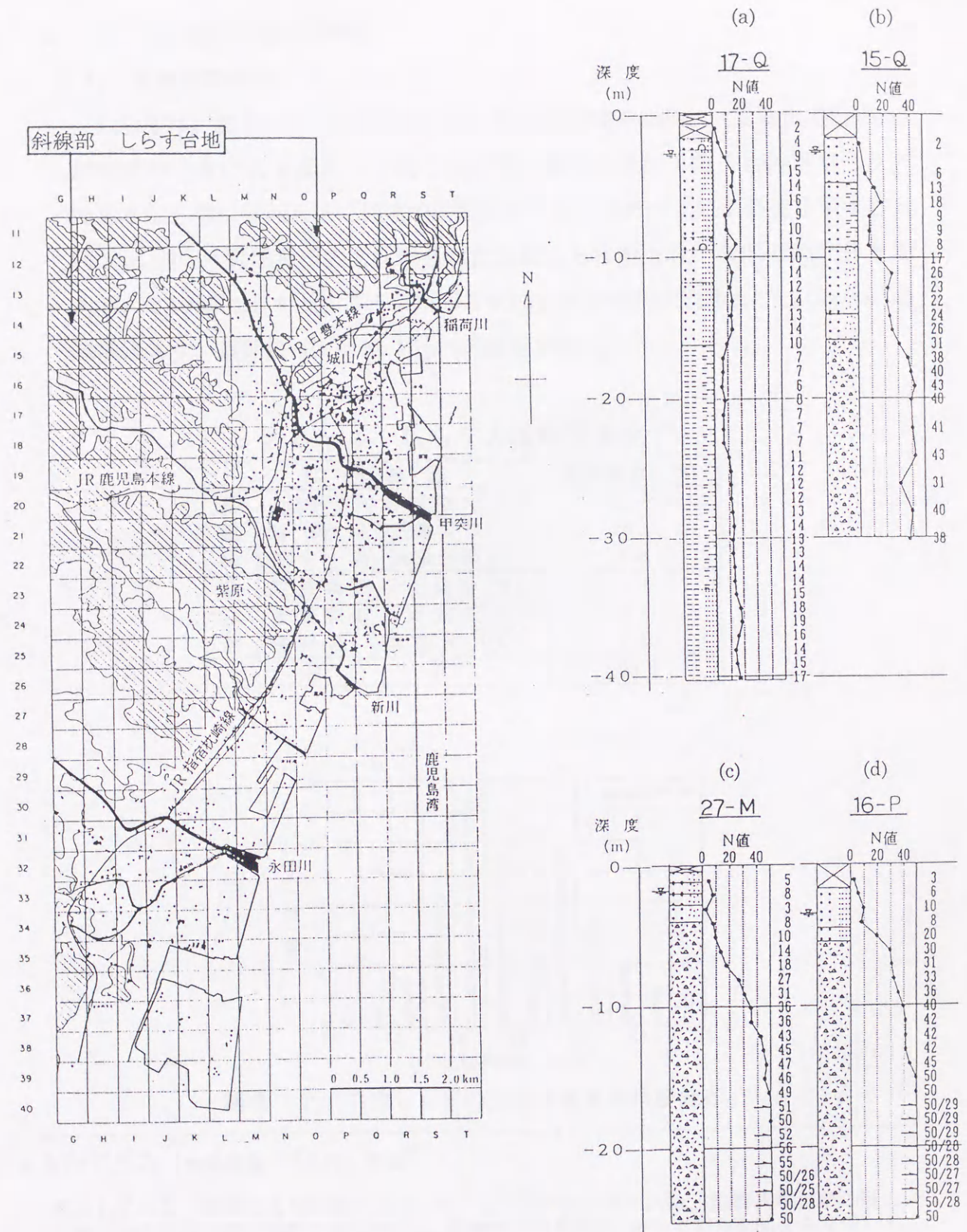


図3-1 N 値の深度分布形態¹⁰⁾

3.3 しらすの物理特性

3.3.1 土粒子の密度

しらすは、表3-4¹⁾に示すように、その構成粒子の殆ど（重量比で約80%）が密度の小さい火山ガラス*であることや、軽石の混在・粒子自体がポーラスであること等に起因して、通常の砂質土よりも小さめの土粒子密度を呈する。図3-2¹¹⁾は鹿児島市内で採取された二次しらすの土粒子密度の頻度分布である。この図に示すように、二次しらすの土粒子密度は概略2.2~2.8g/cm³の範疇にあり、最頻値は2.4~2.45g/cm³程度である。

表3-4 しらすの鉱物重量比¹⁾

粒 径 範 囲		鉱物重量比 (%)
軽	火山ガラス (比重 2.16)	80.8
鉱	斜 長 石 (比重 2.7)	10.9
物	石 英 (比重 2.6)	4.8
重	紫 蘇 輝 石 (比重 3.5)	2.4
鉱	普通輝石 (比重 3.3)	0.1
物	磁鉄鉱 (比重 4.96)	1.1
合 計		100.1

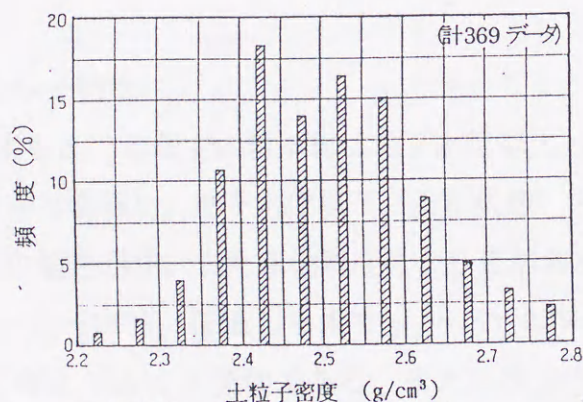


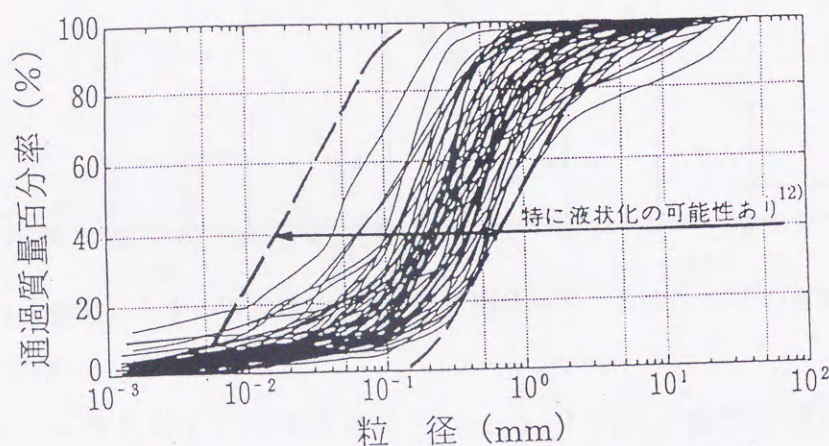
図3-2 二次しらすの土粒子密度の頻度分布¹¹⁾

* 火山ガラス（地学事典（平凡社）参照）

風化していない新鮮な自然状態にある一次しらす中の火山ガラスは、熱雲式堆積物の著しい特徴である溶結組織の主要部分を構成し、鉱物粒子間を埋め、かつそれらを結合させている。熱雲式堆積を行ったガスを含む溶融物質の破片及び粒子が、高温を保ちつつ、ガスを噴き出しながらしらすを形成した結果として、火山ガラスの大部分は、気泡が膨張しつつある状態及びガスを放出しつつある状態（発泡状）となっている。しらすはこのように生成されたため、偏光顕微鏡下では、繊維状火山ガラス、泡状ないし海綿状火山ガラス、気泡を含む不規則破片状ないし裂片状透明火山ガラス及び気泡を含まない透明火山ガラスが観察される。

3.3.2 粒度組成

しらすの粒度分布は, 2mm以上の礫分(主に軽石)を含み, かつ0.075mm以下の細粒分を20~30%を含む幅広い粒径から構成されている。但し粒度組成の大部分は砂分からなり, 土の判別分類では砂ないしシルト質砂に分類され, 均等係数 U_c は2~150(平均値20前後)である。図3-3¹¹⁾は二次しらすの粒度組成を示したものである。この粒度組成を日本港湾協会¹²⁾で提唱される均等係数の大きい砂($U_c \geq 3.5$)の“特に液状化の可能性あり”の粒度分布範囲と重ね合わせると, 液状化の可能性の高い粒度分布範囲にあることが判る。

図3-3 二次しらすの粒径加積曲線¹¹⁾

3.3.3 コンシステンシー特性

文献14)を参照すると, しらすの含水比は地下水位以上(不飽和状態)で $w_n = 15 \sim 40\%$ (図3-4参照), 地下水位以下(飽和状態)で $w_n = 30 \sim 50\%$ (図3-5参照)程度の値を示す。また風化程度により自然含水比に違いがあり, 硬質しらすで $w_n = 6 \sim 14\%$, 普通しらすで $w_n = 14 \sim 22\%$, 風化しらすで $w_n = 22 \sim 30\%$ 程度と考えておくと便利である。また二次しらすの含水比は, 地下水位以下の飽和状態でのデータが多いため, $w_n = 20 \sim 70\%$ (図3-6参照)の値を示す。

また木暮¹⁵⁾は, しらすの液性限界, 塑性限界を求めることは意味がないとし, 細粒分を多く含む海底沖積しらすに対してのみ, 液性限界が約60%と高液性限界を示し, シルトに分類されるとしている。但し, この場合も塑性限界は求められず, 収縮定数試験は僅かに収縮量を示す風化しらす(ローム化したしらす)を除いて求めることはできないとされる。

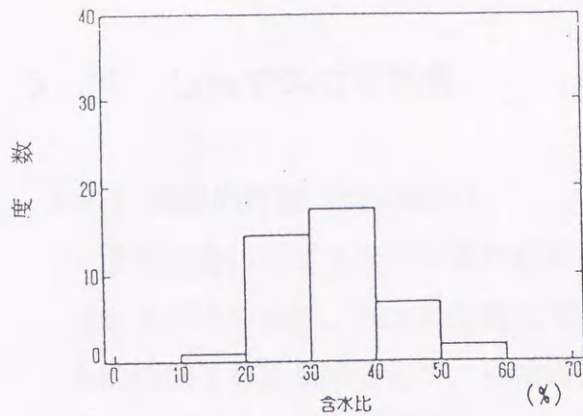


図3-4 不飽和しらすの含水比¹⁴⁾

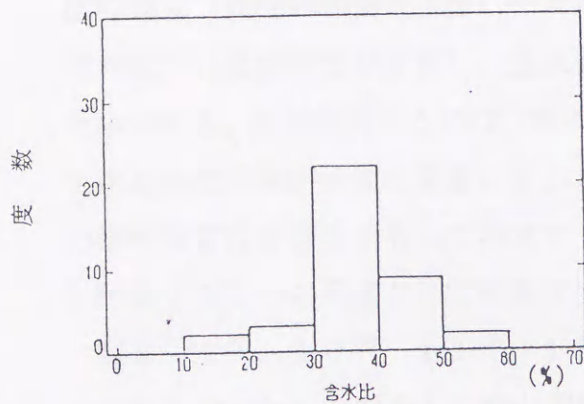


図3-5 飽和しらすの含水比¹⁴⁾

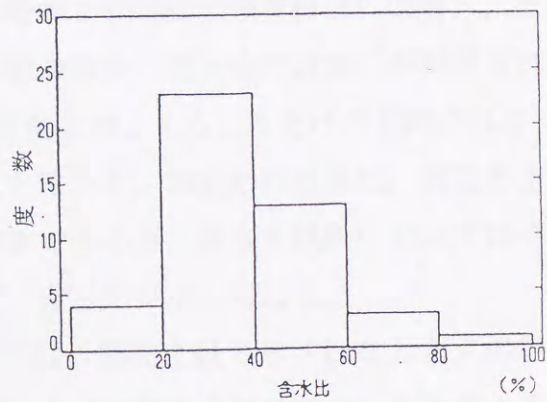


図3-6 二次しらすの含水比¹⁴⁾

3.3.4 湿潤密度

木暮¹⁵⁾は，一次しらすの湿潤密度は $\rho_t = 1.0 \sim 1.7 \text{ g/cm}^3$ 程度の値を示し，最も出現度数の多い値は $\rho_t = 1.2 \sim 1.4 \text{ g/cm}^3$ で，一般の砂の70～90%の値であるとしている（図3-7参照）。このようにしらすの密度が通常の砂質土に比べて小さいのは，土粒子の密度が小さいこと，粒子形状の特異性及び粒度分布を反映して間隙比が大きいことに起因している（図3-8参照）¹⁶⁾。なお二次しらすの湿潤密度及び間隙比は， $\rho_t = 1.4 \sim 1.8 \text{ g/cm}^3$ ， $e = 0.7 \sim 2.0$ 程度であり，一次しらすと大差ない値を呈する¹⁴⁾。

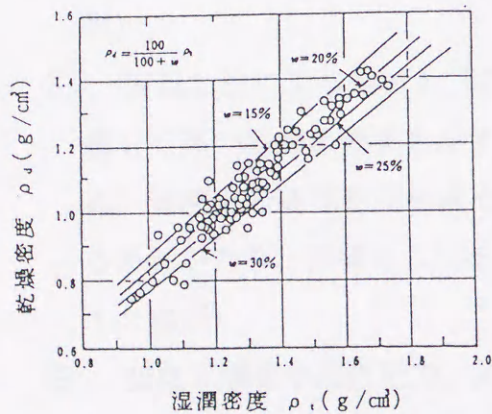


図3-7 一次しらすの乾燥密度と湿潤密度の関係¹⁵⁾

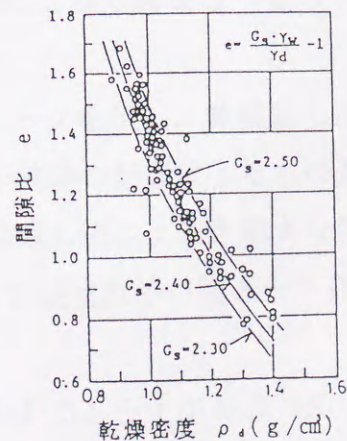


図3-8 一次しらすの間隙比と乾燥密度の関係¹⁶⁾

3. 4 しらすの力学特性

3.4.1 締固め特性 (粒子破碎)

道路荷重に対するたわみ量の軽減, 盛土斜面の安定性の増大, 構造物の基礎地盤支持力の確保, 盛土の圧縮沈下の減少, フィルダムのコアや河川堤防の透水性の低下等を目的として, 通常締固めが行われる。締固めにより土の変形抵抗の増大 (弾性的性質の改善) やせん断強さの増強 (強度特性の改善), 圧縮性の低下 (変形特性の改善), 透水係数の減少 (遮水性の改善) が期待されるためである。土を締固めるのは, 単に密度を高くすることだけが目的ではなく, 土構造物の力学的性質を最適にすることにある。締固めの効果は, 締固め土の力学的性質の改善度をもって判定すべきであるが, 締固め試験においてはそれを評価する1つの尺度として乾燥密度, 含水比が用いられる。

図3-9¹⁷⁾, 10¹⁸⁾, 11¹⁹⁾, 12²⁰⁾は, 既往文献で示されるしらすの締固め曲線を示したものである。春山¹⁹⁾はしらすの締固め特性について次のように要約している。

- ① しらすは一般に多孔質な軽石や粒子を多量に含むため破碎されやすく, 粒子形状が角張っていることから, 締固め特性は通常の土砂と比較して異なっている (図3-9参照)。
- ② 関東ロームと同様に, 同一試料であっても最大乾燥密度及び最適含水比が試料の初期含水比によって異なる。また自然含水比より乾燥側でも, 最大乾燥密度と含水比の関係は初期含水比によって異なる (図3-9参照)。
- ③ 締固め曲線が, 繰返し法と非繰返し法, 乾燥試料への加水過程と湿潤試料からの乾燥過程及び加水後の養生時間によって異なる (図3-10参照)。
- ④ 繰返し法による $w - \rho_d$ 関係は明瞭なピークを示し, 非繰返し法に比べ著しく高い締固め効果を示す。これは粒子破碎の影響によるものと考えられ, 管理上の基準密度を求める場合は, 繰返し法によると過大な値を与える恐れがあり, 非繰返し法を適用することが望まれる (図3-10, 11, 12参照)。
- ⑤ 空気乾燥含水比付近で, 締固め効果のあがるしらすがある (図3-11参照)。

- ⑥ 締固め曲線において最大乾燥密度と考えられる山が2つ現れることがある(図3-10参照)。この場合には、値の大小にこだわらず、含水比が高い山の方を最大乾燥密度とみなした方が現地締固め施工においては管理が容易である。
- ⑦ しらすの種類によっては、締固め曲線のピークが現れないことがある(図3-12参照)。

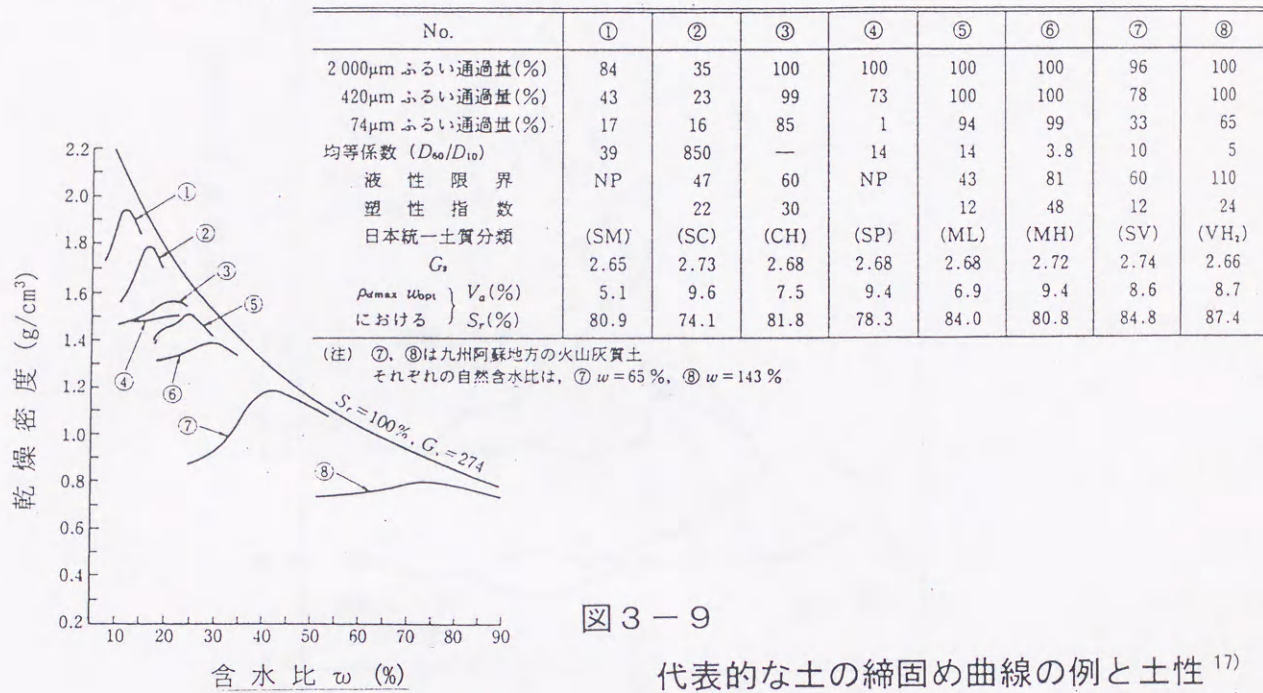


図3-9

代表的な土の締固め曲線の例と土性¹⁷⁾

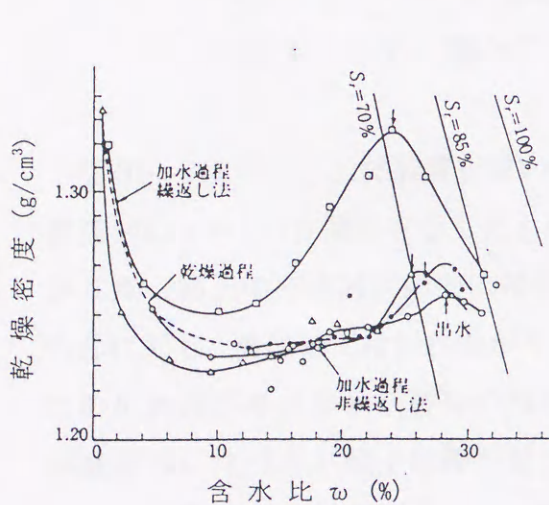


図3-10

加水過程・乾燥過程の締固め曲線¹⁸⁾

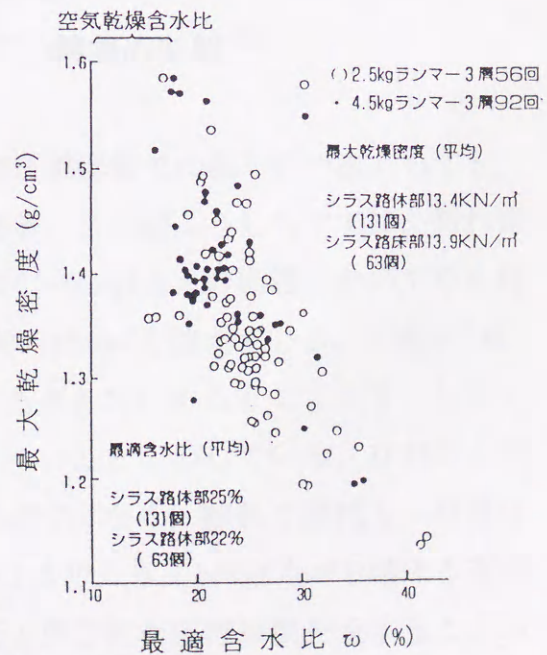


図3-11

しらす路床土の締固め曲線¹⁹⁾

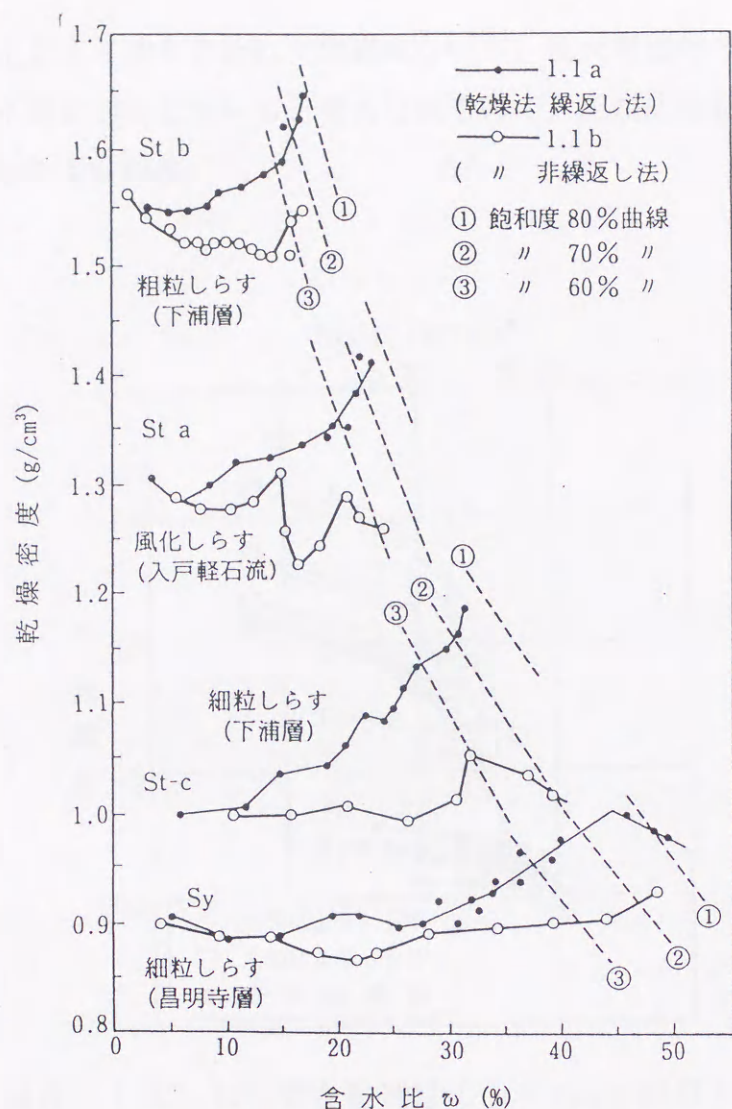

図3-12 種々のしらすの締固め曲線²⁰⁾

図3-13²¹⁾は、三軸装置を用いた等方圧縮過程での乱した一次しらすと、豊浦砂の $e - \log p$ 関係を示したものである。この図よりしらすでは、折れ曲がり点（粘土の圧密降伏応力に相当）が $10 \sim 50 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲においてみられるのに対し、豊浦砂では折れ曲がり点が 100 kgf/cm^2 を越えている。三浦ら²²⁾は、この折れ曲がり点が粒子破碎の顕著になる点と対応するとしており、しらすは豊浦砂に比べると粒子破碎を起こしやすいことを示している。なおここでいう粒子破碎とは、粒子が2つに割れるのではなく、擦れて磨耗し、細粒分が増すことを意味している。また図3-13²¹⁾より、 10 kgf/cm^2 を越える有効応力のもとでは、しらすは正規圧密粘土と同じ様な圧縮挙動を呈することが判る。通常の土木構造物基礎周辺地盤での圧力は 10 kgf/cm^2 以下であり、しらす

すは砂粒土として取り扱われて問題はないが，巨大構造物の杭基礎周辺地盤では，粒子破碎が生じていると考えられるので，正規圧密粘土と同様な取扱いが必要と考えられる。

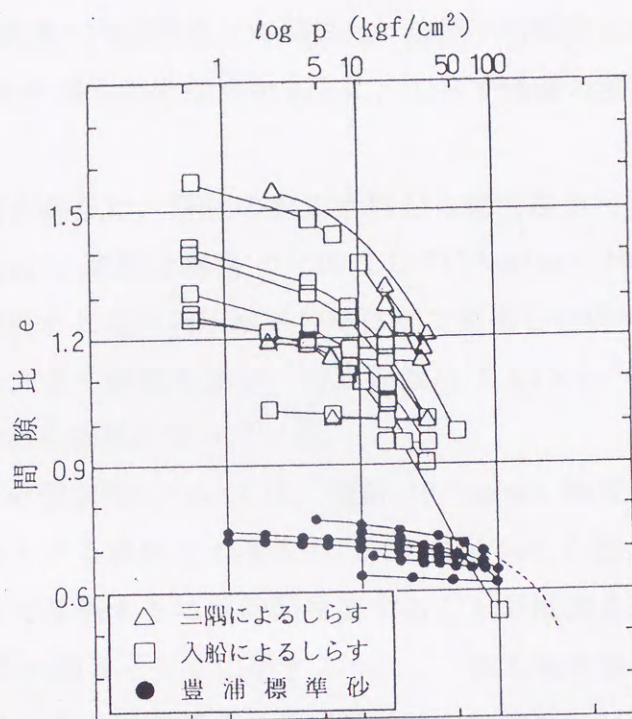


図3-13 しらすと豊浦砂の $e - \log p$ 関係²¹⁾

3.4.2 浸透・侵食特性

岩松ら²³⁾は、1993年の鹿児島県豪雨災害の事例から、しらす地帯における降雨量と斜面崩壊発生には密接な関係があることを示している。また吉田ら²⁴⁾は地下水位下に施工された鹿屋分水路の事例から、地下水の急速かつ多量の排水に伴うしらすの内部侵食を問題として取り上げている。降雨特性・地盤の浸透特性と斜面崩壊・内部侵食との関係は、依然不明瞭な点が多々あるが、現場における事例から得られた知見をもとに、しらす地盤の浸透・侵食特性についてまとめる。

しらすの透水係数は、既往の施工事例から鹿児島市内の山田トンネルでの $2.8 \times 10^{-3} \text{cm/sec.}$ 、鹿屋分水路²⁵⁾での $2.0 \times 10^{-3} \text{cm/sec.}$ が参考となる。またしらすを堤体材料とした川内川水系の堤体部で実施した現場透水試験²⁶⁾では、締固め程度に大きく影響を受け、透水係数は $5.01 \times 10^{-3} \sim 7.52 \times 10^{-5} \text{cm/sec.}$ とばらつきのある結果となっている。

一次しらすの透水性については、概略 10^{-3}cm/sec. 程度の透水係数を、またしらすを材料とする堤体土の透水性は $< 10^{-3} \text{cm/sec.}$ の透水係数を有し、しらす層最下位まで浸透するには時間を要することが推測される。なお落合らの報告²⁷⁾によると図3-14に示すように、一次しらす斜面においてはしらす堆積時のクラスティックダイク及び溶結時の収縮割れ目を通る縦方向の急速浸透や、下位層との境界部における水平方向の急速浸透が地質的に考えられるとしている。このようにしらす地盤では、鉛直方向・水平方向及び場所に依存して透水性が異なることから、地盤の透水性を一義的に決定することは、難しい。またしらすの下位に分布する降下軽石層（ぼら層）の透水係数は、粒度組成を反映して $1.0 \times 10^{-1} \text{cm/sec.}$ と非常に高い透水性を有しており、火山堆積土の透水性の把握を、更に困難なものとしている。鹿屋分水路に関連して行われた乱さないしらす試料を用いた大型室内浸透実験結果²⁵⁾より、しらすの限界流速として $3.0 \times 10^{-2} \text{cm/sec.}$ という値が得られている。この値は地下水位下の掘削の際の有力な指標となるものと考えられる。

図3-15²⁸⁾は、川内川の堤体部で採取した乱さない試料と、乱した試料²⁶⁾及び普通砂の水分特性曲線を比較して示したものである。図より締固めたしらすは、比透水係数が普通砂より小さく、飽和度が100%から80%に低下すると、比透水係数は1/10以下に低下することが判る。またサクシオンは普通

砂に比べて大きい傾向を示す。これらの実験結果から、しらすで築堤した堤防は、普通砂で築堤した堤防より透水性は低く、サクシオンが大きいいため一度浸入した水は排水されにくく、堤外水位が低下した後も堤体内に長く残留することが予想される。

図3-16²⁹⁾は、しらすの掃流実験結果を示したものである。しらすは普通砂より土粒子密度が小さく、図より掃流されやすいことが明らかである。

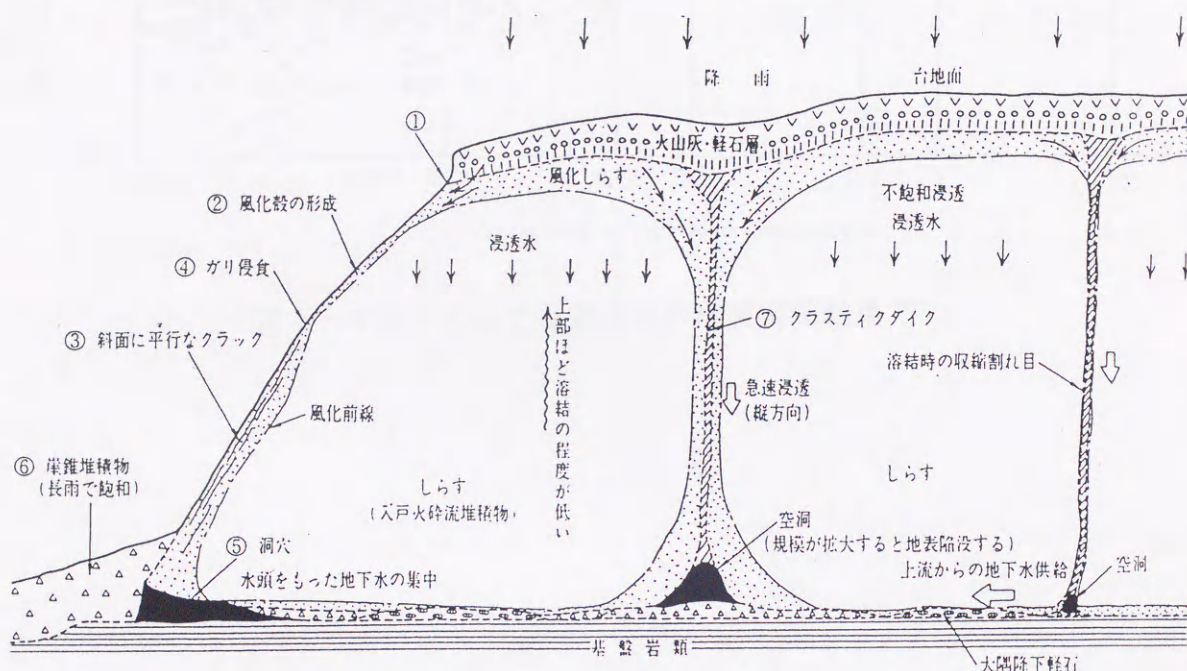


図3-14 しらす地帯の斜面浸透モデル²⁷⁾

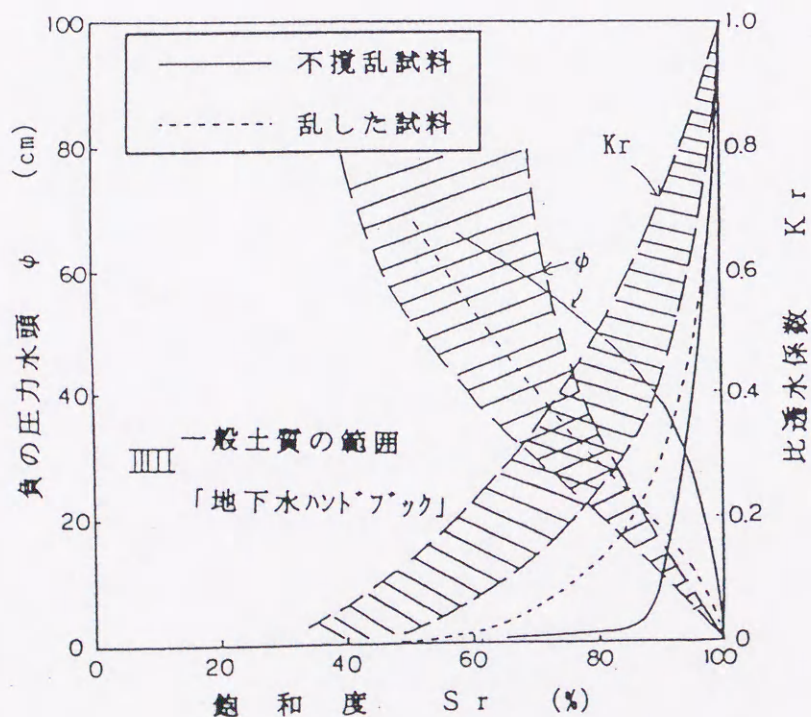


図3-15 堤体土の不飽和浸透特性²⁸⁾

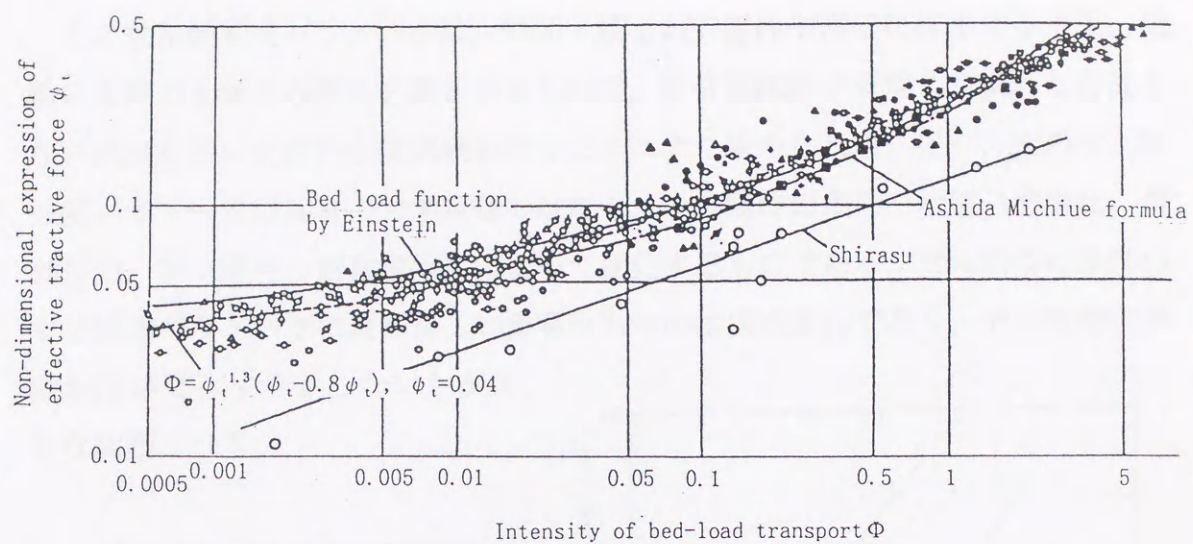


図3-16 しらすと普通砂の掃流実験結果²⁹⁾

3.4.3 静的圧縮・せん断強度特性

土のせん断強度パラメータは、斜面・盛土の安定性や擁壁に作用する土圧、地盤の支持力を求める際に必要となるもので、原位置試験や現地より採取した乱さない試料を用いた室内土質試験を行うことにより求められる。但し、土のせん断強度パラメータは固有の力学定数ではなく、せん断時の条件・状態（間隙比、有効応力、排水条件、飽和度等）によって変化するものである。せん断時の条件の中で強度パラメータに最も著しい影響をもつのは排水条件であり、せん断時に間隙水圧が発生するかしないかが大きな問題となる。

(1) 一軸圧縮強度と圧裂引張強度

図3-17は山内ら¹⁶⁾により示された圧裂引張強度 σ_t と一軸圧縮強度 q_u の関係である。乱さない一次しらすの圧縮強度は、南九州の一次しらすで $q_u=0.3\sim10.0\text{ kgf/cm}^2$ 、引張強度は $\sigma_t=0.2\sim2.0\text{ kgf/cm}^2$ ³⁰⁾、鹿屋分水路¹⁴⁾では $q_u=0.2\sim1.6\text{ kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_t=0.02\sim0.4\text{ kgf/cm}^2$ となっており、圧裂引張強度が大

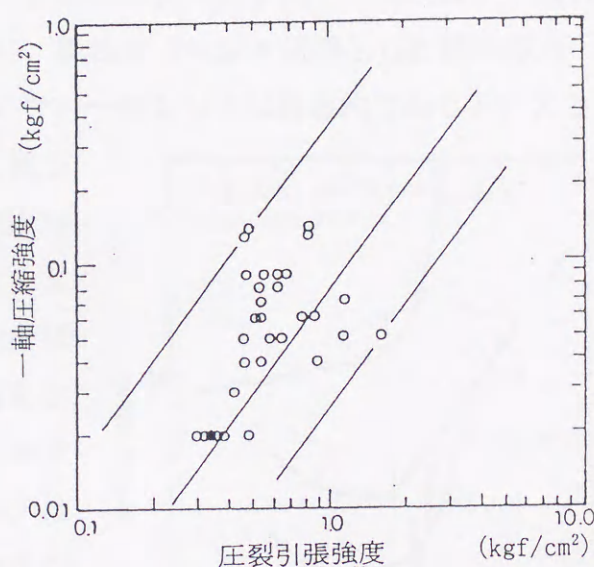


図3-17 圧裂引張強度と一軸圧縮強度の関係¹⁶⁾

きいものほど一軸圧縮強度が大きい傾向が伺える。一般に密度が高く、溶結効果の高いしらすほど一軸圧縮強度及び圧裂引張強度も高くなる傾向にあり、図3-17に示したように、両者の関係は両対数上で右上がりの関係にあることが判っている¹⁶⁾。

図3-18は、圧裂引張強度と脆性度（＝一軸圧縮強度／圧裂引張強度）の

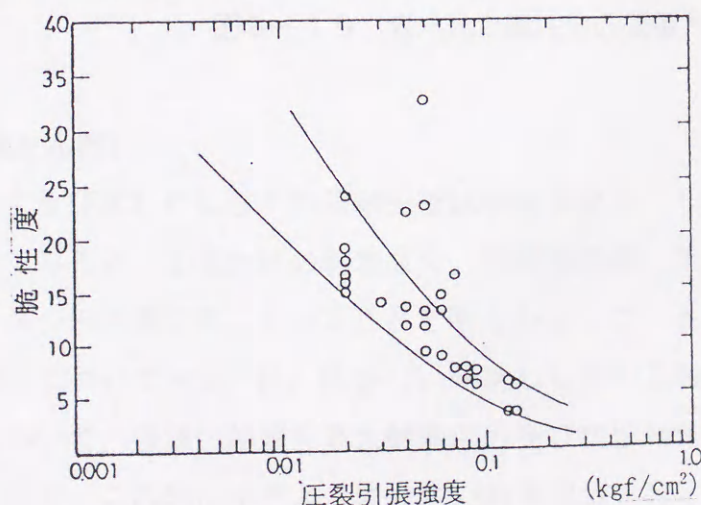


図3-18 圧裂引張強度と脆性度の関係¹⁴⁾

関係を示したものである。

一般に脆性的な供試体（例えば過圧密粘土, 乱されていない粘土等）は, 応力とひずみの関係でまとめると小さなひずみレベルでピーク強度を発揮する。同様に軸差応力とひずみの関係でまとめると, 拘束圧の大きい供試体ほどピーク強度は大きくなる。これはモールの破壊規準線が右上がりになることから明らかである。これに対し, 縦軸を $(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_3$, すなわち拘束圧で規準化すると, 拘束圧の大きいものほどピークは小さくなる。図3-18は縦軸を引張強度で規準化していることから, 引張強度 \div 拘束圧と考えれば, 引張強度（拘束圧）が大きくなるにしたがい, 脆性度（ $\div qu \div$ 規準化した軸差応力）は小さくなっている。したがって乱さない一次しらすは脆性的であるといえる。

また村田³¹⁾は, 固結効果を良く表している圧裂引張強度について, 含水比と脆性度の関係で整理した図3-19を示している。この図から, 脆性度は自然含水比以下ではほぼ一定の値を示し, 自然含水比を越えると急激に増大する傾向が認められている。村田³¹⁾はこれを含水比の増加に伴う引張強さの減少の割合が, 一軸圧縮強度の割合より大きいことを示し, 乱さないしらすの引張強さに対しても, 水分の影響が大きいとしている。

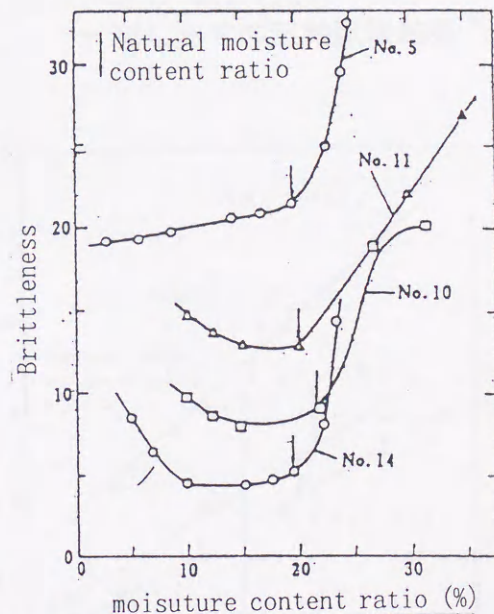


図3-19 含水比と脆性度の関係³¹⁾

(2) 三軸圧縮試験（排水圧縮せん断）

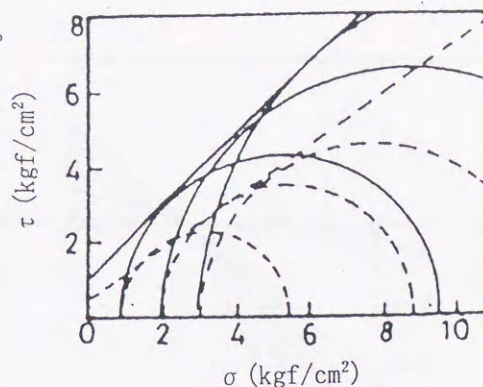
村田³¹⁾は, 乱さないしらす及び乱したしらすの三軸圧縮試験結果より, しらすのせん断強度特性についてみると, ①見かけの粘着成分, ②固結効果（溶結効果）, ③水分の影響, の3つの特徴を有していることを明らかとしている。

この内, 見かけの粘着成分について村田³¹⁾は, 乱さない一次しらすの三軸圧縮試験（CD条件）結果について, 破壊包絡線を最大軸差応力及び残留軸差応力で整理した図3-20を示し, この図に示すように大きい粘着成分を有することを明らかとしている。これはしらすが引張強度を持つためとしている。ま

た図3-21¹³⁾は、応力～ひずみ曲線と体積変化～軸ひずみの関係を示したものであるが、密なしらすでは明瞭なピークが現れ、最大軸差応力と残留軸差応力の差が大きいことが明らかである。

固結効果（溶結効果）について村田³¹⁾は、図3-22に示した乱さない一次しらすと同一含水比・密度で締固めた乱したしらすの最大軸差応力、残留軸差応力を、拘束圧で整理した結果から、次のことを明らかとしている。

①乱さない一次しらすの最大軸差応力には、特有の固結効果が含まれるのに



実線：最大軸差応力 破線：残留軸差応力

図3-20 乱さない一次しらすの三軸試験結果³¹⁾

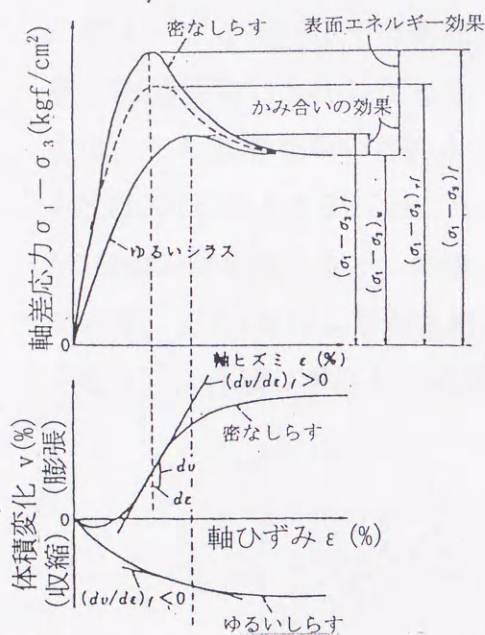


図3-21 しらすの応力～ひずみ曲線の模式図¹³⁾

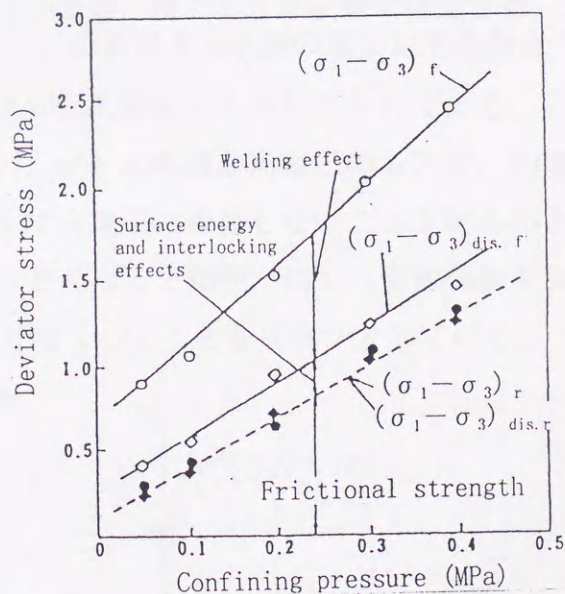


図3-22 軸差応力と拘束圧の関係³¹⁾

対し、残留軸差応力の強度成分は、固結効果が完全に消失した際の、摩擦によるものと考えられる。②固結効果を有している乱さない供試体と、固結効果の消失した乱した供試体では、最大軸差応力では差が認められるが、残留軸差応力では殆ど差がない。村田ら³²⁾は、これを乱さないしらすのせん断強度パラメータが、固結効果成分、粒子間の摩擦成分、インターロッキング効果成分、表面エネルギー効果成分により構成され、その割合は固結効果成分、粒子間の摩擦成分が大きく、次にインターロッキング効果成分で、表面エネ

ルギー効果成分の占める割合は極めて小さいと考えている。

図3-23³³⁾は種々の含水状態におけるせん断強度パラメータの、自然含水比状態の値に対する割合を示したものである。村田ら³³⁾はこの図より、乱さない一次しらす ($w_n = 21\%$) の含水変化に対する各種強度の変化の割合は、含水比が高くなれば引張強さのみならず、粘着成分や一軸圧縮強度も同様に低下しており、固結効果が大きな要素を占めるこれらの強度パラメータは、含水比の影響を受けやすいことを示すとしている。

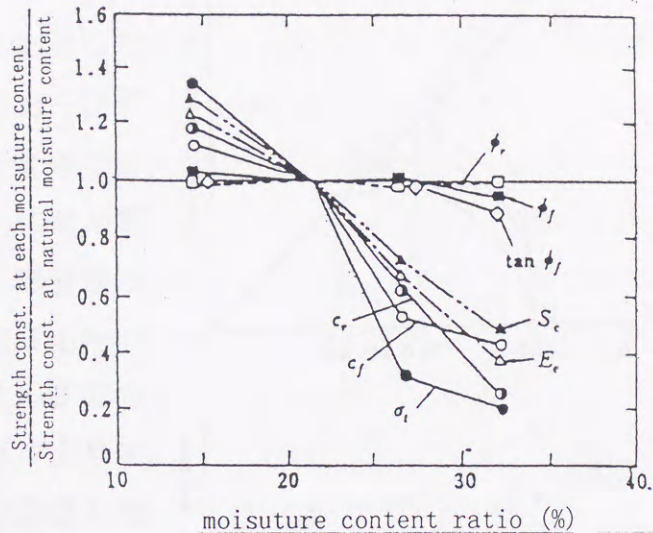


図3-24(a)(b)³⁴⁾は鹿児島市内で採取した乱したしらすの、三軸装置を用いた排水圧縮せん断試験結果を示したものである。春山ら³⁴⁾は、(a)図より側圧が2~100kgf/cm²と広範囲な拘束圧のもとで、拘束圧が15kgf/cm²を越えると、体積ひずみは拘束圧に依存しないことを明らかにしている。また(b)図より過圧密比が大きくなると剛性が増し(変形係数が大きくなり)、体積ひずみも圧縮傾向が小さくなることを明らかにしている。

図3-23 種々の含水状態の強度定数の自然含水状態の値に対する割合³³⁾

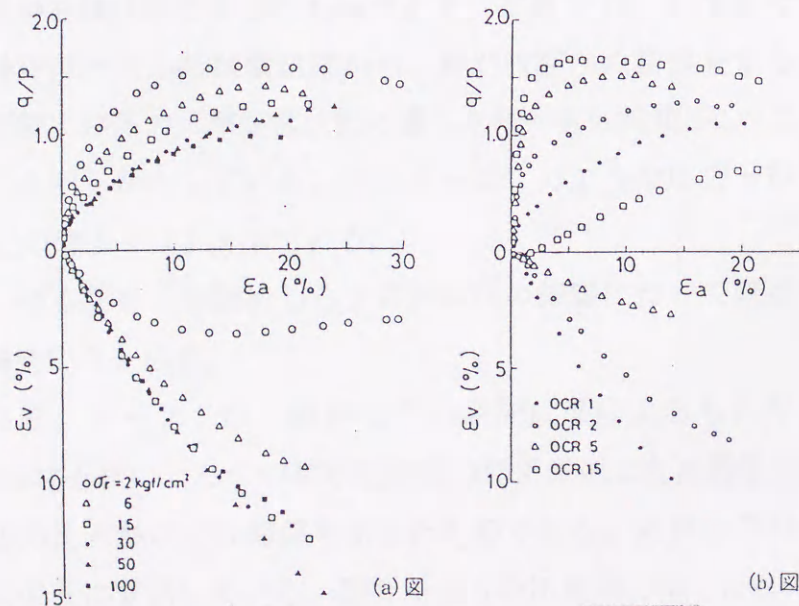


図3-24 広範囲な拘束圧下でのしらすのせん断挙動³⁴⁾

(3) 三軸圧縮試験 (非排水単調せん断)

図3-25³⁵⁾(a)(b)は飽和した砂を三軸試験装置を用いて非排水せん断した際の応力-ひずみ曲線の挙動概念を示したものである。石原³⁵⁾は、この応力-ひずみ曲線の挙動に対し、一般に密な砂では図(a)に示すようにひずみとともにせん断応力は増加し、ひずみ硬化型、膨張性の挙動を呈する。また中程度の密度を持つ砂では、ピークを過ぎたあとせん断応力が低下し、最低値を示した後再び上昇する。非常に緩い砂ではピークを通過した後せん断応力が低下したまま大きなひずみが持続する。以上3つのタイプのうち、後者2つは一緒にしてひずみ軟化型、収縮性の挙動と呼ばれるとしている。なお初期有効拘束圧の影響を考慮すると一般

の緩い砂の場合、拘束圧の増加と共に収縮性の強い挙動を呈する。また図(b)は代表的な応力-ひずみ関係と対応する有効応力経路を模式的に示したものである。石原³⁵⁾は、いままで行われた数多くの三軸非排水せん断試験結果から、砂が収縮性の変形をするのは初期状態比 r_c ($=$ 初期圧密圧力/準定常状態に達した時の有効拘束圧) が2.0以上の時であることを明らかとしている。またC-C'のような応力-ひずみ曲線に対応する r_c の値は2以下としている。

以下に、ゆる詰め・密詰めしらすの拘束圧の影響について既往文献を参照し、その特性にまとめる。

図3-26, 3-27は、岡林ら³⁶⁾の研究成果によるもので、相対密度 $Dr=50\%$ における緩いしらすの初期圧密圧力で正規化した単調載荷有効応力経路と軸差応力比-軸ひずみ関係を示したものである。岡林ら³⁶⁾はこの結果に対し、次のように要約している。図3-26の圧縮側では、 $p_c=50\text{kPa}$ で一旦軸差応力比 q/p_c が矢印でピーク値に達した後、減少一方の軟化挙動を示し変

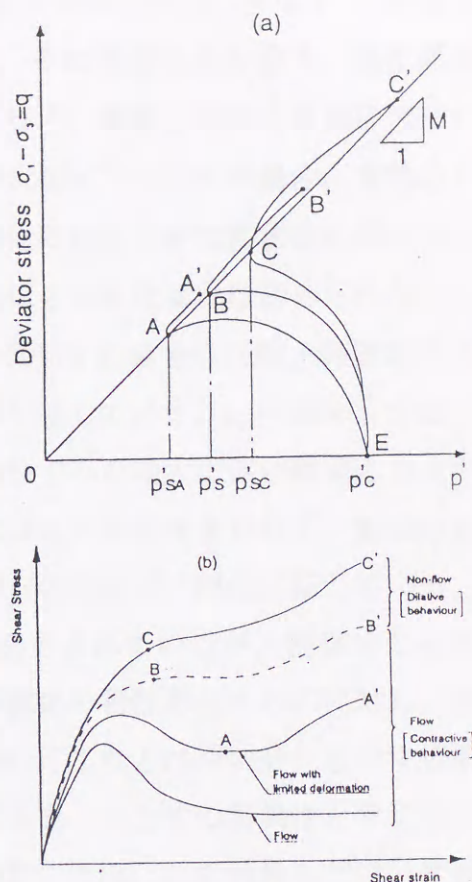
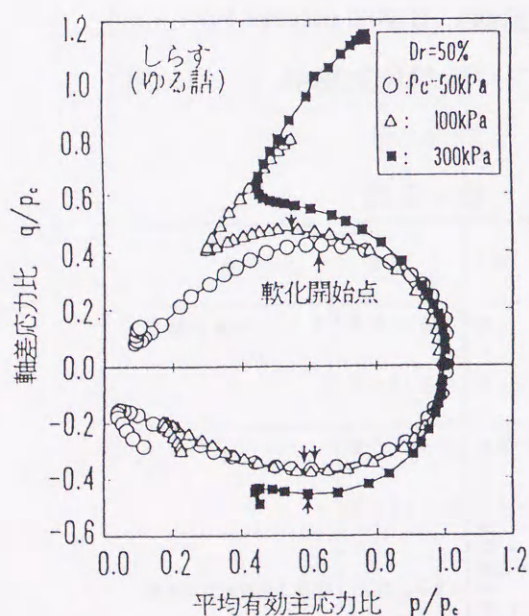
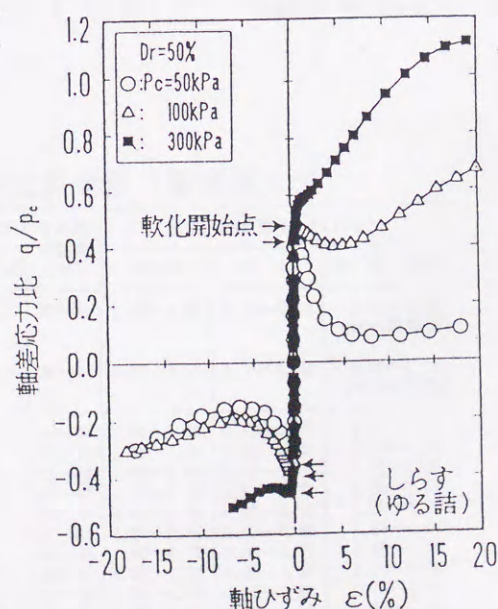


図3-25 収縮性・膨張性の挙動概念図³⁵⁾

相点が現れており, 殆ど硬化することなく定常状態に至っている。一方 $p_c = 100\text{kPa}$ では, せん断初期に軟化挙動を示し, その後変相点を迎え, 硬化傾向へと転じている。 $p_c = 300\text{kPa}$ では軟化は見られず, 軸差応力比は単調に増加している。これらの結果から, 伸張側では $p_c = 50\text{kPa}$, 100kPa の場合, 有効応力経路はいずれも軟化開始点が存在し, 若干硬化に転じた後定常状態に至っている。また $p_c = 300\text{kPa}$ では $p_c = 50\text{kPa}$, 100kPa ほどの軟化挙動は認められない。図3-27の軟化開始点以降の挙動は, $p_c = 50\text{kPa}$ の場合は圧縮・伸張いずれもピーク値に達した後軟化に転じ, 残留強度を呈している。 $p_c = 100\text{kPa}$ では, せん断初期に軟化の傾向を示すが, その後軸ひずみの増大に伴い軸差応力比が増加している。 $p_c = 300\text{kPa}$ の場合, 圧縮側ではピーク点は見られず, 軸差応力比は単調に増加し, 伸張側では若干軟化するもののすぐに硬化に転じている。また相対密度 90%における同様の試験も実施³⁶⁾されているが, 緩詰めしらすの場合拘束圧が高くなるにしたがい, ひずみ硬化の特性を呈するのに対し, 密詰めしらすの場合拘束圧が高くなるにしたがい, これとは逆の傾向を示す結果となっている。彼らはこのような拘束圧依存性を, しらすの特異性と考えることができるとしている。この緩いしらすの挙動の原因として岡林ら³⁶⁾は, 次のように予測している。①初期有効拘束圧が小さな場合, 粒子表面のすべりに起因した粒子構造の再配列が生じ, せん断強さが低下する, ②初期有効拘束圧の


図3-26 単調載荷有効応力経路³⁶⁾

図3-27 軸差応力比と軸ひずみの関係³⁶⁾

増加に伴う密度増により、粒子間のインターロッキング効果が増加し、その結果としてせん断強さが増す、③しらすの場合、粒度組成及び粒子形状の複雑さ（破碎性の大きな軽石の含有と角張り性の卓越したしらす粒子が混在している）のために、強度特性に及ぼすインターロッキング効果が普通の砂に比べて相対的に大きく、初期有効拘束圧の増加に伴い、インターロッキングを生じる粒子間の結合力が増加し、緩いしらすの非排水せん断強度が初期有効拘束圧の増加とともに、増大したものと考えている。また以上のことは地盤工学的に、緩いしらす地盤は密なしらす地盤に比べて初期有効拘束圧が小さくなるほど、非排水せん断強さの低下の度合いが激しく、特に表層付近の設計施工に注意を要することを示唆するものである³⁶⁾としている。

これらの予測に対し、インターロッキング効果による影響が大きいことは、しらす粒子の形状や固結効果が高いこと、破碎性が顕著²¹⁾であること等からも首肯できる結果といえよう。また地盤の締め具合を表す相対指標となるN値の分布が、拘束圧に依存しない傾向（深度50～60mに至ってもN値が20前後という事実）を考慮すると、しらすは拘束圧依存性が高いという指摘に対しては、今後の検討課題といえよう。

表3-5は春山によるしらすの土質定数³⁷⁾を示したものであるが、強度パラメータである粘着成分と摩擦成分をみると、乱さないしらすでは内部摩擦角が30～40°、（見かけの）粘着成分が最大で0.1～0.2kgf/cm²程度（不飽和状態のサクシオン及び固結力による見かけの粘着成分と考えられる）であり、乱したしらすでは間隙比（締め固めの程度）に依存して、内部摩擦角は25～45°、（見かけの）粘着成分はゼロになっている。

表3-5 しらすの土質定数（暫定案）³⁷⁾

分	類	状	態	粘着力 (tf/m ²)	せん断 抵抗角 (度)	単位体積重量 (tf/m ³)		
						飽和時	水 中	常 時 (湿潤)
自然地盤のしらす	風化しらす	自	然	0~1.0	30~35	1.55~1.65	0.55~0.65	1.10~1.30 (w=22%前後)
	ふつうしらす	自	然	0~2.0	38~40	1.55~1.65	0.55~0.65	1.25~1.45 (w=20%前後)
乱された地盤のしらす	風化しらす	中	位	0	29~32	1.50~1.70	0.60~0.70	1.30~1.45
				0	27~30	1.55~1.65	0.55~0.65	1.20~1.35
	緩いもの	中	位	0	25~28	1.50~1.60	0.50~0.60	1.10~1.25
				0	40~42	1.65~1.75	0.65~0.75	1.30~1.50
	ふつうしらす	中	位	0	36~40	1.60~1.70	0.60~0.70	1.20~1.40
				0	33~36	1.55~1.65	0.55~0.65	1.10~1.30
	(二次しらす)	中	位	0	40~43	1.60~1.70	0.60~0.70	1.25~1.35
				0	38~41	1.55~1.65	0.55~0.65	1.20~1.30
	緩いもの	中	位	0	35~38	1.50~1.60	0.50~0.60	1.15~1.25
				0	37~40	1.50~1.60	0.50~0.60	1.30~1.40
	細粒しらす (シルト質砂)	中	位	0	33~37	1.45~1.55	0.45~0.55	1.25~1.35
				0	30~33	1.40~1.50	0.40~0.50	1.20~1.30
	粗粒しらす (砂)	中	位	0	40~45	1.75~1.90	0.75~0.90	1.45~1.60
				0	35~40	1.70~1.85	0.70~0.85	1.40~1.55
	緩いもの	中	位	0	30~35	1.65~1.80	0.65~0.80	1.35~1.50

3.4.4 不飽和しらすの力学特性

(1) 水分保持特性

土粒子と水との結びつきの程度は、含水量とともに土の種類によって大きく変化することから、土中水のエネルギー状態を表す化学ポテンシャルは、水の質的状态を定量的に表す際に必要

となる。

一般には化学ポテンシャルを pF 表示し、含水量としては含水比をとる。不飽和浸透など不飽和土中の水分移動の解析では、含水比のかわりに体積含水率を用いることが多い。

水分保持曲線を求めるための (pF) 試験法は、表 3-6³⁸⁾

に示したように、現状ではサ

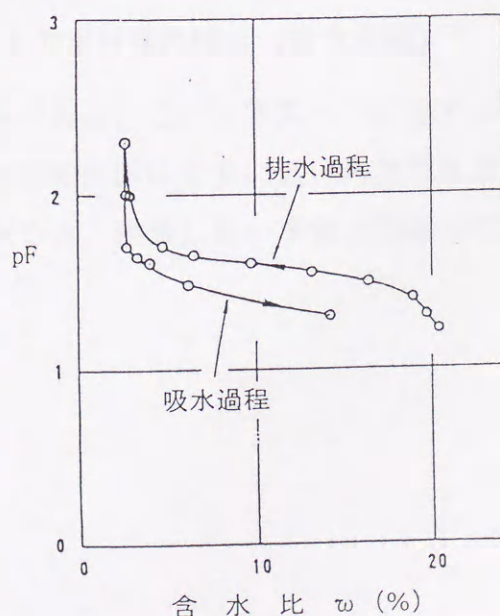
クションの全範囲をカバーする方法は未だ開発されておらず、考慮するサクション値により試験法を変える必要がある。

図 3-28³⁹⁾は、阿部が吸引法で実施した締固め豊浦砂の pF 試験結果を示したものである。豊浦砂は細粒分を含まない単一粒径に近い細砂であるため、サクションの変化に対する排水応答は非常に敏感である。またこの図に示すように、一般に水分保持曲線は、吸水過程と排水過程で顕著なヒステリシスを示すとされる。この現象について阿部³⁹⁾は、以下に示すようないくつかの原因により生ずるとしている。

- ① 個々の間隙の幾何学的形状が一様でないため生ずる、いわゆる「インクビン」効果による。
- ② 前進メニスカスの曲率半径は、後退メニスカスのそれより大きくなるという、

表 3-6 土の pF とその状態³⁸⁾

pF 試験法	pF 値	土 の 状 態	
		農学上の用語	工学上の用語
	7.0		炉 乾
	6.5		
	6.2		
	5.5		気 乾
サイクロメーター法	4.5		
蒸気圧法	4.2	永久しおれ点	収縮限界
	4.0	初期しおれ点	最適含水比
加圧法	3.5	生長阻害水分点	塑性限界
遠心法	3.0		遠心含水当量
吸引法	2.5		
	2.0	圃場含水量	液性限界
土柱法	1.5		
	0	最大含水量	

図 3-28 締固めた豊浦砂の pF 曲線³⁹⁾

水の接触角効果による。

- ③ 吸水時に空気が間隙内に封入された場合など、平衡状態が達成されないときヒテリシス効果が強められる。
- ④ 膨潤・収縮（圧縮）或いは風化現象のために、土粒子構造が特異的に異なってくる。

また水分保持特性は、細粒分の混入量の多少により異なった特性を示すとされる。図3-29³⁹⁾は、阿部が実施した細粒分の混入量の異なる豊浦砂・成田砂・しらすの水分保持特性を示したものである。この図に示すように、細粒分の混入量が多くなるにしたがい（豊浦砂⇒成田砂⇒しらす）、水分保持特性曲線が比較的緩やかな形状となるのが明らかである。特にしらすは同じ含水比（例えば20%）で見ると、他の材料より高いサクションを呈し、

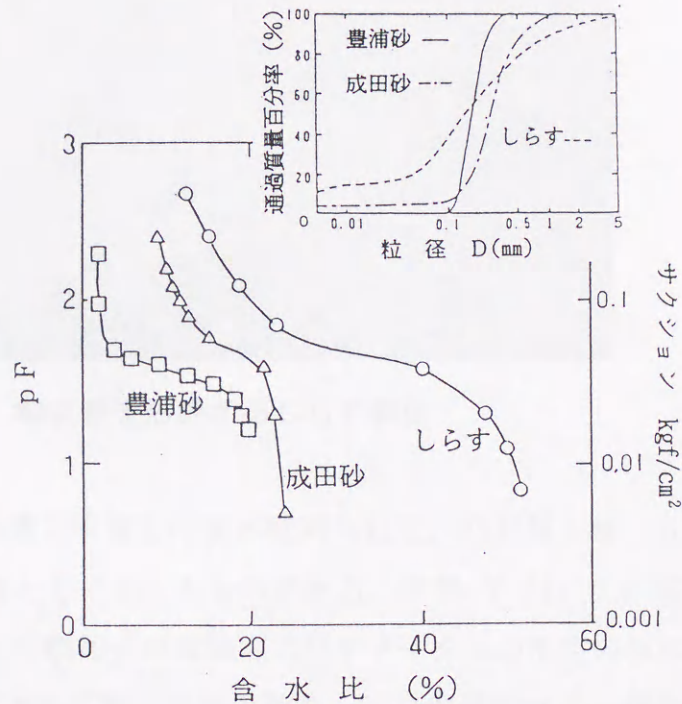


図3-29 砂質土の水分保持特性（排水過程）³⁹⁾

高含水比までサクションが存在するのが明らかである。これは写真-1に示すように、通常的气象条件下では、しらす台地縁辺部の斜面は鉛直に近い角度で自立するのに対し、豪雨時において含水比が高くなると、崩壊し易い事象と関連しているものと考えられる。



写真－1 鉛直壁を形成するしらす斜面

図3-30⁴⁰⁾は、水分保持曲線と有意な相関が認められる、空気侵入値、 pF 値、透水係数、透気係数を参考として示したものである。阿部⁴⁰⁾は、この図に示すように Bishop の提唱した不飽和土の有効応力パラメータ χ の推定のみならず、空気侵入値(AEV)・不飽和透水係数・透気係数が、水分保持特性から推定可能としている。

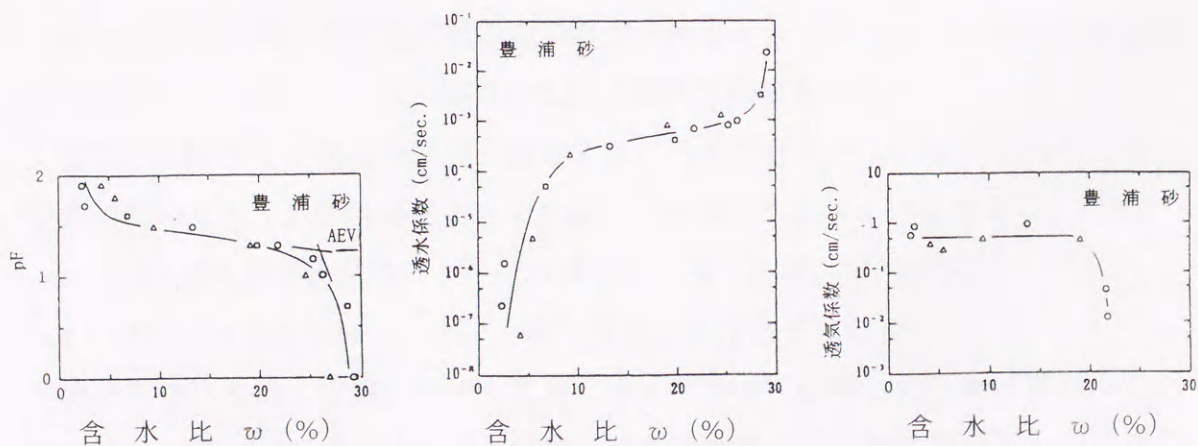


図3-30 水分保持特性と透水・透気係数⁴⁰⁾

(2) 不飽和三軸圧縮試験

不飽和土は3相混合体であることから, 三軸圧縮試験実施に際しては, 圧密(圧縮)・排水条件の他, 排気条件の設定も必要となる。表3-7には, 阿部⁴¹⁾がまとめた不飽和土の三軸圧縮試験条件を一覧にして示した。これらの条件の内, 川上⁴²⁾は, 圧密排気非排水試験が間隙空気圧を一定に保つことから(u_a 一定試験), 標準的な不飽和土三軸試験として最も適切で, 盛土の施工時等には慣用的に実施されるとしている。但し, 拘束圧が高い場合, 供試体中の空気が間隙水に溶け込むため, 飽和度がせん断開始前よりも上昇し, 破壊包絡線の勾配が拘束圧の小さい領域よりも緩やかになる。よって, サクシヨンが変化し, その効果を評価する試験法としては必ずしも適切な試験法とはいえない。

表3-7 不飽和三軸圧縮試験条件一覧⁴¹⁾

圧縮(圧密)過程						せん断過程			飽和土との対応
排気排水条件	セル圧 σ_c	間隙空気圧 u_a	間隙水圧 u_w	初期サクシヨン	初期含水比	排気・排水条件	サクシヨン	含水比	
非排気非排水	>0	>0	<0 >0	変化	不変	非排気非排水	変化	不変	UU
排気非排水	>0	0 >0*	<0 ≥ 0	変化	不変	排気非排水	変化	不変	UU
排気排水	>0	0 >0*	<0** ≥ 0	変化	変化	排気非排水	変化	不変	CU
						排気排水	一定	変化	CD

*; Back Air Pressure として間隙空気圧を大気圧より高めた場合

** ; 間隙水圧を負の状態に制御(保持)する。(文献41を一部修正・加筆)

拘束圧が高い場合でも供試体の飽和度が上昇せず, サクシヨンの効果を定量的に評価できる試験としては, 圧密排気排水試験が提唱される。

またせん断ひずみ速度の設定に際しては, せん断強度パラメータのみを問題とするのではなく, 試験条件によって次のような点にも着目すべきである。

- 圧密排気非排水試験 ……サクシヨン及び体積ひずみの変化
- 圧密排気排水試験 ……排水量及び体積ひずみの変化

特に圧密排気排水試験法は載荷速度が速すぎると, 載荷に伴う骨格構造の変化に間隙水の再配列が追いつかず, 体積ひずみの変化に時間的な遅れが出てくことに留意する必要がある⁴³⁾。

(3) 不飽和せん断強度特性

サクシヨンの効果を定量的に評価できる試験として提唱される圧密排気排水試験によるせん断強度の評価法について検討する。図3-31⁴⁴⁾は, Bishop による χ の求め方を示したものである。この図は先ず, 飽和供試体の破壊時における応力を $(\sigma - u_w)_F \sim (\sigma_1 - \sigma_3)_F$ の関係として表し, 次に不飽和供試体の破壊時における応力 $(\sigma - u_a)_P, (\sigma_1 - \sigma_3)_P$ を同じ図上にプロットするものである。なお試料の有効応力に関する定数 (せん断抵抗角 ϕ_d) は, 飽和しても変わらないという仮定を設け, 有効応力係数 χ を次式により求めている。

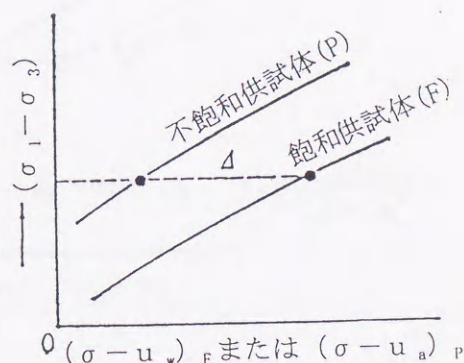


図3-31 Bishop による χ の求め方⁴⁴⁾

$$\chi = \frac{(\sigma - u_w)_F - (\sigma - u_a)_P}{(u_a - u_w)_P} = \frac{\Delta}{(u_a - u_w)_P} \quad (3.1)$$

一方圧密排気排水試験結果の一般的作図法としては, 図3-32⁴³⁾に示す表示が多く採用されている。図中の記号を用いると, $\phi_d = \sin^{-1} m_1$, $c_d = f_1 / \sqrt{1 - m_1^2}$ としてせん断強度パラメータが得られる。また圧密排気非排水試験では, 供試体毎に破壊時サクシヨンが異なるため, 結果を整理する場合破壊時サクシヨンを考慮する必要がある。また図3-32に示したデータ整理法では, 拘束圧が高い場合, 破壊包絡線の勾配が拘束圧の小さい領域よりも緩やかになる等の問題が生じる。よって図3-33⁴⁵⁾に示すような $\tau - \sigma - S$ (S ;マトリックサクシヨン) の表示法或いはこれに変わるデータ整理手法の確立が, 今後の検討課題として残される。

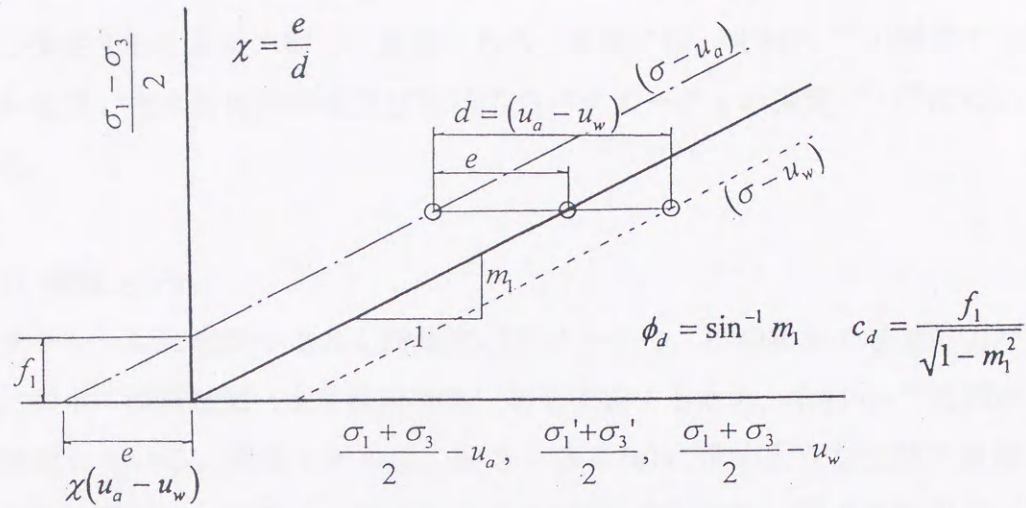


図3-32 圧密排気排水試験結果の一般的作図法⁴³⁾

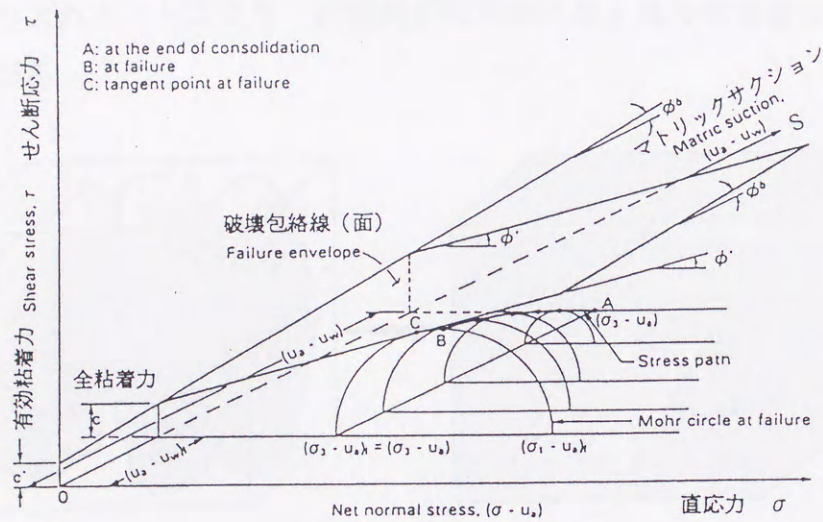


図3-33 不飽和土に拡張したモール・クーロンの破壊包絡線(面)⁴⁵⁾

(4) 不飽和土の有効応力パラメータ χ の推定

不飽和土の力学的特性を把握する上で、水分保持特性及び有効応力パラメータ χ を推定することは、非常に重要である。本項では、北村ら⁴⁸⁾の提案する間隙モデルを用いた水分保持特性及び有効応力パラメータ χ の推定^{46), 47)}について論述した。

(4-1) 間隙モデル

サクシオンに起因するせん断強度パラメータや、不飽和土の有効応力パラメータ、雨水の浸透挙動（水分保持特性）等を把握するため、北村ら⁴⁸⁾は間隙モデルを提案している。間隙モデルは、図3-34(a)に示すような土粒子数個を含むような地盤内の一要素を、図3-34(b)に示す管径 D 、傾き θ の円管（間隙流体が移動する部分）とそれ以外（間隙流体が移動できない不透水性の部分）からなる素体積と呼ばれる要素に置き換え、管径 D 、傾き θ を確率変数とし、確率論的手法を取り入れることにより、巨視的かつ平均的な土塊の物理量を数値的に求めるものである。

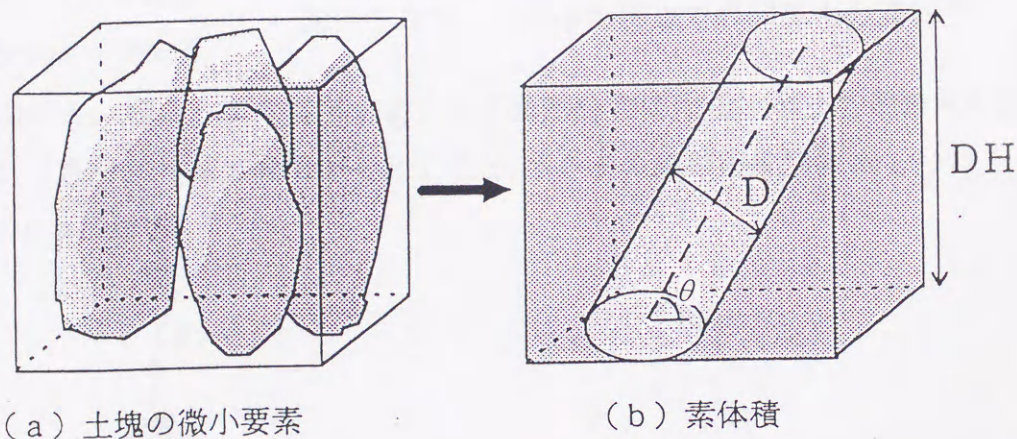


図3-34 間隙モデル⁴⁸⁾

土の粒度分布の多くは、対数正規分布に従うと仮定できることから、管径 D についても対数正規分布に従うとすると、管径 D の確率密度関数 $Pd(D)$ は、(3.2) 式のようにになる。

$$Pd(D) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \zeta \cdot D} \exp \left\{ -\frac{(\log D - \lambda)^2}{2\zeta^2} \right\} \quad (0 < \theta < \infty) \quad (3.2)$$

ここで, λ ; 管径 D の対数 $\log D$ の平均値で $\lambda = \log \mu - \frac{1}{2} \zeta^2$

ζ ; 管径 $\log D$ の標準偏差で $\zeta^2 = \log \left(1 + \frac{\sigma^2}{\mu^2} \right)$

μ ; 管径 D の平均, σ ; 標準偏差

また円管の傾き θ は, 間隙内に存在する水の流れる方向 (透水性の異方性) を決定するパラメータで,

円管の向きと土粒子の接点角は相関関係があると考え, 間隙水が土粒子の接平面方向に流れるものと仮定している (図 3-35 参照)。

ここで土粒子の接点角分布 β は, 北村が提案しているマルコフモデル

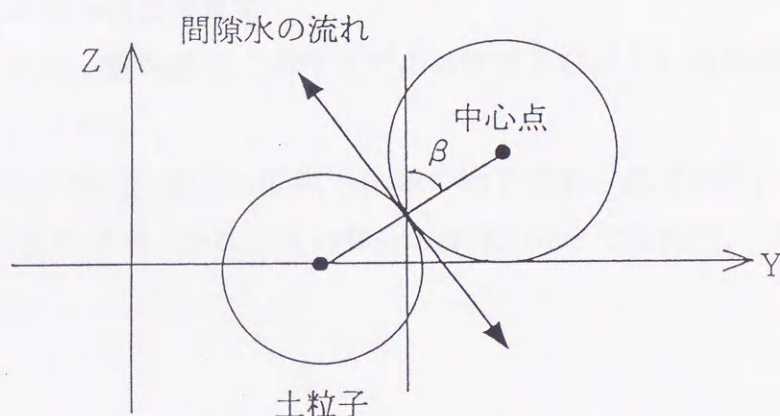


図 3-35 土粒子の接点での間隙水の流れ⁴⁸⁾

ル⁴⁹⁾によると, 図 3-36 に示すような五角形分布になる。よって間隙水の流れる方向は, 土粒子接平面方向であるとする, 傾き θ の確率密度関数 $P_c(\theta)$ は, (3.3) 式のようにになる。

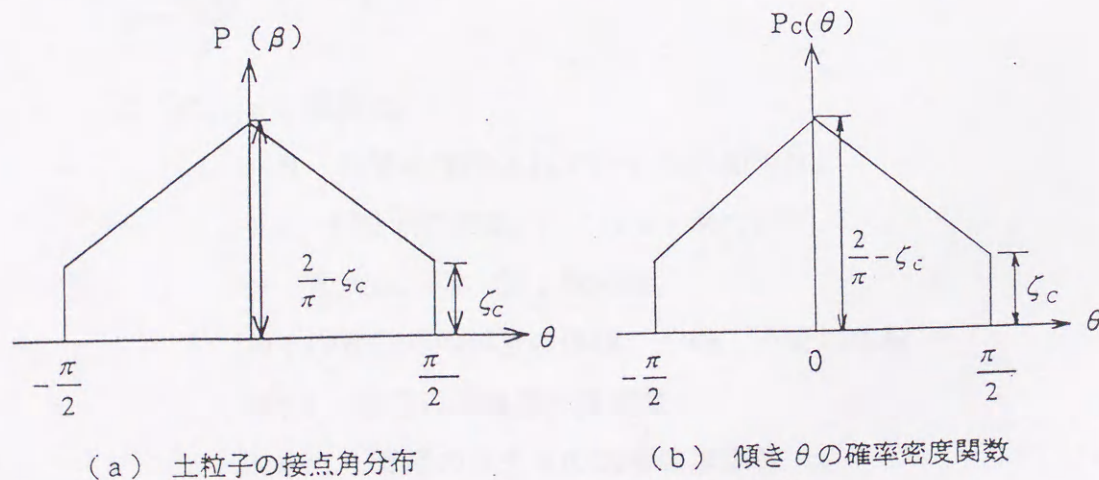


図 3-36 円管の傾きの分布⁴⁹⁾

$$P_c(\theta) = \begin{cases} \frac{\frac{2}{\pi} - 2\zeta_c}{\frac{\pi}{2}} \cdot \theta + \zeta_c & \dots \left(-\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq 0 \right), \\ -\frac{\frac{2}{\pi} - 2\zeta_c}{\frac{\pi}{2}} \cdot \theta + \zeta_c & \dots \left(0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2} \right) \end{cases} \quad (3.3)$$

ここで, θ ; 管の傾き (確率変数)

ζ_c ; 管の傾き θ の確率密度関数の最低高さ

(4-2) 間隙モデルによる水分保持特性の算定

北村ら⁴⁶⁾は間隙比, 含水比, 飽和度を, 間隙モデルの管径及び傾きの確率密度関数を用い, 次式を提案している。

間隙比は土粒子実質部分の体積に対する間隙の体積の比で定義されており, これを素体積で考えると, 円管の体積とそれ以外の部分の体積の比となるので, (3.4) 式で表される。

$$e = \int_0^\infty \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \frac{V_p}{V_e - V_p} P_d(D) \cdot P_c(\theta) \cdot d\theta dD \quad (3.4)$$

$$e(d) = \int_0^d \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \frac{V_p}{V_e - V_p} P_d(D) \cdot P_c(\theta) \cdot d\theta dD \quad (3.5)$$

$$w = \frac{e(d) \cdot \rho_w}{\rho_s} \quad (3.6)$$

$$Sr = \frac{e(d)}{e} \quad (3.7)$$

ここに, e ; 間隙比,

$e(d)$; 円管に保持されている水の間隙比,

ρ_s ; 土粒子の密度, ρ_w ; 水の密度,

w ; 含水比, Sr ; 飽和度,

V_e ; 円管以外の部分の体積, V_p ; 円管の体積,

$P_d(D)$; 管径 D の確率密度関数,

$P_c(\theta)$; 管径の傾き θ の確率密度関数

また北村ら⁴⁶⁾は, Poisseuille's の流れ則から求まる間隙の流量と, Darcy's の法則から得られる流量が等しいと考え, 管径 D と管径の傾き θ を確率密度関数で表現して, 不飽和透水係数 k を(3.8)式で提案している。

$$k = \int_0^d \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \frac{\gamma_w \cdot D^3 \cdot \pi \cdot \sin \theta}{128 \cdot \mu \cdot \left[\frac{D}{\sin \theta} + \frac{DH}{\tan \theta} \right]} \cdot Pd(D) \cdot Pc(\theta) \cdot d\theta dD \quad (3.8)$$

一方サクション (=pF) は, 次式から求められる。

$$pF = \log_{10}(h_c) = \log_{10} \left(\frac{4 \cdot Ts \cdot \cos \alpha}{\gamma_w \cdot d} \right) \quad (3.9)$$

ここに, h_c ; サクションによる水頭, Ts ; 表面張力,
 α ; 管と水との接触角,
 d ; 水で満たされた最大管径で式(3.6)の含水比より求まる

(3) χ の算定法

飽和土の有効応力の原理を不飽和土に対して適用するための試みが, Bishop により行われ, 気相に対する応力の項を含む(3.10)式を提案している。

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (3.10)$$

ここに, σ' ; 有効応力 σ ; 全応力
 u_a ; 間隙空気圧 u_w ; 間隙水圧
 χ ; 実験によって求まるパラメータ

図3-37の土粒子モデルで考えると,
(3.10)式の χ は次式で定義される。

$$\chi = \frac{A_a}{A} \quad (3.11)$$

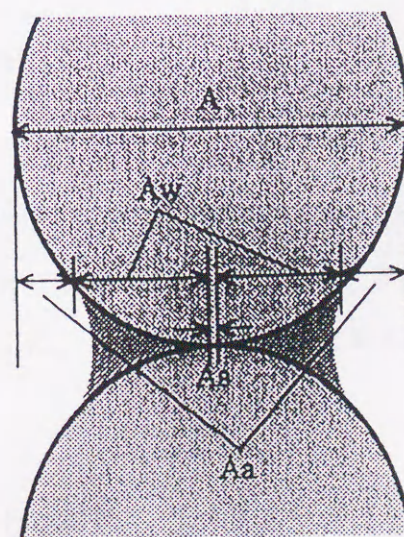


図3-37 土粒子モデル

ここに, A_w ; 間隙水が占める面積 A ; 全体の面積

間隙モデルにおいて管径 D は, 飽和状態の時 $0 \sim \infty$ の範囲をとり, 不飽和の状態において, 間隙水が保持されているのは $0 \sim d$ の範囲である。またこのときそれ以外の管径には間隙空気が存在している。 χ の定義式での A_w は, 管径の側面にあたることから, ある管径での間隙水の占める表面積 A_w は, 次式により表される。

$$A_w = \pi D \cdot \frac{DH}{\sin \theta} \quad (3.12)$$

また土が飽和状態にあるとき, 間隙モデルにおいては間隙流体が移動できる円管が全て水で満たされていることから, 北村ら⁴⁶⁾は, (3.11) 式における全体の面積 A は次式が成り立つとしている。

$$A \approx A_{w, sat} = \int_0^\infty \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \pi D \cdot \frac{DH}{\sin \theta} \cdot Pd(D) \cdot Pc(\theta) \cdot d\theta dD \quad (3.13)$$

よって, 間隙モデルにおける χ の算定式は次のようになる⁴⁶⁾。

$$\chi = \frac{A_w}{A} = \frac{\int_0^d \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \pi D \cdot \frac{DH}{\sin \theta} \cdot Pd(D) \cdot Pc(\theta) \cdot d\theta dD}{\int_0^\infty \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \pi D \cdot \frac{DH}{\sin \theta} \cdot Pd(D) \cdot Pc(\theta) \cdot d\theta dD} \quad (3.14)$$

これらの式を用いて, 間隙モデルによるしらすの χ - 体積含水率, pF - 体積含水率曲線と pF - χ の関係を示すと, 図 3-38, 39⁴⁷⁾ に示すように, 阿部の実験値⁵⁰⁾ と同様の傾向が見られる。表 3-8⁴⁷⁾ には, 入力値を参考のために示した。

以上示したように, 間隙モデルにより不飽和土の有効応力パラメータ χ や水分保持特性を求めることが可能である。またこの間隙モデルによれば, 浸透挙動に

加え圧密挙動や斜面の安定性検討も適用可能とされ, 今後更に現地計測, 室内実験, 数値実験を行い, 地盤工学的諸問題を統一的に解明することが期待される。

表3-8 間隙モデルの入力値⁴⁷⁾

試 料	しらす
素 体 積 高 さ	$2.000 \times 10^{-3} (\text{cm})$
管 径 の 平 均	$1.200 \times 10^{-3} (\text{cm})$
管 径 の 標 準 偏 差	8.000×10^{-4}
管傾 θ pdf の最低高さ	1.590×10^{-1}
土粒子と水の接点角 α	$0.00(^{\circ})$

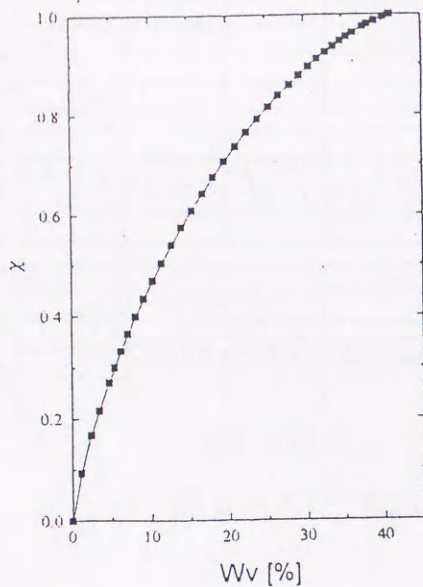


図3-38 χ - 体積含水率関係⁴⁷⁾

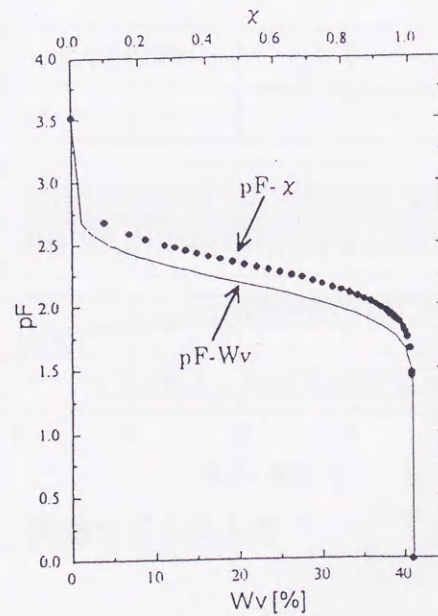


図3-39
pF - 体積含水率曲線と pF - χ 関係⁴⁷⁾

3.4.5 動的せん断特性

(1) しらすの非排水繰返しせん断挙動

図3-40 (a) (b)は, 岡林らの研究³⁶⁾による初期有効拘束圧 $p_c=100\text{kPa}$ での緩詰め及び密詰め試料の繰返しせん断試験における軸ひずみ・軸荷重・間隙水圧の時刻歴を示したものである。彼らの報告³⁶⁾では, 緩詰め試料は図3-40 (a)に示すように, 繰返し初期より間隙水圧が発生し, その後の载荷により徐々に蓄積し, 繰返し回数8回目付近で急上昇して初期有効拘束圧と等しい間隙水圧(初期液状化)に至ったとしている。また軸ひずみ両振幅は, 間隙水圧が初期有効拘束圧に等しくなるまで殆ど発生しないが, 初期有効拘束圧に近づいた時点から急増するとしている。一方, 図3-40 (b)に示すように, 密詰め試料では繰返し回数の増加に伴う間隙水圧の蓄積の傾向は緩やかであり, 間隙水圧が初期有効拘束圧に初めて達した後は, 間隙水圧の増減を伴うサイクリックモビリティ的挙動が継続的に現れるとしている。これらの結果は通常の砂質土においても, 同様に見られる現象である。

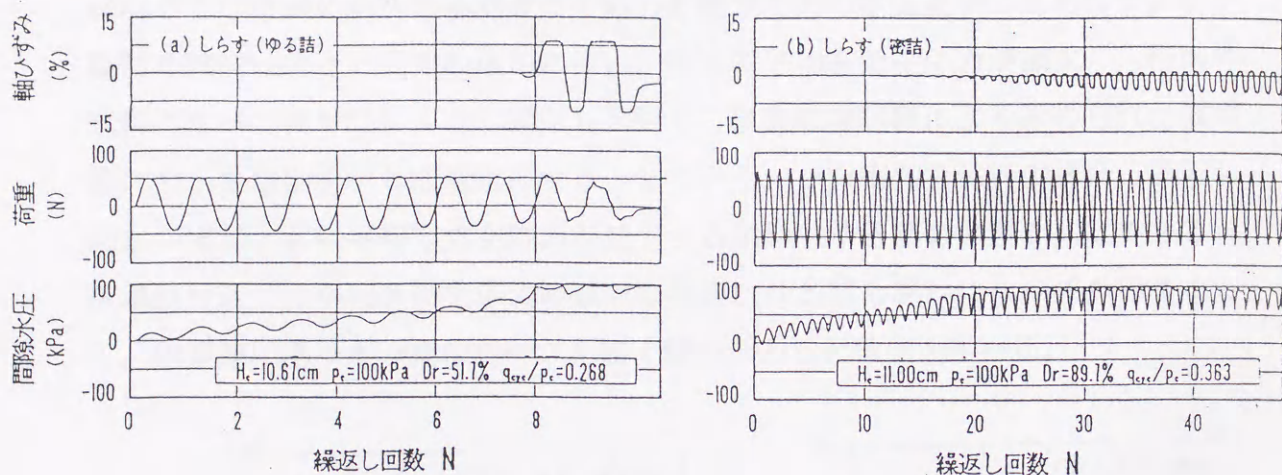
図3-40 軸ひずみ, 軸荷重, 間隙水圧の時刻歴³⁶⁾

図3-41 (a) (b)は, 岡林ら³⁶⁾の研究による初期有効拘束圧 $p_c=100\text{kPa}$ での緩詰め及び密詰め試料の軸ひずみと軸差応力の関係を示したものである。彼ら³⁶⁾は, 緩詰め試料はある繰返し回数までは殆ど軸ひずみの増加は見られないが, 特定の繰返し回数を越えた時点で急増し, 極端にせん断剛性の低下が見られると報告している。一方, 密詰め試料では, 繰返し初期から徐々に軸ひずみが蓄積し, 繰返し回数の増加に伴い伸張側の軸ひずみが卓越する傾向にあり, 相対的に強い強度異方性を示すとしている。

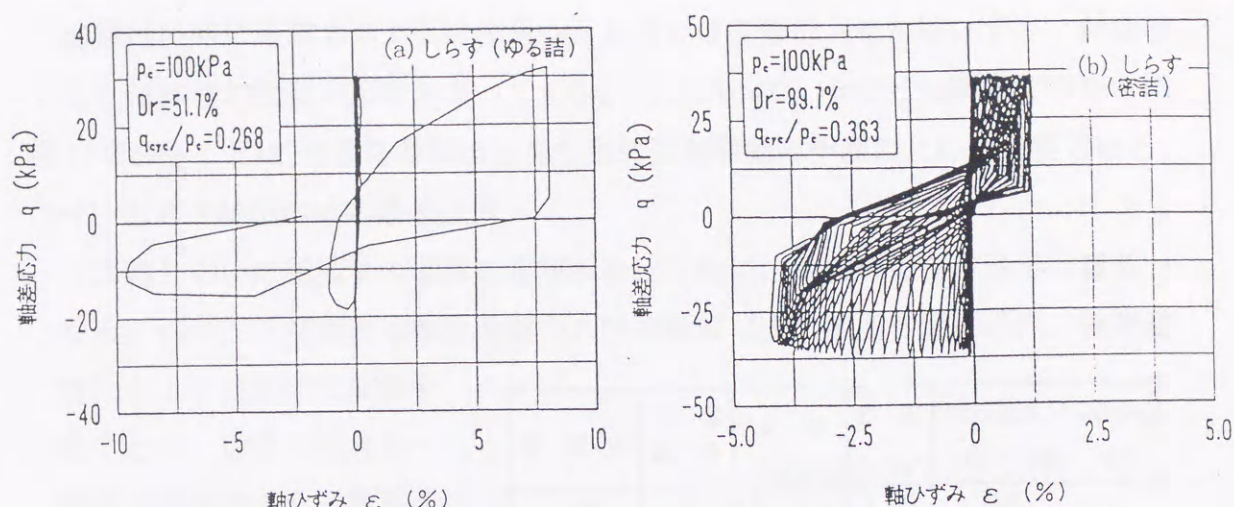
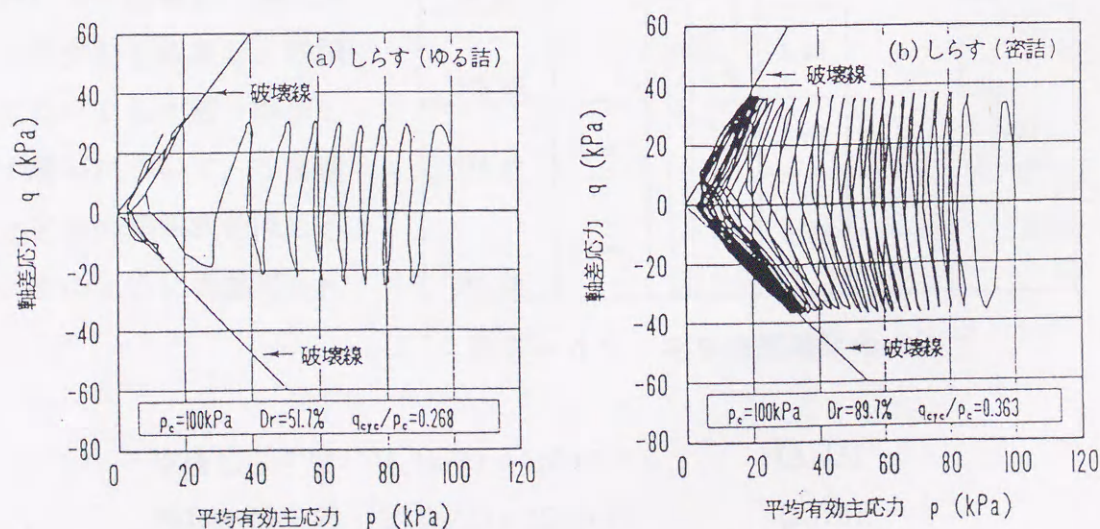

図3-41 軸ひずみと軸差応力の関係³⁶⁾

図3-42 (a) (b)は、岡林ら³⁶⁾の研究による初期有効拘束圧 $p_c=100\text{kPa}$ での緩詰め及び密詰め試料の平均有効主応力と軸差応力の関係を示したものであるが、緩詰め試料は繰返し回数の増加に伴い、徐々に平均有効主応力が減少し、密詰め試料に比べて相対的に少ない繰返し回数で、単調載荷試験により求められた破壊線に沿った挙動を示し液状化に至るとしている。一方密詰め試料の場合、繰返し回数の増加と共に平均有効主応力が減少する挙動はゆる詰め試料と同じであるが、破壊線付近での平均有効主応力の減少の程度はゆる詰め試料に比べてかなり小さく、破壊線に沿った一様なループを描く傾向があると報告している。


図3-42 平均有効主応力と軸差応力の関係³⁶⁾

(2) 動的変形特性

地盤は、特に地震力のように作用外力あるいは変形量（せん断ひずみ）が蓄積すると粘弾性的性質が顕著となってくる。したがって、そのせん断変形特性を把握しておくことは、地震応答解析を含む動的変形挙動の予測のために重要となる。

(2-1) しらす地盤のせん断波速度

地盤あるいは構造物の地震応答解析を行う際に、地盤の弾性波速度は重要となる。特に、S波速度は軟弱地盤の力学的性質（土の強度や変形特性、相対密度）をより直接的に反映することや、粒子の大きさ・形状に関係するため重要とされる。この弾性波速度は、原位置において弾性波探査（PS検層）を実施することにより、直接的に求めることができる。

図3-43⁵²⁾は、二次しらす地盤を対象に実施されたPS検層結果の一例である。

鹿児島市内において実施されたPS検層と、ボーリングの資料を収集し、沖積（二次）しらす層・洪積しらす層等について、S波速度とN値の関係式を求めると、次のように提案⁵³⁾される。

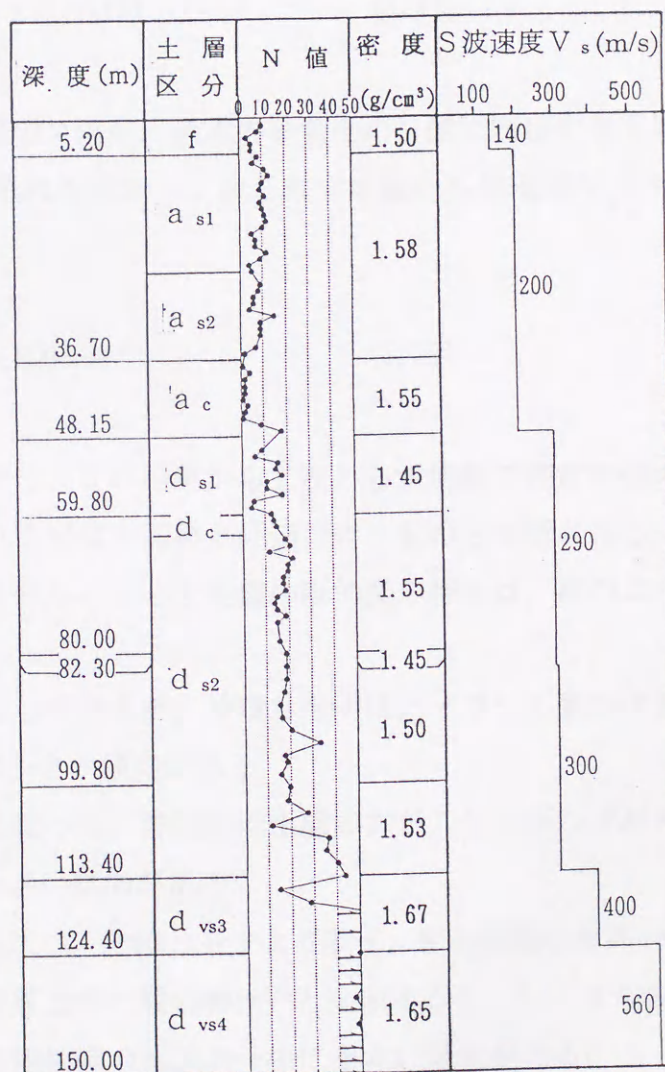


図3-43 PS検層結果の一例⁵²⁾

$$\text{沖積しらす層: } V_s \text{ (m/s)} = 100 N^{1/3} \quad (3.15)$$

$$\text{沖積粘性土層: } V_s \text{ (m/s)} = 160 N^{1/3} \quad (3.16)$$

$$\text{洪積しらす層: } V_s \text{ (m/s)} = 120 N^{1/3} \quad (3.17)$$

(2-2) しらす地盤の初期せん断剛性率, 動的変形特性

鹿児島県内で実施されたP S検層・ボーリングデータを収集し, 層毎に初期せん断剛性率 G_0 (10^{-6} 程度の微小ひずみ領域におけるせん断剛性率) 及び動的変形特性 ($G/G_0, h \propto \gamma$) をまとめると, 表3-9及び図3-44のようになる⁵¹⁾。

日本道路協会「道路橋示方書・同解説」V耐震設計編⁵⁴⁾では, 砂質土のS波速度 V_s は, N値から次式により求めることができるとしている。

$$V_s = 80 \times N^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 50) \quad (3.18)$$

ここで, 二次しらす地盤のN値の2倍が, 通常の砂質土のN値に相当すると考えた場合, 道路橋示方書で提示される式から二次しらす地盤のS波速度 V_s を求めると次のようになる。

$$V_s = 80 \times (2 \times N)^{1/3} \cong 100 \times N^{1/3} \quad (3.19)$$

この結果は, (3.15)式と符合する。この結果から二次しらす地盤の測定N値の2倍が, 通常の砂質土で考慮されるN値と同等と評価できるものと判断される。

また, 表3-9及び図3-44から, しらす地盤の動的変形特性は, 次のように要約される。

- ① 有効拘束圧が大きい洪積しらすの方が, 沖積しらすに比べてせん断ひずみの蓄積による剛性率の低減は小さい傾向がある。
- ② 沖積しらす・洪積しらすに比べて, 沖積粘性土層の方が, せん断ひずみの蓄積による剛性率の低減は小さい傾向がある。
- ③ 相対密度の大きい洪積しらすは, 沖積しらすより若干, せん断剛性が高い。
- ④ Seed・Idrissの提唱する砂質土の一般的特性⁵⁵⁾と比較すると, しらす地盤はせん断ひずみの蓄積による剛性率の低減が一樣に小さい傾向がある。
- ⑤ 粒径の小さい沖積粘性土層は, 沖積しらす・洪積しらすと比較して, 減衰定数が小さい。
- ⑥ 有効拘束圧の小さい沖積しらすは, 洪積しらすよりも減衰定数大きい。
- ⑦ Seed・Idrissの提唱する砂質土の一般的特性⁵⁵⁾と比較すると, 沖積しらすはせん断ひずみの蓄積による減衰定数の増加の傾向が高い。

表3-9 しらす地盤の動的変形特性⁵¹⁾

地層名	せん断波速度 $V_s(\text{m/sec.})$	初期せん断剛性率 $G_0(\text{tf/m}^2)$	動的変形特性
表層土	$80\text{N}^{1/3}$	$\frac{\rho_t}{7} \cdot V_s^2$	$\frac{G}{G_0} = 1 - \frac{1}{1 + \exp(-2.152 \log \gamma - 6.746)}$
沖積しらす層	$100\text{N}^{1/3}$	$\frac{\rho_t}{13} \cdot V_s^2$	$h = \frac{0.30}{1 + \exp(-2.370 \log \gamma - 7.423)}$
沖積粘性土層	$160\text{N}^{1/3}$	$\frac{\rho_t}{15} \cdot V_s^2$	$\frac{G}{G_0} = 1 - \frac{1}{1 + \exp(-1.990 \log \gamma - 5.808)}$ $h = \frac{0.22}{1 + \exp(-1.960 \log \gamma - 5.733)}$
洪積しらす層	$120\text{N}^{1/3}$		$\frac{G}{G_0} = 1 - \frac{1}{1 + \exp(-1.839 \log \gamma - 5.503)}$ $h = \frac{0.25}{1 + \exp(-2.019 \log \gamma - 6.097)}$

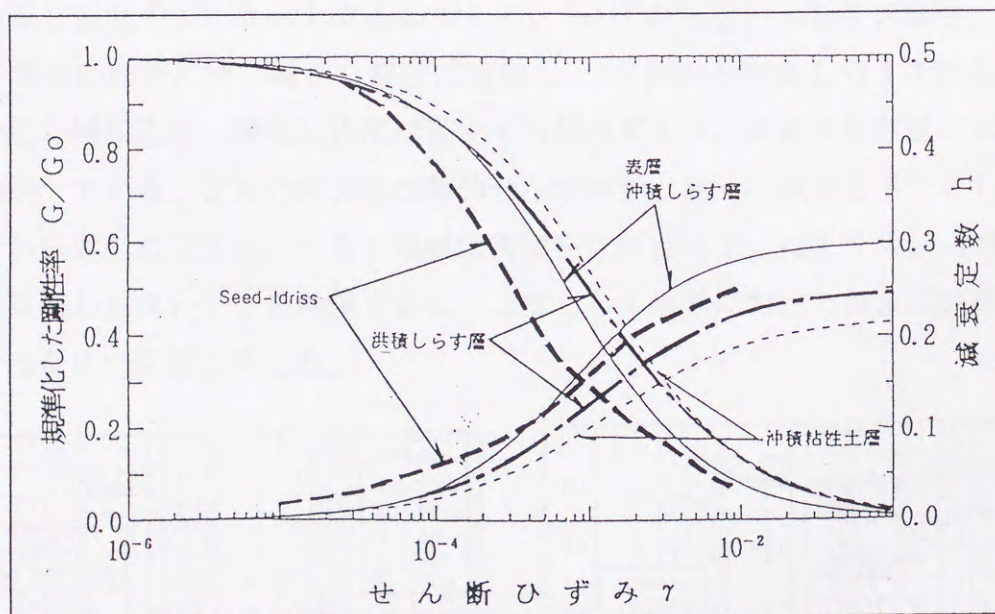


図3-44 しらす地盤の動的変形特性⁵¹⁾

(3) 動的強度特性

図3-45は, 岡林ら³⁶⁾の研究によるしらすと豊浦砂の繰返し強度曲線を示したものである。この図は, 軸ひずみ両振幅 $DA=5\%$ に達したときの繰返し強度曲線で, 図に示した繰返し応力比は, 一般に繰返し強度として用いられている応力比の2倍に相当するものである。この図から, 相対密度 $Dr=50\%$ の場合, 繰返し回数が50回以下

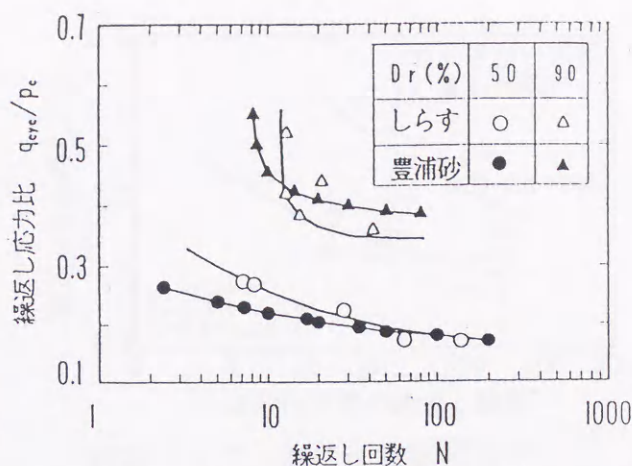


図3-45 しらすと豊浦砂の繰返し強度曲線³⁶⁾

では, しらすの方が豊浦砂よりも若干繰返し強度が高く, 50回以上では大きな差が見られない。これに対し $Dr=90\%$ の場合, 繰返し回数15回以上では, 豊浦砂の方が繰返し強度が高く, 繰返し回数の低下に伴い急激に強度線が立ち上がる傾向は, どちらの密度においても共通に見られる特徴であるとしている。

また図3-46(a)(b)は, 兵藤ら⁶⁰⁾の研究による初期有効拘束圧 p_c の変化に伴う繰返し強度の変化を示したものである。(a)図から緩いしらすの場合, 初期有効拘束圧の増加に伴い繰返し強度は増加し, (b)図から密なしらすでは初期有効拘束圧の増加に伴い繰返し強度は減少する傾向があり, 拘束圧依存性によるものと判断している。またこの特性は静的せん断挙動と同一の傾向を示すとしている。なお先述したように, しらす地盤は拘束圧に依存せず, 締めり具合 (N 値) があまり変わらないことを考慮すると, 二次しらす地盤における拘束圧依存性については今後の課題と考える。

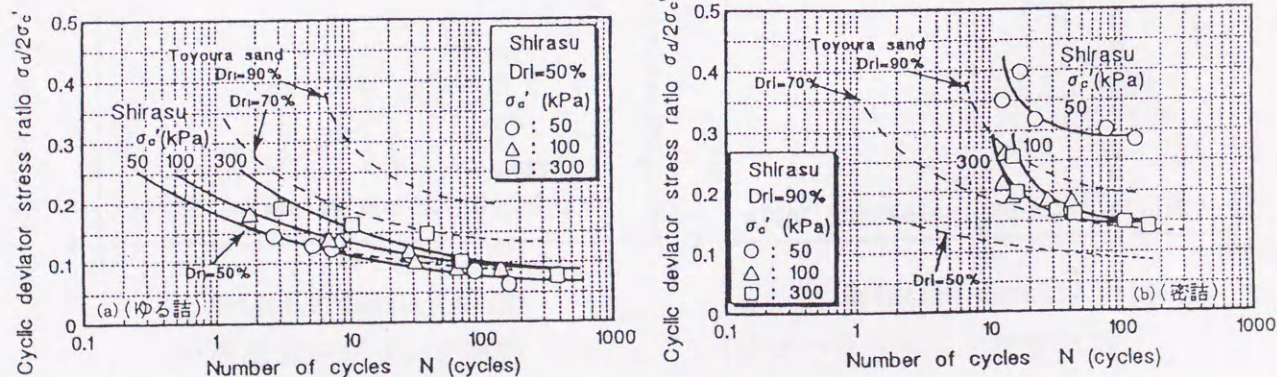


図3-46 初期有効拘束圧 p_c の変化に伴う繰返し強度の変化⁶⁰⁾

畑中ら⁵⁶⁾の研究を参照すると、
図3-47に示すように乱さない
沖積しらす試料は乱した沖積しら
す層と比較して、1.5~1.8倍の動
的せん断強度となり、攪乱による
強度低下が著しいことを示してい
る。また畑中ら⁵⁷⁾は、サンプリ
ング法（凍結法、ロータリー式三重
管法）の違いによる動的せん断応
力の特性を、図3-48(a)(b)の

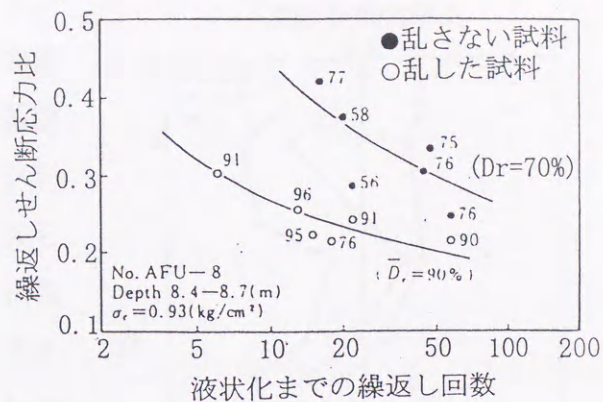


図3-47 液状化実験結果⁵⁶⁾

ようにまとめている。この研究では、(b)図に示すようにロータリー式三重管法
によるサンプリングでは、相対密度が非常に狭い範囲にプロットされ、図(a)に
示すように凍結法によるサンプリングの方が高品質の乱さない試料を採取するこ
とができるとしている。また図(a)において特に注目したい点として、沖積しら
すを対象とした5), 6)の供試体は、同程度の相対密度を有する砂試料（例えば2),
3)試料）よりも液状化強度が大きいことである。このことは、沖積しらす地盤が
通常の砂質土地盤と比較して、液状化しにくいことを示唆するものである。

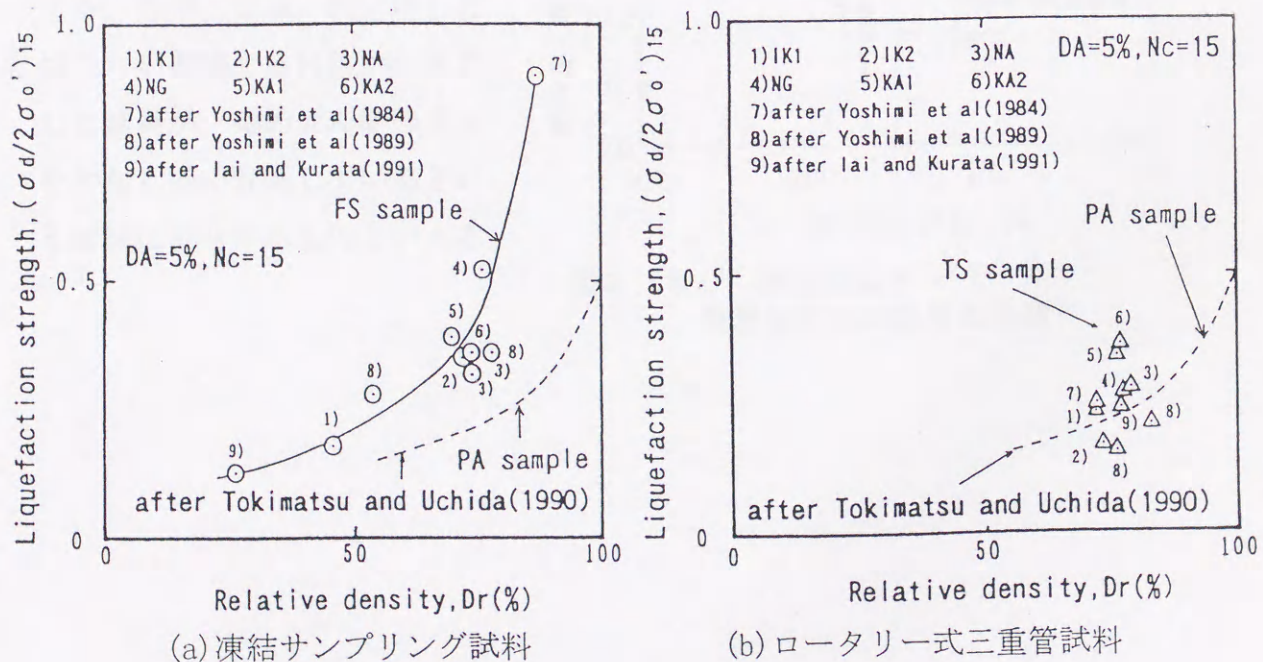


図3-48 液状化強度と相対密度の関係⁵⁷⁾

図3-49は，畑中ら⁵⁶⁾による液状化強度試験結果と液状化簡易判定法との比較を示したものである。この図に示すように，全体的にN値から求めた原位置での液状化強度（液状化簡易判定）よりも，原位置地盤凍結法により採取した乱さない試料の液状化強度が大きい。これについて彼らは，沖積（二次）しらすの原位置液状化強度をN値から推定した結果は，かなり過小評価している可能性を示唆するものとしている。

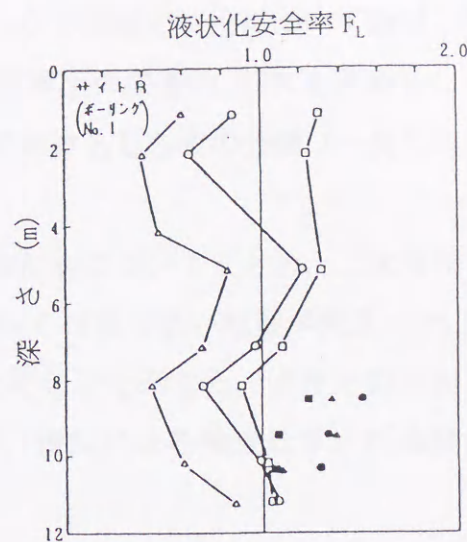


図3-49 実験結果と簡易判定法の結果の比較⁵⁶⁾

図3-50⁵⁸⁾は，鹿児島市沖積平野部で採取された二次しらすの動的強度試験結果から，動的せん断強度比の上限値，下限値を設定したものに，N値から岩崎・龍岡⁵⁹⁾の式で求めた動的せん断強度比を重ね合わせたものである。この図に示すように，二次しらすの動的せん断強度は，N値を2倍に評価して推定した結果と良く対応する。このことは，先に示した畑中らが指摘するN値から推定した結果が，動的せん断強度比をかなり過小評価しているという結論に符合するものといえる。

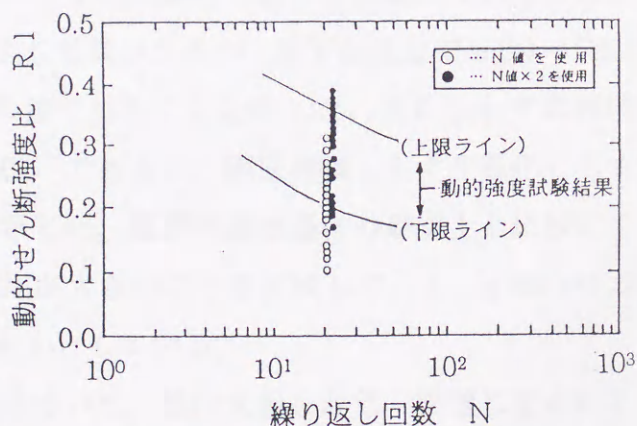


図3-50 実験結果と簡易判定法の結果の比較⁵⁸⁾

3. 5 まとめ

第3章では, 地盤工学よりみたしらす, しらす地盤の特性について論述した。

3. 1節では既往文献を参照し, 鹿児島県本土の表層約 50%を占めるしらすの分類について紹介するとともに, 本論文におけるしらすの分類(一次しらす, 二次しらす)について定義した。

3. 2節ではしらす地盤のN値の深度分布形態についてまとめ, 二次堆積しらす地盤では有効拘束圧(土被り圧)に関係なくN値の低い地層が深度 20~30m(場所によっては 50~60m) 続く特徴があることを示した。またその原因として動的貫入時の局所的な液状化, 粒子破碎, 攪乱による強度低下, 再堆積後の再溶結効果の欠落等を挙げている。

3. 3節ではしらすの物理特性について, 既往文献を収集・整理しまとめた。物理特性の内, 土粒子の密度は, その構成粒子の殆どが密度の小さい火山ガラスであることや軽石の混在等により, $\rho_s(\text{g/cm}^3)=2.4\sim 2.45$ と通常の砂質土よりも小さめの土粒子密度を呈することを示した。また二次堆積しらすの粒度組成は大部分が砂分からなり, 均等係数が小さく, 液状化しやすい粒度組成であることを示した。自然含水比は風化の程度により差異があるが, 地下水位上で $w(\%)=15\sim 40$, 地下水位下で $w(\%)=30\sim 50$ 程度の値であることを示した。またしらすの液性限界, 塑性限界は一般にNP(非塑性)であるが, 海底沖積しらすや風化しらすでは塑性を有する場合もあることを示した。湿潤密度は通常の砂質土と比較して土粒子の密度が小さいことや, 間隙比が大きいことを反映して, $\rho_t(\text{g/cm}^3)=1.2\sim 1.4$ と小さめの値を示すことを明らかにしている。

3. 4節ではしらすの力学特性について, 既往文献を収集・整理しまとめた。力学特性の内, 締固め特性は繰返し法と非繰返し法で, その特性が異なることを示し, その原因が粒子破碎によるものであること等を示している。また三軸装置を用いた等方圧縮過程での乱したしらすと豊浦砂の $e-\log p$ 関係から, 乱したしらすでは 10kgf/cm^2 程度, 豊浦砂では 100kgf/cm^2 程度で粒子破碎を起こすことを示している。浸透・侵食特性では, しらす地盤が鉛直方向・水平方向及び場所により透水性が大きく異なり, 地盤の透水性を一義的に決定することは困難であることや, 土粒子の密度が小さい事に起因して掃流されやすいことを示している。静的圧縮・せん断強度特性では, 圧裂引張強度が大きいしらすほど一軸圧縮強度が大きい傾向があり, 脆性的な特徴を有することを示している。また排水圧縮せ

ん断では、乱さない一次しらすは見かけの粘着成分、固結（溶結）効果を有し、含水比の影響を受けやすいことを示している。非排水単調せん断試験では、初期有効拘束圧が大きくなるほど、ひずみ軟化挙動が弱まる特徴を有していることを示している。不飽和しらすの力学特性では、その水分保持特性から 20%程度の含水比では豊浦砂、成田砂と比較して高いサクションを有し、50%程度の含水比までサクションが存在することを示している。また不飽和三軸圧縮試験方法の排气・排水条件について既往文献を収集・整理するとともに、せん断ひずみ速度の設定に際しての留意点を挙げ、不飽和せん断強度の評価法についてもまとめている。なお不飽和土の力学特性を把握する上で重要となる水分保持特性・有効応力パラメータ χ の推定法として、北村らが提唱する間隙モデルを用いた事例を紹介した。動的せん断特性では、非排水繰返しせん断挙動・動的変形特性・動的強度特性についてまとめた。この内、動的変形特性については、既往文献を収集・整理し、沖積（二次）しらす・洪積（一次）しらす等の $G, h \propto \gamma$ 曲線を提案している。動的強度特性では、しらすが攪乱により強度低下が著しいこと、乱さないしらすの原位置液状化強度を N 値から推定すると、かなり過小評価している可能性があること等を示している。

参考文献 (第3章)

- 1) 山内豊聡編著:土質基礎工学ライブラリー 10 日本の特殊土, 土質工学会, pp. 203～261, 1985.
- 2) 山内豊聡監修, 藤本広, 春山元寿, 村田秀一:九州・沖縄における特殊土, 土質工学会九州支部, p. 141, 1982.
- 3) 町田洋, 新井房夫:火山灰アトラス, 東京大学出版会, pp. 6～7, 1992.
- 4) 北村良介:地盤材料としての「しらす」, 平成4年度鹿児島県育英財団研究助成金研究成果報告書, pp. 12～33, 1993.
- 5) 難波直彦, 春山元寿:簡便な原位置試験法によるしらすの判別分類法, 土と基礎, Vol. 23, No. 2, pp. 57～63, 1975.
- 6) 春山元寿:硬度によるシラスの工学的判別分類法, 応用地質, 16巻, 2号, pp. 40～47, 1975.
- 7) 土質工学会しらす基準化委員会:土質工学会基準「硬さによる地山しらすの判別分類法(JSF規格・M2-81)」, 土と基礎, Vol. 29, No. 4, pp. 45～46, 1981.
- 8) 中山義雄, 樽木孝利:鹿児島県の地質 IV-2 土木地質, 鹿児島県, pp. 95～97, 1992.
- 9) 日本住宅公団建築部調査研究課:「特殊土壌地(シラス地帯)における高層住棟の基礎工法に関する開発研究」報告書, 1974.
- 10) 鹿児島市地盤図編集委員会:鹿児島市地盤図, 徳田屋書店, pp. 65～84, 1995.
- 11) 高田誠, 北村良介, 北田貴光:二次しらす地盤の力学特性の評価, 土木学会論文集, No. 561, III-38, pp. 237～244, 1997.
- 12) 日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説, p. 204, 1989.
- 13) M. Haruyama: Geological physics and mechanical properties of SIRASU and engineering classification Soils and Foundations, Vol. 13, No. 3, pp. 45～60, 1973.
- 14) 北村良介, 福田伸朗:九州・沖縄の特殊土地盤の設計と施工, 地盤工学会九州支部, pp. 123～136, 1995.
- 15) 木暮敬二編著:土質試験の方法と解説, 第8編, 第4章, しらす, 土質工学会, pp. 528～531, 1990.
- 16) 山内豊聡, 後藤恵之輔, 村田秀一:乱さないしらす試料の採取方法と強度定数, 土質工学会, しらす基準化シンポジウム発表論文集, pp. 29～32, 1979.

- 17) 島博保編著：土質試験の方法と解説，第5編，第1章，突固めによる土の締固め試験，土質工学会，pp. 210～211，1990.
- 18) 春山元寿，城本一義，大山晃：しらすの締固め特性，第19回土質工学研究発表会，pp. 1455～1456，1984.
- 19) 山内豊聡監修，藤本広，春山元寿，村田秀一：九州・沖縄における特殊土，土質工学会九州支部，p. 157，1982.
- 20) 春山元寿：えびの・吉松地域に分布するシラスのせん断特性について，土と基礎，Vol. 20，No. 2，pp. 41～47，1972.
- 21) 北村良介，中村淳子，春山元寿，富田信之，森園隆：地盤材料の圧縮・せん断特性に関する一考察，第21回土質工学研究発表会，pp. 363～366，1986.
- 22) 三浦哲彦，山内豊聡：砂のせん断特性に及ぼす粒子破碎の影響，土木学会論文報告集，No. 260，pp. 109～118，1977.
- 23) 岩松暉，北村良介，原口泉，矢ヶ部秀美：1993年鹿児島豪雨災害，2. 鹿児島県の風土，土質工学会，pp. 9～26，1995.
- 24) 吉田三郎，橋詰順一，松雪清人：鹿屋分水路トンネルの設計と問題点（地下水位下のしらすトンネル掘削），九州技報，1987.
- 25) 露木利貞，吉田三郎，羽田忠彦，松雪清人：しらす地盤地帯における地下水位下のトンネル工事，土と基礎，Vol. 36，No. 3，pp. 43～48，1988.
- 26) 建設省九州地方建設局川内川工事事務所：川内川堤防調査検討業務委託報告書，1985.
- 27) 落合英俊，北村良介，矢ヶ部秀美：1993年鹿児島豪雨災害の教訓，土と基礎，Vol. 43，No. 6，pp. 29～32，1995.
- 28) 久楽勝行，森下豊昭，吉田富男：不飽和土における水の浸透，地下水ハンドブック，第3編土と水，pp. 172～173，1979.
- 29) 椿東一郎，山内豊聡，福田直三：シラスの掃流特性について，土木学会第30回年次学術講演会，第2部，1975.
- 30) 岩松暉，福重安男，郡山榮：シラスの応用地質学的諸問題，地学雑誌，98-4，pp. 378～400，1989.
- 31) 村田秀一：地山しらすの破壊機構と斜面安定に関する研究，九州大学学位論文，1978.
- 32) 村田秀一，山内豊聡，後藤恵之輔：引張崩壊に着目したしらす切土斜面の安定性について，土木学会論文報告集，第343号，pp. 15～24，1984.

- 33) 村田秀一, 山内豊聡: 乱さないシラスの強度特性の要因について, *Soils and Foundations*, Vol.17, No.3, pp.81~91, 1977.
- 34) 春山元寿, 北村良介, 入船時弘: 広範囲な圧力下でのしらすの圧縮・せん断特性, 第20回土質工学研究発表会, pp.347~350, 1985.
- 35) 石原研而: 地震時の地盤の液状化と流動性破壊, 日建設計中瀬土質研究所報告, No.3, pp.1~11, 1994.
- 36) 岡林巧・兵動正幸・安福規之・村田秀一: 乱した一次しらすの非排水単調および繰返しせん断挙動, 土木学会論文集, No.499, III-28, pp.97~106, 1994.
- 37) 春山元寿: c と ϕ を考える (7. しらす), 土と基礎, Vol.23, No.6, pp.67~74, 1975.
- 38) 嘉門雅史編著: 土質試験の方法と解説, 第2編, 第7章 pF 試験, 土質工学会, pp.89~101, 1990.
- 39) 阿部廣史: 不飽和土の力学特性の評価手法に関する実験的研究 (東京大学博士申請論文) pp.196~201, 1994.
- 40) 阿部廣史: 不飽和土の力学特性の評価手法に関する実験的研究 (東京大学博士申請論文) pp.265~285, 1994.
- 41) 阿部廣史: 不飽和土の力学特性の評価手法に関する実験的研究 (東京大学博士申請論文) pp.110~114, 1994.
- 42) 川上浩, 岩崎公俊: ジオテクト⑤不飽和土, 土質工学会, pp.40~42, 1993.
- 43) 高田誠, 北村良介, 阿部廣史, 入来秀徳: 不飽和土の物理・力学特性の評価手法について, 第32回地盤工学研究発表会, pp.661~662, 1997.
- 44) 軽部大蔵: 不飽和土の応力・ひずみ式と有効応力, 土と基礎, pp.13~18, 1981.
- 45) Fredlund, D. G. and Rahardjo, H. ; *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, John Wiley & Sons, Inc., pp.217~259, 1995.
- 46) 北村良介, 宮本裕二, 阿部廣史: 間隙モデルによる有効応力パラメータ α の算定法, 第32回地盤工学研究発表会, pp.1937~1938, 1997.
- 47) 北村良介, 宮本裕二, 阿部廣史: 不飽和土の有効応力パラメータ α に関する一考察, 第32回地盤工学研究発表会, pp.1971~1972, 1997.
- 48) 北村良介, 福原清作: 間隙モデルに関する一考察, 土木学会第49回年次学術講演会講演概要集, 第3部, pp.206~207, 1994.
- 49) 北村良介: マルコフ・モデル過程を用いた粒状体の力学モデル, 昭和61年度

科学研究費研究成果報告書, 1987.

- 50) 阿部廣史: 不飽和土の力学特性の評価手法に関する実験的研究 (東京大学博士申請論文)
pp. 222~234, 1994.
- 51) 高田 誠, 北村良介, 北田貴光: しらす地盤における動的変形特性の検討,
平成7年度土木学会西部支部研究発表会, pp. 578-581, 1996.
- 52) 鹿児島県: グリーンセンター敷地調査詳細調査, 報告書, 1992.
- 53) 高田 誠, 北村良介, 北田貴光: しらす地盤における動的変形特性の検討,
平成7年度土木学会西部支部研究発表会, pp. 578-581, 1996.
- 54) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, p. 34, 1990.
- 55) Seed, H. B. and Idriss, I. M.: Simplified Procedure for Evaluating Soil liquefaction Potential, J. SMFD, ASCE, 97, No. SM9, pp. 1249~1273, 1971.
- 56) 畑中宗憲, 杉本三千雄, 鈴木善雄, 姥哲郎: 原位置地盤凍結法により採取した乱さない沖積シラスの液状化特性, 基礎工, pp. 85-89, 1984.
- 57) Munemori Hatanaka, Akihiko Uchida, Hiroshi Oh-oka: Correlation between the Liquefaction strengths of saturated sands obtained by In-situ freezing method and rotary-type triple tube method, Soils and foundation, Vol. 35, No. 2, pp. 67-75, 1995.
- 58) 北田貴光, 北村良介, 高田 誠: 二次しらすの液状化判定に関する一考察,
平成7年度土木学会西部支部研究発表会, pp. 578-581, 1996.
- 59) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 常田賢一, 安田進: 砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法と適用例, 第5回地震工学シンポジウム, pp. 641~647, 1978.
- 60) 兵藤正幸, 荒牧憲隆, 岡林巧, 中田幸男, 村田秀一: 破碎性土の定常状態と液状化強度, 土木学会論文集, No. 554, III-37, pp. 197~209, 1996.

第4章 しらす地盤の液状化特性

4. 1 概 説

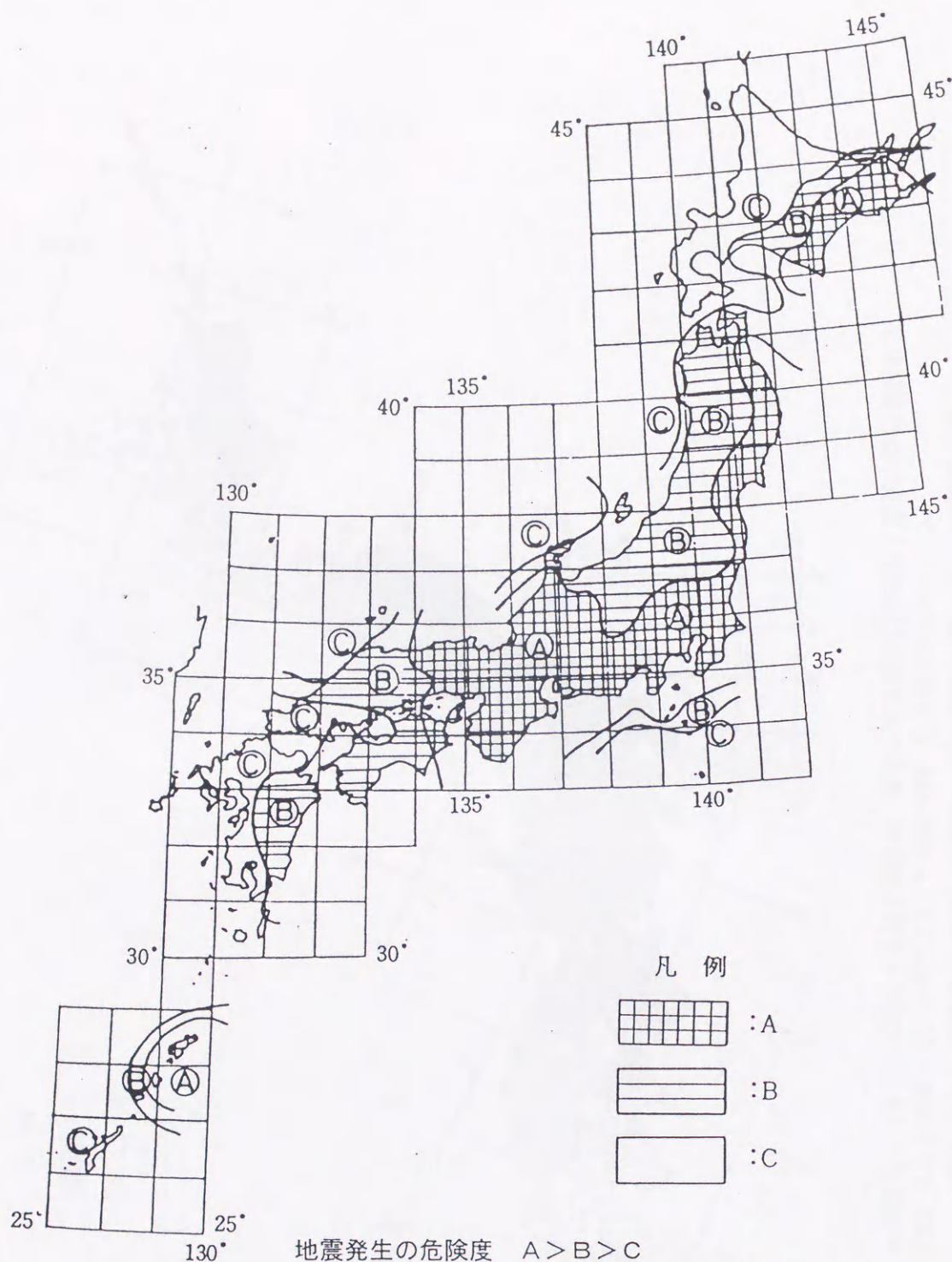
鹿児島県の名瀬市・大島郡を除く殆どの地域は、図4-1¹⁾の建設省の新耐震設計法(案)や、図4-2²⁾の日本道路協会「道路橋示方書・同解説」V耐震設計編でも示されるように、地震発生の可能性が少ない地域とされている。表4-1は、有史以来鹿児島県域で残されている地震記録を示したものである。

表4-1 鹿児島県域の地震記録一覧³⁾

場 所 (地震名)	西 暦	北緯	東経	マグニ チュード	場 所 (地震名)	西 暦	北緯	東経	マグニ チュード
日向・大隅	1662.10.31	31.7	132.0	7.5	日 向 灘	1939.3.20	32.3	132.0	6.5
宝永地震	1707.10.28	33.2	135.9	8.4	日 向 灘	1941.11.19	32.0	132.1	7.2
鹿児島知覧	1893.9.7	31.4	130.5	5.3	日 向 灘	1961.2.27	31.6	131.9	7.0
奄美大島	1901.6.24	28.0	130.0	7.5	えびの地震	1968.2.21	32.0	130.7	6.1
喜界島近海	1911.6.15	28.0	130.0	8.0	日 向 灘	1968.4.1	32.3	132.5	7.5
串木野南方	1913.6.29	31.6	130.3	5.7	奄美大島	1970.1.1	28.4	129.2	6.1
桜 島	1914.1.12	31.6	130.6	7.1	日 向 灘	1970.7.26	32.1	132.0	6.7
種子島近海	1923.7.13	30.6	131.2	7.1	日 向 灘	1984.8.7	32.4	132.2	7.1
日 向 灘	1931.11.2	32.3	132.6	7.1	日 向 灘	1987.3.18	32.0	132.1	6.6

この表に示すように、南九州でプレートテクトニクスによるマグニチュード7以上の地震が発生する地域は、日向灘沖に限られている。しかし、目前に活火山桜島を控えていることや、図4-3⁴⁾に示すように出水市南西部や長島、川内市南東部、霧島山北西部、鹿児島市鹿児島(錦江)湾沿い等に、活断層の存在も想定されていることから、地震時の液状化検討をはじめとする地盤の耐震性についての検討が行われる必要性は大いにあると考える(活断層の活動により1997年3月26日鹿児島県北西部においてマグニチュード6.5の地震が、また1997年5月13日には同じ鹿児島県北西部においてマグニチュード6.2の地震が発生している)。

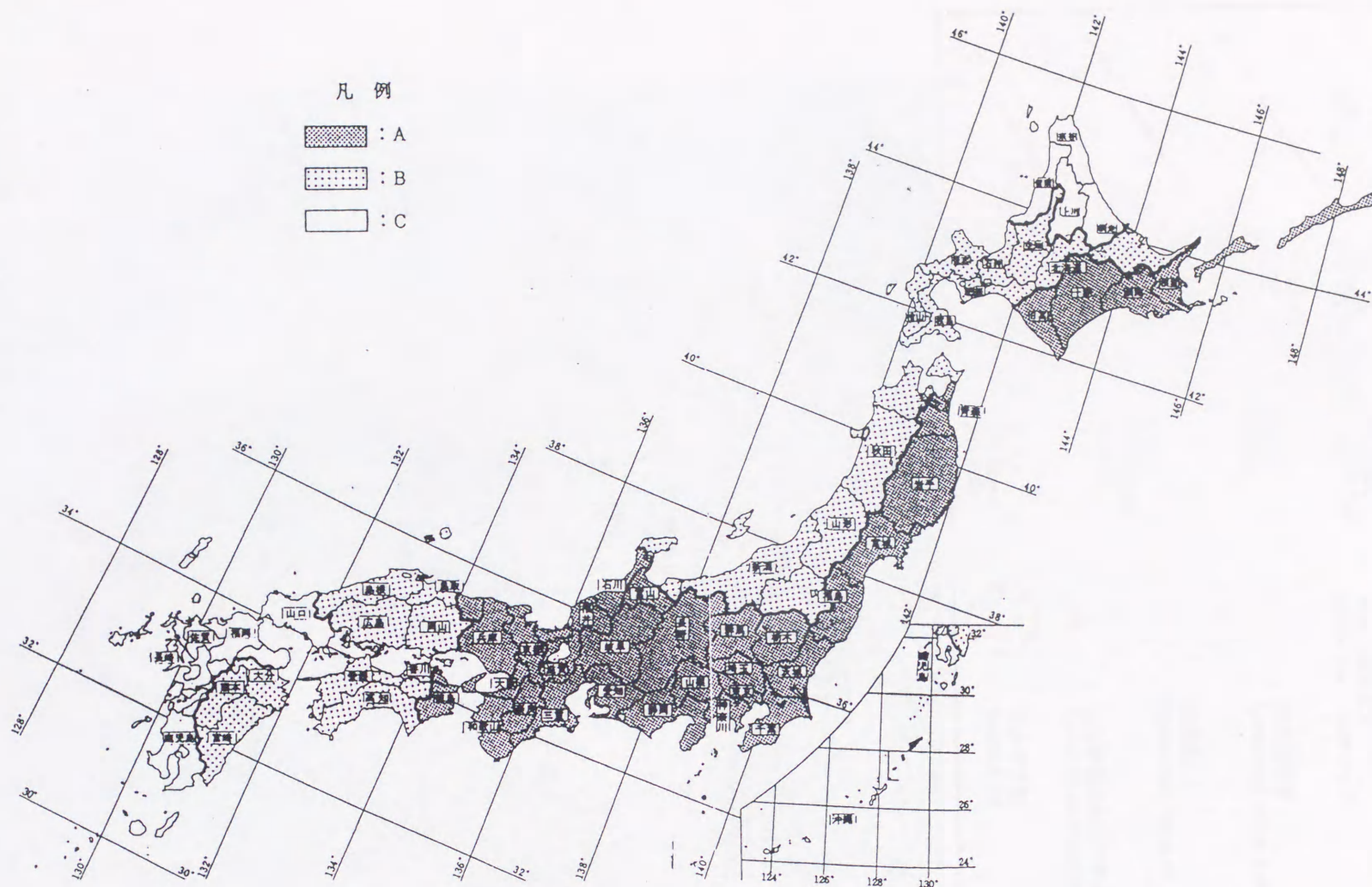
また1968年のえびの地震では、図4-4⁵⁾に示すように液状化が発生し、二次(沖積)しらす地盤は地震時に液状化しやすいといわれてきている。写真-2は、1997年3月26日鹿児島県北西部の地震において、埋立地盤が液状化した事例を示したものである。このように、地下水位が高い二次しらす地盤(埋立地、沖積低地、しらす台地の谷底部)では、地震時の液状化を検討する必要がある、液状化ポテンシャルの評価方法の検討がなされる必要がある。



この図は現在までに発表されたわが国の地震危険度に関する研究成果に対して、次の六つの観点から検討を加え、工学的に実用性のある地震危険度の地域特性を求めた結果であり、プレート境界で起こる大規模な地震や内陸の活断層で起こる地震など、わが国に影響を及ぼす地震について工学的に利用可能な資料を取り入れて、総合的に求められた結果である。

1) 資料に含まれる地震諸元 (マグニチュード、震源位置など) の精度. 2) 地域ごとに得られる情報の均質性. 3) 資料の数量 (統計年数). 4) マグニチュードと震央距離から、最大地震動を求める計算式の妥当性. 5) 得られた最大地震動の値の頻度分布から、任意の再現期間に対する最大地震動を予測する方法の妥当性. 6) 結果の表現方法妥当性

図4-1 新耐震設計法 (案) の地震動強度の地域区分¹⁾



地域区分A, B, Cに対応する補正係数は、従来の道路橋の耐震設計の慣例、新耐震設計法(案)などを参照して、A地域 1.0, B地域 0.85, C地域 0.7としている。

図4-2 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編による地域区分²⁾

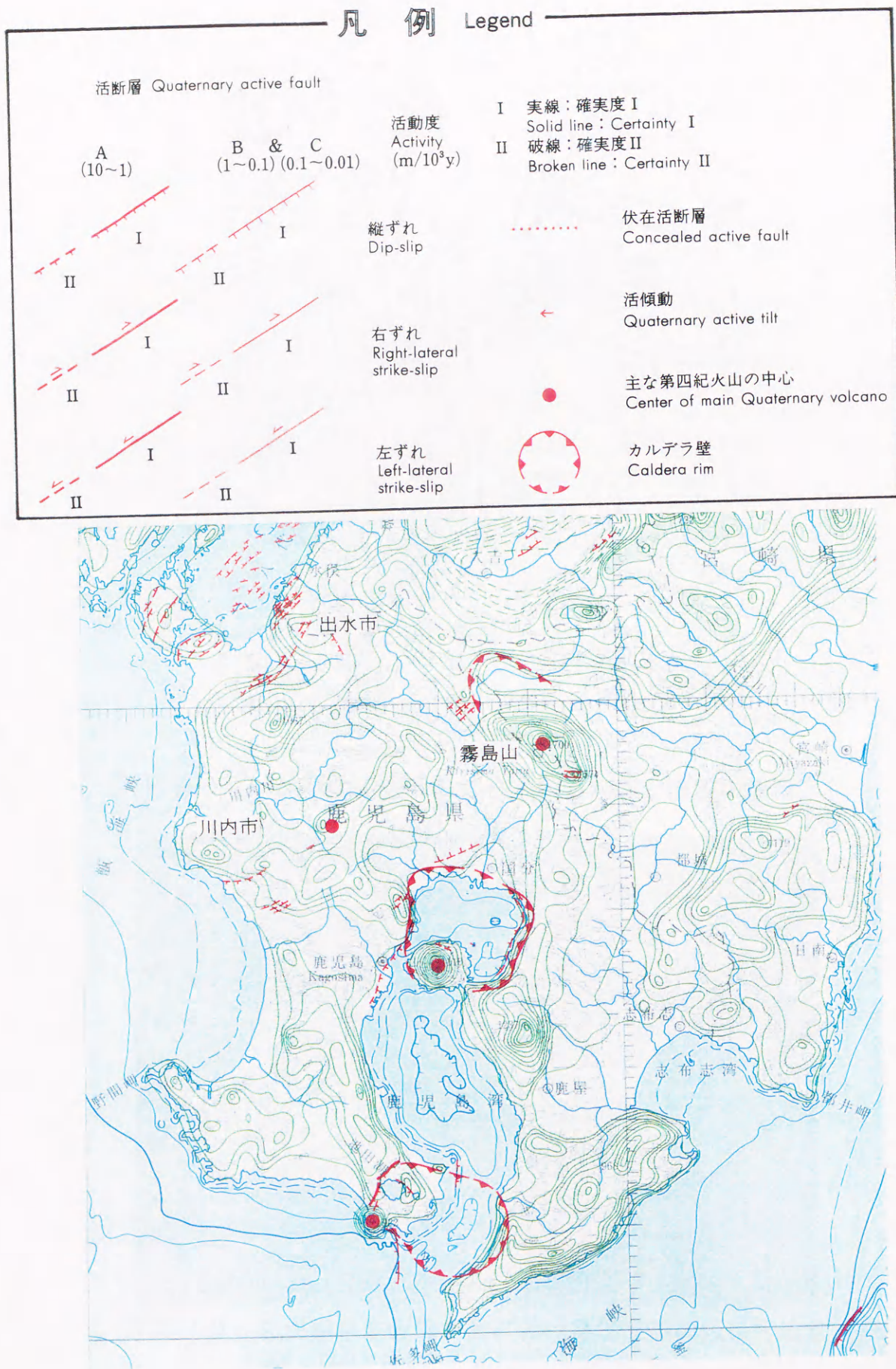


図4-3 南九州の活断層分布域⁴⁾
(東京大学出版会；新編日本の活断層参照)

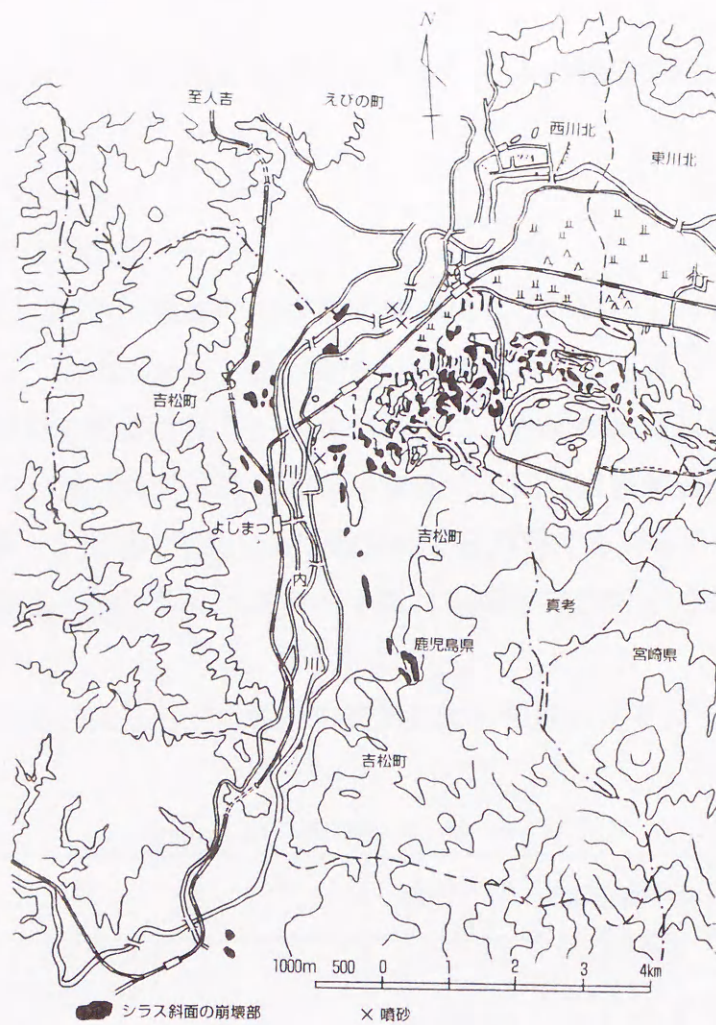


図4-4 えびの地震時のしらす斜面崩壊と噴砂の箇所⁵⁾



写真-2 鹿児島県北西部地震における埋立砂の液状化現象
(鹿児島県阿久根市阿久根漁港の埋立地にて撮影)

本章では、二次しらす地盤の液状化ポテンシャルの評価方法について論述している。

4. 2 液状化の検討方法

液状化の検討（予測）方法には、動的解析による詳細法とN値などから予測する簡易法がある。この内詳細法は、透水性を考慮或いは考慮しない全応力解析法と有効応力解析法に分類される。また簡易法は、地盤の測定N値を液状化が起こりうるとされるN値（限界N値）と大小比較する限界N値法と、液状化に対する抵抗率（安全率）を地盤の動的せん断強度比と地震時せん断応力比の比で求める F_L 法の2つの方法に分類される。表4-2は、関係各機関で示される簡易法の種類を一覧にして示した。

本節では F_L 法の二次しらす地盤への適用について検討する。

表4-2 各種基準一覧⁶⁾

基準名	機関	制定年月日	液状化の予測方法	
			限界N値法	F_L 法
道路橋示方書・同解説 V耐震設計編	日本道路協会	平成8年12月		○
捨石、鉱さい堆積場建設基準及び解説	日本鉱業協会	昭和55年3月		○
土地改良事業計画設計基準	農林省農地局	昭和41年6月	○	
国鉄建造物設計標準解説（基礎構造物、抗土圧構造物）	土木学会	昭和49年11月	○	
建築基礎構造設計指針	日本建築学会	昭和63年1月		○
危険物の規制に関する技術上の基準の細目を定める告示	自治省（消防庁）	平成6年9月		○
港湾の施設の技術上の基準・同解説	日本港湾協会	平成元年2月		○
LNG地下式貯槽指針	日本瓦斯協会	昭和54年3月	○	

液状化の検討に際し、必要となる入力パラメータは、一般に次のとおりである。

【簡易法】

- ・ 地層構成 ・ 自然地下水位の深さ ・ 締まり具合（N値）
- ・ 各層の単位体積重量（湿潤・飽和） ・ 標準設計水平震度
- ・ 50%通過質量粒径 D_{50} ・ 10%通過質量粒径 D_{10}
- ・ 細粒分含有率 F_c ・ 塑性指数 I_p ・ 地盤種別の設定
- ・ 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数 γ_d

【詳細法】

- ・ 地層構成 ・ 自然地下水位の深さ ・ 締まり具合 (N値)
- ・ 工学的支持基盤 ($V_s > 300\text{m/sec.}$) 深度 ・ 基盤加速度
- ・ P S 検層結果 (S波速度) ・ 密度検層結果
- ・ 初期せん断剛性率 ・ 各層の動的変形特性
- ・ 入力地震波 (デジタルデータ)

なお、計画地点における地震時応答特性を検討するにあたり重要なことは、事前に地震環境調査を行うことである。これには①プレートテクトニクスからみた地震環境、②活断層分布からみた地震環境、③被害地震記録からみた地震環境、④諸基準からの検討、⑤類型地盤の事例といったものが挙げられる。

また詳細法で一般に行われる地震時応答解析では、入力する地震動 (地震波) で応答値が大きく変化する。すなわち入力地震波の卓越周期と液化化対象地点の地盤の固有周期が同程度 (地震動の卓越周期 \approx 地盤の1次の固有周期) であれば、共振現象 (揺れの大きくなる現象) を想定でき、安全側の設計が可能となる。

以下本節では、簡易法における入力パラメータの1つである、地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数 r_d について検討する。

地震時に深さ z の土中要素に働く慣性力は、地表面加速度 α_{\max} に質量 (γz) / g を乗じたものとなる。ここに γ は土の単位体積重量、 g は重力加速度である。土要素を剛体と仮定した場合、土の要素に生じる最大せん断応力 τ_{\max} は、土要素の慣性力と

底面の抵抗力
のつりあいの
関係から (4.

1) 式のように
示される (図
4 - 5 参照

7)。

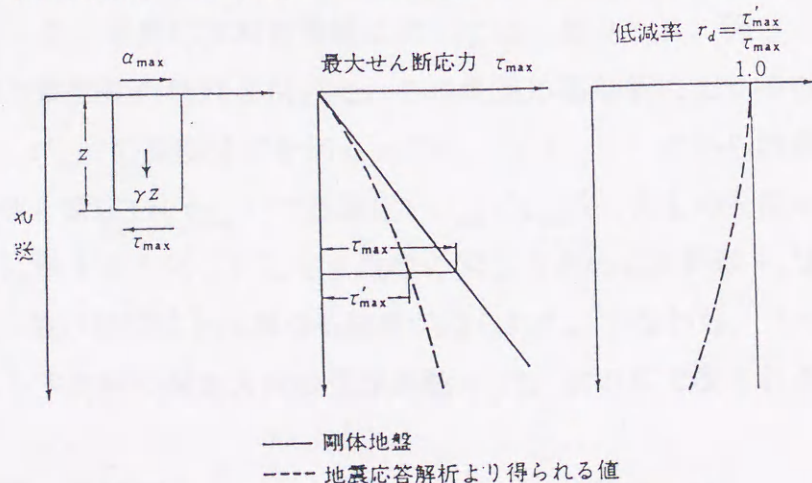


図4-5 地盤中に生じる最大せん断応力⁷⁾

$$\tau_{\max.} = \frac{\gamma \cdot z}{g} \cdot \alpha_{\max.} \quad (4.1)$$

しかし、実際の地盤では、土は変形する物体として挙動するので、深くなるほど実際に生じる最大せん断応力は、(4.1) 式で示したものより小さくなる。小さくなる程度を低減係数 (γ_d) とすれば、実際に生じる最大せん断応力 $\tau'_{\max.}$ は次式で示される。

$$\tau'_{\max.} = \gamma_d \cdot \frac{\gamma \cdot z}{g} \cdot \alpha_{\max.} \quad (4.2)$$

この深さ方向の低減係数は、一般に次式が採用されている²⁾。

$$\gamma_d = 1 - 0.015 \cdot z \quad (4.3)$$

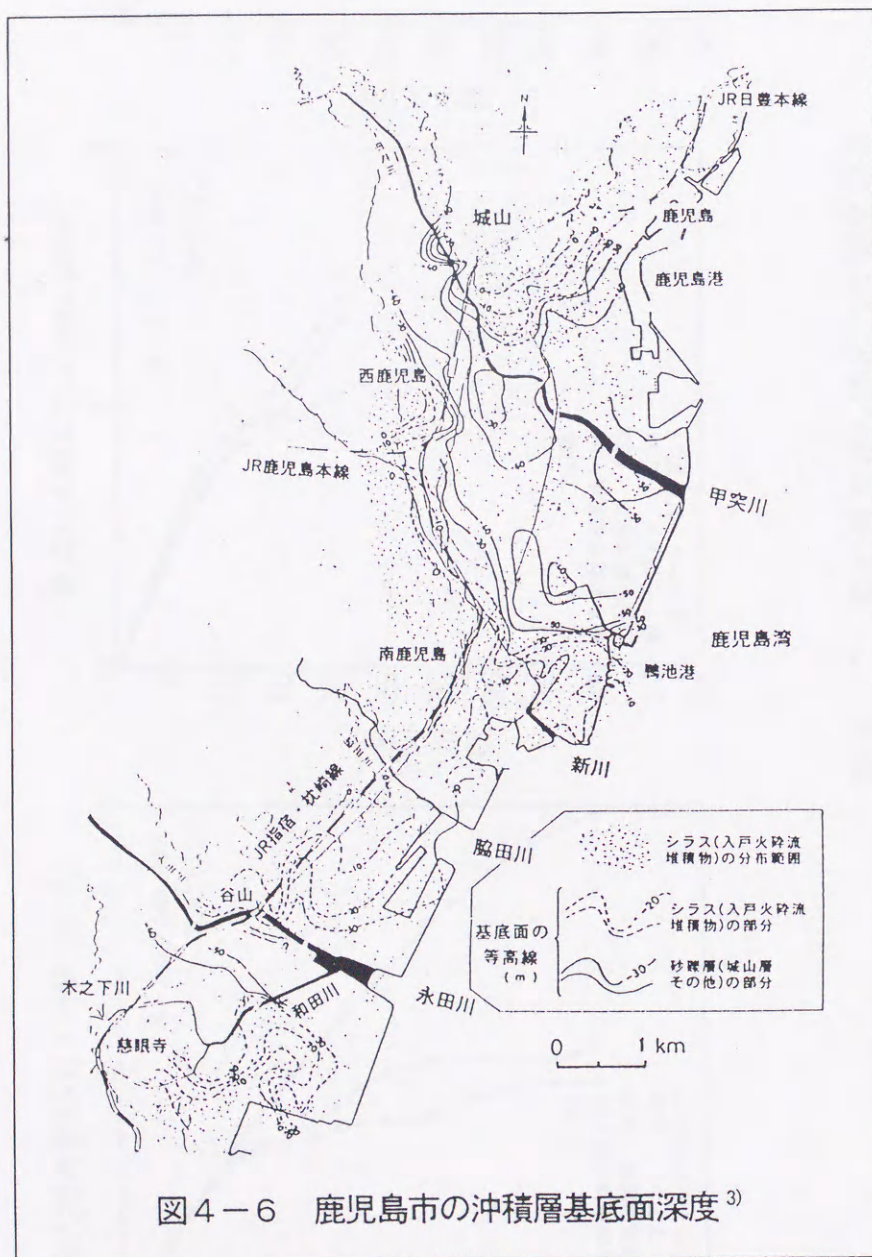
ここに、 γ_d : 地震時せん断応力の深さ方向低減係数 z : 地表面からの深度

鹿児島市内の二次しらす地盤は、図4-6³⁾に示すように、北部・中部・南部において、沖積層基底面深度が異なっている。よって、各地区における代表的地盤モデルを用い、卓越周期の異なる地震（日本海中部地震、宮城県沖地震、アーヴィンタハチャップ地震）波を使って、重複反射理論による地震応答解析（プログラム(SHAKE)⁸⁾）を実施した。地震応答解析実施に際しては、表3-9、図3-44で提案したしらす地盤の動的変形特性を用いた。この地震応答解析により得られた動的最大せん断応力($\tau'_{\max.}$)の深度分布を図4-7に、(4.1) 式から計算される剛体地盤での最大せん断応力($\tau_{\max.}$)で基準化($\tau'_{\max.} / \tau_{\max.}$)したものを図4-8に示した。図4-8に示すように二次しらす地盤の深さ方向の低減係数 γ_d は、(4.3) 式で示した一般の低減式とは異なる結果が得られた。すなわち、(4.3) 式に対し、二次しらす地盤の深さ方向の低減係数 γ_d は、次の式で表される。

$$(\text{鹿児島市北部・南部地域}) \quad \gamma_d = 1 - 0.017 \cdot x \quad (4.4)$$

$$(\text{鹿児島市中部地域}) \quad \gamma_d = 1 - 0.027 \cdot x \quad (4.5)$$

(4. 4) 式, (4. 5) 式で示したように, 二次しらす地盤の層厚が 20~25 m以上ある鹿児島市北部・南部地域では, 深さ方向の低減率は一般に提唱されているものとほぼ同等であるのに対し, 沖積層基底面の深度が 20m以下の鹿児島市中
部地域では, 深さ方向の低減率は一般値よりもかなり大きい低減率を示すことが明
らかである。すなわち鹿児島市中中部地域では, 剛体地盤あるいは日本道路協会「道
路橋示方書・同解説」V耐震設計編²⁾で示される地盤中の最大せん断応力よりも,
かなり小さいせん断応力が地震時に生じることが予想される結果となった。



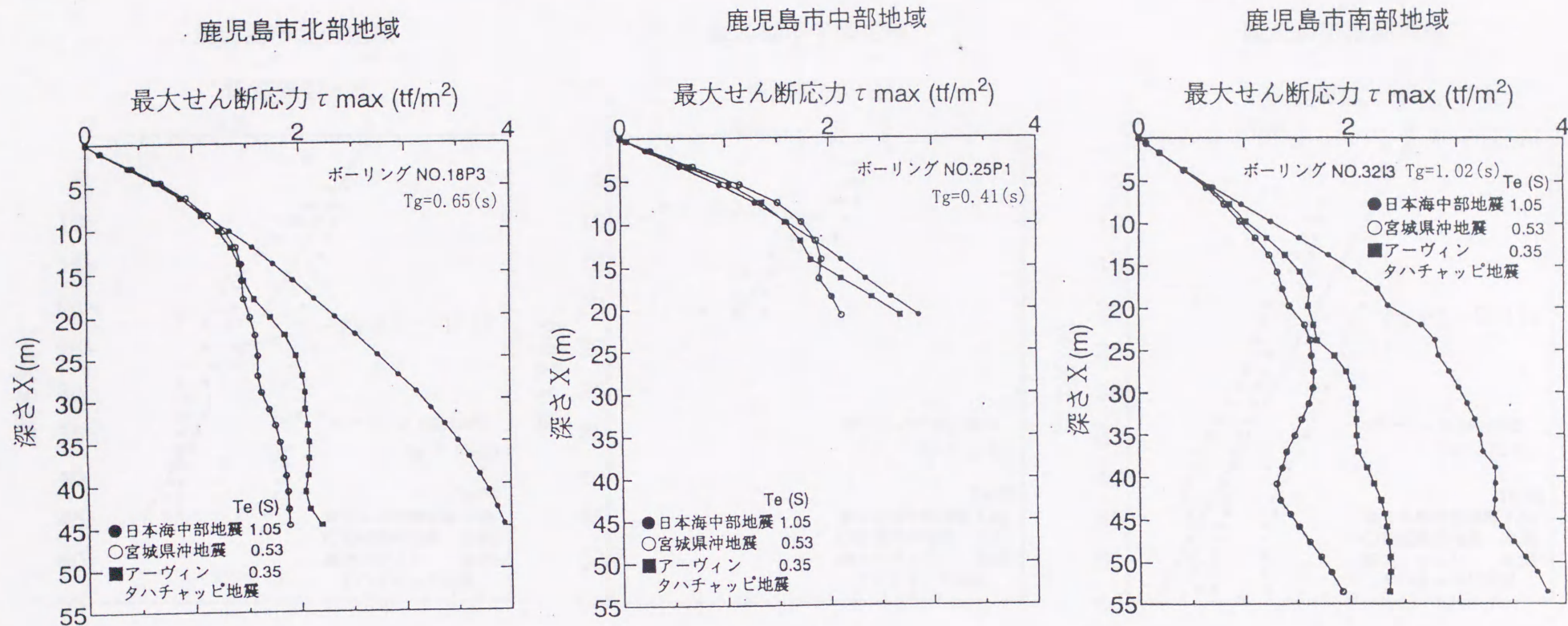


図4-7 動的最大せん断応力の震度分布

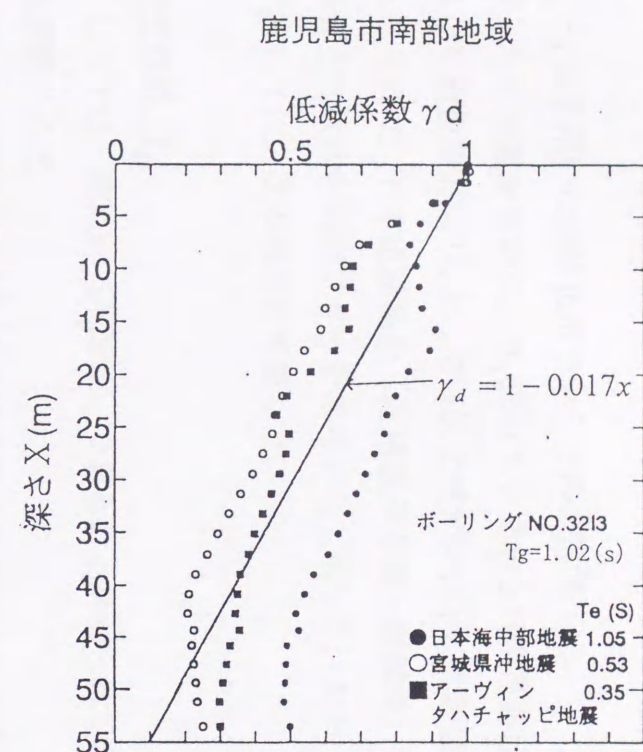
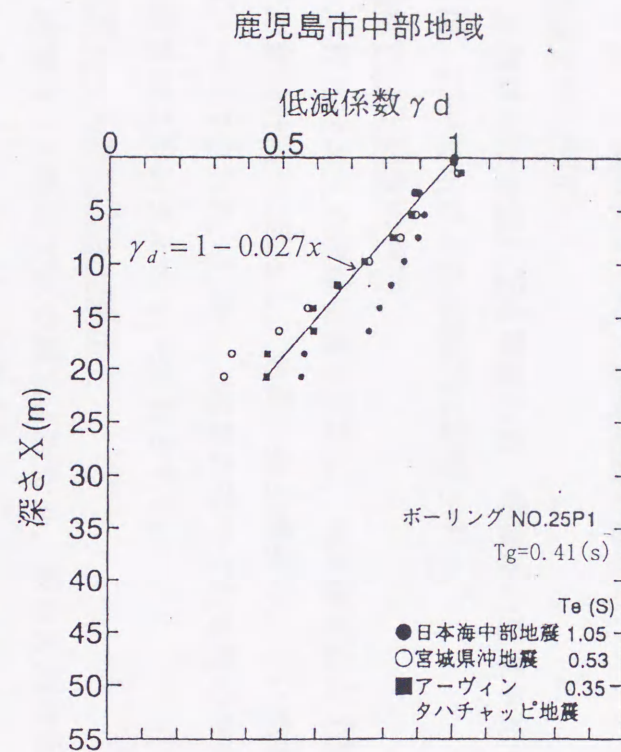
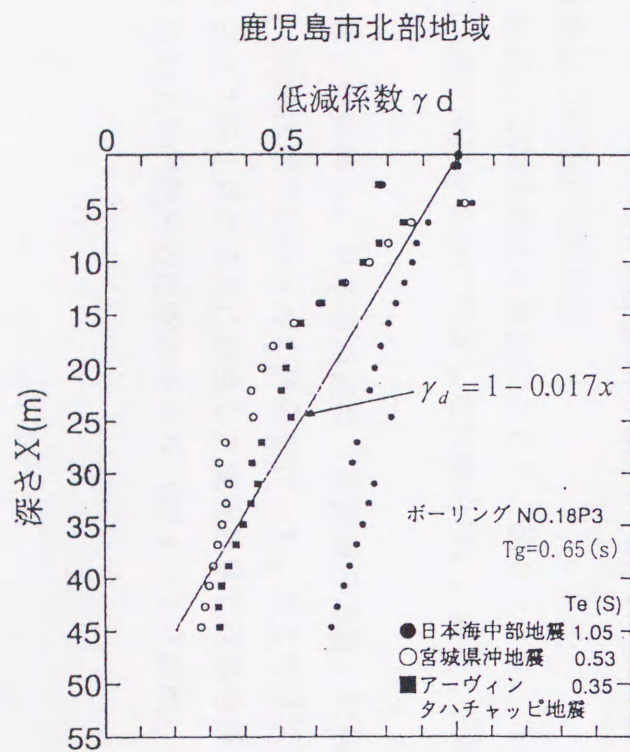


図4-8 各地域の深さ方向の低減係数

4. 3 F_L 法を用いた液状化ポテンシャルの評価

二次しらす地盤を対象に、 F_L 法の1つである日本道路協会「道路橋示方書・同解説」V耐震設計編²⁾によって液状化ポテンシャルの評価を行った。

図4-9には、日本道路協会「道路橋示方書・同解説」V耐震設計編²⁾で示される砂質土の液状化判定フローを参考として示した。なお、二次しらす地盤への適用に際しては、次の条件を考慮した。

・塑性指数 I_p

しらすは一般にNP（不活性）であることが知られており、 $I_p \leq 15$ とする。

・地震動タイプ

プレート境界に生じる大規模地震を想定し、タイプI地震動とする。

・地盤種別の判別

地盤種別は地盤の固有周期から、沖積層の層厚が20~25m以下の地点ではⅡ種、20~25m以上の地点ではⅢ種とする。

・地域別補正係数の判別

鹿児島県本土の地域別補正係数は、日本道路協会「道路橋示方書・同解説」V耐震設計編²⁾に因ると、地震の発生頻度の少ない地域とされていることから $c_z = 0.7$ である。しかし、桜島の存在や活断層の存在を考慮し、地域別補正係数は1ランク上の $c_z = 0.85$ とする。

・地震時せん断応力比の算出

地震時せん断応力比の算出に当たり、深さ方向の低減係数 γ_d は、(4. 4)式、(4. 5)式を採用する。

・繰返し三軸強度比の算出

繰返し三軸強度比の算出にあたり、図3-49、3-50に示した結果から、測定N値を2倍に評価したN値を用い、繰返し三軸強度比を計算する。

以上示した条件を、日本道路協会「道路橋示方書・同解説」V耐震設計編²⁾へ代入し、液状化ポテンシャルの評価を行った。ここで液状化検討対象地盤モデルは、1997年3月と5月に発生した鹿児島県北西部地震で、液状化が確認された川内市の上川内駅周辺地盤のモデル（図4-10参照）を用いた。

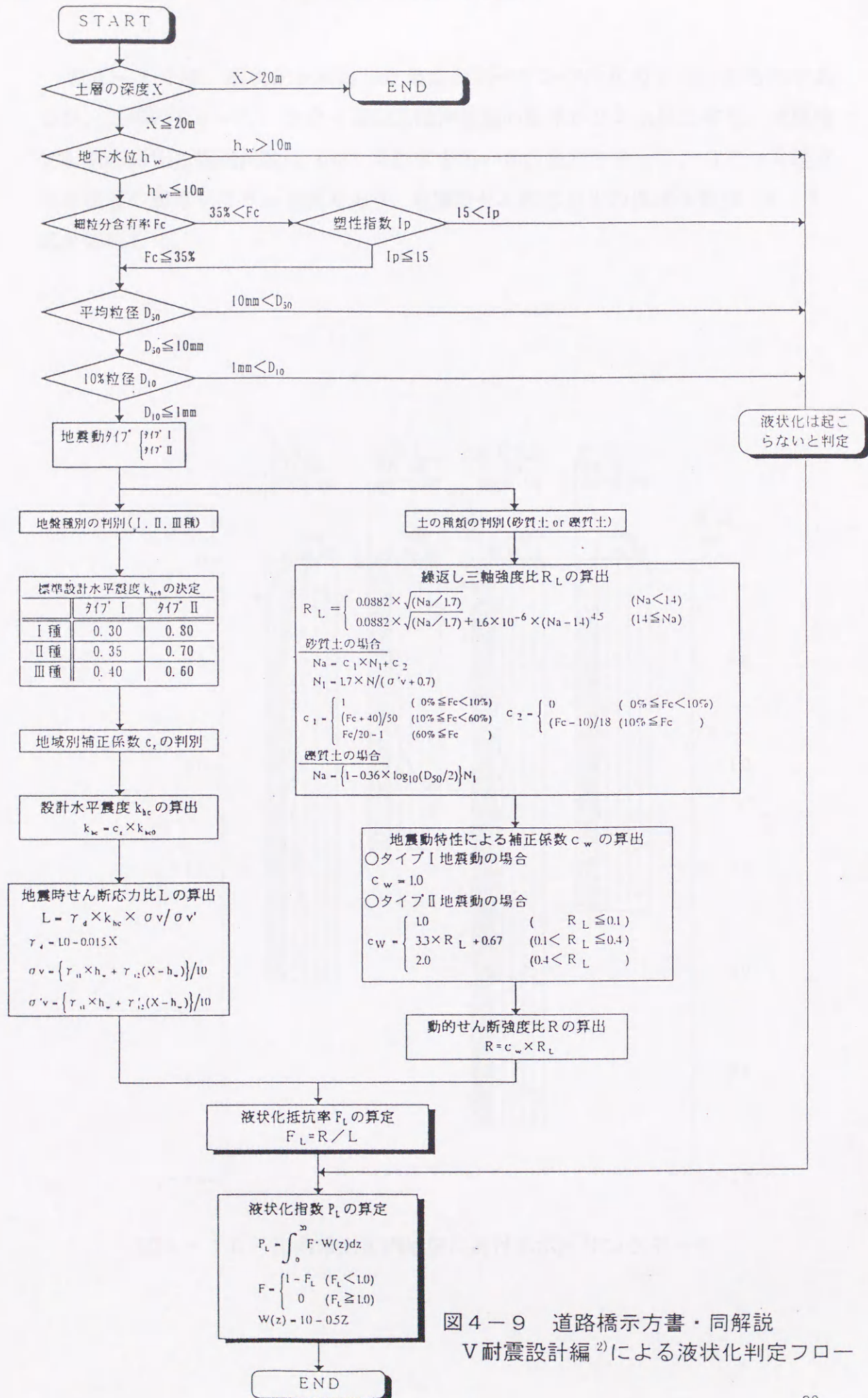


図4-9 道路橋示方書・同解説
V耐震設計編²⁾による液状化判定フロー

図4-10は、液状化を検討した地点のボーリング柱状図を示したものであるが、この内SP-1, SP-3地点は沖積層の層厚が25m以上有り、地震時せん断応力比の低減係数は(4.4)式を用いた。またSP-2, SP-4地点は沖積層の層厚が25m未満であり、地震時せん断応力比の低減係数は(4.5)式を採用した。

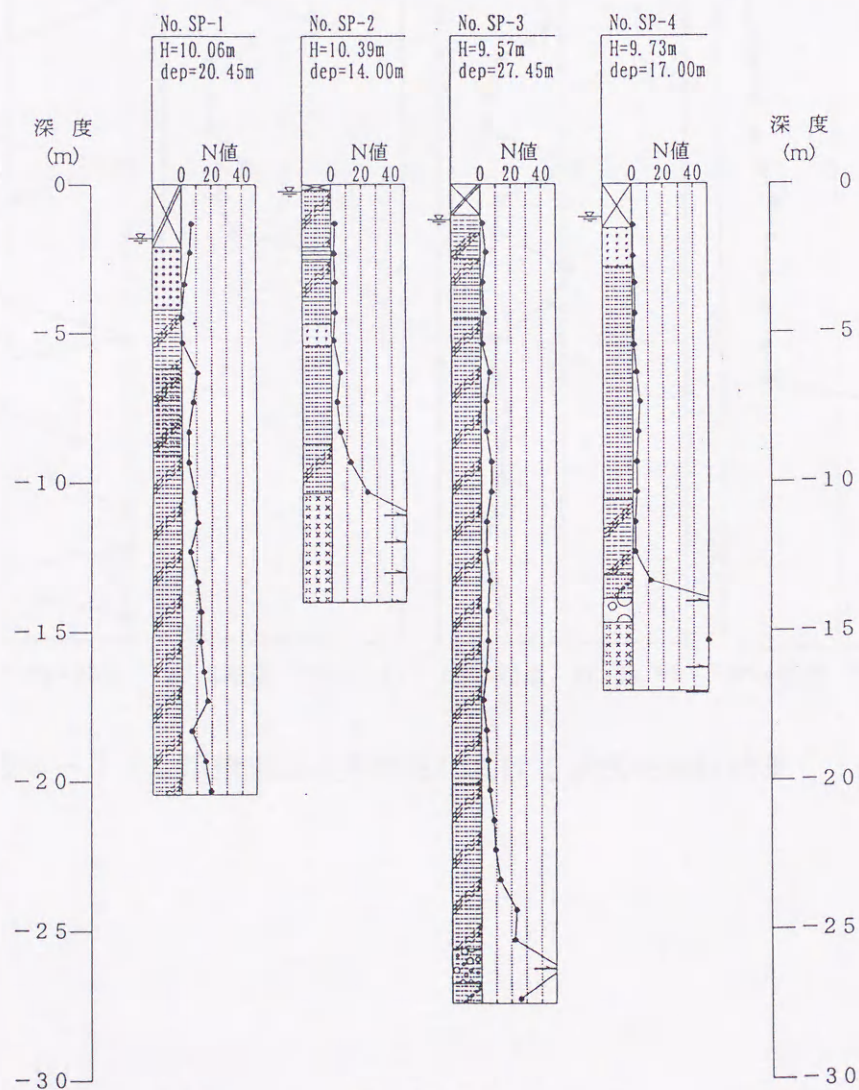


図4-10 川内市上川内地区におけるボーリングデータ

計算の結果を、図4-11に示した。この図に示すように、各地点ともに液状化安全率 $F_L < 1.0$ となる所が多く、かつ液状化ポテンシャル $P_L > 15$ となっており、地震時に液状化の危険性は非常に高い地盤であることが明らかである。

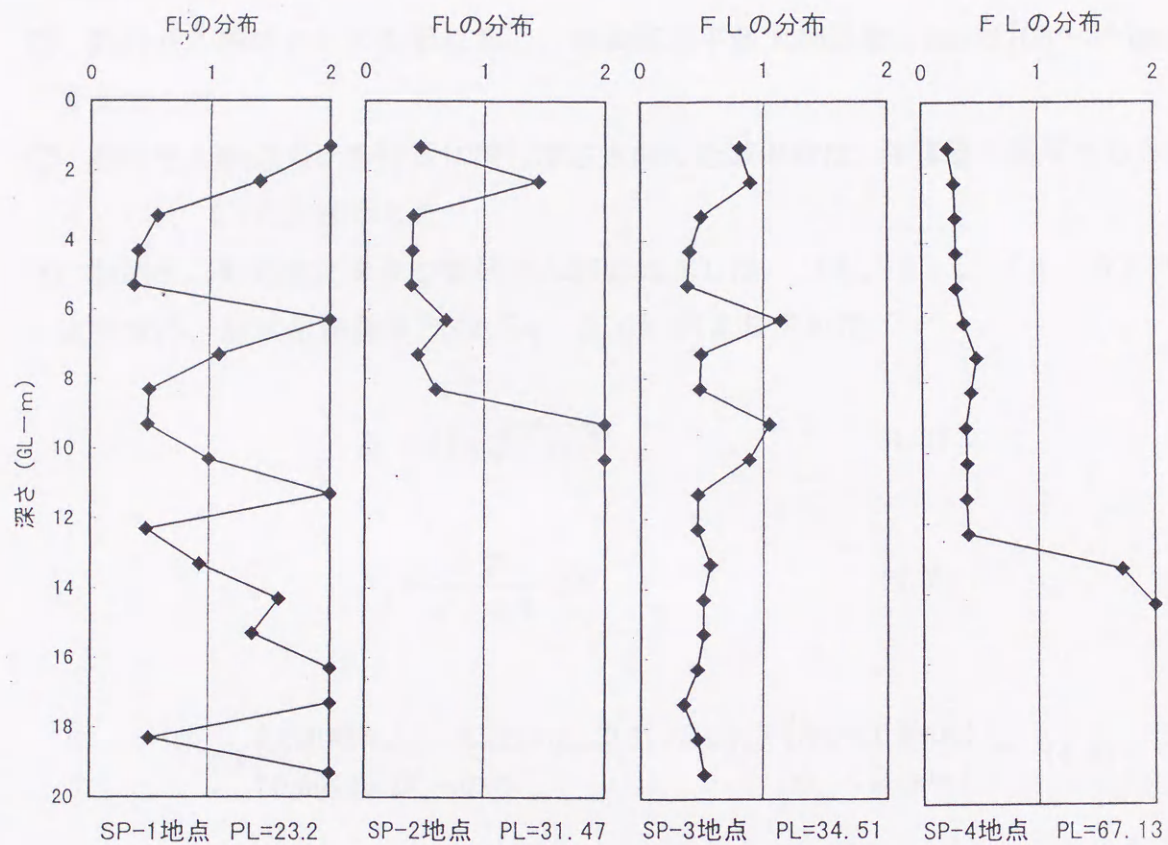


図4-11 川内市上川内地区における液状化検討結果

4. 4 沈下量による検証

4. 3節で示した液状化計算において、考慮した加速度レベルは約330galである。石原ら⁹⁾は、液状化の計算の結果得られる F_L 値を用いて、沈下量を求める方法を提案している（図4-12参照）。本節では、この石原らの方法に準じ、川内市上川内駅周辺地盤での沈下量と加速度レベルについて検討した。

なお二次しらす地盤への適用に際しては、次の条件を考慮した。

- ① 測定N値を2倍に評価して、正規化N値、相対密度を(4. 6), (4. 7)式より求めた。
- ② 動的せん断応力比の計算に際し、地表面水平最大加速度 α_{max} は100~300galを想定した。
- ③ 動的せん断応力比の計算に際し深さ方向の低減係数は、沖積層の層厚から(4. 4), (4. 5)式を採用した。
- ④ 動的せん断強度比 R 及び動的せん断応力比 L は、(4. 8), (4. 9)式より求め、液状化安全率 F_L は(4. 10)式より求めた。

$$D_r = 21 \times \sqrt{N_1 / 1.7} \quad (4. 6)$$

$$N_1 = \frac{1.7}{\sigma'_v + 0.7} \cdot 2N \quad (4. 7)$$

$$R = \begin{cases} 0.0042 \times D_r + 0.225 \log_{10} (0.35 / D_{50}) & (D_{50} \leq 0.6mm) \\ 0.0042 \times D_r - 0.05 & (D_{50} > 0.6mm) \end{cases} \quad (4. 8)$$

$$L = \frac{\alpha_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \left(\frac{1 - 0.017 \cdot x}{1 - 0.027 \cdot x} \right) \quad (4. 9)$$

$$F_L = R / L \quad (4. 10)$$

ここに、 D_r ；相対密度（%）， N_1 ；正規化N値， σ'_v ；有効上載圧(kgf/cm²)
 N ；実測N値， x ；液状化検討深度， D_{50} ；50%通過粒径(mm)
 α_{max} ；地表面最大水平加速度(m/s²=gal)， g ；重力加速度(m/s²)
 σ_v ；全上載圧(kgf/cm²),

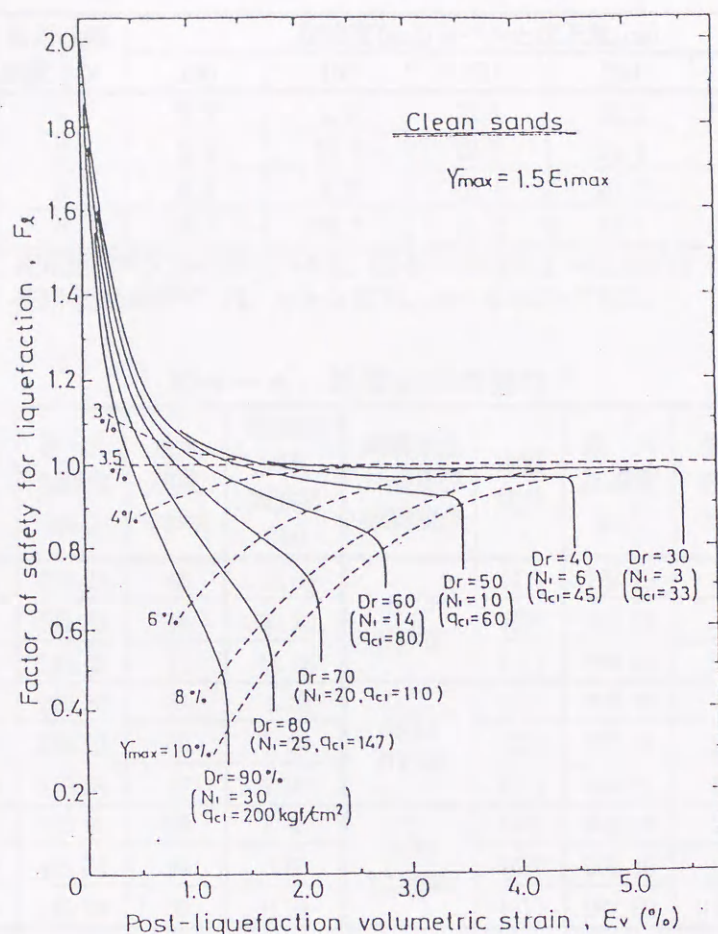


図 4-12 砂の液状化安全率—体積ひずみの関係⁹⁾

表 4-3 は、各地点の各加速度レベルにおける沈下量計算結果をまとめたものである。この表に示すように、300gal の地表面水平最大加速度で約 20cm 前後の沈下量が生じると計算される。これに対し阿久根漁港におけるエプロン部の沈下量は、写真-3 に示すように約 20cm 前後生じており、300gal 前後の地表面水平最大加速度が現地で発生したものと予測される。

なお、表 4-4 は科学技術庁防災科学技術研究所の「強震ネット」の観測点で本震時に採取された地震波形の特性¹⁰⁾を示したものである。この表には 5% 減衰とした際の計算結果を併せて示したが、川内市では 3 月 26 日の地震で 224gal、5 月 13 日の地震で 317gal の地表面水平最大加速度が観測されている。

よって沈下量から予測した地表面水平最大加速度と同等の加速度であることが明らかで、今回提案した液状化ポテンシャルの評価方法の妥当性が検証されたものと考えられる。

表4-3 加速度レベルと沈下量の関係

使用地盤 モデル	使用低減 係数 タイプ	加速度(gal) レベルと沈下量(cm)				
		100	150	200	250	300
SP-1	A	0.3	2.9	12.5	20.2	23.4
SP-2	B	2.0	12.8	22.7	24.4	24.7
SP-3	A	0.2	3.3	15.4	26.3	27.7
SP-4	B	15.7	29.7	31.2	31.7	32.0

注) 1. 使用地盤モデルのSP-1~4は、図4-10のSP-1~4と対応する。
2. 使用低減係数タイプは、A=1-0.017x, B=1-0.027xである。

表4-4 地震波形の特性¹⁰⁾

地震発生 日時及び 観測地点	地震 成分	最 大 加速度 (gal)	最大 速度 (kine)	地震波 固有 周波数 (Hz)	地震発生 日時及び 観測地点	地震 成分	最 大 加速度 (gal)	最大 速度 (kine)	地震波 固有 周波数 (Hz)
3/26 出水市	NS	727.25	43	10.60	5/13 出水市	NS	728.19	58	10.40
	EW	541.83	44	10.20		EW	443.02	30	10.50
	UD	246.03	14	15.80		UD	189.06	15	15.50
3/26 川内市	NS	210.58	61	1.16	5/13 川内市	NS	300.88	82	2.98
	EW	224.02	89	1.04		EW	317.51	124	1.32
	UD	110.64	17	7.90		UD	149.71	22	1.95
3/26 宮之城町	NS	433.90	93	2.45	5/13 宮之城町	NS	902.34	73	8.16
	EW	493.24	94	3.93		EW	901.10	151	1.57
	UD	145.93	38	0.94		UD	287.59	24	3.52

(5%減衰とした際の計算結果)



写真-3 阿久根漁港エプロン部周辺沈下状況

4. 5 鹿児島市沖積平野の液状化マップ

4. 4節で液状化ポテンシャルの評価法の妥当性が検証された。本節では、4. 3節で示した液状化ポテンシャルの評価法を用い、鹿児島市沖積平野部の液状化マップ作成を行った。その結果を、図4-13に示した。この図から、鹿児島市沖積平野部の液状化判定結果を要約すると、次のとおりである。

- ① 鹿児島市中部地域は、 $P_L \leq 5$ のグリッドが約6割と相対的に多く、地震時液状化発生の可能性は比較的小さい。
- ② 鹿児島市北部・南部地域は、 $5 < P_L$ のグリッドが多く、中部地域と比較して地震時液状化発生の可能性は比較的高い。
- ③ 鹿児島市北部地域は、約65%のグリッドが $5 < P_L$ となっており、鹿児島市南部地域は、約90%のグリッドが $5 < P_L$ となっている。よって、鹿児島市の沖積平野部においては、南部地域がより地震時液状化の可能性が高いと判断される。
- ④ 鹿児島（錦江）湾沿いにおいては、 $5 < P_L$ のグリッドが多く、地震時液状化発生の可能性は高いといえる。
- ⑤ ①～④は、沖積層基底面深度に起因した結果である可能性が高い。すなわち二次しらす層の層厚が厚いグリッドでは、地震時液状化発生の可能性が高く、薄いグリッドでは液状化発生の可能性は小さい傾向がうかがえる。
- ⑥ ⑤は鹿児島市沖積平野部を構成する二次しらす地盤の、N値の深度分布形態を反映しているものと考えられる。すなわち台地縁辺部ではN値が深さに比例して増大する傾向があり、海沿いの沖積平野部では50～60m程度の深さまで、N値が小さいケースが多く見られるためである。
- ⑦ 微地形分類に基づく液状化判定結果³⁾と対比すると、海岸線沿いの埋立地及び河川沿い、鹿児島市南部地域では、比較的整合性のある結果を呈していると判断される。

鹿児島市沖積平野を対象に液状化の検討を行った。その結果から、地震時液状化発生の可能性の高い鹿児島市南部地域及び海岸線沿いの埋立地・河川沿いにおいては、液状化対策の実施が肝要と考える。

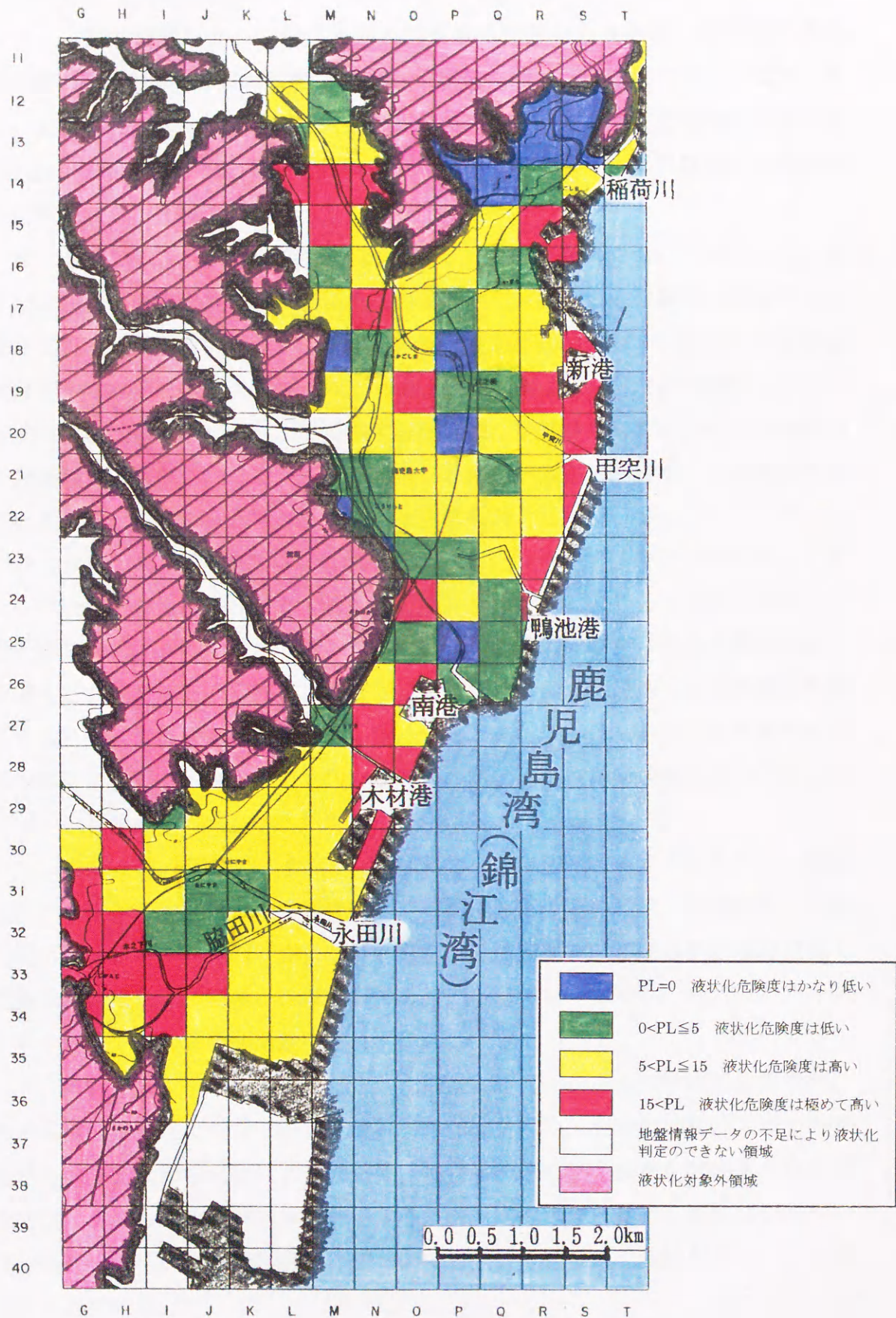


図4-13 鹿児島市沖積平野部の液状化判定結果

4. 6 まとめ

本章ではしらす地盤の液状化特性について論述した。

4. 1節では概説として鹿児島県の地震被害記録をとりあげ、従来鹿児島県が地震の発生頻度の少ない地域とされ、液状化に関しては注目されていなかったことを示した。しかし目前に活火山桜島を控えていることや、活断層の存在も危惧され、二次しらす地盤の液状化特性（液状化ポテンシャルの評価法）を検討する必要があることを示した。

4. 2節では、液状化の検討方法を示し、 F_L 法の適用について検討した。すなわち二次しらす地盤の厚く堆積する沖積低地を対象に、地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数に着目し、日本道路協会「道路橋示方書・同解説」V耐震設計編で示される一般式との対比を行った。その結果、二次しらす地盤が25m以上堆積する地域と、25m以下で堆積する地域は、地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数が異なり、また日本道路協会「道路橋示方書・同解説」V耐震設計編で示される一般式とも異なっていることを明らかにした。

4. 3節では、 F_L 法を用いた液状化ポテンシャルの評価方法について、二次しらす地盤への適用条件をまとめて示した。すなわち二次しらす地盤の堆積する箇所においては、4. 2節で示した地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数を考慮する必要があるのに加え、測定N値を2倍に評価して繰返し三軸強度比を計算することが肝要であることを示した。また1997年3月、5月の鹿児島県北西部地震により発生した川内市上川内駅周辺の液状化地点を対象に、液状化ポテンシャルの評価を行った。

4. 4節では、地震時安全率 F_L から求まる沈下量と加速度の関係から、液状化ポテンシャルの評価法の妥当性について検証した。その結果、今回提案した液状化ポテンシャルの評価方法により計算される加速度と、鹿児島県北西部地震で観測された地表面加速度がほぼ同等であることが明らかとなり、液状化ポテンシャルの評価方法の妥当性が証明された。

4. 5節では、4. 4節で検証された液状化ポテンシャルの評価方法を用い、鹿児島市沖積低地を対象に液状化マップの作成を行い、液状化判定結果について論述した。すなわち液状化判定の結果、沖積層の薄い鹿児島市中部地区や台地周縁部は、二次しらす地盤の厚く分布する北部・南部地域と比較して液状化発生の可能性は小さく、また海岸線沿いにおいては液状化発生の可能性が高いことを明らかにしている。

参考文献（第4章）

- 1) 建設省土木研究所：新耐震設計法（案），土木研究所資料，No.1185，1977.
- 2) 日本道路協会：「道路橋示方書・同解説」V耐震設計編，pp. 38～97，1996.
- 3) 北村良介ら：地盤の動的特性について，鹿児島市地盤図，鹿児島市地盤図編集委員会，徳田屋書店，pp. 45～54，1995.
- 4) 活断層研究会編：新編日本の活断層，東京大学出版会，1993.
- 5) 土質工学会シラス研究委員会：えびの地震と地盤災害，土と基礎 Vol. 16，pp. 47～59，1968.
- 6) 谷口栄一，安田進：地盤の液状化 6. 液状化についての諸基準，土と基礎 Vol. 30，No. 3，pp. 69～76，1982.
- 7) 平間邦興，谷茂：土質・基礎工学のための地震・耐震入門，4章地盤の液状化，土質工学会，pp. 103～143，1985.
- 8) P. B. Schnabel, John Lysmer, H. Bolton Seed : SHAKE- A computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Site, EERC 1972.
- 9) 石原研而，吉嶺充俊：地震時の液状化に伴う砂地盤の沈下量予測，第26回土質工学研究発表会，pp. 767～770，1991.
- 10) 高田誠，北村良介，井料達生：地盤工学からみた鹿児島県北西部地震，第16回日本自然災害学会学術講演会，pp. 29～30，1997.

第5章 しらす斜面の安定性

本章においては、鹿児島県内の土砂災害の主体となる斜面の安定性について、明らかとされている崩壊形態ならびにしらす斜面の安定性評価について論述している。また近年注目されてきている、盛土斜面の補強土工法の適用例についても示している。

5. 1 しらす斜面の崩壊形態

しらす地帯の斜面災害に関する研究は、田町¹⁾の農地保全を目的とした分類に端を発し、集中豪雨被災箇所の実態調査²⁾によるもの、豪雨及び地震災害実態調査³⁾によるもの、しらす地帯全般についての分類⁴⁾等、さまざまな立場からの斜面災害の分類が行われてきた。しかし、その分類や名称については統一性が無く、取扱いに混乱を来していたのが実情であった。これら既往の斜面災害タイプの分類案の中では、春山の分類⁵⁾が、地形・地質的素因をよく反映した用語を用いていると考えられている。図5-1は、春山によるしらす斜面の崩壊形態を示している。また九州農政局計画部資源課⁶⁾では、この春山の分類を基本とし、運動形態や誘因（特に水の作用）をもとに、図5-2に示すような分類案をまとめている。この分類は基本的には、斜面災害を、まず運動形態により侵食・崩壊・すべり・陥没に区分し、さらに地形・地質的な背景や、誘因としての水の作用を考慮し、細分している。表5-1はそれぞれのタイプの地形・地質的な特徴や、機構・原因についてまとめている。また、災害に至る素因・誘因と災害タイプの関係は、表5-2のように整理される。

文献7)によると、1982年7・8月の豪雨による大隅半島北部地域から都城地域一帯に発生したしらす地帯の斜面災害において、各災害タイプの出現頻度は図5-3に示すとおりである。この図によれば直線型すべり、表層落下型崩壊及び流水型侵食が非常に多いことがわかる。また運動形態で見ると、侵食・崩壊及びすべりがほぼ同数であり、陥没の形態は非常に稀であると報告されている。

崩壊タイプの中で、表層落下型崩壊や直線型すべり崩壊が目立って多いのは、しらすを覆うロームやぼら層の存在と大きく関係しているようで、特にぼら層は軽石と粗粒火山砂からなり、水を通しやすい上に山腹斜面や台地天端では極めて不安定であるため、その分布が災害の出現頻度と密接に関係してくる可能性が考

えられる。よって災害危険箇所の抽出と崩壊タイプの予測の上からも、ロームやぼら層の詳細な分布状況を把握しておくことが、今後の課題として残される。

平成5年(1993年)には、一連の豪雨により県内のいたる箇所でしらすの斜面崩壊が発生した。文献7)によると、しらす斜面で発生した崩壊の殆どは、しらす斜面の表層部に発達した50cm程度の薄い風化土層が、雨水の浸透で崩れた表層崩壊(図5-4参照)である。古い時代の堆積層としらすの境界からの湧水による崖脚部の侵食が、しらす斜面の崩壊に関与したものも見られた(図5-5参照)。しらす斜面の表層崩壊は、表層土の再生を通して100年前後の短い周期で繰返し発生⁸⁾し、平成3年(1993年)の鹿児島豪雨災害で起きた崩壊の大部分はこのタイプであるとされている⁹⁾。また1993年の一連の豪雨では表層崩壊に加えて、しらす台地に刻まれた侵食谷を多量の水としらす土砂が土石流の状態で流下している。この水は、しらす斜面脚部の傾斜 20° 以下の崖錐部が、パイピングによって崩壊し流動化(図5-6参照)したもので、多量の水と土砂が樹木を巻き込みながら、しらす谷を数100m以上の距離を流下し、人的・住家・農地の被害を発生させている。このタイプの災害は、しらす地域ではこれまであまり知られておらず、多量の降雨があると一般に安定しているはずの崖錐堆積物も流動化し、多量の水・土砂・樹木を含んだ土石流となって流下する現象が起こりうることを示すものとなった。

このように、最近20年程度のしらす斜面の崩壊形態は、表層すべり型崩壊及び直線型すべりが卓越していることが明らかとされており、斜面崩壊予測を行う上で崩壊形態の特定、斜面の安定計算方法の選択等、重要なパラメータになるものである。

一方、しらすを地盤材料とする道路盛土や河川堤防の崩壊形態についてみると、ガリ状侵食の極端なものから円弧型すべりが見られる事が知られており¹⁰⁾、その斜面崩壊予測は従来用いられている簡便法・モーメント法・Bishop法等の斜面安定解析手法が適用できる。但し、しらすは地山しらすに限らず表流水により侵食されやすく、ガリーやリル侵食が起きやすいことが知られており、雨水侵食防止を考慮することが重要とされる¹¹⁾。

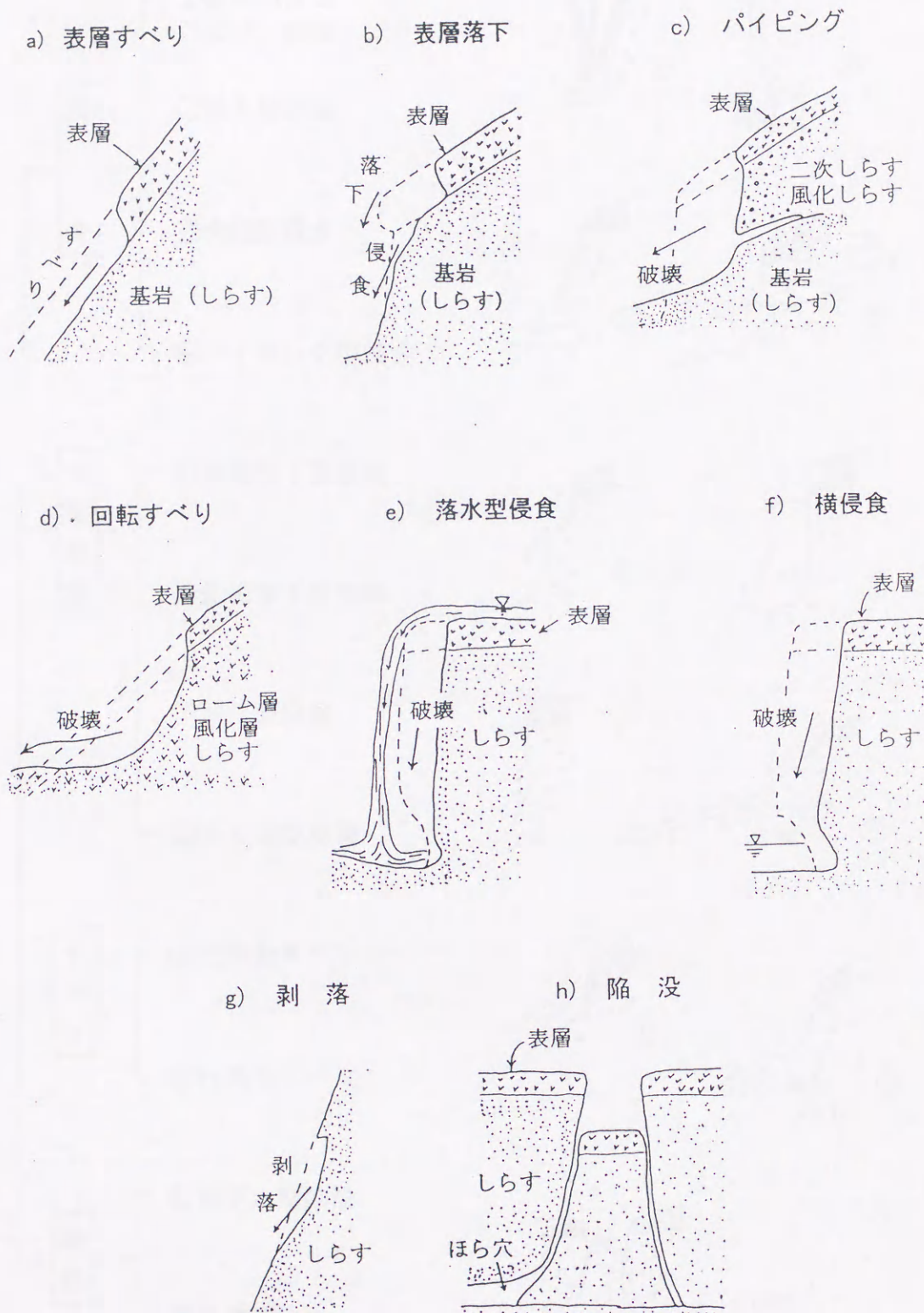


図5-1 しらす斜面の崩壊形態⁵⁾

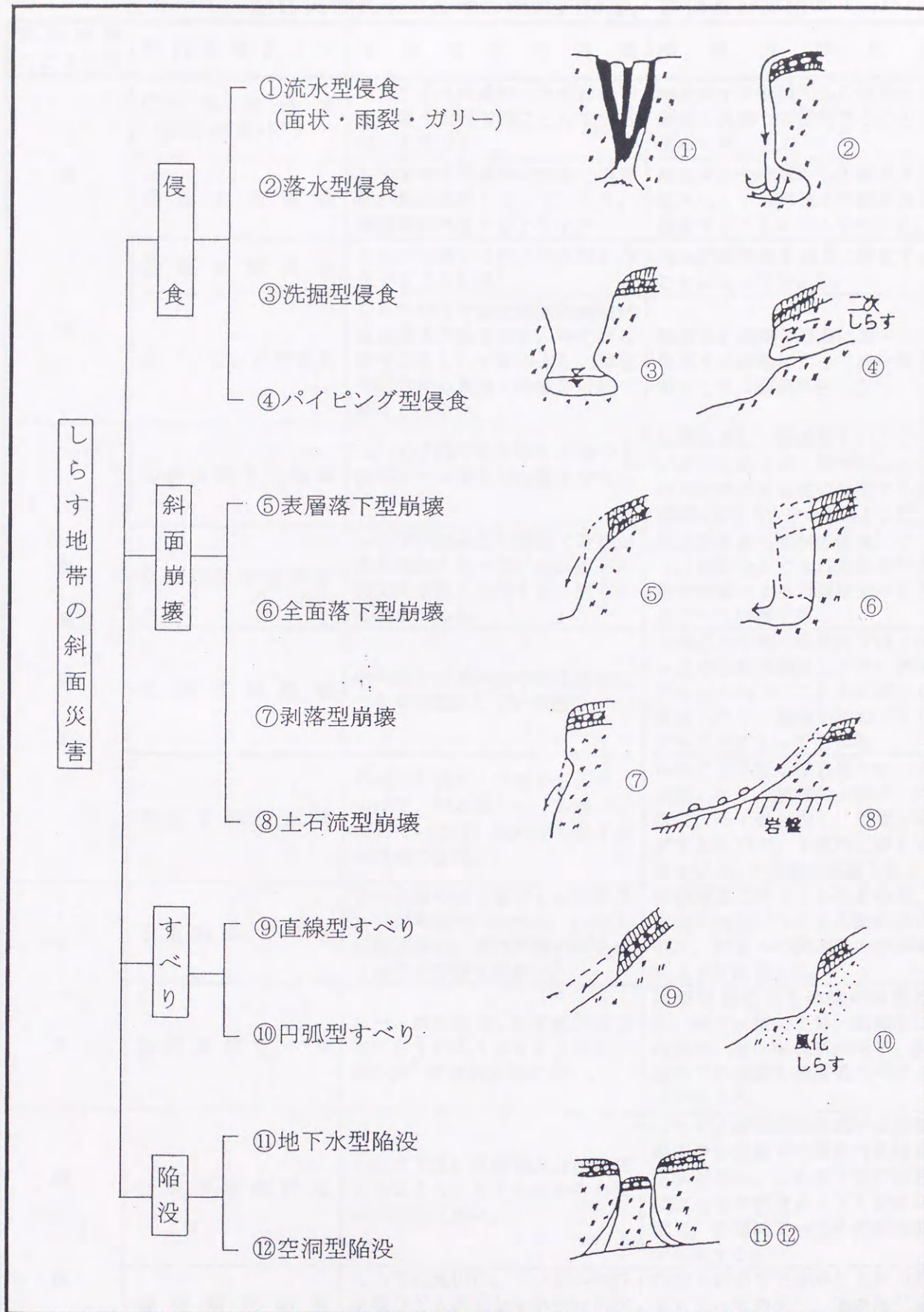
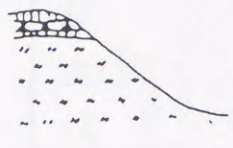

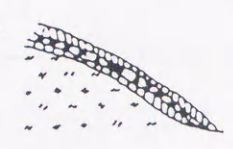
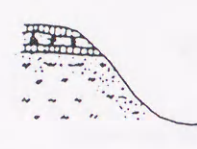




図5-2 しらす地帯における斜面災害の分類⁶⁾

表5-1 斜面災害タイプと地形地質的特徴, 機構及び原因⁶⁾

運動形態 による分類	斜面災害タイプ	地形地質的特徴	機構及び原因
侵食	①流水型侵食 (面状・雨裂・ガリー)	しらす台地周縁部の急斜面や切土・盛土斜面で特にしらすが露出した所に多い。	地表流水や側溝からの越流水が斜面を流走して侵食することによって生じる。
	②落水型侵食	しらす台地周縁部の急崖で後背地が集水地形となっていたり、側溝等が存在するような所	地表流水や側溝からの越流水が落水し、その飛沫水が崖脚部を侵食することによって生じる。
	③洗掘型侵食	しらすの崖下に河川や水路が存在するような所。	流水が崖脚部を側方に侵食することによって生じる。
	④パイピング型侵食	しらす斜面や切土斜面の脚部付近に湧水がある場合。特にぼら層や二次しらす等のように強度や透水性の異なる層境界付近で発生しやすい。	浸透水が地盤の弱点に集中し、地下水の流動によって地中侵食が起こり、空洞が生じる。
斜面崩壊	⑤表層落下型崩壊	しらすの崖や切り取り斜面の上部にローム層やぼら層が分布している所。	崩壊機構は、直線型すべりとほぼ同じであるが、崖や斜面天端の力学的不安定性に起因する縦亀裂の発生も大きな原因となる。
	⑥全面落下型崩壊	しらす台地縁辺の急崖で背後が集水地形となっている。崖下に河川や水路が存在する。崖下から湧水がある。	落水型侵食や洗掘型侵食によって、崖脚をえぐられた斜面が自重や衝撃による引張破壊の発生によって崩壊する。
	⑦剥落型崩壊	急勾配の自然斜面や切土斜面にしらすが露出している所。	引張応力の働く急斜面ではクラックや節理が発達しやすい状態となっており、これらに雨水が浸透したり、衝撃が加わったりすることによって生じる。
	⑧土石流型崩壊	谷地形の所で、山腹から山頂にかけて、ぼら層やローム層が分布している所、或いはしらす台地周縁の谷部。	溪床に分布するぼら層やローム層或いは二次堆積の土砂が、降雨によって過飽和し、急激に崩壊するもので、下流の土砂をも巻き込み、大規模な崩壊となる。
すべり	⑨直線型すべり	ローム層やぼら層がしらすを覆っている所で、30~60°の中間斜面に多い。すべり層の厚さは1m以下の場合が多い。	降雨浸透に伴う土の自重増加、地盤の飽和に伴うせん断抵抗の低下、表層への浸透圧の作用等によって崩壊する。
	⑩円弧型すべり	ローム層や風化しらす或いは二次しらすが厚く分布する所で、30~60°の中間斜面に多い。	降雨浸透による地盤の自重増加、地下水位の上昇、間隙水圧の発生、せん断抵抗の低下、斜面の下の地盤の強度低下等によって起こる。
陥没	⑪地下水型陥没	しらす下位に溶結凝灰岩が存在するようなしらす台地やその周縁の斜面に多い。	しらすと溶結凝灰岩或いは溶結凝灰岩と基盤岩の境界付近は地下水が多い。この地下水の流動による地中侵食によって空洞が生じ、自重によってその地表部が陥没する。
	⑫空洞型陥没	しらすの地山に、トンネルや防空壕など人為的な地中空洞が作られているような所。	空洞上部のしらすは、支持力低下となって崩壊し、地表部が陥没する。

表5-2 素因～誘因～斜面災害タイプの関係⁶⁾

素因 (地形地質的背景)	誘因 (原因)	水の作用				E その他
		A 地表流水	B 浸透水	C 湧出水	D 河川氷・飛沫水	
I 	しらすよりなる 緩～中間斜面	流水型侵食		パイピング 型侵食		
II 	しらすよりなる 急斜面 (不整合面が存在)	流水型侵食 落水型侵食 表層落下型 崩壊	剥落型崩壊	パイピング 型侵食 剥落型崩壊	洗掘型侵食	全面落下型 崩壊 表層落下型 崩壊 剥落型崩壊 (地震・衝撃)
III 	しらす上位にロ ーム層・ぼら層 などが分布した 中間斜面	流水型侵食	直線型すべ り	パイピング 型侵食		直線型すべ り (地震)
IV 	しらす層の上部 が二次しらすな いし風化しらす よりなる中間斜 面	流水型侵食	円弧型すべ り	パイピング 型侵食		円弧型すべ り (地震・ 風による立 木の震動)
V 	基盤岩の上位に 風化層或いはロ ーム・ぼら層な どが覆う中間～ 急斜面	流水型侵食	直線型すべ り	パイピング 型侵食		直線型すべ り (地震)
VI 	基盤岩よりなる 長大斜面の山腹 にしらすが覆い また山頂～山腹 にかけ、ぼらや ローム層が覆 う。緩～中間斜 面。	流水型侵食 土石流型崩 壊	土石流型崩 壊			

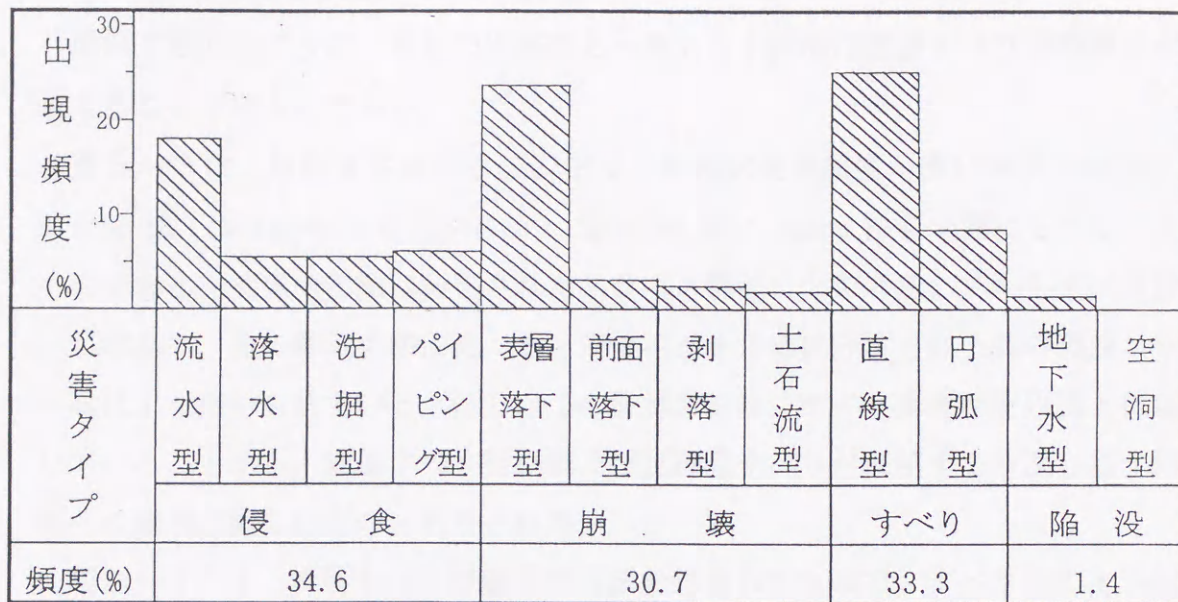
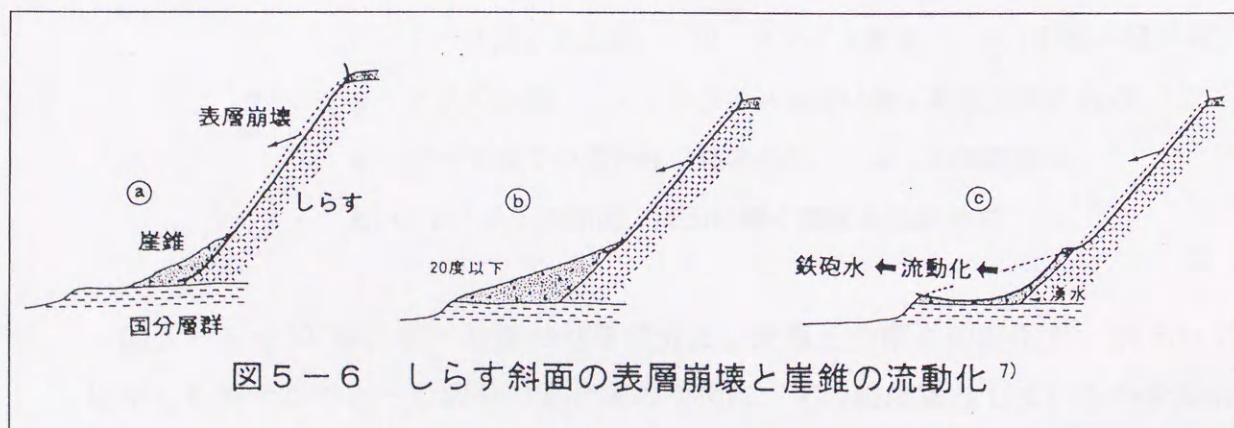
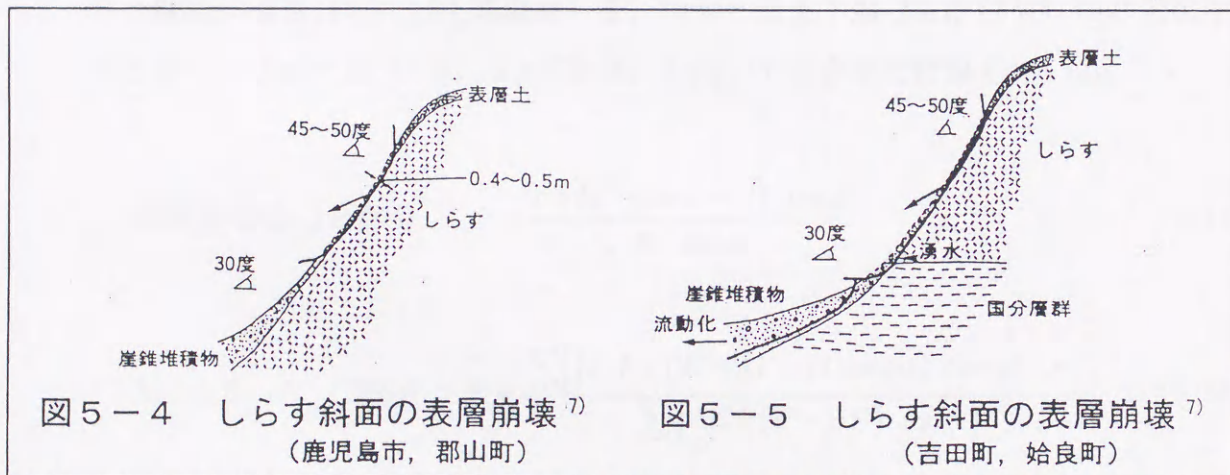


図5-3 被災箇所では認められた災害タイプの出現頻度⁶⁾



5. 2 一次しらす斜面の安定性評価

前節で示したように、最近の災害から一次しらす斜面は表層すべり型崩壊が卓越することが明らかである。

表5-3は、斜面安定解析手法の中で、比較的使用頻度が高い簡便分割法・Bishop法・Morgenstern-Price法・Spencer法・Janbu法を一覧にして示したものである。簡便分割法は分割されたスライス側面の力を考慮しておらず、取扱いが容易で、他の解析手法に比べると安全率が小さめに計算される等の理由から一般によく用いられている。但し、この計算方法は、すべり面形状を円弧と仮定していることから、表層すべり型崩壊及び直線型すべりが卓越する一次しらす斜面への適用は難しいものと判断される。

図5-7¹²⁾は、表層すべり型崩壊の斜面を想定したもので、すべり面の上下端(A, C部分)には非円弧すべり面を仮定し、その間(B部分)には直線型すべり面を仮定している。北村ら¹²⁾は、このモデルに対し、直線型すべり面(B部分)には無限斜面法((5.1)式参照)を、すべり面上下端(A, C部分)の非円弧すべり面にはJanbu法((5.2)式参照)を用いて安全率を計算している。

$$\text{無限斜面法 (B部分)} \quad F = \frac{c + (W \cdot \cos \alpha - U) \cdot \tan \phi}{W \cdot \sin \alpha} \quad (5.1)$$

$$\text{Janbu法 (A, C部分)} \quad F = \frac{\sum [c \cdot b + (W - \Delta V - U \cdot \cos \alpha) \cdot \tan \phi] / m_j}{\sum \{ \Delta E + (W - \Delta V) \cdot \tan \alpha \}} \quad (5.2)$$

$$\text{ここに} \quad m_j = \cos^2 \alpha + \sin \alpha \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi / F,$$

F ; すべり面の安全率, W ; スライス重量, α ; 斜面の傾斜角,

b ; スライス幅, V ; スライス側面に働く鉛直方向の合力,

c ; すべり面での見かけの粘着成分, ϕ ; 内部摩擦角,

E, U ; スライス側面, 底面に働く間隙水圧の合力

図5-8~10は、すべり面の粘着成分及び表層土の厚さの変化が、図5-7に示したモデルのA~C部分の安全率の変化に、どの程度寄与しているかを示し

表5-3 代表的計算法の比較

計算方法	すべり面形状	分割片に作用する力	力の多角形	安全率F [有効応力表示]	備 考
簡便分割法	円弧すべり			$F = \frac{\sum \{c' \ell + (W \cos \alpha - u \ell) \tan \phi'\}}{\sum W \sin \alpha}$	<ul style="list-style-type: none"> 各帯片の側面に働く断面力の合力が底面に平行であると仮定 不静定内力を無視した簡便法による安全率は、一般分割法に比べて過小になり、設計が安全側すぎる傾向にある。 Turnbull & Hvorslev はF値が過小であるのは、有効土被り荷重の過小評価によるものとし、有効垂直荷重として $N' = W \cos \alpha - u b \cos \alpha$ とすることを提案 $F = \frac{\sum \{c' \ell + (1 - r_u) W \cos \alpha \cdot \tan \phi'\}}{\sum W \sin \alpha} \quad r_u = u / r \cdot h \text{ (間隙圧比)}$ <p>……修正簡便法</p>
Bishop 法	円弧すべり			$F = \frac{\sum \frac{c' \ell \cos \alpha + (W + X_i - X_{i+1} - u \ell \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \sin \alpha}{F}}}{\sum (W \cdot \sin \alpha + \Delta E \cdot \cos \alpha)}$	<ul style="list-style-type: none"> 左式は、Bishop の厳密解で、安全率は次のようにして求める。先ず $\sum (X_i - X_{i+1}) = 0$ を満たすように X_i を適当に仮定し、左式よりFを求める。このFと先に仮定した X_i が $\sum (E_i - E_{i+1}) = 0$ の条件に適合するまで X_i を仮定し直し、Fを求める。 $X_i - X_{i+1} = 0$ としても実用上は差し支えなく、このとき $F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left[\frac{c' \ell \cos \alpha + (W - u \ell \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{F} \right)} \right] \text{ となる。}$ <p>……Bishop の簡易法</p>
Morgenstern - Price 法	一般すべり面			$E_i = \frac{\int_0^d [A - B] dx}{C} \quad \text{ここに } E_i: \text{横方向力}$ $A = (c' - u \tan \phi') \sec^2 \alpha / F$ $B = \frac{dw}{dx} (\tan \alpha - \tan \phi' / F)$ $C = 1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi' / F + \lambda f(x) (\tan \alpha - \tan \phi' / F)$ $M_i = \int_0^d E [\lambda f(x) - \tan \alpha] dx$	<ul style="list-style-type: none"> Morgenstern-Price は、$f(x)$ を指定された関数、λ を未知定数として側面不静定力 X と E が $X = \lambda f(x) E$ で結ばれと仮定。 安全率は次のようにして求める。先ず、λ, F を固定し、E の計算を行う。そして確定した E と条件式 $X = \lambda f(x) E$ によって M の積分も実行できる。 最終のスライスについて $E_n = 0, M_n = 0$ が達成されるまで計算を繰り返し、Fを求める。 詳細については、土研資料第1510号参照。
Spencer 法	円弧すべり			$Q = \frac{c' \ell + (W \cos \alpha - u \ell) \tan \phi' - W F \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) [F + \tan \phi' \tan(\alpha - \theta)]}$	<ul style="list-style-type: none"> Qは側面不静定合力の合ベクトルで、Spencer 法は、このQの方向が各帯片について共通であると仮定。 $\sum Q = 0, \sum Q \cos(\alpha - \theta) = 0$ 左の式のQを上2式に入れるとF、θを未知数とする二つの連立一次方程式が得られ、これよりF、θが計算される。 解き方としては、まずθを仮定し、上の式からFを計算する。力の釣合い式(上左式)から得られるFと、モーメントの釣合い式(上右式)から得られるFが、一致するまでθを仮定。
Janbu 法	一般すべり面			$F = \frac{\sum \left(\frac{1}{n_a} \right) \{c' \ell \cos \alpha + (W + \Delta X - u \ell \cos \alpha) \tan \phi'\}}{E_i + \sum (W + \Delta X) \tan \alpha}$ $= \frac{\sum A}{E_i + \sum B}$ <p>ここに $n_a = \cos^2 \alpha (1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi') / F$</p>	<ul style="list-style-type: none"> Janbu は側方力の作用点を底辺から $1/3 \sim 1/2$ に仮定し、水平方向に解放し、水平力の合力 $\sum \Delta E$ が水圧などの水平方向の外力と釣り合っている。 実際の計算は先ず、$\Delta X = 0, n_a = 1$ と仮定して計算したFを F_1 としこれを改めて n_a に入れてFを計算する。 次に各帯片で底面から $1/3 \sim 1/2$ の点を推力線と仮定し、$\tan \alpha_i$ を求め、この値と先に求めたA,B,Fの値を $X_x = -\tan \alpha_i \sum (B - A / F)$ に入れ、この結果得られる ΔX を左式に入れてFを求める。 左式に於て $\Delta X = 0$ とし、これによる修正係数 f_0 を右辺に乗じたものの…簡易 Janbu 法

たものである。これらの図からすべり面の粘着成分が減少することにより、A～Cのいずれの部分も安全率が減少し、特にB部分では粘着成分の減少に対し、安全率の低下の傾向が著しいことが明らかである。また表層土の厚さが小さいほど、A～Cのいずれの部分も安全率の減少の割合が大きいことが明らかである。

これらの結果から、厚さ 50cm 以下の表層すべり型崩壊が卓越する一次しらす斜面においては、すべり面の見かけの粘着成分が、斜面の安定上重要なパラメータであることが明らかである。

なおここに示したこの見かけの粘着成分は、サクシオンに起因するものであり、§ 3. 4 に示した不飽和特性と大いに関係がある。すなわち、降雨特性と斜面の安定性は有意な相関があるように、含水比とサクシオンによる見かけの粘着成分の相関が明らかとされれば、斜面崩壊の予知に有用なものとなるであろう。

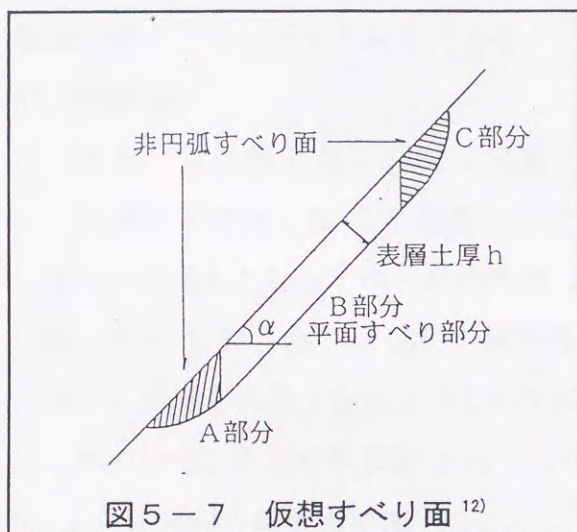


図5-7 仮想すべり面¹²⁾

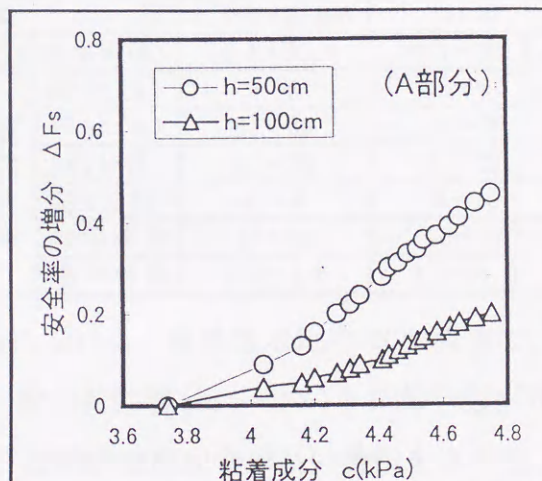


図5-8 粘着成分と安全率の関係¹²⁾

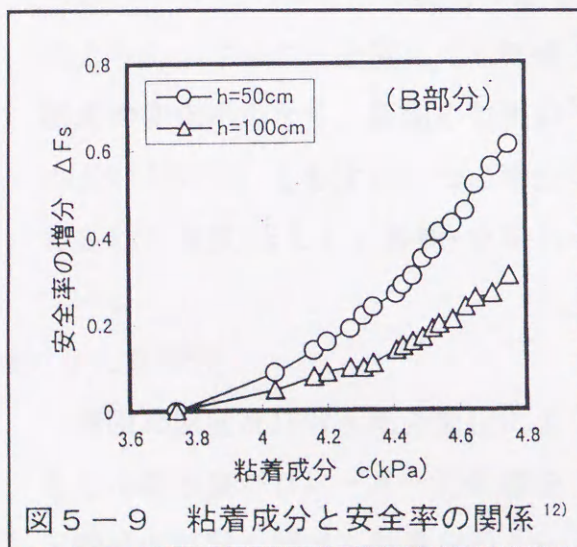


図5-9 粘着成分と安全率の関係¹²⁾

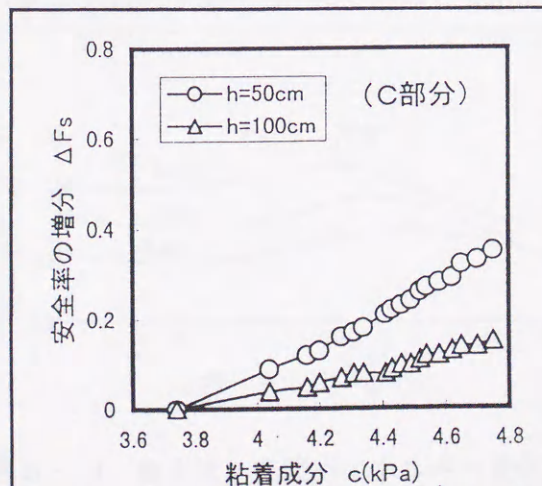


図5-10 粘着成分と安全率の関係¹²⁾

5.3 盛土斜面の補強土工法の適用例

盛土の補強工法の1つとして、引張強さを持つポリマーグリッドを土の中に敷設し、補強効果を得るジオテキスタイル工法がある。しかし、しらすを用いた盛土においては、その施工実績が少なく、そのメカニズムについては未解明な部分が多い。

建設省九州地方建設局¹³⁾では、しらすを用いた試験盛土の動態観測を行い、しらす盛土設計手法作成の基礎資料を得ている。本節では、この試験盛土の結果を要約し、しらす盛土の補強土工法の有用性について論述した。

(1) 室内試験結果

鹿児島県川内市の一次しらすを対象に室内試験が行われている。基本物性は表5-4に示すとおりである。

a) 物理特性

表5-4に示したように、比重（土粒子の密度）は2.4程度で、§3.3で示したしらすの一般的特性

値（2.4～2.45g/cm³）と同等の値が得られている。自然含水比は20%程度で、§3.3で示した地下水位上のしらすの一般的特性値（15～40%）と同等の値が得られている。また均等係数は10～30で、比較的粒度配合の良い特徴を有する。

b) しらす材料の締固め特性

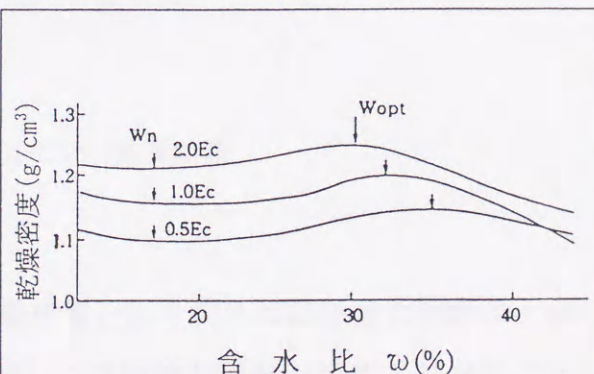
図5-11はJIS-A-1210, 1-C法による突固め試験の結果である。図に示すようにエネルギーを変えても乾燥密度の変化が少なく、締固め効果が小さいという、しらすの一つの特性とされる特徴（§3.4.1参照）を示している。

c) セン断特性

締固め密度及び含水比の変化によるせん断強度パラメータへの影響を三軸排水試験で調べた結果を図5-

表5-4 しらす盛土材料の基本物性¹³⁾

項	目	昭和62年度	昭和63年度
日本統一分類		SV	SV
比重		2.398～2.406	2.406
自然含水比(%)		16.7～21.1	20.1～21.1
粒度特性	礫分(%)	2～6	5～9
	砂分(%)	67～69	65～70
	シルト分(%)	21～25	21～22
	粘土分(%)	4～6	3～5
	均等係数	17～30	10～13
	曲率係数	1.2～1.8	1.1～1.2

図5-11 含水比、突固めエネルギー変化に伴う締固め特性曲線¹³⁾

12 に示した。これによるとみかけの粘着成分は、締固め度の増大に伴い大きくなる傾向が見られるものの、設計値としては無視できるほど小さいことが明らかである。一方摩擦成分は、自然含水比状態においては締固め度の増大に伴い大きくなる傾向が伺えるが、飽和状態においては、締固め度の増大に伴い大きくなる傾向は見られない。

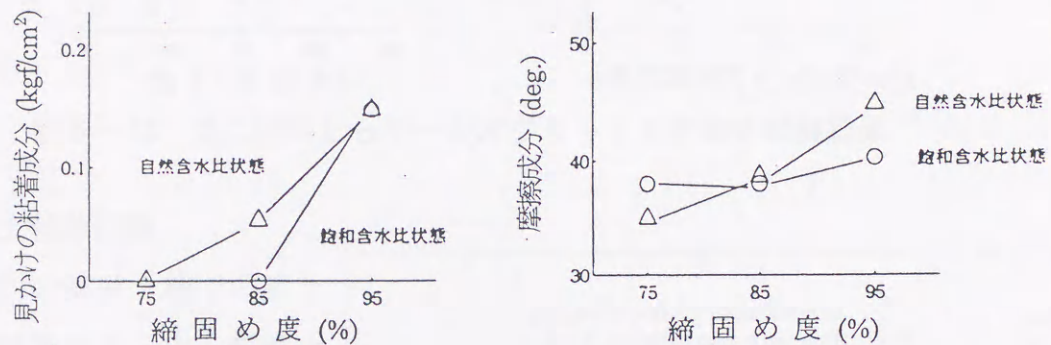


図5-12 含水比、締固め度の変化に伴う粘着成分と摩擦成分の変化¹³⁾

d) ジオグリッドの引き抜き試験

盛土材料となるしらすとジオグリッドにおいて発揮される引き抜き抵抗力を測定するため、自然含水状態で最大乾燥密度の85% ($\gamma_d = 0.995 \text{ tf/cm}^3$) で作成した供試体を用い、試験が行われている。試験結果の整理は、引き抜き力とジオグリッドの変位量の関係から、せん断ばね係数に相当する量を次式から求めている。

$$k = \alpha \cdot \frac{1}{2} \cdot k' \quad (5.3)$$

$$k' = \text{引き抜き力} \div \text{変位量} \quad (5.4)$$

ここに、 α : ジオグリッド 1.0m 当たりの換算係数
 $1/2$: ジオグリッド片面

その結果図5-13 に示すように、上載荷重と引き抜きばね係数の関係は、概略比例する傾向が伺えるが、飽和度に関しては明確な相関が認められないことが明らかとされている。

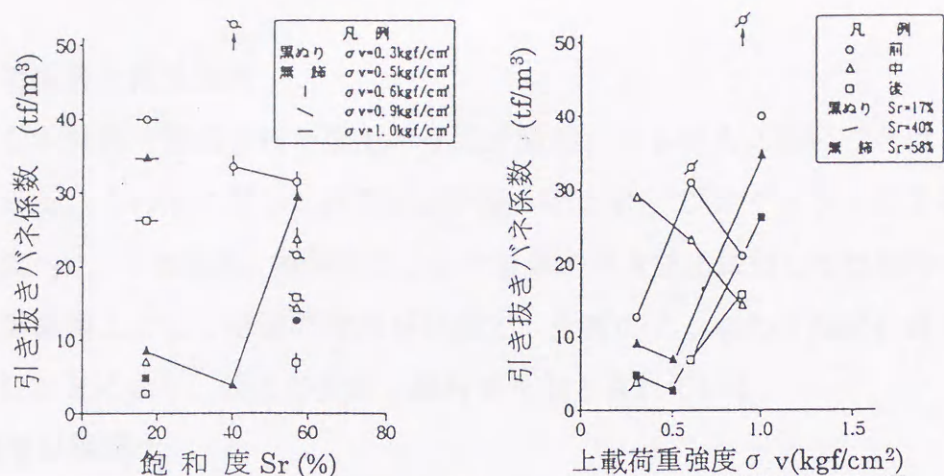


図5-13 盛土材料しらす～ジオグリッド引き抜き試験結果¹³⁾

e) 盛土載荷試験

室内の実験土槽での盛土載荷試験結果の内、鉛直土圧の分布を図5-14¹³⁾に示した。この図から土圧は補強・無補強ともに、のり面に近い位置より盛土中央の方が鉛直土圧が大きく、応力分散効果に因るものと考えられている。また、その傾向は補強盛土の方が顕著であることから、ジオグリッド敷設による応力分散効果が高いものと判断されている。またのり面勾配の緩急は主働領域の発生に因るため、張力分布に影響を及ぼす。これは図5-15¹³⁾に示すように、のり面近傍の緩急により主働土圧発生領域に差が生じ、のり面勾配が急な程、張力分布の最大値がのり面近傍に発生する（のり面の急勾配化に伴い、主働崩壊の角度も大きくなる）ことから明らかである。

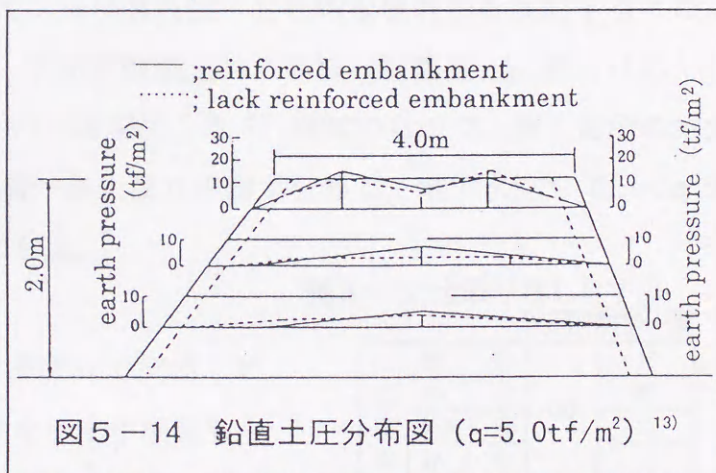


図5-14 鉛直土圧分布図 ($q=5.0\text{tf/m}^2$)¹³⁾

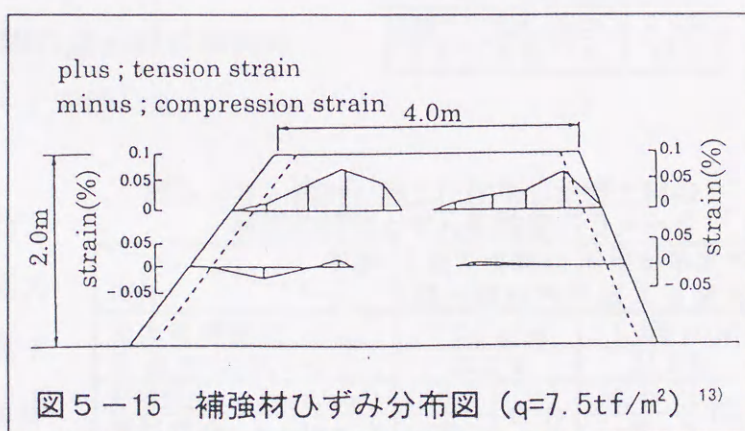


図5-15 補強材ひずみ分布図 ($q=7.5\text{tf/m}^2$)¹³⁾

f) 降雨浸透と補強効果

しらす材料で造成された盛土のり面が降雨による侵食に弱いことはよく知られている。この点に関して降雨浸透試験が行われ、ジオグリッドによる補強効果を調べた。その結果、補強材はしらす自体の侵食防止に対しては期待できず、のり面保護工として別途の対策が必要で、土囊のようなのり面材を併用して巻き込むことにより、盛土の安定と維持が可能とされている。

(2) 現場試験盛土

室内試験盛土及び数値解析結果を踏まえ、現場での試験施工と動態観測結果から、ジオテキスタイル（ポリマーグリッド）の補強メカニズムを把握し、しらすを用いた盛土への補強土工法の適用性と合理的な設計法を検討するため、試験盛土が施工されている。なお試験盛土は、新設の道路盛土に腹付けして行われた実物大（高さ 6.50m、のり面勾配 1:0.5）規模のもので、施工箇所の地盤状況は、層厚 14m の沖積砂層～粘土混り砂層が分布し、地下水位も GL-2m 程度と高い地盤上に施工されている。

a) 盛土材料特性

盛土材料は、山中式土壌硬度計で測定した指標硬度が 25～30mm の範囲を示す中硬質しらすである。表 5-5 には土取り場から採取されたしらすの物理特性値を、また表 5-6 には盛土設計時と施工後確認の盛土材の締固め特性、せん断強度パラメータを示した。

表 5-5 土取り場しらすの物理特性一覧¹³⁾

粒度特性	礫分	(%)	18
	砂分		67
	シルト分		11
	粘土分		4
	均等係数		20.9
	曲率係数		1.90
	日本統一土質分類		(SV)
	土粒子の密度 (g/cm ³)		2.430
	自然含水比 (%)		16.8

b) 動態観測での測定項目

動態観測は盛土の挙動と内部応力及び補強材の張力変化に主眼が置かれ、施工時と 1 年間の継続観測結果に基づいて、相互関係を把握

表 5-6 設計と施工に使用した盛土材の締固め特性とせん断強度パラメータ¹³⁾

項目	試料	土取り場試料 (盛土設計時)	現場採取試料 (施工後確認)
最大乾燥密度 ρ_{dmax}		1.256 g/cm ³	1.376 g/cm ³
最適含水比 w_{opt}		29.3 %	24.7 %
粘着成分 c (kgf/cm ²)	0	C D 試験	0.45
摩擦成分 ϕ (deg.)	39		40
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.26		1.55

することを目的としている。特に降雨によるしらすのり面の侵食状況、飽和度が急上昇した時の盛土の挙動と補強材の張力の増減に留意している。表 5-7 は測定項目と測定方法及び測点数を、図 5-16 は計器配置図を示している。

表5-7 測定項目と測定方法及び測点数¹³⁾

測定項目	測定方法(型式名)	測点数
補強材の引張力(ひずみ量)	ひずみ計(KFP-5-C1-65)	15
盛土内の水平土圧	土圧計(BE-2KM)	9
盛土の飽和度	飽和度計(水分計)	20
降雨量	転倒ます雨量計(B-001)	1
盛土の地中変位(孔内傾斜)	孔内傾斜計(DRK-40MM)	3
のり面の水平及び鉛直変位	のり面変位計	5
盛土及び基礎地盤の沈下量	沈下計(ロッド式)	15

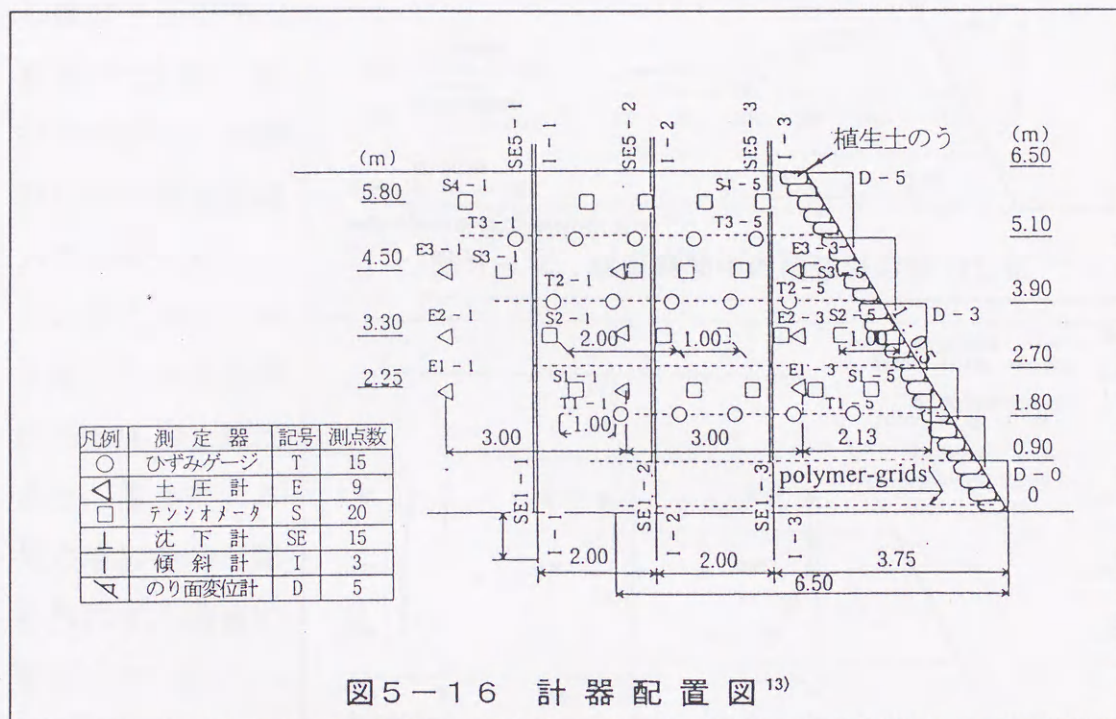


図5-16 計器配置図¹³⁾

c) 動態観測結果

- ① 盛土の変形は図5-17に示したように、基礎地盤の沈下や、それに伴う引き込み変形以外に大きな変形は生じていない。またのり面侵食が

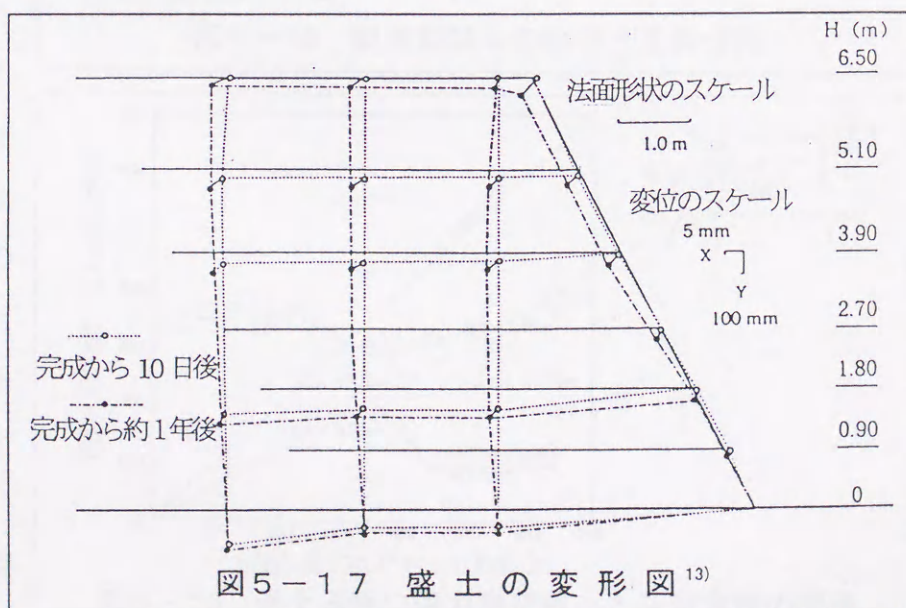


図5-17 盛土の変形図¹³⁾

起きていないことから、植生土嚢+巻き込み方式の、のり面保護工がしらす補強盛土に対して効果的であるとしている。

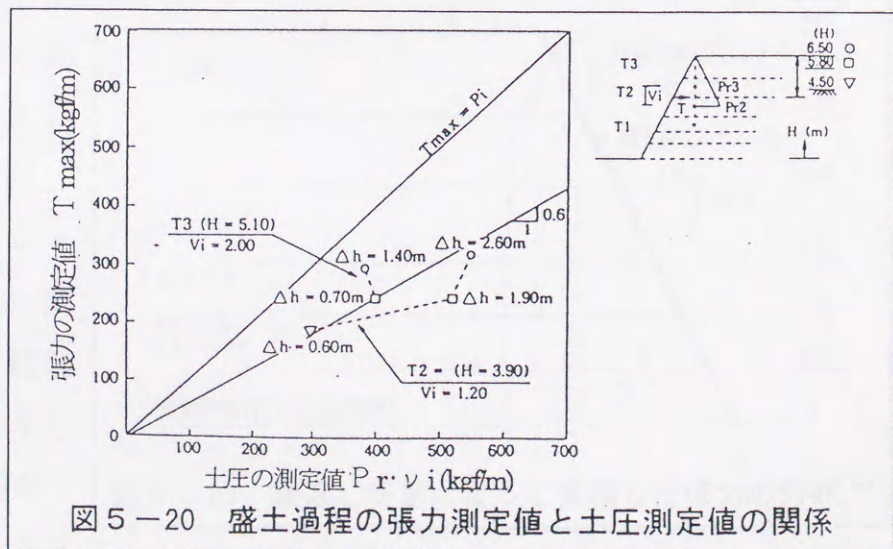
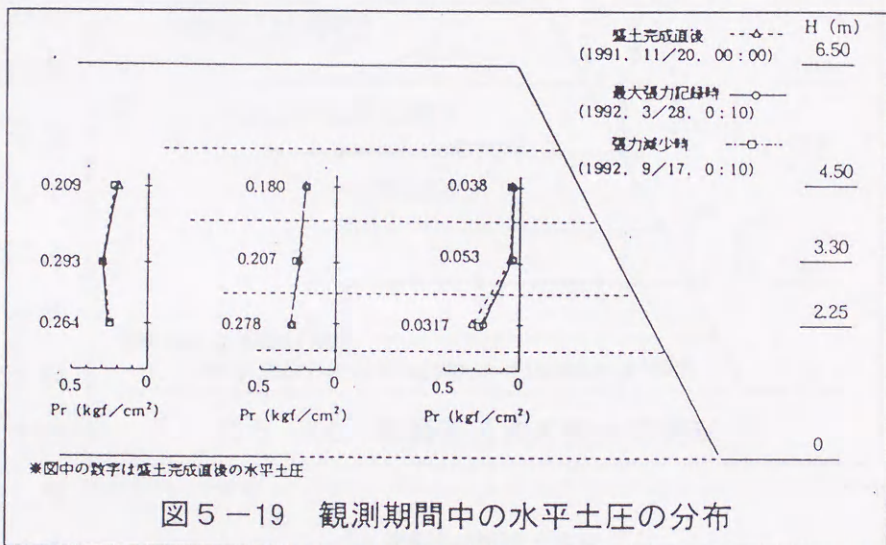
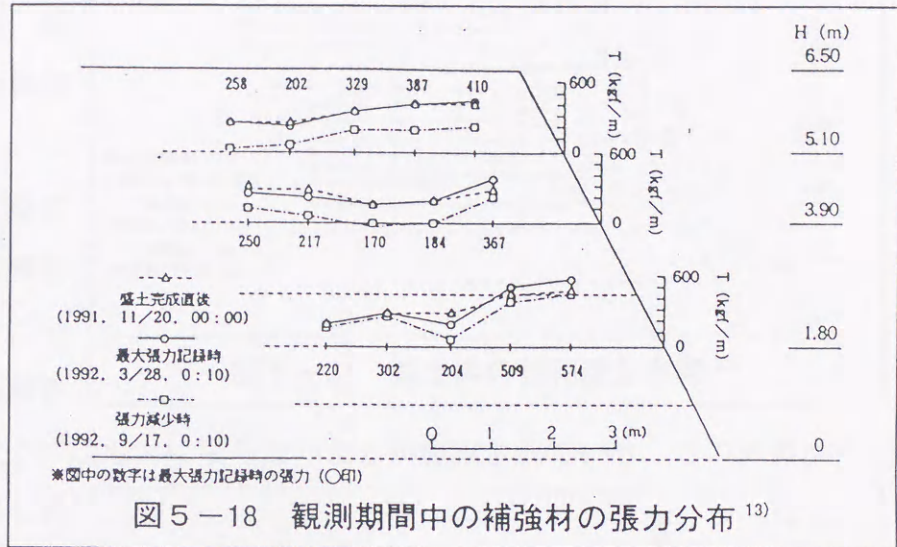
② 補強材の張力に

ついては図5-18に示したように、最も高い張力を生じたのり面下部でも設計強度の約27%程度で、補強材の中央部分は張力の緩和が起こっている。また、のり面から水平方向に5.50m以上離れると、盛土による張力増加が殆ど認められず、補強に寄与していない。

③ 水平土圧は図5

-19に示したように、概ね土被りの増加にしたがって増えており、また水平土圧と張力の関係は図5-20に示したように、土圧増加の方が大きい傾向がある。

④ 降雨後の飽和度の上昇は図5-21



に示したように、盛土天端付近とのり肩及びのり面側において顕著で、盛土内部においては飽和度上昇の程度は鈍い。

- ⑤ 車輛走行による繰返し荷重によって、補強材の張力は図5-22に示すように累積し、累積さ

れた張力は除荷後すぐにはもとに戻らないことが確認されている。このメカニズムは、しらす繰返し荷重によって塑性ひずみを累積していき、それに伴い補強材の伸びひずみも追従していくためとしている。なお車輛走行による盛土の変形は図5-23に示したように、最上段の補強材から天端までの間の水平方向の振出しが顕著で、2段目以降の変形は少なく、補強材が効果的に変形を抑止していると判断している。

(3) 設計手法の確立

補強土工法設計法に関する既往研究¹⁴⁾を概観すると、表5-8に示したように12件あるが、設計手法は未だ統一され

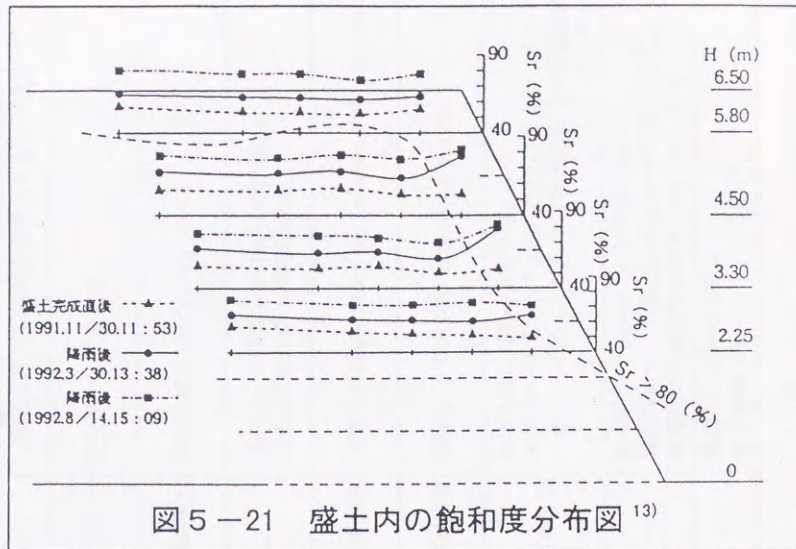


図5-21 盛土内の飽和度分布図¹³⁾

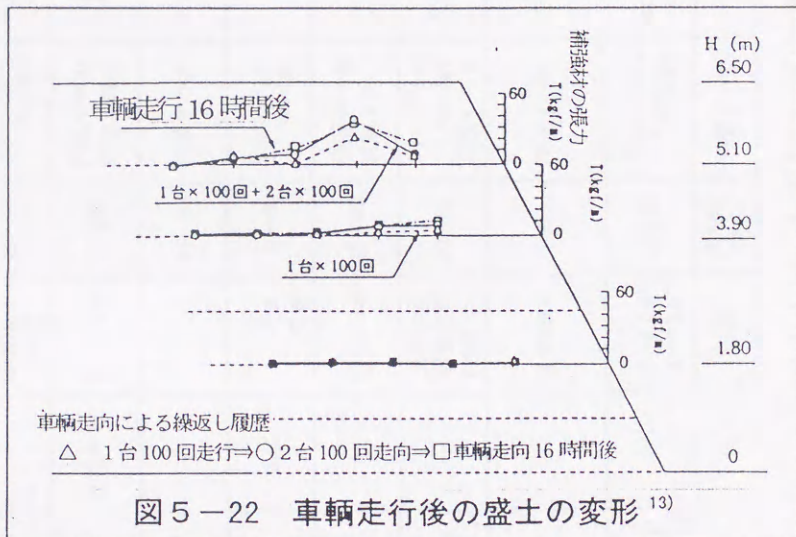


図5-22 車輛走行後の盛土の変形¹³⁾

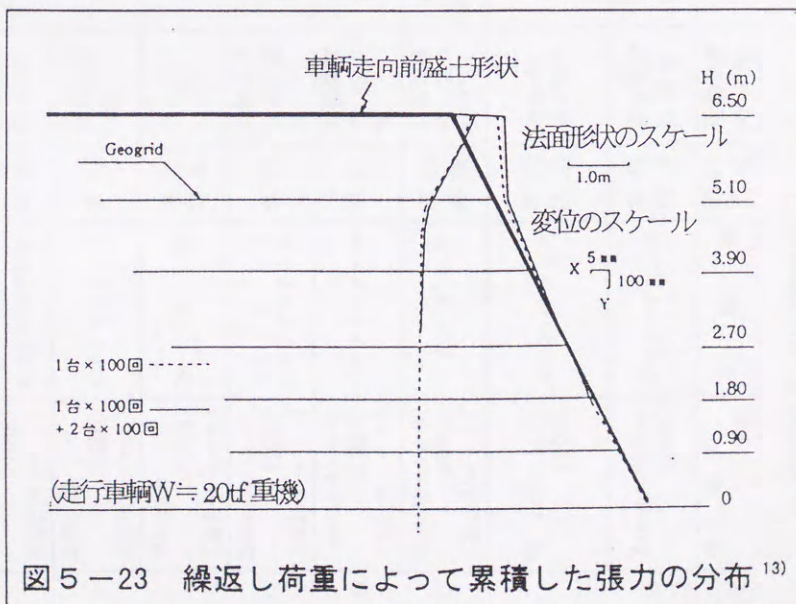


図5-23 繰返し荷重によって累積した張力の分布¹³⁾

表5-8 補強盛土工法における設計手法一覧¹³⁾

著 者	補 強 材	補強材長さ	補強材強度	土強度	間隙水圧 $ru=u/(\gamma_1)$	相互作用 摩擦係数	斜面角度 (度)	極限つり合い モデル	層間隔	天 端 ・ 外力条件	備 考
(A) Ingoid (1982) (設計チャート)	ジオテキスタイル	平行 異 長	—	ϕ'	—	—	30・80	無限斜面 円弧すべり	一定	—	傾斜地表面 (slope) の安全性のみを考慮
○ Jewell et al. (1984) (設計チャート)	ポリマーグリッド	平行 同 長	設計寿命 終了時の 安全設計 強度	ϕ_c'	0、0.25、0.5	$\delta=0.5\phi_c'$ $\delta=0.8\phi_c'$	30・80	Two-Part Wedge	任意	無限等分布	最もよく使われているチャート (設計手法) * 英国ガイドライン: 安全設計強度 = 使用時の特性強度 / 安全率 = $fk / (\gamma z \cdot Fs)$
Murray (1984) (設計チャート)	ファブリック	平行	備考参照	ϕ'	0、0.25、0.5	—	10・40	Two-Part Wedge	—	—	補強材の荷重-延び関係を双曲線近似して導入。 緩勾配盛土
Bonaparte et al. (1986) (設計チャート)	ジオグリッド ジオテキスタイル	平行 同 長	最大強度 の 50 %	ϕ_{cv}'	—	一面せん 断試験より 決定	45・90	Two-Part Wedge	一定	—	静的設計をベースにした動的設計手法 (静的に対する動的量の比をチャート化)
広田、他 (1986) (設計チャート)	ジオテキスタイル	平行	長期引張 強度	ϕ'	任意の ru	$\delta=2/3\phi'$	急勾配	円弧すべり 対数らせ線	一定	無限等分布	安全率マップを提案
Rucgger (1986) (設計チャート)	不 織 布	平行 同 長	—	ϕ'	—	—	30・90	円弧すべり	一定	無限等分布	傾斜天端面も考慮、 $Fs = 1.3$
Schneider et al. (1986) (設計チャート)	ジオグリッド ジオテキスタイル	平行	実験より 求めた強度	ϕ' C'	0.35	$0.5\phi' < \delta < \phi'$	0・40	Two-Part Wedge	—	—	Murray の研究の extension work. 粘性抵抗を考慮、緩勾配盛土
○ Leshchinsky et al. (1987) (設計チャート)	ジオテキスタイル	平行	引張強度 の 25.50 %	ϕ'	—	$\delta=2/3\phi'$	15・90	平面すべり 対数らせ線	一定	無限等分布	1985 年の University of Delaware の Report 参考
○ Schmettmann et al. (1987) (設計チャート)	ジオグリッド	平行 異 長	引張強度 の 20.40 %以下	ϕ' $\tan^{-1} \frac{\phi'}{1.5}$	—	土のせん 断強度の 0.9倍	30・80	Two-Part Wedge 平面すべり	任意	無限等分布	Jewell らの研究の extension work
(B) Jones et al. (1984)	ポリマーグリッド	平行 同 長	Jewell らに同じ	ϕ'	—	備考参照*	90	平面すべり	任意	無限等分布	補強土量に対する設計手法。 * コヘレントグラビティ法: 土圧の考え方はテールアルメ タイバックウェッジ法: 引抜き抵抗力 = 裂面摩擦力 + アンカー抵抗力
○ Yamanouchi et al. (1986)	ポリマーグリッド	平行 同 長	引張強度 の 40 %	しらす ϕ' $\tan^{-1} \frac{\phi'}{1.5}$	—	$\delta=0.5\phi' *$ $\delta=0.8\phi'$	30・80	Two-Part Wedge	一定	—	基本的には Jewell らの方法と同じ。 地震時について Richardson の方法を採用。 地震時の引張強度は静的に対して 1.4 倍
松本、他 (1988)	不 織 布	平行 同 長	引張強度 の 40 %	ϕ'	—	25 度	急勾配 78.7	円弧すべり	一定	—	龍岡の方法の応用例。 設計手順フローチャートを示す。

○ は今回採用した設計法である。

* δ に引き抜きの検討の摩擦角
 δ に滑動の検討の摩擦角

ていない。日本国内における補強土工法の設計手法としては、表5-9に示した Jewell の設計法の流れを汲むガイドライン法¹⁴⁾と、土木研究所が中心となって開発した方法

(マニュアル法)¹⁵⁾が主流であるが、しらす材料が対象となる場合、その特性を考慮する必要がある。以下、しらす材料の特性をまとめる。

a) しらす盛土の締固め度管理値

しらすは§5.3(1)で示したように、一定のエネルギーで転圧することに関して締固め易い材料であることが明らかとなっており、しらす盛土の締固め管理は、最大乾燥密度の85%以上として十分であるとしている。また締固め試験はしらすの粒子破碎の影響を避けるため、c法(湿潤法で非繰返し法)によるものとし、締固め仕事量は路体・路床の場合、表5-10に示すAまたはB法が提案されている。

表5-9 設計法の比較一覧¹³⁾

項目	ガイドライン	マニュアル
破壊パターン	Two-part-Wedge	円弧すべり
補強張力	PH=6.65tf	$\Sigma treq=8.28tf$
インターアクション係数	$\alpha=0.8$	$\alpha=1.0$
想定すべり線位置	Lc2=2.9m	Lsmax=2.9m
必要定着長	Lip=0.6m<1.0m	Lei=0.5<1.0m
補強領域	L=3.8m	Lsi=3.9m
補強材敷設層数	7層	8層

表5-10 締固め方法の種類¹⁶⁾

呼び名	ランマー質量(kg)	モールド内径(cm)	突固め層数	1層当たりの突固め回数	許容最大粒径(mm)
(A)	2.5	10	3	25	19
(B)	2.5	15	3	55	37.5
C	4.5	10	5	25	19
D	4.5	15	5	55	19
E	4.5	15	3	92	37.5

b) しらす材料の強度試験方法

盛土材料の強度特性を求めるには、盛土の締固め密度により供試体を作成し、せん断試験(飽和三軸圧縮排水試験)を実施することが必要である。

c) 補強領域と盛土の材料評価

しらすの摩擦成分をそのまま採用すると、ガイドライン法¹⁴⁾や土木研究所の方法¹⁵⁾により得られる補強領域では、補強材の

十分な定着領域(図5-24に示した実測張力変化の大きい位置を結ぶ線よ

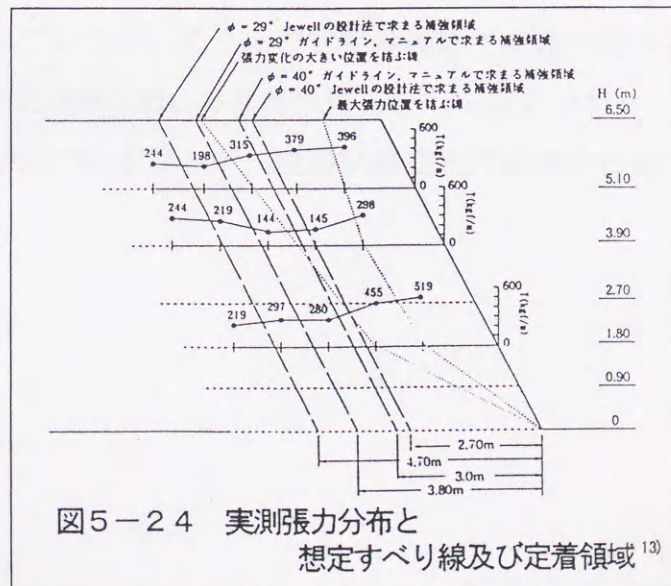


図5-24 実測張力分布と想定すべり線及び定着領域¹³⁾

りも背後の領域)に達していない。そこで山内ら¹⁷⁾が提案するしらす盛土の材料強度に安全率 $F_s=1.5$ を考慮して求めた補強領域を採用することが安全であるとしている。

d) 補強発生材張力と補強材料の選択

動態観測の結果、補強材発生張力は設計強度の約 27%を発揮しているに過ぎず、強度の面からは、より低い材料を適用することが可能と判断している。補強材の敷設間隔に対しては、一定の限界が設けられているため、敷設数量の代わりに材料の低減化を図ることが重要となる。

e) 敷設間隔の拡大

ガイドライン、マニュアルでは最大敷設間隔を 1.0m と提示しており、現場試験盛土でも、のり面は十分な安定を維持していることが確認されている。またしらす材料は大きいせん断強度を発揮することが期待できるとともに、補強材の発生張力に十分な余裕が残されていることを考慮すると、現時点では敷設間隔を最大を 1.5m 程度まで拡大できることを提案している。

f) のり面保護工

図 5-16 に示したように現場試験盛土は、補強のり面を植生土嚢で整形して、これを補強材で巻き込む、いわゆる巻き込み形式で仕上げている。これによってしらす盛土材ののり面侵食防止と雨水の浸透、補強材の紫外線暴露による強度低下を防ぐような配慮を施している。その結果、1 年間の放置期間中に豪雨や夏期の強い紫外線を経験しているが、のり面の状態は極めて安定であったことから、植生土嚢による巻き込み形式は、のり面保護工として有効であり、しらす補強盛土工法には有効な手段であることが、現場試験盛土の結果から提案されている。

5. 4 不飽和地盤の安定性評価

不飽和地盤のせん断強度パラメータを取り扱う場合、従来は“安全側”にあるとして飽和土のせん断強度パラメータが用いられてきた。しかし、不飽和土として変形・強度特性あるいは浸透特性を考慮すべきケースが多々ある。斜面の安定性に限定して考えると、地下水位より上にある自然斜面の大部分は、多量の降雨があった場合でも現実には安定状態を保持していることが多い。これは、不飽和な状態にある地盤の安定問題として取り扱う必要があり、不飽和土の力学特性の変化、あるいは土中水の移動に関する諸特性を把握することが重要となる。本節では、不飽和土の有効応力および地盤中の地下水の状況の評価し、不飽和しらす地盤の安定問題にどのように適用するかを既往文献¹⁸⁾を参照し、論述する。

(1) 不飽和地盤の安定性評価の手順

不飽和土の有効応力パラメータとされる α の推定方法を適用することにより、阿部¹⁸⁾は、図5-25に示した手順でサクシオンを考慮した地盤の安定性が評価できるとしている。この場合サクシオンの適用範囲により手順は異なるが、地盤のサクシオンが供試体の空気侵入値以下と想定できる場合には、 $\alpha = 1$ が適用できることになる。したがって、試料の粒度試験で粘土分含有量を求め、図5-26¹⁸⁾より空気侵入値を求め、飽和した供試体のせん断試験のみで、不飽和地盤の安定性が評価可能としている。また空気侵入値以上のサクシオンを想定する場合には、水分保持特性試験を実施することにより、図5-27¹⁸⁾等を参照して、 α の値の推定が可能となり、

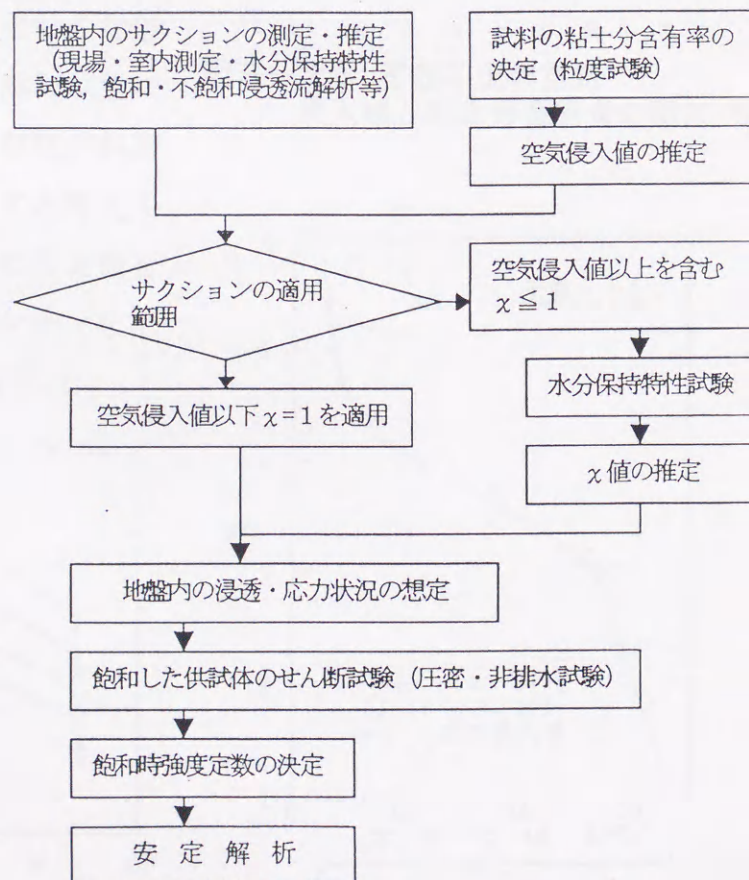


図5-25 不飽和地盤のサクシオンを考慮した安定性評価の手順・試験種類¹⁸⁾

地盤のサクシオンと飽和土の c' , ϕ' を考慮した安定性の評価が可能である。この場合、あらかじめ水分保持特性試験を実施しておく、地盤内のサクシオンの推定などに有用なデータとなる。

しらすの場合、粘土分含有率に大差がなく、また図5-26¹⁸⁾に示したような関係は未だ明らかとされていない。よって、間隙モデルを用いて求められた図3-38, 3-39が現状では有力な指標となろう。

図5-28¹⁸⁾ は、阿部により検討された斜面の安全率にサクシオン（含水比）が及ぼす影響を示したものである。この図で阿部は、水分保持特性の空気侵入値前後でのサクシオンの変化が、分割細片の安全率の変化に特に影響を及ぼす事を示している。すなわち地盤が僅かに不飽和な状態から飽和状態に移行する時、サクシオンの存在が斜面の安定性に最も影響を及ぼすと考えている。よって地山での斜面の安定性を評価する場合、原位置サクシオンを把握することが非常に重要となる。

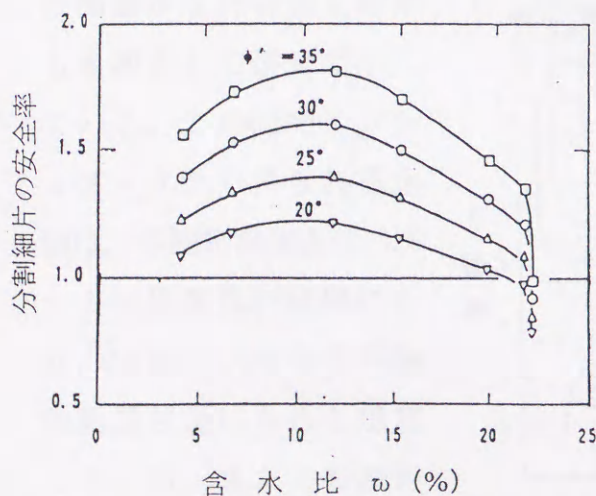


図5-28 含水比と安全率の関係¹⁸⁾

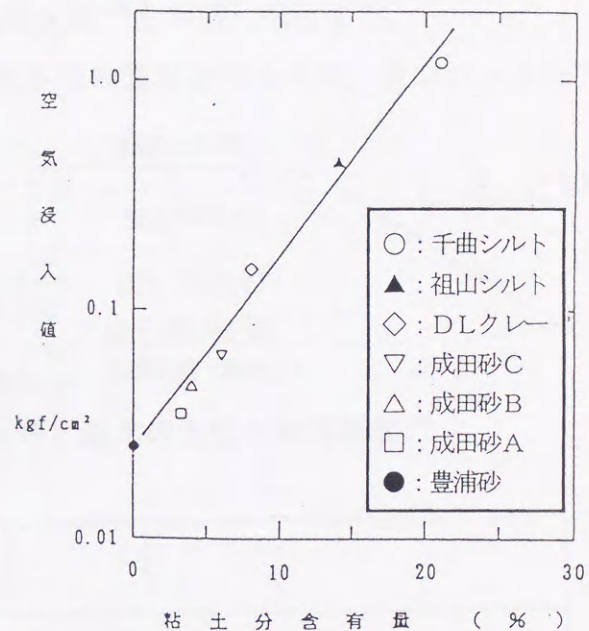


図5-26 不飽和土の空気侵入値と粘土分含有量の関係¹⁸⁾

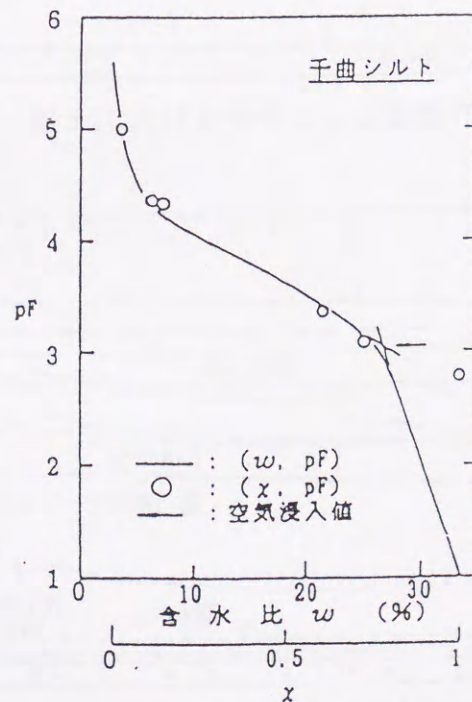


図5-27 pF曲線と x , 含水比の関係¹⁸⁾

(2) 原位置サクシジョンの計測とその評価

不飽和地盤中においてはサクシジョンが存在し、間隙水圧が負圧になっているケースが多く見られる。降雨により多発する斜面崩壊は、サクシジョンの消散による見かけの粘着成分が失われたことに因る所が大きい。以下本項では、原位置サクシジョンの計測及び土中水の挙動について、既往文献¹⁸⁾を参照し論述する。

阿部¹⁸⁾は、盛土内のサクシジョン及び間隙水圧の測定を行うため、テンシオメータ・間隙水圧計を図5-29に示すように設置している。なお図中には盛土及び基礎地盤の土性概要も併せて示した。サクシジョンの計測結果は図5-30¹⁸⁾に示すようであり、サクシジョン変動は 0.1 kgf/cm^2 程度と、かなり微妙な計測となっている。またサクシジョンを負の水頭として深度別にまとめたものが図5-31¹⁸⁾である。深度6mの位置に埋設された間隙水圧計の測定結果も水頭として併せて示している。この図でテンシオメータから得られる水頭は、各測定深度より0.5～1m程度低い位置にあり、阿部は下向きの不飽和浸透状態にあると想定している。またこの浸透水が盛土底部に貯留され、

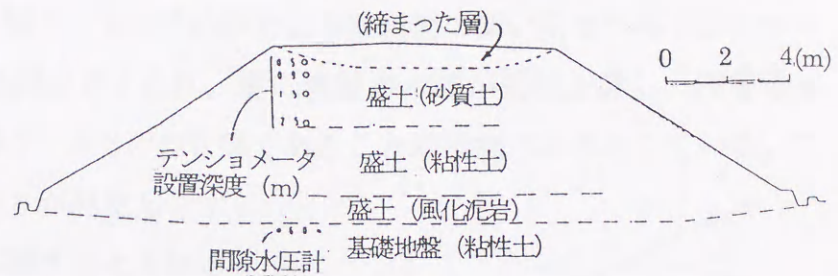


図5-29 盛土の土性と計測深度¹⁸⁾

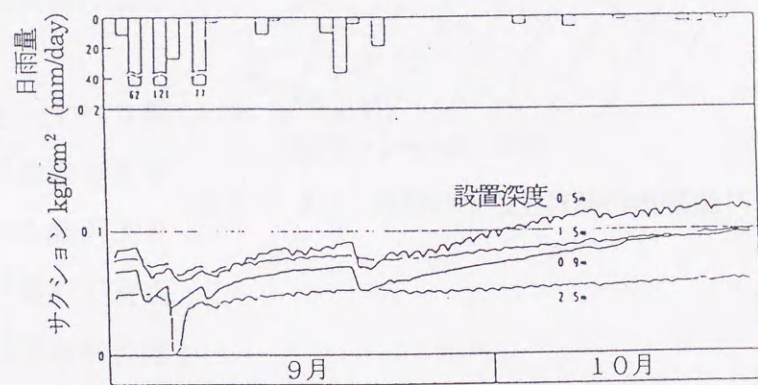


図5-30 盛土におけるサクシジョン変動¹⁸⁾

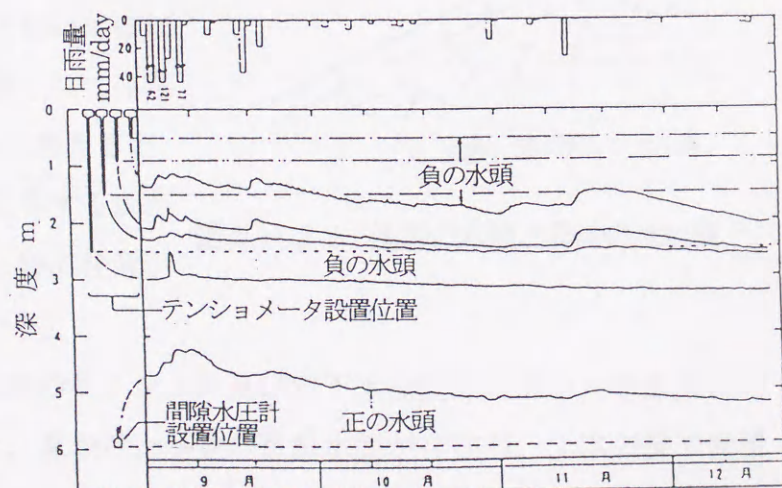


図5-31 盛土のサクシジョン・間隙水圧・計測から得られた水頭の変化¹⁸⁾

その結果間隙水圧計が正の水頭を示していると考えている。

(3) 斜面内の地下水の流れ

深度別に測定されたサクシオンおよび地下水位測定結果を踏まえ、斜面内の地下水流下状況について阿部の論文¹⁸⁾を紹介する。

阿部によると浅層で水頭ゼロの状態を保ち、深層では孔底よりいくらか高い位置に水頭が存在する場合、図5-32¹⁸⁾に示すような斜面の深い所での等ポテンシャル線が多少傾斜した流線網が考えられ、逆に浅層の水頭が先に上昇し、深層の水頭は変わらない場合、図5-33¹⁸⁾の状態であることが推測されるとしている。この場合、浅い層でのすべりが発生しやすくなり、表層すべりが卓越するとされるしらす斜面や、風化した砂質土斜面での薄層のすべりは、このような状況によるものと考えられる。

斜面の安定性を考えるとき、すべり面の間隙水圧が上昇した場合が危険であり、すべり面付近の等ポテンシャル線がより鉛直に近い状態になることが最も不安定な状況となる。但し阿部は斜面の中の地下水の流れは、唯一の自由地下水面をもつ流れのように単純には説明できないとしている。一般に、各深度においてほぼゼロの水頭状態が安定的状態として存在し、降雨時に水頭が上昇すると考えると、水頭上昇時に、どの深度で上昇するかが問題であり、次のような点に特に注意が必要であると阿部は論じている。

- ① 深度別に測定された斜面内のサクシオン及び地下水位測定結果を、各深度における水頭として表示すると、見かけ上多数の自由水面が存在し、1本の線で表現できるような地下水位は事実上存在しない。
- ② 盛土内においても、各測定深度で見かけ上の自由水面が存在する。

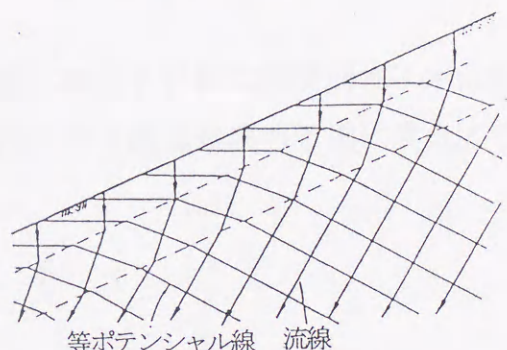


図5-32 深層の水頭上昇時の流線網¹⁸⁾

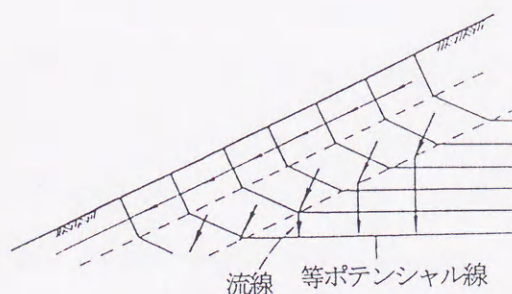


図5-33 浅層の水頭上昇時の流線網¹⁸⁾

- ③ ボーリング孔内全長にわたり多孔管を設けた地下水位観測は、深度別水頭計測に比べ、その多くは顕著な水位変動を示すが、地下水の挙動を把握できないだけでなく、安定解析に対してもその計測結果を直接適用することは不可能である。
- ④ 明らかに飽和地盤と見られる斜面においても、地下水の浸透状況によっては、負の圧力水頭（間隙水圧）を示すことがある。これは孔内水位計ではとらえられない。
- ⑤ 各測定地点における深度毎の水頭をそれぞれ比較することにより、各地層における降雨の影響、地下水量、被圧層（帯水層）、排水工の影響等が、定性的であるが推定可能となる。

原位置でのサクシヨンの計測あるいは斜面における詳細な深度別地下水位の観測については、未だデータ不足であり、降雨に伴う斜面崩壊の予測に役立てるには、高精度なデータの蓄積が待たれる。

5. 5 まとめ

本章ではしらす斜面の安定性について論述した。

5. 1 節では、しらす斜面の崩壊形態について既往文献のとりまとめを行い、しらす斜面での崩壊タイプについて言及した。すなわち豪雨災害の事例から、しらす斜面では表層すべり型崩壊が卓越し、斜面崩壊の予測を行う上で崩壊形態の特定、安定計算方法の選定が行えるものと論述している。

5. 2 節では、一次しらす斜面の安定性評価について論述している。一次しらす斜面では、5. 1 節で示したように表層すべり型崩壊が卓越することを明らかとしており、本節では斜面の安定計算法として無限斜面法、Janbu 法の適用を提案している。また事例計算を行い、すべり面の見かけの粘着成分が安全率に大きく寄与していることを示した。

5. 3 節では、盛土の補強工法の1つとして、引張強さを持つポリマーグリッドを敷設した工法の事例紹介を行い、しらす盛土の補強工法の有用性について論述した。すなわちポリマーグリッド敷設が鉛直土圧の応力分散に寄与すること、盛土のり面の保護工として植生土嚢+巻き込み方式が効果的であること、補強材の張力は設計強度の約 27%程度しか発揮されていないこと等を示した。また補強土工法の設計手法として、ガイドライン法や土木研究所の方法(マニュアル法)があり、しらす材料を対象として補強領域を設定する場合、材料強度に安全率 1.5 を考慮して求めた補強領域を採用すること等を示した。また補強材発生張力は設計強度の約 27%を発揮しているに過ぎないため、材料の低減化を図ることが重要であること等を示した。

5. 4 節では、不飽和地盤の安定性評価として阿部の論文を紹介し、しらす斜面での適用性について論述した。すなわち、不飽和地盤においてはサクシジョンの測定が重要で、不飽和土の有効応力パラメータ α の推定を行うことにより、飽和土の C 、 ϕ' を用いた安定性の評価が可能であることを示した。また斜面内の地下水の流れについてまとめ、表層すべり型崩壊が卓越するしらす斜面の流線網の形態について想定するとともに、サクシジョン測定及びその評価方法について留意点をまとめた。

参考文献（第5章）

- 1) 田町正誉；しらす地帯の災害防止対策（中間報告），しらす地帯災害調査報告並びに関係資料，第1集，鹿児島県企画室，1950.
- 2) 木村大造，春山元寿：えびの地震による山腹災害地対策について，鹿児島県土木部，1968.
- 3) 山内豊聡，木村大造：防災を中心としたシラスの問題点，土木学会誌，第54巻，第11号，pp.9～20，1969.
- 4) 工業技術院地質調査所，科学技術庁研究調整局：シラス地帯の地質に関する研究，シラス地帯の集中豪雨災害防止に関する総合研究報告書，科学技術庁研究調整局，1977.
- 5) 春山元寿；豪雨による南九州の斜面崩壊，自然災害資料解析，1，pp.80～88，1974.
- 6) 九州農政局計画部資源課；しらす地帯における斜面災害と調査・設計・施工，特殊地質斜面防災基礎調査，都城盆地北部地区調査報告書，1983.
- 7) 下川悦郎，地頭菌隆：'93 鹿児島豪雨災害を考える－斜面災害を中心にして－，砂防学会 鹿児島豪雨災害特別シンポジウム実行委員会，pp.31～32，1994.
- 8) 下川悦郎，地頭菌隆，高野茂：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，Vol.10，No.4，pp.267～284，1989.
- 9) 地頭菌隆，下川悦郎，板垣治，古賀省三，松本舞恵，三浦郁人，加藤昭一：鹿児島県中部域の地盤災害（8. 1 災害），土質工学会，1993 年鹿児島豪雨災害－繰り返される災害－，pp.61～62，1995.
- 10) 藤本廣，横田漠：昭和51年6月豪雨による鹿児島県道路災害の特徴，文部省自然災害特別研究報告，pp.51～56，1977.
- 11) 北村良介，福田伸朗，高田誠：九州・沖縄の特殊土地盤の設計と施工，第二編「火山灰質土」，斜面安定，地盤工学会九州支部，pp.147～158，1995.
- 12) 北村良介，山田満秀；粘着成分を考慮したしらす斜面の安定解析，降雨と地震から危険斜面を守る地盤工学に関するシンポジウム，pp.77～80，1997.
- 13) 建設省九州地方建設局；しらす盛土補強工法試験調査報告書，1993.
- 14) ジオグリッド研究会；ジオグリッド工法・ガイドライン，1990.

- 15) 建設省土木研究所資料；ジオテキスタイルを用いた補強土工法の設計法・施工マニュアル，1992.
- 16) 島博保ほか：土質試験の方法と解説，第5編第1章突固めによる土の締固め試験，土質工学会，pp. 201～214，1990.
- 17) Yamanouchi T., Fukuda N., Ikegami M.: Design and Techniques of Steep Reinforced Embankments without Edge supportings, Third International Conference on Geotextiles, 2A/5, pp. 199～204, 1986.
- 18) 阿部廣史；不飽和土の力学特性の評価手法に関する実験的研究，東京大学博士申請論文，pp. 286～334，1994.

第6章 しらす地盤の支持力特性

しらすは土粒子密度が小さく粒子破碎を生じやすく、また粒子形状が角張っていることによるインターロッキング効果が大きい。このような特性が、通常の砂質土地盤での支持力算定法ではカバーしきれない事例（例えば深層載荷試験結果と静的支持力公式による周面摩擦力の違い等）を生じさせているようである。したがって二次しらすからなるしらす地盤での、杭基礎における粒子破碎を考慮した支持機構、しらすと杭周辺での摩擦の発現機構が解明される必要がある。また地盤調査で得られたデータ（例えばN値、地下水位）をもとに、二次しらす地盤独自の支持力の定量的評価方法の開発が行われる必要があると考える。

本章では、これらの問題を明らかにするため、鹿児島市沖積平野（二次しらす地盤）における原位置試験結果を収集・整理し、標準貫入試験により得られるN値をベースに、二次しらす地盤における支持力の定量的評価手法の開発を試みた。

6.1 三成分コーン貫入試験結果

静的コーン貫入試験の内、三成分コーン貫入試験機は、コーン貫入中の先端抵抗 q_c 、周面摩擦力 f_s 、間隙水圧 u_d の三成分を同時に、かつ連続的に測定できるサウンディング機械である。三成分コーン貫入試験は、近年調査ボーリングを補完する手段として、比較的によく利用されるようになってきている。

図6-1²⁾は、鹿児島市内において実施された、三成分コーン貫入試験結果の一例を示したものである。この図をはじめとし、文献1), 2)で示される摩擦比 f_s/q_c と先端抵抗 q_c を、Robertsonら³⁾によって開発された土質分類図にまとめると、図6-2に示すようである。

データ数は少ないものの、この図から二次しらす地盤は、砂～砂質シルトに分類され、粒度組成から判断される土質分類と符合する。したがって三成分コーン貫入試験は、層相の変化の激しい二次しらす地盤においても、地盤状況を適切に把握できる調査手法と考えられ、今後その適用機会が多くなることが期待される。

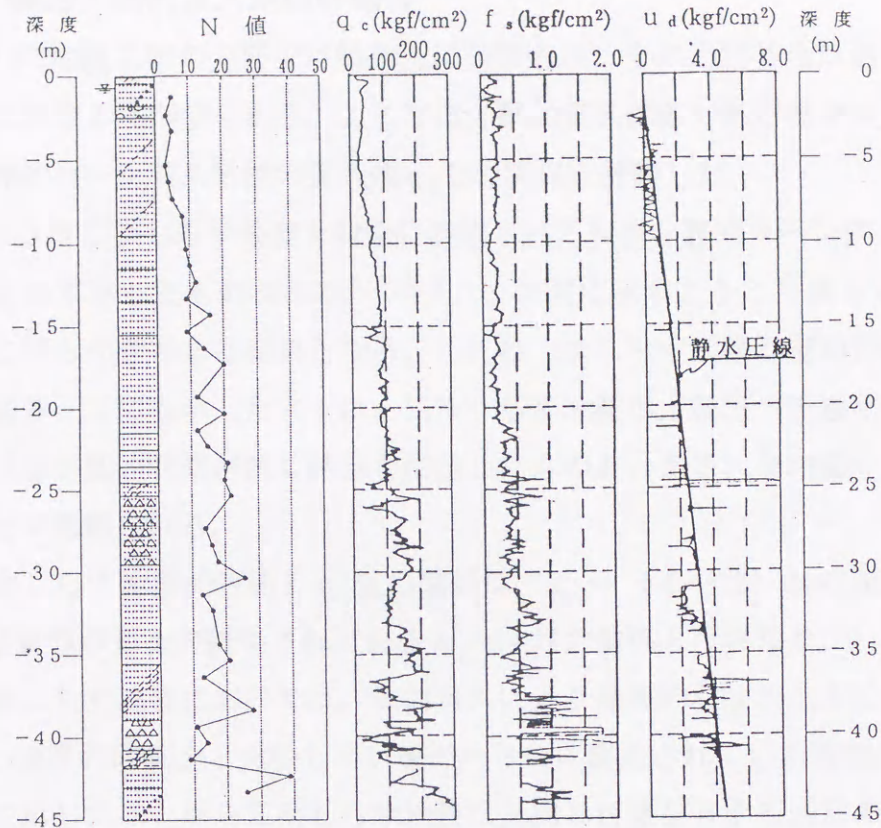


図6-1 三成分コーン貫入試験結果の一例²⁾

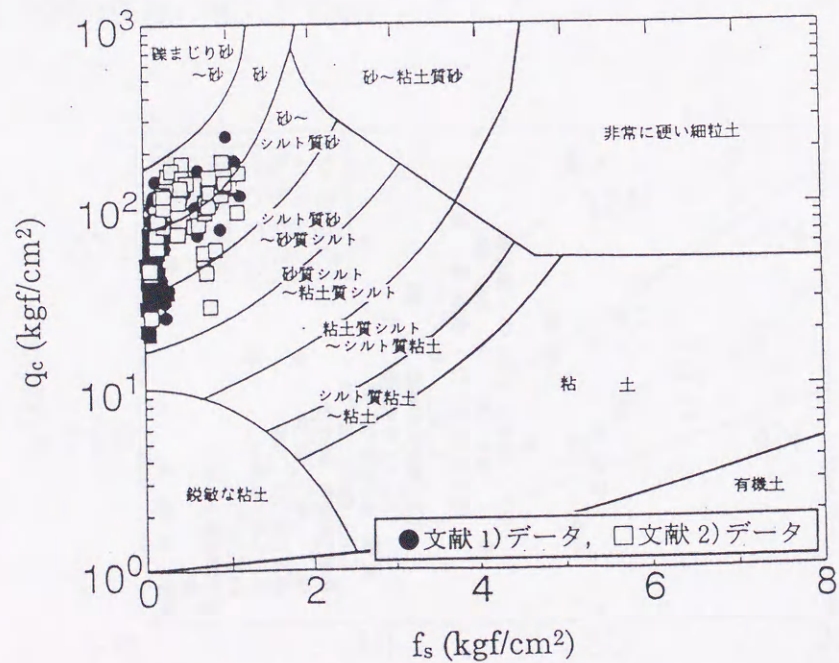


図6-2 摩擦比と先端抵抗の関係

6. 2 静的・動的貫入試験の関係

しらすは地盤工学の分野では特殊土に分類され、その力学特性は通常の砂質土材料とは異なる点が多くある。ここでは、動的貫入試験である標準貫入試験のN値と、静的コーン貫入試験の貫入値 q_c との関係を検討した。

図6-3は二次しらす地盤を対象に実施されたN値と静的コーン貫入値 q_c の関係をまとめて示したものである^{1), 2), 5), 6)}。この図に示すようにN値と q_c 値の関係は非常にばらつきのある結果となる。これは二次しらす地盤の層相の変化の激しさや、図3-1にも示したように、二次しらす地盤が上載圧（土被り圧）に関係なく、N値が低い状態が続く結果を反映したものといえる。なお図6-3より、次のことが考察される。

- ① 二次しらす地盤のN値と q_c 値の関係は、 $q_c = (4 \sim 12) N$ の範囲に概ね入り、通常の砂質土で提唱されている $q_c = 4 N$ の関係とは異なる。
- ② 二次しらす地盤においては、動的貫入により局所的な液状化や粒子破碎等が生じ、通常の砂質土と比較してN値が小さめに測定されている可能性がある。
- ③ ②に示したことから二次しらす地盤は、同じN値を有する通常の砂質土地盤よりも、静的支持力が大きいことが予想される。
- ④ よってN値を用いた静的支持力公式の採用においては、通常の砂質土地盤よりも大きな支持力係数の導入が可能といえる。

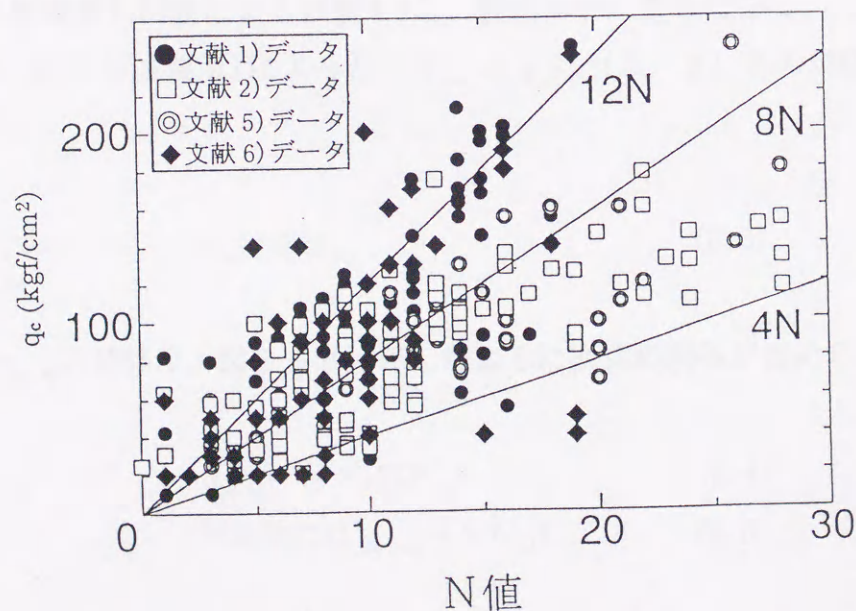


図6-3 N値と q_c 値の関係

6. 3 セン断強度特性

しらす地盤中には軽石が多く混入し、乱さない試料の採取が困難である。仮に乱さない試料の採取が出来たとしても、供試体作成時に軽石の混入によりトリミング出来ない場合がある。またトリミングが出来、高品質の供試体を作成されたとしても、非排水試験を行う場合には、粒子そのものがポーラスであるため、供試体の飽和度を高めることが困難である等の問題がある。したがって、しらす地盤の静的せん断強度パラメータである粘着成分 c や摩擦成分 ϕ 、動的せん断強度パラメータの1つである液状化抵抗（強度比）を室内土質試験から求めることは、通常の砂質土と比較して難しいとされる。よって、支持力算定のための飽和した二次しらすの静的せん断強度パラメータは、N値から日本道路協会「道路橋示方書・同解説」IV下部構造編⁷⁾で示される（6. 1）式で求めたり、粒子形状が角張っている等の理由から（6. 2）式に示すダナムの式⁸⁾を用いる場合が多い。

$$\phi(\text{deg.}) = \sqrt{15N} + 15 \quad (6.1)$$

$$\phi(\text{deg.}) = \sqrt{12N} + 20 \quad (6.2)$$

本節では、前節の標準貫入試験によるN値とコーン貫入試験による q_c 値の関係から、しらす地盤のせん断強度パラメータについて検討した。

通常の砂質土の標準貫入試験によるN値を N_{sta} 、静的コーン貫入値を q_c 、二次しらす地盤の標準貫入試験によるN値を N_{si} 、静的コーン貫入値を $q_{c,si}$ とする。既往のデータ（例えば文献9）によると、 N_{sta} と q_c は（6. 3）式の関係が提唱されている。

$$q_c = 4 N_{sta} \quad (6.3)$$

一方 N_{si} と $q_{c,si}$ の関係は、図6-3に示したように次式の関係が認められる。

$$q_{c,si} = (4 \sim 12) N_{si} \quad (6.4)$$

$$(\text{平均的には } q_{c,si} = 8 N_{si}) \quad (6.5)$$

ここで静的な貫入の場合、局所的な液状化が発生しにくく、かつ粒子破碎が比

較的生じにくいと判断すると次式が成り立つ。

$$q_c = q_{c, si} \quad (6.6)$$

したがって (6. 7) 式の関係が成り立つと考えることができる。

$$4 N_{sta.} = 8 N_{si} \quad (6.7)$$

よって二次しらす地盤で測定されたN値の2倍が、通常の砂質土のN値に相当すると考えることができる。この結果からせん断強度パラメータである摩擦成分 ϕ をN値から推定する場合、日本道路協会「道路橋示方書・同解説」IV下部構造編⁷⁾で示される式に代入すると、(6. 8) 式が適用できるものと考えられる。

$$\phi(\text{deg.}) = \sqrt{30N} + 15 \quad (6.8)$$

(但し通常の砂質土では $\phi(\text{deg.}) < 45^\circ$ であることを考慮すると $N < 30$)

6. 4 三軸せん断試験結果との対比

6. 3 節では、二次しらす地盤におけるせん断強度パラメータ (摩擦成分 ϕ) をN値から推定する場合、N値を2倍に評価して求める式を提案した。本節では、この評価の妥当性を検証するため、既往のせん断試験結果を参照した。表6-1は、文献10)で示される二次しらすの乱さない試料の静的三軸圧縮試験結果及び原位置せん断試験結果を抜粋したものである。同表にはN値を2倍に評価して求めた内部摩擦角を併せて示した。また図6-4には、せん断試験結果とN値を2倍評価した摩擦成分 (内部摩擦角 ϕ) の関係を示した。

表6-1 N値とせん断試験結果の対比

	三軸圧縮試験(CD) 結果				孔内原位置せん断試験(I.S.T.) 結果					
内部摩擦角 (deg.)	34.5	31.0	40.0	36.0	29.0	31.0	32.0	28.5	34.0	34.0
粘着力 (kgf/cm ²)	0	0	0	0	0.04	0.12	0.14	0.12	0	0
N 値	8	8	13	12	8	8	9	10	9	9
$\phi = \sqrt{30 \cdot N} + 15$	30.5	30.5	34.7	34.0	30.5	30.5	31.4	32.3	31.4	31.4

(文献10) より抜粋し、一部修正・加筆した)

これらの図表に示すように、
N値を2倍に評価して求めた
摩擦成分は、せん断試験により
求めた摩擦成分と、概ね同
様の結果を呈するといえる。

なお、文献11)を参照すると、
しらすの ϕ_d の値はN値に関係
なくほぼ一定値(40°前後)
を示すとしている。また、文
献12)を参照すると、二次しら
すはせん断中の圧縮が大きく、
有効拘束圧(上載圧)を考慮
したN値からの推定内部摩擦

角より5~12°程大きい値になるとしている。この文献12)中で示される落合の
式を、三軸圧縮試験結果に符合させるよう変形すると次のようになる。

$$\phi = 20 + 19.4 \times \sqrt{\frac{2N}{0.1\sigma_v + 7}} \quad (\text{但し } N < 20) \quad (6.9)$$

$$\phi = \sqrt{30N} + 15 \quad (\text{但し } 20 < N < 30) \quad (6.10)$$

ここに σ_v : 有効上載圧 (kPa)

図6-5は、これらの結果をま
とめて示したもので、図中●印は
(6.9) (6.10) 式より求
めた結果である。この両式を用い
れば三軸圧縮試験に符合する結果
が得られる。但し、N値の大小に
拘わらず内部摩擦角は40°前後と
なり、N値10前後を呈することの
多い二次しらす地盤では、やや大

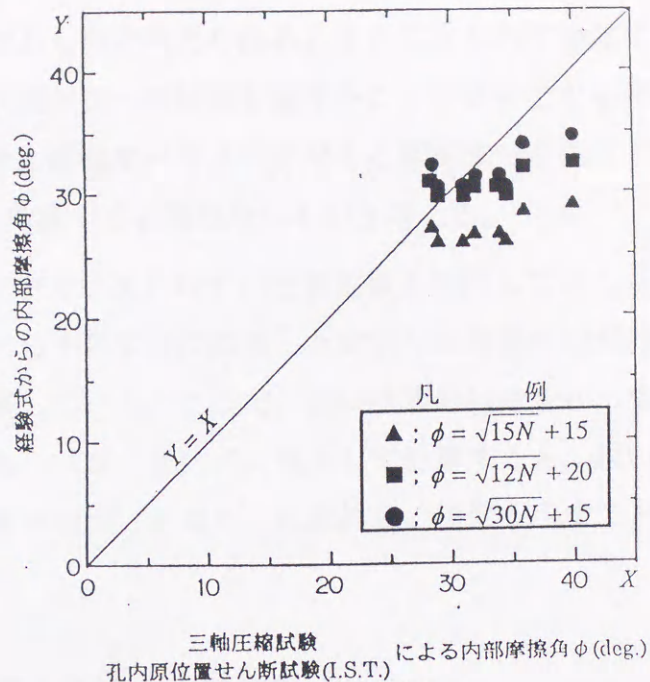


図6-4 せん断試験結果とN値からの推定

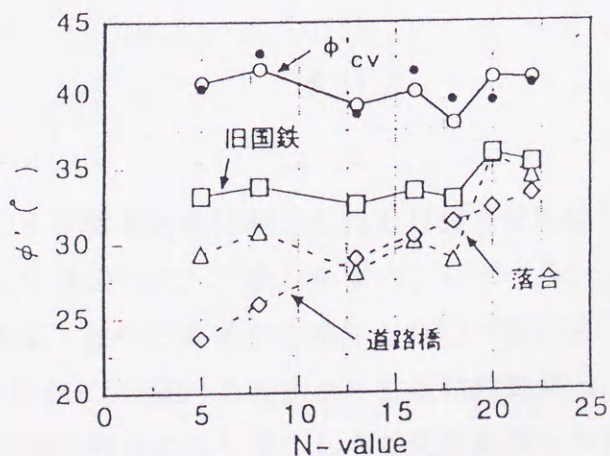


図6-5 三軸試験結果とN値からの推定値¹⁰⁾

きめの内部摩擦角を呈することになるものと考えられる。また二次しらす地盤においては、有効拘束圧に関係なくN値が10～20前後を呈することが多いことを考慮すると、(6.9)式のようにせん断強度パラメータである摩擦成分を推定する式の中に、有効上載圧 σ'_v の項を考慮する必要はないものとする。

表6-2は、表3-5¹³⁾に示した中で二次しらすの土質定数を抽出して示したものである。この表によると二次しらすの中位に締まった状態での摩擦成分が38～41度、緩いものが35～38度と提案している。ここで、緩い状態のN値を10、中位に締まった状態のN値を20と考え、(6.8)式に代入して計算すると、緩い状態で $\phi = 32.3^\circ$ 、中位の状態で $\phi = 39.5^\circ$ となり、比較的良好な相関を示すことが明らかである。

表6-2 二次しらすの土質定数¹³⁾

状 態	粘着力 (tf/m ²)	せん断抵抗角 (deg.)	単位体積重量(tf/m ³)		
			飽和時	水 中	常時(湿潤)
締まったもの	0	40～43	1.60～1.70	0.60～0.70	1.25～1.35
中 位	0	38～41	1.55～1.65	0.55～0.65	1.20～1.30
緩 い も の	0	35～38	1.50～1.60	0.50～0.60	1.15～1.25

6.5 変形係数

変形係数(水平方向地盤反力係数)は、基礎からの荷重によって地盤内に生じるひずみの大きさや地盤内の圧力、載荷時間に依存する物性値である。

吉中¹⁴⁾は、N値とボーリング孔内変形係数の関係を図6-6¹⁵⁾のように与え、平均的に次式が成り立つとしている。

$$E = 6.78N^{0.9985} \quad (6.11)$$

ここに、E : kgf/cm²

図6-6¹⁵⁾は一次しらす、二次しらす地盤を対象に測定されたN値と変形係数の関係を示したものである。この図に示すように、二次しらすのプレボーリングタイプ(PBP)の孔内水平載荷試験結果は、吉中の提唱する関係と良好な一致を見せている。これに対し、セルフボーリングタイプ(SBP)の孔内水平載荷試験結果は、やや高めの値を呈している。しらす地盤の乱れにより変化する変形係数とN値の関係は、もっと多くのデータ収集を行い明確な相関関係を見いだす必要があると考える。

6. 6 杭の深層載荷試験

地盤の支持力を求める方法としては、一般に静力学的支持力公式から求める方法、載荷試験から求める方法がある。この内、支持力を静力学的支持力公式から求める方法は、通常の砂質土地盤に対しては、多くの載荷試験データが蓄積され、その結果から支持力式が作成されているため、その適用性

は高いとされる。一方載荷試験が実施されているのは、重要構造物が計画されている場合や地盤が特殊（圧密沈下を生じうる粘性土や特殊土とされている地盤等）である場合、地盤の支持力を直接的かつ精度良く把握できるためである。

本節では、鹿児島市内の沖積平野部で実施された杭の深層載荷試験事例を紹介し、支持力機構の特徴についてまとめた。

図6-7は、文献4)で報告されている杭の深層載荷試験結果の内、軸力分布および軸力分担を示したものである。

表6-3は、文献4), 6), 16)~18)で報告されている深層載荷試験結果を、杭長・杭径・極限支持力等についてまとめて示したものである。杭種はいずれも場所打ちコンクリート杭であるが、杭の支持機構についてみると、先端支持力が極めて小さく、周面摩擦力が全体の9割以上を占めているのが明らかである。これは先述したように、二次しらす地盤においては50~60mの深度に到っても、明確な支持層が存在しないことに起因している。なお文献17)は、他の地点に比べると先端支持力が大きい傾向がある。これは杭先端のN値が30以上で、他地点よりも良質な支持層に根入れしているためと判断される。

二次しらす地盤において杭を施工した場合、周面摩擦力が卓越する傾向が伺える原因として、文献16)では杭体のコンクリートの固結により、周辺地盤が強化され、周面摩擦力が増大した可能性がある」と指摘している。しかしながら、通常の砂質土でも同様の施工が行われていることを考えると、周面摩擦力が卓越している現象の説明は、しらす地盤特有のインターロッキング効果等に起因した結果であると考えるべきであろう。

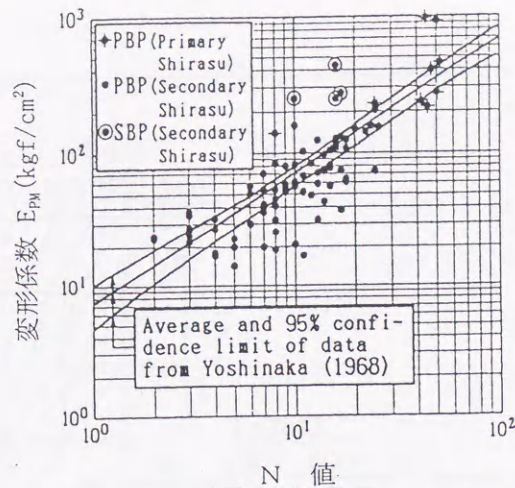


図6-6 しらす地盤のN値と変形係数の関係¹⁵⁾

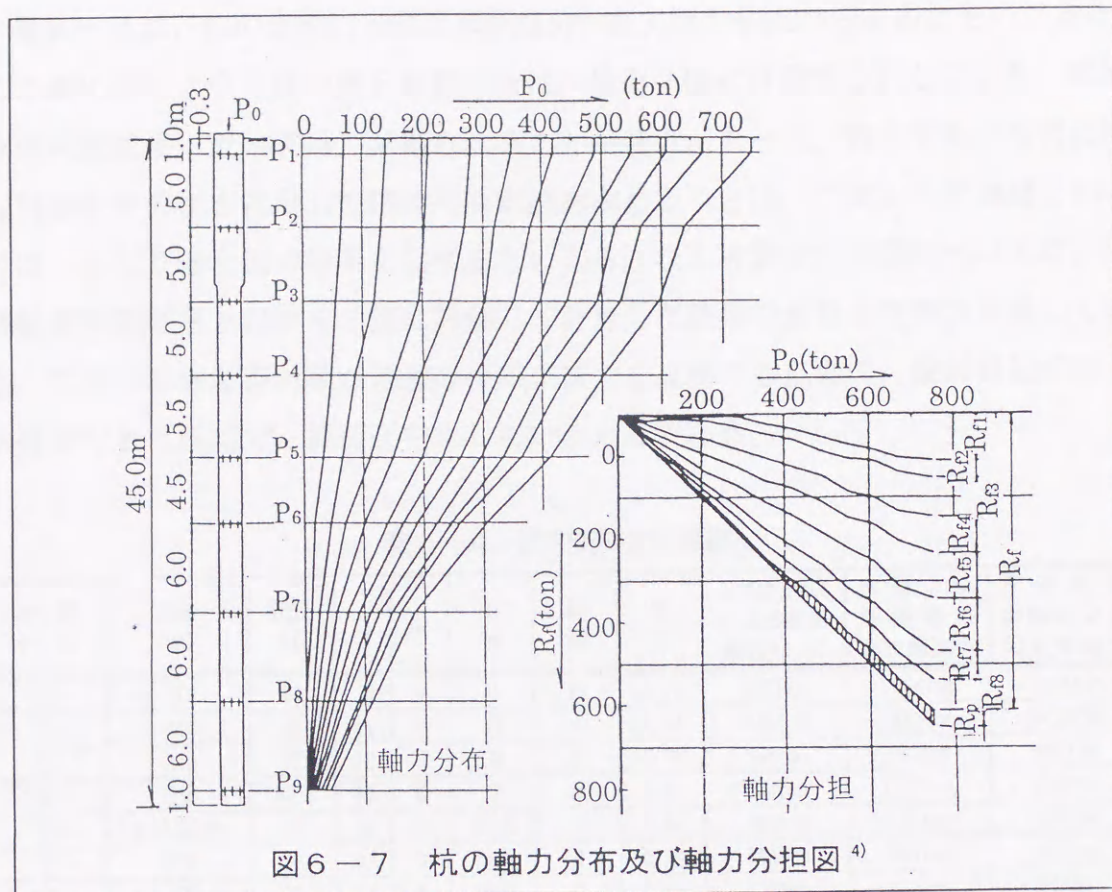


表6-3 深層載荷試験結果一覧表

杭 種	杭 径 ϕ (mm)	杭長 (m)	周面摩擦力 f_s (tf)	先端支持力 R_p (tf)	極限支持力 (tf)	参考 文献
場 所 打 ち コンクリート杭	1,000	45	>720	>30	>750	4)
	1,200	62	1,460	40	1,500	6)
	1,000	29	657	43	700	16)
	1,200	43.5	1,200	300	1,500	17)
	1,000(拡底)	35	826	114	940	18)
	1,000	52.95	840	160	1,000	
	1,000	33	387	173	560	
	1,000	25.8	480	140	620	
	1,000	29	657	43	700	

6. 7 二次しらす地盤の杭の支持力算定式

表6-4は、杭の支持力（周面摩擦成分）を支持力公式から求めたものである。この表に示すように杭の周面摩擦成分はN値を2倍に評価することにより、深層載荷試験結果に近い支持力が得られることが判る。よって、静的支持力公式に測定N値をそのまま採用して杭の周面摩擦を求めることは、二次しらす地盤においては、かなり安全側の結果を呈するといえる。なお計算ケース②については、深層載荷試験結果とN値を2倍に評価して計算した結果で異なる支持力を呈している。これは深層載荷試験が地盤の極限支持力を確認する以前の、設計当初の耐力を確認できた段階で、載荷を中止しているためである。

表6-4 杭の支持力計算書

計算 ケース	杭径 (mm)	杭長 (m)	Ns	Nc	Ls (m)	Lc (m)	ψ (m)	支持力公式 による周面 摩擦力 Rf	N 値 2 倍 評価時の 周面摩擦力	深層載荷 試験による 周面摩擦力
①	1200	62	13	4	31	16	3.77	627ton	1254ton	1460ton
②	1000	45	14	0	44	0	3.14	645ton	1289ton	>720ton
③	1000	29	12	0	28	0	3.14	352ton	703ton	657ton
④	1200	43.5	13	0	40	0	3.77	662ton	1323ton	1200ton
⑤	1000(拡底)	35	12	0	27.3	0	3.14	362ton	724ton	826ton
⑥	1000	53	10.5	0	44.9	0	3.14	493ton	987ton	840ton
⑦	1000	33	7.6	0	28.6	0	3.14	228ton	455ton	387ton
⑧	1000	25.8	12.3	0	13.8	0	3.14	165ton	355ton	480ton
⑨	1000	29	12.9	0	27	0	3.14	364ton	729ton	657ton

Ns, Nc : 杭周地盤中の砂質土・粘性土の平均N値 ψ : 杭の周長 (m)

Ls, Lc : 杭周地盤中の砂質土・粘性土部分の杭の長さ (m)

qu : 杭周地盤中、粘性土の一軸圧縮強度の平均で、qu=Nc とした。

支持力公式による周面摩擦力は、 $R_f = L_s \cdot \psi \cdot N_s / 3 + L_c \cdot \psi \cdot N_c / 2$ により求めた。

表6-4の結果より、有効上載圧に関係なく、N値が低い状態が続く二次しらす地盤の、杭の周面摩擦算定式として(6.12)式が提案される。本式の適用に当たっては、更なるデータの蓄積による式の修正と、±10%程度の安全率を考慮しておくことが肝要と考える。また砂質地盤の良質な支持層の概念¹⁹⁾及び二次しらす地盤の測定N値は2倍に評価しうることを考慮すると、(6.12)式の適用範囲はN<15程度と考えるべきであろう。

$$R_f = \frac{L_s \cdot \psi \cdot (2 \cdot N_s)}{3} + \frac{L_c \cdot \psi \cdot (2 \cdot N_c)}{2} \quad (6.12)$$

6. 8 まとめ

本章では、二次しらす地盤の支持力特性について論述した。

6. 1節では、鹿児島市内で実施された三成分コーン貫入試験結果についてまとめ、この試験法が層相の変化の激しい二次しらす地盤においても、地盤状況を適切に把握できる調査手法であることを示した。

6. 2節では、静的コーン貫入試験結果と動的貫入試験結果の対比を行い、静的なコーン貫入値と動的な貫入値の関係が、通常の砂質土で提唱されている関係と異なることを示した。

6. 3節では、動的貫入試験値であるN値からせん断強度パラメータである摩擦成分を推定する式について提案した。すなわち静的なコーン貫入値は通常の砂質土と同様に二次しらす地盤でも同等に評価できるのに対し、動的貫入値(N値)は二次しらす地盤の場合過小に評価されていると考え、二次しらす地盤で測定されたN値の2倍が通常の砂質土地盤で測定されるN値に相当することを示した。またN値の2倍評価を建設省の式に代入し、二次しらす地盤におけるN値と摩擦成分の関係を提案した。

6. 4節では、6. 3節で提案した二次しらす地盤におけるN値と摩擦成分の関係を、三軸圧縮試験結果、孔内原位置試験結果と対比し、その関係の妥当性を検証した。

6. 5節では、変形係数について示した。データ数が少なくN値と変形係数の関係については明らかとなっていないが、二次しらす地盤では吉中の提唱するN値からの変形係数の推定値よりも、やや高めの値を呈することを示した。

6. 6節では、二次しらす地盤で実施された杭の深層載荷試験結果を示し、杭の支持力機構は周面摩擦力が卓越する傾向が同え、支持力の9割以上を占めることを示した。

6. 7節では6. 6節の結果を踏まえ、二次しらす地盤の杭の支持力算定式を提案している。すなわち、二次しらす地盤に施工される杭の周面摩擦力は、測定されたN値を2倍に評価し、建築基礎構造設計指針で示される周面摩擦力の支持力公式に代入すれば、杭の深層載荷試験結果に近い周面摩擦力が得られることを示した。但し砂質地盤の良質な支持層の概念及び二次しらす地盤の測定N値は2倍に評価しうることを考慮すると、支持力公式への適用範囲は $N < 15$ 程度と考えるべきであることを論述した。

参考文献（第6章）

- 1) 鹿児島市建設局：小川町21番街区再開発事業に伴う地盤調査，1992.
- 2) 運輸省第四港湾建設局：鹿児島港（新港区）橋梁土質調査（第2次），1995.
- 3) 宇都一馬ら；地盤調査法，第6編サウンディング，第7章電気式静的コーン貫入試験，地盤工学会，p. 238，1995.
- 4) 寺井希代嗣，山田登喜雄，林 昌弘，井手元高行：シラス地盤における基礎施工例－鹿児島市鴨池市街地住宅新築工事－，基礎工，Vol. 9，No.12，pp. 116－128，1981.
- 5) 日本道路公団福岡建設局：天降川橋基礎工工事，1995.
- 6) 鹿児島県：グリーンセンター敷地調査詳細調査，1992.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，p. 236，1996.
- 8) Dunham, J. W. : Pile Foundations for Buildings, Proc. of the ASCE, Vol. 80, SM. 1, pp. 1-21, 1954.
- 9) 岩井喜八郎：土質調査試験結果の解釈と適用例，土質基礎工学ライブラリー4，第3章オランダ式コーン貫入試験，土質工学会，p. 100，1988.
- 10) 山内豊聡，是枝慶一，阪口 理：鹿児島におけるチュウ積シラス地盤“特にその地盤工学的特性”について，土と基礎，Vol. 24, No.7，pp. 25－32，1976.
- 11) 三輪晃一他土質小委員会：地盤の力学的性質，鹿児島市地盤図，鹿児島市地盤図編集委員会，徳田屋書店，pp. 39～40，1995.
- 12) 宮崎恒輔，中馬健太郎，落合英俊，安福規之，大嶺 聖，大野司郎，前田良刀：不攪乱二次堆積しらすのせん断特性，平成7年度土木学会西部支部研究発表会，pp. 518- 519, 1996.
- 13) 春山元寿：Cと ϕ を考える 7. シラス，土と基礎，Vol. 23, No. 6，pp. 67～74，1975.
- 14) 吉中龍之進：横方向地盤応力係数，土木技術資料，Vol. 10, No. 1，pp. 32～37，1968.
- 15) Fukagawa, R., Kitamura, R., Fukuda, S. and Tanaka, Y. : Determination of deformability of Shirasu from some in situ test, Proc. Pre-failure Deformation of Geomaterial (IS-Hokkaido), pp. 223-228, 1994.
- 16) 運輸省下関調査設計事務所：鹿児島港（中央港区）橋梁載荷試験工事，1991.
- 17) 日本道路公団福岡建設局：東九州自動車道地盤工学に関する技術検討業務，1996.
- 18) 株式会社平野建設技研：場所打ち杭の鉛直載荷試験記録，1997.
- 19) 日本道路協会「道路橋示方書・同解説」IV下部構造編，pp. 231～233，1996.

第7章 しらす地盤の掘削問題

地下水位が低い一次しらすからなるしらす地盤の掘削は容易とされる。しかし、地下水位が高く、複雑な層序をなすしらす地盤では地下水処理が問題となり、地層構成の把握と地下水位低下が、トンネル掘削やオープン掘削の際には重要となる。鹿屋分水路の施工事例^{1),2)}等を参照すると、軽石（ぼら層）を含むしらす地盤の浸透、圧縮、せん断特性を考慮した解析手法、施工法の開発が今後必要と考えられる。

本章では、これらの問題を明らかにするために、鹿屋分水路の施工事例^{1),2)}、一次しらすからなる道路トンネルの施工事例³⁾を紹介し、現場サイドにおける問題点を明らかにした。また砂質土の水分保持特性と圧気工法への適用例⁴⁾も紹介する。

7. 1 しらす地盤の掘削施工事例

(1) 分水路トンネル施工事例^{1),2)}

鹿屋市の市街地を貫流する肝属川は、昭和30年以降でも6回の氾濫を繰返してきた。特に昭和51年6月には394mmの豪雨で護岸が決壊し、家屋流失を含む甚大な被害をもたらした。このような被害に対する対策として、肝属川河道の拡幅が考えられたが、同市中心街での拡幅は事実上不可能であり、河川改修によっても流下能力は $120\text{m}^3/\text{s}$ を $200\text{m}^3/\text{s}$ にアップするのが限界であった。一方500mmの豪雨時に予想される肝属川の最大流量は $400\text{m}^3/\text{s}$ とされており、分水路はこの差分 $200\text{m}^3/\text{s}$ を流下させるために計画されたものである。分水路は水路という性格上、現河道の標高に合わせる必要があり、地下水位以下での掘削を余儀なくされ、地下水位以下のしらすに建設された本格的トンネルとなった。以下、地質概要、地下水対策工の検討、掘削工法の検討等について既往資料を参照・要約する。

i) 地質概要

笠野原台地は北部の下高隈を扇頂、南部の高山町を扇端とする長さ約13～14km、南端での最大幅約10kmを有する扇状のしらす台地である。図7-1は笠野原台地の模式断面を示したものである。当台地は先第三紀層を基盤とし、新生代第四紀の火山噴出物が主に分布している。火山噴出物としては、溶結凝灰岩からなる約44,000年前の噴出物である阿多軽石流と始良火山噴出物と考えられる約24,000年前の噴出物の大隅降下軽石層及び始良軽石流（一次しらす）が主体を

なし、地表部を新期火山灰質ロームが覆っている。しらす層は直径 30~50mm の軽石礫を含んだ火山灰質砂よりなり、30m以上の層厚で台地表層部の主体を構成する。一次しらすのN値は 30~45 程度を示すが、一部には 15~20 前後の緩い部分がある。こ

の一次しらすの下位に分布する降下軽石層（通称ぼら層）は、台地全体に層厚 3~15m 程度で分布し、非常に複雑な起伏を有している。降下軽石層は直径 2~

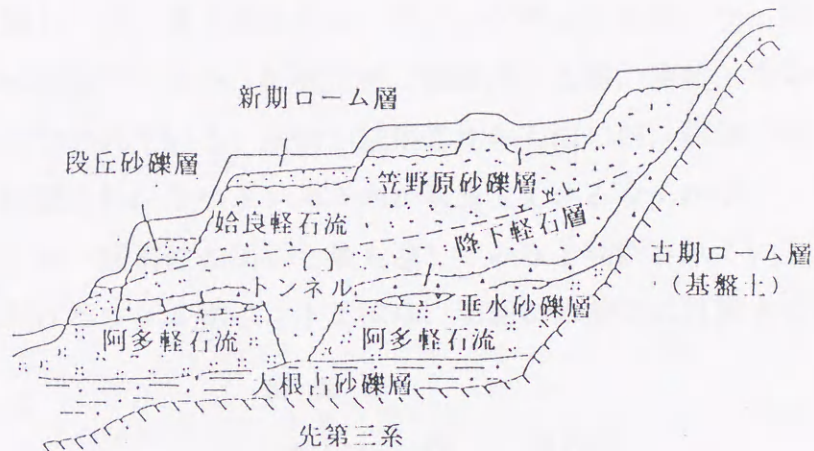


図 7-1 笠野原台地模式断面図^{1) 2)}

50mm の軽石礫の集合体で、間隙が大きく豊富な帯水層をなしている。

トンネルは図 7-2 の地質縦断面図に示したように、一次しらす層中に計画され、土被りは厚いところでも 40m 以下、大部分は 25~30m 程度しかない。また下流側坑口部付近では、笠野原台地の豊富な地下水源であるぼら層に近接した線形となっている。地下水位はトンネル全線に渡って、トンネルクラウン部付近にあることが明らかとされている。

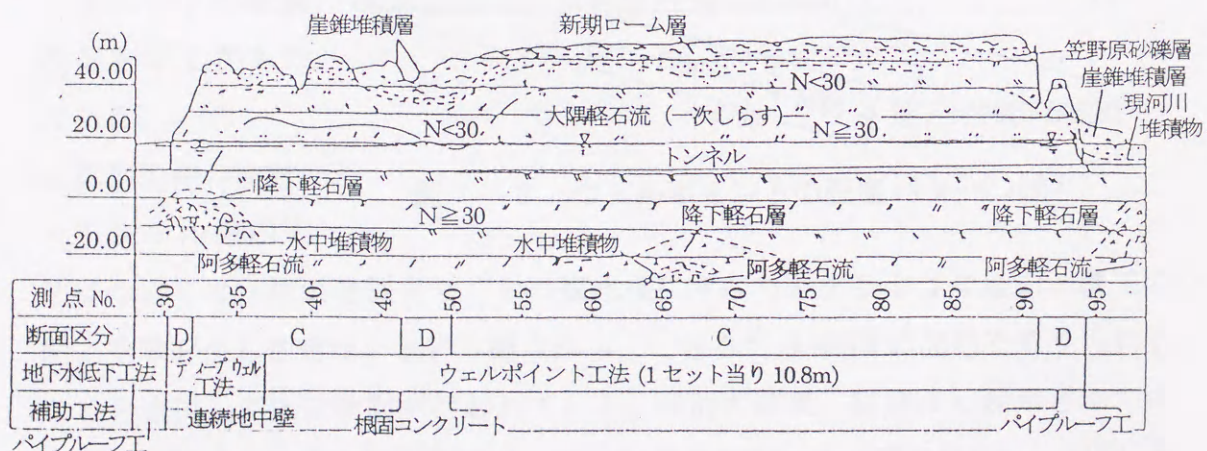


図 7-2 トンネル部の地質縦断面図^{1) 2)}

ii) 地下水対策工の検討

地下水位下のしらすを掘削する本トンネルの場合、何らかの地下水対策を併用しない限り、切羽の自立性を考慮することは困難である。

地下水対策工法に関しては、重力排水工法、ディープウェル工法、ウェルポイント工法等の地下水位低下工法や、圧気工法、薬液注入工法、凍結工法等の止水工法の比較検討が行われている。検討の結果これら工法の内、試掘工事においてその有効性が確認され、かつトンネル内から施工できるウェルポイント工法が、安全性・施工性・経済性の面から最も適していると判断されている。但し、本トンネルにおけるウェルポイント工法は、切羽斜め前方に打設する形となるため、従来の

ウェルポイント工法の適用は困難で、通常のトンネルでしばしば用いられている水抜きボーリングにバキューム効果を併用する形としている。図7-3は、ウェルポイントの配置状況を示したものである。

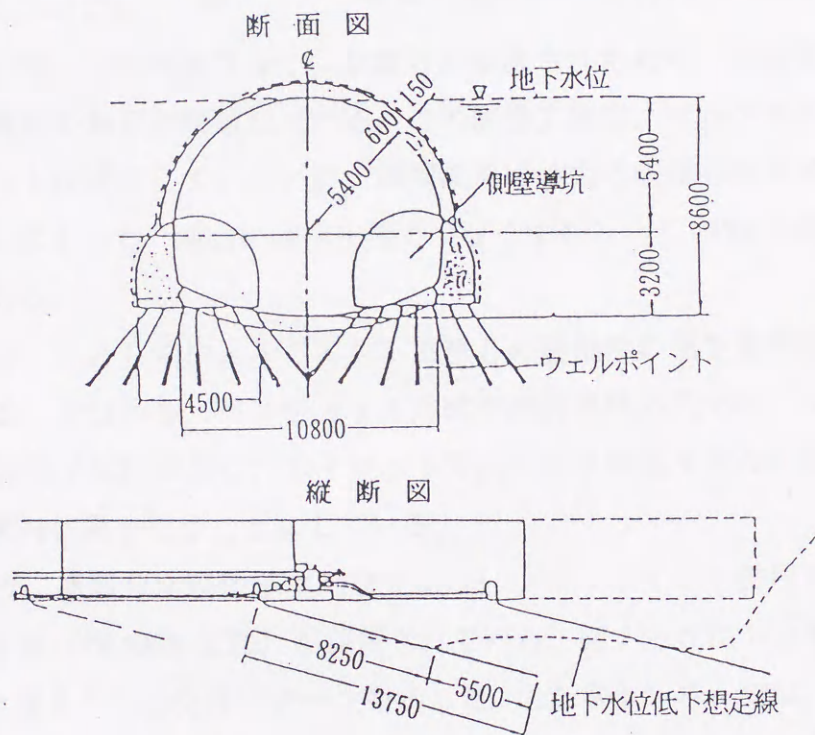


図7-3 ウェルポイントの配置パターン図¹⁾

iii) 掘削工法の検討

トンネル掘削工

法については、地山を緩ませずかつ復水後に水みちとなるような地山と覆工の間に空隙を生じさせないという観点から、できるだけNATMの発想を取り入れることを重視して比較検討が行われている。検討の結果、従来多く採用されてきた矢板工法は、地山と覆工との間に空隙が生じやすいため問題が多く、NATMまたは矢板なしの直巻工法が適していると判断している。矢板なしの直巻工法は、従来の矢板工法とロックボルトや吹付けコンクリートを使用するNATMの中間的な工法で、矢板を使用せず支保工建込み直後に型枠（エキスパンドメタル）を

用いて、地山に密着した一次覆工を行う工法である（図7-4参照）。NATM工法と型枠使用の直巻工法を比較

した場合、NATM工法で用いられるロックボルトは、試験工事において地下水位下のしらすに対しては、施工性の悪いことが明らかとされ、復水後に水みちとなる可能性の大きいと考えられたため採用されていない。また吹付けコンクリートについても、

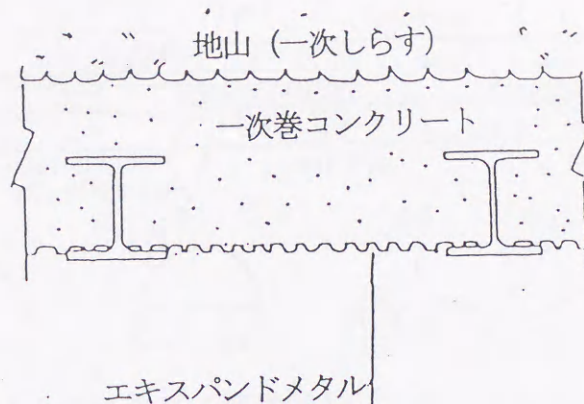


図7-4 直巻工法による一次覆工方法¹⁾

地下水位下のしらすに対しての実績がなく、肌落ちが懸念されたため、型枠使用の直巻工法がより適切であると判断している。この直巻工法は、ロックボルトや吹付けコンクリートは使用していないが、掘削直後に地山に密着したライニングを打設することによって、地山の緩みを極力少なくするというNATMの原理と合致したものである。

掘削方式については、主としてウェルポイント工法との適用性の面を重視して、検討を行っている。すなわち、ベンチカット方式や底設導坑方式では、ウェルポイント数の増加等で問題が多く、サイロット方式により両サイドの交互作業で排水と掘削の同時作業を行うことにしている。

以上の検討結果より、鹿屋分水路の基本的な工法は、ウェルポイント併用のサイロット方式直巻工法（準NATM工法）が採用されている。図7-5にトンネルの加背割図を、また表7-1に支保パターンを示した。また本トンネルでは、復水後のトンネル内への漏水防止、水压や土圧に対し、①インバートを含む全面防水シートの敷設、②全断面に鉄筋の設置、等の特殊な施工が実施されている。

表7-1 鹿屋分水路トンネルの支保パターン¹⁾

区分	鋼製支保工		支保間隔		覆工厚	
	アーチ部	導坑	アーチ部	導坑	1次	2次
C	H-200	H-125	1.0m	1.2m	20cm	40cm
D	H-200	H-125	0.75m	0.9m	20cm	40cm

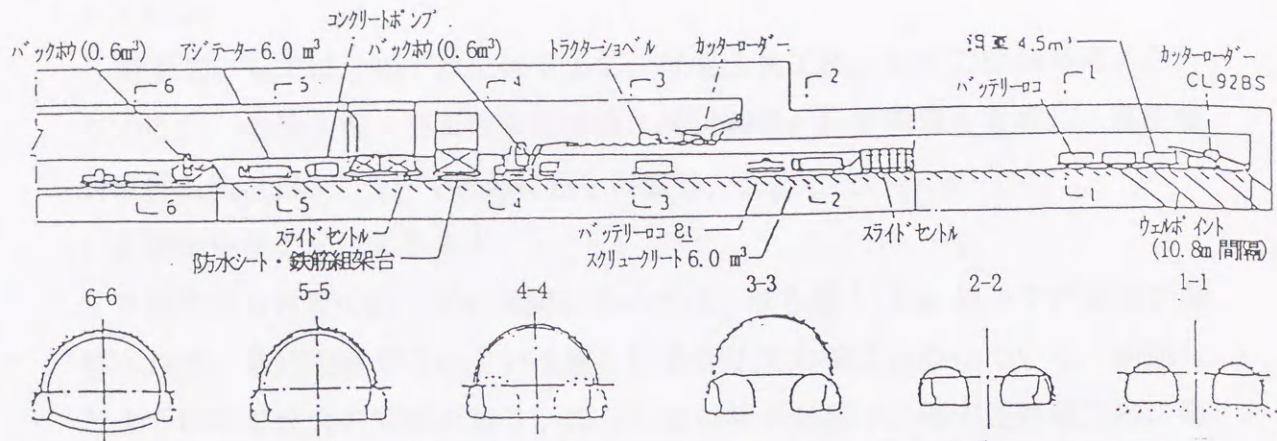


図7-5 トンネルの施工概要図¹⁾

iv) しらすの内部侵食事例

トンネル工事に先立ち開水路（トランジション区間）で、開削工事が行われた。工事は約 10m の深さの掘削予定で、オーガー建込み鋼矢板による締め切り内を、重力排水させながら施工していた。深さ 9m（地下水位低下量約 7m）の掘削時点で、締め切

り部より約 15m 離れた位置で、直径約 10m、深さ 5m 程度の陥没が生じた⁵⁾。図7-6に陥没穴を含む地質断面図を示した。

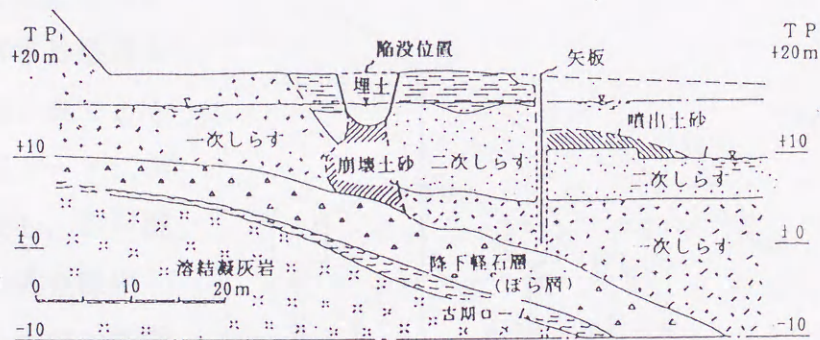


図7-6 締め切り部と陥没箇所間の地質断面図²⁾

この事故調査結果より、次のことが明らかとされている。

- ① 掘削はぼら層に近接して施工されており、陥没穴に近い矢板は、ほぼぼら層に達する深さまで根入れされていた。
- ② 陥没地の地下水位が急激に低下しているのに対し、締め切り内では、水位が上昇していた。
- ③ 矢板に沿って、土砂が噴出した形跡がある。

以上の結果から、陥没の発生原因としては、締め切り内の水位低下によって、ぼら層に近接した矢板に沿ってボイリングが発生し、その進行に伴ってぼら層内に限界流速以上の地下水流が生じ、内部侵食を受けて崩壊したものと推測さ

れている。

対策工としては、地下水位低下工法、地盤改良工法、止水工法等が考えられているが、地盤状況・施工性・経済性・周辺環境への影響等を考慮し、高圧噴射攪拌工法（JSG 工法）で底面に盤を打設し、止水している。

v) 連続地中壁工法による止水

下流側坑口付近の約 170m 区間においては、ぼら層と 20m 以下での近接が避けられず、最短距離で 5m という厳しい条件下での施工となっている。前述したように内部侵食の問題があり、何らかの対策が必要で、地中連続壁工法、薬液注入工法、凍結工法等の検討が行われている。検討の結果、凍結工法は室内実験の結果から、凍結膨張によって溶結効果が弱められ、侵食抵抗も半減することが認められている⁶⁾。また薬液注入工法も確実性や施工性の点で問題が多く、トンネル両側の地下水位上に作業坑を設け、この作業坑よりぼら層中の地下水を遮断するための地下連続壁を打設する工法が採用されている。この地中連続壁の打設範囲は、トンネルとぼら層の距離が 20m 以下となる区間に適用している。打設長は極力短くするため、ぼら層下位に分布する難透水層中に 2m 貫入する深さまでとしている。打設方法は図 7-7 に示した作業坑内から打設し、BW 掘削機による泥水固化方式を採用している。また作業坑と本坑の距離は、緩み範囲を極力小さくするため、FEM 解析結果より 10m としている。揚水試験の結果、止水効果が十分でなかったため、一部薬液注入工法が適用されている。

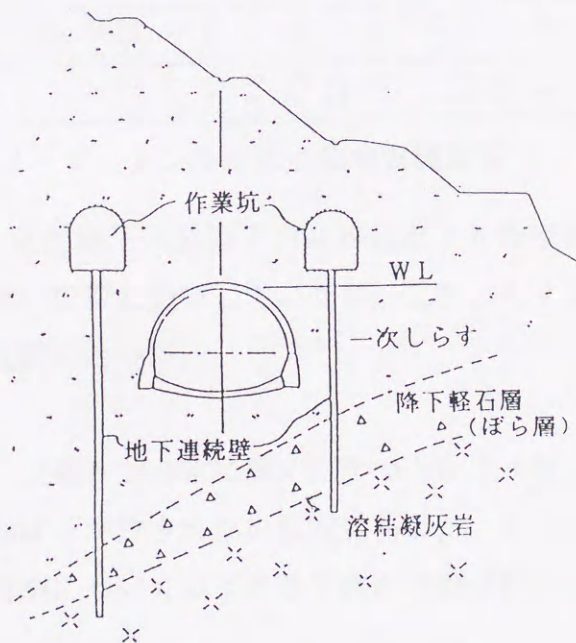


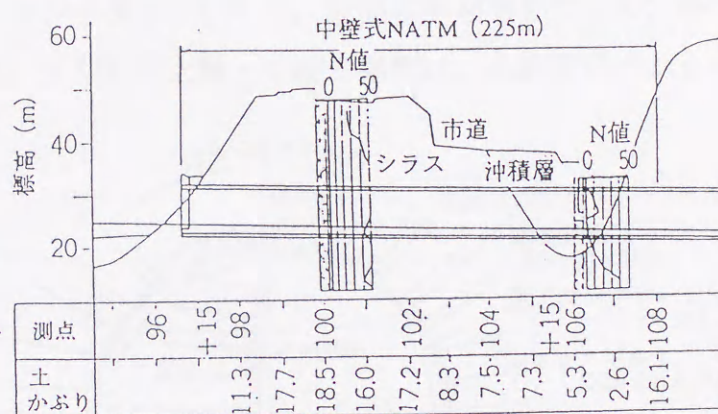
図 7-7 地下連続壁工法の概要¹⁾

(2) 道路トンネル施工事例

延長 1506m の道路トンネルの事例では、図 7-8 に示すように土被りが 2.6 ~ 18.5m と非常に浅く、トンネル直上には民家や市道があり、掘削に伴い地山を極力緩ませず、地表面沈下を最小限に抑える工法の採用が必要であった。以下、当地の地質概要、掘削工法の検討経過、施工法、現地計測結果等について既往資料³⁾を要約する。

i) 地質概要

図 7-8 はトンネル起点側の地質縦断図を示したものである。当区間の地質状況は大半が N 値 30~50 以上の一次しらすで、測点 No.104~107 の 60m 間には N 値 1~15 の二次しらす局所的に分布している。事前調査での孔内水平載荷試験によれば、N 値 30~50 以上の一次しらすの変形係数は、 $500 \sim 1,000 \text{ kgf/cm}^2$ であり、N 値 1~15 の二次しらすの変形係数は $40 \sim 50 \text{ kgf/cm}^2$ 程度であった。また地下水位はトンネル起点より市道直下付近までは、施工基面より僅かに低い位置に分布していたが、二次しらす貫通部の区間では、施工基面より高い位置にあった。

図 7-8 トンネル起点側地質縦断図³⁾

ii) 掘削工法の検討経過

本トンネルの起点側坑口部では、土被りが非常に薄く、かつトンネル直上には民家及び市道があるため、地表面沈下が許されない状況にあった。そこで検討された工法は NATM であり、加背割について以下の 3 工法の検討が行われている。

- ① 3段ベンチ NATM ② 中壁式 2段ベンチ NATM ③ 中壁式 3段ベンチ NATM

これら 3 ケースについての検討結果は、以下のように要約される。

- ① 中壁の支保効果が期待され、地表面沈下が他の工法に比較して小さいことが予想された。
- ② 中壁式 NATM は掘削断面を分割することで加背が小さくなり、切羽が安定し、

変形を抑制できる。

- ③ 加背が小さいほど、変状が発生した場合に速やかな対応が可能である。

以上の検討結果から、最も地表面沈下に対する影響が少なく、施工性が良い中壁式3段ベンチNATMが採用されている。

iii) 施工法

図7-9には中壁式3段ベンチ NATM の支保パターンを、また図7-10には、トンネル施工手順の概要図を参考として示した。中壁式3段ベンチ NATM 工法の加背割は中壁により左右に分けられ、さらにそれぞれを上段、中段、下段の3段に分割するものである。加背の高さは作業性を考慮し、上段3m、中段3m、下段3.6mとし、ベンチ長については、断面の早期閉合のため、各ベンチ長を極力短くしている。すなわち上段・中段の掘削は、小旋回式バックホウ(0.25m³)で行うこと

から上段は3m、中段はバックホウ自身が多少移動できるスペースを確保する意味からベンチ長7m程度としている。また左右断面切羽の縦断方向の離れは30m程度としている。各

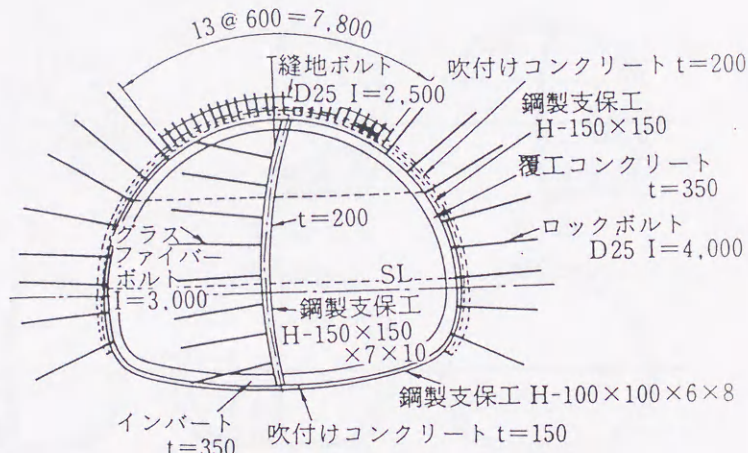


図7-9 中壁式3段ベンチ NATM の支保パターン³⁾

加背の掘削順序は、右上段→右中段→右下段→左上段→左中段→左下段としている。掘削作業の工種は、掘削→支保工建込み→吹付けコンクリート→ロックボルト打込みである。

iv) 現地計測結果

トンネル切羽到達前より、周辺の地山の変形を観測するため、地表から地中変位観測孔を設けている。地表に設置した変位計の測定結果を図7-11に示したが、これによると地表面沈下量の最も大きい箇所は、二次しらすが最も厚く堆積している箇所であることが明らかとされている。これは、掘削時に湧水があり、ディープウェルにより地下水位を低下させた影響によるものと推測されている。なお最も沈下が懸念された団地、市道では1cm程度で沈下が収束

し、地上構造物及び市道への影響は殆ど見られない。

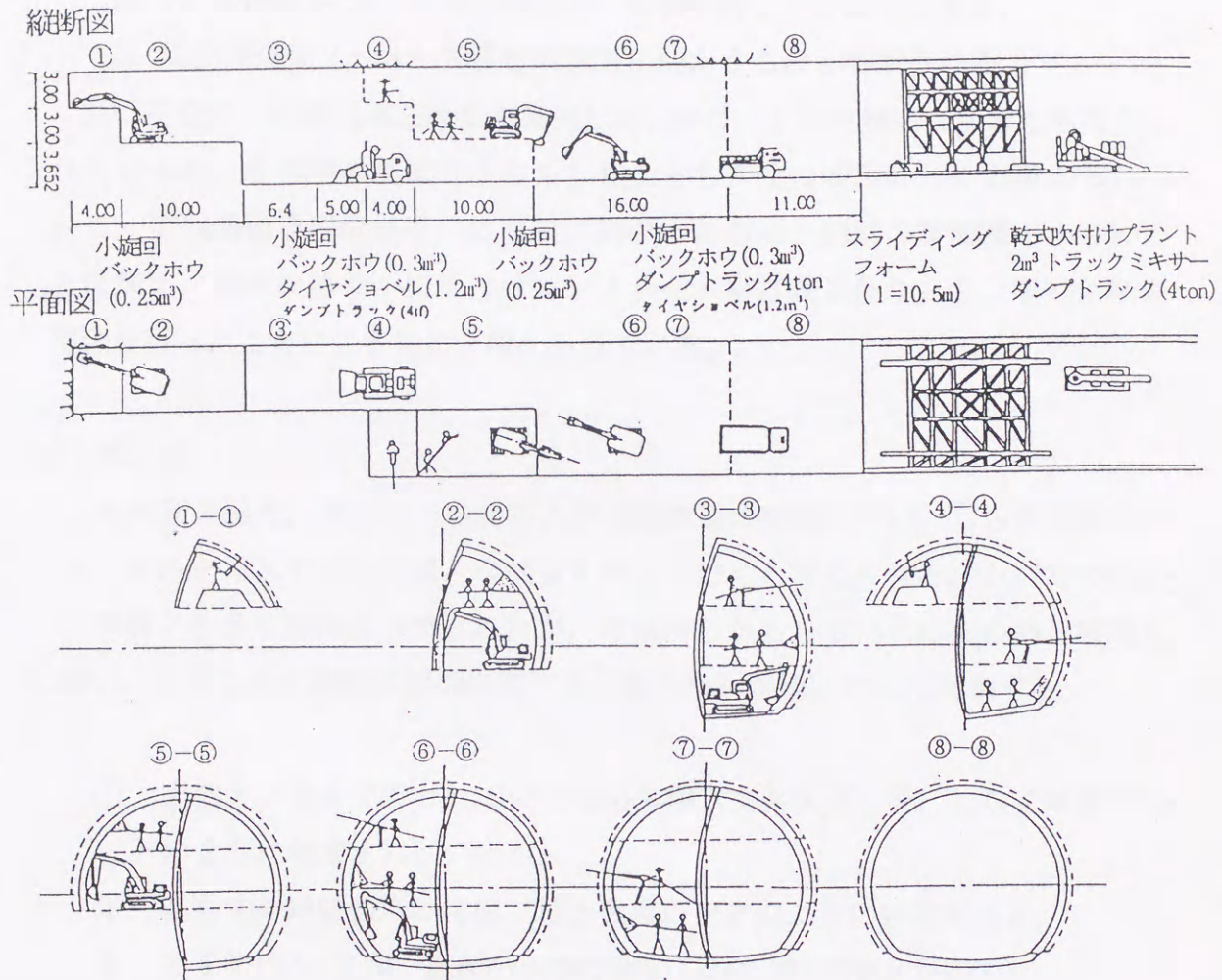


図7-10 トンネル施工手順の概要図³⁾

一般に、トンネル周辺の地山変形は、切羽通過手前1D (D ; トンネル直径) より始まり、切羽通過後2Dで収束するとされる。本トンネルにおいては、切羽を6分割しており、各切羽位置が近接しているため、各切羽の先行変位、収束変位量

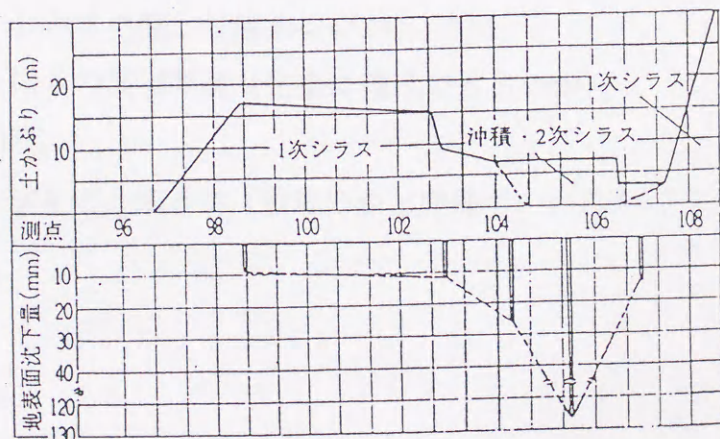


図7-11 最終地表面沈下量³⁾

を定量的に表すことは困難であったが、各切羽通過時の変位状況は概ね次のように要約されている。

① 切羽到達前に生じる先行変位は、切羽手前2～3mで始まる。

② 切羽到達後2～3mで変位は収束に向かうものと判断される。

先行変位が、切羽到達直前まで発生しないのは、しらす特有な現象とも考えられているが、各切羽の断面を小さくしたことも、その要因の一つと考えられている。切羽通過後変位が早期に収束に向かったのは、切羽の断面積が小さいことに加え、掘削後速やかに吹付けコンクリートを打設したことと、早期に断面閉合を行ったことによるものと考えられている。

(3) まとめ

九州新幹線や、東回り・西回り九州自動車道の整備に伴い、しらす地盤中にトンネルを施工する機会が、今後益々増えていくと考えられる。(1)(2)で示した事例より多くの知見が得られたが、今後明らかとしていく必要のある課題も多い。以下しらす地盤の掘削に関する今後の検討課題について列挙する。

- ① 岩盤トンネルで行われている地山分類（支保区分）を、しらす地盤ではどのように考慮すればいいか。
- ② しらすの地盤強度の指標（地山強度）をどのように設定するか。
- ③ 施工法はNATMか、鹿屋分水路で用いられた準NATMとするのか。
- ④ 掘削工法として上半先進やCD-NATMなど、どの工法を採用するのか。
- ⑤ しらす地山に対して、ロックボルトは有効なのか。
- ⑥ 吹付けコンクリートは、しらす地盤と付着するのか。
- ⑦ 地下水低下工法を用いた場合の環境問題（完全に復水できるのか）。
- ⑧ 復水後の水圧・土圧の問題。
- ⑨ 地下水位低下工法の設計法をどうするか（通常の砂と同様でいいのか）。

7. 2 砂質土の水分保持特性と圧気工法への適用例

不飽和砂質土の水分保持特性が問題となる場面の一つとして、圧気工法が挙げられる。

一般に圧気工法を実施することにより、トンネル上部の地盤は空気侵入値を越える圧気圧力が加わり不飽和状態となる。よって地盤の水分保持特性がその安定性に直接影響を与えるものとなる。本節では、不飽和土の水分保持特性と地山の安定性について、概要と噴発現象を紹介するとともに、地盤の保水特性の変化が圧気工法時における安定性について、阿部の論文⁴⁾を参照し論述した。

阿部⁴⁾によると、圧気トンネルの切羽における圧気空気圧と地下水压の関係は、図7-12のように示される。すなわちシールド工法で圧気を用いる場合、空気圧の調節をシールド中心の水压に等しくすると、切羽の上部は間隙水が追い出され乾燥し、下部では湧水が生じることになる。この場合切羽上部では、圧気圧力から地下水位相当分の水压を差し引いた分のサクションが働

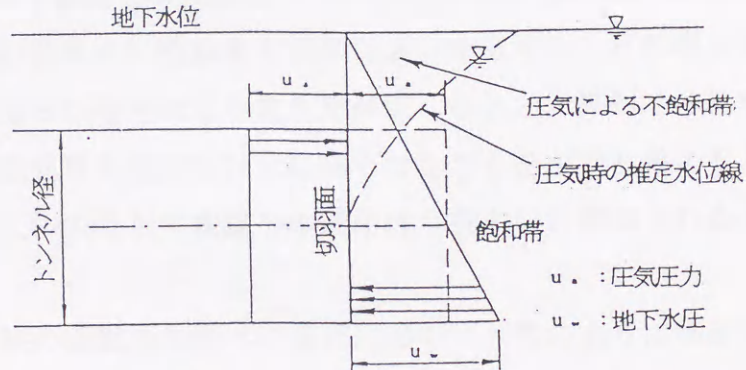


図7-12 圧気トンネル切羽の空気圧・水压の模式図⁴⁾

き、サクションが地盤の空気侵入値以下の場合には漏気を生じることなく、安定した状態となる。しかし、地盤が空気侵入値の低い粗粒材料で構成されている場合、あるいは土被りが薄い場合などでは、圧気圧力が水压より超過している部分（サクションの生じている部分）から空気の漏れが生じ、漏気がパイピングを作って、一時に極めて多量の空気が噴出する（この現象を噴発という）ことがある。噴発が生じると、坑内の空気圧は急激に低下し、湧水とともに土砂の流入が生じ、切羽崩壊の危険性が生じる。阿部は噴発を防ぐために、十分な土被りをとることや、薬液注入による地盤の固化、ウェルポイントやディープウェルなど水位低下工法により、大気圧下で掘削する方法等を提案している。

阿部の論文⁴⁾では圧気工法における注入工法の採用は、噴発に対し次の二つの効果が期待されるとしている。すなわち、①地盤の空気侵入値を高めること、②土被り応力の減少を軽減すること、である。①では粗粒材料からなる地盤の間隙

に注入材を挿入することにより、見かけ上のポアサイズが小さくなり、地盤の空気侵入値を高めることができる。②は空気侵入値を越えると間隙水の著しい排水を生じるという砂質地盤の特性を緩和し、排水量を減少させることができ、排水に伴う土被り応力の減少を軽減することが可能となる。砂質土はその水分保持特性からも推定できるように、空気圧が空気侵入値を越えると、極僅かな圧力の増分で排水量が急増する性質を有し、排水の進行に伴い湿潤単位体積重量が減少し、土被り応力が減少することになる。

しらす地盤を対象としてトンネル掘削を行う場合、現状は NATM 工法の採用が大半を占めている。しかし、地下水位下のしらす地盤を対象に掘削を行う場合、ここに挙げた圧気工法の適用が有効な手段となろう。すなわち § 3.4.4 項でも示したようにしらすは、豊浦砂や成田砂と比較して 20%程度の低い含水比で高いサクシオンを有し、50%程度の含水比に至るまでサクシオンを有することが明らかとなっている。これは圧気工法の適用により含水比が低くなると、見かけの粘着成分により切羽の自立性が豊浦砂や成田砂以上に高くなることを示すと考えることができる。よって、圧気工法のしらす地盤への適用は今後大いに期待されるものと考えられる。

最後に、阿部⁴⁾は圧気工法の砂質地盤への適用について、次のように論述している。すなわちシールド工法は軟弱地盤等の掘削に適しており、地上の建物や路面交通に影響を与えず、安全性も高いという理由で多用されている。また、圧気効果が顕著に現れる砂質地盤で、この工法が一般に採用されるが、そこで問題となる地盤の不飽和化と水分保持特性、透気性の関係について現場での確立された評価法がなく、地盤の脱水による噴発の安全率の低下が殆ど考慮されていないのが実情である。したがって今後は圧気圧力を切羽の止水対策という観点のみで決定するのではなく、圧気による砂質地盤の不飽和化に対する評価も必要と考えられる。また切羽の安定性の問題は、不飽和時のサクシオンが強度に大きな影響を及ぼすことが、暗黙のうちに期待されているが、調査・試験法の整備が未だ確立されていないことを考えると、これらの基準化が急務といえよう。なお砂質土の不飽和時の強度特性を把握する場合、三軸圧縮試験では低拘束圧レベルでの精度の高い試験が要求され、水分保持特性を把握した上で強度試験を実施する必要がある。

7. 3 まとめ

本章では、しらす地盤の掘削問題について論述した。

7. 1節では、しらす地盤の掘削施工事例として地下水位下の分水路トンネルの施工事例と、一次しらす地盤を通過した道路トンネル施工事例を紹介した。

地下水位下のしらすを掘削する場合、地下水対策を併用しない限り切羽の自立性を考慮することは困難で、分水路トンネルの場合ウェルポイント工法で地下水位低下を行っている。トンネル掘削工法としては地山を緩ませず、復水後に水みちとなるような地山と覆工の間に空隙を生じさせないという観点から、矢板を使用せず支保工建込み直後に型枠を用い、地山に密着した一次覆工を行う準 NATM 工法が採用されている。またトンネル工事に先立ち施工された開水路の開削工事での、しらすの内部侵食事例では、ぼら層に近接した矢板に沿ってボイリングが発生し、その進行に伴ってぼら層内に限界流速以上の地下水流が生じ、内部侵食による崩壊が発生したものと推測している。下流側坑口付近の区間においても、ぼら層に近接した掘削が計画されたが、トンネル両側の地下水位上に作業坑を設け、この作業坑よりぼら層中の地下水を遮断するための地下連続壁を打設する工法が採用されている。

道路トンネルの施工事例では、起点側坑口部で土被りが非常に薄く、トンネル直上に民家及び市道があるため、地表面沈下の許されない状況にあったことが特異な点として挙げられる。そこでトンネル掘削工法としては最も地表面沈下に対する影響が少なく、施工性に優れた中壁式3段ベンチ NATM が採用されている。なお掘削に伴う現地計測の結果から地上構造物への影響は殆ど見られなかったと報告されている。また本報告では、切羽の断面を小さくしたことに加え、掘削後速やかに吹付けコンクリートを打設し早期に断面閉合を行ったことが、切羽通過後早期に変位が収束したものとしている。

7. 2節では、砂質土の水分保持特性と圧気工法への適用例として、シールド工法で圧気を用いた場合の切羽の自立特性について論述している。すなわち圧気圧力を加えることにより地盤にサクションが生じ、見かけの粘着成分が期待され、切羽が自立することを示した。またしらす地盤では NATM 工法の採用が殆どであるが、不飽和土（しらす）の力学特性の定量的評価法の確立により、圧気工法の適用性が今後大いに高まるものと考えられた。

参考文献（第7章）

- 1) 建設省九州地方建設局大隅工事事務所；鹿屋分水路計画・調査誌作成委託業務報告書，1990.
- 2) 林重徳，山内豊聡，亀江幸二，松雪清人；しらす台地の地下水位下に貫通した「鹿屋分水路トンネル」，土と基礎，Vol.38，No.8，pp.13～18，1990.
- 3) 瀬戸口忠臣，永倉彰夫，吉田真一；中壁式NATMで施工した土被りの浅いしらす地山での変形挙動，第23回土質工学研究発表講演集，1988.
- 4) 阿部廣史；不飽和土の力学特性の評価手法に関する実験的研究，東京大学博士申請論文，pp.222～234，1994.
- 5) 吉田三郎，橋詰順一，松雪清人；鹿屋分水路トンネルの設計と問題点（地下水位下のしらすトンネル掘削），九州技報No.1，pp.43～48，1987.
- 6) 林重徳，斉藤隆，松雪清人；凍結した一次しらすの浸透崩壊特性，第21回土質工学研究発表会講演概要集，pp.159～160，1986.

第8章 結 論

本論文は、過去 20 年程度の研究動向、設計・施工事例を参照し、しらす地盤における問題点を整理し、その特性解明を行ったものである。

以下に、各章の概要と得られた結論を述べる。

第1章では、本論文の背景・目的となるしらす及びしらす地盤の地盤工学的諸問題を、既往資料から明らかとしている。すなわち本論文が対象とする次の4つの問題点を抽出した。

- ① 地下水位が高いしらす地盤（沖積低地、しらす台地の谷部）では、地震時の液状化の可能性が考慮されなければならない。またしらす地盤の液状化の程度を定量的に把握する評価方法の確立が必要である。
- ② 斜面安定問題では、しらす台地の地盤を対象とする場合、降雨による表層すべり型崩壊が卓越するという事例から、従来の円弧すべり面法による斜面安定解析法の適用が困難である。一方盛土斜面については、円弧すべり面法の適用は可能であるが、のり面が浸食に弱く、のり面保護工開発が必要とされ、補強土工法のしらすへの有用性に関する検討も必要である。
- ③ 二次しらす地盤における、支持力の定量的評価法の確立が、緊急の課題とされる。すなわち二次しらす地盤においては、従来用いられている静的支持力公式による許容支持力では、原位置深層載荷試験結果とは異なる事例を多く見ることができる。よって、二次しらす地盤独自の定量的支持力の評価方法の開発が行われる必要がある。
- ④ 地下水位が低いしらす台地縁辺部における掘削（切土）やトンネル掘削は、不飽和状態の地山が自立するという特性から容易である。しかし、不飽和強度特性を地盤工学的な面からアプローチした研究は少ない。また地下水位が高く、降下軽石（ぼら）層を含むような層序をなすしらす地盤では、地下水の処理を含む掘削が問題となる。よってしらす地盤の浸透・圧縮・せん断特性を考慮した解析手法、施工法の開発が今後必要である。

第2章では、既往資料を参照し、鹿児島県の地形・地質概要について論述している。鹿児島県の地形は山地・台地・沖積平野・河川、海岸・人工地形から構成され、しらす台地は始良カルデラから噴出した入戸火砕流堆積物や阿多カルデラを噴出源とする阿多火砕流堆積物より構成されていることを示している。また海

岸埋立てや人工島造成には、台地のしらすや海底浚渫土が利用されていることを示している。一方、地質概要については、主として地盤工学の立場から入戸火砕流堆積物・阿多火砕流堆積物の特性についてまとめている。

第3章では、既往のしらすの分類の詳細について示し、二次しらす地盤のN値の深度分布形態についてまとめ、しらすの物理・力学特性について考察している。物理特性については、しらすの構成粒子の殆どが密度の小さい火山ガラスであることや、軽石の混在・しらす粒子自体がポーラスであることに起因して、土粒子の密度が通常の砂質土と比較して小さいなど特異な物性値を呈することを示している。また粒度組成から、しらすは砂～シルト質砂に分類され、液状化を起こしやすい粒径であることを示している。力学特性については、締固め特性・浸透侵食特性・静的圧縮・せん断強度の特性についてまとめるとともに、動的せん断変形・強度特性について既往研究・報告書をまとめている。また不飽和特性については、既往の水分保持特性について示したとともに、不飽和三軸圧縮試験実施時の条件・留意点、せん断強度の評価方法についてまとめている。

第4章では、しらす地盤の液状化特性を明らかにするため、液状化ポテンシャルの評価方法の提案・検証を行っている。すなわち、液状化の対象となる二次しらす地盤は、沖積層基底面の深度が25m未満の地域と50～60m以上の地域により地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数が異なることを明らかとしている。また繰返し三軸強度比の算出に当たっては、測定N値を2倍にして換算N値を求めたものが、既往実験結果との整合性が高いことを示し、しらす地盤で測定されたN値をそのまま採用する現況の設計法が過大な設計である可能性を示した。次に換算N値を用いて、平成9年に発生した鹿児島県北西部地方の地震時液状化地点を抽出、事例解析し、地震時液状化安全率から求めることのできる沈下量と加速度レベルの関係により、液状化ポテンシャルの評価方法の妥当性を示している。また鹿児島市沖積平野部を対象に、液状化マップの作成を行っている。

第5章では、しらす斜面の安定性について、既往資料を参照し崩壊形態のとりまとめを行うとともに、一次しらす斜面の安定性評価手法について論述している。すなわち、表層すべり型崩壊の卓越する一次しらす斜面では、従来の円弧すべり面法の計算方法は適用できず、無限斜面法及び非円弧すべり法の併用が有用であること、平面すべりの領域では粘着成分の減少に伴い、安全率の低下が著しいことを明らかとしている。また、しらすを材料とした盛土斜面の補強土工法の適用

については、既往資料のとりまとめを行っている。すなわちしらすは締固め易い材料であること、しらすのせん断強度パラメータである摩擦成分は大きいことから、補強材の発生張力は設計強度の約 27%を発揮しているに過ぎず、設計強度の低い材料の適用が可能であること、また補強材の敷設間隔を拡大しうることを示している。なお、のり面保護工は、補強のり面を植生土嚢で整形し、これを巻き込む形式が有効であることを示している。不飽和地盤の安定性評価については、既往資料の成果から原位置サクシジョンの計測とその評価が重要で、斜面内の地下水の流れを把握することにより、斜面の安定性を評価できることを示している。

第6章では、しらす地盤の支持力特性についてまとめている。すなわち動的な载荷である標準貫入試験のN値と、静的な载荷であるコーン貫入値 q_c 値との対比や、三軸装置を用いたせん断試験結果との対比から、二次しらす地盤の測定N値は2倍に評価しうることを示し、杭の深層载荷試験結果事例との対比で検証している。その結果二次しらす地盤の測定N値を2倍に評価して、建築基礎構造設計指針による静的支持力公式に代入すると、深層载荷試験により得られた杭の周面摩擦力に近い値が得られている。但し支持力公式への適用範囲は $N < 15$ 程度と考えるべきであることを示している。

第7章ではしらす地盤の掘削問題について既往資料を収集・整理している。すなわちしらすトンネル施工に際しての問題点を抽出し、実際の施工事例を紹介するとともに、地下水対策工法についても示している。

以上の結果から、次のような結論を求めることができた。

- ① しらす地盤の液状化特性や支持力・力学特性を検討する場合、測定N値の2倍評価が有効であると結論される。
- ② 斜面の安定性や掘削問題については、いわゆる見かけの粘着成分が、問題を解く重要な鍵となる。この見かけの粘着成分は不飽和強度特性から説明することが可能で、水分保持特性・原位置サクシジョンの把握と併せて考慮することにより、事象の説明・検証が行えるものとする。

謝 辞

本論文は、鹿児島大学工学部海洋土木工学科北村良介教授の御指導のもとで行った研究の成果をまとめたものであります。

北村教授との出逢いは、私が勤務しております中央開発株式会社の、東京事業部在籍時の上司でありました、故山本順一氏（当時技師長）の紹介に因るものでした。平成2年、東京から鹿児島へ帰郷する私に、「鹿児島大学の北村教授を紹介しよう」と言葉をかけて頂いたのが、今回の研究のスタートになった気が致します。

また北村教授に、鹿児島県内の土木事業に携わる技術者を対象に、現在も実施中の「土の勉強会」をお願いしたのも、山本順一氏が鹿児島に来られた際であり、本研究のベースが「土の勉強会」にあるのも事実であります。

残念ながら山本順一氏は、1995年3月18日逝去され、また入社以来お世話になった児玉光彦氏（当時監査役）も1995年9月26日逝去されました。本論文作成は両氏が亡くなられた年にスタートしたことを考えると、両氏に見守って頂きながらの3年間だったと思われまふ。

なお北村教授には、本論文作成に当たっての指導はもとより、研究へ取り組む姿勢・考え方・現場状況の把握の大切さ・情報収集のためのハングリーさ・指導方法・勇気・根性・継続・体力・英語・人脈の大切さ等々、何から何まで教えて頂きました。また建設総合コンサルタントであります中央開発株式会社に勤務しながら、社会人ドクターとして3年間やってこられたのも、北村教授の熱心かつ心温まるご指導の賜であります。ここに記して感謝の意を表する次第であります。

鹿児島大学工学部の河野健二教授及び武若耕司助教授には、お忙しい中、指導教官として専攻ゼミナール、特別演習等を通じて貴重な御指導・助言を頂きました。ここに記して感謝の意を表する次第であります。また不飽和土の研究に関する貴重なアドバイス・情報の紹介を頂きました株式会社中部地質の阿部廣史先生に感謝の意を表します。城本一義技官および平成9年7月まで同大学におられた井料達生助手には、実験装置の開発や様々な貴重なアドバイスを頂き、感謝の意を表する次第であります。

また論文作成にあたり、建設省九州地方建設局、運輸省第四港湾建設局、運輸省下関調査設計事務所、鹿児島県、鹿児島市建設局ならびに日本道路公団福岡建設局から貴重なデータを提供して頂きました。ここに感謝の意を表します。

更に私が社会人ドクターとして、研究する機会を快く与えていただいた、中央開発株式会社社長の瀬古隆三様、同常務取締役の岡野軍治様、同九州事業部長の深堀俊光様、同技術本部部長西江俊作様、同鹿児島支店長内田健二様には、心から感謝いたします。また社会人ドクター在籍時に、業務遂行に多少なりとも迷惑をかけた、同僚の方々に対しても心から感謝いたします。

本研究は、今日まで北村研究室で培われた先輩、後輩の方々の研究成果があったからこそ、1つの論文になったといっても過言ではありません。研究を進める過程で貴重なアドバイスや意見、また論文作成の手助けを頂いた鹿児島県鹿屋土木事務所道路建設課の木佐貫浄治氏、鹿児島県土木部高速道対策室（鹿児島大学大学院工学研究科博士後期課程在学中）の福原清作氏、鹿児島県出土木事務所道路建設課の宮本裕二氏、中央開発株式会社東京支社地盤物性研究室の北田貴光氏はじめ北村研究室の方々に感謝いたします。また北村研究室の今後の研究の発展を祈念したいと思います。

最後に、私を黙って陰ながら支えてくれた妻（裕子）と長男（繁生；池田中3年）、次男（英佑；池田小5年）に心から感謝する次第です。

付 録

国際的な共同研究や共同開発事業の推進、基準類の国際規格化による生産性の向上等、国際交流の活発化を図るため、平成4年計量法が改正され、国際単位系（SI）に移行することが定められている。よって SI 移行に伴い、建設分野においても工事の発注等で用いられる仕様書や設計図面は SI が用いられることになる。

本論文では、従来単位を主として採用しているが、SI 単位への移行を考慮し、ここに建設分野で使われる主な S I 単位換算率表を付録として紹介した。

（太線で囲んである単位が S I による単位）

力	dyn	kgf	N	モ ー メ ン ト	kgf・m	tf・m	N・m
	1	1.01972×10^{-6}	1×10^{-5}		1	1×10^{-3}	9.80665
	9.80665×10^5	1	9.80665		1×10^3	1	9.80665×10^3
	1×10^5	1.01972×10^{-1}	1		1.01972×10^{-1}	1.01972×10^{-4}	1

応 力	kgf/mm ²	kgf/cm ²	N/m ² (=Pa)	kPa	N/mm ² (=MPa)
	1	1×10^2	9.80665×10^6	9.80665×10^3	9.80665
	1×10^{-2}	1	9.80665×10^4	9.80665×10	9.80665×10^{-2}
	1.01972×10^{-7}	1.01972×10^{-5}	1	1×10^{-3}	1×10^{-6}
	1.01972×10^{-4}	1.01972×10^{-2}	1×10^3	1	1×10^{-3}
	1.01972×10^{-3}	1.01972×10^{-1}	1×10^4	10	1×10^{-4}
	1.01972×10^{-1}	1.01972×10	1×10^6	1×10^3	1

単 位 体 積 重 量	gf/cm ³ (tf/m ³)	N/cm ³	kN/m ³	N/m ³
	1	9.80665×10^{-3}	9.80665	9.80665×10^3
	1.01972×10^2	1	1×10^3	1×10^6
	1.01972×10^{-1}	1×10^{-3}	1	1×10^3
	1.01972×10^{-4}	1×10^{-6}	1×10^{-3}	1

