

一次しらす地盤の力学特性に関する一考察

高田 誠¹・松元 勇²・北村良介³

¹正会員 工博 中央開発株式会社 九州事業部 (〒814-0103 福岡市城南区鳥飼 6-3-27)

²鹿児島県 鹿屋土木事務所 道路建設課 (〒893-0011 鹿屋市打馬 2-16-6)

³正会員 工博 鹿児島大学教授 工学部海洋土木工学科 (〒890-0065 鹿児島市郡元一丁目 21-40)

鹿児島県内に広く分布する火砕流堆積物の内、沿岸域に堆積する沖積二次しらす地盤の地盤工学的特性は、静的にも動的にも通常の砂質土とは異なっていることが明らかとされてきている。これに対し一次しらす地盤の地盤工学的特性は、通常の砂質地盤と異なっているにもかかわらず、設計段階においては同様の取扱いがなされている。本研究ノートでは、一次しらす地盤を対象に実施した種々の原位置試験結果を紹介し、地盤工学的特性の評価法について検討した結果をまとめ、さらには一次しらす地盤の力学特性の特異性について考察を加えている。

Key Words : shirasu ground, in-situ test, static strength, n-value, tip resistance, skin friction

1. まえがき

鹿児島県内に広く分布するしらす地盤の力学特性・地盤工学的特性は、通常の砂質地盤とは異なることが指摘され、設計・施工事例からも多くの問題点が明らかにされてきている^{1), 2), 3)}。高田ら^{4), 5)}は、二次しらす地盤を対象を限定し、静的及び動的力学特性・地盤工学的特性の解明を試みている。

本研究ノートでは、鹿児島県大隅半島中部鹿屋市周辺に分布する一次(地山)しらす地盤を対象に行った調査ボーリング、サウンディング等の地盤調査結果を速報的に示すとともに、若干の考察を加えている。

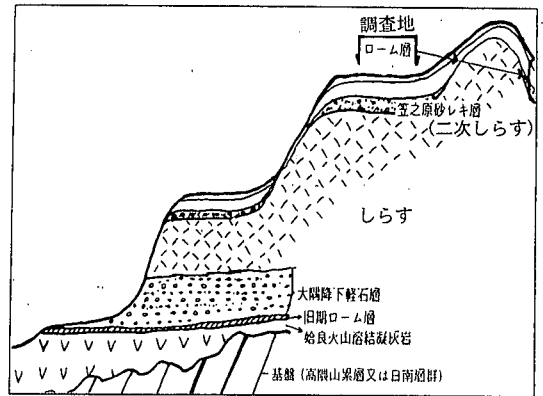


図-1 笠之原台地の模式断面図⁶⁾

2. 現場の地形・地質概要

鹿屋市周辺一帯は笠之原台地のほぼ中心部に位置し、北から南にかけて緩い傾斜を呈している。今回調査の対象地点標高は100~130mで、周辺一帯には平坦なしらす台地が広がっている。図-1は笠之原台地を模式的に描いた地質断面図である⁶⁾。古第三紀始新世の日南層群または新第三紀の高隈山累層を基盤岩とし、その上位に新生代第四紀更新世の大隅降下軽石層・入戸火砕流堆積物の非溶結部(いわゆる“一次しらす”)が覆い、さらにその上位に流水の影響を受けたとされる笠之原砂礫層や完新世のローム層が

分布している。調査対象地点は、上段平坦地の台地上に位置している。

3. 調査内容及び原位置試験結果

実施した調査項目は、オールコアボーリングを4箇所(延べ105.0m)、標準貫入試験、スウェーデン式サウンディング試験、三成分コーン貫入試験である。

図-2は、N値の深度分布を示したものである。図中黒表示記号は、風化の進んでいない一次しらす層を表している。一方白抜き記号は、しらす層上位に

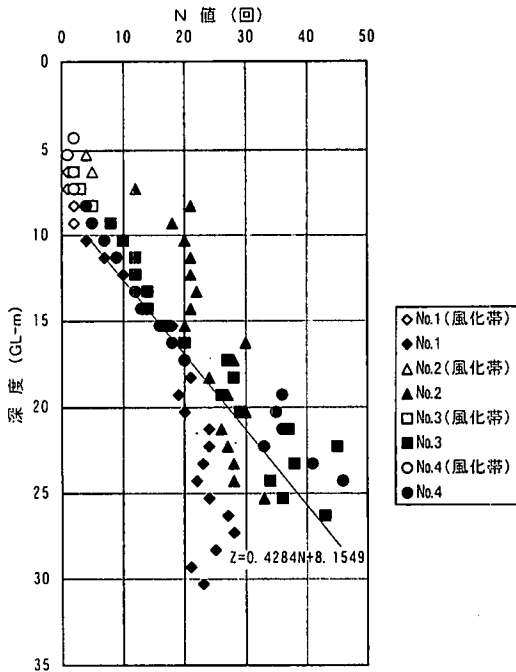


図-2 N値の深度分布

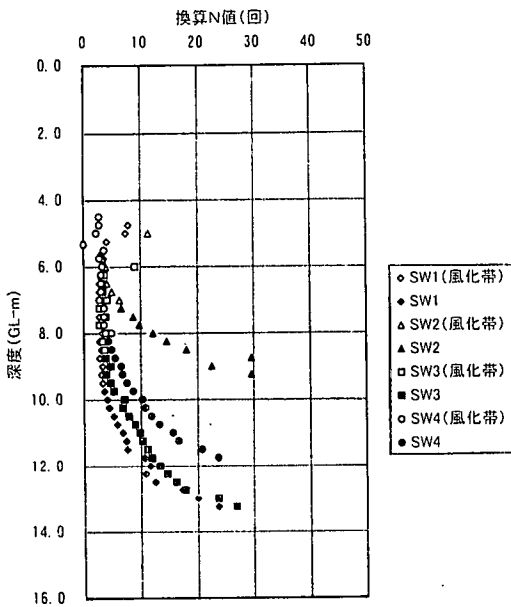


図-3 換算N値の深度分布

分布する風化したしらす層で、細粒化が進み、層厚は2~5m、N値2前後を示す地層における測定値である。各調査地点によりN値のばらつきが大きいものの、深くなるにしたがいN値が漸増する傾向(回歸式： $Z=0.4284N+8.1549$ ，ここにZ；地表面からの深度)がみられる。図-3は、ボーリング調査地点に近接した場所で実施したスウェーデン式サウンディ

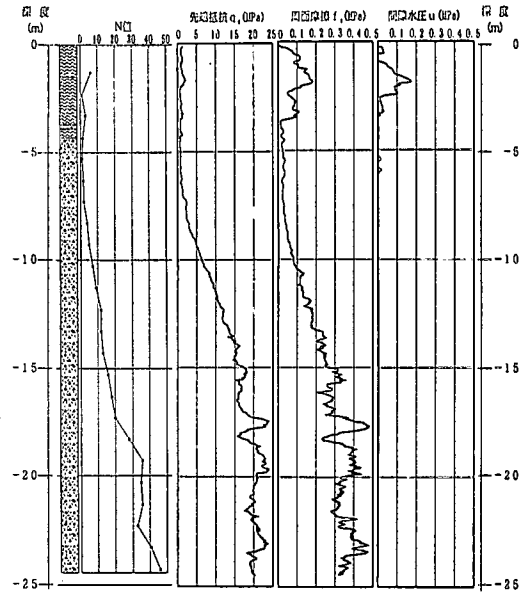


図-4 三成分コーン貫入試験結果

ング試験結果から、換算N値を稲田⁷⁾により提案されている $N=0.002W_{sw}+0.067N_{sw}$ (ここに $W_{sw}(N)$ ；錘荷重， N_{sw} ；1m当たりの半回転数)より計算し、深度分布としてまとめたものである。この図においても図-2と同様に、深くなるにしたがい換算N値が漸増する傾向が伺える。なお図-2,3に示したように深くなるにしたがいN値が漸増する傾向は、沖積二次しらす地盤においては見られない傾向である⁴⁾。

図-4は、ボーリングNo4地点近傍で実施した三成分コーン貫入試験の結果をまとめて示したものである。この図から先端抵抗値 q_t ならびに周面摩擦 f は、GL-7m付近より深くなるにしたがい漸増する傾向が伺える。これはボーリングNo4地点のN値深度分布と同様の傾向を示している。またこのNo4地点では、ボーリング実施範囲内において自然地下水が確認されていないが、三成分コーン貫入試験による間隙水圧分布においても、GL-4m以浅の粘性土層を除き、GL-25mまでの範囲内において間隙水圧は0MPa前後を呈し、調査した深さには自然地下水が存在しないことを示唆している。なお地表面から-4m付近までの粘性土層において、自然地下水水位が認められない状態で0.2MPa程度の間隙水圧が発生し、周面摩擦も同じようなモードになっている。これは次のように考慮される。不飽和粘性土の飽和度が80%以上になると、せん断挙動が飽和土と変わらなくなることが知られている⁸⁾。当地点の粘性土の飽和度は、室内土質試験の結果90%以上あることが確認されており、地下水水位が確認されない場合でも飽和度が高く、間隙水圧が発生することがあっても不思議

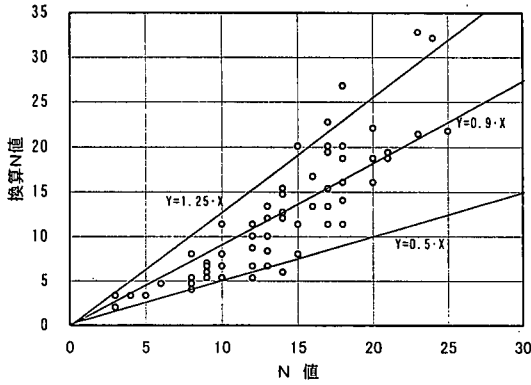


図-5 二次しらす地盤のN値と換算N値の関係⁹⁾

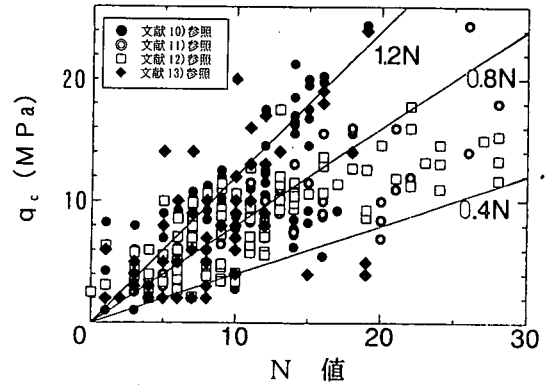


図-7 二次しらす地盤のN値とqc値の関係⁴⁾

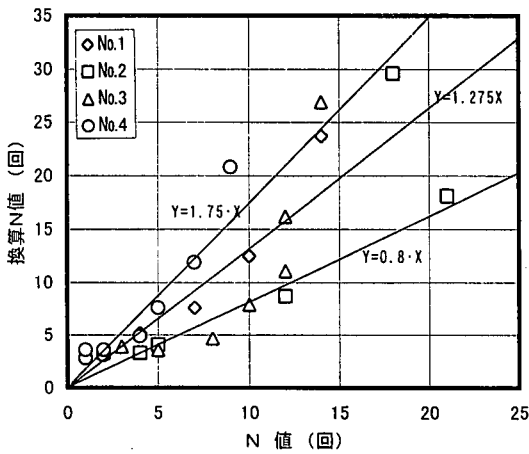


図-6 一次しらす地盤のN値と換算N値の関係

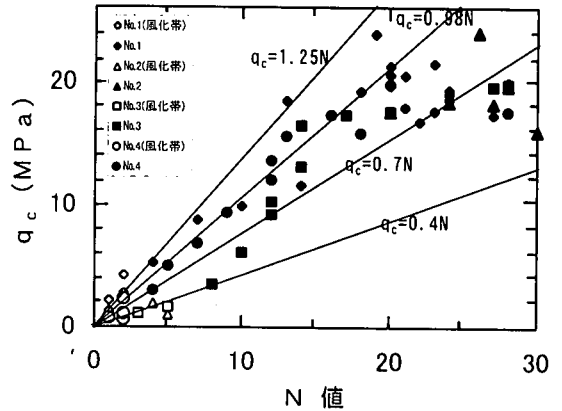


図-8 一次しらす地盤のN値とqc値の関係

ではないと判断される。また粘性土の非排水せん断試験において、せん断応力が大きくなれば過剰間隙水圧が増大することが知られている。したがってコーンが貫入することによって、コーン周辺の粘性土に大きなせん断応力が発生していることを意味していると考えられる。よって間隙水圧の変化と周面摩擦の変化が同じモードになっているものと考えられる。

4. 試験結果の評価

(1) N値と換算N値の関係

図-5⁹⁾は山内らによる二次堆積(沖積)しらす地盤の、N値(N_{s1})と換算N値(N_{sw})の関係を示したものである。図-6は調査地点での標準貫入試験によるN値(N_{s1})とスウェーデン式サウンディング結果から求めた換算N値(N_{sw})の関係を示したものである。

図-5⁹⁾に示すように二次しらす地盤においては、概ね $N_{sw} = (0.5 \sim 1.25) N_{s1}$ の範囲に分布し、平均的には $N_{sw} = 0.9 N_{s1}$ の関係がある。一方一次しらす地盤では図-6に示すようにデータ数は少ないものの、換算N値は概ね $N_{sw} = (0.8 \sim 1.75) N_{s1}$ の範囲に分布し、平均的には $N_{sw} = 1.275 N_{s1}$ の関係がある。これらの結果から、次のようなことが判る。①二次しらす地盤では、 N_{s1} の方が N_{sw} より10%程度大きく評価される。②一次しらす地盤では、 N_{sw} の方が N_{s1} より約30%程度大きく評価される。③地下水位の浅い沖積二次しらす地盤では、動的载荷である標準貫入試験時に、地盤の液状化が発生する可能性があるが、一次しらす地盤は不飽和地盤であることから、少なくとも载荷時の液状化発生の可能性はない。④一次しらす地盤において N_{sw} の方が N_{s1} より大きく評価される原因として载荷時液状化発生による影響の他、不飽和地盤において特に、スウェーデン式サウンディング試験用ロッドが単管で、ロッド周面の摩擦による影響が大きいこと、静的な貫入であることから粒子破碎の影響が小さいためと考えることができる。

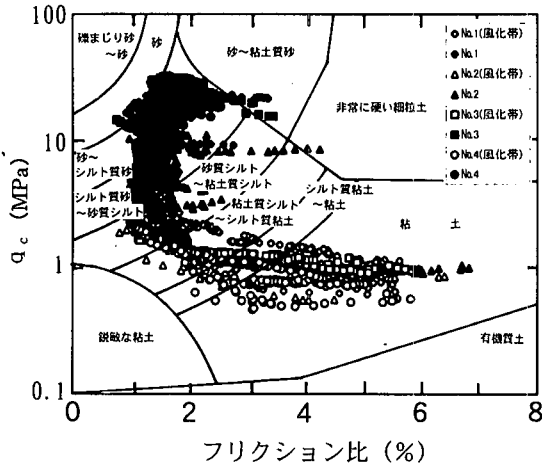


図-9 フリクション比と先端抵抗値の関係(一次しらす)

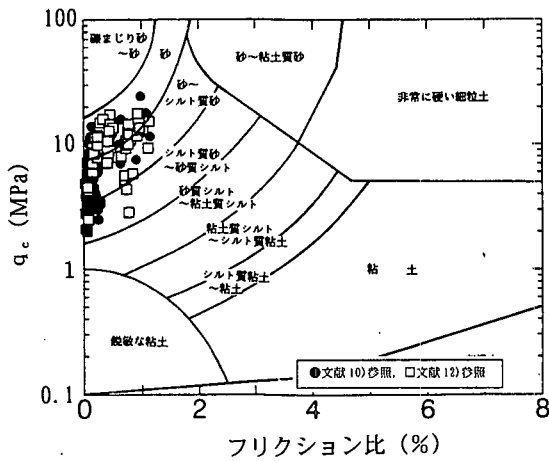


図-10 フリクション比と先端抵抗値の関係(二次しらす)⁴⁾

(2) N値と q_c 値の関係

図-7⁴⁾は、沖積二次しらす地盤のN値と q_c 値の関係を示したものであるが、この図から二次しらす地盤では平均的に q_c (MPa) = 0.8N の関係があることが明らかである。一方図-8は、今回実施した一次しらす地盤における標準貫入試験のN値と、三成分コーン貫入試験の q_c 値の関係を示したものである。この図に示すように、N値30以下の地層に対しては、概ね q_c (MPa) = (0.7~1.25)N の間に分布し、平均的には q_c (MPa) = 0.98N ($\approx 1.0N$) の関係がある。なお通常の砂質土地盤においては、 q_c (MPa) $\approx 0.4N$ の関係があるとされているが、ここに示したようにしらす地盤では、通常の砂質土地盤とは明らかに異なる関係がみられる。ここで粒子破碎について考慮する。粒子破碎はSPTのみならず、CPTにおいても生じている。しかし、しらす地盤においては、CPTでの

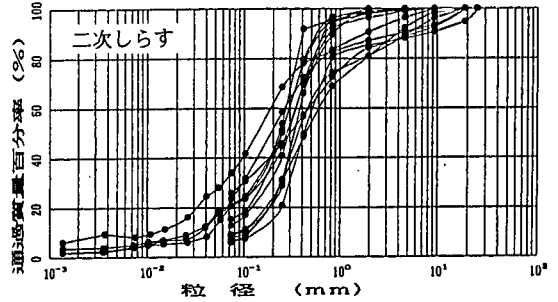
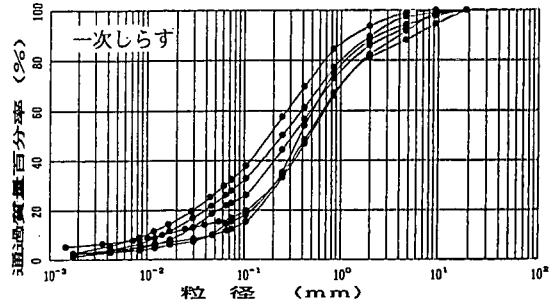


図-11 しらす地盤の粒度組成¹⁶⁾

粒子破碎はSPTに比べると僅かであると報告されている¹⁴⁾。よってしらすは静的載荷には強いが、N値のような動的載荷の場合は、粒子破碎の影響が大きく、N値が小さく評価されている可能性が高いことを示唆している。

(3) 三成分コーン貫入試験による土質分類

図-9は、三成分コーン貫入試験により得られるフリクション比(周面摩擦力/先端支持力)と先端抵抗値の関係を用いた土質分類図¹⁵⁾に、一次しらす地盤のデータをプロットしたものである。図に示すように風化帯(図中白抜き記号)では、細粒化の進行が顕著で、土質区分としては粘土質シルト~粘土に概ね区分される。また風化の進行が軽微な部分ではシルト質砂~砂質シルトに区分されることが明らかである。図-10⁴⁾は、沖積二次しらす地盤を対象に実施したフリクション比と先端抵抗値の関係を示したものである。この図に示すように、二次しらす地盤においては、一次しらす地盤よりもフリクション比が全体に小さいエリアでプロットされ、砂~シルト質砂に分類される。この結果は、図-11¹⁶⁾に示す室内試験(粒度分析)から明らかとされるしらす地盤の一般的土質区分と符合している。これらのことはRobertsonらの提案した土質分類図¹⁵⁾が、しらす地盤にも適用できることを示している。

(4) N値と周面摩擦力の関係

図-12は、一次しらす地盤(弱風化帯)を対象に

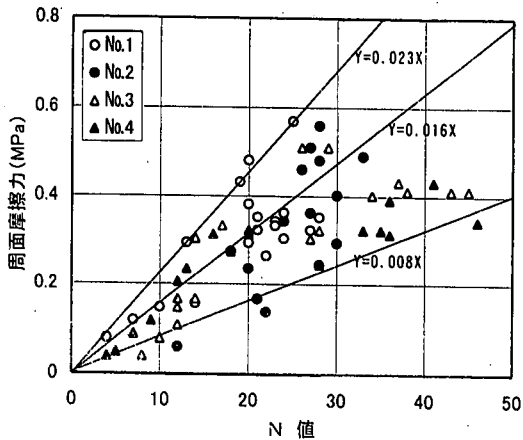


図-12 N値と周面摩擦力の関係(一次しらす)

測定されたN値と、三成分コーン貫入試験により得られた周面摩擦力 f_s の関係をまとめたものである。データのばらつきは大きいものの、概略 $f_s(\text{MPa}) = (0.008 \sim 0.023)N$ の間に納まり、平均的には $f_s(\text{MPa}) = 0.016N$ の関係が有ることが伺える。阪神高速道路公団¹⁷⁾では、杭を施工した場合における周面摩擦力度 f を、三成分コーン貫入試験により得られる周面摩擦力度 f_s (tf/m^2) から、 $f = 0.6f_s$ により求めるとしている。この係数 0.6 を今回の地盤においても採用すると、 f (tf/m^2) $\approx 0.9N$ となり、日本道路協会「道路橋示方書・同解説」IV下部構造編¹⁸⁾で提唱される砂質土の場所打ち杭の最大周面摩擦力度 f (tf/m^2) $= 0.5N$ よりもかなり大きな周面抵抗力が期待される結果が得られる。

5. おわりに

一次しらす地盤を対象に種々の原位置試験を実施し、各試験結果を対比すると、通常の砂質土とは異なった地盤工学的特性を有する事が明らかとなった。すなわち、①一次しらす地盤は、N値が深くなるに従い漸増する傾向が伺え、沖積二次しらす地盤のように深さ方向に変化しない傾向とは異なる。②標準貫入試験によるN値とスウェーデン式サウンディングによる換算N値の関係は、一次しらす地盤と二次しらす地盤で異なった傾向を示す。③N値と q_c 値の関係から一次しらす地盤と沖積二次しらす地盤では異なった傾向を示すが、何れのしらす地盤でもN値を過小に評価している可能性が高い。④三成分コーン貫入試験によるフリクション比と先端抵抗値の関係図から区分される土質区分は、粒度試験結果と符合した関係が得られる。⑤N値と三成分コーン貫入

試験による周面摩擦力 f_s の関係から、一次しらす地盤では通常の砂質土地盤で提唱されている関係よりも、かなり大きな周面抵抗力が期待される結果が得られる。

今後はデータの蓄積を図るとともに、コーン貫入試験結果と他の強度パラメータとの相関を明らかにし、しらす地盤の地盤工学的特性を精度良く評価できるシステムを確立したい。

参考文献

- 1) 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, pp. 141-166, 1982.
- 2) 北村良介, 高田誠, 福田伸朗, 禿和英: 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, pp. 169-176, 1995.
- 3) 片上典久, 片桐雅明, 斎藤邦夫, 高柳哲: シラス地盤の支持力と基礎の寸法, 根入れ効果, 破砕性地盤の工学的諸問題に関するシンポジウム発表論文集, pp. 75-80, 1999.
- 4) 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, No561/III-38, pp. 237-244, 1997.
- 5) 高田誠, 北村良介, 北田貴光, 富山貴史: 二次しらす地盤の動的力学特性と液状化ポテンシャル, 土木学会論文集, No631/III-48, pp. 61-69, 1999.
- 6) 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. 1-121, 1981.
- 7) 稲田倍穂: スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について, 土と基礎, Vol. 8, No1, pp. 13-18, 1960.
- 8) 軽部大蔵, 加藤正司: 不飽和地盤の調査・設計・施工に関する諸問題シンポジウム発表論文集, pp. 103-110, 1993.
- 9) 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, No7, pp. 25-32, 1976.
- 10) 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.
- 11) 日本道路公団福岡建設局: 天降川橋基礎工工事, 1995.
- 12) 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.
- 13) 鹿児島県: グリーンセンター敷地調査詳細調査, 1992.
- 14) 片上典久, 片桐雅明, 斎藤邦夫, 大石幹太: しらす地盤における基礎の支持挙動, 土と基礎, Vol. 48, No10, pp. 27-30, 2000.
- 15) Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D. and Grieg, J.: Use of Piezometer Cone Data, Proc. of Insitu '86, ASCE, Speciality Conference, Blacksburg, Virginia, 1986.
- 16) 地盤工学会九州支部: 九州・沖縄の特殊土地盤の設計と施工, p. 125, 1995.
- 17) 阪神高速道路公団: 静的コーン貫入試験による支持力設計要領, pp. 7-8, 1991.
- 18) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, pp. 330-337, 1996.

(2001. 3. 7 受付)

A CONSIDERATION ON MECHANICAL PROPERTIES OF PRIMARY SHIRASU GROUND

Makoto TAKADA, Isamu MATSUMOTO and Ryosuke KITAMURA

In Kagoshima Prefecture the pyroclastic flow deposits are widely distributed. Shirasu is a non-welded part of pyroclastic flow deposits and classified into sandy soil. Furthermore Shirasu is divided into the primary and secondary ones. The primary Shirasu forms the Shirasu plateau and the secondary Shirasu forms the alluvial plains along the coastal line. It has been found that the mechanical properties of Shirasu ground are qualitatively different from common sandy ground, but the data are not enough quantitatively to estimate the mechanical properties for design. In this paper several in-situ tests are carried out to estimate the mechanical properties of primary Shirasu ground, the obtained data are compared with those of common sandy ground and secondary Shirasu ground and the results are discussed.