

技 術 報 告 集

第 41 号

平成13年 2 月



社団法人

地盤工学会北海道支部

技術報告集目次

① 火山灰土の凍上性簡易判定法について……北 海 道 工 大	○川端伸一郎・神谷光彦 土岐祥介	1
② 火山灰粗粒土の動的強度-変形特性に……北大院工学研究科 及ばず粒子破碎性・構造異方性の影響	○前 宗孝・三浦清一 阿曾沼剛・山崎雅仁	9
③ 原位置および室内試験より求めた火山……北大院工学研究科 灰土の動的変形定数	○阿曾沼剛・三浦清一 前 宗孝 北大工学部 渡辺則仁	19
④ 打込み鋼管杭の火山灰地盤における鉛……北海道開発局開発土木研究所 直支持力特性	○富澤幸一・西川純一	29
⑤ 北海道火山灰土への簡易判定法の適応性…北海道開発局開発土木研究所	○佐藤厚子	35
⑥ 北海道内細粒火山灰土の工学的性質の……北海道土質コンサルタント(株) 特徴	池田晃一 基礎地盤コンサルタンツ(株) 北海道開発局開発土木研究所 小野寺康浩	41
⑦ 過圧密履歴による火山性粗粒土の強度……(株)地崎工業 -変形特性の変化	北大院工学研究科 ○八木一善 三浦清一	49
⑧ 石炭灰埋立て地盤の強度特性について……北海道電力(株) 北電興業(株)	○榊原敦仁・田中則和 高橋昌之	59
⑨ 石炭灰を利用した建設汚泥の再生利用……北海道電力(株) -苫東厚真発電所4号機増設工事におけ る再生利用-	北電興業(株) 小林 仁・○白戸伸明 榊原敦仁 高橋昌之	65
⑩ 深層混合処理工法による近接施工……北海道電力(株) (株)熊谷組	白戸伸明 杉松 彰・○渡部 貢 北電興業(株) 大久保悟	73
⑪ フライアッシュを混合した深層混合処……北海道電力(株) 理工法の施工	(株)熊谷組 白戸伸明 寺田卓雄 北電興業(株) ○高橋昌之・工藤雄一	77
⑫ フライアッシュを使用した固化盤につ……北海道電力(株) いて	北電興業(株) ○林 透・田中則和 安藤 睦	81
⑬ 各種成型方法によるベントナイト・砂……北大院工学研究科 混合土の力学特性	三田地利之・○強瀬義輝 工藤 豊 北大工学部 戎 剛史	89
⑭ 火山灰の成因と工学的性質……応用地質(株)	若松幹男	97
⑮ 最大凍結指数と道路の凍結深さに関す……北海学園大院 る研究(2)	○上田真一・金岡優樹 小柳俊敬 北海学園大工学部 久保 宏	107
⑯ 既製コンクリートL型擁壁の凍上対策……北見工大 院 に関する屋外実験	北見工大工学部 ○山田知也 鈴木輝之 北海道土木設計 竹本 健 L型擁壁研究会 本屋直和	113

⑰	自然地盤における土中温度条件と凍上……北見工大院 発生 北見工大工学部	○楊照宇・濱塚智成 鈴木輝之・沢田正剛	…… 119
⑱	土の凍上試験法に関する研究(3)……北見工大院 -判定基準の決定- 北見工大工学部	○松浦綾乃・高橋邦行 鈴木輝之・山下 聡	…… 123
⑲	新しい凍上試験法と現行試験法の比較……北海道開発局開発土木研究所 検討	○櫻庭 満・西川純一	…… 129
⑳	凍上現象におけるアイスレンズの発生……北大院工学研究科 条件	○赤川 敏	…… 133
㉑	繰り返し一面せん断試験による残留強……北大院工学研究科 度とせん断速度の関係 岩手大工学部	三田地利之・○九田敬行 石橋正弘 大河原正文	…… 139
㉒	室内ベンダーエレメント試験結果の解……函館高専 釈について 北大院工学研究科	○川口貴之・佐野信房 三田地利之・澁谷 啓	…… 145
㉓	繰返し載荷履歴を受ける粗粒材料の変……室工大工学部 形特性 室工大院	○木幡行宏 只野尚徳	…… 153
㉔	原位置試験と室内試験によるせん断波……北見工大工学部 速度と液化強度の関係 (株)中神土木設計事務所	○山下 聡・堀 智仁 鈴木輝之 牧野勇治	…… 161
㉕	砂のせん断波速度に及ぼす構造異方性……北見工大院 の影響 北見工大工学部	○星 和則 山下聡・鈴木輝之	…… 169
㉖	不攪乱状態で採取された蛇紋岩のせん……北大院工学研究科 断特性 岩手大工学部	三田地利之・工藤 豊 ○藤澤久子 大河原正文	…… 175
㉗	単粒度碎石の三軸せん断特性に及ぼす……室工大院 粒子形状の影響 室工大工学部	○只野尚徳 木幡行宏	…… 183
㉘	プラスチックドレーン工法の泥炭性軟……北海道開発局開発土木研究所 弱地盤への適用 北海道開発局札幌開発建設部	○林 宏親・西川純一 江川 拓 石塚達也	…… 193
㉙	遠心力模型実験による泥炭性軟弱地盤……北海道開発局開発土木研究所 上の盛土の地震時挙動	○江川拓也・西川純一 林 宏親	…… 199
㊀	泥炭の盛土材利用についての検討……北海道開発局開発土木研究所	○山澤文雄・西川純一 佐藤厚子	…… 207
㊁	石狩泥炭地における泥炭地盤沈下の広……北大院農学研究科 域解析	○尾花宏平・井上 京	…… 213
㊂	表土処理土を利用した路体盛土の強度……北海道開発局開発土木研究所 変化	○渡辺 英・西川純一	…… 217
㊃	場所打ちコンクリート杭の岩盤支持力……北海道開発局開発土木研究所 算定法について	○齊藤泰弘・西川純一 富澤幸一	…… 221
㊄	厚層締固めによる層内密度分布が盛土……北大院工学研究科 の圧縮沈下挙動におよぼす影響と評価 日本道路公団	○浦嶋一馬・三浦清一 益村公人	…… 227
㊅	ボーリング資料集の利用のための前処……室工大工学部 理としてのクラスター分析	○朝日秀定・黒島利一	…… 237

㊦	構造物-地盤系の支持力特性に及ぼす……室工大工学部 堆積構造異方性の影響	北大院工学研究科 室工大院	○川村志麻 三浦清一 柴田泰孝	243
㊧	柔構造樋門における地盤沈下量の事例……北海道開発コンサルタント㈱ 調査結果-実測沈下量と計算沈下量の 関係(即時沈下量について) -	北大院工学研究科	○原 靖・藤田友幸	253
㊨	フォールコーン法によるコンシステン……函 館 高 専 シー限界決定における基準貫入量につ いて	函 館 高 専	○佐野信房・川口貴之 岩淵祐一	257
㊩	室内試験によるジオグリッドの引抜き……苫 小 牧 高 専 変形挙動の推定法	北大院工学研究科	○中村 努・池浦 勲 西田浩太 三田勉利之	264
第24回地盤工学懇話会				272
第25回地盤工学懇話会				274
平成11年度地盤工学会北海道支部賞選考経過報告				276

火山灰土の凍上性簡易判定法について

北海道工業大学 ○正会員 川端 伸一郎
同 正会員 神谷 光彦
同 正会員 土岐 祥介

1. はじめに

火山灰土の凍上性判定は、昭和 50 年代まで細粒分含有率と強熱減量での簡易判定を行ってきた^{1),2)}。しかし、現在では、凍上試験による判定を主体とするよう変更がなされている^{3),4)}。このような凍上試験の義務化の背景には、細粒分含有率と強熱減量による判定に多くの例外的な火山灰土が存在したことが理由として挙げられる。従来用いられてきた簡易判定法は、小山ら⁵⁾の研究に基づいたものであり、強熱減量 4%以下で細粒分含有率 20%以下の火山灰土が難凍上性を示すとされた。小山ら^{5),6)}は、このような簡易判定基準の扱いとして凍上試験が困難な時代背景からの暫定的な指標であること、また例外的な火山灰土も確認されているため試料数を増やしての検討や粒度や強熱減量が凍上性と関連する一部の要素に過ぎないことを述べている。しかし、今日まで火山灰土の凍上性の簡易判定法については、他の土質指標による判定法の再考や広域的な火山灰土を扱った報告等は非常に少ない。

間接的な指標によって土の凍上性を判定できることは、構造物設計の基礎資料として利用可能なことや土質分類上も重要であり、最終的な判断基準としての凍上試験とは異なった意味合いを持っている。

そこで、本報告では道内火山灰土の凍上性を調べ、各種の土質定数と凍上性の関連性について取りまとめを行なった。

2. 試験試料と実験方法

実験に用いた試料は、道内広域から採取した粗粒火山灰土 40 試料である。図-1 は、試料の採取位置であり、表-1 は試験結果の一覧である。いずれの試料も自然堆積状態の地盤から採取したものであり、雨水などによる風化・変質を考慮し、露頭表面から数十 cm 深部のものを採取した。

火山灰土は、工学的性質を土質分類などから簡易的に判断することが難しいとの印象が強い。これは、粗粒火山灰の分類が粒径による分類であるため、工学的性質を反映すまでもに至らない画一的な分類になる傾向にあるためである。本来、土質分類は分類名により、締め固め特性や強度特性などの工学的性質を反映した形が理想である。しかし、火山灰土は分類名に偏りがあり、分類上で広範囲に渡る試料についてその工学的性質を調べた例でも、性状把握が困難な材料とされている。神谷ら⁷⁾は、274 試料の道内火山灰土の締め固め特性を調べ、一般的な土では相関がみられる細粒分含有率と締め固め特性に明確な関係は見られず、自然含水比 50%を境界として性状が異なることを示した。また能登ら⁸⁾は、風化・未風化の程度により火山灰土のコーン支持力が異なることを示し、風化の尺度として自然含水比や強熱減量を指標として用いている。

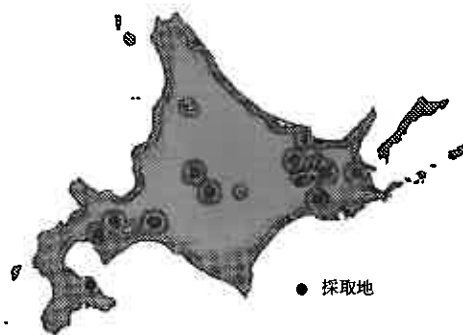


図-1 試料の採取箇所

Simplified evaluation of frost-susceptibility of volcanic soils;

Shinichiro KAWABATA, Mitsuhiro KAMIYA, Shosuke TOKI (Hokkaido Institute of Technology)

表-2 試験結果の一覧

採取地	火山灰名	火山灰分類	日本統一土質分類	自然含水比 (%)	土粒子密度 (g/cm ³)	強熱減量 (%)	粒度組成			縮固め特性		地山密度 ρ _s (g/cm ³)	耐凍上性
							礫分 (%)	砂分 (%)	細粒分 (%)	ρ _{max} (g/cm ³)	ω _{opt} (%)		
恵庭①	Vs1	SVG	48.4	2.650	3.5	15	68	17	1.114	45.8	×
恵庭①	Vs1	SVG	51.4	2.600	3.3	22	53	25	1.082	48.3	×
美々①	Vs1	S-VG	15.3	2.789	1.6	11	84	5	1.398	27.3	○
美々①	Vs2	SVG	103.8	2.582	11.2	35	37	28	0.778	58.4	×
美々①	Vs4	GPS	123.0	2.521	4.1	70	26	4	0.518	79.9	×
美々①	Vs2	SV-G	76.0	2.686	6.9	7	44	49	0.978	53.8	×
美々①	Vs1	SPG	39.3	2.774	2.4	45	54	1	0.986	61.3	×
美々①	Vs2	SV	54.2	2.504	6.2	4	53	43	1.061	50.7	×
美々①	Vs2	SV-G	45.1	2.402	4.6	13	55	32	0.878	58.9	△
美々①	Vs2	SV-G	39.0	2.293	2.7	8	53	39	0.943	52.3	○
美々①	Vs2	GPS	57.0	1.944	3.0	63	33	4	0.695	68.2	○
中標津①	Vs4	SVG	102.1	2.471	4.7	38	46	16	0.855	43.0	×
池田①	Vs2	S-V	13.8	2.513	3.2	2	86	12	1.145	37.1	○
旭山①	Vs2	SVG	18.0	2.432	2.1	16	60	24	1.330	25.8	○
高砂台①	Vs2	SV-G	19.9	2.430	2.3	6	79	15	1.220	26.6	○
森①	Vs1	SPG	14.3	2.749	1.0	15	81	4	1.455	19.5	△
美々②	Spfl	Vs2	SV-G	45.5	2.493	3.7	14	70	16	0.923	53.0	0.731	△
美々②	Spfl	Vs1	SV	69.1	2.753	5.7	1	81	18	1.085	48.0	0.836	×
美々②	Enfa	Vs1	SPG	45.5	2.847	2.3	49	50	1	1.025	42.5	0.873	○
美々②	Enfa	Vs2	SG-V	80	2.780	6.8	20	74	6	0.993	64.0	0.720	×
美々②	Tafa	Vs4	GP-S	156.7	2.535	8.5	86	12	2	0.459	140.0	0.312	△
美々②	Tafa	Vs1	SP-G	18.5	2.782	2.6	10	87	3	1.357	28.5	1.223	△
美々②	Spfl	Vs2	SV-G	35.1	2.370	3.1	7	64	29	0.915	55.5	0.858	○
美々②	Tafa	Vs4	GPS	75.8	2.148	4.2	63	35	2	0.590	83.5	0.553	○
美々②	Enfa	Vs2	GPS	64.4	2.041	3.6	67	31	2	0.532	66.0	0.548	○
洞爺②	Tofl	Vs2	SVG	33.9	2.336	2.6	27	53	20	1.151	37.5	1.066	○
洞爺②	Tofl	Vs1	SVG	24.9	2.609	4.2	17	61	22	1.212	33.0	1.002	△
洞爺②	Tofl	Vs1	SVG	40.7	2.650	5.6	22	61	17	1.442	26.0	0.980	×
駒ヶ岳②	Kofa	Vs1	SPG	38.3	2.551	0.5	45	54	1	1.165	36.5	0.876	○
駒ヶ岳②	Kofa	Vs1	SPG	12.8	2.720	0.5	19	80	1	1.340	26.5	1.340	○
駒ヶ岳②	Kofa	Vs1	SPG	15.4	2.831	0.7	21	70	1	1.415	24.0	1.328	○
喜茂別②	Spfl	Vs1	SV-G	17.6	2.766	1.6	11	74	15	1.638	19.5	1.298	△
高砂台②	Tokfl	Vs2	S-VG	20.6	2.412	2.6	8	78	14	1.185	34.5	1.141	○
美幌②	Kcfl	Vs2	SV-G	29.1	2.424	2.7	11	59	30	1.180	34.0	1.118	○
美幌②	Kcfl	Vs2	SV-G	55.3	2.506	6.0	6	56	38	0.980	47.0	0.948	×
鶴居②	Mafa	Vs2	SG-V	68.9	2.578	3.3	42	50	8	0.887	59.0	0.717	△
鶴居②	Mafa	Vs2	SV	32.4	2.419	2.9	3	52	45	1.120	39.0	1.025	△
上富良野②	Tokfl	Vs2	SV-G	22.3	2.458	1.9	13	71	16	1.310	29.5	1.307	○
上富良野②	Tokfl	Vs1	SV-G	28.5	2.554	3.2	13	70	17	1.301	28.1	1.058	△
美瑛②	Tokfl	Vs2	SV-G	19.7	2.354	2.3	12	68	20	1.240	31.0	1.140	○

採取地の①、②は採取時期を表す。

縮固め試験はA-c法による。凍上性は凍上率で ○ 5%未満 △ 5%~20%未満 × 20%以上

このようなことから、地盤工学会北海道支部⁹⁾によって、従来のような粒度組成に依存しない新たな指標として自然含水比と土粒子密度による分類法の提案がされた。図-2は、同書に示された火山灰分類法に従って本試料を分類した結果である。この分類法は、自然含水比 50~80%と土粒子密度 2.5~2.6g/cm³を境界としており、同図の軸上に示したような工学的性質と関連付けられている。火山灰分類に自然含水比を用いた例は、Moroto¹⁰⁾による青森ロームの分類が有名であり、自然含水比と液性指数を指標として用いている。Morotoによれば含水比やコンシステンシーは非晶質物質と強く関係しており、自然含水比 70%を境界として CBR などの強度特性も異なることを示している。

粗粒火山灰土について、自然含水比が持つ工学上の意味を上記のような方法で調べた既存の研究は見られないが、粒子内部に内包された水分量として粒子性状を示す重要な因子と考えられる。

図-2から、本試料は自然含水比が 50%以下の Vs1 や Vs2 に分類される土工上も扱い易い火山灰土が多くを占めており、このような傾向は北海道に分布する粗粒火山灰土の特徴である⁹⁾。

試験は、表-2 に示したような基本的な土質試験および凍上試験を行なった。凍上試験は、図-3 に示したような開式凍上試験であり、凍上率 20%以上のものを凍上性(×), 20%~5%をやや凍上性(△), 5%以下を非凍上性(○)として評価した。なお、凍上率 20%は道路土工・排水工指針⁴⁾における凍上試験の判定基準である。

3. 試験結果と考察

3-1 従来型の凍上性簡易判定

図-4 は、簡易判定法として従来まで用いられてきた細粒分含有率、強熱減量と凍上性の関係である。細粒分含有率 20%以下、強熱減量 4%以下の領域は、比較的凍上性材料(図中の×)が少ないものの、逆に領域外で非凍上性材料(図中の○や△)が多数存在することが判る。簡易判定に用いている両パラメータで凍上性との関係を見ると、強熱減量 4%以下の火山灰土に非凍上性材料が分布しているように見受けられるが、細粒分含有率に関しては明確な関係はみられない。

一般的に、土の凍上性と最も相関が高いパラメータは細粒分含有率であり、碎石や砂などの置換材料は、非凍上性の材料規定として細粒分含有率を用いている。これは、凍上の発生メカニズムの観点からも説明することが可能であり、細粒分の混入が微細間隙の割合を増やし毛管力を増加させること、また微細な粒子は、粒子表面の吸着力が大きく大量の吸着水を保有することが理由として挙げられる。このような毛管力や吸着水は、未凍土からの水分供給力や凍結境界面への水分供給ルートとして凍上性と深く関連している。火山灰土の凍上性判定に細粒分含有率が適さない理由は、一つには破砕性が強く、粒度試験のふるい分析時に生じる破砕により正確な細粒分含有率が求め難いこと、また粒子径だけでは、火山灰土特有の粒子性状まで判別が不可能なことである。火山灰土の粒子性状とは、母岩や溶結温度によって異なる粒子内部の微細な空隙や複雑な粒子表面性状などであり、単なる粒子の外寸法である粒径のみでは、このような性状判定は困難である。鈴木¹⁾は火山灰土と砂を混合し、意識的に細粒分含有率を変化させた凍上試験を行い、非凍上性(凍上率 20%以下)を示す細粒分含有率の境界が 10%以下になることを示している。また、種々の火山灰土の凍上性を調べ、細粒分含有率で 20%~40%の比較的広い範囲に凍上性と非凍上性が混在することを述べている。

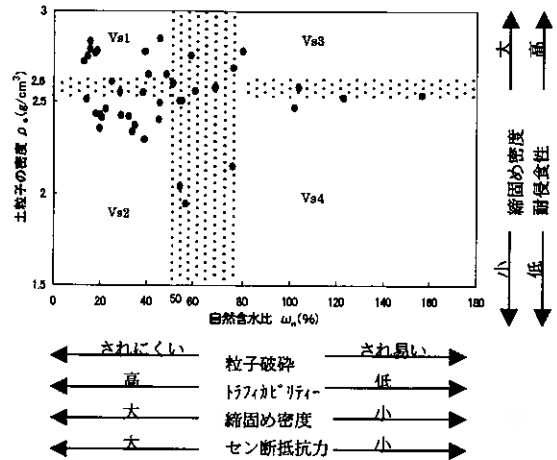


図-2 試料の火山灰分類 (Vs分類)

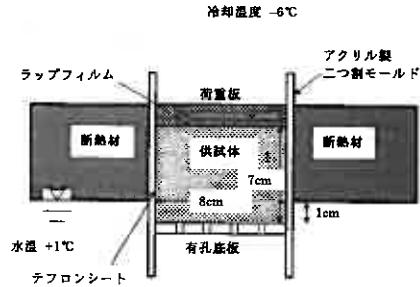


図-3 本研究で用いた凍上試験装置

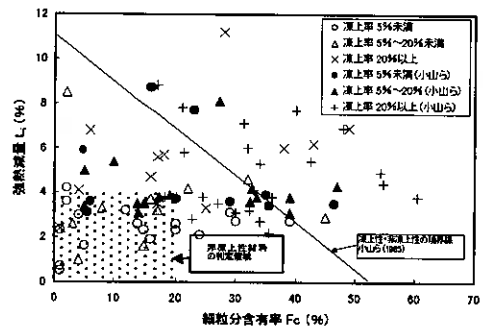


図-4 細粒分含有率、強熱減量と凍上性の関係

以上のことから、火山灰土の凍上性判定には細粒含有率のような粒度組成に基づいた評価は前述した火山灰分類と同様に、的確な性状判定には適さない方法である。

3-2 火山灰分類と凍上性

図-5は、図-2に示した火山灰分類において凍上率毎に記号分けしたものである。この図から、Vs1とVs2に非凍上性材料が多く存在していることが判る。また、Vs1、Vs2で両者を比較すると、土粒子密度が小さいほど非凍上性の火山灰土が多くなる傾向にある。しかし、土粒子の密度が極端に小さなものは($\rho_s < 2.3$ 程度)、非凍上性である反面、 $\rho_s = 2.5$ を超えるような火山灰土は、凍上性・非凍上性が混在しており、必ずしも土粒子の密度が大きければ凍上性であるとは言えない。つぎに自然含水比に着目すると土粒子の密度と同様に、 ω_n が40~80%の範囲で、凍上性・非凍上性が混在している。しかし、混在領域は土粒子の密度と異なり、中間的な位置であり、混在領域を中心とした対照的な関係として、自然含水比の大小関係が凍上性と非凍上性を明確に分類している。凍上性に関して図-5の境界値を整理すると概ね以下ようになる。

- ① $\omega_n < 40\%$ はすべて非凍上性である。(Vs1およびVs2)
- ② $\omega_n > 80\%$ はすべて凍上性である。(Vs3およびVs4)
- ③ $\rho_s < 2.5$ は非凍上性である。(Vs2およびVs4)

両指標ともに、凍上性との関係を示すことが可能であるが、両者を比較するとおおよその凍上性評価としては自然含水比を指標に考えることが簡便である。佐々木ら¹²⁾は、道内火山灰土を繰り返しによるコーン指数の増減によって、風化火山灰と未風化火山灰に分類し、自然含水比によって両者を簡便に判別する方法を提案している。この分類案において風化・未風化の境界は、土質分類名によって多少異なるものの、概ね自然含水比で50%程度であり、図-2に示したような火山灰分類の境界ともほぼ一致する。このように自然含水比を風化の尺度と捉えるならば、風化の度合いが火山灰土の凍上性に影響を与えているといえる。さらに、従来の凍上性簡易判定で用いられてきた強熱減量も同様に風化の尺度として用いることが可能であると言われており、自然含水比との関係には、ある程度の相関関係がみられている⁸⁾。図-6は本試料の自然含水比と強熱減量の関係である。この結果から、多少のばらつきは見られるものの自然含水比が高いものほど強熱減量も高くなる傾向が見られる。また、自然含水比で凍上性の火山灰土が現れる境界の40%以下では、強熱減量が4%を超える試料が存在しないことが判る。つぎに、非凍上性が出現する可能性がある境界をそれぞれの指標でみると、強熱減量では1試料のみ8%程度のものもあるが概ね4%、自然含水比では80%程度である。両指標ともに境界値以内であっても、凍上性・非凍上性が混在する領域があることから、単一での判定指標には用いられないこと、また混在する領域を分類可能な土質パラメータを考える必要がある。

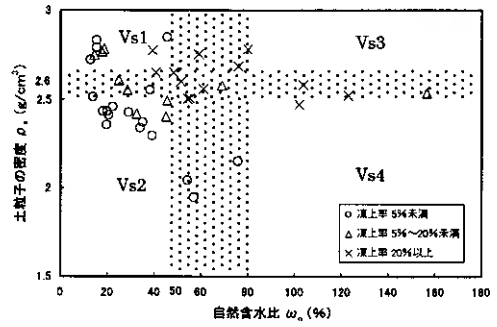


図-5 Vs分類上の凍上性

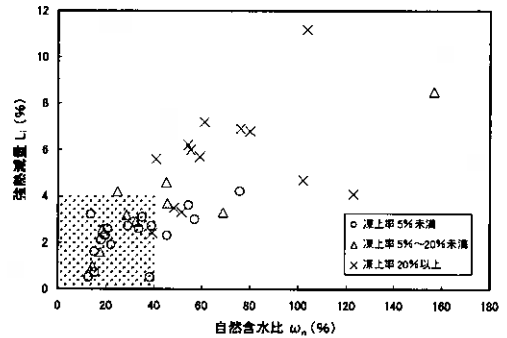


図-6 自然含水比、強熱減量と凍上性との関係

3-3 締固め特性と凍上性

図-7 は自然含水比と最適含水比の関係である。両者の関係は、自然含水比が高いものほど最適含水比が高くなる傾向にあり、凍上性と非凍上性を示す火山灰土の特徴としては、

$$\begin{aligned} \omega_n &\leq \omega_{opt} && \text{非凍上性の火山灰土} \\ \omega_n &> \omega_{opt} && \text{凍上性の火山灰土} \end{aligned}$$

のような関係がみられる。また、非凍上性の火山灰土は、両含水比で 1:1 に近い相関関係がみられるのに対し、凍上性のものは 1:1 の直線関係から大きく外れ、自然含水比の増加に対しても最適含水比があまり変化しないような関係になっている。このような関係に着目し、凍上性・非凍上性の混在する領域をみると 1:1 の直線を挟むような関係で非凍上性が上方に位置し、凍上性が下方になる傾向が確認される。すなわち、非凍上性の火山灰土は自然含水比状態から加水処理を行うことによって最適含水比状態になるものであり、凍上性の火山灰土は最適含水比状態にするために乾燥処理を必要とするものである。鈴木ら¹³⁾は、粗粒火山灰土の粒子孔隙モデルを示し、孔隙の種類と特性について説明している。これによると、軽石質の粗粒火山灰土は、風化の程度により物理的性質が異なるとした上で、風化によって孔隙構造が相違するとしている。モデルでは、孔隙の種類を粒子表面の凹凸に起因する表面孔隙と粒子内部の内部孔隙に大別し、内部孔隙は、さらに表面と連通した活性孔隙と閉塞孔隙に分類している。このような内部孔隙の違いは、風化による影響とし、未風化な状態では内部孔隙の多くが閉塞孔隙であるとしている。また、表面孔隙についても風化により表面の粗度が異なるため影響を受けるとしている。自然含水比が最適含水比よりも高い状態とは、自然状態の間隙水量が最大の締固め密度を得るために過剰な水分量であることを意味し、風化により表面孔隙や内封された水分が析出する可能性がある活性孔隙が多いような火山灰土では、締固め仕事に影響を与えるような間隙水が多量に存在する可能性がある。逆に加水処理を行うことによって最大の密度を得るような火山灰土は、未風化で閉塞孔隙に水分を保持するため一般的な粗粒土と比べると自然含水比が高くなるが、内封された水分量は締固め仕事には寄与せず、表面水や若干の間隙水だけでは最大乾燥密度を得るに不足するような状態にあると推察される。また、自然含水比や最適含水比の関係が凍上性と関連したことは、風化・未風化による粒子孔隙の特性として、表面水の多少が密接に係わっているものと考えられる。

つぎに、自然含水比と最大乾燥密度の関係を図-8 に示す。両者の関係は、自然含水比が高いものほど最

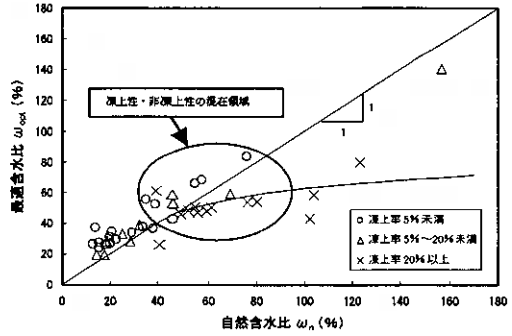


図-7 自然含水比、最適含水比と凍上性との関係

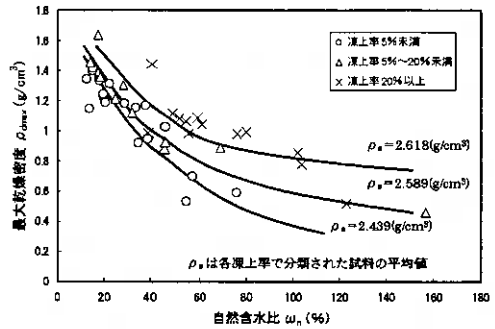


図-8 自然含水比、最大乾燥密度と凍上性の関係

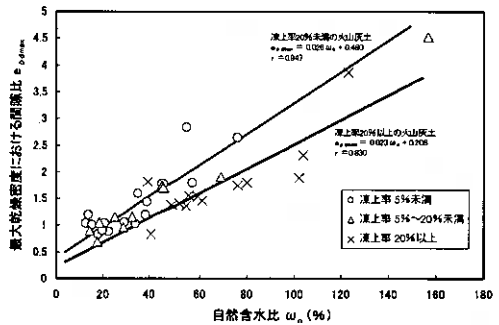


図-9 自然含水比、 $e_{\rho_{dmax}}$ と凍上性との関係

大乾燥密度が低くなる傾向にあり、その減少傾向は凍上性の違いによって異なった関係を示している。凍上性と非凍上性の火山灰土を比較すると、同一の自然含水比では凍上性の火山灰土ほど最大乾燥密度が大きくなる傾向にある。

また、自然含水比と最大乾燥密度における間隙比の関係には、図-9に示したように、

凍上率 20%未満の火山灰土（非凍上性火山灰土）

$$e_{\rho dmax} = 0.026\omega_n + 0.480$$

凍上率 20%以上の火山灰土（凍上性火山灰土）

$$e_{\rho dmax} = 0.023\omega_n + 0.208$$

の関係が得られ、同一の自然含水比であれば凍上性を示すものほど最適含水比状態では、密な状態に締固められることになる。なお、このような傾向がみられたことは、粒度組成に起因した理由も考えられるが、自然含水比と細粒分含有率および均等係数の関係に一義的な傾向が見られず、粒度組成などに起因するものではなかった。したがって、火山灰土の締固め特性については、粒度組成だけでは評価が難しい火山灰土の粒子性状が密接に関わっている可能性がある。火山灰土の中には粒子が脆弱で若干の外力を受けただけでも破砕や粒子表面が擦り減るようなものも多く、締固め仕事を受けた場合には、粒子の接触点でそれらが卓越して生じる可能性がある。仮にこのような現象が締固め時に生ずるのであれば、類似した粒度組成であっても、接触点で破砕などが生じ、土粒子が容易に移動可能になるため、より密な状態の間隙構造になる。このような粒子性状が、粒度組成だけでは判別できない火山灰土の特徴として考えられ、風化の度合や粒子内部の微細孔隙の量などに影響を受けるような強熱減量や自然含水比のような指標が、間接的ではあるものの締固め特性や凍上性と良い相関関係を示すものと考えられる。また、土粒子の密度についても風化の進行により粘土鉱物が生成されれば大きな土粒子密度を示す可能性があり、粘土鉱物の存在なども凍上性に密接に関わるものとして今後検討する必要がある。ただし、本結果から土粒子密度の大小関係のみでは凍上性を的確に把握できなかったことは、二次的に生成された粘土鉱物の影響のみではなく、有色鉱物の存在による理由と混在するためと考えられる。

つぎに、地山乾燥密度と最大乾燥密度の関係を図-10に示す。データ数が少ないため参考的な結果であるが、火山灰地盤は最大乾燥密度よりやや緩い状態で堆積していることが判り、このような傾向は文献(9)に示された結果と同様である。また、凍上性に関しては凍上性になるほど、最大乾燥密度よりも地山乾燥密度が小さくなっており、凍上性と非凍上性の境界は、概ね $\rho_{dmax} = 1.2\rho_d$ 程度であった。

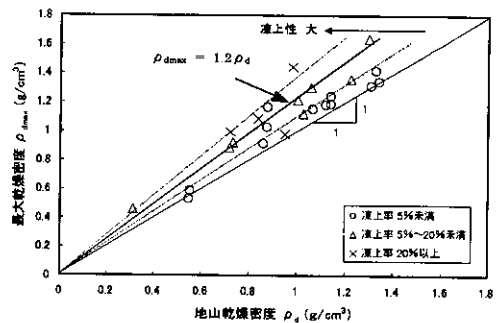


図-10 地山密度、最大乾燥密度と凍上性の関係

3-4 新しい火山灰土の凍上性簡易判定方法

火山灰土の凍上性を簡易に判定するには、従来用いてきた細粒分含有率のような指標は適切でないことを述べてきた。火山灰土の凍上性判定は、あくまで凍上試験による評価が前提である。しかし、置換材料のように凍上抑制を目的とした材料以外に凍上試験を行うことは稀であり、一般的な砂や碎石のように細粒分含有率から凍上性を予測できない火山灰土に対しては、新たな形での凍上性簡易判定手法の提案が重要視される。

そこで、これまで述べてきた各種の土質パラメータと凍上性の関係を基にして、新たな形での火山灰土凍

上性簡易判定手法として図-11を示す。同図は、自然含水比(ω_n)を横軸にとり、最適含水比と自然含水比の比(ω_n/ω_{opt})によって、凍上性に応じた4つの分類を行っている。分類案は、領域ごとの凍上性と境界値として、

領域Ⅰ：非凍上性火山灰土

$$\omega_n < 40\%$$

領域Ⅱ：非凍上性火山灰土

$$40\% < \omega_n < 80\% \quad \text{かつ} \quad \omega_n/\omega_{opt} < 1$$

領域Ⅲ：凍上性火山灰土

$$40\% < \omega_n < 80\% \quad \text{かつ} \quad \omega_n/\omega_{opt} > 1$$

領域Ⅳ：凍上性火山灰土

$$\omega_n > 80\%$$

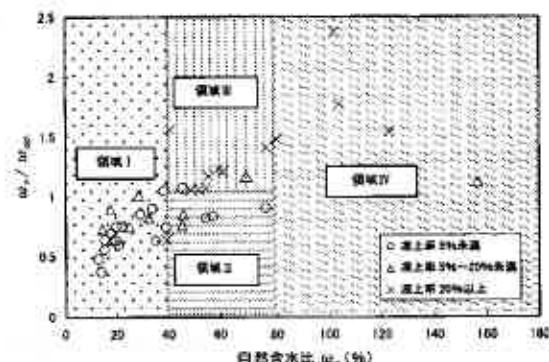


図-11 火山灰土の凍上性分類

のように定められる。このような評価法は、あくまで凍上性予測のための簡易判定法である。ここで用いた含水比などのパラメータは、凍上機構と直接的に関連付けて説明するには困難な点も多く、間接的に凍上性と関連する指標である。前述したが、凍上機構と関連付けるには、粒子性状に基づく不凍水量や吸水ポテンシャルの違いなどを明確にする必要がある。現段階で自然含水比などと凍上性が比較的良い相関関係を示したことは、含水比特性も粒子性状に支配される因子であることが最大の理由と考えられる。今後、自然含水比の持つ工学的意味を詳査する重要性は高いが、凍上試験を主体に考えた凍上性判定では、補助的な簡易判定に高度な土質パラメータを用いることは好ましくなく、簡易に測定可能な指標を考えることが重要である。

4. まとめ

従来型の火山灰土の簡易凍上判定法は、細粒分含有率や強熱減量によって行われてきたが、このような判定法には例外的な火山灰土も多く存在することが指摘されてきた。本報告では、従来型の凍上性簡易判定法の適応性や新たな土質パラメータによる凍上性判定法を確立するため、火山灰土の凍上性と各種の土質パラメータとの相関関係を調べ、以下のような結果を得た。

- 1) 従来型の細粒分含有率と強熱減量による凍上性判定では、規定値内に凍上性の火山灰土が出現する頻度は少ないものの、規定値外に多くの非凍上性のものが存在した。
- 2) 細粒分含有率と凍上性の関連は見られず、強熱減量が4%以下の火山灰土は比較的非凍上性のものが多く含まれていた。
- 3) 自然含水比と土粒子の密度による火山灰分類を用いると、自然含水比が低いVs1とVs2に非凍上性材料が分布することが判った。またVs1とVs2で比べると、土粒子の密度が小さいVs2に非凍上性の火山灰土が多くなる傾向が見られた。
- 4) 自然含水比は簡易に凍上性を評価可能であり、自然含水比(ω_n)が40%以下のものには、凍上性の火山灰土は存在しないことが確認された。また、 ω_n が40~80%の範囲には、凍上性と非凍上性が混在していた。
- 5) 自然含水比と最適含水比(ω_{opt})の関係より、両含水比の関係における1:1の線を境界に、非凍上性は $\omega_n \approx \omega_{opt}$ 、凍上性は $\omega_n > \omega_{opt}$ の関係になることが確認された。
- 6) 自然含水比と最大乾燥密度の関係により、凍上性の火山灰土は非凍上性のものよりも、大きな最大乾燥密度を示していた。このような関係は、土粒子の密度や粒度組成に関連したものではなく、風化の度

合に影響された粒子性状によるものと推察された。

- 7) 新たな火山灰土の凍上性判定法として、 ω_n と ω_n/ω_{opt} の関係により、4 つの分類領域を設定し、火山灰土の簡易凍上性評価法を提案した。

最後に、本報告は地盤工学会北海道支部「火山灰地盤の工学的性質の評価法に関する研究委員会」(委員長：三浦清一 北大大学院教授)の研究成果の一部である。本報告の取りまとめに際し、貴重なご意見やご協力をいただいた委員各位に記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 北海道開発局：道路工事仕様書，昭和 50 年度版
- 2) 日本道路協会：道路土工-排水工指針-，1973.
- 3) 北海道開発局：道路工事仕様書，平成 6 年度版
- 4) 日本道路協会：道路土工-排水工指針-，1987.
- 5) 小山道義，高橋毅，川井優：火山灰の凍上性について，土と基礎 Vol. 13, No. 11, pp29～32, 1965.
- 6) 小山道義，高橋毅，川井優：火山灰の凍上性について，北海道開発局土木試験所月報，131 号，pp. 12～17, 1964.
- 7) 神谷光彦，池田晃一，佐藤厚子，川端伸一郎：北海道の粗粒火山灰土の締固め特性，第 31 回地盤工学研究発表会講演集，pp. 543～544, 1996.
- 8) 能登繁幸，川西是，奥田稔，原田厚子：道内火山灰土の土工上の分類について，土質工学会北海道支部技術報告集，第 25 号，pp. 171～180, 1985.
- 9) 火山灰質土の工学的分類委員会：北海道火山灰土の性質と利用，地盤工学会北海道支部，1997.
- 10) Moroto, N.: Basic properties of loam soils in Aomori prefecture, Japan, Soils and Foundations, Vol.33, No.2, pp.35-46, 1993.
- 11) 鈴木輝之：火山灰の凍上性，火山灰に関する研究討論会論文集，土質工学会北海道支部，pp. 1～6, 1992.
- 12) 佐々木晴美，杉岡博史，奥田稔，工藤節男：土工との関連における火山灰の工学的特性，土質工学会北海道支部技術報告集，第 19 号，pp. 95～102, 1979.
- 13) 鈴木伸治，相馬剋之，柏木淳一，池田光良：粗粒火山灰土の熱伝導特性，第 45 回農業土木学会北海道支部研究発表講演集，pp. 56～57, 1996.

火山灰粗粒土の動的強度—変形特性に及ぼす粒子破碎性・構造異方性の影響

北海道大学大学院	工学研究科	○学生員	前 宗孝
北海道大学大学院	工学研究科	正会員	三浦 清一
北海道大学大学院	工学研究科	学生員	阿曾沼 剛
北海道大学大学院	工学研究科	学生員	山崎 雅仁

1. はじめに

砂質土の強度—変形特性は、粒子配列構造に基づく構造異方性に強く依存する。動的力学特性に関しても、繰返し非排水三軸試験によって得られる液状化強度が供試体の構造特性によって大きく異なることが示される¹⁾など、堆積構造の異方性は粒状体の強度—変形特性を支配する重要な因子となっている。

本研究では、著しい粒子破碎性を有する火山灰質地盤でのブロックサンプリングにより採取した不攪乱及び再構成試料について、種々の拘束圧下で一連の繰返し非排水三軸試験を行ない、火山灰質粒状体の繰返し強度—変形特性に及ぼす粒子破碎性と堆積構造の異方性の影響を調べた。

2. 試験試料

本研究では、北海道内に分布する 3 種類の降下火山灰と豊浦砂を用いて一連の液状化試験を行った。試験試料は、中標津町当幌の均質な堆積状態にある火山灰層において採取した火山性粗粒土（以下、当幌火山灰土と略称）と、同じ堆積層より採取した乱した試料である。この火山灰土は脆弱で強い破碎性を有する粒子が主体となっている。また、その噴出年代は約 1.1~1.3 万年前とされ、摩周の降下生成物と推定されている。サンプリング深度は地表面下 2.2m であり、その有効土被り圧は 29.4kPa と推定された^{2,3)}。

また、このような破碎性が顕著な当幌火山灰土と比較するために、破碎性がそれほど顕著ではなく、過去の研究においてその不攪乱試料の液状化強度⁴⁾が明らかになっている柏原火山灰土と森火山灰土を使用した。柏原火山灰土は、苫小牧市柏原において採取され、堆積層は支笏火山を噴出源とする降下生成物で構成されている。粒度は、比較的均質な軽石で構成され、黒色を呈したスコリアが幾分散在している。森火山灰土は、森町字姫川において採取され、堆積層は 1929(昭和 4)年の駒ヶ岳噴火による降下生成物で構成されていると推察される。空中運搬時の分級作用により粒度はかなり均質であるが、軽石と黒色のスコリアが散在している。不攪乱試料の採取は、表土より約 2m 下層で幅約 10m にわたる均質な堆積土層であり、サンプリング時の有効土被り圧は、約 25kPa と推定された。

これら 3 種類の不攪乱火山灰試料の採取は、ブロックサンプリングにより行われた。ブロックサンプリングでは目標火山灰層を乱さないように露出させた後、パイルガイドを載せ周囲に鉄製パイル(長さ 450mm 直径 15mm)を打ち込み鉄製ブロック枠(300×300×300mm、厚さ 5mm)の内寸法に整形した火山灰土のブロックを鉄製ブロック枠内に静かに格納する。密封後ドライアイスで凍結させた状態で実験室に運搬し、冷凍庫内(-25℃)に保存した。この方法によれば、サンプリングや運搬、また供試体のセッティングなどの過程で、火山灰質試料の乱れを最小限におさえることができる¹⁾。

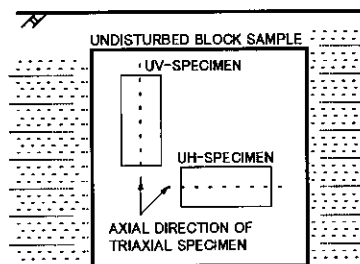


図-1 供試体切出し方向

Dependency of dynamic strength-deformation properties of volcanic coarse-grained soils on particle crushing and fabric anisotropy: Munetaka MAE, Seiichi MIURA, Tsuyoshi ASONUMA and Masahito YAMAZAKI (Hokkaido University, Graduate School of Engineering)

本研究では、火山灰質地盤の液状化特性の堆積構造依存性を調べることを目的としているので、上述のサンプリング法で得たブロック試料から、図-1に示す2種類の三軸供試体(φ70, H170mm)を切り出した。

(1)UV供試体：三軸供試体の軸方向が原位置の鉛直方向に一致するもの

(2)UH供試体：三軸供試体の軸方向が原位置の水平方向に一致するもの

したがって、供試体の軸方向はそれぞれ90°異なっている状態にある。

採取した不攪乱火山灰土と豊浦砂の物理的性質を表-1に示す。当幌火山灰土は、豊浦砂に比べて非常に粗粒であり、粒子内に空隙を内包しているため、その比重は2.437と豊浦砂に比較してかなり小さい。また当幌火山灰土の粒子硬度に関する試験¹⁾から、その構成粒子は多孔質で脆弱であり、著しい粒子破砕性を示すことが明らかにされている。なお、表-1に示した最大・最小密度は地盤工学会基準²⁾に基づいて求めたものであるが、試料の最大粒径は試験法の適用範囲を越えているので、あくまで参考値として載せている。

表-1 各試料の物理的性質

SAMPLE NAME	ρ_s g/cm ³	ρ_d g/cm ³		D ₅₀ mm	F ₆₀ %	U ₆₀
		max	min			
TOUHOJO	2.437	0.622	0.461	6.64	1.94	5.71
KASHWAABARA	2.391	0.604	0.491	1.08	1.03	2.79
MORI	2.820	1.689	1.314	0.66	0.15	2.37
TOYOUA SAND	2.650	1.602	1.307	0.18	0	1.50

3. 試験方法

各火山灰土の再構成供試体作製は、以下の方法により行った。①乱した原位置試料(In-Situ Fcを有する)を用いて、多重ふるい落下法(MSP法)により三軸供試体モールドに堆積させて作製する供試体で以下R_vV供試体と称する。既往の研究によりMSP法で作製した堆積砂層は、粒子長軸が水平方向に卓越配列された異方的な構造特性を有していることが確認されている。②また、図-2のように試料をモールド内(110×220×200mm)に堆積させ、その後、飽和-脱水-凍結の過程を与えて凍結試料を作製する。この凍結試料から三軸供試体の軸方向がUV供試体と一致するように切出したものを以下R_vV供試体と称し、UH供試体に対応するものをR_vH供試体と称する。また、不攪乱・再構成の供試体鉛直軸が、粒子長軸と直交するもの、合致するものをそれぞれV供試体、H供試体と称する。なお、9.8kPaの定荷重のもとでの凍結過程では、体積膨張はほとんど生じないことが確かめられている³⁾。圧密過程では粒子破砕により細粒分が増加するため、全ての再構成供試体の密度は目標値に対して±5%以内の範囲にある。なお、三軸供試体の寸法は直径70mm、高さ170mmの円柱供試体で、用いたメンブレンの厚さは0.2mmである。

試験に用いる試料は、凍結状態にあるので三軸セル内において有効拘束圧19.6kPaのもとで3時間以上放置し、融解後、二重負圧法により供試体体積の2倍程度の脱気水を通水した後、196kPaのバックプレッシャーを供給することにより飽和させている。この方法により、全ての供試体の間隙水圧係数B値は0.96以上の値を得ている。その後不攪乱試料は、有効拘束圧 $\sigma'_v=29.4kPa$ (=原位置有効土被り圧)並びに49kPaで等方圧密を行った。なお、再構成供試体は所定の拘束圧で12~24時間等方圧密を行い、空圧制御式繰返し載荷装置を用いて軸差応力振幅一定、載荷周波数0.1Hzの正弦波のもとで、非排水繰返しせん断を行なっている。ここで不攪乱試料の有効拘束圧を49kPaとしたのは、極力サンプリングによる応力解放あるいは過圧密の影響をできるだけ避けるため、前述の推定有効土被り圧のほぼ2倍の値を採用したからである。以上の試験が終了した後は、圧密・せん断後の細粒分含有量を調べるためにふるい分析を行っている。Fcは圧密前の細粒分含有率であるが、圧密過程では粒子破砕が生じて破砕細粒分が発生するため、圧密後の細粒分含有率Fcも調べている。ここで、柏原・森火山灰土に比べて当幌火山灰土の構成粒子は非常に脆弱なため、ふるい分けの過程で新たな粒子破砕がもたらされないよう慎重に、所定の回数⁴⁾だけふるいを前後左右に動かすことを基本としている。

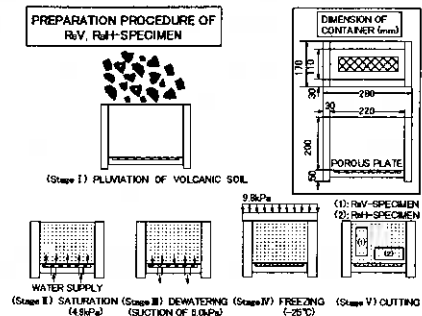


図-2 再構成供試体作製方法

4. 試験結果と考察

4-1 当幌火山灰土の液状化強度に及ぼす有効拘束圧の影響

図-3 は、不攪乱当幌火山灰土に関して行った繰返し非排水三軸試験結果 ($\sigma'_c=29.4, 49\text{kPa}$) を示したものである。図は、両振幅軸ひずみ DA が 5% 生じるときの繰返し回数 N_c と DA=1% に至るまでの繰返し応力比の平均値 $SR (= \sigma_d/2\sigma'_c)$ の関係で表している。なお、図中の数字は圧密後の乾燥密度 ρ_{dc} を示している。

原位置土被り圧 $\sigma'_c=29.4\text{kPa}$ では、UV 供試体に比べて UH 供試体の強度がはるかに高い値を示している。これは、大きなひずみレベルにおいても堆積構造の異方性の影響が明確に保持されていることを示している。

しかし、 $\sigma'_c=49\text{kPa}$ では両供試体の強度差が顕著ではなくなっている。これは、原位置有効土被り圧に対して、およそ 2 倍で等方圧密されたことにより、粒子破碎による供試体の粒度組成の変化及び構造変化に伴う堆積構造異方性やセメンテーション効果の低減があるためと思われる。

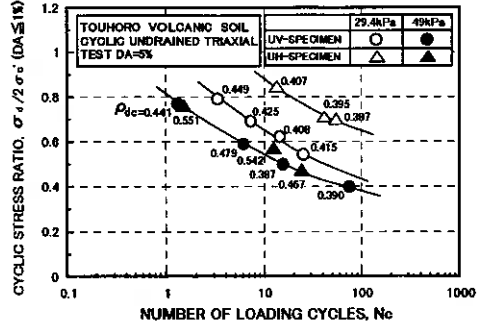


図-3 当幌不攪乱火山灰土液状化強度

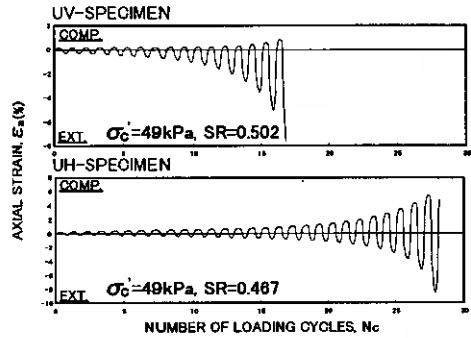


図-4 当幌火山灰土軸ひずみ時刻歴 ($\sigma'_c=49\text{kPa}$)

4-2 軸ひずみの時刻歴と変形挙動の変化

図-4 は、 $\sigma'_c=49\text{kPa}$ の試験ケースでの軸ひずみ時刻歴を示す。この時刻歴では、両供試体の変形性状に決定的な相違点が見られる。すなわち、強度比較では明確でなかった異方性の影響を認めることができる。その特徴は、UV 供試体では、非排水繰返しせん断の進行に伴って伸張側に変形が卓越するが、UH 供試体では圧縮側への変形が顕著であるという点にある。

この、変形性状の違いを定量的に表したのが図-5 である。各サイクルごとに発生した圧縮方向の変形量をその時の両振幅軸ひずみ DA で正規化した値と繰返し回数を DA=5% が生じる回数で正規化した繰返し応力比 N/N_c (繰返し回数比) 関係を示している。なお、ここでは両供試体の繰返し応力比はほぼ同じ値のものを示している。過大な圧密をされた $\sigma'_c=49\text{kPa}$ では、原位置土被り圧 29.4kPa のケースに比べて UV・UH 両供試体の変形性状が圧縮側 ($\epsilon_{a, \text{comp}}/DA > 0.5$) でかなり卓越し、かつ両者の変形性状が漸近しているため、若干等方的な変形傾向となっている。

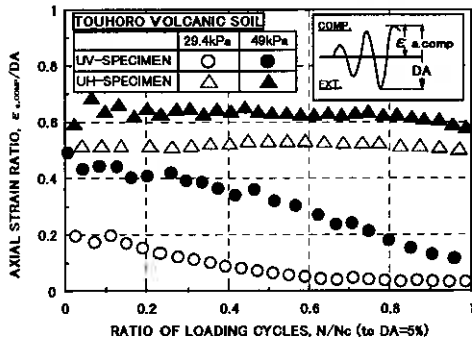


図-5 当幌火山灰土変形特性比較

4-3 有効応力経路と過剰間隙水圧発生特性

図-6(a), (b)には、当幌火山灰土の UV および UH 供試体について行った一連の非排水繰返し三軸試験から得た $\sigma'_c=29.4\text{kPa}$ のほぼ同じ応力比における有効応力経路と応力-ひずみ関係を示す。UV・UH 両供試体には初期構

造に大きな相違が存在しているため、圧縮時と伸張時の間隙水圧の発生特性にも大きな相違が認められた。繰返し載荷第1サイクルに着目すると、圧縮時と伸張時とで発生する間隙水圧が異なり、UV 供試体では圧縮時より伸張時に残留する間隙水圧が大きく、UH 供試体では伸張時よりも圧縮時に残留する間隙水圧の方が大きくなっている。

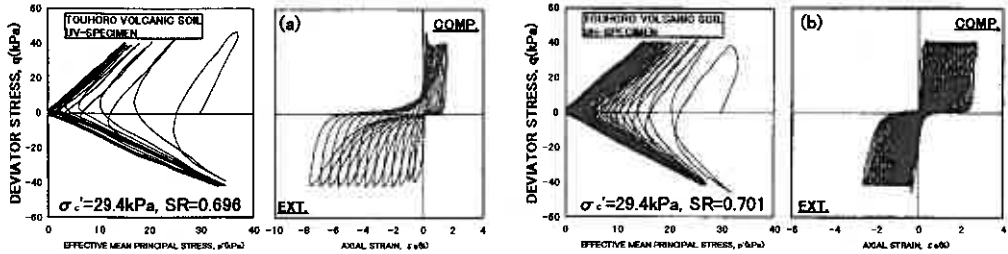


図-6 当幌火山灰土タイムヒストリー($\sigma'_c=29.4\text{kPa}$) (a):UV 供試体,(b):UH 供試体

図-7,8 は、有効拘束圧 σ'_c で正規化した過剰間隙水圧 $\Delta u/\sigma'_c$ (過剰間隙水圧比)と両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ に至る繰返し載荷回数で正規化した繰返し載荷回数 N/N_c (繰返し回数比)との関係を示したものである。繰返し応力比の違いによって $\Delta u/\sigma'_c \sim N/N_c$ 関係は異なるが、両供試体ともにこれらの関係は図中の破線で囲まれた領域内において生じるようである。ここで注目すべき点は、UV 供試体と UH 供試体ではその間隙水圧の発生状況に大きな差が見られるのに対して、残留間隙水圧の蓄積過程は両者でほぼ一致していることである。すなわち、間隙水圧の発生が圧縮側あるいは伸張側で卓越するという異方的な挙動を示しても、圧縮-伸張という1サイクルが終了した時点ではそれが相殺されるためであろう。

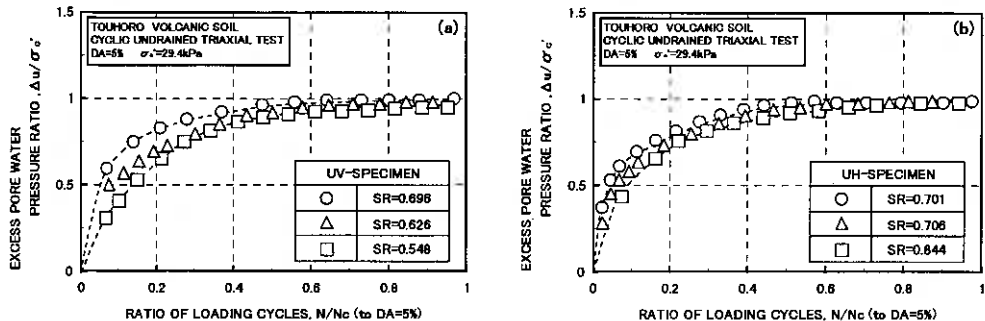


図-7 当幌火山灰土過剰間隙水圧発生特性($\sigma'_c=29.4\text{kPa}$) (a):UV 供試体,(b):UH 供試体

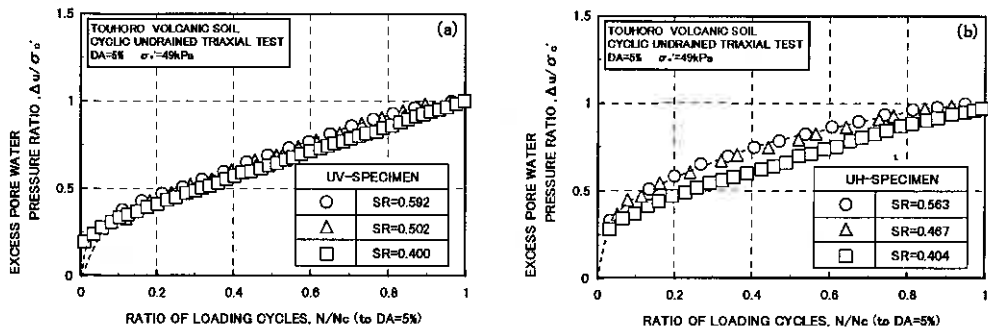


図-8 当幌火山灰土過剰間隙水圧発生特性($\sigma'_c=49\text{kPa}$) (a):UV 供試体,(b):UH 供試体

図-9は、両振幅軸ひずみ DA と、過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c$ との関係を示したものである。両供試体は、ほぼ同じ繰返し応力比のものであるが、軸ひずみと間隙水圧の関係には明瞭な差が見られ、同じひずみ量で発生する過剰間隙水圧は常に UH 供試体の方が大きな値をとっている。つまり、同程度の間隙水圧が発生していても、UH 供試体の方が変形に対する抵抗が大きいたことがわかる。このような差は供試体の構造異方性に起因するものである。すなわち、構造異方性に応じた $DA \sim \Delta u/\sigma'_c$ 関係の相違によって、所定の両振幅軸ひずみで定義した液状化強度には図-2に見られるような明確な差が現れると考えられる。

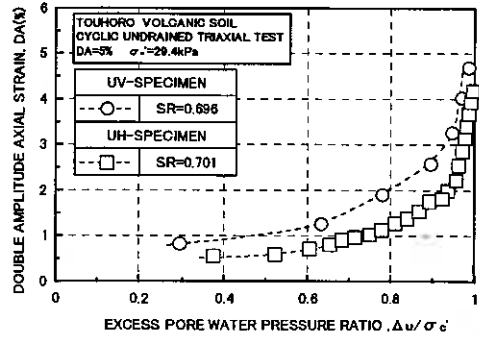


図-9 当視過剰間隙水圧-軸ひずみ発生特性

4-4 応力状態による強度-変形特性に及ぼす影響 (平均主応力による検討)

図-10は、UV、UH 供試体の原位置応力状態を模式的に示している。原地盤では、このような異方的な応力条件下にある試料が、非排水繰返しせん断においては等方圧密条件下となり過大な圧密が生じることは既知である。また本研究では、不攪乱試料において原位置での K_0 が正確に測定されないことにより過圧密を避けるため、原位置土被り圧を有効拘束圧として供試体を等方圧密しているのが現状である。

そのため、等方圧密によりどの程度原位置応力状態を過大に評価し、構造的な異方性を低減せしめているのかその影響度合いを平均主応力により定量的な評価を試みる。

UV 供試体の平均主応力 $p_{v(u)}$ は、

$$p_{v(u)} = \frac{\sigma_a + 2\sigma_r}{3} = \frac{\sigma_{vc} + 2K_0\sigma_{vc}}{3} = \frac{1+2K_0}{3}\sigma_{vc}$$

UH 供試体の平均主応力 $p_{h(u)}$ は、

$$p_{h(u)} = \frac{\sigma_a + 2\sigma_r}{3} = \frac{K_0\sigma_{vc} + 2(1+K_0)\pi\sigma_{vc}}{3} = \frac{K_0 + 2(1+K_0)\pi}{3}\sigma_{vc}$$

等方圧密時の平均主応力 $p_{iso} = \sigma_0$ とすると、有効拘束圧が原位置の土被り圧 ($\sigma_0 = \sigma_{vc}$) で、 $K_0 = 0.5$ と仮定した時、等方圧密時に対する原位置状態の平均有効主応力の比をとると、UV 供試体では 0.67、UH 供試体では 3.30 となり両者の格差はおおよそ 5 倍となる。このことが供試体の誘導異方性の一因である。すなわち UV 供試体が UH 供試体に比べ過大に等方圧密され、そのため構造的な変化も生じ得ると考えられる。

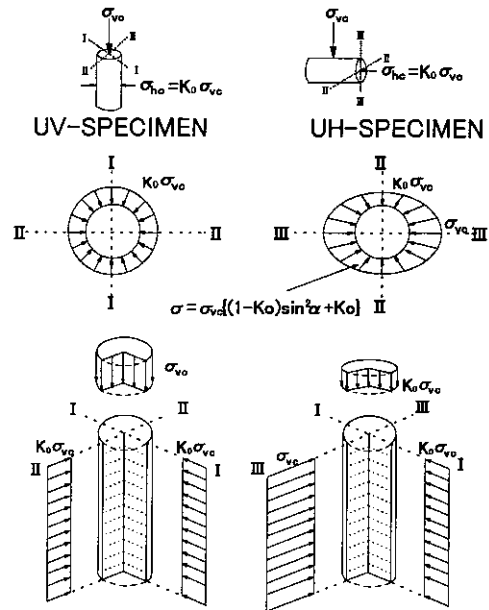


図-10 不攪乱試料の原位置応力状態

4-5 柏原・森火山灰土に見られる液状化特性の異方性

図-11(a),(b)は、 $\sigma'_c=49\text{kPa}$ の条件下における柏原火山灰土・森火山灰土の不攪乱並びに再構成供試体の液状化強度を示している。両火山灰では、原位置土被り圧は約 25kPa と推定されているが、過去の研究では過圧密を避けるために若干高めの有効拘束圧 49kPa のもとで等方圧密し非排水繰返しせん断を行っていた。当幌火山灰土では、原位置土被り圧のもとでのみ強度異方性は確認されたが、過大な圧密履歴を受けた柏原火山灰土・森火山灰土では、異方性による強度の差が確実に認められる。

また、モールド内に試料を堆積させて、給水-脱水-凍結一切出しの過程を経て得た再構成供試体($R_V \cdot R_H$ 供試体)においても異方性による強度の差が明瞭に見られる。

拘束圧による強度異方性の低減を検討するため、図-12に柏原火山灰土の再構成供試体($\sigma'_c=98\text{kPa}$)の液状化強度を示している。柏原火山灰土は、粒子が当幌火山灰土に比べて堅固であるため、破碎の影響があまりなく、それに伴ない高い応力レベルでも構造的な異方性が保持され、結果として強度に差が現れると推察している。なお、その詳細は(4-8)で検討している。

さらに、図-13(a),(b)に示すように間隙水圧発生特性や変形特性に異方性の明瞭な差がみられる。繰返し载荷第1サイクルに着目すると、圧縮時と伸張時とで発生する間隙水圧が異なり、 R_V 供試体は、圧縮時より伸張時に残留する間隙水圧が高く、 R_H 供試体では、伸張時よりも圧縮時に残留する間隙水圧の方が高くなっている。しかし、その異方性の影響は不攪乱供試体と比べて、拘束圧の増加に伴い構造的な変化を引き起こしやすい傾向がみられる。

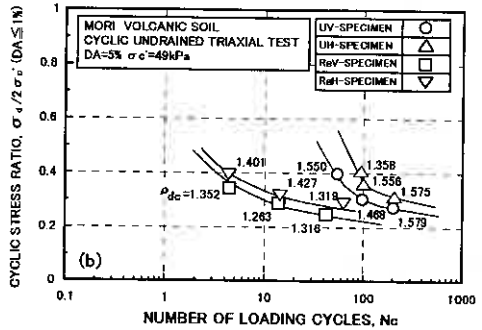
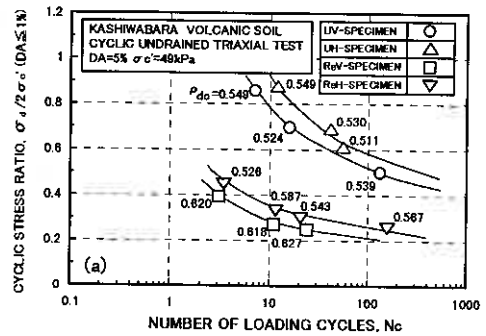


図-11 柏原・森火山灰土液状化強度($\sigma'_c=49\text{kPa}$)

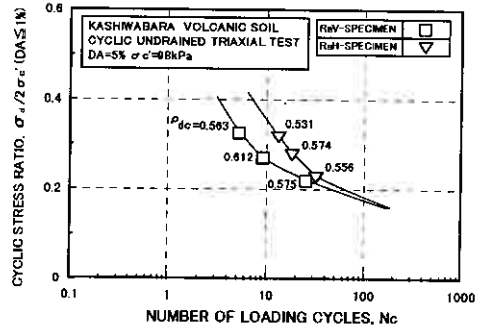


図-12 柏原火山灰土液状化強度($\sigma'_c=98\text{kPa}$)

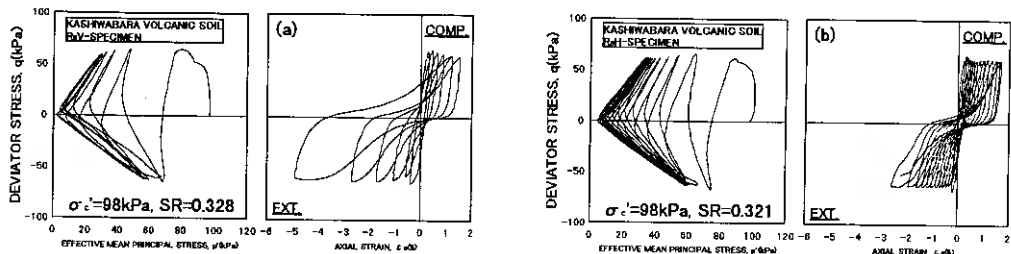


図-13 柏原火山灰土タイムヒストリー($\sigma'_c=98\text{kPa}$) (a): R_V 供試体, (b): R_H 供試体

4-6 当幌火山灰土の再構成供試体による検討

適切な手法によって再構成することにより自然堆積地盤で見られる異方的な液状化特性を与える方法を検討した。図-14 は、当幌火山灰土の有効拘束圧 $\sigma'_c=29.4\text{kPa}$ による液状化強度の比較を示している。乾燥状態で作製した供試体では強度差が見られず、湿潤状態で作製したものは不撓乱の原位置土被り圧で圧密した供試体と同様の傾向を示している。図-15 は、有効拘束圧 $\sigma'_c=49\text{kPa}$ による液状化強度の比較である。再構成試料では、不撓乱供試体と同様に明確な強度差はみられない。

図-16 では、変形特性の比較を示しているが、異方性の傾向は不撓乱供試体と同様であるが、 $R_v V \cdot R_h H$ 供試体は共に圧縮側での変形が卓越している。これは再構成供試体が、セメンテーション効果や異方圧密履歴を受けていないため、このような圧縮側での変形が卓越しているのではないかと推察される。

4-7 軸ひずみ-体積ひずみ関係

異方的な応力条件下にあった不撓乱供試体が等方圧密過程においてどのような構造変化を示しているかを検討したのが図-17, 18 である。図では、横軸に軸ひずみの3倍をとり、縦軸に体積ひずみ ε_v をとっている。等方圧密条件より、両者は1対1のライン上にはのらずである。ここでは、当幌火山灰土と柏原火山灰土について検討しているが、不撓乱、再構成の $V \cdot H$ 供試体ともに圧密時において明瞭な差を見出すことはできない。これは、他の火山灰土や豊浦砂のケースにおいても同様であった。

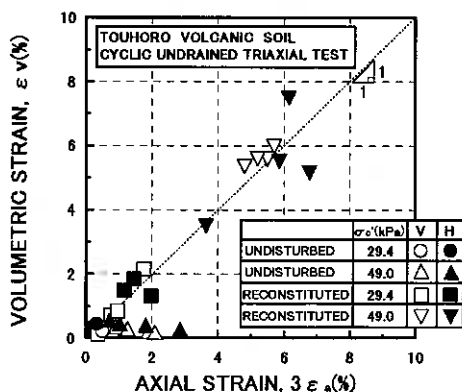


図-17 当幌火山灰土軸ひずみ-体積ひずみ関係

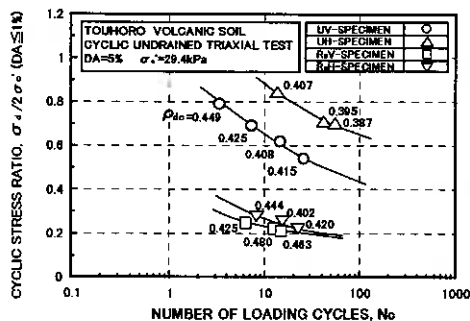


図-14 当幌液状化強度比較 ($\sigma'_c=29.4\text{kPa}$)

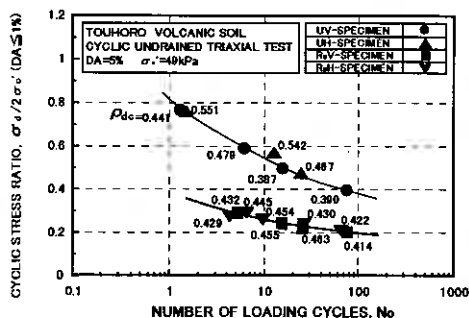


図-15 当幌液状化強度比較 ($\sigma'_c=49\text{kPa}$)

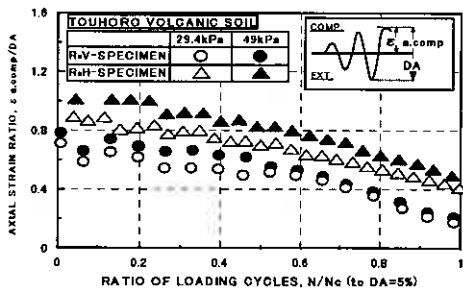


図-16 当幌再構成火山灰土変形特性比較

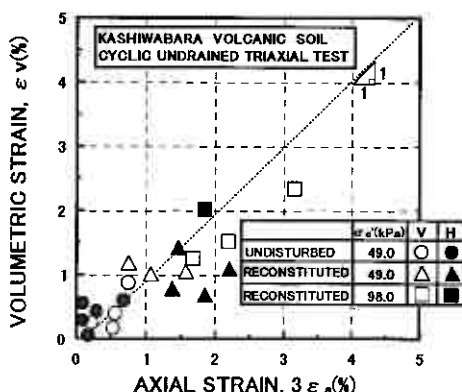


図-18 柏原火山灰土軸ひずみ-体積ひずみ関係

4-8 粒子破碎特性

火山灰質粒状体は一般に土粒子自身が、もろく破碎しやすいので粒子破碎がその力学的挙動に及ぼす影響は極めて大きい。既往の研究^{5,6)}から、破碎性火山灰土の粒子破碎の大部分は繰返しせん断過程よりは圧密過程で発生するという結果を得ているが、他の火山灰土よりさらに構成粒子が脆弱な当幌火山灰土においても、有効応力が減少する繰返しせん断時の粒子破碎量は無視できる程度である⁹⁾。図-19で明らかなように当幌火山灰土は、圧密過程で粒子破碎が生じていることがわかる。また、破碎性材料のしらすやまさ土が比較的低い拘束圧でも粒子破碎を生じる¹⁰⁾と同様に破碎性が高い試料であることを示唆している。このように、破碎性火山灰土では構造的な変化だけではなく、圧密過程で細粒分含有量の大きな変化も生じるためにその強度変化のメカニズムは複雑となる。

粒径に依存しない粒子硬度パラメータ B_f 値¹¹⁾ (この数値が高いほど硬度が高い) で比較すると森火山灰土は 170、柏原火山灰土は 90、強破碎性を示す当幌火山灰土は 20 である。単純計算で、当幌火山灰土は堅固な森火山灰土と 10 倍程度の硬度差があることになる。この B_f 値の違いを反映して、細粒分増加量 ΔF_c は相対的に粒子硬度の影響を受けていると思われる。また、 ΔF_c の増加により構造的な異方性が変化し強度異方性や過剰間隙水圧発生特性、変形特性にも多大な影響を及ぼすであろう。

そこで図-20には、縦軸に細粒分の増加量 ΔF_c 、横軸に有効拘束圧の関係を示し検討を加えた。粒子破碎特性において構造的異方性の影響を見出す決定的な相違点を見出すことができる。すなわち、いずれの火山灰土においても不攪乱・再構成供試体をとわず、V 供試体より H 供試体の細粒分増加量が上回っている。これは、不攪乱供試体では原位置応力状態から等方的に圧密されることによる構造変化に伴う粒子破碎が H 供試体の方が高いことを示唆している。また、再構成供試体においても初期構造異方性が等方圧密により影響を受けていることがわかる。

4-9 粒度分布

図-21は、当幌火山灰土の粒径加積曲線を示している。原ら¹¹⁾は、細粒分のない砂礫材料の液化強度は、粒度分布が異なり、間隙比が大きく異なる場合においても、相対密度により一義的に表せるとしているが、著しい破碎特性を示す当幌火山灰土において、原位置の粒度分布に対し乾燥状態で再構成し異方性が現れなかったものは、かなりかけ離れた粒度分布となっていることがわかる。

また湿潤状態で作製し強度-変形特性に異方性が確認されたものは原位置粒度にかなり近いことがわかる。こ

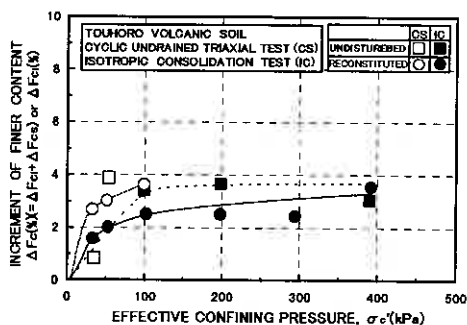


図-19 当幌火山灰土粒子破碎特性

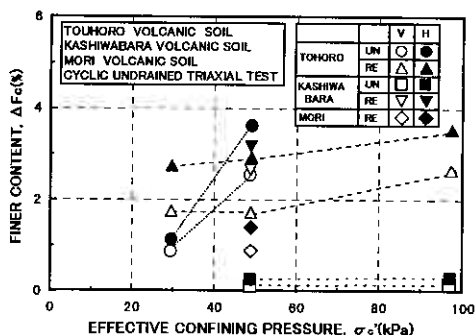


図-20 有効拘束圧による細粒分増加割合

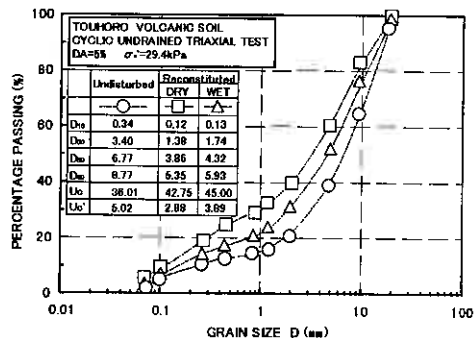


図-21 当幌火山灰土粒径加積曲線

れは、当幌火山灰土が強破碎特性を有し、原位置試料を乾燥させるだけで試料が容易に破碎を起したり、粒子表面の細粒分¹²⁾が分離しそれに伴い粒度分布の変化が起こることにより、初期構造異方性が再現しづらかったのではないかと推察している。

図-22,23 には、柏原・森火山灰土の原位置並びに再構成粒度分布を示す。再構成試料の粒度分布は、それぞれ若干のずれはあるが当幌火山灰土に比べ、原位置粒度とほぼ近似していることがわかる。

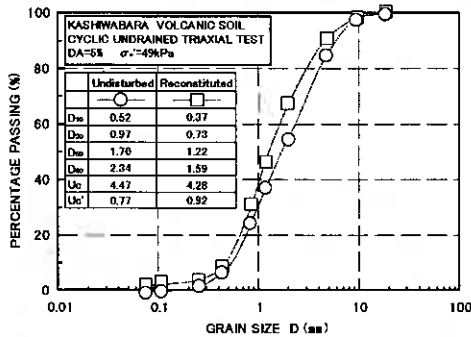


図-22 柏原火山灰土粒径加積曲線

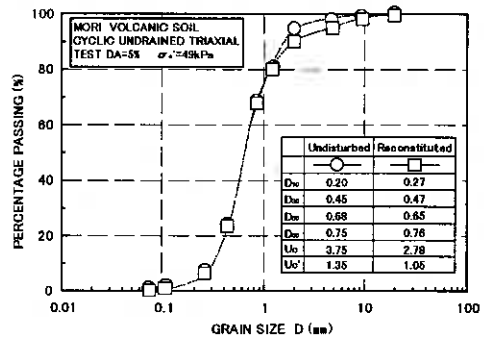


図-23 森火山灰土粒径加積曲線

4-10 液状化強度の比較

図-24 は、 $DA=1\%$, $N_c=20$ における V 供試体に対する H 供試体の強度比 R (定義は図中参照) を示している。図中には、堆積構造異方性砂の値と当幌・柏原・森火山灰土の値を示している。豊浦砂では $R=1.3$ 程度である。柏原・森火山灰土はおおよそ $R=1.1\sim 1.2$ を示す。しかし当幌火山灰土では、過大な圧密により構造異方性が消失したと思われる $\sigma'_c=49\text{kPa}$ では、 $R=1$ となり圧密圧力の影響を明瞭に確認できる。

繰返しせん断過程における粘着力成分の消失⁹⁾を調べるために図-25 には、所定の DA に関して繰返し载荷回数 $N_c=5, 10, 20, 30, 40$ に対応する不攪乱供試体と再構成試料の繰返し応力比 SR の割合 R_s を図示した。当幌火山灰土 ($\sigma'_c=29.4\text{kPa}$) では繰返しせん断の増加によって、 $DA=1\%$ 時では R_s が増加傾向を示し $DA=5\%$ の時は R_s が低下傾向を示す。 $\sigma'_c=49\text{kPa}$ では、いずれの DA においても R_s 値は 2 程度を示していて、载荷回数の増加に伴う R_s の変化は生じなかった。この不攪乱供試体と再構成供試体の強度差は、自然堆積時にもたらされたセメンテーション、粒子配列構造の異方性、応力履歴等による構造的な変化によるものと考えられる。このような破壊強度の違いが原位置火山灰土が保有するセメンテーションのみに起因するのかを明らかにするためには、さらなる研究とデータの蓄積が不可欠である。

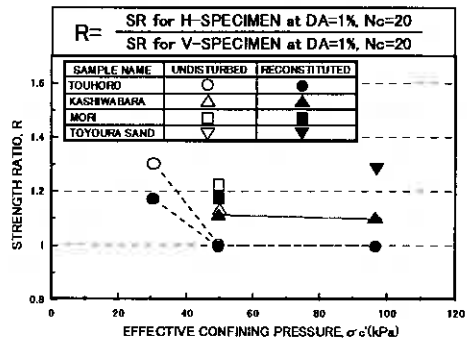


図-24 液状化強度の比較

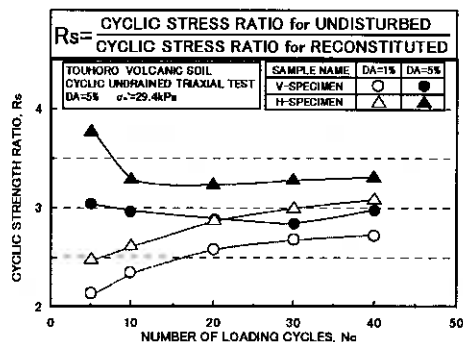


図-25 繰返し载荷回数に伴う強度増加割合

5. ま と め

- (1) 自然堆積火山灰質地盤の異方性は顕著である。その特徴は、鉛直方向より水平方向に圧縮しやすく膨張しづらいためという点であり、クリーンな砂のそれと極めて類似している。
- (2) 破碎性火山灰土の室内試験では、圧密圧力(有効拘束圧)の決定を正確に行う必要がある。過大な圧密は供試体の構造異方性を消失させるだけではなく、誤った液状化強度を与える可能性がある。
- (3) いずれの火山灰土においても、堆積構造異方性の影響によって、不攪乱・再構成供試体をとわずV供試体よりH供試体の細粒分増加量が上回っている。
- (4) 破碎性が卓越する試料の再構成供試体作製においては、人為的な破碎を起さないようにすることが重要である。また、破碎に伴う細粒分増加による粒度分布の変化を無視することはできないようである。

謝 辞

本研究では、サンプリングにおいて室蘭工業大学 川村志麻 助手、西松建設 萱場信弘氏、北海道大学大学院 宮浦征宏氏、伊吹真一君に協力を得、さらに貴重な意見を頂いた。記して深甚なる感謝の意を表します。

参考文献

- 1) S. Miura, S. Toki: Anisotropy in mechanical properties and its simulation of sands sampled from natural deposits, *Soils & Foundations*, Vol.24, No.3, pp.69-84, 1984.
- 2) T. Asonuma, S. Miura, M. Mae: Evaluation of deformation-strength properties of volcanic soils by laboratory and in-situ testings, *Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 2001.
- 3) 三浦清一、前原孝、阿曾沼剛、山崎雅仁: 火山灰質地盤の繰返し非排水強度特性とその異方性、第35回地盤工学研究発表会講演集、地盤工学会、pp.777-778、2000.
- 4) 三浦清一、八木一善、田中洋行、阿曾沼剛: 破碎性粗粒土の力学挙動と評価—主として北海道火山性堆積地盤について—、土と基礎、Vol.48, No.10, pp.15-18、2000.
- 5) 三浦清一、八木一善、川村志麻: 火山灰質粒状体の圧密・せん断による粒子破碎とその評価、土木学会論文集、No.561/III-38, pp.257-269、1997.
- 6) 三浦清一、八木一善、川村志麻: 破碎性粗粒火山灰土の繰返し非排水変形—強度特性に及ぼす応力履歴の影響、土木学会論文集、No.547/III-36, pp.221-229、1996.
- 7) 八木一善、萱場信弘、三浦清一: 火山性粗粒土の粒子硬度と破碎特性の相関、地盤工学会北海道支部技術報告集第39号、pp.153-162、1999.
- 8) 地盤工学会: 土質試験の方法と解説、2000.
- 9) 三浦清一、八木一善、田中洋行: 室内及び原位置試験から推定した二次堆積火山灰地盤の変形—強度特性、破碎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.47-52、1999.
- 10) 兵動正幸、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.
- 11) 原忠、國生剛治: 砂礫の液状化強度および液状化後の非排水せん断強度に及ぼす粒度分布の影響、土木学会論文集、No.645/III-50, pp.245-253、2000.
- 12) 風間基樹、加賀谷俊和、柳沢栄司: まさ土の液状化抵抗の特殊性、土木学会論文集、No.645/III-50, pp.153-166、2000.

原位置および室内試験より求めた火山灰土の動的変形定数

北海道大学大学院工学研究科 ○学生員 阿曾 沼 剛
 北海道大学大学院工学研究科 正 員 三浦 清一
 北海道大学工学部 渡辺 則仁
 北海道大学大学院工学研究科 学生員 前 宗孝

1. はじめに

地盤あるいは構造物の地震応答解析を行う際に、地盤の動的変形定数を求めることは重要なことである。特にせん断弾性係数は地盤の力学的性質(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である。

本研究では、北海道内3カ所、鹿児島県内1カ所の火山灰地盤から不攪乱試料(トリプルチューブ、シンウォール、ブロック)を採取し、変位制御方式による繰返し三軸試験によりそれらの変形特性を調べた。また、室内及び原位置試験から求めたせん断弾性係数の対応関係を、さらに攪乱試料に対する一連の試験より、せん断弾性係数の拘束圧、間隙比依存性の検討を行った。

2. 試験試料

試料は、早来町遠浅(HAYAKITA VOLCANIC SOIL)、中標津空港(NAKASHIBETSU VOLCANIC SOIL)、中標津町当幌(TOUHORO VOLCANIC SOIL)¹⁾、鹿児島市鹿児島大学構内(SHIRASU)の自然堆積火山灰層から採取した。以下に各火山灰土の生成過程の概要を述べる。

2-1 早来火山灰土(HAYAKITA VOLCANIC SOIL)

早来町遠浅のサンプリングサイトは北海道電力南早来変電所内である。図-1 ではサンプリング地点の地質断面図を示す。これから判断すると、上部より構前降下堆積物(深度約 2m まで)、恵庭降下堆積物(深度約 3.5m までの軽石)、深度約 6m 付近までの細粒火山灰土は支笏流下堆積物、そして本研究で対象としている深度 6~12m の軽石混じり粗粒火山灰土は支笏降下堆積物(Spfa-1)と考えられる。噴出源は支笏カルデラであり、これは 2.9~3.2 万年前に支笏火山の大規模な軽石噴火によって形成された。ここではトリプルチューブサンプリング(φ 83mm)による不攪乱試料の採取を行っている。また標準貫入試験(SPT)、電気式静的コーン貫入試験(E-CPT)、オランダ式二重管コーン貫入試験(D-CPT)、弾性波速度検層(PS 検層)およびサイスミックコーン貫入試験(SCP)²⁾も実施している。

2-2 中標津・当幌火山灰土(NAKASHIBETSU・TOUHORO VOLCANIC SOILS)

中標津空港では SPT、E-CPT、SCP、ダイラトメータ試験(DMT)³⁾等の原位置試験とトリプルチューブサンプリング(φ 83mm)、シンウォールサンプリ

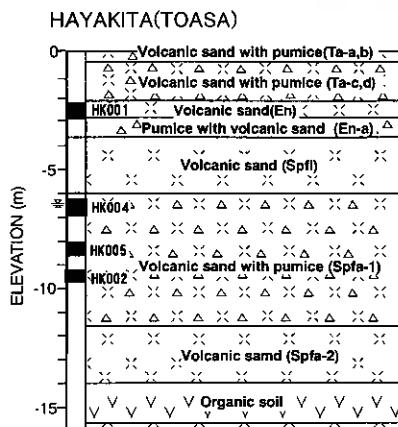


図-1 早来火山灰土地質断面図

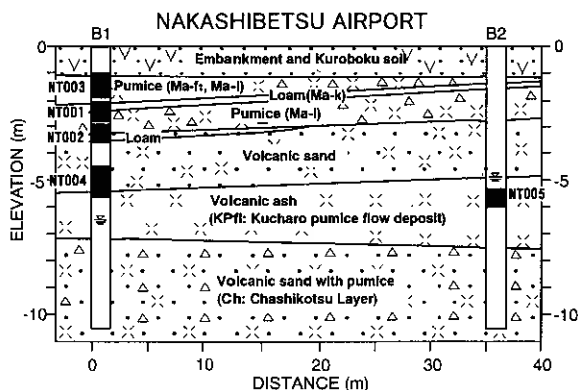


図-2 中標津空港地質断面図

Modulus of dynamic deformation estimated by in-situ and laboratory testings: Tsuyoshi Asonuma, Seiichi Miura, Norihito Watanabe, Munetaka Mae (Hokkaido University)

ング(φ75mm)により不攪乱試料を採取した。その試験箇所の地質断面図を図-2に示す。ここで研究対象とした深度2~3mのMa-1は、摩周降下堆積物から構成されている軽石試料であって、摩周火山噴出物の上層部に属するものである。この地域では上部に摩周火山噴出物(Ma-f1~Ma-1)が堆積し、下部に屈斜路軽石流堆積物(KPfl)や茶志骨層(Ch)が分布している。また、中標津町当幌(中標津町市街より北西に約4km)の土採り場では中標津空港での深度2~3m(Ma-1層)と同様の火山灰混じり軽石試料を採取した。このサイトでの層厚は約0.4mであり、ブロックサンプリングにより不攪乱試料と乱した試料を採取した。

2-3 しらす(SHIRASU)

この試料は火砕流堆積物の非溶結部で一般にしらすといわれている。噴出源は始良カルデラと推定されており、約2.4万年前に噴出した入戸火砕流堆積物³⁾と思われるが詳細は不明である。採取地は鹿児島大学構内(下荒田キャンパス)であり、図-3にその地点の地質断面図を示す。ここではSPT、E-CPT、SCP、DMT等の原位置試験とトリプルチューブサンプリング(φ71.5mm)により不攪乱試料を採取した。室内試験の対象としたのは、深度5~25mの火山灰質砂である。

表-1と図-4に変形試験に用いた各火山灰供試体の物理的性質と代表的な粒径加積曲線を示す。なお室内試験に用いた不攪乱試料は、採取後凍結させたものである。試験に用いた早来、中標津および当幌の試料は軽石が主体のもので非常に多孔質であって、粒子内間隙の占める割合が大きいため表-1の乾燥密度 ρ_{d0} は0.5(g/cm³)前後と低く、自然含水比(ω_0)は100(%)前後と極めて高い値を示している。特に中標津、当幌火山灰土のMa-1の ρ_{d0} は著しく低くなっている。さらに見た目は通常の砂と変わらないしらすは、火山ガラスの混入により軽石主体の火山灰土と同様、土粒子密度 ρ_s は2.5(g/cm³)前後の値を示している。

KAGOSHIMA(SIMOARATA)

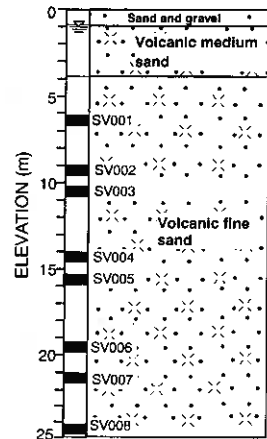


図-3 鹿児島地区地質断面図

3. 三軸試験の方法

不攪乱試料は、現地において脱水後ドライアイスによる凍結を経てその状態のまま実験室に運搬し所定の三軸供試体寸法(φ=70mm、H=170mm)になるように整形を行った。この凍結供試体を三軸セル内に設置し、有効拘束圧 $\sigma'_c=19.6$ kPa

表-1 各火山灰土の物理的性質

SAMPLE	DEPTH (m)	σ'_v (kPa)	ρ_s (g/cm ³)	ρ_{d0} (g/cm ³)	e_0	ω_0 (%)	D_{50} (mm)	U_c	F_c (%)	SAMPLING METHOD
HAYAKITA	HK001 ①	3.0	39.2	2.80	1.00	1.80	52.1	0.75	10.06	TRIPLE-TUBE
	HK004 ②	6.5	78.4	2.32	0.56	3.14	76.7	1.36	4.52	
	HK005 ②	8.0	88.2	2.27	0.56	3.04	96.5	2.40	5.65	
	HK002 ②	9.5	98.0	2.18	0.49	3.45	132.6	3.30	5.68	
NAKASHIBETSU	NT003 ②	1.8	29.4	2.42	0.41	4.90	184.9	4.20	6.82	THIN-WALL
	NT001 ②	2.5	29.4	2.61	0.43	6.07	157.5	4.76	28.18	
	NT002 ②	3.2	39.2	2.42	0.38	5.37	136.0	3.90	6.00	
	NT004 ①	5.5	58.8	2.59	1.01	1.56	39.2	0.12	—	TRIPLE-TUBE
	NT005 ①	5.5	58.8	2.52	0.81	2.11	73.2	0.29	—	
TOUHORO	NV01 ②	1.8	29.4	2.49	0.40	5.23	140.9	6.35	36.36	BLOCK
	DISTURBED ②	—	—	2.56	—	—	154.8	6.60	6.00	
SHIRASU	SV001 ①	6.3	49.0	2.57	1.27	1.03	27.4	0.31	2.69	TRIPLE-TUBE
	SV002 ①	9.1	68.6	2.55	1.24	1.05	35.1	0.27	2.34	
	SV003 ①	10.6	78.4	2.57	1.06	1.44	49.5	0.22	2.68	
	SV004 ①	14.1	98.0	2.40	1.09	1.20	43.7	0.22	—	
	SV005 ①	15.8	107.8	2.44	1.10	1.22	45.9	0.17	—	
	SV006 ①	19.5	127.4	2.45	0.99	1.47	54.9	0.23	—	
	SV007 ①	21.2	137.2	2.46	0.92	1.68	60.1	0.32	—	
	SV008 ①	24.5	156.8	2.40	0.97	1.48	57.2	0.21	—	

σ'_v : Effective overburden pressure, ρ_s : Specific gravity, ρ_{d0} : Dry density, e_0 : Void ratio, ω_0 : Water content, D_{50} : Mean grain size, U_c : Uniformity coefficient, F_c : Finer content

SAMPLE: ① Volcanic sand, ② Pumice

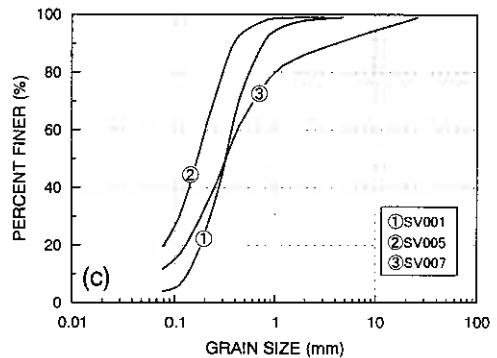
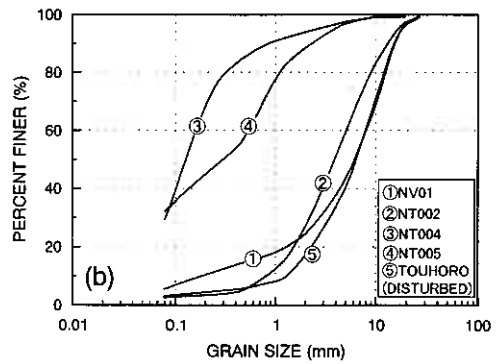
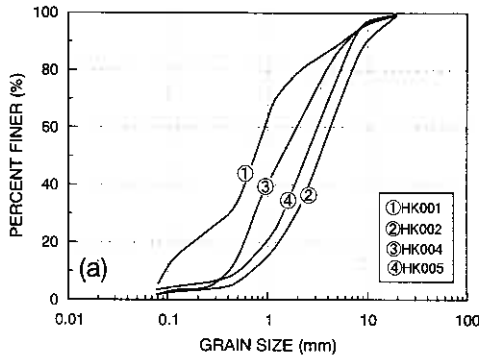


図-4 各火山灰土の粒径加積曲線：(a) 早来火山灰土、(b) 中標津・当幌火山灰土、(c) しらす

のもとで2時間以上放置することにより完全に融解させている。乱した当幌火山灰土の再構成供試体は、主に密度変化(間隙比変化)におけるせん断弾性係数の違いを検証するためのものであり、その作製方法は多重ふるい落下法(MSP法)、空中落下法(AP法)、水中落下法等でなされている。

不攪乱試料についての飽和手順は①二重負圧法の適用、②脱気水の通水、③196kPaのバックプレッシャー供給の順である。再構成供試体は二重負圧法の代わりに二酸化炭素の通気を与えている。これらの方法により全ての供試体の間隙水圧係数 B は0.96以上の値を得ている。

引続き所定の有効拘束圧のもとで等方圧密を行った。

不攪乱試料の圧密応力については原位置での有効上載圧

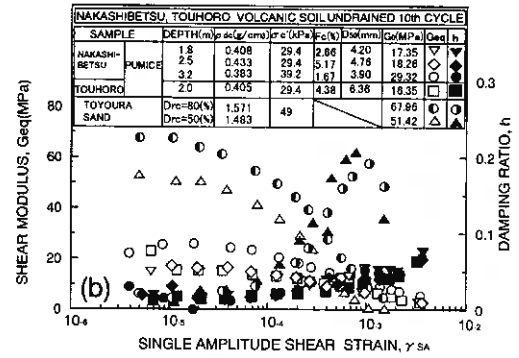
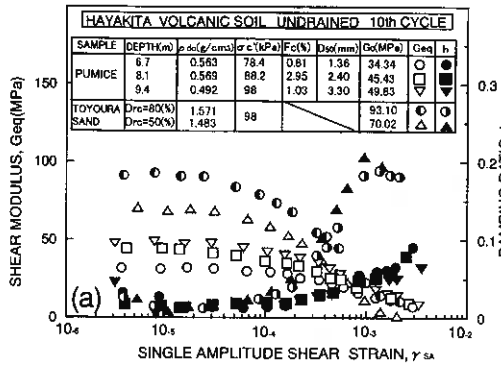
(σ'_v)を算定し、それを有効拘束圧(σ'_c)として等方圧密を行った。圧密の終了は体積ひずみの変化率が 2.0×10^{-4} (%/min)以下になった時とし、全ての供試体の圧密時間はほぼ12時間で終了している。使用したひずみ制御式繰返し三軸試験装置はメガトルクモーターをパソコンで制御することにより、 $h=170\text{mm}$ の供試体に対して軸ひずみを0.1(Hz)の正弦波で0.0001~10(%)まで制御可能である⁹⁾。なお、試験は全て非排水状態でっており動的変形試験(変位制御)の方法は、地盤工学会基準⁹⁾に従った。

4. 試験結果と考察

4-1. 室内試験による火山灰土の動的変形特性

4-1-1. 三軸試験から求まるせん断弾性係数と履歴減衰定数

図-5(a)は、不攪乱早来火山灰土に関する等価せん断弾性係数(G_{eq})及び履歴減衰定数(h)と片振幅せん断ひずみ(γ_{sk})の関係を非排水載荷について示している。また図-5(b)は、同様に不攪乱中標津・当幌火山灰土また図-5(c)は不攪乱しらすの関係である。これらの図より、いずれの火山灰土の繰返し変形挙動にも、通常の砂と同様に強いひずみ依存性が存在していることがわかる。また、 10^{-4} の微小ひずみレベルにおける不攪乱火山灰土の G_{eq} 値は、今回比較として実施した豊浦砂(有効拘束圧 $\sigma'_c=49, 98\text{kPa}$)よりもかなり低い値を示している。この原因として、早来、中標津及び当幌火山灰土については試料が軽石主体であるため土粒子中に空隙が多く存在し供試体密度が低いことがあげられよう。しかしながら、しらすは豊浦砂と相対密度($D_{rc}=80\%$)において顕著な違いは無いもののその値は豊浦砂(有効拘束圧 $\sigma'_c=98\text{kPa}$)のそれを半減させたような値である。なお、田中ら⁹⁾は圧縮性が卓越するカーボネイト系砂の G は、1(%)以下のひずみレベルにおいて豊浦砂よりもかなり小さくなることを報告しているが本結果はこれに符合するものである。また、 γ_{sk} が増加しても、軽石主体の早来、中標津・当幌火山灰土の h は豊浦砂と比較してかなり増加しづらい傾向にある。しらすの場合は豊浦砂の発生量とほぼ同じ



h=0.2の値を示しているが、 γ_{sa} の増加によるhの増加の傾向は砂よりも極めて遅いようである。

4-1-2. 三軸試験によるせん断弾性係数、履歴減衰定数および過剰間隙水圧の発生挙動の違い

次に、図-5の結果をより詳しく述べるために図-6において G_{eq} を G_0 (せん断ひずみ $\gamma=10^{-5}$ におけるGの値)で正規化した G_{eq}/G_0 と γ の関係を示した。図-6(a)、(b)において、豊浦砂($D_{re}=50\%$)の G_{eq}/G_0 と早来、中標津・当幌火山灰土のそれとを比較すると、砂の G_{eq}/G_0 の低下に比べて粗粒火山灰土のその低下は緩やかである。特に、このことは、 $\gamma=10^{-4}$ レベル以上で顕著となっている。また、図-6(c)はしらすの結果を示している。これより、 γ の増加に対する G_{eq}/G_0 の低下挙動は豊浦砂($D_{re}=80\%$)とほぼ同じであり、 $\gamma=10^{-4}$ レベル以上において急激に低下していることが確認できる。

次に、図-7はhと γ の関係を示している。図-7(a)では中標津・当幌火山灰土のみを示しているが、早来、中標津・当幌火山灰土は $\gamma=10^{-2}$ においてhの発生量は0.1以下であるのに対して豊浦砂は $\gamma=10^{-4}$ レベルからhの値が急激に増加しておりほぼ0.2の値をとっている。一方、図-7(b)において、しらすは豊浦砂よりもhの発生量は若干

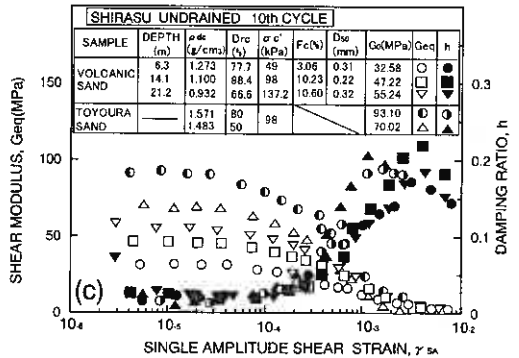


図-5 各火山灰土の繰返し変形特性：(a) 早来火山灰土、(b) 中標津・当幌火山灰土、(c) しらす

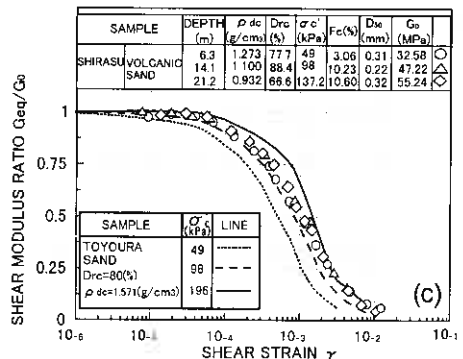
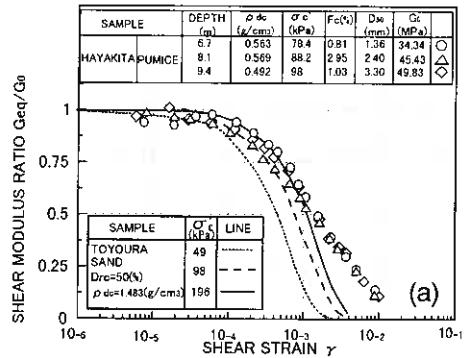
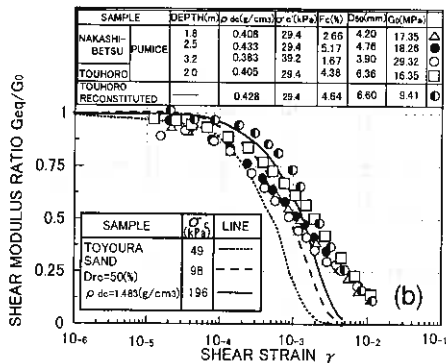


図-6 各火山灰土の G_{eq}/G_0 - γ 関係：(a) 早来火山灰土、(b) 中標津・当幌火山灰土、(c) しらす

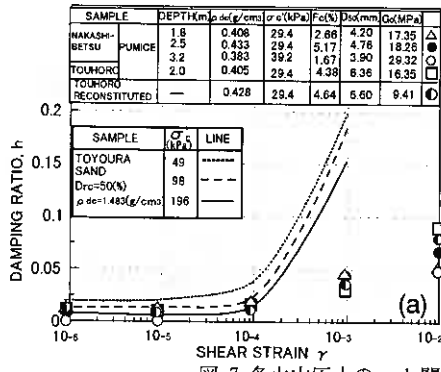
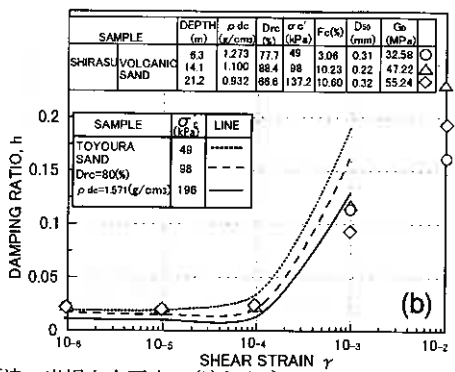


図-7 各火山灰土の γ -h 関係：(a)中標津・当幌火山灰土、(b)しらす



低いもののほぼ同様な値を示していることがわかる。

図-8は、図-7に対応して繰返し載荷中に発生する過剰間隙水圧を過剰間隙水圧比($\Delta u/\sigma'_c$)と γ の関係で示している。ここで豊浦砂については、hの発生挙動と同様に、 $\gamma=10^{-4}$ レベルより急激に $\Delta u/\sigma'_c$ の値が増加しており、 $\gamma=10^{-2}$ 付近において初期液状化状態($\Delta u/\sigma'_c=1.0$)を示している。しかしながら $\gamma=10^{-2}$ レベルにおいて中標津・当幌火山灰土では0.6程度、図示はしていないが早来火山灰土では $\Delta u/\sigma'_c=0.8$ 程度の値であり、h同様、同一 γ における発生量にはぶいようである。また図-8(b)より、しらすは $\gamma=10^{-2}$ レベルにおいて $\Delta u/\sigma'_c=0.9$ と粗粒火山灰土より高い値を示している。豊浦砂の場合、 σ'_c が増加するとグラフの右方向にシフトするように、 $\Delta u/\sigma'_c$ の発生挙動に拘束圧依存性が見られる。中標津火山灰土では σ'_c の範囲が狭いので定性的なことは言えないが、しらすにおいて σ'_c が変化した場合においても $\Delta u/\sigma'_c$ の発生挙動に違いはないようである。

上記より、 γ が増加した場合でも軽石主体の粗粒火山灰土はhの発生量が低いということがわかった。そこで次の図-9では、 γ が増加することによりhの値は増加し続けるのかについて調べた。ここでは再構成当幌火山灰土について応力制御の三軸試験装置において、通常液状化の状態と定義されるような振幅軸ひずみ $DA=5$ (%)に相当する $\gamma=7$ (%)のひずみを本変位制御三軸試験装置で与えている。図より、 γ が液状化と言われるようなひずみに達してもhの値は0.1未満であることがわかる。このことより当幌火山灰土のhは0.1程度を上限値とするようであり、これは豊浦砂の0.2に比べ極めて低い値となっている。

4-1-3. 繰返しせん断試験において供試体に与えられる累積エネルギー

繰返しせん断試験においては、供試体に与えられる繰返し載荷による累積エネルギーとhの発生量には密接な関係

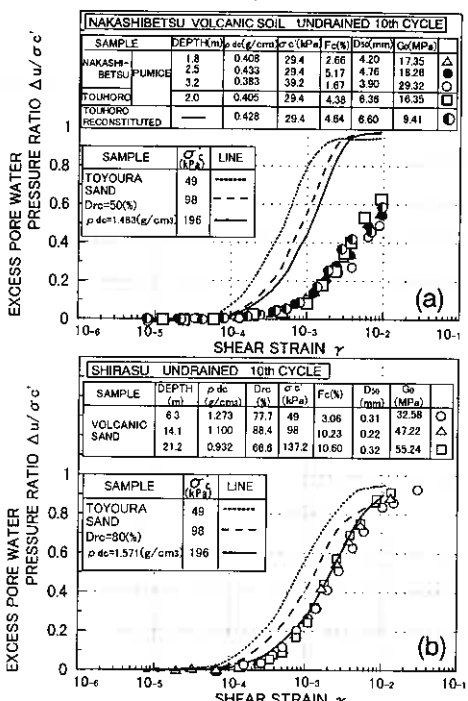


図-8 各火山灰土の γ -($\Delta u/\sigma'_c$) 関係：(a)中標津・当幌火山灰土、(b)しらす

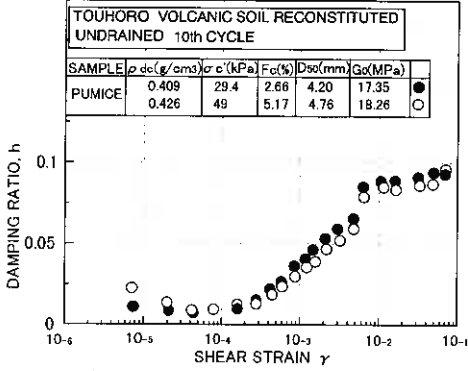


図-9 再構成当幌火山灰土の h における γ 依存性

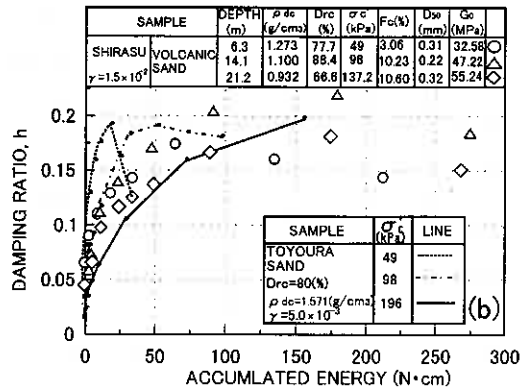
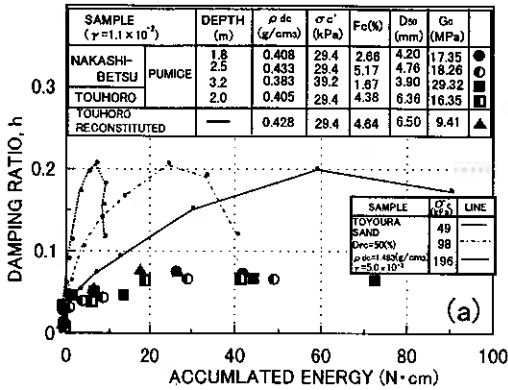


図-10 繰返し载荷による累積エネルギーとhの関係：(a)中標津・当幌火山灰土、(b)しらす

があると考えられる。累積エネルギーについて、例えば風間ら⁷⁾は累積損失エネルギーを提示している。つまり土が繰返し荷重を受けた際に塑性変形して費やす塑性仕事の累積値であって、具体的には、非排水三軸試験を行ったとき土要素の応力-ひずみ関係から得られる履歴ループ内の面積を足しあわせて得られる量である。このことから、与えるエネルギーが小さければ必然的にh、 Δu の発生量は低くなる。そのため軽石を主体とする火山灰土において、それらの発生量が低いのは供試体に与えられるエネルギーが低い可能性があるため、図-10で各载荷段階における第10波までの累積エネルギーとhの関係を示した。図-10(a)では中標津・当幌火山灰土($\gamma=1.1 \times 10^{-3}$)について豊浦砂($\gamma=5.0 \times 10^{-3}$)と比較をしている。図示はしていないが、豊浦砂と同じ γ 、 $\sigma'_c=49$ kPaのデータを比較すると累積エネルギーはほぼ同じであった。しかし、中標津・当幌火山灰土の $\gamma=1.1 \times 10^{-3}$ までのデータにおいて、累積エネルギーは増加してもhの増加は見られない。図-10(b)ではしらすの結果($\gamma=1.5 \times 10^{-3}$)を示している。累積エネルギーとhの関係は豊浦砂 $\sigma'_c=98$ 、196kPaの関係と極めて類似しており、拘束圧による違いは確認できないようである。最終的に $\gamma=1.5 \times 10^{-3}$ まで変形試験を行った場合、豊浦砂と同様にあるピーク値を示したあとhの値は減少する挙動を示している。

以上の結果より、軽石を主体とする粗粒火山灰土は γ の増加により G_{eq}/G_0 の低下がクリーンな砂よりも低く、h、 Δu は発生しにくい傾向にある。一方、粒度分布からみると通常の砂に近いしらすにおいては、 G_{eq}/G_0 の低下挙動、h、 Δu の発生挙動はクリーンな砂とほぼ同じである。このことから軽石主体の粗粒火山灰土は、クリーンな砂と比較するとねばり強い試料であると考えられるが、砂分の多い火山灰土ではクリーンな砂とほぼ同じ変形挙動を示すと考えて良い。

4-2 原位置試験と室内試験から求めたせん断弾性係数の比較

図-11に早来、中標津空港および鹿児島での原位置試験結果を示す。早来火山灰土の軽石火山灰層のN値は概ね10以下の値を示している。N値(SPT)、電気式静的コーン貫入試験(E-CPT)およびサイスマックコーン貫入試験(SCP)は上載圧の影響をあまり受けてはいないようである。このような傾向は二次しらすについても同様に報告されている⁸⁾。中標津空港では深度7mまで同様な傾向が示されているが、それ以深になるといずれの原位置パラメータも深度とともに増大する。鹿児島でのデータについては、深度が増大しても原位置パラメータには変化がないようである。

図-12は、原位置試験であるPS検層、SCPから求めたせん断弾性係数 G_{ps} 、 G_{sc} と、図-5を基に $\gamma=1.0 \times 10^{-3}$ の値として推定した三軸試験(CTS)による G_{ct} を比較している。図-12(a)では早来火山灰土の結果を示している。また、早来火山灰土と噴出源を同じくするウトナイ火山灰土¹⁾の結果についても示している。これらの火山灰土の G_{ct} は G_{ps} 、 G_{sc} と深度が浅い場合はほぼ一致しているが、深度が深くなるにつれてその値は異なっていくようである。同様に図-12(b)では中標津火山灰土の結果を示している。サンプル数が少ないが、深度が深くなると室内試験の結果と

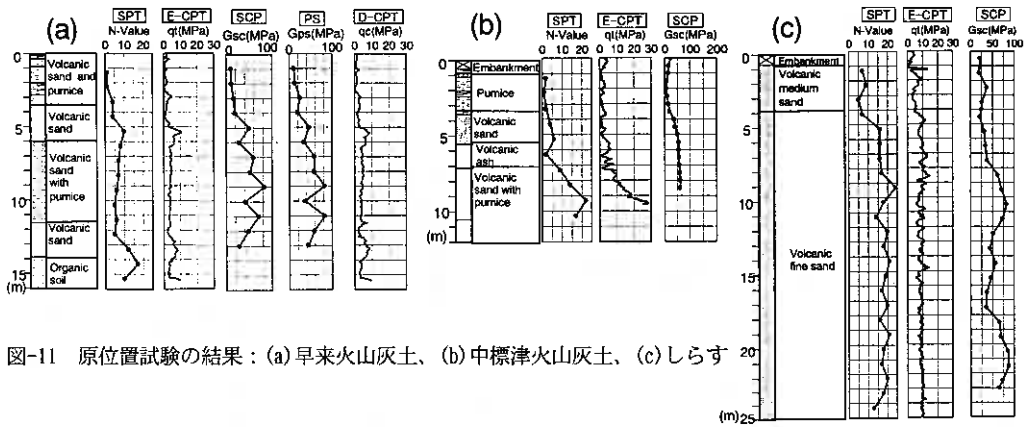


図-11 原位置試験の結果：(a) 早来火山灰土、(b) 中標津火山灰土、(c) しらす

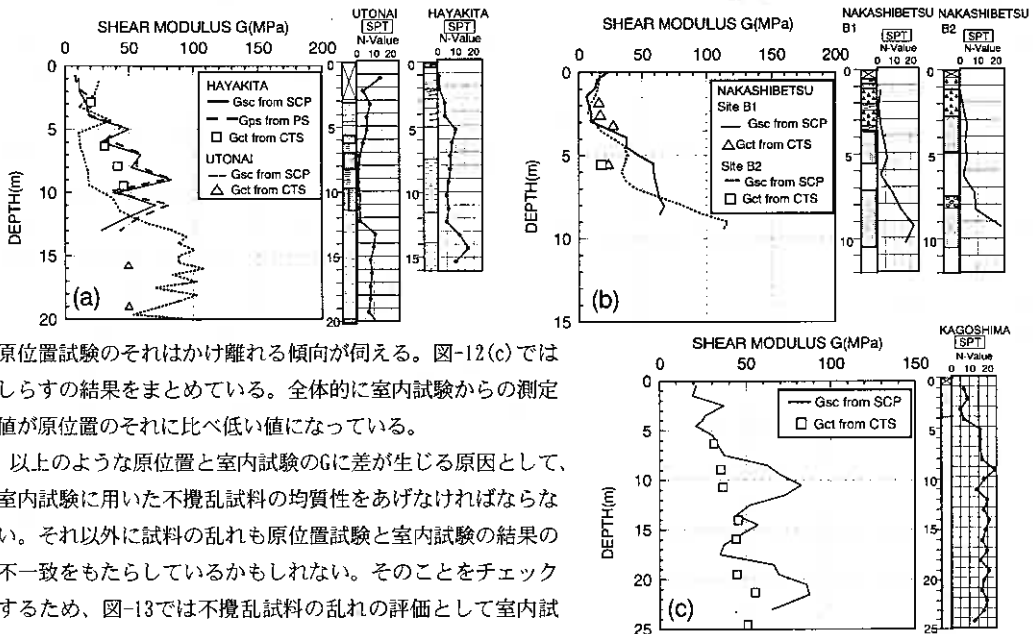


図-12 原位置試験と室内試験の G の比較：(a) 早来火山灰土、(b) 中標津火山灰土、(c) しらす

原位置試験のそれはかけ離れる傾向が伺える。図-12(c)ではしらすの結果をまとめている。全体的に室内試験からの測定値が原位置のそれに比べ低い値になっている。

以上のような原位置と室内試験のGに差が生じる原因として、室内試験に用いた不攪乱試料の均質性をあげなければならない。それ以外に試料の乱れも原位置試験と室内試験の結果の不一致をもたらしているかもしれない。そのことをチェックするため、図-13では不攪乱試料の乱れの評価として室内試験における間隙比の変化を示している。図中、 e_0 は供試体の初期間隙比、 e_c は圧密終了後の間隙比であり、 $\gamma=10^{-6}$ レベルにおいて室内試験から推定されるせん断弾性係数($G_{0(c)}$)とSCPからのそれ($G_{0(sc)}$)の比をまとめている⁹⁾。これより間隙比の変化が大きいくほど $G_{0(c)}/G_{0(sc)}$ が低下するようである。しかし、中標津火山灰土のように粒子破碎等によるものと思われる供試体の密実化によって $G_{0(c)}/G_{0(sc)}$ が5割以上も増加している例もあり、これを乱れの指標とするには問題を多く含んでいる。今回の試料の中で、しらすだけが試料採取後の凍結時においてチューブの軸方向に膨張を起し、明らかな乱れを生じているので、図-14に $G_{0(c)}/G_{0(sc)}$ と供試体を受けたであろう軸方向のひずみ(膨張を正)(ϵ_a)の関係をまとめている。ここで ϵ_a は、RIコーン¹⁰⁾より求めた長さ約0.8mの各チューブ試料の深度に対応した原位置の乾燥密度の平均値(ρ_d)と室内試験に用いた供試体の初期乾燥密度(ρ_{d0})を用いて、凍結時に供試体の軸方向の

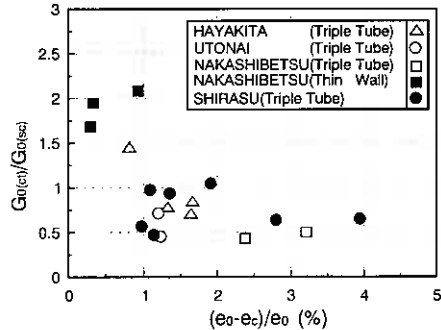


図-13 間隙比の変化とGの関係

みに変位が生じたと仮定して求めている。この図より、データには若干のばらつきがあるものの試料採取後の凍結による膨張によって、 $G_{0(c1)}/G_{0(sc)}$ に確実な低下をもたらしているようである。以上より、室内および原位置試験から求まるGは必ずしも一致しないが、不攪乱試料の乱れの状態が明らかであれば室内試験のGを補正すること(具体的な補正方法は今後の検討課題である)は可能と思われる。

4-3. 原位置試験から求まる q_1 、N値および G_{sc} の関係

図-15では図-11で示した原位置試験結果の関係をN値とE-CPTによる先端抵抗 q_1 でまとめている。田中ら¹¹⁾は砂質地盤について式(1)の関係を報告している。

$$q_1 = 0.4N \quad (\text{MPa}) \quad (1)$$

図-15よりウトナイ、早来および中標津火山灰土は式(2)、しらすは式(3)の関係にある。

$$q_1 = 0.8N \quad (\text{MPa}) \quad (2)$$

$$q_1 = 0.53N \quad (\text{MPa}) \quad (3)$$

これより、しらすが砂地盤に極めて近い値を示していることがわかる。一方、軽石を主体とする火山灰土の場合、SPT時のサンプラー貫入による粒子破碎の影響があげられる。図示はしていないが、早来火山灰土のSPTにおける採取試料とトリプルチューブによる試料の細粒分(F_c)を比較した結果、SPTの方が F_c の量が多くサンプラー貫入時に粒子破碎が誘発されていることは明らかである。これより、軽石主体の火山灰地盤はN値が過小に評価され、N値が低い場合でも q_1 は高い値を示す1つの原因であると考えられる。

図-16はN値と G_{sc} の関係を示している。これよりウトナイ、早来および中標津火山灰土は、しらすに比べて同じN値において G_{sc} は高い値を示すが、SPTでは動的な貫入により粒子破碎等が発生しN値自体が正しい値であるかわからない。そのため非破壊試験である G_{sc} と q_1 の関係を調べる必要がある。そこで、図-17では G_{sc} と $(q_1 - p_{v0})$ の関係を示している。これよりウトナイ、早来および中標津火山灰土は式(4)、しらすは式(5)の関係にある。

$$G_{sc} = 11(q_1 - p_{v0}) \quad (\text{MPa}) \quad (4)$$

$$G_{sc} = 6.3(q_1 - p_{v0}) \quad (\text{MPa}) \quad (5)$$

ここで p_{v0} は全応力による土被り圧である。上式より軽石主体の火山灰地盤の G_{sc} がしらすよりも高い値になっていることがわかる。このことから、軽石のように粒径が大きくなると G_{sc} が高くなる¹²⁾という可能性を示唆しているといえる。

4-4. 室内試験から求まる G_{c1} とN値、 q_1 の関係

次に図-18では図-16の比較と同様、繰返し三軸試験(CTS)による G_{c1} とN値の関係を示している。図-16と同様、N

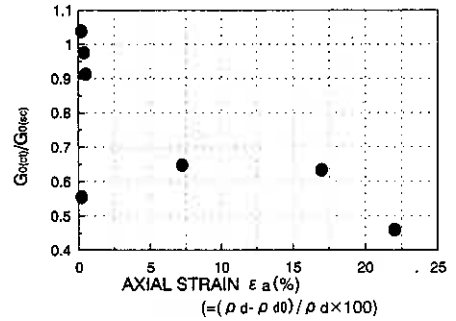


図-14 各供試体の凍結時の軸ひずみとGの関係

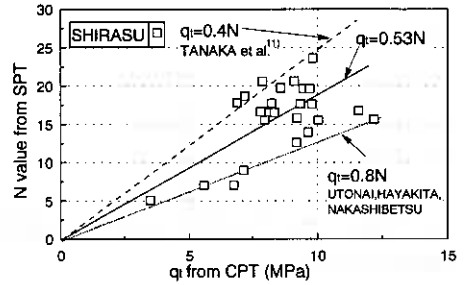


図-15 N値と q_1 の関係

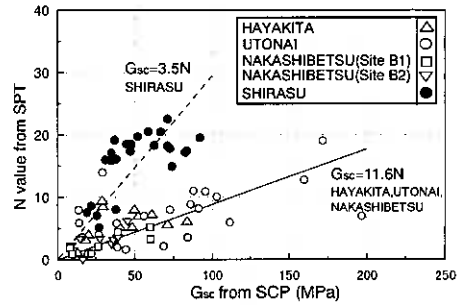


図-16 N値と G_{sc} の関係

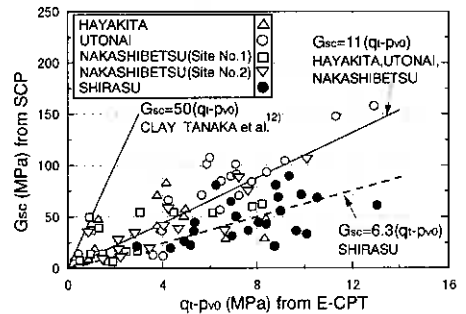


図-17 q_1 と G_{sc} の関係

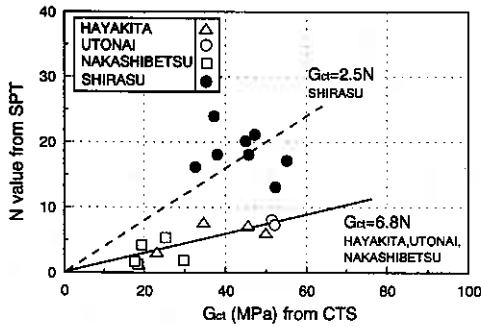


図-18 N値と G_{ct} の関係

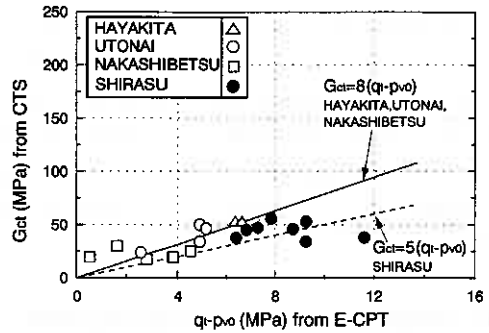


図-19 q_1 と G_{ct} の関係

値が同じであれば軽石主体の火山灰土の方がしらすよりも高い G_{ct} を示している。しかし、室内試験の方が原位置試験よりも全体的に G が低いために図-18中の式の係数は低い値となる。

また、図-19は G_{ct} と q_1 の関係を示している。図中に示した式の係数は原位置試験のそれよりも低い値になっている。4-2でも言及したが、図-18、19の式中の係数は室内試験の G を適切に補正することにより、原位置試験の結果とほぼ同値になると考えられる。

4-5. 軽石を主体とする粗粒火山灰土のせん断弾性係数と供試体密度の関係

図-20では再構成した当幌火山灰土の圧密後の間隙比と G_0 の関係を拘束圧についてまとめている。これより当幌火山灰土の G_0 値は間隙比の変化よりも σ'_c の影響を強く受けるようであり、これを定式化すると

$$G_{0(e)} = 2760 \cdot e_c^{-0.526} \cdot (\sigma'_c)^{0.64} \quad (6)$$

となる。ここで e_c は等方圧密後の間隙比である。

図-21では上記の結果と砂質土の G - e 関係を表す既往の提案式^{13)~17)}($\sigma'_v = 98\text{kPa}$)を示している。図から、砂質土の G は e の増加により急激に低下しているが、当幌火山灰土の場合はその低下も緩やかで e の影響をさほど

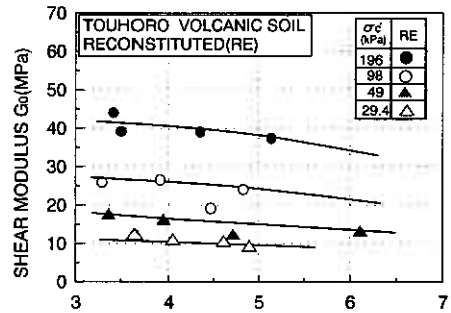


図-20 間隙比とせん断弾性係数の関係

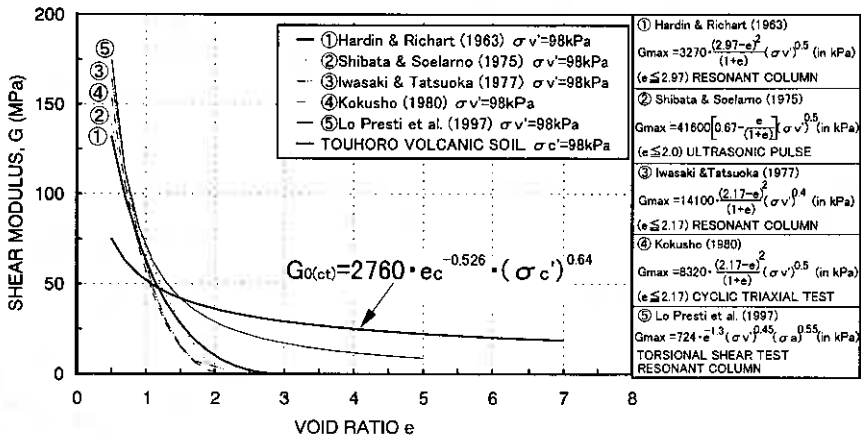


図-21 G - e 関係を表す既往の提案式との比較

ど受けにくいことから、間隙比依存性の低い粗粒土であることがわかる。

5. まとめ

1) 軽石を主体とする粗粒火山灰土は、 γ の増加による G_{eq}/G_0 の低下がクリーンな砂よりも低く、 h 、 Δu は発生しにくいようである。一方粒度分布的には通常の砂に近いしらすにおいて、 G_{eq}/G_0 の低下挙動、 h 、 Δu の発生挙

動はクリーンな砂とほぼ同じである。このことから、軽石主体の粗粒火山灰土はクリーンな砂と比較するとねばり強い試料であるといえ、砂分の多い火山灰土はクリーンな砂とほぼ同じ変形挙動を示すといえる。

- 2) 凍結による軸方向の膨張のように、不攪乱試料の乱れの状態が明らかであるなら、室内試験のGを適切に補正することは可能と思われる。
- 3) 火山灰地盤において、原位置試験より求めたせん断弾性係数(G_{sc})と電気式コーン貫入試験より求めた q_1 の関係は軽石を主体とする火山灰土では $G_{sc}=11(q_1-p_{v0})$ 、しらすのような砂分を多く含む火山灰土では $G_{sc}=6.3(q_1-p_{v0})$ となり軽石主体の火山灰地盤の方がしらすよりも G_{sc} が高くなる。このことは、粒径が大きくなると G_{sc} が高くなる傾向を反映している。
- 4) 再構成当幌火山灰土において、せん断弾性係数は従来の提案式と同様、間隙比と拘束圧の関係で示すことができた。ただし、当幌火山灰土は間隙比の影響よりも有効拘束圧の影響を強く受ける材料である。

謝 辞：サンプリングについて室蘭工業大学の川村志麻氏、萱場信弘君(現西松建設)、楊俊傑氏、宮浦征宏君、伊吹真一君の協力を得た。しらすの室内試験については本学大学院1年の山崎雅仁、小林隼両君の協力を得た。原位置試験では田中洋行氏(運輸省)、佐藤厚子氏(北海道開発局土木研究所)、池田晃一氏(北海道土質コンサルタント)にデータの提供を頂いた。また、八木一善氏(地崎工業)には、それぞれ対象とした火山灰地盤や原位置試験結果に関する意見を頂いている。末筆ながら、記して深甚なる感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 八木一善、三浦清一、阿曾沼剛、萱場信弘：地盤工学会北海道支部技術報告集、第40号、pp.109-118、2000
- 2) Mishima, O., Tanaka, H., Tanaka, M. and Miura, S.: Site investigation of Tomakomai volcanic ash by SPT, CPT, DMT and seismic cone tests, *Proc. of The International Symposium on Problematic Soils. IS-TOHOKU '98*. Vol.1. pp.195-198, 1998
- 3) 高田誠：しらす地盤の地盤工学的特性に関する研究、鹿児島大学博士学位論文、1998
- 4) 阿曾沼剛、三浦清一、八木一善、中島謙介：室内及び原位置試験から推定した火山灰地盤のせん断弾性係数、第35回地盤工学研究発表会発表講演集、2分冊の1、pp.293-294、2000
- 5) 土質工学会：土質試験の方法と解説、第一回改訂版、2000
- 6) 田中邦博、安福規之、村田秀一、兵動正幸：カーボネイト砂の力学的特性とその砂中の杭の周面摩擦力特性、土木学会論文集、No.523/Ⅲ-32、pp.99-109、1995
- 7) 風間基樹、柳澤栄司、増田昌昭：定ひずみ制御繰返し三軸試験による液状化強度評価の可能性、土と基礎、Vol.46、No.4、pp.21-24、1998
- 8) 高田誠、北村良介、北田貴光：二次しらすの力学特性の評価、土木学会論文集、No.561/Ⅲ-38、pp.237-244、1997
- 9) D. R. Shiwakoti., Tanaka, H., Tanaka, M. and Mishima, O.: A study on small strain modulus of undisturbed soft marine, *Proc. of The 10th International Offshore and Polar Engineering Conference. Seattle*, Vol. II, pp.455-460, 2000
- 10) 三村衛、柴田徹、延山政之：RIコーンによる砂質地盤の密度・含水量検層と液状化評価、第30回土質工学研究発表会発表講演集、3分冊の1、pp.287-290、1995
- 11) Tanaka, H. and Tanaka, M.: Characterization of sandy soils using CPT and DMT, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.3, pp.55-65, 1998
- 12) 田中洋行、三島理、田中政典：粒径の大きな粒状体から成る地盤に対するCPTとDMTの適用性、土木学会論文集、No.638/Ⅲ-49、pp.273-283、1999
- 13) Hardin, B. O. and Richart, F. E.: Elastic wave velocities in granular soils, *Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.89, No. SMI, pp.33-65, 1963
- 14) 柴田徹, D. S. Soelarno: 繰返し載荷を受ける砂質土の応力・ひずみ特性、土木学会論文集、No.239、pp.57-65、1975
- 15) Iwasaki, T. and Tatsuoka, F.: Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands, *Soils and Foundations*, Vol.17, No.3, pp.19-35, 1977
- 16) Kokusho, T.: Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range, *Soils and Foundations*, Vol.20, No.2, pp.15-60, 1980
- 17) Lo Presti, D. C. F., Jamiolkowski, M., Pallara, O., Cavallaro, A. and Pedroni, S.: Shear modulus and damping of soils, *Geotechnique*, No.47, No.3, pp.603-617, 1997

打込み鋼管杭の火山灰地盤における鉛直支持力特性

北海道開発局 開発土木研究所 ○正会員 富澤幸一
正会員 西川純一

1. はじめに

火山灰地盤における基礎杭設計法は、火山灰が砂質土に近い密度およびせん断強度を有することから、地盤から決定する杭設計支持力については道路橋示方書IV下部構造編（以下 道示）¹⁾の砂質土に準拠して算定されるのが一般的である。しかしながら、火山灰は一般に破碎しやすい性質をもつことから、基礎杭施工時の地盤の乱れに伴うせん断強度の低下など、その特性には不明瞭な部分が残されている。

特に打込み杭においては、杭周面摩擦力が砂質土に対し大きく低下することや杭先端が開端条件のみでは先端閉塞効果の確保が困難などの現場報告^{2),3),4)}もあり、明確な設計法および施工管理手法が確立していない現状にある。

本報では、支笏火山灰地盤において杭先端に数種の加工を施した鋼管杭の打込み管理試験、動的載荷試験および静的鉛直載荷試験を実施し、さらに電気式コーン貫入試験の実施検証により、詳細が不明とされている火山灰地盤における打込み鋼管杭の鉛直支持力特性について考察した。

2. 火山灰特性

一連の現場試験は道央圏自動車道の千歳市に架橋予定の橋梁基礎で実施した。橋梁基礎工には、 $L=23.0\text{m}$, $\phi 800\text{mm}$ ・ $t=13\text{mm}$ の打込み鋼管杭が採用されている。

現場の土質柱状図および N 値分布を、試験杭の打設長と合わせて図-1に示す。図によれば、土質柱状は、地表面下 5m 程度まではローム・軽石などの互層からなり、それ以下は支持層までの火山灰層である。

北海道には、火山灰が道南、道央、道東を中心に広く分布しているが、当該箇所の火山灰は、支笏軽石流堆積物⁵⁾である。

当該工区の火山灰の主たる工学的特性として、概ね以下の性質が挙げられる。

- ①土粒子密度 ρ_s は、広い範囲に分布するが、自然含水比が高くなるに従い、若干低下傾向にある。
- ②礫分・砂分の含有が多く、不均等粒度傾向にある。
- ③極端に乾燥したものを除き、自然含水比は $w_n=40\sim 100\%$ と幅が広く、高含水の粗粒火山灰には、締固めによる粒子破壊やオーバーコンパクションを起こすものもある。

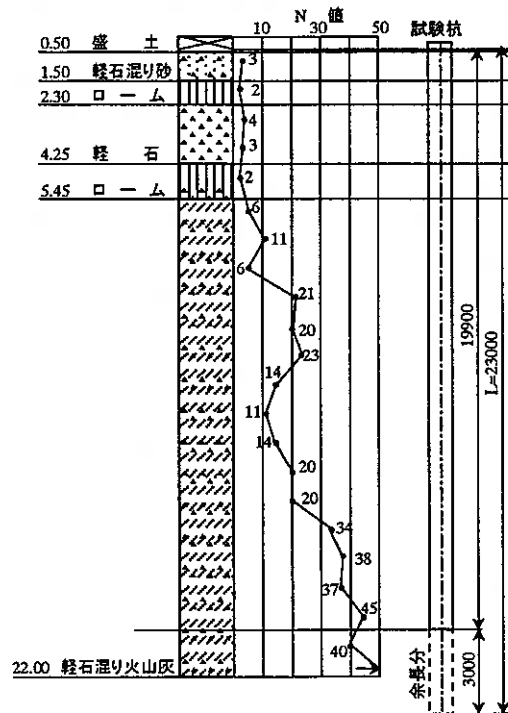


図-1 現場土質柱状図

Bearing capacity characteristics of driven steel-pipe-pile in volcanic ash ground
Kouichi TOMISAWA, Junfchi NISHIKAWA (Civil Engineering Research Institute Hokkaido Development Bureau)

3. 打込み管理試験

打込み管理試験は、開端杭の支持機構が先端閉塞効果に支配されることから、図-2に示した3タイプの試験杭により実施した。それぞれの試験杭の先端形状は、タイプ1は杭先端無処理のストレートとしたもの、タイプ2は先端閉塞面積を小さくするため0.5Dの十字切板を設置したもの、タイプ3は管内土のアーチ効果を期待し管内にリングを3段施したものである。

なお、支持層への杭根入れは、既往資料^{2),3),4)}の考察から静力学式により決定される杭長に+3.75D=3.0mの余長をもたせることとした。また、杭打ち機には、ラム重量 W=10ton の油圧ハンマを用い、打設時のラム落下高さは概ね 140cm に統一しており、ヤットコは使用していない。

打込み管理試験の結果得られた、各試験杭のリバウンド量 K と貫入量 S の関係を図-3に示す。リバウンド量 K と貫入量 S は杭打設に伴い概ね反比例的な傾向を示している。各試験杭は設計長打込み時で、タイプ1では $K=17.0\text{mm} \cdot S=0.4\text{mm}$ 、タイプ2では $K=13.8\text{mm} \cdot S=6.0\text{mm}$ 、タイプ3では $K=13.0\text{mm} \cdot S=7.2\text{mm}$ が得られている。

この際、打込み杭の動的支持力 R_u は、道示に示された下式の動的支持方式により算定される。

$$R_u = A \cdot E \cdot K / (e_o \cdot L_1) + \bar{N} \cdot U \cdot L_2 / e_f$$

A: 杭の純断面積 (m^2)

E: 杭のヤング係数 (N/m^2)

L_1 : 動的支持力算定上の杭長 (m)

L_2 : 地中に打込まれた杭の長さ (m)

\bar{N} : 杭周面の平均 N 値

U: 杭の周長 (m)

K: リバウンド量 (mm)

e_o, e_f : 杭とハンマの補正係数

先端支持力算定の第1項はリバウンド量 K により支配されるが、第2項の周面摩擦力が設計値相当の発現をしたとすれば、各試験杭は約-2m手前から静的設計支持力 $R_u=5.34\text{MN}$ が確保されている。

打込み特性に注目すれば、タイプ1では支持層への根入れ時点からリバウンド量 K が大きく、反する形で貫入量 S が急激に小さくなり、最終的に動的支持力 8.62MN が得られている。それに対し、タイプ2・タイプ3ではともに、最終的には打止めを決断しがたい貫入量 S が生じていることが分かる。

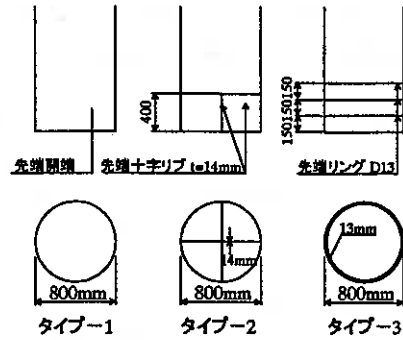


図-2 試験杭先端形状

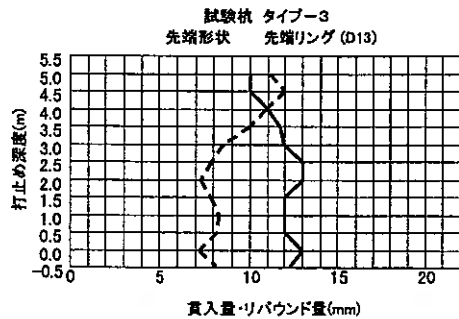
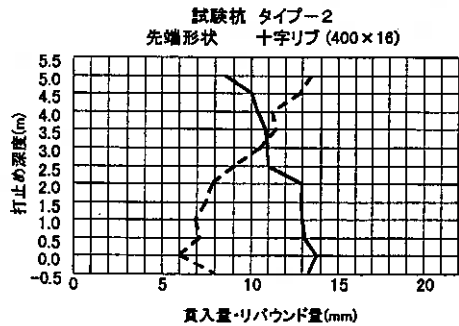
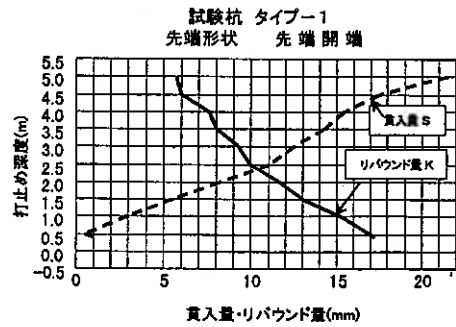


図-3 打込み管理記録

4. 動的載荷試験

打込み管理試験と同時に、各タイプの試験杭で動的載荷試験(DLT : Dynamic Loading Test)を実施した。

動的載荷試験は、打撃時に杭体に発生するひずみおよび加速度を測定し、一次元波動理論より杭支持力に相当する地盤の全抵抗を、入力波と反射波の和との釣り合いから算定するものである。この方法は、間接的な支持力算定であるため、静的鉛直載荷試験と対比し精度は若干落ちるものの、低コストで容易に複数の杭に実施可能な簡易載荷試験である。

動的載荷試験の結果得られた、試験杭 3 タイプの根入れ深さ毎の動的伝達エネルギーの関係を図-4に示す。明らかに杭先端開端状態のタイプ1で、支持層への根入れ位置からタイプ2・3に比べ大きな伝達エネルギーが確保されていることが分かる。その結果、動的支持力に相当する全抵抗値は、タイプ1で設計支持力を確保した5.41MN、タイプ2で4.02MN、タイプ3で3.91MNが得られており、打込み管理試験と同様に、タイプ1>タイプ2≧タイプ3の関係となった。

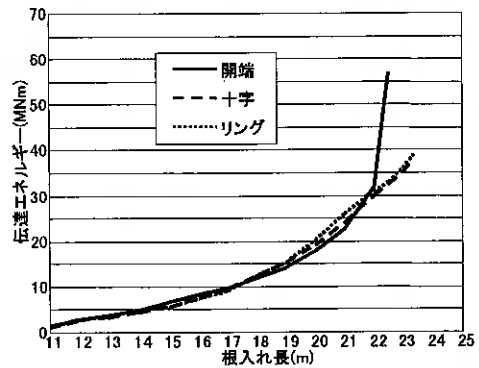


図-4 動的伝達エネルギー

5. 管内ボーリング工

打込み管理試験および動的載荷試験では、各試験杭の支持力特性は既往の報告^{2),3),4)}とは異なり、杭先端に加工を施すことにより先端閉塞効果が確保できず支持力が低下する結果となった。

そのため、杭先端の加工の有無による先端閉塞効果を検証するために、試験杭タイプ1の杭先端開端杭と試験杭タイプ2の杭先端十字リブ杭において、管内ボーリング工を実施した。

管内ボーリング工による地盤強度を周辺地盤のボーリング結果と合わせて、図-7に示す。図によれば、杭先端開端杭の管内土強度は若干低下傾向を示すが、周辺地盤ボーリングとほぼ合致しており、支持層以深から十分な先端閉塞が発揮されている。これに対し、杭先端十字リブ杭では管内土の地盤強度は周辺地盤ボーリングに対し総じて小さく、特に支持層での杭打止め位置で著しい強度低下傾向を示していることが分かる。

この現象は、杭先端に加工を施すことにより、杭打設に伴い破碎性地盤の性質を有する管内火山灰土のせん断強度が破壊され、管内摩擦および杭先端閉塞効果^{6),7)}が発揮されず、その結果十分な管内土極限抵抗が確保されなかった可能性を示唆したものと考える。

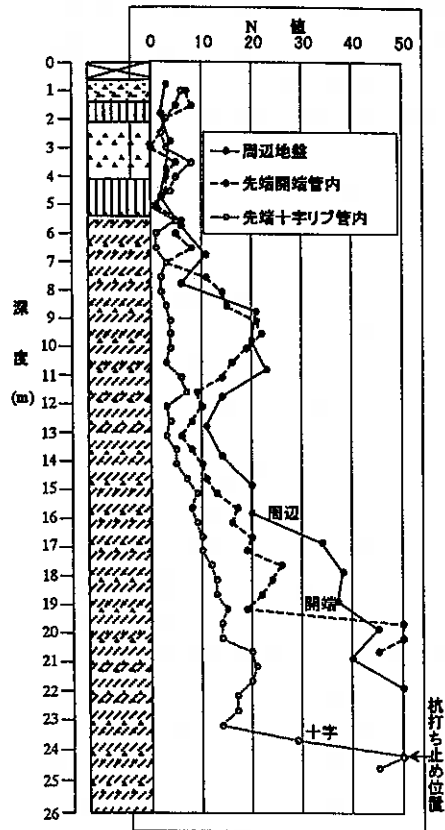


図-5 管内ボーリング工

6. 静的鉛直載荷試験

静的鉛直載荷試験は、火山灰地盤における打込み鋼管杭の支持力発現機構の検証および現場確認試験として位置付けられる。

静的鉛直載荷試験は、本杭として採用した杭先端開削条件を試験杭として実施した。試験杭には、鉛直荷重載荷時の杭周面摩擦力および杭先端支持力の発現を確認するため、杭体の深さ方向 2m ピッチにひずみゲージを設置した。載荷試験法は、地盤工学会基準²⁾に準拠し、周辺杭 6 本を反力杭とし加圧装置(油圧ジャッキ 500ton × 2 基)・載荷桁反力装置によって構成する反力載荷法によった。

載荷重は、計画最大荷重を静的設計支持力を確保した $P_{max}=6.0MN$ とする 5 段階までの多サイクル法としている。なお、載荷試験は基準に準拠し杭周面摩擦の回復を待ち、杭打設 2 週間後に実施している。

静的鉛直載荷試験の結果得られた荷重 $\log P$ ~ 鉛直変位 $\log S$ の関係を図-6 に示す。本鉛直載荷試験では、計画最大荷重まで載荷されているが、極限荷重を確認するまでに至っていない。ただし、降伏に相当する第 1 変曲点 $P_y=5.20MN$ が存在していることから、極限支持力は $1.5P_y=1.5 \times 5.20$ として $R_u=7.80MN$ が得られる。他の手法として、Van der veen 数学モデルおよび宇都らの指数曲線式 $P=P_{max}(1-\exp(-S/S_0))^n$ での算定を試み、 R_u は $8.0MN$ が得られている。それらの結果、基礎杭設計値に対する安全側の考え方より、本鉛直載荷試験における試験杭の極限支持力 R_u は $7.80MN$ と算出された。

その結果、実測極限支持力は過大でない範囲で基礎杭設計時の設計支持力 $R_u=5.34MN$ を確保していることから、橋梁基礎構造として安全性を有しており、この時点で現場確認試験の目的は達せられているといえる。

同様に、杭先端支持力 R_p については宇都らの指数曲線式および実測最大周面摩擦力の差し引き計算より $R_p=5.81MN$ と計算される。これは、設計先端支持力 $R_p=3.76MN$ を上回る結果であるが、余長 $3.75D$ 分の支持層への換算根入れ深さを考慮すれば、実測 R_p は設計値に概ね一致する。

杭周面摩擦力については、図-7 に示した軸力分布図から明らかなように、N 値 30 以下の

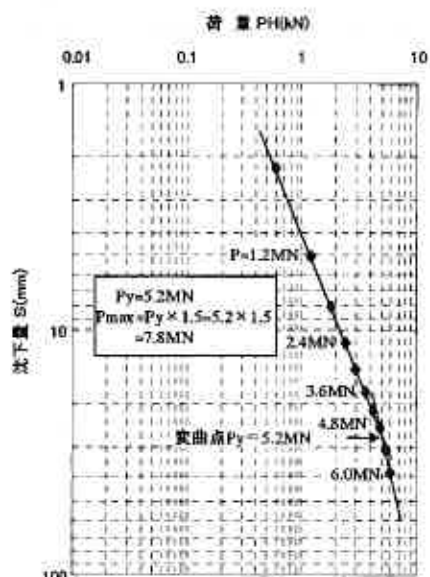


図-6 荷重 $\log P$ ~ 鉛直変位 $\log S$ 曲線

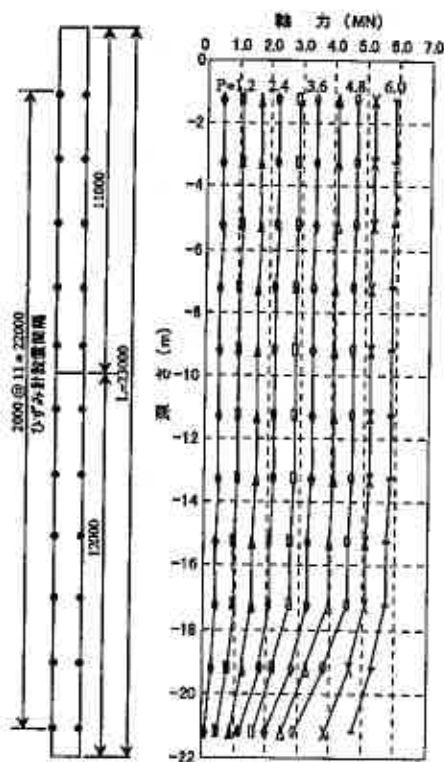


図-7 軸力分布図

GL-17.3m にいたるまで杭周面摩擦力の発現は非常に小さく、杭頭作用荷重が支持層付近までそのまま伝達されていることが分かる。それに対し、支持層に相当する N 値 30 以上の根入れ部では砂質土を上回る粘性土換算の周面摩擦力度 $f \approx 150\text{kN/m}^2$ (C または N 値) が確保されている。

また、実測軸方向バネ定数については杭頭沈下量が比較的大きかったことから $K_v=225.63\text{MN/m}$ と設計値 325.1MN/m の約 3/4 の値を示したが、変位法による基礎杭構造計算より橋台の安定上問題ない結果となった。

7. 電気式コーン試験

火山灰地盤における打込み鋼管杭の周面摩擦特性を明らかにするため、電気式コーン貫入試験を実施した。電気式コーン貫入試験 (CPT: Cone Penetration Testing) は、センサーを内蔵したコーンを一定速度で地盤に圧入することにより、連続した地盤の先端抵抗 q_c ・周面摩擦 f_s ・間隙水圧 u の各データを計測するものである。

本試験では、地盤性状を確認するため通常の電気式コーン貫入試験を実施した後、それと対比して鋼管杭打込みに伴う地盤へのエネルギー分散および火山灰特有の粒子破碎性を検証するため、杭打設を模した同位置での繰返し法を試みた。その際、コーン繰返し試験のストロークは孔壁剥離の影響も考慮し今回 10cm に統一した。繰返し試験位置については、静的鉛直載荷試験の結果周面摩擦力の発現が過小であった Av 上層 N=11・Av 下層 N=20 を対象とした。

図-8 に、通常のコーン貫入試験に対する繰返し法の結果得られた周面摩擦力度 f_s を、累積貫入量の関係で示す。1 ストローク目が通常のコーン貫入値に相当するが、Av 上下層とも繰返しの初期段階から、周面摩擦力度は大きく低下傾向を示していることが分かる。その結果、平均周面摩擦力 f_s は、通常の電気式コーン貫入試験で設計段階に地盤調査から算定されている $f_s \approx 20\text{N}(\text{kN/m}^2)$ を確保したのに対し、10 数回のコーン繰返しにより、最終的に $1/30$ 以下の $f_s \approx 0.7\text{N}(\text{kN/m}^2)$ と過小の結果となった。この f_s 値は、静的載荷試験で得られた中間火山灰層の平均周面摩擦力にほぼ一致するものである。

これらのコーン繰返し法で得られた周面摩擦力の著しい低下傾向は、管内ボーリング工での検証と同様に、少なからず当該箇所の変質火山灰の乱れに弱い破碎性を示唆するものであり、同時に静的鉛直載荷試験で得られた打込み鋼管杭の周面摩擦力の過小発現を裏付けた現象と考える。

8. 結論

今回実施した一連の打込み管理試験、動的載荷試験、静的鉛直載荷試験および電気式コーン貫入試験より、支笏火山灰地盤における鋼管杭の鉛直支持力特性として以下の結論が得られた。

- ①打込み管理試験の結果得られた開端杭の動的支持力は、静的鉛直載荷試験で得られた実測極限支持力に対し、火山灰地盤において若干過大評価の傾向を示した。
- ②動的載荷試験では、静的鉛直載荷試験の実測極限支持力に対し7割程度の若干過小の傾向を示した。しかしながら、杭先端形状を変化させた打込み管理試験とは同様の傾向が得られており、簡易載荷試験として

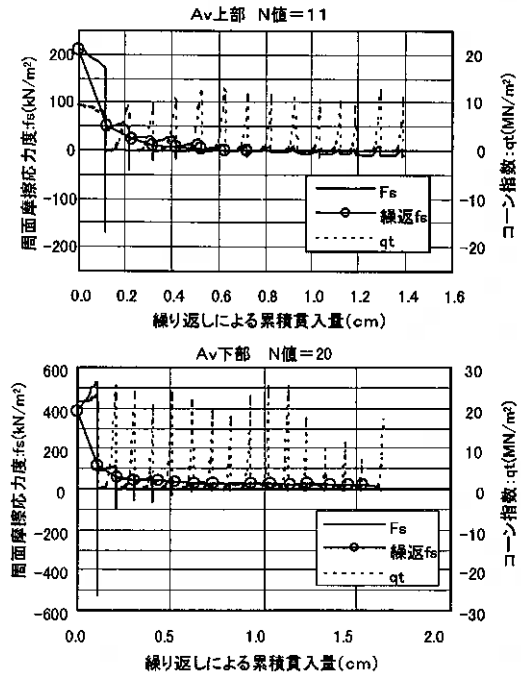


図-8 電気式コーン貫入繰返し試験

支持力算定のための有用な手法の一つと考える。

- ③打込み管理試験、動的載荷試験および管内ボーリング工から、先端に特殊な加工を施した打込み杭では管内火山灰のせん断抵抗が低下し、管内周面摩擦力および先端閉塞効果の確保が困難となった。これは、先端加工により閉塞効果の確保が可能とする既往の報告^{9),10)}とは異なった結果であるが、当該現場の支笏火山灰土の破碎性が主因と考えられる。
- ④静的鉛直載荷試験結果より、打込み鋼管杭の杭周面摩擦力はN値30以下ではほとんど発現されず、今後の火山灰地盤における基礎杭設計法に考慮を要すると考える。ただし、支持層に相当するN値30以上の杭根入れ部では、砂質土を上回る粘性土に相当する周面摩擦力度が確保されている。
- ⑤静的鉛直載荷試験結果より、杭先端開端状態であれば破碎性の火山灰地盤であっても、支持層へ適切な根入れをすることにより所要の先端支持力の確保が可能と考えられる。
- ⑥電気式コーン貫入試験の結果より、通常のコーン貫入に対し杭打ち工を想定した繰返し法では、周面摩擦力 f_s は静的載荷試験と同様の過小結果が得られており、支笏火山灰地盤の地盤に乱れにより杭周面摩擦力が著しく低下する破碎性が検証された。

今回実施した一連の現場試験により、支笏火山灰地盤における打込み鋼管杭の鉛直支持力特性に関し、いくつかの定性的・定量的事項が明らかとなったと考える。

今後、北海道に広く分布する火山灰地盤における基礎杭の合理的設計法を確立するためには、打込み杭以外の施工法の異なる場所打ち杭、埋込み杭も含め、特に火山灰の工学的性質^{9),10),11)}と基礎杭の支持力発現機構との関係を明らかにしていく必要があると考える。また、施工法を反映した設計確立のためには、載荷試験のみに依らず、電気式コーン貫入試験などの簡便な手法の活用も有用であり、今後基礎資料の集積が必要と考える。

9. おわりに

本報における一連の成果は、現設計法への提言および今後北海道に広く分布する火山灰地盤における基礎杭の合理的設計および施工法確立のため基礎的な資料となると考える。

本報告が、今後の基礎杭設計において、火山灰地盤における支持力特性に関する諸問題を検討するに当たって一つの参考となれば幸いである。最後に、本報を取りまとめるに当たり現場試験の実施に御協力頂いた開発建設部関係各位に深甚なる感謝の意を表します。

—参考文献—

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編 1996.12
- 2) 赤井公昭・辻本有一・佐久間彰三・半沢武志：支笏火山灰層における鋼管杭の支持力機構 土と基礎 Vol32 NO.3,1975.7
- 3) 長谷川健一・平野稔・日下部祐基：火山灰地盤における打込み鋼管杭の支持力特性について 第21回 日本道路会議、1995.10
- 4) 日下部祐基・西川純一：火山灰地盤での杭の打撃試験について 開発土木研究所月報、No.493pp37～46, 1994.6
- 5) 火山灰土の工学的分類委員会：北海道火山灰土の性質と利用 地盤工学会北海道支部,1997.10
- 6) 土木研究所資料：第1139号 くい先端部の閉塞効果について（第2報）1986.12
- 7) 鋼管杭協会：鋼管杭—その設計と施工—改訂版 1994.10
- 8) 地盤工学会：杭の鉛直載荷試験法・同解説 1993.6
- 9) 北村良介：破碎性土の力学特性と破碎性地盤の工学的諸問題 地盤工学会 土と基礎 2000.10
- 10) 三浦清一・八木善一・田中洋行・阿曾沼剛：破碎性粗粒土の力学挙動と評価 —主として北海道火山性 堆積地盤について— 地盤工学会 土と基礎 2000.10
- 11) 富澤幸一・西川純一：支笏火山灰地盤における打込み鋼管杭の鉛直支持力特性 開発土木研究所月報 NO.571 2001.1

北海道火山灰土への簡易判定法の適応性

北海道開発局開発土木研究所 正会員 佐藤厚子

1. はじめに

地盤材料を分類する場合、粒度特性により大分類し、粒度特性およびコンシステンシー限界により中分類し、さらに、コンシステンシー限界により小分類する。ここで、火山灰土、有機質土は観察により分類する¹⁾こととなっている。しかし、地盤工学の分野において火山灰土を簡易に判定する方法が明確に提示されていないことから、経験の浅い技術者にとって、粘性土と火山灰質粘性土を判別することは困難である。そこで、土壌の分野でごく一般的に使用されている、活性アルミニウムテストによる火山灰土の簡易な判定法を、地盤工学の分野に取り入れる目的で、日本各地の火山灰土を対象として適応性を確認したところ、良好な結果を得ることができたので報告する。

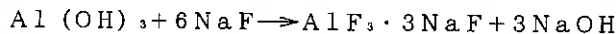
2. 試験

2.1 反応の原理

日本は火山国であり、火山灰が各地に層状をなして堆積している。火山灰や軽石が風化する事によって生成する非結晶質粘土はアロフェンと呼ばれる²⁾。風化作用を受けた火山灰はアロフェンを含んでいることから、対象土質にアロフェンが含まれていれば火山灰土である可能性がある。

一方、土壌の分野では、火山灰土壌地帯での農業生産性が低い場合が多いため、十分な土壌管理、改良対策を講じなければならない土壌が多く、アロフェンの特性や量の把握が重要であったことから、対象試料中のアロフェンの有無を確認する方法が広く用いられている。この方法はアロフェンテストと呼ばれ、その原理は次の通りである。

アロフェンの化学成分は、 SiO_2 、 Al_2O_3 、 H_2O を主成分とする結晶度の極めて低いゲル状鉱物であることから、アロフェンを含む土壌にフッ化ナトリウム溶液を加えると、



により、遊離の酸化ナトリウムが生成する。一方、フェノールフタレイン溶液は、無色透明であるが、アルカリと反応して赤紫色に変色する。赤変するほどアロフェンの量が多い。

この方法により、対象試料中のアロフェンの有無を確認し、火山灰土である可能性を判定した。なお、この方法では、アロフェンを含まず、活性アルミニウムを含む試料に対しても反応があるので、判定に注意が必要である³⁾。

2.2 試験方法

①試薬

アロフェンテストに使用する試薬は、フッ化ナトリウム1M溶液、フェノールフタレイン試験紙（フェノールフタレイン1gをエタノール100mlに溶かした液をしみこませ乾燥させた濾紙）である。

②方法

アロフェンテストは、対象試料にフッ化ナトリウム溶液を加え、フェノールフタレイン試験紙を浸し、呈色の程度を確認するものである。土壌調査ハンドブックによれば、アロフェンテストによる呈色の程度を、呈色の時間と呈色の濃さにより定性的に5段階判定することとしている⁴⁾。本試験においては、予備試験において即時の呈色はないが、少し時間が経過すると鮮明な赤紫に呈色する場合もあったことから、呈色の時間と呈色の濃さで判定することとし、呈色の程度を呈色の濃さだけに着目して表-1に示すとおりに区分し

The applicability of the simplified method of estimation for volcanic ash from Hokkaido
Atsuko SATO(Civil Engineering Research Institute, Hokkaido Development Bureau)

た。なお、表-1には、参考として土壌調査ハンドブックに掲載されている呈色の程度を示しているが、今回の方法と土壌ハンドブックによる方法による呈色の程度は必ずしも一致していない。

③試料

試料は表-2に示すとおり、粗粒土、細粒土、全国の火山灰土など計 167 試料について呈色の程度を確認した。

3. 試験結果

試験の結果をまとめるに当たり、工学的性質が異なることから、細粒土と粗粒土に分けて整理した。

3.1 アロフェン量と呈色の程度

あらかじめアロフェン量を測定してある関東ローム⁶⁾についてアロフェンテストを実施し、試料に含まれるアロフェン量と呈色の程度の間関係を求めた(図-1)。アロフェン量のあらかじめわかっている試料は9試料で、その量は20%~75%の範囲である。図から、30%以上のアロフェンが含まれていれば、呈色の程度は3を示し、20%のアロフェン量でも呈色の程度は1を示すことがわかる。

次に、アロフェン量が呈色の時間にどのような影響があるのかを確認した。図-2は、図-1の試料についてアロフェン量と呈色の程度が1、2、3となる時間を示したものである。アロフェン量と呈色の程度が2、3となる時間との間には明確な傾向が見られない。しかし、呈色の程度1となる時間については、アロフェン量が多いと呈色の程度が1となる時間は短く、アロフェンが少ないと呈色の程度が1となる時間は長い傾向がある。

これらのことから、呈色の程度1以上の反応のある試料を火山灰土として判定することとした。

前出の土壌調査ハンドブックにおいては、「即時呈色するがその程度は弱い”+”」以上の反応、すなわち+~卍となった場合を反応のある試料としている。今回の方法の「1」に相当するのは、土壌調査ハンドブックの方法では土~+の中間から+の色である。

3.2 経過時間と呈色の程度

この試験を実施するに先立ちいくつかの試料について試行的にアロフェンテストを実施したところ、時間

表-1 呈色の程度

今回の方法		土壌ハンドブック法	
程度	状況	程度	状況
3	鮮明な赤紫	卍	即時非常に鮮明に呈色
2	赤紫	卍	即時鮮明に呈色
1	ピンク	+	即時呈色するがその程度は弱い
0	非常に薄いピンク	±	しばらくすると弱く呈色
-1	無色	-	しばらく放置しても呈色しない

表-2 調査した試料の数

	一般土 (北海道内)	しらす	鳥取 火山灰	関東 ローム	八戸 ローム	北海道 火山灰	計
細粒土	31	7	1	12	1	18	70
粗粒土	8	16	1	1	1	70	97

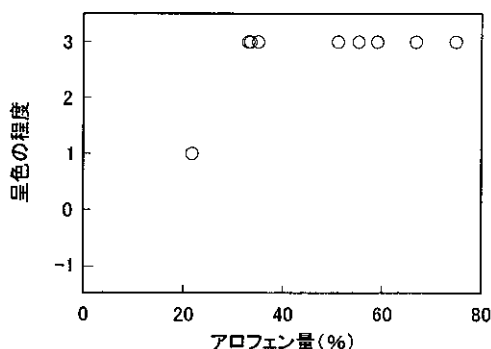


図-1 アロフェン量と呈色の程度

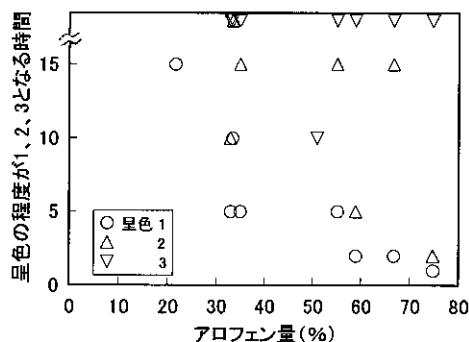
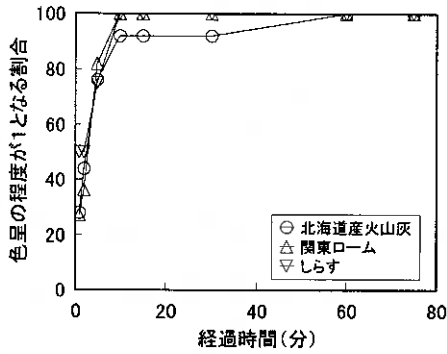
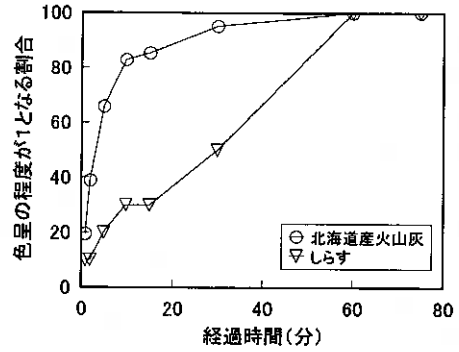


図-2 アロフェン量と呈色の程度が1、2、3となる時間



(a) 細粒土



(b) 粗粒土

図-3 経過時間と呈色の程度が1となる割合

の経過とともに呈色の程度が変化する試料も若干存在した。呈色の程度は現場においては、試験後すぐに判定するか、決められた時間に判定するかのどちらかが作業しやすいことから、適切な判定時間を求めることとした。測定時間は、試料にフッ化ナトリウム溶液を加えフェノールフタレイン試験紙を浸した後、1、2、5、10、15、30、60、240分経過後に呈色の程度を確認した。その結果をまとめたものが、図-3 a、bである。

細粒土の場合は、10分で、しらす、関東ロームの全てが、北海道火山灰土でも90%以上が呈色の程度が1となっている。北海道火山灰土の粗粒土では、10分で80%以上呈色の程度が1となっている。これに対してしらすの粗粒土では、30分経過しても呈色しないものもあった。

北海道の火山灰土は自然含水比が高いほど粒子破碎され易いこと⁶⁾および、アロフェンの量が水の影響を受けることにより大きくなる傾向にあること⁷⁾から、試料の自然含水比と呈色の程度の間を求めた(図-4)。細粒土、粗粒土ともに自然含水比と呈色の程度との間には明確な関係はみられないが、自然含水比が80%を越える火山灰土は呈色の程度3を示し、これらの火山灰土の色は比較的濃い茶色であった。

また、アロフェンテストでは、時間と呈色の程度との関係が、図-5に示すように時間の経過とともに呈色の程度が大きくなるパターンと、時間の経過とともに呈色の程度が大きくなりその後呈色の程度が小さくなるパターンがある。アロフェンテストで10分経過時に呈色の程度が1以上になる試料を確認したところ、時間の経過とともに呈色の程度が大きくなりその後呈色の程度が小さくなるパターンであっても、小さくなった呈色の程度は1よりも小さくなる試料はなか

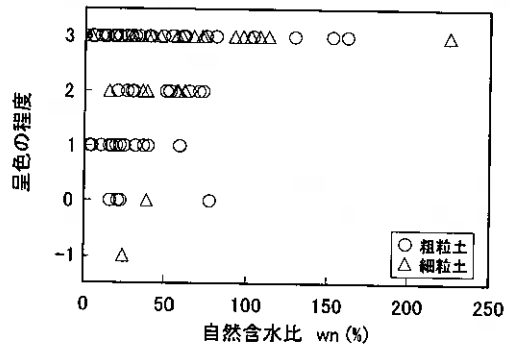


図-4 試料の自然含水比と呈色の程度

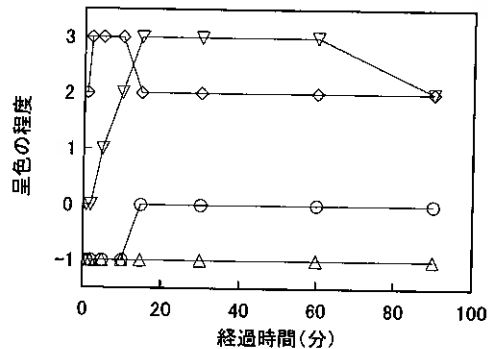


図-5 経過時間と呈色の程度

った。一方、アロフェンテストで 10 分経過時に呈色の程度が 1 未満である試料は、その後時間が経過してもほとんどの試料で 1 を越えることはなかった。

これらのことから、細粒土について火山灰土である可能性を判定する場合には、呈色の程度を測定する時間は 10 分後が適当である。北海道の火山灰土においては、粗粒土の場合でもアロフェンテストにより火山灰土である可能性を判定できる。しかし、しらすの粗粒土では、約半数が呈色の程度が 1 以上になるには 30 分以上必要であり、粗粒土のしらすの判定にはアロフェンテストは適していないといえる。

なお、一般土 39 試料についてもアロフェンテストを実施した。39 試料中 29 試料（全体の 74%）が 0 および -1 の反応で、アロフェンを含まない土質であり、一般土についてもアロフェンテストにより火山灰土でない可能性がわかる。

3.3 乾燥と呈色の程度

一般に、物性を求める試験では、含水比を自然状態として実施することが原則であり、アロフェンテストにおいても新鮮な試料について行うように記載されている。しかし、現場の状態によって試料が若干乾燥している場合もあり、必ずしも新鮮な試料を採取できない場合もあり得る。そこで、乾燥が呈色の程度に与える影響を確認した。乾燥は、ある程度水分がある状態の空気乾燥と乾燥機により強制的に絶乾状態にした炉乾燥の 2 通りである。

図-6 a、b は自然状態での呈色の程度と乾燥による呈色の程度を示したものである。呈色の程度は経過時間が 10 分の時のものである。粗粒土の一部は乾燥により、自然状態で呈色の程度が 1 または 2 であっても、乾燥により空気乾燥、炉乾燥ともに呈色の程度が 0 になったり、自然状態で呈色の程度が 0 のものが、乾燥により 1 になったりしており、乾燥の影響を受けていることがわかる。一方、細粒土については 1 試料を除き、自然状態で呈色の程度が 1 以上であるものは乾燥しても 1 以上であり、自然状態で呈色の程度が 1 未満のものは乾燥しても 1 未満であり、乾燥の影響は結果に大きな影響を与えないことがわかった。

これらのことから、細粒土を対象とするアロフェンテストでは、乾燥した試料であってもアロフェンの有無を判定できる。

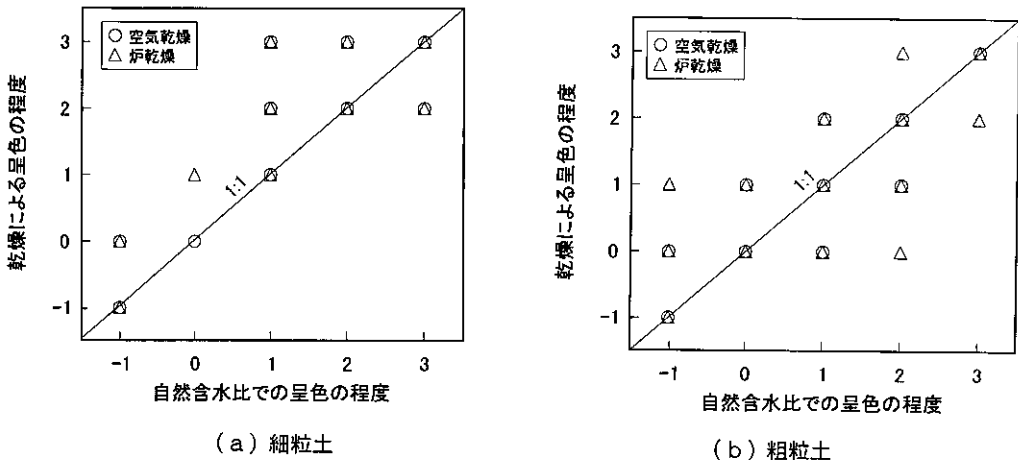


図-6 乾燥による呈色の程度の影響

次に、乾燥による呈色時間への影響を確認した。図-7 a、b は、試料の準備方法と呈色の程度が 1 になるまでに要する時間の関係を示したものである。粗粒土、細粒土ともにごく一部の試料をのぞいては、乾燥により、呈色の程度が 1 になるまでに要する時間は、短くなっている。粗粒土では、自然状態では呈色の程

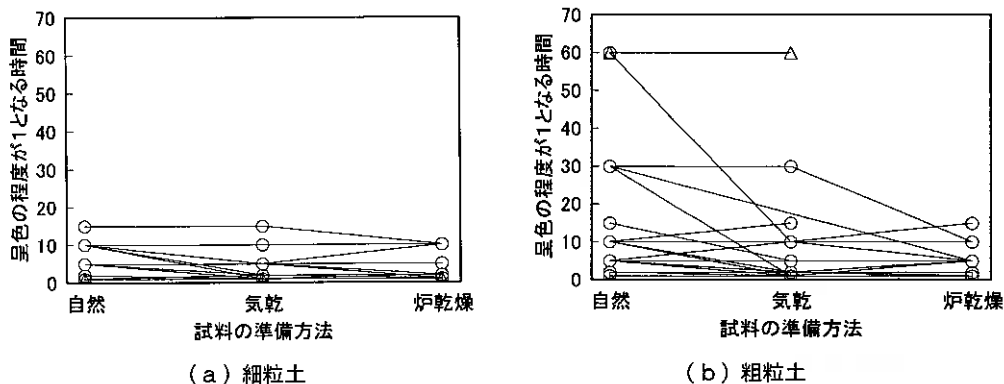


図-7 試料の準備方法と呈色の程度が1になるまでに要する時間

度が1になるまでに30分や60分を要した試料であっても乾燥することにより、10分で呈色の程度が1になるものもあり、試料の乾燥がアロフェンの有無をより判定し易くする可能性があり、今後更にデータを補足したい。

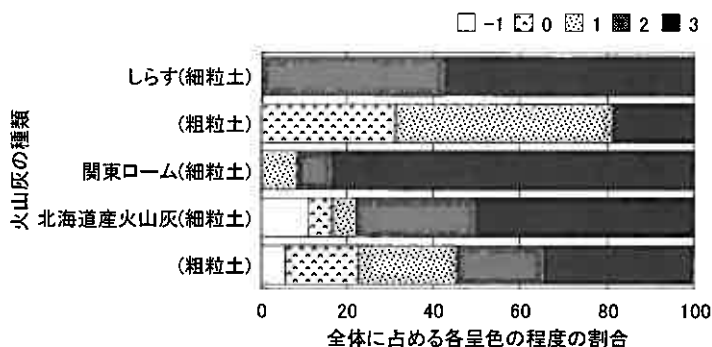


図-8 火山灰の種類と呈色の程度

3.4 火山灰土の種類と呈色の程度

3.1で述べたように関東ロームにおいては、1試料をのぞく他の試料では呈色の程度は3であった。他の火山灰土ではどのような傾向を示すかを調べた。図-8は、3種類の火山灰土について最も大きな呈色の程度を、細粒土、粗粒土に分けて百分率で示したものである。この図から、細粒土の方が粗粒土と比較して呈色の程度が大きくなる傾向にある。また、細粒土と比較すると、北海道火山灰土は他地区の火山灰土と比較して呈色の程度が小さい傾向にあり、他地区よりも風化の進んでいない火山灰と考えられる。

次に、火山灰土の色と呈色の程度の間関係を調べたところ、細粒土の場合は、しろす、北海道の火山灰土いずれも、試料の色と呈色の程度には大きな関係は見られない。しかし、北海道火山灰土の粗粒土では、白っぽい試料であれば、ほとんど呈色の程度は0または-1であり、試料の色が濃くなるほど呈色の程度は大きくなる傾向にあった。

北海道の火山灰土の中には、粗粒土、細粒土どちらにも呈色の程度が1よりも小さい試料が20%程度含まれている。これらが、アロフェンを含まない火山灰土であるか否か、今後検討する必要がある。

また、北海道の火山灰土では細粒土も粗粒土も全体に占める呈色の程度が1以上である火山灰土の割合はほぼ同じであるが、しろすでは、細粒土と粗粒土ではかなり異なった傾向を示し、細粒土では呈色の程度3を示すものが全体の約60%、粗粒土では呈色の程度1を示すものが約60%であり、しろすの粗粒土は呈色の程度が小さい火山灰土といえる。

4. まとめ

これまでの検討の結果をまとめると、次のことがいえる。

- ①アロフェンテストは、北海道の火山灰土と他地区の細粒火山灰土の判定法として有効な方法である。
- ②アロフェンテストでは、呈色の程度が1以上（弱い赤紫に呈色）の時に火山灰土である可能性がある。
- ③アロフェンテストでは、呈色の程度を測定する時間は10分後が適当である。
- ④細粒土を対象とするアロフェンテストでは、乾燥した試料であっても火山灰土である可能性を判定できる。

5. おわりに

今回の実験により、北海道の火山灰土と他地区の細粒火山灰土についてアロフェンテストが有効な方法であることが判ったが、この方法は、完全に火山灰土を判別できる方法ではない。しかし、対象試料の堆積状況や目視による観察などを組み合わせて用いることにより、確実に火山灰土を判別することができる。今後、アロフェンテストを実施した火山灰土についてアロフェン量を測定し、呈色の程度との関係を求めていくとともに、これらの性質と、工学的性質の関係を検討したいと考える。なお、今回のとりまとめは、火山灰地盤の工学的性質の評価法に関する研究委員会におけるWG3の活動の中のひとつとして実施したものである。

最後になりましたが、今回のとりまとめに際しましては、火山灰地盤の工学的性質の評価法に関する研究委員会の幹事委員である土質コンサルの池田晃一氏から助言を頂きました。また、鹿児島大学教授北村良介氏、鳥取大学助教授清水正喜氏、関東学院大学教授宋永焜氏、国土館大学教授柴田英明氏、東京電力高橋守男氏、八戸工業大学教授諸戸靖史氏、火山灰地盤の工学的性質の評価法に関する研究委員会（委員長：北海道大学教授三浦清一氏）の各委員の皆様には試料の提供を頂きました。さらに、開発土木研究所土質基礎研究室室長西川純一氏には原稿を読んで討論をいただきました。末筆ながら心より感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1)地盤工学会：土質試験の方法と解説 p.219、2000年3月
- 2)地学団体研究会、新版地学辞典編集委員会：新版地学辞典 p.58、1996年10月
- 3)土壌調査法編集委員会：土壌調査法、1978年9月
- 4)ペドロジスト懇談会編：土壌調査ハンドブック、博友社、1984年
- 5)南百瀬弘、古正雅史、宋永焜：関東ロームのアロフェン含有量の工学的簡易定量法、関東学院大学 2000年度卒業論文
- 6)地盤工学会北海道支部火山灰質土の工学的分類委員会：北海道火山灰土の性質と利用、1997年10月
- 7)宋永焜：火山灰質粘性土のアロフェン含有量とその物理的性質に及ぼす影響、土壌の物理性第82号、土壌物理学会、1999年7月

北海道内細粒火山灰土の工学的性質の特徴

北海道土質コンサルタント(株) 正会員 池田 晃一
基礎地盤コンサルタンツ(株) ○正会員 中田 隆文
北海道開発局開発土木研究所 正会員 小野寺 康浩

1. はじめに

北海道内の細粒火山灰土は、流下火山灰、降下火山灰の風化物および二次堆積物からなり、分布域としては、根釧、十勝、西南地域、札幌から勇払にかけての台地部など全道各地に見られる¹⁾²⁾。

北海道内火山灰土の工学的特徴に関する現在までの研究は、粗粒火山灰土については多くの研究報告³⁾⁴⁾⁵⁾がされているが、細粒火山灰土についての報告は少ない。理由として、原地盤では工学的な問題が少ない事、また、乱した火山灰質粘性土については問題が生じるものの、層厚がそれほど厚くないため、捨土あるいは他の土との混合利用が多いことなどが挙げられる。

しかしながら、北海道内の火山灰質粘性土は全般的に、原地盤では工学的な問題は少ないようであるが、工事等において重機等の走行などで攪乱・繰返しを受け、締め固めが加われば、関東ロームの土工で見られるような火山灰質粘性土特有の問題を生ずる。即ち道内の火山灰質粘性土の工学的問題点は、原地盤の状態と乱した状態での差異が大きい事に起因していると思われる。

本報告では、道内の細粒火山灰土の物理特性を概括し、その工学的性質の特徴等を検討した。対象とする試料は、日本統一土質分類⁶⁾で細粒土に判別される細粒分含有率(Fc) >50%、および細粒分含有率(Fc) <50%でも液性・塑性限界試験のできる塑性的な試料とした。本報では、これらの試料を、北海道細粒火山灰土と称することとする。

2. 北海道細粒火山灰土の分布域

図-1には、採取された北海道細粒火山灰土の分布地域を示す。北海道内を4ブロック(①西南部、②道央部、③道東部、④北部)に分割し、表-1に分布地域毎に採取地点、火山灰記号および試料数を示す。

図-1から北海道細粒火山灰土は全道各地で確認され、特に②道央部から③道東部にかけては、様々な起源をもつ火山灰土が堆積しているようである。また層厚としては、数10cm~数m程度であった。

①西南部、④北部では、限られた起源の細粒火山灰土が数点確認され、層厚も数cm~数10cm程度と薄い。

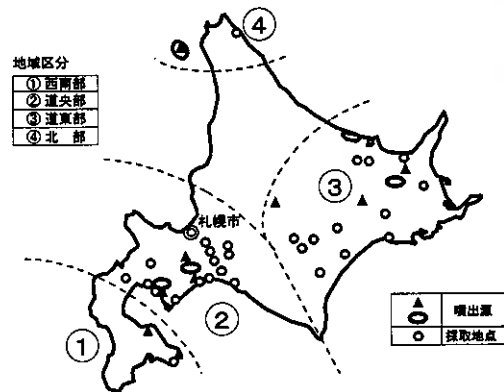


図-1 北海道細粒火山灰土の採取地点と分布域

The characteristic on mechanical properties of volcanic fine-grained soils in Hokkaido:Kohichi Ikeda (Hokkaido Doshitsu Consaltant Co.,Ltd.),Takafumi Nakata (Kiso-jiban Consaltants Co.,Ltd.),Yasuhiro Onodera (Civil Engineering Research Institute,Hokkaido Development Bureau)

表-1 に示した今回収集された細粒火山灰土のデータについては、噴出源の不明な試料も多くあるが、確認できた試料は次のとおりである。①西南部は恵山 (Es) のみであった。②道央部は、火山灰噴出源が集中していることもあり、洞爺 (Toya)、有珠 (Us)、クッタラ (Kt)、支笏 (Spfl、Spfa)、恵庭 (En)、樽前 (Ta) などを起源とする試料を確認し、特に支笏系の流下・降下火山灰土の風化物および二次堆積物からなるものが広域より多数確認できた。③道東部では、十勝岳 (To)、クッチャロ (Kc)、摩周 (Ma) の流下・降下火山灰の風化物および二次堆積物のほかに、支笏降下堆積物 (Spfa) も確認できた。④北部は、試料は少ないが、噴出源が利尻山 (Wa) と思われる風化・二次堆積物を確認しているが、層厚は薄いものであった。

表-1 細粒火山灰土の分布地域、採取地等

分布地域	採取地点	火山灰記号	試料数
①西南部	恵山町	Es	4
②道央部	恵庭市、北広島市、札幌市、千歳市、苫小牧市、登別市、虻田町、追分町、黒松内町、豊浦町、ニセコ町、鶴川町、由仁町	Toya、Us、Kt、Spfl、Spfa、En、Ta	91
③道東部	北見市、釧路市、浦幌町、音更町、更別町、清水町、斜里町、中標津町、本別町、美幌町、芽室市、鶴居村	Spfa、To、Kc、Ma	158
④北部	猿払村	Wa	3

3. 北海道細粒火山灰土の物理特性

3.1 北海道細粒火山灰土の物性値

表-2 では本報告で対象試料とした北海道細粒火山灰土の物性値を示す。各地域で試料数にばらつきはあるが、北海道細粒火山灰土の物性値は、自然含水比 (ω_n) が 15~156%、土粒子密度 (ρ_s) が 2.14~2.93g/cm³、細粒分含有率 (Fc) は 15~100%を示す。

コンシステンシー特性は、液性限界 (ω_L) 30~209%、塑性限界 (ω_p) 17~125%を示し、塑性指数 (I_p) は 5~86 を示す。

表-2 北海道細粒火山灰土の物性値

分布地域	ω_n (%)	ρ_s (g/cm ³)	Fc (%)	ω_L (%)	ω_p (%)	I_p
①西南部	80	2.72	25~100	75~105	43~58	32~50
②道央部	15~156	2.24~2.84	15~96	34~209	18~122	8~86
③道東部	18~155	2.14~2.93	23~90	30~182	17~125	5~60
④北部	25~40	2.66~2.71	20~55	30~75	18~36	13~44

ここで、図-2~4 には北海道細粒火山灰土の土粒子密度 (ρ_s) - 細粒分含有率 (Fc) - 自然含水比 (ω_n) の関係を示す。

図-2 に土粒子密度 (ρ_s) - 細粒分含有率 (Fc) 関係を示す。図から、両者に目立った相関性は確認できない。細粒火山灰土の土粒子密度 (ρ_s) は 2.6~2.8g/cm³ に集中しているが、およその傾向として、細粒分含有率 (Fc) が 40%以下では土粒子密度 (ρ_s) は 2.6~2.8g/cm³ 程度が多く、細粒分含有率 (Fc) が 40%以上では土粒子密度 (ρ_s) は概ね 2.4~2.8g/cm³ 程度の広い範囲の値を示している。細粒火山灰土の場合、

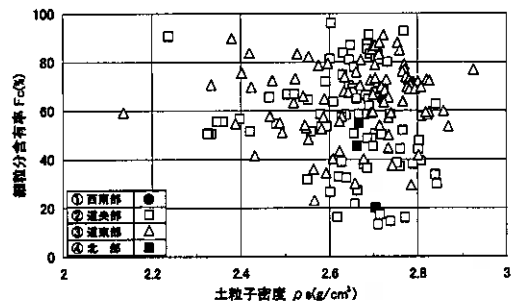


図-2 北海道細粒火山灰土の ρ_s -Fc 関係

細粒分含有率 (Fc) の多い試料の中には軽石やガラス質物質の混入もみられることや、風化や粘土化の進み具合の違いによっても土粒子密度 (ρ_s) の値が異なるものと考えられる。

図-3 に示す自然含水比 (ω_n) - 細粒分含有率 (Fc) 関係では、細粒分含有率 (Fc) が大きいほど自然含水比 (ω_n) が高い傾向にある。これは沖積粘性土等の細粒土と同様な傾向である。

図-4 には細粒火山灰土の自然含水比 (ω_n) - 土粒子密度 (ρ_s) 関係を示している。全体的な傾向として、自然含水比 (ω_n) は 20%~160% と広い範囲を示しているが、土粒子密度 (ρ_s) は概ね 2.4~2.8g/cm³ の範囲に収まっている。傾向としては、自然含水比 (ω_n) が小さいものでは土粒子密度 (ρ_s) の範囲が広く、自然含水比 (ω_n) が 100% を越えるものについては土粒子密度 (ρ_s) が 2.6~2.7g/cm³ 程度の値に収束している。

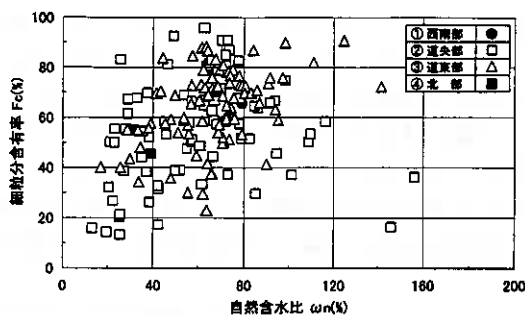


図-3 北海道細粒火山灰土の ω_n -Fc 関係

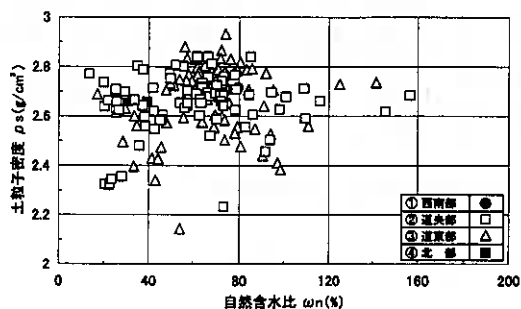


図-4 北海道細粒火山灰土の ω_n - ρ_s 関係

3.2 北海道細粒火山灰土のコンシステンシー特性

図-5、6 では、道央部、道東部の細粒火山灰土についての塑性図を示す。なお、既往の研究⁷⁾で火山灰土の塑性図上に占める位置として、A 線の下方に位置することが知られ、さらに関東ロームでの研究⁹⁾では、アロフェン含有量が多くなるほど A 線の下方に推移することが知られている。

道央部の塑性図 (図-5)

図-5 では道央部の細粒火山灰土の塑性図を示す。コンシステンシー特性は、液性限界 (ω_L) 34~209% を示し、塑性指数 (I_p) 8~86 と幅が広い。全体的に VL (火山灰質粘性土 低液性限界: $\omega_L < 50\%$)、 VH_1 (同 I 型: $50 \leq \omega_L < 80\%$) の試料が多く、A 線近傍に集中する傾向を示す。また A 線上方にプロットされるものもあり、低液性の試料は沖積粘土と似ている性質を持つと思われる。しかし、 VH_2 (同 II 型: $80 \leq \omega_L$) を示す試料は、A 線から下方に離れる傾向を示し、アロフェン含有量が多くなっているものと推測できることから、風化が進行中と思われる。なお、これらの試料は樽前 (Ta)、恵庭 (En) が多い。

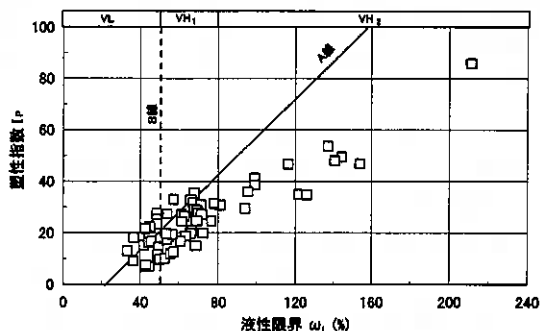


図-5 北海道細粒火山灰土の塑性図
(② 道央部)

道東部の塑性図 (図-6)

道東部の細粒火山灰土の塑性図による関係を図-6に示す。コンシステンシー特性は、液性限界 (ω_L) 30~182%、塑性指数 (I_p) 5~60を示す。一般的には液性限界 (ω_L) 80%前後に集中する VH_1 、 VH_2 のものが多く、比較的高液性限界を示すものが多い。また、VL型の一部でA線上方にプロットされるものもあるが、ほとんどがA線の下方に沿うような形でプロットされている。図-5で示した道央部の細粒火山灰土と同じように VH_2 の領域ではA線下方に散らばる傾向にあるが、比較的A線直下に沿うものと、A線から大きく離れてプロットされるものに分かれるのが特徴的である。

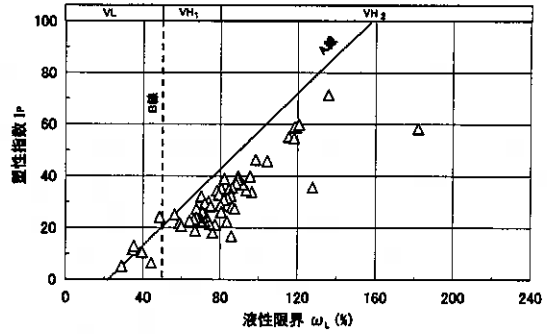


図-6 北海道細粒火山灰土の塑性図
(③ 道東部)

4. 北海道細粒火山灰土の分類案

火山性粘性土の代表的な分類法として、諸戸チャート⁹⁾が挙げられる。諸戸チャートは、主に青森県に分布する火山灰質粘性土の研究から提案された分類法で、図-7に示すように、自然含水比 (ω_n) と液性指数 (I_L) の相関図で、 $I_L=0.8$ 、 $\omega_n=70\%$ を境界とし以下に示す4領域に区分し、火山灰質粘性土の分類を示したものである。また、諸戸チャートでは、全国の火山灰質粘性土に対しても議論されている¹⁰⁾。

なお、 $I_L=0.8$ は日本道路公団¹¹⁾に準ずる値としている。

<諸戸チャートの区分説明>

- 1) HH領域 ($\omega_n > 70\%$ 、 $I_L > 0.8$) : 含水比が高く、トラフィカビリティも劣悪であり、捨土か高価な安定処理が必要
- 2) LH領域 ($\omega_n < 70\%$ 、 $I_L > 0.8$) : 含水比は低いがトラフィカビリティが極め不良で、安定処理が必要
- 3) HL領域 ($\omega_n > 70\%$ 、 $I_L < 0.8$) : 非晶質量(アロフェン)の大きい土で含水比は高いが高い割には相対的に土工工事の際のトラブルが少ない
- 4) LL領域 ($\omega_n < 70\%$ 、 $I_L < 0.8$) : 含水比も低く、土工事を良好に行うことができる

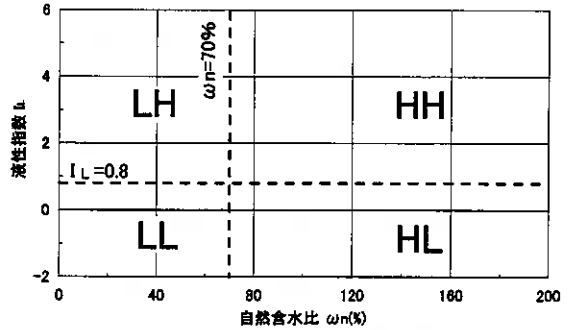


図-7 諸戸チャート

図-8、9では、北海道細粒火山灰土を諸戸チャートに当てはめ、有用性を検討することとする。

4.1 諸戸チャートでの分類

道央部の諸戸チャート (図-8)

諸戸チャートによる道央部の細粒火山灰土の分類は、自然含水比 (ω_n) 40%以下では LL 領域に位置し、40~80%では LL~LH にプロットされる。また、自然含水比 (ω_n) が 70%以上になると HH~HL 領域にプロットされる傾向にある。したがって、低含水域では安定しているが、自然含水比 (ω_n) が 40%を超えると、液性指数 (I_L) が 0.8 のライン付近に集中し、自然含水比 (ω_n) の結果で不安定なもの判断される場合も生じてくる。

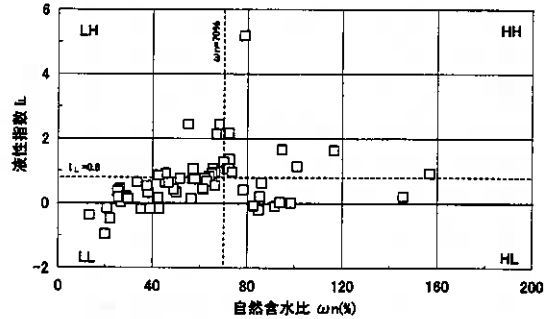


図-8 北海道細粒火山灰土の諸戸チャート
(② 道央部)

道東部の諸戸チャート (図-9)

図-9 に示す道東部の細粒火山灰土の分類では、境界の交差点付近、即ち自然含水比 (ω_n) 70%、液性指数 (I_L) 0.8 の点の周辺に集中する傾向にある。また、自然含水比 (ω_n) 40%以下の低含水比域でも LH 領域にあり、80%以上の高含水比域では境界線上に沿ったように分布する。

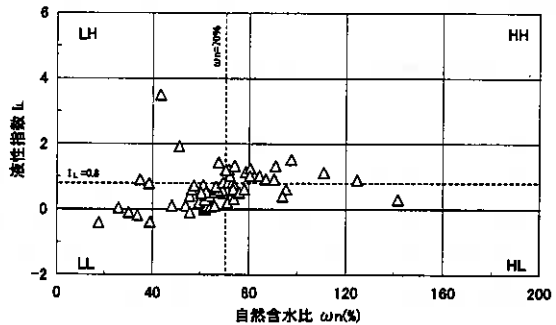


図-9 北海道細粒火山灰土の諸戸チャート
(③ 道東部)

北海道の細粒火山灰土は、飽和されていない試料が多く、試料の採取時期などの差異で自然含水比 (ω_n) が変化しやすい。また、諸戸チャートによる北海道細粒火山灰土の分類は、境界線に集中する傾向にあるため分類しがたい。したがって、北海道細粒火山灰土では、2 次的要因により変化を持つ自然含水比 (ω_n) による分類は適さないと思われる。

4.2 流動係数 (β) を用いた分類案

図-10 では、宋らが関東ロームに対し行った、自然含水比 (ω_n) に変わるパラメーターとして、流動係数 (β : $\beta = \omega_n / \omega_L$) を用いた分類のチャート^{9),12)}を示す。

ここで、流動係数 (β) は試料採取から実験結果を得られるまでに生じた時間を解消するため、相対的な値を変化させずに得た工学的等価指数とされている。よって流動係数 (β) を用いることで、自然含水比 (ω_n) の 2 次的変化を打ち消すと同時に液性指数 (I_L) の自然含水比 (ω_n) も打ち消すことになる。

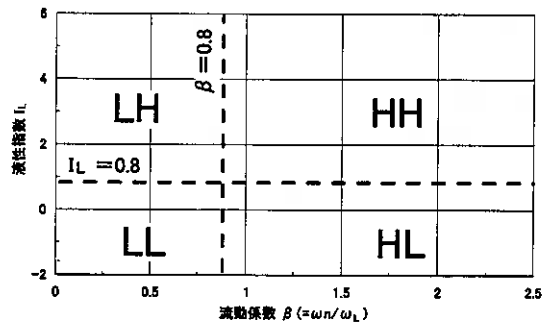


図-10 流動係数 (β) による分類

分類法として、境界を液性指数 (I_L) = 0.8¹¹⁾と流動係数 (β) = 0.8 と、諸戸チャートの4分類 (HH, LH, HL, LL) と同様な位置付けで行っている。ここで、流動係数 (β) = 0.8 は、コーン貫入値 (q_c) と流動係数 (β) の関係からえたトラフィカビリティーの限界値 300kN/m²に相当する値とされている。

図-11 には流動係数 (β) による北海道細粒火山灰土の分類を示す。関東ロームの流動係数 (β) と液性指数 (I_L) の関係は良好な比例関係 (式-1) を示すことが知られている⁸⁾。表-3 に示すように、北海道内細粒火山灰土に対しても、良好な関係を示すようである。流動係数 (β) を用いることで、自然含水比 (ω_n) によるばらつきが解消され、極めて明確な分類がされていると思われる。

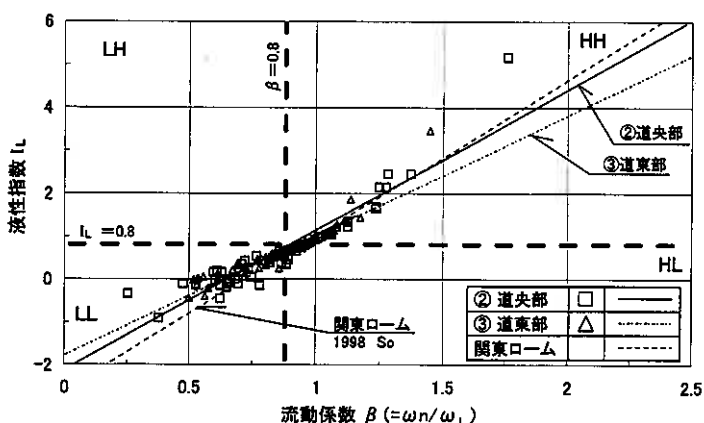


図-11 流動係数 (β) による北海道細粒火山灰土の分類

$$I_L = a\beta + b \quad \text{…… (式-1)}$$

表-3 式-1の係数 (a, b)

	a	b	R	N
② 道央部	3.28	-2.11	0.87	60
③ 道東部	2.80	-1.71	0.88	67
関東ローム	3.60	-2.60	0.90	120

*a, b: 係数, N: データ数

4.3 北海道細粒火山灰土に対する分類案

ここで、北海道細粒火山灰土に対する適切な分類法を再考することとする。

諸戸チャートと流動係数 (β) による分類を示したが、北海道細粒火山灰土に対するパラメーターとしては、自然含水比 (ω_n) より変動係数 (β) の方が適していると思われる。よって、北海道細粒火山灰土では流動係数 (β) による分類法を提案するが、この分類案には液性指数 (I_L) の数学的性質、および土質力学上から $0 < \text{塑性限界} (\omega_p) < \text{液性限界} (\omega_L)$ の関係から以下に示す4つの境界条件が発生することとなる。

- 1) $\beta < 1$ の時、 $I_L < 1$ となる
- 2) $\beta > 1$ の時、 $I_L > 1$ となる
- 3) $0 < \beta < 1$ では $I_L = \beta$ ($a=1, b=0$) のラインの上方にはプロットされない
- 4) $1 < \beta$ では $I_L = \beta$ ($a=1, b=0$) のラインの下方にはプロットされない

境界条件から、変動係数 (β) - 液性指数 (I_L) 関係において、LH 領域と HL 領域は極めて狭くなるのがわかる。ここで、流動係数 (β) < 1 を LL 領域、流動係数 (β) > 1 を HH 領域と仮定すると、流動係数 (β) と液性指数 (I_L) の関係は、自然含水比 (ω_n) の変動により、LL 領域から境界の交差点 ($\beta=1$ 、

$I_L=1$) を通り HH 領域に入ることがわかる。

図-12 では新たな分類チャートとして北海道細粒火山灰土の流動係数 (β) - 液性指数 (I_L) 関係を示す。なお道央部、道東部毎に VL, VH₁, VH₂ に区分して示した。図-12 から、北海道細粒火山灰土の多くは液性限界 (ω_L) による分類にはとらわれず LL 領域に分布され、自然含水比 (ω_n) が液性限界 (ω_L) より低い状態にある材料と思われる。図-11 で、流動係数 (β) - 液性指数 (I_L) は比例関係を示したが、北海道細粒火山灰土は、流動係数 (β) =1 を境に傾向が違ってくる。表-4 では、北海道細粒火山灰土の流動係数 (β) =1 を境とした、式-1 による正規化した結果を示している。両ケースとも良好な比例関係を示すのが伺える。また、流動係数 (β) =1 をでは流動係数 (β) <1 と比較し、比例係数が大きくなっていく。これは、自然含水比 (ω_n) が液性限界 (ω_L) を超えると土は液体の領域に入ること、可塑性体の状態とは違うことを示している。

したがって、図-12 で示した北海道細粒火山灰土の流動係数 (β) - 液性指数 (I_L) 関係では、試料採取時の土の状態、および土のコンシステンシー特性にともなう可塑性体～液体への変化が良好に示される。ただし本提案において、今後工学的特性および施工事例などと照らし合わせてより明確な分類案を検討する必要がある。

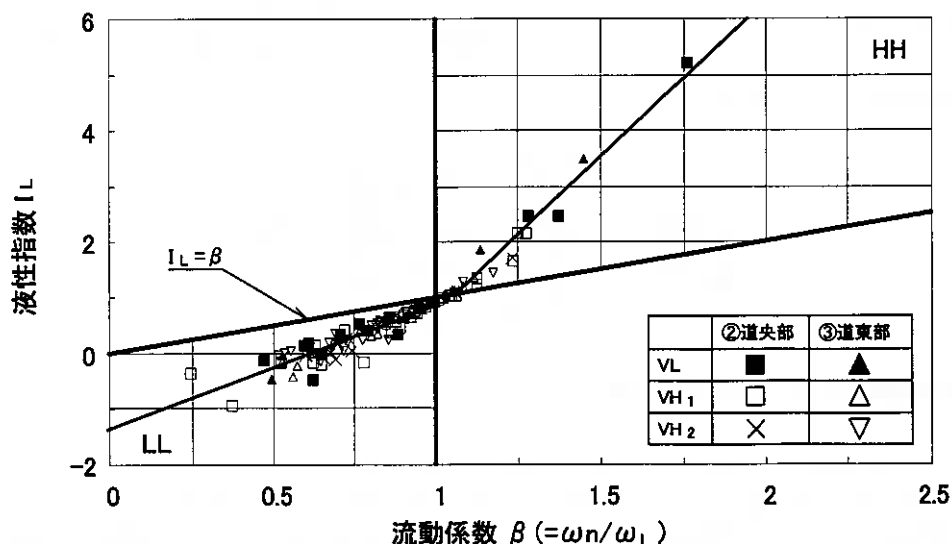


図-12 北海道細粒火山灰土の流動係数 (β) - 液性指数 (I_L) 関係

表-4 北海道細粒火山灰土の係数 (a, b)

	a	b	R	N
$\beta < 1$	2.19	-1.28	0.84	100
$\beta > 1$	5.54	-4.74	0.96	27

* a, b: 式-1 による係数、N: データ数

5. まとめ

本報告では北海道各地で採取された北海道細粒火山灰土に対し、分布地域を4分割し、物理特性、コンシステンシー特性を調べ、北海道細粒火山灰土に対する分類案を検討した。上記の報告から、以下のような結論が得られた。

- 1) 北海道細粒火山灰土は全道各地に分布し、特に道央部、道東部に多く認められる。層厚は数 10cm～数 m 程度で、流下火山灰土および降下火山灰土の風化物、二次堆積物からなる。
- 2) 北海道細粒火山灰土は、細粒分含有率 (Fc) の多いものほど自然含水比 (ω_n) が大きく、また、土粒子密度 (ρ_s) は概ね $2.4\sim 2.8\text{g/cm}^3$ の値を示す。
- 3) 塑性図上における北海道細粒火山灰土の傾向は、道央部の細粒火山灰土は VL、 VH_1 のものは比較的 A 線近傍に位置する傾向にあるが、 VH_2 では A 線から下方に離れる傾向にある。道東部の細粒火山灰土は液性限界 (ω_L) 80% 付近に位置する VH_1 、 VH_2 のものが多いが、 VH_2 のものでは A 線下方沿いと A 線から離れてプロットされるものに分けられる。
- 4) 火山灰質粘性土の代表的な分類案である諸戸チャート上での北海道細粒火山灰土の傾向は、全体的に境界線に集中する傾向にある。また北海道細粒火山灰土は、飽和されていない試料が多く、採取時期・環境等による 2 次的要因で値が変動することもある。このため北海道細粒火山灰土の諸戸チャートでの分類は難しいと考える。
- 5) 流動係数 (β) による分類では、2 次的要因で変動する自然含水比 (ω_n) の変化が打ち消され、良好な分類が出来そうである。ただし、今後の工学的特性、施工事例などを考慮した検討が必要である。
- 6) 北海道細粒火山灰土は、流動係数 (β) と液性指数 (I_L) の関係において、流動係数 (β) =1 を境に液性指数 (I_L) の傾向が異なる傾向にある。

〈謝 辞〉

本報告のまとめにあたり、実験データおよびデータ整理にあたり、地盤工学会北海道支部「火山灰地盤の工学的性質の評価法に関する研究委員会」(委員長:三浦 清一氏(北海道大学教授))の協力を得た。また、斎藤 和夫氏(基礎地盤コンサルタンツ 株式会社)には貴重なご意見を頂いている。末筆ながら深甚なる感謝の意を表す。

〈参考文献〉

- 1) 若松幹男,近藤務;北海道の火山灰質土,土質工学会誌「土と基礎」,Vol.37,No.9,pp24-29,1989
- 2) 池田晃一,斎藤和夫,三浦清一,浅利正明;北海道に分布する火山灰質土の土性,火山灰質土の性質とその設計・施工に関するシンポジウム,pp217-222,1995
- 3) 三浦清一,八木一善,川村志麻;北海道火山性粗粒土の静的および動的力学挙動と粒子破碎,土木学会論文集, No.547/III-36,pp159-170,1996.
- 4) T.Nakata,S.Miura,S.Kawamura; Particle breakage and its evaluation of volcanic coarse-grained soils,International Symposium on Problematic Soils.IS-TOHOKU'98,Problematic Soils Vol.1,pp145-148,1998.
- 5) 地盤工学会北海道支部;北海道火山灰土の性質と利用,1997
- 6) 地盤工学会;土質試験の方法と解説-第1回改訂版-,2000
- 7) 火山灰土-生成・性質・分類-;日本土壌肥料学会,博友社,1983
- 8) 遠藤 和人,宋 永焜;関東ロームの地盤工学的分類,土木学会第 52 回年次学術講演会,III-A14,pp28-29,1997.
- 9) Moroto,N.; Basic Properties of Loam Soils in Aomori Prefecture, Japan, Soils and Foundations,Vol.33,No.2,pp.35-46,1993
- 10) 諸戸 靖史,齋 廣志;7.火山灰質粘性土の工学的分類,火山灰質土の性質とその設計・施工シンポジウム,pp56-63,1995
- 11) 設計要領第1集 土工編;日本道路公団,pp 参1-19,1998
- 12) So,E.K.; Statistical correlation between allophane content and index properties for volcanic cohesive soil, Soils and Foundations,Vol.38,No.4,pp.85-93,1998

過圧密履歴による火山性粗粒土の強度－変形特性の変化

㈱地崎工業 土木部技術課 ○正会員 八木 一善
 北海道大学大学院 工学研究科 正会員 三浦 清一

はじめに

火山性粗粒土に関する過去の研究^{1),2),3)}では、圧密あるいはせん断過程で有効平均主応力が増加すると、静的・動的挙動は粒子破碎の影響を大きく受けることが明らかにされている。その繰返し非排水せん断強さは過圧密によって著しく増加し、その増加は構成粒子が脆弱であるほど大きいとされている。また構成粒子が脆弱な火山性粗粒土では、粒子破碎によって細粒分の増加がもたらされる。そこで本研究では、火山性粗粒土が過圧密履歴を受けた場合に強度－変形特性が変化する要因、特に破碎細粒分の影響について考察した。

1. 試験に用いた試料

試験対象とした火山性粗粒土は、中標津町当幌(当幌火山灰土, TOUHORU VOLCANIC SOIL)の土盛り約2mの切土斜面から採取された摩周火山の降下火砕堆積物(Ma-1)である。その噴出年代は約1.1～1.3万年前と推定されている。

粒子破碎によって生ずる細粒分が火山性粗粒土の強度－変形特性に及ぼす影響を調べるために、当幌火山灰土の粗粒子を粉碎して作成した細粒分(破碎細粒分, Fc crushed)と塑性細粒分(NSF-CLAY, MC-CLAY)を混合した試料に対する室内試験を行っている。表-1に、火山性粗粒土に混合する各細粒分の物理的指標を示す。破碎細粒分は、JIS A 1205による塑性限界試験では塑性指数が求まらずにN.P.という結果になる。またそれぞれの細粒分の粘土分は、表に示されるように破碎細粒分が最も少ない。

図-1は、当幌火山灰土の原位置試料(In-Situ Fc 供試体)と混合する細粒分の初期含有率 F_c を変化させた試料の粒径加積曲線を示している。当幌火山灰土は豊浦砂に比べて極めて粗粒であるが、原位置試料の F_c は1.9%と非常に小さい。なお、試験試料は15.9mmふるいを通じたものを用いている。

表-2では、細粒分を混合した各試料の物理的特性を示した。当幌火山灰土の構成粒子は非常にポーラスで、多くの内部空隙を有しているために乾燥密度 ρ_d は非常に小さな値となる。また表に示した最大・最小密度はJIS A 1224に準じて求めているが、その粒径は試験の基準外であることに注意が必要である。

表-1 細粒分みの物理的指標

SAMPLE NAME	W _L (%)	I _p	SILT (%)	CLAY (%)
Fc crushed (F _c ≤ 75 μm)	77.3	N.P.	45	55
NSF-CLAY	54.0	26.0	0	100
MC-CLAY	87.0	49.0	8	92

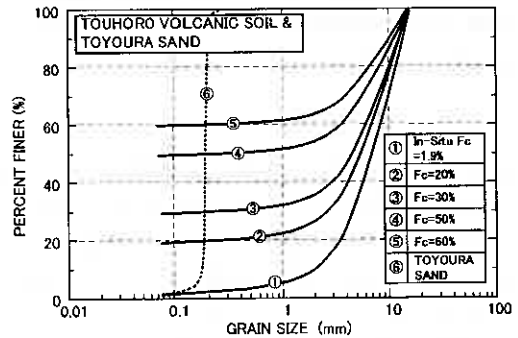


図-1 細粒分を混合した試料の粒径加積曲線

表-2 当幌火山灰土の物理的特性

SAMPLE NAME	F _c (%)	ρ_s (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)		ρ_{dc} (g/cm ³)	D ₅₀ (mm)	U _b
			max	min			
In-Situ Fc	1.9	2.53	0.520	0.470	0.515	7.3	4.63
Fc crushed	17	2.53	—	—	0.526	5.2	—
	30	2.53	—	—	0.558	4.2	—
	50	2.53	—	—	0.578	0.075	—
	60	2.53	—	—	0.591	0.060	—
	100	2.53	—	—	0.653	—	—
NSF-CLAY	30	2.71	—	—	0.583	4.2	—
MC-CLAY	30	2.74	—	—	0.561	4.2	—

2. 試験方法

試験に用いた供試体は、乱した試料に所定量の破碎細粒分を混合し、多重ふるい落下法(MSP法、ふるい目の大きさ 20mm, 7層)により再構成されている。\$F_c\$を変化させた供試体の密度を統一することは困難であるため、圧密後の密度 \$\rho_{dc}\$ は \$F_c\$ 値ごとに表-2に示す値を目標とした。全ての供試体の \$\rho_{dc}\$ は、目標値に対して \$\pm 5\%\$ の範囲内にある。なお、供試体の寸法は直径 70mm, 高さ 170mm となっている。

供試体を三軸セル内に設置し、二酸化炭素、脱気水を通した後に、196kPa のバックプレッシャーを供給して飽和させた。この方法によって、全ての供試体の間隙水圧係数 \$B\$ 値は確実に 0.96 以上の値を得ている。三軸セル内で飽和が完了した後は、過圧密比 \$OCR (= 1.0, 2.0, 3.5)\$ に対応する先行圧密圧力 \$\sigma_{pc}' (= 49 \sim 171.5 \text{ kPa})\$ にて等方圧密を行った。圧密の終了は、体積ひずみの変化率が \$1.0 \times 10^{-4} \text{ %/min}\$ 以下になった時とし、全ての供試体の圧密時間 \$T_c\$ は 24hr 以内となっている。圧密完了後は、有効拘束圧 \$\sigma_c' = 49 \text{ kPa}\$ のもとで等方的に膨張 (1hr) させている。

図-2(a), (b)に繰返し非排水せん断試験および一次元圧密試験の応力経路を示す。繰返し非排水せん断試験では、圧密～膨張が完了した三軸供試体に対し、有効拘束圧 \$\sigma_c' = 49 \text{ kPa}\$ のもとで軸差応力振幅一定、載荷周波数 0.1Hz の正弦波にて繰返し非排水せん断を行った。また一次元圧密試験に用いた供試体は、三軸試験と同様に三軸セル内にて先行的に正規圧密あるいは過

圧密履歴を与えたものである。圧密後は三軸供試体にモールドを被せて排水させ、これを冷凍した上で一次元圧密試験用の供試体寸法 (直径 60mm, 高さ 20mm) に成形した。また供試体を冷凍する際には、モールドと供試体との隙間に豊浦標準砂を充填し、供試体の凍結による膨張を極力防いでいる。一次元圧密は、JIS A 1217 の圧密試験の方法によって行っている。

等方圧密過程では、新たな粒子破碎が生じて破碎細粒分 \$\Delta F_c\$ が発生する。このため等方圧密のみの三軸試験も実施し、ふるい分析によって圧密後の細粒分含有率 \$F_c' (= F_c + \Delta F_c)\$ も調べている。なお、本論文で述べる過圧密比 \$OCR\$ と圧密後の細粒分含有率 \$F_c'\$ は、繰返し非排水三軸試験、一次元圧密試験ともに三軸試験装置での等方圧密によるものを指している。すなわち、\$F_c'\$ は繰返し非排水せん断前、あるいは一次元圧密前の細粒分含有率である。また、三軸での等方圧密時および一次元圧密時の供試体の有効応力状態をそれぞれ図-3(a), (b)に示す。一次元圧密では、\$Jaky\$ の式により静止土圧係数 \$K_0\$ を 0.5 と仮定して有効平均主応力 \$p'\$ を算出している。

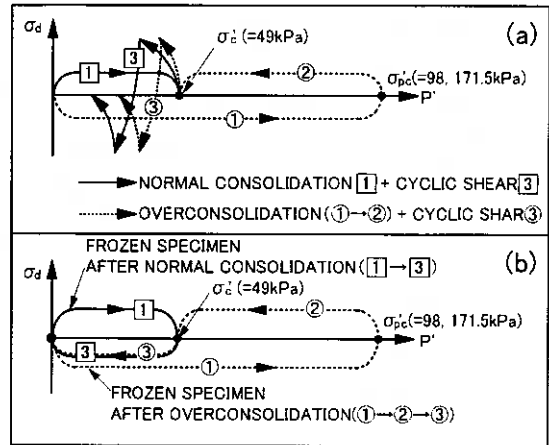


図-2 応力経路：(a)繰返し非排水せん断試験，(b)一次元圧密試験（等方圧密＋凍結のみ）

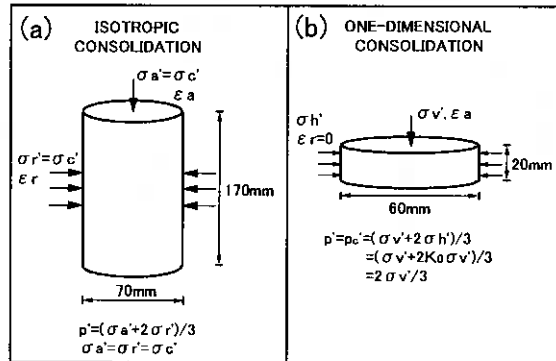


図-3 圧密時の供試体の有効応力状態：(a)等方圧密，(b)一次元圧密

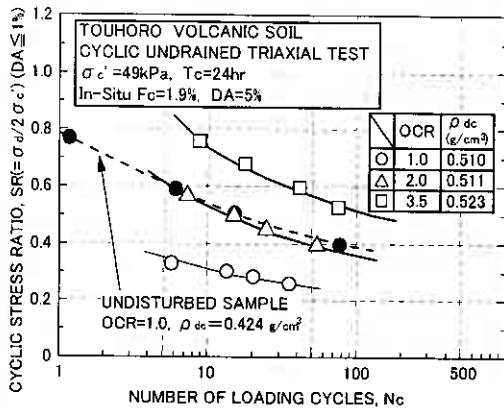


図-4 過圧密履歴を受けた火山灰土の液状化強度

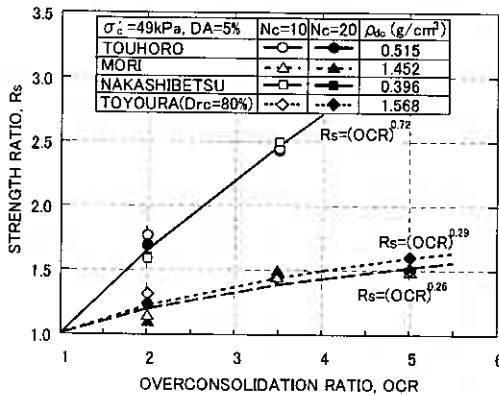


図-5 過圧密による強度増加割合 R_s と OCR の関係

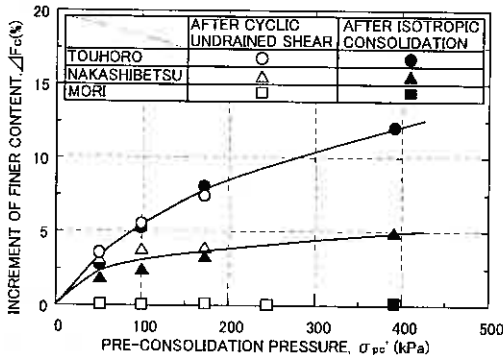


図-6 細粒分含有率の増加と先行圧密圧力の関係

3. 試験結果と考察

(1) 過圧密履歴を受けた再構成供試体の液状化強度

図-4は、初期の細粒分含有率 F_c が原位置と同様の再構成供試体 (In-Situ Fc 供試体) に関して、過圧密比 OCR を変化させた場合の液状化強度を $DA=5\%$ の場合について比較している。また図には、ブロックサンプリングによって採取された不攪乱供試体に関する液状化強度線 ($OCR=1.0$) も示した。図から、当幌火山灰土の液状化強度は過圧密比の増加に伴って極めて高くなることが注目される。また $OCR=2.0$ の液状化強度は、不攪乱供試体の液状化強度とほぼ同等になるという結果が得られている。

過圧密による繰返し非排水せん断強さの変化を定量的に調べるため、過圧密による液状化強度の増加割合 R_s と OCR との関係を探ったのが図-5である。ここで R_s は、 $N_c=10$ 回および 20 回に DA が 5% となるとき“過圧密供試体の液状化強度 SR_{OC} / 正規圧密供試体の液状化強度 SR_{NC} ” で定義している。また図では、森火山灰土、中標津火山灰土および密な豊浦砂 ($Drc=80\%$) に関する R_s -OCR 関係²⁾ も示した。

火山性粗粒土の過圧密による強度増加は、細粒分を含まない砂と場合と同様に、次式によって表せることが明らかにされている。

$$R_s = (OCR)^m \quad (1)$$

ここで、 m は曲線の勾配であって過圧密による強度増加の程度を表している。構成粒子が硬質な森火山灰土の指数 m は密な豊浦砂の値と大きな違いはないが、脆弱な粒子から成る当幌火山灰土と中標津火山灰土の m はそれらに比べて極めて高い値となる。これは当幌火山灰土や中標津火山灰土が、著しく粒子破砕性を示す粒状体であることに起因している。

各火山灰土の粒子破砕性を調べるために、等方圧密後および繰返し非排水せん断後の細粒分含有率の増加 ΔF_c と先行圧密圧力 σ'_{pc} との関係を図-6 に示した。図で明らかなように、森火山灰土では粒子破砕による細粒分増加は生じていないが、中標津火山灰土や当幌火山灰土では圧密過程で細粒分の増加がもたらされている。特にそれは当幌火山灰土で顕著

となるが、これは先行圧密圧力の増加に伴って著しい粒子破砕が生じ、粒子配列構造に大きな変化 (細粒化) が生じていることを現している。例えば当幌火山灰土では、 $\sigma'_{pc}=392\text{kPa}$ の等方圧密過程で約 12% もの細粒

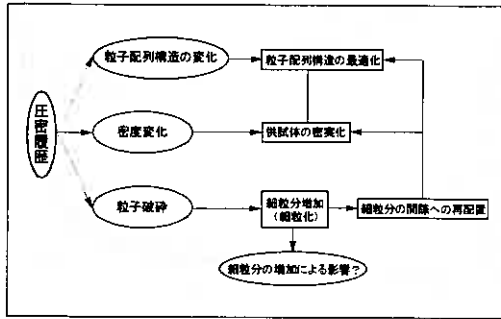


図-7 過圧密履歴による強度増加の諸要因

分増加がもたらされている。

また図-6 では、当幌火山灰土の等方圧密後と繰返し非排水せん断後の ΔF_c に有意な差は認められない。このことから、非常に脆弱な粒子から成る火山性粗粒土であっても、せん断時の有効拘束圧が低い場合 ($\sigma'_c = 49\text{kPa}$) には、有効応力が低減する繰返し非排水せん断過程よりも圧密過程で生じる粒子破碎が支配的になることがわかる。

以上のことから、過圧密による液状化強度の増加にはその圧密過程で生じる粒子破碎が強く関与している。よって粒子破碎性を示す火山性粗粒土は、その強度特性が応力履歴の影響を大きく受けやすい粒状体であるといえよう。

(2) 破碎細粒分の増加による液状化強度の変化

前述の当幌火山灰土の過圧密履歴による強度増加の原因は、まず粒子破碎に関連した粒子配列構造の最適化によるものが考えられる。また、図-4 および図-5 では密度調整された供試体に関する結果を示したが、通常は過圧密履歴を与えることによって密実な供試体となる。このような過圧密によって強度増加が生じる要因を整理したのが図-7 である。粒子破碎による細粒化は、密度の増加や粒子配列構造の最適化に貢献するものと考えられるが、増加した破碎細粒分自体が強度特性に与える影響については明らかにされていない。

そこで、人為的に当幌火山灰土を粒子破碎させて作成した細粒分 (破碎細粒分, F_c crushed) を試料に混合し、液状化強度の変化を調べてみた。図-8(a), (b), (c) は、破碎細粒分の初期含有率 F_c を変化させた供試体の液状化強度を、それぞれ $OCR=1.0$, 2.0 および 3.5 の場合について示したものである。図に示されるように、破碎細粒分の増加によって正規圧密火山灰土の液状化強度は確実に低下する。また過圧密履歴を受けた供試体は、正規圧密供試体に比べて液状化強度の変動が小さく、 $OCR=3.5$ ではむしろ細粒分増加によって強度は高くなる傾向が認められる。

これらの破碎細粒分を混合した試料について、図-5と同様に過圧密による強度増加割合 R_s と OCR との関係

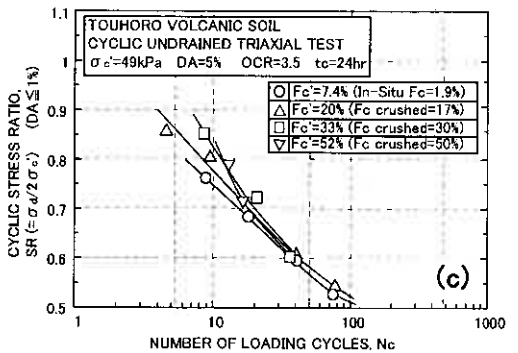
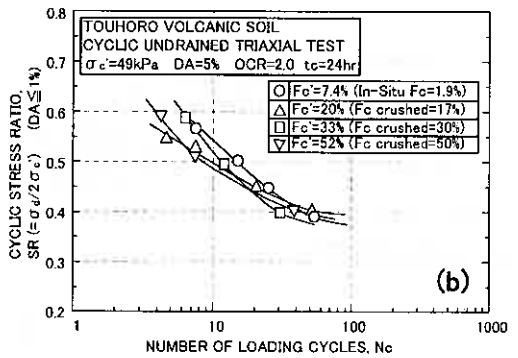
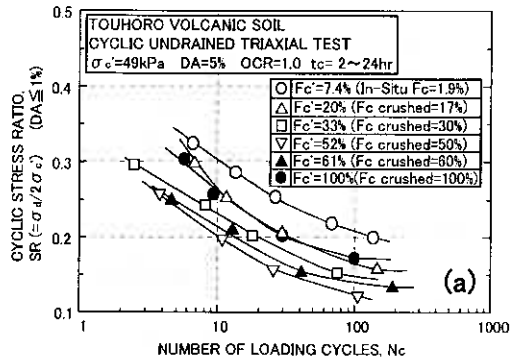


図-8 破碎細粒分を含む火山灰土の液状化強度：
(a) $OCR=1.0$, (b) $OCR=2.0$, (c) $OCR=3.5$

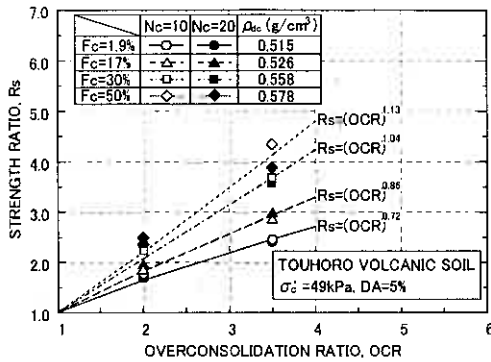


図-9 過圧密による強度増加割合 R_s と OCR の関係

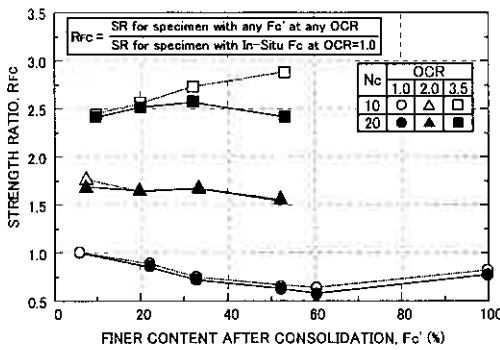


図-10 破砕細粒分の増加による液状化強度の変化

を求めたのが図-9である。破砕細粒分の含有率が非常に高い火山灰土に関しても、その R_s -OCR関係は式(1)によって表すことができる。また式(1)の指数 m は破砕細粒分が増えるほど高い値を示し、細粒分の増加に伴って当幌火山灰土の過圧密効果は増大するという結果が得られている。なお、非塑性シルトを用いた試験結果においても砂の場合より高い m 値 (≈ 0.65) が得られると報告されているが、当幌火山灰土の m 値はそれよりもはるかに高い値である。

次に、液状化強度の変化割合 R_{FC} と圧密後の細粒分含有率 F_c' の関係を図-10に示した。液状化強度比 R_{FC} は、任意の供試体の液状化強度を正規圧密された In-Situ F_c 供試体の値で正規化したものであり、それぞれ $N_c=10$ 回あるいは 20 回で $DA=5\%$ に至る場合の SR で算定している。OCR=1.0 の場合は、 F_c' の増加に伴って液状化強度が低下し、 $F_c'=60\%$ にて R_{FC} は最小値となる。さらに $F_c'=100\%$ になると再び強度は増加するが、In-situ- F_c 供試体よりも R_{FC} は低い値のままである。一方、過圧密履歴を受けた供試体は正規圧密の場合とは異なり、OCR=2.0 では F_c' 増加による R_{FC} の低下は小さく、逆に OCR=3.5 では破砕細粒分の増加によって R_{FC} は高くなる傾向が示されている。またこの傾向は、 $N_c=10$ 回の場合にて顕著となる。

これらの破砕細粒分を含有する供試体に関して、OCR ごとに軸ひずみの発生特性を比較したのが図-11(a), (b), (c)である。この図の縦軸は両振幅軸ひずみ DA を $DA=5\%$ で正規化した値であり、また横軸は

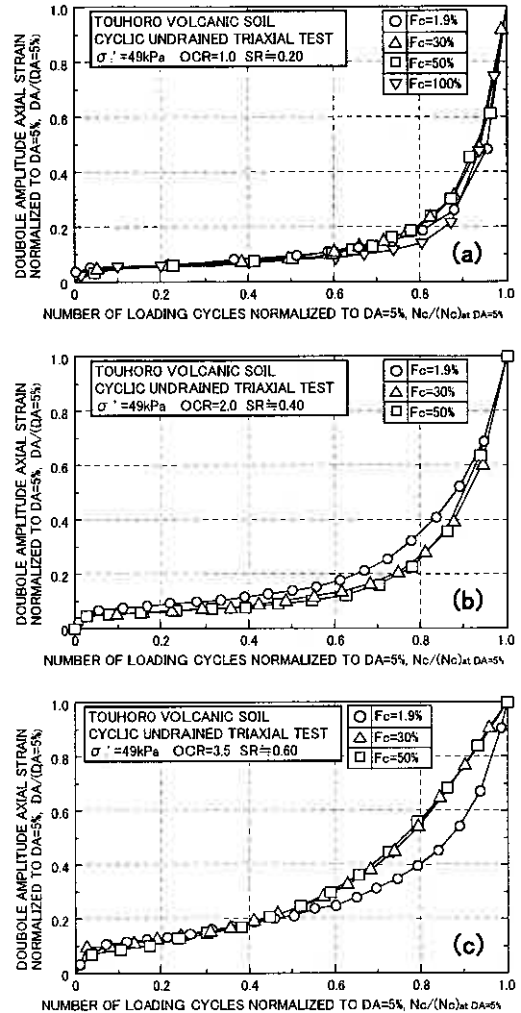


図-11 細粒分を混合した試料の軸ひずみ発生特性：
(a)OCR=1.0, (b)OCR=2.0, (c)OCR=3.5

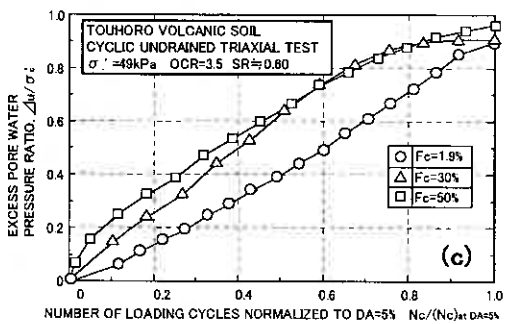
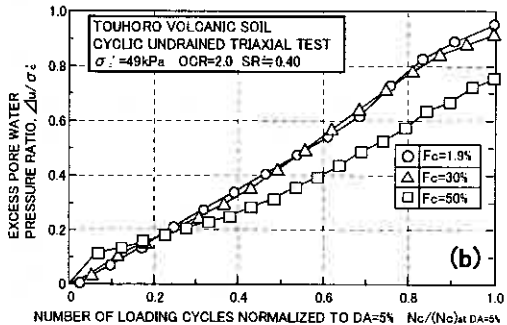
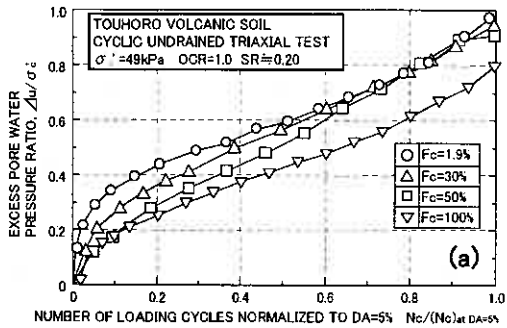


図-12 細粒分を混合した試料の間隙水圧発生特性：
(a)OCR=1.0, (b)OCR=2.0, (c)OCR=3.5

圧挙動は OCR=1.0 や 2.0 の場合とやや異なる傾向を示す。

以上のように、非塑性の破碎細粒分を混合した正規圧密火山灰土の繰返し非排水せん断強さは、細粒分が増えるほど低下する。しかし、過圧密履歴を与えた供試体の強度-変形-間隙水圧挙動は、破碎細粒分の影響を受けて正規圧密供試体とは異なることが明らかである。

(3) 細粒分による過圧密火山灰土の強度変化の要因

既往の研究⁵⁾から、正規圧密された火山性粗粒土の破碎細粒分の増加による液状化強度の低下は、理想的な粒子配列から決定された最大・最小間隙比にて算定される相対密度の低下によって説明できることが分っている。この相対密度 D_{rc} と圧密後の細粒分含有率 F_c の関係を示したのが図-13 である。過圧密火山灰土の破碎細粒分の増加による強度増大は、その供試体密度が正規圧密供試体と大きく変わらないことから、

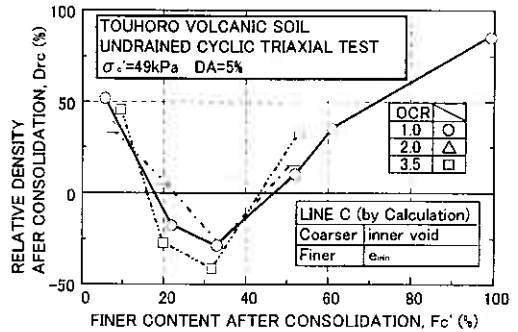


図-13 供試体の圧密後の相対密度 D_{rc} と F_c の関係⁵⁾

繰返し載荷回数 N_c を $DA=5\%$ になるときの N_c で正規化したものである。OCR=1.0 の場合(図-11 (a)) は、繰返し回数比が 0.9 を超えると軸ひずみが急激に増大するという極めて脆性的な破壊形態となる。ところが、OCRが高くなると繰返し載荷の進行に伴って軸ひずみは漸増ようになる。これは過圧密履歴によって火山灰土に粒子間力が与えられたためと考えられるが、図では破碎細粒分の増加がこの軸ひずみ挙動に大きな影響を及ぼさないことも示されている。

図-12 (a), (b), (c) は過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c$ と繰返し回数比の関係を示しているが、この間隙水圧発生特性においては破碎細粒分の影響が顕著に現れている。正規圧密火山灰土に関する過剰間隙水圧比(図-12 (a)) は、軸ひずみの進行とともに緩やかに漸増し、破碎細粒分の含有率が増えるほど過剰間隙水圧の発生が遅れる傾向にある。また $DA=5\%$ 時の $\Delta u/\sigma'_c$ は、細粒分含有率が高いほど 1.0 よりも小さな値となるようである。逆に OCR=3.5 の場合は、 F_c が増加すると $\Delta u/\sigma'_c$ の値が高くなって、その間隙水

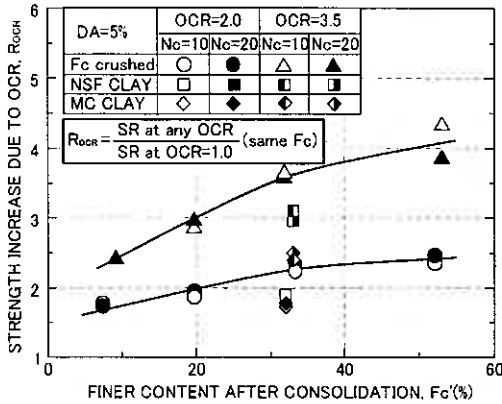


図-14 過圧密による強度増加割合 R_{OCR} と F_c' の関係

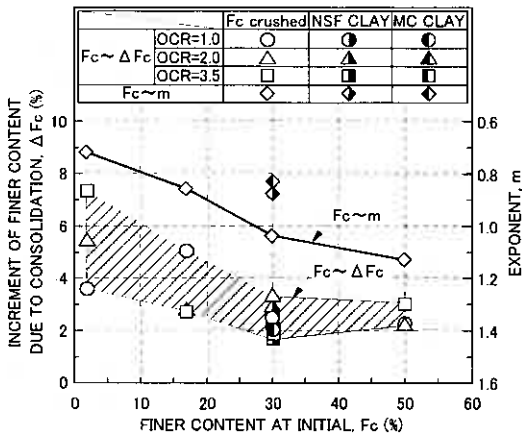


図-15 初期細粒分 F_c と強度増加指数 m および細粒分含有率の増加 ΔF_c の関係

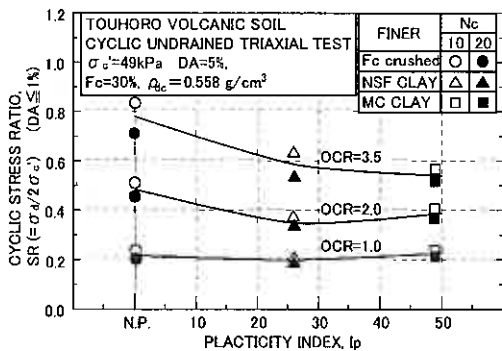


図-16 細粒分の塑性指数 I_p と液状化強度との関係

この相対密度の変化だけでは説明することができない。そこで以下では、破碎細粒分の含有率やその性質、圧密過程でもたらされる粒子破碎に着目し、過圧密履歴による強度変化の要因を探った。

図-14は、過圧密によってもたらされる液状化強度の増加割合 R_{OCR} と F_c' との関係を示している。 R_{OCR} は、過圧密供試体の液状化強度を同じ F_c の正規圧密供試体の液状化強度で正規化したものである。また図には、塑性を有する細粒分 NSF CLAY ($I_p=26.0$), MC CLAY ($I_p=49.0$) を 30%混合した試料に関するデータもプロットした。

図-10で示された結果と同様に、破碎性火山灰土の R_{OCR} は先行圧密圧力が高くなるほど増加し、過圧密による強度増加は破碎細粒分の含有率に強く依存する。ただし、 $F_c' \approx 33\%$ を超えると細粒分増加に伴う R_{OCR} の増加は鈍くなることが認められる。また塑性を有する細粒分を含む火山灰土より、非塑性となる破碎細粒分を混合した火山灰土の方が R_{OCR} は高いという結果も得られている。

このような過圧密による強度増加と粒子破碎との関連を調べるため、図-15に F_c と等方圧密による細粒分含有率の増加 ΔF_c との関係、 F_c と図-9で示された過圧密による強度増加指数 m との関係を示した。当幌火山灰土の $F_c - \Delta F_c$ 関係では、破碎細粒分が増えると OCR ごとの ΔF_c 値にばらつきが生じているが、 $F_c = 30\%$ までは破碎細粒分の増加によって ΔF_c が急激に減少することがわかる。また F_c がそれ以上の値となっても、粒子破碎量の変化は小さいようである。さらに、 $F_c - m$ 関係は $F_c - \Delta F_c$ 関係と非常に類似していることから、 $F_c = 30\%$ ($F_c' \approx 33\%$) 以上の細粒分にて $F_c - m$ 関係および図-14の $F_c - R_{OCR}$ 関係の勾配が緩くなる理由は、圧密過程で生じる粒子破碎の影響が小さくなるためと判断される。また、このような細粒分の増加による粒子破碎の減少は、“細粒分増加によって骨格をなす粒子同士の接触点が減少する”⁸⁾ ためと考えられる。

一方、図-15の $F_c - m$ 関係においても細粒分の種類の違いによる過圧密効果の変化が現れているが、3種類の細粒分の ΔF_c 値がほぼ同等であることから、粒子破碎はこの過圧密効果の相違に直接関係していないものと思われる。そこで OCR ごとに、細粒分の塑性指数 I_p と液状化強度との関係を整理したのが図-16である。古関ら⁷⁾、原田ら⁸⁾、桑野ら⁹⁾は砂

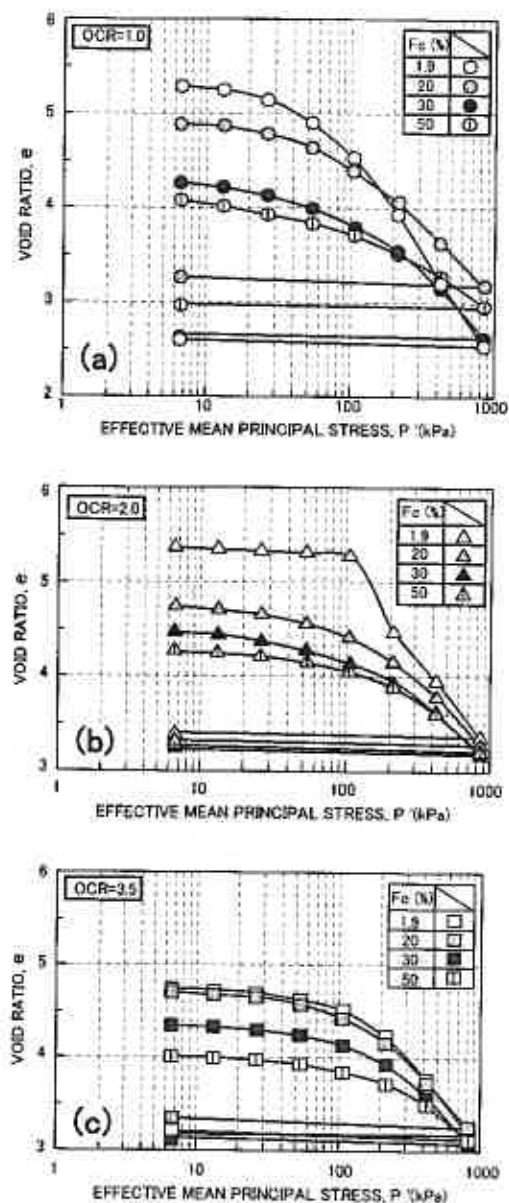


図-17 破砕細粒分を混合した供試体の $e-\log P$ 関係: (a) OCR=1.0, (b) OCR=2.0, (c) OCR=3.5

C_c は著しく低下し、この C_c と F_c' には一義的な関係が存在することがわかる。またその関係は、先行的に受けた過圧密履歴の影響をあまり受けにくいようである。

また図-19に示される $e-F_c'$ 関係では、 C_c-F_c' 関係と同様に過圧密履歴の影響をあまり受けず、 e_p は F_c' の値に強く依存していることがわかる。このように、正規圧密領域における供試体の圧縮性は、供試体の粒度組成すなわち破砕細粒分の含有率によって決定されている。

に含有される細粒分の l_p が高いほど液状化強度は高くなるとしているが、火山性粗粒土の ($OCR=1.0$) の場合には細粒分の l_p が変化しても液状化強度に大きな変化は認められなかった。また火山性粗粒土が過圧密履歴を受けると、むしろ l_p が低くなるほど液状化強度は高い値を示す傾向が認められる。

実際に、破砕細粒分を含む火山性粗粒土が過圧密履歴を受けると、セメンティションを保有する原位置火山灰土のように固結した様相を呈している。これは先行圧密圧力の増加によって粒子配列構造の最適化が生じ、さらに粗粒子の間に存在する破砕細粒分によって粒子間接点力が動員されたものと考えることができる。また、塑性を有する細粒分の場合よりも、物理試験上は非塑性と判定される破砕細粒分を混合した方が過圧密効果は高いことから、先行圧密圧力の増加によって破砕細粒分に火山性粗粒土の強度を増加させるような性質（塑性）が生じているといえよう。

(4) 破砕細粒分による圧密降伏応力の変化

破砕細粒分の存在と過圧密履歴が圧密降伏応力に及ぼす影響を調べるために、液状化試験の場合と同様に三軸セル内で等方圧密を行った供試体を用いて一連の一次元圧密試験を行っている。その試験結果を図-17(a), (b), (c)に示す。これらの図は、それぞれ $OCR=1.0, 2.0$ および 3.0 に関する破砕細粒分を混合した供試体の $e-\log P$ 関係を表している。一次元圧密前の初期間隙比 e_0 は、等方圧密後（一次元圧密前）の細粒分含有率 F_c' が高くなるほど小さな値となるが、一次元圧密過程でも間隙比は著しく低下している。それは一次元圧密過程でも構成粒子の破砕が生ずるためであり²⁾、その破砕の程度は破砕細粒分の含有量によって変化するものと推察される。

図-17の結果を基に、三軸らの方法によって求められた圧縮指数 C_c 、圧密降伏応力 p_c 、降伏時の間隙比 e_p と F_c' との関係をそれぞれ整理してみた。まず図-18は、圧縮指数 C_c と F_c' との関係を示している。いずれの試料においても破砕細粒分の増加に伴って

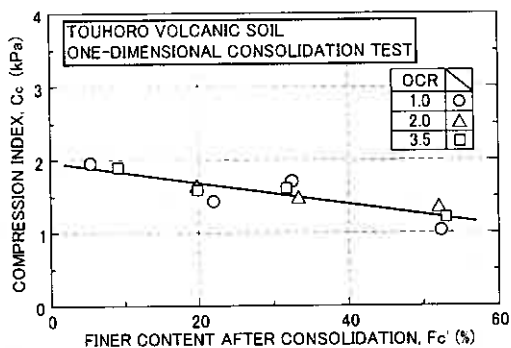


図-18 圧縮指数 C_c と細粒分含有率 F_c' との関係

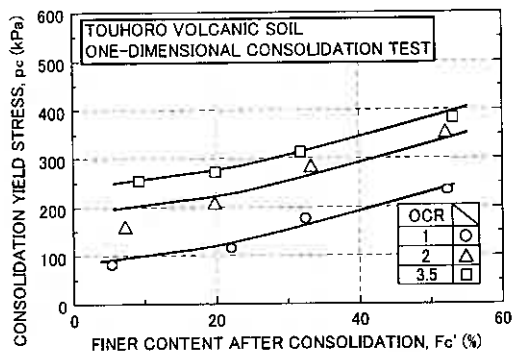


図-20 圧密降伏応力 p_c と細粒分含有率 F_c' との関係

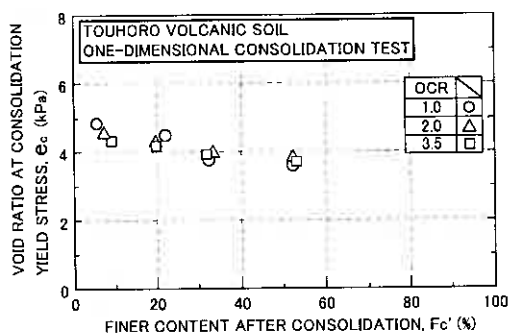


図-19 降伏時の間隙比 e_c と F_c' との関係

図-20 では、各供試体の圧密降伏応力 p_c と破碎細粒分の含有率 F_c' との関係調べてみた。OCR = 1.0 に関しては、 F_c' の増加によって p_c の増加が生じ、液状化強度の場合とは異なる傾向が示されている。これは繰返し非排水せん断と一次元圧密とでは破壊時の応力状態や排水条件が異なるためと考えられる。一方、過圧密履歴を受けた場合は OCR が高くなるほど p_c が高くなる傾向を示し、先行的な応力履歴によって新たな粒子間接点力が与えられていることが顕著に現れている。ただし、破碎細粒分の増加による p_c の増加幅はいずれの OCR においてもほぼ同等であって、 C_c が過圧密

履歴の影響をあまり受けないという結果が圧密降伏応力の変化に反映されている。

4. ま と め

- 1) 火山性粗粒土の粒子破碎によって生ずる細粒分は、その液状化強度に大きな影響を及ぼしている。例えば正規圧密履歴を受けた火山灰土の場合は、破碎細粒分の増加によってその液状化強度は確実に低減される。
- 2) 過圧密履歴を受けた火山性粗粒土では、破碎細粒分の含有率や先行圧密圧力が高いほど液状化強度や圧密降伏応力は高い値を示す。これは、間隙比の変化だけでは説明できない破碎細粒分による粒子間接点力がもたらされたためと考えられる。
- 3) この過圧密履歴で動員される粒子間接点力は、火山性粗粒土の軸ひずみ挙動にも影響を及ぼす。また破碎細粒分の影響は、軸ひずみ挙動よりも間隙水圧挙動にてその影響が顕著に現れる。
- 4) 非塑性となる破碎細粒分と塑性細粒分を混合した供試体の液状化強度を比較すると、破碎細粒分を混合する方が過圧密による強度増加は高い。これは破碎細粒分が強度増加に貢献するような性質（塑性）を有していることを意味している。

謝 辞：本研究では、室内試験とデータ整理において根本信二、大西 正容（北海道開発局）、前 宗孝（北海道大学大学院）各君の協力を得ている。また室蘭工業大学の川村 志麻 助手、阿曾沼 剛 氏（北海道大学大

学院)には、当幌火山灰土のサンプリングにて協力を得ている。末筆ながら、記して深甚なる感謝の意を表する。

参考文献

- 1)三浦清一,八木一善,川村志麻:北海道火山性粗粒土の静的および動的力学挙動と粒子破碎,土木学会論文集, No.547/III-36, pp. 159-170, 1996.
- 2)三浦清一,八木一善,川村志麻: 破碎性粗粒火山灰土の繰返し非排水一変形特性に及ぼす応力履歴の影響,土木学会論文集, No.547/III-36, pp. 221-229, 1996.
- 3)三浦清一,八木一善: 火山灰質粒状体の圧密・せん断による粒子破碎とその評価,土木学会論文集, No.561/III-38, pp. 257-269, 1997.
- 4)足立雅樹,安原一哉,福島正明: 非塑性シルト質土の液状化とそれに伴う体積変化特性,土木学会論文集, No.535/III-34, pp.145-154, 1996.
- 5)三浦清一,根本信二,阿曾沼剛,前宗孝,木幡行宏: 破碎性火山灰土の液状化強度に及ぼす圧密履歴と細粒分含有率の影響,地盤工学会北海道支部技術報告集, vol.40, pp.99-108, 2000.
- 6)佐藤正行,小田匡寛,風間秀彦,小瀬木克巳: 細粒分が埋立地盤の液状化特性に及ぼす基礎的研究,土木学会論文集, No.561/III-38, pp.271-282, 1997.
- 7)古関潤一,石原研二,藤井光久: 細粒分を含む砂の三軸液状化試験,第21回地盤工学研究発表会講演集, pp. 595-596, 1986.
- 8)原田光男,浦沢義彦,白井伸一: 細粒分を含む砂によって造成された海岸埋立地盤の液状化強度特性,土と基礎, vol.38, No.6, pp.21-26, 1990.
- 9)桑野二郎,中澤博志,杉原弘一: 矢部浩史: 細粒分を含む砂の非排水繰返し強度に影響を与える諸因子,第31回地盤工学研究発表会講演集, pp. 989-990, 1996.

石炭灰埋立て地盤の強度特性について

北海道電力株式会社 ○ 正会員 榊原 敦仁
北海道電力株式会社 正会員 田中 則和
北電興業株式会社 正会員 高橋 昌之

1. はじめに

石炭火力発電所から排出される石炭灰は、再生資源の利用の促進に関する法律（リサイクル法）によって指定副産物に指定され、減量化や資源化が事業者の責務として定められている。

現在、稼働中の苫東厚真火力発電所（海外炭専焼 1～3 号機）から、平成 11 年度実績で年間約 25 万 t の石炭灰が発生し、その約 7 割がセメント原料や土木材料などに利用され、残りは灰捨て地に埋立て処分している。平成 14 年度には工事中の 4 号機が運転を開始する予定であり、石炭灰の発生量は年間約 45 万 t に増加する見込みであり、有効利用の促進は重要な課題となっている。

本報告は、石炭灰を盛土材、埋戻し材などとしての利用促進と埋立て跡地の利用検討を図るための基礎資料とすること目的に、既設灰捨て地の構造を模擬して造成した試験フィールドにおいて、石炭灰地盤の強度特性やその経時変化などを 3 年間に亘って調査した結果について報告するものである。

2. 試験の概要

本試験は、図-1、2 に示すとおり既設の灰捨て地を模擬した試験ベッドを造成し、地盤の特性や経時変化を把握するために実施したものである。試験の内容は、地盤の特性を調査するための原位置試験、室内試験および周辺環境への影響を調査するための地下水の水質調査である。

試験ベッドは、底面と法面に石炭灰で $t = 30\text{cm}$ の遮水層を設け、炭種、燃焼炉の異なる 2 種類の石炭灰を使用して、2 種類の施工方法で埋立てた 4 ケースで、埋立て終了後に火山灰にて覆土（厚さ 50cm）した。

石炭灰の埋立ては、施工方法による違いを確認するために、撒出し・転圧方法を普通ブルドーザ（15t 級）により 30cm 毎に層状転圧し、密度管理（ $\rho_{dmax} \times 85\%$ 以上）したベッド（以下 D ベッドと呼ぶ）と湿地ブルドーザ（7t 級）により築堤天端から押土による一層高撒出しで施工したベッド（以下 L ベッドと呼ぶ）の 2 通りで実施した。

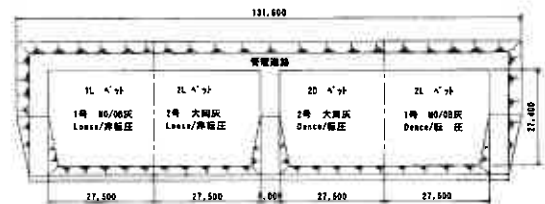


図-1 石炭灰試験ベッド平面図

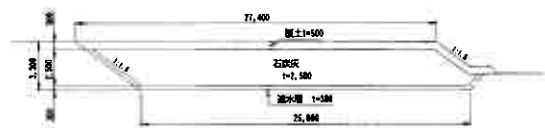


図-2 石炭灰試験ベッド断面図

3. 石炭灰の基本性状

石炭灰は、苫東厚真発電所の 1、2 号機から産出される石炭灰（以下苫東灰と呼ぶ）の中から比較的燃焼実績の高い“M050/OB50 灰（1 号）”と“大同灰（2 号）”のフライアッシュを使用した。これらの灰は、コンクリート用フライアッシュの JIS 規格（A6201）において、大同灰がⅡ種相当、M0/OB 灰が規格外に該当する。

Strength characteristic of reclamation coal ash ground by Aitsuhiro Sakakibara and Norikazu Tanaka (Hokkaido Electric Power Co., Inc.), Masayuki Takahashi (Hokuden Kougyo Co., Ltd.)

これらの基本性状を表-1、図-3に示す。

表-1 物理・化学成分分析結果

		MO/OB	大同
強熱減量	%	14.3	2.3
二酸化ケイ素	%	48.5	54.7
酸化第二鉄	%	4.6	11.4
酸化アルミニウム	%	19.1	18.1
酸化カルシウム	%	5.6	5.6
酸化マグネシウム	%	1.1	1.1
その他	%	21.1	9.1
酸性率		5.98	4.02
pH		12.6	12.3
土粒子の密度 ρ_s	g/cm ³	2.184	2.501
粒度	砂分	%	19
	シルト分	%	79
	粘土分	%	2
締固め (1Ec)	最大乾燥密度 ρ_{dmax}	g/cm ³	1.022
	最適含水比 w_{opt}	%	37.5
	間隙比 e		1.14

(1)外観について

色調は、1号のMO/OB灰が黒っぽく、2号の大同灰がやや褐色を呈する。苫東灰の全般的な特徴として、1号灰は黒みを帯び、2号灰は灰白色～やや褐色である。これら色調の違いはボイラ特性の違いによる残留未燃分の影響¹⁾や化学成分の影響によるものと考えられる。

粒子形状は、数 μm ～10数 μm 程度の球形粒子が大半を占めるが、MO/OB灰では数10 μm 程度の大きな不定形の塊が見られた。これらの粒子形状については、灰の融熔点および石炭の燃料比（固定炭素/揮発分）との関係が指摘されており¹⁾、石炭性状とボイラ特性に左右されるものと考えられる。

(2)化学性状について

化学組成は、MO/OB灰、大同灰とも主にSiO₂、Al₂O₃とFe₂O₃で全体の7割以上を占めている。強度発現に関与すると考えられているCaO含有量は5%程度で両者に差異がない。強熱減量は、MO/OB灰が14.3%、大同灰が2.3%と大きな差がある。既往データ²⁾によると、苫東石炭灰の強熱減量は全般的に1号灰が多く、2号灰が少ない結果を示していることから、炭種のほか、ボイラ特性の影響を強く受けているものと考えられる。

有害物質の溶出は、産業廃棄物埋立処分基準値に対して全ての項目が不検出または基準値以下である。また、pHはいずれも12以上で強アルカリ性を示す。

(3)物理性状について

土粒子密度はMO/OB灰が2.2g/cm³、大同灰が2.5g/cm³程度と一般の土に比べ1～2割程度小さい。石炭灰の土粒子密度はFe₂O₃含有量の多いものほど大きく¹⁾、大同灰がMO/OB灰に比べて高い原因と考えられる。2灰種ともに粒度分布はシルト分が7割以上を占め、粒度分布の悪い均等粒度と判断される。この結果は、全国22発電所の石炭灰の試験結果³⁾（シルト分73±11%、均等係数5.9±3.1）とほぼ同じ粒度分布を示していることから、石炭種類やボイラ特性の影響は比較的小さいものと思われる。

図-3より、両者の締固め特性には大きな違いがみられた。MO/OB灰は ρ_{dmax} が低く、なだらかな曲線を示すのに対して、大同灰は ρ_{dmax} が高く、明瞭なピークを示していた。

(4)硬化性状

フライアッシュの長期的な硬化性状をみるため、締固め密度と含水比を変化させた条件（図-4）により3年間に亘って一軸圧縮強さを測定した。なお、供試体は「安定処理土の静的締固めによる供試体作製方法 JGS 0812」により作製し、温度20℃、湿度95%の恒温恒湿箱で養生した。

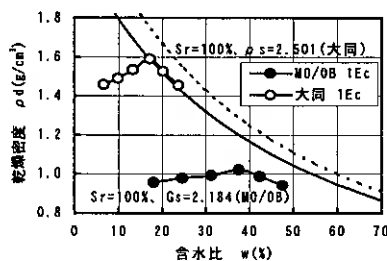


図-3 締固め曲線

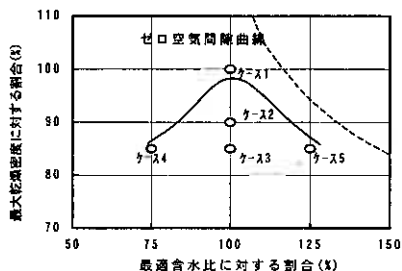


図-4 硬化性状試験ケース模式図

図-5に大同灰とM0/OB灰のquの経時変化図を、図-6に大同灰の締め固め密度と含水比の変化に対するquの関係を示した。

これらの図から特徴的な点を整理すると、次のとおりである。

①大同灰のquは3年で約3000kPaに達し、M0/OB灰の約500kPaに比べて顕著な強度発現を示す。

②大同灰のquは、3年間の長期に亘り伸び続けているのに対してM0/OB灰には半年以降の強度の伸びがみられない。

③quは、 W_{opt} 条件下において締め固め密度と共に増大する。

④quは、 ρ_{dmax} の85%条件下において含水比(W_{opt} の75%~125%)に伴う変化が小さい。

などである。

以上のことから、締め固めたフライアッシュには自硬性があり、その強度発現の度合いは、灰の種類や締め固め条件により大きく異なることが明らかとなった。なお、本試験試料の強度発現を苫東石炭灰の既往データ²⁾と比較するとM0/OBは中位、大同は最上位に位置する。

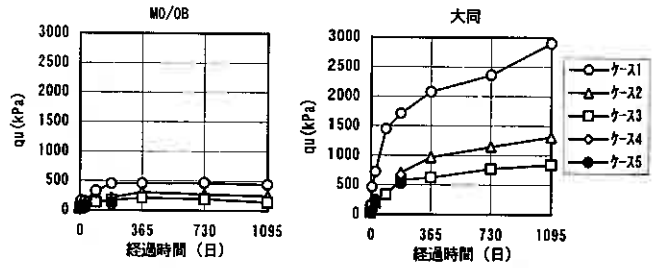


図-5 一軸圧縮強さ qu 経時変化

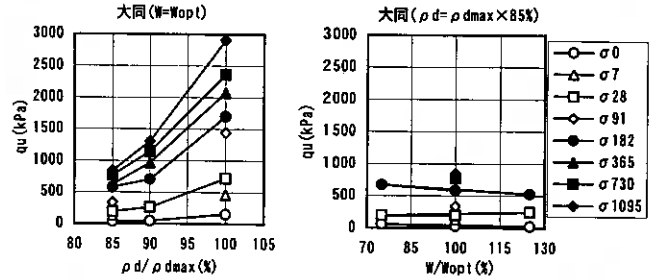


図-6 設定条件別一軸圧縮強さ

4. フィールド試験の結果と考察

(1)埋立て完了時の初期強度

施工含水比は、最適含水比より若干乾燥側とした。撒き出し・転圧方法は、前述のようにDベッドは層状転圧、Lベッドは高撒き出しによる無転圧施工としている{以下、1号灰(M0/OB)のDベッドを1D、Lベッドを1L、2号灰(大同)のDベッドを2D、

Lベッドを2Lと呼ぶ}。このため、地盤の密度状況は図-7に示すように、Lベッドの場合、上部のみがDベッドと同等に締め固まっているものの1m以深の密度は低く、転圧エネルギーが下部に伝達されていないことが判る。

自硬性が発揮されていない埋立て完了直後のN値とqcを図-8に示す。これより締め固めたDベッドの強度は上部がやや低めの傾向を示していた。一方、締め固めていないLベッドのN値は上部でDベッドとほぼ同等の値を示したのに対して、中~下部の強度は極めて小さく、図-7の施工密度の分布と良く一致していることが判る。

以上のことから、石炭灰地盤の埋立て完了直後の強度は、一般の土砂同様、転圧の有無による締め固め密度の影響を強く受けるものと考えられる。

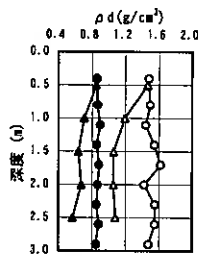


図-7 施工時の密度

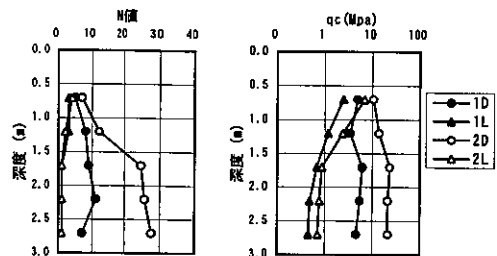


図-8 埋立て完了直後のN値とqc値

(2)石炭灰地盤強度の経時変化

a. 含水比

図-9に各ベッドの含水比 w と飽和度 S_r の経時変化を示した。いずれのベッドの含水比も埋立てから1年の間に上昇し、その後はあまり変化がみられない。また、飽和度 S_r も同様に1年の間に上昇し、以降 60~90%程度で比較的安定している。

b. N値と一軸圧縮強さ q_u

図-10は、各ベッドのN値を深度分布図で示したものである。

深度方向の違いでみると、締め固めたDベッドのN値がほぼ均一な強度分布を示すのに対して、Lベッドの中~下部のN値が上部に比べて極めて低いことが判る。

次に強度の経時変化に着目すると、良く締まった2Dベッド全層とLベッド上部には材齢の経過に伴う強度の増加傾向がみられた。

図-11は、この強度増加をDベッドにおける q_u (コア) の経時変化で示したものである。これよりバラツキがみられるものの、現場強度の伸びは、埋立てから比較的初期の段階ではほぼ終了し、その後の伸びが小さいことが判る。これを前述の室内強度(図-5)と比較した場合、3年経過後の2D(大同)の強度は1500~3000kPa程度とほぼ同レベルを示すものの、一方では材齢の経過に伴う強度の伸び方に大きな違いが認められる。この

理由として、石炭灰の強度発現が養生温度の影響を強く受ける⁴⁾ことから、図-12に示す造成直後の地盤内部の発熱温度上昇が、養生効果として強度発現を早めたのではないかと考えられる。この強度発現は、石炭灰特有のポゾラン反応生成物の析出による粒子間結合と考えられ、その様子は写真-1のSEM像から伺うことができる。

石炭灰地盤のN値を“Terzaghiが示す粘土のコンシステンシーとN値の関係⁵⁾”に当てはめると、2DベッドはN値 ≥ 50 で「固結した粘土地盤以上」、2LベッドはN値:4~45で「中位の~硬い粘土地盤

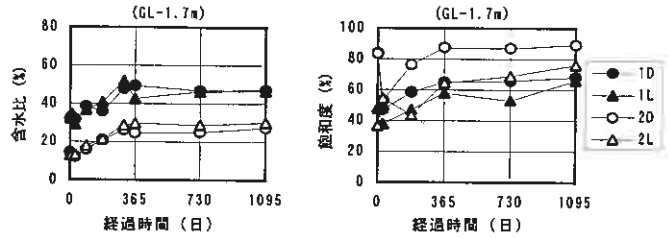


図-9 含水比と飽和度の経時変化

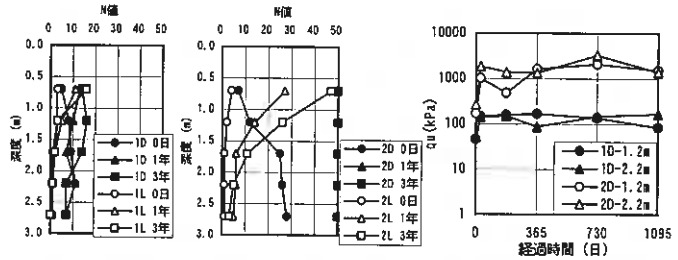


図-10 各ベッドのN値

図-11 Dベッドの q_u 経時変化

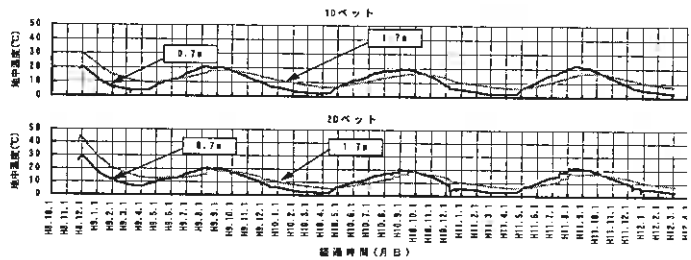
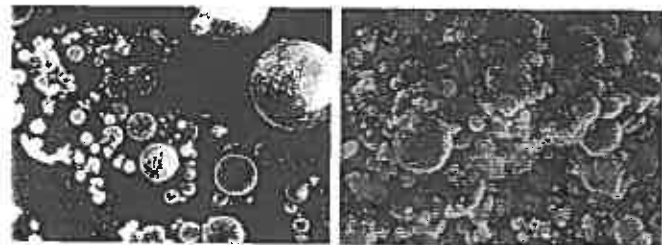
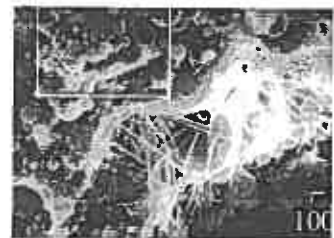


図-12 地盤内部温度の経時変化



(a) 大同灰(乾灰)

(b) 大同灰(材齢2年)



(c) 大同灰(材齢3年)

写真-1 石炭灰のSEM像

以上)、1DベッドはN値≒10で「硬い粘土地盤」、1LベッドはN値:0~15で「非常に柔らかい~硬い粘土地盤」に評価され、前述の室内試験結果と同様、現場強度は灰の種類や締め固め条件により大きく異なることが明らかとなった。

透水係数(コア)は、Lベッドが $10^{-3} \sim 10^{-4}$ cm/sオーダーで「微細砂」程度、Dベッドが $10^{-4} \sim 10^{-6}$ cm/sオーダーで「粘土」程度である。

(3)三軸圧縮試験

石炭灰地盤のせん断特性を調べるため、各ベッドの中心深度1.7m地点から不攪乱のブロックサンプリングを実施して三軸圧縮試験(CU)を行った。結果は表-2に示すとおり、内部摩擦角 ϕ は5.7~44.3度、粘着力Cは11.8~348.3kPaであった。この粘着力Cは、他の強度試験の結果と同様に、強度発現の高い2Dが大きく、軟弱な1Lが最も小さい結果となっている。

図-13に、過去に実施したフライアッシュの三軸圧縮試験(CU)の結果も含めて粘着力Cと一軸圧縮強さの関係($qu < 500$ kPaの試料)を示した。粘着力Cと一軸圧縮強さの関係には良い相関が見られ、 $C \approx qu/2$ の関係が示された。

(4)圧密特性

各ベッドの中心深度1.7m地点から採取したコア試料を用いて実施した圧密試験による $e-\log P$ 曲線を図-14に示す。圧密特性についてみると、初期間隙比が2程度と高い1Lベッドは高含水比粘土に相当し、ある程度の圧密沈下が起こり得る。また、1Dと2Lベッドは数100kPa以上の高い圧密圧力の範囲で圧密沈下が発生する可能性がある。一方、2Dベッドは初期間隙比が0.8程度であり、一般的な含水比40%以下の硬質粘土に相当し、また圧密降伏応力もみられないことからほとんど圧密沈下は発生しないと考えられる。

各ベッドの圧密係数 C_v は、圧密圧力Pに関係なく $C_v \approx 2 \times 10^{-3}$ cm²/d程度を示しており、粘土よりも高めである。

(5)土性値相互の関係

今回の試験で得られた土性値(N値、qc値、qu、E50)相互の関係を図-15~図-17に示した。

図-15より、N値とqc値には、 $qc \approx 803N$ という関係が得られ、火山灰のN値とqcの関係($qc \approx 800N$)とほぼ同一の関係である。

図-16より、N値とqu(コア)は、 $qu \approx 13N$ の関係が得られている。この関係はTerzaghiが示した一般的な沖積粘性土に適用される $qu \approx 12 \sim 13N$ とほぼ同一の関係である。

表-2 石炭灰地盤のせん断強さ(全応力)

	材齢182日		材齢730日	
	粘着力(kPa)	内部摩擦角(度)	粘着力(kPa)	内部摩擦角(度)
1D	101	11.9	51	15.3
1L	12	13.4	12	14.2
2D	163	38.0	348	44.3
2L	11	11.2	134	5.7

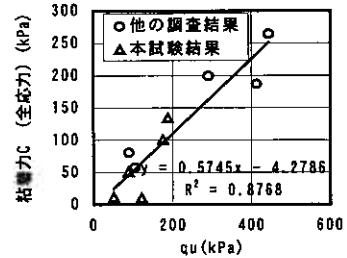


図-13 qu-Cの相関図

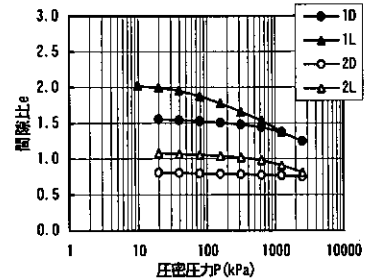


図-14 e-logP曲線

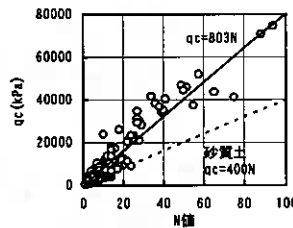


図-15 N値- q_c 相関図

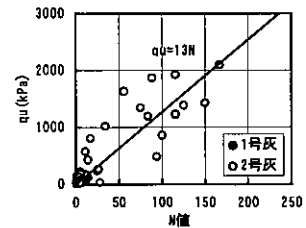


図-16 N値- q_u 相関図

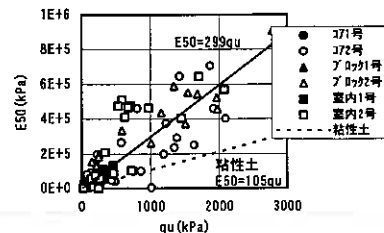


図-17 各試料の q_u -E50相関図

図-17より、 q_u と E_{50} には、 $E_{50}=299q_u$ の関係が得られており、一般的な海成粘性土の関係($E_{50}=210C_u=105q_u$)と比較すると、大きな変形係数をとることが判る。

5. まとめ

本試験では、性状の異なる2種類の石炭灰(フライアッシュ)を用いて、実規模の埋立て地を模擬した試験フィールドを造成し、原位置試験と室内試験を行った。

本試験において得られた主要な結果をまとめると次のようである。

- ①石炭灰地盤の埋立完了直後の強度は、一般の土砂同様、転圧方法に起因する締め密度の影響を強く受けることから、堅固な地盤を造成するためには転圧を十分に行い高密度に仕上げることが重要である。
- ②石炭灰地盤の強度発現は、転圧方法や灰種により大きく異なる。
- ③良く締め固められた石炭灰地盤の強度は、室内で同一密度に締め固めた供試体とほぼ同程度に発現することが確認された。
- ④良く締め固められた石炭灰地盤の強度発現は、埋立てから比較的初期の段階で顕著であり、その後はほぼ安定していることが確認された。
- ⑤一般的な土質と同様に、石炭灰についても N 値、 q_c 、 q_u 、 c との間に相関が認められた。
- ⑥ N 値や q_u 等の一般的な調査結果から2Dベッドは固結した粘土地盤以上、1Dベッドは硬い粘土地盤に評価され、石炭灰は良く締め固めることにより盛土材として利用可能と考えられる。

6. おわりに

今回、石炭灰埋立て地盤の経時的な強度特性をある程度把握することができた。今後は、北海道特有の凍上に対する抵抗性や現在調査中である環境項目について整理し、報告したいと考えている。

【参考文献】

- 1)：北海道電力(株)、中国電力(株)、電源開発(株)；石炭灰の有効利用に関する研究(黒色灰の利用技術に関する研究)、昭和59年4月
- 2)：北海道電力(株)；石炭灰の品質管理に関する研究(その1)、研究年報第30巻、平成11年3月
- 3)：高橋、梅原、手塚、奥村、小野；電力石炭灰の土質特性(その1)新生灰の物理・化学特性、第30回土質工学研究発表会、平成7年7月
- 4)：佐野、山田、太田、山本；養生条件の違いが締め固めた石炭灰供試体の一軸圧縮強さおよび体積変化におよぼす影響、土木学会論文集第163号Ⅲ-22、1993年3月
- 5)：(社)地盤工学会；地盤調査法

石炭灰を利用した建設汚泥の再生利用 — 苫東厚真発電所 4号機増設工事における再生利用 —

北海道電力(株) 正会員 小林 仁
北海道電力(株) ○正会員 白戸伸明
北海道電力(株) 正会員 榊原敦仁
北電興業(株) 正会員 高橋昌之

1. はじめに

現在、循環型社会の構築が求められている中、建設分野においても建設廃棄物の再生利用に関する研究およびその利用が進められているが、リサイクル率が低く処理上大きな課題となっているものの一つに建設汚泥がある。建設汚泥は、発生量が全国で年間1,000万トン(平成7年度)に及ぶが、そのリサイクル率は約14%と低迷しているのが現状である。

建設汚泥は、地下掘削面の崩壊防止または掘削土の流動化排土のために泥水を用いる工法等から発生する含水比が高く粒子が微細な泥状のもので、泥状の状態とは、標準仕様のダンプトラックに山積みできず、また、その上を人が歩けない状態を言う。

建設汚泥のうち、生活環境保全上の支障がないことを前提に、一定の条件を満たしている無機性汚泥については、建設資材または埋戻し材として再生利用することが認められているが、今回、北海道電力(株)「苫東厚真火力発電所4号機増設工事」に伴う取水路の土留工事から発生する建設汚泥に、当発電所既設ユニットから発生する石炭灰を攪拌混合し塑性化処理したものを(以下、再生材と呼ぶ)発電所構内の敷地造成材に再生利用し、^{1) 2) 3) 4)} 石炭灰を利用した建設汚泥の再生利用工法を実用化した。

塑性化処理に利用している石炭灰についても産業廃棄物の「ばいじん」に属するが、セメントを含んだ建設汚泥と攪拌混合することにより固化し、アルカリ成分の溶出が抑制されることから、2種類の産業廃棄物を同時に有効利用することを可能とした。

以下に、苫東厚真火力発電所4号機増設工事において、平成11年4月から平成12年7月までに約15,200tの石炭灰を利用し、約20,500tの建設汚泥を再生利用した「石炭灰を利用した建設汚泥の再生利用工法」の配合、施工方法および結果について報告する。

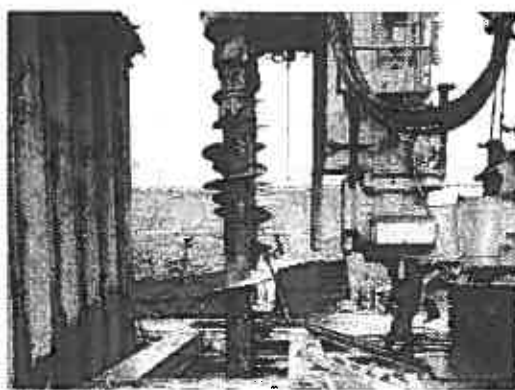


写真-1 柱立式地中連続壁工法の汚泥の発生状況

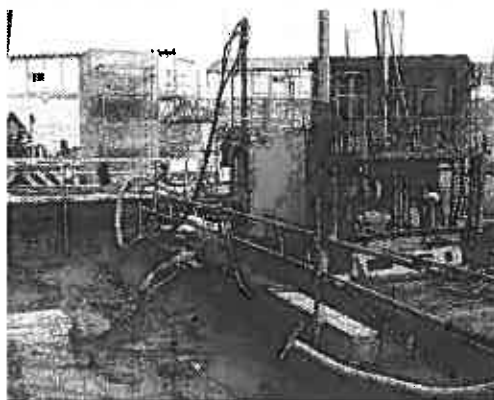


写真-2 高圧噴射攪拌工法の汚泥の発生状況

Recycling of construction sludge by fly-ash

by Hitoshi Kobayashi, Nobuaki Shirato, Astuhiro Sakakibara (Hokkaido Electric Power Co., Inc), Masayuki Takahashi (Hokuden-Kogyo CO., LTD)

2. 建設汚泥

今回対象の建設汚泥は、GL-5~32 mに施工する取水路工事の土留工法に採用した柱列式中連続壁工法(ソイルセメント壁)および高圧噴射攪拌工法において発生するものである。

建設汚泥は原地盤の土砂(砂質土および粘性土の互層)とセメント固化材等の無機性の混合物で、発生時は高含水比の泥水状の流動性を有するものであるが、時間が経過するとセメントの水和反応により固化するもので、建設汚泥の分類によると自硬性汚泥に該当する。

建設汚泥の処理方法の比較検討表を表-1に示すが、石炭灰を利用した建設汚泥の再生利用は、建設汚泥の再生利用の要求品質を満足でき、石炭灰の大量利用、建設汚泥の廃棄物処理費用の削減および有効利用が図れることから、再生利用案を採用した。

表-1 建設汚泥の処理方法の比較検討表

ケース	廃棄物処理業者に委託	石炭灰を利用した建設汚泥再生利用
発生量	建設汚泥 15,000 m ³	20,500 t
処理概要	建設汚泥をバキューム車により廃棄物処理業者の最終処分場まで運搬し、廃棄物として処分する。	建設汚泥に石炭灰を攪拌混合し塑性化処理した再生材を通常の土工機械において、運搬・敷均し・転圧を行い、敷地造成材として再生利用する。
法手続き	処分を委託するので法手続きは必要ない。	建設汚泥の再生利用計画書の届出が必要。
施工ヤード	特に必要ない。	攪拌混合施設および敷地造成ヤードの確保が必要。
要求品質	—	○
石炭灰利用	×	○
経済性	△	○
評価	△	○

3. 再生利用の手続き

今回の建設汚泥の再生利用の手続きを図-1に示す。本利用は、建設汚泥の再生利用制度のうち排出者が自ら利用する「自ら利用」に該当するが、所要条件を満足する配合設定と環境保全面について北海道と協議した結果、建設汚泥の再生利用を認められたものである。

なお、再生利用開始前に利用計画書、再生利用完了後に利用報告書を北海道に提出した。

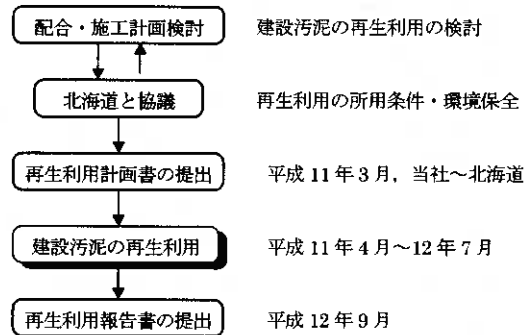


図-1 建設汚泥の再生利用「自ら利用」の手続き

4. 再生材の配合試験

(1) 所要条件

所要条件については、「建設工事等から発生する土砂由来の無機性汚泥の再生利用に係る取扱いについて(北海道環境生活部長通達、平成 10年 10月)」による。^{*1}

- ①強度…コーン指数 $qc \geq 200 \text{ kN/m}^2$ 、または一軸圧縮強度 $qu \geq 50 \text{ kN/m}^2$
- ②重金属の溶出…「土壌の汚染に係る環境基準(環境庁告示 46号)」に基づく溶出試験方法により、カドミウム、鉛、六価クロム、ヒ素、総水銀の試験結果が同基準値を満足すること。
- ③pH… $5.0 \leq \text{pH} \leq 9.0$ 、但し、条件に適合しない場合については、その状況が一過性のもので生活環境保全上の支障がないと判断される場合。

(2) 配合試験のケース

試験に使用した土砂および石炭灰の物理性状を表-2に示すが、土砂は原地盤のサンプリング試料、石炭灰は当発電所1号機産でJIS A 6201「コンクリート用フライアッシュ」の規格外に相当する。

建設汚泥は、地中で攪拌される原地盤の土砂と注入したセメントミルクが同じ割合で地上に排出されるものとし、表-3に示す割合で調整した。土砂量は含水比 48.3%の湿潤重量、石炭灰添加率は「石炭灰の乾燥重量/建設汚泥の湿潤重量×100」である。

表-2 土砂および石炭灰の物理性状

項目	土砂	石炭灰
密度 (g/cm ³)	2.693	2.151
自然含水比 (%)	48.3	—
強熱減量 (%)	4.1	14.1
粒度	礫分 (%)	0
	砂分 (%)	8
	シルト分 (%)	41
	粘土分 (%)	51

表-3 配合試験のケース

配合	建設汚泥 含水比 (%)	建設汚泥の内訳 (kg/m ³)				石炭灰 添加率 (%)
		土砂	C	B	W	
地中連壁 W60	60	1258	188	6	215	30~60
高压喷射 W60	60	867	472	0	352	30~50
" W80	80	716	390	0	465	60~80
" W100	100	609	332	0	544	60~90

C:セメント, B:ペントナイト, W:水

(3) 試験項目および方法

試験項目を表-4に示すが、再生材のpH試験は、固化体の粉砕試料を試験に用いる方法(以下、粉砕試料pH)と溶出状態をモデル化した方法(以下、溶出モデル化pH)の2通りで実施した。なお、粉砕試料pHは、前述の*1に記載されている試験方法である。

溶出モデル化pHは、再生材の透水係数が $k=10^{-6}$ cm/sオーダーと極めて低く事実上不透水性で、雨の大半は蒸発または表面を流下すると想定されることから、雨水と固化体との接触をモデル化した試験である。溶出モデル化pHの試験装置を図-2に示す。

表-4 試験項目

試験項目	試験方法
含水比	JGS T121
供試体の作製	JGS T811, JGS T821
コーン指数	JGS T716に準拠
一軸圧縮強度	JGS T511, 材令7日
重金属溶出	土壌の汚染に係る環境基準(環境庁告示46号)
透水係数	JGS T311(変水位法), 材令7日
粉砕試料 pH	2mm以下に粉砕した試料50gに蒸留水125mlを入れてかき混ぜ、30分放置後、上澄液のpHを測定する。
溶出モデル化 pH	7日間養生した供試体の上面にろ紙を載せ蒸留水2200mlを注ぎ浸せきする。1日放置後に排水しpHを測定する。蒸留水は毎日交換し、pHを測定する。

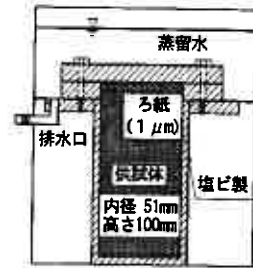


図-2 溶出モデル化pHの試験装置

(4) 試験結果

① 配合および強度

建設汚泥の含水比の違いによる石炭灰添加率とコーン指数の関係を図-3に示すが、建設汚泥に石炭灰を攪拌混合すると q_c が増加、すなわちトラフィカビリティーが向上する。建設汚泥の含水比が増加するに従い、所要強度($q_c \geq 200$ kN/m²)を満足するための石炭灰添加率も増加し、建設汚泥の含水比が100%の場合、石炭灰添加率は約80%となる。

再生材の含水比とコーン指数の関係を図-4に示すが、 $q_c \geq 200$ kN/m²を満足する再生材の含水比は約38%

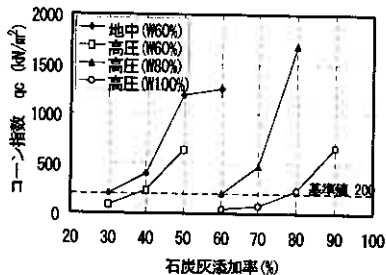


図-3 石炭灰添加率とコーン指数の関係

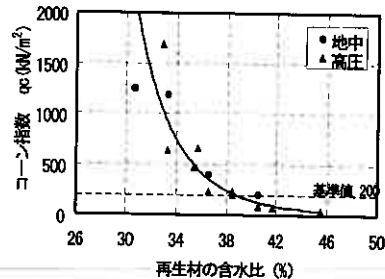


図-4 再生材の含水比とコーン指数の関係

以下となり、一般の土質材料に比べ高い含水比で施工が可能な材料である。

苫東厚真発電所各ユニットの石炭灰の締固め曲線を図-5に示す。ユニットおよび炭種等の違いにより最適含水比にも相違がみられるが、石炭灰は、一般の土質材料に比べ締固め時の最適含水比が高いことから、建設汚泥に石炭灰を攪拌混合し塑性化処理した再生材においても、高含水比領域で敷地造成材として再生利用ができる。また、石炭灰は含水比ゼロの乾燥状態の使用が可能な材料であることから、更に含水比の低減効果が高く、塑性化処理に非常に適合した材料と考えられる。

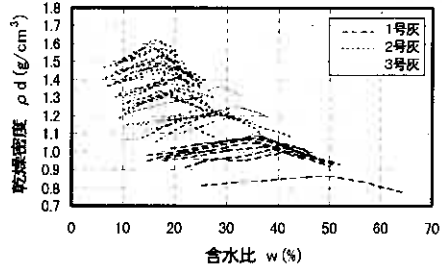


図-5 石炭灰の締固め曲線

② pHおよび重金属の溶出

pHおよび重金属溶出試験の結果を表-5に、溶出モデル化pHの経時変化を図-6に示す。

粉碎試料pHは、いずれの配合においても12.6以上の強アルカリ性を示し、基準値の $5.0 \leq \text{pH} \leq 9.0$ を満足しないが、溶出モデル化pHは、浸せき直後は9.6~9.9を示すが、浸せき15日にいずれの配合においても基準値(9.0以下)を満足し、その後もpHは大きな変動を示さず、安定した値となっている。

また、石炭灰添加率の増加によるpHに大きな違いは見られない。電気伝導率も時間の経過と共に低下し、pH 9.0以下を示す電気伝導率は $15 \mu\text{m}/\text{cm}$ 以下であった。

重金属の溶出は全て環境基準値以下で、7日養生後の透水係数は $10^{-8}\text{cm}/\text{s}$ オーダーで事実上不透水性である。

③再生材の評価

以上のことから、本再生材は、発生する建設汚泥の含水比に必要な適度の石炭灰を混合することにより所要強度を満足し、重金属の溶出量は基準値以下であり、また、雨水と接触した場合、表層部から一時的にアルカリ水の溶出が予想されるが、その影響は一過性のものであることから、生活環境保全上の影響がないと判断された。

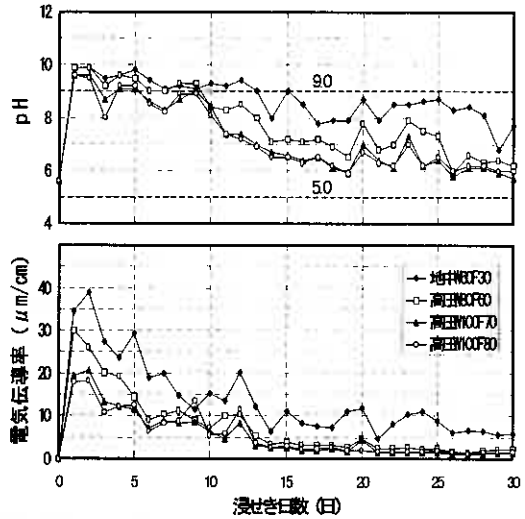


図-6 溶出モデル化pHの経時変化

表-5 pHおよび重金属溶出試験の結果

項目	基準値	地中連壁		高压噴射			検出限界 (mg/%)		
		W 60	汚泥	W 80	F 70%	F 80%		汚泥	
石炭灰混合率		F 30%	汚泥	F 60%	F 70%	F 80%	汚泥		
粉碎試料pH	$5.0 \leq \text{pH}$	12.7	12.6	12.8	12.9	12.9	12.6	—	
溶出モデル化pH(15日後)	≤ 9.0	9.0	—	7.2	6.6	6.5	—	—	
重金属溶出 (mg/%)	カドミウム	≤ 0.01	ND	ND	ND	ND	ND	0.001	
	鉛	≤ 0.01	ND	0.002	0.005	0.008	0.007	0.004	0.001
	六価クロム	≤ 0.05	ND	ND	0.008	0.006	ND	0.020	0.005
	ヒ素	≤ 0.01	ND	ND	ND	ND	ND	ND	0.005
	総水銀	≤ 0.0005	ND	ND	ND	ND	ND	ND	0.0005
透水係数 ($\times 10^{-8}\text{cm}/\text{s}$)		1.29	—	3.04	3.02	1.85	—	—	
一軸圧縮強度 (kN/m^2)	≥ 50	1480	1000	3260	2970	2920	1120	—	

5. 再生利用プラント

(1) 再生利用プラント設備

再生利用プラントは、建設汚泥の輸送・貯蔵設備、石炭灰貯蔵・供給設備、攪拌混合設備、搬送設備により構成され、攪拌混合処理機は二軸パドル型連続ミキサーで処理能力は60 m³/h、プラント面積は約1900m²である。再生利用プラントの概要図を図-7に示す。

本工法は、攪拌混合直後に再生材として利用できるため、養生に要する時間および仮置き場所は不要なことから、大きなプラント面積が必要でなく、都市土木等への適用も可能である。

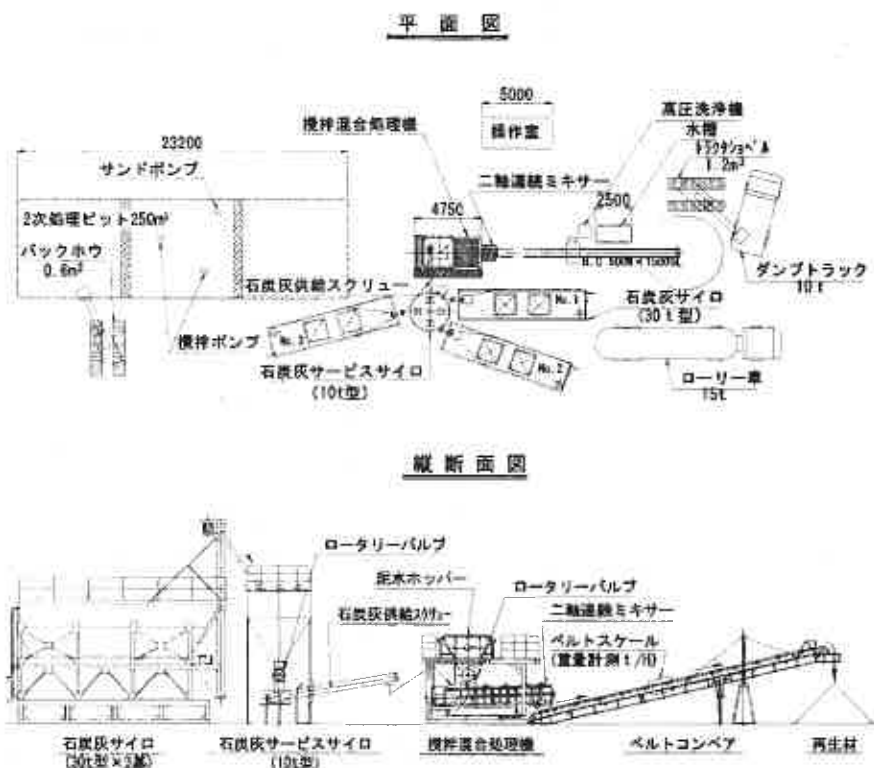


図-7 再生利用プラントの概要図

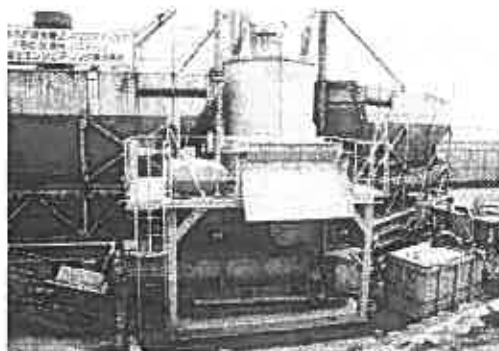


写真-3 攪拌混合処理機

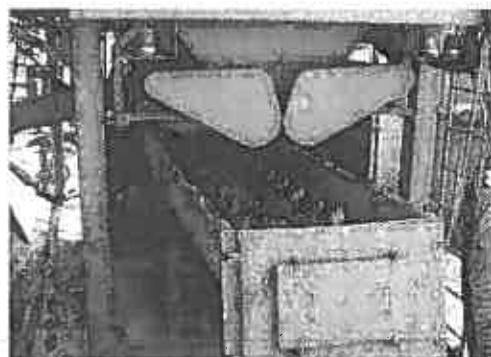


写真-4 二軸パドル型連続ミキサー

(2)再生利用プラントの改造

初期施工において、輸送配管内の閉塞、貯蔵ピット内の汚泥粒子の沈降による材料分離およびポンプの供給障害(吸込み口の閉塞)、石灰灰サイロ内のブリッジ現象等による切出し量の安定供給および大量供給障害等が発生したため、表-6に示す再生利用プラントの改造を実施した。

表-6 再生利用プラントの改造

対策	改造項目	変更概要
建設汚泥の材料分離	配管内の分離	中継ポンプの追加
	ピット内の分離	攪拌ポンプの追加
	供給ポンプ	縦型～横型ポンプ
石灰灰サイロの安定供給	ロータ容積	容積拡大
	入口ゲート型式	タンパー～スライド式
	エアレーション	水平に鉛直方式の追加

6. 施工方法

(1)再生利用の方法

① 建設汚泥の輸送・貯蔵

土留工事施工箇所が発生した建設汚泥を1次ピットを経由し2次ピットまでポンプ圧送し貯蔵する。2次ピット内に設置した攪拌ポンプにより水流を発生させ、汚泥粒子の沈降を抑制し材料分離を防止する。

② 攪拌混合処理

建設汚泥を横型サンドポンプにより、2次ピットからホッパーに供給する。ポンプは、ホッパー内の水位電極センサーにより運転する。

ホッパー内の建設汚泥を採取し、含水比を測定し、石灰灰の添加率を決定する。

建設汚泥および石灰灰の切出し量をそれぞれのロータリーバルブの回転数により設定し、連続ミキサーに供給し攪拌混合する。なお、ロータリーバルブの回転数は石灰灰を一定とし、建設汚泥の回転数を調整した。

③ 搬送

攪拌混合後、再生材はベルトコンベアで積込み場所まで搬送する。処理量はコンベア上のベルトスケールで重量を計測する。

④ 運搬、敷均しおよび転圧

再生材をトラクタショベルによりダンプトラックに積込み、発電所構内の敷地造成ヤードまでダンプトラックで運搬し、ブルドーザ(6t)等により一層の仕上り厚 30cm 以下で敷均し、転圧完了後、コーン指数を確認する。

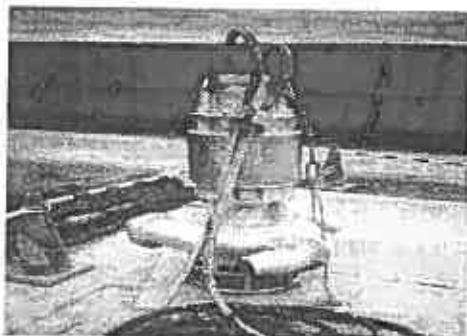


写真-5 攪拌ポンプ



写真-6 攪拌ポンプ設置状況



写真-7 建設汚泥



写真-8 再生材

(2) 敷地造成ヤード

敷地造成ヤードの施工断面図を図-8に示すが、敷地造成に先行し原地盤を切取、築堤を施工し、再生材を盛土した。敷地造成面積約 9,000m²において約 22,000m³の再生材を盛土し、盛土完了後に 0.5 m の覆土を施工した。

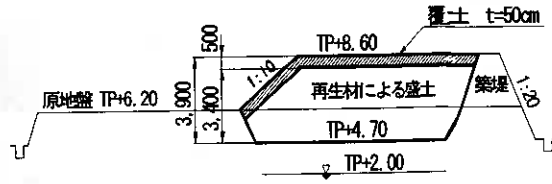


図-8 敷地造成ヤードの施工断面図

7. 施工結果

(1) 品質管理

再生利用における強度および生活環境保全の確認のための試験項目を表-7に示す。

石炭灰の添加率は、攪拌混合後の再生材の目標含水比と建設汚泥含水比の関係から決定し、再生材の強度は敷均し転圧後のコーン指数で管理した。敷地造成ヤードにおいては、地下水観測孔を設置し、採水による重金属量および pH 試験を実施した。

今回の施工において、本再生材は、建設汚泥の再生利用における所要強度および生活環境保全上の管理基準値を満足しており、石炭灰を利用した建設汚泥の再生利用方法が実証された。

(2) 建設汚泥の性状

建設汚泥の含水比と単位体積重量の関係を図-9に示すが、建設汚泥の含水比は、削孔水および洗浄水の混入等により当初の想定値に比べ高めに推移し、また、施工日により大きく変動した。

(3) 再生材の配合

建設汚泥の含水比と石炭灰添加率の関係を図-10に示すが、所用強度を満足するための石炭灰添加率は室内試験に比べ低めの傾向で、建設汚泥の含水比150%で、石炭灰添加率は約 80%である。

図中の1号灰は JIS 規格外、2号灰は JIS 規格II種相当、3号灰は PFBC 灰であるが、石炭灰を利用した建設汚泥の再生利用においては、利用する石炭灰の品質の制限がなく、通常、コンクリートおよびスラリー系の利用において適用外となる未燃分の多い JIS 規格外の灰や PFBC 灰でも利用が可能な工法である。

また、JIS 規格外の1号灰は、他の石炭灰に比べて同一含水比において添加率が小さく、塑性処理の効果が高いことが判る。これは、他の石炭灰に比べ最適含水比が高い(図-5を参照)ことから締固め特性によるものと考えられる。

(4) 再生材の強度

再生材の含水比とコーン指数の関係を図-11に示すが、室内試験から所要強度(200kN/m²)を満足する再生

表-7 品質管理試験項目

採取箇所	試料	試験項目	試験頻度
再生利用プラント	建設汚泥	含水比	1回/日
		単位体積重量	1回/日
敷地造成ヤード	再生材	含水比	1回/日
		重金属の溶出, pH	1回/5000 m ³
		コーン指数	1回/日
		一軸圧縮強度	1回/5000 m ³
	地下水	透水係数	1回/5000 m ³
	重金属量	1回/5000 m ³	
	pH	1回/月	

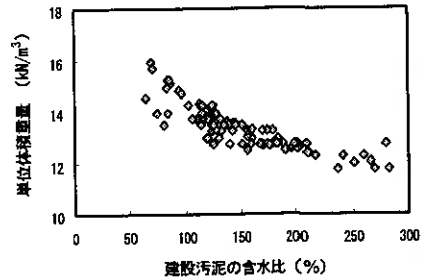


図-9 建設汚泥の含水比と単位体積重量

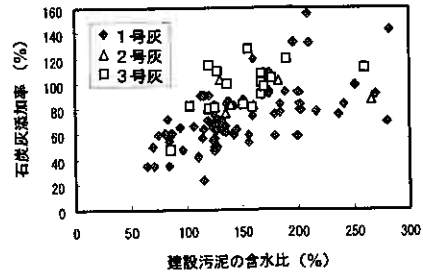


図-10 建設汚泥の含水比と石炭灰添加率

材の含水比として、38%を目標値としていたが、これよりも高めの含水比(40~50%)で所要強度を満足することが判り再生材の含水比を変更した。また、室内試験と実施工のqcにも差違が見られる。

これは、利用した石炭灰の締固め特性等の性状の違いによるものや室内試験におけるqcが、攪拌混合・締固め直後のものであるのに対して、実施工の場合は、攪拌混合後に運搬、締固め等にある程度の時間を要したことから、その間に蒸発やセメントの水和反応により、再生材の塑性化が促進したものと推察される。これらの時間経過に伴う再生材の含水比の変化や強度特性との関係については今後の課題と考えている。

(5) 再生利用の実績

石炭灰を利用した建設汚泥の再生利用の実績を図-12に示すが、再生利用は平成11年4月から開始し、平成12年7月までの実動120日間において約15,200tの石炭灰を利用し、約20,500t(実動平均利用量171t/日)の建設汚泥を再生利用した。

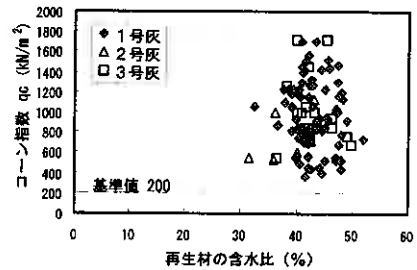


図-11 再生材の含水比とコーン指数

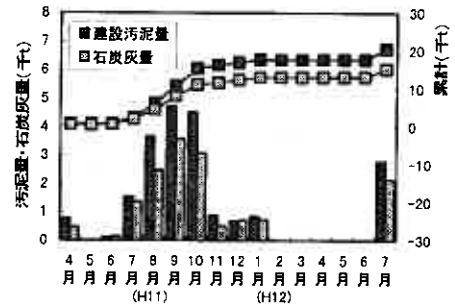


図-12 建設汚泥の再生利用の実績

8. おわりに

石炭灰を利用した建設汚泥の再生利用工法は、高含水比の泥水状の建設汚泥に適量の石炭灰を二軸連続ミキサーで攪拌混合して塑性化処理するものであるが、本再生利用の特長は、①建設汚泥と石炭灰の2種類の産業廃棄物の組み合わせによる再生利用であること。②廃棄物処理費用のコストダウンが図れる。③今回、対象とした建設汚泥は自硬性汚泥であるが、非自硬性汚泥の場合については、石炭灰に少量のセメントを追加混合することにより再生利用が可能で、建設汚泥全般に亘り利用できる工法であること。④攪拌混合直後に再生材として利用できるため、養生に要する時間および仮置き場所は不要なことから、大きなプラント面積が必要なく、都市土木等にも適用できる等が挙げられる。

⑤さらに、本工法への石炭灰の適用性については、石炭灰は乾燥状態で使用できるため、建設汚泥の含水比の低減効果すなわち塑性効果が大きく、石炭灰の締固め特性により再生材として利用する場合においても高い含水比領域で敷地造成材として利用できる等の石炭灰の特性を生かした利用方法であると共に、石炭灰の利用において品質の制限がないために(コンクリート用フライアッシュのJIS規格外の灰やPFBC灰でも利用が可能)、石炭灰の有効な、且つ、大量に利用できる方法である。

本報告が、今後の建設汚泥のリサイクル率の向上ならびに石炭灰の有効利用の参考になれば幸いである。最後に、本再生利用にあたり、ご指導、ご協力を頂いた関係各位に深く感謝の意を申し上げる次第である。

【参考文献】

- 1) 白戸伸明：高橋昌之，石炭灰を利用した建設汚泥の再生利用，土木学会北海道支部論文報告集，2000.56号(B)，p564-569.
- 2) 高橋昌之：白戸伸明，建設汚泥に石炭灰を攪拌混合した再生材の適用，土木学会第55回年次学術講演集，2000.Ⅲ-B263.
- 3) 立田泰輔：白戸伸明：村上孝夫，建設汚泥に石炭灰を攪拌混合した再生材の利用，土木学会第55回年次学術講演集，2000.Ⅲ-B262.
- 4) 庄子 聡：白戸伸明：榎原敦仁，石炭灰を利用した建設汚泥の再生利用，電力土木，No.289，2000.p53-57.

深層混合処理工による近接施工

北海道電力㈱ 正会員 白戸伸明
 ㈱熊谷組 正会員 杉松 彰
 ㈱熊谷組 ○正会員 渡部 貢
 北電興業㈱ 正会員 大久保悟

1. はじめに

北海道電力㈱苫東厚真発電所4号機増設工事に伴う貯炭サイロ(容量7,000t×3基)の基礎に、フライアッシュを混合した深層混合処理工法(FCDM(Fly-ash Cement Deep Mixing))による直接基礎を採用した。¹⁾²⁾

施工箇所は、運転稼働中の発電設備(運炭コンベア基礎)に近接しており、深層混合処理施工に伴う周辺地盤の地中水平変位による既設構造物への影響が懸念され、近接施工対策を実施した。

以下に、深層混合処理工法による近接施工対策および周辺地盤の水平変位の計測管理結果について述べる。

2. 地形および地質

図-1に地質縦断面図を示すが、当地点の地形は埋立てられた平坦な造成地(埋立て深度7~9m)で、深度40~50m以浅の地質は、第四紀沖積層の氾濫堆積物と海成堆積物からなり、その土層構成は礫、砂および粘土が錯綜した状態にある。また、地下水位は、GL-1.0~1.5mである。

深層混合処理の支持層は、深度22~23mのN値30以上の砂礫土層(中間支持層、層厚約5m)であるが、改良地盤の中間部に層厚1~2mの硬質地盤(砂礫層、N値30~50)が介在する。

表-1に各土層の代表的な物性値を示す。

3. 深層混合処理工の概要

深層混合処理の施工概要を表-2に示すが打設方法は、改良地盤の中間部に硬質地盤が介在することから図-2に示す“水吐出併用貫入+引抜き時スラリー吐出方法”とした。硬質地盤に達するまでは、空掘りで貫入し、硬質地盤に到達後、水吐出併用により貫入し、スラリーは引抜き時に吐出する方法である。

また、施工は後工程の制約から深層混合処理機3台

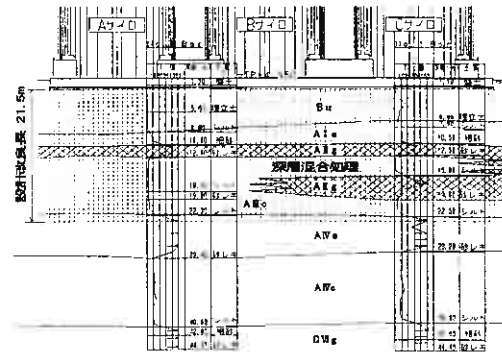


図-1 地質縦断面図

表-1 各土層の物性値

土層区分	N値	γ (KN/m ³)	c (KN/m ²)	ϕ (度)
Bu層	8	18.6	0	25
AI s層	8	17.7	0	25
AII g層	26	19.6	0	35
AIII c層	4	17.7	19.6	0
AIV s層	32	18.6	0	35

表-2 深層混合処理の施工概要

改良形式	接円ブロック、改良率78.5%		
改良長	平均20.3m		
施工数量	径1.0m×2軸、1275セット		
改良体積	40,700m ³		
基本配合	セメント	kg/m ³	155
	フライアッシュ	#	93
	W/(C+F)	%	60
打設方法	水吐出併用貫入+引抜き時スラリー吐出		
施工速度	貫入時1.0m/分、引抜き時0.8m/分		

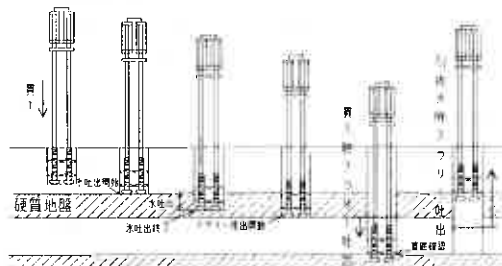


図-2 施工手順

The execution of deep mixing method neighboring to generation facility,
 Nobuaki Shirato(Hokkaido Electric Power Co.,Inc), Akira Sugimatsu(Kumagaigumi Co.,Ltd)
 Mitsugu Watabe(Kumagaigumi Co.,Ltd), Satoru Ohkubo(Hokudenkogyo Co.,Ltd)

表-3 工事工程

年	平成11年									
	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月			
1号機	■■■■■									
2号機		■■■■■								
3号機			■■■■■			■■■■■				

(支障物撤去)

表-4 施工実績

号機	打設量 (m ³)	期 間	稼働 (曜日) (日)	稼働方敷 (方)	方最大打設量 (m ³)	方最大打設 セット数	方平均打設量 (m ³)	方平均打設 セット数
1号機 (Aサイロ)	16,004	H11.3.19~5.28	58 (71)	80	277	9	200	6.3
2号機 (Bサイロ)	12,124	H11.4.14~6.21	48 (69)	73	279	9	166	5.2
3号機 (Cサイロ)	12,595	H11.6.22~9.6	61 (77)	118	169	5	107	3.3
全体	40,723	H11.3.19~9.6	165 (217)	271	279	9	150	4.7

による昼夜施工を実施した。

工事工程および施工実績を表-3, 4に示す。

4. 近接施工対策

施工平面図を図-3に、施工状況を写真-1に示すが、施工箇所は、鋼管杭(径0.5m)に支持された既設の運炭コンベア基礎が近接しており、その離隔距離は最接近部で6.5mであることから以下に示す近接施工対策を実施した。

① 施工時の地中変位対策として、深層混合処理前から4.5mの位置にアースオーガ機により変位吸収孔(空孔、上部はポリエチレン製波状管を挿入、径0.5m、深さ23.1m、間隔1.0m)を設置した。

図-4に変位吸収孔断面図を示す。

② 深層混合処理の施工順序は、最も近接する運炭コンベアライン(No.2-1)に対して直角方向に離れるように施工した。

③ 周辺地盤の地中変位については地中傾斜計による自動観測、既設コンベア基礎の変位については基礎上に設置した変位紙の手動観測を行い、情報化施工を実施した。

5. 水平変位管理基準値の設定

変位の管理基準値の設定を表-5に示すが、施工開始にあたり、地中変位の形状を地表面が最大となる逆三角形と考え、既設運炭コンベア基礎の鋼管杭の許容応力度から算出した基礎天端の許容変位量10mmを管理基準値とし施工を開始した。

施工の進行に伴い、No.2地中傾斜計(変位吸収孔背面)の地中変位の形状が変位吸収孔下部の機能低下により下部のシルト層に最大変位が発生する半円形(図-8参照)になったためこの形状において、変位と鋼管

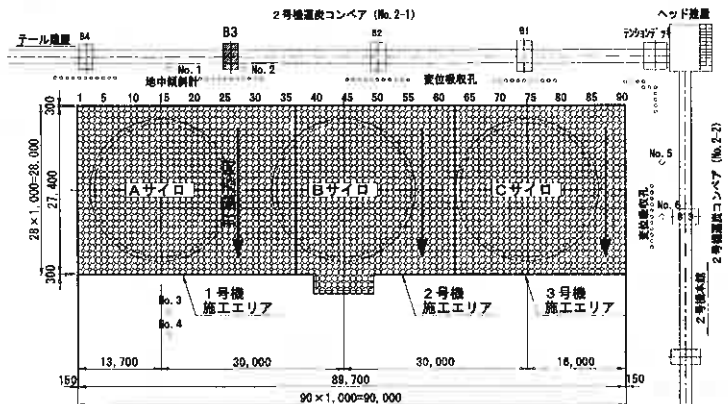


図-3 施工平面図

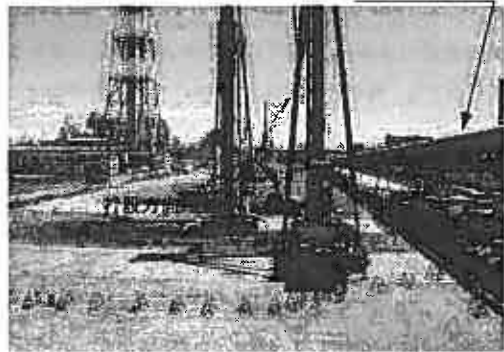


写真-1 施工状況

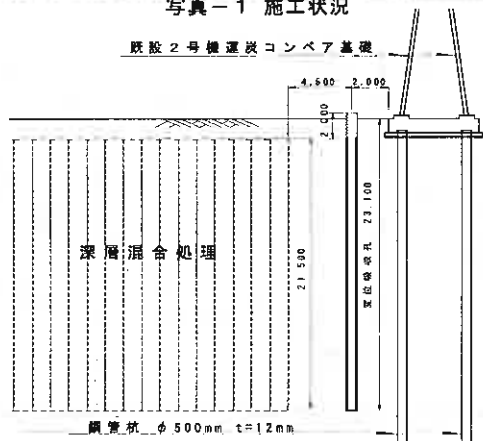


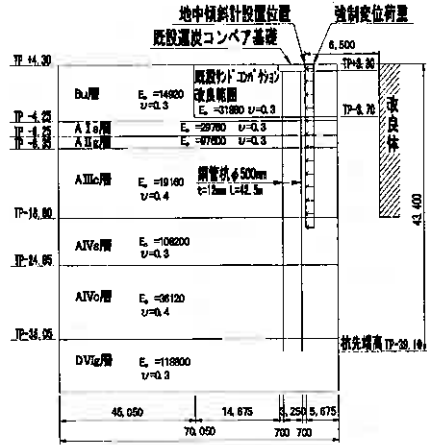
図-4 変位吸収孔断面図

表-5 変位の管理基準値の設定

施工段階	
施工当初	施工中
逆三角形変位	半円形変位
<p>基準値 変位形状</p>	<p>基準値 変位形状</p>

杭の応力度の関係を FEM 弾性解析により検討し、許容応力度に相当する“許容地中変位30mm”を管理基準値とした。荷重は地中傾斜計設置位置において地中変位を強制変位として与えた。弾性解析の解析モデルを図-5に示す。

地中傾斜計を設置していないコンベア基礎についても、B3基礎と同様に変位吸収孔の機能低下により半円形の地中変位が発生することが予想されるため、図-6に示す No.2深度16.6m (最大変位深度)の地中変位と B3基礎天端変位の関係から半円形変位時の許容地中変位30mmに相当する“基礎天端変位量10mm”を管理基準値とした。



E: 単位: kN/m²

図-5 解析モデル

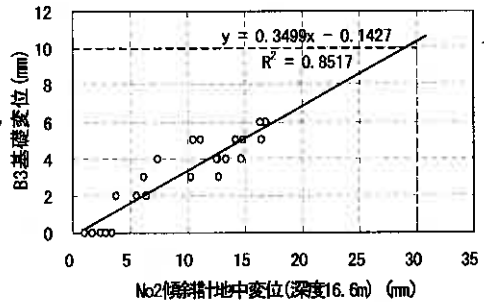


図-6 No.2 深度 16.6m地中変位とB3基礎天端変位の関係

6. 計測管理結果

水平変位の経時変化(No.2深度16.6m 地中変位・B3基礎天端変位)を図-7に示す。両者共、変位は B3基礎に打設位置(図中の打設列は図-3を参照)が接近するに従い増加し、そのピークは各施工ラインの最前列において発生したが、地中変位の常時監視体制により、変位が増加した場合は、施工ラインの変更および施工セット数の制限等の情報化施工を適用し、管理基準値を満足することができた。なお、打設終了3ヶ月後の残留変位は、ピーク時の値に対して約70%であった。

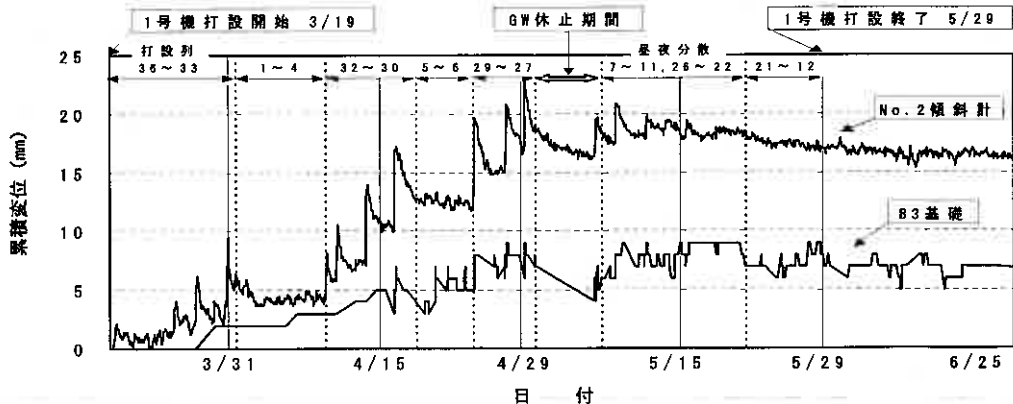


図-7 水平変位の経時変化

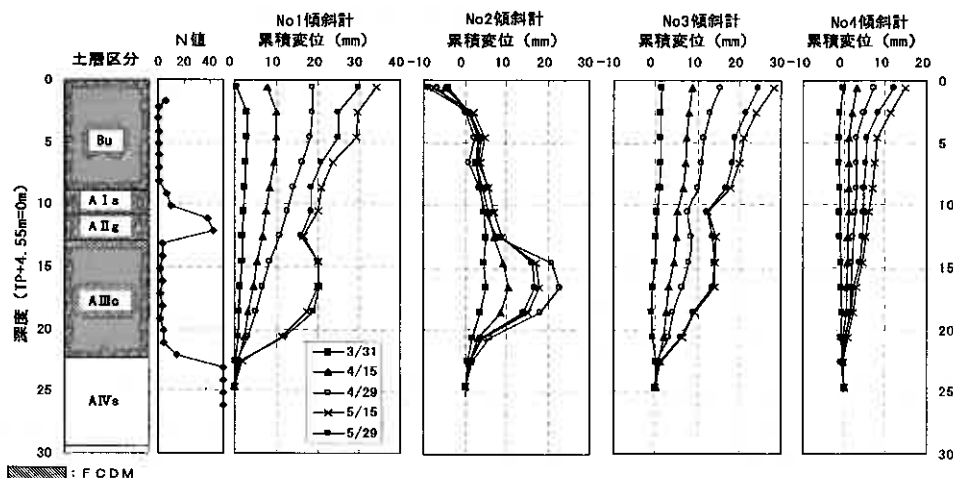


図-8 地中変位と深度の関係

地中変位と深度の関係を図-8に示す。

変位吸収孔の効果確認のために設置した No.1 (吸収孔無, 打設面から6.5m 離れ) の地中変位は下部のシルト層にふくらみをもつ逆三角形の形状で, 地表部において最大32mm の変位が発生した。シルト層の半円形の変位は, ある一定以上の水平変位が発生した後に見られた。

一方, 吸収孔背面に位置する No.2 (打設面から6.5m 離れ) の地中変位は, 地表部から深度約10m 以浅までは, 吸収孔の変位抑制効果が見られたが, 深度10m 以深は, No.1 (吸収孔無) と同様に, シルト層に最大23mm の半円形の変位が発生した。これは, 吸収孔が空孔(泥水未使用)のため壁面の崩落がおり, 深部の断面の閉塞により水平変位が伝達したと推察された。この最大変位形状を強制変位として与えた弾性解析により, 鋼管杭の許容応力度を満足していることを最終確認した。

また, FCDM 打設方向の違いによる地中変位の変化を確認するために設置した No.3 (吸収孔無, 打設面から6.5m 離れ, No.1と対称に反対側で施工の近づく位置) の地中変位は, 打設方向の違いによる地中変位の変化は見られず, 施工の離れる位置の No.1とほぼ同様の変位を示した。

さらに, No.3 (打設面から6.5m 離れ) と No.4 (打設面からの離れ No.3の倍の13.0m) との比較から6.5m の離隔差により地中変位が13m 以浅で40%~50%, 13m 以深のシルト層では60%~70%減衰することが確認できた。

7. おわりに

運転稼働中の発電設備(運炭コンベア基礎)に近接する深層混合処理工の施工に際して, 変位吸収孔の設置, 施工順序の検討, 水平変位の常時監視によるリアルタイムな管理基準値の見直しおよび施工位置の変更等の情報化施工により, 後工程の制約から昼夜連続施工と厳しい工事工程において, 発電設備に影響を及ぼすことなく施工を無事完了した。

最後に, 本施工にあたって, ご指導, ご協力を頂いた関係各位に深く感謝の意を申し上げる次第である。

【参考文献】

- 1) 白戸伸明; 寺田卓雄; 杉松 彰; 大久保悟. 発電設備に近接した貯炭サイロ基礎の深層混合処理工法による施工について. 土木学会第55回年次学術講演集. 2000, III-B225.
- 2) 白戸伸明; 松浦正典; 工藤雄一. 深層混合処理工法による貯炭サイロ基礎の設計と施工. 電力土木. 投稿中.

フライアッシュを混合した深層混合処理工法の施工

北海道電力(株) 正会員 白戸伸明
(株)熊谷組 正会員 寺田卓雄
北電興業(株) ○正会員 高橋昌之
正会員 工藤雄一

1. はじめに

北海道電力函館東厚真発電所4号機増設工事に伴う貯炭サイロの基礎工法に、セメントとフライアッシュを混合した深層混合処理工法〔以下、FCDM (Fly-ash Cement Deep Mixing)〕を採用した^{1)・2)}。この工法は、比較的低強度を目標とした地盤改良において幾つかの事例が報告³⁾されているが、当工事のような重要構造物基礎への採用は全国初である。また、本施工の特徴として、改良地盤の中間部に層厚1~2mの硬質地盤が介在することから、貫入不能等のトラブルが懸念された。

本報告は、フライアッシュを混合した深層混合処理工法の硬質地盤における施工方法とその結果ならびに改良体の強度についてとりまとめたものである。

2. 貯炭サイロの概要

貯炭サイロは、内径22.0m、筒体高さ30.6mのプレストレスト鉄筋コンクリート構造で、容量7000トンの石炭サイロを3基建設する。基礎スラブは、幅27.4m×長さ89.7mで、3基一体型の長方形スラブである。石炭はサイロ頂部のコンベア1条から受入れ、サイロ下部のコンベア2条から払出す方式である。

3. 地質概要

深層混合処理の地質は図-1に示すように、地表から埋立て土を含む砂質土主体のBu層~A1s層、砂礫主体のAIIg層、シルト主体のAIIIc層で構成されている。この中で、特にAIIg層はN値30を超える硬質地盤であり、層厚は1~2mで一部が互層を呈している。また、AIIIc層はシルトが主体であるが一部に粘土や火山灰も見られる複雑な土層構成である。

深層混合処理の支持層は、深度22~23mのN値30以上の砂礫土層(中間支持層、層厚約5m)である。

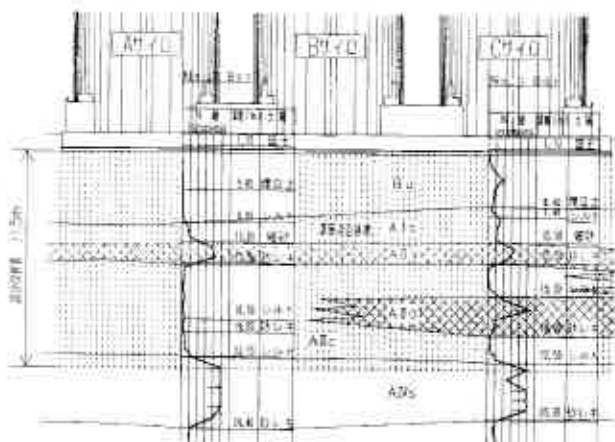


図-1 地質縦断面図

4. FCDMの配合設計

4.1 適用基準

各種諸基準を検討し、構造物の適合性および設計方法から「改良地盤の設計および品質管理指針—セメント固材を用いた深層、浅層混合処理工法」日本建築センター(1997年)を採用した。

4.2 配合設計

改良体の径は1.0m×2軸、改良深さはGL-1.6~23.1mとし、改良形式は非ラップ配置の接円ブロック方式、Construction of cement deep mixing method using fly-ash, Nobuaki Shirato (Hokkaido Electric Power Co., Inc), Takuo Terada (Kumagai-gumi CO., LTD), Masayuki Takahashi, Yuichi Kudo (Hokudokogyo CO., LTD)

改良率は78.5%とした。

設計基準強度 F_c は 1765 kN/m^2 、設計材令は91日、変動係数は0.45を採用した。

図-2 は事前に実施した現場試験におけるセメント量とボーリングコアの平均一軸圧縮強さの関係を示したものである。この結果より、強度が低い粘性土層（AIIIc層）を配合設計対象層とし、単位セメント量を以下のとおり検討した。

(1)設計要求強度

$$F_c = (1 - m \cdot V_{quf}) \bar{q}_{uf}$$

F_c : 設計基準強度 (1765 kN/m^2)

m : \bar{q}_{uf} 、 V_{quf} を関係づける係数 (1.3)

V_{quf} : q_{uf} の変動係数 (0.45)

\bar{q}_{uf} : 現場抜取コアの平均一軸圧縮強さ (kN/m^2)

$$\therefore \bar{q}_{uf} = F_c / (1 - m \cdot V_{quf})$$

$$= 1765 / (1 - 1.3 \times 0.45) = 4253 \text{ kN/m}^2$$

(2)単位セメント量 (図-2 の近似式より算出)

$$y = 35x - 1060, \quad x = (4253 + 1060) / 35 = 152 \approx 155 \text{ kg/m}^3$$

x : 単位セメント量 (kg/m^3), y : 一軸圧縮強さ (kN/m^2)

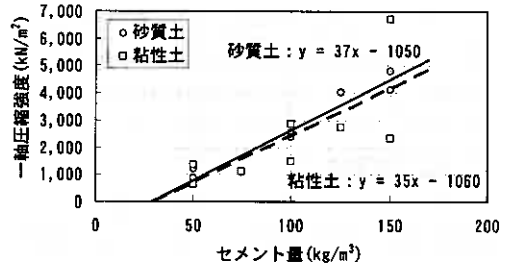


図-2 セメント量と一軸圧縮強さの関係

5. 施工

深層混合処理の施工実績数量は1275セット、平均改良長20.3m、改良体積は約40,700 m^3 で、施工期間は平成11年3月～9月、後工程の制約から深層混合処理機3台による昼夜施工を実施した。

5.1 配合

深層混合処理の配合はFCDMを基本としていたが、当発電所既設ユニットの定期点検に伴うフライアッシュの供給停止期間は、セメント単身の配合(以下、CDMと呼ぶ)を採用した。深層混合処理の配合を表-1に示す。セメントは高炉B種、フライアッシュはJIS A 6201「コンクリート用フライアッシュ」のII種相当とした。

配合試験から、設計で要求される強度を満足する単位セメント量は 155 kg/m^3 であったが、想定した変動係数 (0.45) を確保するためにスラリーを増量し、攪拌混合度 (改良体の均質性) を向上させることとした。

攪拌混合度は、攪拌翼の形状、羽切回数およびスラリー量の影響⁴⁾ を受けることから、特に混合性の劣る粘性土地盤 (AIIIc層) については確実に地盤をほぐすスラリー量が必要であると考へた。スラリーの増量方法は、水結合材比 $\{W/(C+F)=60\%$ } を一定にして結合材を増量することとした。これより CDM についてはセメントを増量材、FCDM についてはフライアッシュを増量材とし、スラリー量を確保した。なお、FCDM の単位セメント量は要求される強度から決定しているため、全層同一の配合とした。

表-1 深層混合処理の配合

項目	単位	FCDM		CDM	
		Bu～AIIg	AIIIc	Bu～AIIg	AIIIc
セメント	kg/m^3	155	155	200	250
フライアッシュ	"	93	93	-	-
W/(C+F)	%	60	60	60	60
F/(C+F)	"	37.5	37.5	0	0
スラリー量	kg/m^3	239	239	186	232

* Bu～AIIg: 砂質～砂礫層, AIIIc: シルト層

5.2 硬質地盤の貫入およびスラリー吐出方法の検討

現場試験の結果から、ビット形状は表-2に示す硬質型Bを採用した。表-3は現場試験における硬質地盤貫入方法の比較検討結果を示したものである。これより、通常の貫入時スラリー吐出方法を採用した場合、AIIg層(砂礫層)において貫

表-2 ビット形状の比較検討表

名称	標準型	硬質型A	硬質型B
形状			
評価	X	X	O

入速度が著しく低下することによりスラリー吐出量の増大やサイクルタイムの増加が明らかとなり、引抜き時のトラブルやスラリー吐出管の閉塞等のトラブルが懸念された。

以上のことから、貫入方法は“水吐出併用貫入+引抜き時スラリー吐出方法”を採用することとした。また、貫入力および回転力の増加を図るため、深層混合処理機械は501級のベースマシン、90kw モータを採用した。攪拌翼は4枚で最下段には硬質特殊鋼を取り付けた。

5.3 施工管理基準

本施工に先立ち実施した事前確認試験において、硬質地盤貫入時の水吐出開始および終了、支持層着底の施工管理基準を表-4のように決定した。

5.4 施工結果

改良体の健全性は、施工に合わせて随時行ったチェックボーリングで評価した。

初期施工の“水吐出併用貫入+引抜き時スラリー吐出方法”のチェックボーリングにおいて、粘性土層(AⅢc層)に予想を超える強度のバラツキが見られた。このため、“硬質地盤以浅まで水吐出併用貫入、それ以深は貫入時スラリー吐出方法”に変更すると共に、羽根切り回数を350回/m(通常回数)から525回/m(通常1.5倍)に増加させた。Cサイロについては、硬質地盤が互層になっていたため、深層混合処理機による“水吐出併用の先行掘削貫入+貫入時スラリー吐出方法”に変更した。本施工における貫入・引抜き方法と最終施工(I)の施工手順を表-5、図-3に示す。

最終施工(I)の水とスラリーの切替えについては、スラリー吐出改良範囲に水が混入しないように、スラリー吐出開始の1m上方までに切替えを行った。水吐出量は、水結合材比の増加による強度低下が懸念されたため、極力最小流量とした。なお、貫入時の水およびスラリーはビットの先端から、引抜き時のスラリーは最上段の攪拌翼の上部から吐出する方法を採用した。

図-4に最終施工(I)の標準的な施工データを示す。硬質地盤の貫入は、モータに450A以上の電流が継続的に流れると回路が遮断されることから電流の許容最大値を450A(瞬時)とし、水吐出量と速度を調整しながら行った。

概ね、硬質地盤の水吐出量は150ℓ/m、速度は0.4m/分、1セットのサイクルタイムは、全セット数の90%が130分以内であり、平均値91分、最頻値73分であった。

本施工において一部施工方法の変更も生じたが、水吐出併用貫入方法により貫入不能等の障害を招くことなく施工を完了した。

また、ビットの損耗度は、A・Bサイロで改良土約1,600m³に1回の交換、Cサイロでは約500m³に1回の交換であった。

表-3 硬質地盤貫入方法の比較検討表

項目	アースオーガ 先行掘方法	スラリー吐出 貫入方法	水吐出 貫入方法	エア-吐出 貫入方法
硬質地盤 貫入速度	—	0.12m/分	0.30m/分	0.08m/分 貫入不能
スラリー量	—	500ℓ/m	150ℓ/m (引抜き吐出)	—
サイクルタイム	※92分	75分	67分	—
経済性	施工機械の増	スラリー量の増加	スラリー量の増加なし	—
評価	△	△	○	×

※) アースオーガ30分、深層混合処理62分の合計時間

表-4 施工管理基準

項目	電流値(A)	貫入速度(m/分)
水吐出開始	350以上(継続的)	0.5以下
水吐出終了	300以下	—
着底	350以上	0.1以下 (1分以上継続)

表-5 施工方法

施工段階	サイロ	貫入	引抜き	備考
初期施工	—	水吐出併用	スラリー吐出	
最終施工	(1) A・B	水吐出併用	スラリー吐出	硬質地盤以浅
	(2) C	スラリー吐出	—	硬質地盤以深

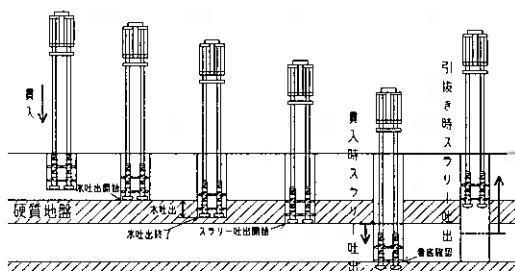


図-3 最終施工(I)の施工手順

5.5 強度試験の結果

図-5は最終施工(I)の材令91日におけるFCDMの一軸圧縮強さを示したものである。これより複雑な土層構成による強度のバラツキが見られるが、各土層毎の標準偏差を用いた品質検査手法において、設計基準強度を満足するものであった。なお、水吐出貫入施工を行ったAIIg層については、低強度がみられず、水吐出による強度への悪影響はなかったものと判断される。

AIIIc層(シルト)におけるFCDMとCDMの攪拌混合度を最終施工(II)の変動係数で比較すると、FCDMは0.45、CDMは0.52であった。これより、深層混合処理においてセメントに比べ安価なフライアッシュを増量材として使用するFCDMは、攪拌混合度の向上を目的としたスラリーの増量手段として有効な工法と考えられる。

6. おわりに

貯炭サイロの基礎に採用した“セメントにフライアッシュを混合したFCDM”は、設計基準強度を満足するものであったとともに、深層混合処理の攪拌混合度の向上において有効な工法であることを確認した。

また、硬質地盤の貫入においては一部施工方法の変更も生じたが、“水吐出併用貫入+引抜き時スラリー吐出方法”の採用により貫入不能等の障害を招くことなく施工を完了した。

最後に、本施工に当たって、ご指導、ご協力を頂いた関係各位に深く感謝の意を申し上げる次第である。

【参考文献】

- 1): 寺田卓雄, 白戸伸明, 渡部貢, 工藤雄一; 硬質地盤における貯炭サイロ基礎の深層混合処理工法の施工について, 土木学会第55回年次学術講演集, 2000
- 2): 大久保悟, 白戸伸明, 高橋昌之; フライアッシュを混合した深層混合処理工法(FCDM)の強度特性について, 土木学会第55回年次学術講演集, 2000
- 3): 山下邦博, 栗崎夏代子; 橘湾火力発電所新設工事 フライアッシュを利用した深層混合処理工法によるポンプ場の施工, 電力土木, 1998, No274
- 4): 東健一, 高橋邦夫, 小笹和夫, 毛利哲明, 小泉信太郎; フライアッシュを利用した深層混合処理におけるスラリー量について, 土木学会第53回年次学術講演集, 1998

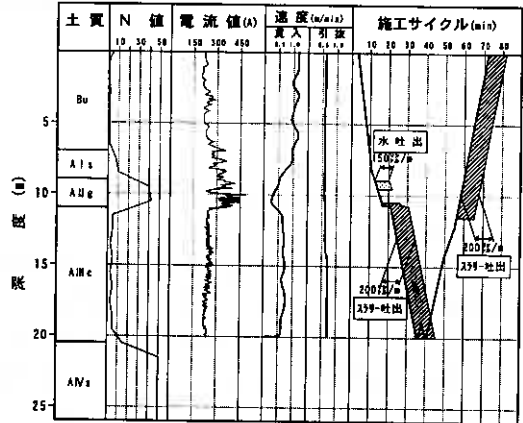


図-4 施工データ

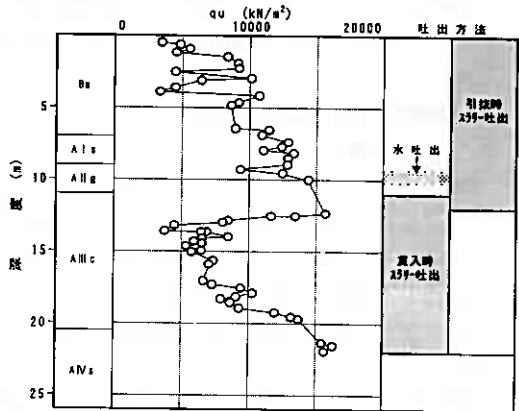


図-5 一軸圧縮強さ

フライアッシュを使用した固化盤について

北海道電力(株) ○正会員 林 透
北海道電力(株) 正会員 田中 則和
北電興業(株) 正会員 安藤 睦

1. はじめに

従来、産業廃棄物として処分されていた石炭灰を有効利用することは、「循環型社会の構築」の観点からも重要な課題である。現在、火力発電所から発生する石炭灰の約7割程度が再利用されているが、そのほとんどがセメント原料(粘土代替材)としての利用である。今後、全国的な石炭火力発電所の増設に伴い発生する石炭灰に対処するためには、恒常的かつ大量利用可能な有効利用の技術開発が急務とされている。

筆者らは、石炭灰(フライアッシュ)に少量のセメントを添加混合し、最適含水比の1.3倍程度に加水した状態の「味噌状」と呼んでいる安定処理材を用いた固化盤の実用化を図っている。¹⁾

本報告は、フライアッシュを使用した固化盤に関する開発の経緯、施工例、およびその強度特性を検証することを目的に行われた試験結果をまとめたものである。

2. 「味噌状」固化盤工法の開発

2.1 室内試験

試験に用いたフライアッシュは、苫東厚真発電所2号機から発生した石炭灰(炭種:DR)である。表-1に基本物性値を示す。

フライアッシュのセメント安定処理を行う上で練り上がり形態(含水比)が強度へ及ぼす影響を調べるため、セメント添加量を一定として、含水比を変化させて供試体を作製し、一軸圧縮試験を行った。

配合含水比の設定は試料の「突き固めによる土の締め固め試験」による最適含水比を1として、0.6~1.6まで変化させた。

最適含水比の1.2倍以下では「粉体状」であるのに対し、1.3倍程度では突き固めのできない超固練りスラリー状態となり、これを「味噌状」と呼ぶこととした。

供試体の作製方法は、「粉体状」の試料は「安定処理土の突き固めによる供試体作製方法」により、「味噌状」の試料は「安定処理土の締め固めをしない供試体作製方法」により行った。

混合はJIS R 5201に規定されている「機械練り用練混ぜ機」(他の試験も同様)を使用し、練り混ぜ時間は5分間とした。

セメント添加量は乾燥重量比で石炭灰の10%として普通ポルトランドセメントを使用し、供試体は気中養生(20℃、湿度90%)とした。

配合含水比別の供試体作製時の乾燥密度と材齢28日の一軸圧縮強さを図-1に示す。

図-1の凡例の(有)と(無)は供試体作製時の突き固めの有無を表している。

突き固めをした試料は、最適含水比の0.9倍の含水比付近において圧縮強さがピークを示す。

突き固めをしない試料では、含水比が低いほど圧縮強さが大きくなる傾向が見られ、最適含水比の1.3倍

表-1 フライアッシュの基本物性値

二酸化けい素(%)	58.6
水分(%)	0.0
強熱減量(%)	1.5
土粒子の密度(g/cm ³)	2.364
ブレン比表面積(cm ² /g)	2760
45μmふるい残分(%)	20
フロー値比(%)	108
活性度指数(材齢91日)(%)	89
活性度指数(材齢29日)(%)	97
pH	11.4
MB吸着量(電発法)(mg/g)	0.56
礫分 2~75mm(%)	0
砂分 75μm~2mm(%)	8
シルト分 5~75μm(%)	82
粘土分 5μm未満(%)	10
最大粒径(mm)	0.85
最大乾燥密度(g/cm ³)	1.486
最適含水比(%)	19.0
一軸圧縮強さ(材齢7日)(MPa)	0.18
一軸圧縮強さ(材齢28日)(MPa)	0.29

付近で、「粉体状」の最大強度と同程度の圧縮強さが得られた。

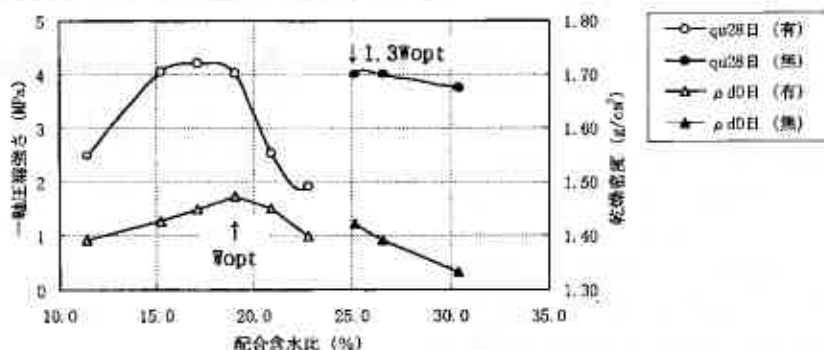


図-1 配合含水比と強度試験、乾燥密度試験結果

「粉体状」の室内試験の試料は1E cで突き固めたものであり、実際の施工を考慮すると、現場の重機による転圧では乾燥密度が室内試験よりも低くなることにより、現場強度が室内試験強度よりも低くなる。

一方、締め固めない「味噌状」の試料は、転圧エネルギーの差による密度低下が無いことから、現場施工時における強度は、「味噌状」の方が高くなることが予想された。

「味噌状」では、最適含水比の1.3倍の形態が、テーブルフロー試験（コンクリート用フライアッシュ：JIS A 6201）で14cmであることを確認した。以降、含水比の管理はテーブルフロー試験で行った。

「粉体状 (0.9Wopt)」と「味噌状 (1.3Wopt)」の2形態について、混合精度を評価するために、混合時間を加水した灰にセメントを加えてから10, 30, 60, 180秒にそれぞれ変化させ、材齢7日における一軸圧縮試験を行った。結果を図-2に示す。

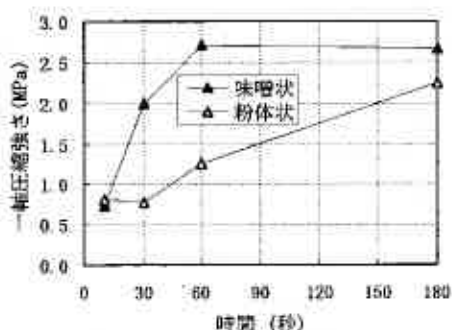


図-2 混合時間が強度に及ぼす影響

「粉体状」と「味噌状」は、ともに混合時間が長いほど強度が発現し、10秒のケースは180秒のケースと比較して、20~40%程度の強度しか発現していない。混合時間10秒では、材料を混合するにはあまりにも時間が短く、突き固めを行った「粉体状」のほうが若干強度が大きくなっている。しかし、30秒から180秒をみると、混合時間が短いほど、「味噌状」の方が「粉体状」よりも強度発現しており、「味噌状」の方が混合効率が良い結果が得られた。

2. 2 現場試験

提案した「味噌状」の実用性を検証するために、実規模大の連続式混合プラント（混合処理能力100 m³/h）を使用して、2灰種（JIS II種相当と規格外）、セメント添加量2種類（75kg/m³と175kg/m³）、「粉体状 (0.9Wopt)」と「味噌状 (1.3Wopt)」の2形態で、高さ1m×幅10m×長さ10mの試験ベッドを8ベッド造成し、所定の材齢においてコアボーリングによるサンプリングを実施して強度試験をした。

施工方法は、「粉体状」は締固め度90%以上が得られるように、普通ブルドーザー（15t）6回+タイヤローラー（8~15t）2回を転圧回数とし、一層25cmで施工した。

「味噌状」はバックホウによる投入後、特殊バケットにて振動を与えて、一層1mで仕上げている。

想定していたとおり、「味噌状」は「粉体状」の平均で約2.1倍の強度発現を示した。また、施工状況から「味噌状」は、必要重機数の軽減やサイクルタイムの短縮が図れることから、セメント量の低減だけではなく、施工コストの低減が可能と判断された。また、JIS規格外のフライアッシュでもJIS灰と同程度の強度が得られ、JIS規格外のフライアッシュでも十分に使用できると判断された。

3. コールセンター増設工事への利用

3. 1 工事概要

苫東コールセンター（株）は、隣接する北海道電力（株）苫東厚真発電所4号機（出力70万kW、平成14年6月完成予定）の計画に合わせた石炭取扱体制（現行：240万t/年、増設後：400万t/年）とするため、貯炭場および石炭の積み付け払出しを行なうスタックリクレーマ・リクレーマ道床基礎（以下道床基礎と言う）の増設工事を実施した。

施工箇所は、浚渫土砂で埋め立てられた軟弱な造成地であり、液状化対策が必要な地盤であることから、道床基礎は「フライアッシュを用いた深層混合処理（FCDM）による改良体」と「フライアッシュのセメント安定処理による固化盤」

の複合構造とした。また、貯炭場についてもフライアッシュを使用した固化盤工法を採用した。図-3に固化盤断面図の概要を示す。

既設貯炭場（昭和59年施工）はフライアッシュ固化盤を「粉体状（最適含水比）」で敷均し転圧施工しているが、今回はセメントとの混合性が粉体状より優れた「味噌状」の形態を採用し、セメント使用量の軽減および品質の均一性・施工性の向上を図った。

3. 2 固化盤の施工

(1) 配合

苫東厚真発電所では35種類の石炭を燃焼していることから、発生するフライアッシュの種類により流動性および強度発現にバラツキが生じる可能性があったため、数種のフライアッシュを使用して配合試験を実施し、最低強度のフライアッシュの結果を基にセメント添加量（高炉セメントB種）を設定した。表-2に配合の一例を示す。

表-2 配合の一例

施工箇所	灰種	配合割合 (1m ³ 当たり)			安定処理材		
		フライアッシュ	セメント	水	W	ρt	ρd
		kg	kg	kg	%	g/cm ³	g/cm ³
道床基礎	1号	972	130	465	42.2	1.567	1.102
	2号	1040	130	425	36.3	1.595	1.170
貯炭場	1号	994	85	470	43.6	1.549	1.079
	2号	1070	85	425	36.8	1.580	1.155

(2) 混合プラント

フライアッシュの混合にあたっては、既存の土質改良等に使用されている連続式2軸パドルミキサの混合プラントに改良を加えて、安定処理材の品質の均一化を図った。図-4に混合プラントの模式図を示す。

(3) 品質管理

フライアッシュ性状と安定処理材のフレッシュ性状の品質管理は、表-3に示す試験項目と試験頻度で行った。

密かさ比重の測定は、長瀧らの方法⁴⁾に準じ、落下回数を1000回とした。含水比の測定は、電子レンジを用いて5分間の乾燥を3~5回行い、質量が変化しなくなるまで乾燥して行った。

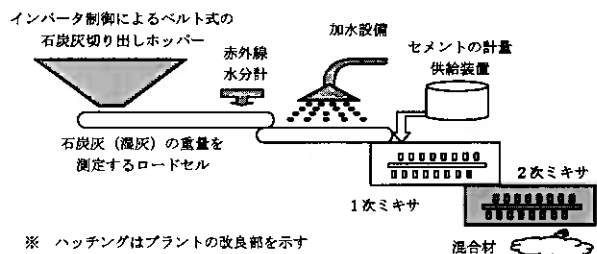


図-4 混合プラント模式図

表-3 品質管理試験項目と頻度

	試験項目		試験頻度
	試験項目	試験頻度	
フライアッシュ	密度(JIS A 6201)	1回/1日	
	密かさ比重	#	
	pH(JSF T 211)	#	
安定処理材	含水比	2回/1日以上	
	テーブルフロー(JIS A 6201)	#	
	湿潤密度(JIS A 1104)	#	

(4) 固化盤の施工

道床基礎の施工は、写真-1に示すように高さ1.5mをバックホウにより打設し、打設高は75cmの2層とした。表面の仕上げは、バックホウのバケットで表面を揺らすことで平坦性を確保した。流動性はテーブルフロー値で 14 ± 1.0 cmとした。

貯炭場の仕上げは、2%の横断勾配を確保するため、写真-2に示すようにアスファルトフィニッシャーで施工した。流動性はダンプアップ等の施工性向上を図るためにテーブルフロー値を15~16cmとした。



写真-1 道床基礎の施工状況



写真-2 貯炭場の施工状況

4. 施工結果

4. 1 フライアッシュ性状と安定処理材のフレッシュ性状

これまでの知見から、密かさ比重は「最適含水比の安定処理材」や「一定の流動性におけるスラリー状の安定処理材」などの含水比との相関関係が示されている。

図-5にテーブルフロー値 15 ± 1 cmにおける、フライアッシュの密かさ比重と安定処理材の含水比の関係を示す。

当施工においても高い相関関係が得られたことから、新灰種など事前に室内配合試験を実施できないフライアッシュは、この関係を利用して密かさ比重から含水比を推定して現場配合を行った。

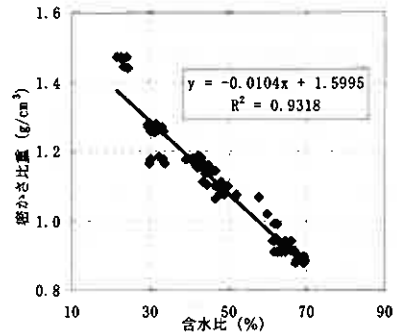


図-5 密かさ比重と含水比の関係

4. 2 道床固化盤の強度

図-6に単位セメント量 130kg/m^3 で施工した道床固化盤の材齢91日の現場強度を示す。

道床基礎の現場平均強度は 5.55MPa であり、最低値でも 1.9MPa と設計基準強度の 1.47MPa を満足している。

強度のバラツキは、フライアッシュの種類の違いによるものである。

また、施工中に、1次ミキサと2次ミキサの出口でそれぞれ10試料(5分間隔)を採取して供試体を作製し、室内で28日間養生を行って、一軸圧縮試験を実施した。

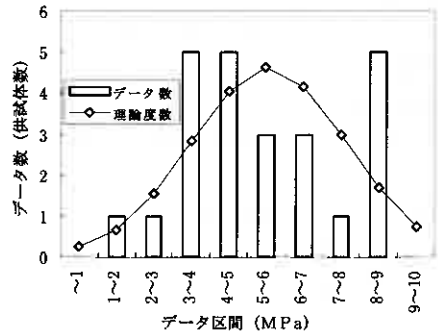


図-6 現場強度 (材齢91日)

2次ミキシングの平均強度は1次ミキシングの2.7倍であり、最小値でも1次ミキシングの最大値を上回っていた。

また、変動係数も0.16と1次ミキシングの0.27に対して小さい。2次ミキサの増設は、強度の増加やバラツキの抑制に極めて効果的であった。

図-7に施工に最も多く使用した灰種の、現場、プラント、室内の各条件における一軸圧縮強さと材齢の関係を示す。

現場強度が室内強度やプラント強度を上回っていることが判る。この原因としては、図-8に示す道床固化盤の上面から10cm、中心部、下面から10cmの3深度の温度と外気温の測定結果から推測できる。

固化盤の打設から3~4日目に固化盤の中心部が最大63℃まで上昇し、固化盤の上面でも打設から4週間は30℃を越えていた。これらのことから、水和熱で養生効果が促進されていたものと考えられる。

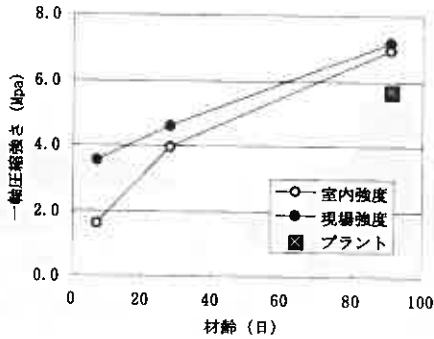


図-7 一軸圧縮強さと材齢の関係

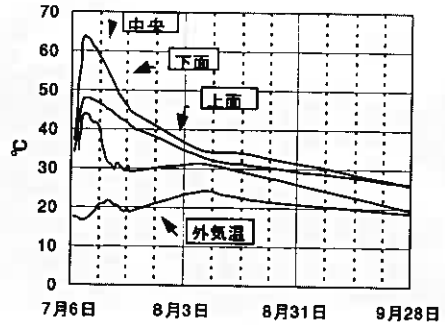


図-8 温度測定結果

5. 「味噌状」固化盤の強度特性

5. 1 養生温度が及ぼす影響

苫東コールセンターの施工結果に示したように、室内強度よりも現場強度の方が高い結果が得られたことを検証するために、養生温度を20℃、30℃、40℃と高温に変化させて、強度発現への影響を調べた。図-9に試験結果を示す。

配合は苫東厚真2号機のフライアッシュ（炭種：WA）を使用し、高炉セメントB種を85kg/m³添加、テーブルフローを14.0±1.0cmとした。

養生温度が高いほど強度が増加し、30℃の時は20℃の1.4~1.8倍、40℃の時は20℃の1.8~2.5倍の強度が得られた。

温度と強度増進に関して、コンクリートについては、養生温度の積算温度を利用して圧縮強度を推定する方法がある。

積算温度は次式で表わされる。

$$M_{(A)} = \sum (\theta - A) \Delta t \dots \dots (1)$$

M: 積算温度 (°C・日)

θ : Δt 時間中のコンクリート温度 (°C)

A: 基準温度 (一般的には-10°C)

Δt : 時間 (日)

図-9のデータを用いて、(1)式のAを変化させ

て、積算温度と一軸圧縮強さとの相関を調べた結果、A=+14°Cの時の相関係数が最大となった。図-10

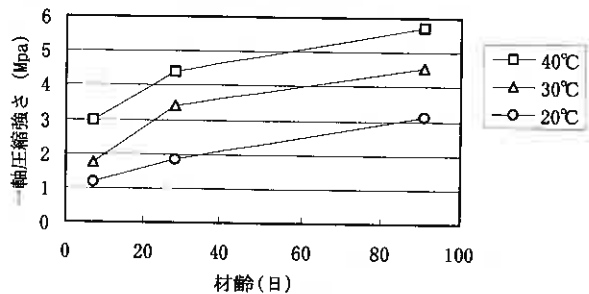


図-9 高温養生時の試験結果

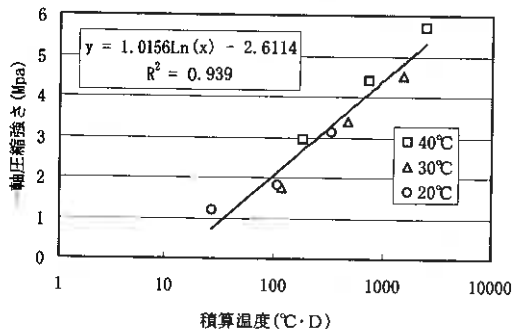


図-10 高温時の積算温度と一軸圧縮強さ

にこの時のグラフを示す。

よって、高温 (20℃~40℃) 時の強度 Y は次式で表わされる。

$$Y = 1.016 M_{(+14)} - 2.611 \dots \dots \dots (2)$$

以上より、夏季の施工や大量打設で層厚が厚いなどの構造的に材料の温度が高くなる場合は、養生温度の影響を考慮してセメント添加量を決定した方がより経済的な施工が可能になると考えられる。

次に、初春などの施工を考慮して、低温域における強度試験を実施した結果を述べる。

配合は、苫東厚真 2 号機のフライアッシュ (炭種: CA60/BC40) を使用し、高炉セメント B 種を 85kg/m³ 添加、テーブルフローを 14.0±1.0cm とした。

試験結果を図-1 1 に示す。養生温度が 5℃の時の強度は、20℃の時と比較して 0.4~0.5 倍しか強度が発現しない。

図-1 1 のデータを用いて、高温域 (20~40℃) の場合と同様の方法により、積算温度と一軸圧縮強さとの相関係数が最大となる A を求めた結果、A = +2℃ となった。図-1 2 に A = +2℃ とした時の相関図を示す。

よって、低温 (5~20℃) 時の強度 Z は次式で表わされる。

$$Z = 1.245 M_{(+2)} - 3.704 \dots \dots \dots (3)$$

低温環境における施工時には、設計強度に応じて材料温度を保つための養生や、セメント量の増加などの対策が望ましい。

図-1 3 は、図-9 および図-1 1 に示したデータをもとに、養生温度と 20℃の強度を 1 とした時の強度比との関係を示したものである。「味噌状」の固化盤の強度発現が養生温度にかなり依存することが判る。

5. 2 フライアッシュの品質変動が及ぼす影響

「味噌状」固化盤は、フライアッシュの種類によって強度発現が異なることから、あらかじめ使用する多くの灰を用いた配合試験を実施しなければ強度が把握できないのが現状である。

苫東コールセンターで使用したフライアッシュの強度試験結果を図-1 4 に示す。

試験は、苫東厚真 1, 2 号機のフライアッシュを使用し、高炉セメント B 種を 85kg/m³ 添加、テーブルフロー 14.0±1.0cm 時の材齢 28 日における一軸圧縮試験である。

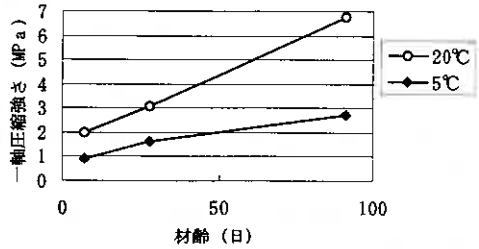


図-1 1 低温養生時の試験結果

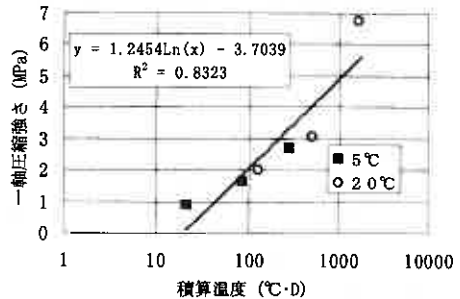


図-1 2 低温時の積算温度と一軸圧縮強さ

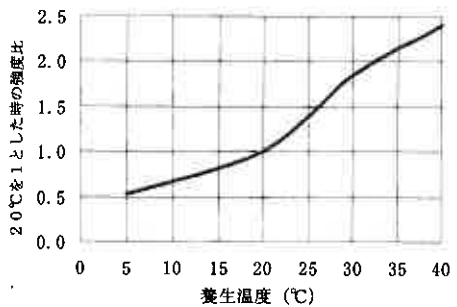


図-1 3 養生温度による強度試験結果

図より、灰種により大きく強度が変動することが分かる。図中の網掛けのデータが1号灰、網掛け無しのデータが2号灰である。

フライアッシュは、炭種の他にプラント（ボイラ）の違いにより性質が異なる。

1号灰は全般的に強熱減量（未燃炭素分）が大きく、ブレン比表面積やメチレンブルー吸着量も大きく、フライアッシュコンクリートJISの規格外品である。一方、2号灰はJISのII種相当品である。

フライアッシュの性質としては酸化カルシウム（CaO）、三酸化硫黄（SO₃）、強熱減量が強度に影響する⁵⁾とされている。また、CaOが多いフライアッシュはポズラン活性度が高くなり強度も大きくなる。⁶⁾

ポルトランドセメントの製造では、長年の経験から水硬率、けい酸率、石灰飽和度等の率係数の大小が、ポルトランドセメントの品質に対して、大きく影響を及ぼすとされている。⁷⁾これらの率係数に関わる化学組成はCaO、二酸化けい素（SiO₂）、酸化アルミニウム（Al₂O₃）、酸化第二鉄（Fe₂O₃）、

SO₃の5種類である。なお、フライアッシュの化学組成のうちこれら5種類は全体の77~95%を占める。

そこで、固化盤に使用した安定処理材の室内強度と化学組成の関係について重回帰分析を行った。

配合は、テーブルフロー14.0±1.0cm、高炉セメントB種を85, 130, 175kg/m³添加したものである。

図-15に材齢28日、養生温度20℃における化学組成およびセメント添加量と強度の関係を示す。

よって、化学組成およびセメント添加量から推定した一軸圧縮強さ qu' は次式で表される。

$$qu' = \alpha \cdot C \text{ (セメント量)} + \beta \dots\dots\dots (4)$$

$$\beta = a(SiO_2) + b(CaO) + c(Al_2O_3) + d(Fe_2O_3) + e(SO_3) + f$$

$$\alpha = 0.04, a = 0.33, b = 0.75, c = 0.31, d = 0.38, e = 1.81, f = -32.92$$

配合や強度に与える因子は、この他にも水粉体比（水/セメント+フライアッシュ）、強熱減量、ブレン比表面積、メチレンブルー吸着量等が考えられるが、図-15に示すように、今回のデータからはフライアッシュの化学組成とセメント添加量によって、実用上支障のない精度で強度の推定が可能と考えられる。

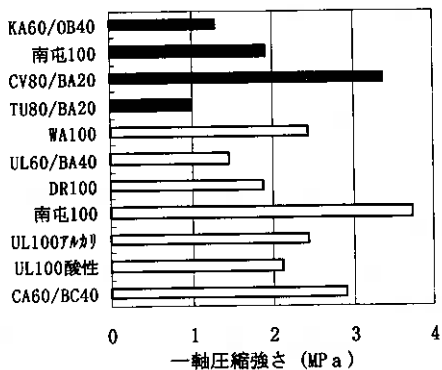


図-14 灰種別強度試験結果

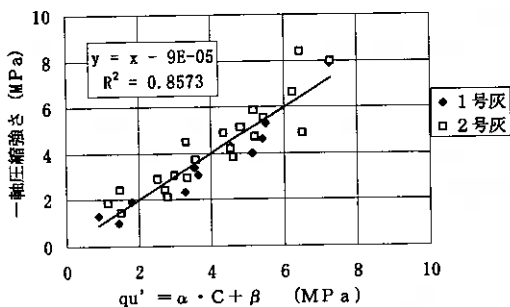


図-15 推定強度と試験強度の関係

6. まとめ

以上のように、フライアッシュを使用した固化盤について、今回新たな形態である「味噌状」の開発過程から強度に及ぼす影響について報告した。本研究で得られた結論をまとめると以下のとおりである。

- (1) 最適含水比の1.3倍程度の含水比である「味噌状」は、0.9倍の含水比「粉体状」と比較して、室内試験および現場試験において同等以上の強度が得られた。
- (2) 混合時間により得られる強度に大きな差が見られ、「味噌状」の方が混合効率が良い結果が得られた。
- (3) 養生温度により固化盤の強度が大きく異なり、温度の影響を考慮してセメント添加量を決定することにより配合設計手法の最適化が図れると考えられる。
- (4) 高温、低温別に養生温度の積算温度から固化盤の強度を推定する方法を提案した。
- (5) フライアッシュの種類により異なる固化盤の一軸圧縮強さの推定式として、フライアッシュの化学組成のうちCaO、SiO₂、Al₂O₃、FeO₃、SO₃の5成分とセメント添加量による相関式を提案した。

7. おわりに

フライアッシュを使用した固化盤について、温度環境やフライアッシュの品質変動が強度に影響を及ぼすことを報告した。今後はさらなる研究を進め、より最適な設計・施工方法の確立を目指し、フライアッシュの有効利用拡大に繋げていきたいと考えている。

最後に、ご協力頂いた試験関係者、工事関係者の方々に深く感謝の意を示す次第である。

参考文献

- 1) 田中則和, 小林仁, 安藤睦, 下田哲司: 土木学会北海道支部論文報告集第56号(A)「石炭灰を用いたセメント安定処理材の練り上がり形態が強度に及ぼす影響」pp546-551, 平成12年2月
- 2) 安藤睦, 林透, 朝倉弘行: 土木学会北海道支部論文報告集第56号(A)「石炭灰を用いた固化盤工法の配合設計と施工」pp540-555, 平成12年2月
- 3) 林透, 田中則和, 安藤睦: 電力土木NO.289「フライアッシュを用いた固化盤の施工」pp93-97, 2000.9
- 4) 長瀬重義他: フライアッシュコンクリートの品質管理手法に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, P223-228, 1987
- 5) 片岡哲之, 緒方信英, 岡本敏郎: 電力中央研究所報告「貯蔵した石炭灰の強度および物理・化学特性の変化と土木材料への適応性」1998.10
- 6) 鈴木和男・松下啓郎: 北海道電力総合研究所研究報告第426号「石炭灰の土木材料への利用—セメント安定処理した石炭灰(海外炭灰)の力学的性状と変動および強度推定について(完)—」, 1989
- 7) 日鐵セメント(株): コンクリートの基礎知識, 1991

各種成型方法によるベントナイト・砂混合土の力学特性

北海道大学大学院 正会員 三田地 利之
北海道大学大学院 学生員 ○強 瀬 義 輝
北海道大学大学院 正会員 工 藤 豊
北海道大学工学部 学 生 戎 剛 史

1. はじめに

原子力発電所から発生する高レベル放射性廃棄物の処分方法として、海洋底下処分、氷床処分、宇宙処分、地層処分などが安全性、実現可能性、不測の事態などへの対応性などの観点から検討されてきた。その結果、国際的な条約や合意等といった点でも、現在のところ地層処分が最も適切な処分方法との認識に至っている^{[1][2]}。

地層処分による場合、高レベル放射性廃棄物は地下数百 m の深部に埋設される。その際、放射性物質が悪影響を及ぼさないレベルになるまでの期間、完全に人間の生活圏から隔離するために高レベル放射性廃棄物の周りはもちろん、搬入のために掘られた坑道も何らかの材料で埋め戻す必要がある(図 1-1)。

現在、緩衝材の候補として最も有力であると考えられているものは高密度に締め固められたベントナイト・砂混合土である。ベントナイトは特に止水性・自己シール性・核種吸着性といった点で優れており^[3]、天然素材である故、性能安定性も期待される。この混合土に対し、透水特性・膨潤特性に関する研究は数多く報告されているが、力学特性に関するものは少ない。

混合土には地圧はもちろん、オーバーパックの腐食による膨潤圧、さらには、地下水流入によって混合土自身の膨潤圧などが作用する。そこで筆者らは、低圧～高圧領域(図 1-2)において飽和状態にある混合土の圧密試験及び圧密非排水三軸圧縮試験を行い、幅広い領域における力学特性を検討すると共に、混合土供試体の作製方法の違いによる影響も検討した。

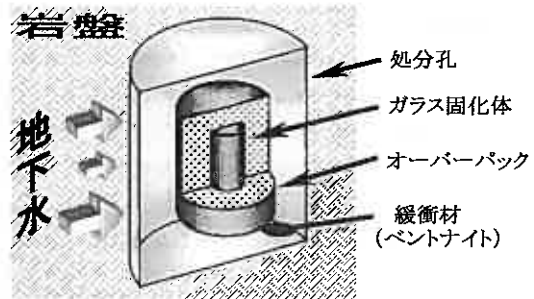


図 1-1 地層処分の概念図^[2]

2. 供試体作製方法

本節では本研究で用いた供試体の各種成型方法の手順を説明するとともに、それに関する検討・考察を述べる。

2.1 ベントナイト混合土

本研究で用いたベントナイトはクニミネ工業製クニゲル VI である。クニゲル VI は、日本で行なわれている緩衝材としてのベントナイトの研究に最も多く使用されているものである。また、珪砂は珪砂 7 号に分類されるものを用いた。試験に用いる混合土は、自然含水比が約 6% の粉末状ベントナイトと珪砂を乾燥質量が等しく(1:1の割合)になるように混合したものを用いた。このような混合土の土粒子密度は、ベントナイト及び珪砂の土粒子密度より計算し求めている。

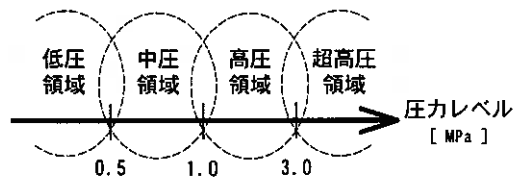


図 1-2 本研究の圧力領域の定義

表1 物性値

	混合土	ベントナイト	珪砂
密度 [g/cm ³]	2.72	2.76	2.69
液性限界:L.L. [%]	235.7	494.8	-----
塑性限界:P.L. [%]	25.4	41.5	-----
塑性指数:I.P.	210.3	453.3	-----

Mechanical properties of bentonite-sand mixed soil made by various molding method
Toshiyuki MITACHI and Yutaka KUDOH (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)
Yoshiteru KOWASE (Graduate Student, ditto), Takeshi EBISU (Undergraduate Student, ditto)

2.2 飽和容器

地層処分において、乾燥状態で高密度に締め固められたブロック上のベントナイト混合土を処分孔などの間隙に敷き詰めていく事が考えられている。そして、数万年後には地下水が浸入し、ベントナイト混合土は飽和状態になると想定される。このようなベントナイト混合土に想定される環境を実験室で再現するため、本研究では図2-1 に示すような飽和容器を用い、高密度で高い飽和度の供試体を作製している。

飽和容器は、乾燥状態で高密度に締め固められた供試体の中に入れ、下部から高水圧をかけ、上部から排水させる構造になっている。飽和容器内に供試体を入れた後、ルートや容器と供試体の間隙にある余分な空気を取り除くために、下部から脱気水を 2.0MPa で送り、上部から真空(約-0.1MPa)を作用させ排水させている。また、飽和期間は少なくとも3ヶ月以上とした。

飽和期間と供試体の飽和度の関係を表2に示す。

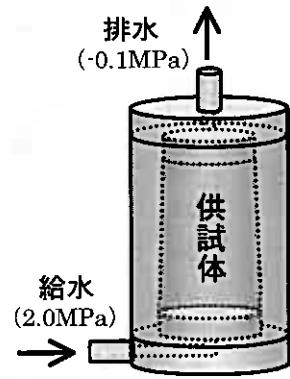


図 2-1 飽和容器

表 2 飽和期間と飽和度

試験 No.	CIP10	CIP15	CIP20	CIP25	COM10	COM15	COM20	COM25
供試体乾燥密度 [g/cm ³]	1.71	1.64	1.68	1.71	1.57	1.62	1.60	1.59
飽和期間 [日]	120	258	122	136	150	91	109	150
飽和度 [%]	101.1	100.6	101.7	101.5	101.1	98.7	100.0	100.9

2.3 CIP 成型法

CIP 装置(粉末状の物質をラバーモールドに入れ、常温の静水圧下で等方圧縮を行なう装置)によって乾燥密度が 1.6g/cm³になるよう締め固められた混合土ブロックを供試体寸法に機械加工し、飽和容器を用いて飽和させることによって高密度供試体を作製した。このとき、CIP 成型圧は約 5MPa であった。

以後、このような方法で成型された供試体を CIP と呼ぶことにする。



図 2-2 CIP 成型の概念図

2.4 COM 成型法

飽和容器に粉末状の混合土を直接入れ、側方拘束状態でピストンを用いて1次元的に静的に数層に締め固めた後、前述の要領で飽和させることによって高密度供試体を作製した。

目標乾燥密度を 1.6g/cm³とした場合の締め固め層数と载荷応力の関係を図2-4に示す。所定の密度を達成するためには、5層で締め固めたものは7層・10層のものよりも大きな圧力を必要とした。これは5層のものは1層あたりの飽和容器と混合土の接触面積が大きいので、摩擦が顕著に表れたためと考えられる。7層と10層の载荷応力を比較するとほとんど変わらない事から、7層以上では摩擦の影響がほとんどないと判断し、締め固め層数を10層にした。

以後、このような方法で成型された供試体を COM と呼ぶことにする。



図 2-3 COM 成型の概念図

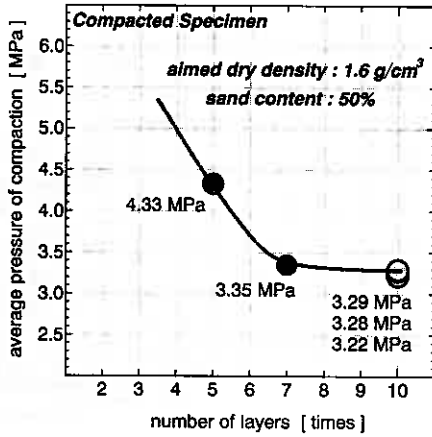


図 2-4 COM 成型圧

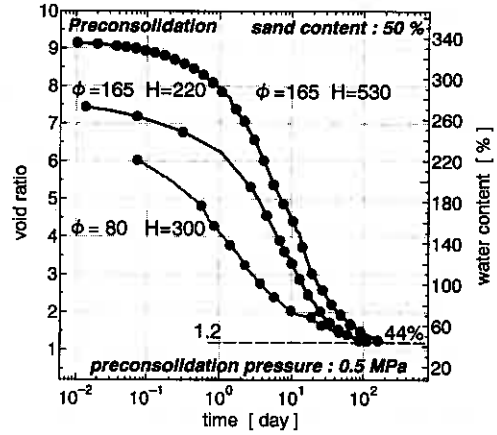


図 2-5 予圧密 間隙比(含水比)-時間 関係

2.5 PC 成型法

混合土に対し予圧密を行なう事によって、広い応力範囲で正規圧密条件を満たすような供試体を作製した。

液性限界の 1.5 倍以上の含水比に調整したペースト状の混合土を、予圧密セルによって 1 次元圧密し、その混合土ブロックを所定の寸法にトリミング成型することにより供試体を得た。圧密圧力は、ピストン載荷圧 (0.4MPa) と背圧 (約 0.1MPa) によって約 0.5 MPa とし、圧密の打ち切りは 3t 法によった。圧密時間を短くするため、上下面の他に周囲にもろ紙を用いる事で排水長を短くした。予圧密セル寸法が小さなものほど早く圧密し、混合土の間隙比は約 1.2 に収束した(図 2-5)。

以後、このような方法で成型された供試体を PC と呼ぶことにする。

3. 圧密試験

3.1 供試体

供試体には小型予圧セル (φ80mm H300mm) を用いて約 0.5MPa で予圧密した PC を用いた。供試体寸法は高さ 10mm、直径 60mm とし、供試体高さを小さくする事で、圧密時間の短縮を図った。

本研究ではわずかな供試体変位測定誤差が間隙比の計算に大きく影響する事を考慮し、圧縮性のあるろ紙は用いず、透水性有機シートを用いた。さらに、圧密容器各部のひずみを考慮して補正する事により、より正確な沈下量を測定できる様に工夫している(図 3-1)。

3.2 段階載荷による圧密試験 (IL-test)

3.2.1 段階載荷圧密試験機

本研究の段階載荷圧密試験にはベロフラムシリンダーに空気圧を載荷することによって圧密荷重を載荷するタイプのものを使用した。最大出力は 4.8MPa であり、この範囲内で自由に圧密応力を設定することができる。圧密容器は標準的な仕様のもので、上下排水用の多孔版にはポーラスストーンを用いている。

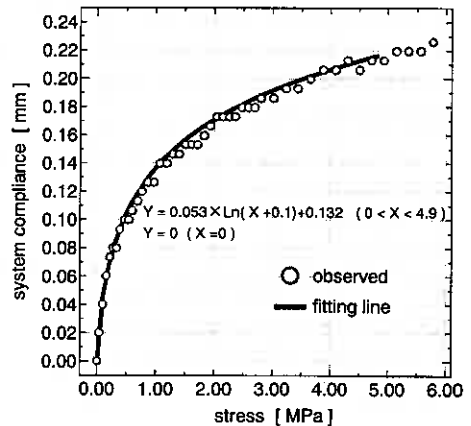


図 3-1 沈下補正量の例

表 3 圧密試験 供試体初期条件・実験条件

試験名	IL-A	IL-B	CRS
予圧密圧力 [MPa]	0.5	0.5	0.5
初期間隙比	1.24	1.23	1.11
開始圧密応力 [MPa]	0.10	0.15	0.19

3.2.2 試験手順・試験条件

同条件で作成された供試体に、開始圧密応力を変え、荷重増分比が1となるように段階荷重を行なった(表3参照)。また、段階除荷も行なった。各段階の荷重保持期間は過圧密領域と考えられるところでは3t法を適用し、それ以外は1.5tの基準とした。ベントナイト混合土は給水膨潤しやすい性質があることから、圧密容器内への水の注入は除荷段階のみ行なった。また、背圧は作用させていない。

3.3 定ひずみ速度荷重による圧密試験 (CRS-test)

3.3.1 定ひずみ速度荷重圧密試験機

本研究で使用した定ひずみ速度荷重圧密試験の最大出力は3.4MPaであり、ひずみ速度は0.2~0.0001mm/min.まで幅広い設定が可能である。圧密容器は背圧の荷重が可能なもので、上部(排水用)下部(間隙水圧測定用)の多孔版にはポーラスメタルを用いている。

3.3.2 試験手順・試験条件

供試体を圧密容器にセットし、0.2MPaの背圧を荷重した。その後、膨潤圧が一定になった事を確認し、所定の速度のひずみ制御圧密試験に移った。軸ひずみ速度を種々に変えて荷重し、また、除荷の試験も行なった(表4参照)。

3.4 試験結果と考察

表4 CRS ひずみ速度

試験名	CRS-test
STEP 1	0.40 %/hour
STEP 2	0.20 %/hour
STEP 3	-0.15 %/hour
STEP 4	0.097 %/hour
STEP 5	0.078 %/hour

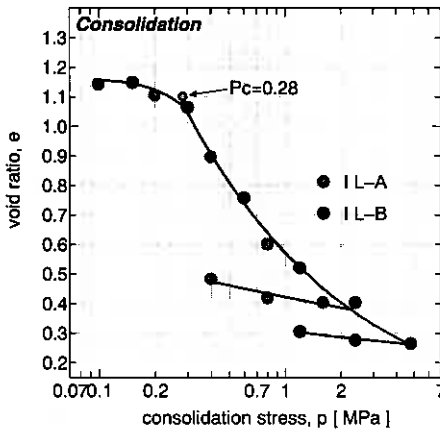


図3-2 IL 圧密圧力・間隙比 関係

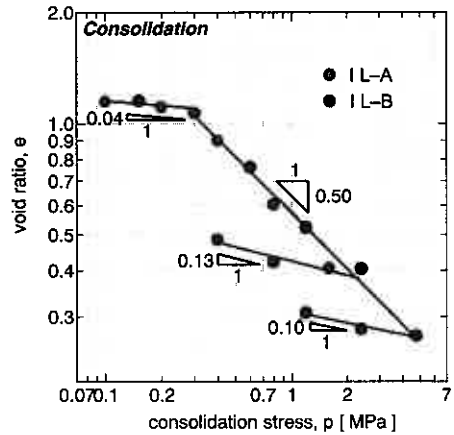


図3-3 IL 圧密圧力・間隙比 関係 (両対数軸)

図3-2にIL-testの圧密圧力-間隙比関係を示す。0.3MPa付近で降伏し、正規圧密状態に至ったと考えられる。圧縮指数は間隙比減少と共に小さくなる傾向が見られ、このような挙動の原因として以下のように考える。

①高压領域ではベントナイト混合土の間隙が小さくなっていることから、土粒子同士が密に接しあい剛性が高まり、土粒子の移動がしにくくなっていると言える。したがって、この混合土に新たな応力が作用しても土粒子骨格がその応力のほとんどを支え、間隙水圧が支える分の応力が小さい。つまり、過剰間隙水圧の発生も少なく排水もあまり行なわれない。よって、応力の増加に対し間隙の減少量が小さくなり、混合土の圧縮性が乏しくなる。

②低压領域ではベントナイト特有の膨潤性が大きな影響を及ぼしている可能性がある。ベントナイトの膨潤性はイオンによる電気的反発力からなると考えられており、一定鉛直圧条件の低压領域では高い膨潤率を示す事が報告されている^[4]。よって低压領域では、膨潤の影響で大きな間隙比で平衡状態に達していると考えられる。

降伏点に注目すると、予圧密応力が約0.5MPaに対し圧密降伏応力は0.28MPaであった(三笠法による)。この差の原因として、予圧密時にセル周面にもろ紙を用いている事が挙げられる。予圧密セルの大きさに対してろ紙の量が多い事、また沈下量が多い事から、圧密終期でのろ紙の強度が無視できず、十分に予圧密圧力が粘土に伝わって

いなかった可能性が考えられる。また、予圧密セルとピストン間の摩擦、背圧として載荷した負圧を常時一定に保つことが必ずしもできなかったことなどが要因として挙げられる。

図3-2の縦軸を対数軸に変えたものを図3-3に示す。圧縮曲線及び除荷曲線を直線近似する事ができた。よって、ベントナイト混合土の圧密特性を示すパラメータは両対数軸での直線近似によって求めるのが良い事がわかる^[5]。

図3-4に CRS-test 及び IL-test 結果を示す。CRS-test において、ひずみ速度を遅くする事によって、圧縮曲線は左に移動する事が確認できた。これは一般的な粘土と同様の挙動である。

最も載荷速度が遅い Step5 では、IL-test の結果とほぼ等しい圧縮曲線を示しており、IL-test の結果と直接比較する上で CRS-test の載荷速度は 0.078 %/hour ほどが適している事がわかった。

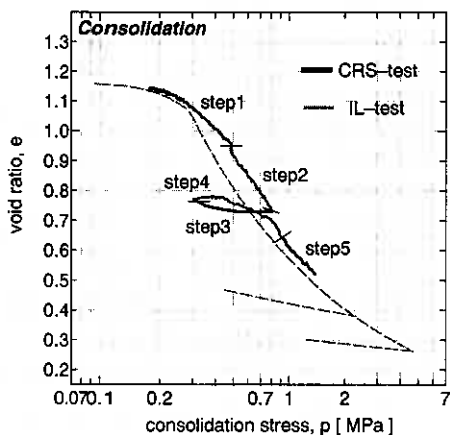


図 3-4 CRS 圧密圧力-間隙比 関係

4. 圧密非排水三軸圧縮試験 (CU-test)

4.1 三軸試験装置

図4-1に本研究で使用した多機能三軸試験装置を示す。本試験装置は高トルクデジタルサーボモータを軸変位制御に用いているため、 10^{-6} mm 以下の微小ひずみから大ひずみまでのひずみ制御による実験を行うことができる。高い拘束圧、高い軸力を発生させる事ができ、また、全体に高剛性材料によって作製されており、システムコンプライアンスが小さく、高強度地盤材料の試験に適している。また、三軸セル内を脱気水で完全に満たす事により、メンブレンからの空気の進入を防ぐ事ができ、長期間の試験に適応できる。

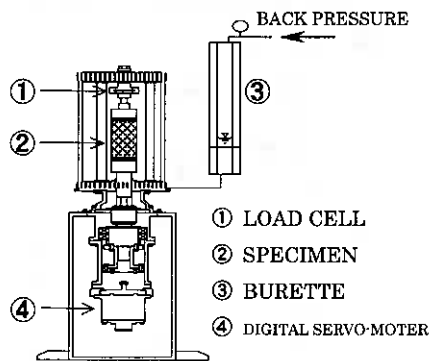


図 4-1 三軸試験装置

4.2 供試体

高圧条件の試験には目標乾燥密度が $1.6\text{g}/\text{cm}^3$ の CIP 及び COM 供試体を、中圧条件には予圧密応力 0.5MPa の PC 供試体を用いた。寸法は高さ 70mm 、直径 36mm とし、供試体寸法を小さくする事で、また、供試体周面にろ紙を巻く事で圧密時間の短縮を図った。

4.3 試験手順・試験条件

a. 二重負圧

供試体セット時に、供試体とメンブレンの隙間及びルート内の余分な空気を取り除くため、2 時間ほど二重負圧法を適用した。その後、有効応力を約 0.1MPa に保ちながら、 0.4MPa の背圧を載荷した。

b. B 値測定

飽和度確認のために、圧密開始前及びせん断終了後に拘束圧を $\pm 0.2\text{MPa}$ 増減(CIP25・COM25 はせん断終了後に $\pm 0.1\text{MPa}$ の増減)させる事により、B 値を測定した。

c. 圧密過程

所定の圧密応力(表 5 参照)で等方圧密を行った。圧密応力は $0.004\text{MPa}/\text{min}$ の割合で増加させ、軸変位量に対し $2t$ の基準で打ち切った。

d. せん断過程

軸ひずみ速度 $0.003\%/ \text{min}$ の一定条件で行い、15%に達した時点でせん断試験を終了した。

表 5 試験条件・実験結果

試験 No.	CIP10	CIP15	CIP20	CIP25	COM10	COM15	COM20	COM25	PC05
供試体作製方法	CIP				Compacted				PC
初期乾燥密度 [g/cm ³]	1.71	1.64	1.68	1.71	1.57	1.62	1.60	1.59	1.19
有効圧密圧力 [MPa]	0.99	1.43	1.96	2.32	0.98	1.44	1.96	2.29	0.50
圧密排水量 [cm ³]	2.57	5.46	7.27	7.28	6.24	5.90	8.52	10.16	9.40
圧密後の間隙比	0.54	0.54	0.47	0.44	0.59	0.53	0.50	0.47	0.97
B 値 (試験前・試験後)	0.97・0.97	0.96・1.00	0.97・1.00	0.96・1.00	0.97・1.00	0.97・0.97	0.97・0.98	0.97・0.84	0.97・1.00
最大軸差応力 [MPa]	0.80	0.95	1.21	1.53	0.67	0.84	1.17	1.48	0.18
最大ヤング率 [MPa]	326	324	612	736	244	318	548	632	83

4.4 試験結果及び各種成型法による力学特性への影響の考察

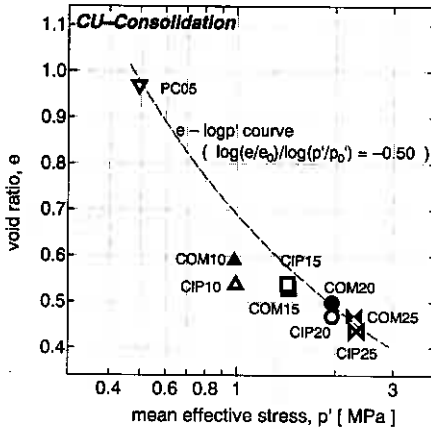


図 4-2 有効圧密圧力-間隙比 関係

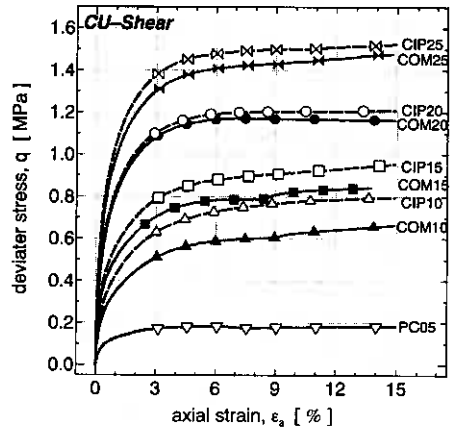


図 4-3 軸ひずみ-軸差応力 関係

CIP 及び COM の高密度供試体作製方法の大きな違いは
 1) 締め固め方法の違い (CIP: 等方圧、COM: 異方圧)
 2) 締め固め成型圧の違い (CIP: 5MPa、COM: 3.3MPa)
 である。よって仮に $K_0=0.5$ と仮定すれば、過去に供試体に作用した平均主応力は CIP: 5MPa、COM: 約 2MPa と推定される。したがって、COM 及び PC は供試体成型時に受けた先行圧力よりも大きな応力、もしくはそれに近い応力レベルでの実験が行なわれたことになり、正規圧密状態もしくはそれに近い状態と言える。しかし、CIP は過圧密状態での実験が行なわれたと考えられる。

図 4-2 に CU-test の圧密終了後の有効圧密圧力-間隙比関係を示した。また、図中の破線は IL-test で得られた圧縮曲線 (図 3-4) と等しい圧縮指数をもつ曲線である。同じ有効圧密圧力に対し、CIP のものが COM よりも間隙比が小さく現れる (CIP15 は例外)。この現象は、乾燥状態時に受けた先行圧密応力が圧密特性に影響しているためと考える。つまり、乾燥状態時に受けた先行圧密応力が大きな混合土は、そうでないものより同じ圧密圧力でも間隙比が小さく発現する。

図 4-3 に各試験の軸ひずみ-軸差応力関係を示す。すべての試験において、軸ひずみが 6% までは軸差応力の上昇が続き、強いひずみ効果を示すが、それ以後は緩やかに上昇もしくは一定の傾向を示し、明確な強度ピークはみられない。試験終了後の供試体は、すべての試験においてせん断面は確認できず、樽型に変形していた (写真 1)。

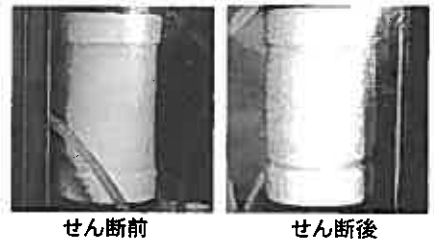


写真 1 供試体変形の様子 (CIP20)

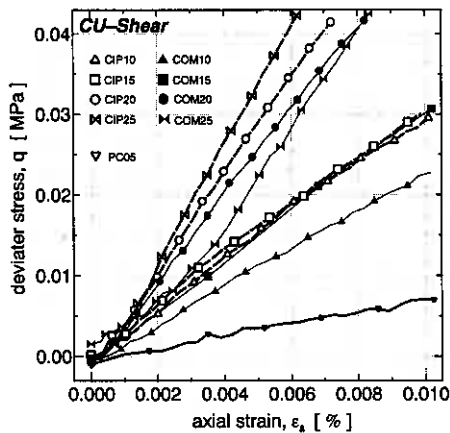


図 4-4 軸ひずみ-軸差応力 関係 (微小ひずみ領域)

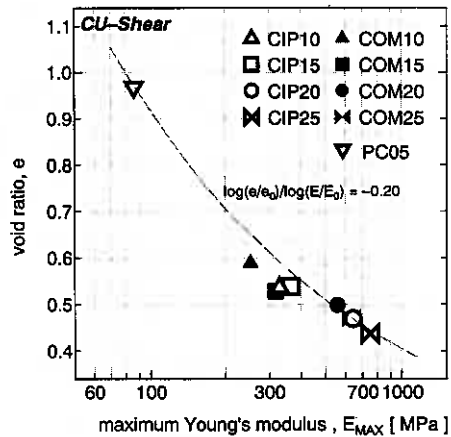


図 4-5 間隙比-最大ヤング率 関係

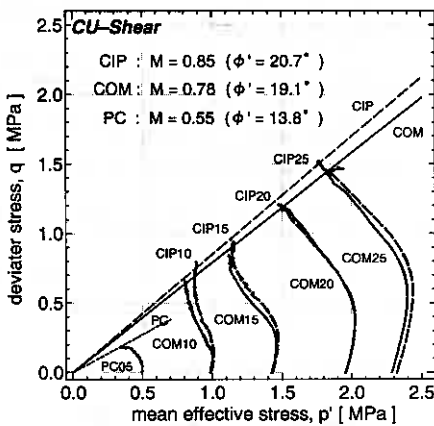


図 4-6 有効応力経路

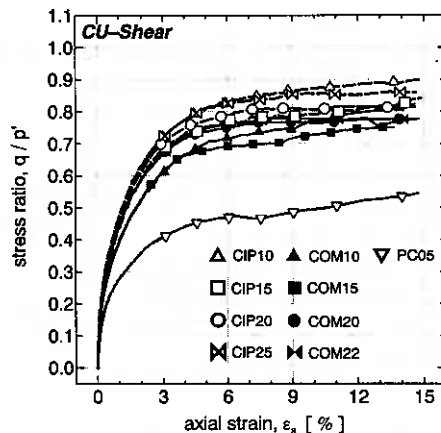


図 4-7 軸ひずみ-主応力比 関係

図 4-3 の小ひずみ域を示したのが図 4-4 である。COM25 のみ、せん断初期における軸差応力の立ち上がりが遅れているがこれは試験上の原因と考える。この図より、最大傾きの値を最大ヤング率と定義すると、間隙比-最大ヤング率関係は図 4-5 に示すように、図 4-2 に似た関係になった。このような類似は、一般の粘土と同様の傾向である¹⁶⁾。

図 4-6 に各試験の有効応力経路を示す。圧密応力が低い 10・15 シリーズはせん断に伴う平均有効主応力の減少割合が少なく、グラフが立つ傾向が見られる。このような経路は過圧密状態の粘土に見られる傾向であり、図 4-2 と比較しても、妥当な結果と言える。図 4-3 において、CIP は同条件の COM よりも大きな強度を示しており、圧密圧力の小さなものほどその傾向が強い事、さらにせん断抵抗係数: M に注目すると COM より CIP の方がやや大きくでている事を踏まえると、CIP は乾燥状態時に受けた先行圧力の影響が残っており、強度増加につな

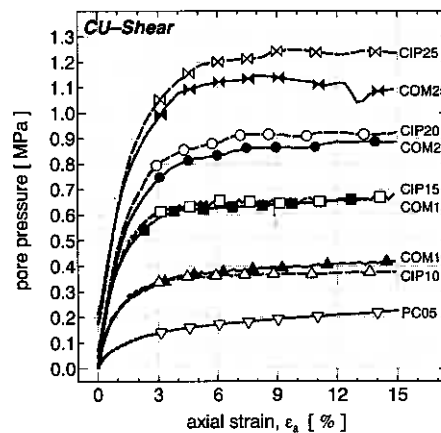


図 4-8 軸ひずみ-間隙水圧 関係

がっているといえる。このような強度の増加は、軸ひずみ-主応力比関係(図 4-7)でも確認できた。

図 4-8 に各試験の軸ひずみ-間隙水圧関係を示す。圧密圧力が大きな試験ほど、間隙水圧最大変化量も大きくなっている。また、軸ひずみ量が 6%前後で間隙水圧変化量が落ちつき、それ以後は一定もしくははなだらかに上昇する(COM25 は例外)。

図 4-9 に軸ひずみ-間隙係数 A 値関係を示す。A 値はせん断過程終了後に測定した B 値を用いて算出している。CIP10・COM10・CIP15 の A 値は他のデータよりも小さいが、それは前述のように過圧密の程度が他のものより大きいためだと考えられる。逆に、PC05 に関しては軸ひずみが大きくなるにつれ A 値も大きくなり、さらに 1 を超える挙動を示している。これは負のダイラテンシー傾向がより強く発現したものと考える。

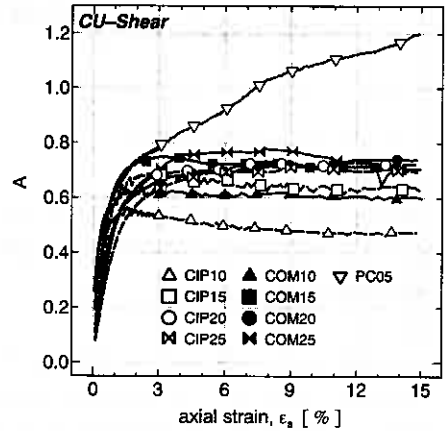


図 4-9 軸ひずみ-A 値 関係

5. まとめ

3 種類の成型方法によるベントナイト・砂混合土供試体についての圧密試験および圧密非排水三軸圧縮試験の結果、以下のような知見が得られた。

- (1) 圧縮指数は間隙比減少と共に小さくなる傾向が見られる。それは、低圧領域では膨潤性の影響があり、高圧領域では間隙減少に限界があるためである。しかしその傾向は、圧密圧力-間隙比関係の両軸を対数軸にする事によって直線近似する事ができる。
- (2) 予圧密法(PC)により作製された供試体による段階荷重圧密試験結果と、CIP 法および締め固め(COM)法による CU 三軸試験の圧密過程における高圧領域での e - $\log p$ 関係はよく一致する。しかし、CIP 法および COM 法による圧密終了時の間隙比は上記の e - $\log p$ 曲線の下位に位置し、非排水せん断過程においても過圧密土に類似の挙動を示す。
- (3) 高圧下でのベントナイト・砂混合土はせん断に伴い強いひずみ効果を示し、軸差応力に明確な強度ピークはみられない。
- (4) E_{MAX} -間隙比関係は、供試体作製方法によらず一義的な関係を示し、有効圧密圧力-間隙比関係と類似の表現が可能である。

6.参考文献

- [1] 田中知:放射性廃棄物の処分、土と基礎、Vol.46 No.10 Ser. No.489, pp1-pp2, 1998
- [2] 高橋美昭・出口朗・榎田吉造:高レベル放射性廃棄物処分場の概念設計、土と基礎、Vol.46 No.10 Ser. No.489, pp7-pp9, 1998
- [3] 久保博・黒木泰貴・三原守弘:ベントナイト系緩衝材のコンクリート間隙水による長期変質の基礎研究、土と基礎、Vol.46 No.10 Ser. No.489, pp31-pp34, 1998
- [4] 小峯秀雄・緒方信英・田代勝浩:ベントナイトを含有する土質材料の膨潤評価式の提案、第 33 回地盤工学研究発表会、pp225-pp226, 1998
- [5] R.Butterfield:A natural compression law for soils (an advance on e - $\log p$ '), Geotechnique Vol.XXIX No.4, pp469-pp480, 1979
- [6] 川口貴之・三田地利之・渋谷啓:練り返し飽和粘土の小ひずみ域における変形係数の定式化、土木学会論文報告集 No.638/III-49, pp179- pp191, 1999

火山灰の成因と工学的性質

応用地質株式会社 正員 若松幹男

1. まえがき

2000年3月31日、有珠山が23年ぶりに噴火、8月10日、三宅島雄山が27年ぶりに噴火、11月8日には北海道駒ヶ岳が噴火等々、20世紀最後の年は火山噴火のニュースが頻繁に流された。これら一連の噴火や10年前の雲仙普賢岳の噴火などを通じ、火砕サージ、火砕流、泥流、ハザードマップなどの用語が一般化してきたようである。

”火山灰“という言葉は上記の用語とは異なり、北海道に住む人々の日常生活の中で古くから使われてきた。国道などをドライブしていると火山灰採取地というたて看板を目にするなど、”火山灰“は我々の生活に結びついた用語のように思われる。これは北海道が火山の多い地域であり、火山起源の噴出物で広くおおわれていることに起因するものであろう。

工学的な分野においても”火山灰“という言葉は頻繁に用いられている。火山灰は一般の土と性質が異なっていて、密度や土粒子の密度が小さく、粒子が薄片状であり、流水に弱いなどといったことが共通した概念のようであるが、使っている人のイメージには微妙なずれがあるように見受けられる。即ち、支持力が通常の土よりも大きいという人がいる一方、支持力が小さいと認識している人がおり、土工上でも扱いやすいと受け止めている人や全く逆に考えている人もいる。このような違いは、火山灰と総称している土が、堆積起源や運搬距離などによって、厚さ、粒径、粒度配合、溶結の有無、密度が大幅に異なることによるものである。また、風化、未風化の問題もある。このようなことから、火山灰を成因の面からとりあげ、それが工学的性質にどのような影響を与えているかをまとめることにする。

2. 地質学的見地からの火山灰

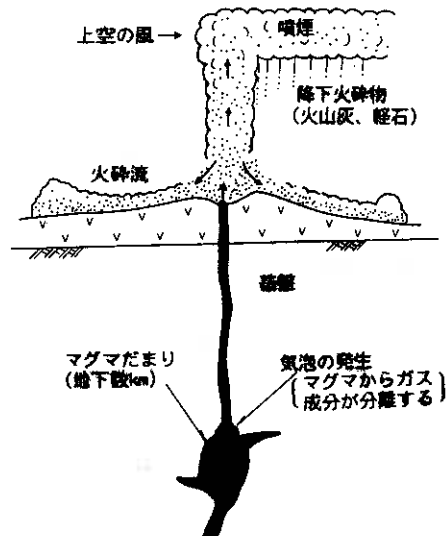
地学辞典では火山灰を次のように定義している。

火山灰：大部分が直径4mm（または2mm）以下の破片よりなる火山碎屑物（テフラ）で、固結していないもの

火山碎屑物は火山活動により火山ガスを伴いながら地表に放出された破片状の固体物質を総称するものである。表—1に運搬形式および性状（粒径）による火山碎屑物の分類を示す。狭い意味では地学辞典と同様に粒径2～4mm以下の固結していない火山碎屑物を火山灰と称しているが、広義には粒径にあまりこだわらず降下火砕堆積物や未固結の火砕流堆積物を火山灰として扱っている。

降下火砕堆積物および火砕流堆積物の噴出、堆積状況の模式図を図—1に示す。これらはマグマが上昇過程で圧力が低下することによりガス成分が分離し、気泡の多いガラス質物質を主成分としている。

降下火砕堆積物は大気中に噴き上げた噴出物が空中から落下するもので、降下火山灰、降下軽石、降下スコリアに分けられる。降下火山灰と降下軽石は粒径で区分され、その境界は研究



図—1 火山噴火の模式図

表一 火山砕屑物（テフラ）の分類¹⁾

a) 運搬形式による分類		テフラの性状を加えた名称
火山砕屑物 (テフラ、広義の火山灰)	空中から降下するもの 降下火砕堆積物 (降下テフラ)	降下軽石 (浮石)、降下岩滓 降下火山灰 など
	乱流となって地表を流れるもの 火砕流堆積物 (テフラ流)	火山灰流、軽石流、スコリア流 熱運、泥石流 など

b) 性状 (粒径) による分類	特定の形・構造をもつもの
6 4 (または 3 2) mm以上・・・火山岩塊	火山弾、軽石 (バミス)、溶岩餅、岩滓 (スコリア)
2 (または 4) mm以上・・・火山礫 (ラピリ)	火山毛 (ペレーの毛)、火山涙 (ペレーの涙)
2 (または 4) mm以下・・・火山灰	

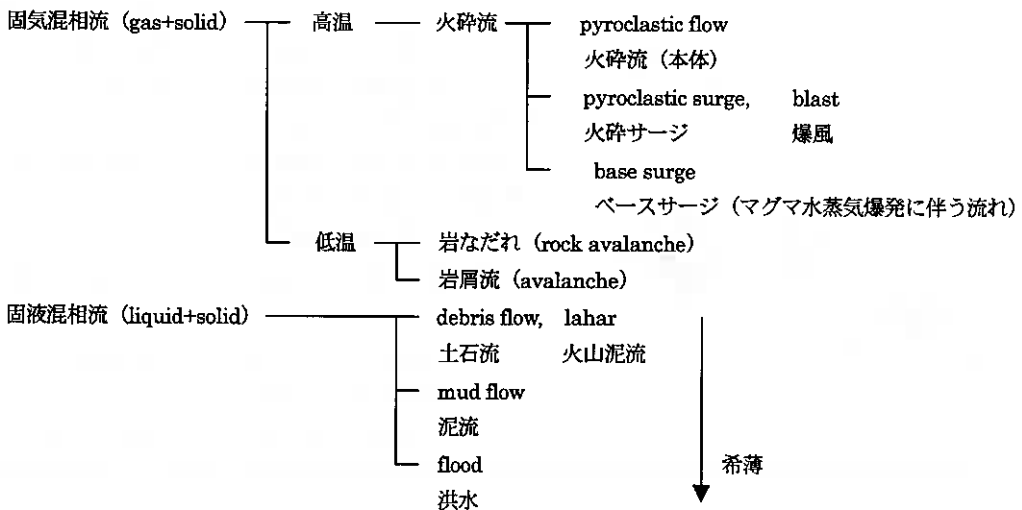
者により2~4mmと幅があるが、工学上の扱いとしては日本統一土質分類における砂と礫との境界と同様に2mmと扱っておけばよいであろう。降下スコリアは鉄、マグネシウムに富む黒色、暗褐色などの暗い色を示すものをさしている。

火砕流堆積物は噴出物が乱流状態で地表面に沿って流れながら堆積するもので、降下火砕物と同様に火山灰流、軽石流、スコリア流に分けられ、他に、熱雲、泥石流などがある。これらは泥石流を除くと高熱をもって高熱をもって流出するため溶結しているのが特徴的である。溶結の程度は非溶結、弱溶結、強溶結に分けられる。これらの内、非~弱溶結が火山灰の範疇に入り、強溶結 ($N > 35 \sim 40$) は溶結凝灰岩として扱われる。

荒牧重雄東大名誉教授によれば、火砕流は混相流の一種、固相と気相の混ざった重力流 (固気混相流) であると述べている。これに対し、土石流や泥石流、洪水などを固液混相流と称している。固液混相流の液体は一般に水であり、温度は100℃以下である。

固気混相流と固液混相流の分類は表二のように整理される。これらの内、岩なだれ、岩屑流や固液混相流の土石流、泥石流などは必ずしも火山起源とは限らないものである。また、土石流と泥石流の定義は立場によって異なり、火山学者は両者を含め泥石流と称することが多く、砂防関係者は土石流という用語を用いている。

表二 固気混相流と固液混相流の分類²⁾



3. 火山灰の分布

火山灰の母体である火山は海洋地殻がもぐりこむ大陸縁部に分布している。日本列島はこのような火山弧に位置するため、世界でも有数の火山帯（世界の火山の約10%が日本列島に分布している）であり、火山起源の火成岩、堆積岩が広く分布している。これらの内、新しい時代（第四紀）の火山灰（降下火砕堆積物、火砕流堆積物）は、主に、九州、関東、東北、北海道地域の地表面を広くおおっており、工学の分野では夫々の地域の特殊土として扱われている。

九州では南九州、特に、鹿児島県に広く分布する火砕流堆積物をシラス（または、1次シラス）と称しており、古くから研究が進められている。この1次シラスは北海道における支笏軽石流堆積物などの火砕流堆積物と類似した性状を示すものであり、北海道の火砕流堆積物を研究する上ではおおいに参考になるものである。また、鹿児島市が位置する沖積平野には火砕流堆積物の2次堆積物が厚く堆積しているが、これは、沖積シラス、2次シラスなどと呼ばれている。

関東に分布する火山灰はほとんどが富士火山系の降下火砕物であり、風化し赤褐色の粘土状を呈している。これは関東ロームと称されているが、工学上は火山灰質粘性土に相当するものである。

北海道に分布する火山灰は図一2に示すように、主に大雪山連峰の南側、道南から道央、道東にかけて分布している。道北では利尻火山の降下火砕物がみられるが、厚さは薄く、工学上はほとんど無視しうる程度のものである。これらの内、降下火砕堆積物の噴出源である火山は表一3に示される。また、主な軽石流堆積物（溶結力の弱い火砕流堆積物、いわゆる火山灰として扱われるもの）には表一4に示すものがある。軽石流堆積物は濁川カルデラ周辺、支笏、洞爺カルデラ周辺、十勝岳周辺および摩周カルデラ周辺に偏在している。なお、大雪山連峰周辺にも火砕流堆積物が分布しているが、これらは溶結力が強く、溶結凝灰岩として扱われるものである。北海道火山灰命名委員会では十勝岳からの噴出物を溶結凝灰岩として表現しているが、これらは溶結力が弱いことから、ここでは軽石流堆積物として扱っておく。

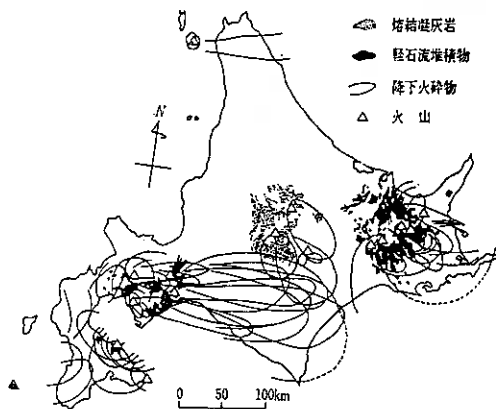
表一3 北海道に分布する降下火砕堆積物の噴出源（火山）

駒ヶ岳	羊蹄山	恵庭岳	十勝岳	雄阿寒岳	アトヌプリ
渡島大島	有珠山	樽前山	然別火山	雌阿寒岳	摩周火山
恵山	支笏火山	旭岳	利尻岳	ムスプリ	

表一4 北海道に分布する軽石流堆積物

H：沖積世 P：洪積世

名称	噴出源	噴出年代
駒ヶ岳軽石流堆積物	駒ヶ岳	P～H
濁川軽石流堆積物	濁川カルデラ	P
洞爺軽石流堆積物	洞爺カルデラ	P(13900±250)
倶多楽軽石流堆積物	倶多楽カルデラ	P
樽前軽石流堆積物	樽前山カルデラ	H
支笏軽石流堆積物	支笏カルデラ	P(31900±1700)
十勝岳軽石流堆積物	十勝岳カルデラ	P～H
阿寒軽石流堆積物	阿寒カルデラ	P(>31500)
屈斜路軽石流堆積物	屈斜路カルデラ	P
摩周軽石流堆積物	摩周カルデラ	H(6460±130)



図一2 北海道の火山灰分布図³⁾

4. 工学的見地からの火山灰

火山灰は火山活動により火山ガスを伴いながら地表に放出された破片状または薄片状の固体物質（主にガラス質物質で構成される）であり、火山碎屑物に相当するものである。土質工学上の分類では、粒径、粘土化の程度、有機物の混入有無から火山灰質粗粒土（G-V、S-V）と火山灰質粘性土（VH₁、H₂）、有機質火山灰土（OV）に分けているが、風化した粗粒火山灰（いわゆる腐れ軽石）やノンプラスチックの細粒火山灰など分類からもれているものもある。

また、火山灰は、成因的に、火山からの噴出物が空中に放出された後に落下する降下火砕堆積物と地表を流れて堆積する火砕流堆積物とに区分される。これらの風化した細粒土が火山灰質粘性土であり、ローム（例えば、関東ローム）とも称される。しかし、日常、火山灰と称されているものの中には2次堆積物や凝灰岩の風化土なども含まれており、混乱が生じている。

土質工学上や土工上で火山灰として扱われている土を整理してみると、次のように分類できる。

① 降下火砕堆積物

成 因：火山噴火に伴い火口から吹き上げられ、風下に堆積する。

未風化：降下火山灰、降下軽石

空中運搬時に淘汰され、粒径が等っている。

一般に未固結で、さらさらしているが、まれには固結していることもある。

風 化：火山灰質粘性土（ローム）、風化軽石

上記堆積物が風化したもので、母体の骨格構造が保たれているが、こね返すと構造が乱され軟弱化する。

② 火砕流堆積物（非～弱熔結部 $N < 35 \sim 40$ ）

成 因：火山噴火に伴い火口から乱流状態で流出する。

未風化：火山灰流、軽石流

乱流状態で地表を流出するために淘汰が悪く、大小の粒子が配合良く混じっているため、軽石流として扱われるものが多い。

$N > 35 \sim 40$ の強溶結部は溶結凝灰岩として扱われる（例えば、札幌軟石）。

風 化：火山灰質粘性土（ローム）

③ 有機質火山灰土

成 因：降下火砕堆積物や火砕流堆積物の表面に草木が繁茂し、一体化したものであり、一般に風化の影響を受け、粘性土状である。

黒ボクなどとも称される。

④ 凝灰岩や流紋岩などを母材とする火山灰（主に第三紀の凝灰岩）

成 因：風化、熱水変質

風化や変質を受けていなくても、固結度の低い凝灰岩が火山灰として扱われることもある。

見かけ：火山灰状、火山灰質粘性土状

熱水変質を受けたものは、ほとんどが火山灰質粘性土状（例えば、小樽市内の粘性土）を呈する。

⑤ 2次堆積物（上記①、②、③の2次堆積物）

成 因：風成——砂丘状、偽層の発達

水成——土石流堆積物、泥石流堆積物、河川氾濫原堆積物、湖沼堆積物

崩落——崖錐堆積物

見かけ：礫（軽石）状、砂状、シルト状、粘性土状

河川氾濫原堆積物、湖沼堆積物などは火山灰起源であるか否かの判断が困難。

⑤ 人工的堆積物

成因：盛土、埋土等

粒子の破碎や骨格構造の破壊、熔結力の解除などで、自然地盤と異なった性質を示す。火山灰質粘性土および火砕流堆積物にこの傾向が強い。

5. 火山灰の工学的性質

5.1 火山灰の成因や性状が工学的性質に与える影響

火山灰が一般の土と異なる性質を示すことやその性質が産地によって異なるのは、以下のことによるものである。

・破碎されやすい

主構成物が薄片状のガラス質物質（火山ガラス）で構成されているため破碎されやすい。このことが強度特性や固め特性に影響を与えるものと思われる。

・密度や土粒子の密度が小さい

ガラス質物質そのものの密度は一般の土と変わらないが、噴出時の発泡の影響を受け、多孔質であり、そのため小さな密度を呈する。また、外気から閉ざされた極めて小さな空隙を内部にもつため、土粒子の密度が小さく測定される。乳鉢ですりつぶしても、その粒子よりも小さな空隙があるため、土粒子の密度は大きくならない場合が多いようである。

一般に火山灰質粘性土の土粒子の密度は大きな値を示す。これは粘土化することによって、微小な空隙が外気と接するようになるためと思われる。

・表流水によって流されやすい

土粒子の密度が小さいことによるものである。

火砕流堆積物は後述するように溶結しているため、流水に対し比較的安定しているが、凍結融解によって溶結力が弱まると侵食されやすくなる。

・締め固め時の特性が条件によって異なる

多孔質なため、締め固めに影響しない水分を含有するため、乾燥法、非乾燥法によって締め固め特性が異なってくる。また、粒子が破碎されやすいため、繰り返し法、非繰り返し法でも締め固め特性が異なってくる。

(図-3 参照)

・粒度特性に変化が多い

図-4に降下火砕堆積物と火砕流堆積物の粒度分布の比較を示す。これからも明らかなように、降下火砕堆積物は粒径が等っており、火砕流堆積物は大小の粒子が混じる粒度配合をみせている。後者はすでに述べたように、乱流状態で流れていくことによるものである。また、降下火砕堆積物は空中に噴出し、風に流されていく過程で粒径が淘汰されるものであり、粒径は噴出源に近いもの

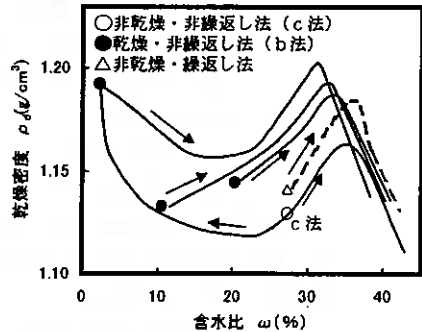


図-3 火山灰の締め固め特性

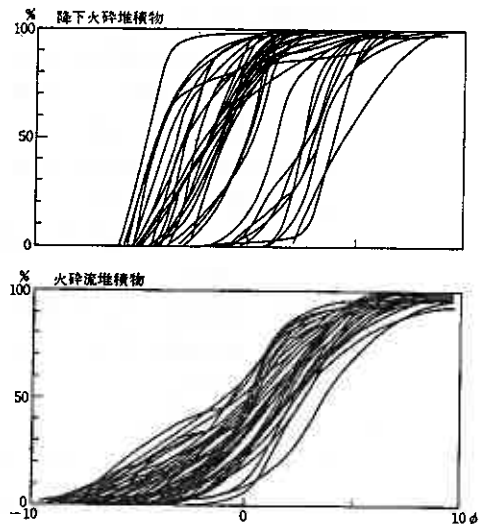


図-4 粒度分布の比較⁴⁾

ほど大きく、遠く離れるにつれ細くなる傾向がある。

・鉛直壁を保つ火山灰がある

火山灰採取地などで火山灰の鉛直壁を見かけることがある。このようなところの火山灰はほとんどが火砕堆積物である。火砕流堆積物は見かけの締まり具合が緩くても噴出時の高温の影響で溶結しており、その溶結力のため鉛直壁が保たれるものである。しかし、これを一度乱すと溶結力がなくなり鉛直壁は保てなくなる。これに対し、降下火砕堆積物は鉛直壁を保つことが困難である。

・火山灰質粘性土は乱すと強度が低下する

自然地盤における火山灰質粘性土や風化軽石は強度が比較的安定しているが、これらをごね返すと強度が著しく低下し、トラフイカピリテーの確保などが困難になることがある。これは、自然地盤の場合、風化しても堆積時の骨格構造が保たれていることにより強度が安定しているが、ごね返すことによって、空隙内の水がにじみ出て、地盤の強度に影響を与えるものと考えられている。

5.2 降下火砕堆積物の性質

支笏火山、恵庭岳、樽前山および摩周火山から噴出した降下火砕堆積物を例として、その性質を表一五にまとめてある。⁵⁾ 各降下火砕堆積物によって比重、含水比、粒度などにばらつきのあるのが特徴である。これらの違いは構成鉱物、噴出時の発泡条件などに影響されている。また、同一噴出物であっても粒度は噴出源からの距離によっても異なってくる。火山灰、軽石は $N=3\sim 15$ 、 $q_c=20\sim 70\text{kgf/cm}^2$ の範囲にあり、 $q_c=6\sim 9N=7.5N\text{kgf/cm}^2$ なる関係がみられる。なお、各土層の強度特性は孔内水平載荷試験に比較的よく反映しているようである。

降下火砕堆積物は性質を異にする薄層が何層にもわたって堆積するため、土工材料として用いる場合、混合して利用するケースが多い。摩周火山についてみると、混合土は単独材料に比べ締固め効果、強度特性などが良質なものになっている。このように混合土として利用する場合にはその効果を確認しておくことが重要になる。

表一五 降下火砕堆積物

噴出源	樽前山		恵庭岳	支笏火山			摩周火山			
	Ta-b	Ta-c		Spfa 1	Spfa 2	Spfa 7	スコリア			
見かけ名称	火山灰質軽石	火山灰質軽石	火山灰質軽石	火山灰質軽石	火山灰質軽石	スコリア	細粒火山灰	粗粒火山灰	軽石	粗粒火山灰軽石混合
比重	2.63~2.93 ¹⁾	2.77 ¹⁾	2.77 ¹⁾	2.26~2.44	2.46	2.87	2.50~2.60	2.52~2.55	2.46~2.49	2.46~2.49
含水比 (%)	17~41	35	70	81~85	49~77	25~28	29~53	33~41	50~75	54~71
粒度	磯分 (%)	—	38	34	31	10	0~10	15~30	50~70	—
	砂分 (%)	—	60	50	52	62	77	40~60	60~70	30~40
	細粒分 (%)	—	2	15	14	7	13	30~60	10~20	0~5
N 値	4~13	—	—	3~8	5~8	22~26	1~6	3~6	2~15	—
q_c (kgf/cm ²)	20~70	—	—	30~42	30~50	80~200	—	—	—	—
乾燥密度 (t/m ³)	—	1.15	0.70	0.47	0.93	1.53	—	—	—	—
孔内水平載荷	p_c (kgf/cm ²)	1.0~2.6	—	—	0.5~2.9	0.6~5.8	5.0	0.7~1.2	0.5~3.7	0.9~2.5
	K (kgf/cm ²)	7.5~8.9	—	—	3.5~12	8.5~24	52	2.3~3.3	1.2~2.0	3.8~6.9
	E (kgf/cm ²)	41~54	—	—	20~70	30~130	140	13~19	7~50	20~50
締固め	w_{opt} (%)	—	31	60	83	37	—	35	45	54
	p_{dmax} (t/m ²)	—	1.35	0.95	0.63	0.98	—	1.11	0.96	0.64
三軸注視	ϕ_d	—	—	—	—	—	—	36°	39°	42°
	c_d (kgf/cm ²)	—	—	—	—	—	—	0.1	0.4	0.1

*1) 非乾燥非密返し、10 cm モールド、3層25回

*2) 密実条件 p_{dmax} の85%

5.3 火砕流堆積物の性質

支笏軽石流堆積物を代表例として火砕流堆積物の性質を述べる。同堆積物は約3万年前に3回にわたって噴出したものであり、支笏カルデラを中心にして周辺の低地部を埋めるようにして堆積している。流出時の温度は中央部で高く、上下で低い傾向があり、噴出源の近くで温度が高く、離れるにつれて低くなることが知られている。このような流出時の温度の違いが熔結度の非、弱、強をもたらしている。

ここでは非～弱熔結部を火山灰として扱うものとする。しかし、見かけが非熔結であっても、自然状態ではガラス質物質で結合されており顕微鏡下では流理構造が認められる。これが外力によって乱されると、ばらばらな薄片状粒子に分離され非粘着性の砂状を呈するようになる。

表一六に支笏軽石流堆積物の物性をまとめておく。土粒子の比重は通常扱われる土の比重よりも小さな値をしている。これは粒子内に外気と遮断された微少な間隙があるためと考えられる。^{6) 7) 8)}

一般の砂質土に比べると密度が小さく間隙比が大きい。このように多孔質であるにもかかわらず透水性は低い。これは熔結の影響によるものと思われる。また、乱すと非粘着性の粒子に分離されるが、図一五の粒径加積曲線に示すように、採取時の衝撃の与え方によって粒度分布の異なる様子が見られる。

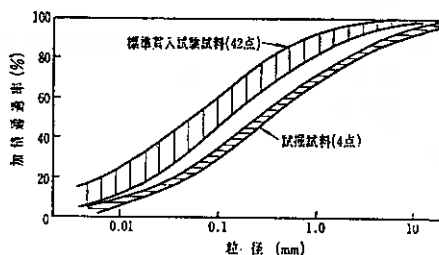
図一六、七に乱さない試料によるN値とCd、φdおよび間隙比eとの関係を示す。

CdはN<30～40のとき、0.7～1.0kg/cm²の範囲にあるが、N>30～40になると値が急増するようである。これに対し、φdはN>10のとき、40～45°の範囲にあり、N<10では値が急激に小さくなっている。また、N値とeの間には双曲線的な関係が認められる。⁷⁾

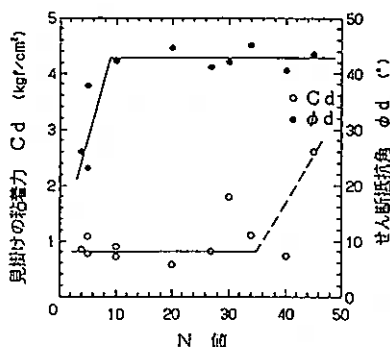
表一六 火砕流堆積物の物性

支笏軽石流堆積物、N<20～30

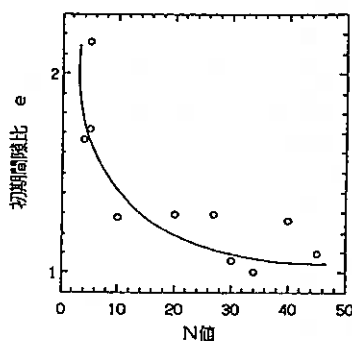
土粒子の密度		2.30～2.45
含水比 w %	地下水面下	20～40
	地下水面下	30～65
湿潤密度	t/m ³	1.40～1.55
乾燥密度	t/m ³	1.05～1.25
間隙比		0.9～1.3
透水係数	c m/s	1～6×10 ⁻⁴



図一五 採取条件による粒度の変化
(支笏軽石流堆積物)



図一六 N値とせん断定数 (ピーク強度)



図一七 N値と初期間隙比

図一八にN値とqc値との関係を示す。一般に、N値とqc値との間には、

砂質土: $q_c = 4N \text{ kgf/cm}^2$ (Meyerhoff)

関東ローム: $q_c = 3N \text{ kgf/cm}^2$ (三木)

なる関係が認められているが、支笏軽石流堆積物には

$$q_c = 6 \sim 10N = 8N \text{ kgf/cm}^2$$

の関係がみられる。従って、支笏軽石流堆積物の静的支持力は同一N値の砂質土よりも概ね2倍の大きになることが推測される。

図-9は鹿児島市内における2次シラスのN値と q_c 値との関係を示したものである。ややばらつきがあるものの、支笏軽石流堆積物と類似した傾向が見られる。

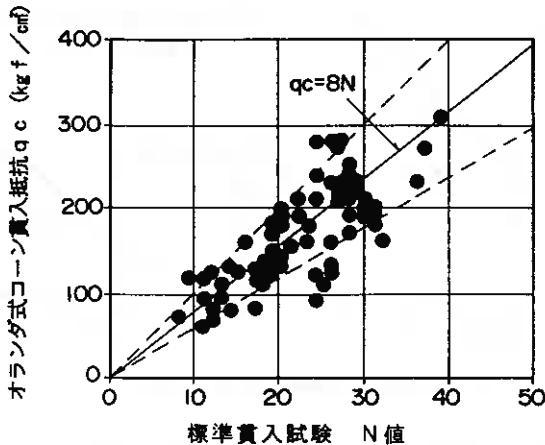


図-8 N値と q_c 値との関係
支笏軽石流堆積物

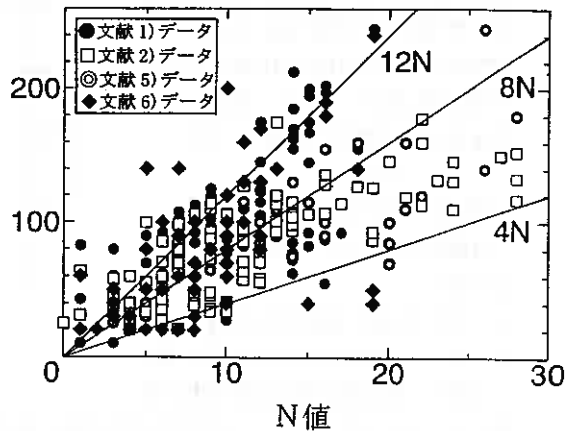


図-9 N値と q_c 値との関係⁹⁾
鹿児島市内2次シラス

5.4 火山灰質粘性土 (VH₁/VH₂) の性質

火山灰質粘性土は関東ロームで代表されているが、北海道でも根釧地区、十勝地区、函館周辺、支笏湖周辺などに分布している。表-7に関東ロームと対比して支笏、恵庭、摩周火山起源の火山灰質粘性土の性質をまとめておく。⁵⁾

これらは一般の粘性土に比べ間隙比や自然含水比が大きく、湿潤密度が小さい傾向がある。N値は3~5の範囲にあり、粘土としては軟らかいものに属すが、同一N値の粘性土よりも支持力や圧密降伏応力は大きく、地山は安定している。しかし、こね返すと強度が極端に低下し、土工上は扱いにくい土となる性質がある。これはこね返しによって骨格構造が破壊され、土粒子間に拘束されていた水が自由水化するためと考えられている。

北海道の火山灰質粘性土については十分なまとめがなされていないが、表-7をみる限り、 q_u 値がやや低く、比重が幾分小さいことを除けば、他の性質は関東ロームに類似しているようである。

表-7 火山灰粘性土の性質

項目	関東ローム ¹⁾	恵庭火山	支笏火山	摩周火山 ²⁾
土粒の比重 (G_s)	2.7~2.9	2.7~2.75	2.6~2.7	2.6
自然含水比 (w)	80~150	85~130	68~85	52
湿潤密度 (ρ_w (t/m ³))	1.30~1.45	1.16~1.35	1.32~1.51	—
74 μ m 以下 (%)	50~85	40~68	60~90	54
液性限界 (w_L (%))	50~150	85~140	60~68	36
塑性限界 (w_p (%))	—	60~85	30~45	32
N 値	3~5	3~4	4~5	—
q_u (kgf/cm ²) 値	0.5~2.5	0.56	0.5~1.0	—
圧密降伏応力 (p_c (kgf/cm ²))	—	2.7	1.5~4.2	—
体積圧縮係数 m_v (cm ³ /kgf)	5×10^{-2}	$3 \sim 5 \times 10^{-2}$	$2 \sim 5 \times 10^{-2}$	—
圧密係数 c_v (cm ² /s)	—	10^{-2}	10^{-2}	—
透水係数 k (cm/s)	$10^{-4} \sim 10^{-6}$	$10^{-5} \sim 10^{-7}$	$10^{-4} \sim 10^{-7}$	—

5.5 有機質火山灰土 (OV)

北海道の有機質火山灰土の有機物含有量と土性との関係を図-10に示す。¹⁰⁾ 各土性は有機物含有量に支配されていることが明瞭である。自然含水比は80~160%の範囲にあり、九州地方の有機質火山灰土とも類似した値を示している。自然含水比は液性限界と塑性限界の中間付近にあるが、有機物含有量10%付近では自然含水比が塑性限界に近ずいている。また、自然含水比 w と有機物含有量 c_0 には

$$w = 4c_0$$

の関係がみられる。

有機質火山灰土は乾燥による体積変化が著しい。

$w=100\%$ 付近に体積変化の折れ点が見られる。高含水比側は団粒間の間隙が収縮し、低含水比側は団粒自体が収縮することによるもので、この傾向は団粒構造の発達する有機質火山灰土に著しい性質と考えられている。

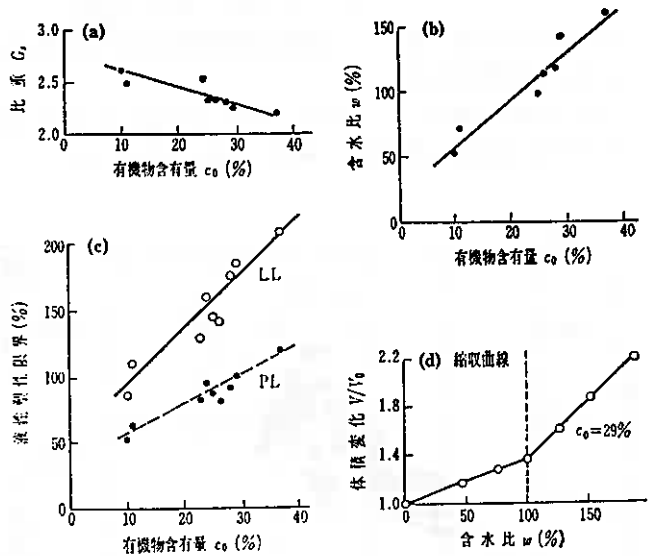


図-10 北海道の有機質粘性土の性質

5.5 火山灰の動的性質

北海道における火山灰の地震による被害は事例が少なく、次の2例が報告されているにすぎない。

1968年十勝沖地震

札幌市清田における火山灰盛土（支笏軽石流堆積物）の沈下^{11) 12)}

盛土した火山灰の粒子が地下水で流されて発生していたゆるみ部分や空洞部分が地震によって陥没したものと考えられる。

未公表であるが、当地震時に札幌市羊ヶ丘の火山灰盛土においても暗渠に沿って陥没の発生したことが確認されている。

1993年北海道南西沖地震

森町赤井川における駒ヶ岳火砕流堆積物の2次堆積物（礫混じり火山灰質砂）の液状化

これらは何れも火砕流堆積物の再堆積したものであるが、1次堆積の火砕流堆積物の被害例は報告されていない。また、降下火砕物の地震被害についても報告例はない。従って、地震時における火山灰の被害についてはその2次堆積物や盛土などに注目しておけば良いように思われる。

千歳市郊外の沖積平野における火砕流堆積物（支笏軽石流堆積物）の2次堆積物を対象にした液状化試験結果によると、図-11に示すように、繰り返し強度比は道路橋示方“耐震設計編”に基づいて求めた予測値よりも平均的に0.2程度大きな値を示している。さらに、液状化の検討結果から、液状化安全率 $F1 \geq 1.0$ となり

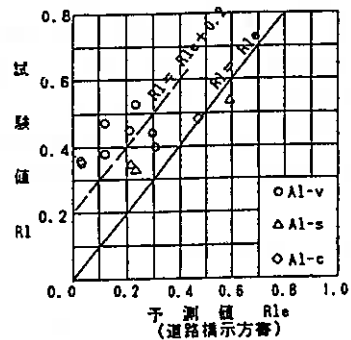


図-11 液状化強度の比較

v: 火山灰 s: 差質土 c: 粘性土

液状化の可能性が少ないとの判定が得られている。¹³⁾ これに対し、苫小牧市郊外における同様な堆積物を対象にした調査では、繰り返し強度比は千歳市郊外と同様の傾向を示すが、液状化安全率F1は1.0前後と求まりサンドコンパクションパイル工法による耐震工法が採用されている。両地区とも道路盛土を計画したものでありながら、同じ母材の2次堆積物であっても異なった判定がなされている。

6. むすび

北海道の火山灰の性質については、地盤工学会北海道支部が平成9年にまとめた「北海道火山灰土の利用と性質」に詳しく述べられている。これらを参照するにあたり、火山灰の性質がその成因や産状に支配されていることを理解した上で活用していただければ幸いである。火山灰は、火砕流や降灰による直接的災害、或いは、2次的災害である泥流または土石流などをもたらし、我々の生活を常に脅かしている。これらの防災対策を考える上でも、火山灰の成因とその性質を知ることが重要なことであろう。

また、火山灰は夫々の堆積年代が明らかにされてきているので、それによっておおわれた遺跡の年代を同定したり、活断層や地すべりの活動時期を特定することなどにも利用されている。そういった面でもおおいに活用していきたいものである。

参考文献

- 1) 町田 洋 : 火山灰は語る、青樹書房、pp30.
- 2) 荒牧 重雄 : 火山とその産物、深田研ライブラリー、pp128、1999.
- 3) 北海道火山灰命名委員会編 : 北海道の火山灰、pp.1~2、1982.
- 4) 荒牧 重雄 : 火山とその産物、深田研ライブラリー、pp65、1999.
- 5) 若松幹男・近藤努 : 北海道の火山灰質土、土と基礎、Vol.37 - 9、1989.
- 6) 若松幹男 : 支笏流下火山灰の2、3の性質、土質工学会北海道支部技術報告集、Vol.14、pp.27~32、1974.
- 7) 若松幹男・池田晃一・二ツ川健二 : 支笏流下火山灰の2、3の性質 (その2)、
土質工学会北海道支部技術報告集、Vol.16、pp.147~154、1976.
- 8) 成田収司・若松幹男・持田文弘 : 支笏軽石流堆積物の力学的性質、
土質工学会北海道支部技術報告集、Vol.31、pp.127~132、1991.
- 9) 高田 誠 : しらす地盤の地盤工学的特性に関する研究、pp123.
- 10) 前田隆・相馬 之・山田耕士 : 有機質火山灰土 (黒ボク土) の理工学性、
土質工学会北海道支部技術報告集、Vol.21、pp.133~138、1981.
- 11) 北郷繁・土岐祥助・中村耕次・八畝時雄・鈴木輝之 : 1968年十勝沖地震による火山灰および砂地盤の沈下、
土質工学会北海道支部技術報告集、Vol.9、pp.11~22、1969.
- 12) 北郷繁・土岐祥助・三田地利之・鈴木輝之・鈴木武 :
火山灰の2,3の土質力学的特性と清田団地における震害 (1968年十勝沖地震)、
土質工学会北海道支部技術報告集、Vol.9、pp.23~30、1969.
- 13) 峰田一彦・三浦清一・真田英夫・益村公人 : 火山灰土の動的強度と地盤の改良について、
土質工学会北海道支部技術報告集、Vol.31、pp.69~76、1991.

最大凍結指数と道路の凍結深さに関する研究 (2)

北海学園大学大学院 学生員 ○上田 真一
 北海学園大学工学部 正会員 久保 宏
 北海学園大学大学院 学生員 金岡 優樹
 北海学園大学大学院 学生員 小柳 俊敬

1. はじめに

北海道を含む積雪寒冷地における道路の凍上対策工法として一般的な工法は、凍上性の土を必要な深さまで掘削して砂利、碎石等の凍上を起こしにくい骨材で置換える置換工法である。この置換え深さは設計期間をn年(一般には10年)に一度生じると推定した凍結深さの70%の値、実測値や経験的にわかっている値、あるいは気象観測データから得られる凍結指数などをもとに総合的に決定されることになっている¹⁾。現在の北海道における舗装道路は、北海道開発局による道路工事設計基準(昭和47年度)をもとに定められており、北海道内の開発建設部管内ごとに示されている。その一方で、近年地球環境の変化に伴い積雪寒冷地でも温暖化が進行し、北海道においてもその傾向が見られる。特に1988年以降、現在に至るまではその影響が顕著に示されている。本研究では、①北海道内各地の気象データから最近30年間の気象傾向を踏まえた上で、最大凍結深さの推定に用いられる凍結指数を算定する。②現在、設計基準として適用されている置換え深さに対し、安全性と合理性を兼ね揃え現状に適した置換え深さを再検討することなどを目的としている。

2. 北海道の各主要都市における凍結指数

図-1は、北海道各地を最近30年間(1970年~1999年)にわたって凍結指数で示したもので、図-2はその平均を示したものである。このとき、AMeDASデータ(1976年~1999年)及び各地測候所(1970年~1975年)の地上気象観測時日別データから1970年~1999年までの30年間の北海道内各地を凍結指数で表す。この凍結指数は、寒さの度合を示す指標であり、北海道各地の最近30年間における気温の傾向を顕著に示している。また、AMeDASデータは、1976年頃から整備されているため、場所によってそれ以前のデータが揃わなかった。そのため、それ以前のデータは、地上気象観測時日別データにより主要な数十個の市町のみデータが集められた。図-1では、その15の地域について示したものであるが、北海道でも内陸部に位置する旭川、帯広などの冷え込みの厳しい地方を中心に凍結指数が大きくなっている。逆に道南地方や海岸部沿いに位置する函館や室蘭など比較的温暖な地方では、凍結指数が小さくなっている。また、北海道全体を平均的な凍結指数で示した

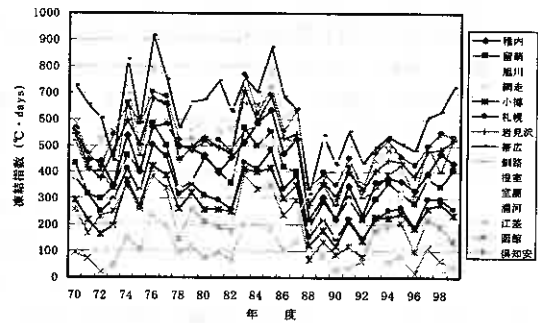


図-1 北海道各地の凍結指数の推移

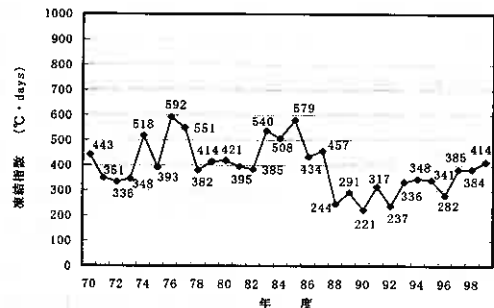


図-2 北海道各地の凍結指数の平均推移

Investigations of Frost Penetration in Pavements with Maximum Freezing Index;
 Shinichi Ueda (Hokkaigakuen Univ.), Hiroshi Kubo (Faculty of Engineering, Hokkaigakuen Univ.)
 Yuki Kanaoka (Hokkaigakuen Univ.), Toshinori Koyanagi (Hokkaigakuen Univ.)

図-2 では、1970 年代及び 1980 年代中頃に凍結指数が 500 (°C・days) を超える程の寒い冬が続いていたことがわかる。一方、1988 年以降、凍結指数が急激に低くなっており、300 (°C・days) より小さくなる年が数年続いていることから確実に温暖化の影響が関係していると思われる。しかしながら、1988 年から現在に至るまで少しずつではあるが、平年並みの傾向に戻りつつある。

3. n 年確率凍結指数

そこで本研究では、アスファルト舗装要綱（以下アス要綱という）をもとに n 年確率凍結指数による計算で凍結深さを推定することにした。同時に統計処理された凍結指数が凍結深さを推定するのに適しているかどうか検討した。凍結指数の度数分布曲線は、対数正規分布曲線によく合致することから、凍結指数の n 年確率値を推定する場合は、各年の凍結指数を対数値に変換して推定する。ここで、n 年確率凍結指数 X は①式によって求める²⁾。

$$\log_{10} X = \sigma_0 + \log_{10} X_0 \dots\dots\dots ①$$

ここに、 σ_0 : $\log_{10} X_i$ の標準偏差

X: n 年確率凍結指数 (n 年に一度起こると推定した凍結指数、°C・days)

X_0 : 凍結指数対数値の平均値 ($\sum_{i=1}^k \log_{10} X_i / k$) = $\log_{10} X_0$

X_i : 各年の凍結指数 (°C・days)

ξ : 確率年数 (n) に対応する統計値

k: データ数 (個)

とする。

表-1 帯広市の 10 年確率凍結指数 (1990 年~1999 年)

帯広 年度	計算値				
	凍結指数 X_i	$\log_{10} X_i$	$\log_{10} X_i - \log_{10} X_0$	$(\log_{10} X_i - \log_{10} X_0)^2$	凍結期間
90	426	2.629	-0.096	0.0092	98
91	552	2.742	0.017	0.0003	110
92	433	2.636	-0.089	0.0078	116
93	491	2.691	-0.034	0.0012	125
94	534	2.728	0.003	0.0000	88
95	504	2.703	-0.022	0.0005	98
96	479	2.680	-0.045	0.0020	109
97	607	2.783	0.058	0.0033	102
98	627	2.797	0.072	0.0052	126
99	720	2.857	0.132	0.0175	118
計	5372	27.246	—	0.0471	
平均	537	2.725	—	0.0052	

この表-1 と下記の計算例は、帯広市の 10 年確率凍結指数 (1990 年~1999 年) を求める過程を示している。なお、統計値は確率年数 n に対応させることにした。

ここで①式により、

$$\begin{aligned} \log_{10} X_0 &= \sum \log_{10} X_i / k \\ &= 27.246 / 10 \approx 2.725 \\ \sigma_0^2 &= \sum (\log_{10} X_i - \log_{10} X_0)^2 / (k - 1) \\ &= 0.0471 / 9 \approx 0.0052 \\ \therefore \sigma_0 &\approx 0.072 \end{aligned}$$

X_0 の確率年数10年に対する ξ の値は

$$\xi = 1.28$$

$$\begin{aligned} \text{①式より、} \log_{10} X &= \sigma_0 \cdot \xi + \log_{10} X_0 \\ &= 0.072 \times 1.28 + 2.725 \\ &\approx 2.817 \end{aligned}$$

$$\therefore X = 656 \text{ (}^\circ\text{C}\cdot\text{days)}$$

となる。

本研究では、この計算例のように北海道内の AMeDAS データ観測地点 162 の市町村を 10 年確率と同様に 20 年、30 年についても 20 年確率及び 30 年確率として算出した。また、この他に 30 年間の 10 年、20 年、30 年それぞれ最も大きいもの（最大）、 n 年の大きい方から $(n/10)$ 個の平均（最大平均）を求めた。これは「 n 年確率」の手法以外に様々な手法が用いられてきたことも考慮し、それらを比較検討するためである。それを示すのが図-3 である。ただし、30 年確率は図に示す 15 市町に限る。また、図-4 はその 15 市町における手法別の凍結指数をそれぞれ平均したものである。

現在のアスファルト舗装要綱では、1980 年～1989 年の AMeDAS データを用いて計算した 10 年確率の一覧を示している。しかし、この 1980 年代は特に寒い年が多く凍結指数が大きい。（図-1 及び図-2 参照）そのため、道路の設計にこの 10 年（1980 年～1989 年）の AMeDAS データを用いた場合、その後 10 年間は過大設計になるという問題が生じてくる。

一方、図-3 では 10 年確率及び 10 年最大は他に比べ特に低く推移している。最近 10 年（1990 年～1999 年）の AMeDAS データを用いた場合、その後、極端に寒い年がきたときに対処できない危険性も考えられる。このことから、両者とも安全性や経済性に欠けてしまうことが予想できる。また、図-4 では 20 年（1980 年～1999 年）では確率と最大はほぼ同じ値を示し、最大平均が若干低い値になっている。また 10 年、20 年では確率と最大はそれぞれほぼ等しい値であったが、30 年（1970 年～1999 年）については異なった傾向が見られ、確率が最大に比べ、約 10% 程度大きい増加率となっている。このことから、過去 30 年において確率は最大をも超えてしまっているため、経済的なことを考慮すると 30 年確率を用いるには大きすぎると判断できる。本研究では、この中において実験計画法により北海道内 15 市町について 10 年、20 年、30 年を確率、最大、最大平均について検定し、10 年と 20 年、10 年と 30 年には有意差があることが確認でき、20 年と 30 年について有意差がないことを確認した。また、20 年確率及び最大と 30 年最大平均では、図に示す市町以外の過去 30 年間の AMeDAS データが揃っていないことやアス要綱では、凍上に対する対策を検討する場合の基準として n 年確率凍結指数を用いていることなどを総合的に判断すると、道路の凍上対策上の設計には 20 年確率を用いるのが現時点では適当と考えられる。

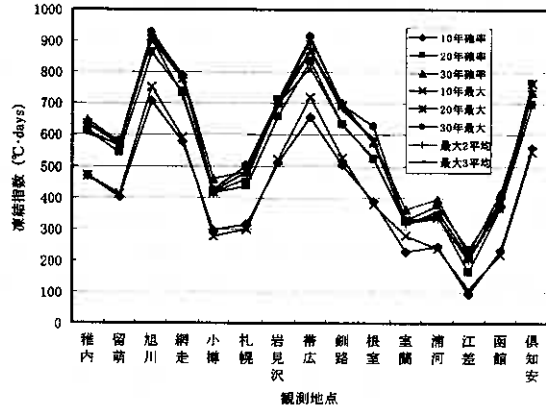


図-3 北海道各地における手法別の凍結指数

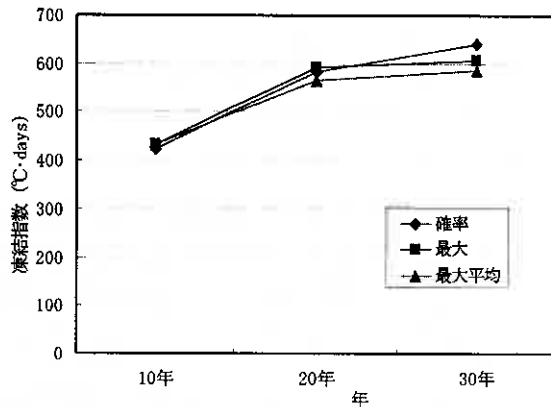


図-4 手法別における凍結指数の平均値

4. 北海道各地における道路の置換え深さ

北海道における舗装道路は、北海道開発局による道路工事設計基準（昭和47年度）をもとに定められており、北海道内の開発建設部管内ごとに示されている。この置換え深さは設計期間をn年（一般には10年）に一度生じると推定した凍結深さの70%の値、実測値や経験的にわかっている値、あるいは気象観測データから得られる凍結指数などをもとに総合的に決定されることになっている。表-2は北海道内の管内全般における置換え厚さの標準値を示したものである。ただし、隣接の建設部管内近くにおいては適宜調整することになっている³⁾。

表-2 路線別置換え深さ（凍上抑制層を含めた舗装合計厚）

札幌（石狩・空知）	80～90cm	留萌（留萌）	80～90cm
小樽（後志）	70～80cm	稚内（宗谷）	80～90cm
函館（渡島・松山）	50～70cm	網走（網走）	80～100cm
室蘭（胆振・日高）	70～90cm	帯広（十勝）	100～110cm
旭川（上川）	90～100cm	釧路（釧路・根室）	80～100cm

現在、アスファルト舗装要綱では、道路の凍結深さを推定する方法として凍結指数のみから求める簡易式が示されており、この式は一般式として寒冷地における舗装の凍結深さを推定する場合に用いられている。この簡易化した②式に示す修正 Berggren の式は、路盤の一部に断熱材のような非含水性のものやアスファルト混合物、セメントコンクリートからなる舗装構造に適用しても実用上問題がないことがわかっている。

本研究では気象観測データによって求めた凍結指数及び凍結日数から、修正 Berggren の式を用いて、北海道各地の凍結深さを推定することにする。また計算に用いた土質及び熱常数の入力条件は、それぞれ表-3、表-4に示す⁴⁾。

$$Z = \alpha \sqrt{48 F / (Lw / K) \text{eff}} \dots\dots\dots \text{②}$$

ここに、

Z：推定凍結深さ（cm）

$$(Lw/K)_{\text{eff}} = \frac{2}{X^2} \left\{ L_1 d_1 \left(\frac{d_1}{2K_1} \right) + L_2 d_2 \left(\frac{d_1}{K_1} + \frac{d_2}{2K_2} \right) + L_3 d_3 \left(\frac{d_1}{K_1} + \frac{d_2}{K_2} + \frac{d_3}{2K_3} \right) + \dots\dots\dots + L_n d_n \left(\frac{d_1}{K_1} + \frac{d_2}{K_2} + \dots\dots + \frac{d_n}{2K_n} \right) \right\}$$

X = d₁ + d₂ + …… + d_n：予想凍結深さ（cm）

d_n：予想凍結深さ内の各層の厚さで、

d₁は最上層の深さ（cm）

K_n：各層の熱伝導率（cal/cm/s/°C）

L_n：各層の融解潜熱（cal/cm³/°C）

α = f（μ・τ）：補正係数

μ = Q_{w t}・F / L_{w t}・t：融解パラメータ

τ = C₂ | C₁ | = C₂・t / F：熱比

C₁ = F / t：凍結期間中の平均気温（°C）

C₂：年平均気温（°C）

F：凍結指数（°C・days）

t：凍結期間（days）

表-3 土質の入力条件

含水比 (%)	乾燥密度 (g/cm ³)
15	1.8

表-4 熱常数の入力条件

熱伝導率 (K) (cal/cm/s/°C)	熱容量 (Q) (cal/cm ³ /°C)	融解潜熱 (L) (cal/cm ³)
0.0062	0.509	21.6

$$Q_{wt} = (Q_1 d_1 + Q_2 d_2 + \dots + Q_n d_n) / X$$

: 加重平均による熱容量で、

Q_1 は最上層のもの (cal/cm³/°C)

$$L_{wt} = (L_1 d_1 + L_2 d_2 + \dots + L_n d_n) / X$$

: 加熱平均による融解潜熱で、

L_1 は最上層のもの (cal/cm³)

とする。

図-5 は、寒冷地道路舗装の必要な置換え厚さのものとなっている理論最大凍結深さと舗装構造との関係を模式的に表したものである。この模式図は、北海道で算出される道路用材料について、現地での平均的な含水比と乾燥密度をもとに凍上を起こしにくい様な地盤として考える。以上より、図-3 で示す 20 年確率凍結指数を用いて、15 市町を含む北海道各地の AMeDAS データ観測地点を対象として推定した道路の凍結深さを表-5 に示す。またその他に表-5 では、国道及び農道の置換え深さと現在もなお基準とされている置換え深さも示す。

本研究では、道路の置換え深さについて理論最大凍結深さの 70% 値を国道、65% 値を農道とすることを提案し、現在国道等に適用されている置換え深さの基準値と比較検討を行った。実際には北海道 162 の AMeDAS データ観測地点についても検討したが、ここでは 15 市町のみ参考としてあげる。図-6 はそれをグラフ化したものであり、各地域の置換え深さはそれぞれによってバラツキが見られる。旭川、網走、岩見沢などは現在の国道の置換え深さよりも 10cm~15cm 程度大きくなる。一方、札幌、小樽、室蘭などは国道の置換え深さを 10cm~15cm 程度小さくすることも可能であると考えられる。北海道全域についても図-6 に示す 15 市町の同じような傾向が表れており、現在適用されている基準値よりも合理的な舗装構造にすることができる地域もあることがわかる。

5. 結論

北海道全域における 20 年確率凍結指数についての検討結果と、その周辺道路の置換え深さに関してまとめると次のようになる。

- 1) 最近の気象温暖化の影響により、北海道全域で凍結指数が減少傾向にある。
- 2) アスファルト舗装要綱 (1980 年~1989 年) による 10 年確率凍結指数を用いて、道路を設計するのは現状には合っていない。

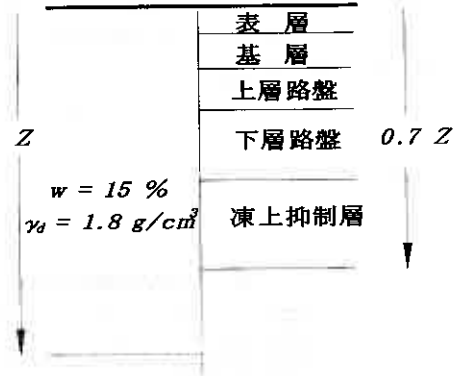


図-5 理論最大凍結深さと舗装構造の模式図

表-5 北海道各地の道路の置換え深さ

15市町	理論最大凍結深さ	置換え深さ (国道)	置換え深さ (農道)	現在の基準置換え深さ
稚内	120	84	78	80~90
留萌	110	77	72	80
旭川	148	104	96	90
網走	136	95	88	80
小樽	92	64	60	80
札幌	95	67	62	80
岩見沢	127	89	83	80
菅広	146	102	95	100
釧路	123	86	80	80
根室	108	76	70	80
室蘭	79	55	51	70
浦河	82	57	53	80
江差	52	36	34	60
函館	85	60	55	60
倶知安	132	92	86	80

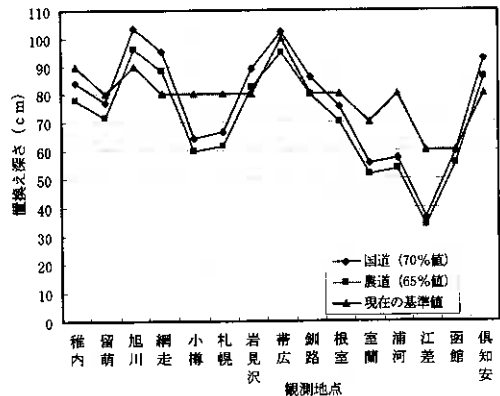


図-6 北海道各地の道路の置換え深さ

- 3) AMeDAS データは 1976 年から整備されており、それ以前のデータが揃わないため 30 年間のデータによる北海道の全 AMeDAS 観測地点を再検討するのは現段階では難しい。
- 4) 北海道の全 AMeDAS 観測地点における道路の凍結深さが推定可能になることから、20 年確率凍結指数で示すのが望ましい。
- 5) 内陸部の国道については、場所によって置換え深さを 10cm 程度大きくするのが望ましく、沿岸部では、10cm～20cm 程度小さくできる地域もある。

参考文献

- 1) 土質工学会編：土の凍結—その理論と実際—、pp.186～192、1989 年 7 月
- 2) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱、pp.283～288、1992 年 12 月
- 3) 北海道開発局：道路工事設計基準（昭和 47 年度～49 年度）、pp.1～12、1972 年
- 4) 日本道路協会：道路土工—排水工指針、pp.164～166、pp.230～232、1990 年 1 月

既製コンクリートL型擁壁の凍上対策に関する屋外実験

北見工大院 学員 山田知也
 北見工大 正員 鈴木輝之
 北海道土木設計㈱ 竹本 健
 L型擁壁研究会 本堂直和

1. まえがき

寒冷地において地盤が凍上すると、道路舗装面の破損、あるいは建物の持ち上がりなど、地盤と接する構造物に様々な被害をもたらす。近年、北海道のような典型的な積雪寒冷地に限らず、山間地などの開発の進展によって従来は凍上があまり問題とされていなかった地方でも凍上被害の発生が見られるようになってきている。また、環境問題が何かと叫ばれる中、土木構造物においても耐用年数を伸ばし、コスト削減のための構造物自体のミニマム化が図られるなど、より高度化・複雑化が進んでいる。しかし、これに対応する凍上の研究と実務的な対策技術の進歩はまだ十分な状況にはない。

本研究の目的は、積雪寒冷地に位置する北見工業大学敷地内において幅 18m、高さ 1.5mの既製コンクリートL型擁壁を試験設置し、地盤凍結期における背面盛土の凍結状況、壁体変位などの観測を行い凍結土圧発生時の挙動の解明と合理的かつ具体的な凍上対策を導こうとするものである。尚、本報告は1999年10月から2000年10月までの1年間のデータをもとに考察を行っている。

2. 実験内容

試験壁の正面図、平面図を図-1に、壁体断面を図-2に示す。幅 2m、高さ 1.5m(底盤長 1.7m)の既製コンクリートL型擁壁を計9基設置した。試験壁は3ブロックごとに3つの区間に分けて、各々で背面処理の条件を変化させた。試験壁に用いた土の土質試験結果は表-1に示す。

1) 火山灰区間 (図-2(a))

非凍上性の火山灰で裏込めした区間で、これを置換工法による凍上対策区間とみなしている。

2) 断熱材区間 (図-2(b))

壁面ブロックの裏側に厚さ 100mmの透水性発泡ポリスチレンの断熱材を設置して壁面からの凍結浸入(熱流出)を防いでいる。これを断熱工法による凍上対策区間とみなしている。裏込め土は凍上性の粘性土である。

3) 粘性土区間 (図-2(a))

凍上性の粘性土で裏込めした区間で、これを凍上対策を施していない無処理区間とみなしている。

隣接するブロックの連結は行っていない。またこれら3つの区間仕切りとして厚さ 100mmの透水性発泡ポリスチレンの断熱材を用いている。

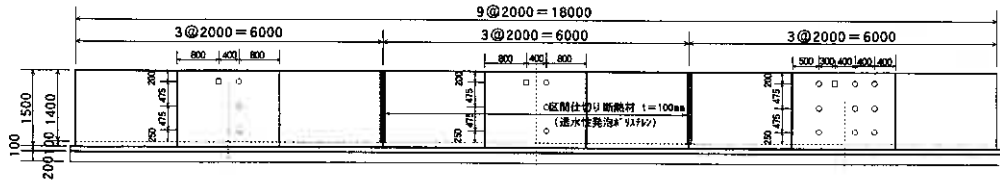
図-1に示す○印はひずみゲージの貼り付け個所で、裏込め側コンクリート表面に立壁3箇所、底盤に1箇所設置した。□印は傾斜計の設置個所で裏込め側立壁に1箇所、底盤に1箇所設置した。尚、図には示していないが温度測定についてはひずみゲージの約10cm隣に銅-コンスタンタン熱電対をセンサーとして設置(立壁3箇所・底盤1箇所)している。また、立壁部表面の温度も各区間中央ブロックにて計測している。

Field experiment on prevention measure of precast concrete retaining wall to ground frost heave action ; T.Yamada,T.Suzuki(Kitami Institute of technology),T.Takemoto(Hokkaido Dobokusekkei Co.,Ltd),N.Hondo(retaining wall research group)

表-1 試験壁に用いた土の性質

土粒子の密度 (g/cm ³)		粘性土	火山灰
粒度試験	礫分 (%)	6	14
	砂分 (%)	57	64
	シルト分 (%)	27	18
	粘土分 (%)	10	4
締固め試験	ω_{opt} (%)	28.8	29.0
	ρ_{dmax} (t/m ³)	1.31	1.15
凍上試験 ¹⁾	凍上速度 (mm/hour)	0.41	0.02
施工時含水比 (%)		34.2	19.7

正面図 単位：mm



平面図 単位：mm

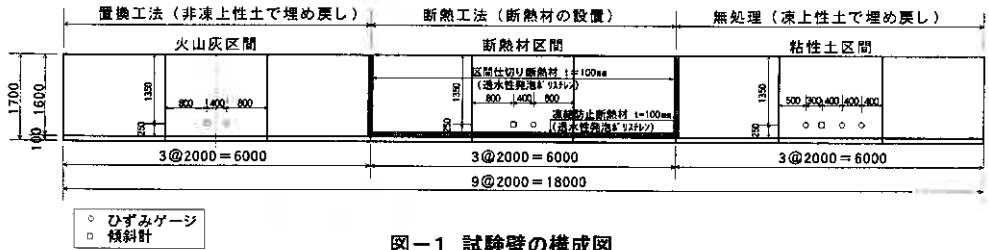


図-1 試験壁の構成図

断面図 単位：mm

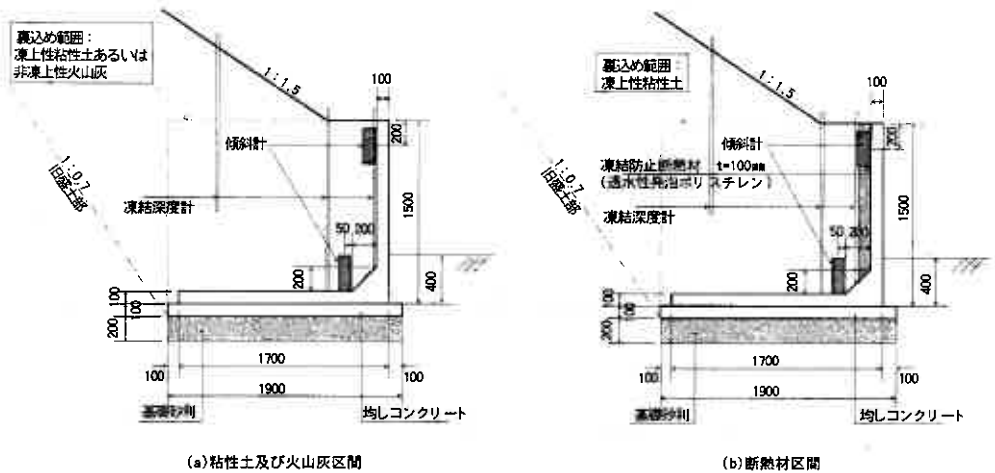


図-2 試験壁の断面図

外気温については隣接する場所で百葉箱にて測定している。これら温度はひずみ、傾斜とともに2時間間隔で自動計測した。

背面盛土中の凍結深さは、各区間において壁面ブロック後方に設置した3本のメチレンブルー凍結深度計によって求めた(図-2)。その他壁体コンクリートの持ち上がり、水平方向の張り出し量を1週間に1回の測量によって計測した。また、壁面にとって厳しい条件になるよう立壁前面は除雪を行い壁面が常に寒気に曝されるようにし、背面土表面は除雪を行わなかった。

以上が、本試験で行った全ての計測内容であるが、本報告中では凍結深度計によって測定された背面土中の凍結面形状と、傾斜計によって測定された壁体の傾斜量、測量結果による壁体コンクリートの持ち上がり量に絞って検討を行う。

3. 観測結果及び考察

3.1 気象条件

図-3に試験地点での日平均気温とその累計、そして積雪深を示す。11月下旬から寒気が現れ、日平均気温はマイナスになった。11月下旬から3月下旬まで寒さが続き、その間日平均気温が0℃以上の日は12月と3月に1回ずつ観測されている。1月27日にこのシーズン最低の-19.6℃が記録された。北見市における近年の寒さの記録としては'85~'86にかけての1119℃・dayがある。

最近の温暖傾向の中、このシーズンの凍結指数876.7℃・dayは比較的

大きな値といえる。ちなみに昨シーズンは786.2℃・dayであった。また、積雪深は1月21日に117cmで北見での観測記録史上最大²⁾が記録されている。

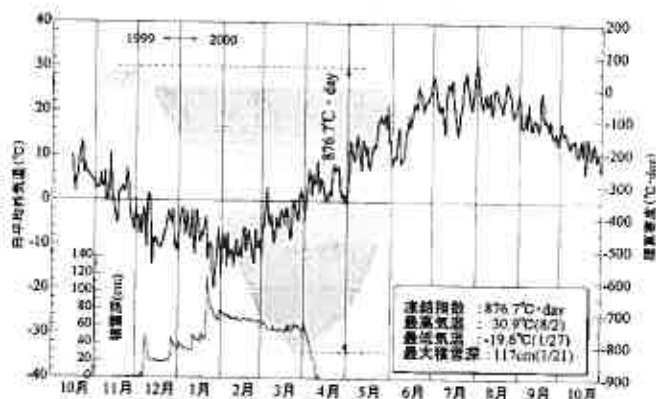


図-3 日平均外気温と積算寒度、積雪深の推移

3.2 実測凍結面形状

図-4にメチレンブルー凍結深度計の実測データから求めた各区分間における凍結面の推移を示す。(a)火山灰区分間と(b)粘性土区分間は背面土表面と壁面表面

の2面から熱流出がある。背面土表面が寒気に曝されることによって、凍結面は法面と平行に進行する。立壁背後の凍結面は、壁面の上下両端に続く水平面(上部小段と下部地表)の影響で壁面とは平行にならず少し傾きを持って進行する。(b)断熱材区分間では立壁背面に断熱材(厚さ100mm)を埋設しているの、凍結面進行は主に背面土表面からの熱流出(凍結侵入)に支配される。しかし、今回の観測では火山灰、粘性土区分間ほどではないにせよ、若干壁面からの熱流出があり、断熱材背面付近で凍結面が傾いている。この傾きが後述する断熱材区分間の壁の変形をもたらせた

と思われる。断熱材自体の性能や施工方法などについて今後検討する必要がある。各区分間においてこのシーズンの凍結深さは3月初旬で最も大きくなった。火山灰区分間と粘性土区分間の凍結線を比較すると、若干火山灰区分間の方が凍結は深く入っている。また、凍結線間隔は火山灰区分間の方が広く、凍結進行速度が粘性土区

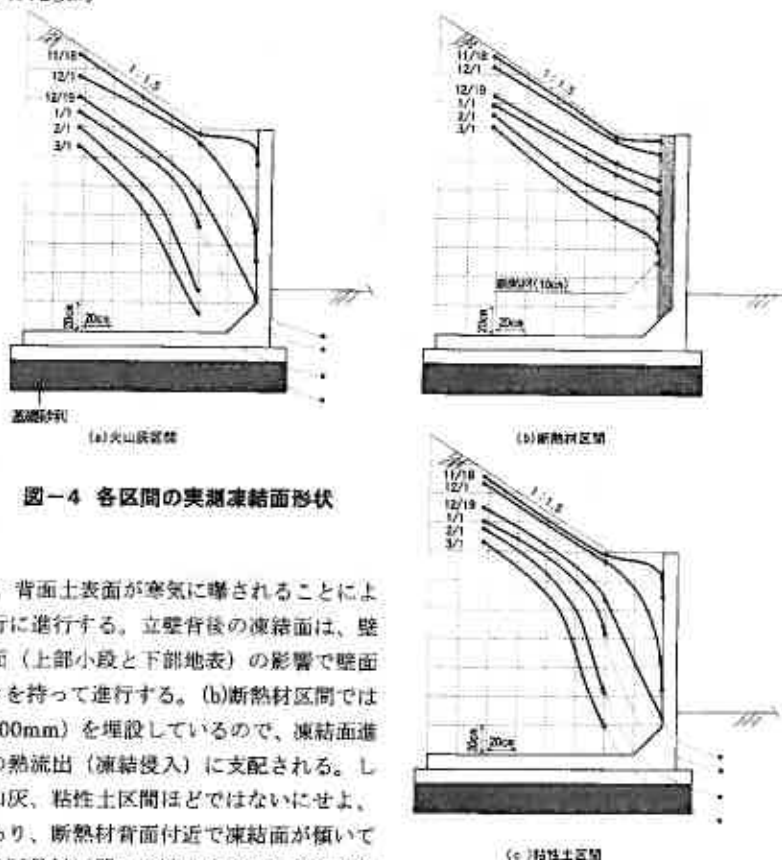


図-4 各区分間の実測凍結面形状

間に比べて速くなっており、土の熱物性の違いが現れている。

3.3 上部盛土(法面)の影響

図-5、図-6は火山灰区間でシーズン中の凍結深さが最大になった時、すなわち図-4での3月1日の凍結面を想定しシミュレーションを行った結果である。このシミュレーションプログラムは多数アンカー式補強土壁での実測値とシミュレーション結果³⁾との比較によって有用性が確認されている。図-5は本試験と同じ条件でのもので、図-6は上部盛土(法面)がない場合を想定したものである。その他必要な入力条件(土の熱物性値、気象条件など)は両者同一のものである。凍結土圧は凍結線に垂直に発生することが解っている⁴⁾、壁面に対し凍結線が平行であればあるほど壁体にとって不利な条件となる。図-5と図-6を比較すると図-5の法面(1:1.5)がある場合の方が凍結線の傾斜は大きく壁面に対してより平行であることがわかる。今回の試験壁ではこの法面を付けたことにより凍結土圧発生時に、より顕著な壁体の挙動が観測されるはずである。既製コンクリートL型擁壁の適用高さは1~4mである⁵⁾。壁高が大きくなるにつれ壁面上下両端に続く水平面の影響が少なくなるので凍結線は、より壁面に対し平行となるはずである。今後シミュレーションを行うことにより実測値との比較から有用性を導き、様々なケースでの状況を把握する必要がある。

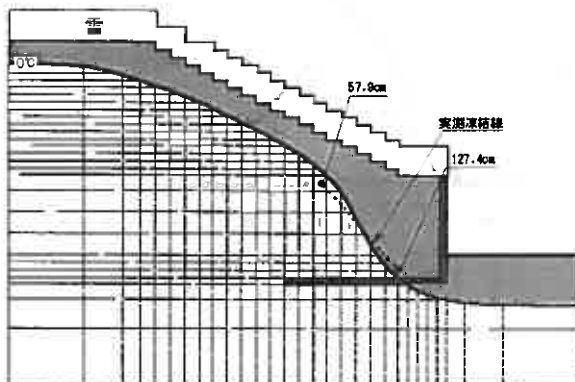


図-5 火山灰区間:上部盛土がある場合(3月1日)

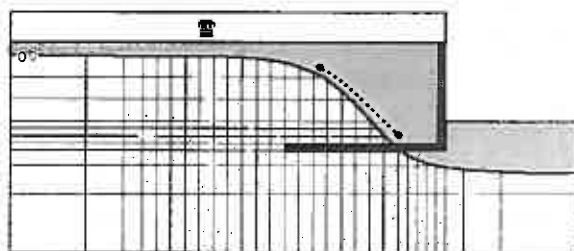


図-6 火山灰区間:上部盛土がない場合(3月1日)

3.4 壁体の傾斜

図-7に立壁の傾斜量の推移を示す。11月中旬に立壁の傾斜が認められ、同月下旬にはいったん傾斜はゼロになった。凍結が浅い時期、例えば、図-3の11月中旬から12月上旬にかけては、短期的な気温変動の影響が壁体変形の進行に敏感に影響していることが解る。これは平坦地での凍上圧測定での結果と非常に良く類似したものである⁶⁾。大きな変形を示した粘性土区間でのコンスタントな立壁の傾斜は11月下旬からといってよい。全体として3月下旬にピークをむかえ、断熱材区間、粘性土区間では完全に凍土がなくなる5月中旬以後も残留傾斜量が残る、壁は傾いたままである。これに対して火山灰区間ではほとんど傾斜が認められず、置換工法の効果が顕著である。粘性土区間では3月下旬に最大で 3.7° の傾斜が認められた。断熱材区間においては最大で 2.2° の傾斜が認められ、粘性土区間の約1/2の傾斜量である。断熱の効果は顕著であるが、置換工法よりは凍上対策工としての効果は薄い。前述のように凍土が完全融解後も残留傾斜量があり、この先も冬期間を何度か越すたびに傾斜が累積されていくことが想定される。図-4の(b)断熱材区間の実測凍結面形状からもわかるように断熱材背面の凍結面が傾斜している。しかしこのことは断熱工法の効果を否定するものではなく、断熱材の設定方法など検討の余地があるものと解釈している。今後いくシーズンかの観測を重ね凍上対策工としての断熱工法の定性的、定量的考察を行う必要がある。

図-8に擁壁底盤の傾斜量の推移を示す。どの区間に関しても傾斜はほとんど認められていない。すなわち、この擁壁では立壁と底盤の接点部においてクラックが入り壁体の変形をもたらしているものと思われる。

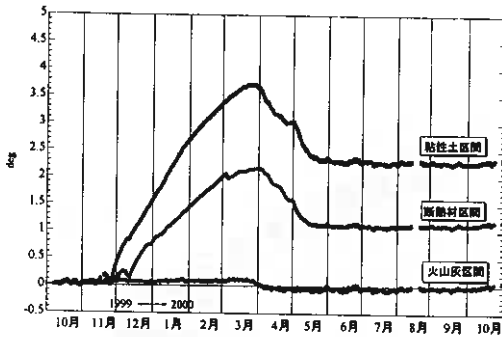


図-7 立壁の傾斜量の推移

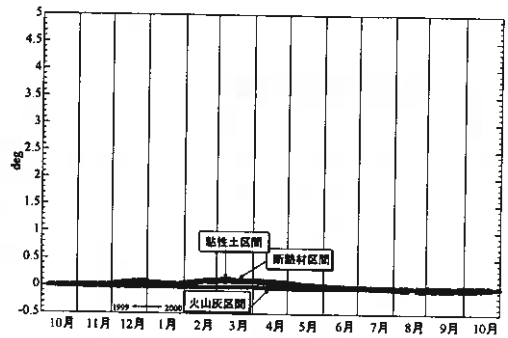


図-8 底盤の傾斜量の推移

3.5 壁体の持ち上がり

図-9 に壁体コンクリートの持ち上がり量の推移を示す。これは、各区間の中央ブロックにて立壁部の天端を水準測量した結果である。±1cm に収まっていることから測量の誤差範囲と立壁の傾斜による減少分を考えると、この壁体コンクリートは殆ど持ち上がっていないことがわかる。図-4(a)火山灰区間と(c)粘性土区間の点線で示す凍結線は、平坦地での凍結深さを元に描いたものである⁷⁾。この凍結線は確かに擁壁底盤の下まで入っているが、基礎砂利の下までにはいたっておらず、砂利が非凍上性であることが一躍買っている。

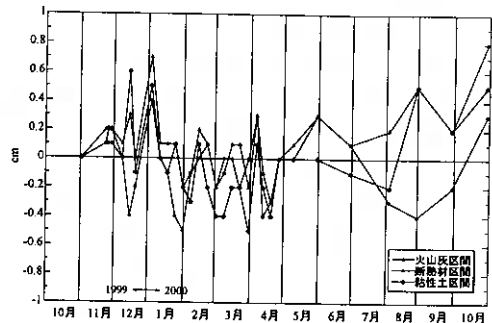


図-9 壁体コンクリートの持ち上がり量

4. まとめ

以上、試験設置した既製コンクリートL型擁壁の1999年から2000年にかけての凍結期における動態観測結果を述べてきた。得られた結果をまとめると以下ようになる。

- 1) 実測された凍結面形状は壁体の表面形状や背面土表面形状、また土の熱物性を反映している。
- 2) 上部盛土(法面)がある場合、凍結面形状は壁面に対してより平行なものとなり、顕著な壁面の変形が観測された。
- 3) 立壁の傾斜量は粘性土区間で最大3.7°、断熱材区間は約半分の最大2.2°、火山灰区間では殆ど傾斜は見られなかった。
- 4) 底盤の傾斜は殆ど無く、立壁下部で非常に大きな応力(モーメント)が働いていることが推定された。
- 5) 壁体の持ち上がりは殆ど認められなかった。

今後、合理的な凍上対策手法を見出すためには、1シーズンだけでなく何シーズンかの観測結果を元にデータ解析をする必要がある。今回触れていない壁面ブロックに加わる凍結土圧や、シミュレーションの利点を生かした様々なケースでの凍結状況を把握することにより、具体的な凍上対策が導けるものと考えている。

参考文献

- 1) 松浦綾乃,高橋邦之,鈴木輝之:新しい凍上判定試験方法と現行試験法の比較:第35回地盤工学会研究発

表会講演集,pp605-606,2000

- 2) 日本気象協会ホームページより
- 3) 宇野裕教,鈴木輝之,月館司,安達謙二,上野邦行:多数アンカー式補強土壁背面土の凍結シミュレーション:土質工学会北海道支部 技術報告集 第39号,pp.81-86,1999
- 4) 木下誠一:凍土の物理学;第4章凍上力と凍上機構,pp93-pp121,1982
- 5) 全日本建設技術協会:建設省制定土木構造物標準設計第2巻(擁壁類),1987
- 6) 鈴木輝之,中村哲也,沢田正剛,山下聡:自然地盤における凍上圧の測定;第31回地盤工学研究発表会講演集,pp1335-1336,1996
- 7) 楊照宇,山田知也,鈴木輝之,沢田正剛:自然地盤における土中温度勾配と凍上特性:第35回地盤工学研究発表会講演集,pp607-608,2000

自然地盤における土中温度条件と凍上発生

北見工大 大学院 学員○楊 照宇
北見工大 大学院 学員 濱塚智成
北見工大 工学部 正員 鈴木輝之
北見工大 工学部 正員 沢田正剛

1. 前書き

土が凍結するときに地盤が持ち上がる現象を凍上と呼んでいる。土構造物で凍上が発生すると、その構造物に重大な被害をもたらす場合が多い。特に寒冷地では、凍上対策は地盤工学分野の重要な課題の一つである。土の凍上発生のメカニズムを基本的に解明しようとする研究は多くあるが、物理的には未だ十分に解明し切れてはいないのが現状である。しかし、現象としては地盤凍上の原因となる凍結膨張は凍結面付近で発生し、その原動力となっているのは熱の動きであることは間違いない。本研究は、凍上を支配する因子の一つである温度条件に着目し、北見工業大学構内の試験フィールドにおける測定データから、土中温度条件が凍上発生をどのように支配しているかを検討しようとするものである。

2. 試験内容

観測は1999年11月～2000年4月の冬期に、北見工業大学構内の屋外凍上試験フィールドで行った。本研究に用いた装置の設置状況を図-1に示す。

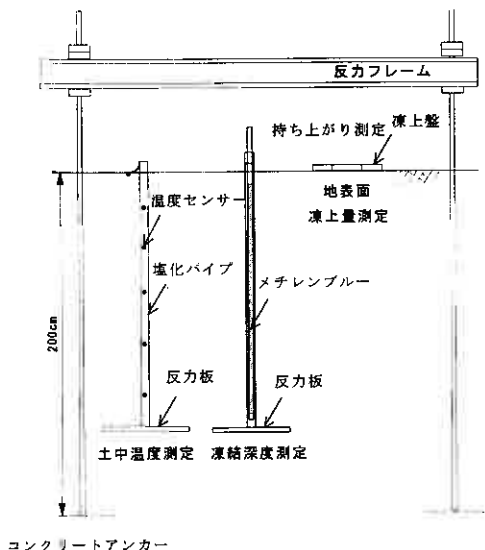


図 1 実験装置

土粒子密度		2.51 g/cm ³
粒度	砂分	44.7 %
	シルド分	39.3 %
	粘土分	13.0 %
締め固め試験	最適含水比	26.0 %
	最大乾燥	1.395 g/cm
凍上試験 (排水工指針)	凍上率	63.3 %
	凍結様式	微細霜降状凍結

表 1 フィールド土の性質

土中温度は土中に埋設した塩化ビニルパイプに銅-コンスタンタン熱電対を固定し、2時間毎に自動計測した。このとき、熱電対は地表面から地下1mまでは5cm間隔に配置し、さらに、深さ110cmと120cmの2カ所合計22カ所に配置した。また、地表面の温度は地表面から1cmの深さに熱電対を埋設し計測した。

The Temperature conditions and Frost-heaving in Natural ground, Zhaoyu YANG, Tomonari HAMATSUKA, Teruyuki SUZUKI, Seigo SAWADA, (Kitami Institute of Technology)

凍結深さはメチレンブルー凍結深度計を用い、1日1回午前10時に計測した。凍結深度計の下端は反力板で未凍土層中に固定されているため、測定値は凍結前の地表面から凍結面までの距離となる。同様に上記の塩化ビニルパイプに固定された熱電対の深さも凍上量に関係なく凍結前の地表面からの深さとなる。

凍上量の計測は直径10cm、厚さ5mmの円環状凍上板を地表面に置き、変位計でその持ち上がり量を2時間間隔で自動計測した。

試験場所は、深さ2mまでを凍上性土と置き換えて造成された均一な平垣地盤である。地盤土の性質は表-1に示す。積雪の断熱効果の影響を除くために、試験場所は常に除雪し、さらに地表面の日射条件を均一にするために、地表面への直射日光は三面に設置した垂直壁によって遮断した。

3. 計測結果

3.1 気象条件と凍結・凍上量

図2に試験地点での1999年冬シーズンの日平均気温と積算寒度、および試験地盤の凍上量、凍結深さの推移を示す。11月中旬から、マイナスの気温が現れ、地盤中の凍結は12月上旬から3月末まで継続的に進行している。3月下旬から徐々に寒気は弱くなり、4月中旬には日平均気温はプラスになる。本実験年度(99年度)の凍結指数は $871.2^{\circ}\text{C}\cdot\text{day}$ であり、ここ10年位の暖冬に比べて、少し大き目の凍結指数となっている。

11月中旬に1時的な凍上が現われ始めた。この時期の日平均気温はプラスとマイナスを繰り返したので、地盤は凍上と融解沈下を繰り返した。11月末からの寒気の始まりとともに12月中旬まで急激な凍上発生が見られた。その後凍上速度は低下し、最大凍上量は6.6cmとなった。凍結深さの進行も凍上発生とほぼ同じ過程を経て、最大凍結深さは81cmであった。

3.2 土中の温度勾配

図3に凍結初期、中期、末期における土中温度勾配の経時変化を示す。凍結初期では、凍土層が薄いため、外気温の凍土側温度勾配への影響が強く現れている(図3(a))。この場合の凍土側温度勾配は外気温が変動するにつれて同じ変化波形で変動し、その変動幅も最大 $0.28^{\circ}\text{C}/\text{cm}$ と大きな値となる。一方、凍結が進行し、凍土層が厚くなると、凍土側温度勾配に対する短期的外気温変動の影響は小さくなり、その変動幅は非常に小さくなっている。(図3(c))。また、凍結が深くなってくると、気温変化に対する凍土側温度勾配の変化に時間的な遅れが現れることも分る。この時間的な遅れは凍土の厚さと熱伝導性に支配される。たとえば凍結深さが45cm程度となる凍結中期(図3(c))では、気温変動のピークと土中温度勾配のピークとの間に20時間程度の時間的な遅れが認められる。一方、未凍土側温度勾配は、凍結の進行にかかわらず短期的な気温変動の影

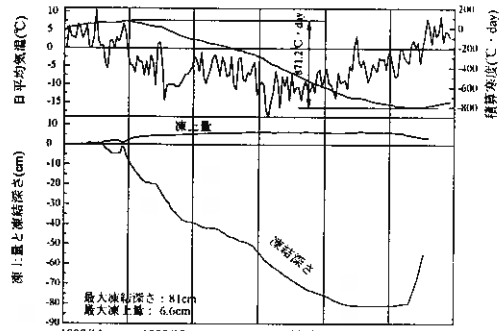
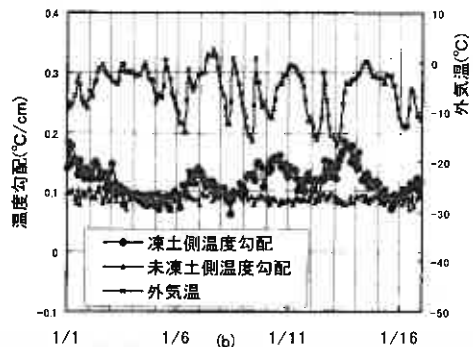
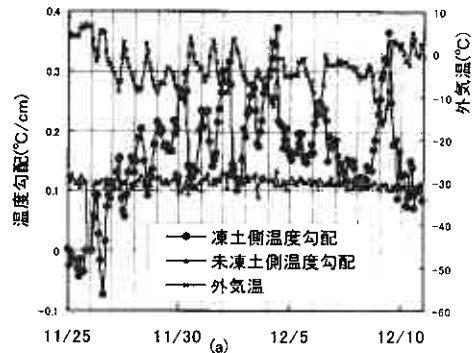


図2 日平均気温、積算寒度及び凍結・凍上の推移



響はほとんど現れず、冬期シーズンを通して漸減していることが分る。これは潜熱が発生する凍結面より下での温度勾配であること、さらに、凍土と未凍土との熱伝導性の違いによるものと考えられる。

3. 3 発生潜熱、熱流

図4に凍上発生時の凍結面付近での熱収支を模式的に示す。凍上発生時、凍結面付近では三つの熱流が想定される。一つは移動水分が凍結してアイスレンズができるときの潜熱(図4中の①)、凍上発生による熱流 $\rho_i L v_h$ である。二つ目は既存の水分の凍結による潜熱(図4中の②)凍結進行による熱流 $n \rho_i L v_x$ である。三つ目は未凍土側温度勾配が決める未凍土側からの熱流 $\lambda_u \alpha_u$ (図4中の③)である。凍土層、未凍土層各々の熱流は各層の熱伝導率と温度勾配の積で表され、図4中の熱バランスを考慮すると、次式が成り立つ。

$$\lambda_f \alpha_f = \rho_i L v_h + n \rho_i L v_x + \lambda_u \alpha_u \text{-----1}$$

ここで、 λ は熱伝導率、 α は温度勾配、 ρ_i は水の密度、 L は氷の潜熱、 v_h は凍上速度、 v_x は凍結速度、 n は含水比であり、添字 f 、 u はそれぞれ凍土、未凍土を示す。

図5に凍上量、凍結浸入量及び温度勾配から計算された凍結面付近の熱流の推移を示す。図4に示す三つの熱流の中では、凍結進行による潜熱の値が一番大きく、12月～2月は約 $0 \sim 40 \text{ W/m}^2$ の広い範囲で変動する。3月に入って、凍結速度が小さくなると、熱流はだんだん少なくなり、凍土の融解が始まると、熱流はマイナス(下向き)になる。凍上による潜熱は凍上発生初期に大きな値をとるが、その後急減して相対的に小さな値で推移している。未凍土側からの熱流はシーズンを通して変動は少なく、ほとんど一定と認められる。したがって、未凍土側からの熱流の凍上、凍結への影響は少ないといえる。凍結初期の外気温は凍土側温度勾配への影響が大きいため(図3)、凍土側から地表面へ熱流の変動も大きい。その後、凍土厚さが増すと変動は小さくなり、3月に入ると未凍土側からの熱流とほぼ同じになる。

4. 考察

凍結進行による潜熱と凍上発生による潜熱の関係を図6に示す。凍結進行による潜熱と凍上発生による潜熱の間には相関は認められない。凍上発生による潜熱は凍結初期を除いてはあまり大きく現れず、凍結進行による潜熱だけが変化した結果である。一般に、熱的バランスの関係からすれば、凍上発生による潜熱と、凍結進行による潜熱の間には反比例の関係が想定されるが、本計測の結果ではその関係は認められなかった。

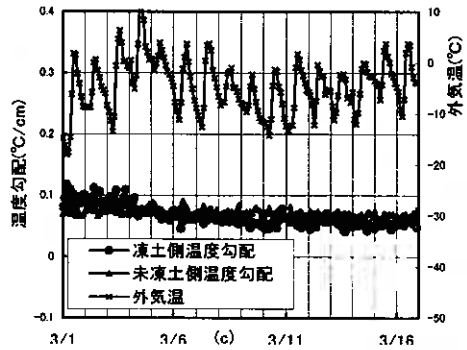


図3 温度勾配2時間間隔流れ(初期、中期、末期)

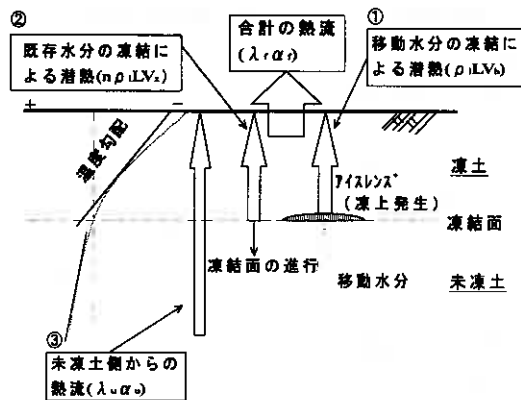


図4 土中熱流流れ

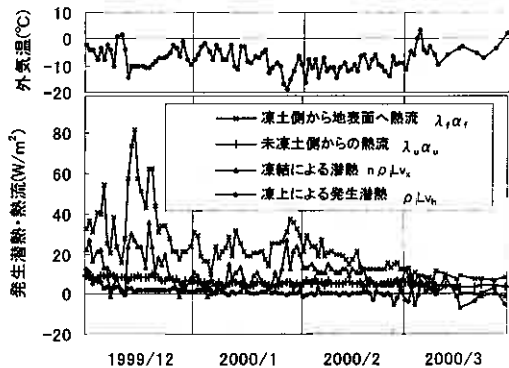


図5 土中潜熱、熱流の推移

凍土側温度勾配と発生潜熱の関係を図7に示す。凍結面付近に発生する潜熱と凍土側温度勾配の間に相関が認められる。凍土側温度勾配は凍結面付近で発生する潜熱に強く支配されていることが分る。

凍結面からの発生熱量の和と凍土側の全熱流の関係を図8に示す。両者の間には比較的良好な相関が認められるが、凍土側の全熱流が凍結面からの熱流の和より高いのは、凍土中の温度がだんだん下がることにより、顕熱を発生することなどのためと思われる。

5. まとめ

以上において、自然地盤における凍上発生時の土中温度の実測結果を検討してきた。得られた結果のうち、主なものをまとめると以下の通りである。

- 1) 凍土厚さが小さいとき、外気温の短期的変動が凍土側温度勾配へ強く影響する。凍土厚さが大きくなるにつれ、外気温の変動による、凍土側温度勾配の変動は小さくなり、さらに、時間的遅れをともなうようになる。一方、未凍土側の温度勾配は冬シーズンを通してほとんど同じ値である。
- 2) 凍上発生時には、凍結面付近に三つ熱流が想定される。この中で、凍結進行による潜熱が一番大きい。凍上発生による潜熱は凍結初期で大き目の値となるが、後に急に小さくなる
- 3) 凍結進行による潜熱と凍上発生による潜熱の間には相関は認められなかった。
- 4) 凍結面付近で発生する潜熱量と凍土側温度勾配の間には良好な相関が認められた。

6. 参考文献

- 1) 土質工学会：土の凍結——その理論と実際
- 2) 近藤純正：水環境の気象学——地表面の水収支・熱収支
- 3) 楊 照宇、山田知也、鈴木輝之、沢田正剛：自然地盤における土中温度勾配と凍上発生

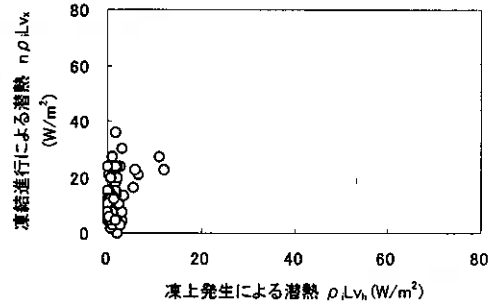


図6 凍結進行による潜熱と凍上発生による潜熱の関係

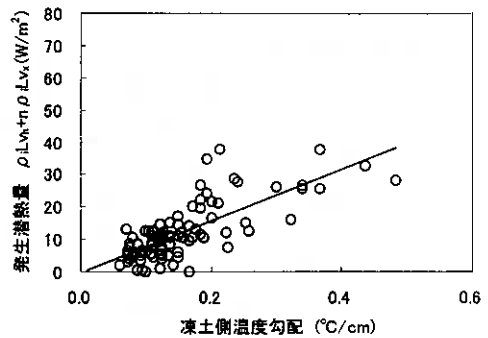


図7 凍土側温度勾配と発生潜熱の関係

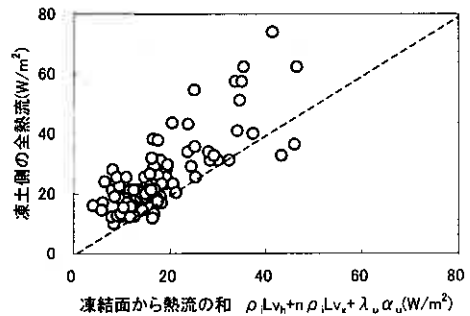


図8 凍結面から熱流の和と凍土側の全熱流の関係

土の凍上試験法に関する研究 (3) — 判定基準の決定 —

北見工業大学大学院 学生会員 ○松浦綾乃
北見工業大学大学院 学生会員 高橋邦行
北見工業大学 正会員 鈴木輝之
北見工業大学 正会員 山下 聡

1. はじめに

現在、土の凍上性判定試験は目的に応じて個々に規定されている。その代表的なものとして道路土工一排水工指針の方法や、日本道路公団試験法などがそれぞれ違う方法で行われている。しかし、凍上発生の基本原理は同じであるから、これらを包括出来るような新しい凍上試験方法を規定しようという動きが進められている。

本研究は、道路で使用する土の凍上性判定試験として行われている日本道路協会の道路土工一排水工指針による試験（以下指針法と呼ぶ）と、我々が提案する凍上試験装置による試験（以下提案法と呼ぶ）の両者を様々な角度から比較し、その相対関係を見出すことにより、現行の指針法による試験結果と提案法による試験結果とのつながりを持たせようとするものである。また、提案法の試験結果に及ぼすいくつかの因子についても検討を加えた。

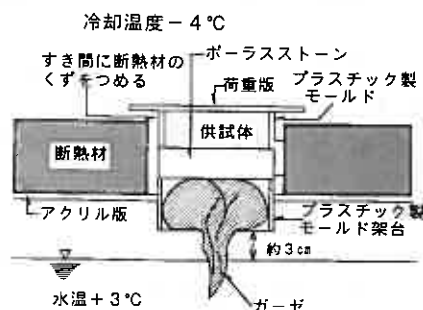


図-1 指針法装置図¹⁾

2. 両試験方法の比較

2.1 試験装置の比較

図-1 に現行の指針法における凍上試験装置を示す。この装置の構造は供試体の冷却を空気を媒体として行っており、形状的には自然地盤の凍上条件を忠実に再現した装置となっている。

凍上を支配する因子は非常に複雑多岐であるが、物理的には土質、温度、水、荷重の4要素といわれている。この4要素を任意にかつ正確に制御することを重視しているのが提案法における凍上試験装置であり、これを図-2 に示す。

指針法では、冷却庫内に図-1 の様に供試体を設置し、気中温度を -4°C 、水温を $+3^{\circ}\text{C}$ に設定して試験が行われている。これに対し、提案法では図-2 における上盤を流れる循環水を 0°C に、底盤を流れる循環水は一定の速度で温度降下させるという方法で試験を行い、これを片面温度降下試験と呼ぶ。また、この装置で上・底盤の循環水温度を一定に保つ方法は1-Step試験と呼ぶこととする。

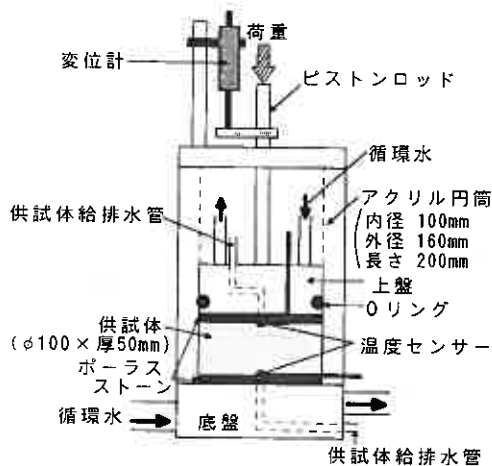


図-2 提案法装置図²⁾

2.2 凍上曲線の比較

指針法と提案法の各々の試験で得られた凍上曲線の例を図-3、図-4、図-5に示す。1-Step試験(図-5)では、上に凸の曲線となっているのに対し、指針法の試験(図-3)と片面温度降下試験(図-4)はどちらも凍上量は時間に対し直線的に増加し、一定の傾きすなわち一定の凍上速度を持っていることがわかる。

ここで各試験における供試体端面の温度の動きに注目する。提案法の片面温度降下試験では、上面は0°C、下面は温度降下速度-0.2°C/hour、1-Step試験は上面を+5°C、下面を-5°Cの一定とそれぞれ循環水の温度によって強制的に設定されている。一方、指針法の試験で設定されているのは、冷却室温と水槽の温度であり、供試体の端面温度が強制的に制御されているわけではない。図-3からわかるように、凍上進行中の供試体下面温度は0°Cで一定であり、供試体上面では冷却室内の温度が-4.0°Cに固定されているのに、一定の傾きで温度降下が起きていることがわかる。

指針法の温度降下速度は凍上発生に伴う潜熱の発生に支配されるのであり、提案法のように任意に設定することはできない。結果的には指針法による試験で起きている供試体端面温度の変化過程は1-Step試験ではなく、片面温度降下試験と非常に似ているといえる。

また、1-Step試験の凍上曲線が上に凸となるのは、凍結面の停滞が原因と考えられる。

以上のような事実を前提として、以下では指針法の試験結果と提案法の片面温度降下試験結果の比較を行った。

2.3 凍上速度と凍上率の関係

図-6に指針法と提案法の両試験で得られた凍上速度と凍上率の関係を示す。強制的に温度制御が行われる提案法では、凍上速度と凍上率の間は土の種類や荷重条件に関係なく、温度降下速度毎の曲線で表されることがわかる。また、指針法においても同様の関係が認められる。しかし、両試験法の凍上速度-凍上率関係曲線にはずれがある。例えば、温度降下速度が0.1°C/hourのとき、指針法では②曲線であるのに対し、提案法では③曲線である。

これは指針法の試験では過冷却が破れる際に供試体内部まで一気に凍結が入ってしまい、供試体全体で均一な凍上が起きていないにもかかわらず、供試体高さを3cmとして平均凍上率を算出していることなどによると考えられる。図-7で示すように、供試体初期高さ3cmのうち上から2cm位まではアイスレンズの発生

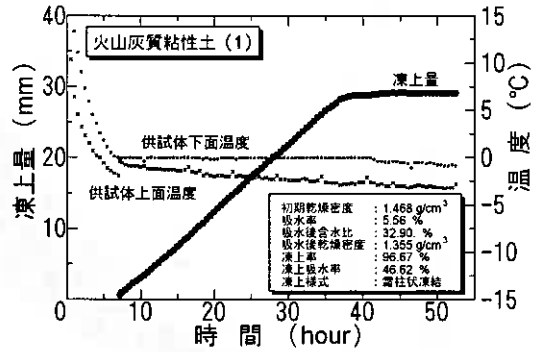


図-3 指針法による試験の一般例

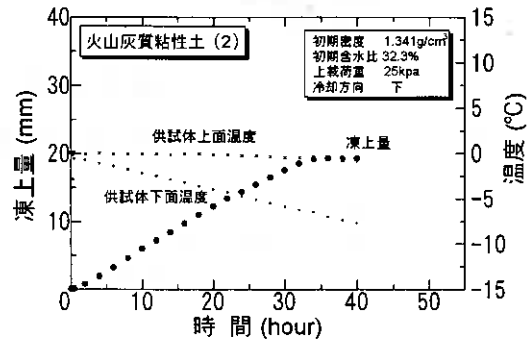


図-4 提案法片面温度降下試験による一般例

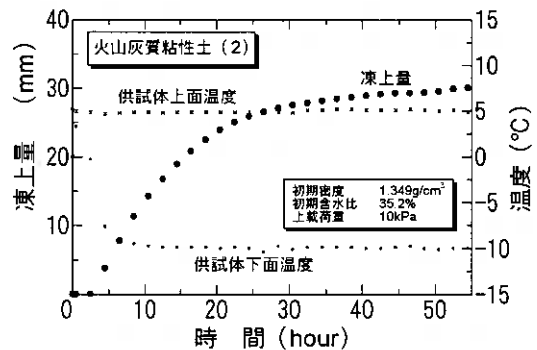


図-5 提案法1-Step試験による一般例

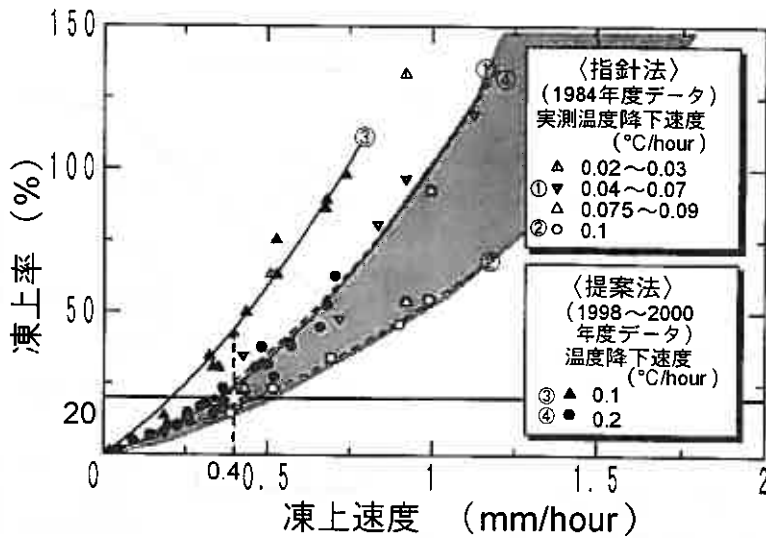


図-6 凍上速度と凍上率の関係

が少ない。指針法では供試体の冷却面側にポーラスストーンが入っていないために過冷却の影響が大きく現れ、供試体全体に均一にアイスレンズが発生した場合に比べて小さな凍上率を測定していると考えられる。すなわち、指針法の測定で過冷却の影響が除かれたとすれば、例えば指針法での温度降下速度が0.1°C/hourの②曲線は、提案法の温度降下速度が0.1°C/hourの③の曲線に近づくことが予想される。このように指針法での凍上率の実測値に特異性が認められるが、結果を全体としてみると、温度降下速度にバラツキはあるが凍上率-凍上速度関係は提案法での温度降下速度0.2°C/hourの④曲線に近いものとなっている。

判定の指針としては、過冷却の破り方や、温度の設定法などの影響を受けやすい最終凍上率よりも、凍上の過程全体から決めることができる凍上速度を判定の指針にするのが適当だと思われる。図-6において、指針法での凍上率20%のときの凍上速度は平均して0.4 mm/hour程度と見ることができる。前述の図-7の結果からすれば、指針法で過冷却の影響が無かった場合には図-6において同じ凍上速度に対しても凍上率は大きく現れるはずであり、網掛けで示す指針法の範囲は③曲線に重なってくるのが想定される。したがって凍上速度0.4mm/hourは提案法における温度降下速度-0.1°C/hourのときの判定指針にもなると考えられる。

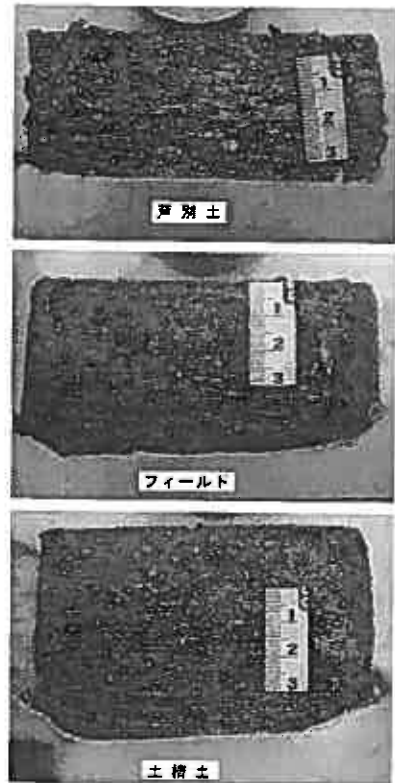


図-7 指針法の凍結後の供試体断面

2.4 提案法の温度降下速度と判定基準

温度降下速度と凍上率の関係を図-8に示す。温度降下速度を大きくすることにより、凍上速度も大きくなることわかる。

実用的な冷却速度は $0.1 \sim 0.2^\circ\text{C}/\text{hour}$ となりそうであることを考慮して、図-8のデータから同一試料における温度降下速度 $0.1^\circ\text{C}/\text{hour}$ の場合の凍上速度と温度降下速度 $0.2^\circ\text{C}/\text{hour}$ の場合の凍上速度の関係をプロットすると図-9となる。提案法の試験は指針法との継続性から温度降下速度 $0.1^\circ\text{C}/\text{hour}$ を前提として、判定基準を換算してきたが、試験時間の短縮など実用性を考慮すると、温度降下速度は $0.2^\circ\text{C}/\text{hour}$ が望ましいと思われる。図-9を用いれば、前述した温度降下速度 $0.1^\circ\text{C}/\text{hour}$ のときの基準凍上速度 $0.4 \text{ mm}/\text{hour}$ は、温度降下速度 $0.2^\circ\text{C}/\text{hour}$ の場合には $0.5 \text{ mm}/\text{hour}$ と換算することができる。

2.5 荷重の影響

提案法の試験は供試体に 10 kPa の荷重を加えて行っている。供試体と上盤(ピストン)を落ち着かせる役割を持っており、ここで、片面温度降下試験での凍上速度に及ぼす荷重の影響について述べる。

凍上曲線に対する荷重の影響を図-10に、荷重と凍上速度の関係を図-11に示す。これらのグラフより荷重をかけることによって、凍上速度が抑えられることわかる。図-10からは凍上速度だけでなく、凍上量や凍上が終了するまでの時間についても荷重が増すにつれ小さくなっていることがわかる。

2.6 判定基準の補正

指針法の荷重について考える。指針法では初期設定として、約 0.68 (kPa) の荷重版を供試体の上に乗せる。提案法の初期設定では約 10 (kPa) の荷重を載ることになるため、この荷重の違いが凍上速度に与える影響を考慮する必要がある。図-11より、 10 (kPa) の荷重がかかる場合では、 0.68 (kPa) の場合より、凍上速度にして約 15% 程度小さく出ることがわかる。いま、提案法の温度降下速度 $0.2^\circ\text{C}/\text{hour}$ の片面温度降下試験での判定基準として求めた凍上速度 $0.5 \text{ mm}/\text{hour}$ から 15% 減ざると、 $0.43 \text{ mm}/\text{hour}$ となる。また、温度降下速度 $0.1^\circ\text{C}/\text{hour}$ の場合の基準凍上速度 $0.4 \text{ mm}/\text{hour}$ を同様に 15% 減少させると、 $0.34 \text{ mm}/\text{hour}$ となる。

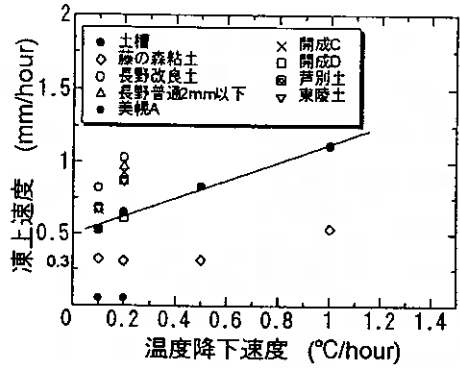


図-8 温度降下速度と凍上速度

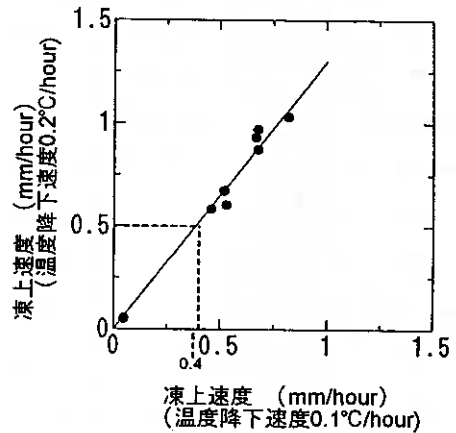


図-9 温度降下速度の違いと凍上速度

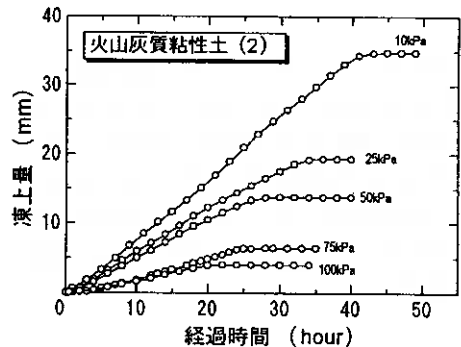


図-10 荷重の変化による凍上曲線の比較

表-1 両試験結果による判定の比較

試料名	指針法			提案法 (0.1°C/hour)			提案法 (0.2°C/hour)		
	番号	凍上量	凍上率	凍上率	凍上率	判定	凍上率	凍上率	判定
実験土槽土	1	4.360	145.33	×			70.75	0.867	×
	2	3.249	108.30	×					
	3	4.688	158.27	×					
実験フィード	1	1.874	62.47	×			30.81	0.49	×
	2	1.904	63.47	×					
	3	1.928	64.27	×					
斜面黒土	1	0.859	28.63	×			52.58	0.68	×
	2	1.631	54.37	×					
	3	2.222	74.07	×					
開成 C	1	1.243	41.43	×					
	2	1.860	62.00	×	101	0.67	×	96.06	0.93
	3	1.227	40.90	×	以上		以上		
東陵土	1	1.084	38.13	×					
	2	0.083	2.77	—	89.14	0.52	×	101	0.67
	3	1.501	50.03	×			以上		
戸別桜ヶ丘	1	1.480	49.33	×					
	2	1.162	38.73	×	89.43	0.68	×	85.92	0.87
	3	0.883	29.43	×					
TC-B	1	0.615	20.50	×					
	2	0.854	28.47	×			54.13	0.88	×
	3	1.254	41.80	×					
開成 D	1	0.444	14.80	○					
	2	0.626	20.87	×	63.19	0.53	×	31.09	0.67
	3	0.475	15.83	○					
美模 C	1	0.043	1.43	—					
	2	1.022	34.07	×	50.10	0.436	×		
	3	0.854	28.47	×					
壁粘性土	1	1.195	39.83	×					
	2	0.866	28.87	×	30.78	0.35	×		
	3	1.288	42.27	×					
斜面火山灰	1	0.773	25.77	×					
	2	0.975	32.50	×			11.71	0.26	○
	3	1.008	33.60	×					
学内土	1	0.718	23.93	×					
	2	0.923	30.77	×			7.13	0.16	○
	3	0.668	22.27	×					
芭蕉	1	0.777	25.90	×					
	2	0.389	12.97	○			5.04	0.03	○
	3	0.339	11.30	○					
藤の粘性土	1	0.564	18.47	○					
	2	0.466	15.53	○			17.77	0.32	○
	3	0.493	16.43	○					
壁火山灰	1	0.224	7.47	○					
	2	0.378	12.60	○			0.50	0.01	○
	3	0.159	5.30	○					
美模 A	1	0.150	5.00	○					
	2	0.136	4.53	○	1.12	0.017	○	0.59	0.01
	3	0.254	8.47	○					
美模 B	1	0.303	10.10	○					
	2	0.163	5.43	○	2.86	0.05	○	1.50	0.05
	3	0.056	1.87	○					

指針法と提案法のいくつかの試験結果を、得られた基準(温度降下速度 0.1°C/hour の場合の凍上速度 0.34 mm/hour、温度降下速度 0.2°C/hour の場合の凍上速度 0.43 mm/hour) で判定した結果を表-1 に示す。指針法、提案法のどちらの試験も、ほぼ同じような判定結果が出されていると思われる。

3. 凍上試験結果に影響する因子

3.1 供試体の飽和度

提案法では飽和状態の供試体で試験を行うのが前提になっている。そこで、実際に通水後の供試体が飽和状態もしくはそれに近い状態にあるかどうかを確認しておく必要がある。図-12 は 5 種の供試体による通水時間と飽和度の関係を示したものである。通水方法は、30~50cm の水頭差として、供試体下部から給水し供試体上部から排水させるという方法を採用した。通水前飽和度は締固め時の最適含水比から、通水後飽和度は通水中におけるピレットの給排水量を基に計算した含水比からそれぞれ算出した。一般に、供試体を飽和させるまでの時間は土粒子径あるいは透水性によって異なるが、図-12 より供試体によらず通水開始から 1

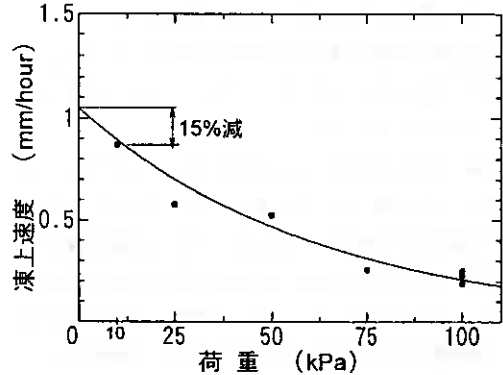


図-1-1 荷重と凍上速度

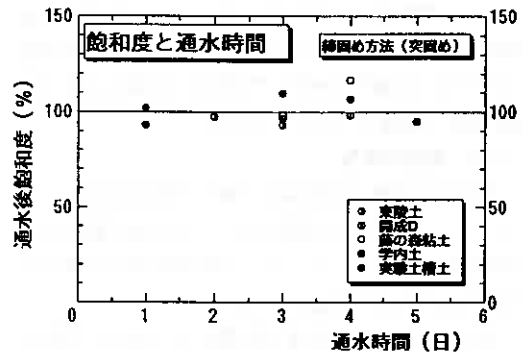


図-1-2 飽和度と通水時間

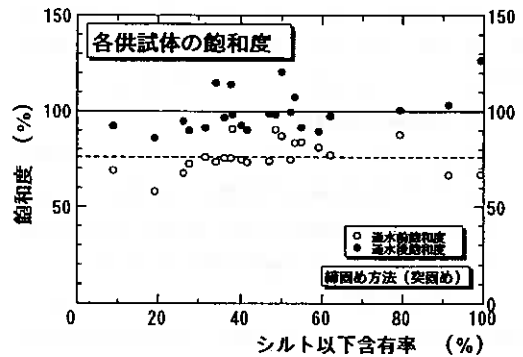


図-1-3 供試体の飽和度

日程度でほぼ飽和状態に達していることがわかる。図-13 は各供試体の通水前後の飽和度をシルト以下含有率との関係で示したものである。通水時間は供試体によって違うが、大まかに24~96時間程度である。図-13より通水前は全体的に80%程度であった飽和度が、通水後には試料の種類によらず100%前後の値となっているのがわかる。以上の結果から、最適含水比で締固め、24時間の通水を行うことによって飽和供試体が得られるとして問題ないと考えられる。

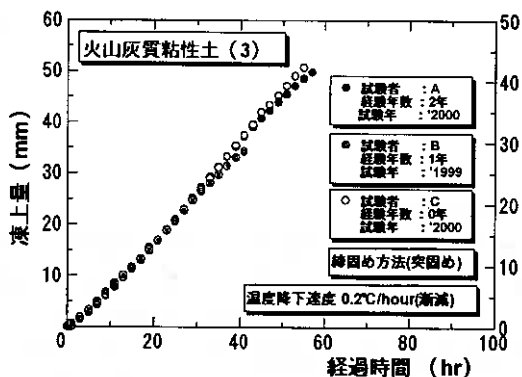


図-14 試験結果の再現性

3.2 試験結果の再現性

提案法において得られる試験結果の再現性について検討する。図-14 は同一供試体において試験者あるいは試験年度を変えて得られた凍上試験結果である。凍上量は時間とともに直線的に発生したが、使用された試験装置の構造上最終凍上量を求めることはできなかった。一方、凍上速度について見ると試験者による違いや試験者の実験経験の違い、および試験年度によらず3つの実験とも同様な値を示しており、凍上速度の再現性は良好であることが確認された。

4. まとめ

- 1) 指針法の試験の供試体で起こる温度変化は、提案法の片面温度降下試験の場合と似ている。両者の結果の継続性のうえからも提案法の装置では、一定の凍上速度を保つ片面温度降下試験で行うのが適当である。
- 2) 凍上速度と凍上率の関係において、指針法と片面温度降下試験にはズレが生じるが、これは指針法の凍上率が過冷却の影響を大きく受けるためと思われる。
- 3) 試験時間短縮などの実用性を考えると、温度降下速度は0.2°C/hourが適当と思われる。
- 4) 指針法と提案法の初期荷重の違いを考慮すると、温度降下速度0.2°C/hourのとき凍上速度0.43 mm/hour、温度降下速度は0.1°C/hourのとき凍上速度0.34 mm/hour程度が判定指針となる。
- 5) 最適含水比で締固め、24時間の通水を行うことによって飽和供試体が見えなして問題が無いようである。
- 6) 提案法の試験での凍上速度の再現性は良好である。

【参考文献】

- 1) 道路土工-排水工指針：日本道路協会，昭和45年
- 2) 酒井ら：土の凍上性判定試験法に関する研究(2)，第34回地盤工学研究発表会講演集，pp623~634, 1999.

新しい凍上試験法と現行試験法の比較検討

北海道開発局開発土木研究所 ○正員 櫻庭 浩
正員 西川純一

1. はじめに

積雪寒冷地において道路の盛土材や切土法面などの凍上性を判定する場合は、従来から道路土工排水工指針¹⁾の凍上試験によって行われている。しかしこの試験法では、同一材料を同一条件で試験しても試験結果にばらつきが出やすいなどの問題点が指摘されている²⁾。このため北海道開発局や日本道路公団では独自の凍上試験装置によって試験を行っているように、統一した凍上試験が行われていない現状にある。このような問題に対して地盤工学会では土の凍上試験法検討委員会を設立し、新しい凍上試験法の標準化に向けて作業を進めている。

これまで新しい凍上試験装置を用いて、北海道に分布する様々な土質について凍上試験を行い、その結果を新しい凍上試験法の基礎資料としてきた^{3) 4)}。今回は同一試料による新しい試験法（提案法）と現行の試験法（現行法）との比較結果を報告する。

2. 試験概要

2.1 試験装置

提案法による凍上試験装置を図-1に示す。この装置は現行法による凍上試験装置に比べて、供試体上下面温度を直接制御できること、供試体下面側からの凍結が可能なこと、また供試体内に含まれる水分以外の凍上に要した水量を測定できることなどの特徴を持つ。供試体上下面の温度設定は二つの恒温液循環装置から循環される不凍液により行われている。また供試体への給水方法は上下面用2つの給水装置を使用し、この水がポーラスストーンを介して供試体に供給されている。

提案法による試験装置は凍上試験法検討委員会の関係各機関でも製作されており、温度の設定方法や上載荷重など基本的な仕様は統一化されているが、当研究所で製作した試験装置の特徴として、4つの供試体を同時に試験できることがあげられる。その目的は同じ試料を同じ条件で試験することで、試験自体の再現性を確認するためである。

2.2 試験に用いた試料の特徴

今回の試験で使用した9種類の試料についての基本試験結果を表-1に、粒径加積曲線を図-2, 3に示す。凍上現象は水分の移動が出来ないほど細粒分が多くなる場合を除き、一般的に土粒子が小さくなるほど凍上性が強くなることから⁵⁾、細粒分の割合が非常に多い試料No.1と粗粒分の割合が多い試料No.9を除く

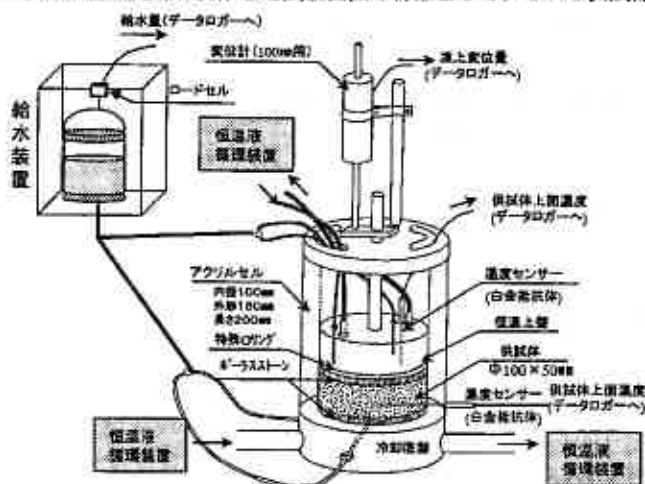


図-1 凍上試験装置

The comparison between the new frost heaving test and the present test

Mitsuru Sakuraba, Jun'ichi Nishikawa (Civil Engineering Research Institute, Hokkaido Development Bureau)

表-1 室内土質試験結果

種類	日本統一土質分類	含水比 (%)	土粒子の密度 (g/cm ³)	粒度分布 (%)				コンシステンシー (%)			最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	最適含水比 W_{opt} (%)	現行の凍上試験	
				礫分	砂分	シルト分	粘土分	液性限界	塑性限界	塑性指数			3個の平均凍上率 (%)	凍上様式
試料1	MH	40.71	2.666	0.2	3.2	56.6	40.0	71.8	24.8	47.0	1.280	38.0	8.7	微霜降状凍結
試料2	CFS	41.44	2.550	32.5	18.4	28.1	21.0	69.5	39.7	29.8	1.205	40.5	48.2	霜降状凍結
試料3	CL	40.33	2.562	2.9	35.1	33.0	29.0	41.4	19.5	21.6	1.483	27.0	7.5	コンクリート状凍結
試料4	SV	84.78	2.601	1.2	50.2	29.6	19.0	87.7	55.4	32.3	0.935	59.5	80.6	霜降状凍結
試料5	VH ₂ S	72.01	2.560	0.4	40.6	36.0	23.0	85.8	58.1	27.7	1.010	53.4	103.8	霜降状凍結
試料6	VH ₂ S	67.25	2.585	1.9	39.3	33.8	25.0	83.0	52.8	30.4	1.045	51.6	108.0	霜降状凍結
試料7	VH ₂ S	77.93	2.703	—	29.9	43.6	26.5	80.4	49.0	31.4	1.005	56.2	99.4	霜降状凍結
試料8	SV	58.78	2.613	—	64.0	21.0	15.0	67.3	48.8	18.7	1.025	50.6	141.4	霜降状凍結
試料9	GVS	30.50	2.586	38.8	35.8	17.1	10.5	48.6	36.8	11.8	1.335	33.3	81.8	霜降状凍結

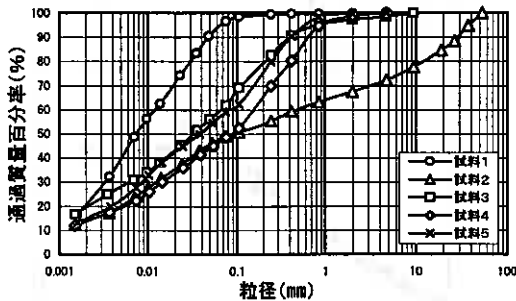


図-2 粒径加積曲線

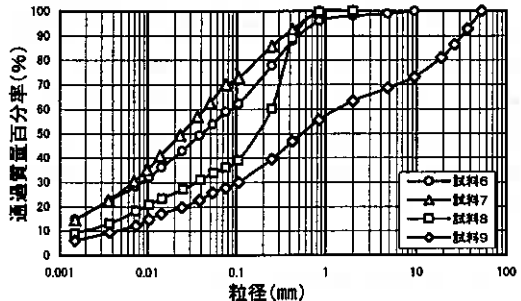


図-3 粒径加積曲線

7 試料は、凍上しやすい性質を持っていると予想される。これについて現行法による凍上試験を行った結果、試料No.1,3で凍上量が小さくなった(表-1)。試料No.3では凍上しやすい粒度配分であるにもかかわらず凍上量が小さくなった理由として、他に比較して最大乾燥密度が大きいことがあげられる。それは供試体を作成するにあたり最適含水比に調整しているため締固め密度が大きくなること、つまり間隙比が小さくなるために凍上に必要な水の供給を妨げたためと考えられる。試料No.9では、事前の予想に反して凍上量が大きくなった。この原因については不明であるが、火山灰系土質では粘性土とやや異なる凍上現象を示すこともあり得るので、今後いくつかの火山灰についても凍上試験を実施し確認したい。

2.3 試験方法

提案法と現行法との試験方法の違いを表-2に示す。提案法では供試体の温度設定を下面側の温度を徐々に下げていく方法とした。温度設定は上面側温度を0℃に固定し、下面側温度は-0.1℃/hで50時間程度かけて低下させた。また試験開始後早い時期に過冷却状態を作らず氷晶を形成させることを目的としてサーマルショックを与えている。

3. 試験結果

3.1 提案法による凍上速度の決定方法

試験結果を表-3に示す。提案法による平均凍上率、平均凍上速度とは4つの試験結果の平均である。また、現行法による平均凍上率とは3つの試験結果の平均である。この中で凍上性の比較的大きな試料7につ

表-2 提案法と現行法との違い

試験法	供試体径	供試体高	供試体作成	上面温度	下面温度	試験終了時期	凍上性の判定方法
提案法	φ100	50mm	突固め法	0℃	-0.1℃/h	完全凍結時	凍上速度による
現行法	φ80	30mm	静的圧縮法	-4℃	+3℃	凍上停止時	凍上率による

表-3 試験結果

土質名	提案法による試験結果					現行法による試験結果	
	平均凍上率 (%)	グラフ前半の傾き		グラフ後半の傾き		平均凍上率 (%)	平均凍上率 (標準偏差)
		平均凍上速度 (mm/hr)	平均凍上速度 (標準偏差)	平均凍上速度 (mm/hr)	平均凍上速度 (標準偏差)		
試料1	5.0	0.08	0.5	0.08	0.7	8.7	0.7
試料2	35.7	0.44	1.5	0.53	5.2	49.2	9.7
試料3	13.5	0.20	0.7	0.24	2.1	7.5	1.2
試料4	43.0	0.43	0.5	0.70	5.3	80.6	8.8
試料5	93.0	0.68	1.5	0.85	5.3	103.8	10.0
試料6	50.0	0.47	2.5	0.70	7.8	109.0	5.0
試料7	43.0	0.52	0.0	0.79	5.9	99.4	2.9
試料8	68.3	0.64	0.9	0.82	12.2	141.1	18.2
試料9	62.3	0.59	6.2	0.61	20.3	81.8	30.7

いて凍上量と時間との関係を示す(図-4)。この図から凍上性の大きな試料では、時間-凍上量曲線が下に凸型になることが分かる。また、この傾向は凍上性の大きな他の試料でも同様に見られる。この場合、グラフの傾き、つまり凍上速度が大きいほど土の凍上性が大きいことを表しているため、グラフ後半の直線部分を凍上速度としたほうがより安全側の判定となる。

3.2 提案法と現行法の比較

提案法と現行法それぞれの試験結果の再現性について比較を試みた。今回、同一試料について提案法では4個の試験、現行法では3個の試験を実施した。それぞれの試験法では供試体の直径、高さが異なり、凍上性の表現方法も異なる。そのため提案法の凍上速度、現行法の凍上率について同一試料複数試験値のばらつき度合いを単純に標準偏差(表-3)の大小で比較するわけにはいかない。そこで便宜的に各試料について現行法の平均凍上率に対して提案法の凍上速度の平均値が同じ数値になるように補正係数を求め、その補正係数により提案法の凍上速度を補正し、その平均値、標準偏差を求めた。

現行法の凍上率の標準偏差と提案法の凍上速度の補正された標準偏差の比較を図-5に示す。データは平均凍上速度の大小順に並べられている。これから、凍上性の小さい試料では試験結果のばらつきが小さいが凍上性が大きくなると試験結果のばらつきが大きくなる傾向がわかる。さらに凍上性を提案法の凍上速度で表現した方が、ばらつきが少ないこともわかる。

3.3 凍上速度の決定方法

提案法での凍上速度は、試験経過時間と凍上量のグラフ(図-4)からその傾きを読み取ることによって得られる。このグラフは図-4の例にあるように、試験後半では同一試料であってもグラフの傾きに差を生じる場合がみられる。この事例では、凍上速度が大きく最終的な凍上量も大きい供試体は、試験後半に形成されたアイスレンズが厚く発

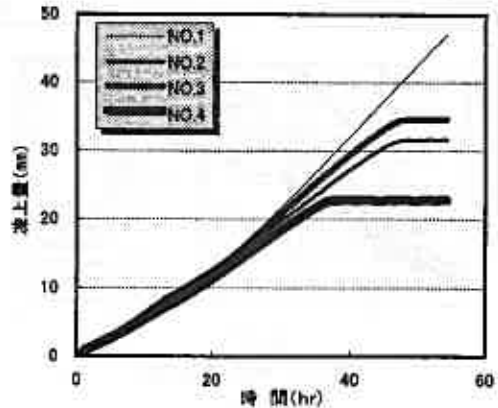


図-4 試料7 凍上試験結果

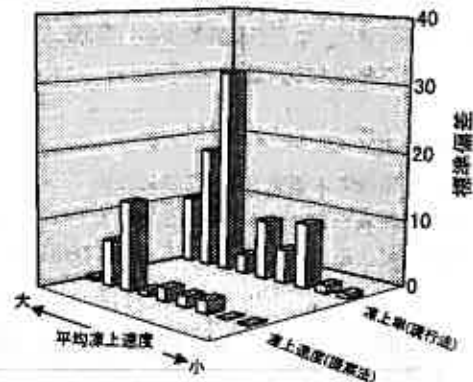


図-5 グラフ後半の凍上速度を用いた場合の比較

連している（写真-1）。今回の試験では4個の試験が極方同じ条件で行われるよう注意を払っている。それにも関わらず、試験後半の凍上状況に差が生じたのは、提案法では突固め法で供試体を作成しているため、各供試体の密度が正確には一致せず、空隙の状況にわずかな違いを生じた可能性が考えられる。

提案法による凍上試験を1個の試験のみで行う場合、供試体作成の良し悪しにより試験結果に誤差をもたらす可能性

があるため、今後の実用化にあたってはこうした誤差を減らすことを考える必要がある。

同一試料であって試験後半の凍上速度に差異を生じするような事例であっても、試験前半に着目すると、4つのグラフは良い一致を示している（図-4）。すなわち、試験前半の凍上速度をその試料の凍上速度とすることにより、試験のもたらす結果のばらつきを少なくすることが期待できる（図-6）。しかし、試験の前半は、供試体と容器内壁との摩擦の影響が相対的に大きく、また供試体全体に凍結が進行していない段階であるため、その区間の凍上速度をその試料の凍上速度とするのはおかしいという考え方もある。この問題についてはさらに検討する必要がある。

4. まとめ

今回の試験結果は以下のようにまとめられる。

- 1) 土の凍上性を提案法の凍上速度により表すのは、現行法の凍上率で表す方法より結果の再現性が良いことがわかった。
- 2) 提案法により同一試料を複数回試験した場合、凍上性の大きい土については凍上速度のばらつきがみられる。提案法の実用化にあたって、このばらつき発生を小さくすることが必要である。

参考文献

- 1) 日本道路協会；道路土工-排水工指針，pp.238-243，1987.6
- 2) 小野 丘；自然凍結現象を対象とした凍上試験の現況と課題，地盤工学会 北海道支部技術報告集 第38号，pp.47-52，1998.2
- 3) 櫻庭，西川；土の凍上試験結果に与える要因，地盤工学会 北海道支部 技術報告集第40号，pp.5-10，2000.2
- 4) 櫻庭，西川；土の凍上試験結果に影響する試験条件，第35回地盤工学研究発表会講演集，pp.597-598，2000.6
- 5) 森北出版；凍土の物理学，木下誠一，pp.4-5，1982.9

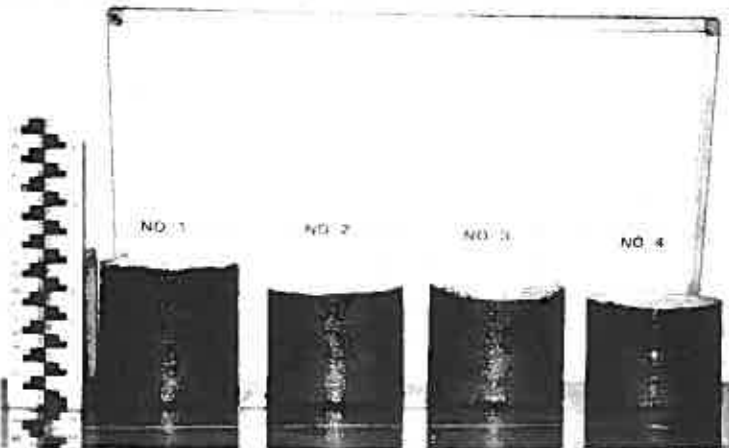


写真-1 試料7 凍上試験終了時

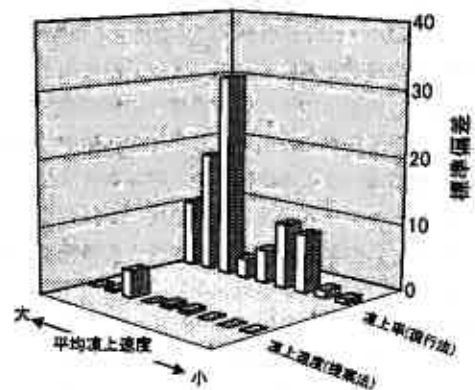


図-6 グラフ前半の凍上速度を用いた場合の比較

凍上現象におけるアイスレンズの発生条件

北海道大学 正会員 ○赤川 敏

1. はじめに

地盤の凍結に伴う凍上現象は、その身近さから、非常に長い研究の歴史がある。例えばルネベルグ (E.O. Runeberg, 1765 年) は 18 世紀に土壤の凍結に伴う膨張および融解による沈下について記述しているという記録がある。20 世紀初期までには、凍上現象の定性的研究 (例えば, Taber 1929) が進み、現在の現象認識に非常に近いところまで進んでいた。その後の定量的な研究により、現在では多くの場合凍上に関するエンジニアリングが可能な状態になっている。しかし「なぜ凍上するか」に関する客観的に受け入れられている定説は未だにないため、定量的な取り扱いに関しては実験を伴う予測の域をでていない。

本論文では、凍上現象に特徴的に発生するアイスレンズと呼ばれる純水の発生を、土の割裂に伴う局部強度の消失と関連付け考察し、これに基づいたアイスレンズの発生条件を整理する。

2. 凍上現象

土が冷却され間隙水が氷に相変化する現象を土の凍結と云う。この際、間隙水が移動せずにその場で氷へと相変化する場合は「その場凍結」と呼ばれ、相変化するに伴う体積膨張分の間隙水が排水されれば土は膨張しない。排水条件が悪い場合でも 9% の体積膨張が最大である。これに対して、凍結面付近に未凍土側から間隙水を呼び込みながら、熱流と直角方向に氷脈 (アイスレンズ) を発生・成長させる場合を「氷晶分離凍結」と呼ぶ。この場合は、凍結条件や土の諸性質により多大な体積膨張を引き起こす。このような意味から、一般に土の凍上とは「氷晶分離凍結」を指す。

凍上現象は不連続な現象である。凍上量は一般に析出する個々のアイスレンズの厚さの総和と理解するが、これはすなわち土が凍結する際、飛びとびに現象が起きている事を示している。この意味でアイスレンズの発生条件を明らかにする意義がある。

2. 1 凍上プロセスにおける本論文の仮説

このような認識の基で凍上現象のプロセスを整理すると図-1 の流れとなる。すなわち、

- プロセス-1) 土が徐々に冷却され、結果として図-2 に示すように、土中に温度勾配ができる、
- プロセス-2) 次第に土が 0°C 以下の温度環境になり、
- プロセス-3) 図-2 に示すように 0°C 線が下方へ移動する、
- プロセス-4) この結果、間隙水が凍る、(粘性土では間隙水は 0°C で凍

らず、 0°C 以下では一部が不凍水とし間隙水と共存する。また、不凍水と間隙水の共存はその存在が平

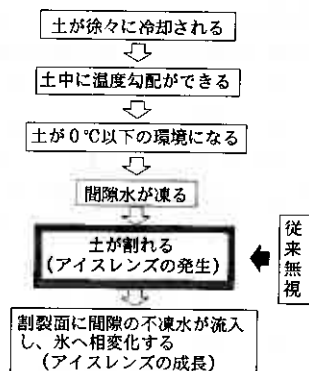


図-1 凍上現象のプロセス (熱収支を除く)

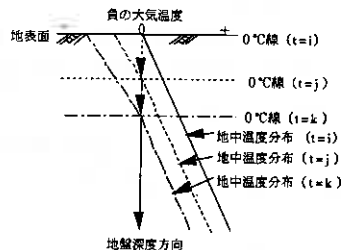


図-2 土中温度分布

衡状態であれば熱力学的に温度、圧力環境が取扱える)、

プロセス-5) この際条件が揃えば、土が割れる(アイスレンズの発生)が、この状況を「割裂」と本論文では仮称するし、間隙水が成長しようとする力が土粒子骨格を破壊する力と上載荷重の和を上まわると割裂が発生すると本論文では仮定する(この段階ではこのアイスレンズ成長のための間隙水流は存在しないため、割裂を起こした間隙水とそれに接する不凍水は熱力学的に取り扱える)、

プロセス-6) 割裂面は一般に熱流に直交(0°C線に並行)し、

プロセス-7) 割裂後はこの部位の間隙水は上載圧(P_o)を支持する(割裂後、この部位では破断を起こす破断強度分は不要となるが、割裂が起きていない近傍では状況は変化しない)、

プロセス-8) 不要となた割裂強度に対抗した間隙水の圧力が熱力学的に導かれる不凍水の負圧を局部的に発生させ、

プロセス-9) 結果として、割裂面に間隙の不凍水が流入し、潜熱を発生しながら水へと相変化する(アイスレンズの成長)、

プロセス-10) アイスレンズの成長は0°C線の前進に伴う、次のアイスレンズの発生による不凍水の流路遮断まで継続すると考える。

2. 2 仮説に関連する既知の事実

(1) 不凍水の存在

粘性土の間隙水のかかなりの部分は0°C以下の温度環境でなお液体で存在することが多くの実験的研究から確認されている。凍上性の高い代表的粘性土(藤の森粘土)および大谷石(溶結凝灰岩)の不凍水含水比と温度の関係を図-3に示す(石崎 1994)。図より明らかなように、かなりの量の間隙水が凍結せずに0°C以下でも存在していることが分かる。特に、一般にアイスレンズの発生・成長する0~-1°Cといった温度範囲では飽和含水比の50%以上が不凍水として存在している。これに対して、砂質土ではほとんど不凍水は存在しない。

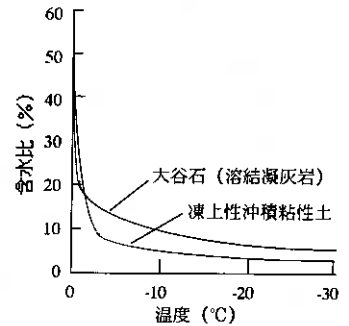


図-3 粘性土中の不凍水量

尚、不凍水は粘土粒子表面に存在する吸着水のファンデルワース力や吸着イオンが形成する電気二重層による表面力等により存在すると考えられているが、定量的には解明されていない。

この結果、アイスレンズ発生部位に於ては水と水が共存していると一般に考えられている。

(2) 不凍水の厚さ

不凍水の厚さは、不凍水量を土の比表面積で除すことにより得られる。

一般に温度が低くなると存在し得る不凍水の厚さは図-4に示すように薄くなる。実際のアイスレンズの成長に於ては10から100nm程の厚さの不凍水が存在し、アイスレンズの成長面へ水を補給している(Gilpin 1980)。この意味で不凍水の存在は凍上の必要条件である。

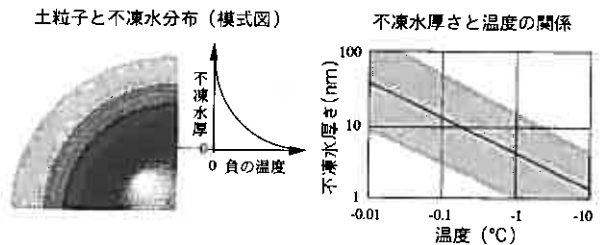


図-4 不凍水の分布とその厚さ

(3) 不凍水の熱力学

不凍水はファンデルワース力や電気二重層による表面力により土粒子表面に拘束された水である。このため、土粒子間隙に存在し互いに接している不凍水と間隙水は図-5に示すように異なる圧力で二相平衡状態にある。

不凍水と間隙水の自由エネルギーを等しいとし、図—5に示す水と水の圧力を用い、熱力学的取り扱いを

$$\frac{V_w dP_w}{dT} - \frac{V_i dP_i}{dT} = \frac{L}{T_0} \quad (1)$$

行うことにより、下記の一般化クラジウス・クラペイロンの式を得る (Edlfsen & Anderson 1943)。

ここに、 dP は圧力変化量、 V は比容積、 T は273 K、 dT は系の T からのずれ、 L 潜熱を表し、サフィックスの w は不凍水を i は間隙水を意味する。

式(1)は不凍水と間隙水が二相平衡状態にある場合、温度が T より dT ずれた場合のそれぞれの相の圧力変化量を与えている。すなわち、不凍水と間隙水の相対的な圧力関係を与え絶対的な圧力を与えるものではない。

$$dP_i = - \frac{L}{V_i T_0} dT \quad (2)$$

$$dP_i = -1.11 dT \text{ (MPa)} \quad (2')$$

ここで、不凍水の圧力を規準にしたときの間隙水の圧力を求めると、式(2)を得る。

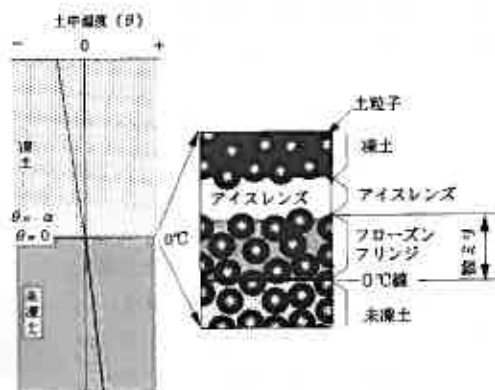
すなわち、例えば -1°C の系に於ては間隙水は不凍水より1.11 MPa 高い圧力で相平衡にあることを示している。

(4) 不凍水の特徴

不凍水はその温度が低下するに従い、図—4に示すように、その厚さが薄くなる。当然、この不凍水は温度の低下とともに増加する間隙水と接している。この界面での間隙水の圧力と同一の空気圧による pF 試験(加圧法)を行うと、この間隙水膜の厚さは上記間隙水の圧力における不凍水膜の厚さと良く一致することが多くの実験により確認されている (Black 1988)。この実験の意味するところは、不凍水は水との界面に鉛直な方向に対しては、その厚さ(温度)により定まる圧力を支持することができ、また、同界面と平衡方向にはいわゆる自由水として圧力勾配に伴い移動することができるという異方性を持っていると考えられる。

(5) アイスレンズ発生部位の構造

多くの実験的研究によりアイスレンズの発生・成長する位置は凍結面(0°C 線)ではなく、図—6に示すように 0°C 線よりやや負の温度側の位置であることが分かっている。 0°C 線からアイスレンズの成長面までの極く薄い(厚さ数ミリメートル)部位をフローズンフリンジと呼ばれる。フローズンフリンジは飽和土の凍結に於ては土粒子、不凍水、間隙水で構成されている。フローズンフリンジの背後低温側にはアイスレンズがあり、一般に不凍水の流れを遮蔽すると考えられている。



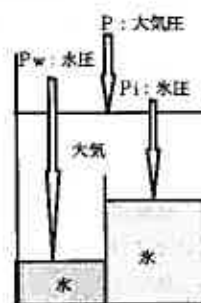
図—6 アイスレンズ発生部位の構造

3. 仮説の検証

3.1 割裂の発生

凍土の主要因であるアイスレンズはその形状から明らかに発生時に土粒子骨格を切り裂いている(写真—1参照)。実際、土丹や大谷石のように高い強度を持つ試料を凍結させアイスレンズを発生させると、融解後にアイスレンズ発生部で試料がはがれる。より強度の低い沖積粘性土においても同様と考えられる。

このことから、アイスレンズの発生時点で凍結面(0°C 線の作る面)と平行な面で試料を引きはがす力が



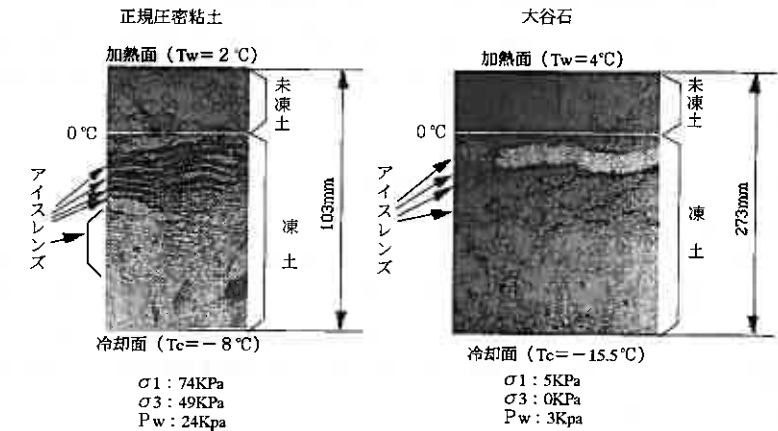
$$P_i = P + P_w \quad P_i = P + P_i$$

図—5 不凍水と間隙水の圧力

発生し不凍水膜を介して土粒子と間隙水に作用していると考えざるを得ない。

引きはがす力は、負の温度環境で不凍水と相平衡にあるフローゼンフリンジ内の間隙水が発生すると考える。この状態を模式的に図—7に示す。

同図は未だアイスレンズが発生していない状態を示している。このため、間隙水の成長は温度場あるいは上載圧が変化しない限り起きず、不凍水と間隙水とは相平衡状態であり、式(1)～(2)が適用出来る。結果として、不凍水に接する間隙水は式(2)の dP_i の値を持つ。この値は正であり不凍水を介して上部



写真—1 凍結により発生したアイスレンズ (両端面温度一定式凍上試験)

の土粒子を支持する。このとき、不凍水圧の絶対値は未凍土側の間隙水圧と同じであるが、実際は先に示したような不凍水の性質から土粒子と間隙水の圧力を伝達し得る。土粒子が間隙水へ伝達する圧力は上載圧と、この土の持つ割裂強度を最大値とする抗力と考える。間隙水が土粒子へ伝達する圧力は温度場が決定する間隙水の圧力 dP_i である。

ここで、両者の大小関係による事象の変化を示す。

1) $P_o + \sigma_s \geq dP_i$

この状態では事象に変化はない。

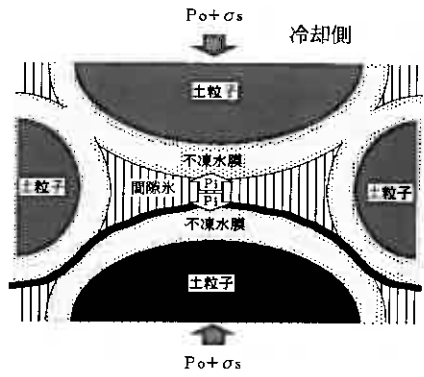
2) $P_o + \sigma_s < dP_i$

この状態では図—7中太い実線で示す面で割裂が起き、上記不等式中の σ_s は割裂に伴い消失し、

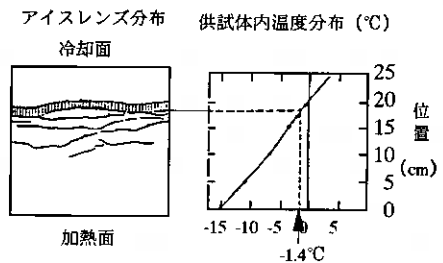
$dP_i = P_o$

となる。

この状況を割裂強度すなわち引張強度の実測が可能な大谷石の例で示す。なお、純引張試験によると当該大谷石の引張強度は常温から-5℃まで変化せず、1.4MPaである。また、大谷石は両端面の温度を正と負の一定温度に固定した凍上試験において、写真—1に示したようにアイスレンズの発生を伴う明確な凍上を起こす。この凍上実験において、実験終了後に凍結状態のまま試料を2分割し、アイスレンズの発生状況をスケッチしたものを図—8の左側に示す。また、実験



図—7 割裂の発生条件



図—8 大谷石のアイスレンズ発生時点の温度

中に計測した供試体内の温度から、最も明確な厚く成長したアイスレンズの発生時点の温度分布を図—8の右側に示す。同図から、当該アイスレンズの発生時点でのその部位の温度は-1.4℃であることが分かった。尚、上記実験は2回行われ同一の温度が計測されている。

以上の実験事実から大谷石にアイスレンズが発生する場合は当該部位の温度が -1.4°C であり、式(2')から得られる dP_i は 1.55MPa であることが分かる。

上記 dP_i と、実験条件である上載圧(5KPa)および大谷石の純引張強度(1.4MPa)を比較すると等号に近い値で2)の条件が成り立っていることが以下のように分かる。

すなわち、 $P_o + \sigma_s = 1.4\text{MPa}$ であり $dP_i = 1.55\text{MPa}$ であるから、 $P_o + \sigma_s < dP_i$

また、上記のアイスレンズ発生温度以下ではアイスレンズの発生が認められないため、条件1)も実験的に確認された。

3.2 割裂後の不凍水圧の低下とその影響

1) 割裂に伴う不凍水圧の低下

割裂発生に伴い、当該部位の圧力バランスは割裂強度(σ_s)の消失によりバランスが崩れる。しかしながら、割裂発生直後の間隙水の流入およびアイスレンズ発生に伴う潜熱の発生が始まるまでは、当該部位の熱力学的平衡は温度が不連続に変化し得ないため、不凍水圧の降下により保たれると考える。すなわち、割裂発生直前($t = -\alpha$)の間隙水圧力($dP_i(-\alpha)$)から発生直後($t = +\alpha$)の間隙水圧力($dP_i(+\alpha)$)の変化分(σ_s 相当)は、

図-9に示すように不凍水圧の低下により式(1)の関係を保持すると考える。

割裂の起きていない近傍の間隙水は上載圧(P_o)と割裂強度(σ_s)に対抗する圧力(dP_i)を維持する。このため、不凍水圧分布は図-9に示すように、割裂による破断面のみの不凍水圧が低下すると考えられる。

不凍水圧の低下を実証する実験事実としては、閉式凍上試験によるバックプレッシャーの低下を測定する方法(高志 他 1979)や、成長中のアイスレンズに接

する不凍水膜の直接計測(宮田 他 1996)および、この圧力低下が有効応力を増加させ圧密を起こす事実を定量的に確認(Akagawa1990)したもの等があるため、アイスレンズ発生・成長中にアイスレンズ直近の未凍土側で不凍水圧(間隙水圧と同様の圧力として)が低下していると考えerことは妥当である。

割裂に伴う当該部位の間隙水圧の低下は、この面に起きた過冷却とも理解できる。すなわち、この温度場の与える間隙水圧($dP_i(+\alpha)$)は割裂前は $P_o + \sigma_s$ に等しい状態で温度場の連続性、力のバランスおよび相平衡を満たしていたが、割裂直後に P_o のみとなり、温度場の連続性から、式(2')で $dP_i = \sigma_s$ に相当する温度分だけ過冷却状態になっていると考えられる。試みに割裂強度(σ_s)を大谷石の純引張強度(σ_t)を用いて試算すると、大谷石におけるアイスレンズ発生時の過冷却は -1.3°C となる。

2) 不凍水圧低下に伴う間隙水の流れ

局所的な不凍水圧の低下に伴う想定される変化と、変化に影響を及ぼす透水係数の分布および系の変化の結果生ずる間隙水の流れを図-10に模式的に示す。

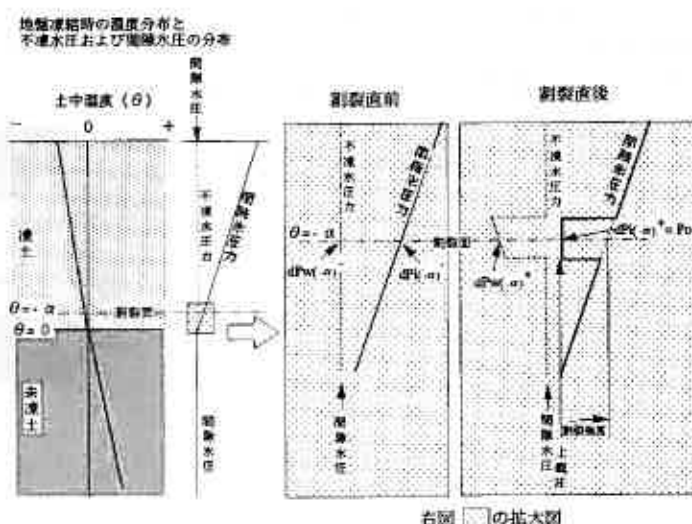
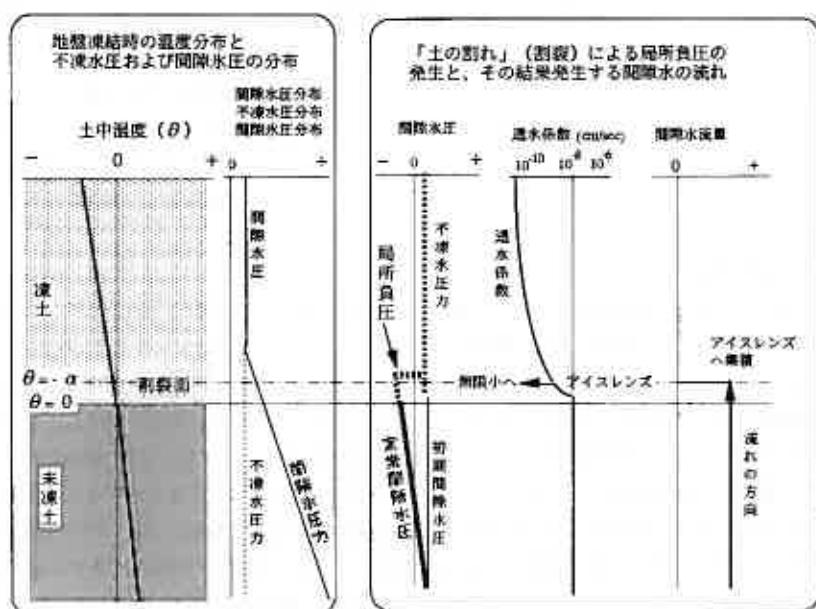


図-9 割裂発生後の圧力バランスの変化

図一10に示すように、低下した割裂発生部位の不凍水圧は凍土側の不凍水および未凍土側の間隙水を吸引しようとするが、凍土側の透水係数とその不凍水膜の薄さから非常に低く、またアイスレンズの形成後はこれが遮水層となるため凍土側からの水の流入は少ない。これに対して、未凍土側からの間隙水の流入は凍土側



図一10 割裂に伴う局部不凍水圧降下の系に及ぼす影響

に比べれば非常に容易である。この状況は、凍上中の土試料に埋設した微小の鉛玉の移動をX線写真から追跡した実験 (Ishizaki 1985, Akagawa 1990) により確認されている。

4. おわりに

本論分では新しいアイスレンズ発生のプロセスとして、アイスレンズ発生面における割裂強度の消失による局所的な過冷却の発生という提案をした。このプロセスは既知の様々な研究成果と矛盾することなく現象を良く説明できる。今後は割裂強度の評価および提案したプロセスの確認を進める予定である。

5. 参考文献

- Akagawa S.: X-ray Photography Method for Experimental Studies of the Frozen Fringe Characteristics of Freezing Soil, USA CRREL Special Report, 90-5, 1990.
- 石崎武志: 凍土中の不凍水膜厚さの温度依存性, 雪氷, 56巻1号, pp.3-9, 1994.
- Ishizaki, T.: Experimental Study of Frost Heaving of Saturated Soils under Overburden Pressure. Thesis submitted to Hokkaido University, 1985.
- Edlefsen, N. E. & A. B. C. Anderson 1943: Thermodynamics of soil moisture, Hilgardia, Univ. California, Berkley, Vol.12(2), pp117-123, 1943.
- Gilpin, R.R.: A model for the prediction of ice lensing and frost heave in soils. Water Resources and Research Vol.16, pp981-930, 1980.
- 宮田嘉明, 赤川 敏: 多孔質体間隙における静的個液相平衡に関する実験的研究, 日本機械学会論文集 (B編), 62巻, 600号, pp.249-256, 1996.
- 高志 勤, 生頼孝博, 山本英夫, 岡本 純: 凍結中の間隙水圧測定による上限凍上力の推定, 雪氷, 41巻, pp.277-289, 1979.
- Taber, S.: Frost Heaving. Journal of Geology, Vol.37, 1929

繰り返し一面せん断試験による残留強度とせん断速度の関係

北海道大学大学院	正会員	三田地 利之
北海道大学大学院	○学生会員	九田 敬行
岩手大学工学部	正会員	大河原 正文
北海道大学工学部		石橋 正弘

1. はじめに

地すべり斜面の安定解析に際して、我が国の実務においては、これまで強度パラメータの決定をもっぱら逆算法によってきた。この場合見かけの粘着力 c (kN/m^2) を $c=d$ (d : 地すべり土塊の厚さ (m)) とする仮定がセットになっており、いわゆる $c-\tan\phi$ 図を用いて対策工設計用の (c, ϕ) を決定している。筆者らは従来の逆算法に室内強度試験結果を組み入れることによって、 (c, ϕ) のとり得る値の範囲を物性値としての変動範囲に限定することが可能であることを理論的に示すとともに、室内試験結果と $c-\tan\phi$ 図の組み合わせによる実用算定法を提案し、現場への適用例を示してきた^{1), 2), 3)}。この方法は宜保ら⁴⁾の方法を包含するものであり、理論的背景は示されていないものの、基本的に同じ内容が「斜面の長期的な安定度の検討にあたっての強度定数の決定法」として農水省の土地改良事業計画設計基準「計画・農地地すべり防止対策」⁵⁾の解説にすでに紹介されている。

筆者らの提案する方法を用いるにあたっては、すべり面付近から採取された試料についてのピーク・完全軟化・残留強度をせん断試験によって求めるのが基本である。残留強度を求める試験としては従来リングせん断試験によるのが最善と考えられてきたが、これとて完璧なものとはいえず、供試体成形の困難さから不攪乱試料についての残留強度の決定は容易でないこと、上下リング間の隙間の設定に関して試料漏れと摩擦という相反する問題を解決せねばならないという宿命を抱えていること、さらに試験装置が複雑で操作が容易でないことなどの問題を有している。

以上の背景のもと、残留状態の強度パラメータを求めるための試験方法として新しく開発した H-III 型全自動繰り返し一面せん断試験装置の概要を示し、三種類の粘性土について実施したせん断速度と残留強度に関する試験結果を報告する。

2. H-III 型一面せん断試験装置

新しく開発した H-III 型一面せん断試験装置の模式図を図 1 に示す。本試験装置は、試験機本体、パーソナルコンピュータ、モータードライバーボックスおよび各種測定機器から構成され、各種土質材料を対象として理想的な一面せん断条件下での、単調および繰り返し一面せん断試験をコンピュータ自動制御の下で行うことができる。

以下に本試験機の特徴および仕様を示す。

- ①せん断箱は正方形(60mm×60mm)と円形(直径 60mm)の 2 種類の供試体断面で、厚さ 40mm までの供試体の試験が可能。
- ②ギャップスペーサーを用いることによりせん断箱間隔を調節可能。
- ③垂直力は電空変換機を介して空気圧をペロフラムシリンダーに載荷して発生させ、下せん断箱の底部に取り付け

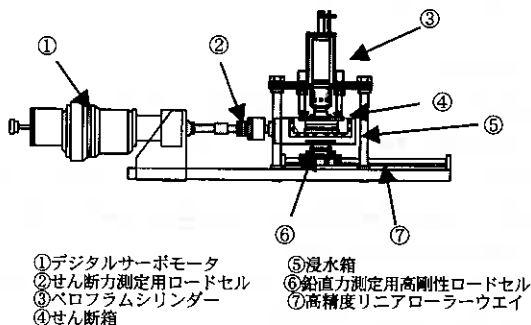


図 1 H-III 型一面せん断試験機

Rate effect on the residual strength obtained by reversal direct shear box test.
Toshiyuki MITACHI(Graduate school of Engineering, Hokkaido University)
Takayuki KUDA(Graduate Student, ditto)
Masafumi OKAWARA(Department of Civil Engineering, Iwate University)
Masahiro ISHIBASHI(Undergraduate Student, Hokkaido University)

られた高剛性ロードセルによって測定する。これによって、せん断箱内の周面摩擦の影響を受けることなく、高精度での垂直力の測定・制御が可能。

④高精度デジタルサーボモーターを用いることにより、コンピュータ自動制御の下で広範囲なせん断変位速度 0.01~1.5 (mm/min)での高精度な単調せん断および繰返しせん断が可能。

⑤せん断箱のせん断面部分および浸水箱の側面がアクリル製であるために、せん断中にせん断面の状態を外部から確認できる。

3. 実験

3-1 繰返し一面せん断試験概要

後述のス멕タイト粘土についての試験結果を例として概要を説明する。図2は、繰返し一面せん断から得られる水平変位~せん断応力関係の一例を示したものである。繰返し予圧密試料について、正規圧密後、定圧状態でせん断を開始するとせん断応力が徐々に増加し、ある値で最大値を取る。この値を完全軟化強度(τ_c)と本研究では定義する。その後繰返しせん断を続けるとせん断応力がほぼ一定値に収束し、その後ほとんど同じ経路をたどるが、繰返し最終回で水平変位が原点にもどったときのせん断応力を残留強度(τ_r)と定義する。図3は、垂直応力を変えて実施した繰返し一面せん断試験結果より得られる、完全軟化強度、残留強度のプロットの例である。それぞれのプロット点を結んだ直線の傾きと切片から、完全軟化状態、残留状態に対応する強度パラメータ(c'_s, ϕ'_s)および(c'_r, ϕ'_r)が得られる。

以上のようにして得られる残留強度がせん断速度に対して依存性を示す粘土と示さないものがあることが知られている^{3,6,7}。そこで同一の供試体に対して繰返しせん断中にせん断速度を変化させる実験を行った。また、繰返しせん断時の振幅の影響を調べるために、NSF-clayについて片振幅を2mmおよび6mmに変えた実験を行った。

3-2 試験試料

(1) NSF-clay

市販の粉末状の試料に蒸留水を加えて攪拌後予圧密セル内に真空中で引き入れ、150kPaで10日間予圧密したものを試験に供した。X線回折分析の結果より、鉱物成分のほとんどがパイロフィライトと石英から構成されており、NSF-clayの鉱物学的、力学的特性はこのパイロフィライトの性質に依存するものと考えられる。

(2) ス멕タイト粘土

NSF-clayと同様にして100kPaで30日間予圧密したものを試験に供した。X線回折分析の結果によれば、本試料はス멕タイト60%、石英40%の鉱物成分よりなっている。

(3) カオリン粘土

上記と同様に、250kPaで15日間予圧密したものを試験に供した。X線回折分析の結果から、本試料はほぼ純粋(99%以上)なカオリン粘土である。

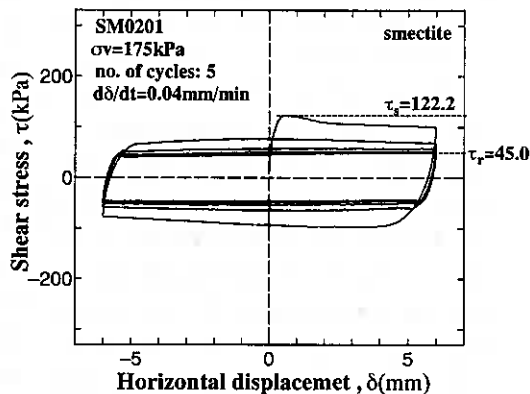


図2 $\delta \sim \tau$ 関係

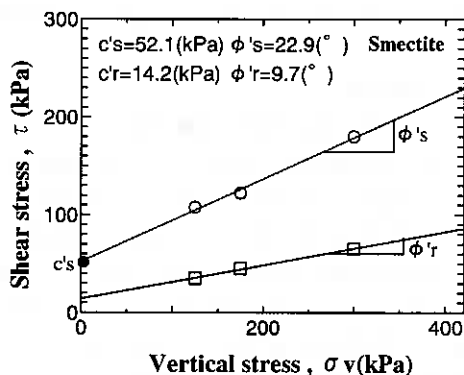


図3 強度定数の決定法

3-3 試験条件

供試体番号とその試験条件を表1に示す。供試体 No. は、NSF-clay、スメクタイト粘土、カオリン粘土を用いた試験をそれぞれ NS, SM および KA とした。NSF-clay について NS06~NS08 はせん断速度を変化させる試験、NS09 と NS10 は片振幅 2mm (ほかはすべて片振幅 6mm の繰り返し) で行った試験である。前述の条件で予圧密したそれぞれの粘土試料について、直径を 60mm として NSF-clay およびカオリン粘土では高さ 40mm、スメクタイト粘土は 20mm の円板状に成形した。両面排水条件で、表1に示す速度で所定の圧密応力まで載荷後 3 t 法によって圧密を打ち切り、定圧条件の下で表に示す条件で繰り返しせん断を行った。各ステップで所定のせん断速度および繰り返し回数のせん断終了後、水平変位が原点に戻ったところで次のステップのせん断速度に切り替えた。同一の試料を用いた既往の実験結果⁹⁾から、一段階目の繰り返し回数は3回または5回とした。せん断箱間隔は 0.2mm である。

表1 試験条件

No.	圧密応力 (kPa)	圧密速度 (kPa/min)	せん断速度(mm/min)(繰返し回数(回))				
			step1	step2	step3	step4	step5
NS01	75	0.3	0.2 (3)				
NS02	186	0.13	0.2 (3)				
NS03	251	0.21	0.2 (3)				
NS04	305	0.22	0.2 (3)				
NS05	398	0.3	0.2 (3)				
NS06	175	2	1.0 (4)	0.2 (3)	0.04 (3)		
NS07	175	2	0.01 (3)	0.04 (2)	0.2 (2)	1.0 (2)	
NS08	305	0.2	0.04 (3)	0.2 (2)	1.0 (2)		
NS09	175	2	0.01 (5)				
NS10	317	2	0.01(9)				
SM01	125	2	0.01(3)	0.04 (2)	0.2 (2)	1.0 (2)	
SM02	175	2	0.04 (5)	0.2 (2)	1.0 (3)		
SM03	300	2	0.01 (5)	0.04 (1)	0.2 (1)	1.0 (1)	
KA01	300	0.5	0.01 (3)	0.04 (2)	0.2 (2)	1.0 (2)	0.04 (2)
KA02	350	0.5	0.01 (3)	0.04 (2)	0.2 (2)	1.0 (2)	0.04 (2)
KA03	400	0.5	0.01 (5)	0.04 (2)	0.2 (2)	1.0 (2)	

3-4 試験結果

(1) NSF-clay に関する実験結果

図 4.5 にせん断速度を変化させて行った実験結果の一例として NS07 シリーズの step1 (以下 NS0701 のように表記) および NS0702 の水平変位とせん断応力の関係を示す。また、図 6 は NS0701 の累積水平変位とせん断応力の絶対値の関係である。せん断を開始すると徐々にせん断応力が増加し、累積変位 12mm 程度でせん断応力のピークが現れる (完全軟化状態)。その後せん断を続けると、せん断応力が変化しなくなり、ほとんど同じ経路をたどって供試体が残留状態に至っていることが読み取れる (図 6)。さらに同一試料にてせん断速度を変えて引き続いて行う NS0702 でも、NS0701 とほぼ同じ残留強度で $\tau \sim \delta$ 関係が同一の経路をたどっている。NS0703 以降も同様の結果を得た。図 7 は、縦軸に図 4.5 のようにして決定された残留強度および完全軟化強度を垂直応力で正規化したもの ($\tan \phi' r$ および $\tan \phi' s$)、横軸にせん断速度をプロットしたものである。せん断速度が残留強度および完全軟化強度に与える影響は NSF-clay に関しては無いといえることが分かる。また、垂直応力で正規化された残留強度 ($\tan \phi' r$) のプロット点が各速度において重なっていないのは図 10 に示すように残留強度に対応する粘着切

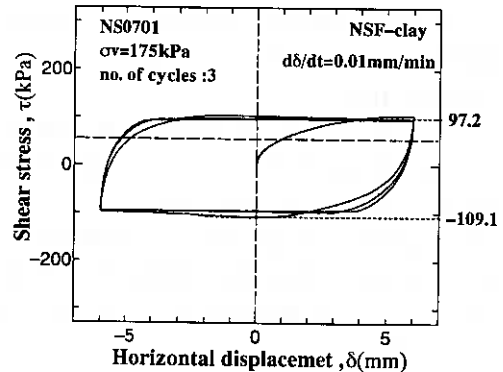


図4 水平変位～せん断応力関係(NS0701)

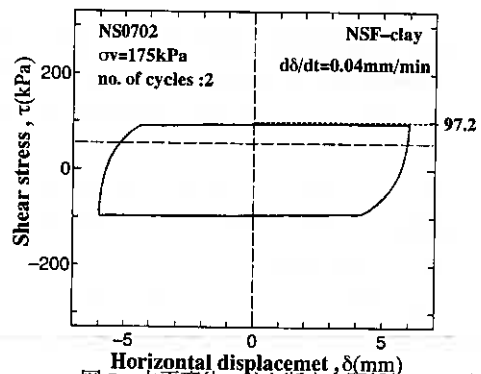


図5 水平変位～せん断応力関係(NS0702)

片が多少生じるためである。

図8は片振幅 2mm の試験(NS0901)から得られた累積変位と垂直応力で正規化されたせん断応力の絶対値の関係を示したもので、比較のために片振幅 6mm で行った NS0701 の同様の関係もあわせて描いてある。また、図9に累積変位とせん断中の垂直変位の関係を示す。片振幅が 2mm の試験では、片振幅以外は同条件である NS0701 と比較して完全軟化状態に至るまでの変位が大きいものの、完全軟化強度に変化はほとんどなかった。NSF-clay は片振幅 6mm にてせん断を反転後、累積変位 12mm 程度でせん断応力のピークが現れることから、完全軟化強度が粘土粒子の配向の影響を受ける可能性が考えられたが、せん断の反転が4回起こった後に完全軟化状態に至った片振幅 2mm の試験でも完全軟化強度に変化がないことにより、NSF-clay の完全軟化強度はせん断の反転による影響を受けていないことを確認した。また、残留状態に達するのに必要な変位は片振幅の影響を受けずほぼ同じである。図8に示すように $\delta \approx 30\text{mm}$ で残留状態に至っているが、図9の $\Delta H \sim \delta$ 曲線の傾きが $\delta = 30\text{mm}$ 以降ほとんど一定であることがわかる。残留状態は本来体積変化がほとんど生じない状態であるから、 $\delta = 30\text{mm}$ 以降の垂直変位は上下せん断箱間の隙間からの試料漏れによるものと考えられ、その増加率は3つの試験結果でほとんど同じである。したがって、試料漏れは繰り返しせん断時の振幅の大きさには影響を受けず、累積変位に依存していることが分かる。

NSF-clay に関しては、残留強度がせん断速度や片振幅の影響を受けないことから、すべての実験から得られた完全軟化強度、残留強度を同等に評価してよいといえる。そこで、縦軸に完全軟化強度および残留強度、横軸にそれぞれの鉛直応力をプロットしたものが図10で、強度パラメータはそれぞれ図中に示す通りである。

残留状態に対応する $c_r > 0$ については、繰り返しせん断中に上下せん断箱の隙間(設定値 0.2mm)から漏れた粘土とせん断箱の間に生じる摩擦力が主たる原因と考えられる⁹⁾。この摩擦抵抗は、漏れ出した試料が引き続いて起こるせん断箱の水平移動によって押される際に発揮されるもので、鉛直荷重のかからない部分で生じる。よって鉛直応力に関係なく一定値を示すものと考えられる。今後粘土漏れによって生じる摩擦力の評価方法の検討が必要である⁹⁾。

(2) スメクタイト粘土に関する実験結果

前述の図2にスメクタイト粘土についてせん断速度を

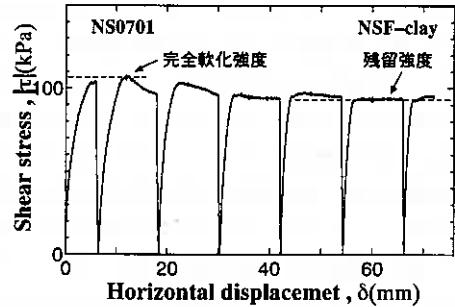


図6 累積水平変位～せん断応力関係(NS0701)

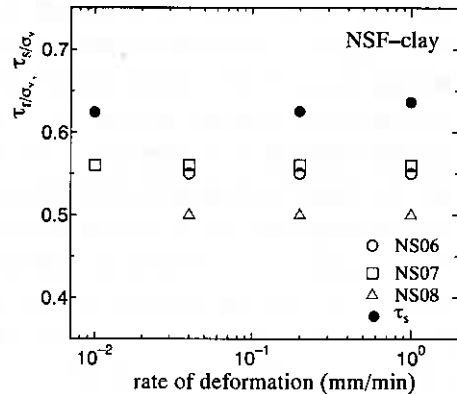


図7 せん断速度～せん断強度(正規化)関係

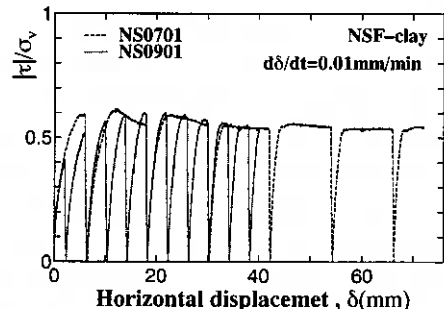


図8 累積水平変位～ $|\tau|/\sigma_v$ 関係

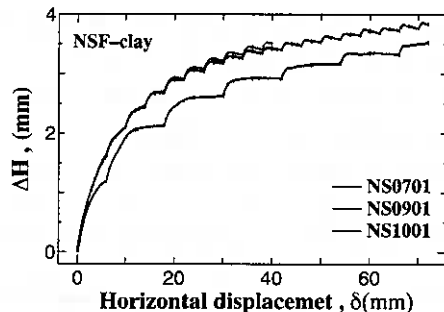


図9 累積水平変位～垂直変位関係

変化させて行った実験結果の一例としてSM0201の水平変位とせん断応力の関係を示す。水平変位1mm程度でせん断応力のピークが現れ（完全軟化状態）、その後繰り返し回数が3回を越えるとせん断応力はほとんど一定値（残留強度）に収束し、同じ経路をたどっていることが分かる。NSF-clayは累積水平変位12mm程度で完全軟化強度に至る（図4,6）のに対して、スメクタイト粘土は水平変位が1mm程度と小さい変位で明確な完全軟化強度を示す。また、スメクタイト粘土の完全軟化強度と残留強度の差はNSF-clayのそれに比べて大きい。せん断速度を変化させたSM0202以降でも、NSF-clay同様にSM0201とほとんど同じ残留強度でせん断応力が同じ経路をたどっている。図12に垂直応力で正規化した残留強度（ $\tan \phi' r$ ）とせん断速度との関係を示す。スメクタイト粘土についても前述のNSF-clay（図7）と同様にせん断速度が残留強度に与える影響はないと言える。実験結果をもとに縦軸に完全軟化強度および残留強度を、横軸にそれぞれの鉛直応力をプロットしたものが図3である。スメクタイト粘土についての完全軟化および残留状態に対応する強度パラメータは、それぞれ図中に示す通りである。残留強度に対応するせん断抵抗角がスメクタイトに関する従来の研究¹⁰によって得られたものより大きいことについては、前述の鉱物分析結果から本実験の試料は石英を40%含有していることが理由として考えられる。

(3) カオリン粘土に関する実験結果

図12にカオリン粘土についての実験結果の一例としてKA0301の水平変位とせん断応力の関係を示す。水平変位が2.5mm程度でせん断応力のピークが現れ（完全軟化状態）、その後せん断を続けると、せん断応力がほぼ一定値に収束し、ほとんど同じ経路をたどって残留状態に至っていることが読み取れる。せん断速度を増大させたKA0302以降はせん断応力が同じ経路をたどっているが残留強度がせん断速度の増加に伴わずかに増加している。また、KA01, KA02シリーズにおいてはKA0104, KA0204終了後、せん断速度を減少（1.0mm/min→0.04mm/min）させて繰り返しせん断を行った結果、残留強度が減少することも確認した（KA0105, KA0205）。図13にせん断速度と垂直応力で正規化した残留強度（ $\tan \phi' r$ ）の関係を示す。カオリン粘土の残留強度とせん断速度には正の相関があることが読み取れる。ここで、残留強度と対数表示のせん断速度の間に直線関係があるものとする、その直線の勾配は垂直応力によらずほぼ同じ（1log cycleに対して約2.3%）である。このことからせん断速度の増加に伴う残留強度の増加は垂直応力に無関係であると言える。従来の研究で残留強度がせん断速

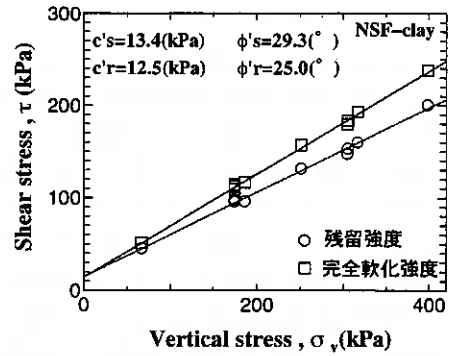


図10 $\tau \sim \sigma_v$ 関係

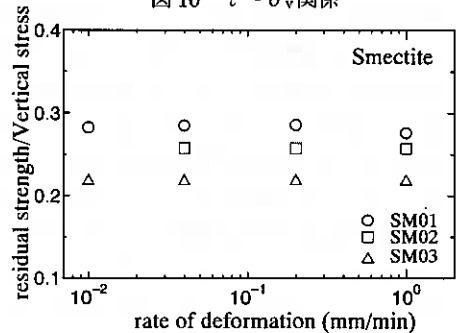


図11 せん断速度～残留強度（正規化）関係

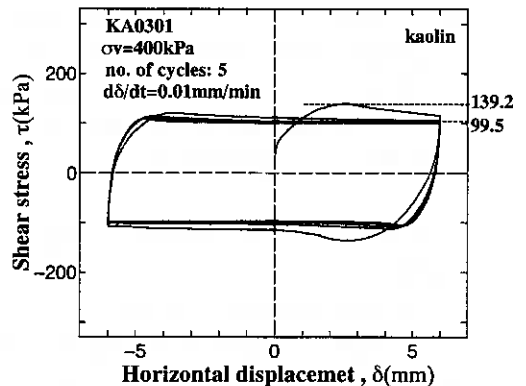


図12 水平変位～せん断応力関係(KA0301)

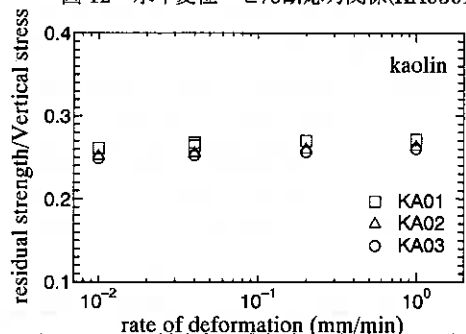


図13 せん断速度～残留強度（正規化）関係

度の影響を受ける例が報告^{3),6),7)}され、その原因としてせん断面上の有効垂直応力の変化をもたらす間隙水圧の存在が指摘されている⁷⁾が、本来残留状態は体積変化がほとんど生じない状態を指すから、間隙水圧の変化を考えるのは残留状態の定義と矛盾することになる。大河原³⁾はストライベック曲線を残留状態における粘土粒子表面間の摩擦現象に適用することにより、残留強度がせん断速度の増加に関して増加、不変、減少することを粘土鉱物の粒子表面間距離との関係で説明している。本研究では2試料で不変、1試料でわずかに増加という結果となったが、今後は大河原提案の検証を含めて粘土の種類、ひずみ速度の範囲を広げてさらに検討を深めていきたい。

本実験の結果得られたカオリン粘土についての完全軟化および残留状態に対応する強度パラメータは、それぞれ図14に示す通りである。

4. 結論

- 1) 地すべり安定解析用強度パラメータ決定のための試験装置として、試験操作が簡単で高精度の変位制御が可能な自動繰返し一面せん断試験装置を開発した。
- 2) 市販の粘土を用いた一連の実験結果から、本試験装置による繰返し一面せん断試験によって、完全軟化および残留状態に対応する強度パラメータを高精度で求め得ることを確認した。
- 3) 3種類の試料を用いてせん断速度を変化させた一連の実験によって、残留強度のせん断速度依存性を調べたが、本研究で用いた粘土試料と実験条件の範囲では、速度依存性は最大で2%/log cycleと小さなものであった。
- 4) 残留強度に対応する強度パラメータ c_r の評価にあたって、繰返しせん断中の試料漏れによって生じる摩擦力の評価方法の確立が今後の課題である。

<参考文献>

- 1) 三田地・佐野・大河原：室内せん断試験による“強度定数”と安定解析に用いる強度パラメータの関係について、第35回地すべり学会研究発表会講演集、pp.345-348, 1996.
- 2) T.Mitachi et al: Method for determining design strength parameters for slope stability, Slope Stability Engineering, A.A.Balkema, p.p.781-785, 1999.
- 3) 大河原正文：繰返し一面せん断試験による粘土の残留強度測定方法に関する基礎的研究、北海道大学博士論文, 2000
- 4) 宜保・武居・小波蔵：平均すべり面強度定数の算定方法について、地すべり, Vol. 20, No. 4, pp. 1-6, 1984.
- 5) 農水省構造改善局：土地改良事業計画設計基準「計画・農地地すべり防止対策」、農業土木学会, p. 68-70, 1989.
- 6) 鈴木素之：リングせん断試験による土の残留強度に関する研究、信州大学博士論文, 1998.
- 7) 矢田部・八木・榎：破碎帯地すべり地の粘性土のリングせん断特性、土木工学会論文集, No554/Ⅲ-37, pp. 139~146, 1996.
- 8) 大河原・三田地・棚田・藤村：繰返し一面せん断試験によるカオリン粘土のせん断面の構造と形成過程、地すべり, Vol. 37, 2000
- 9) 大河原・三田地・小野寺：地すべり解析用小型自動繰返し一面せん断装置の開発と試験方法の最適化、地すべり, Vol. 37, 2000
- 10) Lupini, J.F., Skinner, A.E. and Vaughan, P.R.,: The drained residual strength of cohesive soils, Geotechnique, Vol.31, No.2, pp.181-213, 1981.

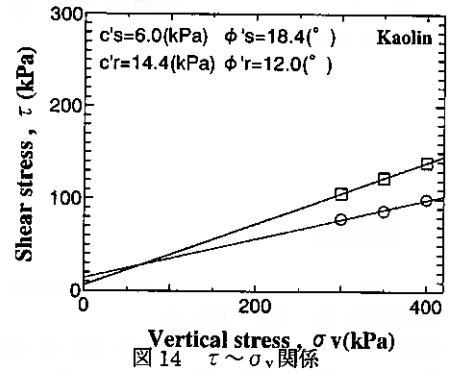


図14 $\tau \sim \sigma_v$ 関係

室内ベンダーエレメント試験の解釈について

函館工業高等専門学校 正会員 ○川口 貴之
北海道大学大学院 正会員 三田地 利之
北海道大学大学院 正会員 澁谷 啓
函館工業高等専門学校 正会員 佐野 信房

1. はじめに

ベンダーエレメント (BE) 試験は供試体中を伝播するせん断弾性波の速度を測定することによって、微小ひずみ領域におけるせん断弾性係数 G が得られるといった極めてシンプルな仕組みである。しかしながら、せん断弾性波の伝達距離や伝達時間の判定方法など、その試験結果の解釈には困難を伴い、とりわけ伝達時間の判定方法については、その際的主観性を取り除くための解析方法など、さまざまな研究成果が報告されているが、国際的な統一見解はいまだに得られていない¹⁾。

以上の実情を背景に、筆者らはまず送・受信波電圧時刻歴の比較・検討が容易に行えるよう、送信側 BE に対する電圧波の送信から送・受信波電圧時刻歴の自動記録までをパソコンによって実施することができるせん断弾性波速度測定システムを開発した。そして、送信 sin 波の周波数や伝達距離が受信電圧時刻歴に及ぼす影響について検討した結果、せん断弾性波の伝達時間は『"near field effect"を見極めた上で、送信開始時とせん断弾性波の到達開始時を結ぶ"start to start"』とすべきであると報告した²⁾。図 1 は送・受信波電圧時刻歴の概念図であり、A-B-C の部分を"near field effect"とし、S-C を伝達時間とした。しかしながら、"near field effect"の特徴やそれを見極めるための手段、さらには到達開始時の決定を困難にする要因の把握など、不明な点も多かった。

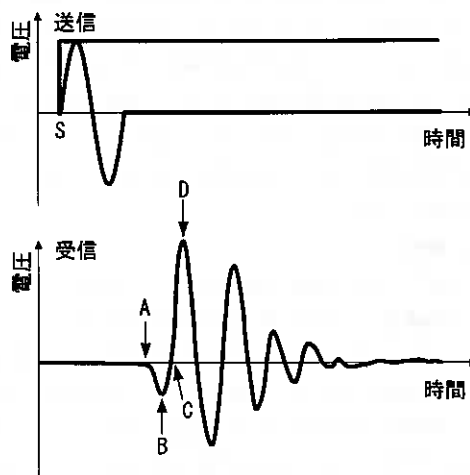


図 1 送・受信波電圧時刻歴の概念図

そこで本文では、BE が取り付けられた 3 つの室内試験装置 (圧密・一面せん断・三軸試験装置) より得られた BE 試験結果を基に、在来の研究報告との比較・検討を交えながら、先述の伝達時間測定方法について更なる検証を行い、"near field effect"の見極めや伝達時間の測定をより正確に行うために必要な試験条件・方法について検討している。また、本文で提案する伝達時間測定方法を適用し、三軸試験時に測定された G と非排水条件下での弾性ヤング率 E_u との相関、更には乱れの少ない有明粘土を用いた BE 試験結果と原位置弾性波速度探査結果との比較から、先述の伝達時間測定方法の妥当性についても検討している。

2. 試験方法・条件

実験には 2 種類の粘性土を使用した。一つは多くの均質な供試体を得る目的で、粉末乾燥状態で市販されている NSF 粘土 ($w_L = 55\%$, $I_p = 26$) に、含水比が液性限界の 2 倍程度になるよう蒸留水を加えて十分に攪拌し、真空に近い状態に保ったセル内で十分に脱気した後、鉛直応力 150 kPa で一次元圧密したものを用いた。もう一つは、原位置弾性波速度探査より得られた G_r と比較する目的で、大口径シェルブルックサンプラーにより地表面下 4 m の地点から採取された「乱れの少ない有明粘土試料³⁾」を用いた。試料の含水比は 137%, $w_L = 117\%$ および $I_p = 68$ であった。また、原位置での有効土被り圧は 21 kPa と極めて小さい。

BE 試験は圧密⁴⁾、一面せん断⁵⁾、三軸試験装置⁶⁾ の 3 種類の室内試験装置に取り付けられた BE によって行われた。圧密試験に用いた供試体は $\phi = 6$ cm, 高さ 2cm の円盤形、一面せん断試験については 6 cm × 6 cm

Interpretation of laboratory Bender element test

Takayuki KAWAGUCHI *, Toshiyuki MITACHI §, Satoru SHIBUYA § and Yoshihisa SANO *

* Department of Civil Engineering, Hokodate National College of Technology

§ Graduate School of Engineering, Hokkaido University

表1 試験条件のまとめ

実験名	試験装置	試料	圧密方法	BE試験実施時の圧密応力 (kPa) 実験⑥については()内に BE試験実施時の軸ひずみ (%)	送信波の波形・周波数 (kHz)
実験①	圧密	NSF	一次元	$\sigma'_v=100 \rightarrow 150 \rightarrow 200 \rightarrow 300 \rightarrow 400$ $\rightarrow 320 \rightarrow 200 \rightarrow 100 \rightarrow 50$	矩形波 0.1 sin波 8, 4, 2, 1
実験②	圧密	NSF	一次元	$\sigma'_v=10 \rightarrow 20 \rightarrow 40 \rightarrow 80$ $\rightarrow 160 \rightarrow 320 \rightarrow 10$	矩形波 0.1 sin波 8, 4, 2, 1 共振周波数による連続 sin波
実験③	圧密	有明	一次元	$\sigma'_v=15 \rightarrow 18 \rightarrow 21 \rightarrow 24 \rightarrow 27 \rightarrow 30$ $\rightarrow 36 \rightarrow 42 \rightarrow 50 \rightarrow 75 \rightarrow 100$ $\rightarrow 80 \rightarrow 50 \rightarrow 20$	矩形波 0.1 sin波 8, 4, 2, 1
実験④	一面せん断	NSF	一次元	$\sigma'_v=100 \rightarrow 150 \rightarrow 200 \rightarrow 300 \rightarrow 400$ $\rightarrow 320 \rightarrow 200 \rightarrow 100 \rightarrow 50$	矩形波 0.1 sin波 8, 4, 2, 1
実験⑤	三軸	NSF	等方	$p'_c=300$ ($\epsilon_a=0.01 \rightarrow 0.03 \rightarrow 0.05 \rightarrow 0.1 \rightarrow 0.2$ $\rightarrow 0.5 \rightarrow 1 \rightarrow 2 \rightarrow 4 \rightarrow 8 \rightarrow 15$)	矩形波 0.1, 10 sin波 10, 5 (非排水せん断中は矩形波 10 kHz のみ)

の正方形断面で、高さは4 cm、三軸試験については $\phi=5$ cm、高さ10 cmの円柱形であり、BEは各供試体上下端面に挿入されているために、せん断弾性波の伝達距離は試験装置に応じて異なっている。

圧密および一面せん断試験については、段階的に一次元圧密応力を増減させ、その都度BE試験を行っている。三軸試験については圧密終了後の他に、非排水せん断中の所定の軸ひずみにおいてもBE試験を行っている。表1に各BE試験条件をまとめる。

3. 伝達時間の測定を正確に行うための試験方法について

3.1 "Near field effect"について

Salinero et al⁷⁾は3次元の等方弾性体中を伝わる波を理論的に数式で表し、せん断波を構成する3つの成分の中には、せん断(横, s)波の速度で進行する成分の他に、圧縮(縦, p)波の速度で進行する成分も存在し、この成分は減衰しやすいために伝達距離が短い場合に限ってせん断波の到達開始時点の確認を困難にすると報告しており、これを"near field effect"と呼んでいる。なお、この成分もあくまでせん断波であるため、送信波形を反転することによって、見極めることはできないとしている。

"Near field effect"の有無を評価する方法として、伝達距離内に存在する波数を用いられている。Salinero et al⁷⁾は送信波の周波数を用いた計算から2以下では影響が大きい、8程度ではほとんどないことを示し、Mancuso et al⁸⁾は受信波の周波数を用いた計算から1/4~4の波数で影響が現れやすいとしている。そこで、表1に示した実験において、受信波の平均的な周波数を用いて波数を計算したところ、最も伝達距離の大きい実験⑥においても4.5程度、実験①における最も圧密応力の大きい $\sigma'_v=400$ kPaでのBE試験結果については1程度であり、一般の室内試験機を用いて行われるBE試験においては"near field effect"の見極めは必要不可欠と思われる。

図2は実験②より得られた受信電圧時刻歴の比較であり、各载荷段階での矩形波送信開始時を基準時($t=0$ μsec)としてデータを整理している。応力履歴は表1に示す通りであり、図中には代表的な3つの試験結果を示している。なお、受信電圧時刻歴において、後続の電圧変化からも判断し、電圧変化が最初に現れたと思われる時点をA点、第1、第2ピークをそれぞれB、D点、第1、第2ピークの間において電圧が0とな

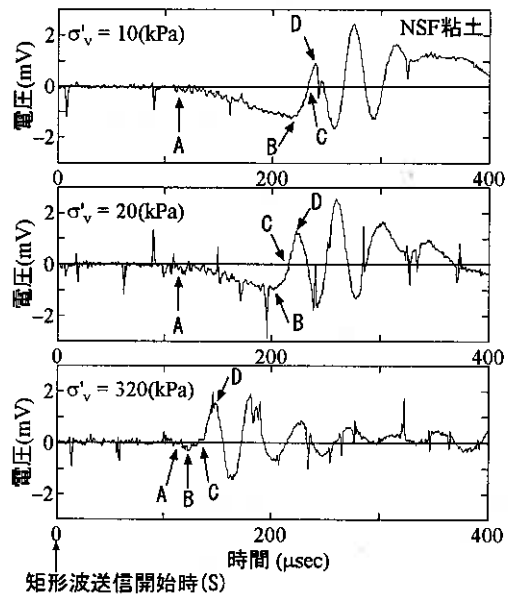


図2 実験②における受信電圧時刻歴の比較

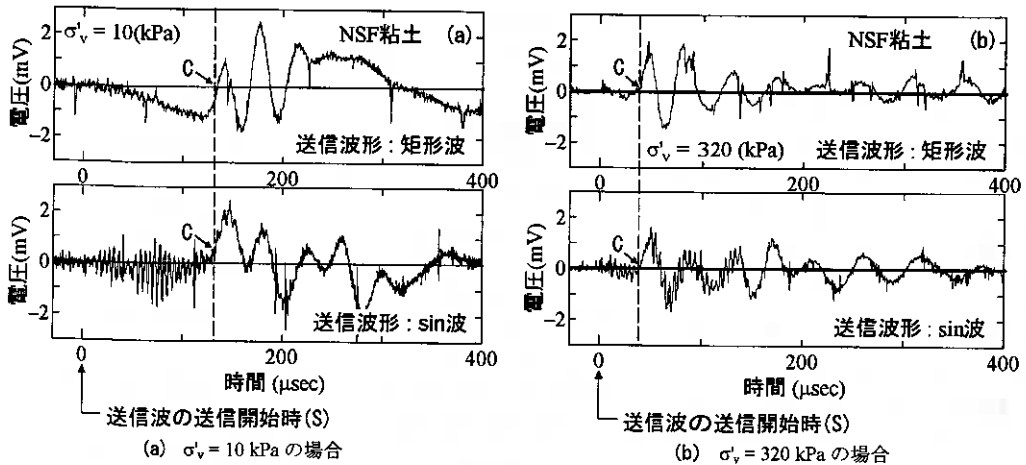


図3 送信波形に矩形波とsin波を用いた場合の受信電圧時刻歴の比較(実験②)

る時点をもC点として、各点を図中に示している。圧密応力の増大につれて、Gが増加しているにもかかわらず、第1波の到達点(A点に相当)は圧密応力によらずほぼ同時点にある。すなわち、A点からB点の部分はまぎれもなく“near-field-effect”に相当すると考えられる。さらに、この部分は圧密応力の増加とともに徐々に消失しており、さらに圧密応力を増加させた場合には確認が困難になることも予想される。よって、BE試験を行う際には所定の圧密応力に達するまでの幾つかの応力点においてBE試験を行い、得られた受信波時刻歴の比較・検討から、“near-field-effect”を見極めることが必要だと思われる。

ところで、低圧密応力の領域では、第2ピークを有する波が下方へ大きくシフトしている。この現象が“near-field-effect”のみによって生じているかどうかは不明であるが、場合によっては第2ピークの電圧が負になることも予想され、図2におけるC点の選定方法は、明確に見出せるBおよびD点の間における変曲点あるいはその中点とするのが良いと思われる。

図3は鉛直応力 $\sigma'_v = 10$ (図3(a))および320 kPa (図3(b))で行われたBE試験において、送信波形に矩形波と周波数10 kHzのsin波を用いた場合の受信電圧時刻歴を比較したものである。 $\sigma'_v = 320$ kPaにおける第2ピーク付近までの時刻歴は送信波形によらずほぼ等しいが、 $\sigma'_v = 10$ kPaにおけるsin波の受信電圧時刻歴では、矩形波を送信した際に見られる大きな電圧シフト現象が見られず、送信波の波形や周波数を変化させると伝達時間の判定(C点の選定)が容易になる場合もあることが予想される。このことから、同一応力点において複数の異なる波形および周波数でBE試験を行い、その受信波時刻歴を比較することが重要だと考えられる。

3.2 送信波の波形および周波数について

図4は実験②における圧密応力 $\sigma'_v = 320$ kPa (図4(a))、実験④における圧密応力 $\sigma'_v = 400$ kPa (図4(b))、実験⑤における圧密終了後(図4(c))において行われたBE試験の中から、送信波に0.1および10 kHzの矩形波を使用した際の送・受信電圧時刻歴を比較したものである。圧密試験機を用いて行われた実験②に関しては、第1、第2ピークともに同時刻であり、その振幅もほぼ等しい。しかし、実験⑤については第1、第2ピークは同時刻であるものの、その振幅に違いが見られ、実験④については第2ピークが明らかに同時刻ではないことが確認できる。

昨年の本技術報告会²⁾において報告したように、実験②と同様に圧密試験機を用いて行われたBE試験において、送信sin波の周波数が異なる際の受信波時刻歴を比較した結果、受信波の第1、第2ピークが同時刻に確認された。しかし、図4に示した通り、実験②よりも伝達距離の大きい実験④および実験⑤の結果はこの事実と異なっており、更にせん断弾性波は送信開始時におけるBE運動初期段階においてすでに発生・進行していることを考慮すると、図4に示したような第1ピーク以降の時刻歴の相違は、BEの反転運動(最初のBE運動方向と逆方向への運動)に伴って新たに発生するせん断弾性波との干渉によるものだと考えられる。すなわち、送信開始から反転運動開始までの時間を T_R とすると、受信電圧時刻歴において電圧変化が生じ始めた時点から T_R 後に、BEの反転運動に伴って生じた波が到達していると考えられる。図4(b)および図4(c)には T_R を表記しており、実験④については明らかに電圧変化が生じ始めた時点から T_R 後に変曲していることが分かる。また、実験⑤については偶然にも T_R 後の時点が第2到達波の開始時と重なっており、BEの初期運動による成分とその後の反転運動による成分が干渉することによって第2ピークの振幅が大き

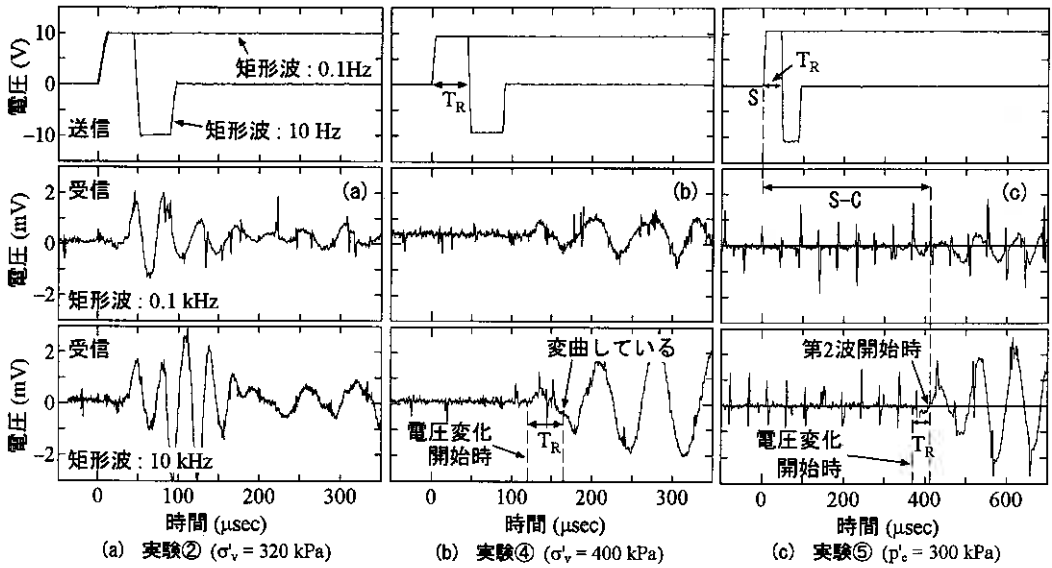


図4 送信波に0.1および10kHzの矩形波を使用した際の送・受信波電圧時刻歴の比較(実験②, ④, ⑤)

くなっていると考えられる。補足すると、BEの初期運動によって生じる最初の波が下に凸であるから、反転運動によって生じる最初の波は上に凸だと考えられ、これが上に凸である初期運動の2波目と干渉していると考えられる。

図5は図4(c)と同時に行われた、送信波にsin波を用いた場合の送受信電圧時刻歴の比較であり、図中には図4(c)において判定された伝達時間(S-C)も示している。送信sin波の周波数10kHzに関しては、C点が同時刻に確認されるが、周波数5kHzに関しては、図中のC'点をC点と解釈し、伝達時間を過大評価することが懸念される。矩形波を送信した際のBEの運動は、初期運動→静止→反転運動となるため、干渉の影響に関する見極めは比較的容易であると考えられるが、sin波については連続的に運動するためにその解釈は困難である。

しかし図5において、周波数5kHz以外の波形および周波数についてはほぼ等しい伝達時間が得られていることを考えると、この結果は干渉によるものだと推測される。このような干渉の影響を考慮せずに伝達時間を測定するには、送信波に十分に小さい矩形波を用いることや一方向へのBE運動を急激に与えることが考えられるが、干渉の影響を考慮すべきであるのは伝達距離がある程度大きい場合であり、このような電圧波を与えた場合には図4(c)の中段図からも分かるように十分な受信電圧変化を得られないことが考えられる。

よって、伝達距離が大きい場合については同一応力点であっても複数の異なる波形および周波数でBE試験を行い、発生するせん断弾性波どうしの干渉も考慮した上で、伝達時間を判定することが必要だと思われる。

3.3 共振周波数について

連続的にsin波を送信した際、その周波数を変化させると幾つかの周波数において受信波の周波数が送信波の周波数と等しくなり、共振したかのように受信波の振幅が大きくなる。Jovičić et al⁹⁾はこのときの位相差に相当する時間が伝達時間に等しいとしている。

図6は実験②において、共振周波数でのsin波を連続的に送信した場合と一波長の矩形波を送信した2つの場合における送・受信電圧時刻歴の比較の例であり、例として $\sigma_v = 20$ (図6(a))および80kPa (図6(b))

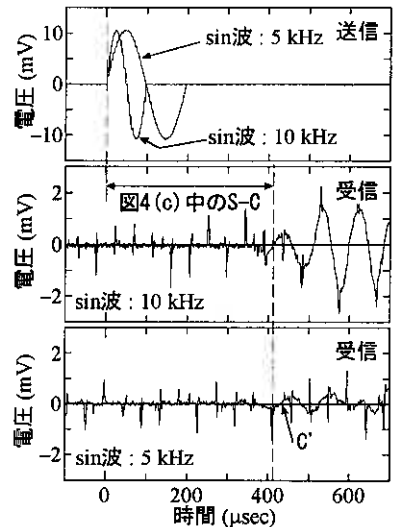


図5 送信波に5および10kHzのsin波を用いた場合の送・受信電圧時刻歴の比較(実験⑤)

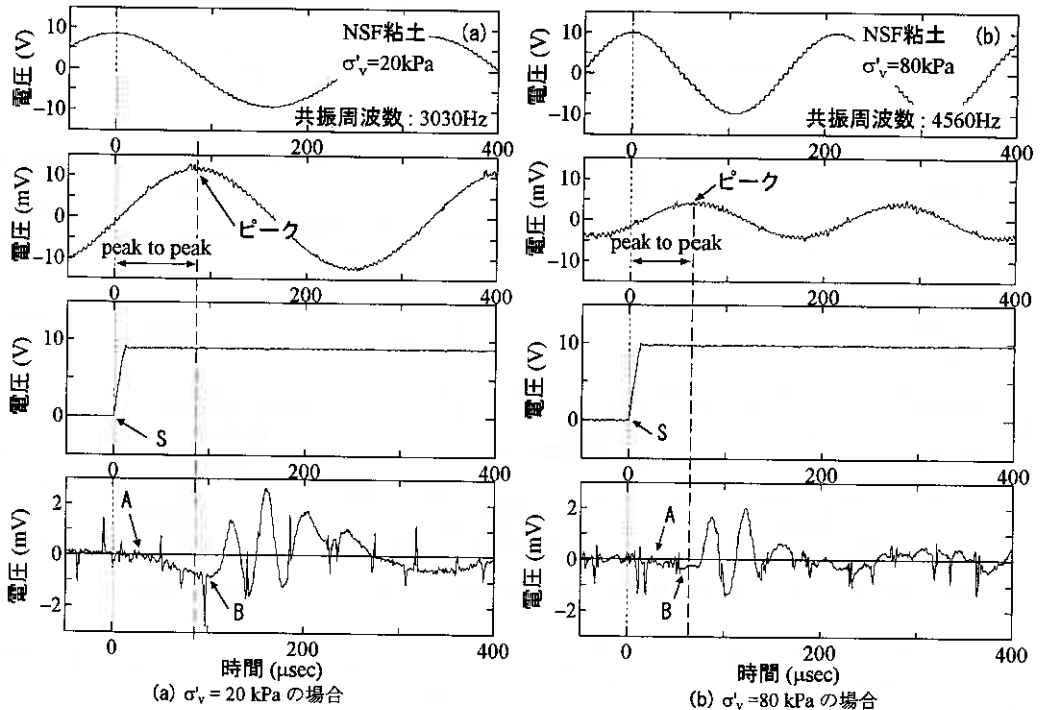


図6 共振周波数でのsin波を連続的に送信した場合と一波長の矩形波を送信した場合における送・受信電圧時刻歴の比較 (実験②)

のものを示している。位相差に相当する時間差は、図6(a)についてはS-AとS-Bの間に存在する時間に相当し、図6(b)についてはほぼS-Bの時間に相当しており、一波長の矩形波を送信した際の受信電圧時刻歴において同等な箇所に相当していない。

また、図7は実験②における同一の応力点 ($\sigma'_v = 20$ kPa)において得られた2つの異なるレベルの共振周波数によって連続的にsin波を送信した場合の送・受信電圧時刻歴の比較である。2つの共振周波数の結果について比較すると、位相差に相当する時間が一致する箇所は伝達時間として考えられる時間内において存在しないことがわかる。

以上のことより、共振周波数を用いる際に得られる送・受信電圧時刻歴の位相差に相当する時間は伝達時間に直接結びつくものではないことがわかる。

4. 伝達時間測定方法の妥当性に関する検討

4.1 間隙比 $e \sim \log G$ 関係の線形性を用いた伝達時間の評価

微小ひずみ域で行われた非排水繰返し三軸試験より、 $e \sim \ln p'$ 関係と $e \sim \ln E$ 関係には強い相関があることがわかっており¹⁰⁾、実験①～④より得られる $e \sim \ln \sigma'_v$ 関係と $e \sim \ln G$ 関係にも当然強い相関があると考えられる。

図8は実験①および実験④より得られた $e \sim \ln \sigma'_v$ 関係と $e \sim \ln G$ 関係をそれぞれ比較したものである。伝達時間については、矩形波および複数の周波数におけるsin波を送信した際の受信電圧時刻歴を比較し、3

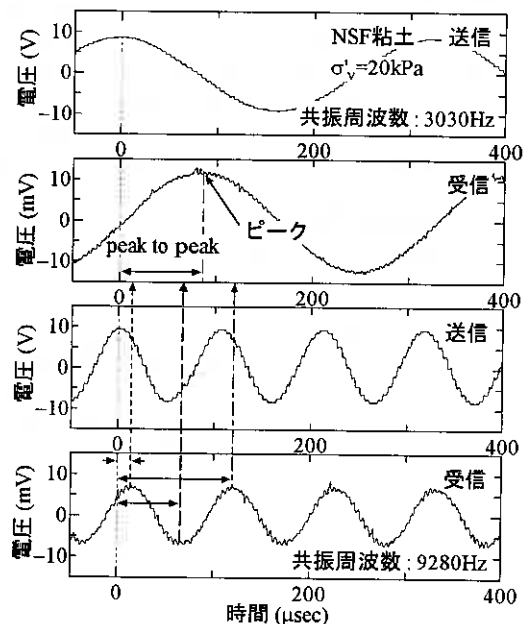


図7 同一の応力点において得られた2つの共振周波数によって連続的にsin波を送信した場合の送・受信電圧時刻歴の比較 (実験②)

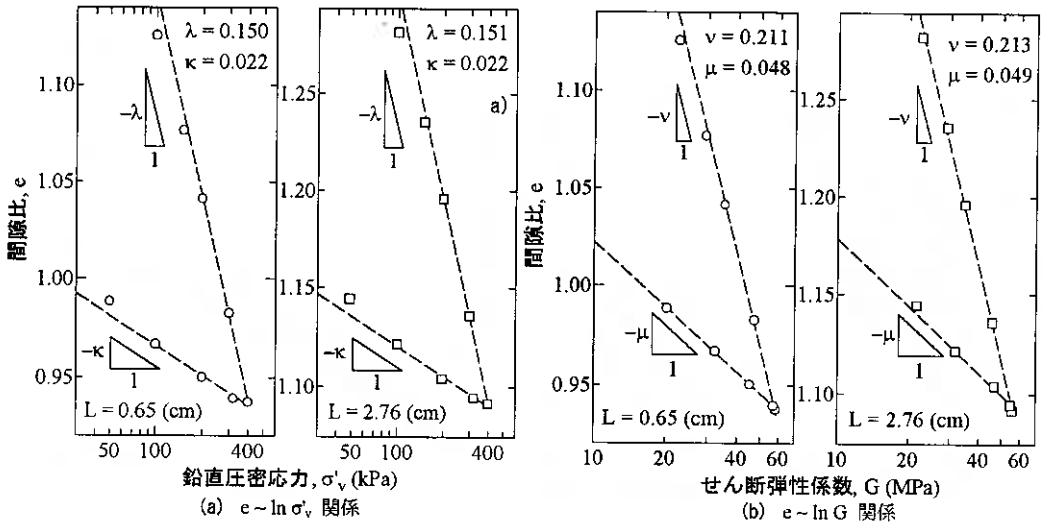


図8 e ~ ln σ'_v 関係と e ~ ln G 関係の比較 (実験①, ④)

章に記載した事項を考慮した上で、せん断弾性波の到達開始点 (図1中のG点に相当) を特定した。

図9は、図8に示した実験結果を用いた $G \sim \sigma'_v$ 関係の比較である。実験①と実験④は伝達距離 (L) が異なっているにもかかわらず、圧密・膨張に伴う σ'_v の変化に対する G の変化はほぼ等しい。また、図8に示した両関係は強い相関があり、圧密・膨張でそれぞれ線形関係を示し、それぞれの傾きもほぼ等しい。

以上のことから、本研究で提案している伝達時間の測定方法の妥当性が何れ、図8に示した圧密・膨張に伴う e ~ ln G 関係の線形性は BE 試験結果の解釈における1つの指標となり得ることから、所定の圧密応力に達するまでの幾つかの応力点において BE 試験を行うことは必須と思われる。

なお、実験①および実験④では、過剰間隙水圧の消散を確認し、沈下量～時間 (対数) 曲線が定常状態に入った (直線を示した) 時点で BE 試験を行っている。微小ひずみ域における変形係数は排水クリープによって大きく増加することが分かっており、e ~ ln G 関係の線形性を指標とする場合には、このように排水クリープの影響の小さい時点で BE 試験を行う方が良いと思われる。

4.2 原位置弾性波速度探査より得られる G_r との比較

図10は実験③より得られた e ~ ln G 関係である。伝達時間については、先述した伝達時間測定方法ならびに BE 試験条件を適用して判定した。原位置での有効土被り圧である 21kPa 以降の正規圧密領域における e ~ ln G 関係はほぼ線形であり、伝達時間測定方法の妥当性が確認できる。

この方法により求めた原位置有効土被り応力に対応する G の値は 2.5 MPa であり、これは原地盤での

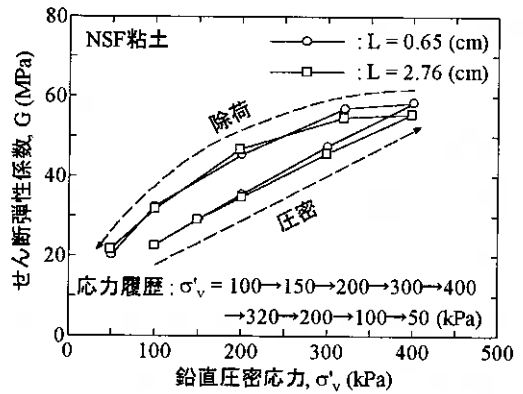


図9 $G \sim \sigma'_v$ 関係の比較 (実験①, ④)

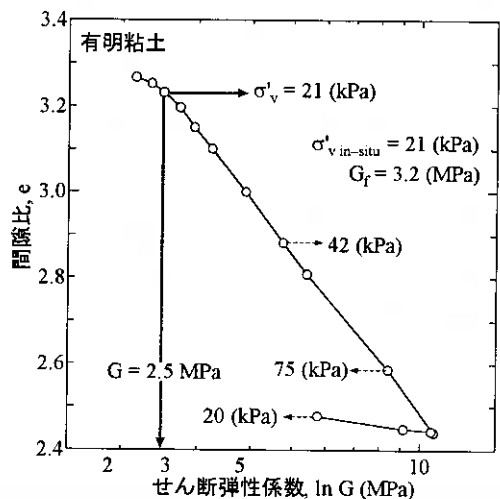


図10 実験③より得られた e ~ ln G 関係

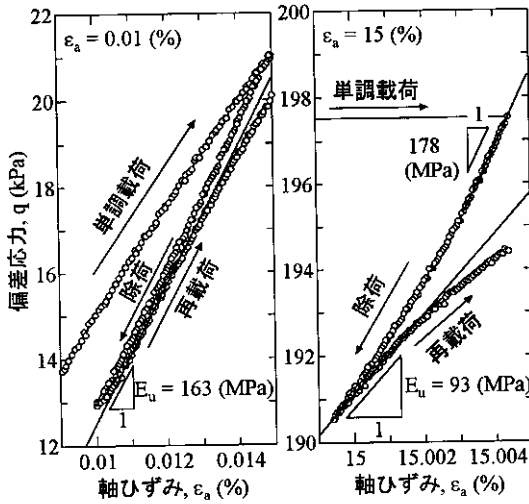


図 11 非排水せん断中に行われた除荷・再載荷の例(実験⑤)

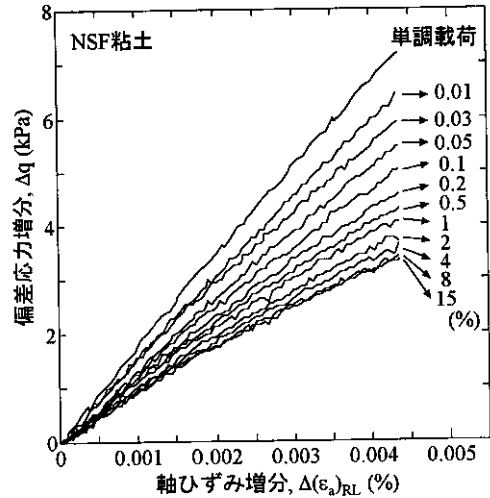


図 12 再載荷応力～ひずみ関係(実験⑤)

$G_r (= 3.2 \text{ MPa})$ よりもわずかに小さい値を示している。これは、試験時に生じる乱れなどを考慮すると、妥当な値だと考えられる¹¹⁾。

また、以上のことより BE 試験は三軸試験やねじり試験などでは測定困難な低応力域での自然堆積粘土の G を明確な応力条件の下で求めることができる簡便な室内試験法としてだけでなく、原位置試験より得られた G を補完するものとしても工学的に有用性が高いことが確認されたと思われる。

4.3 非排水三軸圧縮試験より得られる E_u との比較

実験⑤は三軸試験機において $p'_c=300 \text{ kPa}$ での等方圧密を行い、 $3t$ 法により圧密を打ち切った後に BE 試験を行った。また、その後に非排水せん断を行っており、その間の所定の軸ひずみにおいても BE 試験を行っている(表 1 参照)。なお、BE 試験を行った軸ひずみにおいては、そのひずみレベルにおける E_u を求めるために 0.005% の除荷・再載荷を行っている。図 11 は除荷・再載荷時の応力～ひずみ関係の例であり、除荷・再載荷中のどの部分の傾きを E_u とするかについては疑問の余地が残るが、ここでは再載荷開始直後の傾きを E_u とした。また、図 12 は E_u を算出した再載荷応力～ひずみ関係の比較であり、ひずみレベルが増加するほど E_u は低下し、弾性的な領域(線形領域)が小さくなっていることが分かる。

図 13 は圧密終了後(非排水せん断開始直後)および非排水せん断中に測定された E_u と G を比較したものであり、等方弾性体ならびに非排水条件下でのポアソン比を 0.5 と仮定して BE 試験より得られた G を 3 倍 ($3G$) して比較している。等方圧密された供試体は等方弾性体という仮定が成立しやすい状況下にあると思われるが、圧密終了直後の E_u と $3G$ はほぼ等しい。このことは BE 試験により得られた G の値、すなわち伝達時間測定方法の妥当性が示されていると思われる。非排水せん断中における両者の関係には若干の相違が見られるが、この原因は E_u の測定方法や供試体の異方性が高まることが原因と考えられ、 G の測定方法を疑うものではないと考えられる。

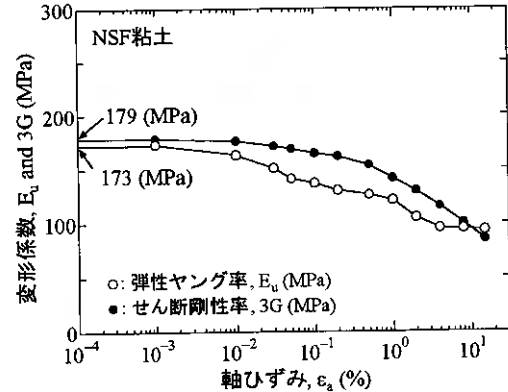


図 13 ひずみレベルに伴う E_u と G の変化(実験⑤)

5. まとめ

本文では、筆者らが提案している BE 試験時の伝達時間測定方法に関して、それを困難にする要因を把握し、より正確な測定を行うための手法について検討した。また、伝達時間測定方法の妥当性についても検討した。以下に本文で得られた結果についてまとめる。

- 1) "Near field effect"の見極めや得られた G の妥当性を検証するためにも、所定の圧密応力に達するまでの幾つかの応力点において BE 試験を行い、得られた受信波時刻歴の比較・検討をした上で伝達時間を判定すべきである。
- 2) "Near field effect"や発生するせん断弾性波の干渉などを見極め、正確に伝達時間を測定するためには、同一応力点において複数の異なる波形および周波数で BE 試験を行い、受信波時刻歴の比較・検討を行うべきである。
- 3) 共振周波数を用いる際に得られる送・受信電圧時刻歴の位相差に相当する時間は、伝達時間に直接結びつくものではない。
- 4) 原位置弾性波速度探査より得られた G_r や非排水三軸試験により得られた E_u との比較により、伝達時間測定方法の妥当性が検証された。

謝辞：本研究における実験に関して、当時北海道大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻の学生であった森裕次郎（現 ㈱若築建設）、藤森信一（現 ㈱日本高圧コンクリート）、さらに同大学院生の古道知広、真田昌慶諸君に多大な協力を受けた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) Shibuya, S. : TC29 report, *Preceeding of 2nd International Symposium on Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Balkema, Vol.2. (in print), 2000.
- 2) 川口貴之, 谷口浩二, 三田地利之, 澁谷啓, 古道知広, 佐野信房 : パソコンを用いたせん断弾性波速度測定システムの開発, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 40 号, pp.143-150, 1999.
- 3) Tanaka, H., Sharma, P., Tsuchida, T. and Tanaka, M. : Comparative study on sample quality using several types of samplers, *Soils and Foundations*, Vol.36, No.2, pp.57-68, 1996.
- 4) 三野秀作, 澁谷啓, 三田地利之, 田中洋行 : Bender Element 試験による弾性せん断波速度の測定方法, 土木学会第 49 回年次学術講演会講演概要集, pp.502-503, 1994.
- 5) 荻野俊寛, 三田地利之, 澁谷啓, 池亀泰彦 : ベンダーエレメントを組込んだ一面せん断試験装置による粘性土の変形・強度特性の評価, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 39 号, pp.1-10, 1999.
- 6) 黄聖春, 館市弘達, 三田地利之, 澁谷啓 : 粘性土の圧密およびせん断過程での微小ひずみ測定システムを備えた三軸試験装置の試作, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 37 号, pp.191-200, 1997.
- 7) Salinero, I. S., Roesset, J. M. and Stokoe, K. H. : Analytical studies of body wave propagation and attenuation, *Report GR86-15*, University of Texas at Austin, 1986.
- 8) Mancuso, C., Simonelli, A. L. and Vinale, F. : Numerical analysis of in situ S-wave measurements, *Proceedings of 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp.277-280, 1989.
- 9) Jovičić, V., Coop, M. R. and Simić, M. : Objective criteria for determining G_{max} from bender element tests, *Géotechnique*, Vol.46, No.2, pp.357-362, 1996.
- 10) 川口貴之, 三田地利之, 澁谷啓 : 繰り返し飽和粘土の小ひずみ域における変形係数の定式化, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.179-191, 1999.
- 11) Shibuya, S., Mitachi, T., Yamashita, S. and Tanaka, H. : Effects of sample disturbance on G_{max} of soils - A case study, *Proceedings of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Vol.1, pp.77-82, 1995.

繰返し载荷履歴を受ける粗粒材料の変形特性

室蘭工業大学 工学部 ○正会員 木幡 行宏
 室蘭工業大学 大学院 学生員 只野 尚徳

1. まえがき

粗粒材料には粒径幅が大きい粒度調整碎石や粒径幅が小さい単粒度碎石がある。粒度調整碎石は鉄道や道路の盛土と橋台のアプローチ部分など、沈下を生じさせないような重要な部分に用いられる場合が多い。一方、単粒度碎石は、鉄道の道床バラストやアスファルト舗装上層路盤のクラッシュラン、あるいは、防波堤基礎に用いられる海中ケイソンマウンドなどに用いられる場合が多い。これらの粗粒材料に共通する荷重条件は、交通荷重や波浪荷重による繰返し载荷履歴を受けることにある。繰返し载荷中の粗粒材料の変形特性に関する研究は従来から多くの研究者によって行われているが、そのほとんどは残留ひずみの発生傾向に注目したものであり^{1,2)}、剛性評価という観点からの変形特性に注目した研究は少ない^{3,4)}。一般に、硬質地盤材料に対する変形特性を検討する場合、供試体作製に伴う供試体上下端面の緩み層や供試体とキャップ・ベDESTAL間のろ紙の圧縮などに起因するベディングエラーによる影響で、従来型の外部変位計を用いた軸変位量測定に基づく三軸試験では、算出される軸ひずみに測定誤差が含まれるため、正確な変形特性を論じることは難しい⁵⁾。一方、砂や粗粒材料などの粒状体の強度・変形特性に及ぼす影響要因には、密度、破碎性、粒子形状などが挙げられる。沈下という観点から問題を考えると、粒度調整碎石による盛土においては、盛土構築時の密度が主たる影響要因と考えられ、単粒度碎石による鉄道の道床においては、粒子形状の影響が大きい⁶⁾と考えられる。すなわち、道床の構築は、バラストを軌道に捲きだした後、マルチプルタイタンパーという突き固め専用車両によって行われる場合が多く、その際、異なる石質の道床バラストにおいても、突き固め手順が同一なため道床バラストに与えられる締固めエネルギーは一定となることから、碎石の粒子形状が締固め密度などに影響を及ぼすと考えられるからである。

本研究では、繰返し载荷履歴を受ける粗粒材料の変形特性の把握を目的として、密度が異なる粒度調整碎石および粒子形状が異なる単粒度碎石に対して実施した一連の繰返し三軸試験結果から、粗粒材料の繰返し载荷中の変形特性に及ぼす密度や粒子形状の影響について比較・検討を行う。

2. 試料と実験方法

試験に用いた試料は、栃木県葛生産の M-30 粒度調整碎石⁷⁾と札幌市手稲金山産の単粒度碎石^{8,9)}である。図-1 に用いた試料の粒度分布を示す。粒度調整碎石については、締固め密度の影響を比較するため、非常に密に締固めた供試体として、円柱モールドに試料を 18 層に分けて、各層毎に振動バイブレーターによって 10 分間、振動締固めを行い、その後、直径 28.5cm の鉄板を供試体上面に設置し、その上から木製のランマーを用いて 24 回突固め、さらに、均一性を高めるために 5 分間、振動バイブレーターにより振動締固めを行って、各層毎の密度が 2.213 g/cm^3 と

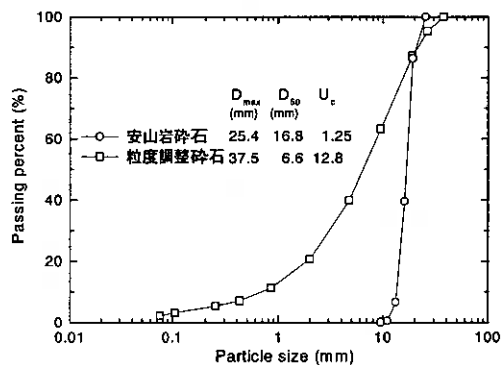


図-1 試料の粒度分布

The deformation properties of coarse granular materials subjected to cyclic loading : Yukihiro KOHATA (Muroran Institute of Technology), Hisanori TADANO (Graduate student, Muroran Institute of Technology)

なることを目標として供試体(G-CY2)を作製した。一方、比較的緩い状態で締固めた供試体として、直径30cm、高さ60cmの円形モールド内で6層に分けて各層毎に振動パイプレータによって5分間程度の振動締固めを行い、乾燥密度 $\rho_d = 1.80 \text{ g/cm}^3$ となるように供試体(G-CY4)を作製した。単粒度碎石の供試体は、締固めエネルギーを一定にすることを目的として、直径15cm、高さ36cmの円柱モールドに碎石を6層に分け、各層毎に上載荷式振動パイプレーターによって3分間振動締固めを行い作製された。単粒度碎石については粒子形状の影響を比較するため、Zinggの方法を用いて4種類の粒子形状に手作業で分類した⁹⁾。なお、本研究では、分類された試料を便宜上、板状(正方形の板に近い形状)をI類(Type I)、塊状(最も球形に近い形状)をII類(Type II)、葉状(細長い長方形の板に近い形状)をIII類(Type III)、棒状をIV類(Type IV)、未分類の試料を0類(Type 0)と呼ぶこととする。図-2は、大型三軸試験装置の概略図である。本研究ではベディングエラーの影響を避けるため、軸変位を局所変形測定装置(Local Deformation Transducer, LDT)¹⁰⁾によって測定した。側方変位の測定には、単粒度碎石に対する中型三軸試験装置では、2測線に各々1セット2個ずつ、合計4カ所の非接触変位計を用い、粒度調整碎石に対する大型三軸試験装置では、供試体の対角位置の2測線に各々1セット3個ずつ、合計6カ所の非接触変位計を用いた。なお、側方変位測定用非接触変位計のターゲットには、4cm×5cm程度のアルミ箔を用い、高真空グリースによってメンブレン上に貼り付けて測定を行った。軸差応力の測定には、上部キャップに固定した高剛性ロードセルを用いた。

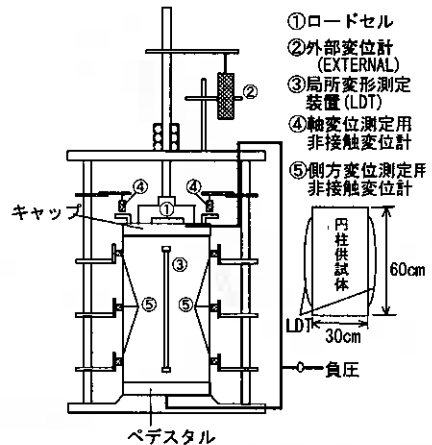


図-2 大型三軸試験装置の概略図

図-2は、大型三軸試験装置の概略図である。本研究ではベディングエラーの影響を避けるため、軸変位を局所変形測定装置(Local Deformation Transducer, LDT)¹⁰⁾によって測定した。側方変位の測定には、単粒度碎石に対する中型三軸試験装置では、2測線に各々1セット2個ずつ、合計4カ所の非接触変位計を用い、粒度調整碎石に対する大型三軸試験装置では、供試体の対角位置の2測線に各々1セット3個ずつ、合計6カ所の非接触変位計を用いた。なお、側方変位測定用非接触変位計のターゲットには、4cm×5cm程度のアルミ箔を用い、高真空グリースによってメンブレン上に貼り付けて測定を行った。軸差応力の測定には、上部キャップに固定した高剛性ロードセルを用いた。

試験は、粒度調整碎石の場合には、等方応力状態で拘束圧19.6 kPaまで負圧により载荷した後、正弦波で軸差応力振幅58.8 kPa (=68.8~9.8 kPa)の繰返し载荷履歴を、密な供試体では载荷周波数1 Hz、緩い供試体では载荷周波数2 Hzでそれぞれ2万回与えて実施した。一方、単粒度碎石の場合には、等方応力状態で拘束圧58.8 kPaまで負圧により载荷した後、正弦波で軸差応力振幅100 kPa (=110~10 kPa)の繰返し载荷履歴を载荷周波数0.25 Hzで1万回与えて実施した。

3. 試験結果と考察

3.1 応力・ひずみ関係

図-3(a), (b)に粒度調整碎石の繰返し载荷試験における载荷回数10, 100, 1000, 5000, 10000, 20000回での軸差応力 q ~軸ひずみ ϵ_a 関係を示す。図-3(a)は非常に密に締固めた $\rho_d = 2.213 \text{ g/cm}^3$ (最大乾燥密度($\rho_{d,max}$)= 2.3 g/cm^3)の96%の締固め度)の結果であり、図-3(b)は比較的緩い状態で締固めた $\rho_d = 1.8 \text{ g/cm}^3$ (最大乾燥密度($\rho_{d,max}$)= 2.3 g/cm^3)の78%の締固め度)の結果である。なお、軸ひずみは载荷開始時より発生した累積ひずみである。2万回までの繰返し载荷で、密に締固めた場合に比べて緩い場合の方が履歴曲線の面積は大きい。さらに、緩い供試体のG-CY4では、载荷回数の増加とともに履歴曲線の逆反りの程度が大きくなっている。このことは、軸ひずみを弾性成分と塑性成分の和であると考え、緩詰めの場合には繰返し载荷履歴によって、ひずみの弾性成分が卓越しやすいことを示している。図-4(a)~(c)は、単粒度碎石の繰返し载荷試験における図中に示した载荷回数での q ~ ϵ_a 関係であり、図-4(a)は未分類状態の0類、図-4(b)はII類、IV類、図-4(c)はI類、III類の結果である。なお、図中に示す ρ_d は圧密終了時の乾燥密度を示し、II類で最も大きく、III類で最も小さい。図-4より、単粒度碎石では粒度調整碎石とは異なり、すべての試験で载荷回数の増加に伴う履歴曲線の逆反りの程度に増加傾向は見られない。载荷初期の履歴曲線の面積に注目すると、II類、I類、0類、IV類、III類の順に大きく、これは1万回時に発生する累積軸ひずみの大きさに対応している。載

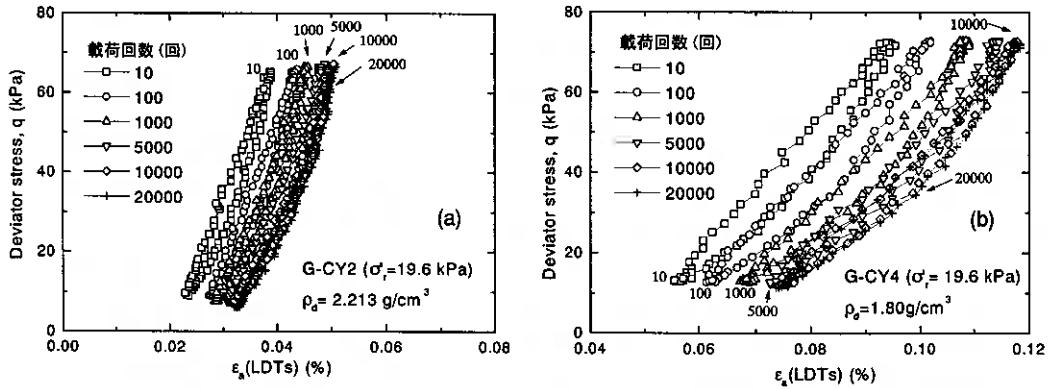


図-3 粒度調整碎石の繰返し载荷中の $q \sim \epsilon_a$ 関係

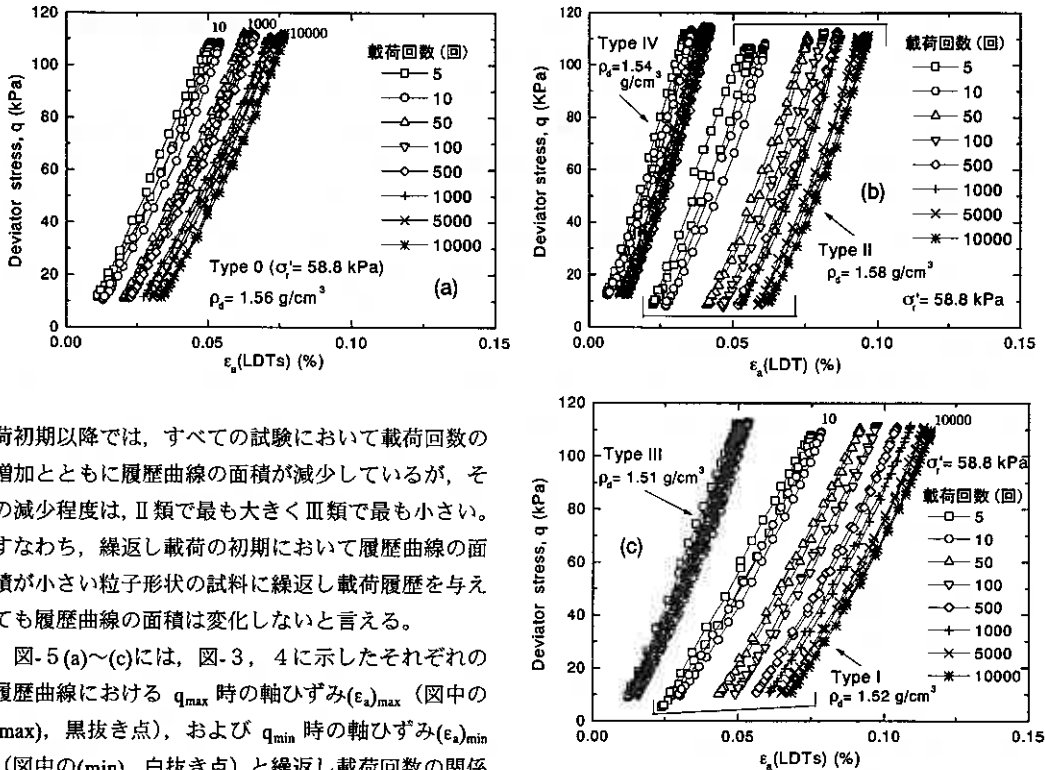
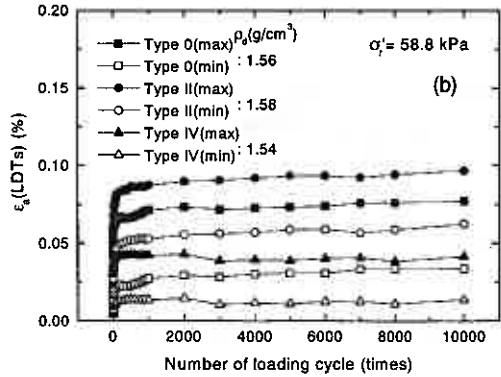
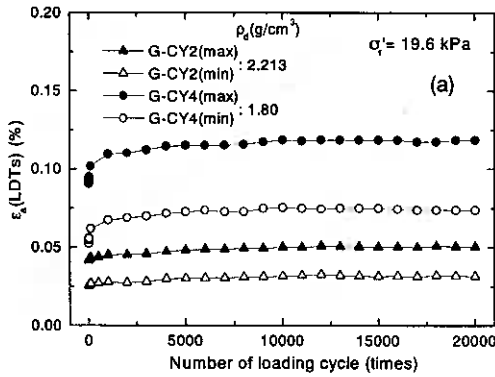


図-4 単粒度碎石の繰返し载荷中の $q \sim \epsilon_a$ 関係

荷初期以降では、すべての試験において载荷回数
の増加とともに履歴曲線の面積が減少しているが、
その減少程度は、Ⅱ類で最も大きくⅢ類で最も小さい。
すなわち、繰返し载荷の初期において履歴曲線の
面積が小さい粒子形状の試料に繰返し载荷履歴を
与えても履歴曲線の面積は変化しないと言える。

図-5(a)~(c)には、図-3、4に示したそれぞれの
履歴曲線における q_{max} 時の軸ひずみ $(\epsilon_a)_{max}$ (図中
の(max), 黒抜き点), および q_{min} 時の軸ひずみ $(\epsilon_a)_{min}$
(図中の(min), 白抜き点) と繰返し载荷回数
の関係を示す。図-5(a)に示す粒度調整碎石について
見ると、密な供試体の G-CY2 に比べて緩い供試
体の G-CY4 のほうが発生する累積軸ひずみ量は
大きい。また、G-CY2、G-CY4 ともに载荷初期
から1万回までは累積軸ひずみが増加傾向にある
が、1万回を超えると収束傾向にある。さらに、
 $((\epsilon_a)_{max} - (\epsilon_a)_{min})$ で定義される両振幅
軸ひずみを比較すると、G-CY2 に比べて G-CY4
が大きく、その量は G-CY2 の2倍程度である。一
方、図-5(b)(c)に示す単粒度碎石の場合には、
Ⅲ類で载荷回数300回程度まで累積軸ひずみが増
加傾向にあるが、300回程度を超えると試験終了
時の1万回まで減少傾向を示しているのに対し
て、0類、Ⅱ類では载荷初期から1万回まで増
加傾向、Ⅰ類では8000回まで増加傾向を示した
後、収束傾向を示している。Ⅳ類では2000回
まで増加傾向を示し、その後3000回まで減少傾
向を示すが、3000回を超えると収束傾向にある。
両振幅



軸ひずみは、I類、0類、III類、II類、IV類の順に大きい。図-6(a)(b)は、復元ヤング率 E_{re} と載荷回数の関係である。復元ヤング率 E_{re} は、図-3、4に示した $q \sim \epsilon_a$ 関係における履歴曲線のピークとピークを結んだ割線勾配である。粒度調整砕石においては、G-CY2、G-CY4ともに、載荷初期の復元ヤング率 E_{re} の減少率が大きい。特に、緩い供試体の場合には、その傾向が顕著に現れている。これは、繰返し載荷によって粒子構造が再配列され、その軸差応力に対する最も安定的な粒子構造になったためと考えられる。また、載荷初期以降でも復元ヤング率はG-CY2、G-CY4ともに、わずかに減少傾向にあり、粒子を空中落下させて作製した砂試料の場合における繰返し載荷とともに E_{re} が増加する現象と対照的である。この原因は、安定した構造が、繰返し回数の更なる増加によって粒子間接点での摩擦が次第に大きくなり、一部の粒子に回転が生じ、締め固め時に形成された構造が緩むためと思われる。これらの傾向は緩い供試体の場合より、密な場合の方が顕著である。また、復元ヤング率の値を見ると、緩い供試体に比べて密な供試体の E_{re} は、2倍程度大きい。一方、図-6(b)に示す単粒度砕石の場合には、0類、IV類で粒度調整砕石と同様に、載荷初期の E_{re} の減少率が大きい。III類では載荷初期の E_{re} の減少率はわずかであり、I類、II類では載荷初期の E_{re} は増加傾向を示している。1000回以降に注

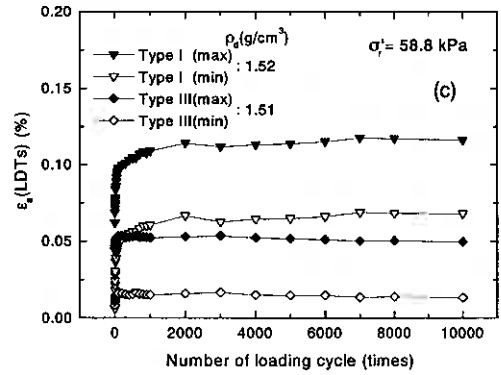


図-5 軸ひずみと載荷回数の関係

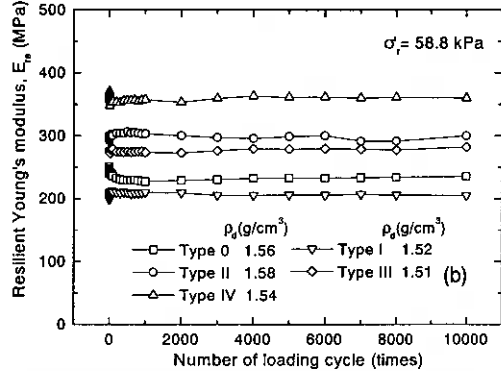
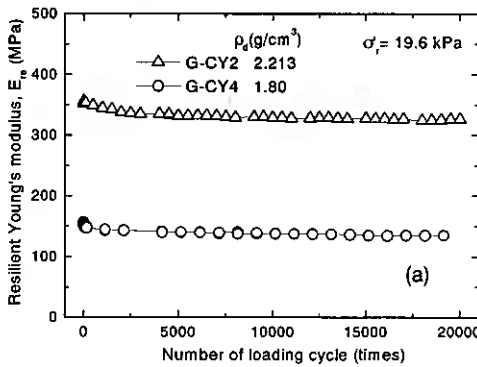


図-6 復元ヤング率 E_{re} と載荷回数の関係

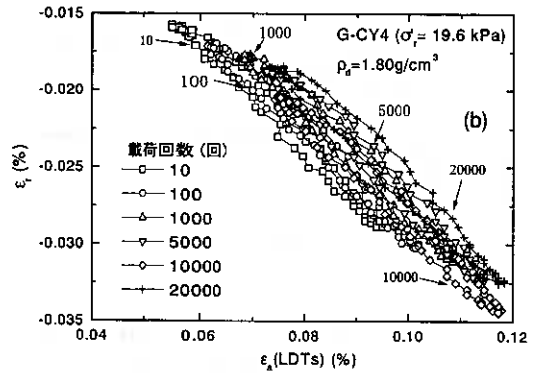
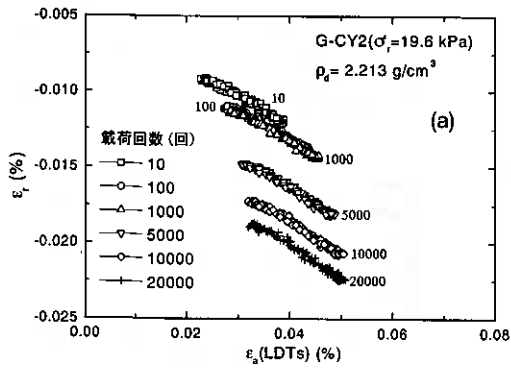


図-7 粒度調整砕石の繰返し載荷中の $\epsilon_v \sim \epsilon_h$ 関係

目すると、0類で E_{re} がわずかに増加傾向にあり、他の試料では E_{re} に顕著な変化は見られない。また、復元ヤング率の値は、IV類、II類、III類、0類、I類の順に大きい。

以上から、締固め程度が大きく密な供試体では締固め程度が小さく緩い供試体に比べて、繰返し載荷によって発生する累積軸ひずみは小さく、復元ヤング率が大きくなるのが分かる。しかし、異なる粒子形状による単粒度砕石の試験結果では、最も乾燥密度が大きいII類の累積軸ひずみが最も大きく、また、復元ヤング率もIV類より小さい。これは、単粒度砕石においては、粒子形状の違いによって最大乾燥密度が変化することによるものと思われる。すなわち、もっとも球形に近いII類の場合には、他の粒子形状に比べて最大乾燥密度が大きいために、同じ締固めエネルギーを与えた場合にもっとも大きな乾燥密度が得られるが、締固め程度はさほど小さくなく、緩い状態にあったと推察される。また、正方形の板で代表される板状のI類も、II類と同様に、締固め程度が小さく緩い状態にあったと考えられる。一方、細長い長方形の板で代表される葉状のIII類は、最大乾燥密度が他の粒子形状に比べて小さいために、締固め程度は大きく密な状態に近かったと考えられるが、試験後の破砕率が他の試料に比べて最も大きかったことから⁹⁾、繰返し載荷中に破砕が生じ、復元ヤング率はさほど大きくならなかったと考えられる。また、棒状のIV類は、締固め程度が大きく密な状態にあったために、復元ヤング率が最も大きく、繰返し載荷による累積軸ひずみが最も小さくなったと思われる。

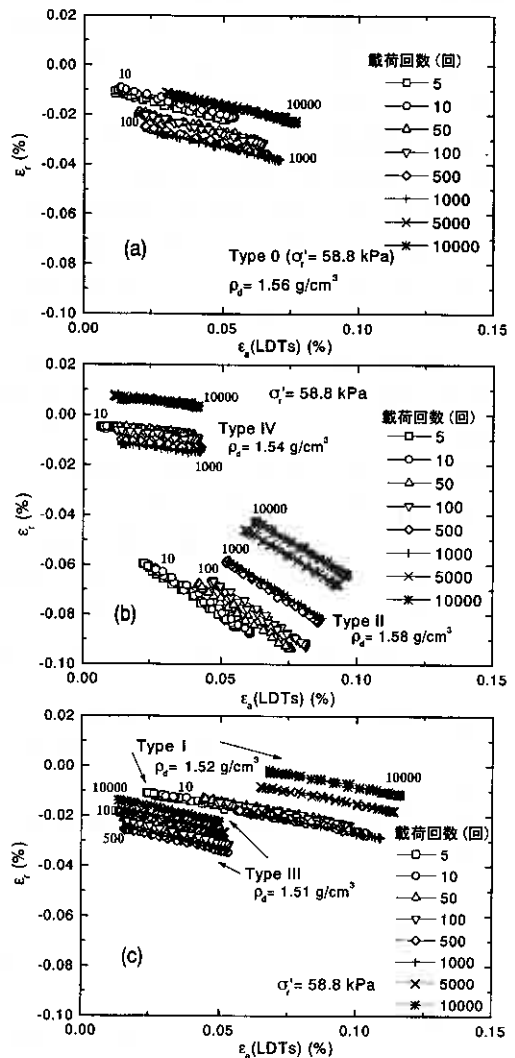


図-8 単粒度砕石の繰返し載荷中の $\epsilon_v \sim \epsilon_h$ 関係

3.2 ダイレイタンスー特性

図-7(a)(b)には粒度調整碎石, 図-8(a)~(c)には単粒度碎石のそれぞれの試料に対する側方ひずみ ϵ_s と軸ひずみ ϵ_a の関係を示す。粒度調整碎石においては, 繰返し载荷によって発生する両振幅側方ひずみは, 両振幅軸ひずみが大きい緩い供試体の G-CY4 のほうが, 密な供試体の G-CY2 に比べて大きい。また, 密な供試体では, 繰返し载荷の増加とともに, 側方ひずみが減少する傾向であるのに対して, 緩い供試体ではわずかに増加傾向にある。単粒度碎石においては, II類の側方ひずみが载荷初期から1万回まで増加傾向であるのに対して, 他の試料では, 500~1000 回程度まで減少傾向あるいはほぼ一定傾向 (I類) を示した後, 1万回まで増加傾向にある。図-9には, 復元ポアソン比 ν_{re} と载荷回数の関係を示す。復元ポアソン比 ν_{re} は, 図-7, 8に示した $\epsilon_s \sim \epsilon_a$ 関係における履歴曲線のピークとピークを結んだ割線勾配である。図-9(a)に示す粒度調整碎石の ν_{re} は, G-CY2, G-CY4ともに载荷初期に減少し, その後, 密な供試体の G-CY2 ではほぼ一定, 緩い供試体の G-CY4 ではわずかに増加傾向が見られる。図-9(b)に示す単粒度碎石の ν_{re} は, 载荷初期に注目すると, IV類のみが増加傾向を示しているのに対して, 他の試料では減少傾向を示しているが, II類の ν_{re} の減少率は0類, I類, III類の試料に比べて小さい。また, 1000回以降の ν_{re} は, II類でわずかに減少傾向を示しているが, 大局的にはほぼ一定の値に収束している。 ν_{re} の値は, II類, 0類, III類, I類, IV類の順に大きい。図-10(a)(b)は, 粒度調整碎石の体積ひずみ ϵ_{vol} と軸ひずみ ϵ_a の関係を, 図-11(a)~(c)は単粒度碎石の体積ひずみ ϵ_{vol} と軸ひずみ ϵ_a の関係をそれぞれ示し

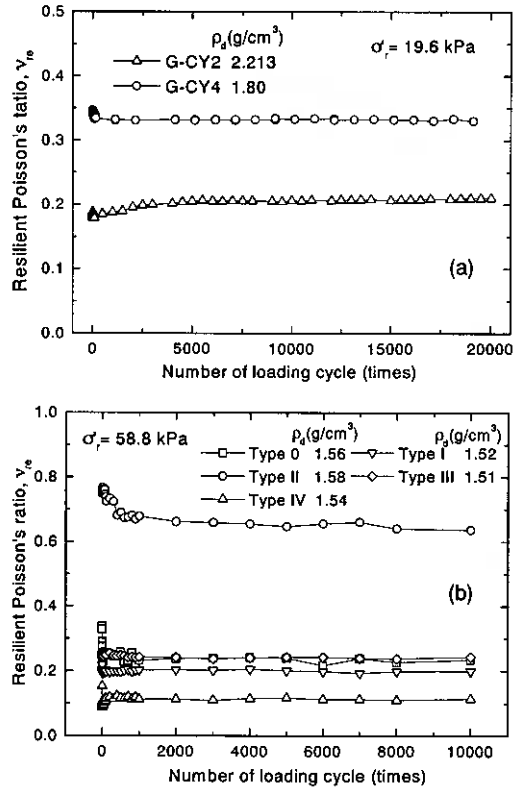


図-9 復元ポアソン比と载荷回数の関係

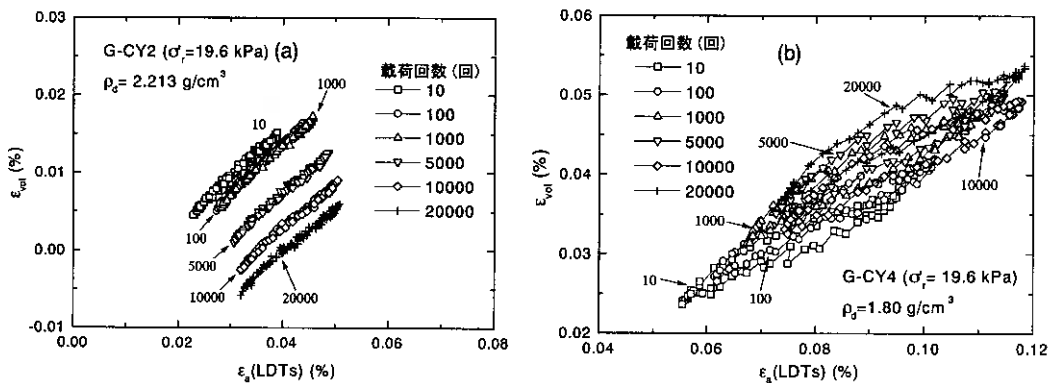


図-10 粒度調整碎石の繰返し载荷中の $\epsilon_{vol} \sim \epsilon_a$ 関係

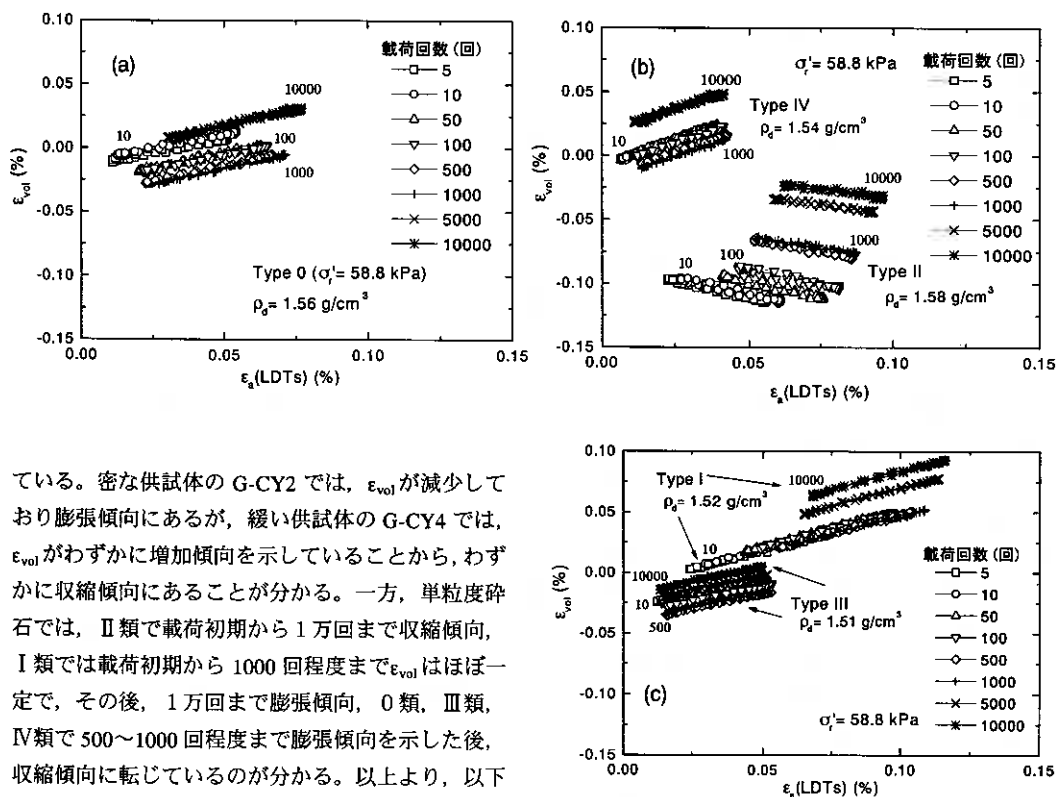


図-11 単粒度砕石の繰返し載荷中の $\epsilon_{vol} \sim \epsilon_a$ 関係

ている。密な供試体の G-CY2 では、 ϵ_{vol} が減少しており膨張傾向にあるが、緩い供試体の G-CY4 では、 ϵ_{vol} がわずかに増加傾向を示していることから、わずかに収縮傾向にあることが分かる。一方、単粒度砕石では、II類で載荷初期から1万回まで収縮傾向、I類では載荷初期から1000回程度まで ϵ_{vol} はほぼ一定で、その後、1万回まで膨張傾向、0類、III類、IV類で500~1000回程度まで膨張傾向を示した後、収縮傾向に転じているのが分かる。以上より、以下のことが推察される。すなわち、本研究による締固めエネルギーでは、II類の締固め程度がもっとも小さく、粒子配列の状態が緩いために粒子が移動しやすく、そのため v_{re} が他の試料に比べて大きくなったと考えられる。また、 $\epsilon_{vol} \sim \epsilon_a$ 関係から、I類はII類に比べると締固め程度は大きいと考えられる。一方、III類は締固め程度が大きく密な状態にあるが、破碎性のために剛性が比較的小さい。IV類は締固め程度が大きく密な状態にあり、破碎性も小さいことから⁹⁾、復元ヤング率ももっとも大きく、復元ポアソン比がもっとも小さくなったと考えられる。

4. まとめ

繰返し載荷履歴を受ける粗粒材料の変形特性に及ぼす密度や粒子形状の影響を検討するために、粒度調整砕石と単粒度砕石に対して大型および中型繰返し三軸試験を実施した結果、以下の知見を得た。

- (1) 粒度調整砕石においては、密な供試体に比べて緩い供試体の履歴曲線の面積が大きく、履歴曲線の逆反りの程度が大きい。これは繰返し載荷中に軸ひずみの弾性成分が卓越したことによるものと考えられる。また、繰返し載荷中の両振幅軸ひずみは緩い供試体で大きく、緩い供試体の E_{re} は密な供試体の1/2程度であり、ポアソン比は密な供試体の1.5倍程度大きい。
- (2) 粒度調整砕石においては、繰返し載荷中、密な供試体は膨張傾向を示すのに対して、緩い供試体ではわずかに収縮傾向を示す。

- (3) 単粒度碎石においては、棒状のⅣ類の復元ヤング率が最も大きく、かつ累積軸ひずみと復元ポアソン比が最も小さい。
- (4) 本研究で用いた締固めエネルギーでは、球形に最も近いⅡ類で乾燥密度が最も大きい。繰返し载荷中、Ⅱ類は収縮傾向を示し、軸ひずみや側方ひずみの発生量および復元ポアソン比が大きいことから、Ⅱ類は締固め程度が小さく緩い状態にあったことが推察される。このことは、単粒度碎石の場合には、同じ材料であっても粒子形状によって最大乾燥密度が変化することを示している。

<謝辞>

本研究の進行にあたり、実験で本学大学院1年 藤川拓君および本学4年 野田洋介君から協力を得た。また、本学、川村志麻助手には研究面で非常にお世話になった。なお、本研究の一部は、(財)鉄道総合技術研究所において行われたものであり、実験にあたっては蔣関魯氏(現、(株)複合技術研究所)および関係各位の多大な協力を得た。ここに記して、感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) Stewart, H.E. : Permanent strains from cyclic variable-amplitude loading, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.112, No.6, pp. 646-660, 1986.
- 2) Sellig, E.T. and Waters, J.M. : Track geotechnology and substructure management, Thomas Telford, 1994.
- 3) 石川達也・須長誠・董軍・名村明: 大型繰返し三軸試験による道床バラストの変形係数の検討, 土木学会論文集, No.575, III-40, pp.169-178, 1997.
- 4) 関根悦夫・木幡行宏・蔣関魯・矢崎澄雄・長戸博: 道床バラストの強度・変形特性, 鉄道総研報告, Vol.14, No.4, pp.13-18, 2000.
- 5) Tatsuoka, F. and Kohata, Y. : Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, Pre-failure deformation of geomaterials, Vol.II, Balkema, pp.947-1063, 1995.
- 6) 大島洋志・榎本秀明・高木盛男: バラストの形状が道床沈下に及ぼす影響—動的载荷試験装置を用いた実験的研究(その2), 鉄道技術研究所速報, No.A-86-195, 1986.
- 7) 木幡行宏・蔣関魯: 繰返し载荷履歴を受けた粒度調整碎石の三軸せん断特性, 鉄道総研報告, Vol.12, No.4, pp.43-48, 1998.
- 8) 木幡行宏, 只野尚徳, 川村志麻, 三浦清一: 礫材料の変形特性に及ぼす繰返し载荷履歴の影響, 地盤工学会北海道支部技術報告集, Vol.40, pp.91-98, 2000.
- 9) 只野尚徳, 木幡行宏: 単粒度碎石の三軸せん断特性に及ぼす粒子形状の影響, 地盤工学会北海道支部技術報告集, Vol.41, 2001.
- 10) Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y.-S. and Sato, T. : A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, Soils and Foundations, Vol.31, No.1, pp.169-180, 1991.

原位置試験と室内試験によるせん断波速度と液状化強度の関係

北見工業大学工学部 正会員 ○ 山下 聡
北見工業大学工学部 学生員 堀 智仁
(株)中神土木設計事務所 牧野 勇治
北見工業大学工学部 正会員 鈴木 輝之

1. まえがき

砂質土地盤の液状化強度やせん断特性を正確に室内試験から評価するためには、高品質の不攪乱試料を採取する必要がある。現在、最も信頼されている採取方法の一つが凍結サンプリング法である。しかし、この方法は設備が大掛かりで費用も高く、一般に広く行うことは困難である。一方、乱れの影響が避けられない通常のチューブサンプリング試料や再構成試料など乱れた試料から精度高く原位置の液状化強度特性が推定できれば、非常に工学的に意義がある。そのためには、サンプリング時から試験に至るまでに試料が受ける乱れの定量的な評価とその結果を用いた適切な原位置液状化強度の推定法が必要である。

供試体の乱れを評価する方法の一つとして、原位置で測定したS波速度から求めた初期剛性と室内で求めた初期剛性との比較から乱れを評価する方法がある。この方法では通常、液状化試験などの室内試験を行う前に、微小な繰返し載荷を供試体に与えて初期剛性を求め、その値と原位置で測定した値との比較から乱れを評価している。この結果によると、凍結サンプリング試料においても原位置試験による初期剛性が高い試料ほど室内試験による初期剛性の方が低くなるという結果が報告されている¹⁾。この原因の一つは、試料採取時の乱れや応力開放の影響とともに三軸試験で繰返し載荷により初期剛性を求めた場合、メンブレン貫入やベディングエラー等のシステムコンプライアンスのため剛性が過小に評価されることが挙げられる。一方、室内試験で簡単にせん断波速度測定が可能であれば、繰返し載荷で求める場合と異なり、ベディングエラー等のシステムコンプライアンスの影響をほとんど受けない剛性を求めることができ、精度の高い比較が可能となる。

そこで、本研究では試料の乱れ評価に基づいた原位置液状化強度の推定法を確立するための第一段階として、圧電セラミックス製のベンダーエレメントを用いて供試体内を伝播するせん断波速度から初期剛性を求め、微小繰返し載荷と原位置試験から求めた結果と比較することによって試料の乱れ評価の方法を検討した。用いた試料は、豊浦砂と国内の2地点から採取した凍結サンプリング試料である。

2. 試料と試験方法

試験に用いた試料は豊浦砂と、国内の2地点から採取した凍結サンプリング試料である。凍結サンプリング試料は川崎市東扇島²⁾の埋立地盤および仙台市と名取市の境界を流れる名取川右岸¹⁾の沖積砂質地盤から採取したものである。試料の採取深度、原位置試験結果、物理的性質等を表-1に示す。

表-1 試料の物理的性質等

試料名	採取深度 (m)	σ_v in-situ (kPa)	N	V_s (m/s)	ρ_s (g/cm ³)	e_{max}	e_{min}	D_{r00} * (%)	D_{r0} * (%)	D_{rc} * (%)
豊浦砂	-	-	-	-	2.645	0.966	0.608	-	-	80
東扇島砂	9.30-9.50	98.1	6	174	2.709 ²⁾	1.092 ²⁾	0.669 ²⁾	25.4	51.8	55.8
名取川砂	7.30-7.45	76.0	28	168	2.620	1.219	0.779	82.9	90.7	92.0

* D_{r00} : 凍結時の相対密度, D_{r0} : 解凍時の相対密度, D_{rc} : 圧密後の相対密度

The relation of shear moduli by in-situ and laboratory tests and liquefaction strength
Satoshi Yamashita, Tomohito Hori, Teruyuki Suzuki (Kitami Institute of Technology)
and Yuji Makino (Nakagami Doboku Sekkei)

豊浦砂の再構成供試体の作製には2種類の方法を用いた。一つは、乾燥砂を漏斗を用いてモールド内に堆積させたのち電動バイブレータで締め固める乾燥振動法(dry-vibration method: DV method)で、他方は図-1に示すように多量ふるい落下装置を用いてコンテナ内に砂試料を堆積させ、凍結後供試体を成形するMSP-F法である。MSP-F法では砂試料を堆積させた内寸法220×110×200mmのコンテナ下部から注水し上部まで湿潤したのち下部から負圧を与え不飽和状態にし、上部に凍結による膨張を防ぐためにウェイトを載せ冷凍庫内で凍結させた。凍結後コンテナを解体し、所定の寸法に供試体を成形した。供試体寸法はDV法では直径50mm高さ100mmと直径70mm高さ170mmで、凍結サンプリング試料とMSP-F供試体では、直径50mm高さ100mmである。圧密後の相対密度は豊浦砂では $D_r = 80\%$ とした。

図-2は、試験方法のフローチャートを示したもので、供試体作製後負圧30kPaの状態(凍結供試体では30kPaの負圧を与えた状態で解冻後)初期供試体寸法を測定し、拘束圧30kPaのもとでCO₂および脱気水により飽和させ、豊浦砂では有効拘束圧 $\sigma'_c = 98.1$ kPa、凍結サンプリング試料では原位置の有効土被り圧 $\sigma'_{v, \text{initial}}$ で等方圧密を1時間程度行った。圧密終了後、ベンダーエレメントによってせん断波速度を求め供試体の初期剛性 G_0 を求めた。その後、変形特性を求めるための繰返し三軸試験または液状化強度を求めるための非排水繰返し三軸試験を行った。液状化試験を行う場合は、試験前に片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{0.1} = 10^{-5}$ 程度の微小繰返し載荷を排水および非排水状態で与え、繰返し載荷試験による初期剛性 E_0 も求めている。試験方法は地盤工学会基準に従い、両繰返し試験において載荷波形は周波数 $f = 0.1$ Hzの正弦波で、荷重振幅一定の繰返し載荷を与えた。ベンダーエレメント試験では、±10Vの正弦波の電圧変化を発信側ベンダーエレメントに与え、受信側ベンダーエレメントに到達する時間を測定することでせん断波速度を求めた。発信電圧の周波数は $f = 2 \sim 20$ kHzで、初期せん断剛性率は周波数 $f = 10, 15, 20$ kHzでのせん断波速度の平均値から求めた。また、液状化試験では、試験終了後有効拘束圧を初期の等方圧密状態に戻したのち、ベンダーエレメントでせん断波速度も測定し液状化後の剛性も求めた。

3. 端面条件の影響

3.1 繰返し変形特性に及ぼす端面条件の影響

ベンダーエレメントを用いて供試体内を伝播するせん断波速度を測定するために、図-3に示すように三軸試験装置のキャップおよびベダスタルにベンダーエレメントを設置した。ベンダーエレメントに用いた圧電セラミックス(富士セラミックス製)の寸法は幅10mm長さ15mm厚さ0.5mmで、絶縁材として厚さ0.5mmのアラルダイトで被覆されている。この圧電セラミックスを突出量約3mmで下部をアラルダイトで固定した。当初、発信および受信波の振幅を大きくするために、アラルダイト固定部とベダスタル上端との間に約5mmのシリコン部分を設けた(図-3のPS-1 type)。なお、キャップ端面も同形式である。

図-4は、DV法で作製した豊浦供試体を用いてベンダーエレメントを設置したPS typeと設置していないmetal type(図-3参照)の端面条件のもとで行った排水および非排水繰返し三軸試験結果を、等価ヤング率 E_{eq}

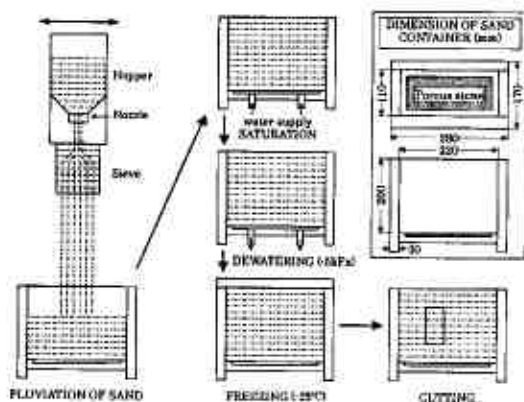


図-1 MSP-F法による供試体作製方法



図-2 試験手順のフローチャート

および履歴減衰率 h と片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA}$ との関係で示したものである。また、図中には液状化試験前に $(\epsilon_a)_{SA} = 10^{-5}$ 程度で繰返し载荷を与えて求めた結果も示している。なお、軸変位量はキャップの変位を非接触変位計により測定している。

$(\epsilon_a)_{SA} = 10^{-5}$ 程度のひずみレベルにおいて、キャップおよびペダスタル端面の大部分が金属である metal type を用いて得られた E_{eq} (○, △マーク) よりも、ベンダーエレメントが設置され端面の大部分がポーラストーンである PS-1 type を用いて得られた E_{eq} (□マーク) の方が低くなっているのが分かる。この原因の一つとして、PS-1 type

では、ベンダーエレメントの周囲にシリコン部が存在しているため、繰返し载荷によりシリコン部の変形により剛性が低くなった可能性を当初考えた。そこで、ベンダーエレメント固定部を全て硬質のアラルダイトで固定した端面 (図-3の PS-2 type) を作製し比較した (▽マーク)。しかし、図に示すようにベンダーエレメントの固定方法による違いは認められず、PS-2 type でも金属端面よりも剛性が低くなっている。

一方、図-5は MSP-F 法で作製した凍結供試体に対して図-4と同様な比較をしたものである。図中には供試体を凍結していない MSP 法で作製した供試体の結果³⁾も示している。凍結供試体においても端面が金属である場合 (△マーク) は、乾燥供試体を飽和して試験を行った MSP 供試体の変形特性 (○マーク) と有意な差

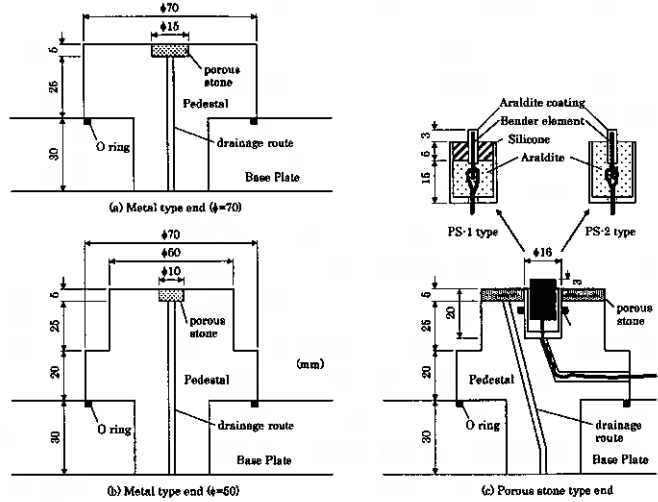


図-3 ペダスタルの端面形状

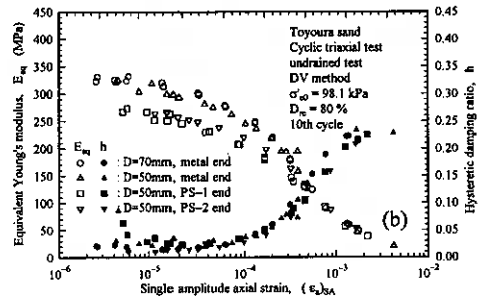
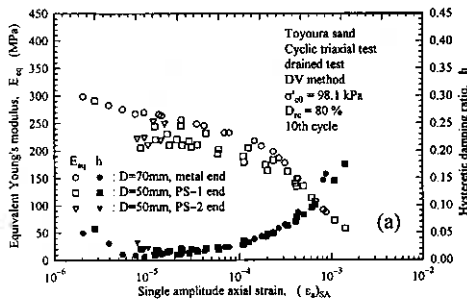


図-4 繰返し変形特性に及ぼす端面条件の影響 (DV 供試体) (a)排水载荷, (b)非排水载荷

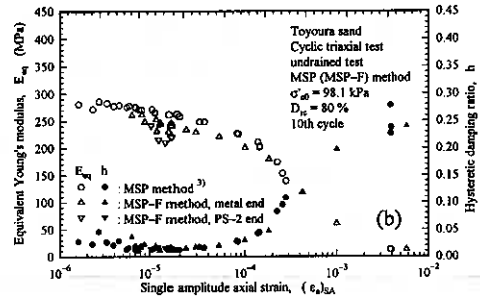
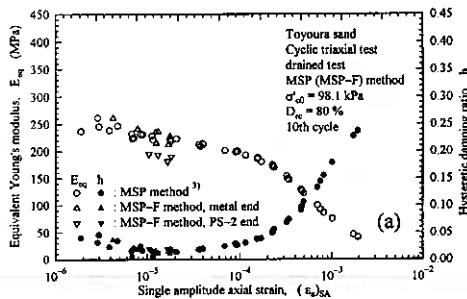


図-5 繰返し変形特性に及ぼす端面条件の影響 (MSP-F 供試体) (a)排水载荷, (b)非排水载荷

は認められないのに対して、端面がポーラスストーンとベンダーエレメントからなる PS type (▽マーク) では明らかに剛性が低くなっている。

このように、端面の相違によって微小ひずみ時の剛性が異なるのは、PS type ではポーラスストーンとその下部の金属部分が剛結されていないため、繰返し载荷に伴って、ポーラスストーンと金属面の接触状況が変化し供試体以外の変形量を測定したため剛性が低くなったと考えられる。このように、砂質土供試体の軸変位量をキャップの変位から求める場合には、端面が剛結されていないポーラスストーンでは、ベディングエラーのため剛性が過小に評価されると言える。したがって、ベンダーエレメントを設置したキャップおよびペDESTALを用いて微小ひずみ時の剛性を繰返し载荷により求めるためには、局所変位を測定するかポーラスストーンをできる限り小さくした端面を用いるべきであろう。

なお、図-6は金属端面とポーラスストーン端面を用いて、MSP-F 供試体に対して液状化試験を行った結果を示したものである。データにばらつきはあるものの端面の相違による液状化強度に差は認められない。したがって、液状化強度に及ぼす端面の影響はほとんどないと言える。

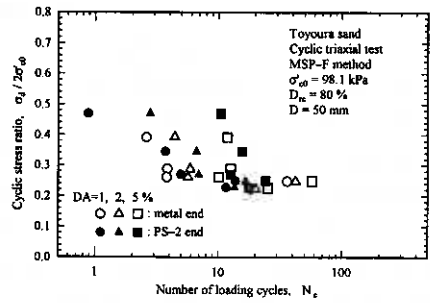


図-6 液状化強度に及ぼす端面条件の影響

3. 2 ベンダーエレメントから求めた初期剛性に及ぼす端面条件の影響

図-7は、DV 法と MSP-F 法で作製した豊浦供試体を用いて繰返し载荷試験の载荷前にキャップおよびペDESTALに設置したベンダーエレメントを用いて求めた初期せん断剛性率 $G_0 (= \rho V_s^2)$ と測定時の間隙比 e_c との関係を示したものである。図中に示したラインは、式(1)で示す岩崎・龍岡⁴⁾が細粒分を含まないきれいな砂に対して共振法試験で求めた $\gamma = 10^{-6}$ のせん断剛性率 G と間隙比 e との関係を示したものである。

$$G = 900 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.4} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (1)$$

供試体の鉛直方向に伝播するせん断波速度(VH-wave)から求めた DV 法で作製した供試体の初期剛性 (○マーク) は、岩崎・龍岡の提案式とほぼ一致しているのに対し、MSP-F 法で作製した供試体の値 (△マーク) はそれらよりも低くなっている。供試体作製法の違いの影響も考えられるが、凍結供試体をベンダーエレメントが突出したキャップおよびペDESTALに設置する場合、供試体端面にベンダーエレメントが貫入し易いようならかじめ溝をつけて設置している。したがって、ベンダーエレメント周辺では密度が緩く構造が乱れている可能性がある。そのため、せん断波速度が DV 供試体よりも低くなったと考えられる。そこで、供試体端面の乱れの影響を除くために、金属端面を用いて解凍後、供試体中央部の側面にベンダーエレメントを貫入させてせん断波速度を求めた。取り付けたベンダーエレメントは図-8に示すように、鉛直方向のベンダーエレメントよりも小さい幅5mm長さ10mmの圧電セラミックスをアクリルパイプに固定したものである。ベンダーエレメントは、波の伝播方向が水平、振動方向が鉛直である HV-wave を発生させるように取り付けられた。

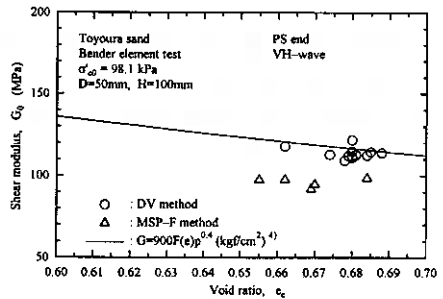


図-7 初期剛性に及ぼす供試体作製法の影響

図-9は、図-7の結果に HV-wave および液状化試験後 (DA=5%発生後排水し等方応力状態に戻した状態) に VH, HV-wave から求めた初期せん断剛性率を示したものである。なお、同一供試体では HV-wave から求めた剛性は供試体作製方法および試料によらず VH-wave から求めた剛性とほぼ等しいか僅かに高い程度であることが確認されている⁵⁾。図から、MSP-F 供試体の HV-wave から求めた剛性 (□

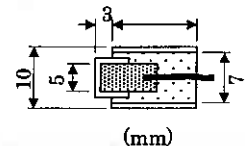


図-8 側方 BE

マーク)はDV 供試体の VH-wave から求めた剛性(○マーク)よりも僅かに高い程度で大きな差はないのに対し、MSP-F 供試体の VH-wave から求めた剛性(△マーク)はそれよりも確実に低くなっている。このことから先述のように供試体が凍結した状態でベンダーエレメントを貫入して、せん断波速度を求めることは、剛性を過小に評価する恐れがあることが分かる。また、液状化試験後に初期の等方応力状態に戻して求めた剛性は、MSP-F 供試体の HV-wave から求めた剛性の変化(□→■)よりも、VH-wave から求めた剛性の変化(△→▲)の方がやや少なく、またその値は同一とはなっていない。液状化によって供試体の構造が乱され剛性が低下したとすれば、せん断波の伝播方向によらず同程度の剛性に低下すると考えられるのに対して、VH-wave から求めた剛性(▲マーク)がやや低くなっている。この違いがせん断波の測定方向の違いによるものなのか、構造の乱れの不均質さによるものなのかはこの結果だけでは判断できず、今後検討する必要がある。

何れにせよ原位置から採取した不攪乱試料に対して、ベンダーエレメントを用いてせん断波速度を求める場合、砂質土のように供試体が凍結している状態でベンダーエレメント貫入させるよりも、供試体解凍後に供試体側面にベンダーエレメントを貫入しせん断波を測定する方が試料の乱れが少なく信頼できる結果が得られると考えられる。

4. 繰返し載荷試験とベンダーエレメント試験による剛性の比較

図-10は、DV 法と MSP-F 法で作製した豊浦供試体に対して、ベンダーエレメントで求めたせん断剛性率 $G_0(\text{BE})$ と $(e_a)_{St} = 10^{-5}$ の程度の繰返し載荷から求めた等価ヤング率 E_{eq} から式(2)を用いてせん断剛性率 G_{eq} を求め比較したものである。

$$G_{eq} = \frac{E_{eq}}{2(1+\nu)} \quad (2)$$

ここで、 ν はポアソン比で、非排水状態では $\nu_r = 0.5$ 、排水状態では空中落下法で作製した豊浦供試体の試験結果から $\nu_d = 0.17$ と仮定した⁶⁾。

供試体作製法および端面条件によらず繰返し三軸試験より求めた $G_0(\text{CTX})$ よりもベンダーエレメント試験で求めた $G_0(\text{BE})$ の方が高くなっている。これは、先に述べたように繰返し試験で求めた E_{eq} はベディングエラーのため剛性が低く測定されること、 $(e_a)_{St} = 10^{-5}$ の E_{eq} はほぼ弾性範囲であるが、図-4、5に示したようにそれより低いひずみレベルではやや剛性が増加していることが挙げられる。また、ベディングエラーの影響が少ない金属端面を用いた結果(○、△マーク)では、DV-法で作製した供試体(○マーク)ではHV-wave

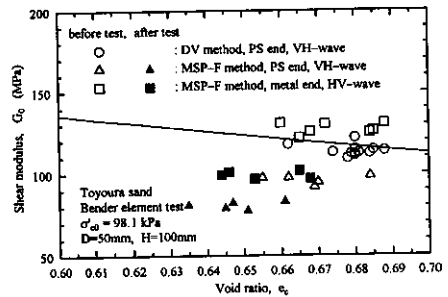


図-9 初期剛性に及ぼす端面条件の影響

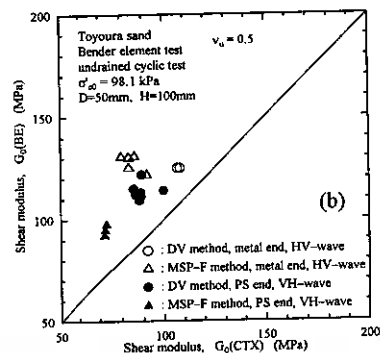
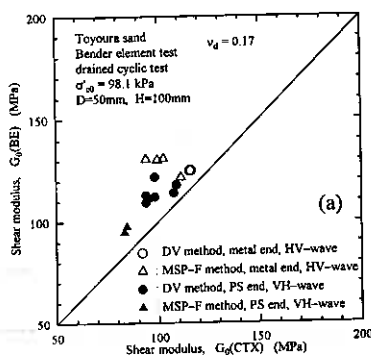


図-10 繰返し載荷試験とベンダーエレメント試験による初期剛性の比較 (a)排水載荷, (b)非排水載荷

から求めた剛性と繰返し三軸試験による剛性の差は少ないが、MSP-F法で作製した供試体(△マーク)では大きくなっている。図-4, 5に示したように、繰返し三軸試験では供試体作製法の違いによりDV供試体よりもMSP-F(MSP)供試体のヤング率が低くなっているのに対し、図-9に示したベンダーエレメントで求めた剛性は作製法の違いの影響を受けなかったためである。また、繰返し三軸試験から求めた微小ひずみでの剛性は繰返しねじり試験から求めた剛性よりも1割程度低くなるのが過去に行った一斉試験⁷⁾からも指摘されている。さらに、図-7に示した共振法土質試験結果とベンダーエレメント試験結果がほぼ一致していることから、繰返し三軸試験から推定した剛性が低くなったものと考えられる。

また、排水状態よりも非排水状態で繰返し載荷を与えた場合の方が、ベンダーエレメント試験と繰返し載荷試験による差が大きい。これは、非排水試験ではポアソン比 $\nu_v = 0.5$ と仮定して G_{eq} を求めているが、メンブレン貫入の影響により $\nu_v = 0.5$ として求めた G_{eq} はやや過小に評価されるためである⁸⁾。なお、端面がポーラスストーンの場合は、VH-waveから求めた剛性も繰返し試験から求めた剛性もベディングエラーのため全体的に低くなっている。

このように、微小ひずみ振幅を与えた繰返し三軸試験結果から求めたせん断剛性率は、少なくとも局所変位を測定しない限りは供試体端面条件などのベディングエラーによりやや過小に評価されると言える。したがって、原位置から採取した試料の初期剛性を正確に求める場合や、原位置試験と室内試験で求めた初期剛性の違いから試料の乱れ等を評価しようとする場合、ベディングエラーやメンブレン貫入等のシステムコンプライアンスの影響を受けずに簡単に初期剛性の測定が可能な供試体の水平方向のせん断波の速度を測定するベンダーエレメントによる方法は有用であると考えられる。

5. 原位置試験と室内試験による剛性の比較

これまで述べたことから、東扇島および名取川から採取した凍結サンプリング試料では、キャップおよびペDESTALは、図-3に示した metal type を使い、ベンダーエレメントは供試体解凍後、側面に取り付けHV-waveによりせん断波速度を測定した。

試験は、両試料とも図-2に示したように液状化試験を行う前にベンダーエレメントを用いたせん断波速度測定と $(\epsilon_0)_{SI} = 10^{-2}$ 程度の微小繰返し載荷によるヤング率 E_0 を求めたのち、液状化試験を行った。

図-11は、東扇島試料と名取川試料での液状化試験結果を示したものである。東扇島試料は図-12に示す過去に行われた同一地点で採取された試料での液状化試験結果⁹⁾と同様、埋立地盤であるため沖積地盤の名取川試料に比較して非常に低い強度を示した。

図-13は、過去に行われた異なる深度から採取した凍結サンプリング試料での繰返し三軸試験と原位置でのサイスミックコーン試験(東扇島)またはPS検層試験(名取川)から求めた初期剛性 G_0 と深度との関係^{1, 2)}に今回行った繰返し三軸試験およびベンダーエレメント試験から求めた値を追加して示したものである。なお、繰返し三軸試験では、ポアソン比 $\nu_v = 0.5$ として非排水条件で求めたヤング率から式(2)より G_0 を求めている。

繰返し三軸試験から求めた初期剛性(●マーク)は過去に行われた繰返し三軸試験から求めた値(○マーク)にほぼ一致している。また、先にも述べたように繰返し三軸試験から求めた初期剛

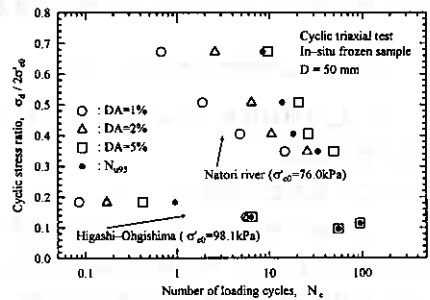


図-11 凍結サンプリング試料の液状化強度

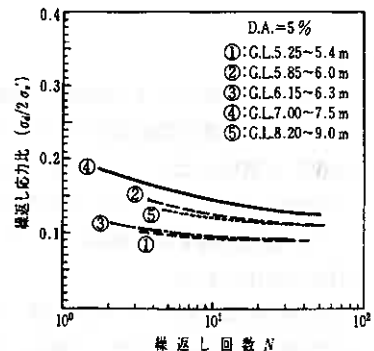


図-12 東扇島試料の液状化強度⁹⁾

性はベディングエラーやメンブレン貫入の影響によりせん断波速度から求めた剛性よりも過小に評価されると考えられるにもかかわらず、原位置のせん断波速度から求めた初期剛性（実線および□マーク）にほぼ一致している。それに対して、ベンダーエレメント試験から求めた初期剛性（▲マーク）は、両試料とも繰返し三軸試験および原位置試験から

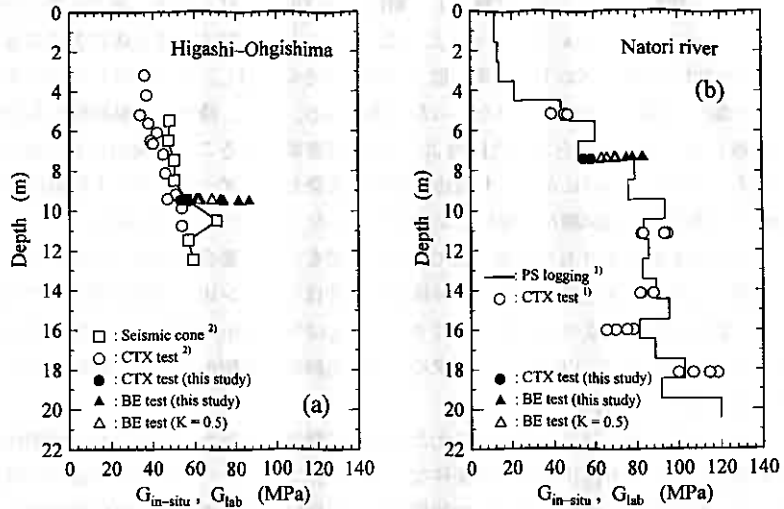


図-13 室内試験と原位置試験による初期剛性の比較 (a)東扇島, (b)名取川

求めた値よりも高くなっている。この原因として考えられることの一つとして、室内試験は原位置の有効土被り圧で等方圧密して試験を行っているのに対し、原位置は $K < 1$ の異方応力状態にあると考えられる。そのため、異方応力状態で測定した原位置のせん断波速度よりも原位置の土被り圧で等方圧密して測定したせん断波速度が速くなったとも考えられる。異方応力状態での微小ひずみ時のせん断剛性率 G_0 はせん断波が働く面に垂直な応力の大きさに依存しないことが知られており¹⁰⁾、せん断波が鉛直方向に伝わり、土粒子が水平方向に動いたとき、 G_0 は以下の式で表現できる¹¹⁾。

$$G_0 / p_r = S_{wh} F(e) (\sigma'_v / p_r)^{n_v} (\sigma'_h / p_r)^{n_h} \quad (3)$$

ここで、 S_{wh} は材料定数、 $F(e)$ は間隙比関数、 σ'_v と σ'_h は有効鉛直および水平応力、 p_r は基準応力、 n_v と n_h は指数定数である。

そこで、等方応力状態でベンダーエレメント試験から求めた初期剛性から異方応力状態での初期剛性を $K = 0.5$ 、 $n_v = n_h = 0.25$ として推定した値が図中の△マークである。等方応力状態で求めた値よりもやや初期剛性が低下しているが、原位置せん断波速度から求めた値よりもやや高い。この差が原位置試験とベンダーエレメント試験でのせん断波の伝播方向の違い (VH-wave と HV-wave)、もしくはサンプリングによる試料の密度化等の影響も考えられるが、明確な原因を明らかにするには至っておらず、今後現有する他の凍結サンプリング試料も含めてさらに検討する予定である。

6. 結論

- 1) 微小ひずみ振幅を与えた繰返し三軸試験結果から求めたせん断剛性率は、少なくとも局所変位を測定しない限り、供試体端面条件などのベディングエラーによりやや過小に評価される。
- 2) 凍結した試料に対して、ベンダーエレメントを用いてせん断波速度を求める場合、供試体が凍結している状態でベンダーエレメント貫入させることは試料の乱れを誘発しせん断波速度が低下する。それに対して、供試体解凍後に側面にベンダーエレメントを貫入し水平方向のせん断波の速度を測定する方法は有用な方法である。
- 3) 原位置の有効土被り圧で等方圧密した凍結サンプリング試料での繰返し試験から求めた初期剛性は、原位置試験および過去に行った繰返し試験結果とほぼ一致した。それに対して、ベンダーエレメント試験から求めた初期剛性はそれらよりも高くなった。この原因として、室内試験と原位置での応力状態の相

達およびせん断波の伝播方向の違いの影響が考えられた。

謝 辞

今回用いた名取川凍結サンプリング試料は建設省土木研究所動土質研究室（松尾 修 室長）から提供を受けたものである。記して謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 建設省土木研究所動土質研究室・(社)全国地質調査業協会連合会(1998): 地盤の液状化抵抗の評価に関するサウンディング・サンプリング手法の実証実験報告書。
- 2) Yamashita,S., Shibuya,S. and Tanaka,H. (1997): A case study for characterizing undrained cyclic deformation properties in young sand deposit from in-situ and laboratory tests, *Soils and Foundations*, Vol.37, No.2, pp.117-126.
- 3) 山下聡(1993): 砂の繰返し載荷試験結果に及ぼす諸因子の影響と試験結果の適用に関する研究, 北海道大学博士論文。
- 4) Iwasaki,T. and Tatsuoka,F. (1977): Effect of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands, *Soils and Foundations*, Vol.17, No.3, pp.19-35.
- 5) 星和則・山下聡・鈴木輝之(2001): 砂のせん断波速度に及ぼす構造異方性の影響, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第41号。
- 6) Hoque,E. and Tatsuoka,F. (1998): Anisotropy in elastic deformation of granular materials, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.1, pp.163-179.
- 7) Toki,S., Shibuya,S. and Yamashita,S. (1995): Standardization of laboratory cyclic loading tests for deformation properties of geomaterials, *Proceedings of the International Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials (IS-Hokkaido'94)*, Balkema, Vol.2, pp.741-784.
- 8) Yamashita,S., Toki,S. and Suzuki,S. (1996): Effect of membrane penetration on modulus and Poisson's ratio for undrained cyclic triaxial conditions, *Soils and Foundations*, Vol.36, No.4, pp.127-133.
- 9) 高塚哲・柴田徹・三村衛(1995): コーン貫入抵抗と凍結砂試料の液状化強度, 第30回土質工学研究発表会, 金沢, pp.883-884.
- 10) Roesler,S.K. (1979): Anisotropic shear modulus due to stress anisotropy, *Jour. of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.105, No.7, pp.871-880.
- 11) Jamiolkowski,M., Lancellotta,R. and Lo Presti,D.C.F. (1995): Remarks on stiffness at small strains of six Italian clays, *Proceedings of the International Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials (IS-Hokkaido'94)*, Balkema, Vol.2, pp.817-836.

砂のせん断波速度に及ぼす構造異方性の影響

北見工業大学大学院 学生員 ○ 星 和剛
 北見工業大学工学部 正会員 山下 聡
 北見工業大学工学部 正会員 鈴木輝之

1. まえがき

既報¹⁾で、豊浦砂と屈斜路火山灰供試体に対しベンダーエレメントを用いて、せん断波速度を直交する3方向から求め、等方応力状態における初期剛性に及ぼす波形、伝播方向、読み取り位置の等の影響を調べた。その結果、伝播方向が異なると等方応力状態であっても初期剛性が異なり、せん断波の伝播方向と振動方向が水平である HH-wave から求めたせん断剛性が最も高くなり、伝播方向によって得られるせん断剛性が異なった。これは堆積構造の異方性が原因であると結論づけた。しかし、この研究は堆積面が常に水平な供試体に対する結果であった。

そこで、本研究では多重ふるい落下法で作製した凍結試料から、切り出し方向を変えた供試体を作製し、ベンダーエレメントを設置した三軸試験装置を用いてせん断波速度を直交する3方向から求めることで、せん断波の伝播方向と堆積方向の関係を調べた。また、ベンダーエレメントの供試体貫入量と寸法を変化させた場合の受信波の影響も調べた。

2. 試料と試験方法

本試験に用いた試料は豊浦砂 ($\rho_s=2.645\text{g/cm}^3, e_{\max}=0.966, e_{\min}=0.608, D_{50}=0.19\text{mm}, U_c=1.96$) 及び北海道常呂郡端野町の土取場から採取した屈斜路火山灰を粒径 2mm 以上の糲分と 0.075mm 以下の細粒分を除いた砂分火山灰 ($\rho_s=2.562\text{g/cm}^3, e_{\max}=1.973, e_{\min}=1.253, D_{50}=0.48\text{mm}, U_c=4.46$) である。供試体の作製には2種類の方法を用いた。一つは乾燥砂を漏斗を用いてモールド内に堆積させた後、電動バイブレータで締め固める乾燥振動法(dry-vibration method: DV method)で、受信電圧に及ぼすベンダーエレメント形状の影響を調べる試験では、供試体寸法を直径 70mm、高さ 100mm とし、供試体作製法の影響を調べる試験では直径 70mm、高さ 70mm とした。他方は図-1 に示す多重ふるい落下装置を用いてコンテナ内に試料を堆積させ、凍結後供試体を作製する MSP-F 法である。ここで MSP-F 法による供試体作製手順を以下に示す。

- 1) 試料を装置上部にあるホッパーに供給する。
 試料はノズルから落下し、5 層からなるふるいを通過してコンテナ内に堆積する。また、ノズル口径を変えることによって相対密度を調整し、豊浦砂では $Dr=40, 60, 80\%$ 、屈斜路火山灰では $Dr=80\%$ の供試体を作製した。
- 2) 試料を堆積させた内寸法 $220 \times 110 \times 200\text{mm}$ のコンテナ底部から注水し、上端まで湿潤させた後、下部から負圧を与え不飽和状態になるよう排水した。その後、凍結による試料の膨張を防ぐためコンテナ上端にウェイトを載せて冷凍庫で凍結させた。
- 3) 凍結後コンテナを解体し、所定の寸法に成形

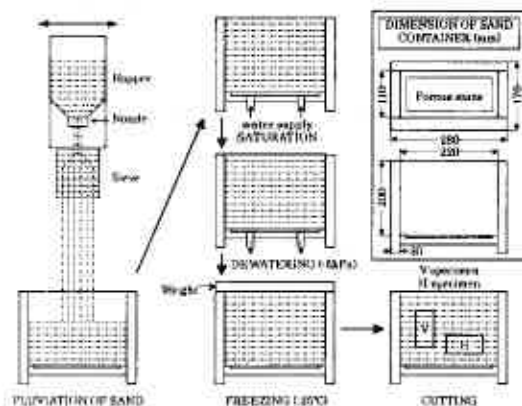


図-1 MSP-F 法による供試体作製手順

Effect of Fabric Anisotropy on Shear Wave Velocity of Sand,
 Hoshi, K., Yamashita, S., and Suzuki, T. (Kitami Institute of Technology)

した。供試体寸法は直径 70mm、高さ 70mm の円柱形で上下端は凍結状態のままベンダーエレメントを貫入させるため、あらかじめ貫入量に合わせた溝を施した。この時、供試体軸方向が堆積面と直交する V-Sample と平行な H-Sample を作製した。

供試体作製後、図-2 に示す三軸試験装置に凍結供試体を設置し、30kPa の負圧を与えた状態で解凍後、初期供試体寸法を測定し、側面にベンダーエレメントを取り付けた。ベンダーエレメントは図-3 に示すように、供試体の軸方向に 1 対、供試体側面に 2 対取り付けられる。これら 3 対のベンダーエレメントから発信されるせん断波は、波の伝播方向と振動方向により、VH-wave、HH-wave、HV-wave とした。VH-wave はベンダーエレメントがあらかじめキャップ及びベDESTAL に設置されており、せん断波の伝播方向が鉛直、振動方向が水平である。HH-wave は供試体側面にベンダーエレメントを鉛直に差し込み、伝播・振動方向ともに水平、HV-wave は供試体側面にベンダーエレメントを水平に差し込み、伝播方向が水平、振動方向は鉛直である。側面にベンダーエレメントを取り付けた後、拘束圧 30kPa のもとで CO₂ 及び脱気水により飽和させ、所定の有効拘束圧で等方圧密し、ベンダーエレメントを用いてせん断波速度を測定した。試験は 49,98,196,392kPa の等方応力状態で ±10V の電圧変化（正弦波、パルス波）を発信側ベンダーエレメントに与え、受信側ベンダーエレメントに到達する時間を測定することでせん断波速度を測定し、初期せん断剛性率を求めた。ベンダーエレメント間を伝播するせん断波伝達有効距離は 2 つのベンダーエレメントの先端間距離とし、到達時刻は発信波及び受信波の立ち上がり点とした。また、図-4 に示すように発信電圧は一つの条件下で複数の周波数による正弦波（f=2kHz~20kHz）とパルス波を用い、初期せん断剛性率は立ち上がり点の読み取りが容易な発信周波数 f=10,15,20kHz で得られるせん断波速度の平均値から求めた。さらに極性を反転させた発信波をベンダーエレメントに与えることで（図-4 点線の波形）せん断波速度の読み取り精度を向上させた。

3. 受信電圧に及ぼすベンダーエレメント形状の影響

ベンダーエレメントを用いて供試体のせん断波速度を測定する際、供試体への貫入量大きいと受信電圧が大きくなり、読み取りが容易になる反面、凍結試料などを用いた場合、構造を乱す原因となる可能性があり、できる限り貫入量が小さく応答特性の優れたベンダーエレメントを用いることが望ましい。そこで供試体への貫入量や圧電セラミックスの固定方法が異なる種々のベンダーエレメントを作製し、形状による受信波形の影響を調べた。図-5 に本試験に使用したベンダー

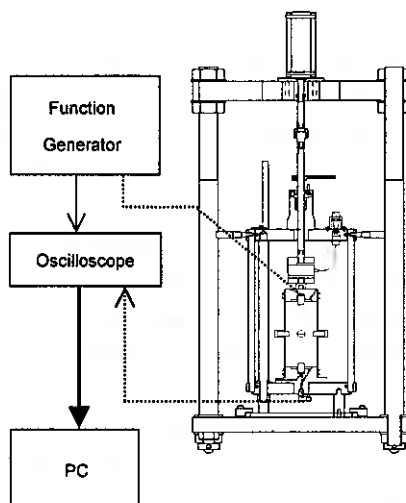


図-2 試験装置概略図

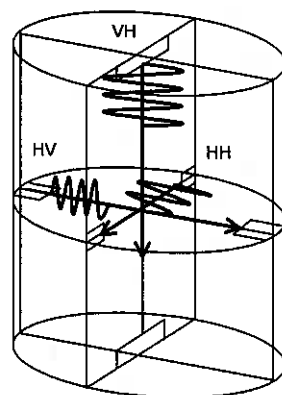


図-3 供試体内を伝播するせん断波

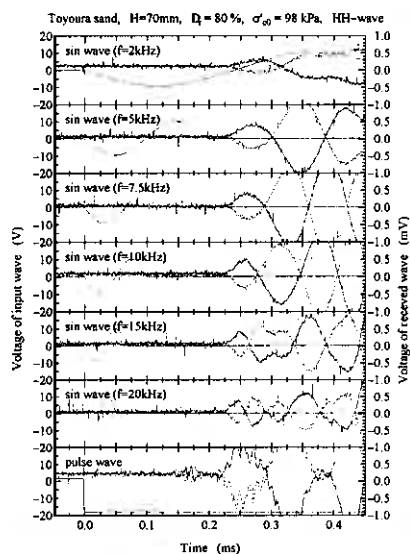


図-4 発信波形と受信波形の例 (HH 波)

エレメントを示す。

図中の LL, LM, LS タイプの3種類はベンダーエレメントに用いる圧電セラミックスの寸法が幅 10mm, 高さ 20mm, 厚さ 0.5mm で, セラミックスの突出量を変えてある。これらはセラミックスを固定する基部以外はアラルダイトよりも柔軟なシリコンを用いて先端部の振動を妨げないようにした。これら3種類に加えセラミックスの高さが半分の幅 10mm, 高さ 10mm, 厚さ 0.5mm, 突出量 4mm の M タイプと, 幅及び高さが半分の幅 5mm, 高さ 10mm, 厚さ 0.5mm, 突出量 4mm の S タイプを作製した。これらベンダーエレメントはセラミックスの基部 6mm をアラルダイトで固定した。L タイプは既報に使用したもので, セラミックスの寸法は LL, LM, LS タイプと同様で, 突出部分以外はアラルダイトで固定した。

試験は直径 70mm, 高さ 100mm, Dr=80%の豊浦砂供試体を用い, L タイプを受信側ベンダーエレメントとしてベDESTALに設置し, 他のタイプを発信側ベンダーエレメントとしてキャップに設置した。図-6 は受信波形の一例を示したもので, 図-7 は受信波形の最大振幅と発信周波数の関係を示したものである。なお, 受信電圧の最大振幅の最大値が 10mV となっているのはオシロスコブの最大分解能での測定限界である。両図から LL, LM 及び LS タイプではセラミックスの突出量が大きいほど受信電圧が大きくなっている。また, 同じ突出量で, セラミックスの固定方法が異なる L タイプと LM タイプから得られた受信電圧を比較したところ, アラルダイトのみで固定した L タイプよりもアラルダイトとシリコンで固定した LM タイプの方が受信電圧が大きくなった。これはセラミックスを固定する基部以外はシリコンを用いることによって, セラミックス先端部の振幅が大きくなったためである。また, L タイプはセラミックスの固定長が他のベンダーエレメントより長いため, セラミックスの固定長が短い M タイプと比較しても受信電圧が小さかった。寸法が最も小さい S タイプは受信波形が最も小さくなった。これらの結果から供試体への貫入量が少なく, しかも精度良く読み取れるベンダーエレメントとして, キャップ及びベDESTALに設置されるベンダーエレメントは LS タイプを用いた。また, 供試体水平方向で測定される受信波は鉛直方向よりも応答特性が優れているので供試体側面に取り付けるベンダーエレメントは S タイプを用いた。

4. せん断波速度に及ぼす構造異方性の影響

図-8 はせん断波の伝播・振動方向と供試体の堆積面の

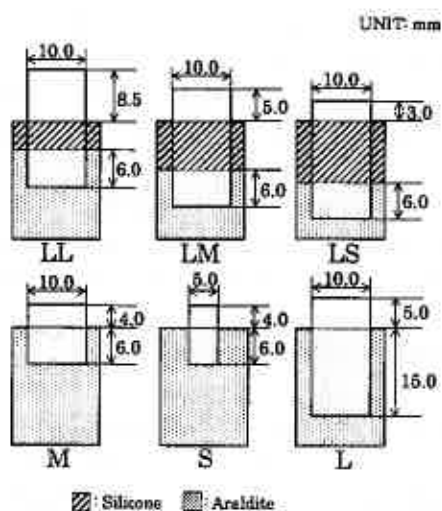


図-5 ベンダーエレメントの種類

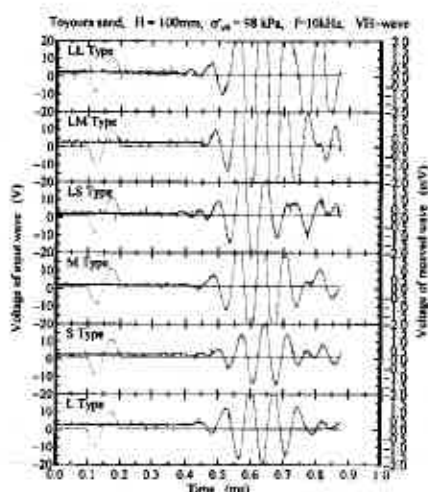


図-6 各 BE から得られた受信波形

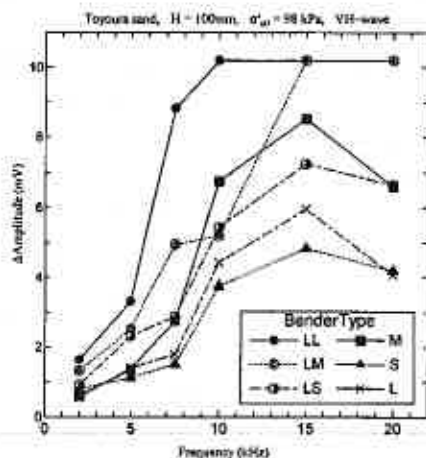


図-7 受信電圧の最大振幅と発信周波数の関係

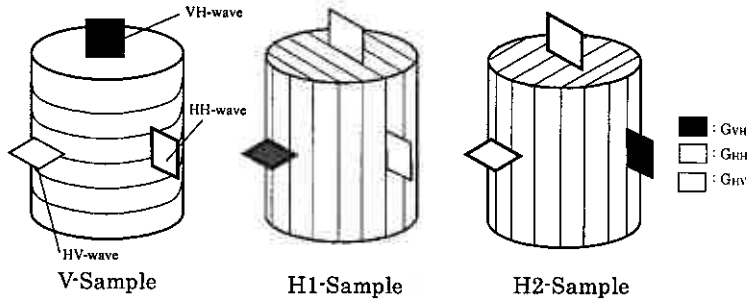


図-8 せん断波の伝播方向と堆積面の関係

関係を示したもので、堆積面が供試体の軸方向と直交する V-Sample と平行な H1-Sample 及び H2-Sample がある。H1-Sample と H2-Sample の違いは堆積面に対してベンダーエレメントの貫入方向が異なっている点である。このように供試体の堆積面が異なるため、図-3 で示した供試

表-1 せん断波の伝播方向とせん断剛性の関係

	V-Sample	H1-Sample	H2-Sample
VH-wave	G_{VH}	G_{HV}	G_{HH}
HH-wave	G_{HH}	G_{HV}	G_{VH}
HV-wave	G_{HV}	G_{VH}	G_{HH}

体の軸方向に対するせん断波の伝播・振動方向から定義した VH,HH,HV-wave とは別に、供試体の堆積面に対するせん断波の伝播・振動方向から定義したせん断剛性 G_{VH}, G_{HH}, G_{HV} を求めた。 G_{VH} は堆積面に対して伝播方向は垂直、振動方向は平行となり、 G_{HH} は堆積面に対して伝播、振動方向が共に平行、 G_{HV} は堆積面に対して伝播方向が平行、振動方向は垂直となっている。表-1 にせん断波の伝播方向と、堆積面が異なる供試体から得られるせん断波の関係を示す。

4-1. せん断波速度に及ぼす供試体作製法と伝播方向の影響

DV 法で作製した供試体の構造は図-8 における V-Sample に近い構造特性を持つと考えられる。そこで MSP-F 法で作製した V-Sample と DV 法で作製した供試体から得られた試験結果を比較した。図-9 は、豊浦砂と火山灰供試体における V-Sample と、DV 法で作製した乾燥供試体を伝わるせん断波速度から求めたせん断剛性を間隙比関数 $F(e)$ で正規化した値と拘束圧の関係を示している。ここで間隙比関数 $F(e)$ は、豊浦砂では $F(e) = (2.17 - e)^2 / (1 + e)^2$ を、火山灰では $F(e) = e^{-2.3}$ とした。 G_{HH} (HH-wave)及び G_{HV} (HV-wave) は作製法の影響が顕著には認められなかったが、 G_{VH} (VH-wave)では MSP-F 供試体のせん断剛性が DV 供試体よりも豊浦砂では低くなった。そこで、異なるせん断波伝播方向であるが、堆積面とせん断波伝播方向との関係が等しい場合に得られたせん断剛性を比較したものが図-10 である。図に示すように豊浦砂の場合、HH-wave 及び HV-wave から得られたせん断剛性には顕著な差がみられなかったが、VH-wave から得られたせん断剛性のみ小さくなっていることがわかる。VH-wave のせん断剛性が低下

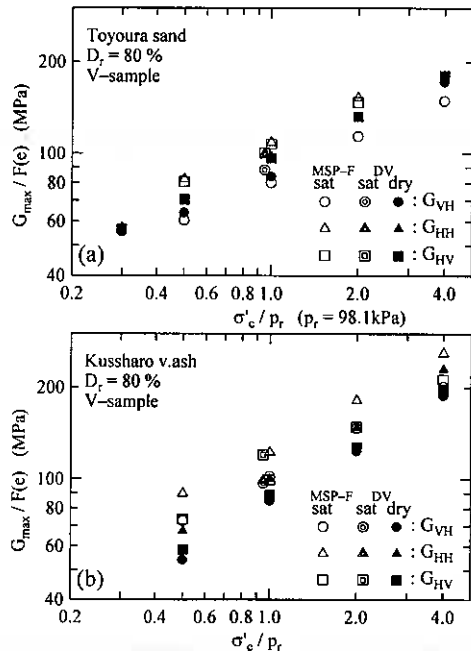


図-9 供試体作製法の影響 (a) 豊浦砂 (b) 火山灰

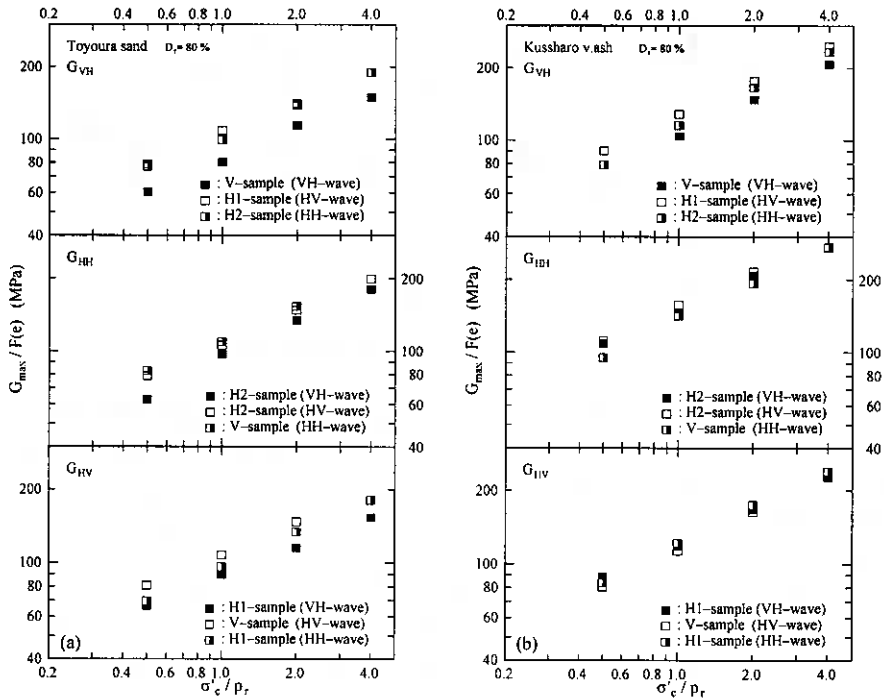


図-10 堆積面と伝播方向との関係が等しい場合に得られたせん断剛性 (a) 豊浦砂 (b) 火山灰

した原因は、凍結した供試体を三軸試験装置に設置する際、あらかじめベンダーエレメントを埋め込むための溝を供試体の上下端に施す必要があり、このためベンダーエレメント周辺では密度が緩くなり、構造が乱れたためせん断剛性が低下したものと考えられる。このことから供試体が凍結している状態でベンダーエレメントを貫入させるよりも、供試体解凍後に供試体側面にベンダーエレメントを設置しせん断波を測定する方が信頼できると考えられる。一方火山灰の V-Sample では図-9(b)及び図-10(b)に示すように VH-wave から求めたせん断剛性の低下はみられなかった。これは火山灰は豊浦砂よりも初期せん断剛性が小さいため、ベンダーエレメント周辺の乱れによるせん断剛性の低下が少ないためと考えられる。

また、火山灰では MSP-F 法で作製した V-Sample のせん断剛性が DV 法で作製した乾燥供試体よりもすべてのせん断波伝播方向において大きくなっている。このことは豊浦砂では認められなかった。そこで DV 法で飽和供試体を作製し、得られたせん断剛性を比較したものを図-9 に併せて示している。豊浦砂では飽和供試体と乾燥供試体で得られるせん断剛性に差がないのに対して、火山灰では乾燥供試体よりも飽和供試体の方がせん断剛性が高くなっている。また、DV 法で作製した飽和供試体のせん断剛性は飽和供試体である MSP-F 供試体と同じ値が得られている。これは火山灰が多孔質であるため飽和密度と乾燥密度の差が大きく、飽和密度とせん断波速度からせん断剛性を求めることが適切ではないかもしれない。

4-2. せん断波速度に及ぼす構造異方性の影響

図-8 に示した堆積面とせん断波伝播方向が異なる各供試体で試験を行うと、同一のせん断波伝播方向に対して堆積面との関係が異なるせん断剛性が得られる。たとえば HH-wave に着目すると、H2-Sample では G_{VH}、V-Sample では G_{HH}、H1-Sample では G_{HV} が得られるので、堆積面にのみ依存したせん断波速度を測定することができる。そこで図-11 はせん断波の伝播方向が等しい場合に得られたせん断剛性を比較したものである。供試体軸に対するせん断波の伝播方向が異なっても、堆積面に対するせん断波の伝播・振動方向が平行である G_{HH} が最も高く、G_{HV} は G_{VH} とほぼ同じか、やや高いという結果が得られた。また、豊浦砂よりも火山灰の方が各せん断剛性の差が顕著であり、G_{HH} が突出している。これは火山灰の粒子形状が豊浦砂に比べ扁平であるため、堆積構造の異方性が強くなったためと考えられる。

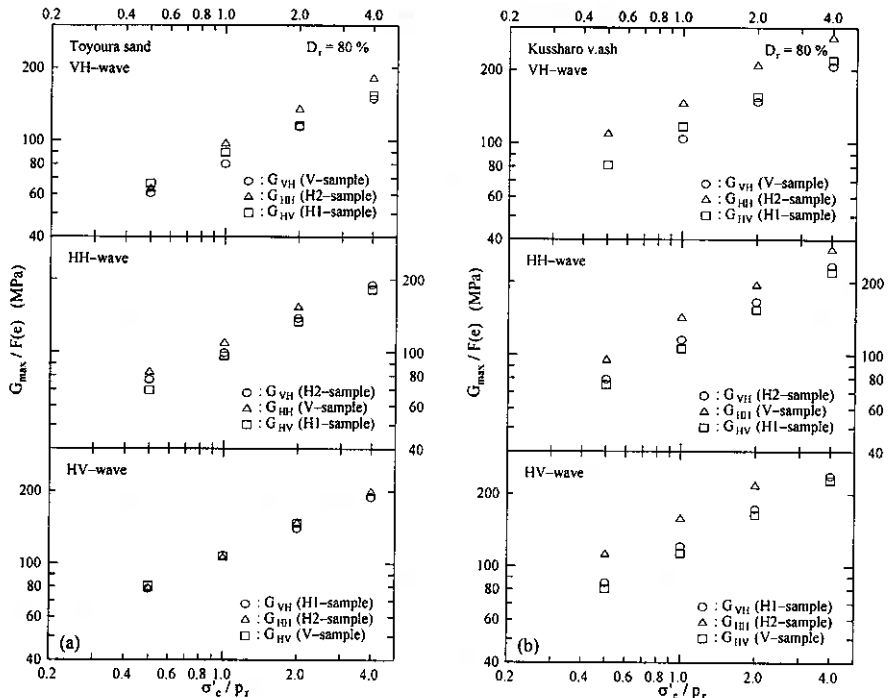


図-11 せん断波の伝播方向が等しい場合に得られたせん断剛性(a)豊浦砂(b)火山灰

5. まとめ

- 1) 豊浦砂では凍結供試体の場合、堆積方向によらず VH-wave から得られるせん断剛性の低下が見られた。これは凍結した供試体を三軸試験装置に設置する際、あらかじめベンダーエレメントを埋め込むための溝を施す必要があり、その際にベンダーエレメント周辺が緩んだためと考えられる。
- 2) 等方応力状態において、せん断剛性は供試体軸方向によらず、せん断波の伝播方向と堆積面との関係のみに依存する。
- 3) 等方応力状態では、豊浦砂及び火山灰の両試料とも G_{HH} が G_{VH} 及び G_{HV} に比べて高く、 G_{HV} は G_{VH} と同程度、もしくはやや高くなる傾向がある。これは堆積構造の異方性が原因であることが確認された。
- 4) 豊浦砂よりも火山灰の方がせん断剛性に及ぼす構造異方性の影響が大きい。これは火山灰は豊浦砂に比べ粒子が扁平で異方性の強い堆積構造になっているためと考えられる。

【謝辞】

最後に本研究において実験及びデータ整理に際して大石 貢君（北見工業大学4年生）の協力を得た。ここに記して深甚な感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1) 山下 聡, 太田佳之, 星 和則, 鈴木輝之(2000): 繰返し試験と BE 試験による砂と火山灰質土のせん断剛性, 地盤工学会北海道支部技術報告集, No.40, pp.135-142.
- 2) Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y. (1978): Shear moduli of sands under cyclic torsional loading, Soils and Foundations, Vol.18, No.1, pp.39-56.
- 3) 星 和則, 山下 聡, 太田佳之, 鈴木輝之(2000): ベンダーエレメントを用いた砂と火山灰質土のせん断波速度測定, 第35回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.271-282.

不撓乱状態で採取された蛇紋岩のせん断特性

北海道大学大学院	正会員	三田地 利 之
同 上	正会員	工 藤 豊
同 上	○学生員	藤 澤 久 子
岩手大学 工学部	正会員	大河原 正 文

1. はじめに

蛇紋岩は日本列島の地質構造線に沿って全国各地に分布しており¹⁾、土木工事に際して種々の問題を引き起こす岩体であることが知られている。北海道を南北に縦断する地質構造帯の神居古潭帯に点々と分布する蛇紋岩地域は日本有数のものであり、過去に切り土やトンネル施工中の地すべりや崩壊、強大な土圧の発生等の難工事を強いられてきた²⁾。

蛇紋岩は蛇紋石を主成分鉱物とし、超塩基性岩から蛇紋岩化作用で生成されたもので、一口に蛇紋岩といっても極めて多様な物性を持つとされている³⁾。蛇紋岩体の中心部には比較的堅硬な塊状の蛇紋岩が存在するが、風化過程からみると中心から外れるに従い葉片状となり、更に他の地質体との境界部では粘土状へと変化して分布することが知られている⁴⁾。また、塊状蛇紋岩も応力解放や水の影響により容易に風化し葉片状、粘土状となり得、これらの地質学的検討から蛇紋岩体は非常に脆弱な岩体であるとされ、鉱物学的・化学的特性や地質学的特徴に関しては多くの研究がなされ^{5),6)}工学的にも多くの工事報告はなされているが²⁾⁻⁴⁾、力学的研究は比較的少ない。また、既往の力学的研究では蛇紋岩風化粘性土⁷⁾⁻¹⁰⁾、あるいは蛇紋岩を粉砕して細粒化したものを用いており^{11),12)}、不撓乱状態で採取された蛇紋岩を用いた研究ではなく、また蛇紋岩を不撓乱状態で三軸試験に供することは困難であるとされてきた。

筆者らは数年前から北海道神居古潭帯に産出する蛇紋岩を不撓乱状態で各種の三軸試験に供し、力学的性質を調べてきた^{13),14)}。今回はその続報として、新たなボーリング孔からの試料による試験結果を報告するものである。

2. 実験条件

2.1 試料について

本研究に用いた試料は、北海道横断自動車道東占冠トンネル地質調査に関わる蛇紋岩試料で、北海道勇払郡占冠村で採取された葉片状蛇紋岩試料である。採取方法は NSG116-81 (軟岩用) ダブルコアチューブを用い、ミストボーリングによって行われた。採取深度は地表面下 7.00m~20.45m の範囲である。試料の側面は淡緑あるいは暗緑色塊状で滑らかであり、断面は暗緑色の葉片状であるものが多く、そのほとんどが蛇紋石を主成分鉱物とする蛇紋岩であるが、若干の方解石、滑石を含むもの、また膨潤性粘土鉱物を多く含むものもあった。クラックの入っている試料もあり、実験は供試体として良好な状態のものを使用することに重点を置いた。

2.2 実験概要及び実験条件

実験は圧密・応力解放・せん断の過程と排水条件の組み合わせの違いによる 5 種類の三軸圧縮試験である。CRU 試験については応力解放の程度を 3 種類に変えている。応力解放を等方圧密圧力の 1/2 とした試験を 2 本行ったのは、そのうち 1 本 (CR2U-2 試験) において、吸水膨張の時間変化を調べるためであり、約 12 日間に亘って吸水膨張を行った。その他の試験ではすべて、圧密・応力解放の打ち切り基準として 3 t 法を適用している。表-1 に試料の初期状態と実験条件を示す。

Strength and deformation characteristics of undisturbed serpentine

Toshiyuki MITACHI and Yutaka KUDOH (Graduate School of Engineering, Hokkaido University), Hisako FUJISAWA (Graduate Student, ditto), Masafumi OKAWARA (Dept. of Civil Engineering, Iwate University)

3. 供試体の作製

蛇紋岩は変質を受けた岩石であるため、前述したように形態的な分類から見ても、塊状・葉片状・角礫状・粘土状の4種類に分けられるとされる²⁾。採取された試料は比較的堅硬な塊状の部分やスライムの侵入した部分も認められたが、大部分は非常に脆く剥離性の著しい葉片状蛇紋岩であったため、供試体の作製には細心の注意を払った。まず、クラックの入っていない

良質な部分を選んで、供試体寸法分（高さ125mm）の試料をアクリル製コアチューブ（内径83.0mm、肉厚2.6mm）ごと電動カッターによって切断し、その上下20mmの部分を用いて初期含水比を測定した。試料は上下端面の整形を行わずに供試体として用いるため、切断時には上下端面が平行且つ側面に直角になるように十分注意する必要があるが、硬質の部分では電動カッターの限界によるためか、側面に直角に切断することは非常に困難であり、切断面の傾斜を余儀なくされたものもいくつかある。切断したコアチューブから試料を取り出す際、次の2つの方法を用いた。

- ① コアチューブにアクリルカッターを用いて3,4本程度切れ目を入れ、切れ目にマイナスドライバーを差し込みねじるようにしてアクリルチューブを割る。試料とコアチューブの間のビニールを剥がして供試体の完成となる。
- ② コアチューブを試料に沿って下方にスライドさせることにより、アクリルチューブに切れ目を入れることなく、供試体を取り出し、同様にビニールを剥がして供試体の完成となる。

コアチューブと供試体の間には、ビニールのあるものもないものがあり、ビニールのある試料ではコアチューブを取り外すのは比較的容易であったが、ビニールのない試料ではコアチューブを取り外す際、試料の剥離性により、側面がぼろぼろになるだけでなく、試料全体の崩壊が起きるなどの困難を伴った。このため、必ずしも当初の計画通りに実験を行うことができず、試料の採取深度からみて統一的でない面がある。写真・1に完成した供試体の状態を示す。

4. 実験手順

a 試料のセット

コアチューブからの抜き出し時より試料の膨張が始まるため、供試体のセットは迅速に行う必要がある。メンブレンはUU-1, CU-1, 2試験では厚さ0.2mmのものを使用していたが、圧密段階で試料への貫入等によりメンブレンが破れて失敗する例が多く、CU-3試験以降、厚さ0.4mmのものを用いることにした。また、試料の全周にろ紙を巻いて圧密時の排水の促進をはかり、端面摩擦軽減のためシリコングリースを塗布したテフロンシート及びゴムシートを両端面に置いた。

b. 等方圧密過程

平均有効主応力 $p' = 40 \text{ kPa}$ で初期等方圧密後、 40 kPa を維持しつつ背圧を段階載荷により 200 kPa まで載荷する。その後所定の（本実験では原位置の土被り圧相当の応力を圧密圧力とした）等方圧密応力（ $= p_c$ ）まで載荷する。圧密の打ち切り基準として、3t法を適用した。

c. 応力解放過程

表-1 実験条件

試験名	採取深度 (m)	湿潤密度 (g/cm^3)	p_c (kPa)	p_s (kPa)	初期含水比 (%)	せん断速度 ($\%/ \text{min}$)
UU-1	8.7~9.1	2.136	100	100	8.23	0.1
CU-1	8.7~9.1	2.080	178	178	8.75	0.1
CU-2	13.2~13.9	2.332	312	312	6.81	0.1
CU-3	14.9~15.5	2.608	394	394	5.87	0.1
CR2U-1	13.2~13.9	2.341	310	155	6.24	0.1
CR2U-2	16.7~17.4	2.331	400	200	5.77	0.1
CR4U-1	14.9~15.5	2.428	360	90	6.10	0.1
CR8U-1	19.6~20.1	2.573	500	63	11.54	0.1
CD-1	12.1~12.9	2.131	260	260	8.56	0.002
CR2D-1	16.7~17.4	2.373	400	200	4.49	0.002

写真-1



所定の有効拘束圧まで等方応力を除荷し、供試体を吸水膨張させる。吸水膨張の打ち切り基準としても同様に3t法を適用した。

d. せん断過程

せん断速度および排水条件は、表-1に示す通りである。

5. 実験結果および考察

5.1 膨張特性

本研究では、CRU,CRD 試験において、土被り圧まで等方圧密した後、排水条件のまま所定の応力まで応力を解放し、吸水膨張を許した。応力解放の速度は1kPa/minを基準としたが、CR8U-1 試験では2kPa/minとした。応力解放の程度は $p_s' = p_c'/2, p_c'/4, p_c'/8$ であり、例えばCR2U 試験は $p_s' = p_c'/2$ とした試験を表す。CRU 試験として4本、CRD 試験を1本行った。応力解放の打ち切り基準として3t法を適用したが、CR2U 試験を2本行ったうち、CR2U-2 試験は、吸水膨張の時間変化を調べるため、所定の応力に達した後の状態を約12日間に亘って観察した。図-1, 2に吸水量と時間の関係を示す。

図-1より、CR4U-1 試験を除いて所定の応力に達した後も緩やかな吸水傾向にあることがわかる。また、応力解放の程度が大きくなるに従い吸水量も増加しており、 $p_c'/2$ とした試験と比べると $p_c'/8$ とした試験は3倍程度の吸水が生じている。CR4U-1 試験では図のように曲線の後半部で不規則な変動を示しているが、全体としてはCR2U-1と同様の傾向を示し、吸水量はほぼ2倍程度となっている。

図-2は長期に亘る吸水膨張の時間変化を示したものである。約70時間までは緩やかに吸水を続けるが、90時間を超える頃に排水状態に移行していることがわかる。本実験の場合、三軸セル内で空気圧を水圧に変換しており、境界面にはテフロンシートを浮かべているが、境界面のわずかな隙間から侵入した空気がセル水を経由しメンブレンを通して供試体内に侵入したことが原因と考えられる。したがって90時間程度が本実験システムの場合の試験時間の限界である。

5.2 せん断特性

(1) 非排水条件下でのせん断特性

図3~6はCU及びCRU試験の主応力差 $q(=\sigma_a - \sigma_r)$ ~軸ひずみ ϵ_a 関係を示したものであり、図-4以降では圧密・膨張時の応力条件の違いによって分けて表示した。図-4はCU試験における結果である。等方圧密圧力と共に、非排水強度が増大していることがわかる。軸ひずみ15%時点で試験を終了することを基準としたが、CU-3試験ではロードセルの限界によりやむなく実験を中止し、CU-2試験においては供試体にせん断面が現れ、メンブレンの限界であると判断し実験を終了した。供試体の状

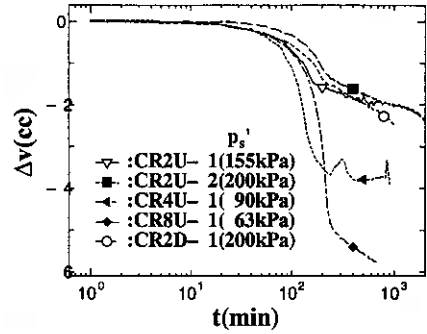


図-1 吸水量～時間関係

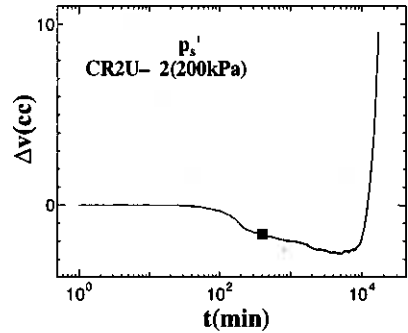


図-2 吸水量～時間関係
(CR2U-2 試験)

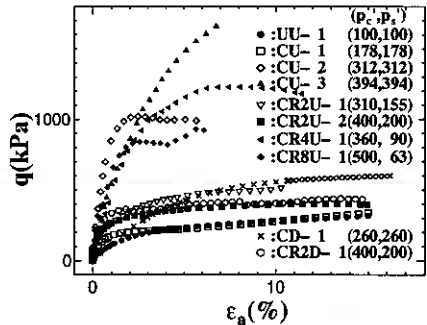


図-3 応力-ひずみ関係

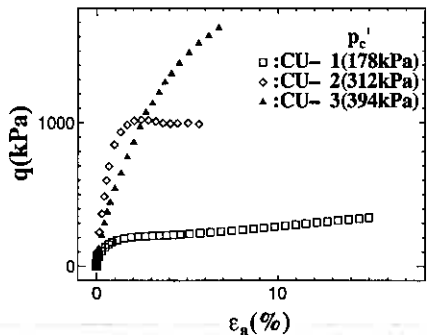


図-4 応力-ひずみ関係
(CU 試験)

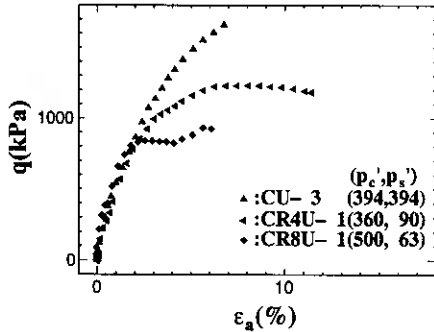


図-5 応力・ひずみ関係
(CU-3, CRU 試験)

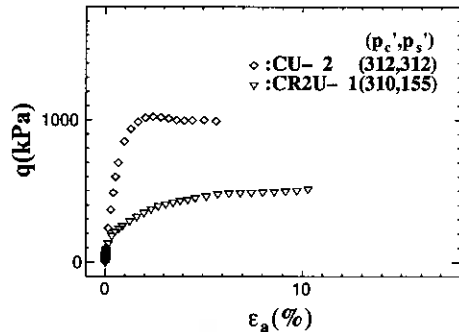


図-6 応力・ひずみ関係
(CU-2, CR2U-1 試験)

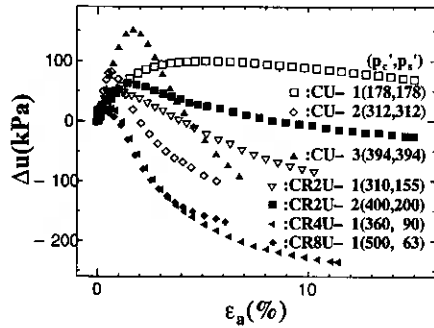


図-7 間隙水圧・ひずみ関係

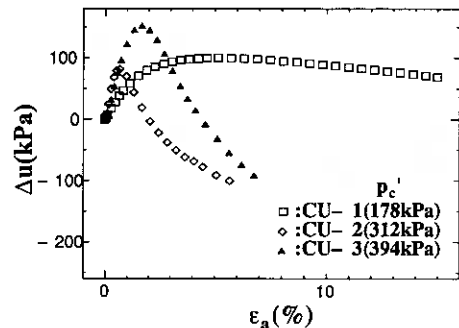


図-8 間隙水圧・ひずみ関係
(CU 試験)

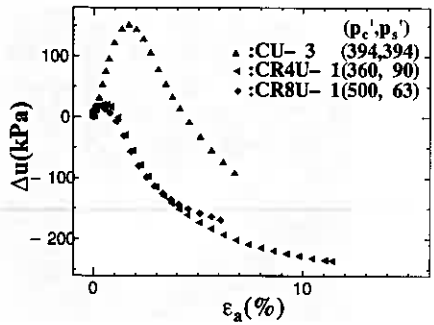


図-9 間隙水圧・ひずみ関係
(CU-3, CRU 試験)

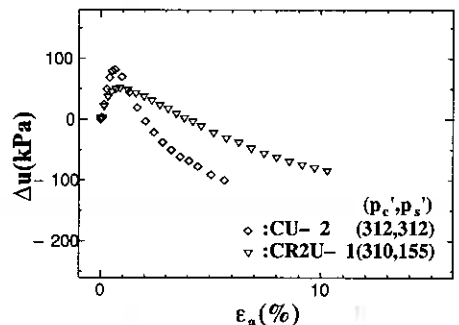


図-10 間隙水圧・ひずみ関係
(CU-2, CR2U-1 試験)

態は3本とも良好であった。CU-2の試料は方解石と滑石を含んでいたが、一般に強度の低いとされる滑石の影響はあまり現れていないようである。

図-5は等圧密圧力の近似したCU-3, CR4U-1, CR8U-1試験を比較したものである。CR4U-1試験はCU-3試験の約2/3, CR8U-1試験は約1/2程度まで強度が低下している。なお、CU-3とCR4U-1試験の供試体は、前述のように構成鉱物が同じと考えられるが、CR8U-1試験の供試体については现阶段でまだ鉱物分析が行われていない。図-11は図-5に対応する過圧密状態における S_w/p 値である。データ数が少なく、且つばらつきはあるが、図より算出される傾きはおよそ0.64であり、粘土の0.77~0.86¹⁵⁾と比較して低く、蛇紋岩の吸水膨張における強度低下の割合は、粘土に比



写真-2

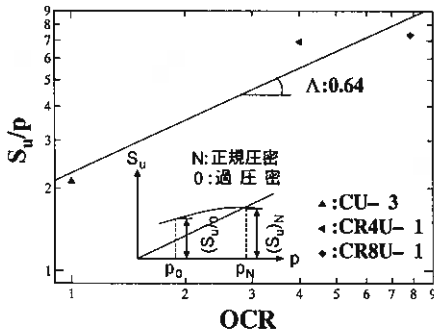


図-11 過圧密状態における S_u/p 値

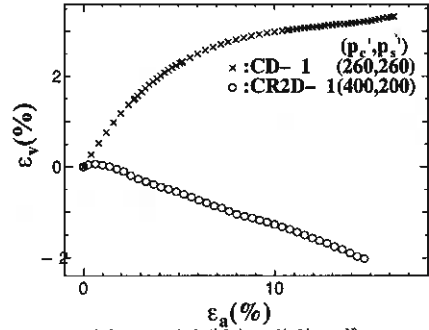


図-12 せん断中の体積ひずみ

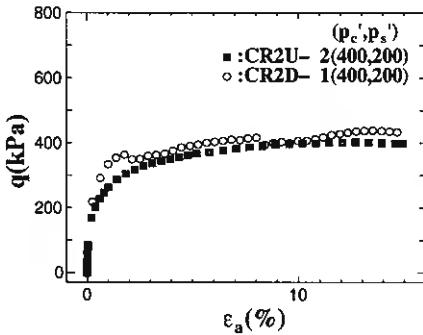


図-13 応力-ひずみ関係
(CR2D-1, CR2U-2 試験)

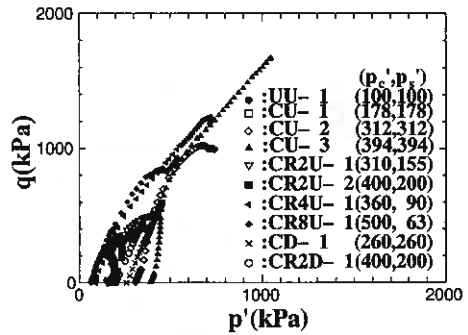


図-14 有効応力経路

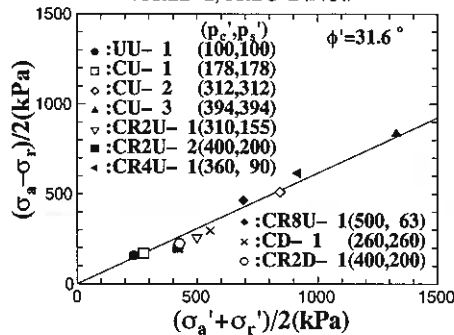


図-15 $(\sigma_a - \sigma_p)/2 \sim (\sigma_a' + \sigma_r')/2$ 関係



写真-3

べて大きいことがわかる。

図-6 は先行圧密圧力のほぼ等しい CU-2 と CR2U-1 試験を比較したものであり、図から応力解放により約 1/2 まで強度が低下したことがわかる。この供試体も図-5 の場合と同様に、同じコアチューブの試料を用いている。写真-2 は CR2U-1 試験の試験後の状態である。このようにはっきりしたせん断面が現れることが多く、試験後の典型的な例である。

図7~10 は上記の応力~ひずみ関係に対応する間隙水圧~ひずみ関係を示したものであり、CU-1 以外のすべての試験において、せん断の後半で負の間隙水圧が発生しており、初期に間隙水圧が急激に増加した後、比較的ひずみの小さい段階で減少過程に移行している。図-8 は圧密圧力の異なる3本の CU 試験の比較であるが、CU-2, CU-3 試験では負の間隙水圧が発生しており、圧密圧力を土被り圧としてはいるものの、過去にそれよりも高い応力履歴を受けていたことは十分に考えられ、過圧密土としての挙動が表われたものと見られる。図-9 は CU-3 と CR4U-1, CR8U-1 試験の比較で、CR4U-1 と CR8U-1 試験はよく似た挙動を示した。CR4U-1 試験においては最も大きな

負の間隙水圧が発生しており、これが図-5 におけるせん断強さに反映されているものと説明できる。

(2) 排水条件下でのせん断特性

図-12 は排水せん断中の体積ひずみ～軸ひずみ関係を示したもので、図からわかるように応力解放によって体積膨張 ($\varepsilon_v < 0$) 傾向が表れて吸水が生じ、これが図-3 の強度低下につながっていると考えられる。図-13 は同一の試料から作製した供試体について、応力解放を $p_c'/2$ とし、排水および非排水せん断試験を行ったものの応力～ひずみ関係の比較である。図よりほぼ同一の挙動を示したが、排水せん断をおこなった CR2D-1 試験の方がわずかに高い強度を示している。写真-3 は CR2D-1 試験の試験後の供試体の状態である。写真からも膨張変形が生じていることが確認できる。

図-14 はすべての試験についてのせん断中の有効応力経路を示したものであり、これを q_{max} ($(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$) 点のみに着目して表したのが図-15 に示す $(\sigma_a' - \sigma_r')/2 - (\sigma_a' + \sigma_r')/2$ 関係である。なお、実際の先行圧密圧力に対応する応力の値が不確定なことから、すべての試料を同列に比較することへの疑問はあるものの、有効応力で評価すれば統一的な説明が可能であることがわかる。また、図-15 の直線の傾きと切片から算出した強度パラメータは $c' \approx 0$ kPa, $\phi' = 31.6^\circ$ であり、 ϕ' の値は占冠地区で採取された不攪乱蛇紋岩および蛇紋岩粘性土についての和智ら¹⁴⁾の試験結果(それぞれ $\phi' = 33.4^\circ, 32.1^\circ$) や、蛇紋岩風化粘土についての横田ら⁸⁾の試験結果 ($\phi' = 30.3^\circ \sim 31.2^\circ$) に近似しており、また北郷ら¹²⁾が神居古潭帯の南北各地から採取した蛇紋岩粘土およびその細粒分調整試料について行った試験結果 ($\phi' = 30.0^\circ \sim 36.7^\circ$) の範囲内にある。

5.3 変形特性

(1) 各変形係数の定義

蛇紋岩の変形特性を調べるために 2 種類の変形係数を用いた。擬弾性ヤング係数 E_{max} は、応力～ひずみ曲線の初期線形部分の傾きであり、 $\varepsilon_a = 0.05\%$ までの範囲の傾きを E_{max} と定義した。割線弾性ヤング係数 E_{sec} は、応力～ひずみ曲線上にある一点における変形係数をその点と原点とで結んだ直線の傾きで表したものである ($E_{sec} = q / \varepsilon_a$)。

(2) 実験結果及び考察

図-16 は圧密または膨張終了時の応力 (p_c' または p_s') と E_{max} の関係を示したものである。先行圧密応力が明確で、ひずみの測定精度の高い状況で実施された粘性土についての実験例¹⁰⁾によれば、 $E_{max} \sim p'$ (正規圧密状態では $p' = p_c'$ 、過圧密状態では $p' = p_s'$) に一義的な関係がみられる。本実験の場合、圧密圧力 (p_c') を原位置の土被り応力に近似するように設定しているが、変成岩としての蛇紋岩に正規圧密・過圧密の概念を持ち込むこと自体疑問があること、また E_{max} の測定値には供試体の上下端面の整形精度が大き

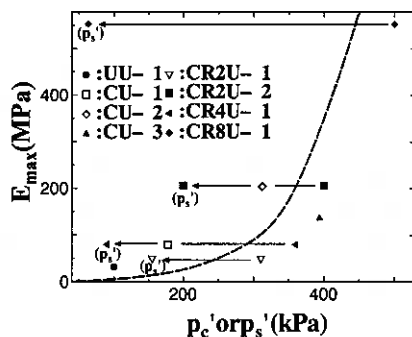


図-16 $E_{max} \sim p_c' \text{ or } p_s'$ 関係

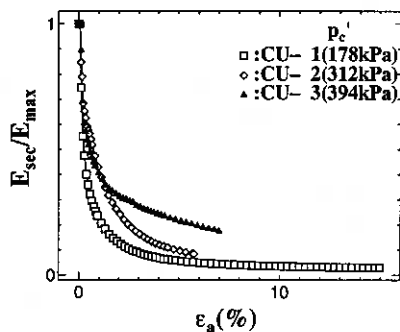


図-17 $E_{sec}/E_{max} \sim \varepsilon_a$ 関係 (CU 試験)

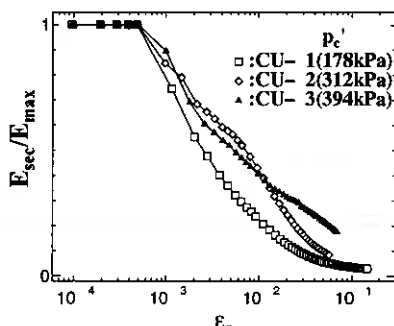


図-18 $E_{sec}/E_{max} \sim \varepsilon_a$ 関係 (CU 試験)

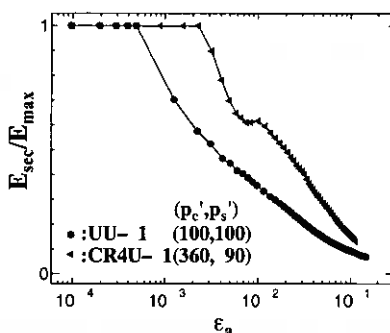


図-19 $E_{sec}/E_{max} \sim \varepsilon_a$ 関係 (UU-1, CR4U-1 試験)

く影響することなどが背景となって、図-16 から一定の傾向を見出すことは難しい。しかし、 E_{max} の値は膨張時の応力 p_s' よりは、室内試験で採用した先行圧密応力 (=原位置有効土被り応力) に依存するようである。

図-17~21 は $E_{sec}/E_{max} \sim \epsilon_a$ 関係を示したものである。図-17,18 は CU 試験の例であり、それぞれ横軸 (ϵ_a) が普通目盛と対数目盛による表現である。粘性土に関する既往の実験結果によれば、正規圧密の場合この関係は圧密圧力に依存しないことがわかっているが、前述の理由により、この程度のばらつきは生じるものとして、以下の考察を加えることとする。図-19,20 は p_s' のほぼ等しい UU-1 と CR4U-1, CU-1 と CR2U-1 試験を比較したものである。どちらも先行圧密応力の大きい試験の方が剛性の低下は少ない。図-21 は p_c' のほぼ等しい CU-3 と CR2U-2 試験を比較したものであるが、先行圧密応力が等しければ、せん断時の拘束圧力の大きい方が剛性の低下は少ないことが分かる。

図-22 はバンコクの Sutthisan サイトで採取された soft-clay (採取深度 5.6m, $w_L=73.3\%$, $I_P=48.0$, $S_u=27kPa$, $E_{max}=19.6MPa$) と stiff-clay (採取深度 17.2m, $w_L=87.5\%$, $I_P=48.0$, $S_u=71kPa$, $E_{max}=73.5MPa$) の $E_{sec}/E_{max} \sim \epsilon_a$ 関係と図-18 の CU 試験結果を比較したものである。Sutthisan 粘土の場合、ひずみ 0.005%までの範囲で E_{max} を算出しているため、本研究の蛇紋岩の場合よりひずみの範囲が一桁小さいが、蛇紋岩の CU 試験の E_{max} は stiff-clay と同等か 2 倍程度の値を示している上にひずみの進行に伴う剛性の低下割合も相対的に小さいことがわかる。

6. まとめ

蛇紋岩は変成岩の一種であり、一口に蛇紋岩とは括れないほど多様な物性を示すとされている。本研究で用いた不攪乱状態の試料も、見るからに様な状態であるとは言い難い試料もあり、一連の実験における先行圧密圧力を土被り圧に等しく設定したものの、変成作用のため過去にそれよりも高い圧力を受けていた可能性は十分にあり、実験結果から一般的な特性を見出すのは非常に困難であると思われた。しかし、有効応力に基づく試験結果の整理から、Mohr-Coulomb の破壊規準の適用が可能であることが確かめられた。また、変形特性に関しても一般の粘性土と類似の評価手法が適用出来そうであり、今後の実験(計測)精度向上に向けての努力の必要性が再認識された。今後更に研究を重ねて、蛇紋岩地帯における各種工事の設計・施工に役立ち得る資料が提供できればと考えている。

なお、本研究に用いた蛇紋岩試料は日本道路公団北海道支社より提供を受けたものである。ここに記して関係各位に感謝いたします。

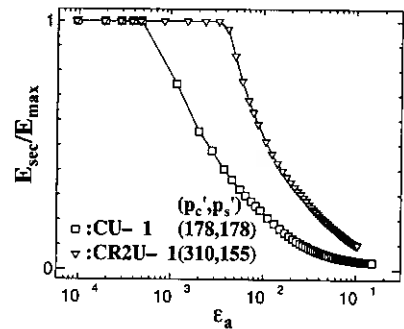


図-20 $E_{sec}/E_{max} \sim \epsilon_a$ 関係
(CU-1, CR2U-1 試験)

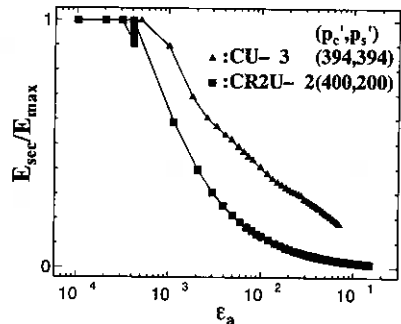


図-21 $E_{sec}/E_{max} \sim \epsilon_a$ 関係
(CU-3, CR2U-2 試験)

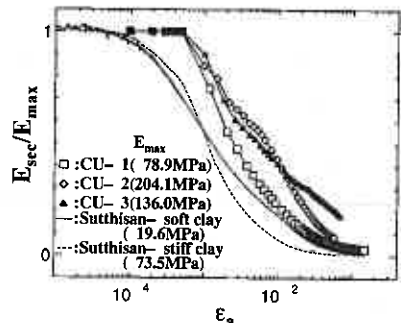


図-22 $E_{sec}/E_{max} \sim \epsilon_a$ 関係
(CU 試験, Sutthisan-clay 試験結果)

<参考文献>

- 1) 橋本光男：日本の変成岩，岩波書店，pp.130~135，1987.
- 2) 野地正保：蛇紋岩と土工工事（第1報）－蛇紋岩と蛇紋岩化作用－，北海道開発局土木試験所月報 No.342，pp.10~19，1978.
- 3) 野地正保：蛇紋岩と土工工事（第2報）－蛇紋岩地帯の陸水の水質－，北海道開発局土木試験所月報 No.342，pp.1~22，1978.
- 4) 野地正保：蛇紋岩と土工工事（第3報）－神竜幹線導水トンネル－，北海道開発局土木試験所月報 No.378，pp.1~9，1984.
- 5) 梅津一晴：蛇紋岩の土地質的一検討，応用地質 36 巻 5 号，pp.46~55，1995.
- 6) 横田公忠，矢田部龍一，八木則男：蛇紋岩地すべりに対する鉱物学的一考察，地すべり，第35巻，第3号，pp.15~23，1998.
- 7) 矢田部龍一，横田公忠，八木則男，野地生保：蛇紋岩地すべりの発生機構に対する検討，地すべり，第34巻，第1号，pp.24~30，1997.
- 8) 横田公忠，矢田部龍一，八木則男：蛇紋岩の風化粘性土の強度特性，土木学会論文集，No.529/Ⅲ-33，pp.155~163，1995.
- 9) 横田公忠，矢田部龍一，八木則男：蛇紋岩の風化粘性土に起因した切土のり面の崩壊に関する一考察，土木学会論文集，No.541/Ⅲ-35，pp.57~65，1996.
- 10) 横田公忠，矢田部龍一，八木則男：蛇紋岩の地すべりの発達に及ぼす粘土鉱物とせん断強度の影響，土木学会論文集，No.568/Ⅲ-39，pp.125~132，1997.
- 11) 北郷 繁：蛇紋岩の土質工学的性質，第8回土質工学研究発表会講演集，pp.65~72，1973.
- 12) 北郷 繁，寺崎靖則，掛橋隆晴，田中洋行：蛇紋岩の土質工学的性質（第2報），土質工学会北海道支部技術報告集，pp.33~41，1974.
- 13) 三田地利之，和智真太郎，松永卓也：不攪乱状態で採取された蛇紋岩の吸水膨張による強度変化，地盤工学会北海道支部技術報告集第39号，pp.183~188，1999.
- 14) 和智真太郎，三田地利之，川口貴之：蛇紋岩粘性土の強度・変形特性，地盤工学会北海道支部技術報告集第40号，pp.173~180，2000.
- 15) 土質試験の方法と解説－第一回改訂版－，社団法人地盤工学会，pp.496~497，2000.
- 16) 川口貴之，三田地利之，澁谷啓：繰り返し飽和粘土の小ひずみ域における変形係数の定式化，土木学会論文集，No.638/Ⅲ-49，pp.179-191，1999.

単粒度碎石の三軸せん断特性に及ぼす粒子形状の影響

室蘭工業大学 大学院 ○学生員 只野 尚徳
 室蘭工業大学 工学部 正会員 木幡 行宏

1. まえがき

一般に均等係数が小さい単粒度の碎石は、鉄道の道床部分に用いられる道床バラスト、アスファルト舗装の上層路盤に用いられるクラッシュランや防波堤基礎に用いられる海中ケイソンマウンドなどがある。これらの構造物の支持に用いられる碎石は通過車輛による交通荷重や波浪などによる繰返し載荷履歴を受け、不同沈下などが生じることがある。特に、鉄道などにおいては、道床バラストの沈下によってレール・枕木などが微小変形しても、乗り心地などに大きな影響を与える。従って単粒度碎石の微小ひずみレベルでの力学的性質を知ることは大変重要である。

単粒度碎石を支持地盤として用いる際の強度・変形特性に影響を与える大きな要因として、碎石の石質、粒子形状、粒子の摩耗状態や密度などが考えられる。碎石の石質（礫材料の産地）に関する研究は過去に多数行われてきた^{1)~4)}。本研究では、比較的研究例が少ない碎石の粒子形状に注目し、Zinggの方法を用いて碎石を4種類の形状に分類し、粒子形状が異なるそれぞれの試料に対して一連の三軸試験を行った。硬質地盤材料に対する外部変位計を用いた三軸試験では、ベディングエラーが生じるため軸変位の測定にはベディングエラーの影響を受けずに微小ひずみから計測できるLDTを用いた。これらの実験結果に基づいて単粒度碎石の粒子形状や繰返し載荷履歴が三軸せん断特性に及ぼす影響について検討する。

2. 実験試料と実験方法

本試験では、試料用碎石をZinggの方法を用いて4種類の粒子形状に分類した。Zinggの方法とは、以下のようなものである。すなわち、対象とする碎石粒子を直方体の箱に詰めるときに、体積が最小となるような直方体を仮定し、仮定した直方体の三つの辺を測定する。辺長の長い順に長辺長 a 、中辺長 b 、短辺長 c として、短辺長と中辺長の比 $P=c/b$ (flatness ratio)、中辺長と長辺長の比 $Q=b/a$ (elongation ratio)を求め、図-1(a)に示すように $P=0.66$ 、 $Q=0.66$ の値を基準に粒子形状を四分類する方法である。図の左上から時計回りに板状(discs)、塊状(equi-dimensionals)、棒状(rods)、葉状(blades)となり、図-1(a)中に示した直方体のイラストは4つの分類の代表的なイメージである^{5)~7)}。なお、板状(discs)と葉状(blades)のイメージは正方形の板と、細長い長方形の板を示す点が異なっている。また、Zinggの基準以外ではBritish Standardが

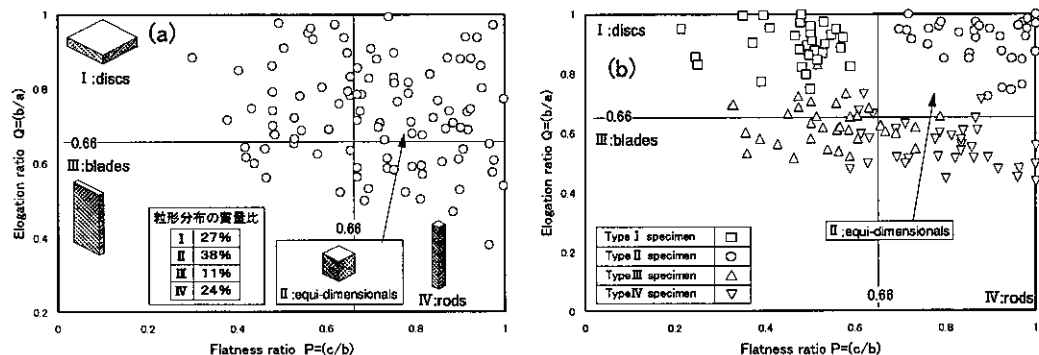


図-1(a) 未分類状態での粒子形状分布と質量比、(b) I類、II類、III類、IV類供試体の粒子形状分布

P=0.6, Q=0.55, Rosslein は P=0.5, Q=0.66 を採用している⁹⁾。本試験で用いた未分類状態での試料の粒子形状は図-1(a)に示すようにほぼ全ての粒子が $Q > 0.4, P > 0.4$ の範囲に分類されている。 $Q < 0.4, P < 0.4$ の範囲に粒子が存在しない原因としては、通常砕石は岩塊を壁に激突させて粉碎して作製されるため砕石の形状は石自体の節理に影響されることから、本試験で用いた砕石は葉状になりにくい特性であったためと考えられる。未分類状態での質量比は板状(discs)27%、塊状(equi-dimensionals)38%、葉状(blades)11%、棒状(rods)24%となった。本研究ではせん断特性に及ぼす粒子形状の影響を検討することを目的としているため、単一の粒子形状のみで供試体を作製することとし、試料の分類作業においては、一昨年の試験結果を参考に粒子形状の違いによる影響をより明確に示すこと、また、目視により一つ一つの粒子を分類したことによる境界付近での分類ミスを防ぐために、 $P=0.66, Q=0.66$ の境界付近に存在する砕石はできるだけ使用を避けた。その結果、板状の供試体に用いた粒子は、質量比で未分類状態全体に対して 12.0%、塊状は 12.6%、葉状は 9.0%、棒状は 7.9%が該当となった。それぞれの供試体の粒子形状分布を図-1(b)に示す。本研究では板状のみを用いて供試体作製したものをⅠ類(TypeⅠ)、塊状をⅡ類(TypeⅡ)、葉状をⅢ類(TypeⅢ)、棒状をⅣ類(TypeⅣ)、未分類状態での供試体をⅠ類(TypeⅠ)と以下表記することとする。

本試験で用いた試料は、実際の鉄道用道床部分に用いられている北海道札幌手稲金山産の安山岩砕石である。実際の鉄道用砕石は最大粒径が $D_{max}=63.5(\text{mm})$ と大きく中型三軸試験装置の供試体寸法 ($h360\text{mm} \times \phi 150\text{mm}$) にそのまま適用できないことから、最大粒径を $D_{max}=24.5(\text{mm})$ で実際の鉄道に用いられる砕石の粒径加積曲線とほぼ相似形に調整したものを用いた。粒子形状を分類していない未分類状態での砕石試料の粒径加積曲線、粒子形状ごとの平均粒径・均等係数等を図-2 に示す。

供試体の作製方法は高さ 360(mm)の円柱モールドを高さ方向にほぼ均等に 6 層に分け、各層ごとに上載荷式バイブレーターにより 3 分間振動締めを行い、その後、拘束圧 58.8kPa まで等方圧密を行った。本研究では、同一のエネルギーを与えることを目的としたため、粒子形状ごとの供試体密度は一定ではない。圧密終了時の乾燥密度は、表-1 に示すように粒子形状が球体(塊状、Ⅱ類)に近いほど大きな供試体密度を示す傾向がある。圧密終了後、繰返し載荷履歴を与える場合には、等方状態から繰返し載荷の中心荷重となる $q=60\text{kPa}$ の異方状態にしたうえで、軸差応力振幅 100kPa ($q_{max}=110\text{kPa}, q_{min}=10\text{kPa}$) の正弦波載荷を載荷周波数 0.25(Hz)で 10000 回を行い、繰返し載荷終了後、供試体を 58.8kPa の等方状態に戻した。等方圧密終了後繰返し載荷履歴を与えない供試体及び、繰返し載荷終了後の供試体に対して、軸ひずみ速度 0.02(%/min)として単調載荷三軸圧縮試験を実施した。本試験では供試体作製時に生じる供試体端面での緩み層などに起因するベディングエラーの影響を避けるために微小ひずみレベルでは局所変形測定装置(Local Deformation Transducer : LDT)によって軸変位量を測定した⁹⁾。LDT の測定領域は 2%弱までであるので、2%以上では軸方向に 2 つの非接触変位計と外部変位計を取り付けて軸変位量の測定を行った(図-3 参照)。また側方向ひずみは図-3 の中型三軸試験装置概略図に示すように左右対称に 4 つの非接触変位計を取り付けて計測し、これらの計測結果から体積ひずみなどを算出した。

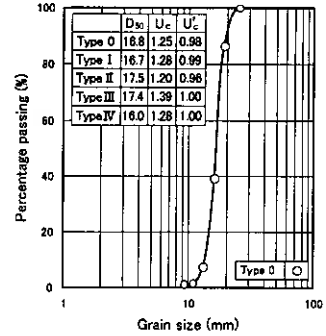


図-2 未分類状態の粒径加積曲線

	Density
Type 0	1.56(g/cm ³)
Type I	1.52(g/cm ³)
Type II	1.58(g/cm ³)
Type III	1.51(g/cm ³)
Type IV	1.54(g/cm ³)

表-1 圧密終了後の乾燥密度

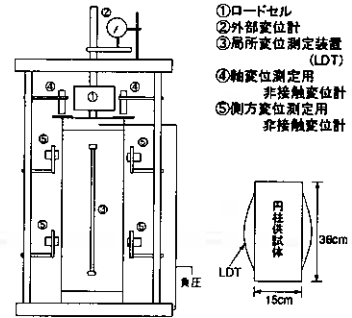


図-3 中型三軸試験装置概略図

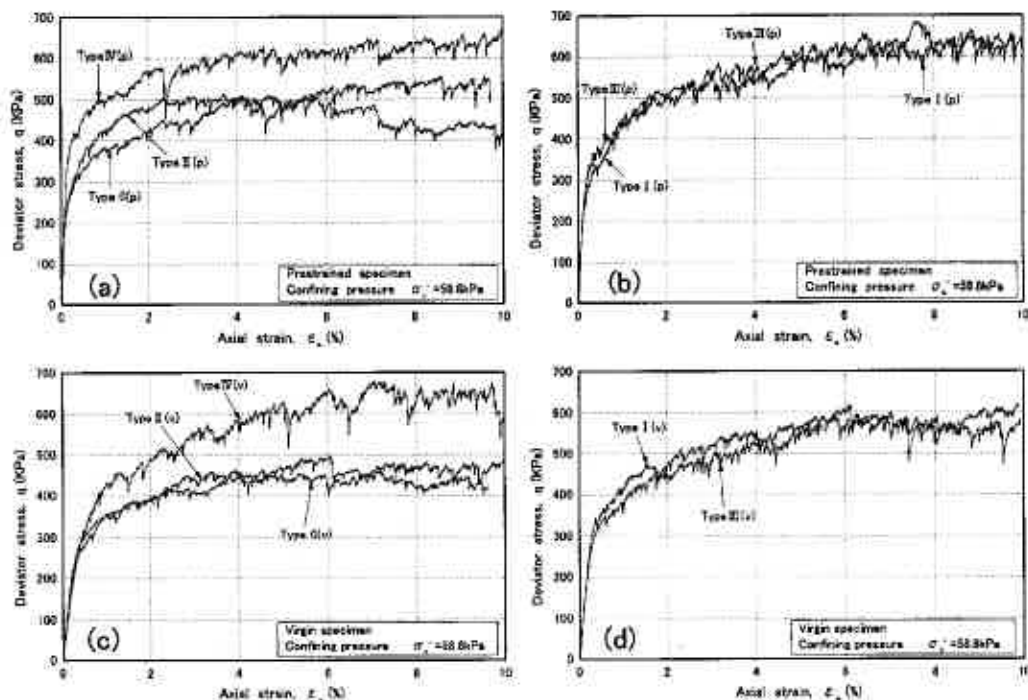


図-4 (a),(b) Prestrained 試験、(c),(d) Virgin 試験の軸差応力(700kPa)と軸ひずみ(10%)の関係

3. 実験結果と考察

3-1. 軸差応力と軸ひずみの関係

図-4(a),(b)は、10000 回の繰返し載荷履歴を与えた後に単調載荷した試験(Prestrained)と、(c),(d)には圧密終了後に単調載荷した試験(Virgin)の軸差応力 q と 10%までの軸ひずみ ϵ_1 の関係を示している。全ての試験結果において粒子同士の接触部分で応力に耐えられずに、スティックスリップ現象が起き粒子間の骨格構造が崩壊し軸差応力が急激に低減している様子が見られる。また、その際に粒子の表面が削られる状態ですり減っている様子が各供試体の試験終了後の粒子を観察することにより確認された。

Prestrained 供試体と Virgin 供試体と比較してみると、I 類、II 類と IV 類の 3 タイプは最大軸差応力 q_{max} に大きな違いは見られないが、未分類状態の 0 類と III 類では Prestrained 供試体が Virgin 供試体の q_{max} より約 10%程度大きな値になっている。また、全ての粒子形状で q がほぼ一定となるまでは、同じひずみレベルで Prestrained 供試体の q が Virgin 供試体より大きくなっている。次に、試験方法ごとに比較すると、Prestrained 供試体では IV 類が軸ひずみ 3%まで他の粒子形状タイプよりも発生する q が著しく大きく、未分類状態の 0 類が軸ひずみ 1%以降で q の増加傾向が緩やかである。また、軸ひずみ 5%以降で I 類、III 類と IV 類の 3 タイプが同様な q の増加傾向を示し、他の 2 タイプよりも q は大きくなっている。Virgin 供試体では軸ひずみが 0.5%以降で I 類、III 類と IV 類の 3 タイプが II 類と未分類状態 0 類の 2 タイプより大きな q の発生傾向にある。II 類は繰返し載荷履歴によらずピーク後に q の減少傾向が見られる。このように I 類、III 類と IV 類の 3 タイプが II 類と比較して大きな q_{max} を示しているのは、この 3 タイプの粒子が側方向に移動しにくいことによると推察される。

図-5(a)~(d) は、先程の図-4 を軸ひずみ 1.5%で拡大したものである。変曲点について注目してみると、Prestrained 供試体では全ての粒子形状で軸ひずみ 0.05%前後に一度変曲点があり、その後二度目の変曲点が 0 類、III 類と IV 類では軸ひずみ 0.5%前後に、I 類では 0.4%前後に、II 類では 0.6%前後にある。二度目

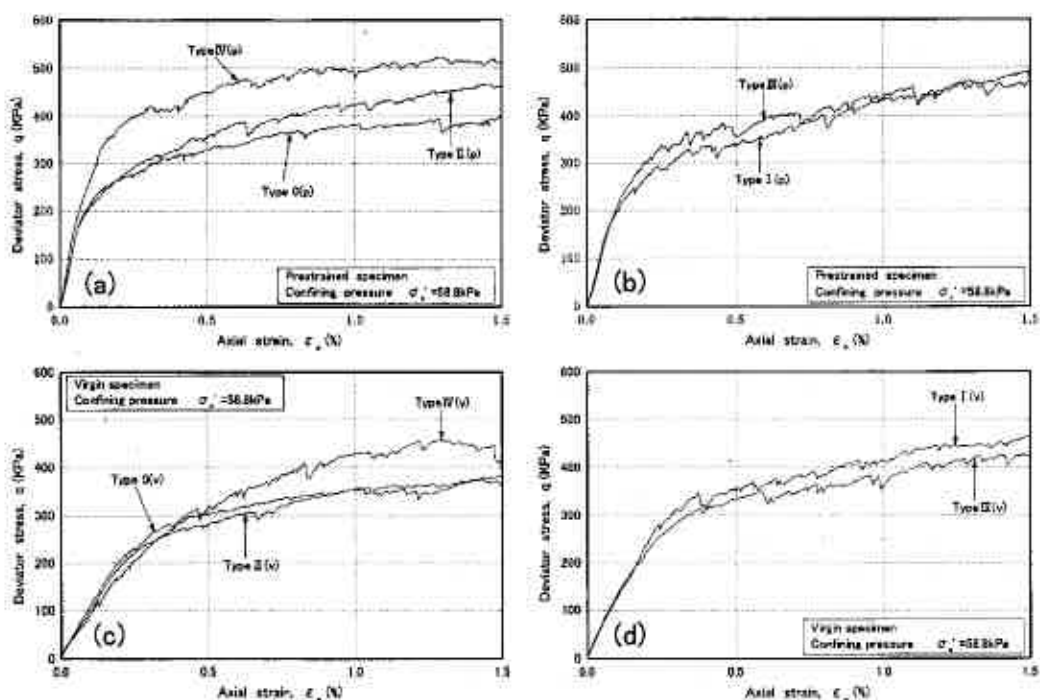


図-5 (a),(b) Prestrained 試験、(c),(d) Virgin 試験の軸差応力(600kPa)と軸ひずみ(1.5%)の関係

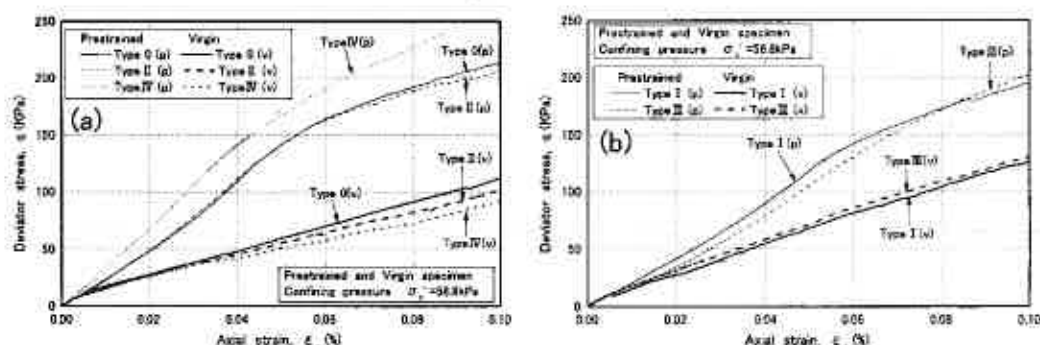


図-6 (a),(b)各粒子形状の軸差応力(250kPa)と軸ひずみ(0.1%)の関係

の変曲点後 q は緩やかな増加傾向を示している。一方、Virgin 供試体でも全ての粒子形状で軸ひずみ 0.1% ~ 0.2% に一度変曲点があり、その後二度目の変曲点が 0 類、Ⅲ類では軸ひずみ 0.6% 前後に、Ⅰ類では 0.5% 前後に、Ⅱ類では 0.7% 前後に、Ⅳ類では 1.0% 前後に生じている。二度目の変曲点後は Prestrained 供試体と同様に q は緩やかな増加傾向を示している。

以上から、一度目の変曲点は繰返し载荷履歴を与えた場合は軸ひずみ 0.05% 前後で、履歴を与えていない場合は 0.1% ~ 0.2% で生じている、二度目の変曲点は履歴を与えた場合は 0.4% ~ 0.6%、履歴を与えない場合は 0.5% ~ 1.0% であり、変曲点は繰返し载荷履歴を与えた場合に若干小さいひずみで生じている。また、 q がほぼ一定となる軸ひずみは、未分類状態と履歴有りのⅣ類の 3 タイプを除けば軸ひずみ 6% ~ 7% であることが分かる。また、Prestrained 供試体と Virgin 供試体の両方試験とも一度目の変曲点から二度目の変曲点間での $q \sim \epsilon_1$ 関係は、比較的球体から遠い粒子形状であるⅠ類とⅢ類が、Ⅱ類と比較して上に凸の

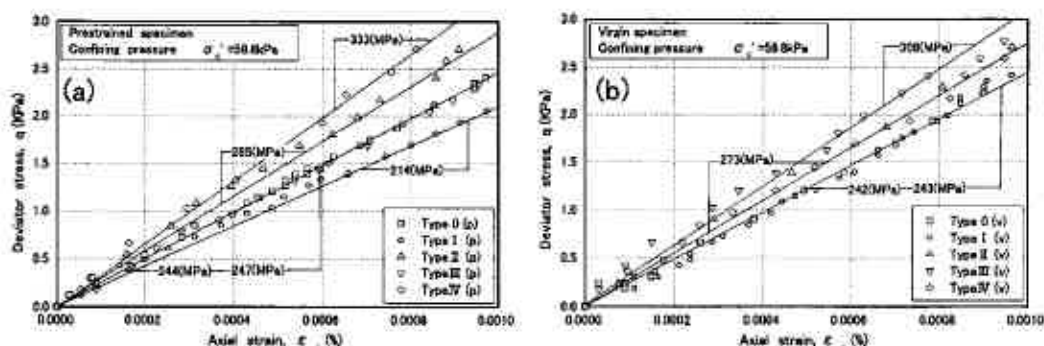


図-7(a),(b) 軸ひずみ 0.001%までの初期接線ヤング係数

曲線になっている。特に Prestrained 供試体でその傾向が顕著になっている。

次に、Prestrained 供試体と Virgin 供試体で軸ひずみ 0.1%以下の軸差応力～軸ひずみ関係を比較したのが図 6-(a),(b)である。繰返し載荷履歴を与えた場合について注目してみると粒子形状のタイプによらず繰返し載荷時の最大軸差応力 $q_{max}=110\text{kPa}$ まで下側に凸型の曲線を描き、その後上側に凸型の曲線に移行している様子が見られる^{10),(11)}。これは従来から指摘されている繰返し載荷履歴を与えた場合の軸差応力と軸ひずみの関係が S 字型になることが粒子形状のタイプによらないことを示している。しかし、Ⅲ類に注目してみると他の 4 タイプと比較して下側に凸型の曲線から上側に凸型の曲線への移行があまり明瞭ではない。繰返し載荷履歴を与えていない場合では、全ての粒子形状で軸ひずみ 0.005%前後まで上側に凸の曲線を描いた後、 $q\sim\varepsilon_1$ 関係は 0.1%までほぼ線形関係にある。

q の発生傾向は Prestrained 供試体でⅣ類、Ⅱ類、Ⅰ類、Ⅲ類の順で、Virgin 供試体ではⅢ類、Ⅰ類、Ⅰ類、Ⅱ類、Ⅳ類の順に大きい。Prestrained 供試体と Virgin 供試体の $q\sim\varepsilon_1$ 関係を比較してみると、Ⅰ類とⅢ類は他のタイプと比較して繰返し載荷履歴の有無による差が小さく、Ⅱ類、Ⅳ類は履歴による差が大きいことがわかる。以上のことから $q\sim\varepsilon_1$ 関係ではⅢ類が繰返し載荷履歴を与えた場合の下側の凸型から上側の凸型への移行の不明瞭さや履歴の有無による軸差応力の差が小さいことなどから繰返し載荷履歴の影響を最も受けづらく、比較的粒子形状が球体に近いⅡ類は繰返し載荷履歴の影響を受けやすいものと思われる。

図-7(a),(b)は、軸ひずみを 0.001%で拡大したものである。軸ひずみ 0.001%までの初期接線ヤング係数は Prestrained 供試体では、Ⅰ類が 214MPa、Ⅱ類が 285MPa、Ⅲ類が 244MPa、Ⅳ類が 333MPa である。Virgin 供試体では、Ⅰ類が 242MPa、Ⅱ類が 306MPa、Ⅲ類が 308MPa、Ⅳ類が 273MPa である。全体の傾向はⅡ類、Ⅳ類が大きな値で、Ⅰ類が小さな値になっている。

3-2. 接線ヤング係数と軸ひずみ・軸差応力の関係

図-8(a)～(d)は接線ヤング係数 E_{tan} と軸ひずみ ε_1 の関係を、図 9(a)～(d)は、接線ヤング係数 E_{tan} と軸差応力 q の関係を示している。Prestrained 供試体に注目してみると、Ⅰ類とⅢ類が軸ひずみ 0.01%前後までほぼ一定の接線ヤング係数を示し、Ⅱ類、Ⅲ類とⅣ類が軸ひずみ 0.005%前後まで接線ヤング係数は減少傾向を示しているが、その後急激に上昇しピークに達している。その際の軸ひずみの値は、Ⅳ類が 0.025%前後、その他のタイプは 0.04～0.05%前後である。 E_{tan} のピークの値としてはⅣ類が最も大きく、Ⅰ類とⅢ類が小さい。ピーク後の軸ひずみに対する E_{tan} の減少はⅠ類、Ⅱ類と粒子形状が球体に近いものが急激であるのに対して、Ⅲ類は他の 4 タイプと比較して緩やかに減少していることが分かる。Virgin 供試体では、軸ひずみ 0.01%前後まで E_{tan} は単調減少傾向を示しているが、その後軸ひずみ 0.1%前後まで $E_{tan} \approx 100\text{MPa}$ 程度の一定値を示す。

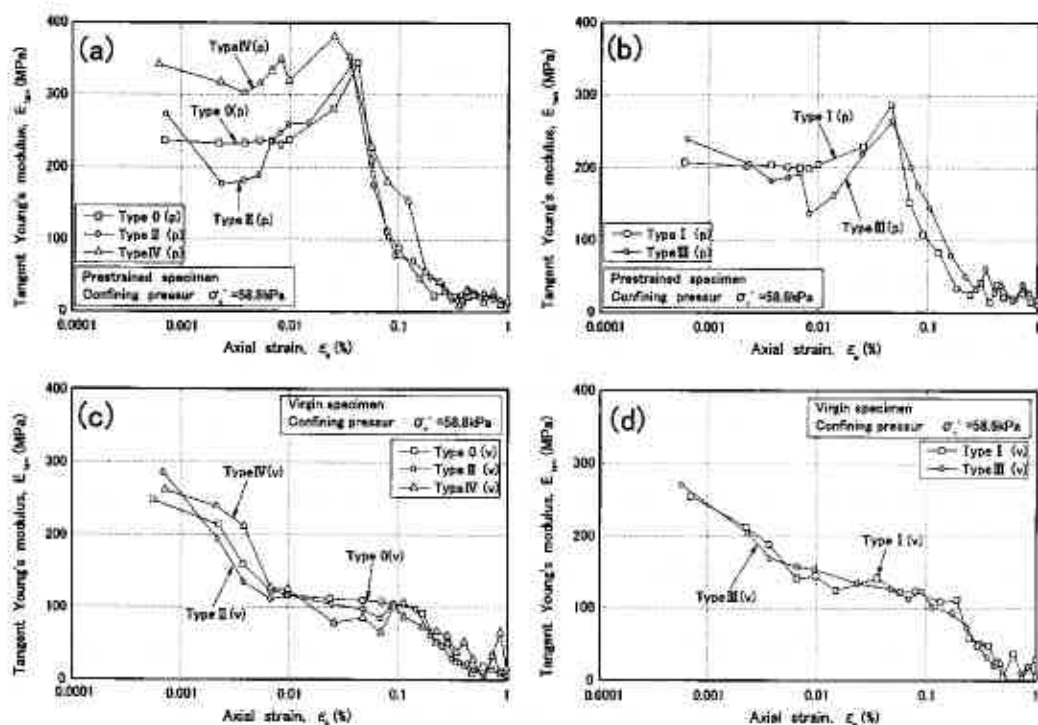


図-8(a)~(d) 接線ヤング係数と軸ひずみの関係

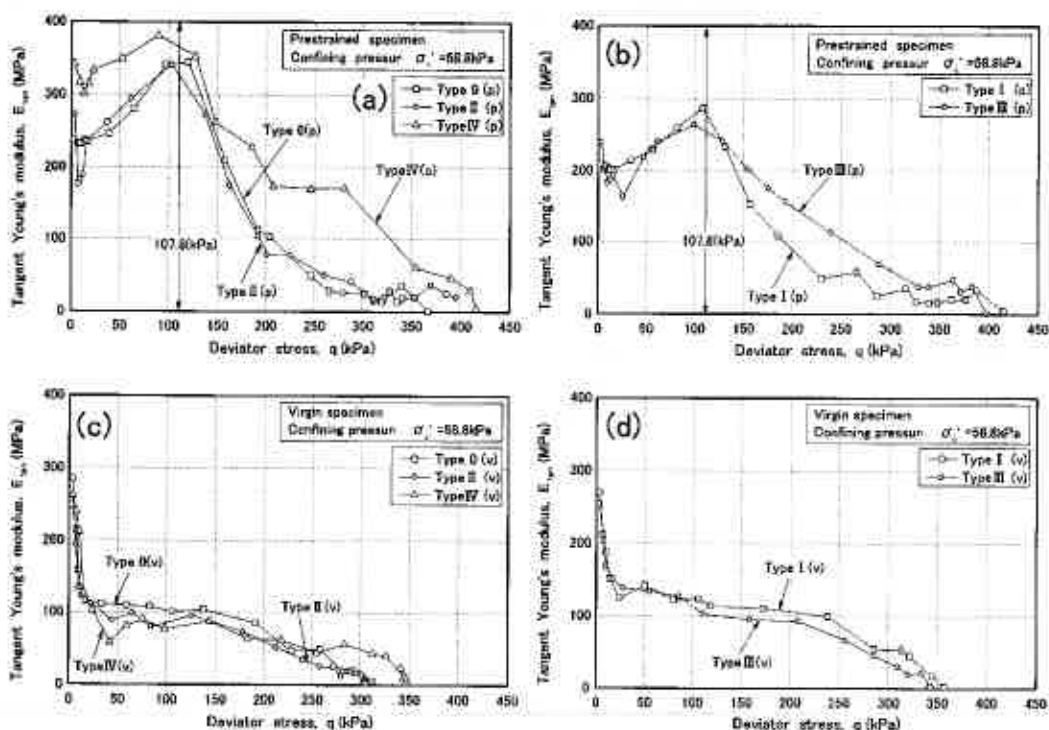


図-9(a)~(d) 接線ヤング係数と軸差応力の関係

次に、図-9に示す接線ヤング係数 E_{tan} と軸差応力 q の関係を見ると繰返し載荷履歴を与えた場合には全ての粒子形状タイプが繰返し載荷時の最大軸差応力 $q_{max}=110\text{kPa}$ で E_{tan} のピークを示している。一方、繰返し載荷履歴を与えていない場合には E_{tan} が軸差応力 30kPa 前後まで急激に減少し、軸差応力 150kPa~250kPa まで $E_{tan} \approx 100\text{MPa}$ 前後を示し、その後、0MPa までに緩やかに減少している。このことから、繰返し載荷履歴を与えた場合の変形特性は、繰返し載荷時の最大軸差応力に依存すると考えられる。このように、繰返し載荷履歴を与えた場合に載荷初期に E_{tan} がせん断とともに増加するのは、繰返しによって、ひずみの弾性成分が卓越するためであると考えられる。Prestrained 供試体では、前述した軸ひずみの関係と同様に 0 類、II 類が E_{tan} のピーク値以降で他の 3 タイプの粒子形状と比較して急激に E_{tan} が低下している。Virgin 供試体で E_{tan} の二度目の低下が見られる際の q に注目すると、0 類、II 類と IV 類が軸差応力 150kPa、I 類、III 類が 200kPa~250kPa となっている。接線ヤング係数が 0MPa となる軸差応力に注目してみると、Prestrained 供試体では 0 類、II 類が 300kPa 前後の値を示しているが、I 類、III 類と IV 類は 400kPa 前後の値を示している。一方、Virgin 供試体では 0 類、II 類が 300kPa 前後、I 類、III 類と IV 類が 350kPa 前後となっている。以上のことから、I 類、III 類、IV 類の順に球体から遠い粒子形状は球体に近いタイプよりも $q \sim \epsilon_s$ 関係における非線型性が弱く、特に繰返し載荷履歴を与えた場合にはその傾向がより明確になる。

3-3. 側方ひずみと軸ひずみの関係

図-10(a)~(d)は、軸ひずみ 0.5%~2.5%の範囲に注目した側方ひずみ ϵ_r と軸ひずみ ϵ_s の関係である。全ての粒子形状のタイプで繰返し載荷履歴を与えた場合が履歴を与えない場合よりも大きな側方ひずみを示している。また、全ての粒子形状で傾きがほぼ一定の値に収束している。図中の傾きはポアソン比 ν を示していることから軸ひずみ 1%以上ではほぼ一定値を示すポアソン比の値は、Prestrained 供試体においては、

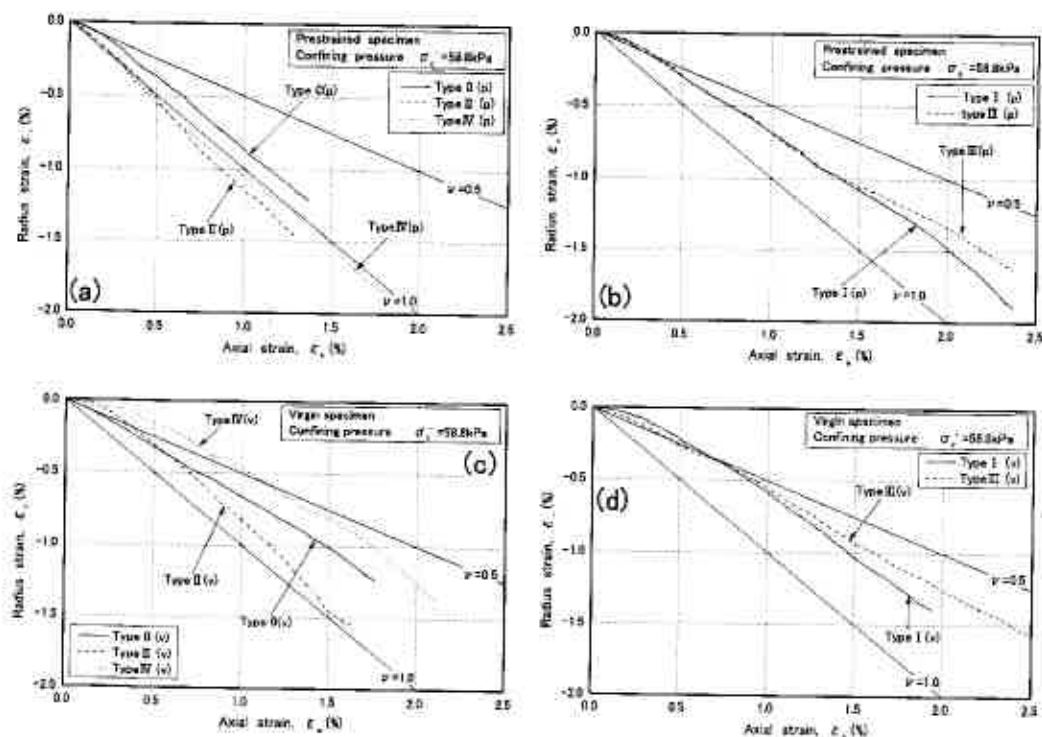


図-10(a)~(d) 側方ひずみ(-2.0%)と軸ひずみ(2.5%)関係

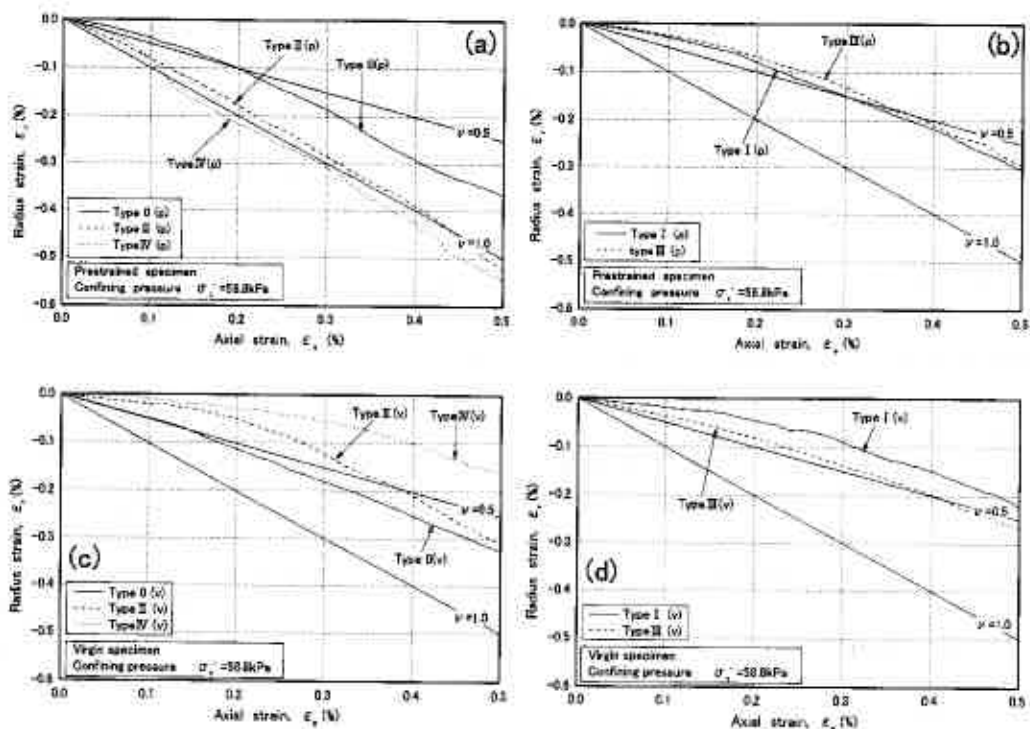


図-11(a)~(d) 側方ひずみ(-0.6%)と軸ひずみ(0.5%)

0類、IV類の2タイプが $\nu \approx 1$ に、I類、III類の2タイプが $\nu \approx 0.8$ に、II類が $\nu = 1$ より大きくなっている。Virgin 供試体の場合は、II類が $\nu = 1$ 以上に、0類、I類、III類とIV類の4つのタイプが $\nu \approx 0.7 \sim 0.8$ にそれぞれ収束していることが分かる。

繰返し載荷履歴を与えた場合には与えない場合に比べて大きなポアソン比を示すのは繰返し載荷により Virgin 状態の供試体が締め固められ、粒子間の骨格構造が密になりインターロッキング効果が顕著になったためであると考えられる。一方、III類では表-2に示すように破砕率が他のタイプと比較して非常に大きいことから、III類では側方向への粒子移動が最も生じにくいことが推察される。

図-11(a)~(d)は軸ひずみ 0.5%までの $\epsilon_1 \sim \epsilon_2$ 関係である。Prestrained 供試体では、II類、IV類の ν が載荷初期の部分から 0.5 より大きくなっているのに対して、0類では軸ひずみ 0.2%まで、I類、III類では軸ひずみ 0.3%程度まで ν が 0.5 より小さい。一方、Virgin 供試体では載荷初期の部分で粒子形状によらず ν は 0.5 以下である。以上より載荷初期のポアソン比に及ぼす繰返し載荷履歴の影響は、II類、IV類で大きいことが分かる。

3-4. 軸差応力と体積ひずみの関係

図-12(a)~(d)は軸差応力 q と体積ひずみ ϵ_{vol} の関係を示したものである。繰返し載荷履歴の影響について注目すると、履歴を与えない場合で与えた場合よりも体積が収縮する傾向が見られる。特に、II類、IV類でその傾向が強く見られるが、逆にIII類では繰返し載荷履歴の影響はあまり見られない。次に、Prestrained 供試体では、大きく見て二度の変曲点が見れた後に急激に負の体積ひずみが進行(膨張)していく様子が見られる。一度目の変曲点から二度目の変曲点間の $q \sim \epsilon_{vol}$ 関係はI類、III類で直線的であるのに対して、0類、II類とIV類の3タイプは上側に凸の曲線になっている。一度目の変曲点に注目するとII類、IV類が 180kPa 程度で、0類が 250kPa 程度、I類、III類が 270kPa 程度になっている。二度目の変曲点はIII類が 350kPa

程度で、その他の4タイプが250kPa~300kPaとなっている。また、体積が収縮する0類、1類とⅢ類の3タイプで第1変曲点から第2変曲点の間隔が他の2タイプと比較して短い。Virgin供試体は、Prestrained供試体と比較して変曲点あまり顕著ではないが、一度目の変曲点は0類が180kPa程度、1類、Ⅱ類、Ⅲ類で300kPa、Ⅳ類で350kPa程度となり繰返し載荷履歴を与えた場合より大きくなっている。二度目の変曲点はⅡ類が250kPa程度、0類、1類とⅢ類で300kPa程度、Ⅳ類が350kPa程度となり、Ⅳ類を除けば変化しないが、若干の低減が見られる。体積の膨張傾向は繰返し載荷履歴を与えた場合には、Ⅱ類、Ⅳ類で大きく、Ⅲ類、1類が小さい。履歴がない場合は0類で大きく、Ⅳ類で小さい。

Ⅱ類、Ⅳ類で履歴の有無による体積ひずみに大きな違いがあった原因としては、供試体作製時に与えたパイプレーター程度の締固めエネルギーでは骨格構造が密な状態に至らなかったためと考えられる。一方、1類、Ⅲ類ではパイプレーターのエネルギーで骨格構造が密な状態になったために、繰返し載荷によっても骨格構造にあまり変化が生じなかったと考えられる。言い換えると、Ⅲ類、1類、Ⅱ類、Ⅳ類の順で、小さな締固めエネルギーでそれぞれの粒子形状においての最も密な骨格構造が得られると言える。供試体作製時の相対密度を推測するとⅢ類で大きく、Ⅳ類、Ⅱ類で小さいと思われる。一方、繰返し載荷履歴によって0類、Ⅱ類とⅣ類の接線ヤング係数が大きくなったのはインターロッキング効果が大きいことと、供試体が密になったためであると考えられる。

	破砕率 (%)	
	Prestrained	Virgin
Type 0	0.7%	0.5%
Type I	5.8%	5.7%
Type II	6.6%	4.1%
Type III	29.1%	28.8%
Type IV	2.0%	2.4%

表-2 各試験の試験終了後の破砕率

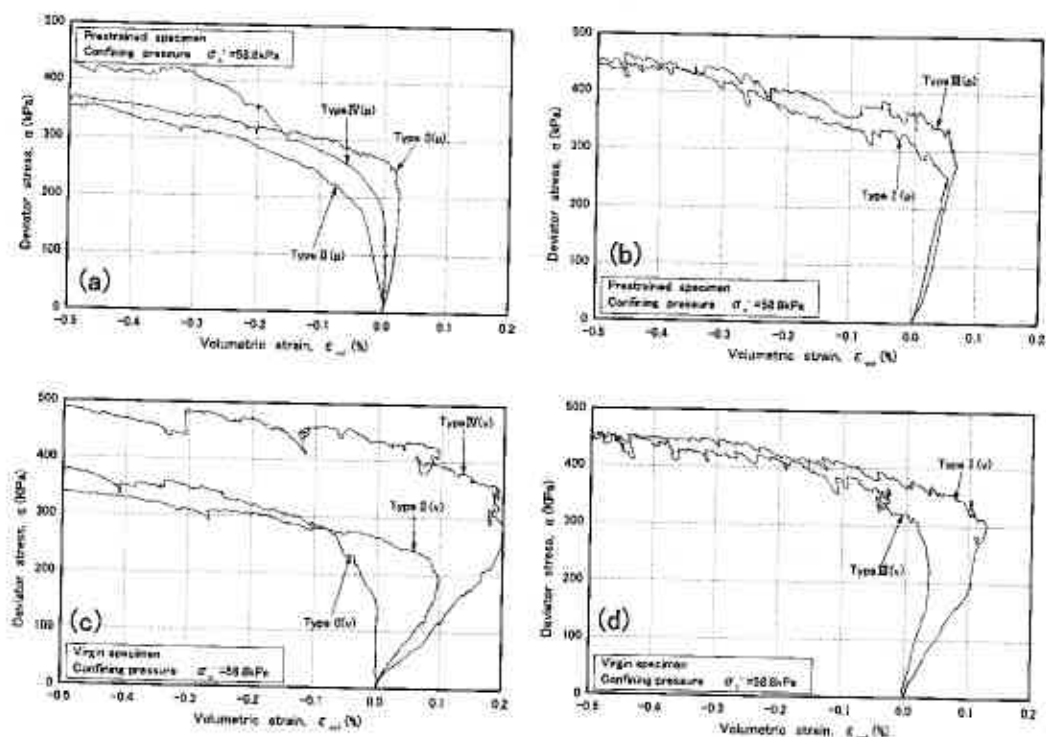


図-12(a)~(d) 軸差応力と体積ひずみの関係

4. 結論

- ① 同一エネルギーで締め固めた場合、Ⅱ類、Ⅳ類、Ⅰ類、Ⅲ類の順で大きな乾燥密度を示した。このことから球体に近い粒子形状ほど大きな乾燥密度を得られる。
- ② 最大軸差応力は球体に近い粒子形状のⅡ類が、他の3タイプより小さくなったが、これは他の3タイプがⅡ類と比較してインターロッキング効果の影響が大きいためであると考えられる。
- ③ 繰返し載荷履歴の影響は球体に近いⅡ類で大きい。
- ④ Ⅰ類、Ⅲ類、Ⅳ類の順に球体状から遠い粒子形状は比較的広範囲の軸ひずみにわたって発生する軸差応力が増加傾向を示す。
- ⑤ 粒子形状が球体に近いほど側方ひずみと鉛直ひずみの関係における傾きは1になる。また、球体に近いほど小さな軸ひずみでポアソン比が一定値を示す。
- ⑥ 大きな相対密度を得るためには、粒子形状が球体に近いほど大きな締め固めエネルギーを必要とすることが示唆された。

謝辞 本研究の進行にあたり、実験で室蘭工業大学 野田 洋介 君、試験装置製作で室蘭工業大学大学院 藤川 拓 君から多大な協力を得た。また、北海道大学大学院 三浦 清一 先生、室蘭工業大学 川村 志麻 先生には、貴重な御意見を頂いている。末筆ながら深甚なる感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 矢崎澄雄・関根悦夫・木幡行宏・蔭関魯：異なる石質による道床バラストの沈下特性に関する一考察、第33回地盤工学研究発表会講演集,pp743-744,1998.
- 2) 蔭関魯・木幡行宏・関根悦夫・宮本秀郎・長戸博・鈴木真一：道床バラストの変形・強度特性に及ぼす繰返し載荷の影響、第32回地盤工学研究発表会講演集,pp647-648,1997.
- 3) 木幡行宏・蔭関魯・関根悦夫・宮本秀郎・長戸博・鈴木真一：道床バラストの繰返し載荷中の変形特性について、第32回地盤工学研究発表会講演集,pp649-650,1997.
- 4) 木幡行宏・蔭関魯・須長誠・関根悦夫・宮本秀郎・長戸博・鈴木真一：大型三軸圧縮試験による道床バラストの強度・変形特性、第32回地盤工学研究発表会講演集,pp651-652,1997.
- 5) 吉村優治・小川正二：砂のような粒状体の簡易な定量化法、土木学会論文集, No.463/Ⅲ-22, pp95-103.91-98, 1993.
- 6) 大島洋志・榎本秀明・高木盛男：バラストの形状が道床沈下に及ぼす影響（その1）、鉄道技術研究速報, No.A-86-30, 1986.2.
- 7) 大島洋志・榎本秀明・高木盛男：バラストの形状が道床沈下に及ぼす影響（その2）、鉄道技術研究速報, No.A-86-195, 1986.11.
- 8) 最上武雄編著：土質力学, pp896-904, 1969.
- 9) Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y-S and Sato, T：A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, Soil and Foundations, Vol.31, No.1, pp169-180, 1991.
- 10) Tatsuoka, F and Kohata, Y：Stiffness of hard soil and soft rocks in engineering applications, Pre-failure deformation of geomaterials, Vol. II, Balkema, pp.947-1063, 1995.
- 11) Kohata, Y., Tatsuoka, F., Wang, L., Jiang, G.L., Hoque, E and Kodaka, T：Modelling the non-linear deformation properties of stiff geomaterials, Geotechnique, ICE, Vol.47, No, pp563-580, 1997

プラスチックドレーン工法の泥炭性軟弱地盤への適用

北海道開発局開発土木研究所 ○正員 林 宏親
正員 西川 純一
正員 江川 拓也
北海道開発局札幌開発建設部 石塚 達也

1. まえがき

泥炭性軟弱地盤上に盛土を築造する場合、安定性の確保あるいは残留沈下の低減のため、何らかの対策工法が必要となる。この際、低盛土部においては、緩速施工による載荷重工法など経済的な工法で対応可能なことが多い。しかし、工期に制約を受ける場合などにおいては、別の対策工法が必要となってくる。さらに、橋梁取付け部などの高盛土部では、深層混合処理工法あるいは軽量盛土工法などの改良効果は高いが、工費の高い対策工法を探らざるを得ない場合が少なくない。

このような状況に対し、建設コスト縮減の観点ならびに早期供用の必要から、従来以上に経済的な工法、工期の短縮を可能にする工法が求められている。そこで、プラスチックドレーン工法の試験施工が実施され、泥炭性軟弱地盤への適用性およびその改良効果の評価が検討されたので報告する。

2. 既往の研究成果

バーチカルドレーン工法のうち、排水材に砂を用いる工法をサンドドレーン工法と呼んでいる。泥炭性軟弱地盤に対するサンドドレーン工法の効果は、昭和40年代にサンドドレーン施工区間と無処理区間を比較した試験施工によって検討されている¹⁾。試験施工の結果、砂柱を造成することによる強度増加はわずかにあるが、肝心の圧密促進効果が認められないことが明らかになっている。その原因に関しては、もともと泥炭の沈下速度が極めて早いこと、ならびに泥炭特有の大きな圧縮沈下によって砂柱が曲がったり不連続となっているとの理由が挙げられている。それ以後、北海道の泥炭性軟弱地盤にサンドドレーン工法が、採用されることはほとんどなくなった。

一方、プラスチックドレーン工法は、サンドドレーン工法と同じ改良原理であるが、プラスチック製の排水材を用いる。近年、排水性が高く、折れ曲がりに強い排水材が開発されてきている。このことによって、前述のサンドドレーン工法での問題点が解決されれば、泥炭性軟弱地盤の対策工法として適用できる可能性を持つと考えられた。そこで、プラスチックドレーン施工区間と無処理区間を比較する試験施工が実施され、その改良効果が検討された。その結果、盛土の安定性に対する改良効果が、定性的にはあるが確認されている^{2) 3)}。

ここでは、その試験施工の長期的な観測結果を整理するとともに、盛土の安定性および側方流動の低減に関する改良効果について検討する。

3. 試験施工

札幌開発建設部が建設を進めている道央圏連絡道路・当別バイパスにおいて、試験施工が実施された。本試験施工では、プラスチックドレーン区間と無処理区を設け、両者を比較検討することとした。試験施工の平面図を図-1に示す。盛土幅に比較して延長方向に長い連続した盛土の端部 120m において、試験施工区

An Application of Plastic Drain Method for Peaty Soft Ground

H. HAYASHI, J. NISHIKAWA, T. EGAWA (Civil Engineering Research Institute, Hokkaido Development Bureau)

T. ISHIZUKA (Sapporo Development and Construction Department, ditto)

間が設けられた。ドレーン区間と無処理区間が近接していることから、相互の影響を少なくするために、両区間の動態観測位置を60m離れた。無処理区間は盛土の端部にあるため、ドレーン区間と同等の帯状盛土として取り扱うことができるように、盛土端部から40m離れた位置において動態観測を実施した。

3-1 地盤および盛土条件

試験施工箇所の地盤は、未分解の泥炭層 (Ap1層) の下に若干粘土分を含んだ泥炭層 (Ap2層)、細粒砂層 (As層)、軟弱な沖積粘性土層 (Ac層)、洪積粘性土層 (Dc層) と続く構成であり、よく見られる典型的な泥炭性軟弱地盤である (図-2)。泥炭層 (Ap1, Ap2層) の自然含水比は200~600%で、北海道泥炭の平均的な値といえる。圧密降伏応力と有効土被り圧の関係から、泥炭層および沖積粘性土層は、ほぼ正規圧密状態で堆積していることがわかる (図-3)。現場透水試験を実施した結果、細粒砂層の透水係数は 3×10^{-3} cm/sec であった。ボーリング調査から得られた地下水水位は、GL-1.2m であった。なお、試験盛土の左側に築造して相当長い時間が経過したと考えられる町道があり、その下の地盤は局所的に圧密が進行していると推測される。

盛土施工は、砂質土を材料にして、サンドマット施工の約40日後に開始された。事前の解析では、無処理・緩速施工 (3cm/day) の限界盛土厚が4.3mであった。当該区間の必要盛土厚は6.2mであり、2カ年の段階施工が必要と判断された。ただし、試験施工においては、盛土の短期施工を念頭におき、6cm/day を目標に施工がされた。

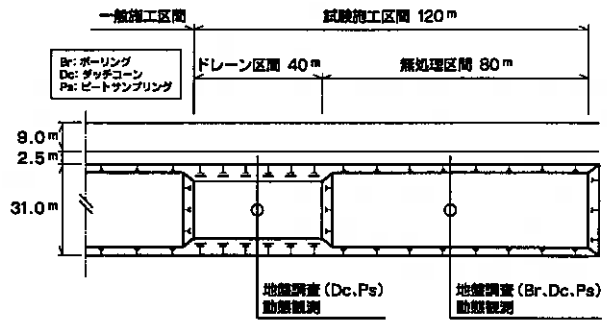


図-1 施工平面図

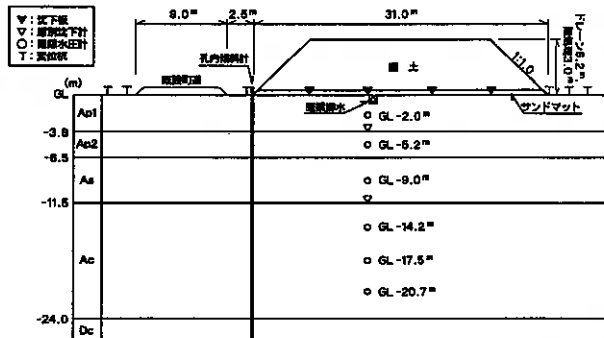


図-2 施工断面図

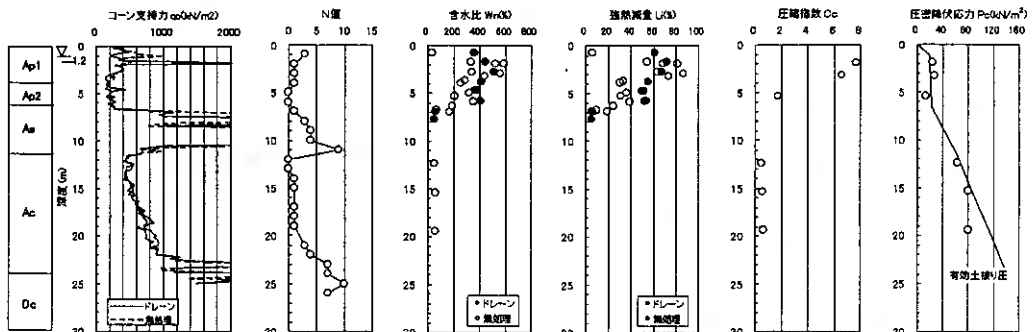


図-3 地盤の物性

3-2 プラスチックドレーン工法

プラスチックドレーンは、厚さ 3.9mm、幅 94mm のものを 70cm 間隔で打設し、粘性土層まで (G.L.-24m) の改良長とした。使用したドレーン材料の規格値を表-1に示す。また、サンドマットの排水効果を促進する目的でサンドマット内に暗渠排水および集水井を設け、ポンプ排水を実施した (図-4)。

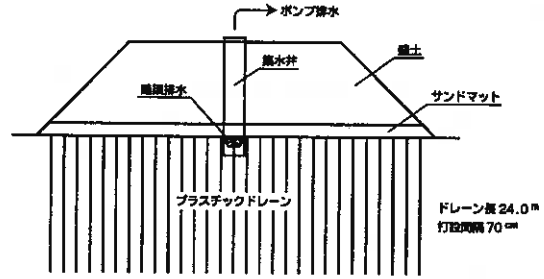


図-4 ドレーン工法の施工概念図

4. 観測結果

4-1 沈下

サンドマットを含まない盛土厚と地表面および層別沈下の経時変化を図-5に示す。地表面沈下量は、ほぼ盛土中央箇所の測定結果を示している。無処理区間では、盛土厚 2.4m の時点で、盛土天端面でのクラックならびに側溝に変状が発生したことから、盛土施工を中止した。一方、ドレーン区間では、盛土厚 5.1m まで施工を行ったが、このような変状は確認されなかった。

無処理区間と比較してドレーン区間では沈下速度が速い。荷重条件が同じである盛土厚 2.4m 時点において比較すると、無処理区間において 40cm の地表面沈下であるのに対して、ドレーン区間では 150cm の沈下が生じている。層別沈下量をもてみると、サンドドレーン工法の圧密促進効果がないといわれている泥炭層 (Ap1 層, Ap2 層) においても、明らかな圧密促進効果が認められる。しかし、盛土厚 2.4m 以降の沈下挙動については、両区間の荷重条件が異なるので直接比較することが難しい。

そこで、最終観測時点において、双曲線法により各土層の最終沈下量を推定し、それから求めた圧密度をもって比較検討した。さらに、盛土施工に要した日数が両区間で異なることから、盛土施工終了時点の日数を 100%とした進捗率を用いることによって、施工時間の正規化を図り、比較しやすいように整理した。盛土施工中の圧密度を見てみると、泥炭層、粘性土層ともに、盛土施工初期からドレーン区間の圧密が早く進行していることがわかる。盛土施工終了時点での泥炭層において、無処理区間の圧密度が 34%であるのに対し、ドレーン区間では 66%の

表-1 ドレーン材料の規格値

項目	単位	規格値	
厚さ	mm	3.9±0.5	
幅	mm	94±2	
透水係数	鉛直方向	cm/s	1×10^0
	水平方向	cm/s	1×10^{-2}
引張り強度	kN	28.6以上	

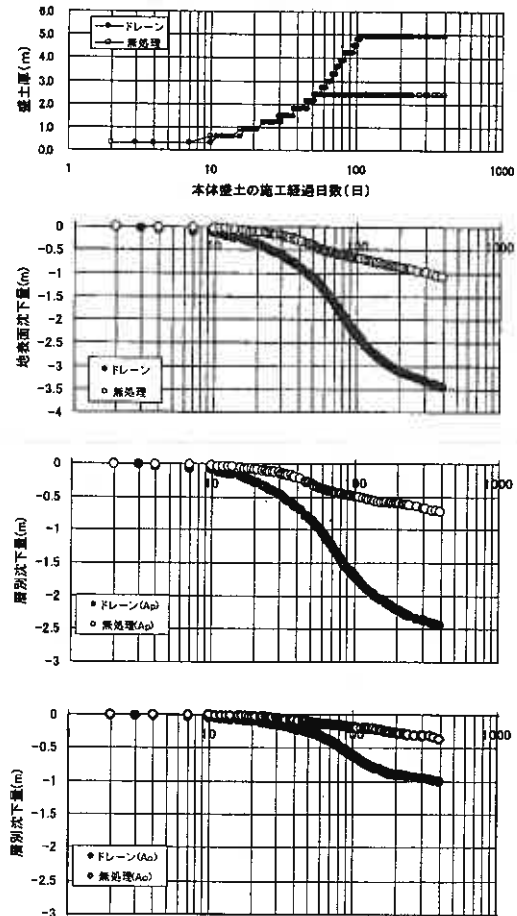


図-5 盛土厚・沈下の経時変化

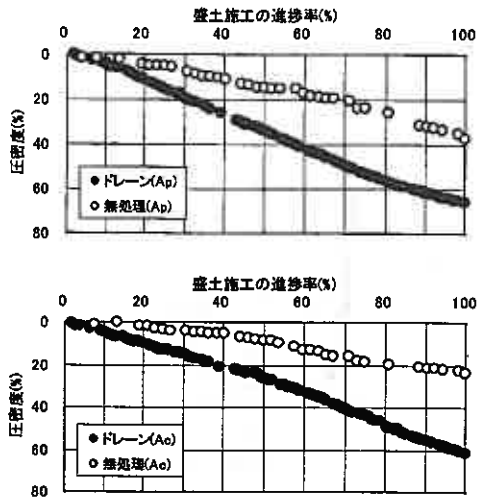


図-6 盛土施工中の圧密度

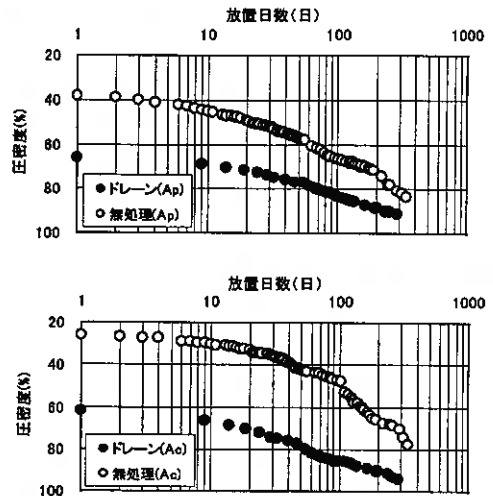


図-7 盛土放置期間の圧密度

圧密度が既に得られている (図-6)。また、放置期間においても、圧密促進効果は認められる。泥炭層において、圧密度 80% に達する放置日数を比較すると、無処理区間では 250 日であったのに対し、ドレーン区間では 70 日となっている (図-7)。

4-2 間隙水圧

盛土施工終了時における、間隙水圧計の測定値から求めた過剰間隙水圧の深度分布を図-8に示す。図中には、地下水位から算出した静水圧とオスターバーク法による応力分散を考慮した増加応力を併記した。なお、間隙水圧の測定値については、間隙水圧計そのものの沈下に伴う水圧の増加分を考慮し、その補正をした。

無処理区間では、Ap1 層と As 層を除いて、増加応力とほぼ等しい過剰間隙水圧が発生している。Ap1 層以外の軟弱層では、沈下の圧密度に比べて、過剰間隙水圧の消散度が非常に遅れていることがわかる。一方、ドレーン区間においては、過剰間隙水圧の消散が認められる。特に、泥炭層においてその傾向が著しい。ただし、ここでも沈下の圧密度と比較して、若干ではあるが時間遅れが認められる。以上のことから、プラスチックドレーン工法によって有効応力の増加が図られていることがわかった。

5. 安定性および周辺地盤の変形に対する改良効果

4章においては、動態観測結果を整理し、泥炭性軟弱地盤に対するプラスチックドレーン工法の圧密促進効果とそれに伴う限界盛土厚の増加について述べた。ここでは、おもにプラスチックドレーン工法の盛土の安定性に関する改良効果について、強度増加の視点から検討を加える。

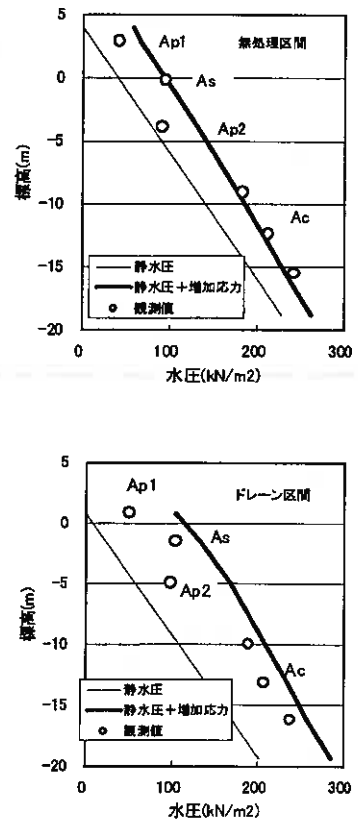


図-8 過剰間隙水圧の深度分布

図-9に松尾・川村⁴⁾の安定管理図(以下、安定管理図とする)を示す。水平変位量については、町道盛土の影響を受けない盛土右側での変位杭観測値(法尻から2m)を用いた。ドレーン区間においては、軌跡が真上に向かっており、盛土施工中終始安定であったことを示している。無処理区間では、盛土初期から軌跡が右に向かっており、盛土終了時(盛土厚2.4m)において、破壊時の盛土荷重に対する施工中の任意な盛土荷重の比 P_i/P_f が0.8の線を越えている。

周辺地盤の変形に着目すると、無処理区間では、地表面の沈下量の約40%の水平変位が法尻から2mの位置で発生していることがわかる。それと比較して、ドレーン区間では、その1/4程度の水平変位量にとどまっており、周辺地盤変形(側方流動)の低減効果も認められる。

次に、盛土の安定性の指標であるすべり安全率について検討する。4章において述べた通り、無処理区間では盛土厚2.4mの時点において、盛土天端面のクラックならびに側溝の盤膨れなど、すべり破壊の前兆と思われる変状が発生している。しかし、盛土施工を中止したことから、すべり破壊には至らなかった。したがって、この時点でのすべり安全率は1.0を満足しているが、設計上の所要安全率1.2は下回っていたものと考えられる。ここで、圧密による強度増加を考慮した円弧すべり計算によって、この時点での安全率を試算してみる。計算に用いた定数を表-2に示す。粘着力は、異常値を除いた q_c 値の平均値からその標準偏差の1/2を減じた値を20分の1して求めた。圧密度は、4章で述べた沈下に関する圧密度である。強度増加率は、一般に設計で用いられる値(0.35~0.5)からみると小さい0.2とした。これは、沈下に関する圧密度が低い時点では、強度増加の時間遅れなどの影響から、強度増加率が0.2~0.3となるとの指摘⁵⁾を踏まえたものである。以上の条件による円弧すべり計算の結果、無処理区間の盛土終了時点の計算安全率は1.13であり、盛土天端面にクラックならびに側溝の変状の発生から推測された安全率とほぼ合致している。このことより、計算安全率は実際の盛土の安定性を概ね表現しており、計算に用いた定数もほぼ妥当な値であると解釈できる。

一方、安定管理図において、 P_i/P_f の逆数をすべり安全率と考えて、施工中の安定性を推定することができる。盛土厚2.4m時点での無処理区間とドレーン区間の安全率をこの方法で推定すると、各々概ね1.2と1.4程度であったことがわかる。無処理区間での安全率1.2は、実際の変状ならびに円弧すべり計算から推定された安全率よりは、若干大きな値を示しており、今回の検討においては安定管理図から推定した安全率が、実際よりも安定性を過大に評価していることがわかる。しかし、相対的な差については、この影響は無視できることから、無処理区間とドレーン区間の安全率の差0.2が、プラスチックドレーン工法による改良効果ととらえることができる。

次に、盛土の安定性に対するプラスチックドレーン工法の改良効果を定性的に評価することを目的に、泥

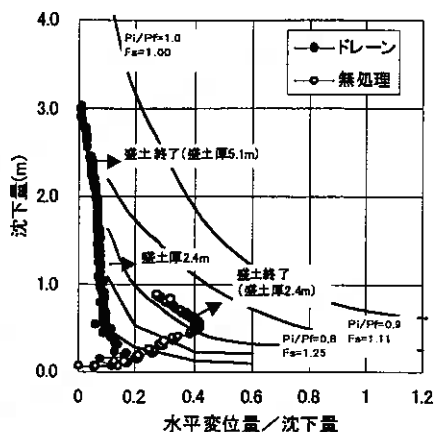


図-9 安定管理図

表-2 計算に用いた定数

土層	層厚 (m)	湿潤密度 (t/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (deg.)	強度増加率	圧密度 (%)
盛土	3.0	1.90	0	30	—	—
Ap1層	3.8	1.02	13	0	0.2	37
Ap2層	2.7	1.02	9	0	0.2	37
As層	5.0	1.80	0	25	—	—
Ac層	12.5	1.70	20+0.24Z	0	0.1	24

表-3 ドレーン区間の圧密度

土層	圧密度(%)	
	盛土3m時	立上り時
Ap1層	34	66
Ap2層	34	66
Ac層	26	61

炭層の強度増加率を変化させて、ドレーン区間の盛土終了時（盛土厚 5.1m）における安全率を計算した。計算に用いた沈下に関する圧密度は、無処理区間と同様に実測値から求めたものである（表-3）。それ以外の定数は、無処理区間の安全率を求めた際に用いた値を使った（表-2）。計算から得られた安全率と強度増加率の関係を図-10に示す。ここで、ドレーン区間においては、盛土が不安定であることを示す変状が観察されていないことから、ドレーン区間の盛土終了時点における安全率を 1.2 と考えることにする。この安全率と計算安全率が一致する強度増加率は 0.60 であり、通常設計で用いられる強度増加率の 1.2 ~ 1.7 倍となった。

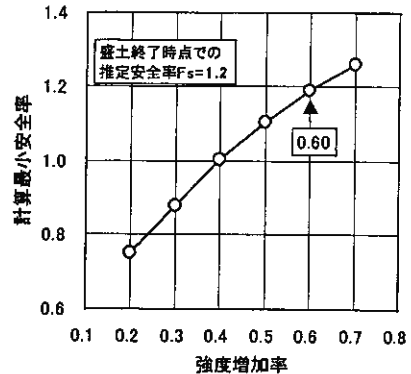


図-10 ドレーン区間の盛土終了時における計算安全率と強度増加率

さて、道路盛土のような帯状盛土では、圧密と同時にせん断が生じる。法尻に近い地盤においては、圧密よりもせん断による変形が卓越し、ほぼ一次元圧密的な挙動を示す盛土中央と比べて強度増加が小さいと考えられる。一方、今回の試験施工においては、ドレーン区間での側方流動（せん断変形）が非常に抑えられていた。このことが、円弧すべりの計算によって、ドレーン区間の安定性を評価するとき、通常設計に用いられる値以上の強度増加率が逆算されたことに結びついていると推測される。

6. 結論

本文の内容を要約すると以下の通りである。

- ①試験施工を通じて、泥炭性軟弱地盤に対するプラスチックドレーン工法の圧密促進効果とそれに伴う限界盛土厚の増加、すなわち盛土の安定性に関する改良効果が確認された。
- ②無処理区間と比較してドレーン区間では、1/4 程度の水平変位量にとどまっており、周辺地盤変形（側方流動）の低減効果も認められた。
- ③動態観測の結果を松尾・川村の安定管理図を用いて整理し、それから盛土の安定度を推測した。その結果、盛土厚 2.4m における無処理区間の安全率は約 1.2 であったのに対し、ドレーン区間では約 1.4 であった。この差 0.2 がドレーン工法による改良効果ととらえることができる。
- ④圧密による強度増加を考慮した円弧すべり計算を行った。その結果、盛土施工終了時のドレーン区間の強度増加率は、通常設計で用いられる値 1.1 ~ 1.6 倍を示した。

—参考文献—

- 1) 佐々木晴美、木元喬之、能登繁幸、太田政一：泥炭性軟弱地盤基礎処理工法の効果に関する試験調査—最終報告—、第30回建設省技術研究発表会報告、pp84-91、1976
- 2) 石塚達也、有田良治、林 宏親：泥炭性軟弱地盤対策工法の試験施工による検証について（第1報）—サーチャージ、ペーバードレーン、強制圧密脱水工法の地盤改良効果—、北海道開発局技術研究発表会発表概要集、pp5-12、1999
- 3) 林 宏親、西川純一、江川拓也、有田良治、石塚達也：泥炭地盤におけるプラスチックボードドレーン工法の改良効果、第35回地盤工学研究発表会講演集、pp1373-1374、2000
- 4) M.Matsuo and K.Kawamura: Diagram for Construction Control of Embankment on Soft Ground, Soils and Foundations, Vol.17, No.3, pp37-52, 1977
- 5) 阿部康明、長谷川健一、峯田一彦、多田 誠：泥炭地盤の圧密沈下と強度増加について、土質工学会北海道支部技術報告集第34号、pp260-267、1994

北海道開発局開発土木研究所 ○正会員 江川 拓也
正会員 西川 純一
正会員 林 宏親

1. まえがき

道路盛土や河川堤防などの盛土構造物については、一般的に地震時の安定性について配慮されることが少なかった。これは、たとえ被害が発生しても復旧が容易であること、また、長年の経験から標準のり勾配で良好に施工された場合、ある程度の耐震性を本来的に有していると考えられてきたためである。しかし、過去北海道において、いくつかの大地震の発生により盛土構造物に大きな被害が生じており、道路盛土においても長期にわたる通行止めなど交通に大きな影響を与える被害が発生した^{1) 2) 3)}。これらの地震被害を契機に、地震に強い盛土構造物が求められており、道路盛土においても耐震性についての検討が進められ一部指針化に至っている⁴⁾。このような背景のもと、本研究では道路盛土の地震時挙動を動的遠心力模型実験により把握し、耐震性の向上に関する資料を得ることを目的としている。

これまでに、良質な砂質土地盤上に構築された盛土の耐震性について、動的遠心力模型実験による一連の研究を行い、耐震性の向上に資する知見を得てきた^{5) 6) 7) 8)}。今回は、実際の被害報告などから地震時に被害を受けやすいとされている北海道に特有な泥炭性軟弱地盤上に構築された盛土の耐震性について検討を行った。合理的な耐震設計法を確立するためには、地震時における道路盛土の実挙動を観測し、地盤および盛土内における加速度応答などを把握する必要がある。ここでは、泥炭性軟弱地盤上の盛土の地震時挙動について、実物と同じ応力状態を再現することが可能である遠心力模型実験により得られた知見を報告する。

2. 泥炭性軟弱地盤上の盛土の地震被害

泥炭地盤上の盛土の地震被害として、1994年北海道東方沖地震の際の道道根室中標津線での被害報告がある⁹⁾。この箇所は中標津町から根室市に向かって続く台地部と低地部の境界付近の湿地上の盛土であり、それが大きく被災したとされている。被災状況は、延長約240mの区間での道路縦横断方向のクラックが主であるが、そのうち約40mの区間では盛土がつぶれた形となり、のり肩で約1.5m沈下した。図-1に被災前後の盛土の状況を土層断面と併せて示す。湿地部の地盤は砂質土上に所々に火山灰を挟在する泥炭が約5m堆積しており、その上に約7mの高さで盛土がつくられていた。被災時には泥炭の圧密により、盛土の基底が約2m沈下していた。被災の原因は、地下水位下に没した盛土材の液状化による土のせん断力の低下とされているが、盛土中央部の変位が比較的少なかったのは、高盛土による盛土荷重が大きかったこと、泥炭地盤が圧密沈下により強度増加されていたことによると見られている。また、1968年の十勝沖地震、1973年の根室半島沖地震の被害調査報告では、泥炭地盤上の盛土で数多く被害が生じたとのことで、泥炭層厚との関連で被害発生の有無を分析している^{10) 11)}。これらによれば、泥炭層の厚い地区で被害が多いとされており、軟弱な表層が地震による加速度や変位を増幅させ、相対的に剛性の大きな盛土部が追随できずに被災したとされている。しかし、個々の被災箇所においては地震動の大きさや地盤および盛土の条

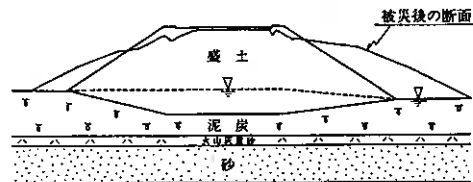


図-1 1994年北海道東方沖地震時の道路盛土被災事例

Behavior of road embankment on peaty soft ground under earthquake simulating through centrifuge model tests
T. EGAWA, J. NISHIKAWA, H. HAYASHI (Civil Engineering Research Institute, Hokkaido Development Bureau)

件が異なるので、泥炭層厚のみで判断することは難しいと考えられる。

3. 実験方法

遠心力模型実験は、遠心力を模型に作用させることにより実物の応力状態を再現し、模型実験としての相似則を満足させるものである。特に土のように強い応力依存性を持つ材料の挙動を把握するのに有効である。今回は、実物の 1/50 縮尺の模型を作成し、50g (g: 重力加速度) の遠心加速度場において加振実験を実施した。遠心力载荷装置は、日下部らの報告¹²⁾に記載されているものと同様である。これまで^{5) 6) 7) 8)}加振装置については、搭載する実験土槽の寸法が L400mm × D200mm × H200mm であり加振毎に油圧をチャージしなければならなかった。今回実験土槽の寸法を L700mm × D200mm × H350mm とし、油圧ロータリージョイントを介すことにより常に一定の油圧を与え、50g の遠心加速度場において最大± 30g の加振加速度を連続して与えることができるように改造を行った。

3. 1 実験条件

地震時の盛土の安定性は、盛土の形状、盛土の性質(材料、締固め度など)、地盤の特性、地下水の存在、地震動の特性など、数多くの要因に影響される。今回の実験では、これらの要因のうち盛土高、軟弱層の厚さと種類、および入力加速度を変化させた。実験ケースの一覧を表-1に示す。ケース4については、実施工時トラフィカビリティを確保するために実施されるサンドマットが水没した際の影響について検討を行った。

表-1 実験ケース

ケース	地盤種別	軟弱層厚	盛土高	サンドマット
1	泥炭	100mm(5.0m)	60mm(3.0m)	なし
2	泥炭	100mm(5.0m)	100mm(5.0m)	なし
3	泥炭	150mm(7.5m)	60mm(3.0m)	なし
4	泥炭	100mm(5.0m)	60mm(3.0m)	あり
5	粘性土	100mm(5.0m)	60mm(3.0m)	なし

表中()は実物換算値。

3. 2 実験模型

実験模型の模式図を図-2に示す。盛土形状は両盛土とし、天端幅 100mm (実物換算 5.0m) とした。のり面勾配は通常の道路盛土や河川堤防では 1:1.5 ~ 1:2.0 程度であるが、ここでは土槽の寸法を考慮し 1:1.0

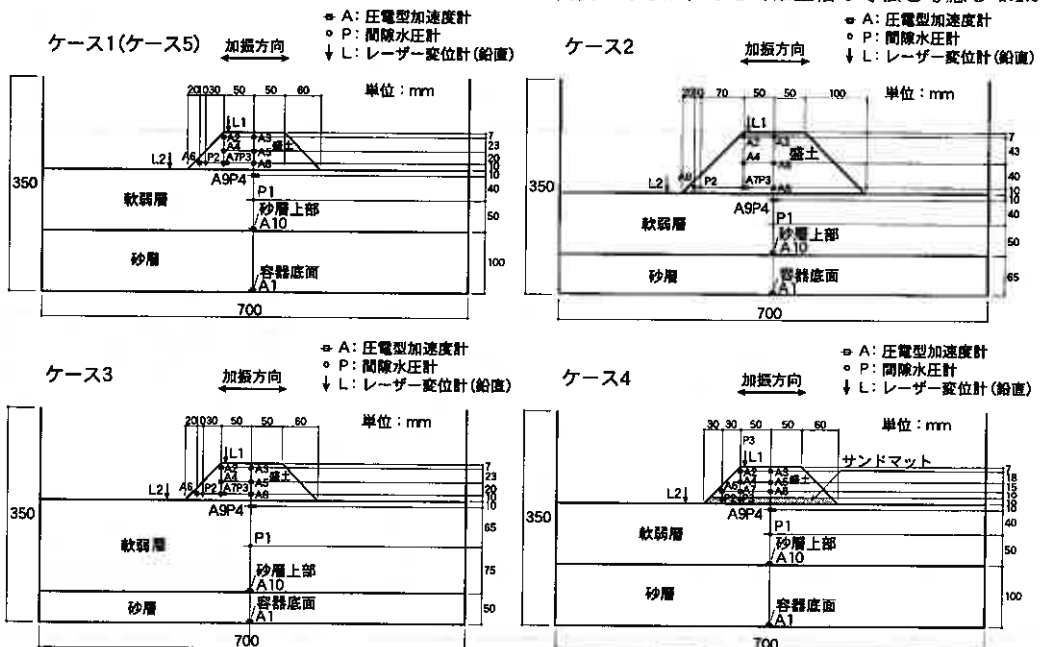


図-2 実験模型の模式図

とした。土槽両端面についてはその反射波が地盤内の加速度応答などに影響を与えると考えられたが、事前の予備的な実験において緩衝材を取り付けた場合、境界近くでの応答加速度の減衰が大きく、土槽底面での周波数成分とも異なることから緩衝材を設置しなかった。下層の砂層については盛土高、軟弱層厚に合わせ層厚を変化させている。模型内には、加速度および過剰間隙水圧、また、のり肩・のり尻の鉛直変位を計測するために各種センサーを設置している。写真-1に土槽と模型の全景を示す。実験中および実験後の観察は、前面の亚克力窓から行うことができるが、この窓は土槽の剛性を保つため鋼製の枠で3つに仕切られている。



写真-1 土槽と模型の全景

(1) 地盤の作成

泥炭地盤を想定したケースでは、市販のビートモスの0.85mmふるい通過分とカオリン粘土の混合試料を用いた。乾燥重量比でビートモス：カオリン粘土を1：1、1：2、1：3とした圧密試験を行い、その結果、最も実際の泥炭地盤の圧縮特性に近い圧縮性を示した1：1の混合試料を採用した。粘性土地盤を想定したケースではカオリン粘土のみを用いた。初期含水比は、材料分離が生じず、かつ、ワーカビリティを確保する含水状態として、泥炭地盤では600%、粘性土地盤では液性限界の1.5倍の含水比である57.5%とした。表-2に泥炭性軟弱地盤対策工指針¹³⁾に示される泥炭および軟弱粘土の特性と、実験に用いた試料の特性を比較して示す。

表-2 代表的な泥炭および軟弱粘性土の特性と実験に用いた試料の特性の比較

	泥炭性軟弱地盤対策工指針		実験に用いた試料	
	泥炭 ^{*1}	軟弱粘土	ビートモス/カオリン	カオリン
泥炭層厚 H(m)	2.0~6.0	-	5.0~7.5	5.0
含水比 W(%)	115~1150	30~60	(Wo) 600.3	(Wo) 57.9
間隙比 e	5~19	0.8~2.8	(eo) 11.895	(eo) 1.479
透水係数 k(cm/s)	10 ⁻⁹ ~10 ⁻⁵	10 ⁻⁶ ~10 ⁻⁸	10 ⁻⁴ ~10 ⁻⁹	10 ⁻⁶ ~10 ⁻⁷
圧縮指数 Cc	2.6~5.3	0.2~1.0	3.754	0.161
圧密係数 Cv(cm ² /s)	10 ⁻⁴	10 ⁻³ ~10 ⁻⁴	10 ⁻² *2	10 ⁻³ *2

*1:主として石狩泥炭の値を引用。*2:圧密降伏応力(Pc)時の値。

粘性土地盤では600%、粘性土地盤では液性限界の1.5倍の含水比である57.5%とした。表-2に泥炭性軟弱地盤対策工指針¹³⁾に示される泥炭および軟弱粘土の特性と、実験に用いた試料の特性を比較して示す。

以上の混合比および含水比でスラリー化した試料を、最終圧密段階で所定の層厚となるように土槽内に投入した。その後、土槽を遠心力荷重装置上の加振装置に取り付け、50gの遠心加速度場で自重圧密を行い軟弱層を作成した。つづいて盛土の盛り立てによる静的な破壊を防ぐため、直径1mmの鉛玉を不織布の袋に詰めたものでサーチャージ荷重を3段階に分けて行った。泥炭および粘性土地盤とも圧密係数が非常に大きいため一次圧密はすぐに終了するが、自重圧密を含め各段階50gの遠心加速度場で過剰間隙水圧がほぼ静水圧になる15分間の荷重とし、サーチャージ最終段階は30分とした。また、土槽底面には圧密時に両面排水を行うため試料投入に先立ち、標準砂を水締めすることにより密な飽和砂層を作成した。

(2) 盛土の作成

盛土材料は、標準砂とカオリン粘土を8：2の乾燥重量比で混合した試料を最適含水比に調整し、加振装置に搭載する土槽と同じ奥行きを持つ別容器において、Dc85%（締固め試験結果から得られた最大乾燥密度の85%）に締固めて作成した。その後、圧密が終了した軟弱地盤上に乱さないように設置した。

動的な遠心力模型実験では、間隙流体として相似則を満足させる相似比倍の粘性を有する流体が一般的に用いられるが、今回は軟弱地盤の地震動伝搬に着目しており、カオリン粘土にシリコンオイルなどの粘性流体を混ぜると性質が変化することが想定されることなどから、地盤および盛土の間隙流体

表-3 各材料土の物性

	泥炭地盤	粘性土地盤	盛土
土粒子の密度 ρs(g/cm ³)	2.023	2.726	2.660
液性限界 W _L (%)	-	38.3	-
塑性限界 W _P (%)	-	29.0	-
最大乾燥密度 ρ _{dmax} (g/cm ³)	-	-	1.853
最適含水比 W _{opt} (%)	-	-	11.3
湿潤密度 ρ _t (g/cm ³)	-	-	1.753
有効応力表示 C' ¹ (kN/m ²)	1.96	4.91	2.94
の強度定数 φ ¹ (°)	22.8	34.7	25.2

には水を用いた。表-3に、地盤と盛土の物性値を示す。

3.3 加振方法

今回実験に用いた加振波形は、1993年の釧路沖地震発生時に、当研究所で実施している液状化アレー観測地点¹⁴⁾の工学的基盤相当で観測された地震波形(NS成分)の振幅が卓越する50sec分を抜き出し使用した。遠心力模型実験上では相似比により1secの加振となる。図-3に加振波形およびそのフーリエスペクトルを示す。長周期成分が多いのが特徴的である。加振方法は、一つの模型に対し加振加速度を5段階で大きくしていく連続加振とした。連続加振のインターバルは各加振後の間隙水圧計(P1~P4)の値が一定の値に落ち着くまでとした。

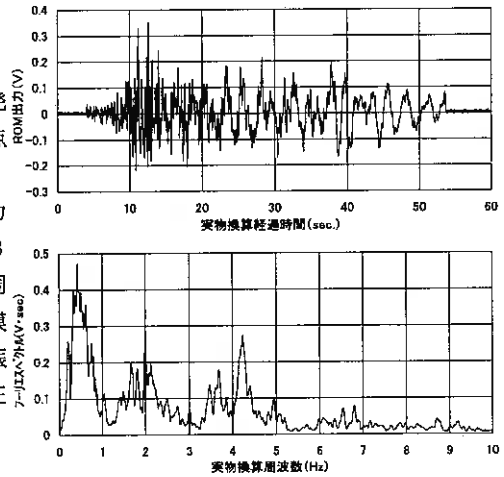


図-3 加振波形およびフーリエスペクトル

4. 実験結果

各実験ケースでの結果を整理し、地盤や盛土形状の違いによる盛土の地震時挙動への影響を調べた。

ここで、加速度の応答波形は、上下対象であるとは限らないことから、波形の最大値と最小値を読みとり、その平均値を応答加速度とした。また、軟弱層厚、盛土高の違いによる影響を確認するため、下層砂層上端の加速度計(A10)で計測された値を入力加速度としている。

4.1 盛土の変形

図-4に各ケース実験後の最終変形図を、図-5に各ケースの各加振段階における入力加速度とのり肩累積沈下量の関係を実物換算値で示す。

全てのケースにおいて盛土部は、実際の被害事例にあったように側方に押しつぶされた形状を示しており、盛土天端にクラックが発生している。泥炭地盤を想定したケース1からケース4では地盤部での側方変位はほとんど生じておらず、鉛直方向のみに圧縮されているのが特徴的である。各ケースとも入力加速度が大きくなるにつれ、のり肩における沈下量が進行しており、基本ケースであるケース1では、加振4回目からその傾向が大きくなっている。盛土高さの大きいケース2では、基本ケースであるケース1に比べ若干大きな沈下を示しているが、ケース1における最終のり肩沈下量の盛土高に対する割合は約9%であり、ケース2におけるその割合は約7%と大差はない。しかし、最終変形図において天端におけるクラックやのり肩での変形が大きいことがわかる。軟弱層の厚いケース3では、各加振段階におけるのり肩の沈下の傾向は

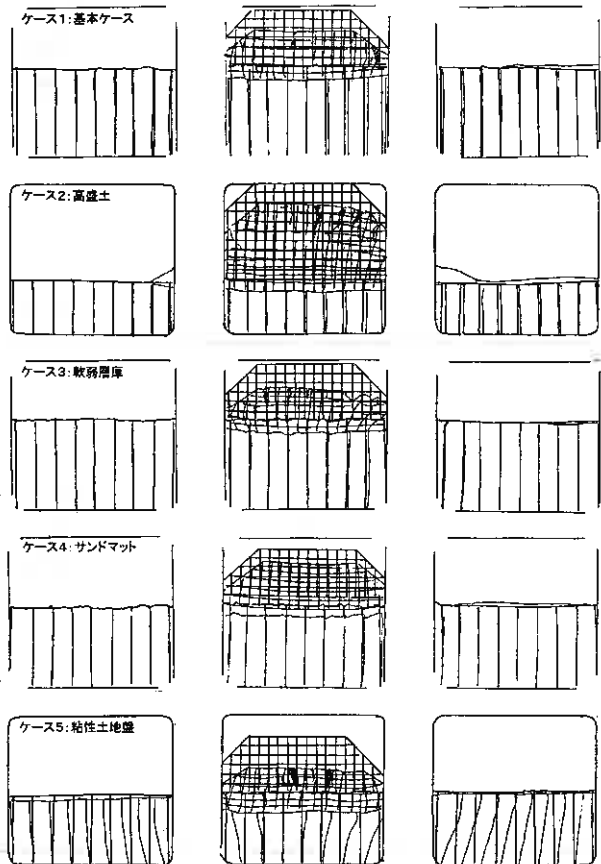


図-4 各ケースの最終変形図

ケース1とほぼ同じであるが盛土の崩壊が著しいことがわかる。サンドマットを施したケース4ではのり肩における沈下量は抑制されており、盛土部の変形が大きいその他のケースに比べ、地盤の沈下に対し均等に沈下し盛土部の変形が少ない。粘性土地盤を想定したケース5では地盤部で大きな側方変位が生じ、加振2回目から大きいのり肩沈下が進行しており、泥炭地盤を想定したケースに比べ倍以上の沈下量を示している。これは、泥炭地盤の変形が圧縮沈下のみであるのに対し、粘性土地盤の地盤変形は側方変位を伴っているためであると考えられる。粘性土地盤の側方変位は、実験途中の観察において加振2回目から側方への変形が生じており、その後の加振により徐々に進行していく様子が確認された。

4.2 加速度応答

地盤および盛土内での加速度応答を見るために、盛土中央測線とのり肩測線における応答加速度を入力加速度（下層砂層上端 A10）で除し、深度方向における加速度応答倍率として、図-6 (a)、(b) に加振1回目と加振5回目の値を比較して示す。

加振1回目における加速度応答は、軟弱層内ではケース2の値を除いて軟弱層上部で小さくなっており、その低減の割合はほぼ同程度である。盛土内では、盛土中央測線、のり肩測線ともに大きな応答の変化は見られない。加振1回目のケース2における軟弱層上部で加速度が低減していないのは、盛土荷重が大きいことにより軟弱層が強度増加されていたためであると考えられる。

加振5回目における軟弱層上部の加速度応答は、各ケースとも加振1回目に比べ小さくなっており、特にケース2とケース5で顕著である。これは、最終変形図に見られるように、加振を重ねることにより地盤の破壊が進行し、強度が低下したためであると考えられる。盛土内では、基本ケースであるケース1に比べ盛土高さの大きいケース2ではのり肩および盛土天端中央で加速度が増幅していることがわかる。このことは、最終変形図において天端におけるクラックやのり肩での変形が大きいことと調和的である。軟弱層の厚いケース3ではケース1と比べ盛土の崩壊が著しかったにもかかわらず軟弱層内における加速度応答は同じ傾

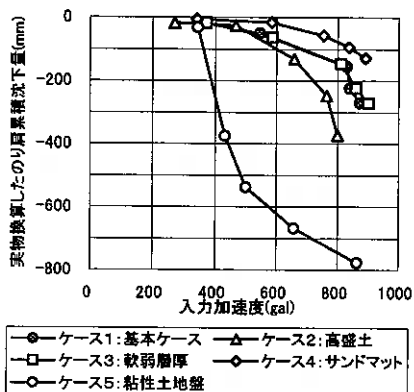


図-5 入力加速度とりのり肩累積沈下量

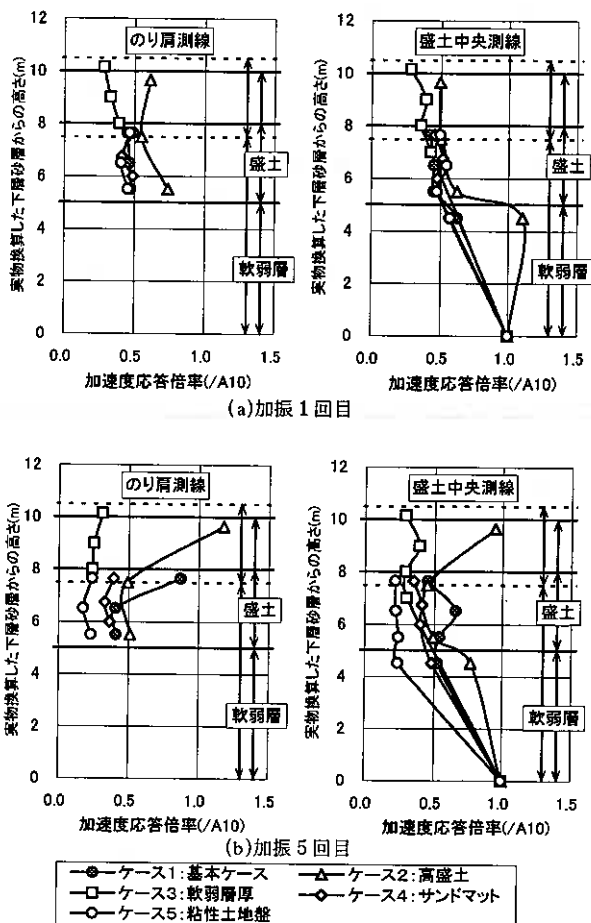


図-6 深度方向における加速度応答倍率

向を示している。また、比較的変形や沈下が少なかったサンドマットを施したケース4では、軟弱層上部での加速度応答はケース1とほぼ同程度であるのに対し、盛土内では小さな応答加速度を示しており、サンドマットが緩衝材となったと考えられる。

今回の実験では、軟弱層において顕著な加速度増幅は見られず、かえって低減するケースが多かった。事前の予備的な実験において、同じ条件で作成した泥炭地盤上に盛土をつくらずに加振を行った結果を図-7に示す。加振は3連続加振とした。図より、入力加速度の大きな場合を除いては軟弱層上部で加速度が増幅しており、図-6に見られた加速度の大きな低減は見られない。このことから盛土荷重のない、すなわち自由地盤では軟弱層内で加速度は増幅するが、盛土が存在することにより軟弱層上部における加速度応答は小さくなると考えられる。

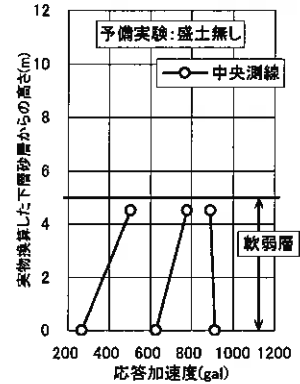


図-7 盛土加重のない場合の加速度応答

4.3 間隙水圧の挙動

図-8に、基本ケースであるケース1の地盤の破壊が生じていない加振1回目の間隙水圧の時刻歴を示す。図より、水位下に没すると考えられ盛土下部に設置した水圧計(P2、P3)は、軟弱層内部の水圧計(以下P1、P4とする)と過剰間隙水圧の消散挙動が異なることから、飽和状態にないと考えられる。これは、全てのケースおよび各加振段階において同じであった。図-9に粘性土地盤を想定したケース5における加振1回目の間隙水圧挙動の主要動部分の時刻歴を示す。軟弱層中深度に設置したP1では、大きな過剰間隙水圧が発生していることがわかる。軟弱層上部に設置したP4では全ての加振段階において加振後間隙水圧が若干上昇するものの、減少していく傾向が見られる。これは、広岡らの報告¹⁵⁾にあるように、軟弱地盤内において大きな過剰間隙水圧が発生すると地盤が強度低下をきたし、側方に流動し始めることにより軟弱層上部の過剰間隙水圧が減少したと考えられる。図-10に、ケース5のP4を除く、P1、P4が発生した過剰間隙水圧を有効上載圧で除した過剰間隙水圧比として示す。ケース5のP1を除くケースにおいて概ね有効上載圧の25%程度まで過剰間隙水圧が上昇していることがわかる。ケース5のP1では60%以上の過剰間隙水圧が発生しており大きく地盤の強度が低下したと考えられる。サンドマットを施したケース4では、加振3回目以降40%程度の発生が見られるが地盤の側方変位や盛土への影響は見られなかった。

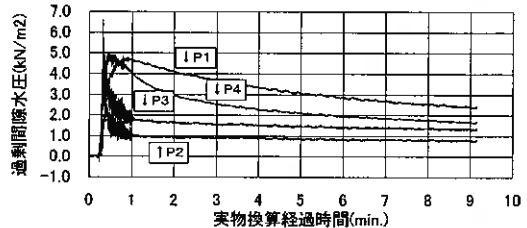


図-8 ケース1の間隙水圧の時刻歴

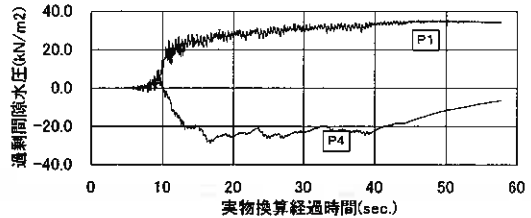


図-9 ケース5の主要動部における間隙水圧の時刻歴

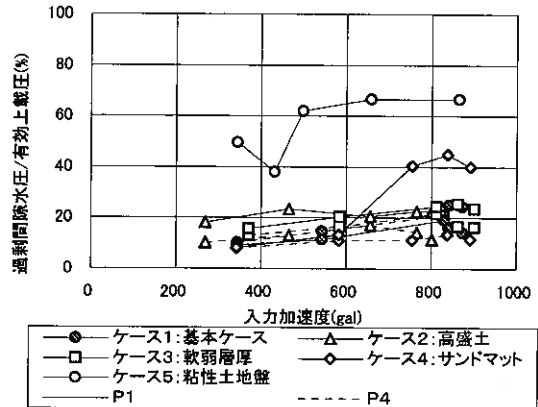


図-10 入力加速度と過剰間隙水圧比

5. 数値解析による評価

今回加振波形に用いた地震波が観測された地点において、観測されたいくつかの地震記録に対し重複反射理論に基づく一次元等価線形解析が実施されている。その結果、観測結果と解析結果が良く一致し、一次元等価線形解析の有効性が確認されている¹⁶⁾。そこで、今回の実験を一元等価線形重複反射理論解析によりシミュレートし、動的遠心力模型実験結果と照合した。解析は、地盤の破壊が進行していない加振1回目を対象とした。解析位置は基礎砂層を含めた盛土中央断面とし、盛土天端を地表面 (GL-0.0m) とした。また、入力地震動は土槽底面の加速度計 (A1) で計測された加速度波形とした。

解析に必要な定数を得るために、泥炭および粘性土地盤について動的変形特性試験を実施したが、泥炭地盤については初期せん断弾性係数 G_0 が極端に低く、せん断ひずみ γ ~ 減衰定数 h 関係では H-D モデル曲線から大きく離れる結果となった。そのため、泥炭性軟弱地盤対策指針¹³⁾ に示される泥炭の動的変形特性に関する実験式より泥炭地盤の動的変形特性を求めた。

ここで、静止土圧係数 K_0 は 0.35 としている。粘性土地盤については試験値をそのまま用いた。表-4 に解析に用いた泥炭および粘性土地盤の初期せん断弾性係数 G_0 と基準ひずみ γ_r を示す。下層砂層および盛土の砂質土層の値は既往の経験式から推定した。

表-4 解析に用いた動的変形特性

	動的変形特性試験		実験式からの値	
	$G_0(kN/m^2)$	γ_r	$G_0(kN/m^2)$	γ_r
ケース1	801	9.6×10^{-3}	2090	8.3×10^{-3}
ケース2	801	9.6×10^{-3}	3085	8.6×10^{-3}
ケース3	801	9.6×10^{-3}	2198	8.1×10^{-3}
ケース4	801	9.6×10^{-3}	2392	6.9×10^{-3}
ケース5	31019	2.7×10^{-4}	-	-

図-1.1 に、解析結果から求められた深度方向の応答加速度を実験結果と併せて示す。図より、下層砂層上端で応答加速度がほぼ一致しており、下層砂層での増幅特性が精度よく再現されていることがわかる。泥炭地盤を想定したケース1からケース4の解析結果では、軟弱層の内部で加速度の増幅が見られるが、実験における加速度計設置位置付近の深度のみで比較すると (図中の点線、実験結果と良い一致が見られる。ケース5および各ケースの盛土内における応答加速度についても解析結果と実験結果は良く一致しており、動的遠心力模型実験結果の妥当性が伺える。

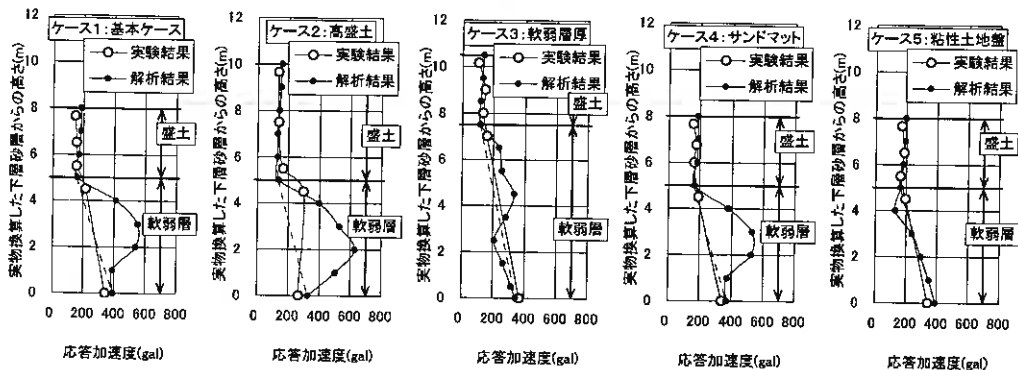


図-1.1 解析結果と実験結果の深度方向における応答加速度の比較

6. 結論

動的遠心力模型実験により、泥炭性軟弱地盤上の盛土の地震時挙動について検討を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

- ① 盛土の変形は、実際の被害において見られた水位下に没した盛土材の液化化による変状は再現できなかったが、軟弱層の破壊に伴い盛土が側方に押しつぶされた形状を示しており、天端に多数のクラックの発生が見られた。

②軟弱層の変形は、泥炭性軟弱地盤を想定したケースでは側方への変位や膨れ上がりなどは見られず、圧縮沈下が主であり、粘性土地盤を想定したケースでは、側方変位を伴い大きく崩壊した。

③軟弱層内における加速度応答は、盛土荷重のない自由地盤については軟弱層内で加速度は増幅の傾向を示すが、実験結果および数値解析結果から軟弱層内部で加速度は増幅するものの、盛土が存在することにより軟弱層上部での加速度応答は小さくなると考えられる。

今回、泥炭性軟弱地盤を想定したケースでは、実際の被害に見られるような側方への大きな変位が再現されていない。今後、実際の現象をより考慮した実験条件を設定し、泥炭性軟弱地盤上の盛土の地震被害の原因究明および対策工法に関して検討する必要がある。

－参考文献－

- 1) 西川純一：1993年釧路沖地震被害調査報告，開発土木研究所報告第100号，1993.9
- 2) 西川純一：1993年北海道南西沖地震被害調査報告，開発土木研究所報告第101号，1994.1
- 3) 西川純一、小田島大、玉田隆志、松田泰明：1994北海道東方沖地震被害調査報告，開発土木研究所報告第108号，1995.3
- 4) 日本道路協会：道路土工のり面工・斜面安定工指針，1999.3
- 5) 林宏親、西川純一、谷口啓二郎：遠心模型実験による盛土の地震時挙動，地盤工学会北海道支部技術報告集第37号，1997.2
- 6) 林宏親、西川純一、谷口啓二郎：遠心模型実験による盛土の地震時挙動（その2），地盤工学会北海道支部技術報告集第38号，1998.2
- 7) 江川拓也、西川純一、林宏親：遠心模型実験による盛土の地震時挙動（その3），地盤工学会北海道支部技術報告集第39号，1999.2
- 8) 江川拓也、西川純一、林宏親：遠心模型実験による盛土の地震時挙動（その4）－道路盛土の地震時安定性評価及びその対策－，地盤工学会北海道支部技術報告集第40号，2000.2
- 9) 北海道東方沖地震災害調査委員会：1994年北海道東方沖地震災害調査報告書，地盤工学会，1998.4
- 10) 河野文弘、佐々木晴美：1968年十勝沖地震被害調査報告，土木試験所報告第49号，1968.12
- 11) 帯広開発建設部：十勝川水系下流部築堤耐震性解析業務報告書，1980.2，1981.1，1982.1
- 12) 日下部祐基、西川純一、野並光昭、小田島大：遠心力載荷装置による泥炭の圧密沈下実験，土質工学会北海道支部技術報告集第35号，1995.2
- 13) 北海道開発技術センター：泥炭性軟弱地盤対策工指針，1988.10
- 14) 江川拓也、西川純一、林宏親：地盤および盛土に設置された鉛直アレー観測システム，開発土木研究所月報No.572，2001.1
- 15) 広岡明彦、宮本憲一、竹村次朗、木村孟、中瀬明男：軟弱粘性土地盤上の盛土の地震時挙動，第23回土質工学研究発表会，1988.6
- 16) 池田隆明、森伸一郎、三輪滋、西川純一、林宏親、谷口啓二郎：液状化アレー観測記録に対する等価線形法の適用性，第24回地震工学研究発表会講演論文集，1997.7

泥炭の盛土材利用についての検討

北海道開発局開発土木研究所 ○正会員 山澤 文雄
正会員 西川 純一
正会員 佐藤 厚子

1. はじめに

北海道には、平野部面積の約6%¹⁾に相当する約2000km²におよぶ泥炭地が分布している。典型的な泥炭性軟弱地盤では、泥炭層は3～5mの厚さに堆積していることが多い。このため、掘削等を伴う工事の際には大量の残土が発生する。泥炭はそのままの状態ではトラフィカビリティを確保できず、また仮に盛土施工ができたとしても多量の腐食物を含んでいることから、完成後の沈下をさけることはできない。したがって、泥炭は盛土材料として使用してはならない材料であり、これまで現地が発生した泥炭は捨土処分されてきた。泥炭を発生箇所付近で盛土材料、埋め戻し材料などへ利用できれば土を購入する必要がなくなるとともに、残土処理費の軽減をはかることができる。

本研究は、現場で発生した泥炭を盛土材料として有効利用するために、泥炭の含水比を低下させて利用する方法、含水比を低下させたものに固化材を添加し利用する方法²⁾、また、石炭灰を泥炭と混合し、含水比を低下させ、さらに固化材を添加することにより、この混合土を盛土材料として利用する方法³⁾について室内試験を行い、それらの適用の可能性について検討したものである。

2. 試験概要

試験に用いた試料は、いずれも札幌市周辺に分布する泥炭であり、その基本物性値を表-1に示す(試料採取箇所を試料名とした)。これらは北海道に分布する泥炭¹⁾の代表的なものに相当する。

一般に高含水比の土砂のトラフィカビリティを確保するためには含水比を低下させる。そこで、泥炭についても含水比を低下させ、密度および強度の変化を求めた。

次に、施工に必要な強度、盛土完成後の沈下防止および盛土の安定を確保するために、高有機質土用のセメント系固化材を添加し、コーン指数と一軸圧縮強さを求めた。

さらに、泥炭に石炭灰を混合した土の強度としてコーン指数と一軸圧縮強さを求めた。また、この混合土が盛土材として必要な強度を得ることのできない場合には、高有機質土用のセメント系固化材を添加した。なお、石炭灰の混合率は泥炭の湿潤重量、固化材添加率は混合土の湿潤重量に対して表している。

3. 試験結果

3. 1 泥炭の含水比を低下させて利用

数種類の試料で締固め試験を実施したところ締固め曲線を求めることができた(図-1)。いずれも締固め曲線はなだらかで、最適含水比は自然含水比よりもかなり小さい。また、一般の土砂⁵⁾と比較して最適含水比に対して最大乾燥密度が小さい。

次に、締固め試験時のコーン指数の変化を図-2に示す。いずれの試料も最適含水比に近づくとコーン指

表-1 試料の基本物性値

試料名	土粒子の密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	自然含水比 wn(%)	強熱減量 Li(%)
新篠津1	2.306	136.5~175.2	23.5
幌向	2.210	200.1~314.7	45.1
角山	1.967	333.5~374.6	51.1
石狩川	1.725	568.7~635.6	61.6
当別	1.722	440.1~604.3	62.3
豊幌	2.101	351.2~433.9	64.9
夕張川	1.492	625.6~683.7	65.7
新篠津2	1.712	394.5~486.6	71.0
江別	1.817	400.3~708.1	80.1
ニタチナイ	1.590	235.2~653.4	84.2
鹿沼	1.910	582.3~746.9	86.5
藤岱	1.643	433.6~598.9	92.2

数は大きくなり、含水比を低くすれば十分なコーン指数を得ることのできる材料であるといえる。

盛土完成後、長期的には地盤の沈下により盛土底部が地下水にさらされる場合がある。この場合、盛土は地下水を吸収し、含水比の増加が起きる。一般に用いられる盛土材料の場合、十分な締固めを行えば、水分増加による強度低下を防止することが可能である。しかし、泥炭の場合は繊維分を多く含むことから、吸水による膨張、含水比の増加による強度低下が生じる危険性が考えられる。CBR 試験の供試体を用いた吸水膨張試験⁶⁾では、手間と多量の試料が必要なので、簡易に吸水膨張を測定する方法として図-3に示す実験器具⁶⁾により試験を行った。供試体は、最適含水比で締固め度 100%と 85%に作製し、実際に使用する際には、盛土底部の一部に泥炭を使うことになると考えられるので、供試体に 1m、3m、5m、15m 分の盛土荷重をかけて試験を行った。15m 分の盛土荷重は CBR 試験の供試体を用いた吸水膨張試験法を行う際に載荷する荷重を本試験に置き換えた値である。本試験は、規格化された試験法ではなく、ただちに現場の現象を再現できるとはいえないが、1つの目安になりうると考えられる。図-4に石狩川の泥炭を使用した際の吸水膨張試験結果を示す。荷重をかけない試料は大きな膨張比を示すが、荷重を加えることで膨張比は少なくなり、15m 分の盛土荷重では 3%程度の膨張比となった。他の泥炭でも同じ傾向を示したが、泥炭により膨張比は多少異なり、15m 分の盛土荷重をかけたときの膨張率はニタチナイの試料で 12%程度、鹿沼の試料で 6%程度であった。CBR 試験の供試体を用いた吸水膨張試験⁹⁾での膨張比の目安では、良好なものは 1%以下、通常で 3%以下、不良は 3%以上、腐植土は 7~20%となっている。今回の試験結果でも泥炭の種類によって膨張比は異なるが、すべての泥炭で膨張比が 3%以上であるので、泥炭の含水比を低下させた状態では盛土材料として使用しない方がよいと考えられる。

また、吸水膨張試験後の含水比は石狩川の試料は 250%程度、ニタチナイの試料は 250%程度、鹿沼の試料は 300%程度であった。以上のことから、泥炭単体では長期的に高い膨張性と吸水量を示すことから盛土の強度低下が懸念される。

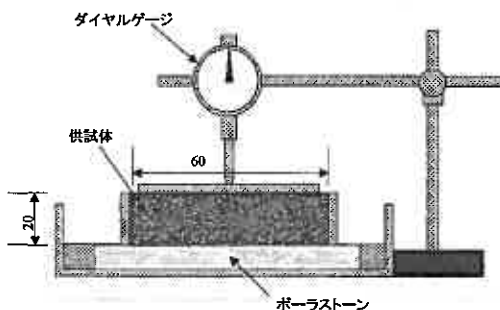


図-3 吸水膨張試験に用いた装置概要

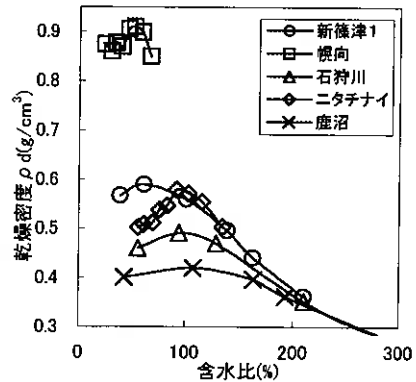


図-1 泥炭の締固め曲線

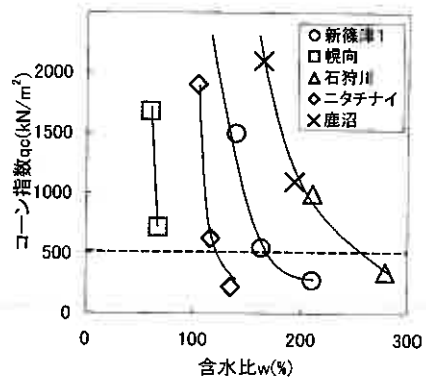


図-2 泥炭の含水比とコーン指数

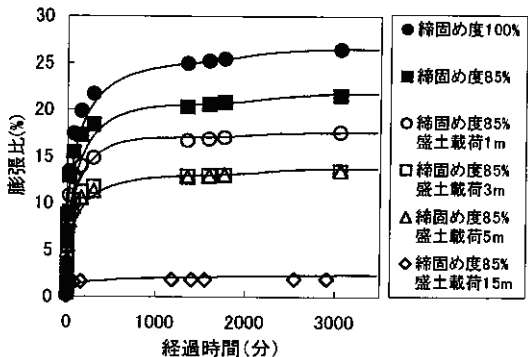


図-4 吸水膨張試験結果

3. 2 泥炭に固化材を添加して利用

締め固め試験等により、泥炭の含水比を低下させることにより強度を増加できるが、膨張性や吸水量が大きいことより、泥炭の含水比低下のみでは安全性が懸念される。しかし、これまでの研究⁶⁾より、固化材添加により膨張性、吸水量への改良効果が顕著にみられること、また、短期間に確実に強度を確保できることから、固化材添加による泥炭改良を検討した。

泥炭は、施工に必要なとなるトラフィカビリティを確保できる含水比に低下させるまではかなりの時間を要する。しかし、高含水粘性土と比較して透水性が高く、それに較べれば短時間で含水比の低下が期待できると考えられることから、ある程度含水比を低下させた泥炭に固化材を添加して固化材量の減少をはかることとした。

固化材により改良した泥炭がすぐに転圧施工可能であるか否かを確認するため、改良した泥炭のトラフィカビリティをコーン指数 (qc) で求めた。図-5 に含水比を変化させた泥炭に固化材として高有機質土用セメントを混合したときの固化材添加率とコーン指数の関係を示す。施工性の目標強度として、普通ブルドーザの走行に必要なコーン指数 500kN/m^2 以上とした。含水比が高いと固化材添加率を大きくしても施工に必要なコーン指数を確保できない。しかし、含水比が低いと少ない添加率で必要強度が得られ、十分に転圧ができる材料となった。

次に盛土完成後の安定を確認する試験として7日養生後の一軸圧縮強さ (qu_7) を求めた (図-6)。盛土の安定性の目安を、7日養生後の一軸圧縮強さで 150kN/m^2 以上とした。この強度は単位体積重量 1.8t/m^3 の土を 45° 勾配で7日間に高さ 10m の盛土をするとき、室内と現場の強度比を2とし、すべり安全率 1.2 を確保できるものである。いずれの含水比でも固化材添加率を大きくすると一軸圧縮強さは大きくなっている。また、同じ泥炭でも含水比の低い方が同じ添加率であれば一軸圧縮強さは大きくなる。

泥炭の含水比と7日養生後の一軸圧縮強さで 150kN/m^2 を得ることができる固化材添加率の関係を図-7 に示す。泥炭の含水比が高くなるに伴い必要となる固化材添加率は大きくなる傾向にある。

以上の結果より、泥炭への固化材添加率を大きくすることにより7日養生後の一軸強さは基準値を満足するが、含水比を低下させてから固化材を添加しないとトラフィカビリティを確保できないことがわかった。実際に使用する場合には、ある程度まで含水比を低下させたものに固化材を添加する必要がある。

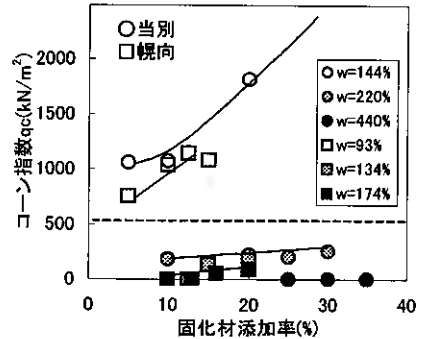


図-5 固化材添加率とコーン指数の関係

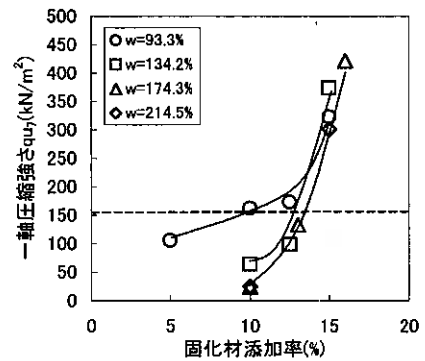


図-6 幌向泥炭への固化材添加率と一軸圧縮強さの関係

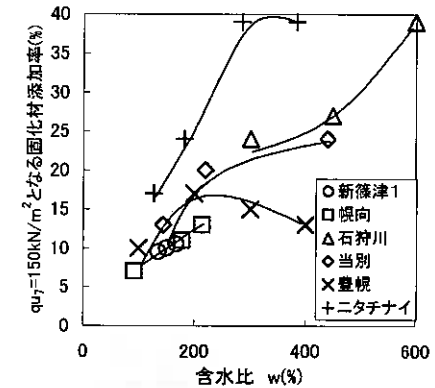


図-7 泥炭の含水比と $qu_7=150\text{kN/cm}^2$ を得る固化材添加率の関係

3.3 泥炭と石炭灰の混合土の利用

石炭火力発電所より排出される石炭灰は、かなりの量が有効利用されているものの埋め立て処分されているものも多く土木分野への利用拡大が求められている。そこで、現場で発生した泥炭と石炭灰の混合材料を盛土材料として利用できれば石炭灰の有効利用も図れる。また、石炭灰の特徴として、含水比がゼロであることから、泥炭の含水比を低下させ、強度発現する⁷⁾ことから改良効果が期待できる。

今回、試験に使用した石炭灰は苫東厚真石炭火力発電所より排出された新生灰である。その性状を表-2に示す。使用した石炭灰のうちBAは流動床燃焼ボイラ（燃焼効率のための石灰石を混入する方式）より排出されたものであるため他の灰より石灰分が多くなっている。

泥炭と石炭灰の混合土が施工可能な材料となり得るかを混合土のトラフィカビリティで確認した。図-8は幌向泥炭に石炭灰3種類を混合した混合土の石炭灰混合率とコーン指数の関係を示したものである。石炭灰の混合率を大きくするとコーン指数も大きくなっている。また、使用する石炭灰によっても強度が異なり、酸化カルシウム量が多いBAが他の灰よりもコーン指数が大きくなっている。

次に、幌向泥炭に石炭灰3種類を混合した混合土の石炭灰混合率と7日養生後の一軸圧縮強さの関係を示す（図-9）。トラフィカビリティ試験と同様に石炭灰混合率が大きくなるとそれに伴い一軸圧縮強さが大きくなっている。また、石炭灰の種類によっても強度が異なり酸化カルシウム量が多いBAが他の灰よりも一軸圧縮強さが大きくなっている。

以上の結果より、泥炭に石炭灰を混合して利用する場合、試験に用いた石炭灰の中では、施工性、長期の安定性からみて酸化カルシウム分の多い石炭灰BAのみ利用できることがわかった。

そこで、図-10に石炭灰BAを使用したときの石炭灰混合率と改良可能な泥炭の含水比の関係を示す。7日養生後の一軸圧縮強さの方がコーン指数を満足する改良可能な泥炭の含水比より高くなっており、実際に石炭灰BAを利用した場合は石炭灰混合率75%では泥炭の含水比200%程度まで改良可能、石炭灰混合率100%では泥炭の含水比300%程度まで改良可能、石炭灰混合率125%では泥炭の含水比600%程度まで改良可能であることがわかった。

表-2 石炭灰の基本物性値

炭種(産地の略語)	CV/BA	Opt	LI/BA	WA	DR	BA
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.303	2.431	2.296	2.268	2.364	2.942
自然含水比 $w_n(\%)$	0.27	0.03	0.09	0.05	0.00	0.14
コンシステンシー限界	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
日本統一土質分類名	ML	ML	ML	ML	ML	ML
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}(\text{t/m}^3)$	1.055	1.436	1.195	1.225	1.486	1.220
最適含水比 $w_{opt}(\%)$	36.1	22.0	23.3	28.5	19.0	31.4
強熱減量 $L_i(\%)$	11.5	2.4	3.3	2.6	1.5	6.5
pH	13.0	10.7	4.5	11.1	11.4	13.0
酸化カルシウム(%)	17.9	5.4	0.0	1.5	2.2	26.2

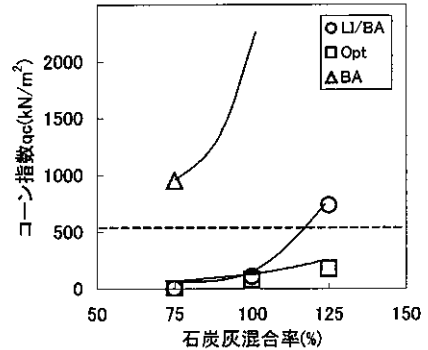


図-8 幌向泥炭への石炭灰混合率とコーン指数の関係

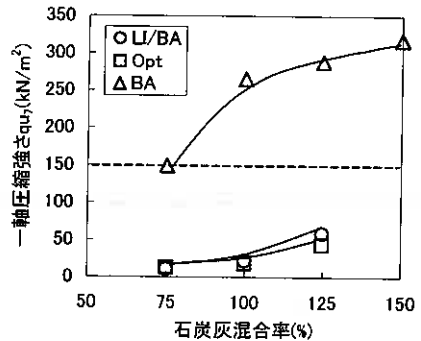


図-9 幌向泥炭への石炭灰混合率と一軸圧縮強さの関係

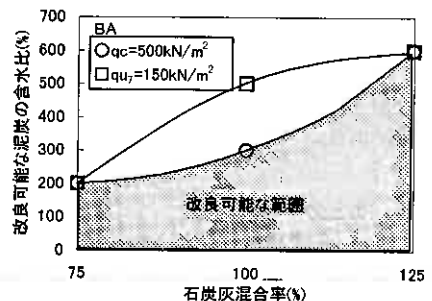


図-10 石炭灰混合率と改良可能な泥炭の含水比の関係

3. 4 泥炭に石炭灰と固化材を混合しての利用

泥炭に石炭灰を混合して強度を測定した結果、試験に用いた石炭灰の中では、酸化カルシウム分の多い BA のみ利用できることがわかった。他の石炭灰については盛土材として利用できる強度ではないので、固化材を添加して強度のある材料とした。

図-1 1 に幌向泥炭に石炭灰 LI/BA と固化材を混合したときの固化材添加率とコーン指数の関係を示す。石炭灰混合率が大きくなるとそれに伴い強度が大きくなる。また、固化材を添加することによってコーン指数は増加する。とりわけ、石炭灰混合率が大きい混合土ほど目標強度を満足する結果となった。また、泥炭の含水比が高くなると必要となる固化材添加率が増加する傾向にある。

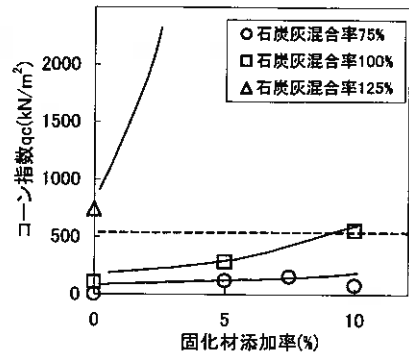


図-1 1 幌向泥炭への固化材添加率とコーン指数の関係

次に、幌向泥炭に石炭灰 LI/BA と固化材を混合したときの固化材添加率と一軸圧縮強さの関係を図-1 2 に示す。固化材添加率の増加に伴い一軸圧縮強さは大きくなっている。また、同じ固化材添加率では石炭灰混合率が大きいほど一軸圧縮強さは大きい。他の混合土でもこの傾向は同じである。

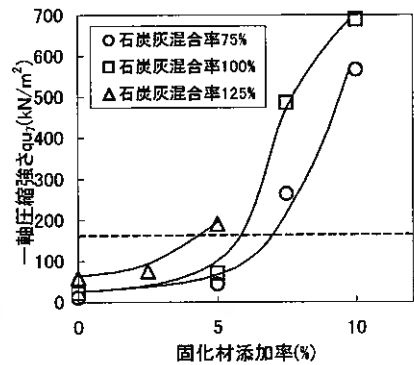


図-1 2 幌向泥炭への固化材添加率と一軸圧縮強さの関係

3. 5 単位体積重量

泥炭の土粒子密度は一般土砂と比較してかなり小さいことから、泥炭を原料とする混合土の湿潤密度も小さいと考えられる。そこで、7日養生後の一軸圧縮強さを測定した供試体の湿潤密度を求めた。固化材添加率を大きくすると湿潤密度は大きくなる傾向にあるが、泥炭の含水比と混合土の湿潤密度には明確な関係はなかった。試験を行った各試料の湿潤密度を表-3に示す。改良した泥炭の湿潤密度は、土圧の計算に使用する土の単位体積重量（砂：2.0、砂質土：1.9、粘性土：1.8t/m³）⁸⁾と比較してかなり小さいことから、軟弱地盤上の荷重軽減、橋台背面の土圧軽減、軟弱地盤上の管の埋戻しなどの軽量地盤材料としての利用が可能である。

表-3 混合土の湿潤密度

試料名	混合方法	湿潤密度 ρ_t (t/m ³)
新篠津1	固化材	1.28~1.45
幌向	固化材	1.25~1.39
当別	固化材	1.15~1.28
ニタチナイ	固化材	1.16~1.37
夕張川	石炭灰+固化材	1.30~1.49
新篠津2	石炭灰+固化材	1.28~1.46
鹿沼	石炭灰+固化材	1.33~1.60
藤代	石炭灰+固化材	1.25~1.57

4. まとめ

今回の泥炭を盛土材として利用する試験結果より、次のことがいえる。

- ①泥炭は含水比を低下させることにより、施工可能なコーン指数を得ることができるが、水分の侵入により膨張性や吸水量が大きくなることから、盛土材として利用するには、水分侵入のない箇所への使用、水分

の侵入を遮断する対策を施す必要がある。

- ②泥炭に固化材を添加することにより、強度などの特性を改善できる。また、泥炭の含水比を低下させることにより必要強度を得る固化材添加率を少なくできる。
- ③石灰分の多い石炭灰と泥炭の混合土は、盛土材として利用できる。また、石灰分をほとんど含まない石炭灰についても固化材を添加することにより盛土材として利用できる。
- ④固化材、石炭灰等で改良した泥炭の湿潤密度は、一般の土砂と比較してかなり小さいことから、軽量盛土材としての利用も可能である。

5. あとがき

今回の検討により、泥炭を盛土材として有効利用できることがわかった。今後さらにデータを蓄積し、現場での実用化を図りたい。

<参考文献>

- 1) 泥炭性軟弱地盤対策工指針編集委員会：泥炭性軟弱地盤対策工指針,1988.10
- 2) 佐藤厚子、西川純一、山澤文雄：泥炭の盛土材利用に関する検討、第 34 回地盤工学研究発表会,1999.7
- 3) 佐藤厚子、西川純一、山澤文雄：泥炭と石炭灰の混合土を盛土材に利用するための検討、土木学会第 55 回年次学術講演会講演概要集第Ⅶ部門,2000.9
- 4) 能登繁幸：泥炭地盤工学,1991.4
- 5) 地盤工学会：土質試験の方法と解説－第一回改訂版－,2000.3
- 6) 工藤節男、荻野治雄、能登繁幸、島谷登：産業発生材の有効利用に関する調査・試験（第一報）－石炭灰・赤土の土質工学的性質と土工上の問題点－第 25 回北海道開発局技術研究発表会論文集 1982.2
- 7) 山澤文雄、西川純一、佐藤厚子、小林仁、榊原敦仁：石炭灰の土木材料への適応性、地盤工学会北海道支部技術報告集 40 号,2000.2
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説,1990

石狩泥炭地における泥炭地盤沈下の広域解析

北海道大学大学院農学研究科 ○学生員 尾花宏平
正会員 井上 京

1. はじめに

近年、北海道の泥炭地では、土地利用の進展に伴う地盤沈下が問題となっている。石狩川下流域の農業地帯である石狩泥炭地においても、広域地盤沈下が発生しているが、その実態は詳細には把握されていない。地盤沈下が発生することによって、農業的にみれば排水不良等の問題が生じるため、その実態把握と要因の解明が求められている。泥炭地における地盤沈下の研究、報告は、都市地域では札幌市¹⁾、農業地域では美瑛泥炭地²⁾などの例があるが、本研究では、石狩泥炭地・篠津地区における地盤沈下の広域的な実態を報告し、その要因の解析を行う。

2. 方法

対象としたのは石狩川下流域に位置する新篠津村・当別町・月形町・江別市にまたがる篠津泥炭地の約90km²の範囲である。この地域は、ほぼ全域が篠津中央土地改良区の所管する区域に相当する。土地改良区で保管されていた1956年の地区の平面図(25cm間隔コンター入り、縮尺1/10,000)と、北海道開発局が1996年に作成した地区基本図(10cm単位の標高点入り、縮尺1/2,500)を基礎資料とした。これらをGISに取り込み、ラスターデータ化して地盤高変化量を算出した。使用した標高値は、道路や排水路を除外した、主に農地面の標高である。これ以外にも、泥炭の分布³⁾、客土履歴資料(1960年～1992年)⁴⁾、ボーリング資料⁵⁾、土地利用状況⁶⁾を同様にGISに入力した。また地域内の複数点で泥炭層のボーリング調査を行った。

3. 泥炭地盤沈下の実態

地域内における地盤沈下の発生状況を図1と表1に示す。平均地盤高変化量は約-0.4m、最大で約-2.9mとなっている。沈下量の大きいところは、地域の北部、中部、南東部に集中している。これらの地区は1950年代半ばから1960年代半ばにかけて新規開発が行われた高位泥炭地(当時、未利用地)であり、地域の中でも特に開発の遅かったところである。逆に、沈下量の小さいところは、主に河川付近や扇状地的な地形のところなどにみられる。これらの土地は、泥炭地よりも開発適地とみなされ、早くから農業利用されたか、泥炭地であっても開発初期に発生する大きな沈下が既に沈静化したところと考えられる。本研究で算出した沈下量は1956年～1996年の40年間のものであり、この地域で発生している地盤沈下を開

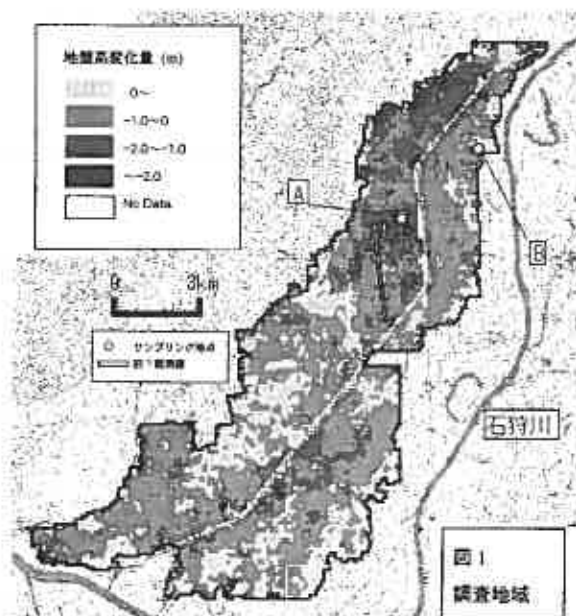


表1 地盤沈下の発生状況

平均地盤沈下量 (m)	-0.41
最大値 (m)	-2.93
標準偏差 (m)	0.58

発時期で区分して模式的に示すと、図2のようになると考えられる。

国土地理院発行の5万分の1地形図をもとに、全域を1954年時点での既開発地（水田、畑）と未利用地（荒地等）に分類した。分類は100m×100mのメッシュを一単位としておこなった。この地域の開発は先に述べたように、まず沖積地や低位泥炭地の農地化が行われ、その後高位泥炭地の開発が行わ

れた。そのことを反映して、1954年時点での既開発地には沖積地と低位泥炭地、未利用地では高位泥炭地の割合が高くなっている（図3）。

地盤高変化量のヒストグラムを図4に示す。後に農地として開発される、1954年当時未利用地であったところの1996年までの平均沈下量は80cm、既にその当時大部分が畑として利用されていた土地の沈下量は25cmとなっている。また双方とも沈下量は場所によりばらつき、泥炭の性状や土地利用履歴などの要素が沈下量に影響しているものと考えられる。

地盤高変化量が正の値、すなわち40年間で地盤高が上昇しているところがあるが、これは、客土によるものと、地形図の標高値からメッシュの標高値を算定する際に生じた誤差のためとみられる。

4. 地盤沈下の広域解析

4-1 泥炭の諸性質の影響

・層厚

泥炭層厚と地盤高変化量の関係を図5,6に示す。層厚が大きいほど沈下量も大きくなる傾向はうかがえるものの、ばらつきが大きく、相関関係は認められない。

図7の観測線は、図1に示す地域中部の南北断面である。泥炭層が2~4m分布しているが、沈下量が多いところや発生していないところがあり、同じく層厚とは明確な関係はみられなかった。泥炭地の地盤沈下は表層付近で発生するとみられ、泥炭層厚自体は沈下量に強くは関係しないものと考えられる。

・泥炭分布と物理的性質

1954年当時は未利用地（原野）であり地盤沈下はそれ以降に発生したと考えられる2地点の、地盤高変化量と高位/低位泥炭の層厚を表2、自然含水比と有機物含有量、分解度を図8~10に示す。沈下量

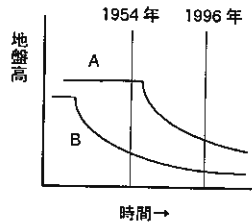


図2 開発時期と沈下曲線の違い
A:1954年時点における未利用地
B:1954年時点における既開発地

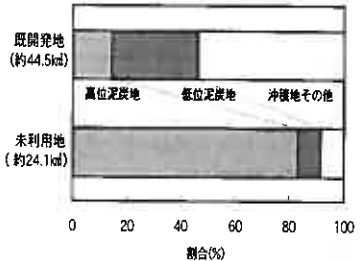


図3 1954年における未利用地・既開発地の泥炭の分布状況

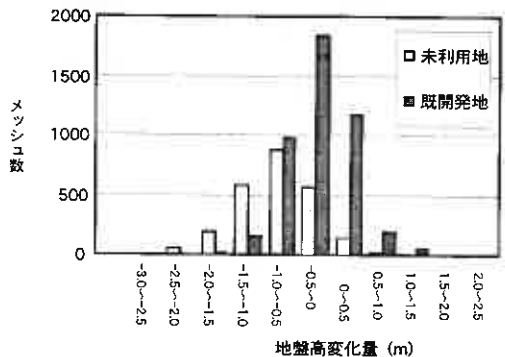


図4 1954年時点の未利用地・既開発地別にみた、地盤高変化量毎のメッシュ数。-は沈下を示す。

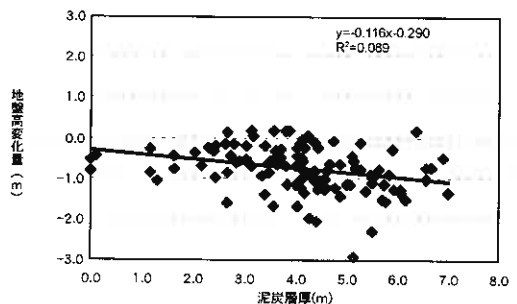


図5 泥炭層厚と地盤高変化量の関係（未利用地）

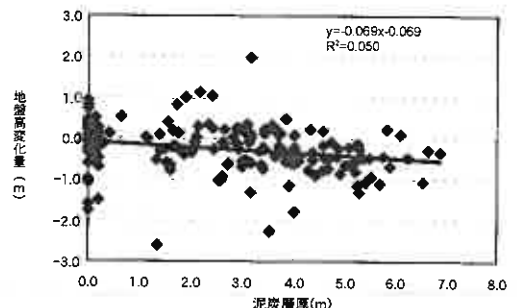


図6 泥炭層厚と地盤高変化量の関係（既開発地）

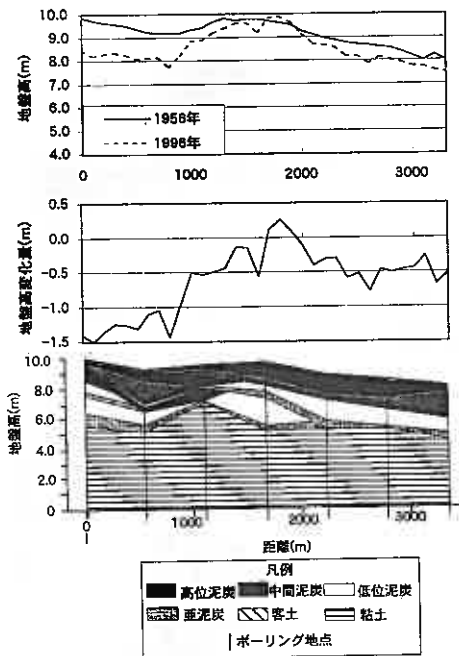


図7 観測線における1956、96年の地盤高、地盤高変化量、土層断面図

の大きい地点Aでは、0.5m~1.2mと2.1m~2.8mの層で自然含水比、有機物含有量共に、沈下の発生していない地点Bよりかなり大きくなっている。これらの層は高位泥炭層に相当し、泥炭の分解度も低く、間隙量が大きいとみられ、このことが地点Aの沈下に影響していると考えられる。地点Bは河川近くの低位泥炭地であり、全般に鉱物質を多く含み、分解度も大きくなっている。すなわち、分解が進み間隙量も小さかったために沈下が発生しづかったものと考えられる。3m~4mの層厚がある泥炭地でも、その物理的性質の違いによって沈下量が異なることが認められた。

表3は地表の泥炭分布の別にみた沈下状況を示している。1954年時点の未利用地、既開発地、ともに低位泥炭地よりも高位泥炭地で沈下量が大きい。

表3 泥炭分布別の面積、平均地盤高変化量、標準偏差

未利用地	平均地盤高変化量(m)	標準偏差(m)
高位泥炭地	-0.84	0.55
低位泥炭地	-0.59	0.46
沖積地その他	-0.57	0.62
全体	-0.80	0.56

既開発地	平均地盤高変化量(m)	標準偏差(m)
高位泥炭地	-0.38	0.37
低位泥炭地	-0.24	0.42
沖積地その他	-0.14	0.52
全体	-0.25	0.48

表2 サンプリング地点の地盤高変化量、泥炭の分布状況

地点名	地盤高変化量(m)	高位泥炭層(m)	低位泥炭層(m)
A	-2.08	0~2.8	2.8~4.0
B	0.34	-	0~3.7

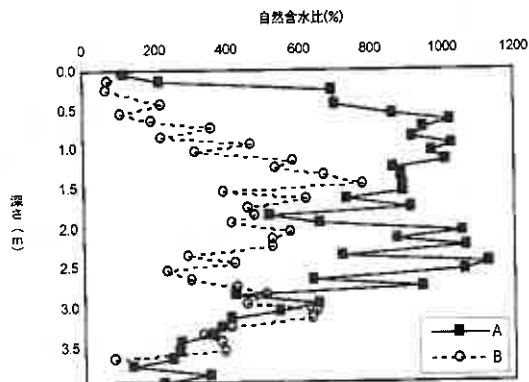


図8 サンプリング地点の自然含水比

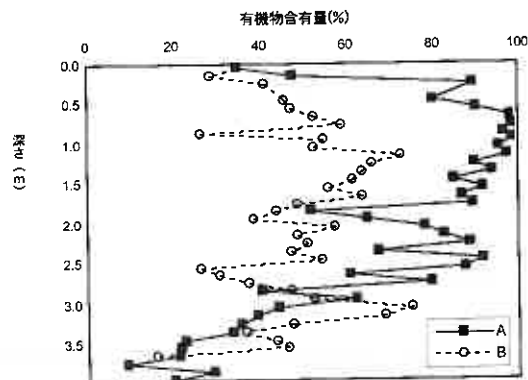


図9 サンプリング地点の有機物含有量

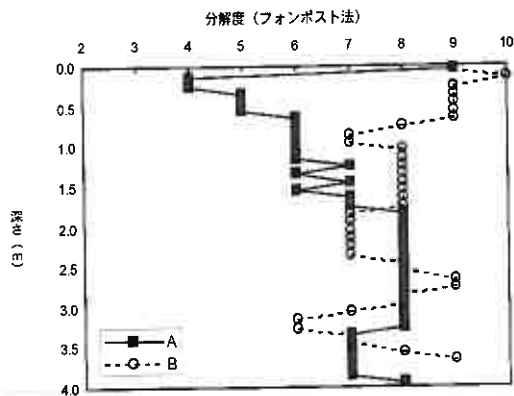


図10 サンプリング地点の分解度

4-2 開発, 営農の影響

・客土層厚

北海道の泥炭地では、農地利用の際に排水改良と客土による圃場整備を実施するのが一般であり、対象とした篠津泥炭地でも複数回の客土が実施されている。客土層厚別の平均沈下量を図11, 12に示す。1954年時点で既に農地利用されていたところでは、客土層厚の小さいところで沈下量もやや小さい傾向があるのに対し、未利用地では、客土層厚と平均沈下量に明確な関係がみられず、客土層厚の小さいところでも大きな沈下が発生している。これは客土とは別に、開発初期の排水による沈下が原因の大きな割合を占めるためと思われる。

・土地利用

泥炭地の地下水位は表層付近にあるため、上述のとおり、排水による地下水位の低下は地盤沈下の大きな要因である。このことを踏まえると、土地利用形態、履歴が地盤沈下に影響を及ぼすと考えられるが、本研究において1954年～1995年の土地利用履歴と地盤高変化量の関係について多変量解析を試みた結果、有意な傾向はみられなかった。

今回解析に用いた資料は、5万分の1地形図に基づく約10年ごとの土地利用であるが、実際には、近年の減反等の影響により、作付作物などが頻繁かつ複雑に変化していると考えられる。従って、土地利用から地盤沈下の解析を行うには、更に詳細な作付履歴等の資料から分析する必要がある。

5. おわりに

泥炭地盤沈下の広域解析を石狩川下流域の篠津泥炭地についておこなった。1950年代半ばから1960年代にかけて新規開発された高位泥炭地で特に大きな地盤沈下の発生が認められた。また1954年当時すでに開発されたところでも、沈下の速度は沈静化しつつあるが、沈下は継続していることが認められた。いっぽう沈下だけでなく、客土等によって地盤高が逆に高くなっているところもある。また沈下量は場所によって非常にばらついている。泥炭層厚、客土層厚、土地利用履歴と沈下量には明瞭な相関関係は認められなかったものの、それらの影響を無視することはできない。土地利用履歴から地盤沈下の広域解析を行うためには更に詳細な作付履歴や土地利用の資料から解析を行う必要がある。

【参考・引用文献】

- 1) 札幌市衛生局：札幌の公害，p.153-157 (1970)
- 2) 宮地直道・神山和則・大塚絃雄・粕淵辰昭：美唄泥炭地における地盤沈下，日本土壤肥科学会誌，66，p.465-473 (1995)
- 3) 北海道農業試験場土性調査報告 第四編 石狩国泥炭地土性調査報告附図，北海道農業試験場 (1654)
- 4) 神山和則・宮地直道・粕淵辰昭：石狩泥炭地中央部における客土事業の推移と客土層厚区分図，北海道農試研究資料，46，p.23-28 (1992)
- 5) 北海道立農業試験場，北海道農地開拓部農地改良課：篠津地域泥炭地土性調査報告書 (1958)
- 6) 国土地理院：5万分の1地形図 (1959, 1968, 1978, 1987, 1997)

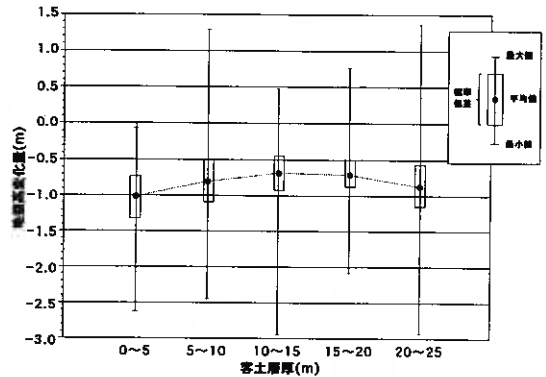


図11 客土層厚別の地盤高変化量の範囲 (未利用地)

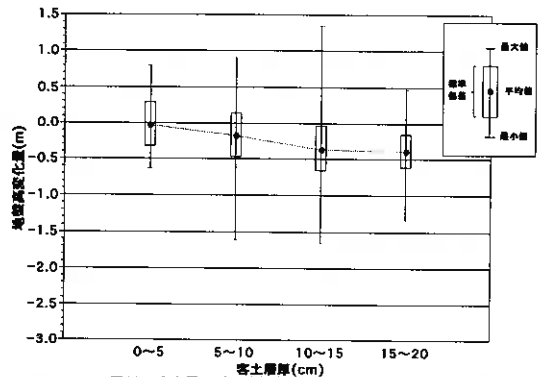


図12 客土層厚別の地盤高変化量の範囲 (既開墾地)

表土処理土を利用した路体盛土の強度変化

北海道開発局開発土木研究所 ○正会員 渡辺 英
// 正会員 西川 純一

1. はじめに

近年、大規模工事が多く施工されるに伴い、建設廃棄物の発生量が増大している。特に、山間部・丘陵部を通ることが多い高規格道路建設では、建設工事に際し、大量の伐根物及びすき取り物が発生している現状にある。現在は、伐開物のうち、伐根物については産業廃棄物として処分し、また、表層のすき取り物については、一般廃棄物として処分することになっている。しかし、発生量の増大により、最終処分場が逼迫している状態であり、さらには、新規の処理施設の整備も遅れており、建設副産物を巡る問題が深刻化している。

このような状況に鑑み、近年、事業を行うに際し、再生資源を利用するよう努めるとともに、建設工事に係る副産物の全部若しくは一部を再生資源として利用することを促進することが要請されている。そこで、切土作業時に発生するすき取り物を取り上げ、その有効利用を目的に、すき取り物を表土処理土として、盛土とする試験施工を行い、路体盛土としての強度変化について検討したので報告する。

2. 調査試験の概要

これまでに表土処理土を盛土材料として、試験施工を3箇所で行った。このうち、1箇所2断面（北伏古）で、表土処理土を盛土として利用した場合の路体盛土の強度変化について調査を継続実施し、計測を行った。

当該試験施工箇所での作業は、基本的に通常の盛土作業と同様であり、表土処理土の材料であるすき取り物発生箇所から仮置ヤードに一時堆積後、試験施工ヤードに搬出し、1層30cmに転圧し、層厚60cm及び90cmの2ケースによる施工を実施している。その後、表土処理土を用いた路体盛土の強度変化について調査するため、試験施工箇所において1年経過時のせん断強度の確認に引き続き、2年後及び3年後の経年変化を確認するため、施工箇所を調査を実施した。

また、3年経過時調査において、路体盛土内性状を確認し、試験施工前の試料採取時との比較を行うため、サンプリング、室内土質試験を行った。試験・調査項目は、以下の通りであり、調査・試験孔の配置を図-1に示す。

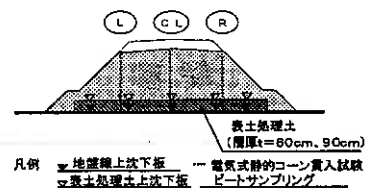


図-1 路体盛土強度調査位置図

表-1 電気式コーン性能諸元

成分1	先端貫入抵抗	直径 $\phi 35.7\text{mm}$ 面積 10cm^2 先端角度 60度	$F_s: 100\text{Mpa}$	分解性能 $\pm 0.5\% F_s$ NIS 243-0-711
成分2	周面摩擦抵抗	直径 $\phi 35.8\text{mm}$ 面積 150cm^2 長さ 133mm	$F_s: 1000\text{kpa}$	分解性能 $\pm 0.5\% F_s$ NIS 243-0-712 金属箔ストレインゲージ
成分3	間隙水圧	有効 γ_{sat} -厚さ $5.0\text{m}/\text{m}$	$F_s: 3500\text{kpa}$	分解性能 $\pm 1.0\% F_s$ NIS 243-0-713 半薄体ストレインゲージ
その他の成分	傾斜計I (度) 温度 T (°C) 地震波計	有効 γ_{sat} -厚さ $5.0\text{m}/\text{m}$	12度 $-10^\circ\text{C} \sim +100^\circ\text{C}$ $11\text{V}/\text{cm}/\text{sec}$	NIS 243-0-714 NIS 243-0-716 NIS 243-0-712

(1) 盛土の先端貫入抵抗値の確認

電気式静的コーン貫入試験は、先端コーン貫入時の先端貫入抵抗 q_c 、周面摩擦力 f_s 、過剰間隙水圧 p_w の三成分を同時に測定するものである。測定は、試験機は3t型オランダ式貫入試験機の貫入装置部を用い、反力には2t級キャリアダンプを用いた。コーン貫入速度は $2(\text{cm}/\text{sec})$ とし、データの記録は 5.0cm 間隔で行った。先端コーンは従来のダッチコーンとほぼ同様で、先端断面積 10cm^2 、直径 $\phi 35.7\text{mm}$ 、

Strength change of embankment filled with surface soil

Suguru WATANABE, Jun'ichi NISHIKAWA (Civil Engineering Research Institute, Hokkaido development bureau)

先端角度60度である。周面摩擦測定部の長さは133mm、表面積は150cm²である。また、先端コーンにおいて周面摩擦の測定センサーは貫入抵抗測定部の10cm上に位置しているため、貫入抵抗値より遅れて測定される。qt（間隙水圧を考慮し、qc値を補正したもの）を求めるための実断面積比aは、0.8である。なお、電気式コーン性能諸元を表-1に示す。

(2) サンプルングと室内土質試験

ビートサンプラーをすき取り物を用いた表土処理土層に貫入させ、直接、表土処理土でつくられた路体盛土を採取した。また、表土処理土における物性値の経年変化を把握するために、ビートサンプラーによって採取した試料を用いて、物理試験を実施した。試験項目は、土粒子の密度試験、土の含水比試験、土の粒度試験、土の強熱減量試験である。

3. 試験結果と考察

これまでの試験施工で、草木類の腐食分解に伴う長期的な沈下については、沈下板による表土処理土部の圧縮量測定による動態観測を継続して行っている¹⁾。これによると、表土処理土の初期圧縮量は、盛土完了放置後ほぼ一年程度で安定傾向を見せ、盛土上載荷重による初期圧縮が、ほぼ収束に向かった。

そこで、沈下による形状変化が収束後の路体盛土としての強度特性、表土処理土部のサンプルングによる調査及び施工当初と3年経過後の性状比較について検討を行った。

(1) 電気式コーン貫入試験による強度特性調査

本調査地における電気式コーン貫入試験は、2断面で行っており、結果を各断面毎、年次毎にまとめ、図2-(a)~(f)に示す。

SP6780断面では、盛土部は、概ね、1000~7000 kN/m²の範囲で分布する。GL-4.2m付近では、qc値が1000 kN/m²程度に値が落ち着く傾向にある。表土処理土は、概ね1500 kN/m²程度の値を示した。また、地山は1000~1500 kN/m²の範囲にある。一方、SP6820断面では、盛土部は概ね、1000~7000 kN/m²の範囲で分布し、GL-4.2m付近では、qc値が1000 kN/m²程度に値が落ち着く傾向にある。表土処理土は、概ね1500 kN/m²程度の値を示した。また、地山は、1000~1500 kN/m²の範囲にある。

(2) 表土処理土部のサンプルングによる調査及び施工当初と3年経過後の性状比較

ビートサンプラーにより表土処理土のサンプルングを行った。各測点のサンプルング深度を表-2に示す。各測点における試料を観察してみると、黒褐色で砂分が多い有機質土であった。また、含有している有機物は草木やその根が混在したもので、黒く変色しているが新鮮であり分解は進んでいなかった。また、表土処理土における物性値の経年変化を把握するために、ビートサンプルングによって採取した試料を用いて物理試験を実施した。

これらの試験結果を施工時に実施した室内土質試験結果とともに、表-3に示す。

測点	試料採取深度(m)
北伏古	5.1~5.6
sp 6780CL	5.1~5.6
sp 6820R	5.0~6.0

表-3 施工後3年経過時物理試験結果(北伏古)

測点	深度	一般		粒度試験					分類		
		土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	自然含水比 w_{nat}	強熱減量 (%)	泥分 1~15mm (%)	砂分 15mm~75mm (%)	シルト分 1~15mm (%)	粘土分 15mm未満 (%)	最大粒径 (mm)	分類名 (分類記号)	
施工後3年経過時	SP6780CL	5.1~5.6	2.531	51.7	11.4	1	43	42	14	4.75	砂質有機質土(OS)
年経過時	SP6820R	5.0~6.0	2.622	44.5	10.2	4	35	31	30	9.50	砂質有機質土(OS)
試験施工時調査 (SP 6760~SP 6840)			2.490	75.7	18.3	2	34	43	20	9.50	砂質有機質土(OS)

各測点から採取された試料について室内物理試験を実施した結果、粘土分とシルト分を合わせた細粒分は約60%を占め、有機物が10%程度混じった土質材料であり、砂質有機質土(OS)に分類された。

今回の試験結果を試験施工時(表-3)と比較すると、土粒子の密度はやや高く、自然含水比は低く測定された。砂分の含有率も概ね10%程度、強熱減量分も4~8%程度少ない。この違いの要因としては、表土処

理土部の経年変化による土性変化ではなく、下記の理由と考えられる。第一に、試料採取状況の違いが挙げられる。施工時の試料採取は表土処理土施工に先駆けて採取されたすき取り物で試験したため、盛土材の混入が無い。しかし、今回の試料採取は、上部盛土施工後に採取したため、盛土材が表土処理土部に混入した状況にあることが推測される。第二に、表土処理土自体の性状のばらつきが考えられる。今回と施工時の採取位置は全く同じ地点ではないため、単純にすきとり部の土性のばらつきに起因すると推測される。しかしながら、全般に、3年経過時の性状は、試験結果に多少の差異はあるものの、施工当初と比較しても外見同様、著しい変化は見られなかった。

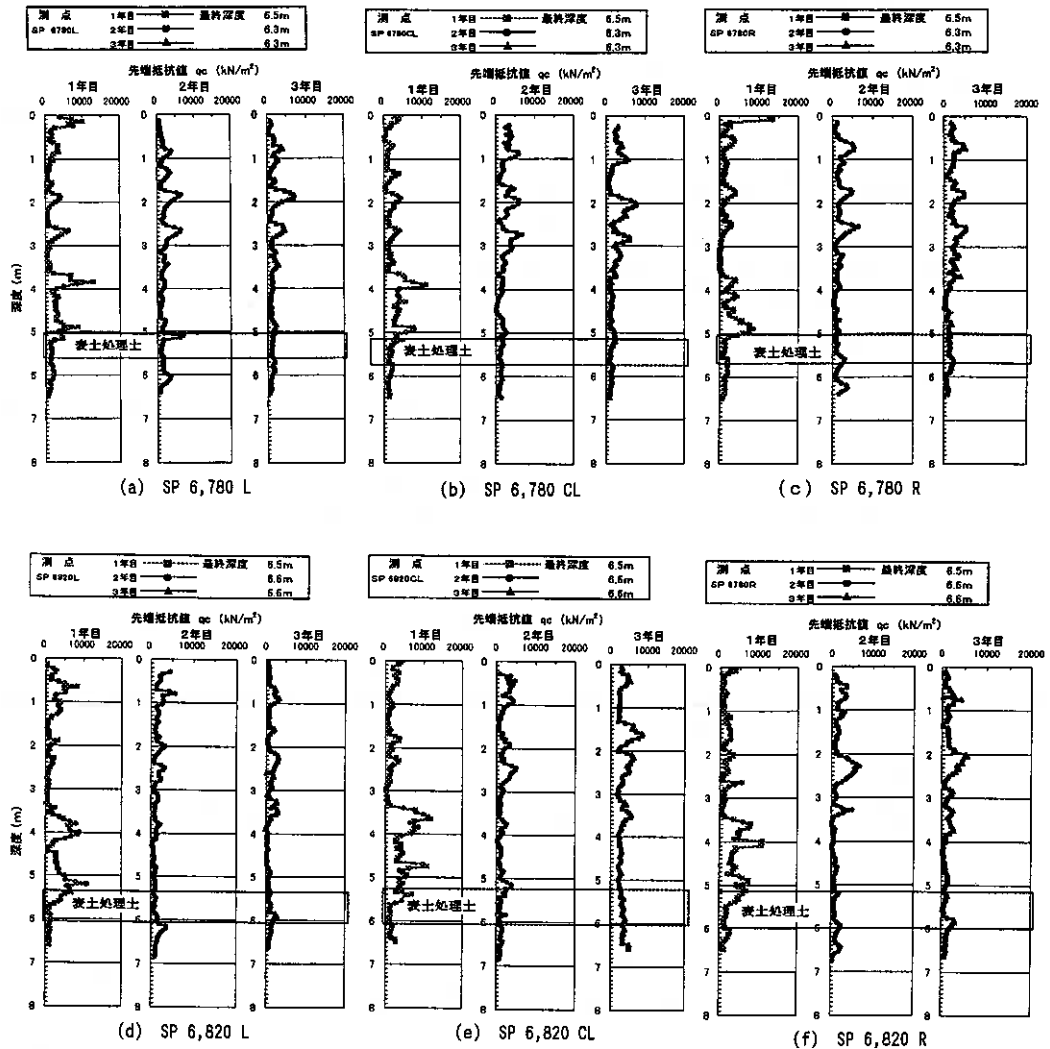


図-2 電気式コーン貫入試験による強度特性調査結果

(3) 強度特性の経年変化の考察

本試験箇所は、盛土施工完了後、約3カ年が経過している。そこで、路体盛土の代表 q_c 値を各年度毎に算定し、経年変化による強度比較を行った。各断面の代表 q_c 値を図-3-(a)~(b)に示す。また、電気式静的コーン貫入試験による q_c 値の推移を、図-4に示す。ただし、表土処理土に関しては、盛土施工時直後にポ

一ダブルコーンにより測定された値としている。

この経年変化から見てみると、天端から2m以深の路体各層のqc値は、現時点で増加傾向にある。盛土上部と表土処理土のqc値は前年度と同程度の値を示した。

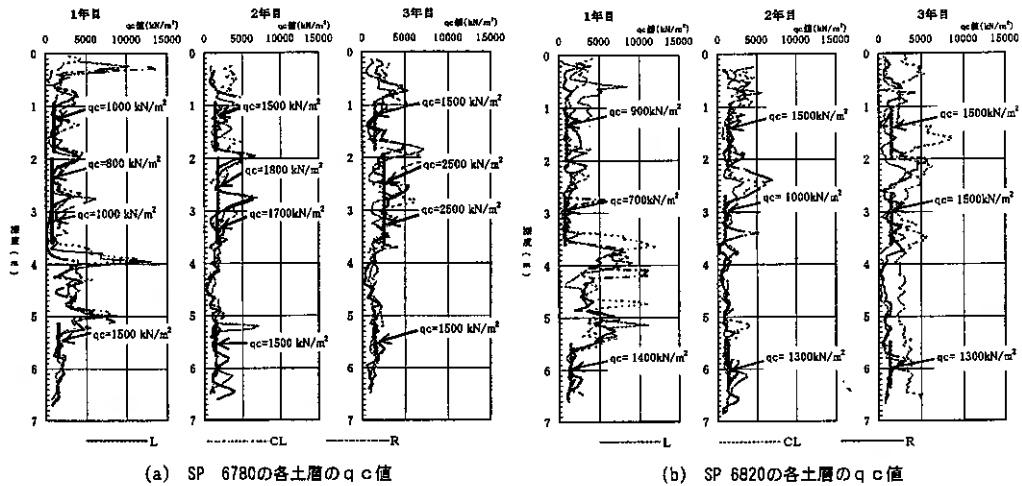


図-3 強度特性の経年変化

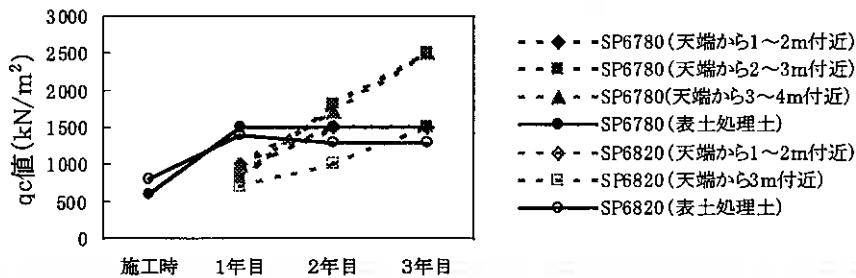


図-4 qc値の推移

4. まとめ

本調査の結果をまとめると以下のようなことが考えられる。

- 1) 表土処理土は物性（コーン指数）、施工方法（厚さと締固め度）および使用箇所（盛土高、平坦地盤など）などの条件さえ満足すれば、使用できることが明らかとなっているが、表土処理土を盛土材料として用いる場合、経年変化からみると、表土処理土の強度増加が盛土後初期の段階で増加がほぼ終了し、路体盛土としての安定した状態であることがわかった。したがって、実際の施工手順からも、表土処理土を盛土に流用する場合、盛土下部に流用されることが望ましい。
- 2) サンプルの結果、表土処理土に含まれる草木類は、現時点において盛土の沈下に至るような腐植分解は、サンプリング及び室内土質試験結果においても認められなかった。

ただし、すき取り物に含まれる草木類の腐植分解に伴う長期的な沈下、盛土全体の長期的な安定性（水平変位）については、今後とも経年変化に注意する必要があると考えられる。

引用文献

- 1) 例えば、渡辺 英・西川純一・林 宏規：地盤工学会北海道支部；技術報告集第40号「表土処理の盛土利用への検討」pp.233-236

場所打ちコンクリート杭の岩盤支持力算定法について

北海道開発局 開発土木研究所 ○正会員 齊藤泰弘
正会員 西川純一
正会員 富澤幸一

1. はじめに

構造物の大型化、重量化に伴い支持基盤として岩盤を選定するケースが多くなってきた。その際、橋梁基礎では、岩盤を支持層とする基礎杭の多くは、硬質岩盤施工による根入れが可能であることから場所打ちコンクリート杭(以下 CCP)が採用されている。

しかしながら、岩盤を支持層とする CCP に関する統一された設計法は確立されておらず、杭岩盤先端支持力度 q_d および岩盤周面摩擦力度 f については、施工時の確認事例が少ないこともあり、道路橋示方書IV下部構造編¹⁾(以下 道示)に明記されていない。そのため、建設省 地方建設局をはじめ、日本道路公団・阪神高速公団などの各機関は設計法について独自の運用を行っている実態にある。

北海道開発局では、CCP の岩盤支持力評価として道路橋設計施工要領²⁾の平成 11 年度改訂時に、杭岩盤先端支持力度 q_d に関する運用(案)を策定した。運用(案)は、北海道内 4 現場の鉛直載荷試験結果から、一軸圧縮強度 $3q_u \geq 5000\text{kN/m}^2$ 、孔内水平載荷試験 $1.5p_y \geq 5000\text{kN/m}^2$ 、RQD 値 $\geq 80\%$ の 3 条件を満たす場合、CCP 岩盤先端支持力度 $q_d = 5000\text{kN/m}^2$ を基本設定値³⁾とするものである。また、岩盤部の杭最大周面摩擦力度 f については、砂質土($f = 0.5N(\leq 20)$)及び粘性土($f = c$ または $N(\leq 15)$)のうち小さい方を用いると規定している。

しかしながら、これらは比較的 safety 側に立った暫定(案)であることから、引き続き平成 8 ~ 12 年に北海道内で総計 10 件の岩盤を支持層とする CCP 鉛直載荷試験の実施検証を試みた。

本報では、それらの試験結果より、支持力理論に基づき、主に岩盤の強度特性に注目した先端支持力度 q_d および周面摩擦力度 f に関する支持機構の検証を行い、道路橋設計施工要領暫定(案)の見直しを含む今後の設計法確立のための CCP 岩盤支持力算定手法について検討する。

2. CCP鉛直載荷試験

岩盤を支持層とする CCP の鉛直載荷試験は北海道内の 10 現場で実施した。これらは、一般国道 230 号 新花石橋(A 現場)、一般道道増毛当別線 恵大別大橋(B 現場)、一般国道 450 号 水明橋(C 現場)、一般国道 336 号 フンベ覆道(D 現場)、一般国道 231 号 床丹覆道(E 現場)、一般国道 40 号 豊富バイパス 6 号橋(F 現場)、一般国道 450 号 清水橋(G 現場)、一般国道 336 号 モイケシ覆道(H 現場)、主要道道美唄富良野線 松影橋(I 現場)、深川留萌自動車道 第 2 留萌川橋(J 現場)である。

表-1、表-2 に、各現場における試験杭諸元および支持層の岩盤強度を示す。一軸圧縮試験による岩盤強度は、C、D、H、I 現場では $17000 \sim 87000\text{kN/m}^2$ と比較的大きな値を示したが、他は $1000 \sim 2000\text{kN/m}^2$ 程度の値である。なお、各現場の支持層の地質は、ほとんどが砂岩、凝灰岩などの堆積岩であるが、1 現場のみ安山岩である。CCP の施工法にあたっては、支持層が打込み杭あるいは中掘杭での施工が困難と考えられる N 値 50 以上の岩盤であることから、硬質岩盤用オールケーシング工法を採用しており岩盤部へは 1D 以上の根入れを行っている。鉛直載荷試験方法は、地盤工学会基準「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」⁴⁾ に準拠した多サイクル方式による標準的な静的鉛直載荷試験とし、載荷重は周辺杭および載荷桁を反力装置とする油圧ジャッキ加力の反力方式によった。その際各試験杭には、荷重段階での軸力分布および杭周面摩擦測定のため深さ方向の地層境界にひずみ測定器を配置させた。

Calculation for end bearing capacity of cast-in-place concrete pile installed into rock ground
Yasuhito SAITO, Junichi NISHIKAWA, Kouichi TOMISAWA (Civil Engineering Research Institute, Hokkaido Development Bureau)

表-1 試験杭諸元 (オールケーシング工法)

現場名	杭径 D(mm)	杭長 L(m)
新花石橋 A現場	1000	5.5
恵岱別大橋 B現場	1000	8.0
水明橋 C現場	1200	9.0
フンベ覆道 D現場	1200	6.0
床丹覆道 E現場	1600	5.4
豊富6号橋 F現場	1200	8.0
清水橋 G現場	1200	15.0
モイケン覆道 H現場	1200	6.0
松影橋 I現場	1000	8.5
第2留萌川橋 J現場	1500	11.5

表-2 岩盤強度

現場名	支持岩盤	N値	qu (kN/m ²)	py (kN/m ²)
A	砂岩	50以上	1180	—
B	砂岩	50以上	1700	5520
C	安山岩	50以上	87300	5390
D	砂岩	50以上	18800	—
E	凝灰岩	50以上	1660	100000
F	砂岩	50以上	1000	—
G	凝灰岩	50以上	3500	2850
H	砂岩粘板岩互層	50以上	17000	10600
I	頁岩	50以上	40300	200000
J	砂岩	50以上	2000	—

3. 杭極限支持力

鉛直載荷試験の結果得られた、10現場の CCP 実測極限支持力 R_u を設計支持力 R_u' と対比して図-1に示す。鉛直載荷試験においては、CCP が非排土杭特有の進行性破壊の沈下性状を示したことから明確な極限支持力が得られないものも多く、それらの極限支持力の算定は宇都らの指数式⁹⁾によっている。各現場試験において実測極限支持力 R_u は設計極限支持力 R_u' を総じて上回っており、平均的にはほぼ $R_u \approx 2R_u'$ の関係(図-1)にある。設計極限支持力は、算定時に岩盤先端支持力度 q_d を道示に従い砂層および砂礫層に準じ $q_d = 3000\text{kN/m}^2$ あるいは硬質粘性土層に準じ $q_d = 3q_u$ としているものなど様々である。この結果は、後述する CCP 岩盤先端支持力度 q_d および岩盤周面摩擦力度 f が設計値に対し大きく発現したことが主因と考えられる。

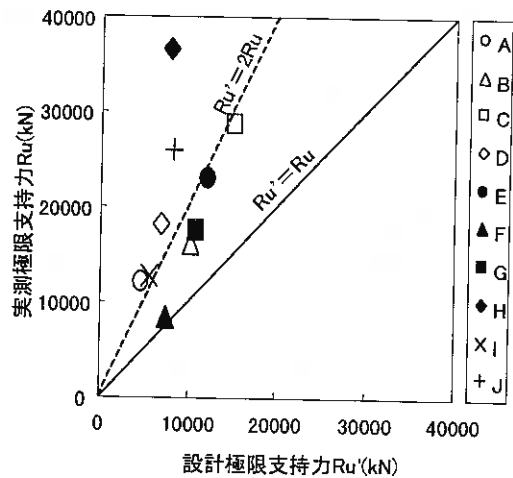


図-1 杭極限支持力 R_u

4. 岩盤先端支持力度

杭極限支持力は、先端支持力と周面摩擦力の総和で表されることから、それらを分離した検討を行う。

図-2 に、鉛直載荷試験結果より得られた実測先端極限支持力度 q_d を設計先端極限支持力度 q_d' と対比して示す。全ての現場で杭極限支持力と同様に実測先端極限支持力度 q_d は設計先端極限支持力度 q_d' を確保しており、道示に示された砂礫層及び砂層の算定値 $q_u' = 3000\text{kN/m}^2$ を大きく上回っている。さらに、実測先端極限支持力度 q_d は各現場とも、阪神高速公団設計基準⁶⁾ および道示において載荷試験を実施し支持力が確認されればその設定が可能とされている $q_d = 5000\text{kN/m}^2$ を確保していることが分かる。実測先端極限支持力度 q_d の中には、B・C 現場のように、設計先端極限支持力度 q_d' に対して約 4 倍程度の大きな値を示しているものもあり、現場条件によっては計算上の支持力確保のため設計値を過小評価している可能性も考えられる。

図-3 に実測先端極限支持力度 q_d と支持岩盤の一軸圧縮強度 q_u の関係を示す。一軸圧縮強度 q_u が極端に大きく発現した C・D・I 現場を除き、実測先端極限支持力度 q_d 値は総じて道示および日本道路公団設計要領⁶⁾ で硬質粘性土および軟岩を支持層とする場合として示されている $q_d = 3q_u$ にほぼ近い $q_d \approx 3q_u$ の結果が得られ、いずれも 5000kN/m^2 を上回る値となった。A・F 現場については q_u 値が 1000kN/m^2 程度にも関わらず、 q_d 値は 5000kN/m^2 を確保した。また、孔内水平載荷試験を実施した B・C・E・G・H・I 現場では、実測先端極限支持力度 q_d は極限破壊圧 $P = 1.5py$ (py : 降伏圧力) にほぼ一致、もしくはそれ以上の値を示すという傾向が確認された。

5. 杭周面摩擦力度

鉛直載荷試験の結果得られた、実測岩盤周面摩擦力度 f を表-3 に示す。表-3 には同時に、各現場の支持岩盤の N 値が全て 50 以上であることから、日本道路公団設計要領⁷⁾ に示された換算 N 値 = 50 回 \times 30cm / 50 回打撃時の貫入量(cm)の結果も併せて示した。表-3 によれば、設計 f 値は N 値の頭打ちから粘性土換算した $f \approx 150\text{kN/m}^2 = N(\leq 15)$ で統一されているが、実測岩盤最大周面摩擦力度 f は、F 現場を除き総じて設計 f 値を大きく上回る周面摩擦力が確保されていることが分かる。F 現場については、支持基岩が風化により著しく軟質化していたため CCP 施工時にさらに乱され、周面摩擦力の発現が低下したものと推定される。また、杭周面摩擦力度 f を杭周面すべり係数 C_s と同様の性質として扱えば、駒田・山川⁸⁾ が提案している一般式 $C_s/N = 1/15$ に対し、 f/N は 1 以上の大きな値を示していることが分かる。

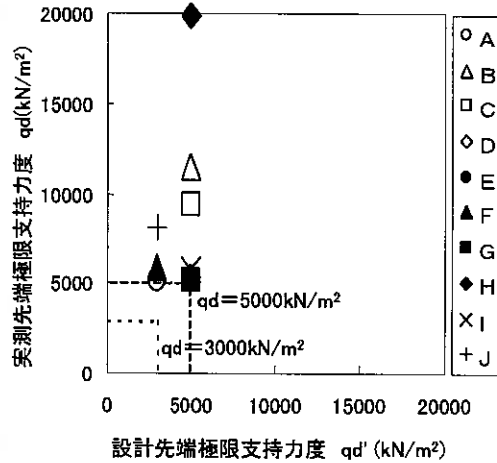


図-2 実測 q_d ～設計 q_d'

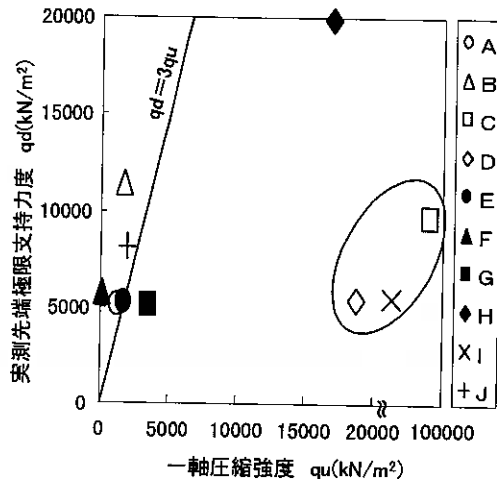


図-3 実測 q_d ～一軸圧縮強度 q_u

実測岩盤周面摩擦力度 f を換算 N 値の関係で図-4に示す。換算 N 値が 500 である C・D・E・G・H・I の 6 現場については総じて $f \geq 500 \text{ kN/m}^2$ が確保されており、このことは、岩盤の換算 N 値が大きくなるに従い周面摩擦力が大きく発現する傾向として理解可能である。

図-5に岩盤周面摩擦力度 f と一軸圧縮強度 qu の関係を示す。 $qu \geq 10000 \text{ kN/m}^2$ である現場については $f \geq 1000 \text{ kN/m}^2$ が確保されている。また、 qu 値が 1000 kN/m^2 程度のものについては、道示¹⁾に示されている通常軟岩の $1/2 \cdot qu$ をもって粘着力 $c (= f)$ とする考え方にほぼ一致しており、岩盤周面摩擦力度 f は一定の範囲内において一軸圧縮強度 qu との相関性が認められた。

表-3 岩盤周面摩擦力度

現場名	最大周面摩擦力度 $f(\text{kN/m}^2)$	換算 N 値 回	f/N
A	933	94	9.9
B	405	150	2.7
C	1250	500	2.5
D	1720	500	3.4
E	1190	500	2.4
F	102	68	1.5
G	670	500	1.3
H	1310	500	2.6
I	711	500	1.4
J	1300	150	8.7

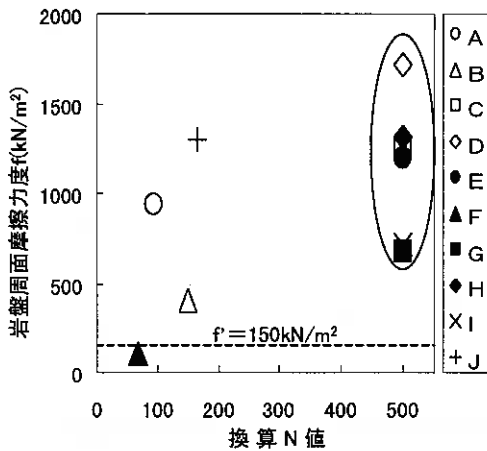


図-4 周面摩擦力度 $f \sim$ 換算 N 値

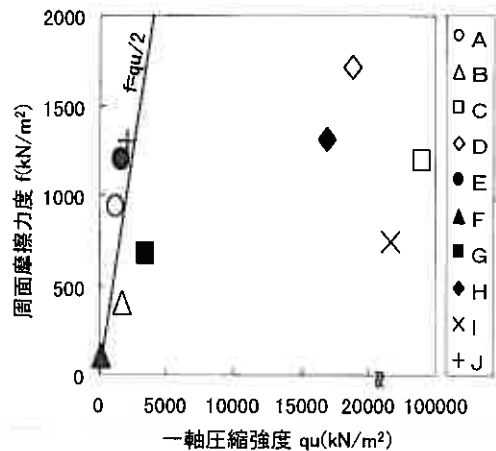


図-5 周面摩擦力度 $f \sim$ 一軸圧縮強度 qu

6. 支持力理論

CCP 岩盤支持力において、鉛直载荷試験実測値と設計値との対比では総じて実測値が設計値を上回る結果が得られたが、ここでは支持力理論に基づいた岩盤を支持層とする CCP 先端支持力度 qd および周面摩擦力度 f について検討する。

支持力理論は、地盤を剛塑性体あるいは弾塑性体と仮定し、極限状態における杭先端支持力度 qd を解析する理論であるが、Prandtl 系支持力理論・球空洞押拡げ支持力理論・Prandtl 系と球空洞押拡げの組み合わせ理論の3つの理論体系に大別されている。

Prandtl 系支持力理論は、2 次元の剛塑性体表面に剛な押込む時の抵抗を塑性論に基づいて解析するもので、深い基礎の Terzaghi 理論⁷⁾で代表される。一軸圧縮強度 qu と先端支持力度 qd の相関から $3qu = 5000 \text{ kN/m}^2$ と仮定した試算では、 $qd \approx 6500 \text{ kN/m}^2$ 程度の確保が可能となる結果となった。球空洞押拡げ支持力理論は、想定した先端球空洞の極限内圧が支持力度に等しいと仮定するのでも、山口¹⁰⁾の理論で代表される。この検討での試算値では、 $qd \approx 9000 \text{ kN/m}^2$ の比較的大きな値が得られた。また、杭先端部にくさび・放射せん断領域・塑性領域を形成したすべり線を仮定した組み合わせ理論は岸田・高野¹¹⁾によって導かれているが、同様

に $q_d \approx 7000\text{kN/m}^2$ の試算結果が得られている。これらの試算より、岩盤強度が $3q_u = 5000\text{kN/m}^2$ つまり $q_u \geq 1500\text{kN/m}^2$ を確保していれば、鉛直載荷試験結果と同様に杭先端極限支持力度 $q_d = 5000\text{kN/m}^2$ の確保が可能と考えられる。

次に、杭周面摩擦力を理論式により検証する。杭周面摩擦力度は、土質・杭種・施工法等によって異なるが通常、杭と周辺地盤との間の付着力と摩擦力の和として次式で与えられる。

$$f = c_a + Ph \cdot \tan \phi$$

c_a : 杭と地盤との付着力(kN/m^2) Ph : 杭周面に作用する側圧(kN/m^2) ϕ : 杭周面と地盤との摩擦角(度)
 上式を適用するに当たり多くの理論が提案されているが、一般的評価手法としては、全応力解析においては粘性土系地盤では右辺第1項の付着力を粘着力 c とし、砂質土系地盤では右辺第2項で代表するのが通常である¹⁾。岩盤周面摩擦力を現在北海道開発局が用いている c 、 ϕ の評価手法^{12),13)}により算定した。試算の結果、一軸圧縮強度 q_u との相対的な関係は見出しにくく実測岩盤周面摩擦力度 f とは比例的傾向のみの一致となったが、 q_u 値の小さな A・B・E・G・J 現場では $f = 50 \sim 150\text{kN/m}^2$ 、 q_u 値の比較的大きい C・D・H・I 現場では $f = 500 \sim 2500\text{kN/m}^2$ 程度の値が得られている。

表-4 換算 N 値による岩盤せん断定数

	粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$	せん断抵抗角 $\phi(\text{度})$
砂岩 A・B・D・F・H・I 現場	$c = 0.155N^{0.327}$	$f = 5.10\log + 29.3$
安山岩 C 現場	$c = 0.258N^{0.334}$	$f = 6.82\log + 21.5$
凝灰岩 E・G 現場	$c = 0.165N^{0.606}$	$f = 0.888\log + 19.3$

さらに、日本道路公団設計要領⁷⁾で提案している岩種別のせん断強度特性と換算 N 値の関係(表-4)による評価手法の適用を試みた。各現場の支持岩盤換算 N 値から岩盤せん断強度 c 、 ϕ を表-4 よりそれぞれ分類し、各現場の岩盤周面摩擦力度 f を算定し、載荷試験実測値 f と対比して図-6 に示す。その際杭周面に作用する Ph は、岩盤根入れ部までの上載圧 P_v と側圧係数 $K = (1 - \sin \phi)$ の積として算定した。その結果理論式により算定された岩盤周面摩擦力度 f は、鉛直載荷試験からの実測周面摩擦力度 f と比較すると F 現場を除く全ての現場において、理論値と一致もしくは過小の値が得られた。理論値の値は概ね $f = 150 \sim 800\text{kN/m}^2$ の範囲内にある。

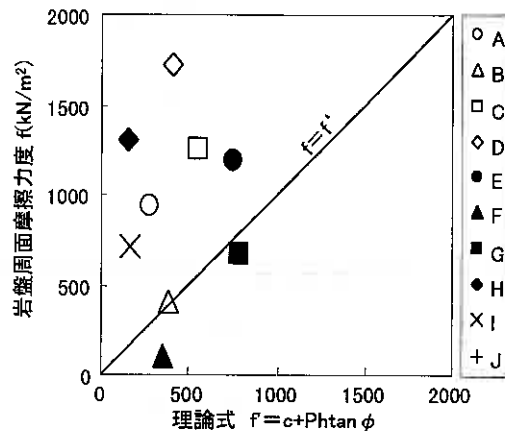


図-6 実測周面摩擦力度 f ~ 理論値 f'

7. 結論

北海道内で実施した一連の岩盤を支持層とする CCP 鉛直載荷試験および支持力理論の検証より、CCP 岩盤支持力算定法に関し以下の事項が明らかとなった。

- ① 鉛直載荷試験による CCP 岩盤先端支持力度 q_d は、全ての現場において設計値を上回る $q_d = 5000\text{kN/m}^2$ を確保しており、A・F 現場以外で一軸圧縮強度 q_u が $3q_u \geq 5000\text{kN/m}^2$ の関係を示した。また、孔内水平載荷試験を実施した現場においては、総じて $1.5p_y \geq 5000\text{kN/m}^2$ の結果が得られた。
- ② CCP 岩盤周面摩擦力度 f は、換算 N 値が 500 を確保している岩盤では $f \geq 500\text{kN/m}^2$ が得られており、それ以外のものについても F 現場を除き設計値 $f = 150\text{kN/m}^2$ を比較的大きく上回る値を確保している。また、一軸圧縮強度 q_u との相関では、 $q_u \geq 10000\text{kN/m}^2$ の現場では $f \geq 1000\text{kN/m}^2$ を確保しており q_u 値が

1000kN/m²程度のものについても $f = c = qu/2$ の考え方にはほぼ合致した。

③支持力理論による検証より岩盤先端支持力度 q_d は、岩盤強度が $3qu \geq 5000\text{kN/m}^2$ を確保していれば $q_d = 5000\text{kN/m}^2$ の確保が可能である。

④理論計算式による周面摩擦力度 f は、実測値に対して総じて過小の傾向を示したが、計算値では $f = 150 \sim 800\text{kN/m}^2$ の値が確保可能である。

上記事項は、北海道内の総計 10 現場の検証から得られたものであり、岩盤を支持層とする CCP 支持力算定に関する定性的・定量的結論と理解する。

そのため、本報では、従来まで不明瞭であった CCP 岩盤支持力算定算定法に関し、上限値設定のためには今だ鉛直載荷試験による現場毎の検証の必要があると考えられるものの、今後の設計法において、暫定(案)を踏襲した妥当値として、下限設定を考慮した以下の算定法を提案する。

① CCP 岩盤先端支持力度 q_d は、岩盤一軸圧縮強度 qu が $3qu \geq 5000\text{kN/m}^2$ および孔内水平載荷試験で $1.5py \geq 5000\text{kN/m}^2$ を確保していれば杭先端極限支持力度 $q_d = 5000\text{kN/m}^2$ の設計値設定が可能である。

② CCP 岩盤周面摩擦力度 f については、換算 N 値 100 以上および岩盤一軸圧縮強度 $qu = 1000\text{kN/m}^2$ を確保していれば $f = 500\text{kN/m}^2$ の設計値設定が可能である。

8. おわりに

施工法の向上とそれに関わる設計の整理等により、岩盤上の基礎構造物の支持力・変形特性の評価が着実に進歩してきたが、岩盤構造の解明や物性の評価は容易ではなく今だ支持機構には不明な点が多く、岩盤基礎的的確な設計法の確率が強く望まれるところである。本成果は、今後の CCP 岩盤設計に対する一定の指標と考える。

最後に本報文を取りまとめるに当たり、現場の試験実施に御協力を頂いた建設部関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編 1998.12
- 2) 富澤・西川：場所打ちコンクリート杭の岩盤先端支持力評価 第 42 回開発局技術研究発表会 1999.2
- 3) 北海道開発局：道路橋設計施工要領 1999.11
- 4) 地盤工学会：地盤工学会基準 杭の鉛直載荷試験方法・同解説 1993.6
- 5) 宇都・冬木 他：クイの載荷試験の一整理法 第 31 回土質工学会講演集 1978.6
- 6) 阪神高速道路公団：設計基準 場所打ち杭の支持力設計要領 1990.6
- 7) 日本道路公団：設計要領 第二集(橋梁・擁壁・カルバート) 1997.11
- 8) 駒田・山川：杭の支持力と変形特性に関する調査 土木研究所資料第 963 号 1974
- 9) Terzaghi: Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc., pp130 ~ 133 1943
- 10) 山口：無限土中における空洞押広げの弾塑性解析と応用 東京工業大学土木工学科研究報告 No.15 1973
- 11) 岸田・高野：砂地盤中の Non-displacement Pile 先端部地盤の破壊機構 日本建築学会論文報告集 1979.11
- 12) 日下部・西川・坂野：岩盤強度定数推定法と現場調査結果 第 31 回 地盤工学会研究発表会講演集 1996.7
- 13) 齊藤・富澤・西川：場所打ちコンクリート杭の岩盤周面摩擦力の評価法 第 43 回 北海道開発局技術研究発表会 2002

厚層締固めによる層内密度分布が盛土の圧縮沈下挙動におよぼす影響と評価

北海道大学大学院 工学研究科 学生員 ○浦嶋 一馬
北海道大学大学院 工学研究科 正会員 三浦 清一
日本道路公団 試験研究所 正会員 益村 公人

1.はじめに

近年の高速道路盛土では、大型機械の導入に伴い施工能力の向上が図られてきている。特に転圧力 300kN 級振動ローラ(以下「300VR」という)の適用により、層厚 60cm での締固め施工が可能となった。しかしながら転圧を伴う締固めでは、材料特性の相違や締固め層厚の違いにより層内に生じる密度勾配の程度も異なることが判明している¹⁾。

そのため筆者らは、このような締固め施工により構築された道路盛土の圧縮沈下挙動を解明するため、高速道路建設現場において層厚 30cm、60cmによる試験盛土を実施し、その圧縮沈下計測を行うとともに、一連の室内大型圧縮沈下試験により、密度勾配、含水比および材料物性等の違いによる盛土圧縮沈下挙動の変化を評価した。その結果、盛土の圧縮沈下においてその影響が懸念される密度分布の勾配について、締固め層内の平均密度を増加させることにより抑制できることが判明した。さらに盛土全体の変形挙動を解明するために2次元有限要素解析を実施し、その検証を北海道縦貫自動車道大成工事の試験盛土について試みるので報告する。

2.層厚の違いによる盛土圧縮沈下挙動の変化

(1) 試験盛土の概要

試験盛土は、徳島道(三野)および山陽道(下関)の高速道路本線の盛土路体部で実施した。徳島道では300VRによる締固め層厚 60cmの厚層化施工と転圧力 200kN 級振動ローラ(以下「200VR」という)による締固め層厚 30cmの従来施工を実施し、山陽道では厚層化施工のみを行った。盛土圧縮沈下を観測するためのクロスアーム式層別沈下計を、徳島道では各施工ヤードにつき 1 箇所、山陽道では各施工ヤードにつき 2 箇所に埋設された。各沈下板間の基本ピッチは 1.2mで、徳島道では 5 段、山陽道では 6 段設置している(盛土最深部の沈下板を1段目とする)。この沈下計設置位置での標準横断面を図-1 に示す。また使用した盛土材料の物性を表-1 に示す。

(2) 現場転圧試験

高速道路の盛土施工では、実施工に先立ち、盛土材

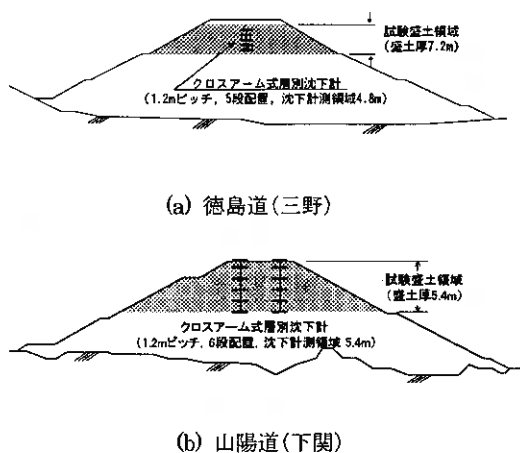


図-1 試験盛土断面

表-1 使用した盛土材料の物性値

試験盛土箇所	徳島道(三野)	山陽道(下関)
地盤材料の工学的分類方法	(G-F)	(S-F)
土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)	2.693	2.66
自然含水比 w_n (%)	11.3	13.5
最大粒径 D_{max} (mm)	53	9.5
平均粒径 D_{50} (mm)	9.2	0.28
礫分 (%)	76.9	5.8
砂分 (%)	12.1	77.5
細粒分含有率 F_c (%)	11.0	16.7
最大乾燥密度 ^{*1} ρ_{dmax} (g/cm^3)	1.948	1.644
最適含水比 ^{*1} w_{opt} (%)	12.5	14.4

*1: JIS A 1210 B法

Influence of density gradient due to compaction with thick finishing layers on settlement behaviors of embankment and their evaluation ; Kazuma URASHIMA, Seiichi MIURA (Hokkaido University, Graduate School of Engineering) Kimihito MASUMURA (Japan Highway Public Corporation)

表-2 現場転圧試験および試験盛土条件

締固め層厚		徳島道(三野)		山陽道(下関)		
		30cm	60cm	30cm	60cm	
現場 転圧 試験	ヤード寸法	20m×30m	20m×30m	20m×30m	20m×30m	
	締固め機械	200VR	300VR	200VR	300VR	
	転圧回数	0,2,4,6,10,16(回)	0,2,4,6,8,10(回)	0,2,4,6,10,16(回)	0,2,4,6,10,16(回)	
	透過型RI計器	15点	15点	15点	15点	
	2孔式RI計器	—	3点	—	3点	
表面沈下量		15点	15点	15点	15点	
試験 盛土	締固め機械	200VR	300VR	—	300VR	
	対象土量	約30,000m ³	約30,000m ³	—	約20,000m ³	
	盛土厚(沈下計測領域)	4.8m	4.8m	—	5.4m	
	クロスアーム式 層別沈下計	設置箇所数	1	1	—	2
		設置段数	5段	5段	—	6段
沈下板ピッチ		1.2m	1.2m	—	1.2m (5~6段は0.6m)	

料ごとに現場転圧試験を行い、 V_a 、 D_c および D_s ²⁾ で示される締固め指標や表面沈下量の収束程度から締固め機械、締固め層厚および転圧回数等を決定することを原則としている。よって今回試験盛土を実施するにあたっても盛土材料について現場転圧試験を実施しており、締固め施工方法の検討を行っている。転圧試験は、締固め層厚 30cm および 60cm に対して幅 20m×延長 30mのヤードを各々造成し、200VR および 300VR により転圧を 0~16 回まで行った。また、各規定転圧回数ごとに透過型 RI 計器 ¹⁾ により 15 点、2孔式 RI 計器 ¹⁾ により 3 点の密度を測定し、あわせて表面沈下量 15 点の測定を行っている。これらの諸条件を表-2 に示す。

図-2 に締固め層厚 30cmにおける各層厚での転圧回数と乾燥密度(透過型 RI 計器による 15 点の平均)の関係を示す。徳島道、山陽道ともに乾燥密度は転圧回数 6 回以降で一定値に収束する。図-3 に締固め層厚 60cmにおける転圧回数と乾燥密度(2孔式 RI 計器

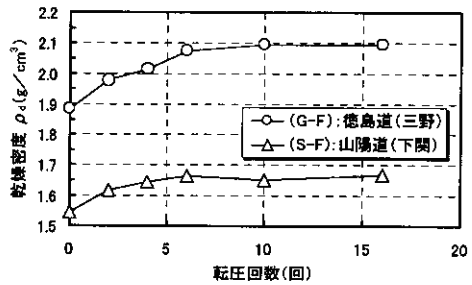
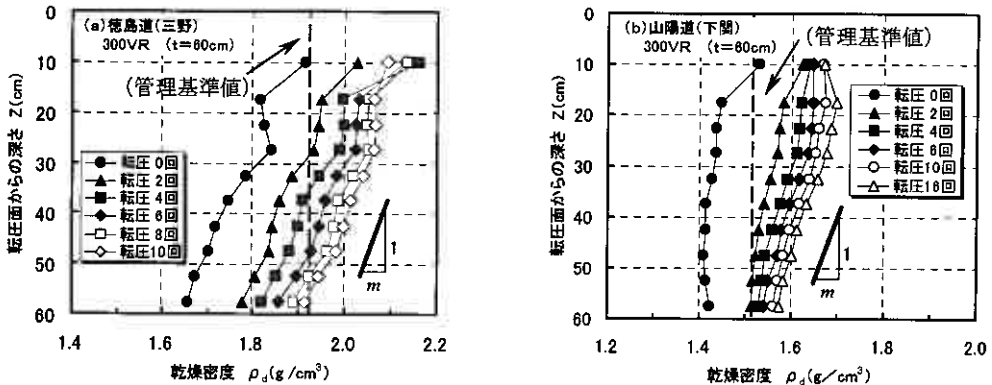


図-2 転圧回数と乾燥密度の関係(締固め層厚 30cm)



(a) 徳島道(三野)

(b) 山陽道(下関)

図-3 各転圧回数における層内密度分布(締固め層厚 60cm)

による 3 点の平均)の関係を各転圧回数ごとに深さ方向の変化が分かるよう整理したものを示す。ここで図中の破線は、従来施工に対する管理基準値の値である。密度勾配 m とは、層内の密度分布を直線近似とした深さに対する乾燥密度の変化の割合である。図より徳島道および山陽道とも、転圧回数の進行に伴い、層内の密度が増加するが、層内で生じる密度勾配 m の程度は異なり、最終転圧時の密度勾配では、徳島道で $m=0.45(\text{g}/\text{cm}^3/\text{m})$ 、山陽道で $m=0.3(\text{g}/\text{cm}^3/\text{m})$ となっていることがわかる。また管理基準値は、(a)徳島道で転圧 10 回時、(b)山陽道では転圧 2 回時以降で全層にわたり満足されている。以上の現場転圧試験の結果から、密度に関しては管理基準値を十分に満足するが、その層内には盛土材料の違いにより、密度勾配の様相は異なる傾向が認められることから³⁾、このような締固めにより構築された盛土の圧縮沈下が如何なる挙動を示すかを把握する必要がある。

そこで締固め層厚 60cm による試験盛土計画では層内の平均密度に着目し、次の異なる2通りの管理基準値を設定した。なおその品質管理は、透過型 RI 計器による締固め上層 0~30cm の 15 点測定の平均乾燥密度を管理することとし、徳島道(三野)では、締固め層厚 30cm と同様に全層 0~60cm の平均密度が管理基準値を満たす時の上層 0~30cm の平均密度($\rho_a \geq 1.994\text{g}/\text{cm}^3$)以上とした。この密度は、現場転圧試験の結果から得られた密度勾配 $m=0.45(\text{g}/\text{cm}^3/\text{m})$ の値と上層 0~30cm の平均密度から、下層 30~60cm の平均密度を推定し、全層 0~60cm の平均密度として算出している。また山陽道(下関)では、下層 30~60cm で管理基準値をクリアする時の上層 0~30cm の平均密度($\rho_a \geq 1.602\text{g}/\text{cm}^3$)以上とし、徳島道(三野)と同様の方法により、密度勾配 $m=0.3(\text{g}/\text{cm}^3/\text{m})$ を用いて求めた。

(3) 盛土の圧縮沈下挙動

図-4 は試験盛土領域の圧縮沈下挙動を比較するために、最上段と最下段の沈下板の間での圧縮量をその間の距離で除して圧縮沈下ひずみとし、盛土完了後の経時変化で整理したものである。徳島道での締固め層厚 30cm と 60cm を比較すると、経過日数約 100 日で、60cm において約

0.7%、30cm が約 0.4% とほぼ 2 倍の違いが見られ、山陽道では、経過日数 200 日程度で約 1% となり、その後ほぼ一定の値となっていることがわかる。ここで徳島道において、締固め層厚の違いにより圧縮沈下ひずみに差が生じた要因として、締固め密度の違いが考えられる。図-5(a)(b)は試験盛土領域内の密度分布図であり、30cm ごとの層内の平均密度をプロットしている。締固め層厚 30cm および 60cm の上層については実測値であるが、締固め層厚

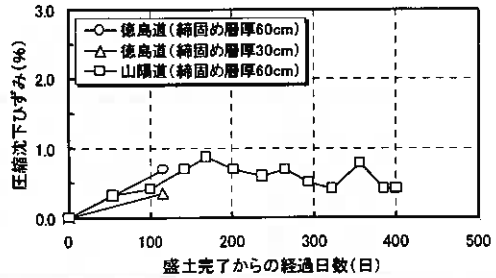


図-4 盛土完了後の圧縮沈下ひずみの経時変化

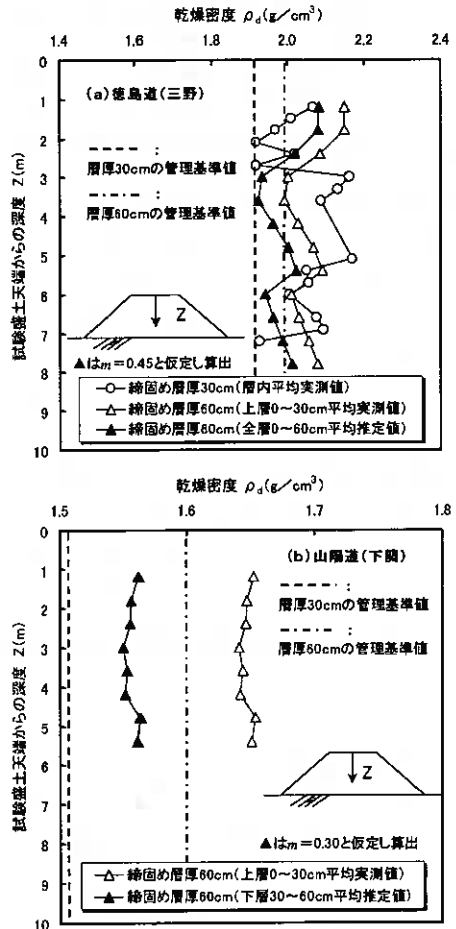


図-5 品質管理データによる盛土内の密度分布

60cmの下層については、管理基準の設定時と同様の手段で推定値を求め、60cm全層での平均値を計算している。図中には締固め層厚 30cm、60cmの管理基準値をそれぞれ破線、一点鎖線で示している。

(a)徳島道の結果から、締固め層厚 30cmおよび 60cmの全層平均の比較をすると、両者とも締固め層厚 30cmでの管理基準値を十分クリアし、締固め層厚 60cmよりも締固め層厚 30cmの密度が上回っている。一方(b)山陽道の結果では、締固め層厚 60cmの上層、下層での違いを比較すると、締固め層厚 30cmの管理基準値を下層 30cm部分の推定値においてもかなりの程度上回っていることがわかる。これらの結果から、まず(a)徳島道の締固め層厚 30cmおよび 60cmで圧縮沈下ひずみに差が出ているのは、現場転圧試験で確認された密度勾配の再現性や盛土材料のばらつき等の影響も含まれるが、前述した平均密度の違いが影響したと予想される。一方、(b)山陽道(下関)の結果では、上層 0~30cmの平均密度(△印)は設定した管理基準値を大きく上回っており、また密度勾配 $m=0.3$ から求めた下層 30~60cmの平均密度(▲印)においても、締固め層厚 30cmにおける管理基準値を十分にクリアしていると考えられる。

以上のことから、これらの試験盛土の結果は締固め層厚の厚層化による盛土施工は、適切な管理基準値の設定によって、実用上十分な信頼度を得られることを示すものであるといえよう。

3. 圧縮沈下に及ぼす密度勾配の影響

(1) 圧縮沈下試験

現場締固めにより生じる密度勾配は、層厚、材料、締固め機械等の施工条件により変化する可能性がある。そこで密度勾配が圧縮沈下特性にどのような影響を及ぼすかを調べるために、一連の室内大型圧縮沈下試験を実施した。また道路盛土では、供用後の残量沈下や降雨などによる盛土内部への浸水により急速な沈下によって走行路面に障害が生じることが疑念される。そこで圧縮沈下試験を非水浸および水浸条件で行い、それぞれの場合の即時沈下とクリープ沈下について整理し、検討した。

載荷方法は、供試体軸方向への一次元圧縮載荷である。また水浸時の挙動を把握するために供試体底部から定圧状態で浸水できるよう、給排水タンクを取り付けてある。軸変位は載荷板に変位計を取り付け測定した。用いた材料は砂質土、礫質土 A・B の計 3 種類をである。ここで、礫質土 B は砂質土と礫質土 A を 1:2 の割合で混合したものである。これらの材料物性を表-3 に、粒径加積曲線を図-6 に示す。表-4 に試験条件を示す。

本試験において現場転圧試験における密度分布を模すために供試体密度の設定を、全層で均一となる条件①、上端から下端に直線的に密度を減少させた条件②、③とした。条件①においては、全体の平均密度の違いによる影響を見るために、全層で締固め度 $D_c=90\%$ 、 100% の2通りとしている。ここで、締固め度 D_c とは土の突固め試験(JIS A 1210 B 法)による最大乾燥密度 ρ_{dmax} に対する現場乾燥密度 ρ_d の比を百分率で示したものであり、道路盛土等の締固め管理指標として用いられている。高速道路の盛土路体部では通常 $D_c=90\sim92\%$ を

表-3 圧縮沈下試験に使用した材料の物性

	砂質土	礫質土A	礫質土B
土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)	2.641	2.664	2.656
最大粒径 D_{max} (mm)	4.75	53	53
細粒分含有率 F_c (%)	18.6	6.4	10.5
最大乾燥密度 ^{※1} ρ_{dmax} (g/cm^3)	2.054	2.102	2.18
最適含水比 ^{※1} W_{opt} (%)	9.1	5.4	7.3

※1: JIS A 1210 B法

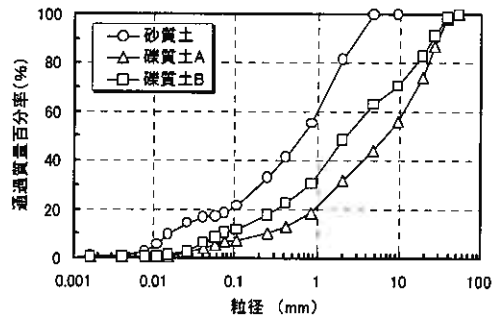


図-6 圧縮沈下試験に使用した材料の粒径加積曲線

目標に管理している。条件②では供試体高さH/2 で $D_c=90\%$ (全層の平均が $D_c=90\%$)となるように設定し、条件③ではH/4 で $D_c=90\%$ (全層の平均が $D_c=91.5\%$)となるように設定している。この密度設定は、条件②で密度勾配が存在する厚層化施工においても現行の全層の平均密度管理を適用することを想定しており、一方、条件③では、層厚の下層部分において現行の全層の平均密度の管理基準を満たす、より厳しい管理を想定している。また条件②については2通りの密度勾配条件を設定していることから、本試験の密度勾配は $m=0\sim 0.8(\text{g}/\text{cm}^3/\text{m})$ となる。これまでの現場転圧試験で確認されている最大密度勾配が $m_{\max}=0.6(\text{g}/\text{cm}^3/\text{m})$ 程度であることから、今回の試験で設定した密度勾配の範囲は、現場実態のそれを十分カバーしている。

さらに含水比の違いによる影響を検討するため、 w_{opt} 、 $w_{\text{opt}}/2$ の2水準で供試体を作製した。供試体寸法は、非水浸試験に用いるものが $\phi 300 \times H350$ 、水浸試験に用いるものが $\phi 400 \times H250$ である。供試体作製は、あらかじめ含水比を調整した材料を一層の締め後の厚さが 5cm となるよう容器に投入し、密度の大きい方から電動ランマを用い順次締めた。

試験手順は、供試体を載荷装置に設置後、上載圧 $\sigma_v=245, 490, 980(\text{kN}/\text{m}^2)$ の順で段階載荷を行った。ここで最大上載圧 $\sigma_v=980(\text{kN}/\text{m}^2)$ としたのは、盛土高さ 50m 程度の高盛土を想定している。各上載圧段階への昇圧は 0.5(min)で行い、各上載圧下での即時沈下ひずみを測定するとともに、次段階の昇圧までの 60(min)間定圧で保持してクリープ沈下ひずみを測定した。また、水浸試験の場合は上載圧 $\sigma_v=980(\text{kN}/\text{m}^2)$ で 60(min)の載荷が終了した後、定圧のまま給水して 60(min)放置後、水浸に伴う即時沈下ひずみとクリープ沈下ひずみを測定した。

表-4 試験条件

試験条件	条件①	条件②		条件③	
供試体密度 ——: 供試体密度分布					
供試体寸法	$\phi 400$ × H250	$\phi 300$ × H350	$\phi 400$ × H250	$\phi 300$ × H350	$\phi 400$ × H250
密度勾配 m ($\text{g}/\text{cm}^3/\text{m}$) () は供試体全体の締め度 D_c	0 (90, 100%)	0.285 (90%) 0.571 (90%)	0.4 (90%) 0.8 (90%)	0.285 (91.5%)	0.4 (91.5%)
水浸の有無	$D_c=90\%$ のみ水浸	無	有	無	有
供試体作製時の含水比	水浸は $\sigma_v=980$ (kN/m^2) 載荷完了後に実施				
載荷重の条件	w_{opt} および $w_{\text{opt}}/2$				
	$\sigma_v=245, 490, 980$ (kN/m^2) の段階載荷、各荷重載荷時間は3600 (sec)				

(3) 非水浸試験におけるクリープ沈下

ここでは供用後の残留圧縮沈下に着目した非水浸条件でのクリープ沈下に及ぼす密度勾配の影響を検討する。一般的に締められた粗粒土の一次元圧縮載荷における圧縮沈下ひずみは各荷重段階ごとに式(1)の関係式で示される⁴⁾。図-7 は密度勾配とクリープ沈下係数の関係を示している。図から材料、含水比条件の違いによりクリープ沈下係数の値に差はあるが、密度勾配の依存性は認められない。次に供試体全層の平均締め度とクリープ沈下係数の関係を整理したものが図-8 である。この図から平均締め度が増加するとクリープ沈下係数は急激に減少し、平均締め度 $D_c=100\%$ でほぼ一定値に収束していることがわかる。なお、 $D_c=100\%$ での含水比 $w_{\text{opt}}/2$ における砂質土(●印)および礫質土(▲印)は、目標密度に到達できなかった

$$\varepsilon = \alpha + \beta \cdot \log t \quad (1)$$

ここで、 ε : 圧縮沈下ひずみ

α : 即時沈下ひずみ

β : クリープ沈下係数

$\beta \log t$: クリープ沈下ひずみ

t : 時間(min)

たため、 $D_c \approx 95\%$ になっている。

これから、非水浸時のクリープ沈下に対する影響要因として、密度勾配よりも供試体全層の平均締固め度に大きく支配されると推定される。なお、このことは試験盛土の結果と合致するものである。

(3) 水浸試験における即時沈下ひずみ

ここでは、水浸作用により急激に発生するコラプス現象に伴う沈下に着目し、水浸条件における即時沈下に及ぼす密度勾配の影響を調べた。

図-9は、密度勾配と上載厚 $\sigma_v=980(\text{kN/m}^2)$ のもとで水浸させた時の即時沈下ひずみの関係を示す。図から、どの材料においても、 $m=0-0.4$ で密度勾配の増加に伴い即時沈下ひずみが確実に増加していることがわかる。このことは前述した現場転圧における密度勾配が $m=0.6$ 程度であることを考慮すると、この密度勾配の影響は無視できないものと思われる。また含水比の違いに対しては、礫質土A>礫質土B>砂質土の順に影響するようである。

密度勾配は水浸条件における即時沈下ひずみに少なからず影響することが示された。そこで、本研究では締固め度の違いが即時沈下ひずみにおよぼす影響を水浸条件において検討した。図-10は、均質供試体($D_c=90\%$)の水浸即時沈下ひずみ $\alpha_{\text{条件①}}$ と密度勾配 $m=0.4$ を有する供試体の平均締固め度 $D_c=90\%$ および 91.5% での水浸即時沈下ひずみ $\alpha_{\text{条件②}}$ 、③との関係を示す。図から、条件②($D_c=90\%$)の密度勾配を有する供試体の即時沈下ひずみは、砂質土では均質供試体とほぼ同程度の

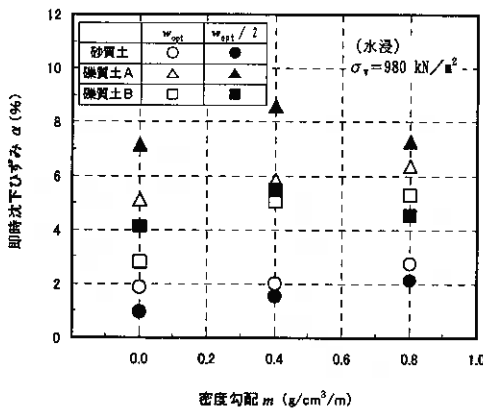


図-9 密度勾配と即時沈下ひずみの関係(水浸)

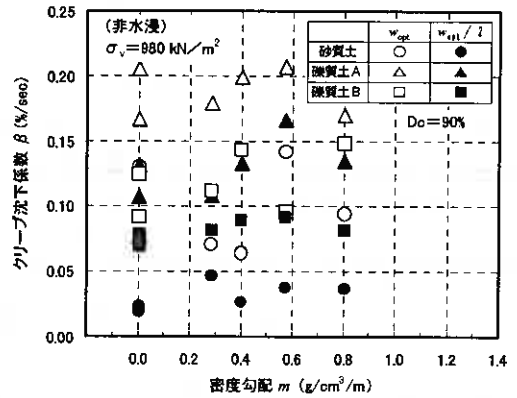


図-7 密度勾配とクリープ沈下係数の関係(非水浸)

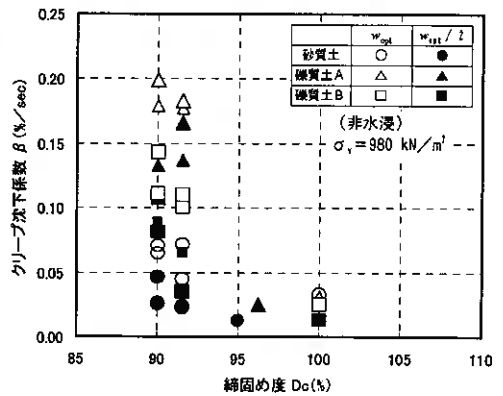


図-8 締固め度とクリープ沈下係数の関係(非水浸)

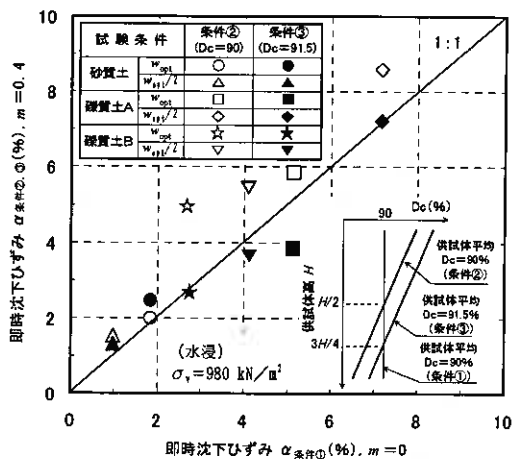


図-10 締固め度の違いによる即時沈下ひずみの変化(水浸)

値を示し、礫質土Aおよび礫質土Bではそれより高い値を示している。このことは、含水比の違いによらず指摘される。しかし条件③($D_u=91.5\%$)では、どの材料とも均質供試体と同程度またはそれ以下の即時沈下ひずみとなっており、条件②と同様、含水比の違いの影響は認められない。この結果は、非水浸条件下でのクリープ沈下と同様に、水浸条件における即時沈下ひずみについても、供試体全層の平均密度の依存性があることを示すものである。

4. 密度勾配が盛土変形挙動へ及ぼす影響の検討

これまで、密度勾配を有する盛土の圧縮沈下に対し、種々の検討を行ってきた。ここでは、密度勾配の程度が盛土全体の変形に及ぼす影響を及ぼすのかを解明するため、試験盛土および数値解析により検討を行った。

(1) 試験盛土の概要

試験盛土は北海道縦貫自動車道大成工事の一部区間(延長 200m)で実施されており、締固め層厚 60cm による厚層化施工により盛土を構築している。盛土の変形性状を詳細に調査するため、クロスアーム式沈下計、孔内傾斜計、水平変位杭等の計器を配置し動態観測を行っている。図-11 に試験施工盛土の計器配置およびボーリングデータを示し、使用した盛土材の物性を表-5 に示す。

従来と同様に現場転圧試験を盛土材料に対して行っているが、2孔式 RI 計器による深さ方向の乾燥密度の状況を図-12 に示す。この材料の締固め層厚 60cmの厚層施工による締固めでは、まきだし時の密度勾配がない状態から転圧が進行するとともに密度勾配が増加するが、 $m=0.2(g/cm^3/m)$ 程度で収束していることが見られる。また密度については、転圧4回で全層において最大乾燥密度の 90%である $\rho_d=1.40(g/cm^3)$ を超えており、密度に関しては十分な密度が得られている。よって密度、空気間隙率の収束程度等と合わせて、転圧回数は6回と決められた。

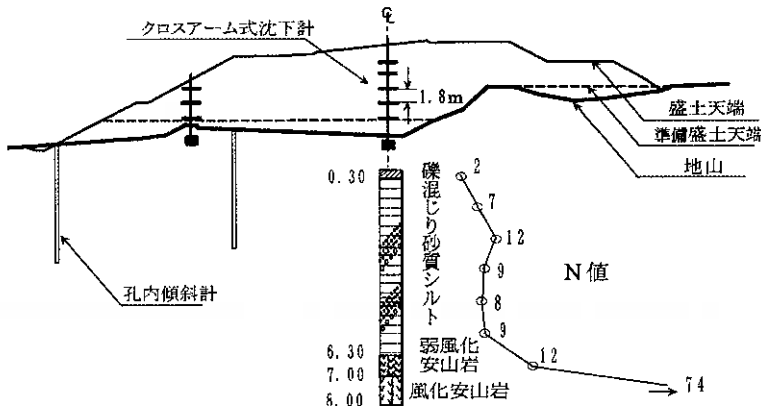


図-11 標準断面での計器状況およびボーリングデータ

表-5 試験盛土材料の物性値

地盤材料の工学的分類方法	CLSG
土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)	2.684
自然含水比 w_n (%)	22.12
最大粒径 D_{max} (mm)	75
均等係数 U_c	247.69
礫分 (%)	27.4
砂分 (%)	21.6
細粒分含有率 F_c (%)	51.0
最大乾燥密度 ^{※1} ρ_{dmax} (g/cm^3)	1.555
最適含水比 ^{※1} w_{opt} (%)	23.21

※1: JIS A 1210 B法

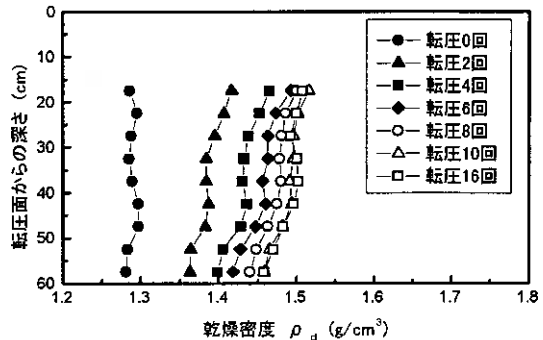


図-12 各転圧回数での層内密度分布

ここでは品質管理方法として GPS による転圧回数管理を行っている。また平成12年12月現在、継続的に動態観測が行われており、盛土量は約 10,000m³、盛土高さとしては準備盛土から約 5m上がった所まで施工されている。



図-13 盛土および地山メッシュ図

(2) 有限要素解析による検討

また動態観測と同時に、密度勾配が盛土の2次元の変形性状および地震時の加速度に対する安定性等に与える影響を解析的に検討するために、試験盛土断面に対し2

表-6 各層における設定パラメータ

	$\rho_t(\text{g/cm}^3)$	ν	$\phi(^{\circ})$	$c(\text{kN/m}^2)$	$E(\text{kN/m}^2)$
盛土	1.8	0.35	15	50	30000
砂質シルト	1.8	0.4	20	50	23000
弱風化安山岩	2	0.3	35	0	50000
風化安山岩	2	0.3	40	0	80000

次元有限要素解析を現在行った。盛土箇所の基礎地盤の性状はボーリングデータからわかるように、約 6mほどの厚さで N 値が10前後の比較的軟弱な層があり、山裾の傾斜地に盛土が施工されている。解析範囲は幅 280m、盛土センターにおいて盛土厚8m、地表面から下端までの40mであり、図-13 に示されるように要素分割を行っており、要素数 1389、節点数 4410 である。またボーリングデータに基づき地表面から深さ 6mまでを砂質シルト層、6mから7mまでを弱風化安山岩層、7mから下端までを風化安山岩層とし、盛土部分と合わせてパラメータを設定した⁵⁾⁶⁾⁷⁾。これらのパラメータを表-6 に示す。拘束条件は下端および左右端を固定端とし、鉛直および水平方向の変位を拘束している。

地盤の構成モデルとして Mohr-Coulomb の破壊基準を用いている。また降伏関数と塑性ポテンシャル関数をそれぞれ F および Ψ とすると、両者は式(2)、(3)で表される。

$$F = (\sigma_1 - \sigma_3) - 2c \cdot \cos \phi - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi \quad (2)$$

$$\Psi = (\sigma_1 - \sigma_3) - 2c \cdot \cos \psi - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi \quad (3)$$

ここで σ_1 、 σ_3 はそれぞれ土要素に作用する最大および最小主応力、c は粘着力、 ϕ は内部摩擦角である。また ψ はダイレイタンシー角であり、本解析は $\psi = \phi$ とした関連流動則による。

載荷条件は、地山に盛土部分の荷重を一度に載荷したとしている。以上の条件で求めた地表面での水平、垂直変位量を図-14 に、斜面下側の盛土法尻における深さ方向の水平変位量を図-15 に示す。地表面での変位量は、

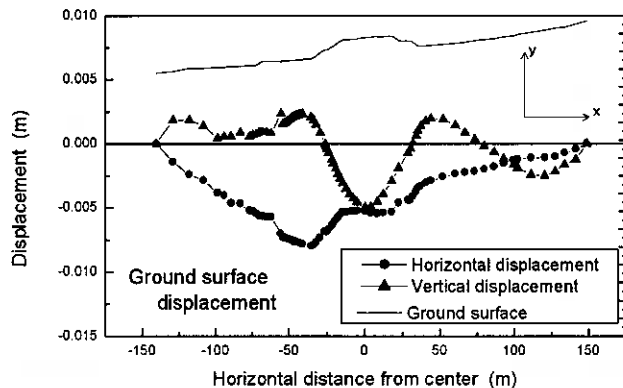


図-14 地表面における垂直および水平変位量

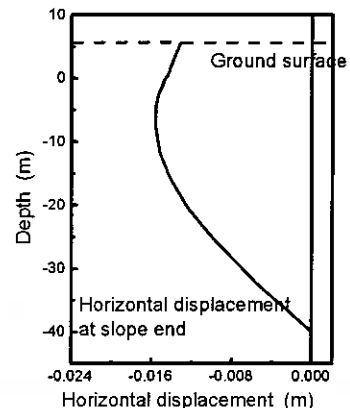


図-15 深さ方向の水平変位量

水平および垂直方向ともに、左右端において固定端の影響で乱されているが、水平方向の変位量は斜面下側の盛土法尻において最大となり、垂直方向の変位量は盛土直下において沈下し、盛土法尻から先において浮き上がる結果になった。また斜面下側の盛土法尻における深さ方向の水平変位量は、地表面より約 15m で最大となることからわかる。以上の結果より、最大変位量が水平方向で約 1.6cm、垂直方向で約 0.5cm となり、実際には計算結果よりも大きい値が観測されると推測されるが、この試験盛土での地山の变形は非常に小さいものと想定される。

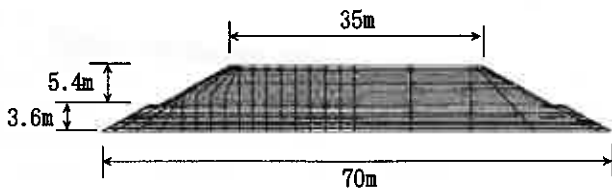


図-16 盛土モデルメッシュ図

表-7 各条件におけるパラメータ

	$\rho_s(\text{tf/m}^3)$	ν	$\phi(^{\circ})$	$C(\text{kN/m}^2)$	$E(\text{kN/m}^2)$	
Uniform	1.8	0.35	15	50	20000	
					30000	
Gradient a	1.8	0.35	15	50	35000	average 30000
					25000	
Gradient b	1.8	0.35	15	50	40000	average 35000
					30000	

前述のように盛土部分の層内で密度勾配が存在することから、変形係数には密度と同様、上層と下層において相違が生じていると考えられる。そこで一層締固め層 60cm の上層、下層(各 30cm 厚)で変形係数に差をつけたモデルにより、密度勾配の影響を考察する。モデルは大成工事とほぼ同じスケールの盛土とした。このモデル盛土を図-16

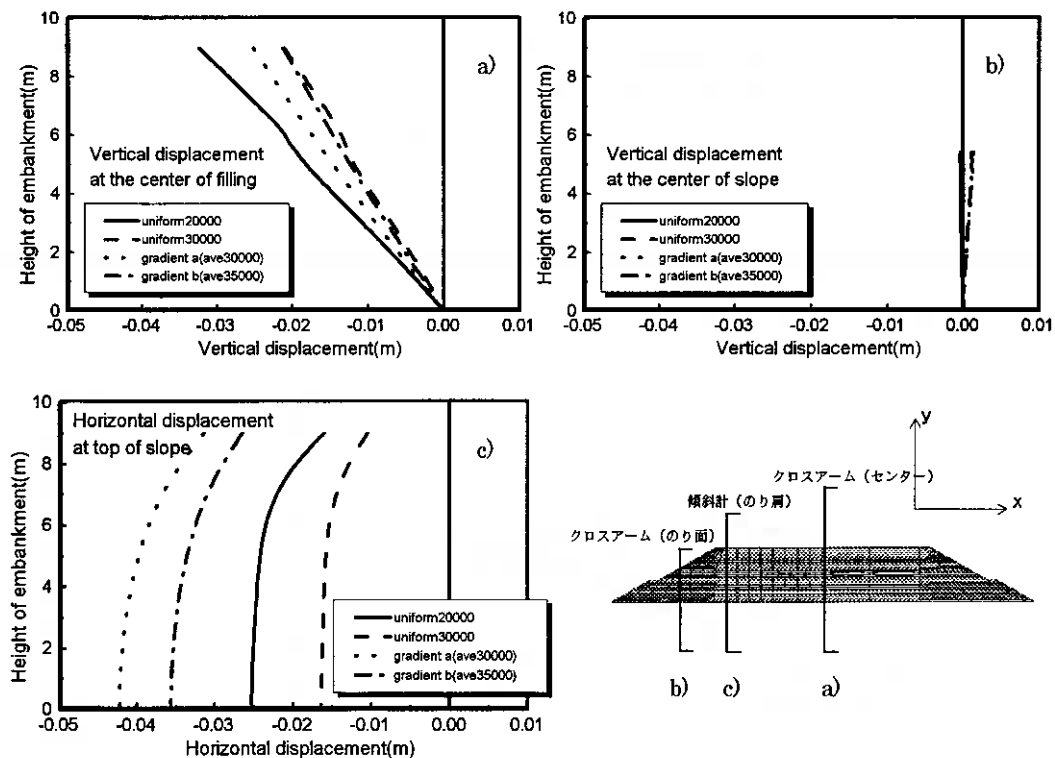


図-17 各条件での鉛直および水平変位量 a) 盛土中央(鉛直) b) のり面中央(鉛直) c) のり肩(水平)

に示す。要素数は 594、節点数は 1885 である。盛土材料の変形係数を除いたパラメータおよび構成モデルは前段と同様であり、①変形係数が全層で均一である $E=20000(\text{kN/m}^2)$ および $E=30000(\text{kN/m}^2)$ の一様条件と、②上層、下層で $E=10000(\text{kN/m}^2)$ の差を設け、平均が $E=30000(\text{kN/m}^2)$ および $E=35000(\text{kN/m}^2)$ である有勾配条件 a、b の 4 条件を設定した。これらの諸条件を表-7 に示す。またモデルの下端全面において鉛直方向の変位を、また下端中央の一点で水平方向の変位を各々固定した。荷重条件としては上部路床、舗装を想定しモデル上端全面に $100(\text{kN/m}^2)$ を載荷している。

以上の条件で変形量を計算した。この結果を、実盛土における計器配置位置での深さ方向の変位量について整理したものを、図-17 に示す。ここで鉛直方向の変形量に関して、盛土中央 a) において着目してその差を調べる。一様条件(30000)と全層平均の変形係数が同一である有勾配条件 a を比較すると後者の方が盛土全体で変形量が大きい結果となっている。また一様条件(30000)と全層平均の変形係数の値が $5000(\text{kN/m}^2)$ 大きい有勾配条件 b を比較するとほぼ同じ変位量にあることがわかる。一方、法面中央においては沈下と盛土中央部から左右に流動し法尻で浮き上る影響が相殺され、全ての条件でほぼ変位量が 0 に近い結果となったので、各条件間の明確な違いは見られなかった。次に水平方向の変位量については、一様条件(30000)と有勾配条件 a の変位量の差が約 3 倍と、鉛直方向よりもかなり大きくなることが認められ、鉛直方向ではほぼ同じ値であった一様条件 (30000) と有勾配条件 b においても約 2.5 倍の差がある。さらに一様条件(20000)と変形係数に差がある有勾配条件 b を比較してもなお有勾配条件 b の変位量が大きいという結果になる。水平方向の変位量については変形係数の不均一が強く影響することが想定されよう。

5. まとめ

本研究で得られた成果は以下のようにまとめられる。

(a) 徳島道試験盛土の結果から、締固め層厚 60cm による施工において全層(0~60cm)の平均密度が管理基準値を上回るとする条件では、盛土完了後の圧縮沈下ひずみは締固め層厚 30cm による施工のものより高くなる。これは締固め層内に生じる密度勾配によるものであることを明らかにした。

(b) 山陽道試験盛土の結果から、締固め層厚 60cm での締固め層内の下層(30~60cm)の平均密度が管理基準値を上回るとする条件では、盛土完了後の圧縮沈下ひずみは約 400 日(盛土完了以降で約 300 日)で収束していた。このことは、密度勾配を有するような盛土締固めでも、層内平均密度を増加させることにより有害なレベルの圧縮沈下を軽減させることが可能であることを示すものである。

(c) 非水浸条件におけるクリープ沈下ひずみは、密度勾配よりは供試体の平均密度に依存することが示された。これは試験盛土の結果と合致するものである。

(d) 水浸条件下における即時沈下ひずみは、密度勾配の増加とともに増加する傾向にあり、現場転圧試験で確認されている密度勾配の程度を考慮すると、その影響は無視できない。しかしながら、供試体の平均密度を増加させることにより、均質供試体と同程度の即時沈下ひずみに抑制でき、密度勾配の影響を軽減できることが確認された。

(e) 2次元有限要素解析により、試験盛土において地山の変形は問題とならない範囲に収まると推定された。また、同一層内の変形係数の不均一により、水平方向の変形が卓越する可能性が示唆された。

最後に本論文に使用した資料についてご協力頂いた JH 北海道支社旭川工事事務所及び有限要素解析についてご協力頂いた北海道大学工学部4年、清水靖子君に厚く謝意を表します。

参考文献

- 1) 益村・三嶋・三浦:道路盛土の締固め層厚に関する現場転圧試験、土と基礎、Vol48,pp28-30、2000
- 2) 日本道路公団:土工施工管理要領、1989
- 3) 益村・三嶋・三浦:厚層締固めによって生じる道路盛土内の密度勾配と圧縮沈下挙動に及ぼす影響、土木学会論文集、2000 掲載予定
- 4) 日本道路公団内部資料、1976.7
- 5) 日本道路公団:設計要領第1集pp28-29、1983
- 6) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説、IV下部構造編 pp235-241、1996
- 7) 地盤工学会:地盤調査法pp193-207、1995

ボーリング資料集の利用のための 前処理としてのクラスター分析

室蘭工業大学 ○正会員 朝日秀定
 // 黒島利一

1. はじめに

資料の再利用を期待して土質柱状図集は多くの機関により編纂され、一部はデータベース化されている。簡単な資料は土質柱状図と N 値の資料だけで構成される。このような資料はしばしば構造物の設計、調査計画の事前検討資料として参考に利用したり、地盤のマイクロゾーンマップ作成に利用されている。しかし、資料を詳細に比較検討すると、同じ資料や周囲の地形から予想される土質構成やボーリング資料と著しくかけ離れた資料にあたることもある。

この報告では、ボーリング資料集の整理のために記載されている土質柱状図の土質名をカテゴリ分けし、カテゴリに数値を当てはめた土質柱状図と N 値のクラスター分析をおこなった。その結果、同じ土質柱状図、同じ N 値の記載がなされている場合は容易に抽出できた。また地域の他の資料と傾向を異にする資料も取り出すことができ、検討を加え、特異な資料を除外した。その結果を基に洪積層上限の等深度線図を示した。解析には岩見沢市の地盤調査資料¹⁾を用いた。

2. 解析資料と土層の時代区分のための N 値処理

資料集の中から深度 15m 以上の記録を持つ資料 289 本分を利用した。岩見沢市々街を中心にした解析対象地域の地質と資料のボーリング位置を図3に示す。ボーリング点の分布域の地質を概述すると、この地域は新第三紀以降に堆積した新しい地層で成り立っている。市街地中心部は沖積層、泥炭層より成り、地形は平坦である。市街地東部は更新世の茂世土層より丘陵地で、丘陵地は低平である。両地層の構成土質

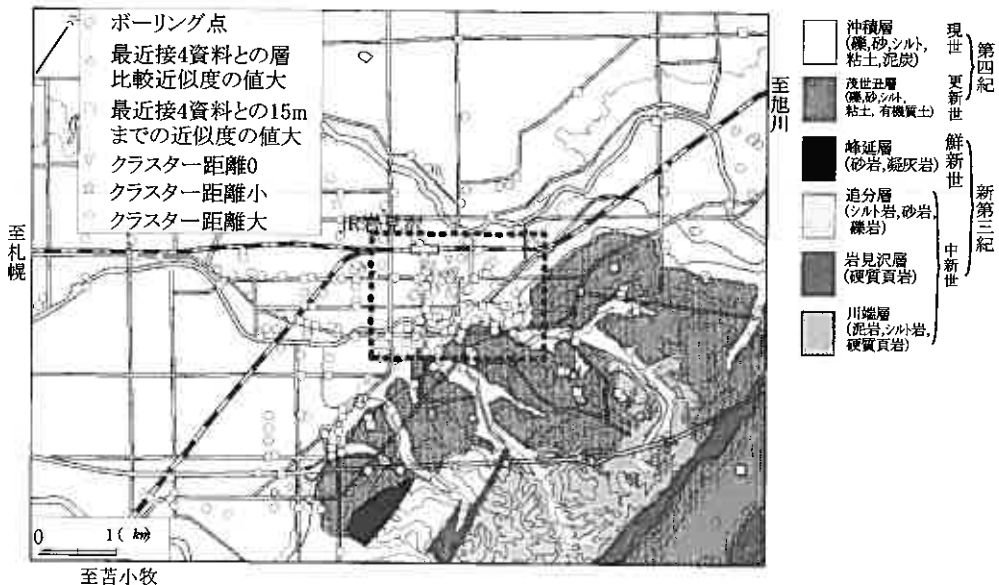


図-1 岩見沢市の地形、地質分布、解析対象ボーリング点¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾

Cluster Analysis for Drilling-log Database.

Hideyasu ASAH and Toshikazu KUROSHIMA (Muroran Institute of Technology)

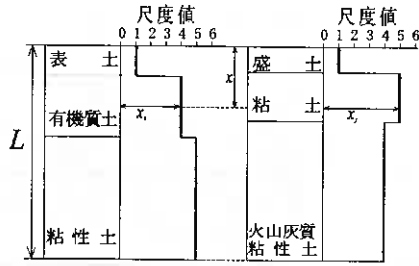


図-2 土質柱状図の数値表示の概念

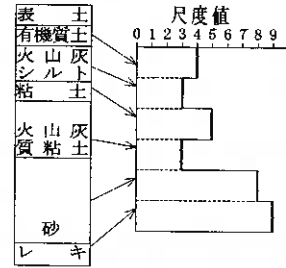


図-3 土層の数値表示の概念

は概ね同じで砂礫, 砂, シルト, 粘土, 泥炭または有機質土が主である。

土質のカテゴリ分けに時代区分も考慮するために, 粘土, シルトの N 値の検討をおこなった. 図-3 に示す地質図上で, 沖積層と更新世茂世丑層の分布域で各々で資料された 15m までの資料の粘土層およびシルト層の N 値のごとの出現頻度を小さい方から順に累積し, 正規確率の検討をおこなった. 同様の検討を砂, 砂質土層の N 値についてもおこなった. 以後更新世の茂世丑層を便宜上単に洪積層と呼ぶことにする.

3. 解析方法

3.1 土質カテゴリの尺度値

4.1 で述べる N 値の検討の結果を基に土質名を表土, 泥炭, 火山灰質粘性土, 有機質土, 粘性土, シルト, 砂質土, 砂, 礫, および以下の洪積世の泥炭, 凝灰質土, 有機質土, 粘土, シルト, 砂質土, 砂, 砂礫互層, 砂礫, 硬質土, 岩の20のカテゴリに分類した. またこのカテゴリ順に1~20までの数値を当てはめ, 各カテゴリの尺度値にした.

3.2 個体間の近似度とクラスター分析

ボーリングの土質柱状図を数値化し(図-2), ボーリング i, j の土質の近似度 D_{ij} を次式で求める.

$$D_{ij} = \left[\int_0^L (x_i - x_j)^2 dx \right]^{1/2} / L$$

クラスター分析の併合は Ward 法によった. 分析深度 L を 15, 20, 25, 30m で解析した. 次に各ボーリングとその周囲のボーリング資料との比較のために, その点に近い順に 4 点のボーリングの資料と近似度を求め, この合計をこのボーリングの周囲ボーリングとの近似度にした. また, 図-3 に示すように, 各土層の層厚を全て同じと考え, 表土を除いた上部の第 6 層までの数値で近似度を求め, 上述と同様周囲 4 点のボーリングとの近似度を求め土層構成の近似度にした. この場合ボーリング i, j の近似度 N_{ij} は次式で求める.

$$N_{ij} = \left[\sum_{k=1}^m (x_{ik} - x_{jk})^2 \right]^{1/2}$$

更に, N 値の近似度もこの式で求める. N 値のクラスター分析は浅い方から 10, 15, 20, 25 点までおこなった.

4. 解析結果

4.1 粘性土層およびシルト層における N 値

図-4 に粘性土とシルトの層の N 値の大きさの累積ひん度を確率紙上に沖積層分布域と洪積層の分布域の資料で別々に示す. いずれの表示結果でも 5 または 19 付近に屈曲点がみられた. 沖積層分布域の N 値の約 65% が 5 以下であり, 洪積層の分布域ではその占める割合は約 10% 程度であるから, N 値が 5 以下粘性土層, シルト層は沖積層に属し, それ以上の粘性土層, シルト層は洪積層に属するものとした. なお, 20 付近に屈曲点がみられるが, これ以上の N 値を示す層も洪積層として処理した. 砂および砂質土層での整理ではこのような屈曲点は得られなかった. これらの結果を基に資料に記載されている土質名を 20 のカテゴリに分けた.

4.2 クラスタ分析および最近接4点のとの近似度

クラスタ分析での併合の初期と終期の併合距離を図-5に示す。矢印で示す初期の個体間距離が0またはクラスタ距離が極く近い資料および併合の終期(クラスタ距離が離れる)になって併合される1, 2本分の資料を特異な資料として注目した。次に、各ボーリング点に距離で最も近い4本のボーリング資料との近似度、土層間の近似度の各々の累積ひん度の割合を図-6の確率紙上に示す。この図よりそれぞれ近似度が45または4.5以上の資料を特異な資料の候補に挙げた。土質柱状図とN値のクラスタ分析の結果で近似度が0で、記載が一致する資料は掘削深度15m以上のボーリング289本中で3組7本であった。また、クラスタ距離で極めて離れた資料も解析深度15mの場合で6本、解析深度20mの場合で229本中7本みられた。これらの資料個々にあたり、その特異性を示す原因を調べた。特に異常または特徴的と判断した資料と、これと比較するボーリング資料の位置を図-7に、その土質柱状図とN値の資料を図-8-1、図-8-2に示した。

5. 考察

図-8-1 (A, A')は資料が同じ例である。これらの資料は報告時期が異なるので、資料としては可成り信頼性が乏しい。(B), (B')も極一部に資料の相違がみられるが同様の状況にあり信頼性に乏しい。(C)の資料は周囲のボーリングとの近似度が低い場合であるが、同様の資料が外にも数本分みられ、洪積層分布域に、粘性土層のみより構成される地域がある可能性があるが、今後他の資料との比較が必要である。(D)は周囲の資料との近似度が低い(数値が大きい)場合を例示したものであるが、地形からみても、また(D) (D')で示す近接するボーリングの資料からみても、深度15m以深に泥岩が存在する可能性が低いとおもわれる。(E)も近接するボーリングとの続きが悪いが、この点より北の方向には、粘上層の厚い記録をもつ資料がいくつもみられることから、洪積層分布域と沖積層分布域の境界付近に粘上の厚い層の存在が予想される。

これらの結果より、特異な資料が含まれたままの資料と除外した資料を利用して、図-7中に点線で囲んだ地域での洪積層の上限の等高線図を図-9に示す。図-9の(A)は全ての資料を使用して表示したもので、(B)は異常と判断した資料を除外した資料で求めた結果である。除外した点付近では他の資料が多いにも関わらず、表示される様相は異なる。

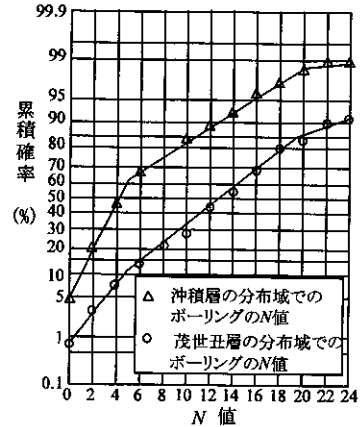


図-4 粘性土、シルト層のN値の累積確率

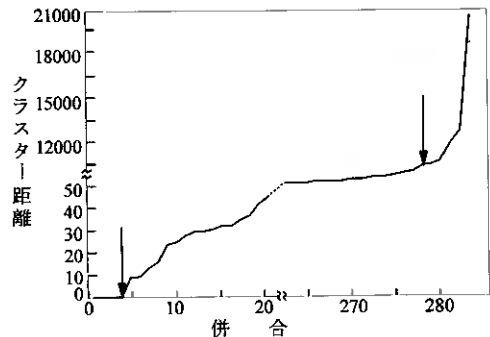


図-5 15m深までの数値化した柱状図のクラスタ分析における併合距離

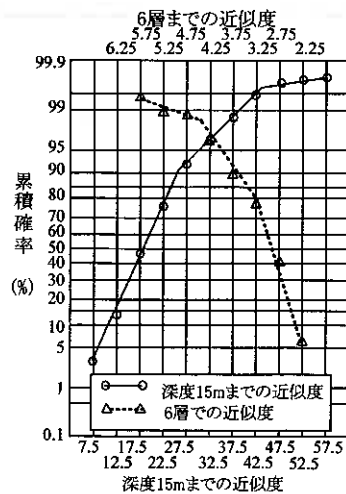


図-6 最近接4ボーリング資料との近似度の累積確率

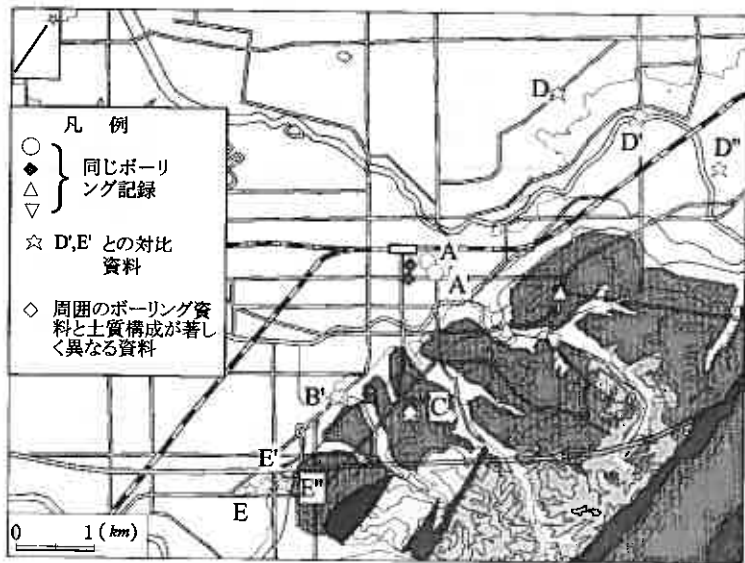


図-7 図-8で例示したボーリング点と除外した点

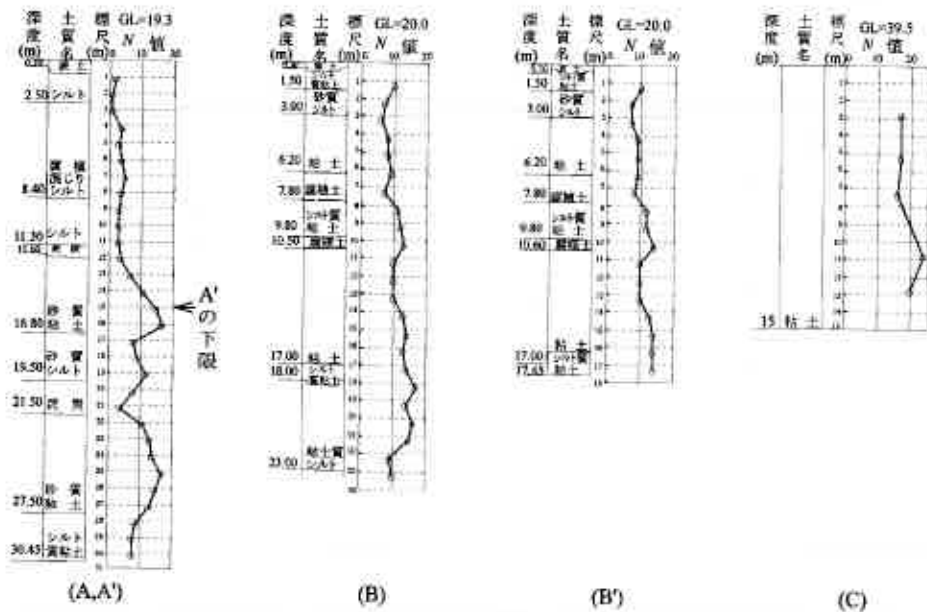


図-8-1 特異な資料例

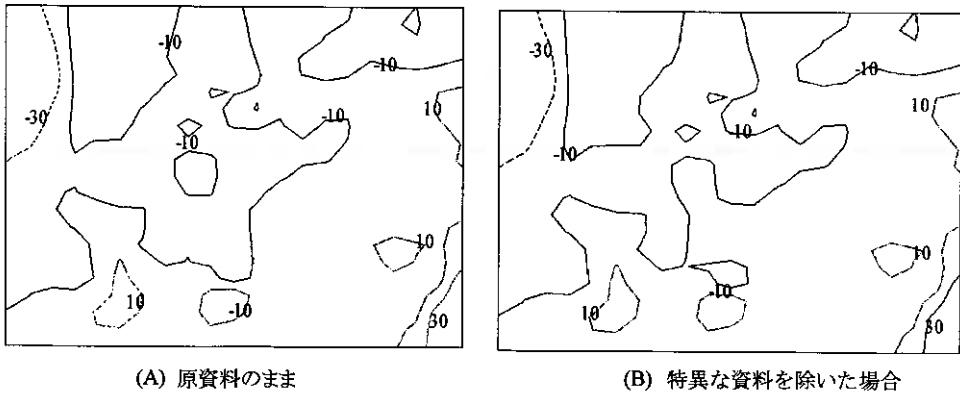


図-9 洪積層の上限標高

文 献

- 1) 北海道建築士会空知支部岩見沢分会編 (1989) : 岩見沢市の地盤調査資料
- 2) 松野久也, 田中啓策, 水野篤行, 石田正夫(1964) : 5万分の1地質図幅「岩見沢」, 北海道開発庁
- 3) 佐々保雄, 田中啓策, 湊 光男(1964) : 5万分の1地質図幅「夕張」, 北海道開発庁
- 4) 垣見俊弘, 植村 武(1956) : 5万分の1地質図幅「當別」, 地質調査所
- 5) 松下秀勝(1971) : 5万分の1地質図幅「江別」, 北海道地下資源調査所

構造物-地盤系の支持力特性に及ぼす堆積構造異方性の影響

室蘭工業大学 工学部 正会員○川村 志麻
北海道大学大学院 正会員 三浦 清一
室蘭工業大学大学院 学生員 柴田 泰孝

1. まえがき

構造物を支持する地盤の破壊は、外力の作用方向及び構造物の設置条件、寸法等の幾何学的要因によって、種々変化すると言われている。このように構造物-地盤系では、諸要因の影響が複雑に絡み合うため、その合理的な評価は極めて難しい状況にある。筆者らは、構造物-地盤系について、地盤密度、構造物の寸法及び載荷条件の相違による支持力-変形特性の変化を調べてきた。その結果、地盤の変形は、静的載荷や繰返し載荷のような載荷形態の違いよりは構造物の沈下形態に依存していること、地盤密度や寸法効果の影響を受けない変形パラメータが存在することを見出した。また、この変形パラメータを用いることによって、地盤のダイレイタンス特性を考慮した構造物-地盤系の変位量推定法を提案した。

本研究では、堆積構造異方性が地盤の力学挙動に及ぼす影響を詳細に議論している。堆積構造異方性について調べた研究は、過去に多くの研究者によって行われ、要素試験及び模型試験から多くの貴重なデータが蓄積されている。Odaら(1978, 1979)、木村ら(1982)、Miuraら(1984)、Tatsuokaら(1991)は、平面ひずみ試験、三軸試験や1g場または遠心力場における模型実験を行い、堆積構造異方性の影響を定量化した。最大主応力方向と堆積面とのなす角度 δ が小さくなると、土の強度や支持力値は低下傾向にあることを明らかにした。本論文では、特に支持力及び地盤内変形(沈下量、側方変位量)が構造異方性の影響を受けてどのように変化するかを調べた。また提案している変位量推定式が種々の堆積構造異方性を有する地盤においても適用可能か併せて検討した。

2. 試験装置

一連の試験は、繰返し及び単調載荷が可能な装置を用いて行われている(川村ら(1999))。その全体図を図-1に示す。この模型土槽の内寸法は幅2,000mm、高さ700mm、奥行き600mmである。前面には厚さ20mmの強化ガラスが設置され、模型構造物の沈下-傾斜にともなう地盤の変形挙動が観察できるようになっている。また、二次元平面ひずみ条件を満足させるために補強桁が設置されており、試験中の土槽の剛性が確保されている。

模型地盤は、豊浦標準砂($\rho_s=2.65\text{g/cm}^3$, $\rho_{d\max}=1.648\text{g/cm}^3$, $\rho_{d\min}=1.354\text{g/cm}^3$)をサンドホッパー(高さ640mm、頂角 30°)を介して空中落下させることにより作成された。なお、豊浦砂は強い構造異方性を示す材料であることが指摘されている(Miuraら(1984))。ホッパー底部には最大20mmまで変えられるスリットが取り付けられているので、ホッパーの移動速度を20cm/s、落下高さを800mmに保持した条件の下でスリット幅を変化させることにより、25~95%の相対密度が得られる。本研究では、相対密度 $Dr=50$ と80%の地盤を作成している。なお、種々の構造異方性を有する地盤は、以下のような手順で作成された(図-2参照)。

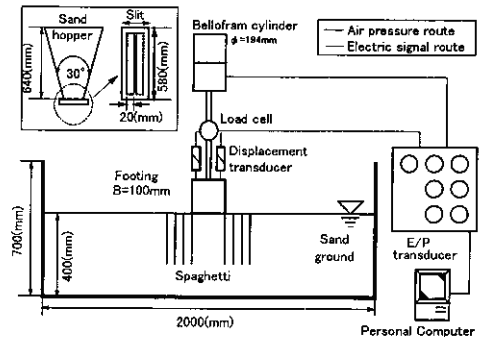


図-1 試験装置

Effect of fabric anisotropy on bearing capacity of a ground bearing structure: Shima KAWAMURA (Muroran Institute of Technology), Seiichi MIURA (Hokkaido University) and Yasutaka SHIBATA (Muroran Institute of Technology)

- (1) 二次元平面ひずみ模型土槽を所定の角度 α まで傾斜させる (図-2 (a)).
- (2) サンドポッパーから豊浦砂を空中落下法により堆積させる。なお作成中は、落下高さを 800mm に保っている。
- (3) 所定の土層深さ (400mm) になるように砂を堆積させる。また土層端部には、図示のようなプラスチック板をサンドホッパー底部に付設し、堆積させた (図-2 (b))。
- (4) 堆積後、模型土槽を水平面に戻す。乱れが生じないように余分な砂を取除き、地盤の表面を整える (図-2 (c))。

なお、地盤の均一性は地盤内に密度測定用のモールドを設置して確かめられ、その密度のバラツキは $\pm 5\%$ 以内に収まっていることが確認されている。砂層作成後、土槽底部に設置されている 8 個のポーラスストーン (直径 50mm) から模型地盤に初期構造の乱れが生じないようにほぼ 10^{-5}cm/s の速度 (動水勾配 $i=0.01$ に相当) で所定時間通水を行い、飽和化を図った。

模型構造物は、幅 100mm、高さ 100mm、奥行き 580mm、質量 13.2kg の直方体である。それらの底面には、地盤との接触面を完全粗とするため、サンドペーパー (G120) が貼り付けられている。静的載荷装置では、ペロフラムシリンダー ($\phi=194\text{mm}$) から鉛直ロッドを介し、模型構造物に鉛直荷重を載荷している。ロッドにはそれぞれ変位計とロードセルが具備され、変位量および荷重が計測されている。

地盤内の側方変形量は、直径 1.9mm のスパゲッティを模型構造物の底端点から鉛直方向に 25mm 間隔で左右対称に 8 本挿入することにより、計測されている。実験はスパゲッティが初期剛性の 4% になった時点 (模型地盤に通水後、約 8 時間静置した後) から開始されている。試験中、スパゲッティをビデオカメラで撮影し、それらを定点測定することにより地盤内の変形を把握した。

また、本研究では、構造物-地盤系の安定性を評価する指標として、以下のようなパラメータを採用した。筆者らは、繰返し荷重を受ける構造物-地盤系の変形状態を評価する 1 つの手段として、構造物の天端での任意の 2 点における計測値から地盤内の変形量を推定する方法を提案している (例えば、Miura ら (1998))。この提案式は、地盤のダイレイタンス特性が考慮されて導かれたものであり、構造物-地盤系の変形量の推定を可能としている。ここでは、これらの結果に基づいて、地盤内の変形挙動を以下の沈下量、水平移動量及び沈下土量、側方流動土量により評価することとした。

図-3 はこれらの定義を示している。まず、鉛直載荷装置に設置されている変位計で測定される左右の鉛直変位量 Y_L , Y_R と構造物の幾何学的関係から、構造物の左右の沈下量 S_{VL} , S_{VR} と水平移動量 S_{HL} , S_{HR} を算出した。これらの卓越した方の値を沈下量 S_{Vmajor} と水平移動量 S_{Hmajor} と定義している。 S_{Vmajor} は模型構造物幅 B により正規化され、沈下量比 S_{Vmajor}/B として用いられている。地盤内の側方変位は、左右のスパゲッティの変形量を δ_L , δ_R とし、卓越した方の最大値を最大側方変位量 δ_{max} 、その深さ $H_{\delta_{max}}$ とした。なお図示のようにスパゲッティの側方変位した部分と模型構造物の沈下した部分から、単位奥行き当たりの体積として、側方流動土量 V_{δ} (mm^3/mm)、沈下土量 V_p (mm^3/mm) を算出している。側方流動土量と沈下土量

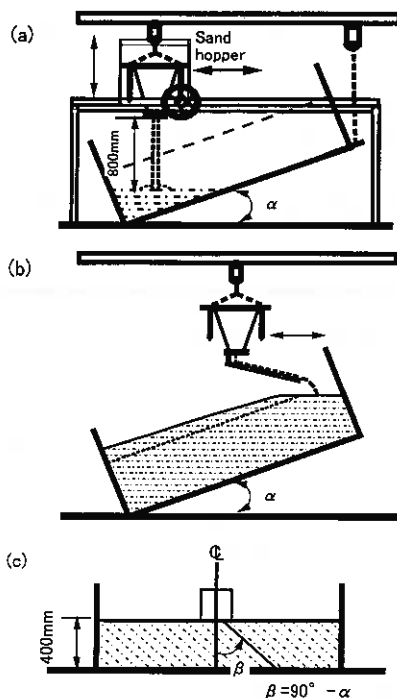


図-2 異方性地盤作成法

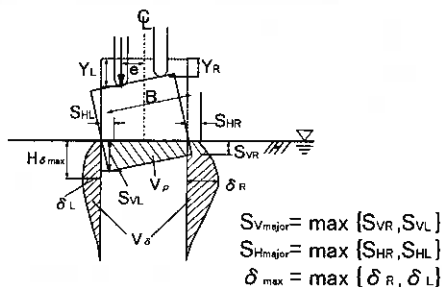


図-3 変形の定義

の比を土量比 V_s/V_o と称し、地盤内変形の指標とした。また、鉛直方向と堆積面とのなす角度（反時計回り）を堆積角 β と定義する（図-2(c)参照）。本研究では $\beta = 90, 75, 60, 55^\circ$ の地盤を作成した。

3. 試験概要

ここでは、堆積構造異方性の相違による構造物-地盤系の支持力・変形特性の変化を明らかにするために、一連の静的載荷試験が実施された。中心載荷条件と偏心載荷条件の下で試験が行われている。

模型構造物(底盤の面積 A)には、載荷速度 $0.3\text{kN/m}^2/\text{min}$ となるように荷重 P_s を与えている。図-4(a), (b)に中心載荷条件(Static Central Loading Test; 以下 SCL と略称)と偏心載荷条件(Static Eccentric Loading Test; 以下 SEL と略称)の試験方法を示す。ここで偏心距離 e (図-4(b)参照)は、模型構造物の中心から載荷点までの距離と定義され、試験開始時の偏心度 e/B は $0.15, 0.3, 0.5$ になるように設定されている。また、堆積面と載荷方向を規定するために、本試験では構造物の左側から荷重を与えた。なお $e/B=0.5$ なる条件では、模型構造物端点の載荷になるため、模型構造物上部に厚さおよび質量が構造物のそれに比べて無視できる程度の高剛性の補助板を付設し、載荷を行った。

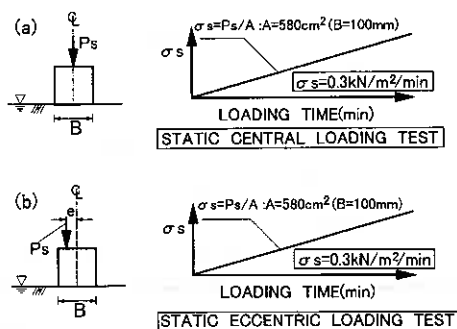


図-4 試験方法

4. 実験結果と考察

4-1 堆積構造異方性を有する地盤の強度特性

図-5, 6 (a), (b)及び(c)は、 $Dr=50$ 、80%の初期構造異方性を有する地盤(鉛直方向と堆積面とのなす角 $\beta = 90, 60, 55^\circ$)における載荷応力 $\sigma_s (=P_s/A)$ と沈下量比 $S_{V_{major}}/B$ との関係を示したものである。すべての堆積条件、相対密度において、偏心度 e/B が増加するにともない、支持力値は低下している。また堆積角 β が小さくなることによって、支持力の増加割合がほぼ一定となる時点の沈下量が増加傾向を示し、構造異方性の影響が顕著に現れている。例えば、 $Dr=80\%$ 、 $\beta=90^\circ$ では、 $S_{V_{major}}/B=0.05$ 程度になると沈下の初期段階に比べて支持力の増加割合が小さくなっているが、 $Dr=80\%$ 、 $\beta=55^\circ$ では、その値は $S_{V_{major}}/B=0.1 \sim 0.15$ 程度になる。この現象は、 $Dr=50\%$ においても同様に認められる。Odaら(1978,1979)、木村ら(1982)は、平面ひずみ圧縮試験及び模型試験において同様の結果になることを確認している。また、既往の研究(例えば、宮浦(2001))では、SCL試験において $S_{V_{major}}/B=0.1$ 程度になれば構造物直下に明瞭なくさびが形成されることを確認している。本研究では、この支持力の増加割合がほぼ一定となる時点(塑性くさび形成時点)の支持力を極限支持力 σ_{su} として、以下の議論を進めた。

堆積構造異方性が支持力値に与える影響は次のようである。図-7は、各地盤の支持力値を堆積角 $\beta=90^\circ$ を有する地盤の支持力値 σ_{su} で正規化した値と堆積角 β との関係を示している。図中にはOdaら(1978,1979)が示した平面ひずみ圧縮試験(PST)及び小型模型試験により得られた結果を各 $\beta=90^\circ$ の最大値で正規化し、併せてプロットしている。図より、堆積角 β が増加することによって支持力値は低下していくことがわかる。この傾向は、Odaら(1978,1979)が示した豊浦砂の実験結果より若干低く現れているが、同様の傾向にある。木村ら(1982)は、豊浦砂の堆積構造異方性が支持力値に与える影響の原因として、塑性くさびの発生深さが浅くなるために塑性域が小さくなり、支持力が低下することを遠心力載荷実験により明らかにしている。ただし彼らの研究では、支持力値の最大値は $\beta=60^\circ$ で生じることを示しており、Odaら及び本研究で得られた結果($\beta=90^\circ$ 時に最大値を示す)とは異なった結果を報告している。この理由は明かでないが、この支持力の低下傾向は、後述するようにすべりを起こす深さに影響(塑性域の発達の方法に影響)しているようである。

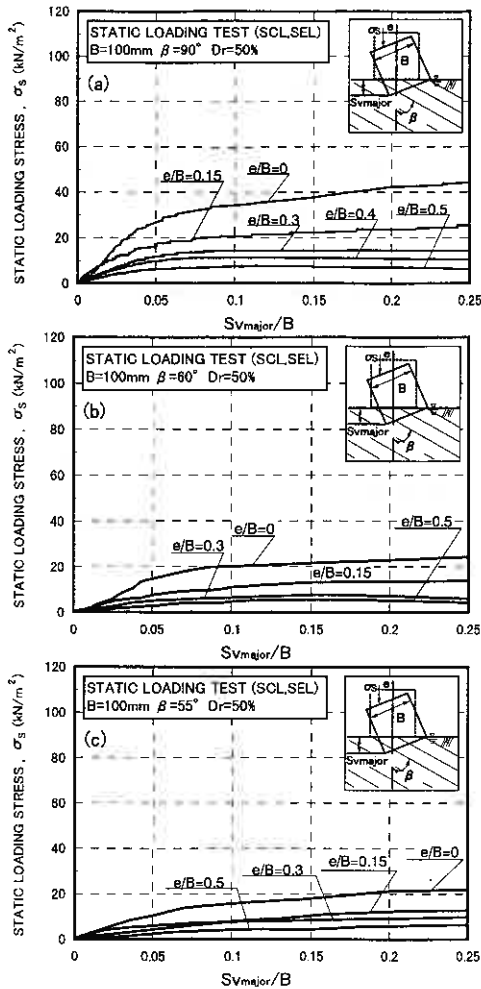


図-5 支持力-沈下関係 : Dr=50%

一方、偏心度 e/B が増加することによる支持力の低下傾向は、Meyerhof の有効幅の概念を良く説明したものであるが、この傾向は異方性の影響が強くなることによって低下するようである。この原因は塑性くさび→塑性域の発達という破壊のメカニズムと構造物の回転に起因するすべり破壊との違いにあると考えられるが、載荷条件の違いによっては異方性の影響を無視できない場合もあることを示唆するものであろう。例えば、Meyerhof(1978)は、構造異方性の影響を内部摩擦角との関係によって補正し、異方性地盤の支持力値を算定している。

このように、従来より指摘されている堆積構造異方性は、支持力特性に無視できない影響を及ぼしていることが本研究においても確認された。

4-2 異方性地盤の変形特性

次に、異方性の影響の違いによる地盤内の変形挙動の変化を調べた。図-8, 9 (a), (b)は、堆積角 $\beta=90, 55^\circ$ における SCL 試験と SEL 試験 ($e/B=0.3$) の地盤内変形を模式的に示したもの

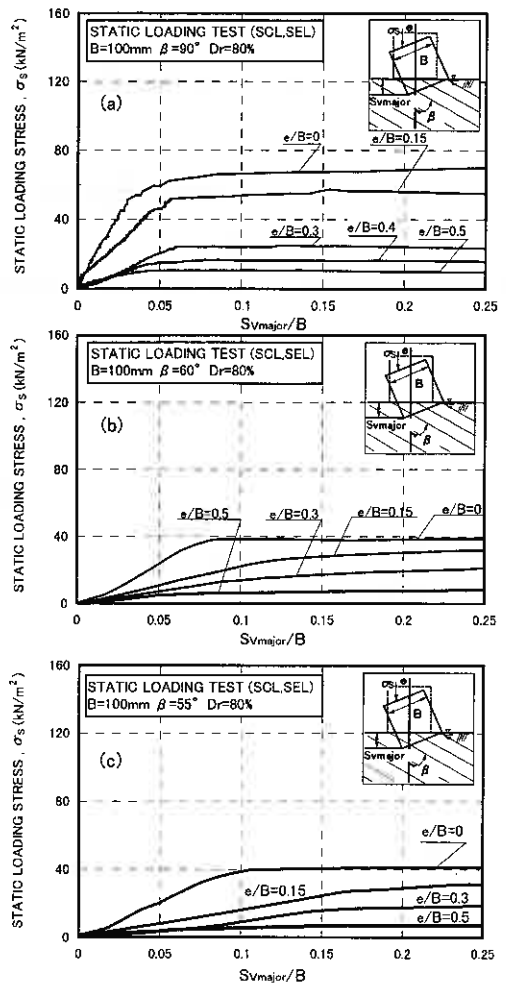


図-6 支持力-沈下関係 : Dr=80%

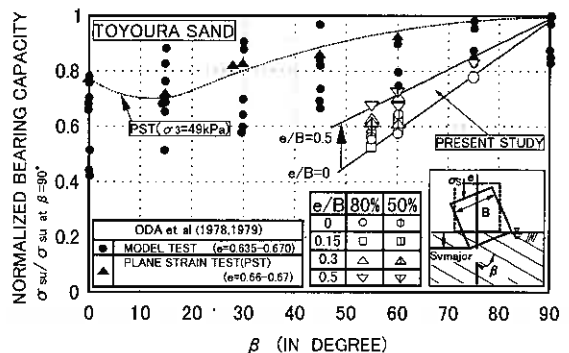


図-7 正規化した支持力と堆積角の関係

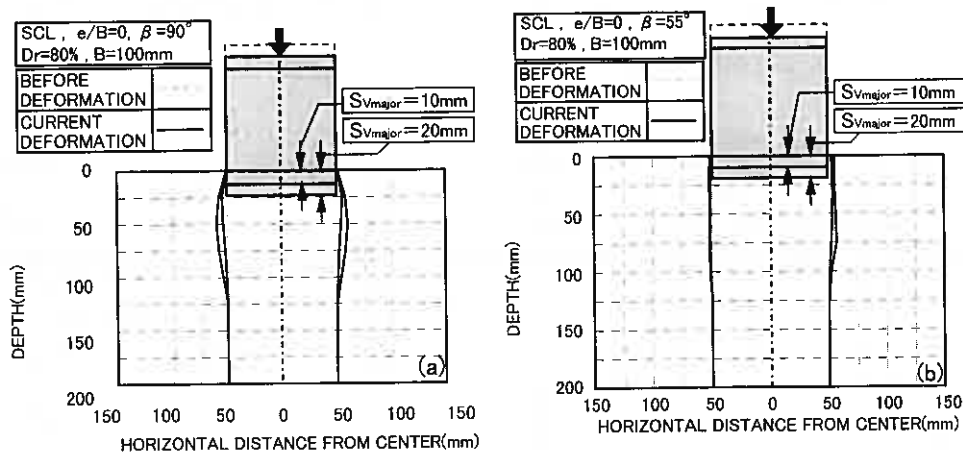


図-8 地盤内変位図 (SCL 試験)

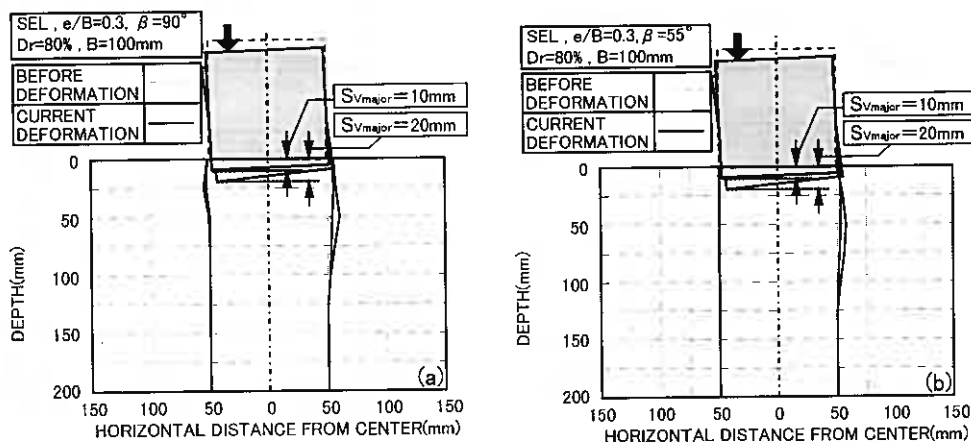


図-9 地盤内変位図 (SEL 試験 $e/B=0.3$)

である。なお地盤の相対密度は 80%である。各図ともに構造物の沈下量が 10 および 20mm に至った時の状態を示している。図より、SCL 試験では異方性が強くなる ($\beta=90 \rightarrow 55^\circ$) につれて、地盤内の側方変位量はほぼ左右対称の変形挙動から右側に卓越して生じる挙動に移行していることがわかる。また SEL 試験ではその傾向がさらに顕著に現れていることも明らかである。

この変形挙動に基づいて、左右の側方変位量 δ_L 、 δ_R と最大側方変位量 δ_{max} 及びその時の深さ $H_{\delta L}$ 、 $H_{\delta R}$ 、 $H_{\delta max}$ の関係を定量的に示した。図-10(a)、(b)は、相対密度 $Dr=80\%$ の $\beta=90, 60, 55^\circ$ を有する地盤の最大側方変位量 δ_{max} と沈下量 S_{Vmajor} との関係を示している。ここでは、SCL 試験と SEL 試験 ($e/B=0.3$) の場合を示している。異方性の影響が強くなることによって、その沈下とともに側方変位量の発生割合 δ_{max}/S_{Vmajor} は低下傾向にある。すなわち、異方性の影響が強くなるにつれ、側方変位量の発生が小さくなっている。この傾向は偏心荷重 (SEL) 試験の方が強いようである。 $S_{Vmajor}/B=0.1$ における左右の側方変位量 δ_L 、 δ_R の発生程度は、異方性が強くなることによって一定割合で低下する傾向にある (図-11(a)、(b))。またその深さ $H_{\delta L}$ 、 $H_{\delta R}$ は、右側 (荷重方向とは逆側) と左側 (荷重方向) で異なるようになる (図-12(a)、(b)参照)。すなわち、左側では浅く、右側では深い位置に発生している (図-12 挿入図参照)。これらのことから、異方性の影響は沈下側方変位量の発生に顕著な影響を及ぼしていることが明らかにされた。なお $Dr=50\%$ においても同様な傾向が確認されている。

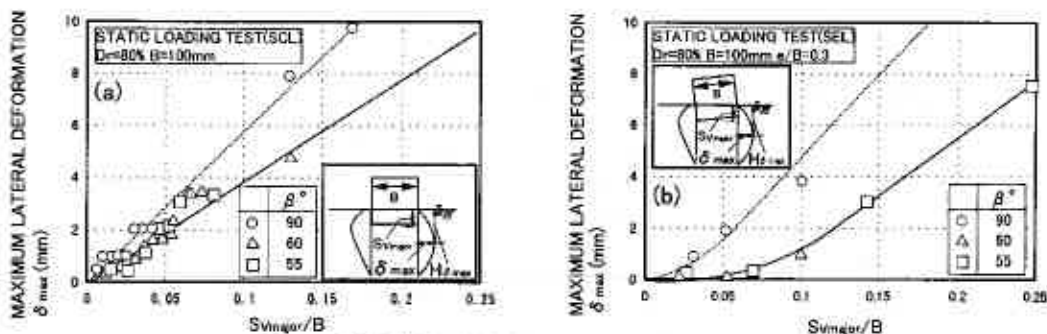


図-10 最大側方変位量と沈下量の関係: (a) SCL, (b) SEL

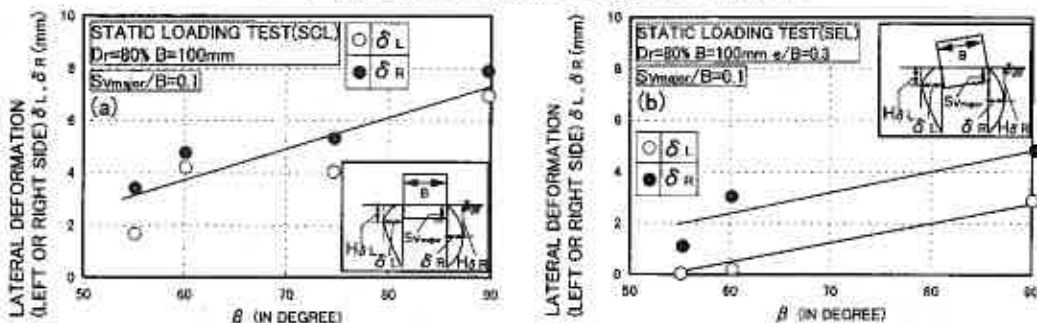


図-11 左右の側方変位量と堆積角の関係: (a) SCL, (b) SEL

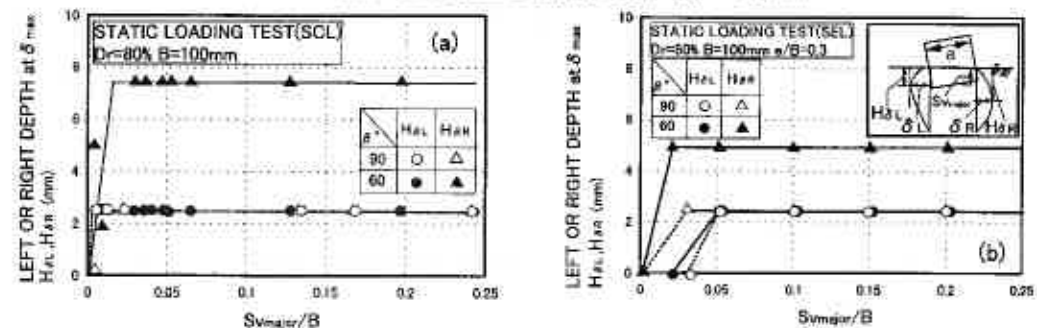


図-12 左右の側方変位量の発生した深さと沈下量の関係: (a) SCL, (b) SEL

さらに、沈下量 $Sv_{max}/B \approx 0.5$ になった時点の最大側方変位量 δ_{max} が生じた地点の深さ H_{smax} と堆積角 β との関係を示した (図-13 参照)。この沈下量レベルではすべり線の形成が明瞭にみられている。偏心度 e/B の違いによらず、すべり線の発生位置が浅くなっている。この事実は塑性域が小さくなっていることを示すものであり、異方性の影響による支持力値の低下は、このことに起因していると言えよう。しかしながら、この異方性の影響に関連する強度低下は、用いた地盤材料及と堆積角の相関関係によって変化する可能性があると言及できる。Oda ら(1978)、木村ら(1982)及び Tatsuoka ら(1991)は、

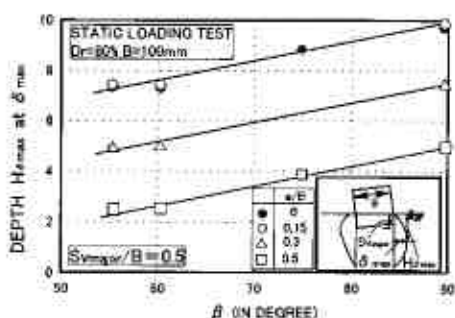


図-13 最大側方変位量と堆積角の関係

豊浦砂の平面ひずみ試験では堆積角 $\beta=30^\circ$ にお

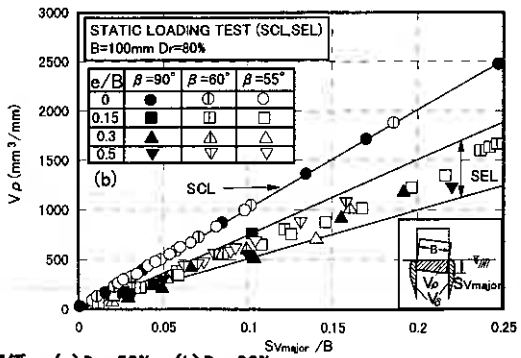
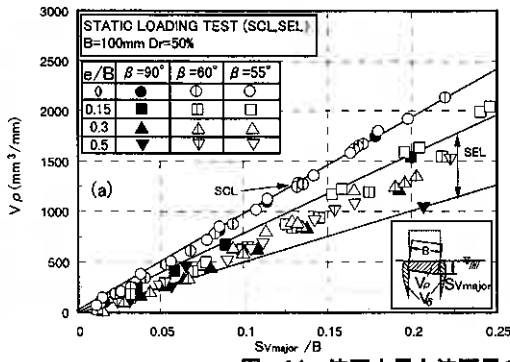


図-14 沈下土量と沈下量の関係：(a)Dr=50%，(b)Dr=80%

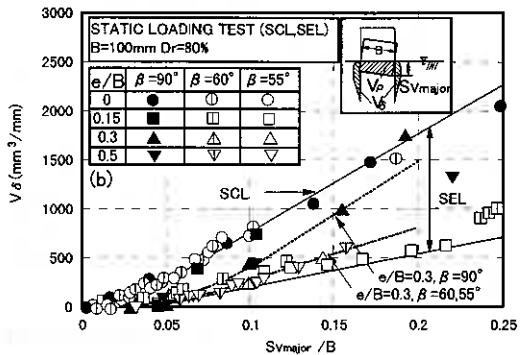
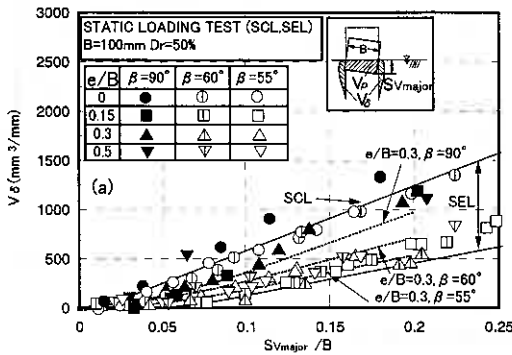


図-15 側方流動土量と沈下量の関係：(a)Dr=50%，(b)Dr=80%

以上のことから、異方性の影響によって側方流動特性が変化することが示された。地盤の安定性評価に用いられている側方変位量は、異方性の影響によっては過小評価する可能性もある。いずれにしても異方性の影響は構造物-地盤系の安定性評価において極めて重要な示唆を与えるものであろう。

さらに、構造物の沈下量とスバゲッティの変位量から沈下土量 V_p と側方流動土量 V_s の値を求め、Dr=50%、80%について地盤内の变形特性を調べた。図-14 (a), (b)は、 $\beta=90, 60, 55^\circ$ の地盤の沈下量比 S_{vmajor}/B と沈下土量 V_p との関係を示している。当然のことながら、沈下の進行に伴い沈下土量 V_p は増加している。SCL 試験、SEL 試験ともにバラツキは認められるが、この関係は異方性の影響を受けず、それぞれ一つのラインで表されるようである。なお、地盤の密度は沈下量比 S_{vmajor}/B と沈下土量 V_p との関係に影響を及ぼさないようである。

図-15 (a), (b)は側方流動土量 V_s の変化を示したものである。図-14の場合と同様に、沈下の進行に伴い側方流動土量 V_s は増加する傾向にあるが、荷重の与え方(偏心度)の違いによって変化が現れている。図中には代表的に SEL 試験($e/B=0.3$)結果を破線で示した。側方流動土量は異方性の影響が強くなるにつれて低下傾向を示すようになる。このことは前述した側方変形量の発生の程度からも明かである。しかしながら、SCL 試験の場合、側方変形挙動に差があらわれているにも関わらず(図-10, 12 参照)、この指標で整理すれば同値を得た。このことは側方変形形状は変化するが、その変形した面積の評価としては一定になることを示している。

これらの結果に基づいて、図-16 (a), (b)では、土量比 V_s/V_p と構造物の沈下量比 S_{vmajor}/B との関係を示した。土量比は支持力の動員度を表す指標として、その有効性が過去の研究によって示されている(宮浦ら(2001))。これによると、沈下の進行にともない土量比 V_s/V_p は徐々に増加し定値に至ることが明らかにされており、また収束値は偏心度 e/B が増加することによって大きくなるが示されている。図より、堆積構造異方性の影響が強い地盤においても過去の研究と同様な傾向を示すが、その影響が強くなることによって、収束値は小さくなっている。このことを整理したのが図-17 である。異方性の影響が強くなるに

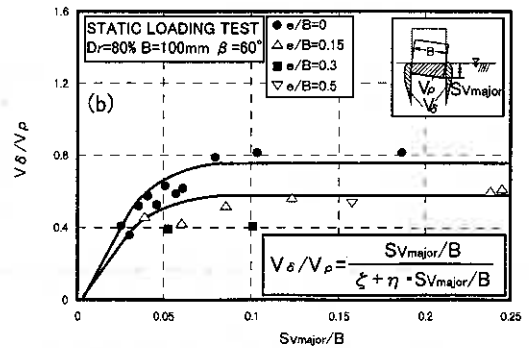
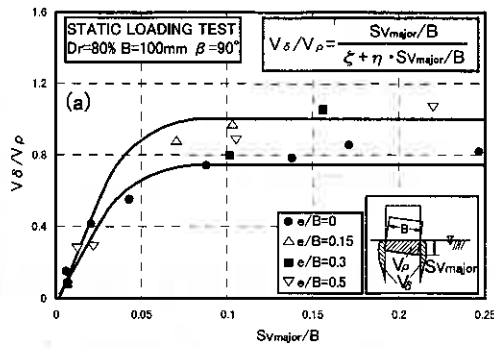


図-16 土量比と沈下量の関係：(a) $\beta=90^\circ$ ，(b) $\beta=60^\circ$

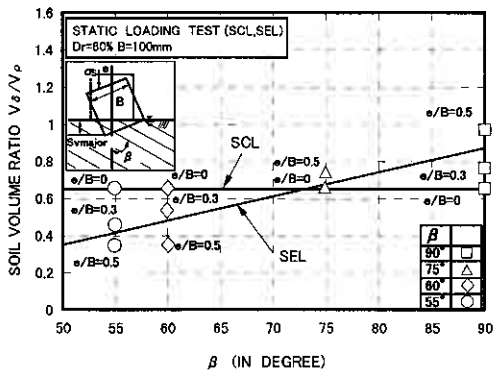


図-17 土量比と堆積角の関係

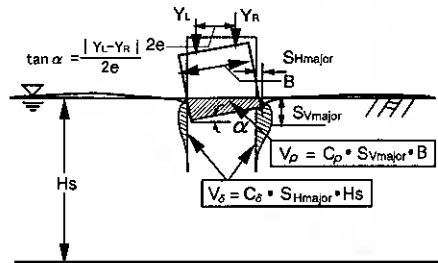


図-18 沈下，側方流動の変形の仮定

したがって、偏心率 e/B が高くなれば、土量比は低下する。一方、 $\beta=90^\circ$ のような地盤では偏心率 e/B が高くなるにつれ増加している。これは地盤の堆積条件によってダイレイタンスー挙動が変化することを示している。特に $\beta=75^\circ$ 付近では、偏心率によらず土量比がほぼ一定となる堆積構造があることは非常に興味深い。これは、左右の側方変位の発生量及び沈下量との発生割合が偏心率の違いによらず一定となり、土量比 V_δ/V_ρ としては差となって現れなかったものと考えられる。このことから、 $V_\delta/V_\rho - S_{vmajor}/B$ 関係は異方性(側方変形の仕方)の影響を強く受けるが、双曲線関数で近似できるようなのである。従来より、土量比は以下のように表現されている。

$$V_\delta/V_\rho = (S_{vmajor}/B) / (\zeta + \eta \cdot S_{vmajor}/B) \quad \dots (1)$$

ここで ζ と η は双曲線関係における初期および収束値 ($S_{vmajor}/B \rightarrow \infty$) を示す。

この関係に基づいて、提案した変位量推定式の異方性地盤における有効性を以下に検証した。

筆者らは、地盤の側方流動特性を考慮した構造物の変位量を推定する方法を提案している(例えば、三浦ら、(1998))。これは、構造物天端における任意の2点での実測沈下量(Y_L, Y_R)を基に、構造物の沈下量 S_{vmajor} および水平移動量 S_{Hmajor} を推定するものである。また、地盤の側方流動特性は図-18 に示すような仮定に基づいている。すなわち、地盤内に生じる沈下土量と側方流動土量は構造物の沈下量と水平移動量との間に以下のような関係が成立つとした。

$$V_\rho = C_\rho \cdot B \cdot S_{vmajor} \quad \dots (2)$$

$$V_\delta = C_\delta \cdot H_s \cdot S_{Hmajor} \quad \dots (3)$$

ここで C_ρ 、 C_δ は沈下及び側方流動変形に関するパラメータであり、 B 、 H_s は構造物幅、土層深さである。

一方、土量比 V_δ/V_ρ と実測卓越沈下量 Y_L ($Y_L > Y_R$ の場合)の間には、(1)式と同様に双曲線近似が成立つことが確認されている(横浜ら(2000))。一例として $\beta=60^\circ$ 、 $e/B=0, 0.3$ 、 $Dr=50\%$ の場合を $(Y_L/B)/(V_\delta/V_\rho) - (Y_L/B)$ の関係に整理して図-19 に示す。また ζ および η は、偏心率 e/B との関係として示した(図-20 参照)。

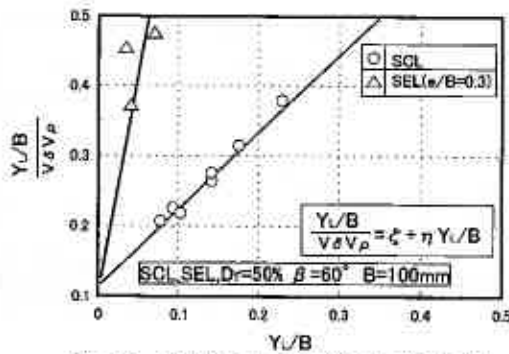


図-19 実測沈下量-土量比の双曲線近似

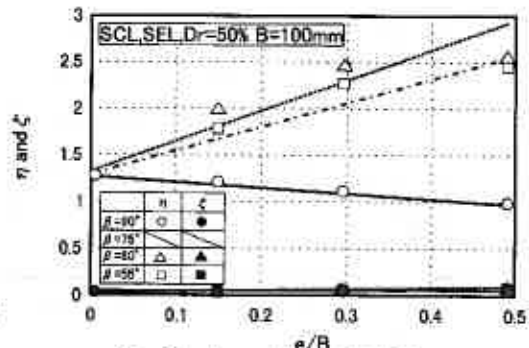


図-20 ζ, ηと偏心率の関係

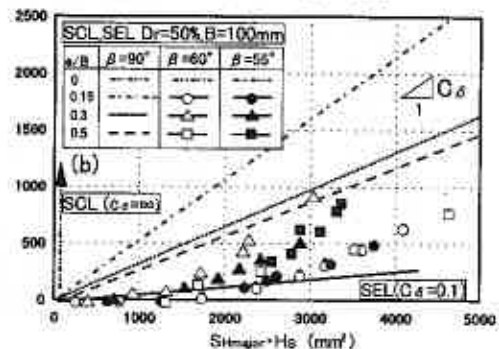
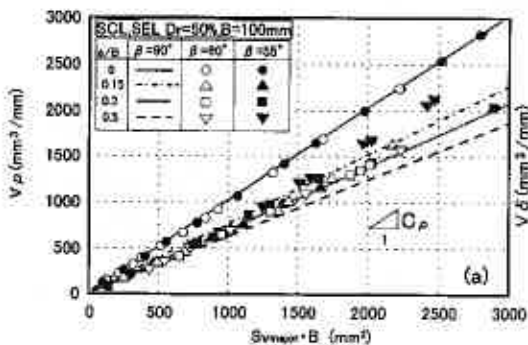


図-21 C_p , C_δ の算出

(1), (2), (3)式と構造物の幾何学的な関係から、沈下量と水平移動量は以下のように表現される。

$$S_{y_{major}} = \frac{Y_L + \left(\frac{B}{2} - e\right) \left(\frac{Y_L - Y_R}{2e}\right) + a \left(\frac{Y_L - Y_R}{2e}\right)^2}{1 - \left(\frac{V_\delta}{V_\rho}\right) \left(\frac{C_\rho}{C_\delta}\right) \left(\frac{B}{H_s}\right) \left(\frac{Y_L - Y_R}{2e}\right)}, \quad S_{z_{major}} = \left(\frac{V_\delta}{V_\rho}\right) \left(\frac{C_\rho}{C_\delta}\right) \left(\frac{B}{H_s}\right) \cdot \frac{Y_L + \left(\frac{B}{2} - e\right) \left(\frac{Y_L - Y_R}{2e}\right) + a \left(\frac{Y_L - Y_R}{2e}\right)^2}{1 - \left(\frac{V_\delta}{V_\rho}\right) \left(\frac{C_\rho}{C_\delta}\right) \left(\frac{B}{H_s}\right) \left(\frac{Y_L - Y_R}{2e}\right)} \quad \dots (4)$$

ここで $2e$ は、沈下計測点間の距離、 B は構造物幅、 H_s は土層厚さ、 a は水平力の作用点と地盤表面との距離を示す。また C_ρ および C_δ は、それぞれ沈下および側方流動に関する変形パラメータである。そこで堆積構造の異なる地盤におけるパラメータ C_ρ 、 C_δ を算出してみた。図-21(a)、(b)は、 $V_\delta = S_{y_{major}} \cdot B$ の関係と $V_\delta = S_{z_{major}} \cdot H_s$ の関係を示したものである。ここでは、 $Dr=50\%$ の $\beta=90, 60, 55^\circ$ を有する地盤における偏心率 $e/B=0, 0.15, 0.3, 0.5$ の結果についてプロットしている。図より C_ρ の値は、異方性の影響をあまり受けていないようである。一方、異方性の影響が強くなることによって C_δ は低下傾向にある。図-22(a)、(b)は相対密度 $Dr=50\%$ の C_ρ および C_δ と偏心率 e/B の関係を示したものである。これらの図より、異方性の影響によってその勾配は変化するようである。過去の研究では、構造物幅、載荷条件の相違（静的と繰返し載荷の相違）がこれらのパラメータに与える影響について詳細に調べられ、偏心率との間に一義的な関係があることが明らかにされている(横浜ら(2000))。したがって、このような C_ρ や C_δ の特性を考慮して(4)式を用いると、構造物の変位量を推定可能であると言える。すなわち、実測沈下量と偏心率 e/B がわかれば、地盤の側方流動が生じるような破壊モードにある構造物-地盤系の変形量を推定できることを示している。

得られた結果に基づいて、ここでは相対密度 $Dr=50\%$ 、堆積角 $\beta=60, 55^\circ$ を有する異方性地盤の SEL 試験 ($e/B=0.3$) における構造物の変位量の推定を試みた。図-23(a)、(b)は、(4)式より推定された $S_{y_{major}}$ および $S_{z_{major}}$ と実測データを示したものである。ここで C_ρ 値は 0.65 、 C_δ 値は 0.1 としている(図-22 参照)。

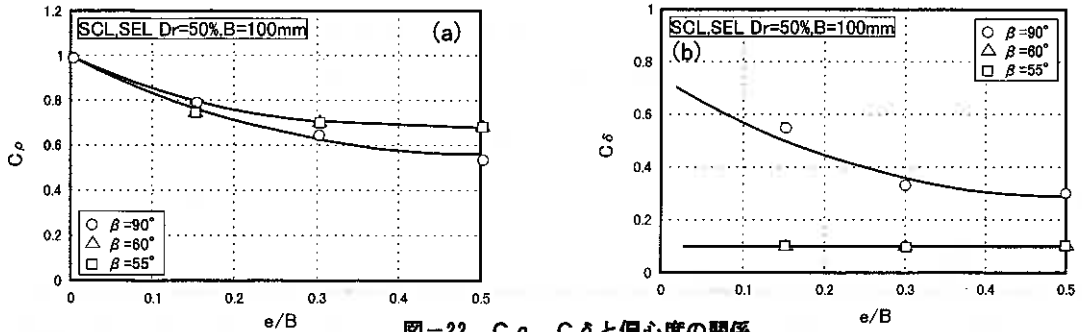


図-22 C_p , C_d と偏心率の関係

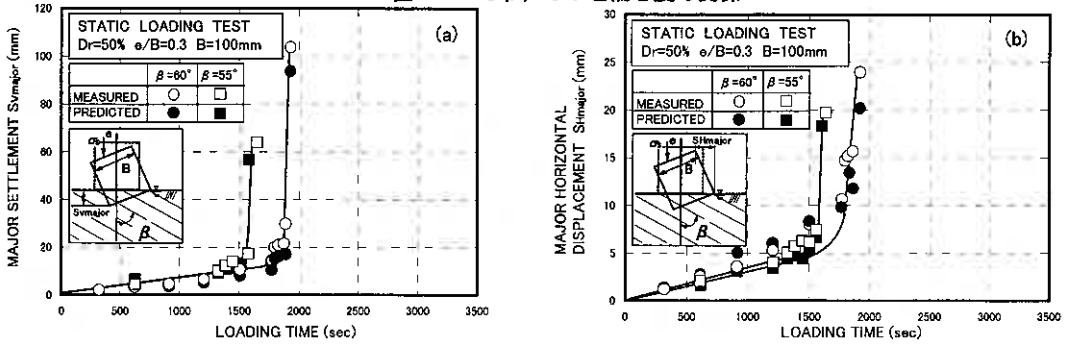


図-23 推定値と実測値の比較

また式(4)中の V_0/V_p に関するパラメータとおよび η は、図-20のようにそれぞれ0.02および2.25とした。図より、沈下量及び水平移動量に関して一致度は極めて良好であることがわかる。このように、異方性の影響や荷重条件(本試験では偏心率 e/B)を考慮したパラメータを用いると、ここで提示したような簡易な推定式によって、構造物-地盤系の変位量は推定可能であると言える。

5. まとめ

- ① 堆積異方性の影響が強くなることによって極限支持力は低下傾向を示した。これは、塑性くさびまたはすべり線の発生位置が浅くなることによって、塑性域が小さくなることに起因している。
- ② 地盤の変形形状は異方性の影響によって違いが現れる。しかし、構造物-地盤系の変形特性を提案している土量比パラメータを用いて調べたところ、異方性の影響に関わらず、従来から示している双曲線関係が得られた。よって土量比は異方性の影響を考慮できる変形パラメータとしても有効である。
- ③ 従来より提案している変位量推定法は、堆積構造異方性の異なる地盤においても有用である。荷重条件、特に偏心率と天端2点での実測変位量との関係が得られれば、沈下量、水平移動量が推定可能になる。

謝辞: 本研究の遂行にあたり、実験およびデータ整理に室蘭工業大学4年 澤里盛郎、武田昌巳両君から協力を得た。専修大学北海道短期大学 横浜勝司講師には種々の助言を頂いた。また、本研究の一部に文部省科学研究費奨励研究(A)(No.11750433)の補助が与えられた。末筆ながら深甚なる謝意を表します。

参考文献: (1)川村志麻ら:波浪のような繰返し力を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動,土木学会論文集, No.624/Ⅲ-47, pp.65-75, 1999. (2)木村孟ら:砂地盤の支持力ならびに変形性状に対する異方性の影響について,土木学会論文報告集, No.319, pp.105-113, 1982. (3)三浦清一ら:波浪力を受ける砂地盤の変形特性を考慮した海洋構造物の変位量推定法,海岸工学論文集, Vol.45, pp.876-880, 1998. (4)宮浦征宏ら:載荷条件の相違による砂地盤の支持力-変形特性の変化とその評価,土木学会論文集, 2001(印刷中). (5)横浜勝司ら:波浪のような繰返し荷重場にある構造物-地盤系の安定性評価に関する実験,海岸工学論文集, Vol.47, pp.936-940, 2000. (6)Oda, M. et al: Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain test, *S&F*, Vol.18, No.1, pp.25-37, 1978. (7)Oda, M. et al: Effect of strength anisotropy on bearing capacity of shallow footing in a dense sand, *S&F*, Vol.19, No.3, pp.16-28, 1979. (8)Meyerhof G.G.: The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads, *Proc. of 3rd ICSMFE*, Vol.1, pp.440-445, 1953. (9)Meyerhof G.G.: Bearing capacity of anisotropic cohesionless soils, *Can Geotech.* Vol.15, pp.592-595., 1978. (10)Miura, S. et al: Cone penetration characteristics and its correlation to static and cyclic deformation-strength behaviors of anisotropic sand, *S&F*, Vol.24, No.2, pp.58-74, 1984. (11)Tatsuoka, F. et al: Progressive failure and particle size effect in bearing capacity of a footing on sand, *Proc. of Geotech. Eng Cong.*, Special Publication, No.27, *ASCE*, Vol.2, pp.788-802., 1991.

柔構造樋門における地盤沈下量の事例調査結果

～実測沈下量と計算沈下量の関係（即時沈下量について）～

北海道開発コンサルタント㈱ ○正会員 原 靖
正会員 藤田 友幸

1 はじめに

河川堤防を横断して設けられる樋門は、それ自身が堤防としての機能を有している必要がある。しかし、樋門の函体と堤体土との剛性の相違から函体と周辺土が密着し難く、特に地盤沈下が大きい軟弱地盤における支持杭基礎の樋門においては、従来から堤体と函体との間あるいは周辺部に空洞化やゆるみ等が発生し、堤防としての弱点部となっていた。

そこで近年、樋門は周辺堤防の安全性の確保を優先すべきとの観点に立ち、従来の「支持杭による剛支持方式」から、基礎地盤の沈下に追従し空洞化やゆるみを軽減できる「直接基礎を主体とする柔支持方式」に転換されており、いわゆる柔支持・柔構造である「柔構造樋門」が設計・施工されてきた。

その柔構造樋門を設計するうえで、函軸方向の地盤沈下量を把握することは基本要件であり、なかでも即時沈下量の算定は、函体の不同沈下対策として実施されるキャンバー盛土（函体を上げ越して設置するために函体の下に設ける盛土）量を決定するうえでも重要である。なお即時沈下量の算定方法としては、(財)国土開発技術センター編の「柔構造樋門設計の手引き」¹⁾による式（以下：手引きの式）によって算出する方法が一般的となっているものの、事例についての調査報告（検証）は少ない。

本報告では、これまで過去に北海道内で施工された柔構造樋門の内、地盤沈下量が即時沈下量のみ（＝増加荷重がなく圧密沈下量が発生しない）の樋門を対象に、実測沈下量（動態観測による）と計算沈下量（手引きの式による）の比較から、解析手法の検証を行うとともに、その相関について考察した。

2 即時沈下（計算値）の算出方法について

即時沈下量は、地盤を弾性体とみなして弾性変位量として求める以下に示す「手引きの式」を用いて算出した。この式は、堤体を等価な複数の帯状荷重に近似して沈下量を求めるものであり、道路土工指針²⁾に用いられている方法と基本的に同じである。

$$S_{ix} = \sum_{i=1}^n \frac{-3 a_i \cdot q_i}{E_m \cdot \pi} \log \sin \left(\tan^{-1} \frac{a_i}{H} \right) \cdot \left\{ 1.0 - \frac{0.75}{\pi} \left[\left(1 + \frac{x}{a_i} \right) \log \left| 1 + \frac{x}{a_i} \right| + \left(1 - \frac{x}{a_i} \right) \log \left| 1 - \frac{x}{a_i} \right| \right] \right\}$$

.....式(1)

ここに、

- S_{ix} : 函軸方向 x の位置の基礎地盤の即時沈下量 (m) {m}
- q_i : 盛土荷重 (tf/m^2) { kN/m^2 }
- E_m : 式(2)による地盤の換算変形係数 (tf/m^2) { kN/m^2 }
- $2a_i$: 載荷幅 (m) {m}
- H : 即時沈下の影響を考慮する深さ (m) {m}
- n : 等分布荷重数
- x : それぞれの等分布荷重のセンターからの距離 (m) {m}

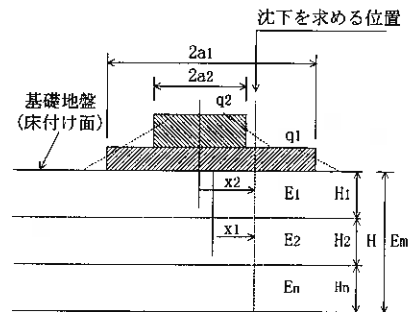


図-1 即時沈下の計算モデル

Investigation of settlement under the flexible sluiceway

Yasushi Hara, Tomoyuki Fujita (Hokkaido Engineering Consultants Co., Ltd.)

式(1)における地盤の換算変形係数 E_m は、土層が深さ方向に変化する場合、特に軟弱層が存在する場合などでは、次式によりその影響を考慮に入れ、換算変形係数 E_m を算出する。

$$E_m = \frac{\log \frac{(B + 2 h_n \cdot \tan \theta) L}{(L + 2 h_n \cdot \tan \theta) B}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i} \log \frac{(B + 2 h_i \cdot \tan \theta) (L + 2 h_{i-1} \cdot \tan \theta)}{(L + 2 h_i \cdot \tan \theta) (B + 2 h_{i-1} \cdot \tan \theta)}} \quad \dots \text{式(2)}$$

ここに、

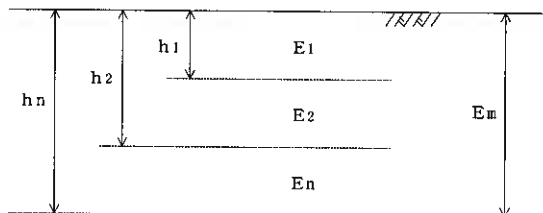
E_m : $B \neq L$ のときの地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kgf/cm²) {kN/m²}

B : 開削幅 (m) {m}

L : 堤体幅 (m) {m}

h_n : 影響を調べなければならない深さ (m) {m} で、開削幅 B の3倍以上とする。

h_i : 細分する各層底面までの深さ (m) {m}



(a) 土層の変化状態

(b) 換算変形係数による土層状態

図-2 土層が深さ方向に変化する場合の換算変形係数

3 即時沈下の実測値と計算値の比較

3.1 比較対象樋門

比較対象とした樋門は、過去に北海道内で施工された柔構造樋門の内、地盤沈下量が圧密沈下の発生しない (=増加荷重がない)、即時沈下のみであるとみなすことができる4樋門 (A~D) を選定した。

表-1に各樋門の諸元 (計算条件) を示す。

なお、換算変形係数 E_m は、次の3つの方法から得られた各土層の変形係数 E を用いて算出している。

- ① 標準貫入試験の N 値より推定 : $E_n = 7 N$
- ② ボーリング孔内水平載荷試験 (LLT) で測定した変形係数 : E_b
- ③ 一軸圧縮試験 : E_{50}

表-1 検討対象樋門の諸元 (計算条件)

樋門名	樋門長 (m)	地盤の特徴 (沈下対象層)	計 算 条 件						
			盛土材 γ_t (tf/m ³) {kN/m ³ }	開削幅 B (m)	最大載荷幅 $2 a_{max}$ (m)	沈下対象層厚 H (m)	換算変形係数 E_m (tf/m ²) {kN/m ² }		
							$E_n(7N)$	$E_b(LLT)$	E_{50} (一軸圧縮)
A	50.0	qc=3~10kgf/cm ² 程度、 N値1~8回程度の泥炭および粘性土地盤	1.6 {16.0}	4.1	67.7	11.5	346.2 {3462}	334.4 {3344}	297.7 {2977}
						10.7	158.0 {1580}	104.6 {1046}	215.7 {2157}
B	29.0	N値3~8回程度の泥炭および粘性土地盤	1.6 {16.0}	4.2	49.2	8.6	335.7 {3357}	—	—
C	12.0	N値2~5回程度の泥炭および粘性土地盤	1.8 {18.0}	4.4	29.3	14.1	197.8 {1978}	175.5 {1755}	—
D	36.0	N値1~2回程度の粘性土地盤	1.7 {17.0}	4.2	62.6	3.3	114.0 {1140}	57.7 {577}	118.9 {1189}

※) 樋門Aの H , E_m ~上段: 盛土部の定数, 下段: 素地部の定数

3.2 実測値と計算値の比較

A~D樋門における即時沈下の実測値 (S_f) と計算値 (S_i) の関係を図-3に示した。なお実測値とは、即時沈下は盛土載荷と同時に終わる¹⁾²⁾ことから、動態観測による盛土完了時の沈下データを用いた。また計算値は、地盤変形係数 (E) を求める方法により異なってくるため、各々の値について比較した。

この図-3によると、計算値は実測値に対して最大でも±5 cm 程度の違いであり、それほど大きな差は生じていないことがわかる、また、変形係数を求める各方法の違いによる差についても同様であった。

その計算値と実測値の関係 (S_i/S_f) を、計算値の載荷幅 (L) と沈下対象層厚 (H) の比 (L/H) で表した横軸に沿ってプロットし、図-4に示した。

この図-4によると、計算値の L/H が大きくなるにつれて、計算値は実測値に対して概ね小さくなる傾向にあることがわかる。特にD樋門においては、計算値が実測値の半分程度以下となっており、その差は大きいといえる。このことは、D樋門における沈下量が少なかったため、計算値と実測値の差は小さかった（計算値は実測値に対して3 cm 程度小さい）ものの、沈下量が多ければその差も当然大きかったといえる。

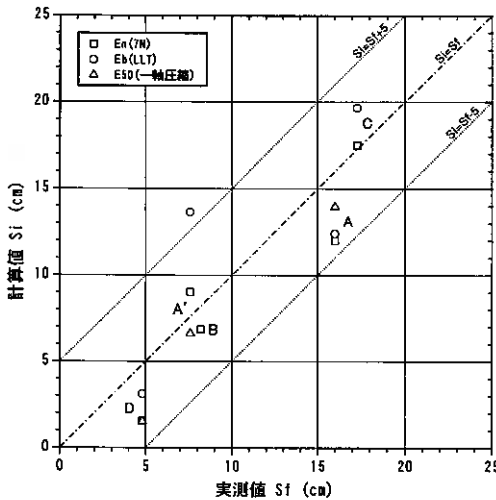


図-3 即時沈下の実測値(S_f)と計算値(S_i)の比較

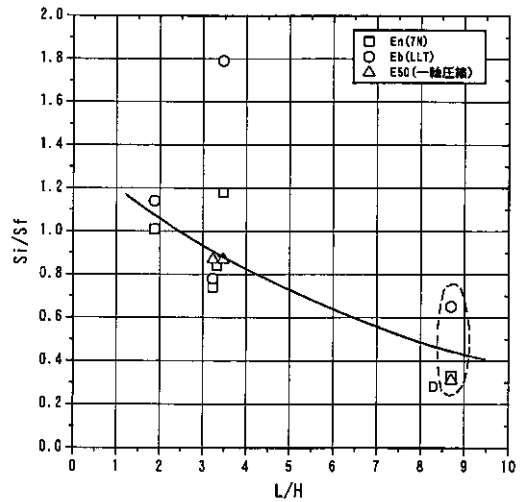


図-4 計算値の L/H と S_i/S_f の関係

4 考察

以上の即時沈下の実測値と計算値の比較より、載荷幅 (L) と沈下対象層厚 (H) の比 (L/H) が大きい樋門ほど実測値と計算値の差が大きくなる（計算値が実測値に対して小さくなる）傾向があることがわかった。

その要因を考えると、以下に述べる「手引きの式」の特性が考えられる。

その特性とは、他条件が一定の場合に載荷幅 (L) と沈下 (S_i) に関して図-5に示すような相関が見られ、載荷幅が沈下対象層厚と等しいところまでは、載荷幅が大きくなると沈下量も増加していくが、載荷幅が沈下対象層厚以上になると、載荷幅が大きくなると沈下量は減少していく。

つまり、図-6に示すモデル図を使って説明すると、盛土荷重が一定 ($q_1 = q_2$) で、沈下対象層厚が一定 ($H_1 = H_2$) でも、載荷幅が大きくなるにつれて ($B_1 < B_2$)、

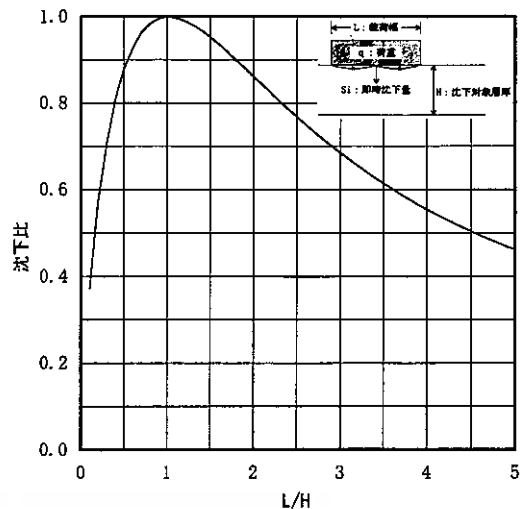


図-5 載荷幅と沈下に関する相関

沈下量は小さくなっていく ($S_{i1} > S_{i2}$) ことを意味している。

そこで、このような「手引きの式」の特性をふまえ、載荷幅(L)と沈下対象層厚(H)の比(L/H)に着目して、A～D樋門の計算値の載荷幅を変えて計算させる(沈下対象層厚などの他条件は一定)ことで、それぞれの計算値が実測値にあうようなL/Hを考えた。

その結果を図-7に示す。これによると、L/H=2～3程度の条件で計算させることで、より計算値が実測値に近づくといえる。

つまりL/H=2～3程度の樋門における即時沈下量の計算値は、L/H=3以上の樋門における計算値よりも実測値に近い値であるといえる。

また今後、数多くのデータを収集し、研究を進めることで、L/H=3以上の樋門における計算値に図-5より得られた係数[(L/H=2～3の沈下比)÷(計算時のL/Hにおける沈下比)]を乗じることで、より実測値に近づけること等も可能となってくる。

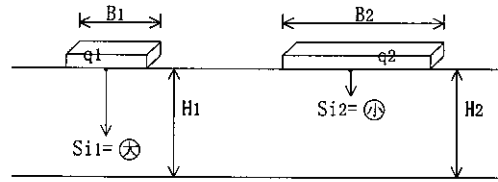


図-6 相関モデル図

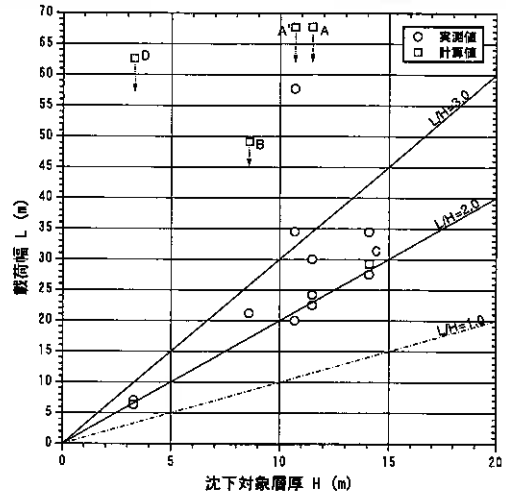


図-7 実測値の載荷幅(L)と沈下対象層厚(H)の比(L/H)

5 まとめ

本報告は、以下のようにまとめることができる。

- 1) 載荷幅(L)と沈下対象層厚(H)の比(L/H)が大きい樋門ほど実測値と計算値の差(沈下比)が大きくなる(計算値が実測値に対して小さくなる)傾向がある。
- 2) その要因は、載荷幅が沈下対象層厚より大きい場合、載荷幅が大きくなると沈下量は減少するという「手引きの式」の特性によるものと考えられる。
- 3) 載荷幅(L)と沈下対象層厚(H)の比、L/H=2～3程度の時の計算沈下量が最も実測値に近い値であると考えられる。

今後、数多くのデータを収集し、より精度の高い即時沈下量を求める手法を提案できるように研究を進めていきたい。

謝 辞

最後に、各柔構造樋門の調査データおよび動態観測結果を提供して頂きました石狩川開発建設部工務課の関係者の皆様に対し、心から謝意を表します。

<参考文献>

- 1) (財)国土開発技術センター編：柔構造樋門設計の手引き，平成10年11月
- 2) (社)日本道路協会：道路土工 軟弱地盤対策工指針，昭和61年11月

フォールコーン法によるコンシステンシー限界 決定における基準貫入量について

函館高専 環境都市工学科 ○ 正員 佐野佑房
 同上 同上 正員 川口貴之
 同上 同上 正員 岩淵祐一

1. まえがき

フォールコーン法による液性限界決定が日本地盤工学会基準 JGS0142 として制定され、3 年が経過した。一方、塑性限界は依然としてキャサグランデ提案の転延法によると規定されている。通常の業務における利用状況に関する資料は無いが、あまり利用されているとは思われない。フォールコーン法により塑性限界を同時に決定することを提唱している立場から、フォールコーン法によりコンシステンシー限界を決定する方法に関して残されている問題点の解明を目指している。

本報告では、フォールコーン法によるコンシステンシー限界決定に関する研究の推移、基準貫入量の値、特に塑性限界決定用基準貫入量について、文献を通して整理を試みた。次いで、筆者および他の研究機関による最近の測定値を分析して、基準貫入量を検討し、今後の基準化への資料提供としたい。

2. フォールコーン法による液性限界決定

フォールコーン法によるコンシステンシー限界決定を国家基準としているすべての国を把握していないが、主な国およびその内容の概略を表-1 に示す。コーンの諸元として 60° 60g と 30° 80g の 2 種類が主流である。政治、経済、文化的結びつきによるところが大きい。貫入方法は、旧ソ連がゆっくり貫入させる以外、自由落下方式である。コンシステンシー限界は、中国が液性限界と塑性限界を決定する以外、液性限界のみを決定し、塑性限界はキャサグランデの転延法により決定する。含水比と貫入量関係を直線とみなし、ある貫入量(基準貫入量)に対する含水比をコンシステンシー限界とする方法が採用されている。検定曲線を準備して、測定曲線との交点の含水比をコンシステンシー限界とする方式は採用されていない。含水比と貫入量関係は、測定例の図面なども参考にして判断すると、普通目盛表示、片対数表示、両対数表示の 3 種類がある。中国以外は液性限界のみの測定であること、内挿法であるので表示方法の違いは大きな違いをもたらさない。

表-1 主な国のフォールコーン試験の規格・基準

国名	規格・基準番号	コーン			基準貫入量 LL mm	備考
		角度	質量 g	長さ mm		
スウェーデン	SIS027120-90	60	60	>20	10	片対数表示
ノルウェー	NS8002	60	60	>20	10	
カナダ	BNQ2501-092	60	60	20	10	
イギリス	BS1377-1990	30	80	35	20	片対数表示
ニュージーランド	NZS4402	30	80	35	20	
旧ソ連	GOST5180-84	30	76	25	10	静的貫入
中国	SD128-007-84	30	76	25	17	両対数表示、塑性限界も
日本	JGS0142-2000	60	60	>20	11.5	普通目盛表示

Study on specified penetration for consistency limits determined by fall cone method.

Y. SANO, T. KAWAGUCHI, & Y. IWABUCHI (HAKODATE National College of Technology)

コーンの先端角度と落下質量は、測定に必要な土の量、貫入に影響の出ない容器の大きさ、測定の精度などから決定されたと推測される。スウェーデンで開発され、それを参考にして各国で少し修正が加えられたようである。イギリスにおいて30°コーンが誕生した経緯は不明である。乱されない土のせん断強度測定としてのコーン貫入には60°より鋭角な角度が有利であること、容器直径が小さくてすむことから、30°コーンが採用され、練返し土に対するコンシステンシー限界試験にも採用されたのではないだろうか。シンウォールチューブの試料土に対して直接室内ペーン試験が行われ、その羽も非常に小型のものが採用されている。

自由落下ではなく静的に貫入させ自重と平衡させることはアッターベルグの定義により忠実である。しかし測定装置や測定方法の単純さ、自由落下による影響の評価の導入により、自由落下で十分であると認められている。

基準貫入量を設定する時の考え方には3通りがある。一つは、液性限界はある種のせん断強度にあたり、コーン貫入はせん断試験たり得るから、ある特定の貫入量であるとする。もう一つは、それまでのキャサグランデ法による値との対応を重視する場合、皿落下法による液性限界の大きさにより貫入量に変化すると考える。最後の一つは、これら両者を考慮する考えである。

3. フォールコーン法による塑性限界決定

フォールコーン法による塑性限界決定についていくつかの提案がある。一つは、液性限界の場合と同様に含水比～貫入量曲線からある特定の貫入量に対する含水比を求め、塑性限界とする。塑性限界をまたいで試料を準備することは困難であるので、外挿法となる。ただし、液性限界を求める時の領域での測定値ではなく、かなり低い液性指数の時の測定値を含めることを要求している¹⁾²⁾。

二つは、塑性限界時のせん断強度は液性限界時のその100倍であると定義する考えである。自由落下方式と定速度押し込み方式がある。前者では、角度と速度が同一で質量の異なる(m_1 , m_2)2種の測定を行う。30°80g、240gが例示されている。含水比と貫入量(片対数表示)関係が平行である。ある同一貫入量に対する含水比(w_1 , w_2)から塑性指数 I_p が算出される。液性限界 w_{Lc} は20mmに対する含水比から決定されている。塑性指数と液性限界より塑性限界が決定される³⁾。後者は1mm/sの速度で30°コーンを貫入させる。貫入量と荷重を測定する。貫入量～荷重曲線は直線関係であり、8kgfに対応する貫入量を読み取る。3種類の含水比状態のデータによる含水比～貫入量曲線が直線をなす。11.55mmに対応する含水比が塑性限界である⁴⁾⁵⁾。

三つは、カナダのチャンプレーン粘土に関するかなり大胆な経験則に基づいている。フォールコーン貫入量により、不かく乱強度、練返し強度、液性指数が算定される。自然含水比と液性指数から液性限界が算出される。次いで液性限界から塑性指数が算出される。したがって、塑性限界が計算されることになる⁶⁾。このうち液性限界のみから塑性指数が算出されることに一般性、普遍性を認めにくい。

4. 基準貫入量の検討

フォールコーン法によるコンシステンシー限界決定について、これまでに提案されている基準貫入量に着目して整理してみると表-2が得られる。前掲表-1に提示されている同一条件の基準は代表を掲げ、重複を避けている。コーン角度や落下質量の違いを消去するため筆者らの提案式(1)(2)を用い、60°60gに換算⁷⁾して比較する。ここに p 、 m 、 θ はそれぞれ貫入量、落下質量、コーン先端角である。

$$\frac{p_1}{p_2} = \sqrt{\frac{m_1}{m_2}} \dots (1)$$

$$\frac{p_1}{p_2} = \sqrt{\frac{(1+2 \tan \theta_2/2) \tan \theta_2/2}{(1+2 \tan \theta_1/2) \tan \theta_1/2}} \dots (2)$$

まず液性限界用に着目する。フォールコーン法発祥の地スウェーデンが10mmであることはよく知られている。イギリスの30°80gに対する20mmが60°60gに換算すると10mmであることは興味深い事実である。フランスは8.5mm、中国は8.7mmとやや小さい。旧ソ連の5.1mmは著しく小さいが、静的貫入の場合である。HansboとHoulsbyの式を組合せたStone & Phan⁹⁾の考え方をを用いると、動的貫入量は静的貫入量の $\sqrt{3}$ 倍となり、8.8mmに相当することとなり、中国と同程度である。

日本は11.5mm⁹⁾、佐野ら11.5mm⁹⁾、甲本12mm¹⁰⁾、風間ら12.4mm¹¹⁾といずれも10mmより大きい値を提唱している。コンシステンシー限界の定義を尊重しつつも、これまでのコンシステンシー限界と地盤特性との関係に関する成果を大きく損なわず活用できるように、キャサグラント法による値との整合性を重視しているからである。

Leroueil & Le Bihan¹²⁾は、いくつかの基準を比較した結果、カナダ基準はスウェーデン基準と同じ液性限界を得るが、フランスの基準によると液性限界が低めに出ると結論づけている。基準貫入量が低めであるということである。

次に塑性限界の基準貫入量について検討する。提案事例は少ない。中国が基準として制定した経緯は残念ながら情報がなく、アメリカの文献¹³⁾から垣間みる限りである。60°60g換算貫入量にして、2.0~2.6、4.6~5.1、8.2~9.2mmの3個のデータを取り、両対数表示で整理して、液性限界は8.7mmと内挿で、塑性限界は1.0mmと外挿で求める。かなり固い領域を含めていることは妥当であるが、供試体作成に困難が予想される。しかし、データ3個は回帰直線決定にとって少ないと危惧される。

日本の場合、北郷・佐藤(1969年)による液性限界と塑性限界の同時決定が始まりである。種々の要因による影響を検討して、1975年に筆者らによる「フォールコーン法による液性・塑性両限界の測定」⁹⁾の中でこれまでの成果をまとめとしている。含水比と貫入量の関係を両対数表示で直線をあてはめる。液性指数の低

表-2 基準貫入量

国名又は研究者名	コーン		基準貫入量 60°60g 換算				備考	出典
	角度	質量 g	LL mm	PL mm	LL mm	PL mm		
スウェーデンの規格	60	60	10		10		片対数表示	文献17 2000年
イギリスの規格	30	80	20		10		片対数表示	〃
旧ソ連の規格	30	76	10		静5.1動8.8		ゆっくり貫入、非自由落下	〃
中国の規格	30	76	17	2.0	8.7	1.0	両対数表示、塑性限界も	文献1 1992年
日本の規格	60	60	11.5		11.5		普通目盛表示	文献17 2000年
佐野他	90	200	13.5	1.7	11.5	1.4	両対数表示	文献9 1975年
	90	100	9.5	1.2	11.4	1.4		
佐野他	60	60	11.4	1.4	11.4	1.4	両対数表示	文献13 1994年
甲本	60	60	12	1.3	12	1.3	両対数表示	文献10 1990年
	60	1000		5.4		1.3		
Wroth & Wood	30	80	20	(2.0)	10	(1.0)	片対数表示、PL筆者の解釈	文献3 1978年
風間ら	60	60	12.4		12.4		いずれでも良い	文献11 1995年
Towner				2.0		1.0	片対数表示	文献14 1976年
Campbell	30	80		5.6		2.8	普通目盛表示、曲線	文献14 1976年
Rao	30	100	20	2.4	9	1.1	両対数表示	文献15 1987年
				5.0		2.3	Ipにより変わる	
				10.0		4.5		
イソト	30	148	25		9.3			文献15 1987年
	31	148	25.4		9.4			文献12 1996年
フランス	30	80	17		8.5			文献12 1996年
Boichenco	30	300	32		8.3			文献15 1987年
Vasilev	30	76	10		5.1			文献15 1987年
中国	30	100	20		9			文献15 1987年
Harison	30	80	20	2.0	10	1.0	片対数表示、折線、外挿	文献16 1988年

い部分は折れ曲がるので除く。貫入量測定精度の向上のため、 $90^{\circ}200g$ を選び、基準貫入量は $1.7mm$ としている。 $60^{\circ}60g$ で $1.4mm$ に相当する。

筆者らは1990年から再びフォールコーン法に関わる諸問題を解明する過程で、国内での統一、国際情勢から $60^{\circ}60g$ 自由落下コーンを採用することとした。それに伴い塑性限界測定についても $60^{\circ}60g$ に対するデータを収集して検討を重ねてきた。液性限界の場合と同様にコンシステンシー限界に対する従来の成果を活用できるように、キャサグランデ法による塑性限界と近い値となるように基準貫入量を設定している。フォールコーン法による塑性限界とキャサグランデ法によるそれが異なる時に初めて、定義の違いによる新しい真の塑性限界と認めることである。これに対して検定曲線方式は、どこまでもキャサグランデ法による値と一致させようとする立場である。結論として、 $60^{\circ}60g$ 自由落下コーン、 $5mm$ から $12mm$ の範囲で、偏らず、 $6\sim 8$ 個の測定値を得、両対数表示で直線をあてはめ、 $1.4mm$ に対する含水比を塑性限界と決定することを提案¹³⁾している。

甲本¹⁰⁾は同じく $60^{\circ}60g$ 自由落下コーンによる貫入量と含水比の関係は塑性限界付近まで両対数表示で直線であるとして、基準貫入量方式を提案している。この時基準貫入量は $1.3mm$ である。 $60^{\circ}1000g$ 自由落下コーンのデータによると $5.4mm$ であるが、(1)式により $60g$ コーンに換算すると $1.3mm$ である。

その他外国の研究者の例では、Towner(文献14より)は片対数表示で $1.0mm$ 、Rao¹⁵⁾は両対数表示で $1.1mm$ であるが塑性指数 I_p により3種類(1.1, 2.3, 4.5mm)に変化させている。Harison¹⁶⁾は片対数表示であるが、液性指数が 0.77 の位置で折れ曲がり、 $1.0mm$ まで外挿により決定する。

Campbell¹⁴⁾の提案は上述の考え方と異なる。含水比と貫入量関係は普通目盛で極小値を示す。キャサグランデ法の塑性限界に対応する貫入量は $5.6mm$ である。含水比と貫入量関係は曲がっているから対応する含水比は2点出る。極小点を塑性限界と定義すると良い。試料の準備が極めて困難であるとDavidson(1983)から指摘されている。

WoodとWroth⁹⁾は塑性限界を求めるのではなく、塑性指数をフォールコーン法により求めることを提案している。塑性限界時のせん断強度 C_u が液性限界時のその 100 倍程度となることから、逆に 100 倍となる時の含水比を塑性限界と定義する。 $30^{\circ}80g(Q_1)$ コーンと $30^{\circ}240g(Q_2)$ コーンの含水比 \sim 貫入量(対数表示)曲線は平行であることから、ある貫入量に着目する時の含水比幅を Δw とすれば、次式より塑性指数が計算される。

$$I_p = 2 \Delta w / \log(Q_2 / Q_1) \quad \dots(3)$$

$$C_u \cdot p^2 / Q = \kappa \quad \text{一定} \quad \dots(4)$$

さらにHansbo(1957)による4式を用いると液性限界の基準貫入量が $20mm$ ならば、その 100 倍のせん断強度の時の貫入量は 10 分の 1 、すなわち $2.0mm$ が対応する。Woodらは $30^{\circ}80g$ であるから、これを $60^{\circ}60g$ 用に換算すると $1.0mm$ である。

含水比と貫入量の表示目盛、外挿の有無の違いはあるが、概ね $1.0mm$ から $1.5mm$ の貫入量の時を塑性限界と認定しているとまとめられる。

5. 測定値による検証

5.1 検証に用いた資料

本研究には表-3に示す6種類の調査・測定データを用いる。土質工学会に設置された「土のコンシステンシーに関する研究委員会(委員長矢橋辰吾)」が行ったワーキンググループ試験(GS92)、

表-3 検討資料

試験群	試料数	測定機関数	備考
GS92	12	5	ゴーン測定法任意
NS93	3	20	"
CS94	3	7	ゴーン測定法指定
SS95	3	7	"
HC98	21	1, 1	ゴーン法とキャサグランデ法別機関で測定
HC99	13	1, 1	"

全国一斉試験(NS93)、委員会一斉試験(CS94)、文部省科学研究費補助金(代表佐野信房)を受けた研究グループ試験(SS95)、筆者らによる2試験群(HC98、HC99)の6種である。それぞれの試験群はいくつもの目的を掲げて企画されている。その中より本研究のテーマであるフォールコーン試験法によるコンシステンシー限界決定における基準貫入量に関する部分を利用する。

フォールコーン法は60°60g自由落下の含水比と貫入量を両対数表示し、キャサグランデ法による液性限界 w_{Lj} と塑性限界 w_{pj} に対する貫入量をそれぞれ p_{Lj} 、 p_{pj} とする。

5.2 液性限界用基準貫入量

全資料55個について、キャサグランデの皿落下法による液性限界 w_{Lj} に対するフォールコーン法貫入量 p_{Lj} を図-1に示す。 w_{Lj} 100%以下が9割近くを占めるが、100%超が8個含まれている。基準貫入量 p_{Lj} は最小1.2mmから最大28.7mmまでが存在する。平均値は10.8mmで、変動係数は39.4%であり、必ずしも十分とは言えない。変動係数等は表-4に記載している。

変動係数が大きくなる原因を考察してみる。JGSでは高い液性限界(160%超)の土はフォールコーン法適用外としている¹⁷⁾。本検討データ中には4個があり、いずれもベントナイトである。この4個を除いた51個の平均が10.6mm、変動係数41.1%であり一致度は向上しない。基準貫入量 p_{Lj} が15mm以上と5mm以下になる6個を除くと、当然のことであるが平均10.6mm、変動係数20.6%と著しく改善する。

この6個の土はどのような土か。一つは関東ロームで筆者らの研究室での取扱いの経験が未熟のため、貫入量5.9~10.7mmに対して含水比の変化が0.3%と微小であり、正しい測定とは認め難い。次は大阪海成粘土で最大貫入量が10mmどまりで、もう少し大きな貫入量のデータを含めたい。その他4つはHC98群3個、HC99群1個で、当時の工学的分類法によるSCs(4個中の1)、SCsG(1個のみ)、SCs-G(7個中の2)である。砂分を多く含む、礫分を含む、最小貫入量が大きいたことが特徴である。さらに0.425mmふるいによる裏ごしについての筆者らの認識が不十分であって、代表的試料の取出しができなかった可能性がある。HC群はキャサグランデ法とフォールコーン法は別の機関で測定されている。

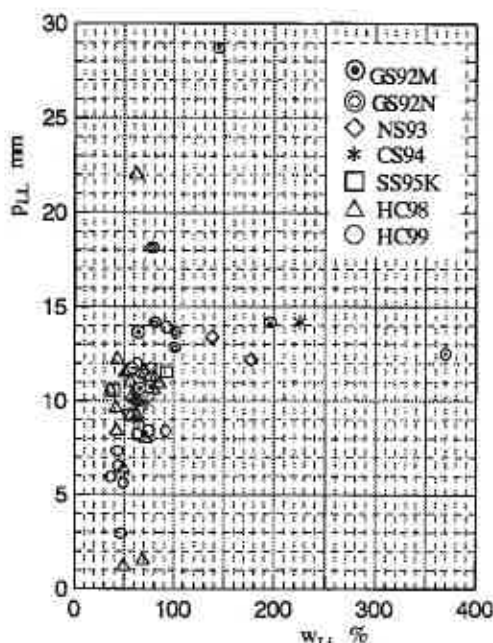


図-1 液性限界用基準貫入量

表-4 基準貫入量の変動係数

条 件	全データ	$w_{Lj} < 160$	$5 < p_{Lj} < 15$	$0.5 < p_{pj} < 2.0$	
	データ数	55	51	49	43
液性 限界 用	p_{Lj} 平均 mm	10.8	10.6	10.6	10.3
	最低 mm	1.2	1.2	5.6	5.6
	最高 mm	28.7	28.7	14.2	14.1
	標準偏差	4.240	4.337	2.180	2.140
	変動係数%	39.4	41.1	20.6	20.8
塑性 限界 用	p_{pj} 平均 mm	1.0	1.09	1.1	1.1
	最低 mm	0.0	0.0	0.0	0.5
	最高 mm	3.3	3.3	2.6	1.7
	標準偏差	0.620	0.605	0.488	0.316
	変動係数%	59.7	55.3	45.0	29.9

5. 3 塑性限界用基準貫入量

次に塑性限界用基準貫入量 p_{PL} について考察する。図-2は塑性限界 w_{PL} に対する基準貫入量 p_{PL} である。全資料55個に基づく平均は1.0mm、変動係数は59.7%とばらつきがとても大きく、基準に取入れ難い一つの理由が現れている。フォールコーン法による塑性限界決定は、 $\log w \sim \log p$ 関係の直線性に強く影響される。さらに塑性限界近傍は低含水比で硬いので試料を容器につめにくい、飽和度を高めにくい、貫入量が小さいなど精度確保が困難である。この欠点を解消するため筆者らは、測定範囲を $60^{\circ}60g$ コーンで5~12mm、適度な間隔あけて密集させず、6~8点測定して外挿することを提案²⁾している。すなわち、やや硬い領域を含む、あまりにも大きい貫入量は除く、間隔をあげ過ぎない、測定点を少なくしない、一部にかたまらないことが大切である。

一例として最小貫入量に着目してみる(図-3)。7mm以下の測定点を持たない計測での基準貫入量 p_{PL} は平均から外れていることが観察される。しかし適切と認めている5mmや6mmの計測でも外れている例がある。

土の種類に着目してみる。 $p_{L} < 0.5$ mmが8個、ベントナイト系4個、関東ローム1個、他にSCsG(1個のみ)、SCs-G(7個中の2)、 $p_{L} > 2.0$ mmが4個、いずれもHC群でSCs(4個中の2)、CBS、CHS-G各1個である。ベントナイト系については、塑性限界のとらえ方としての定義の違いがあるのではないか。その他の土については前節で述べたように、本研究室での経験不足が大きい要因と考えている。これらを除いた43個で整理すると、平均1.1mm、変動係数29.9%である。ちなみにこの時の液性限界用基準貫入量の変動係数は20.8である。基準貫入量1.1mmはこれまで提案している値1.4mmより少し小さめに出ている。

6 まとめ

フォールコーン法により液性限界と塑性限界を決定する時の基準貫入量について、外国の状況を含め調査・検討した。60°60g自由落下コーンの場合、外国では8.3から10.0mm、日本はそれより少し大きい11.5mmである。これは、液性限界の定義、既存資料との関わりによるものである。

塑性限界については、中国で1.0mmとして基準化されている。その他研究段階として、1.0から

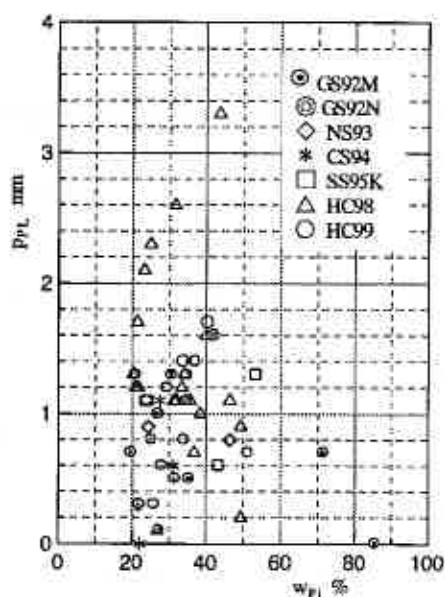


図-2 塑性限界用基準貫入量

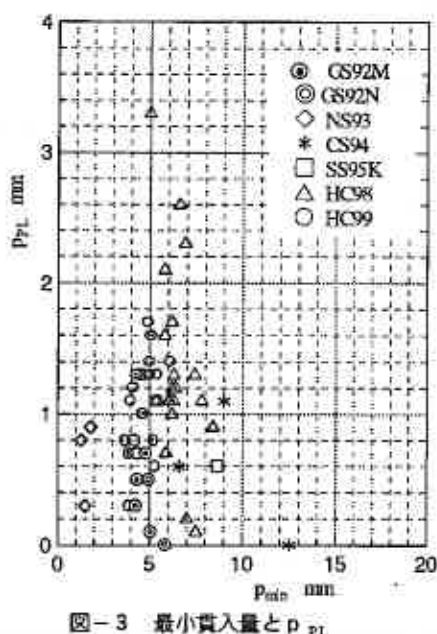


図-3 最小貫入量と p_{PL}

4. 5mmまでがある。筆者らは1.4mmを提唱している。

広く日本国内の土についての測定値について、キャサグランデ法との対応から基準貫入量を求めて検討した。測定に際しての留意事項はもちろん遵守が必要である。さらに、土の種類によるばらつきが観察された。採取時、搬入時、それぞれ代表的試料を取出すことが大切である。またベントナイト系などある種の土については塑性限界の定義に立ち返っての検討が必要である。

引用文献

- 1) Koester, J.P. [Dec 1992] The influence of test procedure on correlation of Atterberg limits with liquefaction in fine grained soils. *Geotechnical Testing Journal*, 15-4, pp352-361
- 2) 例えば 佐野信房・岩渕祐一[Feb 1998] 統一仕様によるフォールコーン法により得られた
コンシステンシー限界の再現性、地盤工学会北海道支部技術報告集、第38号、pp263-268
- 3) Wroth, C.P. & Wood, D.M. [May 1978] The correlation of index properties with some
basic engineering properties of soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15-2, pp137-145
- 4) Stone, K. J. L. & Phan, K. D. [Mch 1995] Cone penetration tests near the plastic limit.
Geotechnique, 45-1, pp155-158
- 5) Belviso, R., Ciampoli, S., Cotecchia, V. & Federico, A. [Jul 1985] Use of the cone penetrometer
to determine consistency limits. *Ground Engineering*, 18-5, pp21-22
- 6) Garneau, R. & Lebihan, J.P. [Nov 1977] Estimation of some properties of Champlain clys
with the Swedish fall cone. *Canadian Geotechnical Journal*, 14-4, pp571-581
- 7) 佐野信房・清水誠一[Feb 1975] コーン貫入量とセン断強度に関する実験的研究、
土質工学会北海道支部技術報告集、第15号、pp23-31
- 8) 地盤工学会[Oct 1997] 新規制定地盤工学会基準・同解説IV
フォールコーンを用いた土の液性限界試験、pp1-9
- 9) 佐野信房・鈴木輝之・北郷繁[Nov 1975] フォールコーン法による液性・塑性両限界の測定、
土と基礎、23-11、pp39-46
- 10) 甲本達也[Apr 1990] フォールコーンテストによる粘土の液性・塑性両限界の決定、
農業土木学会論文集、140号、pp95-100
- 11) 風間秀彦・上條良博・藤田龍之・古河幸雄[Jan 1995] フォールコーン法による液性限界・塑性
両限界の測定、土のコンシステンシーに関するシンポジウム論文集、pp145-152
- 12) Leroueil, S. & Le Bihan, J.P. [Oct 1996] Liquid limits and fall cones.
Canadian Geotechnical Journal, 33-5, pp793-798
- 13) 例えば 佐野信房・岩渕祐一[Jun 1994] フォールコーン法におけるコーン接触精度が
コンシステンシー限界に与える影響、第29回土質工学研究発表会講演集、pp259-260
- 14) Campbell, D. J. [1976] Plastic limit determination using a drop-cone penetrometer.
Journal of Soil Science, Vol. 27, pp295-300
- 15) Rao, H. Y. [1987] Determination of Atterberg limits by cone penetrometer.
Proc. of 8th Asian Regional Conference on SMFE, Vol. 1, pp81-84
- 16) Harison, J. A. [Sep 1988] Using the BS cone penetrometer for the determination of the
plastic limit of soils. *Geotechnique*, 38-3, pp433-438
- 17) 地盤工学会[Mch 2000] 土質試験の方法と解説(第一回改訂版)、
5.3 フォールコーンを用いた土の液性限界試験、pp98-102

室内試験によるジオグリッドの引抜き変形挙動の推定法

苫小牧高専 ○ 正会員 中村 努
 北大院工学研究科 正会員 三田地 利之
 苫小牧高専 正会員 池浦 勲
 苫小牧高専 西田 浩太

1 はじめに

土とジオグリッドの摩擦特性を室内で評価するための手段として一面せん断試験と引抜き試験が知られているが、両者は基本的にタイプの異なる試験と位置づけられている¹⁾。ジオグリッドの変形特性を知るためには模型試験として一般に引抜き試験が多く行われているが、実現場のスケールで引抜き試験を行うことは困難である。一方筆者らはこれまで、土とジオグリッドの摩擦特性を評価するための要素試験として一面せん断試験に着目し、試験結果に及ぼす諸要因の影響を調べるとともに、一面せん断試験結果を用いたジオグリッドの土中変形挙動の推定方法を検討してきた^{2),3),4)}。推定結果の検証のために引抜き試験結果を用いてきたが、一般的に引抜き試験は装置が複雑かつ大がかりであり、多種多様な条件に合わせて引抜き試験を行うことはきわめて困難であった。そこで本研究では新たに引抜き試験装置を改良し、ジオグリッドの土中端拘束条件の影響を調べるとともに敷設長や引抜き口の幅が試験結果に与える影響を明らかにし、さらに様々な条件下のジオグリッドの変形挙動について筆者らの提案法による計算値と引抜き試験結果との比較検討を行った。

2 実験

2.1 一面せん断試験方法

本研究では、せん断箱のサイズが上下とも350×350mmの上部可動式大型一面せん断試験装置を用い、垂直応力は上方からラバーメンブレインを介して空気圧によって载荷した。一面せん断試験装置の概略を図-1に示す。供試体下部底板と剛結したロードセルによる垂直応力の測定値が一定となるように空気圧を手動で制御した「定圧試験」と、垂直応力を制御していない「簡易定圧試験」を行った。

せん断速度は1mm/minとし、せん断箱間隔は2mmとした。また、せん断に伴い土とジオグ

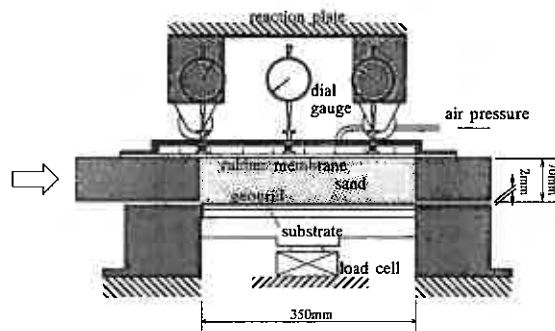


図-1 一面せん断試験装置

リッド間のせん断面積は減少するため、試験結果に面積補正を施した。土試料は乾燥真砂を用い、 $D_r=85\%$ となるように試験装置内に設置したジオグリッドの上に堆積させた。ジオグリッドは繊維系ジオグリッド(形状を図-2、物性を表-1に示す)をアクリル板に全面接着して用いた。引抜き現象における摩擦抵抗機構をジオグリッドの中心を通る面を上下に二分したものとしてみ、一面せん断試験で再現するために、ジオグリッドの開口部にリブの半分の厚さのアクリル板を貼り付けて開口深さを $1/2$ とした⁵⁾(図-3)。

Estimating method for pull-out deformation behavior of geogrid by laboratory test. Tsutomu NAKAMURA, Isao IKEURA & Kohta NISHIDA(Tomakomai National College of Technology), Toshiyuki MITACHI(Graduate School of Engineering, Hokkaido University)

表-1 ジオグリッドの物性

size (mm)			tensile strength (kN/m)	stiffness (kN/m)
a	b	c		
17	17	2	80	806

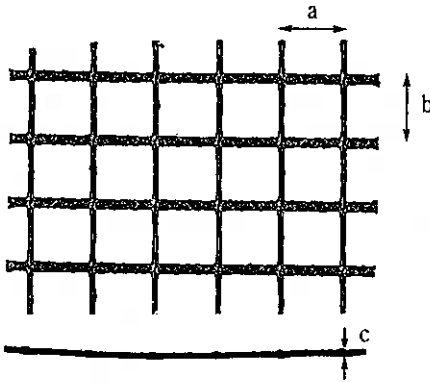


図-2 ジオグリッドの形状

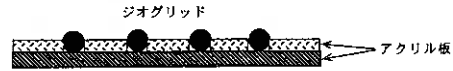


図-3 ジオグリッド供試体

2. 2 一面せん断試験結果

図-4 に垂直応力の制御を伴う定圧一面せん断試験結果および簡易定圧一面せん断試験結果から求まるせん断応力～垂直応力の関係を示す。両試験とも初期垂直応力(σ_0)は24.5, 49.0, 73.5 kPaの3種類で行った。ここで、簡易定圧試験においてせん断応力がピークに達した後に τ/σ (応力経路の傾き)が一定になり応力経路が左下へ移動する状態を残留状態と呼ぶことにする。この図から、簡易定圧試験の場合ピークに至るまで垂直応力は増加し続けるが、ピークを越えた後は垂直応力がほぼ一定の状態でせん断応力が減少し、その後残留状態に至る。一方、定圧試験結果の応力経路は終始直線を保ち、ほぼ定圧条件が満たされていることが分かる。載荷方法によって応力経路は異なるが、両試験結果ともピーク時および残留時の包絡線はそれぞれ同一直線に近似でき、どちらの試験結果を用いても同様の強度定数が得られる。これらの試験結果から得られたせん断抵抗角(ϕ_{max} , ϕ_r)と粘着切片(c_{max} , c_r)を図中に示す。図-5は上述の試験結果をせん断応力～水平変位関係で整理したものである。この図から定圧試験結果では、簡易定圧試験結果と比べピークに至るまでの水平変位が大きいことが分かる。ピーク強度は簡易定圧試験結果の方が大きな値が得られているが、図-4から明らかなようにピーク時の垂直応力が増加しているためである。本研究では定圧試験結果から得られた残留状態での ϕ_r , c_r およびピーク強度に至るまでの水平変位 u_p を用いてジオグリッドの土中変形挙動の推定を行い、後述の引抜き試験結果との比較を行う。

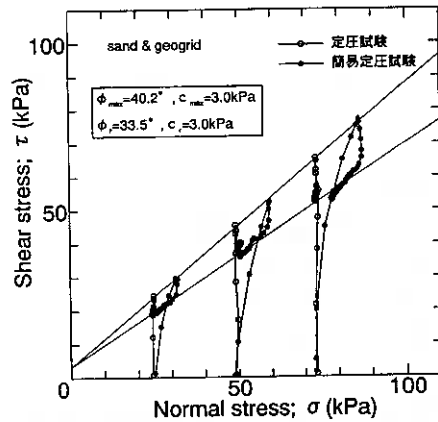


図-4 一面せん断試験結果 ($\tau \sim \sigma$ 関係)

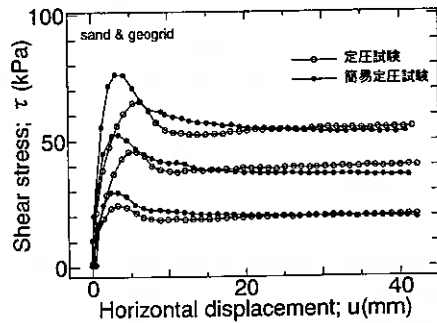


図-5 一面せん断試験結果 ($\tau \sim u$ 関係)

2. 3 引抜き試験方法

引抜き試験装置の概略を図-6 に示す。土槽のサイズは 250×500×200mm であり、引抜き口の大きさは用いるジオグリッドの厚さによって 0～8mm の間で任意に設定できる。ジオグリッドは一面せん断試験と同じものを用い、土槽中央に敷設して約 125mm おきに接点 6ヶ所（土槽外 1ヶ所を含む）にピアノ線を固定し、土槽後方に取り出して変位を計測する。ピアノ線はシンフレックスチューブの中を通し、土との摩擦が生じないようにしてある。上方からラバーメンブレインを介して空気圧によって垂直応力を載荷し(24.5, 49.0, 73.5 kPa), 土槽前方から取り出したジオグリッドのつかみの部分で 1mm/min の変位速度で引抜いた。土中端固定条件で行う場合には、ジオグリッドの土中端を金具で土槽後端に固定して試験を実施した。また、ジオグリッドの敷設長の影響を評価するため、敷設長(L)を 3種類(250, 375, 500mm)に変えて試験を実施した。砂試料は一面せん断試験と同じ条件で試験土槽内に堆積させた。

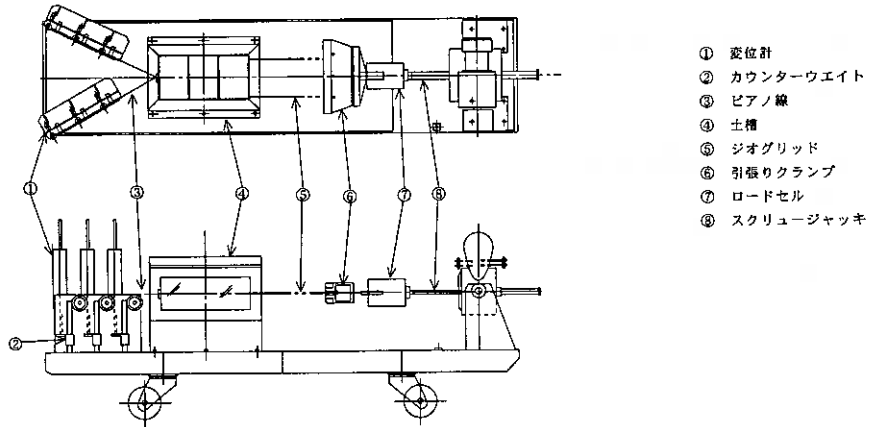


図-6 引抜き試験装置

引抜き量(D)は、試験初期に引抜き口部分にある接点の変位をピアノ線を通じて計測しているが、ジオグリッドが引抜かれるにつれて接点が土槽外へ移動し、空中部分での伸びが誤差となって蓄積されてゆくため、以下の式によって補正した。

$$D=d-(d+d_i) \times f/S$$

ここで d は引抜き量の計測値(mm), f は単位幅あたりの引抜き力(kN/m), S はジオグリッドの変形係数(kN/m)である。また、ジオグリッドの目合いや試験装置の都合により、正確に引抜き口の点でピアノ線をジオグリッドに固定できない場合があることから、その点の引抜き口からの距離を d_i (引抜き量の初期変位) とする。

2. 4 引抜き試験結果 (引抜き口の幅の影響)

予備実験として、土槽前方の引抜き口の幅を 3種類(4, 6, 8mm)に変えて実施した引抜き試験結果の引抜き力～引抜き量関係を図-7 に示す。この図より、垂直応力が小さい場合には引抜き口の幅の影響はみられないが、垂直応力が大きな場合には引抜き口の幅を最大(8mm)にしたときに引抜き力が最も小さく得られた。これは垂直応力が大きいほど、最大引抜き力に達するまでにより多くの引抜き量を要する。したがって、引抜き口付近の砂がジオグリッドの移動に伴い土槽外へこぼれ出したために垂直応力が減少し、引抜き力の低下が生じたと考えられる。このような現象は引抜き口の幅が大きいものほど顕著に現れ、目視による観察においても引抜き口の幅を 8mm として行った試験ではより多くの砂が引抜き中にこぼれ出していた。これらの結果から、本研究で行う引抜き試験の引抜き口の幅は4mm (ジオグリッドの厚さの約2倍) に固定した。

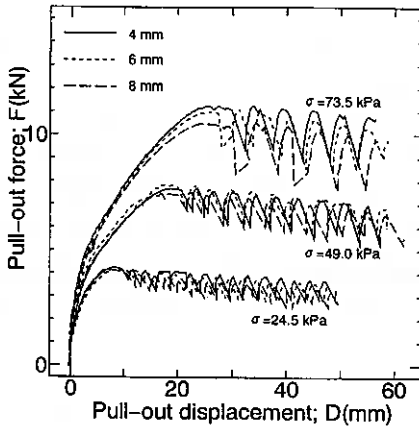


図-7 引抜き口の幅の影響

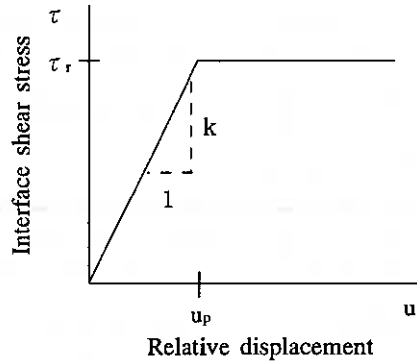


図-8 土とジオグリッドの摩擦特性

3 ジオグリッドの土中変形挙動の推定方法

土中の微小部分で生じている土とジオグリッドのせん断応力 τ ～相対変位 u 関係を図-8のように単純化すると、ジオグリッドに働くせん断応力は引抜きにともない土中の各部に伝達され、図-9のような分布を示すと想定される。ここで土中端からの距離を x とすると、ジオグリッドの土中変形挙動を以下の微分方程式で表すことが出来る。ただしジオグリッド自身の張力～ひずみ関係は線形と仮定し、その傾きを S とする⁶⁾。

$$\frac{d^2u}{dx^2} = \frac{2k}{S}u \quad (u \leq u_p) \quad (1)$$

$$\frac{d^2u}{dx^2} = \frac{2\tau_r}{S} \quad (u > u_p) \quad (2)$$

τ_r ; 残留せん断応力

u_p ; τ_r に至る相対変位

土とジオグリッドの相対変位が $u=u_p$ となるような点の土中端からの距離を $x=x_p$ とし、 x_p よりも①土中端側($0 \leq x \leq x_p$)と②引抜き端側($x > x_p$)に分けて土中のジオグリッドの土との相対変位 u 、せん断応力 τ 、張力 T の分布を以下のように表すことが出来る。なお、実現場でジオグリッドを敷設する際に土中端を固定しない場合や、一般的な引抜き試験における拘束条件は自由端(図-10)となる。しかし、実現場でジオグリッドのたるみを無くし緊張を与えるために杭等によって土中端を固定する場合や、盛土全面にわたってジオグリッドが敷設されているよ

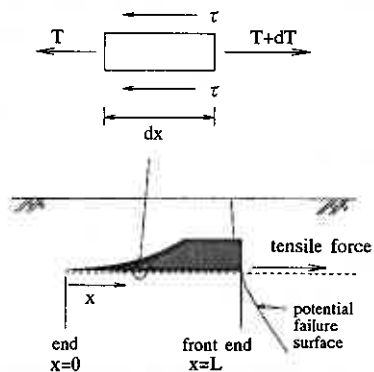


図-9 せん断応力の分布

ような状況で、その中心から片側での安定計算を行う際の拘束条件は自由端とはいえない。また、すべり土塊側でのジオグリッドの引抜き現象については、のり面をジオグリッド端部と結合するような工法の場合、のり面側でのジオグリッドの端部は固定端(図-11)となる。これら土中端の拘束条件の違いにより、当然ながら微分方程式の境界条件は異なる。

1) 土中端自由の場合

① $0 \leq x \leq x_p$ のとき

($x=0$ で $du/dt (= \varepsilon) = 0$, $x = x_p$ で $u = u_p$) の境界条件の下に(1)式を解くと(3)式が得られる。

$$u = \frac{u_p}{\cosh(ax_p)} \cosh(ax) \quad (3-1)$$

$$\tau = \frac{ku_p}{\cosh(ax_p)} \cosh(ax) \quad (3-2)$$

$$T = \frac{2ku_p}{a \cosh(ax_p)} \sinh(ax) \quad (3-3)$$

$$a = \sqrt{2k/S} \quad (3-4)$$

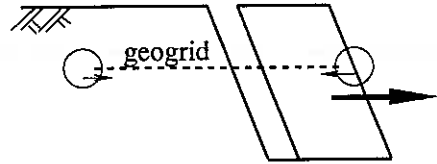


図-10 土中端自由

② $x \geq x_p$ のとき

($x = x_p$ で $u = u_p$, $T = T_p$) の境界条件の下に(2)式を解くと(4)式が得られる。

$$u = \frac{\tau_r}{S} (x-x_p)^2 + \frac{T_p}{S} (x-x_p) + u_p \quad (4-1)$$

$$T = T_p + 2 \tau_r (x-x_p) \quad (4-2)$$

$$T_p = \frac{2ku_p}{a} \tanh(ax_p) \quad (4-3)$$

T_p ; $x = x_p$ における張力

2) 土中端固定の場合

① $0 \leq x \leq x_p$ のとき

($x=0$ で $u=0$, $T=T_0$, $x = x_p$ で $u = u_p$) の境界条件の下に(1)式を解くことにより(5)式が得られる。

$$u = \frac{u_p}{\sinh(ax_p)} \sinh(ax) \quad (5-1)$$

$$\tau = \frac{ku_p}{\sinh(ax_p)} \sinh(ax) \quad (5-2)$$

$$T = T_0 + \frac{2ku_p}{\sinh(ax_p)} (\cosh(ax) - 1) \quad (5-3)$$

$$T_0 = \frac{au_p S}{\sinh(ax_p)} \quad (5-4)$$

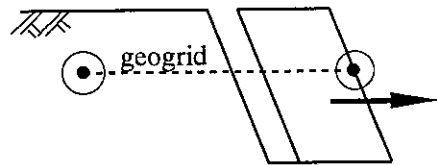


図-11 土中端固定

T_0 ; 土中端における張力

② $x \geq x_p$ のとき

($x = x_p$ で $u = u_p$, $T = T_p$) の境界条件の下に(2)式を解くと(6)式が得られる。

$$u = \frac{\tau_r}{S} (x-x_p)^2 + \frac{T_p}{S} (x-x_p) + u_p \quad (6-1)$$

$$T = T_p + 2 \tau_r (x-x_p) \quad (6-2)$$

$$T_p = T_{ot} \frac{2ku_p}{a \sinh(ax_p)} (\cosh(ax_p) - 1) \quad (6-3)$$

4 提案法による計算結果と引抜き試験結果との比較

4.1 土中端自由の場合

図-12 はせん断試験結果から得られたパラメータ ($\phi_r=33.5^\circ$, $c_r=3.0\text{kPa}$, $u_p=3, 5, 6\text{mm}$) を用い、前述の各式を用いて計算した引抜き力～引抜き量関係を引抜き試験による実測値と比較したものである。引抜き試験は敷設長 500mm, 敷設幅 220mm (全面敷設) の条件で、垂直応力を 3 種類に変えて実施した。図から分かるようにどの垂直応力においても最大引抜き力, 最大引抜き力に至る引抜き量および残留強度の計算値は引抜き試験結果とほとんど一致している。引抜き試験結果において、引抜き初期に引抜き量がほとんど増加していないうちに引抜き力が増大し、結果的に計算曲線よりも左側にプロットされた。これは引抜き初期にピアノ線と固定したジオグリッドの接点部分の局所的な変形により変位が遅れて計測されたことに加え、引抜き口周辺で試験土槽前壁があることによって生じるアーチ作用により、引抜き初期に大きな引抜き抵抗力が発揮されたためと考えられる。

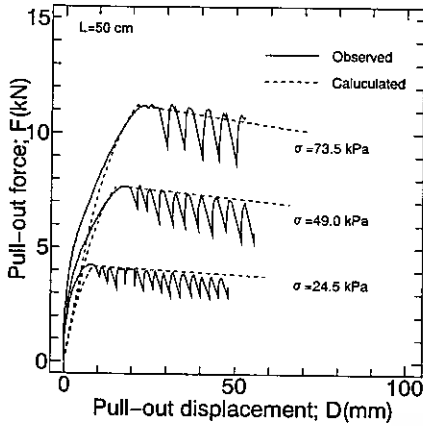


図-12 計算値と実測値の比較

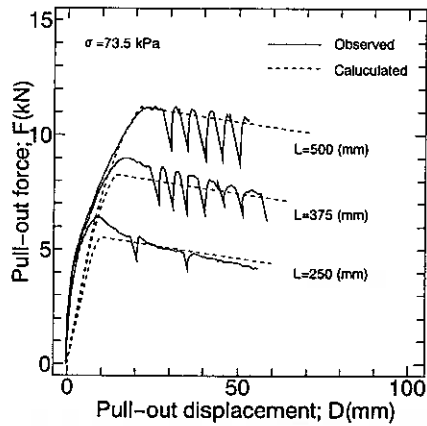


図-13 計算値と実測値の比較

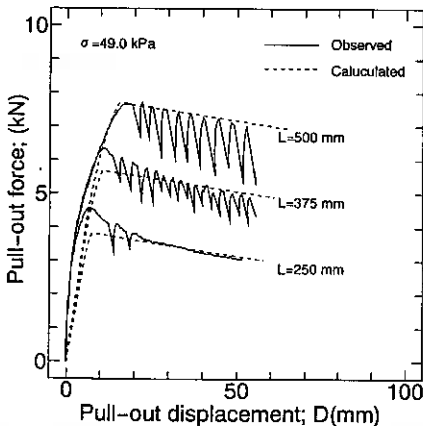


図-14 計算値と実測値の比較

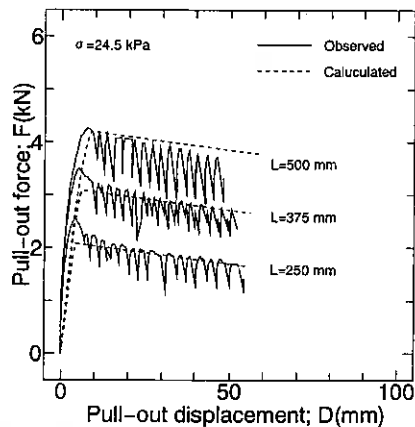


図-15 計算値と実測値の比較

図-13~15は、ジオグリッドの敷設長を変化させた場合の計算値と実測値の比較を、3種類の垂直応力別に示したものである。垂直応力 (σ) 73.5kPaの結果(図-13)より、どの敷設長においても残留強度の計算値は引抜き試験結果とよく一致しているが、敷設長を短くした場合にはピーク強度の計算値が大きくなっている。これは、ジオグリッドを試験土槽の全長よりも短く敷設した場合、ジオグリッドの土中端が移動することにより発生するダイレイトゾーンと、さらに土中奥のジオグリッドを敷設していない部分の非ダイレイトゾーン間の摩擦によってジオグリッドの土中端部分で垂直応力が過剰に増加したためと考えられ、実際には計算値に近い挙動を示すと考えられる。このことから、引抜き試験を実施する際にはジオグリッドを全面敷設するべきであることがわかる。また引抜き初期からピークまでに着目すると、ここでも計算値よりも実測値の方が少ない引抜き量で大きな引抜き力を示している。

垂直応力が24.5, 49.0kPaの場合(図-14,15)でも同様の傾向がみられる。すなわち、敷設長や垂直応力の異なる任意のケースについて、前述の推定式とせん断試験結果の組み合わせによる推定法が適用でき、実施困難な実スケールの引抜き試験を行うことなくジオグリッドの引抜き挙動を精度よく推定することが可能である。

4. 2 土中端の拘束条件について

図-16はジオグリッドの敷設長500mm、垂直応力24.5, 49.0, 73.5kPaにて実施した土中端自由および固定の引抜き試験結果から求まる引抜き力~引抜き量関係を示したものである。図より土中端固定の場合、自由端の場合のように引抜けることなくジオグリッドの破断に至るまで引抜き抵抗が発揮されることが分かる。ただし本試験では、変位計のストローク長さの都合により破断強度までは行っていない。また垂直応力が大きいほど小さな引抜き量で大きな引抜き力を発揮し、特に引抜き初期では土中端の固定条件の影響は受けないことが分かる。図-17は同じ条件についての計算結果を示したものである。この図からも引抜き初期の曲線の傾きは土中端の拘束条件によらずに垂直応力が大きいほど急であり、試験結

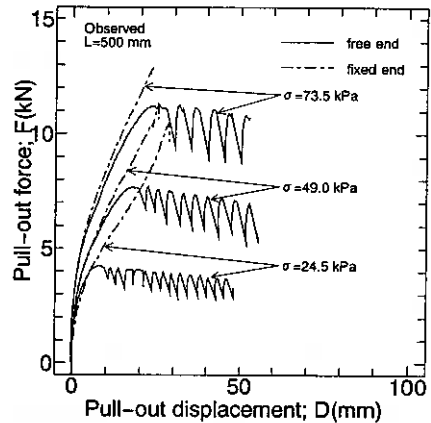


図-16 引抜き試験結果(固定端)

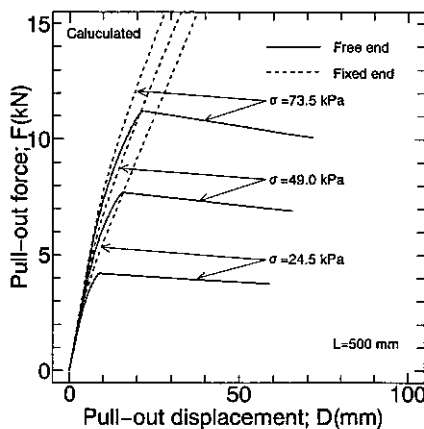


図-17 計算結果(固定端)

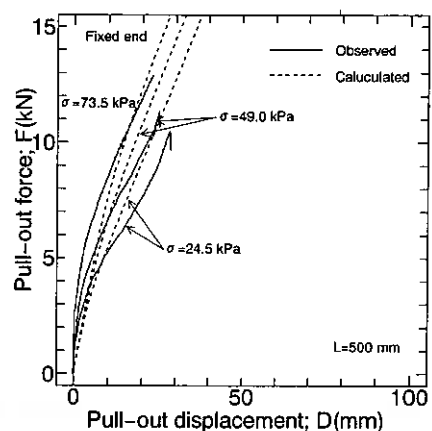


図-18 計算値と実測値の比較

果と同様の傾向がみられた。すなわち、土中端を固定しても土とジオグリッド間の摩擦応力が十分に発揮されなければ、初期の変形を小さく押さえることが出来ない。次に土中端固定とした場合の引抜き試験結果と計算値の比較を図-18に示す。土中端自由の場合(図-12)と同様に、引抜き試験固有の誤差により引抜き初期には試験結果は小さな引抜き量で大きな引抜き力を発揮し、結果的に計算曲線よりも左側にある。また、引抜き力が大きくなると試験結果の引抜き量は増加し、計算結果を越えて曲線が右側に移動し、計算値から離れる傾向を示した。この原因として第一に、計算ではジオグリッドの土中端が完全に固定されているものとしているのに対して、実験では引抜きが進むにつれて土中端に張力がかかる結果、ジオグリッドの土中端がわずかに移動(10mm程度)しているため、土中端の拘束条件が「半固定」となってしまったことが挙げられる。また、引抜き力が大きくなってから引抜き量が大きく増加していることからジオグリッドのクリープ変形も無視する事ができない要因である。今後は試験結果(クリープ試験を含む)を蓄積し、引抜き試験結果に及ぼす諸要因を明らかにすることによって、固定端の場合についても変形挙動の推定計算が精度よくできると考えられる。

5 まとめ

- 1) 簡易定圧条件と垂直応力の制御を伴う定圧条件での砂とジオグリッドの一面せん断試験から得られるピーク時および残留時のせん断抵抗角と粘着切片はほぼ等しいが、ピークに至るまでの水平変位は異なる。
- 2) 引抜き試験において引抜き口の幅を大きくすると、引抜きに伴う砂のこぼれ出しによって引抜き力の低下が起るため、ジオグリッドの厚さを考慮して慎重に決定すべきである。
- 3) 筆者らの提案する方法を適用することにより、任意の敷設長や垂直応力下にあるジオグリッドの引抜き挙動を推定することができる。
- 4) 引抜き初期における引抜き量～引抜き力関係は土中端の固定条件にはよらず、ジオグリッドにかかる垂直応力に依存する。したがって、土とジオグリッド間の摩擦力が十分に発揮できるような施工を行うことが重要である。

[参考文献]

- 1) 斜面・盛土補強土工法技術総覧編集委員会；斜面・盛土補強土工法技術総覧，1995.
- 2) Nakamura, T. et. al； Direct shear testing method as a means for estimating geogrid-sand interface shear-displacement behavior, Soils and Foundations, Vol. 39, No.4, 1999.
- 3) 中村努，他；異なるせん断試験方法によるジオグリッドの土中変形挙動の推定結果について，地盤工学会北海道支部技術報告集，第38号，1998.
- 4) 中村努，他；土中端の固定条件がジオグリッドの土中変形挙動に及ぼす影響，ジオシンセティックス論文集，第13巻，1998.
- 5) 中村努，他；ジオグリッドの開口深さを変えたせん断試験について，土木学会年次学術講演会講演概要集，第52回，1997.
- 6) Mitachi, T. et. al； Estimation of in-soil deformation behavior of geogrid under pull-out loading, IS Kyushu'92, 1992.

第 24 回地盤工学懇話会

日 時：2000 年 2 月 4 日（金） 15:30～17:30
場 所：北見経済センター（北見市北 3 条東 1 丁目 2）
テーマ：地盤沈下
参加者：45 名

第 25 回地盤工学懇話会は、「地盤沈下」をテーマに、話題提供者による発表と参加者からの質疑を交えた自由な意見交換を行い、技術の交流をはかることを目的に行われた。司会および話題提供は以下の方々をお願いした。

司会：佐野 信房（函館工業高等専門学校）
話題提供：

1. 広域地盤沈下の実状：深見 浩司氏（北海道立地質研究所）
2. (広域地盤)沈下対策：ニッ川 健二氏（北海道土質コンサルタント(株)）
3. 盛土の沈下予測 バンコク粘土地盤の事例：渋谷 啓氏（北海道大学）
4. 地盤の沈下予測 高速道路の事例：斉藤 和夫氏（基礎地盤コンサルタンツ(株)）

上記のうち、1、2 は地下水位低下や泥炭地盤における広域的な地盤沈下、3、4 は軟弱地盤上における盛土の沈下予測に対する話題であった。

《深見氏》：札幌市とその周辺地域について、地盤沈下モニタリング体制の整備状況と経緯について話題提供をいただいた。沈下観測は 1970 年代から開始され、1980 年代には泥炭地の沈下を調査、その後観測体制の見直しや水準点の改測が行われてきたことなどの説明があった。また、沈下の大きい地点と泥炭の分布が一致することや社会基盤整備・宅地化の進行と沈下の大きい時期が一致するなどの指摘があった。ただし、泥炭地の沈下は地下水の揚水とは直接結びつかないことから、公害としての扱いはしていないが、観測は継続して実施しているとのことであった。

《ニッ川氏》：地盤沈下対策の基本的な考え方について札幌市の沈下防止対策を例に挙げて話題提供をいただいた。沈下防止対策について、数項目に分類して説明され、現在挙げられている対策は総花的であるとの指摘があった。また、今後広域沈下対策を行っていく上で必要なコンセンサスとして、泥炭地の総合土地利用計画を策定し、技術的施策の重点配分や効果の評価を可能にすること、環境保全施策と一体になって実施すること、湿原を 21 世紀に引き継ぐべき財産と捉え保護すること、地域の個性に応じて施策を選定することを提案された。

《渋谷氏》：バンコク粘土地盤の概要および高速道路盛土による地盤沈下の予測について話題提供をいただいた。初めにバンコク粘土の性状や都市部での地盤沈下の状況、外郭道路の概要を述べられた後、試験盛土による実測値と解析値の比較検討結果について説明が行われた。特に、盛土荷重による沈下予測の評価については、地表面沈下、過剰間隙水圧および側方変位の経時変化を総合的に判断して評価する必要があること、地盤の変形（大変形）は数%程度のひずみレベルであり、ヤング率はバンコクの事例ではペーンせん断強度の 60 倍程度で適合性が良く、P S 検層から求めた値を用いると過小評価となることなどが指摘されていた。

《齊藤氏》：道央自動車道（札幌～岩見沢）の供用後の沈下予測について話題提供をいただいた。当路線は供用開始から16年が経過しており、供用15年時点での測定では年間沈下速度は最大の地点で1.6 cm/年であり、残留沈下が継続していることなどが報告された。また、長期的な沈下予測については、4年目のデータに比べて15年目のデータでは沈下速度が小さくなっており、将来的にはさらに小さくなっていくと予想されるとの指摘があった。

以上のような話題提供に引き続き活発な質疑応答があった。そのすべては紹介できないが、主なトピックは次のとおりである。

◎広域沈下

- ・広域沈下といえども、微地形や区画を考慮した地区ごとの単位で検討する必要があるのではないか。
- ・対策については過剰な排水を抑える工夫が必要ではないか。
- ・工業製品出荷額と地下水位の関係について教えてほしい。
 - ・地下水位の変動は揚水量の増減によるものと考えられる。
- ・地表水を地下へ誘導するなどの思い切った方策を取ることも必要ではないか。たとえば、透水性舗装、浸透枮の設置利用、非浸透性下水管の利用など。

◎盛土の沈下予測

- ・バンコクの外郭道路建設に際して制約条件や対策工について教えてほしい。
 - ・地盤条件によって主にプレロードとパーチカルドレーンの併用で行われている。
- ・沈下予測におけるFEMの入力パラメータについて、ヤング率はひずみ依存性を考慮して設定すべきではないか。
 - ・非線形解析で微小ひずみから設定しても計算にはあまりきいてこない。
 - ・微小ひずみからヤング率を設定すると、その結果に基づき繰り返し計算が必要になり、そこまで労力をかけてもチェックするデータが十分な精度を持っているか疑問。
- ・沈下予測において圧密とせん断変形をどのように扱ったらいいか。
 - ・沈下を合わせるだけなら一次元圧密でいいが、最終的には連成で考えるべきである。
- ・ごく小さな長期沈下を予測する必要性はどのような点にあるのか。
- ・補修時期等について道路管理者からの要請がある。

以上のように、話題提供者や参加者の方々から有益な意見や助言をいただいて懇話会を終了した。

第25回地盤工学懇話会

日時：2000年12月6日（水）14:00～17:00

場所：北海道大学百年記念会館

テーマ：地盤情報のデータベース化について

参加者：33名

各種建設工事に伴って得られるボーリング結果などの地盤情報は、膨大な量に達しているものの、それぞれの起業主によって保管されたまま有効活用される機会が少ないのが実情である。そこで、地盤工学会北海道支部では、平成8年に札幌市を中心とする道央地区の地盤情報データベースを公開した。さらに、12年度から、室蘭地区における地盤情報のデータベース化について検討を開始している。

今回の懇話会では、室蘭地区のデータベース化に向けて、地盤情報データベースの現在の状況や問題点、将来展望などについて、広く意見・情報交換を図る目的で開催された。開催の準備にあたっては、地盤工学会北海道支部の「北海道地盤情報のデータベース化委員会」（委員長：北大大学院工学研究科 澁谷啓助教授）の全面的なご協力を頂いた。

話題提供

【地盤情報データベースの現状とあるべき姿】

朝日秀定氏（室蘭工大）

最初に、情報データベース一般に求められる水準について、ハードおよびソフトの両面からの総括がなされた。その上で、地盤情報のデータベースの現状における問題点を指摘された。特に、ボーリングデータ収集の困難さに対して意見を述べられた。さらに、GISの利用、コストパフォーマンスを考えた表示ソフトなどの観点から、今後のデータベース作成に向けての貴重な話題提供がされた。

【道央地区地盤情報データベースの概要とその利用】

西川純一氏（開発局開発土木研究所）

8年度に公開された「北海道（道央地区）地盤情報データベース」の作成過程において、ボーリング調査結果の所有権・著作権については、データベース化にあたって問題がないと判断されたことなど、当時の議論内容が紹介された。また、公益団体である地盤工学会が地盤情報データベースを作成することの意義、その費用負担について意見が述べられた。

【地盤情報データベースの利用法】

二ツ川健二氏（北海道土質コンサルタント）

道央地区のデータベースを利用することによって、地盤調査の精度を向上させることができたなど、実務における実例を挙げてその効果的な利用状況の説明があった。さらに、液状化ハザードマップなどへの利用など防災面からの価値について意見が述べられた。

【地盤情報データベースの利用法】

小林法夫氏（基礎地盤コンサルタンツ）

ユーザーの立場から、機能性、操作性、情報量など、地盤情報データベースに要求される水準についての話題提供があった。コストパフォーマンスを考えると、情報量と操作性を重視すべきであること、とくに地図情報をデジタル化することの重要性を強調された。

以上の話題提供に引き続き、活発な意見交換がされた。その要旨は以下の通りであった。

- 道央地区の時でも、行政機関からのデータ提供に大きな問題はなかった
- 現在は、行政機関の情報公開は進んでいるのでは
- 公益性を考えると、地盤工学会でデータベースを作成することは意義がある
- 何のために活用されるのかを議論した上で、情報の量・質を決めるべき
- 地形状況を把握できるデータベースであることが重要（標高の重要性）
- 地図情報は是非デジタル化して欲しい

平成11年度地盤工学会北海道支部賞選考経過報告

選考委員

委員長	三田地	利之	北海道大学大学院工学研究科教授
委員	石川	慎一	日本道路公団北海道支社建設部長
〃	能登	繁幸	北海道開発局開発土木研究所長
〃	武田	覚	北海道開発コンサルタント(株)地質部長
〃	高橋	耕平	北海道電力(株)土木部次長
〃	林	勝朗	北海道立寒地住宅都市研究所環境科学部長

選考経過

平成12年3月27日支部事務局において、支部賞授与規定により審議した結果、つぎの1編を授賞論文として選考した。

論文名 石炭灰の土木材料への適応性

著者 山澤文雄 西川純一 佐藤厚子

小林仁 榑原敦仁

受賞者 山澤文雄

選考理由

近年、建設工事や各種産業活動の過程で発生する土の処理が問題化し、こうした土の再利用に向けた研究開発の取り組みが盛んな状況にある。石炭火力発電所から排出される石炭灰も、地盤工学の観点からすれば、こうした発生土のひとつと見なされる。石炭灰は従来からその有効利用に関する取り組みがなされているが、発生する全体量からみると今後さらなる用途開発が求められている。

このような事情を背景に、本論文は石炭灰の土木材料としての有効利用を図り、資源のリサイクル化に貢献することを目的とした一連の研究を基礎として、不良土を有効活用するための混合材料としての石炭灰の利用検討、流動化処理土およびその軽量化を考慮した気泡混合固化土への利用の可能性の検討を行ったものである。その結果、石炭灰の混合による不良土の含水比の低下とそれに伴う強度増加が期待できることを示すとともに、石炭灰に含まれる酸化カルシウム分を指標とした配合設計の考え方を提示した。また、石炭灰を用いる流動化処理土、気泡混合固化土の特性には石炭灰の種類が大きく影響し、流動性には加水量、強度には固化材量などが影響するなどの特性を明らかにするとともに、石炭灰を材料とした流動化処理土、気泡混合固化土を作製する際の配合決定のフローを提案している。

本研究の成果は、石炭灰の土木材料への有効利用の可能性を明確にするとともに、実際の使用にあたって有用な知見を与えたものであり、地盤工学の発展に寄与するところが大きい。

よって、著者は地盤工学会北海道支部賞を授与される資格があるものと認める。

本書刊行に際して広告掲載協賛者ご芳名録

目 次

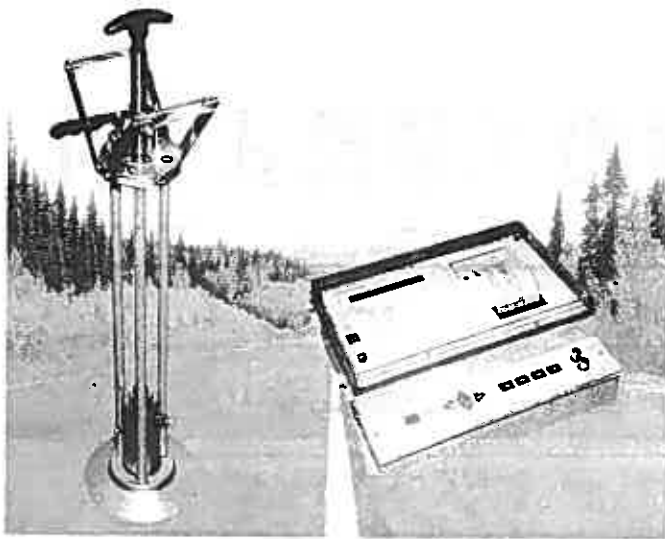
株式会社 ジャコム	1
宮坂建設工業株式会社	2
アルスマエヤ株式会社	3
応用地質株式会社	3
岡三リビング株式会社	4
鹿島建設株式会社	4
基礎地盤コンサルタンツ株式会社	5
株式会社 北日本ソイル総合研究所	5
シモクニ技術株式会社	6
株式会社 ダイイチプランニング	6
東興建設株式会社	7
飛鳥建設株式会社	7
日本工営株式会社	8
パシフィックコンサルタンツ株式会社	8
株式会社 早水組	9
北海道共同石灰株式会社	9
北海道士質コンサルタント株式会社	10
三井道路株式会社	10
株式会社 ユニオン・コンサルタント	11
稚内建設協会	11

迅速性、容易さを要求される 施工管理に最適です!!

盛土の品質管理に

衝撃加速度測定装置

JSE-212G



営業内容

1. 河川、海岸、港湾等の水理試験装置、各種実験用水路、潮汐回流発生装置、氷の水平摩擦試験装置、その他
2. 土木試験装置全般、大型三軸試験及び振動三軸試験装置、突固め試験機、自動一軸圧縮試験機、圧密試験機、その他
3. アスファルト試験機、ミキサー、カッター、ホイートラッキング

道知事許可 般60-6048

株式会社 ジャコム

代表取締役 濱口 義明

本社 〒060-0041 北海道札幌市中央区大通東8丁目1番地

TEL 011-241-7656

おかげさまで創業80周年

技術と信頼で明るい未来を創造する



宮坂建設工業株式会社

代表取締役社長 宮坂 寿文

本 社	☎080-0014	帯広市西4条南8丁目12番地 TEL(代表)0155-23-9151番
札幌支店	☎064-0807	札幌市中央区南7条西10丁目1027番地 はなぞのビル3階 TEL(代表)011-561-2035番
営業所 出張所	☎085-0046	釧路市新橋大通3丁目2番126号 旭川・苫小牧・占冠・東京 ホームページアドレス http://www.miyasaka-cc.co.jp



人と緑の豊かな未来へ。

建設コンサルタント

アルスマエヤ株式会社

代表取締役	多	田	誠
常務取締役	椿	俊	夫
常務取締役	東	弘	巳
顧問	東	三	郎



〒004-0054

札幌市厚別区厚別中央4条3丁目7-17

TEL.011-891-1280 FAX.011-894-4703

E-mail info@als-maeya.co.jp



S&DLシリーズがそろいました

地すべり動態観測システム

S&DLシリーズ計器は、「センサとデータロガーの一体化」を基本コンセプトに開発され、地すべり観測システムが勢ぞろいしました。

●簡単設置 ●抜群の安定性 ●しかも低価格



- S&DL水位計 —— 地下水位を測定
- S&DL水位・導電率計 —— 地下水位・導電率・温度の同時測定
- S&DL雨量計 —— 雨量の測定
- S&DL伸縮計 —— 地すべりによる地表面の変位を測定
- S&DL孔内伸縮計 —— 地すべりによる孔内の変位を測定
- S&DL地盤傾斜計 —— X軸Y軸の傾斜と温度を測定
- S&DL地震間隙水圧計 —— 地震発生時のX軸Y軸変動および間隙水圧を測定
- S&DL3Dゲージ —— 亀裂などの3方向(X.Y.Z)変位温度を測定
- ハンディターミナル —— データ表示と回収



応用地質株式会社

札幌支社

〒102-0073 東京都千代田区九段北4-2-6

ホームページ: <http://www.oyo.co.jp> 電子メール: prosgight@oyonet.oyo.co.jp

TEL.03-3234-0811 FAX.03-3263-6854

〒003-0023 札幌市白石区南郷通1丁目北9-20 TEL.011-863-6711 FAX.011-864-5162

多数アンカー式補強土壁工法

左右対称形状

であり現場状況に適した組立方向を選定できる

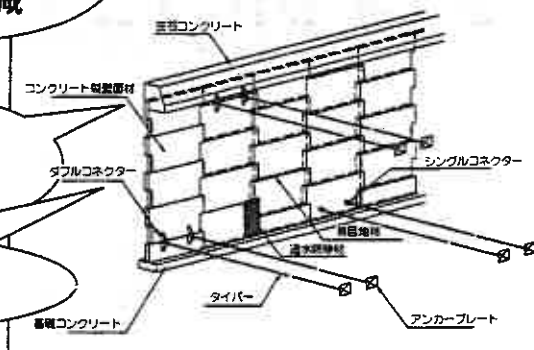
従来の部材に比較して約20%の材料費縮減(当社比)

薄型壁面材
最大厚さ11.5cm
最小厚さ7.5cm

コネクターにより

土圧をタイバーへ合理的に伝達する

概要図



ソフトなハードワーカー

岡三リビング株式会社

北海道支店 札幌市中央区南一条東1丁目3番地 日本生命大通東ビル

TEL (011) 222-3351 FAX (011) 222-3929

URL <http://www.okasanlivic.co.jp>

快適な環境を創造する

鹿島

KAJIMA CORPORATION

取締役支店長 鵜飼 進

札幌支店 ●札幌市中央区北3条西3丁目1-4

電話 ●011(231)5181(代)

当社は地盤工学をベースにした建設分野のコンサルタントとして
技術開発と技術力の向上に努力しております

基礎地盤コンサルタンツ株式会社

代表取締役社長 森 研 二

技術顧問 石 原 研 而 (東京大学名誉教授：東京理科大学教授)

土 岐 祥 介 (北海道大学名誉教授：北海道工業大学教授)

北海道支社 山 崎 秀 次
支 社 長

〒003-0807 札幌市白石区菊水7条2丁目7番1号SEビル



TEL 011-822-4171 FAX 011-822-4727

道東支店(釧路) TEL 0154-22-8356

函館事務所 TEL 0138-24-3037

苫小牧事務所 TEL 0144-57-5956

総合建設コンサルタント

地 質 調 査

農 業 土 木 設 計

室 内 試 験

一 般 土 木 設 計

施 工 管 理

森 林 土 木 設 計

解 析

測 量

環 境 調 査



株式会社 北日本ソイル総合研究所

代表取締役 常 松 哲
農 学 博 士

本 社 / 札幌市東区中沼西5条1丁目8-1 電話 (011)791-1651番 FAX (011)791-5241番
函館支店 / 亀田郡大野町字東前76-55 電話 (0138)77-7131番 FAX (0138)77-7126番
帯広支店 / 河東郡音更町木野大通東14丁目 電話 (0155)31-8933番 FAX (0155)31-8593番
北見支店 / 常呂郡端野町端野2-11 電話 (0157)56-3576番 FAX (0157)56-3578番
道北支店 / 深川市音江町2丁目12-16 電話 (0164)26-3222番 FAX (0164)26-3223番

技術・協和・誠実

シモクニ技術株式会社

代表取締役 下 國 繁

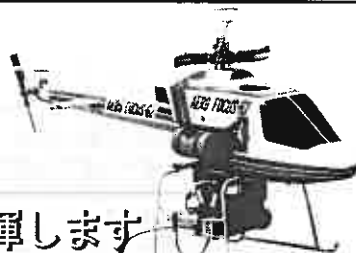
〒080-0302 河東郡音更町木野西通12丁目
TEL 0155-31-1747 FAX 0155-31-2823
E-mail sg-manag@oregano.ocn.ne.jp

特殊空撮システム Remote Aero Focus



このような時に
威力を発揮します

- ・ クレーンでは低く実機では高すぎる
- ・ 山間部等の実機では困難とする地域
- ・ 同一建造物を多方面より撮影
- ・ デジタル地図の経年変化による補正
- ・ 同一場所の高度のみ変化したアングルが必要な時
- ・ 天候条件（曇り）等で実機からでは撮影できない
- ・ 現場での待機が可能で気象の変化や時間変更に対応したタイムリーな撮影と経費の削減が図れる



多様な用途に

- ・ GIS
- ・ 解析図化
- ・ 3D解析
- ・ 環境調査
- ・ 災害調査
- ・ 景観撮影



ラジコンヘリ空撮システム

クレーンよりも高く、実機よりも低くをテーマに空中写真専門のラジコンヘリコプターシステムを開発しました。

実機では撮影高度が高すぎて河川、道路、橋梁の一部補修・改良箇所を具体的に表現するには大変困難です。また、クレーンでは逆に高度が低くて全体を表現できません。このような時、ラジコンヘリ空撮システムが威力を発揮します。

急を要する場合でも、撮影高度はもちろん、目的对象的確でリアルタイムな撮影により、皆さんの多様なニーズにお応えします。

ラジコンヘリによる空中写真撮影は、このような便利さと手軽さから、災害調査・建設現場・環境調査など各方面からの利用にも期待されています。

 株式会社 **ダイイチプランニング**

旭川市川端町1条6丁目1-17
TEL (0166)52-1550 FAX (0166)52-7298

URL <http://www.dp-ask.co.jp>
E-mail info@dp-ask.co.jp

美しい環境の中で豊かな生活

営業案内

- 斜面緑化工事の設計、施工
- 斜面安定工事の設計、施工
- 地盤改良、基礎工事の設計、施工
- 保温、保冷、耐火、断熱、煙突、設計、施工
- コンクリート・鋼構造物の補修補強工事、設計、施工
- 各種コンサルタント



東興建設株式会社 札幌支店

支店長 池見忠恭

札幌市中央区南6条西16丁目2-27(東興ビル) TEL(563)1005(代)

大切に、緑

世代を越えて、都市に、自然の中に生きつつける「建設」。
トビシマは、そんな建設の仕事に携わる社会の一員として
「緑に対する配慮」にも、積極的に取り組んでいます。

ダムや高速道路の建設工事後で
自然植生を再現する「法面緑化工法」など、
様々な技術開発に取り組み、
一歩ずつ着実な成果として
送り出しています。



 **飛島建設**

札幌支社/札幌市中央区北1条西19丁目1番地 〒060-0001 TEL011(642)3112
ホームページ <http://www.tobishima.co.jp>



**グローバルな視点で
調和ある環境を創造し、社会に貢献します。**

開発評価 システム構築 環境アセスメント

河川・ダム・水力発電・上下水道・道路・橋梁・空港・港湾・建築・都市計画・地域開発・農業
開発・廃棄物等の調査、計画、設計、工事監理、土質・地質・地すべり調査、水理模型実験。

総合建設コンサルタント

日本工営株式会社

本社 東京都千代田区麹町5-4 TEL.03(3238)8250 FAX.03(3238)8316
中央研究所 茨城県稲敷郡高崎町高崎2304 TEL.0298(71)2000 FAX.0298(71)2019
支店 札幌/011(205)5531・仙台/022(227)3525・関東/048(647)8411
名古屋/052(453)2910・大阪/06(343)1161・広島/082(252)6565
福岡/092(475)7131

日本工営は活力ある人材を募集しています。 人事部 03(3238)8035



**パシフィックコンサルタンツ株式会社
北海道支社**

支社長 柴田邦夫

札幌市北区北7条西1丁目2番地6

NSS・ニューステージ札幌

TEL(011)700-5222 FAX(011)700-5220

道東事務所 釧路市栄町9丁目9番1号

TEL(0154)25-6781 FAX(0154)25-6681

道南事務所 函館市若松町6番7号

TEL(0138)23-3361 FAX(0138)23-3363

株式会社 **早水組**


取締役会長 早 水 憲
 取締役社長 早 水 均

本 社／網走市潮見1丁目356番地2 TEL (0152) 43-4551
 支 社／札幌市中央区北3条西2丁目1番地 カミヤマビル TEL (011) 231-6676
 札幌事業部／札幌市豊平区西岡2条1丁目2-6 第3早水ビル TEL (011) 853-6551
 営業所／旭 川 ・ 東 京 ・ 沖 縄



□土質安定材ベストキーパーシリーズ

種 別	製品名	品 種	対象土と割合
石 床	ベストキーパー-B	生石灰	高含水比の軟弱土、ヘドロ、泥濘土等を 高圧発射、積層による急速改良 低含水比の不良土の安定化改良
	ベストキーパー-BP	消石灰	
石 成 造	ベストキーパー-B10	生石灰+特殊改良剤10%	高含水比から低含水比までの軟弱土、 ヘドロ、泥濘土等を改良、積層による 改良に加えて、添加剤の複合効果で安 定強度の増加を促進する。土性により、 最も適した品種を選定する。
	ベストキーパー-B20	生石灰+特殊改良剤20%	
	ベストキーパー-B30	生石灰+特殊改良剤30%	
防凍固結材	ベストキーパー-F10-OP	生石灰	“オフロン”で砂性の特性を改良することにより安定材本来の特性を顕在化し、 土質（軟弱発生を防止）、作業環境 周辺環境の改善に効果を発揮する。
	ベストキーパー-F20-OP	消石灰	
	ベストキーパー-F20-GP	生石灰+特殊改良剤10%	
	ベストキーパー-F30-GP	生石灰+特殊改良剤20%	
セメント系	ベストキーパー-C	セメント+改良剤	シルト、粘性土以外の軟弱土に効果を発揮


北海道共同石灰株式会社

本 社／〒053-0006
 苫小牧市新中野町3丁目(番12号)
 電話 (0144) 32-7522H
 FAX (0144) 32-7535

代表取締役社長 藤 原 充 浩

北海道の
土と石に精通した
技術者たちが
お応えします。



北海道士質コンサルタント株式会社

〒062-0931 札幌市豊平区平岸1条2丁目5番16号
TEL(011)841-1466 FAX(011)841-5490

ISO 9002
認証取得

私たちは、生活・産業基盤の整備事業などを通じ、
社会に貢献します。

 **三井道路株式会社** 北海道支社

取締役副社長 高橋 陽 一
北海道支社長

〒064-8512 札幌市中央区南1条西25丁目1番1号
TEL (011)642-0881 (代表) FAX (011)642-9911
URL <http://www.mitsui-road.co.jp>

UNICON

よりよい調査で
住みよい国土を目指す
総合地質コンサルタント

地質・土質・水・地熱温泉の調査と地回り対策調査・環境アセスメント
物理探査・物理検層・地化学探査・試錐・土木設計と測量
水質汚濁・土壌汚染の調査解析と対策

登録／建設コンサルタント・地質調査業・測量業
許可／さく井業

株式
会社 **ユニオン・コンサルタント**

代表取締役 理学博士 斎藤 昌之
技術士

〒001-0045 札幌市北区麻生町7丁目3番12号U. C. BLD
電話 (011) 746-8281(代表)
FAX (011) 746-8284

郷土の開発と発展の担い手

稚内建設協会

〒097-0001 稚内市末広4丁目4-2 ☎(代)0162-33-5364 FAX0162-33-5353

会 長 石 塚 宗 博
副 会 長 坂 本 敦
副 会 長 藤 田 幸 洋
常務理事 黛 信 一
事務局長