

技 術 報 告 集

第 36 号

平成 8 年 2 月

社団法人 地盤工学会北海道支部

2121

技術報告集目次

①	1994年北海道東方沖地震による地すべり……北見工大	伊藤陽司	1	
	・崩壊の特徴			
②	修正 $c - \tan \phi$ 図法による地すべり安定解析用強度パラメータの決定方法	○篠シーウェイエンジニアリング 北海道大工学部 岩手大工学部	○佐野 彰 三田地利之 大河原文	7
③	高含水比土の有効利用に関する実験……	北海道開発局開発土木研究所	○佐藤厚子・西川純一	15
④	浚渫圧送泥土と固化強度の関係……	恵庭建設(株) 日本セメント(株)	○加我 力・加藤隆志 富成 優 石谷和宏・高根繁雄	21
⑤	建設残土を用いた試験盛土の石灰安定処 理による凍上抑制効果	北海道工大 北海道農政部 北海道農業近代化コンサルタント 北海道工大	○川端伸一郎 久住純雄 大沢正人 神谷光彦	25
⑥	使用済み古タイヤチップの水路裏込め材 への利用に関する研究	北海学園大工学部 北海学園大大学院 北野コンクリート(株)	○久保 宏 宮下成秀 北野隆春	31
⑦	泥炭の盛土材への利用……	北海道開発コンサルタント(株) ジオテック	○武田 覚・和泉孝夫 中村真一	37
⑧	有機塩素化合物で汚染された土壌の浄化 技術について	大成建設(株)技術本部	藪山英俊・檜垣貫司 ○氏家正人	43
⑨	北海道三大地震における道路災害の教訓……	(株)構研エンジニアリング	山田智弘○横田 寛	47
⑩	サハリン北部地震調査報告……	北海道開発コンサルタント(株)	高橋輝明	51
⑪	E P S の荷重分散特性に関する現場実験……	北海道開発局開発土木研究所 E P S 土工法開発機構	西田純一・松田泰明 大江祐一 ○西 剛整・巽 治 阿部 正 嘉門 雅史	59
	特別講演：「廃棄物をめぐる地盤工学的課題」	京都大学防災研究所教授		63
⑫	北海道内5市を代表するボーリング柱状 図—室蘭・苫小牧・岩見沢・帯広・釧路 を対象にして—	室蘭工大	○朝日秀定・中村精次 黒島利一・野崎久司	77
⑬	フォールコーン試験装置の違いが含水比 ～貫入量関係に与える影響	函館高専	○佐野佑房・岩渕祐一	85
⑭	道内火山灰の工学的性質……	基礎地盤コンサルタンツ(株) 室蘭工大 北海道土質コンサルタント(株)	○斉藤和夫 三浦清一 池田晃一・浅利正明	91
⑮	北海道の火山灰土の締固め特性……	北海道工大 北海道土質コンサルタント(株) 北海道開発局開発土木研究所 北海道工大	○神谷光彦 池田晃一 佐藤厚子 川端伸一郎	99

⑩	火山性粗粒土の圧密・せん断による粒子…… 破碎	室蘭工科大学院 (株)地崎工業 室蘭工大 室蘭工科大学院 北海道開発コンサルタント(株)	○フセイン・マウレット……… 八木一善 三浦清一 左近利秋 磯崎真一	103
⑪	火山性粗粒土の繰返し非排水強さに及ぼ…… す圧密時間の影響	室蘭工科大学院 室蘭工大 (株)地崎工業 室蘭工科大学院	○阿曾沼剛 …… 三浦清一 八木一善 佐近利秋	113
⑫	建物の簡易沈下計算法………	室蘭工大 室蘭工科大学院	○土屋 勉 …… 坂本則雄	123
⑬	軟岩地盤の支持力模型実験………	北海道大工学部 パシフィックコンサルタンツ(株) 北海道大工学部	○西村右敏・三浦均也……… 土岐祥介 谷口基樹 岩澤正之	129
⑭	地震時における盛土の非円形安定解析………	北海道大大学院 北海道大工学部 (株)構研エンジニアリング	○鷲尾朝昭 …… 三浦均也 黒森 武	139
⑮	多数アンカー式補強土壁の安定性につい…… での実験および解析	北海道大工学部 北海道大大学院 J R 北海道 土木研究センター 岡三興業(株)	○三浦均也 …… 東平 伸 佐野正義 土橋聖賢 三澤清志	149
⑯	気泡混合固化土の現場施工結果について………	北海道開発局開発土木研究所 北海道開発局室蘭開発建設部 不動建設(株)	西川純一・松田泰明……… 大江祐一 長谷川健一 桑原正彦○村田基治	159
⑰	燃料タンク基礎への深層混合処理工法の…… 採用について	北海道電力(株) 飛鳥建設(株) 不動建設(株)	○白川部秀基 …… 岩佐英昭・宇野 誠 関 輝義 久保慎一	163
⑱	比抵抗による堤体内浸潤状態のモニタリ…… ング	応用地質(株)札幌支社	○松尾 淳・柳沼昌浩………	173
⑲	構造物を支持する地盤の波浪による流動…… 化に関する実験	室蘭工科大学院 室蘭工大 室蘭工科大学院	○萩原義雄 …… 三浦清一・川村志麻 横浜勝司	177
⑳	波浪を受ける地盤・構造物系の動的挙動…… 評価のための試験法と解析法	室蘭工大 室蘭工科大学院	○川村志麻・三浦 清……… 横浜勝司・萩原義雄	187
㉑	地震時における地盤の側壁土圧分布の模…… 型実験について	苫小牧高専 日本大生産工学部	○澤田知之 …… 能町純雄	195
㉒	盛土の動的遠心力模型実験について………	北海道開発局開発土木研究所	○松田泰明・西川純一……… 大江祐一	199
㉓	多機能中空ねじり試験装置の開発とひず…… み制御液状化試験の適用性	北見工大	○山下 聡・鈴木輝之………	203
㉔	圧密特性の異なる多層地盤における造成…… 盛土の沈下管理	応用地質(株)札幌支社	新藤和男 ……	211

㉑	遠心力載荷装置による泥炭の圧密沈下実験(その2)……………北海道開発局開発土木研究所	○日下部祐基 西川純一 坂野俊一	217
㉒	杭のネガティブフリクションに関する遠心模型実験……………北海道開発局開発土木研究所	○坂野俊一・西川純一 日下部祐基	223
㉓	カルバートに作用する土圧軽減工法について一試験施工と遠心力載荷試験一……………北海道開発局開発土木研究所	○大江祐一・松田泰明 西川純一 川岸公文・伊藤久徳	227
㉔	自然地盤の凍上圧に関する実験的研究……………北見工大	鈴木輝之	231
	北見工大大学院	○中村哲也	
	北見工大	澤田正剛・山下 聡	
㉕	凍上試験装置の開発に関する基礎実験……………北見工大	澤田正剛	237
	北見工大大学院	○北村 巖・小松大人	
	北見工大	鈴木輝之	
㉖	凍結・融解作用を受けた粘性土の示す非排水せん断特性について……………北海学園大工学部	○小野 丘	243
	北海道大工学部	三田地利之	
	第14回・15回土質工学懇話会……………		251
	平成6年年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告……………		253

1994年北海道東方沖地震による 地すべり・崩壊の特徴

北見工業大学 正会員 伊藤 陽司

1. まえがき

1994年10月4日午後10時23分頃、根室半島納沙布岬の東方約150Km（北緯43°22′、東経147°40′）、深さ約30Kmを震源とするマグニチュード8.1の巨大地震（10月5日、1994年北海道東方沖地震と命名された）が発生した。この地震による最大震度は釧路、厚岸でのVI（裂震）であり、根室、羅臼、中標津（一部震度VIと修正）、足寄、帯広、広尾、浦河でもV（強震）を記録した。

この地震では地震動による直接的な被害に加え、液状化や盛土地盤の崩壊による地盤災害が多発し、生活に関連する多方面に大きな被害と影響が生じた^{1)~4)}。落石や斜面表層の滑落なども各所で発生し、道路諸施設の損壊や一時的な交通規制による影響があったが、幸いにもこれらによる大きな被害は少なかった。

地震発生後、道東の主要な道路沿いや住宅・諸施設の背後の自然斜面・崖を中心に地すべり・崩壊の発生状況の調査を行い、道路網の乏しい知床半島についてはセスナ機をチャーターして空からも調査を行った。さらに、融雪や降雨の影響を考慮し、翌1995年5月から9月までの間、現況調査を行った。道東全域を網羅してはいないが、これらの調査によって根室半島、浜中町～釧路市の太平洋岸、根釧台地、知床半島および阿寒地域で地震に伴う地すべりや崩壊の発生を認めた（図-1、図-2）。

本文では1994年北海道東方沖地震によって発生した地すべり・崩壊のタイプ、分布および地形・地質との関係などの特徴と今後の防災上の留意点について述べる。

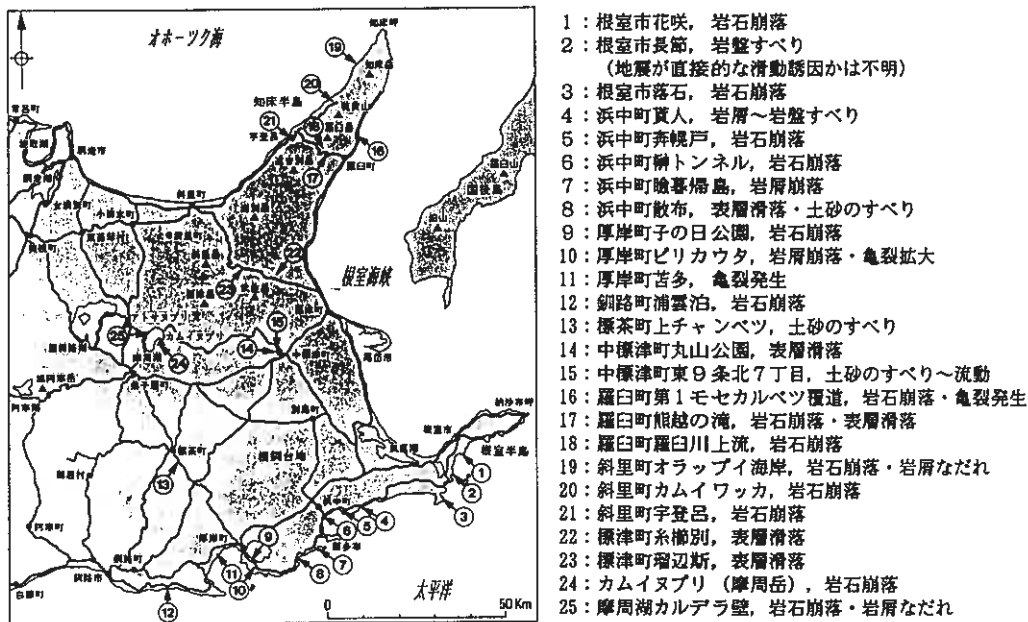


図-1 1994年北海道東方沖地震による主な地すべり・崩壊の発生位置

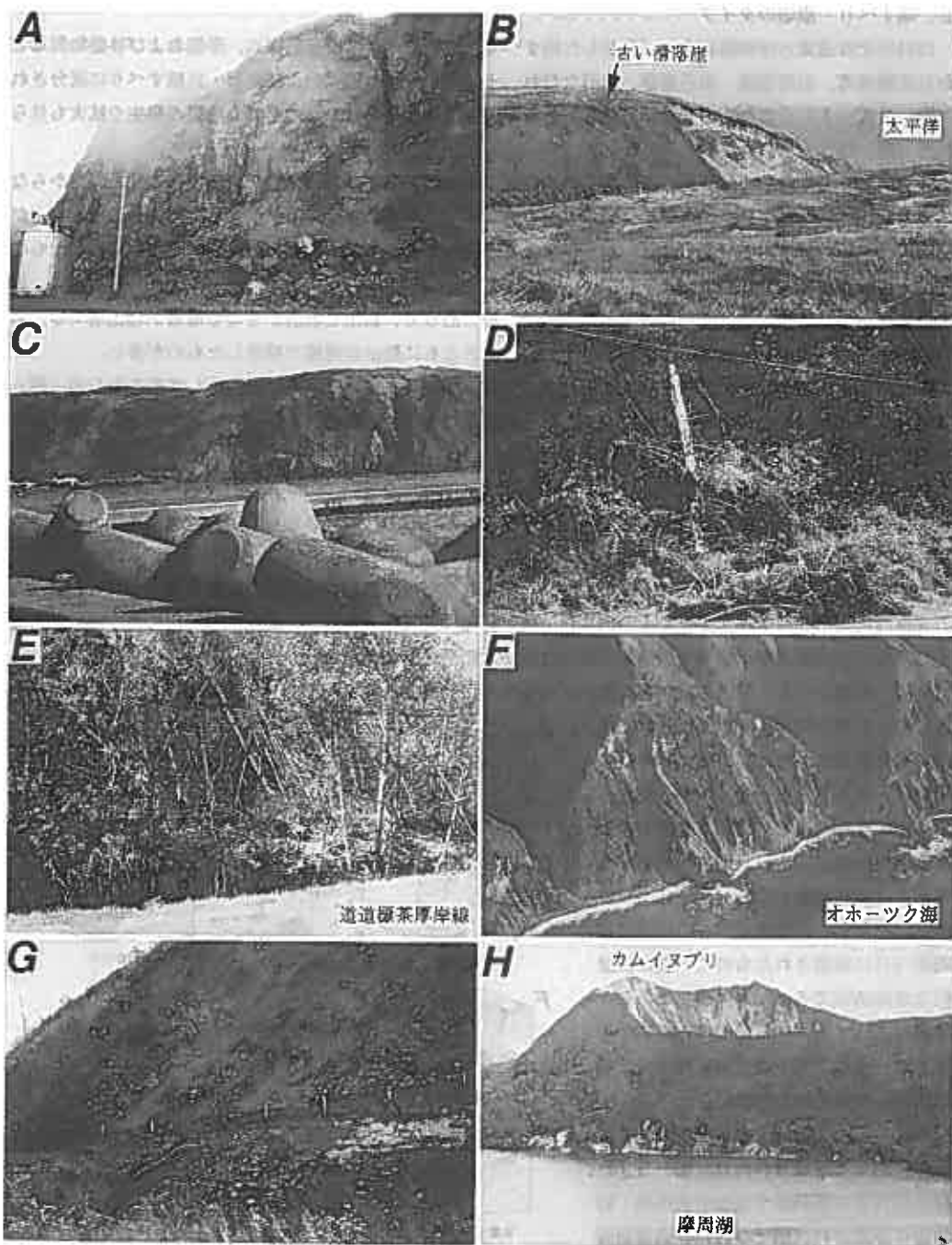


図-2 1994年北海道東方沖地震による地すべり・崩壊の事例

A：根室市落石での岩石崩落（図-1③），B：浜中町貨人での岩屑～岩盤すべり（図-1④），古い滑落崖に沿って新しい滑落崖が形成され、地すべり地塊の一部が再滑動した，C：浜中町嶮碓島での岩屑崩落（図-1⑦），D：浜中町散布での表層滑落・土砂のすべり（図-1⑧），E：標茶町上チャンベツでの土砂のすべり～流動（図-1⑬），F：オラップイ海岸での岩石崩落・岩屑なだれ（図-1⑰），G：標津町瑠辺斯での表層滑落（図-1㉓），H：カムイヌプリ山腹での岩石崩落（図-1㉔）。

2. 地すべり・崩壊のタイプ

1994年北海道東方沖地震によって発生した地すべり・崩壊のタイプは運動様式、形態および移動物質などから表層滑落、岩屑崩落、岩石崩落、岩屑なだれ、土砂のすべり～流動および岩屑・岩盤すべりに区分され（図-3A～I）、これらの変動に付随してあるいは破壊には至らなかったものの亀裂の発生や拡大も見られた（図-3J～L）。

表層滑落：台地縁辺の急斜面、河成段丘崖や崖直下の崖錐斜面での亀裂発生によって、表土と岩屑からなる厚さ数10cm～数mの薄層が分離し、滑落したもの。滑落の程度は移動距離が小さく、移動体のほとんどが斜面内に残っているもの（図-3A）から、大きく滑動して移動体のほとんどが斜面の脚部に集積したもの（図-3B）まである。

岩屑崩落：台地縁の緩斜面と海食崖との傾斜遷急線に沿って、表土と岩屑からなる薄層が自由落下し、岩屑が海食崖直下に集積したもの（図-3C）。幅、高さともに数mの規模で崩落したものが多い。

岩石崩落：岩塊や岩屑が節理や亀裂から分離して自由落下、バウンドあるいは回転して落ちたもの（図-3D）。崩壊源は海食崖の上部、周囲の崖面から突出した部分、岩塔部、オーバーハング部、古い地すべりや崩壊の滑落崖、崖直下の急傾斜の崖錐斜面である。

岩屑なだれ：岩石崩落の崩壊源となった崖の直下から斜面長の長い、傾斜40°前後の斜面が続くような地形条件下で崩落した岩塊や岩屑がその急斜面上を崩れ落ちたもの（図-3E）で、岩屑が幅数10mで長さ数100mにわたって伸びた事例があった。

土砂のすべり～流動：未固結な土砂がすべり、流動したもので、台地縁辺の急斜面で発生したものは比高の大きな馬蹄形状滑落崖と大きく押し出した土砂が特徴的で（図-3F）、沼沢地や河川に沿う緩斜面で発生したものは滑落崖が不明瞭で移動体表面には細かな凹凸地形が形成されている（図-3G）。

岩屑・岩盤すべり：空中写真から岩盤地すべり地形が判読される斜面で、貫入地すべりのように古い滑落崖に沿って新たな滑落崖が形成され、急傾斜をなす地すべり地塊表層が再滑動した例（図-3H）と、長節地すべりのように古い滑落崖に沿って新たな分離崖とグラベンが形成され、地すべり地塊全体が大きく再滑動した例（図-3I）がある。ただし、長節地すべりの状況は1995年6月に確認されたもので地震が直接的な滑動誘因であったかは不明である。地震によって地すべり斜面内に亀裂が形成され、後の降雨や融雪の影響で大規模に滑動したのかもしれない。

亀裂の発生・拡大：台地縁辺の傾斜遷急線に沿って形成されたり（図-3J）、海食崖背後の緩斜面や崖面の突出部・岩塔部に形成され（図-3K）、表層岩屑や岩塊が不安定な状態になったり小規模に崩落したりした。また、厚岸ピリカウタ地すべり防止区域や苫多地すべり防止区域では地すべり地塊末端の急斜面の肩部に亀裂が発生したり、1993年釧路沖地震によって発生した亀裂が拡大した事例

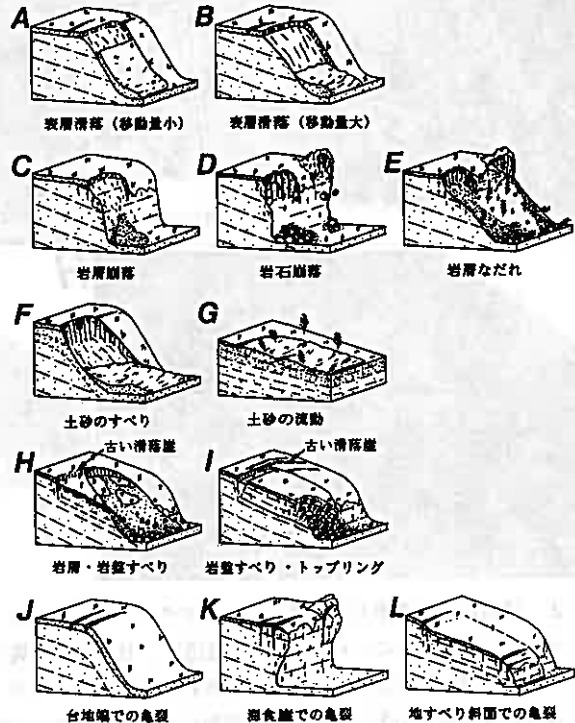


図-3 1994年北海道東方沖地震による地すべり・崩壊のタイプと亀裂発生のパターン

もあった(図-3L)。

地震に伴っては岩石崩落が最も多く発生することが知られており⁶⁾、把握している限りでは、今回の地震によっても岩石崩落が最も多く、次いで岩屑崩落や表層滑落が多く発生したようである。さらに、崩落発生箇所の地形条件によっては崩落した岩屑や岩塊がなだれ状に斜面を崩れ落ちた。

3. 地すべり・崩壊の分布

今回の地震による地すべりや崩壊の分布をみると、発生地点は点在するが、かなり広範囲におよんでいる(図-4)。震央距離の最も大きな地点での発生は、岩石・岩屑崩落や岩屑なだれではカムイヌプリ(摩周岳)山頂・山腹や摩周カルデラ壁の約250kmで、表層滑落や土砂のすべり・流動もおおむね250km圏内で発生している。明らかな盛土地盤の崩壊は約330km離れた本別町での林道崩壊、約300km離れた美幌町での造成宅地の法面崩壊や増野町での造成農地の陥没といった事例がある。

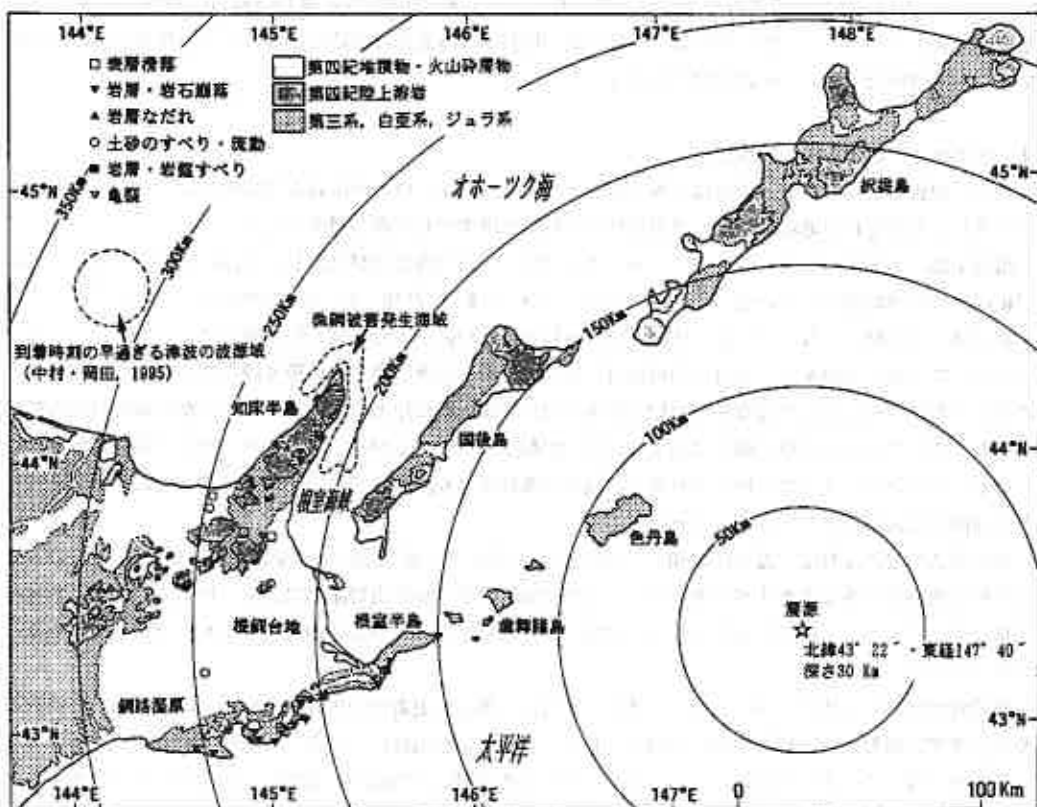


図-4 1994年北海道東方沖地震による主な地すべり・崩壊と震央距離および地質との関係

また、海域では海底地すべりによると思われる現象が生じた。一つはオホーツク海沿岸の宇登呂、網走、枝幸および稚内の各検潮所で観測された津波の第一波の到達時刻が地震津波の波源域から伝播してきたとするには早過ぎることで^{6)・7)}、地震発生とはほぼ同時に網走北方55~85kmの海域を波源とする津波が発生し、その要因の一つとして地震に伴う海底地すべりが推定されている⁷⁾。もう一つは知床半島沖合いの海底に仕掛けられていた底刺し網の流失・破損で、漁業者によれば「魚群探知機で見慣れている海底のなだらかだった斜面が階段状になっている」、「斜面途中の平坦部がなくなっている」、「ちぎれた網を引き揚げるときに泥の中からスポッと抜き出した感じがした」、「引き揚げた網やおもりにヘドロ状のものが付いていた」と言

い、漁網被害は“かたがれ（海底地すべり）”によるものと推定される。海底地すべりの発生を示唆する網走北方の津波の波源域は震央距離300～330km圏に、そして知床半島沖合いの漁網被害発生域は200～230km圏にあたる。

今回の地震による自然斜面や切土斜面での地すべり・崩壊の発生域は震央距離 250km圏であり、海底や盛土地盤での現象を含めると震央距離 330km圏まで地震の影響が及んだと言える。この範囲は震度VI～Vを記録した範囲におおむね対応している。

地震の規模（マグニチュード）と地すべり・崩壊発生範囲との関係については、いくつかの統計的な解析が行われている^{5)・8)・9)}。今回の地震による地すべり・崩壊の発生域は、Keefer and Wilson (1989)⁸⁾の関係式から得られる範囲（震央距離で約 118kmの範囲）や田村（1978）⁹⁾の表層滑落型崩壊多発域の上限値（震央距離約110kmの範囲）と比較するとはるかに広く、同散発域の上限値（震央距離約230kmの範囲）にほぼ一致する。1993年釧路沖地震（マグニチュード 7.8）では震央距離50km（震源距離では約 120km）の圏内で¹⁰⁾、そして1993年北海道南西沖地震（マグニチュード 7.8）では震央距離150kmの圏内で多くの地すべりや崩壊が発生した¹¹⁾。一概に比較はできないが、1994年北海道東方沖地震によって、かなり広い範囲で地すべりや崩壊が発生したことは指摘できよう。

4. 地すべり・崩壊と地形・地質

地形・地質を概観すると、道東は大きく根室半島・太平洋岸、根釧台地および知床半島・阿寒の3地域に区分され、それぞれの地域の地形・地質条件を反映した地すべりや崩壊が発生した。

根室半島・太平洋岸地域：海岸線に沿って比高 40～100mの海食崖が発達し、崖面には主に白亜紀～古第三紀の堆積岩層が露出している。これらは走向 NE-SW～E-W・傾斜10～20° SE～Sであり、太平洋に面する崖・斜面は‘流れ盤’となっている。また、厚層砂岩と泥岩が露出する崖は差別的侵食によってオーバーハングとなっていることが多い。海食崖の背後は段丘砂礫層や火砕流堆積物層が覆う段丘性台地となっている。このような条件を反映して海食崖での岩石崩落や台地斜面と海食崖との傾斜遷急縁付近からの岩屑崩落が多発した。さらに、太平洋岸地域には地すべり地形が数多く存在するが^{12)・13)}、その地すべり地塊が再滑動したり、厚岸町のピリカウタ地すべり防止区域や苫多地すべり防止区域などでは滑落崖背後の斜面や地すべり地塊内に亀裂が発生した事例もあった。

新聞報道などによれば、震央距離80～100kmに位置する色丹島では幅20m・深さ15m・長さ500mといった大規模な地割れや多くの地すべりが発生したようである。色丹島や歯舞諸島は地形・地質的にはこの地域と同様な条件下にあり、根室半島や太平洋岸地域で発生した地すべりや崩壊の規模のより大きなものが多発したと思われる。

根釧台地地域：起伏の小さな丘陵・台地地形をなし、第四紀更新世の火砕流堆積物・降下火山灰堆積物層や段丘堆積物層など未固結層で構成される。丘陵・台地を刻む風蓮川、西別川、標津川などの河川沿いは狭い低湿地となっている。全域的になだらかな地形を呈するが、台地縁の斜面や河川沿いの斜面でさまざまな規模で未固結堆積物表層の滑落やすべり～流動が発生した。

知床半島・阿寒地域：標高1,000～1,600mの火山体が連なる地形的に非常に険しい地域で、地質は主に新第三紀の火山岩・堆積岩類と火山体を構成する第四紀の陸上溶岩・火砕岩からなる。第四紀の火山岩類には亀裂や節理が発達し、火山角礫岩などは浮石となり易い。

知床半島の海岸線は第四紀火山岩類が露出する比高 50～150mの海食崖となっており、箇所数は少ないものの、根室半島や太平洋岸と同様に岩石崩落や岩屑なだれが発生した。また、知床半島には数多くの地すべり・崩壊地形が存在するが^{12)・14)}、その滑落崖や地すべり地塊の一部が崩落した事例もあった。さらに、1995年 9月、空からの調査時に小沢の源頭部や地すべり地塊末端の急斜面に新たな崩壊が多数発生しているのを認めた。地震によって亀裂が形成され、後の融雪や降雨の影響で滑落したのかもしれない。

阿寒地域では急峻なカムイヌプリ（摩周岳）山頂部や山腹が崩落したり、摩周第3展望台から裏摩周展望

台にかけてのカルデラ壁で岩石崩落や岩屑なだれが発生した。

択捉島や国後島はこの地域と同様な地形・地質環境にあるが、国後島南西部の根室海峡側海食崖にも多くの新しい崩壊後が知床半島から遠望された。

5. まとめ

1994年北海道東方沖地震によって道東の各所で地すべりや崩壊が発生した。その範囲はおおむね震央距離250km圏である。根室海峡やオホーツク海では海底地すべりの発生を示唆する現象も生じており、これら海底での現象や盛土地盤の崩壊を含めると震央距離330km圏まで地震の影響が及んだことになる。

発生した地すべり・崩壊のタイプは表層滑落、岩屑崩落、岩石崩落、岩屑なだれ、土砂のすべり～流動、そして岩屑・岩盤すべりに区分される。把握している限りでは岩石崩落が最も多く発生し、次いで岩屑崩落や表層滑落が多く発生したようで、崩落箇所の地形条件によっては岩屑がなだれ状に崩れ落ちた。さらに、崩落や滑動には至らなかったが、崖面や地すべり地塊内などでは亀裂発生が多発した。

地形的に急峻で岩盤から構成される根室半島、太平洋岸地域や知床半島などでは岩石・岩屑崩落が多発した。これらの地域では住宅や道路に近接する海食崖の点検が早急に必要であり、また、海食崖を背後にもつ海岸の今後の開発には充分注意しなければならない。さらに、地すべり斜面では再滑動や亀裂発生といった変動が見られたことから、地すべり地形が数多く存在する太平洋岸地域や知床半島においてはそれらの詳細な把握と点検が必要であり、また、そのような斜面では地震による変動の影響が降雨や融雪などによって、後になって現れることも考慮しなければならない。

一方、第四紀の未固結堆積物が広がり、なだらかな地形を呈する根釧台地では、台地縁辺の斜面で緩傾斜であっても土砂のすべりや流動が発生したことから、河川沿いや低湿地沿いの土地開発には充分な対策を講じておく必要がある。

参考文献

- 1) 土岐祥介・三浦均也・西村右敏(1995)：1994年北海道東方沖地震における被害の概要，土と基礎，Vol. 43, No. 4, pp. 3-6.
- 2) 西川純一・鎌田拓司・加治昌秀(1995)：1994年北海道東方沖地震における道路・鉄道・河川堤防の被害，土と基礎，Vol. 43, No. 4, pp. 7-10.
- 3) 笹島隆彦・水野雄三(1995)：1994年北海道東方沖地震における港湾・漁港の被害，土と基礎，Vol. 43, No. 4, pp. 11-14.
- 4) 武田 寛・和泉孝夫(1995)：1994年北海道東方沖地震における住宅地，ライフラインの被害，土と基礎，Vol. 43, No. 4, pp. 15-18.
- 5) Keefer, D. K. (1984)：Landslides caused by earthquakes, Geol. Soc. Am. Bull., Vol. 95, pp. 406-421.
- 6) 荒井賢一・都司嘉喜(1995)：1994年10月4日に発生した北海道東方沖地震津波の特徴，地球惑星科学関連学会1995年合同大会予稿集，pp. 139.
- 7) 中村浩二・岡田正美(1995)：北海道東方沖地震時にオホーツク海沿岸で観測された津波，地球惑星科学関連学会1995年合同大会予稿集，pp. 140.
- 8) Keefer, D. K. and Wilson, R. C. (1989)：Predicting earthquake-induced landslides, with emphasis on arid and semi-arid environments. Publication Inland Geological Society, Vol. 2, pp. 118-149.
- 9) 田村俊和(1978)：地震により表層滑落型崩壊が発生する範囲について，地理学評論，No. 51, pp. 662-672.
- 10) 田近 淳(1994)：釧路沖地震に伴う斜面変動と地形・地質，地すべり学会北海道支部研究発表論文集，pp. 50-55.
- 11) 山岸宏光・雨宮和夫・黒沢邦彦(1994)：奥尻島および島牧・北檜山海岸の斜面災害，1993年北海道南西沖地震による地盤災害・津波災害，地下資源調査所調査研究報告，No. 24, pp. 5-29.
- 12) 山岸宏光編(1993)：北海道の地すべり地形一分布図とその解説一，北海道大学図書刊行会，392p.
- 13) 田近 淳・岡村俊邦・坪山厚美・山岸宏光(1994)：海岸斜面の地すべりの地質規制とその形態的特徴一釧路～厚岸地域の地すべり一，地下資源調査所調査研究報告，No. 22, 45p.
- 14) 伊藤陽司(1994)：北海道東部，知床半島における大規模地すべり・崩壊地形の特徴，北見工業大学研究報告，Vol. 26, No. 1, pp. 15-28.

修正 $c - \tan \phi$ 図法による
 地すべり安定解析用強度パラメータの決定方法

㈱シーウェイエンジニアリング ○正会員 佐野 彰
 北海道大学工学部 正会員 三田地 利之
 岩手大学工学部 正会員 大河原 正文

1. はじめに

わが国における地すべりは、破碎帯地すべりや温泉地すべりなどもみられてはいるものの、全体の7割弱は第三紀層の一般に固結度の低い泥岩などを主体とする軟岩から成る地域で多く発生している¹⁾。こうした軟岩分布地域での地すべり現象は集中豪雨や融雪などによる自然斜面の崩壊のみならず、近年の急速な大規模開発による人為的な原因によってさらに新たな危険地域が増加する傾向にあり、兵庫県南部地震の際に典型的に現れたように、大地震の発生が地すべりを誘発する危険性も増大している。

地すべり斜面の安定問題を考える際、安定性の定量的評価のためにはすべり面に沿って発揮されるせん断強度の大きさを知ることが不可欠である。

地すべりの安定解析に用いる強度パラメータの妥当性は、斜面の安定解析の評価のみならず対策工の選定やその効果に大きな影響を与える²⁾ものであり、すべり面上で動員される強度パラメータの適切な設定は基本的に重要な問題となる。

すべり面上で発揮される強度は、すべり面から採取された粘土試料によるせん断試験から求め得るが、実際には地すべり粘土の厚さは2~5mm程度の超薄層であることが多く³⁾、試料の採取が技術的にも経済的にも非常に困難である。また、進行性破壊等によりすべり面上の各点で動員される強度が異なることなどから、試料の代表性の問題もあって実験値を用いた合理的な設計用強度パラメータの設定方法が確立していないことと、対策工の立案に緊急を要するなどの理由から、現状では土質試験によらず経験的解析手法の逆算法による $c - \tan \phi$ 図で決定しているのがほとんどである。逆算法による場合は、まず安全率を設定し、つぎに c の値を経験的に地すべりの移動土塊の厚さ (d) から $c \approx d / 10$ (tf/m^2) として求め、斜面の安定計算に常用される簡便法 (分割法) による安定計算式より $\tan \phi$ を逆計算し、これをすべり面の平均的強度パラメータとしている。

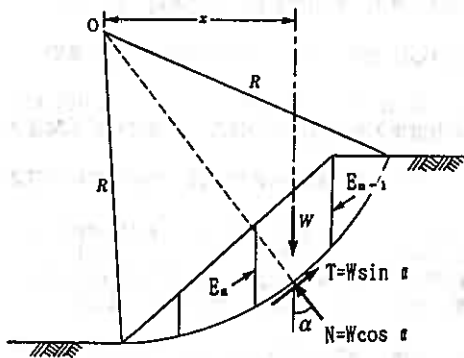


図-1 分割法

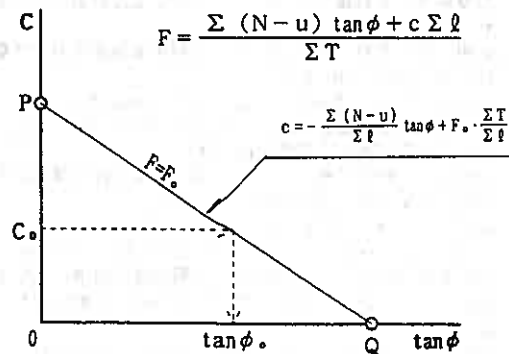


図-2 $c - \tan \phi$ 図による (c_0, ϕ_0) の決定

A Method for Determining Strength Parameters along the Surface of Landslide, Based on Revised $c - \tan \phi$ Diagram : Akira SANO (C-Way Engineering Co, Ltd.), Toshiyuki MITACHI (Faculty of Engineering, Hokkaido Univ.), Masafumi OKAWARA (Faculty of Engineering, Iwate Univ.)

この逆算法に関しては従来より理論的に多くの曖昧な点を有していることが指摘されてきており、信頼性に欠けるものである。この曖昧さを解決する方法として齊藤⁴⁾や山上⁵⁾は現状安全率 F を満足すべき強度パラメータ (c_o, ϕ_o) が図-2の $c-\tan\phi$ 図において PQ 線上で変化すべきこと、またすべり面を変えて PQ 線上の (c, ϕ) の組合わせで計算される安全率 F が $F \geq F_o$ を満足すべきこと、の2つの条件にもとづいて強度パラメータを客観的に求める方法を提案している。

宜保⁶⁾は、地すべりの形態に応じて土質試験より得られたピーク強度 (c_o, ϕ_o) 、完全軟化強度 (c_s, ϕ_s) および残留強度 (c_r, ϕ_r) (図-3参照)に対してSkemptonの残留係数 R ⁷⁾を導入して平均的強度パラメータ (c_e, ϕ_e) を求める方法を提案し、地すべりの形態を4タイプに分けそれぞれに適合する算定式を与えている。

また、小川⁸⁾は再滑動地すべりの場合、一度残留状態に達した地すべり面粘土が、間隙水圧の上昇によって過圧状態へ移行するとし、この時の (c_r, ϕ_r) を求める方法を提案している。

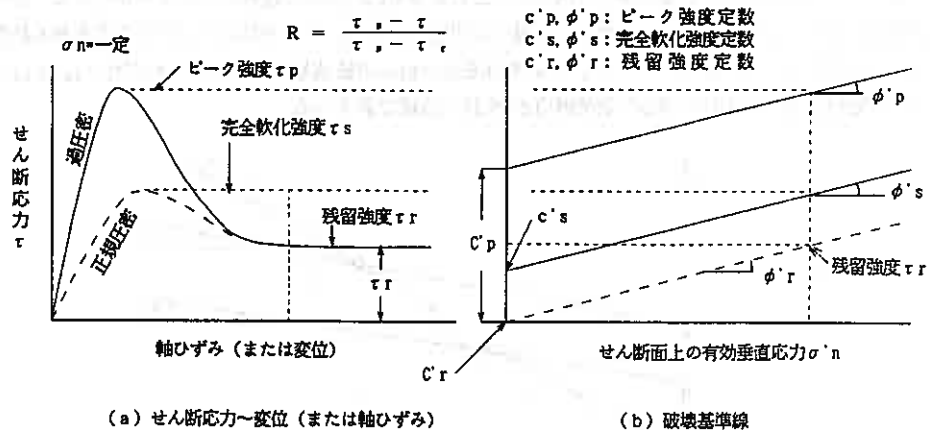


図-3 ピーク、完全軟化および残留状態における強度の概念図

そもそも、地盤の強度パラメータの意味を考えると、物性値としての (c, ϕ) の組合せのとり得る値の範囲が限定されるわけであるが、齊藤や山上の方法では、この点が考慮されていない。宜保はピーク、完全軟化残留の各状態の強度パラメータと残留係数 R を導入することで、設計用強度パラメータの決定に物性値を反映することに成功している。しかし、 R の導入に際して実際に用いられる強度パラメータの組合せとして、ピークと残留あるいは完全軟化と残留のように2つの状態の強度の組合せしか採用されないことから、すべり面上の位置とひずみの大きさ等によって実際のすべり面での土の強度がピークから完全軟化状態さらには残留状態へと変化するものと考え、宜保の方法でもまだ不十分と考えざるを得ない。また、小川の方法では、残留状態の強度パラメータのみに注目している点でやはり問題が残る。以上のような状況のもとに明確な理論的背景をもった設計用強度パラメータの実用決定方法の確立が急務とされている。

本研究では、地すべりの安定解析には過圧状態の排水せん断強度を採用する必要があるとの基本的な考え方に立ち、その際に採用すべき (c_o, ϕ_o) の組合せはピーク強度 (c_o, ϕ_o) と残留強度 (c_r, ϕ_r) との間で CR (過圧密比)の関数として変化するものと考え、対象とする地盤の強度特性を反映させた形での $c-\tan\phi$ 図の利用法を提案するものである。

2. 設計用強度パラメータの決定方法

2-1. 対象地盤の状態変化に伴う強度の変化

地すべりに対する安定性の支配要因である土の強度は、地質構造的要素に支配されることはもちろんであるが、

過去の応力履歴や個々の地点における土要素が受けているひずみの大きさに依存するはずである。したがって、たとえば再滑動型地すべりを想定した場合、降雨などに基づく間隙水圧の上昇が有効応力の減少をもたらす、これがせん断抵抗の低下を招くことから、 c 、 ϕ の変化をOCRの関数として表すことが出来るはずである。また、過去に大きな応力下で圧密固化して軟岩状態にあったものが、諸々の要因により粘土化する過程を直接数量化して表現することは不可能であるが、強度劣化の過程を有効応力の変化に対応させて考えれば、OCRの変化として定性的にはあるが表現可能と考えられる。

この基本概念を具体化するために以下のような考察を行なった。

2-2. 過圧密比と有効応力強度パラメータの関係

(1) 過圧密状態での強度パラメータ (c_a, ϕ_a)

地すべり面上の土要素の強度が前述のような原因によって変化する過程を、一面せん断試験で垂直応力（全応力）一定のもとでの間隙水圧の増大による有効垂直応力の減少過程としてモデル化する。図-4は有効垂直応力が σ_a の状態から σ_o に減少した場合を想定している。それぞれの σ に対する排水せん断強度を τ_a 、 τ_o とすると、 (σ_a, τ_a) 、 (σ_o, τ_o) を通るHvorslevの破壊基準線⁹⁾は、それぞれ c_{e_a} 、 c_{e_o} の縦軸切片（有効粘着力）および共通の有効摩擦角 ϕ_e を持つ直線で表される。

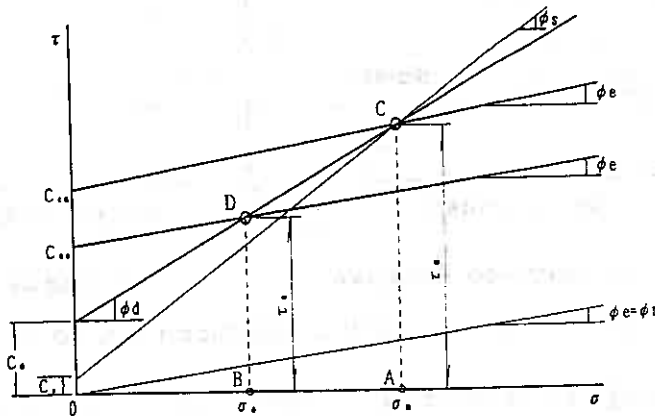


図-4 過圧密状態における強度パラメータ相互の関係

図-4から次の関係が得られる。

$$(\sigma_a / \sigma_o) = \text{OCR} \quad (1)$$

$$\tau = c_e + \sigma \tan \phi_e = \kappa \cdot \sigma_a + \sigma \tan \phi_e \quad (2)$$

ここで κ は粘着係数、 σ_a は等価圧密圧力である。図中の2点 (σ_a, τ_a) 、 (σ_o, τ_o) を結ぶ直線の傾き $\tan \phi_a$ はこれらの関係から次のように表すことができる。

$$\begin{aligned} \tan \phi_a &= \frac{\tau_a - \tau_o}{\sigma_a - \sigma_o} = \frac{(\kappa \sigma_a + \sigma_a \tan \phi_e) - (\kappa \sigma_o + \sigma_o \tan \phi_e)}{\sigma_a - \sigma_o} \\ &= \frac{\kappa \{(\sigma_a / \sigma_o) - (\sigma_o / \sigma_o)\} + (\text{OCR} - 1) \tan \phi_e}{(\text{OCR} - 1)} \quad (3) \end{aligned}$$

図-5は σ_a で圧密完了後 σ_a 一定のまま排水せん断された場合および σ_a から σ_o まで吸水膨張し、その後 σ_o 一定で排水せん断されたときの破壊（ピーク強度）時の $e - \ln \sigma'$ の関係を示したものであるが、この図から次の関係が得られる。

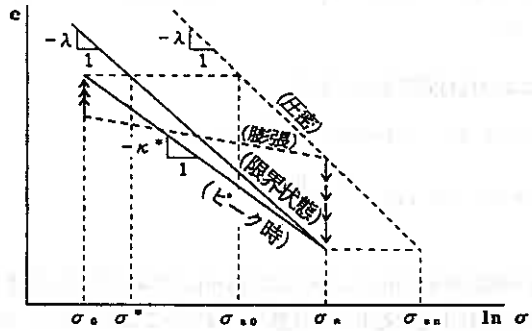


図-5 正規・過圧密粘土の有効応力と間隙比の関係

限界状態線（実線）と正規圧密線（破線）の傾きλが同じとすると

$$(\sigma_{a0}/\sigma_a) = (\sigma_{a0}/\sigma^*) \quad (4)$$

また、限界状態線と破壊（ピーク強度）線上の間隙比の変化に注目すると

$$\lambda \ln(\sigma_a/\sigma^*) = \kappa \ln(\sigma_a/\sigma_0) \quad (5)$$

したがって、(4)、(5)式より

$$(\sigma_{a0}/\sigma_a) = (\sigma_{a0}/\sigma_0) OCR^{\kappa/\lambda} \quad (6)$$

よって(3)式中の $(\sigma_{a0}/\sigma_0) - (\sigma_{a0}/\sigma^*)$ は(6)式との関係で次のように表すことができる。

$$\{(\sigma_{a0}/\sigma_0) - (\sigma_{a0}/\sigma^*)\} = (\sigma_{a0}/\sigma_0) \cdot (OCR - OCR^{\kappa/\lambda}) \quad (7)$$

$$\text{ここで、}\bar{\Lambda} = 1 - \kappa/\lambda \quad (8)$$

また、図-6の関係から(9)式が得られる。

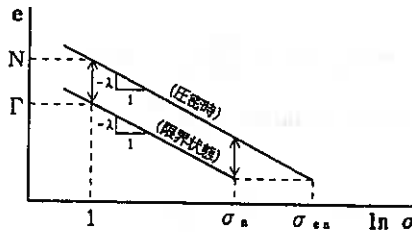


図-6 正規圧密粘土の有効応力と間隙比の関係

$$(\sigma_{a0}/\sigma_a) = \exp\left(\frac{N-\Gamma}{\lambda}\right) \quad (9)$$

(3)式に(7)、(9)式を代入すると $\tan \phi_a$ は(10)式のように表すことができる。

$$\tan \phi_a = \kappa \cdot \exp\left(\frac{N-\Gamma}{\lambda}\right) \cdot \left(1 - \frac{OCR^{\kappa/\lambda} - 1}{OCR - 1}\right) + \tan \phi_0 \quad (10)$$

一方、(3)式において $\sigma_0 \rightarrow 0$ で $\tau_0 \rightarrow c_a$ とすれば、

$$c_a = c_{a0} + \sigma_a (\tan \phi_a - \tan \phi_0) \quad (11)$$

したがって(1)、(10)、(11)式から(12)式が得られる。

$$(c_a/\sigma_0) = \kappa \cdot \exp\left(\frac{N-\Gamma}{\lambda}\right) \cdot OCR \cdot \left(\frac{OCR^{\kappa/\lambda} - 1}{OCR - 1}\right) \quad (12)$$

(2) 正規圧密状態でのピーク強度パラメータ

正規圧密状態(OCR=1)におけるピーク時の強度パラメータは、(10)および(12)式に

$$\lim_{OCR \rightarrow 1} \frac{OCR^{\bar{\Lambda}} - 1}{OCR - 1} = \bar{\Lambda}$$

の関係を適用して、(13)および(14)式で表わされる。

$$(\tan \phi_{\phi_s})_{OCR=1} = \tan \phi_s = \kappa \cdot (1 - \bar{\Lambda}) \cdot \exp\left(\frac{N - \Gamma}{\lambda}\right) + \tan \phi_s \quad (13)$$

$$(c_s / \sigma_s)_{OCR=1} = (c_s / \sigma_s) = \kappa \bar{\Lambda} \cdot \exp\left(\frac{N - \Gamma}{\lambda}\right) \quad (14)$$

(3) 残留状態での強度

Roscoeら¹⁰⁾が粘土の力学挙動のモデルとして考えたCam-clayでは、限界状態はすなわち残留状態に等しいと考えてよいが、実際の自然粘土ではむしろ両状態が一致することは少なく、とくに粘土含有量20%以上の粘土では、限界状態を越えてさらに強度が少しずつ低下しながら残留強度(τ_r)に至ることが多い。この段階での強度低下は間隙比の変化によるものではなくて、粒子の再配列によるもの¹¹⁾と言われており、残留状態では図-5における $e - \ln \sigma$ 関係でOCR=1のピーク時(すなわち完全軟化状態)を起点として残留状態に至る間に間隙比の変化なしに強度が低下する状況を考える必要がある。

そこで、(17)および(18)式で $N = \Gamma$ とすると残留状態での強度は次式で表される。

$$\tan \phi_s = \tan \phi_r = \tan \phi_s \quad (15)$$

$$(c_s / \sigma_s) = (c_r / \sigma_r) = 0 \quad (16)$$

(4) 地すべり面での強度パラメータの変化

前述のように、過圧密状態でのピーク時、正規圧密状態(OCR=1)でのピーク時(すなわち完全軟化状態)および残留状態の強度パラメータはそれぞれ、(10)~(16)式で表される。

ここで、 $\kappa \cdot \exp\left(\frac{N - \Gamma}{\lambda}\right) = m$ とおき、ピーク、完全軟化および残留状態に対応する強度パラメータの添字をそれぞれ p, s, r として再整理すると、各状態における強度パラメータは次のように表される。

過圧密状態のピーク時

$$\tan \phi_p = m \left(1 - \frac{OCR^{\bar{\Lambda}} - 1}{OCR - 1}\right) + \tan \phi_s \quad (17)$$

$$(c_p / \sigma_p) = m \cdot OCR \cdot \left(\frac{OCR^{\bar{\Lambda}} - 1}{OCR - 1}\right) \quad (18)$$

完全軟化状態

$$\tan \phi_s = m(1 - \bar{\Lambda}) + \tan \phi_s \quad (19)$$

$$c_s / \sigma_s = m \cdot \bar{\Lambda} \quad (20)$$

残留状態

$$\tan \phi_r = \tan \phi_s \quad (21)$$

$$c_r = 0 \quad (22)$$

OCRによる c_s , ϕ_s の変化傾向をみるためにいま、たとえば $\bar{\Lambda} = 0.2$ として計算すると、図-7のようになる。これをもとにして図-8に示した $(c_s / \sigma_s) \sim (\tan \phi_s / m)$ 曲線が導かれる。

$$(\tan \phi_s / m) - (\tan \phi_p / m) = 1 - \frac{OCR^{\bar{\Lambda}} - 1}{OCR - 1} \quad (23)$$

$$(c_s / \sigma_s) = OCR \left(\frac{OCR^{\bar{\Lambda}} - 1}{OCR - 1}\right) \quad (24)$$

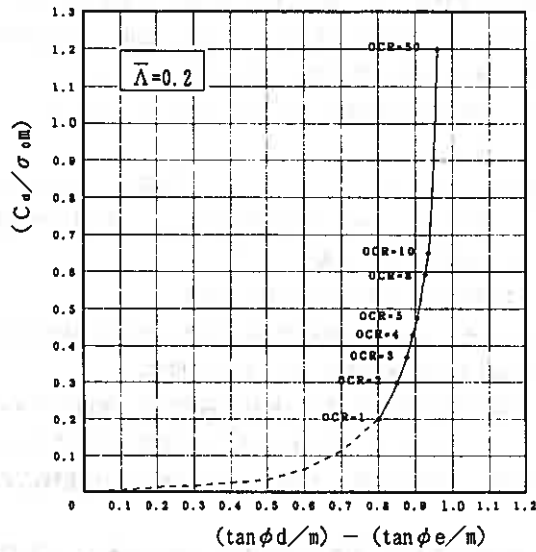


図-7 OCRに伴う強度の変化($\bar{A}=0.2$ の場合)

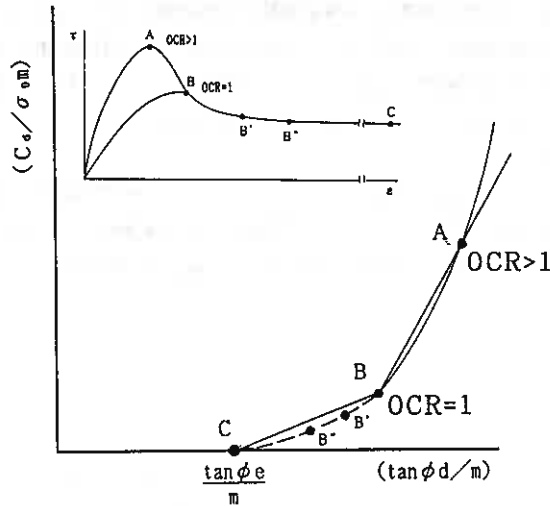


図-8 OCRに伴う強度の変化

図-8の $c_u / \sigma_0 m \sim \tan \phi_d / m$ 曲線 (以下 $c_u \sim \phi_d$ 曲線) は図-4の過圧密状態での $\tau \sim \sigma$ の関係を基にして導かれたものである。図-4で過圧密比 (OCR) を $OCR = \sigma_n / \sigma_0$ と定義しているが、その内容は以下のように2つの解釈が可能である。

1) 間隙水圧の上昇による有効応力の減少を表すパラメータとしての意味。

図-4で、現在 $\sigma = \sigma_0$ で平衡状態にある地すべり土に過剰間隙水圧が発生し、有効応力が減少して σ_0 となった合を想定 (すなわち、間隙水圧の上昇による過圧密状態への移行) した時の $c_u \sim \phi_d$ が OCR の関数とし

て図-8の曲線で表される。

2) 諸々の要因による軟岩(超過圧密状態)から過圧密粘土への移行を表すパラメータとしての意味。

地すべり面粘土($\sigma = \sigma_0$)がかかって非常に大きな応力($\sigma = \sigma_0$)によって圧密固化して軟岩状態にあったものが、化学的風化の進行など諸々の要因で脆弱化して現在の状態に至ったとして、その過程を応力の変化で表すことが出来るとすれば、強度劣化の過程はOCRの変化で表現され、それに伴う c_e, ϕ_e の変化が図-8の曲線と考えることが出来る。

すなわち、図-8の $c_e \sim \phi_e$ 曲線は地すべり要因の一つとしての間隙水圧の変化に基づく過圧密状態への移行ならびにそれに伴う強度減少と、風化~初生すべり~再圧密等々によって軟岩~過圧密粘土に至る状態変化による強度の減少との2つの要因をOCRの関数として表現している。

2-3. 土質試験結果に基づく設計用強度パラメータの実用算定法

前節に示したOCRに伴う(c_e, ϕ_e)の変化を表す関係式は以下の2通りの利用方法が考えられる。

1) 間隙水圧の上昇にもとづく過圧密状態移行時の(c_e, ϕ_e)の推定。

せん断試験によってピーク時と残留状態または完全軟化と残留状態の強度パラメータの組合せが得られれば、(17), (18), (21)または(19), (20), (21)によって m および $\bar{\lambda}$ の値を算出可能である。もちろん上記の諸式を利用するにあたっては、現地の σ とOCRに対応した条件の下で実施された実験結果による(c, ϕ)が必要である。

このようにして、 m および $\bar{\lambda}$ が決まると、現地の間隙水圧上昇にもとづいて計算されるOCRの値に対応した(c_e, ϕ_e)が式(17), (18)によって計算できる。

2) $c - \tan \phi$ 図との組合せによる設計用強度パラメータ(c_e, ϕ_e)の決定。

図-8の c_e, ϕ_e 曲線は前述の2つの要因による地すべり面粘土の強度変化をOCRの関数として表している(図中、破線部分は挿入図の完全軟化状態から残留状態までの強度の変化を表している)。したがって、すべり面付近から採取した不攪乱試料(必ずしもすべり面そのものからの採取試料である必要はない)を用いて、軟岩用繰返し一面せん断試験機¹²⁾によって、ピーク強度(c_p, ϕ_p)および残留強度(c_r, ϕ_r)が、またスラリー試料を用いて完全軟化強度が(c_e, ϕ_e)求められたとすると、これら3点は図-8の c_e, ϕ_e 曲線上にのるはずである。

そこで、以下のような実務の利用方法が考えられる。すなわち、図-8の曲線ABCの近似として上記3点のデータを折れ線で結んで $c - \tan \phi$ 図にプロットし、次に対象地盤の安定解析に必要な諸データから $F_s = F$ に対応する σ, τ を求めてPQ曲線を引いて直線の交点から所要の(c_e, ϕ_e)を求めることができる。(図-9)。

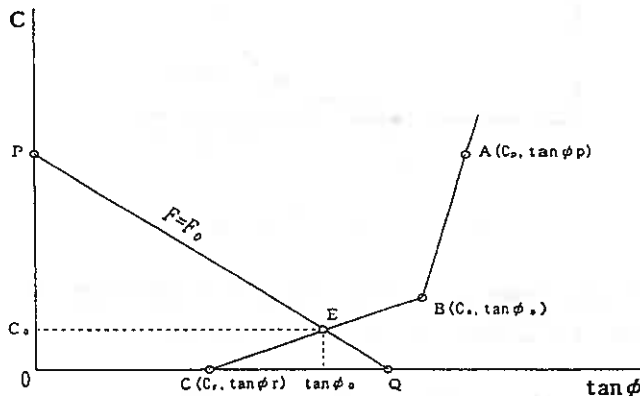


図-9 $c - \tan \phi$ 図による設計用強度パラメータの決定

本研究における図-9の使用の意義は、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し、安定解析に用いるべき妥当な (c, ϕ) を得ることにある。このことによって従来の $c - \tan \phi$ 図の利用における曖昧さが解消できたと考えられる。

3. まとめ

地すべり安定解析に用いるべき強度パラメータの算定方法として、地すべり面付近から採取した試料による実験結果から得られるピーク (c_p, ϕ_p) 完全軟化 (c_s, ϕ_s) および残留状態 (c_r, ϕ_r) の強度パラメータと、いわゆる逆算法にもとづく $c - \tan \phi$ 図との組み合わせによる実用的な方法を提案した。

この方法の特徴は以下のようである。

- 1) 実験値 (c_p, ϕ_p) 、 (c_s, ϕ_s) および (c_r, ϕ_r) と $c - \tan \phi$ 図を組み合わせることにより c_p を仮定することなく、設計用強度パラメータを算出できる。
- 2) 本方法は、間隙水圧の上昇に基づく有効応力の変化と、化学的風化の進行等による軟岩の強度劣化の過程の2つを、ともにOCRの変化として表し得るものととらえられている。
- 3) 上記2)における間隙水圧の変化にもとづく強度変化をOCRの関数として理論的に導き、これによって図-7を得た。したがって、図-9に示した実用的 (c_s, ϕ_s) 決定法は図-7の理論的裏付けをもっている。

本研究では、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単に解析上の条件にもとづく範囲でなく、物性値としての変動範囲に限定することを目的に研究を進めたが、 (c, ϕ) の変化をOCRの関数として表現することができ、これによって室内試験結果と $c - \tan \phi$ 図の組み合わせによる実用算定法を提案することができ、従来の逆算法の曖昧さを解消し得たと考えられる。

【参考文献】

- 1) 土木学会編：軟岩—調査・設計・施工の基本と事例, pp. 225, 1984
- 2) 鶴飼恵三：斜面安定工の効果と強度定数 c' 、 ϕ' との関係, 第30回土質工学会研究発表会講演集, pp. 1785~1788, 1995.
- 3) 玉田文吾：再滑動型地すべり面の c, ϕ とその変化, 地すべり, Vol. 17, No. 2, pp. 10~19, 1980.
- 4) 斎藤迪孝：円形すべり面での c, ϕ 逆算の一方, 第9回土質工学会研究発表会講演集, pp. 601~604, 1974.
- 5) 山上拓男, 植田康宏：地すべり地強度定数の新しい逆算法 (I), 地すべり, Vol. 21, No. 2, pp. 16~21, 1984.
- 6) 宜保清一, 武居有恒, 小波蔵政良：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.
- 7) Skempton, A. W. : Long-Term Stability of Clay Slopes, Geotechnique, Vol. 14, No. 2, pp. 75~101, 1964.
- 8) 小川正二：地すべり斜面の安定解析における土のせん断強さの考え方, 基礎工, pp. 18~23, 1985.
- 9) Hvorslev, M. J. : Physical Components of the Shear Strength of Saturated Clays, Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, pp. 169~273, 1960.
- 10) Roscoe, K. H., and Burland, J. B. : On the Generalized Stress-Strain Behavior of Wet Clay, Engineering Plasticity, Cambridge Univ. Press, pp. 535~609, 1968.
- 11) Skempton, A. W. : Residual Strength of Clay in Landslides, Folded Strata and the Laboratory, Geotechnique, vol. 35, No. 1, pp. 3~18, 1985.
- 12) 佐野 彰, 三田地利之, 澁谷啓：地すべり面強度定数決定のための軟岩用自動繰返し一面せん断試験機の開発, 地すべり, Vol. 31, No. 2, pp. 41~45, 1994.

高含水比土の有効利用に関する実験

北海道開発局開発土木研究所 正会員 ○ 佐藤厚子
正会員 西川純一

1. はじめに

これまで、河川浚渫や掘削などの建設工事で発生する土砂のうち高含水比土は、そのままの状態では盛土材として使用できないので捨土処分されてきている。しかし、環境問題がクローズアップされている社会情勢において、処分地の確保が極めて困難であること、資源として活用することの重要性から、高含水比土の利用の手法開発が求められている。

そこで、高含水比土を有効利用するための手法の一つとして、セメントや生石灰などの固化材による安定処理を取り上げ、利用条件に応じて改良した固化土、固化破碎土、改良土の強度特性に関する実験を行った。本報告は、その結果を取りまとめたものである。

2. 目的

自然含水比の高い材料を原料とする安定処理土は施工時においてはスラリー状であるため、現場に設置した型枠にポンプ圧送した処理土を流し込む方法によって施工される。このため、複雑な構造物の充填や埋め戻しに適している。また、固化するため転圧が不要であり、固結後は水平土圧が発生しないなどの長所を持っている。しかし、ある程度の強度になるまでは、建設機械の走行が不可能であり施工が滞ること

もある。そこで、この固化土を転圧可能な土としての特性を持つ新しい材料である「固化破碎土」と「改良土」に改良し、その強度特性を求めることとした。なお、図-1に示すように、固化破碎土とは、固化材添加後から固化が完了する前に破碎し締固め可能な材料としたものである。また、改良土とは、高含水比土に高分子系改良材を混入し土中の遊離水を吸収し団粒化させることにより高含水比土の性質を変え、さらに固化材を混入して強度を持つ材料にしたものである。

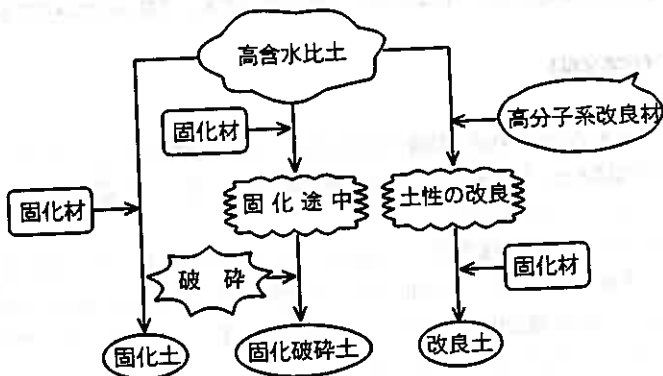


図-1 安定処理土の概略

3. 試験方法

3.1 試験条件

① 固化材の種類

普通ポルトランドセメント、セメント系固化材（高有機質ヘドロ用）、生石灰（特号）の3種類

② 試料

千歳川浚渫土砂のうち、高分子系凝集剤による処理を行った高含水粘性土で、その基本物性値を表-1

Experiments for Effective Use of high water content Soil.

Atsuko SATO, Jun'ichi NISHIKAWA (Hokkaido Development Bureau)

に示す。なお、試料No. 1、No. 2は、同じ箇所にて採取したものであるが、採取時期の違いにより若干異なった性質の材料となった。

③目標強度

盛土高2.5m以上の高盛土ですべり安全率1.2を確保できる強度となるように、7日養生後の一軸圧縮強さを1.5kgf/cm²以上とした。また、普通ブルドーザーの走行が確保できる強度として締固め後のコーン支持力を5kgf/cm²以上とした。

3.2 試験内容

①固化土

試料No. 1の材料の湿潤重量に対して固化材としてセメント系固化材、生石灰を用い、地盤工学会「安定処理土の突固めをとまわらない供試体の作製方法」により供試体を作製する。この時セメント系固化材による処理土の場合は混合直後、生石灰の場合は生石灰が消石灰に変化するための時間として24時間¹⁾ビニール袋等で養生した後、供試体を作製する。所定の日数養生後一軸圧縮強さを求める。

②固化破碎土

固化土と同じ方法で作製した試料を1日、3日、5日間ビニール袋等で養生した後、金槌等で粒径4.75mmのふるいを通す程度の粒径に破碎する。2.5kgランマー、15cmモールドを使用し、1層当たり55回、3層突固め、この供試体のコーン支持力を求める。同じ条件で地盤工学会「安定処理土の静的締固めによる供試体の作製方法」により供試体を作製し、所定の日数養生後一軸圧縮強さを求める。

③改良土

試料No. 2の材料に対して含水比が110、125、140%となるよう調整し、高分子系改良剤を湿潤重量に対して0.1%添加し、それぞれの含水比の材料についてホバート型ミキサーで1分程度攪拌する。固化材として普通ポルトランドセメント、セメント系固化材、生石灰を添加し、ホバート型ミキサーでさらに10分間攪拌する。試料の状態により、突固めが可能であれば、地盤工学会「安定処理土の突固めによる供試体の作製方法」により供試体を作製し、突固めができない場合は、「安定処理土の突固めを伴わない供試体の作製方法」により一軸圧縮強さを求める。同時に高分子系改良剤を添加しない(固化土)で同様の試験を行う。また、固化材を生石灰とした改良土の場合は一軸圧縮試験と同じ条件で作製した供試体のコーン支持力も測定する。

4. 試験結果

4.1 固化土

セメント系固化材と生石灰により改良した固化土の一軸圧縮強さの変化を求めた。図-2は、固化材の添加率と7日養生後の一軸圧縮強さの関係を示したものである。セメント系固化材による固化土では、添加率が15%までは添加率の増加とともに一軸圧縮強さも増加しており、1.5kgf/cm²となる添加率は、湿潤重量に対して5%である。

表-1 材料土の基本物性値

試料 No.		1	2
改良土砂名		固化土 固化破碎土	改良土
土粒子の密度 ρ_s (t/cm ³)		2.571	2.690
自然含水比 w_n (%)		186.2	173.1
粒度特性	礫分 (mm)	0	0
	砂分 (mm)	0	39
	シルト分 (mm)	5	35
	粘土分 (mm)	95	26
	最大粒径 (mm)	0.106	2
コンス テンシ 特性	液性限界 w_L (%)	147.3	121.1
	塑性限界 w_p (%)	59.6	40.0
	塑性指数 I_p	87.7	81.1
分類名		粘土	粘土

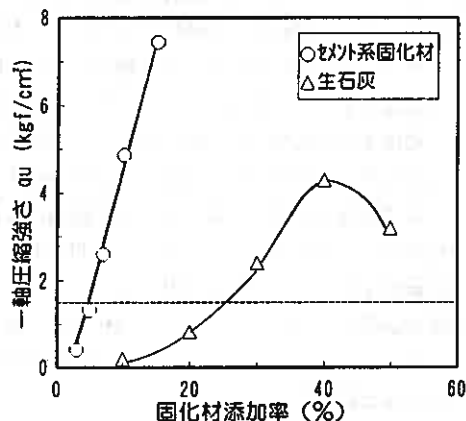


図-2 固化土の固化材添加率と7日養生後の一軸圧縮強さの関係 (----は目標強度 $q_u = 1.5 \text{ kgf/cm}^2$ を示す)

一方、生石灰による固化土の場合は、ある程度の添加率までは添加率の増加とともに一軸圧縮強さも大きくなるが、その後生石灰の添加率を多くしても強度は低下している。このことから、最も有効に強度発現する添加率があるといえる。この一軸圧縮強さがピークとなる生石灰の添加率は40%、7日養生後の一軸圧縮強さが1.5kgf/cm²となる添加率は25%である。

図-3は、セメント系固化材の養生日数に対する一軸圧縮強さの変化を示したものであるが、添加率5%では、7日以降の強度増加がほとんど見られない。添加率10%では、7日までは強度が伸びているがそれ以降は強度の伸びが少ない。添加率15%になると7日経過しても強度が伸びており、28日以降も強度増加する傾向にある。この関係を固化材添加率の変化に対する28日強度と7日強度の比（強度比）として示す（図-4）。セメント系固化材による固化土では、添加率が小さいと強度比も小さく添加率が大きいと強度比も大きくなっている。したがって、7日強度から28日強度を推定する場合には、添加率に留意しなければならない。

これに対し、生石灰による固化土では添加率にかかわらず7日強度と28日強度とがほぼ等しくなり、長期強度はほとんど期待できない。

4.2 固化破碎土

4.2.1 一軸圧縮強さ

固化破碎土の作製にあたり、固化材添加率をセメント系固化材では、6、8、10%とし、生石灰では、25、30、35%とした。図-5は、セメント系固化材の添加率を10%した場合の固化破碎土の強度変化を固化材を添加してから破碎までの時間ごとに示したものである。セメント系固化材による固化破碎土の強度は固化土と比較してかなり低く、しかも、固化材を添加してから破壊までの時間が長いほど固化土との強度の差が大きい。28日強度で比較すると、固化材を添加してから1日で破碎した固化破碎土の一軸圧縮強さは固化土の約7割、3日では5割、5日では4割である。また固化破碎土でも7日以降に強度が増加しており、長期強度が期待できる材料といえる。固化材の添加率にかかわらずこのような傾向にあるが、固化材の添加率が大きいほど顕著である。

一方、図-6は生石灰の添加率を30%とした場合の固化破碎土の強度変化を示したものである。セメント系固化材による固化破碎土は固化土よりも小さい強度

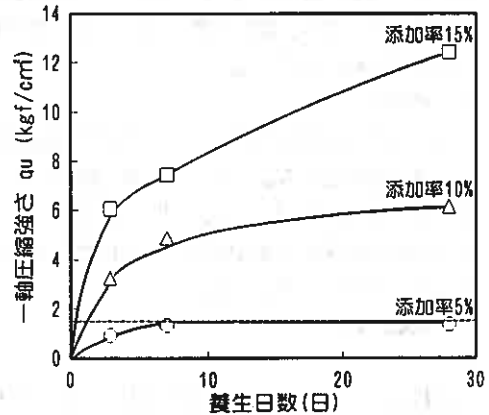


図-3 セメント系固化材を用いた固化土の養生日数による一軸圧縮強さの変化 (----は目標強度 $qu=1.5\text{kgf/cm}^2$ を示す)

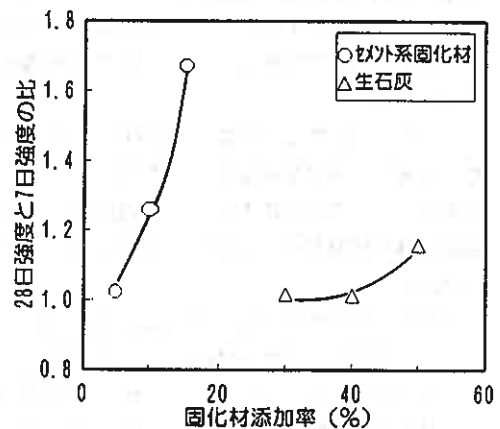


図-4 固化土の28日強度と7日強度の比

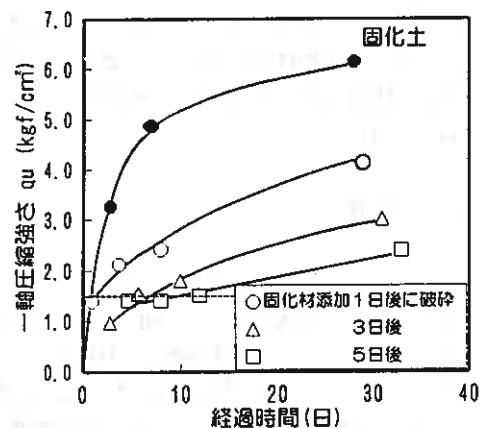


図-5 セメント系固化材添加による固化破碎土の一軸圧縮強さの変化 (----は目標強度 $qu=1.5\text{kgf/cm}^2$ を示す)

であったが、生石灰の場合は、固化土よりも固化破碎土の方が大きい強度となっている。また、固化材を添加してから1日で破碎した固化破碎土の強度が最も大きく、3日後と5日後ではほぼ同じ強度増加となった。さらに、生石灰による固化土では7日強度と28日強度とがほぼ等しくなったのに対し、固化破碎土では固化材を添加してからから破碎までの時間にかかわらず、7日強度と比較して28日強度の方が大きくなっている。このことから、生石灰については、固化材を添加してから供試体作製までの時間が長期強度に影響を与えると考えられる。

次に、目標一軸圧縮強さを得ることのできる固化材の添加率について調べた。図-7は、セメント系固化材および生石灰による固化破碎土の固化材添加率と7

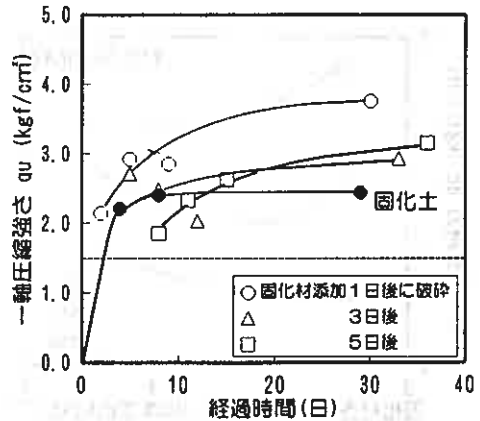


図-6 生石灰添加による固化破碎土の一軸圧縮強さの変化 (----は目標強度 $qu=1.5\text{kgf/cm}^2$ を示す)

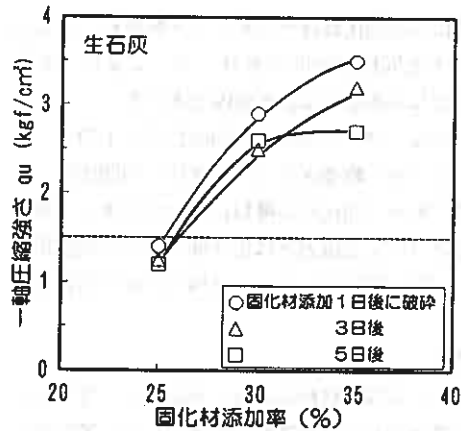
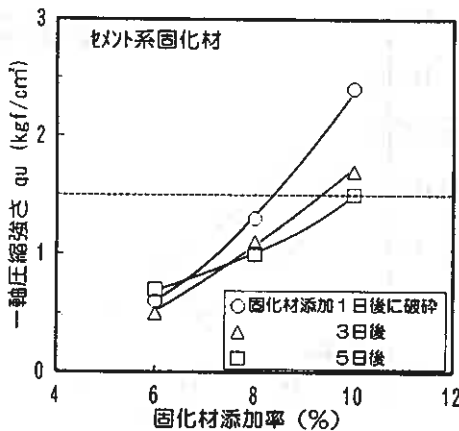


図-7 固化破碎土の固化材添加率と7日養生後の一軸圧縮強さの関係 (----は目標強度 $qu=1.5\text{kgf/cm}^2$ を示す)

日養生後の一軸圧縮強さの関係を固化材を添加してから破碎までの時間ごとに示したものである。セメント系固化材では、固化材添加1日後で破碎した固化破碎土では、固化材添加3日後、5日後に破碎した固化破碎土よりも添加率に対する一軸圧縮強さの増加割合がやや大きい。生石灰では添加率とともに一軸圧縮強さは大きくなるが、添加率25~30%と比べて30~35%では添加率に対する一軸圧縮強さの増加割合は小さくなっている。これらの図から、7日養生後の一軸圧縮強さで 1.5kgf/cm^2 を得ることのできる固化材添加率は、セメント系固化材による固化破碎土の場合、固化材を添加してから1日後では8%、3日後では9%、5日後では10%程度である。

生石灰による固化破碎土の場合は、7日養生後の一軸圧縮強さは固化材を添加してから破碎までの時間にかかわらずほぼ同じであり、7日養生後の一軸圧縮強さが 1.5kgf/cm^2 となる添加率は25%程度である。

4.2.2 トラフィカビリティ

固化破碎土の施工性を確認する目的でコーン支持力を求めた。図-8は、セメント系固化材による固化破碎土について固化材を添加してから破碎までの時間とコーン支持力の関係を示したものである。コーン支持力は、固化材を添加してから破碎までの時間にかかわらずほぼ一定の値であり、添加率が大きくなるほどコーン支持力は大きい。コーン支持力が 5kgf/cm^2 となる添加率は7%程度である。

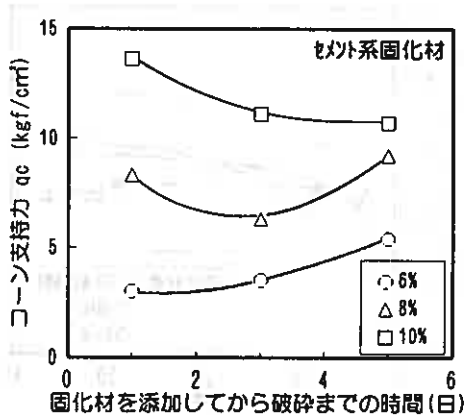


図-8 固化破砕土における固化材添加から破砕までの時間とコーン支持力の関係 (----は目標強度 $q_c = 5 \text{ kgf/cm}^2$ を示す)

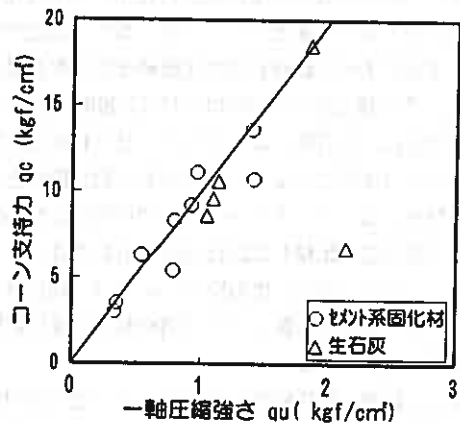


図-9 固化破砕土の一軸圧縮強さとコーン支持力の関係

生石灰による固化破砕土もセメント系固材による固化破砕土と同様な傾向であり、コーン支持力が 5 kgf/cm^2 となる添加率は25%程度であった。

図-9は、コーン支持力が 20 kgf/cm^2 以下のデータについて一軸圧縮強さとコーン支持力の関係を示したものである。固化材の種類にかかわらず、一軸圧縮強さとコーン支持力とは相関性の高い比例関係にあり、一軸圧縮強さはコーン支持力の約1/10程度である。

4.3 改良土

含水比の異なる材料に高分子系改良剤を混入した場合の含水比および強度発現の違いについて検討した。

図-10は、各含水比の材料土に生石灰を添加した場合の含水比の低下を示したものである。初期含水比にかかわらず、生石灰の添加率が増えるにしたがい含水比は低下しているが、高分子系改良材の有無にかかわらず添加率に対する含水比は同じであった。しかし、高分子系改良剤を混入しないとスラリー状のままであるが、高分子系改良剤を混入するとゼリー状で運搬可能な状態となり、高分子系改良剤により材料土の性質が変化してきた。

図-11は含水比140%の材料土について固化材を普通ポルトランドセメント、セメント系固材、生石灰とした場合の固化土と改良土の固化材添加率と7日養生後の一軸圧縮強さを示したものである。どの固化材による改良土でも同じ一軸圧縮強さを得る

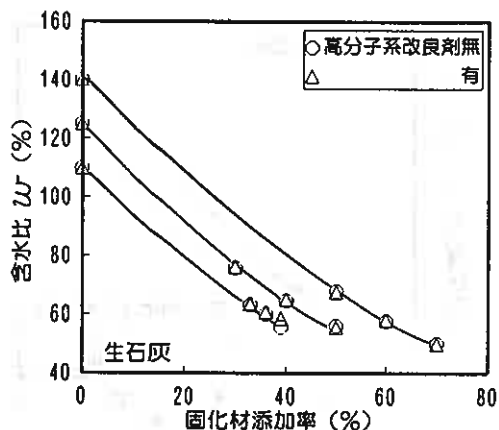


図-10 改良土の固化材添加による含水比低下

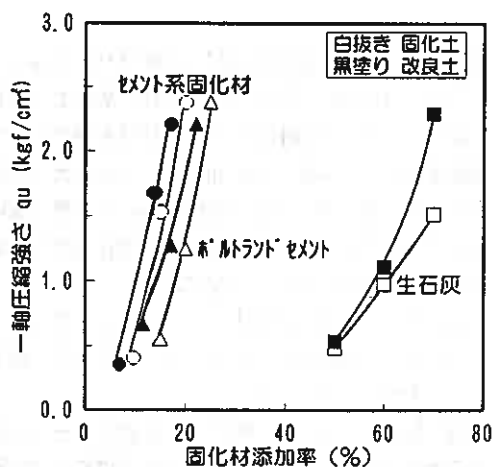


図-11 固化土と改良土の固化材添加率と7日養生後の一軸圧縮強さの関係 (材料土の含水比140%の場合)

ための固化材の添加率は固化土と比較して低い。含水比110%の材料土でも同様の傾向であり、高分子系改良剤を混入することにより材料の性質が変化し、固化材の添加率を減少できることがわかった。次に生石灰による改良土のコーン支持力の変化を確認した。改良土のコーン支持力は、添加率が多くなるにしたがい大きくなっている。また、同じコーン支持力を得ることのできる固化材の添加率は固化土と比較して改良土の方が小さかった。

ここで固化材の添加率とコーン支持力の関係より、コーン支持力が5 kgf/cm²となる添加率を求めた。図-12は、改良土のコーン支持力5 kgf/cm²となる含水比と固化材添加率の関係を示したものである。含水比が高くなるにしたがって、コーン支持力5 kgf/cm²が得られる固化材添加率は大きくなっている。

また、含水比が110%の時は、高分子系改良剤の有無による固化材添加率の差はないが、含水比が高くなるにしたがい高分子系改良剤の有無により固化材添加率の差が大きくなっている。このことから、トラフィカビリティの確保には、含水比の高い方で高分子系改良剤の効果が大きいといえる。

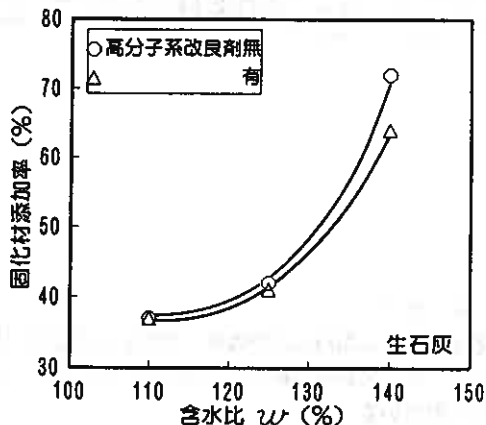


図-12 改良土のコーン支持力5 kgf/cm²が得られる含水比と添加率の関係

5. まとめ

今回の実験の結果によりわかったことは次のとおりである。

- ①セメント系固化材による固化破碎土の強度は、同じ添加率の固化土と比較してかなり小さな強度である。また、7日、28日強度では、固化材を添加してから破碎までの時間が短いほど大きな強度である。
- ②生石灰による安定処理では、添加後の時間が長期強度に影響し、2日以上養生してから締固めた方が強度の増加がある。
- ③高分子系改良剤を添加することにより改良土の固化材添加率を軽減できる。
- ④改良土のトラフィカビリティの確保には、含水比の高い方で高分子系改良剤の効果が大きい。

6. あとがき

今回の実験の結果、そのままの状態では運搬すらできないような高含水比土を、新しい盛土材料に改良できることを確認できた。また高分子系改良材により、固化材の添加率をある程度軽減できることがわかった。今後、試料を増やして同様の実験を行いデータの蓄積を行うとともに、固化破碎土や改良土の具体的な利用方法について検討していきたいと考える。

<参考文献>

- 1) 松尾新一郎：土質安定工法便覧、1972年12月
- 2) 地盤工学会：土質試験の方法と解説、1990年3月

浚渫圧送泥土と固化強度の関係

恵庭建設(株) ○正会員 加我 力
 恵庭建設(株) 加藤 隆志
 恵庭建設(株) 富成 優
 日本セメント(株) 石谷 和宏
 日本セメント(株) 高根 繁雄

1. まえがき

近年、河川、湖沼および海域に堆積する底泥が、水質悪化、魚貝類汚染等、周辺環境に重大な影響をもたらしていることから、新しい浚渫技術により揚泥された底泥を、固化処理及び脱水処理等数多くの技術開発が行われている。

底泥の固化処理には、揚泥した底泥に多量の水が含まれており高含水比に対しても容易に固化でき、必要な物理的強度が確実に得られかつ、長期間にわたってその強度が保たれることが必須条件である。

今回、S湖浄化の一方法として、吸引圧送方式により揚泥した底泥を長距離圧送する区間において、固化材ミルクプラントにより調整された固化材スラリーを圧送中の泥土に注入添加し、固化処理が可能か検討するため、その効果を調査した。

2. 実験に用いた土質及び固化材

2-1 底泥の性状

吸引圧送方式により揚泥した底泥の性状は表-1、図-1、図-2に示す。脱水処理をしないため、含水比が29.8%とやや高い値となっている。

外観	含水比 (%)	比重	湿潤密度 (g/cm ³)	強熱減量 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数 (%)	粘土分 (%)	シルト分 (%)	砂分 (%)
黒色軟泥	29.8	2.46	1.143	11.2	89.4	40.4	49.0	22.7	60.3	17.0

表-1 底泥の性状

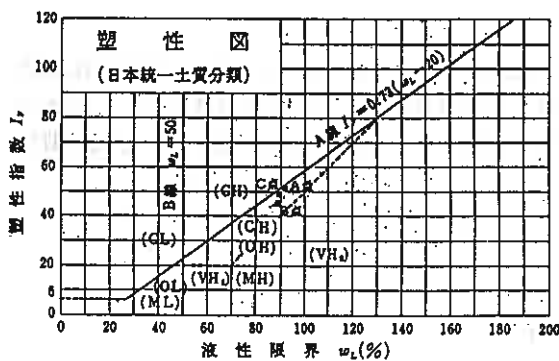


図-1 塑性図

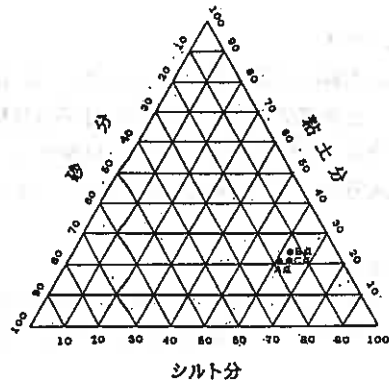


図-2 底質の三角図

Solidification of dredged sludge by tube mixing method
 ENIWA Corporation :CHIKARA KAGA, TAKASHI KATOU, SUGURU TOMINARI
 NIHON CEMENT CO, LTD:KAZUHIRO ISHITANI, SIGEO TAKANE

2-2 固化材

揚泥された含水比の高い底泥は、水を除去するために脱水という過程を経るのが通常であるが、今回の固化処理は、含水比の高い浚渫泥土にセメント系固化材をミルク状にして注入攪拌する方式を用いた。

試料	化学成分(%)	比重	Ig. loss	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	SO ₃
クリンセト(CS-23S)		2.91	2.7	19.9	7.0	2.3	52.6	11.5

表-2 固化材の化学成分

3. 全体システム

この浚渫圧送固化工法は、吸引式浚渫バケット部、圧力タンク部、管路圧送部、パイプミキシング部、制御部から構成されている。

システム全体図は、図-3に示す。浚渫バケット部の集泥スクリーンによって軟泥が集泥され、真空吸引により圧力タンク内に送り込まれる。圧力タンクに吸引され、満杯になると自動的にコンプレッサーが作動し、2基の圧力タンクが吸引-圧送を交互に繰り返すことにより、連続的浚渫-圧送が行われる。固化処理時には、スラリープラントによって調整された固化材を圧入して、パイプミキサーを経由し混合するシステムである。

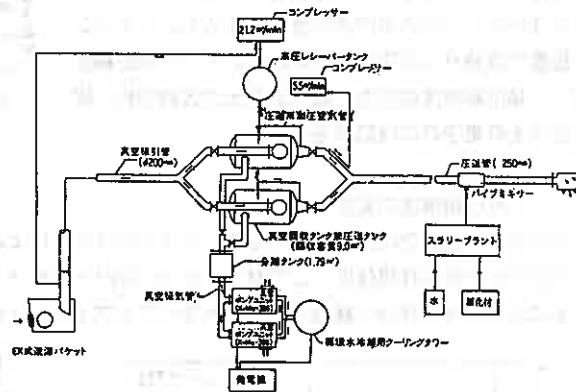


図-3 工法の全体システム

4. 固化処理実験の方法

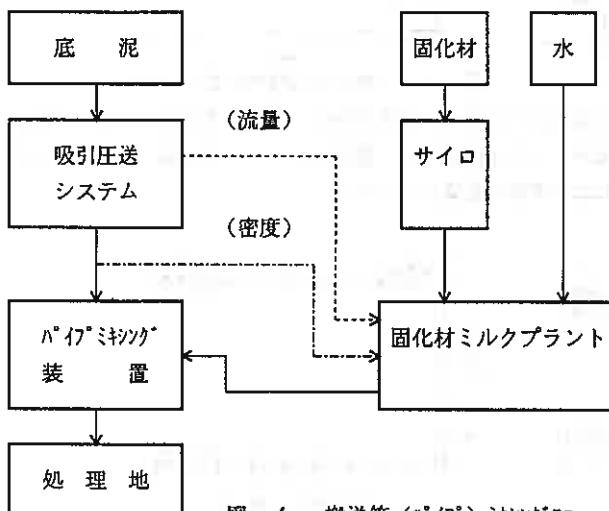


図-4 搬送管(パイプ)ミキシングロー

セメント系固化材(CS-23S)を固化材ミルクプラントによりスラリー化し、圧送中の排泥管に設置したパイプミキシング装置に圧入し、管中混合する方式を用いた。

固化材スラリープラントの各材料の計量は、3点ロードセルにより設置した数値(W/C=80%)に合わせ、自動的に固化材ミルクを調整した。

又、底泥圧送管内へのスラリー添加は図-4に示すように、圧送管よりの超音波センサーと密度センサーからの信号により注入ポンプの作動をコントロールしスラリー量を調整した。

圧送管内を流れる泥土密度及び流量を、超音波流量計及び密度計で常時計測し、湿潤密度と含水比の関係式から固化材の添加量（切り出し量）を算定する。通過量（送泥量）に見合う固化材出力を検量線より求めスラリースラットの注入コントロール制御器に自動的に出力指示する。

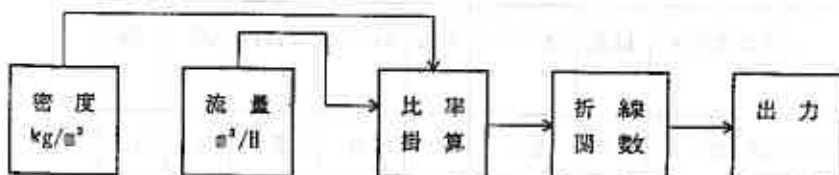


図-5 固化材添加量コントロールフロー

0~100%

5. 実験結果

浚渫圧送固化システムで揚泥した底泥と、セメント系固化材（CS-23S）を固化材スラリースラットでスラリー化し、圧送中の送泥管内に圧入し、ミキシング装置で混練りし採取した試料について、一軸圧縮強度、一軸圧縮強度の変動、固化処理土のX線回折、固化処理土の電子顕微鏡観察を行った。

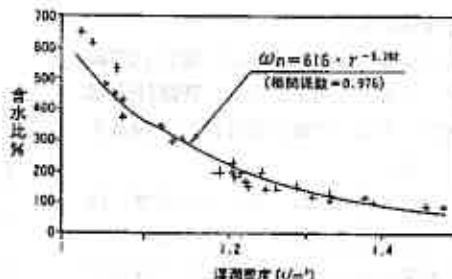


図-6 揚泥含水比と湿潤密度の関係

5-1 一軸圧縮強度の変動

ヘドロ等の固化処理に適しているCS-23Sの含水比による強度の関係は、図-7のようになっており今回の管中混合実験目標強度として材令3日で0.5kgf/cm²をクリアすることを条件とした結果、圧縮強度は図-8に示すように材令の経過とともに大きくアップすることが分かった。

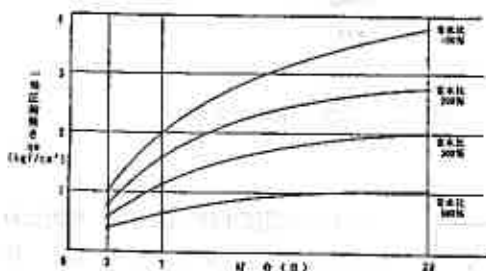


図-7 含水比と一軸圧縮強度の関係

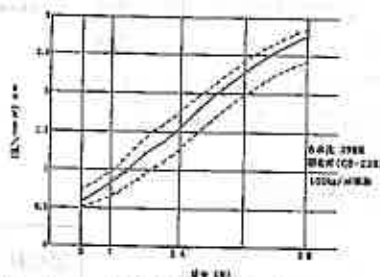


図-8 一軸圧縮強度の変動と材令

搬送管中で固化材ミルクを注入し、排出口で採取した試料の一軸圧縮強度のバラツキは図-9 \bar{x} -R管理図のようにやや管理限界をはずれるものもあるが、これらの原因は、固化材ミルク添加制御ソフトの点から揚泥含水比と固化材ミルクの添加量の時間差による変動の影響とみられる。

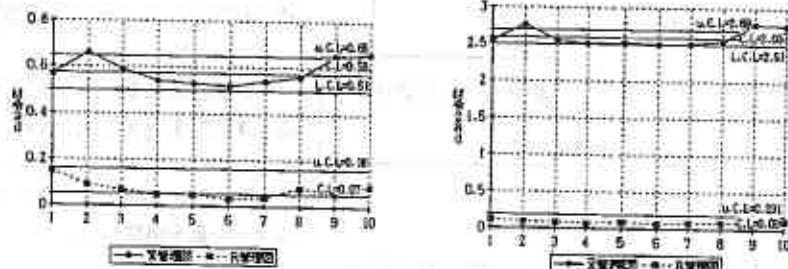


図-9 \bar{x} -R管理図

5-2 固化処理土の電子顕微鏡による組織キャラクター

固化処理土の電子顕微鏡による組織写真を写真-1に示す。SEM写真によるS湖底泥の組織は1~2μmの粒子が不規則に積み重なった状態で集合し、粒子間の結合もなく、多くの間隙が認められる。一方、固化処理土は7日間で粒子表面、間隙に多数のエトリンガイトの生成による針状結晶が認められる。

特にCS-23S処理土は、針状結晶が太く棒状を呈していることが確認できた。



写真-1 原泥



写真-2 CS-23S 100kg/m³添加処理土

5-3 固化処理土のX線回折

浚渫底泥を圧送管中で固化材(CS-23S)と、混練り採取した材令3日試料を用いて、アセトンで水和を停止させたあと乾燥し、X線回折による生成鉱物の同定を行った。

図-10からわかるように固化材による水和生成物は、ケイ酸カルシウム水和物とエトリンガイトが見られる。ケイ酸カルシウム水和物は、水和初期には結晶性が悪くゲル状を呈しているが、徐々に結晶性が良くなり又、エトリンガイトの転移もなく推移していると考えられる。

6. まとめ

(1) S湖底泥に固化材(CS-23S)スラリーを

添加した強度特性は、圧送管内混合にもかかわらず、処理土の強度増進の著しいことがわかった。X線回折の結果から、多量のエトリンガイトの生成が認められる。又、スラグ、無水石膏配合のため、初期でのCa(OH)₂生成が少ない反面、長期的にはエトリンガイトの生成とポゾラン反応による粒子間結合、空隙充填の効果が強度増進の要因と考えられる。

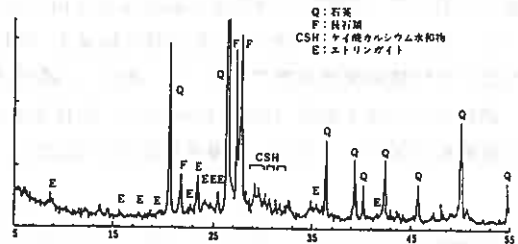


図-10 X線回折図

(2) 固化処理土のSEM写真から組織表面及び粒子間隙に多量のエトリンガイトの生成が認められる。

又、エトリンガイトの組織形状は棒状に太く成長しているため、高含水泥土の固化処理材に適していると思われる。

(3) 高含水比で空隙率の高い土質には、CS-23Sの様に空隙充填能力が高く、水を結晶水として組織内に保持することのできるエトリンガイトの生成能力の高い固化材が望ましい。又、エトリンガイト、モノエトリンガイトはSO₄イオンの代わりにCrO₄イオン等の重金属を置換すること、各種有害イオンを吸着する能力も高いことから、有害イオンの含有する土壌にも有効といえる。

(4) 今回の実験で圧送中の管内に、固化材ミルクを注入した結果、目標値に対してほぼ満足する強度が得られた。強度管理については、一層の精度を得るため、このシステムのコントロールソフトの開発を進めている。

建設残土を用いた試験盛土の石灰安定処理による凍上抑制効果

北海道工業大学 正会員 ○川端伸一郎
 北海道農政部 久住 純雄
 (財)北海道農業近代化コンサルタント 正会員 大沢 正人
 北海道工業大学 正会員 神谷 光彦

1. まえがき

寒冷地における道路設計において凍上抑制は重要な問題の一つであり、その対策としては古くから置換工法が広く採用されている。今日まで置換工法が対策工として広く支持された背景にはその信頼性と併せて、比較的簡易に置換材料の入手が可能であったことなどがあげられる。しかし、置換工法は大量の粗粒材料を必要とし、将来的にみると良質な粒状材料は枯渇化が予想されることや、土取り場の自然環境の保全、さらに置換対象となった土の残土処理問題などからも原位置発生土を利用した凍上対策工法の開発が必要となってきた。

凍上を抑制するには熱的環境や地下水位、土質などの要因のうち一つを改善することにより可能になる。すなわち、断熱による凍結深さの減少や凍上に必要な水分の遮断、土質改良などの工法が挙げられる。このうち石灰やセメントのような土質安定処理による土質改良は凍上抑制に効果があることが知られており、著者らの室内試験などからは良好な結果が得られている^{1) 2)}。これに対し、安定処理による凍上抑制工法で懸念される事項としては施工管理上の問題、長期安定性、経済性などがあげられ、特に、前記の二つについては現場施工例がほとんどないことも一因であると考えられる。

そこで本報告は、凍上性の建設残土を用いて築造された盛土の一部を石灰により安定処理し、安定処理土の凍上抑制効果を調べた事例を示したものである。

2. 試験工区の概要

試験工区は泥炭地盤で、プレロードにより地盤改良して道路盛土を築造している。試験はプレロードの一部を除去せずに、石灰安定処理により凍上抑制層として利用するものである。道路盛土は平成3年度から盛立て、試験施工時の盛土高さは約3mである。盛土材は近隣地域の工事から排出された建設残土で、含水比が22~39%、土質分類は粘質土(CL)~粘土質砂(SC)に分類される。また、この地域は10年確率凍結指数で780(℃・day)、積雪は昨年度の実測で最大積雪深78cmを観測している。

試験ヤードは1区画10m×10mとし、改良条件などを変化させて5区画で行った。そのタイプ別の断面構成を図-1に示す。本事例は舗装厚を23cm、凍結深さを80cmと設定しており、そのため凍上

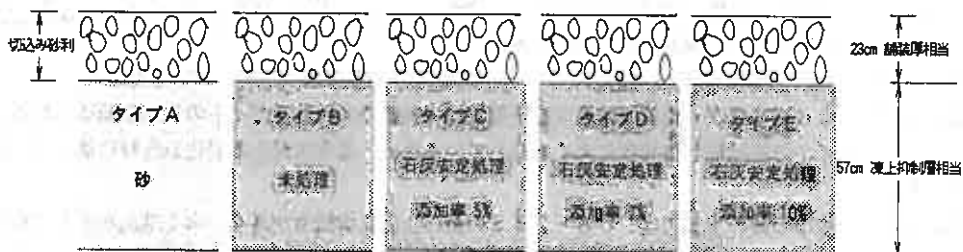


図-1 試験工区の構成断面

Effect for Prevention of Frost Heaving by Lime Stabilized Soil on Test Banking used Excavated Waste Soil ; Kawabata, S.(Hokkaido Institute of Technology), Kusumi, S.(Department of Agriculture of Hokkaido Prefecture Government), Ohsawa, M.(Hokkaido Agricultural Modernize Consultant), Kamiya, M.(Hokkaido Institute of Technology)

抑制層厚は57cmである。

タイプAは従来の置換工法として凍上抑制層に砂を用いたものであり、タイプBは凍上抑制層をもうけていない未処理区である。C～Eは凍上抑制層に相当する厚さを石灰安定処理したものであり、順に、石灰を土の乾燥重量比で5%、7%、10%添加している。なお、現場での添加率は品質管理の面から石灰添加量に20%の割増を行っている。安定処理層は仕上がり層厚57cmを1層あたり約30cmの2段階施工により行った。なお、施工時期は9月中旬であり、凍結期までに3ヶ月程度の養生期間が見込まれた。

3. 測定内容と方法

測定期間は平成6年11月～平成7年3月であり、以下の内容の測定を行った。

- 1)白金測温体による外気温および土中温度。
- 2)メチレンブルーによる凍結深度。
- 3)沈下板を利用した凍上量測定。
- 4)積雪深

各測定器の埋設状況を図-2に示す。外気温および土中温度は60分間隔の測定を自動計測で行っており、土中温度は地表面と凍上抑制層内の地表面下40cmおよびその下端の地表面下80cmで測定した。凍上量は原地盤の沈下と分離するため、埋設深さの異なる3つの沈下板を設置し、その相対変位量から求めている。また、温度測定以外は3回/週の頻度で測定を行った。試験ヤードは常時除雪をし、地表面が露出した状態を保つようにした。

4. 結果と考察

4.1 試験年度の気象状況

測定期間中の日平均気温と積算寒度（凍結指数）の推移を図-3に示す。日平均気温は12月4日以降連続して氷点下となり、2月3日に最低平均気温 -17.1°C を記録している。また、翌2月4日には瞬間最低気温 -25.8°C を記録した。凍結指数は、測定期間の3月1日までの時点で $548.5^{\circ}\text{C}\cdot\text{day}$ に達している。

4.2 凍結深さと土中温度

土の熱伝導は土粒子の構成鉱物や含水比、密度などに支配されるが、一般的には粒径が大きいもの

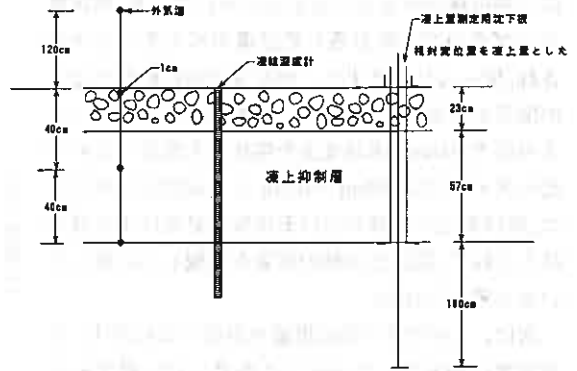


図-2 計測器の埋設状況

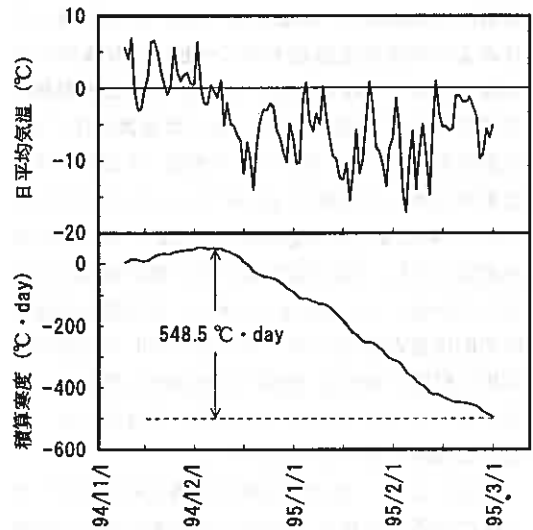


図-3 日平均気温と積算寒度

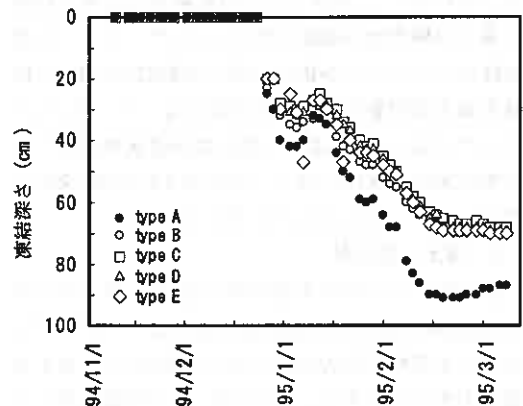


図-4 凍結深度の経時変化

ほど熱伝導率は大きくなるといわれている。本試験タイプの中では砂が最も熱伝導率の大きいと予想され、図-4に示すように凍結深度の経時変化はその関係を顕著に表している。最大凍結深さはタイプAの砂で91cm、未処理土や現状土を改良したその他のタイプでは68cm~70cmとほぼ同じ値を示した。凍結深さの推移からは石灰安定処理による違いはみられず、現状土の熱的性質を継続して維持していると考えられる。

次に、土中の日平均温度変化を図-5に示す。土中温度は砂を用いたタイプAが最も低い温度を示し、他のタイプと比較すると常に1~2℃程度低い地温を継続している。また、深度別の関係は凍上抑制層内の地表面下40cm(GL-40)では未処理土のBおよび石灰安定処理土のC~Eは改良条件による違いはあまりみられないのに対し、凍上抑制層の下端の地表面下80cm(GL-80)では改良条件によって差が生じている。GL-80で地温、すなわち保温効果が大きかった順は、D>C>B>E>Aとなっており、未処理土と安定処理土にはわずかではあるが差はみられ、石灰安定処理が土の熱的性質を変化させているようにみえる。しかし、石灰安定処理土の熱的性質の変化がポソラン反応のような化学的作用の影響であれば、地温の順位はその添加率に従うともと考えられるが、本結果からはそのような明確な関係は見いだせなかった。

前述のように、土の熱伝導率は構成鉱物のような一次的な因子と併せて含水比や密度などの二次的因子に大きく左右され、同一の土質であれば含水比や乾燥密度が大きいものほど熱伝導率は大きくなっていく³⁾。試験工区の現場観察では降雪初期に多くの融雪水が確認されており、アスファルト層を設けていない本事例では雨水や融雪水は直接、路盤や凍上抑制層に浸透する構造になっている。したがって、GL-80のような関係は浸透水の浸入が凍上抑制層の含水比にばらつきを与えたため、深度の増加に伴い、生じたものと考えられる。

4.3 凍上抑制効果

凍上性の土に石灰を添加すると、凍上量は減少する。石灰による安定処理は透水性の低下やポソラン反応による粒子間力の増大などをもたらし、凍上を抑制するものである。そのため、凍上抑制効果についても強度と同様に養生日数の長いものや石灰飽

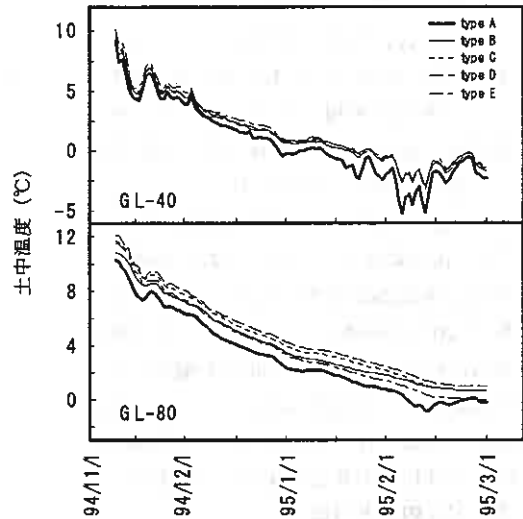


図-5 深度別の土中温度の経時変化

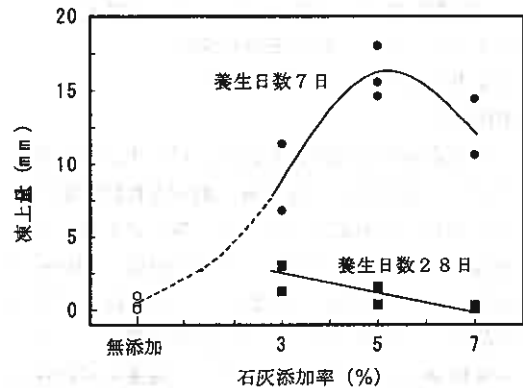


図-6 室内試験による石灰添加率と凍上量の関係

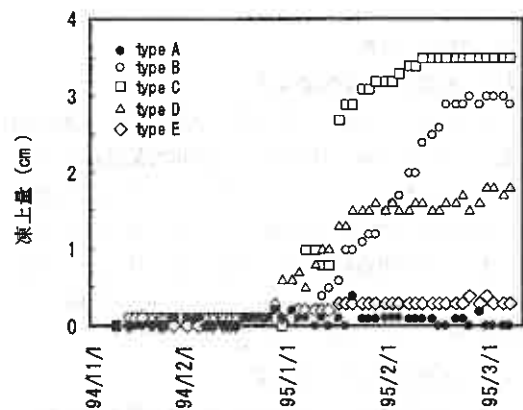


図-7 凍上量の経時変化

和点以内の添加量であれば添加率が多いものほど改良効果を期待できる。

この試験工区の土を用いた室内試験による強度・凍上特性についてはすでに報告しており²⁾、凍上試験からは図-6に示すような結果が得られている。すなわち、石灰を添加しなかった供試体については凍上は認められなかったが、養生日数が7日では石灰添加量の増加に伴って凍上量が増加し、添加率5%程度をピークに凍上量が減少する傾向を示した。この理由として未処理土の非凍上性は自然含水比が非常に高く、水分移動に必要なサクションが小さかったためであり、適量の石灰を添加することによりサクション力が増大し、凍上量が増したものと考えられる。そのため、短期養生での凍上抑制にはかなりの石灰添加量が必要であった。しかし、養生日数を28日まで延長すると凍上量は添加率の増加に伴って直線的に減少しており、凍上抑制には養生日数の影響も大きいことが確認された。

原位置で計測された凍上量の経時変化を図-7に示す。凍上は12月下旬から発生し、すべてのタイプで2月中旬にはほぼ収束傾向を示している。凍上量は $C > B > D > E > A$ の順であり、室内試験と同様に添加率5%で最大の凍上量を記録した。しかし、安定処理土については添加量を増加させると凍上量は減少傾向を示しており、タイプEの添加率10%では砂とほぼ同じ値の4mm程度の凍上量に抑えられている。さらに、室内試験より養生日数の長いものの凍上抑制効果が大きかったことを考慮すると、施工時期を繰り上げて養生日数を延長することにより、更に凍上量を減少させることが可能であることが推測される。

つぎに、凍結深さと凍上量の関係を図-8に示す。これらの関係から、路盤材が非凍上性であるため、凍上は凍結線が凍上抑制層に進入した時点より生じている。未処理土のタイプBでは凍結深さと凍上量の関係は直線的であり、凍結線がさらに深く進行することにより、凍上量が增大する可能性があることを示している。これに対して、安定処理土では凍結線が安定処理層に達した直後より凍上を起こしているが、凍上は安定処理層の上層部にのみにとどまり、その後は速やかに凍上が収束する傾向を示している。

室内凍上試験で土の凍上特性を評価する場合には

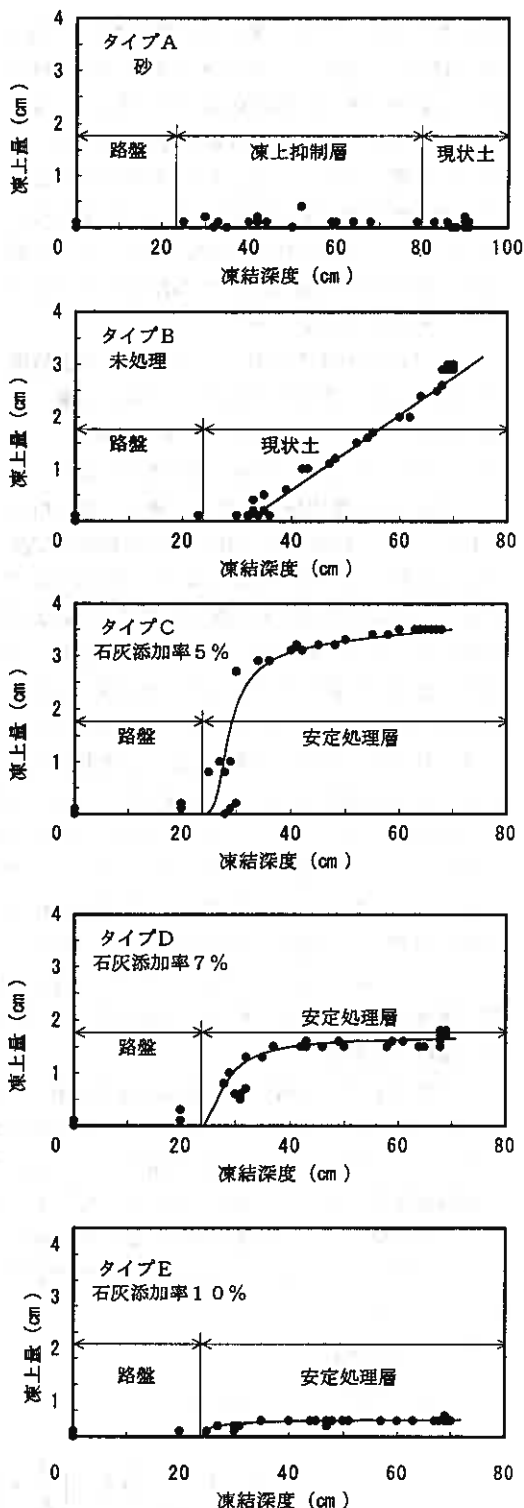


図-8 凍結深度と凍上量の関係

凍上量と併せて時間～凍上量曲線が重要となる。特に給水を可能にした開式凍上試験では曲線形状からおおよその凍結様式などが判断され、凍上性が強い土ほど凍上量が直線的な増加を示し、その増加速度も大きくなる。また、粒状材料のような非凍上性材料では未凍結分からの給水が行われず、既存の間隙水のみ凍結であるため、曲線形状は凍結の初期段階で若干の凍上が生ずるだけで、その後は収束に至る。

図-9は室内凍上試験から求めた安定処理土の時間～凍上量関係である。この図から養生日数の延長に伴って凍上量や凍上速度が減少し、また、添加率が増加すると凍上量は極端に少なくなる。時間～凍上量関係は添加率や養生日数の増加に伴い、非凍上性材料と同様に凍結初期段階で凍上はほぼ終了し、その後は収束する傾向を示して

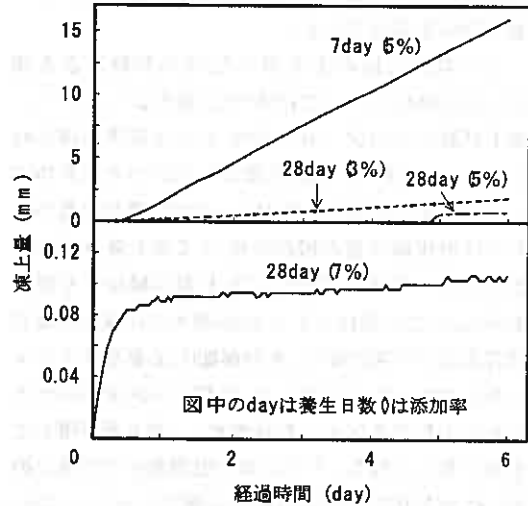


図-9 室内試験による時間～凍上量の関係

いる。これは安定処理土の透水性の変化に起因するもので、添加率や養生日数の長いものほど透水係数が減少するため、凍結面への水分供給が困難となり、凍上が抑制されたものと考えられる。これを図-8の原位置の計測結果でみると、未処理土のタイプBは、凍結深度～凍上量の関係が直線であり、凍結深度が大きくなることによりさらに凍上量が増加することが予想される。一方、安定処理土の凍結深度～凍上量の関係は凍結深度 35cm 付近を境に勾配の異なる関係となる。すなわち、安定処理土では凍上の多くは凍結深度 35cm までの間で生じ、その後は緩やかな凍上量の増加となり、その増加の割合は添加率の増大に伴い小さくなる。それゆえ、最大の凍上量を示したタイプCの場合でも、さらに凍結深度が増加しても凍上量の増加はわずかであると予想でき、石灰安定処理が凍上の抑制に効果があることが確認された。また、安定処理層の上部 10cm 程度に凍上が集中したのは、前述のように浸透水が改良層上部に停滞し、上層部の含水比を著しく増加させ、結果的に凍上に必要な水分の供給源になったためである。それゆえ、石灰安定処理土では土の透水性は減少し、雨水や融雪水の浸透が困難となるため、路盤の排水の強化も安定処理による凍上抑制には必要な対策である。

5. 凍結深さの推定

本試験施工は凍上抑制層の種類と比較試験であるため、その層厚は一般的な置換工法の設計に用いられる非凍上性材料(砂などの粗粒材料)の理論最大凍結深さから求めた置換厚を基準として、全タイプ同じ厚さで施工した。一般に凍結深さは土質により異なり、凍上性の細粒土は浅いとされている。この試験施工においても、現状土を利用したタイプのもは未処理土や安定処理によらずほぼ同じ値となり、砂と比較して 20cm 程度浅い位置に凍結線が存在していたことが確認された。そこで、道路構造のように多層からなる場合の凍結深さの推定手法に用いられる修正 Berggren の式により凍結深さの検討を行った^{3) 4)}。

修正 Berggren 式は

$$Z = \lambda_c \sqrt{\frac{172800F}{(L/\lambda)_{eff}}} \quad \text{で表される。}$$

$$\text{ここに、} (L/\lambda)_{eff} = \frac{2}{X^2} \left\{ L_1 d_1 \left(\frac{d_1}{2\lambda_1} \right) + L_2 d_2 \left(\frac{d_1}{\lambda_1} + \frac{d_2}{2\lambda_2} \right) + \dots + L_n d_n \left(\frac{d_1}{\lambda_1} + \frac{d_2}{\lambda_2} + \dots + \frac{d_n}{2\lambda_n} \right) \right\}$$

Z: 凍結深さ(cm) X: 予想凍結深さ(cm) d_n : 予想凍結深さ内の各層厚(m)

λ_n : 各層の熱伝導率 (W/m·K) L_n : 各層の凍結潜熱 (J/m³) $\lambda_c = f(\mu, \tau)$: 補正係数

本試験で用いた材料の熱的定数については不明であるため、表-1に示すような道路材料の平均的な値を用いて計算をした³⁾。その結果、計算された予想凍結深さはタイプAの砂で82.3cm、現状土を用いたタイプで64.1cmであり、いずれも実測値より小さくなっている。こ

表-1 推定に用いた道路材料の熱的定数

材料	熱伝導率 λ (W/m·K)	熱容量 C (J/m ³ ·K)	凍結潜熱 L (J/m ³)
切込み砂利	1.396	1.863×10 ⁶	46.9×10 ⁶
砂	1.356	1.951×10 ⁶	82.9×10 ⁶
一般土	1.636	2.625×10 ⁶	192.6×10 ⁶

れは、積算寒度の計測期間を3月上旬で打ち切ったためと考えられる。すなわち、凍結深さは図-4にみられるようにほぼ収束しているのに対し、積算寒度は北海道では3月中旬から下旬にかけてピークを迎えることから、測定期間の積算寒度が凍結期間の最終値を把握していないため、計算による凍結深さがやや小さな値となったものである。そのため、3月中旬程度まで凍結期間を見込むと予想凍結深さはかなり実測値に近づくものと考えられる。また、計算の結果からも砂と現状土では20cm程度の凍結深さの差があり、実測値との整合性も良い。さらに、実測の石灰安定処理土の凍結深さは添加率の影響も少なく、未処理土との差もないことより、未処理土の熱的定数を用いて凍結深さの推定が可能と考えられる。加えて、石灰安定処理土の凍結深さの予測に凍上性の土の熱的定数を利用できるのであれば、凍結深さは浅くなり、結果として凍上抑制層の置換厚を減ずることも可能となろう。

6. まとめ

原位置における石灰安定処理土の凍上抑制効果を調べるため、凍上性の建設残土に石灰を添加し、冬季動態観測を行った。結果は以下の通りである。

- 1) 現状土を利用した未処理土と安定処理土の実測された凍結深さは68~70cmの範囲にあり、安定処理が凍結深さに与える影響は少ない。
- 2) 凍上抑制効果は石灰添加率に従い大きくなり、添加率10%で凍上量は凍上抑制層として砂を用いたタイプと同値程度の4mmに抑えられた。
- 3) 凍結深さと凍上量の関係から石灰安定処理土の凍上は、改良層上層部に集中している。しかし、室内試験結果から推察すると比較的大きな凍上量を示すものは凍結線の進行に伴って直線的に凍上量が増加すると考えられ、上層部だけに凍上が集中したことは処理層の透水性の減少によって雨水や融雪水が上層部の含水比を著しく増加させたためであると考えられる。
- 4) 実測された凍結深さは砂と比較すると現状土を用いたタイプが20cm程度浅い位置に存在し、計算された凍結深さの予想値においても同様な結果となった。このことから凍上性の土を石灰安定処理することにより凍上抑制層の置換厚を減ずることも可能となろう。

石灰安定処理は粘土鉱物との化学的反応を利用しているため土質により反応効果が大きく左右される。しかし、今回の結果から室内試験での凍上抑制効果が原位置でも確認されたことは凍上抑制工法と石灰安定処理を考える上で有益なデータとなった。また、今回の報告は単年度の計測結果であり、凍結融解の繰返しを受けた場合の長期安定性については今後の検討課題である。

参考文献

- 1) 川端伸一郎・神谷光彦・柄澤治(1995): 石灰系固化材を用いた安定処理土の強度と凍上性, 北海道工業大学研究紀要, No. 23, pp. 201~210
- 2) 川端伸一郎・神谷光彦(1995): 石灰を用いた安定処理土の凍上特性について(第2報), 技術報告集, 土質工学会北海道支部, No. 35, pp. 248~251
- 3) 土質基礎工学ライブラリー-23: 土の凍結-その理論と実際-, 土質工学会, pp. 21~pp40, pp182~192
- 4) 伊藤部宗夫(1961): 北海道における道路の凍上・凍結深さおよび置換率に関する研究, 土木研究所報告, 北海道開発局, No. 26, pp. 69~pp. 73

北海学園大学工学部 正会員 久保 宏
北海学園大学工学部 学生会員 ○宮下 成秀
北野コンクリート(株) 北野 隆春

1. まえがき

最近、自動車用古タイヤが日本全国で1年間に約9200万本捨てられており、このうち市町村で処理されているのは1%程度にすぎず、大きな社会問題になっている。また、1991年3月に廃棄物処理法が改正されて、市町村で処理が困難な粗大ゴミである自動車用古タイヤはタイヤメーカーが適正に処理しなければならないとなっている。現在、回収され大量に山積されている古タイヤについては、次に示す社会的な問題が指摘されている。

すなわち①万一山積タイヤに何らかの原因で引火したとき消化が極めて困難でしかも有毒ガスを発生させ大きな災害となる、②山積タイヤの中に雨水が溜り蚊の発生源となるばかりでなく、その付近の景観(修景)を害なうことになる、などである。また一方、北海道の東部地域のように冬の寒さが厳しく加えて雪の少ないところでは、凍上対策のための置換材料である良質な砂利・碎石等が枯渇してきている現状である。

この研究は、廃棄物処理が困難な自動車等の使用済み古タイヤの建設材料としてのリサイクル利用と寒冷地の排水路等の凍上対策のための裏込め材の枯渇化への対策に関して、二つの社会的問題を同時に解決することを目的としている。具体的方法としては、まず使用済みの自動車等の古タイヤを切り刻み、それを道路排水路等の裏込め材等の建設材料としての適用性について室内と野外の実験で検討したものである。

2. 古タイヤチップの生産

古タイヤチップは、まず自動車用古タイヤを大きく裁断し太いワイヤなどを取り除いたのち、シュレッダと呼ばれる裁断機で3~5cmの大きさに裁断し、さらにその一部を1~3cmの寸法に再裁断し、両者を混合して生産したものである。従っ

て、細いワイヤやナイロンネットなどが含まれたタイヤチップとなっている。札幌市近郊にあるこの種の裁断機での一日の生産能力は15t程度である。なお、この古タイヤチップを実際の施工現場に運搬し設置するにはポリプロピレン製の土嚢用袋に詰めて取り扱うとよいことが分かった。また将来何らかの理由でこの場所からの移設を行う時にも好都合であるものと考えられる。古タイヤチップの粒

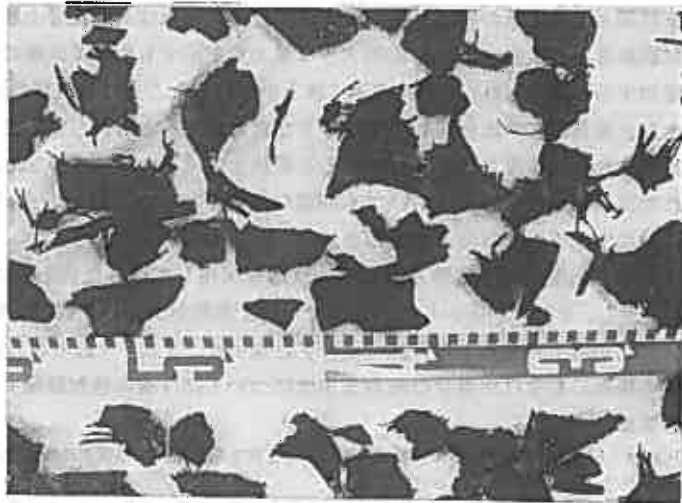


写真-1 切削した古タイヤチップ

径は最大粒径50mmとし、写真-1に示すように寒冷地の道路舗装の下層路盤や水路の裏込め材に一般的に用いられている「40mm級切込砂利」と同等のものにした。

Experiments on Tire Chips as Insulating Back-fill Materials behind Drainage Channels,
Hiroshi Kubo, Seisyu Miyashita and Takaharu Kitano

3. 古タイヤチップの基礎的性質に関する実験

自動車用の使用済みタイヤを切り刻んで生産した古タイヤチップを、水路の裏込め材等の建設材料として、その粒度、単位体積重量、透水性、圧縮性、熱伝導性及び有害物溶出性などがあげられる。

(1) 粒度分布：古タイヤチップの粒径は最大粒径50mmとし寒冷地の道路舗装等の路盤用に一般的に使用されている「40mm級切込砂利」と20mm以上の粗粒部分はほぼ同じである。また、古タイヤチップの粒度分布における均等係数は3.5である。これは図-1の粒径加積曲線をもてわかるように、ほぼ5mm以上の均等な粒度の材料といえる。この材料は現在、米国の道路の凍上抑制層や軟弱地盤対策として

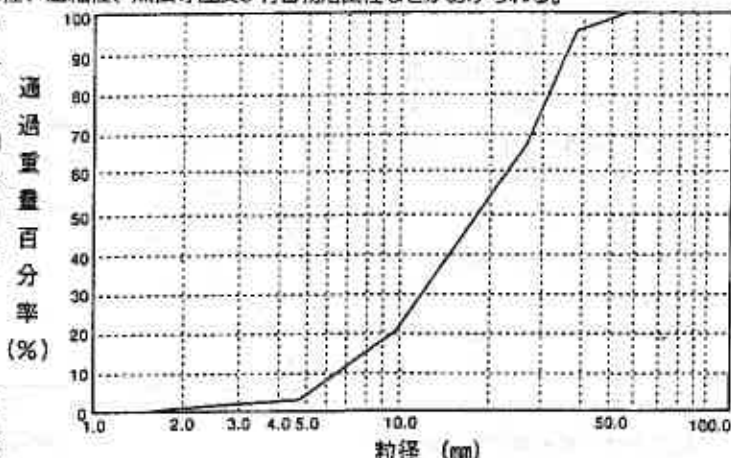


図-1 古タイヤチップの粒度分布

使用されるようになった古タイヤチップと同様の粒径でもある。

(2) 単位体積重量：この試験は内径24.5cm、高さ22.1cm、容積10430cm³の鉄製モールドと質量4.5kg、落下高45cmのランマーを用い、7日水浸の古タイヤチップを容器に入れて3層67回で締固めて行った。この締固めエネルギーによる古タイヤチップ (x10⁻² cm/s)

の湿潤状態での単位体積重量は0.6kg/cm³程度である。

(3) 透水係数：用排水路の裏込め材として使用することを想定して古タイヤチップの透水係数を定水位透水試験によって求めた。チップの吸水日数との関係で透水係数を示すと図-2のようになる。古タイヤチップの透水係数は9~11x10⁻²cm/secの範囲で約10⁻¹cm/secと見ることができ、土砂にあっては「きれいな砂の礫」に相当する材料である。

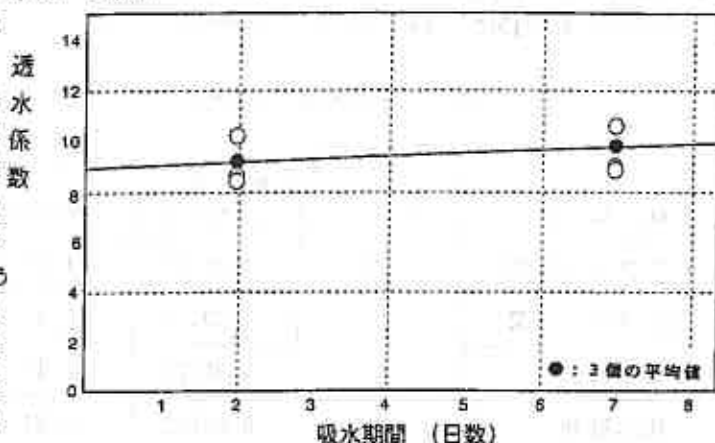


図-2 古タイヤチップの透水係数

(4) 有害物溶出性：農業用の用排水路等の裏込め材として長期間使用したとき古タイヤチップから有害物が溶出するのが心配である。古タイヤチップをゴム製の袋に入れ水道水で満たして300サイクルの凍結融解試験を実施して試験水の化学分析を行った。凍結融解試験は土木学会基準「コンクリートの凍結融解試験方法」に従ってゴム製袋の外側から水中凍結時-18℃、融解時+5℃のサイクルで行った。その結果、土壌における環境基準として法令で規定する有害成分であるシアン、水銀、鉛、六価クロム、カドミウム、ヒ素、PCBは全く検出されなかった。僅かに検出されたのはラジアルタイヤのワイヤに含まれている鉄分のみで環境基準の上からは何ら問題はなかった。

(5) 圧縮応力とひずみ率：古タイヤチップの圧縮試験は、内径15cm、高さ22.5cmのCBRモールドを用い、3回までの繰り返し載荷で行った。これは用排水路の裏込め材として使用したときの、圧縮変形特性を求めるためである。7日吸水の古タイヤチップについて、 $1.3 \times 10^5 \text{ Pa}$ (1.3 kgf/cm^2)までの圧縮応力を3回繰り返し加えたときのひずみ率の関係を示した試験結果の一例は図-3の通りである。これによると、この圧縮応力の範囲ではひずみ率が約20%のほぼ一定の値となることが分かった。

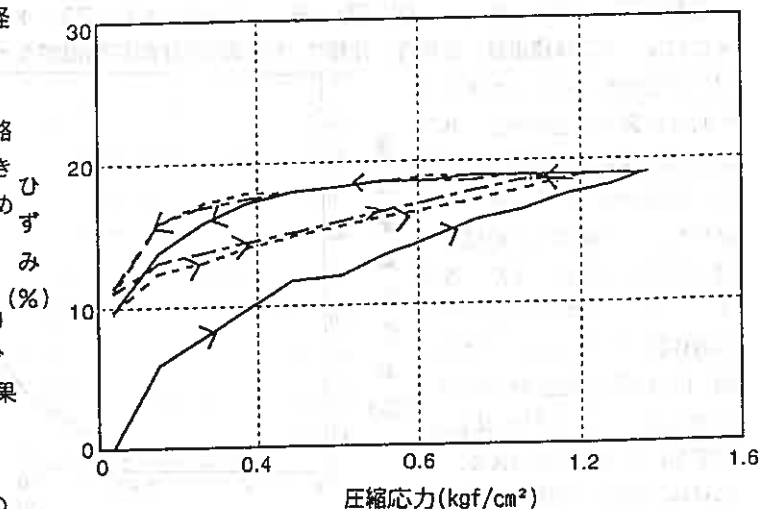


図-3 圧縮応力とひずみ率(7日吸水)

(6) 熱伝導率：古タイヤチップは熱を伝えにくい性質を持っていることは現地試験で明らかであるが、室内実験で測定した結果は表-1の通りである。これによると古タイヤチップの熱伝導率は、スタイロフォームなどの断熱材より約4倍と大きいが、通常の裏込め材である砂利や碎石の1/15~1/20程度であり、古タイヤチップは冬の凍上対策からは非常に好ましい建設材料といえる。

表-1 舗装構成材料、断熱材、古タイヤチップの熱伝導率

材 料 名	熱 伝 導 率			摘 要
	(kcal/mh℃)	(cal/cm s℃)	(W/m℃)	
アスファルト層	1.25	0.00346	1.45	
コンクリート層	0.81	0.00224	0.94	
切込碎石	1.83	0.00509	2.13	乾燥密度2.0gf/cm ³ , 含水比5%
切込砂利	2.16	0.00600	2.51	乾燥密度2.0gf/cm ³ , 含水比7%
砂	1.69	0.00470	1.96	乾燥密度1.65gf/cm ³ , 含水比15%
火山灰	0.99	0.00275	1.15	乾燥密度0.95gf/cm ³ , 含水比50%
凍上性路床土	1.23	0.00343	1.43	乾燥密度1.15gf/cm ³ , 含水比50%
断熱材(スタイロフォーム)	0.03	0.00008	0.03	乾燥密度0.035gf/cm ³
古タイヤチップ	0.12	0.00033	0.14	乾燥密度0.61gf/cm ³

4. 野外での農業用排水路の実験

千歳市東千歳・新幌地区の農業用のV型コンクリート製トラフ(高さ60cm,幅60~96cm)を図-4に示すように配置しその背面に凍上対策のための裏込め材として標準の切込砂利(厚さ30~63cm)と古タイヤから生産したチップを設置した。排水路と裏込め材の背面(深さ30cm)の冬期間の地中温度は、熱電対温度計によって1時間間隔で測定した。なお図-4に示す茶色トラフとは茶色顔料をセメント質量の4%だけ普通トラフに混入したものであり番号は地中温度計の平面位置を示す。

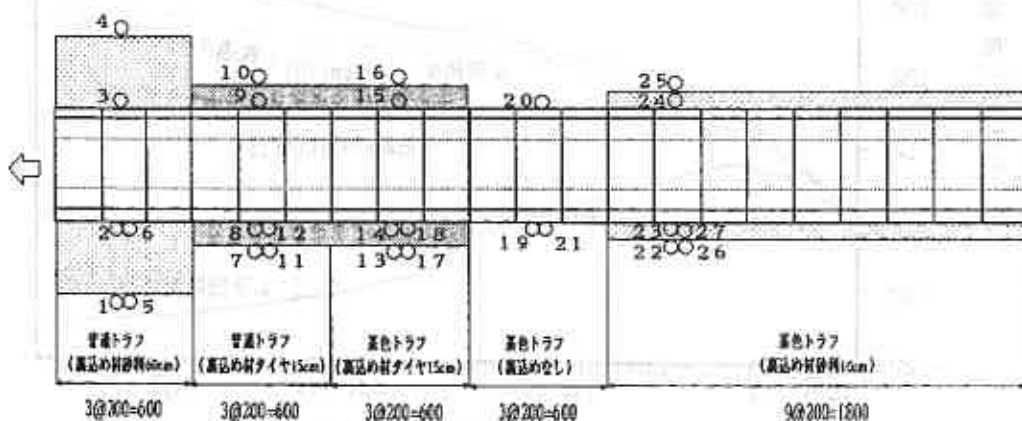


図-4 千歳市東千歳での野外実験平面図

4.1 現地での観測結果と考察

裏込め材の種類と厚さ並びに色の異なる5種類のコンクリート製トラフについて冬期間におけるトラフ背面と裏込め材背面の地中温度を比較検討した。

図-5は、5種類のトラフについてその背面の地中温度を平成5年11月末から翌年3月初めまで積算して示したものである。この図から分かるように、背面の温度は12月中旬から各トラフとも0°C以下になるが、裏込め材が砂利の場合は比較的高い積算値を示している。これに対して凍上対策に古タイヤチップを配置したときの積算温度の絶対値は大きくなっている。すなわち、裏込め材として古タイヤチップを用いた場合低温側に大きく移行していることが分かる。

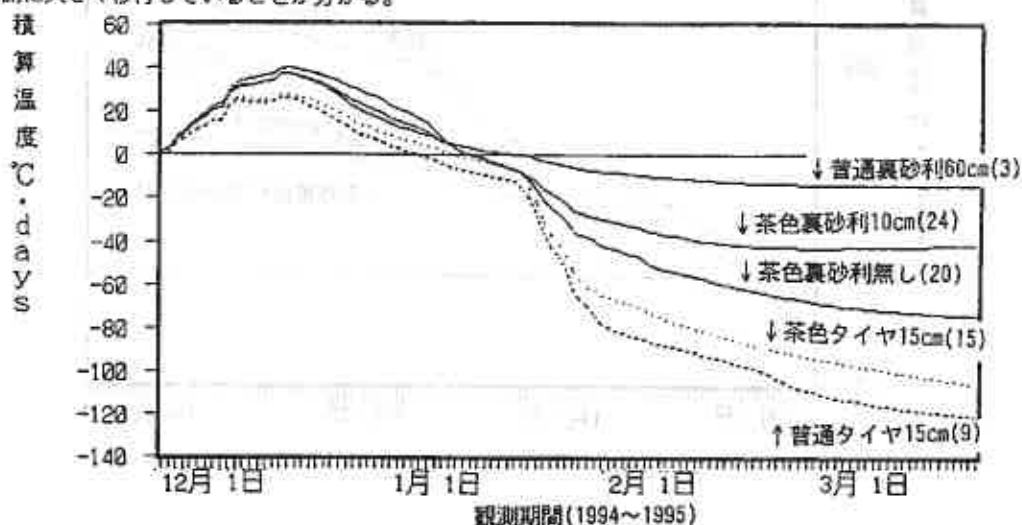


図-5 トラフ背面の積算温度

図-6は、冬期間における裏込め材背面の深さ30cmのところの地中温度の積算値を示したものである。この図からトラフ背面に砂利またはタイヤによる裏込め材を配置したときの温度積算値はプラスでしかも12月中旬以降ほぼ水平またはプラスに推移していることが分かる。このことは、平成6年度冬の裏込め材背面の温度は常にプラスとなり凍結深さが裏込め材内で止まっているもの考えられる。

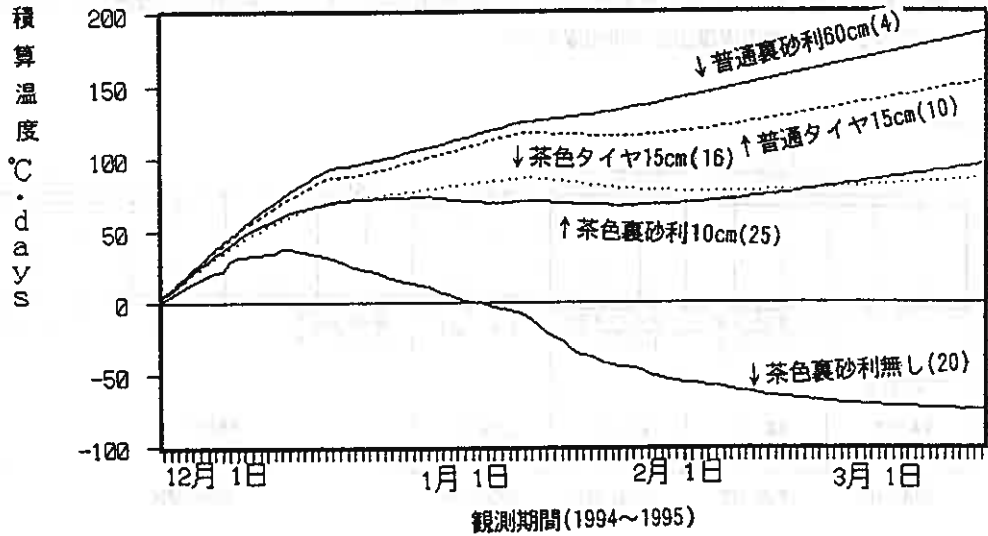


図-6 裏込め材背面の積算温度

図-7は、トラフ裏込め材の表面と背面の温度差を普通・茶色トラフ、砂利・タイヤ裏込め材ごとに積算して示したものである。これによるとトラフ裏込め材として古タイヤチップを用いたときの温度積算値は裏込め砂利60cmの場合と同じか、あるいはそれ以上の値を示しておりタイヤの熱伝導率の低いことが観測されている。従って、トラフの凍上対策として15cm厚さの古タイヤチップを用いることで、64~30cm厚さの砂利による標準工法と同等以上の凍上抑制効果が期待できるといえる。

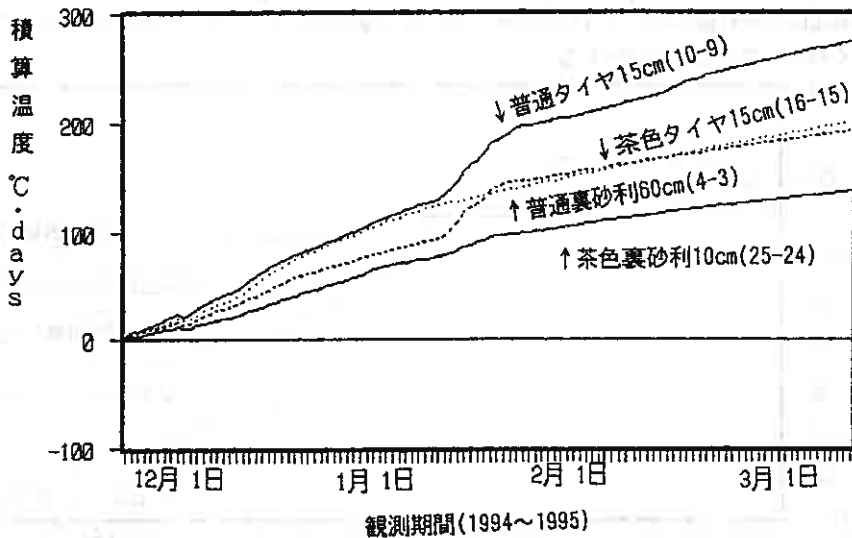


図-7 裏込め材表裏の温度差の積算温度

5. 結論

自動車用古タイヤから生産した40mm級タイヤチップの基礎的性質に関する室内実験結果並びに野外での実験結果をまとめる次の通りである。

- (1) 均等な粒度分布を示す40mm級古タイヤチップは、単位体積重量が0.6gf/cm³透水係数が約10⁻¹cm/sの値である。
- (2) その圧縮特性は、1.3kgf/cm²までの繰り返し応力ではほぼ一定のひずみ率20%となる。
- (3) この材料は長期間の有害物溶出性もなく用排水路の凍上対策のための裏込め材として十分利用できる。また、住宅関係のガス・水道管、ロードヒーティング、ポーチなどの断熱材として利用が可能である。
- (4) トラフの凍上対策として古タイヤチップを用いることで、砂利による標準工法と同等の効果が期待できる。
- (5) 冬の寒さ・積雪の程度と用排水路の寸法に応じての地温解析が、今後の研究の方向である。

謝辞

使用済み古タイヤチップの排水路裏込め材への利用に関する東千歳・新幌地区での現地実験に際しては、石狩支庁耕地課生島政明農地整備係長・斉藤富士雄主任を始め多くの方々大変お世話になった。

参考文献

- 1) D.N.Humphrey and R.A.Eaton: Tire Chips as Insulation beneath Gravel Surfaced Roads, Proc. of 2nd International Symposium on Frost in Geotechnical Engineering, pp.137~149(1993), Anchorage, U.S.A.
- 2) D.E.Newcomb and A.Drescher: Engineering Properties of Shredded Tires in Lightweight Fill Applications, Transportation Research Board, 73rd Annual Meeting, preprint(1994), Washington D.C., U.S.A.
- 3) 久保 宏: 古タイヤチップの土木材料への利用に関する研究、土木学会第49回年次学術講演会概要集、V部門、pp.126~127, 平成6年9月、札幌市
- 4) 久保 宏: 古タイヤチップの用排水路への適用に関する研究、第43回農業土木学会北海道支部研究発表会講演要旨集、pp.96~99, (1994), 札幌市
- 5) 久保 宏: 自動車用古タイヤの用排水路裏込め材への適用、農業土木学会誌第63巻 第5号, pp.467~470, (1995)
- 6) 久保 宏: 使用済み古タイヤの建設材料への利用に関する研究、第22回技術士全国大会講演集、pp.13~14, 平成7年9月、札幌市
- 7) 久保・小野: 古タイヤチップの土木材料への利用に関する研究(2)、土木学会第50回年次学術講演会概要集、III部門、pp.784~785, 平成7年9月、札幌市

泥炭の盛土材への利用

北海道開発コンサルタント(株) ○武田 寛
和泉 孝夫
(株) ジ オ テ ッ ク 中村 真一

1. まえがき

泥炭性軟弱地盤での建設工事において、掘削等により発生する泥炭の処理が従来より問題となっている。これらの泥炭は植物繊維を主体とし、高含水比で圧縮性が極めて高く、せん断強さが小さいため、深層混合処理にて経験しているように、その固化には特殊セメントを多量に混合するなど、盛土材としての利用は経済的に難しいと考えられてきた。

本報告では、この泥炭(図-1参照)を盛土材に転用すべく、砂、石炭灰等の材料に泥炭を任意に混合した時の強度、含水比、密度変化について報告する。強度評価については、一軸圧縮強度ではなく、盛土材の適否をトラフィカビリティで判断するために、コーン指数qcを用いた。

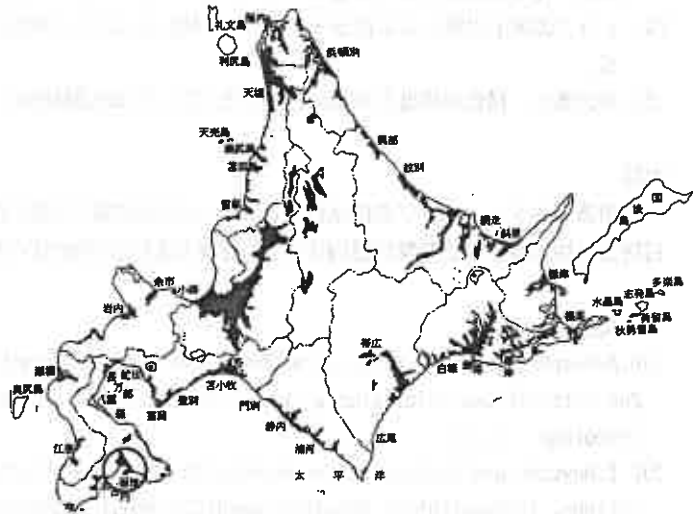


図-1 試料採取位置

2. 試験方法

試験方法は一部についてはセメントを混合するため現場で混合7日放置後に盛土材として流用する条件を想定して、室内で泥炭に各種材料を混合し、7日放置後にA法で突固めて、コーン指数qc、湿潤密度 ρ_t 、含水比Wをそれぞれ求め比較した。なお、qcは、ダンプトラックが施工中の盛土上を走行するのに必要な目安 $qc = 12 \text{ kgf/cm}^2$ (ハンドコーンペネトロメーター)¹⁾以上を目標とした。

本試験は、入手が容易で経済的にも比較的安価な砂質土(砂)と、道内の火力発電所で産出される石炭灰を混合材に使用した。さらに、セメントを混合するケースについても試験を実施した。

混合組合せは、以下のとおりである。

- 泥炭に砂を混合した場合 Case 1
- 泥炭にセメントを加えた場合 Case 2
- 泥炭に砂を混合し、セメントを加えた場合 Case 3
- 泥炭に石炭灰を混合した場合 Case 4
- 泥炭に石炭灰を混合し、セメントを加えた場合 Case 5

(なお、混合割合については、表-2を参照)

3 材料の物理特性

本試験に使用した材料一覧を表-1、粒度曲線を図-2に示す。

表-1 各種材料の物理特性

	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	自然含水比 W _n (%)	強熱減量 Li (%)	pH
泥炭	1.834	432.49	46.62	4.8
砂	2.771	11.47	—	5.7
石炭灰 (WA炭灰)	2.170	0	—	10.7
高炉B種セメント	3.050	0	—	—

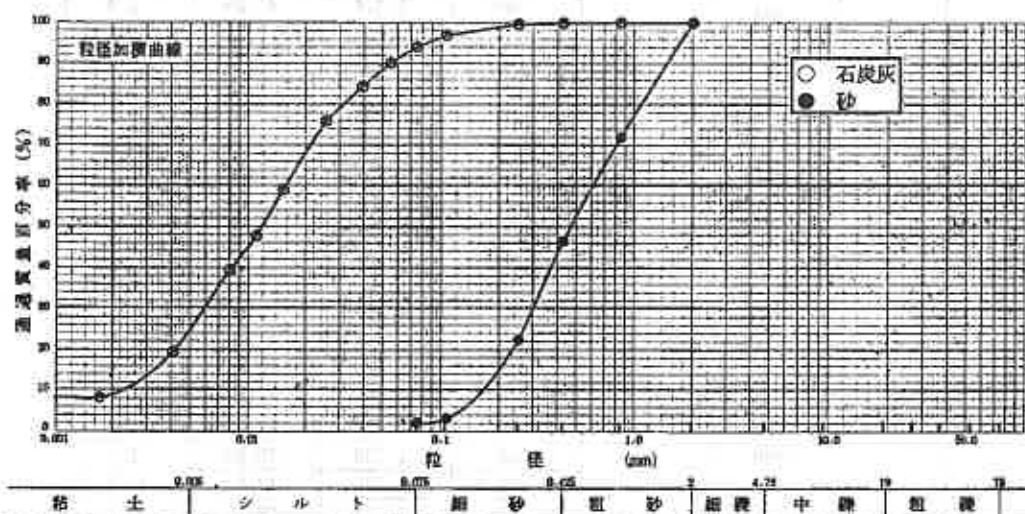


図-2 各材料の粒度曲線

ここでの泥炭は、函館地方に一般的に分布するものであり、地表から深度3mまでのものをバックホーにて採取した。

砂は、札幌近郊における購入土でシルト分が少なく、突固めの最適含水比は $W_{opt} \approx 17\%$ である。

石炭灰は、苫東厚真火山発電所からの新生灰で、原料はオーストラリア産の微粉炭である。最適含水比は $W_{opt} \approx 30\%$ と推定される。

4 試験結果

各ケースの試験結果の詳細を表-2に示す。

また、この結果より、図-3～図-7にそれぞれのケースについて、砂、石炭灰の混合比率とコーン指数 q_c 、混合量と含水比 W の関係を示す。また、図-4、図-5、図-7には加えたセメント量毎に前記の関係を示した。

なお、これらの図の横軸は泥炭1m³当りの混合材料の湿潤重量(単位kg～m³とする)である。

表-2 試験結果

	泥炭1㎡当りの混合重量(kg)			湿潤密度 $\rho t(g/cm^3)$	含水比 W (%)	コーン指数 (kgf/cm ²)
	砂	石炭灰	セメント			
Case 1	200			1.161	221.46	0.1
	1000			1.461	77.21	0.2
	3000			1.855	34.53	0.5
Case 2			50	1.134	283.83	0.3
			100	1.183	196.12	3.7
			200	1.200	189.12	7.2
			300	1.262	125.25	25.2
Case 3	250		110	1.330	106.91	3.5
			150	1.335	93.36	4.9
	400		20	1.385	101.86	2.2
			40	1.404	87.04	2.2
			60	1.414	84.36	3.4
			80	1.426	77.67	4.0
			110	1.459	74.10	4.4
			150	1.546	74.08	6.0
	500		30	1.405	87.65	0.7
			50	1.426	87.05	0.9
			80	1.431	77.48	1.0
			110	1.467	67.09	5.8
			150	1.486	65.10	6.5
			30	1.459	78.63	0.8
	750		50	1.473	74.04	0.8
			80	1.477	74.02	0.9
			110	1.563	52.83	6.5
			150	1.576	57.93	7.1
			30	1.523	65.17	0.8
	1000		50	1.540	63.73	0.8
		80	1.569	59.89	1.0	
		110	1.626	43.08	10.2	
		150	1.642	40.50	11.7	
		30	1.349	89.07	2.0	
Case 4		750		1.406	72.07	2.4
		1000		1.483	53.17	6.4
		3000		1.251	21.61	22.6
		500		1.349	89.07	2.0
Case 5	250		30	1.295	125.68	1.0
			50	1.296	119.06	1.5
			80	1.307	114.63	1.9
	500		30	1.261	77.84	2.7
			50	1.271	62.36	17.6
			80	1.328	56.28	20.2
	750		110	1.337	49.46	28.0
			30	1.220	59.84	11.9
			50	1.413	49.74	14.5
			80	1.421	47.46	18.0
	1000		110	1.429	34.53	28.0
			30	1.424	52.49	14.0
			50	1.432	45.82	17.4
			80	1.459	45.27	28.0
			110	1.491	40.06	28.0

※ なお、石炭灰は新生灰を使用しており、既生灰を想定して、含水比=20%に調整している。

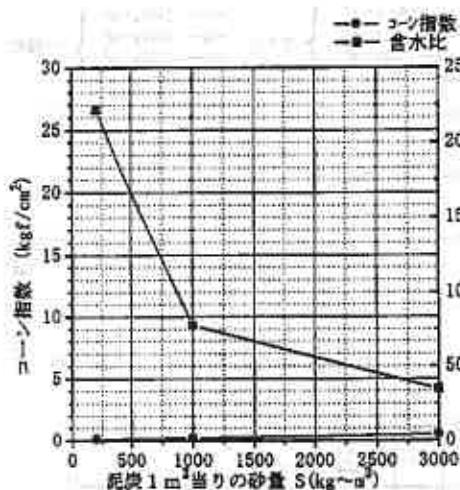


図-3 Case 1におけるS～qc～W関係図

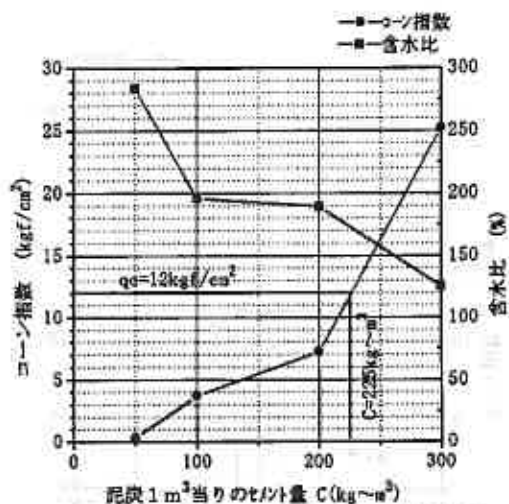


図-4 Case 2におけるC～qc～W関係図

(1) Case 1 (図-3)

泥炭に砂を多く混合すると含水比は下がり、砂量 $S = 3000 \text{ kg} \sim \text{m}^3$ で含水比 $W = 40\%$ にまで低下した。しかし、突固め可能な材料とはならず、オーバーコンパクションを起こして、コン指数 q_c もほとんど上昇しない。

(2) Case 2 (図-4)

泥炭にセメントを混合すると突固め可能となり、セメント量 $C = 220 \text{ kg} \sim \text{m}^3$ にて、含水比 $W \approx 170\%$ と高いものの、コン指数 $q_c = 12 \text{ kgf/cm}^2$ が確保された。

(3) Case 3 (図-5)

泥炭に砂とセメントを混合したが、投入量を多くすると含水比 W の減少、コン指数 q_c の増加は見られるが、砂量 $S = 1000 \text{ kg} \sim \text{m}^3$ 、セメント量 $C = 150 \text{ kg} \sim \text{m}^3$ を投入しても含水比は $W \approx 40\%$ 、コン指数 $q_c \leq 12 \text{ kgf/cm}^2$ 付近までの上昇にとどまった。

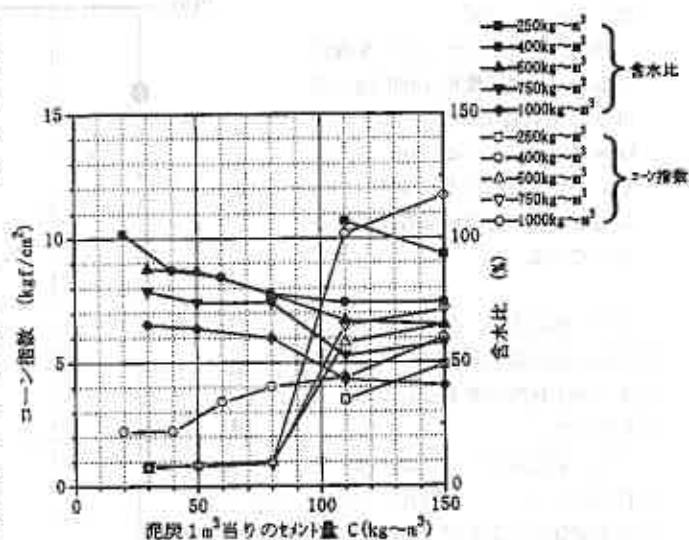


図-5 Case 3におけるC～S～qc～W関係図

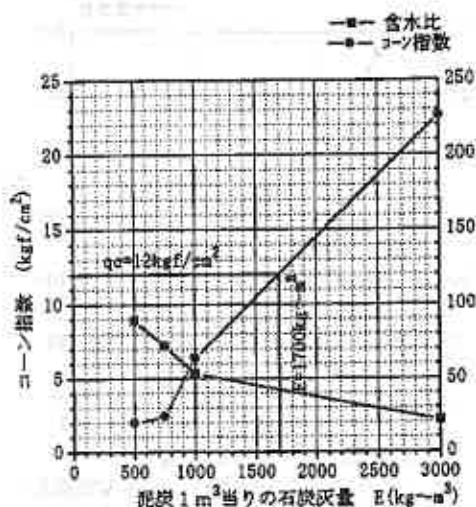


図-6 Case 4におけるE-qc-W関係図

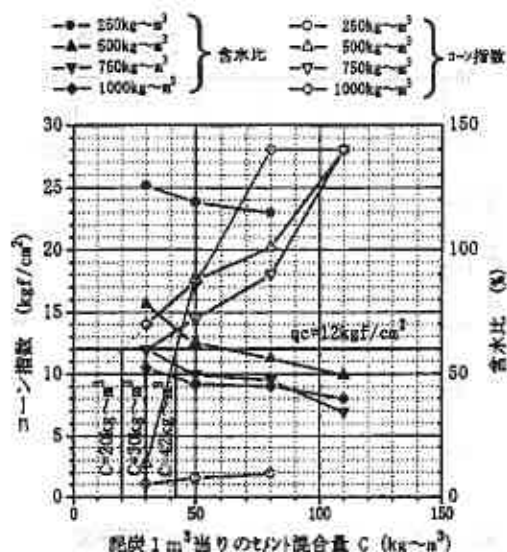


図-7 Case 5におけるC-E-qc-W関係図

(4) Case 4 (図-6)

泥炭に石炭灰を混合すると突固め可能となり、石炭灰量 $E \approx 1700 \text{ kg} \sim \text{m}^3$ 付近にてコーン指数 $q_c \approx 12 \text{ kgf/cm}^2$ が確保される。

(5) Case 5 (図-7)

泥炭に石炭灰とセメントを混合すると、石炭灰量 $E \approx 500 \text{ kg} \sim \text{m}^3$ 以上であればセメント量 $C = 40 \text{ kg} \sim \text{m}^3$ 強で、 $q_c \geq 12 \text{ kgf/cm}^2$ となるようである。含水比も $W = 50 \sim 70\%$ となり、目視からも良質土となっている。

以上の事項より、今回使用した泥炭は砂の混合量を多量にしても、混合土は盛土材料に適するものとはななかつた。

一方、石炭灰については、図-8に目標とするコーン指数 $q_c = 12 \text{ kgf/cm}^2$ を確保できる泥炭 1 m^3 当りの石炭灰量 E とセメント量 C を示したが、リニアな関係になっている。例としては、石炭灰量 $E = 1000 \text{ kg} \sim \text{m}^3$ ならばセメント量 $C = 20 \text{ kg} \sim \text{m}^3$ 、石炭灰量 $E = 500 \text{ kg} \sim \text{m}^3$ ならば $C = 40 \text{ kg} \sim \text{m}^3$ が目安となる。

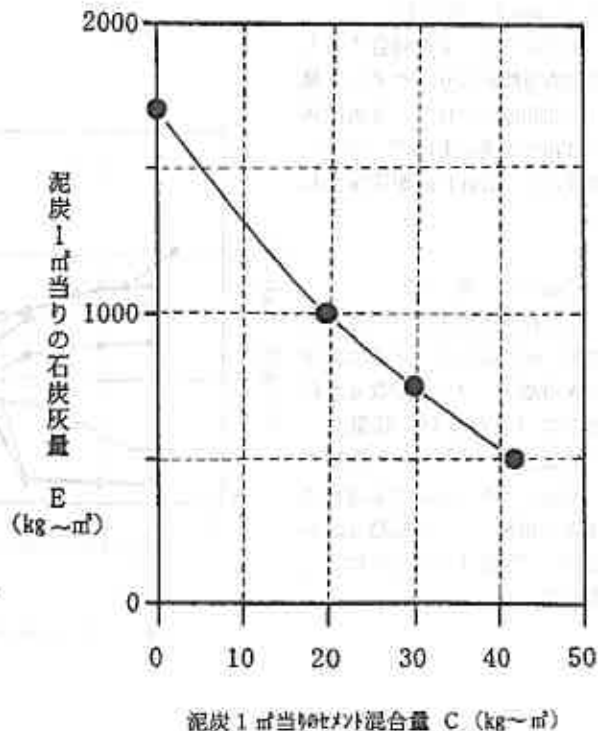


図-8 $q_c = 12 \text{ kgf/cm}^2$ となるEとCの関係

石炭灰と泥炭の混合土が改良されるのは図-9に示すように、石炭灰を用いた場合は混合量の増大につれてpHの上昇が見られるが、砂では見られない。石炭灰のアルカリ性が良い結果となったと推定できる。

5. まとめ

当初、砂とセメントを混合することで容易に良質土作成が可能と考えたが、砂の量が増すことで、混合土が砂の特性を強くおびる傾向となり、含水比の低下はあるものの、砂自体の最適含水比範囲までいたらず、オーバーコンパクションが生じ、十分な強度が得られなかった。この傾向は、セメント

を混合しても大きく改善せず、泥炭と砂の混合は好ましくないと判断した。このため、より最適含水比の高い粒子の細粒な材料として、石炭灰に着目して、同様の試験を実施したが、泥炭と石炭灰の混合土は、容易に良質土に変化した。このため、泥炭+石炭灰+セメントの場合、pHの上昇もあり石炭灰混合量を1000kg \sim m³程度、セメント混合量20kg \sim m³未満でも良質土に改良されている。

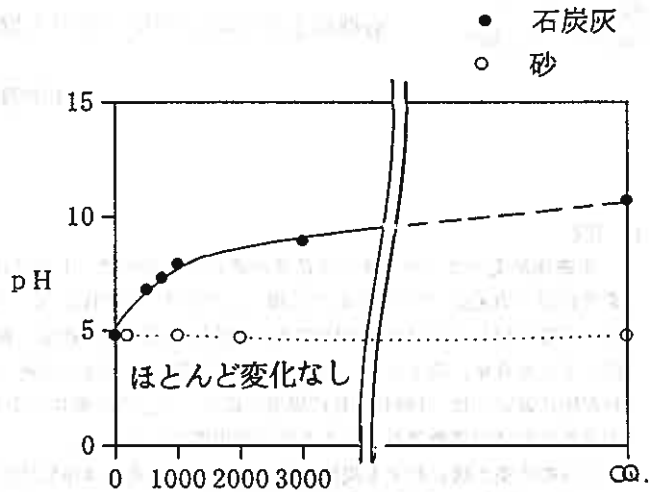
以上をまとめると、

- (1) 泥炭を良質土に改良するための混合土は、砂質土では実用的な混合割合の範囲では良質土とはならない。
- (2) 泥炭を良質土に改良するための混合土は、細粒分が多い材料ほど効果が大きい可能性がある。
- (3) 石炭灰を混合することで石炭灰量E=1000kg \sim m³、セメント量C=20kg \sim m³程度でも十分良質土となる。

今回の試験結果は、函館地方のW=430%の泥炭を対象としたが、泥炭の盛土材への利用が低コストで可能となる一つの傾向が判明した。今後は、泥炭の種類と混合材料を変化させることにより、その傾向を明確化すると同時に突固め試験、圧密試験、物理試験等も実施して、総合的な見地から報告する予定である。

参考文献

- 1) 日本道路協会： 道路土工-施工指針，1986.1



泥炭1 m³当りの砂および石炭灰量S, E (kg \sim m³)

図-9 泥炭1 m³当りに砂および石炭灰を

混合した時のpHの変化の関係

有機塩素化合物で汚染された土壌の浄化技術について

大成建設株式会社

荻田英俊
檜垣寛司
○氏家正人

1. 背景

半導体産業のようなハイテク産業が盛んになる中で、トリクロロエチレンに代表される揮発性有機塩素化合物（VOCs）で汚染された土壌および地下水が問題となってきている。

この問題に対しアメリカ合衆国では、包括的環境対処・補償・責任法及びその改正法（スーパーファンド法、1980年）のもとに、積極的な浄化対策施工や施工技術の開発が進められている。

わが国においては、1994年2月に環境庁によって土の汚染にかかわる環境基準が設定され、土壌環境基準の達成に向けた事業者などによる取組が指導されている。

これらの汚染土壌に対する規制強化によって、汚染土壌浄化技術の開発が急務でことが伺える。

現在、真空抽出法が最も有効な浄化法の一つとして多くの実績をあげている。この真空抽出法は、汚染土壌に空気を通し汚染物質をガス化させ吸引除去するする工法である。従ってこの方法は空気を通りにくい粘土層等には適用が難しい。一方、我国の地層は多種の土質が複雑に入り組んでおり、粘性土層の浄化技術の開発が必要とされている。

ここでは有機塩素化合物で汚染された土壌の浄化技術の1つとして開発した汚染粘性土の浄化技術を紹介する。

2. 汚染物質の性質

浄化対象となるVOCsの特徴は、水よりも重く水に対して難溶解性であり、揮発性を示すと同時に100℃以下の沸点をもつものがほとんどである。また、表面張力が水よりも小さいことから、密な土壌に対しても浸透し易い。

ここでは1例としてトリクロロエチレン（TCE）の物性を以下に示す。

分子量：131.39 g/mol 沸点：87.2℃

比重：1.46 g/cm³ 蒸気圧：0.0761 atm（25℃）

溶解度：1,100 mg/l ヘンリー定数：0.39

3. 浄化法の概要

3.1 原理

本工法は主として揮発性汚染物質の粘性土層からの除去を目的として、土層と汚染物質双方の特性に着目し、

- ① 粘性土層の含水比の低下
- ② 汚染物質の揮発促進

を同時に満足させる方法として考案したものであり、図-1に示す生石灰の水和反応原理を利用した攪拌混合工法である。

反応式およびメカニズムを以下に示す。

反応式：



Remediation Technology of soil contaminated with Volatile Organic Compounds

Taisei Corporation Masato Ujiie

メカニズム：

- ①生石灰と土を攪拌混合する。
- ②生石灰の水和反応の際の土中の水分奪取、及び水和反応熱による水分の蒸発により含水比は低下する。
- ③水和反応により空気の通り易くなった土壌を攪拌曝気することにより、ガス化した汚染物質を回収する。

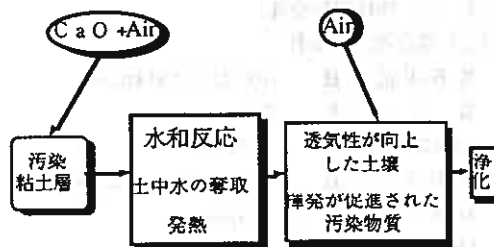


図-1 浄化メカニズムフロー図

3. 2 浄化方法

既存の軟弱地盤改良工法で用いられるDJM機を用いて、圧縮空気と生石灰を攪拌翼の先端に送り、攪拌・混合する。土壌中に混合された生石灰は、上記の水和反応によってガス化し、圧送されたエアと共にフードに回収される。回収された汚染物質を含む空気は、溶剤回収装置に送られここで汚染物質は原液として回収され、また浄化された空気は大気に放出される。以上のような浄化システムで、汚染粘性土から除去された汚染ガスが大気中に放出されることなく回収できる。(図-2)

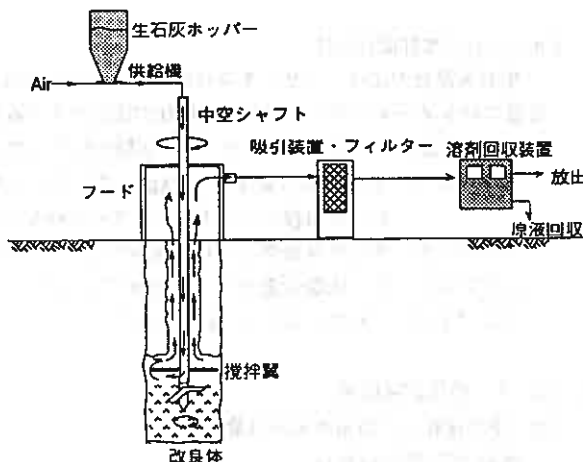


図-2 浄化フロー図

3. 3 実証試験

前記による方法を用いて実際の汚染サイトで浄化を行ない、浄化程度および工事としての実用性について検証した。

3. 3. 1 サイト土質条件および汚染状況

図-3に改良前の土質条件と汚染状況の一部を示す。地表面から1mまでは盛土層で、2~3mが砂および砂礫層で、その下が洪積の粘性土層となっている。地下水位は盛土層の下2m部にある。汚染物質は、TCE(トリクロロエチレン), PCE(テトラクロロエチレン), MC(1,1,1-トリクロロエタン), c-DCE(シス1,2-ジクロロエチレン), そして1,1-DCE(1,1-ジクロロエチレン)の6種類が検知されているが、主としてTCEとc-DCEの2種類が卓越していた。

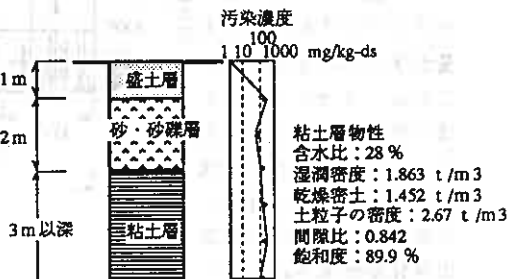


図-3 土質および汚染状況

汚染は、盛土層の下から始まり粘性土層の下部にまで達していて、高濃度の汚染が粘性土にまで及んでいる。検出された最高濃度は、TCEが265.5mg/kg-ds、c-DCEが329.7mg/kg-dsである。

3. 3. 2 浄化運転条件

(a) 混合機運転条件

生石灰混合量：100及び150 kg/m³
 貫入速度：0.4m/min
 羽根きり回転数：300回転/m
 吐出エア量：1.3m³/min or 2.5m³/min
 ロッド回転数：30 rpm
 吸引エア量：3~4m³/min
 1コラムの径：φ0.8^m
 深 度：GL-5.5m

(b) 生石灰攪拌混合条件

生石灰混合方法は、1サイクル目の引抜き吐出を基本とし、放置日数、再攪拌回数、生石灰混合量のパラメータに対し、効果的な浄化が達成できうる最適条件について調べるために、12のコラムを作成し、以下のようなケースの実験を行なった。

Aブロック：生石灰混合量を100kg/m³で、2サイクル終了後に1, 3, 7日の放置期間を
 おいて再攪拌する方法を3ケース行なった。

Bブロック：生石灰混合量は100kg/m³で、4ケースについて数回の再攪拌を行なった。

Cブロック：生石灰混合量を150kg/m³で、5ケースについて数回の再攪拌を行なった。

ここで1サイクルは、貫入+引抜きとした。

3. 3. 3 浄化試験結果

(a) 浄化運転中の汚染ガス回収量状況

汚染ガスの回収量は、
 溶剤回収装置に入る配管
 中のガス濃度から算出し
 た。図-4に回収量の一例
 を示す。

この図より、1~2サ
 イクルでガスを回収する
 量が多いことがわかる。
 これは、1サイクル目の
 貫入時では粘性土の攪乱
 が主として行われ、引抜
 き時には生石灰の混合と
 同時に昇温して汚染物質
 の気化が促進され、さら
 に再攪拌を行なうこと
 による曝気効果によってガ

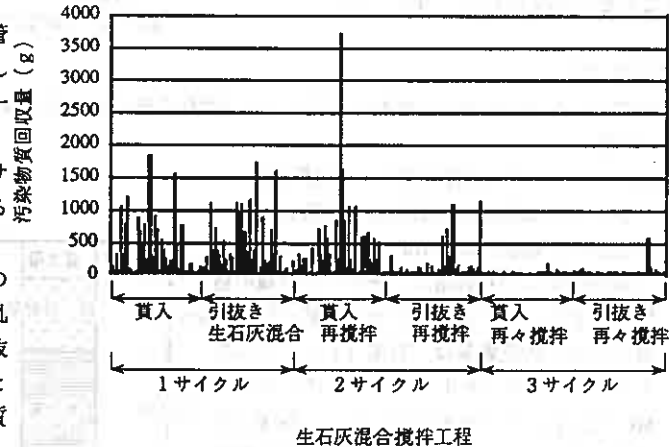


図-4 各サイクル毎のガス回収量

ス化した汚染物質を効率良く系外に取り出しているものと考える。

ここで全回収量に対する1~2サイクルまでの回収量の割合を算出すると、平均で約93%に達している。

(b) 検証調査

改良施工1週間後にボーリング試料から汚染物質の残留濃度を測定した。そして、改良前の値との比較から浄化率を求めた。深度別浄化結果を表-1に示す。

改良パターンの違い、再攪拌回数の違い、さらには生石灰混合量の違いによる浄化率の違いは、顕著には表れなかった。しかし、初期濃度が各物質の合計で数百~数千mg/kgであった汚染土が、処理後には全ての箇所において数~数十mg/kgとなり、90%以上の浄化率が得られた。この結果から、本サイトの汚染粘性土の場合、生石灰混合量は100~150kg/m³程度で平均98.1%の浄化率が得られることが確認できた。

表-1 本方法を用いた浄化結果

ブロック	深度 (m)	初期濃度 (mg/kg)	浄化後濃度 (mg/kg)	浄化率 (%)
Aブロック (CaO100Kg/m ³)	1.0	1721.90	0.30	99.98
	2.0	943.40	9.70	98.97
	3.0	2991.30	15.56	99.48
	4.0	658.10	61.63	90.64
	5.0	560.20	56.00	90.00
Bブロック (CaO100Kg/m ³)	1.0	1721.90	2.70	99.84
	2.0	943.40	7.15	99.24
	3.0	2991.30	4.13	99.86
	4.0	658.10	2.14	99.67
	5.0	560.20	4.76	99.15
Cブロック (CaO150Kg/m ³)	1.0		0.44	
	2.0	440.00	1.72	99.61
	3.0	522.40	1.39	99.73
	4.0	117.00	2.55	97.82
	5.0	509.90	3.44	99.33
平均		1095.65	11.57	98.10

4. 浄化予測

汚染土は、土粒子、水、空気、そして汚染物質の4つの相における平行状態方程式を導き、生石灰混合に伴う土中の温度変化、および攪拌曝気による気相汚染ガスの入れ替わりを表現することによって、浄化をシミュレートした。

土質条件から導いた汚染物質の除去量の変化

解析結果と回収量変化の現場計測結果を図-5に示す。解析結果は実測値とかなりよく合っていることがわかる。つまり、発熱反応による汚染物質の揮発促進、および攪拌曝気効果の向上に伴う汚染物質の揮発促進の2つの相乗効果であることが、このグラフから確認することができた。

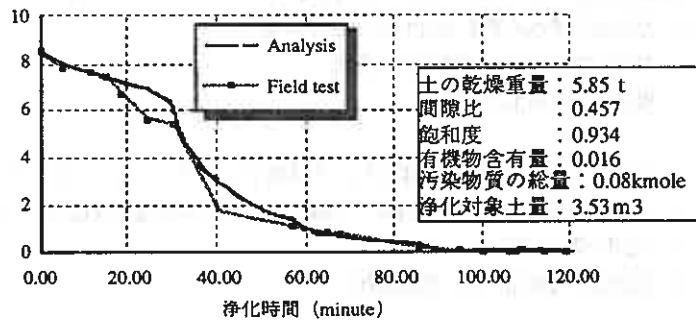


図-5 浄化シミュレート

5. まとめ

今回のオンサイト試験結果から得られたことについて以下に整理した。

1. トリクロロエチレンなどの有機塩素化合物で汚染された粘性土層に対し、生石灰を攪拌・混合することによって、短時間に高い浄化率を得ることができた。
2. 引抜き時に生石灰を混合し、2サイクルの攪拌・混合することで90%以上の浄化率が得られる。
3. 排出した有機塩素化合物は、溶剤回収装置によって大気に放出することはなく回収することができた。
4. 浄化効果をシミュレーションするプログラムを開発し、汚染状態および土質条件を与えることによって、浄化を予測することが出来た。

北海道三大地震における道路災害の教訓

(株)構研エンジニアリング 正員 山田 智弘
(株)構研エンジニアリング ○正員 横田 寛

1. まえがき

北海道では平成5～6年の2年間に3つの大きな地震が発生し、多くの道路が被災した。

道路被災の特徴はそれぞれの地震により異なっているが、それは地震の発生メカニズムや地震動特性、震動を大きく受けた地域の地形・地質など様々な要因の違いによるものと考えられる。このうち、地形・地質的要因については三大地震による被害の実績をもとにかなり明らかになってきたと言えよう。

本報告では、道路被災をもたらした要因のうち、地形・地質的要因についてとりまとめ、それらの教訓を踏まえた今後の防災対策の考え方について述べる。

2. 各地震による道路被災の特徴

それぞれの地震による道路被災の特徴を大まかにまとめると以下に示した通りである¹⁾。

- (1) 釧路沖地震（平成5年1月15日発生、マグニチュード7.8）
 - イ) 地表水や湧水の集まる沢地形の盛土崩壊
 - ロ) 泥炭性軟弱地盤地域での盛土変状
 - ハ) 橋梁の取付盛土の沈下
- (2) 北海道南西沖地震（平成5年7月12日発生、マグニチュード7.8）
 - イ) 日本海沿岸の火山岩岩盤斜面での崩壊、落石による道路構造物への被害
 - ロ) 軟弱地盤分布箇所での盛土崩壊
 - ハ) 砂地盤の液状化による盛土変状
- (3) 北海道東方沖地震（平成6年10月4日発生、マグニチュード8.1）
 - イ) 火山灰丘陵地帯をまたぐ高盛土の崩壊
 - ロ) 軟弱地盤地域の盛土崩壊、変状
 - ハ) 橋梁取付盛土の沈下、崩壊

3. 道路に被害を及ぼす要因

地震発生時に道路構造物に被害を及ぼすものとして、

- ・地震の発生メカニズム・規模など地震そのものの性質にかかわるもの
- ・加速度・速度・変位など地震波のパラメータ
- ・地形・地質・地下水など地盤の条件

といった様々な要因が考えられる。

いずれも地震による被害を検討するうえで重要な要因と考えられる。これらのうち地震そのものの性質や地震波形などの要因と被害との関係はなお今後の研究を待たなければならないが、地形・地質・地下水などの地盤条件については三大地震による被害の実績をもとにかなり明らかになってきたと言えよう。

以下に、三大地震によって受けた道路被害、特に盛土および斜面の被害と地形・地質的要因との関係について整理する。

(1) 盛 土

盛土は、適切なのり勾配の選択・適切な施工などにより常時の安定性が確保されている場合、ある程度の地震には耐えられることが経験的にわかっている。したがって、万一崩壊すると隣接した建造物に重大な損害を与える場合や復旧に長期間を要する場合を除いては特に耐震設計を行っていないのが一般的であった。しかし、三大地震により盛土が大きく崩壊し、かなりの期間にわたって交通が途絶する事例が相次いだ。

盛土の被害が顕著だったのは釧路沖および北海道東方沖地震による被害である。根釧地方の大部分は広大な台地とそれを開析した埋積谷（湿原）から成っている。道路や鉄道などの交通網はそれらを横切る形で発達するため、台地や低地の境界部や段丘崖では比較的高い盛土区間が多いという特徴がある。地震による斜面変動はこのような条件を反映して、台地縁辺や切土盛土の境界部に集中した。

これに対して北海道南西沖地震では、新しい地質時代（第三紀末から第四紀にかけて）の未～半固結のゆるい層が厚く堆積し、さらに地表面近くに軟弱地盤が分布しているような低地帯での道路盛土の変形や路面の凹凸などの被害が多発した。

三大地震による被災事例をもとに盛土の崩壊要因を整理すると図-1に示したようになる¹⁾。

形 態	特 徴	横 式 図
傾斜地盤上の盛土	傾斜をもった地盤上での盛土。特に片切り片盛り区間の切り盛り境での崩壊が多い。	
軟弱地盤箇所盛土	盛土の基盤、特にのり付近の基盤が軟弱地盤で構成されている場合。	
橋梁背面盛土	遠地河川に架かる橋梁の取付け盛土では、沈下により橋梁との境に段差を生ずることがある。	
沢地形での盛土	沢地形の集水作用による地表水の盛土内への浸透により、強度低下を招きやすい。	
高水位の砂質地上の盛土	地盤の液状化による盛土変状が発生しやすい。	
高盛土	他の条件が変わらなければ、盛高が高いほど崩壊しやすく、崩壊するとその規模が大きくなる。	

図-1 盛土崩壊の要因

(2) 斜 面

過去の例から、一般的に地震時の斜面崩壊には次のような特徴があるといわれている。

- ① 一般にのり面・斜面の表土、風化層が盤状に崩壊する表層の小崩壊が多い。
- ② 降雨時と比べて落石の発生が多く、特に亀裂が発達していたり、オーバーハングのある箇所での崩壊が多い。
- ③ 傾斜が急なほど崩壊を起こしやすく、崩壊源は比較的斜面の高い位置にある。
- ④ 斜面の縦断面では、凹型より凸型の所の方が崩壊を起こしやすい。
- ⑤ 斜面の横断面でも、凸型斜面の方が崩壊を起こしやすい（降雨時には凹型斜面で多い）。

国道における斜面災害が最も顕著だったのは北海道南西沖地震であり、主に日本海沿岸の火山岩類から成っている斜面での落石・崩壊により多くの被害が発生した。

釧路沖地震では、釧路西方の海岸沿い、および白糠丘陵内での第三紀～第四紀にかけての堆積岩分布地域

内で自然斜面の崩壊が多く発生したが、国道をはじめとする道路にはあまり被害を与えてはいない。

一方、北海道東方沖地震では釧路～根室半島にかけての先第三紀堆積岩分布地域、知床半島での火山岩類分布域で斜面災害が発生し、道道などの道路に被害を与えている。

日本海沿岸での岩盤斜面の崩壊が多発した北海道南西沖地震の例をみると、その発生箇所は凸型斜面、特に急傾斜の斜面頭部に集中しているのが大きな特徴である。この特徴は、地震による斜面災害についてこれまでいわれてきた上記の特徴と一致している。

以下に、主に北海道南西沖地震の被災事例をもとにタイプ分けした斜面崩壊の地形・地質的要因を示す²⁾。



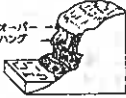
地形の模式	特徴	模式図	備考
尖塔状出し尾	比較的硬質な岩石が浸食に抵抗して残ったり、沢の浸食に取り残された尾根部など斜面上の凸部。地震による振動が最も増幅される。		・落石 ・岩石崩壊
海食崖頭部(瀧急縁)	海食崖の頭部が平地地、あるいは緩傾斜となっていて、落石又は崩壊が海食崖の地形変換点(瀧急縁)で発生。		・落石 ・岩石崩壊
オーバーハング	硬質な岩盤の下部にやや軟質な岩盤が分布する場合、もしくは亀裂が発達している場合、下部の浸食や凍け落ちなどでオーバーハングとなった箇所での崩落や落石。		・落石 ・岩石崩壊 ・斜面崩壊

図-2 斜面崩壊の地形的要因




地質的要因	特徴	模式図	備考
岩相の組み合わせ	硬質な岩盤の下部にやや軟質な岩盤が分布する場合、下部が浸食されたオーバーハング地形を形成しやすく、崩壊や落石が発生する危険性が高い。		・岩石崩壊 ・落石
浮石・転石	火山角礫岩、基盤堆積物など浮石状になりやすい地質の斜面からの落石。		・落石
亀裂頻度	亀裂が発達し、かつ密着していない場合、亀裂に囲まれた岩塊、岩片が浮いた状態になり、割離型の落石が発生しやすい。		・落石

図-3 斜面崩壊の地質的要因

4. 地震の後遺症

地形・地質的に地震動に対して弱い要因を有している盛土あるいは斜面については、たとえ地震時に崩壊しなかったとしても、地震動による影響は少なからず受けているものと考えられる。

その代表的な例が国道229号岩内町日掛の岩盤斜面崩壊である。また、北海道南西沖地震の1ヶ月後の降雨時に発生した道道奥尻島線での崩壊、1ヶ月半後に発生した国道231号厚田村太島内での岩盤斜面の崩壊なども地震による緩みの影響の可能性が高いものと考えられている^{2) 9)}。

さらに、平成6年および7年には数度にわたって北海道南部地方で集中豪雨に襲われ、斜面崩壊・盛土崩壊・土石流などの土砂災害に見舞われたが、それらについても地震による緩みが強く影響したケースが少なからずある可能性も考えられる⁴⁾。そのほかにも緩んだ状態のままである箇所も多数あると推定されることから、今後融雪時期や豪雨時、もしくは軽微な地震によっても容易に災害現象に結びつくことが懸念される。

5. 今後に向けて

以上、北海道三大地震による実績をもとに、地震による被害の程度と大きく関連する地形・地質・地下水条件など地盤の要因について整理してきた。これまでの崩壊事例からいわれてきた特徴とあわせ、盛土や斜面の耐震安定性にかかわる要因についてある程度の整理ができたものとする。

したがって、それらの教訓を踏まえた対策工を施すことにより道路の耐震安定性を向上させることが可能となるものと思われる。事実、北海道東方沖地震に際しては、前年の1月に発生した釧路沖地震の後に対策工あるいは補修工を施した箇所(特に高盛土)ではほとんど被害を受けなかった。これは地震動そのものの

特性の違いなどもあろうが、釧路沖地震の被害の教訓を踏まえた対策のあらわれとみても差し支えないであろう⁸⁾。

したがって今後の道路点検に当たっては、耐震安定性に関与する地盤条件を考慮した観点を加味することが不可欠であると考えられる。

また、前述のように地震のメカニズム・規模など地震そのものの性質や地震動特性なども重要な要因であり、そちらの方からのアプローチも同時に行う必要があろう。そして、それらと地盤の要因も含めた総合的な検討を行う必要があるものと考えられる。

地震による被害の程度とこれらの様々な要因との関係を総合的に検討するためには、災害事例を集積し、個々の災害箇所について上記の様々な要因に関するデータを整理した『道路災害カルテ』というべきものを作成し、それらの要因と被害程度との相関などを分析していくことが必要と考える。その際、非崩壊箇所についても同様の『カルテ』を作成し、それらとの相違を明らかにすることでより確度の高い分析が可能となろう。

さらに、それらの分析結果をもとにあらかじめ耐震安定性が低いと考えられる箇所の抽出を行って『道路危険箇所マップ』を作成し、その危険度に応じて順次対策工を施工していくことが望まれる。また、『マップ』は今後発生する地震の際に緊急パトロールなど初動体制の基準作成に役立てることもできる。

そのほか、今後新設される道路についても、危険要因を有する箇所はできるだけ避けるかもしくはあらかじめその要因に応じた対策工を施工することにより、地震に強い道路の建設が可能となるものと考えられる。

6. あとがき

北海道三大地震による記憶がまだ生々しい平成6年12月28日には三陸はるか沖地震が、また平成7年1月17日には兵庫県南部地震が発生し、特に後者は『阪神淡路大震災』という未曾有の大災害となった。くり返される地震による災害時においても、住民の避難、被災地への救援活動、住民生活の支援のために、生命線としての道路機能は維持しなければならない。しかしながら、防災技術が進歩した現在であっても道路がその機能を失う例が後を絶たない。

今後地震に強い道路づくりを進めるためには、これらの地震が残した多くの教訓を生かしていかなければならない。そのためには、それぞれの地震で見られた盛土・斜面の破壊現象を謙虚に見つめ、原因を究明し、今後の耐震安定性の向上に反映していくことが必要と考える。

参 考 文 献

- 1)北海道開発局 建設部道路維持課・開発土木研究所：地震による道路被害の教訓と対策 釧路沖・南西沖・東方沖の北海道3地震に学ぶ、1995
- 2)高橋輝明・横田寛：西南北海道日本海沿岸の斜面災害について、地すべり学会北海道支部研究発表論文集、1994
- 3)株式会社構研エンジニアリング：TECHNICAL REPORT 1993年北海道南西沖地震「道路災害」一年をむかえて、1994
- 4)山田智弘・横田寛・三田地利之：平成6年9月豪雨による2種類の道路盛土崩壊、土質工学会北海道支部技術報告集第35号 pp276~283、平成7年2月
- 5)切石堯・佐藤昌志・岩淵武・横田寛：1994年北海道東方沖地震の道路被害について、土木学会耐震工学委員会 第23回地震工学研究発表会講演概要集 pp565~568、平成7年7月

サハリン北部地震調査報告

北海道開発コンサルタント(株) 正会員 高橋輝明

はじめに

1995年5月28日午前1時(現地時間)サハリン島北部の内陸部で地震が発生した。サハリン島の地質は、北海道、東北の地質と類似しており、道内の内陸部でも1986年沼田付近の地震、1990年添牛内付近の群発地震、1995年北空知の地震などが相次いで発生していること、被災の中心となったネフチェゴルスクでは約2,000人の死者を出したことなどから、文部省科学研究費(突発災害)の交付を受けて、北海道大学笠原稔教授を代表者とする10名の調査団が現地に派遣され、ロシア科学アカデミー・サハリン海洋地質・地球物理学研究所(IMGG)との合同で地震観測(余震)、測地学的観測、地盤調査、被害調査などを行っている。筆者は、調査団の一員として現地調査に同行し、地盤調査、被害調査の一部を行ったほか、IMGGからの情報収集を行ってきたので、その結果について報告する。

1. サハリン島の地形

サハリン島は、南北は北緯45度46分クリリオン岬から北緯54度24分エリザベト岬まで、約948km、東西は東経141度38分から144度55分まで、最大幅約220km、最小26kmの広がりを持つ南北に細長くのびる島である。面積は74,415km²で北海道よりやや狭い。このような南北に長い島の形状は、島の東部と西部に何歩区に細長く連なる山脈によって形成される。この山地形は北緯52度付近以南に、延長約650kmにわたり平行な列をなして連なる。最高峰は西部サハリン山地のオノール山1,420m、東サハリン山地のロパーチン山1,609mである。この山地を囲み、丘陵地、台地、低地などが発達するが、特に、北緯51.5度付近以北は丘陵地、台地地形を呈する。低地は東西両山地に挟まれ、南北に細長くのびる構造性低地(ポロナイ低地、ススナイ低地)と北部丘陵地帯を取り囲むように発達する臨海低地(北東低地パイカル低地、北西低地)がある。

今回の地震が発生した北部丘陵地帯は、東西料サハリン山地の延長に当たる丘陵地列と局所的な低山地を含む標高200m以下の丘陵、台地地形を呈し、北方へ次第に高度を減じる。特に、北緯53度10分付近以北では標高100m以下の低平な台地地形となる。これらの低山地、台地等を取り囲む臨海低地は、オホーツク海に面する北東低地、パイカル湾に面するパイカル低地、タタール海峡に面する北西低地に分けられる。これらの低地には、大小無数の湖沼群が発達する。特に、北東低地からパイカル低地にかけては沿岸洲発達し、その背後には潟湖ラグーンを形成する。特に、規模が大きいものとしては北東低地のピルトゥン湾(南北最長約60km)、パイカル低地のポモール湾、パイカル湾などが代表的なものである(図-1参照)。

2. サハリン島の地質

南北に細長いサハリン島の地形的骨格を構成する基本的な要素は両サハリン山地である。これらの山地を構成する地質は、古い地質系統に属し、山地周辺の丘陵、台地地形は新生代の新しい地質系統に属する。これらの地質系統は、大局的にオフィオライト帯、東サハリン帯、縫合帯、西サハリン帯に区分される(図-2参照)。今回の震源地を含む東サハリン帯は、東サハリン山地東縁部から北サハリン北東低地に沿って延びる白亜紀および新第三期紀の砂岩、泥岩を主体とする堆積岩類より構成される。特に、北サハリン沿岸部には第三紀の油田、ガス田構造群が発達する。

北緯51.5度付近以北の北サハリンは、以南とは地形的にも異なるように、地質的にも異なっている。すなわち、以南の白亜紀を中心とした地殻変動による地質構造が低山地域に認められるものの、標高200M以下の丘陵、台地域では先第三紀以前の地層は地下に埋没し、数千mにおよぶ新第三紀中新生以降の厚い堆積層に覆われる。この堆積層は主に砂岩優勢な泥岩との互層より構成される。このよう

な地質及び地質構造の詳細は図-3に示すような複向斜帯と複背斜帯の繰り返しの構造を示す。東海岸複向斜帯は東サハリン帯に属し、オハ油田として知られる大規模な油田、ガス田を胚胎する。このような厚い堆積物の形成される構造は北サハリン堆積盆とよばれ、その層序は石油、天然ガス探査の過程で明らかにされた。その基本層序は6ないし7層準に区分される。岩質は泥岩、頁岩、砂岩、礫岩、砂泥互層よりなり、石炭、炭質泥岩などを挟在する。

第四系は下部更新統、中-上部更新統、完新統などに区分される。下部更新統は北サハリンの東半分で500-1,000mと厚く、岩層は軟質な石英質砂岩を主体とし、泥質砂岩、亜炭を挟在する。中-上部更新統は数段の段丘堆積物より構成される。完新統は臨海部の砂州、砂丘とその背後の湿地帯Kを形成する泥、砂、礫などの軟質な堆積物および河川沿いの低地を構成する同様な軟質堆積物よりなる。

3. 地質構造 -活構造と地殻変動-

サハリン島を南北に縦断する中央サハリン断層、東部サハリン断層は、本島を特徴づける第一級の構造的要素である。特に、中央サハリン断層は南サハリン地域において、地層の衝上、擾乱などの現象を示し、また、断層の東側に沿ってポロナイ、ススナイ低地などの構造的沈降帯を形成し、活構造の特徴を示す。このようなサハリン島の活構造についてセルゲーエフ氏より提供された資料は図-4のようである。同資料によれば、主要な活断層は東部サハリン断層、東部複背斜から東サハリン山地にかけての西翼を走る断層、中央サハリン断層およびマラノヌ高原の東縁をとおり、ネベリスクの沖合でモネロン島との海峡を通る断層などが陸域の断層としてあげられる。

測地学的資料については、1953-1977年の25年間の水準点の観測成果が図-5のように得られている。同資料によれば、観測期間中の地表の上下変動の傾向は、地形、地質および地質構造的特徴と調和的で、次のような特徴を示す。

- ①隆起の範囲は、地質構造的な西サハリン帯の範囲に一致する。
- ②西サハリン帯の隆起傾向は、西サハリン断層の東側に衝上する地質構造的現象と調和する。
- ③地質構造史的に、新生代に沈降傾向にあると推定された北サハリン丘陵地域および中央低地は、現在でも沈降傾向にある。

また、今回の地震による被災地域は、油田地帯で採油に伴う地盤変動を監視する目的で多数の三角点が設置されている。特に、地震断層を挟む地域で1990年に観測されている三角点の幾つかの点について地震後の測定の結果、水平変動については断層西側のブロックの最大水平変位は約4m北北東方向で、断層東側のブロックは最大約2m南南東方向を示す。垂直変動は、西側ブロックが平均8.5cm前回より高くなっているのに対し、東側ブロックは平均10cm程度高いにとどまる。この結果は、現地調査で確認される断層両側ブロックの相対的動きと調和的である。

4. サハリン北部地震の概要

平成7年5月28日（現地時間）、北サハリンで発生した内陸直下型地震に関する緒元は、以下のとおりである。

1) 米国地質調査所 (USGS) 公表値

- | | |
|-----------------------------|-------------------------------|
| ・発生時間； 95/05/28 01:03:55.50 | ・震源位置； Lat52.506N Lon142.868E |
| ・震源深さ； 11 km | ・地震規模； MS7.6 |

2) ロシア科学アカデミー地球物理情報センター公表値

- | | |
|-----------------------|-----------------------------|
| ・発生時間； 95/05/28 01:05 | ・震源位置； Lat52.84N Lon143.08E |
| ・震源深さ； 30 km | ・地震規模； M7.5 |

3) ハーバード公表値

- | | |
|---------------------------|-----------------------------|
| ・発生時間； 95/05/28 01:04:2.3 | ・震源位置； Lat52.98N Lon142.58E |
| ・震源深さ； 15 km | ・地震規模； MW7.0 |

余震分布については、INGG・北大との共同研究により得られた成果の一部（オハ地震観測所ユーリー氏より提供）を図-6に示す。余震の震源分布は活断層の傾きに対応して地震断層の北西側にほぼ沿っている。震源深さは、15ないし20kmより浅い。

5. 今回の地震に伴う活断層

今回の地震により地表に出現した活断層は、ネフチェゴルスクの南の郊外を北端とし、南西側へ雁行しながら約37kmにわたって連続する（写真1）。断層の一般的方向はN10°25'Eであるが、北端部では、約N30°Eで北西側が相対的に隆起する。隆起量（垂直変位）は1m以下（写真2）が多く、局所的に2m程度になるところがある。水平変位は、右横ずれで（写真3）で最大約8mであり、兵庫県南部地震における野島断層に比べ、水平変位が圧倒的に優勢な「右横ずれ逆断層型」である。ネフチェゴルスクの南約7kmの活断層沿いでトレンチ調査を行ったところ、この断層の古い活動痕跡が見いだされたということである。この活断層沿いの余震分布から推定される伏在活断層の総延長は、約80kmと推定される。また、ネフチェゴルスクの東の郊外にあるテレビ電波中継所付近に南北方向の派生活断層が約1kmにわたって確認された。これらの確認された活動様式（右横ずれ）は、これまで全島の確認ないし推定されていた活構造系の活動様式とも一致する。今回の活断層は、既往の地質調査で明らかにされた活構造系（図-4）の一部であるが、その活動性は十分評価されておらず、むしろ東部複背斜帯の両翼に発達する南北系の断層が活動度の上で注目されていた。しかし、これらは今回の地震では活動しなかった。

6. 各地の震度と地盤条件

各地の震度は震源に最も近いネフチェゴルスクで震度8（MSK震度）これより約80km北にあるオハでは震度6である。この他の各村における震度は、図-7に示す通りである。これらの震度は、建物の損傷度から判定されている。

私が訪れたのは、ネフチェゴルスク、サボ、トゥングル、オハ、モスカリボ、ネクラソフカなどであるが北の海岸に近いモスカリボをのぞいて、他の村は段丘地形上にあり、沖積低地には居住していない。これらの地域に発達する段丘地形は数段の面からなるが、直接観察しうる限りいずれの段丘面も堆積層は薄く、概ね3m程度以下である。段丘地形を構成する基盤は、新第三紀鮮新世の細礫混じり粗粒砂層であるが、ハンマー打撃で比較的容易にピックが刺さる程度の固結度を示す。この地盤はオハ郊外の土取り場、ネフチェゴルスクの土取り場、瓦礫廃棄用立て坑などにおいて、約30mほどの高さまで垂直に近い掘削面が自立しているのが観察される。

各村は、このような地盤上に位置するため、各地の震度にはほとんど地盤による差はみられないものと考えられる。

7. 耐震規定の考え方

現行の耐震規定は、地域毎に決められた地域係数により、図-8のように定められている。地域係数はMSK震度階に対応している。耐震設計が義務づけられているのは、地域係数7以上である。この地域係数は、過去に幾度か見直しはなされ、最終的に現行基準の通りとなったが、今回の被災地は現行で地域係数7であるが、ネフチェゴルスクで倒壊したアパートと同型式の建物が建設された時期は（1960年代）は6に下げられており、耐震設計は義務づけされていなかった。同時期の建物は、他の村にも多数みられる。

8. 被害の概要

今回、被災を受けた地域はサハリン東部複背斜に沿う油田地帯に作られた村である。各村を構成する施設としては、集合住宅、暖房用熱源発生施設、暖房用熱供給管が共通してみられる。その他の施設としては、道路および付帯施設、石油パイプラインなどがみられる。

建物は、構造種別として木造、組積造、コンクリート系プレハブに大別される。組積造では現地産

粘土を用いた煉瓦のほか、石炭殻をセメントで固めたブロックが多く用いられる。コンクリート系プレハブ造は、壁式、フレーム式に大別され、壁式はパネルの大きさにより、さらに小型パネル（大型ブロック）と大型パネルに大別される。被災地では、壁式が多く、特にネフチェゴルスクで建てられた建築様式は、小型パネル形式のものである。1968年頃に建てられたこの建物は地域係数6の時代に建てられ、耐震設計を義務づけられていないため各部材の接合部は、鉄筋の溶接がなされていない簡単な組立構造である。このためネフチェゴルスクでは19棟の内、17棟が倒壊した。同時期の建物は他の町にも多数みられ、近隣の村サボでは床パネルの沈下、壁のひび割れが、震度6のオハでは壁のひび割れ、煙突の倒壊などがみられた。

暖房用熱供給管は地上配管方式で、関係は種々あり、確認できた最大でも約1m程度である。人口約3万人のオハでは、この種の管が最も目立つが被害はなかった。

道路および付帯施設被害としては、盛土、橋梁の被害がみられた。被害地周辺地域は段丘地形が発達し、オハからネフチェゴルスクへ通じる南北方向の幹線道路に対して、河川系は道路に直交してオホーツク海へ注ぐ東西系が多い。このため、段丘上の一般道路部は道路両側から採土した低盛土の路体より構成され、地震による被害は認められないが、河川系の渡河部の盛土、橋梁に被害がみられた。河谷形状は、幅広い沖積低地を有し、低地内には小湖沼群を有する湿原状で釧路湿原を思わせる場合が多い。このため盛土材料は礫混じり粗粒砂が主体であるが、盛土基部は湿地上にあり、法肩付近を崩壊の頭部とする法面の全崩壊がみられる。また、被害を受けた橋梁はプレキャストコンクリートのパネル、フレームを組み合わせた簡易なもので、耐震性は考慮されていない。

石油パイプラインの被害は、サボ西方のオハから大陸へ通じる幹線パイプラインとネフチェゴルスクから幹線に通じる支線パイプラインの約20カ所に亀裂が発生し、原油が北方のバイカル湾、東方のピルトゥン湾に流出した。オハでは、油井が沖積低地から段丘上の至る所にみられるが、各油井から集油タンクへの配管は直径約7~8cmの細い管で継ぎ手に損傷がみられた。

9. 被災後の対応

最大の被災地となったネフチェゴルスクでは、倒壊したアパート群の瓦礫はその場で廃棄用の穴を掘り、埋め立て処分された。残った2~3階建ての建物も損傷を受け、取り壊しが進められつつあり、同様に処分される。

建物被害については、ネフチェゴルスク以外のサボ、オハ等でも倒壊はしないが損傷がみられる。これらの被災建物を含め地域係数6の時代に建設された非耐震建物の扱いについて、全面的取り壊し、4階建て以上の取り壊しなどの対策が検討されている。また、地域係数の見直しを検討中で今回の被災地域は9に格上げされる予定である。

調査団が現地入りしたのは、地震後約50日を経過していたが、ネフチェゴルスクばかりでなく、オハの町でも人々の地震への不安は非常に大きかった。ネフチェゴルスクの北約15kmの村サボは、人口800人で地震による死傷者はなかったが、小学校の壁にはひびが入り、取り壊される予定である。地震の恐怖から夜、パジャマに着替えることをいやがる子供たちもあり、約200人の児童、生徒の一部は既に沿海地方のキャンプに疎開させたということである。調査団の帰国第一陣がユジノサハリンスクからハバロフスクへの帰路、保養地として有名なウラジオストックへ向かう子供たち10数人と同乗した。神戸の震災にあった子供たちに対してと同様に心のケアが行われていた。

謝辞；

本調査に先立ち、既に1989年、1990年にサハリンを地質調査されている北海道立地下資源調査所の岡孝雄氏からはサハリンに関する多数の貴重な資料の提供と調査に当たっての助言をいただいた。心より感謝を申し上げる次第である。

参考文献：

- 岡 孝雄(1990)；サハリンの地形・地質概要と89年地質見学記、地下資源調査所報告第62号
- 岡 孝雄(1992)；1990年サハリン地質見学記(資料)、地下資源調査所報告第63号
- 奥村晃史(1990)；サハリンのテクトニクスを探る、地理、Vol.35, No. 5, 44-49
- 佐々保雄(1981)；北海道と樺太との地学的関連(その1)、北海道地理No.55, 1-7
- 四十物秀蔵(1975a)；極東北部海域の石油・ス資源、天然ガス、18(1)、25-30
- (1975b)；極東北部海域の石油・ガス資源、天然ガス、18(2)、5-10
- (1975c)；極東北部海域の石油・ガス資源、天然ガス、18(3)、13-19
- (1975d)；極東北部海域の石油・ガス資源、天然ガス、18(4)、1-5
- (1975e)；極東北部海域の石油・ガス資源、天然ガス、18(5)、4-11
- (1975f)；極東北部海域の石油・ガス資源、天然ガス、18(6)、14-22
- 平林憲次(1986)；サハリン島陸棚の探鉱と地質概要、田口一雄教授退官記念論文集、73-86
- H. S. Голубев(1971)；樺太・千島およびカムカカの地質と深部構造、島弧と縁海、5-16、東海大学出版会
- SERGEYEV, K. F.(1982)；Tectonic Peculiarities of the West Sakharin Mountains Uprift and Main Features of its Geological History, 日本海の地質、91-94、東海大学出版会
- 笠原 稔(1995)；1995年北サハリン地震—オホーツクプレートの検証—、第32回自然災害科学シンポジウム要旨集、37-44、文部省科学研究費総合研究自然災害総合班
- 鏡味洋史・石山祐二・南忠夫(1995)；1995年サハリン北部地震調査報告(速報)、第14回日本自然災害学会学術講演会講演概要集、22-23、日本自然災害学会
- 佐々保雄・小岩井隆(1960)；25万分の1サハリン地質図(全10葉)
- ソ連邦地質省(1969)；100万分の1サハリン地質図
- Atlas Of Sakhalin Region, part.1; Sakhalin, Topographic Map, scale 1:200,000, 1994



図-1 サハリン島とその周辺の地形

地名凡例

0: 2 A
NEI: 177.7663
GO: 110.23
VII: 207.6013
SE: 248.27
END: 244.32
NEV: 15.853



図-2 サハリン島とその周辺の地質概要図



図-3 北サハリンの地質図 (文献1)

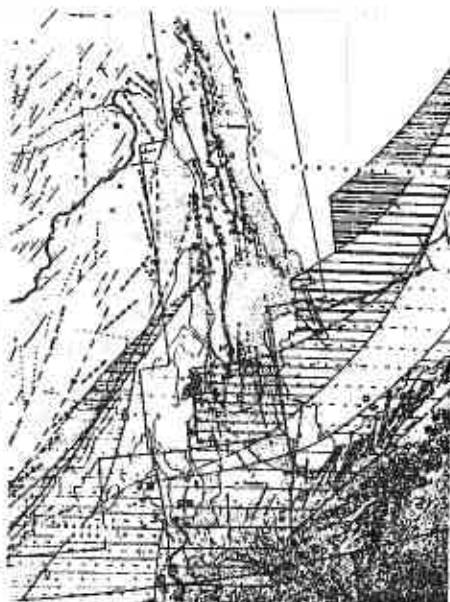


図-4 サハリンの活構造図 (科学アカデミー提供)

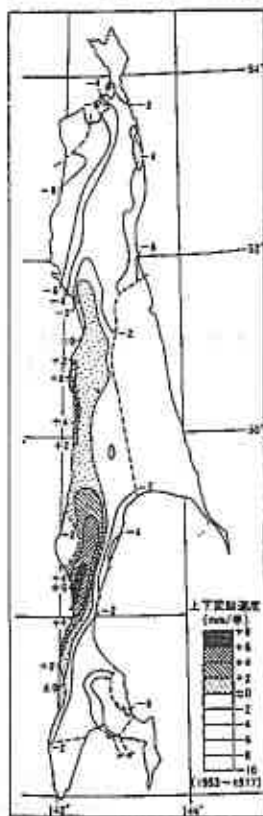


図-5 1953-1977年のマハリンの上下変動速度 (単位 mm/年)
(図中の外は未測量地域。)

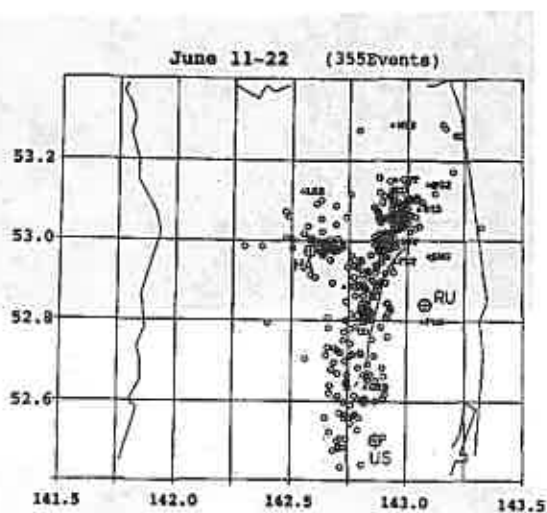


図-6 余震分布図

(オハ地震研究所, ユーリー氏の提供による)

- ◎ : 本震の震源位置
- HA : ハーバード
LAT 52.98N : LON 142.68E : DEP 15.0 km
- RU : ロシア科学アカデミー地球物理情報センター
LAT 52.84N : LON 143.08E : DEP 30 km
- US : 米国地質調査所 USGS
LAT 52.606N : LON 142.863E : DEP 11 km

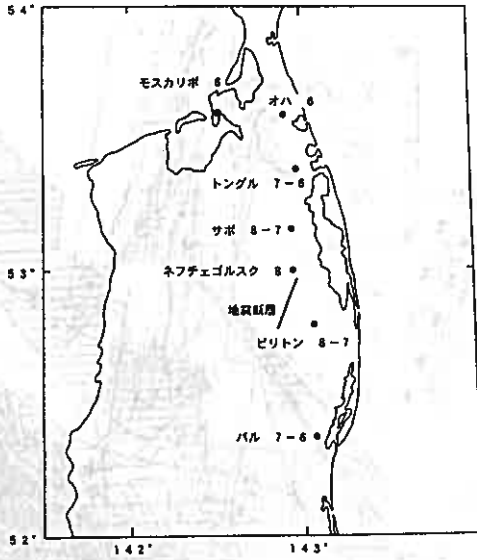


図-7 各地の震度 (MSK)

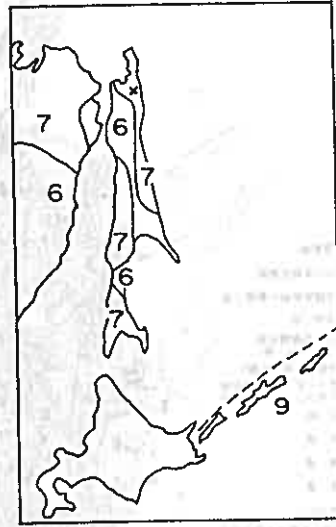


図-8 耐震規定の地域係数 (現行)



写真-1 ネフテゴorsk南郊付近の空中から見た活断層



写真-2 写真1の位置における活断層の垂直変位 (ほぼ1m以下)



写真-3 写真1の位置における
活断層の水平変位
(約2~3m)



写真-4 初チェルシで全壊したと
同様式の集合住宅
(トツガルにて)



写真-5 初チェルシ近郊の
道路盛土の崩壊例



写真-6 サボ近郊の橋梁の
崩壊例

： E P S の荷重分散特性に関する現場実験

北海道開発局開発土木研究所	正会員	西川 純一
//	//	松田 泰明
//	//	大江 祐一
E P S 土木工法開発機構	//	○西 剛整
//	//	巽 治
//	//	阿部 正

1. はじめに

発泡スチロール (EPS) を用いた軽量盛土工法では、道路の路床に EPS を使用するケースが多いが、その場合、EPS に作用する死荷重や活荷重に耐える強度が必要となる。一方、道路車両重量の規格が改訂され設計荷重条件が大きくなったことから、従来よりも大きな強度の EPS 材を利用する必要のあるケースが発生する。この場合、現行の設計法では EPS の荷重分散特性が明確でないことから、高強度 EPS を盛土全層もしくは経験的にかなり安全側の深さまで使用することとなる。

一方、荷重分散特性を明確にできれば、特に下層の EPS への作用応力の適切な評価により、高強度 EPS を用いた合理的な設計が可能となる。また、さらに上層部に最低限の厚さで高強度 EPS を使用し、路盤厚さを薄くできれば、鉛直方向の荷重低減や、直立壁、擁壁、橋台背面などでの側圧や地震時の水平方向慣性力を低減できる。以上に基づき、筆者らはこれまでこの荷重分散特性の適切な評価のために室内実験を行ってきた^{1)~4)}。ここではさらに実際の施工現場にてこれまでの室内実験と同様に EPS 直上での載荷実験を実施し、室内実験結果で得られた荷重分散特性評価手法の適用性の確認を行った。

2. 研究概要

これまでの室内実験では、まず、継目のない EPS の荷重分散特性と材料の圧縮強さの違いによる影響を知るため、板状の EPS を層状に積み重ねた実験¹⁾を行なった。また、次に、現場で用いる実物大の EPS ブロックを積み重ねた実物大実験を 2 ケース実施した^{2)~4)} (図-1)。

以上の実験の結果、①載荷直下で最も応力が大きくなり、これから離れるに従いその値が小さくなること②EPS の圧縮強さが違っても荷重分散特性に差がないこと③載荷地点より垂直方向に深くなるに従い応力が減衰することなどの知見を得ている。本報文では、これらの実験結果をふまえて、現場での確認実験を行った結果を報告し、さらにこれまでの室内および本現場実験の結果に基づき、圧縮強度の異なる EPS を用いた合理的な盛土の設計法を提案する。

3. 現場実験の概要

実験は、擁壁の土圧低減に EPS を用いた現場で実施したが、室内実験との比較のために、剛版である中間床版上の EPS 材を対象とした。中間床版上の EPS は 4 層積み重ねられており、その規格はすべて D-20 タイプ (密度 20kg/ m³) である。図-2 に EPS 盛土の断面形状と、計測機器の設置位置および載荷位置を示す。EPS 内部には変位計が設置されており、これにより EPS 内部の応力を測定している。変位量と応力の関係は、事前に対象となる EPS ブロック毎に室内で弾性領域と考えられる範囲内での圧縮試験を実施

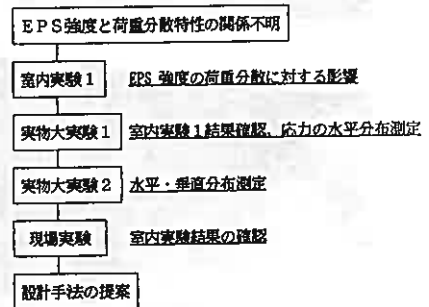


図-1 研究フロー

Field tests on load distribution characteristics in Expanded Poly-Styrol fills.

Jun'ichi Nishikawa ,Yasuaki Matsuda ,Yuuichi Ooe ,Tsuyosi Nishi ,Osamu Tatsumi ,Masashi Abe

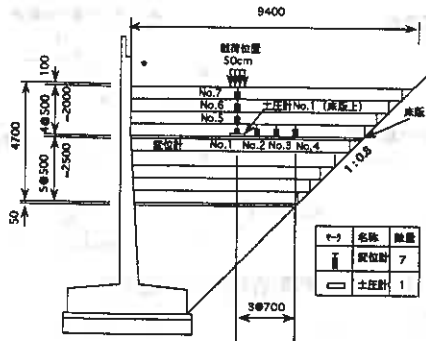


図-2 検討構造物断面図

することにより較正值を得た。

実験は、ゴム版上に設置された50cm×50cmの鋼板上に鉛製のインゴットを用いた重錘を段階的に载荷する方法により実施した。载荷は、鉛直方向に変位計を配置した地点の直上でのものを基本としたが、EPS内の水平方向の応力分布を確認することとし、水平方向に配置された変位計の上に载荷位置を移動させた実験も行った。EPSの設置状況と载荷実験の状況を写真-1および写真-2に示す。重錘の载荷にはクレーンを用いており、実験時には死荷重として周囲にH型钢による载荷を行った。死荷重は実験上の制約内で、コンクリート床版程度の死荷重(0.25tf/m²)を考慮し、0.2tf/m²とした。

4. 実験結果と考察

4.1 荷重分散効果の確認

図-3は、载荷地点直下の载荷応力と発生応力の関係を示したものである。この図より、それぞれの発生応力は、载荷応力に対して直線的に増加していることがわかる。また、深度が深くなるにつれて、発生応力は減衰されることが明らかである。

ここで、図-4に示すように、仮に圧縮時のEPSのひずみが深度方向に直線的な変化をしていると考えれば、得られている応力はEPS材の厚さ(50cm)の中心のものに等しい。したがって、1~4層目のEPSの発生応力はそれぞれのEPSの中心部(0.25m, 0.75m, 1.25m及び1.75m)の深度の発生応力であると考える。このこと

に基づき、载荷位置からの深度と各地点での発生応力の関係を示したものが、図-5である。この図よりそれぞれの荷重条件で深度が深くなるにつれ発生応力が減衰していることがわかり、荷重の分散効果が明らかである。

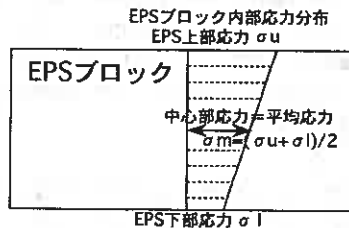


図-4 EPS内部応力分布図

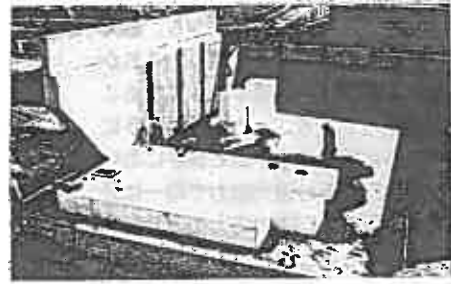


写真-1 EPS設置状況



写真-2 载荷実験状況

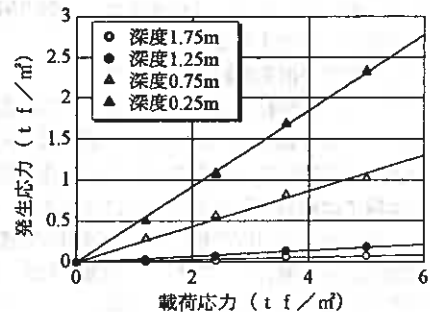


図-3 载荷応力と発生応力の関係

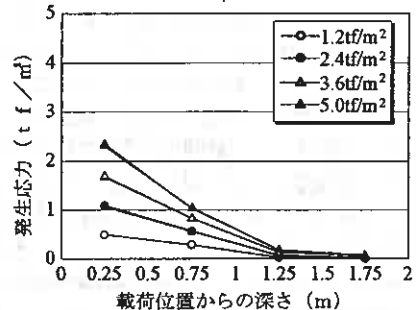


図-5 発生応力の深度分布

4.2 設計に用いる分散角度の考え方
 これまでの室内実験結果から、荷重直下で最も応力が大きくなり、これから離れるに従いその値が小さくなることわがわっている。ここで、図-6に示すように荷重荷重がある深さにおいて、荷重板直下の最大応力で均一に分布すると仮定し、この応力の合計が荷重荷重に等しいと考える。図-5で既述したように、荷重直下で発生するこの最大応力は深度方向に低減する傾向があるが、このことから応力の分布は深度方向に広がることになり、みかけ上の分散角度を有することになる。このような考え方に基づき得られた分散角度毎に、荷重応力が $5t/m^2$ の時の深度方向の発生応力の分布として示したものが、図-7である。図中に室内および現場の実験結果を同時に示しているが、それらの結果に大差はなく、それぞれ分散角度 30° ラインの前後に分布し、また、すべて分散角度 20° の範囲内にあることがわかる。

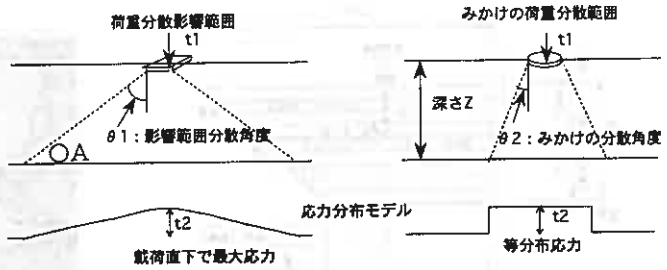


図-6 荷重分散影響範囲と分散角度

以上の結果から、EPSの荷重分散を考慮した設計を行う場合、みかけの荷重分散角度を 20° として設計できる。なお、現場実験での応力値は、深度が比較的深くなると半無限弾性体内の応力式として知られるブシネスクの式で算出された結果ともよく一致しているが、この式では、上部の層にあるEPSの応力を過大に評価するようである。

4.3 荷重分散影響範囲について

図-6に影響範囲図を示したが、この影響範囲内で発生応力が大きければ荷重直下より側方（例えば 図-6に示すA点）にある地中構造物に影響を及ぼす可能性も考えられる。そこで、本実験では荷重位置を水平方向に変化させ、それぞれの位置からの応力の水平方向分布に対する検討を実施した。図-8は荷重地点より4層目、すなわち、深度1.75mの地点の水平方向の発生応力分布を示したものである。この図をみると、荷重地点直下よりもその側方1.4mの地点で大きな応力が発生している

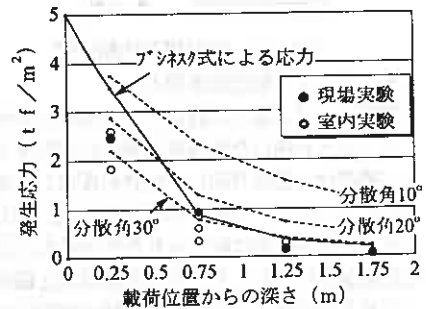


図-7 深さ方向の応力分布の比較

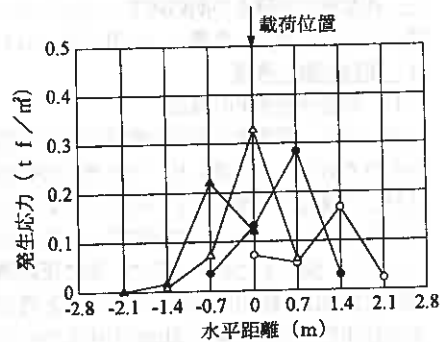


図-8 発生応力の水平方向分布

ケースのあることがわかる。これは、EPSの設置時の積み重ね誤差等による変位計の反応の違いによるものと考えられるが、いずれにしてもその発生応力は荷重応力の $1/30$ 程度であり、大きなものではない。また、図-8を見ると荷重中心より2.1mの地点であっても荷重重の影響を受けている。この結果に基づけば、影響範囲は最大 50° 前後であるが、端部の応力は荷重応力に対して $1/100$ 以下であり、かなり小さい。したがって、設計上でこの範囲まで均等に応力が伝わると考える必要性については検討を要する。

5. 高強度EPSを用いた設計の考え方（応力度の算定）

EPSに作用する荷重は死荷重と活荷重とする。

- (1) 死荷重（舗装体重量+コンクリート床版重量+EPS自重）は、等分布荷重としてEPSに作用する。
- (2) 現行の設計法より活荷重は舗装構造体（上部コンクリート床版を含む）を 45° で分散するとした上で、本検討結果よりEPS盛土内部では 20° で分散するとした鉛直方向応力度分布を計算する（図-9）。活荷重

によるEPS盛土内部の応力度 σ_c の算出には(i)式を使用する。なお、 σ_c の最小値は1tf/m²とする。

$$\sigma_c = \frac{P(1+i)}{(B+2 \cdot Z_1 \cdot \tan \theta_1 + 2 \cdot Z_2 \cdot \tan \theta_2) \cdot (L+2 \cdot Z_1 \cdot \tan \theta_1 + 2 \cdot Z_2 \cdot \tan \theta_2)} \quad (1)$$

ここに、P:輪荷重(T荷重の場合、P=10tf)、B:車輪輪
 帯幅(T荷重の場合、B=0.50m)、L:車輪設置長(T荷重の場
 合、L=0.20m)、Z₁:路面からEPS最上面までの深さ、Z₂:
 最上面EPSからの深さ、 θ_1 :舗装部の荷重分散角度($\theta_1=$
 45°)、 θ_2 :EPSの荷重分散角度($\theta_2=20^\circ$)、i:衝撃
 係数である。

(3)死荷重+活荷重の応力に耐える強度のEPSを選定する。

(表-1⁹⁾参照)

表-1 EPS材料表

項目	単位	D-23	D-30	D-25	D-20
単位体積重量	tf/m ³	0.029	0.03	0.025	0.02
許容圧縮応力度	tf/m ²	14	9	7	5
設計CBR値	-	13	8	8	6

*コンクリート床版と組合せての評価値

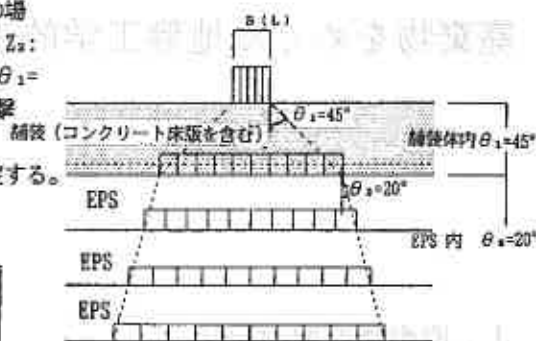


図-9 応力分散の考え方

6. まとめ

- ①EPS内部の発生応力は、載荷応力と比例関係を示すが、深度方向に深くなるにつれ減少する。
- ②上記①の結果からみかけの荷重分散角度を求めると、室内実験と現場実験の結果は大差なく、いずれも30°前後の位置に分布する。また、これらの結果は全て20°の範囲内にあることより、設計ではみかけの荷重分散角度として20°を考えればよい。
- ③載荷重の影響範囲は最大50°前後まで分散して伝わるが、その端部の応力はかなり小さい。このため、設計上この範囲まで考慮する必要性については検討を要する。

7. おわりに

本報告では、EPSのみを対象とした実験結果を示した。一方、通常EPS盛土では、EPSの直上にコンクリート床版が設置され、その上部に舗装が施工されるが、筆者らは、本現場実験においてコンクリート床版上の載荷実験も同時に実施した。その結果、コンクリート床版の荷重分散効果は非常に高いことを確認している。しかし、現状では床版は通常厚さ10cmと薄く、十分な強度を有していないと考えられるため、構造体として評価していない。したがって、それによる分散効果は期待されていないが、今後は構造体として考慮できる強度と耐久性を有する床版を設置した場合の検討をしていく必要があるものとする。また、本実験では剛板である中間床版上を対象としているが、EPSの適用性を考慮すれば軟弱地盤上に設置される場合の荷重分散効果が、剛性の高い床版上のそれと同一であるかどうかについても検討すべきとする。

参考文献

- 1)佐野,西川,松田,阿部:EPSの荷重分散特性,土木学会第49回年次学術講演会,1994
- 2)大江,松田,西川:EPSブロックの荷重分散特性について,第38回北海道開発局技術研究発表会,1995
- 3)大江,松田,西川,佐野,阿部:室内におけるEPSブロックの荷重分散特性について,第30回土質工学研究発表会論文集,1995
- 4)巽,西川,松田,大江,佐野,阿部:EPSの荷重分散特性(その2),土木学会第50回年次学術講演会,1995
- 5)発泡スチロール土工法開発機構編:EPS工法,1993

廃棄物をめぐる地盤工学的課題

京都大学防災研究所 嘉門雅史

1. 廃棄物問題の現状
2. 廃棄物埋立地盤の地盤工学的諸課題
3. 廃棄物埋立地盤の特徴
4. 廃棄物によって汚染された地盤環境の浄化

参考資料：「環境地盤工学と廃棄物問題」，地盤工学会中国支部論文集，
「地盤と建設」，Vol.12, No.1, 1994 から

環境地盤工学と廃棄物問題

Environmental Geotechnics and Waste Problems

嘉門 雅史* (Masashi Kamon)



環境地盤工学は新しい学問分野として、その確立が要望されている。ここでは環境地盤工学の範囲と分類を解説するとともに、中心的なテーマである廃棄物問題について、廃棄物埋立地盤における地盤工学的課題と、地盤環境の汚染問題とについて詳述した。まず廃棄物埋立地盤については、生ごみ埋立地盤・焼却灰埋立地盤・石炭灰埋立地盤・建設発生土埋立地盤等についての知見を整理した。中間処理を施すことによって、廃棄物を処分対象でなく、埋立用土として貴重な材料とみなしうることを示した。更に、廃棄物の有害性に起因する地盤汚染が生じていることを指摘し、現在開発が進みつつある地盤汚染対策工法・汚染浄化工法をとりまとめた。

キーワード：廃棄物、地盤汚染、埋立、環境、(IGS:B-12)

1. はじめに

近年は地球規模の環境問題が重要な課題となっており、我々が生を営む地球そのものが著しく病みつつあることが一般の人々にも認識されつつある。かけがえのない地球が今ほどその存在の危機に立ち至ったことは、かつて無かったといえるであろう。地球環境が侵されつつあるということが重要視された時期として、1972年のストックホルムでの国連人間環境会議をその嚆矢とすることができる。そこでは大気汚染に起因する酸性雨によるヨーロッパ各地の森林の枯死や、湖沼からの魚類の消滅等が取り上げられ、広域的な汚染の実態や対策が議論された。東西の超大国間の冷戦構造が1991年に終結したことによって、国際連合を中心とした新しい世界秩序が実質的に機能しつつあるが、地球環境問題についても国連を中心に世界中の人々が一致協力した体制作りが始まっている。1992年のリオデジャネイロでの国連環境会議ではアジェンダ21をはじめ、地球環境保全のための各種の行動計画が提案され、日本でも各方面からの積極的な取り組みがなされつつある。元来、わが国では1960年代から各種の公害問題、へどろ

汚染問題等が大きな課題であったことから、環境問題には早くから研究開発・対策がなされてきた。しかし、この時点ではあくまでローカルな課題に過ぎないものであった。しかるに今日それらは世界規模の広がりを見せ、母なる大地である地球を蝕んでいる。ギリシャ神話の全能の神ゼウスの母親である大地の神ガイアに地球をたとえて、ガイアの救済に全力を挙げことが求められている。

地球環境問題とは一般に以下の9つの課題に集約される。

- (1)オゾン層の破壊
- (2)地球の温暖化
- (3)酸性雨
- (4)熱帯林の減少
- (5)砂漠化
- (6)開発途上国の公害問題
- (7)野生生物種の減少
- (8)海洋汚染
- (9)有害廃棄物の越境移動

これらの問題は相互に密接に関連しあい、政治・経済・社会・文化的問題を含んでおり、かつ現象に対する科学的解析が難しいテーマでもある。例

* 京都大学防災研究所教授

えば、砂漠化の問題を一つとっても、地盤工学と密接に関連し合うものであるが、地球の温暖化に伴う降水パターンの変化・世界低緯度帯の森林の弱体化・住民の生活様式や現地産業と植林事業との対立・過度の人口増加等が絡んでいる。現在、乾燥地の著しい拡大をきたしており、表土の流亡・耕作地の消失等地球表層地盤への直接問題として緊急の重要課題である。

このように地球環境問題の解明と対策には多くの学問分野の集積が求められる。翻って、我が土質工学の分野では、これまで地球環境問題は直接地盤に影響するものが少ないとして、やや傍観者の立場に終始してきたきらいがあった。しかしながら、土質工学の分野で蓄積された技術成果でもって、多くの地球環境問題解決に貢献しうるものが少なくなく、かつそうすることが責務となりつつある。グローバルな地球環境問題であっても、その解決の手段・手法はローカルに対応していくことが大切であり、“Think globally, act locally.”をモットーに活動を広めることが肝要である¹⁾。

2. 環境地盤工学の視点

2.1 環境地盤工学の定義

近年、環境問題に対する意識の向上に基づいて「環境地盤工学」という学問分野の構築が図られている。国際的にもアクティブな活動がなされており、図-1に示すような地盤微生物圏を中心とした地圏・水圏・気圏・生物圏の境界分野における地盤工学、これを環境地盤工学と呼んでいる。そのための学問分野は、広く従来分野を横断的に結び付けた図-2のような相関が考えられる。地球環

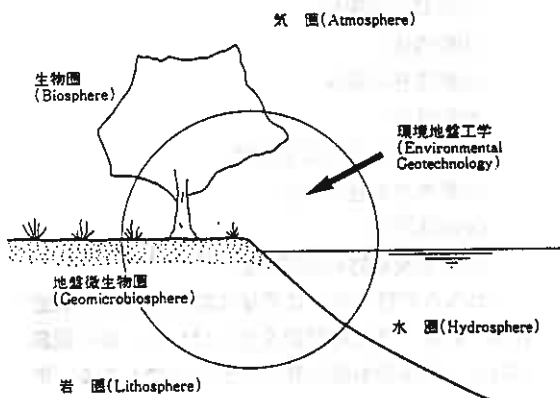


図-1 環境地盤工学の対象領域

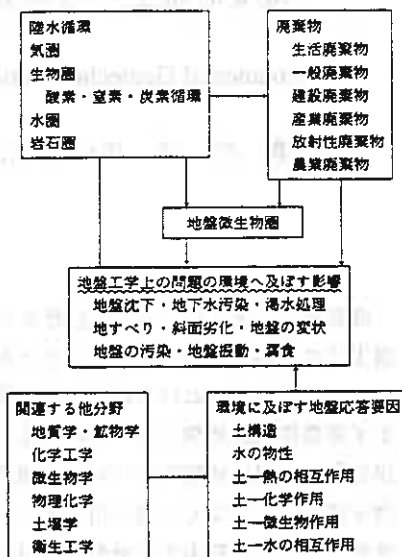


図-2 環境地盤工学と従来の学問分野の関連

境問題として近年取り上げられている、人間活動の結果としてのグローバルな課題、すなわち温暖化・酸性雨・砂漠化等の問題に対して、地盤環境問題としての廃棄物処理・処分は個々のローカルな課題であるが、図では廃棄物との関連で取りまとめているように、その量が膨大であることと、周辺へ及ぼす影響の甚大さから重大な地球環境問題の一つに数えられる。地盤工学の分野では、従来廃棄物に関する取扱はきわめて少ないものであったが、廃棄物埋立の結果として得られる地盤の跡地利用の観点から今後は積極的に関与すべきテーマである。環境に及ぼす地盤応答として、土と物理・化学・生物その他の要因との相互作用の把握が必要であり、優れて総合科学の学問と言えるだろう。

2.2 環境地盤工学の分類

地球環境問題のキーワードとして「持続可能な開発」；“Sustainable Development”が広く使われており、これは1982年の国連東京会議以来のものである。環境地盤工学でもこの持続可能な開発を基本的な立場としなければならない。したがって、地盤環境工学が対象とする分野として、よりよい環境づくりのために地盤工学がどのように貢献しうるかを第1の目標とし、第2に各種の人間活動が環境に悪影響を及ぼさないように、かつ修復す

表-1 環境地盤工学の分類

環境地盤工学の種類	内容区分	対象の例
積極的な環境創造のための工学	地盤環境の全体システムの良化を目指した開発	リゾート空間の創造 神戸方式（山、海へ行く）
人間行為による環境の危険の防止のための工学	行為に伴う周辺への影響防止	地盤沈下 地下水汚染 濁水処理 地すべり 斜面劣化 地盤の変状 地盤の汚染 地盤振動
	廃棄物の処理・処分と高度利用ならびに環境汚染地域の修復	一般廃棄物・産業廃棄物の埋立処分 有害物質の固化・溶融 微生物処理 泥水処理・地下水処理 地中処分・地下保管
自然災害による人間生活の危険の防止のための工学	防災工学の分野	洪水 地すべり 土石流 地震 沈下 火山災害

るための地盤工学，第3に自然営力に基づく各種の災害の防止のための地盤工学という，表-1にまとめるような3つのターゲットが中心となる¹⁾。

ここでは，環境地盤工学の原点を明確にすることを念頭にして，廃棄物問題と地盤環境汚染問題とに重点を置いて，現状と対策及び将来の課題等を示すものである。

3. 廃棄物問題の現状と廃棄物最終処分場の構造基準

産業・社会構造の変遷に伴って，廃棄物処理・処分の必要性が飛躍的に増大し，最終的には廃棄物の多くを地盤内に受け入れざるを得ないことから，その安全性・安定性に関する地盤工学的考察が必須となっている。しかし，新しい土地造成のための埋立の実施に際して，環境保全の見地から山土を安易に掘削取得することが難しくなりつつある現状のもと，廃棄物も見方を変えればきわめて重要な埋立用材でもある。したがって，大都市部における土地需要に対する緊急の要請から，廃棄物によって埋め立てられた地盤を早期に安定化

するための地盤改良技術の開発と跡地利用の方策が地盤工学上の大きな課題となっている。有害な浸出水の漏出防止や悪臭ガス・爆発性ガスの発生対策などが廃棄物埋立地盤の跡地利用の前提条件となっている。

人間活動に伴って排出される物質は，有効利用される副産物と利用されない廃棄物とに区分される。さらに廃棄物は図-3のように，一般廃棄物と

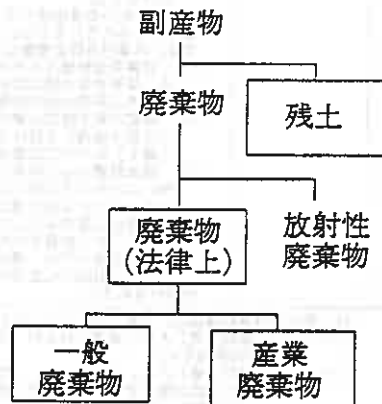


図-3 廃棄物の法的分類

産業廃棄物とに大別される。廃棄物排出量は、一般廃棄物が平成元年に5000万tに達し、産業廃棄物は約3億7000万tと推定される。わが国の廃棄物処理は「廃棄物の処理及び清掃に関する法律」

(廃棄物処理法と略される)に基づいて実施される。廃棄物処理法では家庭から出るごみやし尿、事務所から出る紙ごみ等の一般廃棄物と、事業活動に伴うもので特定の種類の産業廃棄物とに区分され、更に、平成4年度から特別管理廃棄物として毒性・感染性・爆発性等から、より健康や生活環境に影響の与える恐れのある廃棄物の処理に関する規制強化が図られている。

なお、放射性廃棄物はきわめて重要な地盤工學上の処分問題を有しているが、取り扱いが特殊であることから廃棄物処理法上では除外されている。

このような廃棄物の処理施設の設置は年々困難となっており、廃棄物処理施設整備緊急措置法に

よって平成2年度までの第6次5か年計画に引続き、平成3年度から第7次5か年計画が総額2兆8300億円の規模で進行中である。しかしながら最終処分場の残余容量は、現在のところ一般廃棄物で8年分、産業廃棄物で1.5年分とされている²⁾。一般廃棄物は管理型処分場に処分され、産業廃棄物は安定型・管理型・遮断型の処分場に処分される。このような3種類の最終処分場の特徴は表-2のとおりである。処分場の分類の中では管理型が最も多い。浸出水の存在を前提とする管理型の処分場での遮断工法の現状は必ずしも充分なものとはいえず、粘土層があればそれだけで遮断効果が得られるとしている。また降雨の表面流出は処分の対象としているが、表面からの流入についてはほとんど考慮外となっているし、発生ガスについての対策にも特別の基準が無い等、従来の遮断工法は地盤工學的にみて多くの問題を有している。処分場を埋

表-2 廃棄物最終処分場の特徴

記号	最終処理場の種類	個 別 の 種 類
ア	遮断型処分場	(1) 埋立地の周囲には、地表水が埋立地の開口部から流入するのを防止することができる開渠その他の設備が設けられていること。 (2) 外周仕切り設備は、産業廃棄物投入のための開口部を除き、次の要件を備えていること。ただし、これと同等以上の効力を有する岩盤等がある部分については、外周仕切り設備は必要でない。 (ア) JIS A 1108 (コンクリートの圧縮強度試験方法)により測定した一軸圧縮強度が 250kgf/cm ² 以上のコンクリートで造られ、かつ 15cm以上の厚さであること。ほかの材料による場合は、これと同等以上の遮断効力を有すること。 (イ) 自重、土圧、水圧、波力、地震力等に対して構造耐力上安全であること。 (ウ) 埋め立てる産業廃棄物、地表水、地下水および土壌の性状に応じた有効な腐食防止が講じられていること。 (3) 内周仕切り設備は、次の要件を備え、一区画の面積がおおむね 50m ² 以下、または埋立容量がおおむね 250m ³ 以下になるように区画すること。 (ア) 一軸圧縮強度が 250kgf/cm ² 以上のコンクリートで造られ、かつ 10cm 以上の厚さであること。ほかの材料による場合はこれと同等以上の遮断効力を有すること。 (イ) 自重、土圧、水圧、波力、地震力等に対して構造耐力上安全であること。 (ウ) 埋め立てる産業廃棄物、地表水、地下水および土壌の性状に応じた有効な腐食防止対策が講じられていること。
イ	安定型処理場 (3千m ³ 以上のもの)	擁壁等は、埋め立てる産業廃棄物の流出を防止することができ、次の要件を仰えていること。 (ア) 自重、土圧、水圧、波力、地震力等に対して構造耐力上安全であること。 (イ) 埋め立てる産業廃棄物、地表水、地下水および土壌の性状に応じた有効な腐食防止措置が講じられていること。
ウ	管理型処理場 (1千m ³ 以上のもの)	(1) 擁壁等は、埋め立てる産業廃棄物の流出を防止することができ、次の要件を備えていること。 (ア) 自重、土圧、水圧、波力、地震力等に対して構造耐力上安全であること。 (イ) 埋め立てる産業廃棄物、地表水、地下水および土壌の性状に応じた有効な腐食防止対策が講じられていること。 (2) 埋立地からの浸出液による公共の水域および地下水の汚染を防止するため、次に掲げる水域汚染防止措置が講じられていること。ただし、水域汚染防止措置を講じた産業廃棄物のみを埋め立てる埋立地については、水域汚染防止措置は必要ない。 (ア) 産業廃棄物投入のための開口部および集水設備 (水面埋立地処分においては排水設備) の部分を除き、保有水等の埋立地からの浸出を防止できる遮水工を設けること。ただし、遮水工と同等以上の効力がある不透水性の地層の部分については、遮水工は必要ない。 (イ) 保有水等を有効に集めることができる堅固で耐久力を有する構造の集水設備 (水面埋立地処分においては排水設備) を設けること。ただし雨水防止のための措置が講じられている埋立地 (水面埋立地処分を除く) については集水設備は必要ない。 (ウ) 集水設備により集められた保有水等 (水面埋立地処分においては、排水設備により排出される保有水等) にかかわる放流水の水質を「排水基準を定める総理府令第1条に規定する排水基準」に適合させることができる浸出液処理設備を設けること。この場合、放流水が 50m ³ /日以下であっても浸出液処理設備が必要である。ただし、これら保有水等を貯留するための十分な容量の耐水構造の貯留槽が設けられ、かつ貯留された保有水等が浸出液処理設備と同等以上の性能の水処理設備で処理される最終処分場においては、浸出液処理設備は必要でない。 (3) 埋立地の周囲には、地表水が埋立地の開口部から流入するのを防止することができる開渠その他の設備が設けられていること。

(注) 最終処分場の種類は、令第7条第14号に掲げられている。

(ア) 「遮断型処分場」とは、有害な燃え殻、ばいじん、汚泥、鉱さい、13号廃棄物を埋立処分するものをいう。(令第7条第14号イ)

(イ) 「安定型処分場」とは、廃プラスチック類、ゴムくず、金属くず、ガラスくずおよび陶磁器くず、建設廃材、環境庁長官および厚生大臣が指定する産業廃棄物を埋立処分するものをいう。(令第7条第14号ウ)

(ウ) 「管理型処分場」とは、廃油 (タールピッチ類に限る)、紙くず、木くず、繊維くず、動植物性残渣、動物のふん尿、動物死体および無害な燃え殻、ばいじん、汚泥、鉱さい、13号廃棄物の埋立処分するものをいう。(令第7条第14号ハ)

め立てた後に有害な浸出水の域外への流出事故が生じた場合、その流出箇所の解明は電磁気的測定法等の可能性が検討されているが現状ではほとんど不可能に近いし、このような処分場の修復等には莫大な時間と費用がかかるものである。厳格な環境保全が今後益々求められることになるであろう状況からみて、後述のような米国型の構造基準の策定が緊急に必要と考えられる³⁾。

4. 廃棄物埋立地盤の地盤工学的諸課題

廃棄物を中心とした各種の埋立材料の特性をまとめると表-3のようである。ここでは主として地盤としての特性と問題点について示しているが、一般の土砂材料との大きな差として、埋立中に材料分解が生じることである。これが地盤として廃棄物を利用する際の不安定性の原因であり、また周辺環境へ種々の影響について注意しなければな

らない³⁾。

廃棄物埋立地盤の跡地利用に際しては、対象とする埋立地を構成する廃棄物材料の現況と将来の変化の予測を行うことが肝要である。従来の土質工学における調査手法や設計手法をそのまま廃棄物埋立地盤に適用することには疑問があるが、構造物を設計するためには地盤定数の決定が不可欠である。廃棄物埋立地盤の設計に際して、埋立用護岸とその後の跡地利用における構造物建設に当たって検討すべき諸点は以下のとおりである。

- (1) 埋立護岸構造 ——— 周辺環境への影響の防止への配慮
- (2) 土地利用計画の策定 ——— 埋立前に埋立跡地土地利用計画の策定
- (3) 埋立地盤定数の決定 ——— 一般の地盤における土質定数と同様な手法の適用性
- (4) 構造物の基礎形式 ——— 杭基礎の適用の必

表-3 廃棄物を含む各種の埋立材料の特性

埋立材の種類	埋立地盤の工学的性質	単位体積質量 空中(水中) t/m ³	地盤性状	問題点
良質土砂 がれき類 金属類 ガラス類 乾滓類	良質土砂を主体とした混合物は一般に単位質量が大きく、締固めによる密度増大、透水性改良効果大である。	1.8 (1.0)	沈下や支持力に関しても十分安定な地盤を造成することができる。	安定な地盤を造成できるので、構造物の建設上問題はない。巨大がれき類の捨込みは地盤を定めて行う必要がある。
灰 焼却残渣 石炭ガラ	各工場より排出される灰類及び焼却場からの焼却残渣である。粒度は細砂から微程度である。単位質量が小さく一部浮遊することもあるが、透水性は良い。	1.2 (0.4)	十分に締固めを行う事によって、安定な地盤を造成することができる。締固めが不足すれば流動化をきたす。	1. 締固め程度により、基礎地盤としての判定を行う必要がある。 2. 焼却残渣による水質汚濁がある。
不良土 浚渫粘土	高塑性無機質粘土であり締固性、透水性、強度など不良である。	1.45 (0.45)	沈下、強度とも不良であり、また圧密時間も非常に長く、不安定な地盤となる。1~2年放置後1m程度の覆土をすることにより、機材の搬入が可能である。	1. 軟弱土の場合施工時の圧力降下が悪く他の良質材と混合する必要がある。 2. 重量構造物に対しては沈下が著しいので、サンドレーンなどの地盤改良が必要である。
紙屑 木屑 繊維屑 ワラ屑 合成樹脂屑 動物性残渣 植物性残渣 雑ゴミ	これらの廃棄物は一般に間隙が多く、単位質量小である。放置しておけば、次第に圧縮していくが、締固めは困難であることから、腐敗化によって断続的な沈下や水質汚濁を伴う。	1.0 (0.3)	完成後、最初の10年間は、腐敗による沈下が著しく、強度的にも不安定な地盤となる。また、構造物に対しては腐食を考えて設計を行う必要がある。	1. 跡地利用としては、緑地、公園、駐車場として計画できる。 2. 沈下安定後は軽量構造物程度の建設も可能である。 3. 発生ガスや浸出水などの対策を必要とする。

然性とその合理性の有無

(5) 設計支持力の推定 ——— N値や載荷試験結果の適用性

(6) 施工管理 ——— 変形・沈下対策や発生ガス、浸出水の処理、腐食対策

上記の(1)及び(2)は、新規埋立時に必ず考慮すべき事項であり、(3)以降は既存の廃棄物埋立地盤の跡地利用に際しても適用しうる事項である。

最近では家庭からの生活廃棄物や下水汚泥などの産業廃棄物は、そのほとんどが焼却処分されるようになっており、廃棄物の減量化の点で飛躍的な向上がみられている。焼却に伴う重金属の浸出水中への溶出やダストの飛散の問題、ダイオキシンの発生等の課題が一方では生じているものの、総体として焼却灰は良好な地盤材料と言えるものである。さらに、産業廃棄物のうちでも最も多量に発生する汚泥や建設廃材などについても、このように前処理を施してなるべく良質な埋立材料にするため技術開発が今後の大きな課題である。廃棄物埋立における最終処分場の構造基準が明らかな現在、管理型・安定型のそれぞれについて将来の跡地利用を想定した形での埋立、すなわち受け入れる廃棄物の種別を明確にして各区分ごとの埋立の実施求められる。

埋立地盤に適用されるべき調査技術手法に関する検討も重要である。

(1) サンプルング手法 ——— 埋立地盤の条件によって適用性が異なる。不攪乱試料の採取のためにブロックサンプルングや固定式ダブルチューブサンプラー等が用いられる。

(2) 原位置試験手法 ——— 標準貫入試験、現場せん断試験、平板載荷試験等が用いられる。ばらつきの評価を適切に行うことが求められる。

(3) 地盤支持力の評価 ——— 不攪乱試料による室内試験結果と原位置試験結果とに基づいて、埋立地盤の支持力を決定する。さらに将来の長期沈下挙動の推定も重要でかつ難しい課題である。

(4) モニタリングシステム ——— 発生ガスや浸出水の処理は廃棄物埋立地の利用に際しての重要な課題である。構造物等へ腐食が生じたり、地下水の汚染などの悪影響を防止するために十分な管理が必要である。

廃棄物埋立地盤の跡地利用に際して、支持力が大きく、沈下量の少ない地盤への改良が求められる。

る。廃棄物埋立地盤の改良には強制圧縮タイプの地盤改良工法が有効であり、次のような従来工法を挙げることが出来る。

(1) 置換え工法 ——— 良質の砂と入れ換える。ただし、掘削除去した廃棄物の処分場を確保しなければならない。

(2) プレロード工法 ——— 廃棄物層厚の2倍程度の盛土荷重で圧密する。盛土中に80%程度圧密するが、粗大物が多い場合や層厚が大きい場合には効果が少ない。

(3) 重錘落下締固め工法 ——— 10~40 tの重錘を高さ10~30mから落下させて、このエネルギーで締固める。打設時のガス抜き効果大きい。

(4) サンドコンパクションパイル工法 ——— 締固めた砂杭を地盤中に打設して、埋立地盤を締固める。粗大物が多いと圧入が困難になる。

(5) その他の充填工法

騒音・振動があまり問題にならない地域では、(3)の重錘落下締固め工法がよく用いられている。

5. 埋立材料としての廃棄物の特殊性

廃棄物を埋立材料とした場合の対処すべき課題として、構造物の腐食対策や浸出水の防止、ならびに発生するガス対策が重要である。

杭や構造物等に使用される鋼材やコンクリートは廃棄物中において化学的に劣化させられたり、腐食を生じたりする。鋼材の腐食対策としては電気防食や被覆によるものが中心となり、一方、コンクリートの劣化防止についても主として硫酸塩や酸性溶液からの隔離に努めることが求められる。

浸出水の対策として、粘土層やジオメンブレン等(ライナーと呼ばれる)による埋立処分場外への漏出防止が図られる。公有水面の埋立においては我が国の臨海部に一般的な沖積粘土層が有効な止水層とみなされ、従来は特別なライナーの設置

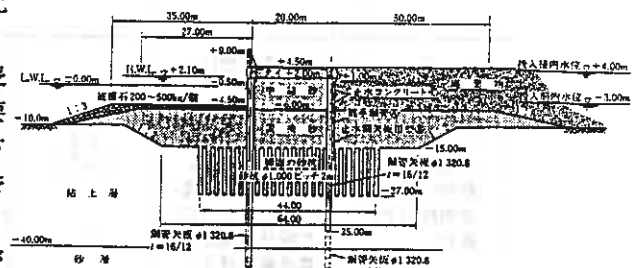


図-4 廃棄物埋立地盤の護岸構造の例

を省略することが多かった。しかしながら、護岸部分では置換え砂層周辺部において浸出水の漏出が避け得ないことから、図-4に示すような止水矢板が設計されるようになってきている。このようなライナー部の健全性のモニタリングは至難のことであり、さらに、たとえモニタリングが可能になったとしても、破損箇所の修復のための費用は莫大なものである。したがって、安全性の点から多重のライナーシステムを採用して安全性と耐久性の確保に努める必要がある。

さらに、埋め立てられた廃棄物に含まれる天然の有機物は、ごみ層内の微生物等によって分解され、安定する過程で様々なガスを発生する。好気性分解では二酸化炭素、水、アンモニア等であり、嫌気性分解では二酸化炭素、メタン、アンモニア等である。温度、水分、pH、酸素濃度、基質栄養バランス、阻害物質の有無等の環境条件に大きく影響を受け、ガス発生の特性が異なる。発生ガスの対策のために、ガス抜きパイプ・砕石ドレーンパイプ等が用いられ、閉鎖空間中にガスを滞留させないような配慮がとられている。

米国では廃棄物処分場としてダブルライナーシステムがEPA（環境保護庁）から義務付けられている。これは歴史的に見て、わが国が昭和40年代の公害問題対策の時代から廃棄物処理に対処してきたのに対して、米国での廃棄物対策が有害物質による人身事故の発生によって初めて取り組むことになったという、対応の根本的な遅れへの厳しい反省の上に立ったものであり、環境保全と環境修復への国を上げての取り組みの結果とも言

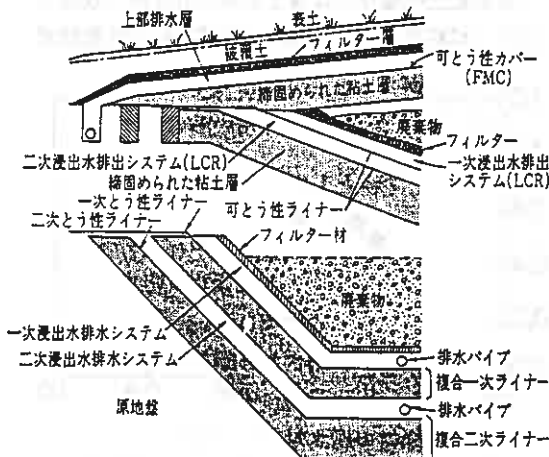


図-5 ダブルライナーシステムの例

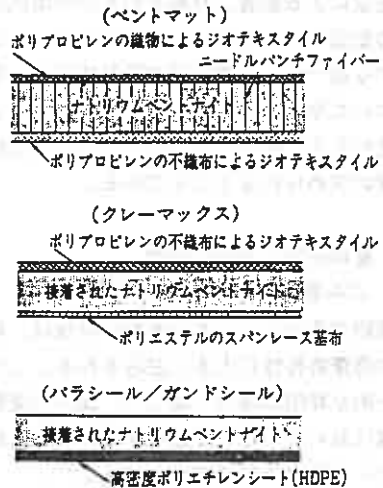


図-6 ジオシンセチック粘土ライナーの例

えるものである。図-5はダブルライナーシステムの例⁴⁾を示したものであり、処分場の表面被覆の仕方まで詳しく定めている。ダブルライナーとして少なくとも90cm厚さの粘土層上に一層の可とう性ライナー(FML)の敷設を求めている。FMLとしては一般に高密度ポリエチレン(HDPE)の使用が求められているが、もしそれが破断しても最低でも30年間は浸出水が管理区域外へ流失しない断面構造としている。浸出水への降雨の影響がきわめて大きいことから、図のように処分場の表面を完全にジオメンブレンで覆うことを標準としている。表面の被覆へ用いるジオメンブレンとしては、地表沈下への追従性から低密度ポリエチレン(LDPE)の効果が大きい。発生するガスは速やかに換気する構造となっていることにも留意する必要がある。

また、最近の材料としてベントナイトなどの粘土とジオテキスタイル材料とを合成したジオシンセチック粘土ライナーが開発されている。図-6にその例を3種類示した。このようなジオシンセチック粘土ライナーの透水係数は $10^{-9} \sim 10^{-10} \text{cm/s}$ であり、相互の重ね合わせ部分として75~150mmとすると十分な止水効果のあることが知られており、更に本体のジオメンブレンに25~75mmの直径の穴が開いた場合にも粘土ライナーによって止水することが可能であるという報告がなされている⁶⁾。

土中におけるジオメンブレンやジオテキスタイルの長期安定性に影響する要因として、化学的・生物的環境下での安定性、基礎地盤の不同沈下や

斜面安定による影響、材料そのものの耐久性や接合部の安定性等が考慮されねばならない。これらに関する統一的な試験方法や設計施工法・管理法等について今後の整備が必要であるが、少なくとも上述のような厳密な管理の行える廃棄物処分場の整備が求められるところである。

6. 廃棄物埋立地盤の特徴

6.1 ごみ埋立地盤の場合

廃棄物で埋め立てられた地盤の特性は、材料としての廃棄物特性に大きく左右される。したがって統一的な評価は極めて難しい。既存の廃棄物埋立地盤において一般的な生ごみによる埋立地盤特性について概要は以下の通りである⁷⁾。

大口径のボーリングコアサンプリングによって採取された、生ごみ埋立地盤の単位体積重量の測定結果では、埋め立てられたごみの多様性から、地盤定数のばらつきが極めて大きいものである。ごみ層の単位体積重量は $\gamma_t = 0.3 \sim 1.2 \text{ t/m}^3$ の範囲に分布し、平均的には $0.7 \sim 1.0 \text{ t/m}^3$ とみなされる。また原位置での支持力試験結果としてのN値の分布は廃棄物の組成に起因するばらつきが著しく、大きな建設廃材などに当たるとN値は極端に大きくなり、また時代とともに分解が進むとN値は小さくなる。図-7に平均N値の揭示変化を示した⁸⁾が、5~10年経過の埋立地盤のN値の減少量が著しく、安定化までには20年以上を要することがわかる。このように廃棄物が分解することによって土質工学的特性が劣化することは、特に留意しておく必要がある。

沈下特性としては、廃棄物の分解によって総量の約40%の圧縮沈下をきたす。廃棄物の圧密係数

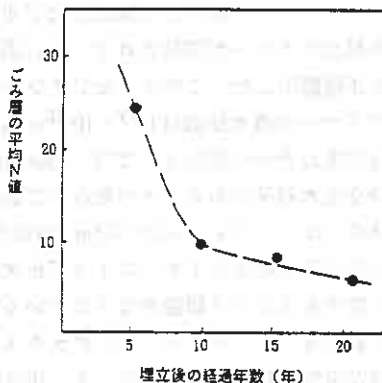


図-7 ごみ埋立地盤の平均N値の経時変化

は一般の沖積粘土の約1000倍以上であり、通常の盛土では載荷中に一次圧密が終了する。さらに、二次圧密係数($C_{\alpha c}$)は廃棄物の組成によって変化し、生ごみによる東京都港湾局15号埋立地の 10^{-2} 程度から、不燃物をも含んだ富山市埋立地の 10^{-3} 程度である。過圧密比(OCR)が2以上に及ぶプレロードを与えると、 10^{-4} のオーダーに低下する。

このような圧密特性から明らかなように、ごみ埋立地盤の改良には、パーチャルドレーンのような脱水による工法は全く無力であり、4章で述べたようにサンドコンパクションパイル工法、重錘落下締固め工法などの圧縮による工法の適用性が高い³⁾。

6.2 焼却灰埋立地盤の場合

一般廃棄物焼却灰と下水汚泥焼却灰との混合焼却灰の形で埋め立てられた場合⁹⁾の地盤特性は以下のようなものである。

焼却灰の物理的特性は廃棄物の種類や焼却炉の性能及び焼却温度によって大きく変化する。一般廃棄物焼却灰の比重は2.51~2.68、下水汚泥焼却灰では2.9であり、前者は通常の砂質土と比べほぼ同等か若干軽く、後者は重い。また、統一土質分類法によればそれぞれ「砂質土」と「細粒土」に分類され、どちらも粒度は良くない。焼却灰による埋立地盤の圧縮性は粒径の大きな夾雑物が荷重を受持ち、焼却灰そのものの圧縮性にはあまり影響されない。したがって、上載荷重による地盤の沈下は少なく、盛土等による地盤の強度増加はあまり期待できない。

海面埋立の場合には海上からの直投が一般的であり、試料投入から堆積までに細粒分と粗粒分が

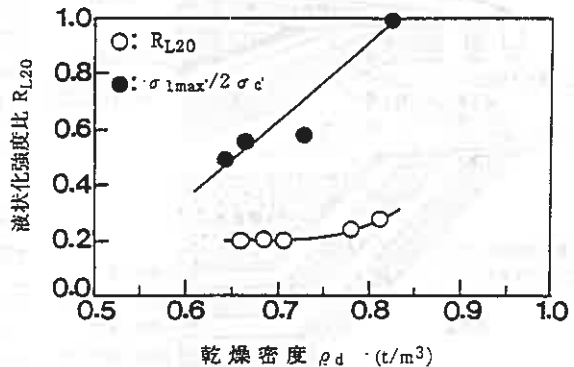


図-8 焼却灰の繰返し三軸試験結果の例

分離が見られることもあるが、その差は 0.15t/m^3 程度と小さく、堆積時の密度は $1.1\sim 1.5\text{t/m}^3$ と非常に緩い状態であることが多い。このような緩い地盤では地震時等に液状化を起こす危険性があるから、地震時の挙動を把握するため、動的特性を把握しておく必要がある。図-8は繰返し三軸試験結果の例であり、繰返し載荷回数 $N_c=20$ 回で、ひずみ両振幅 $DA=10\%$ に達するときの繰返し応力比を液状化強度 RI_{L20} として、乾燥密度 ρ_d との関係と、CIU試験から得られた応力比 $\sigma_{imax}/2\sigma_c'$ と ρ_d の関係とを示している。焼却灰は繰返しせん断による体積収縮が非常に大きく、また液状化強度も小さいことから地震時の液状化対策を行う必要がある。

6.3 石炭灰埋立地盤の場合

石炭灰には炉の底に溜る炉底灰（クリンカーアッシュとも呼ぶ）、燃焼経路に溜るシンダーアッシュ、電気集塵機によって捕集されるフライアッシュの3種類があり、石炭火力発電所から全体の約80%の石炭灰が排出される。粒径は上記の順に小さくなり、クリンカーアッシュ、シンダーアッシュはその量も少なく、路盤材としての有効利用が図られている。量の多いフライアッシュについては、特性を活かしてコンクリート分野で有効利用されているものの、総排出量の約55%は埋立処分されている現状である。

石炭灰は組成の点からは活性シリカと呼ぶが、原材料である石炭の種類と焼却条件とによって、特性の変化が大きい。さらに、近年は環境対策上から燃焼温度を下げる傾向にあり、焼却後の灰中に NO_x や SO_x を多量に含む場合も見られている。アルカリ性の条件下で水に出会うと、反応を起こし、特にフライアッシュでは時間の経過に伴って徐々に固結する。この特性をうまく利用すると、石炭灰埋立地盤の有効利用の可能性は極めて高い。陸上部では乾燥した状態で埋立てられるため、締固めを伴った盛り上げが可能である。しかしながら、臨海部に立地する石炭火力発電所での廃棄方式は大部分が水中埋立方式であり、石炭灰を無計画に埋め立てると灰の比重が小さいために、密度が $1.1\sim 1.3$ 程度の低密度地盤となり、地震時の液状化の危険性が大きくなる。

石炭灰を臨海部において埋め立てる方法として

表-4 石炭灰の水中埋立方法

	埋立方法	埋立時の様子	埋立地盤の性状
水流式	① 石炭灰に多量の凍水を混合し低密度状態でスラリー化する。		密度 水中をゆっくりと沈降・堆積するため、地盤密度は低い。
	② 低密度スラリーを埋立処分池まで水送輸送する。		強度 密度が低いため、強度発現もほとんどない。
	③ 低密度スラリーをそのまま水面から投入し、埋立てる。		
乾灰式	① 石炭灰を最濃さ水比付近で加湿する。		密度 水中での拡散が少なくない。拡散・堆積部分の密度は低い。
	② ベルトコンベヤーやトラックなどを使用して加湿石炭灰を埋立処分池まで輸送する。		強度 拡散・堆積部分の強度は低い。
	③ 加湿石炭灰を水面から投入し埋立てる。		
打設式	① 石炭灰に水を分割添加し、高密度状態でスラリー化する。		密度 陸上部の乾灰埋立と同程度と、埋立密度は高い。
	② 圧送ポンプなどを使用して、高密度スラリーを埋立処分池まで輸送する。		強度 自己硬化性のある石炭灰であれば数 kgf/cm^2 の強度を発現する。
	③ 高密度スラリーを水底から打設し、埋立てる。		

表-4の3種類の方式¹⁰⁾がある。水流式と乾灰式が従来用いられていたものであり、打設式が高濃度スラリー埋立方式として今後は一般化されるものと期待される。室内試験結果での平均乾燥密度は水流式で 0.61t/m^3 、乾灰式で 0.89t/m^3 、打設式で 1.28t/m^3 とされている。得られた石炭灰埋立地盤の強度として、一軸圧縮強さを乾燥密度との関係で示すと図-9のとおりである。同一密度でも石炭灰の種類によって得られる強度は異なり、石炭灰中の CaO 量によって自己硬化特性が異なることに起因している。なお、水流式のような底密度では強度発現をほとんど期待できない。圧密特性や動的特性に関する系統的な試験結果は少ないが、打設式によれば圧縮係数 C_c が0.1以下の小さな値が得られ、更に自己硬化特性から見かけ上の先行圧密荷

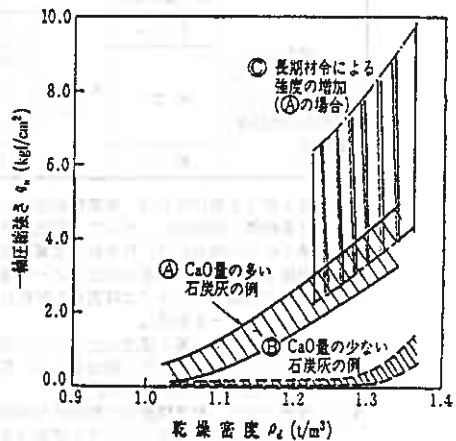


図-9 石炭灰埋立地盤の一軸圧縮強さと乾燥密度

重の上昇が生じるものである。したがって、緩く堆積した石炭灰が液状化を起こしやすいのに対して、打設式による密度増加によって液状化抵抗が相対密度70%の豊浦砂のそれよりも大きくなるとされている¹¹⁾。

6.4 建設発生土埋立地盤の場合

建設発生土は表-5に示すような、構成土材料と含水比の違いによって5種類に分類される¹²⁾。1~3種に該当する土は従来の土材料と同様の取り扱いが可能である。しかしながら、4種の軟弱土や泥土では、得られた埋立地盤が超軟弱となるた

めに、十分な前処理や埋立後の地盤改良が求められる。特にこのような建設発生土によって得られた地盤の土質構成が、複雑で多様な変化を来たすことに留意しなければならない。すなわち、海底の沖積地盤では地層構成が水平方向によい連続性を持っているのに対して、人工的に軟弱な発生土を埋め立てた地盤では水平方向の地層の連続性はほとんど望むことができない。したがって、場所ごとの土質構成の変化が著しいから、地盤パラメーターの決定に当たっては、設計条件を決定付けるクリティカル値を適切に評価し、これを採用することが重要である。

表-5 建設発生土の土質特性区分

区分 (建設省令)	土質区分	コーン 指数 qc ^{*3)}	日本統一土質分類		備 考 ^{*2)}	
			中分類	土 質		
第1種建設発生土 (砂、礫及びこれらに準ずるもの)	第1種発生土	-	{G}	礫砂	-	
	第1種改良土		{S}	(改良土) ^{*6)}		
第2種建設発生土 (砂質土、礫質土及びこれらに準ずるもの)	第2a種発生土	8以上	{GF}	礫質土	-	
	第2b種発生土		{SF}	砂質土(Fc=15~25%)		30%程度以下
	第2c種発生土			砂質土(Fc=25~50%)		
	第2種改良土		{SF}	(改良土)		
第3種建設発生土 (通常の施工性が確保される粘性土及びこれに準ずるもの)	第3a種発生土	4以上	{SF}	砂質土(Fc=25~50%)	30~50%程度	
	第3b種発生土		{M}、{C}	シルト、粘性土		40%程度以下
	第3種改良土		{V}	火山灰質粘性土		
第4種建設発生土 (粘性土及びこれに準ずるもの (第3種発生土を除く))	第4a種発生土	おおむね2以上	{SF}	砂質土(Fc=25~50%)	-	
	第4b種発生土		{M}、{C}	シルト、粘性土		40~80%程度
			{V}	火山灰質粘性土		
	第4種改良土		{O}	有機質土		40~80%程度
(泥土) ^{*1)} (液状土のうち おおむねqc2以下のもの及び建設汚泥)	泥土a	おおむね2以下	{SF}	砂質土(Fc=25~50%)	-	
	泥土b		{M}、{C}	シルト、粘性土		80%程度以上
			{V}	火山灰質粘性土		
	泥土c		{Pt}	高有機質土		80%程度以上

- * 1) 泥土のうち建設汚泥は、廃棄物処理法に定められた手続きが必要である。
- * 2) 計画段階(掘削前)において土質区分を行う必要があり、コーン指数を求めるために必要な試料を得られない場合には、日本統一土質分類と備考欄の含水比(地山)、掘削方法から概略の土質区分を選定し、掘削後、所定の方法でコーン指数を測定して、土質区分を決定する。
- * 3) 所定の方法でモールドに締固めた試料に対し、ポータブルコーンペネトロメータで測定したコーン指数(表3-1参照)。
- * 4) 表中の第1種~第4種改良土は、土(泥土を含む)に改良材を混合し、化学的に性状を改良したものである。例えば、第3種改良土は、第4種発生土または泥土を安定処理し、コーン指数4以上の性状に改良したものである。
- * 5) 含水比低下、粒度調整など物理的な処理を行った場合には、処理後の性状で再度判定し、改良土としてではなく、発生土として土質区分を判定する。
- * 6) 第1種改良土は、礫、砂状を呈するもの。

更に、近年では建設系廃棄物を広く副産物として捉え、流動化処理土、EPS混合処理土、繊維混合処理土などの高付加価値を与えた有効利用が実施されている。これらの材料は裏込めや空洞充填、道路盛土や河川築堤、宅地造成材料等へ積極的に応用されつつあり、耐久性を含めた長期の安定性評価が今後求められる。

7. 廃棄物によって汚染された地盤環境の浄化対策

7.1 地盤環境汚染の概要

地盤環境の汚染は明治20年代からの足尾銅山の鉱毒問題がその始まりとされる。神通川流域のカドミウム汚染によるイタイイタイ病に代表されるような農用地の汚染問題は、客土などに基づく対策ではほぼ対応がとられているが、市街地における重金属汚染は工場跡地の再利用の際などで明らかとなり、例えば、東京都六価クロム鉱滓汚染など二次汚染が生じないような安全対策が求められる。また、最近ではPCBやダイオキシン、トリクロロエチレン(TCE)など人工化学物質による地盤や地下水の汚染が深刻になっており、環境の汚染が人の健康に影響を及ぼしかねない事例が発生している。このような地盤環境の汚染に対して、汚染状況を正しく把握するための調査法の確立が早期に求められており、3次元的な汚染分布の把握を速やかに実施しうる手法の開発が必要である。更に汚染対策として、従来の固結工法のような地盤改良の手法がそのまま適用しうるが、有害物質を高度に分解したり固定したりする技術の開発が、地盤改良工法の延長線上で取り組まれている。地盤汚染を未然に防止することはもちろんであるが、汚染対策の考え方として以下のような汚染の拡散防止や、地盤浄化という2つの基本的視座がある。

(1)汚染の封じ込め——汚染物質の拡散を防止するために、不溶化による封じ込めや遮水工による地下水との接触を防止する。

(2)汚染地盤の浄化——地盤中から汚染物質を除去する。

有害物質として対象となる重金属や人工化学物質の種類は千差万別であり、地盤中での挙動も異なっている。したがって、汚染対策には汚染物質の種類に適合した新しい発想に基づいた手法開発も求められており、また対策後におけるモニタリ

ングについても必ず実施して、汚染物質の広がりや防止効果を十分確認しなければならない。

7.2 地盤汚染対策技術¹³⁾

7.2.1 固定化工法

汚染された土を安定化するために、汚染物質や廃棄物に結合材を混合してその物理的性質を改善し、有害物質を固定化する方法である。固化化材料として、従来から使用されている石灰・セメント系材料やエポキシなどの有機系材料、その他の新しい材料がある。対象汚染物質としては種々の重金属・石油スラッジ等があるが、室内試験等で溶出試験等を行って耐久性を十分確認してから実施する必要がある。

7.2.2 薬液等による化学処理工法

汚染された地域の土を、有害な廃棄物を生じることなく洗浄あるいは安定化する工法である。掘削した土をプラント処理によって浄化する場合と、掘削はせずに原位置で浄化する場合の2つの方法がある。アルカリ溶液により前処理した汚染土にトリエチルアミンを加え、固液分離することにより有機汚染物質を除去する工法が提案されている。また、不飽和帯に水を通過させて土を洗浄し、回収された水を処理する化学洗浄工法もあり、洗浄効果を上げるために水に化学物質を混ぜることもある。この方法は揮発性・半揮発性有機物、石油炭化水素、PCB、種々の重金属にも適用可能である。

7.2.3 真空抽出工法

TCEなどの揮発性の有機塩素化合物で汚染された地盤を物理的に浄化する工法である。浄化には、真空抽出のみを利用したVacuum Extraction工法、真空抽出に空気注入を併用したSoil Vapor Extraction(SVE)工法、真空抽出に加熱蒸気注入を併用したVacuum Extraction/Steam Injection工法がある。地下水の浄化には、空気と接触させガスと水とに分離するAir Stripping工法と、加熱した蒸気を送ってガスと水とに分離するSteam Stripping工法がある。これらの内SVE工法は米国において実績があり、TCEなどの揮発性有機塩素化合物(VOC)の除去に有効な方法であり、原位置浄化システムである。図-10に示すように抽出井からのガスの吸い出しと、汚染域内および汚染域外に設けられた注入井を通じて正常な空気(または窒素ガス)を送り込むことにより、土中のVOCを抽出するものである。

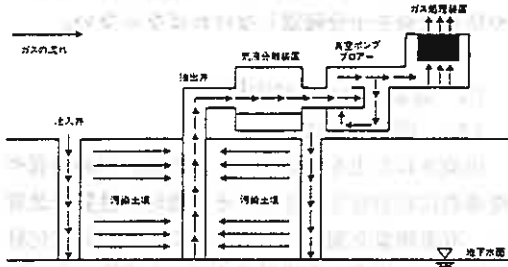


図-10 真空抽出工法のシステム

一般に汚染現場は揮発性の異なる何種類もの汚染物質により汚染されていることが多く、汚染物質は揮発性が高くかつ水に対する溶解度が非常に低いために、その存在形態や汚染のメカニズムは非常に複雑である。このため、簡便な浄化効率予測モデルや、土・地下水中のVOCの挙動をシミュレーションできるモデルを開発して、その対策に役立てることも重要である¹⁴⁾。

7.2.4 生物処理工法

微生物による人工化学物質の生物分解は、毒性のある化学物質を環境から除去する有効な方法として昔から知られており、比較的安価でしかも非常に有効な方法である。地盤中から有毒な化学物質を除去するために、バイオ技術を応用して創出した微生物等を利用する「バイオレメディエーション」は、単独で、あるいは他の物理的、化学的処理とあわせて利用される。ガソリンや原油等の石油系炭化水素の除去が可能であり、殺虫剤や塩素溶剤、ハロゲン芳香族炭化水素やPCB等の処理にも有効である。バイオレメディエーションとして次のような3つの方法がある。

- ①汚染土を掘り起こし、環境条件をある程度管理しうる処理区画に置いて、固形状のまま微生物によって生物処理をする方法
- ②土の固形物が20%程度となるように汚染土と水とを装置内に加えて攪拌し、スラリー状にして生物処理をする方法
- ③汚染土は掘り起こさずに、地下の汚染土の位置にまで井戸を掘って必要物を注入し、分解菌と微生物の密度が高いゾーンを作ってその汚染位置で生物処理を行う方法

6.2.5 熱処理工法

有害な人工化学物質の原位置熱処理は、埋設処

理に要する費用と比べてしばしば高額な処理方法と考えられている。しかしながら、汚染土の廃棄処理に対する既存の制限や将来の制限を考慮すると将来的には有望と考えられる。PCBやダイオキシンのような処理が難しい人工化学物質も高温を使えば破壊することができる。この方式には種々あり、ロータリーキルンやプラズマ焼却を使ったり、原位置で高温ガラス化して固める方式などが提案されている。

原位置ガラス固化技術は、汚染土を掘り起こさずに土中に挿入した電極に通電・加熱するだけで、土をガラス状に溶融・固化するものである。基本原理を図-11に示す¹⁵⁾。所定の場所に電極を設置し、始めに電気を通すために、地表面にグラファイトなどの導電性の材料を敷設する（一般に土は電気を通しにくい）。通電が行われ高温で溶融が開始すると、土に含まれるSiが溶け出し地盤が導電性を示すようになり、順次溶融領域が拡大していく。深さ方向へは、電極の位置を上下にコントロールすることによって制御できる。溶融した地盤の中心温度は1600～2000℃にも達するが、溶融が進む周辺部では1200℃程度であり、そこから30cm離れると100℃以下に低下し、少し離れた周辺地盤への熱的影響はほとんど起こらない。電気溶融処理の実施された米国の例では、溶融処理土の圧縮強度は3tf/cm²程度、引張り強度は300kgf/cm²以上となり、25～40%の体積収縮によって、大規模な陥没穴が形成される。この穴は客土され、跡地は通常的地盤と同じように有効利用できる¹⁵⁾。

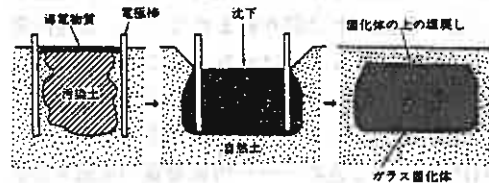


図-11 原位置ガラス固化技術の原理

この技術は、地盤が本来含有するSiを利用してガラス固化体を形成するものであり、特別な場合を除いて新たに薬剤などの添加物を注入する必要はない。コンクリートや瓦礫の類もその対象となるから、地盤中に金属やコンクリート塊などの埋設物がある場合にも適用される。溶融処理中に発生する水蒸気や有機物・無機物の気化物質は、地

表面に設置されたオフガスフードにより回収され、放射性物質が含まれる場合にはフィルターなどを通して処理される。また、土中の有害化学物質の多くは1600～2000℃の高温によりほぼ完全に分解される。有害重金属はガラス固化体中に均質に分散し、1千年から1万年の間安定に閉じ込められると考えられている¹⁶⁾。問題は地中の水の処理である。地下水位が高く、地盤の透水係数が大きいときには、水分が蒸発するまでに余分の電力を消費するため、あらかじめ止水壁を設置するなど、周辺からの地下水の流入を防止する措置が必要である。透水係数が 10^{-4} cm/s以下の場合には防止措置は不要とされている。また、溶融した地盤が冷却・固化する過程で多数のクラックが発生する。さらに、有機物を大量に含む地盤では、溶融時に有機物が分解され、処理施設で対処できないほどのガスが発生する場合があります、事前に対応策を講じておく必要がある。

原位置ガラス固化技術は、本来汚染地盤の修復を目的として開発されたが、今後は環境保全や予防の観点から、その適用分野はますます広がるものと予想される。

8. おわりに

地盤環境の劣化に対して何とか早く手を打って、21世紀に向けて希望ある展望を開きたい。このような願いの達成のために、我々は如何に貢献しうるのであるかという点に環境地盤工学への取組の重点が置かれねばならないだろう。「大地の女神、ガイアの愁眉を開くことができるのか」はきわめて重い命題である。本来地盤とそれを取り巻く生態系は多くの浄化作用を有している。我々人間が生存のために、これらの作用のバランスを崩し、破壊してきたのである。地盤は黙して語らないが、野放図な取扱には痛烈なしっぺ返しがあるだろう。一部には地球環境を護るためには人類さえいなければ良いのだという意見もある。しかしながら、人間生存の全否定からは何ら建設的な回答は得られない。如何に環境との共存を図り持続可能な開発を担保するかに重点的に取り組まねばならない。

参考文献

1) 嘉門雅史：環境地盤工学とは—環境地盤工学入門、土質工学会、p.3-7, 1994.

2) 環境白書：平成5年版、ぎょうせい、1993.

3) 嘉門雅史：廃棄物と地盤改良、土と基礎、Vol.41, pp.19-24, 1994.

4) EPA：Geosynthetic Design Guidance for Hazardous Waste Landfill Cells and Surface Impoundments, 1986.

5) 嘉門雅史：廃棄物埋立地盤における地盤改良、土と基礎、Vol.42, No.2, pp. 19-24, 1994

6) Estomell, P. and Daniel, D.E.: Hydraulic Conductivity of Three Geosynthetic Clay Liners, Jour. Geotech. Eng., ASCE, Vol.118, No.10, pp.1592-1606, 1992.

7) 清水恵助：東京圏に見る地盤の高度利用、3.3 ごみ地盤の利用、土と基礎、Vol.39, No.4, pp.81-84, 1992

8) 嘉門雅史：地盤の環境—一般廃棄物・建設残土の有効利用、次世代へのすばらしい環境創造、土木学会関西支部講習会テキスト、pp.63-79, 1990.

9) 岩谷文方ら：尼崎沖フェニックスにおける焼却灰の力学的特性、土と基礎、Vol.40, No.6, pp.5-10, 1992.

10) Sugimoto, T., et al.: Effective method for underwater dispersal of coal fly ash, Proc. of 2nd Int. Symp. on Environmental Geotechnology, Vol. 1, pp.428-437, 1989.

11) 安原一哉・平尾和年・兵動正幸・堀内澄夫：石炭灰の埋立地盤への有効利用に関する基礎的研究、第34回土質工学シンポジウム論文集、pp.341-348, 1989.

12) 建設省監修：建設発生土利用技術マニュアル、土木研究センター、150p., 1994.

13) 末岡 徹：人工化学物質汚染—環境地盤工学入門、土質工学会、pp.163-171, 1994.

14) 長藤哲夫・藪田英俊・今村 聡：揮発性有機塩素化合物に汚染された土壌・地下水の浄化対策、土木学会誌、Vol.79, No.12, pp.10-13, 1994.

15) Hansen, J.E. and Fitz Patrick, V.F.: In Situ Vitrification Applications, 3rd Forum on Innovative Hazardous Waste Treatment Technologies; Domestic and International, June, pp.1-17, 1991.

16) 金子直哉・村岡元司・田坂広志：原位置ガラス固化技術の環境保全技術としての将来性、日本原子力学会誌、Vol.34, No. 9, pp.838-843, 1992.

北海道内5市を代表するボーリング柱状図 —室蘭・苫小牧・岩見沢・帯広・釧路を対象にして—

室蘭工業大学 正会員 ○ 朝日秀定
 室蘭工業大学 中村精次
 室蘭工業大学 黒島利一
 室蘭工業大学 野崎久司

1. はじめに

土質を数値として扱う試みは以外に少ない。その最大に理由は、定性的なものを定量的に扱って、演算処理を施して得られる数値に、土質を対応させるのは不当であるからであろう。しかし、そのような扱いをしなければ問題は無い。すなわち計算結果から得られる数値のうちの1つだけで、ボーリング一本分の情報を全て含むと考えずに扱う必要がある。数処理による資料整理の恩恵は大きいであろう。

土質ボーリング資料における土質記録を数値処理するために、土質に当てはめる尺度の検討を情報量を基に行った¹⁾。その結果は、意図的に設定した数値尺度が、尺度構成法による尺度に比較して同等の情報量を含むことができることを示した。本報告では、北海道内5市(室蘭, 苫小牧, 岩見沢, 帯広, 釧路)より得られているボーリング記録集の土質を表-1に示す土質カテゴリまとめた。このカテゴリに対して尺度構成法より計算される尺度とこの土質カテゴリに意図的に設定した尺度をこれらボーリングに当てはめ、次に述べる評価方法によって尺度の対比を行った。

次に、この結果得られるカテゴリに対応する尺度を用いて、北海道内の5市の代表的なボーリング土質柱状図をクラスター分析結果より抽出した。またクラスター分析結果を利用した、ボーリング土質による地盤図をの例を示す。

2. ボーリングの評価値

尺度を図-1のように数直線上で表したとき、各ボーリングは全体としてこの数直線上のどの位置にあると評価されるべきであろうか。土質に変化がなければ、簡単にその土質に対応する尺度の位置に決めることができる。仮に、粘性土とシルトの尺度値を各々 x_c , x_s とする。1本のボーリングを構成する土質が粘性土のみの場合は、その評価値を $s_1=x_c \times 1.0$ とし、シルトのみの場合は $s_4=x_s \times 1.0$ と考える。粘性土とシルトが半々であれば評価 s_2 は粘性土とシルトの中間にあるとしてよいであろう。土質の比率としてシルトが多いような例で、(粘性土:シルト)=(0.2:0.8)の場合には、 $s_3=x_c \times 0.2 + x_s \times 0.8$ のようにシルトに近い値を与えるのが妥当であろう。このような考え方を一般化して、3種類以上の土質が存在するとき、各ボーリングの数直線上の位置 S を評価値として、つぎのように評価する。

$$S = \sum_{c=1}^m x_c \times p_c = \sum_{c=1}^m x_c \times L_c / L$$

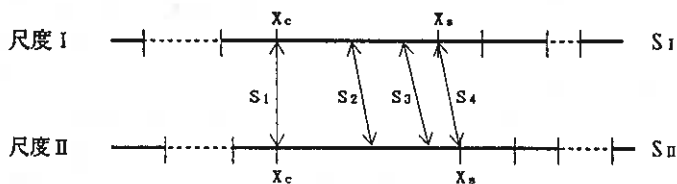


図-1 尺度上におけるボーリングの評価値

Representative Boring-logs in 5 Major Cities of Muroran, Tomakomai, Iwamizawa, Obihiro and
 Kushiro, in Hokkaido, Hideyasu ASAH, Seiji NAKAMURA, Tosikadu KUROSHIMA and Hisashi NOZAKI
 (Muroran Institute of Technology)

ここに x_c : カテゴリcの尺度値, p_c : カテゴリcの比率, m : カテゴリ数
 l_c : カテゴリcの占める長さ, l : ボーリングの長さ

この評価値は利用する尺度に依存する。しかし、異なる尺度で評価した値の間に線形関係があれば、どの尺度で考えてもかまわないことになる。すなわち、評価値によりボーリング資料を大きさ順に並べたとき、尺度によってボーリングの順番が大きく狂わなければどの尺度でもよい。

3. 尺度の検討

解析資料は各市の建築士会分会によって編纂されたボーリング資料集^{2), 3), 4), 5)}より得た。各ボーリングの位置を図-5に示す。この図中にはあとで述べる代表的ボーリングの位置を●で示す。

北海道室蘭市、苫小牧市、岩見沢市、帯広市、釧路市で得られた816本のボーリング記録の深度12mまでの土質より累積評定法で正弦分布、Logistic分布、正規分布を仮定して尺度を求めた。尺度を表-1に示す。意図的尺度はボーリング資料のクラスター分析で、分離が鋭敏に行えるように考えた尺度である。この尺度を用いて、岩見沢市の資料から求めた評価値の関係の例を図-2に示す。この図からも評価値間は相関が高いであろうことが予想される。評価値間の相関係数を全資料(816本)について求めたところ、表-2に示したように相関係数は高く、これらの相関係数は0.965以上であった。よって、意図的尺度は尺度構成法による尺度に代わって共通尺度として用いるにはそんなしよくないと考えられる。この結果は情報量より検討した結果¹⁾と一致する。

4. クラスタ分析

数値化した土質の深度ごとで差を求め、クラスタ分析をおこなった。距離にはユークリッド距離を用いウォード法により併合距離を比較した。

$$D_{ij} = \sum_{k=1}^n (x_{ki} - x_{kj})^2$$

表-1 全資料による尺度*

カテゴリー	AL	AN	AS	IN
表土	-3.645	-1.832	-1.254	1
高有機質土	-2.273	-1.492	-0.945	2
火山灰質粘性土	-1.501	-0.944	-0.687	3
有機質土	-1.192	-0.735	-0.564	4
粘性土	-0.777	-0.482	-0.377	5
シルト	-0.070	-0.045	-0.035	6
砂質土	-0.321	-0.204	-0.160	7
砂	0.984	0.613	0.466	8
礫質土	1.739	1.113	0.777	9
礫	2.346	1.512	0.961	10
凝灰岩(第四系)	3.575	1.781	1.237	12
凝灰岩(新第三系)	4.747	2.479	1.378	14
硬質土	5.769	3.812	1.443	15
岩盤	6.503	4.594	1.493	16

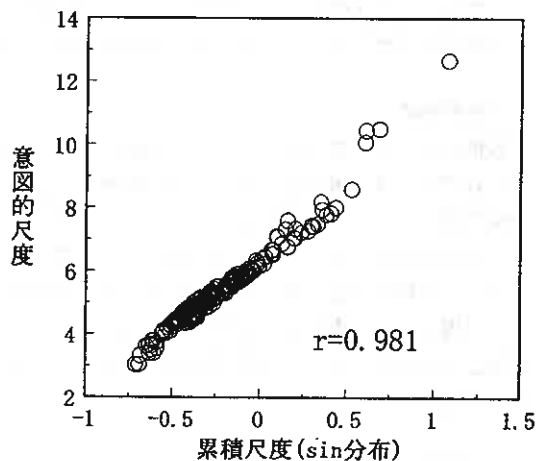


図-2 尺度による評価値間の相関例

第2表 評価値間の相関係数

	AS	AN	AL
IN	0.965	0.969	0.980

* IN:意図的尺度, AS:累積評定法(sin分布)

AN:累積評定法(Normal分布), AL:累積評定法(logistic分布)

AL:累積評定法(logistic分布)

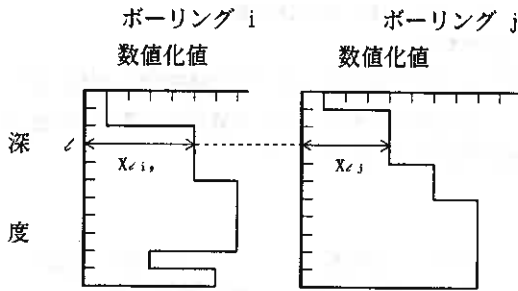


図-3 クラスタ距離の計算

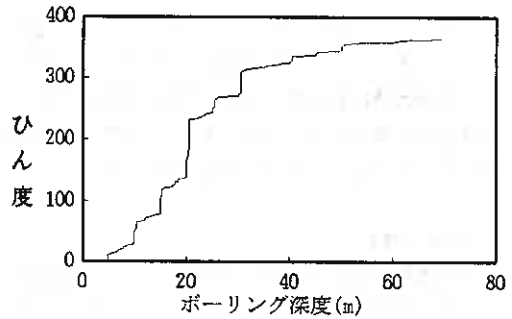


図-4 ボーリング深度-頻度の関係(岩見沢)

ここに、 x_{ci}, x_{cj} : ボーリング*i*(または*j*)の深度0.1mごとの数値(図-3)。

はじめに述べたように尺度同士の差そのものは無意味であると考えられる。しかし、隣り合うカテゴリは2つまたはそれ以上離れたカテゴリよりは当然より類似しているであり、差にはどちらが近いかを表すだけの意味はある。クラスタ距離の分散が小さいほどクラスタはまとまりが良く、各クラスタを代表するボーリングを見出すことができたときに、このボーリングの代表としての信頼が高くなる。

クラスタ分けはクラスタ間の距離が大きくなり始めるまでに併合されたクラスタによるが、クラスタ距離をできるだけ小さくするのが望ましいので、必然的にクラスタ数が増える。

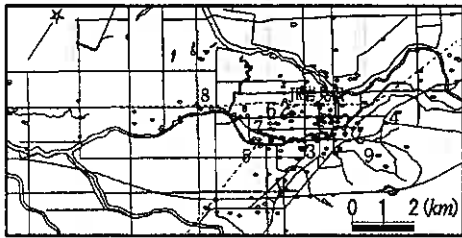
ボーリングの掘削深度は地域により大幅に異なる。そこで、各地で解析深度を変えた。ボーリング深度とそのひん度は、図-4に示すように、最もひん度が高い深度が存在する。この深度を解析対象深度にした。すなわち最多掘削深度は室蘭、苫小牧で15m、釧路、帯広では10m、岩見沢で20mであり、この深度を越えるとボーリング点数は急に減少する。これらの深度で各地のボーリング記録に対してクラスタ分析を行った。次に、各クラスタに属するボーリングの土質を深度0.1mごとに平均し、架空の平均ボーリングを求める。この平均ボーリングに最もクラスタ距離が近いボーリングをそのクラスタを代表するボーリングにした。また深度変化に伴う数値の最大、最小値を同じ図中に示した。

5. 分析結果

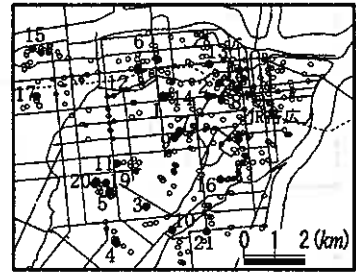
各地のボーリングクラスタは、室蘭が15、苫小牧が16、岩見沢市は9、帯広は21、釧路市は12にした。各クラスタに属するボーリング土質を数値化して、地表より0.1mごとに平均し、架空ではあるが、数値平均ボーリングを求める。この平均ボーリングに最もクラスタ距離が近いボーリングをそのクラスタを代表するボーリングにした。この結果を図-6に示す。最大値と最小値が示されているので、各クラスタを構成する土質の深度ごとの土質の範囲がわかる。その最大、最小値の開きは、クラスタごと、深度によって異なる。また、ボーリング点の位置と、そのボーリングの属するクラスタにより、地盤を区分することができる(図-7)。各クラスタ番号の示す地域の土質構成は図-6のボーリングより推定できる。

6. 解釈例

クラスタによる地盤図の例として、岩見沢市の場合を図-7に示す。各クラスタを代表するボーリングと最大、最小値から推定される土質は、幅が広い。1で示したクラスタはシルトを中心にした土質であろう。同様に、2で示されるクラスタの土質は有機質土が中心の地域であろう深度10m付近に粘性土～砂で構成される土質その上下の土質は高有機質土～粘性土、3で示すクラスタも8～12mあたりに、シルト～砂の土質で構成されているであろうことが推定される。



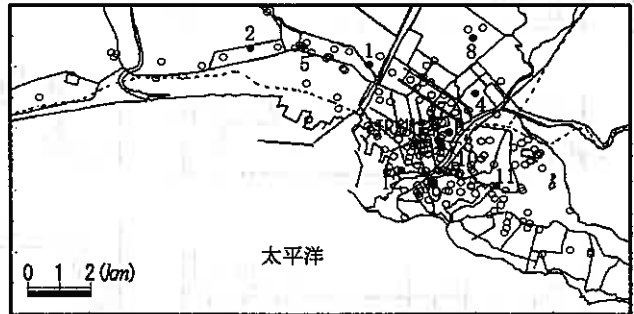
岩見沢



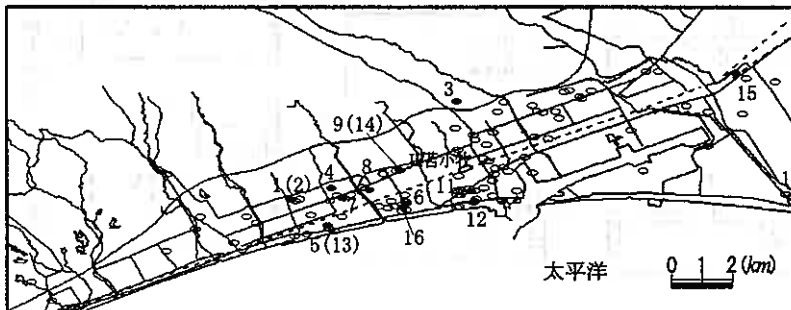
帯広



室蘭



釧路



苫小牧

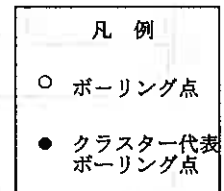


図-5 ボーリング点と代表ボーリング点

7. おわりに

以上をまとめると以下ようになる。

- 1) 尺度には意図的に当てはめた尺度を採用せきる。
- 2) クラスタ分析結果から抽出した代表ボーリングと最大、最小値による表現を用いることで、クラスターによる地盤区分の土質を表現できる。
- 3) 2)の方法は土質について曖昧さがのこる。
- 4) 地域によって、2)の表現の曖昧の度合いに違いがある。

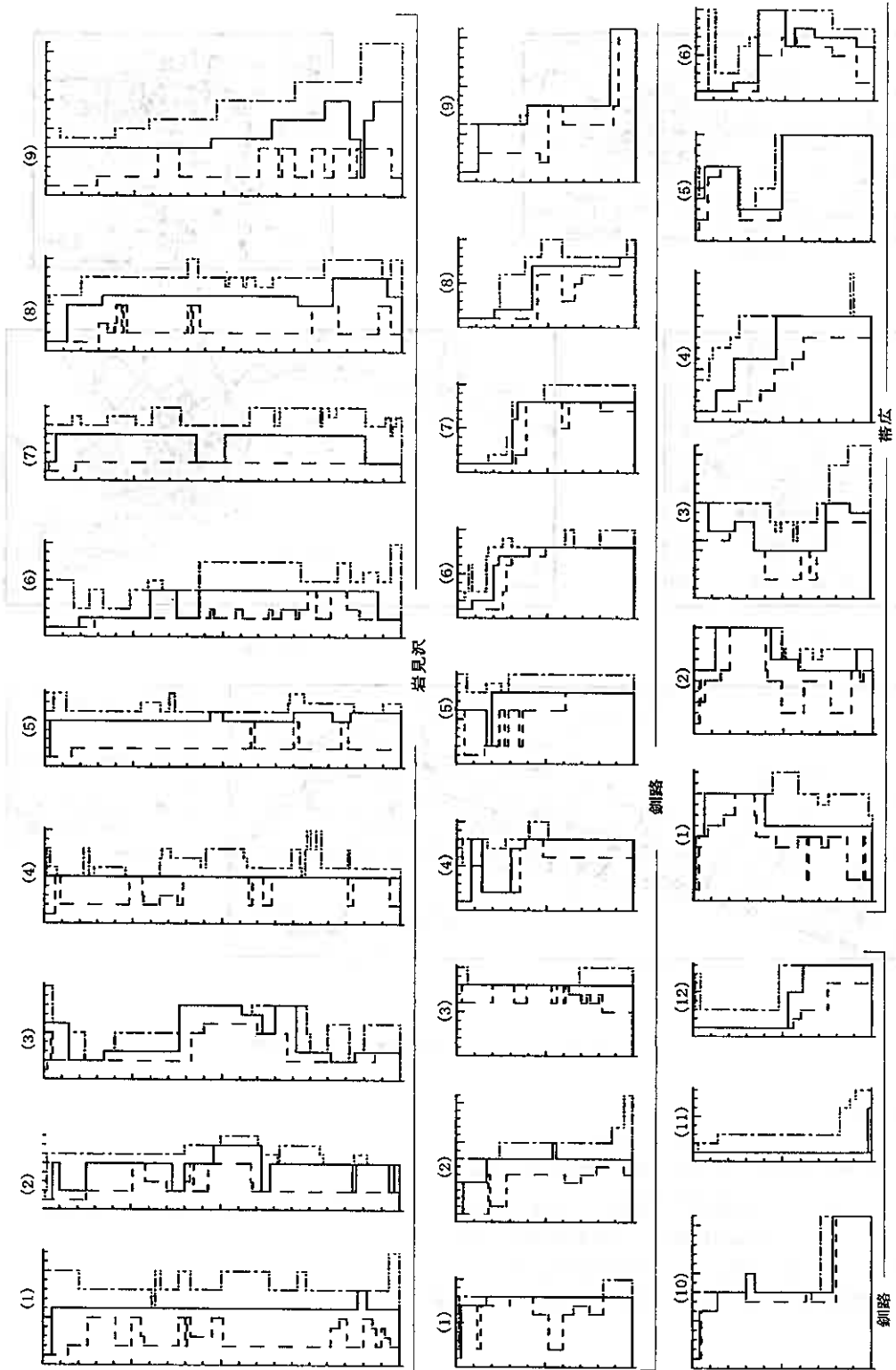


図-6(a) クラスターを代表するボーリング

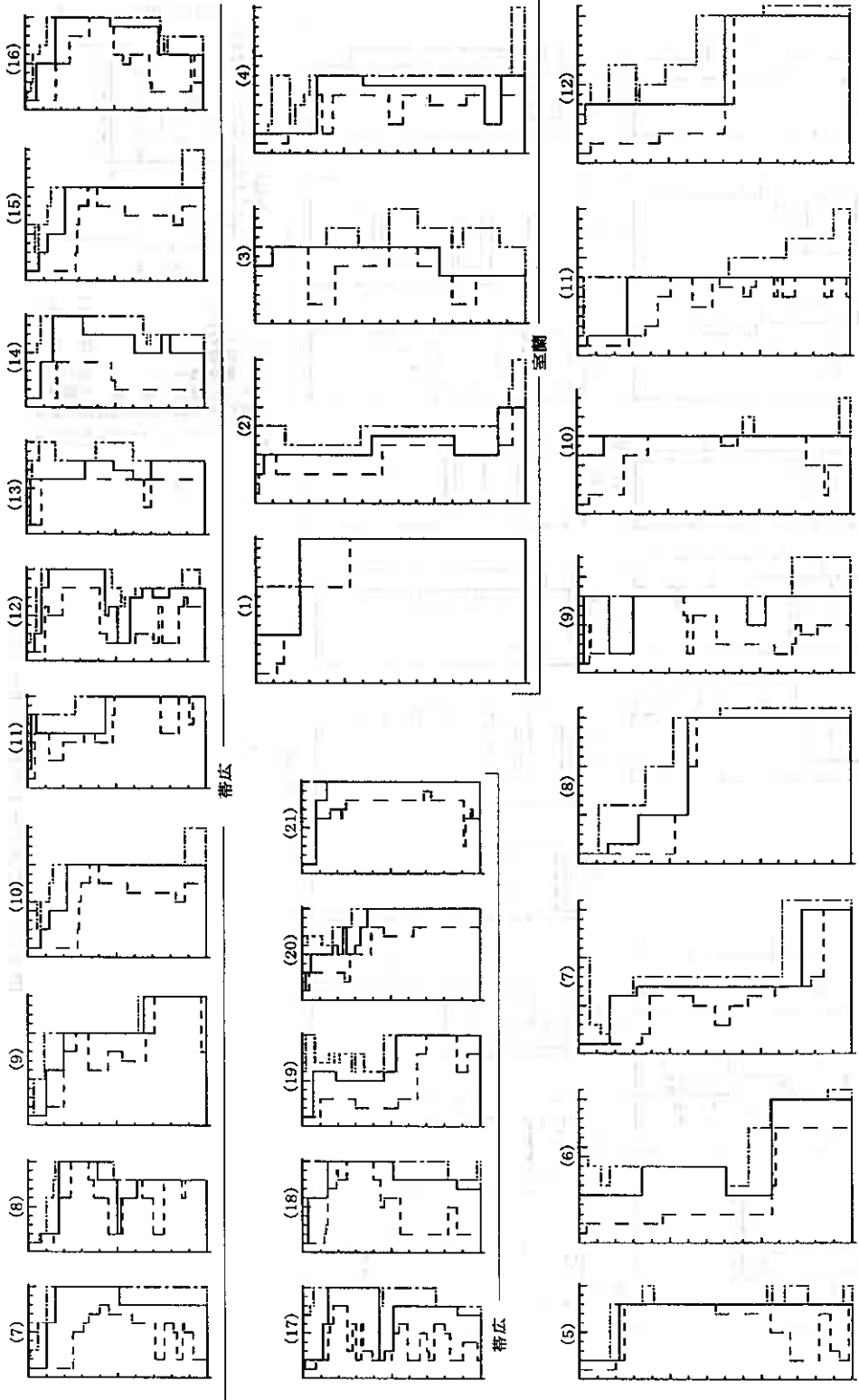


図-6(b) クラスターを代表するボーリング

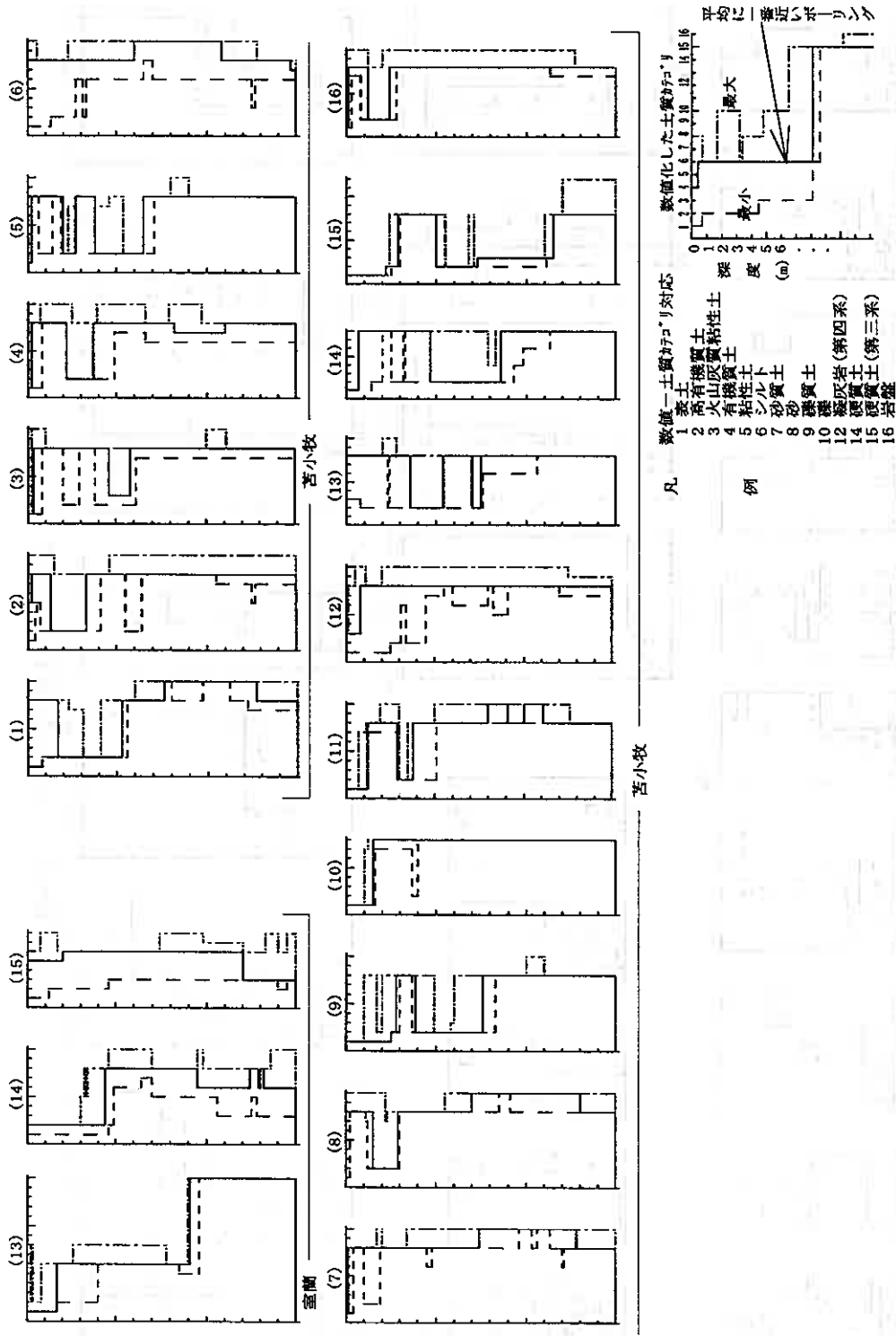


図-6(c) クラスターを代表するポロリ

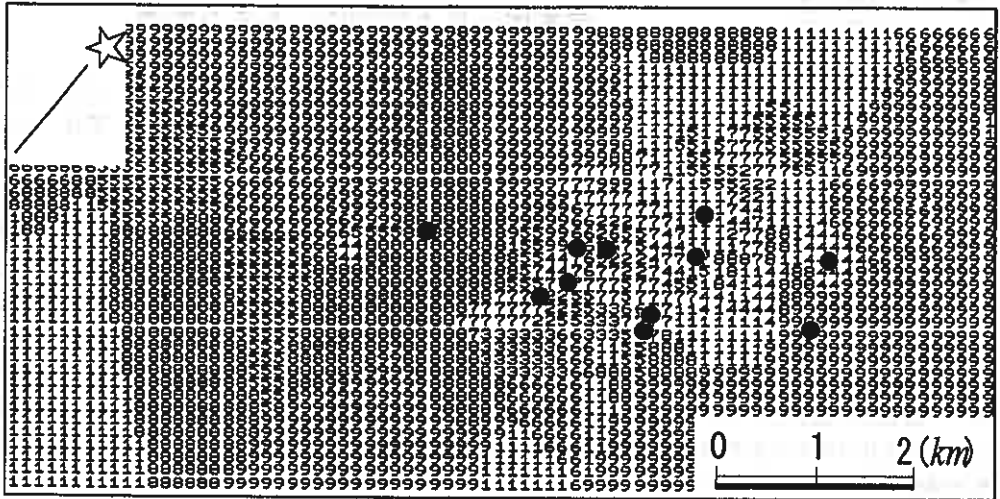


図-7 クラスタ地盤図

参考文献

- 1) 朝日, 弘原海, 塩野(1995): 土質名を数値化したボーリング資料のスペクトル解析 —スペクトル地盤図の土質柱状図推定への利用—, Vol.6, No.1
- 2) 北海道建築士会十勝支部帯広分会青年部(1986): 帯広市の地盤
- 3) 北海道建築士会岩見沢支部岩見沢分会(1988): 岩見沢市の地盤調査資料, 岩見沢建築協会
- 4) 北海道建築士会苫小牧支部苫小牧分会青年部(1988): 苫小牧市内土質柱状図集
- 5) 北海道建築士会釧路支部青年部(1982): 釧路市の地盤

フォールコーン試験装置の違いが 含水比～貫入量関係に与える影響

函館高専 環境都市工学科 ○ 正員 佐野信房
函館高専 環境都市工学科 正員 岩淵祐一

1 まえがき

コンシステンシー限界の測定法は、日本においてはアッターベルグが提案しキャサグランデが改良した装置と方法（現行法）により行なわれている。現行法に対して、定義との食い違いあるいは疑念を含む多数の問題点と欠点が指摘されてきた。コンシステンシー限界測定の代替法として、フォールコーン法が提案され、筆者らも継続的に研究を行ない、多数の知見を公表している（例えば1）2））。

スウェーデン、ノルウェー、イギリス、旧ソ連、中国、カナダ、ニュージーランドなどで、フォールコーン法を国の規格としている。我が国ではようやく、地盤工学会内にフォールコーン法基準化委員会を設け、1996年5月を目標に基準案を作成中である。筆者らは、1本の $\log w \sim \log p$ 関係より、液性限界と塑性限界を同時に決定できるとして、その具体的方法、現行法による数値との関連についても提示してきている1）3）。この考え方を規格にもつものは、現在のところ中国のみである。転延法の定義は不明確であり、自動化への障壁ともなっているため、是非フォールコーン法により液性・塑性両限界を決定すべきである。

日本での試験装置は、これまで基準が存在していないので、外国と同種のもの、別形式のものなど色々の形式の装置がある。各研究者が考案した装置から始まり、近年は試験機メーカーもいろいろの工夫を加えつつ製作販売している。

現在入手できる試験装置の中から、各部の機構の異なる装置をいくつか取り揃えて、同一手順によりコンシステンシー限界測定を実施する。この時、貫入曲線（ $\log w \sim \log p$ 関係）およびそれから得られるコンシステンシー限界に与える影響の程度を検討することが本研究の目的である。もって基準案の装置に関する規定の意義を明確にしようと企図している。現行法についても複数の装置について比較している。

2 試料と試験方法

試料として市販粘土1種、自然採取沖積粘土3種を準備した。平素安定的に入手できる試料と、低塑性1中塑性で液性限界中位、高位各1種として選定した（表-1）。

フォールコーン装置は表-2に示すように、国産3機種（C、D、E）、外国製2機種（F、G）、現行（皿落下）法は国産2機種（A、B）を準備した。メーカーが添付している説明図を図-1に掲げる。装置の細部は分解しないと不明であるため、図と周辺からの観察により判断している項目も含まれている。装置Cは当研究室で従来使用している形式である。装置Eは装置Cと同じメーカーの製品であるが、コーンの昇降、コーンロッドの固定と解放方法が改良になっており、初めての機種と言うべきものである。従って装置C以外は今回初めて取り扱うという観点から同一条件である。

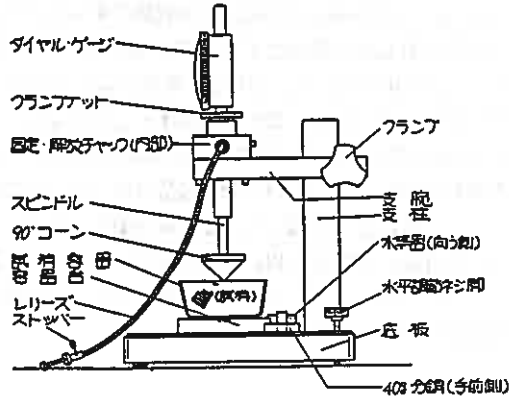
現行法用装置国産2機種の場合には、機構上の差異は全くなく、メーカーのみ異なる。ゴム台の硬さと反発弾性に少しの差が見られた。

試験条件は以下のように設定している。市販粘土は、蒸留水を加えて練り混ぜ、24時間養生して測定を開始する。自然採取粘土は裏ごし（0.425mmフルイ）して十分に練り混ぜる。試料2は、液性限界

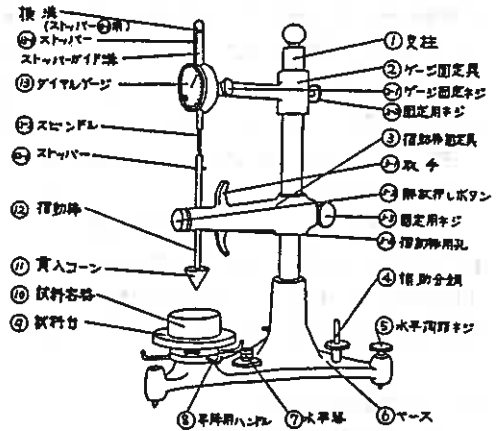
表-1 試料の性質

番号	密度	液性限界	塑性限界	塑性指数	備考
1	2.695	61.4	20.7	40.7	市販
2	2.706	40.6	24.0	16.6	自然採取
3	2.626	76.3	43.2	33.1	自然採取
4	2.696	92.9	53.5	39.4	自然採取

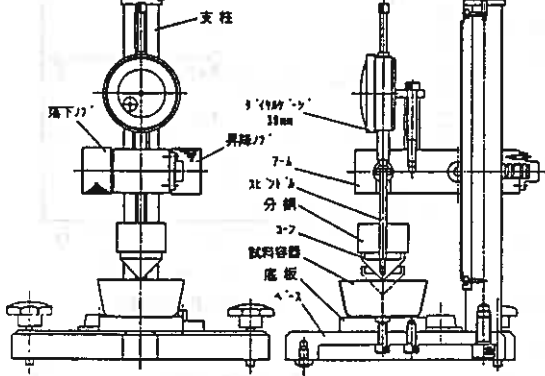
(a)装置C



(b)装置D



(c)装置E



(d)装置F

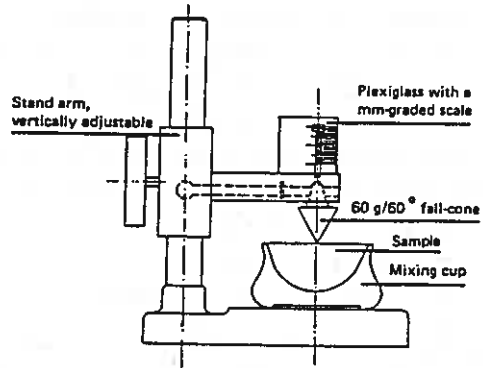


図-1 装置の外観

(e)装置G

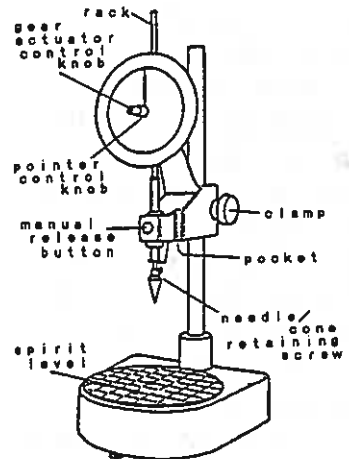


表-2 試験装置の特徴

記号	C	D	E	F	G
メーカー	日本S	日本M	日本S	ウーデン	イギリス
コーン 角度	60°	60°	60°	60°	30°
落下重量	6.0g	6.0g	6.0g	6.0g	8.0g
付属のコーン	90°/100g	90°/100g	90°/100g	60°/100g, 400g	無し
付属容器 形状	円錐台	円錐台	円錐台	半球	円筒形
直径 cm	6.0	6.0	6.0	5.0/6.5	5.5
深さ cm	2.5	2.5	2.5	2.5/3.0	4.0
容積 cm ³	6.0	6.0	6.0	3.1/6.0	9.5
貫入量、変位計 精度 mm	0.01	0.01	0.1	1.0	0.1
動長 mm	30	30	30	20	40
コーン接触方法	ダイヤルゲージ 腕	試料台昇降	昇降/回転	支持ポスト 77.5mm	コントロール押し 込みつまみ
コントロールの 固定方法	水平孔、パネ、 リリース押し込 み	推測 水平孔、パネ、 ボタン	水平孔、パネ、 つまみ回転	ピン吊り下げ ピンはじき	推測 水平孔、パネ、 ボタン
コントロールの 案内方法	ゲージを支持 して、可動部 は自由	推測 くり抜き孔	ゲージを支持 して、可動部 は自由	無し、 単純空間	推測 くり抜き孔
落下時ダイヤル ゲージ	一体化 弱い衝撃、落下 重量調整	落下中分離 追従しないよ うに持ち上げ 重量調整	一体化 弱い衝撃、落下 重量調整	ダイヤルゲージ 無し、 自重では落下 しない	落下中分離 自重では落下 しない

より高い含水状態であったので、少し気乾してから測定を開始することとしている。必要量をすべて同時に気乾処理しているので、条件は一定である。試料3と4は、液性限界より低い含水状態であったので、そこから測定を開始することとした。ただし、試料3は最小貫入量が8mm台であって、他の試料より柔らかい状態から開始している。フェーン法についてはすべて加水方向であり、途中で乾燥させない。現行法の液性限界に関しては、同じく加水方向のみ、塑性限界に関しては、転がしながら乾燥することとなる。

初回の測定の前に5分間しっかりと練り返す。貫入は5秒間とし、貫入量の差が5%以内の測定値を2個得るまで繰り返す。装置C、D、E、Fはコーン先端角60°、落下重量60g、装置Gはコーン先端角30°、落下重量80gである。容器に関しては、C、D、EにはCに付属している円錐台型を、Fにはそれに付属の半球型を、Gは貫入量が大きくなるのでやはり付属の円筒型を用いた。現行法の場合には、落下回数之差が10%以内になるまで測定を繰り返す。2回目以降、ほぼ一定量の蒸留水を加え、3分間ずつ練り返す。測定者は、現行法、フェーン法それぞれ同一としている。

3. 試験結果と考察

3.1 含水比と貫入量の関係

含水比と貫入量の関係をどのように表示するかは、測定範囲、結果の利用方法とも密接な関係があり、普通目盛 ($w \sim p$)、片対数紙 ($w \sim \log p$)、両対数紙 ($\log w \sim \log p$) の3種が提案されている。

ヨーロッパでは片対数紙を用いて液性限界を求め、中国では両対数紙を用いて液性・塑性両限界を求めている。筆者らは従前より、両対数紙を利用する同時測定の立場を取っている。それゆえここでは $\log w \sim \log p$ 関係について検討することとする。

個々の $\log w \sim \log p$ プロットを観察すると、直線の周辺にバラツキの見られる事例も存在する。すべての測定点に対して最小自乗法による最適直線 ($\log w = m \log p + n$, $w = p^{m/10^n}$) をあてはめ、相関係数 r^2 を計算すると図-2が得られる。試料3の土はやや取り扱いが難しく、1つの装置Eを除いていずれも相関係数が低い。現行法の場合にも同様に難しかった。装置Cは当研究室で平素使用している形式のもので、操作上は十分に慣れているはずであるが、試料3については最

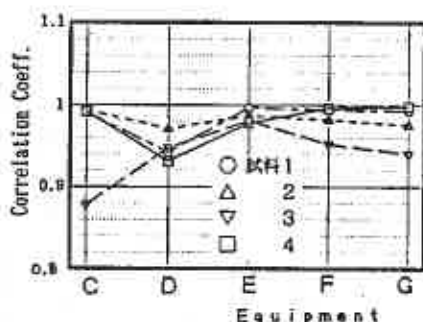


図-2 貫入直線の相関係数

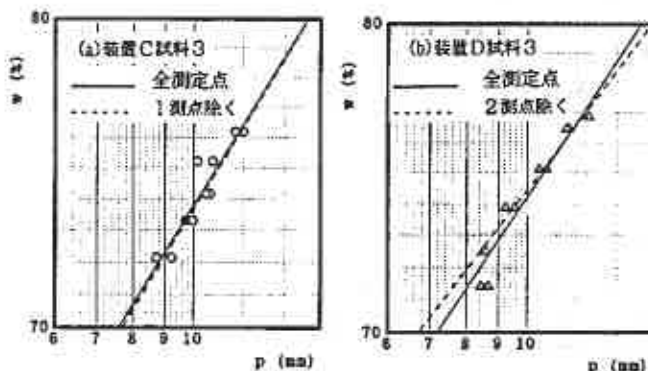


図-3 測定点の意味

も相関係数が低かった。他の3試料についてみると装置Dの相関係数が低い傾向にあることが分かる。

最も低い相関係数0.878を示したのは、装置C試料3であった。そのプロットを詳細に見ると、図-3 (a) のように、含水比75.1%の測定点が外れている。10.16と10.75mmの2つの貫入量はその差が5%を越えており、試験条件 (誤差5%以内) を満足していない。取り扱いが難しい土であり、不十分なまま次の含水比へ進んでいた。外れている1点を除いた時の相関係数は0.951である。

次に同じように低い相関係数0.948を示した装置D試料3のプロットは図-3 (b) に示されている。2測定点が外れて残りは良好な直線関係を示している。2測定点は5%以内の誤差で同じような貫入量の得られることが確認されて試験が続行されている。含水比は1個である。全測定点による最適直線は

実線で示し、この2測定点を除いての最適直線は点線で示してあり、その時の相関係数は0.985になる。担当者が視察により最適直線をあてはめる時には当然この2測定点を除いて作業する。

現行法の $w \sim \log N$ 関係については、試料3の場合に両装置共に相関係数が低い、その他の試料の場合に高い相関係数が得られている。フォールコーン法の場合においても試料3についての相関係数が他の試料のそれらよりも低く現れていた。

最適直線の傾き m と切片 n について検討してみる。装置Gは $30^\circ 80g$ コーンであるので、佐野らの提案式(文献4)により $60^\circ 60g$ コーンの貫入量に換算して処理する。5種類の装置による傾きと切片の平均値 m_{avg} 、 n_{avg} からのずれ m_{dev} 、 n_{dev} を求めて示すと図-4のとおりである。装置Fは平均的な傾き値を示し、装置C、Dはやや急、装置EとGは少し緩やかな傾きを示す傾向が見られるが、後掲図-5、6に示すように、10%程度の違いは必ずしも大きいものではない。この観点から装置C試料3、4、装置G試料3で違いが検出されたことになる。試料3については、やはり変動が最も大きく、測定の違いが現れている。さらに、測定貫入量の幅が $8 \sim 12mm$ であり、他の試料の場合の $4 \sim 12mm$ に比して狭くなっていることが、貫入曲線の変動をもたらしている。

切片に関しての変動の割合はとても小さいことが分かる。切片の変動は貫入曲線への影響が大きく、許容変動は2%程度を目途にすべきである。この観点からは、本研究データでは、装置G試料3で違いが検出されている。切片は、 $\log w \sim \log p$ 関係において、横軸の基準値($p = 1mm$)に対する縦軸の値であり、フォールコーン法による塑性限界に近い値である。

実際の貫入曲線がどのようなプロットにより得られているかを図-5に、最適直線のみを図-6に示す。図-5に示すように、それぞれの $\log w \sim \log p$ 直線を測定している範囲内で比較してみると、試料1装置C、D、試料2装置Dがその他と異なる直線を示している。試料3の場合、装置F、Gはややプロット幅を広げていると観察されるが前2ケース程ではない。装置Dが少し離れるデータを与えるようにも見える。試料1と2に関して、他の装置の場合よりも貫入量が少な目に出ている。この理由を考えてみる時、感覚的な面であるが、装置Dにおいてロッドを固定している落下解放ボタンが当初やや固く、解放しにくい状況であった。試験の実施順序は、試料番号順であった。

同様なこととして次のような経験がある。5人で同一試料についてフォールコーン試験を実施した。一人は経験者、他の4人はほとんど初めての初心者と認められる。経験者によるガイダンスの後の初心者の測定結果は、経験者による貫入曲線の上方に並び、異なる曲線事例が多く現れた。コーンロッドの解放を一気に行うように留意して再試験を実施したところ、貫入曲線はことごとく重なり合った。

停止しているコーンが瞬時に解放され、ロッド周囲の摩擦抵抗無く、自由落下させることが、貫入量に大きく影響するのである。このことを考え合わせると、装置の違いが $\log w \sim \log p$ 関係に影響を与えていないと判定して差し支えない。

ダイヤルゲージとコーンロッドが連結されている機構(装置CとE)の場合、ダイヤルゲージのパネを緩くしてコーン押し込み力が基準値(この場合 $60g$)にしてあり、変位計とロッドを縁切りしている機構(装置D、G)の貫入曲線と同一の貫入曲線が得られることが判明した。もちろん後者が厳密であるが、前者は操作性が良いこと、瞬時に解放することで確実な落下が期待できること、貫入の時間的変化を追跡できること、などの利点がある。

現行法の流動曲線の傾きでは20%内外の違いが出ている。切片については10%以内である。切片の

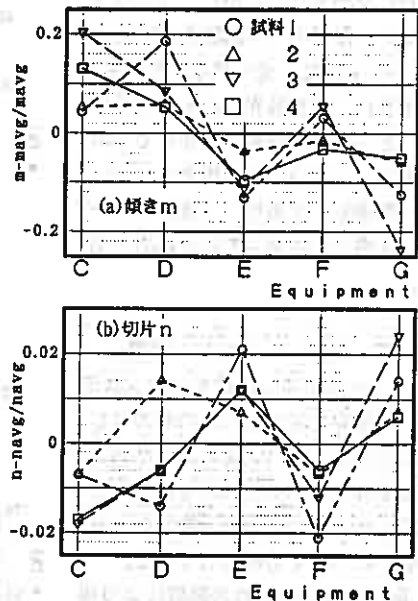


図-4 最適直線のずれ

変動割合が小さいのは、流動曲線の傾きが大きく異なっている、回転しているだけであったり、上下にシフトしていたりすることであり、良く体験するところである。母数値もそれなりに大きい数値であるためである。本研究データでは装置が違っても流動曲線には大きな変動は見られなかった。しかし、コンシステンシー限界の一斉試験の中で見られた⁵⁾ように、全く異なる流動曲線が得られ、液性限界値が大きく異なることもある。規格を遵守していることになっているが、規定されていない事項も多々あり、一致するデータを得るには至っていないのである。

3.2 コンシステンシー限界

フォールコン試験をコンシステンシー限界を求めるためのものとして利用しようとの立場であるから、液性限界および塑性限界を決定するに際して装置の違いが影響を与えるか否かについても検討してみる。

図-7はそれぞれの装置により得られた限界値が平均値とどれ程ずれているかを示したものである。

液性限界について考察すると、装置D試料1のずれが最大であり13%、試料2は8%、前節で相関係数や最適直線の傾きで話題にした試料3についてはずれはほとんどなく、平均値に近い。試料1にしても、ずれの13%は支障のある数値ではない。それ故装置による影響は無いと言える。

塑性限界については、前節最適直線の切片の項で述べたように、ほんのわずかのずれであって、いずれの装置であっても同じような値の得られることを示している。

以上2つの数値の変動が小さいのに対して、この2つの数値から得られる塑性指数についてみると、ずれが随分と大きくなっている。変動

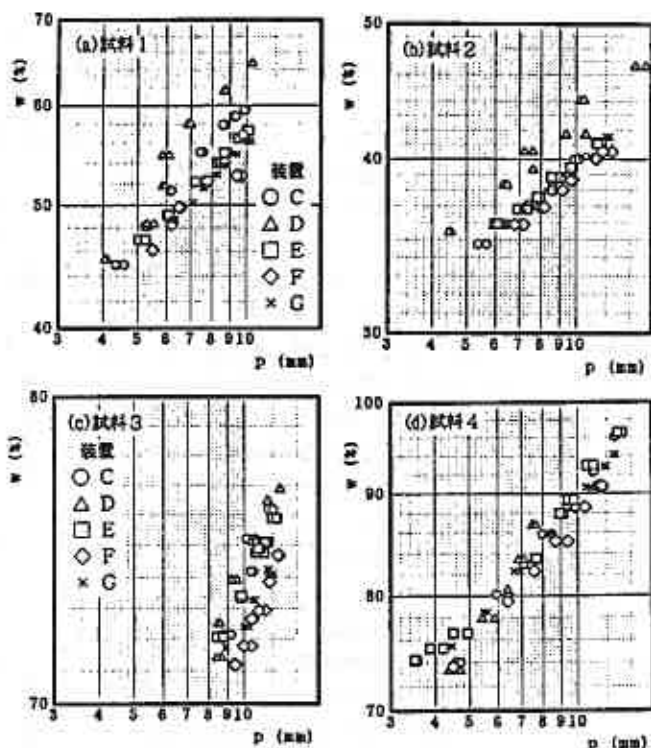


図-5 貫入データ

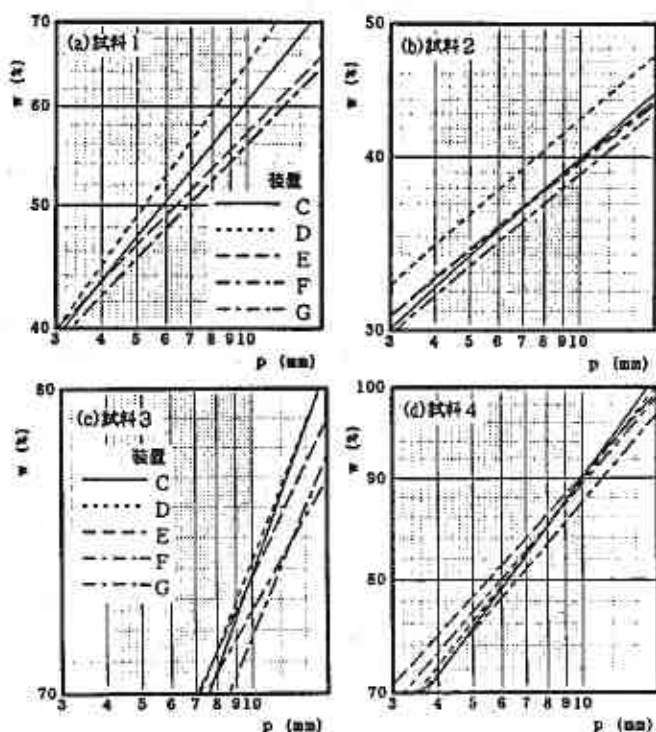


図-6 最適直線の分布

10%以内とすれば装置C、D、Gが不可、装置E、Fが可、変動20%まで拡大するならば、装置C、Dが不可ということになる。フォールコン法による塑性指数は $\log w \sim \log p$ 直線において2つの基準貫入量により挟まれる線の縦距離に相当する。すなわち、 $\log w \sim \log p$ 直線の傾き加減が影響していることになる。それゆえ図-7(C)と図-4(a)はほとんど同じ傾向を示している。塑性指数は、土の工学的分類や土の力学的性質と結びつけられている重要な数値であり、変動幅をもっと小さくし、信頼性を増大させる必要がある。

このコンシステンシー限界からは、装置E、F、Gが好ましく、装置C、Dはやや不満足ということになるが、機構上からは、装置CとE、装置DとGは同じであるから、必ずしも装置の違いによりこのずれが発生したとは断定し難い。適切な貫入曲線を決定するために、広い範囲の貫入量についての測定点を得て、直線となるデータによって最適直線を得ることがむしろ大切である。広い範囲とは、 $60^\circ 60g$ の場合には、7mmから12mm程度と考えている。これより少ない貫入量は試料が固くなり飽和させることが難しいこと、これより大きい貫入量は直線関係から外れて上へそれた分布をする傾向が見れるからである。

現行法では、試料4の液性限界で最大4%のずれであった。塑性指数では10%に拡大する。なおこの場合、塑性限界は1回であり、共通の値を用いており、液性限界試験の相違だけである。現行法は内挿法であるから、傾きや切片が大きく異なっても、液性限界値には必ずしも大きな違いは現れない。

4. まとめ

市販のフォールコン試験装置を5種類準備して、市販粘土1種、自然採取粘土3種についての貫入試験を行なった。 $\log w \sim \log p$ 直線に関しては、装置の違いにより異なった直線は得られない。それよりもコーンロッドの解放ボタンを一気に押すなり引くなりして、瞬時に落下させているかいないかが、大きな違いを作り出す。装置そのものではなく、操作の問題である。従って、操作のし易いこと、確実に落下すること、摩擦の無いこと、鉛直に落ちること、などが装置に要求される。

規定貫入量と測定領域の関係から、 $\log w \sim \log p$ 直線の違いは液性限界の決定にはわずかな影響しか与えない。塑性限界の決定には大きな影響があるはずであるが、今回の測定値では小さかった。塑性指数の決定には大きな影響があるので、測定範囲を広くとり、解析時に不適切な測定点は除外して正しい $\log w \sim \log p$ 直線から塑性指数を決定すべきである。

本研究は文部省科学研究費補助金(試験研究B1)の支援を得て実施している。ここに記して謝意を表します。

引用文献

- 1) 佐野・鈴木・北郷[Nov 1975]土と基礎, 23-11, pp39-46
- 2) 佐野・岩淵[Mch 1992]新しい土の物理試験方法に関するシンポジウム論文集, pp193-200
- 3) 佐野・下辺[Jan 1995]土のコンシステンシーに関するシンポジウム論文集, pp57
- 4) 風間ら[Mch 1992]新しい土の物理試験方法に関するシンポジウム論文集, pp74
- 5) 窪田・斉藤[Jan 1995]土のコンシステンシーに関するシンポジウム論文集, pp48-50

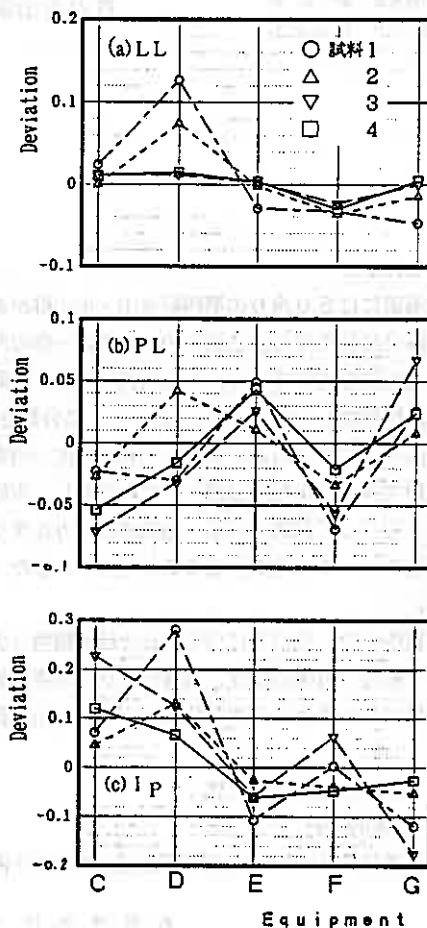


図-7 コンシステンシー限界のずれ

道内火山灰の工学的性質

基礎地盤コンサルタンツ 株式会社 ○正会員 齊藤 和夫
 室蘭工業大学 工学部 正会員 三浦 清一
 北海道土質コンサルタンツ 株式会社 正会員 池田 晃一
 同 上 正会員 浅利 正明

1. まえがき

北海道には50余りの第四紀火山・火山群があり、これら火山に由来する火山砕屑物が道南、道央、道東の大部分に分布する。これらの地域では一部の沖積地や山地を除いて火山灰地となっていて全道の約40%の地表面積を占めている。火山灰質土としては降下火砕堆積物(fa)、火砕流堆積物(fl)の両方があり、これら火山砕屑物(テフラ)は50以上^{1), 2)}に分類されている。降下火砕堆積物(以下降下火山灰と呼ぶ)は第四紀火山の駒ヶ岳、有珠、樽前、十勝、利尻、阿寒、摩周その他を噴出源として広い範囲に分布するが、各単層は最大厚さ1m程度と薄い。これに対し、火砕流堆積物(以下流下火山灰と呼ぶ)は10数~数10m以上の厚さを有して洞爺、支笏、屈斜路等のカルデラ湖周辺に分布している。これらの火砕堆積物は噴出源や分布位置によって土性が異なることも多く、また、建設工事においては一般の普通土と同様に扱えない場合がある。

本報告では、北海道に分布する火砕堆積物(火山灰質土)のうち、分布範囲や堆積量の多い火山灰質土の土粒子密度、自然含水比、粒度配合などの物理的性質を明らかにし、あわせて原位置の土質工学的特性、火砕堆積物の風化土や二次堆積物からなる火山灰質細粒土の土性についても若干報告する。

2. 火山灰質粗粒土の土性

(1) 物理的性質

北海道内に分布する火山灰質粗粒土の土粒子密度、自然含水比、細粒分(シルト+粘土分)含有率の関係

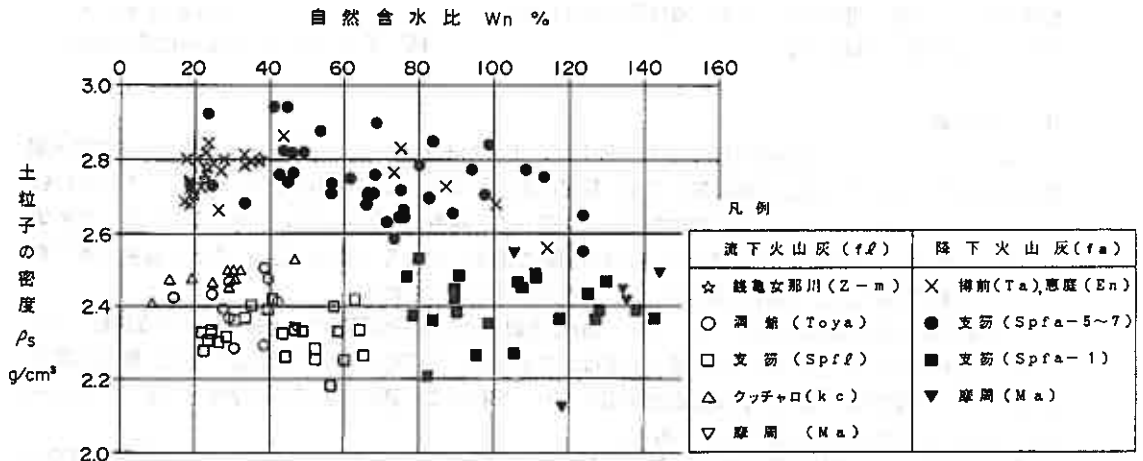


図-1 土粒子密度と自然含水比

Physical and mechanical properties of volcanic soil in Hokkaido : Kazuo SAITO (Kiso-Jiban Consultants Co., Ltd.), Seiichi MIURA (Faculty of Engineering, Muroran Institute of Technology), Koichi IKEDA and Masaaki ASARI (Hokkaido Doshitsu Consultant Co., Ltd.)

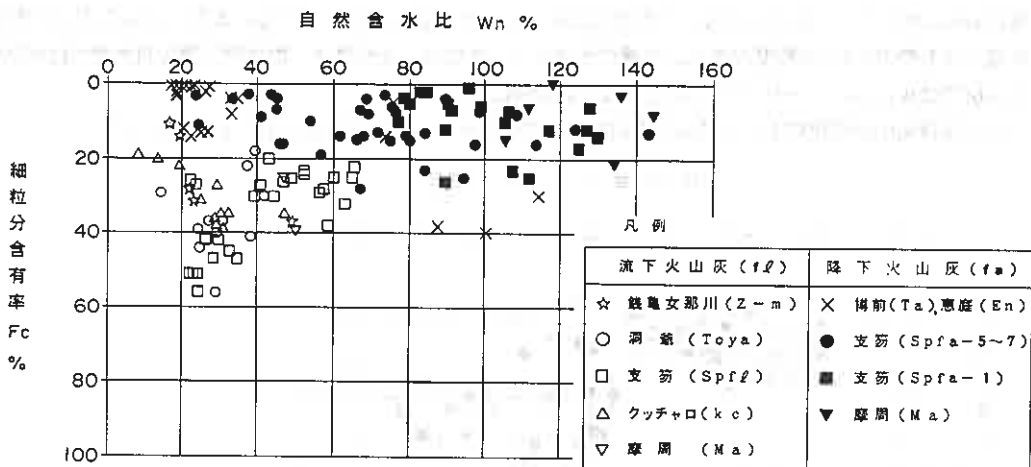


図-2 細粒分含有率と自然含水比

を図-1、2にまとめた。なお、調査対象の火山灰質土は図-1に示す10種(TaとEnは同じ記号で示し、9記号)である。図において白ぬき記号は火砕流堆積物(以後流下火山灰と呼称する)を表し、それ以外は降下火砕堆積物(以後降下火山灰と呼称する)を表している。なお、☆記号の銭亀女那川(Z-m)²⁾は降下火山灰の可能性もある。火山灰質粗粒土の物理的性質で特徴的な点は以下のようにまとめられる。

①流下火山灰：自然含水比 w_n が70%以下で、土粒子の密度 ρ_s は2.2~2.5 g/cm³の範囲にあり、一般の土に比べて土粒子密度が小さい。しかし、流下火山灰の内でも支笏(Spfl)は $\rho_s \approx 2.2 \sim 2.4$ g/cm³、クッチャロ(Kc)(屈斜路軽石流堆積物)は $\rho_s \approx 2.4 \sim 2.5$ g/cm³と噴出源による明らかな差が見られる。

細粒分含有率Fcは20~55%であって、いずれの流下火山灰も粒径加積曲線が似通った、粒度配合の良い土である。

②降下火山灰： $w_n \approx 15 \sim 145$ %、 $\rho_s \approx 2.1 \sim 3.0$ g/cm³の範囲に大きなバラツキがある。粒度配合は均等粒径の土が大部分であるが、Fcは0~40%の範囲にあり含水比の高い土ほど風化粒子の影響を受けて細粒分が多い。

樽前(Ta)は地質学的にはa~dに区分されているが、ここにはa~cをプロットしてあり、 $w_n \approx 15 \sim 40$ %、 $\rho_s \approx 2.7 \sim 2.9$ g/cm³、Fc $\approx 0 \sim 15$ %である。恵庭(En)は軟質化した軽石が多く、 $w_n \approx 75 \sim 115$ %、 $\rho_s \approx 2.6 \sim 2.8$ g/cm³、Fc $\approx 5 \sim 40$ %と他の降下火山灰とやや異なる。

摩周(Ma)は w_n が110%以上と高いのが特徴で、 ρ_s は屈斜路軽石流堆積物と同様で2.4~2.5 g/cm³と小さい。ただし、Fcは20%以下と少ない。

支笏は最も分布の多いSpfa-1とその他のSpfa-5~7に区別してある。両者の違いは土粒子密度の大小で、Spfa-1は支笏流下火山灰(Spfl)と同様に $\rho_s \approx 2.3 \sim 2.5$ g/cm³と小さい。Spfa-5~7のうちSpfa-7はスコリア(岩片)であり、重鉱物を含むため $\rho_s \approx 2.8 \sim 3$ g/cm³と大きい。

(2) 地山密度

地山の密度は図-3に自然含水比との関係で示した。図-3(a)に示すように湿潤密度 ρ_t は銭亀女那川(Z-m)とスコリアのSpfa-7で $\rho_t \approx 1.9 \sim 2.0$ g/cm³と高い密度を示すが、他は大部分 $\rho_t \leq 1.6$ g/cm³と小さく、特に含水比が70~80%以上の支笏降下火山灰や恵庭降下火山灰は $\rho_t \approx 0.7 \sim 1.3$ g/cm³と低い。乾燥密度 ρ_d は銭亀女那川とSpfa-7を除き、自然含水比とほぼ双曲線に乗るような関係のあることが図-3(b)からわかる。火山灰質粗粒土の締固め密度は樽前など未風化軽石ではピークの出ないことが多い。最大乾燥密

度は $\rho_{d_{max}} \approx 0.7 \sim 1.3 \text{ g/cm}^3$ であり、自然含水比が高いほど $\rho_{d_{max}}$ が小さくなる。また、 $\rho_{d_{max}}$ は地山の乾燥密度よりも最大 0.3 g/cm^3 程度大きい。最適含水比 w_{opt} は恵庭、支笏降下、摩周降下等の自然含水比が高い火山灰では $w_{opt} \approx w_n - (10 \sim 20) \%$ とかなり乾燥側にある。

以上各種火山灰質粗粒土の土性の特徴の概要を述べたが、その詳細を表-1にまとめて示す。

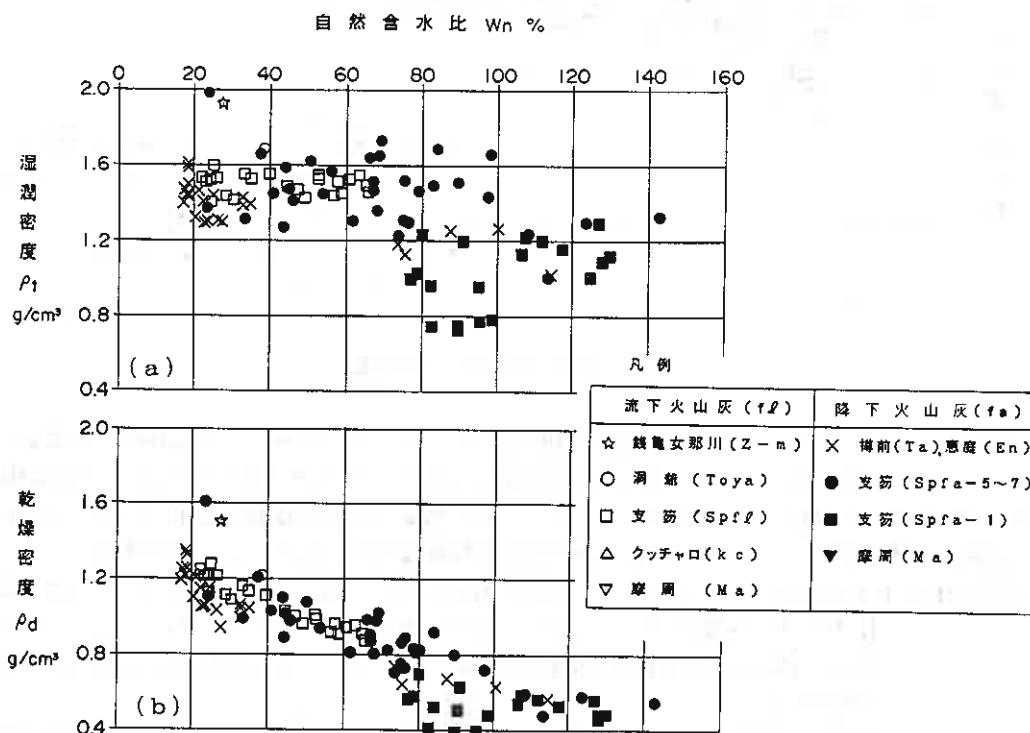


図-3 地山密度と自然含水比

3. 火山灰質粘性土の土性

(1) 分布状況

北海道の火山灰質粘性土は流下火山灰や降下火山灰の風化土や二次堆積物からなり、主として根釧、十勝、函館地区等³⁾に分布する。この他に札幌から勇払にかけての台地部の恵庭降下火山灰や支笏流下火山灰の上に最大2m程度の厚さで数層堆積している。また、支笏降下火山灰の各ユニット間にも0.1~1m程度の厚さで挟在している。

(2) 物理的性質

北海道内に分布する火山灰質粘性土は、平面的にも、深さ方向にも風化程度や二次堆積物の堆積状況が不均質なため典型的な土性を判断し難い。図-4に自然含水比をパラメーターとして、土粒子密度、コンシステンシー指数の関係を示す。図における凡例は、各火山灰質粘性土の噴出源である。

①自然含水比は主に $w_n \approx 60 \sim 80\%$ 程度であるが、樽前、クッタラ起源の火山灰質粘性土は $w_n \approx 100 \sim 120\%$ と高含水比である。

②土粒子密度は支笏降下火山灰起源の火山灰質粘性土が $\rho_s \approx 2.8 \text{ g/cm}^3$ とやや高いが、その他の噴出源の火山灰質粘性土は、 $\rho_s \approx 2.6 \sim 2.7 \text{ g/cm}^3$ で一般土と同様な土粒子密度である。ただし、同じ支笏降下火山灰であっても、噴出源から150km以上離れた十勝地域では $\rho_s \approx 2.15 \text{ g/cm}^3$ と非常に低い。

なお、支笏流下火山灰起源の粘性土の土粒子密度は原堆積(一次堆積)の支笏流下火山灰の土粒子密度よ

火山灰名	ρ_s g/cm ³	Wn %	粒度配合 %			地山密度			締固め特性		
			礫分	砂分	細粒分 F _c	ρ_t g/cm ³	ρ_d g/cm ³	Sr %	$\rho_{d_{max}}$ g/cm ³	W _{opt} %	
火砕流 堆積物	銭亀女那川 Z-M	2.7 ~2.8	20 ~40	5 ~20	50 ~70	15 ~50	1.9	1.5	75	-	-
	洞爺 Toya	2.3 ~2.5	25 ~40	5 ~40	40 ~60	20 ~45	1.7	1.2	100	1.35	25
	クッタラ Kt	2.4	50	15	60	25	-	-	-	0.85	60
	支笏 Spfl	2.2 ~2.4	10 ~50	0 ~35	40 ~60	20 ~50	1.4 ~1.6	0.9 ~1.3	60 ~95	1.0 ~1.1	35 ~45
	クッチャロ Kc	2.4 ~2.5	20 ~65	5 ~15	50 ~70	20 ~35	-	-	-	1.1 ~1.2	35
	摩周 Ma	2.35	45	10 ~35	40 ~50	25	-	-	-	0.85	65
降下 火砕 堆積物	有珠 Us	1.8	95	80	20	0	-	-	-	-	-
	樽前 Ta-a, b, c	2.7 ~2.9	15 ~40	10 ~60	40 ~80	0 ~10	1.3 ~1.5	1.0 ~1.2	40 ~60	1.2 ~1.3	20 ~25
	恵庭 En	2.6 ~2.8	75 ~115	35 ~55	20 ~40	5 ~40	1.1 ~1.3	0.6 ~0.8	60 ~85	0.85	65
	支笏 Spfa-1	2.3 ~2.5	75 ~145	5 ~45	35 ~95	0 ~5	0.7 ~1.2	0.4 ~0.7	40 ~60	-	-
	支笏 Spfa-5~7	2.6 ~3	25 ~125	0 ~25	70 ~85	0 ~15	1.2 ~1.4	0.6 ~1.2	45 ~85	-	-
	摩周 Ma	2.4 ~2.55	100 ~145	50 ~80	15 ~40	0 ~20	-	-	-	1.2	50

(Kt, Usは図-1~3にプロットしていない)

表-1 火山灰質粗粒土の土性一覧表

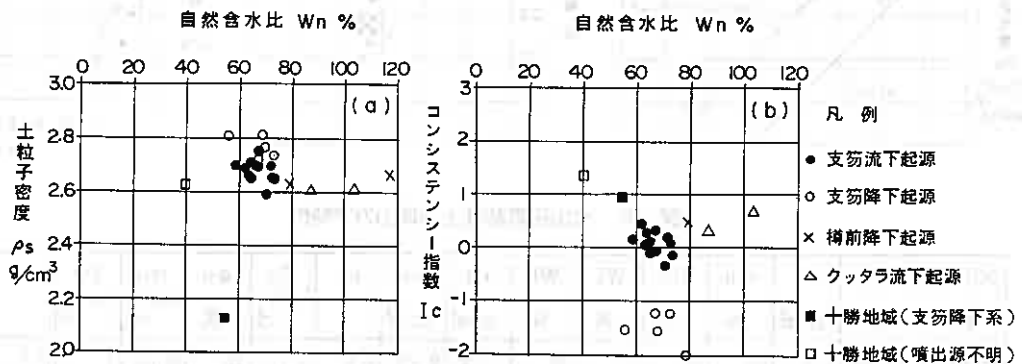


図-4 火山灰質粘性土の物理的性質

りも0.3~0.4 g/cm³程度大きく、この火山灰質粘性土は風化生成物ではなく二次堆積物と考えられる。
 ③コンシステンシー指数は1よりも大きい時に安定な状態であることを示し、十勝地域の粘性土はIc≒1と安定した土性を示す。しかし他はIc≦0.5であり、乱した場合著しく不安定化する危険性のある土で

あることが特徴としてあげられる。特に、支笏降下火山灰起源の粘性土が顕著である。

火山灰質粘性土の締固め特性は、北海道内の工事において盛土材として使用される機会が少ないため試験結果は少ないが、数点の結果を表-2に示す。表に示すようにいずれの土も最適含水比は自然含水比よりも10~30%低く、材料土として使用する場合には問題がある。最大乾燥密度は支笏流下や十勝地域の土は一般土に近いが、他は火山灰質粗粒土と同様に低く、一般土よりもかなり低い。

名 称	自然含水比 Wn%	最適含水比 W _{opt} %	最大乾燥密度 γ_{dmax} g/cm ³
樽前-d降下起源	80	45	0.90
クッタラ流下起源	85~105	55~90	0.70~0.95
支笏流下起源	55	40	1.25
十勝地域(噴出源不明)	40	35	1.35

表-2 火山灰質粘性土の締固め特性

(3) 力学的性質

地山原位置土の力学的性質は、支笏火山灰起源の火山灰質粘性土を対象とした圧密試験、非圧密非排水三軸圧縮試験の室内試験結果のみではあるが図-5に示した。

- ①圧密特性は圧密降伏応力が図-5(a)に示すように有効上載荷重よりも1~2kgf/cm²も大きいことが特徴である。圧密量の大小を判断する圧縮比 $C_c / (1+e_0)$ ⁸⁾ は図-5(b)に示したように0.25~0.35であり、一般の粘性土と同じかやや大きめである。従って、支笏系火山灰質粘性土は小さい荷重では圧密沈下を起こしにくい、圧密降伏応力以上の荷重では沈下量が多くなる地盤といえよう。
- ②非圧密非排水三軸試験における粘着力、せん断抵抗角は図-5(c)に示したようにバラツキがある。しかし、同一試験の供試体自体が不均質であることが多く、得られたせん断定数を地山の強さとして扱うことには問題がある。実際には $\phi_u = 0^\circ$ と扱い C_u を q_c 値等で推定して用いることが多い。

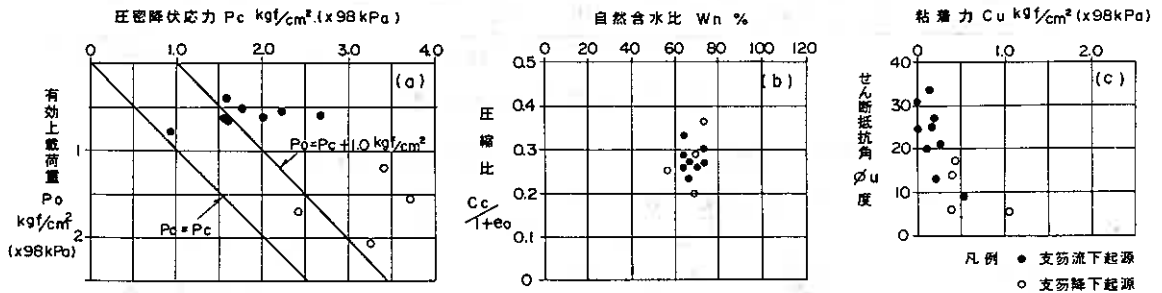


図-5 火山灰質粘性土の地山力学特性

火山灰質粘性土 名 称	ρ_s g/cm ³	w _n %	F _c %	WL %	WP %	ρ_t g/cm ³	ρ_d g/cm ³	e	C_u kgf/cm ²	ϕ_u 度	q_u kgf/cm ²	P_c kgf/cm ²	C_c
支笏流下火山灰起源	2.6 ~2.7	65 ~75	65 ~85	65 ~85	35 ~45	1.25 ~1.45	0.75 ~0.9	2.0 ~2.5	0.15 ~0.25	15 ~35	0.75 ~1.2	1 ~2.5	0.8 ~1.1
支笏降下火山灰起源	2.6 ~2.8	55 ~80	50 ~60	45 ~55	35 ~45	1.5 ~1.55	0.85 ~1.0	1.9 ~2.2	0.6 ~1.5	0	1.25 ~3.7	2.4 ~3.7	0.6 ~1.1
樽前降下d火山灰	2.7	115 ~120	60	95	65	1.3	0.6	2.7	-	-	0.3	-	-

表-3 火山灰質粘性土の土性

以上の火山灰質粘性土の土性の概略値を表-3にまとめて示す。このほか北海道内には図-2に示したように粒度的には粗粒土に分類されるが、含水比が高く、こね返すと著しく泥状化し、表-3に示す粘性土と同様なコンシステンシーを有する火山灰も分布するため留意しておかなければならない。

4. 火山灰地の原位置工学特性

北海道において最も良く知られている火山灰は、約3万年前に支笏湖（カルデラ）を噴出源とする支笏火砕流堆積物（Spfl）および支笏降下火砕堆積物（Spfa-1~10）である。噴出源から約2.5km離れた恵庭市戸磯の地盤状況を図-6に示す。この地域では最上部約3mを樽前、恵庭の降下火山灰に覆われ、その下に60m以上の厚さの支笏火山灰が分布する。支笏火山灰層の内上部約8mは再堆積層（二次堆積物）、深度60m以深は降下火山灰で、あいだの約50mが流下火山灰である。

若松等^{3), 4), 5)}によると、火砕流堆積物（流下火山灰）は流出時の温度が500°C以上の高温であり、堆積層の中央部で高く、上下で低く、この温度の違いが溶結度の強、弱、非をもたらししていると説明している。道内では弱~非溶結部を火山灰質土として扱っているが、見かけは非溶結であっても、乱さない自然状態ではガラス質物質で結合されていて、流理構造が認められる。これが外力によって乱されると、ばらばらの薄片状粒子に分離され、非粘着性の砂状を呈する点を注目しておく必要があるとしている。

火山灰質土を対象としての原位置で得られる土質学的情報は、一般にN値、qc値、ボーリング孔内水平載荷試験でのPy、Pl、Eb等が主である。火山灰質土のN値とqc値の関係は、支笏流下火山灰での $qc = (6 \sim 10) N \approx 8 N \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ ^{3), 4)}が知られているが、道内他地域の流下火山灰についてもほぼ同様な関

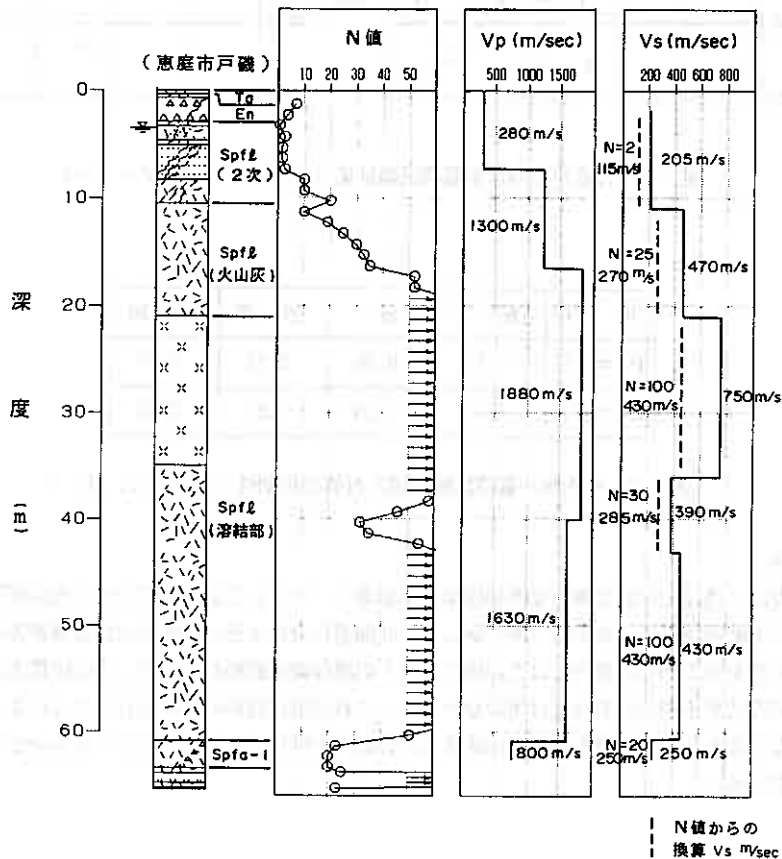


図-6 火山灰地の原位置特性

係が見られる。なお、樽前の降下火山灰(軽石)についてはこの関係よりも若干qcが高く、 $qc \approx (8 \sim 12) \times N$ 程度が多い。

N値とS波弾性波速度Vsの関係は $Vs = 9.1 N^{0.337}$ (m/s)⁶⁾があるが、図-6に示すように火山灰質粗粒土のVsはN値に較べて大きめである。

火山灰質土を対象とした孔内水平載荷試験の結果はN値と対比して図-7にまとめた。N値と降伏圧Py、変形係数Ebの関係は表-4に示したように二ツ川等⁷⁾の試験結果があるが、火山灰質土は同一N値の砂、粘土など一般土に較べて強さや変形特性がやや大きく、特に、強さを示す降伏圧は大きい。

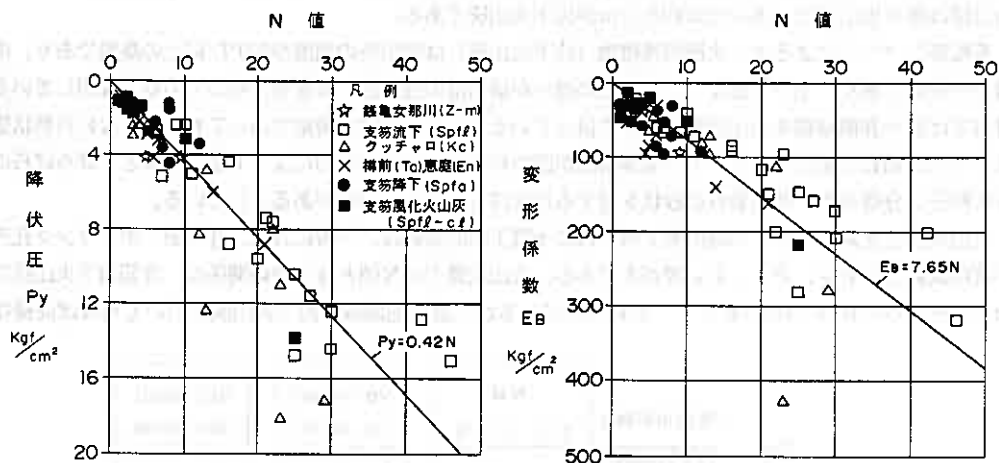


図-7 N値と孔内水平載荷試験結果(1985年～1994年データ)

項目	粘土	砂	砂礫	軟岩
$Py = \alpha N$	0.53	0.38	0.24	0.37
$E_b = \beta N$	6.80	7.25	5.22	7.35

表-4 孔内水平載荷試験数値とN値の相関性(表内は α, β)⁷⁾

5. あとがき

今回の報告は、地盤工学会北海道支部40周年記念事業の一つとして活動している「火山灰質土の工学的分類委員会」(土岐委員長)の成果の一部であって、北海道に分布する火山灰の土性を筆者等の手持ち資料を用いてまとめたものである。道内ではこの他にも多くの既存調査資料があるが、火山灰質土の地質学的根拠や土質試験の方法が不明のため今回は用いなかった。これら既存資料の吟味を行うことによって、地質学的分類を行わなくとも北海道に分布する火山灰質土の分類や土性について明らかにできるかどうかを今後の検討課題としている。

参 考 文 献

- 1) 北海道火山灰命名委員会：北海道の火山灰、pp1~2, 1982
- 2) 町田 洋、新井 房夫：「火山灰アトラス」東京大学出版会
- 3) 若松 幹夫、近藤 務：北海道の火山灰質土、土質工学会誌「土と基礎」、Vol. 37, No9, pp24~29, 1989
- 4) 若松幹夫：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, pp27~32, 1974
- 5) 若松幹夫、池田晃一、ニッ川健二：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, pp147~154, 1976
- 6) 土質工学会：土質基礎ライブラリー「土と基礎の物理探査」、pp41, 1981
- 7) ニッ川健二、小山伸晃：孔内水平載荷試験の2, 3 の特徴、土質工学会北海道支部技術報告集、Vol. 24, pp117~126, 1984
- 8) 星埜和也：テルツァギ・ベック、「土質力学—応用編」、丸善株式会社、pp309

北海道の火山灰土の締固め特性

北海道工業大学 正会員 ○神谷 光彦
北海道土質コンサルタント(株) 正会員 池田 晃一
北海道開発局開発土木研究所 正会員 佐藤 厚子
北海道工業大学 正会員 川端伸一郎

1. まえがき

北海道には主に第四紀後半に噴出した火山灰土が広く分布し、地表の約 40% を覆っている。そのため、盛土材料などとして広く利用され、特に未風化な粗粒火山灰土は凍上性であるとされており、凍上抑制層として用いられることも多い。しかし火山灰土は、噴出源や成因の違い、年代や堆積環境による風化の程度などによりその性状が大きく異なるため、一般に用いられる土質定数からはその性状を的確に判断するのが困難なこともあり、土工においてはその取り扱いにしばしば苦慮することもある。

北海道に分布する火山灰土の多くは比較的未風化の粗粒火山灰土であり、風化が進行した火山灰質粘性土もあるが、その層厚が薄いため土工上の問題となることは少ない。粗粒火山灰土は一般には砂や礫などと同様に取り扱われているが、その判別分類には日本統一土質分類法のような通常の方法では困難な場合もあり、単に粗粒土として扱うには様々な問題点がある。

火山灰土の分類については、土工上の分類などで幾つかの報告りが示されているが、多くは経験に頼らざるを得ないのが現状である。それゆえ、火山灰土の性状を把握できる指標を導入して火山灰土の分類法を確立することが望まれている。そこで本報告は、北海道の火山灰土の締固め特性について、種々の物理的指標との関係を求め、火山灰土の工学的分類の一助とするものである。

2. 資料とその物理的性質

解析に用いた資料は著者ら保有する 383 の試料の試験結果である。噴出源ごとの資料個数にはばらつきはあるが、北海道全域をほぼ網羅できるものと考えている。これらの資料を日本統一土質分類法で判別すると、礫粒土 59 種のうち礫 30 種、礫質土 29 種、砂粒土 215 種うち砂 53 種、砂質土 162 種、細粒土 91 種となる（粒度試験を行っていないものもあるので総数は一致しない）。試験はそれぞれの目的に応じて行われたものであり、試料の準備方法や試験方法は一致していないが、多くは標準的な試験方法で行われたものである。

図-1 に粒径 0.075mm 以下の細粒分の含有率と自然含水比との関係を示す。図の点は土粒子の密度 2.5g/cm^3 を境界として分類してある。一般の土では、細粒分含有率が多くなると自然含水比は大きくなる傾向にあり、土粒子の密度 2.5g/cm^3 以上の試料ではほぼ同様の様相を示している。しかし、 2.5g/cm^3 以下については、逆の傾向がみられる。これは土粒子の密度の小さい火山灰土では、粗粒火山灰土であっても、いわゆる腐れ礫のように粒子内部に多量の水分を保有するものが存

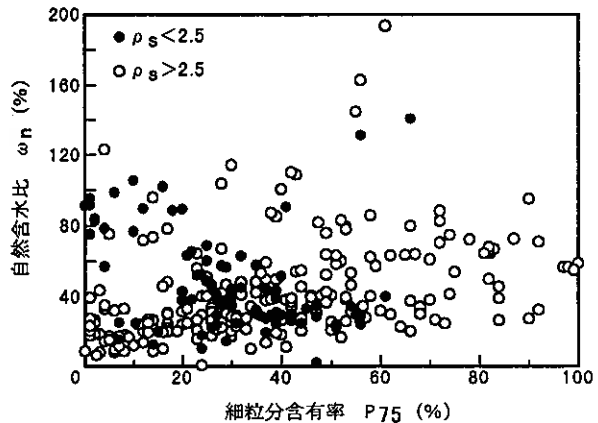


図-1 細粒分含有率と自然含水比の関係

Compaction properties of volcanic soil in Hokkaido ; Kamiya, M. (Hokkaido Institute of Technology), Ikeda, K. (Hokkaido Dositsu Consultant Co., Ltd.), Sato, A. (Civil Engineering Research Institute of Hokkaido Development Bureau), Kawabata, S. (Hokkaido Institute of Technology)

在することを示している。

図-2に風化の程度を示す指標として用いられる強熱減量と自然含水比の関係を示す。全体的にみるとかなりのばらつきがあるが、細粒分含有率により20%以下(以下便宜的にこれを粗粒土と称す)、50%以上(細粒土)とその中間(中間土)と分けると傾向が異なることがわかる。強熱減量が増加すると自然含水比が増大する傾向はいずれの場合にもみられるが、その傾向は細粒分の少ない粗粒土の場合において顕著であった。これは火山灰土では粗粒子の形状を保ったまま風化が進行することを示している。

3. 締固め特性

図-3に最適含水比と最大乾燥密度の関係を示す。火山灰土の締固め曲線には単調増加でピークのみられないものもあり、その場合は最大の乾燥密度の点をピークとみなした。この両者の関係はほぼ一義的な関係にあり、一般的な土と同様に最適含水比の大きな土ほど最大乾燥密度が小さくなる傾向にある。これを細粒分含有率でみると、細粒土と中間土では傾向の違いはないが、一部の粗粒土では最大乾燥密度が下方にくるものがある。火山灰土では、土粒子の密度が広い範囲に分布するため、この関係を充填度を示す間隙比により、最適含水比~最大乾燥密度での間隙比で整理したが、同様に一部の粗粒土で間隙比が大きくなるものがみられた。それゆえ、粗粒の火山灰土では粒子の表面形状に凹凸があることや、締固め時の粒子破砕が生じやすいことより、最大乾燥密度の小くなるグループが生ずることと推察される。

一般に土の締固め特性は粗粒土から細粒土に移行するに従い、乾燥密度は小さく最適含水比は大きくなり、締固め曲線も急峻な形状から平坦なものへ移行してくる。それゆえ、粒度分布から締固め特性を推定することが可能である。そこで、細粒分含有率と最大乾燥密度の関係を示したのが図-4である。図にみられるように火山灰土では細粒分含有率のような粒度分布を表す指標と締固め特性の関係においては相関はみられない。この理由と

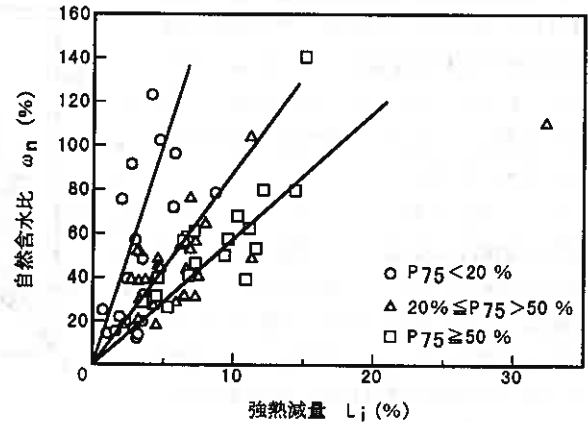


図-2 強熱減量と自然含水比の関係

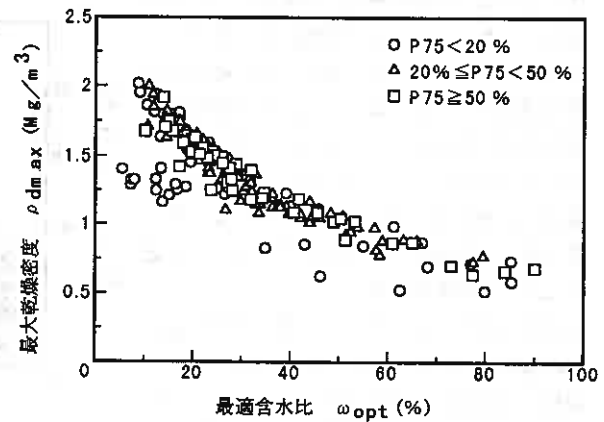


図-3 最適含水比と最大乾燥密度の関係

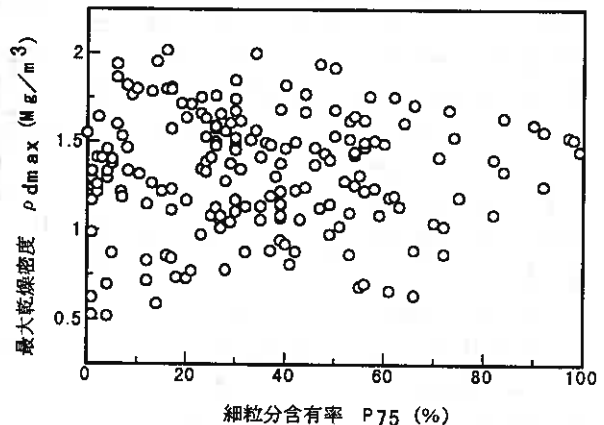


図-4 細粒分含有率と最大乾燥密度の関係

しては、火山灰土の中には多孔質で著しく破砕性が大きなものや団粒化して見かけ上は比較的粗粒な粒径を維持しているようなものがあるためと考えられ、これらの粒子の構造の特異性が一般の土と異なる締固め特性を示したものである。

そこで、他の土質パラメータを用いて締固め特性を検討した。図-5に強熱減量と最適含水比の関係を示す。この関係も図-2の強熱減量～自然含水比の関係と同様に粗粒土、中間土、細粒土では異なる傾向となり、粗粒土において強熱減量の影響が顕著なことが示されている。

つぎに、より簡易的な指標である自然含水比に着目し、締固め特性との関係について考察を行った。図-6は自然含水比と最適含水比の関係で、図-7は自然含水比と最大乾燥密度の関係である。また、これらの図は最適含水比が自然含水比より大きいか否かにより点を分けてプロットした。図-6より最適含水比は自然含水比に比例して大きくなるが、その関係は最適含水比と自然含水比の大小関係により異なる傾向を示している。また、火山灰土の細粒土ではすべての試料で自然含水比は最適含水比の湿潤側にあるのに対して、粗粒土は乾燥側に存在するものが多く、中間土では平均的にみて自然含水比はほぼ最適含水比と近似した値となっている。

図-7より自然含水比と最大乾燥密度の関係を見ると、この両者の関係が図-3の一義的な関係より推測されることであるが、自然含水比が乾燥側にある試料では最大乾燥密度が小さくなり、これらの多くは粗粒土よりなっている。また、自然含水比が最適含水比より小さいものは、自然含水比がほぼ50%までであり、それを越えると自然含水比の方が大きくなる。

そこで、この自然含水比50%を境界として、50%粒径(D50)と最大乾燥密度の関係をみたのが図-8である²⁾。いま、粗粒土と中間土に着目してみると、自然含水比が50%以下では、かなりのばらつきはあるが50%粒径が大きいほど最大乾燥密度が大きくなるとい

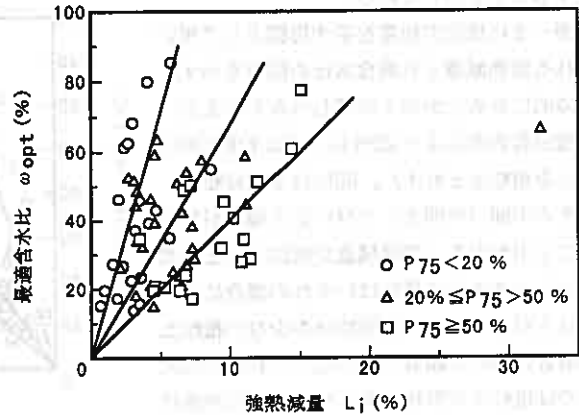


図-5 強熱減量と最適含水比の関係

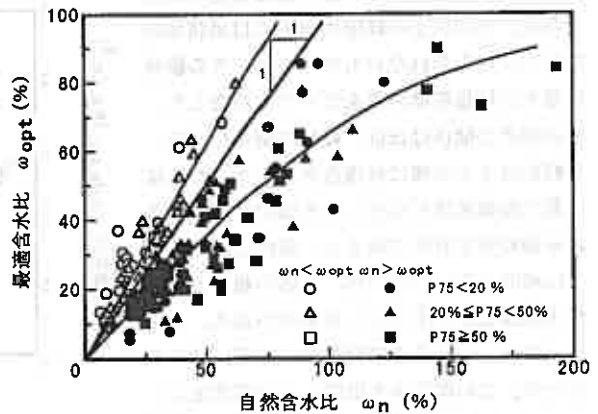


図-6 自然含水比と最適含水比の関係

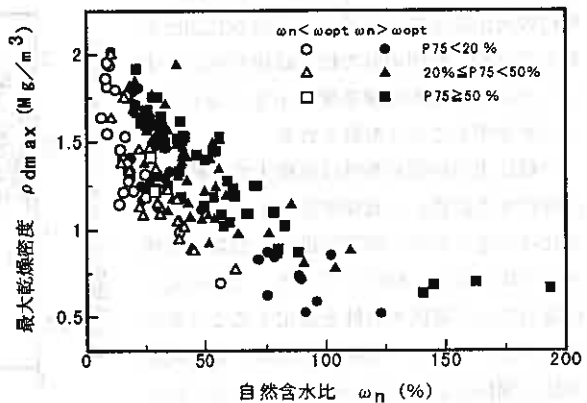


図-7 自然含水比と最大乾燥密度の関係

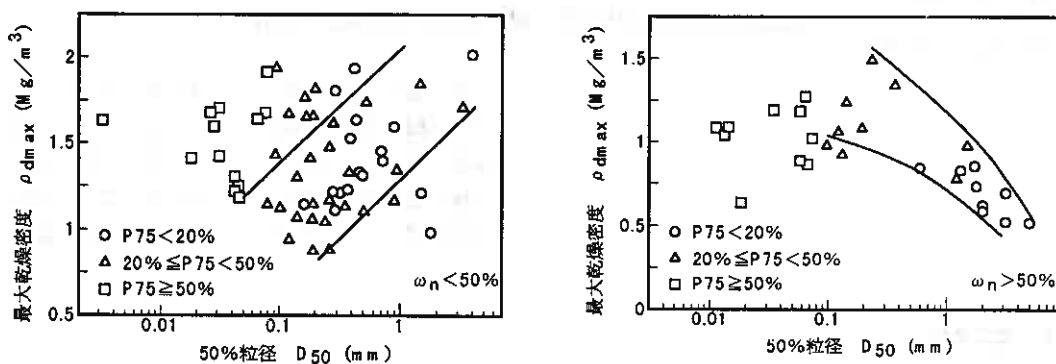


図-8 50%粒径と最大乾燥密度の関係

った一般的な傾向がみられるのに対し、自然含水比が50%以上では逆に50%粒径が大きいほど最大乾燥密度が小さくなっていく。

つぎに、地山乾燥密度と最大乾燥密度との関係を図-9に示す。地山密度は自然含水比と一義的な関係があり³⁾、それゆえ、最大乾燥密度との相関も高くなっている。地山密度は最大乾燥密度より小さくなっており、火山灰地盤は緩い状態で堆積しているといえよう。

4. まとめ

北海道内の火山灰土の工学的分類法の確立の一助とするために、火山灰土を細粒分含有率や自然含水比と最適含水比との大小関係により区分してその締固め特性を検討した。

火山灰土は一般の土のように粒度組成から締固め特性を把握することは困難であり、粗粒のものほど多孔質で粒子破砕の影響を受けやすいため、密度が小さくなるなどの特性がある。また、自然含水比が粒径によらず幅広く分布するため、締固め特性は自然含水比の影響を大きく受けることとなる。

土質分類で要求される条件は、簡易的な指標で工学的性質を反映する必要がある。火山灰土は成因や堆積環境などの影響を受けやすく、一般の土と異なる構造上の特殊性を多く有している。それゆえ、火山灰土の締固め特性は粒度組成などによる画一的な分類は難しく、むしろ土構造や粒子の保水性と関連する自然含水比のようなパラメータを用いることが有効である。

おわりに、本報告は地盤工学会北海道支部「火山灰質土の工学的分類委員会」（委員長：土岐祥介北海道大学教授）の研究成果の一部であり、本報告のとりまとめにご協力いただいた委員各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 能登繁幸, 川西是, 奥田慈, 原田厚子(1985): 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~pp.180
- 2) 川端伸一郎・神谷光彦(1995): 含水比を指標とした火山灰土の工学的性質について, 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発表論文集, pp.211~216
- 3) 池田晃一, 斉藤和夫, 三浦清一, 浅利正明(1995): 北海道に分布する火山灰土の土性, 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発表論文集, pp.217~222

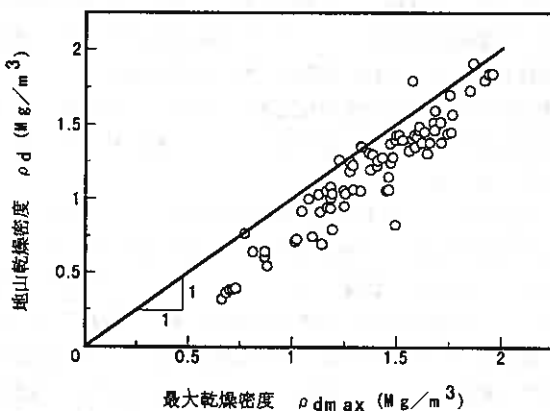


図-9 最大乾燥密度と地山乾燥密度の関係

火山性粗粒土の圧密・せん断による粒子破碎

室蘭工業大学 大学院 ○学生員 フェイ・マワレット
 (株)地崎工業 技術開発部 正 員 八木 一善
 室蘭工業大学 工学部 正 員 三浦 清一
 室蘭工業大学 大学院 学生員 左近 利秋
 北海道開発コンサルタント(株) 正 員 磯崎 真一

1. はじめに

北海道には未風化火山灰(火山性粗粒土)地帯が広く分布し、その力学的性質は生成過程や堆積構造、構成要素、分布地域、風化の程度などの相違により極めて多岐にわたることが予想される。このような火山灰土は有効な工学材料として多用されているが、その力学的性質については未解明の点が多い。このため筆者らは、噴出起源の異なるいくつかの北海道粗粒火山灰に対し、一連の静的せん断試験および繰返し非排水三軸試験を実施し、それらの静的、動的力学挙動を調べてきた。これらの試験結果から、火山性粗粒土ではその構成粒子が多孔質で脆弱なため、圧密やせん断過程でもたらされる粒子破碎の問題を無視してその強度-変形特性を把握することはできないこと、構成粒子の破碎には有効平均主応力と密接な関係があることなどが明らかにされた^{1) 2)}。

本研究では、まず4種類の破碎性火山灰土を対象とした各種の圧密試験を実施し、圧密過程でもたらされる粒子破碎特性を詳細に調べた。一連の試験の結果から、火山性粗粒土の圧密過程で生ずる粒子破碎は応力条件と圧密時間の影響を受けることがわかった。また、過去に実施した各種せん断試験のデータも併せて検討し、せん断時の応力系や排水条件の違いに関わらず、噴出起源を同一とする火山灰土ではその粒子破碎は有効平均主応力 p' とほぼ一義的な関係にあることが確認された。このような圧密・せん断過程でもたらされる粒子破碎は有効応力経路、すなわち $\eta (=q/p')$ にも支配され、 $\Delta Fc=f(p', \eta)$ の関数で表せることも明らかとなった。さらに本文では、粒子破碎を定量的に示す指標として、細粒分含有率の増加量 ΔFc の有効性についても議論している。

2. 火山灰試料及び試験方法

(1) 火山灰試料

本研究で用いた試料は、北海道各地の自然堆積地盤から採取した4種類の降下火山灰である。各試料の採取地点を図-1に示す。①門別町富川(富川火山灰土(TOMIKAWA VOLCANIC SOIL))、②苫小牧市柏原(柏原火山灰土(KASHIWABARA VOLCANIC SOIL))および③千歳市美々(美々火山灰土(BIBI VOLCANIC SOIL))から採取した火山灰土は、すべて支笏カルデラを噴出源としており、支笏第1テフラ(Spf1-1)に属している。その噴出年代は、3.1~3.4万年前と推定されている。また、道東の④中標津町佐佐(中標津火山

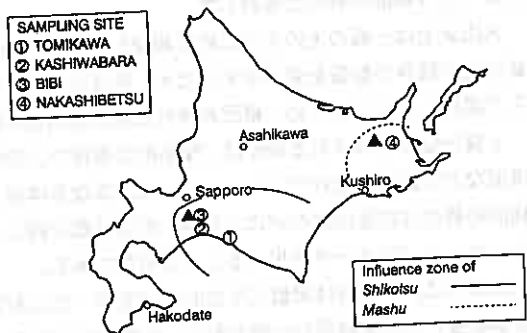


図-1 試料採取地点

灰土(NAKASHIBETSU VOLCANIC SOIL))で採取した摩周火山噴出物(Ma-1)は、1.1~1.3万年前に噴出した

Particle breakage of volcanic soils due to consolidation-shearing: Husayen Mawlit (Muroran Institute of Technology), Kazuyoshi Yagi (Chizaki Kogyo Co. Ltd.), Seiichi Miura (Muroran Institute of Technology), Toshiaki Sakon (Muroran Institute of Technology), Shinichi Isozaki (Hokkaido Engineering Consultants Co. Ltd.)

表-1 物理特性一覧表

SAMPLE NAME	ρ_s g/cm ³	ρ_d g/cm ³		ρ_d In-Situ g/cm ³	D_{50} mm	U_c	F_c %
		max	min				
① TOMIKAWA	2.22	0.522	0.428	0.49	1.25	3.05	1.07
② KASHIWABARA	2.38	0.604	0.491	0.53	1.08	2.79	1.03
③ BIBI	2.29	0.622	0.496	0.65	1.38	3.76	1.83
④ NAKASHIBETSU	2.48	0.407	0.287	0.41	4.60	5.11	1.83
⑤ TOYOURA SAND	2.64	1.639	1.339	—	0.18	1.60	0

ものである。各火山灰土の物理的性質を表-1に、粒径加積曲線を図-2にそれぞれ⑤豊浦標準砂(TOYOURA SAND)のそれと比較して示す。噴出源を等しくする富川、柏原、美々火山灰土は類似した粒度分布を示しているが、中標津火山灰土は他の火山灰土よりかなり粗粒である。さらに、中標津火山灰土の構成粒子は支笏火山灰よりもはるかに破砕性を示すことが分かっている¹⁾。また、いずれの試料も細粒分(7.5 μm 以下)含有率 F_c は2%以下と極めて少ない。

(2) 試験方法

本研究で実施した各種圧密試験を一括して表-2に示す。また以下に、各試験方法について述べる。

①標準圧密試験 (STANDARD CONSOLIDATION TEST (JS METHOD))

使用した火山灰は、富川、中標津火山灰土である。供試体は、30cmの高さに設置した漏斗から乾燥試料を空中落下させることにより再構成した。供試体の密度は、表-1に示される原位置地盤のそれ(ρ_{s1} , ρ_{s2})を目標値とした。なお、圧密箱の寸法は直径60mm、高さ20mmである。供試体を24時間浸水飽和させた後、地盤工学会基準²⁾に従って所定の最終圧密圧力 σ_v まで段階的に載荷した(図-3b(●→)、表-2①参照)。載荷終了後は、9.8kPaまで除荷して24時間膨張させた。

②一次元圧密試験 (ONE DIMENSIONAL CONSOLIDATION TEST (1-D TEST))

供試体の作製法、供試体寸法および荷重載荷の方法は標準圧密試験と同様である。なお、図-3での図示は省略したが、1254.4kPa以上の高圧レベル($\sigma_v = 1568, 1617, 1960, 2450\text{kPa}$)における粒子破砕も調査しており、この場合は三軸試験装置の載荷ロッド先端に載荷用器具を取付けて軸荷重を供試体に与えた。24時間飽和させた供試体を所定の圧密圧力 σ_v 、

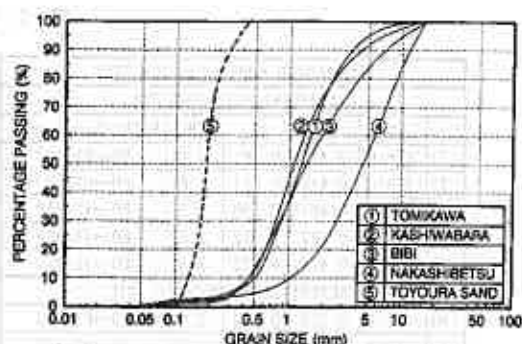


図-2 粒径加積曲線

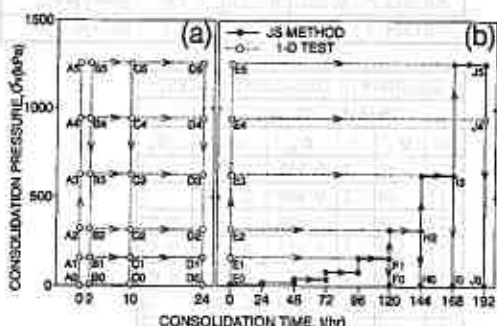


図-3 標準圧密・一次元圧密試験の応力-時間経路

圧密時間 t で載荷し(図-3a、3b(○→)、表-3②参照)、載荷終了後は9.8kPaまで除荷して変位量を記録した。

③等方圧密試験 (ISOTROPIC CONSOLIDATION TEST (ISO TEST))

直径70mm、高さ170mmの供試体を三軸セル内に設置後、二酸化炭素、脱気水を過し、引続き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た。なお、供試体は表-1の原位置密度を目標とし、多重ふるい落下法(MSP法)³⁾によって作成した。この方法により、全ての供試体の間隙水圧係数 B は確実に0.96以上の値を得ている。引続き、所定の有効拘束圧 σ'_v (=49、98、196、392kPa)のもとで等方圧密を行った(表-2③参照)。

なお、三軸圧縮試験、平面ひずみ試験の試験方法は既報⁴⁾で詳述した通りである。また以上の試験が終了後、ふるい分析を行い試験前後の粒度変化を調べている。

各試験では、図-4の応力 \cdot ひずみパラメータにより、有効平均主応力 p' および軸差応力 q を次のように定義している。

表-2 試験一覽

①STANDARD CONSOLIDATION TEST						
TOMIKAWA VOLCANIC SOIL						
No.	σ_v	ρ_{d0}	ρ_{dc}	ΔF_c	PATH (See Fig-3)	
T1	156.8	0.424	0.461	0.06	E0→F1→F0	
T2	313.6	0.449	0.517	0.60	E0→H2→H0	
T3	627.2	0.461	0.588	2.34	E0→I3→I0	
T4	940.8	0.432	0.632	3.88	E0→J4→J0	
T5	1254.4	0.457	0.672	6.49	E0→J5→J0	
NAKASHIBETSU VOLCANIC SOIL						
N1	156.8	0.328	0.399	2.23	E0→F1→F0	
N2	313.6	0.303	0.448	4.35	E0→H2→H0	
N3	627.2	0.323	0.519	8.13	E0→I3→I0	
N4	940.8	0.337	0.635	9.73	E0→J4→J0	
N5	1254.4	0.345	0.733	10.60	E0→J5→J0	

③ISOTROPIC CONSOLIDATION TEST						
TOMIKAWA VOLCANIC SOIL						
No.	σ'_c	t	ρ_{d0}	ρ_{dc}	ΔF_c	
T1	49	2	0.505	0.511		0
T2	98	2	0.490	0.507		0
T3	196	2	0.490	0.506	0.23	
T4	392	2	0.477	0.537	0.53	
T5	49	24	0.474	0.479	0.01	
T6	98	24	0.488	0.508	0	
T7	196	24	0.475	0.508	0.01	
T8	392	24	0.456	0.513	0.29	
KASHIWARA VOLCANIC SOIL						
K1	49	24	0.593	0.598		0
K2	98	24	0.589	0.607	0.27	
K3	196	24	0.562	0.597	0	
K4	392	24	0.605	0.662	0.78	
BIBI VOLCANIC SOIL						
B1	49	24	0.657	0.660		0
B2	98	24	0.609	0.615		0
B3	196	24	0.587	0.613		0
B4	392	24	0.649	0.708	0.23	
NAKASHIBETSU VOLCANIC SOIL						
N1	49	2	0.377	0.390	0.55	
N2	98	2	0.343	0.355	0.63	
N3	196	2	0.386	0.407	1.89	
N4	392	2	0.368	0.540	3.00	
N5	49	24	0.323	0.333	1.06	
N6	98	24	0.336	0.361	0.60	
N7	196	24	0.347	0.401	1.84	
N8	392	24	0.279	0.360	2.43	
N9	49	216	0.320	0.333	2.14	
N10	49	216	0.339	0.352	2.51	

NOTATION:

- σ_v : CONSOLIDATION PRESSURE (kPa)
- σ'_c : CONFINING PRESSURE (kPa)
- t: CONSOLIDATION TIME (hr)
- ρ_{d0} : DRY DENSITY AT INITIAL STATE (gf/cm³)
- ρ_{dc} : DRY DENSITY AFTER CONSOLIDATION (gf/cm³)
- ΔF_c : INCREMENT OF FINER CONTENT (%)

②ONE DIMENSIONAL CONSOLIDATION TEST						
TOMIKAWA VOLCANIC SOIL						
No.	σ_v	t	ρ_{d0}	ρ_{dc}	ΔF_c	PATH (See Fig-3)
T1	156.8	2	0.450	0.491	0.02	A0→A1→B1→B0
T2	313.6	2	0.437	0.514	0.70	A0→A2→B2→B0
T3	627.2	2	0.472	0.651	1.73	A0→A3→B3→B0
T4	940.8	2	0.442	0.619	3.52	A0→A4→B4→B0
T5	1254.4	2	0.446	0.667	5.46	A0→A5→B5→B0
T6	156.8	10	0.439	0.481	0.01	A0→A1→C1→C0
T7	313.6	10	0.444	0.519	0.48	A0→A2→C2→C0
T8	627.2	10	0.455	0.581	1.68	A0→A3→C3→C0
T9	940.8	10	0.458	0.665	3.75	A0→A4→C4→C0
T10	1254.4	10	0.446	0.673	5.15	A0→A5→C5→C0
T11	156.8	24	0.476	0.507	0.26	A0→A1→D1→D0
T12	313.6	24	0.448	0.532	0.62	A0→A2→D2→D0
T13	627.2	24	0.465	0.591	1.62	A0→A3→D3→D0
T14	940.8	24	0.429	0.617	4.03	A0→A4→D4→D0
T15	1254.4	24	0.416	0.649	6.02	A0→A5→D5→D0
T16	1617.0	24	0.457	0.737	10.20	
T17	1960.0	24	0.403	0.707	15.61	
T18	2450.0	24	0.391	0.728	16.87	
KASHIWARA VOLCANIC SOIL						
K1	156.8	24	0.531	0.573	0	A0→A1→D1→D0
K2	313.6	24	0.535	0.623	1.19	A0→A2→D2→D0
K3	627.2	24	0.528	0.729	1.98	A0→A3→D3→D0
K4	940.8	24	0.511	0.778	5.20	A0→A4→D4→D0
K5	1254.4	24	0.527	0.774	5.14	A0→A5→D5→D0
BIBI VOLCANIC SOIL						
B1	156.8	24	0.636	0.683	0.09	A0→A1→D1→D0
B2	313.6	24	0.675	0.760	0	A0→A2→D2→D0
B3	627.2	24	0.623	0.769	0.90	A0→A3→D3→D0
B4	940.8	24	0.690	0.907	1.27	A0→A4→D4→D0
B5	1254.4	24	0.610	0.844	3.27	A0→A5→D5→D0
NAKASHIBETSU VOLCANIC SOIL						
N1	156.8	2	0.347	0.455	4.20	A0→A1→B1→B0
N2	313.6	2	0.341	0.514	3.62	A0→A2→B2→B0
N3	627.2	2	0.331	0.662	7.81	A0→A3→B3→B0
N4	940.8	2	0.320	0.598	10.24	A0→A4→B4→B0
N5	1254.4	2	0.354	0.742	9.71	A0→A5→B5→B0
N6	156.8	10	0.366	0.448	4.10	A0→A1→C1→C0
N7	313.6	10	0.373	0.386	4.68	A0→A2→C2→C0
N8	627.2	10	0.309	0.527	6.76	A0→A3→C3→C0
N9	940.8	10	0.316	0.609	7.90	A0→A4→C4→C0
N10	1254.4	10	0.329	0.689	9.69	A0→A5→C5→C0
N11	156.8	24	0.303	0.374	2.61	A0→A1→D1→D0
N12	313.6	24	0.315	0.428	3.80	A0→A2→D1→D0
N13	627.2	24	0.315	0.542	7.54	A0→A3→D3→D0
N14	940.8	24	0.324	0.749	8.78	A0→A4→D4→D0
N15	1254.4	24	0.343	0.725	10.42	A0→A5→D5→D0
N16	156.8	120	0.340	0.399	2.78	E0→E1→F1→F0
N17	313.6	144	0.336	0.481	4.63	E0→E2→H2→H0
N18	627.2	168	0.300	0.510	9.03	E0→E3→I3→I0
N19	940.8	192	0.306	0.571	12.28	E0→E4→J4→J0
N20	1254.4	192	0.341	0.761	15.40	E0→E5→J5→J0
N21	1568.0	24	0.318	0.736	29.74	
N22	1960.0	24	0.304	0.843	30.25	

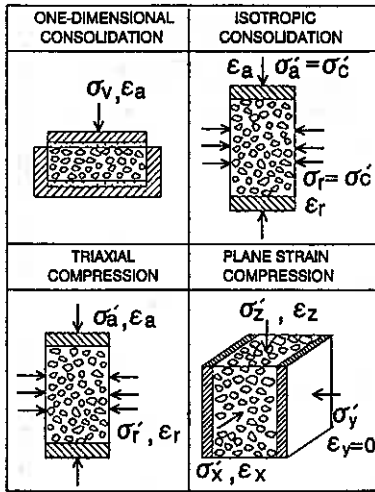


図-4 応力-ひずみパラメータ

・標準圧密試験、一次元圧密試験

$$p' = p'_{e'} = (\sigma'_v + 2K_0 \sigma'_h) / 3 = 2\sigma'_v / 3 \quad (1)$$

$$q = |\sigma'_v - \sigma'_h| = |\sigma'_v - K_0 \sigma'_v| = 0.5\sigma'_v \quad (2)$$

(ただしここでは $\phi' = 30^\circ$ と仮定し、Jakyの式より $K_0 = 0.5$ としている)

・等方圧密試験、三軸圧縮試験

$$p' = (\sigma'_{a'} + 2\sigma'_{r'}) / 3 \quad (3)$$

$$q = |\sigma'_{a'} - \sigma'_{r'}| \quad (4)$$

・平面ひずみ試験

$$p' = (\sigma'_{x'} + \sigma'_{y'} + \sigma'_{z'}) / 3 \quad (5)$$

$$q = \left(\frac{(\sigma'_{x'} - \sigma'_{y'})^2 + (\sigma'_{y'} - \sigma'_{z'})^2 + (\sigma'_{z'} - \sigma'_{x'})^2}{2} \right)^{1/2} \quad (6)$$

$$\sigma'_{x'} = \sigma'_{s3}, \sigma'_{y'} = \sigma'_{s2}, \sigma'_{z'} = \sigma'_{s1} \quad (7)$$

3. 試験結果と考察

(1) 粒子破碎の指標

粒子破碎という現象が土の粒度や粒子の特性の変化に単に影響を与えるばかりでなく、土の工学的性質にも大きな変化をもたらすことは言うまでもない。一般に火山性粗粒土は粒子自身が脆く、比較的低い圧力レベルで破碎されやすい粒状体であると考えられていることから、力学特性に及ぼす粒子破碎の影響は大きい。この粒子破碎が火山性粗粒土の力学的性質に与える影響を定量的に把握するためには、粒子破碎の程度を示す指標が必要である。従来から、

粒子破碎前後の粒度変化、比表面積の増加量 $\Delta S^{(7) (8)}$ 、ある粒径未満の粒子の増加量を求めるなどの方法が提案されている。これらの指標の中で、細粒分含有率の増加量 $\Delta Fc(75\mu\text{m以下})$ は、ふるい分析によって簡単に求められ、かつ細粒分の工学的意味が明確であるなどの理由から、粒子破碎を表現する有効な指標と考えられる^{2) (10)}。

ΔFc と他のパラメータの相関を見定めるために、まず ΔS との対応関係を調べてみた。ここで、比表面積 S は次式で求められる^{1) (12)}。

$$S = (\rho \sum y_i / d_i) / (\rho_s \sum y_i) \quad (8)$$

ここに、

S : 単位重量当りの比表面積 (cm^2/g)

ρ : 形状係数

ρ_s : 土粒子の比重 (g/cm^3)

y_i : あるふるい径間の残留率 (%)

d_i : あるふるい径間の算術平均径 (cm)

なお、粒子の最小径は $5\mu\text{m}$ と仮定している。

図-5(a)は、標準圧密、一次元圧密 (圧密時間 $t=2, 10, 24\text{hr}$) および等方圧密試験 ($t=2, 24\text{hr}$) から求めた ΔFc - ΔS 関係である。また、図-5(b)には、圧密排水三軸試験で得られたその関係を示した。これらの図から、いずれの火山灰土もかなりの粒子破碎が生じ、特に中標津火山灰土では破碎が顕著であることが示されている。また、支笏火山灰 (富川、柏原、美々) と摩周火山灰 (中標津) で異なる関係 (主として粒子の比重の違いによるものである) にあるものの、試験手法に関らず圧密とせん断による ΔFc - ΔS 関係は、ほぼ同一の線形関係にあることがわかる。また、粒子破碎が卓越する中標津火山灰土については、 ΔS よりも ΔFc の方が粒子破碎の程度を敏感に表していると言える。以上から、 ΔFc が火山性粗粒土の粒子破碎を評価するための適切な指標と考え、以下の考察では ΔFc を用いて議論する。

(2) 一次元圧密による粒子破碎特性

図-6は、富川、中標津火山灰土について行った標準圧密試験の代表的な e - $\log \sigma'_v$ - ΔFc 関係 (最終圧密圧力 $\sigma'_v = 1254.4\text{kPa}$) をプロットしたものである。図では、両火山灰土の圧縮性が明確に異なり、中標津火山灰土のそれははるかに著しくなっていることがわかる。また中標津火山灰土の e - $\log \sigma'_v$ 曲線から、

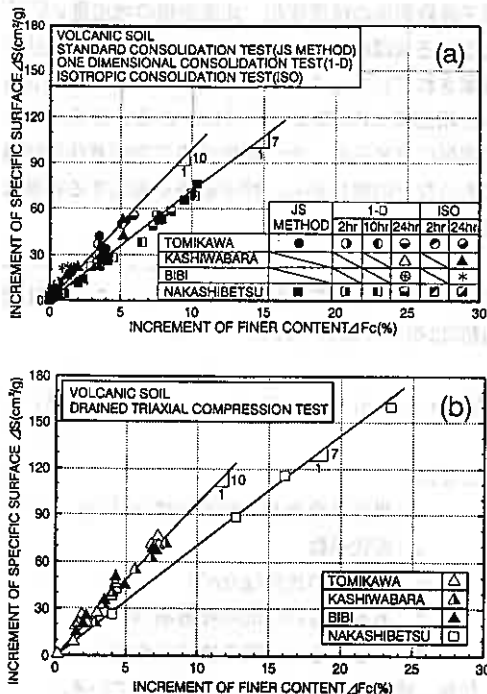


図-5 ΔFc と ΔS の関係：(a)各圧密試験、(b)各排水三軸圧縮試験

圧密降伏応力は $\sigma_{v,0} = 110\text{kPa}$ 程度であり、この降伏応力後に中標津火山灰土の ΔFc が急増していることが分かる。このことより、中標津火山灰土の一次元圧密による粒子破碎は、かなり低い圧力レベルから進行するものの、圧密降伏応力を越えてから飛躍的に増加することが明らかである。一方富川火山灰土では、 $e - \log \sigma_v$ 曲線での直線部が明確には現れず、圧密降伏応力は得られていないが、 $e - \log \sigma_v$ 曲線の変曲点付近から粒子破碎が急増している。

図-7は、最終圧密圧力 $\sigma_{v,0} = 1254.4\text{kPa}$ での圧密時間 t と圧密度 d (ダイヤルゲージの読み)の関係を表わしたもので、 \sqrt{t} 法によって整理されている。この図から、初期直線の水平距離の1.15倍の水平距離を持つ直線と $d - \sqrt{t}$ 曲線はわずか0.1min程度の時間内で交差し、理論圧密度の90%が載荷直後に完了していることが分かる。このことから、間隙の減少だけではなく粒子破碎のほとんどが載荷直後に生じ、その後徐々に破碎が進行しているものと思われる。また、図-6と同様に中標津火山灰土の体積変化は富川火山灰土よりはるかに著しいものとなっている。

図-8は、各火山灰土の標準圧密試験、一次元圧密試験(圧密時間 $t = 2, 10, 24$ 時間)での軸ひずみ ε_a と

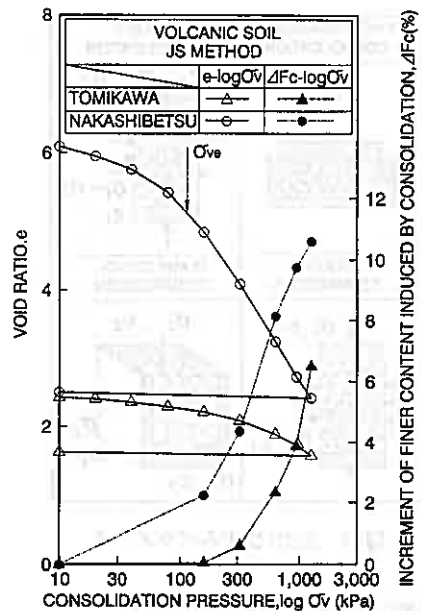


図-6 $e - \log \sigma_v$ 曲線と ΔFc の関係($\sigma_{v,0} = 1254.4\text{kPa}$)

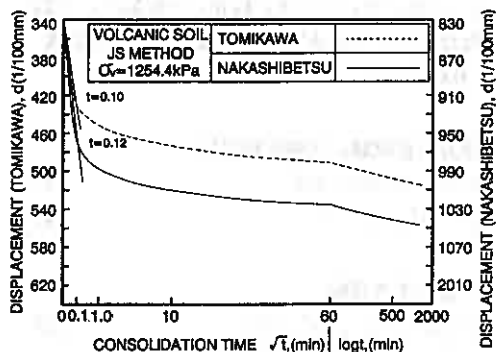


図-7 圧密度と時間の関係

有効平均主応力 p' の関係を整理したものである。支笏火山灰(富川、柏原、美々)と摩周火山灰(中標津)の $\varepsilon_a - p'$ 関係は24時間以内ではほとんど差がなく、それぞれ各火山灰土ごとに一義的な関係にあることがわかる。また上述のように、中標津火山灰は他の火山灰土よりもはるかに圧縮性が高い。

図-9では、圧密時間が24時間以内の各一次元圧密試験と標準圧密試験で求められた ΔFc と p' の関係を示している。この関係も、 $\varepsilon_a - p'$ 関係と同様に24時間以内での圧密時間の違いによる粒子破碎量の差は見あらず、各火山灰土で一義的な関係にある。ここで、中標津火山灰土が比較的低い有効平均主応力から粒子破碎が急増しているのに対し、富川火山

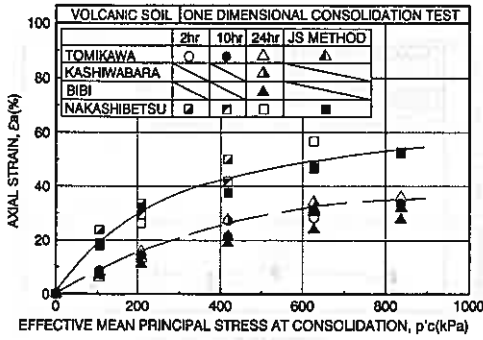


図-8 一次元圧密による $\epsilon_a - p'_c$ の関係

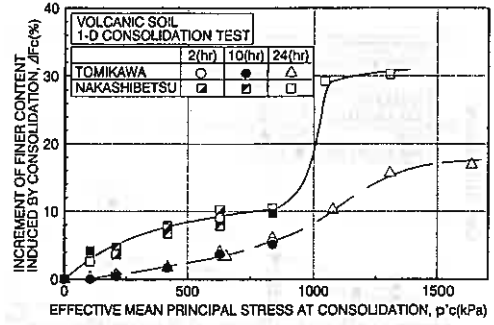


図-11 高圧圧縮による粒子破碎特性

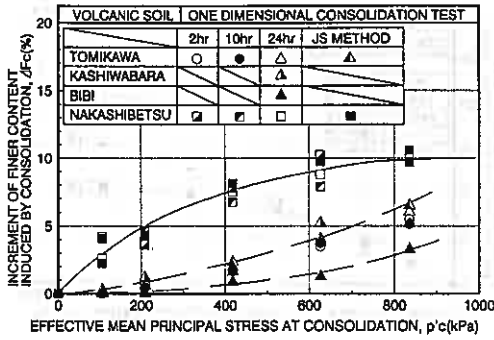


図-9 一次元圧密による $\Delta Fc - p'_c$ の関係

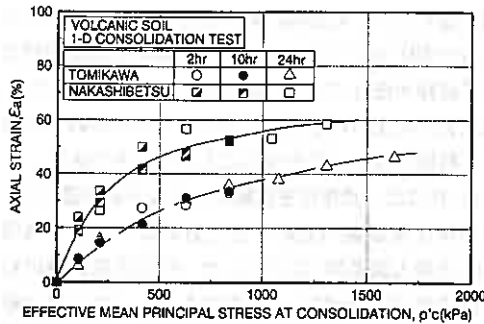


図-10 高圧圧縮による軸ひずみ挙動

灰土は $p'_c = 200\text{kPa}$ 付近から粒子破碎量が増加すること注目したい。このことは、図-6で示した圧密降伏応力と ΔFc の関係を裏付けている。さらに、各火山灰土の ΔFc 値が図-8で示した ϵ_a の大小関係を表わしていることから、一次元圧密による粒子破碎に軸ひずみ変化が密接に関係していると言える。

ここで、これらより高圧域における粒子破碎挙動を調べるため、 $\sigma_v = 1568 \sim 2450\text{kPa}$ における ΔFc を

調べてみた。図-10、11は、図-8、9にこれらの高圧域におけるデータをプロットしたものである。中標津火山灰土は、有効平均主応力 $p'_c = 850\text{kPa}$ 付近を越えた時点で粒子破碎が著しく進行し、 $p'_c = 1000\text{kPa}$ で $\Delta Fc = 30\%$ となるが、これ以上の圧力では破碎は進行していない。また富川火山灰土では粒子破碎は漸増し、 $p'_c = 1300\text{kPa}$ 付近でほぼ収束している。このことから、富川、中標津火山灰土の粒子破碎はそれぞれ $p'_c = 1000\text{kPa}$ 、 1300kPa にて完了し、それ以上の圧力を与えても粒子破碎はほとんど生じないと思われる。一方、図-10の $\epsilon_a - p'_c$ 関係では、 1000kPa 以上の圧力域において、発生軸ひずみの急変は認められない。このことは、粒子破碎が軸ひずみ、つまり間隙の大きな変化を伴わず、微視的な粒子間接点で進行することを示したものと考えられる。

(3) 等方圧密による粒子破碎特性

図-12に等方圧密試験で求められた軸ひずみ ϵ_a と有効平均主応力 p'_c の関係を示す。この図から、支笏火山灰土の圧密時間2時間および24時間における $\epsilon_a - p'_c$ 関係は、一次元圧密と同様にほぼ一義的な関係にあることが理解される。また中標津火山灰土の発生軸ひずみは、支笏火山灰(富川、柏原、美々)のそれよりも高い値を示す。また図-13に示した $\Delta Fc - p'_c$ 関係から、一次元圧密試験結果と同様に中標津火山灰土の粒子破碎が卓越していることがわかる。しかし、この二つの試験結果を比較すると等方圧密条件より一次元圧密条件でのそれが大きく発生している。その理由は各試験の応力経路の違いによるものであり、これについては後述する。

(4) 粒子破碎特性に及ぼす圧密時間の影響

前述までの各圧密試験では、24時間以内の圧密時

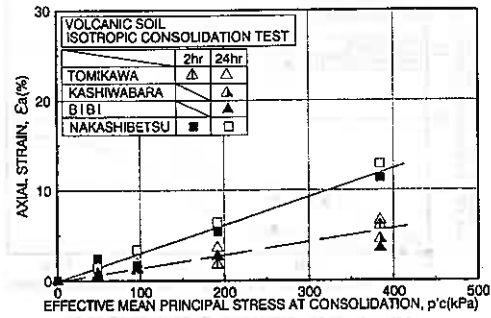


図-12 等方圧密による ϵ_a - p'_c 関係

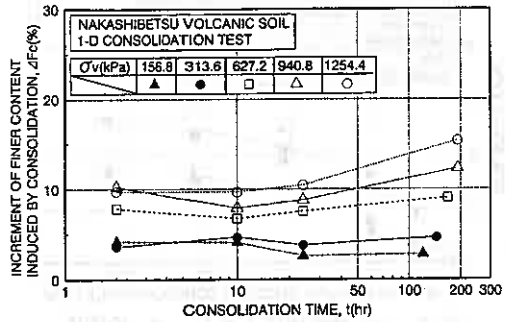


図-15 一次元圧密(2~192時間)による ΔFc - t 関係

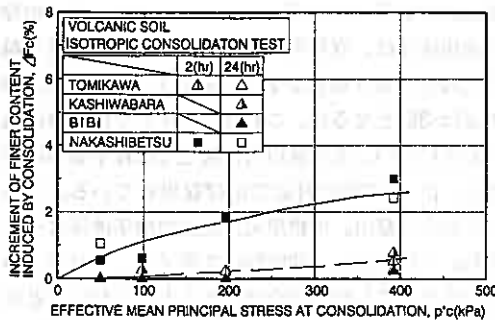


図-13 等方圧密による ΔFc - p'_c 関係

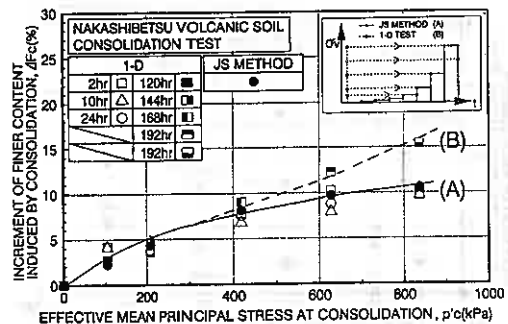


図-16 異なる応力-時間経路での粒子破砕の比較

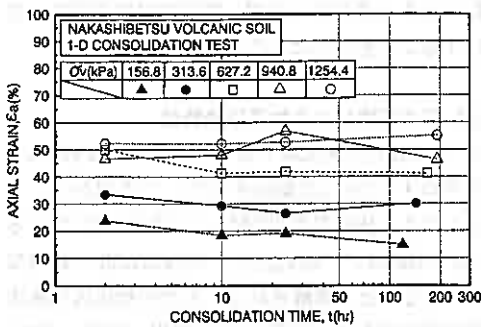


図-14 一次元圧密(2~192時間)による ϵ_a - t 関係

間について論じた。ここでは、各火山灰土の一次元圧密で生じる粒子破砕に及ぼす圧密時間の影響について考察する。図-14は、一次元圧密において圧密時間($t=2\sim 192\text{hr}$)の変化による発生軸ひずみの挙動を示している。この図では、圧密時間が長くなっても軸ひずみ量はほとんど増加しないことが示されている。一方、図-15に示した ΔFc - t 関係では、 $\sigma_v=313.6\text{kPa}$ 以上の圧密圧力において圧密時間の増加に

伴う ΔFc の増加が認められる。このことは、圧密時間が長くなっても間隙の減少はほとんど生じないが、ある圧密圧力以上になると粒子間接点での微視的な粒子破砕が進行することを示している。このように、粗粒火山灰土の粒子破砕はある圧力レベル以上において時間依存性が存在することが明らかである。

図-16には、標準圧密試験による粒子破砕量(A)と、各標準圧密試験の最終圧密圧力および全圧密時間(図-16挿入図参照)に対応した一次元圧密試験の粒子破砕量(B)を比較したものである。これらの比較は、応力-時間経路の相違による ΔFc の変化を明らかにしている。図によれば、 $p'_c=300\text{kPa}$ ($\sigma_v=450\text{kPa}$)付近で経路(A)と(B)における ΔFc に差が生じ、圧密圧力すなわち有効平均主応力が増加するほど経路(B)の粒子破砕が増加していることが伺える。これは図-15で示された圧密圧力および圧密時間に粒子破砕が依存することを裏付けた結果と言えよう。

一方図-17には、 $\sigma'_c=49\text{kPa}$ の等方圧密試験において、圧密時間 t を2~216hrまで変化させた場合の ΔFc の変化を示した。また図には、 $\sigma'_c=98、196、$

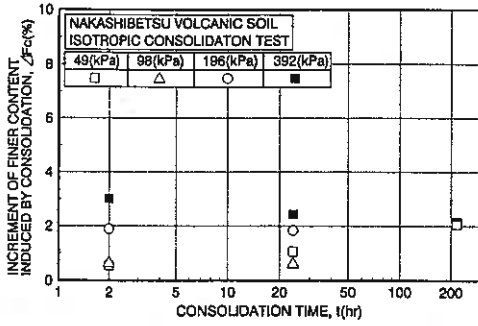


図-17 等方圧密(2~216時間)による ΔFc - t 関係

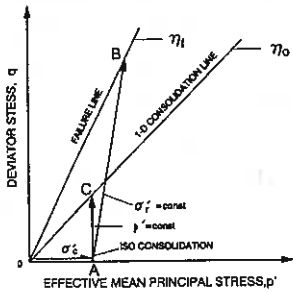


図-18 各試験の応力経路

392kPaの $t=2, 24hr$ における細粒分含有率の変化もプロットした。各有効拘束圧の24hr以内における ΔFc の変動は、一次元圧密と同様にほとんど無視できる程度である。ただし、 $\sigma'_v=49kPa$ の $t=24hr$ と $t=216hr$ を比較すると若干の ΔFc の増加が認められ、等方圧密過程においても粒子破碎に時間依存性が存在する可能性が示されている。ただし、試験データが限られているため、今後より詳細な検討が必要である。

(5) 粒子破碎特性に及ぼす応力経路の影響

図-18には、今回行った一次元圧密、等方圧密試験と過去に行った排水三軸せん断試験^{1) 2)}の応力経路を示している。一次元圧密試験の経路は $0 \rightarrow C$ 、等方圧密試験の経路は $0 \rightarrow A$ 、排水三軸せん断試験の経路は $0 \rightarrow A \rightarrow B$ である。この応力経路を見ると、一次元圧密試験では、所定の最終荷重に到達するまでに、有効平均主応力が作用すると同時に式(2)で求まるせん断応力も作用する。すなわち、 $\eta_v=(q/p'_v)=0.75$ となる(式(1)、(2)より)。等方圧密試験では $\eta=0$ であり、せん断応力は作用しない。また、排水三軸

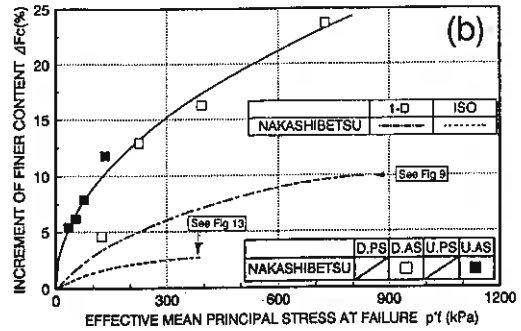
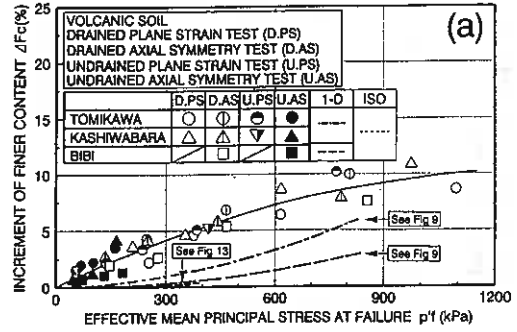


図-19 各圧密・せん断試験による ΔFc - p' 関係：
(a)富川、柏原、美々、(b)中標津

せん断試験では有効拘束圧 σ'_v のもとで等方圧密した後に、破壊包絡線で決定される η_r で破壊に至る。これらの応力経路の違いによる粒子破碎特性の変化について以下に考察する。

図-19(a)、(b)は、標準圧密試験(JS METHOD)、一次元圧密試験(1-D)、等方圧密試験(ISO)と排水三軸圧縮試験(D.AS)、非排水三軸圧縮試験(U.AS)、排水平面ひずみ(D.PS)および非排水平面ひずみ試験(U.PS)から求められた細粒分含有率の増加量 ΔFc と有効平均主応力 p' (D.AS、U.AS、D.PS、U.PSは破壊時 p'_r)との関係を示している。どのせん断試験でも、噴出源が同じであれば、一義的關係で整理できるようなのである。図では、摩周降下生成物(中標津火山灰土)に関して、圧密・せん断過程ともに支笏火山灰(富川、柏原、美々)より構成粒子の破碎が多くなり、また有効平均主応力の減小する非排水せん断での粒子破碎量は、排水せん断より少なくなることが示されている。さらに、各試験での圧密、せん断時の応力条件、つまり応力経路が粒子の破碎を大きく左右し、さらにせん断過程で生じる構成粒子の破碎は圧密過程で発生するそれよりもはるかに大きいことは注目

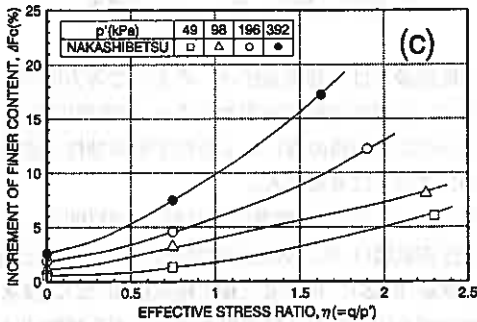
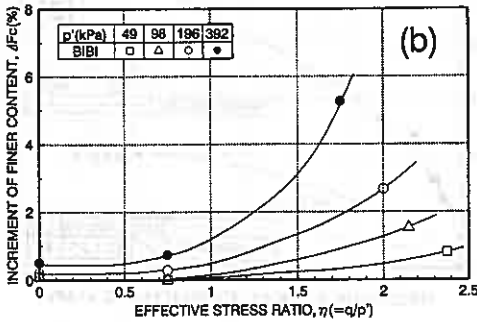
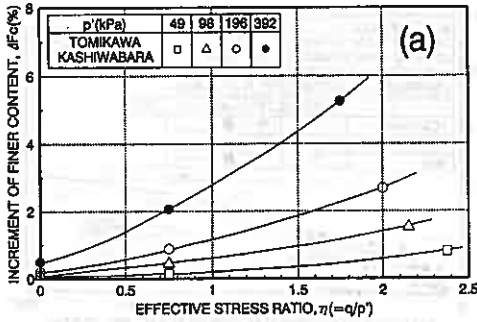


図-20 各火山灰土の ΔF_c - η 関係：(a)富川・柏原灰土、(b)美々火山灰土、(c)中標津火山灰土

すべきところであろう。

図-20(a)、(b)、(c)は、各火山灰土について等方圧密、一次元圧密試験および排水、非排水三軸圧縮試験の応力経路から求められた η と細粒分含有率の増加量 ΔF_c の関係を有効平均主応力 p' =49、98、196、392kPaごとに整理したものである。この図から、 η と p' の増加に伴って ΔF_c は増加することがわかる。また、支笏火山灰より摩周火山灰の方が η と p' の増加に伴う ΔF_c の増加はやや大きくなる。さらに、各火山灰土におけるこの関係は $\Delta F_c=f(p', \eta)$ で表現

できることが明らかである。

このように、火山性粗粒土の粒子破碎は試験条件によって異なる有効応力経路に支配されており、その破碎を定量的に示す ΔF_c は、 η 、 p' の関数として表現されることが明らかである。

4. まとめ

本研究では、北海道各地から採取した噴出源の異なる数種類の火山性粗粒土の圧密およびせん断過程での粒子破碎について調べ、以下の結論を得た。

- 1)一次元圧密条件では、圧密圧力の増加に伴って粒子破碎が増加し、特に圧密降伏応力を越えると粒子破碎は著しく増加する。また、粒子破碎のほとんどは荷初期に発生している。
- 2)火山灰粗粒土の粒子破碎は、ある圧密圧力で急増し、その後一定値に収束する傾向にある。
- 3)火山性粗粒土の圧密・せん断過程で生ずる粒子破碎量 ΔF_c は、それぞれ有効平均主応力と一義的な関係にある。
- 4)各火山灰土の粒子破碎では、24時間以内では圧密時間の違いによる ΔF_c の変化は認められない。ただし、脆弱な構成粒子から成る火山灰土ではある圧力レベルで圧密が進行するに従い粒子破碎が増加する。
- 5)破碎性粒状体である火山性粗粒土の粒子破碎は応力経路に強く依存し、 $\eta(=q/p')$ および p' が大きくなる経路ほど粒子破碎は増加することがわかった。また構成粒子の破碎量は、 $\Delta F_c=f(p', \eta)$ で定量化できる。

謝 辞

最後に、実験およびデータ整理にご協力を得た中田 隆文(室工大大学院)、佐久間 力(室工大4年)各君に記して謝意を表します。また川村 志麻助手には貴重な討論をいただいている。

参考文献

- 1)三浦 清一、八木 一善、阿曾沼 剛、フセイン・マウレット：圧密・せん断による火山灰粒状体の破碎特性、土木学会第50回年次学術講演集、PP.344-345、1995。

- 2) 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、(投稿中)
- 3) 土質工学会：土質試験の方法と解説、1990.
- 4) Miura, S. and Toki, S.: A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation- strength properties of sand, Soils and Foundations, Vol.22, No.1, pp.61-67, 1982.
- 5) Miura, S., Yagi, K. and Kawamura, S.: Deformation- strength anisotropy and particle crushing of volcanic coarse grained soils, Proc. of The International Symposium on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, IS-Hokkaido, pp.329-334, 1995.
- 6) 磯崎 真一、三浦 清一：北海道火山灰質粗粒土の変形・強度特性と粒子破碎、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発表論文集、pp.223-228, 1995.
- 7) 福本 武明：粒子破碎を示す指標、土と基礎。Vol.29、No.12、pp.64-65、1981.
- 8) 三浦 哲彦、山内 豊聡：砂のせん断特性に及ぼす粒子破碎の影響、土木学会論文集、No.260/II -99、pp.106-118、1977.
- 9) Ueng, T-S., Tzou, Y-M and Lee, C-J.: The effect of end restraint on volume change and particle breakage of sands in triaxial tests, ASTM STP 997, Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, pp.679-691, 1988.
- 10) 三浦 清一：粒子破碎、粒状体の力学、土質工学会、pp.117-120、1993.
- 11) 井伊谷 銅一：粉体工学ハンドブック、朝倉書店、pp.42-80、1967
- 12) 北郷繁、神谷光彦：火山灰土の粒子破碎と強度との関係についての実験的研究、第10回土質工学研究発表会講演集、pp.181-184.

火山性粗粒土の繰返し非排水強さに及ぼす圧密時間の影響

室蘭工業大学 大学院 ○学生員 阿曾沼 剛
 室蘭工業大学 工学部 正 員 三浦 清一
 (株)地崎工業 技術開発部 正 員 八木 一善
 室蘭工業大学 大学院 学生員 左近 利秋

1. まえがき

自然堆積地盤は、一般に自重による長期圧密を受けており、何らかの原因による上載圧の除去によって、過圧密状態にあると考えられる。このことは火山灰地盤においても例外ではなく、地盤の液状化強度を評価するうえで、圧密履歴の影響について検討しておくことが必要である。また、北海道では激しい火山活動により生成された火山灰、軽石、スコリアが広範に分布しているが、このような火山灰地盤が過去の北海道周辺で発生した地震により、大きな被害を受けたことが報告されている^{1) 2) 3)}。このような背景から、筆者らは道内で採取された数種類の火山性粗粒土について静的ならびに動的力学特性²⁾の解明を進めるとともに、さらに一連の過圧密履歴を与えた供試体に対する繰返し非排水三軸試験を実施して過圧密による液状化強度の変化を詳細に検討した³⁾。この研究から、破碎性の卓越する火山灰土は通常の粗粒土に比べてはるかに強い過圧密効果が認められたことから、特に応力履歴の影響を受けやすい材料ではないかと思われた。

そこで本研究では、他の応力履歴のうち圧密時間の影響を取り上げた。すなわち、2種類の火山性粗粒土に対し、圧密時間 t_c を2時間、24時間、336時間(14日間)と変化させた繰返し非排水三軸試験を行った。試験結果によれば、非破碎性の粒状体については今回の圧密時間内において液状化強度に大きな変化はなかったものの、破碎性粒状体については長期圧密による液状化強度の確実な変化を確認することができた。このことから長期圧密履歴による液状化強度の増加に対し、粒子破碎が何らかの影響を与えているものと考え、液状化強度の変化とともに粒子破碎特性の変化についても検討している。

2. 試験に用いた試料の概要

試験に用いた火山灰土は、過去の研究と同様³⁾、森町姫川、中標津町武佐で採取されたものである。以下では、それぞれの試料を①森火山灰土(Mori Volcanic Soil)、②中標津火山灰土(Nakashibetsu Volcanic Soil)と略称する。ここで、駒ヶ岳を噴出起源とする森火山灰土は1640年の噴火による降下堆積物(K₀-d)である。構成粒子はかなり硬質

表-1 物理特性

SAMPLE NAME	ρ_s g/cm ³	ρ_d g/cm ³		ρ_d In-Situ g/cm ³	D ₅₀ mm	U _c	F _c %
		max	min				
① MORI	2.82	1.589	1.314	1.49	0.66	2.37	0.15
② NAKASHIBETSU	2.48	0.407	0.287	0.41	4.60	5.11	1.83
③ TOYOURA SAND	2.64	1.639	1.336	—	0.18	1.60	0

で、非破碎性粒状体として扱って良いことがわかっている³⁾。一方、摩周降下生成物(Ma-1)である中標津火山灰土は、1.1~1.3万年前に噴出されたものと推定される。また、この試料は1994年10月4日に発生した北海道東方沖地震の際に中標津町にて液状化現象が認められた火山性粗粒土と同一の試料であり、過去の研究^{2) 3)}から粒子破碎しやすい粒状体であることがわかっている。これらの火山灰質土の物理的性質を表-1に、粒径加積曲線を図-1に、それぞれ豊浦標準砂と比較して示す。表-1には、砂の最大・最小密度試験(地盤工学会基準)より求めた最大・最小乾燥密度 ρ_{dmax} 、 ρ_{dmin} と原位置での乾燥密度 $\rho_{d in-situ}$ を示した。2種類の試料ともに細粒分($\leq 75\mu m$)含有率F_cは2%以下と少ない。なお、森火山灰土の土粒子密度 ρ_s は黒

Effect of long term consolidation on cyclic undrained strength of volcanic coarse-grained soils; Tsuyoshi Asonuma, Seiichi Miura (Muroran Institute of Technology), Kazuyoshi Yagi (Chizaki Kogyo Co.Ltd.), Toshiaki Sakon (Muroran Institute of Technology)

色鉱物を多く含むため、中標津火山灰土と比べて大きな値となっている。

3. 試験方法

供試体の寸法は、直径70mm、高さ170mmの円柱である。供試体はすべて乱した試料を多重ふるい落下法（MSP法）⁴⁾により作製している。また、等方圧密後の供試体密度 ρ_{s0} は表-1の原位置のそれを目録値としている。

繰返し非排水試験の方法は、以下の通りである。供試体を三軸セル内に設置し、CO₂、脱気水を通した後、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。この方法によりすべての供試体の間隙圧係数Bは確実に0.96以上の値を得ることができている。ただし、圧密が長期間になるほどB値が低下する傾向にあるためセル水には脱気水を使用した。この理由は、4-2. で述べる。有効拘束圧 $\sigma'_{c0}=49\text{kPa}$ のもとで所定の圧密時間（2、24、336時間（14日間））で等方圧密を行った後、空圧式の繰返し非排水三軸試験機を用いて、軸差応力振幅一定、載荷周波数0.1Hzの正弦波で、両振幅軸ひずみDAが5%以上に達するまで繰返し非排水載荷を行っている。試験中、軸荷重、軸変位、間隙水圧が計測され、試験結果は繰返し軸差応力の片振幅 σ_a に基づいて整理されている。

4. 試験結果と考察

4-1. 圧密時間が液状化特性に及ぼす影響

図-2 (a)、(b) は、一連の繰返し非排水三軸試験 ($\sigma'_{c0}=49\text{kPa}$) から得た中標津および森火山灰土の圧密時間 $t_c=2$ 、18²⁾、24、336hrにおける両振幅軸ひずみDA=5%が生じたときの繰返し回数 N_c とDA=1%に至るまでの繰返し応力比の平均値 ($\sigma_a/2\sigma'_{c0}$) との関係を示している。また、比較のために一連の過圧密供試体に関する試験で得られたOCR=2のデータ²⁾も示している。図-2 (a) では、中標津火山灰土の結果を示している。図から、 $t_c=2$ 、18、24hrの液状化強度はほぼ一致した値となっているが、 $t_c=336$ hrのそれは、やや高めの値を示していることがわかる。なお、これらの液状化強度とOCR=2（先行圧密18hr、除荷2hr）のそれを比較すると、繰返し応力比の大きな差を確認することができる。つまり、OCR=2のそれよりはかなり低い値となっている。図-2 (b) では、森火山灰土の結果を示した。各圧密時間とOCR=2²⁾（先行圧密3hr、除荷2hr）の繰返し応力比を比較すると中標津火山灰土ほど大きな差は認められない。圧密時間の差による液状化強度の差もほとんどなく、ほぼ一致した値となっている。また、

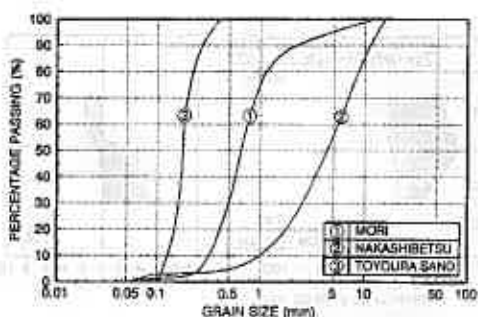


図-1 粒径加積曲線

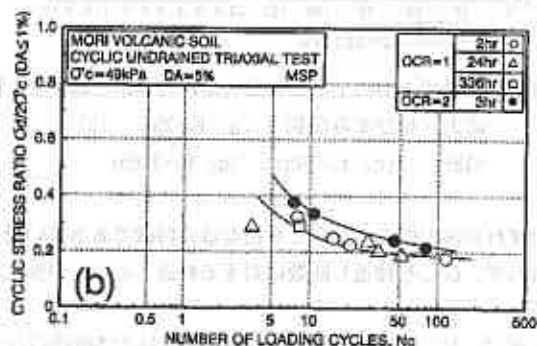
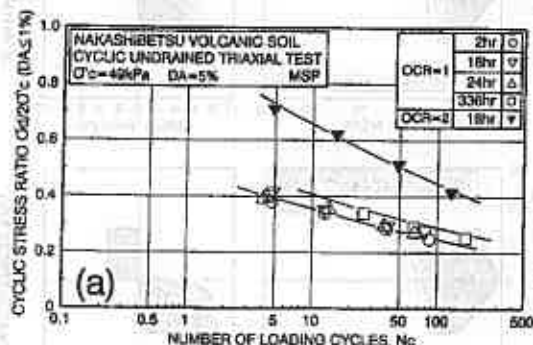


図-2 長期圧密による液状化強度の変化：(a) 中標津火山灰土、(b) 森火山灰土

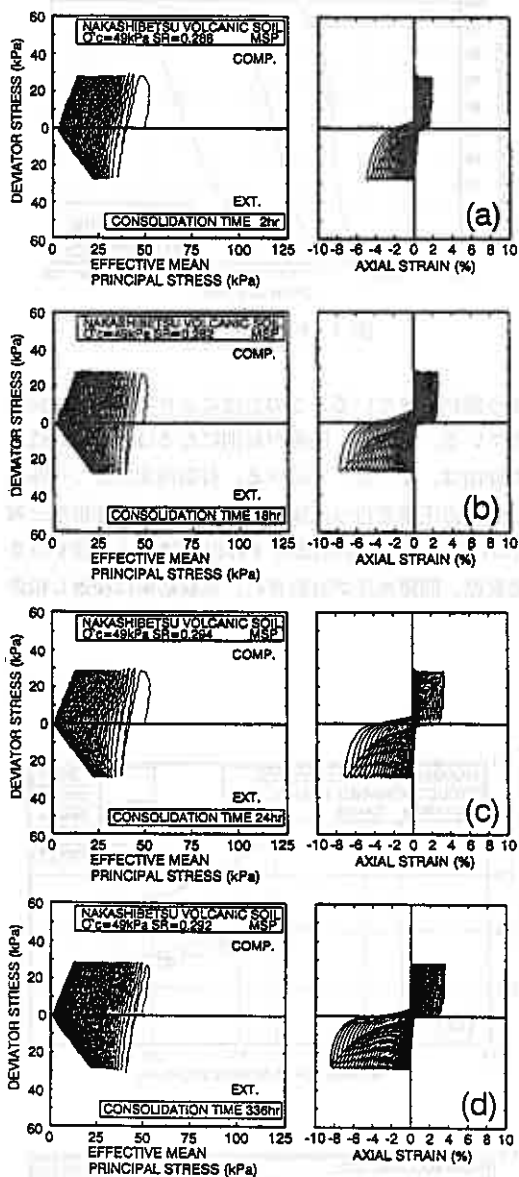


図-3 中標津火山灰土における有効応力経路と軸差応力-軸ひずみ関係：(a) $t_c=2\text{hr}$ 、(b) $t_c=18\text{hr}$ 、(c) $t_c=24\text{hr}$ 、(d) $t_c=336\text{hr}$

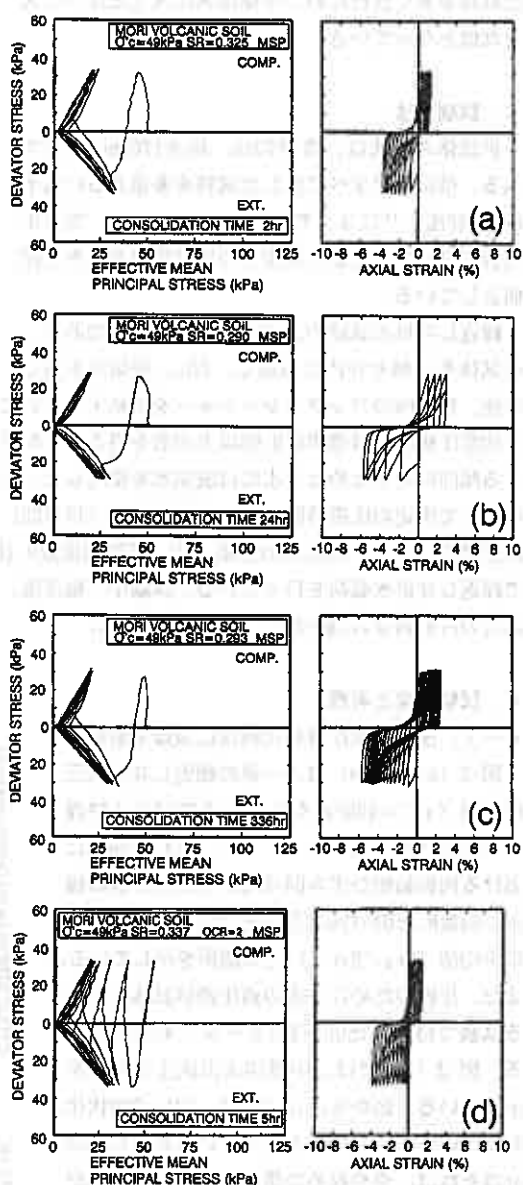


図-4 森火山灰土における有効応力経路と軸差応力-軸ひずみ関係：(a) $t_c=2\text{hr}$ 、(b) $t_c=24\text{hr}$ 、(c) $t_c=336\text{hr}$ 、(d) $\text{OCR}=2$ ($t_c=3\text{hr}$)

いずれの火山灰土についても密な砂の特徴である高い繰返し応力比での液状化強度の急激な立ち上がりは見られず、むしろ繰返し回数に対する繰返し応力比の変化は鈍く、緩い砂に近い挙動となっていることが伺える。

図-3、4は、圧密時間が有効応力経路および軸差応力-軸ひずみ関係に及ぼす影響を示している。中標津火山灰土では、 $\text{SR}=\sigma_d/2\sigma'_c=0.3$ における $t_c=2, 18, 24, 336\text{hr}$ の場合で比較してみた。森火山灰土でも、同様に $\text{SR}=0.3$ で比較している。中標津火山灰土の図-3 (a)、(b)、(c)では、過剰間隙水圧の蓄積に関

して大きな差は認められないようである。しかし、図-3(d)においては第一波目の荷役段階での過剰間隙水圧の上昇が低く、それ以降も蓄積されにくくなっている。一方、森火山灰土では図-4(a)、(b)、(c)に示すように、過剰間隙水圧の蓄積に関して大きな差は認められないようである。それらと比べて、(d)図で比較のために示したOCR=2の場合には、過剰間隙水圧発生抑制効果が見られていることがわかる。また、森火山灰土に対する $t_c=18hr$ での一連の試験がまだ終了していないので、中標津火山灰土と同様な傾向にあるかどうかについての明確な指摘はできない。

図-5の表示は、上述のことをより明確に把握するのに役立つ。すなわち、第一波目の過剰間隙水圧の挙動について詳しく示すために、縦軸に第一波目の過剰間隙水圧の発生量(Δu_1)を初期拘束圧 $\sigma'_{v0}=49kPa$ で正規化したものと横軸に圧密時間(t_c)

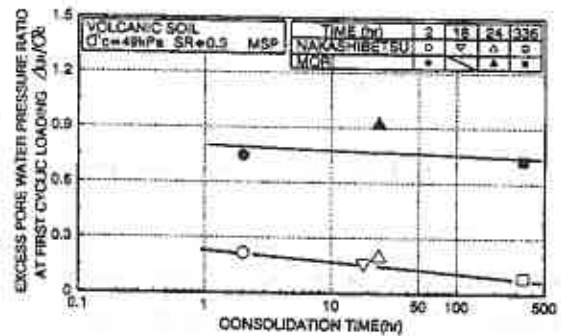
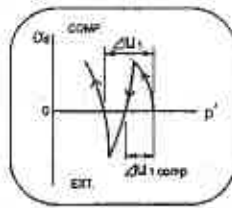


図-5 繰返し非排水せん断第一波目の発生間隙水圧

でまとめてみた。図-5から、中標津火山灰土については圧密時間が長期になるほど $\Delta u_1 / \sigma'_{v0}$ の値が低下することが確認できる。 $t_c=2, 24hr$ を比べた場合、過剰間隙水圧の発生が低くなる傾向にあるものの、その差は約 $1kPa$ と小さな値となっている。森火山灰土では、 $t_c=2hr$ の値が中標津火山灰土のそれよりかなり高く、圧密時間が長期になるほどその値は減少する特徴を示している。同様に、図-6では第一波目の圧縮側軸ひずみの発生量 $\epsilon_{a1, comp}$

と第一波目の全軸ひずみの発生量 ϵ_{a1} とを圧密時間との関係でまとめている。図-5と同様、圧密時間が長期になるほど中標津火山灰土の ϵ_{a1} の発生量が緩やかな減少をしていることが理解できる。

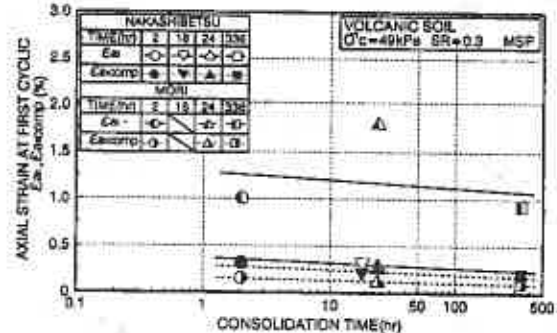
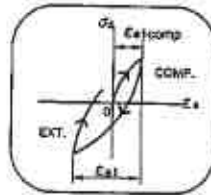


図-6 繰返し非排水せん断第一波目に発生する軸ひずみ

次に図-3と図-4における軸差応力-軸ひず

みを比較すると、いずれの火山灰土についても軸ひずみの発生量が圧密時間の差によらず、圧縮側より伸張側で卓越するという初期構造の異方性を示していることがわかる。この挙動は、多重重い落下法(MSP法)によって作製された供試体では、粒子が堆積する際にその長軸を水平方向に卓越配列しようとする傾向を示し、これが自然堆積地盤に類似した初期構造の異方性⁴⁾と同様な形で現れている。この異方的力学挙動は、不攪乱火山灰土の繰返し非排水せん断挙動においても存在していることが示されている²⁾。ただし、この異方的力学挙動の発現形態はクリーンな砂のそれとかなり違っている。すなわち、中標津火山灰土では、図-6から確認できるように第一波目の $\epsilon_{a1, comp}$ 、 ϵ_{a1} を比較すると ϵ_{a1} のほとんどが圧縮側、つまり、 $\epsilon_{a1, comp}$ の発生量であることがわかる。そして、図では示していないが両振軸ひずみ $\Delta A=1\%$ が発生する前後で $\epsilon_{a, comp}$ の発生量は減少し、最終的には圧縮側よりも伸張側で軸ひずみの発生量が卓越してくるとい

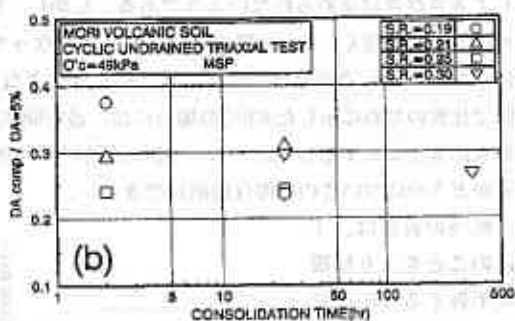
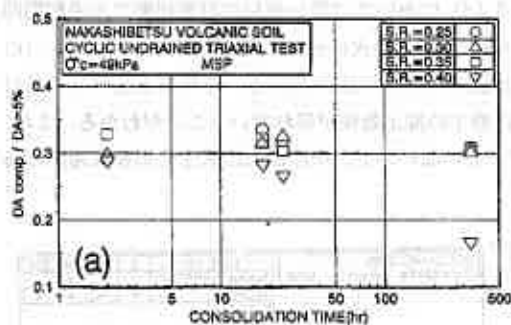


図-7 DA=5%時の圧縮側における軸ひずみ発生割合：(a) 中標津火山灰土、(b) 森火山灰土

う特徴を有している。一方、森火山灰土では第一波目の伸張側から軸ひずみが大きく発生していることがわかる。さらに図-7では、DA=5%時の圧縮側でDAがどれだけ発生しているかを調べるために、縦軸に圧縮側のDAをDA=5%で正規化した値を、横軸に圧密時間とって整理してみた。この図より中標津、森火山灰土の両試料ともに繰返し応力比、圧密時間の差によらず0.3前後の値を示している。このことからDA=5%では、伸張側で卓越して軸ひずみが発生しているといえる。この結果は、長時間圧密を行った場合でも異方向性がほぼ保持されていることを示している。また、中標津火山灰土ではクリーンな砂と同様にDA=10%に達するまで

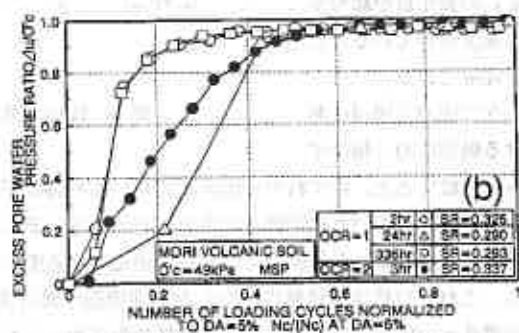
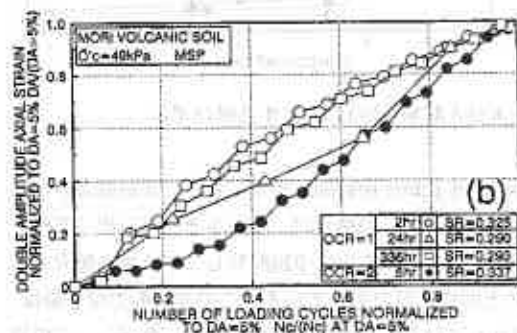
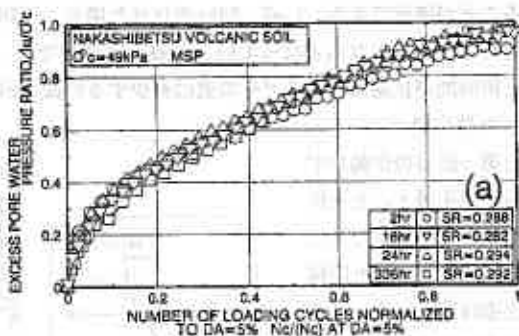
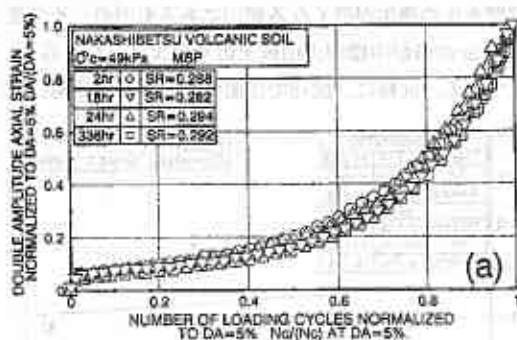


図-8 正規化した両振幅軸ひずみと繰返し回数の関係：(a) 中標津火山灰土、(b) 森火山灰土

図-9 正規化した過剰間隙水圧と繰返し回数の関係：(a) 中標津火山灰土、(b) 森火山灰土

一様な変形が観察されるのに対し、森火山灰土や過圧密供試体（OCR=2）では、それ以前に脆性的な破壊を起こしておりDA=10%まで観測することができない。このような挙動差が構成粒子そのものの性質に起因しているものなのか、それ以外の原因があるのかについてはさらに詳しく調べてみる必要がある。

図-8は、長期圧密履歴による軸ひずみ挙動の変化を調べるために、発生両振幅軸ひずみDAをDA=5%で正規化した値（軸ひずみ比）と繰返し回数 N_c をDA=5%に達した時の繰返し回数 N_c 、 a ：DA=5%で正規化した値（繰返し回数比）との関係で示したものである。図-8（a）より、中標津火山灰土については圧密時間の差によらず軸ひずみの発生挙動に顕著な違いはないことがわかる。また、この試料は、緩い砂の特徴であるひずみ振幅の急激な上昇に類似した挙動を示している。図-8（b）より森火山灰土では軸ひずみが徐々に発生しており、このことは圧密時間の違いによらないようである。

図-9は過剰間隙水圧の挙動変化を明らかにするために、過剰間隙水圧 ΔU を有効拘束圧 $\sigma'_c = 49\text{kPa}$ で正規化した値と繰返し回数比でまとめたものである。図-9（a）より、中標津火山灰土は圧密時間の差によらず、過剰間隙水圧が徐々に上昇し初期液状化に近づいていくのがわかる。図-9（b）より、森火山灰土では繰返し非排水載荷の初期段階から、急激に過剰間隙水圧が発生して、その後徐々に増加していることがわかる。

図-10は、中標津、森火山灰土のSR=0.3における繰返し回数 N_c と両振幅軸ひずみDAの関係を示したものである。図-8では、これらの値を正規化したので圧密時間の違いによる強度変化を確認することができなかった。図よりDA=5%が生じるまでに中標津火山灰土の $t_c=2, 18, 24\text{hr}$ の繰返し回数はほぼ同じであるのに対し $t_c=336\text{hr}$ における値はそれらの値より約60%増加している。森火山灰土では、所定のDAに至るまで圧密時間の増加による繰返し回数の増加はほとんどみられない。

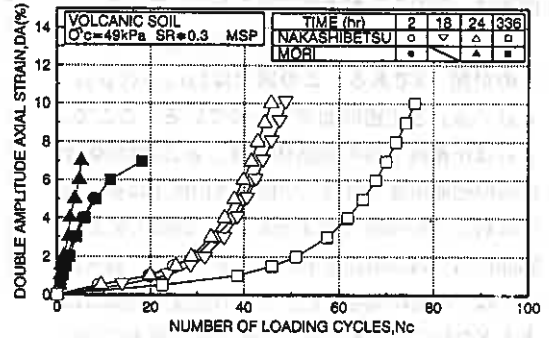


図-10 両振幅軸ひずみと繰返し回数の関係

4-2. 長期圧密による供試体の状態変化

図-11は、中標津、森火山灰土の $t_c=336\text{hr}$ に至るまでに生ずる軸ひずみ、体積ひずみの経時的変化を示したものである。これらの図から中標津火山灰土は軸ひずみ（ ϵ_a ）、体積ひずみ（ ϵ_v ）共に $t_c=2\text{hr}$ でせん断

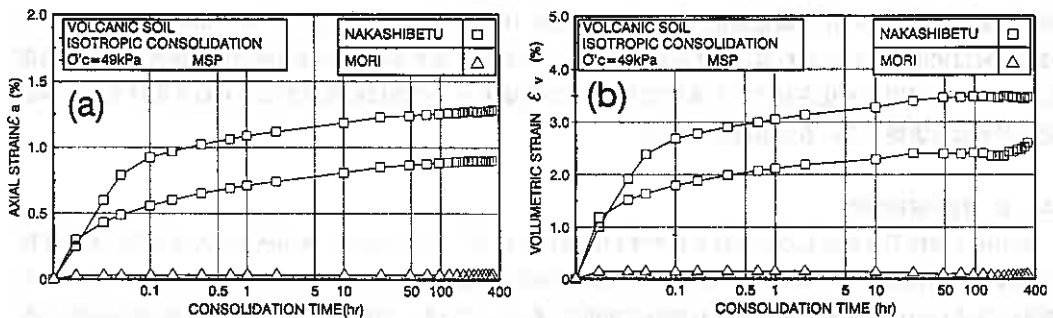


図-11 (a) 軸ひずみと圧密時間の関係、(b) 体積ひずみと圧密時間の関係

直前の値の約90%が生じている。さらに $t_c=24\text{hr}$ で約95%が生じている。それ以降の ϵ_a は、ほぼ一定の値で推移しているのに対し、 ϵ_v は $t_c=100\text{hr}$ 前後でその増加率が若干減少し、その後微量ではあるが増加してい

るようである。森火山灰土では $t_c=2\text{hr}$ 前後で ε_v のピークが現れている。その後、 $t_c=200\text{hr}$ ぐらいまで減少し続け、それから微量ながら増加している。 ε_s については、 $t_c=10$ 分で繰返しせん断直前の値に対して、約90%が発生している。そして $t_c=2\text{hr}$ ほどで95%が生じている。

中標津火山灰土では、圧密初期の段階で供試体の排水量（体積ひずみ）が多いためメンブレンの吸水の影響が現れにくく、排水量が増加し続けているように思われるが、排水量が収束していくと逆にメンブレンの吸水量に変化がないため体積ひずみが減少したような形となる。それに比べ森火山灰土は、排水量自体が少ないために、 $t_c=2\text{hr}$ 以降からメンブレンによる吸水の影響で ε_v が減少していくことが理解できる。その後、メンブレンが気乾状態から飽和状態になるとセル水を供試体内に通水し、体積ひずみを増加させる傾向に変化させていると考えられる。これについては間隙圧係数 B 値を測定することにより明らかになる。例えば、中標津火山灰土についてはバックプレッシャー終了後、等方圧密開始直前では $B=0.99$ であっても $t_c=336\text{hr}$ 後では $B=0.96$ と B 値が下がる傾向にある。なお、このような長期圧密時のメンブレン浸透による飽和度低下の問題は、龍岡ら⁹⁾がすでに明らかにしている。

次に、供試体の圧密による密度変化をまとめたものが図-12である。この図では $\Delta\rho_{dc} = ((\rho_{dc} - \rho_d) / \rho_d) \times 100$ と圧密時間でまとめている。ここで、 ρ_{dc} は圧密終了時の供試体密度、 ρ_d は供試体作成時の初期密度である。中標津火山灰土は初期密度に対して $t_c=2\text{hr}$ でおよそ3.7%、24hrで4.2%、336hrで4.5%の増加を示している。一方、森火山灰土は、圧密時間を変化させても密度の増加はほとんどないことがわかる。中標津火山灰土について、本試験の最短と最長の圧密時間における密度の増加割合は1%以内と微小な値となっている。

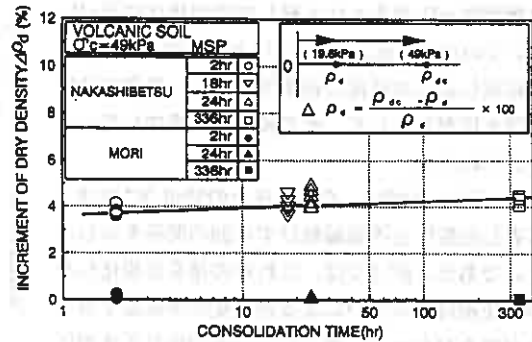


図-12 供試体の密度増加率と圧密時間の関係

このことから両火山灰土とも液状化強度の変化に対して密度の増加による影響はほとんど考慮しなくてもよいといえる。参考として、中標津火山灰土の $\text{OCR}=2$ の初期密度に対する繰返し非排水せん断直前の密度の増加割合は約9%となっていることを示しておく。これは、中標津火山灰土が脆弱な粒子から構成されているため、先行圧密圧力が49kPaから98kPaに増加するだけで供試体の粒子破碎を伴う構造変化が生じ、間隙の減少（細粒化）がより顕著に現れることに起因していると考えられる。なお、本研究での繰返し非排水せん断直前の供試体密度のばらつきは中標津火山灰土で $0.322 \text{ (g/cm}^3) \pm 6\%$ 、森火山灰土で $1.469 \pm 4\%$ である。また、中標津火山灰土は過去の研究から、弱いながらも密度依存性があることが示されている⁹⁾。その過圧密による液状化強度の中で構造変化によるものが89% ($\text{OCR}=2$ の場合)を占めていると指摘できる。そして残り11%は密度変化によるものと考えられる。このことから、 $\text{OCR}=2$ の場合の約9%の供試体密度増加を考慮しても、圧密時間を変化させている本研究と $\text{OCR}=2$ の破壊モードの差は密度増加よりも粒子破碎を伴う構造変化がかなり影響していると指摘されよう。

4-3. 粒子破碎特性

火山灰土は粒子自身もろく破碎されやすい粒状体である⁹⁾。このため、火山灰土の力学特性に及ぼす粒子破碎の影響は大きい。図-13は、横軸に等方圧密時間 t_c と縦軸に供試体の等方圧密及び繰返し非排水せん断後のふるい分析で求めた細粒分含有率の増加量 ΔF_c を示している。中標津火山灰土の等方圧密のみの ΔF_c を見てみると、圧密時間の増加により ΔF_c も増加する傾向にあることが明らかである。繰返し非排水せん断（等方圧密での ΔF_c を含む）後の ΔF_c では、データのばらつきが認められる。このばらつきの原因としてMSP法による供試体作製時にもたらされる初期細粒分の誤差が上げられるが、この供試体作製時でのばらつきを照査したところ、ほぼ $\pm 1\%$ 以内であった。さらに、等方圧密のみの ΔF_c と繰返し非排水せん断（等方圧密で

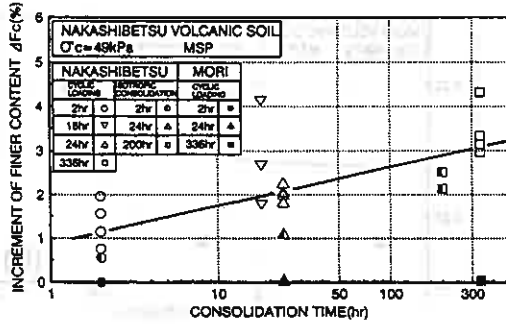


図-13 等方圧密、繰返しせん断後の粒子破砕量と圧密時間の関係

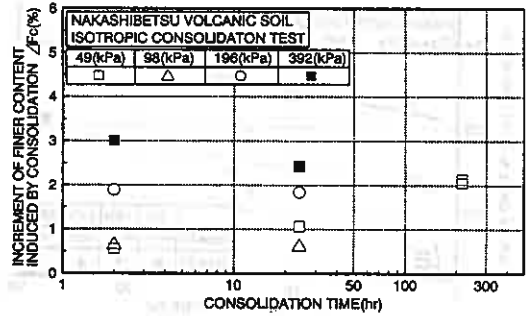


図-14 各有効拘束圧における粒子破砕量と圧密時間の関係

の ΔF_c を含む)後のそれを比較した場合、有効応力の減少する繰返し非排水せん断においても微少なが1%弱の粒子破砕が生じているようである。森火山灰土については圧密終了後、繰返し非排水せん断を与えても粒子破砕はほとんど生じていないようである。さらに、等方圧密過程で生じる粒子破砕に及ぼす圧密時間の影響を調べるために、有効拘束圧および圧密時間を変化させた試験を実施した⁷⁾。図-14は、中標津火山灰土の $\Delta F_c - t_c$ 関係を示している。各有効拘束圧での $t_c=2hr$ と $24hr$ における ΔF_c 値には明確な差異は認められないが、 $\sigma'_{vc}=49kPa$ 、 $t_c=216hr$ においては $t_c=24hr$ と比較するとやや細粒分が増加する傾向が認められる。ただし、現在のデータは限られているため、この問題については今後より詳細な検討を要する。図-15においては、過去に行った中標津火山灰土に対する一連の過圧密試験³⁾における繰返し非排水せん断後の細粒分含有率の増加量 ΔF_{cs} 。(等方圧密過程で生ずる ΔF_c を除去した値)と N_c でまとめている。この ΔF_{cs} のばらつきを考えた場合、繰返し回数や過圧密比に関係なく中標津火山灰土の ΔF_{cs} 値は $\pm 1.3\%$ の範囲にあり、初期細粒分の誤差内を推移する値を示していることから、長期圧密でも中標津火山灰土については繰返し非排水せん断過程で生ずる粒子破砕は、ごく僅かであると推察される。

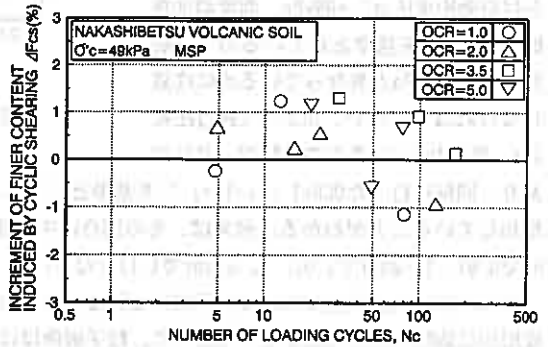


図-15 過圧密における繰返し回数と ΔF_{cs} の関係

以上のことから、破砕性火山灰土の粒子破砕は有効応力の低減する繰返し非排水せん断過程ではほとんど発生せず、その大部分が圧密過程で生じたものといえる。ただし試験中に発生する微少な粒子破砕が、後述の圧密時間の違いによる液状化強度の変化に何らかの影響を与えていることを言及しておく。

4-4. 圧密時間の違いによる液状化強度の変化

図-16は、各火山灰土の $N_c=10, 20$ 回時で $DA=5\%$ が生じるときの応力比-圧密時間関係を示している。この図から、圧密時間が長期になると所定の回数に至るまでの応力比が増加していく傾向を把握することができる。また、長期圧密による液状化強度の増加量を定量的に示すために、強度増加率 R_{cs} と圧密時間 t_c の関係でまとめたものが図-17である。ここで強度増加率 R_{cs} は、所定の DA, N_c における t_c 時間圧密した供試体の液状化強度/ $t_c=2hr$ 圧密した供試体の液状化強度で定義してみた。ここで $t_c=2hr$ 圧密供試体の液状化強度を基準としているのは、この時間が今回の試験で用いた最短の圧密時間であり、4-2.でも述べたように、

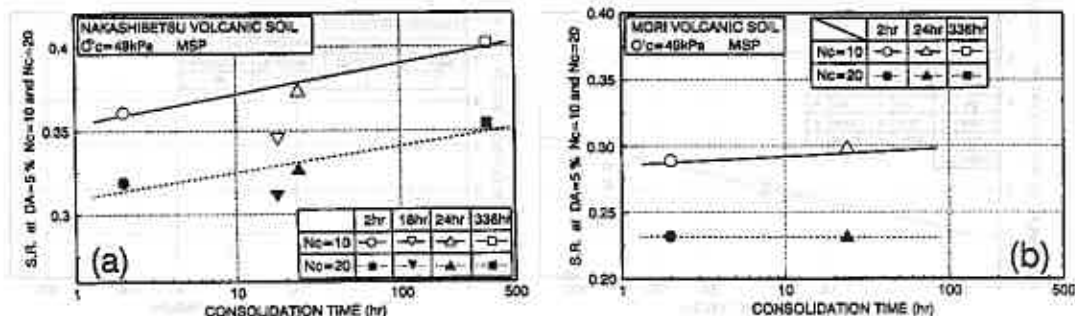


図-16 DA=5%の $N_c=10$ 回又は20回時における応力比と圧密時間の関係：(a) 中標津火山灰土、(b) 森火山灰土

繰返しせん断直前の軸ひずみ、体積ひずみの値が $t_c=2\text{hr}$ で約90%生じていることから、圧密のほぼ終了する時間であると判断したためである。図では、繰返し回数10回あるいは20回にDA=5%が生ずる場合の強度増加率 $R_{i,c}$ と圧密時間 t_c をプロットしている。籠岡ら³⁾による豊浦標準砂のデータも併せて示しているが、これらは有効拘束圧 $\sigma'_{v,c} = 98 \text{ kPa}$ 、強度増加率 $R_{i,c}$ を $t_c=1\text{hr}$ を基準としているので本研究の $\sigma'_{v,c} = 49 \text{ kPa}$ と異なっている点に注意しなければならない。OCR=2 (先行圧密1hr、除荷1hr) は過去の試験データ²⁾であり、同様に行ったOCR=1 ($t_c=1\text{hr}$)²⁾を基準として $R_{i,c}$ を求めている。この図から、 t_c が長くなれば $R_{i,c}$ も増加していることがわかる。例えば、その割合は中標津火山灰土のOCR=1、DA=5%、 $N_c=20$ の場合、 $t_c=18\text{hr}$ で0.97、 $t_c=24\text{hr}$ で1.02、 $t_c=336\text{hr}$ で1.11となる。

次に中標津火山灰土において粒子破碎と強度増加を結びつけて考えた場合、圧密初期 ($t_c=2\text{hr}$) までの密度増加は空隙の減少によるものであって、粒子破碎はほとんど生じていないようである。それ以降は粒子個々の接触とかみ合いがより強くなり始める段階において構造変化を伴いながら軸、体積ひずみが増加していく。しかし $t_c=24\text{hr}$ の段階では、強度増加に大きな影響を与えるほどの粒子破碎を含む構造変化は生じていない。それが $t_c=336\text{hr}$ では、 $t_c=2\text{hr}$ の液状化強度に対して10%ほど強度増加する傾向が示されている。このことから液状化強度に影響を与え始める構造変化 (土粒子のかみ合わせや接触面の変化) は、 ΔP_c が増加傾向にある段階での粒子間接点のセメンテーション的要因が時間効果によって、より顕著に現れてくるといえよう。OCR=2のデータと比較した場合、OCR=1のデータに対して80%の液状化強度の増加が存在している。ただし、図-17では密度の増加による強度増加分である11%を差し引いても50-60%の強度増加が存在していることが示されている。このことから以前の研究では、破碎性火山灰土の過圧密による液状化強度の増加についてはその大部分が粒子間接点のセメンテーション的効果、粒子配列構造の変化、粒子破碎等の構造的变化によるものと結論づけている。また、OCR=2の ΔP_c も3.15-4.75%と $t_c=336\text{hr}$ の値と大きな差はないようである。以上のことから、粒子破碎量が同じであっても過圧密のような高い先行圧密圧力の影響によって粒子間のセメンテーション的要因がより効果的に発揮されることで、長期圧密より高い強度増加を示したものと考

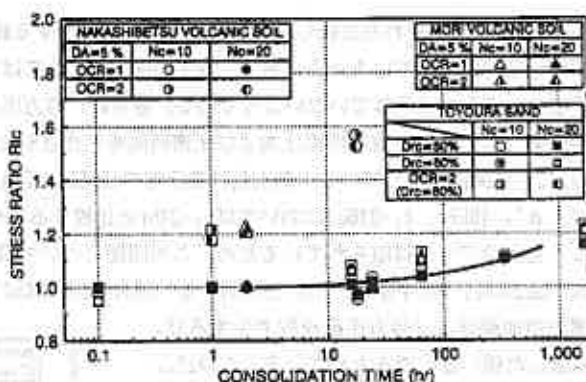


図-17 強度増加率と圧密時間の関係

えられる。よって過圧密のような応力履歴の影響の方が長期圧密のような応力履歴よりも液状化強度におよぼす影響は著しいと指摘できる。

5. まとめ

火山性粗粒土について圧密時間を变化させた一連の繰返し非排水三軸試験を行った結果、以下のことが示された。

- (1) 長期圧密履歴を受けた破碎性火山灰粗粒土の液状化強度は、圧密時間が長期になるにつれて確実に増加する。
- (2) 破碎性火山灰土について過圧密履歴と長期圧密履歴で液状化強度を比較した場合、過圧密履歴を与えたものの方が、より高い強度増加を示す。
- (3) 破碎性火山灰土の長期圧密による液状化強度の増加はその大部分が粒子間接点でのセメンテーションの効果、粒子配列構造の変化、粒子破碎等の構造的変化によりとところが大きい。このことは、その程度に差はあるものの基本的に過圧密効果と類似のメカニズムであると考えられる。
- (4) 非破碎性の火山灰土については、336時間という長期圧密を行っても液状化強度の変化に影響を与えない。

謝 辞

最後に、本研究の実施にあたり実験およびデータの整理にあたってくれた本学4年の笠井隆治、堤康則両君の協力を得た。また、本学川村志麻助手には、貴重な討論をいただいている。記して深甚なる感謝を申し上げます。

参考文献

- 1) 三浦清一、三浦盛夫、斉藤和夫：北海道における地震災害、土と基礎、Vol.37、No.9、pp.59-64、1984
- 2) 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（投稿中）
- 3) 三浦清一、八木一善：火山成粗粒土の動的力学特性に及ぼす応力履歴の影響、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発表論文集、pp.229-236、1995
- 4) Miura, S. and Toki, S.: Anisotropy in mechanical properties and its simulation of sands sampled from natural deposits, Soils and Foundations, Vol.24, No.3, pp.69-84, 1984
- 5) 加藤祐之、龍岡文夫、ブラダンテージ、B. S.: 豊浦標準砂の繰返し非排水三軸試験に及ぼす長期圧密と過圧密の影響、砂質および砂地盤の変形・破壊強度の評価に関するシンポジウム発表論文集、pp.155-162、1980
- 6) Tatsuoka, F., Kato, H., Kimura, M. and Pradhan, T.B.S: Liquefaction strength of sands subjected to sustained pressure, Soils and Foundations, Vol.28, No.1, pp.119-131, 1988
- 7) フセイン、マウレット、八木一善、三浦清一、左近利秋、磯崎真一：火山性粗粒土の圧密・せん断による粒子破碎、地盤工学会北海道支部技術報告集（投稿中）、1996

建物の簡易沈下計算法 (杭の圧縮性を考慮した手法)

室蘭工業大学工学部 正 会 員 土屋 勉
 同 大学院 ○学生会員 坂本則雄

1. はじめに

実務的な構造設計で利用することを目的にして、杭基礎を有する建物沈下に関する実用計算法が数多く発表されてきた。これらの計算法は2系統に大別される。一つは、杭を深度方向に要素分割し、これらの節点位置で地盤と結合したもので、地盤内の応力伝播にMindlin式を適用する手法^{1)~4)}である。この手法では、地盤の層序や各深度での杭の沈下特性を組み込み易い反面、原理的に方程式の数が節点数×自由度のフルマトリックスとなるため、杭本数が多くなると膨大な演算容量を必要とする。二つめは、杭のある深度に荷重面を想定し、杭基礎を直接基礎と同様に取り扱って、建物沈下を計算する方法^{5)~9)}である。この手法では、計算容量が大幅に低下するものの、杭の沈下特性や杭配置等を評価する事が難しい。

著者らが提案⁷⁾している杭支持建物の沈下計算法(PASS: Practical Approach for Settlement of Structure)は、方程式の数を増加させることなく、杭配置等も評価することを旨としたものであって、上記2系統の欠点を補った実用計算法と考えている。

本報告では、PASSの計算精度を更に向上させることを目的にして、これまで設定していた仮定の内、杭の圧縮性の影響について検討し、それを考慮した沈下計算法を示す。

2. PASSの概要と適用性の問題点

杭支持建物の沈下計算法PASSは、上部構造/杭/地盤を一体解析するものであるが、図-1に示すように、連結部(Int-A: 上部構造と杭頭, Int-B: 杭先端と地盤)では鉛直方向の変位と反力のみを連続させている。したがって、一体解析の相互作用システムは次のように表される。

$$\{P\} = ([\alpha] + [\beta] + [\gamma]) \cdot \{S\} \quad \dots (1)$$

但し、 $\{P\}$: 上部構造の荷重ベクトル

$\{S\}$: 基礎の沈下ベクトル

$[\alpha]$: 上部構造の剛性マトリックス,
 建物の施工進展に伴う構造物の剛性変化を考慮する。

$[\beta]$: 杭先端以浅の剛性マトリックス,
 各杭頭荷重を建物平面の相対沈下に応じて各杭先端に再配分させる作用をするものと仮定し、隣接する杭間を壁状のせん断変形体に置き換える。

$[\gamma]$: 杭先端以深の剛性マトリックス,

杭の沈下問題を杭先端深度に円形等分布荷重が作用する問題に置換する(図-2参照)。

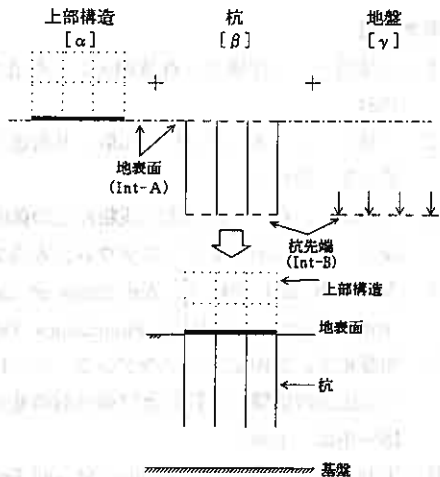


図-1 一体解析の考え方

A Practical Approach for Settlement of Structure ;
 Tsutomu TSUCHIYA (Faculty of Eng., Muroran Inst. of Tech.)
 Norio SAKAMOTO (Graduate Student, Muroran Inst. of Tech.)

その他に、以下の仮定を設けることにより、基礎の数だけの連立方程式を解くことで、建物の着工から竣工そして終局へと至る一連の杭基礎建物の沈下過程を簡便に計算できる。

- 軟弱地盤で比較的沈下量の大きい摩擦杭が対象であるため、杭の圧縮性を無視する。
- 平面内で層厚が一定な成層地盤を対象とする。
- 非排水状態と排水状態で、地盤のヤング係数とポアソン比の変化を考慮するが、それぞれの応力・変形特性は線形弾性とする。
- 上部構造の幾何学的な剛性変化は考慮するが、材料物性は線形弾性とする。

文献¹⁾では、杭本数、杭間隔、杭長、地盤の層厚、基礎版と地盤の剛性比等の諸元を幅広く変化したPiled-Raftの沈下分布について計算を行った。これらの計算結果とFEM解析結果との比較によって、杭長が比較的長い場合や層厚の小さい場合については、両者の近似度が低下するという問題点を指摘できる。

そこで、杭頭沈下に及ぼす杭体の圧縮性の影響を詳しく検討することを目的にして、軸対称有限要素法を用いて、鉛直荷重を受ける単杭の解析を行った。図-3は解析モデルであって、層厚 H については $75d$ と一定にしたが、杭と地盤の剛性比 K_{ps} ($=E_p/E_s$, E_p :中実杭のヤング係数, E_s :地盤のヤング係数)と杭長 L を種々変化した。

図-4は杭頭沈下 S_p を全モデルについてまとめたものである。それによると、杭長が長くなるにつれて

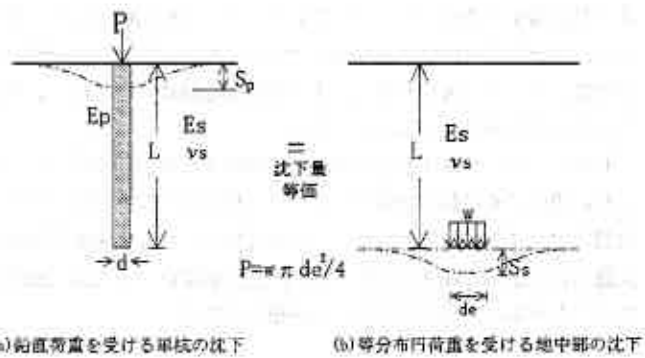


図-2 杭の有効径 d_e の算定モデル

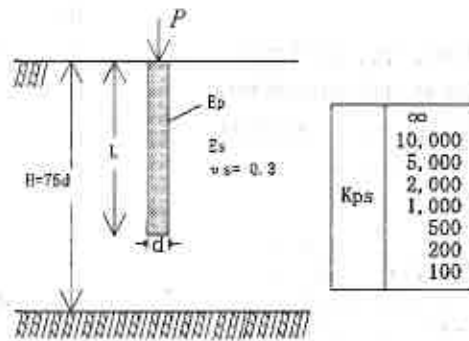


図-3 単杭の沈下解析用諸元

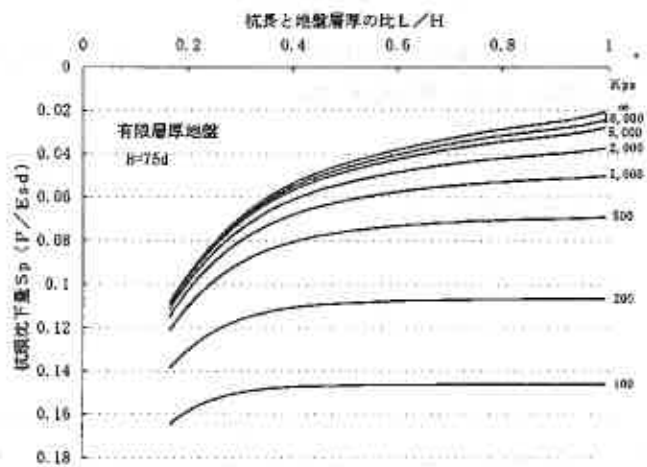


図-4 FEMによる杭頭沈下量解析結果

沈下量が減少する様子が示されており、 $K_{ps}=10,000$ と $K_{ps}=\infty$ のモデルの沈下分布は良く近似している。これは、杭として高強度PC杭を仮定すると、 $K_{ps}=10,000$ のモデルでは地盤のヤング係数が 20kgf/cm^2 程度に相当することから、沖積粘性土のような軟弱地盤については、従来のPASSの仮定である杭の圧縮性を無視することの妥当性を裏付けるものである。

しかし、 K_{ps} が減少するに伴い、杭頭沈下が増大して $K_{ps}=\infty$ のモデルとは大きく異なってくる。特に杭長が長い場合にその傾向が顕著であって、杭の沈下の大部分が杭体圧縮量で占めることが分かる。 $K_{ps}=100$ は地盤のヤング係数が $2,000\text{kgf/cm}^2$ 程度に相当し、この場合では杭が不用と思われるが、 $K_{ps}=1,000\sim 5,000$ は実務上良く表れる範囲である。特に、支持層に近づけた長尺杭が計画される場合には、杭体の圧縮性を無視することが大きな誤差を生むことを指摘できる。

3. 杭体の圧縮性を考慮した有効径

前節の問題点の指摘に対処するため、従来のPASSシステムに杭体の圧縮性を考慮した有効径を以下のように導入する。

図-2(a)の単杭の沈下量算定においては、杭周面地盤と杭先端以深地盤の変形を独立に評価した上で、杭の圧縮性を考慮した以下に示すRandolph⁹⁾の計算式を利用する。

$$S_p = \frac{P}{r \cdot G_s} \left[\frac{1 + \frac{I}{\pi \lambda (1 - \nu_s)} \frac{\tanh(\mu L)}{\mu L} \frac{L}{r}}{4 + \frac{2\pi \tanh(\mu L)}{\zeta} \frac{L}{\mu L} \frac{L}{r}} \right] \quad \dots(2)$$

$$\text{但し、} \lambda = \frac{E_p}{G_s}, \quad \mu L = \left(\frac{2}{\zeta} \right)^{\frac{1}{2}} \frac{L}{r}$$

$$\zeta = \ln \left\{ 5(1 - \nu_s) \frac{L}{d} \right\}, \quad r = d/2$$

図-2(b)の等分布地中円荷重作用時の沈下計算は、Mindlin解を積分した従来と同様の下式による。

$$S_p = \frac{P}{E_s \pi \cdot de^2 (1 - \nu_s)} \left\{ (3 - 4\nu_s) \cdot \frac{de}{2} + (5 - 12\nu_s + 8\nu_s^2) \cdot (R - Z) + \frac{5 - 8\nu_s}{2} Z^2 \left(\frac{1}{Z} - \frac{1}{R} \right) + \frac{Z}{2} - \frac{Z^4}{2R^3} \right\} \quad \dots(3)$$

$$\text{但し、} R = \sqrt{Z^2 + \frac{de^2}{4}}, \quad Z = 2L$$

上記の(2)と(3)式で得られる半無限均一地盤における沈下量を等値することによって、 d_e を算定したのが図-5である。杭体の圧縮を無視した場合には、杭長にほぼ比例して増加していた d_e に対して、杭体の圧縮性を考慮すると、杭長に伴う d_e の増加率が小さくなる。この傾向は杭と地盤の剛性比 K_{ps} が小さい程顕著であって、 $K_{ps} \leq 500$ の場合には、杭長が30を越えるとほとんど d_e の変化が無くなる。

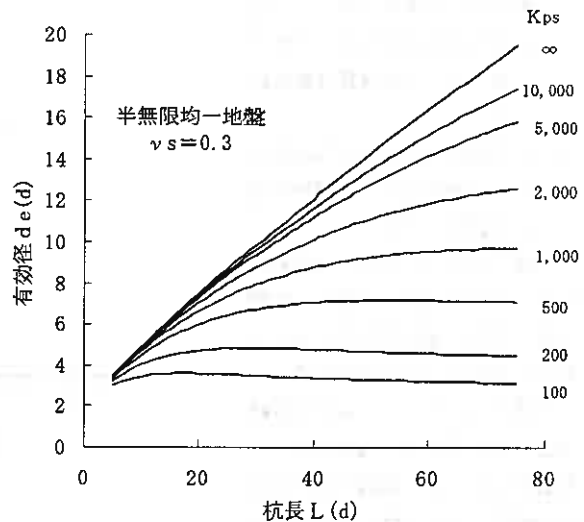


図-5 杭の圧縮性を考慮した有効径算定図

4. 沈下計算結果および考察

4.1 単杭の沈下について

図-6は、 $H=75d$ の有限層厚地盤に単杭が設置された場合の杭頭沈下 S について、杭長 (L/H) を種々変化させてプロットしたものである。PASS-1は本論文で示した杭体の圧縮性を考慮した手法であるが、それとの比較の目的で、FEM解析結果および杭体の圧縮性を無視したPASS-2の結果も示した。なお、ここで示したPASSでは、基盤面の変位影響係数を等分布荷重が作用するものと仮定して算定した。

それによると、(a)の $K_{ps}=10,000$ では、PASS-1とPASS-2の値は全ての L/H に渡り互いに良く近似すると共に、杭長が基盤に近い場合 $(L/H \geq 0.8)$ を除けば、FEM値にも近似している。

(b)の $K_{ps}=1,000$ や(c)の $K_{ps}=100$ では、PASS-2がFEM値と大きく異なってくるのに対して、PASS-1では明らかにFEM値に近似しており、杭の圧縮性を考慮した本論文の手法の有効性が認められる。ただし、杭先端が基盤面に近い場合の近似度の低下については今後の課題である。

4.2 Piled-Raftの沈下および変形角分布について

有限層厚地盤に設置された等分布荷重 w を受けるPiled-Raftを例にして、本論文のPASSとFEMによる沈下解析結果について検討する。地盤/杭/基礎版の諸元を図-7に示した。杭と地盤の剛性比 K_{ps} については3種類設定したが、その他の杭本数 n 、杭間隔 s/d 、杭長 L/d 、基礎版の跳ね出し長さ s'/d 、地盤の層厚 H/d 等は1種類とした。なお、PASSにおいては $[\beta]$ マトリックス中に杭間地盤の有効幅係数 ξ が必要であり、ここでは $\xi=0, 0.5, 1$ について示した。

表-1は、上記モデルにおける全杭頭の沈下 S と主要位置の変形角 θ を示したものである。当然の事ながら、隅角部から基礎版の中央に近づく程沈下量が増大する。PASSによる沈下計算値はFEM解析値よりも全体的に小さいものの、杭体の圧縮性を考慮したPASS-1の値は K_{ps} の小さい場合においても、FEM値に近似する傾向

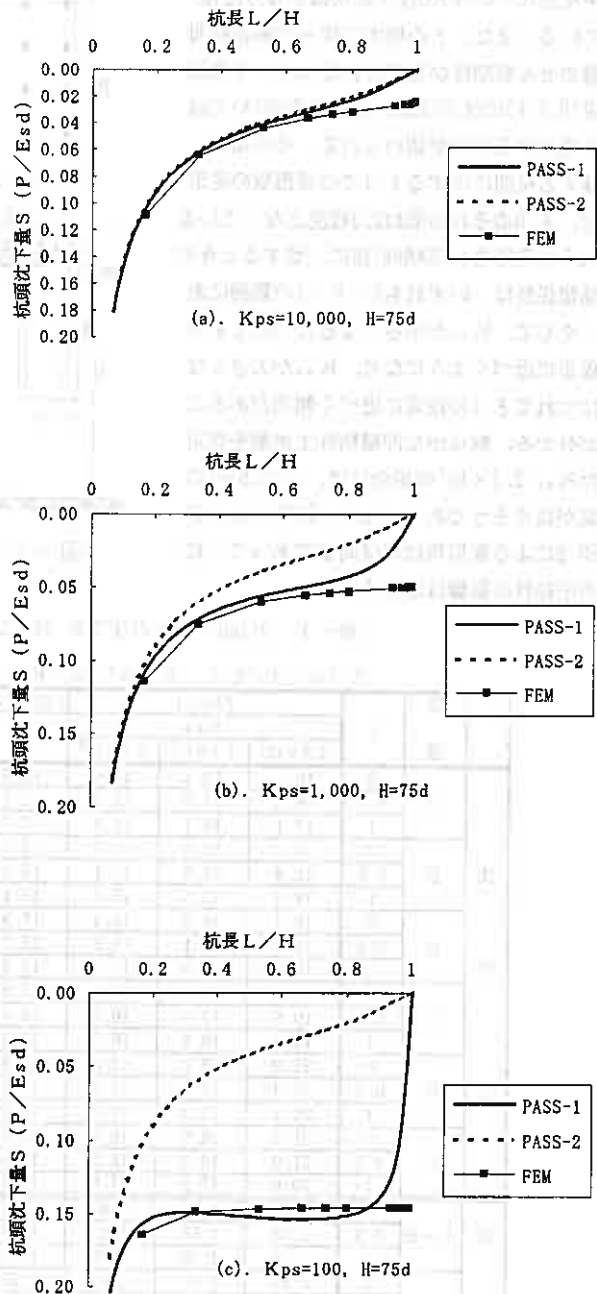


図-6 有限層厚地盤に設置された単杭の沈下解析結果

が明確に読みとれる。なお、辺部(A~B~C)と中央部(C~E~F)の沈下形状はかなり近似している。また、 ξ の増大に伴って隣接杭間地盤のせん断剛性が発揮されるため、中央部付近(D, E, F)の沈下は減少し、隅角部(A)では幾分増大する傾向が認められる。その結果、隣接する杭間に生ずる $\xi=1$ での基礎版の変形角は、 $\xi=0$ のその概ね2/3程度となっている。これらの変形角がFEM解析値に一致するときの有効幅係数は、いずれも $0 < \xi < 1$ の範囲にある。そして、 K_{ps} が小さくなるにつれて $\xi=0$ の仮定に近づくようになり、 K_{ps} が大きくなるにつれて $\xi=1$ の仮定に近づく傾向があることが分かる。軟らかな沖積粘性土地盤を想定した $K_{ps}=2.3 \times 10^4$ の場合には、 $\xi=0.5 \sim 1$ の仮定が良さそうである。なお、PASS-1およびPASS-2による変形角はほぼ同様であって、杭体の圧縮性の影響は認められない。

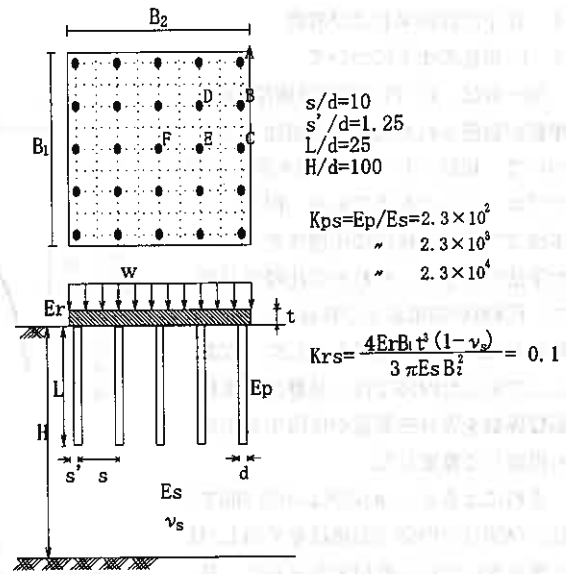


図-7 Piled-Raftの沈下解析用諸元

表-1 Piled-Raftの沈下S および 変形角 θ

S ($w \cdot d / Es$), θ ($10^{-1} \cdot w / Es$), $K_{ps}=Ep/Es$

位 置	ξ	PASS-1			PASS-2	FEM			
		Kps				Kps			
		2.3×10^2	2.3×10^3	2.3×10^4		2.3×10^2	2.3×10^3	2.3×10^4	
沈 下	A	0	16.2	13.4	13.0	13.0	18.0	16.0	16.0
		0.5	16.8	13.8	13.5	13.4			
		1	17.1	14.1	13.8	13.7			
	B	0	18.3	15.4	15.1	15.0	19.9	17.8	17.5
		0.5	18.4	15.5	15.1	15.0			
		1	18.4	15.5	15.1	15.1			
	C	0	19.1	16.3	15.9	15.9	20.7	18.5	18.1
		0.5	19.0	16.1	15.8	15.7			
		1	18.9	16.0	15.7	15.6			
	D	0	20.2	17.4	17.0	17.0	21.7	19.5	18.9
		0.5	19.8	17.0	16.7	16.6			
		1	19.6	16.8	16.5	16.4			
E	0	21.0	18.2	17.8	17.8	22.4	20.1	19.5	
	0.5	20.4	17.7	17.4	17.3				
	1	20.1	17.3	17.0	17.0				
F	0	21.7	18.9	18.6	18.6	23.2	20.8	20.1	
	0.5	21.0	18.3	18.0	17.9				
	1	20.6	17.9	17.6	17.5				
変 形 角	A~B	0	2.04	2.06	2.07	2.07	1.88	1.76	1.49
		0.5	1.56	1.65	1.67	1.67			
		1	1.28	1.38	1.39	1.40			
	B~C	0	0.83	0.83	0.84	0.83	0.80	0.72	0.62
		0.5	0.64	0.67	0.67	0.67			
		1	0.52	0.55	0.56	0.56			
	C~E	0	1.84	1.89	1.90	1.90	1.72	1.64	1.41
		0.5	1.44	1.55	1.56	1.57			
		1	1.20	1.31	1.33	1.34			
	E~F	0	0.76	0.79	0.79	0.79	0.72	0.70	0.60
		0.5	0.60	0.64	0.65	0.65			
		1	0.52	0.54	0.55	0.55			

5. おわりに

以上、従来の沈下過程実用計算法PASSに、杭体の圧縮性を考慮する方法を導入した。その結果、杭と地盤の剛性比が小さい場合においても、単杭およびPiled-Raftの沈下分布がFEM解析値に近似するようになった。

今後は、杭先端が基盤に接近した場合の計算精度の向上を図る等、PASSの適用範囲をより広げる研究を実施する予定である。

参考文献

- 1) 中田啓一・山肩邦男, 杭基礎を持った建築構造物の沈下に関する理論的研究, 日本建築学会論文報告集, No. 274, pp. 55-64, 1978. 12
- 2) M. Kakurai, K. Yamasita and M. Tomono: Settlement behavior of piled raft foundation on soft ground, Proc. 8th Asian Regional Conf. on S. M. F. E., Vol. 1, pp. 373-376, 1987
- 3) P. Clancy and M. F. Randolph: An approximate analysis procedure for piled raft foundation, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 12, pp. 849-869, 1993
- 4) 松尾雅夫・山肩邦男: 地盤の変形を考慮した杭基礎建物の鉛直荷重時実用解法, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 477, pp. 67-76, 1995. 11
- 5) 土屋 勉・大築和夫・小幡 守: 軟弱地盤に支持された建築構造物の沈下過程に関する実用算定法, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 383, pp. 109-117, 1988. 1
- 6) 真島正人, 榎並 昭, 他 2: 摩擦杭で支持された高層建物の沈下挙動第 2 報 - 地盤と基礎の沈下解析 -, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 474, pp. 97-105, 1995. 8
- 7) 土屋 勉・谷岡靖之: 杭支持建物の実用的な沈下過程計算法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B構造 I, pp. 1843-1844, 1993. 9
- 8) 谷岡靖之・土屋 勉・坂本則雄: Piled-Raftの沈下特性に関する解析的研究, 第30回土質工学研究発表会講演集, pp. 1599-1600, 1995. 7
- 9) M. F. Randolph and C. P. Wroth: Analysis of deformation of vertically loaded piles, Proc. of A. S. C. E., Geotech. Eng. Div., Vol. 104, pp. 1465-1488, 1978

軟岩地盤の支持力模型実験

北海道大学工学部 ○ 正会員 西村 右敏
 北海道大学工学部 正会員 三浦 均也・土岐 祥介
 パシフィックコンサルタンツ(株) 正会員 谷口 基樹
 北海道大学工学部 学生員 岩澤 正之

1. まえがき

近年、構造物の長大化および重量化にともない、支持基盤として軟岩を選定することが多くなっている。支持力についての地盤工学的な研究は粘土や砂地盤については蓄積があるが、軟岩地盤についての研究は比較的少ない。本研究の目的は、軟岩地盤を作製して模型基礎載荷実験を行うことにより軟岩地盤の支持力機構および破壊メカニズムを実験的に明らかにすることである。

まず、模型実験の方法について説明し、水平および斜面上における基礎の荷重～沈下特性について示す。次に、地盤の変形状況や破壊のメカニズムについて考察する。

2. 実験方法

2.1. 模型地盤

人工軟岩地盤は、固結材として焼石膏を用いて砂と水を混合して作製した。また、混和材としてカオリンを加えることにより材料の分離を最小限に抑えている。「材料が分離しないこと」、「所定の強度が得られること」、「強度の発現が速やかで、強度増加が長期に及ばないこと」を必要条件として、種々の配合条件の下で作製した軟岩について一軸圧縮試験を行い、配合条件を決定した。最終的に表-1のように配合を決定した。図-1, 2は、一軸および三軸CD試験結果を示している。物理的性質および基本的な力学的性質は表-2にまとめる通りである。表中の三軸試験結果における強度定数の添字 f は、ピーク強度時、添字 ϵ_{10} は圧縮ひずみ10%時の強度関係から求めたものである。模型地盤を作製する円筒形土槽は図-3に示すようで、直径386mm 深さ300mmである。作製にあたっては、配合試料に水を加えミキサーで攪拌した後、土槽内でパイプレータを用い、締固めて脱気している。

表-1 人工軟岩の配合条件

	試料名	重量百分率 (%)
試料砂	幌延砂	72.8
固結材	焼石膏	6.6
混和材	カオリン	8.0
練混水	水	12.6

2.2. 実験装置

実験装置の制御・計測システム全体図は図-4に示すようである。変位制御、速度制御、荷重制御の3方式による制御が可能な高性能なメガトルクモータを3機使用している。これによって、偏心・傾斜荷重を模型基礎に与えることが可能となる。実験中の制御および計測はパソコンで行っている。模型基礎部分の詳細は図-5に示すようで、薄型ロードセル(容量2tf)と小型ロードセル3個(容量1tf)を用いて鉛直荷重を計測している。軸変位量はメガトルクモータの位置検出機能を利用して測定した。載荷部のアタッチメントを交換することによって、異なった寸法および形状の模型基礎を取り付けることができる。

表-2 人工軟岩の力学的性質

	単位	試験結果
湿潤単位体積重量 γ_w	gf/cm ³	2.09
乾燥単位体積重量 γ_d	gf/cm ³	1.85
一軸試験結果	—	—
一軸圧縮強度 q_u	kPa	650
変形係数 E_{50}	kPa	870
変形係数 E_s	kPa	1168
三軸試験結果	—	—
粘着力 c_f	kPa	164
内部摩擦角 ϕ_f	deg	31
粘着力 $c_{\epsilon_{10}}$	kPa	74
内部摩擦角 $\phi_{\epsilon_{10}}$	deg	34

Bearing Capacity Model Tests on Soft Rock Ground: Migitoshi NISHIMURA, Kinya MIURA, Shosuke TOKI (Hokkaido University, Faculty of Engineering), Motoki TANIGUCHI (Pacific Consultants CO., Ltd), Masayuki IWASAWA (Hokkaido University, Undergraduate Student)

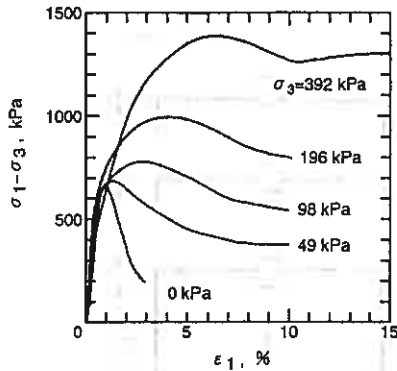


図-1 主応力差～軸ひずみの関係

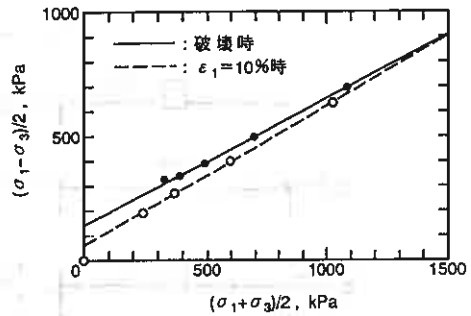


図-2 $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \sim (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ の関係

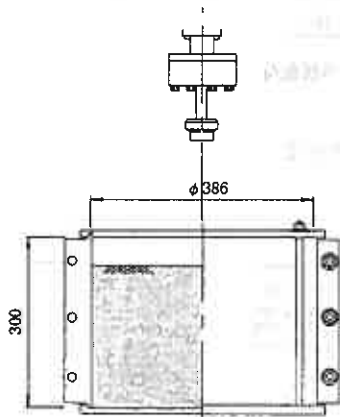


図-3 模型土槽

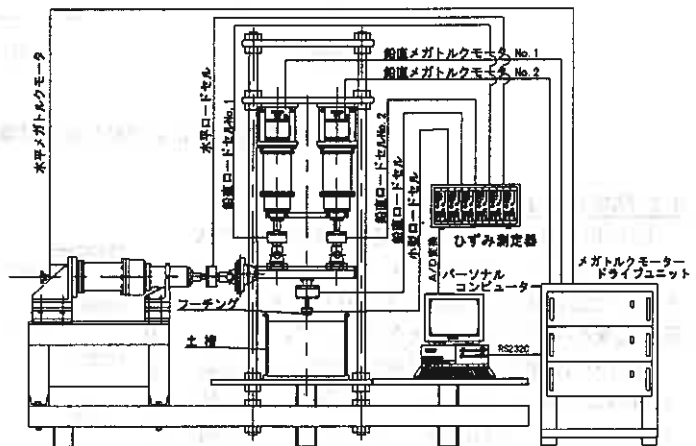


図-4 模型基礎実験試験装置システム

3. 水平地盤上の基礎

3.1. 実験条件

直径 $B = 20, 30, 40, 50$ mm の円形模型基礎を用意し、面積の異なる基礎の挙動を比較している。模型基礎の沈下載荷速度は 0.1 mm/min に統一した。模型基礎の載荷条件は次の3通りである。s は基礎の沈下量、q は基礎底面の平均応力である。

- ・単調載荷試験 (Monotonic Loading)
模型基礎を一定速度で単調に沈下させる
- ・繰返し載荷試験 (Cyclic Loading)
一定速度で沈下させ、所定の q で一旦除荷し、再載荷する
- ・掘削載荷試験 (Excavated Loading)
所定の一定速度載荷の後、表面を平らに掘削し、再度載荷する

図-6には単調載荷試験の方法を繰返し載荷試験と対比して示している。一度に掘削する量を D としている。

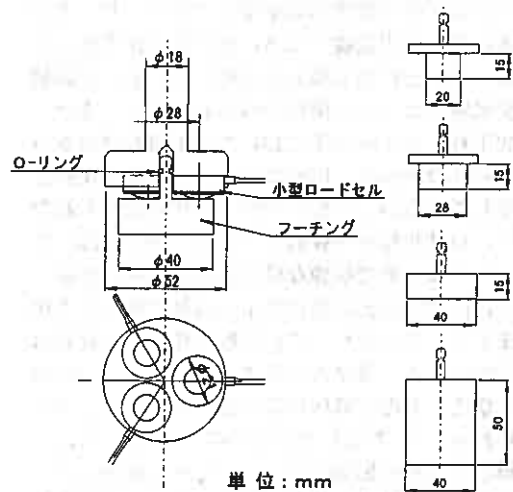


図-5 模型基礎

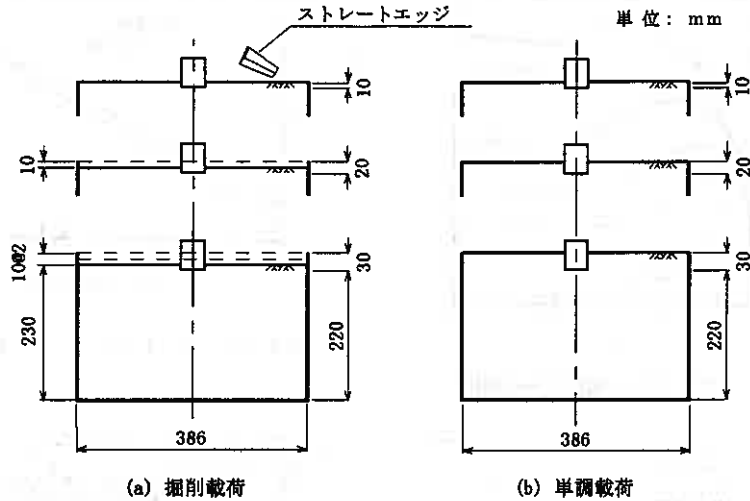


図-6 単調載荷試験および掘削載荷試験の方法

3.2. 試験結果および考察

図-7(a, b)には単調載荷試験と繰返し載荷試験の結果を $q \sim s$ 関係で示している。等しい沈下量 s で比較すると基礎の寸法 B が小さいほど基礎底面の平均応力 q は大きくなっている。

Vesic¹⁾は地盤の破壊形式を全般せん断破壊 (General Shear Failure)、局所せん断破壊 (Local Shear Failure)、パンチングせん断破壊 (Punching Shear Failure) に分類している。本研究で得られた $q \sim s$ 関係は明らかにパンチング型の破壊形式を示しており、ピーク強度は得られず基礎寸法 B に相当する沈下量 s においても q は増加傾向を持続している。単調載荷試験では $q \sim s$ 関係全体においても、また、沈下量 s が1 mm以下においても明瞭な降伏点は得られなかった。図-8には $\log q \sim \log s$ 関係を示しているが、勾配の明瞭な変化点は見られない。自然状態から採取した軟岩の場合には、このような整理で明瞭な降伏点が観察されるが、これは通常過去に受けた応力履歴に依存して決まるようである²⁾。この実験で作製した軟岩は実験前に応力履歴を与えていないフレッシュな状態にあるので降伏現象が認められないと考えられる。図-7(a, b)の比較からわかるように、繰返し載荷の影響はその後の $q \sim s$ 関係には見られない。繰返し載荷試験の $q \sim s$ 関係を単調載荷試験の曲線が包絡するような関係になっている。

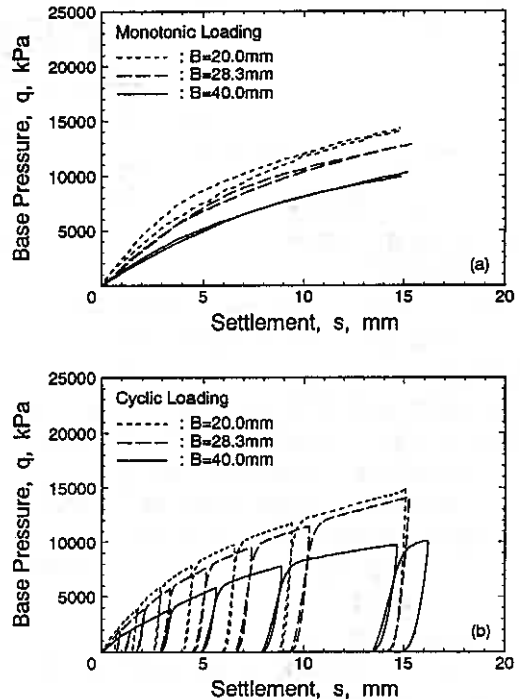


図-7 基礎底面圧力 $q \sim$ 沈下量 s 関係；
(a)単調載荷試験，(b)繰返し載荷試験

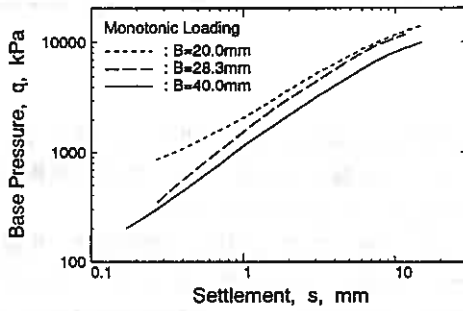


図-8 $\log q \sim \log s$ 関係

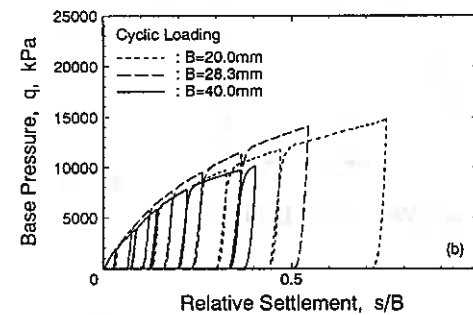
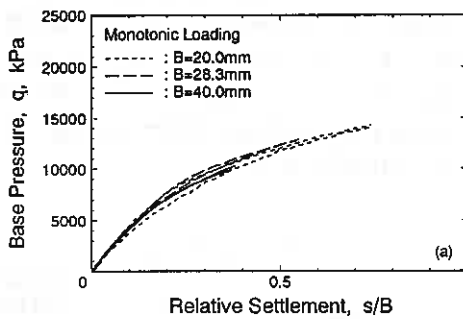


図-9 基礎底面圧力 $q \sim$ 正規化沈下量 s/B 関係 ;
(a) 単調載荷試験, (b) 繰返し載荷試験

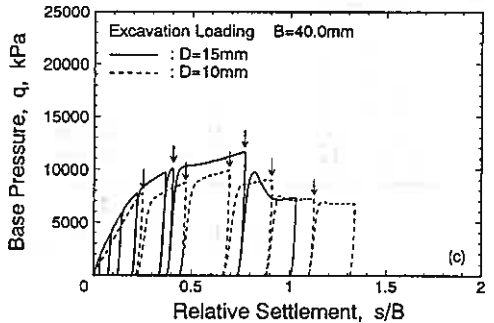
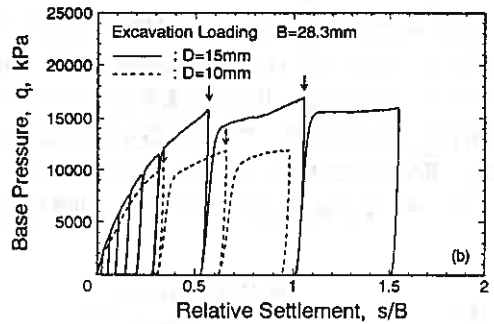
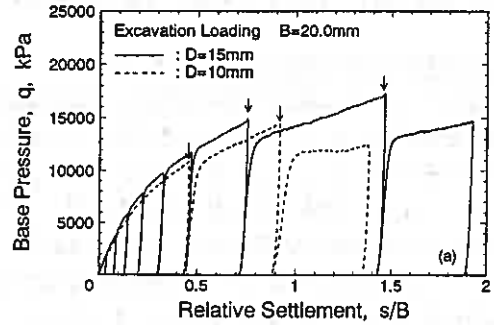


図-10(a, b, c) 掘削載荷試験で観察された
基礎底面圧力 $q \sim$ 沈下量 s/B 関係

図-9(a, b)は図-7(a, b)に示した関係において沈下量 s を基礎寸法 B で正規化して示している。図-7(a)に示すように単調載荷試験では、正規化した $q \sim s/B$ 関係において基礎寸法の相違による有為な差は見られず、この関係は基礎寸法に依存しないと見なしてよいであろう。

繰返し載荷試験では再載荷過程において、それまでに受けた荷重に対応して降伏点が認められる。

図-10は掘削載荷試験の結果を $q \sim s/B$ で示している。初期の段階では、掘削をしないで除荷・載荷を繰り返している部分もあるが、図中には掘削した時の模型基礎の最大沈下量を矢印によって示している。掘削した後の載荷挙動は明らかに図-9(b)に示した挙動とは異なり、基礎底面の応力 q はその前の載荷段階ほどは回復せず、低い値で推移している。降伏現象も認められるが、明らかにそれまでに受けた最大の q よりも低い値で降伏が発生している。 $B=40.0\text{mm}$ の場合には特に顕著であるが、こ

の時は q がピークを示した後減少している。このことは3.4.で詳しく検討するが、破壊モードがパンチングせん断型から全般せん断型へと変化している。それまでに生じた基礎の沈下によって地盤が著しく体積収縮し、硬化していることが原因と考えられる。

3.3. 地盤の降伏挙動および地盤反力係数

図-11(a, b)には繰返し載荷試験および掘削載荷試験で得られる基礎底面の平均圧力 q と沈下量 s の関係を模式的に示している。基礎の除荷と再載荷過程における地盤反力係数を $q \sim s$ 関係の接線勾配としてそれぞれ K_U , K_R と定義している。 q_p は先行載荷応力、 q_y は降伏応力である。

図-12(a, b, c)は降伏応力を先行応力に対して示している。白抜きの記号は繰返し載荷試験、黒塗りの記号は掘削載荷の結果を示している。図から明らかなように繰返し載荷試験では q_y と q_p はほぼ等しいが、掘削載荷試験において基礎の除荷後に地盤を掘削して平坦化した後の再載荷過程では降伏状態が相対的に早く現われ、 q_y は q_p よりも小さくなる傾向がある。これは、基礎底面よりも上方の土塊も地盤の支持力発揮に貢献していることを示唆している。

図-13(a, b)は除荷時および再載荷時の地盤反力係数を示している。黒抜きの記号は掘削載荷についてのものである。図-14(a, b)は地盤反力係数に基礎寸法を剰じて $q \sim s$ 関係を $q \sim s/B$ 関係に変換しこれによって次元を応力次元に変換したものを示している。 K_U と K_R はともに、先行応力 q_p とともに増加する傾向がある。これに基礎寸法を剰じたものでは、 $K_U B$ と q_u との関係は一本の曲線で近似でき、基礎寸法に依存しない関係が認められる。一方、 $K_R B$ と q_p との関係は基礎寸法の影響が残っている。 $B = 20.0\text{mm}$ と $B = 40.0\text{mm}$ とでは明瞭な差が見られ、ほぼ平行になっている。

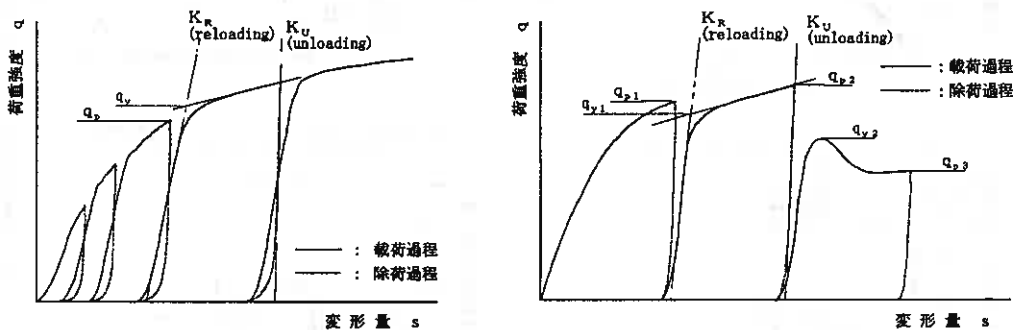


図-11 地盤の降伏特性；(a)繰返し載荷試験，(b)掘削載荷試験

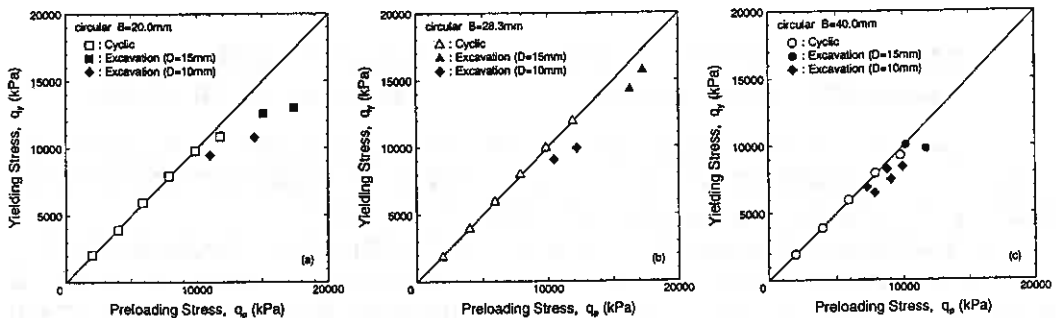


図-12 降伏応力 q_y - 先行応力 q_p 関係

3.4. 地盤の変形・破壊メカニズム

写真-1(a, b)は単調載荷試験で観察された地盤の変形条件を示している。写真-1(a)は載荷試験終了後の地盤表面を示しているが、 $s/B = 1.25$ とかなり深く基礎が沈下しているにもかかわらず、地盤面は基礎の近傍でもほとんど変化がなく、亀裂や膨れあがりは認められない。典型的なパンチングせん断型の破壊性状を示している¹⁾。写真-1(b)では3ケースの試験が終了した後に、基礎の中心線に沿って鉛直に切り出し、断面に霧吹きでインクを均質に塗布した。その後表面をストレートエッジによって薄く削った後の断面の様子を示している。写真で軟岩の色が白く見えているのは、インクが染込まなかった部分で、基礎の載荷によって地盤が局所的に圧縮して構造が密になったと考えられる。逆に、インクの色が濃くなっているのは、特に亀裂が発達している部分である。

図示していない写真からも同様な手法によって地盤の変形を調べている。変形の様子を総合的に判断して模式的に示したのが図-15である。図には地盤が圧縮して密に、そして固くなっている部分を白く示しているが、最初は基礎の隅各部から発達するこの領域が中央で繋がり下方に拡大している。この時、斜め下方に高密度化した狭い領域が現れている。基礎の沈下と同時に隅各部より斜め外側45°方向と下方に向かって2種類の亀裂が発達し始める。外側の亀裂が進展しなくなるとさらに下方には

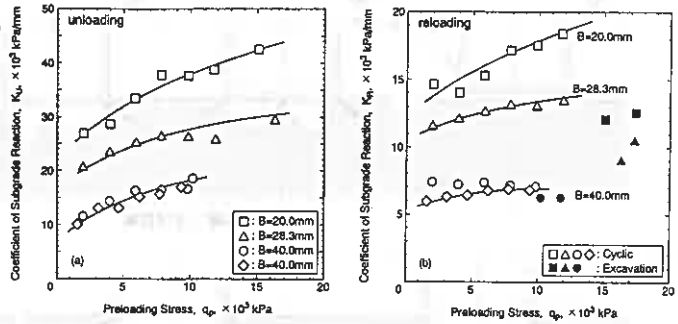


図-13(a, b) $q \sim s$ 関係から得た $k_U, k_R \sim q_p$ 関係

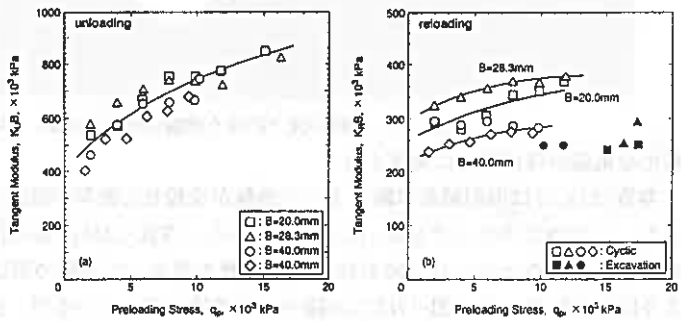


図-14(a, b) $q - s$ 関係から得た $k_{tU}, k_{tR} - q_p$ 関係

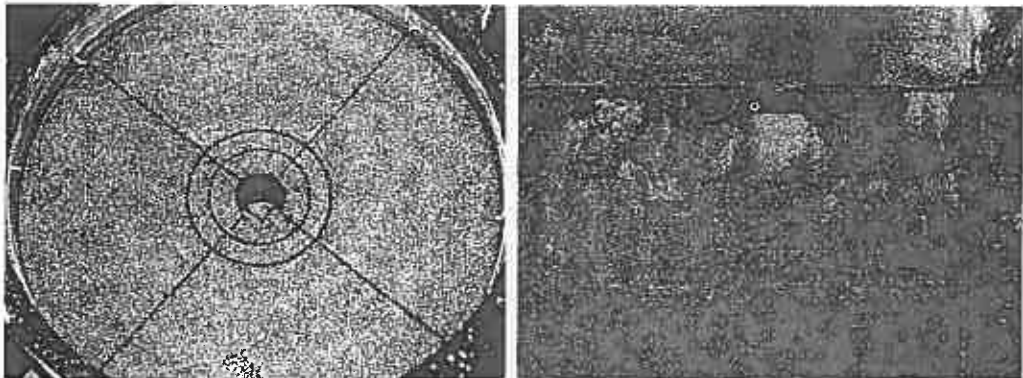


写真-1(a, b) 単調載荷試験による地盤の変形・破壊状況；(a)地盤面($B=40.0\text{mm}$, $s=50.0\text{mm}$)
(b)掘削断面(左から $B=40.0\text{mm}$, $s=10.0\text{mm}$ 、 $B=40.0\text{mm}$, $s=23.3\text{mm}$ 、 $B=40.0\text{mm}$, $s=5.0\text{mm}$)

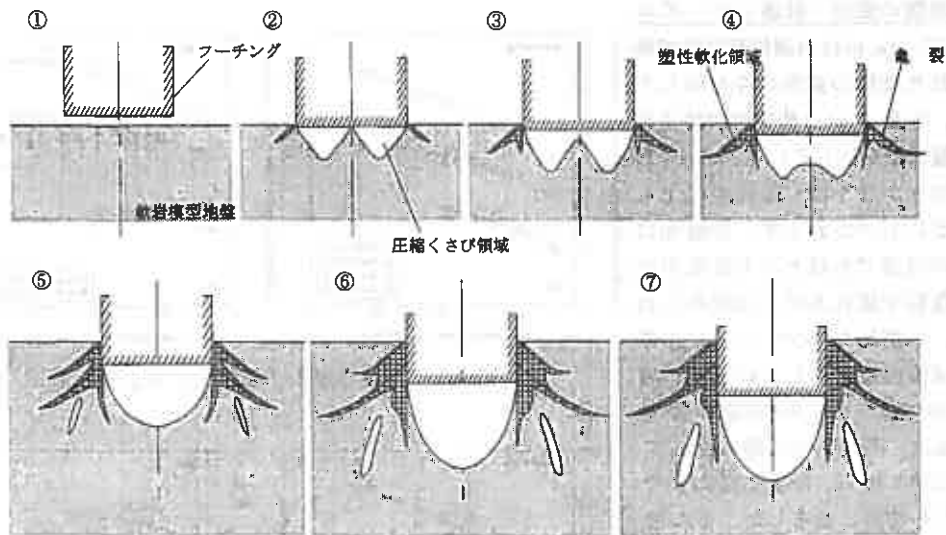


図-15 基礎の沈下に伴う地盤変形の模式図 (単調載荷試験)

新たな亀裂がほぼ平行に発生する。

写真-2(a, b)は掘削載荷試験によって地盤が全般せん断型の破壊を示した時の様子を撮影したものである。この時のスケッチを図-16に示している。写真-2(a)に見られるように、地盤表面にはプーチンションによるとみられる放射状の亀裂が数本発生して基礎の周辺地盤は浮き上がり(めくれあがるように)壊れている。図-17はこの様子を模式的に示しているが、掘削によって上部土塊による拘束が無くなったために、先行する載荷過程によって地盤中に導入された亀裂が再度進展し、この亀裂が地表面まで伸びることによって土塊がブロック状に破壊している。

Vesic³⁾が説明しているように、地盤の破壊タイプは地盤の強度と剛性によって決定される。さきに示した地盤の力学的性質を用いてVesicが提案する剛性指数を次式によって近似的に計算すると、 $I_r = 2.7$ が得られる。

$$I_r = \frac{E}{2(1+\nu)(c+q \tan \phi)} \cong \frac{E}{2c(1+0.3)}$$

Vesic⁴⁾は、 $\phi = 30^\circ$ におけるパンチングせん断破壊に至る限界剛性指数を70としており、これより

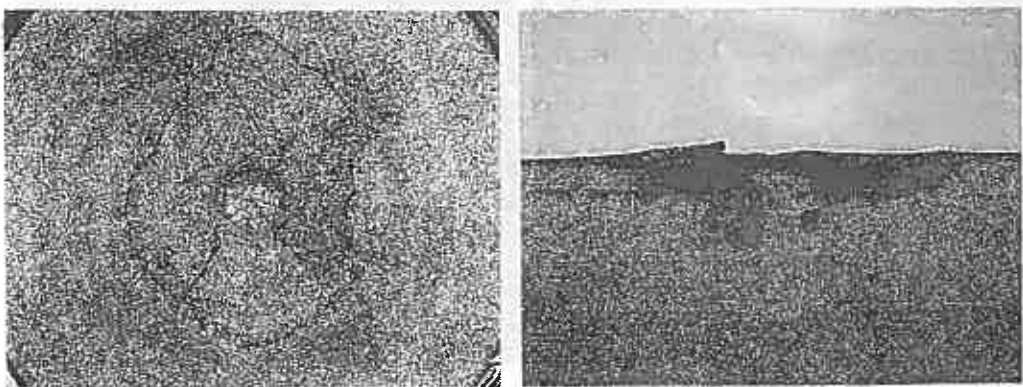


写真-2(a, b) 掘削載荷試験による地盤の変形・破壊状況 ; (a)地盤面(D=8.56mm, B=40.0mm, s=51.3mm)、(b)掘削断面(D=8.56mm, B=40.0mm, s=51.3mm)

小さな模型地盤の I_p によって基礎下部の土塊が顕著に圧縮し、典型的なパンチング型せん断破壊を生じたと理解できる。一方、基礎底面よりも上部の土塊を掘削して取り除く掘削荷試験の場合には、すでに地盤が圧縮して高密度化していることによって剛性が増し（ E は増加して I_p が大きくなる）、地盤の破壊形式が全般せん断型に変化したと理解することができる。

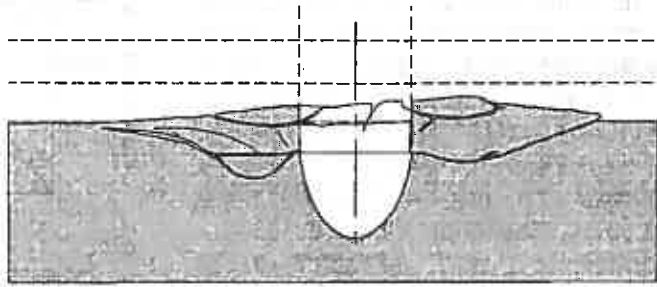


図-16 基礎の沈下に伴う地盤の破壊状況スケッチ（掘削荷試験）

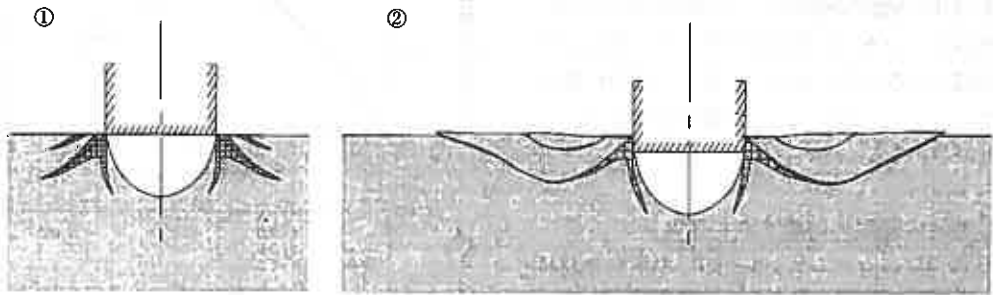


図-17 基礎の沈下に伴う地盤変形の模式図（掘削荷試験）

4. 傾斜地盤上の基礎

4.1. 実験条件

直径 $B=40.0\text{mm}$ の円形模型基礎を用意し、斜面傾斜角および天端余裕幅の異なる基礎の挙動を比較している。試験は、模型基礎の沈下荷速度は 0.1mm/min で単調荷荷に統一した。

模型基礎の地盤条件は次の通りである。

- ・斜面傾斜角度は、 $\beta=0, 30, 45, 60, 90^\circ$ の5ケースで比較を行った。
- ・天端余裕幅は、 $\alpha=0, 0.5, 1.0$ の3ケースについて比較を行った。

なお、 α および β は、図-18に示す通りである。

4.2. 試験結果および考察

図-19(a)には、天端余裕幅 $\alpha=0$ で、斜面傾斜角 β を変えた $q \sim s$ 関係で示している。 $\beta=0^\circ$ における破壊モードは、典型的なパンチングせん断型であるのに対し、作成した斜面地盤ではすべて全般せん断型で破壊した。

図-19(b), (c)は、それぞれ斜面傾斜角 $\beta=45^\circ, 60^\circ$ で、天端余裕幅を変えた実験の $q \sim s$ 関係を示している。等しい沈下量 s で比較すると荷荷の進行にともない、 α が大きいほど基礎底面の平均応力 q は大きくなっている。

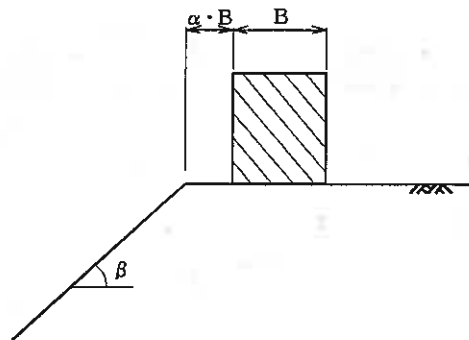


図-18 斜面上の基礎

図-20は、天端余裕幅別に基礎底面圧力 q ~ 斜面傾斜角 β 関係をプロットしたもので、(a), (b), (c)は、それぞれ、 $\alpha=0.0, 0.5, 1.0$ に対応している。明確な破壊強度が得られなかった水平地盤の破壊および残留強度はプロットしていない。まず、破壊強度に注目すると、斜面傾斜角が大きいほど強度は顕著に減少し、天端余裕幅が大きくなるほど増加しているのがわかる。次に、白抜き丸は $s/B=0.1$ ($s=4.0\text{mm}$) における荷重強度であるが、天端余裕幅が大きいほど、そして、斜面傾斜角が小さいほど、水平地盤 ($\beta=0$) と同様な挙動を示すことがわかる。

4.3. 地盤の降伏挙動および地盤反力係数

図-21は地盤反力係数 K と斜面傾斜角 β の関係を示している。斜面傾斜角が大きくなるほど K が減少する傾向にある。基礎への荷重初期段階においても、地盤形状の影響が表われていることがわかる。

4.4. 地盤の変形・破壊メカニズム

写真-3は、 $\alpha=1.0, \beta=60^\circ$ の傾斜地盤における破壊の進行状況である。写真-4(a, b)は、同条件下における試験終了後の地盤の変形・破壊状況である。天端余裕幅を有する実験条件では、すべてのケースにおいて天端上で、写真-4(a)のような斜面に向かって約 30° の角度の亀裂の発生が見られた。写真-4(b)は、切り出しインクを塗布した断面であるが、基礎直下の斜面側にくさびが形成され、斜面前面を押し出すようにすべり線が発達している様子が観察された。このように斜面を有する地盤条件では、最終的に全般せん断型の破壊挙動が観察され、この時、断切りの斜面が剥がれ落ちるように崩壊している。なお、基礎の山側の地盤には、斜め下向きに亀裂

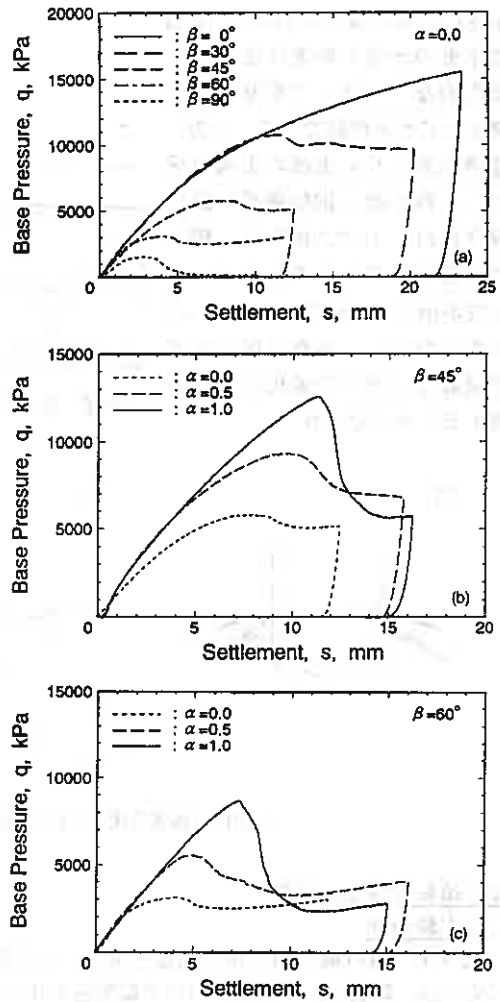


図-19 基礎底面圧力 q - 沈下量 s 関係；

(a) $\alpha=0.0$, (b) $\beta=45^\circ$, (c) $\beta=60^\circ$

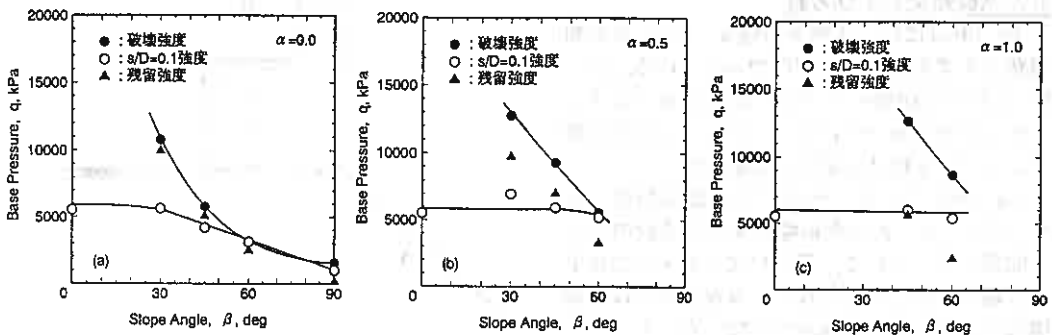


図-20 基礎底面圧力 q ~ 斜面傾斜角 β 関係；(a) $\alpha=0.0$, (b) $\alpha=0.5$, (c) $\alpha=1.0$

が発生しており、载荷の初期段階では、水平地盤で見られたバンチングせん断型で破壊が進行したが、くさび形成の進行に伴い、斜面側への全般せん断破壊型に移行したことがうかがえる。

よって、破壊形式の決定には、地盤の圧縮性のみならず地盤内の亀裂や断切りなどの地盤条件の影響もかなり大きいことが分かる。地盤の破壊形式は、地盤の支持力を算定する場合の最も重要な要素であり、破壊形式と地盤物性や地盤条件との関係を明らかにする必要がある。

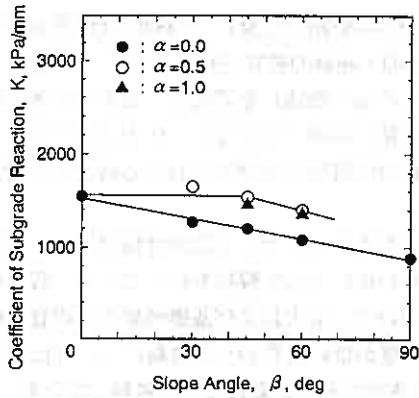


図-21 地盤反力係数K—斜面傾斜角 β 関係

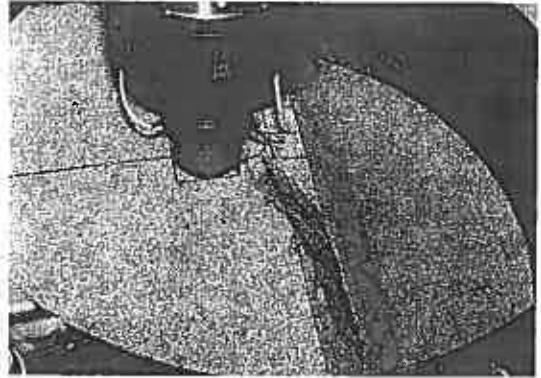


写真-3 斜面上载荷試験による地盤の変形・破壊状況；($\alpha=1.0, \beta=60^\circ$)

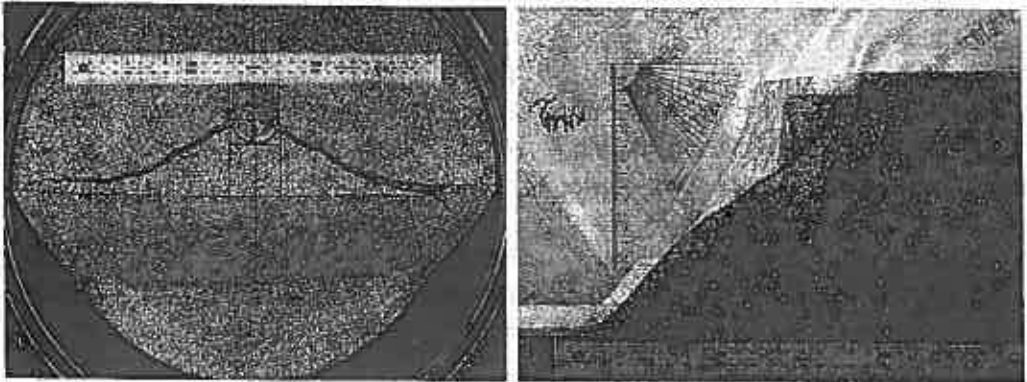


写真-4(a, b) 斜面上の载荷による地盤の変形・破壊状況；
(a)地盤面、(b)掘削断面(ともに $\alpha=1.0, \beta=60^\circ$)

参考文献

- 1) Vesic, A.S : Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundation, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.99, No. SM1, January, 1973, pp.45-73
- 2) 土質工学会編, 堆積軟岩の工学的性質とその応用, 第3章, 1993.
- 3) Vesic, A.S : EXPANSION OF CAVITIES IN INFINITE SOIL MASS, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.98, No. SM3, March, 1972, pp.265-290

地震時における盛土の非円形安定解析

北海道大学大学院 ○ 学生員 鷲尾朝昭
北海道大学工学部 正会員 三浦均也
(株)構研エンジニアリング 正会員 黒森 武

1. ま え が き 近年北海道において発生した「1993年釧路沖地震」「1993年北海道南西沖地震」「1994年北海道東方沖地震」では広範囲にわたって人的・経済的被害が発生した^{1,2,3)}。土木・建築構造物が受けた被害の内には、「盛土の崩壊」や「盛土の法面崩壊」を原因とするものが多いということをその特徴の一つとして挙げるができる。道路、鉄道、河川堤防、住宅地、ライフラインなどにおける代表的な被害のいくつかは、直接的あるいは間接的に地震時における盛土の不安定化によって引き起こされたと言える。

本研究の目的は地震時における盛土の安定性について検討するもので、上記の地震で発生した特徴的な盛土の被災例をいくつか取り上げ、非円形極限釣り合い法によって解析を行っている。解析条件は地震発生後にいくつかの機関で行われた調査結果に基づいて、盛土および基礎地盤の不均質な地盤構成を考慮している。また、地下水位以下にある液状化強度が低いと思われる材料については間隙水圧の発生量を、水平加速度とともにパラメトリックに変化させてその影響について考察している。

2. 盛土の地震時における安定解析 地震時において盛土を不安定化させる要因としては、以下の二つを挙げるができる。

- 盛土体に作用する地震動加速度に対応する慣性力
- 飽和した盛土材料において発生する過剰間隙水圧、これに伴う有効応力の減少、強度の低下

加速度の影響については、擬似的に静的な加速度を用いる震度法によって円形すべり面法などに取り入れるのが一般的である。有限要素法においては加速度の時刻歴を用いることも可能で、この場合には盛土の構造物としての振動特性も考慮される。地下水位が高く盛土材料が飽和している場合には、盛土材料が繰返しせん断変形を受けることによって過剰間隙水圧が発生する。水平砂質地盤においては有効応力が失われるまで間隙水圧が上昇し、いわゆる液状化した状態になる。ところが、盛土やダムなどの堤体においては間隙水圧が上昇してせん断強度がある程度失われた時点で堤体が崩壊することになる。このような液状化に至る過程で発生する堤体の崩壊は、Seed⁴⁾らによるLower San Fernandoダムについての詳細な研究によって明らかにされ、ダムなどの堤体や斜面の耐震性の検討に取り入れられるようになってきた。

盛土の安定性は、通常円形すべり解析に代表される極限釣り合い法によって検討されるが、盛土の安定解析に際しては以下のような点が問題になる。

- 当該盛土における局所的な振動特性の把握（振動の増幅）
- 不均一な土質構造と地下水位の進入による盛土の幾何学的な構造の把握（盛土の不均質な土質構成）
- 間隙水圧の発生量の推定（液状化強度）

山間部などにおける道路では比較的短い盛土区間だけが被害を受ける例が多い。その理由としては切土に比較して盛土の強度が低いことに加えて、剛性の低い盛土区間において局所的に振動が増幅する可能性も考えるべきである。また、軟弱地盤による地震動の増幅は軟弱地盤上の盛土で被害が大きくなる原因の一つとされている。このように、盛土の破壊事例の検討においても適切な震度を推定することは非常に困

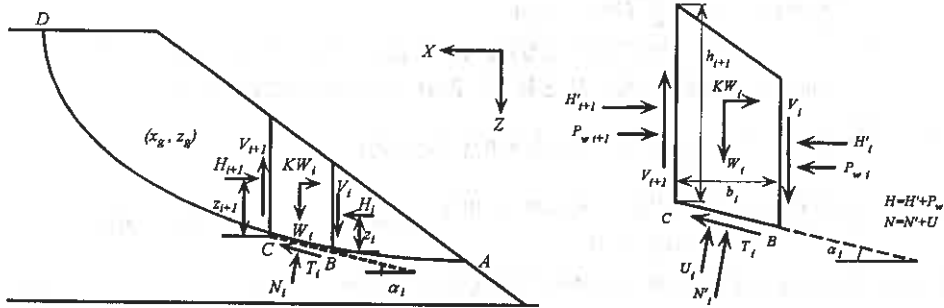
難なことの一つである。本研究では、特定の震度を用いるのではなく、水平震度をパラメトリックに変化させて安定性を検討している。

道路や鉄道の建設、住宅地の造成においては、傾斜地や傾斜地と軟弱地盤の境界において建設される例が多く、この場合、盛土および盛土周辺の地盤の土質構造は幾何学的に複雑であり、破壊（破壊面）の性状は均質な堤体や斜面のものと異なるであろう。盛土内に地下水の進入がある場合には間隙水圧の発生によって強度が局部的に低下するので、この場合にも破壊性状は異なったものになるので、非円形状のすべり面を取り入れる必要があつと思われる。本研究では、この点を明らかにするために、非円形解析と円形解析を平行して実施し、その妥当性と必要性を検討している。

釧路沖地震では、沢などの集水地形に建設され地下水位が高かったと思われる盛土に被害が生じる傾向が見られ、実際に噴砂が見つかったり、見つからないまでも盛土材の流動状況から明らかに間隙水圧の発生が被害原因と考えられる事例がいくつか報告されている。水平な砂質地盤における間隙水圧の発生特性は1964年に発生した新潟地震以来の研究によって明らかにされてきており、実用的にも液状化強度の推定や液状化防止対策に生かされてきている。しかし、盛土においては、初期せん断応力の影響、比較的低い拘束圧の影響、地盤の不飽和の影響などによって間隙水圧の発生を推定するのは難しい状況である。本研究では、間隙水圧発生量をパラメトリックに変化させ、安定性に及ぼす間隙水圧発生の影響およびその評価法について検討している。

3. 盛土の安定解析手法 本研究では、盛土を分割法による極限釣り合い法で解析し、すべり面を円形あるいは非円形とした場合について検討している。筆者ら⁵⁾はこれまでに、極限釣り合い法による斜面安定解析の代表的な手法として、Fellenius法（通常の簡便法）⁶⁾、Bishop法⁷⁾およびSarma法⁸⁾を取り上げ、それぞれの解析結果について比較・検討していくつかの知見を得ている。3つの手法はスライス間力の取り扱いに違いがあり、順に「全く考慮していない」、「水平成分のみを考慮している」、「水平・鉛直両成分とも考慮している」となっている。本研究ではFellenius法とSarma法を採用している。Fellenius法については参考文献に譲り、以下ではSarma法についてのみ簡単に説明する。

この方法は斜面安定解析に用いるスライス法の中でもスライス間における水平・鉛直両方向の作用力を考慮でき、非円形すべり面にも適用可能な方法である。これまでに提案されてきたこのタイプの解析法の



H'_i, H'_{i+1} = 水平力; V_i, V_{i+1} = 鉛直力; P_{wi}, P_{wi+1} = 水平方向の水圧; W_i = 自重; KW_i = 地震時水平力;
 N'_i = 底面に働く有効応力; U_i = 底面に働く水圧; $N_i = N'_i$ と U_i の合力; $H_i = H'_i$ と P_{wi} の合力;
 T_i = 底面に働くせん断抵抗力; $z_i = H_i$ の働く点の底面からの高さ; c'_i, ϕ'_i = せん断強度のパラメータ;
 h_i = スライスの高さ; b_i = スライスの幅; K_c = 限界水平加速度; α_i = 底面の傾斜角;
 x_g, z_g = 中点の座標; x_g, z_g = 土塊全体の重心の座標; $DH_i = H_{i+1} - H_i$; $DV_i = V_{i+1} - V_i$;

図1 (a, b) Sarma法による斜面安定解析におけるスライスの定義

多くは安全率を得るために繰返し計算（場合によっては不安定となる）が必要になるが、この方法では仮定したすべり面に対して斜面が滑動するのに必要な極限の水平震度 K が繰返し計算を必要とせず得られる。この点が最大の長所であり、本研究で採用した理由である。極限震度が必要であればこれで十分であるが、所定の震度における安全率 F_s が必要であれば、以下の式に従って、入力するせん断強度パラメータ c, ϕ を F_s の関数として段階的に低減していき、数回の計算を行うことによって所定の K に対する F_s が得られる。

$$c = c / F_s, \quad \tan \phi = \tan \phi / F_s \quad (1)$$

図1にはスライスと種々の変数の定義を行っている。スライス間力について次式が成り立つ。

$$\sum DH_i = 0, \quad \sum DV_i = 0 \quad (2)$$

各スライスの鉛直・水平両方向の平衡条件、およびすべり面上での破壊条件より次式が得られる。

$$N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i = W_i - DV_i, \quad (3)$$

$$T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i = KW_i + DH_i \quad (4)$$

$$T_i = (N_i - U_i)(1 - R_u) \tan \phi' + c' b_i \sec \alpha_i \quad (5)$$

ここで、 R_u は間隙水圧の発生量を規定するパラメータ（間隙水圧指数）で、 $R_u = 1$ は間隙水圧の発生によって有効応力 0 となった状態に対応している。同様な手法によって Fellenius 法においても間隙水圧の発生を考慮している。上式を整理すると、以下の式が得られる。

$$N_i = \{c_i b_i \tan \alpha_i + W_i + U_i \sin \alpha_i \tan \phi_i (1 - R_{ui}) - DH_i\} / \{\cos \alpha_i + \tan \phi_i \sin \alpha_i (1 - R_{ui})\} \quad (6)$$

$$T_i = \{c_i b_i + (W_i - U_i \cos \alpha_i - DV_i) \tan \phi_i (1 - R_{ui})\} / \{\cos \alpha_i + \tan \phi_i \sin \alpha_i (1 - R_{ui})\} \quad (7)$$

$$DV_i \{\tan \phi_i (1 - R_{ui}) - \tan \alpha_i\} / \{1 + \tan \phi_i \tan \alpha_i (1 - R_{ui})\} + DH_i = D_i - KW_i \quad (8)$$

ただし $D_i = \{(W_i - U_i \sec \alpha_i) \tan \phi_i (1 - R_{ui}) - W_i \tan \alpha_i + c_i b_i \sec^2 \alpha_i\} / \{1 + \tan \phi_i \tan \alpha_i (1 - R_{ui})\}$ である。全体の釣り合いを考えると、次の2式が得られる。

$$\sum DV_i \{\tan \phi_i (1 - R_{ui}) - \tan \alpha_i\} / \{1 + \tan \phi_i \tan \alpha_i (1 - R_{ui})\} = \sum D_i - \sum KW_i \quad (9)$$

$$\sum (T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i)(y_i - y_g) + \sum (N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i)(x_i - x_g) = 0 \quad (10)$$

$$\sum DV_i [(y_i - y_g) \{\tan \phi_i (1 - R_{ui}) - \tan \alpha_i\} / \{1 + \tan \phi_i \tan \alpha_i (1 - R_{ui})\} + (x_i - x_g)] = \sum W_i (x_i - x_g) + \sum D_i (y_i - y_g) \quad (10')$$

この方法の特徴として、スライス内の自重による鉛直応力と仮定したすべり面の方向から Mohr の応力円によってスライス間に作用する水平作用力 H_i と鉛直作用力 V_i の仮の値を次式で与える。

$$\tilde{H}_i = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot K'_i, \quad \tilde{V}_i = \lambda \frac{1}{\tilde{F}_{Li}} [(K'_i - R_{ui}) \gamma h^2 \tan \phi_i / 2 + c_i h_i] \quad (11)$$

ここで、 $K'_i = \frac{1 - [\sin \beta_i (1 - 2R_{ui}) \sin \phi_i + 4c_i \cos \phi_i / \gamma h_i]}{1 + \sin \phi_i \sin \beta_i}$, $\beta_i = 2\alpha_i - \phi_i$, $R_{ui} = P_{wi} / (\gamma h^2 / 2)$ である。

\tilde{F}_{Li} は仮に与えた各スライス間の局所的なすべりに対する安全率であり、通常 $\tilde{F}_{Li} \equiv 1$ としてかまわない。実際に作用するスライス間の鉛直作用力は上に示した仮の値に比例すると考え、未知数 λ を導入して次式で与える。

$$DV_i = \lambda D\tilde{V}_i = \tilde{V}_{i+1} - \tilde{V}_i \quad (12)$$

以上の関係を用いて式(9)と式(10')を整理すると、次のようになる。

$$\lambda \sum D\tilde{V}_i \{\tan \phi_i (1 - R_{ui}) - \tan \alpha_i\} / \{1 + \tan \phi_i \tan \alpha_i (1 - R_{ui})\} + K \sum W_i = \sum D_i \quad (13)$$

$$\lambda \sum D\tilde{V}_i [(y_i - y_g) \{\tan \phi_i (1 - R_{ui}) - \tan \alpha_i\} / \{1 + \tan \phi_i \tan \alpha_i (1 - R_{ui})\} + (x_i - x_g)] = \sum W_i (x_i - x_g) + \sum D_i (y_i - y_g) \quad (14)$$

これを解くと以下のように得られる。

$$\lambda = S_2 / S_3, \quad K = (S_1 - \lambda S_4) / \sum W_i \quad (15)$$

ここで、

$$S_1 = \sum D_i, \quad S_2 = \sum W_i(x_i - x_g) + \sum D_i(y_i - y_g),$$

$$S_3 = \sum D\tilde{V}_i[(y_i - y_g)\{\tan \phi_i(1 - R_{\alpha_i}) - \tan \alpha_i\} / \{1 + \tan \phi_i \tan \alpha_i(1 - R_{\alpha_i})\} + (x_i - x_g)],$$

$$S_4 = \sum F_i\{\tan \phi_i(1 - R_{\alpha_i}) - \tan \alpha_i\} / \{1 + \tan \phi_i \tan \alpha_i(1 - R_{\alpha_i})\} \quad \text{である。}$$

これによって、求める極限水平震度 K が得られる。これを式(8)に代入すると DH_i が得られる。さらに、定義より V_i, H_i を得ることができるので、鉛直面での局所的なすべりに対する安全率 $F_{Li} > 1$ と作用位置 $z_i < h_i$ を確認し、解の妥当性をチェックする。

$$F_{Li} = [(H_i - P_w) \tan \phi_i(1 - R_{\alpha_i}) + c_i h_i] / V_i \quad (16)$$

$$z_{i+1} = [H_i z_i - \frac{1}{2} b_i \tan \alpha_i (H_i + H_{i+1}) - \frac{1}{2} b_i (V_i + V_{i+1})] / H_{i+1} \quad (17)$$

4. 地震時における盛土の安定解析の結果および考察 以下では、近年北海道で発生した地震によって被害を受けた盛土のうち代表的なものをいくつか取り上げて解析する。解析結果を比較検討することによって非円形すべり面を用いることの必要性、地震動による間隙水圧の発生の影響などについて調べている。

4.1. 標茶町茅沼地区における住宅盛土の被害 住宅地用に造成されたこの盛土は釧路沖地震と北海道東方沖地震で二度の被害を受けた。釧路沖地震後の盛土と住宅の被害状況を図2に示している。著者ら^{9,10)}は軟弱な泥炭地盤上に火山灰質土で建設したこの盛土について現地調査を行い、その結果に基づいて円形すべり面解析および液状化を考慮できる弾・塑性有限要素解析による安定性の検討を行っている。図3は測量およびサウンディングによって調査した4つの断面を示している。A、B-断面は大きな被害が発生した箇所、D-断面は比較的小さな被害の箇所となっている。図4、5は盛土材料の粒度分布、室内液状化試験により得られた液状化強度を示している。北海道東方沖地震の後では多量の噴砂が確認されており、より大きな地震動を受けた釧路沖地震では盛土内で液状化が発生した確率は高く、有限要素法によっても液状化の発生が示唆されている。図6(a, b)は設定した非円形すべり面およびいくつかの臨界円形すべ

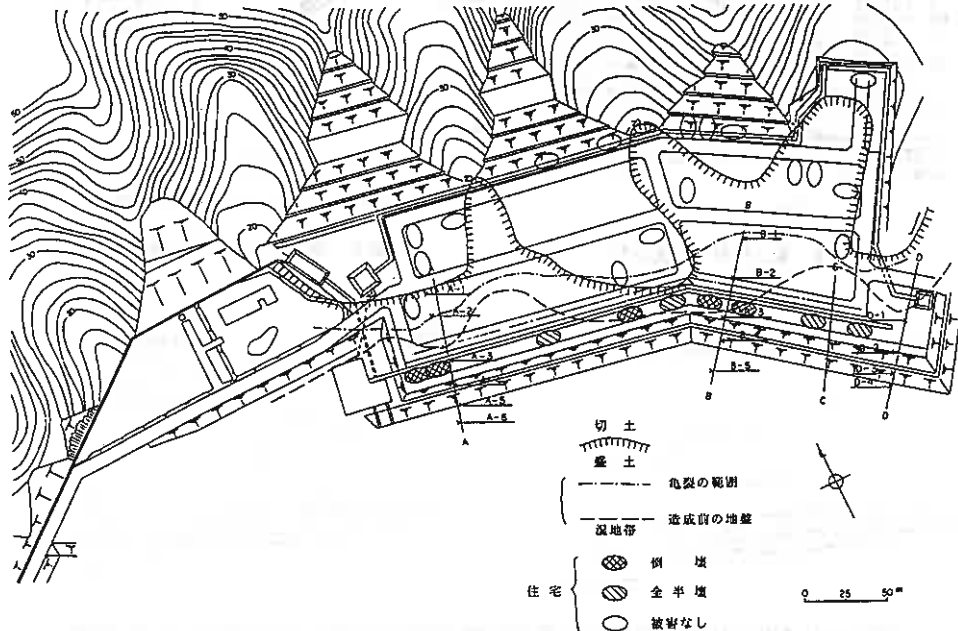


図2 1993年釧路沖地震後における標茶町茅沼地区の住宅盛土の被害

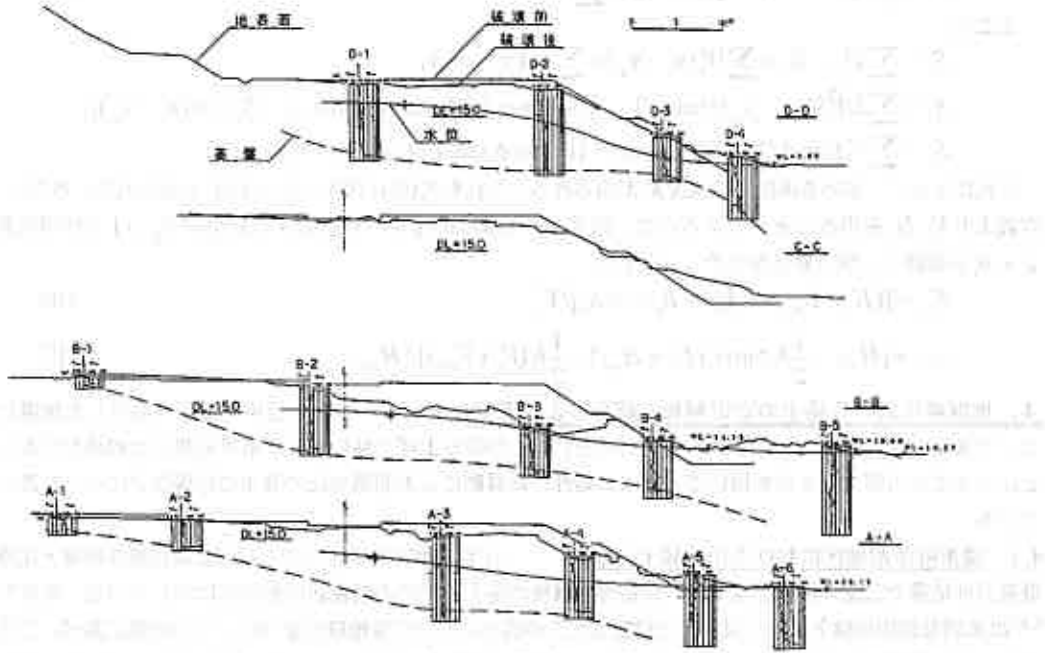


図3 横峯町茅沼地区の住宅盛土の調査断面図

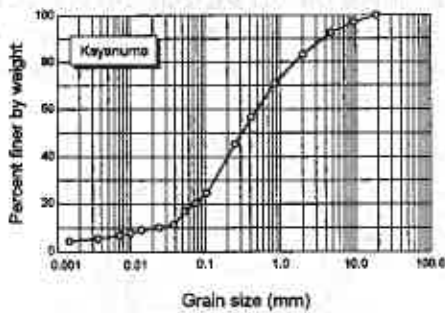


図4 盛土材料の粒度分布

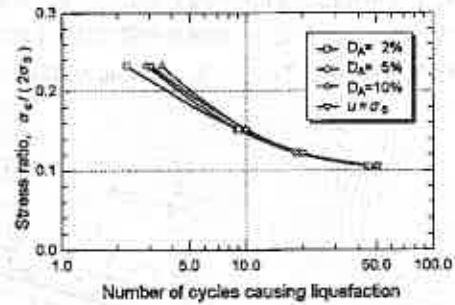


図5 盛土材料の cyclic 強度

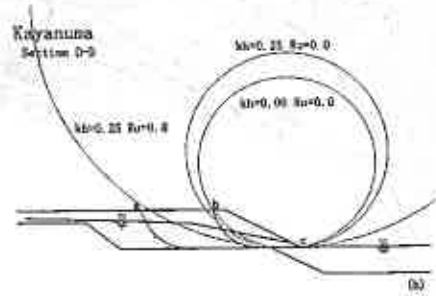
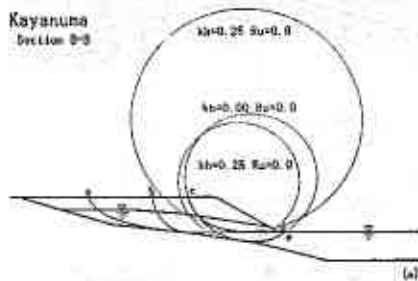


図6 (a, b) 解析における非円形すべり面および境界円形すべり円 (a) B-断面, (b) D-断面

り面を示している。非円形すべり面はSarma法で用いたもので、B-断面ではすべり面上端位置を(a, b, c) 3箇所、下端位置を(d, e) 2箇所設定し合計6個の非円形すべり面で解析している。d点を通るすべり面は盛土下部をほぼ水平に横切るが、e点を通るすべり面は軟弱な泥炭層を通過するように設定している。A-断面においても同様な設定を行っているがD-断面では泥炭層を通過するすべり面は考慮していない。一方、円形すべり面はFellenius法による各々の水平震度 k_h および間隙水圧指数 R_u に対して安全率が最小となる臨界円を求めている。解析で用いた強度定数は表1に示す通りである。図7(a-c)および図8(a-c)は安定解析の結果を示している。

間隙水圧の発生を考慮していない解析(図7(a, b))では、盛土の下に薄く入り込んでいる軟弱で強度の低い泥炭層を通過する非円形すべり面の方が盛土中内のすべり面よりも小さな安全率を示している。Fellenius法による円形すべり面解析の臨界円はすべての断面に

表1 解析で用いた強度定数

	$\rho_f(t/m^3)$	$\rho_{sat}(t/m^3)$	$c(kPa)$	$\phi(deg)$
盛土	1.40	1.67	14.0	36.0°
泥炭	—	1.10	32.9	0.0°

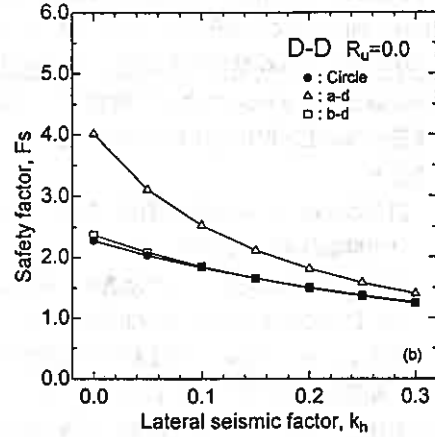
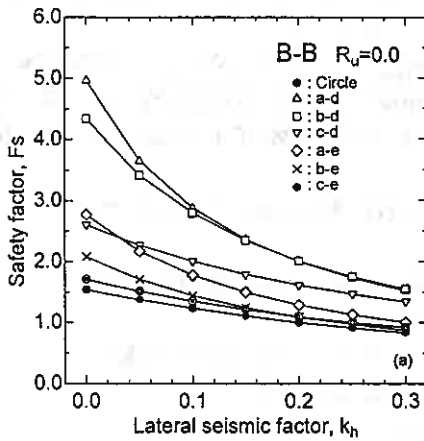


図7(a, b) 安定解析の結果(安全率-水平震度 k_h 関係) (a) B-断面, (b) D-断面

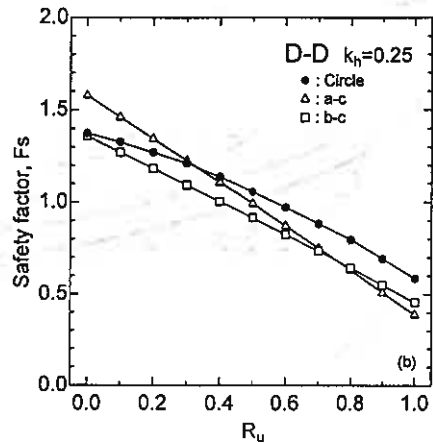
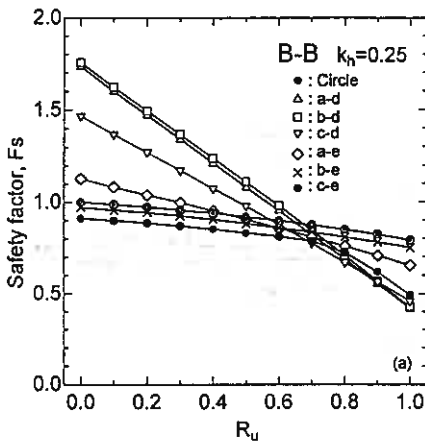


図8(a, b) 安定解析の結果(安全率-間隙水圧指数 R_u 関係) (a) B-断面, (b) D-断面

において泥炭層を通過して、さらに、Fellenius法が泥炭層を通過する非円形すべり面と同等に小さな安全率を与えている。その理由の一つはスライス間力の取り扱いに関する解析法の本質的な相違といえる。すなわち、複数の均質な斜面について円形すべり面を用いて行った比較では、Fellenius法、Bishop法、Sarma法の順に得られる安全率が大きくなるという結果を著者らは確認している⁹⁾。Fellenius法による円形すべり面解析法が実務においては主流であり続けるのは、その計算の単純さだけでなく、スライス間力を考慮せずに力学的にはもっともあいまいにもかかわらず、最も控えめな安全率を与えることが理由であると思われる。

図8(a, b)に示す間隙水圧の発生を考慮した解析では、泥炭層を通らない盛土内の非円形すべり面の方が間隙水圧の影響を受けて、安全率は間隙水圧の発生にともない急激に減少している。間隙水圧指数 R_u が0.8を超えるような範囲では盛土内のすべり面の方が小さな安全率となる。この傾向はすべての断面において共通しており、Fellenius法による円形すべり面解析においても、臨界円は泥炭層を通らないものへと移行している(図6(a, b)参照)。非円形すべり面の設定においては間隙水圧の上昇によって強度が低下する部分を長く通るすべり面の方がより小さな安全率を与えることが解析結果より明らかであり、図3に示した断面形状においても盛土の変形は広い範囲で生じており非円形解析と符合している。また、 R_u が大きい範囲ではFellenius法による円形すべり面よりも小さな安全率を示している。

4.2. 一般国道44号線厚岸町糸魚沢における道路盛土の被害 釧路沖地震によって道路幅12m、高さ5mの道路盛土が長さ40mにわたって崩壊した。被災箇所の平面図および断面図を図9と図10に示している。被災箇所は切土区間に挟まれた片切片盛土区間であり、崩壊土砂は道路端から35~45mも流下した。参考資料によると、

- 斜面の形状(狭隘な盛土区間であったこと)の影響を受け、切土と盛土の境界付近では地震動が増幅されやすいこと
- 近傍の沢地形から盛土への浸透水の給水により、崩壊後も多くの湧水が見られ、地震時において盛土内地下水位は十分に高かったと推定されること
- 図11に示すように、盛土材料は細粒分が比較的少ない材料で、密度を調整した室内三軸圧縮試験においても負のダイレイタンスの卓越が見られたこと

などの点を理由として、この被害は盛土自体の流動化が原因で発生したとしている。

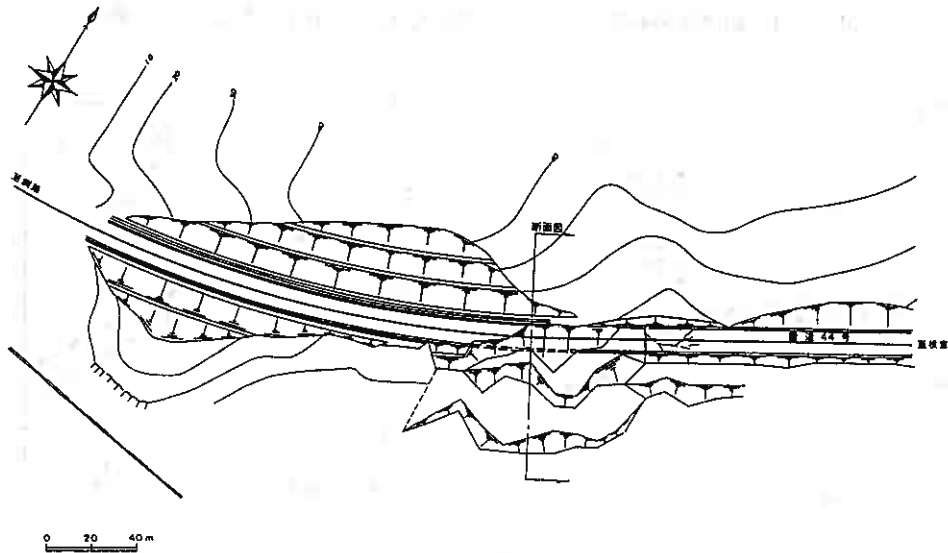


図9 一般国道44号線厚岸町糸魚沢道路盛土の被害(平面図)

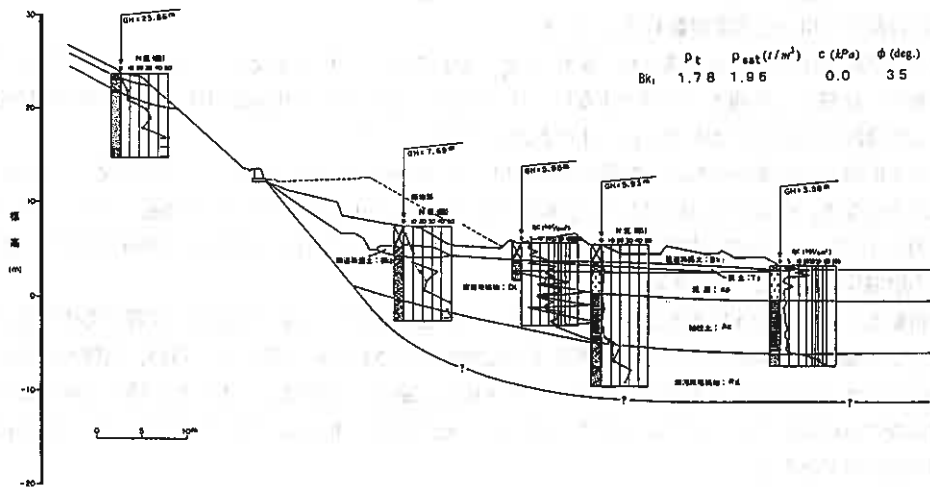


図10 一般国道44号線厚岸町糸魚沢道路盛土の被害(断面図)

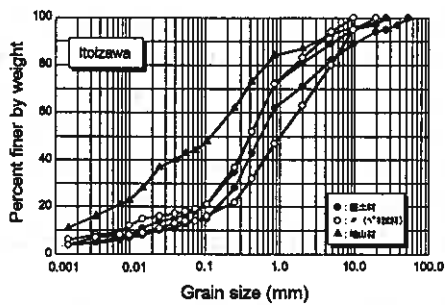


図11 盛土材料の粒度分布

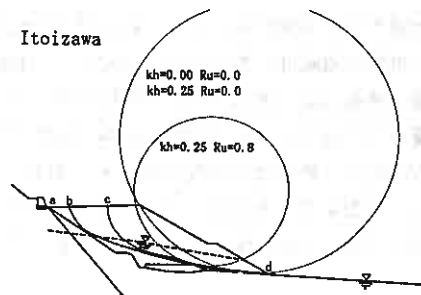


図12 解析における非円形すべり面および臨界円形すべり面

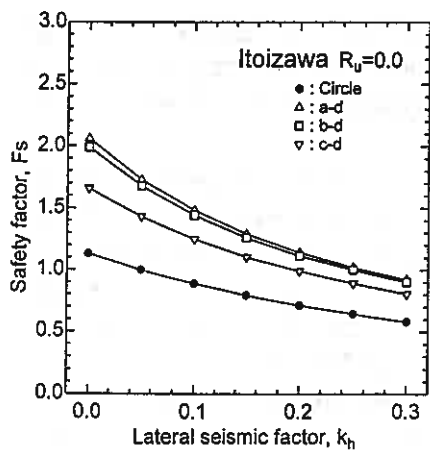


図13 安定解析の結果(安全率-水平震度 k_h 関係)

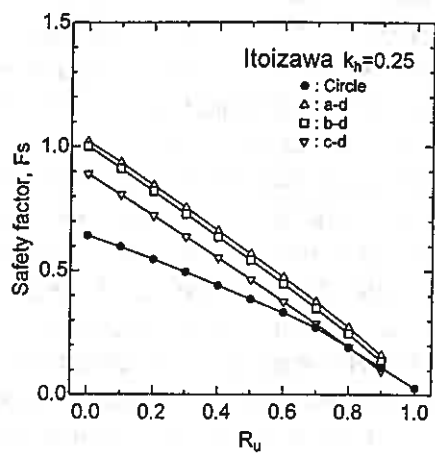


図14 安定解析の結果(安全率-間隙水圧指数 R_u 関係)

図12には本研究で想定した非円形すべり面と円形すべり面解析による臨界すべり面を示している。参考資料に示されている盛土の破壊状況および報告内容から、盛土のすべり面を盛土内部に限定して設定している。図には解析で用いた強度定数も示している。

図13に示す間隙水圧の発生を考慮しない解析 ($R_u = 0$) では、より小さなすべり面で安全率が小さくなる傾向があり、法肩付近を通るコンパクトなFellenius法による円形すべり面法が最も小さな安全率を示している。この段階での安全率はすでに $F_s = 1$ を大きく下回っている。

図14が示す間隙水圧の発生を考慮した解析結果では、3つの非円形すべり面についての結果の安全率の差は次第に小さくなる。Fellenius法においても間隙水圧の発生に伴ない臨界すべり面は盛土内により入り込んだ形に移行している。実際の被害状況に近いのは最も大きなすべり面a-dであり、間隙水圧の発生によって盛土の崩壊規模が拡大したと思われる。

以上の解析結果から、間隙水圧の発生がなければ盛土の崩壊は小規模に起こり法面に被害が発生すると考えてよく、この場合には非円形すべり面を設定する必要性は小さいといえる。ところが、間隙水圧の発生にともなって盛土の下部でせん断強度が低下するときには、盛土の崩壊はより大きな規模で全体的に発生すると考えなければならない。このようなケースでは、地下水位以下を長く通過する非円形すべり面によって検討する必要がある。

4.3. その他の盛土崩壊事例について 本研究で取り上げた上記以外の地震時における盛土の被災事例については、スペースの関係で図を示すことができないが、以下では解析結果および考察を取りまとめて述べる。

釧路沖地震で盛土崩壊が生じた「一般国道38号線白糠町馬主来」では既存の2車線道路盛土に腹付けした追越し車線1車線部分が長さ45mにわたって崩壊した。崩壊土砂は水平距離にして65mも流下した。糸魚沢と同様に背後の集水地形(沢)から供給されていた浸透水によって盛土内の地下水位は高くなっており、参考資料では地下水位以下の盛土材料で過剰な間隙水圧が発生し強度低下したことが原因と考えられている。解析結果の特徴は糸魚沢のケースとほぼ同じであり、間隙水圧の発生を考慮せずに水平震度のみで検討すると法面を含む小規模なすべり面で安全率が最低となるが、間隙水圧の発生を考慮する場合には地下水位以下を通る比較的深い非円形すべり面で安全率が低下し始め、観察された被災の規模に近づく結果となる。

「一般国道391号線釧路町鳥通」においても釧路沖地震で道路盛土の崩壊が発生した。被災したこの盛土も沢地形に片切片盛タイプで建設されたものであり、地山を浸透してきた地下水によって盛土内の地下水位は高かったと推定されている。参考資料によると、盛土部分に加えて未固結の緩い火山灰質の地山も一部流動化していることが被災後の地質調査等によって明らかにされている。盛土材料と地山の土質の粒度分布には大きな差がなく、糸魚沢や馬主来と同様に細粒分が10%程度の比較的均質な材料からなっており、地震動によって過剰な間隙水圧が発生したと推定される。安定解析の結果は前二者の解析で得られた結論を支持するような結果となった。

「一般国道272号線標茶町阿歴内」でも釧路沖地震によって片切片盛タイプの道路盛土が崩壊した。これまでの例と同様に盛土内に地下水位の上昇があったと思われるが、盛土材料は20%以上の細粒分を含んでおり間隙水圧が発生した可能性は低いと参考資料では判断されている。盛土と地山との間は弱面になっており、この接合面に沿って崩壊が生じたと推定している。非円形すべり面による解析では、観察された崩壊性状に近い非円形すべり面では安全率が十分に低下せずに、法面付近における崩壊で安全率が最低となった。参考資料で推定しているような弱面を表現するには、さらに工夫が必要であろう。

「一般国道5号線長万部町知来」では北海道南西沖地震によって軟弱な緩傾斜地盤上に建設された盛土が長さ100mにわたって崩壊した。盛土は洪積層と沖積層が急角度の傾斜を持った複雑な地層境界に建設されており、地震によって地下水位が高く不安定な沖積層が洪積層との境界付近で滑動し、盛土が崩壊に至った。円形すべり面によるFellenius法では観察されたよりも小規模なすべり面で臨界円となる。現地

被災状況に合わせて設定した広い範囲で軟弱中積層を通る非円形すべり面についての検討では、水平震度とともに安全率は急激に低下し、水平震度が0.25以上ではFellenius法とほぼ同じ安全率が得られた。

5. あとがき 近年北海道において発生した代表的な盛土の被災事例について非円形すべり面を用いた解析を行った。解析結果を比較検討することによって得られた結論は以下のようである。

- 一 標茶町茅沼地区の住宅盛土と長万部町知来の道路盛土の崩壊に見られるように、盛土および地盤の構成が複雑な場合には強度の弱い層を通過する非円形すべり面が有効であると考えられるが、Fellenius法（通常の簡便法）によっても同程度の安全率が得られる。これは、スライス間力を考慮しないFellenius法は、等しい解析条件では他の解析手法よりも低い安全率を示す傾向があるからである。
- 一 盛土内における間隙水圧の発生とそれに伴うせん断強度低下を考慮した安定解析では、地下水位以下の強度低下層を通る非円形すべり面法が有効である。釧路沖地震で被害が発生した厚岸町糸魚沢、白糠町馬主来、釧路町鳥通では、集水地形に建設され地下水位が高かった盛土が共通して間隙水圧の発生によって崩壊したと考えられている。間隙水圧指数 R_v が大きな範囲では非円形すべり面法はFellenius法よりも低い安全率を示す。また、盛土の崩壊規模も現地における観察結果と比較的よく対応したものとなっている。

[参考文献]

- 1) 土岐祥介、三浦均也、山下聡(1994)：1993年釧路沖地震における地盤災害の概要、土質工学会北海道支部第34回技術報告会，pp. 4-13.
- 2) 土岐祥介、三浦均也、西村右敏、山下聡(1994)：1993年北海道南西沖地震における地盤災害の概要、土質工学会北海道支部第34回技術報告会，pp. 54-63.
- 3) 土岐祥介、三浦均也、西村右敏、高原 利幸(1995)：1994年北海道東方沖地震における地盤災害の概要、土質工学会北海道支部第35回技術報告会，pp. 244-253.
- 4) Seed, H. B., K. L. Lee, I. M. Idriss and F. I. Makdisi (1975): The Slides in the San Fernando Dams during the Earthquake of February 9, 1971, J. GED, ASCE, Vol. 101, No. GT7, pp. 651-688.
- 5) 三浦 均也、鷲尾 朝昭(1995)：軟弱地盤上の盛土の非円弧安定解析、第30回土質工学研究発表会，pp. 1791-1794.
- 6) Fellenius, W. (1936): Calculation of the stability of earth dams, Trans. 2nd Congress on Large Dams, Vol. 4, pp. 445-462.
- 7) Bishop, A. W. (1955): The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, Geotechnique, Vol. 5, No. 1, pp. 7-17.
- 8) Sarma, S. K. (1973): Stability analysis of embankments and slopes, Geotechnique, Vol. 23, No. 3, pp. 423-433.
- 9) 三浦均也、西村右敏、吉田望、鷲尾朝昭、高原利幸、前田健一(1994)：1993年釧路沖地震における標茶地区宅地造成盛土の崩壊、土質工学会北海道支部第34回技術報告会，pp. 38-47.
- 10) 三浦均也、吉田望、鷲尾朝昭、西村右敏(1994)：1993年釧路沖地震による造成地被害に関する解析的検討、第9回日本地震工学シンポジウム，pp. 763-768.

[参考資料]

- 平成5年釧路沖地震道路被害記録報告書：北海道開発局建設部道路維持課
一般国道44号厚岸町糸魚沢災害関連道路調査設計業務報告書：日本工営(株)
一般国道38号白糠町馬主来災害関連道路調査設計業務報告書：北海道開発コンサルタント(株)
一般国道391号釧路町鳥通災害関連道路調査設計業務報告書：サノココンサルタント(株)
一般国道272号標茶町東阿歴内災害関連道路調査設計業務報告書：(株)ガイコンコンサルタント
一般国道5号長万部町知来道路調査設計業務報告書(株)：構研エンジニアリング

多数アンカー式補強土壁の安定性についての実験および解析

北海道大学工学部 ○ 正会員 三浦均也
 北海道大学大学院 学生員 東平 伸
 J R北海道 正会員 佐野将義
 土木研究センター 正会員 土橋聖賢
 岡 三 興 業 正会員 三澤清志

1. ま え が き

多数アンカー式補強土壁工法は、直立壁を有する盛土を建設するための補強土工法の一つである。その基本構造は図1(a, b)に示すようで、壁面パネルの背後に取り付けた複数のアースアンカーの引抜き抵抗によって壁面に作用する土圧に抵抗し、直立する壁面を安定化させるものである。同様な工法の一つであるテールアルメ工法ではアースアンカーに代わるプレート（ストリップ）と裏込土との摩擦によって壁面の安定化を図っているが、多数アンカー工法ではロッドと裏込め土との間の摩擦の安定性に対する寄与は小さく、補強のメカニズムにおいて両者は対照をなしている。多数アンカー式補強土壁の利用形態の例は図2のようで、壁面を直立することによって盛土の建設用地を縮小することが可能で、また、アースアンカーにロックアンカーを併用することによって背後にある岩盤の強度を利用することも可能になる。

本研究では多数アンカー式補強土壁における安定性のメカニズムを明らかにするために、一連の室内模型実験を実施し、アンカーロッドの長さやアンカープレートの寸法と安定性の関係について調べている。内部安定と外部安定の二つの概念に分けて補強土壁の安定性を解析する方法を示し、実験結果と比較することによってその妥当性を検討している。

2. 模型実験装置

室内模型実験に用いた模型土槽の立面図および平面図は図3に示すようで、スチール枠で支持した間隔10.0cmの2枚の強化ガラスの間に高さ $H=75.0\text{cm}$ の模型擁壁（6段）を作成する。強化ガラスのたわみを押さえるために実験中には万力を3箇所で使用した。土槽の手前（図面左側）には6段に分

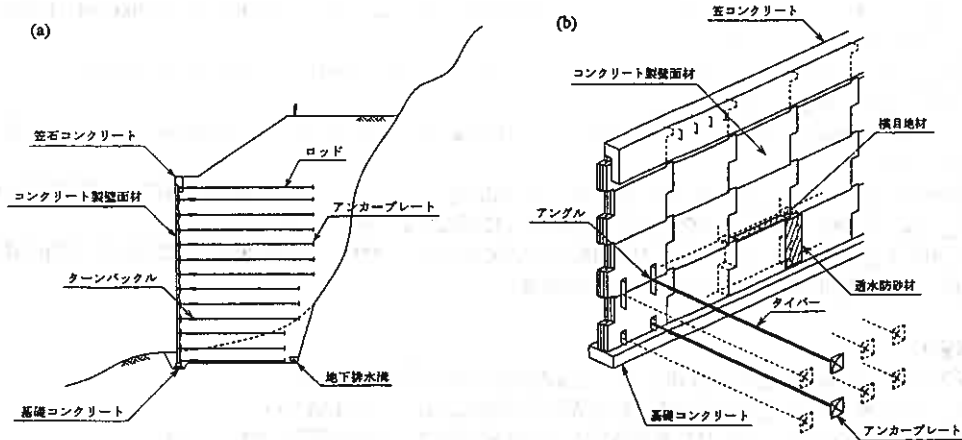


図1 (a, b) 多数アンカー式補強土壁の基本構造

Experiment and Analysis of the Stability of the Multi-Anchor Type Retaining Wall: Kinuya MIURA, Noboru HIGASHIHIRA (Hokkaido Univ), Masayoshi SANO (JR Hokkaido), Kiyomasa DOBASHI (Public Works Research Center) and Kiyoshi MISAWA (Okasan Kogyo Co. Ltd.)

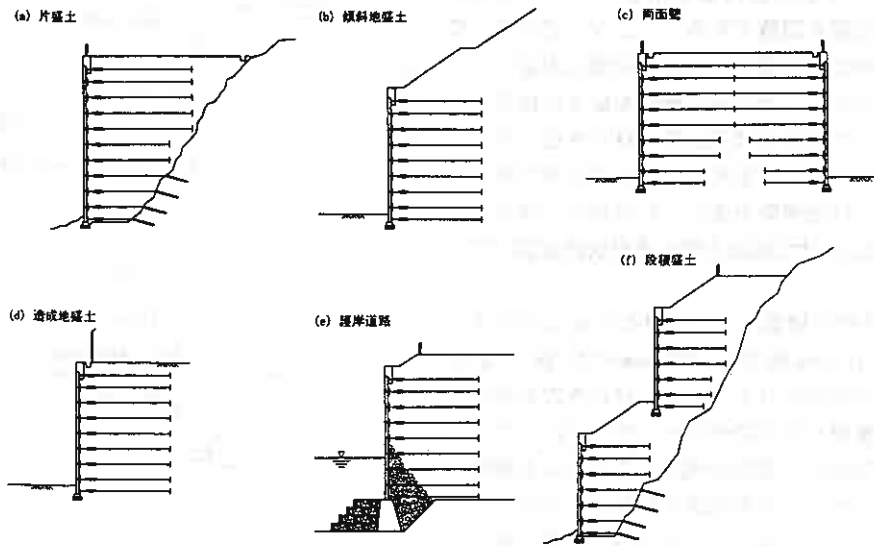


図2 多数アンカー式補強土壁工法の利用例

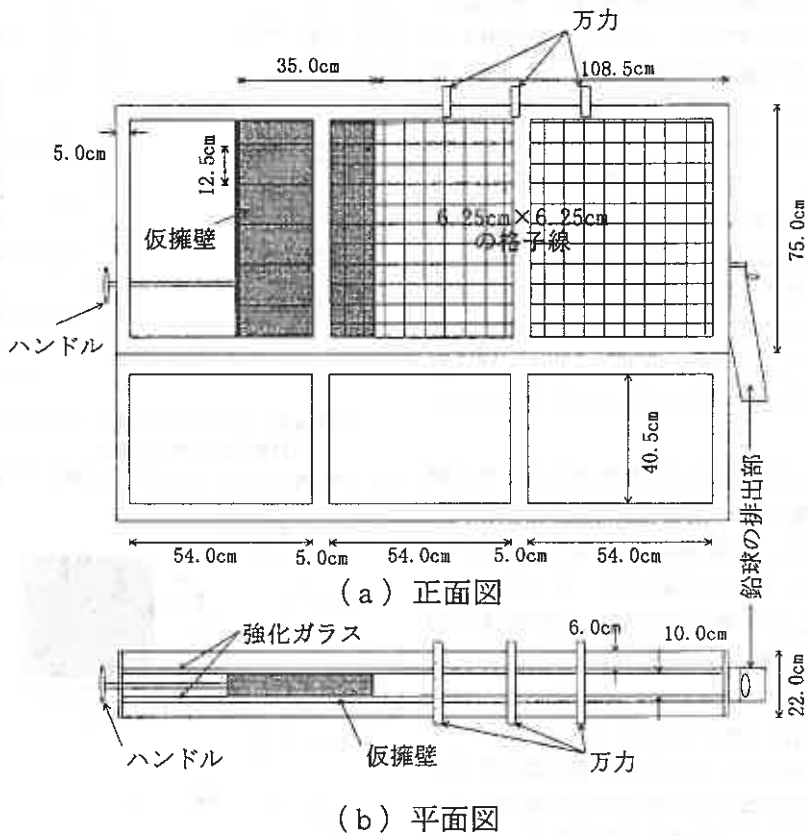


図3 (a, b) 室内模型実験土槽 (a)側面図 (b)平面図

割したスチール製の仮擁壁を用意し、ハンドルによってその位置を調整できるようになっている。模型擁壁作成時には仮擁壁を所定の位置に固定して土圧を支持させるが、その後仮擁壁を徐々に後退させることによって安定な補強土壁は自立させ、不安定な補強土壁には徐々に変形を与えることが可能である。本研究では仮擁壁を直立した状態で一体化し、1cm単位で後退させて補強土壁の変形状況を調べている。

模型補強土壁の壁面パネルは図4(a,b)に示すように、幅 $b_p=10.0\text{cm}$ 高さ $h_p=12.5\text{cm}$ の鉄板（厚さ $t_p=3.0\text{mm}$ ）の中央にロッドを取り付ける穴が用意されている。擁壁パネルはセロハンテープにより図4(b)のように連結し、壁面が変形した場合にも擁壁パネル間ではモーメントが伝達されないようにしている。アンカーロッドはナットによって壁面パネルに結合するが、ナットでは緊結せずに余裕をもたせてモーメントに抵抗しないように配慮している。アンカーロッドは一辺3.1mmの正方形断面のスチール製で、長さが壁面パネルとアンカープレートの間隔 L が10cmから60cmの間で随時設定できるように複数の種類を準備している。アンカーロッド後端部にスチール製のアンカープレートをナットで緊結している。スチール製のアンカープレートは厚さ0.165cmの正方形で、一辺が1, 2, 3, 4, 5cmの5種類を用意した。壁面パネルの組立て状況は図5(a,b)に示すように、一連の実験では、ジオテキスタイルによる補強をモデル化するためにガーゼをアンカープレートの前に設置した実験も行っている。プレートの両サイドには裏込め材の漏れを防止するために帯状のテフロンシートを用いている。

できるだけ大きな土被り圧を発生させるために裏込め材として比重11.34の均等粒径の鉛球を用いた。粒子径は平均0.5mm、間隙比は振動による締め固めによってもほとんど変化せず約0.62であった。したがって詰められた状態での鉛球の乾燥密度は約 $7.0\text{g}/\text{cm}^3$ となる。種々の拘束圧の下で行った気乾状態での三軸圧縮試験の結果から内部摩擦角は $\phi=33^\circ$ と計測され、粘着力は認められなかった。

強化ガラス前面には6.25mm間隔で等間隔の格子を白線で描き、模型補強土壁の作成時には格子点上にテフロンシートによって摩擦を軽減したターゲットを埋め込んだ（図6参照）。ターゲットが裏込め土

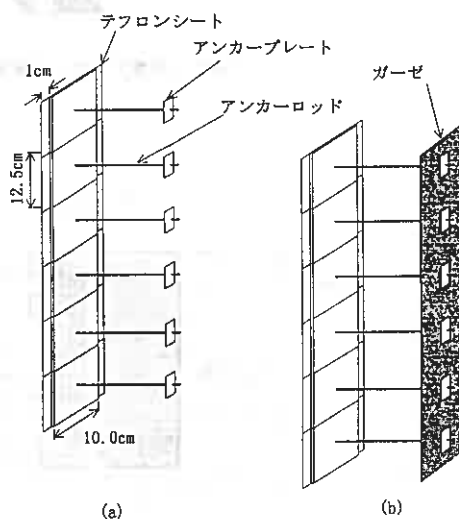
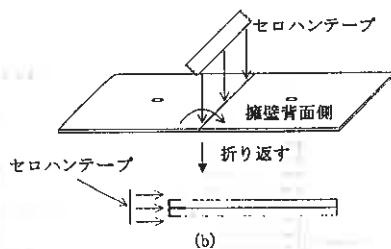
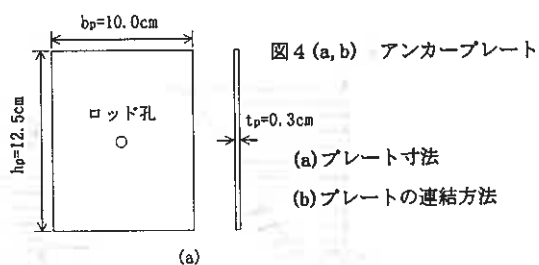


図5 (a,b) 壁面パネルの組み立て状況
(a)アンカーによる補強
(b)ジオテキスタイル（ガーゼ）を併用した補強

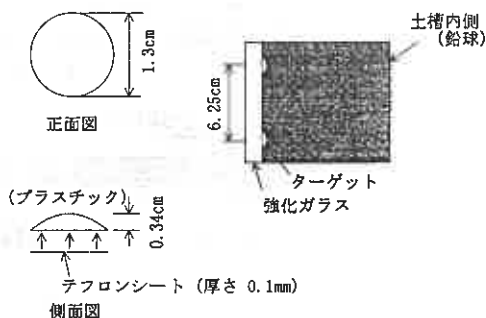
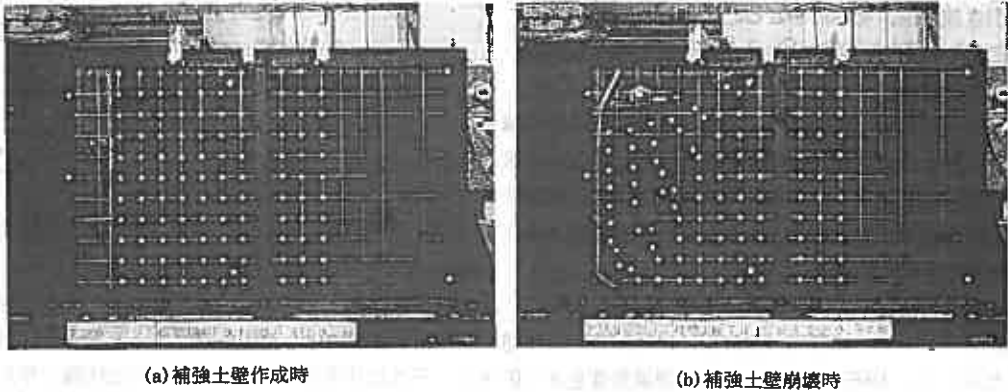


図6 ターゲット

の動きに追従することは予備実験によって確認しており、写真撮影により記録したターゲットの位置を画像処理によって決定し、擁壁パネルおよび模型補強土壁全体の変形を測定している。模型補強土壁作成後および実験中における変形の様子は写真(a, b)に示すようである。裏込め土と強化ガラスとの間に発生する摩擦の影響が心配されるが、ターゲットが観察できるようにするために特に摩擦低減のための処理を施さなかった。試験的に用いたテフロンシートには鉛粒子がめり込むのが見られ、摩擦低減の効果は小さいと思われた。裏込め土と土槽底面(スチール板)との間にも摩擦低減の処理は施していない。仮擁壁を後退させるたびにバイブレータ(周波数120Hz、振幅0.3mm)で土槽に微小な振動を2分間与えている。これは、補強土壁と強化ガラスの摩擦の影響を低減するために用いた暫定的な処置で、強化ガラスとの摩擦でかろうじて自立している不安定な模型補強土壁は振動によって変形が促進されると考えている。



(a)補強土壁作成時

(b)補強土壁崩壊時

写真(a, b) 室内模型実験土槽 ($L=20\text{cm}$, $b=1\text{cm}$)

3. 補強土壁の安定解析

本研究では、補強土壁の安定性を検討する際には安定性を、内部安定および外部安定に分けて検討している。このような考え方は他の補強土工法においても採用されており¹⁾、内部安定性では補強材に作用する負荷と補強材の抵抗力のバランスによって決まる補強体全体の一体性を検討し、外部安定では補強領域の一体性が満たされているとした上でその全体的な安定性を検討する。図7には内部安定の概念図を示しているが、壁面パネルに作用する土圧によってアンカーへの負荷が決まり、これに対してアンカーロッドとアンカープレートの部材耐力およびアンカープレートの引き抜き抵抗力の余裕を検討することになる。本研究ではアンカープレートの引き抜き抵抗の算定方法について数値解析を用いて検討している。一方、外部安定では補強された領域の滑動および転倒に対する安定性を検討するが(図8参照)、実際の設計では基礎地盤の支持力および背後盛土あるいは斜面を含めた滑りに対する安定性も外部安定に含まれる。

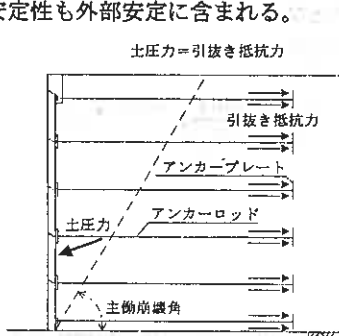


図7 補強土壁における内部安定の概念

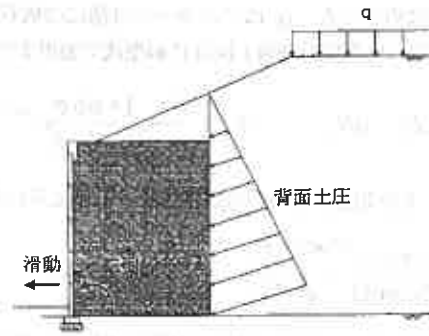


図8 補強土壁の外部安定(滑動と転倒)

3.1. アンカーの引き抜き抵抗

極限引き抜き抵抗を剛塑性解析によって求めるために解析条件を図9のように設定し、プレートの寸法は全幅を b で、プレートは十分に粗いとしている。このような設定条件は杭の先端支持力を誘導する際に採用する条件を 90° 回転させたものに等価である²⁾。ただし、本補強土壁のようにアンカーが水平に引き抜かれる場合には、重力方向とアンカープレートの移動方向が直交するので、重力の効果は考慮しないことにした。図9において上側部分について裏込め土の動きは重力と逆向きなので重力は引き抜き抵抗を増加させると考えられるが、逆に、下側部分では引き抜き抵抗を減少させると考えられるからである。

プレート前面（移動方向、擁壁パネル側）には先端角度が $\pi - \phi$ となる弾性楔領域が現れ、そこから放射状の塑性領域が発達する。杭の先端支持力の場合には塑性領域が杭側面まで進展するとみなして杭側面で境界条件を考慮することが行われる。

しかし、多数アンカー式補強土壁では補強領域の一体性が確保され、全体を一つの擁壁とみなすと、極限状態ではアンカーの背面（鉛直面）は通常の土圧問題と同様に塑性流動化し土圧が作用すると考えられる。したがって、本研究では塑性領域の進展角度を $\delta = 0^\circ$ とし、そこに作用する土圧 q を通常の土圧論で与えられる主働土圧として評価している。アンカープレートの設置位置を決定するには塑性領域の広がりやを考慮する必要があり、図示のように前方への塑性領域広さを表す寸法を e とした。

以上のような条件設定に加えて、正方形のアンカープレートを円形で近似することによって軸対称条件における解析が可能となる。ところが、剛塑性体に対するの平衡条件式の数式解を誘導するのは平面ひずみ条件では可能であるが軸対称条件では困難である。したがって、軸対称条件における解は差分法による数値解析法（すべり線解析）によって求めることとした。土の自重を無視した平面ひずみ条件における支持力解は参考文献³⁾に詳しく、これに基づいて導かれた解は以下のようである。

$$q_u = \frac{1}{\tan \phi} \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} e^{(\pi + 2\delta)\tan \phi} - 1 \right) c + \left\{ \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} e^{(\pi + 2\delta)\tan \phi} - 1 \right\} q \quad (1)$$

q_u はアンカープレートに作用する極限抵抗応力度であり、アンカーの背面に直接作用する応力度 q を差し引いて求めている。 q_u はアンカーの寸法には依存せず等分布となっていて、これを粘着力 c と拘束土圧 q の成分に分けて支持力理論と同様に線型式で表現すると、以下のようになる。

$$q_u = cN_c + qN_q, \quad N_c = \frac{1}{\tan \phi} \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} e^{(\pi + 2\delta)\tan \phi} - 1 \right), \quad N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} e^{(\pi + 2\delta)\tan \phi} - 1 \quad (2)$$

また、塑性領域の広がりやには以下のように与えられる。

$$\frac{e}{b} = \frac{\cos \phi e^{(45^\circ + \phi/2)\tan \phi}}{2 \cos(45^\circ + \phi/2)} \quad (3)$$

この結果は、図10(a, b)および図11に示しているが、式(2)に示すように引抜き抵抗応力度 q_u は δ の指数関数として増加するため、先に示した $\delta = 0^\circ$ という条件は十分に控えめな値であることがわかる。

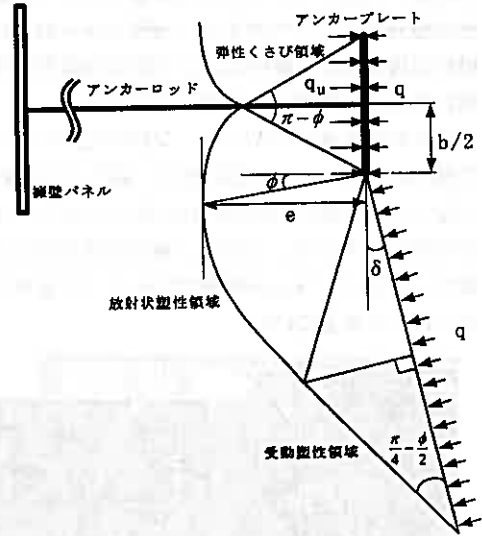


図9 極限状態におけるアンカー周辺の塑性流動化状態

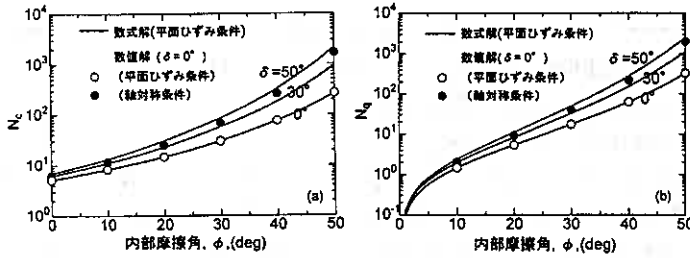


図 10 (a, b) アンカーの極限引き抵抗応力度における支持力係数
(a) N_c , (b) N_q

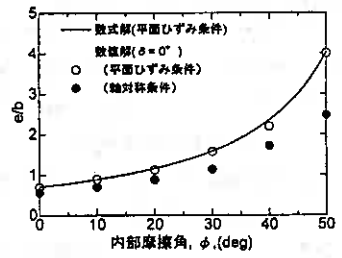


図 11 極限状態における塑性流動化範囲

また、図 10 が示すように塑性領域は内部摩擦角 ϕ とともに増大している。

紙幅の関係で、すべり線解析手法の詳細は参考文献 4, 5) に譲るが、同じアンカーについて平面条件および軸対称条件で行ったすべり線解析で得られたすべり線図を図 12 (a, b) に示し、図 10 (a, b) と図 11 には $\delta = 0^\circ$ に対するすべり線解析の結果を重ねてプロットしている。図 10 (a, b) における $\delta = 0^\circ$ に対応する数式解と数値解の比較から、すべり線法による数値解析の精度は十分であることがわかる。

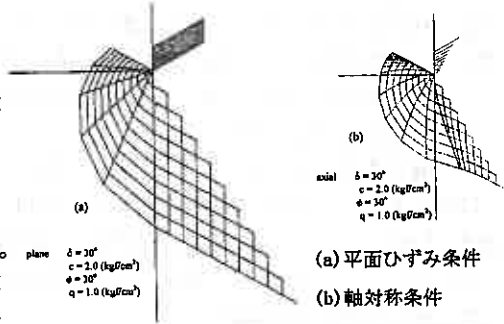


図 12 (a, b) すべり線解析によるすべり線図

図 11 と図 12 (a, b) における比較によって、軸対称条件では平面ひずみ条件に比べて塑性領域は狭くなる傾向が明らかである。多数アンカー式補強土壁では軟弱な現地発生土を用いる機会が多いと思われるが、内部摩擦角が $\phi = 40^\circ$ とすると塑性領域の大きさは $e/b = 1.5$ 程度となり、アンカーの引き抜き抵抗が十分に発揮されるためには、アンカー寸法の 1.5 倍以上は主働崩壊線よりも奥に設置する必要があると言える。

また、 N_c と N_q は軸対称解析で大きな値が得られており、より合理的な設計のためにはアンカープレートを円形とみなす軸対称解析条件での結果を用いるべきであろう。図 13 (a, b) にはそれぞれ、砂質土と粘性土について行った小型模型試験と実大実験で得られた極限引き抜き抵抗と、ここで得られた軸対称解析の結果を比較して示している⁶⁾。両者には十分な対応があり、本節で展開した軸対称条件における解析手法は妥当であると言えよう。ただし、実際の設計にあたっては、通常的支持力問題と同様にアンカーの引き抜き量を制限するために極限引き抜き抵抗の 3 分の 1 程度を期待して、すなわち安全率を $F_s = 3$ とし、設計するべきであろう。

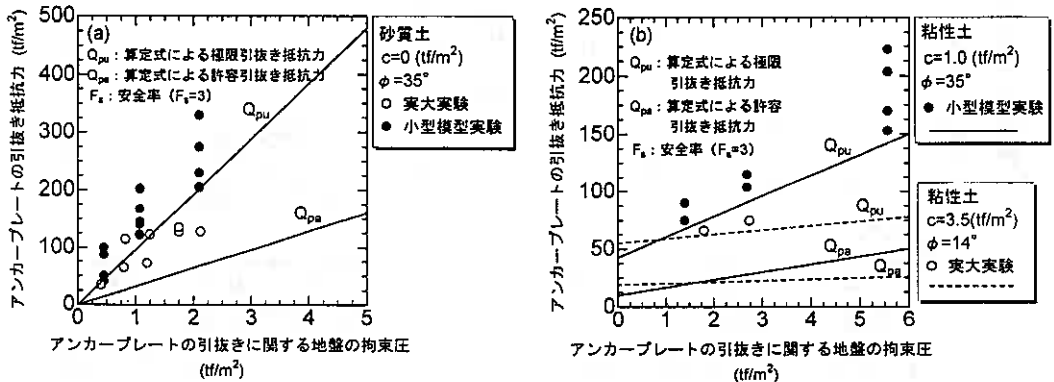


図 13 (a, b) 実大実験および室内実験で得られたアンカーの極限引き抵抗応力度 q_u (a) 砂質土 (b) 粘性土

3. 2. 補強土壁の内部安定

ここでは室内模型実験の条件に合わせて、アンカーに負荷される引抜き力とアンカーの引抜き抵抗のバランスによって安全率を定義し、補強土壁の内部安定について検討する。壁面パネルに連結されたアンカーロッド一本に負荷される引抜き力 T は次式で算定できる。

$$T = p_A \cos \theta b_p h_p \quad ; \quad \text{壁面土圧 } p_A = \gamma_d z K_A \quad (4)$$

$b_p (=10.0\text{cm})$ および $h_p (=12.5\text{cm})$ は壁面パネルの寸法である。 p_A はプレートを中心 (深さ z) に作用する土圧で、壁面摩擦角を $\theta = 2/3 \cdot \phi$ とすると主働土圧係数はCoulombの土圧論により $K_A = 0.264$ となる。一方、アンカーの極限引抜き抵抗 T_u は軸対称条件におけるすべり線解析に基づいて、以下のよう計算される。

$$T_u = A_a q_u \quad ; \quad \text{極限支持力度 } q_u = cN_c + qN_q = cN_c + \gamma_d z K_A N_q \quad (2)$$

$A_a (=b^2)$ はアンカープレートの面積である。アンカープレートの極限引抜き抵抗を算出する際にはプレート背面に働く土圧の鉛直成分を考慮していないので、壁面摩擦角 $\theta = 0^\circ$ で $K_A = 0.295$ となり、またすべり線解析の結果を用いると $N_q = 66.3$ ($\phi = 33^\circ$) が得られる。図14には安全率 $F_s = T_u/T$ を面積比 $A_a/b_p h_p = (b^2/b_p h_p)$ に対して整理している。通常、アンカー毎の安全率はアンカーの位置によって異なるが、本実験のように粘着力が無くて盛土の上面が水平である場合には上式において深さ z は消去され、安全率は深さに依存しない一定値となる。図から分かるように、アンカープレートの寸法 $b = 1\text{cm}$ に相当する $A_a/b_p h_p = 0.008$ では安全率は $F_s < 1$ であり、本研究での模型実験の場合にはアンカープレートの寸法は $b = 2\text{cm}$ 以上必要であることがわかる。

3. 2. 補強土壁の外部安定

室内模型実験の条件に合わせて、補強土壁の滑動と転倒に着目して補強土壁の外部安定性を検討する。ここでは、内部安定性が確保されている補強土壁を一体とみなして解析するので、解析手法は通常の擁壁に対するものと同じである。補強土壁背後に作用する土圧を算定する際には、危険側となるように壁面摩擦角 $\theta = \phi$ としている。補強土壁の滑動と転倒についての安全率を補強土壁の奥行き B (アンカーロッドの長さ L と等しい) と高さ $H (=75.0\text{cm})$ の比率 B/H に対して整理すると図15のようになる。本研究のように裏込め土の粘着力が無い場合には、安全率は B/H と内部摩擦角 ϕ のみの関数で、擁壁の高さ H や裏込め土の密度には依存しない。ロッドの長さ $L = 20\text{cm}$ に相当する $B/H = 0.267$ では滑動については安定で転倒については不安定という結果が得られる。 $l = 30\text{cm}$ では両方において安定になる。

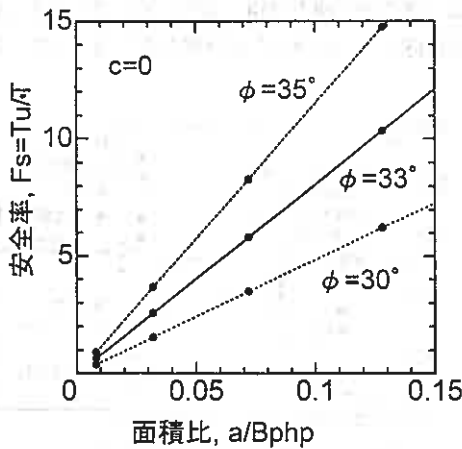


図14 内部安定による補強土壁の安定性

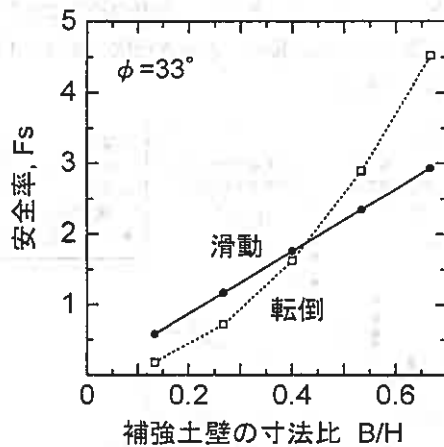


図15 外部安定による補強土壁の安定性

4. 実験結果および考察

アンカーによる安定性あるいはジオグリッド（ガーゼ）を併用した場合の安定性について結果を示し、また、内部安定と外部安定の両面から解析結果と実験結果と比較検討を行う。種々のアンカーロッド長 L およびアンカープレート寸法 b の組み合わせで補強された補強土壁の安定性の実験結果に基づいた評価を表1および表2に示している。また、十分な安定性が得られずに崩壊したいくつかの例について図16(a-c)と図17(a,b)に示している。両図においては、仮擁壁の移動量毎に観察されたターゲットの位置および最終状態（仮擁壁の移動量8cm）における壁面パネルの位置、観察された崩壊線を示している。

		ロッドの長さ L						
		0cm	10cm	20cm	40cm	60cm	80cm	
プレート寸法 b	0cm	×						
	1cm			×	×	×	×	
	2cm			×	△	△	△	
	3cm		×	○	○	○	○	
	4cm		×	○	安定領域			
	5cm		×	○	安定領域			
b		○ バイプレートの振動によっても安定						
		△ バイプレートの振動によって崩壊						
		× 崩壊						

表1 室内模型実験で得られたアンカーにより補強した補強土壁の安定性

		ロッドの長さ L						
		0cm	10cm	20cm	40cm	60cm	80cm	
プレート寸法 b	0cm		×					
	1cm			○	○			
	2cm			○	○			
	3cm			○	安定領域			
	4cm			○	安定領域			
	5cm			○	安定領域			
b		○ バイプレートの振動によっても安定						
		× 崩壊						

表2 室内模型実験で得られたジオグリッドを併用して補強した補強土壁の安定性

4.1. アンカープレートによる補強

表1に示すように、アンカープレート寸法が $b=1\text{cm}$ ($A_a/b_p h_p = 0.008$) の場合には補強土壁は例外なく崩壊している。図16(a)はこのようにアンカープレートの寸法 b が不足して崩壊した例であるが、崩壊後はCoulombの土圧論から推定される主働崩壊線とほぼ同じ位置に崩壊線が観察される。図示していないが、予備的に行ったアンカーを用いない実験でもほぼ同じ破壊形態が観察された。内部安定に関する解析検討では、図14に示すように内部安定に対する安全率 F_s が1以上を確保するためには $b=2\text{cm}$ 以上のプレート寸法が必要であることが分かっており、実験結果と一致している。

また、表1が示すように、アンカーロッド長が $L=10\text{cm}$ ではアンカープレートの寸法によらず補強土壁の安定は得られない。このことは外部安定によって説明できそうであり、図15に示すように $L=10\text{cm}$ では滑動と転倒両方に対して十分な安全率が得られていない。図16(b)にはロッド長が不足して崩壊した例を示しているが、補強土壁の下部において滑動が生じていることが分かり、擁壁パネルが前方へ傾斜するような転倒モードの変形は認められない。また、表1は転倒に対しては安定性が十分ではない $L=20\text{cm}$ でも、アンカープレートの寸法が十分に大きいと補強土壁は安定することを示している。本研究で対称としている補強土壁のようにある程度の柔軟性を有する構造物の場合には、剛体擁壁とは異なり転倒に対しては敏感でないと考えられる。

表1においては、 $L=20\text{cm}$, $b=2\text{cm}$ のケースが例外的な動きを示している。図16(c)はこのケースの崩壊形状を示しているが、下から2段目までは安定しているが、3段目で不安定化して滑動が生じている。この原因としてはアンカープレートが崩壊線に達していないことが原因と考えられる。先に示したように、アンカー極限引抜き抵抗からすると $b=2\text{cm}$ は十分な寸法であるが、3段目より上ではアンカープレートの設置位置がCoulombによる崩壊線の手前であるために、アンカープレートの周辺は全体的に流動化してしまい3.1.節の解析で期待される引抜き抵抗が得られないと思われる。ただし、プレート寸法 b が3cm以上になると表1のように安定化することから、アンカープレートの寸法がある程度以上に大きくなると壁面パネルとアンカープレート間の裏込め土を閉塞する効果が表れ、内

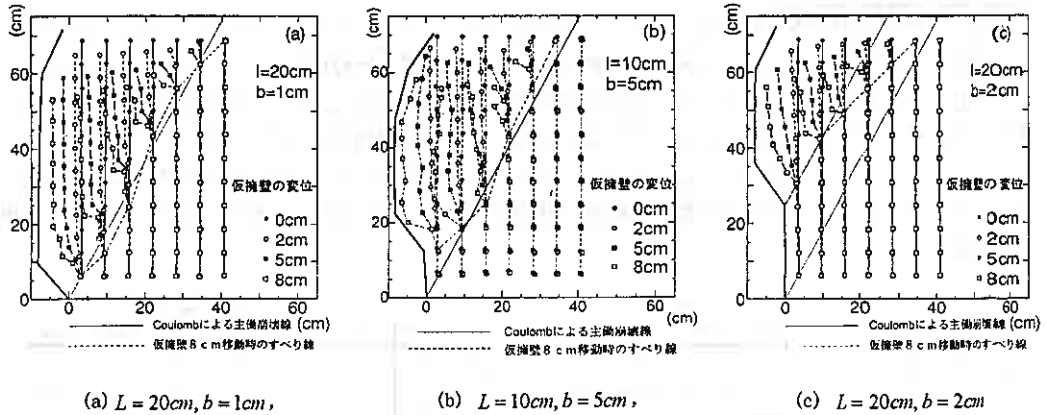


図 16 (a-c) アンカーにより補強した補強土壁の変形状況

部安定が保たれるのではないかと考えられる。この閉塞効果については本研究では考慮していないが、崩壊線にとられずにロッド長を短縮できる可能性があり、今後の研究課題として取り組んでいるところである。

4.2. ジオグリッドを併用した補強

表 2 が示すように、ジオグリッドを鉛直面に配した場合には、ロッドの長さが $L = 20\text{cm}$ であると十分であり、振動に対しても十分に安定するとの結果が得られた。ジオグリッド（ガーゼ）はアンカープレートに支えられてロッド固定されているが、表が示すようにアンカープレートを用いずにナットで簡単に取付けただけでも壁体は十分な内部安定が確保できるようである。

図 17 (a, b) には、アンカープレートを用いなかった場合とアンカープレートの寸法が $b = 2\text{cm}$ の場合の変形状態を示している。両者とも、ジオグリッド無しでは安定化しなかったケースである（表 1 参照）。ジオグリッドを併用する場合には、初期において壁面パネルの移動して変形するがその後は安定するという挙動を示す。これは、ジオグリッド間の材料がある程度変形してからジオグリッドが緊張し始め、その後補強効果が発揮されるためと得られることが分かる。実験中の観察によると、アンカープレートの場合には崩壊現象は進行的にそして急激に発生するのに対して、ジオグリッドを用いる場合には擁壁に柔軟性（あるいは靱性）が生まれることが分かった。 $l = 10\text{cm}$ の場合には滑動に対しても外部安定が得られないので、ジオグリッドを用いて補強しても安定せずに崩壊した。

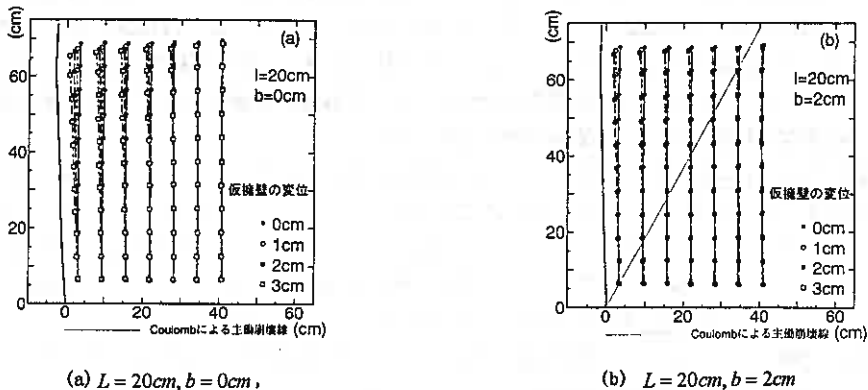


図 17 (a, b) ジオグリッドを併用して補強した補強土壁の変形状況

5. あとがき

多数アンカー式補強土壁の安定性について、実験的および解析的に検討した。得られた主な結論は以下のようである。

- 1) アンカープレートを円形で近似することによって軸対称条件において、数値解析（すべり線解析）を用いてアンカーの極限引抜き抵抗応力度 q_u を算定した。種々のアンカー引抜き実験の結果とは比較的良好な一致を示している。
- 2) 室内模型実験によって補強土壁の安定性に及ぼすロッドの長さとおよびプレート寸法の影響を明らかにした。その結果、補強土壁の安定性は内部安定および外部安定の2つの概念によってよく説明できることが分かり、本研究で提案した安定性解析の手法が妥当であることが示された。
- 3) アンカープレートを十分に大きくすること、または、ジオグリッドを併用して補強することによって、壁面とアンカープレート間の裏込め土の拘束効果が増し、内部安定性が向上することが明らかになった。拘束効果を向上させることによって主働崩壊線にとらわれずにアンカーロッドの長さを短縮できる可能性が示唆された。

[参考文献]

- 1) 地盤工学会(1986): 土質基礎工学ライブラリーNo. 29「補強土工法」, pp. 85-89.
- 2) Meyerhof, G. G. (1951): The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, *Geotechnique*, Vol. 1, pp. 301-332.
- 3) 地盤工学会(1982): 土質工学ハンドブック「第9章支持力」, pp. 303-343.
- 4) 石原研而、木村孟(1977): 彰国社, 土木体系8「土質力学」, pp. 745-887.
- 5) 三浦均也, 丸山記美雄, 西村右敏(1994): 「直接基礎支持力の拘束圧依存性のすべり線法による解析」, 第29回土質工学研究発表会, pp. 1387-1390.
- 6) 多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル (1994), 財団法人 土木研究センター

気泡混合固化土の現場施工結果について

北海道開発局開発土木研究所 正会員 西川 純一
 同 上 正会員 松田 泰明
 同 上 正会員 大江 祐一
 北海道開発局室蘭開発建設部 正会員 長谷川健一
 不動建設(株) 東京本社 正会員 桑原 正彦
 同 上 北海道支店○正会員 村田 基治

1. はじめに

筆者らは、建設発生土の有効利用と高付加価値化を目的として、これまで現地発生土に水・気泡・固化材を混合した気泡混合固化土の配合設計・強度・耐久性・打設試験などを実施してきた^{(1)~(6)}。

気泡混合固化土は、施工時には流動性を有し、養生後は固結する性質を持ち、その強度や密度および流動性のある範囲で設定できる特徴を有する。本研究では、軟弱地盤上の構造物の沈下対策として気泡混合固化土を適用し、1年間にわたる調査・観測を行い、実現場への適用性を確認するとともに、管理手法等の有効性を確認した。本文では、その結果について報告する。

2. 現場概要

施工箇所は、高規格幹線道路日高自動車道・苫小牧市沼の端IC付近である。対象構造物は、杭基礎を有するボックスカルバートである(図-1参照)。構造物の完成後、計画盛土高8.2mに対し、7.35mまで盛土を施工したところで構造物の変状が生じた。このため、盛土を中止し原因調査を行ったところ、盛土の施工に伴って発生したシルト層の圧密沈下により、杭にネガティブフリクションが作用し、杭の支持力が低下して変状が生じたことが明らかとなった。また、盛土の沈下はほぼ終了したが、さらにこれ以上の荷重増加があると変状が進行する可能性があると考えられた。

このため、対策工法としては道路供用時の盛土荷重を現状以上にしないことを目的に、ボックス側方の盛土を掘削撤去し、その部分に軽量盛土を施工することとした。これには、現地のプレロードに使用した火山灰を有効に利用することが可能であり、また、流動性を有するためボックス下部の空隙に充填可能である気泡混合固化土を適用することとした。^{(7)~(8)}

3. 材料および配合

材料土である火山灰の物性値を表-1に示す。起泡材は陰イオン系界面活性材、固化材はセメント系固化材を用いた。配合設計は、これまでの研究成果をもとに、調整含水比 $W_a=60\%$ とし、設計密度は計画盛土高で荷重増とならないよう $0.9\text{gf}/\text{cm}^3$ とした。固化材は、室内配合試験を実施し、固化材の種類と添加量を変えて、材令7日と28日の一軸圧縮試験を行った上で決定した。配合設計を表-2に示す。

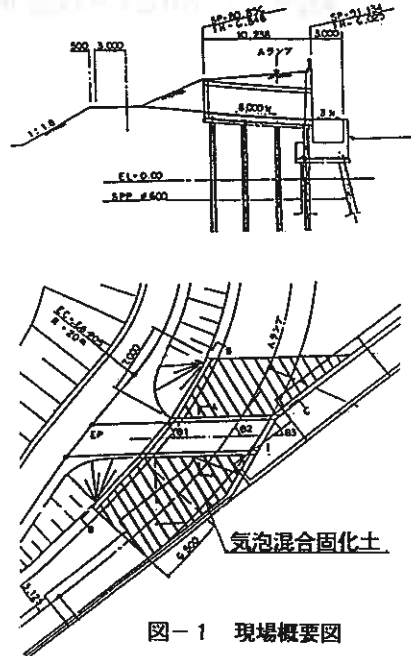


図-1 現場概要図

An Execution result of Foam Mixed Solidified Soil
 Jun'ichi NISHIKAWA, Yasuaki MATSUDA, Yuuichi OOE, Ken'ichi HASEGAWA (Hokkaido Development Bureau)
 Masahiko KUWABARA, Motoji MURATA (Fudo Construction Co., LTD.)

4. 施工方法

気泡混合固化土の施工は、図-2に示すように2軸パドル型ミキサーに火山灰・水・気泡・固化材を投入し、攪拌・混合した後スクイズポンプで打設位置まで圧送した。施工状況を写真-1に示す。施工は、ボックス両側の盛土を掘削した部分の他に、盛土の沈下により生じたボックス下面の空隙にも気泡混合固化土を充填し(写真-2)、2週間程で完了した。約3~7日養生した後、1.4mのプレロードを載荷した。なお、施工時期が11月であり、最低気温が氷点下となる時期であるため、日々の施工終了後、気泡混合固化土の表面をビニールシートにより被覆養生した。

材料ストック ⇒ 火山灰投入 ⇒ 気泡混合固化土製造 ⇒ 打設

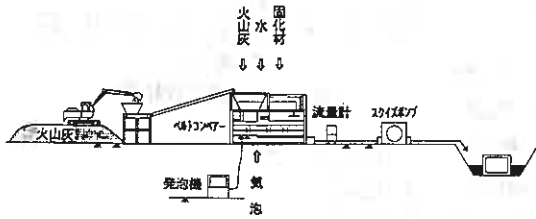


図-2 施工フロー図

5. 品質管理結果

本工事で要求される気泡混合固化土の諸元と管理項目・目標値などを表-3に示す。

1) フロー値

フロー値は、プラントで製造したスラリーをフロー試験(JIS R5201)により確認した。フロー値は打設試験での圧送性³⁾から管理下限値として16cmを設定した。なお、圧送距離は約56mであった。フロー値の管理結果を図-3に示す。フロー値の管理結果は最大21.0cm、最小16.2cm、平均19.1cmであったがスラリーの圧送には問題なかった。

2) 密度

当工事では、日々利用する火山灰の含水比を測定し、強度低下を発生しない範囲で加水量を調整して密度管理を行った。密度の管理結果を図-4に示す。密度の管理結果は、最大0.955gf/cm³、最小0.840gf/cm³、平均0.889gf/cm³と目標の0.9gf/cm³と比べ若干低い値となったが、バラツキも小さく良好な結果であった。

表-1 材料土の物性

支笏降下火山灰		
土粒子密度 (g/cm ³)		2.43
粒度特性	礫 (%)	14.5
	砂 (%)	50.4
	シルト (%)	26.2
	粘土 (%)	8.9
最大粒径 (mm)		26.5
含水比 (%)		38.7

表-2 配合表

調整含水比 (%)		60
設計密度 (t/m ³)		1.0
1 m ³ 相当リ	固化材 (kg)	120.0
	気泡量 (ℓ)	467.7
	土 (kg)	685.1
	水 (ℓ)	94.9



写真-1 施工状況



写真-2 空隙部への充填状況

表-3 施工管理項目

管理項目	測定頻度	目標管理値	実測値
材料土含水比 (%)	2回/日(朝・昼)	—	36.9(朝・昼)
密度 (t/m ³)	2回/日(午前・午後)	0.9 ± 0.1	0.889(朝・昼)
フロー値 (cm)	2回/日(午前・午後)	16 ~ 25	16.2(朝・昼)
一軸圧縮強さ (kgf/cm ²)	2回/日(3拱試験)	quf _r ≥ 1.5	1.77(朝・昼)
ブリージング率 (%)	1回(施工開始前)	0	0

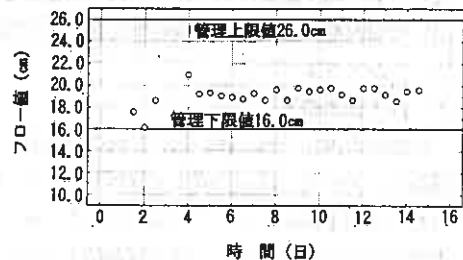


図-3 フロー値管理結果

3) 一軸圧縮強さ

一軸圧縮強さは、プラントで製造したスラリーを現場倉庫で養生（6日間）した後、材令7日で一軸圧縮試験により確認した。一軸圧縮強さの管理結果を図-5に示す。一軸圧縮強さの管理結果は最大3.21kgf/cm²、最小1.77kgf/cm²、平均2.29kgf/cm²であり目標管理値の $q_{u7} \geq 1.5 \text{ kgf/cm}^2$ をすべて満足した。

6. 事後調査結果

1) 一軸圧縮強さ

気泡混合固化土施工後1年にわたり、材令および気象条件による強度変化を確認するため現地試験ヤードからブロックサンプリングによる試料採取を行い、一軸圧縮試験を実施するとともに現場で作成したスラリーをモールドに充填し、室内恒温器（20℃）で室内養生した試料と比較した。材令と一軸圧縮強さの関係を図-6に示す。一軸圧縮強さは、サンプリング試料・室内養生試料とも材令に伴い増加しており、材令28日の一軸圧縮強さを下回ることにはなかった。また、サンプリング試料と室内養生試料を比較すると、室内養生試料の方が一軸圧縮強さは大きくなっているが、室内養生試料では材令230日付近で強度の伸びはほぼ停止しているのに対し、サンプリング試料では気象の影響を少なからず受けているにもかかわらず強度は増加し続けている。これらのことから、材令4週の室内強度で配合設計を行なうことが概ね妥当であることが耐久性試験⁵⁾・長期暴露試験¹⁰⁾とともに示すことができた。

2) 衝撃加速度との対比

現位置での強度管理を簡単かつ迅速に行えるよう、衝撃加速度による強度管理方法¹¹⁾についての検討を行った。プラントで製造したスラリーをCBR試験用モールドに採取し、室内養生を行った試料および現地試験ヤードで試験を行った結果を一軸圧縮強さが4kgf/cm²以下の結果についてプロットしたものが図-7である。一軸圧縮強さの増加に伴い衝撃加速度も増加しており正の相関が得られた。このことから、少なくとも一軸圧縮強さが4kgf/cm²以下の範囲では、図-7を用いて気泡混合固化土の品質管理を衝撃加速度試験により行うことができよう。

7. 沈下観測結果

気泡混合固化土施工後、高さ1.4mのプレロードを6ヶ月間載荷し、その後、路床位置まで掘削した。その間の1年間にわたって沈下観測を行った。盛土材は火山灰を用い、締固め密度 $\gamma = 1.2 \text{ gf/cm}^3$ である。沈下観測結果を図-8に示す。同図には、地盤条件が同一と考えられる気泡混合固化土を施工していない一般盛土部のプレロードによる沈下観測結果を併記した。プレロードを開始してから180日の沈下観測結果を比較すると、一般盛土部のプレロード高さを気泡混合固化土部と同じとして補正

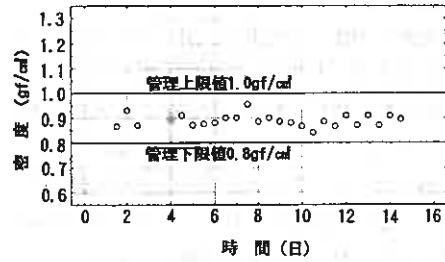


図-4 密度管理結果

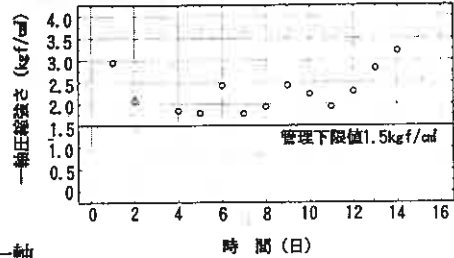


図-5 強度管理結果

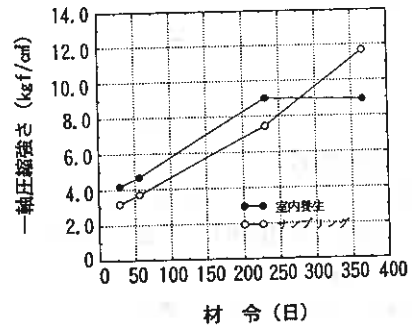


図-6 材令と強度の関係

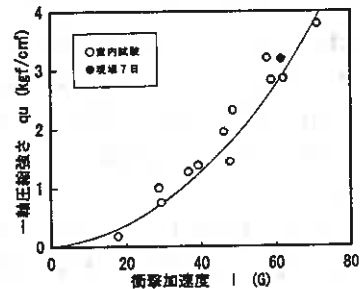


図-7 衝撃加速度試験結果

した沈下量7.3cmに対し、気泡混合固化土部分の沈下量は1.4cmと非常に小さく、密度の低減による沈下低減効果が顕著に現れていることがわかる。さらに、気泡混合固化土部はプレロード撤去後沈下はほとんど進行していない。

8. まとめ

今回実施した、現場施工結果から、以下のことが明らかとなった。

1)長期間にわたる強度試験・沈下観測により、実現場への適用性を確認することができた。

2)その施工時の管理手法の有効性を以下のように確認した。

- ・強度を損なわない範囲でスラリーの密度とフロー値の管理を十分行えば、適正に気泡混合固化土の品質を満足することができる。
- ・室内強度で配合設計を行うことが概ね妥当である。
- ・衝撃加速度を用いて、気泡混合固化土の品質管理が簡単かつ迅速に行える可能性がある。

9. おわりに

今回の施工と約1年間に渡る事後調査・沈下観測の結果から、気泡混合固化土は、沈下低減・土圧軽減や現地発生土の有効利用の観点から、当現場のような沈下による構造物の変状が懸念される場所や、現地発生土の生じる現場では非常に有効な工法である。今後も、沈下低減・土圧軽減工法としての適用を目指すとともに、試験ヤードにおいて調査・観測を継続し、原位置での長期材令強度や耐久性の確認を行ってゆく予定である。

—参考文献—

- 1)松田、三原、西川、豊原、村田、日下部：現地発生土を用いた気泡混合固化土の基本物性と物理実験、土質工学会北海道支部技術報告集 1993. 2
- 2)三原、松田、西川、豊原、村田：火山灰を用いた気泡混合固化土の室内試験および取付試験、第28回土質工学会研究発表講演集 1993. 6
- 3)松田、西川、豊原、日下部、三浦：火山灰を用いた気泡混合固化土の施工試験、第28回土質工学会研究発表講演集 1993. 6
- 4)松田、三原、西川、豊原、村田、日下部：火山灰を用いた気泡混合固化土の強度・変形特性、土質工学会北海道支部技術報告集 1994. 2
- 5)松田、三原、西川、豊原、村田、日下部：火山灰を用いた気泡混合固化土の耐久性、第29回土質工学会研究発表講演集 1994. 6
- 6)西川、松田、三原、豊原、村田：火山灰を用いた気泡混合固化土の配合に関する一考察、土木学会第49回年次学術講演要集 1994. 9
- 7)松田、西川、大江、長谷川、豊原、村田：気泡混合固化土の現場施工事例、第30回土質工学会研究発表講演集 1995. 7
- 8)松田、長谷川、豊原：気泡混合固化土の適用事例、第21回日本道路学会論文集 1995. 10
- 9)北海道開発局土木試験所：「北海道における不良土対策マニュアル(案)」1985. 2
- 10)松田、西川、豊原、村田：気泡混合固化土に対する長期材令と震害の影響について、土質工学会北海道支部技術報告集 1995. 2
- 11)佐藤、西川、野矢、金城：衝撃加速度による安定処理土の品質管理方法について、第30回土質工学会研究発表講演集 1995. 7

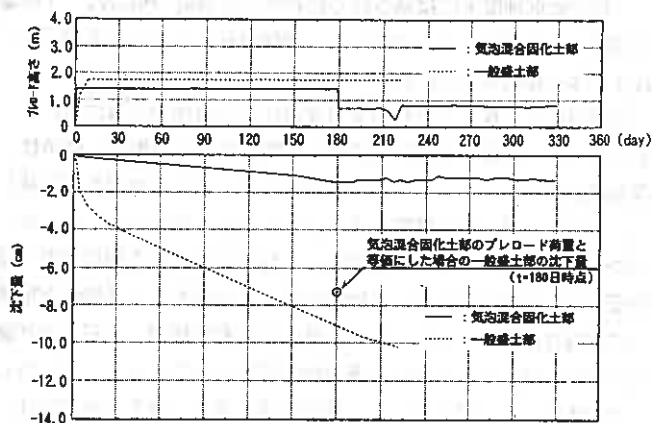
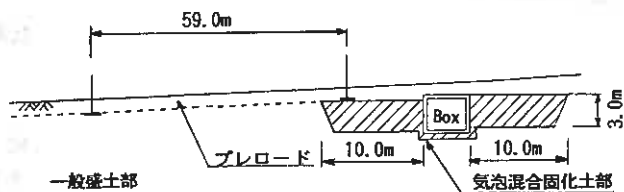


図-8 沈下観測結果

燃料タンク基礎への深層混合処理工法の採用について

北海道電力(株) 正会員 岩 佐 英 昭
" " " 宇 野 誠
" " " 白川部 秀 基
飛島建設(株) " 関 輝 義
不動建設(株) " 久 保 慎 一

1.はじめに

一般に軟弱地盤上に構築される燃料タンク基礎の構造は、「地盤改良を施した直接基礎」と「杭支持による基礎」に大別される。このうち、地盤改良としては、置換工法・振動締固工法・プレロード工法などがこれまで多く採用されている。

北海道電力(株)では知内火力発電所2号機増設工事において、増設する燃料タンクの基礎工法を選定するにあたり、隣接する住居地区および既設施設への影響、経済性、工期等の観点から比較検討を行った結果、深層混合処理工法(以下CDM工法と呼ぶ)による地盤改良を施した直接基礎を採用することとした。

CDM工法は、現在地盤改良工法として広く用いられているが、大規模なタンク基礎への施工実績がなく、施工時における周辺地盤に及ぼす影響、さらに施工後における地震に対する挙動および長期的な挙動も十分に把握されていないことから、施工中の動態観測、品質管理試験等を行いながら施工すると共に、事後検証等を行っているところである。

本報告は、CDM工法による地盤改良の設計、施工、品質管理、挙動解析について取りまとめたものである。



図-1 発電所位置図

2.工事概要

(1)タンク基礎の概要

知内発電所は、使用燃料を重・原油として昭和55年に1、2号機の建設に着手し、1号機(35万KW)は昭和58年に運転を開始したが、2号機(35万KW)は電力需要の低迷等から工事を中断していた。

その間、2号機の使用燃料の再検討を行い、重油とオリマルジョンの混焼に計画を見直し、平成6年9月に2号機増設工事として工事を再開したもので、平成9年9月に運転開始を予定している。

今回増設する燃料タンク(直径49.5m、高さ23m、容量40,000k1×3基)は、既設燃料タンクの南側に位置

し、隣接する住居から最短距離で約150m程度離れている。タンク位置図を図-2に、タンク基礎断面を図-3に、タンクおよびタンク基礎の諸元を表-1に示す。当タンク基礎は、消防法に基づく危険物貯蔵所設置許可申請を平成6年6月30日に行い、同年11月7日に設置許可を受けた。

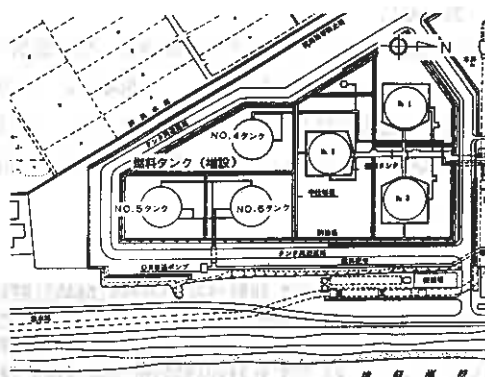


図-2 タンク位置図

Adoption of Cement Deep Mixing Methods to Fuel Tank Foundation

Hideaki IWASA, Makoto UNO, Hideki SHIRAKAWABE (HOKKAIDO ELECTRIC POWER CO., INC)

Teruyoshi SEKI (TOBISHIMA CORPORATION)

Shinichi KUBO (FUJIO CONSTRUCTION CO., LTD)

表-1 タンクおよびタンク基礎諸元

型式	ドームルーフ式円筒形直立タンク
容量	40,000 KL×3基
直径	49.500 m
高さ	23.000 m
断面積	1,928 m ²
設計液量	42,434 tf
タンク重量	984.5tf
タンク荷重	43,881 tf (タンク重+貯液+積雪)
型式	鉄筋コンクリート、砕石リング併用式サンドマット基礎
サンドマット部	アスファルト舗装厚 0.1m サンドマット厚 0.5m 砕石マット厚 1.9m
砕石リング径	上幅4.20m、下幅7.80m、高さ2.40m以上
鉄筋コンクリートリング	幅0.40m、高さ2.15m
基礎荷重	11,363tf (サンドマット重+砕石リング重+鉄筋コンクリートリング)

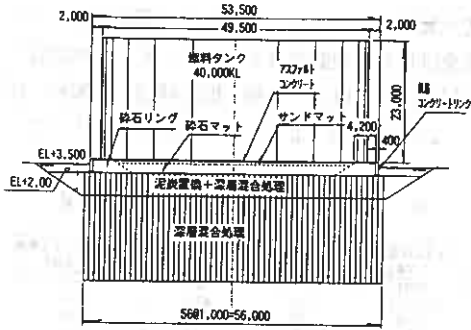


図-3 タンク基礎形状図

(2) 地盤の概要

当発電所周辺の地盤は、知内川などの河川による土砂堆積作用等によって形成された泥炭層などの軟弱な沖積層が広く堆積している。

タンク位置での土層構成は、地表面より盛土層の礫混じり土(Bk層)、沖積層の泥炭層(Ap層)、腐食物混じり粘性土層(Ao層)、砂質土層(As層)、粘性土層(Ac層)その下に洪積層の砂礫層(Dsg層)、粘性土層(Dc層)、砂質シルト岩(Tsm層)が分布している。

Ap層およびAo層は、厚さ5~6m程度で極めて柔らかい土層であり、有機物含有量が20%程度と他の土層に比べ多い。As層は、厚さ1~3m程度でN値は2~6である。Ac層は、厚さ9~12m程度で極めて柔らかい土層である。その下に分布している洪積層のDsg層は層厚にバラツキがみられるが、比較的締まっている。

また、Dc層は層厚1~7m程度で、圧密降伏応力は4 kgf/cm² 以上あり過圧密状態にある。

地質断面(NO. 4 タンク) を図-4 に、また、主な土質物性値を表-2 に示す。

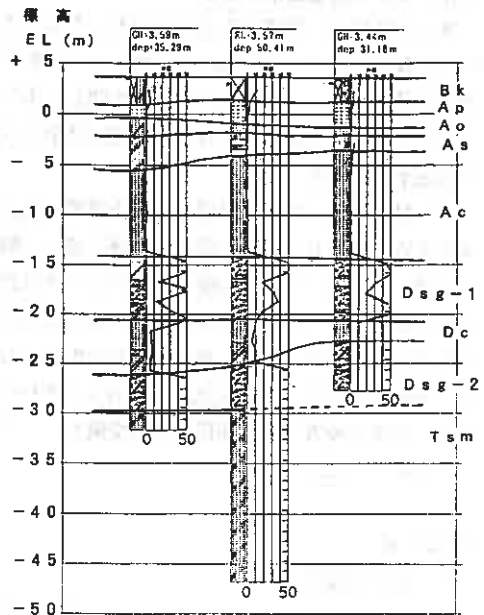


図-4 地質断面図(NO. 4 タンク)

表-2 土質試験結果(NO. 4 タンク)

		Bk層	Ap層	Ao層	As層	Ac層	Dsg-1層	Dc層	Dsg-2層
一	湿潤密度 ρt (kg/cm ³)	1.149~1.320	1.560	1.690	1.502~1.587		1.636		
	自然含水比 Wn (%)	17.0~43.4	178.5~253.6	50.6~74.5	43.7~62.5	62.2~82.4	7.3~25.4	43.8~57.2	9.4~25.2
液	pH	5.8~7.7	5.5			8.5			
	液分 (%)	19~50	0	0	0	0~11	26~68	0	50~76
粒	砂分 (%)	12~26	1~12	1~4	8~49	0~12	21~59	2~6	16~40
	シルト分 (%)	23~30	29~76	41~51	36~68	26~53	5~11	35~52	6~14
度	粘土分 (%)	15~22	23~59	45~58	14~32	38~74		43~80	
	最大粒径 (mm)	19.0	2.00	0.425	0.85	19.0	37.5	2.00	37.5
一軸圧縮	一軸圧縮強さ qu (kgf/cm ²)	0.486~0.787	0.452~0.556		0.562~0.862		2.350~2.830		
	c (kgf/cm ²)			0.19					
圧	φ (度)			26.80					
	圧縮指数 Cc	4.980	1.94		0.692~1.500		0.688~0.692		
密	圧密降伏応力 Pc (kgf/cm ²)	0.70	0.88		1.03~1.46		4.25~4.30		

(3) 基礎地盤改良工法の選定

タンク基礎の設置地盤が極めて軟弱なため支持力・不等沈下量等の観点から、当発電所の既設燃料タンクにおいてはパイロコンポーザー工法およびプレロード工法を併用した地盤改良を行っている。今回増設する燃料タンクにおいても地盤改良が必要であり、隣接する住居地区への騒音・振動、既設施設への振動、経済性等の観点から表-3に示すような工法の比較検討を行い、以下の理由によりCDM工法を採用することとした。

- ①隣接住居地区への騒音・振動の低減に優れている。
- ②隣接施設（既設タンク、配管等）への影響を低減できる。
- ③冬期間の施工が容易である。
- ④経済性、工期ともに優れている。

表-3 タンク基礎工法比較検討結果

	深層混合処理工法 (リング基礎)	場所打ち鉄基礎 (コングリートコア基礎)	PHC中埋り鉄基礎 (コングリートコア基礎)	パイロコンポーザー工法基礎 (リング基礎)
概要	・改良率78.5% φ1000 L=19.2m n=2,480本	・場所打ち鉄 φ1500 ctc4000 L=30.5m n=144本	・中埋りPHC鉄 φ800 ctc2200 L=30.5m n=472本	・パイロコンポーザー φ700 ctc1450 L=19.2m n=4,452本 ・プレート
既設への影響 (Vib・騒音)	○	△	○	×
経済性	○	○	△	△
工期	○	○	△	×
建設・維持 管理の容易さ	○	○	○	○
総合評価	○	△	△	×

(4) タンク基礎工事の概要

タンク基礎は、平成7年9月末にタンク本体工事への引き渡しとなっているため、約13ヶ月の工事期間に限られていた。そのため、冬季間も工事を行うこととして、平成6年9月から地盤改良を行うための準備工である掘削等を開始した。

CDM工法は、Ap層・Ao層の良質土置換、施工基盤の造成終了後の平成6年12月10日から開始し、施工機（二軸式最大施工深度30m級、φ1.0m）を6台使用、平成7年3月22日に全タンクの施工を終了した。また、平成7年9月20日には消防法に基づく完成検査前検査を終了した。検査は、改良地盤の改良効果の確認検査、基礎床付面の平板載荷試験、鉄筋コンクリートリングの鉄筋検査・出来形検査等各工事段階毎に受験した。タンク基礎施工フローを図-5に示す。

3. 設計

(1) 設計の基本方針

燃料タンク基礎の設計にあたっては、消防法の規制を受けることから消防法令に基づき設計を行わなければならない。しかし、CDM工法はタンク基礎地盤改良に適用された事例がほとんどなく、消防法令にも詳細に規定されていないことから、タンク以外の施設の諸基準（「ソイルセメントコラム工法設計・施工指針（案）、住宅・都市整備公団¹¹⁾」など）を参考にしながら設計方針を策定した。設計方針の策定フローを図-6に示す。

方針策定にあたり、実際は鉛直荷重や水平抵抗力に対して改良体と未改良部が荷重分担して受け持つと考えられるが、その分担割合が未解明なことおよび燃料タンクという重要構造物の基礎であること等から、今回は「未改良部には荷重分担を期待せず改良体のみで受け持たせる安全側の設計」とし、接円ブロック式改良パターンを採用することとした。

(2) 改良体の設計

地盤改良の仕様は、設計方針に基づき以下のとおりとした。

- ①改良は沖積層（Ac層まで）を対象とし、洪積砂礫層（Dsg-1層）を着底層とした。
- ②改良パターンは接円ブロック式（改良率78.5%）とし、設計基準強度は10kgf/cm²とする。

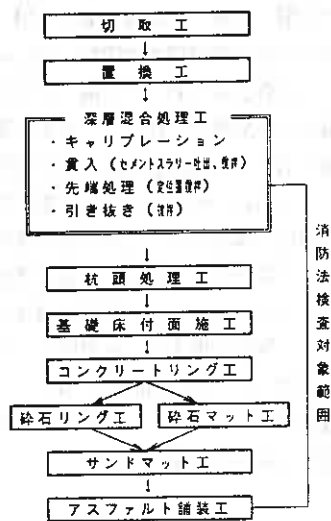


図-5 タンク基礎工事施工フロー

③改良範囲は、不等沈下量および支持力の安全性を確保するのに必要な深さで、かつ基礎の外縁が地表面と接する線で囲まれた範囲とし、鉄筋コンクリートリングの外側1 m程度（直径56m）とする。

なお、タンク設置地盤はN値、細粒分含有率、粒径（ D_{50} ）の関係によると液状化する可能性のない地盤と判定されている。

設計方針および上記仕様により設計したNO. 4タンクの設計結果を表-4に、改良体の平面配置・仕様を図-7に示す。

(3) 改良体の現場目標強度

現場目標強度は改良体の一軸圧縮強さによる管理とし、タンクの重要度および改良体強度のバラツキを考慮し、最低値管理と平均値管理を併用することとした。なお、現場目標強度は次の値を満足することとした。

①改良体2 m毎（3供試体）の平均強度（ q_{uf1} ）は設計基準強度以上とする。： $q_{uf1} \geq q_{uck} = 10 \text{kgf/cm}^2$

②改良体1本の各層毎の平均強度（ q_{uf2} ）は標準偏差を考慮した $q_{uck} = q_{ul} - 2(0.25 q_{ul})^{1/2}$ より設計基準強度の2倍以上とする。： $q_{uf2} \geq 2 q_{uck} = 20 \text{kgf/cm}^2$

材令については、長期養生による強度増加が期待できセメント使用量の低減が図れること、および工程的にも長期養生が可能であることから材令9日とした。

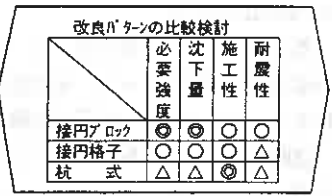
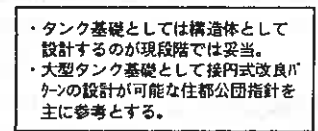
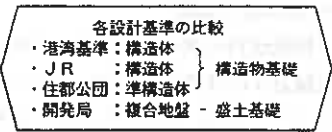
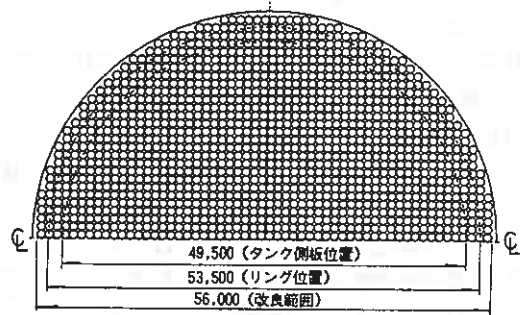


図-6 設計方針策定フロー

表-4 設計計算結果（NO. 4タンク）

項目	常時		地震時	
	計算値	許容値	計算値	許容値
支持力 （ tf/m^2 ）	24.6	245.0	40.8	254.9
		39.0		75.1
応力度 （ kgf/cm^2 ）	3.1	3.3 （ $\leq 1/3 q_{uck}$ ）	5.2	6.7 （ $\leq 2/3 q_{uck}$ ）
			0.65	0.76 （ $\leq 1/10 q_{uck} \cdot \lambda 1$ ）
安全率			5.5	1.1
			3.6	
全周			3.2	1.0
			2.2	
円盤すべり	3.57	1.2	1.23	1.2
沈下量	改良体 (cm)	—	max 4.0	min 1.7
	基礎 (cm)	—	max 3.9	min 1.7
合計 (cm)	—	—	max 7.9	min 3.4
不等沈下量 (cm)	—	—	4.5	16.5

※ q_{uck} ：設計基準強度 = 10kgf/cm^2
 ※ $\lambda 1$ ：補正係数 = 0.75
 ※ 許容不等沈下量 = $0/300 = 4950/300 = 16.5 \text{cm}$
 ※ 改良体の沈下量は $E = 170 q_u + 640^{1/2}$ として算出
 ※ 改良体以深の地盤は即時沈下量を算出



- ・改良率：78.5% ($1.57 / (2.0 \times 1.0) = 0.785$)
- ・改良範囲：直径 56 m
- ・平均改良長：19.2m
- ・改良体本数：2,480 本/基
- ・改良体積：37,400 m^3 /基

図-7 改良体平面配置図

4. 試験工事

CDM工法の本工事に先立ち、設計基準強度を満足するセメント量の設定および施工性を確認する目的で、室内配合試験および現場配合試験工事を行った。

(1) 室内配合試験

室内配合試験は、現地条件に適したセメント量、養生期間を把握するとともに、現場配合試験の基本配合を推定するために実施した。

a. 基本配合試験

地盤改良に使用する固化材（セメント）の選定、水セメント比（W/C）の設定にあたり、スラリー圧送試験および強度比較試験（W/C=60%と80%の比較、室内試験）を行った。セメントの比較検討として高炉セメントB種、普通ポルトランドセメント、フライアッシュセメントB種および当社苫東厚真発電所で発生したフライアッシュをセメントに直接混合させたものとの比較検討を行った。

その結果、発現強度および経済性の観点から使用セメントは高炉セメントB種とし、また、水セメント比の小さい方が発現強度が大きい傾向にあること、スラリー圧送試験結果より、安定したスラリーの圧送が十分可能であること、実施工において混練水量を減らすことによりセメントスラリー注入による盛り上がり土量を低減できること等からW/C=60%とした。

b. 室内配合試験

基本配合試験の結果を踏まえ、現場配合試験との比較のため室内配合試験を行った。室内配合試験の仕様を表-5に、材台91日における軸圧縮試験結果を図-8に示す。

試験結果から、Ac層ではセメント量150kg/m³で目標強度を満足しているが、Bk層では同じセメント量で8kgf/cm²程度と目標強度を下回った。この原因は、試験に用いたBk層のpH値が4.9と非常に小さく、使用した試料中に局部的に強酸性土が混入していたこと、供試体作成時における露混入率の減少が原因と考えられる。現地で実施したBk層のpH値が5.6~7.7であり、現場施工時にはpH試験を詳細に実施し、強酸性土を置換材に使用しないことでクリアできると考えられ、現場配合試験ではセメント量150kg/m³も行うこととした。

なお、Ap層、Ao層は有機物含有量が多く固化困難と考えられたため、事前にBk層に置き換えて施工することとし、Au層については砂質土であり、粘性土であるAc層より強度が発現する傾向にあるため室内試験は実施していない。

(2) 現場配合試験

現場配合試験は、室内配合試験結果に合わせた3種類のセメント量とし、タンクの外周部においてCDM工法の施工機を用いて試験を実施した。本試験ではセメント量と原位置強度との関係を把握するとともに、CDM工法の施工性を確認し、本工事にあたっての最適なセメント量を決定することを目的とした。

表-6 現場配合試験仕様

タンク	NO.4	NO.5	NO.6
セメント材料	高炉セメントB種		
セメント量 (kg/m ³)	150, 200, 250		
水セメント比	60%		
材令 (日)	7, 28, 49, 91		
施工本数	各配合4本		
施工本数合計	12本	12本	12本
改良長 (m)	19.5	21.4	21.2

表-5 室内配合試験仕様

土層	盛土層 (Bk層)	粘性土層 (Ac層)
セメント材料	高炉セメントB種	
セメント量 (kg/m ³)	150, 200, 250	
水セメント比	60%	
材令 (日)	7, 28, 49, 91	
供試体数	3供試体/ケース	
供試体数合計	36供試体	36供試体

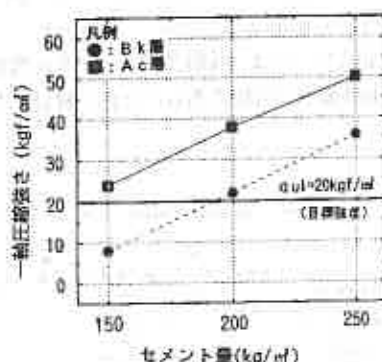


図-8 室内配合試験結果

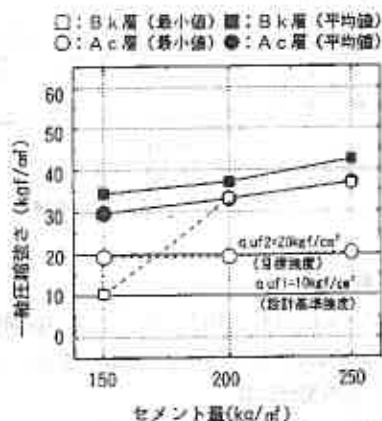


図-9 現場配合試験結果

a. 現場配合試験結果

現場配合試験の仕様を表-6に、NO.4 タンクでの材令91日の現場配合試験結果を図-9に示す。試験は、改良体からオールコアサンプリングにより採取したサンプルから供試体を作成し、一軸圧縮試験により行った。

試験結果から、各タンクで各地層ともセメント量 $150\text{kg}/\text{m}^3$ 以上とすることで現場目標強度を満足することができた。

b. セメント量の決定

セメント量を決定するにはCDM工法の施工性についても考慮する必要があり、施工性は、施工機のモーター電流値（抵抗を示す）により判断した。例として、NO.4 タンクでの施工時のモーター電流値を図-10に示す。

モーターの定格電流値の上限値は300Aであるが、セメント量 $150\text{kg}/\text{m}^3$ では原地盤の粘性が高く、350A~400A程度の電流値が連続する結果となり、本工事で施工機にトラブルが発生することが予想された。

このため、本工事では、Bk層は置換時に玉石等の障害物除去を行い抵抗を少なくすることとしセメント量は $150\text{kg}/\text{m}^3$ 、Ac層は粘性を下げるためフライアッシュ等の混合を検討したが、運搬費等によりコスト増となることからセメント量を $200\text{kg}/\text{m}^3$ に増加させることとした。

試験工事の結果から決定した本工事の仕様を図-11に示す。

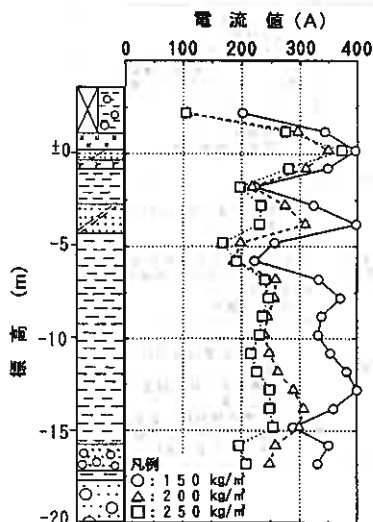


図-10 モーター電流値深度分布図

EL+3.5~+3.8	施工基盤
EL+2.0	仮設ソフト
Bk層	セメント量 150 kg/m ³
EL-1.9~-3.7	Ws/C=0.6
As層	
EL-3.5~-5.0	
Ac層	セメント量 200 kg/m ³ Ws/C=0.6
EL-16.0~-18.5	

図-11 本施工仕様

5. 施工

(1) 施工順序

当工事では、図-7に示すように78.5%の高改良率で改良体を作成することから、既設タンクおよび施工済み改良体への影響を極力低減するような施工手順の検討を行った。既設タンクへの影響については、施工の進行方向を既設タンクから離れる方向にすることで変位が低減できること、また、施工済み改良体への影響については、当社の先行の発電所における純水タンクでの施工結果²⁾から、4列の改良体を先行して施工することで応力遮断効果が得られることが明らかになっている。

これらの検討結果を踏まえ、本工事の基本的な施工手順は図-12に示すように、まず、中央部の4m×12m(4列×12列)の範囲①を施工機1台で先行して施工し、その後、①部を挟むように2台の施工機で向か

い合ってタンク中央部からタンク外周に向け施工した(②部)。①、②部施工後は、それを挟み既設タンクから離れる方向に施工を行った(③部)。

(2) 施工管理

本工事では、通常のCDM工法の施工管理に加え、構造物の重要度を考慮して管理を行うこととして、表-7に示す施工管理を行った。

(3) 動態観測結果

CDM工法施工時の周辺への影響を確認するため、地中傾斜計などの観測計器を用いて動態観測を行った。地中傾斜計設置位置図を図-13に示す。

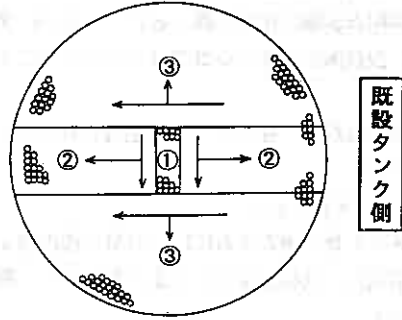


図-12 施工順序

表-7 施工管理一覧表

管理内容	管理項目	基準値	管理方法及び頻度
1. 改良体の掘削速度および引き抜き速度	a. 貫入および引き抜き速度 b. 回転数	a. 1m/分 b. 貫入量20回/m 引き抜き量40回/m 羽根切り回数350回/m	a. 施工記録 b. 施工記録 キャリブレーション時確認 写真
2. 使用材料の配合と使用量	a. セメントの規格 b. 使用セメント量と遊水水の配合状況を施工記録で確認 b-1. 27H-の遊水作業量パッチ数の確認 b-2. 27H-の比重 b-3. 27H-の吐出 c. セメント投入量	a. 品質証明書で確認 b. 以下詳細 b-1. 規定値以上 b-2. 規定値以上 b-3. 規定値以上 c. 使用量以上	a. 1ヶ月/毎 b. 以下詳細 b-1. パッチ記録 b-2. パッチ記録の確認 b-2. マッドバランス測定 1回/日 b-3. 施工記録 c. 写真適宜 (各施工機械10枚)
3. 改良体の設置状況	a. 改良体の長さ b. 直径 c. 配置・位置 d. 改良体頭部の高さ e. 改良体頭部出来形	a. 柱先端+2.0m以上 柱底深度350A以上 b. 規定値以上 c. ±100mm以内 d. 規定値 (EL+2.0m) 以上 e. 改良体断面3m×3m、9本の柱ピッチ±100mm以内	a. 施工記録 (規尺写真1回/100本) b. 6箇所/1タンク 9本/1箇所 c. 777外周のCDM柱の座標 d. 6箇所のCDM柱高確認 e. 6箇所/1タンク 9本/1箇所
4. 施工位置設置状況	a. 平面位置 目録位置確認 目録への設置状況 b. 施工機の設置性 傾斜計とトランシット c. 施工基準面高さ	a. 設計値どおり b. $1/100$以下 c. 基準値(丁張りにて管理)	a. 写真と成果表 ・目録の設置位置の精度確認 ・標尺真を目録に設置する状況写真 b. 施工機の傾斜計による記録 適宜トランシットで確認 c. 丁張り高を適宜確認

a. 周辺地盤への影響

施工の進捗状況と各傾斜計の観測結果を図-14に示す。

鋼矢板の内側(傾斜計NO.1)・外側(傾斜計NO.2)とも施工機が近づくにつれて変位は増加傾向にある。

この観測結果をこれまでの観測例と比較したものが図-15である。この図は改良長(L)と測定点までの距離(x)の比と水平変位の関係を改良率50%として表したものである。この図から、当工事での地盤変位はこれまでの観測例³⁾とはほぼ同程度と判断できる。

なお、既設タンクでは、鉛直・水平とも施工による変位は計測されなかった。

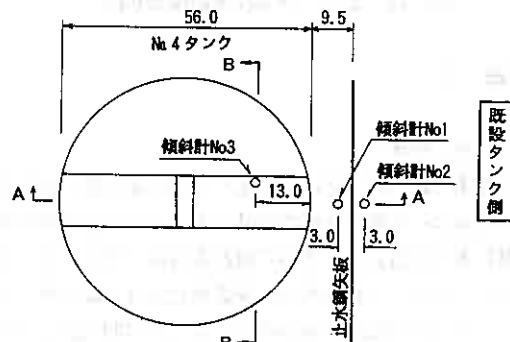


図-13 地中傾斜計設置位置図

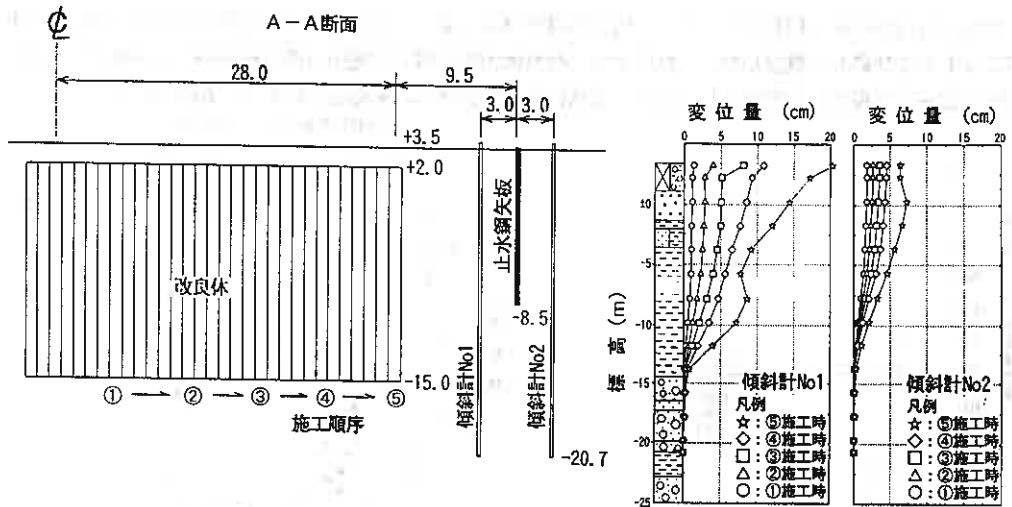


図-14 地中傾斜計観測結果

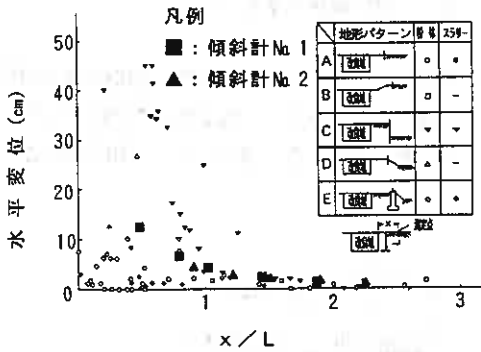


図-15 X/Lと水平変位の関係(文献3に加筆)

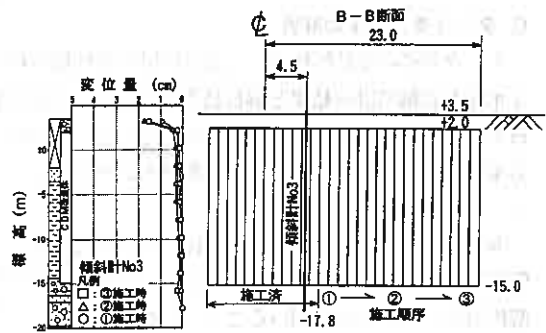


図-16 傾斜計観測結果(改良体)

b. 施工済み改良体への影響

NO.4タンクの中央帯部分(図-12①、②部)施工後3日経過した改良体に傾斜計(No.3)を設置し、両側(図-12③部)を施工した際の改良体への影響を観測した。観測結果を図-16に示す。改良体内での変位は最大で3mmであり、変位はほとんど生じていないと判断できる。

この結果から、今回の施工手順で施工を行ったことにより施工済み改良体への影響はほとんど無かったと判断できる。

(4) 品質管理試験結果

品質管理は、基本的には改良体からオールコアサンプリングにより供試体採取し、材令14日、28日、91日での一軸圧縮強さによる管理を行った。

供試体は、社内検査として材令14日、28日について改良体200本に1箇所(13箇所/1基)、材令91日について改良体500本に1箇所(5箇所/1基)採取し、消防法に基づく検査として材令91日について改良体500本に1箇所(5箇所/1基)採取した。

図-17にNO.4タンクの一軸圧縮試験結果の平均値と材令の関係を、図-18にNO.4タンクの各材令における一軸圧縮強さの深度方向の分布の1例を示す。

この品質管理試験結果から、土層により一軸圧縮強さのバラツキはあるものの、各タンクいずれの土層においても管理基準を十分満足した結果が得られた。

なお、改良体の凍上抑制対策として、施工基盤を兼ねて図-11に示すように改良体天端の上面に仮設サンドマットおよび砕石を敷設した。これにより、改良体天端位置での地中温度は越冬期でも平均7℃程度（平均外気温-1℃程度）に抑制されており、凍結による改良体への影響はないものと判断される。

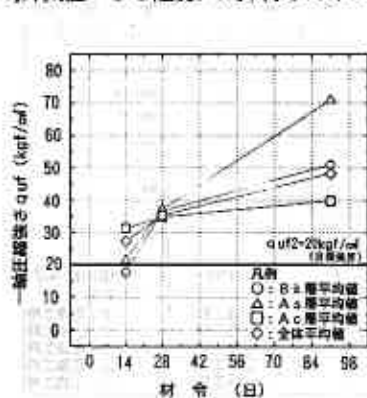


図-17 品質管理試験結果

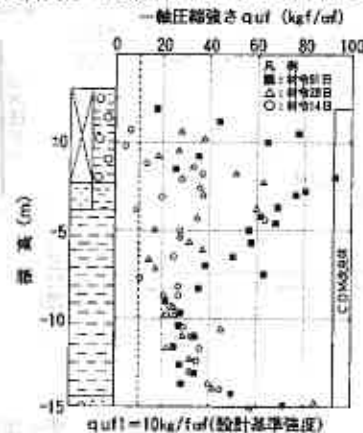


図-18 一軸圧縮強度深度分布図

6. タンク基礎の挙動解析

タンク基礎の挙動解析は、①改良地盤の物性値を用いた現状パターンでの解析（常時、地震時動的解析）②水張り試験時計測結果と解析結果との検証、③経済性を考慮した改良パターンおよび適的な管理目標値を確立するための解析、の3段階で行うこととし、現在、タンク基礎の挙動を予測するための有限要素法による挙動解析を実施中であり、その概要を以下に示す。

(1) 解析条件

解析は、構造物（タンク）-流体-地盤の連成地盤応答解析とし、有限要素法（FEM）による動的解析汎用プログラムを用いることとした。

メッシュは軸対称解析とし、図-19に示すとおり設定した。解析範囲は、水平方向についてはタンクセンターより150.0m、鉛直方向については砂質シルト岩（Tsa）を基盤と考え砂礫層（Dsg-2）までとした。また、境界条件としては、側方は粘性境界とし、下層境界は実挙動との整合性を検証するため固定境界と粘性境界とを比較することとした。

(2) 地盤物性値

解析に用いる物性値は、周辺地盤および改良地盤の土質試験により表-8に示すとおり設定した。

なお、改良地盤部の剛性は解析上、接点数、要素数が増え解析時間が增大するなどの問題が生じるため、改良率（ α_r ）を考慮して次式により改良体と未改良地盤の一樣地盤としてモデル化し設定した。

$$\text{改良地盤部剛性} = \alpha_r \times \text{CDM剛性} + (1 - \alpha_r) \times \text{未改良部剛性}$$

ポアソン比 ν 、せん断弾性係数 G 、変形係数 E は次のとおり算出した。

静的ポアソン比は一般的な値、動的ポアソン比は試験結果から設定しており、周辺地盤についてはPS検層結果、改良体のポアソン比 ν_r は $\{ (V_p/V_s)^2 - 2 \} / [2 \times \{ (V_p/V_s)^2 - 1 \}]$ から算出している。なお、S波伝播速度（ V_s ）、P波伝播速度（ V_p ）は超音波伝播速度試験結果を用いた。

せん断弾性係数 G_0 は $(\gamma_r/9.8) \times V_s^2$ （ γ_r ：単位体積重量）より算出した。

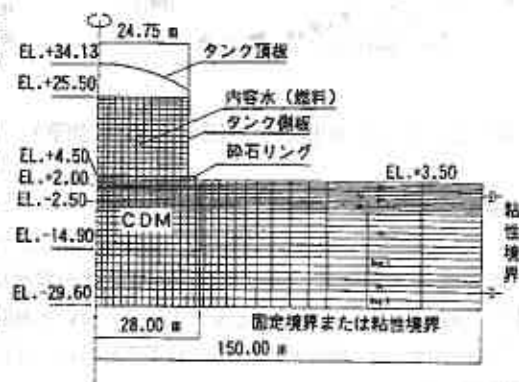


図-19 解析モデル図（軸対称）

周辺地盤の静的変形係数は孔内水平載荷試験より、改良体は一軸圧縮試験の E_{s0} の平均値とし、碎石マット部は平板載荷試験による地盤反力係数($K_{30}=20\text{kgf/cm}^3$)を考慮した値とした。動的変形係数は $E_d = 2(1 + \nu_d) \times G_0$ より算出した。

表-8 地盤物性値

土質名	γ_t (tf/m^3)	静的物性値		動的物性値			
		E_s (tf/m^2)	ν_s	G_0 (tf/m^2)	E_d (tf/m^2)	ν_d	
周辺地盤領域	Bk	1.70	400	0.33	4170	12500	0.493
	Ap	1.25	200	0.45	1180	3530	0.497
	Ao	1.55	200	0.45	1460	4370	0.497
	As	1.70	250	0.45	1600	4790	0.497
	Ac	1.55	250	0.45	3330	9950	0.494
	Dsg-1	2.20	2100	0.33	51700	152000	0.467
	Dc	1.65	710	0.45	7780	23200	0.494
	Dsg-2	2.20	2800	0.33	61800	180000	0.460
改良領域	碎石マット	2.00	4200	0.33	12250	33600	0.370
	CDM(Bk)	1.82	126000	0.33	253000	688000	0.360
	CDM(As)	1.74	140000	0.33	264000	702000	0.330
	CDM(Ac)	1.63	136000	0.33	192000	522000	0.360

7. おわりに

今回、燃料タンク基礎の地盤改良として電力会社として初めてCDM工法を採用し、設計法、施工方法、品質管理等について検討を行うとともに、各種試験・計測を行った。この結果から、改良後の品質は管理基準を十分満足した結果が得られ、特定屋外貯蔵タンク基礎の地盤改良として本工法の適用が十分可能であることが明らかとなった。また、施工中の騒音・振動も十分小さいものであった。

しかしながら、タンクにおける大規模な施工実績がなく、地震に対する挙動および長期的な挙動も十分に把握されていないなどの課題がある。

そのため、現在実施中の燃料タンク基礎の挙動解析と、今年6月に予定されている水張り試験時の沈下量や水平変位等の計測を実施し解析結果との検証等を行うと共に、将来的な保守管理方法の確立および経済的な改良率の提案を目指していきたい。

最後に、今回のCDM工法の設計、施工方法の策定にあたりご指導いただいた危険物保安技術協会および工事を施工した知内2号機燃料タンク基礎ほか(飛鳥・前田・日本国土・不動・北電興業)共同企業体の皆様、挙動解析の実施にあたりご指導いただいている北海道大学の三田地教授、その他関係各位に紙面を借りて感謝の意を表するものであります。

参考文献

- 1) 住宅・都市整備公団：ソイルセメントコラム工法設計・施工指針(案)
- 2) 四谷隆、館崎真司、村田基治：タンク基礎への深層混合処理工法の適用について、土質工学会北海道支部技術報告集第33号、1995.2、pp142~147
- 3) 水野恭男、須藤文夫、河本憲二、遠藤茂：深層混合処理工法の施工に伴う周辺地盤の変位とその対策、第3回「施工体験発表会」講演概要 -軟弱地盤おける施工上の問題点とその対策-、土木学会土木施工研究委員会、1986.6、pp.5~12

比抵抗による堤体内浸潤状態のモニタリング

応用地質株式会社 札幌支社 正会員 ○松尾淳 柳沼昌浩

1. まえがき

河川堤防の維持管理をし、その強化策を検討する上で、堤体を構成する築堤材の湿潤状況を把握することが重要なファクターになっている。そのなかで、雨水浸透の状況をどのように捉えるかについても、大きな関心を持たれている。現実には、堤防の代表的な断面において水位観測井を設け、経時的に孔内水位を記録し、降水量や河川流量との対比をするなどの努力がなされている。しかしながら、同じ断面上の隣接する観測井どうしても、水位あるいはその経時的な変化のパターンが異なり、単一の地下水層の挙動を示しているとは考えにくい場合もある。その原因としては、築堤履歴にかかわる堤体材料の分布状況が強く影響を及ぼしているものと推定される。そのため、雨水の浸透を検討する際に、材質の違いによる飽和度特性の相違も考慮する必要があると考えられる。

今回の実験では、水との関連を考慮できる物性値として電気比抵抗に着目し、電気探査法による堤防内部の土質構造の推定を試みた。さらに、この電気探査を同一の測定条件で時期をかえて繰り返し測定を行い、比抵抗値の季節的な変化から堤体内部の浸潤状況の変化を推定し、雨水浸透状況について検討したので、ここに報告する。

2. 電気探査

電気探査で測定される比抵抗値は、堤体を構成する築堤材の性状（母材、間隙比、粒度等）に左右される。また、堤体内の浸潤状況にも関係が深く、同一な築堤材でも飽和度が上昇すると比抵抗値は低下する傾向がある。もし、堤体内の浸潤状況が異なる時期（例えば、渇水期と融雪期）の比抵抗分布を比較するならば、その結果得られる比抵抗値の差異は、堤体内の浸潤状況の変化のみに起因するものと考えて良いであろう。

二次元電気探査は、平成6年12月、平成7年3月および5月の3回にわたって実施し、それらの比抵抗分布を比較検討した。測線は、堤防を横断する形とし、最小電極間隔は1m、最大は10mとし、電極設置地点は3回の測定時に同じ地点となるように固定した。解析は、モデル断面から計算される見掛け比抵抗分布が、測定で得られたものと同じになるまでモデルを修正して、真の比抵抗分布を把握する方法で実施した。

なお、対象断面は、砂質土が卓越した堤防であり、平成6年度より、4本の水位観測井において水位の経時変化が把握されている。この堤防は、沖積の砂礫層の上に築かれているため、堤体内に浸透した雨水は、この砂礫層の基盤に散逸するものと考えられる。3月と5月の比抵抗分布結果を図-1に示した。3月は、融雪前の渇水期、5月は融雪後の豊水期と考えられるので、堤体内の水位の変動が最も顕著な時期の比較となっている。

電気探査結果を図-1に示す。3月の結果に着目すると、 $150 \Omega \cdot \text{m}$ 以下の低比抵抗部と $200 \Omega \cdot \text{m}$ 以上の高比抵抗部が、ブロック状に分布している。例えば、「 α 」、「 β 」とした部分には低比抵抗部、「 γ 」、「 δ 」とした部分には高比抵抗部と、比抵抗分布は、かなり変化に富んだものとなっている。

Geoelectric Monitoring of Soil Moisture Content at the Bank

Jun Matsuo and Masahiro Yaginuma(Oyo corporation)

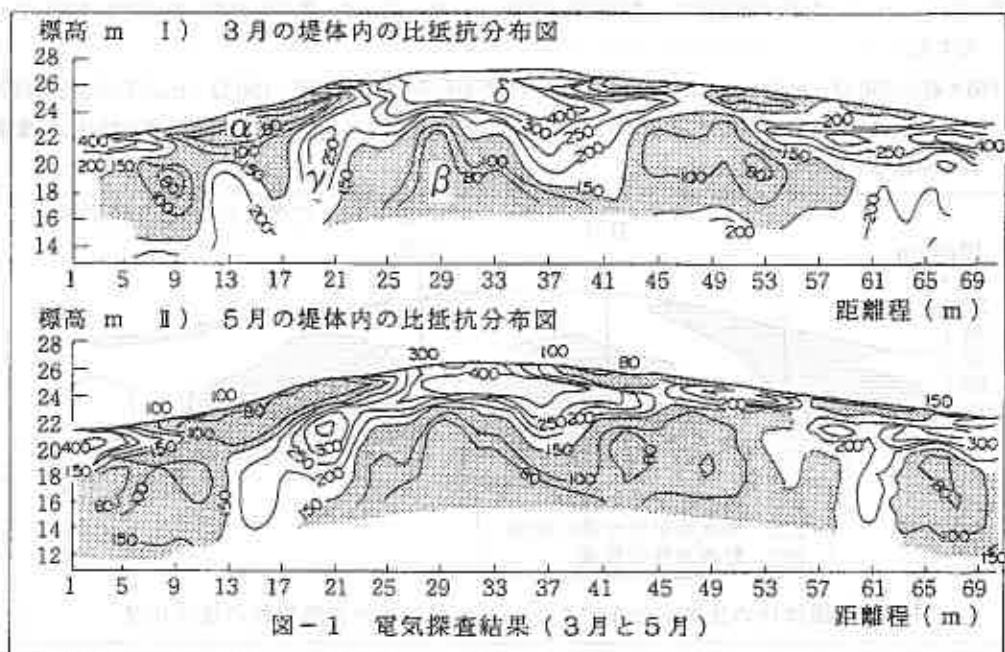


図-1 電気探査結果(3月と5月)

一方、比抵抗分布が季節的にどう変化するかを検討したのが、図-2である。図-2では、 $150 \Omega \cdot m$ の等値線に着目して、12月、3月、5月の結果をまとめたものである。この等比抵抗線は、概ね同じ分布状況を示したが、距離程 35~42 mについてみると、3月の洪水期には、 $150 \Omega \cdot m$ 以下の低比抵抗部が谷状に現れているが、融雪期(5月)には、低比抵抗部が上昇するといった変化が明瞭である。このような季節変化は、堤体内部の浸潤状況の差異を示しているものと考えられる。

ところで、本堤防では、測定期間内に、河川水位が堤体の高さまで上昇することはなかったので、浸潤状況の差異は、主に融雪水の浸透の機構の差異に起因していると考えられよう。

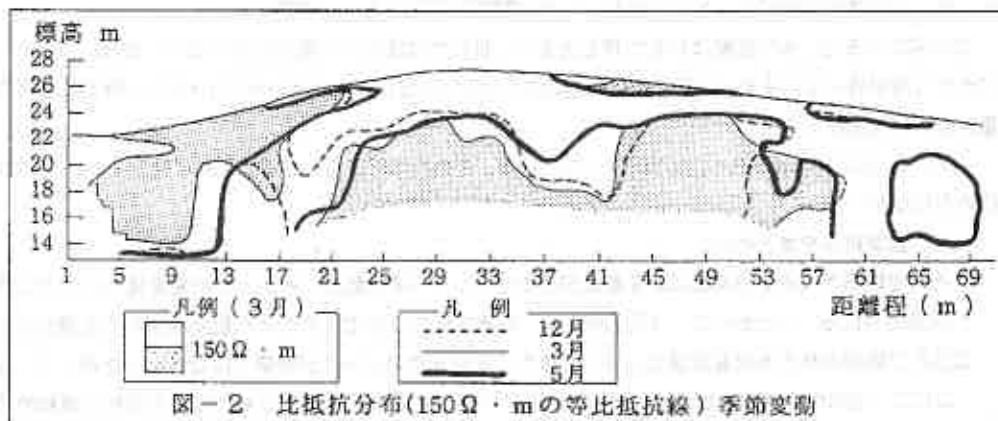


図-2 比抵抗分布($150 \Omega \cdot m$ の等比抵抗線)季節変動

3. 雨水浸透状況の検討

以上の結果を既存のボーリングデータ等を含めて考えると、以下のように考えても良いであろう(図-3)。

- ① $150 \Omega \cdot m$ 以下の低比抵抗部で、季節変動が認められない部分は、難透水性の築堤材が卓越して分布する。

- ② 250 $\Omega \cdot m$ 以上の高比抵抗部で、季節変動が認められない部分は、透水性の高い築堤材が卓越して分布する。
- ③ 渇水期に 250 $\Omega \cdot m$ 以上の高比抵抗を示すにもかかわらず、融雪期に 150 $\Omega \cdot m$ 以下の低比抵抗部と、比抵抗分布が浸潤状況に起因するような季節変動が把握された部分では、やや透水性が低い築堤材が卓越して分布する。

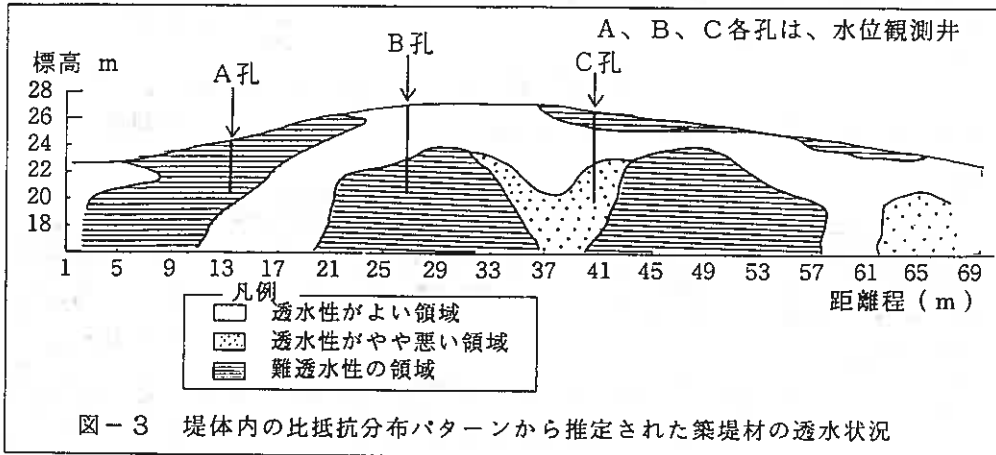


図-3 堤体内の比抵抗分布パターンから推定された築堤材の透水状況

このような堤体モデルを仮定し、このモデルから考察される降雨時の雨水の浸透状況と、実際に観測された水位の変動状況を比較検討した。

本堤防では、平成6年10月から、A孔、B孔で、水位が観測され、C孔については、平成7年7月より、水位データの測定が観測されている。図-3に示したモデルによると、A孔は難透水性の築堤材の部分に、B孔は透水性の高い部分に、C孔はやや透水性の低い部分に、水位観測井が設置されていることとなる。

図-4に平成7年10月3日～10月21日までの、各観測井で観測された水位データと降雨量について示した。この期間内では、3日から9日までまとまった降雨があり、10日から16日まで降雨は認められなかった。この様に降雨があった日となかった日の間隔が明確であった時期を抽出した。

この図によると、水位変動はC孔で最も大きく、B孔ではほとんど変化していない。また、3日から9日にかけて雨が降っているが、C孔の水位変動のピークは10日、A孔のピークは19日と、降雨量と水位変動量には、時間差がある。

一方、17日に日雨量36mmの雨が降っているが、この雨に対する応答は、A孔C孔とも21日までには、認められなかった。

以上の観測結果をまとめた。

- ① A孔で観測される水位変動は、変動量が少なく、かつ、降雨量のピークと水位変動量のピークに時間差が認められる。したがって、A孔の周辺は、難透水性の土質であることが観測結果からも推定される。
- ② B孔で観測される水位変動量は小さく、また、水位変動のピークが明確ではない。したがって、B孔周辺には、透水性が高い領域があるため、雨水は急速に地盤中に浸透するものとする解釈と調和的である。
- ③ C孔で観測される水位変動は、降雨量のピークと水位変動量のピークに時間差が認められる。しかしながら、A孔の水位変動と比較すると水位変動量は大きく、時間の遅れも小さい。したがって、C孔付近では、やや透水性が低い土質が分布しているとおもわれる。

このような水位の挙動は、A、B、Cの水位観測井において、比抵抗分布状況から推定した堤防モデルから考えたような現象が発生していることを定性的に支持しているものといえよう。

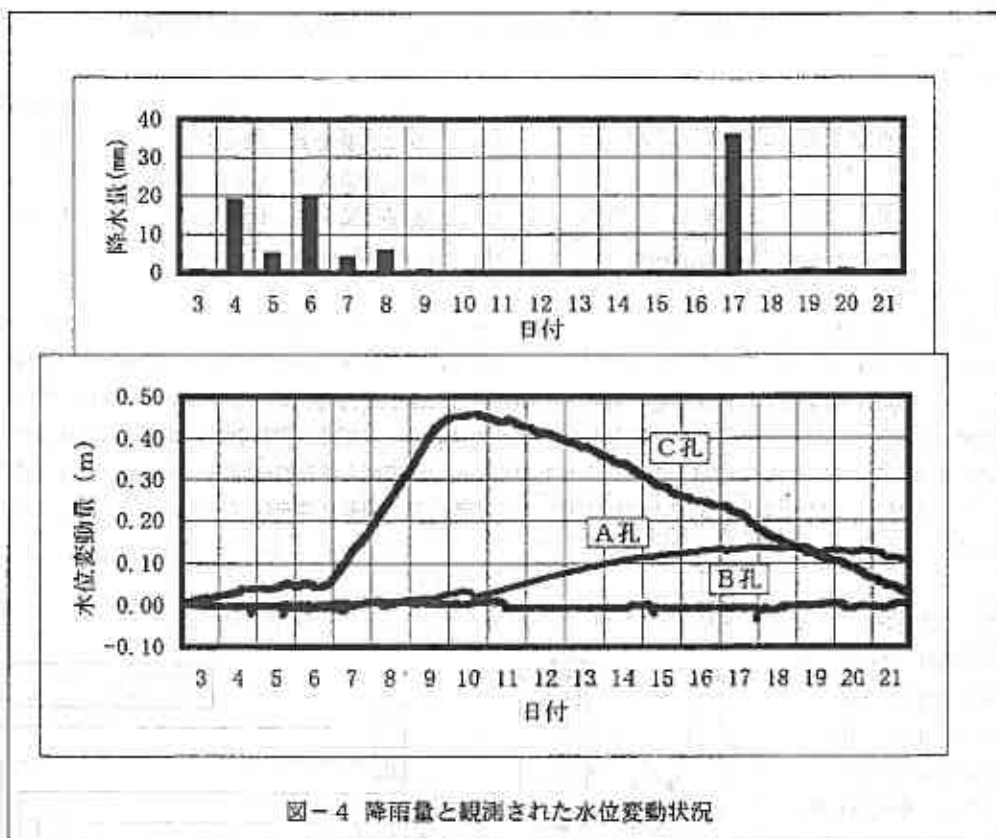


図-4 降雨量と観測された水位変動状況

4. まとめ

今回の試みでは、堤体内での比抵抗分布が築堤材料に支配されること、さらに、比抵抗分布の季節的な変化を把握することで、堤体内の浸潤状況の変化が推定できるのではないかとということが示唆された。

したがって、築堤材の浸透に対する性状を、ボーリングデータと比抵抗構造を足がかりに断面的に把握することが可能となる。これは、雨水浸透の状況を検討する上で貴重な基礎資料となり、今後の堤防の維持管理をする上でも効果的なデータとなりうるものと思われる。

しかしながら、比抵抗分布から雨水浸透問題へさらに踏み込むためには、比抵抗の季節変動のみならず、降雨直後の変化の様子を把握する必要もあろう。例えば、一定の降水量が認められた時点で、比抵抗を一定時間間隔で測定することによって、比抵抗分布の詳細な変化が追跡できるとすれば、雨水浸透についても詳しい検討ができるようになるものと考えられる。今後は、このようなモニタリングの方法についても開発を進めてゆきたい。

<参考文献>

島 裕雅・梶間和彦・神谷英樹編：建築・防災・環境のための新しい電気探査法 比抵抗映像法：古今書院
村上弘行・宮尾浩一：不飽和土における比抵抗の特性（その1）：土質工学会北海道支部：1991

構造物を支持する地盤の波浪による流動化に関する実験

室蘭工業大学 大学院 学生員 ○萩原義雄
 室蘭工業大学 工学部 正 員 三浦清一
 室蘭工業大学 工学部 正 員 川村志麻
 室蘭工業大学 大学院 学生員 横浜勝司

1 まえがき

波浪が作用する構造物の周辺地盤の支持力特性は、波浪力が構造物に及ぼす外力と変動水圧に依存する。それらの波浪条件を室内模型試験に再現する場合、繰返し鉛直及び水平載荷荷重と変動拘束圧の適切な組合せが必要であることを明らかにするとともに、そのような波浪場を再現することの可能な試験装置を用いた基礎的な実験を行ってきた^{1) 2) 3) 4)}。前報までの研究では鉛直、水平それぞれ単独の繰返し載荷試験による試験結果を示したが、本研究では、さらにより実波浪に近い状態にある組合せ鉛直・水平繰返し載荷試験を行った。また、繰返し水平載荷試験の形状の違いによる砂地盤の流動化機構についても繰返し鉛直試験の結果とともに考察している。

2 試験装置

本試験に用いた試験装置の全体図を図-1に示す。模型土槽の内寸法は長さ2000mm、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ており模型地盤の変動挙動が観察できるようにになっている。繰返し載荷装置は、波浪による外力を再現するための鉛直、水平載荷装置と波浪による変動水圧をシミュレ-

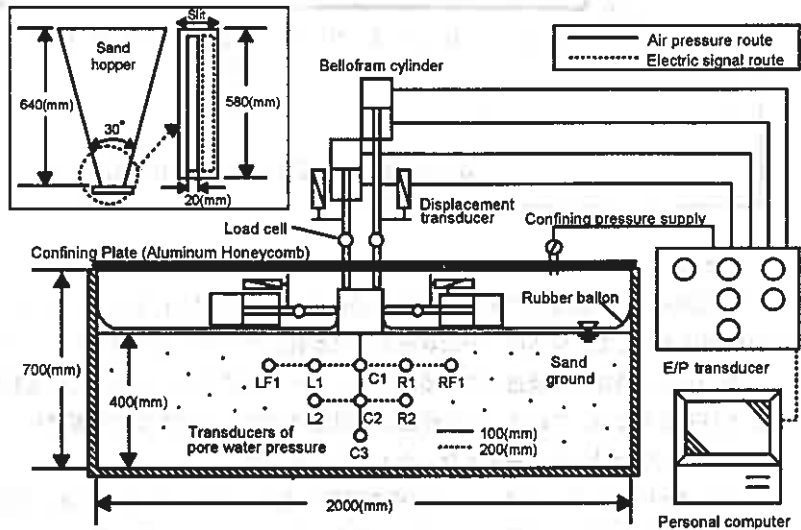


図-1

トする変動拘束圧載荷装置がある。鉛直・水平載荷装置は、それぞれ2個のベロフラムシリンダーにより2本のロッドを介して偏心正弦波荷重が載荷され、各ロッドにはそれぞれ変位計とロードセルが設置されている。また模型地盤上部には変動拘束圧が載荷できるように、拘束板(アルミ・ハニカムサンドイッチパネル)が設置可能となっており模型土槽内を密閉できる。また、本載荷装置では同時に独立して載荷が制御でき、任意の組合せによる載荷が可能となっている。

模型地盤は、頂角30°、高さ640mmのサンドホッパーにより空中落下法(AIR PLUVIATION METHOD)で作製

した。ホッパー底部には最大20mmまで可変可能なスリットが取り付けられており、ホッパーの移動速度を20 cm/s、砂の落下高さを800mmと一定に保った条件の下でスリット幅を変化させることで任意の相対密度が得られるようになっている。砂層作製後は、土槽底部に設置した8個のポーラスストーンにより通水し飽和している。また、模型地盤内には間隙水圧計を模型載荷板直下に100mm間隔に3個、それらを左右対称に200mm間隔に6個の計9個設置している。なお、模型地盤には豊浦標準砂 ($\rho_s=2.65\text{g/cm}^3$ 、 $\rho_{dmax}=1.648\text{g/cm}^3$ 、 $\rho_{dmin}=1.354\text{g/cm}^3$) を使用している。また、豊浦砂には砂鉄が約0.18%含有していることから、これを磁石で採取したものを、ガラス面に砂層厚25mmおきに層厚2mmで設置することにより地盤の動的変形挙動が可視化できるようにしている。

模型載荷板は、幅100mm、高さ100mm、奥行き580mm、重量13.2kgfの直方体であり、地盤との接触面を粗とするため底面にはサンドペーパー (G120) を貼り付けている。なおこの載荷板は重心を変化させることなく重量を可変(8~15kgf)するように制作されている。

なお今回の試験には使用していないが、本装置には土槽内上部にRabber ballonが設置可能であり、これを膨らませることにより模型地盤を圧密できるようにになっている。また静的支持力試験が可能な載荷フレームと載荷装置も設置できるようにになっている⁵⁾。

3 試験方法

今回行った試験は、①繰返し鉛直・水平載荷試験(CV・CHLT) ②繰返し水平載荷試験(CHLT)及び ③繰返し鉛直・水平独立載荷試験(CV・CHLT-ICL)の3パターンである。

①の試験では図-2①に示すような鉛直載荷と水平載荷の基本的な組合せについて3通り(CASE1~3)の実験を行っている。またすべての載荷ケースにおいて鉛直載荷応力 σ_v を13,17,24kPaのもと、水平載荷応力を変化させて試験を行った。また図-2(a)は波長167m、波高9.5m、周期13sの波に相当する実波浪を本試験装置にシミュレートした場合の各載荷ロッドの分担力図である。なお、各分担力は鉛直載荷ロッド右の荷重で正規化している。この場合に用いた相似則(長さの縮尺 $1/\lambda=1/300$ 、応力の縮尺 $1/\kappa=1/15$)を今回の試験ケースに適用すると、CASE3では波長35m、周期69.2sの波に相当する。しかし、CASE1,2は波浪による外力

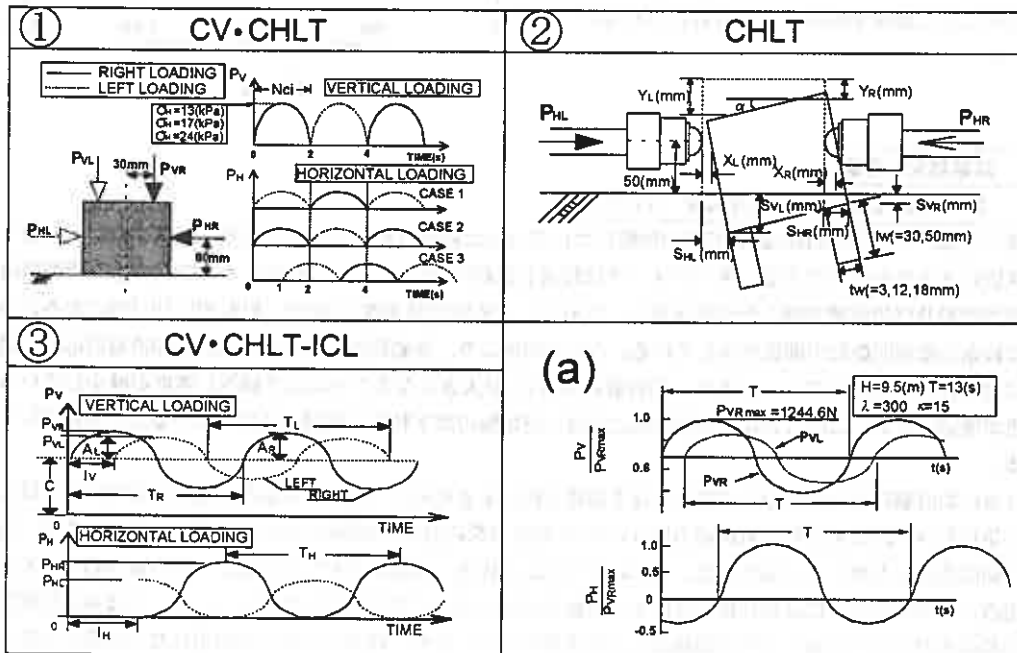


図-2

を極端に受ける場合であることが確認でき、載荷ケースとしてはかなり危険側にある。

②の試験では図-2②に示すような根入れ深さ l_w 、根入れ幅 t_w の異形載荷板を用いて繰返し水平載荷試験を行い、根入れ深さと根入れ幅の影響について検討した。前報に示した鉛直載荷試験²⁾と同様に根入れ幅と根入れ長さは $t_w=3\text{mm}$ に対して $l_w=30, 50\text{mm}$ に変化させたもの及び $l_w=50\text{mm}$ に対して $t_w=3, 12, 18\text{mm}$ に変化させたものである。なお①, ②の試験では、鉛直、水平載荷とも周期4秒の半正弦波荷重を2000回載荷している。ただし載荷回数1回とは半正弦波1サイクル(Nci)である(図-2①参照)。

③の試験では実海域の波浪を模型土槽にシミュレートするために新たに開発した載荷システムを用い、鉛直載荷のみに対する試験を行った。図-2③に示すように鉛直載荷は左右独立して任意の応力 C 、振幅 A 、周期 T で正弦波荷重が載荷できるようになっており、載荷ロッド右を基準にして任意の位相差 l_v で左側のロッドを載荷している。今回の実験では使用していないが水平載荷についても左右の位相差 π で独立した応力で載荷可能であり、鉛直載荷ロッド右を基準にして任意の位相差 l_H で載荷することができる。今回の試験は $T=4$ 秒、鉛直載荷左右の位相差 π ($l_v=2\text{s}$)として、振幅を一定に保ち中心圧の変化による試験と振幅の影響を検討するため中心圧を一定で振幅を変化させた試験を行った。

載荷点は、①~③、の試験とも鉛直載荷では載荷板中央より30mm離れた左右の点に、水平載荷は砂層表面から50mmの点に載荷ロッドにより載荷している(図-2①及び②参照)。

図-3は鉛直、水平載荷試験(CV・CHLT)のCASE1における不同沈下量 Δ ($=S_{VR}-S_{VL}$)と繰返し載荷回数 N_c について一例を示したものである。この試験ケースでは不同沈下量はほぼ第一波目の載荷で最大値となり、載荷とともに減衰していく傾向を示している。そこで本報告での地盤の変形挙動の指標としては最大沈下量 S_v 、水平移動量 S_H の左右の卓越する方を採用することとした⁹⁾。さらに載荷板の幅 W に対する最大沈下量の比 S_v/W (%)をパラメータとして用いた(図-2②参照)。また、この値は載荷ロッドに取り付けられている左右変位計の値をもとにした幾何学的計算により算出されている⁹⁾。

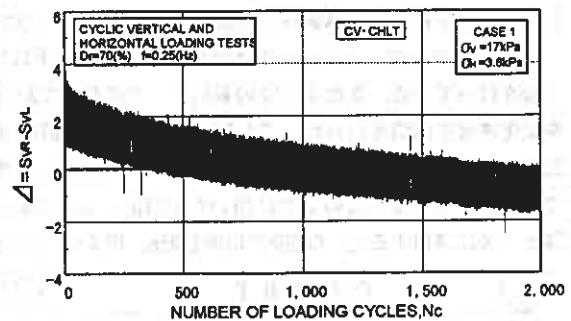


図-3

4 試験結果と考察

4-1 繰返し鉛直・水平載荷試験 : CV・CHLT

図-4(a)~(c)は相対密度 D_r が70%の地盤について行った組合せ繰返し鉛直・水平載荷試験結果を試験ケース別にまとめたものである。各パラメータは繰返し載荷応力比 σ_H/σ_v (鉛直、水平載荷荷重を模型載荷板の底面積及び側面積で除した値を正規化したもの)と所定の最大沈下量比 S_v/W (%)が5, 10, 15%に至るに必要な繰返し載荷回数 N_c の関係を示している。これらの図より、各載荷ケースでの強度線は鉛直載荷応力の違いにより異なった傾向になっており、鉛直載荷応力 σ_v が大きくなることにより繰返し強度が減少していることが確認できる。このことは鉛直載荷応力の違いが地盤の沈下特性に影響を及ぼしていることを意味している。

さらに鉛直載荷応力が繰返し強度に及ぼす影響を検討するために、図-5は載荷回数 N_c が1000回時に最大沈下量比 S_v/w が5%に至る時の載荷応力比 σ_H/σ_v と鉛直載荷応力 σ_v の関係についてまとめたものである。図より鉛直載荷応力が小さい場合では、載荷組合せにより繰返し強度に差が見られるが、鉛直載荷応力が大きい場合($\sigma_v \geq 24\text{kPa}$)には載荷組合せによる地盤の繰返し強度には差が見られない。このことはある程度鉛直載荷荷重が大きくなると水平載荷荷重による影響が小さくなり、繰返し強度に差が現れなくなることを示している。したがって波浪のような鉛直、水平方向に荷重を受ける構造物の沈下特性は鉛直載荷荷重に大き

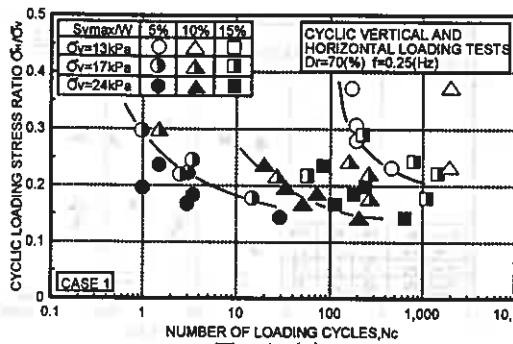


図-4 (a)

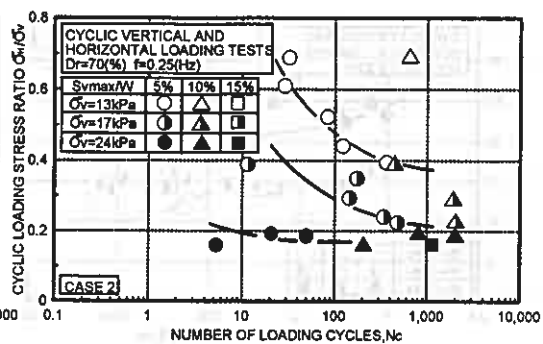


図-4 (b)

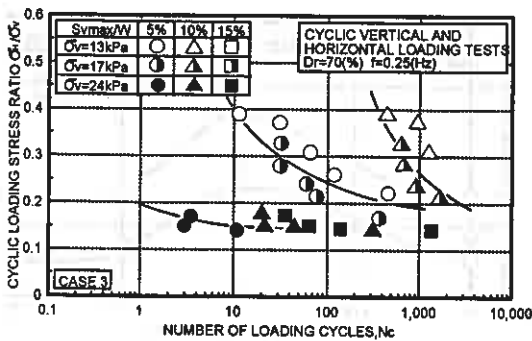


図-4 (c)

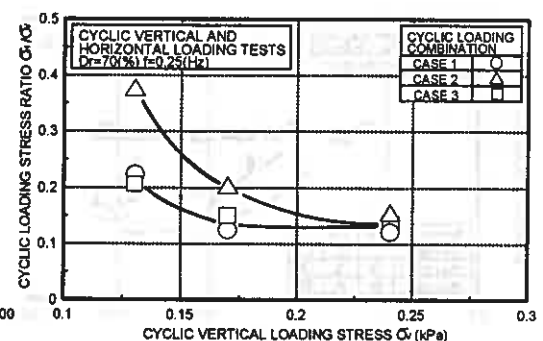


図-5

く依存していることを示すものである。

この沈下特性を詳細に検討するため、図-6 (a)~(c)は載荷板底面に作用する最大モーメント M と最大沈下量比 S_v/W が所定の値に至るに必要な載荷回数 N_c との関係を示す。これらの図より、図-4と同様に鉛直載荷応力により異なった強度線が存在していることがわかる。またCASE2では強度線形状が他のケースと異なっていることが確認できる。これはCASE2では鉛直載荷ロッド右が載荷されると同時に水平右側のロッドが載荷されるので水平載荷応力が増加することによりモーメントが減少する。つまり水平載荷荷重が沈下抵抗として働くことによるものである。またCASE3ではCASE2と同様に水平載荷が沈下抵抗として働いている部分があるが、そのような傾向は顕著に現れていない。

次に荷重の組合せの変化による影響を調べるため、図-7は載荷回数 N_c が1000回時に最大沈下量比 S_v/W が5%に至る時の最大モーメント M と載荷の位相差との関係である。ここで位相差は鉛直載荷右に対し水平載荷右が載荷される場合 (CASE2) を基準にしている。例えばCASE1は鉛直右に対し水平左が載荷されるので位相差は π となりCASE3では同様に $3\pi/4$ となる。この図より位相差により繰返し強度に差が現れていることが確認できる。特に位相差 π の場合 (CASE2) では大きなモーメント値を示しているが他の位相ではほぼ同じような値を示している。これらのことから載荷回数1000回時の繰返し強度は、水平載荷応力と鉛直載荷応力との組合せにより沈下特性が大きく変化するようであるが、これは位相差の影響が大きいと云えよう。

図-8 (a)~(c)は繰返し載荷応力比 σ_H/σ_v と載荷板の水平方向最大移動量 S_{Hmax} を載荷板の幅 W で正規化したものについて示している。ただし水平移動量については繰返し載荷回数2000回のうちの最大値をとっている。この図より試験ケースに関わらず応力比 σ_H/σ_v が減少するに伴い水平変位量も増加していることがわかる。また、鉛直載荷応力 σ_v が増加することによっても同様な傾向が確認できる。このことは鉛直載荷が水平変位量に大きく関与していることを示唆しており、載荷板の不同沈下が載荷の進行に伴い載荷板の傾きも増加していることで水平移動量が増加する傾向になると考えられる。ただし傾きは非常に微小な値であ

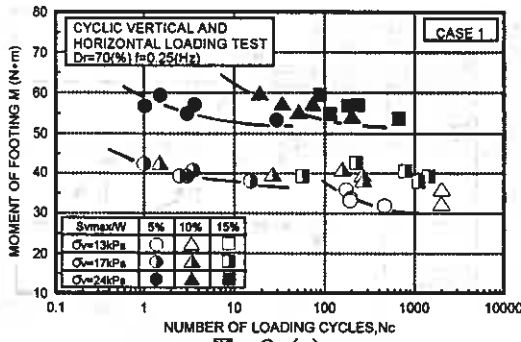


図-6 (a)

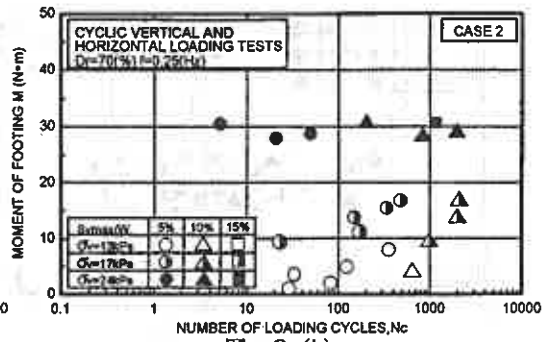


図-6 (b)

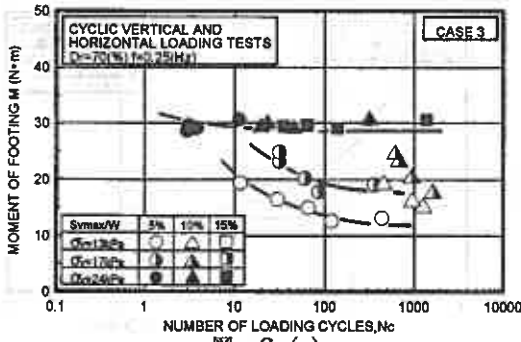


図-6 (c)

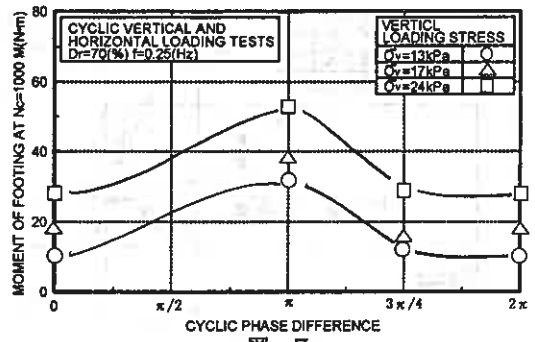


図-7

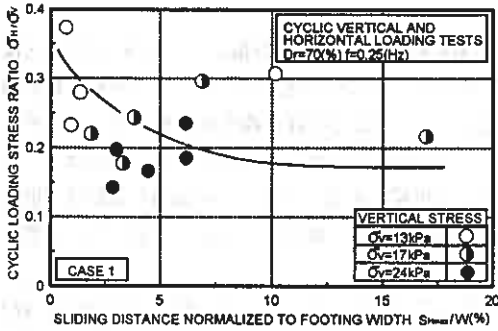


図-8 (a)

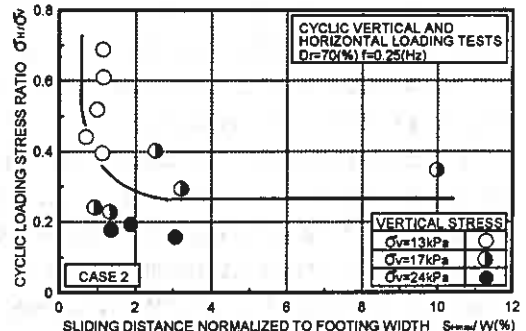


図-8 (b)

るため、図-3に示したように不同沈下量はほぼ一定値になる。

このことを詳細に調べてみるため、図-9は繰返し載荷回数 $N_c=1000$ 回時の載荷板の最大沈下量 S_v (mm)とゆがみ量($\sin\alpha$)の関係について示したものであり、図-10は水平変位量 S_H との関係を示している。ただしゆがみ量($\sin\alpha$)は地盤水平方向に対する載荷板の傾きである(図-2(②)参照)。また α は非常に微小なため $\sin\alpha \approx \alpha$ と考えられる。これらの図より、試験ケースに関わらず沈下量が増大するとゆがみ量 α

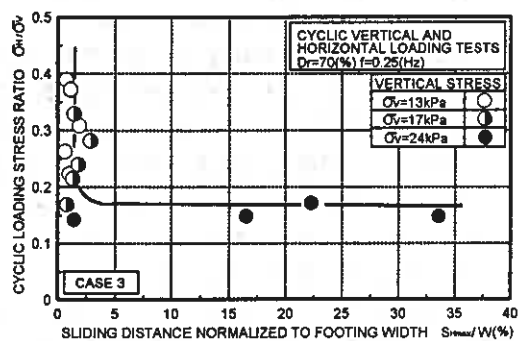


図-8 (c)

も増加し、全般的に傾くことにより水平変位量が增加していることが示された。特にCASE1についてその傾向が強い。これは荷重モーメントが最も強く荷重される試験ケースであり、鉛直と水平荷重が同時に同方向に作用しているためモーメントが増大しこのような傾向になると考えられる。また、水平荷重応力が沈下変形に対して少しでも抵抗する働きをするCASE2や3では沈下やゆがみがCASE1に比べて顕著に現れていない。このことから沈下変形、水平変位及びゆがみはモーメントに依存しているため、モーメント量を正確に把握することが極めて重要といえる。

次に図-11(a)(b)は構造物周辺地盤の間隙水圧の発生挙動を調べるため、過剰間隙水圧 Δu を初期鉛直応力 σ_{vo} で除したものと繰返し荷回数 N_c の関係を沈下量 S_{VR} 、 S_{VL} とともに示した。なお過剰間隙水圧は各波数におけるピーク値をとっている。これらの図よりどの間隙水圧計も荷回数とともに間隙水圧が蓄積されていることが確認できる。特に荷重板直下C1ではその傾向が強くみられる。

図-12は、荷重板直下の間隙水圧計C1について繰返し水平荷重応力 σ_H と最大間隙水圧 Δu_{max} が発生する荷回数 N_c の関係を調べてみたものである。この図からCASE1,2ではどの鉛直荷重応力でも荷回数2000回付近で最大間隙水圧が発生しており、またCASE3では鉛直荷重応力が24kPa時でしかも荷回数が少なき($N_c < 100$)に最大間隙水圧の発生がみられる。以上のことから、試験ケースによって間隙水圧の発生が異なり、位相差と間隙水圧の発生挙動を今後詳細に検討したい。

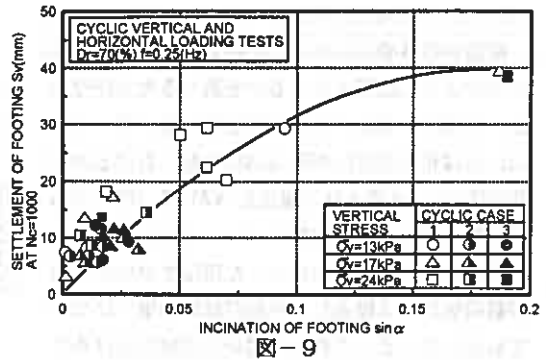


図-9

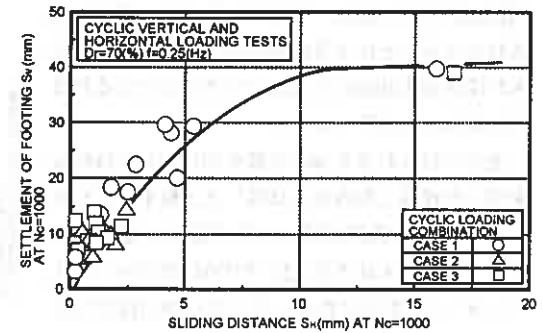


図-10

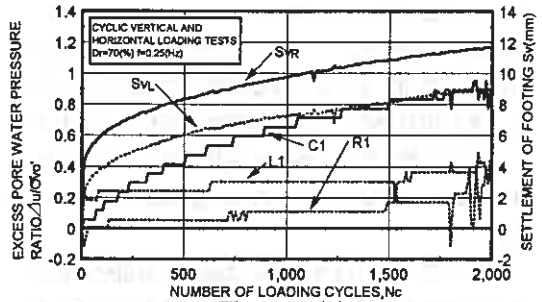


図-11(a)

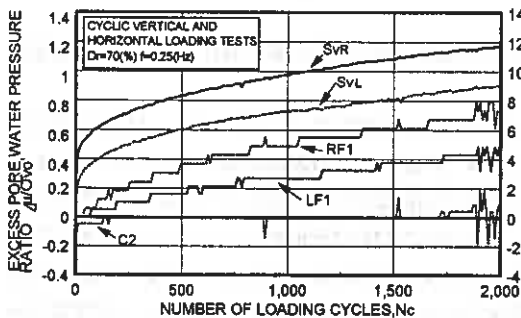


図-11(b)

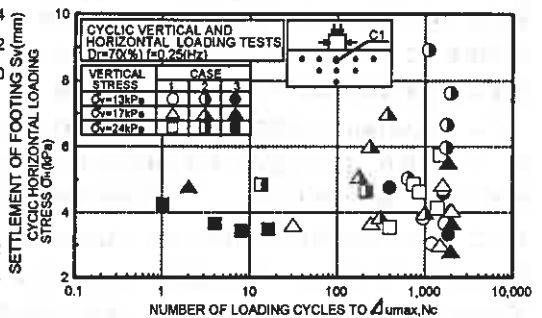


図-12

4-2 異形載荷板繰返し水平載荷試験 : CHLT

構造物の基礎形状の違いが繰返し水平載荷試験にどのように影響を与えるかを調べるため側壁の根入れ深さを変化させた試験を行った。図-13 (a) (b)は相対密度 D_r が50,80%の地盤における水平載荷応力 σ_H と最大沈下量比 S_v/W が3,5,10%に至るに必要な繰返し載荷回数 N_c について示したものである。比較のため過去に行った側壁を設けない模型載荷板による繰返し水平載荷試験結果⁴⁾についても示している。これらの図から側壁を設けることによる繰返し強度の増加は明確である。また載荷回数1000回時の繰返し強度を比較すると側壁を根入れさせることによる強度増加が見られるが、根入れ深さ lw を30mmから50mmにすることによる強度増加はほとんどみられない。

さらに根入れ深さ lw の影響を同様な異形載荷板を用いた繰返し鉛直載荷試験¹⁾と比較するため図-14は、両載荷試験における繰返し載荷回数1000回時の最大沈下量比 S_v/W が3%に至る時の最大モーメント M を側壁を設けない場合の同様な条件でのモーメント M_0 で除した値と側壁の根入れ深さ lw の関係で整理している。この図より水平載荷に対しては根入れさせた場合のモーメントによる強度が約1.5倍増加していることが確認できる。根入れ深さが増加することによる強度増加はほとんどなく、また相対密度による強度増加も変化は見られない。繰返し鉛直載荷試験結果と比較すると相対密度80%の場合と類似した強度増加が認められる。

図-15 (a) (b)は水平載荷試験による側壁の根入れ幅 tw が繰返し強度にどのような影響を与えるかを調べるため、相対密度が50,80%の地盤における水平載荷応力 σ_H と所定の最大沈下量比 S_v/W に至る載荷回数 N_c について示した。図から根入れ幅を3,12,18mmと増加することによる繰返し強度の変化は明確でない。このことは水平載荷試験における根入れ幅は繰返し強度に影響を及ぼさないということを示している。

ここで根入れ幅による影響を調べるため、同様の異形載荷板による鉛直載荷試験結果⁷⁾と比較したものが図-16であり、根入れ深さに対する根入れ幅の割合 tw/lw と繰返し載荷回数1000回時に最大沈下量比 S_v/W が3%に至るに必要な最大のモーメントを側壁を設けないときの同様な条件での最大モーメントで正規化したものについてまとめたものである。図より繰返し水平載荷を加えた場合は側壁を設けることにより繰返し強度が約1.5倍増加しており相対密度及び根入れ幅により変化はないことが理解される。また鉛直載荷試験結果と比較すると相対密度80%の時と同様な強度の増加傾向がある。このことは側壁の深さによる強度増加と極めて類似した傾向である。以上のことより、側壁を設けることにより繰返し強度は確実に増加するが、側

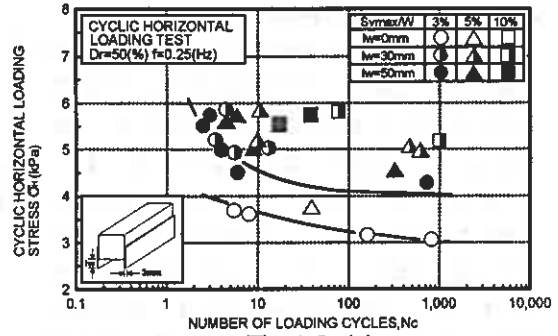


図-13 (a)

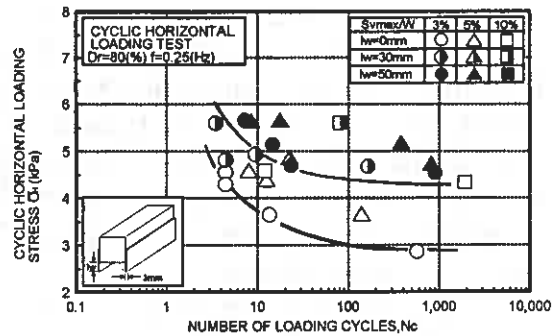


図-13 (b)

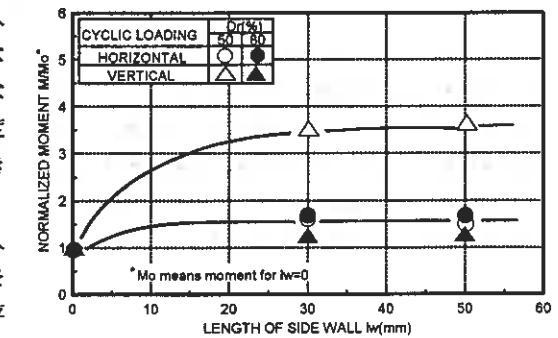


図-14

壁の長さ、幅及び相対密度には影響されないと云えよう。またその強度増加挙動は密詰めな状態 ($D_r=80\%$)にある地盤の鉛直載荷試験と極めて類似な傾向を示すようである。

図-17(a)(b)は繰返し水平荷を受ける異形載荷板周辺の地盤における発生間隙水圧挙動を示したものである。同図には載荷板の沈下量 S_{VR} 、 S_{VL} の値も示してある。図より荷荷が進行するに伴いすべての間隙水圧が徐々に蓄積されていく傾向にある。特に載荷板直下C1に関しては他の間隙水圧計に比べて顕著に蓄積されているようである。このことは、異形載荷板の側壁により間隙水圧の消散効果が低下しているためと考えられる。

このような傾向を詳細に調べるため載荷板直下C1での間隙水圧挙動を示したのが図-18である。根入の幅 tw 別に最大過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_{vo}'$ と水平載荷応力 σ_H の関係について示している。ただし最大過剰間隙水圧は載荷回数2000回のうちの最大の値である。図より根入れ幅 $tw=18\text{mm}$ と大きくなるにつれ、すなわち側壁と側壁に挟まれる部分が狭くなると水平載荷応力に比例して過剰間隙水圧の発生も大きくなる傾向にある。このことか

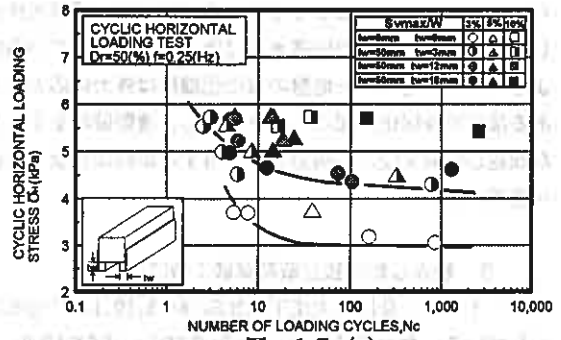


図-15 (a)

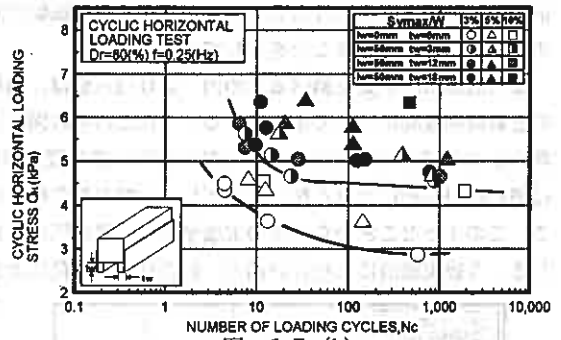


図-15 (b)

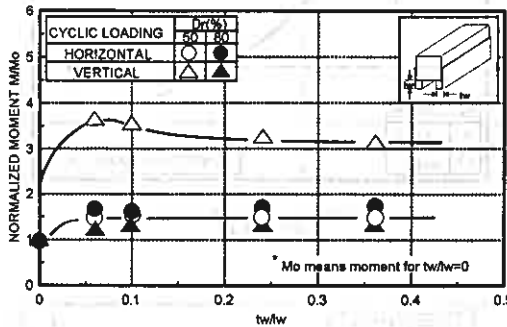


図-16

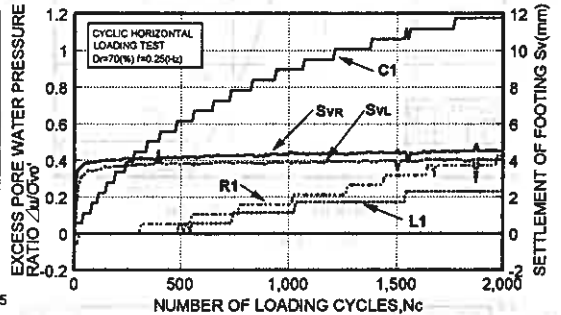


図-17 (a)

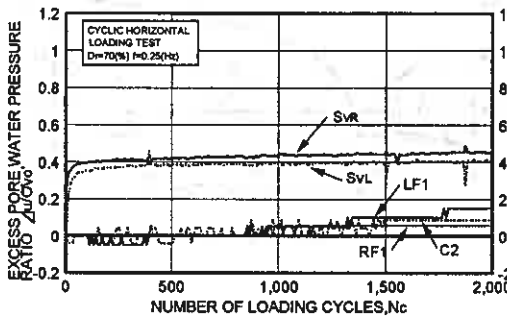


図-17 (b)

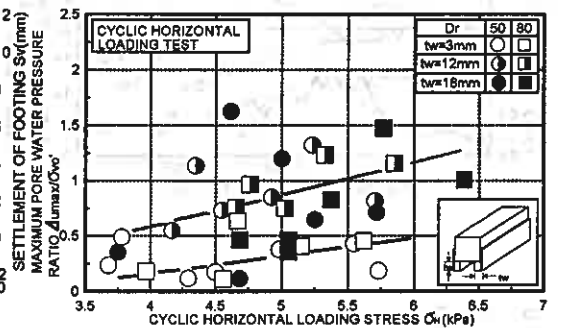


図-18

ら側壁を設けることにより生じる空間が地盤の間隙水圧蓄積に大きく影響を及ぼしていると思われる。しかし側壁を設けることで間隙水圧は確実に蓄積されているが、実際には繰返し強度は逆に増加している。このような事実を考えると地盤の流動化機構は外力の応力レベルにもよるが側壁を設けた水平載荷試験のようにある部分で液状化が起こったとしても、流動破壊を生じさせるものではないと考えられる。よってこのような繰返し載荷を受ける構造物を支持する地盤は完全な液状化現象ではなく、他の種類の破壊パターンによる可能性が高い。

4-3 繰返し鉛直独立載荷試験：CVLT-ICL

図-18、19は最大沈下量比 S_v/W が5, 10, 15%に至るに必要な載荷回数 N_c と中心圧力 C 及び振幅 A について示している。なお載荷振幅 A を5kPa及び中心圧力 C を18kPaに一定に保ち試験を行った。これらの図より実波浪に近い載荷システムを用いた鉛直載荷試験の沈下特性は、中心圧よりも振幅の影響が大きい。このことから前報の試験法と同様に外力の大きさが変化すれば振幅が変化し、その大きさを把握することで種々の波浪を再現することができることを示している。

また間隙水圧挙動を調べるため図-20(a)(b)は、過剰間隙水圧 Δu を初期鉛直応力 σ_{v0}' で正規化したものと載荷回数 N_c について示している。またこれらの図には載荷板沈下量 S_v も示している。これらの図より間隙水圧の蓄積は確認できるが、地盤の変形に伴い間隙水圧が変動している傾向はみられない。RF1については載荷板が右側に大きく傾いて沈下し、地盤が載荷板左側に側方流動したため大きく変動していると思われる。このようなことから地盤の破壊挙動は間隙水圧の上昇によるものより外力による影響が大きいと考えられる。今後実波浪により近い鉛直、組合せ水平載荷による試験を進めていく予定である。

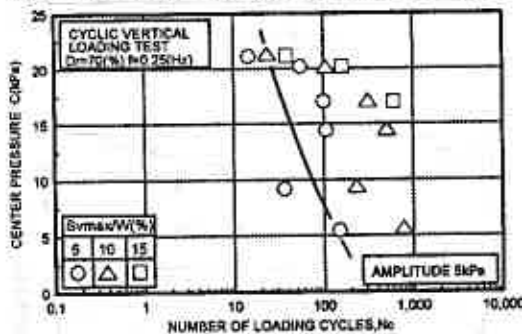


図-19

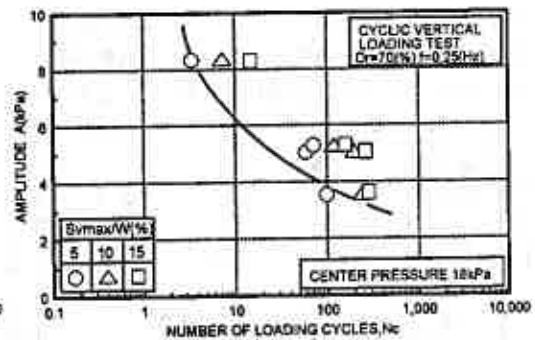


図-20

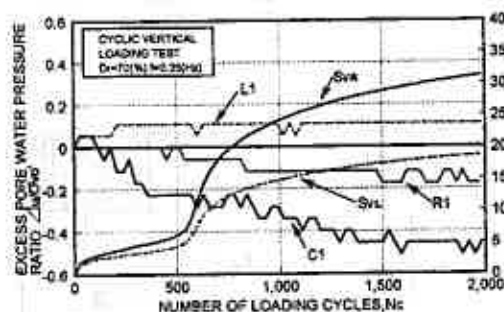


図-21 (a)

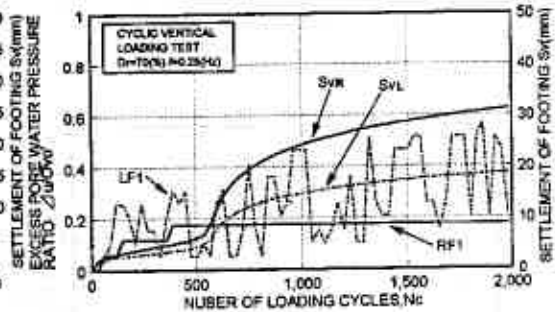


図-21 (b)

5 まとめ

(1) 繰返し鉛直、水平荷重を受ける構造物の沈下特性は、同じ載荷組み合わせにおいても鉛直載荷応力 R

ベルによって異なった挙動を示す。

- (2) 鉛直と水平の繰返し载荷荷重を受ける構造物の動的力学特性は、鉛直载荷が大きく影響しているものの、水平载荷が沈下または傾きに与える影響が大きい载荷の組合せが存在する。また、変形特性を表す指標として沈下、水平移動量及び傾きに対する整理が必要である。
- (3) 異形载荷板による繰返し水平载荷試験では側壁を設けることにより繰返し強度は増加するが、根入れ深さや相対密度による変化は見られない。
- (4) 実波浪により近い载荷である鉛直独立载荷試験では中心圧よりも振幅による影響が大きい。
- (5) 今回行ったどの試験においても間隙水圧の蓄積は確実に起こっているが、そのことによる地盤の破壊は明確に現れない。

最後に実験・データ整理に本学4年宮浦征宏、吉田満和両君の協力を得た。記して深甚なる感謝を申し上げます。

《 参考文献 》

- 1) 三浦・田中・滝本・萩原・萩原・近藤(1994)：構造物基礎の形状差による砂地盤の支持力・流動化条件の変化、土木学会第49回年次学術講演会概要集、pp516～517
- 2) 三浦・萩原・萩原・川村(1995)：二次元平面ひずみ模型土槽による飽和砂の流動化条件に関する研究(第二報)、土質工学会北海道支部技術報告集、第35号 pp188～197
- 3) 三浦・川村・萩原・萩原(1995)：波浪による砂地盤の流動破壊に関する実験、第30回土質工学研究発表会講演集、3冊分2 pp831～834
- 4) 萩原・三浦・川村・萩原(1995)：波浪を受ける地盤・構造物系の動的力学挙動評価のための模型試験法、第30回土質工学研究発表会講演集、3冊分2 pp835～838
- 5) 三浦・滝本・川村・萩原(1994)：二次元平面ひずみ模型土槽による飽和砂の流動化条件に関する研究、土質工学会北海道支部技術報告集、第34号 pp194～201
- 6) 川村・三浦・横浜・萩原(1996)：波浪を受ける地盤・構造物系の動的挙動評価のための試験法と解析法、地盤工学会北海道支部技術報告集、第36号 投稿中
- 7) 三浦・川村・萩原・萩原(1995)：波浪を受ける構造物の基礎形状の違いによる地盤の流動化条件の変化、土木学会第50回年次学術講演概要集、
- 8) Miura,S., Tanaka,N., Kondo,H., Sato,K. and Kawamura,S. (1995)：Sand flow failure induced by ocean wave and oscillation of coastal structures、Proc.of 1ST ICEGE、Vol.2 pp743～748
- 9) 三浦・田中・近藤・川村・佐藤(1995)：消波構造物を支持する地盤の波浪による流動化機構の研究、海岸工学論文集、第42巻(2) pp1016～1020

室蘭工業大学 工学部 ○正 員 川村 志麻
室蘭工業大学 大学院 学生員 横浜 勝司
室蘭工業大学 工学部 正 員 三浦 清一
室蘭工業大学 大学院 学生員 萩原 義雄

1 はじめに

筆者らは海洋構造物を支持する地盤の波浪による流動化機構について研究^{1) 2) 3) 4) 5)}を行っており、その力学的挙動を模型実験および解析により解明しようとしている。しかしながら、実験から得られた沈下量、水平変位量の力学的な考察が不十分であったため、具体的な尺度としての利用が限定されていた。またこの種の問題を扱った過去の研究においてもそれらの検討は不十分であったと云える。

本研究では、模型実験における模型構造物の鉛直および水平方向の変位計で計測される値を用いて沈下量および水平移動量を厳密に算定する式を幾何学的に誘導した。また波浪状態を再現するための方法として前回報告した模型試験法⁶⁾では、相似則が長さの縮尺比 λ と応力の縮尺比 κ でそれぞれ独立して用いられており、実波浪場の再現性という観点からは不明確な点が残っている。そこで本模型実験における相似則についてさらに詳細な検討を行ってみた。また、模型土槽試験結果と繰返し三軸試験結果との対応関係を検討し、波浪による地盤の流動破壊の評価におけるその意義を考察してみた。

2 模型載荷板の沈下量及び滑動量の算定式の誘導

実海域における海洋構造物の沈下機構を解明する上で必要とされる点は、簡便な位置で計測された変位量によりその沈下量および水平移動量を推定することである。ここでは模型実験で用いている1つの沈下量のみで水平移動量、回転角が算定可能かどうか検討した。

図-1は模型載荷板が水平及び鉛直方向の載荷ロッドから荷重を受けて変形した状態を示している。計測される水平ロッドと鉛直ロッドの各2本の変位量はそれぞれ x_R 、 x_L 、 y_R 、 y_L としている。ここで沈下は下向きを正にとり、左右の沈下量をそれぞれ S_{VL} 、 S_{VR} とした。また、水平移動量は右向きを正にとり、左右の移動量をそれぞれ S_{HL} 、 S_{HR} としている。さらに回転角 α は時計回りを正と定義している。なお砂層から水平載荷ロッドまでの距離を a 、鉛直中心線から鉛直載荷ロッドまでの距離を c としている。これらの定義にもとづいて以下議論を進める。

まず沈下量 S_{VR} 、 S_{VL} 及び水平移動量 S_{HR} 、 S_{HL} の値を鉛直ロッドの変位量 y_R のみで推定する式を誘導する。これらの値は x_R 、 x_L 、 y_R 、 y_L 値を用いて誘導され、 S_{VR} の値が定まると他の沈下量及び水平移動量が決定されるようになっている。なお具体的な誘導は付録に詳述するが、それらの式を用いて S_{VR} 、 y_R の関係を導くことにする。 x_R 、 x_L 、 y_R 、 y_L の幾何学的な関係は回転角 α を用いて表わすと

$$x_R - x_L = W(\sec \alpha - 1) \quad (1)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \{(y_R - y_L) / 2c\} \quad (2)$$

となる。ここで S_{VR} を y_R のみの関数にするためには y_R と y_L の関係及び x_R と x_L の関係を仮定する必要がある。そこで図-2(a)(b)に示す地盤の相対密度70%における組合せ鉛直水平載荷試験⁶⁾の載荷回数1000回時にお

る計測データによると、次式のように仮定でき
 うである。

$$y_L = 0.85y_R \quad (3.a)$$

$$x_L = 0.90x_R \quad (3.b)$$

この関係が本模型実験において常に満足されてい
 るすれば α 及び x_R は以下のように表される。

$$x_R = 10W(\sec \alpha - 1) \quad (4)$$

$$\alpha = \tan^{-1}(0.15y_R/2c) \quad (5)$$

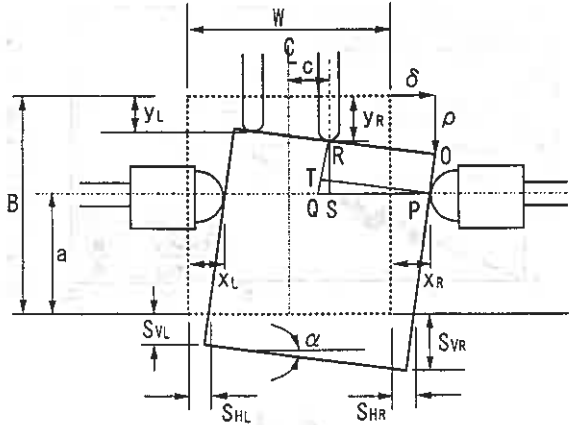


図-1

この α と x_R を付録の(A3)式に代入して S_{VR} を求め
 ると、付録の(A4)式にも示すように次式を得る。

$$S_{VR} = (B - e) \cos \alpha - a \quad (6)$$

$$S_{VL} = S_{VR} - W \sin \alpha \quad (7)$$

このことから沈下量 S_{VR} が1つの計測値 y_R のみの値で推定可能となった。

このことの有効性を確認するために試験結果と比較して検討した。図-3は(6)、(7)式より求めた関係と試験結果から求められた y_R と $S_{VR} = f(x_R, y_R, y_L)$ との関係の比較を示している。なお、仮定した y_L 値の妥当性を確認するために S_{VR} と y_L の関係も併せて示している。この図より $S_{VR} = f(y_R)$ の式が試験結果とかなり良い相関を示していることが確認できる。このことは y_R から S_{VR} を直接推定できることを示している。また、 S_{VR} と y_L の関係においても高い相関性があり、 y_L を y_R の定数倍に仮定しても良いことが明確になった。なお、 S_{VR} が求まると不同沈下量 $\Delta = S_{VR} - S_{VL}$ や水平移動量 S_{HR} 、 S_{HL} が明らかになるため、これらの値も y_R の関数で表すことが可能になった。そこで、不同沈下量 Δ と y_R の関係を明らかにする。

図-4は右側の鉛直変位計 y_R (●印) から予測した沈下量 S_{VR} (○印)、 S_{VL} (△印)、および不同沈下量 Δ (□印) と実測値との対応を示したものである。なお用いた試験結果は組合せ鉛直水平載荷試験のもの⁶⁾

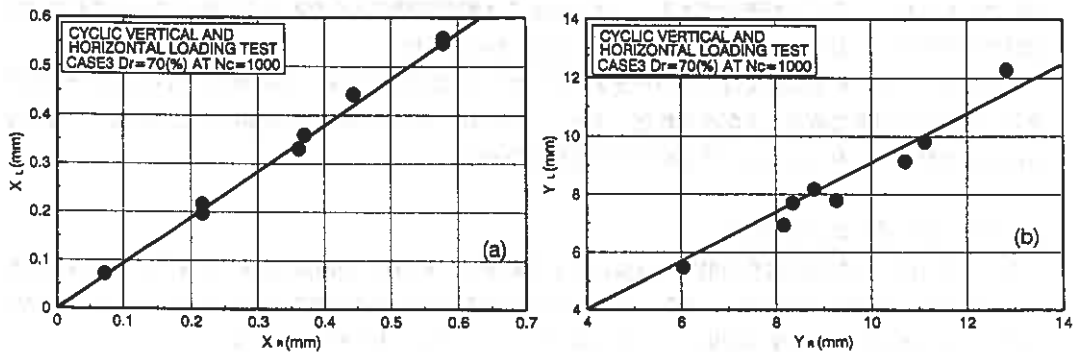


図-2

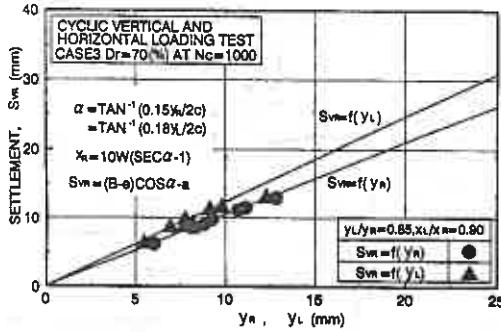


図-3

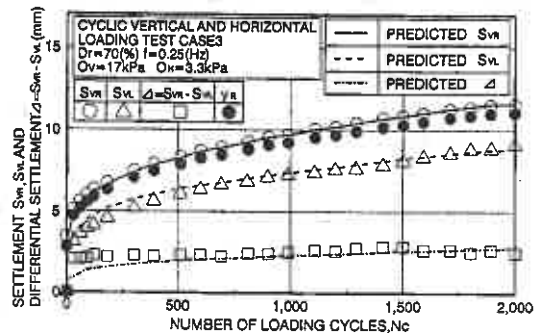


図-4

である。この図より実測値と推定値に良い相関が見られ、実験中の沈下量 S_{VR} 、 S_{VL} の変化を y_n のみから予測できることが示されている。また最大沈下量と不同沈下量 Δ を比べると不同沈下量 Δ が増加しなくても右側沈下量 S_{VR} や y_n 値が卓越する傾向にあることが確認できる。よって本模型実験では地盤の側方流動を評価する上で重要なパラメータは不同沈下量 Δ よりも最大沈下量に支配されているようである。したがって不同沈下量 Δ を評価に用いるより沈下量 S_{VR} を用いるのが妥当なのかもしれない。

次に S_{VR} を用いた整理法と前報までの整理法とを比較してその妥当性を検討した。一例として図-5に繰返し鉛直載荷試験結果⁵⁾を St を用いて整理したものと S_{VR} を模型載荷板の幅 W で正規化した値（最大沈下量比）で整理したものを示している。なお St は鉛直ロッドの変位量であり、 y_n に相当するものである。これより最大沈下量比 S_{VR}/W で整理したものに比べて St で整理したものはすべてのデータが右側にでており危険側にあらわれていることが確認できる。このことから本模型実験のようなモデル試験では計測された変位量 St で評価するよりも S_{VR} で評価するほうが妥当であると考えられる。

以上のことから本模型実験では1つのパラメータ（たとえば右側沈下量）のみの値を用いることで他のパラメータが推定可能であることが示された。また、模型試験の変形挙動に対する整理法は地表面での最大沈下量 S_{VR} （または S_{VL} ）を用いることでより正確な評価ができる。

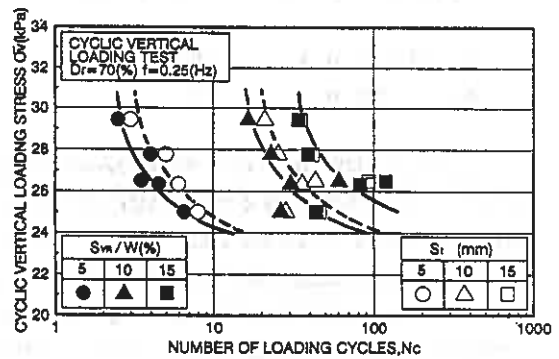


図-5

3 模型土槽試験における相似則

本模型実験のような波浪場を再現する1g場の模型実験では、相似則の厳密な適用が困難である。過去の多くの研究でも、実験の目的にあった相似則を立て他の条件を無視して議論する機会が多い。ここでは本模型実験のような波浪場を再現する1g場のモデル試験の相似則について再考察を行ってみた。

1g場におけるモデル試験での相似則は、香川(1978)⁷⁾、国生ら(1979)⁸⁾、井合(1987)⁹⁾、名合(1995)¹⁰⁾らによって誘導されている。香川、国生らは振動台実験における相似則を求めており、土の動的な応力-ひずみ関係が Hardin-Drnevich モデルで表されることによって振動台実験においても相似則の適用を可能と

した^{7) 8)}。井合は香川、国生らの相似則のなかで間隙流体の流れが考慮されていない点に着目し、二層混合体理論を用いることにより、更に一般的な相似則を導いている⁹⁾。名合らは多孔質弾性体理論により一次元の波浪実験における相似則を導き実験によりその適用性を検討している¹⁰⁾。

ここで、力学的現象を把握するために用いた物理量を要約すると次のようになる¹¹⁾。

$$\lambda_n=1, \lambda_{\rho_w}=\lambda_{\rho_s}=1, \lambda_\sigma=\lambda, \lambda_\tau=\lambda, \lambda_\varepsilon=\lambda^{1/2}, \lambda_T=\lambda^{3/4}, \lambda_u=\lambda^{3/2} \quad (8)$$

ここで幾何学的相似比は $\lambda (=L_p/L_m)$ 、各添字 $n, \rho_w, \rho_s, p, \tau, \varepsilon, T, u$ は間隙率、水の単位体積重量、土粒子の単位体積重量、応力、せん断応力、ひずみ、時間および変位の縮尺を示している。

本研究では、装置の適用範囲から縮尺比を設定している。ここで変動拘束圧の適用範囲より応力の縮尺比を $\kappa (= \sigma_p / \sigma_m = 15)^{5)}$ と定めると、上述の相似則より

$$\kappa_n=1, \kappa_{\rho_w}=\kappa_{\rho_s}=1, \kappa_p=\kappa, \kappa_\tau=\kappa, \kappa_\varepsilon=\kappa^{1/2}, \kappa_T=\kappa^{3/4}, \kappa_u=\kappa^{3/2} \quad (9)$$

のようになる。しかしながら、本模型実験では力学的相似則を満足することが第一条件であることから模型のサイズより決定される幾何学的相似則の適用が不可能になる。そこで力学的相似比と異なる相似比 λ を幾何学的相似則に導入することにする。一例として通常の1g場における振動実験の相似則と本模型実験の相似則を、幾何学的相似比 λ と力学的相似比 κ として比較すると以下のように表される。

	長さ	時間	応力	ひずみ	間隙	変位
振動台実験	λ	$\lambda^{3/4}$	λ	$\lambda^{1/2}$	1	$\lambda^{3/2}$
本模型実験	λ	$\kappa^{3/4}$	κ	$\kappa^{1/2}$	1	$\kappa^{3/2}$

このように本模型実験では独立した相似則を用いなければならず、相似則の適用が不可能であるように思われるが、このことについて次のように考えてみた。本模型実験において応力の縮尺比 κ で実験を行うことは図-6(a)に示すように模型のサイズが $W=B=2.0m$ の構造物に波浪荷重が作用していることになる。しかしながら、本模型構造物は図-6(b)に示すように $W=B=0.1m$ に設計している¹⁾ので上記の間に誤差が生じる。

この誤差が寸法効果のみの影響とすれば、この

影響を考慮することで本模型実験においても相似則をある程度満たすことができるのではないかとと思われる。

龍岡ら¹²⁾は1g場における模型支持力実験では寸法効果等が支持力値に大きな影響を与えることを示している。本試験においても応力-ひずみ関係が寸法効果のみの影響とすると以下のように考えられる。図-6(b)のように $W=B=0.1m$ の本模型実験で得られた応力を σ_0, ε_0 とする。両サイズにおいて外力の大きさが同じであれば $W=B=2.0m$ の応力-ひずみ関係は、 $\sigma = \alpha \sigma_0, \varepsilon = \beta \varepsilon_0$ で表される (α, β は寸法効果に関する係数)。したがって、この α, β 値を求めれば本模型試験で得られた結果を応力の縮尺比 κ と長さの縮尺比 λ の比 ($= \kappa / \lambda$) 倍して評価することで一応相似則は満足することになる。このことの妥当性については今後種々の条件での実験的検討が必要である。

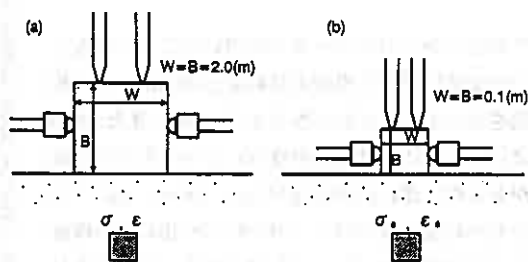


図-6

4 模型土槽試験結果と繰返し三軸試験結果との相関

前述した模型荷載板の沈下量、水平移動量の算定式を用いた模型土槽試験結果は繰返し三軸試験結果との類似性により繰返し三軸強度線と同様な形式で整理されている。しかしながら両者の関係についての具体的な検討はされていない。そこで両者の間に存在する関係について以下考察する。

図-7(a)(b)(c)は模型土槽試験結果と繰返し三軸試験結果を両対数グラフで整理して示したものである。繰返し三軸試験結果は有効拘束圧 $\sigma'_c=49\text{kPa}$ で $DA=5\%$ に至るまでの荷回数と応力比の関係、模型土槽試験は繰返し鉛直荷試験における模型荷載板の所定の最大沈下量比 (S_v/W) に至るまでの荷回数 N_c と鉛直荷応力 σ_v を基準鉛直応力 $\sigma_{v0}(=1\text{kPa})$ で除したものの関係で整理している。これらの図より両者は次のような直線関係になっていることが明確である。これらの直線は $\sigma_v/\sigma_{v0}=A \cdot N_c^\theta$ 、 $\sigma_d/2\sigma'_c=B \cdot N_c^\theta$ (A, B, θ は直線の傾きに依存するパラメータ) という関数で表される。そこでパラメータ ζ を $\zeta=A/B$ と定義して両者の関係を示すと次のような関係になる。

$$\sigma_v/\sigma_{v0} = \zeta \sigma_d/2\sigma'_c \quad (10)$$

このことからパラメータ ζ を用いることで繰返し三軸試験結果と本模型実験結果との間に1つの相関を見出すことができるようである。また、図-8に示すように ζ は相対密度 D_r によって多少の変動があるがほぼ1.5前後の値を示している。図-7(a)より相対密度 $D_r=50\%$ で、 $DA=5\%$ 、 $N_c=10$ の時の繰返し三軸強度は $\sigma_d/2\sigma'_c=0.11$ となる。このとき有効拘束圧は $\sigma'_c=49\text{kPa}$ よりせん断応力は $\tau=\sigma_d/2=5.4\text{kPa}$ となる。また繰返し三軸試験における $DA(\%)$ からせん断ひずみ r を求めると $r=(1+\nu)DA$ の関係

(ただし、 $\nu=0.5$ とする) より、せん断ひずみ $r=7.5(\%)$ が求められる。この値と本模型土槽試験での変形状態を比較すると土槽試験におけるせん断ひずみは $r'=\epsilon_1-\epsilon_3$ として表され

$$r'(\%) = \epsilon_1 - \epsilon_3 = S_v/B - S_H/W = S_v/100 - S_H/100 \quad (11)$$

となる。ここで、繰返し三軸試験と模型土槽試験でのせん断ひずみが同値であるとすれば

$$7.5/100 = S_v/100 - S_H/100 \quad (12)$$

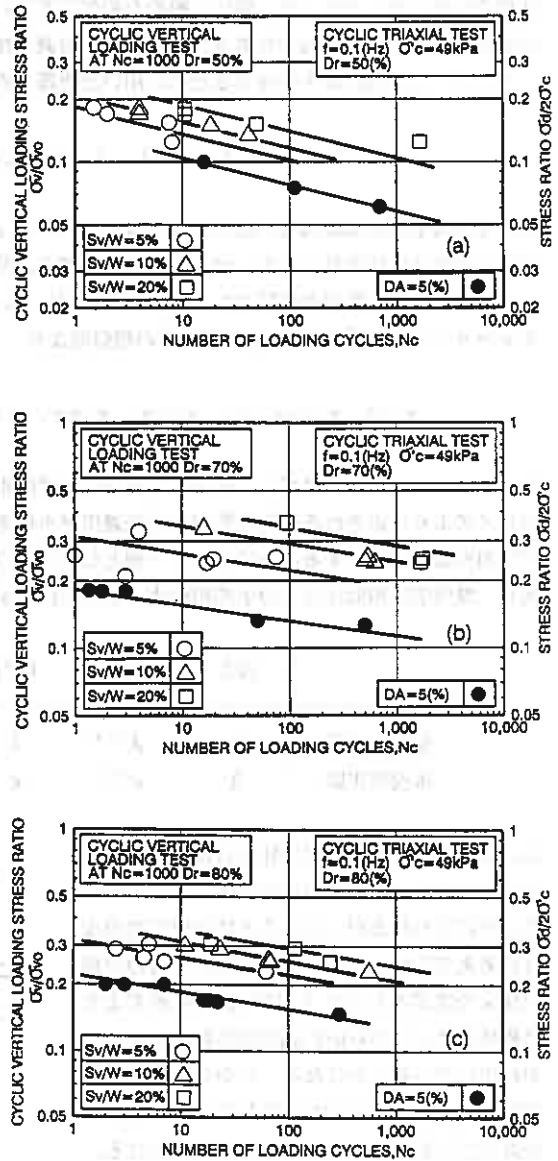


図-7

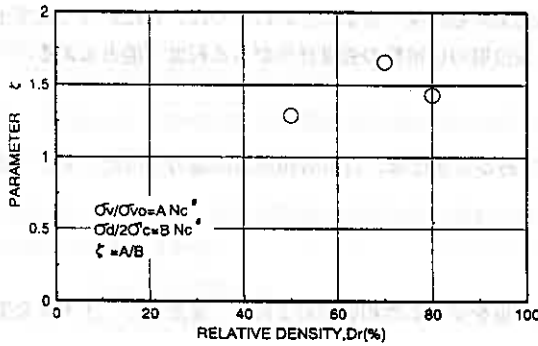


図-8

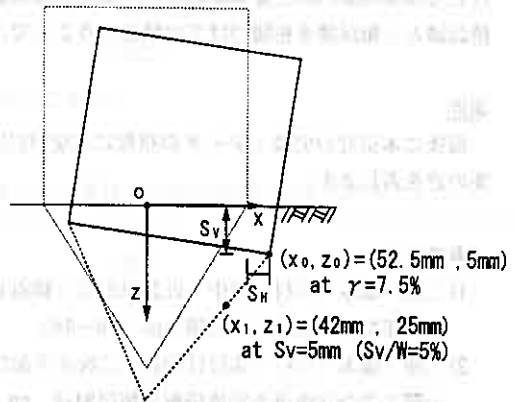


図-9

である。今、模型試験において $S_v/W=5\%$ が生じた場合を考えると最大沈下量は $S_v=5\text{mm}$ となり、式 (9) より沈下量、水平移動量及びその変形位置は以下のようになる。

$$S_v=5\text{mm} \text{ の時、 } S_H=-2.5\text{mm}, \quad (X_0, Z_0)=(52.5\text{mm}, 5\text{mm})$$

図-9はその変形状態を示している。

次に任意点での地盤内応力を算出することにする。繰返し三軸試験で求められるせん断応力 τ は上述より $\tau = \sigma_d/2 = 5.4\text{kPa}$ と計算される。また推定される模型実験の繰返し載荷応力は(10)式よりパラメータ $\zeta = 1.4$ として $\sigma_v = 15.4\text{kPa}$ となり、この繰返し応力が模型構造物に作用する状態を考える。この応力場で上述の繰返し三軸試験から推定したせん断応力と同値になる点 (x, z) を前報で示した弾性解⁵⁾ により求めると $(X_1, Z_1) = (42\text{mm}, 25\text{mm})$ の位置でせん断応力 $\tau = 5.1\text{kPa}$ となり、繰返し三軸試験のせん断応力とほぼ同じ応力が得られた。この位置は本模型試験においてせん断ひずみが $\gamma = 7.5\%$ 生じた時の塑性くさび上の点を示すものである。また、このことは地盤の相対密度が70、80%においても同様である。以上のことから推測するとこれは繰返し三軸試験から本模型試験における構造物の塑性くさび上のある点のせん断応力を推定するパラメータになると考えられる。

以上のことから繰返し三軸試験で得られた結果により本模型実験における応力場の推定がある程度可能となり、地盤の流動化機構を室内要素試験との関連で議論を進めることができると考えられる。

5 まとめ

以下のことが示された。

(1) 本模型試験では1つの変位量を用いることで模型載荷板の沈下量、水平移動量を求めることができる。その結果、本実験においても構造物の変形挙動を表すパラメータとしての最大沈下量、水平移動量、回転角を関連づけて整理することが可能となった。また、本模型試験の変形挙動は今回示した最大沈下量比 (S_v/W) にもとづく整理法によつて的確な評価ができる。

(2) 模型実験における相似側は本試験装置の制約条件のために長さの縮尺比 λ と応力の縮尺比 κ を用いて各物理量の縮尺を決定したが、この不合理さは応力の縮尺と長さの縮尺の比 ($=\kappa/\lambda$) を用いることによつてある程度解決される。また λ から算出された構造物寸法と模型載荷板の寸法が異なることの影響は寸法効果に関する係数で補正することで、ある程度評価できると思われる。

(3) 模型土槽試験結果と繰返し三軸試験結果はパラメーター ζ で関係づけることができる。また ζ を用いることで模型地盤内の土要素における挙動を三軸試験結果から推測できることがわかった。したがって模型土槽試験と三軸試験を相関づけて実験を行うことで、波浪場の砂地盤の強度評価がある程度可能と云える。

謝辞

最後に本研究の実験・データの整理に本学4年生である宮浦征宏、吉田満和両君の協力を得た。記して感謝の意を表します。

《参考文献》

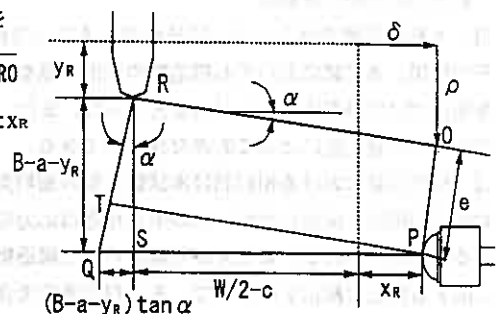
- 1) 三浦・瀧本・川村・田中・近藤(1993)：繰返し荷重を受ける飽和砂層の支持力・変形特性、土木学会第48回年次学術講演会概要集、pp.488～489
- 2) 三浦・瀧本・川村・萩原(1994)：二次元平面ひずみ模型土槽による飽和砂層の流動化条件に関する研究、土質工学会北海道支部技術報告集第34号、pp.194～201
- 3) 三浦・瀧本・田中・近藤・萩原(1994)：二次元平面ひずみ模型土槽による砂層の支持力・流動化実験、第29回土質工学研究発表会講演集、pp.815～818
- 4) 三浦・田中・瀧本・萩原・萩原・近藤(1994)：構造物基礎の形状差による砂地盤の支持力・流動化条件の変化、土木学会第49回年次学術講演会概要集、pp.516～517
- 5) 三浦・萩原・萩原・川村(1995)：二次元平面ひずみ模型土槽による飽和砂層の流動化条件に関する研究、土質工学会北海道支部技術報告集第35号、pp.188～197
- 6) 萩原・三浦・川村・横浜(1996)：構造物を支持する地盤の波浪による流動化に関する実験、地盤工学会北海道支部技術報告集第36号(投稿中)
- 7) 香川(1978)：土槽造物の模型振動実験における相似則、土木学会論文報告集、第275号、pp.69～77
- 8) 国生・岩楯(1979)：軟弱地盤の非線形震動特性についての模型振動実験と解析、土木学会論文報告集、第285号、pp.57～67
- 9) 井合(1987)：1g場での地盤・構造物系の模型振動実験の相似則について、第19回地震工学論文集、pp.341～344
- 10) 名合・前野(1995)：変動水圧作用下における高飽和砂層の動的現象の相似律に関する研究、土木学会論文集、No.509/II-30、pp.45～53
- 11) 北・八嶋・柴田・上田(1989)：遠心力場における動的実験システムの開発、京大防災研究所年報、第32号B-2、pp.1～11
- 12) 龍岡(1992)：室内せん断試験・原位置地盤調査・安定解析・模型実験・実構造物の挙動の関連について、わかりやすい土質力学原論、pp.51～101

付録

右図は図-1の四角形OPQRを拡大して示している。点Rを通り鉛直な直線と線分PQが交わる点をS、点Pを通り線分ROに平行な直線と線分QRと交わる点をTとする。ここで α と x_R は上述の式(1)、(2)を用いることにする。

QRはRSが $(B-a-y_R)$ であることから

$$QR=RS\sec\alpha=(B-a-y_R)\sec\alpha \quad (A1)$$



となる。またQTの長さを求めると

$$\begin{aligned} \overline{QT} &= \overline{PQ} \sin \alpha \\ &= (B - a - y_R) \tan \alpha + W/2 - c + x_R \} \sin \alpha \end{aligned} \quad (A2)$$

となり、OPをeとして $\overline{OP} = \overline{RT} = \overline{QR} - \overline{QT}$ の関係から求めると以下ようになる。

$$e = \overline{OP} = (B - a - y_R) \sec \alpha - \{(B - a - y_R) \tan \alpha + W/2 - c + x_R\} \sin \alpha \quad (A3)$$

このeを用いて沈下量、水平移動量は幾何学的に求められる。沈下量は $(S_{VR} + a) \sec \alpha + e = B$ であることから以下のように算定される。

$$S_{VR} = (B - e) \cos \alpha - a \quad (A4)$$

$$S_{VL} = S_{VR} - W \sin \alpha \quad (A5)$$

水平移動量については

$$S_{HR} = x_R - a \cdot \tan \alpha \quad (A6)$$

$$S_{HL} = W(1 - \cos \alpha) + S_{HR} \quad (A7)$$

である。また、模型載荷板の天端の沈下量 ρ 及び側方移動量 δ はeを用いて次のように誘導される。

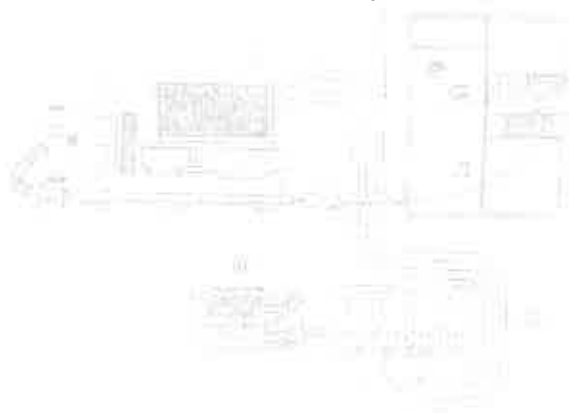
$$\rho = B - a - e \cdot \cos \alpha \quad (A8)$$

$$\delta = x_R + e \cdot \sin \alpha \quad (A9)$$

なお、 S_{VR} と ρ 、 S_{HR} と δ の関係は(5)、(7)、(9)、(10)より以下のような関係になる。

$$S_{VR} = \rho - B(1 - \cos \alpha) \quad (A10)$$

$$S_{HR} = \delta - (e + a \cdot \sec \alpha) \sin \alpha \quad (A11)$$



地震時における地盤の側壁土圧分布の模型実験について

苫小牧高専○正員 澤田知之
 日本大学 正員 能町純雄

1. まえがき

地震時など振動時の斜面や側壁、岸壁に作用する土圧は、深さ方向の分布形態が常時とは異なると考えられるが、計算法は震度法に根拠を置いて擬静的に取り扱うこととなっている。^{1) 2)} そこで本稿では、その検証も含めて、振動台上のアクリル製砂箱の中にモデル地盤を作成し、その振動時の深さ方向の側壁土圧を測定し、その分布を平面歪み状態での動的二次元弾性解と比較検討したものを報告するものである。

2. 実験概要

図-1 に示すように実験装置は動電型振動台 (IMV, CMW, 1000-5) の上に前回報告時⁴⁾ より大きくした砂箱 (長さ80cm、幅70cm、深さ55cm) に豊浦標準砂 ($\gamma=1.51\text{g/cm}^3$) を深さ40cmに充填し、測点を地表から2.5cm, 10cm, 20cm および35cmの4点に増して測定した。(写真-1) 箱の厚さも側壁アクリル25mmとし、側壁の変位が生じないようにした。これに水平振動を与え、振動方向に直角的な側壁面に作用する動的土圧を土圧計 (KYOWA BE-2KC) 4個により動歪測定器 (DPM-613A) を通じて記録計 (THERMAL ARRAY CORDER) によりデータを取った。

3. 理論概要

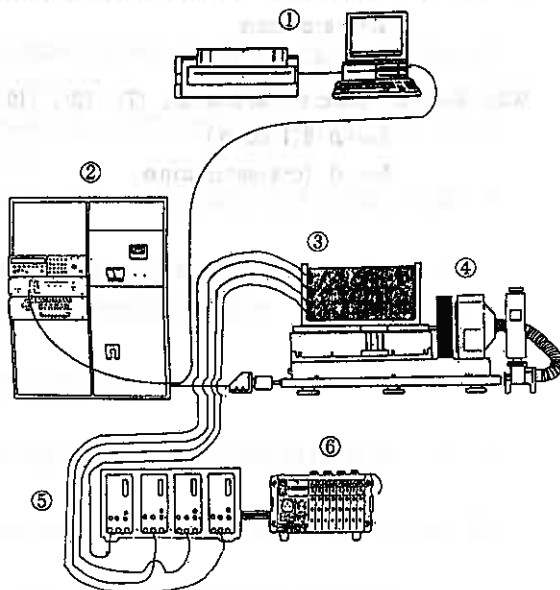
図-2 に示す解析モデルより基礎方程式は二次元弾性論より、釣合い式が次のように示される。

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} - \rho \ddot{u} = \rho \ddot{u}_0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} - \rho \ddot{v} = -g\rho \quad (2)$$

ここで、 u 、 v は各々 x 方向、 y 方向の相対変位で、 u_0 は振動台からの入力波動であり

$$\ddot{u} = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}, \quad \ddot{v} = \frac{\partial^2 v}{\partial t^2}, \quad \ddot{u}_0 = \frac{\partial^2 u_0}{\partial t^2} \quad \text{である。}$$



- | | |
|----------|---------|
| ① パソコン | ④ 振動台 |
| ② 制御盤 | ⑤ 動歪測定器 |
| ③ 砂槽・土圧計 | ⑥ 記録計 |

図-1 実験装置

また、Hookeの法則より

$$\sigma_x = \rho C_1^2 \frac{\partial u}{\partial x} + \rho (C_1^2 - C_2^2) \frac{\partial v}{\partial y} \quad (3)$$

$$\sigma_y = \rho (C_1^2 - C_2^2) \frac{\partial u}{\partial x} + \rho C_1^2 \frac{\partial v}{\partial y} \quad (4)$$

$$\tau_{xy} = \rho C_2^2 \frac{\partial u}{\partial y} + \rho C_2^2 \frac{\partial v}{\partial x} \quad (5)$$

上記式中、 $C_1^2 = (2G + \lambda)/\rho$,
 $C_2^2 = G/\rho$ であり、 ρ は砂の密度、 C_1 は
 弾性波の速度、 C_2 はせん断速度である

ここで、(1)式には、x、y方向にSine
 変換、(2)式には各々Cosine変換を施して
 整理する。また、図-2に示す境界条件を
 考慮してまとめると以下のように示される。

$$\begin{bmatrix} M^2 + KN^2 + P^2 & -(1-K)MN \\ -(1-K)MN & KM^2 + N^2P^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{mn} \\ v_{mn} \end{Bmatrix}$$

$$= \begin{Bmatrix} -F_{mn} - KA_m (-1)^n N \\ -B_m + KA_m (-1)^n N \end{Bmatrix} \quad (6)$$

ここで、

$$u_{mn} = S_m S_n [u] = \int_0^b \int_0^a u \sin \frac{m\pi}{a} x \sin \frac{n\pi}{b} y \, dx dy$$

$$v_{mn} = C_m C_n [v] = \int_0^b \int_0^a v \cos \frac{m\pi}{a} x \cos \frac{n\pi}{b} y \, dx dy$$

であり、

$$M = \frac{m\pi}{a}, \quad N = \frac{n\pi}{b} \quad (m, n = 1, 2, 3, \dots),$$

$$K = \frac{C_2^2}{C_1^2}, \quad P^2 = \frac{\gamma^2}{C_1^2},$$

$$F_{mn} = p^2 S_m S_n [u_0]$$

$$A_m = S_m [u_{xb}], \quad B_m = \frac{1}{\rho} C_m \left[(\delta_y)_{y=0} \right]$$

である。

よって、(6)の2元連立方程式を解き、逆変換を施すことにより、u、vの一般解を知ることができる。
 このuを2度微分して応力を求め得るところのx方向の応力 σ_x の一般解を次に示す。

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_x}{\rho C_1^2} = & \sum_m \left\{ \frac{1 - (-1)^m}{2} \cos(Mx) \left[\frac{4u_0}{b} e \{ (1 - Q'_m(\eta)) \frac{p^2}{\beta_m^2} + 2h \{ (Q'_m(\eta) - Q_m(\eta)) \right. \right. \right. \\ & + \frac{2hA_m e \pi}{b^2 p^2} m e \{ -4(me)^2 (R'_m(\eta) - R_m(\eta)) + 2p^2 R'_m(\eta) + 2(1-2h)p^2 R_m(\eta) \} \\ & \left. \left. \left. + \frac{2\beta_m e}{bp^2} \{ 2h(me)^2 \{ R_m(1-\eta) - R'_m(1-\eta) \} + p^2(1-2h)R_m(1-\eta) \} \right\} \right\} \end{aligned} \quad (7)$$



写真-1 実験供試体と土圧計

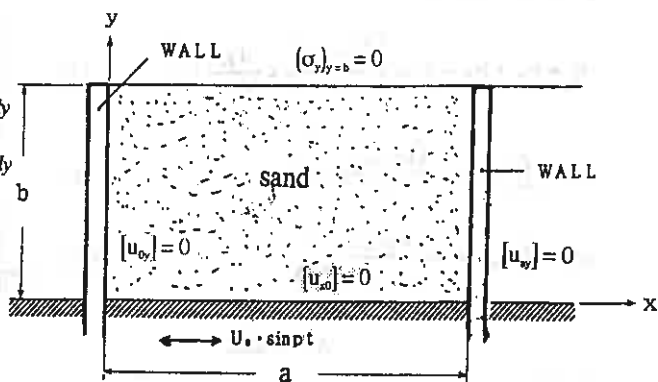


図-2 解析モデル

ここで

$$\begin{aligned}
 Q'_m(\eta) &= \frac{\cosh\left\{\beta'_m\pi\left(\frac{1}{2}-\eta\right)\right\}}{\cosh\left(\frac{\beta'_m\pi}{2}\right)} \left(= \frac{\cos\left\{\beta'_m\pi\left(\frac{1}{2}-\eta\right)\right\}}{\cos\left(\frac{\beta'_m\pi}{2}\right)} \right) & R'_m(\eta) &= \frac{\sinh(\beta'_m\pi\eta)}{\sinh(\beta'_m\pi)} \left(= \frac{\sin(\beta'_m\pi\eta)}{\sin(\beta'_m\pi)} \right) \\
 R'_m(1-\eta) &= \frac{\sinh\left\{\beta'_m\pi(1-\eta)\right\}}{\sinh(\beta'_m\pi)} \left(= \frac{\sin\left\{\beta'_m\pi(1-\eta)\right\}}{\sin(\beta'_m\pi)} \right) & R_m(1-\eta) &= \frac{\sinh(\beta_m\pi(1-\eta))}{\sinh(\beta_m\pi)} \left(= \frac{\sin(\beta_m\pi(1-\eta))}{\sin(\beta_m\pi)} \right) \\
 Q_m(\eta) &= \frac{\cosh\left\{\beta_m\pi\left(\frac{1}{2}-\eta\right)\right\}}{\cosh\left(\frac{\beta_m\pi}{2}\right)} \left(= \frac{\cos\left\{\beta_m\pi\left(\frac{1}{2}-\eta\right)\right\}}{\cos\left(\frac{\beta_m\pi}{2}\right)} \right) & R_m(\eta) &= \frac{\sinh(\beta_m\pi\eta)}{\sinh(\beta_m\pi)} \left(= \frac{\sin(\beta_m\pi\eta)}{\sin(\beta_m\pi)} \right)
 \end{aligned}$$

尚、() 内は虚数の場合であり、また、 $\beta_m^2 = (me)^2 - p^2$, $\beta'_m{}^2 = (me)^2 - p'^2$

$$p'^2 = \frac{p^2}{h}, \quad C = \frac{b}{a}, \quad h = \frac{C_2^2}{C_1^2} = \frac{G}{2G + \lambda} = \frac{1 - 2\nu\nu}{2(1 - \nu)}$$

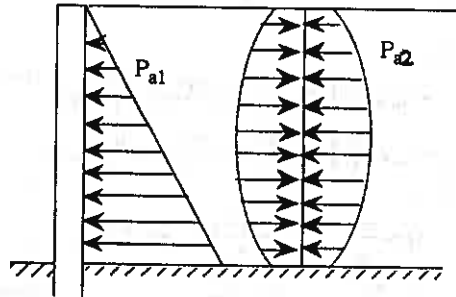
G:せん断弾性係数、 ν :ポアソン比、 λ :ラーメの定数である。

次に、壁面に作用する振動時土圧合力 P_A は、図-3に示す常時土圧(P_{a1})と振動時土圧(P_{a2})との和で次のように示される。

$$P_A = P_{a1} + P_{a2} = Pgb \left\{ \frac{(1-2h)}{2} b \pm \frac{4K}{p^2\pi^2} P_a' \right\} \quad (8)$$

$$P_{a1} = \int_0^b \sigma_{x1} dy = \frac{(1-2h)}{2} Pgb^2 \quad (9)$$

$$P_{a2} = \int \sigma_{x2} dy = \frac{4PgbK}{p^2\pi^2} P_a' \quad (10)$$



K:合展度

図-3 常時土圧と振動時土圧

ここで

$$\begin{aligned}
 P_a' &= \sum_m \frac{(1-(-1)^m)}{2} \left[be \left\{ \left(1 - \frac{2}{\pi} \frac{\psi_m(0)}{\beta_m} \right) p^2 + \frac{4h}{\pi} \left(\frac{\psi_m'(0)}{\beta_m'} - \frac{\psi_m(0)}{\beta_m} \right) \right\} \right. \\
 &+ X_m \frac{meb}{\pi} \left\{ -4h(me)^2 \left(\frac{\phi_m'(1)}{\beta_m'} - \frac{\phi_m'(0)}{\beta_m'} - \frac{\phi_m(1)}{\beta_m} + \frac{\phi_m(0)}{\beta_m} \right) + 2p^2 \left(\frac{\phi_m'(1)}{\beta_m'} - \frac{\phi_m'(0)}{\beta_m'} \right) + 2(1-2h)p^2 \left(\frac{\phi_m(1)}{\beta_m} - \frac{\phi_m(0)}{\beta_m} \right) \right\} \\
 &\left. + Y_m \frac{b}{\pi} \left\{ 2h(me)^2 \left(\frac{\phi_m(1)}{\beta_m} - \frac{\phi_m(0)}{\beta_m} - \frac{\phi_m'(1)}{\beta_m'} + \frac{\phi_m'(0)}{\beta_m'} \right) + (1-2h)p^2 \left(\frac{\phi_m(1)}{\beta_m} - \frac{\phi_m(0)}{\beta_m} \right) \right\} \right]
 \end{aligned}$$

また、 $X_m = \frac{hA_m e\pi}{2u_0 P^2 b}$, $Y_m = \frac{B_m e}{2u_0 P^2 b}$ である。

4. 実験結果と理論の比較と考察

いま、 $a = 80\text{cm}$ 、 $b = 40\text{cm}$ の場合における深さ方向の動的土圧分布の実験結果を図-4に示す。測点の圧力計の關係で性土圧のみの比較となるが理論値とは、order的には合っているが分布状況は一致しているとは言い難いが、二次モードを呈しているように見受けられ、fiber stressの存在が考えられる。今後も実験数を重ねて理論との検討が必要である。理論の妥当性の検証のために松尾・大原の実験値⁵⁾に合わせて解析した結果を図-5に示す。両者は地表より浅い地点や底部で多少異なるが、中央部の圧力が大きく表れる部分では良好な一致を示している。その他の結果は当日発表の予定である。

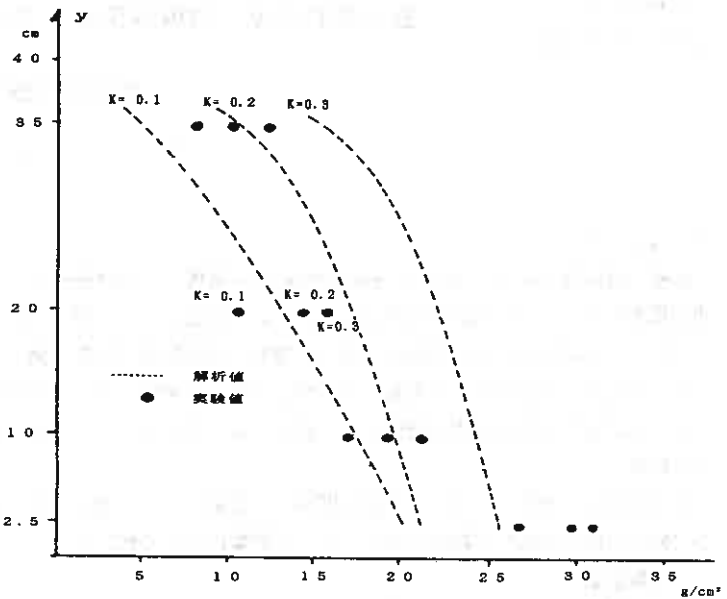


図-4 深さ方向の動的土圧分布

付記：本研究は平成7年度文部省科学研究費一般研究(C)課題番号07650582の補助金を受けて行ったものである。

謝辞：本稿作成にあたっては、苫小牧工業高等専門学校土木工学科柳谷豊枝官に多大な御協力をいただいている。ここに記して深く謝意を表すものである。

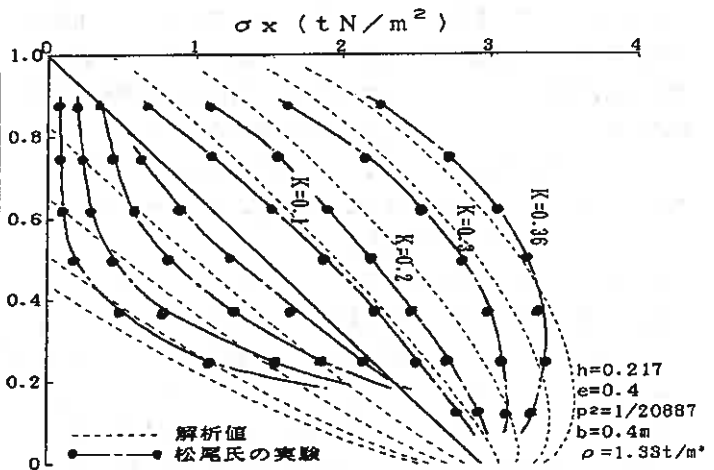


図-5 解析値と実験値の比較

参考文献

- 1) 澤田・松岡・能町：慣性力を受ける斜面構造の安定性状についての模型実験、土質工学会北海道支部技術報告集、第32号、1992、pp.69-72
- 2) Sawada, T., Chen, W.F. and Nomachi, S.G.: Model Test and Analysis for Seismic Displacement of a Mounded Foundation Near a Down-Hill Slope, International Symposium on Soil Improvement and Pile Foundation, China, Vol.1, 1992, pp.316-321
- 3) Newmark, N.W., Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, The Fifth Rankine Lecture of the British Geotechnical Society, Geotechnique, England, Vol.XV, No.2, 1965, pp.137-160
- 4) 澤田・能町・小室：砂で充たされた振動台上の箱における振動時側壁圧について、土木学会北海道支部論文報告集、第51号(A), 1995, pp.116-121
- 5) 大原資生：耐震工学、森北出版社、1974、P85

盛土の動的遠心力模型実験について

北海道開発局開発土木研究所 ○正会員 松田泰明
 同 正会員 西川純一
 同 正会員 大江祐一

1. はじめに

従来、道路盛土や河川堤防は一般的に耐震性を考慮した設計を行っていないが、平成5年に発生した釧路沖地震や平成6年の北海道東方沖地震では、これまでにない規模でこれらの盛土が大きく崩壊した¹⁾²⁾。

しかし、その盛土の崩壊形態や原因は、地形、基礎地盤の強度、盛土の形状や土質・締固め程度、盛土内の水位などによって異なると考えられるが、これらの関係については明らかではない。

そこで、盛土の崩壊原因を把握するための一つの方法として、遠心力載荷試験装置を用いた盛土の動的模型実験を行った。

本報文では、地震時の盛土の安定に関係する要素として、盛土の締固め密度、高さ、水位を変化させた遠心力場での振動台模型実験を行い、これらの影響について検討した。

2. 実験装置

実験に使用した加振装置を写真1に、主な仕様を表1に示す。この装置は油圧を用いた強制振動型装置で、電気信号をサーボバルブに与えてシリンダーを振動させる方式を採用しており、また正弦波や実地震波による加振実験が可能である。加振テーブルは、直動軸受けが配置されたスライドベース上にあり、円滑な水平運動をする構造になっている。これらの加振装置は、模型容器と共にスイングプラットフォームに搭載されている。この加振方式は、比較的軽量で大きな加振力と変位を発生させることができ、また加振周波数をコントロールしやすいという特徴を持つ。



写真1 実験に用いた加振装置

サーボバルブに油圧を供給するアキュムレータは、一度の充填で10回程度の加振可能な容量をもつ。加振方向はアームの回転面に対して垂直の縦加振で、水平地震動の方向に相当する。また、遠心力により振れ上がったスイングプラットフォームを強制的に固定する着座機構により、加振時の反力をアームに確保することができる。模型容器は剛体箱で、それ自体の重さを極力小さくするため高力アルミニウムでできている。前面は透明の強化ガラスになっており、加振装置に設置したCCDカメラにより常時観測できる。

遠心力場における相似則により、遠心加速度50g(重力加速度)で実験を行った場合、実大の1/50模型となる。

加振加速度10gは実地盤における約200galに相当し、また100Hzの加振周波数は、同じく2Hzの周波数に相当する。各センサーの計測値はデジタルデータに変換され、光ロータリージョイントを経由して計測室内のコンピューターへ転送される。

表1 実験装置の仕様

有効回転半径	2.5 m
許容遠心加速度	200G (動的加振時は50G)
許容回転速度	267rpm (動的加振時は134rpm)
プラットフォーム寸法	800mm×800mm
加振方法	電気・油圧サーボ方式
最大加振力	±1974kgf
加振加速度	±10G (模型重量40kgfのとき)
最大加振変位	±3 mm
最大速度	70cm/sec
加振周波数	~300Hz
加振波形	正弦波、実地震波
試料容器	内寸500×200×200mm (長さ×高さ×奥行) 重量32kg
許容模型重量	40kgf
計測システム	32ch(デジタルロータリージョイント)
ロータリージョイント	(給排水用) 3系統

3. 実験概要

実験モデルと計測用センサーの配置図を図1に示す。盛土形状は標準的な道路盛土を想定したモデルで、重力場に換算すると5~7mの盛土高さとなる。盛土材料は表2に示すように、豊浦標準砂とカオリン粘土を重量比8:2の割合で混合したものに、12.5%のシリコンオイル(Case1は水)を含ませた。また、間隙流体は透水速度に関する相似則を満足させるため、水の50倍の動粘度のシリコンオイルを用いた。模型容器の底面は、加振により盛土全体が水平移動しないようにサンドペーパーを貼り付けた。実験に用いたセンサーは、地盤に与える影響の小さい超小型のもので、変位計はレーザー式である。

実験ケースを表3に示す。実験はCase2を基本ケースとし、Case1は密度が小さい盛土、Case3は間隙流体を注入した盛土、Case4は盛土が高いケースである。

実験は、50gの遠心加速度を十数分間作用させ、盛土が安定した後に、100Hzの正弦波を20波、0.2秒間、入力として行った。なお、Case3では50g場でロータリージョイントを経由してシリコンオイルを模型地盤の側方上部から注入して所定の高さまで水位を上げ、そののち加振した。盛土モデルと模型容器を写真2に示す。

模型容器の左右側面近くでは加振方向の地盤変形が拘束される恐れがあるため³⁾、両側面にシリコンラバーを設置した。なお、本実験に先だって平坦地盤で加振実験を行った結果、シリコンラバーを設置した場合は、設置しない場合に比べて容器壁面の模型地盤に与える影響が軽減されていることが確認できた。

4. 実験結果と考察

4.1 盛土の応答加速度

締固め密度の違うCase1と基本ケースのCase2の法尻から法尻に設置したA2~A4の応答加速度分布を図2に、同様に間隙流体を盛土に注入したCase3とCase2の応答加速度分布を図3に、Case3の加振時前の盛土内の水位状況を図4に示す。さらに盛土が高いCase4とCase2の盛土の応答加速度分布を図5に示す。これらの図のうち、点線で示した容器の応答加速度とは、加振テーブルの加速度(A5)と模型容器上部の加速度(A6)を結んだ傾きを表しており、また加振加速度 α は両ケースの平均値である。

(1) 盛土の締固め密度の違いによる影響(図2)

いずれの加振加速度においても同様の傾向を示し、Case2およびCase3ともに法尻から法尻にいくほど応答加速度が大きくなっている。しかし、Case2での応答加速度の増幅は容器応答加速度の傾きと大きく変わらななのに対して、締固め密度の小さいCase1

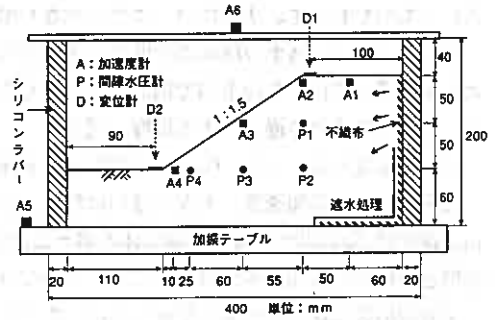


図1 実験モデルと計測センサー配置図

表2 盛土材料の物性

試料	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	最適含水比 w_{opt} (%)	模型地盤作成密度	
			ρ_d (g/cm ³)	D値(%)
砂+カオリン+水	1.729	12.5	1.556	81.6
砂+カオリン+シリコンオイル	1.908	11.8	1.717	90.0

表3 実験ケース

実験ケース	模型地盤締固め度	水位	盛土高さ(実物換算)	実験条件の違い
Case1	密度小	—	10 cm (5 m)	密度が小さい
Case2	密度大	—	10 cm (5 m)	基本ケース
Case3	密度大	盛土上部	10 cm (5 m)	盛土内水位あり
Case4	密度大	—	14 cm (7 m)	高盛土

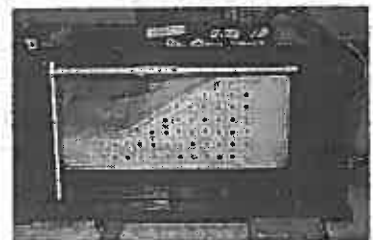


写真2 盛土モデルと模型容器

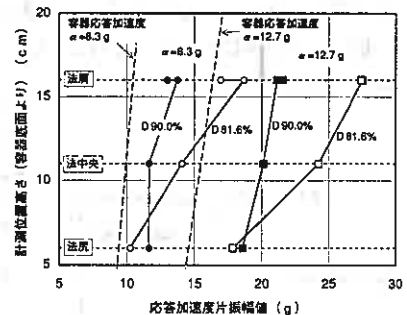


図2 盛土の応答加速度(密度の影響)

では法尻の応答加速度が、締固め密度の大きいCase 2 に比して小さいにもかかわらず、法肩にいくに従い大きく増幅している。

このことから、盛土の締固め密度が小さい場合、すなわち締固め不足の盛土では、その上部で加速度が増幅しやすいといえる。

(2) 盛土内の水位の違いによる影響 (図3)

加振加速度8.4gのとき、Case 2と間隙流体を盛土に注入したCase 3では、応答加速度に大きな違いはない。しかしながら、加振加速度12.5gの場合では、間隙流体を盛土に注入したCase 3の法尻と法肩の応答加速度がCase 2に比べてかなり大きくなった。

法尻の応答加速度が大きくなったのは、ここに設置したセンサーの周囲にシリコンオイルが浸透して(図4)、この部分の盛土が緩んだために加速度が大きくなったと考えられる。また、法肩の応答加速度が大きくなったのは、盛土内に高い水位があることにより、応答加速度が増幅した可能性がある。しかし、盛土法面中間の応答加速度がCase 2と大差なかったのは不明である。

(3) 盛土高さの違いによる影響 (図5)

盛土が高いCase 4は、Case 2と比較して応答加速度の増幅度合いが大きい。すなわち、盛土の勾配・材料・締固め密度が同じであっても盛土が高い場合には、応答加速度の増幅度合いが盛土の高さよりも大きいといえよう。

4.2 盛土法肩の沈下と法尻の変位

いずれの実験ケースでも盛土は大きく変形しなかった。Case 3の加振後の変形状況を図6に示す。各実験ケースの加振段階ごとの盛土法肩の累積沈下量を図7に示す。この図から、すべての実験ケースで累積沈下量が加振段階ごと直線的に増加していることが分かる。基本ケースのCase 2の沈下量が最も小さいが、これに比べて締固め密度の小さいCase 1の沈下量はかなり大きく、締固め密度の影響が表れている。盛土内に高い水位があるCase 3は、Case 2の2倍程度の沈下量であった。盛土が高いCase 4の沈下量は、盛土高さの比例分よりも大きい。この原因の一つとして、法肩での応答加速度の違いが関係していると考えられる。

次に、法尻の累積変位量を図8に示す。このときCase 1ではターゲットが加振によってずれたため、計測できなかった。ここでも法肩の沈下量と同様にCase 2が最も変位量が小さいが、Case 3の変位量が法肩の沈下量に比べて特に大きい。これは、Case 3の盛土法尻部にシリコンオイルが浸透しているため、この部分の盛土が緩んだためと考えられる。

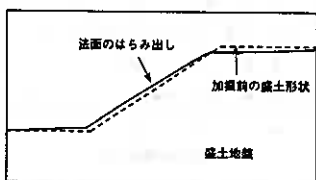


図6 加振後の盛土(Case 3)

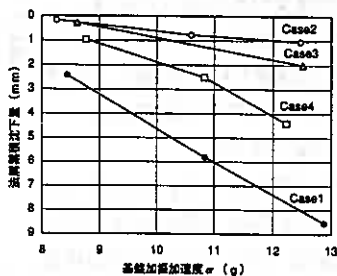


図7 盛土法肩の沈下

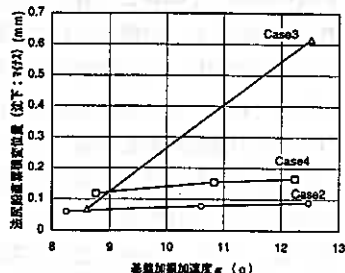


図8 法尻の変位

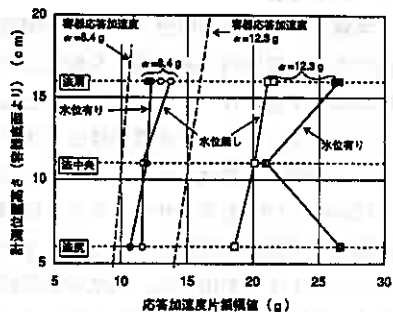


図3 盛土の応答加速度(水位の影響)

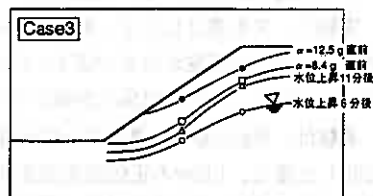


図4 Case 3の加振時の水位

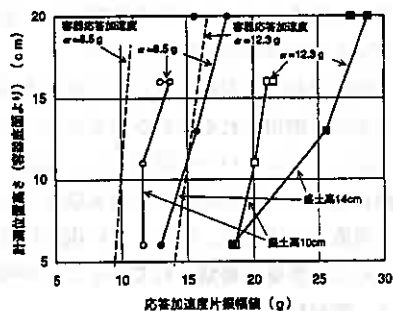


図5 盛土の応答加速度(高さの影響)

4.3 加振加速度波形と応答加速度波形

Case 1, 2, 3の加振テーブルの加振加速度波形と法肩の応答加速度波形を図9に示す。図中の加速度は、盛土法面側を+(プラス)としている。入力加速度は正弦波であるが、加振テーブルの位置で波形が少し乱れているのが分かる。これは、加振テーブルと模型容器の機械的安定性によるものみられる。

各ケースを比較すると、基本ケースのCase 2では第2波ですでに最大に近い加速度に達するが、Case 1とCase 3では第5波～6波まで加速度が増加していくのが分かる。すなわち、盛土の締固め密度の小さい場合や、盛土内に高い水位が存在するときには、盛土体の強度が小さいために応答が鈍く、すぐに最大加速度に近い値にならないのではないかと考えられる。

また、Case 2では、法肩の応答加速度の左右(+/-)の差が比較的小さいが、Case 1とCase 3では、壁面の影響を受けて盛土法面方向の加速度が大きくなっている。

5. 盛土の地震被害事例との関係

加振実験では盛土が崩壊するほどの変形は起きなかったが、実験で観察された法肩の沈下と法尻のはらみ出しは実際にも良く見かける被害形態である。締固め密度の小さい盛土において法肩の沈下と法尻のはらみ出しが大きかったことは、盛土の転圧不足が地震時の被害程度に関わっていることを裏付けている。また、盛土内に高い水位が存在する場合や盛土高さが大きいほど盛土上部の応答加速度が増幅することも、実際の被害状況と整合しているようにみえる。

6. まとめ

盛土の動的遠心力実験により、以下の結果が得られた。

- (1)盛土の締固め密度が小さい場合、応答加速度は盛土上部ほど大きく増幅し、法肩の沈下量も大きい。
- (2)盛土内に高い水位が存在するとき、応答加速度は盛土上部で増幅した。また、水位以下の位置では盛土の緩みにより、応答加速度は大きくなることが考えられる。
- (3)盛土が高い場合、その上部ほど応答加速度が増幅するが、低い盛土と比較すると、その高さの比よりも増幅の度合いは大きい。
- (4)一連の実験で、加振の影響による盛土法肩の沈下と法尻のはらみ出しがみられた。このとき、盛土の締固め密度が小さい場合や盛土内に高い水位が存在するとき、また盛土が高い場合には法肩の沈下量や法尻のはらみ出しは大きくなる。

7. あとがき

今回、盛土の動的遠心力実験の基本的なケースについて実施した。今後は実際の盛土を考慮して、盛土材料や盛土形状、地盤条件、加振条件などを変えた実験を行い、地震による盛土の崩壊原因や対策工法について研究を進めていく予定である。

—参考文献—

- 1)西川：1993年釧路沖地震被害調査報告 道路，開発土木研究所報告 第100号，PP. 33-40, 1993. 9
- 2)西川 小田島 玉田 松田：1994年北海道東方沖地震被害調査報告 道路盛土，開発土木研究所報告 第101号，PP. 17-24, 1995. 3
- 3)鈴木 本田 大保 八幡 林：動的遠心模型実験における土槽の境界面処理方法について，第28回土質工学研究発表会講演集，1993. 6

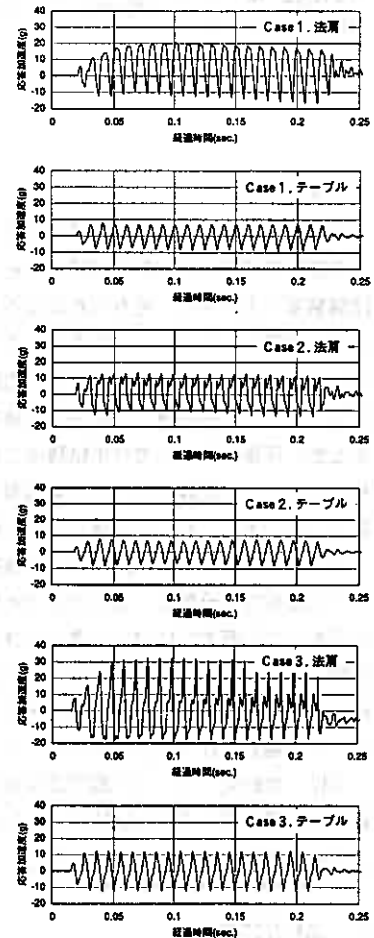


図9 加速度波形

多機能中空ねじり試験装置の開発とひずみ制御液状化試験の適用性

北見工業大学工学部 正会員 ○ 山下 聡
 同 上 正会員 鈴木 輝之

1. まえがき

地盤材料の変形・強度特性を求める室内せん断試験装置は、土質定数 c 、 ϕ や 0.1% 以上のひずみレベルでの変形特性を求める静的試験装置と、1% 以下の小ひずみの繰返し変形特性や液状化強度を求める繰返し試験装置に大別され、それぞれ異なる目的を持つ試験装置として存在している。一方、一つの試験装置を用いて、広範なひずみレベルの単調および繰返し載荷時の変形・強度特性を求める必要が認識されてきている。しかし、これまでの試験装置では静的試験は主として変位制御で、繰返し試験は荷重制御で試験が行われるため、一つの試験装置で両条件の試験を行うことは難しかった。例えば、液状化後の変形-強度特性を求めるため、荷重制御での液状化試験後に変位制御の単調載荷試験を行う場合、高価格の油圧サーボ載荷装置を用いるか、三軸試験の場合は荷重制御の載荷をセル上部から変位制御の載荷をセル下部から行う方法が採られている。また、ねじり試験でトルク制御および変位制御を一つの載荷装置で行うことは難しかった。

そこで、本研究では中空ねじり試験装置の軸荷重およびねじり力の載荷装置として油圧サーボ方式に比較して低価格な高分解能・高精度のダイレクトドライブモータを採用することによって、一つの載荷装置で軸方向および回転方向に対して微小なひずみレベルから大変位に至るまで、変位および荷重を制御できる載荷装置を試作した。このモータは、コンピュータからの信号によって、試験中に荷重制御および変位制御の載荷を自由に選択することが可能である。また、 10^{-6} 程度の微小なひずみから破壊に至るまでの大きなひずみまで、振幅および速度を自由に变化させて試験を行うことが出来る。

次に、本研究では、この載荷装置を用いて、通常、荷重制御で行われている土の変形特性を求めるための繰返し載荷試験や液状化試験を変位制御で行い、従来の荷重制御の繰返し載荷試験結果との比較や変位制御の液状化試験の適用性を検討した。

2. 試料と試験内容

用いた試料は、豊浦標準砂 ($\rho_s = 2.635 \text{g/cm}^3$, $e_{\max} = 0.968$, $e_{\min} = 0.606$) である。供試体は、高さ $H = 20 \text{cm}$ 、外径 $D_o = 10 \text{cm}$ 、内径 $D_i = 6 \text{cm}$ の中空円筒形で、電動バイブレータによってモールド側面から締め作製した。供試体の相対密度は $D_r = 60$ 、80% である。

供試体作製後、拘束圧 $\sigma'_c = 30 \text{kPa}$ のもとで、 CO_2 および脱気水を通して飽和させ、その後、有効拘束圧 $\sigma'_c = 98 \text{kPa}$ (背圧 98kPa) で等方圧密を行いそれぞれの試験を行った。今回試作した載荷装置を用いて行った試験ケースは表-1 (○印) に示すように、変位制御の三軸および中空ねじり繰返し変形試験、トルク制御の非排水繰返しねじり試験 (液状化試験)、変位制御の三軸および中空ねじり非排水繰返し試験、単調中空ねじり試験である。変形特性を求めるための繰返し試験および液状化試験方法は地盤工学会基準に従った。なお、変位 (回転角) 制御の繰返し試験は三角波で、トルク制御の繰返し試験は正弦波で行った。載荷周波数はそれぞれ $f = 0.1 \text{Hz}$ である。

表-1 試験ケース

試験 制 御	三軸試験		中空ねじり試験	
	変 位	荷 重	回転角	トルク
繰返し変形試験	○	△	○	△
液状化試験	○	△	○	○
単調載荷試験	-	-	○	-

○ : 本載荷装置で行った試験
 △ : 以前の空圧載荷装置で行った試験

Development of multi-function torsional apparatus and application by of strain controlled liquefaction test; Yamashita, S. and Suzuki, T. (Kitami Institute of Technology)

3. 多機能中空ねじり試験装置

用いた試験装置は、空圧制御の中空ねじり試験装置の载荷装置¹⁾を、軸方向およびねじり方向の载荷装置としてそれぞれダイレクトドライブトルクモータ（以下DDM）に変更した。このモータは、RS232C回線を介したコンピュータからの信号によって、速度制御、位置制御、トルク制御が容易に行える。試験装置の概要は図-1に示されている。このDDMは、最近、三軸試験や中空ねじり試験、圧密試験等の土質試験装置の载荷装置として用いられ^{2) 3) 4)}、その有効性が認められてきている。

軸方向载荷装置は、DDMの回転を減速機によって1/50に減速し、さらに回転運動を直線運動に変換するためスプラインボールネジを使用し1回転が10mmの軸変位となるように設計した。また、DDM、減速機、およびボールネジはゼロバックラッシュである。

DDMの制御はパソコンからのコマンドをRS232Cを經由してドライブユニットに入力することによって行われる。既製のドライブユニット用いた場合、位置決め分解能は1回転/409600、回転速度は0.0045~4.5rpsである。したがって、その精度は、

$$\text{最小軸変位分解能} : (1/409600) \times (1/50) \times 10 = 4.88 \times 10^{-7} \text{ mm} \\ (\varepsilon_a = 2.44 \times 10^{-7} \%)$$

$$\text{最小軸変位速度} : 0.0045 \times (1/50) \times 10 = 9.0 \times 10^{-4} \text{ mm/sec} \\ (\dot{\varepsilon}_a = 0.027\%/min)$$

$$\text{最大軸変位速度} : 4.5 \times (1/50) \times 10 = 0.9 \text{ mm/sec} (\dot{\varepsilon}_a = 270\%/min)$$

である。()内は本研究で用いた供試体での値である。

回転方向の载荷装置は、DDMの回転を直接载荷ロッドを回転させることによって行っている。回転方向のDDMの位置決め分解能は1回転/614400、回転速度は0.003~3.0rpsである。したがって、その精度は、

$$\text{最小回転角分解能} : 360/614400 = 5.86 \times 10^{-4} \text{ deg} (\gamma = 2.05 \times 10^{-4} \%)$$

$$\text{最小回転角変位速度} : 0.003 \times 360 = 1.08 \text{ deg/sec} (\dot{\gamma} = 22.6\%/min)$$

$$\text{最大回転角変位速度} : 3.0 \times 360 = 1080 \text{ deg/sec} (\dot{\gamma} = 2.26 \times 10^4 \%/min)$$

である。()内は本研究で用いた供試体での値である。なお、変位速度はパソコン側のプログラムで変更が

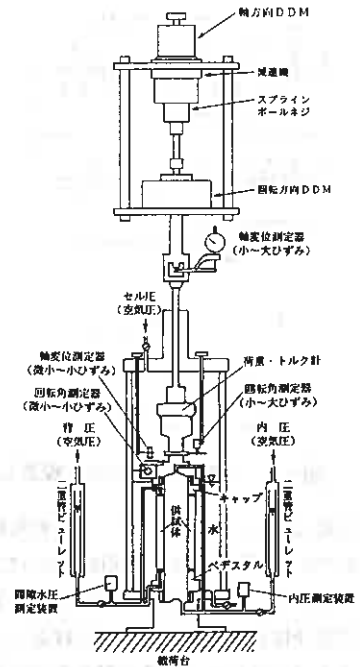


図-1 試験装置の概要

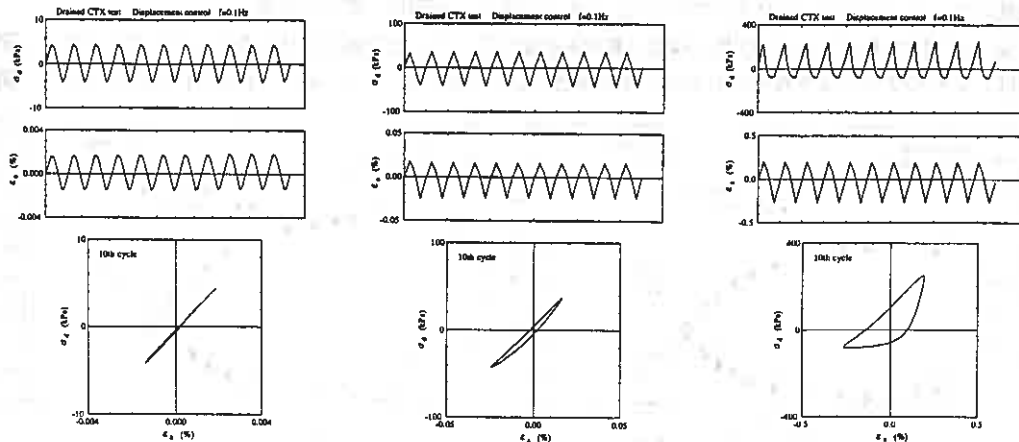


図-2 変位制御の排水繰返し三軸試験での軸応力、軸ひずみ、履歴曲線の時刻歴の例

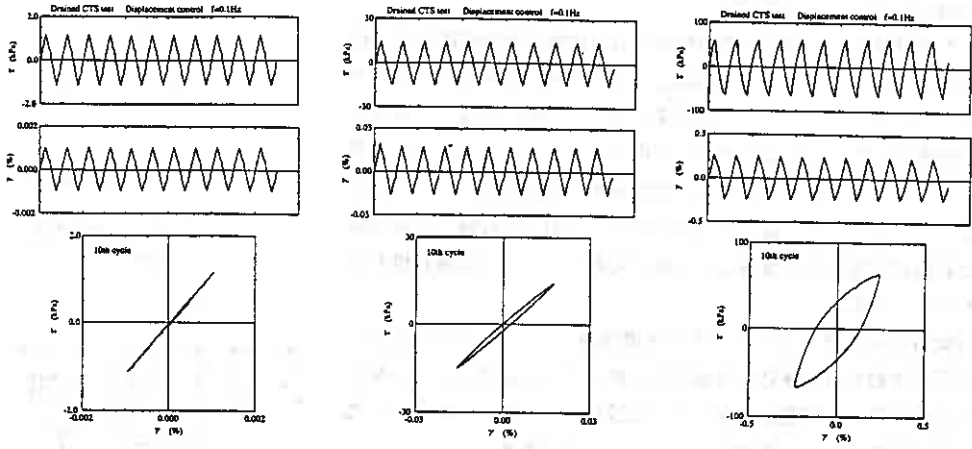


図-3 回転角制御の排水繰返しねじり試験でのせん断応力，せん断ひずみ，履歴曲線の時刻歴の例

可能であり，本研究で行った回転角制御の繰返し変形試験では $(\gamma)_{SA} = 10^{-6} \sim 10^{-2}$ の範囲で載荷周波数 $f = 0.1\text{Hz}$ （1周期10秒）が可能であった。

図-2，3は，載荷装置の性能を表すため，載荷周波数0.1Hzの三角波で行った軸変位（回転角）制御の変形特性を求めるための排水繰返し三軸（ねじり）試験での，軸（せん断）応力，軸（せん断）ひずみ，ヒステリシスループの時刻歴を3つの異なるひずみレベルで示したものである。三軸試験での微小ひずみでの軸応力，軸ひずみのピークの波形がやや台形となっている。これはサンプリングデータの時間遅れやDDMの性能上の問題ではなく，ロードセルやロッドの接続部等の変形のためである。しかし，全体的には微小なひずみレベルから大きなひずみレベルまで一定振幅の変位をほぼ正確に制御していることが分かる。

4. 変形特性を求めるための繰返し載荷試験

変形特性を求めるための繰返し三軸および中空ねじり試験は，荷重（トルク）制御で行われることが多い。これは，液化化特性を求める非排水繰返し試験装置のピックアップの測定精度を向上させて用いることが多いためである。一方，繰返し変形特性は地震応答解析等の数値解析に用いる等価せん断係数 G_{eq} および履歴減衰係数 h のひずみレベル依存性を求めることである。したがって $10^{-6} \sim 10^{-2}$ 程度の広範囲の G_{eq} ， $h \sim \gamma$ 関係を連続的に精度良く求めることが必要である。ところが，荷重制御で試験を行うとひずみレベルが 10^{-3} 程度以上では，目的とするひずみでの G_{eq} ， h を求めることが困難な場合がある。

図-4は排水および非排水状態で繰返し載荷を荷重制御で行った三軸試験結果を示したものである¹⁾。図では，2～10サイクルそれぞれで求められた等価ヤング係数 E_{eq} ， h と $(\epsilon_a)_{SA}$ との関係を示している。

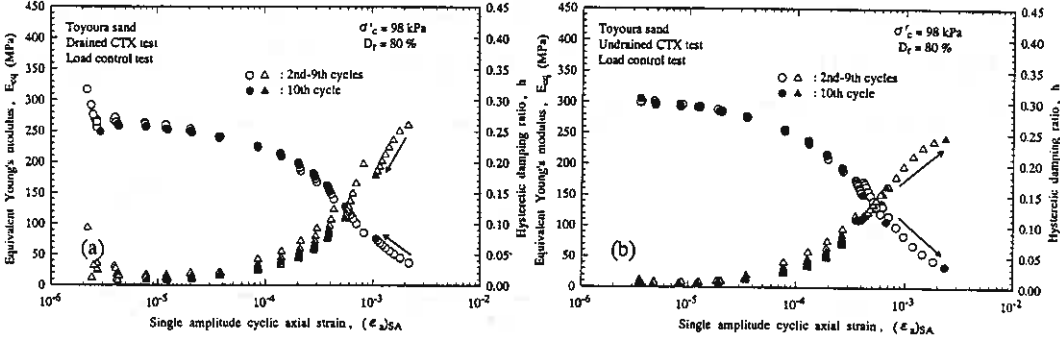
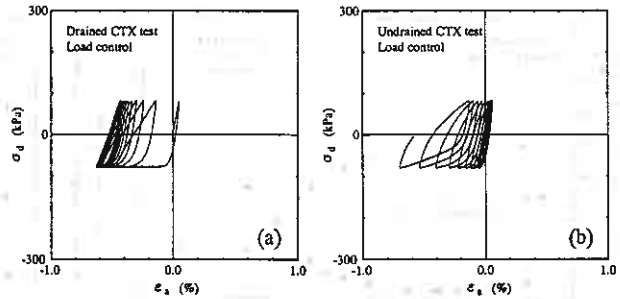
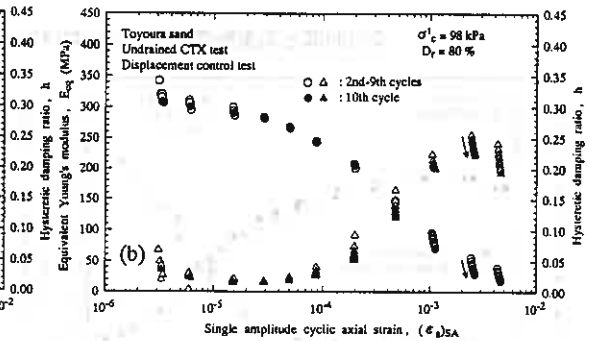
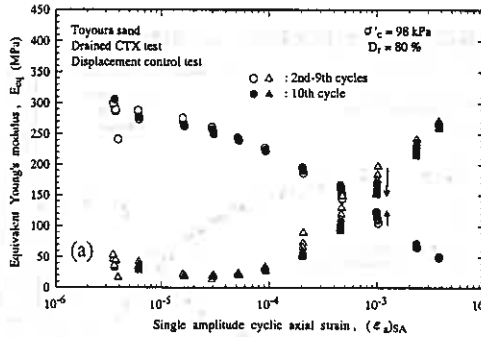


図-4 荷重制御の繰返し三軸試験結果 (a)排水載荷 (b)非排水載荷

— 4 (a)の排水状態で繰返し载荷を与えた場合は、繰返し载荷に伴って供試体が硬化し、一定振幅の軸荷重を与えた場合、繰返し载荷に伴って得られるひずみが減少する。一方、図— 4 (b)の非排水状態で繰返し载荷を与えた場合は、繰返し载荷に伴って過剰間隙水圧が発生し有効応力が低下するため、急激にひずみが増大する。したがって、大地震に対応するような $10^{-3} \sim 10^{-2}$ レベル



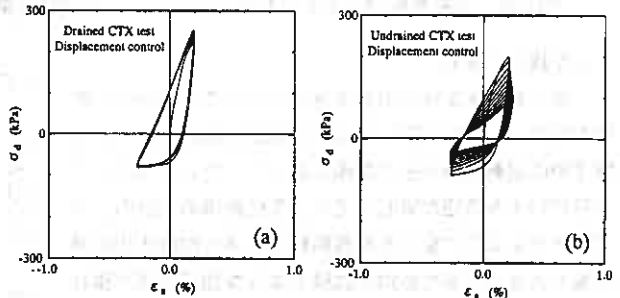
図— 5 荷重制御での履歴曲線 (a)排水 (b)非排水



図— 6 変位制御の繰返し三軸試験結果 (a)排水載荷 (b)非排水載荷

での E_{eq} , h を連続的に測定することが難しい。さらに図— 5に示すように三軸試験では、繰返し载荷に伴って伸張側に変形が卓越するため履歴曲線の閉合性も低下する。

一方、図— 6, 7は、本载荷装置を用いて行った変位制御の繰返し三軸変形試験での図— 4, 5と同様な比較である。変位を制御しているため、 $10^{-3} \sim 10^{-2}$ レベルにおいても目的とするひずみレベルでの E_{eq} ,



図— 7 変位制御での履歴曲線 (a)排水 (b)非排水

h を測定することが容易である。また、図— 7に示すように履歴曲線の閉合性も高い。このように、変形特性を求めるための繰返し試験では、試験結果をひずみに対して比較する場合は、変位を制御した試験の方が精度良く広範なひずみレベルでの変形特性を求めることができる。

次に、荷重制御と変位制御の繰返し変形試験結果を比較する。図— 8, 9は荷重(トルク)および変位(回転角)制御で行った三軸およびねじり繰返し载荷試験を載荷制御方式で比較したものである。三軸およびねじり両試験において 10^{-3} 以下のひずみレベルでは E_{eq} , G_{eq} と h に载荷方法の相違の影響は見られない。ただし、 10^{-3} 以上のひずみレベルでは载荷方法によってやや異なっている。

三軸試験では、排水状態で繰返し载荷を与えた場合(図— 8(a)), 荷重制御よりも変位制御の方が E_{eq} が高くなっている。これは、図— 5に示したように荷重振幅一定の場合は圧縮側よりも伸張側での変形量が大きくなり伸張側の剛性に支配されるのに対し、図— 7に示した変位制御の場合は、圧縮側と伸張側のひずみが等しいため剛性の高い圧縮側の変形特性に支配されるため、変位制御の方が E_{eq} が高くなったと考えられる。図— 10には、単調排水三軸圧縮および伸張試験¹⁾での割線ヤング係数 E_{sec} と ϵ_a の関係を示している。 10^{-3} 以上のひずみでは、明らかに同じひずみでの E_{sec} は三軸圧縮条件の方が高くなっており、上記の

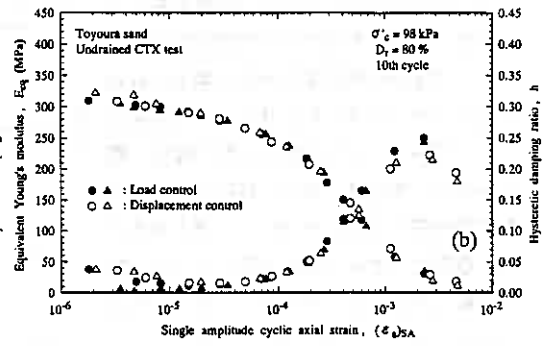
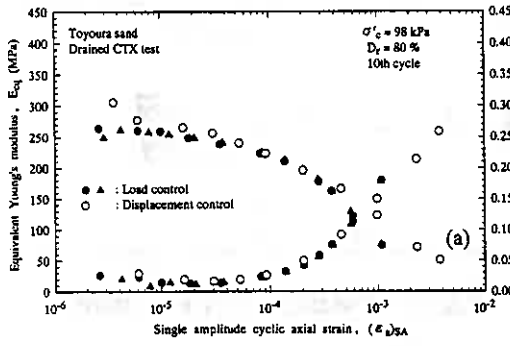


図-8 変位制御と荷重制御の繰返し三軸試験結果の比較 (a)排水載荷 (b)非排水載荷

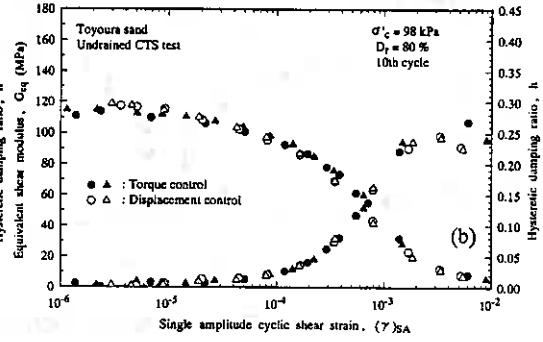
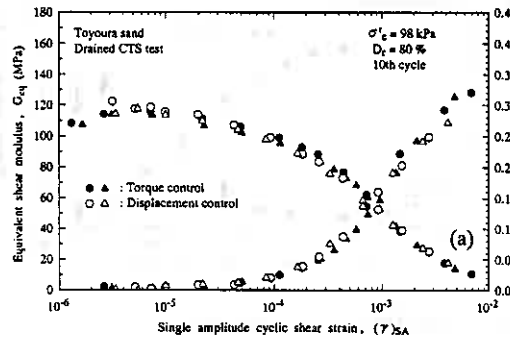


図-9 回転角制御とトルク制御の繰返しねじり試験結果の比較 (a)排水載荷 (b)非排水載荷

ことが説明できる。

一方、非排水条件の場合は有効応力の低下に伴って剛性が低下し、しかも図-11に示す繰返し載荷10サイクル終了時の過剰間隙水圧の関係において、たとえ10サイクル目のひずみの値が等しくても、変位制御の場合の方が10サイクルまでに受ける荷重振幅が大きく間隙水圧の発生量が大きくなるため排水試験のような顕著な差が現れなかったと考えられる。

履歴減衰特性は、三軸条件での排水載荷および両試験での非排水条件において、変位(回転角)制御の方が 10^{-3} 以上でやや低くなっている。この理由は、排水載荷の三

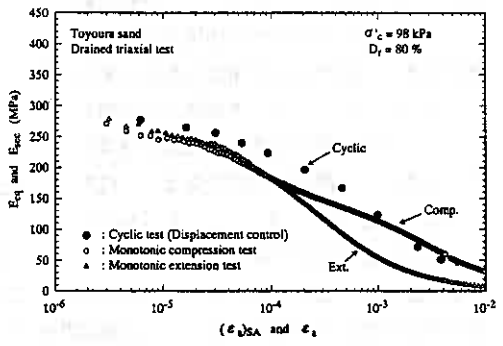


図-10 単調三軸試験結果

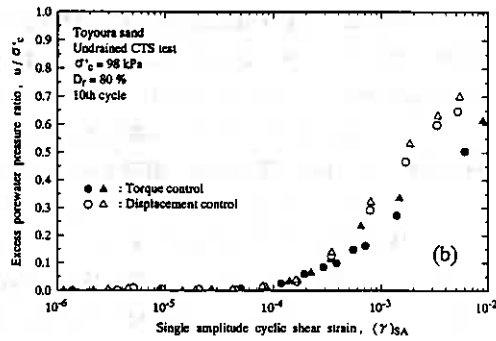
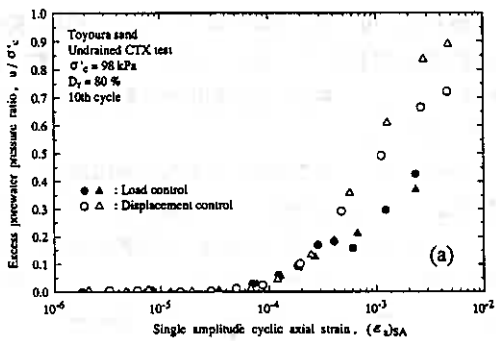


図-11 繰返し載荷10サイクル終了時の過剰間隙水圧 (a)三軸試験 (b)ねじり試験

軸条件では先に述べたように剛性の高い三軸圧縮条件の h に依存する割合が変位制御の方が大きいためであり、また、非排水条件では図-11に示したように、変位制御の方が同じひずみレベルで有効応力が低いため履歴曲線が紡錘形とならずよりS字型のループを描くため h がやや低くなったと考えられる。

5. 非排水繰返し载荷試験（液状化試験）

応力を主体としている現状の液状化判定法では、荷重振幅を一定とした非排水繰返し载荷試験が行われるのが一般である。それに対して変位制御型の繰返し载荷試験は、特に大きなひずみレベルでの過剰間隙水圧とひずみ振幅との関係などを調べる目的として、実施されることもある⁵⁾が現状ではその機会は少ない。しかし、一定の荷重振幅を加える試験に比べ、変位振幅を一定に保つことの方が機構上容易であること、通常の静的試験装置で試験が可能などの利便性もある。そこで、変位制御の液状化試験を行い、荷重制御の液状化試験と比較し、ひずみ制御の液状化試験の適用性を検討した。また、トルク制御の液状化試験は、本载荷装置を用いて行い、DDMで両制御条件の試験が精度良く行えるかも検討した。

図-12は、本载荷装置を用いて行った通常のトルク制御の非排水繰返し中空ねじり試験での、せん断応力、過剰間隙水圧、せん断ひずみの時刻歴を示したものである。本载荷装置は変位制御はもちろんのこと荷重（トルク）制御の通常の液状化試験もデータのフィードバックすることなしに行うことができる。

一方、図-13, 14は変位制御の三軸液状化試験および回転角制御の中空ねじり液状化試験での図-12と同様な時刻歴を示したものである。図-12に示した通常のトルク制御の液状化試験では一定振幅の荷重に対して、間隙水圧が上昇し有効応力の低下に伴って変形が卓越するが、変位（回転角）制御の液状化試験では、一定振幅の変位により間隙水圧が発生し、荷重（トルク）が減少し液状化に至る。

荷重制御の液状化試験での液状化強度の判定は、所定の両振幅ひずみあるいは初期液状化に至るまでの載荷回数と応力比との関係で表示される。それに対して、変位制御の液状化試験では同様な液状化強度線を描

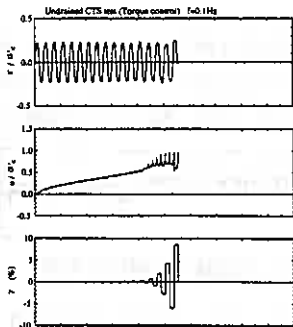


図-12 トルク制御ねじり試験

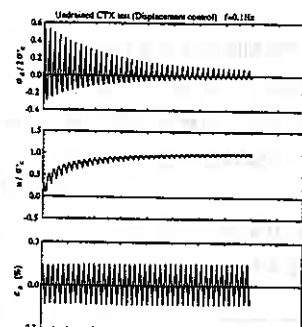


図-13 変位制御三軸試験

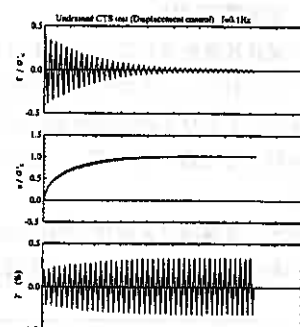


図-14 回転角制御ねじり試験

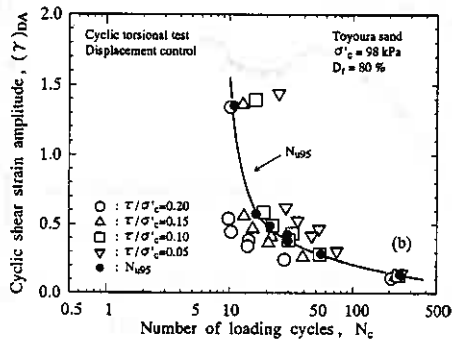
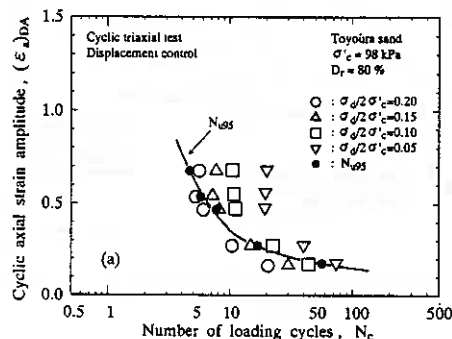


図-15 変位（回転角）制御液状化試験結果 (a)三軸試験 (b)ねじり試験

くために以下のような定義を行った。

間隙水圧に関しては、通常の荷重制御の液状化試験と同様、過剰間隙水圧が初期有効拘束圧の95%まで上昇するまでの載荷回数 N_{U95} と繰返し軸（せん断）ひずみ振幅との関係で、応力に関しては所定の両振幅応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ または τ/σ'_c が 0.2, 0.15, 0.1, 0.05 に低下するまでの載荷回数との関係で求めた。

図-15はその結果を示したもので、繰返しひずみ振幅が大きいほど液状化に至る繰返し載荷回数が減少し、応力とひずみの定義を変換することによって、通常の荷重制御の液状化試験と同様な液状化強度線が得られる。

次に変位制御液状化試験と荷重制御の液状化試験の関係を求めるために、両試験での N_{U95} の液状化強度線から載荷回数 5, 10, 20, 50, 100 回での繰返し応力比および繰返しひずみ振幅値を読みとり比較した。図-16は、三軸試験 ($D_r=60\%$) と中空ねじり試験 ($D_r=60, 80\%$) に対してプロットしている。なお、図中で変位制御の三軸試験とねじり試験での繰返しひずみ振幅は $1.5\varepsilon_a = \gamma$ として比較している。図に示すように、変位制御と荷重制御の液状化強度の関係は試験法、密度、載荷回数に依らずほぼ一つのラインで表されている。また、この関係から変位制御の液状化試験結果から通常の荷重制御の液状化試験による液状化強度を求めることもできる。ただし、今回は豊浦砂のみに対する結果であるので、今後、用いる試料や供試体作製法を変えた場合、図-16に示した関係がどのように変化するか検討する必要がある。

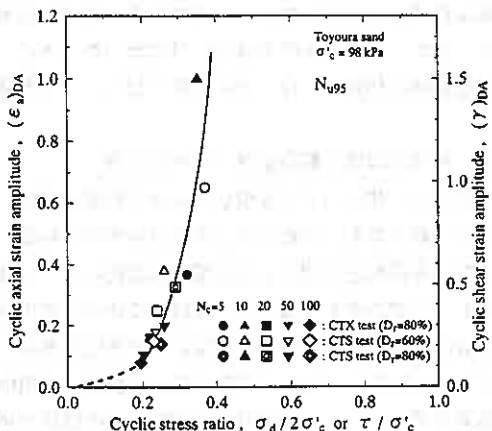


図-16 荷重制御と変位制御液状化試験の比較

6. 単調載荷試験

本試験装置を用いることによって、荷重制御および変位制御の繰返し載荷試験が精度良く行えることが明らかにされた。したがって、本来の中空ねじり試験装置の主要目的の一つである主応力方向を固定した試験のみならず主ひずみ方向を固定した中空ねじり試験も可能である。そこでまず、側圧、軸応力一定条件での排水ねじり試験 ($\alpha=45^\circ$, $b=0.5$) の試験を実施した。

図-17は単調せん断中の軸応力の時刻歴を示したものである。試験を通じてほぼ正確に制御されているこ

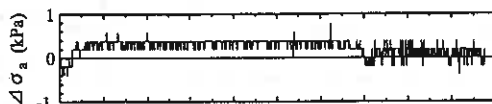


図-17 単調ねじり試験中の軸応力変動

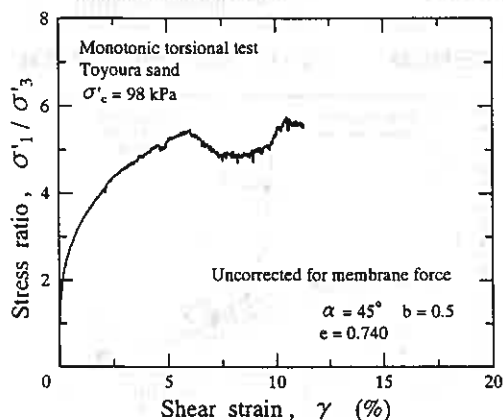


図-18 単調ねじり試験結果 ($\alpha=45^\circ$, $b=0.5$)

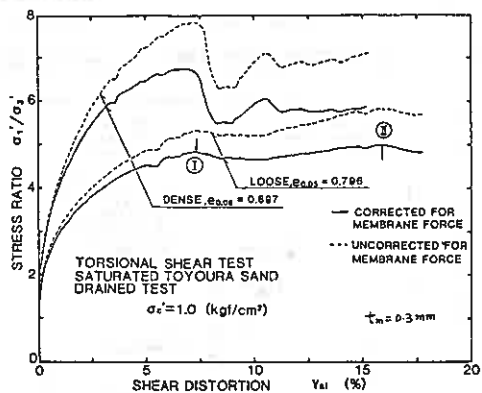


図-19 プラダン⁶⁾が行った図-18と同様な試験結果

とが分かる。また、図-18はその試験での応力-ひずみ関係を示したものである。図-19にはプラダン⁶⁾が行った同様な試験結果を示している。密度が多少異なるがほぼ同様な応力-ひずみ関係が得られており、本試験装置の適用性が実証された。

7. 結論

中空ねじり試験装置の軸方向および回転方向の載荷装置としてダイレクトドライブモーターを採用し、本載荷装置の単調および繰返し試験への適用性を検討した。その結果、

(1) 高価の油圧サーボ方式や荷重と変位の制御のために2種の載荷装置を用いることなしに、1つの載荷装置で荷重および変位制御の単調および繰返し載荷試験が行うことが出来ることが確認された。

(2) 変形特性を求める繰返し載荷試験においては、試験結果をひずみと比較する場合は、荷重制御よりも変位制御の繰返し載荷試験の方が、特に繰返し載荷に伴って有効応力が変化するひずみレベルにおいて、より正確な変形特性を求めることが出来る。

(3) 変位制御と荷重制御の液状化試験の関係は試料の密度や試験法(三軸、ねじり)、比較する載荷回数に依らず一義的な関係が得られ、ひずみ制御の液状化試験からも通常の荷重制御による液状化試験での液状化強度を推定できる可能性が示された。

謝 辞

実験に際し、本学4年生高橋公志、千葉晋明両君の援助をいただいた。また、本研究は文部省科学研究費試験研究(B)(代表土岐祥介北海道大学教授)および(財)実吉奨学会の補助をいただいた。記して謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 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。
- 2) 和田真郷・三宅達夫(1990): 動的中空ねじりせん断試験機の試作とその特性, 第25回土質工学研究発表会講演集, pp.723-724.
- 3) 渋谷啓・三田地利之・大森壮一郎・本田章人(1993): 高分解能・高トルクモーターを用いた多機能全自動三軸試験装置の試作, 第28回土質工学研究発表会講演集, pp.53-56.
- 4) (財)大阪土質試験所(本郷隆夫)(1995): マルチ載荷システム, 第30回土質工学研究発表会技術展示。
- 5) 佐々木康・松本秀應・佐谷祥一(1989): ひずみ制御による液状化試験, 第24回土質工学研究発表会講演集, pp.775-776.
- 6) Tej B.S. Pradhan(1990): The behavior of sand subjected to monotonic and cyclic loadings, Dr.Eng.Thesis, University of Kyoto.

1. まえがき

札幌市の北部に計画されている造成地では、地質調査からN値0~1の泥炭、粘性土が全層厚約20mで分布することが確認され、造成後の長期に渡る圧密沈下が懸念された。

沈下対策は一般の土木構造物（道路盛土、橋梁、擁壁等）の場合造成地に比べてその面積が小規模であるため沈下対策工も地盤改良、杭、荷重軽減工法等の多くの工法が考えられるが、造成地は面積規模が大きいため将来的に各個人の所有物となるため高価な対策工や地下に埋設物を挿入することはできず良質土による置換工法か時間をかけたプレロード工法が採用される場合が多い。

当該地区では、供用まで10年程度の期間があるためプレロード工法による圧密促進工法が採用されたが、軟弱層の沈下特性が深度方向に異なるため単純に放置期間を設定し管理することが難しいことが明らかとなった。

ここでは、試験盛土による動態観測結果から明らかになったプレロード工法の沈下管理上の留意すべき事項について報告する。

2. 造成地の地盤特性

(1) 地盤状況

図-1の土性図に示したように深度21.8m以浅は軟弱な沖積層が分布し、それ以深はやや締まった沖積層が分布する。軟弱な沖積層は泥炭 (Ap)、粘性土 (Ac1~Ac3) から構成され、深度3m以深はほぼ粘性土が主体となっている。

(2) 土 性

自然含水比Wnは、泥炭 (Ap) 層でWn=250~500%を示すが、以深の他層ではWn=50~90%を示している。また、粘性土3 (Ac3) 層の上部ではWn=80~90%を示し、下部ではWn=50%と低い値を示す。

湿潤密度 ρ_t は泥炭 (Ap) 層で $\rho_t=1.1g/cm^3$ を示す他は $\rho_t=1.6\sim 1.7g/cm^3$ を示す。

一軸圧縮強さ q_{1u} は泥炭 (Ap)、粘性土2 (Ac2) で現地中応力 P_0 を上回った値を示しているが、粘性土3 (Ac3) は現地中応力 P_0 に強度増加係数 ($C/P=0.35$) を乗じた値の2倍にほぼ等しい。

圧密降伏応力 P_c は粘性土 Ac2 層で約 $0.4kgf/cm^2$ の過圧密を示しているが他の層ではほぼ正規圧密状態を示している。

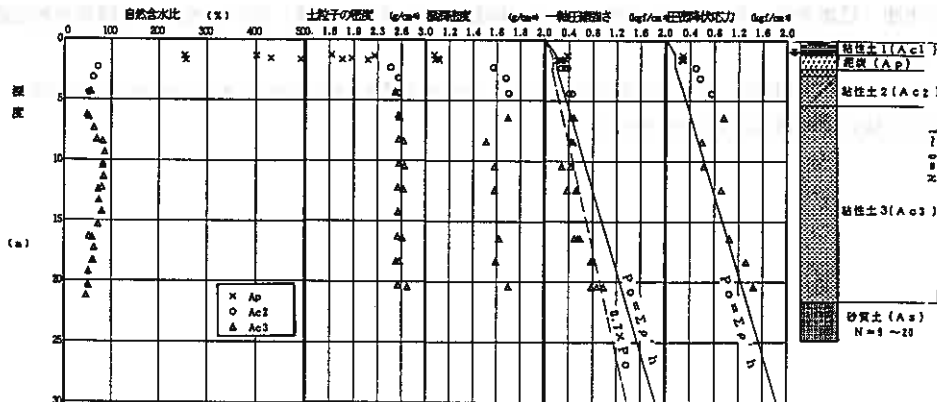


図-1 土性図

Subsidence Control of Earth Fill on Multi-Layered Ground having Different Consolidation Qualities: Kazuo SHINDOH (OYO Corporation)

沈下特性の内、沈下量は、圧密試験結果からはほぼ正確に把握できるが、沈下時間に関しては室内試験と原位置の結果が合わないことが多いため試験盛土を実施して把握した。

(3) 試験盛土結果

試験盛土は図-2に示したように、50m×50mの盛土範囲に各計器を設置し、その後2.5mの厚さで盛土を行い、沈下量、間隙水圧、側方移動量を観測した。

観測は、平成4年9月より約1年間（沈下量については2年間）実施し、多数のデータを得ることができた。その代表的な観測結果を図-3に示した。

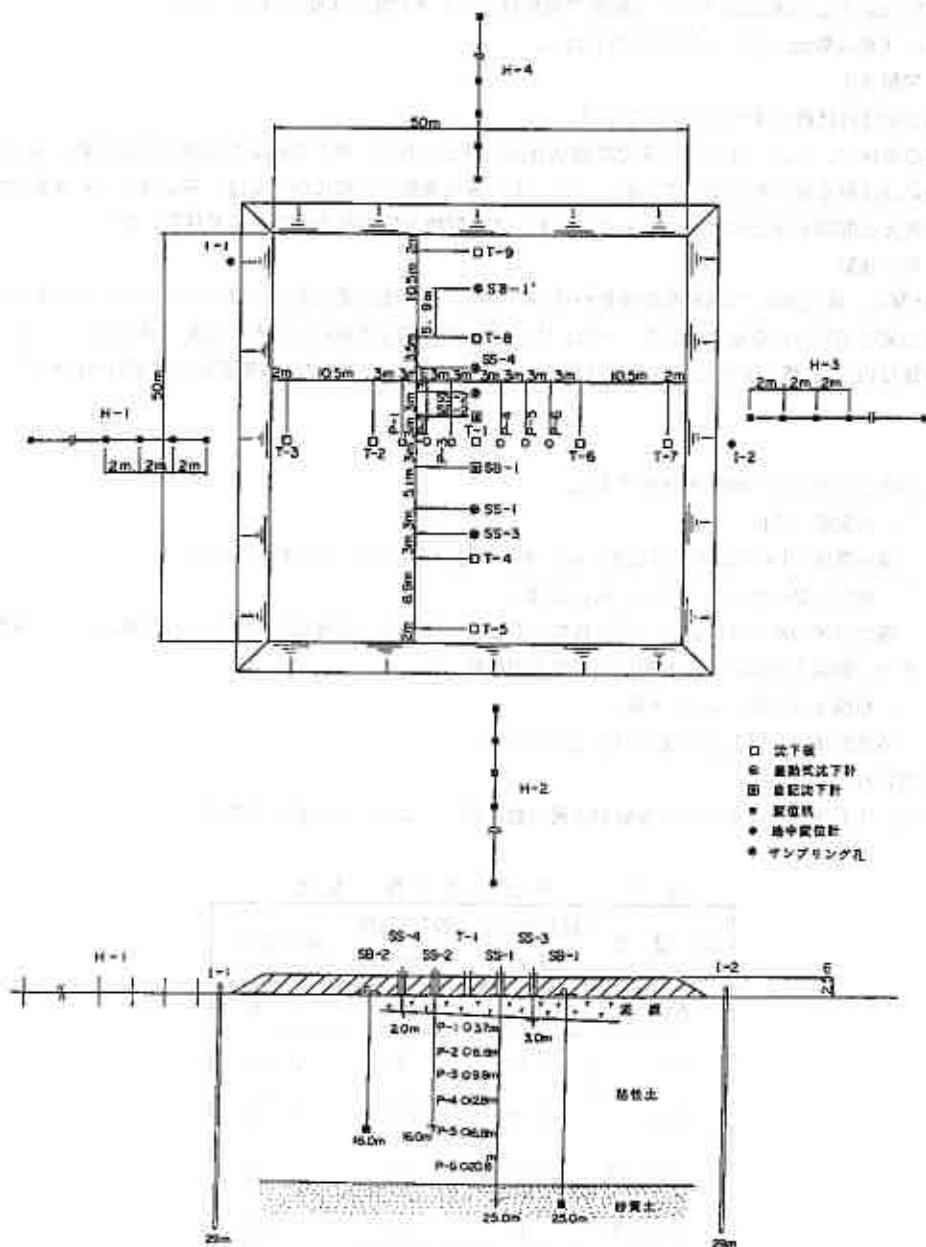


図-2 計器設置概略図

図-3の観測結果から次のことが伺われる。

○ 沈下量

全沈下量は盛立直後に急激な沈下が進行し盛立後約3ヶ月で35~40cmの沈下が生じる。その後は沈下速度が遅くなるが、3ヶ月~2年後までの沈下速度はほぼ一定で1.5cm/月で沈下が生じる。

層別沈下量を見ると泥炭 (Ap) 層の沈下量は、盛立から2ヶ月で約20cmの沈下を生じた後は急激に沈下速度が低下し、2年後までの間に0.2~0.4cm/月の沈下が生じている。

Ac2~Ac3上部間の沈下量は盛立後ほとんど沈下が生じず沈下速度は2~3cm/月であり、2年後の沈下速度は0.9cm/月と1/3程度に下がった程度で泥炭層より大きな沈下速度を示している。

Ac3下部は数cmの沈下しか生じていない。

○ 間隙水圧

盛立前はほぼ静水圧分布を示している。

盛立直後は、Ac2、Ac3層上部では盛立直後に最大となり、徐々に減少する傾向が見られ、Ac2層は2年後にほぼ静水圧分布となっている。一方、Ac3層中央部~下部にかけては、盛立後~1年後まで増加応力を考えた間隙水圧とほぼ等しく1年後においても間隙水圧の低下はほとんど見られない。

○ 側方移動

Ap層は、盛立直後に2cm程度の移動が見られるが、その後の変位速度は緩やかになり、1年後までに4cm程度の変位が見られる程度である。一方、Ac3層上部は盛立直後に小さかった変位量が徐々に大きくなり、1年後は約5cmと最も大きな変位量となっている。また、側方変位は軟弱層底面の深度21m付近まで生じている。

以上のことから沈下特性を判断すると、

○ 泥炭層 (Ap)

盛立直後~1ヶ月は沈下が大きいが、その後はほとんど沈下が進行しない。

○ 粘性土2~3上部 (Ac2~Ac3上部)

盛立直後の沈下はほとんど見られないが、2年後も沈下速度は0.9cm/月と泥炭層より沈下速度が早い。また、間隙水圧はほとんど消散せず沈下が継続している。

○ 粘性土3下部 (Ac3下部)

盛立直後からほとんど沈下が生じていない。

が伺われる。

なお、実測値から求められた各層の圧密定数は表-1に示したとおりである。

表-1 設計圧密定数一覧表

地層名	設計mv値 (cm/kgf)	設計Cv値 (cm/d)	排水条件
Ac1	0.065	110	片面
Ap	0.65	30	片面
Ac2	0.07	280	両面
Ac3上部	0.06	180	片面
Ac3下部	0.05	40	片面

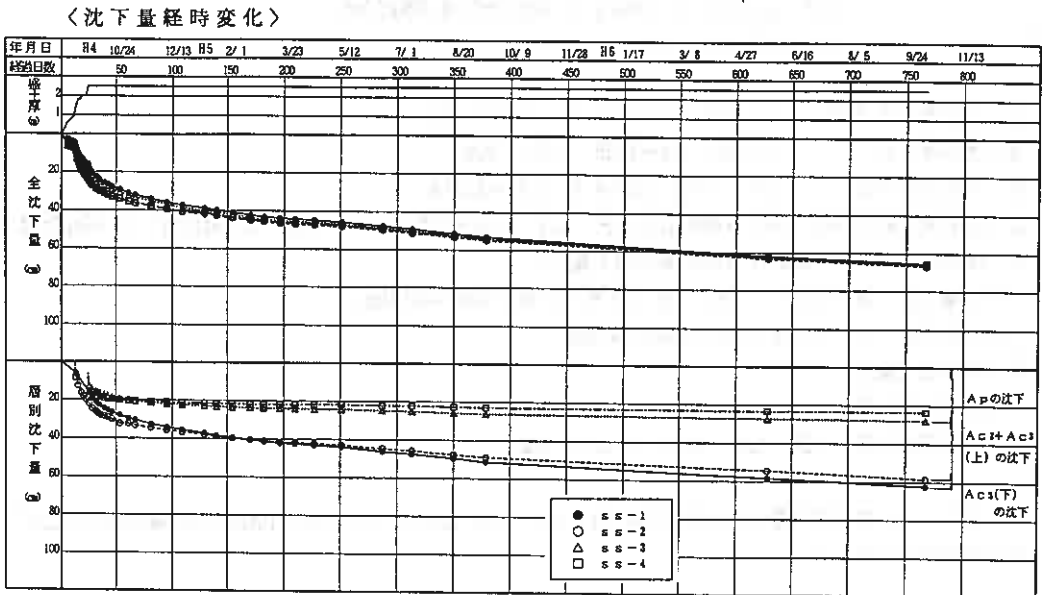
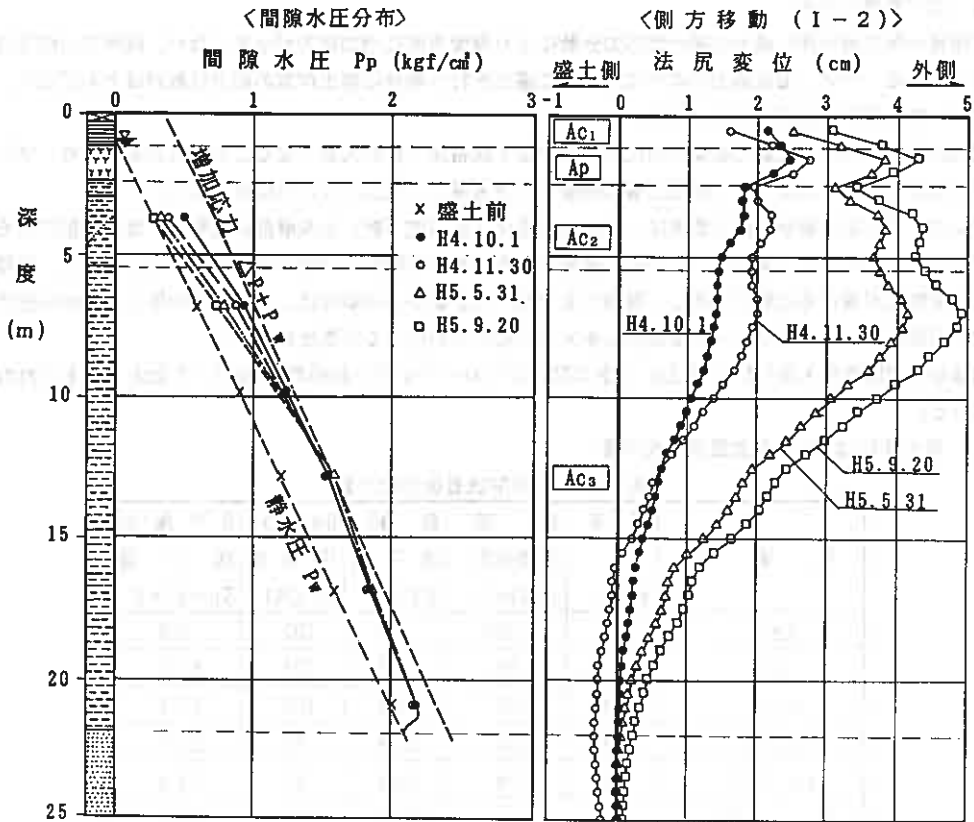


図-3 動態観測結果

3. 沈下管理の方法

道路盛土等の幅の狭い盛土の場合は応力分散により深度方向に増加応力が小さくなり、深部での沈下は生じにくくなる。一方、造成盛土のように広範囲に盛土を行う場合は盛土荷重の応力分散がほとんどなく、深部においても沈下が生じることになる。

深部の沈下特性は試験盛土結果から沈下時間が長く残留沈下量が大きくなることが明らかになり、プレロード工法を行う場合には、この粘性土層の特徴を十分考慮して施工しなければならない。

プレロード工法の場合の沈下管理は一般に地表面沈下計（沈下板）を表層部に設置し、盛土荷重による全沈下を計測し、その沈下量からプレロードを撤去する時期を判断する方法がとられている。しかし、深度方向に圧密特性が異なる地層が分布し、深部にまで沈下の影響がある場合は、沈下時間の早い地層から先行して沈下が進行するためプレロード撤去後も多大な圧密沈下が生じる可能性が高い。

当該地点で限界盛土高 H_t （=4.2m）で5年間のプレロードを行い計画高 H_b を $EL+2.0m$ と考えると次のようになる。

① 盛土厚4.2m、5年間放置後の沈下量

表-2 5年間放置後の沈下量

地層名	層厚 H(m)	体積 圧縮係数 (cm^3/kgf)	最終 沈下量 Sf(cm)	5年後の 圧密度 U (%)	5年後の 沈下量 $S_1 = Sf \times U$
Ac ₁	0.7	0.065	3.6	100	3.6
Ap	1.25	0.65	6.5	100	65.0
Ac ₂	3.05	0.07	17.1	100	17.1
Ac ₃ 上部	10.6	0.06	50.9	61	31.0
Ac ₃ 下部	5.8	0.05	23.2	63	14.6
合計			159.8		131.3

$$\Delta P = \rho \times H_t = 1.9 \times 4.2 = 7.98 \text{ tf/m}^2 = 0.80 \text{ kgf/cm}^2$$

$$S_f = \Delta P \cdot mv \cdot H$$

② 5年後の天端高EL $EL = H_t - \sum S_1 = 4.2 - 1.31 = 2.89m$

③ 撤去厚さh $h = EL - H_b = 2.89 - 2.0 = 0.89m$

④ 撤去後厚さ H_t' $H_t' = H_t - h = 4.2 - 0.89 = 3.31m$

⑤ 撤去後の盛土厚さにおける増加応力 $\Delta P'$ $\Delta P' = \rho \times H_t' = 1.9 \times 3.31 = 6.29 \text{ tf/m}^2 = 0.63 \text{ kgf/cm}^2$

⑥ 撤去後の増加応力におけるAc₃層の沈下量 S_2

Ac₃層上部： $S_2 = \Delta P' \cdot mv \cdot H = 0.63 \times 0.06 \times 1060 = 40.0 \text{ cm}$

Ac₃層下部： $S_2 = 0.63 \times 0.05 \times 580 = 18.3 \text{ cm}$

⑦ 残留沈下量 S_R

Ac₃層上部： $S_R = S_2 - S_1 = 40.0 - 31.0 = 9.0 \text{ cm}$

Ac₃層下部： $S_R = S_2 - S_1 = 18.3 - 14.6 = 3.7 \text{ cm}$

したがって、残留沈下量の合計は $\sum S_R = 9.0 + 3.7 = 12.7 \text{ cm}$ となり、今後、10cm以上の残留沈下が生じることが明らかである。

また、盛土厚3.31mに対する沈下量は表-3に示したとおりであり、地表面沈下計による残留沈下量の計算は次のようになる。

$$\begin{aligned} \Sigma S_{R'} &= \Sigma S_{f'} - \Sigma S_1 = 126.0 - 131.3 \\ &= -5.3\text{cm} \end{aligned}$$

このように、地表面沈下量（全沈下量）のみで判断した場合、十分な沈下が生じたと判断してプレロード撤去を行うため、残留沈下が10cm以上発生することになる。

したがって、プレロード工を採用した場合の沈下特性の異なる多層地盤の沈下管理を行うには、層別沈下計を設置し、各々の沈下量が計画盛土に対する沈下量を上回ったことを確認してプレロードを撤去する必要がある。

表-3 盛土厚3.31mの場合の沈下量

地層名	層厚 H(m)	体積 圧縮係数 (cm ³ /kgf)	最終 沈下量 Sf(cm)
Ac1	0.7	0.065	2.9
Ap	1.25	0.65	51.2
Ac2	3.05	0.07	13.5
Ac3上部	10.6	0.06	40.1
Ac3下部	5.8	0.05	18.3
合計		Σ	126.0

$$\Delta P = \rho \times H t = 1.9 \times 3.31 = 6.28 \text{tf/m}^2 = 0.63 \text{kgf/cm}^2$$

$$S_f = \Delta P \cdot m_v \cdot H$$

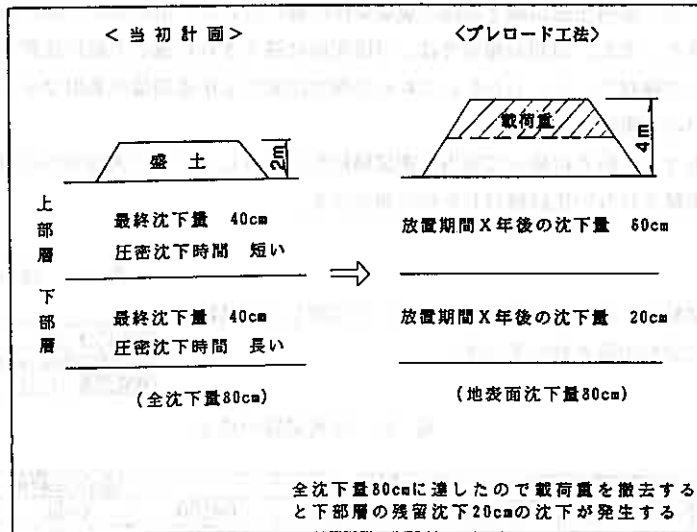


図-4 地表面沈下計による誤った沈下管理例

4. あとがき

現在、当該造成地ではプレロード工が施工され地表面沈下計とともに層別沈下計を設置し、沈下管理を実施しているが、プレロード撤去にまでは至っていない。今後は層別沈下計のデータを基に下部粘性土層の沈下傾向を十分把握してプレロード撤去時期を判断したいと考えている。

また、現在までに行われた札幌近郊の軟弱地盤地帯における盛土工事においてプレロード工法を採用しプレロード撤去後も圧密沈下が継続する事例が多く、泥炭層の2次圧密によるものとして片付けることが多かったように感じられる。確かに札幌近郊では広域的な地下水位低下に伴う沈下等もあり、一概に否定することはできないが、泥炭層下部に厚い軟弱粘性土層が分布する箇所においては、その沈下特性を十分把握しないために生じている沈下も考えられる。

今後は沈下時間の長い下部粘性土の沈下に対しても十分な配慮と合理的な管理が必要であるとする。

遠心力載荷装置による泥炭の圧密沈下実験 (その2)

北海道開発局開発土木研究所○正会員 日下部祐基

同 上 同 上 西川 純一

同 上 同 上 坂野 俊一

1. まえがき

泥炭の圧密沈下解析にはTerzaghiの圧密理論が適用できないことが、多くの研究者らに指摘されている。盛土荷重による実測時間圧密曲線と予測曲線を比較すると、実測値は載荷直後の沈下が予測値より大きくなるのが一般的である。北海道開発局では、泥炭性軟弱地盤における道路盛土工事の時間圧密沈下量の推定には、Terzaghiの圧密理論の採用をとりやめ、 \sqrt{t} 双曲線式と呼ばれる能登の予測手法¹⁾が用いられている。さらに、能登は圧密時間 t を指数関数として、予測精度を向上²⁾させている。

筆者らは、これまでに泥炭に圧密理論が適用できない原因として、圧密係数 C_v の変化を考慮した三笠理論の適用性の検討³⁾や、室内圧密試験と実際の現場条件の違いとして、水平方向の排水条件を考慮した考察を検討報告⁴⁾してきた。また、前回の報告では、当研究所に導入された遠心力載荷装置を用いて、泥炭の遠心模型実験を行なって検討⁵⁾した。しかし、これらの検討結果でも圧密理論が適用できない原因の明確な結論が得られていないのが実情である。

本研究では、もう一度原点に帰って室内圧密試験結果を見直し、これに実現場の応力状態や排水条件を再現した遠心模型実験を行ない比較検討したので報告する。

2. 実験概要

実験に用いた試料は、稚内の一般国道40号沿いで採取した1試料である。表-1 に試料の基本物性を示す。

表-1 試料の基本物性値

含水比 w (%)	577.8
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	1.52
焼熱減量 ll (%)	84.4

表-2 圧密試験の諸元

	段階載荷	単一載荷		遠心力載荷		
		H=2.5	H=5.0	G=100	G=50	G=25
kgf/cm ²	P-0.1~12.8	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
h	24	24	96	2	6	6
cm	ϕ 2.5	ϕ 2.5	ϕ 2.5	20×50	20×50	20×50
cm	2.34	2.49	5	5	10	20
cm	全面載荷	全面載荷	全面載荷	5	10	20
g	—	—	—	100	50	25

実施した圧密試験は、遠心力載荷装置を用いた実験（以下、遠心力載荷）のほかに標準圧密試験（以下、段階載荷）、一荷重を一供試体に載荷する単一荷重圧密試験（以下、単一載荷）である。遠心力載荷では、遠心加速度を3種類設定し、それに伴い模型縮尺を変化させた試験を行なった。また、単一載荷では、供試体層厚を変えて2試験実施した。表-2 に実施した圧密試験の諸元を示す。

なお、各圧密試験の供試体作成方法は、前回の報告⁵⁾と同様である。

3. 実験結果

図-1~3 に各圧密試験の時間圧密曲線を示す。段階載荷による時間圧密曲線では、曲線定規法によるカー

Consolidation Settlement Test of Peat Using a Centrifuge (Part 2)

プフィッティングが各荷重段階とも1~10分程度までみられた。(以下、各荷重段階の時間圧密曲線を $P=0.1, P=0.2, P=0.4, P=0.8$ と呼ぶ。)

単一荷重による時間圧密曲線では、供試体層厚 $H=5\text{cm}$ の最終沈下量が $H=2.5\text{cm}$ の沈下量の2倍以上になっている。この原因は、各供試体の初期間隙比が異なっていたためと考えられる。(以下、各供試体層厚の時間圧密曲線を $H=2.5, H=5.0$ と呼ぶ。)

遠心力荷重による時間圧密曲線では、荷重初期時間の沈下量がほぼ 0cm となっている。これは、この実験装置では、所定の遠心加速度 G に達した時点で瞬時荷重することが不可能であるため、あらかじめ所定の G で設定荷重になるように荷重した状態で模型を遠心加速している。したがって、遠心加速初期の段階では荷重荷重が小さいために沈下がほとんど生じない状態になっている。各実験の沈下量は、供試体層厚が厚いほど大きくなっている。(以下、各遠心加速度 G を変えた時間圧密曲線を $G=25, G=50, G=100$ と呼ぶ。)

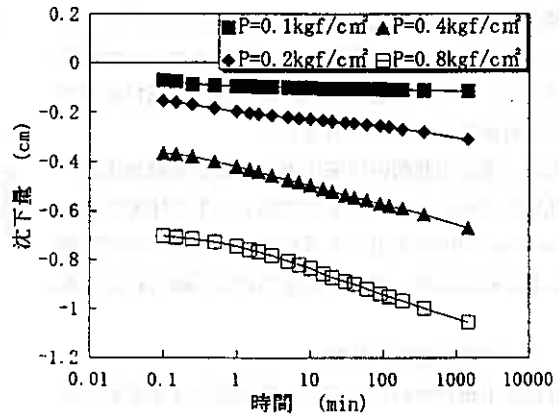


図-1 段階荷重による時間圧密曲線

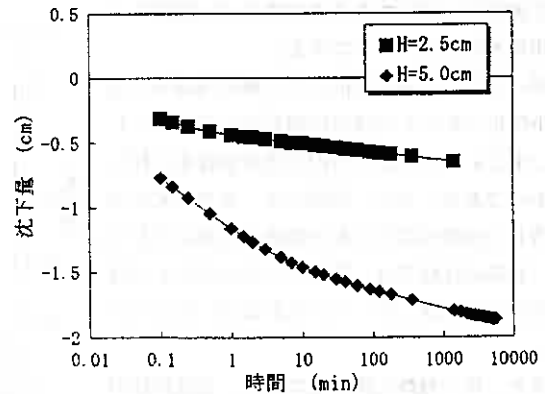


図-2 単一荷重による時間圧密曲線

4. 結果の考察

4-1. 最終沈下量の比較

真の泥炭の最終沈下量を求めるためには、長時間の荷重時間が必要である。当研究室でも過去に10年余りの長期間圧密試験を実施して、24時間以降に生じる沈下量の最終沈下量に占める割合は、30%程度であることを報告している。本来であれば、ここで実施した圧密試験も長期間荷重が必要であるが、時間的な余裕がないので段階荷重では通常の24時間で終了し、単一荷重の供試体層厚 5cm では層厚 H の二乗則を考慮して96時間荷重した。遠心力荷重では、装置の限界もあり最長6時間で終了した。

したがって、ここでの最終沈下量としては、供試体層厚 $H=2.5\text{cm}$ では24時間の沈下量を、単一荷重の $H=5.0\text{cm}$ では96時間の沈下量を採用する。遠心力荷重については、実測値から最終沈下量を推定する手法の \sqrt{t} 双曲線法を用いて求めた沈下量とする。

図-4は、段階荷重の $e-\log p$ 曲線とその他の試験結果を比較したものである。今回の試験結果では、段階荷重以外の最終間隙比は $e-\log p$ 曲線より大きくなっていることが分かる。特に、遠心力荷重の $G=25$ の値が大きくなっている。遠心力荷重の最終間隙比のみが大きくなったのであれば、泥炭を構成する植物繊維の絡み合いが影響したものと考えられるが、単一荷重の値も大きくなっていることからこれが原因とは思われない。

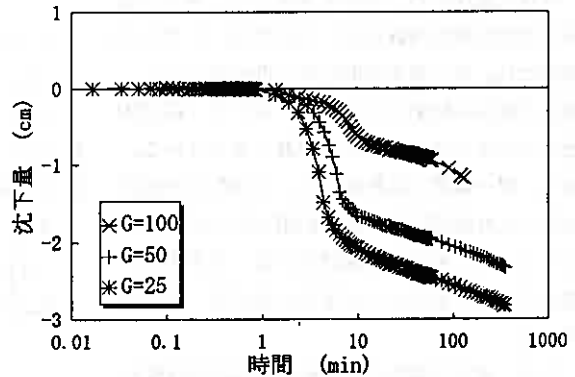


図-3 遠心力荷重による時間圧密曲線

段階荷の初期間隙比が実測値より大きくなっていたことも考えられるが、現状では調査できないので断定できない。ただし、遠心荷 $G=25$ の値は、試料泥炭の不均一性が現れたものであろう。

なお、遠心力荷の圧密圧力は、模型地盤地表面での圧密圧力が 0.4kgf/d のものである。平均圧密圧力をOsterbergの図表を用いて求めると、荷重中央で影響値 I が 0.82 となり、平均圧密圧力は 0.33kgf/d になる。

4-2. 時間圧密度の比較

最終沈下量が求められると、各時間の圧密度が計算できる。ここでもし泥炭の圧密沈下にTerzaghiの圧密理論が適用できるのであれば、層厚 H の二乗則が成り立つはずである。

図-5は、単一荷 $H=2.5$ の荷重時間を4倍($H=5.0$ と $H=2.5$ の供試体層厚比の二乗倍)して、 $H=2.5$ と $H=5.0$ の時間圧密度曲線を比較したものである。また、同図には、増加圧密圧力が等しい段階荷 $P=0.8$ の曲線も同様に示した。単一荷の比較では、層厚の小さい $H=2.5$ の時間圧密が多少遅くなっているがほぼ一致している。

また、単一荷と段階荷では、曲線形状が異なり全く一致しない。

同様に層厚 H の二乗則を適用して、遠心力荷の時間圧密度曲線を示したのが図-6である。同図には、単一荷の $H=5.0$ の曲線も示した。遠心力荷の結果では曲線は一致せず、供試体層厚の小さいほど時間圧密が遅くなっている。また、単一荷と比較すると、 $G=100$ と $G=50$ が $H=5.0$ より時間圧密が遅い結果になっている。このことは、泥炭の圧密沈下には、水平方向の排水の影響があるとした推定に反することを意味する。

なお、遠心力荷の圧密時間は遠心加速度が所定の G に達するまでの時間を漸増荷として補正している。

4-3. 疑似圧密定数の比較

時間圧密度曲線をTerzaghiの圧密理論で推定するために必要な圧密定数は、圧密係数 C_v である。圧密係数 C_v が一定とした場合の圧密度 U と圧密時間 t の関係が、時間係数 T_v を用いて求められる。そこで、ここでは先に求めた圧密度 U から時間係数 T_v を逆算し、圧密時間 t との関係から圧密係数 C_v を求めた。

これは、図-7に示すように試験で得られた時間圧密度曲線と、圧密係数 C_v が異なる各理論時間圧密度曲線の交点を求めて圧密係数 C_v を逆算したことになる。厳密には、試験結果の圧密度と理論圧密度では、圧密

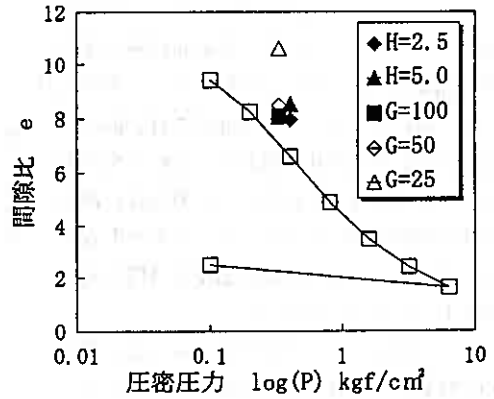


図-4 e-logp曲線

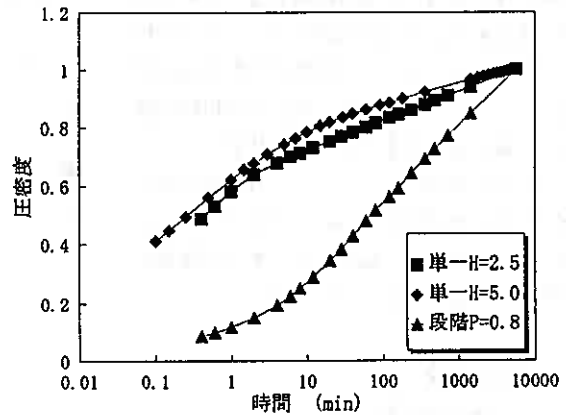


図-5 単一荷の時間圧密度曲線

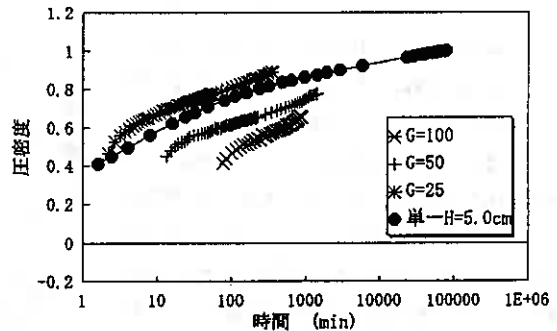


図-6 遠心力荷の時間圧密度曲線

度の層厚分布が異なるから真の圧密係数 C_v を求めたことにならないが、圧密係数 C_v の変化傾向を知ることができると考えられる。なお、ここで求めた圧密係数 C_v を真の値と区別するために、疑似圧密係数 C_{vf} と呼ぶ。

図-8は、段階載荷と単一載荷の疑似圧密係数 C_{vf} と間隙比の関係を示したものである。両試験結果とも C_{vf} は、間隙比の減少に伴い激減していることが分かる。また、段階載荷の C_{vf} は、一載荷荷重で激減しても次の載荷荷重で回復してまた激減するという傾向が見られる。

同様にして図-9は、遠心力載荷と単一載荷 $H=5.0$ の疑似圧密係数 C_{vf} と間隙比の関係を示したものである。この関係では、遠心力載荷 $G=100$ と $G=50$ の曲線に良い一致が見られる。

次に、圧密係数 C_v は、透水係数 k_v と体積圧縮係数 m_v に関係する。体積圧縮係数 m_v は、増加有効応力が圧密度に比例すると考えると一載荷荷重下では一定値となるので、圧密係数 C_v が求められると、透水係数 k_v が得られる。ここでは、圧密係数と同様に考えて疑似圧密係数 C_{vf} から求めた透水係数を疑似透水係数 k_{vf} として扱う。

図-10は、単一載荷の間隙比と疑似透水係数 k_{vf} の関係を示したものである。疑似圧密係数 C_{vf} と同様に間隙比の減少に伴い k_{vf} が激減していることが分かる。また、両値の関係には2本の直線関係で近似できる傾向が見られる。

図-11は、段階載荷と単一載荷の間隙比と疑似透水係数 k_{vf} の関係を比較したものである。段階載荷のこれらの関係では、疑似圧密係数 C_{vf} と同様に次荷重載荷時に疑似透水係数が回復する傾向がみられる。

これらの変化傾向をまとめると、泥炭は同一間隙比で透水係数が一定でないことになる。透水係数は、ある一定状態にある物質に固有の値であり、変化することはない。ここで求めた疑似透水係数の変化傾向が、真の透水係数と計算の仮定上で全く異なったとも考えられるが、次のように考えると、泥炭の場合にはありえることが想定される。

大平らは、泥炭の相構成を有機体と有機体間の間隙から構成された重三相構造とした相構成を提案⁷⁾している。この相構成を考えると、泥炭は透水係数が高い物質と小さい物質との複合体となっていることが考えられる。このことから、泥炭の圧密現象は載荷直後は透水係数の大きい間隙からの排水が多いためにその透水係数が卓越し、圧密時間が長くなると透水係数の小さい有機体からの排水が卓越してくるために透水係

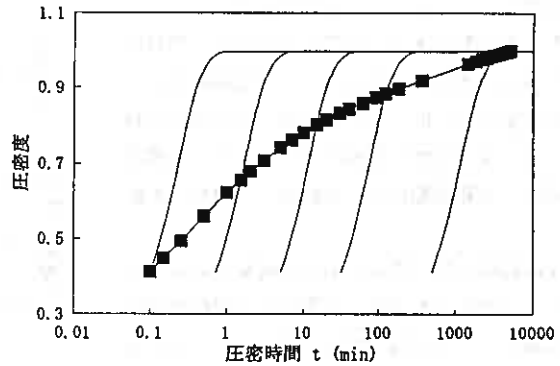


図-7 実測値と理論時間圧密度曲線群

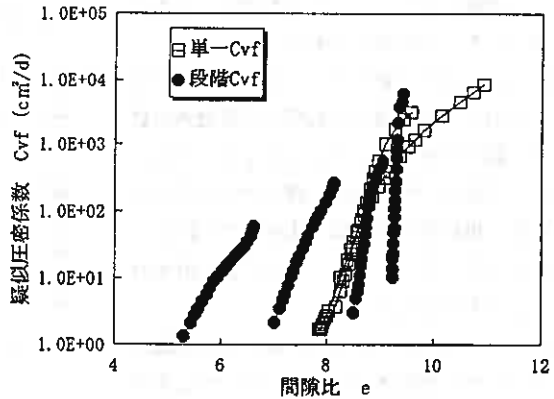


図-8 段階、単一載荷の間隙比と疑似圧密係数

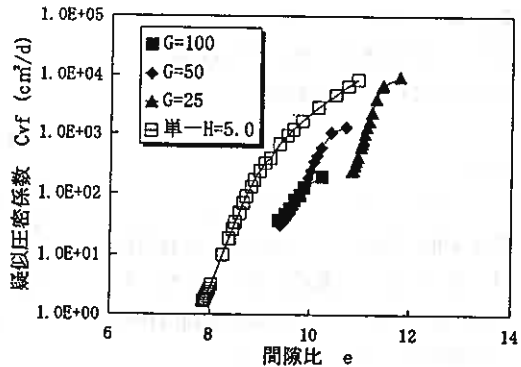


図-9 遠心力載荷の間隙比と疑似圧密係数

数は激減する。そして、次荷重載荷直後には、また透水係数の大きい間隙からの排水が卓越するため、透水係数は復元したような様相を示す。この現象では、同一間隙比においても透水係数は一定にならず、圧密圧力の大きさや圧密経過時間、初期間隙比などが起因して異なった値となる。

段階載荷と単一載荷含めて同図をさらによくみると、疑似透水係数の上限値と下限値が間隙比の減少とともに減少傾向にあることが分かる。これは、段階載荷により透水係数の大きい間隙も小さい間隙も徐々に小さくなるために、透水係数が減少したことが考えられる。

図-12は、遠心力載荷と単一載荷 $H=5.0$ を比較したものである。遠心力載荷の疑似透水係数は、単一載荷の値より小さい値を示している。これは、圧密圧力の違いが影響したものと考えられるが、段階載荷の結果と比較しても $P=0.2$ の値より小さくなっていることから、その他の要因もあると思われる。

また、ここで注目されることは、遠心力載荷 $G=100$ と $G=50$ の疑似透水係数が一致したことである。両実験ケースの圧密度の比較では層厚 H の二乗則が成立しなかった。したがって、同一間隙比で疑似透水係数が一致しても層厚 H の二乗則が成立しないことがわかる。

5. まとめ

以上をまとめると次のとおりである。

(1) 最終沈下量の比較では、段階載荷の結果に比べて単一載荷、遠心力載荷とも小さくなった。この原因は、断定はできないが段階載荷の初期間隙比に問題があったものと思われる。

(2) 時間圧密度の比較では、遠心力載荷の $G=50$ 、

$G=100$ の時間圧密度曲線が、単一載荷の $H=5.0$ の曲線を下回る傾向を示した。このことから、泥炭の圧密沈下には、水平方向の排水があまり寄与しないことが推測される。

(3) 疑似圧密定数の比較では、疑似透水係数が同一の間隙比で変化する傾向がみられた。これは、泥炭を重三相構造として考えると理解できる。ただし、いくつかの仮定上の問題も含んでおり、今後検討を要する。

6. あとがき

今回の試験結果から泥炭にTerzaghiの圧密理論が適用できない原因に、透水係数の複雑な変化が起因しているように推察された。今後、機会があればさらに調査検討する所存である。

なお、本報文をまとめるにあたり、当研究所の能登繁幸構造部長には貴重なご意見を頂いた。ここに深く

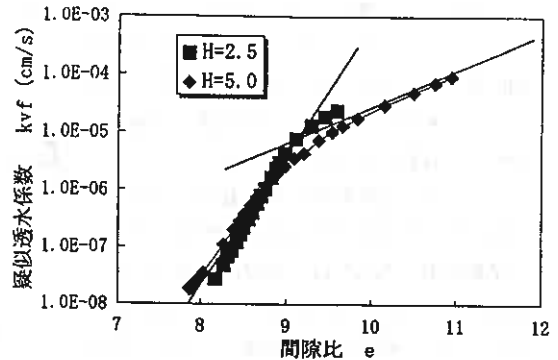


図-10 単一載荷の間隙比と疑似透水係数

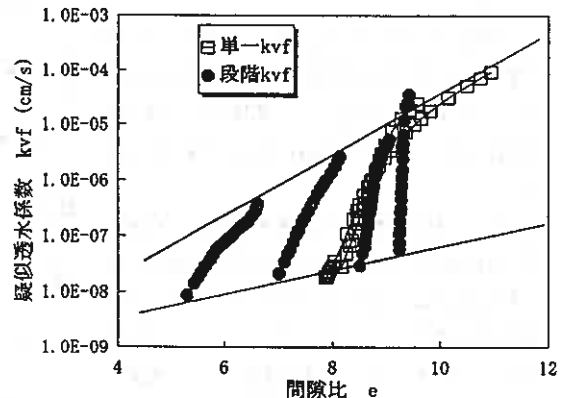


図-11 段階載荷の間隙比と疑似透水係数

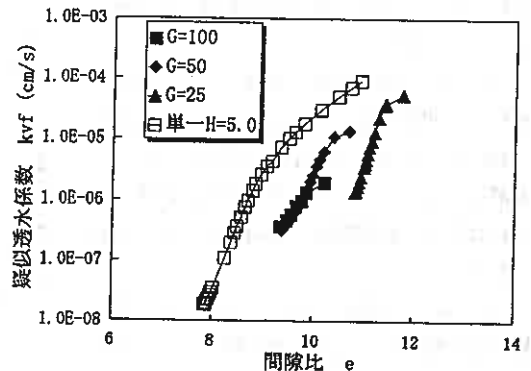


図-12 遠心力載荷の間隙比と疑似透水係数

感謝の意を表します。

参考文献

- 1)能登繁幸：泥炭地盤の沈下量の予測に関する考察，土質工学会論文集，vol. 27, No. 2, pp107 ~ 117, 1987
- 2)能登繁幸：修正された泥炭性軟弱地盤の沈下予測式，開発土木研究所月報, No. 446, pp2 ~ 9, 1990
- 3)北海道開発局開発土木研究所：札幌市北東部の泥炭性軟弱地盤における都市施設的设计・施工に関する研究 受託研究報告書，pp147 ~ 154, 1993
- 4)日下部祐基，能登繁幸，林宏親：泥炭の圧密沈下機構に関する研究，高有機質土地盤の諸問題に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp147~154, 1993
- 5)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, pp76 ~ 81, 1995
- 6)小田島大，能登繁幸：泥炭の長期間圧密試験について，高有機質土地盤の諸問題に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp137~140, 1993
- 7)大平至徳，木暮敬二：高含水有機質土の構造模型について，高有機質土に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp11 ~ 16, 1977

杭のネガティブフリクションに関する遠心模型実験

北海道開発局開発土木研究所 ○正会員 坂 野 俊 一
 " " 西 川 純 一
 " " 日 下 部 祐 基

1. はじめに

厚く堆積する軟弱地盤中に打設された長尺な杭の多くには、地下水の汲み上げや盛土などの影響による、杭周辺地盤の沈下に伴い、杭の周面にネガティブフリクションが作用する。これにより、杭先端への伝達荷重が増加して、構造物に不同沈下が起こる恐れがある。したがって、ネガティブフリクションの発生機構の把握とネガティブフリクション、および杭の応力度と沈下量の定量的な予測が必要である。

本研究は、遠心力載荷装置を用いた室内実験や現場の計測データを収集、解析することにより、発生機構の把握と沈下量などの定量的な予測手法を確立することを目的としたものである。本報文では、遠心力載荷装置を用いて杭に作用するネガティブフリクションの模型実験を試みたので報告する。

2. 試料、実験装置及び実験方法

2. 1 試料

実験には、圧密に要する時間が比較的短いカオリン粘土と標準砂を用いた。試料の物理特性、力学特性は、表-1に示すとおりである。

2. 2 実験装置

実験に使用した遠心力載荷装置は、平成6年3月に開発土木研究所に導入されたもの¹⁾である。本装置の最大遠心力加速度は、200Gである。

模型容器は、長さ50cm、高さ50cm、奥行20cmのものを使用した。全体の模式図を図-1に示す。模型地盤の圧密速度を増すために、両面排水が可能となるよう下部および側面に不織布を敷いて、上部の排水面と連通させ、模型容器外部の排水槽に排水させた。自重圧密終了後、不織布を地表面に敷設し、上載圧力載荷のためのゴム膜を設置した。またゴム膜内部に、地表面沈下量測定のためのレーザー変位計用ターゲットおよび上載荷重水圧測定用の土圧計を取り付けた。

容器底面には、杭下部の支持ゴムの剛性（3種類、剛性大、中、小）を変えることができるように、杭外径と同じ径の穴を開けたステンレス板を設置した。

模型杭は、アルミニウム製パイプの構造で2つ割れになっており、内部にひずみゲージを貼り付けた後、接着剤で張り合わせた。また、杭表面にはサンドペー

表-1 室内土質試験一覧表

試料名	標準砂	カオリン社
土子の積密度 ρ_s (g/cm^3)	2.602	2.732
液性限界WL(%)		35.8
塑性限界WP(%)		27.3
塑性指数IP(%)		8.5
圧縮指数Cc		0.300
三軸全応力	Co(kgf/cm^2)	0.16
	Cu/p(°)	17.5
圧縮有効応力	Cd(kgf/cm^2)	0.05 0.04
	ϕ' , ϕd (°)	35.6 31.9

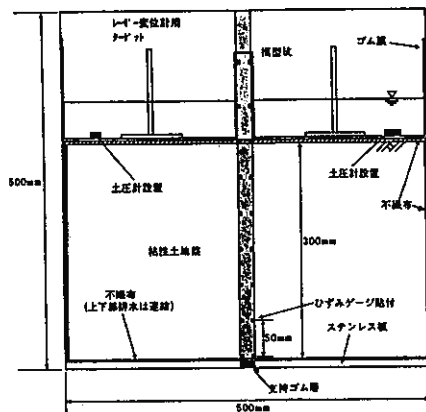


図-1 模型模式図

Centrifuge Model Testing on Negative Friction of Piles

Shun'ichi SAKANO, Jun'ichi NISHIKAWA, Yuki KUSAKABE (Hokkaido Development Bureau)

パーを貼り付け粗度を調整した。

2. 3 実験方法

模型容器内に模型杭を所定の位置に設置し、カオリン粘土を地盤材にした場合には、含水比を液性限界の1.7倍に調整したスラリー状にしたものを所定層厚流し込んだ。また、標準砂の場合は、空気乾燥状態のものを使用し、ゆる詰め地盤を作製するためにチューブを用いて、投入落下高1cm程度になるように作成した。試料投入後、遠心加速度100g場で自重圧密させ、模型杭に作用する軸力を測定した。自重圧密終了後、模型地盤表面を整形し、上部不織布および上載荷重用のゴム膜を設置した。その後、再び遠心加速度100g場で、ロータリージョイントを介してゴム膜上に水を流し込むことにより、上載荷重を0.1、0.3、0.7、1.3kgf/cm²と変化させ、杭頭と地盤表面の沈下量および杭軸力を測定した。

実験は、表-2に示すとおり、剛性大、中、小の支持ゴムを用いた粘性土のケースと、剛性小の支持ゴムを用いた標準砂のケースについて行った。

3. 実験結果

図-2に、実験結果の一例としてケース3の上載荷重の経時変化を示す。同図によると、0.1kgf/cm²以外の全ての載荷段階において、当初設定した荷重よりも軽い荷重が模型地盤に作用したことがわかる。これは、ロータリージョイントを介して、給水が設定通り正確になされていないことと、ゴム膜の変形により、模型地盤表面に均一な荷重が作用していないためと考えられる。

また、同様にケース3の模型地盤表面および杭頭変位量の経時変化を図-3に示す。同図によると、杭頭の大きな沈下量は、遠心加速度100g場に到達するまでである。模型地盤の沈下量は、遠心加速度100g場に到達した後でも、載荷段階毎に大きく変化している。

ケース3の軸力分布を図-4に、ケース4の軸力分布を図-5に示す。同図をみると、杭の最下部より上部に、軸力の最大値が見られ、中立点が確認できる。

表-2 実験ケース

ケース名	試料	支持ゴム
ケース1	カオリン粘土	剛性 中
ケース2	カオリン粘土	剛性 大
ケース3	カオリン粘土	剛性 小
ケース4	標準砂	剛性 小

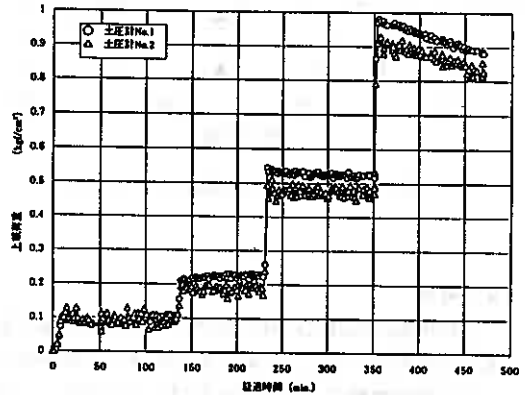


図-2 上載荷重の経時変化

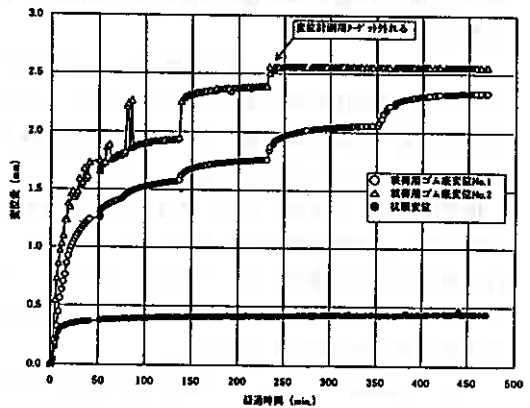


図-3 模型地盤表面および杭頭変位量の経時変化

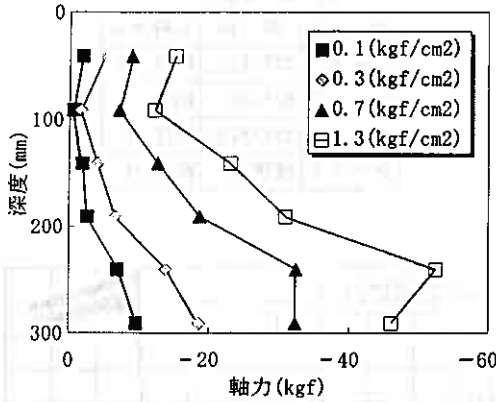


図-3 杭軸力分布図 (ケース3)

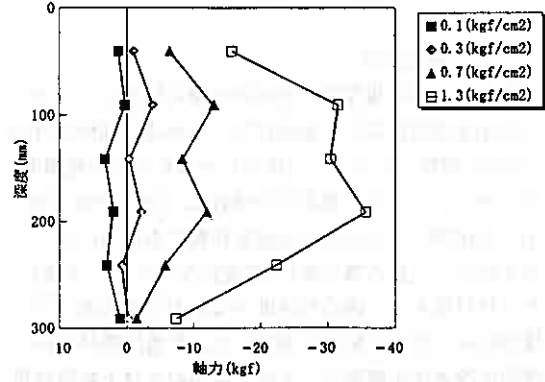


図-4 杭軸力分布図 (ケース4)

4. 考察

上載荷重 0.3kgf/cm^2 時の各ケースの周面摩擦応力度の分布を図-5に、上載荷重 1.3kgf/cm^2 時の各ケースの周面摩擦応力度の分布を図-6に示す。両図には、三軸圧縮試験結果を用いて算出した地盤のせん断強度分布も示した。

粘性土の模型地盤を用いたケース1~3の負の最大周面摩擦応力度になる深度の地盤強度と周面摩擦応力度を比較すると、ほとんどのケースで周面摩擦応力度が上回っている。一般的には同程度の値になるといわれている²⁾ことから、この結果は三軸圧縮試験結果のせん断強度破壊線の選定方法などに問題があると考えられる。

なお、ケース2では、上載荷重 0.7kgf/cm^2 に移行したときに杭の接合部が外れる結果となった。したがって、図-6の上載荷重 1.3kgf/cm^2 の周面摩擦応力度分布は、バラツキが大きくなっている。

標準砂を用いて実施したケース4では、模型地盤下部で杭に正の周面摩擦力が作用している。これは、砂の圧密沈下量が小さいために、ネガティブフリクションによる杭先端の沈下が地盤下部で地盤の沈下を上回ったためと考えられる。

ケース1およびケース3の上載荷重変化毎の杭先端軸力と杭先端変位の関係を図-7、8に示す。

ケース1では、支持ゴムの定数が実験後の圧縮試験では 13.2kgf/mm であったのに対し、遠心模型実験では 685.9kgf/mm となっている。

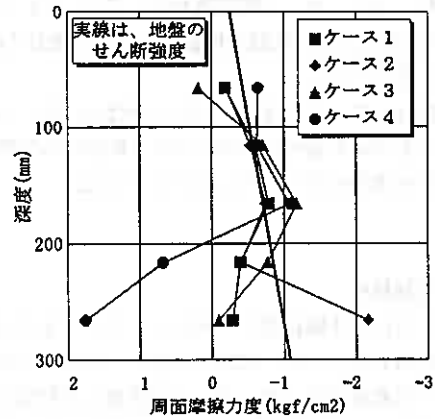


図-5 周面摩擦応力度の分布 (0.3kgf/cm^2)

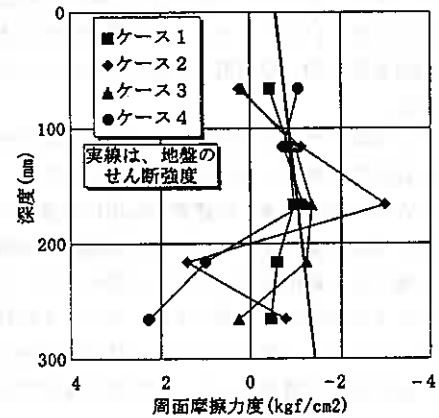


図-6 周面摩擦応力度の分布 (1.3kgf/cm^2)

同様にケース3では、実験後の圧縮試験では13.1kgf/mmであるのに対し、遠心模型実験では920.4kgf/mmとなっている。

これは、容器底面のステンレス板の穴が、支持ゴムの外径とほぼ同じため、ゴムが水平方向に膨張できなかったと考えられ、今回の実験では、完全支持杭の状態となっていたことが推測される。今後、模型体の作成に改良が必要と考えている。

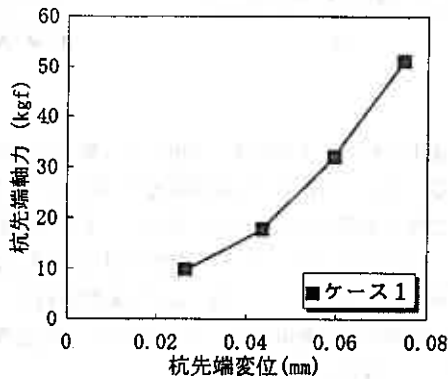


図-7 杭先端軸力と杭先端変位の関係

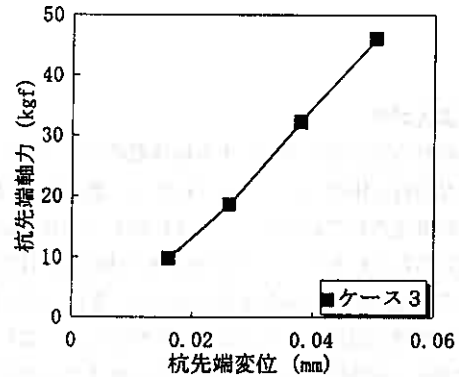


図-8 杭先端軸力と杭先端変位の関係

5. まとめ

以上をまとめると次のとおりである。

- 1) 遠心力載荷装置を用いて、模型杭に負の摩擦力を発生させ、中立点を確認することができた。
- 2) 同時に、杭先端条件の設定、上載荷重の制御など実験上の問題点が明らかになった。

6. おわりに

今回の実験において遠心力載荷装置が、ネガティブフリクションの模型実験に適用できることがわかった。しかしながら、上載荷重の精度の向上、杭先端支持の方法などの実験方法や模型材料にも解決しなければならない問題があることがわかった。今後は、地盤材料、杭先端条件などの条件を変えながらネガティブフリクションに関する問題を解明していきたいと考えている。

—参考文献—

- 1) 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 pp. 76-81, 1995.
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編 pp. 276-288, 1994. 2

カルバートに作用する土圧軽減工法について
 - 試験施工と遠心力载荷試験 -

北海道開発局開発土木研究所 正会員 ○大江 祐一
 " " 松田 泰明
 " " 西川 純一
 北海道開発局網走開発建設部 川岸 公文
 " 伊藤 久徳

1. まえがき

土被りの大きなカルバートや杭基礎のカルバートでは、盛土の相対沈下差によって直上の土被り圧よりも大きな鉛直土圧がカルバートに作用し、施工費が割高となる。また、土被り10mを越えるものについては設計法が確立されておらず¹⁾、設計鉛直土圧よりもかなり大きな土圧がカルバートに作用している例もいくつか報告されている^{2)~4)}。しかも、高規格道路の建設に伴って高盛土下のカルバートが増えている現状にある。

そこで盛土の相対沈下差を少なくし、鉛直土圧を軽減する目的でカルバートの直上部に圧縮性材料のEPSを薄く設置する工法について検討した。これまでに、模型実験と数値解析によってその有効性を確認したのち、試験施工を行い土被り18.5mまでの試験結果について報告してきた^{5)~8)}。

本報文では、その後、土被り22.5mまで施工を行ったのでその現場計測結果と、設計法の提案を行うための基礎となるよう遠心力载荷装置を用いた模型実験を行ったのでこれについて報告する。

2. 試験施工

2.1 試験概要

試験は、高規格道路・旭川紋別自動車道の奥白滝工区の水路カルバートで行った。カルバートの側面図を図1、断面と計測器の配置を図2、盛土の物性を表1に示す。カルバートは軟岩上の直接基礎で完成土被り24.5m、設計断面は鉛直土圧の軽減を考慮しない断面で鉛直土圧の割増し係数 $\alpha = 1.2$ とした⁹⁾。

EPSは盛土中心に設置し、その両側の無対策箇所と比較した。

表1 盛土の物性

土 質	シトシリ礫質土
湿潤密度	1.84 g/cm ³
E P S	密度 20kg/m ³

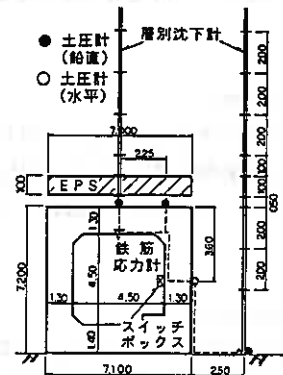


図2 断面および計測器配置

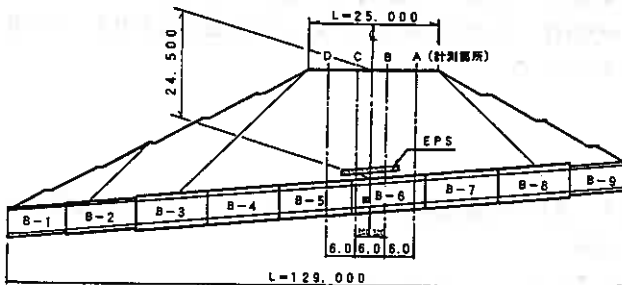


図1 カルバート側面図

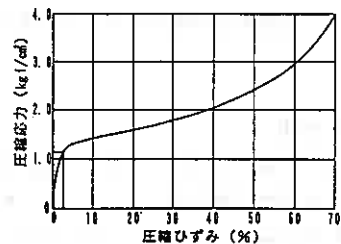


図3 EPS圧縮特性

Vertical earth pressure reduction for culverts - Field test and Centrifuge test-

Yuuichi OOE, Yasuaki MATSUDA, Jun'ichi NISHIKAWA, Hirohumi KAWAGISHI, Hisanori ITO (Hokkaido Development Bureau)

また、EPSはひずみ1~2%を越えると塑性変形を起こすが(図3)、本工法はEPSを塑性領域まで変形させる設計である。なお、盛土施工はH5年度に土被り9.3mまで、H6年度に18.5mまで、H7年度に22.5mまで、冬期間の休止期間を挟んで終了している。

2.2 計測結果と考察

(1) 鉛直土圧

図4に土被り22.5mまでの計測結果を示す。無対策箇所Aの土圧計は故障のため計測できなかった。無対策箇所Dでのカルポート中央の鉛直土圧係数 α (実測土圧/直上の土被り圧)は、土被り9.3mで1.65、土被り18.5mで1.55、土被り22.5mで1.55となった。また、図示していないが外側の土圧計(図2)ではさらに大きな値となった($\alpha=1.83, 1.85, 1.80$)。

これに対しEPS設置箇所B・Cでの鉛直土圧係数 α は、土被り9.3mで0.94, 1.26、土被り18.5mで0.68, 0.86、土被り22.5mで0.80, 0.99であった。この値から求めた鉛直土圧の比(無対策箇所/EPS設置箇所)は、カルポート中央で約2倍弱となり土圧軽減効果を確認できた。

さらに図5の鉄筋応力図をみると温度の影響を受けて応力は変化しているがEPS設置箇所は無対策箇所の1/3程度となっており、EPSによる土圧軽減の効果が表れていることが分かる。

(2) EPSの圧縮量と盛土の沈下

図6に示すとおり、盛土施工に伴うEPSの圧縮量はB・C箇所とも近似した値を示し、土被り22.5mで75%程度となった。すなわち、厚さ1mのEPSが25cm程度にまで圧縮したことになる。また、施工休止期間もEPSの圧縮量は増加している。これは、休止期間もカルポート周辺盛土が沈下するため、カルポート上部に作用する土圧が大きくなり、EPSが変形したと考えられる(図4)。計測された圧縮量がカルポートに作用している鉛直応力から計算した値よりも大きいのは、この変形のためと考えられる。

盛土の沈下は図7に示すように、無対策箇所ではカルポート上部よりもカルポート側方部分の方が大きい。このことから周辺地盤の土圧がカルポートに作用し、直上の土被り圧よりも大きな土圧が作用していることを裏付けている。EPS設置箇所ではEPSが大きく圧縮しているためカルポート上部の方が沈下が大きい。このためカルポート上部に作用する鉛直土圧が軽減されたといえる。しかし、土被り18.5mから22.5mまでの盛土施工では、EPSの圧縮量はほとんど変わらなかった。このことにより、今後の盛土施工に対しては盛土による土圧がそのままカルポートに作用するものと考えられる。

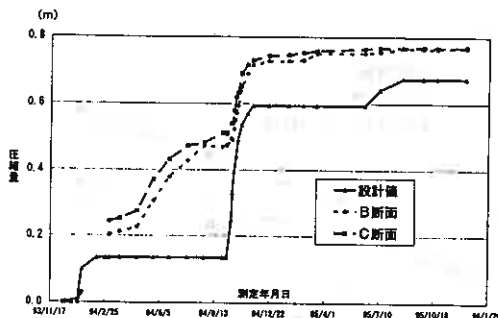


図6 EPS圧縮量

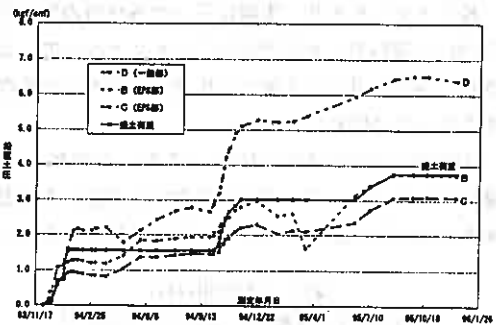


図4 天端の鉛直土圧

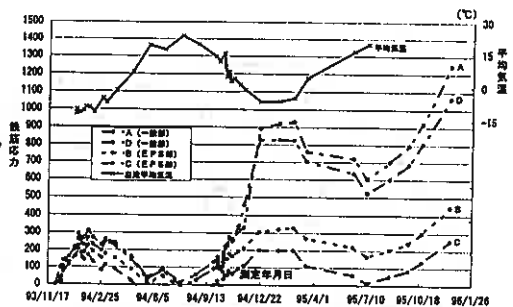


図5 鉄筋応力と平均気温

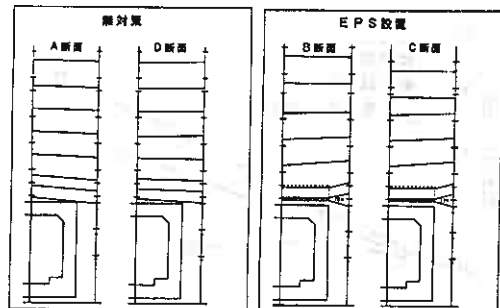


図7 層別沈下分布

3. 遠心力載荷模型実験

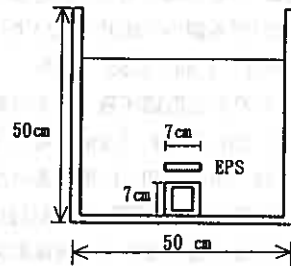
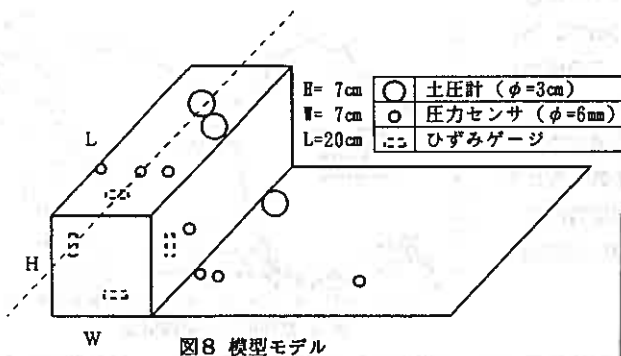
3.1 実験概要

模型モデルを図8、実験に用いた各材料の諸元を表2に示す。模型容器は幅50cm×奥行き20cm×高さ50cm(図9)の鋼製で正面が透明なアクリルとなっている(写真1)。ボックスカルバート模型は厚さ5mm、幅・高さが7cmの硬質アルミ製で土圧計と圧力センサを埋め込んでいる。また、カルバート内側にはひずみゲージをあらかじめ貼り付けている。

実験では遠心加速度を100gとした。このためカルバートは実大換算で7.0mに相当する計算となる。また、盛土の作成はホッパーを用いて空中落下法により密度が一定となるよう行った。実験ケースは土被りをそれぞれ10、20、30cmと変えて行い、1cmのEPSを用いた場合と無対策(砂盛土のみ)の場合を比較した。

表2 実験使用材料

盛土材	豊浦標準砂	$\rho_s=1.585 \text{ tf/cm}^3$
EPS	D-20タイプ	密度 20kg/m^3



3.2 実験結果と考察

(1) カルバート天端の鉛直土圧

100g場におけるカルバート天端の土圧計で計測した鉛直土圧と土被り圧の関係を図10に示す。無対策の場合、土被りより求めた計算値と比較すると鉛直土圧係数(実測土圧/直上の土被り圧)は $\alpha=1.3$ 程度となり、しかも土被りが変わっても α はほぼ一定の値となった。

EPSを設置した場合、 $\alpha=0.3$ 程度となりEPSの効果を確認できた。EPSを用いた場合は土被りが大きくなってもカルバートにかかる応力は比例的に増加しなかった。これはカルバート周辺地盤が沈下すると、EPSも共に圧縮し、カルバート上部の方が周辺地盤よりも沈下量が大きくなったためと考えられる。

また、これらの実測値は現場計測値に比べると小さな値となっている。これは乾燥した標準砂を用いたことや計測器の種類の違い、模型容器の壁面摩擦の影響によるものと考えられる。

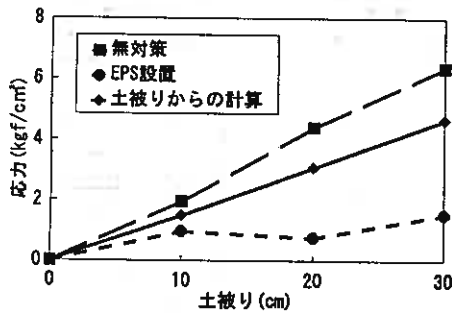


図10 天端の鉛直土圧

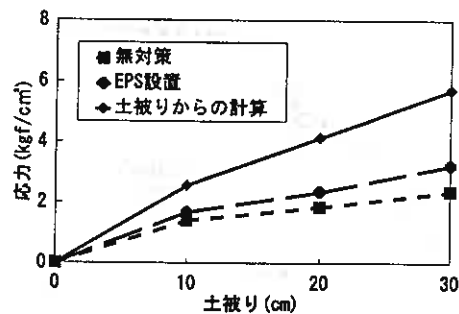


図11 基盤部の鉛直土圧

(2) 基盤部の土圧

100g場におけるカルバート横の基盤部の土圧計で計測した鉛直土圧と土被り圧の関係を図11に示す。無対策とEPS設置のケースを比較すると、EPSを設置したケースの方がわずかに大きな値を示している。

図10と併せみると、カルバート天端の鉛直土圧と基盤部の鉛直土圧の差は、無対策の場合に大きい、EPSを設置したケースにおいてはかなり小さい。前者の場合、カルバート上とその周辺の沈下の違いが表れ、後者の場合、カルバート上およびその周辺において盛土がEPSを含めて同じ様に沈下したものと理解できる。

(3) 土圧分布

図12は100g場でカルバート周辺の鉛直土圧分布を圧力センサで測定したものである。無対策とEPSを設置したケースを比較すると、無対策の場合カルバートに土圧が集中しており、特に天端のコーナー部分に土圧が集中していることが分かる。これに対し、EPSを設置した場合はカルバートに土圧が集中せず、ほぼ均等に土圧が分布している。このことからEPSの土圧軽減効果が確認できた。

また、カルバートから離れるにしたがい、無対策とEPS設置した場合の鉛直土圧は近似していく。これはカルバートに土圧が集中する影響範囲から離れているためと考えられる。

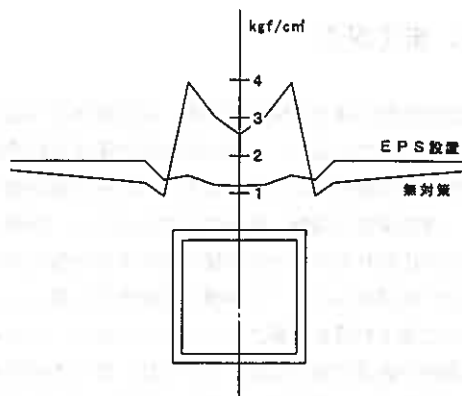


図12 土圧分布図

これらの値は土圧計に比べ計測値が全体的に小さくなっている。これは圧力センサの受圧面が極めて小さいことが影響していると考えられる。しかし、これらの実験値は現場計測の値と比べて小さいが、定性的には同様の傾向を示している。

(4) 現場計測との比較

今回の現場計測と遠心力模型実験の条件の違いは、現場では施工休止期間があり、その期間に盛土の沈下が続き土圧が変化し、EPSの圧縮量も変化していることである。この実験では乾燥した標準砂を用いているため沈下が一時的である。今後、EPSを用いる際の設計の考え方を明確にするために遠心力模型実験を行うには、実態に近い盛土材料と盛土手順を考慮する必要がある。

4. まとめ

- ①現場計測よりEPSを圧縮性材料として用いた鉛直土圧の割増しを軽減する工法の有効性を確認した。今後、設計に当たっては施工休止期間も考慮して盛土の最終的な沈下量を予測しておく必要がある。
- ②乾燥砂を盛土材料とした遠心力載荷実験でこの工法の効果を再現することができた。実際の現場との違いを考慮した実験を加えて、カルバートに作用する土圧軽減工法の設計の考え方を明確にする必要がある。

5. あとがき

今後、盛土施工が完了するまで計測を行い、さらに沈下量の計測以外については交通解放後にどのような変化があるか計測していく予定である。また、遠心力載荷装置を用いて、EPSの厚さ・強度を変えた場合の実験を引き続き行い、FEM解析法と併せ、様々な条件における解析結果および、現場計測の結果をもとに、本工法の設計法の提案を行う予定である。

—参考文献—

- 1) (社)日本道路協会；道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物工指針—, 1987年5月。
- 2) 田中他；カルバートに作用する鉛直土圧の評価, 北海道開発局土木試験所月報, No.402, 1986年11月。
- 3) 佐藤他；高盛土下の剛性カルバートに作用する鉛直土圧の軽減について, 土と基礎, 1981年12月。
- 4) 島田；カルバート設計における鉛直土圧係数の改訂提言, 日本道路公団技術情報94号1988年10月。
- 5) 松田他；EPSを用いた高盛土下におけるカルバートの土圧軽減, 土木学会第48回講演会概要集, 1993年9月。
- 6) 三原他；高盛土下のカルバートに作用する鉛直土圧の軽減工法, 第29回土木工学研究発表会講演集, 1994年6月。
- 7) 松田他；カルバートに作用する鉛直土圧の軽減工法, 土木学会第49回講演会概要集, 1994年9月。
- 8) 松田他；カルバートに作用する鉛直土圧の軽減工法—試験施工と数値解析—, 土木学会第50回講演会概要集, 1995年9月。
- 9) 北海道開発局；道路工事設計施工要領, 1991年4月。

自然地盤の凍上圧に関する実験的研究

北見工大 正員 鈴木 輝之
同大学院 ○学員 中村 哲也
北見工大 正員 沢田 正剛
北見工大 正員 山下 聡

1. まえがき

自然地盤の凍上に関する調査、研究はかなり以前から行われている¹⁾。当初の研究の対象は道路や鉄道の凍上被害対策に代表される。これらの構造物では、凍結深さが路盤、路床にまで及ぶこと、路線としての広がりを持つため多様に変化する地盤に対応しなければならないことが凍上被害を生じやすく、さらに凍上対策を困難にしている。しかし、これらの道路や鉄道の凍上被害については、多くの研究を通して被害の機構が明らかにされ対策工法も確立されつつある²⁾。一方、近年では各種構造物が複雑化、高度化して、新たな観点からの凍上対策が課題となっている。たとえば道路側溝や用排水路側壁の凍上被害^{3) 4)}、雨水樹やマンホールなどの凍着凍上被害、さらに各種擁壁の凍結土圧問題⁵⁾などが挙げられる。これら最近の地盤凍上問題では構造物に加わる凍上力が問題となる場合が多い。

地盤の凍上は凍結面で発生し、温度、水分、土質の3要素によって支配され、この凍上量のある範囲に押さえるときに必要な力を凍上力とすることが出来る。木下は凍上量をゼロに押さえるときを凍上力と定義し、種々の土の凍上力を室内実験によって測定している⁶⁾。また、自然地盤の凍上力を測定する屋外実験も行っている⁷⁾。実構造物においては、構造物自体の変形、未凍土側への圧縮、および凍土のクリープ変形などによって凍上変位が許されるので、一般的には凍上変位をゼロに押さええる凍上力実験で得られるような大きな凍上力が加わることはない。

本研究は、自然地盤の凍上力を定量的にとらえようとすることである。ここでは地表面における単位

面積当たりの凍上力を凍上圧と呼び、この凍上圧の実測を試みた。実験としては、地表面においた直径10cm~70cmの円盤の持ち上げりををゼロに拘束したときに円盤に加わる凍上力を、いくつかの地盤条件の下で測定した。1シーズンだけの測定結果であるが、自然地盤の凍上圧に関していくつかの知見が得られたので報告する。

2. 実験方法

図-1に実験設備の概要を示す。図に示すように鉄製円盤を所定の条件で地表面に設置し、その持ち上げりををゼロに拘束したときに円盤に加わる凍上力を測定した。円盤の拘束は地表面下2mの深さに埋設されたコンクリートブロックと連結した反力フレームによった。

実験場所は、深さ2mまでを凍上性の土と置き換えて造成された均一な平坦地である。地盤土の性質を表-1に示す。地下水位の正確な測定はされていないが、隣接地の地盤調査結果によれば-10m程度と推定される。また地表面の温度条件を均一にするため実験場所は常に除雪し、さらに地表面への直射日光は垂直壁によって遮断した。

図-1に示す各実験の設置条件は以下のようである。

- a) 原地盤 地盤表面に置かれた直径10cm、厚さ2cmの円盤に加わる凍上力を測定した。この場合、地盤中の凍結面で発生した凍結膨張圧が凍土層を介して円盤に集中してくるので、円盤には非常に大きな凍上力が加わる。
- b) 縁切り 内径10cm、21.5cm、42cm、70cmのテフロンシート(厚さ1mm)の円筒を地盤中に80cmの深

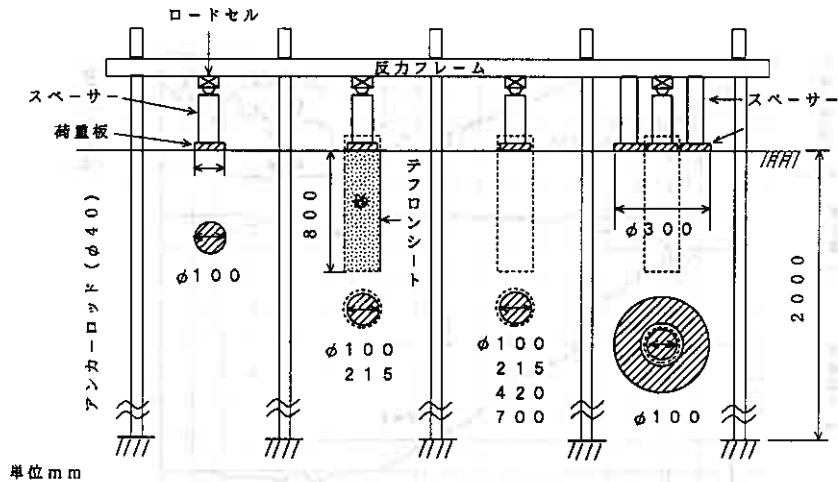


図-1 実験施設の概要

比重	Gs	2.56
粒度	砂分	47%
	シルト分	37%
	粘土分	16%
締め固め特性	最適含水比	26.1%
	最大乾燥密度	1.38g/cm ³
※凍上特性	凍上率	42%
	凍結様式	霜降状凍結
地盤	平均含水比(夏期)	40.72%
	平均含水比(冬期)	49.09%

※道路土工排水工指針による

表-1 実験地盤土の性質

さまで設置し、その円筒中で発生する凍上力を測定した。

テフロンシートの円筒で囲まれた中の土は周辺地盤と同様に締め固め、下端部は周辺地盤と連続している。テフロンシートへのせん断凍着強さは非常に小さいものであり、これを地中に埋設する事によって周辺地盤からの凍上力の伝達がない領域（以後縁切り領域と呼ぶ）が作られると見なしている。したがってこの場合、直径10cm、21.5cm、42cm、70cmの縁切り領域の内で発生する凍上力だけが測定され、単位面積当たりの地表面凍上圧を求めることが出来る。

c) 縁切り（砂詰め） b)と同様にテフロンシートを用いて直径21.5cm、10cmの縁切り領域を設け円筒内に水洗いした豊浦砂を詰め、その中で縁切りの直径と同じ直径の円盤（荷重板）に加わる力を測定した。

砂は凍上しないため縁切り領域内では凍上力は発生しない。ここで測定される上向きの力は周辺地盤が凍上したときにその凍上力がテフロンシートと凍土との摩擦力を介して荷重板に伝わったものと見なすことができる。この実験は縁切りに用いたテフロンシートの摩擦を直接求めるために行ったものである。

d) 縁切り（周囲固定） b)と同様にテフロンシートを用いて直径10cmの縁切り領域を設けその領域内で発生する凍上力を測定した。縁切り周辺の直径30cmの範囲内の地表面凍上は円環状の盤によって拘束した。この場合、原理的には周辺地盤での凍上変位は押さえられるので、そこからの凍上力伝達はないことになり、測定される力は縁切り範囲内で発生した凍上力だけとなる。

以上の実験における測定の項目と内容は次のようである。

a) 円盤への凍上力 図-1に示すように、反カフレームと円盤の間に挟んだロードセルで1日1回測定した。ロードセルは最大容量2~50tonのものを用いた。

b) 気温 百葉箱中に設置した銅-コンスタンタン熱電対をセンサーとして2時間間隔で自動測定した。

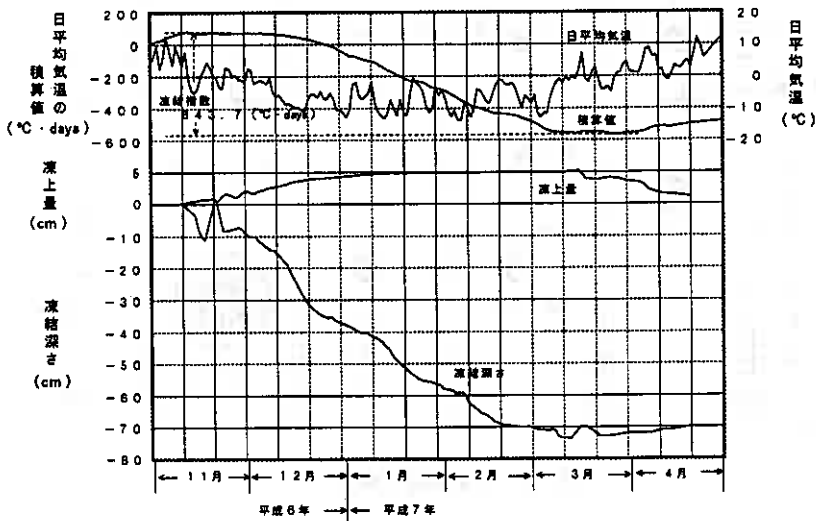


図-2 測定シーズンの気温と地盤凍結、凍上

c) 凍結深さ 反力フレームから2mほど離れた実験フィールド内で、メチレンブルー凍結深度計によって1日1回測定した。

d) 地表面凍上量 地表面に置いた直径30cmの鉄製円盤の持ち上がり量を、図-1の反力フレームを不動点として1日1回測定した。

3. 測定結果

(1) 実験シーズンの気温及び地盤凍結、凍上

図-2に、平成6年11月～平成7年4月の気温、凍結深さ、及び地表面凍上量の推移を示す。本実験シーズンの気温推移の特徴として、強い暖気が繰り返し現れて寒気が長続きしなかったことが挙げられる。このことは後述する凍上圧の現れ方に強く影響したようである。一時的な凍結、融解は11月から始まるが、継続的な凍結侵入及び地表面凍上は12月3日頃から始まっている。その後3月中旬に最大凍結深さ73.7cmに達し、同時に地表面凍上量も最大の5.1cmになっている。最大凍結深さの値は例年並である。最大地表面凍上量は例年7～10cm程度であり、それに比べてかなり小さい値になっている。この年の夏場の猛暑と降水量の少なさが土中水分の量に影響し

たとも考えられる。実験を行ったシーズンの凍結指数は、643.7°C·daysであった。北見市の過去10年間の凍結指数の最大値は、1076°C·daysで、平均値は、738°C·daysであり、実験期間中の凍結指数は最近の暖冬傾向を反映している。

(2) 凍上力

図-3に、平成6年11月～平成7年4月における原地盤、縁切り直径70cm、42cm、21.5cm、10cm、および10cm(周囲固定)の各測定条件下での凍上力の推移を示す。円盤に加わる凍上力は冬期シーズンを通して小刻みに変動している。

継続的な凍上力の発生は、少しのずれはあるが、図-2の凍結侵入とほぼ同じように12月10日頃から始まっている。その後、3月中旬には低下をたどり、4月中旬にはゼロになっている。この時期の地盤は凍結したままであることから、凍上力の低下は温度上昇による凍土層のクリープ変形に起因していると考えられる。

凍上力は図-1中の原地盤条件の場合に最も大きくなり、今実験シーズンの最大値は平成7年3月7日の2453kgfである。原地盤条件での凍上力の測定だけは、過去4シーズンにわたって行っており、その間のシーズン最大値の平均は4425kgfであった⁸⁾。し

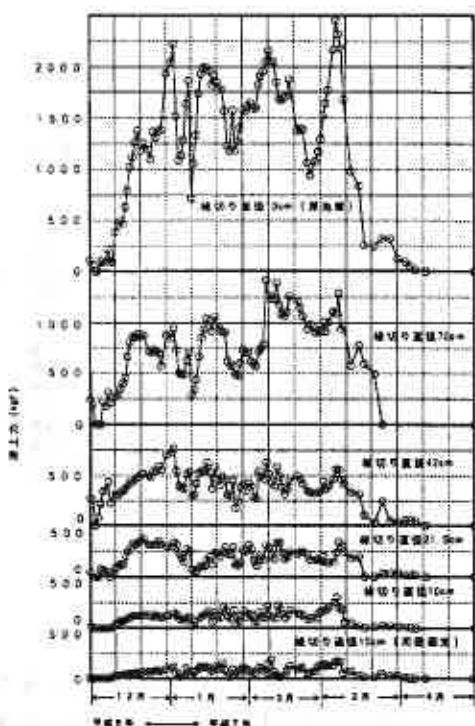


図-3 凍上力の推移

たがって今シーズンの凍上力の発生は例年に比べて小さいと言える。これは、前述したように地盤凍上量の少なさと、長続きした寒気がなかったことによると思われる。

一方、縁切りを行った地盤の場合は、縁切り直径が大きいものほど凍上力が大きい。これは凍上を生じる面積が大きいほど全体の凍上力が大きくなるためである。以後、これらの値を解析し、自然地盤の単位面積当たりの凍上力について検討を加えてみる。

4. 考察

図-4は縁切り直径を70cm、42cm、21.5cm、10cmとしたとき単位面積当たりの凍上力の推移を示す。テフロンシートへの凍着あるいは摩擦がゼロで縁切りが完全に行われているとすれば、原理的には図-4の凍上圧は縁切り直径に関係なく同じ大きさになるはずである。しかし、図-4では、縁切り直径が小さいものほど凍上圧の値が大きくなっていることがわかる。テフロンシートに一定の摩擦力が作用している

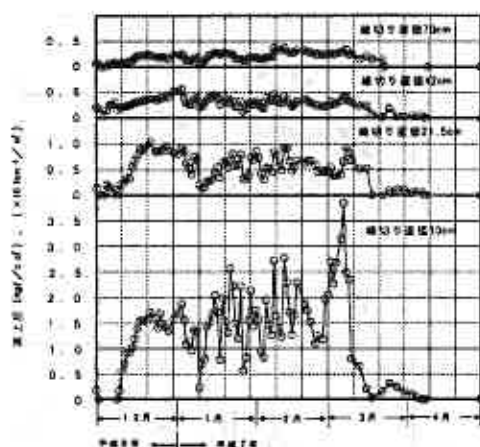


図-4 縁切り直径毎の凍上圧の推移

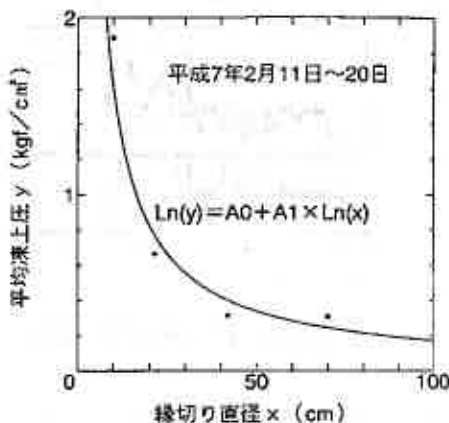


図-5 縁切り直径と平均凍上圧の例

とすれば、これが凍上圧の測定値に与える影響は、縁切り直径が小さいほど相対的に大きくなる。

ここでは、テフロンシートに摩擦があるという前提で、その影響を補正してより正確な凍上圧を算出してみた。その算出方法は以下の4つである。
 算出法1 縁切り直径70cm、42cm、21.5cm、10cmの各測定値において、縁切り直径をx軸にとり凍上圧をy軸にとると、一例として図-5が得られる。縁切り直径xが大きくなると平均凍上圧yは減少し、ある値に漸近していく。これは縁切り直径が大きくなるとテフロンシートの摩擦の影響が小さくなり、正確な凍上圧に近くなるためと推定される。ここでは、 $\text{Ln}(y) = A_0 + A_1 \times \text{Ln}(x)$ の式を近似式として使い、縁切り直径x=100cmとしたときの凍上圧の値を算出している。

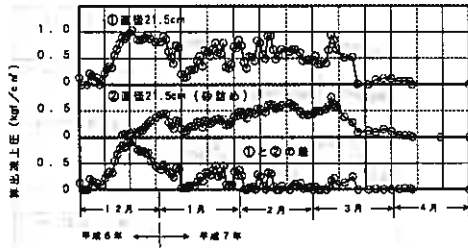


図-6 算出法2-1による凍上圧の推移

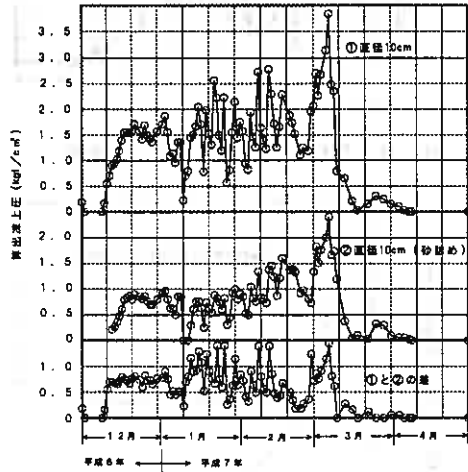


図-7 算出法2-2による凍上圧の推移

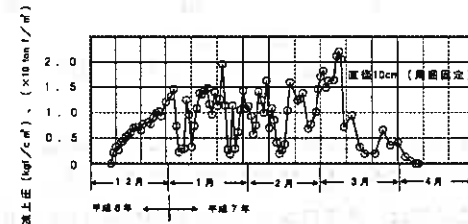


図-8 算出法3による凍上圧の推移

算出法2 図-1の縁切り（砂詰め）の測定では、縁切り領域内での凍上発生は無いのであるから、そこで測定される値はテフロンシートに作用する周辺地盤からの摩擦力の値となるはずである。したがって、同一の縁切り直径で縁切り領域内が土の場合と砂の場合の凍上力の差は、縁切り内の土の凍上によって発生した力だけを表していると考えられる。ここでは、縁切り直径21.5cmの場合を算出法2-1とし、縁切り直径10cmの場合を算出法2-2としている。

算出法3 図-1の縁切り（周囲固定）では、縁切り

日付	凍上圧 (kgf/cm ²)			
	算出法1	算出法2-1	算出法2-2	算出法3
11/ 1~11/10	---	---	---	---
11/11~11/20	0.0845	0.0660	0.1093	---
11/21~11/30	0.0807	0.1477	0.0962	0.2113
12/ 1~12/10	0.0792	0.1312	0.1700	0.2113
12/11~12/20	0.1114	0.5344	0.5801	0.5267
12/21~12/31	0.1493	0.4223	0.5452	0.2698
1/ 1~ 1/10	0.1292	0.3352	0.4813	0.7622
1/11~ 1/20	0.1446	0.1508	0.8305	1.2142
1/21~ 1/31	0.1074	0.2522	0.7283	0.9750
2/ 1~ 2/10	0.1444	0.1318	0.7080	1.0436
2/11~ 2/20	0.1723	0.0846	0.6519	0.7437
2/21~ 2/28	0.1492	0.0937	0.5956	0.9606
3/ 1~ 3/10	0.1388	0.0245	0.7599	1.7067
3/11~ 3/20	0.1515	0.0974	0.1210	0.4877
3/21~ 3/31	0.0731	0.0298	0.3016	0.8656
4/ 1~ 4/10	0.0283	0.0183	---	0.0894
4/11~ 4/20	---	---	---	---
4/21~ 4/30	---	---	---	---

表-2 算出凍上圧の平均値

周辺地盤の凍上変位が押さえられているので、そこからの上向きの力の伝達はない。すなわち、この縁切り領域内で発生した凍上力だけが測定されていると見なせるので、この場合は測定値をそのまま縁切り面積で割った値を凍上圧とする。

算出法2、及び算出法3によって求められた凍上圧の推移を図-6~8に示す。また、各算出法による凍上圧の10日毎の平均値を表-2と図-9に示す。

図-9によれば凍上圧の大きさは算出法1及び2-1と算出法2-2及び3の2グループに分かれ、各々の間ではかなりの差がある。これは縁切り直径10cmとそれ以外の2グループという見方もできる。原理的にはこれらの値は同じ大きさになるはずである。前述のように、誤差の現れる最大の原因はテフロンシートによる縁切りが不十分であったことによると考えられる。テフロンシートと凍土の間に凍着力あるいは摩擦力が作用すると、それが単位面積当たりの凍上力に与える影響は縁切り直径が小さい程、さらに凍結深さが大きいほど大きくなる。このことからすれば、本実験の中で縁切り直径10cmの測定値はかなりの誤差を含んでいると推定され、表-2及び図-9における算出法2-2と3の凍上圧は過大な値となっていると思われる。本報告は1シーズンだけの測定結果であるが、実験は現在も続けている。今後データを蓄積しより正確な凍上圧を見出ししていきたい。

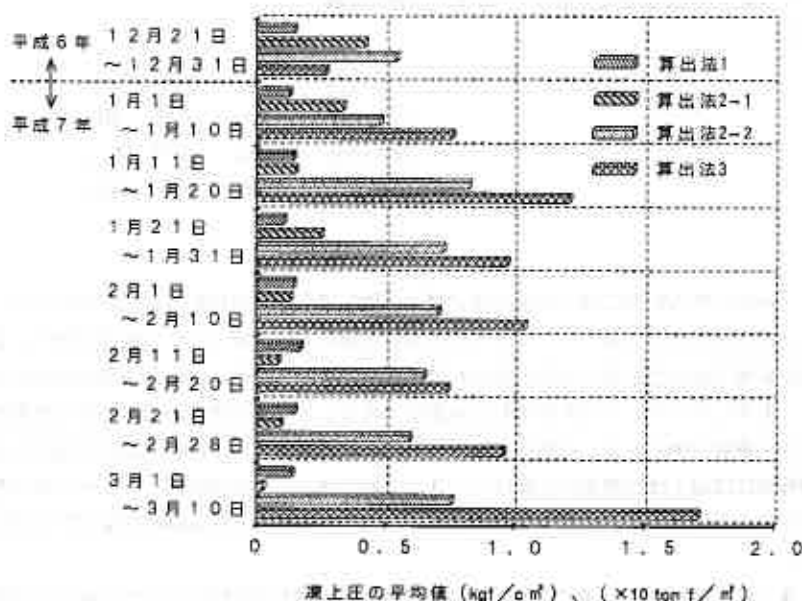


図-9 算出凍上圧の平均値

5. まとめ

自然地盤の凍上力を実測した。1シーズンだけの測定結果であり、今後のデータの蓄積に持つところも多いが、今回の実験で得られた主な内容をまとめると次のようになる。

- 1) 本実験シーズンは、凍結指数が $643.7^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ と例年と大差ないが、長続きた寒気がなかったこと、さらに最大凍上量(5.1cm)が例年の値(7~10cm)より小さかったことが特徴であった。
- 2) 以上のような地盤凍結状況を反映して、凍上力の発生は例年よりかなり小さかった。
- 3) 測定された凍上圧は、縁切り直径10cmの場合 $0.2\sim 0.3\text{kgf}/\text{cm}^2$ ($2\sim 3\text{tonf}/\text{m}^2$)で、縁切り直径21.5~70cmの場合 $0.7\sim 1.0\text{kgf}/\text{cm}^2$ ($7\sim 10\text{tonf}/\text{m}^2$)であった。
- 4) 縁切りによって単位面積当たりの地盤凍上圧を測定する場合、縁切り直径10cmでは測定誤差が大きいうである。

参考文献

- 1) 真井耕象：凍上被害とその対策について，土と基礎，第1巻，第1号，pp.7~13，1953.
- 2) 土質工学会編：土の凍結—その理論と実際—，土質基礎工学ライブラリー 23，pp.173~226，1994.
- 3) 佐藤裕一：農業用・排水路の凍上防止に対する一試案，凍害対策と寒さの利用に関するシンポジウム発表論文集，pp.57~64，1992.
- 4) 鈴木輝之，山田利之：小型U-トラフの凍上被害対策に関する屋外実験，土木学会論文集，No.418/III-13，pp.163~171，1990.
- 5) 鈴木輝之，沢田正剛，上野邦行，安達謙二：多数アンカー式補強土壁の凍上対策に関する実物大模型実験，土と基礎，第42巻，第3号，pp.51~56，1994.
- 6) 木下誠一：凍上力実験，低温科学，第30輯，pp.191~201，1973.
- 7) 木下誠一，大野武敏，小黒貢：凍上力II—現場の測定結果について—，低温科学，第24輯，pp.285~279，1966.
- 8) 鈴木輝之，朱青，沢田正剛，自然地盤の凍上力に関する実験的研究，土木学会論文集，No.523/III-32，133-140，1995.

凍上試験装置の開発に関する基礎実験

北見工大 正員 澤田 正剛
 同大学院 ○学員 北村 巖
 同大学院 学員 小松 大人
 北見工大 正員 鈴木 輝之

1. まえがき

寒冷地だけでなく、それ以外の自然には土が凍らない暖かい地方でも近年の冷却装置の発達により、大型冷蔵倉庫や冷凍倉庫、液化天然ガス（L. N. G）などの周辺地盤の凍結、凍上による被害が出ている。凍上とは、地盤が地表から冷やされたときに土中に含まれる水が氷に変わるだけでなく、未凍土側から水が移動してきて氷になり、土中にアイスレンズと呼ばれる氷層ができることによる体積膨張のために地盤が持ち上がることである。凍上被害の例として、道路や空港の滑走路などの舗装にひび割れや亀裂を発生させて破壊したり、春先の融解期には凍土は地表面から解けていき、下層に残っている凍結部分によって排水を妨げられて路床、路盤の支持力が低下して、その上を重交通車両が通ることにより舗装路面に亀甲状のひび割れを起こしたりする¹⁾。

このような地盤の凍上を推定したり、凍上対策として用いる置換材料の凍上性の判定には種々の方法があるが、最終的には凍上試験を行うことが望ましい。しかし現在日本の凍上性判定試験には（社）日本道路協会の道路土工排水工指針²⁾と、日本道路公団³⁾の2つの凍上試験があり、さらに凍上機構を解明する目的のための凍上試験も行われている。しかし、凍上性判定試験について統一された基準はない。そこで本研究では、簡単に土の凍上性判定ができる凍上試験装置を開発するために、試作した凍上試験装置で土の凍上特性について基礎的実験を行った。

2. 試料及び試験条件

本実験で使用した試料土は、北見地方の風化火山灰と、パイロフィライトを主成分とする白色粘性土と、北見火山灰および豊浦標準砂を用いた。試料の特性値を表-1に、粒径加積曲線を図-1に示す。標準砂以外は多量のシルト分を含んでおり、いずれも凍上性の土であるが、北見火山灰はふるい分けにより各粒径ごとに凍上試験を行った。また風化火山灰及び白色粘性土については、2kgの錘を使い一様に突き固める方法で締固めた試料についても凍上試験を行っている。各試験条件を表-2に示す。表-2に示すように火山灰については各粒径ごとにふるい分けて凍上試験を行っているが、VA-01、VA-05、VA-08については水洗いしていないので若干の細粒分をも含んでいる。

表-1 試料土の特性

試料土	風化火山灰	白色粘性土	火山灰	豊浦標準砂
砂	39.3%	0%	20.0%	100%
シルト	38.0%	65.0%	62.0%	0%
粘土	22.0%	35.0%	16.0%	0%
D ₅₀	0.075mm	0.014mm	0.175mm	0.19mm
土粒子比重 G _s	2.578	2.639	2.582	
均等係数 U _c			116.67	1.36

Basic Study for the frost susceptibility test of soil:Seigo SAWADA,Iwao KITAMURA,Hiroto KOMATSU, Teruyuki SUZUKI(Kitami Institute of Technology)

3. 実験装置及び方法

実験装置は図-2に示すように、内径16cmアクリル性の円筒の下に鉄製の容器を付けたものを用い、アクリルの円筒に高さ6cmまで試料を入れてポーラスストーンをのせ、その上を水で満たし試料の凍結面への水の供給を自由にしておいて、下の鉄製の容器に不凍液を流して冷却し、試料を下方から凍結させて試料の凍上性について調べた。下の鉄製の容器の内部は、図-3のようになっている。内部を不凍液がらせん状に流れることにより、冷却面の温度が均一になる。それにより凍結面の進行も均一になるはずである。アクリル性の円筒の中にメチレンブルー溶液を入れて実験した結果、凍結面が水平に進行することが確認された。温度制御は、上面は内部に温度調節した水を流している金属製の容器を、給水用の水の中に入れて制御している。下面は鉄製容器に-5~-10°C前後に冷却した不凍液を流すことにより制御を行った。下面温度は凍結面が停止しないようにして、凍結速度をほぼ一定に保つために、約30時間ごとに1°Cづつ下げた。凍結高さの測定は、試料内部に下面から熱電対温度センサーを高さ1cm間隔に7点設置し、各点の測定温度の中で0°Cをはさむ+側温度と-側温度の測定点間の温度勾配が一定だと仮定して求めた。凍上量は2つの差動トランスの測定値を平均して求めた。試験は基本的に凍結高さが6cm程度になるまで継続している。

以上のように、本実験では従来のように上面から冷却し下面から水の供給を行うのではなく、下面から冷却し上面から水の供給を行っている。すなわち、自然地盤と逆方向に凍結が進行するような実験を行っている。こうすることにより、試料とアクリル容器の間の凍着による摩擦を防ぐことができ、正確に凍上量を測定することができる。さらに地下水位などの条件によらず、最も凍上しやすい状態で試験を行って土そのものの凍上性を判定しようとするものである。しかし、本実験の結果を自然地盤に適用するときは、凍上量が過大に評価されることになる。

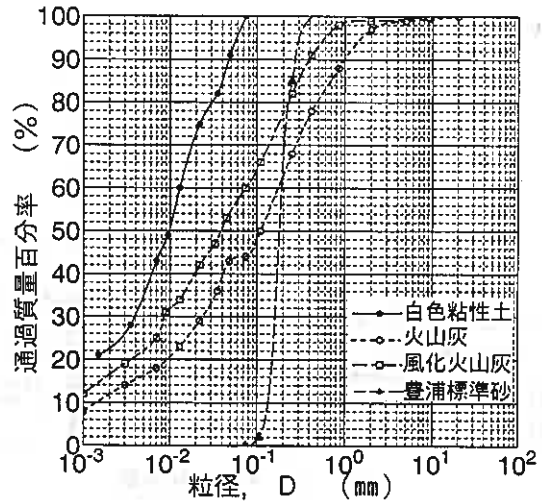


図-1 粒径加積曲線

表-2 凍上試験条件

種別	粒径	測定法	DATA名	最終凍結高さ (cm)	実験時間 (hr)	上面温度 (°C)	下面温度 (°C)
風化火山灰	2mm以下		WV-01	6	45	15	-5.8
			WV-02	6	45	15	-5.8
			WV-03	3.345	72	13.5	-5.8
			WV-04	5.045	177	14.5	-7.8~-10.8
			WV-05	5.385	177	14	-7.8~-10.8
			WV-06	5.6	213	11.5	-5.1~-11.4
			WV-07	5.333	213	11.2	-4.5~-13.6
			WV-08	5.6	144	7.5	-10.3~-13.6
			WV-09	5.933	15	11.1	-9.6
			WV-10	6	40	8.9	-9.5
	2-0.425mm		WV42-01	5.433	106	6.6	
			WV42-02	4.889	76	6.6	
	2mm以下	○	WVC-01	5.818	112	11.7	-4.1~-9.6
			WVC-02	5.8	112	11.2	-4.1~-9.6
WVC-03			4.168	163	12.4	-4.3~-9.3	
WVC-04			5.375	183	10.9	-4.3~-9.3	
白色粘性土		WC-01	4.668	210	7.15	-5.1~-9.7	
		WC-02	4.081	210	7.2	-5.1~-9.7	
		WC-03	4.071	111	4.7	-3.8~-5.6	
		WC-04	4.238	111	4.7	-3.8~-5.6	
	○	WCC-01	5.4	147	8.2	-4.0~-8.8	
		WCC-02	4.975	150	6	-4.0~-7.0	
		WCC-03	5.263	150	6.6	-4.0~-7.0	
豊浦標準砂		SS-01	6.2	10		-3.9	
		SS-02	6	33	20	-5.5	
		SS-03	3.95	310	20	-3.8~-4.6	
水洗							
火山灰	2-0.420mm	○	VA-01	6.5	25		-5.9
			VA-02	6	33	20	-5.9
	420~250μm	○	VA-03	5	190	12.4~14.9	-4.1
			VA-04	2.4	310	20	-4.2~-5.0
	250~105μm	○	VA-05	6.4	28		-5.9
			VA-06	4.4	175	20	-5.7
			VA-07	4.2	190	12.4~14.9	-4.1
	105~74μm	○	VA-08	6.7	28		-5.9
			VA-09	6	47	12	-6
			VA-10	6	23		-5.5
	74μm以下	○	VA-11	4.3	175	20	-5.9
			VA-12	6.8	142	19.6~23.1	-5.9

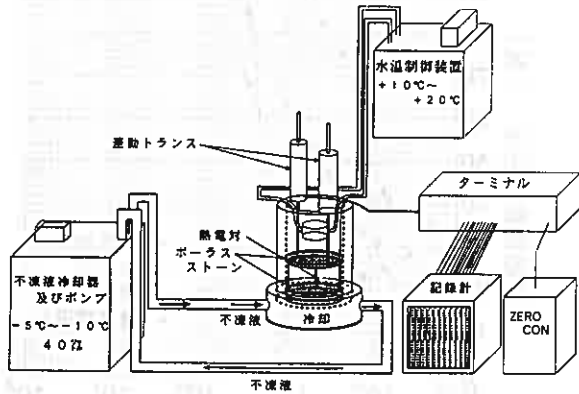


図-2 凍上試験装置

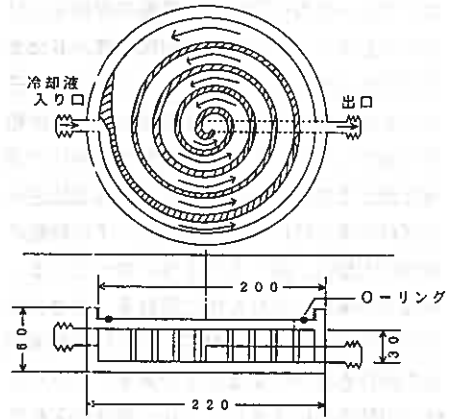


図-3 冷却液循環部

4. 凍上試験結果

図-4に凍上性風化火山灰の測定結果の一例を示す。これは表-2中のWV-06に対応している。平均凍結速度 0.068mm/h 、平均凍上速度 0.195mm/h 、凍上量 4.15cm 、凍結高さ 5.6cm であった。その結果 1.45cm の土が凍結して、凍上率 286.2% にもなっている。図-4で上面温度が変動しているのは、凍結面が停滞しないように下面温度を下げたこと、室温変動などの影響である。

また非凍上性材料として豊浦標準砂の測定結果を図-5に示す。これは表-2のSS-02の結果である。図-5から明らかなように非常に短時間で凍結が完了して、ほとんど凍上が起こっていない。

以上のような凍上試験の結果より各土質の凍上性判定を行うために、最終測定時間までの凍上率を図-6に示す。図-6の結果は冷却面温度、最終凍結高さなどが違うために、かなり凍上率にばらつきが見られるが、全体的には各土質の凍上性を反映している。

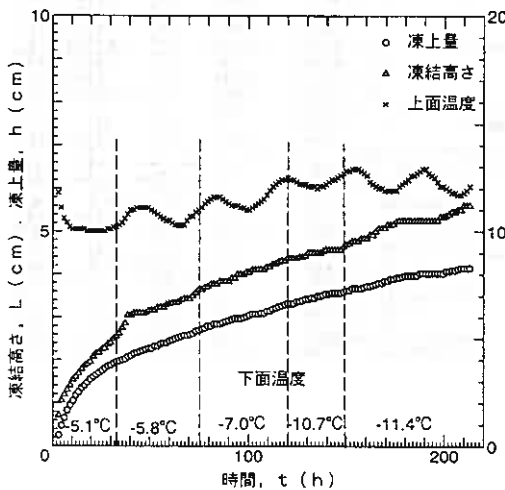


図-4 凍上試験結果 (風化火山灰)

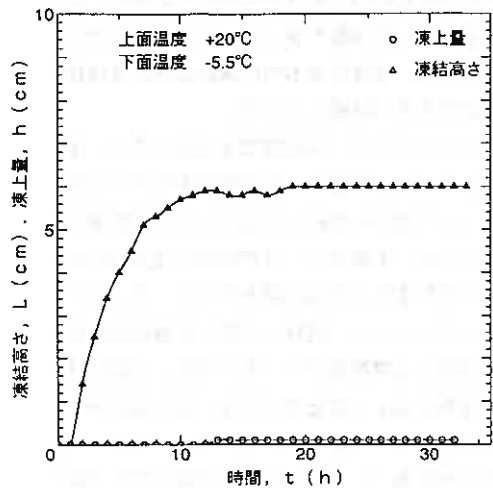


図-5 凍上試験結果 (豊浦標準砂)

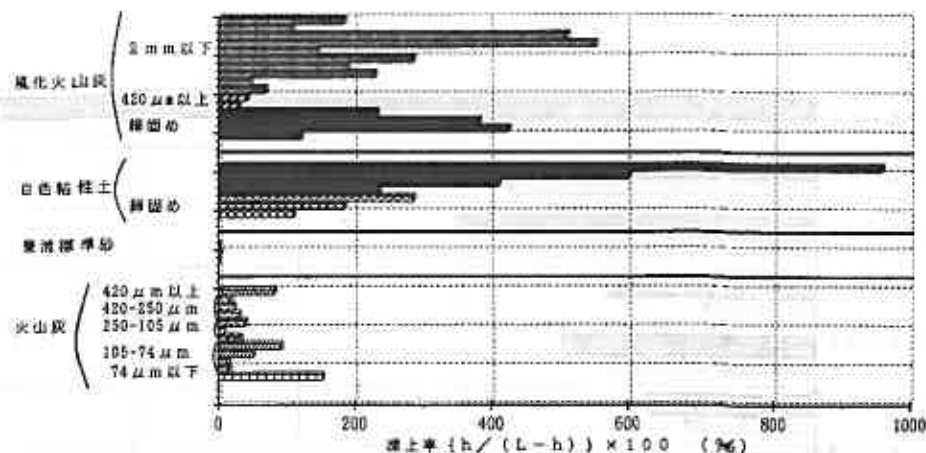


図-6 凍上試験結果

5. 考察

図-4及び図-5を比較すると実験開始直後から土の凍上性による違いが明らかになっている。そこで、各試験開始後20時間経過した時点での凍上率を、全測定時間における凍上率と比較した結果が図-7～図-9である。大部分は20時間以後も凍上率が増加しているが、これは凍結前面が冷却面から遠ざかるために凍上を起こしやすい温度条件となっているためである。しかし図-7、図-8、図-9を比較すると明らかに凍上率には大きな差が見られる。これは凍上性の判定のためにはこの装置では20時間程度で十分であると考えられる。また本実験の結果求められた凍上率はいままでの装置によるものと比較すると非常に大きな値となっている。これは水分条件として飽和状態であり、さらに土の乾燥密度も小さく、透水性の良い状態で試験を行ったためである。

さらに凍上性の判定のためには温度条件をそろえて試験をする必要があるが、本実験の範囲内では最適（最も凍上しやすい）温度条件は明らかにならなかった。しかし凍土厚増加速度と凍上速度の関係については極大となる点の存在が予想される。本実験における凍土厚増加速度と凍上速度の関係を図-10に示す。この関係が2次曲線だと仮定すると凍土厚増加速度が、約5mm/hになるように実験することが望ましいと思われる。

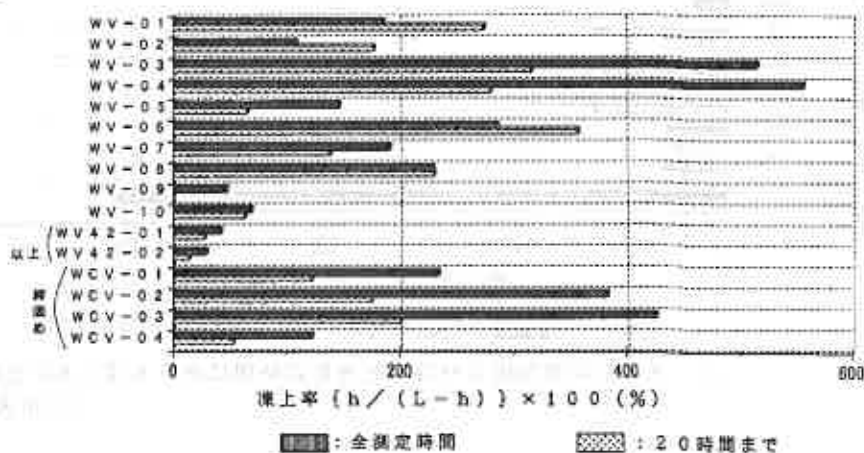


図-7 試験開始後20時間と全測定時間における凍上率の比較
(風化火山灰)

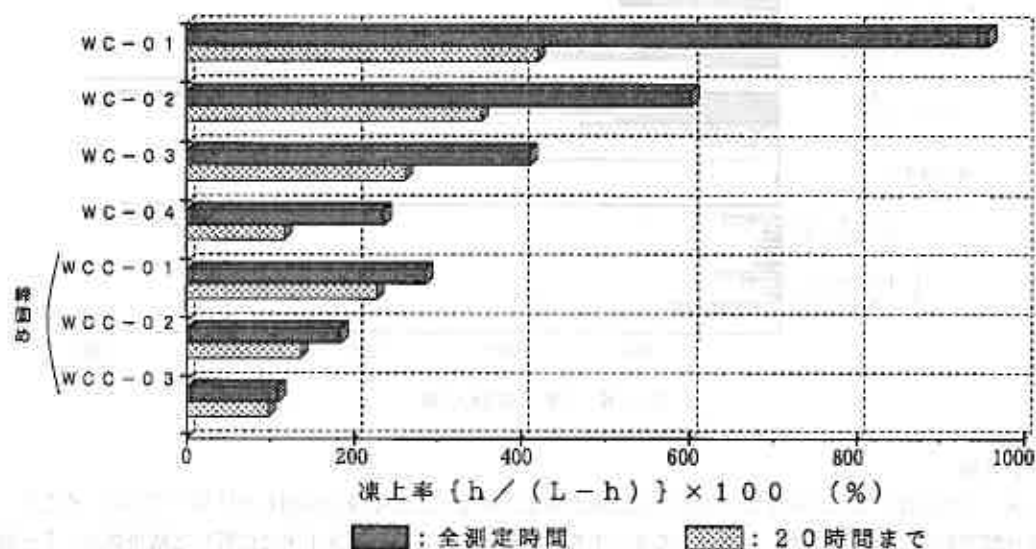


図-8 試験開始後20時間と全測定時間における凍上率の比較
(白色粘性土)

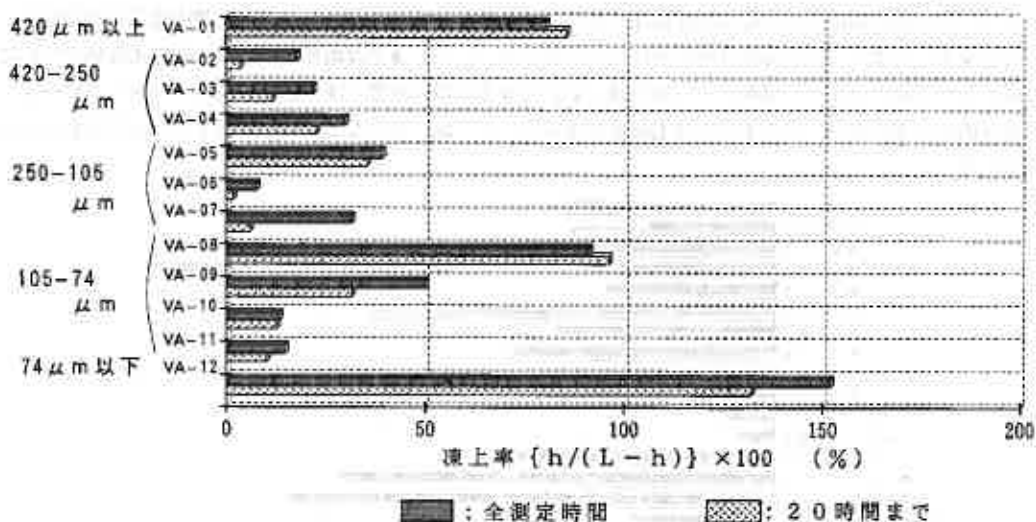


図-9 試験開始後20時間と全測定時間における凍上率の比較
(火山灰)

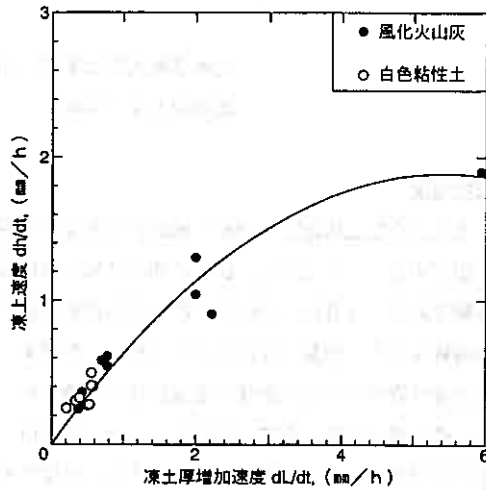


図-10 凍土厚増加速度-凍上速度

6. まとめ

簡単に土の凍上性を判定できる凍上試験装置を開発するために、各種土質に対して試作した装置による凍上試験を行った。凍上性の判定を行う場合に「凍上率」が最も適切であるかどうかはわからないが、水分条件を最も凍上しやすい状態にしても凍上性、非凍上性の判定はできることが明らかになった。また実験時間としては20時間程度で十分であることがわかった。

さらに凍上性の判定のための最適温度条件を決定するとともに、土の圧密条件なども考慮した凍上量推定も可能な凍上試験装置を開発したい。

参考文献

- 1) 土質工学会編：土の凍結 -その理論と実際-，土質基礎工学ライブラリー-23, pp173-178, 1994
- 2) 日本道路協会：道路土工排水工指針，
- 3) 日本道路公団：日本道路公団試験方法，土の凍上試験方法（KODAN 112-1985），1985. 10.
- 4) 土質工学会編：土の凍結 -その理論と実際-，土質基礎工学ライブラリー-23, pp79-124, 1994

北海学園大学工学部 ○正会員 小野 丘
北海道大学工学部 正会員 三田地 利之

1. 土の凍結・融解に関する研究の現況

構造物の基礎地盤や盛土・切り土のような土構造物が凍結-融解作用を受ける場合としては、自然現象によるものと人工的な作用の二つを想定することができる。前者は寒冷地域における気温の季節変動による地盤や土構造物の周期的な凍結と融解である。後者は、LNGなどの低温物質を貯蔵したタンクが周辺の地盤に与える凍結作用および長期的には融解作用や、地盤の支持力やせん断強さを増すことを目的として行われる凍結工法によって地中に挿入された凍結管から直接土が受ける凍結作用と施工終了後の解凍融解がある。最近では、廃棄物や汚染土壌からの汚染物質の拡散防止に一時的に人工凍土を利用することが提案される

(1) など、凍結・融解作用を受ける地盤の工学的性質を明らかにすることは今後とも重要な分野である。

一方、土の凍結・凍上現象に工学的興味が向けられたのは100年以上も前のことであり、これまでに研究論文も数多く発表されてきている(2)。その中で、本報告のテーマである凍結融解作用を受けたあとの土の示すせん断強さについてこれまでの研究成果をまとめると次のようになる。

Cully (3) は凍結・融解過程は土の弾性係数 (resilient modulus) を低下させることを縮固めた試料を使った実験で示している。青山・小川・川澄・田村・福田 (4) は、凍結・融解による一軸圧縮強度の低下は供試体の含水比が高いほど、また凍結-融解のサイクル数が多いほど顕著で、その主な原因は密度の低下と供試体内部での微小クラックの発生などであるとしている。青山・小川・福田 (5) は、三軸試験の結果から、粘着力と変形係数は凍結・融解によって低下するが、内部摩擦角は影響を受けないと述べている。Aoyama, Ogawa and Fukuda (6) は火山灰土について三軸試験を実施し、凍結・融解により強度が低下するとともに応力-ひずみ曲線でピークを示さなくなること、凍結時の温度が低いほど強度低下が大きいことを示した。長澤・梅田 (7) は、一面せん断試験および一軸圧縮試験を実施し、凍結・融解過程を経るとせん断強さが大幅に低下し、その傾向は凍結温度が低いほど顕著であること、また、凍結・融解作用を繰り返し受けると徐々に低下の割合を増すが、最初のサイクルが最も顕著に影響を与えることを示した。Broms and Yao (8) は、飽和シルト質粘土に対して凍結・融解速度を変えて三軸試験を実施し、凍結速度が遅い場合のほうが速い場合に比べて強度の低下が大きいことを示した。その理由として、凍結速度が遅いと厚いアイスレンズが生成し、土粒子間隔をより広げる結果となり、さらにまたより多くの自由水が残留することが強度低下を大きくするとしている。Yong, Boonsinsuk and Yin (9) は、5種類の粘土試料に対して凍結・融解後、フォールコーンによってせん断強さを調べる方法により、凍結・融解後の鋭敏な粘土の強度低下は大きいことを示した。その理由として、初期の土粒子間セメンテーションが破壊された後にできる新しい土粒子間の結合は不安定であることなどを挙げている。緒方・片岡・岡本 (10)、Ogata, Kataoka and Komiya (11) は、高塑性沖積粘土では、先行圧密圧力と同じか高い拘束圧力による三軸試験結果においては、凍結・融解作用は強度に影響を及ぼさないが、カオリンでは凍結・融解の結果、供試体からの排水がおこり密度が大きくなるため、OCRが8程度までは強度が逆に増加する結果を示している。さらに、凍結・融解作用はせん断抵抗角を増加させ、粘着力成分を減少させることも報告している。Chuvilin and Yazynin (12) は、凍結・融解前後の土粒子構造の電子顕微鏡による観察の結果などから、凍結・融解作用によって鉱物骨格の収縮がおこり粘土の強度は1~3オーダー増加すると述べている。風間・青山・福田 (13) は、Undrained shear strength of clay after freezing and thawing, Takashi Ono (Faculty of Engineering, Hokkai-Gakuen University) and Toshiyuki Mitachi (Faculty of Engineering, Hokkaido University)

シルトの凍結・融解による構造変化を電子顕微鏡で観察し、凍結によりベッドの細粒化と固結化がおこることを報告している。

このように凍結・融解を受けた土が示すせん断強度については、減少するとする結果と増加するとする結果の両方が報告されているのが現況である。このような現状をChamberlain (14) は、「凍結・融解によって密度が増加する場合は強度の増加をもたらすと考えられるが、特別な場合として固結度が高い粘土や、強く過圧密された粘土では（その初期構造が破壊されることにより：筆者）強度が減少すると考えられる。」と述べている。

2. 本報告の位置づけ

これまで行われてきた凍結・融解後の粘土が示すせん断強度に関する研究のうちで、実験方法が明記されているものについては概ね以下のような方法で実験がおこなわれている。つまり、モールドなどの中で作成された試料をそのまま凍結・融解させるか取り出して凍結・融解過程を与えた後に、必要なトリミングを行い、せん断試験装置へセットするという手順である。この方法では、供試体に凍結・融解作用を与えてから、せん断試験を実施する間に少なくとも一度、応力が解放される過程を通過していると考えられる。また、凍結-融解-せん断の全過程を通して土試料が一定応力条件の下にあるとは言えない。したがって、これまでに報告されてきている実験結果、特にせん断特性には少なくともこの応力解放の影響や地盤で受けていると想定される応力条件が考慮されているとは言えないので、実地盤が凍結・融解後にせん断応力を受ける現象とは異なっていると言わざるを得ない。凍結・融解作用を受けた地盤に対する工学的な設計定数を得るためには、できるだけ原位置に近い応力条件・排水条件での凍結-融解-せん断試験を実施する必要がある。そのためには、凍結・融解履歴を同一三軸セルの中で与えた後に直ちにせん断試験ができる試験装置が望ましい。そこで本報告では、現在通常行われている三軸試験装置内で凍結・融解作用を与えた後にせん断試験を行うことのできる凍結融解三軸試験装置とそれによる若干の実験結果を示し、凍結・融解を受けた地盤のせん断強さや変形特性を明らかにするための端緒とすることを目的としている。

3. 凍結・融解三軸試験装置

図1に凍結・融解三軸試験装置全体のシステムを、図2に三軸セル部分の詳細を示す。凍結・融解作用を与えるルート以外は、通常の三軸試験装置と基本的に同一である。図中の二つの低温循環水槽は循環する冷媒の温度を任意にプログラム制御できるもので、それぞれキャップ側とペダスタル側の温度を独立に制御でき、供試体に対して任意の温度勾配を与えることができる装置である。凍結・融解中の供試体の端面温度は、キャップとペダスタルにつけたひずみゲージ式温度センサーによって測定する。圧密・凍結・融解中の供試体からの吸排水はビュレットの水位変化を差圧で感知することで測定する。また、バックプレッシャーの載荷および吸排水は、ペダスタル中央から行う方式とした。供試体の垂直変位は三軸セルに取りつけたベロフラムシリンダーのロッドの移動量から得る。ロッドはキャップに剛結してある。ベロフラムシリンダーは復動式で、下室の圧力は一定に保ち、上室の圧力を荷重計（ロードセル）の値に応じて制御することで、後述するように凍結・融解中の変位を測定することとした。全てのセンサーから送られてくる電気信号は、一旦データロガーに取り込み、A/D変換・増幅してからコンピュータ（CPU）側で処理する。コンピュータ側では、データの取り込み時間制御、ディスプレイ、ディスクおよびプリンターへの出力制御、圧密度・凍上量・融解沈下量を得るためにベロフラム下室の圧力制御等を行う。図中のE/Pは、入力電圧をその値に応じた空気圧に変換する変換器で、この変換器によってルートの空気圧を任意にプログラム制御できるものである。凍結・融解過程終了後は、通常の三軸試験機と同様に載荷モータを駆動することで直ちにせん断試験を実施できる。セル内は断熱効果を期待して空気のみとし、液体を入れていない。また、載荷装置と三軸セル全体およびビュレットは+2℃の恒温室内に置き、外部からの熱的な影響を極力避けるようにした。なお、ビュレットを恒温室内に置いたのは、三軸セルとの距離をできるだけ短くするためである。

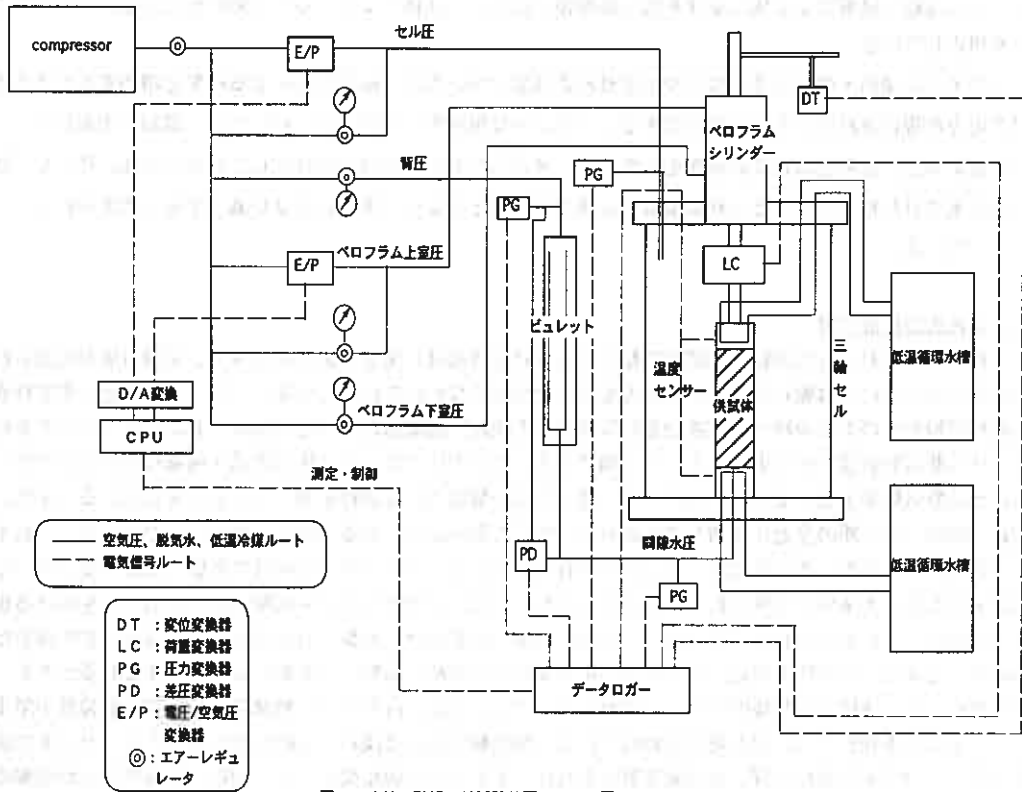


図1 凍結・融解三軸試験装置システム図

4. 実験試料

実験に用いた粘土試料は市販の粉末粘土で、その物理的性質を表1に示す。供試体の作成方法は静的締固めによった。つまり、粉末粘土に所要の水を加え充分養生期間をとった後に、締固め用の10cmモールドに詰めて、上から静的に荷重を加えて作成したものを、さらに養生期間を取ってから直径50mm、高さ120mmに成形して試験に供した。静的に加えた荷重はモールド上端で測定したところ、上載圧力に換算して約700 kPaであった。

5. 実験方法

5.1 実験手順

実験は、まず供試体を三軸セルにセットしてから所定の圧力をセル内とペロフラム下室に載荷し、同時にペロフラム上室にも圧力を加えることで拘束圧力載荷を行う。このときせん断力が作用しないように、ロードセルの示す値が常にゼロとなるように注意する。そ

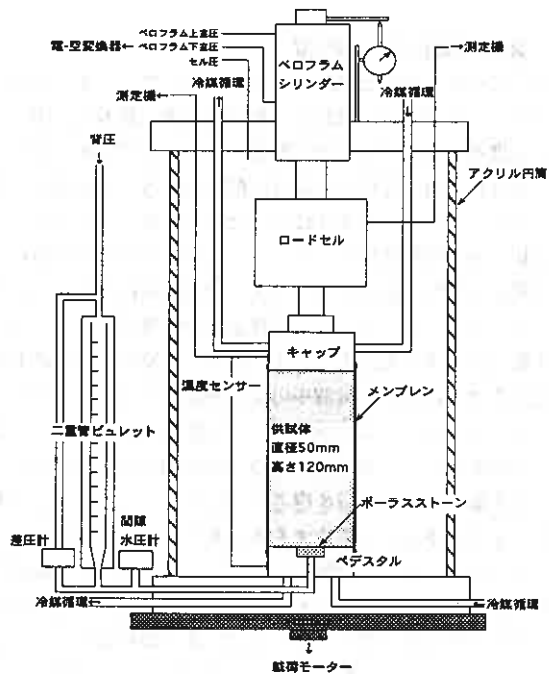


図2 凍結融解三軸試験装置

の後、ビュレットにバックプレッシャーを載荷し、排水バルブを開けた時点から等方圧密過程が始まることになる。このときのキャップおよびペDESTALには冷媒を循環させない。つまり、恒温室内の温度とほぼ同じ温度（+2℃）とする。圧密終了の判断は3 t法によった。実験試料作成のところで述べた

表1 試料の物理的性質

LL	IP	ρ_s	$<5 \mu\text{m}$
73%	43	2.82 g/cm ³	74%

供試体作成時の圧力より圧密圧力が低い今回の場合は過圧密となるが、その場合も3 t法によって圧密打ち切り時間を決定した。圧密過程終了後、キャップ側とペDESTAL側の冷媒の循環をそれぞれ開始する。ペDESTAL側はルート内の水が凍結しないよう0℃よりやや高い温度（約0.5℃）を保持し、キャップ側の温度は0℃から徐々に降下させ、供試体を上部から凍結させる。ただし、キャップの温度を0℃にする前に凍結の端緒を与える目的で、-5℃程度までキャップの温度を一旦下げる。これは、供試体にサーマルショックを与えることで氷晶を形成させて以後の凍結をスムーズにするためである。凍結過程の最低温度は-10℃を目標とし、目標温度に達したら一定時間その状態を続ける。その後、+2℃まで徐々にキャップ側の温度を上げて、+2℃になったら一定時間その状態を続け、融解による沈下が終了したことを確認して、非排水状態でせん断過程に入る。この間のペDESTAL側の温度は凍結当初から常に一定値を保持する。

非排水せん断時のひずみ速度は供試体の高さに対して0.04%/分を標準とする。間隙水圧の測定もペDESTALを介して行う。このような試験を、有効側圧、凍結・融解速度、供試体の初期状態などに対する基本的差異を調べるために必要量繰り返す。なお、本報告では凍結・融解速度を変えた実験による非排水せん断結果を示す。

5. 2 凍結凍上量と融解沈下量の測定方法

図2に示すように三軸セルの中に、鉛直方向の応力を正確に知るために軸力を測定するロードセルを入れた。また、試料の凍上、融解沈下に追従するためにペロフラムのロッドと供試体上部のキャップとは緊結してある。このような条件の下で供試体の凍上・沈下を測定するために以下のような制御方法を行った。つまり、キャップ側の温度が降下し始め、凍結凍上現象が発生し始めようとするとき、わずかに供試体は上方に膨張し、その結果ロードセルの示す値に変化が起る。この変化をコンピュータ側でモニターしておき、ロードセルの値がゼロ付近に維持されるようにペロフラムシリンダー上室の空気圧を制御する。具体的には、供試体が凍上しようとするとき、ロードセルは下からわずかに押されて正の値を示す。この値が所定値より大きくなった時点で、ペロフラムシリンダー上室の空気圧を下げて、ロッドをわずかに持ち上げることで、ロードセルの値を元に戻すことができ、それと同時に凍上量を測定できることになる。供試体が沈下（収縮）する場合は全く逆の操作を行う。ロードセルの値のモニター間隔や空気圧を増減する判断基準などは、同じ試料によって何回かのキャリブレーションが必要であるが、この一連の操作で供試体にかかる負荷は原理的にロードセルの測定精度（力で1 N程度、圧力で0.5kPa程度）まで小さくすることができる。

6. 実験結果

6. 1 凍結・融解過程

図3、図4、図5に圧密・凍結・融解過程を経過時間を横軸にとって示した。図中にあるのは、冷却面（キャップ）および恒温面（ペDESTAL）の温度、凍上量、吸排水量の4つの経時変化である。高志らが示しているように供試体の凍結速度は、凍結膨張率をはじめとして土の凍結現象に影響を与える大きな要因である（15）ので、今回の実験では冷却面の温度降下速度を変えた実験を実施した。すなわち、ペDESTAL側の温度は0.5℃前後の一定値を保ちながら、図3は-1.2℃/hour、図4は-0.8℃/hour、図5は-0.6℃/hourの速度で冷却面の温度を下げて、-10℃を目標として5時間一定温度を保ち、その後2時間で+2℃まで温度を上げて融解沈下が終了するまで実験を続けた。実験開始から1400分くらいまでは圧密過程を表しており、圧密の終了を確認してから-5℃まで冷却面の温度を一旦下げ、また0℃に戻した後、温度降下が始まると、時間に対してほぼ一直線で供試体の凍上と吸水が見られることから、凍結は一定速度であったと考えられ

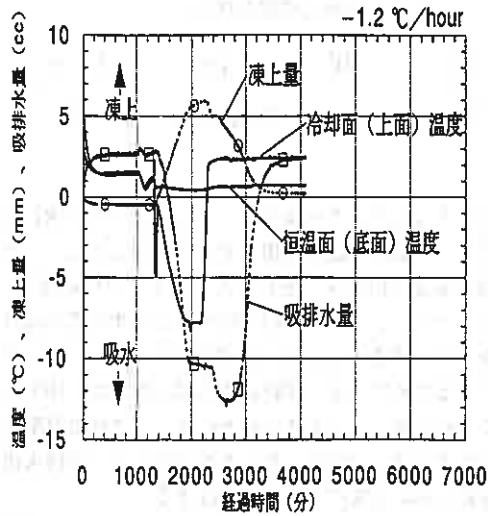


図3 圧密-凍結-融解過程 (-1.2 °C/h)

る。図の符号は、凍上を+、吸水を-としてある。また、凍結・融解過程を通して、セル圧力は等方全応力で200kPa、背圧として100kPaを載荷した。冷却面の温度降下と同時に凍結膨張および吸水が発生し、その後温度上昇にともなわず沈下が起り、やや遅れて排水が始まる様子が見られる。なお、本報告では扱わないが、冷却面の温度が一定になって融解が始まってからも吸水が生ずることがあることは興味深い。

図6は凍結-融解過程の凍上量の経時変化だけを取り出して比較したものである。凍結温度に若干の差があるので断定はできないが、凍結速度が遅いと凍上量も多いという結果がでており、この点はこれまでの研究結果と整合する(15)。図中圧密過程で終わっているデータは、その直後に非排水せん断試験を実施した供試体である。また、凍結・融解後は、圧密後の供試体高さには戻らないことも分る。

図7は凍結・融解中の吸排水の変化を圧密終了後の体積を基準として増分で表して比較したものである。凍結速度(冷却面の温度降下速度)によって吸水量に顕著な差異は認められない。この点に関しては、既往の研究結果(15)と異なるが、今回の実験程度では、はっきりした傾向を示すことはできないと考える。また、融解後の排水量については凍結速度の遅い場合の方が多くという傾向がある。

図8は凍結・融解過程中的間隙比を各供試体の初期間隙比の差を示すためにあえて直接示したものである。凍結速度の一番速い供試体が最も初期間隙比

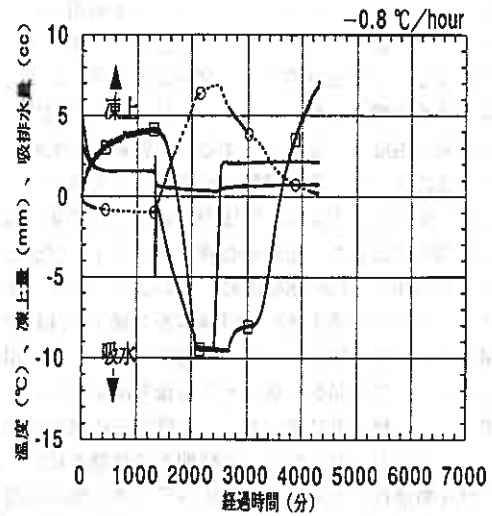


図4 圧密-凍結-融解過程 (-0.8 °C/h)

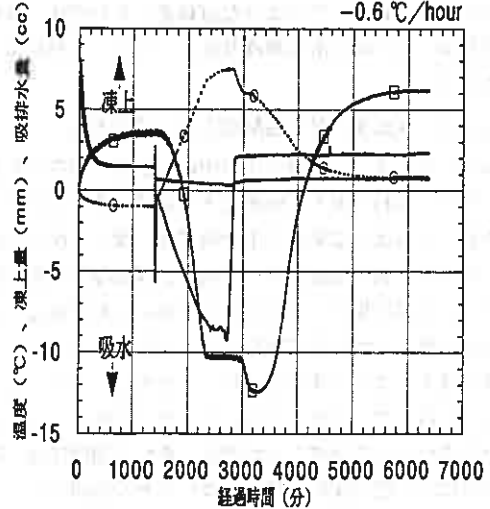


図5 圧密-凍結-融解過程 (-0.6 °C/h)

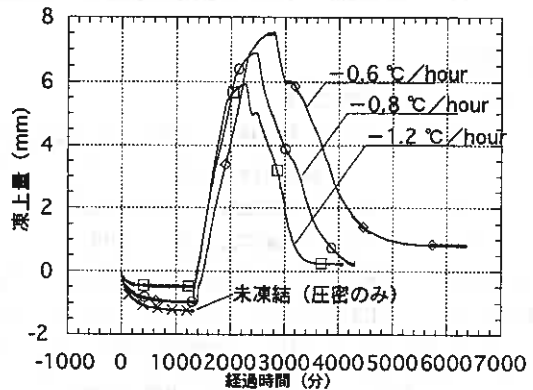


図6 凍上量の比較

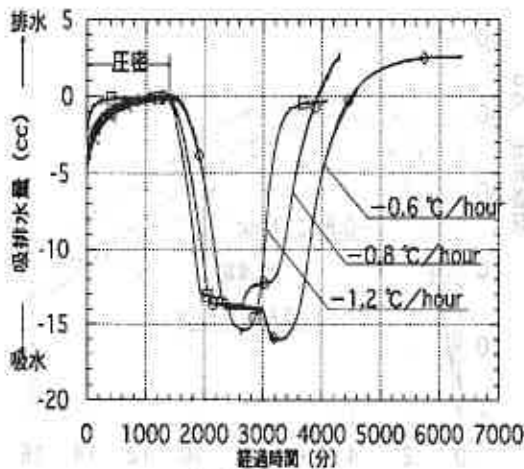


図7 凍結・融解過程中の吸排水量

が小さく作成されたものであったことが分る。前述したように今回使用した粘土供試体は締固めて作成したために、初期間隙比をうまくそろえることができなかったことに原因がある。せん断強さを比較する上では初期間隙比が異なると意味が薄れるので、せん断強さの比較の上ではこのデータを除外する。

図9は、比較しやすいように初期間隙比からの増分として図8を描きなおした図である。吸排水量変化と類似するものであるが、少なくとも二つの供試体に関しては、凍結・融解後には、圧密終了後より間隙比が減少するという結果が得られた。つまり凍結・融解によって密度が大きくなったことになる。

6. 2 非排水せん断過程

図10は、凍結・融解を受けた試料と未凍結の試料について非排水せん断試験を実施した結果である。凍結・融解後と未凍結の試料の応力-ひずみ関係には顕著な差がないという結果となった。また、図11は発生間隙水圧を表しているが、これについても同様に顕著な差が認められない結果が得られた。データ数が少なく断定的なことは何も言えないが、以下のような推論をあえてすることは可能である。つまり、凍結・融解作用によって全体の間隙比が減少したことは、せん断強度増加の要因となる。しかし、Yongらが述べているように凍結・融解作用は粘土粒子の結合を破壊すると同時に、新たに不安定な結合を作る(9)とすると、この構造変化は強度減少の要因と考えられる。今回はこの両者の要因が相殺した結果であると考えられる。ただし、土構造が変わったのであれば、何らかの兆候が間隙水圧に表れても良いはずであるが、今のところ

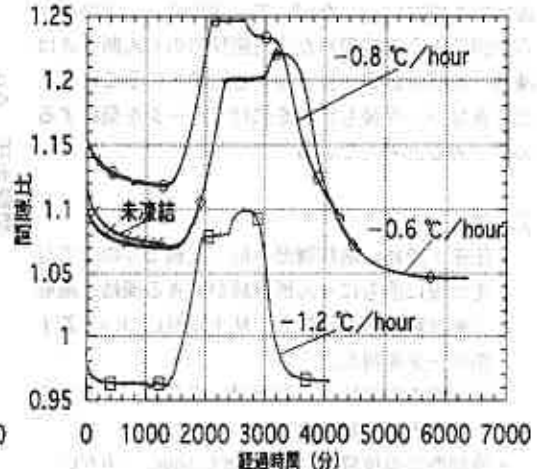


図8 凍結・融解中の間隙比

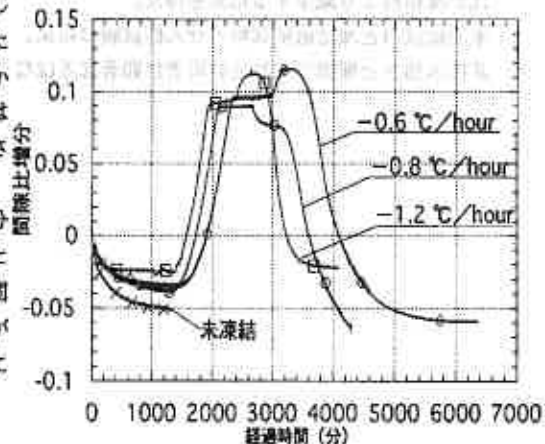


図9 凍結・融解過程中的間隙比増分の比較

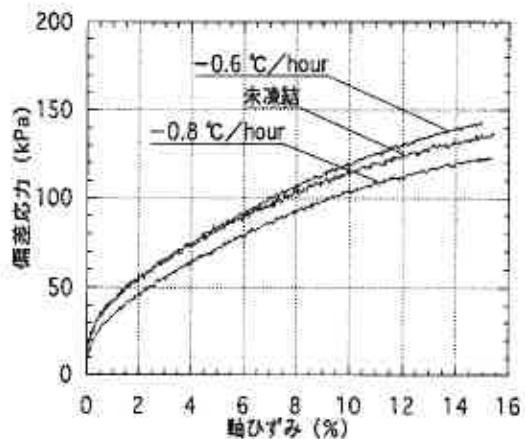


図10 凍結・融解土と未凍結土のせん断強さ

確認できてない。したがって、図10、11のみから今回のような締め固めた過圧密試料のせん断強さは凍結・融解の影響を受けないと結論付けることはまだできない。今後も実験を続けてデータを集積する必要があると考えている。

7. まとめ

- ・圧密・凍結・融解履歴を同一三軸セルの中で与えた後に直ちにせん断試験ができる凍結・融解三軸試験装置を作製し、粘土試料について若干のデータを得た。
- ・冷却面の温度低下速度が遅い場合ほど、凍上量が多いという結果を得た。
- ・冷却面の温度低下速度 $-0.8^{\circ}\text{C}/\text{hour}$ 、 $-0.6^{\circ}\text{C}/\text{hour}$ で凍結後、 $+2.0^{\circ}\text{C}$ で融解させた結果、間隙比が凍結前より減少する結果を得た。
- ・未凍結試料と凍結融解試料のせん断試験の結果、非排水強さと間隙水圧特性の両者に顕著な差はなかった。

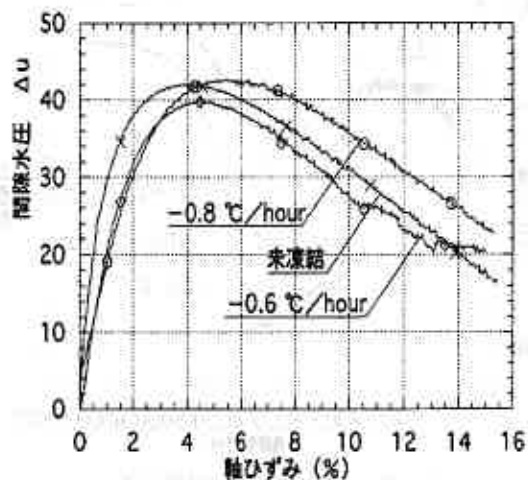


図11 凍結・融解土と未凍結土の間隙水圧

<参考文献>

- (1) J.G.Dash : Ground freezing for management of hazardous wastes, Proceedings of the 7th International Symposium on Ground Freezing, pp.351-354, 1994
- (2) K.A.Linell and C.W.Kaplar : The factor of soil and material type in frost action, HRB Bull.225, pp.81-126, 1959
- (3) R.W.Cully : Effect of freeze-thaw Cycling on stress-strain characteristics and volume change of a till subjected to repetitive loading, Canadian Geotechnical Journal, vol.8, no.3, pp.359-371, 1971
- (4) 青山清道、小川正二、川澄修、田村富雄、福田誠 : 凍結-融解を受けた土の性質、土と基礎、Vol.25, No.7, pp.41-46, 1977
- (5) 青山清道、小川正二、福田誠 : 凍結-融解を受けた土の力学特性、第34回土木学会年次学術講演会、pp.77-78, 1979
- (6) K.Aoyama, S.Ogawa and M.Fukuda : Temperature dependencies of mechanical properties of soils subjected to freezing and thawing, Proceedings of the 4th International Symposium on Ground Freezing, pp.217-222, 1985
- (7) 長澤徹明、梅田安治 : 凍結融解土の諸性質について、土と基礎、Vol.29, No.2, pp.39-46, 1981
- (8) B.B.Broms and L.Y.C.Yao : Shear strength of a soil after freezing and thawing, ASCE, Vol.90, No.SM4, pp.1-25, 1964
- (9) R.N.Yong, P.Boonsinsuk and C.W.P.Yin : Alternation of soil behaviour after cyclic freezing and thawing, Proceedings of the 4th International Symposium on Ground Freezing, pp.187-195, 1985
- (10) 緒方信英、片岡哲之、岡本敏郎 : 地盤の凍結・凍上特性 粘性土の強度特性におよぼす凍結・融解の影響、電力中央研究所土木研究報告、No.385054, 1986
- (11) N.Ogata, T.Kataoka and A.Komiya : Effect of freezing-thawing on the mechanical properties of soil, Proceedings of the 4th International Symposium on Ground Freezing, pp.201-207, 1985
- (12) Ye.M.Chuvillin and O.M.Yazynin : Frozen soil macro- and microtexture formation, Proceedings of the 5th International Conference on Permafrost, vol.1, pp.210-328, 1988
- (13) 風間秀彦、青山清道、福田 誠 : 凍結融解に伴う粘性土の微視的構造変化、第22回土質工学研究発表会、pp.201-202, 1989
- (14) E.J.Chamberlain : Physical changes in clays due to frost action and their effect on engineering structures, Proceedings of the International Symposium on Frost in geotechnical engineering, vol.1, pp.863-893, 1989
- (15) 高志 勤、益田 稔、山本英夫 : 土の凍結膨張率に及ぼす凍結速度、有効応力の影響に関する研究、雪氷、第36巻第2号、pp.1-20, 1974

第14回 土質工学懇話会

テーマ : 試験法・調査法
日時 : 平成7年2月14日(火)
場所 : 札幌市民会館
参加者 : 47名

内容: 最近、試験、計測技術の向上やコンピューター普及から数値解析等の解析技術の高度化に呼応して、新しい試験・調査法が提案され、実用化されつつあります。また、従来からの試験・調査法についてもデータの集積により問題点が指摘され、改良がくわえられる状況にあります。今回の懇話会は、4名の話題提供者を招いて、具体的な例を挙げながら現在の状況や問題点、将来の展望などについて懇談しました。

【一面せん断試験の基準化の現状】 渋谷 啓氏 (北大 工学部)

現在、一面せん断試験はマイナーな試験法になっているが、単純せん断に近ずける方向で基準化が進んでいる。試験法の問題点としてはせん断面発生自由度がないこと、 ϕ が大きすぎる結果が出ること、排水条件が曖昧であること、など6つの理由が示された。これに対して載荷板は水平にすること、せん断箱は鉛直にすること、上下のせん断箱の隙間は試料の平均粒径の10~20倍にすること、定圧試験とすること、などあるべき試験機の姿が提案された。

討論では上下せん断箱の隙間について決定法に関する質議があった。三軸試験が主流を占める中で、直接せん断試験のメリット生かした一面せん断試験の基準化の必要性が討論された。

【遠心力載荷試験】 日下部 祐基氏 (開発局 開発土木研究所)

世界で初めて遠心力載荷試験が用いられた事例の紹介があり、現在日本の保有台数と稼働状況が示された。この中で、現在日本には21の機関に遠心力載荷装置があり、国内最大は半径6.5mのものであること、開発土研に導入された装置の紹介がなされた。また、どういう場合に遠心力載荷試験が用いられるの点では、解析が困難な場合にマニュアルのバックデータとして利用されることや、実際の構造物設計等に用いられることである。今後、北海道において、遠心力載荷試験の可能性がしめされ、最後に実験結果を整理する際に用いられる相似則の概要について簡単な説明があった。

討論の中で今後の展望として杭の支持力やアンカーの引き抜き力の指針を整備するときに利用出来る可能性が示された。また、問題点として供試体作成法が難しいこと、特に、泥炭の試験法に関しては、供試体の作成法のほかに泥炭繊維に含まれる気泡等も問題になるとの話が出た。

【N値のかかえる諸問題】 工藤 康雅氏 (北海道土質コンサルタント)

標準貫入試験には調査法として数々の長所があり、現在、ほぼ独占的に用いられている。ただし、同一地点で測定結果に差があった場合、その原因は地盤の不均一性に起因することとされるのが一般的である。当試験法はJISで基準化が進んでいるものの、曖昧な部分を多く残していることが指摘された。曖昧な部分としてボーリング孔の掘削法、ロット径などの試験器具に関係するもの、モンケンの落下法など、試験方法に関係するものの具体例が示され、それらによりどの程度の誤差が発生するかが示された。最後に、標準貫入試験がどうあるべきかについての提案がなされた。

討論の中で標準貫入試験はラフサウンディングであり、自動落下装置等の新しい方法を導入すると従来の関係式等に変化が出て、設計法自体のバランスがくずれるのではではないか、との指摘があった。また、ラフサウンディングに甘えて土質試験をしなくても良いとの姿勢は慎まなければならないことの警告があった。

【ダイラトメーターの適用と可能性について】 岩崎 公俊氏（基礎地盤コンサルタンツ）

ダイラトメーターは、測定が簡単、装置が単純、迅速、再現性に優れる、等の理由で欧米で用いられている調査法である。ただし、なかば経験的に土質パラメーターを求めていることから、提案式は欧米におけるものであり、必ずしも日本の地盤に対して適用性が高いものとはならないことが示された。話題提供は、ダイラトメーターの測定法の概要と、これまで国内で行った測定例をもとに推定式の提案を行った結果の中から非排水せん断強度、土質型、変形係数、 K_0 、液状化強度、などについて紹介された。

討論では、ダイラトメーターの測定法に関するもの、測定結果と過剰間隙水圧の関連についての質問があった。今後の展望として粘性土の非排水せん断強度や地盤の K_0 の評価、地盤改良の効果判定あたりに発展の可能性があることが示された。

第15回 土質工学懇話会

テーマ : 地盤工学における各種基準の運用とその功罪
日時 : 平成7年3月17日（金）
場所 : KKR札幌3F エルム
参加者 : 20名

内容：各機関において、調査、設計、施工に関する基準が設定されています。懇話会では運用時点における問題点、留意点等について、産官学の方面の方々から話題を提供していただき討論しました。

【基準の考え方とその運用】 日下部 祐基氏（開発局 開発土木研究所）
開発局は道路協会の基準の範囲内で基準を設定しており、今後、種々の基準はもっと増える傾向にある。また、拘束力は強いものから、基準、示方書、指針、となる。
昔の基準では主任技術者の判断にゆだねる部分が多かったが、最近は細かく設定される傾向にある。

【基準に策定方法】 大越 良記氏（日本道路公団）
新技術に対する公団の取り組み姿勢に特別なものはない。コスト優先の考え方が主体である。
公団は杭基礎工法として場所打ち杭（ベノト杭）が標準的に採用される。

【地盤調査による各種基準の運用】 斉藤 和夫氏（基礎地盤コンサルタンツ）
基準は細部まで決めた方がよいか、判断に余裕を持たせた方がよいか難しいところである。
たとえば、杭の打止め管理の際、支持力公式に忠実にしたがったため、杭を破損した例がある。

【設計施工における各種基準の運用】 村田 基治氏（不動建設）
深層混合処理による地盤改良を行う場合、改良体の品質管理の基準全てに確率手法を適用するのは妥当か、疑問である。また、問題となる施工後の杭体の長期劣化はほとんどない。

【設計基準の運用例】 三浦 均也氏（北大 工学部）
基準を鵜呑みに設計すると、思わぬ事故を起こすことがある。たとえば、仮締め切りの安定は平面形状と寸法によって、危険となる場合がある。
設計する対象と理論を理解しないと問題が起こる場合があることを、肝に銘じる必要がある。

懇話会幹事

○三浦 均也、小山田 和、斉藤 和夫、佐野 信房、野口 恒久（○チーフ幹事）

平成6年度土質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	北海道大学工学部教授
委員	阿部 宏 侑	道立寒地住宅都市研究所環境科学部長
〃	織田 紀雄	北海道電力(株)土木部長
〃	小山田 欣裕	北海道開発局開発土木研究所長
〃	田中 富男	北海道開発コンサルタント(株)取締役
〃	平井 正樹	日本道路公団札幌建設局建設部長

選考経過

平成7年3月8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3編を授賞論文として選考した。

論文名 札幌市の表層地盤と沖積層の構造

著者 加藤 誠, ニッ川健二, 菊池 純, 松本 和正

受賞者 ニッ川健二, 松本 和正

選考理由

札幌市にはこれまでボーリング資料を基にした地盤図がなかったが、著者らは平成6年に札幌表層地盤図を刊行しており、本論文はその特徴と利用例ならびに今後の展望を示したものである。札幌表層地盤図は約7,100本のボーリング資料を解析し、地表面から深さ2mの位置の土質分類を表示したもので、基本図は1万分の1の精度で検討され、2.5万分の1の表層地盤図として編集されている。

札幌表層地盤図は、すでに①地下水涵養を目的とした札幌市の雨水枡の自然浸透計画、②浅部の埋設管を対象とした液状化マップの作成に利用された実績がある。今後、住宅団地や工業団地の立地条件に関する基礎資料として、また総合的な都市計画を検討する上での基礎資料として重要なものである。なかでも近年、地震に対する都市の防災計画が問題となる中で、被害程度の予測や避難区域の選定など総合的なハザードマップを検討する上で、この地盤図は欠かせない資料である。

著者らはさらに、札幌北部低地を対象に作成した地盤断面を例として、炭素の同位体元素から測定した地質年代値をもとに、30,000年～10,000年前の更新世末期には、支笏軽石流堆積物が流下した後に豊平川扇状地が形成されたことを明らかにした。また、10,000年以後の完新世に入ってから、北部低地では海成粘土の堆積、伏竜川による自然堤防堆積物の堆積、泥炭地の発達などがあって「軟弱地盤」が形成されたことを示すとともに、いわゆる「沖積層」の構造を検討する上で「沖積層＝軟弱地盤」という概念にとらわれず、更新統と完新統とを区分して、

それぞれに工学的な検討を加える事が必要であると提言している。

これを要するに、著者らは地質学的手法を応用して表層地盤図をまとめ、地盤構造の工学的分類の基礎となる区分を示すとともに、建設事業の総合的な課題に応えるための基礎資料の提供と将来展望を与えた点において、土質工学の進歩に寄与するところが大きい。よって著者らは、土質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。

論文名 石炭灰を利用した地中連続壁の設計・施工と挙動について

著者 松村 瑞哉, 阿曾 康夫, 福田 文彦, 松永 英也

受賞者 松村 瑞哉, 阿曾 康夫

選考理由

火力発電所から発生する石炭灰は全国で約580万トンもあり、これを廃棄する場合には産業廃棄物の扱いとなるため、その処理が大きな問題となっている。石炭灰の有効利用の方法としては、セメント混和材、乾燥剤などの利用があるが、品質管理の難しさや利用規模の少なさから、その割合は20～50%程度であり、大部分は埋立て処理されているのが現状である。

このような状況を踏まえ、著者らは北海道電力苫東厚真発電所3号機の新しく造成される灰捨場遮水壁に、既設の発電所から産出する石炭灰を用いた新しいタイプの自硬性安定液工法の採用を検討し、実施工に写した。

自硬性安定液工法は、地中に所要の深さ、幅の孔を連続掘削する際、安定液により掘削壁面の崩壊を防ぎながら施工し、最終的には安定液の硬化により遮水壁を形成するもので、一般的にはセメント・ベントナイト・水を混合したスラリーを用いている。

本報告で示された工法の特徴は、安定液の素材に石炭灰を利用する点にあり、石炭灰を混入しても、従来工法同様の強度、透水係数が確保されるうえ、セメント量、ベントナイト量の低減も可能となり、廃棄物の有効利用およびコストダウンが図られている。また、施工にあたっては、事前に自硬性安定液の室内配合試験を実施し、多品種にわたる石炭灰の配合をフロー値により簡単に決定できる相関図を確定することで、遮水壁が精度良く造成されている。

さらに著者らは、灰捨場造成盛土の開始から遮水壁の施工、その後の石炭灰の埋立てに至る各段階における基礎地盤と遮水壁を含む盛土の変形挙動を弾塑性有限要素解析によって予測し、実測結果と比較して良好な結果を得るとともに、施工の健全性を検証している。

これらの成果は、石炭灰の有効利用と建設コスト低減の両面において有用な知見を得たものであり、今後の遮水工法の設計、施工に貢献するところ多大である。

よって、著者らは、土質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。

論文名 北海道南西沖地震における下水道マンホールの浮上と対策工

著者 阿保 法彦, 森本 巖, 斉藤 和夫, 門田 浩

受賞者 斉藤 和夫, 門田 浩

選 考 理 由

地震時に地盤に液状化が生じると、マンホール等の地中構造物の浮上による被害が生じることが一般に知られており、その原因が地震動に基づく地盤内の過剰間隙水圧の上昇により、地中構造物に過剰な浮力が作用したことによるものであることもすでに分かっている。しかし、対策工の立案にあたっては原地盤および埋戻し土について詳細な液状化挙動の把握が必要となる。

本論文は、北海道南西沖地震の際に長万部町において地盤の液状化現象とともに下水道マンホールの浮上が生じ、道路面との間に段差が生じた問題を対象としたものである。著者らは、まず無被害箇所も含めた47個のマンホールについて道路との間にできた段差の実態を明らかにした。すなわち段差の原因が、マンホール自体の変位によるものか、周辺の地盤沈下によるものか、両者によるものかについて明らかにし、代表的な地点において地盤調査を行った。その結果、地盤沈下はすべての地点に確認され、段差の大きな地点はさらにマンホール自体に浮上のあることが明らかになった。浮上地点のマンホールは設置深度が2～3mと比較的浅いものが多く、これは長万部町の地盤状況と密接な関係がある。すなわち被害のあった長万部町の地盤状況は表層4～5mが液状化層と判断される緩い砂質土からなっており、浮上のあったマンホールは底面がその層中に設置されたものが顕著であることから、浮上の原因が埋戻し土及びマンホール底面付近の原地盤の液状化特性に支配されることを明らかにした。

著者らはさらに浮上したマンホールに対する対策工として、周辺の状況や経済性等を勘案し、間隙水圧消散を原理とした碎石置換工法を提案した。工法の採用にあたっては碎石の適用範囲と目詰まりに対する検討を行っているが、前者については施工実績が他に見当たらないことから、過剰間隙水圧発生消散に関する数値解析を実施して碎石厚さと範囲を決定した。

本研究は地盤の液状化によるマンホールの浮上に対して、実際に段差が発生したマンホールの実態とその原因を明らかにし、マンホールの浮上防止対策工を提案したもので、今後のこの種の対策工の設計施工に関する指針を与えたものであり、土質工学の発展に貢献するところが大きい。

よって、著者らは土質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

(五十音別)

土木・建設

お	株式会社大林組札幌支店	2
か	鹿島建設株式会社	9
た	大成建設株式会社	10
と	飛鳥建設株式会社札幌支店	5
み	水元建設株式会社	11
	宮坂建設工業株式会社	7

コンサルタント・その他

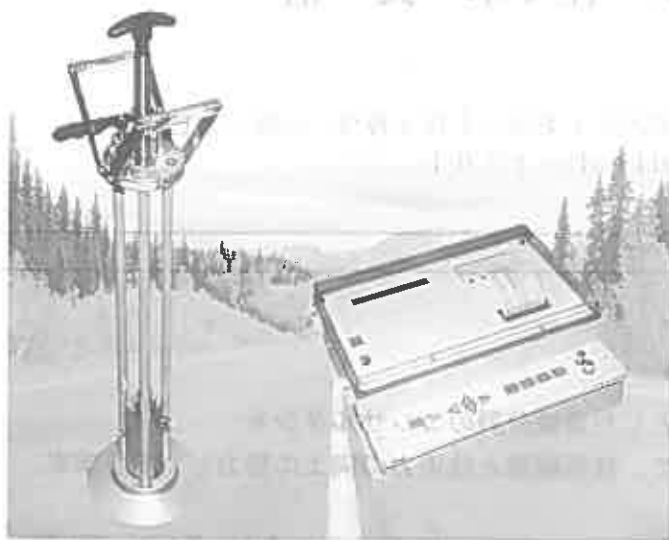
あ	株式会社アサヒ建設コンサルタント	9
か	株式会社開発工営社	9
	社団法人寒地港湾技術研究所	10
き	基礎地盤コンサルタンツ株式会社	2
	株式会社北日本ソイル研究所	3
こ	株式会社構研エンジニアリング	3
	コニカビジネスマシン株式会社	4
さ	サンコーコンサルタント株式会社	4
し	株式会社ジオテック	10
	株式会社ジャコム	1
ち	千葉ボーリング工業株式会社	5
ほ	北海道開発コンサルタント株式会社	6
	北海道土質コンサルタント株式会社	6
	北海道土地改良事業団体連合会	7
ゆ	株式会社ユニオンコンサルタント	8
わ	稚内建設協会	8

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 北海道札幌市中央区大通東8丁目1番地

TEL 011-241-7656



OBUYASHI

株式会社 大林組

札幌支店

支店長 佐々木 良 治

札幌支店 札幌市中央区北1条西3丁目3番地 札幌三和ビル内
TEL 011-241-1101

当社は地盤工学をベースと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ト株式会社

代表取締役会長 森 博 代表取締役社長 森 研 二
技術顧問 北海道大学名誉教授 北郷 繁
京都大学名誉教授 赤井 浩一
東京理科大学教授 石原 研而

北海道支社 〒003 札幌市白石区菊水7条4丁目1番27号
電話 011-822-4171(代)・FAX 011-822-4727

環境基盤の計画・調査・設計に貢献

地質調査・土質調査・測量設計・コンサルタント・さく井

地質調査業登録(5)第1079号
測量業登録第6-8374号



株式会社 北日本ソイル研究所

会長
室工大名譽教授

中村 作太郎

専務取締役 橋本 成男

技術教育顧問
北大名譽教授

前田 隆

常務取締役 伊藤 昌男

代表取締役
農学博士

常松 哲

取締役 役長
営業第一部

チーフアドバイザー 大和 重信 昌義

本社	〒065	札幌市東区中沼西5条1丁目8-1	☎(011)791-1651	FAX(011)791-5241
函館支店	〒041-12	亀田郡大野町字東前76-55	☎(0138)77-7131	FAX(0138)77-7126
帯広支店	〒080-01	河東郡音更町木野大通東14丁目	☎(0155)31-8933	FAX(0155)31-8593
北見支店	〒099-21	常呂郡端野町端野2-11	☎(0157)56-3576	FAX(0157)56-3578

ゆたかな未来を語りたい

～ 道路・橋梁・河川・地質調査・計画・設計 ～



株式会社 構研エンジニアリング

取締役 会長

仲保 夫

代表取締役 社長

南 隆

専務取締役

入山 一

常務取締役

斎藤 紘

常務取締役

大島 紀房

取締役 相談役

湊谷 八雄

取締役

奥平 良樹

取締役

谷藤 悦郎

取締役

田川 輝昭

〒065 札幌市東区北18条東17丁目1番1号

Tel. (011)785-1511 Fax. (011)785-1501

Konica

DIGITAL
COPY
MACHINE

7050

こだわりとしなやかさを両立させた、
コニカ・デジタル画像テクノロジー

▲ 高速・高生産

毎分50枚の高速コピー&
新両面コピー方式

▲ 高画質

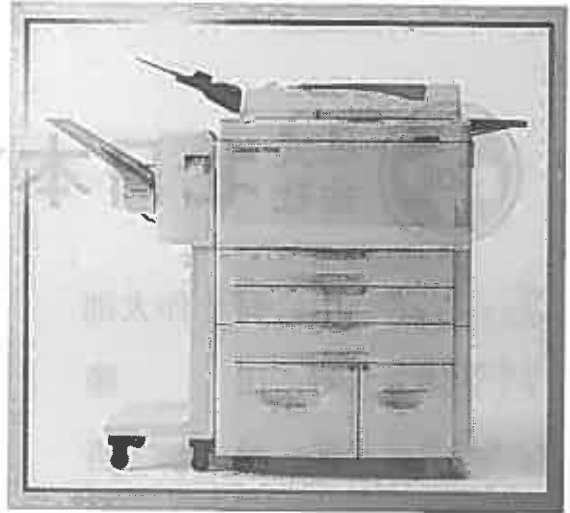
400dpiの鮮明画像&
文字・写真自動判別機能

▲ 高機能

デジタルならではの多彩な
ペーパーハンドリング機能

▲ 高信頼

高耐久構造がダウンタイム
をいちだんと低減



コニカビジネスマシン株式会社

〒003 札幌市白石区東札幌6条4丁目1番11号

TEL 011 (824) 7611

FAX 011 (824) 7615

総合建設コンサルタント

調査・計画・設計・建築・測量

調査と技術力



サンコーコンサルタント株式会社 札幌支店

取締役

札幌支店長

新谷 邦夫

〒060 札幌市中央区北1条西5丁目2番地9

(北1条三井ビル)

TEL 011-251-8551 FAX 011-251-8110



CHIBA
BORING
INDUSTRY

地質・土質の総合コンサルタント

千葉ボーリング工業株式会社

会 長 千 葉 留 男
代表取締役社長 馬 場 州 二

本 社 旭川市 4 条西 2 丁目
〒070 TEL: 0166-22-7341(代)・FAX: 0166-22-9333
札幌支社 札幌市中央区北 5 条西 5 丁目 2 番地 住友生命札幌ビル 7F
〒060 TEL: 011-222-4909

技術。歴史への約束。

飛島建設株式会社

札幌支店

取締役支店長 内 田 晋

札幌市中央区北 1 条西 19 丁目 1 番地 TEL (代表) 642-3111



総合建設コンサルタント

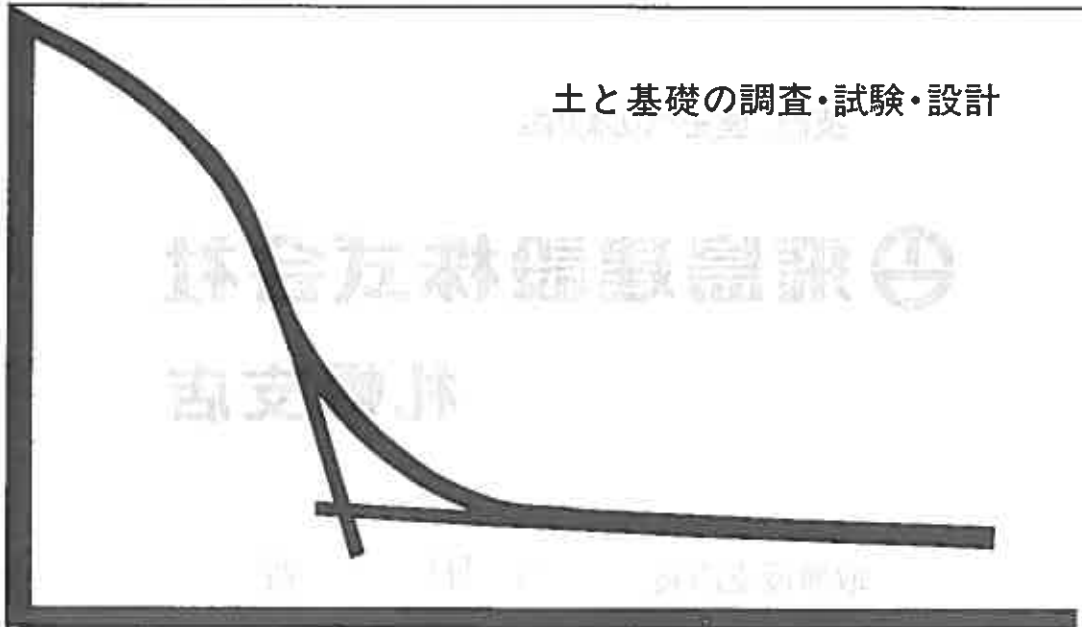
北海道開発コンサルタント株式会社

代表取締役会長 佐藤 幸男

代表取締役社長 大串 國弘

本社 〒060 札幌市中央区北4条西5丁目1番地 アスティ45ビル
☎011-205-6221

土と基礎の調査・試験・設計



北海道土質コンサルタント株式会社

本社試験所／札幌市豊平区平岸1条2丁目 TEL(011)841-1466



「土・人・水」のハーモニー
農業農村整備

豊かで活力ある農村づくりをめざす

事業計画—実施設計—施工管理—
維持管理の技術指導まで一貫した
技術援助、指導を行います。

北海道土地改良事業団体連合会 総合技術センター

〒061-12 札幌郡広島町字輪厚83
TEL(011)376-3111 FAX(011)376-3287

おかげさまで創業75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	帯広市西4条南8丁目12番地
			TEL(代表)0155-23-9151番
			FAX 0155-24-1577番
支	店	〒064	札幌市中央区南6条西17丁目1番18号
			TEL(代表)011-561-2035番
			FAX 011-563-5605番



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

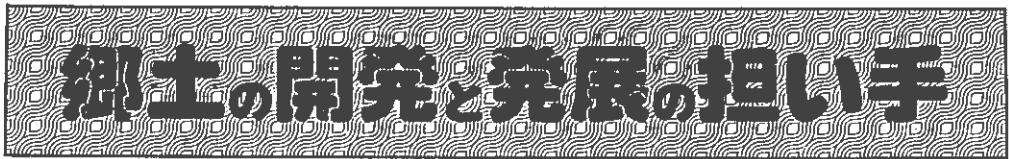
登録／建設コンサルタント・地質調査業・測量業
許可／さく井業

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 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



稚内建設協会

稚内市末広4丁目4-2 ☎(代)0162-33-5364 FAX0162-33-5353

会 長 富 田 勉



株式
会社

アサヒ建設コンサルタント

取締役社長 櫻 庭 慶 一

本 社	〒070	旭川市 8 条通15丁目左 4 号	電 話 (0166) (代)23 - 4526 番
			FAX (0166) 23 - 4528 番
営業所	〒060	札幌市北区北 7 条西 2 丁目 テイ・エムビル 802	電 話 (011) 726 - 4828 番
			FAX (011) 725 - 4830 番
出張所	〒040	函館市 時 任 町 9 番 15 号	電 話 (0138) 31 - 8539 番
			FAX (0138) 31 - 8559 番

建設コンサルタント

業 務 内 容 土木関係の企画・調査・計画・設計・
管理並びにこれに附帯する業務

株式会社 開 発 工 営 社

代表取締役社長 阿 部 洋七郎

〒060 札幌市北区北 7 条 5 丁目 7 - 1 札幌北スカイビル 13 F
TEL 代表(011)709-3666・FAX(011)709-3777

快適な環境を創造する

カ 鹿 島

KAJIMA CORPORATION

札幌支店 / 〒060 札幌市北 3 条西 3 丁目 1 - 4

TEL 011-231-5181 (代)

運輸大臣許可

社団法人 寒地港湾技術研究センター

会長 尾崎 晃

積雪寒冷地の港湾は厳しい自然条件におかれております。この条件を創意工夫により制御及び利用し、質の高い構造物の設計施工技術の開発研究を推進する研究センターです。積雪寒冷地域が今後一層発展し豊かな社会を形成するため積極的な諸活動を行っております。

● 主な事業内容 ●

- 寒地港湾技術の調査研究受託 ● 資料の収集 ● 出版物の刊行 ● 講演会、講習会、シンポジウムの開催

〒060 札幌市北区北7条西2丁目8番地
北ビル9F

TEL 011-747-1688

FAX 011-747-0146

建設コンサルタント業登録(建4第4888号) 地質調査業登録(質4第1386号)

—— 自然と対話する ——



株式会社 ジオテック

営業種目

- 地質と土質に関するコンサルティング業務
- 地質と土質にかかわる現位置調査試験・室内試験
- 地盤と構造物にかかわる計測業務
- 施工管理業務

〒062 札幌市豊平区月寒東4条8丁目5番22号

TEL(011)854-2994 FAX854-9841

代表取締役 高安隆郎

海の音が空に消えていく。



TAISEI

大成建設 札幌支店
札幌市中央区南1条西1-4

札幌市中央区山下町



名前のない風景

特 定 建 設 業

 **水元建設株式会社**

代表取締役社長 水 元 尚 也

北見市青葉町16番23号

☎ (0157)25-6000 (代)

FAX(0157)22-2620