技　術　報　告　集

第　49　号

平成21年１月

社団法人　地盤工学会北海道支部

技術報告集目次

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

遠心模型による岩盤崩落実験の切欠き面形状の影響について

(独)土木研究所寒地土木研究所○正会員 日下部祐基
豊橋技術科学大学 正会員 三浦 均也
(独)土木研究所寒地土木研究所 正会員 伊東 佳彦
(独)土木研究所寒地土木研究所 石川 博之
(独)土木研究所寒地土木研究所 表 真也

1．まえがき

自然災害の１つである道路や鉄道などに近接する岩盤斜面の崩壊は，我が国の地形・地質特性から発生危険箇所が広域に存在する．積雪寒冷地である北海道では，1996年に一般国道229号豊浜トンネル[1]，1997年に同第２白糸トンネルの各崩落事故[2]，さらに2001年に一般国道333号北見市北陽[3]，2004年には一般国道336号えりも町[4]で各道路斜面の崩落事故が発生している．しかしながら，現状では詳細な調査・計測事例が少なく，岩盤崩壊に関するメカニズムの解明や予測技術については，十分に進展していないのが実情である．したがって，岩盤の崩壊要因やメカニズム，予知・予測技術などの研究や技術開発を進めることが必要である．

筆者らは，大規模岩盤崩落のメカニズムを明らかにするために，一連の遠心力模型実験を実施してきた．これまでに，所定の位置に設定した切欠きを有する模型供試体について自重（遠心加速度）を作用させて破壊に至らせる実験[5]，および自重に加えて切欠き内に水圧を作用させて破壊に至らせる実験[6]を行い，観察した崩落現象を有限要素法および極限平衡法によって解析した[7]．ここでは，斜面背面の切欠きが複数面になった場合の影響を調査することを目的として，切欠き面が２面からなる場合の２面の交角を変化させた供試体の遠心力模型実験を行ったので，その結果について報告する．

2．実験概要

遠心力模型実験は，供試体の切欠き先端から新たな亀裂が進展すると予想される位置にひずみゲージを貼付して遠心力載荷装置に設置し，CCD カメラやレーザ変位計などの計測センサーを取り付けて実験を開始した．

遠心力載荷の方法は，制御パネルおよびモニター画面を確認しながら，遠心加速度を所定の値まで基本的に 5～10g（想定破壊加速度の 70%まで 10g ステップ，以後 5g ステップ）のステップで段階的に増加させ，１ステップ５分間以上維持した．実験中は，ひずみの増加傾向やクラックの発生状況を常に観察して異常状態を監視した．ひずみの発生量が急増した場合には，遠心加速度を一定に保ってひずみの動向を観察した．その結果，ひずみがクリープ的に増加していないことを確認した場合には，次の加速度段階に移行した．

表-1 に実験ケースの条件を示す．実験ケースは全７ケースで，切欠き面が２面になる場合の２面の交角 χ，および岩盤のオーバーハングの深さを模擬した供試体の台座の幅（以下，固定端長 Z と呼ぶ．）を変化させて実験を実施した．**図-1** に代表実験ケースとして実験 No.6 の平面，正面，側面の３面図を示す．なお，**表-1** にある切欠き高さ H_n とは，**図-1** に示すように供試体の底面から切欠き先端までの長さである．

表-1 各実験ケースの条件

実験番号	供試体寸法 $W\times B\times H$ (m)	切欠き高さ H_n (m)	固定端長 Z (m)	切欠き面交角 χ (°)
1	0.60×0.60×0.60	0.20	0.30	0
2	0.60×0.60×0.60	0.20	0.40	0
3	0.60×0.60×0.60	0.20	0.30	15
4	0.60×0.60×0.60	0.20	0.30	45
5	0.60×0.60×0.60	0.20	0.30	45
6	0.60×0.60×0.60	0.20	0.40	45
7	0.60×0.60×0.60	0.20	0.44	45

3．実験結果およびその検討

表-2に各実験ケースの遠心力模型実験から得られた実測破壊加速度を示す．各実験で測定された破壊加速度は，遠心力載荷装置の有効回転半径3.5m位置での加速度である．実測破壊加速度は，後述の数値解析値と比較するために遠心加速度が半径に比例することを利用して供試体の重心位置に換算した．また，**表-3**に

Influence of notch side shape of sudden fall experiment with centrifugal model test
Yuki KUSAKABE, Yoshihiko ITO, Hiroyuki ISHIKAWA and Shin-ya OMOTE (Civil Engineering Research Institute for Cold Region) , Kin-ya MIURA,(Toyohashi University of Technology)

実験後の供試体から抜き取った試料による物理力学特性を示す．各実験供試体の引張強さおよび湿潤密度にばらつきがみられる．破壊加速度$n_f g$には，引張強さσ_tと単位体積重量γ_tが関係する．そこで，各値の基準値を設定して実測値との比を求めて補正した．

引張強さの基準値σ_sには，目標一軸圧縮強さの1/10 (=2.0MN/m^2) として供試体の実測引張強さσ_tとの比をα ($=\sigma_t/\sigma_s$)，単位体積重量の基準値γ_sには実測単位体積重量γ_tの平均値22.0kN/m^3（湿潤密度$\rho_t \times 9.81$より求める．平均値ρ_t=2.23g/cm^3）を用いてその比をβ ($=\gamma_t/\gamma_s$) とする．重心位置の半径と引張強さ，および単位体積重量の補正式は，以下のように得られる．

$$n_{fs} = \frac{R_v}{R_c} \times \frac{\beta}{\alpha} n_f \qquad (1)$$

ここに，n_{fs}：基準値に置き換えた破壊加速度（以下，この値を実測換算加速度と呼ぶ） (g)

n_f ：実測破壊加速度 (g)

R_V ：供試体重心までの半径 (m)

R_C ：遠心装置の有効回転半径 (m)

α ：引張強さ比

β ：単位体積重量比

各実験ケースの実測破壊加速度n_f にR_VとR_C，およびβとαの比を乗じることにより，重心位置での引張強さと単位体積重量を基準値に置き換えた実測換算加速度n_{fs}が求められる．

斜面背面の切欠き面が複数になった場合の影響については，切欠き面交角と実測換算加速度の関係を調査した．切欠き面交角が大きくなるほど崩落岩体の体積が小さくなることから，実測換算加速度が大きくなる（安定度が増す）ことが予想される．**図-2**は，これらの関係を示したものである．予想された傾向と同様の傾向が認められる．また，切欠き面が複数になった場合の固定端長と実測換算加速度の関係を**図-3**に示す．固定端長が大きくなるほど（斜面下部のオーバーハングの深さが小さくなるほど）実測換算加速度が大きくなる傾向がみられ，一般に予想される傾向と一致している．これらのことから，遠心実験結果は各種パラメータとの関係において妥当な傾向を示していることが確認された．

本研究では，実験結果の数値解析として有限要素法や極限平衡法を用いて行った．極限平衡法では，実験条件から２次元極限平衡法を用いた．今回実施した切欠き面を２面にした実験ケースでは，断面が奥行き方向に変化するため，２次元極限平衡法では解析できない．ここでは，３次元極限平衡法により遠心力模型実験で用いた条件の破壊加速度を求め，実験結果と比較して極限平衡法による岩盤斜面の解析法を検討する．

３次元の解析方法としては，崩落対象岩体を固定端および切欠き面（切欠き面が２面の場合は幅が大きい面）に垂直に分割して，各ブロックの起動モーメントM_dおよび抵抗モーメントM_rを累計し，その比を破壊加速度

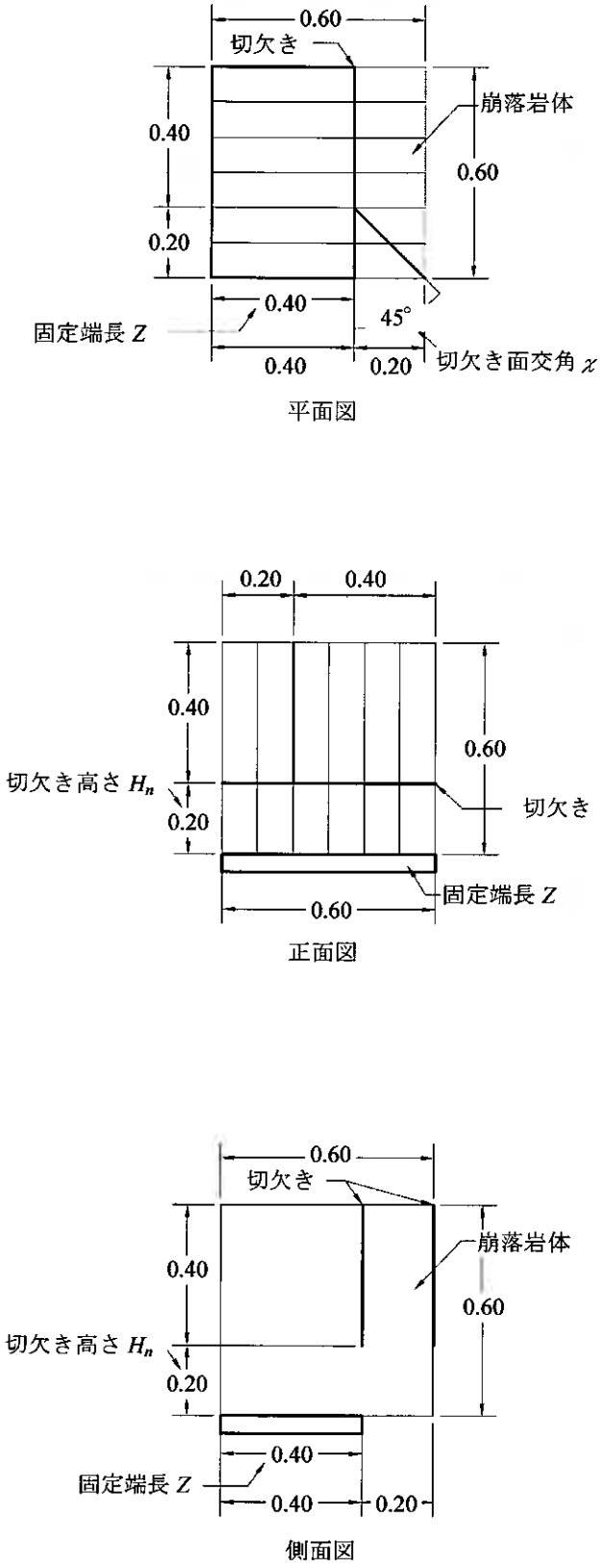


図-1 代表断面図（実験 No.6） 単位：m

表-2　遠心力模型実験結果

実験番号	実測破壊加速度 n_f (g)	底板厚さ t (m)	供試体重心高さ h (m)	実験供試体重心位置半径 R_v (m)	遠心装置半径 R_c (m)	引張強さ比 α	単位体積重量比 β	実測換算加速度 n_{fs} (g)	計算加速度 n_c (g)
1	45	0.07	0.30	3.13	3.50	1.40	1.00	29	37
2	60	0.07	0.30	3.13	3.50	1.50	1.00	36	51
3	50	0.07	0.30	3.13	3.50	1.47	0.99	30	40
4	56	0.07	0.30	3.13	3.50	1.37	1.00	37	52
5	60	0.07	0.30	3.13	3.50	1.33	0.98	40	62
6	60	0.07	0.30	3.13	3.50	1.35	1.01	40	61
7	100	0.07	0.30	3.13	3.50	1.36	0.98	64	81

表-3　モルタル供試体の物理力学特性

実験番号	一軸供試体の湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	一軸圧縮強さ σ_c (MN/m^2)	破壊ひずみ ε_f (%)	静弾性係数 E_t (GN/m^2)	ポアソン比 ν	引張強さ σ_t (MN/m^2)	強度定数 C_{uu} (MN/m^2)	強度定数 φ_{uu} (°)
1	2.25	36.6	0.28	18.20	0.21	2.80	9.43	32.8
2	2.25	34.3	0.32	15.30	0.22	3.00	--	--
3	2.22	34.4	0.34	14.20	0.20	2.94	--	--
4	2.25	32.8	0.30	15.40	0.21	2.73	--	--
5	2.20	34.3	0.25	17.20	0.22	2.66	--	--
6	2.25	32.0	0.29	15.30	0.22	2.71	--	--
7	2.18	35.3	0.22	24.60	0.20	2.72	--	--

（模型斜面の安全率に相当，以下この値を計算加速度 n_c と呼ぶ）として求めた．起動モーメント M_dは，進展亀裂面中心を支点にして働くとし，抵抗モーメント M_rは進展亀裂面の切欠き側に引張応力が，固定端側に圧縮応力が働くとして求めた．

$$n_c = \frac{\sum M_r}{\sum M_d} \tag{2}$$

計算結果を表-2 に示した．図-4 は，実測換算加速度 n_{fs} と計算加速度 n_c を比較したものである．全体的な傾向としては相関が認められるが，実測換算加速度が計算加速度より小さい値を示している．両値に相関がみられたことから３次元極限平衡解析の有効性が示されたと考えるが，実測換算加速度が小さい値を示した原因については，今後解析に用いた仮定などの詳細な検討が必要と考える．

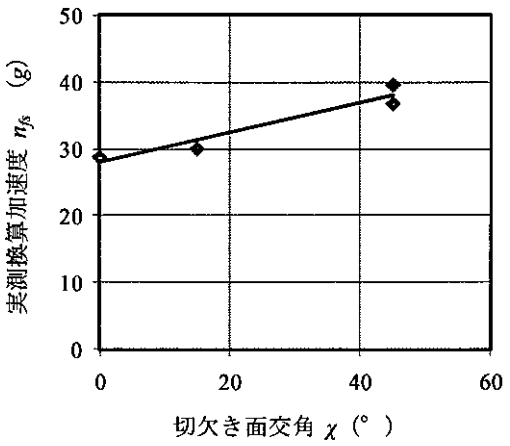


図-2　切欠き面交角と実測換算加速度
（固定端長 Z=0.30m 固定）

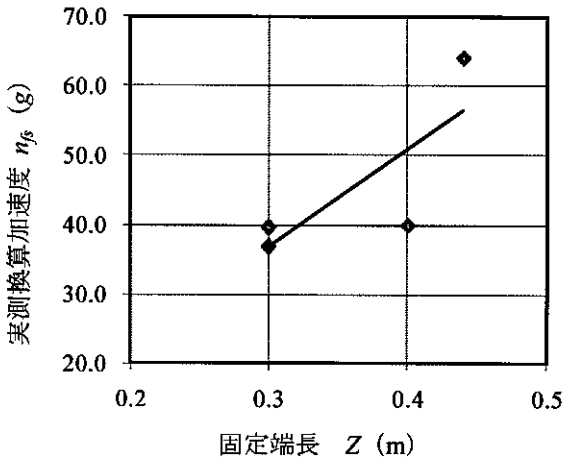


図-3 固定端長と実測換算加速度
（切欠き面交角 χ=45° 固定）

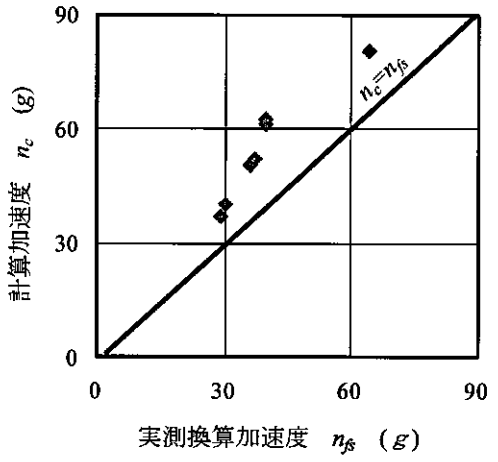


図-4 実測換算加速度と計算加速度

4．まとめ

以上をまとめると次のとおりである．

1) 実測換算加速度と切欠き面交角や固定端長との関係が一般に予想される傾向と一致しことから，実験結果が妥当な傾向を示していることが確認された．

2) 実測換算加速度と計算加速度に相関がみられたことから，3次元極限平衡法の有効性を示したものと考えられた．

3) 今後の課題としては，３次元極限平衡法による解析精度を向上させるために，解析に用いた仮定などの詳細な検討が必要と考えられた．

参考文献

1) 豊浜トンネル崩落事故調査委員会：豊浜トンネル崩落事故調査報告書，pp.3-1-3-56，1996.

2) 第２白糸トンネル崩落事故調査委員会：第２白糸トンネル崩落事故調査報告書，pp.3-1-3-63，1998.

3) 一般国道 333 号北陽土砂崩落調査委員会：一般国道 333 号北陽土砂崩落調査報告書，pp.3-1-3-14，2002.

4) 一般国道 336 号えりも町斜面崩壊調査委員会：一般国道 336 号えりも町斜面崩壊調査報告書，pp.3-1-3-23，2004

5) 日下部祐基，池田憲二，畑山朗，渡邊一悟，三浦均也(2003)：切欠きを有する模擬岩盤の遠心力装置を用いた崩落実験，地盤工学会北海道支部第 43 回年次技術報告会，pp57-64.

6) 日下部祐基，池田憲二，渡邊一悟，三浦均也：切欠きを有する岩盤の遠心力場における崩落実験，地盤工学会，第 47 回地盤工学会シンポジウム論文集，pp.327-334，2002.

7) 日下部祐基，三浦均也，池田憲二，渡邊一悟 (2004)：切欠きを有する模擬岩盤の遠心力装置を用いた崩落実験（その２），地盤工学会北海道支部第 44 回年次技術報告会，pp107-110.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

知床半島における地盤災害

北見工業大学大学院　学生会員　○垣野　泰斗
北見工業大学工学部　国際会員　　伊藤　陽司

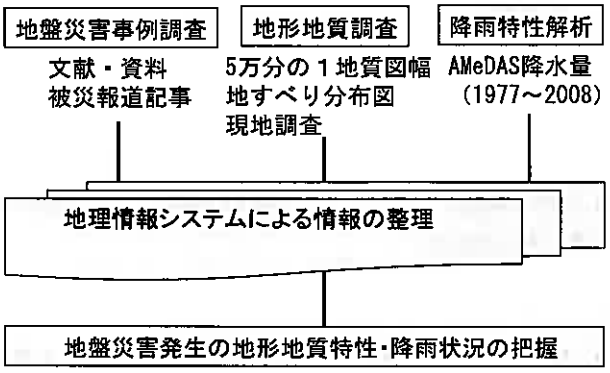
1．はじめに

知床半島では2005年7月の世界自然遺産登録後，多様な自然環境を考慮しながら，人々の生活・生産の場として知床半島を適切に利用するためにさまざまな取り組みが企画，実施されている。一方，知床半島は道内でも有数の地すべり地域であり[1]，急傾斜の地すべり滑落崖の後背斜面に新たな滑動の要因となるクラック地形が存在していたり，狭い海岸沿いの住宅や道路が地すべり・崩壊地形をなす斜面や大比高の海食崖に近接していたりし，加えて市街地が急勾配で流長の短い河川の河口域にあることもあって，急速な融雪，大雨，長雨や地震によって斜面を含む地盤に係わる災害が発生し易い条件下にある。このような地域性からこれまでにもこれらを誘因とした地すべり，岩塊崩落，土石流や地盤洗掘によって大きな被害を受け，時として尊い人命が失われてきた。

本研究ではこれら被災経験を災害情報として整理し，地域の教訓として共有し，地域住民はもとより世界自然遺産登録後に急増した観光客や交通量も考慮した安全・安心な地域づくりの基礎情報とすることを目的として，大雨や地震などに起因した地盤災害の特徴をまとめる。

2．研究の方法

この研究の流れは**図－1** のようである。地盤災害事例調査では文献・資料[1)~6)]や災害報道記事を基に，知床半島で発生した地盤災害を整理した。地形地質調査では地質図幅など[7)~13)]や地すべり地形分布図[1)]を基にした文献調査や海岸地域を中心とした現地調査によって知床半島の地形地質の把握を行なった。降雨特性解析では1977年から2008年の宇登呂および羅臼AMeDASの降水量データを基に，降雨状況や災害との関係を解析した。地理情報システムによる情報の整理では，上記の調査で得られた結果を情報図として整理するとともに，情報の重ね合わせ機能を利用して地盤災害発生の地形地質特性や降雨状況を把握した。

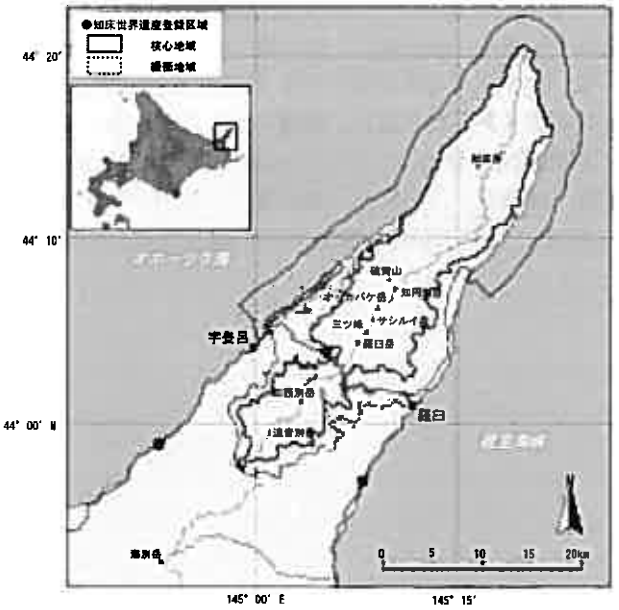


図－1　研究の流れ

3．知床半島の概要

知床半島はオホーツク海に北東方向へ突き出た長さ約65km，面積約100,000haの半島である。半島軸上には先端の知床岬から半島基部に向かって知床岳（標高1,254m），硫黄山（標高1,563m），サシルイ岳（標高1,564m），三ッ峰（標高1,509m），羅臼岳（標高1,660m），天頂山（標高1,046m），知西別岳（標高1,317m），遠音別岳（標高1,331m），海別岳（標高1,419m）などの標高1,000～1,660mの第四紀火山体が連なっている（**図－2**）。これら第四紀火山体のうち，硫黄山と羅臼岳は活火山である。海岸線のほとんどは比高20～150mの海食崖であり，生活平坦地は非常に限られている。

自然遺産登録地は半島先端部～中央部の陸域とその周辺海域で，面積は71,100haである。登録地は遠音別岳原生自然環境保全地域全域，知床国立公園特別保護地区，知床生態系保護地域保存地区などを含む核心地域34,000haと核心地域周囲の陸域と海岸から沖合い3kmまでの海域を含む緩衝地域37,100haからなる。



図－2　知床半島の位置図

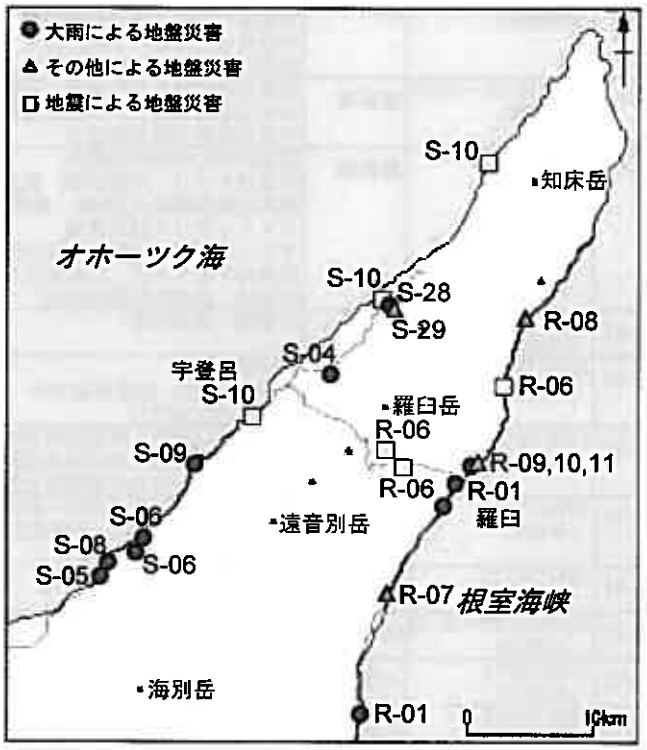
Geotechnical disasters in the Shiretoko Peninsula, Eastern Hokkaido, Japan
Taito KAKINO (Graduate student, Kitami Institute of Technology) and Yoji ITO (Kitami Institute of Technology)

4．過去の地盤災害

知床半島の地盤災害の特徴を把握するために，過去に発生した災害事例から地盤に係わるものを抜粋し，発生年月日，誘因，被災状況や災害時の気象条件などを整理した（**表－1**，**表－2**）。発生箇所が特定できたものについては，**図－3** に大雨に起因したもの，地震に起因したもの，そして誘因が明確でないものをその他による地盤災害として位置を示している。

4．1　オホーツク海側での地盤災害

表－1 に示すようにオホーツク海側では大雨，地震およびその他の誘因によって発生した地盤災害が 29 事例あった。以下，**図－3** に示した発生箇所が明らかな災害について，被災状況を述べる。



図－3　知床半島の地盤災害発生箇所

1) **S-04　1981 年 8 月大雨災害**：4 日に低気圧の影響で全道的に大雨となり，また，勢力を強めながら北上した台風 12 号が北海道東部に接近し，道東地域は 4 日夜半から 6 日未明にかけて記録的な大雨に見舞われた。とくに，宇登呂地域は有史以来の豪雨となり，国道 334 号日の出やオシンコシンの滝付近が土砂流出によって通行止め，宇登呂ペレケ川の増水氾濫によってウトロ橋落橋，付近の住宅への土砂流入などの被害が発生した。また，岩尾別温泉へ通ずる道路地盤が流失したため通行不能となり，ホテルの宿泊者や従業員が孤立状態となった。

2) **S-05　1988 年 10 月大雨災害**：29 日に関東の東方沖海上にあった発達中の低気圧が，30 日には根室の東方海上に進み，台風並みに発達したために道東地域は 29 日から 30 日にかけて大荒れとなった。30 日未明から 31 日にかけて暴風雨，波浪，高潮に見舞われ，さらに夕方には満潮と重なったために宇登呂港内の道路破損や知布泊漁港の側溝・舗装破損など水産施設に大きな被害が生じた。

3) **S-06　1988 年 11 月大雨災害**：24 日夜，留萌沖と宮古沖にあった発達中の低気圧が，25 日午前には釧路の南東海上に停滞したため，道東地方を中心に強い暴風雨に見舞われた。この暴風雨によって国道 334 号での土砂崩れ 3 箇所，シマトッカリ川護岸崩壊，国有林内のオモタイ沢土砂流出など道路，河川，森林などに大きな被害が発生した。

4) **S-08　1990 年 11 月大雨災害**：10 日に北海道を通過した低気圧によって早朝から雨風が強まり，宇登呂での最大 1 時間降水量が午前 8 時から 9 時までに 25mm を記録し，総雨量は宇登呂 135mm，斜里 67mm に達した。この大雨によって道路地盤の流失や日の出地区の治山施設での崖崩れなどの被害が発生した。

5) **S-09　1992 年 9 月大雨被害**：台風 17 号と北海道付近に停滞した秋雨前線の活発化によって，10 日から全道的に暴風雨に見舞われ，とくに道東を中心に各地で大きな被害が生じた。総雨量は宇登呂 232mm，斜里 255mm に達し，道路地盤の流失，河川決壊，オシンコシン滝見公園土砂埋塞，日の出地区の治山施設損壊など多方面で被災した。

6) **S-10 1994 年 10 月地震災害**：4 日の 22 時 23 分頃，北海道の東方沖約 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 の地震が発生した。この地震によってオラップイ海岸では 4 箇所で岩石崩落や岩屑なだれが発生した。カムイワッカでは道道 892 号知床公園線上の比高 110m の岩塔状の尾根から推定 170 トンの岩塊が崩落した。尾根には推定 300 トンの岩塊が不安定な状態でせり出し，この不安定岩塊の除去のため同道が長期間交通止めとなった。斜里町宇登呂市街の国道 334 号に沿う崖が小規模に崩落して番屋の壁が損壊したり，路上の径 1.5m の落石に乗用車が衝突し，同乗者が重傷を負うという被害もあった。

7) **S-28　2007 年 9 月岩石崩落**：9 日，知床の重要な観光スポットであるカムイワッカ沢の四の滝手前において岩石崩落が確認された。幸いにも人的被害はなかった。台風 9 号の影響による 8 日の降雨（日降水量 68mm・最大 1 時間降水量 21mm）に起因したものと思われる。

8) **S-28　2008 年 7 月岩塊崩落**：9 日の観光シーズン前の点検調査時に，カムイワッカ沢四の滝において 5m×3m×2m 大の巨岩が崩落しているのが確認された。2007 年 9 月 21 日の観光シーズン終了時点検では異常はなく，それ以降も大雨は記録されていない。また，融雪期以降も大雨は記録されていないことから，融雪に起因したものと推定される。

表－1　オホーツク海側での地盤災害

箇所番号	発生年月日	誘因	被災状況	災害時の気象条件など		
				総雨量mm（日；期間）	期間最大日降水量（mm）	期間最大1時間降水量（mm）
S-01	1972/11/21～11/22（昭和47）	風雨	道路被害	—	—	—
S-02	1975/05/18（昭和50）	集中豪雨	道道以久科橋梁決壊	65（17～19日）	—	—
S-03	1979/10/19～10/20（昭和54）	暴風雨	河岸決壊・橋梁被害	103（19～20日）	97	32
S-04	1981/08/05～08/06（昭和56）	大雨	国道334号土砂流失 宇登呂ペレケ川宇登呂橋落橋 宇登呂住宅などに土砂が流入 岩尾別温泉道路路床など流失	430（4～6日）	241	58
S-05	1988/10/30～10/31（昭和63）	暴風雨	宇登呂海岸保全施設崩壊・宇登呂港内産業道路破損 知布泊漁港側溝および舗装破損 宇登呂漁港北防波堤沈下	55（29～30日）	41	8
S-06	1988/11/25（昭和63）	暴風雨	国道334号土砂崩れ3箇所 町道地すべり，路肩決壊，流失，法面流失など 農業道路路床流失3路線，単独災害27路線 シマトッカリ川護岸決壊 マクシベツ川，海別川河岸決壊 国有林オモタイ沢，民有林土砂流失 町有林，民有林作業道流失	348（24～25日）	222	25
S-07	1990/11/05（平成2）	暴風雨	防雪柵，法面決壊	107（5日）	107	15
S-08	1990/11/10（平成2）	暴風雨	河道埋塞 町道路面流失，路肩決壊ほか 日の出地区崖崩れ	130（10日）	130	25
S-09	1992/09/11～09/12（平成4）	暴風雨	道路決壊18箇所，路面流失29箇所 河川決壊，埋塞・橋梁損壊6箇所 オシンコシン滝見公園階段土砂埋塞	227（10～12日）	174	15
S-10	1994/10/04（平成6）	地震	オラップイ海岸岩石崩落～岩屑なだれ カムイワッカ岩石崩落・亀裂発生 宇登呂岩石崩落	北海道東方沖地震 網走　震度4		
S-11	1997/03/30（平成9）	融雪	河川増水による道路決壊	85（30日）	85	15
S-12	1998/08/28～08/29（平成10）	大雨	道路決壊2箇所，路面流失6箇所，法面流失・崩壊9箇所	106（28～29日）	65	15
S-13	1998/09/16（平成10）	大雨	路面流失6箇所，橋梁流失1箇所，河川河道被害1箇所，法面流失1箇所	117（16～17日）	108	24
S-14	1999/05/05（平成11）	大雨	路肩決壊3箇所，路面流失18箇所，法面流失4箇所	153（5日）	153	24
S-15	2000/04/11～04/12（平成12）	暴風雨	道路決壊2箇所，路面流出28箇所，法面流出3箇所，路肩決壊6箇所，河川決壊5箇所，排水路決壊など7箇所	138（11～12日）	134	23
S-16	2000/04/22（平成12）	大雨	路面流出2箇所，法面崩壊1箇所，法面流出2箇所，路肩決壊4箇所，河川排水路埋塞2箇所	130（22日）	130	15
S-17	2001/09/11～09/12（平成13）	暴風雪	法面・路肩決壊2箇所	167（11～13日）	79	6
S-18	2002/07/11～07/12（平成14）	暴風雨	路盤流失4箇所	144（11～12日）	140	25
S-19	2002/08/20～08/21（平成14）	大雨	道路落石2箇所	144（20～22日）	96	9
S-20	2002/10/02（平成14）	暴風雨	路盤流出54箇所 オシンコシン道路法面崩壊	144（1～2日）	142	42
S-21	2003/08/09～08/10（平成15）	大雨	道路冠水および土砂流入2箇所，路面決壊失9路線	95（9～10日）	72	19
S-22	2004/01/13～01/16（平成16）	暴風雪	斜里漁港北防波堤胸壁破損	41（13～14日）	29	4
S-23	2004/05/03～05/04（平成16）	暴風雨	町道法面崩壊1路線	75（3～4日）	46	14
S-24	2006/04/20～04/21（平成18）	暴風雨	町道冠水1路線，路盤流失8路線，側溝閉塞10路線 フカバ川護岸流出	113（20～21日）	67	25
S-25	2006/08/18～08/19（平成18）	大雨	町道冠水6路線，路肩決壊4路線，法面崩壊1路線，側溝閉塞2路線	87（18～19日）	50	26
S-26	2006/10/07～10/08（平成18）	暴風雨	町道法面決壊，路肩流失6路線，側溝閉塞10路線，	201（7～9日）	106	12
S-27	2007/01/08（平成19）	暴風雪	町道冠水3路線	73（6～8日）	60	9
S-28	2007/09/08（平成19）	大雨	カムイワッカ沢四の滝で岩塊崩落	92（7～8日）	68	22
S-29	2008/07？（平成20）	融雪？	カムイワッカ沢四の滝で岩塊崩落	—	—	—

4．2 根室海峡側での地盤災害

表－2に示すように根室海峡側では大雨，地震およびその他の誘因によって発生した地盤災害が11事例あった。以下，図－3に示した発生箇所が明らかな災害について，被災状況を述べる。

1)R-01　**1972年9月大雨災害**：秋雨前線と台風20号による大雨で十勝地方から根室地方にかけての広い地域で16日に

日降水量100mm前後を，17日に日降水量250mm前後を記録する大雨に見舞われた。羅臼町では17日夜から18日朝にかけての降水量340mmの集中豪雨となり，3箇所で山崩れが発生し，3名が生き埋めとなって死亡した。

2)R-02　**1975年5月大雨災害**:北海道東部を通過した低気圧によって,17日から18日にかけての降雨量は羅臼町で180mmに達した。このため，道道736号知床公園羅臼線のモセカルベツと相泊間で土砂崩れが発生して，唯一の生活道路である同道が通行止めとなった。

3)R-03　**1981年10月大雨災害**:23日に羅臼町礼文町の民家の裏山の崖が台風24号の影響による強い雨で突然大きな音をたてながら崩落した。崩落した崖面は高さ20m，幅10mにわたり，崩落土砂は木造モルタル二階建ての一階部分になだれ込み，一階部分全体を厚さ約1mで埋めた。逃げ遅れた住民2名が土砂の中に生き埋めとなり，死亡した。

4)R-04　**1987年10月大雨災害**：17日から19日にかけて台風19号から変わった温帯低気圧の通過に伴う大雨によって土砂崩れが発生し，倉庫1棟が崩れた土砂に押しつぶされた。

5)R-05　**1990年11月大雨災害**：10日から11日にかけて発達した低気圧がもたらした大雨によって，標津町崎無異のオニオナイ橋付近で土砂崩れが発生し，国道335号が一時不通となった。

6)R-06　**1994年10月地震災害**：4日22時23分頃，北海道の東方沖約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の地震が発生した。この地震によって道道736号知床公園羅臼線の第一モセカルベツ覆道直上の海食崖が小規模に崩落し，崖面には亀裂が発生した。落石の直撃を受けた覆道天盤が小規模に陥没したものの通行には支障はなかった。しかし，11月24日の余震によって崖面の亀裂が拡大し，大規模な崩落の危険性が生じたため11月25日から通行止めとなり知床岬側の141世帯，529人が取り残される形となった。また，羅臼川上流の地すべり斜面では地震によって厚層をなして残存していた変動地塊の頭部が崩落した。国道334号熊越の滝付近では幅50m・高さ10～20mにわたって崖から直径1mの岩塊を含む岩石～岩屑が崩落したり，傾斜40°の斜面表層が滑落した。崩壊箇所は国道334号の覆道に近接していたが，岩塊や岩屑は林道側へ崩落したために直接的な被害はなかった。

7)R-07　**1995年泥流災害**：融雪期に精神川河口部から泥水が海岸に流れ出し，漁場が荒廃した。泥水の発生源や原因は特定できなかったが,前年10月の北海道東方沖地震直後に精神川上流域の大規模地すべり斜面の末端部で多くの崩壊が発生していることが確認されており，融雪の進行とともにそれらの崩壊域が拡大して土砂が河道へ流れ込み，海岸まで流下した可能性がある。

8)R-08　**2004年5月岩盤崩壊災害**：18日午前9時頃，道道736号知床公園羅臼線の北浜覆道出入り口に面するハイアロクラスタイトからなる岩盤斜面が高さ約20m・幅5～10m（約500m³）の規模で転倒崩壊した。人的被害はなかったが，残存する崩壊危険岩塊の処理のため，同道が約20日間通行止めとなり，地域住民の生活に影響が生じた。崩壊は，目立った前兆現象や地震，大雨などの直接的誘因がなく発生した。

9)R-09～-11　**道路地盤流失災害**：2005年12月，2006年1月4日および2006年10月に知床観光のスポットである羅臼町共栄地区のマッカウス洞窟付近で越波によって道道736号知床公園羅臼線の道路地盤が流失した。

表－2　根室海峡側での地盤災害

箇所番号	発生年月日	誘因	被災状況	災害時の気象条件など		
				総雨量mm（日；期間）	期間最大日降水量（mm）	期間最大1時間降水量（mm）
R-01	1972/09/18（昭和47年）	大雨	羅臼町3箇所の山崩れにより3名が生き埋めとなり死亡	340（17～18日）	—	—
R-02	1975/05/19（昭和50年）	大雨	道道知床公園羅臼線（モセカルベツ－相泊間）土砂崩れ	180（17～18日）	—	—
R-03	1981/10/23（昭和56年）	暴風雨	羅臼町礼文町裏山の崖崩れにより2名が生き埋めとなり死亡	160（22～23日）	138	34
R-04	1987/10/17～10/19（昭和62年）	暴風雨	羅臼町土砂崩れ	180（17～18日）	105	36
R-05	1990/11/10（平成2年）	大雨	国道335号オニオナイ橋付近土砂崩れ	58（10日）	58	10
R-06	1994/10/04（平成6年）	地震	第一モセカルベツ覆道亀裂発生・岩石崩落 羅臼川上流岩石崩落 熊越の滝岩石崩落・表層滑落	北海道東方沖地震 羅臼　震度5		
R-07	1995年（平成7年）	—	精神川河口部泥水が海岸に流れ出し，漁場が荒廃	—	—	—
R-08	2004/05/18（平成16年）	—	道道知床公園羅臼線北浜覆道岩盤崩壊	—	—	—
R-09	2005年12月（平成17年）	越波	共栄地区ヒカリゴケ付近道路地盤流失	—	—	—
R-10	2006/01/04（平成18年）	越波	共栄地区ヒカリゴケ付近道路地盤流失	—	—	—
R-11	2006年10月（平成18年）	越波	共栄地区ヒカリゴケ付近道路地盤流失	—	—	—

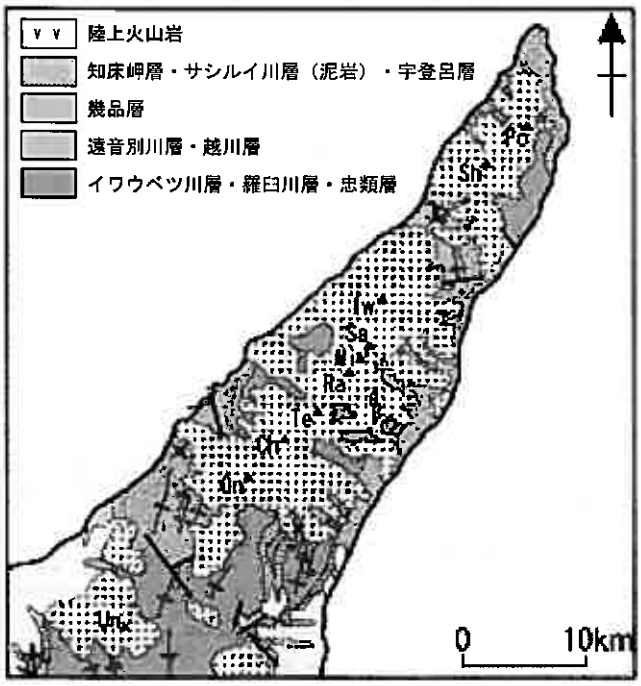
5．地盤災害発生箇所の地形地質特性

知床半島の地質情報および地すべり・崩壊地形の分布情報を整理し，これらの情報図と地盤災害発生情報図とを地理情報システムの重ね合わせ機能を利用して対照し，発生箇所の特徴を検討した。

5．1　地質および地すべり・崩壊地形

図－4 は，5 万分の 1 地質図幅[7)～12)] を集成したものである。半島の地質は新三紀中新世の凝灰岩を主とし砂岩，泥岩，流紋岩質溶岩や凝灰角礫岩をはさむ忠類層を最下位置として，ハイアロクラスタイトや枕状溶岩などからなる奥蘂別火砕岩層，頁岩を主とし泥岩，凝灰岩や玄武岩岩床・岩脈を伴う遠音別川層・越川層，鮮新世の泥岩・砂岩からなる幾品層，鮮新世～第四紀更新世のハイアロクラスタイト，エピクラスティック火山角礫岩や枕状溶岩などからなる知床岬層・サシルイ川層・宇登呂層，そして半島軸上に配列する火山体を構成する第四紀更新世の陸上安山岩質溶岩・火砕岩などで構成される。半島基部～中央部には中新世の火砕岩層や砕屑岩層が半島軸上に平行な軸を有する背斜・向斜構造をなして広がり，その海岸域には鮮新世～更新世の砕屑岩層が，そして半島中央部～先端部の海岸域には鮮新世～更新世の火砕屑岩層が分布する。第四紀火山体は厚い安山岩質溶岩と火砕岩・火砕物からなる成層火山であり，知床岳，硫黄山，羅臼岳，知西別岳では活動末期に山頂や山脈に溶岩ドームを形成している。

図－5 は空中写真判読された大小 645 箇所の地すべり・崩壊地形の分布を示しており，変動地塊の総面積は約 10,000ha で，半島の面積の 10%を占めている[1)]。山容を変貌させる大規模なものは第四紀火山体の周縁部に存在し，小規模なものは第三紀～第四紀の堆積岩分布域に存在している。大規模なものは岩盤スランプタイプや比高の大きな滑落崖とその直下に滑落・堆積した変動地塊を特徴とする崩壊タイプの形態を示す。また，変動地塊が数 km にもわたって流下し，谷を埋積した崩壊・岩屑なだれタイプもみられる。小規模なものの多くは岩屑スランプタイプや岩屑崩壊タイプである。これら地すべり・崩壊地形は一時の変動によって形成されたものもあるが，多くはその変動地塊が小ブロックに分かれて繰り返し滑動～流動し，また，滑落崖後背斜面や側方斜面での新たな変動によってその変動域や堆積域を拡大したものである。これらのことは地すべり・崩壊地形の斜面が再変動や新たな変動の場となり易いことを意味している。



図－4　知床半島の地質

図－5　知床半島の地すべり・崩壊地形

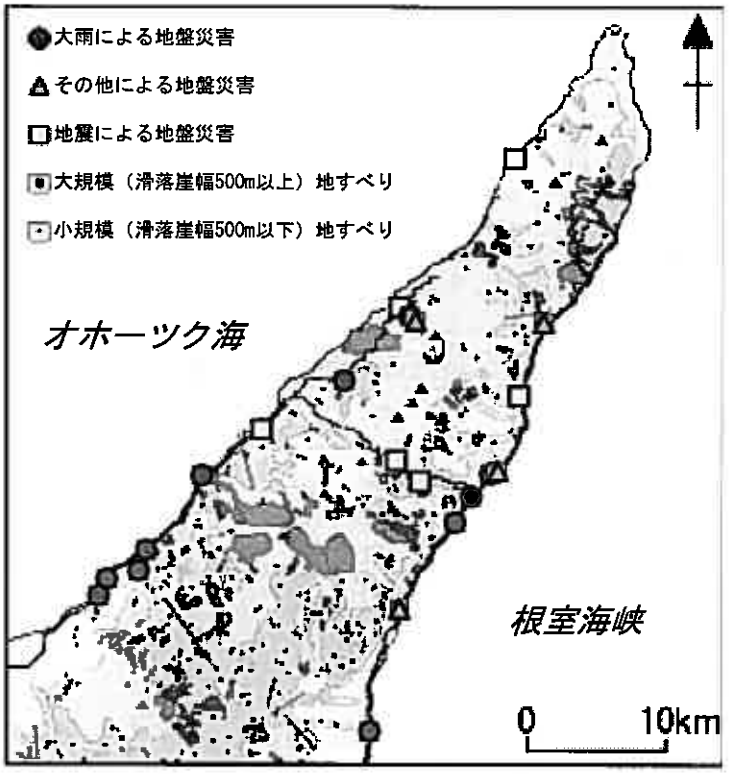
5．2　重ね合わせ解析

図－6 は，各誘因による地盤災害の発生状況と知床半島の地質情報および地すべり・崩壊地形の分布情報を重ね合わせて示したものである。

大雨に起因した地盤災害の発生は半島中央部から基部の地域に多くみられ，小規模な地すべり・崩壊地形が数多く分布する頁岩層を主とし凝灰岩層を挟在する遠音別川層，泥岩層を主とする幾品層や海成火砕岩類を主とするサシルイ川層のうち泥岩層を伴う地層の分布域にあたっている。規模は小さいものの，過去に形成された地すべり地形が集中することは今日でも斜面変動が発生し易い条件にあること，泥質岩層や凝灰岩層は地すべり要注意岩層であることを示している。

地震に起因した地盤災害の発生は半島中央部から先端の地域にみられ，地形的には比高の大きな海食崖や急傾斜の山地斜面が発達する地域にあたっている。このような急峻な地形要因に加えて，地質的には海成火砕岩類や第四紀の陸上火山岩・火砕岩類からなる地域であり，これらの岩層類に発達する亀裂や硬質岩と軟質岩の不規則な重なりも影響していると考えられる。また，1994 年北海道東方沖地震後の災害事例でも明らかなように，このような地形・地質条件の斜面では亀裂の発生や拡大の影響が時間を経てから現れることもある。

精神川河口の海岸での 1995 年泥流災害は特異な事例と思われがちであるが，その源流域に存在する大規模な地すべり地形が関与している可能性がある。第四紀火山の山腹や第四紀の陸上火山岩類の周縁部に分布する地すべり・崩壊地形を構成する変動地塊の末端部が大雨，地震や融雪出水によって再滑動して河川になだれ込み，流下して河口部や海岸に被害をもたらすことは充分にあり得る。



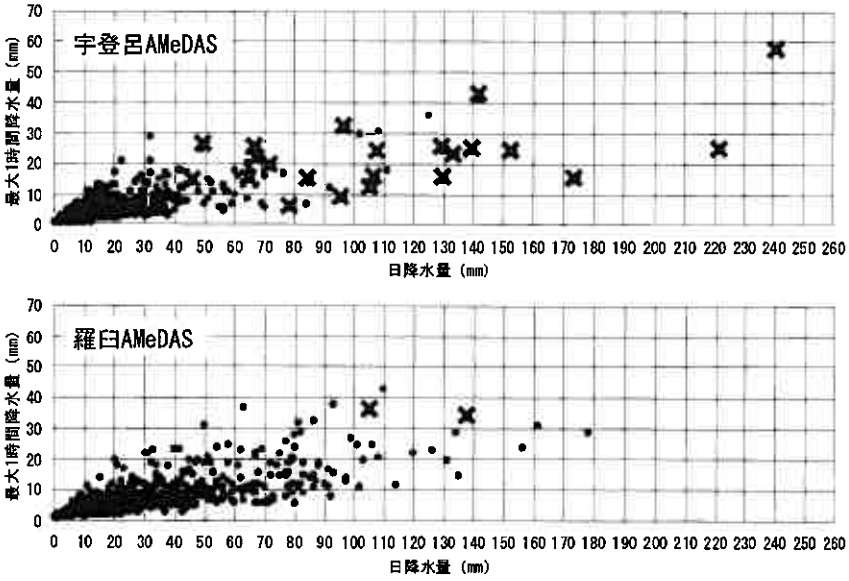
図－6　地盤災害発生箇所と
地質，地すべり・崩壊地形との関係

6．地盤災害と降雨

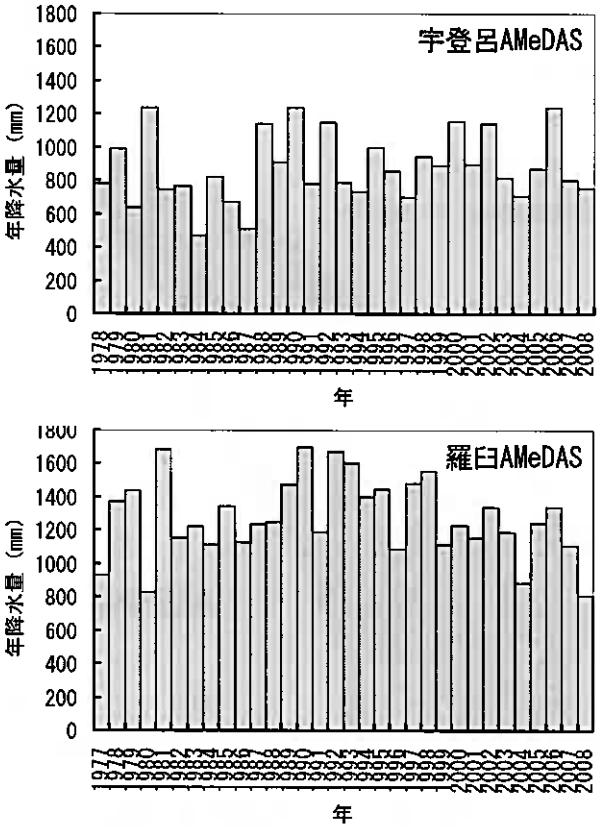
表－1 および **表－2** に示したように，知床半島ではしばしば大雨に起因した地盤災害が発生している。**図－7** は知床半島での降雨状況を宇登呂および羅臼 AMeDAS で観測された 1977 年～2007 年の暖候期（概ね 3 月下旬から 12 月上旬の期間）の降水量データを基にした日降水量と最大 1 時間降水量の関係によって表しており，合わせて地盤災害の誘因となった降雨（**図－7 中の×印**）も示している。概ね，オホーツク海側では日降水量 65mm 以上あるいは最大 1 時間降水量 20mm 以上の降雨を，根室海峡側では日降水量 100mm 以上あるいは最大 1 時間降水量 30mm 以上の降雨を誘因として地盤災害が発生している。オホーツク海側ではこの降水量の条件を下回る降雨でも地盤災害が起こっている事例があるが，これらは上述の降雨条件よりも少し小さな降雨が数日間続いたことに起因しているものである。また，オホーツク海側では根室海峡側よりも小さな降雨条件で地盤災害が発生している傾向もあるが，発生箇所がオホーツク海側では半島基部の泥質岩が分布する地域に集中していることから，地質条件の違いが現れているものと考えられる。

図－8 は宇登呂および羅臼 AMeDAS で観測された 1977 年～2008 年の暖候期の年降水量の推移を示している。平均年降水量は宇登呂 AMeDAS で 1080mm，羅臼 AMeDAS で 1600mm であり，知床半島ではオホーツク海側と根室海峡とで降雨の状況は異なっている。また，羅臼 AMeDAS のデータでは明確ではないが，宇登呂 AMeDAS のデータでは最近の 30 年間では概ね 10 年周期で増減を繰り返しながら次第に年降水量が増加している傾向が読み取れる。

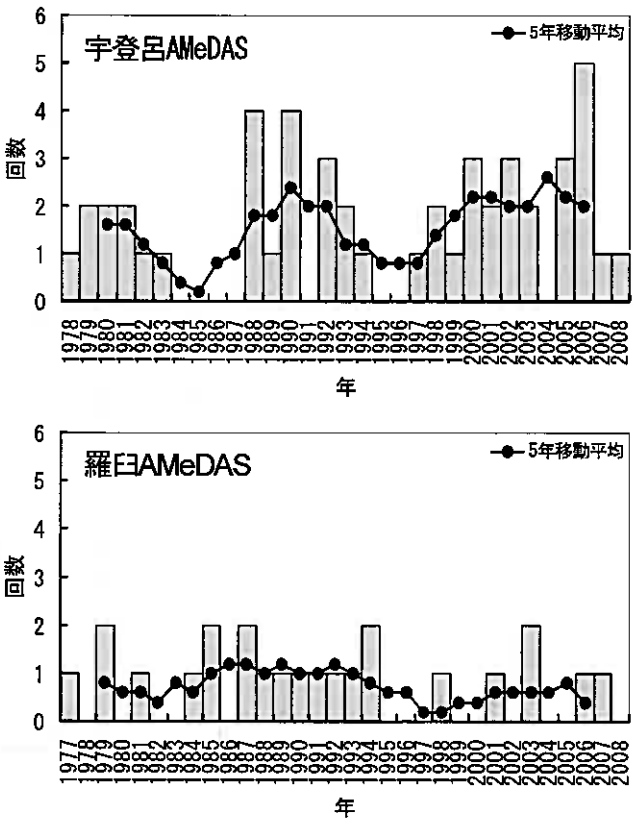
図－9 は 1977 年以降の暖候期の降水量データを基に，地盤災害を誘発し易い降雨条件（オホーツク海側：日降水量 65mm 以上あるいは最大 1 時間降水量 20mm 以上，根室海峡側：日降水量 100mm 以上あるいは最大 1 時間降水量



図－7　日降水量と最大 1 時間降水量との関係
（上：宇登呂 AMeDAS，下：羅臼 AMeDAS）
×印は地盤災害の誘因となった降雨を示す．



図－8　年降水量の推移



図－9　地盤災害を誘発し易い降雨条件の発生状況

30mm 以上）の発生回数の経年変化を示している。根室海峡側については明瞭な変化は捉えられないが，オホーツク海側については概ね 10 年周期で増減を繰り返しながらも，近年になるにつれ地盤災害を誘発し易い降雨条件の発生回数が次第に増加する傾向にある。

気象庁 [14] は降雨の長期変化傾向として，1980 年代以降は異常多雨・異常少雨ともに増加する傾向が見られ，降水量の変動性が増加する傾向にあること，そして年毎の変動は大きいものの短時間強雨や大雨の発生回数が最近の 30 年間余りで増加傾向にあることを示している。宇登呂 AMeDAS でのデータからも同様な傾向を読み取ることができ，降雨を誘因とする地盤災害の多発が懸念される。

7．まとめ

「知床」の世界自然遺産登録を踏まえ，自然環境を保全しながら地域の生活・生産の場としての適切な利用や急増した観光客や交通量も含めた安全・安心な地域づくりに向けた仕組みづくりの基礎資料とするための，土地環境情報を整理する取り組みの一環として，台風や低気圧に伴う大雨や地震などによって発生した，斜面を含む地盤に係わる災害の特徴をまとめた。

知床半島では海岸部を中心にこれまでにも度々，台風や発達した低気圧の接近・通過や停滞前線の活発化によってもたらされた大雨，冬期の暴風による越波，そして最近では 1994 年北海道東方沖地震のみではあるが地震に起因した地すべり，岩石崩落，岩盤崩壊，泥流，土石流や地盤流失などが発生している。これらによって迂回路のない生活・観光道路，水産業施設・漁場，住宅などが損壊し，生活に大きな影響を受け，そして人的被害も発生してきた。

地形・地質条件からみると，大雨に起因した地盤災害は小規模な地すべり・崩壊地形が数多く分布する頁岩層を主とし凝灰岩層を挟在する遠音別川層，泥岩層を主とする幾品層や海成火砕岩類を主とするサシルイ川層のうち泥岩層を伴う地層の分布域で発生している。地震に起因した地盤災害は亀裂が発達していたり，硬質岩と軟質岩が不規則に重なっている海成火砕岩類や第四紀陸上火山岩・火砕岩類からなる比高の大きな海食崖や急傾斜の斜面が発達する地域で発生している。

大雨に起因する地盤災害に関して，降雨条件からみるとオホーツク海側では概ね，日降水量 65mm 以上あるいは最大 1 時間降水量 20mm 以上の降雨，根室海峡側では日降水量 100mm 以上あるいは最大 1 時間降水量 30mm 以上の降雨が一つの目安になる。多雨・少雨の変動は著しいが，近年，このような条件の降雨の回数は増加している傾向があり，限られた知床の生活圏を考えると，ハード対策のみならず地域住民も含めた日常監視，異常通報，早期避難といったソフト対策の拡充が望まれる。

参考文献

1)伊藤陽司：北海道東部，知床半島におけるランドスライド地形の特徴と最近の斜面災害，地すべり，Vol.33，No.3，pp.32-41，1996.

2)伊藤陽司：1994 年北海道東方沖地震によるランドスライドー知床半島における事例ー，北見工業大学研究報告，Vol.27，No.2，pp.43-52，1996.

3)伊藤陽司：北海道の斜面災害史，北海道の地すべり'99，地すべり学会北海道支部北海道の地すべり'99 編集会，pp.4-9，1999.

4)伊藤陽司：最近発生した北海道内の地すべり災害，平成 20 年度(社)日本地すべり学会北海道支部・北海道地すべり学会 30 周年記念シンポジウム予稿集，pp.10-17，2008.

5)斜里町：斜里町地域防災計画，http://www.town.shari.hokkaido.jp/20bousai_yobou/files/2008-0409-1506.pdf

6)標津町：標津町地域防災計画，http://www.shibetsutown.jp/bousai/bousaikeikaku.pdf

7)杉本良也・松下勝秀：5 万分の 1 地質図幅「宇登呂」および同説明書，北海道開発庁，15p.，1961.

8)杉本良也・三谷勝利・松下勝秀・高橋俊正：5 万分の 1 地質図幅「峰浜」および同説明書，北海道開発庁，48p.，1962.

9)三谷勝利・杉本良也・国分谷盛明・松下勝秀：5 万分の 1 地質図幅「春刈古丹」および同説明書，北海道開発庁，40p.，1963.

10)庄谷幸夫：5 万分の 1 地質図幅「ルシャ川」および同説明書，北海道開発庁，15p.，1965.

11)土居繁雄・酒匂純俊・松井公平・金　詰祐：5 万分の 1 地質図幅「羅臼および知円別」および同説明書，北海道開発庁，34p.，1970.

12)杉本良也・松井公平・土居繁雄：縮尺 5 万分の 1 地質図幅「知床岬」および同説明書．北海道開発局，pp.1-14，1971.

13)後藤芳彦・合地信生：北海道知床半島における海底火山体の復元，火山，Vol.36，No.1，pp.37-50，1991

14)気象庁：気候変動監視レポート 2007，http://www.data.kishou.go.jp/climate/cpdinfo/monitor/index.html

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

地形変遷と地盤性状—北見市域での事例—

北見工業大学大学院　学生会員　○伊深　憲利
北見工業大学工学部　国際会員　　伊藤　陽司

1. はじめに

2003年十勝沖地震では，北海道の広範囲で様々な地盤災害が発生し，とくに火山灰地盤での被災が特徴的であった[1]。震央距離約255 kmに位置する札幌市清田区では，盛土に用いられた火山灰が液状化し，家屋の傾斜や道路の沈下などの被害が発生した[2]。震央距離約230 kmに位置する北見市の端野町や広郷の火山灰造成農地では，液状化に起因した大規模な火山灰流動および地盤陥没が発生した[3]。端野町協和での液状化発生箇所はかつては埋積谷であり，1980年代前半まで水田に利用され，その後，火山灰によって埋め立てられて緩傾斜の畑地へ転換された箇所であり，地震防災上，地盤の成り立ちと性状を把握することの重要性が指摘されている[4]。

北見市都市域の1965年国土地理院発行地形図(図-1A)と2002年国土地理院発行地形図(図-1B)を比較判読すると，都市域には液状化発生箇所と同様な地盤条件が存在する(図-1 楕円枠内)。

本研究では北見市街地北西部を対象として，地形変遷および地盤性状の解析を行なった。

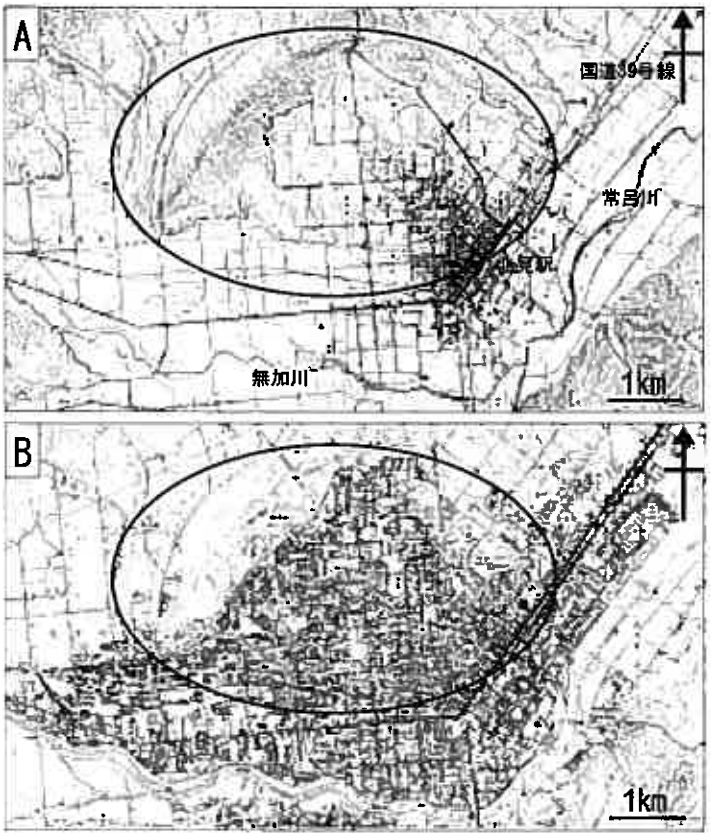


図-1　北見都市域の地形と市街化の移り変わり
A：1965年国土地理院発行地形図
B：2002年国土地理院発行地形図
楕円枠内の北見市街地北西部には2003年十勝沖地震での液状化発生箇所(端野町協和)と同様な地盤条件の箇所が存在する.

2. 研究方法

2.1 研究の流れ

本研究では，地形変遷の解析，地盤情報データベースの構築および文献・資料調査の結果を踏まえて，地形変遷を可視化し，地盤性状を解析した(図-2)。

地形変遷の解析では，複数年の地形図および空中写真を用いた時系列判読を行い，地形や土地利用の変化を追跡した。

地盤情報データベースの構築では，既存の地盤情報データベース[5]に新たに収集した対象地域の22件のボーリング資料を電子ファイル化して追加収録した。

地形変遷の可視化では地形変遷の解析，構築した地盤情報データベースに基づく地盤構造の解析および文献・資料調査の結果を反映させて，三次元地盤モデリングシステムを用いた地盤構造モデルを作成するとともに，地史を考慮した地形変遷を解析した。これらの結果に基づき，地形・土地利用の移り変わりとN値および地下水に注目した地盤性状を明らかにするとともに，地震防災対策上の留意点について検討した。

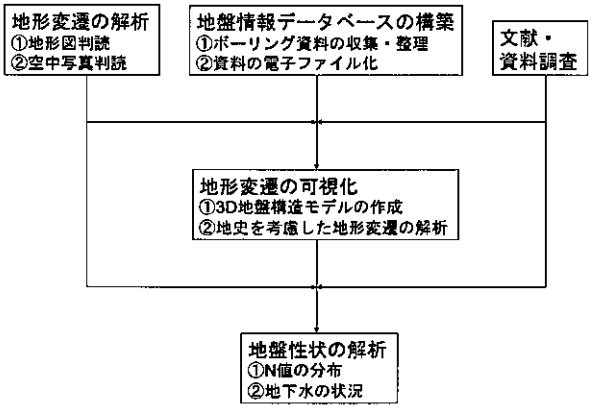


図-2　研究の流れ

Landform transition and ground condition in the Kitami urban area, East Hokkaido, Japan. Noritoshi IBUKA(Graduate student, Kitami Institute of Technology) and Yoji ITO(Kitami Institute of Technology)

2.2　対象地域の区画設定

本研究では，切土・盛土による地形改変を詳細に把握するために，対象地域を基盤の目状に通る道路に沿って 550m メッシュで区切り，A-1～H-5 の 34 地区に設定した(図-3)。図-3 には 1965 年国土地理院発行の地形図上に，対象地域内のボーリングデータの位置を谷埋め部ボーリングと地山部ボーリングとに区別して示している。

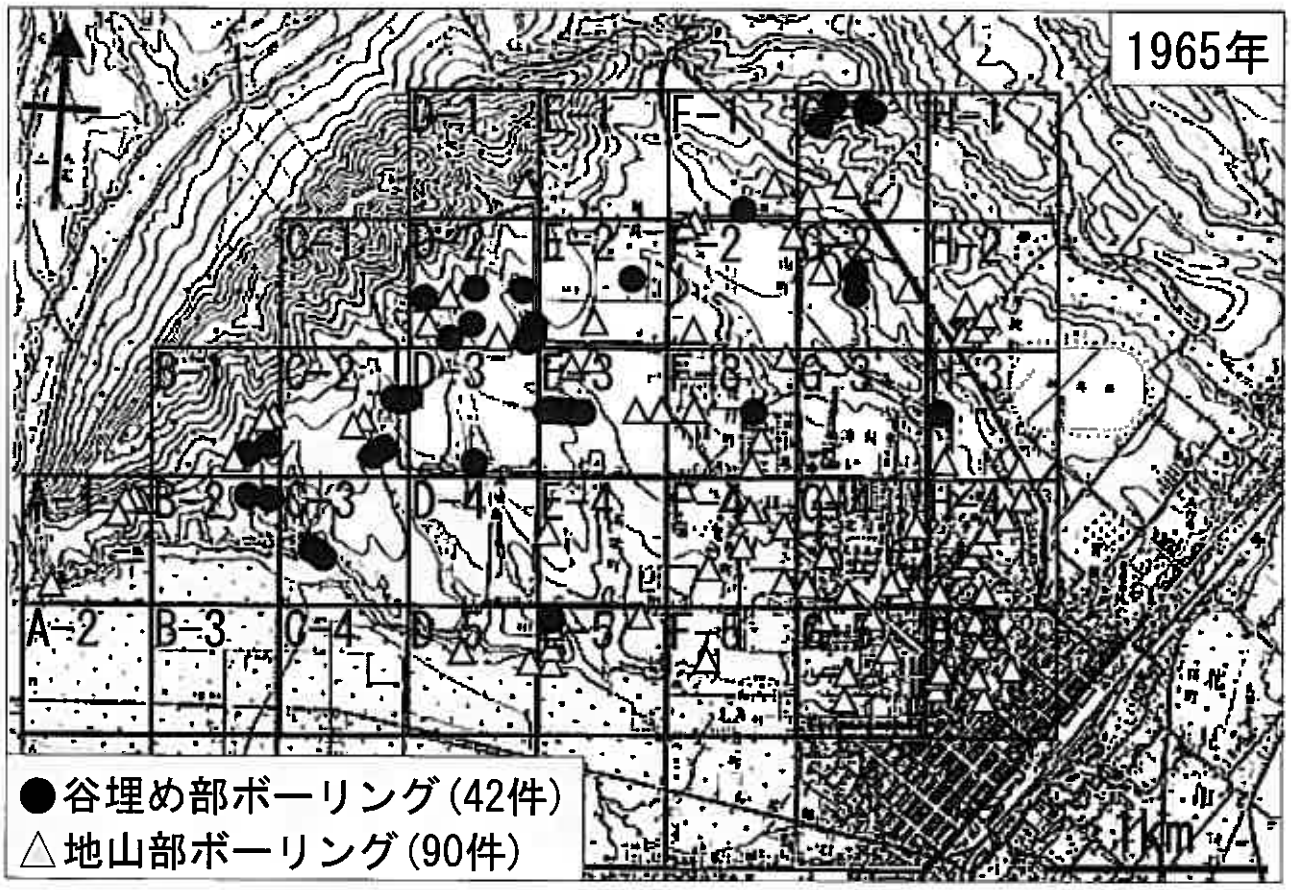


図-3　対象地域の区画図とボーリングの位置

3.　地形変遷の解析

地形変遷の解析では，埋積谷と丘陵斜面の地形および土地利用の移り変わりを把握するために，地形図および空中写真の時系列判読を行なった。時系列判読には 1965 年および 2002 年国土地理院発行の縮尺 25,000 分の 1 地形図，1947 年撮影空中写真(M588-29, -30)，1965 年撮影空中写真(HO-65-1X C7-12, C7-13)，1971 年撮影空中写真(HO-71-2X C7-13, C7-14)，1977 年撮影空中写真(HO-77-24 C9-12～16, HO-77-24 C10-12～16)および 2005 年撮影空中写真(HO-2005-4X C3-17, C3-18)を用いた。ここでは，市街化が著しい G-2 地区について詳述し，全地区についても記述する。

3.1　地形図判読

(1) G-2 地区

1965 年地形図では，標高 110m および 100m の等高線を刻む谷が北西端から南へ伸び，谷底は水田に利用されている。また，120m 等高線が描かれている西端から東へ谷を横切るように道路が敷設されており，そのための局所的な埋積谷への盛土がうかがえる。2002 年地形図では，谷の存在を示す 110m 等高線は北西方へ伸びているが，かつての 100m 等高線の位置までで，下流側は開いた状態にある。谷部を東西に横切る道路の近くまで伸びていた 100m 等高線は，東南端に残るのみである。また，水田として利用されていた谷底も埋め立てられ，街路が敷設された住宅地に移り変わっている(図-4)。

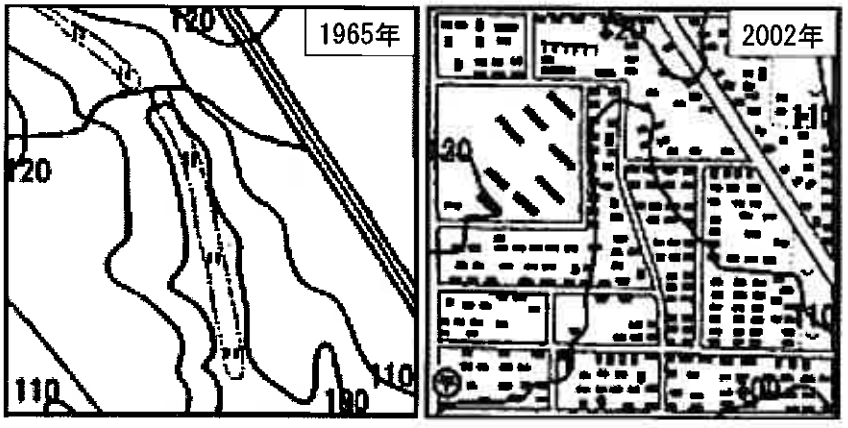


図-4　地形図判読よる地形変遷と土地利用

(2) 全地区の概要

1965 年地形図では各等高線を刻む谷が上流部では北西から南東へ，下流部では北から南へ伸びている。埋積谷は水田に利用されていることが多く(E-3，E-4，F-1，F-2，G-1，G-2，G-3，H-1，H-2，H-3 の地区)，これら以外では雑木林や荒地となっている。局所的に埋積谷を縦横断するように道路が通っており，埋積谷の小規模な埋立が行われていたと思われる。2002 年地形図では，1965 年地形図での等高線配置や谷の伸長方向も大きく変化し，大規模な地形改変が行われたことが分かる。地形改変された谷埋め部や丘陵斜面は多くの街路が設置された住宅密集地へ移り変わっている。

3.2　空中写真判読

(1) G-2 地区

1947 年撮影空中写真では，狭い埋積谷が北西から南東へ小起伏の丘陵を刻み，谷内部の北西端や南東端では埋立が始まっている。1965 年撮影空中写真では，丘陵は切土され，埋積谷への埋立が進み，谷底は随所で水田に利用されている。丘陵域東部では徐々に宅地化が進んでいる。1971 年撮影空中写真では，埋積谷はほぼ全域が埋め立てられ，上流部にわずかに水田を残すだけである。1977 年撮影空中写真では，埋積谷上流部の水田は残存するものの，丘陵域だけでなく埋積谷の埋立部でも住宅地や道路に移り変わっている。2005 年撮影空中写真では，かつての埋積谷は全て埋め立てられ，丘陵域も含めて住宅地および道路に変貌している(**図-5**)。

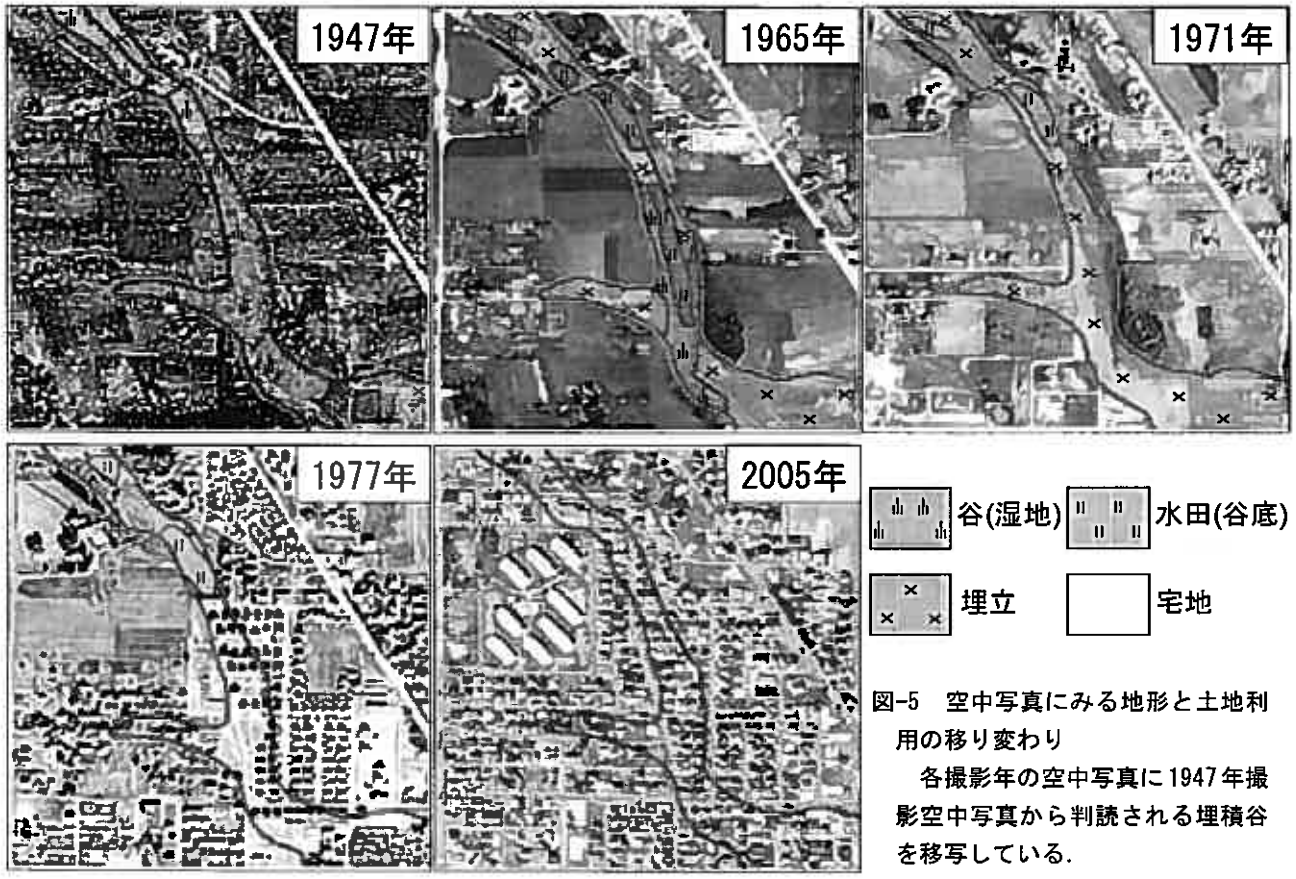


図-5　空中写真にみる地形と土地利用の移り変わり
各撮影年の空中写真に 1947 年撮影空中写真から判読される埋積谷を移写している.

(2) 全地区の概要

1947 年撮影空中写真では，狭い埋積谷が上流部では北西から南東へ，下流部では北から南へ伸びて，緩やかな起伏の丘陵を刻んでいる。谷内部は雑木林が点在する湿地となっている。埋積谷への埋立が局所的に始まっている(C-2，D-1，D-2，E-3，F-4，F-5，G-2，H-4 の地区)。1965 年撮影空中写真では，谷底は主に水田として利用されている(D-4，E-4，E-5，F-1，F-2，G-1，G-2，G-3，H-1，H-2，H-3 の地区)。丘陵地では切土および宅地化が，そして埋積谷では埋立が本格的に開始され，その埋立部でも一部宅地化が進んでいる(F-4，F-5，G-3，H-3，H-4 の地区)。1971 年撮影空中写真では，宅地造成も大きく伸展しており，埋積谷はほぼ全域が埋め立てられている。また，丘陵地の南端部に位置する E-4 地区および E-5 地区では，谷底は水田として利用されていたが，畑作地に転換されている。1977 年撮影空中写真では埋積谷内には局所的に湿地，水田および畑作地が残るものの，丘陵地や埋積谷の埋立部は大幅に住宅地や道路に移り変わっている。2005 年撮影空中写真では，谷を含む丘陵地全域が住宅密集地および道路に変貌し，かつての埋積谷は姿を消している。

4. 地史を考慮した地形変遷の解析

地史を考慮して地形の移り変わりを解析するために，1965年および2002年時点での3D地盤構造モデルを作成した(図-6)。ここでは，対象地域の地盤構造を概観した後，地形改変が著しいD-2地区およびE-3地区について詳述する。

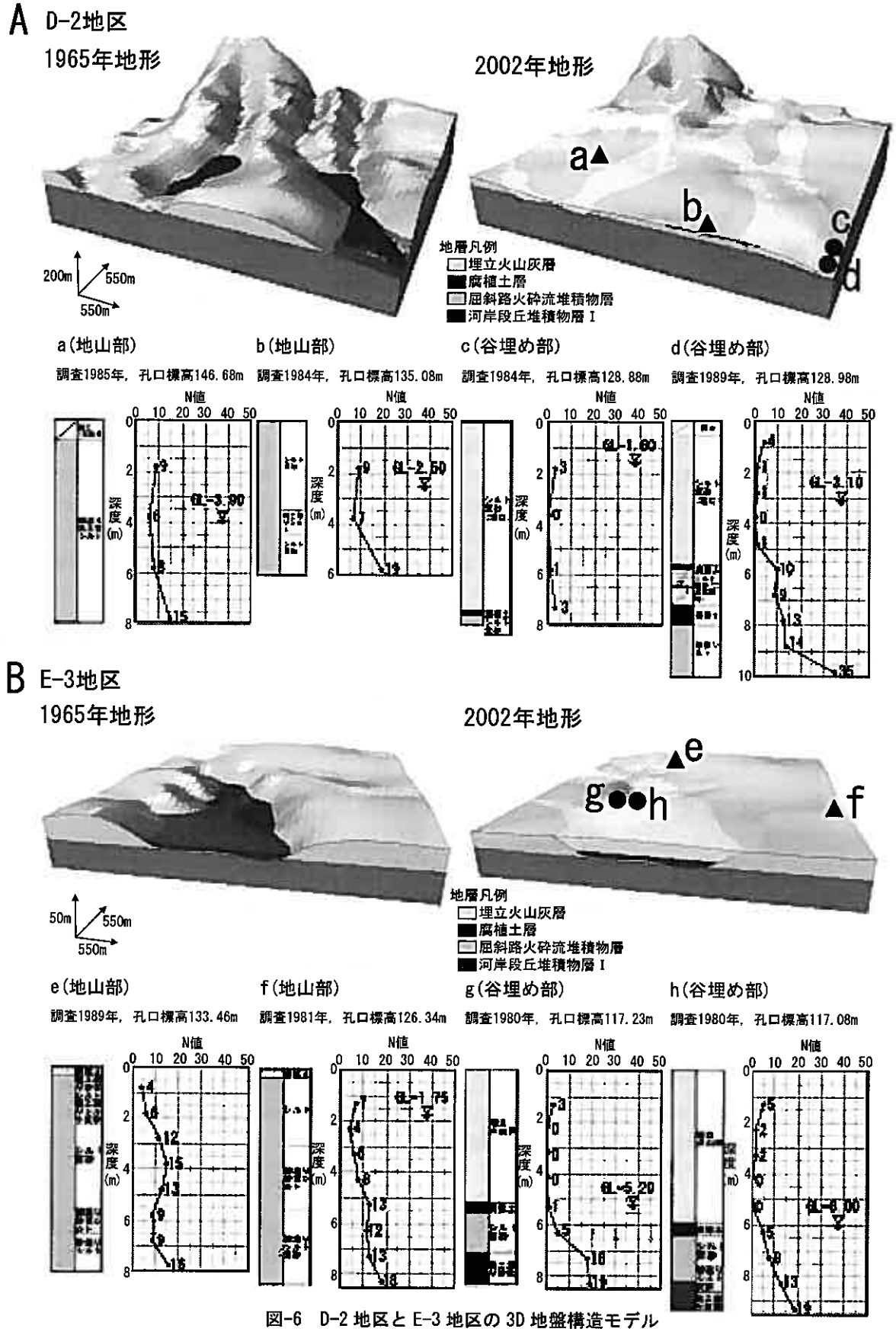


図-6 D-2地区とE-3地区の3D地盤構造モデル

A：D-2地区の3D地盤構造モデルと地山部・谷埋め部ボーリングデータ

B：E-3地区の3D地盤構造モデルと地山部・谷埋め部ボーリングデータ

対象地域の地盤構造：北西部は比較的険しい山地で，その山地から南東部は緩やかな小起伏の丘陵地となっている。山地はジュラ～白亜系仁頃層群の緑色岩類で構成され，丘陵地は新第三系中新統相内層を基盤岩層として，これを層厚 25m 前後の第四系更新統河岸段丘堆積物層Ⅰ，層厚 15～25m 前後の第四系更新統河岸段丘堆積物層Ⅱ，そして第四系更新統屈斜路火砕流堆積物層が被覆している[5]。

D-2 地区：北西端の山地域は仁頃層群で構成され，丘陵域はボーリングデータでは捉えていないが基盤岩層として相内層の存在が推定でき，その上位に河岸段丘堆積物層Ⅰが広がっている。河岸段丘堆積物層Ⅰの上位を屈斜路火砕流堆積物層が覆っている。屈斜路火砕流堆積物層で覆われた山腹・丘陵斜面には谷が刻まれ，1965 年時点で谷底には旧表土である層厚 0.20～0.80m の腐植土層が堆積していた（**図-6A 左**）。1965 年以降，丘陵斜面の最大 8m の切土，埋積谷への切土された屈斜路火山灰による最大 7m 以上の埋立が進展し，この地区は 2002 年時点で緩傾斜面～平坦面が広がる地形となっている(**図-6A 右**)。

E-3 地区：ボーリングデータでは捉えていないが，基盤岩層として相内層の存在が推定でき，その上位には河岸段丘堆積物層Ⅰおよび屈斜路火砕流堆積物層が被覆している。屈斜路火砕流堆積物層で覆われた丘陵斜面には谷が刻まれ，1965 年時点で谷底には旧表土である層厚 0.40～0.50m の腐植土層が堆積していた(**図-6B 左**)。1965 年以降，丘陵斜面は最大 3m 切土され，埋積谷は切土火山灰によって最大 6m 埋め立てられ，この地区は 2002 年時点で平坦面が広がる地形となっている(**図-6B 右**)。

5. 地盤性状の解析

5.1 N 値の分布

前述のように，丘陵地は屈斜路火砕流堆積物に覆われており，埋積谷はその切土材料を用いて埋め立てられている。このような火山灰埋立造成地は被災例[1)-4)]から液状化する可能性が高い地盤条件にあることから，火山灰埋立地盤の N 値分布を把握するとともに，地山火山灰層の N 値との違いを比較した。ここでは，まず D-2 地区(**図-6A の a～d**)と E-3 地区(**図-6B の e～h**)を例示し，次いで，**図-7** にまとめた地山部(N 値データ：90 件)および谷埋め部(N 値データ：38 件)での全 N 値データ数に対する各 N 値データ数の頻度分布を基に，全地区での地山火山灰層と埋立火山灰層の N 値分布を概観した。なお，礫混じり火山灰層や地層境界の N 値については，修正 N 値[6)]として補正した。

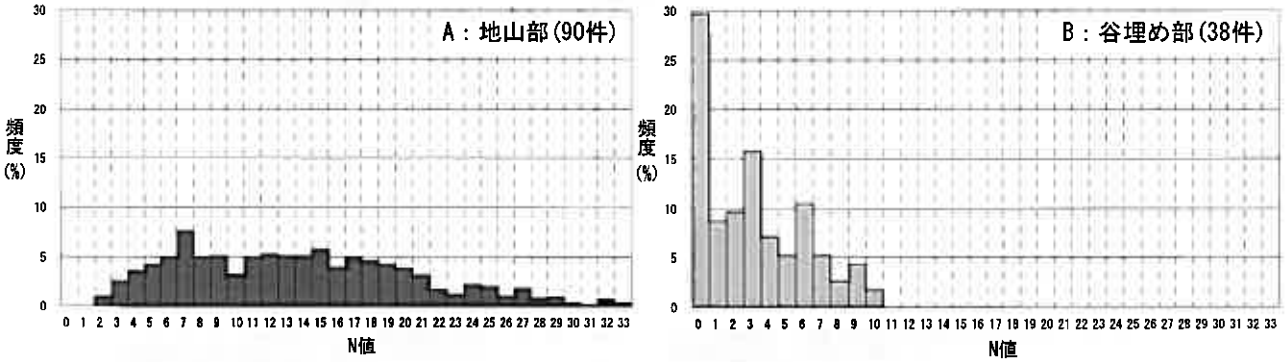


図-7 地山火山灰層と埋立火山灰層における N 値の頻度分布

D-2 地区では，地山部ボーリング(**図-6A の a，b**)の地山火山灰層は N=6～19，谷埋め部ボーリング(**図-6A の c，d**)の埋立火山灰層は N=0～4 となっている。E-3 地区では，地山部ボーリング(**図-6B の e，f**)の地山火山灰層は N=4～18，谷埋め部ボーリング(**図-6B の g，h**)の埋立火山灰層は N=0～5 となっている。すなわち，埋立火山灰層の N 値は地山火山灰層の N 値より非常に小さく，火山灰埋立地盤が非常にルーズであることが分かる。

全地区では，地山火山灰層の N 値は 2～33 と広範囲である(**図-7A**)が，概ね表層部は風化による影響で小さな値を，そして深度が深くなるにしたがって大きな値を示す。埋立火山灰層は N=0～10 の範囲に分布し，N=0 の頻度が約 30%と，極端に高くなっているのが特徴的である(**図-7B**)。また，埋立火山灰層の表層部は N=5～10 を示すこともあるが，地表面下 2～3m 以深では大部分が N=0～4 であり，極めてゆるい状態にある。

5.2 地下水の状況

埋積谷を埋立造成された地盤は，旧地表面を伝って降雨や融雪水が集水しやすい地形条件にある。排水施設の設置が不十分であったり，その機能が経年劣化している場合などには埋立地盤内の地下水位が上昇して，地盤状況を悪化させることがあり得ることから，谷埋め部での埋立前後の地下水位の変化を追跡した。なお，谷埋め部では埋立前は，地表水が当時の地表面である腐植土層上を流れていたものとして，埋立後のボーリング調査で観測された地下水位と比較した。ここでは，まず最も変化が大きい D-2 地区(**図-6A の c，d**)と変化がない E-3 地区(**図-6B の g，h**)を例示し，次いで，**表-1** にまとめた谷埋め部での地下水位観測データ 23 件を基に全地区での地下水位の変化を概観する。

D-2 地区の谷埋め部ボーリング(**図-6A の c**)では，旧地下水位は腐植土層上の GL-7.40m であるのに対して，埋立後は GL-1.60m に存在し，5.80m の地下水の上昇がみられる。D-2 地区の谷埋め部ボーリング(**図-6A の d**)では，旧地下水位は腐植土層上の GL-5.60m であるのに対して，埋立後は GL-3.10m に存在し，2.50m の地下水の上昇がみられる。ともに地下水位は，埋立火山灰層の底部から内部にまで上昇していることになる。全地区では，埋立後の上昇水位は最大で 5.80m，最小で 0.90m である(**表-1**)が，埋積谷は地表水が流入しやすい地形条件下にあることから，現在ではさらに上昇していることも考えられる。また，埋立後に上昇が認められた箇所での地下水は，全て埋立火山灰層の内部にまで上昇しているのが特徴的である。これは，端野町協和での液状化地盤の性状と同様であり，留意しなければならない。

一方で，E-3 地区の谷埋め部ボーリング(**図-6B の g**)では，旧地下水位は腐植土層上の GL-5.20m であるのに対して，埋立後も GL-5.20m に存在し，地下水の上昇がみられない。E-3 地区の谷埋め部ボーリング(**図-6B の h**)でも，旧地下水位は腐植土層上の GL-6.00m であるのに対して，埋立後も GL-6.00m に存在し，地下水の上昇がみられない。全地区では，この地域だけではなく，D-3 地区や E-5 地区でも埋立後に地下水の上昇が認められない箇所も存在する(**表-1**)。

埋立後に地下水が上昇した箇所の要因として，埋積谷の上流部に位置すること(C-2，D-2，F-3，G-2 の地区)や谷底が水田として利用されていたこと(G-2，H-3，H-4 の地区)などが挙げられるが，地盤造成時の排水施設の設置状況，設置された排水施設の損壊や経年的な機能低下なども考慮しなければならないことから，谷埋め部の地盤情報データベースを拡充して，旧埋積谷ごとで比較するなどの詳細な解析が必要である。

表-1　埋立部の地下水位の変化

地区	埋立前水位(m)	埋立後水位(m)	上昇水位(m)	水位変化	埋立内部
C-2	6.90	1.60	5.30	上昇	○
D-2	5.60	3.10	2.50	上昇	○
D-2	7.40	1.60	5.80	上昇	○
D-2	5.60	4.62	0.98	上昇	○
D-2	6.80	4.50	2.30	上昇	○
D-2	3.00	2.00	1.00	上昇	○
D-2	3.20	3.20	0.00	変化なし	
D-2	4.30	4.30	0.00	変化なし	
D-2	8.00	2.90	5.10	上昇	○
D-3	8.70	8.70	0.00	変化なし	
E-3	5.00	5.00	0.00	変化なし	
E-3	5.50	5.50	0.00	変化なし	
E-3	5.70	5.70	0.00	変化なし	
E-3	4.10	4.10	0.00	変化なし	
E-3	5.20	5.20	0.00	変化なし	
E-3	6.00	6.00	0.00	変化なし	
E-3	2.40	2.40	0.00	変化なし	
E-5	0.70	0.70	0.00	変化なし	
F-3	4.40	3.50	0.90	上昇	○
G-2	6.50	3.40	3.10	上昇	○
G-2	6.50	3.40	3.10	上昇	○
H-3	4.50	3.00	1.50	上昇	○
H-4	4.00	0.78	3.22	上昇	○

6.　まとめ

2003 年十勝沖地震での被災を教訓として，現在，住宅密集地となっている北見市街地北西部の丘陵を対象として，1947 年以降からの地形変遷とそれに伴う地盤性状の変化を解析した。

北見市街地北西部は，かつては 6 本ほどの狭い埋積谷が上流部では北西から南東へ，下流部では北から南へ丘陵を刻むように発達していた地域である。埋積谷内には雑木林が点在する湿地が広がり，谷底は水田や一部で畑に利用されていた。丘陵の切土・埋積谷への埋立は局所的ではあるが 1947 年頃から始まり，1965 年前後から各所で行われるようになり，1970 年代後半にはそれが加速され，現在見られる緩斜面～平坦面が広がる地形に移り変わってきた。このような場では逐次，街路が設置され，住宅地として開発されて今日に至っている。埋立火山灰層は，N=0 が最頻する極めてゆるい状態にある。加えて，谷埋め部の地下水位が埋立時よりも上昇して，埋立火山灰層の内部にまで達している箇所も少なくない。

今後，箇所を絞って詳細な調査・解析を行う必要はあるが，北見市街地北西部の住宅地が 2003 年十勝沖地震によって液状化被災した箇所と酷似した地形変遷および地盤性状にあることは明らかであり，地盤情報を公開・共有した上で①局所的な大きな揺れに備えた家具の設置・配置，②地盤性状を考慮した建物の耐震補強，③新築・増改築時の地盤改良，規模は大きくなるが，④一定区域での地下水位低下工法や間隙水圧消散工法の実施などに取り組むことが必要である。

謝辞：ジーエスアイ株式会社，豊田　守氏には地盤情報データベースの構築および三次元地盤モデリングシステムの活用にあたり，有益な助言を賜りました。心よりお礼申し上げます。

参考文献

1) 2003 年十勝沖地震地盤災害調査委員会：2003 年十勝沖地震地盤災害調査報告書，地盤工学会，131p.，2004.

2) 八木一善・三浦清一・志比川清史：2003 年十勝沖地震によって被災した火山灰地盤の工学的特徴，地盤工学会北海道支部技術報告集，No. 44，pp. 207-216，2004.

3) 伊藤陽司・山下聡・鈴木輝之・平田広昭：北見地域における 2003 年十勝沖地震による地盤災害，地盤工学会北海道支部技術報告集，No. 44，pp. 187-196，2004.

4) Yoji ITO, Satoshi YAMASHITA, Teruyuki SUZUKI and Hiroaki HIRATA : Gentle-slope movements induced by the 2003 Tokachi-Oki Earthquake in the Kyowa area of Tanno Town, Hokkaido, Japan, Journal of the Japan Landslide Society, Vol. 42, No. 2, pp. 103-111, 2005.

5) 松田絵里・伊藤陽司・鈴木輝之：北見都市域の地盤情報データベース構築と地盤構造解析，地盤工学会北海道支部技術報告集，No. 45，pp. 121-126，2005.

6) N 値の話編集委員会編著：改訂 N 値の話，理工図書株式会社，pp. 34-37，2004.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

遠心模型実験装置を用いた降雨時における砂層地盤の斜面安定

北海道大学大学院　学生会員　○金子　広明
同上　国際会員　田中　洋行
同上　国際会員　工藤　豊
北海道大学工学部　久保田勇貴

1.研究背景と目的

豪雨に起因する斜面崩壊は，毎年のように発生している．特に，近年では異常気象の影響により，集中的な豪雨が各地で発生している．また，日本の国土の約7割は山地，丘陵地が占めており，さらに新たな宅地開発が進むにつれて，土砂災害の発生するおそれのある危険な箇所も増加している[1]．そこで，筆者らは，コストと時間のかかる大規模な実物大実験の代わりに，遠心力載荷装置を用いて，降雨時の不飽和土地盤の挙動に関する一連の研究を行っている[2),3)]．粘土含有率（透水係数）が異なった二層から成る模型地盤に対して降雨実験を行った結果では，透水係数の違う上層と下層との境界面に雨水が滞留し，一時的に地下水面が形成され，それによって斜面崩壊が生じた[3)]．本研究では，基盤層を模擬した斜面の上に砂層地盤を作製した二層地盤において降雨実験を行い，斜面崩壊のメカニズムや限界雨量曲線について検討する．

2.実験概要

2.1 遠心模型実験装置

本研究で用いた遠心力模型実験装置（**図-1** 参照）は，有効半径 1.5m，最大加速度 150G，最大積載量は 150kg である．一方のプラットホームに模型土槽(W45×D20×H40cm)を載せ，もう一方には同質量のカウンターウェイトを載せる．模型土槽の前面には CCD カメラを 2 台設置しており，カメラの映像はスリップリングを介して，また間隙水圧計などの計測機器類のデータはワイヤレスデータロガーを用いて無線で，それぞれ制御室に伝送される．また，遠心模型実験装置の外部に設置した散水装置により遠心模型実験装置内に水を供給し，水を霧状に散布できる 3 つの散水バルブによって，降雨を再現した．ノズルには霧のいけうち社の小噴量形充円錐ノズルを用いた．散水装置の降雨量は L/min で設定し，土槽断面積で除すことによって降雨強度を算出している．

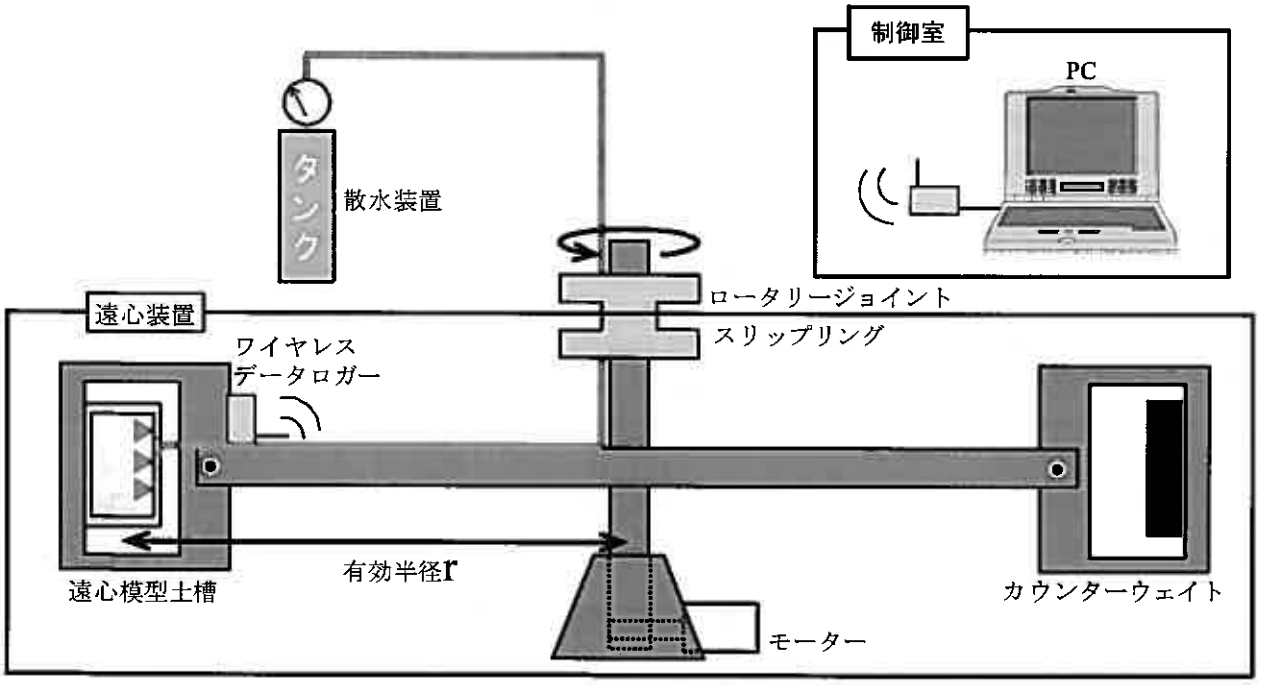


図-1　北大遠心模型実験装置の概要

SLOPE STABILITY OF SAND GROUND DURING RAINFALL BY CENTRIFUGE MODEL TEST
Hiroaki KANEKO, Hiroyuki Tanaka and Yutaka KUDOH (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)
Yuki KUBOTA (faculty of Engineering, Hokkaido University)

2.2 間隙水圧計

本研究で用いた間隙水圧計は，SSK 社製の P306A である．この間隙水圧計は，**図-2** に示すように直径が約 8mm と非常に小型であり，縮小模型地盤内に設置可能である．また，受圧面には，セラミックフィルターを用いており，負圧の測定が可能である．

2.3 模型地盤

本研究では，表層が風化した斜面の崩壊を想定している．また，風化していない基盤層をアクリル板で，風化した地盤を砂層で再現した．**図-3** に，基盤層の写真を示す．この斜面の表面には間隙水圧計が設置できる溝がある．基盤層は，斜面角度 30°，斜面高さは約 20.2cm である．遠心模型土槽に基盤層の斜面を取り付け，間隙水圧計を溝に設置する．その後，基盤層の斜面の上に，厚さが均一となるように豊浦砂（ρ_s=2.64g/cm^3）を飽和度 Sr が50%となるように締め固めた（締固曲線は，**図-4** に示す）．なお，基盤層の斜面の法尻部に排水口があり，地盤内に浸透した水は土槽外部へ排水される仕組みとなっている（間隙水圧計の設置位置と寸法は**図-5** に示す）．斜面地盤が完成した後，遠心模型実験装置に遠心模型土槽を取り付け，遠心加速度 40G を載荷し，間隙水圧計の値が安定するまで，すなわち遠心加速度による地盤内の水分移動が終了するまで放置し，その後，降雨を模した散水を行った．模型土槽内には，小型デジタルビデオカメラを取り付けており，実験中の斜面表面の様子や斜面崩壊が生じる時刻を調べた．また，本研究では，グリースの塗布などによる土槽側面の摩擦除去は行っていない．

本論文では，模型地盤の挙動は**表-1** に示す相似則に従うと考え，寸法と時間を実物に換算し，実験結果を述べることにする．本研究では遠心加速度を 40G と一定で行ったので，対象とする基盤層の斜面高さは 8.08m（20.2cm ×40＝8.08m）となる．

図-2　間隙水圧計

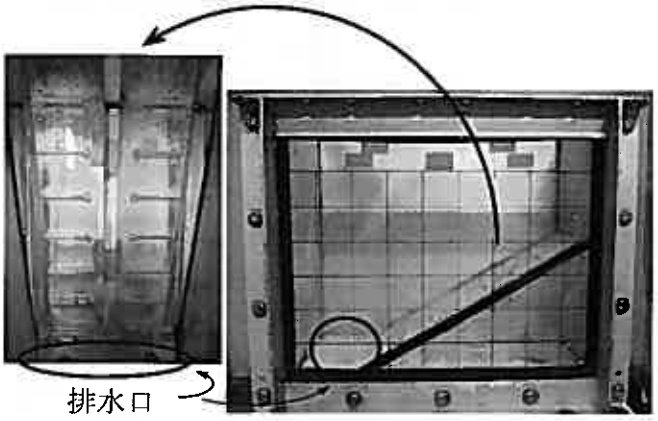


図-3　基盤層

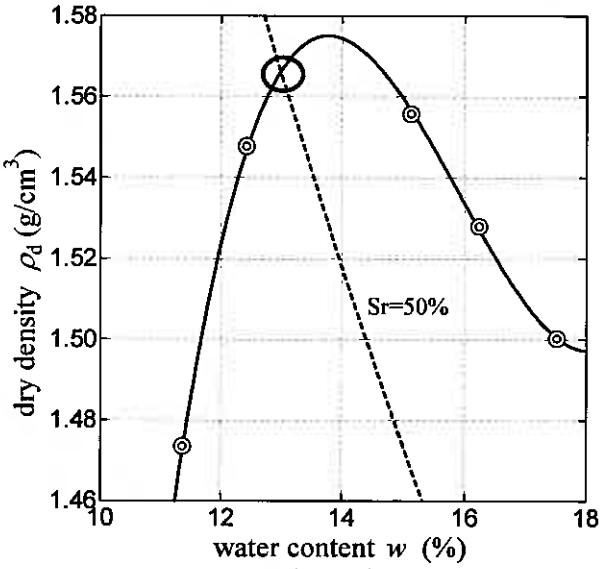


図-4　締固曲線

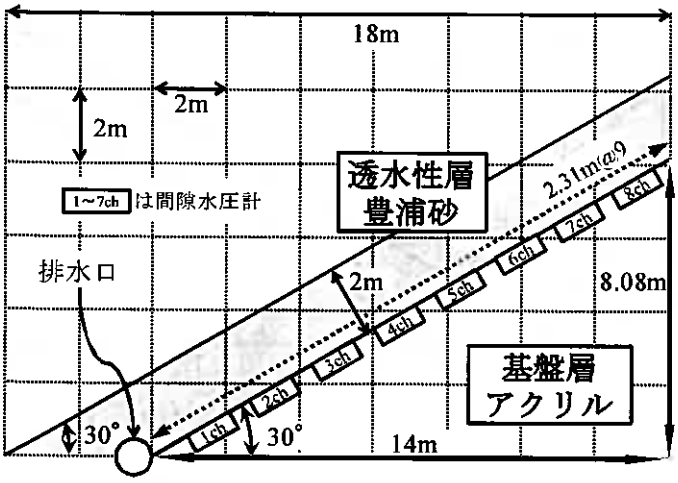


図-5　模型地盤の概略図（層厚 2m）

表-1　遠心加速度 N（G）における相似則

		実地盤換算
長さ	(m)	N
時間	(hr)	N^2
応力	(kPa)	1
降雨強度	(mm/hr)	1/N

3.実験結果

3.1 斜面崩壊とそのメカニズム

表-2 に実験条件と崩壊の有無を示す．**図-6, 7, 8, 9** には，地下水面の高さが一定となったときの形状を示す．地下水面の形状は，静水圧分布していると仮定して，基盤層の表面に設置された間隙水圧計から得られた値より求めた．地下水面は降雨とともに現われて，徐々に上昇し，その後一定となった． **図-6, 7, 8, 9** を比較すると，一定となった時の地下水面は，層の厚さに依らず，全て同じ高さであることがわかる．これは，同じ降雨強度，地盤材料であれば，層の厚さに関わらず，雨水が地盤内に保持される量は一定であると考えられる．

表-2 実験条件

実験	層厚(m)	降雨強度(mm/hr)	降雨時間(hr)	斜面崩壊
①	0.4	30	29.6	●
②	0.8			▲
③	1.2			×
④	2.0			×

●：斜面崩壊あり　▲：斜面崩壊なし，クラックあり　×：斜面崩壊なし

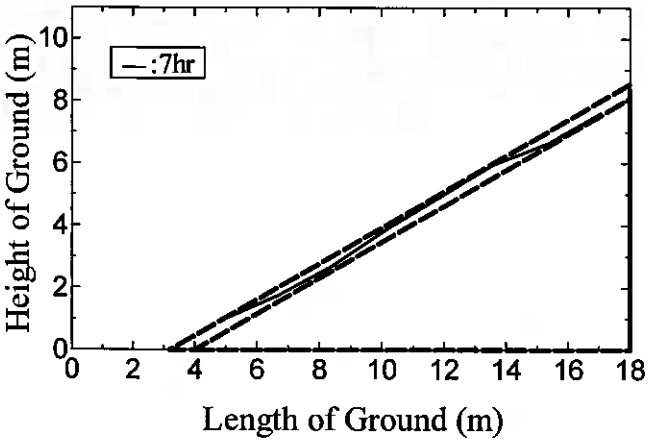


図-6 地下水面形状（層厚 0.4m）

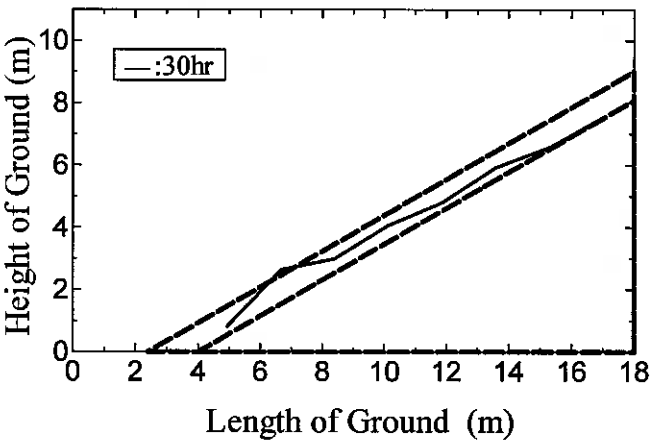


図-7 地下水面形状（層厚 0.8m）

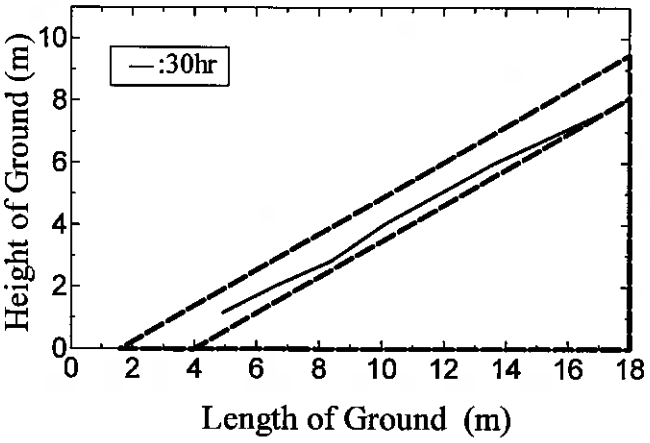


図-8 地下水面形状（層厚 1.2m）

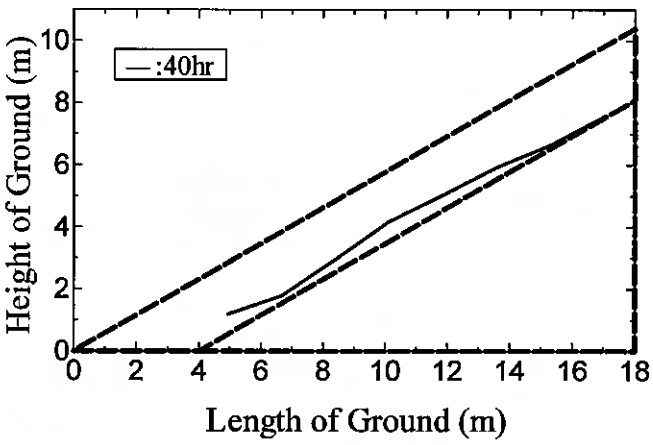


図-9 地下水面形状（層厚 2.0m）

今回行った実験条件において，斜面崩壊が生じたのは，地下水面が地表面と一致した層厚が 0.4m の時のみである（**図-10** 参照）．層厚が 0.8m の時には大きなクラックが発生したが，崩壊は生じなかった（**図-11** 参照）．斜面崩壊が生じた層厚 0.4m（**図-6**）では，降雨中に砂層地盤が飽和され，浸透流が発生し，また，サクションが消失したため，斜面崩壊が発生したと考えられる．また，層厚 0.8m（**図-7**）では，崩壊に至らなかったが，斜面下方部の一部で地下水面が地表面と一致しているため，地盤にクラックが発生したと考えられる．

実験結果の妥当性を検証するために，以下の無限長斜面の安定解析を行った．**図-12** を参考にして，地下水面を h=0.462m（層厚 0.4m の地表面と一致）として，式(1)に示す安全率を求めた．

$$F_s = \frac{\text{許容力}}{\text{作用力}} = \frac{\{\gamma_t \times (z-h) + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \times h\} \tan\phi'}{\{\gamma_t \times (z-h) + \gamma_{sat} \times h\} \tan\beta} \qquad (1)$$

また，**表-3** に示す豊浦砂の物性値を用いて，各層厚に対する安全率を計算した．

計算結果を**表-4** に示す．表より，層厚 0.4m の場合は安全率が 1 以下，層厚 0.8m の場合は安全率が 0.99 と 1 に近い値，層厚 1.2m，2.0m の場合は安全率 1 以上となり，今回行った実験結果と一致する．すなわち，斜面崩壊は降雨により地下水面が上昇し，地盤内の有効応力の低下によって生じたと考えられる．

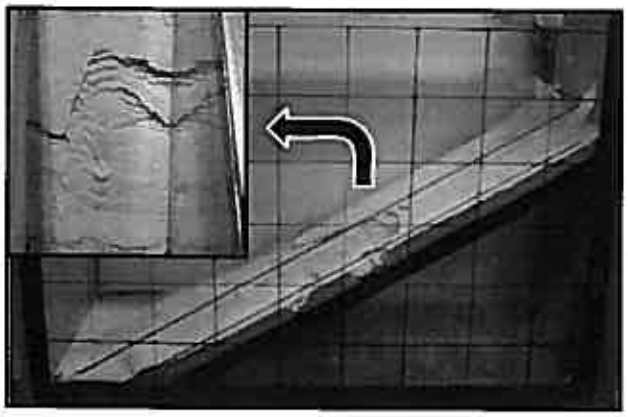


図-10　斜面崩壊状況（層厚 0.4m）

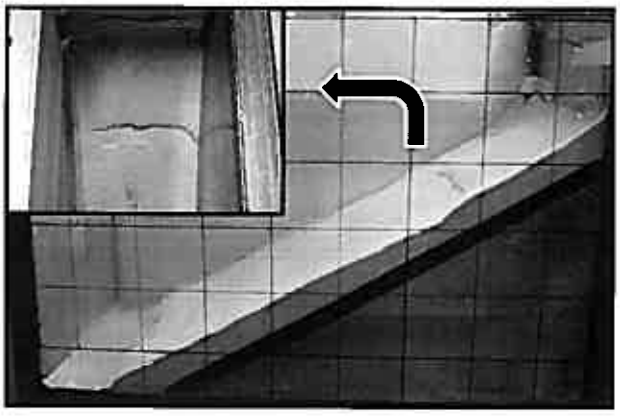


図-11　斜面崩壊状況（層厚 0.8m）

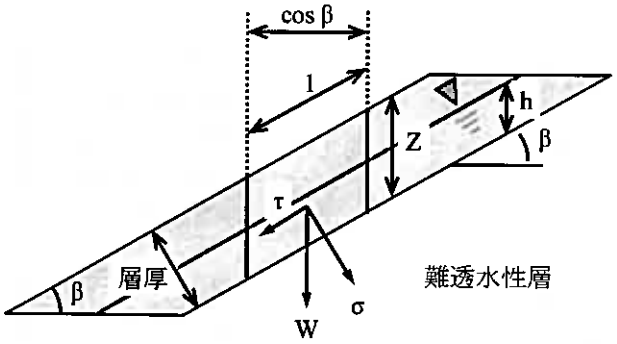


図-12　無限長斜面

表-3　豊浦砂の物性値

			豊浦砂
土粒子密度	ρ_s	g/cm^3	2.64
間隙比	e		0686
湿潤単位体積重量	γ_t	kN/m^3	17.3
飽和単位体積重量	γ_{sat}	kN/m^3	19.3
粘着力	c'	kN/m^2	0.0
有効内部摩擦角	ϕ'	°	38

表-4　安定計算結果

層厚	実験① 0.4m	実験② 0.8m	実験③ 1.2m	実験④ 2.0m
深さ　Z　m	0.462	0.924	1.386	2.309
水深　H　m	0.462			
安全率　Fs	0.67	0.99	1.11	1.20

3.2 限界雨量曲線

3.1 で述べたように層厚 0.4m で斜面崩壊が生じた．この地盤条件で，降雨強度と降雨時間を変えて実験を行い，限界雨量曲線を求めた．**表-5** に実験条件の一覧を示す．表の時間は，遠心模型土槽の内部に設置したデジタルビデオカメラの映像をスロー再生して（1/100 秒単位），測定した．また，積算雨量は降雨強度と時間より計算して求めた．**図-13** は，**表-5** の降雨強度と積算雨量を用いて描いた限界雨量曲線である．**図-13** より，斜面崩壊には，降雨強度と積算雨量には大きな相関があると考えられる．参考として，**図-14** に粘土地盤で斜面角度 6° の斜面における限界雨量曲線の一例 [4] を示す．**図-13，14** から，限界雨量曲線は似た傾向にあるが，大きく異なっていることが分かる．これは，地盤条件（地盤材料，間隙比，層厚，斜面角度等）の影響であると考えられる．今後，地盤条件が限界雨量曲線にどのような影響を及ぼすかを調べていく必要がある．

4.結論

(1) 降雨時における斜面崩壊は，雨水の浸透により地下水面が上昇し，地盤内の有効応力が低下することにより引き起こされる．

(2) 表層型の斜面崩壊において，積算雨量と降雨強度には強い相関性がある．また，限界雨量曲線は，地盤条件等によって様々に変化することが考えられ，今後，それらの影響について調べる必要がある．

表-5 限界雨量曲線の実験条件

	降雨強度 mm/hr				
	5	10	20	25	30
降雨量 mm^2	1111.1	1111.1	1111.1	1111.1	888.9
時間 hr	222.2	28.84	5.34	5.28	3.23
斜面崩壊	×	●	●	●	●
積算雨量 mm		284.4	106.8	132.1	96.9

●：斜面崩壊あり　×：斜面崩壊なし

時間は降雨開始から崩壊までの時間，積算雨量は降雨開始から崩壊までの総雨量

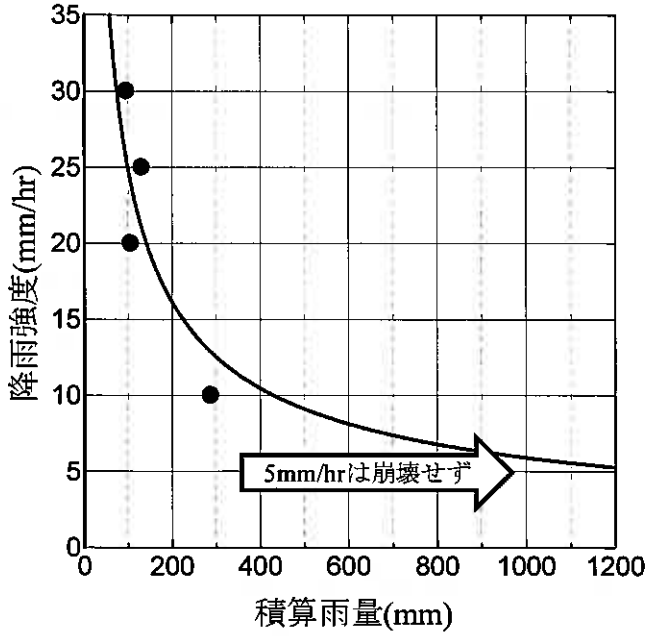


図-13 限界雨量曲線

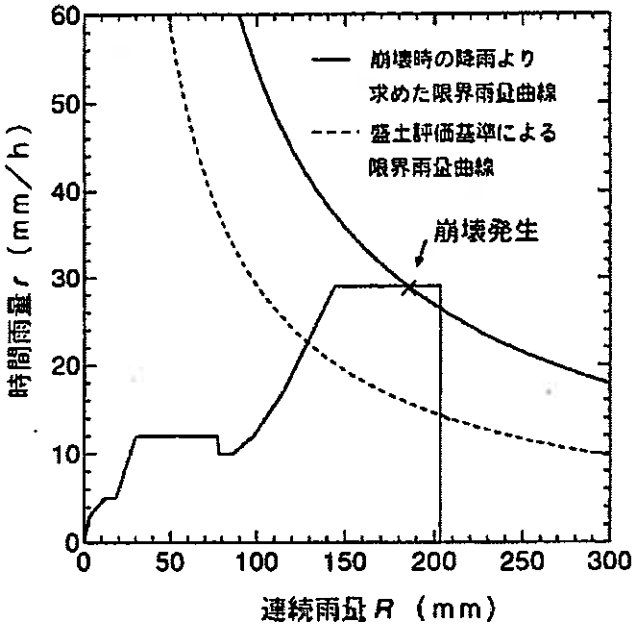


図-14 限界雨量曲線の一例 [4]

参考文献

1)国土交通省：平成 19 年度国土交通白書，http://www.mlit.go.jp/hakusyo/mlit/hakusho/h20/index.html，2008.12.

2)金子広明，田中洋行，工藤豊，笠間太樹：遠心模型実験装置を用いた降雨再現実験での間隙水圧の挙動，第 42 回地盤工学会研究発表会，pp.533-534，2007.

3)金子広明，田中洋行，工藤豊，伊勢大亮：降雨による二層斜面地盤の斜面安定，第 43 回地盤工学会研究発表会，pp.1953-1954，2008.

4)杉山智康，岡田勝也，秋山保之，村石尚，奈良利孝：鉄道盛土の崩壊限界雨量に及ぼす防護工の効果，土木学会論文集 644 号，pp.161-171，2000.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

波浪による斜面内ノッチの進行が斜面崩壊に及ぼす影響とその評価

室蘭工業大学大学院　○学生会員　栗林　正樹
室蘭工業大学工学部　国際会員　川村　志麻
北海道大学大学院工学研究科　国際会員　三浦　清一

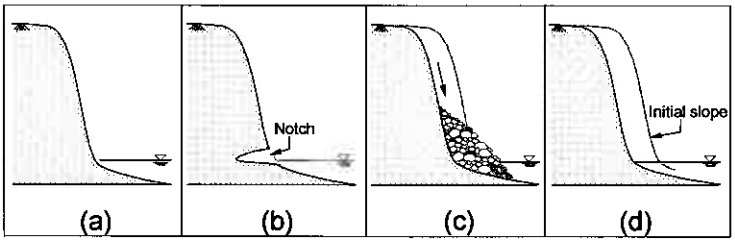
1. はじめに

全海岸域の80%を占めると言われている海岸崖の侵食およびそれに起因する被害が，世界的にも数多く報告されている[例えば1)~3)]．我が国においても，北海道東部の海岸崖において，波の侵食に起因したと考えられる崩壊・滑落が報告されている[4)]．この海岸侵食問題では，地質学，地形学等に関する科学的な視野にもとづいた研究は行われているが，海岸工学や地盤工学などの工学的視野に立った研究は限られている[3),5)]．

本研究では，はじめに波の侵食作用を受けている北海道東部の海岸斜面（Soft cliff）の力学挙動の解明を目指した．次いで，1g場造波模型実験と過去の遠心力載荷実験結果にもとづき，海岸斜面の崩壊に及ぼす影響因子を明らかにしている．さらに，1g場試験結果における斜面内ノッチの進行の推定ならびにその安定性評価法を検討している．

2. 海岸崖の侵食過程

本研究が対象としている侵食過程[6)]の模式図を図－1に示す．崖の基部が侵食されることでノッチが形成され，その後ノッチがさらに発達して崖の崩落が起こり，崖錘が形成される（(a)～(c)参照）．崩落土砂が波により運搬・除去されることによって，再び崖基部の侵食が進行していく（(d)参照）．このように，侵食現象はノッチの形成→崩落→土砂運搬→ノッチの再形成と言った循環過程を示す．ここでは，この侵食による斜面崩壊の可能性とそのメカニズムを議論した．



図－1　侵食過程の模式図[6)]

3. 北海道東部に位置する海岸崖の力学特性

3-1. 試料のサンプリング法と室内要素試験法

用いた試料は，北海道東部の海食崖より採取したものである．試料採取地点を図－2に，物理指標を表－1に示している．比較のために，豊浦砂の物理指標を併記している．以下では，この試料を標津土と称する．

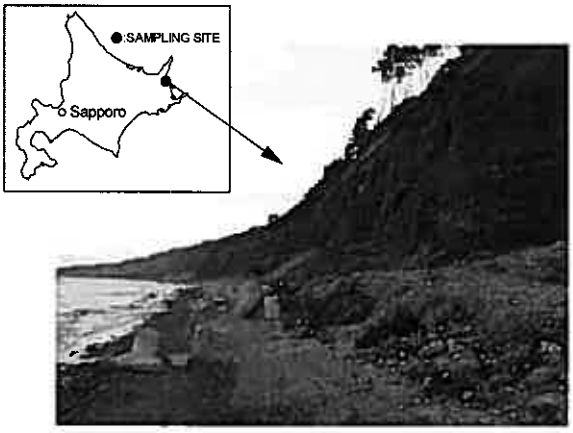
不撹乱試料は，ブロックサンプリング法によって採取されている．採取後，断熱容器に入れ，凍結状態（約-25℃）で実験室に運搬している．その後，凍結されたブロック試料を直径70mm，高さ150mmに整形し，三軸供試体を作製している．

本試験では，凍結されたブロック試料から2種類の不撹乱供試体を準備している（後述する図－5挿入図参照）．

・BV供試体：供試体の軸方向が原地盤の鉛直軸と一致したもの．

・BH供試体：BV供試体を90°回転させたもの．

供試体整形後，凍結供試体をセル内に設置し，有効拘束圧σ_c'=19.6kPaのもとで2時間以上放置し融解させている．その後，二重負圧法[7)]と196kPaのバックプレッシャーを供給することにより供試体を飽和させている．この方法により，全ての供試体の間隙水圧係数B値は0.96以上を得ている．圧密非排水（CU），圧密排水（CD）試験では有効拘束圧σ_c'=49，98，196kPaのもとで等方圧密している．なお，すべての試験（CU，CDと非圧密非排水（UU）試験）において，ひずみ速度は0.25%/minである．



図－2　試料採取地点

表－1　試料の物理指標

Sample name	ρ_s (g/cm^3)	$\rho_{d\ in\ situ}$ (g/cm^3)	D_{50} (mm)	U_c	F_c (%)
Shibetsu soil	2.77	1.40	0.67	3.7	4.5
Toyoura sand	2.68	---	0.15	1.3	0

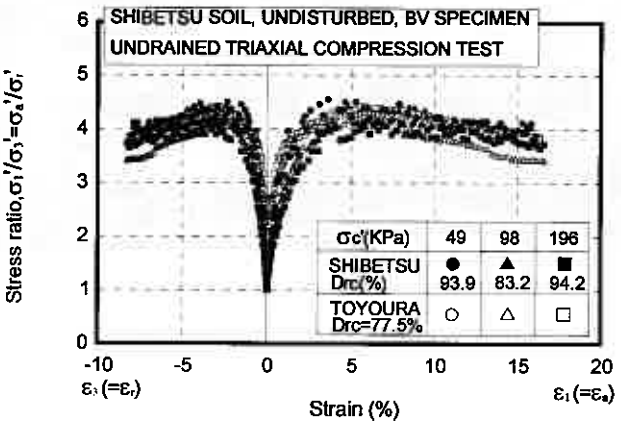
Slope failure due to wave erosion and its evaluation: Masaki Kuribayashi (Graduate student, Muroran Institute of Technology), Shima Kawamura (Muroran Institute of Technology) and Seiichi Miura (Hokkaido University)

3-2. 北海道東部の海岸崖の静的力学挙動

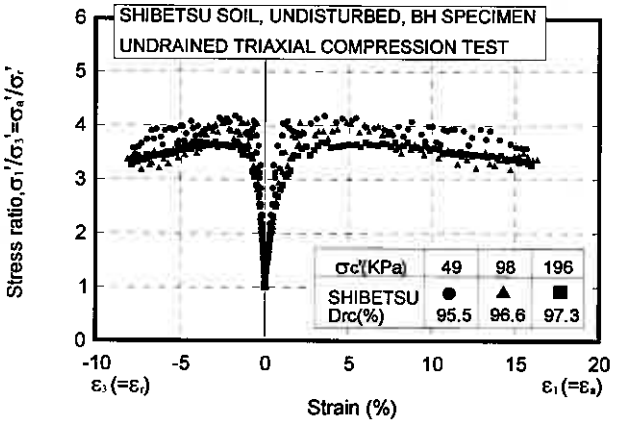
図－3 は，BV供試体の非排水三軸試験から得られた最大，最小主応力比(=σ_1'/σ_3')と最大，最小主ひずみ(ε_1, ε_3)の関係を示したものである．なお，豊浦砂の結果（Drc=77.5%）も併記している．試験結果から，標津土の強度－変形特性は，密な砂が示す硬化－軟化型の挙動と類似していることがわかる．また，有効拘束圧σ_c'の増加にともなって同じひずみレベルの応力比が小さくなっており，拘束圧依存性を示している．

図－4はBH供試体の非排水条件における応力比－主ひずみ関係を示している．BV供試体との比較では，BV供試体は応力比に明瞭なピークが認められるものの，BH供試体では明確なそれは認められず，破壊時の主ひずみにおいてもBH供試体の方がBV供試体より大きかった．これらのことから，BV供試体はBH供試体より変形抵抗が大きく，高いせん断強度を有していることがわかる．なお，非圧密非排水試験においても，BVとBH供試体の破壊時の軸差応力q（=$\sigma_1'-\sigma_3'$）はそれぞれ 187.8, 174.7kN/m^{2}であり，BV供試体の方が大きな値となった．このように，本試料においても原地盤で確認されるような堆積構造異方性[例えば8)]に起因する変形－強度特性の変化が確認されている．

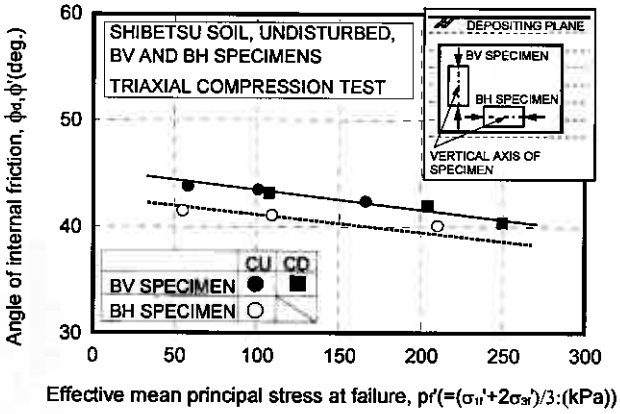
図－5 は排水，非排水試験の内部摩擦角ϕ_d, ϕ'と破壊時の平均有効主応力p_f'との関係を示している．図より，両供試体ともに破壊時の平均有効主応力p_f'の増加にともなって，ϕが減少傾向にあることがわかる．また，BH供試体のϕ'はBV供試体のものより小さいことが明らかである．例えば，その差は約 3°であった．このことから，拘束圧依存性と構造異方性によるϕの変化は，斜面の安定性を評価する上では重要であると言える．



図－3　BV 供試体の応力比－主ひずみ関係



図－4　BH 供試体の応力比－主ひずみ関係



図－5　ϕ_d, ϕ' と破壊時の平均有効主応力p_f' との関係

4. 造波水槽を用いた模型試験と試験結果

4-1. 模型試験方法

本研究では，波の侵食に起因する斜面崩壊現象を把握するために，Wave-marker theory[9)] にもとづいて，Flap式の造波水槽を試作した．図－6 に用いた造波水槽を示す．水槽の内寸法は長さ 2,000mm, 高さ 700mm, 奥行き 600mmであり，造波可能な周波数の範囲は 0.01～0.9Hzである．波高はクランク・シャフトの長さを調節することにより，任意の波高Hが設定できるようになっている．

本研究では，Soft cliffと呼ばれる海岸崖[3)] を対象にしていること，および過去の実験結果[10)] との比較・整合を図るために，斜面の一軸圧縮強さq_uをSoft cliffの強度定数（Soft cliffの内部摩擦角ϕ'=29.3° ～31.2° ，粘着力c' =2.4kN/m^2～28.4 kN/m^2）[11)] とほぼ同値になるように決定している．その結果，q_uは 40kN/m^2～90kN/m^{2}を示したことから，実物斜面の強度をq_u=90kN/m^{2}と仮定し，その強度q_uを 1/30 にした模型斜面を作製している．なお，模型と実物の長さのスケール比（模型/実物）は 1/30 である．

模型斜面では，斜面作製時の均一性と再現性および斜面強度を考慮し，早強ポルトランドセメントと豊浦砂の混合試料を締固めて（ρ_t=1.80g/cm^3），傾斜角 60° になるように斜面を作製している．また，斜面高の違いが実験結果に影響を及ぼさないように，q_u 値とTayorの安定図表[12)] から算出される限界高H_{cri} を斜面高としている．また，堆積構造を変化させるために模型土槽を傾け（写真－1(a)），試料を堆積させることにより（写真－1(b)），任意の構造異方性を有する

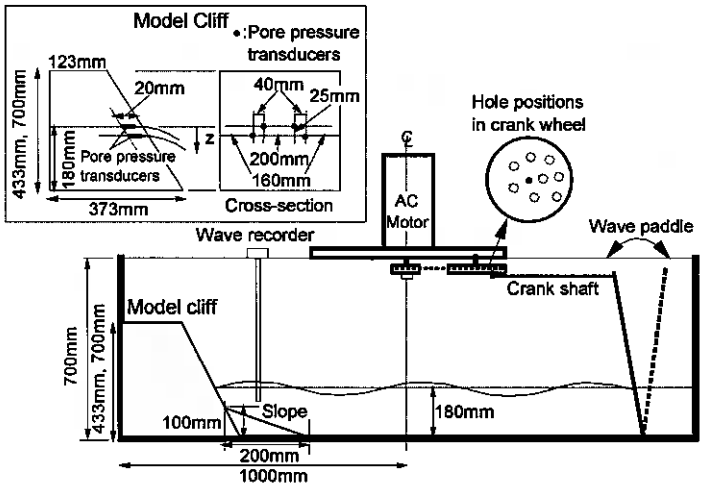
(a) (b) (c)

写真－1　構造異方性を有する斜面の作製方法

斜面（写真－1(c)）を作製している．

波の作用による影響を定量的に評価するために，水深 h=180mm，重複波条件下で，波浪周波数は 0.55Hz と 0.37Hz（それぞれフルード相似則による実換算すると 0.1Hz，0.067Hz）の 2 種類を採用している．また，幾何学的な影響および異方性の影響を定量的に評価するために，斜面条件として斜面高を 2 種類，斜面堆積角を 4 種類変化させた斜面を用いた実験を実施している．試験条件を表－2 に示す．

本研究では，すべり線が天端に達した時点を斜面崩壊と定義している．また崩壊が生じない場合は最大 24 時間，試験を実施している．試験中，間隙水圧挙動と斜面の変形挙動を把握するために，4 個の間隙水圧計およびビデオカメラとデジタルカメラを用いて，それらの挙動を追跡している．計器の配置図を図－6 に示す．



図－6　用いた造波水槽装置と模型斜面

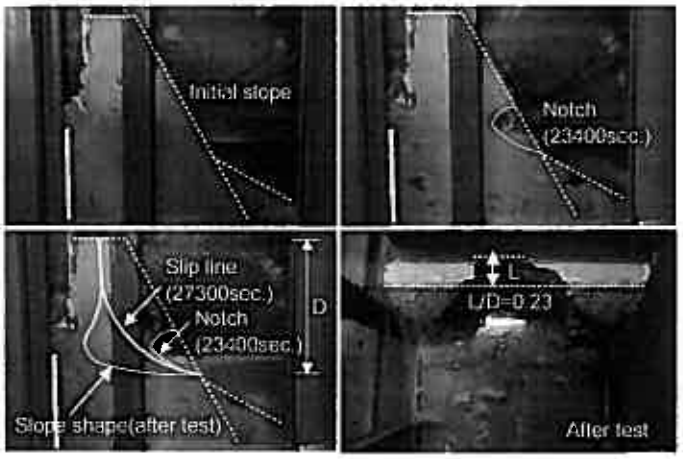
表－2　本研究における試験条件

Test conditions (Model scale: 1/30)	
Cliff angle	60°
Cliff height	433mm, 700mm
Angle of bedding plane	0°, 30°, 45°, 90°
Cement content	1.0%
Wave height	89mm, 84mm, 52mm, 50mm, 48mm, 46mm, 42mm, 40mm, 37mm
Wave frequency	0.55Hz, 0.37Hz
Water depth	0.18m

4-2. 模型斜面における侵食・崩壊現象

写真－2 は，波高 H=52mm，波浪周波数 0.55Hz時の斜面の変形状況を示している．写真より，ノッチの形成後，斜面崩壊が急速に進行していることがわかる．また，ノッチの形成後の侵食によって斜面はさらに急勾配になっている．このような侵食に伴う斜面勾配の変化（急勾配化）は，図－2 の挿入写真においても確認されるように，実際の海食崖においても観察されている．本試験で得られた結果は，西・Kraus[13] が示す比較的締固まった砂丘の侵食・崩壊パターンと類似した傾向を示している．

写真には，天端から崩壊点までの深さ D と後退距離 L を併記している．本ケースでは，その比 L/D は 0.23 となり，すべり線は直線と円弧すべりの複合的な形状を示している．



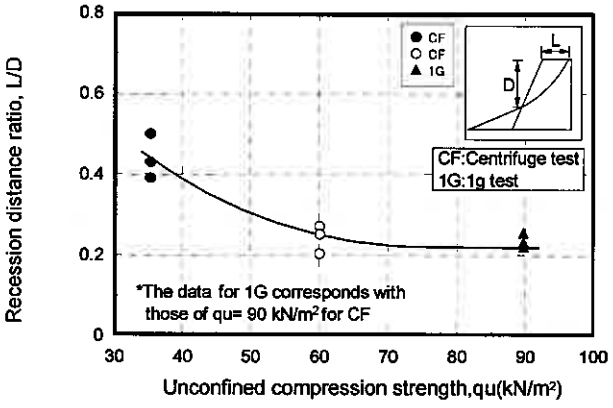
写真－2　波の侵食に起因するすべり破壊の状況

このL/D値と斜面強度q_uとの関係を図－7 に示す．ここでは，斜面強度q_uの違いによるすべり形状の変化を把握するために，試験条件・力学条件が同様の遠心力載荷実験結果を併記している[10]．遠心力載荷場では力学的相似条件は満足されることから，遠心力載荷実験のq_uは実物斜面のq_uと同値となる．遠心力載荷実験では 2 種類の斜面強度q_u=30kN/m^2（●印）と 60kN/m^2（○

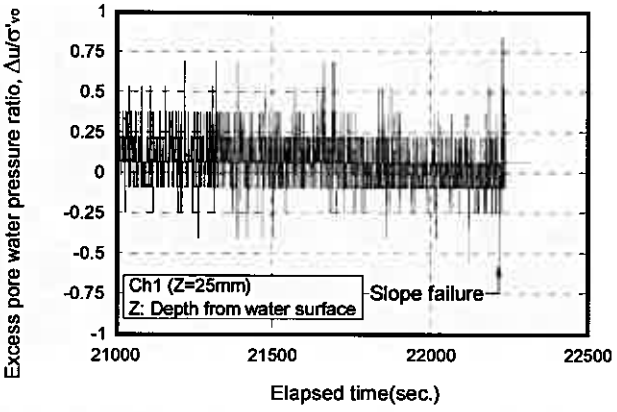
印）を採用している．一方，本研究における1g場模型試験ではその強度を 1/30 にしているので，実物換算するとq_uは 90kN/m^{2}になる．図より，q_uの増加によってL/D値は減少し，60kN/m^{2}以上では収束傾向にあることがわかる．このようにq_u-L/Dのような関係を求めることができれば，海岸斜面の斜面強度からすべり線のおおよその形状は推定可能になると言えよう．

次に，すべり破壊直前における斜面内の代表的な過剰間隙水圧比$\Delta u/\sigma'_{vo}$の経時変化を図－8 に示す．図中のzは水面からの深さを示し，Δuは過剰間隙水圧，σ'_{vo}は有効土被り圧を示す．図より，波の作用によって水圧比は変動しているものの，蓄積傾向にはない．その値は最大で 0.8 程度であった．それゆえ，本試験の範囲内では，このような斜面崩壊は液状化現象に起因するものではなく，侵食が斜面崩壊の誘因である可能性が高いことが伺える．

以上のことを総合すると，波の侵食による斜面崩壊は液状化現象に起因するものではなく，ノッチの進行によって生じる可能性があること，またそのすべり形状は斜面強度に影響を受けることが明らかにされた．



図－7　天端から崩壊点までの深さ D と後退距離 L の比L/Dと斜面強度q_uとの関係



図－8　斜面内の過剰間隙水圧比の経時変化

4-3. 堆積構造異方性が斜面崩壊に及ぼす影響

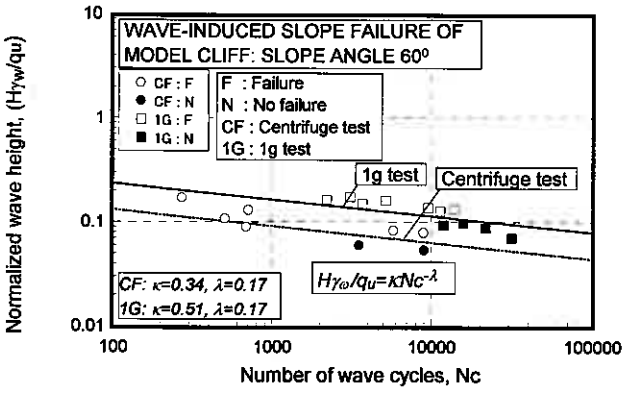
上述のように，波の侵食作用によって斜面崩壊の可能性が示唆された．ここでは，本試験結果から構造異方性が斜面崩壊に及ぼす影響を明らかにしている．

図－9 は，斜面崩壊時の波の作用回数N_cと波高を斜面強度で正規化した値（$H\gamma_w/q_u$，H：波高，γ_w：液体の単位体積重量，q_u：一軸圧縮強さ）との関係を過去の遠心力載荷実験結果[10]とともに示している．図中には，実験終了時に崩壊しなかったケース（ノッチの形成のみ：●と■印）も併記している．図より，粒子径効果に起因すると考えられる両実験法の相違は確認されるものの，両実験ともに崩壊の有無により同様の破壊境界線が存在していることがわかる．すなわち，これはこの境界線より下の領域ではノッチの形成はあるものの，すべり破壊までは進行しないことを示すものである．例えば，具体的なその関係は以下のように表わされる．

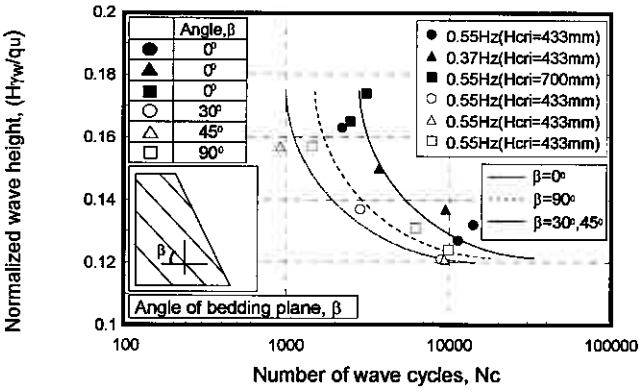
$$H\gamma_w / q_u = \kappa N_c^{-\lambda} \qquad (1)$$

ここで，1g場の本試験ではκ=0.51, λ=0.17 となった．このように，斜面強度および波高を考慮した強度パラメータ$H\gamma_w/q_u$によって，波の侵食作用に起因する斜面崩壊現象を定量的に評価できることは非常に興味深い．

次に，周期ならびに波高の違いによる影響を評価するために，図－10 は図－9 における 1g 場試験結果を片対数表記したものである．図より，崩壊時の波の作用回数は斜面高および周期による影響はないが，斜面堆積角の違いによって差



図－9　正規化した波高と波の作用回数との関係



図－10　1g 場試験結果における正規化した波高と波の作用回数との関係

が生じていることが明らかである．例えば，斜面堆積角β=30°および45°のケースは斜面堆積角β=90°と0°のケースより崩壊時の波の作用回数が少ない．このことから，崩壊時の力学特性は異方性の影響を顕著に受けていることがわかる．

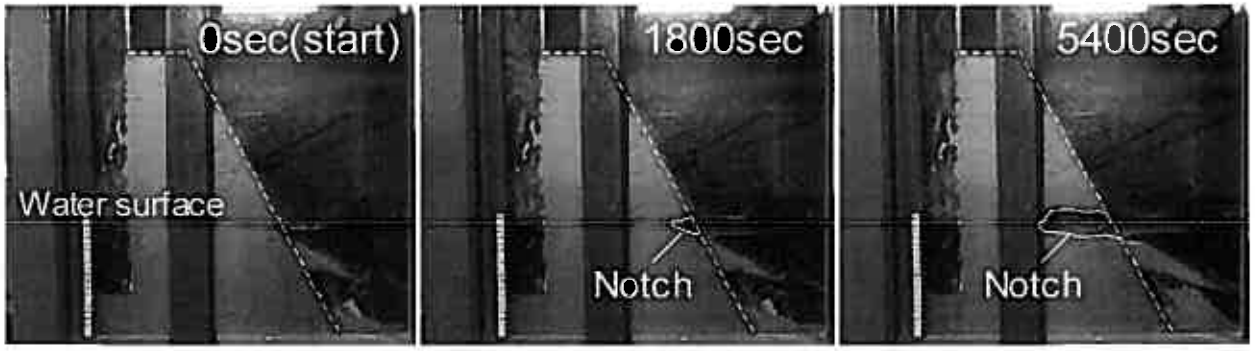
以上のことから，波の侵食に起因した斜面崩壊は斜面強度，波高，波の作用回数による影響を受け，さらに構造異方性の評価が重要であることが明らかにされた．

4-4. 堆積構造異方性が及ぼす斜面内ノッチの進行

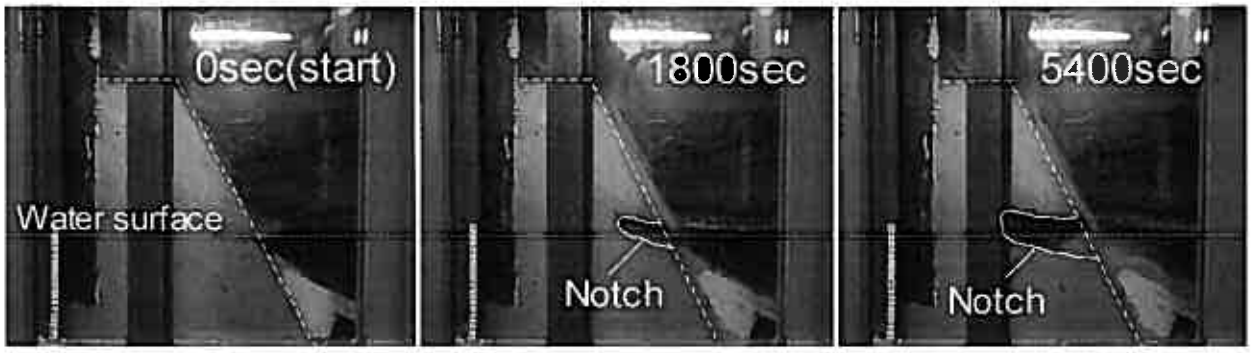
上述の結果から，斜面崩壊はノッチの進行によって生じる可能性があり，また，その崩壊には異方性の影響を受けることがわかった．ここでは，さらに詳細にノッチの進行に及ぼす異方性の影響を調べてみた．

写真－3は，ノッチの進行過程を示している．写真より，斜面堆積角β=0°のケースではノッチがほぼ水平方向に進行し(**写真－3(a)**)，β=45°のケースではノッチが水平面より若干上向きに進行していることが明らかである(**写真－3(b)**)．また，両ケースとも時間の経過とともに，侵食される距離および面積が増加し，それらの進行速度はβ=45°のケースがβ=0°のケースよりも大きいことがわかる．

図－11は，β=0°～90°における崩壊直前のノッチの形状をまとめて示している．図より，β=0°および90°のケース

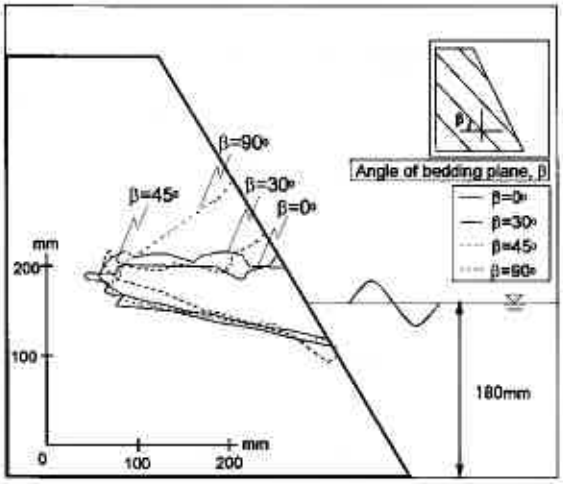


(a) 斜面堆積角β=0°

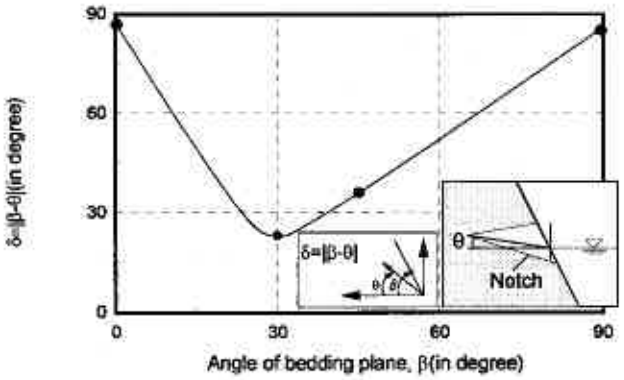


(b) 斜面堆積角β=45°

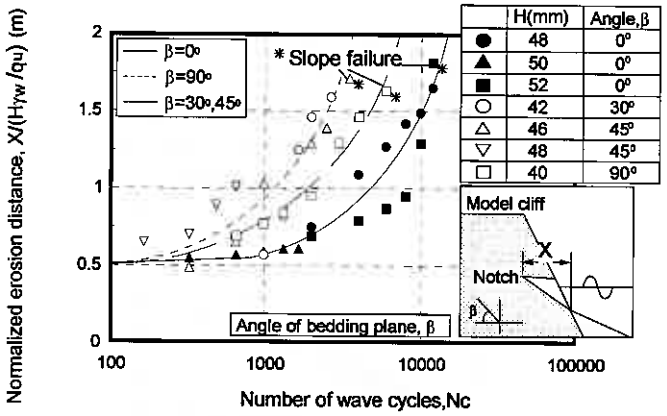
写真－3　ノッチの進行過程



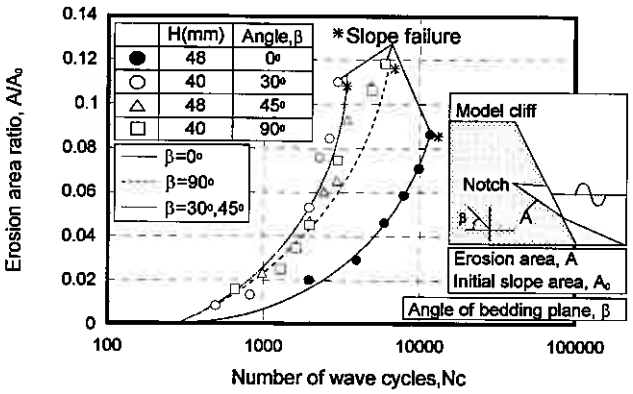
図－11　崩壊直前のノッチの形状



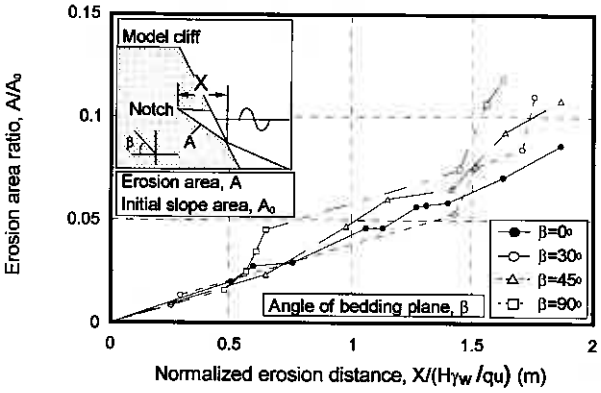
図－12　崩壊時のノッチの進行方向と堆積角との関係



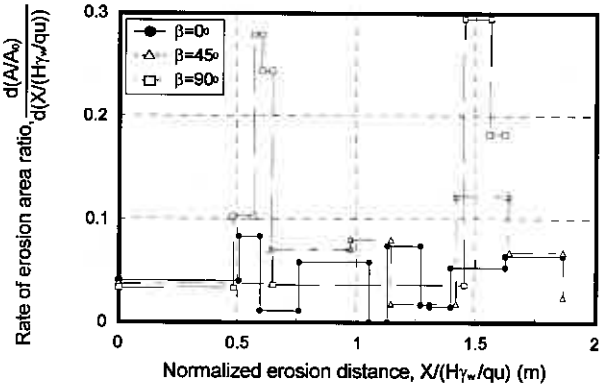
図－13　正規化した侵食距離と波の作用回数との関係



図－14　侵食面積比と波の作用回数との関係



図－15　侵食面積比と正規化侵食距離との関係



図－16　侵食面積比の増加率と正規化侵食距離との関係

では，ほぼ水平方向にノッチが進行している．一方，β=30°および45°のケースでは，ノッチの進行方向に変化が生じている．

図－12は，堆積角βと水面を基準としたノッチの進行方向θとのなす角δ(=|β-θ|)と堆積角βとの関係を示している．図より，βが減少するにつれてδは減少し，その後，増加傾向を示す．本試験ではβ=30°で最小値を示した．この堆積構造は，図－10で示した破壊線において最小の波浪回数で斜面崩壊した構造と一致する．波によって生じる斜面内の主応力方向の変化は定量的に評価していないが，いずれにしてもこの関係は砂地盤の異方性による支持力の変化ならびに内部摩擦角の変化[14]と同傾向にある．

図－13は，崩壊が起こった斜面法先部分からの侵食距離Xを強度パラメータ($H\gamma_w/q_u$)によって正規化した値$X/(H\gamma_w/q_u)$と波の作用回数N_cとの関係を示している．図より，波高の大きさにかかわらず，波の作用回数の増加にともなって侵食距離が急激に増加していることがわかる．これは侵食が進行するにつれて，その進行速度が増加していることを示している．また，斜面堆積角の違いによって進行速度が異なるが，ほぼ一定の侵食距離で崩壊に至っている．さらに，図－9および図－10と同様，侵食距離を強度パラメータによって正規化することにより，その侵食現象を定量的に評価可能のようである．なお，このような関係は Sunamura[3] によっても提案されている．

ここでは，さらに侵食による進行性破壊を把握するために，より適切に評価可能な侵食面積による整理を行った．図－14は，侵食されたノッチ領域の面積Aと初期斜面面積A_0との比A/A_0と波の作用回数N_cとの関係を示している．図より，図－13と同様に波の作用回数の増加にともなって侵食面積比が急激に増加していることがわかる．

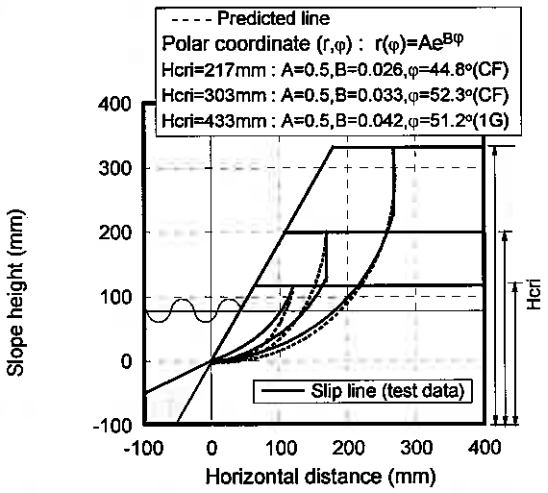
図－15は，侵食面積比A/A_0と正規化した侵食距離$X/(H\gamma_w/q_u)$との関係を示している．図より，侵食距離の増加にともなって侵食面積比が段階的に増加していることがわかる．例えば，具体的なその関係は図－16のように表わされる．縦軸は図－15における侵食面積比の増加率を示す．図より，堆積構造によってその増加率の違いはあるものの，周期的にその値が急増していることが明らかである．このことは侵食による斜面崩壊では増加率の急増ポイントでみられた小規模崩壊が徐々に進行し，最終的に本研究で言う斜面崩壊に至るといった進行性破壊を示したものであろう．また，その小規模崩壊の大きさは異方性の影響を受けている．

以上のことを総合すると，本試験結果によりノッチの進行方向，侵食距離および侵食面積は異方性の影響を確実に受けていることがわかった．また，侵食による斜面崩壊は周期的に生じる小規模崩壊が進行し，大規模な斜面破壊が誘発されることが示された．

5. 斜面安定解析法

ここでは，上述の結果にもとづいて，波の侵食距離を考慮した斜面の安定性評価法を検討している．模型実験で得られた斜面の崩壊形状が円弧と直線の複合的な形状を示したことから，はじめにそのすべり線に類似する形状を同定し，次いでその形状にもとづいた安定解析法を確立した．

図－17 は，模型実験で得られたすべり線の形状と図－7 に示す L/D 値にもとづいて算出した対数ら線形状を比較して示したものである．図から明らかなように，対数ら線形状は模型実験で得られたすべり線の形状を比較的良く表現している．このように，対数ら線形状のすべり線への適用は，波の侵食作用によって生じるノッチの進行に伴う斜面崩壊の推定に有用であると指摘できる．このことから，以下に示す斜面安定解析では，すべり線の形状に対数ら線の形状を採用した．



図－17　実測すべり線と推定すべり線との関係

本解析では，波の侵食作用による斜面安定を極限平衡問題として取り扱い，安全率F_sを算出している（図－18 挿入図参照）．すなわち，F_sは以下のように表わされる．

$$F_s = \frac{F_R}{F_D} = \frac{\sum W_i \cos\alpha_i \tan\phi' + c'\left(\frac{b_i}{\cos\alpha_i}\right)}{\sum W_i \sin\alpha_i} \qquad (2)$$

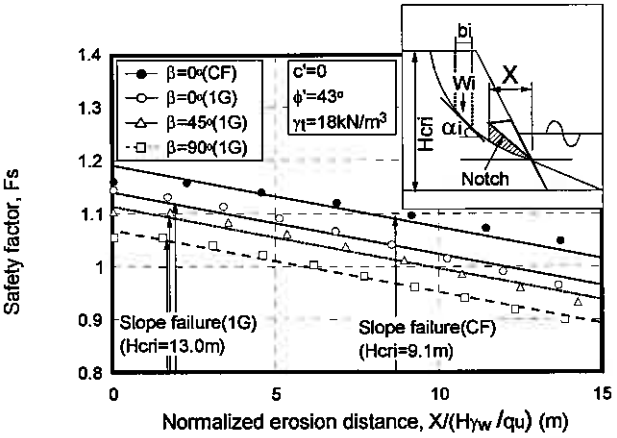
ここで，F_R：すべり面上で発揮できるせん断力，F_D：すべり土塊の滑動を抑制するためのせん断力，b_i：スライスの幅，α_i：スライス底面と水平面との角度，W_i：スライスの自重，c'：土の粘着力，ϕ'：土の内部摩擦角である．ここで，ノッチの進行による影響はノッチの領域とその下方（図－18 挿入図に示す斜線領域）を取り除くことによって考慮されている．なお，図-13 に基づいて算出した侵食距離Xは，以下のように表わされる．

$$X = \kappa_i \left[ln\left(B + H\gamma_w / q_u\right)\right] N_c + C \qquad (3)$$

ここで，B，Cとκ_iは定数であり，本解析結果ではB=1.0，C=0.45 となった．また，κ_iは異方性によって変化する係数であり，β=0°，β=30° と 45°，β=90° のケースでは，それぞれκ_i=0.7，2.7，1.6 である．以下の解析では，c'=0，ϕ'=43°，γ_t=18kN/m^{3}としてF$_s$を算出している．

図－18 は，本模型試験で想定した種々の堆積構造をもつ斜面（H_{cri}=13m）の安定解析結果を示したものである．なお，遠心力載荷試験で想定した斜面（H_{cri}=9.1m）の解析結果も併記している．図より，すべての試験ケースにおいて，侵食距離の増加にともなう安全率の低下が明らかである．また，両模型実験の崩壊点（図中の矢印）におけるF$_s$は，1.05～1.15 を示している．これらのことから，上述のように極限平衡を考えた場合では，解析値は模型実験の結果を比較的良く表現しており，さらに異方性の影響を考慮することによって，種々の堆積構造を有する斜面に適用可能であることが明らかにされた．

以上のことから，異方性・侵食距離を考慮した本解析手法は，より合理的に斜面の安定性を評価できることが示唆された．



図－18　侵食距離と斜面崩壊に対する安全率との関係

6. 結論

一連の要素試験結果，造波模型試験結果と解析より，以下のような結論が得られた．

(1) 北海道東部の海岸斜面よりサンプリングした不撹乱試料の力学特性は，比較的密な砂の強度－変形挙動を示し，強い構造異方性を示す．

(2) 波の侵食作用による斜面崩壊は，液状化現象ではなく，ノッチの形成後，すべりの発達によって，引き起こされる可能性がある．また，その崩壊は斜面強度，波高，波の作用回数に影響を受ける．

(3) 斜面内ノッチの進行は周期的に生じる小規模崩壊によってさらに拡大され，最終的に斜面崩壊に至る．また，構造異方性の影響はノッチの進行方向，侵食速度に影響を及ぼす．

(4) 波の侵食による侵食距離ならびに堆積構造異方性の影響を考慮した斜面安定の簡易解析法は，1g 場ならびに遠心力載荷場の模型実験結果を良く表現する．それゆえ，波の侵食作用にともなう種々の堆積構造をもつ斜面の安定性を評価する上では，本解析のような手法は有用である．

謝辞：本研究を進めるにあたり，実験およびデータ整理に元室蘭工業大学生　金子和也君と現室蘭工業大学 4 年生宮越晃大君の協力を得た．さらに，本研究には文部科学省科学研究費(No. 1876035)の補助が与えられている．末筆ながら記して謝意の意を表します．

参考文献

(1) Hodgson, R. L. P., P. Grainger. and P. G. Kalaugher. (1996) : Progressive weathering and degradation of mudstone in coastal landslide, Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 29, pp. 57-64.

(2) Hutchinson, J. N. (1969) : A reconsolidation of the coastal landslides at Folkestone Warren, Kent, Geotechnique, Vol.9, No.1, pp. 6-38.

(3) Sunamura, T. (1983) : Process of sea cliff and platform erosion. In Handbook of coastal Processes, edited by P. D. Komar, pp. 233-265.

(4) 宇多高明・山本幸次・河野茂樹（1991）： 北海道標津海岸の侵食実態，海岸工学論文集，第 38 巻，pp. 286-290.

(5) Kamphuis, J.W. (1987) : Recession ratio of glacial till bluffs, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, Vol.113, No.1, pp. 60-73.

(6) 堀川清司・宇多高明（1967）： 航空写真による海蝕崖の後退に関する研究，第 14 回海岸工学講演会論文集，pp.315-324.

(7) 地盤工学会（2000）： 土質試験の方法と解説.

(8) Miura, S. and S, Toki. (1984) : Anisotropy in mechanical properties and its simulation of sands sampled from natural deposits, Soils and Foundations, Vol.24, No.3, pp.69-84.

(9) Dean, G. D. and R. A. Dalrymle. (1991) : Water wave mechanics for engineers and scientists, World Scientific, pp. 170-186.

(10) 川村志麻・M. C. R. Davies, P. Dong and X. Wu (2006)：海岸侵食による Soft cliffs の斜面崩壊に関する検討，海岸工学論文集，第 53 巻，pp.891-895.

(11) Chapman, J. A., T. B. Edil. and D. M. Mickelson. (2002) : Interpretation of probabilistic slope analyses for shoreline bluffs, Solutions to Coastal Disaster '02', ASCE, pp. 640-651.

(12) Tayor, D. W. (1937) : Stability of Earth slope, J. Boston Soc. Civil Engers. 24, pp.197-246.

(13) 西隆一郎・N. C. Kraus. (1996)：砂丘侵食機構とモデル化について，海岸工学論文集，第 43 巻，pp. 676-680.

(14) Tastuoka, F.,Sakamoto, M., Kawamura, T. and Fukushima, S. (1986) : Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures, Soils and Foundations, 26-1 : 65-85.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

振動台実験によるマンホールの浮上抑制対策の検討

北見工業大学大学院　学生員　○横山　亘
北見工業大学工学部　正会員　山下　聡
北見工業大学工学部　正会員　鈴木　輝之

1. はじめに

地震時の被害要因の一つに地盤の液状化現象がある。最近の被害では、液状化によって発生するマンホールの浮上や下水道の破損被害が問題となっている。特にマンホールは、1993 年釧路沖地震や 2003 年十勝沖地震などで浮上による被害を多く受けてきた。また、2004 年新潟県中越地震では、約 1400 以上のマンホールが浮上したと報告されている[1]。この主な原因は、埋戻し土の液状化によって、埋戻し土とマンホールとの間のせん断抵抗がなくなり、マンホールが浮上するものだと考えられる。マンホールの浮上に伴い、地中に埋設されている下水管が破壊され、下水道施設としての本来の機能が果たせなくなり、日常生活に多大な影響を及ぼすことになる。よって、新設マンホールは勿論のこと、既設のものにも対策を施す必要がある。

マンホールなどの地中構造物の液状化対策として、大きく分けて①地中構造物自体に対策を施す方法や②地盤改良や置換によって、埋戻し土など地盤自体に対策を施す方法などが考えられる。

そこで本研究では、振動台実験装置を用いて、マンホールの浮上対策として、①マンホール底面に浮上抑制翼を設置することによってマンホール自体に対策を施す方法②過圧密及び水位低下によって地盤自体に対策を施す方法について検証した。また、振動台による振動時の地盤の液状化特性について検証した。

2. 試料及び実験装置

試料は、豊浦砂(ρ_s=2.638g/cm^3、e_{max}=0.972、e_{min}=0.609)及び屈斜路火山灰(ρ_s=2.478g/cm^3、e_{max}=2.182、e_{min}=1.123)を用いた。試験装置は空圧式の振動実験装置を用い、土槽の寸法は、幅 560mm、奥行き 150mm、高さ 300mm である。この試験装置では、周波数、振幅、振動数を設定することが可能である。本実験では、変位、加速度、間隙水圧の測定を行った。加振中の加速度は振動台テーブルに設置した加速度計で測定を行った。間隙水圧は土槽底面から 50mm の位置に設置した間隙水圧計で測定を行った。マンホール模型は直径 37mm、高さ 95mm の塩ビ管パイプを使用し、実際のマンホール密度(ρ=1.05g/cm^3)にするために、板オモリで調整を行った。模型と計測器の配置を図-1 に示す。

模型地盤の作製方法は、空中落下法と水中落下法を用いて地盤を作製しマンホールを設置した。空中落下法は、相対密度 40%の場合、ビーカーを用いて、乾燥砂を空中から落下高さ一定で均等に堆積させた。堆積後、土槽左右の給水バルブから飽和状態になるように水を供給させた。相対密度 60、80%の場合は、多重ふるい法を用いて地盤を作製した。水中落下法は、土槽にあらかじめ水を張っておき、ビーカーを用いて、湿潤砂を落下高さ一定で均等に堆積させる方法を用いた。

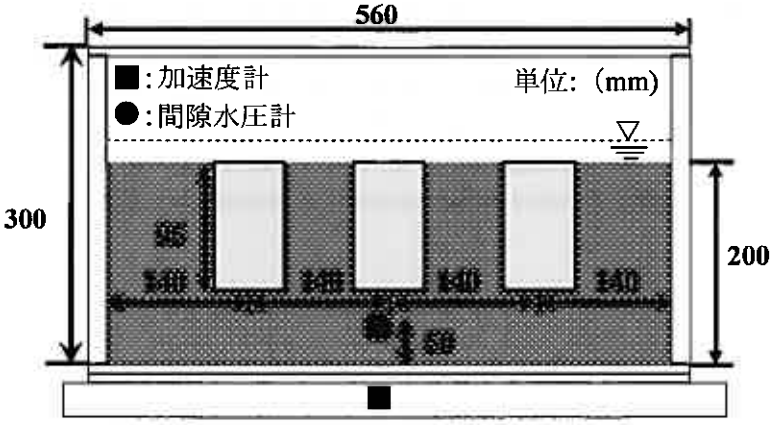


図-1. 模型と計測器の配置図

3. 試料による違いがマンホールの浮上に与える影響

3.1 試験方法

試料は、豊浦砂と 2003 年十勝沖地震において北海道端野町協和地区で地盤災害が起こった屈斜路火山灰[2]を用いて、振動時の液状化特性、試料の違いによるマンホールの浮上特性を検証した。模型地盤の作製方法と試験条件を表-1 に示す。

表-1. 試験条件(試料による違い)

実験試料	堆積方法	相対密度 Dr	周波数 (Hz)	振動数 (回)	加速度 (gal)
豊浦砂	空中落下法	40%	8	80	400
火山灰					400

A study on prevention for liquefaction-induced uplift of manhole by shaking table tests
Wataru YOKOYAMA, Satoshi YAMASHITA, Teruyuki SUZUKI (Kitami Institute of Technology)

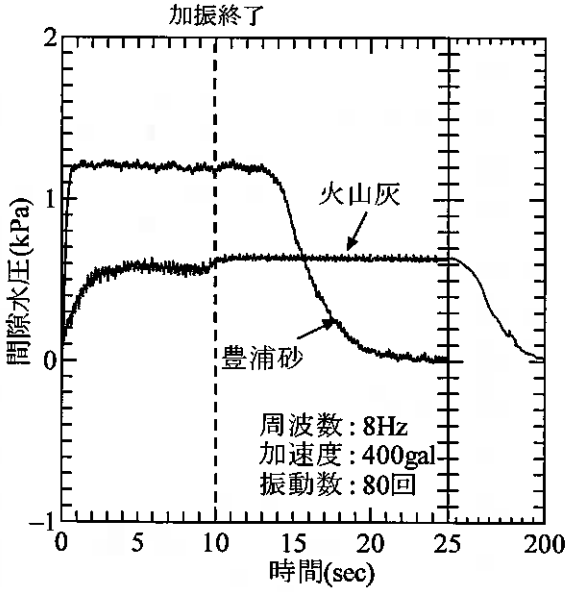


図-2. 豊浦砂と屈斜路火山灰の間隙水圧経時変化

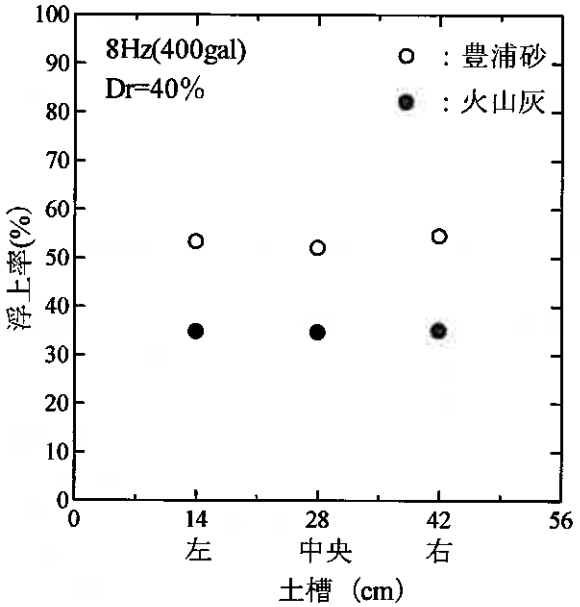


図-3. 豊浦砂と屈斜路火山灰の浮上率の比較

3.2 試験結果

図-2に豊浦砂と屈斜路火山灰で作製した模型地盤の振動時における間隙水圧の経時変化を示す。図より豊浦砂の場合は、加振終了後約20秒で間隙水圧が消散終了しているのに対し、屈斜路火山灰の場合は、加振終了後約200秒となり間隙水圧の消散時間に相違が見られた。この原因として、屈斜路火山灰は豊浦砂に比べ透水性が低いことが考えられる。このことから、屈斜路火山灰は間隙水圧の消散終了時間が非常に遅く、液状化継続時間が長く続くため、2003年十勝沖地震において、北海道端野町協和地区で発生した火山灰造成地での液状化による大規模な流動現象が発生した可能性があると考えられる。

図-3に豊浦砂と屈斜路火山灰のマンホールの浮上率を示す。縦軸は浮上率、横軸はマンホール模型を設置した位置である。ここで浮上率とは、マンホールの長さに対する浮上量の割合である。図より相対密度は変わらないのにも関わらず、豊浦砂の浮上率は約50%であるのに対し、屈斜路火山灰の浮上率は約35%と豊浦砂の浮上率の方が高い。これは、豊浦砂は屈斜路火山灰に比べ、飽和密度(豊浦砂: ρ_{sat}=1.89g/cm^3、屈斜路火山灰: ρ_{sat}=1.59g/cm^3)が高いため、液状化時の浮力に差が生じたものだと考えられる。

4. マンホール自体に対策を施す方法

4.1 試験方法

模型地盤の作製方法と試験条件を表-2に示す。マンホール自体に対策を施す方法では、図-4に示すようにマンホール模型の底面に浮上抑制翼を設置した。マンホール底面に浮上抑制翼を設置することによって、翼の部分に土被り圧が作用しマンホールの見かけの自重が増加するのと、浮き上がる際にせん断抵抗が働くという利点があると考えられる。また、図-5に示すよう

表-2. 試験条件(マンホール自体に対策を施す方法)

実験試料	堆積方法	相対密度 Dr	周波数 (Hz)	振動数 (回)	加速度 (gal)
豊浦砂	空中落下法	40%	3	20	150
					300

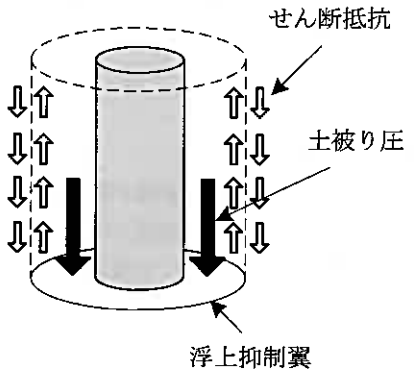


図-4. 浮上抑制翼を設置する方法

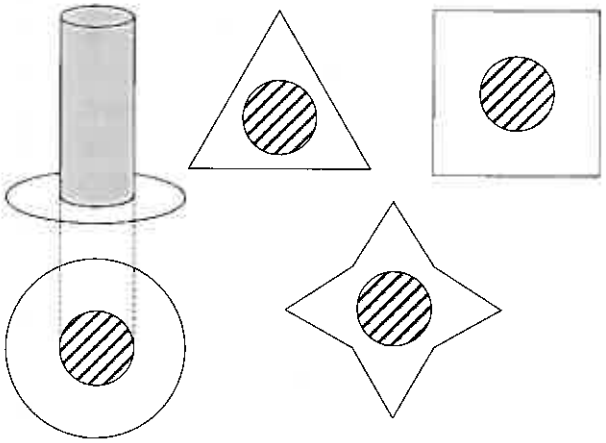


図-5. 浮上抑制翼の種類

に浮上抑制翼の形状や面積が試験結果に及ぼす影響を見るために、翼の形状が丸型だけではなく、三角形、正方形、星型の4種類を作製し、斜線で示したマンホール底面の面積比の1倍、2倍、4倍になるように作製した。

4.2 試験結果

図-6、7に振動時の加速度が150gal(図-6)、300gal(図-7)の場合の浮上抑制翼の周長とマンホールの浮上率との関係を示す。対策の有無について比較すると、図-6より加速度150galの場合では、対策の施されていないマンホール模型の浮上率は約50%であるのに対し、浮上抑制翼を設置したマンホール模型(面積比1倍)では、約10%と低い。一方、図-7の加速度300galの場合では、対策の施されていないマンホール模型の浮上率は約55%であるのに対し、浮上抑制翼を設置したマンホール模型(面積比1倍)では、約40%となった。よって、加速度の増加に伴い、浮上率の差が小さくなるものの、対策の効果が見られたと言える。また、抑制翼の面積比について比較すると、加速度の相違によらず、抑制翼の面積比が大きくなると、浮上率が低くなった。これは、翼の面積比が大きくなるにつれて、翼上部の土の拘束効果によって、見かけの自重が増加したものだと考えられる。

以上のことから、マンホール底面に浮上抑制翼を設置することによって、液状化時にマンホールの浮上を抑制することがわかった。しかし、この対策方法はマンホール底面に浮上抑制翼を設置するので、既設マンホールへの設置は、実質上不可能である。そこで、既設マンホールに対してもより実用的な方法で浮上を抑制するために地盤自体に対策を施す方法に着目した。

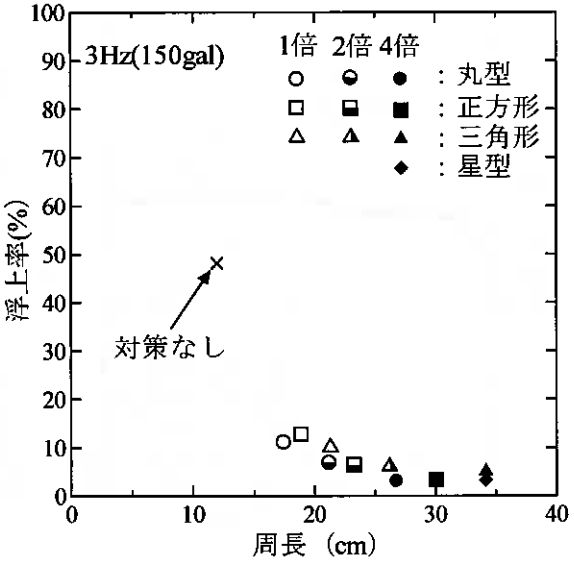


図-6. 周長と浮上率との関係(加速度150gal)

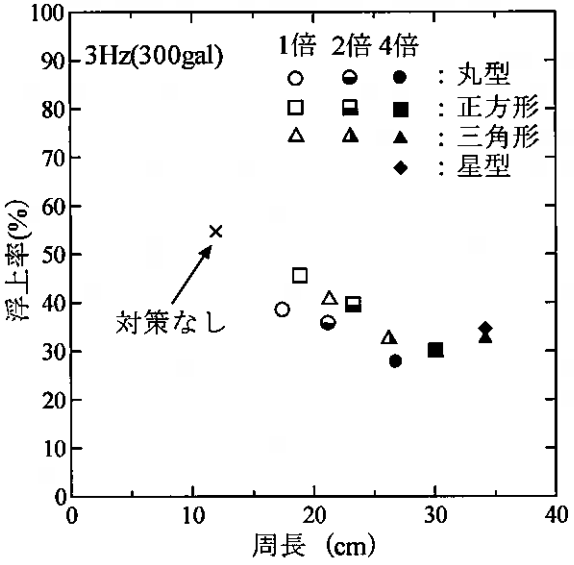


図-7. 周長と浮上率との関係(加速度300gal)

5. 地盤自体に対策を施す方法

土の液状化特性は、地盤の密度が同じ場合、過圧密履歴や飽和度の低下により、液状化強度が増加することが知られている[3]。本実験は、地盤自体に対策を施す方法として、過圧密及び水位低下によるマンホールの浮上抑制対策の検討を行った。

5.1 試験方法

模型地盤の作製方法と試験条件を表-3に示す。地盤自体に対策を施す方法では、過圧密及び水位低下によるマンホールの浮上対策を検証した。過圧密地盤は、飽和地盤作製後、土槽と同じサイズのアクリル板(0.7kg)の上に、18kg、35kgの錘をそれぞれ置き、約一日放置後、錘を除荷し、過圧密履歴を与えることによって作製した。なお地盤の過圧密比(OCR)は、深さ方向によって過圧密比が異なるので、土槽底面から50mmの位置で定義した場合、それぞれOCR=2.6、4.2となる。水位低下地盤は、飽和地盤作製後、土槽左右の給水バルブより地表面から水位を100mm低下させて作製した。

表-3. 試験条件(地盤自体に対策を施す方法)

地盤条件	堆積方法	相対密度 Dr	周波数 (Hz)	振動数 (回)	加速度 (gal)
過圧密地盤 (OCR=2.6)	水中落下法	40%	2	10	55
					70
					105
					140
過圧密地盤 (OCR=4.2)					55
					70
					105
					140
水位低下地盤					55
					70
					105
					140

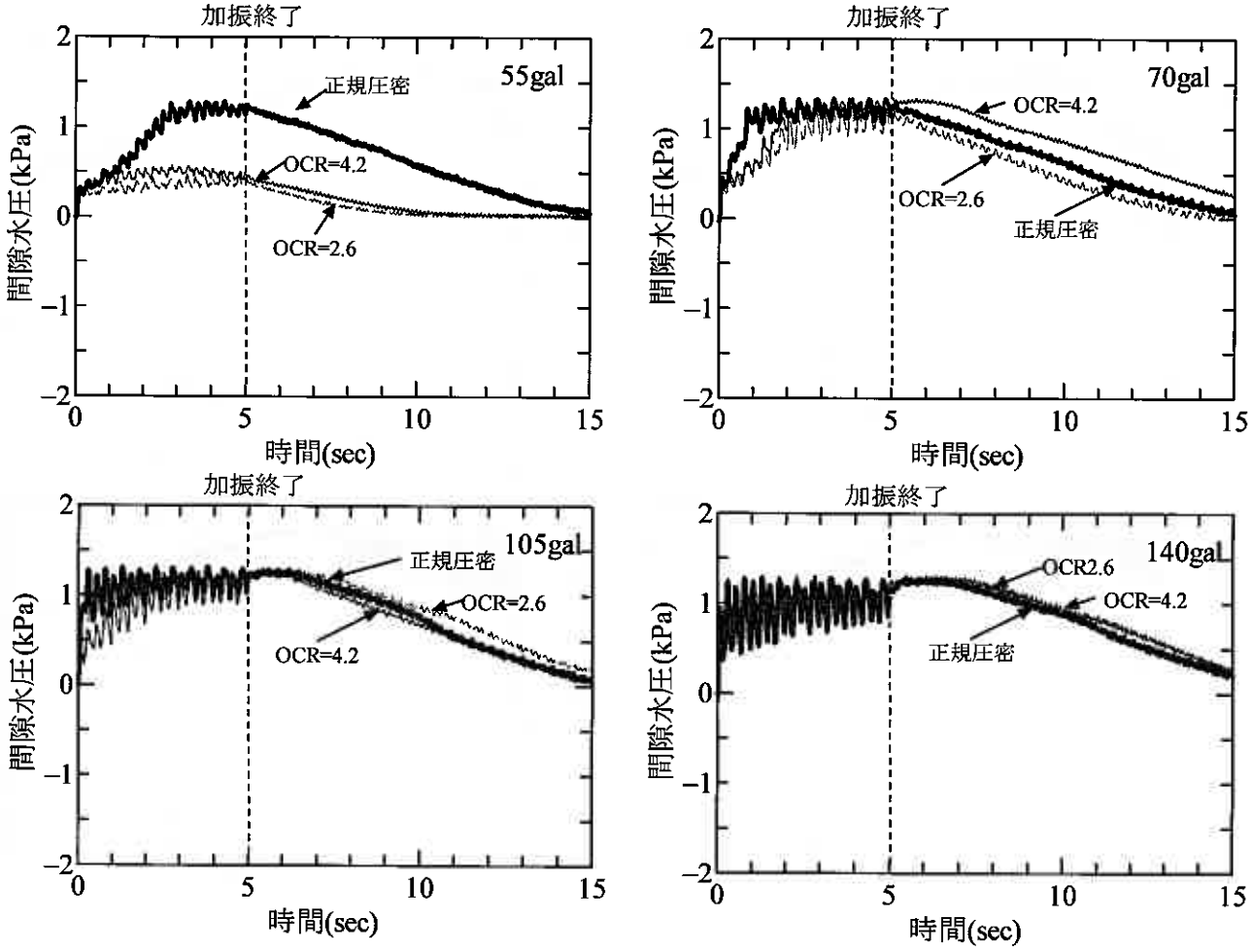


図-8. 間隙水圧経時変化(過圧密)

5.2 試験結果

(1) 過圧密地盤

図-8 に正規圧密地盤及び過圧密地盤(OCR=2.6、4.2)に対して、約 55～140gal の加速度で加振させた場合における間隙水圧の経時変化を示す。過圧密履歴の有無による間隙水圧の経時変化を比較すると、加速度 55gal の場合、正規圧密地盤では、加振後約 2～3 秒で間隙水圧がピークに達し液状化が発生しているのに対し、過圧密地盤では間隙水圧は発生しているものの、その値はピークまで達しておらず液状化に至っていないことがわかる。よって過圧密の効果は見られたと言える。しかし、OCR の違いによる間隙水圧の変化は見られていない。加速度 70、105gal になると、両地盤ともに液状化が発生するものの、間隙水圧がピークに達する時間に差が見られた。よってある程度の過圧密の効果は見られたと言える。しかし加速度 140gal 以上になると、正規圧密地盤と過圧密地盤の間隙水圧に相違が見られず、液状化が発生してしまうことがわかった。これは、強振動になると、過圧密履歴による間隙水圧の抑制効果よりも、振動に伴う間隙水圧の上昇の方がはるかに大きくなったと考えられる。

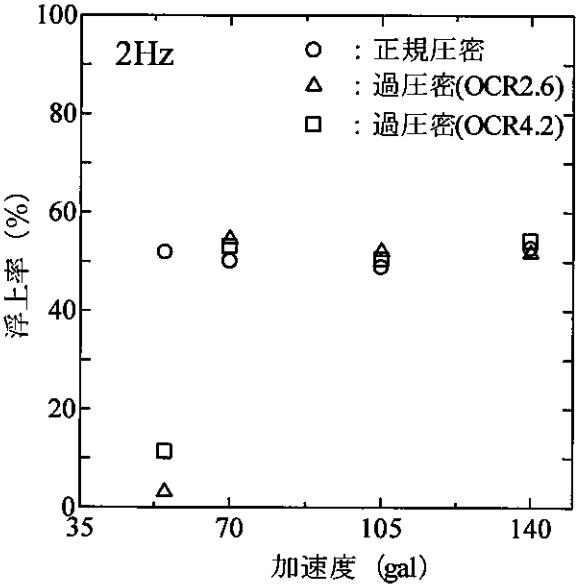


図-9. 浮上率(過圧密)

図-9 に正規圧密地盤及び過圧密地盤におけるマンホールの浮上率と加速度との関係を示す。図より加速度 55gal の場合、正規圧密地盤の浮上率は約 50%であるのに対し、過圧密履歴を与えた場合は約 10%と低く、過圧密によってマンホールの浮上抑制効果が見られたと言える。しかし加速度 70gal 以上になると、間隙水圧の上昇に相違は見られているが、過圧密比によらず液状化が発生しているのでマンホールの浮上にも過圧密の効果が見られなかった。

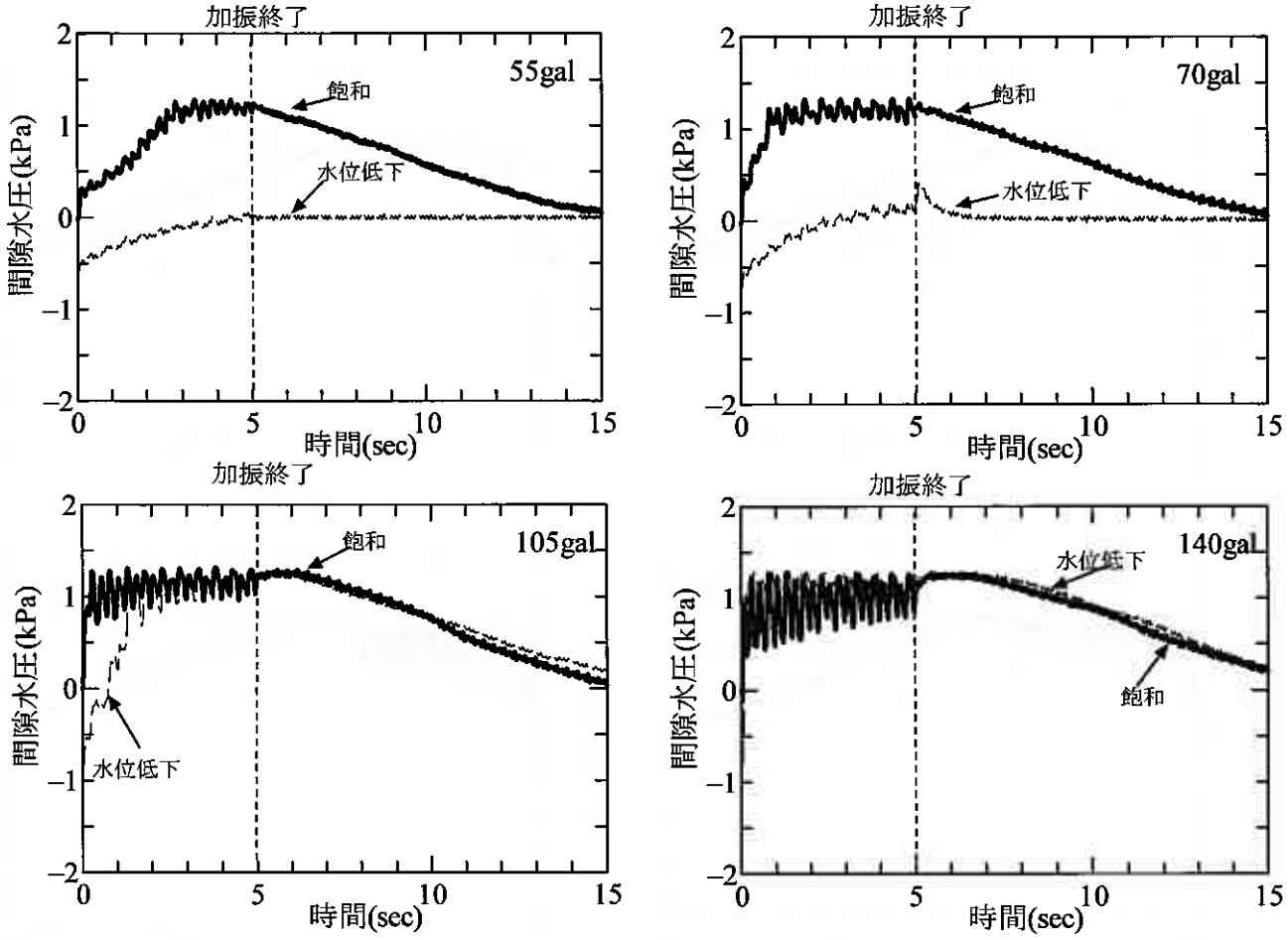


図-10. 間隙水圧経時変化(水位低下)

(2) 水位低下地盤

図-10 に飽和地盤及び水位低下地盤に対して、約 55～140gal の加速度で加振させた場合における間隙水圧の経時変化を示す。なお、飽和地盤は加振前後で水位の変化はないが、水位低下地盤の場合は、加振前の水位は飽和地盤よりも低く、加振後は液状化に伴い水位が上昇するので、加振終了後間隙水圧が消散した時の水位を基準としての間隙水圧の経時変化を示す。水位低下の有無による間隙水圧の経時変化を比較すると、加速度 55、70gal の場合では、飽和地盤は、加振後約 2～3 秒で間隙水圧がピークに達し液状化が発生しているのに対し、水位低下地盤では液状化に至っていない。よって水位低下による効果は見られたと言える。加速度 105gal の場合では、両地盤とも液状化が発生しているものの、間隙水圧がピークに達する時間に差が見られた。よってある程度の水位低下による効果は見られたと言える。しかし加速度 140gal 以上になると、飽和地盤と水位低下地盤の間隙水圧に相違が見られず、液状化が発生してしまうことがわかった。

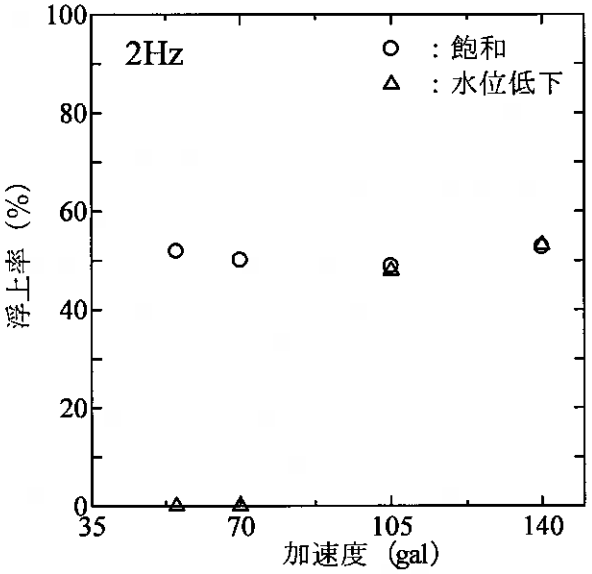


図-11. 浮上率(水位低下)

図-11 に飽和地盤及び水位低下地盤におけるマンホールの浮上率と加速度との関係を示す。図より加速度 55、70gal の場合では、水位低下地盤は液状化が発生していないので、マンホールの浮上に水位低下による効果は見られたものの、加速度 105gal 以上になると、過圧密の効果と同様に水位低下による効果は見られず液状化が発生し、マンホールが浮上してしまうことがわかった。

以上のことから、地盤自体に対策を施す方法として、過圧密及び水位低下によるマンホールの浮上対策を検証した結果、過圧密及び水位低下により、低振動の場合では、液状化を抑制することが可能であることから、マンホールの浮上に効果は見られることがわかった。しかし、加速度の増加に伴って、過圧密及び水位低下による抑制効果よりも、振動に伴う間隙水圧の上昇の方が大きくなるため、液状化が発生し、マンホールが浮上してしまうことがわかった。

6. 液状化特性

6.1 試験方法

前章で示した過圧密及び水位低下による地盤自体に対策を施す方法で得られた試験結果から、低振動の場合、マンホールの浮上を抑制する効果が見られたものの、加速度の増加に伴い、過圧密及び水位低下による対策効果は見られずマンホールが浮上してしまうことがわかった。ここで、過圧密及び水位低下による液状化対策が、原地盤に対し、どの程度の強度増加となっているのかを定量的に評価するため、本来非排水三軸圧縮試験で求められる液状化強度曲線を振動台実験装置にあてはめ、過圧密及び水位低下による液状化特性に及ぼす効果を検証した。模型地盤の作製方法と試験条件を表-4 に示す。なお、液状化強度曲線とは、非排水条件での繰返し三軸圧縮試験で求められる繰返し応力比と繰返し回数の関係で一般的に評価されている。本実験では、振動台実験で求められる加速度(gal)が繰返し応力比、振動回数(回)が繰返し回数に相当するものとし、加速度と液状化に至るまでの振動回数との関係より液状化特性を評価した。

表-4. 試験条件(液状化特性)

実験試料	堆積方法	相対密度 Dr	周波数 (Hz)	振動数 (回)	加速度 (gal)
豊浦砂	空中落下法	40%	8	80	100
					250
					400
		60%			100
					250
					400
		80%			250
					400
					600

6.2 試験結果

図-12(a)～(c)に振動時の加速度約 400gal で行った相対密度 Dr=40%(図-12(a))、60%(図-12(b))、80%(図-12(c))における正規圧密地盤及び過圧密地盤(OCR=2.6、4.2)の間隙水圧の経時変化を示す。なお、本実験の振動時間 10 秒は、周波数 8Hz で加振させた場合、振動回数 80 回に相当する。

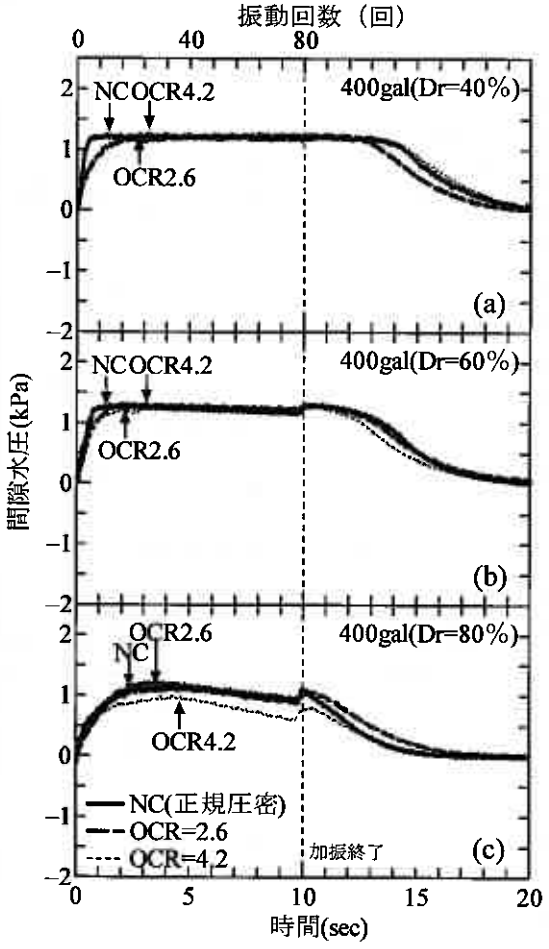


図-12. (a)Dr=40%、(b)Dr=60%、(c)Dr=80%における間隙水圧経時変化(過圧密)

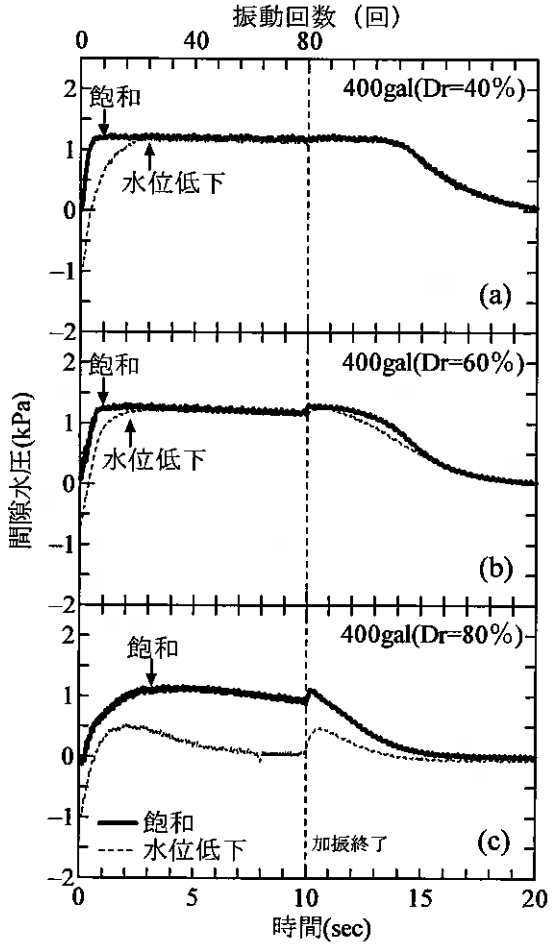


図-13. (a)Dr=40%、(b)Dr=60%、(c)Dr=80%における間隙水圧経時変化(水位低下)

図-12 に示した間隙水圧の経時変化より、過圧密履歴の有無で比較すると、相対密度の違いによらず、両地盤ともに液状化が発生しているものの、過圧密地盤は正規圧密地盤に比べ、間隙水圧のピークに達する時間が遅くなっている。しかし、OCR の違いによる間隙水圧の変化は見られていない。

図-13(a)～(c)に振動時の加速度約 400gal で行った相対密度 40%(図-13(a))、60%(図-13(b))、80%(図-13(c))における飽和地盤と水位低下地盤の間隙水圧の経時変化を示す。図より水位低下の有無で比較すると、相対密度 40、60%の場合、両地盤ともに液状化が発生するものの、水位低下地盤は飽和地盤に比べ、間隙水圧のピークに達する時間が遅くなっている。また、相対密度 80%の場合、飽和地盤は加振後約 3 秒で間隙水圧がピークに達し液状化に発生しているのに対し、水位低下地盤は、間隙水圧は発生しているものの、その値はピークまで達しておらず、液状化に至っていないことがわかる。

次に過圧密及び水位低下が液状化特性に及ぼす効果を比較するため、図-14～16 に相対密度 40%(図-14)、60%(図-15)、80%(図-16)における飽和地盤、過圧密地盤(OCR2.6、4.2)、水位低下地盤に対して、約 100～600gal で加振させた場合の加速度と液状化に至るまでの振動回数との関係を示す。なお、試験結果をグラフに示す際は、過剰間隙水圧の上昇がピークに達した点(図-12、13 に矢印で示した点)を液状化点としてプロットした。図より過圧密履歴による有無で比較すると、Dr=40%ではやや値にばらつきがあるものの、過圧密地盤は、飽和地盤に比べ、振動時の加速度によらず液状化に至るまでの振動回数が増加していることがわかる。また、水位低下による有無についても同様である。よって、加速度高くても過圧密や水位低下による効果が見られたと言える。

図-17 に振動回数が 20 回で液状化に至る時の加速度と相対密度との関係を示す。図より密度の増加とともに、液状化に至るまでの加速度が増加していることがわかる。また、過圧密履歴と水位低下の有無で比較すると、同じ相対密度でも、過圧密地盤と水位低下地盤は、飽和地盤に対し、液状化に至るまでの加速度が約 1.5～2 倍程度増加しており、地盤の強度増加が見られた。したがって、過圧密及び水位低下は、液状化を抑制する効果があると言える。なお、5.2 に示した試験結果では、強振動の場合、マンホールの浮上に過圧密及び水位低下による効果が認められなかったのは、間隙水圧の初期の上昇に相違が見られているが、液状化発生後も振動を与えてしまっているために、マンホールの浮上には効果が見られなかったものだと考えられる。

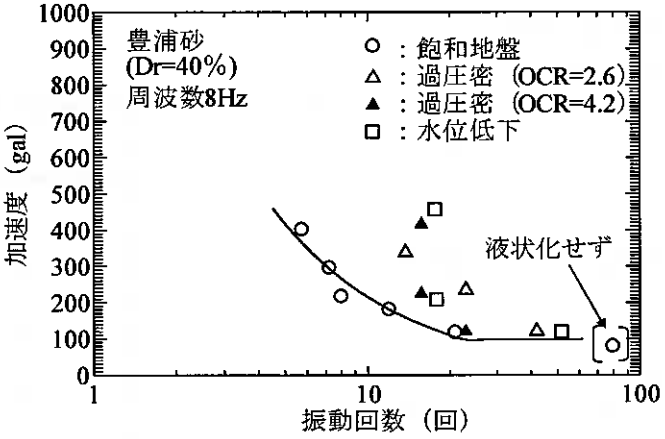


図-14. 液状化特性(Dr=40%)

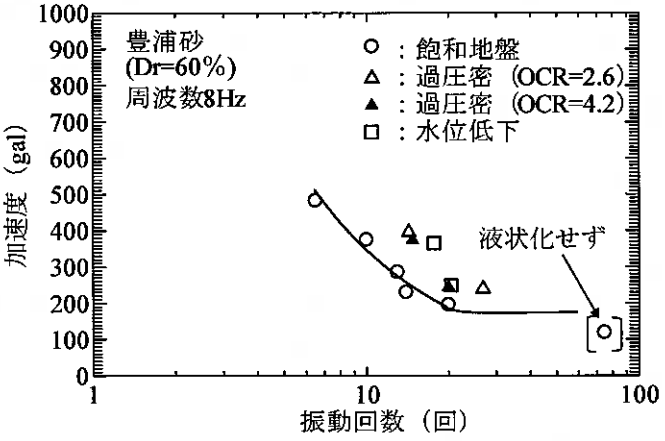


図-15. 液状化特性(Dr=60%)

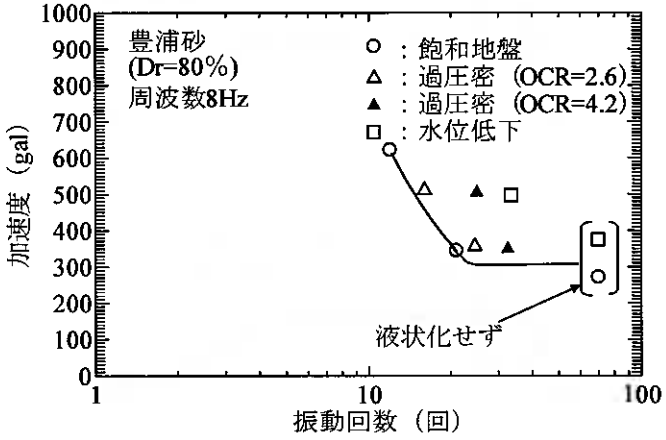


図-16. 液状化特性(Dr=80%)

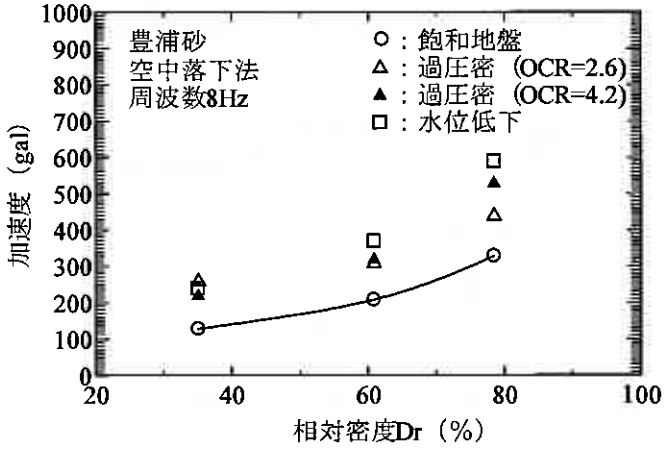


図-17. 液状化回数 20 回時の加速度と相対密度との関係

7. 結論

マンホールの浮上対策として、振動台実験装置を用い、模型実験を行った。その結果をまとめると以下のようになる。

(1)豊浦砂と屈斜路火山灰では、透水性の違いにより屈斜路火山灰の方が間隙水圧の消散時間が遅い。よって地震後も液状化継続時間が長く続き、2003 年十勝沖地震で起きた大規模な地盤災害が起こったのではないかと考えられる。また、マンホールの浮上については、屈斜路火山灰に比べ豊浦砂の方が浮上量は大きい。これは、飽和密度の違いにより、液状化時の浮力に差が生じたものだと考えられる。

(2)浮上抑制翼をマンホール底面に設置することによって、低振動の場合では、マンホールの浮上を大幅に低減することが可能である。また強振動の場合でも、浮上量の差は小さくなるが、対策の効果は見られることがわかった。しかし、この方法では施工上、既設マンホールへの設置は不可能であることから、実用性があまり認められない。

(3)地盤を過圧密や水位低下をすることによって、低振動の場合では、マンホールの浮上抑制に効果があるが、強振動の場合では、地盤の液状化強度は増加するものの、液状化に至るまでの振動を与えてしまうと、マンホールの浮上には効果が見られないことがわかった。

【参考文献】

1)新潟県中越地震災害調査委員会：新潟県中越地震災害調査委員会報告書、2007.

2)地盤工学会：2003 年十勝沖地震災害調査報告書、2003.

3)安田進著：「液状化の調査から対策工まで」、鹿島出版会、1988.

4)横山亘、堀智仁、山下聡、鈴木輝之：液状化によるマンホールの浮上対策に関する研究、第 42 回地盤工学研究発表会講演集、2007.

5)横山亘、山下聡、鈴木輝之：液状化時のマンホールの浮上抑制に関する振動台実験、第 43 回地盤工学研究発表会講演集、2008.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

地震時におけるマンホールの浮き上がりに関する一考察その2

(株)ドーコン　正会員　○小林智穂
正会員　峯田一彦

1 はじめに

北海道では、1994～1995年に発生した3つの被害地震および2003年十勝沖地震により、社会基盤構造物や生活機能に甚大な被害が生じるとともに、人的被害も発生した。この内、下水道関連施設は、1993年釧路沖地震、1994年北海道東方沖地震では釧路市、標津町、1993年北海道南西沖地震では長万部町、2003年十勝沖地震では豊頃町、釧路町を中心に大きな被害が発生した。この被害原因については、基礎地盤の違い、特に透水性の違いに着目して考察が加えられている。[1),2)]

筆者らは、基礎地盤のせん断剛性に着目した検討を行い、その違いが埋戻土に発生する加速度、せん断ひずみおよび過剰間隙水圧に与える影響を解析的に取りまとめて報告し、地震時の埋戻土の挙動に、基礎地盤のせん断剛性が与える影響が非常に大きいことを示した。[3)]

そこで本報告では、せん断剛性のみならず基礎地盤の透水性の違いに着目した検討を行い、地盤の透水性が埋戻土に発生する加速度、せん断ひずみ、沈下量および有効応力減少比に与える影響を解析的に取りまとめて報告を行う。

2 LIQCAによるモデル解析

本報告での解析手法は、有効応力法による動的FEM解析でLIQCAを用いた。LIQCAとは、土の有効応力に基づき、土の相と水の相に関する力の釣り合いを考慮して定式化された、いわゆるBiotの二相系の支配方程式に立脚した有限要素法プログラムであり、以下の特徴がある。

(1)二相混合体理論に基づくことにより、間隙水圧の上昇および消散の影響を考慮した地震応答解析が可能となる。

(2)土骨格の有効応力とひずみの関係を規定する構成則として岡・八嶋による砂の繰返し弾塑性モデル[4)]を採用。

(3)上記の構成則は、古典的な弾塑性理論に基づいた降伏条件・硬化則および流れ則の3つの条件式で構成されている。

このようにLIQCAでは、液状化時の地盤の間隙水圧の上昇および消散の影響を考慮しているため、本報告では基礎地盤のせん断剛性および透水性に着目した検討を行う。

2-1 モデル断面

基礎地盤上部層5mの中に、マンホールの埋戻土(横3m×深さ4.5m)、その下に砂礫からなる基礎地盤下部層5mが堆積すると仮定したモデル断面を設定した。基礎地盤上部層は、泥炭および砂礫の2ケースを想定した。

また、周辺地盤の透水性が地震時の埋土部の挙動に与える影響を検討するために、透水係数について以下のケースで検討した。

泥炭：1×10^{-8}(m/s)[基本]、1×10^{-4}(cm/s)[比較用]

砂礫：1×10^{-4}(m/s)[基本]、1×10^{-8}(cm/s)[比較用]

以降、1×10^{-8}(m/s)を透水性小、1×10^{-4}(cm/s)を透水性大とする。図-1に模式図を示す。(地下水はGL-1mとした)

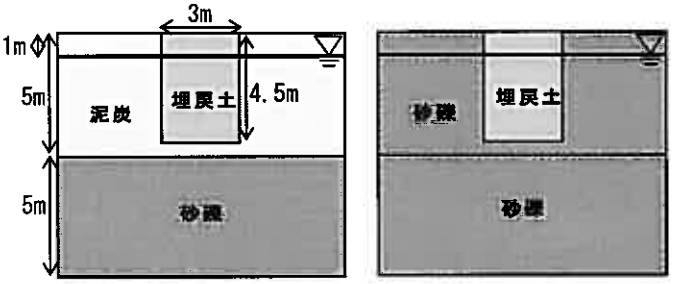


図-1 解析断面模式図

2-2 土質定数の設定

基礎地盤上部層、下部層はR-Oモデルを仮定し液状化しないものとした。液状化対象層である埋戻土は弾塑性モデルを仮定した。

土質定数のうち物理・力学特性は一般的な値を設定した。

R-Oモデルに関するパラメータは、泥炭は「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル」[5)]、砂礫は「電力中央研究所総合報告」[6)]よりせん断剛性と減衰定数のひずみ依存特性を設定し、その特性に合うようシミュレートした結果を用いた。弾塑性モデルに関するパラメータは、「道路橋示方書V」[7)]より液状化強度を設定して、その強度に合うようシミュレートした結果を用いた。表-1に土質定数一覧を示す。

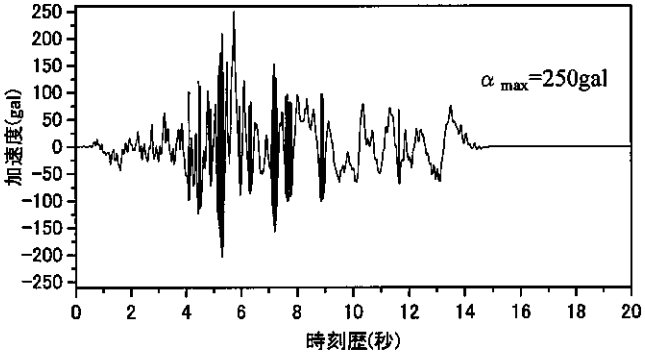


図-2 基盤入力地震波

A study on uplift of manhole due to earthquake (2nd).
Chiho Kobayashi,Kazuhiko Mineta(Docon co.,Ltd)

2−2　入力地震動の設定

解析で得られる応答は、入力する地震波の種類(周波数特性、継続時間等)とその大きさに影響を受けるため、基盤入力地震波と最大加速度の大きさを以下の通り設定した。

(1)基盤入力地震波：1968 年十勝沖地震[八戸港]

八戸港強震観測波形を一次元地震応答解析により耐震設計上の基盤面に引き戻したもので、周波数が低く、継続時間が長いため、土構造物の変形問題等に多く用いられる地震波[8)]

(2)最大加速度

50、250gal の 2 種類

図-2 に最大加速度 250gal の基盤入力地震波形を示す。

表-1　土質定数一覧

土層名				埋土	基礎地盤上層		基礎地盤下層
					泥炭	砂礫	砂礫
共通	密度	ρ	(t/m^3)	1.8	1.1	2.0	2.0
	N値	N	(回)	5	0	40	40
	有効応力	σ'	(kN/m^2)	28.0	12.5	35.0	71.5/76.0*
	透水係数	k	(m/s)	1.0×10^{-6}	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-4}
	初期間隙比	e_0		1.0	6.0	0.7	0.7
	せん断波速度	Vs	(m/s)	140	50	270	270
	せん断剛性	G	(kN/m^2)	35280	2750	145800	145800
	弾性係数	E	(kN/m^2)	14,000	800	112,000	112,000
	ポアソン比	ν		0.33	0.33	0.33	0.33
	粘着力	C	(kN/m^2)		10		
	内部摩擦角	ϕ	(度)	30		40	40
弾塑性モデル	圧縮指数	λ		0.015			
	膨潤指数	κ		0.0015			
	疑似過圧密比	OCR*		1			
	無次元化初期せん断係数	$G0/\sigma m'$		840			
	変相応力比	M_m^*		0.909			
	破壊応力比	M_f^*		1.220			
	硬化関数中のパラメータ	B_0^*		3000			
		B_1^*		30			
		C_f^*		0			
	規準ひずみ(塑性剛性)	γ_γ^{P*}		0.002			
	規準ひずみ(弾性剛性)	γ_ν^{E*}		0.002			
	ダイレイタンシー係数	D_0^*		0.6			
		n		8			
	異方性消失のパラメータ	C_d		2000			
R-O モデル	せん断弾性係数のパラメータ	a			953	30,183	21118/20483
		b			0.5	0.5	0.5
	R-Oパラメータ	α			3.0	1.3	2
		γ			2.2	1.85	1.85

*:基礎地盤上層が泥炭/砂礫の順

3　検討結果

(1)有効応力減少比

埋戻土中央部における有効応力減少比($1-\sigma_m'/\sigma_{m0}'$:σ_m'[平均有効応力],σ_{m0}'[初期平均有効応力])の平均値の時刻歴を図-3～4 に示す。

これより、基礎地盤のせん断剛性の違いに着目すると、せん断剛性の小さい泥炭では基盤加速度が 50gal でも埋戻土の有効応力減少比が 1.0 程度となり、加速度が小さくても液状化が発生する可能性が高い。また、せん断剛性の大きい砂礫では、基盤加速度が 250gal でも埋戻土の有効応力減少比が 0.8～0.9 程度であり、加速度が大きくなっても完全な液状化には至らない。さらに、基礎地盤が泥炭では、有効応力減少比の上昇が砂礫より早くて加速度の小さい段階で起こり、その上昇も急激である。

次に透水性の違いに着目すると、基礎地盤が泥炭では、透水性の大小に関わらず有効応力減少比の上昇に差は見られず、基礎地盤が砂礫でも、透水性を小さくした方が発生する有効応力減少比は若干大きいものの大きな差は見られない。

しかし地震終了後の間隙水圧の消散速度に着目すると、基礎地盤が泥炭・砂礫ともに透水性を小さくした方が遅くなる。

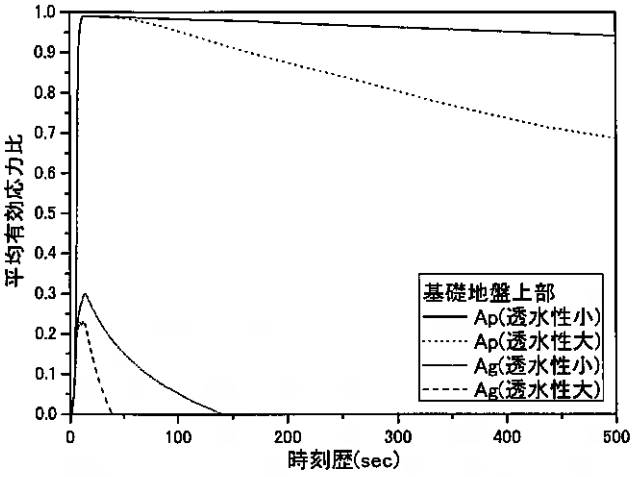


図-3　有効応力減少比(平均値)の時刻歴
(基盤加速度 50gal)

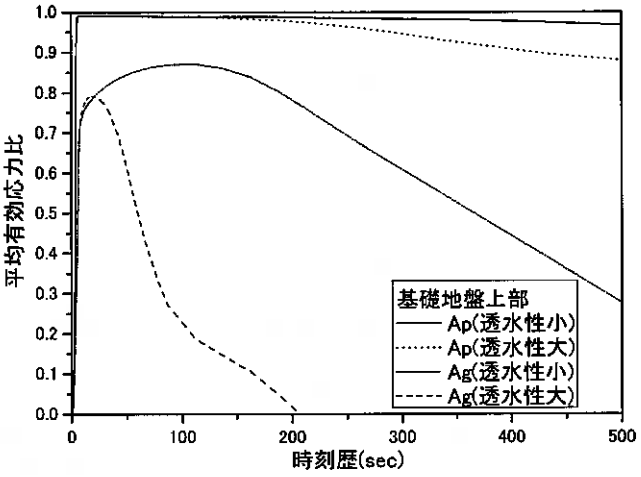


図-4　有効応力減少比(平均値)の時刻歴
(基盤加速度 250gal)

(2) 最大応答加速度

埋戻土中央部の地表面から基礎地盤下部層下端までの最大応答加速度を深度の関係として図-5,6 に示す。

これより最大応答加速度は、基礎地盤が泥炭・砂礫ともに基盤加速度が 50gal の場合、基盤から地表への加速度の増幅があまり見られないが、基盤加速度が 250gal の場合、それぞれ加速度の増幅が見られる。また、埋戻土に着目すると、基礎地盤が泥炭では一度加速度が減衰してから再び増幅する。

なお、透水性の違いによる加速度応答への影響はほとんどないといえる。

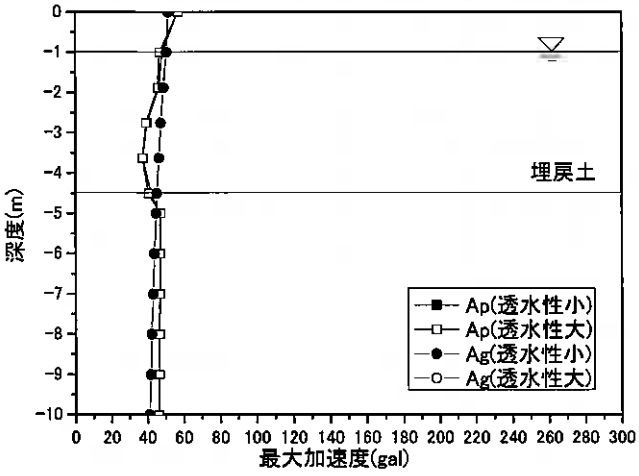


図-5 最大応答加速度と深度の関係[埋戻土中央部]
(基盤加速度 50gal)

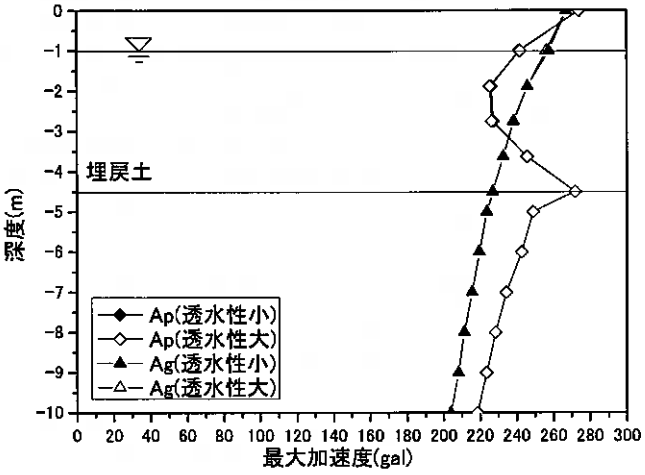


図-6 最大応答加速度と深度の関係[埋戻土中央部]
(基盤加速度 250gal)

(3) 最大せん断ひずみ

埋戻土中央部、地表面から下端までの最大せん断ひずみと深度の関係を図-7,8 に示す。

これより、最大せん断ひずみは、基礎地盤が砂礫では、基盤加速度が 50gal、250gal の場合ともに、10^{-1}～10^{-2}%オーダーと一般的な土の破壊ひずみ数%より 1～2 オーダー小さな値を示し、破壊まで至らない。また基礎地盤が泥炭では、基盤加速度が 50gal で約 0.2%、250gal で約 2.6%となり、基盤加速度が大きくなればせん断ひずみが大きくなり、一般的な土の破壊ひずみである数%オーダーのひずみが発生する。

なお、透水性の違いによるせん断ひずみの違いはほとんどないといえる。

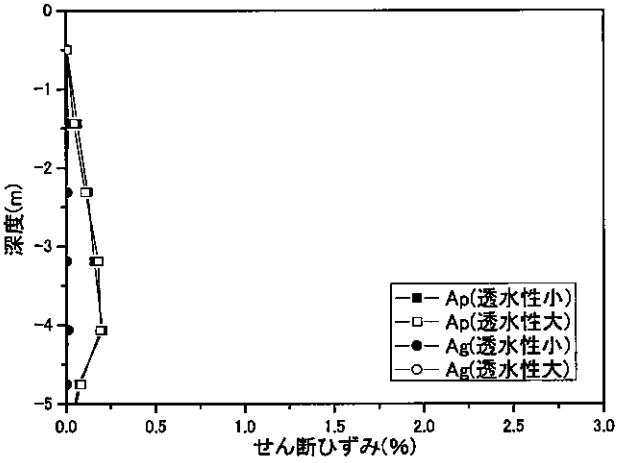


図-7 最大せん断ひずみと深度の関係[埋戻土中央部]
(基盤加速度 50gal)

(4) 沈下量

埋戻土地表面の沈下量を表-2 に示す。

これより、基礎地盤のせん断剛性に着目すると、せん断剛性の小さい泥炭では、基盤加速度が 50gal で 3cm、250gal で 26cm(層厚の 7.4%)、せん断剛性の大きな砂礫では、基盤加速度が 50gal で 0cm、250gal で 3cm となり、せん断剛性が地震時の地盤の沈下量に影響を及ぼすといえる。

次に透水性に着目すると、基礎地盤が泥炭・砂礫ともに、地盤の透水性は地震時の地盤の沈下量に影響を与えないといえる。

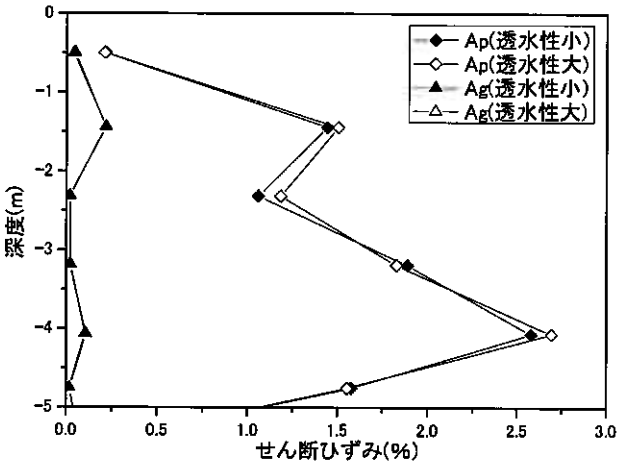


図-8 最大せん断ひずみと深度の関係[埋戻土中央部]
(基盤加速度 250gal)

表-2 埋戻土地表面の沈下量一覧

	沈下量(cm)			
基盤加速度	50gal		250gal	
基礎地盤	泥炭	砂礫	泥炭	砂礫
透水性小	3	0	26	3
透水性大	3	0	26	3

4 まとめ

基礎地盤のせん断剛性および透水性に着目し、その違いが埋戻土に発生する有効応力減少比、加速度、せん断ひずみおよび沈下量に与える影響を解析的に取りまとめた結果、以下の結論を得た。

1) 基礎地盤のせん断剛性が小さいほど、埋戻土に発生する有効応力減少比が大きくなり、液状化が発生しやすい。
2) 基礎地盤がせん断剛性の小さい泥炭では、埋戻土の応答加速度が一度減衰した後に増幅され、それは基盤加速度が大きいほど顕著である。
3) 基礎地盤のせん断剛性が小さいほど、埋戻土に発生するせん断ひずみが大きくなり、破壊しやすい状態となる。
4) 基礎地盤のせん断剛性が小さいほど、また基盤加速度が大きいほど埋戻土に発生する沈下量が大きくなる。
5) 基盤加速度が大きいほど、埋戻土に発生する有効応力減少比は大きくなり、また周辺をせん断剛性の小さな泥炭で囲まれた埋戻土は発生するせん断ひずみも大きくなるため、下水道施設に大きな被害を及ぼすと考えられる。
6) 基礎地盤の透水性は、埋戻土に発生する有効応力減少比、加速度、せん断ひずみにあまり影響を及ぼさない。
7) 基礎地盤の透水性が小さいと、過剰間隙水圧の消散が遅くなり、過剰間隙水圧の高い状態が長く続くことになるため、被害の発生に寄与している可能性はある。
8) 基礎地盤の透水性は、埋戻土の沈下量にあまり影響を及ぼさない。

以上、基礎地盤のせん断剛性および排水を考慮した解析を行った結果、基礎地盤のせん断剛性が地震時の埋戻土の挙動に与える影響が大きく、透水性の影響は少ないことが示唆された。

参考文献

1)「地震時における下水道管渠施設の被害ー三地震における地盤液状化と浮上について」[地盤工学会北海道支部技術報告集、第 39 号、pp67-74、1999] (斉藤)
2)「2003 年十勝沖地震地盤災害調査報告書、pp111-120、2004」(地盤工学会)
3)「地震時におけるマンホールの浮き上がりに関する一考察」[地盤工学会北海道支部技術報告集、第 48 号、pp313-316,2007] (小林・峯田)
4) Oka,F.,Yashima,A.,Takeishi,A.,Taguchi,Y. and Yamashita,S.:A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, Geotechnique,Vol.49 No.5,pp.661-680,1999
5)「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル」(北海道開発土木研究所)～平成 14 年 3 月
6)「土の動的変形特性と地盤の非線形震動応答」[電力中央研究所総合報告、No301、1981] (国生)
7)「道路橋示方書Ⅴ(耐震設計編)」(社団法人日本道路協会) ～平成 14 年 3 月
8)「高規格堤防盛土設計・施工マニュアル」(財団法人リバーフロント整備センター)～平成 12 年 3 月

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

旭川大成地区の厚層化盛土の沈下追跡調査評価検証

東日本高速道路㈱北海道支社　正会員　○水野　津与志
㈱ネクスコ・エンジニアリング北海道　正会員　山内　智

1．はじめに

これまで高速道路盛土路体部における盛土の施工層厚は30 cm以下と規定している．これは将来，盛土が受けるであろう通常の降雨や地震などの外力に対して，安定で，路面に有害な沈下を生じさせないように設けられたものである．近年，締固め施工機械の大型化が進み，締固め能力が向上してきた．これらを背景に，締固め能力の向上に対応した品質管理・施工管理手法の構築を目的として，振動ローラの高規格化（転圧力320kN級）による施工層厚60 cmの厚層化施工を試行的に導入した．これらの試験施工で構築された盛土の変形挙動を検証するために，施工中及び工事完了後の動態観測を継続して実施してきた．

本報告は，厚層化盛土の盛土開始から供用後5年までの動態観測結果について報告するものである．

2．試験盛土の概要

試験盛土は道央自動車道和寒ＩＣ～士別剣淵ＩＣ間大成地区の一部の盛土区間（延長 200m）で実施し，盛土下部路体を厚層締固め（締固め層厚60 cm）により構築している．盛土および基盤の変形性状を調査するために，盛土内にクロスアーム式層別沈下計を6箇所配置し動態観測を行った．試験盛土平面図を図1に，沈下計の配置概要を図2にそれぞれ示す．

図1　試験盛土平面図

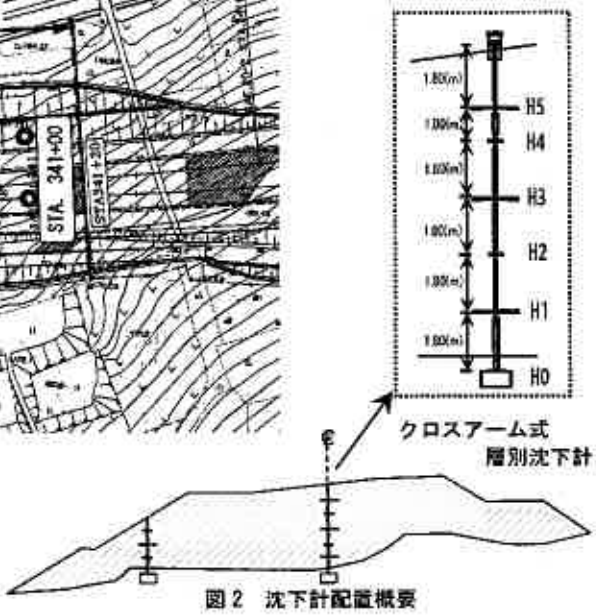


図2　沈下計配置概要

盛土施工は平成12年度から平成13年度にかけて施工され，平成15年度に供用を開始している．動態観測は盛土施工時から供用後5年目まで測定頻度を変えて継続的に調査した．

3．転圧試験と盛土管理方法

（1）試験概要

試験盛土の施工に先立ち，使用する盛土材の品質管理方法である転圧回数および管理基準等を決定するために現場転圧試験を実施した．

盛土材の物性値を表1に示す．盛土材は75μmふるい通過質量百分率が51％であり，50%を超える材料の締固め管理方法の区分としては，空気間隙率 Va≦8%の管理が標準的な管理方法となる．

表1　盛土材の物性値

材料名称				砂礫質粘土	備考
一般	地盤材料の工学的分類			(CL-SG)	
	土粒子の密度	ρs	(g/cm³)	2.693	
	自然含水比	Wn	(%)	22.1	
粒度特性	最大粒径	Dmax	(mm)	75	
	細粒分含有率	Fc	(%)	51	
	均等係数	Uc		248	
コンシステンシー特性	液性限界	WL	(%)	43.3	
	塑性限界	Wp	(%)	21.7	
	塑性指数	Ip		21.6	
締固め特性	最大乾燥密度	$\rho dmax$	(g/cm³)	1.555	JIS A 1210 (旧D法相当)
	最適含水比	Wopt	(%)	23.2	

転圧試験では締固め層内の深さ方向における密度の分布を

Influence Evaluation of Thick Spreading Layer by measuring Embankment Settlement due to Compression at Taisei Area, Asahikawa ; Tsuyoshi MIZUNO (East Nippon Expressway Co.,Ltd.), Satoru YAMAUCHI (Nexco-Engineering Hokkaido Co.,Ltd.)

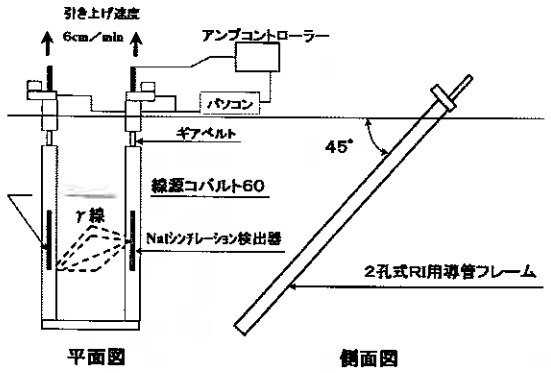


図3　2孔式ＲＩ計器の概要[1)]

測定するために，表面型ＲＩ計器の他に2孔式ＲＩ計器（図3）を設置して行った．試験に用いた機種については，敷均しは21ｔ級湿地式ブルドーザにより撒き出し厚さ65 cmに敷均し，転圧は転圧力320kN級の振動ローラにより所定の回数を転圧した．

（2）転圧試験結果

転圧試験で得られた転圧回数と空気間隙率の関係を図4に，転圧回数と乾燥密度の関係を図5にそれぞれ示す．上層30 cmの密度とは，表面透過型ＲＩ計器の平均値を示したもので，下層30 cmの密度とは，2孔式ＲＩ計器の各測点のデータを直線回帰し，盛土表面からの深さ45cm（締固め層厚の1/2下層部）を平均値としたものである．空気間隙率は転圧回数の増加に伴い小さくなり，下層30 cmにおいても管理基準値8%以下を満足し，上層は収束傾向を示している．また，乾燥密度は空気間隙率と同様に下層30 cmにおいても6回転圧で最大乾燥密度の92%を超えており，締固め層全体で十分な締固め度が得られている．

締固め層内の盛土表面からの深さと乾燥密度の測定結果を図6に示す．敷均し直後の転圧0回では締固め層内の密度勾配がない状態であるが，転圧回数が増加するとともに乾燥密度が増加し，密度勾配が発生していることがわかる．密度勾配および乾燥密度の変化は，転圧回数6回以降変化が少ないことや，空気間隙率および乾燥密度の変曲点を踏まえ，転圧回数は6回で施工することとした．

転圧試験結果より盛土の品質管理は表2により行うこととした．なお，日常管理における品質規定は施工規定方式のＧＰＳ管理手法[2)]により盛土管理を行った．

4．沈下計測結果

クロスアーム式層別沈下計により計測した盛土立上がり時から供用後5年までの各測点の盛土高さ，鉛直変位量と経過日数の関係を図7 a)～f)に示す．ここでH0は基盤であり，その上方にH1からH4を約1.8mごとに設置している．また，観測期間は約2,800日となっている．

各測点における累積鉛直変位量の最大値は，ＳＴＡ.339+40（Ｌ）では74 mm，339+40（ＣＬ）では133 mm，340+40（Ｌ）では101 mm，340+40（ＣＬ）では122 mm，341+00（Ｌ）では119 mm，341+00（ＣＬ）では111 mmとなっている．同一測点における盛土深さ方向の鉛直変位量の差異は，ばらつきはあるものの盛土荷重の大きい下層部のH1，H2の変位量が大きい傾向にあ

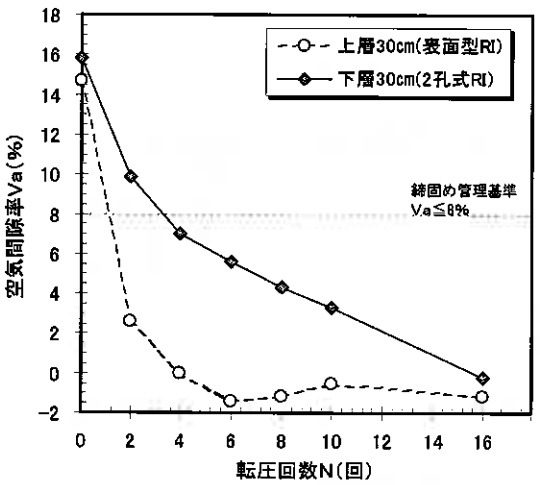


図4　転圧回数と空気間隙率の関係

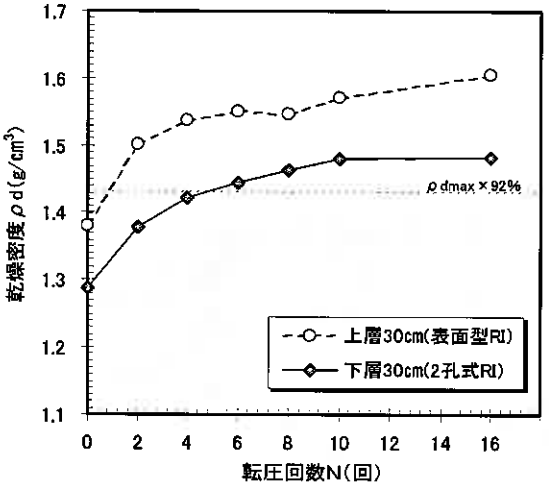


図5　転圧回数と乾燥密度の関係

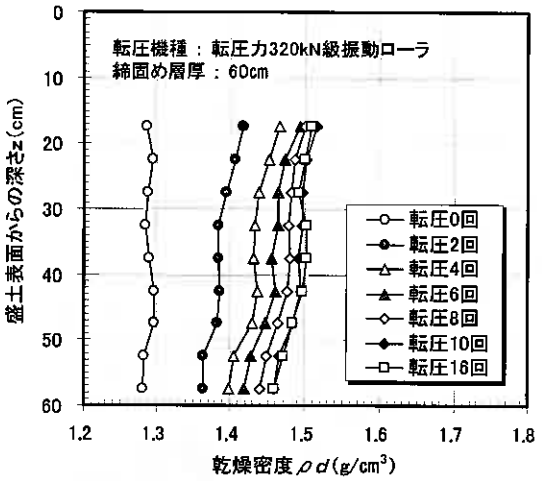


図6　締固め層内の密度分布

表2　盛土の品質管理方法

区　分	厚層化盛土施工部
敷均し機種	湿地ブルドーザ(D6R:21t)
敷均し厚	66cm以下
転圧機種	大型振動ローラ(SV160DV:18t)
起振力	343kN
転圧回数	6回
管理基準値	GPSによる施工規定方式
仕上り厚	60cm以下

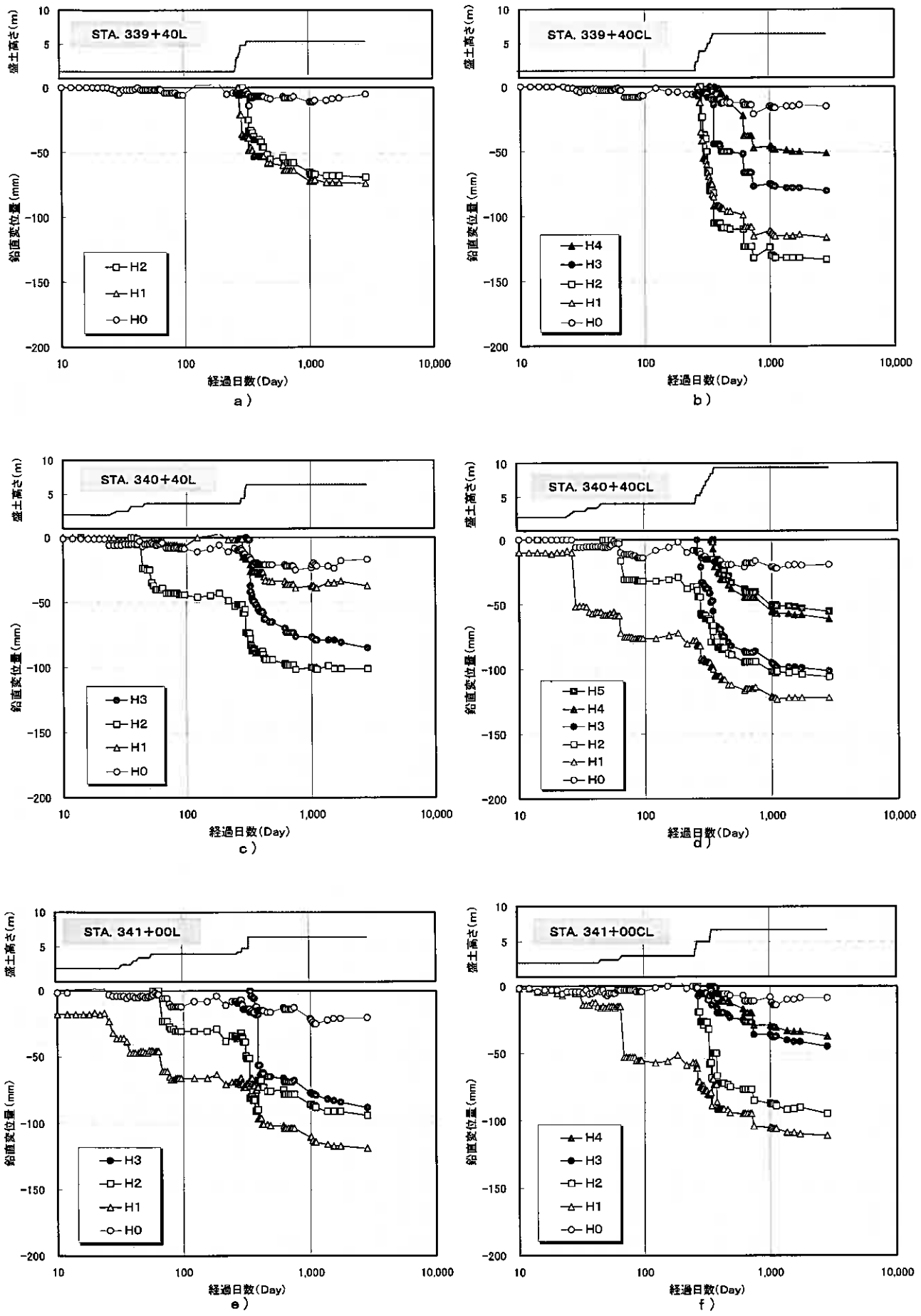


図7　クロスアーム式層別沈計測結果

る．全ての測点に見られる傾向としては，鉛直変位量の殆どは盛土立上がり時に集中しており，盛土完了から 1 年経過時には概ね収束傾向にある．

6 測点の代表例として最も盛土高の高いＳＴＡ.340+40（ＣＬ）の盛土高さ，各クロスアーム間の層間圧縮量，降雨量と経過日数の関係を図 8 に示す．同図から，盛土開始から 70 日までと 200 日～400 日の 2 期間で大きな圧縮量を示していることがわかる．これは盛土立ち上がりによる即時沈下であり，盛土完了後，約 1 年経過時には概ね収束傾向となっている．供用開始後の最大圧縮量は 4 mmであり，供用開始から 5 年が経過した後の変位量に大きな変位は見られない．なお併せて，日雨量も図中に併記しているが，本観測からは降雨量と圧縮沈下量との関係に明瞭な傾向はみられなかった．

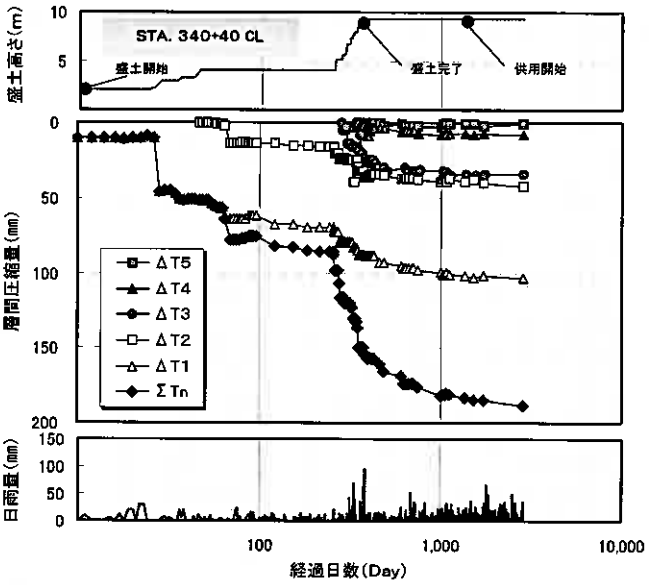


図 8　層間圧縮沈下量

次に施工層厚 30 cmの一般盛土の沈下量との関係について述べる．過去の高速道路盛土の実績からは一般的な材料の盛土完了までの圧縮率は 3～5%程度である．本観測における全層圧縮量は 19 cmと全層別沈下計の初期層厚 8.2 mに対して 2.3%の圧縮率となっている．このことから施工層厚 60 cmの厚層化盛土の沈下量は，通常の施工層厚 30 cmの盛土と比較して差異がないことが確認できた．また，同等の盛土の安定性能を有することも確認できた．

５．まとめ

大型締固め機械を用いた厚層化施工により構築された盛土の施工開始から供用後 5 年までの動態観測結果は，下記のとおりである．

（１）　転圧力 320kN 級の大型締固め機械による締固めは，締固め下層部（締固め層厚の 1/2 下層部）においても十分な締固め効果が得られていることが示された．

（２）　圧縮沈下量は，盛土施工完了までの即時沈下がほとんどであり，その後，沈下量は盛土完了から約 1 年経過時までに概ね収束傾向にある．

（３）　供用開始から 5 年が経過した現在までの沈下量に大きな変化は見られない．

（４）　層厚 60 cmの厚層化施工によって構築された盛土の圧縮率は，施工層厚 30 cmの一般盛土と比較して大きな差異は確認されず，同等の安定性能を有している．

６．おわりに

本試験盛土より大型締固め機械による厚層化盛土の有効性を確認することができた．また，本施工方法に関する品質管理については，ＮＥＸＣＯ東日本土工施工管理要領として基準化された．高速道路の建設事業は，現在，第二東名・名神高速道路をはじめとする山間部での大規模土工工事を中心に，厚層化盛土による施工が行われてきている．

謝辞：試験盛土の計画から評価検証にあたっては，北海道大学大学院工学研究科三浦清一教授に貴重な御助言，ご協力を頂きました．末筆ながら，記して深甚なる感謝の意を表します．

＜参考文献＞

1）東日本高速道路㈱：土工施工管理要領，pp.参 37～参 56，2007.
2）東日本高速道路㈱：土工施工管理要領，pp.参 57～参 111，2007.
3）浦嶋・三浦・益村：厚層締固め盛土の動態観測と安定性評価における密度勾配の影響，地盤工学会北海道支部技術報告集第 42 号，pp.151～160，2002.
4）益村・三嶋・三浦：道路盛土の締固め層厚に関する現場転圧試験，土と基礎 Vol.48No.2，pp.28～30，2000.
5）益村・三嶋・三浦：厚層締固めによって生じる道路盛土内の密度勾配と圧縮沈下挙動に及ぼす影響，土木学会論文集 NO.672/VI-50，pp.155～167，2001.
6）益村・三浦・三嶋：密度勾配を考慮した道路盛土の安定評価と品質管理基準に関する研究，土木学会論文集 No.714/VI-56，pp.141-154，2002.
7）中村・三浦・加藤・北村・山辺・黛：原位置試験から推定される厚層締固め盛土の力学挙動，第 38 回地盤工学研究発表会講演集，pp.1341～1342，2003.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

標準的な転圧機械を用いた粗粒土による盛土厚層化の提案

土木研究所 寒地土木研究所 正会員 ○安達隆征
同 国際会員 西本 聡
同 国際会員 佐藤厚子

1．はじめに

近年、工事規模の大型化に伴う工事の長期化から、経済的施工による工事の早期完成が求められている。特に高規格幹線道路等の建設にあたっては、高盛土で大規模な土工が増加している。道路建設工事費全体に占める土工に係わる費用の割合は相当に高いことから、効率の良い土工が、工事全体の経済性や工期短縮に大きく影響するものと考えられ、建設コスト縮減や早期供用による社会的な経済効果に直結するものと期待される。

現在、道路土工における盛土の締固めは、路床を除き、一層の厚さ 30cm を標準として施工、品質管理されている [1] が、効率性や経済性の観点から、盛土の一層当たりの施工厚さを標準の厚さよりも厚くすること(以降盛土厚層化と称する)を検討した。

これまでの研究[2]では、盛土厚層化の施工は大型転圧機械(25t以上のタイヤローラー)により検討されていたので、施工条件が限定されていた。しかし、特に北海道では、大型転圧機械の保有台数が非常に低く、入手が困難なため、施工実績が少ない状況にある。そこで、盛土厚層化施工の適用拡大を目指して、実際に現場の盛土施工で使用されている標準的な転圧機械による現場試験施工を北海道内各地で行い、盛土厚層化施工に関する適用性を検討してきた[3), 4)]。

本報告では、これまでのデータに、平成20年度に実施した試験施工データを追加し、粗粒土を対象とした盛土厚層化施工に関する試験施工方法および品質管理方法を再検討した。その結果から、特に礫質土の盛土厚層化における特質を見出すことができた。これにより、標準的な転圧機械による盛土厚層化施工の採用に向けたフローを提案するものである。

2．盛土における締固め規定

盛土施工において、どのように土を締め固めるかを仕様書に明確に規定することは、盛土の品質を確実なものにするために必要なことである [5]。

規定の方式には大別して工法規定方式と品質規定方式の２つがある。

工法規定方式は、盛土の締固めにあたって、使用する締固め機械の機種、締固め回数などの工法そのものを仕様書に規定する方式である。

品質規定方式は、盛土に必要な品質を仕様書に明示し、締固めの方法については施工者に委ねる方式で、検査の対象となるのは盛土の品質の規定に対する合否である。施工者は施工の過程において、常に品質管理を行い、締固め工法を調整していかなければならない。最近の請負工事においては、請負契約の性格上、最も合理的な方式と目され、多くの機関においてこの方式が採用されている。品質を規定する方式には、次に示す３つがある。

① 基準試験の最大乾燥密度、最適含水比を利用する方法（乾燥密度規定）
② 空気間隙率または飽和度を規定する方法（空気間隙率または飽和度規定）
③ 締固めた土の強度、変形特性を規定する方法（強度特性規定）

一般的に多く用いられている規定法は①の乾燥密度規定法であり、今回の検討に使用する規定法もこれを適用した。乾燥密度規定法は、締固めた土の乾燥密度と基準の締固め試験の最大乾燥密度 ρd max の比（締固め度）が規定値以上になっていることを要求する方法である。一般に、土の現場密度測定は JIS A1214「砂置換法による土の密度試験方法」が用いられる。一方、基準の締固め試験としては JIS A1210「突固めによる土の締固め試験方法」が用いられる。また、北海道開発局の道路・河川工事仕様書 [6]の規定は、JISA1210 の A、B 法により、路体が最大乾燥密度の 85%以上、路床が最大乾燥密度の 90%以上としている。今回の試験施工では、路体を対象とした。

Proposing Embankment with Increasing the Lift Thickness Using the Ordinary Compaction Machinery about Rough Soil
Takayuki ADACHI, Satoshi NISHIMOTO and Atsuko SATO
Civil Engineering Research Institute for Cold Region

3．試験施工の概要

盛土の厚層化を実施するために、厚層化に適した土質、施工方法の提案を目的として、北海道内の盛土工事区間で、試験施工が行われた。粗粒土を対象として、平成 18 年度に 18 工事現場で 28 件のデータ、平成 19 年度に 15 工事現場で 16 件のデータを収集した。また、それに加え、特に礫質土の特性を知るために、平成 20 年度に 4 工事現場で 5 件のデータを得た。

試験施工では、盛土の仕上がり厚さを 45cm とし、路体盛土の管理基準値である締固め度 85%を確保できる転圧回数を求めた。

3．1　施工手順

全体の試験施工の流れを図－1に示す。

始めに、転圧回数を変えて、盛土の締固めを行う。過年度の試験結果から、1～3 回の転圧回数では転圧不足で、転圧回数が 8 回を超えると費用が大きくなり、コスト縮減にはならないことから、転圧回数は 4～8 回の 5 種類とする。試験ヤードの一例を図－2に示す。

次に、密度試験を行い、基準値を満足する転圧回数を決定する。土の現場密度の測定は JIS A1214「砂置換法による土の密度試験方法」によることとし、1 箇所あたり 3 点測定し、その最低値を盛土の密度とする。また、密度は、盛土の表面で測定するとともに、盛土内部で基準値を満足していることを確認するため、表面から 30cm の深さ(以降、深度 30cm 部と称する。)でも測定する（写真－1)。測定箇所の概念図を図－3に示す。

厚層盛土では、深部で基準値を満足していなければならないことから、深度 30cm で基準値を満足する転圧回数を盛土施工の転圧回数とした。例えば、盛土の転圧回数を変えたときの表面と深度 30cm 部の締固め度を示した図－4の場合、最大乾燥密度の 85%以上を超える転圧回数は、表層部で 4 回、深度 30cm で 6 回となり、求める盛土施工の転圧回数は 6 回となる。

3．2　使用機械

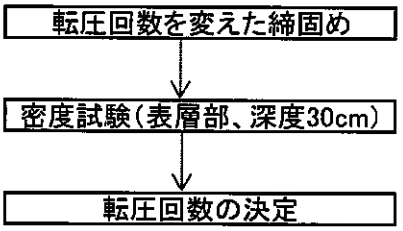
現場の施工条件に適応させることを目的として、大型の施工機械を使用せずに、実際に現場で使用されている敷均し機械、転圧機械を使用した。

3．3　土質

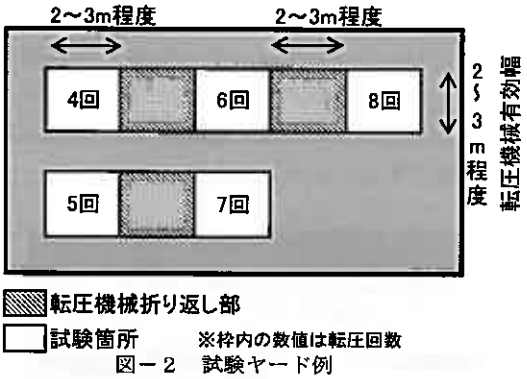
試験施工では、明確な最大乾燥密度を得られない土質はなかった。また、大半が粗粒土に分類される土質であった。そのため、本検討では、表－1に示すように、粗粒土に分類される土質に絞った。

表－1　本検討に用いた土質の件数

土質	件数
礫質土	22
砂質土	27



図－1　試験施工の流れ

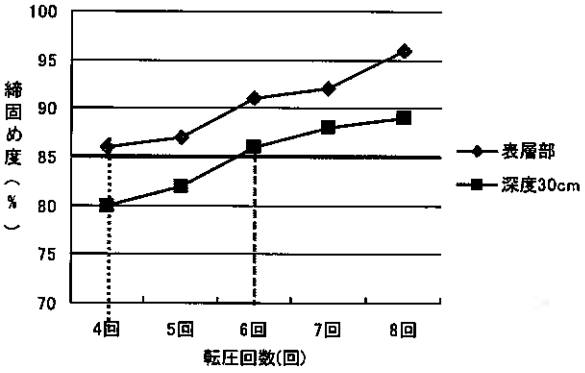


図－2　試験ヤード例

写真－1　深度 30cm 部での砂置換法による試験

※仕上厚 t=45cm、▽は密度測定面

図－3　断面から見た現場密度試験箇所の概念図



図－4　転圧回数の求め方

4．試験結果と考察

各試験施工箇所の密度試験結果から、転圧回数毎に締固め度 85%を満たした件数を図－５に、使用した各転圧機械の件数を図－６にそれぞれ示す。

4．1　盛土厚層化施工の可否

図－５から、深度 30cm において、全体の約 94%に達する 49 件中 46 件が 8 回転圧以内で締固め度 85%を満たしている。また、図－６から、従来の厚層化盛土用転圧機械である25t 上の転圧機械は1件しか使用されておらず、その大半が8～12t タイヤローラーや10～12t 振動ローラー（写真－２）での転圧であった。このことから、実際に現場で使用されている施工機械で、十分に盛土厚層化施工が可能であることがわかった。

写真－２　10t タイヤローラーの転圧状況

4．2　砂質土における試験施工時の転圧回数

図－７に、砂質土に分類される土質において、転圧回数毎に締固め度 85%を満たした件数を示す。

表層部ではすべての材料土が 4 回転圧で締固め度 85%を満たし、深度 30cm 部では、すべての材料土が 6 回までの転圧で、締固め度 85%を満たしている。以上のことから、砂質土における試験施工時の転圧回数条件は、4～6 回で十分であり、砂質土は厚層化施工に適した土質であると言える。

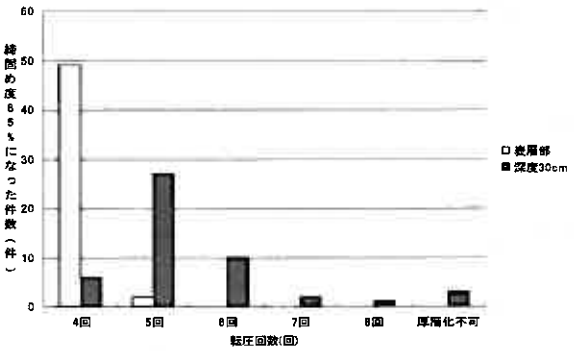
4．3　礫質土における試験施工時の転圧回数

図－８に、礫質土に分類される土質において、転圧回数毎に締固め度 85%を満たした件数を示す。

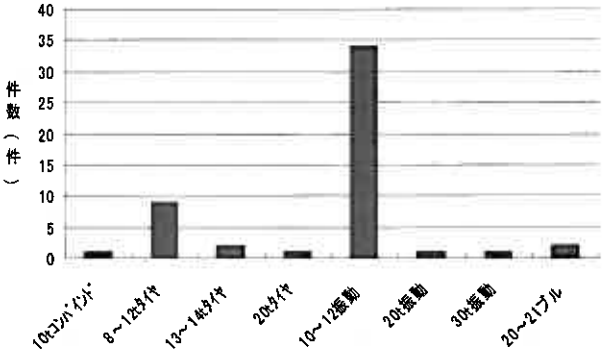
表層部ではすべての材料土が 5 回までの転圧で締固め度 85%を満たしているのに対し、深度 30cm 部では、4～8 回転圧となり、転圧回数に幅が出ることがわかった。また、深度 30cm 部では、8 回転圧までに目標締固め度を満足しなかった材料土もあった。

これらの材料土の深度 30cm 部付近では、礫と礫の隙間に空隙が見られた（写真－３）。また、図－９はこれらの材料土の転圧回数と締固め度の関係を表した一例で、表層部と深度 30cm 部の締固め度に大きな開きがある。これらのことから、礫質土に分類される土質の中には、締固め効果が深部まで伝わりづらい材料土があると思われる。

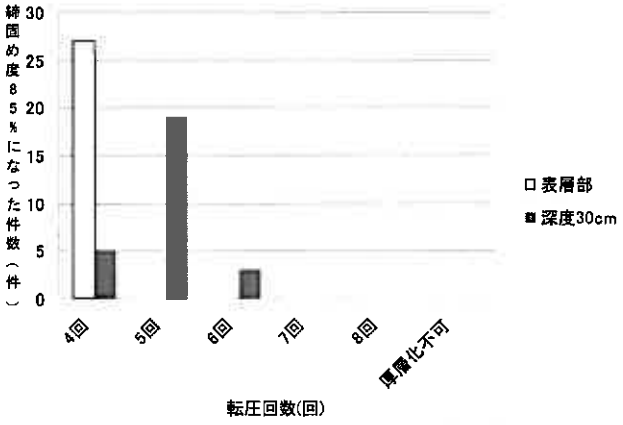
そこで、深度 30cm 部で、目標締固め度を満足する転圧回数が多くなる材料土について、物性を調べた。その



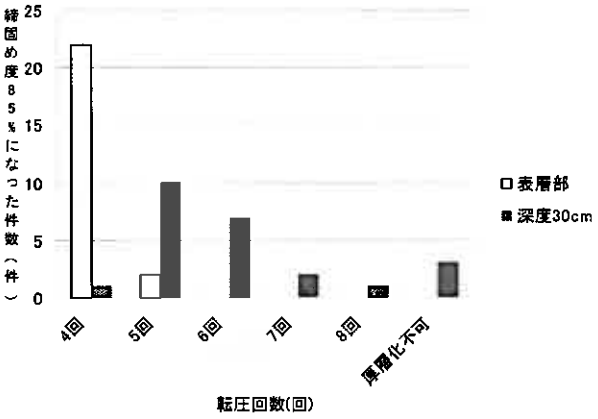
図－５　転圧回数毎の締固め度 85%を満たした件数



図－６　使用した転圧機

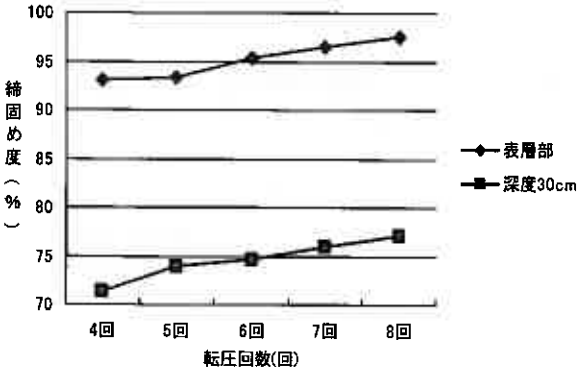


図－７　転圧回数毎の締固め度 85%を満たした件数(砂質土)

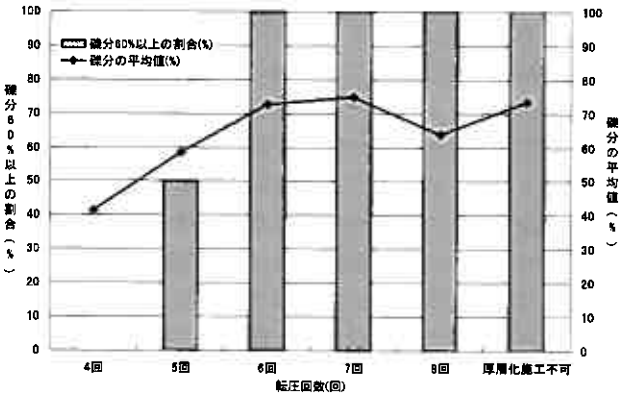


図－８　転圧回数毎の締固め度 85%を満たした件数(礫質土)

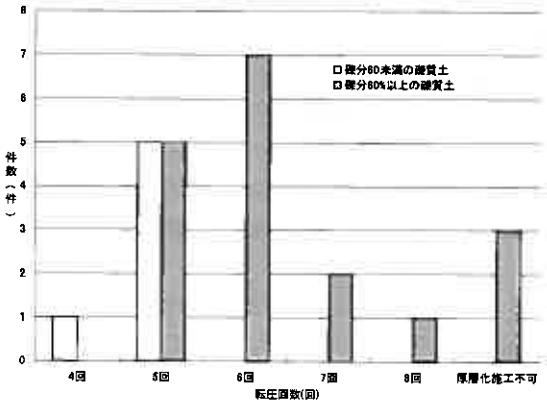
写真－３　深度 30cm 部の状況(礫質土)



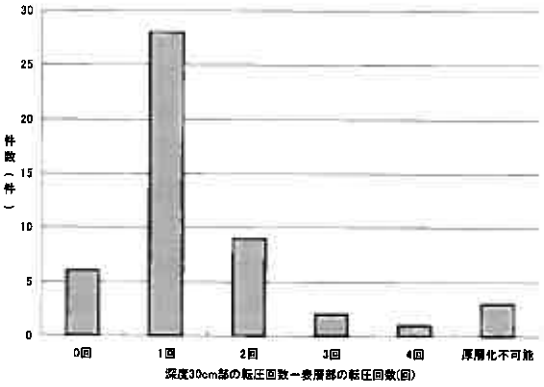
図－９　表層部と深度 30cm 部の締固め土に開きがある材料土の一例



図－１０　転圧回数毎の礫分の平均値と礫分 60%以上の材料土が占める割合



図－１１　転圧回数毎に締固め度 85%を満足する件数(礫分)



図－１２　締固め度 85%を満たす表層部と深度 30cm 部の転圧回数の差

中で、顕著な違いが現れたのが礫分であった。

転圧回数ごとに、それぞれの材料土における礫分の平均値と、礫分 60%以上の材料土が占める割合を、図－１０に示す。この図から、締固め度 85%を満足するために、転圧回数が 6 回以上必要になった材料土では、礫分の平均値が 60%を超え、礫分が 60%以上の材料土が占める割合が 100%になることがわかる。よって、礫分が 60%以上の材料土は、転圧回数が多くなる傾向にある。つまり、締固め効果が深部まで伝わりづらい材料土であると言える。

次に、深度 30cm 部において、礫質土のうち礫分が 60%未満と 60%以上の材料土に分け、転圧回数毎に締固め度 85%を満足する件数を図－１１に示す。礫分が 60%未満の材料土は、5 回までの転圧回数で目標締固め度を満足している。以上のことから、礫分が 60%未満の礫質土に分類される土質の試験施工の転圧回数は、4～5 回で十分であり、厚層化施工に適した土質であると言える。

一方、礫分が 60%以上の材料土の目標締固め度を満足した転圧回数は、すべて 5 回以上であった。よって、礫分が 60%以上の材料土に分類される土質の試験施工の転圧回数は 5～8 回とする。

４．４　盛土厚層化により軽減される総転圧回数

次に、標準厚施工と厚層化施工による総転圧回数を比較する。図－１２に示すように、締固め度 85%を満たす深度 30cm 部での転圧回数は、表層部のそれに比べ、0～4 回増えることがわかる。その中でも、1 回増える結果が最も多く、49 件中 28 件あり、全体の約 57%を占める。

そこで例えば、盛土高 90cm の盛土を施工したときの標準厚施工と厚層化施工による総転圧回数を考えてみる。図－１３に示すように、30cm の標準厚の場合、1 層当たり 5 回転圧で締固め度 85%を満たすものと仮定する。3 層あるので、総転圧回数は 15 回となる。一方、45cm の厚層化施工の場合は、1 層当たりの転圧回数は標準厚の施工と比べ、プラス 1

回で締固め度 85%を満たす場合が多いので、6回転圧と仮定する。2層あるので、総転圧回数は12回となる。つまり、90cmの盛土を施工した場合、厚層化施工では標準厚施工に比べ、3 回少ない転圧回数で、同じ締固め基準値を満たす盛土施工が可能となる。同様に厚層化施工をプラス2回で7回としても、総転圧回数は14回となり、標準厚施工に比べ1回少なくなる。当然のことながら、盛土高が高くなるほど厚層化施工の効果は大きくなる。

よって、転圧回数が少なくなることは、転圧機械の運転時間が短くなり、建設コスト縮減と工期短縮に大きく影響する。

4．5　盛土厚層化による盛土の品質

砂置換による密度管理は測定面から下方 10cm 程度の密度を求めることから、図－１４に示すように、締固め度 85%を満たす層は斜線部となる。当然、この層より上方部は締固め度 85%以上となる。したがって、標準厚の施工では表面から下方 10cm までの範囲（全体の 1/3)、厚層化施工では表面から下方 40cm までの範囲（全体の 8/9）が確実に締固め度 85%を満たしている。

つまり、厚層化施工は標準厚施工と比べ、より高い締固め度を要求することになる。よって、盛土全体の品質が高いことになる。

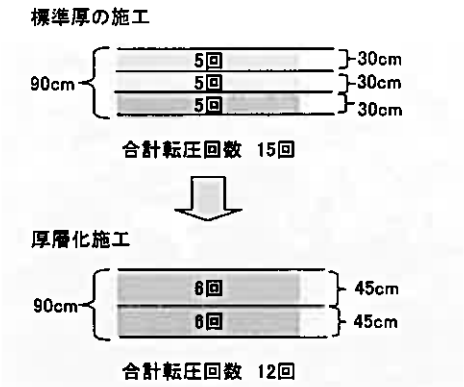
5．盛土厚層化実施フロー

これまでの検討結果から、盛土厚層化を採用するにあたり、図－１５に示すフローを提案する。

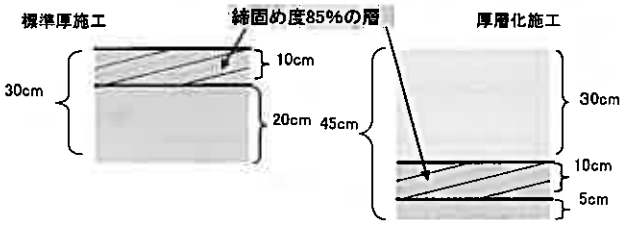
① 粗粒土以外の土質は、盛土厚層化の試験施工データが蓄積されておらず、今回は検討できなかったので、転圧回数を 4～8 回として試験施工を行う。
② 砂質土に分類される土質は、転圧回数を 4～6 回として試験施工を行う。
③ 礫質土に分類される土質のうち、礫分が 60%以上の材料土は、転圧回数を 5～8 回として試験施工を行う。
④ 礫質土に分類される土質のうち、礫分が 60%未満の材料土は、転圧回数を 4～5 回として試験施工を行う。
⑤ 試験施工では、表層部と深度 30cm 部で締固め密度（火山灰では D 値[7]）を測定する。
⑥ 深度 30cm の締固め度が目標値を満足する転圧回数を本施工の転圧回数とする。
⑦ 試験施工で求めた転圧回数から、厚層化施工と標準施工での経済比較をし、経済的な施工を採用する。

6．施工の留意点

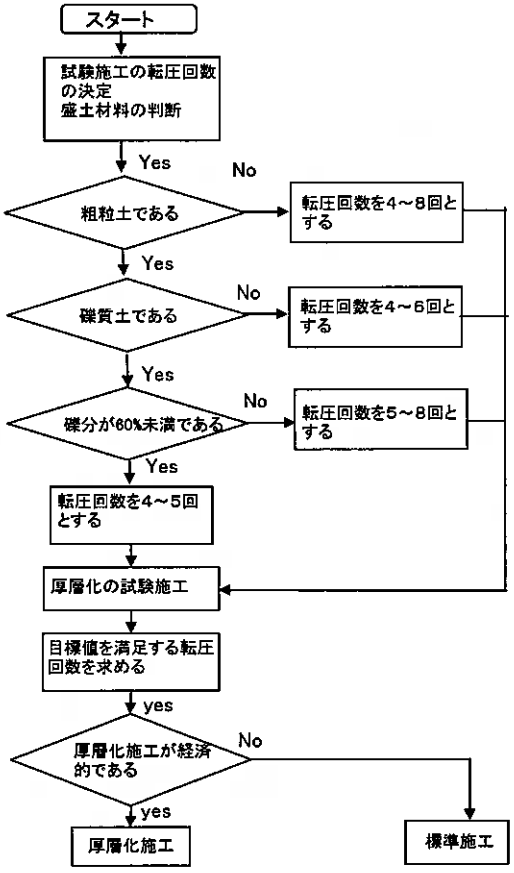
粗粒土において、盛土厚層化施工は実際に現場で使用されている標準的な転圧機械で、十分に可能であることがわかった。盛土厚層化施工の実施において、次の項目



図－１３　盛土高 90cm の盛土施工をしたときの総転圧回数の比較



図－１４　締固め度 85%を満たすラインの概念図



※土質の分類は、(社)地盤工学会の「土質試験の方法と解説」p217 によるものとする。

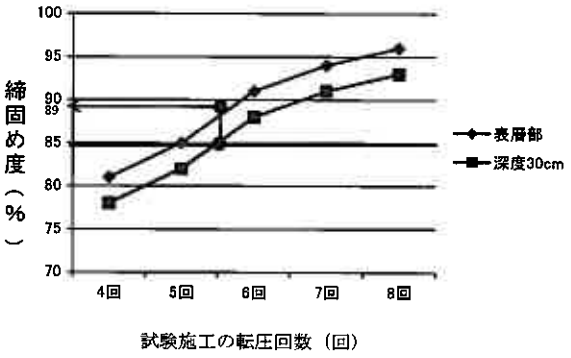
図－１５　盛土厚層化採用フロー

に留意する。

① 盛土厚層化施工に当たっては、図－１５のフローに従い、試験施工を行う。

② 本施工では、表層部の締固め度で品質管理を行う。

③ このときの管理値は、試験施工で深度 30cm の締固め度が 85%のときの表層部での締固め度以上とする。例えば図－１６に示すように、試験施工における深度 30cm の締固め度が 85%のとき、表層部での締固め度が 89%であったとする。本施工の転圧回数は 6 回となるが、このとき本施工では、表層部の締固め度を、89%以上で管理する。



図－１６　締固め管理基準値の求め方

7．まとめ

本研究により、盛土厚層化の施工条件を明らかにすることができた。その結果を以下のとおりまとめた。

① 粗粒土に分類される土質は、実際に現場で使用されている標準的な施工機械で、十分に厚層化施工が可能である。

② 礫質土に分類される土質のうち、礫分が 60%以上の材料土は、締固め効果が深部まで伝わりづらいので、転圧回数が多くなる。

③ 砂質土や礫分が 60%未満の礫質土に分類される土質は、盛土の厚層化施工に適している。

④ 盛土の厚層化施工は、標準厚施工と比べ、経済的となることが多い。

⑤ 盛土の厚層化施工は、標準厚施工と比べ、盛土の品質が高くなる。

8．今後の課題

今回の検討は、粗粒土のみを対象とした。細粒土に分類されるシルトや粘性土による施工事例が非常に少なく、火山灰のように明確な最大乾燥密度を求めることのできない土質の施工事例はなかった。これらの土質についても、標準的な転圧機械で盛土の厚層化施工が可能であるか、今後検討する必要がある。

9．あとがき

本研究は、平成 18～20 年度の３カ年に渡り、多くの現場の方々の協力の下に試験施工を行うことができた。特に、北海道開発局各開発建設部の現場監督員や、施工業者の現場関係者に、この場を借りて深く感謝の意を表したい。

本研究で、粗粒土に限り、標準的な転圧機械による盛土厚層化施工が確立できた。ほとんどの盛土工事現場で、粗粒土を盛土材として用いていることから、土質的には多くの現場で実施可能である。

実際に、標準的な転圧機械を用いて、盛土厚層化施工を本施工で実施している現場があることから、盛土厚層化の標準施工歩掛が確立し、多くの現場に広がることを祈念する。

まだ検討を行っていない土質もあるが、この研究が工事コスト縮減と工期短縮に必ず繋がることを確信すると共に、現場施工の一助となれば幸いである。

参考文献

1) 北海道開発局：道路・河川工事仕様書, pp.1-28, 2008.
2) 渡辺英, 西川純一：盛土転圧の厚層化,北海道開発土木研究所月報 No.556, 1999.9.
3) 泉澤大樹, 西本聡, 佐藤厚子：盛土厚層化に向けた試験施工の実施, 寒地土木研究所月報 No.653,pp.20～25,2007.10.
4) 安達隆征, 西本聡, 佐藤厚子：盛土厚層化による効率の良い土工に向けた検討, 第51回北海道開発技術研究発表会, 2008.2.
5) 道路土工施工指針：社団法人日本道路協会, p.195, 1992.11.
6) 北海道開発局：道路・河川工事仕様書, p.2-202,2008.
7) 北海道開発局：道路・河川工事仕様書, p.2-203,2008.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

泥炭地盤における拡幅盛土の安定・沈下対策

寒地土木研究所 ○ 正会員 橋本 聖
国際会員 西本 聡
国際会員 林 宏親

1．はじめに

稚内市郊外に軟弱層厚が約 15m の泥炭性軟弱地盤上に既設盛土（現道）の拡幅盛土が計画されている．この事業においても，昨今の建設事業を反映して，「工費の縮減」と「道路の早期供用（工期の短縮）」が同時に求められていた．発注者より上記 2 項目を満たす対策工法の検討依頼があり，圧密沈下促進対策はプラスチックドレーン工法（以降、PD 工法），拡幅盛土の安定対策はトレンチャー式撹拌工法 [1]（以降，PB 工法）を提案した．

泥炭性軟弱地盤における PD 工法の圧密沈下促進および地盤の強度増加の改良効果は，林ら [2),3)]によって検証されているが，当該箇所と盛土規模などが異なるため，今回あらためて改良効果を確認するものである．

拡幅盛土の安定対策として提案した PB 工法は，泥炭性軟弱地盤における改良実績も多く，経済性や施工性に優れた工法である．しかし，改良対象が深度 10m までの地盤改良であり，軟弱層厚が 10m より深い地盤対策（フローティング式地盤改良）の施工実績が乏しく，その効果も定かではない．さらに，改良幅と改良深度の設定方法，周辺地盤へ与える影響が不明確などの課題もある．

本報告は，圧密沈下促進対策として PD 工法，盛土の安定対策として改良幅および改良深度が異なる PB 工法のフローティング式地盤改良を用いた試験施工を実施し，PD 工法の改良効果ならびに各施工パターンにおける拡幅盛土の安定性について整理した．さらに，改良幅が薄いフローティング式の改良体に生じる応力状態を解析的に検討した内容について述べる．

2．試験施工概要

2．1　現場概要

北海道開発局が稚内市郊外で建設を進めている一般国道 40 号の拡幅盛土区間において試験施工が実施された（図-1）．試験施工は 3 つの軟弱地盤対策工法で構成されている（図-2）．

拡幅盛土の構築に伴う現道盛土の引込み沈下対策として，現道を通行する車両を解放しながら地盤改良を行える工法として単管式の高圧噴射撹拌工法（以降、MM 工法とする）が採用された．設計は過去に行われた同様の対策事例 [4)] を参考として，千鳥配置 2 列，設計基準強度 q_{uck}=200kN/m² とされた．

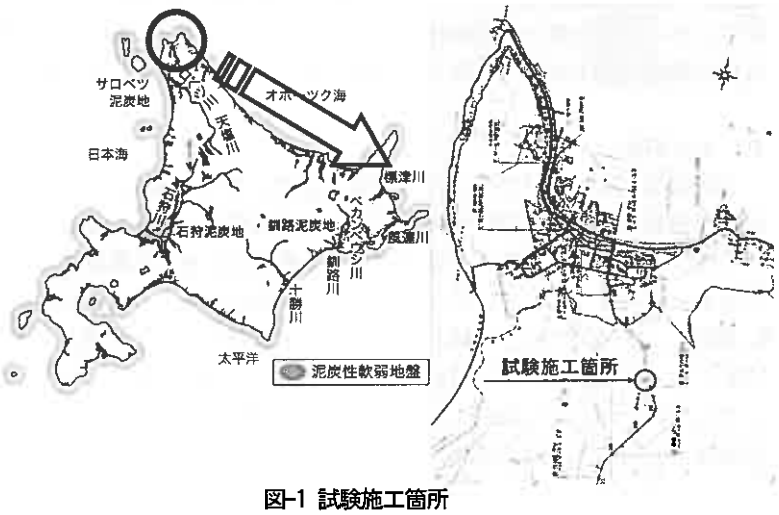


図-1 試験施工箇所

圧密沈下促進対策は，「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル」[5)]によれば，拡幅盛土に伴う道路横断方向の許容沈下量は供用後 3 年間で既設盛土との不同沈下を 5cm 程度とするのが妥当である．ただし、当初から十分な維持補修体制をとることが可能であれば，供用後 3 年間で 10cm 程度を目安としても良い，とある．そこで，これらの条件を満たす PD 工法のドレーン間隔を検討した結果，ドレーン間隔 0.9m の正方形配置とした．なお，圧密に伴う地盤の強度増分を設計に見込んでいない．

拡幅盛土の安定対策工は PB 工法である．PB 工法は近年、急速に施工実績を増加させている工法であるが，著者らの調査 [6),7),8)]によって泥炭性軟弱地盤に対しても十分改良効果を得られることが明らかなってい

Measures for Stability and Settlement of widening Embankment on Peaty Ground;
Hijiri Hashimoto, Satoshi Nishimoto, and Hirochika Hayashi (Civil Engineering Research Institute for Cold Region, PWRI)

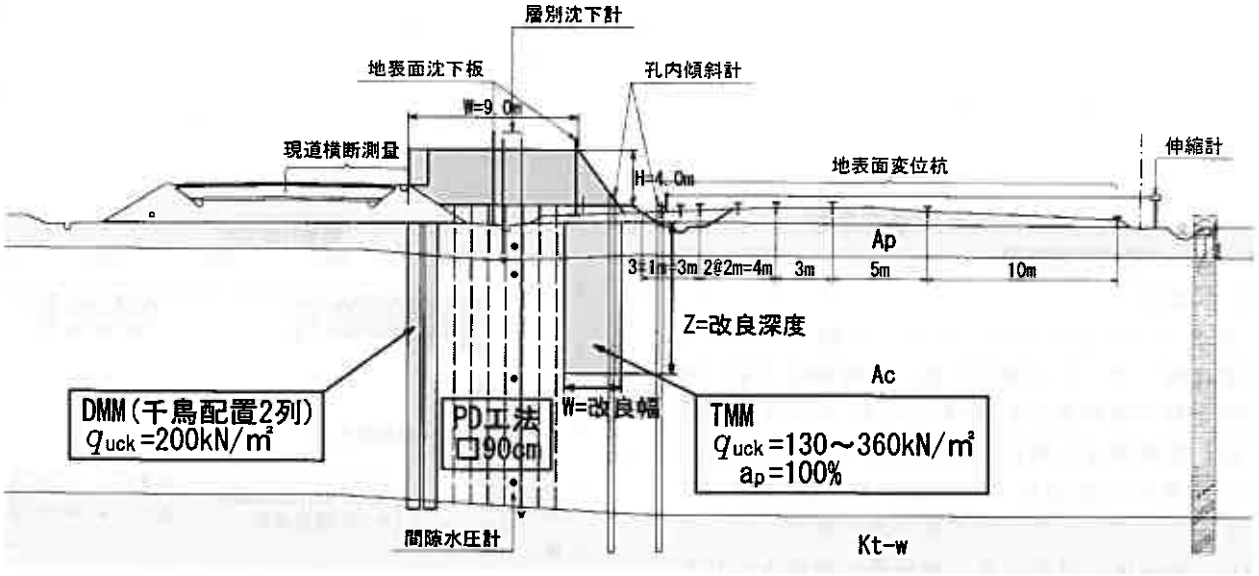


図-2　試験施工断面と動態観測計器の設置位置（タイプ1～4）

る．拡幅盛土法尻に改良幅 3.0m（改良深度 z=7.5m）を基本断面（タイプ 1）として，円弧すべり解析で安全率 Fs＞1.2 を満足する設計基準強度を設定した．改良幅 3.0m を基本断面とした理由は，「陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル」[9]においては，極端に改良幅を狭くし過ぎると改良体に曲げ破壊等の発生が懸念されるため，最小改良幅を 3.0m は必要であるとしているからである．

しかし，PB 工法では，改良率 a_p=100%の連続した矩形の改良地盤が構築されるため，円柱形の深層混合処理工法（以降、DMM）と異なる変形挙動を示すことが考えられる．そこで，タイプ 2，3 は改良幅をそれぞれ 2.0m，1.0m として，タイプ 1 と同様に円弧すべり解析で安全率 Fs＞1.2 を満足する設計基準強度を設定した．タイプ 4 はタイプ 3 と同じ改良幅 1.0m であるが、盛土完成時にすべり安全率 Fs=1.0 を PB 工法の設計基準強度で満足させた上で、安全率 Fs＞1.2 を満足するために不足しているせん断抵抗力をひし形金網（素線の直径 φ=3.2mm，引張抵抗力 T=60.2kN/m）の張力で補うタイプとした（表-1）．

表-1　地盤改良工法の設計・施工条件

タイプ	MM工法		PD工法		PB工法			敷網
	設計基準強度	改良列	ドレーン間隔	打設深度	幅	深度	設計基準強度	
1	200kN/m²	2列	0.9m(正方形)	17.5m	3.0m	7.5m	130kN/m²	－
2	200kN/m²	2列	0.9m(正方形)	17.5m	2.0m	7.5m	190kN/m²	－
3	200kN/m²	2列	0.9m(正方形)	17.5m	1.0m	7.5m	360kN/m²	－
4	200kN/m²	2列	0.9m(正方形)	17.5m	1.0m	6.0m	260kN/m²	○

施工手順として，平成 18 年度に MM 工法が施工され現道と拡幅盛土の縁切りが行われた．平成 19 年度は PB 工法，サンドマット，PD 工法の順で地盤改良が行われた後，盛土が施工された．

計測機器の配置箇所を図-3 に示す．計測項目は拡幅盛土の地表面沈下，泥炭（Ap），粘土（Ac2）の層別沈下，間隙水圧，側方地盤の地表面変位，PB 工法の地中変位，現道の沈下，である．

2．2　地盤条件

試験施工箇所における地盤の深度方向の力学，物理特性を図-3 に示す．試験施工箇所の地盤は地表面近くに泥炭（Ap），下位に軟弱な粘土（Ac2）が厚く堆積し，その下に基盤となる風化泥岩（Kt-w）が続く構成となっている．なお，柱状図に記

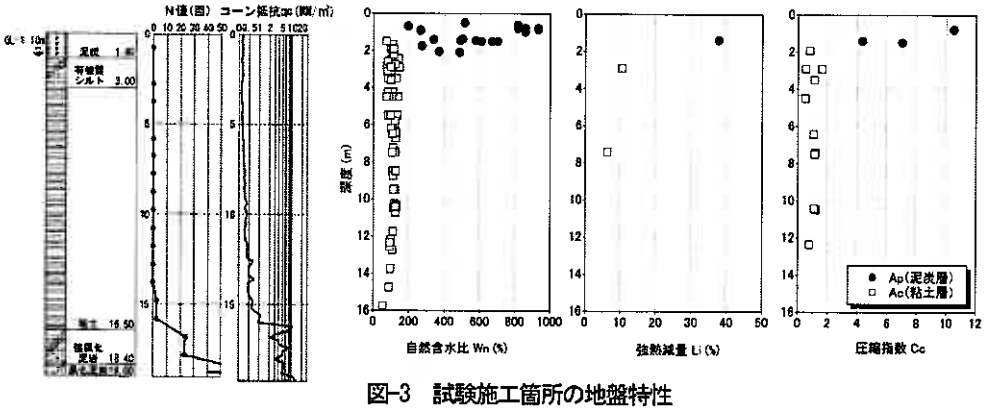


図-3　試験施工箇所の地盤特性

載されている有機質シルトは，計測では粘土（Ac2）として取り扱った．ボーリング調査から得られた地下水位は GL-1.1m，泥炭（Ap）の自然含水比は W_n=385～870%，粘土（Ac2）の自然含水比は W_n=120～145%である．原位置試験の結果，地表面から GL-15m までの N 値は N=0～2 程度，オランダ式コーン貫入試験の貫入抵抗は q_c=150～500kN/m² であることから非常にせん断強さが低い状態である．泥炭（Ap）の強熱減量は Li=40%，圧縮指数が Cc=4～11 であり，泥炭地盤の圧縮性が非常に高い状態である．

3．観測結果に基づく改良効果の検討

3．1　圧密促進効果

1）　沈下

各タイプにおけるサンドマット施工開始からの盛土高，センター側沈下板，路肩側沈下板，層別沈下計の経時変化を図-4 に示す．センター側沈下板，路肩側沈下版は，拡幅盛土のセンターならびに路肩の地表面沈下を測定した結果を示している．それぞれのタイプで盛土厚が異なっているのは，前年度の地盤改良で地盤高が改変されたため，設計盛土厚（H=3.98m）に必要な盛土厚さが変わったためである．いずれのケースも盛土施工を開始（経過日数 50～60 日）してから，10～18 日間で拡幅盛土が構築された．

各タイプのセンター側の沈下傾向をみると，各タイプとも経過日数が 50～80 日の間に急増している．それ以降の沈下量は緩やかに増加する傾向にある．

路肩側の沈下傾向をみると，センター側と同様に経過日数が 50～80 日の間に沈下が卓越し，以後も経過日数が増えるに従い，ゆっくりと沈下量が増加する傾向である．ここで，タイプ 1，2 と 3，4 の沈下量に大きな差違がみられる．タイプ 1，2 は PB 工法で施工された改良体の上に沈下板が設置されているが，タイプ 3，4 は，PB 工法による改良幅が小さいので PD 工法（サンドマット）上に沈下板が設置されたためである．

表-2 に各観測位置ならびに各層の残留沈下量を示している．盛土構築後から 2000 日を最終（予測）沈下量として双曲線法により算出した．H20.10.28 現在（盛土構築後から 370～380 日後），各タイプにおける各観測位置ならびに各層の残留沈下量は，許容残留沈下量の目標値である 10cm 以内であることがわかる．

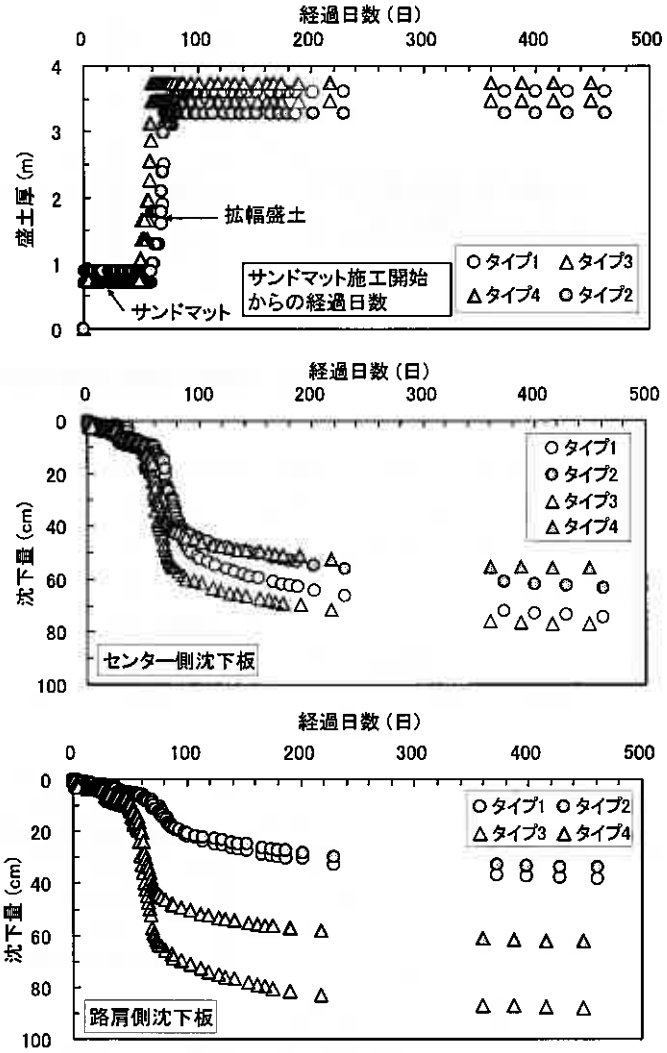


図-4　盛土厚，地表面沈下，層別沈下の時刻歴

表-2　各観測位置および各層の残留沈下量

観測位置		沈下量(cm)		
		最終(予測)	H20.10.28現在	残留
タイプ1	センター側	82.4	74.5	7.9
	路肩側	42.7	38.3	4.4
	Ap	33.6	32.1	1.5
	Ac2	46.5	42.4	4.1
タイプ2	センター側	68.2	63.3	4.9
	路肩側	37.0	33.9	3.1
タイプ3	センター側	79.4	77.0	2.4
	路肩側	90.8	88.2	2.6
	Ap	40.4	39.0	1.4
	Ac2	40.3	38.0	2.3
タイプ4	センター側	59.0	55.9	3.1
	路肩側	65.3	62.1	3.2

2）　間隙水圧

盛土施工に伴って発生する過剰間隙水圧の消散の程度を把握するために，盛土完了直後，盛土完了後 370 日（タイプ 1），380 日（タイプ 3）における間隙水圧の深度分布を図-5 に示す．図中には，地下水位から算出した静水圧と盛土荷重にオスターバーグ法による応力分散を考慮した増加応力の和も併記した．なお，間隙水圧の測定値は，間隙水圧計そのものの沈下に伴う水圧の増加分を考慮し，その補正を行っている．

盛土完了直後の間隙水圧は，計測する深度が深いほど，静水圧と盛土施工による増加応力の和に近い間隙

水圧が測定されている．特に，透水係数の低い粘土地盤（深さ 3m 以下）ついてはその傾向が顕著である．

一方，盛土完了後 370 日（タイプ 1），380 日（タイプ 3）の間隙水圧は，静水圧に近い数値が測定されており，盛土構築から約 1 年で過剰間隙水圧が消散されていることがわかる．

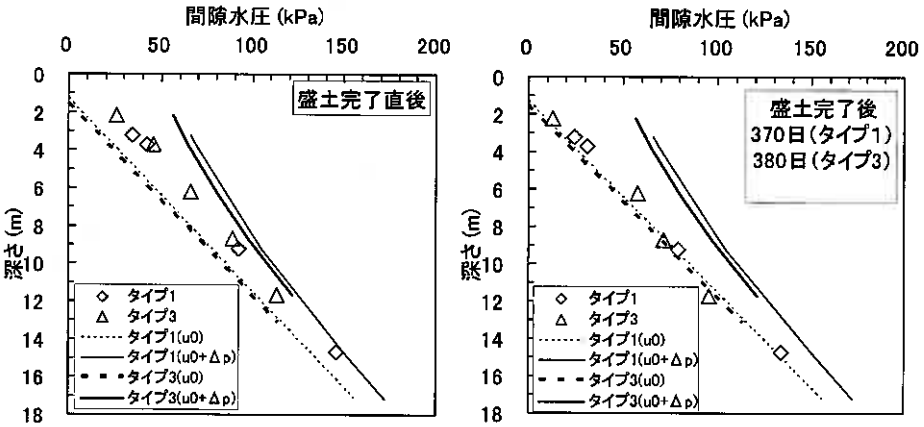


図-5 間隙水圧の深度分布

3） 二次圧密係数

図-6 に各タイプの泥炭（Ap），粘土層（Ac2）における経過日数と沈下量（拡幅盛土のセンター）の関係を示す．各層とも PD 工法による圧密促進効果によって，経過日数 70～100 日（盛土構築後約 10～30 日間）程度で，泥炭層，粘土層ともに一次圧密領域から二次圧密領域へシフトしている．

二次圧密の大きさを表す二次圧密係数は，時間の対数に対するひずみの傾きとして(1)式，能登が提案[10]した(2)式によって算出することが可能である．

$$C\alpha\varepsilon = (\Delta H/H) / \Delta \log t \qquad (1)$$

$$Cs = 0.033 + 0.000043Wi \qquad (2)$$

ここで，$C\alpha\varepsilon$, Cs：二次圧密係数，Wi：泥炭の載荷前含水比，$\varepsilon = \Delta H/H$：ひずみ，ΔH：$\Delta \log t$における泥炭の圧縮量，$\Delta \log t$：泥炭地盤の圧縮時間

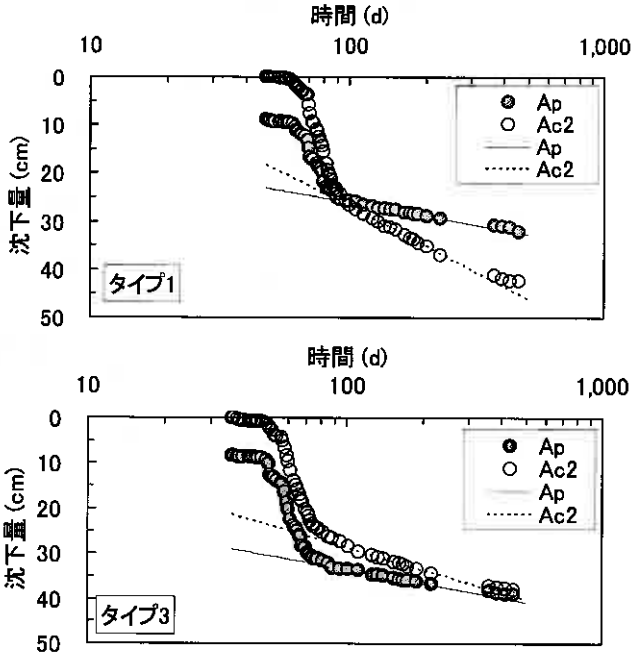


図-6 泥炭層，粘土層の二次圧密係数の検討

(1)，(2)式で算出したタイプ 1，3 の泥炭，粘土の二次圧密係数（$C\alpha\varepsilon$，Cs）を表-3 に示す．なお，(2)式を用いて二次圧密係数（Cs）を算出するにあたり，タイプ 1 の施工区間では自然含水比を測定していないため，タイプ 3 のそれを用いて算出している．

Lambe[11]によると，二次圧密係数（$C\alpha\varepsilon$）は，通常の粘性土では 0.005～0.02，泥炭では 0.03 あるいはやや大きい，と報告されている．各タイプにおける粘土層の二次圧密係数（$C\alpha\varepsilon$）は 0.02 前後と一般的な数値であったが，泥炭の二次圧密係数（$C\alpha\varepsilon$）は 0.03 より大きな数値であった．この要因として，二次圧密係数は有機物が混入した土ほど大きいとの報告[12]があるが，本現場に堆積する泥炭の強熱減量 Li（=40%）程度であっても二次圧密係数（$C\alpha\varepsilon$）が大きくなることを示している．

次に，(1)式と(2)式のそれぞれによって算出した二次圧密係数（$C\alpha\varepsilon$，Cs）を比較した．

(2)式で算出された二次圧密係数（Cs）は二次圧密係数（$C\alpha\varepsilon$）より若干小さな値が得られたものの，実測値との差は最大で約 0.03 程度であることから，能登式で得た二次圧密係数（Cs）は PD 工法に対しても比較的良い対応を示している．

表-3 泥炭層，粘土層の二次圧密係数

	土層	$C_{\alpha\varepsilon}$	Cs (w_n)	w_n (%)
タイプ1	泥炭(Ap)	0.056	0.047	336.6
	粘土(Ac2)	0.022	-	-
タイプ3	泥炭(Ap)	0.074	0.047	336.6
	粘土(Ac2)	0.016	-	-

3．2　盛土の安定性と圧密に伴う地盤強度の増加

1）施工時の盛土の安定性

動態観測の結果を松尾・川村[13]の方法で整理した安定管理図を図-7に示す．拡幅盛土の平均施工速度（サンドマットを除く）は，16～30cm/dayと，通常の緩速施工よりも速い速度で盛土を行ったにも関わらず，S～δ/S（S：拡幅盛土センターの沈下量，δ：拡幅盛土法尻の水平変位）の履歴は要注意ゾーンに入っておらず，すべてのタイプで安定した施工が行われたことがわかる．改良幅の狭い（W=1m）タイプ3，4は，他のタイプと比較して要注意ゾーンに接近した軌跡を示している．

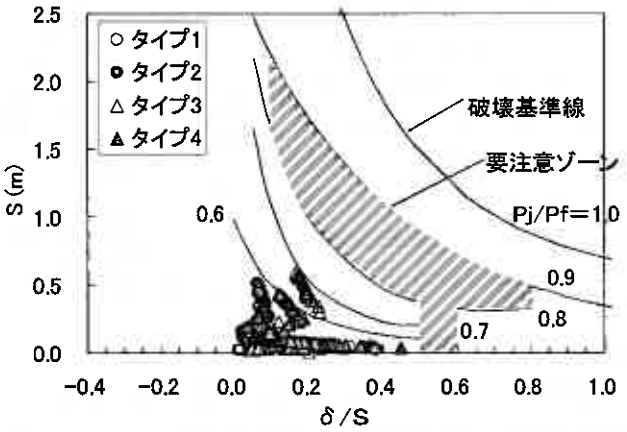


図-7　松尾・川村の管理図

ここで，限界の盛土荷重（Pf）に対する施工中の任意の盛土荷重（Pj）の比（Pj/Pf）の逆数を，盛土のすべり安全率と考えることができるので，各タイプの安全率を盛土完了直後のS～δ/Sの履歴を用いて算出した．次に，各タイプの現場の一軸圧縮強さ（以降，q_{uf28}）の平均値を用いて円弧すべり計算によってすべり安全率を算出し，S～δ/Sの履歴（Pj/Pfの逆数）から求めたすべり安全率を比較した（表-4）．

表-4　PB工法の強度，盛土のすべり安全率

タイプ	設計基準強度	現場強度(q_{uf28})	すべり安全率(q_{uf28})	すべり安全率(Pj/Pf)
1	130kN/m^2	326kN/m^2	1.79	2.49
2	190kN/m^2	604kN/m^2	2.30	3.43
3	360kN/m^2	543kN/m^2	1.65	1.60
4	260kN/m^2	1027kN.m^2	2.18	2.42

その結果，改良幅が最も狭いタイプ3において，S～δ/Sの履歴，円弧すべり法のいずれの方法で算出したすべり安全率は最も小さい値であった．タイプ3は他のタイプと比較して，S～δ/Sの履歴において最も要注意ゾーンに接近しているが，円弧すべり計算によっても定量的に示すことができた．ただし，改良幅が大きくなるに従い，すべり安全率も大きくなる傾向にあるが，その精度にはばらつきがみられる．

2）圧密に伴う地盤強度の増加および圧密度

圧密に伴う地盤強度の増加を調べるため，拡幅盛土構築後の2日後における各層の非排水せん断強度（Cu）を，泥炭（Ap）はオランダ式二重管コーン貫入試験から$Cu=1/20q_{cd}$によって求めた．粘土（Ac2）は，事前調査より各深度の一軸圧縮強さ（q_u）から求まる粘着力（$Cu=1/2\ q_u$）とオランダ式二重管コーン貫入試験のコーン貫入抵抗値（q_{cd}）との相関から$Cu=1/15q_{cd}$を得て，この式より求めた．

タイプ1，3の盛土構築直後における各層の平均的な強度増加率を図-8に示す．なお，盛土の強度増加率（m）は下記の式で求めた．

$C = Co + U \cdot m \cdot \Delta P$（C：盛土施工後の粘着力，Co：素地の粘着力，U：圧密度，ΔP：増加応力）

一般的に，泥炭の強度増加率[14]は0.35～0.50，粘性土の強度増加率[15]は0.30～0.45とされているが，本現場における泥炭（Ap）の平均的な強度増加率は0.29，0.30，粘土（Ac2）の平均的な強度増加率は0.16，0.28といずれもやや小さい数値であった．この要因として，原位置試験を盛土構築後の2日後に行ったため，盛土荷重が地盤へ伝達される時間の遅れにより，一般的な数値よりも小さくなったと推測される．しかし，各層の沈下は盛土構築後の時間経過に伴って漸増している（図-6）ので，強度増加が期待できると考えられる．

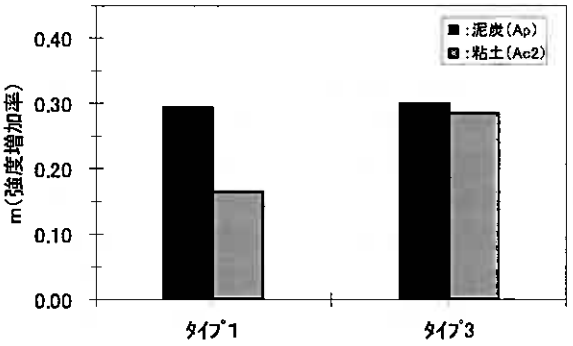


図-8　泥炭層，粘土層の強度増加率

図-9 は各タイプの各層における盛土完了直後，盛土完了後 370 日（タイプ 1），380 日（タイプ 3）の沈下と間隙水圧の圧密度を示す．ここで，沈下の圧密度については，沈下の実測値に基づいて双曲線法によって算出された各層別の最終沈下量から求めた．また，間隙水圧の圧密度 U は，U=(1－Δu／ΔP)×100%（Δu：過剰間隙水圧，ΔP：拡幅盛土の有効上載圧）で算出した．

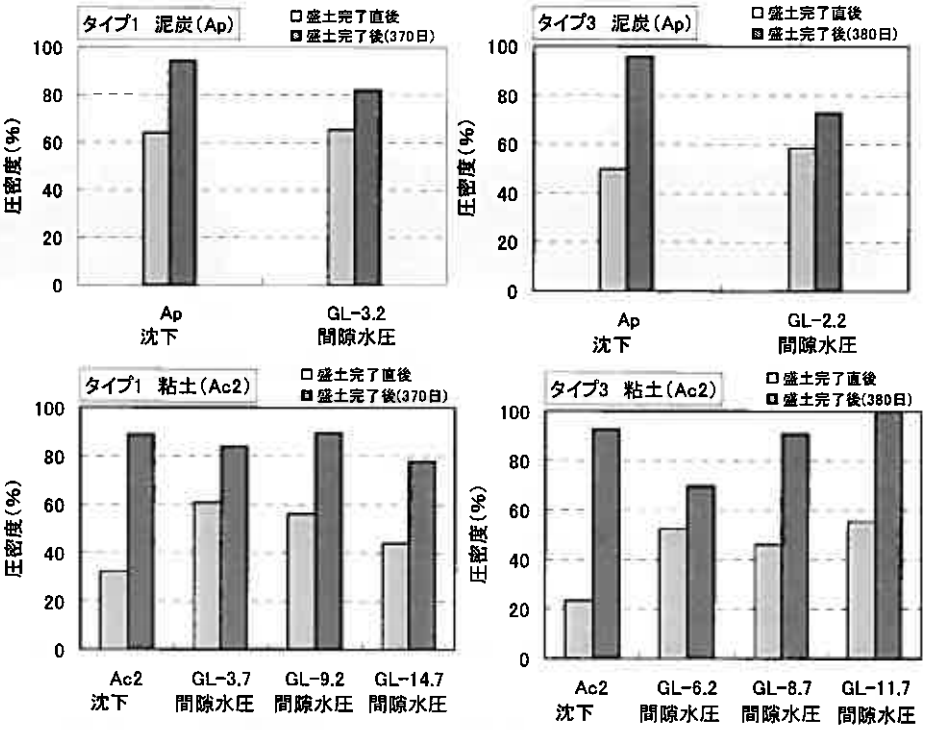


図-9 間隙水圧で整理した圧密度

図-9 をみると，各層の沈下，間隙水圧の圧密度は時間の経過に伴って増加していることがわかる．本現場における盛土完了後 370 日，380 日の泥炭（Ap），粘土(Ac2)の圧密度は，沈下の圧密度は 90%以上，間隙水圧の圧密度も 70%以上であった．阿部ら[16]は，沈下の圧密度が 60～70%以下では強度増加が遅れる，と報告しており，また，一般的に沈下の圧密度よりも間隙水圧の圧密度が遅れるといわれているが，今回の計測結果から各層の強度増加は十分期待できると考えられる．

4．改良幅の薄い矩形改良の抵抗メカニズム

4．1　解析の目的

「陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル」[9]では，極端に改良幅を狭くし過ぎると，改良体に曲げ破壊が発生する可能性があることを懸念している．このため，改良体が全体として外力に抵抗する（できるだけ曲げ応力が発生しない）よう，改良幅 B は改良長 D に対して B/D=0.5～1.0 以上を目安とし，これより小さくならないように設定することを推奨している．

一方，試験施工では，B/D=0.5 以下のすべてのフローティング式地盤改良において，盛土を構築することができた．しかし，フローティング式地盤改良に生じる応力状態については，直接測定することが困難である．そこで，試験施工において盛土の安定性が確保されたタイプ 3（W=1m，B/D =0.15）の現場条件をモデル化し，フローティング式の改良体に生じる変形や応力状態を FEM 解析で検証した．

4．2　盛土形状とモデル地盤

解析断面の有限要素メッシュ図および境界条件を図-10 に示す．解析モデルは，道路の横断方向を 2 次元とした．変位境界として左右端は水平方向固定，下端は完全固定とした．水理境界は地表面と右側遠方境界を排水とした．

剛性が極めて高い改良体（MM 工法，PB 工法）と軟弱で沈下量が大きく生じる素地盤の不連続性を表現するために，境界部分の盛土内に薄いソリッド要素（弾性体，E=10kN/m²）を挿入した．また、土の側方流動に伴う大きな水平力が作用する PB 工法上面と盛土（B）の相対変位を考慮するためにジョイント要素を挿入した．

構成モデルとしては，泥炭（Ap）および粘土（Ac2-1,2）はカムクレイモデル（弾塑性体）を，盛土（B）およびサンドマット（Sm）は弾性体を適用した．なお，解析では柱状図に記載されている有機質シルトを層（Ac2-1）とみなし，粘土（Ac2-2）を別な層とした．計測では改良体（MM 工法，PB 工法）は，改良体の応力，変形挙動ならびにその破壊メカニズムが明らかではないため，弾性体として扱った．

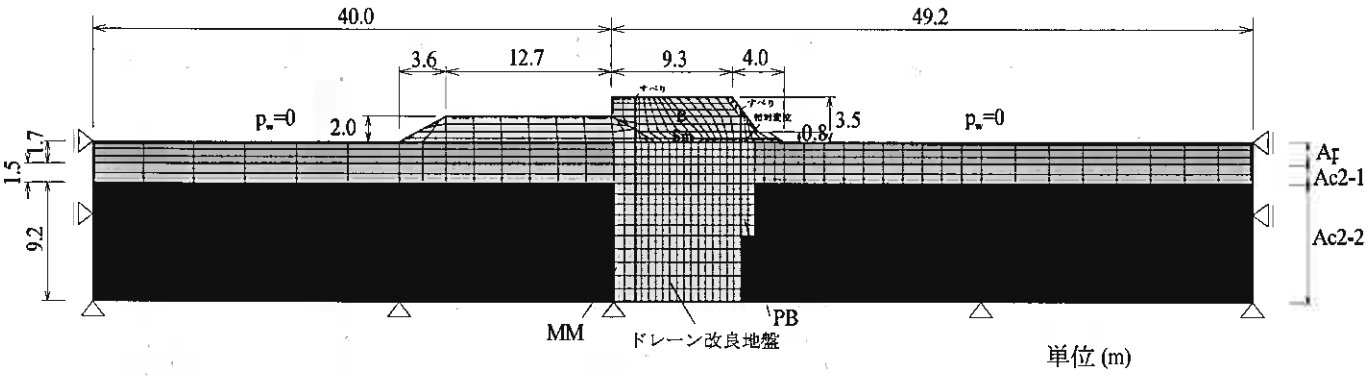


図-10　モデル地盤の概要

4．3　パラメータの設定

1）物性値

解析に必要なパラメータは，タイプ 3 の直近で行った地盤調査から得られた情報をもとに，泥炭は林ら[17]の方法、粘土は Iizuka & Ohta[18]の方法を用いて決定した．以下，各パラメータの設定方法を列記する．

（a）弾性係数　E

機械撹拌工法の PB 工法は(5.1)式[19]，高圧噴射撹拌工法の MM 工法は(5.2)式[19]で，それぞれ弾性係数 E を求めた．

$$E = 350 q_u \times a_p,\quad q_u = 540\mathrm{kN/m^2}\ (\text{実測強度}),\quad a_p = 100\% \tag{5.1}$$

$$E = 100 q_u \times a_p,\quad q_u = 200\mathrm{kN/m^2}\ (\text{設計強度}),\quad a_p = 50\% \tag{5.2}$$

（b）透水係数　k

泥炭の初期透水係数は現場透水試験で得られた値，粘土のそれは圧密試験で得られた値を用いた．両方とも圧密に伴う透水係数の低下を圧密試験から求めた．PB 工法は粘土地盤の透水係数より 10^{-2}，MM 工法は同じく 10^{-1} の低下とした．また，既設道路盛土下については，盛土による有効上載圧の増加による透水係数の低下を考慮し，圧密試験結果より，Ap：$k = 6.9\times10^{-10}$ m/s，Ac2-1：$k = 2.3\times10^{-9}$ m/s，Ac2-2：$k = 2.9\times10^{-9}$ m/s とした．

表-5　入力パラメーター覧

土層	記号	深度 (m)	層厚 (m)	適用モデル	γ (kN/m³)	γ' (kN/m³)	L_t (%)	I_p	N値	q_u (kN/m²)	a_p	E (kN/m²)	ν'	λ	κ	e_0	φ' (°)	sin φ'	M	K_{0NC}	OCR	K_{0OC}	k (m/s)	λ_k
盛土	B	3.50 ～ 0.80	2.7	弾性体	12.2				5			14000	0.33				30	0.50		0.50				
サンドマット	Sm	0.80 ～ 0.00	0.8	弾性体	17.0				5			14000	0.33				30	0.50		0.50				
泥炭		0.00 ～ -1.70	1.7	OCC	10.5	1.3	37.6						0.27	1.867	0.230	7.9	39	0.63	1.60	0.37	2.1	0.59	3.5E-08	1.089
粘土	Ac2-1	-1.70 ～ -3.20	1.5	OCC		3.2		92.5					0.39	0.694	0.064	3.4	21	0.35	0.80	0.65	2.5	0.80	8.1E-09	0.569
粘土	Ac2-2	-3.20 ～ -12.40	9.2	OCC		3.7		60.5					0.38	0.518	0.048	2.7	23	0.39	0.91	0.61	1.4	0.68	8.1E-09	0.542
PB固結土	PB	0.00 ～ -7.23	7.2	弾性体		-				540	1.00	189000	0.40							-			-	
MM固結土	MM	0.00 ～ -12.40	12.4	弾性体		-				200	0.50	10000	0.40							-			-	

γ:湿潤単位重量　γ':水中単位体積重量　L_t:塑性成分　I_p:塑性指数　q_u:一軸圧縮強度　a_p:改良率　E:弾性係数　ν':ポアソン比　λ:圧縮指数　κ:膨潤指数　e_0:初期間隙比
φ':有効せん断抵抗角　M:限界状態応力比　K_0:静止土圧係数　OCR:過圧密比　k:透水係数　λ_k:透水係数指数

2）ドレーン材のモデル化

ドレーン材の二次元変換は，新舎らが提案[20]している，水平一次元流れの場合と放射流れの場合の 50% 圧密に要する時間を一致させる方法を採用した．本解析に用いたパラメータをまとめて表-5，表-6 に示す．

表-6　ドレーンのモデル

土層	記号	原地盤の透水係数		テルツァーギ解の時間係数	バロン解の時間係数	平面ひずみ条件でのドレーン配置幅	ドレーン打設地盤の透水係数	
		k_x (m/s)	k_y (m/s)	Tht50	Thb50	L(cm)	k_x (m/s)	k_y (m/s)
泥炭層	Ap	3.5E-08	3.5E-08	0.197	0.173	55	1.2E-08	3.5E-08
粘土層	Ac2-1	8.1E-09	8.1E-09	0.197	0.173	55	2.7E-09	8.1E-09
粘土層	Ac2-2	8.1E-09	8.1E-09	0.197	0.173	55	2.7E-09	8.1E-09

4．4　解析結果

1）拡幅盛土の沈下

図-11は地表面沈下量の実測値（丸印）と解析値（実線）を示す．解析値は，沈下量および沈下速度について実挙動を良く再現できている．実測値の地表面沈下量では，盛土法肩の沈下量はセンター側よりも大きく生じている．一般的に地表面に盛土（鉛直荷重）が作用した場合，盛土法肩と比較してセンター側に地中応力が大きく伝達されるため，センター側の沈下量が大きくなるが，本現場ではそれが逆転している．この理由として，センター側の地盤は盛土法肩のそれよりも，既設盛土の構築による荷重の影響が大きかったと推測されるが，本解析ではこの傾向を良く表現できている．また，層別沈下量の実測値（丸印）と解析値（実線）を図-12に示す．沈下量および経時変化を含めて解析値は実測値を捉えているが，粘土（Ac-2）の沈下速度がやや速い傾向にある．

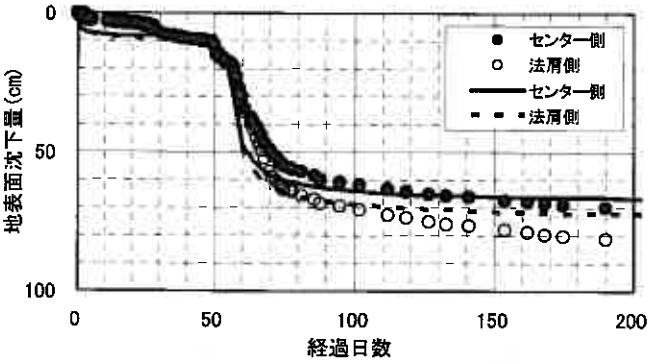


図-11　地表面沈下量の経時変化

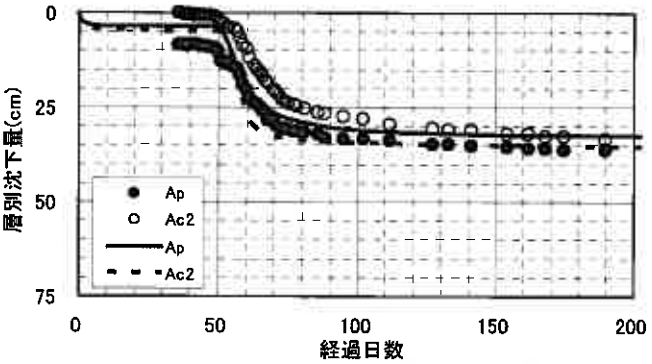


図-12　層別沈下量の経時変化

2）側方地盤の変形

図-13 a)，b)は地盤内水平変位（改良体，盛土法尻～3m）の実測値と解析値を示しており，実測値は丸印，解析値は実線および破線で表す．盛土法尻（PB工法の改良体内部）直下の地盤内水平変位について，実測による変形挙動から，PB工法の改良地盤はせん断変形に抵抗する転倒モードになっている（図-13 a））．また，盛土法尻から3m離れた位置の地盤内水平変位も，深度方向に漸減する変形モードを示している（図-13 b））．

図-14, 15に側方地盤の地表面鉛直および水平変位の実測値と解析値をそれぞれ示す．ここで，実測値は丸印，解析値は実線および破線で表す．側方地盤の地表面変位杭の実測値より，改良域外の側方地盤には地盤の隆起（鉛直変位）と押

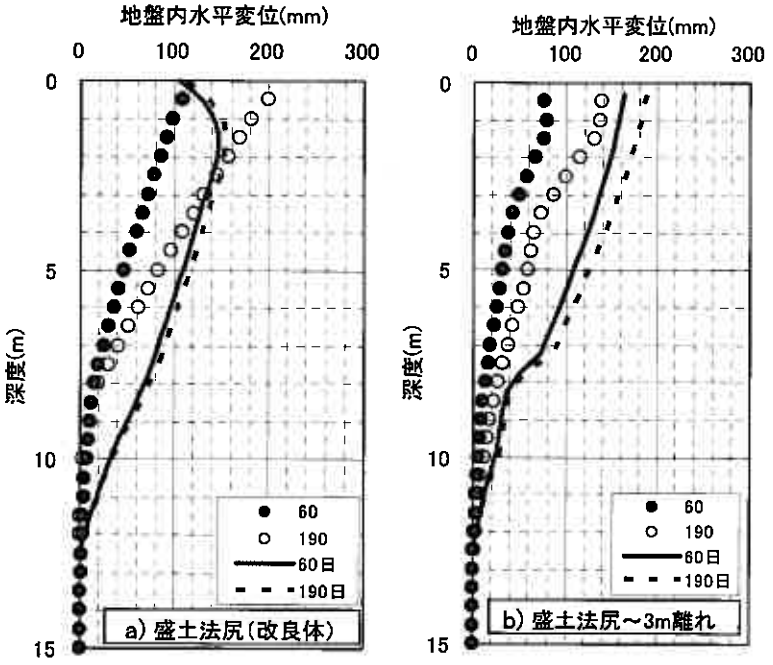


図-13　地盤内水平変位（実測値と解析値）

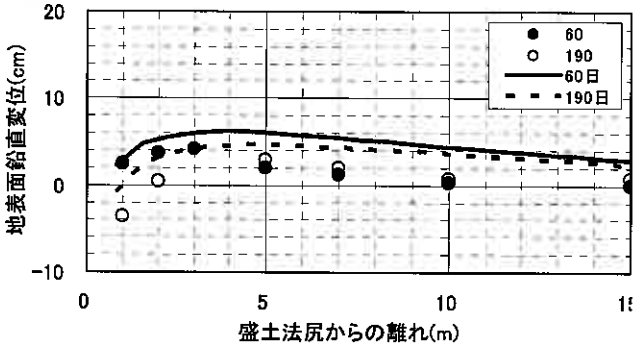


図-14　側方地盤の地表面鉛直変位（実測値，解析値）

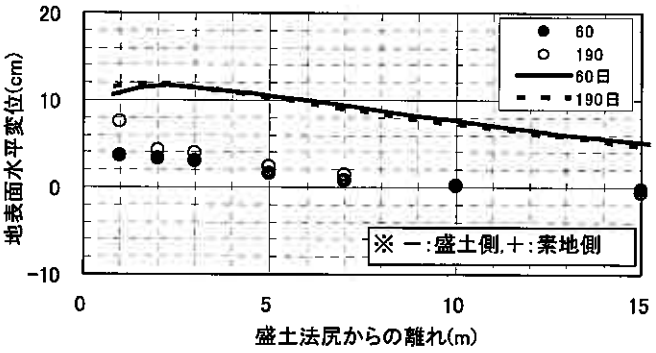


図-15　側方地盤の地表面水平変位（実測値，解析値）

し出し（水平変位）が発生している．解析値は，鉛直，水平変位ともに大きく評価しているが，盛土法尻から離れるに従って変位量が小さくなる傾向は再現されている．

解析値は実測値として比較して全体的に大きな水平変位量であるが，変形形状については定性的に捉えていると考えられる．したがって，解析から得られる PB 工法の内部応力については，ある程度の信頼性のある解析結果と見なせると判断した．

3）PB 工法の内部応力

固結地盤（PB 工法，MM 工法）が設置された PB 工法による改良体の変形挙動を定性的に再現できたことから，改良幅 1m のフローティング式改良地盤の内部応力について考察する．

図-16 に解析モデルのうち拡幅盛土部のメッシュ図を示す．PB 工法の内部応力を把握するため，改良体上部を左右に要素分割して，それぞれに部位に生じる最小主応力ならびに主応力差を評価した．

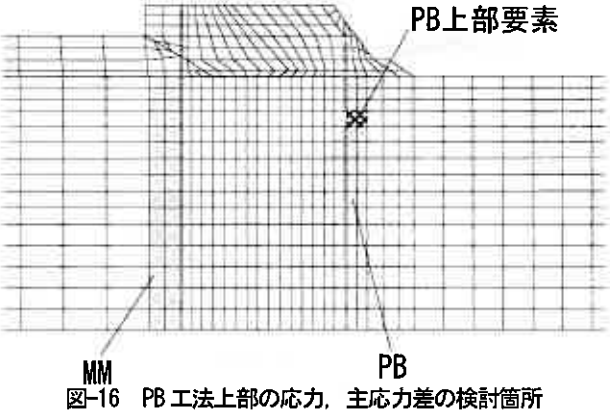


図-16　PB 工法上部の応力，主応力差の検討箇所

図-17 は，応力集中の生じている PB 工法の上部左側ならびに右側要素の最小主応力 σ_3 の経時変化である．

拡幅盛土（タイプ 3）の施工が開始されたのは経過日数 60 日後であるが，この時より左側要素では圧縮力，右側では引張り力が発生している．一般的に改良体の引張り強さは，一軸圧縮強さ（q_u）の 1/10～2/5 倍程度[21]である．タイプ 3 で施工された PB 工法の平均一軸圧縮強さは q_{uf28} = 540kN/m² であることから，発揮できる引張り強度は 55～215 kN/m² 程度である．一方，PB 工法上部の右側要素に発生している最小主応力は σ_3 = 10kN/m² 程度なことから，引張り強度は許容値内にあると考えられる．

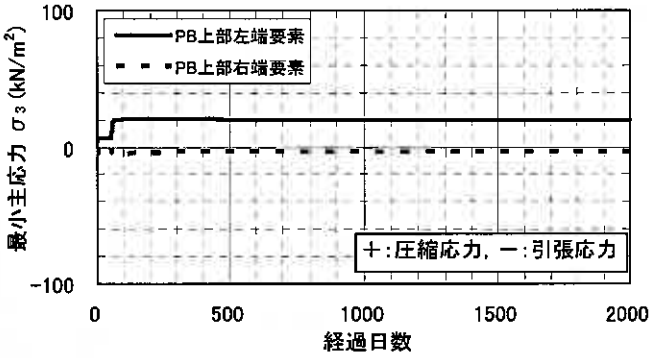


図-17　PB 工法上部要素の最小主応力の経時変化

図-18 は，同じ要素の主応力差($\sigma_1 - \sigma_3$)の経時変化である．この図より，PB 工法の改良体の左側要素に 200kN/m² 程度の主応力差が発生していることがわかる．当該現場における PB 工法の平均一軸圧縮強さは q_{uf28} = 540kN/m² であることから，せん断応力も許容値（$=q_{uf28}/2$）に収まっていると考えられる．

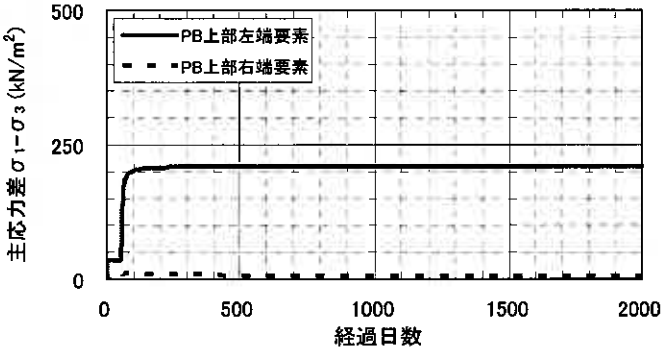


図-18　PB 工法上部要素の主応力差の経時変化

大平ら[22]は，今回の試験施工と同様の改良形式（盛土の安定対策：着定式 DMM，圧密促進対策：PD 工法）の改良体内部に生じる長期的（盛土構築後約 4 年）な応力状態を解析的に検討している．その結果，長期的に改良体の内側上部から外側下部にかけて鉛直応力が卓越することを指摘している．

今回の解析結果，経過日数 2000 日後に発生する圧縮力，引張力ともに応力の増加は確認されず，また，主応力差についても増加は確認されなかった．フローティング式改良体に生じる長期的な応力は，着底式のそれとは異なることがわかった．

5．まとめと課題

本検討において実施した試験施工ならびに解析の結果を要約すると次のとおりである．

① 宗谷地域の泥炭性軟弱地盤に対して，沈下，間隙水圧の両面から PD 工法の改良効果は十分認められた．

② 能登式で得た二次圧密係数（Cs）は，実測から得られた二次圧密係数（$C\alpha\varepsilon$）と PD 工法に対しても比較的良い対応を示している．

③ すべてのタイプで安定した盛土の構築が可能であり，盛土の安定対策として盛土法尻部のフローティング式 TMM が有効であることを証明した．

④ S～δ/S の履歴と q_{uf28} のそれぞれで算出したすべり安全率を比較した結果，最も危険ゾーンに接近しているタイプ 3 の S～δ/S の履歴を，円弧すべり計算でも定量的に示すことができた．ただし，改良幅が大きくなるに従い，その精度にはばらつきがみられる．

⑤ 盛土構築直後における泥炭，粘土の地盤強度の増加は，道路土工指針，泥炭性軟弱地盤対策工マニュアルに示されている数値よりやや小さい値であった．盛土荷重が地盤へ伝達される時間の遅れによるものと推測される．

⑥ タイプ 3 の現場条件を対象にカムクレイモデルを用いた有限要素解析を実施した．改良体および周辺地盤の変形に関しては，解析値は実測値よりも大きくなる傾向であったが，変形形状を定性的に捉えていたため，本解析により PB 工法の内部応力を評価できると判断した．

⑦ PB 工法の改良体内部において，長期的に改良体に生じる最小主応力は引張り強度の許容値内であった．また，主応力差も一軸圧縮強さ（q_{uf28}）の平均値以内であることから，B/D=0.15 の改良体でもせん断破壊の可能性は低いと考えられる．

試験施工の結果を踏まえて、同一路線の軟弱地盤対策はすべてタイプ 3 で実施されることになった．

改良幅／改良深さ（B/D）を小さくできることは，建設コスト縮減や施工時間の短縮など，実際の現場に非常に有益であると考えられる．今後は，新たな試験フィールドで事例の積み重ねを図るとともに，実際の変形挙動と本解析手法の整合性を高める必要がある．さらに，遠心力載荷実験によって，フローティング式改良地盤の破壊モードに関する検討を行っていく予定である．

【参考文献】

1) パワーブレンダー工法協会：パワーブレンダー工法スラリー噴射方式技術資料，2006.4
2) 林　宏親、西川純一、江川拓也、石塚達也：プラスチックドレーン工法の泥炭性軟弱地盤への適用，地盤工学会北海道支部技術報告集第 41 号，pp.193-198，2001.2
3) 林　宏親、西本聡、村上勇一：泥炭地盤に対する敷き金網併用プラスチックドレーン工法の改良効果とその評価：寒地土木研究所月報 No.644，pp.11-20，2007.1
4) 澤井健吾、西川純一、林　宏親：泥炭地盤上の拡幅盛土における深層混合処理工法の沈下遮断効果．北海道開発土木研究所月報，No.621 pp.8-15，2005.2
5) （独）北海道開発土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル，2002.3
6) 橋本　聖、西本　聡、林　宏親：浅層混合処理工法の強度に関する評価，地盤工学会北海道支部技術報告集第 46 号 pp.27-30，2006.2
7) 橋本　聖、西本　聡、林　宏親：トレンチャー式撹拌工法による改良強度のばらつきについて，第 7 回地盤改良シンポジウム論文集 pp.81～84，2006.10
8) 橋本　聖、西本　聡、林　宏親：トレンチャー式撹拌工法で施工された改良地盤に関する評価，地盤工学会北海道支部技術報告集 第 47 号 pp.85-90，2007.2
9) （財）土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版，2004.3
10) 能登繁幸：修正された泥炭地盤の沈下予測式の簡略化，開発土木研究所月報 No.460，1991.9
11) Lambe T.W.and R.V.Whitman : Soil and Mechanics，27～7 Secondary Compression，pp.419-422，1969
12) Mesri，G : Coefficient of Secondary Compression : Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divison，pp.123-137，1973.1
13) 松尾　稔、川村国夫：盛土の情報化施工とその評価に関する研究，土木学会論文報告集 第 241 号，pp.81-91，1975
14) 前掲 5），p.50
15) （社）日本道路協会：道路土工 軟弱地盤対策工指針，pp.34-35，1986.11
16) 阿部康明、長谷川健一、峯田一彦、多田　誠：泥炭地盤の圧密沈下と強度増加について，土質工学会北海道支部技術報告集第 34 号，pp.260-267，1994.2
17) 林　宏親ほか：泥炭地盤の弾塑性有限要素法に用いる土質パラメータの決定法，地盤工学会北海道支部技術報告集 第 45 号 pp.243-248，2005.2
18) Iizuka，A.and Ohta，H. : A determination procedure of input parameter in elasto-vicop plastic finite element analysis，Soils and Foundations，Vol.27 No.3，pp.71-87，1987
19) （社）地盤工学会：泥炭地盤対策工法－調査・設計から施工まで－現場技術者のための土と基礎シリーズ 16，pp.167-171，1990
20) 新舎　博、原　久夫、安部豊彦、田中昭人：サンドドレーンによる部分改良地盤の圧密沈下と側方変位，土と基礎，Vol.30 No.5 Ser.No.292，pp.7-12，1982
21) DJM 工法研究会：DJM 工法技術マニュアル，1997
22) 大平久和、橋本　聖、後藤勝志、野津光夫：深層混合処理工法による安定対策を施した軟弱地盤上の盛土の動態観測結果，土と基礎 50-2，pp.31-33，2002.2

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

軟弱地盤における中圧噴射併用機械撹拌工法の適用

岩田地崎建設 土木部 正会員 石井 康則
岩田地崎建設 技術部 国際員 ○八木 一善
岩田地崎建設 土木部 山形 尚治
岩田地崎建設 土木部 梅谷 敏史

1. はじめに

近年，地盤改良の新工法の積極的な採用が行われており，厳しい施工条件下でも確実に改良を行うこと，建設コストの低減と VE（Value Engineering）が重要となっている．一方，北海道には泥炭性地盤や火山灰地盤が広く分布しており，それらに対して地盤改良を行う際には通常の粘性土や砂質土とは異なる性質を有していることに留意し，十分に工法を検討しなければならない．

本報告は，橋梁基礎を構築する工事において，北海道では初採用の深層混合処理工法（MITS 工法）を軟弱地盤に適用した例について述べている．この工法は，バックホゥをベースマシンとするために軟弱地盤や矮小空間での施工に有利である．ただし，原位置土にセメントスラリーを中圧で噴射しながら撹拌翼を回転させて混合撹拌する工法であるために，経済性に影響を及ぼす削孔・注入撹拌速度が地盤の硬さ，粘性や泥炭繊維の有無に依存し，その速度によってセメントスラリーの水セメント比 W/C が 80%～300%の範囲[1]で変化する．このことから，泥炭まじりの有機質粘土層を含む地盤で試験施工を行い，大きな改良径（ϕ=1600mm）での施工性と改良体の強度特性などを詳細に調べている．

図-1 美浦大橋新設工事 位置図

表-1 工事の概要

工事名	道道美唄浦臼線美浦大橋新設（下部工）工事
工 期	H18.10.13～H21.3.20
発注者	北海道札幌土木現業所
請負者	岩田地崎・宮脇・北英 特定建設共同企業体
工 種	A1橋台(地盤改良工・地中連続壁工・躯体工) P3橋脚(鋼管矢板井筒工・躯体工) 築堤工・護岸工・仮設工

2. 工事および地盤の概要

工事位置とその概要を図-1 と表-1 に示す．美浦大橋新設工事（計画橋長：822m）は，平成 18 年 10 月から A1 橋台と P3 橋脚の構築を行っている．

A1 橋台は，図-2 の石狩川の堤防位置に計画された．泥炭まじりの軟弱な有機質粘土 A_p 層と粘性土（A_{c1} 層，A_{c2} 層）が厚く堆積し，堤防直下には長期の圧密沈下により堤体盛土 B_d 層が地盤内にある．また，基礎の支持層となる砂礫層の上端は堤防直下よりも堤外で低く，粘性土の層厚が大となる．

表-2，表-3 および図-1 は，それぞれ室内および原位置試験結果による各粘性土の性質である．原位置試験は，孔内水平載荷試験と標準貫入試験を実施した．なお，「堤防直下」と「堤外」は，それぞれ図-2 で示した H8 と H17 の 2 本のボーリング位置を意味している．

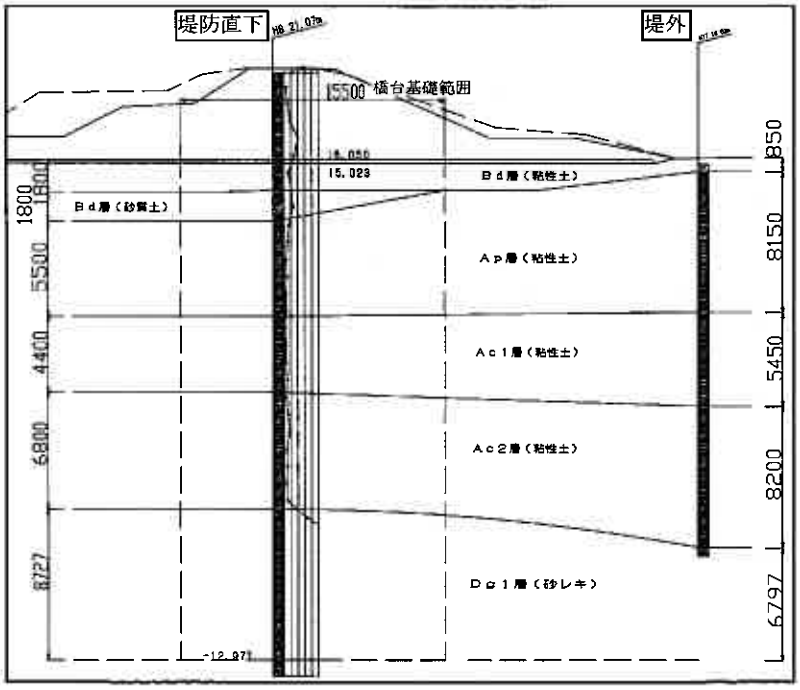


図-2 A1 橋台周辺の地盤構成（縦断方向）

Application of Middle Pressure Injection Total System on Soft Grounds:
Ishii Yasunori, Yagi Kazuyoshi, Yamagata Naoharu and Umeya Toshifumi (Iwata Chizaki Inc.)

表-2　各粘性土の性質（図-2 中の堤外位置）

土質		A_p層		A_{c1}層	A_{c2}層
深度		1.0m～1.8m	5.0m～5.7m	10.0m～10.8m	15.0m～15.6m
一般	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	1.359	1.532	1.705	1.795
	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	0.657	0.957	1.154	1.291
	土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)	2.526	2.601	2.669	2.688
	自然含水比 w_n (%)	107.0	60.1	47.8	39.0
	間隙比 e	2.845	1.718	1.313	1.082
	飽和度 S_r (%)	95.0	91.0	97.2	96.9
粒度	砂分 (%)	0.4	0.3	0.1	13.4
	シルト分 (%)	29.3	43.5	28.8	63.4
	粘土分 (%)	70.3	56.2	71.1	23.2
コンシステンシー特性	液性限界 w_L (%)	113.8	97.2	68.8	43.0
	塑性限界 w_p (%)	40.7	39.0	29.6	24.0
	塑性指数 I_p	73.1	58.2	39.2	19.0
分類	地盤材料の分類名	有機質粘土（高液性限界）OH	有機質粘土（高液性限界）OH	粘土（高液性限界）CH	砂まじり粘土（低液性限界）CL-S
一軸圧縮	一軸圧縮強さ q_u (kN/m^2)	17.89～34.80 平均 29.1	37.39～62.30 平均 48.6	65.44～87.50 平均 72.7	53.58～87.96 平均 67.5
有機物	強熱減量 (%)	12.9	8.7	6.2	4.4

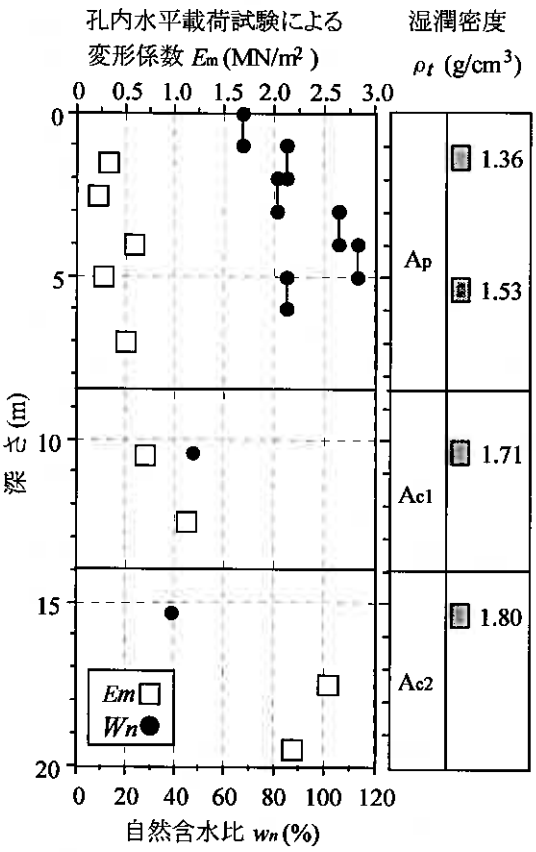


図-3 変形係数 E_m，自然含水比 w_n および湿潤密度 ρ_t の分布（堤外）

表-3　N 値と坑内水平載荷試験による変形係数 E_m（堤防直下と堤外）

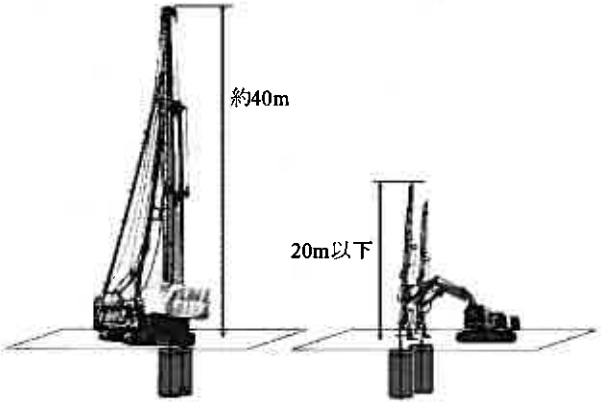
位置	堤防直下		堤外
土質	平均N値	平均E_m (kN/m^2)	平均E_m (kN/m^2)
A_p（有機質粘土）	4	1026	374
A_{c1}（粘土）	3	2390	907
A_{c2}（砂まじり粘土）	4	3120	2368
D_{g1}（砂礫）	42	----	----

A_p 層の強熱減量は 8.7%～12.9%であり，目視でも繊維質の有機物が多く認められている．この A_p 層は自然含水比が高く，図-3 で示しているように G.L.-1.0m 以深は高含水比状態（w_n=82%～113%）にある．その下位にある粘土 A_{c1} と砂まじり粘土 A_{c2} には部分的に泥炭もしくは砂質土が混入しており，強熱減量は 4.4～6.2%程度となる．

図-3 では，堤外で実施した孔内水平載荷試験による変形係数や湿潤密度も示しており，自然含水比が高く湿潤密度が低い A_p 層では低い変形係数が示されている．また，深度の増加によって変形係数も増加する様子が伺えるが，これは表-2 で示した一軸圧縮強度と同様な傾向である．

次に，この堤外の変形係数と堤防直下の変形係数を比較したのが表-3 である．堤防盛土によって過圧密履歴を受けた堤防直下の変形係数は，堤外のそれよりも高い値である．ただし，A_p 層の変形係数は堤防直下でも 1000kN/m^2 程度であり，A_p 層の平均 N 値（=4）がやや過大な値のように見える．

写真-1 MITS 工法の施工機（2 台）



DJM 工法の改良機（2 軸）　MITS 工法の改良機(2 台)

図-4 改良機の大きさ

表-4 改良機の仕様

工法	ベースマシン	機械重量	改良径
DJM CDM	三点支持式杭打機	80～100t	φ1000mm×2軸
MITS	バックホウ	約22t	最大φ1600mm

表-5 CMS システム削孔・撹拌能力(粘性土)[1)]

粘性土 撹拌翼	N値 0～1	N値 2～5	N値 6～10
φ1000mm	◎	○	○
φ1200mm	◎	○	△
φ1400mm	◎	○	△
φ1600mm	◎	○	×

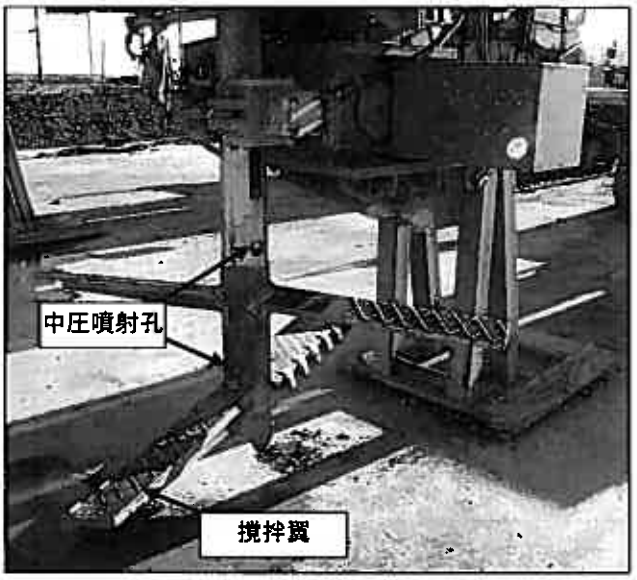


写真-2 MITS 工法の撹拌翼と噴射孔

3. 中圧噴射併用機械撹拌工法の概要

中圧噴射併用機械撹拌工法（以下では，MITS 工法と称する）は，中圧噴射システム(Middle Pressure Injection Total System）を併用した機械撹拌工法である．

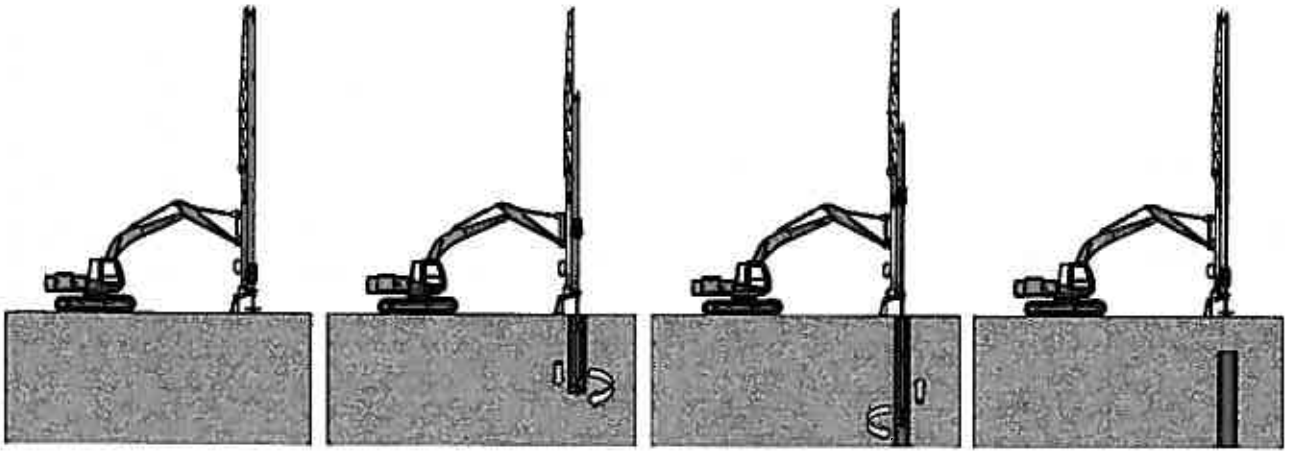
写真-1 に MITS 工法の地盤改良機を示す．ベースマシンはバックホウ（0.70m^3）であり，**図-4** で示しているように施工実績が多い DJM 工法や CDM 工法よりも改良機が小さい．このため，狭い空間でも複数の改良機の導入が可能となる．

表-4 は改良機の仕様である．MITS 工法のマシンは機械重量が約 22t と軽く機動性が良い．これにより，改良前の軟弱地盤に対して砕石による施工盤の造成なしで改良機の走行と地盤改良が可能となる．

写真-2 は，地中にてセメント系固化材と土を撹拌混合するための撹拌翼である．MITS 工法では，撹拌翼に設置された噴射孔から 2 方向にセメントスラリーを中圧で噴射することにより，ベースマシンの小型化と改良体の径拡大を可能としている．

MITS 工法協会 [1)]による粘性土での標準的な削孔・撹拌能力を**表-5** に示す．大型機ほどの回転トルクは有していないため，削孔・撹拌能力は撹拌翼（改良径）の大きさや地盤の強さで変化する．該当地盤の粘性土は N 値が 5 以下であることから，表では φ1600mm の地盤改良が可能となっている．ただし，この標準の削孔・撹拌能力は，泥炭まじりの地盤にまで適用可能とはなってはいない．

当現場における MITS 工法の採用目的は経済性であり，投入台数だけではなく，改良径の大小が経済性に大きな影響を及ぼす [2)]．DJM 工法（φ1000mm×2 軸）の 1 回の改良面積が概ね A=1.57m^2 であることを考えると，MITS 工法では改良径 φ1400mm（A=1.54m^2）とするよりも φ1600mm（A=2.01m^2）が望ましい．このことから，基本的な改良径は φ1600mm にすることを前提として，後述の試験施工を実施した．



①機　械　据　付　　②削孔・噴射撹拌（貫入）　　③噴射・撹拌（引上げ）　　④改良体造成完了

図-5 中圧噴射併用機械撹拌の施工サイクル

地盤改良の施工サイクルを**図-5**に示す．基本的に，セメントスラリーの噴射は図中の貫入時と引上げ時の両方で行う．**表-6**は標準の貫入速度を表しており，固化材添加率が低く貫入速度が標準の2.0分/mを超える場合，水セメント比を高い値にすることで単位深さ当りに噴出される固化材量を調整する．なお，前述の改良機の台数や改良径だけではなく，この貫入と引上げ時間も地盤改良工法の経済性を支配する要因である．

表-6　MITS工法の標準の貫入速度[1)]

土質（*N*値）	粘性土	砂質土
0～1	1.0分/m	-----
2～5	1.5分/m	1.0分/m
6～10	2.0分/m	1.5分/m
11～15	-----	2.0分/m

4．試験施工の結果

有機質粘土が厚く堆積する該当地盤にて，北海道初のMITS工法の試験施工を行った．その際の注意点は以下の通りである．

① MITS工法の標準の適用可能深度は15mまでである[1)]．必要な改良深度は約24mもあり，深部で十分な改良が達成されないか，セメントスラリー圧送時に管内で詰まりが生じる可能性がある．

② 有機質粘土層では，大きな撹拌翼による貫入の際に泥炭繊維がクッションとなる可能性があり，**表-6**の標準の貫入速度（*N*値2～5：粘性土1.5分/m）よりも遅くなる可能性が大きい．

③ 一般的な深層混合処理工法の水セメント比は80%～100%であるが[3)]，MITS工法は80%～300%となる[1)]．単位深度当りの固化材量を一定とする条件下で②の影響により貫入時間が増加すると，セメントスラリーの水セメントが高くなる．これが配合条件や改良土の強度発現に影響を及ぼす．

4-1．セメントスラリーの製造条件の決定

試験施工では，まず実地盤に対応するセメントスラリーの製造条件（貫入・引上げ時間，吐出量，噴射圧力）を調べており，試験の各ケースと試験結果をそれぞれ**表-7**と**表-8**に示している．前述のように改良径をφ1600mmとしているが，溝壁間の防護用として用いるφ1200mmについても1ケースのみ調べた．用いたセメント系固化材はアースタイトET-104Cであり，ベースマシンは0.7m^{3}である．

いずれのケースでも，吐出量（標準：100～160ℓ /min）[1)]を160～200ℓ /min，噴出圧力（標準：10～15MPa）[1)]を10～18Mpaに調整するによって深度23.7mまでの改良が可能となり，上記の①の問題をクリアした．また，改良径φ1600mmとφ1200mmに関する上記の②の問題に関連した試験結果は以下のようになる．

a）改良径φ1600mmの場合

Case1-1とCase1-2は，実際の貫入時間が標準の1.5～2.0min/mに対して5.0min/mまで著しく増加した．それは有機質粘性土A_p層で顕著である．この原因は，撹拌翼が大きいことと，機械撹拌とジェット噴流によって泥炭の繊維質を破壊する際にクッション作用を起こして切削能力の低下が生じるためと考えられた．次に，Case2-1とCase2-2は設定した貫入3.0min/m，引上げ時間1.0min/mで改良可能となっている．Case3-1とCase3-2は，撹拌翼の引上げをセメントスラリーの吐出なしで行った場合である．この条件では引上げ時間が想定1.0min/mが2.5min/mまで増加した．以上の結果から，貫入と引上げ時間の合計が最も短いのはCase2-1とCase2-2（4.0min/m）となった．

b）改良径φ1200mmの場合

φ1200mmの貫入・引上げ時間は実測によって求めており，その合計は2.7min/mである．このことから，貫入2.0min/m

表-7　セメントスラリーの製造条件を決定するための試験施工のケース（造成長：23.7m）

Case	造成径 φ(mm)	貫入時間 (min/m)	引上げ時間 (min/m)	吐出量 (ℓ/min)	噴射圧力 (MPa)	固化材添加量 C (kg/m^3)	水セメント比 W/C (%)	固化材量 (kg)	水 (ℓ)
1-1	1600	2.0	0.5	160	15.0	150	100	753	753
1-2			1.0			180	100	753	753
2-1	1600	3.0	1.0	200	18.0	150	233	376	877
2-2						180	188	453	851
3-1	1600	3.0	引上げ時の吐出なし	200	16.0	150	166	503	835
3-2						180	133	603	802
4-1	1200	2.0	1.0	160	10.0	180	100	753	753

表-8　セメントスラリーの製造条件を決定するための試験施工の結果（造成長：23.7m）

Case	造成径 φ(mm)	設定値				実測値				施工の可否
		貫入時間 (min/m)	引上げ時間 (min/m)	合計 (min/m)	吐出量 (ℓ/min)	貫入時間 (min/m)	引上げ時間 (min/m)	合計 (min/m)	吐出量 (ℓ/min)	
1-1	1600	2.0	0.5	2.5	160	5.0	1.0	6.0	160	×
1-2			1.0	3.0		5.0	1.0			
2-1	1600	3.0	1.0	4.0	200	3.0	1.0	4.0	200	○
2-2										
3-1	1600	3.0	1.0以下を想定	4.0	200	3.0	2.5	5.5	200	×
3-2										
4-1	1200	2.0	1.0	3.0	160	2.0	0.7	2.7	100	○

表-9　配合試験のケース（φ1600mm）

Case	固化材添加量 C (kg/m^3)	造成長 (m)	対象土層	水セメント比 (%)	固化材量 (kg)	水 (ℓ)	吐出量 (ℓ/min)	貫入/引上げ時間 (min/m)
2-3	120	6.0	A_p層のみ	299	301	901	200	貫　入：3.0 引上げ：1.0
2-1	150	23.7	A_p A_{c1} A_{c2}	233	376	877		
2-2	180	23.7	A_p A_{c1} A_{c2}	188	453	851		

＋引上げ 1.0min/m＝3.0min/m で改良可能と判断した．

4-2．配合試験の結果

表-9 は，表-8 で決定したセメントスラリーの製造条件でセメント系固化材の添加量を変えたφ1600mm の配合のケースを示している．A_p層で削孔・注入撹拌時間が増加したため，水セメント比 W/C は高い値（188%～299%）となる．これらの改良体からロータリー式三重管サンプラーによって乱さない試料を採取し，28 日養生後の供試体（φ82mm，H=160mm）に対して JIS A 1216 の方法により一軸圧縮試験を行った．なお，試験時のひずみ速度は 1.0 %/min である．

図-6 に，28 日養生後の改良土の含水比 w と一軸圧縮強度 q_{u28} の関係を示す．A_p層の改良土の一軸圧縮強度は含水比の影響を大きく受けている．特に，添加量 C=120kg/m^3 および W/C=299%で改良を行った A_p層では，改良土の含水比 w（＝100～133%）が自然含水比 w_n（＝82%～113%）よりも高くなる傾向を示している．また，W/C が 188%と 233%となる他の配合条件では，改良土の含水比 w が自然含水比 w_n と同等かやや低い値になるようである．

図-7 に改良土の乾燥密度 ρ_d と q_{u28} の関係を示す．A_p層では，固化材の添加量 C が低く W/C が高いほど乾燥密度と一軸圧縮強度の両者が低下している．一方，A_{c1} 層と A_{c2} 層の改良土の乾燥密度の値は 0.98～1.15 g/cm^3 の範囲にあり，W/C=188%と 233%で改良した場合の乾燥密度の変化よりも，固化材の 30kg/m^3 増加の方が一軸圧縮強度の増加に大きな影響を及ぼしている．

図-8 は，固化材の添加量と q_{u28} の関係である．有機物を含有するために，相関に多少のばらつきが生じているが，A_p層の添加量 C と q_{u28} は一義的な関係にある．また，固化材の増加に伴う一軸圧縮強度の増大は，A_p層よりも A_{c1}層およ

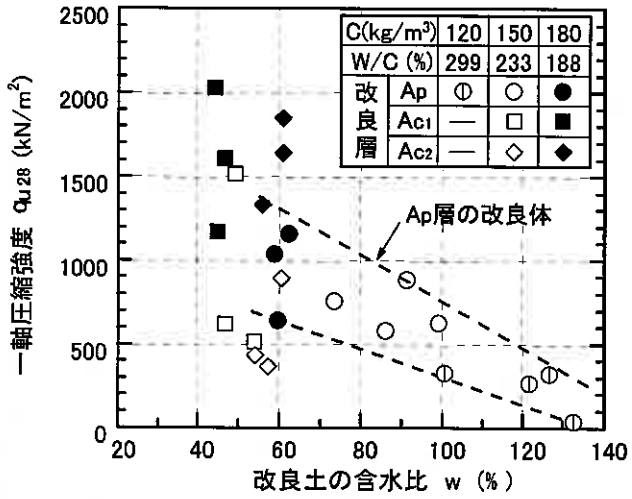


図-6 改良土の含水比と一軸圧縮強度の関係 [4)]

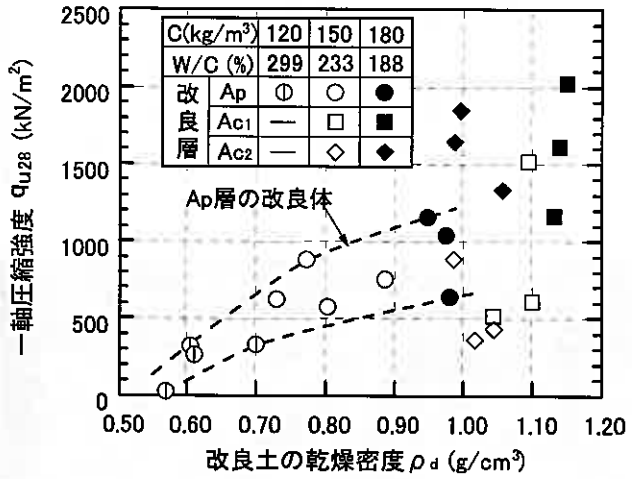


図-7 改良土の乾燥密度と一軸圧縮強度の関係 [4)]

び A_{c2} 層の方が大きいように見える.

ここで，深層混合処理工法の改良土の一軸圧縮強度 q_u と変形係数 E_{50} には比例的な関係があるとされている [3)].

$$E_{50}=100q_u \quad \cdot\cdot\cdot\cdot (1)$$

MITS 工法の改良体における q_{u28} と E_{50} の関係は図-9 のようになる. 全粘性土と A_p 層のみの平均的な一軸圧縮強度と変形係数の関係は，それぞれ式(2)と式(3)である.

全粘性土　$E_{50}=110\,q_{u28}$ ・・・・(2)

A_p 層のみ　$E_{50}=136\,q_{u28}$ ・・・・(3)

以上から，一軸圧縮強度に対応する変形係数を式(1)によって推定することは安全側の E_{50} を与えることが分かる.

図-10 に各層の変形係数の平均値と固化材の添加量との関係を示す. 改良体に必要な強度は有限要素法解析によって変形係数で定めており，それは 100MN/m² である. 図-10 から，この目標値を満足する固化材の添加量は 160kg/m³ になることが示されている. なお，図-9 および式(1)，式(2)から，変形係数 100MN/m² に対応する一軸圧縮強度は q_{u28}=900～1000kN/m² 程度が目安となる.

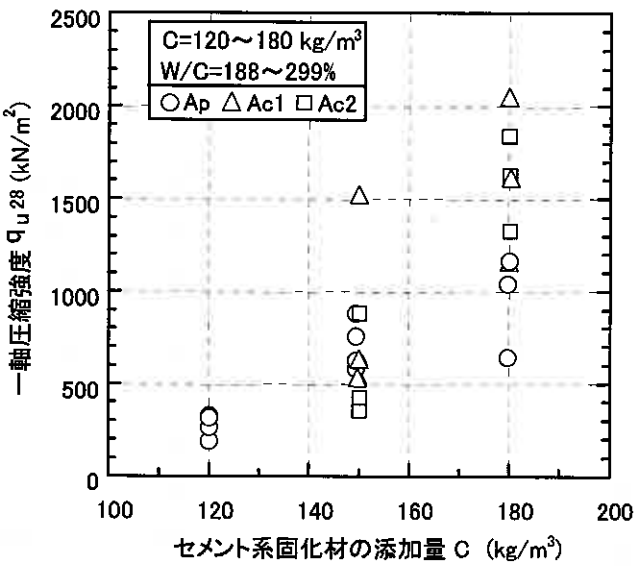


図-8 固化材の添加量と一軸圧縮強度の関係 [4)]

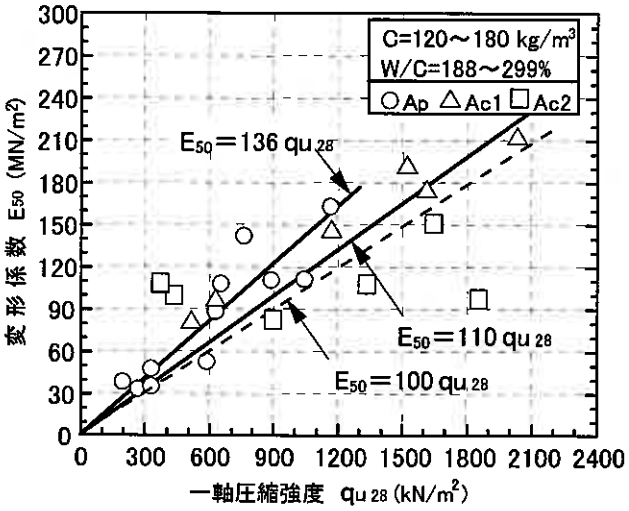


図-9 一軸圧縮強度と変形係数の関係 [4)]

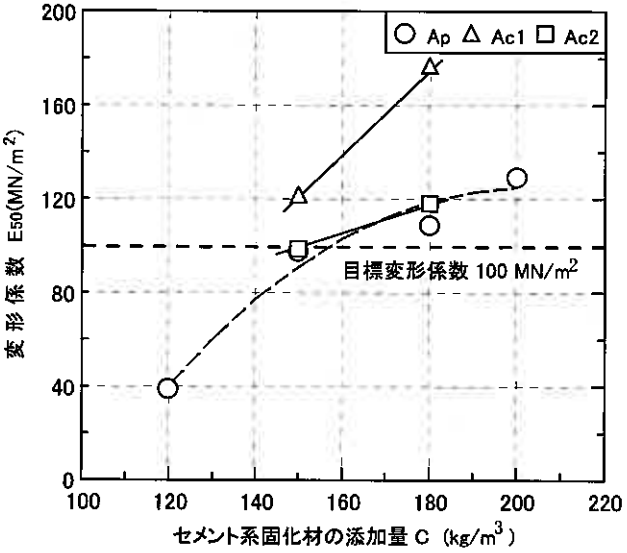


図-10 固化材の添加量と変形係数の関係

表-10 各種のセメント系固化材を用いた六価クロム溶出試験の結果

土質	セメント系固化材	固化材添加量 C (kg/m^3)	六価クロム溶出量 C_r (mg/l)	判定	備　考
A_p	ケミコC-201	200	0.087	×	超軟弱地盤用
	ジオセット200	200	0.017	○	特殊土用 六価クロム対応型
	ユースタビラー50	200	0.038	○	特殊土用 六価クロム対応型
	アースタイトET-104C	100	0.020	○	北海道特殊土用 六価クロム対応型
		200	0.021		
A_{c1}	ケミコ-201	100	0.130	×	超軟弱地盤用
	ジオセット200	200	0.006	○	特殊土用 六価クロム対応型
	ユースタビラー50	200	0.051	×	特殊土用 六価クロム対応型
	アースタイトET-104C	100	＜0.005	○	北海道特殊土用 六価クロム対応型
		200	＜0.005		
A_{c2}	ケミコ-201	100	0.130	×	超軟弱地盤用
	ジオセット200	200	＜0.005	○	特殊土用 六価クロム対応型
	ユースタビラー50	200	0.052	×	特殊土用 六価クロム対応型
	アースタイトET-104C	100	0.009	○	北海道特殊土用 六価クロム対応型
		200	0.009		

5．六価クロム溶出量

4で述べた試験施工の前に A_p, A_{c1} および A_{c2} の試料に対して室内試験で六価クロム溶出量 C_r を調べている．固化材の添加量は100 kg/m^{3}と200 kg/m^{3}の2ケースであり，溶出試験には養生7日目の試料が用いられている．分析方法はジフェニルカルバジド吸光光度法，規格は環境省告示第46号（JIS K 0102）である．

表-10に試験結果を示す．各固化材の C_r の判定は，環境基準値0.05mg/l未満かどうかを表している．全ての土質において，固化材の添加量200kg/m^{3}にて C_r を環境基準値未満とするためには，六価クロム対応型の固化材を用いる必要があることが分かる．このうち，ユースタビラー50は A_{c1} と A_{c2} で C_r が基準値0.05mg/lをわずかに超えてしまうことから，該当地盤に適するセメント系固化材はジオセット200かアースタイトET-104Cという結果が得られた．このことから，試験施工および本施工ではアースタイトET-104Cを用いている．

6．MITS工法の本施工

写真-3に，MITS工法の実施状況を示す．改良に要する工期を最短とする必要があり，改良機は最終的に3台とした．これに伴ってセメントスラリーの製造能力を高くするため，写真-6の2基のサイロと撹拌機を設置した．

全ての本杭は，試験施工で定めた貫入および引上げ時間で施工が可能であった．本杭から採取したコアに対する一軸圧縮試験の結果では，有限要素法解析によって定めた目標とする変形係数 E_{50}＝100MN/m^2 を確実に得ている．また，六価クロム溶出量は環境基準値を超えることはないという結果であった．

写真-3 橋台基礎周辺の地盤改良の状況

写真-4 改良機3台 投入状況

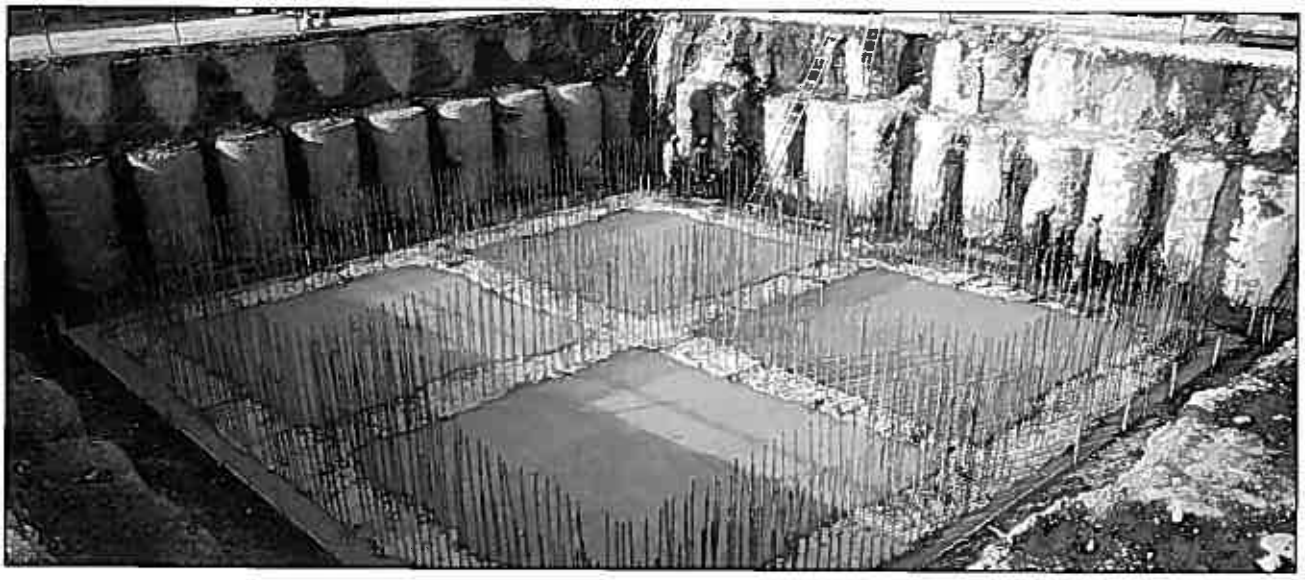


写真-5 完成した改良体の状況

7．まとめ

泥炭繊維が混じる粘性土層に対して北海道初採用の中圧噴射併用機械撹拌工法を適用するに当り，セメントスラリーの製造条件，配合，固化材の種類を変えて一連の試験を行った．得られた結論は以下の通りである．

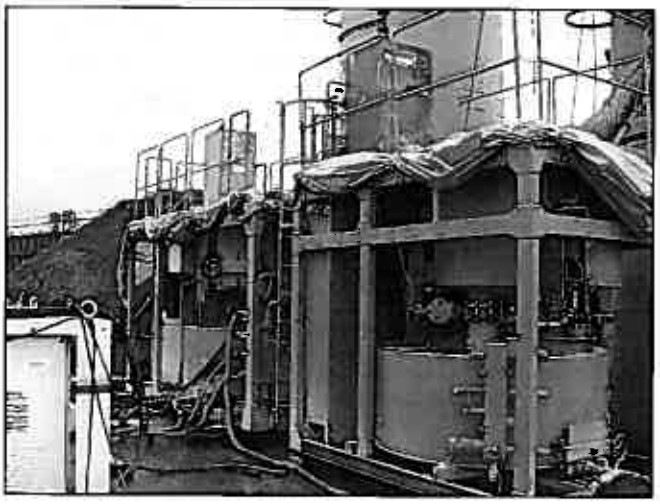


写真-6 MITS 工法のプラント

1) 中圧噴射併用の機械撹拌工法において，有機質粘性土層の貫入時間が粘性土の場合よりも 1.0min/m 増加した．この原因は，改良径が φ1600mm と大きく，泥炭の繊維がクッションの役目を果たして削孔能力を低下させるためと考えられる．
2) セメントスラリーの *W/C* が約 300%の条件で有機質粘性土の改良を行うと，改良土の含水比の増加と密度の低下が生じ，改良土の強度が低くなる．また *W/C* が 188%と 233%となる配合条件では，改良土の含水比 w が自然含水比 w_n と同等かやや低い値になる．
3) 188%～299%の範囲でセメントスラリーの *W/C* が大きく変化しても，固化材添加量と一軸圧縮強度の関係はほぼ一義的である．
4) W/C と改良土の含水比が高くなる条件で改良した有機質シルトについても，E_{50} と q_{u28} には比例的な関係が認められた．対象地盤における平均的な相関式は $E_{50}=110q_{u28}$ であり，一般的な $E_{50}=100q_u$ の式は実際よりもやや小さな E_{50} のを与えるため，設計上安全側の値となっている．
5) 対象土質に対して 4 種類のセメント系固化材を混合（C=100，200kg/m^3）した結果，六価クロム溶出量が環境基準値を満足したのはアースタイト ET-104C とジオセット 200 であった．

謝　辞

本工事および MITS 工法の適用に当っては，北海道札幌土木現業所の皆様にご指導を頂きました．末筆ながら，記して深甚なる感謝の意を表します．

参考文献

1) MITS 工法協会：「技術資料 CMS 中圧噴射システム MITS 工法」，p.13～22，2005.
2) 石井康則・八木一善・浅川勝貴：「軟弱地盤対策に関する VE 適用事例」，日本バリュー・エンジニアリング協会 第 41 回 VE 全国大会 資料集，pp.71～81，2008.
3) 土木研究センター：「陸上工事における深層混合処理工法 設計・施工マニュアル 改訂版」，2004.
4) 八木一善・石井康則・山形尚治：「有機質シルト層における中圧噴射システム併用機械撹拌工法の試験施工」，土木学会第 63 回年次学術講演会 講演概要集，3-193，p.385～386，2008.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

各種構成則および解析手法による泥炭地盤の変形解析精度の検証

○株式会社 シーウェイエンジニアリング 正会員 山添 誠隆[1]
日本大学 生産工学部 国際会員 三田地 利之[2]
土木研究所 寒地土木研究所 国際会員 林 宏親[3]

1. はじめに

北海道には超軟弱な泥炭性軟弱地盤が広範囲かつ深い深度まで堆積している．泥炭は自然含水比が w_n=500%を越えることも稀ではないが，このため，この泥炭地盤上に道路盛土や河川堤防などの構造物を建設すると，軟弱と言われる粘土地盤に比べてもさらに大きな変形が生じ，対象構造物自体のみならず，周辺構造物の維持・管理上にも支障をきたす．したがって，泥炭地盤への構造物の築造にあたって事前にその変形挙動を正確に予測できることが第一に重要であり，その結果によっては適切な対策工を施すことになる．

変形挙動を予測する数値解析法として，有限要素法(FEM: Finite Element Method)が代表的であるが，FEMに組み込む土の構成式には，カムクレイ系の弾塑性モデルだけでもこれまでに様々なモデルが提案されている[1~5]．また，最近では，従来から用いられている変形が極めて小さいとの仮定に基づく微小変形解析ではなく，大きな変形まで正確に追跡可能な有限変形解析[6~9]の実地盤への適用も行われつつある[10,11]．

本文の目的は，実務設計を念頭に置いて，これまで提案されている様々な構成則および解析手法を用いた場合，泥炭地盤ではどの程度の変形予測精度が期待できるのかを，実際の試験盛土に適用し，比較・検証することにある．さらに，どのような場面において，どの変形解析手法が有効になるのかについても考察する．

2. 構成則および解析手法

本文で用いた構成則および解析手法は**表-1** のとおりである．微小変形理論(Small Strain)に基礎をおき，かつ圧密時の体積比-圧密応力関係として v-ln$p$ を用いるオリジナルカムクレイモデル(OCC-SS: Original Cam-clay)[1]，関口・太田モデル(SO-SS: Sekiguchi-Ohta)[2]および修正関口・太田モデル(MSO-SS: Modified Sekiguchi-Ohta)[3~5]と有限変形理論(Large Strain)に基づき ln$v$-ln$p$ 関係[12]を用いるオリジナルカムクレイモデル(OCC-LS)[11,13]である．

OCC-SS は粘土の古典的弾塑性構成則で，等方圧密された粘土を対象としているが，シンプルなモデルであるため，実務では利用しやすく，また得られる結果の解釈も容易である．

SO-SS は，自然地盤の応力状態に対応するように異方圧密粘土を想定したモデルで，DACSAR[15]の普及に見られるように我が国の地盤設計では多用されているが，水平変位が過大に算出される傾向が指摘されている[5]．

SO-SS で過大となりがちな水平変位の予測精度を改善しようと提案されたのが MSO-SS である．水野ら[5]によれば，水平変位の予測精度は極めて高いとされている．このモデルは軟弱地盤上に建設される羽田空港D滑走路の，鋼管矢板護岸の地盤設計の際にも適用されている[19]．

筆者らは真空圧密を併用した泥炭地盤上の高盛土の変形挙動予測に OCC-LS[11]を用い，極めて大きな変形が生じ形状変化の著しい現場であっても，高い精度の変形予測が可能であることを確かめている．有限変形解析は大

表-1 構成則および解析手法

略称	等方圧密式	強度異方性	ダイレイタンシー特性	降伏曲面	微小／有限変形	代表的な解析プログラム	備考
OCC-SS	v-ln$p$	等方	OCC 型	$f=\frac{\lambda-\kappa}{1+e_0}\ln\frac{p'}{p'_0}+D\eta+\varepsilon_v^p=0$	微小変形	CRISP[14]	
SO-SS	v-ln$p$	異方	OCC 型	$f=\frac{\lambda-\kappa}{1+e_0}\ln\frac{p'}{p'_0}+D\eta^*+\varepsilon_v^p=0$	微小変形	DACSAR[15]	4 章の解析では EC モデル[16]を使用.
MSO-SS	v-ln$p$	異方	MCC 型	$f=\frac{\lambda-\kappa}{1+e_0}\ln\frac{p'}{p'_0}+DM\ln\frac{M^2+\eta^{*2}}{M^2}+\varepsilon_v^p=0$	微小変形	GeoFem[17]	M の補正は行わない. K_0 値の補正は文献 18)による.
OCC-LS	ln$v$-ln$p$	等方	OCC 型	$f=(\lambda^*-\kappa^*)\ln\frac{p'}{p'_0}+D^*\eta+\varepsilon_v^p=0$	有限変形	著者ら[11]	

v: 体積比　$\lambda,\kappa,\lambda^*,\kappa^*$: v-ln$p$ 関係, ln$v$-ln$p$ 関係における圧縮, 膨張指数　M: 限界状態応力比　$D(=(\lambda-\kappa)/M/(1+e_0))$, $D^*(=(\lambda^*-\kappa^*)/M)$: v-ln$p$ 関係, ln$v$-ln$p$ 関係におけるダイレイタンシー係数　e_0: 初期間隙比　$\eta(=q/p')$: 応力比　$p'(=-\sigma'\mathbf{I}/3)$: 平均有効応力　σ': 有効応力テンソル　$\mathbf{I}$: 単位テンソル　$q(=\sqrt{3\mathbf{S}\cdot\mathbf{S}/2})$: 一般化された偏差応力　$\mathbf{S}(=\sigma'+p'\mathbf{I})$: 偏差応力　$\eta^*(=\sqrt{3(\eta-\beta)/2})$: 異方圧密された土の挙動を表現する応力パラメータ　$\eta=\mathbf{S}/p'$　β: 異方圧密の程度を表すパラメータ　ε_v^p: 塑性体積ひずみ

Comparison of the Results of FE Analysis by Using Different Constitutive Models and Analytical Methods

[1] Nobutaka YAMAZOE: C-way Engineering Co. Ltd. [2] Toshiyuki MITACHI: Dept. of Civil Eng., College of Industrial Technology, Nihon University [3] Hirochika HAYASHI: Civil Engineering Research Institute for Cold Region, Public Works Research Institute

変形の問題に優れた解析法であるが，計算が面倒になるため，実務的には変形の程度によって微小／有限変形を使い分けるのが賢明な選択であると考える．しかし，変形の目安をどのように設定すべきかは明らかでない．

図-1 は，江別市の美原粘土に対して，原位置の有効土被り圧まで再圧密し実施された K_0 圧密非排水三軸試験結果 [20]の有効応力径路と各構成モデルで計算した降伏曲線および有効応力径路を示したものである。なお，試料は年代効果を有する粘土であるため擬似過圧密状態(p_c=90.1kN/m^2, OCR=1.2)にある．各構成則の適用性を調べるため，降伏曲面(f=0)と，軸対象条件下にある側方変位が自由の1要素に対して要素上面に等ひずみを与えた場合の非排水せん断挙動を記載する．解析に用いたパラメータは，λ=0.26, κ=0.026, M=1.23, e_0=1.36, ν=0.33, K_0=0.5である．なお，M は圧縮側(M_C=1.40)と伸張側(M_E=1.05)で異なる値を示すが，ここではその平均値(M=1.23)を用いた．

本来であれば，本文の主題である泥炭の三軸試験結果に対して各構成則の適用性を調べるべきであるが，泥炭に関しては三軸試験の実施自体が難しく [21]，K_0圧密非排水三軸試験の試験値がほとんどないのが現状である．そのため，自然堆積粘土である美原粘土を扱うことにした．

図-1 より，降伏曲面fは，等方モデルの OCC では圧縮側と伸張側で同じ形状である．異方モデルの SO は降伏曲面の回転軸を初期応力比としているが，MSO は異方圧密の程度を表す β の傾きを持つラインを軸とする．

非排水せん断による応力径路および破壊時の強度試験値は，構造発達により圧縮側ではピーク強度に達した後偏差応力が低下する「巻き返し」が見られるが，解析値はこのような構造破壊に伴う挙動を表現できず，圧縮強度を過小評価する．各構成モデルによる圧縮強度の違いは小さく，MSO がやや大きい．伸張側については，構成モデルの違いにより非排水せん断挙動が大きく異なり，試験値の再現性に優れるのは MSO，あるいは等方性モデルの OCC である．SO は強度異方性を表現できるものの，伸張側の強度を過小評価する．この傾向は文献 5)においても指摘されている．

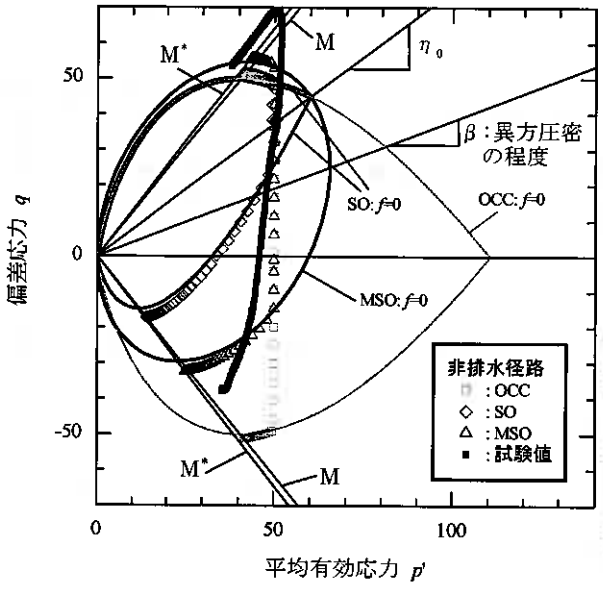


図-1 降伏曲面と非排水せん断挙動

MSO を適用すると，水平変位が SO よりも低減される理由は次のとおりである．**図-1** から分かるように，MSO は SO よりも降伏曲面が拡大し弾性領域が大きくなる．また，MSO と SO の降伏曲面の形状の違いから，直交則を適用して計算される MSO の塑性偏差ひずみ増分は SO よりも小さい．なお，MSO は，異方圧密の程度によって限界状態応力比 M が大きくなるが($M^* = \sqrt{M^2 + \beta^2}$)，実務上，無視できる程度の増分なので，ここでは$M$の補正は行っていない．また，所定の K_0値となるように異方圧密の程度を表すパラメータ β を補正している [18]．

なお，FEM における変位・水頭の離散化方法の違いによって，得られる結果に差が生じることがある [22]．そこで，同じ条件での比較を行うために，筆者らが開発している解析プログラム [11]にこれらの構成式を組み込むことにした．また，SO のオリジナルモデル [2]では粘性が考慮されているが，他の構成式と条件を同じとするため，粘性の項は考慮しない．

3. 試験盛土の概要

(1) 盛土形状と土層構成

対象とした試験盛土は，一大沼湿地である釧路湿原にある釧路市鶴野において実施された．**図-2** は，試験盛土箇所のサンドマット敷設前における土層構成と盛土の形状である．なお，各測定計器の配置状況は，同図に併せて記載している．

試験盛土は，盛土厚 5.8m(サンドマット 0.8m)であり，平面形状は幅 30m・奥行き 45m 程度の四辺形である．

基礎地盤は軟弱層厚が 25m 近くもある典型的な泥炭性軟弱地盤であり，上部は湿地性堆積物の泥炭(Ap1, Ap2)と粘土(Ac1, Ac2)が主体を成す．中間に透水性の高い砂(As1)が分布し，下部に海成堆積物の均質な粘土(Ac3, Ac4)が厚く堆積するが，所々に砂質シルト(Acs1, Acs2)を挟む．以深(As2)は軟弱地盤上の基盤排水層となり得るN値10程度の砂である．

(2) 地盤物性

当該地盤の物性を一覧にまとめ**図-3** に示す．

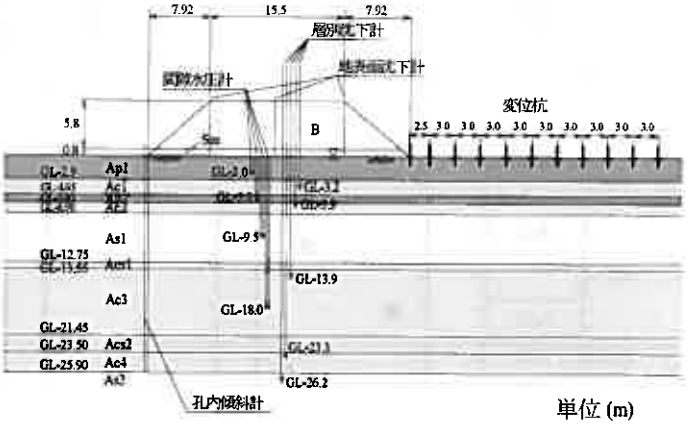


図-2 横断図と測定計器の配置

泥炭(Ap1)は，表層に層厚 3m 程度で堆積しており，地下水位は地表面(GL-0.0m)にある．自然含水比 w_n=950%程度で非常に高含水である．有機分の含有量を表す強熱減量は L_i=85%程度と高く，土のほとんどは植物遺体で形成されている．したがって，固体部分の密度が ρ_s=1.65t/m^3 程度と小さく，湿潤密度は ρ_t=1.0t/m^3 程度で水の密度とほぼ等しい．圧縮指数は C_c=7 程度で極めて大きく，圧縮性が非常に高い．上部の粘土(Ac1, Ac2)は，不規則に泥炭(Ap2)を挟んでおり，w_n=70～90%程度を示し，下部に挟む泥炭では w_n=450%程度である．上部の泥炭および粘土は低拘束圧条件下にある．

沖積堆積物の中間にある砂(As1)は砂分が 65～80%程度を占める．現場透水試験の結果，透水係数 k=9.0×10^{-6}m/s を示し，透水性の高さから，中間排水層として機能する．

下部の粘土(Ac3, Ac4)については，w_n=80～100%程度，C_c=1.0～1.5 程度であり，I_p=25～40 程度を示す．これらの土層には砂質シルト(Acs1, Acs2)を挟んでいる．これはコーン貫入試験の先端抵抗 q_t が局部的に増していることからも確認できる．Acs1, Acs2 は砂分を 25～35%程度混入し，I_p=10～15 程度と低塑性で，過圧密比が大きく OCR=3 程度である．

基盤排水層となる以深の砂(As2)は，砂分が主体で 75%程度を占める．

基礎地盤は，圧密降伏応力 p_c と有効土被り圧 σ'_v との関係から，正規圧密状態～軽い過圧密状態にある．

(3) 圧密特性

図-4 に，当該地における圧密曲線(■: 泥炭, □: 粘土)を示す．ただし，砂分を多く含む砂質シルト(Acs1, Acs2)は，図からは除外した．また，比較のために江別市美原の圧密曲線(◆: 泥炭, ◇: 粘土)も併記する．なお，**図-4(b)**中の凡例は，**図-4(a)**に示したものと共通である．

v-log$p$ 曲線より，泥炭は，粘土と比較し初期間隙比がかなり大きく，圧縮性も非常に高い．また，粘土のように v-log$p$ 曲線の正規圧密領域で直線と近似することが難しく逆 S 字型のカーブを描いており，圧縮指数 C_c が圧密圧力に依存している．なお，OCC-LS 解析において，v-log$p$ 曲線を log$v$-log$p$ 曲線に整理し直すと，応力依存性の少な

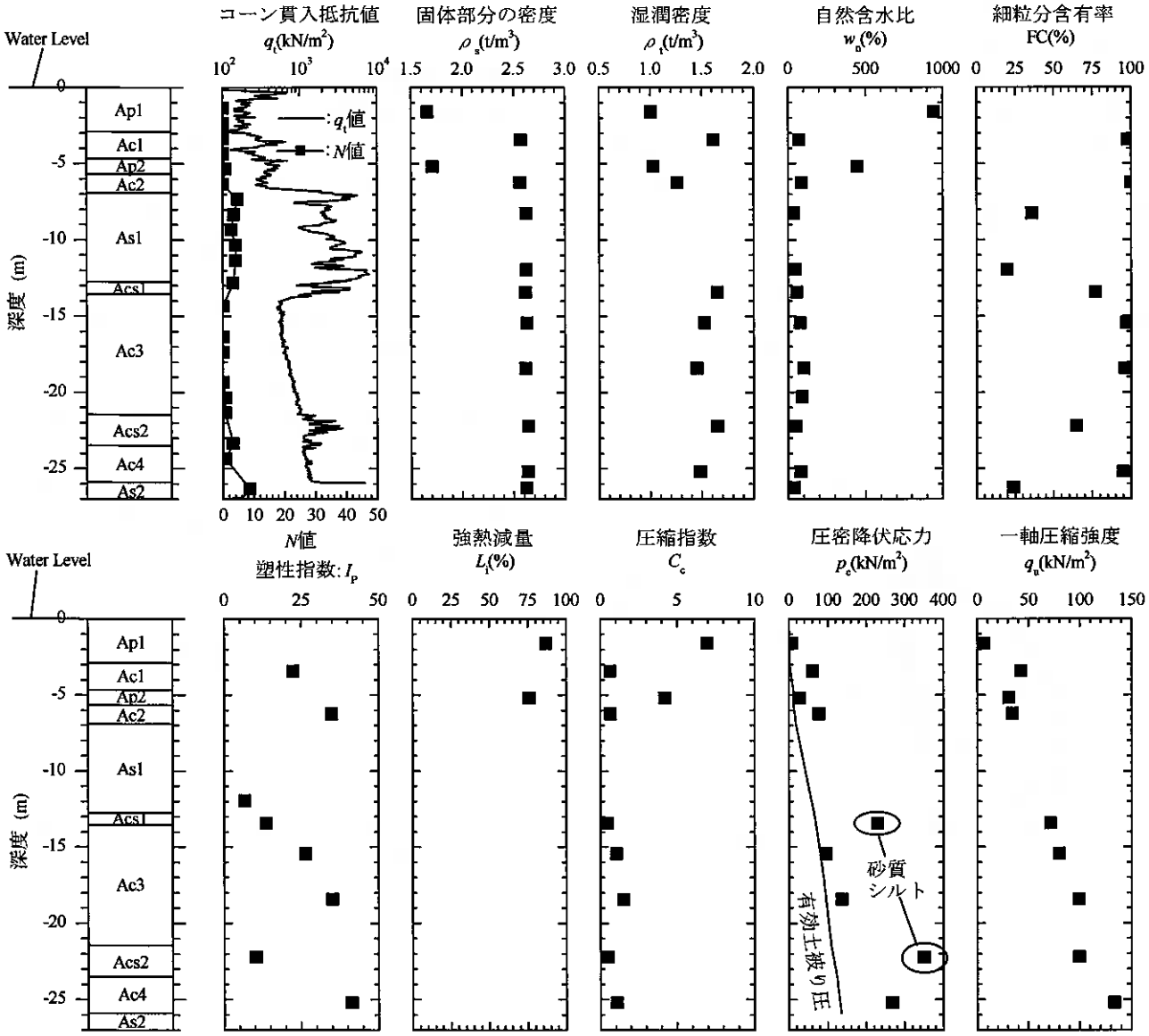


図-3 当該泥炭地盤の物性

い圧縮指数が得られる(図は省略). log$v$-log$p$ 曲線を採用すると，圧縮指数や圧密降伏応力 p_c を求める際に個人的誤差が入り込みにくくなる利点がある[23].

泥炭と粘土の違いは logc_v-logp_m 曲線において顕著に現れる．正規圧密領域における c_v は，粘土ではほぼ一定であるのに対して，泥炭では圧密圧力の増加に伴って著しく低下する．泥炭では c_v が圧密圧力に強く依存する特徴がある[24]．また，当該地の c_v は，江別市美原と比較すると相対的に高い値を示しており，したがって，圧密速度が速い地盤である．

(4) 工事概要

図-5 は盛土施工の履歴を示したもので，本体盛土の施工の約半年前に 0.8m 厚のサンドマットが敷設されている．盛土の厚さは 5.8m, 盛り立て速度は 6.5cm/d である．なお，盛土完了 3 ヶ月後に，強度増加の確認を目的としたコーン貫入試験などの地盤調査を実施している．

(5) 動態観測

盛土中央部における地表面沈下量および層別沈下量の実測経時変化を**図-6・図-7** に示す．なお，地表面沈下量はサンドマット敷設時点を，層別沈下量は盛土開始時点を計測値のゼロ点としている．

本体盛土の施工に先立ち行われたサンドマットの敷設により，圧密沈下が発生しているが，盛土開始時点(経過 161 日)では沈下はほぼ収束しており，地表面沈下量は 0.7m を示す．本体盛土が行われると，盛土完了時点(経過 253 日)で 2.2m，経過 435 日では 2.6m と長期に亘って大きな沈下が継続的に生じている(**図-6**).

図-7 によると，沈下量のほとんどは泥炭(Ap1, Ap2)と上部粘土(Ac1, Ac2)が占めており，GL-13.9m 以深の排水距離の大きい下部粘土(Ac3～)では圧密沈下が十分に進んでいない．

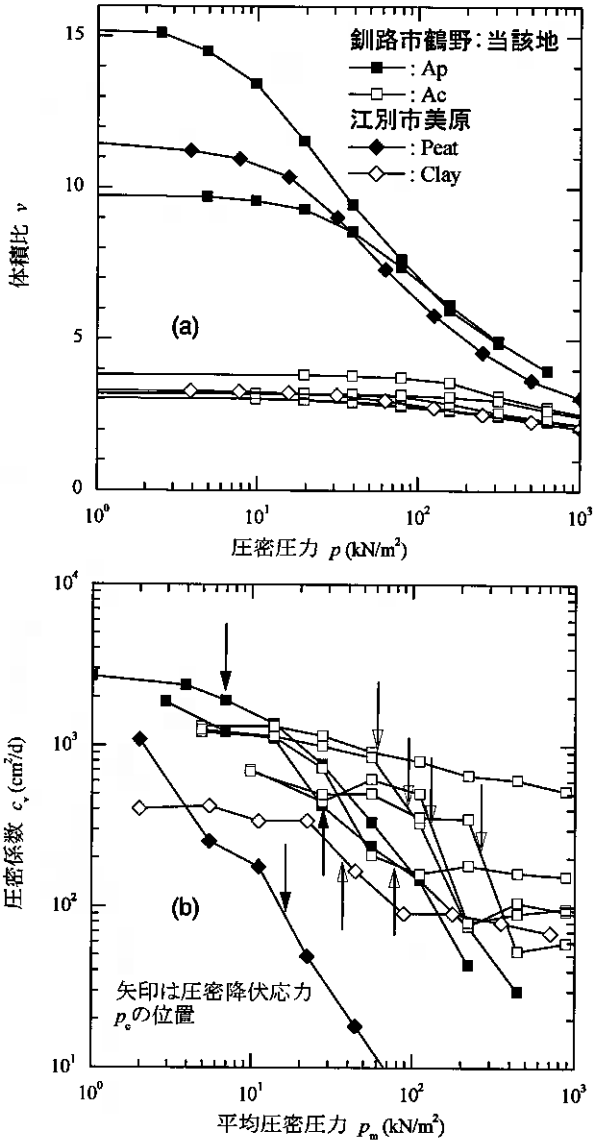


図-4 圧密曲線

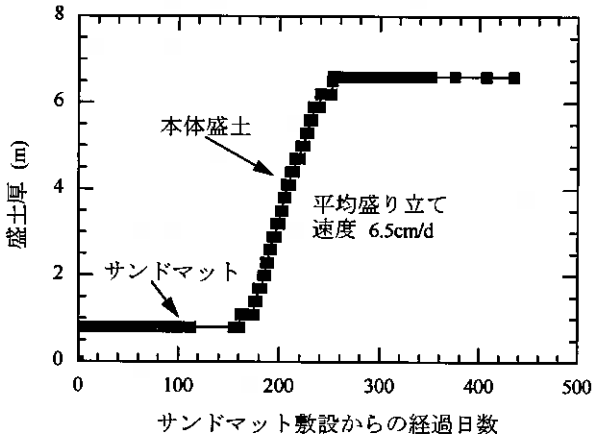


図-5 施工履歴

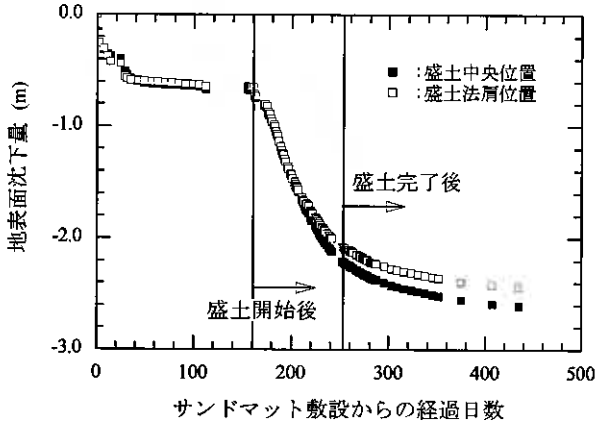


図-6 地表面沈下量の経時変化: 動態観測

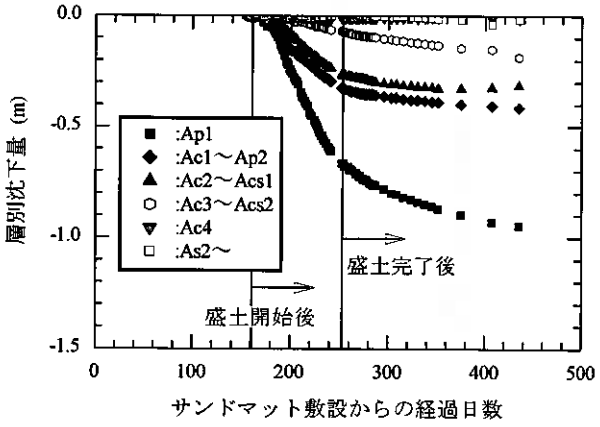


図-7 層別沈下量の経時変化: 動態観測

盛土中央部の各土層中央深さでの過剰間隙水圧の計測値の推移は，**図-8** に示すとおりである．ただし，計測は盛土開始時点から行っている．

盛土の築造に伴い，各土層(Ap1, Ap2, Ac3)では正の過剰間隙水圧が発生し，盛土完了時点(経過 253 日)でピークとなる．ただし，中間砂層(As1)は過剰間隙水圧がほとんど発生せず，排水層として機能している．

泥炭(Ap1, Ap2)では，盛土載荷によって発生した過剰間隙水圧は 30～45kN/m^2 程度と，盛土荷重 104.4kN/m^2 程度(単位体積重量 18kN/m^3×盛土厚 5.8m)の半分以下である．盛土完了後，過剰間隙水圧は時間の経過とともに消散している．しかし，経過 300 日を過ぎると緩やかではあるが増加に転じている．過剰間隙水圧は，沈下量が非常に小さいとの仮定の下で，現時刻 t の間隙水圧から初期時刻 t_0 の静水圧を差し引いて求めるが，当該地盤のように沈下量が大きくなると静水圧を一定とみなすことがむずかしくなる．そのため，一見すると上記のような Terzaghi の圧密理論では説明できない現象が発生しているかのように見える．当該地の c_v は，**図-4** に示したとおり大きいため，過剰間隙水圧の発生が小さく，消散速度も速い．

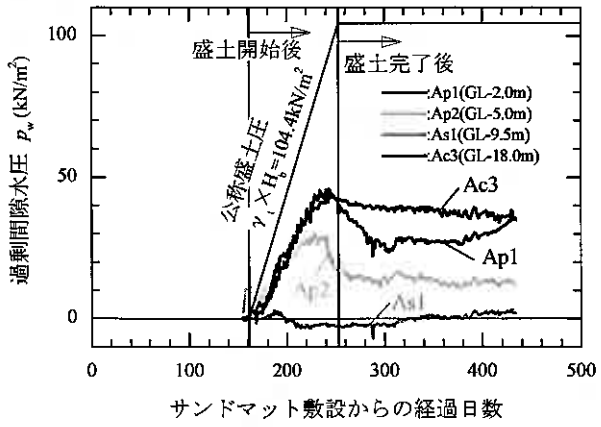


図-8 過剰間隙水圧の経時変化: 動態観測

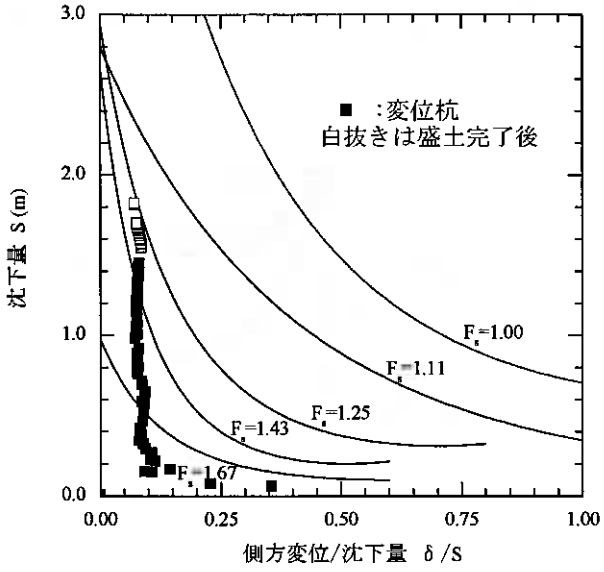


図-9 松尾・川村の管理図

圧密の排水距離が大きい下部粘土(Ac3)に関しては，盛土載荷によって 45kN/m^2 程度の過剰間隙水圧が発生するが，盛土完了後は，泥炭(Ap1, Ap2)とは異なり，地盤内の過剰間隙水圧はほとんど消散していない．層別沈下量(**図-7**)より，下部粘土(Ac3～)の圧密沈下速度が遅いが，これと整合した結果である．

(6) 安定管理

図-9 は，沈下量 S と地表面側方変位 δ の関係をプロットしたもので，松尾・川村の安定管理図である．破壊基準線(F_s=1.00)に向かって移動すれば危険側の推移，その逆に移動すれば安全側の推移を表す．

図-9 より，盛土載荷中も安全側に推移しており，盛土完了時点の安全率は F_s=1.35 である．したがって，安定した盛土施工が行われていたものと判断できる．この理由として，地盤の安定性に係る泥炭(Ap1, Ap2)および上部粘土(Ac1, Ac2)の c_v が大きく(**図-4**)，圧密排水および強度増加が良好に進んだことが挙げられる．

(7) 事後地盤調査

強度増加の確認を目的として，盛土完了時点および盛土完了 3 ヶ月後に実施したコーン貫入試験結果(q_t: 先端抵抗)を，サンドマット敷設前の素地地盤に対して実施した同試験結果と対比させて，**図-10** に示す．

盛土完了時点および盛土完了 3 ヶ月後の先端抵抗 q_t は，標高 5m を境に以浅が盛土，以深が基礎地盤である．また，標高 0～-6m の q_t の大きいのが中間砂層(As1)である．

施工前の素地地盤における泥炭(Ap1, Ap2)および上部粘土(Ac1, Ac2)の q_t は極めて小さく，せん断強度が小さい．しかし，盛土後，これらの土層の q_t は大きく増加していることから，強度増加が進んでいることが分かる．しかし，下部粘土(Ac3, Ac4)では，q_t の増加は小さく，したがって，圧密があまり進んでいない．

これらの実測強度に対して慣用円弧すべり安定計算を行うと，盛土完了時点の安全率は F_s=1.38 となる[25]．**図-9** から得られた安全率とほぼ同じである．

以上より，当該泥炭地盤にとって，盛土厚 5.8m という荷重は破壊に近づくような「大荷重」ではなく，「小荷重」であると言える．動態観測で得られた上記の変形挙動は，荷重規模が小荷重での変形挙動であると解釈できる．

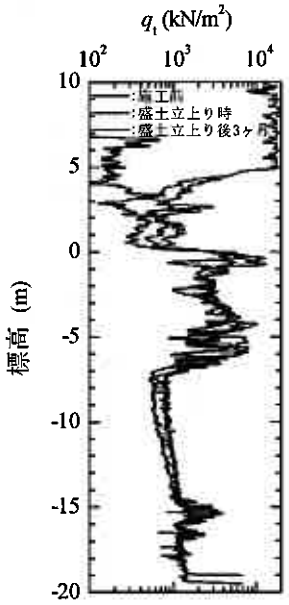


図-10 地盤強度変化

4. 土－水連成弾塑性解析

(1) モデル近似

当該試験盛土の有限要素メッシュおよび境界条件は**図-11** に示すとおりである．

基礎地盤として沖積堆積物 Ap1～Ac4 の計 10 層から

なる深さ 25.5m・半幅 75.0m の均一な水平堆積層によって解析対象をモデル化した．モデルは，縦断方向に平面ひずみ条件を仮定し，さらに横断図の対称性から片側半分を解析領域としている．変位境界として，左右端は水平方向固定，下端は固定とした．水理境界としては，地表面と下端および右側遠方では排水条件とした．

構成式として，泥炭および粘土には**2章**に示した各種弾塑性モデルを，砂および盛土には弾性体を適用した．ただし，SO モデルでは，K_0 Line 上を辿るようなひずみ増分が与えられると応力が特異点にはまってしまうことがあり，正しい解が得られない可能性がある[26]．そこで，降伏曲面上に特異点のない EC モデル[16]($f=\frac{\lambda-\kappa}{1+e_0}\ln\frac{p'}{p'_0}+\frac{MD}{n_E}\left(\frac{\eta^*}{M}\right)^{n_E}+\varepsilon_v^p=0$)を用い，コントラクタンシー応答の曲率を SO モデル(n_E=1.0)に近似させることで(n_E=1.1)，この問題を回避した．したがって，ここで用いるモデルは厳密には SO モデルではなく，SO モデルに近似したモデルである(以下，このモデルを SO-SS'と表記)．

解析は，計算負荷を軽減するため，盛土開始時点から行う．盛土開始時点で圧密沈下がほぼ収束するサンドマット(Sm)による沈下は，別途一次元圧密解析(Δe 法)で求め，沈下分を差し引いた層厚を**表-2** に示している．また，Sm による初期応力の増加も，解析では見込んでいる．

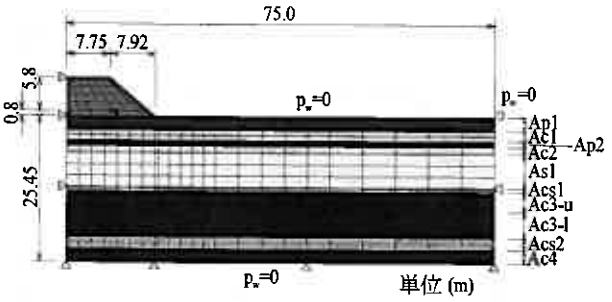


図-11 有限要素メッシュと境界条件

なお，有限変形(LS)解析では，基準配置を刻々と更新していくため(updated Lagrange 形式)，外力となる盛土(B)は初期に一度に与え，変化しつつある形状の体積に対しての物体力とした．

(2) パラメータの設定方法

以下に各パラメータの決定方法を示す．

a) 物性値

各物性値の設定方法を以下に列記する．

・湿潤密度: ρ_t

泥炭(Ap)，粘土(Ac): 一軸圧縮試験での ρ_t を代用

砂(As1): 粒度組成と締まりの程度より 1.8t/m^3 を仮定

・弾性係数: E

砂(As1)および盛土(B)の E は，N 値より次の経験式を用いて推定した．

$$E=2800N\ (\mathrm{kN/m^2})^{27)} \quad (1)$$

なお，盛土(B)に関しては，コーン貫入試験の先端抵抗 q_t を N 値に換算[28]して求めている．

・ポアソン比: ν

ν は弾性論に基づき，K 値より，以下の式を用いて決定した．

$$\nu=K_{0NC}/(1+K_{0NC}) \quad (2)$$

・圧縮指数，膨張指数: $\lambda, \kappa, \lambda^*, \kappa^*$

圧縮指数，膨張指数は，圧密試験結果より得られるが，λ^*, κ^*については両対数表示の ln$v$-ln$p$ 関係の勾配であるため，v-ln$p$ のように自然対数への変換は必要ない．

$$v\text{-}\ln p:\ \lambda=0.434C_c,\ \ \kappa=0.434C_s \quad (3)$$

$$\ln v\text{-}\ln p:\ \lambda^*=C_c^*,\ \ \kappa^*=C_s^* \quad (4)$$

・初期体積比: v_0

v_0 は，降伏応力 p_y に対応する値である．

・限界状態応力比: M

泥炭の有効せん断抵抗角 φ'(度)は，強熱減量 L_i(%)より，次の経験式[29]により推定した．

$$\varphi'=0.19L_i+32 \quad (5)$$

表-2 入力パラメータ一覧

	Depth (m)	Model	ρ_t (t/m^3)	E (kN/m^2)	ν	λ / λ^*	κ / κ^*	v_0	M	OCR	K_{0NC}	K_{0OC}	k_{0f} (m/s)	λ_k / λ_k^*
B	6.60～0.80	B	1.80	14000	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Sm	0.80～0.00	B	1.90	14000	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ap1	0.00～-2.45	A	1.04	-	0.20	3.019 0.318	0.348 0.061	13.5	2.00	1.0	0.25	0.25	8.0E-02	1.474 0.157
Ac1	-2.45～-4.20	A	1.56	-	0.33	0.273 0.116	0.047 0.021	2.93	1.20	3.7	0.50	0.96	7.5E-03	0.237 0.093
Ap2	-4.20～-5.20	A	1.08	-	0.22	1.821 0.299	0.277 0.060	9.3	1.91	1.3	0.28	0.34	3.0E-02	1.203 0.170
Ac2	-5.20～-6.45	A	1.48	-	0.33	0.286 0.118	0.046 0.021	2.91	1.20	2.9	0.50	0.85	1.5E-03	0.285 0.112
As1	-6.45～-12.30	B	1.80	11200	0.34	-	-	-	-	-	0.51	-	7.8E-01	-
Acs1	-12.30～-13.10	A	1.67	-	0.33	0.201 0.098	0.019 0.010	2.38	1.20	2.8	0.50	0.84	3.0E-04	0.207 0.097
Ac3-u	-13.10～-16.55	A	1.54	-	0.33	0.453 0.166	0.033 0.015	3.11	1.20	1.0	0.50	0.50	3.0E-04	0.366 0.148
Ac3-l	-16.55～-21.00	A	1.45	-	0.33	0.660 0.185	0.041 0.018	3.68	1.20	1.3	0.50	0.57	3.0E-04	0.597 0.202
Acs2	-21.00～-23.05	A	1.72	-	0.33	0.210 0.099	0.014 0.007	2.33	1.20	2.8	0.50	0.84	2.0E-04	0.213 0.101
Ac4	-23.05～-25.45	A	1.52	-	0.33	0.467 0.168	0.069 0.030	3.05	1.20	1.9	0.50	0.69	9.0E-05	0.474 0.189

Model-A: Elasto-Plastic Material (Cam-clay) Model-B: Elastic Material ρ_t: 湿潤密度 E: 弾性係数 ν: ポアソン比 λ, κ: v-ln$p$ における圧縮，膨張指数
v_0: 初期体積比 λ^*, κ^*: ln$v$-ln$p$ 関係における圧縮，膨張指数 M: 限界状態応力比 OCR ($=p_y/\sigma'_{vi}$): 過圧密比 K_{0NC}, K_{0OC}: 正規圧密，過圧密領域の静止土圧係数
k_{0f}: 原位置の透水係数の初期値 λ_k: v-ln$p$ 関係における透水係数指数 λ_k^*: ln$v$-ln$p$ 関係における透水係数指数

粘土については，調査地近傍の粘土試料に対して実施された圧密非排水三軸圧縮試験結果[30]より，塑性指数 I_p の大きさに関わらず $\varphi'=30°$ を与えた．

$\varphi'=30$ (6)

なお，M は，φ'を用いて次式から求めることができる．

$M=6\sin\varphi'/(3-\sin\varphi')$ (7)

・静止土圧係数: K_0

正規圧密領域: $K_{0NC}=1-\sin\varphi'$ [31] (8)

過圧密領域　: $K_{0OC}=K_{0NC}\,\mathrm{OCR}^{m}$ (9)

ここに，

泥炭: $m=0.005L_i+0.45$ [30]

粘土: $m=0.5$ [32]

なお，砂(As1)の φ'は，有効上載圧の影響を考慮した N 値から求めた[33]．

・透水係数の初期値: k_0

圧密試験結果より，初期体積比 v_0 に対応する k_0 を用いた．しかし，OCC-SS に対して事前解析を行ったところ，上部軟弱土層(Ap1～Ac2)，とくに泥炭の透水性をあまりに小さく評価することが明らかになった．泥炭では構成する植物や混入している灌木類の弱部が水みちとなって，実地盤の透水係数 k_f を過小評価している可能性[34]があり，圧密試験により得られる透水係数 k は現場透水試験結果よりかなり小さいとの報告[35]がある．そこで，**図-8** に示した過剰間隙水圧の経時変化などを参考にしながら，実測傾向に近づけるように，泥炭(Ap1, Ap2)および上部粘土(Ac1, Ac2)について，$k_f=(5\sim10)k$ とした．

b) 初期応力および降伏応力

初期応力と降伏応力の設定方法を次に示す．

・初期有効応力: σ'_i

初期水平有効応力 σ'_{xi} および初期鉛直有効応力 σ'_{yi} は，有効土被り圧 σ'_v と K_0 値を用いて，次式により算出した．

$\sigma'_{xi}=K_0\,\sigma'_v$，$\sigma'_{yi}=\sigma'_v$

正規圧密状態: $K_0=K_{0NC}$，過圧密状態: $K_0=K_{0OC}$

・降伏応力: p_y

p_y は，圧密試験から得た圧密降伏応力 p_c と σ'_v を比較して，大きい方の値を用いた．

本解析に用いたパラメータをまとめて，**表-2** に示す．

(3) 施工履歴

施工履歴は**図-12** に示すとおりで，前述したとおり，盛土開始時点から実施工の施工記録に基づいてモデル化した．

(4) 解析結果および考察

a) 沈下挙動

盛土中央部における地表面沈下量の実測経時変化を解析値とともに**図-13** に示す．

構成則および解析手法の違いによって，得られる解析沈下挙動の違いは小さく，概ね実測挙動を再現できている．SO-SS'は沈下量がやや大きく，OCC-LS は沈下速度が速い．

等方性モデルの OCC-SS は，異方性モデルである SO-SS'あるいは MSO-SS よりも沈下量が小さい．これは，盛土載荷時に盛土法尻下における地盤の伸張側の強度を，等方性モデルでは大きく評価するためであると考えられる．したがって，同じ異方性モデルであっても，伸張側の強度が小さい SO-SS'では，MSO-SS よりも大きな沈下量が生じている．

解析手法の違い(OCC-SS と OCC-LS の比較)は最終沈下量では小さい．しかし，沈下速度に関しては，形状変化(沈下に伴う軟弱層厚の減少)を考慮できる OCC-LS は，初期形状のまま層厚一定としている OCC-SS よりも，圧密沈下が速く進む．**図-13** では，OCC-SS の方が OCC-LS よりも沈下速度の再現性が高いが，これは OCC-SS を基準に沈下速度に係るパラメータである透水係数を調整しているからである(**(2) a)** 参照)．

b) 過剰間隙水圧

盛土中央部の各土層中央深さでの過剰間隙水圧の計測値の推移を，解析値とともに**図-14** に示す．ただし，解析結果に及ぼす影響は，構成則による違いよりも解析手法の違いの方が大きいため，ここでは解析手法が異なる OCC-SS と OCC-LS の解析値のみ記載する．

OCC-SS の解析値は，実測の過剰間隙水圧の挙動を概ね捉えることができている．一方，OCC-LS は，大きな沈下が発生している上部軟弱土層の Ap1 と Ap2 において，OCC-SS よりも盛土載荷によって土層内に発生する過剰間隙水圧が小さく，また盛土完了後の過剰間隙水圧の消

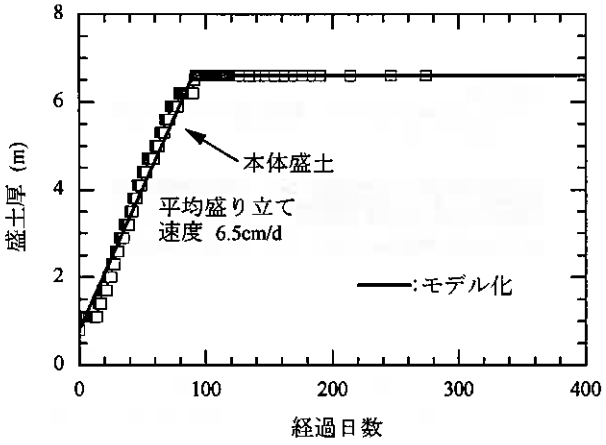


図-12　施工過程のモデル化

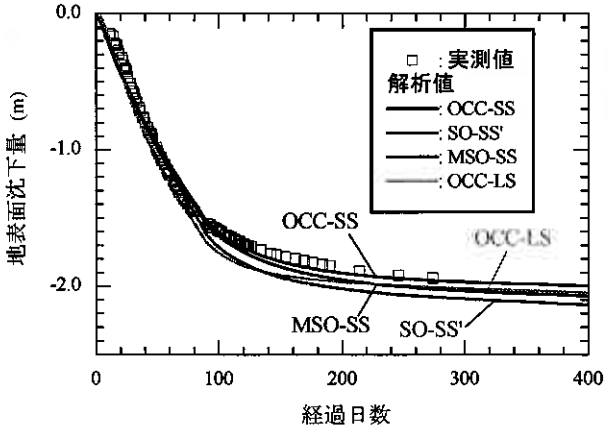


図-13　地表面沈下量の経時変化

散が速い．これはOCC-LSでは，沈下に伴う形状変化を考慮しているためで，軟弱層厚の減少および排水距離の短縮の効果による．

なお，この解析では，前述したようにOCC-SSの実測経時変化に合わせるように透水係数を調整したが((2) a)参照)，OCC-LSを基準に透水係数を調整することで，実地盤の透水係数の，正確な評価が可能になるのかもしれない．

c) 周辺地盤への影響

盛土完了時点の盛土法尻部における地盤内水平変位を**図-15**に示す．また，**図-16**は，盛土外側の地表面鉛直・水平変位の横断形状である．いずれも盛土開始時点を基準とした変位量である．

地盤内水平変位について，実測データから分かるように，盛土施工により外向きのせん断変形による水平変位が発生している．盛土載荷により深度 3m 付近に最大0.3m程度の水平変位が発生している．盛土完了時点の実測沈下量は1.5m程度(サンドマットによる沈下を含めない)であるから，盛土によって発生した水平変位量は沈下量の約20%である．

地盤内水平変位の解析値は，構成則および解析手法により，とくに上部軟弱土層において大きさおよび分布形状が異なる．実測値の再現性に優れているのは，OCC-SSとMSO-SS, OCC-LSである．とくに，OCC-LSは，OCC-SSとMSO-SSでは過大となっている地表面付近の水平変位もよく表現できている．OCC-SSとMSO-SSは，結果としてほぼ同じ水平変位を与えている．

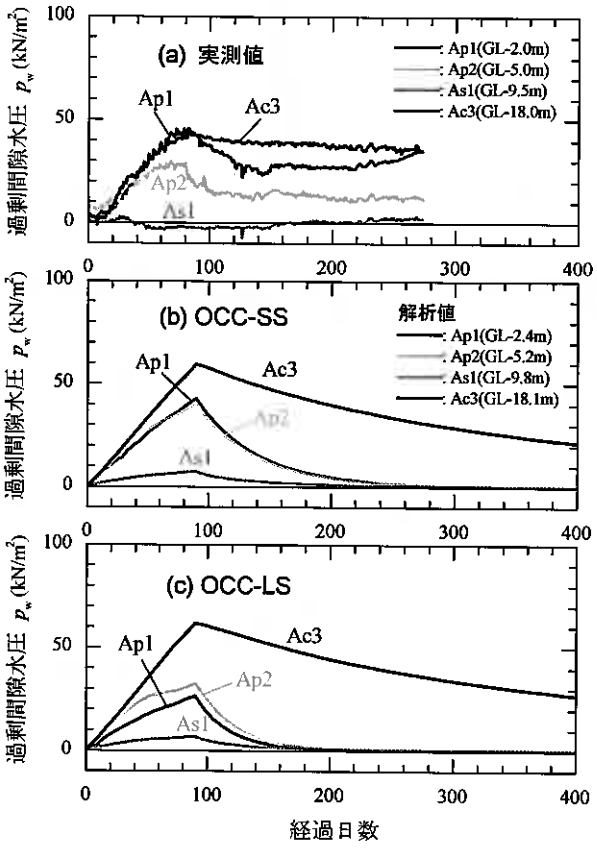


図-14 過剰間隙水圧の経時変化

地表面変形形状について，実測の変形モードは，盛土法尻の近くでは引き込み沈下が，盛土法尻から離れるに従い押し出しと隆起が発生している．

解析曲線は，OCC-SSとMSO-SSは，同じような変形モードとなっており，実測値との対応が良好である．ただし，盛土法尻近傍(盛土中央からの離れ16m付近)の引き込み沈下を再現できていない．OCC-LSは，影響範囲全般に亘り実測値の再現性に優れ，OCC-SSやMSO-SSでは表現できなかった盛土法尻近傍の引き込み沈下が，実測値により近づいている．SO-SS'については，地盤の側方流動を過大に評価しており，周辺地盤の沈下が小さく，大きな押し出しが生じている．

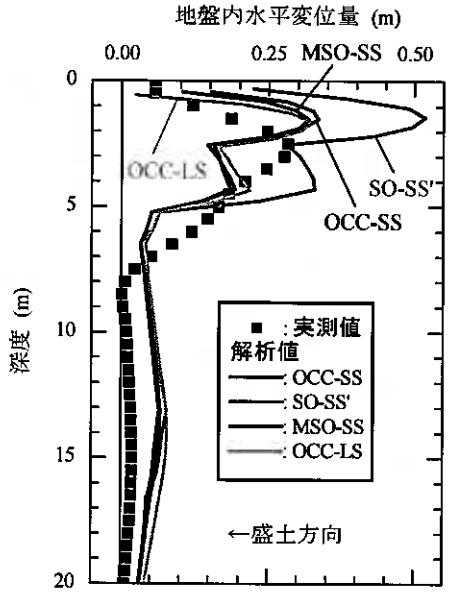


図-15 地盤内水平変位: 盛土法尻部

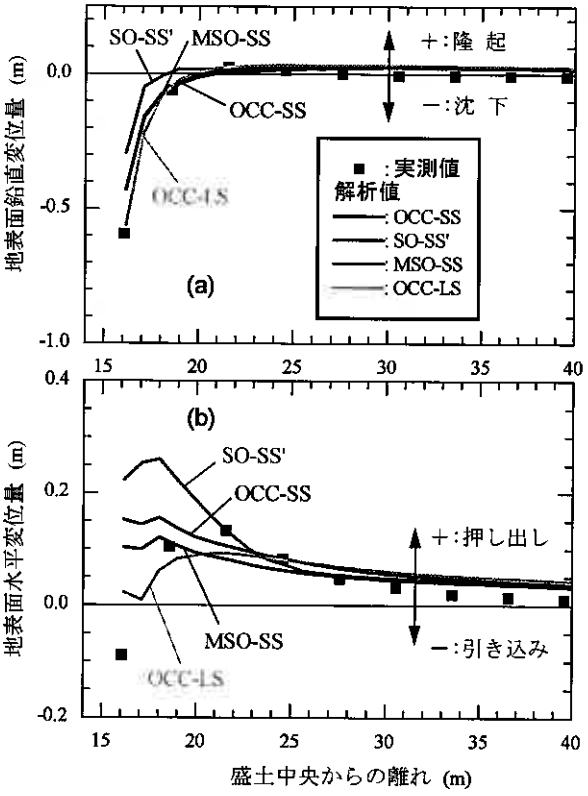


図-16 地表面変形形状

以上，周辺地盤の変形予測精度に優れているのは，OCC-SS と MSO-SS，OCC-LS である．等方性モデルの OCC-SS と異方性モデルの MSO-SS は，ほぼ同じ地盤内水平変位および地表面変形形状を与える結果となった．この理由としては，荷重規模が小さく，伸張側の強度・変形特性の違いが明確に現れなかったことが挙げられる．OCC-LS において，とくに盛土法尻付近の変形を精度よく再現できたのは，沈下に伴い盛土が地盤内に沈み，かつ盛土法肩～法尻における荷重作用面の傾斜を解析上，表現できたことに起因していると考えられる．SO-SS'については，当該泥炭地盤の，とくに伸張側の強度・変形特性を小さく評価し，このため側方流動が大きく生じたものと考えられる．

5. 仮想解析

4 章の試験盛土解析により，SO-SS'を除けば，各構成則および解析手法により，得られる変形予測精度はほぼ同じ結果となった．しかし，この試験施工は 3 章において述べたとおり，無処理地盤であるが，圧密促進と強度増加が良好に行われているため，盛土厚 5.8m は「小荷重」である．しかし，実務設計では，段階載荷工法やプレロード工法のように，地盤が破壊する直前まで荷重載荷を行うことがよく行われる．そこで，OCC-SS と OCC-LS について，地盤が破壊に近づくような仮想の解析を実施し，解析手法の違いについて検討してみる．

地盤を破壊に近づけるために，ここでは次の 2 つの条件を設定する．

- Case1: 荷重の大きさを，慣用円弧すべり安定計算結果 [25]を参考に，限界盛土厚に近い H_b=8.7m とする．解析上は盛土の単位体積重量を大きくすることで表現．ただし，盛土速度および荷重の形状は同じ．
- Case2: 泥炭(Ap1, Ap2)の透水係数を 10^{-1} 倍する(低下させる)．ただし，その他の条件は 4 章と同じ．

Case1 の結果は図-17～図-19，Case2 の結果は図-20～図-22 に示すとおりである．

いずれの結果からも，沈下挙動に関しては，層厚の減少と圧密排水距離の短縮を解析上表現できる OCC-LS の方が，形状変化を考えない OCC-SS よりも若干速い．しかし，最終沈下量に関しては大きな差はない．

地盤内水平変位に関しては，OCC-SS は OCC-LS よりも大きな水平変位を算出している．圧密がほぼ終了する経過 2000 日の地盤内水平変位の最大値は，OCC-LS に比べ OCC-SS は，Case1 で約 35%，Case2 で約 20%大きく評価している．また，盛土外側の周辺変位については，とくに盛土法尻近傍(盛土中央からの離れ 16m 付近)にお

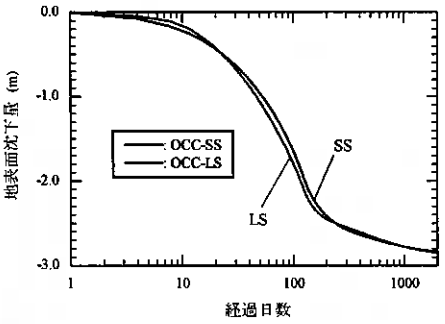


図-17　地表面沈下量の経時変化: Case1

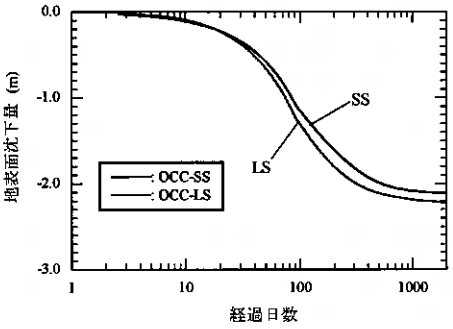


図-20　地表面沈下量の経時変化: Case2

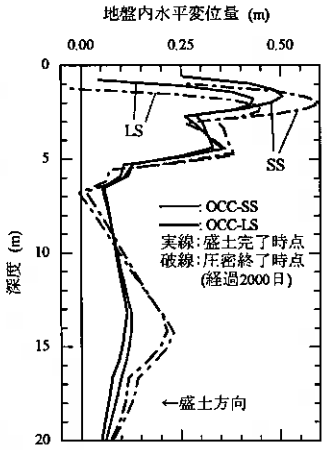


図-18　地盤内水平変位: Case1

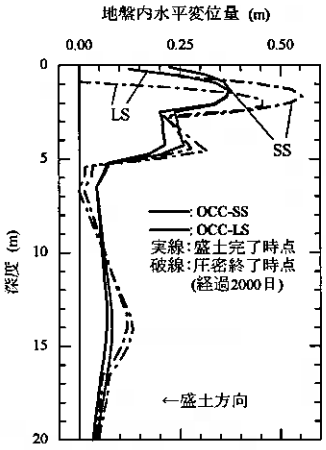


図-21　地盤内水平変位: Case2

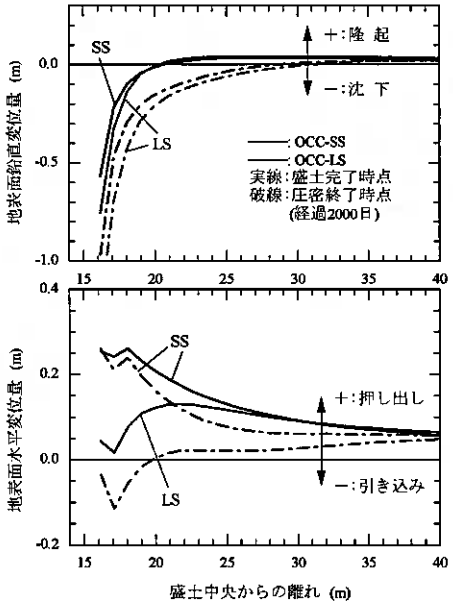


図-19　地表面変形形状: Case1

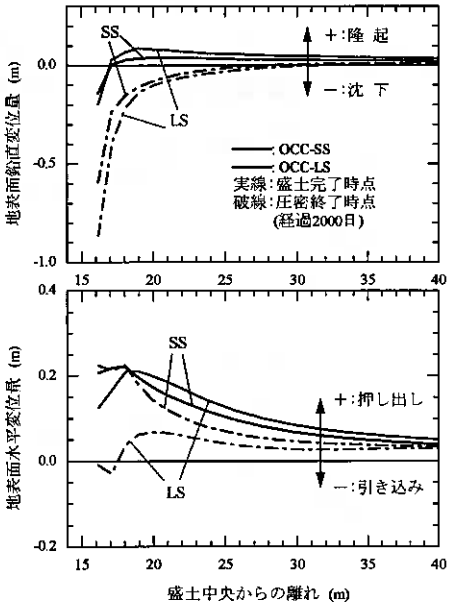


図-22　地表面変形形状: Case2

いて，大きさおよび変形モードが大きく異なっており，例えば，圧密がほぼ終了する経過 2000 日の水平変位は，Case1 では 0.3m 程度，Case2 では 0.2m 程度もの開きがあり，LS は引き込み，SS は押し出しと逆の変形モードである．

以上の比較と**図-15**，**図-16** に示した解析値と実測値との適合度合いから判断して，限界状態に近づくような盛土載荷の変形問題を扱う場合には，微小変形解析ではなく有限変形解析を実施することが適切である．

6. 結論

各種の構成則および解析手法を泥炭地盤上の試験盛土の施工現場に適用し，動態観測結果との比較考察を行って解析精度を照査した．さらに，盛土荷重の大きさ，および地盤の透水性を変化させた仮想解析を実施した．得られた結論をまとめると次のようである．

1) 荷重規模が「小荷重」であれば，SO-SS を除くと，今回採用した各構成則および解析手法による変形予測精度はほぼ同じで，沈下挙動および周辺地盤変位の予測精度は良好であった．
2) 盛土荷重を大きく，あるいは地盤の透水性を低下させて「大荷重」に近づけた仮想解析を行った結果，最終沈下量には大きな差が生じないが，微小変形解析は有限変形解析と比較し，沈下速度を遅く評価し，また，地盤内水平変位および，盛土の周辺地盤の鉛直・水平変位を過大に評価することが分かった．

謝辞：本論文で使用した試験盛土データは北海道開発局釧路開発建設部より提供されたものである．また，**図-1** の三軸試験結果は北海道大学 田中 洋行 准教授より提供していただいた．ここに記して，謝意を表します．

参考文献

1) Roscoe, K.H., Schofield, A.N. and Thurairajah, A.; Yielding of clays in states wetter than critical, *Geotechnique*, Vo1.13, No.3, pp.221-240, 1963.
2) Sekiguchi, H. and Ohta, H.; Induced anisotropy and time dependency of clay, *Proc. Specialty Session 9th Int. Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engrg.*, pp.229-239, 1977.
3) Hashiguchi, K. and Chen, Z. -P.; Elastoplastic constitutive equation of soils with the subloading surface and the rotational hardening, *International Journal for Numerical and Analytical Method in Geomechanics*, Vol.22, pp.197-227, 1998.
4) Asaoka, A., Noda, T., Yamada E., Kaneda, K.and Nakano, M.,; An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanics of soils, *Soils and Foundations*, 42(5), pp. 47-57, 2002.
5) 水野 健太, 土田 孝, 小林 正樹, 渡部 要一; 水平変位の予測精度に着目した粘土の構成モデルと現地計測事例による検証, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.4, pp.936-953, 2007.
6) Yatomi, C., Yashima, A., Iizuka, A. and Sano, I.; General theory of shear bands formation by a non-coaxial Cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol.29, No.3, pp.41-53, 1989.
7) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.; Soil-Water Coupled Behaviour of Saturated Clay near / at Critical State, *Soils and Foundations*, Vol.34, pp.91-106, 1994.
8) 小林 一三, 飯塚 敦, 太田 秀樹; 正規粘土供試体せん断時における局所変形の遷移, 土木学会論文集, No.617/III-46, pp.1～18, 1999.
9) 岡安 崇史, 橋口 公一, 尾崎 利行, 竹添 亮; アンカー引抜時の地盤の変形挙動に関する弾塑性有限要素解析, 応用力学論文集, No.6, pp.541-550, 2003.
10) 亀井 健史, 珠玖 隆行, 志比 利秀; Cam-clay 有限変形解析によるマレーシア軟弱海成粘土地盤上に建設された試験盛土の力学的挙動の評価, 地盤工学ジャーナル, Vol. 1, No. 3, pp.71-83, 2006.
11) 山添 誠隆, 三田地 利之; 真空圧密工法を適用した泥炭地盤の有限変形弾塑性 FEM 解析, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.4, pp.1113-1131, 2007.
12) Hashiguchi, K.: On the linear relations of V-ln$p$ and ln$v$-ln$p$ for isotropic consolidation of soils, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.19, pp.367-376, 1995.
13) 橋 伸也, 飯塚 敦, 太田 秀樹; 対数ひずみを用いた有限変形 Cam-clay モデルの陰解法アルゴリズム, 第 39 回地盤工学研究発表会 発表講演集, pp.259-260, 2004.
14) Britto, A. M. & Gunn, M. J.; *CRITICAL STATE SOIL MECHANICS VIA FINITE ELEMENTS*, Ellis Horwood Ltd., 1987.
15) Iizuka and Ohta; A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.
16) 大野 進太郎, 飯塚 敦, 太田 秀樹; 非線形コントラクタンシー表現式を用いた土の弾塑性構成モデル, 応用力学論文集, Vol.9, pp.407-414, 2006.
17) 小林 正樹; 有限要素法による地盤の安定解析, 港湾技術研究所報告, Vol.23, No.1, pp.481-499, 1984.
18) 太田 秀樹, 大野 進太郎, 飯塚 敦, ピパットポンサー・ティラポン, 竹山 智英; 異方圧密粘土を想定した弾塑性構成モデルの破壊条件と K_0 条件の理論式, 第 3 回地盤工学会関東支部研究発表会(Geo-Kanto 2006), 発表講演集, pp.309-312, 2006.
19) 渡邉 洋介, 坂梨 利男, 村上 武志, 宮田 正史, 福本 裕哉; 地盤変形の影響を考慮した鋼管矢板井筒護岸の設計(その 3) ー弾・粘塑性解析による鋼管矢板井筒護岸の挙動ー, 第 42 回地盤工学研究発表会 発表講演集, pp.1461-1462, 2007.
20) 西田 浩太: せん断弾性波速度による自然堆積粘性土の品質評価に関する研究, 北海道大学学位論文, 2008.
21) 三田地 利之, 藤原 幸彦, 成田 孝: 泥炭の三軸試験実施上の問題点, 泥炭に関する研究討論会論文集, 土質工学会北海道支部, pp.61-68, 1986.
22) 藤山 哲雄, 杉江 茂彦; 複数の FEM プログラムによる解析結果の比較と考察ー軟弱地盤上における盛土の圧密解析の場合ー, 土と基礎, Vol.53, No.8, Ser.No.571, pp13-15, 2005.
23) Oikawa, H.: Compression curve of soft soils, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp.99-104, 1987.
24) 山添 誠隆, 三田地 利之; 真空圧密併用盛土下における泥炭地盤の変形挙動解析, 地盤工学ジャーナル, Vol.1, No.4, pp.143-156, 2006.
25) 北海道開発局 釧路開発建設部・株式会社 ダイヤコンサルタント: 平成 12 年度 一般国道 38 号 釧路市釧路新道盛土管理業務 報告書, 2001.
26) 竹山 智英, 太田 秀樹, 飯塚 敦, ピパットポンサー・ティラポン, 大野 進太郎; 関口・太田モデルにおける特異点処理法, 第 3 回地盤工学会関東支部研究発表会(Geo-Kanto 2006), 発表講演集, pp.313-317, 2006.
27) 社団法人 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 部構造物編, pp.254-255, 2002.
28) 室町 忠彦, 小林 精二; q_u/N 値の粒度による変化の実測例について, サウンディングシンポジウム発表論文集, pp.151-154, 1980.
29) 林 宏親, 三田地 利之, 西本 聡; 泥炭地盤の弾塑性有限要素解析に用いる土質パラメーターの決定法, 地盤工学会北海道支部 技術報告集 第 45 号, pp.243-248, 2005.
30) 林 宏親, 三田地 利之, 田中 洋行, 西本 聡; 泥炭性軟弱地盤の静止土圧係数とその評価, 土木学会論文集, No.813/III-74, pp.179-190, 2006.
31) Jaky, J.; Pressure in silos, *Proceedings of the 2nd International Conference on SMGE*, Vol.1, pp.103-109, 1948.
32) Watabe, Y., Tanaka, M., Tanaka, H. and Tsuchida, T.; K_0-consolidation in a triaxial cell and evaluation of in-situ K_0 for marine clays with various characteristics, *Soils and Foundations*, Vol.43, No.1, pp.1-20, 2003.
33) 社団法人 日本道路協会; 道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 部構造物編, pp.564-565, 2002.
34) 木暮 敬二; 高有機質土の地盤工学, 東洋出版, pp.56-59, 1995.
35) 林 宏親, 三田地 利之, 西本 聡; 原位置透水試験および圧密試験による泥炭地盤の透水特性の評価, 土木学会論文集 C, Vol.64, No.3, pp.495-504, 2008.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

真空圧密工法における間隙水圧挙動に関する検討（その３）

(株)ダイヤコンサルタント　○正会員　高坂　敏明
(株)ダイヤコンサルタント　国際会員　五十嵐　勝
(株)ダイヤコンサルタント　正 会 員　山田　満秀
(株)ダイヤコンサルタント　正 会 員　佐藤　春夫

1. まえがき

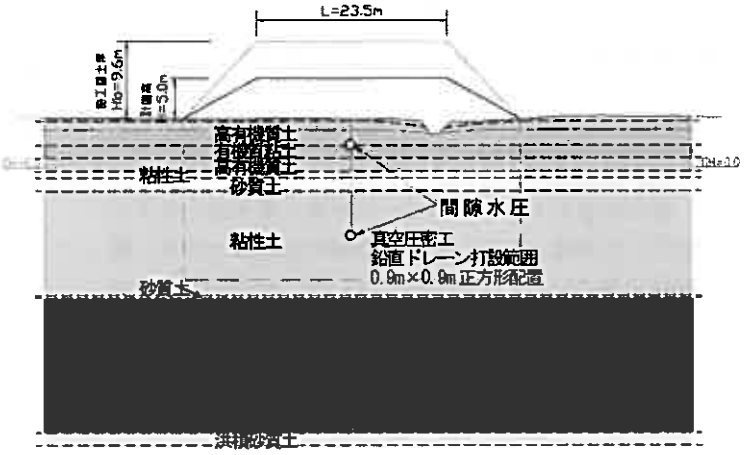
高含水比の泥炭を主体とする軟弱地盤上に道路盛土等を施工する場合，盛土の安定性，残留沈下等の問題やコスト縮減，工期短縮の観点から，軟弱地盤対策工として真空圧密工法を採用するケースが増えている。真空圧密工法は，急速盛土施工を可能とする工法として期待されているが，盛土施工速度が地盤挙動や盛土の安定性に与える影響は，まだ明確にされていないのが現状である[1)2)]。施工時の安定管理には、従来から多用されている松尾・川村による安定管理図に加え、盛土荷重の 50%の過剰間隙水圧を管理値とする手法が用いられてきた[3)]。ただし、盛土後半で過剰間隙水圧の発生と盛土のり尻部の水平変位の発生が比例しないケースもある。このため、真空圧密工法を採用したヤードの中で、水平変位が大きく発生した事例を過剰間隙水圧との関係で考察し、間隙水圧の挙動に着目した新たな管理手法について検討を行い、その内容について報告する。

2. 地盤状況および施工状況

安定管理手法の検討は、施工中の水平変位が比較的大きかったヤードの事例を用いて行った。対象とした地盤の断面図を図－１に示した。上位に自然含水比 wn=250～450%の泥炭と wn=130%程度の有機質粘土が互層状に 7.3m の層厚で分布しており、層厚 1.5m の中間砂層を介して下部粘性土が深度 21.9m まで厚く分布している。

鉛直ドレーンは、0.9m×0.9m の正方形配置であり、盛土速度は v=16cm/日で開始されている。

間隙水圧は、図－１に示すように、上位の高有機質土と有機質粘土の境界付近と下部粘性土で計測をおこなっている。

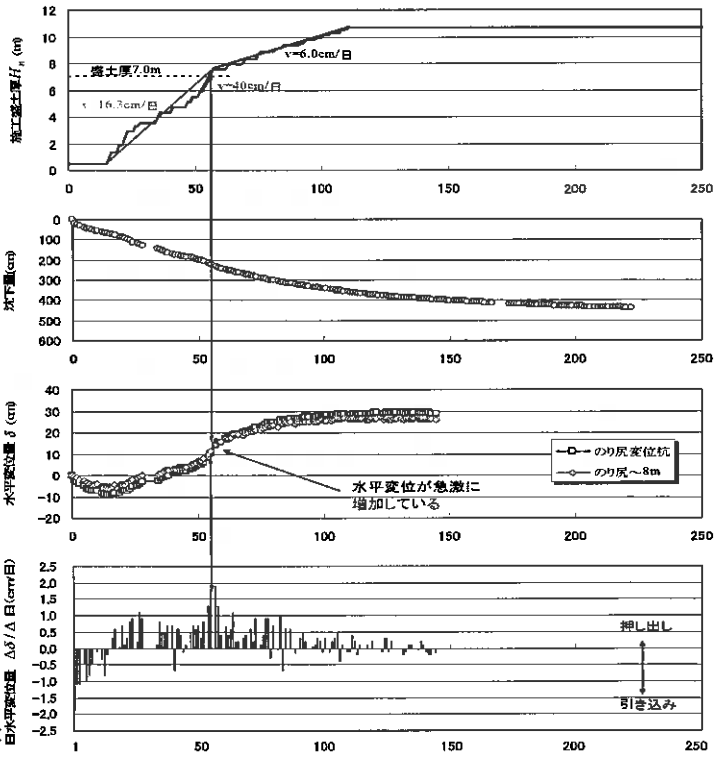


図－1 土質断面図

3. 従来の管理方法による検討

図－２に施工盛土厚、沈下量および水平変位の経時変化図、ならびに従来の管理手法の一つである栗原らによる管理図をならべて示す。同図によると、施工盛土厚が Hn=7.0m に達した頃に、水平変位が急激に大きくなっている。栗原らの管理図においても、水平変位速度が Δδ/Δ日＝1.5cm を超える観測が連続している。この観測値は、盛土厚が Hn=5.0m を越え、盛土速度が v=40cm/日の急速盛土された工程に一致している。ここで、栗原らの管理図によると要注意の値 1.5cm/日に達する盛土厚は 7.0m であり、いわゆる 2.0cm/日の限界値以上には達していない。

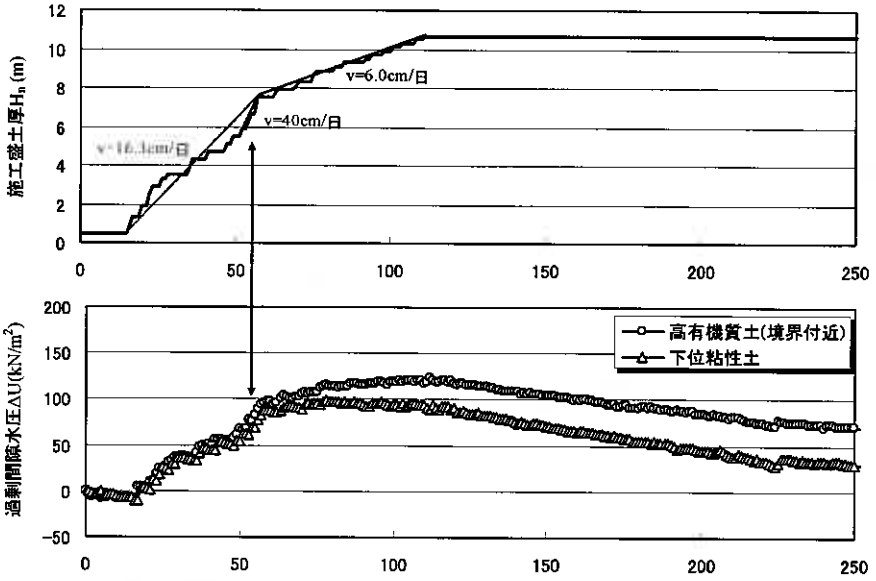
図－３に間隙水圧の経時変化を示した。盛土厚が 8m までは平均盛土速度 16.3cm/日で盛り立てられ、その後緩速施工され、特に施工盛土厚が Hn=5.0～7.0m 時点で盛土速度は 40cm/日と極めて速い速度となっている。過剰間隙水圧の発生は盛土速度を反映して、盛土厚が 5m までは徐々に上昇し、5m を越えて急速載荷



図－2 動態観測結果

A stady on behavior of pore water pressure with vacuum consolidation method.:Toshiaki KOUSAKA, Masaru IGARASHI, Mitsuhide YAMADA,Haruo SATO(DIA CONSULTANTS CO.,Ltd)

された時点で急激に上昇を続けている。盛土厚が 8m を越えて緩速施工に移ってからは上部の泥炭層では間隙水圧の上昇が緩勾配となり、下部粘性土では盛土期間中であるにも関わらず減少傾向を示す。盛土立上り後は減少に転じている。



図－3 動態観測結果

4. 間隙水圧による安定管理手法

前述したように、真空圧密工法施工時の安定管理は、沈下量と水平変位量に着目した従来からの管理手法に加え、増加盛土荷重の 50%を間隙水圧の管理値とする手法を併用している。ここで、地盤の変形は盛土荷重によって発生する過剰間隙水圧に大きく依存している。そこで本工法の間隙水圧挙動の特性を踏まえた管理手法を検討する。

過剰間隙水圧の発生は盛土の増加荷重に起因することから、先ず盛土荷重の考え方を示す。真空圧密工法による負圧の作用は盛土底部に等分布に作用するが、盛土は図－4に示すように台形荷重であるため、盛土後半では減圧効果に対する盛土の増加荷重は小さくなっていく。したがって増加盛土荷重Δσは式－1のように上に凸な曲線で表される。

$$\Delta\sigma = \frac{B_p}{L_p} = \frac{A_p \cdot \gamma_B}{L_{p0} + L_{p1}} \qquad \text{——— 式－1}$$

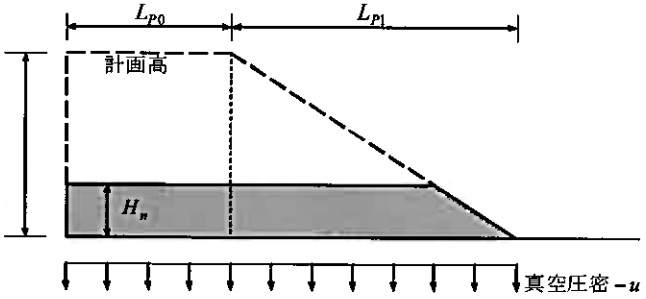
ここで、

B_p：盛土荷重(kN/m)

L_p：盛土載荷幅 $L_p = L_{p0} + L_{p1}$ (L_{p0},L_{p1}：図－4参照) (m)

A_p：載荷した盛土の台形面積(図－4の灰色部分) (m^2)

γ_B：盛土の単位体積重量(kN/m^3)



図－4 盛土荷重モデル

また、計画盛土 Hp に対して厚さ Hn まで施工した場合の増加応力Δσn は式－2のように表される。

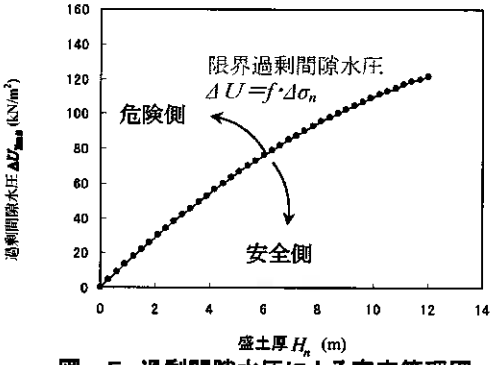
$$\Delta\sigma_n = \frac{H_n \cdot L_{p0} + \left\{ (H_p \cdot L_{p1}) - (H_p - H_n)^2 \cdot {L_{p1}}/{H_p} \right\} / 2}{L_{p0} + L_{p1}} \cdot \gamma_B \qquad \text{——— 式－2}$$

ここで、Δσn に対して発生する過剰間隙水圧ΔUの比を f とし、これを盛土荷重・間隙水圧比と呼ぶことにする。

$$\Delta U = f \cdot \Delta\sigma_n \qquad \text{——— 式－3}$$

ここで、f：盛土荷重・間隙水圧比

この盛土荷重・間隙水圧比 f がある値（管理値）を超えると盛土が不安定化する挙動を示すことが分かれば、施工中は f 値を観測することにより安定した状態で盛土の施工が可能である。図－5は管理値 f が既知の場合の盛土厚と過剰間隙水圧の関係の模式図であるが、施工中の軌跡が曲線の下側であれば安定側、曲線を越えて上側に変化した場合は不安定化となる。

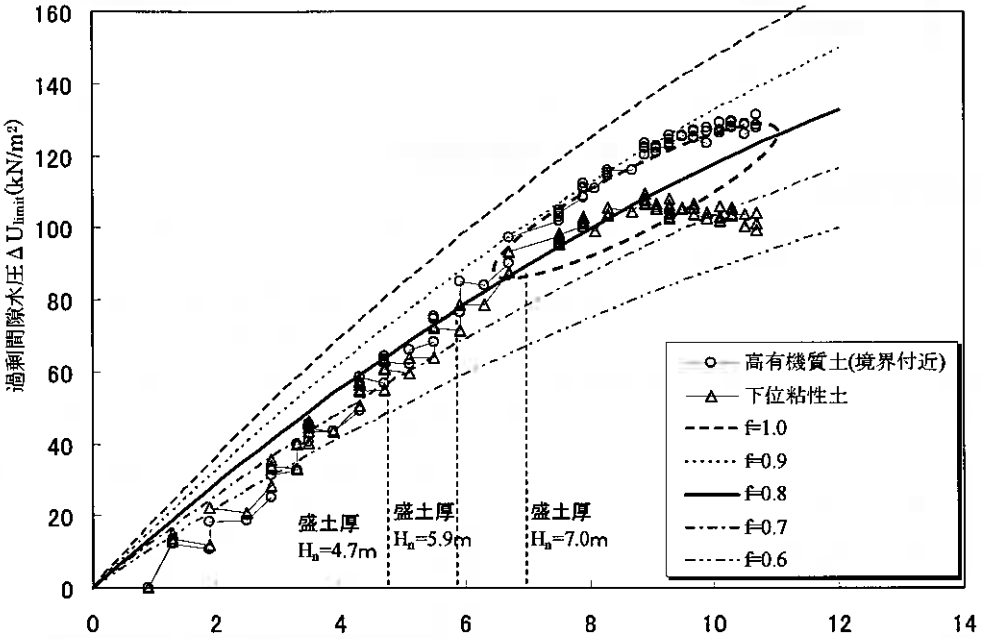


図－5 過剰間隙水圧による安定管理図

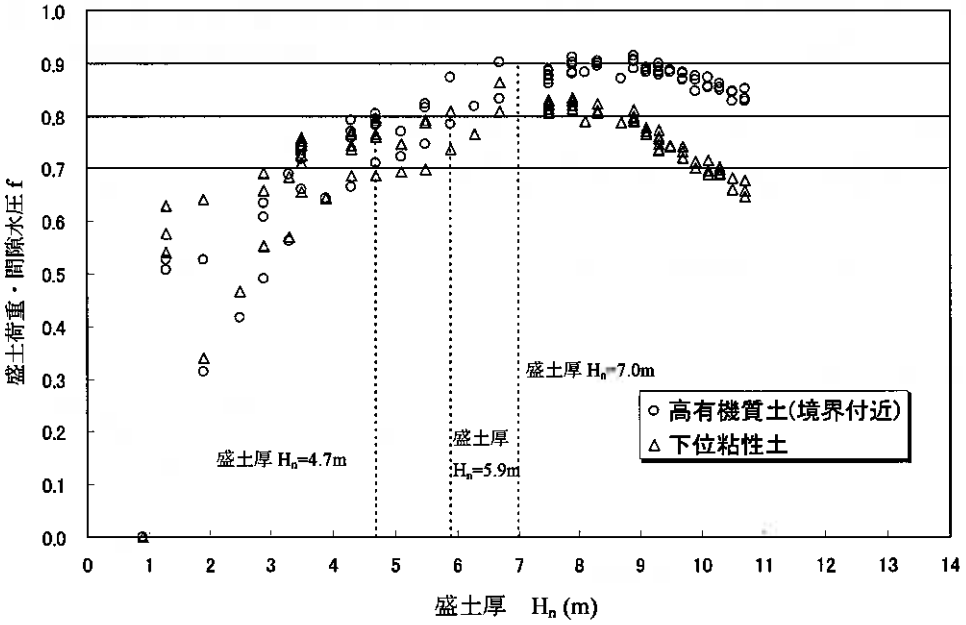
この提案する管理図上に前述の観測データを用いて、盛土厚さ H_n と発生した過剰間隙水圧 ΔU の関係をプロットし、図－６に示した。また、盛土荷重・間隙水圧比 f の推移を図－7に示した。同図によると、盛土荷重・間隙水圧比 f は盛土厚とともに増加し、水平変位が大きな増加傾向を示した盛土厚 H_n=7.0m の時点では f=0.9 の値を示し、その後は、f=0.9 の曲線のわずかに下側を推移している。

同じデータを用いた松尾・川村による安定管理図を図－８に示した。同図によると、水平変位が大きな増加傾向を示した盛土厚 H_n=7.0m の時点での pj/pf の値は管理基準値である pj/pf=0.9 に達している。すなわち、松尾・川村の管理図での管理基準値 pj/pf=0.9 の時、提案する管理図では f=0.9 となる。変位による安定性と応力による安定性の数値上で一致したことの深意は不明であるが、このことは、松尾・川村の管理図に加え、提案する管理図も併用することにより、より確実に不安定化の時期が予測できる可能性を示唆している。

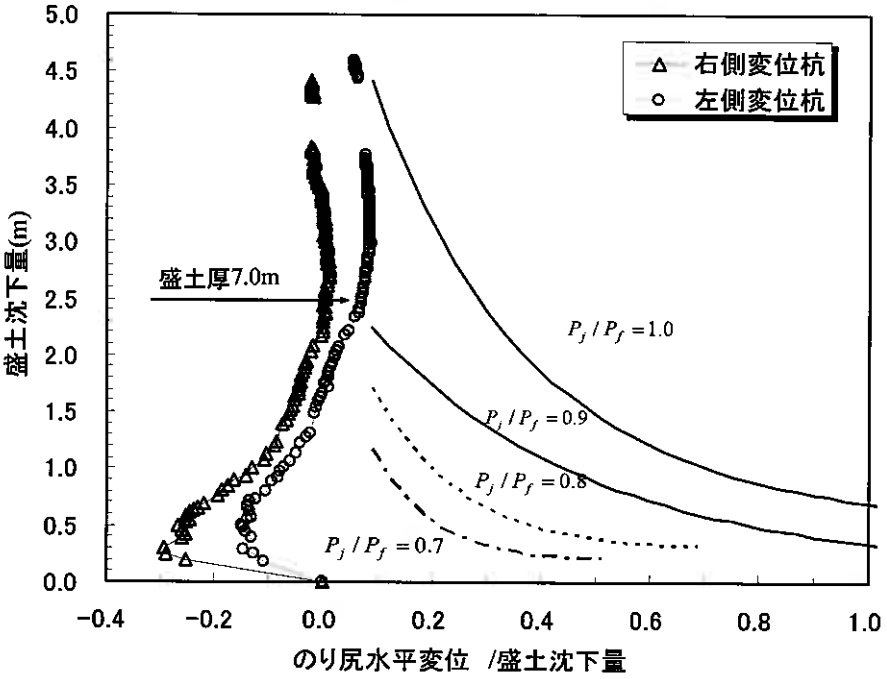
ところで、図－６および図－7を注視すると、盛土厚が約 5.9m 付近で f 値の多少大きな増加挙動がみられる。したがって、もし、この挙動を盛土不安定化の前兆とみるならば、提案する管理図には盛土厚約 5.9m 付近で既に盛土の不安定化の兆候が現れたことになり、松尾・川村の管理図より早期の予測の可能性を示している。なお、不安定化の前兆が現れた時の f 値は約 0.8 であり、この値（f=0.8）を管理基準値に設定することも一法とは考えられる。



図－6 過剰間隙水圧による安定管理図



図－7 盛土厚と盛土荷重・間隙水圧比 f の関係



図－8 盛土厚と盛土荷重・間隙水圧比 f の関係

5. まとめ

本報告は、真空圧密工法を併用して盛土を施工する際の安定管理手法について、水平変位が大きく発生した事例を発生間隙水圧との関係で考察し、従来から用いられてきている安定管理手法に加え、間隙水圧の挙動に着目した管理手法を提案したものである。本論文では先ず、盛土荷重Δσn に対して発生する過剰間隙水圧ΔUの比を盛土荷重・間隙水圧比 f と定義し、f を管理値とした発生間隙水圧～盛土厚さ関係を管理図として提案するとともに、この管理図の有用性について検討した。検討結果をまとめると以下のとおりである。

1) 真空圧密工法を併用して高有機質土地盤上に築造された盛土において、盛土厚さが約 7.0m 付近で水平変位が急激に大きくなり、盛土の不安定化が見られた。
2) この挙動を従来の管理手法の一つある栗原らの管理図でみると、確かに盛土厚さが 7.0m で管理値は要注意の 1.5cm/日を示していた。また、松尾・川村の管理図でも、管理値 pj/pf は基準値の pj/pf=0.9 に達した。
3) 一方、提案する管理図における荷重・間隙水圧比は f=0.9 であり、変位による安定性（pj/pf=0.9）と応力による安定性（f=0.9）の数値上で一致がみられた。
4) しかし、提案する管理図を注視すると f=0.8 付近で f 値の多少大きな増加挙動がみられ、この値を管理値に設定すれば、従来の管理図よりは早い段階で地盤の不安定化の兆候見いだせることが分かった。

なお、今回の施工事例においては、管理基準値を f=0.8～0.9 程度に設定することにより従来の安定管理図と同等の管理が行える可能性が示唆されたが、今後は、他の施工事例ならびに、今後の施工データに対しても本管理手法を適用性を検討し、管理基準値の設定を提案していきたいと考えている。

＜参考文献＞

1) 高坂敏明、五十嵐勝、佐藤春夫：真空圧密工法における間隙水圧挙動に関する検討（その２）、第 41 回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.500-501、2006.
2) 五十嵐勝，高坂敏明，佐藤春夫、山田満秀：真空圧密工法における盛土速度と地盤挙動に関する考察，第 39 回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.975-976, 2004.
3) 林宏親、蛯澤敦、秋元清寿、高坂敏明、五十嵐勝：一般国道 38 号釧路新道における強制圧密脱水工法の適用について、地盤工学会東北支部地盤工学フォーラム 2001 研究討論会講演概要集、pp.98-105、2001.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

真空圧密工法によって生じる過圧密比の程度と残留沈下量の関係について

北海道大学工学研究科　学生会員　○廣瀬　敦
北海道大学工学研究科　国際会員　福田文彦
北海道大学工学研究科　国際会員　田中洋行
寒地土木研究所　国際会員　林　宏親

1.はじめに

軟弱地盤に盛土を施工する際に生じる沈下の抑制対策工法の一つとして真空圧密工法が挙げられる．真空圧密工法は，真空ポンプや鉛直ドレーンを用いて地盤内の間隙水や空気を強制的に排出することにより地盤を収縮変形させ，盛土時の側方への押し出し変形が抑制できるため，周辺地盤への影響範囲も小さく，低騒音，残土処分の軽減などの面で利点を有している．また，施工費用と時間のバランスが良い工法である．一方，寒冷地などには泥炭地盤が分布しており，その泥炭地盤の物理的な特徴として，多孔質，高含水比，高圧縮性などを有している．そのため，泥炭地盤は非常に軟弱であり，特に二次圧密沈下量の発生が他の地盤と比較して顕著であり，地盤改良工事完了後も二次圧密による不同沈下といった被害が生じる．このような軟弱地盤に盛土を施工する際には地盤改良を行うのが一般的であり，近年，その対策工法として真空圧密工法が適用されることが多くなってきている．そこで本研究では真空圧密工法が適用される地盤の盛土の高さの違いによって生じる過圧密比 OCR の違いと残留沈下量の関係を実験的に把握することを目的に三軸試験器を用いた圧密試験を行った．

2.実験概要

2.1　実験の試料

実験に使用した試料は江別市美原（北緯 43 度 9 分 39 秒，東経 141 度 33 分 52 秒）で採取した不撹乱泥炭試料であり，表 1 は試験に用いた泥炭試料の物性値を示している．サンプリングは直径 75mm の固定ピストン式シンウォールサンプラーによって行った．泥炭地盤は多量の有機物を含んでいるため成形が非常に困難である．したがって，周面のトリミングを必要としないように，三軸試験の供試体の直径をサンプリングチューブの直径と同じ 75mm とした．また，供試体の高さは泥炭地盤は圧縮性が高く，沈下量が大きくなるため，試験器のストローク内に収まるように 50mm とした．

表 1　実験サンプルの物性値

実験名	深度(m)	w_0 (%)	w_f (%)	Lig (%)	実験でシュミレーションしたOCR
P-1.00	1.84～2.01	506.36	258.80	59.357	1.00
P-1.25	2.53～2.71	365.19	130.60	41.082	1.25
P-1.75	2.18～2.36	427.12	208.03	50.425	1.75

2.2　三軸圧密試験の実験条件

実験は実験 P-1.00，P-1.25，P-1.75 の 3 つを行った．これらの実験条件を表 2 にまとめる．

2.2.1　実験 P-1.00

実験 P-1.00 は真空圧密工法を適用せずに泥炭地盤に盛土を構築した場合をシミュレーションした実験である．この実験は載荷段階を 2 つに分けた載荷段階 I と載荷段階 II から構成されている．載荷段階 I では盛土が載荷される施工前の現地盤状態を再現するためのものである．この載荷段階 I の圧密条件は K_0 圧密であり，初期等方応力状態（上載圧 σ_a=側圧 σ_r=3kPa）からから側方変位が発生しないように制御しながら載荷終了点の上載圧 σ_a=50kPa まで上載圧の載荷速度 0.2kPa/min で載荷した．この載荷段階 I では 7 日間にわたって試料を放置し，盛土載荷前の状態における泥炭試料の沈下の評価を行った．

表 2　実験中の上載圧

実験名	OCR	載荷段階 I			載荷段階 II			載荷段階 III		
		載荷圧（上載圧）	圧密条件	ステージ打ち切り	載荷圧（上載圧）	圧密条件	ステージ打ち切り	載荷圧（上載圧）	圧密条件	ステージ打ち切り
P-1.00	1.00	50kPa	K_0	7日間	125kPa	K_0	3t ＋7日間			
P-1.25	1.25				375kPa	等方	3t	300kPa	等方	7日間
P-1.75	1.75				175kPa			100kPa		

The relationship between an over-consolidation ratio and residual settlement in application of the vacuum pre consolidation method
Atsushi HIROSE, Fumihiko FUKUDA, Hiroyuki TANAKA (Hokkaido University, Graduate School of Engineering)
Hirochika HAYASHI (Civil Engineering Research Institute for cold region)

載荷段階Ⅱでは地盤に盛土荷重が載荷される状態を再現するためのものである．この載荷段階Ⅱの初期応力状態はσ_a=50kPaのK_0状態であり，K_0条件を保ちつつ，σ_aをさらに125kPaまで増加させる．また，上載圧の載荷速度は0.2kPa/minである．この載荷段階Ⅱでは試料を3t時間+7日間にわたって放置し，盛土が載荷された泥炭地盤の沈下量の評価を行う．なお，載荷段階Ⅰおよび載荷段階Ⅱとも供試体には200kPaの背圧を載荷した．

2.2.2　実験P-1.25およびP-1.75

一方，実験P-1.25とP-1.75では泥炭地盤上に真空圧密工法と盛土の構築を併用した場合をシミュレーションした実験である．実験P-1.25は盛土高が高く真空圧密に伴う過圧密比OCRの程度が小さい場合のシミュレーションであり，P-1.75は盛土高が低くOCRが大きい場合のシミュレーションである．これらの実験は載荷段階を3つに分けた載荷段階Ⅰ，載荷段階Ⅱと載荷段階Ⅲから構成されている．図1は実験P-1.25の載荷プログラムと実測値を示したものであり，図2は実験P-1.75の載荷プログラムと実測値を示したものである．

載荷段階Ⅰは盛土が載荷される前の地盤（K_0）状態を再現するためのものであり，載荷条件は実験P-1.00の載荷段階Ⅰと全く同じである．

載荷段階Ⅱでは真空圧密工法と併用しつつ盛土を構築される際の地盤状態をシミュレーションするための載荷段階であり，上載圧σ_aと側圧σ_rを等方的に増加させる（$\Delta\sigma_a=\Delta\sigma_r$）．図1の実験P-1.25は$\sigma_a$の増加分が325kPa（=375kPa-50kPa）であることから，σ_rについてもその初期値に対して325kPa増加させる．同様に図2の実験P-1.75はσ_aの増加分が125kPa（=175kPa-50kPa）であることから，σ_rについてもその初期値に対して125kPa増加させる．そして載荷段階Ⅱは3t法によって一次圧密の終了を判定し，3t時間に到達した後に載荷段階Ⅲに移る．

載荷段階Ⅲは盛土の構築が完了すると共に，真空圧密工法の真空圧のみが解除された後の地盤状態をシミュレーションするための載荷段階である．この載荷段階Ⅲではσ_aとσ_rが共にそれぞれの初期状態の値から75kPa減少させ，その減少速度はσ_aとσ_r共に0.2kPa/minである．なお，真空圧密工法が適用される地盤において完全な気密性が確保されるとすれば，真空圧の除荷後のσ_aとσ_rの減少値はほぼ100kPaとなるが，実際の施工においては地盤の完全な気密性を確保することが難しいことを考慮して，σ_aとσ_rの減少値を75kPaに設定した．この載荷段階Ⅲの試料の放置期間は7日間である．真空除荷後の実験P-1.25のOCRは1.25であり，実験P-1.75のOCRは1.75である．この2つの実験P-1.25およびP-1.75についても供試体に200kPaの背圧を載荷している．

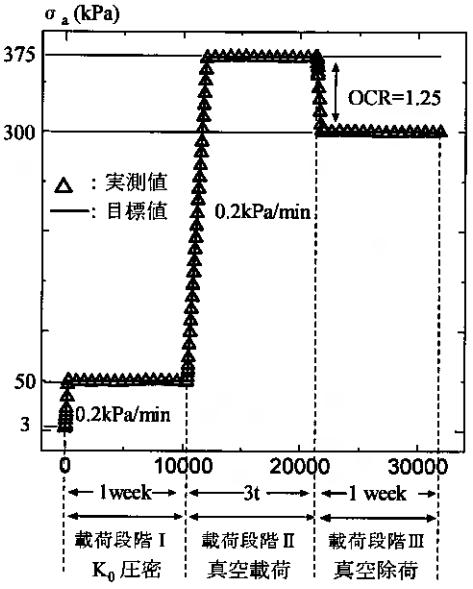


図1　実験P-1.25のσ_aの載荷プログラムと実測値

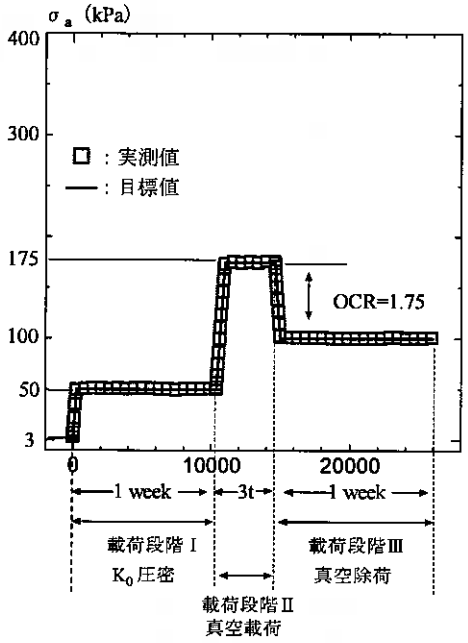


図2　実験P-1.75のσ_aの載荷プログラムと実測値

2.3　試験機

今回使用した試験機を図3に示す．供試体の下端設置面中央(ペデスタル)にて，間隙水圧の測定を行った．泥炭地盤の供試体の周面にはろ紙を4本設置し，排水方向は半径方向とした．軸力の載荷はベロフラムシリンダーを用い，軸力，側圧をコンピュータで制御しながら試験を行った．試験中はロードセル，ダイヤルゲージ，圧力変換器，差圧計を用いて軸力，軸変位，セル圧，背圧，間隙水圧，排水量を測定した．K_0条件の制御中は，軸変位量と体積変化から側方ひずみを算出し，側方変位

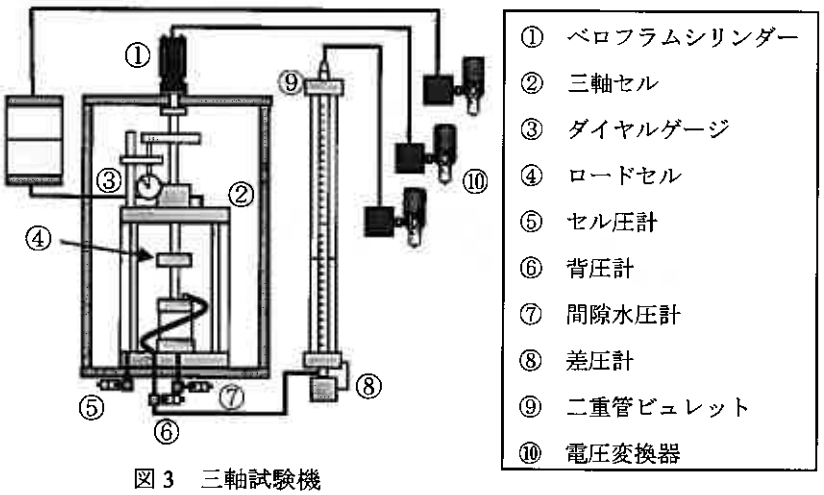


図3　三軸試験機

が±0.05%の範囲に収まるように側方応力を自動制御しながら実験を行った.

3.実験結果

3.1 載荷段階Ⅰ

載荷段階Ⅰは実験 P-1.00, P-1.25, P-1.75 の施工前の地盤の状態を K_0圧密で再現したものである. 図 4 は載荷段階Ⅰで得られた σ_a と時間の関係と過剰間隙水圧 Δu と時間の関係を示したものである. また, 図 5 は体積ひずみ ε_v と時間の関係を示したものである. 図 4 では 3 種類の実験とも同じ荷重 σ_a=50kPa を K_0条件で載荷している. 各実験で Δu の最大は異なるが, σ_aの増加とともに Δu が発生して, σ_aの増加終了時になると Δu は最大を示し, その後減少に向かった. また, 図 4 と図 5 では Δu がほぼ消散した後にも沈下が続くことが明らかである.

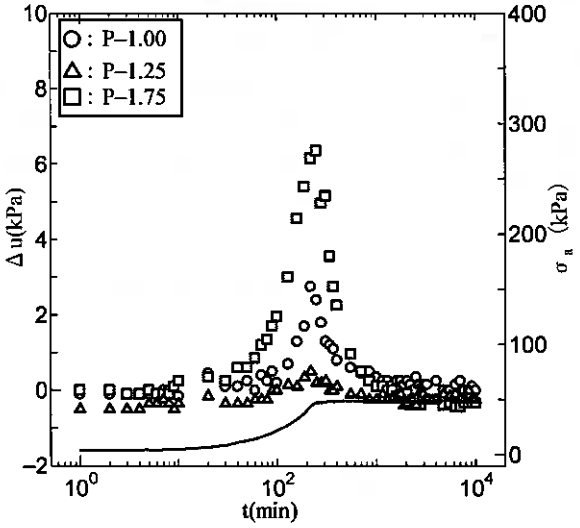


図 4 Δu と時間 t, σ_a と t の関係（載荷段階Ⅰ）

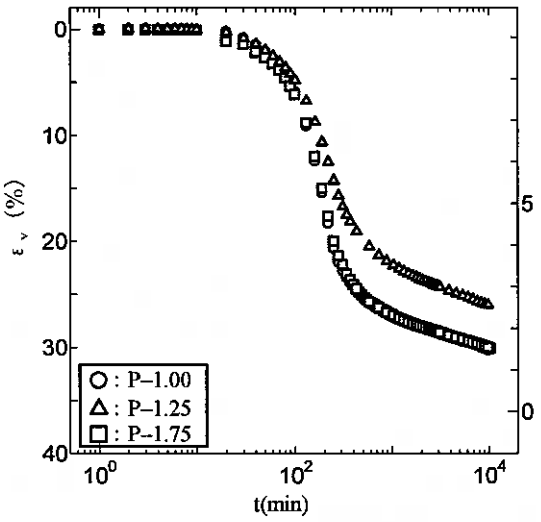


図 5 ε_v と t の関係（載荷段階Ⅰ）

3.2 載荷段階Ⅱ

実験 P-1.00 の載荷段階Ⅱでは地盤に盛土のみの載荷をシミュレーションする過程であり, 実験 P-1.25 と P-1.75 の載荷段階Ⅱでは真空載荷と盛土を併用した状態をシミュレーションする過程である. 図 6 は載荷段階Ⅱの Δu と時間の関係と σ_a と時間の関係を示したものである. また, 図 7 は ε_v と時間の関係を示したものである. 載荷段階Ⅰの時と同じように σ_a の増加とともに Δu が発生して, σ_a の増加終了時になると Δu は最大を示し, その後減少に向かった. また実験 P-1.25 において載荷段階Ⅱ終了点すなわち 3t 時間経過時においても, Δu が消散していない。これは無機質粘土を念頭に置いた一次圧密終了の判定基準である 3t 法では, 高有機質土あるいは泥炭の一次圧密終了の判定が確実には行えない可能性があることを示す実験結果である.

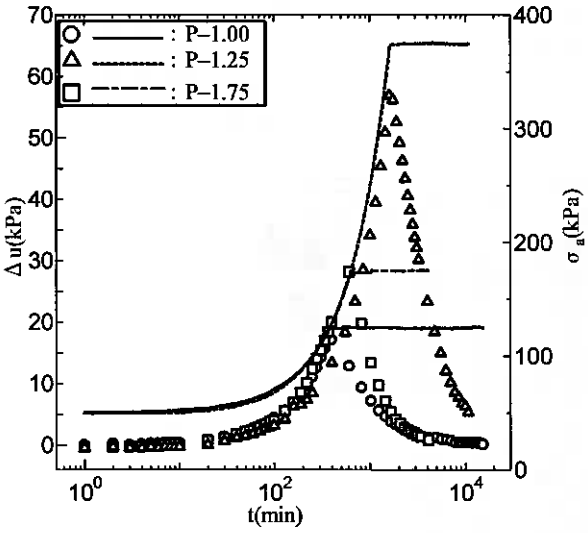


図 6 Δu と t, σ_a と t の関係（載荷段階Ⅱ）

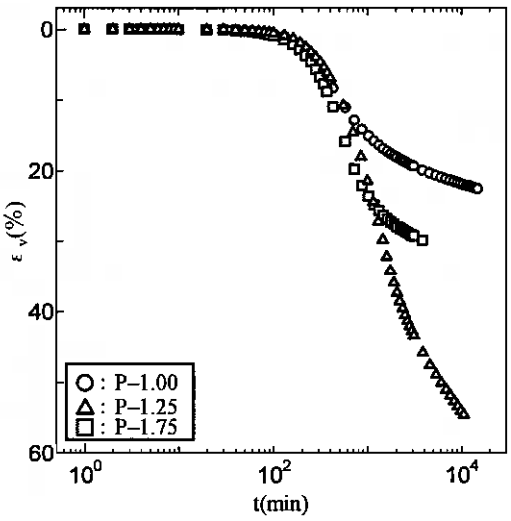


図 7 ε_v と t の関係（載荷段階Ⅱ）

3.3 載荷段階Ⅲ

載荷段階Ⅲは実験 P-1.25 と P-1.75 は盛土を放置して真空載荷を除荷される状態をシミュレーションしたものである．図 8 は σ_a と時間の関係と Δu と時間の関係を示したものである．また，図 9 は ε_v と時間の関係を示したものである．また，比較のため実験 P-1.00 の載荷段階Ⅱにおいて 3t 時間後に 1 週間放置したグラフも示している．

実験 P-1.00 では Δu の消散後にも ε_v の圧縮が見られた．実験 P-1.25 では σ_a の除荷（σ_a が 375kPa から 300kPa に減少）とともに Δu が 5kPa から-5kPa に減少して，真空圧の除荷が終了して σ_a が 300kPa で一定になると Δu は 0 に向かった．しかし，Δu が-5kPa から 0 に向かっているにもかかわらず，ε_v は圧縮に向かった．実験 P-1.75 では真空圧の除荷（σ_a が 175kPa から 100kPa に減少）とともに負の Δu が発生して同時に体積膨張が見られた．その後，真空圧の除荷が終了して一定（σ_a が 100kPa）になると負の Δu が消散に向かい ε_v の変化が少なくなり Δu がほぼ消散すると ε_v の変化が見られなくなった．つまり，過圧密比 OCR が大きくなる（盛土高が低い）ケースではクリープ抑制効果も大きくなる結果が得られた．

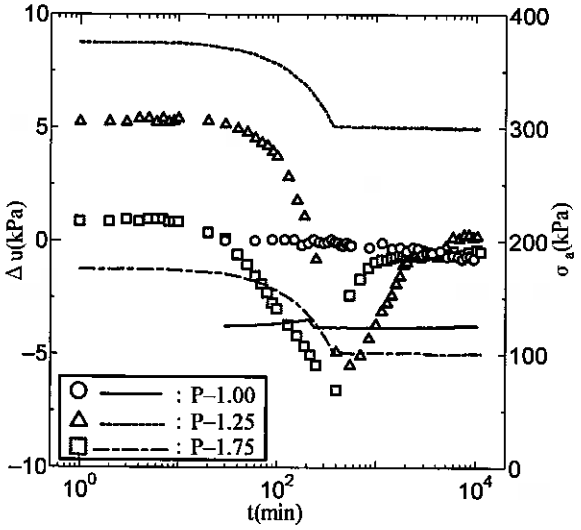


図 8　Δu と t，σ_a と t の関係（載荷段階Ⅲ）

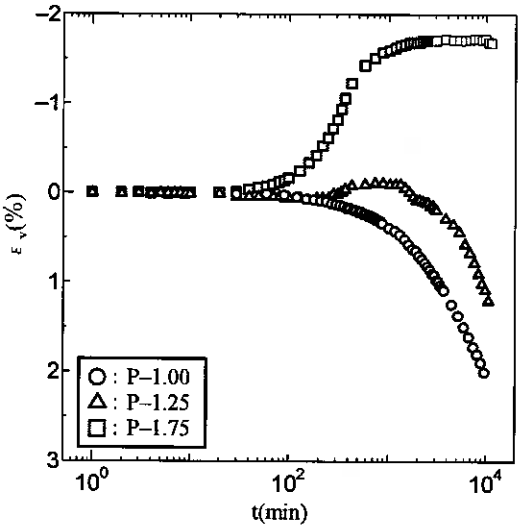


図 9　ε_v と t の関係（載荷段階Ⅲ）

4.結論

- 泥炭地盤では真空圧密工法を適用しながら盛土を行うことにより，二次圧密沈下量の抑制ができる可能性があることを示した．
- 過圧密比 OCR が大きくなるとクリープと思われる沈下の抑制効果が確認された（盛土高の低い方が沈下抑制効果が高い）．ただし，盛土高が高くなり，真空除荷後の OCR が低下すると二次圧密低減効果は期待できなくなる．
- 実験 P-1.25 の載荷段階Ⅱにおいて 3t 時間終了後にも Δu の消散が確認できなかった．この結果より泥炭試料では圧密完了の目安である 3t 法による圧密終了の判定が行えない可能性があることを示す実験結果である．

参考文献)

1) 能登繁幸：泥炭地盤工学，1991
2) 森木翼，他：プレローディング工法と真空圧密工法の沈下抑制効果に関する実験的検討，地盤工学会北海道支部年次技術報告集，第 47 号，2007
3) 林宏親：泥炭地盤の変形挙動解析に用いる地盤定数の評価法に関する研究，北海道大学大学院工学研究科博士論文，2006
4) 真空圧密技術協会：高真空 N&H 工法　技術資料，2004

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

種々の地盤材料の圧縮曲線に対するひずみ速度依存性の比較

北海道大学大学院　学生会員　○堤　彩人
北海道大学大学院　国際会員　田中　洋行
函館高専環境都市工学科　国際会員　川口　貴之

1. はじめに

近年，一次元圧密に関する研究において，粘性土の応力 - ひずみ（ε-logp'）関係は，ひずみ速度依存性（粘性）を示すことが数多く報告されている（例えば Leroueil [1]）．これらの研究成果は，地盤の長期的な圧密沈下挙動の予測精度向上に寄与することが期待されており，実用化に向けさまざまなモデルが提案されている．例えば，Kobayashi，他 [2]が提案するひずみ速度依存型の圧密モデルは，関西国際空港人工島下の海底地盤沈下挙動をうまくシュミレーションできると報告している．

先に挙げた文献 1)，2)で報告されているひずみ速度依存型の圧縮則は Isotache 型と呼ばれ， **Fig. 1** に示すように，「ε-logp' はひずみ速度（$\dot{\varepsilon}$）によって決定され，それらは互いに平行である」との特徴を有している．一方，筆者らはこれまでに，笠岡再構成粘土に対して CRS 試験を実施し， Isotache 型には当てはまらないε-logp'のひずみ速度依存性を報告している（詳しくは，文献 3)）．そこで，本研究では，種々の地盤材料に対して CRS 試験を実施し，材料によってひずみ速度依存性がどのように違うのかを明らかにする．

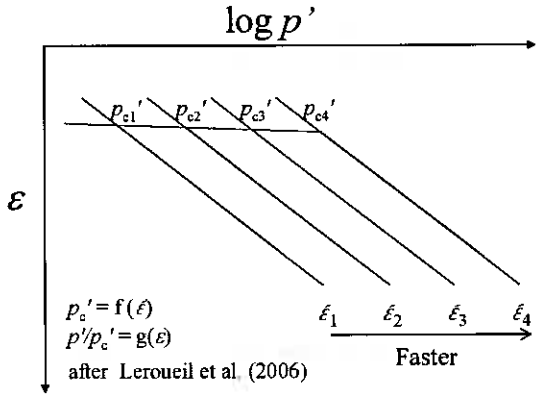


Fig. 1　Isotache 型圧縮則の概念図

2. 試料および試験方法

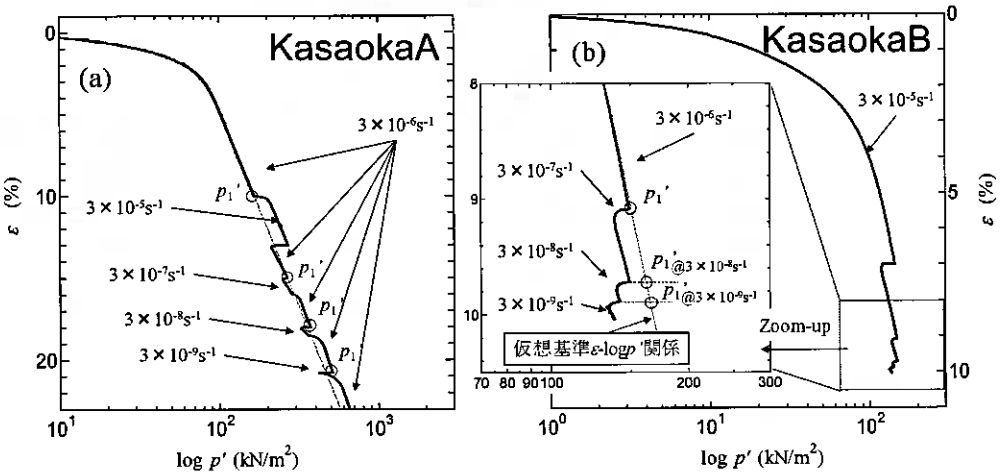
2.1 試料

本研究で用いた試料は，笠岡粘土，東京湾浚渫土の再構成試料と佐賀有明粘土，八郎潟粘土，大阪湾粘土の不攪乱試料で，その物理特性を **Table 1** に示す．

笠岡粘土は，粘土粉末を蒸留水で混合・攪拌して，液性限界の 2 倍程度の含水比に調整したスラリー試料を予圧密セル内にて 70kN/m^2 の鉛直圧密応力で 10 日間一次元圧密した．東京湾浚渫土は，420μm のふるいを通過したスラリー試料を液性限界の 2 倍程度の含水比に調整し，予圧密セル内にて 100kN/m^2 の鉛直圧密応力で 10 日間一次元圧密した．

2.2 試験方法

本研究では，JISA1227 に準拠した CRS 試験を実施した．本研究で使用した CRS 試験装置（通称 SSCRS）は，載荷装置にデジタルサーボモータを用いた装置であり，従来の装置と比べて軸変位を精度良く制御できる．SSCRS の具体的な性能は，Tsutsumi，他 [4]に詳しい．供試体の寸法は，直径 60mm 高さ 20mm で， 100kN/m^2 の背圧を載荷した．試験中は，上部排水面の軸圧縮力（σ）と下部非排水面の過剰間隙水圧（Δu）を計測し，軸変位量はモータの回転量より換算した．供試体内の間隙水圧は放物線分布していると仮定し，圧密応力 p'は，$p'=\sigma-2/3\ \Delta u$ より算出した．



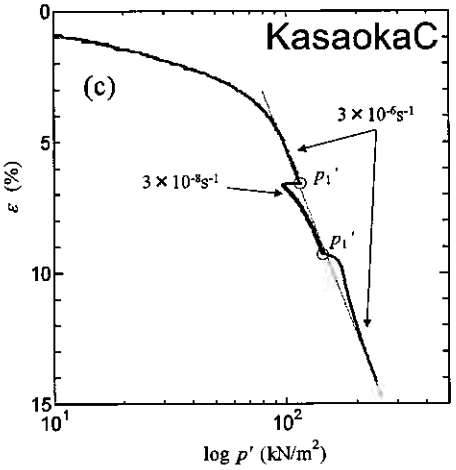


Fig. 2　ε-logp'関係
（**(a)**KasaokaA，**(b)**KasaokaB，**(c)**KasaokaC）

Comparison of strain rate dependency on compression curves for various clays
Ayato Tsutsumi and Hiroyuki Tanaka (Hokkaido University Graduate School), Takayuki Kawaguchi (Hakodate National College of Technology)

Table 1　各種試料の物理特性

サイト	Test name	深度(m)	予圧密応力	ρ_s(g/cm^3)	w_n(%)	w_L(%)	w_P(%)	I_P(%)
笠岡	KasaokaA	-	70kN/m^2	2.61	46.5	62	36	26
東京湾	Tokyo	-	100kN/m^2	-	101.2	103	33	70
八郎潟	Hachirogata	6.4	-	2.47	177.0	209	69	140
佐賀有明	Ariake	9.6	-	2.63	99.4	82	36	46
大阪湾Ma10	Osaka-Ma10	155.5	-	2.74	43.1	82	32	50

3.　試験結果

3.1　笠岡粘土再構成試料

3.1.1　ε-logp'関係

Fig. 2 (a)から**(c)**に笠岡粘土再構成試料に対して実施したCRS試験から得たε-logp'を示す．**Fig. 2 (a)**に示すKasaokaAは，ひずみ速度（$\dot{\varepsilon}$）を3×10^{-6}s^{-1}から変化させた試験，**Fig. 2 (b)**に示すKasaokaBは，$\dot{\varepsilon}$を3×10^{-5}s^{-1}から3×10^{-9}s^{-1}まで1/10づつ段階的に減少させた試験，**Fig. 2 (c)**に示すKasaokaCは，$\dot{\varepsilon}$を3×10^{-6}s^{-1}，3×10^{-8}s^{-1}，3×10^{-6}s^{-1}の順に変化させた試験である．

再構成試料のε-logp'は降伏後，一定の傾きをもつ直線となることが知られている．このため，**Fig. 2 (a)**から**(c)**に，一定のひずみ速度（$\dot{\varepsilon}$=3×10^{-6}s^{-1}）で試験を行った場合の想定されるε-logp'を点線で示し，これを基準ε-logp'とする．いずれの試験においても$\dot{\varepsilon}$の変化に伴いp'も変化する．つまり，ε-logp'はひずみ速度依存性を示すことを意味している．例えば，**Fig. 2 (b)**に示すように，$\dot{\varepsilon}$を3×10^{-6}s^{-1}から3×10^{-9}s^{-1}まで段階的に変化させると，εが9%から10%までのごく小さなひずみ量の間に，p'は$\dot{\varepsilon}$の変化に応じて減少しており，しかも各$\dot{\varepsilon}$に対応したε-logp'は点線で示した基準のε-logp'に概ね平行に挙動しているように見える．

しかし，**Fig. 2 (a)**の例では，$\dot{\varepsilon}$を変化させるに従い，$\dot{\varepsilon}$を基準となる3×10^{-6}s^{-1}に戻したにも拘わらず，ε-logp'は点線で示す関係とは逸脱しているのがわかる．**Fig. 2 (c)**では，3×10^{-8}s^{-1}の$\dot{\varepsilon}$でεを6.5%から9.5%と，KasaokaBと比較して大きなひずみ量を与えている．この場合には，ひずみ速度を変化させた直後のε-logp'の関係は，基準ε-logp'の関係と大きく逸脱するものの，εが増大するにつれ基準ε-logp'の関係に戻ることがわかる．この傾向は，$\dot{\varepsilon}$を3×10^{-8}s^{-1}から3×10^{-6}まで増加させる過程でも確認するこができる．

3.1.2　$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')関係

$\dot{\varepsilon}$を変化した時のε-log p'を詳細に観察するために，新たに**Fig. 3 (a)**から**(c)**に示す$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')を定義する．**Fig. 3 (a)**は，**Fig.2 (a)**における$\dot{\varepsilon}$を変化させた前後の圧密挙動を拡大した図である．横軸は$\dot{\varepsilon}$を変化させた直前の圧密応力（**Fig.2 (a)**中p_1'）で正規化し，縦軸は$\dot{\varepsilon}$を変化させた時のひずみ増分（$\Delta\varepsilon$）で示している．**Fig. 3 (b)**，**(C)**は，**Fig.2 (b)**，**(C)**における$\dot{\varepsilon}$を変化させた前後の圧密挙動を拡大した図である．段階的に$\dot{\varepsilon}$を変化させたので，整理方法が**Fig. 3 (a)**とは多少異なる．$\dot{\varepsilon}$を変化させた直前のεに対応する基準ε-log p'の圧密応力（**Fig.2 (b)**，**(c)**中p_1'）で正規化して整理する．**Fig. 3 (a)**から**(c)**には，荷重除荷および再載荷過程から得た$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')も示している．また，**3.1.1**同様$\dot{\varepsilon}$=3×10^{-6}s^{-1}の$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')を基準$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')とする．

Fig. 3 (a)から**(c)**で注目すべき点は，$\dot{\varepsilon}$の変化直後の

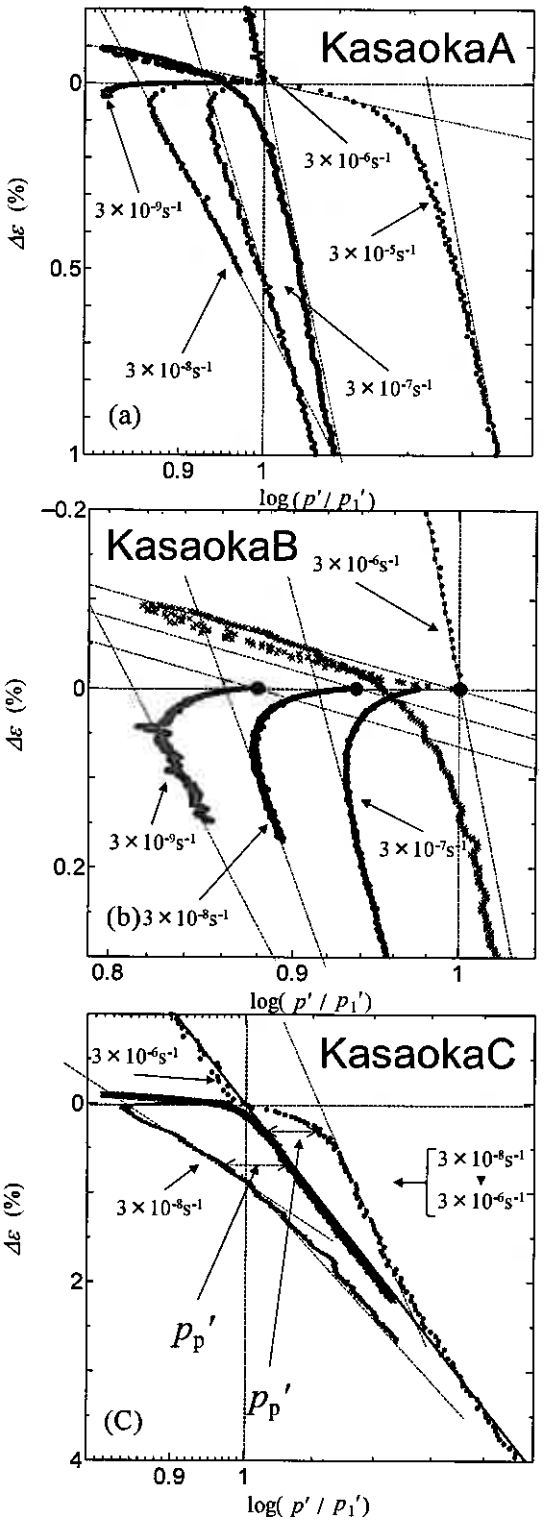


Fig. 3　$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')関係
(**(a)**KasaokaA，**(b)**KasaokaB，**(c)**KasaokaC)

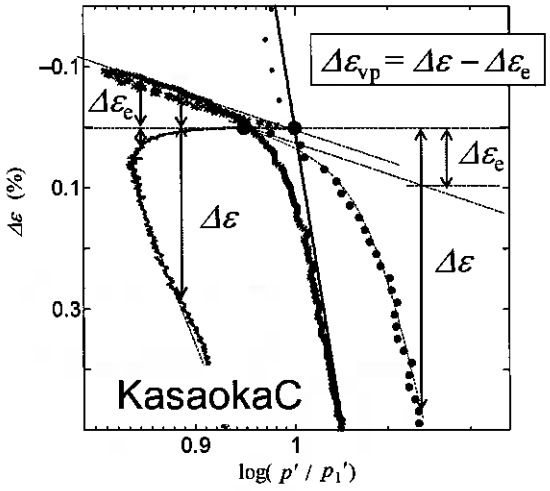


Fig. 4　ε_{vp}の抽出法

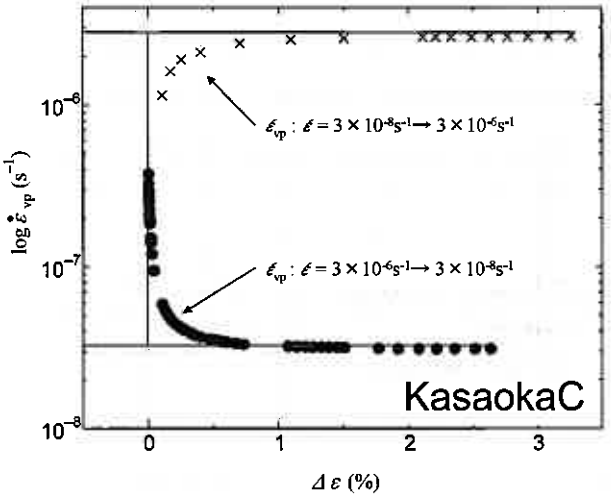


Fig. 5　log$\dot{\varepsilon}$-$\Delta\varepsilon$関係（KasaokaC）

$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')の傾きが，基準$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')と比べて，明らかに小さくなっていることである．これまで，ε-log p'の傾きは$\dot{\varepsilon}$に依存しないと報告されていたが（例えば，文献 1), 2)），**Fig. 3 (a)**から**(c)**は，これに反する実験結果となった．しかし，**Fig. 3 (c)**に示す$\dot{\varepsilon}$=3×10^{-8}s^{-1}の$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')は，$\Delta\varepsilon$が 1%までは傾きが大きく変化するものの，$\Delta\varepsilon$の増大に伴い，基準$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')の傾きに近付いている．$\dot{\varepsilon}$を 3×10^{-8}s^{-1}から 3×10^{-6}s^{-1}まで増大した場合においても，$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')は，$\Delta\varepsilon$が 2.5%までは傾きが大きく変化し，$\Delta\varepsilon$が 2.5%より大きくなると，基準$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')の傾きに近付いている．**Fig. 3 (c)**の試験結果から，**Fig. 3 (a)**，**(b)**では，$\dot{\varepsilon}$を変化してからのひずみ量が小さいので，$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')関係の傾きが回復する前に，$\dot{\varepsilon}$を変化させたと考えられる．

3.1.3　$\dot{\varepsilon}_{vp}$による解釈

弾粘塑性理論においては，全ひずみ（ε）は，粘性を示す粘塑性ひずみ（ε_{vp}）と，時間に依存しない弾性ひずみ（ε_e）の和（$\varepsilon=\varepsilon_{vp}+\varepsilon_e$）として表現される．$p'$が降伏点を超えると，$\varepsilon_{vp}$は急激に増加するので$\varepsilon_{vp}$ ≒εと考えられ，ε_eの量は無視することができる．しかし，本研究ではε_{vp}の速度を変化させたのではなく，εの速度を変化させた．したがって，εの速度が急激に変化した場合には，ε_eの影響は大きく，またε_{vp}の速度は必ずしもεの速度とは一致しない．そこで，**Fig. 3**の結果を，粘塑性ひずみ速度（$\dot{\varepsilon}_{vp}$）によって再考察する．**Fig. 4**は**Fig. 3 (c)**を拡大した図であり，これを用いてε_{vp}の計算方法を説明する．本研究では，ε_eを求めるために除荷，再載荷を行った．$\Delta\varepsilon$と$\Delta\varepsilon_e$を図から読み取り，$\Delta\varepsilon_{vp}$と$\dot{\varepsilon}_{vp}$を計算した．

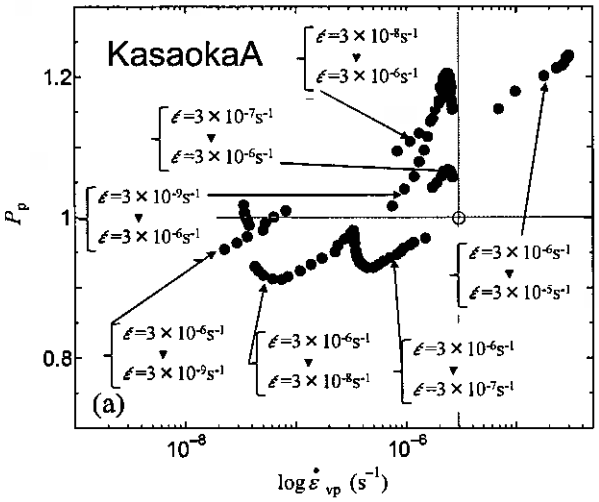


Fig. 6(a)　P_p-log$\dot{\varepsilon}_{vp}$関係（KasaokaA）

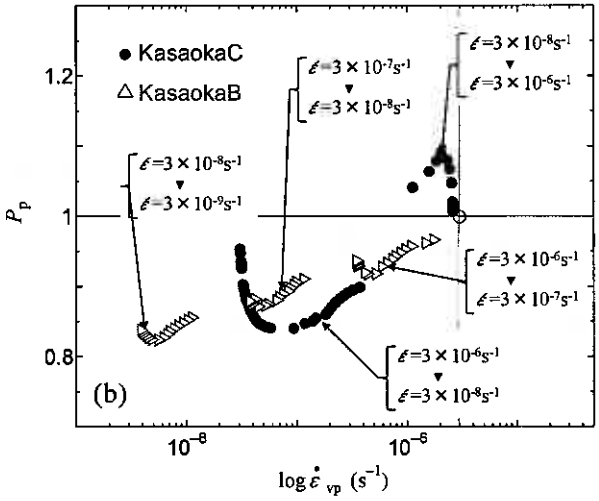


Fig. 6(b)　P_p-log$\dot{\varepsilon}_{vp}$関係（KasaokaB，C）

Fig. 5に，KasaokaC で得られた log$\dot{\varepsilon}_{vp}$-$\Delta\varepsilon$を示す．εで整理すると，図中の実線のように$\Delta\varepsilon$が 0%で即座に$\dot{\varepsilon}$が変化する．一方，$\dot{\varepsilon}_{vp}$で見てみると，$\Delta\varepsilon$の増加に伴い徐々に変化し，やがて$\dot{\varepsilon}$とほぼ同じひずみ速度に収束する．$\dot{\varepsilon}$を 3×10^{-6}s^{-1}から 3×10^{-8}s^{-1}まで減少させた場合には，$\dot{\varepsilon}_{vp}$が一定となる$\Delta\varepsilon$は 1%程度である．一方，$\dot{\varepsilon}$を 3×10^{-8}s^{-1}から 3×10^{-6}s^{-1}まで増加させた場合には，$\dot{\varepsilon}_{vp}$が一定となる$\Delta\varepsilon$は 2%程度であり，ひずみ速度を減少させた場合より大きくなる．これらの$\Delta\varepsilon$は**Fig. 3 (c)**で$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')の傾きが変化する$\Delta\varepsilon$と概ね一致している．つまり，ひずみ速度が急変した場合に$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')（あるいはε-logp'）の関係が変化するのは，$\dot{\varepsilon}_{vp}$が変化するためとも考えられる．

次に，$\dot{\varepsilon}_{vp}$の変化に伴うp'の変化について考えてみる．**Fig. 3**では，$\dot{\varepsilon}$を変化した時のp'をp_1'として，圧密圧力を正規化した．しかし，ここでは，任意の$\Delta\varepsilon$における基準$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')上の(p'/p_1')をP_aとして，また$\dot{\varepsilon}$を変化した時の(p'/p_1')をP_bとして，これらの比（$P_p = P_b / P_a$）で，$\dot{\varepsilon}_{vp}$の変化に伴うp'の変化を捕らえることにする．

Fig. 6 (a)に KasaokaA の **Fig. 6(b)**に KasaokaB, C の P_p-log$\dot{\varepsilon}_{vp}$関係を示す．図にはそれぞれのプロットに対応する$\dot{\varepsilon}$を示している．例えば，**Fig. 6 (c)**に示す KasaokaC の結果は，$3\times10^{-6}s^{-1}$から$3\times10^{-8}s^{-1}$まで$\dot{\varepsilon}$を減少させた場合である．仮に，笠岡粘土再構成試料が完全に Isotache 型の圧縮則に従うならば，各$\dot{\varepsilon}_{vp}$に対応するP_pは只一つしか存在しないはずであるが，複数存在している．つまり，ひずみ速度を粘塑性ひずみで定義しても，唯一のひずみ速度依存性は示さないことになる．一方，$3\times10^{-8}s^{-1}$から$3\times10^{-6}s^{-1}$まで$\dot{\varepsilon}$を増加させた場合のP_p-log$\dot{\varepsilon}_{vp}$を見てみると，$\dot{\varepsilon}_{vp}$の増大に伴いP_pは増加し 1.1 程度の最大値を示した後，徐々に減少し$\dot{\varepsilon}_{vp}\fallingdotseq3\times10^{-6}s^{-1}$で$P_p$=1 の値に収束する．この過程では「ひずみ速度を基準のひずみ速度に戻している」にも関わらず，P_pが 1 以上の値を示すのは，$\dot{\varepsilon}_{vp}\fallingdotseq3\times10^{-8}s^{-1}$の時のひずみ速度の影響を受けているためだと考えられる．すなわち，以前のひずみ速度履歴によって，ひずみ速度を変化させても，その影響は持続していることを示している．**Fig. 6 (a)**に示す KasaokaA の P_p-log$\dot{\varepsilon}_{vp}$では，複雑な履歴を繰り返し受けているため，解釈が困難である．しかし，仮に$3\times10^{-7}s^{-1}$から$3\times10^{-6}s^{-1}$まで$\dot{\varepsilon}$を増加させた時に，P_pが 1 になるまで歪ませた後，$\dot{\varepsilon}=3\times10^{-8}s^{-1}$で圧縮したならば，**Fig. 6 (b)** に示す KasaokaC の P_p-log$\dot{\varepsilon}_{vp}$と同じような関係が得られるものと思われる．しかしながら，前の$\dot{\varepsilon}$の履歴の影響を完全に消すためには，相当量の$\Delta\varepsilon$を要することが予想される．つまり，KasaokaA を採用しひずみ速度依存性を調べると，試験時間が長期にわたり，ひずみレベル（あるいは，応力レベル）が大きく離れたε-logp'を比較しなければならないため，ひずみ速度依存性だけではなく，ひずみレベル依存性（あるいは，応力レベル依存性）が影響してくる可能性がある．そこで以降，KasaokaB のようなひずみ速度を段階的に減少させていく試験方法で，各種試料のε-log p'に対するひずみ速度依存性，ひずみ速度履歴の影響を調べる．

3.2 東京湾浚渫土再構成試料，佐賀有明粘土，八郎潟粘土

Fig. 7 から **9** に，それぞれ東京湾浚渫土再構成試料，佐賀有明粘土，八郎潟粘土に対して実施した CRS 試験（Tokyo, Ariake, Hachirogata）より得た，$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')を示す． 3 試料とも$3\times10^{-6}s^{-1}$, $3\times10^{-7}s^{-1}$, $3\times10^{-8}s^{-1}$, $3\times10^{-6}s^{-1}$, $-3\times10^{-6}s^{-1}$, $3\times10^{-6}s^{-1}$の順に$\dot{\varepsilon}$を変化させた試験で，ε-log p'の関係を **Fig. 3 (b)** と同様に整理し$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')として図示している．また，図には，$\dot{\varepsilon}=3\times10^{-6}s^{-1}$から$\dot{\varepsilon}=3\times10^{-7}s^{-1}$にひずみ速度を変化させる直前の（$\varepsilon$, p'）= (%, kN/m^2) の値と$\dot{\varepsilon}_{vp}$が一定になり始める時の$\Delta\varepsilon$を示している．また，ε_eを得るために，除荷から得られた$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')も示している．

Fig. 7 から，$\dot{\varepsilon}=3\times10^{-8}s^{-1}$の$\Delta\varepsilon$-log($p'/p_1'$)が，ひずみの増加とともに，$\dot{\varepsilon}=3\times10^{-7}s^{-1}$の$\Delta\varepsilon$-log($p'/p_1'$)にかなり接近していることがわかる．しかし，**Fig. 3 (c)**ように大きく傾きが変わる変曲点は確認できない．**3.1** では，$\dot{\varepsilon}_{vp}$が一定になると

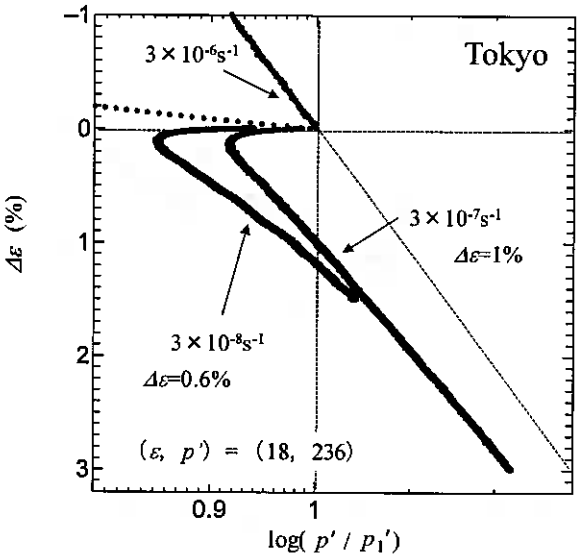


Fig. 7 $\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')関係（Tokyo）

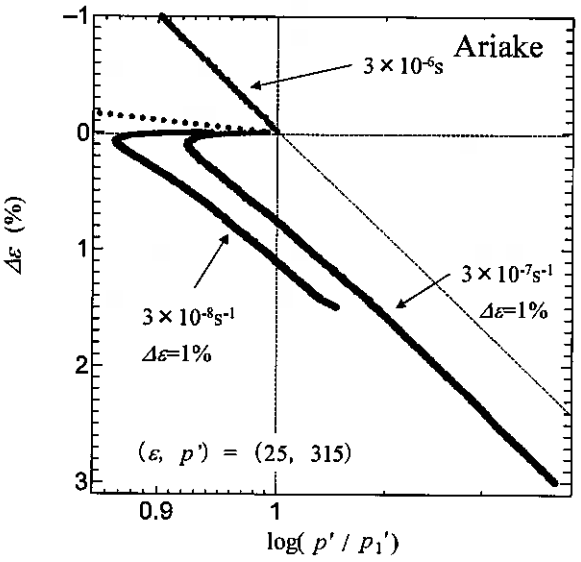


Fig. 8 $\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')関係（Ariake）

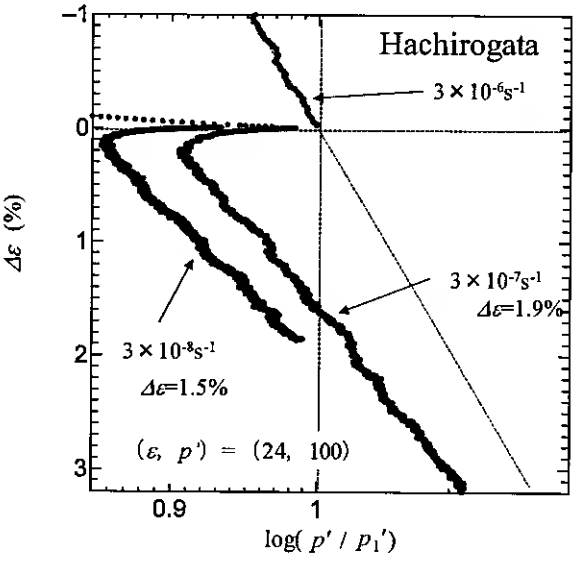


Fig. 9 $\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')関係（Hachirogata）

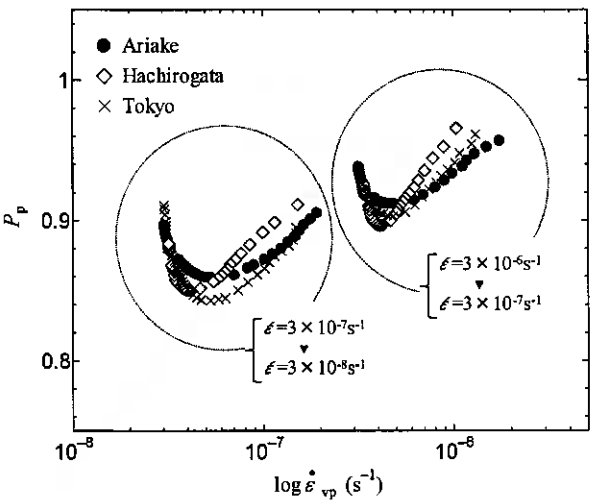


Fig. 10 p_p-log$\dot{\varepsilon}_{vp}$関係（Ariake，Hachirogata，Tokyo）

$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')の傾きにも変化が見られたが，**Fig. 7** の $\dot{\varepsilon}_{vp}$ が一定となる$\Delta\varepsilon$=0.6%付近に注目しても，その前後で$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')の傾きの変化は認めることはできない．**Fig. 8** では，種々の $\dot{\varepsilon}$ に対応する$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')関係がほぼ平行に位置しているように見える．**Fig. 9** では，これらの関係が Ariake ほど明らかに平行と認めることはできないが，Kasaoka や Tokyo の試料と比べて，$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')の傾きが，$\dot{\varepsilon}$ によって極端に変わらない．

Fig. 10 に Ariake，Hachirogata，Tokyo の P_p-log$\dot{\varepsilon}_{vp}$ の関係を示す（整理方法は **3. 1. 3** 参照）．$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')の関係から，Ariake の P_p-log$\dot{\varepsilon}_{vp}$ は，$\dot{\varepsilon}_{vp}$ の履歴の影響が小さくなると予想されたが，Ariake を含むすべての材料で $\dot{\varepsilon}_{vp}$ の履歴が大きく次段階に影響を与えていることがわかる．また，図に示すように，P_p-log$\dot{\varepsilon}_{vp}$ の関係は V 字を描いているが，その形状は材料によって異なる．これは，P_p-log$\dot{\varepsilon}_{vp}$ を求める際の作図の際に生じた誤差によるものか，それとも材料固有の形状を示しているかは，現段階では明らかにすることはできない．

3.3 大阪湾粘土 Ma10

Fig. 11 に大阪湾粘土に対して実施した CRS 試験（Osaka-Ma10）より得たε-logp'を示す．図に示すようにε-logp'の前半と後半で，$\dot{\varepsilon}$ を 1/10 づつ段階的に減少させた．それぞれの試験結果を Stage1，Stage2 に分けて議論することにする．また同図に基準の $\dot{\varepsilon}$=3×10⁻⁶s⁻¹ のε-logp'の延長線を点線で示している．

Fig. 12 (a), **(b)**に$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')（**Fig. 3 (b)**と同様に整理）を示す．**Fig. 13** に P_p-log$\dot{\varepsilon}_{vp}$（整理方法は **3. 1. 3** と同じ）を示す．**Fig. 12 (a)**と**(b)**から，大阪湾粘土の各 $\dot{\varepsilon}$ に対応する$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')は，ほぼ平行に位置しており，前節までに紹介してきた他の材料の$\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')とは明らかに異なる．**Fig. 13** に示す P_p-log$\dot{\varepsilon}_{vp}$ 関係でも，他の材料で得られたひずみ速度の履歴の影響を受けず，Isotache 型の圧縮則に近い挙動を示している．また，Stage2 の P_p-log$\dot{\varepsilon}_{vp}$ の関係は，Stage1 の関係より上に位置しており，Stage2 の方が $\dot{\varepsilon}$ の変化に伴う P_p の減少が小さい，つまり，ひずみレベルが大きいほど，ひずみ速度依存性が小さいこと

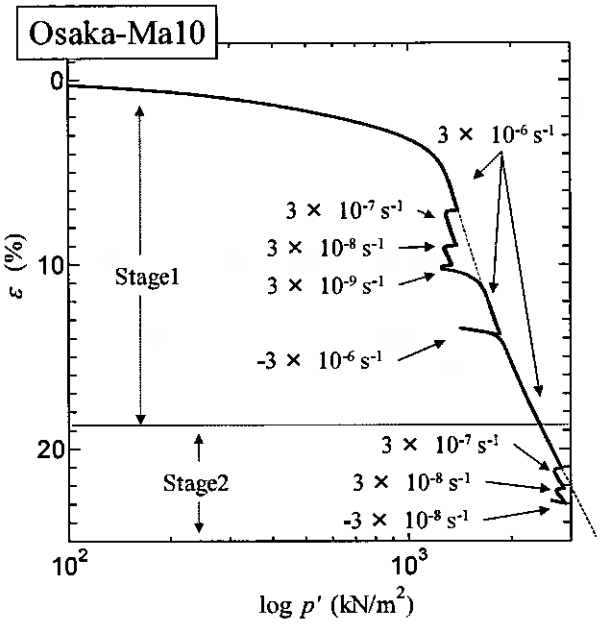


Fig. 11 ε-logp'関係（Osaka-Ma10）

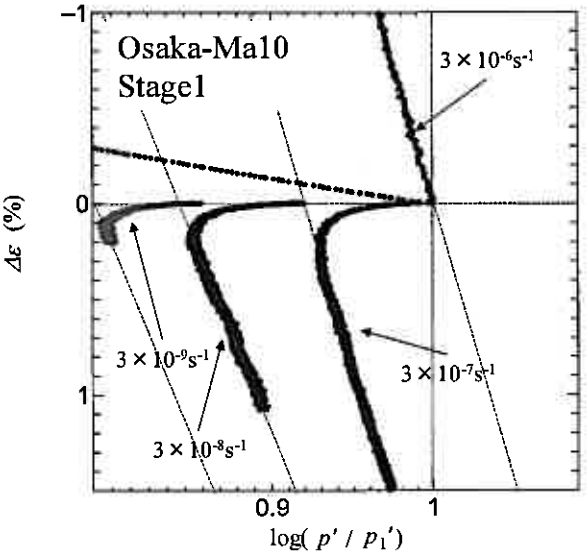


Fig. 12(a) $\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')関係（Osaka-Ma10-Stage1）

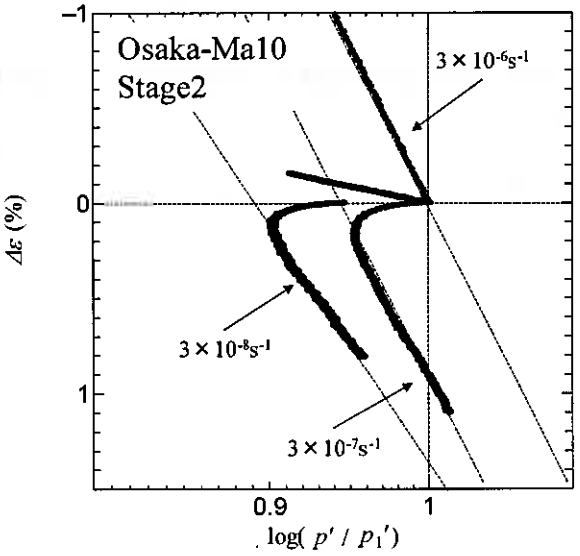


Fig. 12(b) $\Delta\varepsilon$-log(p'/p_1')関係（Osaka-Ma10-Stage2）

がわかる．さらに，**Fig. 13** には Kobayashi，他 [2] が提案しているひずみ速度依存性（大阪湾海底地盤 Ma12 層を想定）の関係も示している．これは，2 つの Stage の中間に位置しており，本試験で得られた結果と矛盾していない．

4. ひずみ速度履歴の影響

3. で示したように P_p-log$\dot{\varepsilon}_{vp}$ の関係において，ひずみ速度を減少させた時，全ての試料において P_p は極小値を示した後に必ず増加に転じている．しかし，その増加の程度は，試料ごとに異なっている．そこで，$\dot{\varepsilon}$=3×10^{-8}s^{-1} の P_p-log$\dot{\varepsilon}_{vp}$ に注目し，P_p の極小値（P_{pmini}）から$\Delta\varepsilon$=1.5%に対応する P_p（$P_{p1.5}$）の値の差を$\Delta P_p = P_{p1.5}-P_{pmini}$ と定義し，塑性指数（I_p）との関係を検討したのが **Fig. 14** である．ただし，大阪湾粘土は $\dot{\varepsilon}$=3×10^{-8}s^{-1} で$\Delta\varepsilon$=1.5%までひずみを与えていないので，$\Delta\varepsilon$の最大値の時の P_p の値を用いてΔP_pを算出している．ΔP_p=0 ならば完全に Isotach 型の圧縮則に従い，ΔP_p =0 から離れるほど，以前に受けたひずみ速度の履歴の影響が大きいと解釈できる．

図に示すように，ΔP_p と I_p との間には顕著な関係は認められない．しかし，再構成試料と不攪乱試料を比較すると，再構成試料のΔP_pの値のほうが明らかに大きいことがわかる．さらに再構成試料同士を比べると，I_p が小さい笠岡粘土再構成試料のほうがΔP_pが大きい．大阪湾粘土を除いた不攪乱試料にも同様の傾向がみられる．再構成，不攪乱ともにもう 1 種類ずつ同様な試験を実施すれば，ΔP_p-I_p の有意義な相関が見えてくる可能性はある．大阪湾粘土の Stage1 と Stage2 を比べると，Stage2 のΔP_pの値のほうが若干小さくなっており，同一試料でもひずみレベルによって異なるひずみ速度依存性を示すことが確認された．

5. まとめ

本研究で得られた知見を以下にまとめる．

1） 材料によらず，粘性土のε-logp'はひずみ速度依存性を示す．しかし，ひずみ速度依存性は，ひずみ速度履歴の影響を受け，その大きさは材料毎に異なる．

2） 同一試料でもひずみレベルによって，ひずみ速度依存性の大きさは異なる．

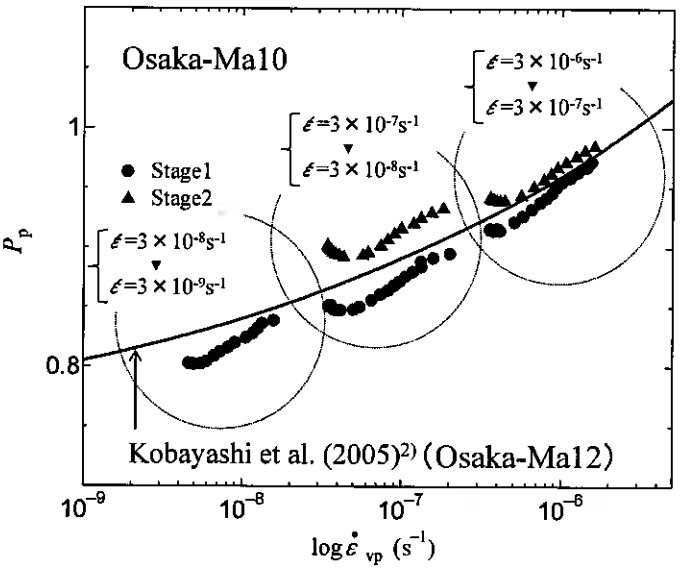


Fig. 13 p_p'-log$\dot{\varepsilon}_{vp}$ 関係（Osaka-Ma10）

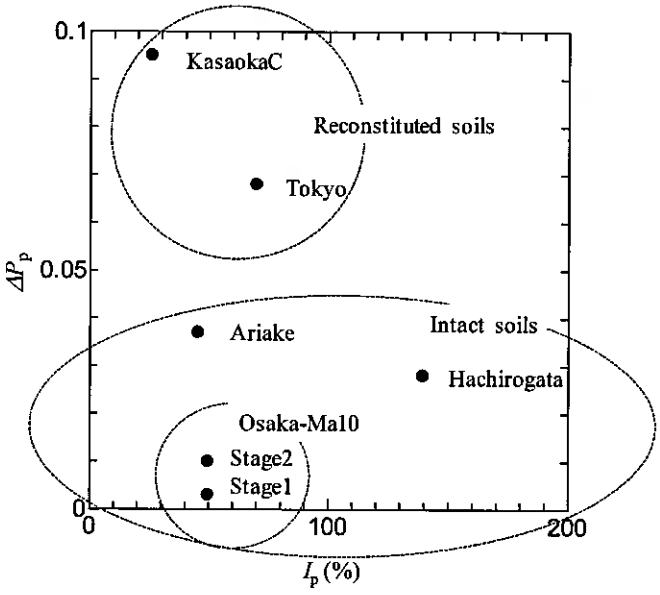


Fig. 14 ΔP_p-I_p 関係

謝辞：本試験で使用した CRS 試験機は，関西国際空港用地造成（株）・関西国際空港（株）からの受託研究により開発された．末筆ながら心より感謝の意を表します．

参考文献

1) Leroueil, S. (2006): Suklje's Memorial Lecture – The isotache approach: Where are we fifty years after its development by Professor Suklje?, *Proc. European-Danube Conference on Geotechnical Engineering*, Ljubljana, **1**, 55-88.

2) Kobayashi, M., Furudori, T., Suzuki S. and Watanabe, Y. (2005): Modeling of consolidation characteristics of clays for settlement prediction of Kansai International Airport, *Proc. the Symposium on Geotechnical Aspects of Kansai International Airport*, Osaka, 65-76.

3) 堤彩人，田中洋之，川口貴之：超低速定ひずみ速度圧密試験装置を用いた再構成試料のひずみ速度依存性，第 43 回地盤工学研究発表会，広島，pp.837-838，2008

4) Tsutsumi, A., Tanaka, H., and Kawaguchi, T. (2008): Consolidation behavior of reconstituted soils at small strain rate, *Proc. the 4th Int. Sym. on Deformation Characteristics of Geomaterials, IS Atlanta 2008*, Atlanta, USA, **1**, 253-258

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

セメント改良した泥炭の強度と積算温度の関係

土木研究所　寒地土木研究所　○正会員　城戸優一郎
同上　国際会員　西本　聡
同上　国際会員　林　宏親
同上　正会員　橋本　聖

1. まえがき

セメントによる地盤改良は従来から行われており、広く普及している。地盤改良の強度に影響する要素としては土質、養生温度、セメントの種類や添加率、混合法などが挙げられる。このうち、養生温度は施工現場で制御することは困難であり、冬期間における改良強度への影響が指摘されている。特に、北海道の冬期中の地盤改良において大きな問題となり、既往の文献によると養生温度が20℃よりも小さい場合、養生温度20℃の発現強度より低くなることが報告されている[1)2)3)4)5)]。また、同じセメントによる地盤改良であっても工法により影響の程度が異なる。

機械撹拌式の深層混合処理の場合、大型機械を使用するため、トラフィカビリティーの確保を目的としてサンドマットを敷設することが多い。そのため、冬期の施工において、サンドマットが外気温の地盤への伝導を遮断し、低温の影響と思われる極端な強度低下はあまり報告されていない。一方、中層混合処理であるトレンチャー式撹拌工法はバックホウにアタッチメントを取付けて施工を行うため、サンドマットを施工しない。したがって、冬期において、改良地盤のうち表層部分が外気の影響を受けやすく、地表面の発現強度の低下が報告されている[6)]。

養生温度に関する既往の文献[1)2)3)4)]によるとセメント改良後の強度増加を積算温度の関数により表現できることが粘土、シルト、細砂、ローム、泥炭において示されている。しかし、添加率を変化させた場合において積算温度の関数で表現できることを示したものはない。

昨年度、冬期間の低温下における改良地盤の発現強度低下の把握を目的として、養生温度の変化と強度の変化を計測するとともに、強度低下のメカニズム調査を行い、その結果を報告した。今年度はセメント改良した泥炭を温度の異なる条件で長期間（91 日）養生し、養生温度と強度の関係についてセメントの種類および添加率ごとに調査した。また、セメント添加率、養生温度の異なるケースで積算温度による整理を行った結果について報告する。

2. 実験条件

2-1 改良対象土

北海道に分布する軟弱地盤である泥炭を改良対象土として使用した。泥炭採取地は幌延町である。土質試験結果を表-1 に示す。

表-1 改良対象の土質特性

試料採取場所	幌延町
含水比 W(%)	550
強熱減量 Li(%)	66
土粒子の密度 ρs (g/m^3)	1.854

2-2 供試体作製方法

供試体は中層混合処理による地盤改良を想定し、地盤工学会基準「安定処理土の締固めをしない供試体作製方法」（JGS 0821-2000）[7)]に基づき作製した。セメントと改良対象土の混合時間は同基準に記載されている 10 分とした。

2-3 セメントの種類

高炉セメントＢ種とセメント系固化材の 2 種類を使用し、供試体作製を行った。高炉セメントＢ種は地盤改良に一般的に使用されることから改良材として選定した。セメント系固化材は改良対象が泥炭であることから、泥炭用に製造されたものを選定した。セメントの種類と養生温度の低下による発現強度の変化の比較を目的としている。

2-4 セメント添加率

セメント添加率は、湿潤重量に対するセメント重量比として算出した。セメント添加率の値は 20、30、40%とした。

2-5 養生温度

養生温度の値は20、5、0、-5、-20℃と設定した。20℃は地盤工学会基準「安定処理土の締固めをしない供試体作製方法」に基づく養生温度、-20℃は北海道で冬期に起こりうる気温を想定した。養生温度0、-5、-20℃の供試体は凍結による強度増加があり、他ケースと比較できない。そこで、試験前日に5℃で解凍し、一軸圧縮試験を行った。

Relation between the strength of cement treated peat and curing temperature
Yuichiro KIDO, Satoshi NISHIMOTO, Hirochika HAYASHI and Hijiri HASHIMOTO
(Civil Engineering Research Institute for Cold Region)

3.　調査項目

養生温度の変化による、発現強度の低下を把握することを目的として一軸圧縮試験を行った。その他の試験として、以下を行った。

3-1　X線回折試験

一軸圧縮強さの低下原因を把握するため、X線による供試体内部のセメント水和物を調査することを目的として、日本工業規格「X線回折分析通則」（JISK0131）に基づき、計測を行った。セメント系固化材を用いて泥炭を改良する場合、セメント水和物の一種であるエトリンガイト生成と強度が関係することがわかっている[8]。そこで、セメント系固化材のみを調査対象とし、養生温度とエトリンガイト生成の関係を調査した。計測はセメント添加率40%の供試体で、養生温度20、5、0、-5、-20℃について行った。

3-2　細孔径分布試験

供試体（改良土）内部には様々な空隙が存在する。養生期間中にセメントと泥炭の反応が起きた場合、セメント水和物の生成により空隙が小さくなると推定され、空隙の直径の分布からセメント水和物生成の程度が間接的に計測可能である。この状態を細孔径分布試験により空隙の直径の分布を計測し、養生温度が変化することでセメント改良土内部の空隙の分布が変化するかどうかを調査した。計測は山口らの文献[9]に基づき行い、対象ケースはセメント添加率40%の供試体で、養生温度固定の20、0、-20℃とした。

4.　一軸圧縮強さと養生温度の関係

4-1　高炉セメントB種により改良した泥炭

高炉セメントB種により改良した泥炭についての一軸圧縮強さと養生温度の関係を図-1に示す。7日養生における関係を左、28日養生における関係を中央、91日養生における関係を右に示す。高炉セメントB種により改良した泥炭は養生温度が低いほど一軸圧縮強さは小さい。

養生日数7日において養生温度20℃と他の養生温度の一軸圧縮強さの強度の比を算出すると、セメント添加率20%の場合、養生温度5℃で1.05、0℃で0.85、-5℃で0.5、-20℃で0.63となる。セメント添加率30および40%の場合、養生温度5℃で0.66～0.7、0℃で0.59～0.61、-5℃で0.2、-20℃で0.14～0.27となる。

養生日数28日においても同様に強度の比を計算するとセメント添加率20%の場合、養生温度5℃で1.22、0℃で1.15、-5℃で0.42、-20℃で0.42である。セメント添加率30および40%の場合、養生温度5℃で0.7～0.77、0℃で0.71～0.83、-5℃で0.15、-20℃で0.08～0.15である。

養生日数91日のセメント添加率20%の場合の一軸圧縮強さの強度の比は養生温度5℃で1.1、-5℃で0.35、-20℃で0.17である。セメント添加率30および40%の場合、0.76～0.83、-5℃で0.08～0.13、-20℃で0.04～0.07である。

添加率20%における一軸圧縮強さの強度の比が大きい理由として、セメント改良による強度増加が小さく、養生温度が一軸圧縮強さへ与える影響が相対的に小さくなったことや計測値のばらつきが考えられる。

つづいて、養生温度が-5℃よりも低い条件に着目すると、養生期間7日と91日に発現強度に差がないことがわかる。このことから、養生温度が-5℃よりも低い条件で長期間養生を行っても強度の伸びは期待できない。

次に、室内配合試験の標準養生温度20℃より低い養生温度で長期間養生することで目標強度（養生温度20℃、養生期間28日の一軸圧縮強さ）を満足できるかを目的とし、養生期間28日で養生温度20℃の一軸圧縮強さqu28と、養生期間91日でその他の養生温度の一軸圧縮強さqu91との比較を行う。

養生温度91日における養生温度5℃の一軸圧縮強さqu91は、同じセメント添加率で養生温度28日における養生温度20℃の一軸圧縮強さqu28の値を上回った。低温下でやむを得ず養生する場合、養生温度を5℃以上として養生期間を長くとることで室内配合試験の強度を満たす可能性が示された。

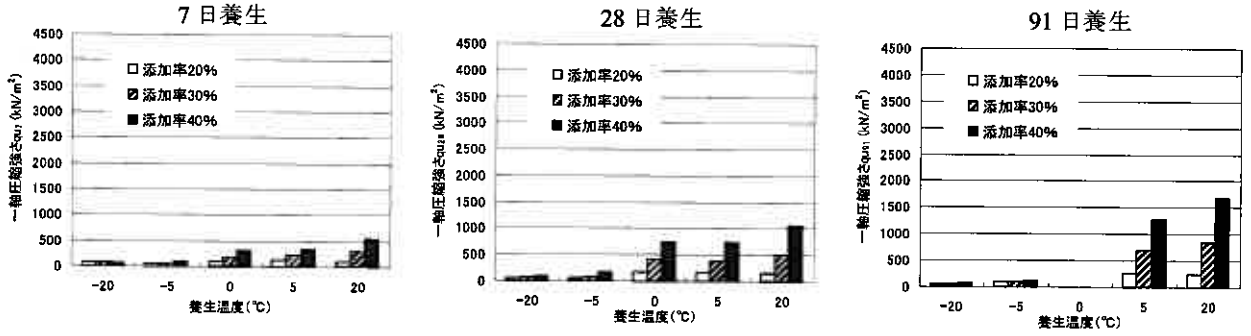


図-1　一軸圧縮強さと養生温度（セメントの種類：高炉セメントB種）

4-2　セメント系固化材により改良した泥炭

セメント系固化材により改良した泥炭についての一軸圧縮強さと養生温度の関係を図-2に示す。

養生日数7日において養生温度20℃と他の養生温度の一軸圧縮強さの強度の比を算出するとセメント添加率20%の場合、養生温度5℃で0.37、0℃で0.17、-5℃および-20℃で0.09である。セメント添加率30および40%においては、養生温度5℃で0.17～0.24、0℃で0.11～0.14、-5℃で0.04～0.05、-20℃で0.04～0.05である。

養生日数28日においても同様に強度の比を計算するとセメント添加率20%の場合、養生温度5℃で0.6、0℃で0.61、-5℃で0.08、-20℃で0.06である。セメント添加率30および40%においては、養生温度5℃で0.62～0.64、0℃で0.52～0.58、-5℃で0.04～0.06、-20℃で0.02～0.05である。

養生日数91日においては、セメント添加率20%の場合、養生温度5℃で0.84、-5℃で0.08、-20℃で0.04である。セメント添加率30および40%の場合、養生温度5℃で0.78～0.82、-5℃で0.05～0.06、-20℃で0.15～0.24である。

添加率20%における一軸圧縮強さの強度比は高炉セメントB種と異なり、添加率30、40%の強度比と同様の傾向を示している。このことから使用するセメントの種類により養生温度が一軸圧縮強さへ与える影響が異なるといえる。

つづいて、養生期間 28 日で養生温度 20℃の一軸圧縮強さ qu28 と、養生期間 91 日でその他の養生温度の一軸圧縮強さ qu91 との比較を行う。養生温度 91 日における養生温度 5℃の一軸圧縮強さ qu91 は、同じセメント添加率で養生温度 28 日における養生温度 20℃の一軸圧縮強さ qu28 と同等の強度を発現している。

低温下でやむを得ず養生する場合、養生温度を 5℃以上として養生期間を長くとることで室内配合試験の強度を満たすことがセメント系固化材においても示された。

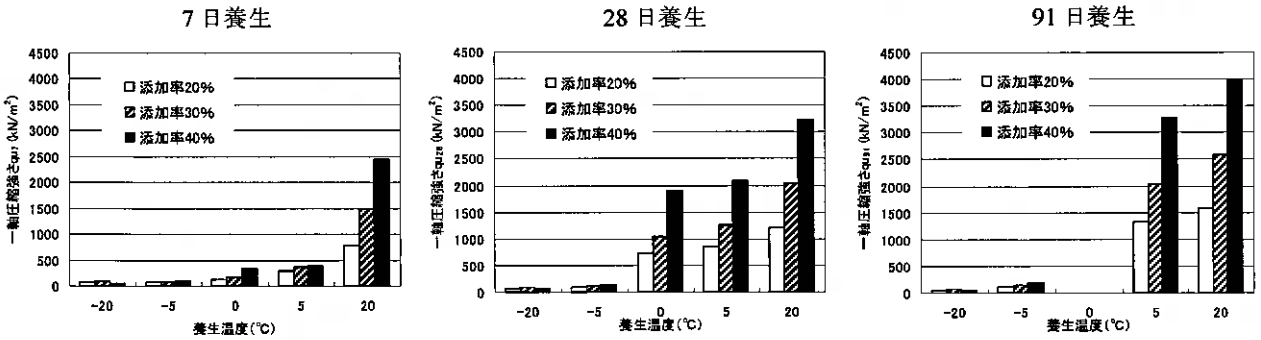


図-2　一軸圧縮強さと養生温度（セメントの種類：セメント系固化材）

5　一軸圧縮強さと積算温度の関係

コンクリートは養生温度と養生期間を掛けた積算温度によりコンクリート強度の推定ができることが知られている。セメント改良した土においても同じ考え方が適用できることが示されている[1)2)3)4)]。そこで、積算温度と一軸圧縮強さの関係をセメント添加率ごとに整理し、養生温度・養生期間を考慮したセメント添加率の決定について検討を行った。

一軸圧縮強さ qu (kN/m2) と積算温度 M (℃・days)は以下の式で示される。

$qu = A \log(M) + B$

$M = \Sigma(t + 10)T$

t：養生温度（℃）

T：養生期間（days）

A：傾き

B：切片

積算温度は寒中コンクリートを準用した堀内ら[3)]の定義を使用した。

セメント添加率 20、30、40%、養生温度 20、5、0、-5℃、養生期間 7、28、91 日の一軸圧縮強さについて検討を行った。なお、-20℃は積算温度がマイナスとなるため、検討条件から除外している。図-3に高炉セメント B 種により改良した場合の泥炭の一軸圧縮強さと積算温度の関係を示す。

養生温度 0、-5℃の一軸圧縮強さと積算温度の関係は、養生温度 5、20℃と同一にならないことがわかる。一方、養生温度 5、20℃においては一軸圧縮強さと積算温度が 1 本の直線でおおむね近似できる。そこで、養生温度 5℃以上の条件に限定し、積算温度と一軸圧縮強さの関係式をセメント添加率ごとに整理し、検討を行った。

積算温度による近似式の傾きと切片をセメント添加率で整理したものを図-4に示す。積算温度と一軸圧縮強さの関係式の傾き A、切片 B をセメント添加率 C の直線式で表現することができる。

今回、以下の式で表現することができた。

$$qu \fallingdotseq (41C-735)\ \log(M)+(-74C+1398)$$

C：セメント添加率（%）

以上より、高炉セメントＢ種により改良した泥炭の場合、養生温度 5℃以上の条件に限定されるが、積算温度により養生温度、養生期間を考慮してセメント添加率が決定できる可能性が示された。

同様の検討をセメント系固化材で改良した泥炭について行った結果を図-5 に示す。高炉セメントＢ種を使用した場合と異なり、養生温度 5℃の一軸圧縮強さは積算温度が小さいほど、養生温度 20℃の一軸圧縮強さと異なり、その傾向はセメント添加率が大きくなるほど著しい。以上より、セメント系固化材で改良した泥炭の一軸圧縮強さは積算温度により１本の線で近似できなかった。

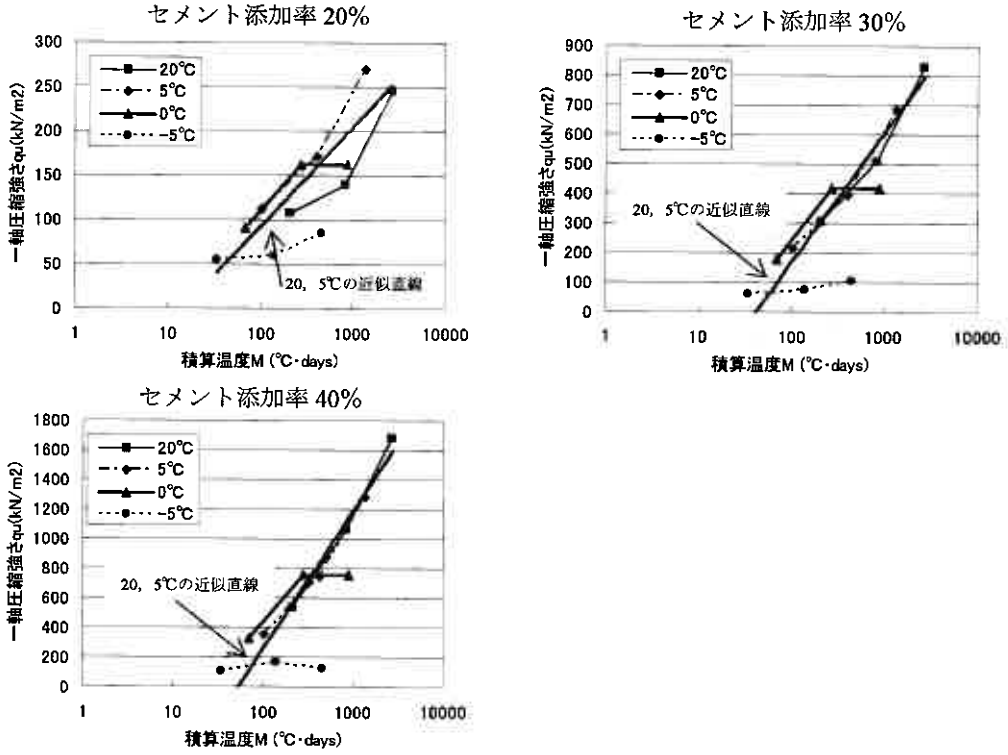


図-3　高炉セメントＢ種により改良した泥炭の改良強度と積算温度の関係

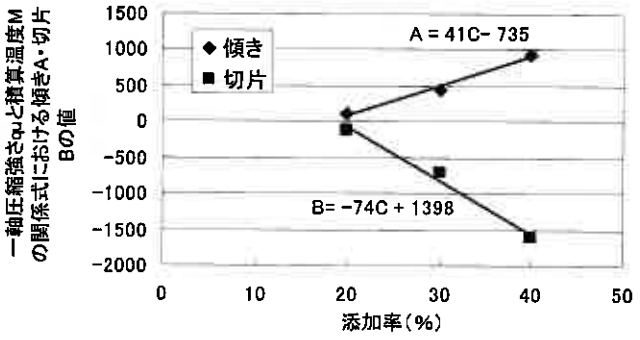


図-4　積算温度と一軸圧縮強さの式の傾きＡ、切片Ｂとセメント添加率Ｃの関係
（セメントの種類：高炉セメントＢ種）

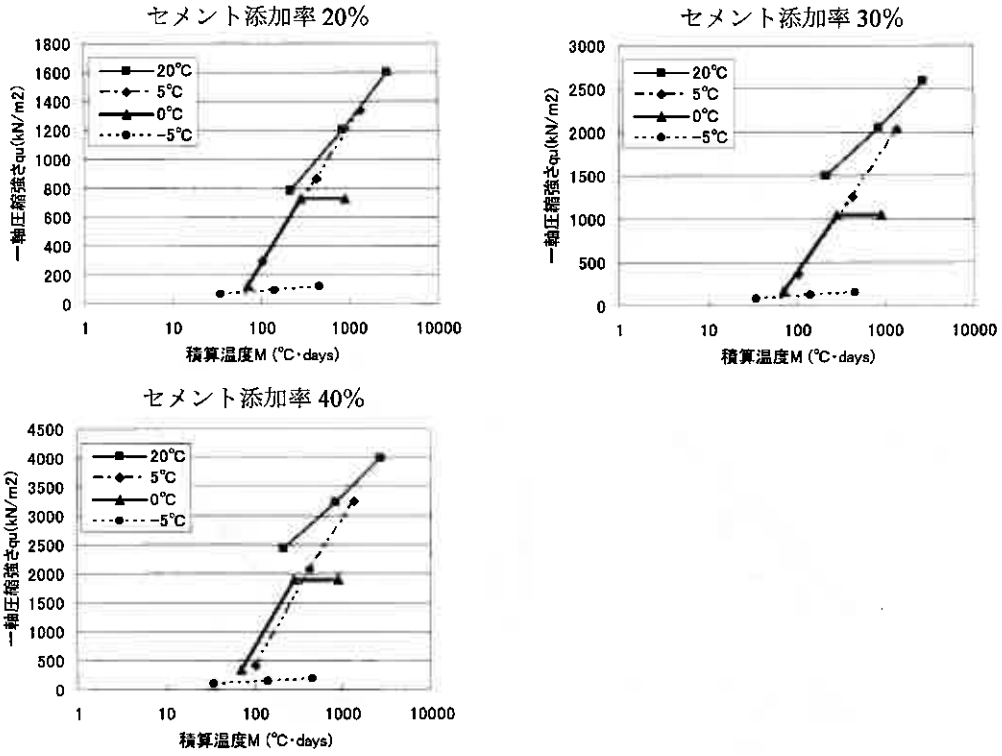


図-5　セメント系固化材により改良した泥炭の改良強度と積算温度の関係

6. セメント系固化材により改良した泥炭のセメント水和物に与える養生温度の影響

セメント系固化材で改良した泥炭は高炉セメントB種のものと異なり、一軸圧縮強さを積算温度により近似できなかった。そこで養生温度20℃とその他の養生温度における一軸圧縮強さと積算温度の関係式が異なる原因をX線回折分析および細孔径分布により考察した。

6-1　X線回折による考察

セメント系固化材による泥炭の改良効果はエトリンガイト生成によるものであることが知られている。そこでX線回折によりエトリンガイトの生成量を把握し、一軸圧縮強さとの関係を養生温度ごとに検討した。図-6に結果を示す。凡例の形は養生温度を示し、凡例の色は養生期間を示している。黒は7日養生、灰色は28日養生、白抜きは91日養生を示す。養生温度5℃の養生期間は7日養生のみである。エトリンガイトの生成量の比較には石英指数QIを用いた。石英指数QIは以下のように定義される。

QI=Im/Iq

QI:石英指数(%)

Im：計測鉱物の最強ピーク強度(counts)

Iq：高純度石英の最強ピーク強度(counts)

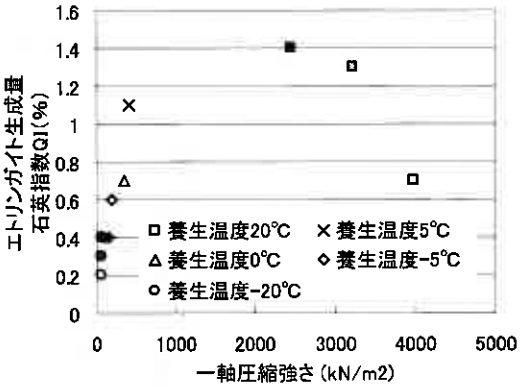


図-6　一軸圧縮強さとエトリンガイトの関係

養生温度20℃の場合、一軸圧縮強さが大きいほど、エトリンガイト生成量は減少する。しかし、その他の養生温度の場合、一軸圧縮強さが大きいほど、エトリンガイト生成量は増加し、エトリンガイト生成量と一軸圧縮強さの傾向が養生温度20℃とその他の養生温度では異なる。このことが、一軸圧縮強さと積算温度の関係式の切片、傾きが養生温度20℃とその他の養生温度において異なる原因のひとつとして考えられる。

6-2　細孔径分布による考察

細孔径分布はセメント改良した泥炭内部の空隙を計測したものである。細孔径分布の中央値を代表値とし、一軸圧縮強さと養生温度でグラフ化したものを図-7に示す。凡例の形は養生温度を示し、凡例の色は養生期間を示す。黒は7日養生、灰色は28日養生、白抜きは91日養生を示す。

細孔径分布は養生温度が高くなると空隙が小さくなる傾向となっている。養生温度ごとに養生日数による細孔径分布について考察すると、養生温度-5、20℃では養生日数が長くなるにつれて、細孔径分布に小さくなる傾向にある。一方、養生温度-20℃では同様な傾向は見られない。これは養生温度-20℃において7日養生と91日養生の空隙が大きく、供試体作製時の空隙のばらつきが理由の一つとして考えられる。

次に養生温度 20℃における細孔径分布と一軸圧縮強さの関係について述べる。養生期間が長いほど一軸圧縮強さが増加し、細孔径分布は減少傾向にある。これは、セメント水和反応が継続していることが推察される。

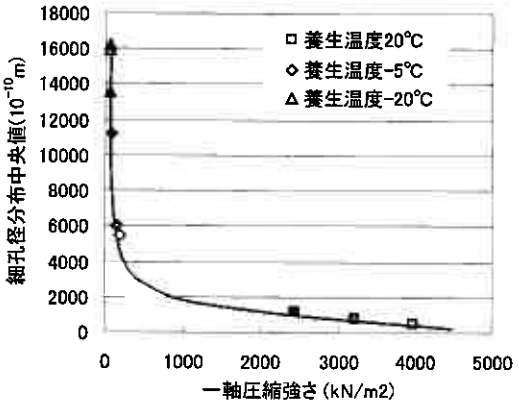


図-7　一軸圧縮強さと細孔径中央値の関係

しかし、5-1のX線回折結果よりセメント水和物のひとつであるエトリンガイト生成量が減少している。このことから養生温度20℃において別のセメント水和物が生成していると考えられる。既存の文献[5]によるとモノサルフェート水和物やアルミン酸カルシウム水和物はアルミネート相、フェライト相がエトリンガイトと反応して生成することが知られている。養生温度20℃におけるセメント改良した泥炭では、養生初期にエトリンガイトが生成後、養生期間が長くにつれ、エトリンガイトがアルミネート相、フェライト相と反応し、エトリンガイトが減少したと考えられる。

このことから、セメント系固化材により改良した泥炭は養生温度と養生期間によって、生成するセメント水和物の種類が異なるため、養生温度20℃と他の養生温度の積算温度と一軸圧縮強さの傾きが異なるものと考えられる。

7. まとめ

本検討で得られた結論を要約すると以下の通りである。なお、以下の結論は今回、使用した泥炭のみの結果であり、必ずしも他の土質に適用できないことに注意が必要である。

(1) 高炉セメントB種で改良した泥炭の一軸圧縮強さは養生温度20℃と養生期間を積算温度により整理することで推定可能である。ただし、養生温度5～20℃の範囲内で適用できるものである。

(2) セメント系固化材により改良した泥炭の一軸圧縮強さは、養生温度20℃とその他の養生温度では一軸圧縮強さと積算温度の関係式が異なるため、積算温度により一軸圧縮強さを推定できない。現段階の対策として、養生温度を5℃以上に保持し、長期間養生することで室内配合試験の一軸圧縮強さを確保することがあげられる。

(3) セメント系固化材で改良した泥炭の一軸圧縮強さを積算温度により整理できない原因として、セメント系固化材のセメント水和物の種類と生成量が養生温度によって異なることが考えられる。

【参考文献】

1) 馬場崎亮一・寺師昌明・鈴木健夫・前川淳・川村政史・深沢栄造：安定処理土の強度に及ぼす影響因子，セメント系安定処理土に関するシンポジウム, pp.20-41, 1996.
2) 榎並昭・吉野学・日比野信一・高橋守男・秋谷健二：ソイルセメントコラムの原位置温度測定及び養生温度の強度に及ぼす影響，第20回土質工学研究発表会講演集, pp.1737-1740, 1985.
3) 堀内澄夫・伊藤益光・森田哲士・吉原重紀：低温度下におけるセメント混合土の強度発現性，第19回土質工学研究発表会講演集, pp.1609-1610, 1984.
4) 細谷芳巳・牧原依夫・木幡行宏・奈須徹夫・日比義彦・荻野拓哉：セメント系改良材による現場改良土の品質評価，セメント系安定処理土に関するシンポジウム, pp.42-56, 1996.
5) 社団法人セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル第3版, pp.40～41, 2003.
6) 橋本聖・西本聡・林宏親：トレンチャー式撹拌工法による改良強度のばらつきについて，第7回地盤改良シンポジウム論文集，pp.81-84，2006
7) 社団法人地盤工学会：土質試験の方法と解説-第1回改訂版-, pp.308～316, 2000.
8) Hayashi, H. and Nishimoto, S. Strength Characteristic of Stabilized Peat using Different Types of Binders, Proceedings of the International Conference on Deep Mixing –Best Practice and Recent Advances, Deep Mixing'05, pp.55-62, 2005.
9) 山口晴幸・池永均：土構造評価への水銀圧入型ポロシメーター装置の利用，土と基礎, Vol.41, pp.15～20, 1993.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

泥炭の安定処理による堤防盛土への利用に関する実験的検討

株式会社ドーコン　正会員　○高橋　秀彰
株式会社ドーコン　正会員　松田　圭大
株式会社ドーコン　正会員　藤田　友幸

1. はじめに

北海道内に広く分布する泥炭は，軟弱で高含水比であるという特性から，その大半が盛土材料として利用されず廃棄物として処理されている．しかし，「循環型社会」の構築にむけた「建設リサイクル」の推進という観点から，建設発生土の有効利用が強く求められており，泥炭についても有効に利用する方法の開発が求められている．

建設汚泥・浚渫土等の泥土の利用方法としては，「建設発生土利用技術マニュアル」[1)]等に脱水，乾燥，粒度調整およびセメント系・石灰系の改良材を混合した安定処理が示されている．これらの安定処理を用いた泥炭の盛土利用に関する検討は，室内土質試験による検討や現地での試験施工による検討が数例ある程度で，ほとんど事例がない状況である．そこで，本論では，セメント安定処理による泥炭の河川堤防盛土への利用について検討するため，室内土質試験による改良効果の評価を行ったので，その結果について報告する．

2. 試験概要

(1) 試験試料

試験試料は，石狩川下流域の泥炭を用いた．試料は近接する3地点から採取し，その物性値は表-1のとおりである．対象とした泥炭の自然含水比 w_n および強熱減量 L_i は，w_n=459～659%，L_i=57.9～92.7%と高含水で有機物を多量に含むものを主体としている．特に強熱減量 L_i が90%を超える2地点の試料については，分解の進んでいない繊維質な泥炭であることが明瞭に確認できる．

また，泥炭のセメント安定処理を行った場合，泥炭のみの安定処理では水よりも湿潤密度 ρ_t が軽くなる場合がある．そのような材料では洪水時に河川水が外力として作用する堤防盛土材料には適さないため，事前に乾燥重量比1:1で粘性土を混合し，湿潤密度を1.0(g/cm^3)以上とした材料に対してセメント安定処理を行うものとした．表-1には事前混合に用いた粘性土の物性も合わせて示している．なお，使用するセメントは泥炭性軟弱地盤で実績の多い「高炉B種」とした．

表-1　試料の物性値

		泥炭			粘性土
		泥炭A	泥炭B	泥炭C	
土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)		1.80	1.52	1.54	2.64
湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)		0.96	0.96	0.82	1.60
乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)		0.16	0.14	0.10	1.17
自然含水比 w_n (%)		459.1	609.4	658.9	36.6
強熱減量 L_i (%)		57.9	92.7	90.2	5.9
粒度組成	礫分 (%)	-	-	-	6.1
	砂分 (%)	-	-	-	25.5
	シルト分 (%)	-	-	-	44.5
	粘土分 (%)	-	-	-	23.9
コンシステンシー	液性限界 w_L (%)	-	-	-	54.6
	塑性限界 w_p (%)	-	-	-	26.1
	塑性指数 I_p	-	-	-	28.5

(2) 試験方法および試験条件

安定処理における目標強度は，盛土施工時の目標材料強度としてコーン指数 q_c=400kN/m^2 とした．目標強度発現までの期間は，セメント投入直後(1時間後)，盛土施工前養生後(1～7日後)の複数ケースを想定し，最適配合量および盛土施工前養生の効果の把握を行った．盛土前に養生期間を設ける手法は「建設発生土利用技術マニュアル」[1)]においても，改良土のクラック発生対策として有効な手法とされている．また，(独)土木研究所寒地土木研究所において「泥炭を材料とする固化破砕土」[1)]として道路盛土への利用が検討されている手法でもあり，(社)農業農村整備情報総合センターにおいて「ため池改修工事の効率化ー砕・転圧盛土工法によるため池堤体改修ー設計・施工指針(案)」として，ため池改修に際し底泥土を築堤盛土に利用する工法として実績のある手法である．

表-2　試験条件

試験試料	セメント配合量 (kg/1m^3)	目標強度確認時期	破砕前養生日数 (日)	破砕後養生日数 (日)
泥炭A+粘性土	400 800 1200	セメント配合1時間後	—	—
泥炭B+粘性土			—	—
泥炭C+粘性土			—	—
泥炭A+粘性土	100 150 200	破砕直後	1 3 5 7	7
泥炭B+粘性土				
泥炭C+粘性土				

各試験の条件を表-2に示す．なお，セメント配合量は泥炭・粘性土混合試料1.0m^{3}あたりの投入kg数で表している．

Examination of stabilization peat to use the embankment
Hideaki TAKAHASHI, Keita Matsuda, Tomoyuki FUJITA (Docon Co., Ltd.)

3. 試験結果

(1) セメント安定処理直後の強度発現特性

泥炭・粘性土混合試料に対し，セメントを配合し配合直後(1 時間後)に目標強度（コーン指数 q_c=400(kN/m^2)以上）を確保できる最適配合量を検討した．

図-1 にセメント配合量と配合直後のコーン指数の関係を示すが，セメント配合直後に施工時の目標強度 q_c=400kN/m^2 が得られる最適配合量は 890～1030kg/m^3 となり，多大なセメント量が必要な結果となった．これは，深層混合処理工法のうち粉体混合を行う DJM 工法における有機質土に対するセメント配合量の標準値(200～500kg/m^3)と比較してもはるかに大きく，実施工に採用するには非現実的な値であるため，本論における検討対象から除外する．

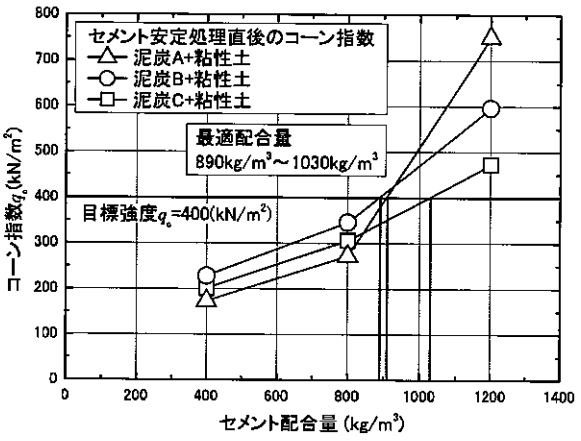


図-1　セメント安定処理直後のコーン指数

(2) セメント安定処理後に養生期間を設け破砕した場合の強度発現特性

泥炭・粘性土混合試料に対し，セメント配合後一定の養生期間(前養生)を設けた後に破砕・締固めを行い，その際に目標強度（コーン指数 q_c=400(kN/m^2)以上）を確保できる最適配合量および前養生期間を検討した．

セメント安定処理による前養生後のコーン指数は，各地点の泥炭の性質の違いによりバラツキはあるものの，セメント配合量の増加に対し増加する傾向が明瞭であり，前養生期間に対しても増加する関係が見られている．

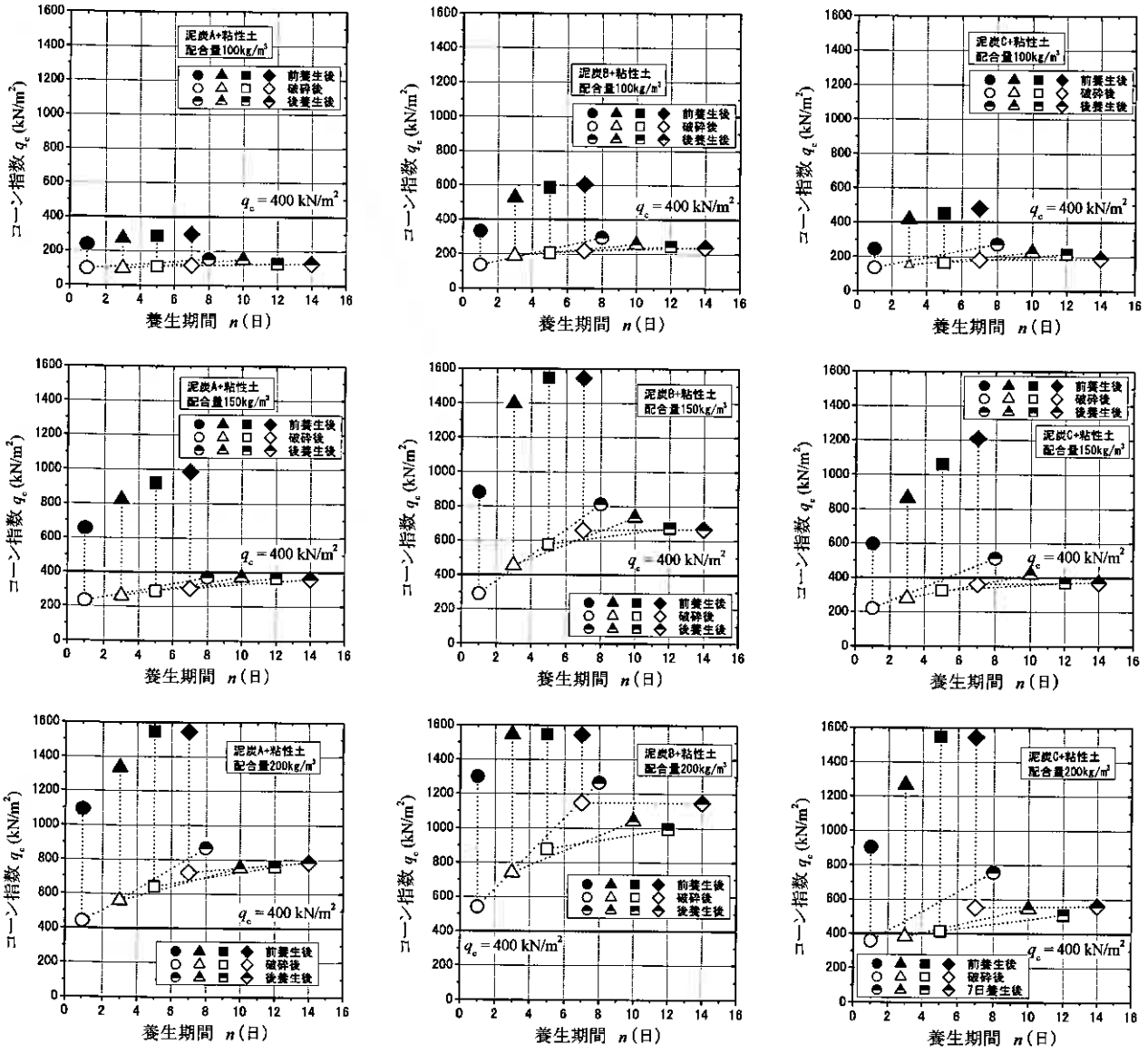


図-1　セメント安定処理直後のコーン指数

前養生期間に対するコーン指数の増加量については，セメント配合量による違いがあるほか，泥炭の違いによるバラツキの影響も受けているようであり，一義的な関係は得られていない．

前養生試料の破砕後の強度は，泥炭の違いやセメント配合量によらず，前養生後のコーン指数の概ね30～40%程度となっている．このことは，前養生期間後に破砕前の安定処理土のコーン指数から，破砕後(施工時)のコーン指数を推定できる可能性があることを示唆しているが，この関係は全ての安定処理土に対して成り立つとは限らないため，泥炭と粘性土の混合比等の変化に応じて配合試験を実施し確認する必要がある．

破砕試料の養生(7日)後のコーン指数は，破砕後にもセメントによる強度発現が続くため，破砕直後よりも増加している．前養生期間が短いほど破砕後の強度発現が大きく，コーン指数の増加量も大きい傾向が見られる．

コーン指数の増加は，前養生期間1日で破砕後コーン指数の約1.5～3倍，前養生期間3日で破砕後コーン指数の約1.4～1.6倍，前養生期間5日で破砕後コーン指数の約1.1～1.3倍，前養生期間7日で破砕後コーン指数の約1.0～1.1倍であった．

セメント安定処理土の破砕試料において，施工時の目標強度q_c=400kN/m^{2}が得られる最適配合量は，試料Aで200kg/m^3，前養生1日，試料Bの試料で150kg/m^3,前養生3日もしくは200kg/m^3,前養生1日，試料Cの試料で200kg/m^3,前養生5日となった．

4. 堤防盛土材料への適用性

ここでは，セメント安定処理後に養生期間を設け破砕した場合に，施工時の目標強度が得られる最適配合量試料の強度・変形特性および透水性を把握し，堤防盛土材料としての適用性を検討する．なお，ここで検討した最適配合量試料は，泥炭A+粘性土で200kg/m^3,前養生1日，泥炭B+粘性土で200kg/m^3,前養生1日，泥炭C+粘性土で200kg/m^3,前養生5日である．

(1) 強度・変形特性

最適配合量試料の三軸圧縮試験(UU)結果による粘着力c_Uは35.2～59.3(kN/m^2)の範囲であった．前養生期間1日の試料（泥炭A,B+粘性土）は破砕後の養生期間での強度発現が大きいため粘着力が高い傾向が見られた．反対に，前養生期間5日の試料（泥炭C+粘性土）では，それらと比較して粘着力はやや低い傾向が見られた．

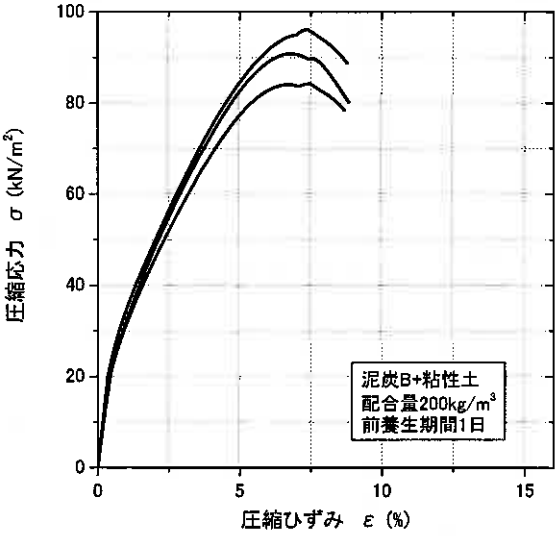
また，一軸圧縮試験による変形挙動を比較すると，前養生期間が短い試料については，強度が大きいが破壊ひずみが小さく脆性的な挙動を示し，明瞭なクラックが観察される．一方，前養生期間が長い試料は強度がやや低いが破壊ひずみは大きく，細かなクラックが見られるものの樽型に変形していることが観察される．

一般に軟弱地盤上の盛土は，地盤の圧密等に伴い変形を受けることから，安定処理土を堤防盛土に利用する場合，固化した盛土材料の変形によるクラックの発生が懸念される．一方，安定処理土を破砕したものを堤防盛土材料に利用する場合，セメント混合から破砕処理までの前養生期間を調整することにより，クラックの発生しやすい安定処理土の変形特性を改善することが可能となると考えられる．

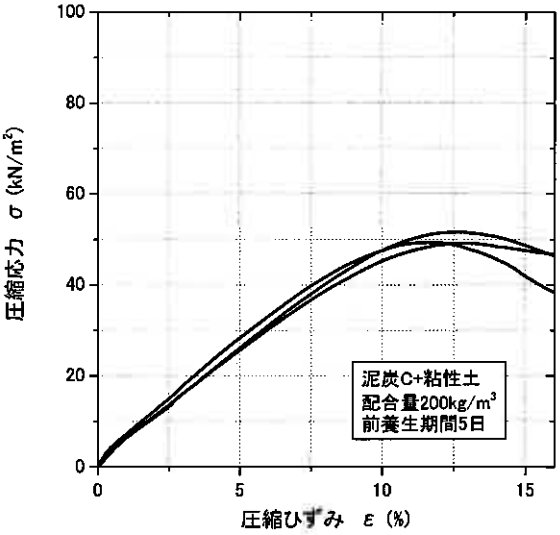
(2) 透水性およびpH

最適配合量試料の室内透水試験結果による透水係数kは3×10^{-5}～3×10^{-6}(cm/s)の範囲であった．これは堤防盛土材料に要求される難透水性($k\leq1\times10^{-3}$(cm/s))を十分に確保する値である．

また，安定処理土の7日材齢試料の土懸濁液のpHはpH=12.1～12.2と高いアルカリ性を示した．



(1) 泥炭B+粘性土，前養生期間1日



(2) 泥炭C+粘性土，前養生期間5日

図-2 最適配合量試料の一軸圧縮試験結果

表-3　最適配合量試料の力学・透水試験結果

試料	セメント配合量 (kg/m^3)	前養生期間 (日)	三軸圧縮試験(UU) 含水比 w (%)	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	粘着力 c (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ (°)	室内透水試験 透水係数 k_{15} (cm/s)	一軸圧縮試験 一軸圧縮強さ q_u (kN/m^2)	破壊ひずみ ε_f (%)	変形係数 E_{50} (MN/m^2)	土懸濁液のpH
泥炭A+粘性土	200	1	135.7	1.278	54.2	9.0	3.31×10^{-6}	89.2	5.8	3.1	12.2
泥炭B+粘性土	200	1	194.2	1.227	59.3	7.3	9.96×10^{-6}	90.5	7.2	2.5	12.1
泥炭C+粘性土	200	5	172.6	1.233	35.2	5.4	2.35×10^{-5}	50.1	12.4	0.5	12.2

5. おわりに

本論では，泥炭の堤防材料への利用にむけて，泥炭に粘性土を混合した材料を用いた安定処理試験を行い，以下の知見を得た．

1) 安定処理により施工時の目標強度(q_c=400kN/m^2)が得られる最適配合量について，配合直後に盛土として利用する場合と配合後に養生期間を設けてから盛土として利用する場合を比較すると，養生期間を設けた場合のほうがセメント配合量を 1/4～1/6 程度に低減することが可能となる．
2) セメント配合後に養生期間を設け破砕する場合，泥炭の違いやセメント配合量によらず，破砕後のコーン指数は破砕前のコーン指数の概ね 30～40%程度となっている．このことは，破砕前の安定処理土のコーン指数から，破砕後(施工時)のコーン指数を推定できる可能性があることを示唆している．
3) セメント配合後に破砕を行う場合，破砕までの養生期間が短いほど，破砕後の強度が大きくなる一方で，変形時の破壊ひずみは小さく，明瞭なクラックを伴う脆性的な挙動を示す．それに対し，破砕までの養生期間が長いほど，破砕後の強度が小さくなるが，変形時の破壊ひずみは大きくなり，クラックの発生しやすい安定処理土の変形特性を改善することが可能となると考えられる．
4) セメント配合後に破砕を行う場合の最適配合量試料における各種試験の結果，試料は堤防盛土に必要な強度および難透水性を有することが確認された．一方，pH は pH=12.1～12.2 と高いアルカリ性を示すことが確認された．

謝辞

本報告をまとめるにあたり，北海道開発局石狩川開発建設部には貴重な資料を使用させていただいた．ここに記して感謝の意を表します．

【参考文献】

1) (独)土木研究所(2004) ,建設発生土利用技術マニュアル(第 3 版), pp.35-41, pp.69-70
2) 佐藤　厚子, 西本　聡(2003) ,泥炭を材料とする固化破砕土の強度特性について,地盤工学会北海道支部技術報告集第 43 号,pp.205-208
3) (社)農業農村整備情報総合センター(2004) , ため池改修工事の効率化ー砕・転圧盛土工法によるため池堤体改修ー設計・施工指針(案),pp.15-19

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

連続繊維補強土の凍結サンプリングと変形強度

北見工業大学大学院　○ 学生会員　小川 美穂
北見工業大学工学部　正会員　山下 聡
日特建設（株）　正会員　山田 浩
日特建設（株）　正会員　三上 登
北見工業大学工学部　正会員　鈴木 輝之

1. はじめに

従来の法面安定化対策工法は、モルタル吹付け工や法枠工、積みブロック工など、目的に応じてコンクリート構造物が使用される場合が多かった。しかし、コンクリートによる法面安定化対策工法は、国立公園・国定公園など景勝地での施工には、景観上周辺の自然と調和しないため不向きである。それに対し連続繊維補強土工法は、地山補強工と植生工を併用することによって植生が全面に育成し、法面保護のみならず周辺環境との調和を図ることが出来る。

連続繊維補強土工法は、砂質土 1.0m^3 あたりにポリエステル製の連続繊維 3.3kg として混合したものを吹付ける工法[1]である。砂質土に繊維を混合することで、繊維と砂質土との摩擦や拘束力によって擬似的な粘着力を付与し、せん断強度や降伏ひずみを高めることが出来る。しかし、施工者や施工管理場所により繊維混合量やせん断強度のばらつきがあると考えられる。したがって、造成された連続繊維補強土のせん断強度、繊維混合率、繊維の配向性の確認など、実際に施工された現場で実施可能な品質管理方法を確立する必要がある。そこで本研究では、これまで北海道内の数箇所の施工現場において、ドライアイスを用いた凍結サンプリングと採取した不撹乱試料を用いた三軸圧縮試験を行い、連続繊維補強土の利点とされているせん断強度と降伏ひずみの増加や擬似粘着力の付与などの効果を検証し、本手法の品質管理法への適用性を検証してきた[2]。しかし、これまでは冬季や秋季の寒冷期での検証であったので、今回は夏季に行い、凍結サンプリング方法の適用性と強度特性をこれまでの試験と比較し、とりまとめた。

2. 連続繊維補強土工法の概要

図-1に連続繊維補強土工の施工概念図を示す[3]。連続繊維補強土の施工に使用する機械は、砂を供給するシステムと連続繊維を供給するシステムで構成されており、連続繊維は繊維の供給装置(スレッドフィーダー)に格納された糸巻きから、高圧水を利用して噴射ノズル(エジェクター)から噴射される。また、砂は高圧空気によって繊維

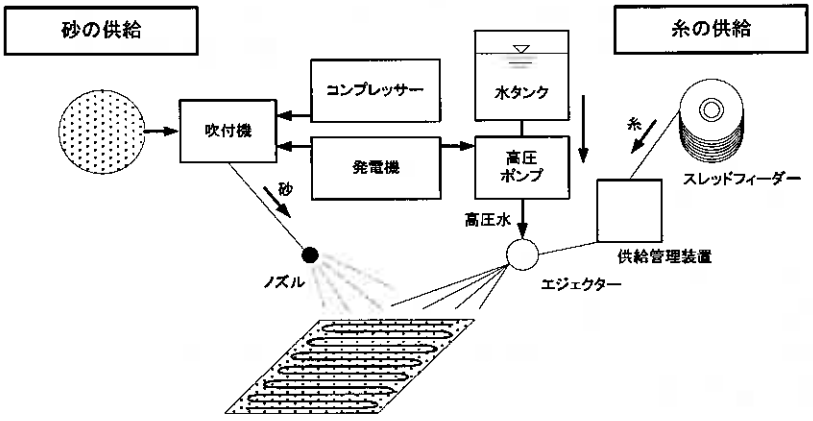


図-1　施工概念図[3]

図-2　試料採取地点

表-1　試料採取地点と採取日

採取場所	採取日
弟子屈	2005年10月13日
支笏湖	2006年10月31日
本別1	2007年1月24日
本別2	2007年11月28日
豊頃	2008年7月18日
北見北陽	2008年8月5日

Freezing Sampling and Deformation-Strength Characteristics of Continuous Fiber Reinforced Soil
OGAWA Miho, YAMASHITA Satoshi, SUZUKI Teruyuki : Kitami Institute of Technology
Yamada Hirotoshi, MIKAMI Noboru : Nittoku Corpration

の噴射先まで搬送し、繊維と直接噴射・混合される。繊維混合量は一般に砂の乾燥重量に対して3.3kg/m^{3}が標準である。施工中には混合量が供給管理装置によって定期的にチェックされ、品質の確認を行っている。

3. 試験方法

試料採取地点は図-2、表-1に示すように、北海道内の6地点(弟子屈、支笏湖、本別町2箇所、豊頃町、北見北陽)にて行った。連続繊維補強土の実施工現場において実施工と同じ条件で図-3に示すように試験ヤードを作製し、試料のサンプリングを行った。試験ヤードは、砂のみを吹付けた繊維が混合されていない地盤と連続繊維補強土地盤(平面および斜面)で厚さ20~30cm程度で作製した。図-4に吹き付けた砂の粒度分布を示す。試料は繊維が混合された地盤から乱さない試料を採取するため、ドライアイスを用いて地盤を凍結した。試験ヤードに散水し含水比を高め、図-5に示すようにドライアイス(50cm×50cm)を地表面に設置し、断熱材・シートで覆い、外気・直射日光を遮断した。地盤凍結後(十数時間)、コアボーリングを行った。サンプリングした試料は上下端面を整形し、有効拘束圧σ_c'=49、98、196kPaの等方圧のもとで圧密排水三軸圧縮試験を行った。また、三軸圧縮試験終了後、繊維の混合量を調べた。

4. 凍結サンプリング

4.1 凍結サンプリング方法

地盤の凍結方法は液体窒素を直接用いる方法、冷凍機で塩化カルシウムを冷却して用いる方法などがあるが、いずれも設備が大がかりで準備に時間を要することや費用が高いといった問題がある。さらに、連続繊維補強土工は主に急傾斜の斜面に施工されるため、従来の方法では地盤を凍結することは不可能であると考えられる。そこで簡易的に地表面を凍結させる方法として、ドライアイスを用いた地盤の凍結方法を採用した。

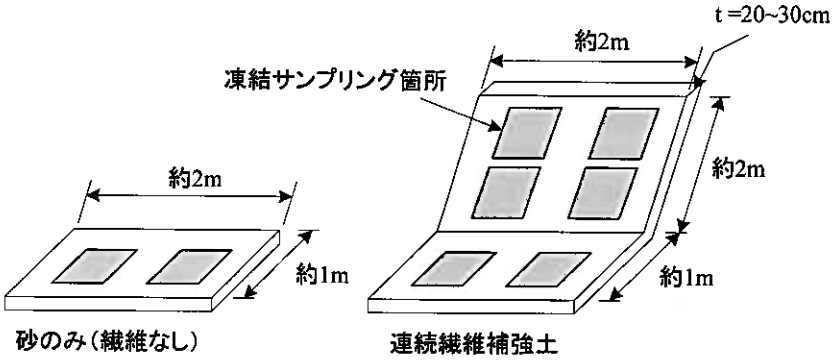


図-3 凍結サンプリング試験ヤード

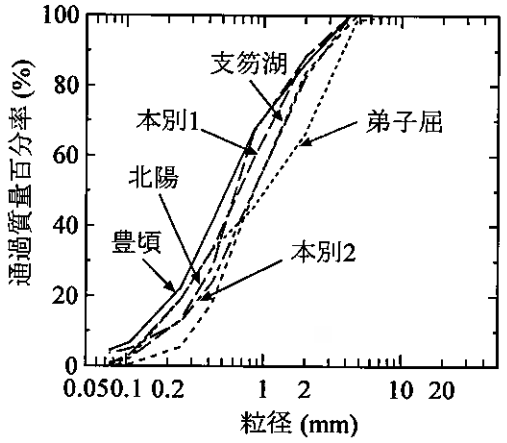


図-4 各試料の粒度分布

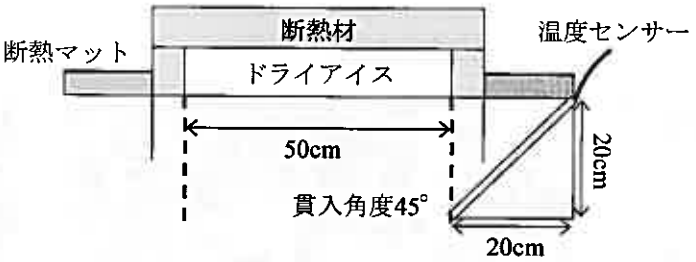


図-5 凍結方法と温度センサー

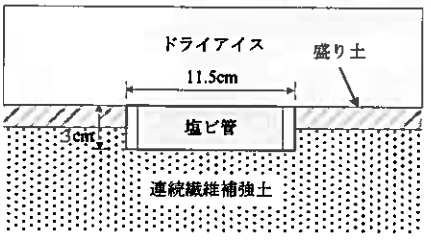
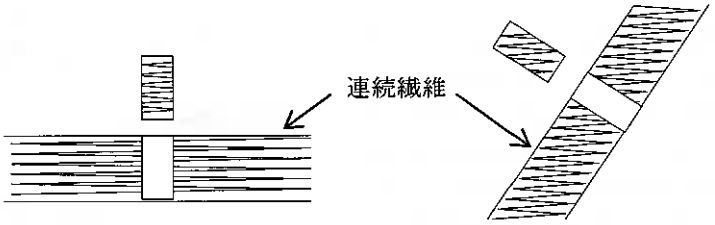


図-6 塩ビ管の設置

弟子屈、支笏湖、本別1、本別2の4地点では厚さ7cmのドライアイスを使用した。豊頃、北見北陽の2地点では夏季の試料採取であるため、厚さ12cmのドライアイスを使用した。温度の測定は温度センサーで測定し、データロガーでデータを記録した。図-5に示したように温度センサーをドライアイス端部の地表面下20cmに設置し、

地中温度と外気温を測定した。実際の連続繊維補強土の厚さが 20～30cm であるため、地中温度は地表面下 20cm の温度を測定した。地盤凍結後のコアボーリングは、弟子屈、支笏湖、本別 1 の 3 地点では排気量 50cc の 2 サイクルエンジンを備えたハンドコアサンプラー(内径 70mm、写真-1)によって行った。支笏湖、本別 1 の 2 地点では、ボーリング時の機械のぶれを防ぐ目的で、地盤を凍結する際に図-6 に示すように塩ビ管をあらかじめ設置した。ハンドコアサンプラーを使用した弟子屈、支笏湖、本別 1 では採取した試料の寸法にばらつきがみられた。写真-1 に示したようにコアラーを人力で固定するため機械ぶれなどの影響が考えられる。本別 2、豊頃、北見北陽の 3 地点では固定式の電動コアラー(写真-2)によって試料を採取した。本別 2 では、電動コアラー内の二重管の内管回転部分が金属製のものを使用していたために、摩擦熱により試料が融解しコア長が短くなった。摩擦熱の発生を防ぐために豊頃、北陽の 2 地点では二重管の内管回転部分をテフロン製に改良した。また、繊維の配向性が試験結果に及ぼす影響を調べるために図-7 に示すように、平面および斜面に造作した補強土面に対してともに垂直方向から試料を採取した。



(a)平面部　　(b)斜面部

図-7　試料の採取方法

4.2　凍結時の地中温度変化

図-8 に各試料採取地点の地中温度と外気温の経時変化を示す。また、図-9 に各採取地点における斜面下 20cm(凍結面端部下)での地中温度の経時時間を示す。どの地点においても時間経過とともにほぼ同じ温度勾配で地中温度が低下していた。本別 1 では初期温度の低下が認められない。これは採取時期が厳冬期であったため、表面部が凍結していた。そこで、散水のためにジェットヒータで表層地盤を融解させてから凍結を開始した。そのため初期の地表面温度が外気温よりも高く、凍結開始時に地中温度の低下が見られなかったと考えられる。夏季に試験を行った豊頃、北見北陽では採取時の外気温が高かったため、温度センサーを設置した凍結部端部の地表面下 20cm において地中温度が 0℃に達しなかった。しかし、ドライアイス設置中央部では十分に凍結しており、コア長 20cm 以上の試料を採取することができた。

ドライアイスの量を増やすことで、地盤凍結時の外気温が+30℃程度の夏季においてもドライアイスによる凍結サンプリングは可能であることがわかった。

写真-1　ハンドコアサンプラー

写真-2　固定式電動コアサンプラー

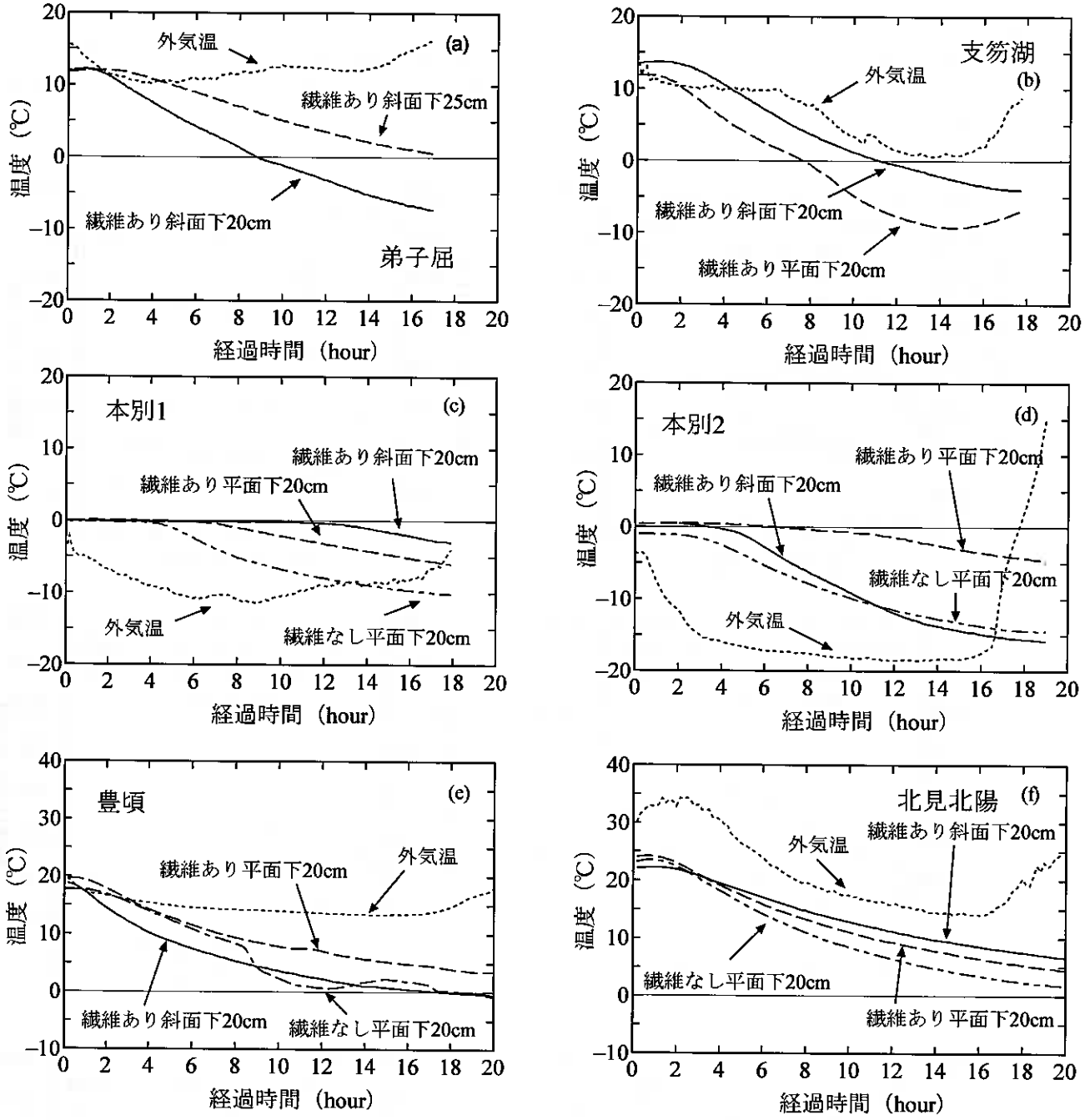


図-8　各試料採取地点の地中温度の経時変化
(a)弟子屈　(b)支笏湖　(c)本別１　(d)本別２　(e)豊頃　(f)北見北陽

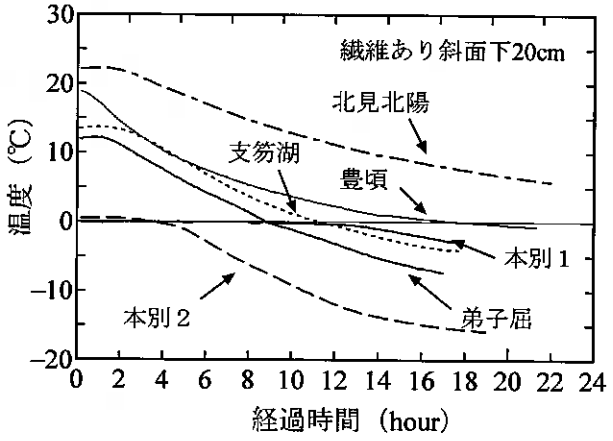


図-9　地中温度の経時変化

5.　三軸圧縮試験結果

図-10 に各地点における採取試料の排水条件のもとに行った三軸圧縮試験(有効拘束圧 σ_c'=98 kPa)の結果を示す。図中には、繊維の入っていない地盤から採取した試料の結果と繊維の入っている地盤の平面および斜面から採取した試料の結果を示した。

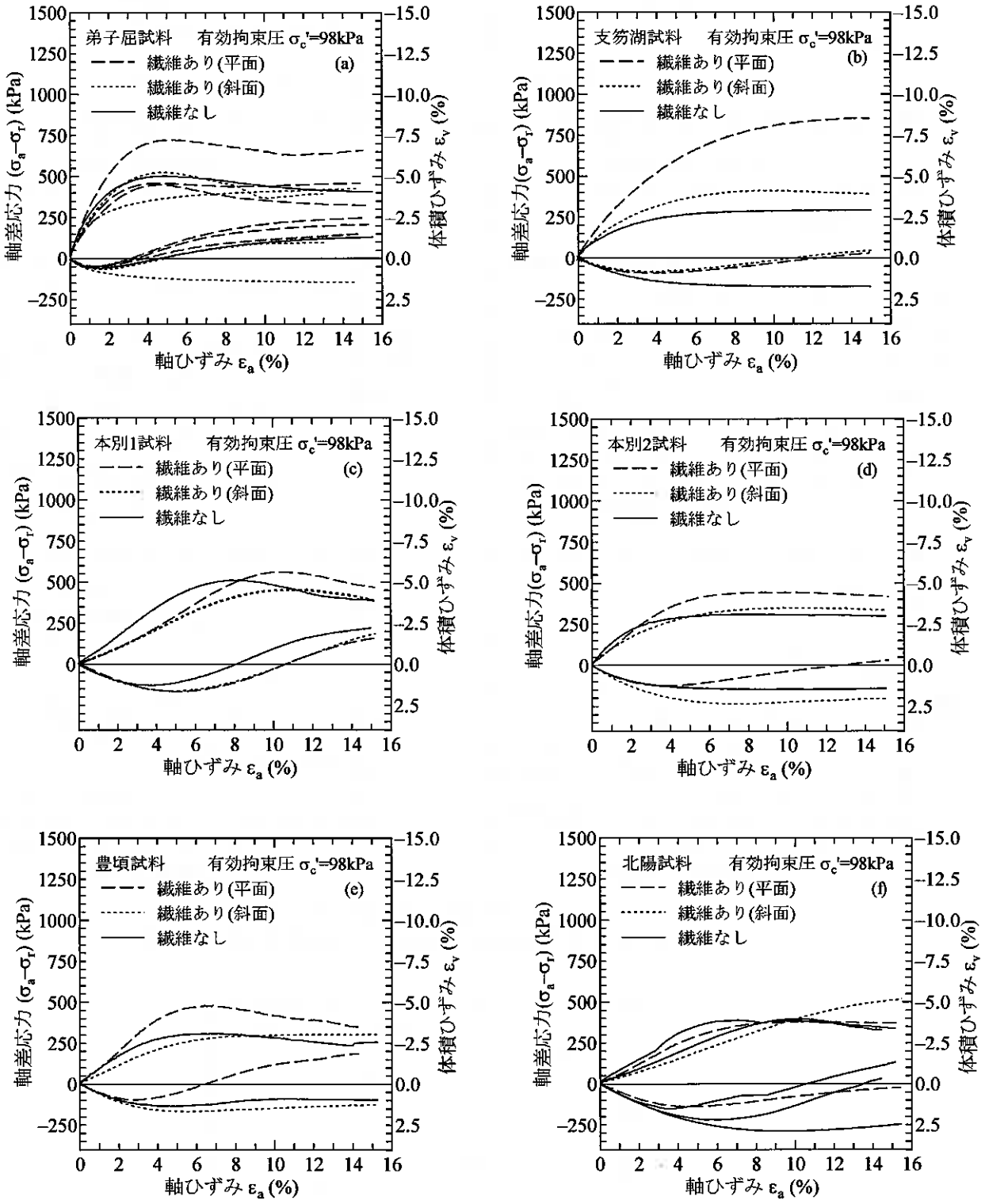


図-10　三軸圧縮試験結果(σ c'=98kPa)

(a)弟子屈　(b)支笏湖　(c)本別 1　(d)本別 2　(e)豊頃　(f)北見北陽

図-10より、採取試料によりばらつきはあるものの繊維の入っている試料の強度が高くなっていることがわかる。破壊時の軸ひずみを比較すると、繊維の入っていない試料に比べ繊維の入っている試料の軸ひずみは大きく、繊維によって破壊時の軸ひずみが増大していることがわかる。また、繊維の配向性に着目すると、斜面から採取した試料に比べ、平面から採取した試料の強度が高くなる傾向があることがわかる。斜面から採取した試料では、せん断が進行する際に繊維の方向とほぼ平行にせん断が形成されるため、繊維の効果が小さくなり結果的に強度が小さくなったことが考えられる。

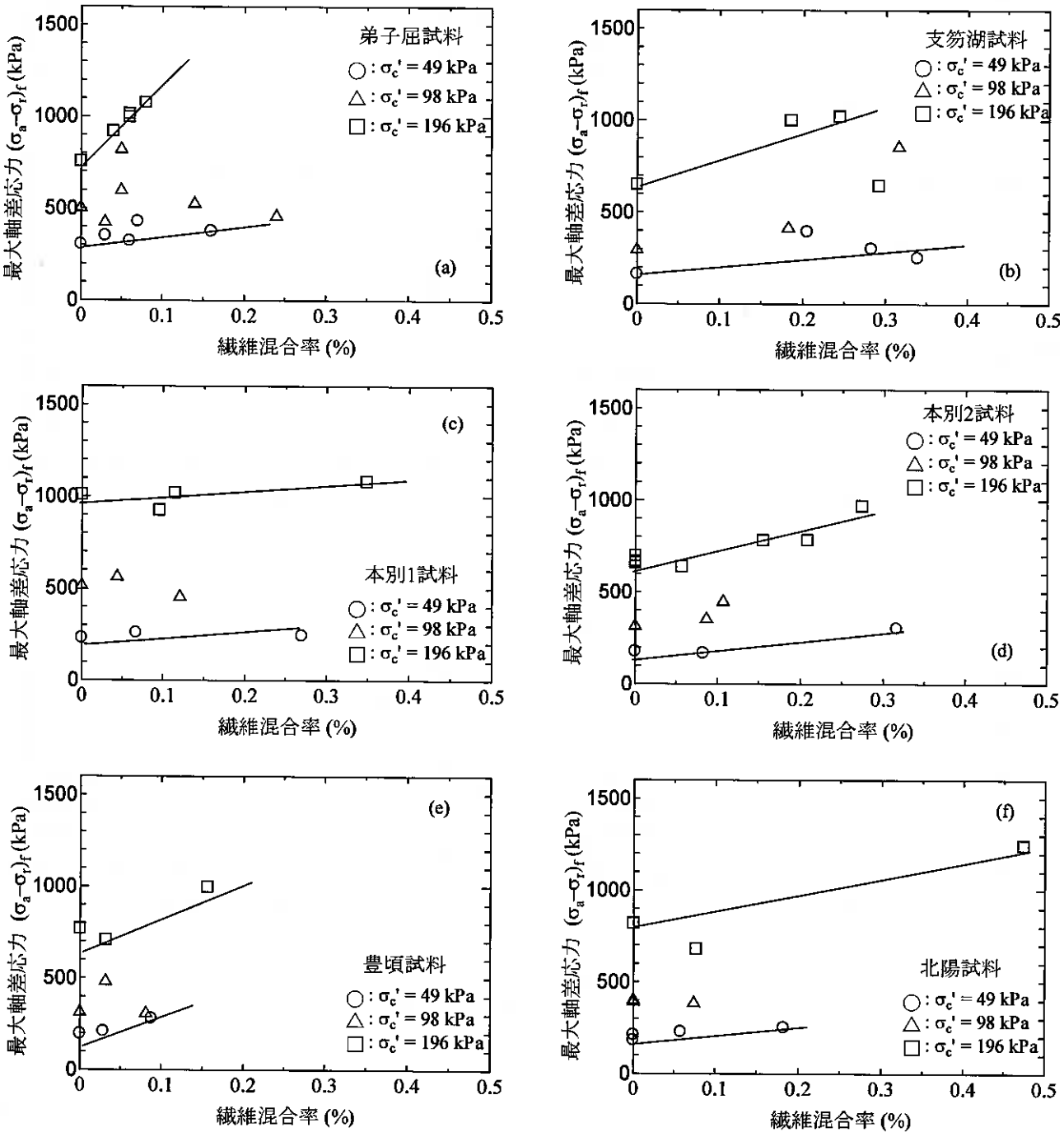


図-11　破壊時の軸差応力と繊維混合率の関係
(a)弟子屈　(b)支笏湖　(c)本別 1　(d)本別 2　(e)豊頃　(f)北見北陽

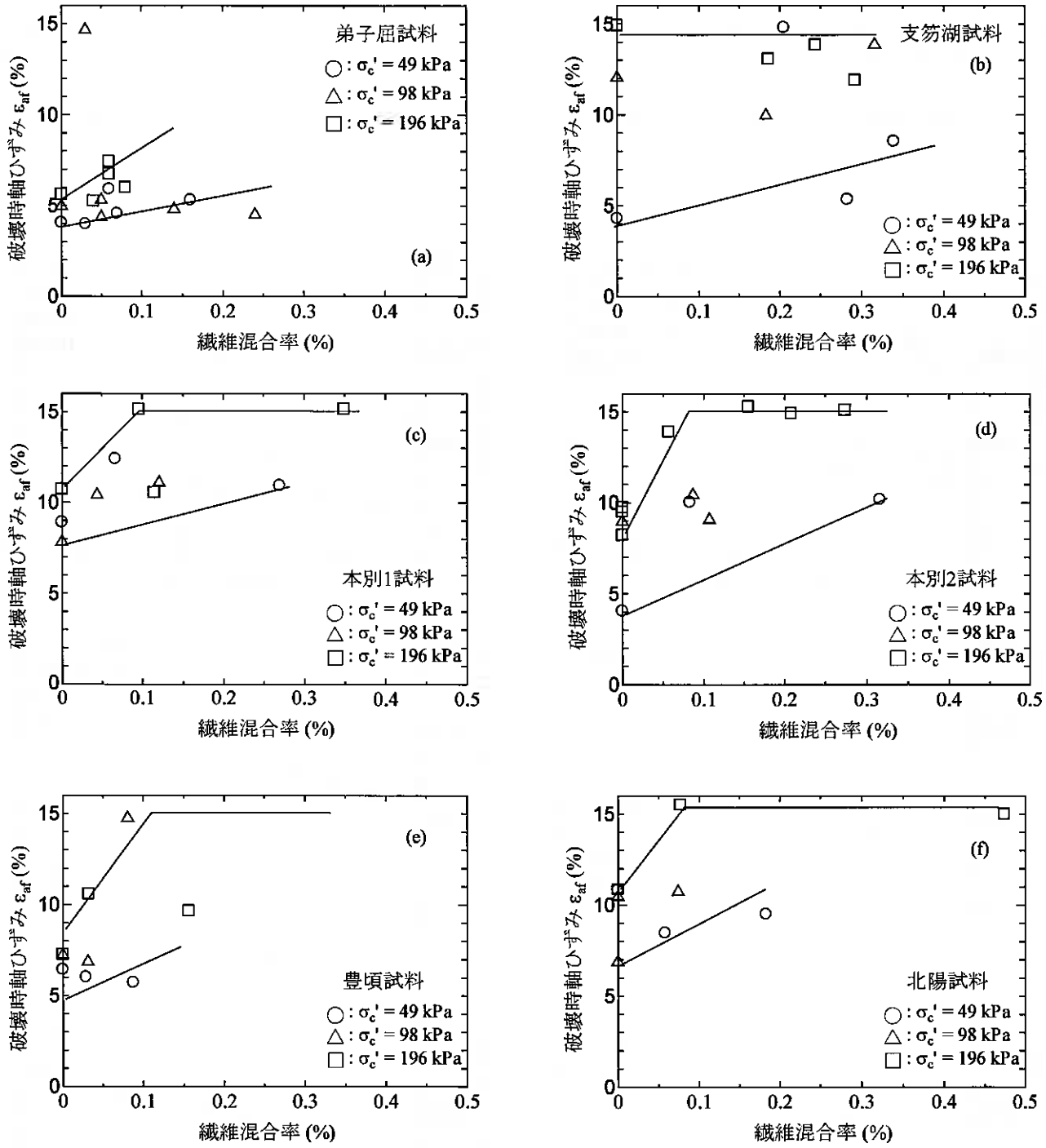


図-12 破壊時の軸ひずみと繊維混合率の関係
(a)弟子屈　(b)支笏湖　(c)本別 1　(d)本別 2　(e)豊頃　(f)北見北陽

しかし、繊維の有無や採取方向の違い、施工箇所によって試験結果がばらついている。これは、試料によって繊維の混合率にばらつきがあることが考えられる。そこで、図-11、図-12 に拘束圧 σ c'=49、98、196kPa で行ったすべての試験での破壊時の軸差応力と繊維混合率との関係、破壊時の軸ひずみと繊維混合率との関係を示す。図から繊維なし地盤（繊維混入率 0%）の試験結果に比較して、ばらつきはあるものの全体的に見れば繊維混入率が高いほど破壊時の軸差応力および軸ひずみが増大していることがわかる。

また、図-13 に各採取地点から採取した試料のせん断抵抗角 ϕ_d と粘着力 c_d の関係を示す。本稿では、地盤工学会の土質試験の方法と解説に記載されている、圧縮強さと圧密応力からせん断抵抗角と粘着力を求めた [4]。この方法は、縦軸に圧縮強さ、横軸に圧密圧力をプロットし最小二乗法によって直線近似する。その直線勾配 m_0 と縦軸切

片 f_0を求め、次式でせん断抵抗角 ϕ_d および粘着力 c_d を求めるものである。

$$\phi_d = \sin^{-1}\left(m_0/(2+m_0)\right) \quad \cdot\cdot\cdot(1)$$

$$c_d = f_0/\sqrt{1+m_0} \quad \cdot\cdot\cdot(2)$$

図-13 よりどの採取地点においても、繊維の入っている試料と繊維の入っていない試料を比較すると、せん断抵抗角に大きな差は見られなかったが、粘着力は繊維の入っている試料で繊維の入っていない試料より大きくなっていた。ただし、採取場所によって粘着力にばらつきが見られた。これは、図-11、図-12で示したように三軸圧縮試験に用いた試料によって繊維の混合率にばらつきがあったためである。

ここで、繊維あり地盤から採取した試料の繊維混合率にばらつきが生じた原因は以下の理由によるものと考えられる。連続繊維補強土工では、砂質土を圧送吹付するとともに連続繊維を自動反復揺動するエジェクタを使用して積層するため、砂質土と繊維が局所的に見ると均質とはならない。そのためコア採取を行った場合、繊維の混入率の多いところでコアが折れてしまう場合があり、上下端面を整形して三軸供試体を作製すると繊維混入率がやや低くなる場合がある。また、採取したコア（20～30cm 程度）からどの部分を供試体（10～15cm 程度）として用いるかによって繊維の局所的な不均一さからばらつきが生じたものと考えられる。

図-14 に繊維の混合量を示す。図中の基準値 0.2%は、砂と繊維の割合を砂 1.0m³ あたり繊維 3.3kg としたときの値である。算出方法は以下の通りである。

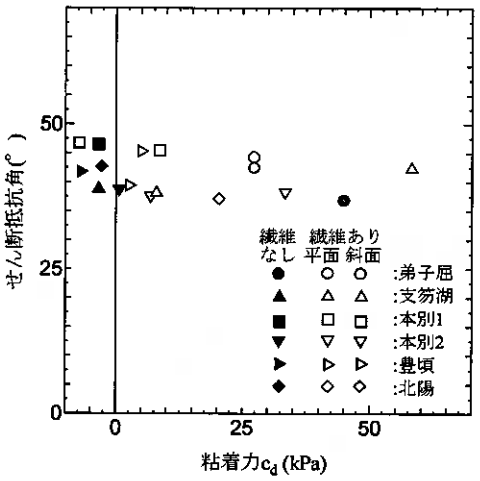


図-13　せん断抵抗角 ϕ_d と粘着力 c_d の関係

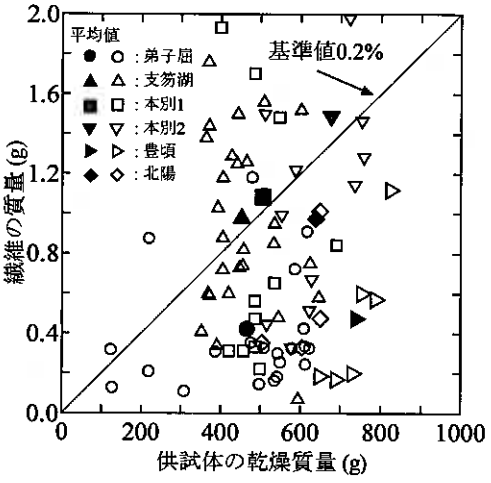


図-14　繊維混合量

$$\text{基準値}(\%) = \frac{\text{繊維}\quad 3.3\times10^3(g)}{\text{砂}\quad 1.0\times10^6(cm^3)} \div \text{供試体の平均乾燥密度}\ \rho_{dave}(g/cm^3)\times100 \quad \cdot\cdot\cdot(3)$$

図-14 に示したように供試体個々の混合率にばらつきがあるものの、各試料の平均値は弟子屈、豊頃、北見北陽の試料で低く、他の 3 地点での繊維混合率は基準値を満たしている。連続繊維補強土では繊維混合量が施工基準を満たしている場合、連続繊維補強土の特徴である降伏ひずみの増大、擬似粘着力が付与されることがわかった。試料採取 6 地点を比較すると地盤全体的に判断した場合は施工後の品質を満足していることがわかる。

6. 結論

(1) 外気温が 30℃を超える夏季においても、ドライアイスを用いた凍結サンプリングは可能である。

(2) 連続繊維補強土の利点である、繊維の混合によるせん断強度の増加と降伏ひずみの増大が確認できた。

(3) せん断強さや繊維の混合量および繊維の配向性を確認することで、連続繊維補強土の品実管理は可能である。

謝辞

本研究を進めるにあたって、安齋裕之君(北見工業大学 4 年)の協力を得た。ここに記して謝意を表します。

【参考文献】

1) ジオファイバー協会:ジオファイバー工法　設計・施工の手引き　(第 5 版)，2004

2) 山下聡，山田浩，三上登，鈴木輝之:連続繊維補強土の凍結サンプリングと力学特性，第 43 回地盤工学研究発表会，広島，pp.611-612，2008

3) ジオファイバー研究会:ジオファイバー工法　―連続繊維補強土を用いた複合補強土工法―

4) 地盤工学会:土質試験の方法と解説(第 1 回改訂版)，pp.490，2000

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

ハノイ粘性土による繊維質材混合流動化処理土の強度・変形特性

室蘭工業大学大学院　学生員　○大久保　達郎
室蘭工業大学工学部　学生員　グェン　コン　ザン
室蘭工業大学工学部　正会員　木幡　行宏

1. はじめに

現在，ベトナム，ハノイ市は，工業地区の集中や人口増加による深刻な交通渋滞などが都市開発を妨げ，ハノイ市の社会経済発展の総合計画を立案するに当たって，その問題の早期解決が求められている．そのため，ベトナム政府による計画では市内交通網を近代化することがハノイ市の優先的開発項目の一つであるとされている．現在，交通渋滞の解決を目的とした地下鉄，地下駐車場，地下歩道，地下街の建設など多くの都市地下開発が計画されている．しかしながら，ハノイ市域における地下構造物の建設に伴う地盤の力学的性質は未解明な部分が多い．また，ハノイ市域は，軟弱な粘土地盤が厚く堆積していることが多く，圧密沈下が発生しやすいことから，地盤特性を正確に把握し，より強固な地盤に改良する必要がある．

これまで筆者らは，建設発生土を埋戻し材として再利用を図る流動化処理土の脆性的な挙動を改善し，より幅広い土木構造物に適用できる地盤材料を開発することを目的に，新聞紙を粉砕したものを繊維質材料として流動化処理土に添加し，一軸および三軸圧縮試験を行い，流動化処理土の強度・変形特性を検討してきた．その結果，綿状に加工した新聞紙を混合することによって，ピーク後の脆性的性質が改善されることが分かった[1)~3)]．また，圧密非排水三軸圧縮試験（$\overline{CU}$ 試験）中の単調載荷過程で微小な除荷・再載荷を行い，せん断時の微小ひずみにおけるせん断時の剛性変化やせん断による損傷程度に及ぼす影響を検討した結果，繊維質材料によって補強効果が発揮されることが分かった[4)]．

筆者らは，既往の研究結果から，制約条件の厳しいハノイ市域において，大規模プロジェクトである地下構造物の建設に当たって，それに伴う建設発生土にセメント系固化材を混合し，再び埋め戻し材として利用する流動化処理土工法[5)]が最適だと考えた．

そこで本研究では，ハノイ粘性土(以下, Vinh Phuc CLAY と称する)の物理的性質の検討および Vinh Phuc CLAY を母材とした流動化処理土に対する圧密非排水三軸圧縮試験（$\overline{CU}$ 試験）を実施し，その強度・変形特性について検討する．また，綿状に加工した新聞紙を繊維質材として添加した Vinh Phuc CLAY と過去に実施した NSF-CLAY における $\overline{CU}$ 試験結果を比較し，繊維質材を添加した場合の補強効果に及ぼす影響について検討する．

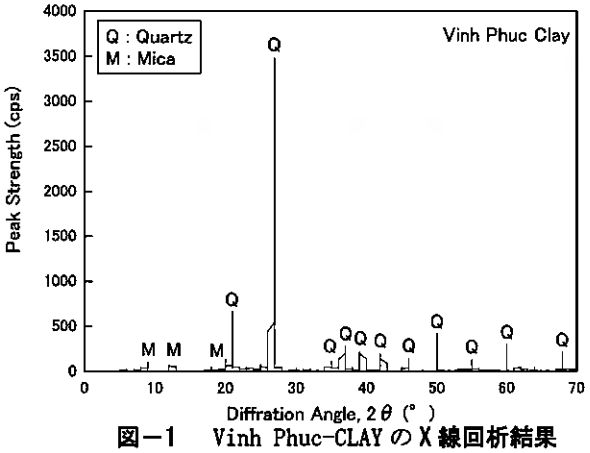
2. 試料と配合

2.1 試料

本研究では，ベトナム，ハノイ市の地下鉄建設予定地周辺から得られた Vinh Phuc CLAY を原料土として用いた．その物理的性質を**表－1** に示す．Vinh Phuc CLAY を X 線回析により試料分析を行った結果を，**図－1** に示す．図より，Vinh Phuc CLAY は，石英が大半を占めており若干雲母が点在している試料であり，粘土鉱物の量が非常に少ないことが分かった．また，**表－1** のデータを用いて塑性図による試料の分類を行ったところ，CH(高液性限界粘土)と MH(高液性限界シルト)の境界線付近にあり，若干ではあるが CH に近い試料であることが分かった．固化材には一般軟弱土用セメント系固化材（太平洋セメント，ジオセット10）を用いた．繊維質材には，最も容易に入手できる新聞紙を綿状にしたものを使用した．新聞紙は，以下に示す手順で綿状に加工した．新聞紙を事務用のシュレッダーで適当な大きさに裁断し，その後調理用のフードプロセッサーを用いて水と共に攪拌する．それを炉乾燥したものを手でほぐし，再びフードプロセッサーで粉砕し綿状に加工した．

表－1　Vinh Phuc-CLAY の物理的性質

土質分類	[CH]
土粒子密度 ρ_s g/cm^3	2.736
液性限界 W_L %	95.31
塑性限界 W_P %	36.37
塑性指数 I_P	58.94



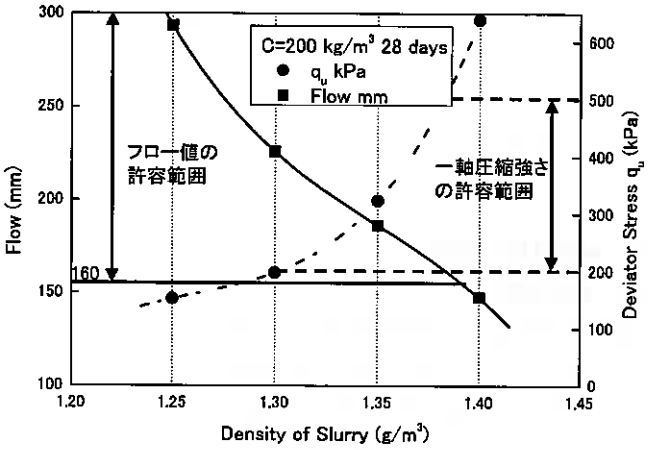
図－1　Vinh Phuc-CLAY の X 線回析結果

Strength and deformation properties of Liquefied Stabilized Soil mixed with fibered material on Hanoi clay: Tatsuro Okubo, Nguyen Cong Giang (Graduate student, Muroran Institute of Technology), Yukihiro Kohata (Muroran Institute of Technology),

2.2 配合

流動化処理土の混合方法には，泥水式と調整泥水式の 2 種類ある．泥水式は，発生土に適度の水を加え，密度調整された泥水を作製し，固化材を混合する方法であり，細粒分を多く含む発生土に適用される．調整泥水式は，発生土に加水し，砂または粘性土を調整材として加えて泥水を作製後，固化材を添加する方法である．この方式では，処理土の密度，材料分離抵抗性，流動性などを容易に調整することができる．本研究では，作製過程が簡便でパラメータを少なくすることができる泥水式流動化処理土を採用した．

泥水式流動化処理土の一般的な配合試験は，泥水密度と固化材添加量をパラメータとして，それぞれの値を変化させて行う．配合は，フロー試験，ブリージング試験，28 日養生後の一軸圧縮試験を実施し，その結果から得られる特性値（フロー値，ブリージング率，一軸圧縮強さ）を配合設計基準図（**図－2**）として作成し，泥水密度と固化材添加量を読み取り，それぞれの値を決定する [5]．**図－2** は，セメント量 C=200 kg/m^3 での一軸圧縮強さとフロー値に対する泥水比重を示した配合設計基準図である．ここで，ブリージング率は，1 %以下であったため設計基準図には示していない．目標泥水密度 ρ_f は，一軸圧縮強さを 200~500 kPa，フロー値を 160~300 mm の許容範囲とし，配合設計基準図から ρ_f=1.350 g/cm^3 に決定した．



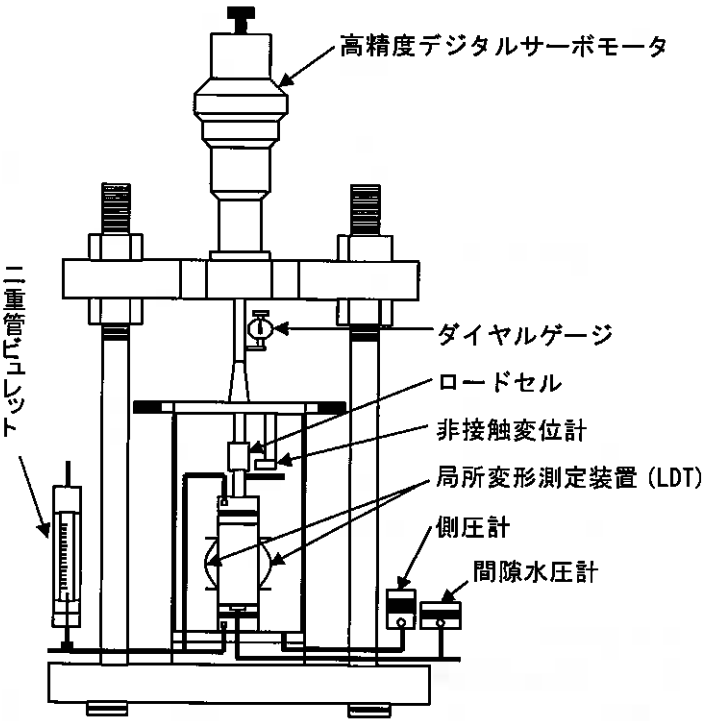
図－2　配合設計基準図

表－2　密度試験の結果

Test Case	Paper Content	ρ_f g/cm^3	ρ_{LSS} g/cm	ρ_t g/cm^3
Pc-0	0 kg/m^3	1.351	1.459	1.463
Pc-10	10 kg/m^3	1.35	1.459	1.465
Pc-20	20 kg/m^3	1.35	1.458	1.472

2.3 供試体の作製

供試体は，密度を調整した泥水に C=200 kg/m^3 の固化材を加え，ハンドミキサーにより混練して作製した．なお，作製過程では所定の密度となるように，AE モルタル容器と呼ばれる内容量 400 cm^3 のステンレス製の容器に処理土を充填し，余盛り部分をガラス板ですり切り，その質量を計測する方法で密度試験を行った．繊維質材を添加する場合は，固化材混合後に添加し，ハンドミキサーによってよく撹拌した．処理土作製後，流動性を検討するためにフロー試験（旧日本道路公団規格「エアモルタル及びエアミルクの試験方法，1.2 シリンダー法」，JHS A 313）を行った．なお，本研究の配合条件ではブリージングはほとんど生じなかった．繊維質材を添加することにより処理土に多量の気泡が混入するため，スラリー状処理土に 98 kPa の負圧を 10 分間作用させ，処理土内の気泡を取り除いた．その後，直径 50 mm，高さ 100 mm の市販のプラスチック製モールドに余盛り用のカラーを取り付け，処理土を充填し上端面を高分子フィルムで被膜した．4 時間後に余盛り部分を切り取り，上端面を平坦に整形した後，再び高分子フィルムで被膜し濡れタオルを被せて 20±3 ℃のもとで湿潤気中養生を行った．



図－3　試験装置概略図

表－2 に繊維質材の添加量別の泥水密度 ρ_f，繊維質材添加前の処理土密度 ρ_{LSS}，28 日養生後の三軸圧縮試験時における供試体の湿潤密度 ρ_t を示す．ρ_f については目標泥水密度 1.350 g/m^3 の±0.001 g/m^3 の範囲内に収まっている．作製した供試体に対して養生日数 28，56 日において，圧密非排水三軸圧縮試験（$\overline{CU}$ 試験）を実施した．供試体の飽和は，二重負圧法で供試体に脱気水を通し，さらに背圧 196 kPa を加えて行った．その結果，すべての供試体で B 値は 0.9 前後を得た．その後，有効拘束圧 σ'_c= 49，98，196 kPa で等方圧密を 12 時間行った後，軸ひずみ速度 0.054 %/min で非排水三軸せん断を行った．三軸圧縮試験装置の概略を**図－3** に示す．本試験では微小ひずみで除荷・再載荷を行うため，載荷装置には軸変位の制御精度が高く，反転時の「あそび」（バックラッシュ）を無視し得る高精度デジタルサーボモータを使用した．計測器は供試体作製時における端面での乱れやゆるみ層に起因して生じるベディングエラーの影響を避け

るために局所変形測定装置（Local Deformation Transducer, LDT）[6] を供試体対角上に設置して軸変位量を測定した．

なお，圧密・圧縮過程でLDTのバネ力によってメンブレンと供試体の密着が緩み，LDTが伸びてしまう恐れがあるため，供試体側面をわずかに削り，石膏を塗った上に瞬間接着剤を用いてメンブレンと供試体を接着した上でLDTを設置した．LDTの測定範囲外については非接触変位計とダイヤルゲージを併用し，ベディングエラー量を補正した結果を用いた．

3. 試験結果と考察

3.1 強度特性

図-4(a)～(c)は，Vinh Phuc CLAY流動化処理土における繊維質材の添加量0，10，20 kg/m³に対する所定の養生日数での$\overline{CU}$試験の軸差応力 $q(=\sigma_1-\sigma_3)$と軸ひずみε_aの関係である．**図-4(a)**は，有効拘束圧σ'_c= 49 kPa，**図-4(b)**，**(c)**は，有効拘束圧σ'_c= 98 kPaにおける試験終了時までの$q\sim\varepsilon_a$関係の比較である．各試験ケースにおけるピーク後の$q\sim\varepsilon_a$関係を比較すると，養生日数に関わらず，拘束圧σ'_c= 49，98 kPaでの無添加のケースでは(**図-4(a)～(c)**)，ピーク後の軸差応力の減少が顕著であるのに対して，繊維質材を添加したケースでは無添加のケースに比べてqの減少率は小さくqはほぼ一定となっている．また，qの減少率において，いずれのケースでも繊維質材を添加した方が，若干ではあるが小さくなっている傾向が見られる．このことから，繊維質材を添加しない場合に見られた脆性的な性質は，繊維質材を添加することによる補強効果によって改善されたということができる．

また，**図-4(b)**，**(c)**を見ると，同じ軸ひずみレベルでは，繊維質材の添加量に関わらず，養生日数28日のケースに比べ，56日のケースにおけるqが大きくなっている．これは，養生日数の増加によるセメンテーション効果による影響であると考えられる．過去に実施したNSF-CLAY流動化処理土の場合には[4]，養生日数の増加に対して，qは増加傾向を示さなかったことから，NSF-CLAYに比べて，Vinh Phuc CLAYのほうがセメンテーション効果を発揮しやすい試料であることが分かった．

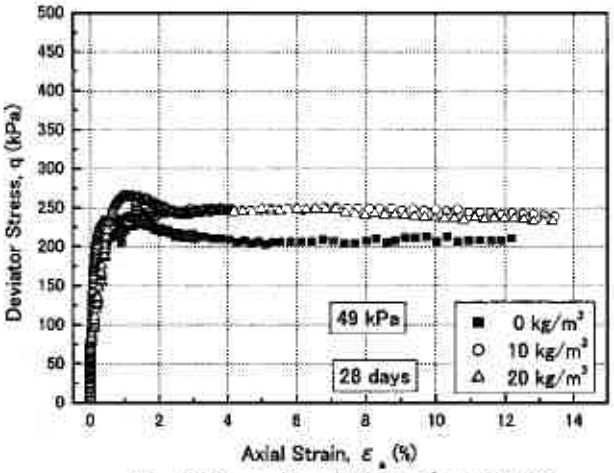


図-4(a) qとε_a関係：σ'_c= 49 kPa

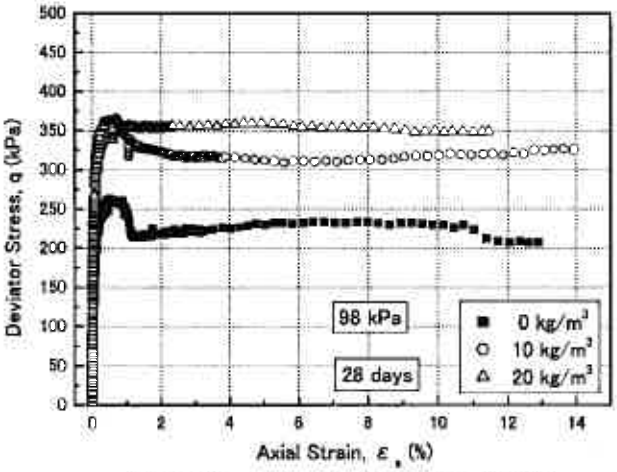


図-4(b) qとε_a関係：σ'_c= 98 kPa

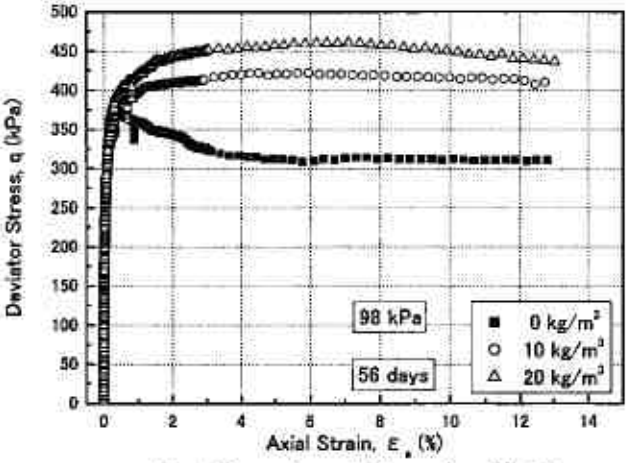


図-4(c) qとε_a関係：σ'_c= 98 kPa

3.2 変形特性

3.2.1 変形係数の定義

図-5に，各変形係数の定義を示す．初期変形係数E_0はε_a=0.002 %以下の微小ひずみで定義される変形係数であり，接線変形係数E_{tan}は$q\sim\varepsilon_a$関係における接線勾配で定義される変形係数である．また，等価変形係数E_{eq}は，単調載荷中の微小な除荷・再載荷から得られる変形係数である．なお，E_{eq}を求める際のクリープ補正については，除荷点からの延長線と再載荷時における$q\sim\varepsilon_a$関係の交点の中点と下限の点との傾きから算出することによって考慮した．

3.2.2 接線変形係数

図-6(a)～(c)は，Vinh Phuc CLAY流動化処理土における接線変形係数E_{tan}を初期変形係数E_0で正規化したE_{tan}/E_0と軸差応力qを最大軸差応力q_{max}で正規化したq/q_{max}の関係を示したものである．**図-6(a)**，**(b)**は，養生日数28日，**図-6(c)**は養生日数56日での繊維質材添加量0，10，20 kg/m³における各拘束圧に対する試験結果である．

図-6(a)～(c)を見ると，全体の傾向として繊維質材無添加のケースに比べ，添加したケースのほうが E_{tan}/E_0 の減少率が小さくなっており，q～ε_a 関係の非線形性が弱まる傾向にあることが分かる．これは，過去に実施したNSF-CLAY 流動化処理土における $\overline{CU}$ 試験結果[4]と同様の傾向を示している．このことから，繊維質材を添加すると載荷初期の線形性が増加するとともに，q～ε_a 関係の非線形性が弱まる傾向にあるといえる．図-6(b)，(c)を見ると，養生日数の増加に関わらず，E_{tan}/E_0 の減少率があまり変化していないのに対して，過去に実施したNSF-CLAY 流動化処理土の場合には，養生日数の増加に伴い載荷初期の E_{tan}/E_0 の減少率が小さくなる傾向にあった[4]．

一般に，セメント安定処理土では養生日数が増加すると，セメンテーションの影響により，q～ε_a 関係における載荷初期の線形性が増加する傾向にあると言われている．図-6(a)～(c)の結果のように，流動化処理土に繊維質材を添加すると，無添加のケースに比べて載荷初期部分の E_{tan}/E_0 の減少率が小さくなり，載荷初期の q～ε_a 関係がより線形的な傾向を示すのは，セメンテーション効果と繊維質材による補強効果によるものと考えられる．一方，養生日数で比較すると，過去に実施したNSF-CLAY 流動化処理土の場合には，養生日数の増加に伴い E_{tan}/E_0 の減少率が小さくなる傾向を示していたが，Vinh Phuc CLAY 流動化処理土は，養生日数の増加に関わらず E_{tan}/E_0 の減少率があまり変化を示さなかった(図-6(b)，(c))．これは，Vinh Phuc CLAY が微小ひずみにおいて，短期養生でのセメンテーション効果を発揮しやすい粘性土であるからだと考えられる．

3.2.3 等価変形係数

図-7(a)，(b)は，Vinh Phuc CLAY 流動化処理土における等価変形係数 E_{eq} を初期変形係数 E_0 で正規化した E_{eq}/E_0 と軸差応力 q を最大軸差応力 q_{max} で正規化した q/q_{max} の関係を示したものである．図-7(a)，(b)は，所定の養生日数，有効拘束圧 σ'_c= 98 kPa，繊維質材添加量 0，10，20 kg/m^3 における試験結果である．一般に，セメント改良土における微小ひずみでの変形係数は拘束圧依存性が小さいことが報告されているので[7]，E_{eq}/E_0 はせん断中の損傷程度の変化を表していると考えられる．図より，繊維質材無添加のケースに比べ，添加したケースのほうが E_{eq}/E_0 の減少率は小さくなっている．これは，過去に実施した NSF-CLAY 流動化処理土の試験結果と同様の傾向である[3]．また，各試験ケースでは，養生日数の増加に関わらず，顕著な差は見られなかった．これに対し，過去に実施したNSF-CLAY 流動化処理土の場合には，養生日数の増加により E_{eq}/E_0 の減少率は小さくなる傾向であった[3]．一般に，土はせん断することにより局所的な破壊が生じ，最終的に局所破壊が結合してせん断面が形成され，全体的な破壊が生じる．すなわち，せん断とともに粒子間のセメンテーションやミクロ構造が損傷を受

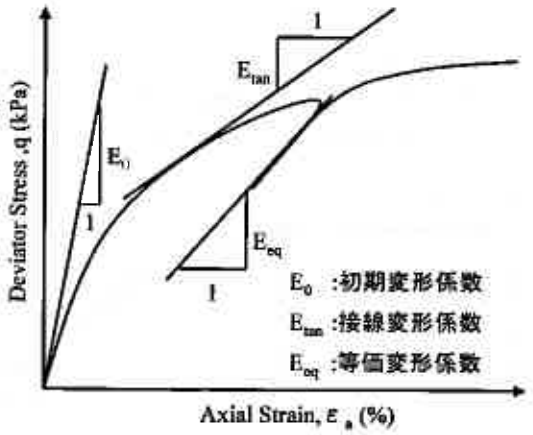


図-5 変形係数の定義

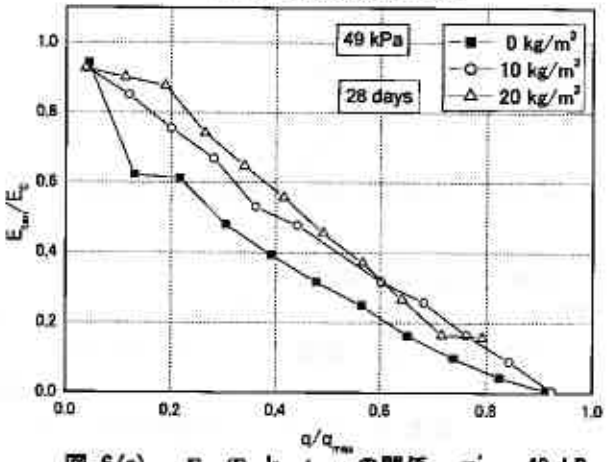


図-6(a) E_{tan}/E_0 と q/q_{max} の関係：σ'_c= 49 kPa

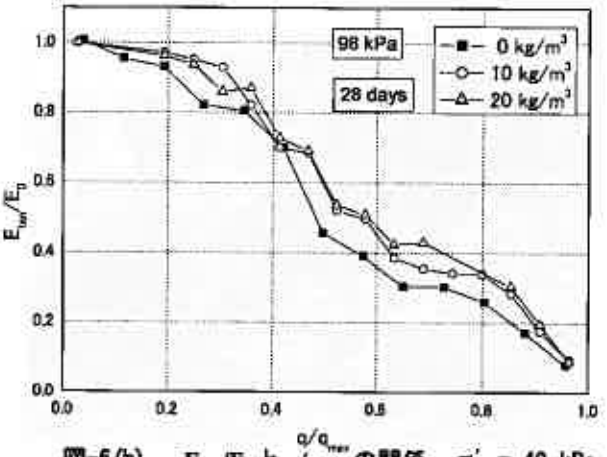


図-6(b) E_{tan}/E_0 と q/q_{max} の関係：σ'_c= 49 kPa

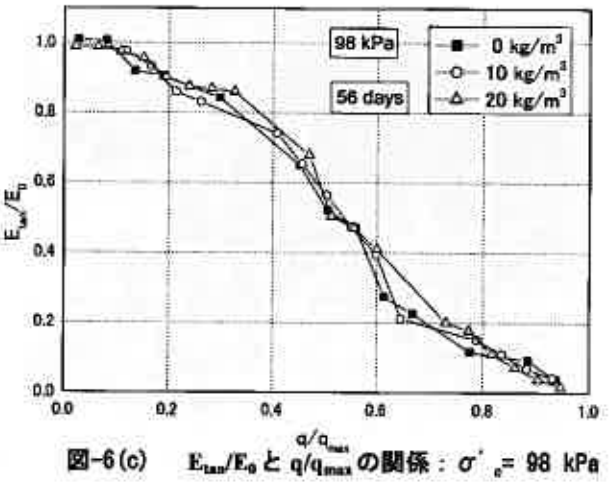


図-6(c) E_{tan}/E_0 と q/q_{max} の関係：σ'_c= 98 kPa

けると考えられ，この損傷により弾性的性質が変化していくと考えられる．**図-7** は，せん断中の損傷程度を表していると考えられることから，繊維質材を添加することにより，供試体内のせん断による局所的な破壊を妨げると考えられる．また，NSF-CLAY に比べ，Vinh Phuc CLAY は，養生日数が増加しても E_{eq}/E_0～q/q_{max} 関係に変化があまり見られないことから，短期養生での繊維質材の効果を発揮する粘性土であると考える．

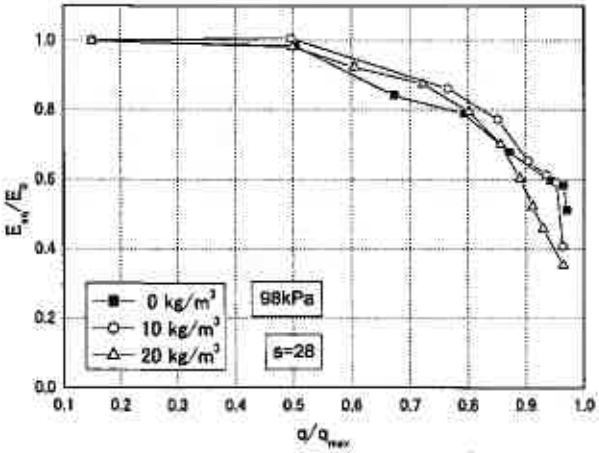


図-7(a)　E_{eq}/E_0 と q/q_{max} の関係：σ'_c=98kPa.

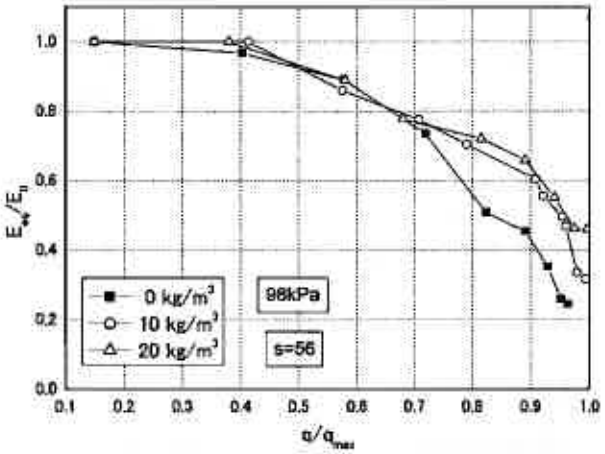


図-7(b)　E_{eq}/E_0 と q/q_{max} の関係：σ'_c=98kPa.

3.3　SEM によるせん断面の観察

写真-1 は，養生日数 56 日，有効拘束圧 σ'_c= 98 kPa での繊維質材無添加の試験後供試体に対する SEM で観察したせん断面の状況である．また，**写真-2** には，養生日数 56 日，有効拘束圧 σ'_c= 98 kPa での繊維質材添加量 20 kg/m³ の試験後供試体に対する SEM で観察したせん断面の状況を示す．**写真-1** を見ると，せん断面が非常にきれいな状態で形成されているのに対し，**写真-2** では，明らかに繊維質材がせん断面内で切れずに繋がっているのが分かる．これらの状況から，繊維質材が，せん断面の形成を妨げ，補強効果として発揮され，結果的に脆性的な性質の改善に大きな影響を及ぼしたと言える．

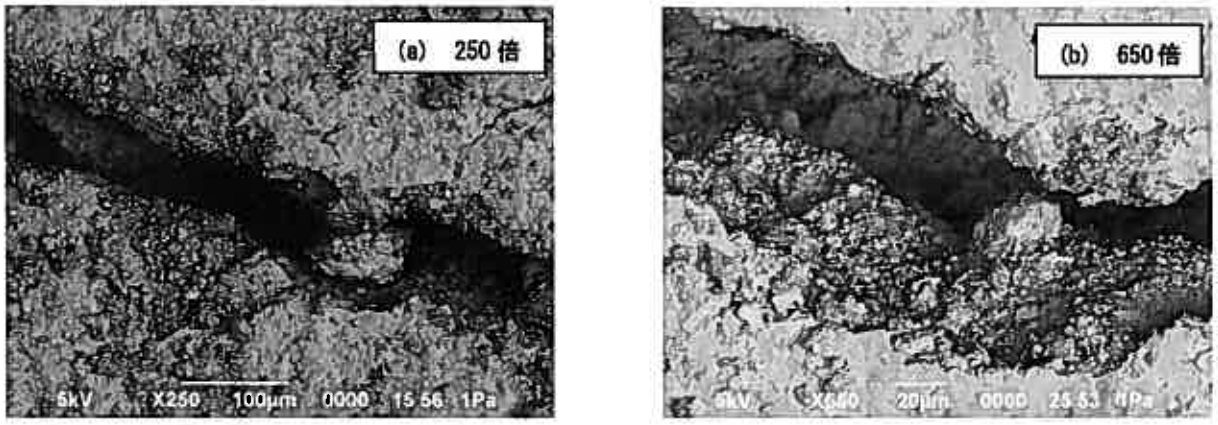


写真-1　SEM の観察によるせん断面の状況：Pc-0, 56 days

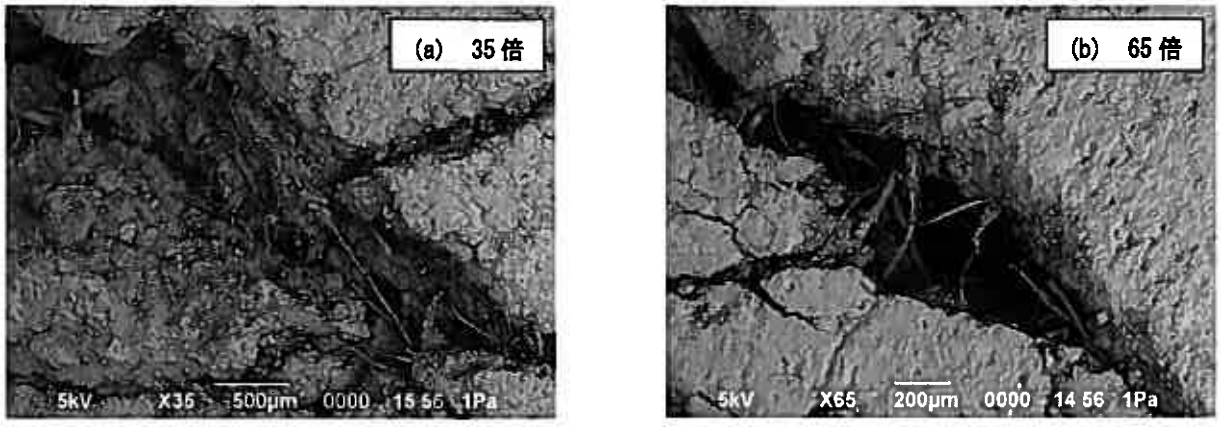


写真-2　SEM の観察によるせん断面の状況：Pc-20, 56 days

4. まとめ

Vinh Phuc CLAY による繊維質材混合流動化処理土の強度・変形特性を検討するため，一連の圧密非排水三軸圧縮試験（$\overline{CU}$ 試験）を実施した結果，以下の知見を得た．

1. Vinh Phuc CLAY による繊維質材混合流動化処理土の $\overline{CU}$ 試験おける q～ε_a 関係は，繊維質材添加量の増加により脆性的な性質が改善される．
2. 繊維質材添加による補強効果により，せん断による損傷を低減させると考えられる．また，NSF-CLAY 流動化処理土に比べ Vinh Phuc CLAY 流動化処理土のほうが，短期養生での繊維質材の効果を発揮しやすい試料であると考えられる。
3. SEM によるせん断面の観察において，繊維質材無添加のケースと添加したケースを比較すると，添加したケースでは，繊維質材がせん断面内で切れずに繋がっているのが確認されたことから，せん断面に及ぼす繊維質材の影響は顕著であると考えられる．

謝辞：本研究において，供試体作製・実験・及びデータ整理に関して，室蘭工業大学 4 年　伊藤企陽司　君，田原敬太君の協力を得た．また，X 線回析及び SEM による観察については，日鐵セメント(株)　青由起雄　氏，藤村恵一　氏の多大なる協力を得た．末筆ながら，深甚なる感謝の意を表します．

<<参考文献>>

1) 木幡行宏・藤川拓・市原道三・神田政幸・村田修:一軸圧縮試験による繊維混合流動化処理土の強度・変形特性，第 36 回地盤工学研究発表会講演集，pp.635-636, 2002.
2) 木幡行宏・對馬広紀:流動化処理土の三軸せん断特性に及ぼす繊維材混合の影響，第 39 回地盤工学研究発表会，pp.721-722, 2004.
3) 木幡行宏，對馬広紀，藤川拓：長期養生した繊維材混合流動化処理土の強度・変形特性，地盤工学会北海道支部技術報告集第 43 号，pp.217-224, 2003.
4) 木幡行宏，市川昌嗣，Nguyen Cong Giang，加藤勇一：繊維補強した流動化処理土の三軸せん断に伴う損傷特性の検討，ジオシンセティックス論文集第 22 巻，pp.55-62，2007.
5) 久野悟郎編著：「土の流動化処理工法～建設発生土・泥土の再生利用技術」，技報堂出版，1997.
6) Goto,S., Tatsuoka,F., Shibuya,S., Kim,Y-S and Sato,T.：A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, *Soils and Foundations*, Vol.31,No.1,pp.169-180, 1991.
7) 木幡行宏，蒋関魯，龍岡文夫，緒方紀夫：セメント改良砂質土の変形・強度特性に及ぼす養生日数の影響，セメント系安定処理土に関するシンポジウム発表論文集，pp.137-142, 1996.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

岩石ずりからの重金属類溶出特性について
ー酸性化した溶出水の例ー

(独) 土木研究所寒地土木研究所 ○正会員 田本 修一
(独) 土木研究所寒地土木研究所 正会員 伊東 佳彦
(独) 土木研究所寒地土木研究所 正会員 阿南 修司
(独) 土木研究所寒地土木研究所 岡崎 健治

1. はじめに

建設工事において遭遇する自然的原因による重金属に対しては、平成15年9月に刊行された「建設工事で遭遇する地盤汚染対応マニュアル(暫定版)」[1]に準拠して評価・対策が実施されている。しかし、同マニュアルは平成15年2月に施行された土壌汚染対策法に準拠しており、同法は本来、自然的原因による岩石ズリ中の有害重金属は対象外としており、より合理的な評価・対策法が求められている。特に北海道では海成堆積岩類や熱水変質の影響を受けた火山岩類等が広く分布しており、これらの地質における建設工事において、近年有害重金属や酸性水の流出が発生する事例が確認されており、施工上あるいは事業費上の課題となっている。

自然的原因による重金属類を含有する岩石ずりの溶出量評価は、岩石ずりを2mm以下まで粉砕し公定法を準用して行われている。しかし、熱水変質により化学的風化を受けた岩石には、黄鉄鉱等の硫化鉱物を多く含有するものがあるため、硫酸酸性水を発生させpHが低下することにより、岩石内に不純物として存在していた重金属類が長期的に溶出してくる可能性がある。これを評価するために本研究では、化学的風化を受けた岩石ずりを対象として溶媒を変化させた溶出試験及び長期溶出試験を実施し、長期的な重金属類の溶出傾向、長期溶出量を評価するための溶出試験法について考察したので報告する。

2. 試験方法

2. 1 試 料

溶出試験において溶出水のpHが酸性になる試料を選定する目的で、予備試験を行った。試料の選定条件としては、地盤工学会基準JGS 0211-2000「土懸濁液のpH試験方法」に示される溶媒に蒸留水を用いたpH試験で酸性を示し、かつ同試験方法に参考で示されている30%過酸化水素水によるpH試験で概ねpHが3以下を示すもの、また試料が均質で酸性の変質及び珪化変質を被ったものとした。予備試験の条件に該当し、試験に供した試料の概要を表-1に、含有量試験結果を表-2に示す。試験に供した試料は、北海道内に分布する火山岩及び火砕岩でいずれも露頭より採取した4試料である。試料の粒径調整は、2mm、37.5mmふるいを用い、各ふるい通過分を試験に供した。

表-1 酸性化する試料の概要

記号	変質、岩種等	備 考	pH (H_2O)	pH (H_2O_2)
AN1	酸性変質(白色粘土化)、安山岩溶岩	露岩部の岩相は均質、硫化鉱物含む。比較的硬質。	2.9	2
AN2	中性変質(青灰色粘土化)、安山岩溶岩	露岩部の岩相は均質、硫化鉱物含む。軟質でスメクタイトを含むものと考えられる。	4.1	2.6
TB1	酸性変質(白色粘土化)、安山岩質凝灰角礫岩	露岩部の岩相は均質、硫化鉱物含む。比較的硬質。	2.8	2
TB2	酸性変質(白色粘土化)安山岩質凝灰角礫岩	露岩部の岩相は比較的均質、硫化鉱物含む。	4.2	2

表-2 酸性化する試料の重金属等の含有量

項目	単位	基準値	AN1	AN2	TB1	TB2
カドミウム	mg/kg	150	0.14	0.38	0.07	0.25
鉛	mg/kg	150	28.9	11.0	6.8	11.0
ヒ素	mg/kg	150	13.1	60.1	8.4	7.3
鉄	%		3.45	13.0	3.25	3.09
総水銀	mg/kg	15	0.02	3.18	0.10	0.14
総クロム	mg/kg	250	35.2	16.1	53.9	38.3
セレン	mg/kg	150	0.8	<0.1	3.1	0.3
総硫黄	%	0.4※2	2.06	0.352	2.52	0.826
カルシウム※1	%		0.08	0.26	0.05	0.12
含水率	%		2.8	4.5	8.1	9.3
強熱減量	%		1.7	9.0	2.6	2.4

※1:カルシウムはCaOとして
※2:酸性水発生の目安として

Evaluation for leaching characteristics of heavy metals from excavation muck
Shuichi TAMOTO, Yoshihiko ITO, Shuji ANAN, Kenji OKAZAKI (Civil Engineering Research Institute for Cold Region, PWRI)

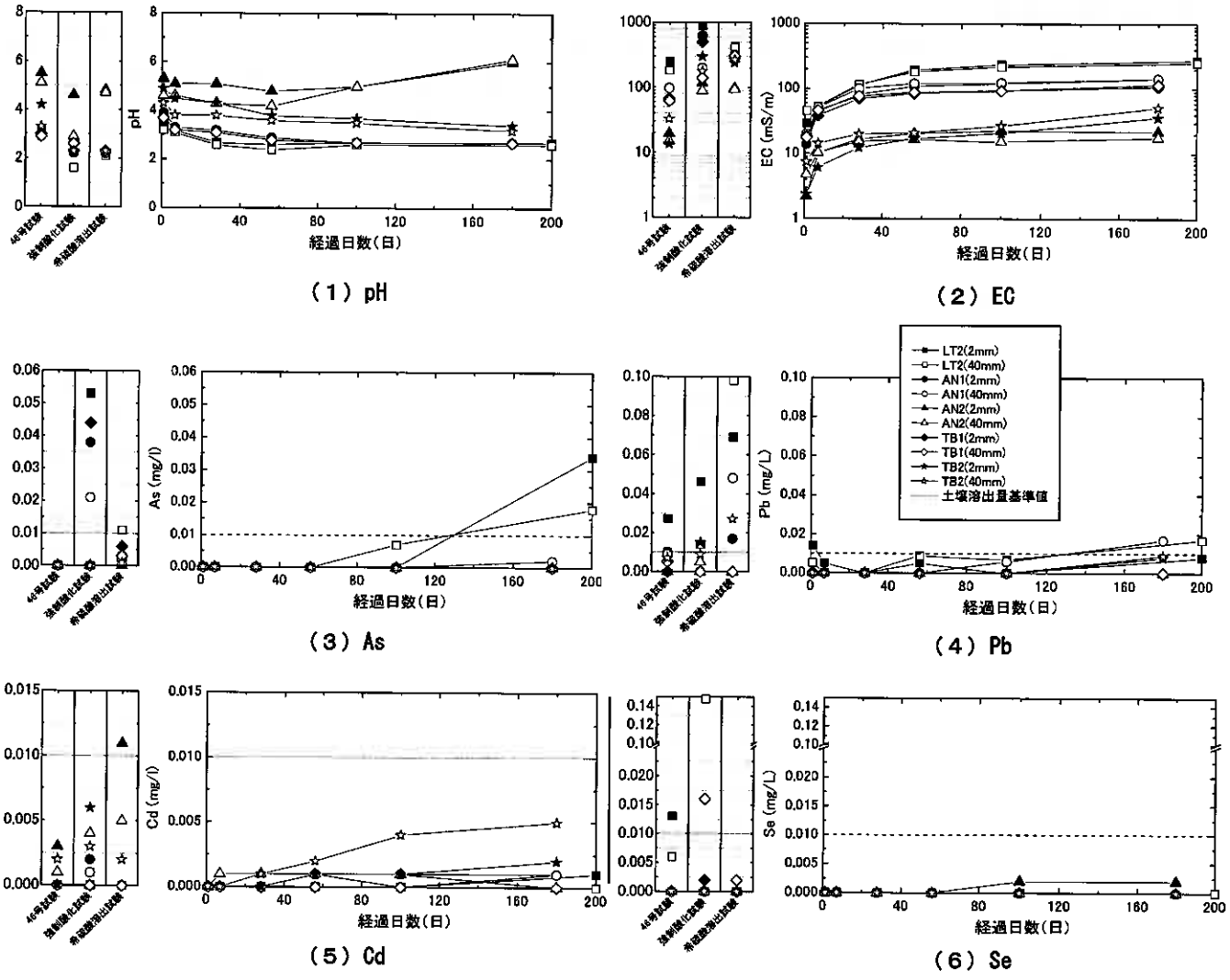
2．2　分析方法

表-3 に示す各条件の溶出試験を行った。試験方法は、46 号試験では試料粒径以外について平成 3 年環境庁告示第 46 号の付表に準じた。長期溶出試験は、平成13年4月23日付け国官技第18号通達による「セメント及びセメント系固化材を使用した改良土の六価クロム溶出試験実施要領（案）」に準じた。長期溶出試験において、異なる項目について以下に述べる。固液比 1:10 の割合で純水 10 ﾘｯﾄﾙに試料を水中に没するように水浸させ、密封後、20℃恒温槽にて静置した。採水の際には軽く攪拌して 200ml 採水し、0.45 μm メンブランフィルターで濾過し検液とした。採水は 1、7、28、56、100 及び 200 日経過時の 6 回実施した。希硫酸溶出試験は、試料粒径及び溶媒以外について、平成 3 年環境庁告示第 46 号の付表に準じた。強制酸化試験の試験方法は、試料粒径以外について（社）地盤工学会の「土質試験の方法と解説，第一回改訂版」に準じて溶出操作を行い、反応後の上澄み液を採水し、0.45 μm メンブランフィルターで濾過し検液とした。

検液の分析は、日本工業規格に準じて溶出液の pH 及び電気伝導度(EC)を測定し、溶出液中の As、Pb、Se、Cd、T-Hg、Cr^{6+}、SO_4^{2-}、Na、K、Mg、Cl、Ca、Fe 及びアルカリ度を分析した。

表-3　酸性化する試料に関する溶出試験の概要

試験名称	溶出条件	試料の最大粒径	適用試料
46号試験	固液比 1:10，6時間振とう	2，37.5mm	LT2，AN1，AN2，TB1，TB2
希硫酸溶出試験	固液比 1:10，6時間振とう，溶媒：pH2 H_2SO_4溶液	2，37.5mm	LT2，AN1，AN2，TB1，TB2
強制酸化試験	固液比 1:10，溶媒：30% H_2O_2溶液	2，37.5mm	LT2，AN1，AN2，TB1，TB2
長期溶出試験	固液比 1:10，室内で最大200日間静置	2，37.5mm	LT2，AN1，AN2，TB1，TB2



（1）pH　（2）EC　（3）As　（4）Pb　（5）Cd　（6）Se

図-1　各溶出条件における溶出試験結果

３．試験結果及び考察

３．１　溶出試験

各溶出試験の結果を図-1 に示す。なお、同図中には、既往試験結果で試料の選定条件に合致する LT2（酸性変質を受け暗灰色に粘土化した火山礫凝灰岩[2)]）の結果も示す。

pH は、いずれの試料においても酸性を示す。長期溶出試験では AN2 以外、日数が経過するほど pH も低下し、概ね 46 号試験＞長期溶出試験最低値＞希硫酸溶出試験の傾向があり、長期溶出試験の pH は希硫酸の pH に近似する可能性がある。

EC は、いずれの試料においても増加傾向を示す。長期溶出試験における 180 日以降の値は、強制酸化試験及び希硫酸溶出試験の値には達していない。

前述のとおり LT2 において、46 号試験で検出されなかった As は、長期溶出試験では基準値を超過して検出された。また、強制酸化試験及び希硫酸溶出試験においても、基準値を超過して As が検出された。Pb では、46 号試験で基準値以下であった AN1 において、長期溶出試験では 180 日で基準値を超過し、希硫酸溶出試験でも基準値を超過して検出された。その他の重金属類では、46 号試験において不検出または基準値以下のもので、長期溶出試験で基準値を超過するものはなかった。

３．２　粒径分布の評価

図-1 より重金属類が検出された試料について、2mm 粒径及び 37.5mm 粒径を比較すると、TB2 のように Pb や Cd で各試験値が 2mm 粒径よりも 37.5mm 粒径が高濃度になる例もある。このことから、溶出水が酸性を示す岩石のうち、本試験に用いた酸性の熱水変質や珪化変質を被った火山岩や火砕岩では、岩石中に含まれる変質鉱物等の影響が大きく、粒径による溶出濃度の差は無い可能性が考えられる。

３．３　溶媒の評価

長期溶出試験において基準値を超過した Pb が検出された AN1 のヘキサダイアグラムを図-2 に示す。この図より、56 日、100 日後の長期溶出試験の溶出水の陽イオン・陰イオン濃度は、46 号試験および希硫酸溶出試験と調和的であり、強制酸化試験とは異なる。したがって強制酸化試験による溶出は、長期溶出試験の傾向と異なる可能性が高いものと考えられる。以上のことから、酸性化する試料の重金属溶出量評価には、希硫酸溶出試験による方法が望ましいものと考える。

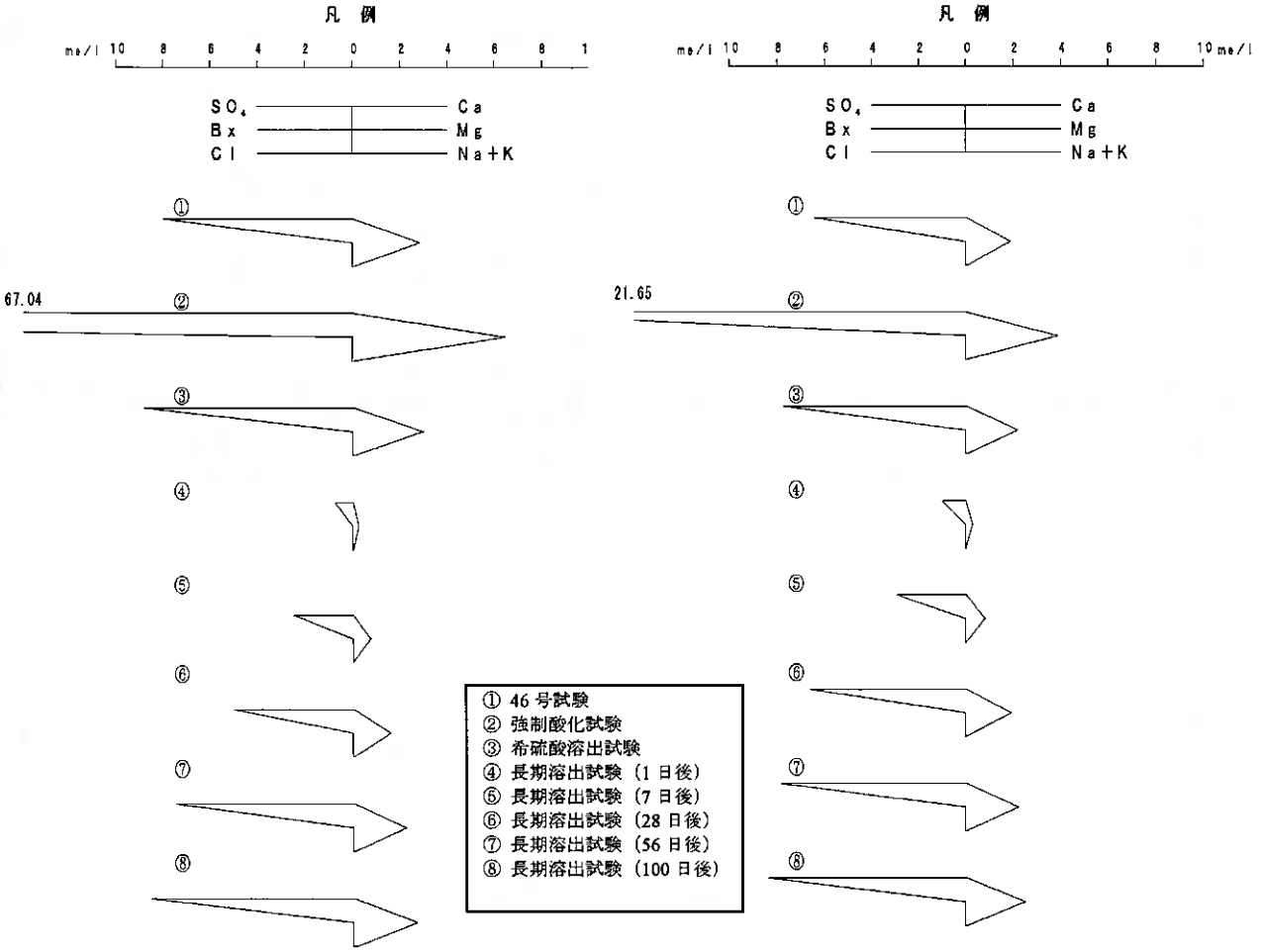


図-2　AN1 のヘキサダイアグラム

4．まとめ

化学的風化を受けた岩石ずりを対象とした各種溶出試験を行った結果、以下のことが明らかとなった。

(1) 溶出水が酸性化する試料を用いた溶出試験では、Pbについて46号試験では基準値以下であったANIにおいて、長期溶出試験では180日で基準値を超過し、希硫酸溶出試験でも基準値を超過して検出された。

(2) 長期溶出試験の溶出水の陽イオン・陰イオン濃度は、46号試験および希硫酸溶出試験と調和的であり、強制酸化試験とは異なるため、溶出水が酸性化する試料の重金属溶出量評価には、希硫酸溶出試験による方法が望ましいものと考える。

今後の検討課題として、データを蓄積するとともに、実現場との対応について検討していくことが必要である。

＜参考文献＞

1）（独）土木研究所：建設工事で遭遇する地盤汚染対応マニュアル（暫定版）、土木研究所資料第3903号2003.7.

2）田本修一、伊東佳彦、日下部祐基：岩石の有害物質溶出に関する考察（その３）、日本応用地質学会平成18年度研究発表会講演集、pp.205-208、2006.11.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

タクラマカン砂漠北縁地域の土の粒度組成と塩類集積

北海道工業大学工学部　国際会員　○神谷　光彦
北海道大学大学院農学研究院　長谷川　周一
北海道大学大学院農学研究院　正 会 員　長澤　徹明
北海道大学大学院農学研究院　山本　忠男
新疆大学資源与環境科学学院　阿布都沙拉木　加拉力丁

1．はじめに

塩類集積とは農地の土壌表層に塩類が集積する現象をいい，塩類集積が進むと収穫量の低下や収穫できなくなる塩害が生じ，地表面に塩の結晶が集積して，耕作を放棄するに至ることもある。

高温・乾燥地帯では，降水量より蒸発量が多いため，間断的な灌漑を行うと，灌漑期に地下水位が上がり，非灌漑期の蒸発時に地下水に含まれる塩類が毛管上昇により上方に集積して塩害が生ずる[1]。この塩害はメソポタミア文明の消滅の要因の一つとしても知られている。また，熱帯モンスーン地帯においても，雨季の地下水の上昇が乾季において塩類集積を引き起こすこともある。日本では高潮による越波，揚水や浚渫による塩水の進入による塩害はあるが，温暖・多雨地域であるため地下水の蒸発による塩類集積は生じない。

調査地域の中国新疆ウイグル自治区では，灌漑や水利用の変化により耕作可能地の31.5%に，植物の成長を阻害する塩･アルカリが集積した塩類土が分布し，農業被害が拡大しており，塩類集積の原因解明や対策が求められている。

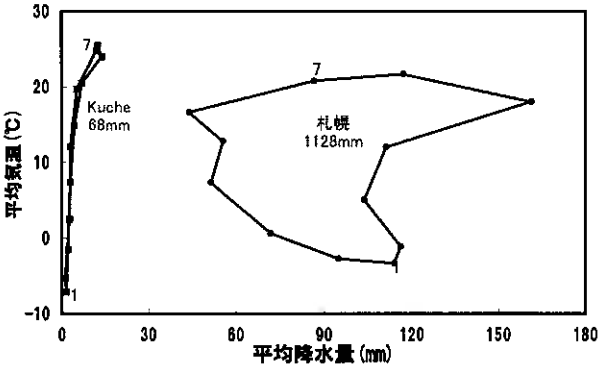
そこで，本研究はタクラマカン砂漠北縁地域を対象として，農地の土の粒度組成と塩類集積の関連性を調べ，塩害抑制への一助とすることを目的としている。

2．調査地点と調査概要

調査地は北緯41.3度，東経82.8度付近で，シルクロード天山南路の要所のクチャ（Kuche）より，約45km南方に下ったタリム盆地北縁のシャヤ（Xayar）県ノルバック（Nurbac）郷である。

クチャと札幌のクライモグラフを図－1に示す。

クチャの平均気温は札幌と比較して夏季は高く，冬季は低くなっており，年降水量は68mmで，6月から8月でも10数ミリである。そのため，灌漑による用水の供給なしでは耕作の不可能な地域である。



図－1　クチャと札幌のクライモグラフ

調査地は天山山脈を水源とし，タリム川に注ぐオゲン川流域の平坦な沖積地で，土質は過去の洪水により堆積した沖積土であり，地形要因の影響を受けて堆積したもので，砂，シルトおよび粘土が互層をなしており，各層厚は薄い。また，狭い範囲にモザイク状に堆積したと考えられ，調査地点間においても土質のばらつきは大きい。

調査地点は塩類集積のない圃場（F1，**写真－1**），塩害の被害を受けた圃場（F2）の中より，被害の程度により選び出した3地点（F2-0，F2-7，F2-12，**写真－2**は最も被害の大きいF2-0），塩類集積により放棄された農地（F3）および原地盤の状況を知るために，農地造成はしたが，用水の確保の目途が立たないためまだ利用されていない農地（F4）である。

写真－3は放棄された農地F3で，地表には耐塩性の植物がまばらに生えているのみであり，地表には塩が集積し（**写真－4**），さらに，地表面下50cm付近に白色の塩の結晶の点在がみられている。調査地点間の距離は，F1→F2-0間で600m，F1→F3間が1,800m，F1→F4間が2,900mである。

この地域の灌漑は春夏季と冬季であり，夏季は作物生育のための水分供給で，冬季は春先の水の不足する時期に備えて，農地に保水させるために行われている。灌漑の方法は用水路から一定周期で畑地に大量の水を引き入れ冠水する湛水灌漑であり，灌漑回数は作物によって異なるが3～5回程度である。そのため，地表面にはビニールシートによるマル

Relationship of Grain Size Distribution and Salinization of Farmland in Northern Region of Taklamakan Desert : KAMIYA Mitsuhiko (Hokkaido Institute of Technology), HASEGAWA Shuichi, NAGASAWA Tetsuaki, YAMAMOTO Tadao (Research Faculty of Agriculture, Hokkaido University) and Abdisalam JALALDIN (Institute of Resource and Environment Science, Xinjiang University, CHINA)

写真－１　綿花が順調に生育している F1

写真－２　塩害の影響を強く受けている F2-0

写真－３　放棄農地 F3

写真－４　塩が集積している放棄農地Ｆ３の表層

チングも施されているが，蒸発する水の損失も大きく，また，地下水位を一気に上昇させるため，塩害を引き起こす要因となっている。

調査は各地点について，1m 平方，深さ 1m のピットを掘削して土層構成を調べた。土層構成は**写真－５**の例に示すようにて，ほぼ各層がほぼ水平に堆積している。行った試験は原位置では山中式硬度計による指標硬度の測定，採取した試料では，密度試験，粒度試験，含水比試験，電気伝導度試験（5 倍希釈法）および透水試験であり，透水試験は容積 100ml の試料円筒を用いて変水位法で行った。

写真－５　F1 の土層構成（上部より作土，砂質土，シルト質土，粘性土）

３．試験結果とその考察

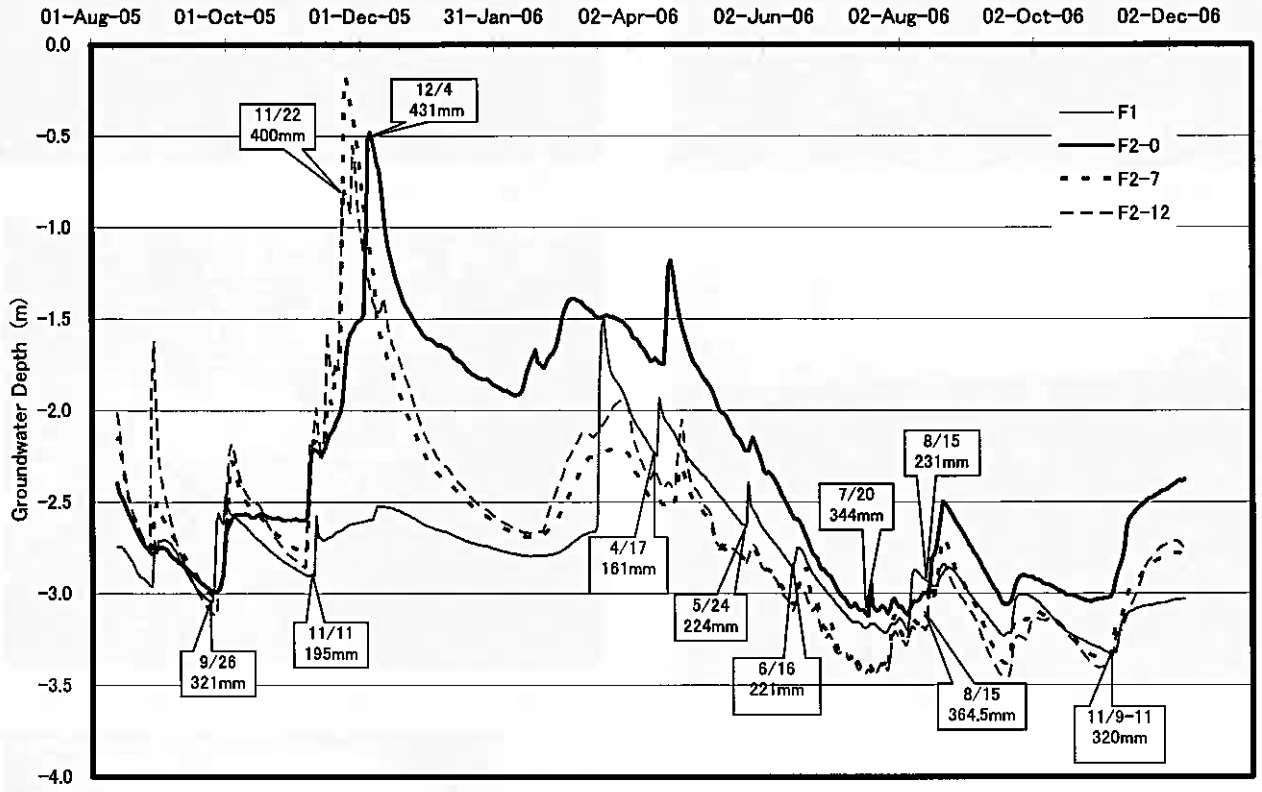
代表的な断面より採取した土の粒度試験による粒径区分ごとの含有率を**表－１**に，各地点の地下水位の変動を**図－２**に[2]，塩類集積の指標である電気伝導度の深さごとの分布を**図－３**に示す。

全体的に見て粒度組成は，シルトが優勢な土質で，含まれる砂は 0.25mm 以下の細砂で構成されている。また，タクラマカン砂漠の砂も 90%は細砂あり，風により淘汰されているもので，粒度組成より見ると調査地点の砂と同様と推定される。

地下水の変動は，全体的に見ると蒸発散の大きい夏季に地下水位は低下し，蒸発の少ない冬季上昇する傾向にある。図中には配水を管理する水管站より聞き取った潅水の月日と量も記入する。潅水があると地下水位は上昇するが，上昇量は土壌水分の違いもあって潅水量には比例していない。平均的に見て地下水位は塩類集積の少ない F1 で低く，F2 で高いことより塩類集積との関連が推定される。また，融雪期の水位変動を見ると F1 ではほとんど変化がなく春の潅水時に急激な水位の上昇を示すのに対して，F2 は 3 月中旬頃から水位が徐々に上昇して 4 月の上～中旬にピークを迎える。

表－1　粒径区分ごとの含有率

採取地点	F1			F2-0			F2-7		F2-12				F3		
深さ(cm)	40	60	80	20	40	60	30	80	20	40	60	80	20	40	80
砂分(%)	39	6	5	5	2	6	12	4	3	1	18	2	27	9	4
シルト分(%)	53	72	79	62	67	83	64	47	54	50	73	88	63	74	47
粘土分(%)	8	22	16	33	31	11	24	49	43	49	9	10	10	17	49



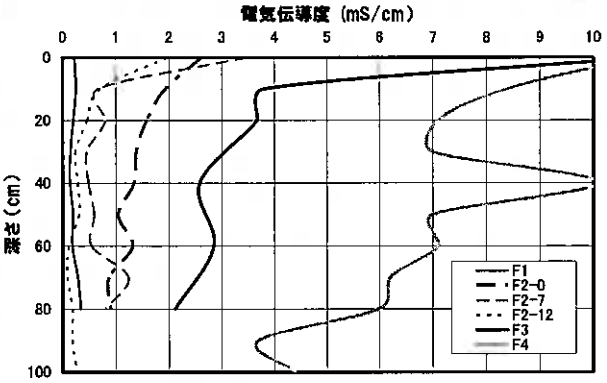
図－2　各地点の地下水位の変動

電気伝導度を代表的な例である F1，F2-0 および F3 についてみると，健全農地 F1 の電気伝導度は小さく，深さによる変化も少ない。一方，塩害を受けている F2-0 は上層部が大きく，塩類が浅いところに集積していると推定できる。また，放棄農地 F3 は，表層が非常に大きく，深さとともに小さくなっていくが，他の地点と比較しても電気伝導度は大きい。これは，塩類集積により農地が放棄されたことによって，地下水と灌漑水の連続性が断たれ，水分移動が上方向のみとなったため，塩類が表層付近に移動したためと考えられる。

各調査地点の粒度組成，電気伝導度および地下水位の変動とを関連づけて考察すると，F1 は上部の砂の含有量が多く，その下もシルト質であるため，浸透性が良く，灌漑用水による塩分の溶脱が容易であるため，電気伝導度は小さくなるものであり，また，上述のように地下水位も地表面下 2.5～3.0m と最も低い。

F2-0 の土層構成は 20cm の作土の下に，43cm まで粘性土があり，それ以深は粘土含有量の小さい砂質層である，それゆえ，蒸発に伴って上昇した塩類が，灌漑による上部からの水の供給があっても，難透水性の粘土層よって溶脱されないため，塩類が上部に滞留して，電気伝導度が大きくなっている。また，地下水位も F1 よりやや高い。すなわち，上部の粘土層の存在と地下水位の高いことが複合的に作用して塩類集積が生じたものと推定できる。

F2-7 および F2-12 についてみると，F2-7 は 53cm までが作土で，以深の 103cm は砂・粘土の互層となっているが，いずれの層とも粘土含有量が比較的大きく，電気伝導度も F2-0 と類似の傾向を示している。F2-12 は 25cm までが作土，



図－3　電気伝導度の深さごとの分布

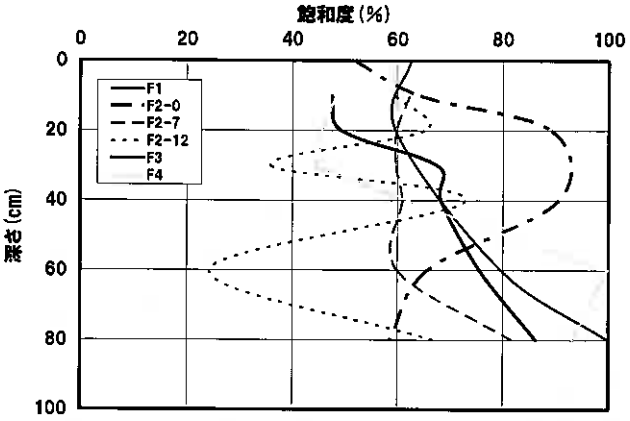
63cm までは砂・粘土の互層，それ以深は 2 層のシルト質土で構成され，上部の 2 層の粘土含有量が比較的大きく，電気伝導度も大きいが，下部の 2 層はシルト質が優勢で，電気伝導度も深くなるに従い小さくなっていく。また，地下水位は F2-0 よりやや低いが同様の変化傾向を示している。

F3 は作土の下の 35～67cm に F1 と同様なシルト質が優勢な層があり，それ以深は粘土含有量の多い層で構成されている。そのため，重力水が粘土層の上部に停滞したため，塩の溶脱が進まず塩害に至ったものと思われる。

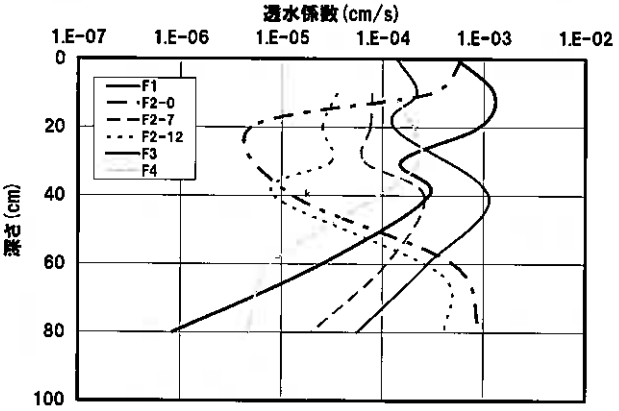
つぎに，飽和度の深さ毎の分布を図－4 に示す。

飽和度は季節による蒸発散や灌水などの土壌水分の状況により異なるが，F1 についてみると，深さとともに飽和度が増加し，80cm 以深で毛管飽和帯に達していると推定され，重力水により塩類が洗い流されていると考えることができる。一方，F2-0 は 20～40cm 付近の飽和度が 90%程度で，それ以深の飽和度は徐々に低くなっていく。それゆえ，上部で水分が滞留するために，塩類集積が発生したものと思われる。しかし，F2-7 は上部の層の飽和度は 60%程度と低いが，80cm 付近で粘土含有量が大きくなると飽和度が増加する傾向にあり，F2-12 は砂質土と粘性土が互層をなしており，土質による飽和度の変動が大きく，一定の傾向を見出すことができない。

また，F3 は灌漑が行われていないため，飽和度から水分移動の傾向はつかむことができない。



図－4　飽和度の深さごとの分布



図－5　透水係数の深さごとの分布

透水係数の深さ毎の分布を図－5 に示す。

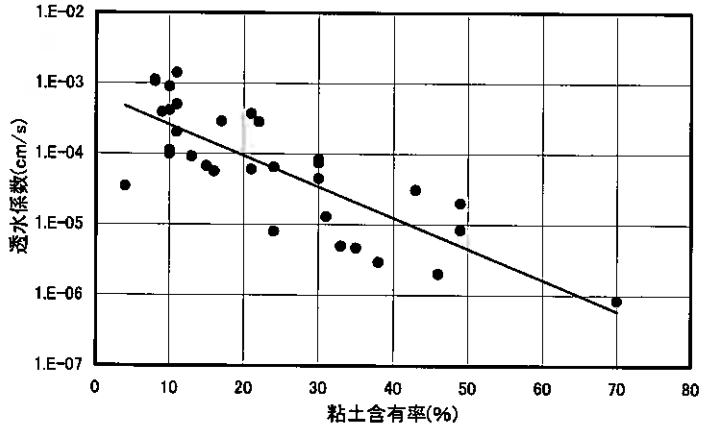
F1 の透水係数は 10^{-3}～10^{-4}cm/sの範囲にあり，比較的高い透水性を示す。そのため，塩類の溶脱が可能なため塩害に至らなかったことが透水係数からも見ることができる。また，F2-0 は 20～40cmの間の透水係数が小さく，飽和度と同様な曲線形状を示し，上部の層に塩類が集積しやすい傾向にある。一方，F3 は上部の層は粘土含有量が小さいため，良好な透水性を示すが，下層は粘土の含有量が最も大きく，10^{-6}cm/sの難透水性の層となっている。そのため，重力水の排水が阻害されることにより，塩害に至ったと推定される。

また，F2-7，F2-12 も同様に，粒度組成の変化に従って，透水係数も変動している。

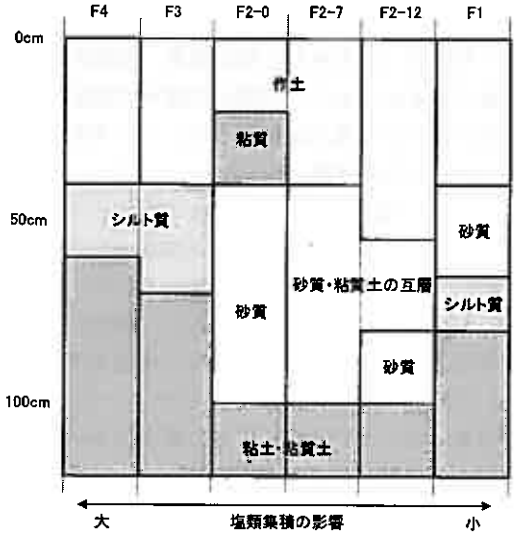
そこで，粘土分含有率と透水係数の関係を図－6 に示す。

透水係数は粘土含有率の増加に伴って減少し，その相関も高い。それゆえ，調査地域のように生因がほぼ同じ土質では，細粒の粘土含有率が透水係数を支配する因子となり，土の透水性に起因する塩類の移動が粒度組成により説明ができる。

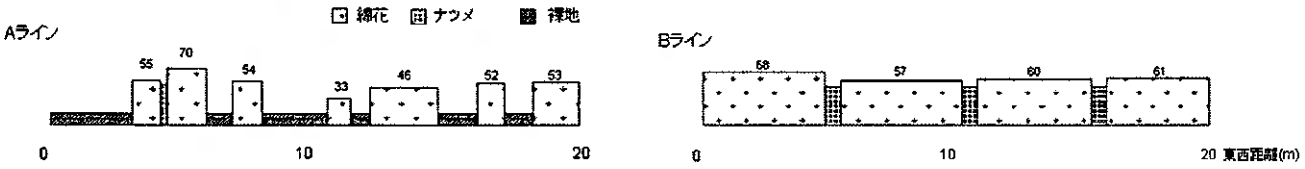
つぎに，これまでの結果をまとめ，各農地の塩類集積の影響の順に並べた土層断面の概略を図－7[3]に示す。



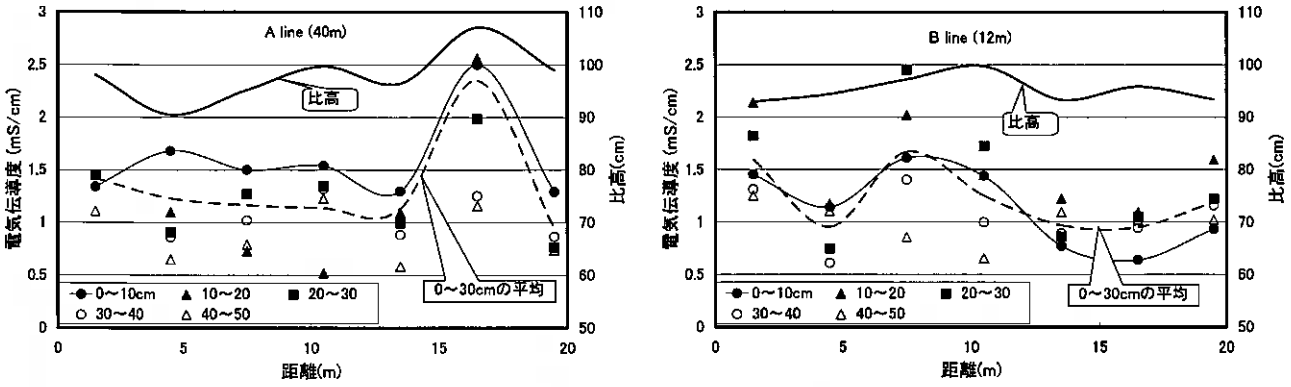
図－6　粘土含有量と透水係数の関係



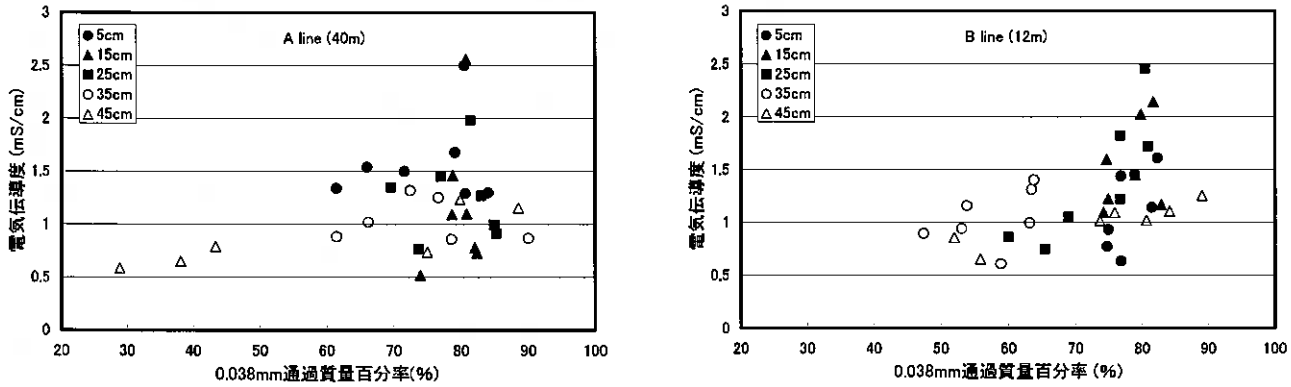
図－7　塩類集積の影響順に見た調査地点の土層断面の概略



図－8　測定ラインの植生状況（図中の数値は綿花の丈）



図－9　測定ラインの電気伝導度の分布と比高



図－10　測定ラインの 0.038mm 通過質量百分率と電気伝導度の関係

F1 では粒径の大きい層が作土深直下まであり塩分が溶脱されやすい。F2-0 は作土深に粘土質の層があり，F3，F4 では作土深以下にシルト質の層や粘質の層があることにより塩分の溶脱が進まないと推測される。

すなわち，F2-0 では灌漑による水の供給があっても上部に粘土分が多く，透水性の低い層があり，塩分の溶脱がされにくいため，上部に重力水が滞留し塩類集積が起こり塩害に至ったものと考えられる。

F3，F4 では上層は F1 と同様にやや粗粒の土であるが，下層に粘土含有率が高く透水性の低い層があるため，灌漑を行った場合，重力水が上部に停滞し塩類集積が発生すると推測される。さらに，F3，F4 農地はもともと塩分濃度の高い土地であるか，あるいは周辺の農地で灌漑を行った影響で地下水位が上昇し，灌漑を行わなかったため，水分移動が上方向のみとなり塩分が蓄積したという可能性が考えられる。

つぎに，F2-0 圃場（20m×90m）において，東西方向に植生の状況の異なる 2 つのライン（A ライン：圃場端より 40m，B ライン：12m）を定め，1.5m ごとにハンドオーガーにより深さ 1m までの試料を採取して，電気伝導度試験とふるい分け試験（最小のふるい目は 0.038mm）を行った。

測定ラインの植生の状況を図－8 に示す。圃場の作物は綿花とナツメであり，B ラインは生育が良好であるのに対して，A ラインは所々に裸地があり，綿花の丈もやや低く，成長が阻害されている。

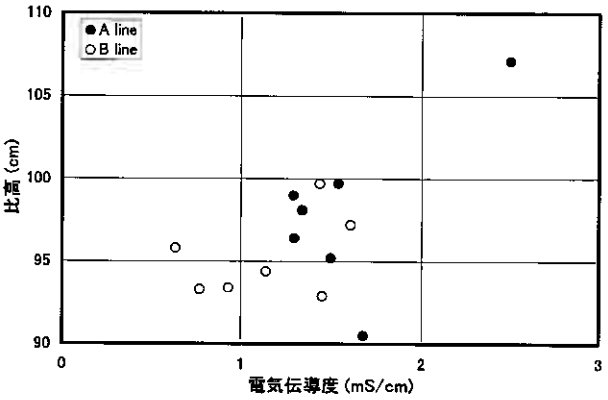
深さごとの電気伝導度の分布と地盤比高を図－9 に示す。いずれの地点でも電気伝導度は深くなるに従い小さくなっていく傾向にある。A および B ラインで比較すると 0～10cm では平均的に見ると，生育の不良な A ラインの電気伝導度が高くなっているが，根系の集まる 0～30cm では両ラインの電気伝導度に顕著な差は見られなく，生育の良否を電気伝導度との関係で見ることはできなかった。

0.038mm ふるい通過質量百分率と電気伝導度の関係を図－10 に示す。前述のように，電気伝導度は対象とする層以深の粒度組成に影響されるため，普遍的な傾向は論じられない。しかし，今回の調査のような狭い範囲でみると，電気伝導度は深くなるに従って小さくなっていくため，全体としての統一的な傾向はないが，深さ毎に見ると 0.038mm 通過率

が大きくなると電気伝導度も増加し，おおよその比例関係にあり，A，B 圃場の差もあまりない。

つぎに，表層の 0～10cm の電気伝導度と地盤比高の関係を図－11 に示す。

電気伝導度は比高が高くなるほど大きくなる傾向にある。これは，塩類は毛管力により吸い上げられていくため，比高の高い部分に塩類が集積するものと推定される。



図－11　電気伝導度と比高の関係

5．まとめ

塩類集積と土の粒度組成との関連を求める目的で，タリム盆地北縁のシャヤ県で地盤調査および土質試験を行い，以下の結果を得た。

1) 調査地点の土質は，地形要因の影響を受けて，狭い範囲にモザイク状に堆積したもので，調査地点間の土質のつながりは見られない。また，粒度組成は，全体的に見てシルトが優勢な土質で構成されており，含まれる砂は細砂である。
2) 健全農地の F1 は上部の砂の含有量が多く，その下もシルト質であり，透水性も大きい。そのため，灌漑用水による塩分の溶脱が容易であるため，塩害の影響を受け難いと推定できる。
3) 塩類集積の著しい F2-0 は 43cm 以下に砂質土層があるが，その上部は粘土含有量が多く，20～40cm の間の透水係数が小さい。それゆえ，蒸発に伴って上昇した塩類が，灌漑による上部からの水の供給があっても，粘土分の多い土の難透水性により溶脱されないため，上部に滞留して，塩害を発生させたものと考えられる。また，F2-7 および F2-12 は，F1 と F2-0 の中間的な値を示している。
4) 放棄農地のF3 と未利用農地のF4 では上部の層は砂・シルトを多く含み，粒度組成はF1 と同様であるが，67cm以深にある粘質土層の粘土含有量が大きく，透水係数も 10^{-5}～10^{-6}cm/sの難透水性となっているため，重力水が上層部に停滞したため，塩の溶脱が進まず塩害に至ったものと思われる。
5) これらのことより，調査地点の土質はシルト質土で，適当な透水性を有し，毛管力による水分の移動が容易である。そのため，難透水性の土層の存在が，塩害に大きく影響すると考えられる。すなわち，土質特性より見た塩害のメカニズムは，地表面の蒸発に伴い上方に移動した塩分が，灌漑水による下方の流れがあっても，難透水性の層によって塩の溶脱が妨げられるため，塩害に至るものと推定される。
6) F2-0 において，植生の状況の異なる 2 つのラインについての電気伝導度試験とふるい分け試験の結果では，電気伝導度は深くなるに従って小さくなっていき，深さ毎に見ると 0.038mm 通過率が大きくなると電気伝導度も増加し，表層についてみると比高の高いところほど電気伝導度が大きくなる。しかし，綿花の生育の良否と電気伝導度には明瞭な関係は見出せなかった。

おわりに，本研究は平成 17～18 年度科学研究費補助金による「寒冷乾燥地帯における農業水利と環境保全に関する研究」（研究代表者：長澤徹明）および平成 19～20 年度科学研究費補助金による「半乾燥地域における水土利用の変容と地域環境の保全に関する研究」（研究代表者：長澤徹明）の一部である。

参考文献

1) 赤木祥彦：砂漠化とその対策　乾燥地帯の環境問題，東京大学出版会，pp.164～177，2005
2) 山本　忠男・長澤　徹明・阿布都沙拉木　加拉力丁：農業水利が塩類集積に及ぼす影響－新疆ウイグル自治区シャヤ県における事例－，第 6 回中国新疆ウイグルの環境に関するシンポジウム論文集，2007
3) 山本　忠男・鵜木　啓二・阿布都沙拉木　加拉力丁・長澤　徹明：タクラマカン砂漠北縁地域の農地の塩類集積の要因－半乾燥地の農業水利と塩類集積－，平成 20 年度農業農村工学会大会講演会要旨集，2008

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

重金属不溶化処理による理工学特性の変化

北海道大学大学院　国際会員　○横浜　勝司
協和環境サービス　片桐　浩一
協和環境サービス　渡邊　雅直
北海道大学大学院　国際会員　三浦　清一
北海道大学工学部　泉　信太郎

1．はじめに

土壌対策汚染法が施行されてから現在に至るまで，工場跡地等の再開発または再利用を図る際に，健康被害を招く恐れのある有害物質による地盤汚染が多く見られている．このような汚染が見られた場合には，健康被害等の防止のために適切な技術的処置を講じる必要がある．しかし，一般的にこれらの技術的処置に要する費用が高額になることも指摘されている．このような技術的処置の必要性により，土地の再利用性等を硬直化させるなどの経済的影響を及ぼすことがあることから，合理的な地盤汚染対策に関する合理的な技術開発が望まれている．本研究では土壌対策汚染法で指定されている第二種特定有害物質（重金属類）の内，鉛および六価クロムの溶出量が基準値以上の試料を用いて，不溶化処理を行った．また，一連の試験により処理土の物理特性および力学特性を調べた．

2．重金属吸着剤（AQ2）

写真-1(a)，(b)は今回不溶化処理に用いた重金属吸着剤（以降 AQ2[1)]と称する）の母材である道内で産出された火山噴出物の写真である．この母材を構成している成分として，二酸化珪素(SiO_2)，酸化アルミニウム(Al_2O_3)，酸化第二鉄(Fe_2O_3)，酸化ナトリウム(Na_2O)，酸化カリウム(K_2O)，酸化カルシウム(CaO)，酸化マグネシウム(MgO)が含まれている．また，**図-1** はこの材料の粒径加積曲線である．図より，AQ2 の母材は最大粒径が 0.425mm で細粒分含有率 Fc が 42.6%の微細粒子であることが分かる．

AQ2 を構成する物質としては，上記の物質の他に所定の量の硫酸アルミニウム($Al_2(SO_4)_3 \cdot nH_2O$)および炭酸カルシウム($CaCO_3$)である．

AQ2 を用いた重金属類の不溶化の機構として，以下のことが考えられる．

・先ず AQ2 を汚染地盤に混合させることで，土中に含まれる重金属イオンが水酸化合物になり，重金属が溶出しにくい状態になる．

・次いで，AQ2 に含まれる SiO_2 や Al_2O_3 の非結晶物質による針状結晶化により，土中に含まれる重金属類を母材に吸着させることで，重金属類の溶出量を基準値以下にする効果が生じる．

本研究では，上記の特徴を有する AQ2 を，鉛または六価クロムを多く含む試料に対して混合させることで，不溶化の処理を実施した．

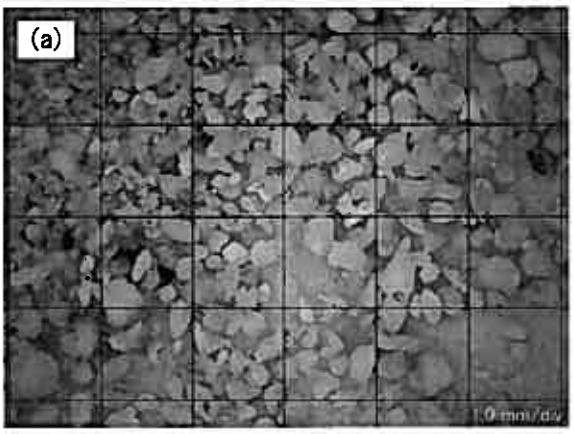


写真-1　AQ2 の母材（火山噴出物）：
(a) 20 倍，(b) 60 倍

3．対象とした汚染土および不溶化効果

不溶化の対象とした汚染土は，北海道内で採取された鉛含有土（試料 No.1 と称する）および DL クレーに六価クロムを混合することで作成された六価クロム調合粘土（試料 No.2 と称する）を用いた．各試料の粒径加積曲線は前述の図

Change in physical and mechanical properties due to immobilization of heavy metal contaminated soils, Shoji Yokohama(Hokkaido University), Koichi Katagiri and Masanao Watanabe (Kyowa Environment Service Co., Ltd.), Seiichi Miura and Shintaro Izumi (Hokkaido University)

-1 に併記されている．

図より，試料 No.1 については礫分および砂分が主体である試料であること，試料 No.2 については，平均粒径 D50 が 40μm である微細な土粒子であることが分かる．これらの試料について AQ2 による重金属不溶化の処理を行うと，AQ2 と各試料中の重金属との反応が生じると共に，AQ2 の粒子の混合されることにより，物理特性や力学特性の変化も生じることが想定される．

図-2 は，AQ2 の鉛に関する不溶化の効果を調べるために，試料 No.1 に関する鉛の溶出量と，AQ2 の混合比 M_{AQ2}/M_S（ここでは，混合した AQ2 の質量 M_{AQ2} と試料の乾燥質量 M_S との比として定義している）の関係が示されている．これより，AQ2 の混合から 1 日後において，混合比 M_{AQ2}/M_S が高いほど溶出量が高くなる結果が見られた．これは，試料 No.1 中の鉛と AQ2 との反応速度が混合比 M_{AQ2}/M_S に依存することを示唆している．また，AQ2 混合から 3 日後には，いずれの混合比の条件下でも，溶出量が溶出基準(0.01mg/l 以下)の半分未満である 0.005mg/l 未満であることが確認された．

一方，試料 No.2(六価クロム調合粘土)においても，M_{AQ2}/M_S=5.9%の条件で，六価クロムの溶出基準(0.01mg/l 以下)を満足していることが確認されている．

4．物理特性および力学特性の変化

4-1 液性限界および塑性限界の変化特性

AQ2 による不溶化処理に伴う，汚染試料の物理特性の変化を調べるために，図-3 (a)，(b) はそれぞれ試料 No.1 および No.2 の液性限界 w_L，塑性限界 w_P と混合比の関係を示す．

図-3 (a) より，粗粒分が主体である試料 No.1 では，混合比 M_{AQ2}/M_S が高くなるのに伴い w_L，w_P の両方とも小さくなる傾向が見られた．さらに，w_L と w_P の差が M_{AQ2}/M_S の増加に伴って僅かに小さくなっていることもわかる．

一方，図-3 (b) では，細粒分が主体の試料 No.2 の結果が示されているが，このケースでは，液性限界 w_L がほぼ変わらないのに対して，M_{AQ2}/M_S の増加に伴う塑性限界 w_P の増加が見られた．さらに，w_L と w_P の差は，未処理時(M_{AQ2}/M_S=0)に比べて極めて小さくなっていることも確認された．

以上の結果から，AQ2 による不溶化処理を実施した場合，対象とする汚染試料の粒度分布に依存するが液性限界および塑性限界が変化すること，さらに，AQ2 の混合比が高くなると塑性指数は小さくなる傾向が見られた．

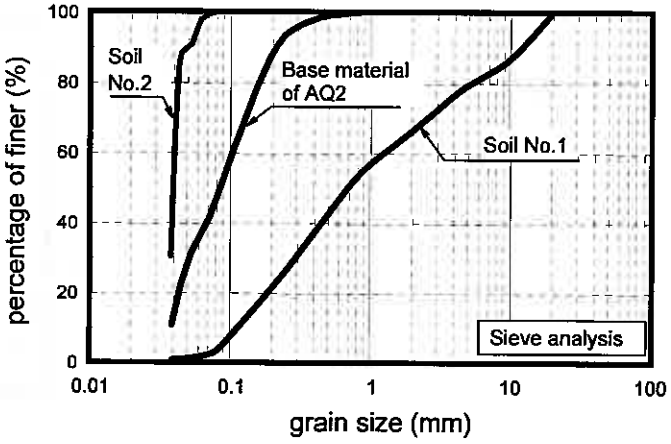


図-1 粒径加積曲線(AQ2 の母材，試料 No.1，試料 No.2)

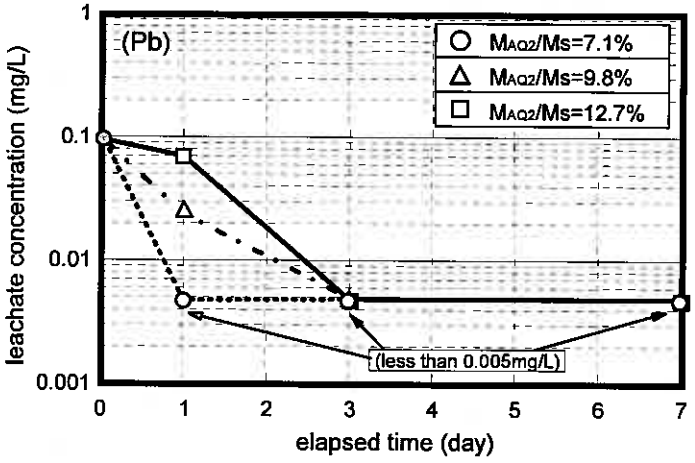


図-2 鉛の溶出量(試料 No.1)

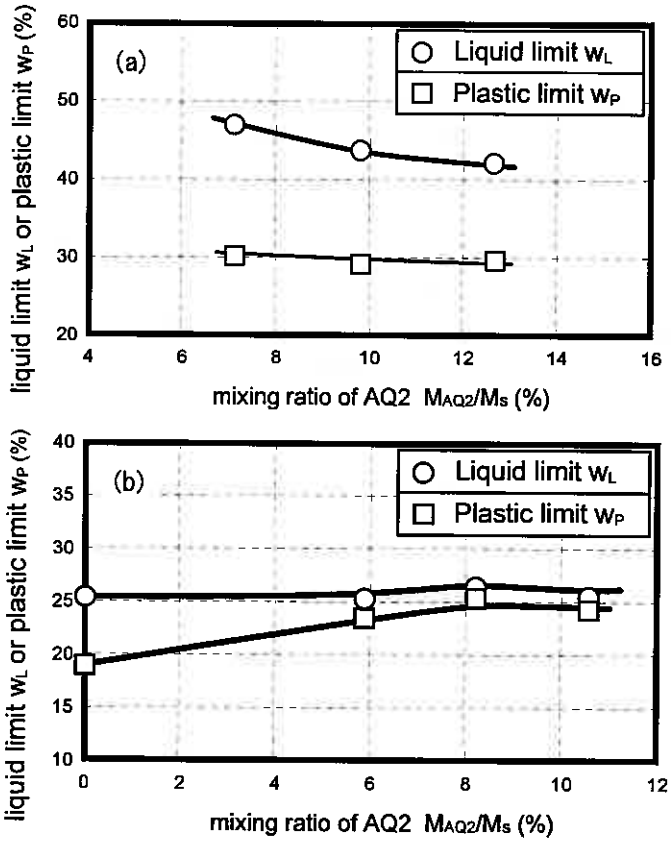


図-3 液性限界および塑性限界の変化特性：
(a) 試料 No.1，(b) 試料 No.2

4-2　締固め特性

次に，AQ2 混合前後での締固め特性の変化を調べるために，図-4 は試料 No.2 による締固め曲線を示している．図中では，AQ2 を混合しない試料での結果を Original として表記している．

図より，Original の状態での最大乾燥密度が，他のケースに比べて最も高くなっていることがわかる．さらに，混合比 M_{AQ2}/M_S が高くなるのにつれて，最大乾燥密度が低くなる挙動も見られている．一方，混合比 M_{AQ2}/M_S の相異による最適含水比の変化は 1%程度と小さいものであると考えられる．

このような締固め特性の変化は，前述の液性限界および塑性限界の変化挙動を関係しているものと考えられる．特に，試料 No.2 のような粘性土試料を AQ2 で処理する場合には，処理後の試料の塑性指数や最大乾燥密度の低下が見られるため，不溶化処理作業時には AQ2 の混合比の適切な選択が必要となる．

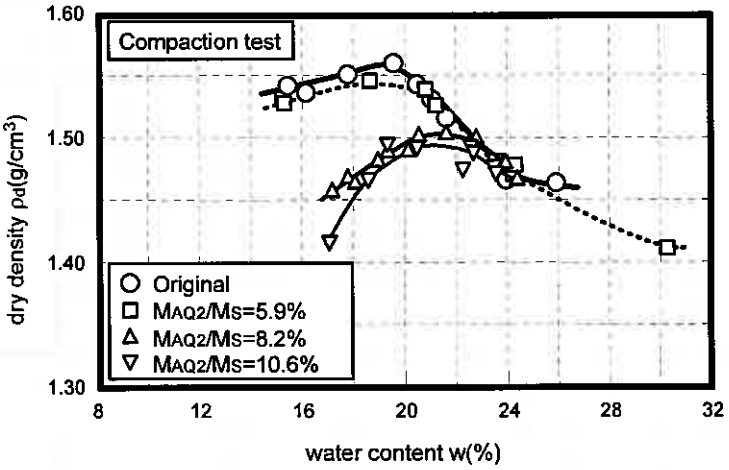


図-4　締固め曲線(試料 No.2)

4-3　不溶化処理に伴う試料の透水性の変化

不溶化処理による透水性の変化を調べるために，一連の透水試験を実施した．図-5 は用いた透水試験装置の概略図[2]である．直径 100mm，高さ 200mm の円筒形供試体がトップキャップおよびペデスタルに接触している状況で透水係数が測定されている．

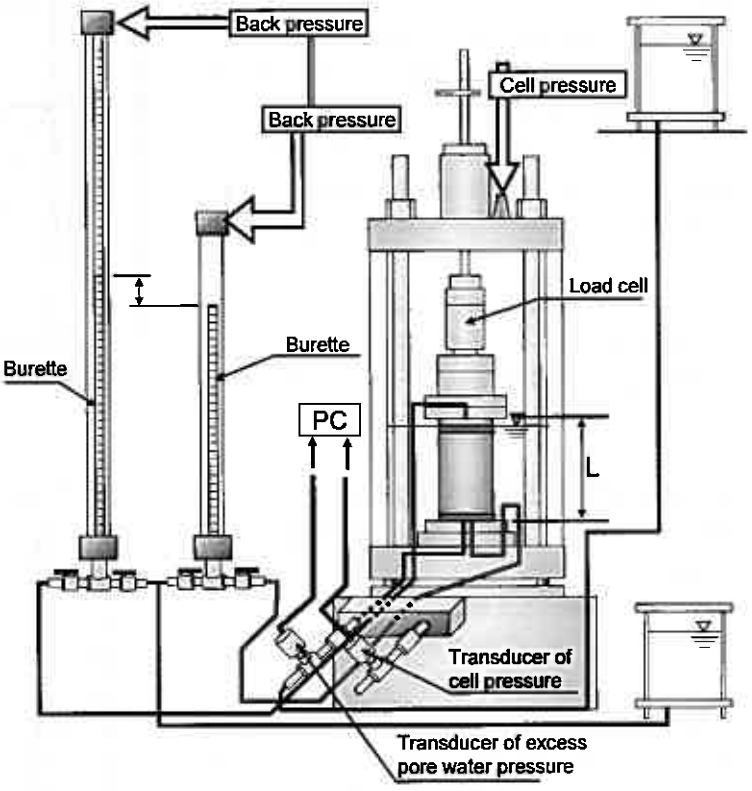


図-5　透水試験装置の概要図

供試体の準備および試験は以下のような手順で進められた．

(1)円筒形モールドに試料を詰める．このとき，試料の最大粒径を 9.5mm に調整した試料を用いた．さらに密度を調整するためにモールド側面にソフトハンマーを用いて所定回数の打撃を与えることで供試体を作成した．なお，用いたメンブレンは厚さ 0.3mm である．

(2)試料堆積後，供試体内に CO_2 および脱気水を供給した．その後，さらに 196kPa のバックプレッシャーを供試体に与え飽和させる作業を進めた．

(3)間隙圧係数 B 値が 0.96 に達したことを確認できたら，有効圧密圧力 σ_c' (ここでは 49kPa に設定)で等方圧密を行った．圧密中の体積変化は供試体からの排水量をビュレットで目視読取により確認した．供試体の体積ひずみ変化率が 1.0×10^{-4}%/min 以下になった時点で圧密を終了とし，透水係数の測定を開始した．

なお，供試体の透水係数は試験装置に接続されている 2 本の 2 重管ビュレットを用いた変水位透水試験により測定されている．具体的な手順は以下の通りである．

(4)透水係数の測定前に，所定の動水勾配が得られるように 2 本のビュレットの水位を調整する．

(5)ビューレット内に，バックプレッシャーと同じ圧力(空気圧)を載荷する．

(6)透水係数測定用の経路のバルブを開けて，透水係数の測定を開始する．所定の流量が透水するのに必要な時間をストップウォッチで測定する．

なお，地盤工学会の試験基準[3]では，三軸セルを用いた透水係数の測定では，透水による供試体の応力状態の変化に注意するために供試体の下部からの透水を実施することとされている．しかし，本研究では供試体上部から下部方向に透水させている．試験中は，透水によって供試体に過大な軸差応力が載荷されないように調整されている．

図-6 は，試料 No.1 における透水係数 k_{15} と混合比 M_{AQ2}/M_S との関係を示している．図中には，各供試体での圧密後の乾燥密度 ρ_{dc}，間隙比 e_c および比重 Gs が併記されている．ここでは，3 つの供試体の圧密後の間隙比 e_c が 0.986 から 1.084 の範囲であった．また，得られた透水係数は，試験前の動水勾配が 0.15 のものを採用している．

図より，混合比 M_{AQ2}/M_S が高くなると透水係数が低下する結果が見られる．特に，M_{AQ2}/M_S=12.7% での透水係数は，未処理試料(M_{AQ2}/M_S=0)のものに比べて 1 オーダー近く低下していることが見られた．

次に，透水試験後の各供試体の粒度分布を図-7 に示す．これより，今回使用した供試体においては，顕著な粒度分布の違いは見られていない．このように，図-6 および図-7 の試験結果は，粒度分布から透水係数を推測する幾つかの経験則[*),*)]に基づくと，AQ2 による不溶化処理後の透水係数の変化を考慮することが難しいことが示唆している．

一方，試料 No.2 を用いた透水試験結果が図-8 に示されている．ここでは，透水試験前の間隙圧係数 B 値が 0.96 に達しないケースも併記しているが，そのデータには試験後の飽和度を記載している．また，試験結果は，動水勾配は 0.5 での値である．

図-8 では，圧密後の乾燥密度が若干異なるため，詳細な比較はできないが，AQ2 の混合比 M_{AQ2}/M_S の違いが透水係数へ及ぼすの影響は小さい結果が得られた．しかし，試料 No.2 では AQ2 の混合によるコンシステンシー限界および締固め特性の変化(図-3 (b) および図-4 参照)が明確に見られていることを考慮すると，不溶化処理の影響が試料の透水性に及ぼす影響は無視できないといえる．

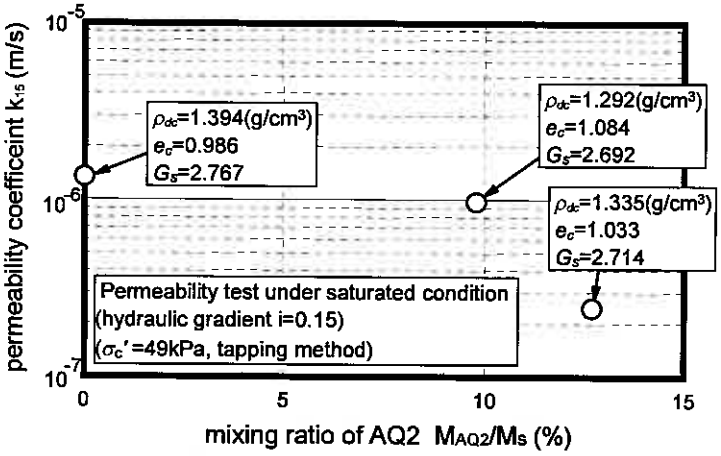


図-6　透水係数の変化(試料 No.1)

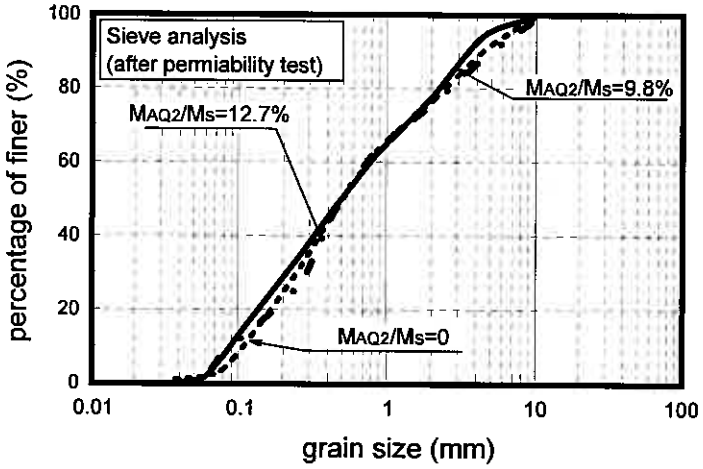


図-7　透水試験後の粒径加積曲線(試料 No.1)

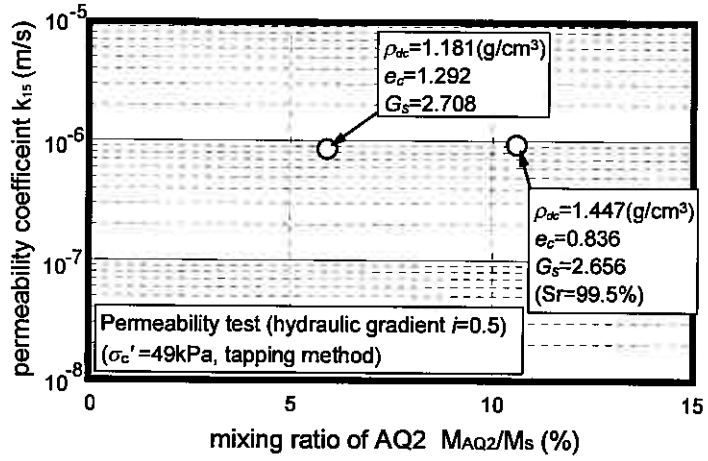


図-8　透水係数(試料 No.2)

4．まとめ

一連の試験結果から，以下の結論を得た．

(1) 火山噴出物を母体をする重金属吸着剤 AQ2 は，鉛および六価クロムの不溶化に効果があることが示された．

(2) AQ2 の混合比の違いにより，汚染試料の物理特性，締固め特性および透水性に影響があることが見られた．このような特性変化は汚染試料の物性にも依存するようである．

参考文献

1) 中野文裕・片桐浩一・横浜勝司・渡邊雅直・三浦清一：種々の環境変化における重金属汚染土の不溶化と力学挙動，地盤工学研究発表会発表講演集，Vol.43，pp.2083-2084，2008.

2) 横浜勝司・高橋寛子・三浦清一：粗粒火山灰土の飽和透水係数に関する粒径の影響，地盤工学研究発表会発表講演集，Vol.43，pp.1071-1072，2008.

3) 地盤工学会：土質試験の方法と解説(第 1 回改定版)，pp.415-419.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

函館市郊外における火山灰地盤の工学的特性

㈱構研エンジニアリング　正会員　及川　利徳
㈱構研エンジニアリング　○正会員　海部　友和
北海道開発局　函館開発建設部　浅井　宏太
北海道開発局　函館開発建設部　八幡　俊亮

1．はじめに

調査当該地は函館市近郊の火山灰に厚く覆われた洪積台地上に位置し、高規格道路の IC ランプ橋の建設が予定されている。ランプ橋は橋長約 400m を有するが、耐震性の向上やさらなるコスト縮減を図るため、免震橋として成立することを条件として 9 径間連続箱桁構造を検討している。しかしながら当箇所の基礎地盤は火山灰が層厚 25～40m と厚く堆積しており、深度 20m までのＮ値は概ね 10～20 程度にとどまることから、予備設計の段階ではレベル 2 地震時に液状化が生じること、また、耐震設計上の地盤種別はⅢ種地盤と判定されており、免震橋としての成立が困難であることが想定された。予備設計の段階では地盤定数は慣用的なＮ値からの推定値を使用していたが、一般に火山灰はその粒子破砕性からＮ値が過小評価され易いといわれている [5]。したがって、今回の詳細設計においては火山灰地盤の物性値をより精度を高めて把握し、免震橋としての成立性を詳細に検討することが重要な課題となった。本報告では当箇所の火山灰層について原位置試験や室内試験によって物性値を詳細に把握した結果について報告するものである。

2．調査地の地形、地質概要

2.1　地形概要

調査地は函館平野東縁部の丘陵地帯に位置している。図-1 に渡島半島に分布する火山の分布を示すが、北方には後期更新世～完新世の新期の活動がみられる活火山の駒ケ岳（1131m）の他、横津岳（1167m）、鉾腰山（1108m）をはじめとした主に更新世の比較的新しい火山群が分布している。函館市周辺の平坦面を含む平均勾配 5～10° の緩斜面には、平野部よりも古い時代の堆積物（段丘堆積物および扇状地堆積物）や近隣の火山を起源としたローム（火山灰質土）が厚く堆積している。

図-2 に調査地周辺の地形区分を示すが、調査地付近の大局的な地形は①丘陵地、②海成段丘面、③開析扇状地※面、④沖積低地の 4 つに大別される。これらのうち、調査箇所は海成段丘（日吉町Ⅱ面）を中位開析扇状地が被覆する箇所にあたる。

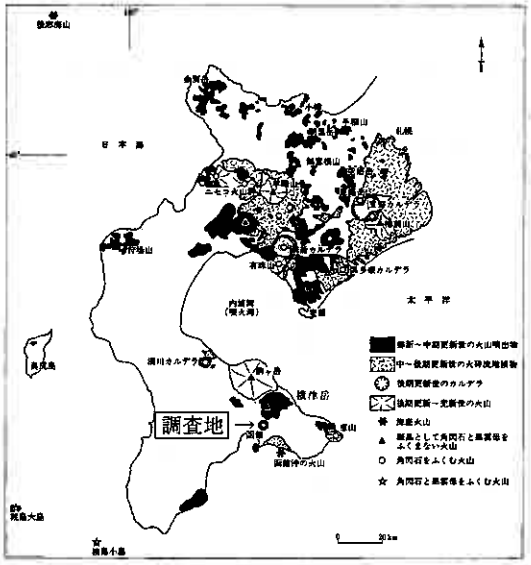


図-1　渡島半島の火山分布図 [9]

2.2　地質概要

ボーリング調査は計画橋台及び橋脚箇所の計 10 箇所で実施した。図-3 に地層縦断図、表-1 に地質層序を示したが、ランプ橋の土層構成は新第三紀峠下火山砕屑岩類の「凝灰角礫岩」を基盤とし、この上位にＮ≧50 を示す非常に密に締まった砂～砂礫（Tr）を主体とした段丘堆積物が不整合に覆い、その上位には非溶結の火山灰を主体とした土層が層厚 25～40m と厚く分布している。また、当箇所の最上位には粘性土、砂質土、礫質土よりなる扇状地性堆積物（Dgv、Dc、Ds）が概ね層厚 2～7m で分布している。このうち火山灰層は軽石を主体とし、粗粒土状を呈するが（Dv）、所々、多くの礫・砂・シルトを不規則に混入する土層を形成しており、それらは火山灰の２次堆積物層（Dvs）と推察される。

地下水位は深度 4～10m で確認されており、火山灰層の上部に分布している。

図-2　調査地付近の地形区分図 [6]

Engineering properties of volcanic ash soil in the suburbs of Hakodate City.
Toshinori OIKAWA,Tomokazu KAIFU (Koken Engineering Co.,Ltd)
Hirotaka ASAI,Shunsuke YAHATA (Hokkaido Development Bureau)

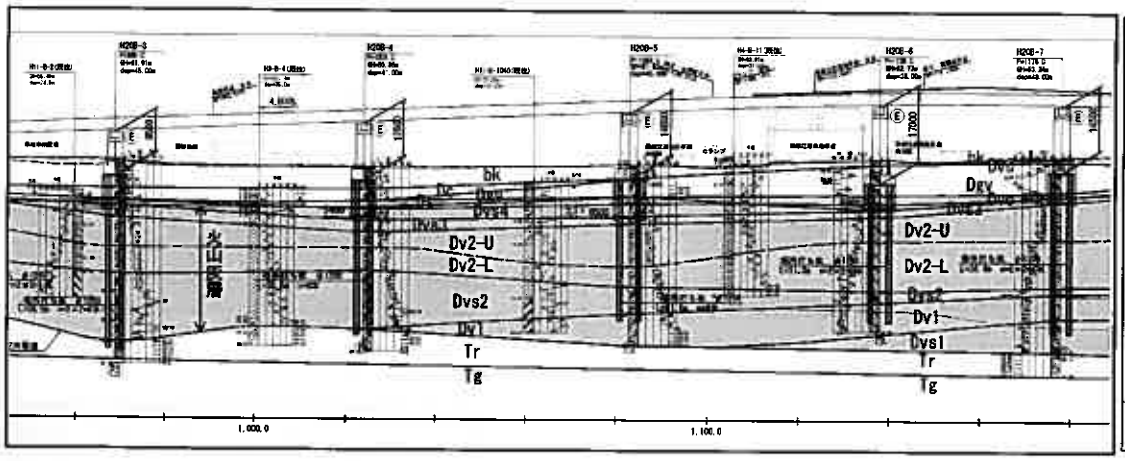


表-1　地質層序表

時代		地層名	記号	N値
現世		盛土	bk	3～14
第四紀	更新世	粘性土	Dc	5～14
		腐植火山灰	Dgv	8～40
		砂質土	Ds	15～40
		火山灰質粘性土	Dvm	5～10
		火山灰質砂4	Dvs4	5～10
		火山灰質砂3	Dvs3	8～15
		火山灰2	Dv2	5～30
		火山灰質砂2	Dvs2	3～50以上
		火山灰1	Dv1	24～50以上
		火山灰質砂1	Dvs1	24～44
		段丘堆積物	Tr	25～50以上
新第三紀	鮮新世～中新世	岬下火山砕屑岩類	Tg	50/1～50/4

火山灰層

図-3　Ｆランプ橋中央部の地質縦断図

３．火山灰の物理特性

今回実施した土粒子密度、含水比、粒度の各物理試験結果について以下に述べる。

・土粒子の密度 ρs

概ね ρs＝2.7g/cm³ 前後を示し、大きな変化は無い。

・含水比 Wn

Wn＝30～50%を示し、深度方向に減少する傾向が認められる。

・粒度分布

当該地に分布する火山灰層の粒経加積曲線を図-6 に示したが、細粒分から粗粒分まで概ね一様に分布しており、均等係数 Uc は Uc≒30～100 と大きく、粒度分布が良い。細粒分を 20～30%程度含み、日本統一土質分類上、概ね“粘性土質礫質砂”あるいは“粘性土質砂”に分類される。

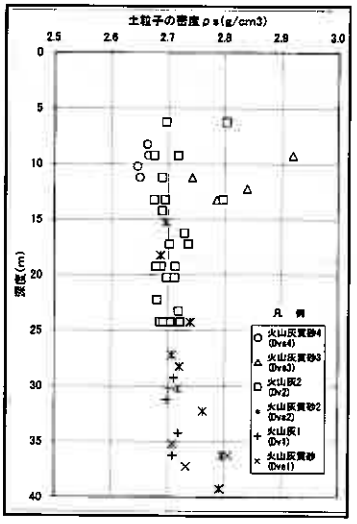


図-4　土粒子の密度分布図

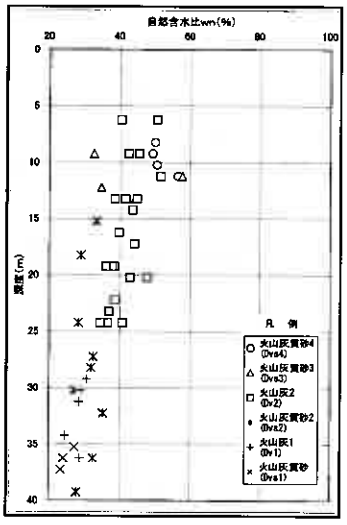


図-5　自然含水比分布図

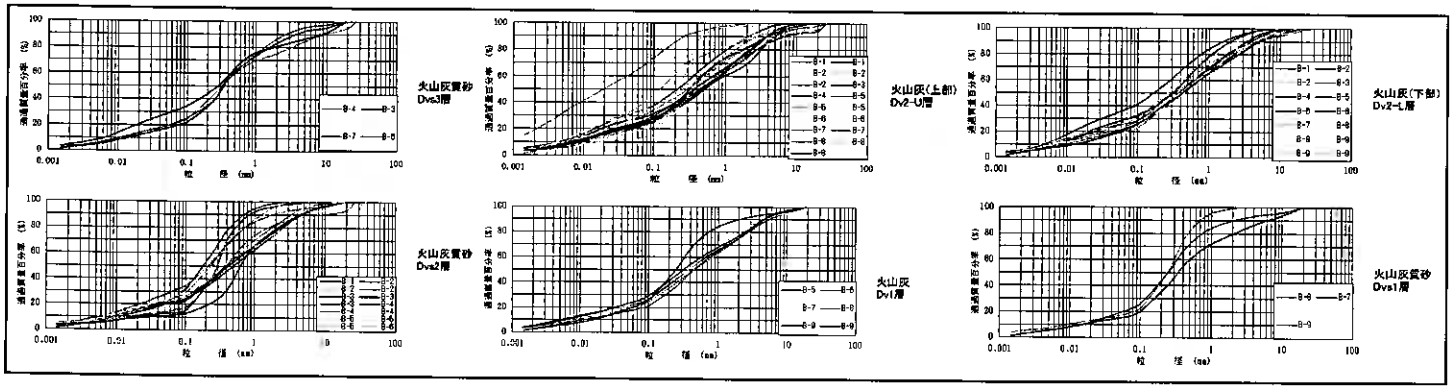


図-6　火山灰層の粒径加積曲線

４．火山灰の力学特性

4.1　Ｎ値分布

火山灰層のＮ値分布を図-7 に示した。このようにＮ値は全体的にバラツキが見られるものの、礫障害による過大値を除けば以下のように概ね 5～30 を示し、深度方向に増加する傾向が認められる。

・深度 20m程度まで　Ｎ≒5～20

・深度 20m～40m程度まで　Ｎ≒20～30

支持層の目安であるＮ≧30 が連続して得られるのは概ね深度 35m 以深となり、火山灰層の基底付近に限定される。

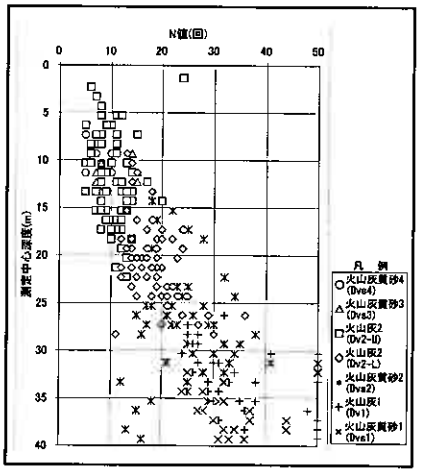


図-7　Ｎ値分布図

4.2　せん断弾性波速度

精度を高めた地盤種別の判定を行うこと、及び地震応答解析を行う際に必要な初期地盤剛性 G_0 を把握すること目的として代表 2 孔で PS 検層を実施した。測定結果を表-2 に示したが、表-3 に示す洪積砂質土層の一般値の範ちゅうの値となっている。また、せん断弾性波速度 Vs の実測値と一般的な N 値から次式によって推定する値との相関関係を図-8 に示したが、実測値は N 値から推定した値の約 1.5 倍大きい値が得られた。

※N値から Vs を求める式（道路橋示方書・耐震設計編）

・粘性土層の場合

$V_{si}=100N_i^{1/3}$ $(1\leqq N_i\leqq 25)$

・砂質土層の場合

$V_{si}=80N_i^{1/3}$ $(1\leqq N_i\leqq 50)$

ここに、

N_i ：標準貫入試験による i 番目の地層の平均 N 値

表-3　弾性波速度の一般値 [10]

土質の種別		P波速度 v_p(m/s)	S波速度 v_s(m/s)	ポアソン比 ν	密度 ρ(g/m³)
沖積層	粘性土	250～700 (1500)*	80～160	0.35～0.50	1.3～1.7
	砂質土		60～200		1.6～2.0
	砂礫		250～350		1.8～2.1
洪積層	関東ローム	1000～2000 (1500)* ～2000	140～200		1.2～1.6
	粘性土		160～250		1.4～1.8
	砂質土		200～350		1.7～2.1
	砂礫		300～600		1.8～2.2
岩	泥岩	2000～3000	600～1000	0.30～0.40	2.2～2.6
	砂岩	2000～3500	700～2000		2.5～2.7
石	花崗岩	4000～5700	2100～3300	0.25～0.35	2.6～2.8
	玄武岩	4400～5700	2500～3300		2.8～3.0
上部マントル		7500～8000	4300～4600	≈0.25	≈3.3
空気（乾燥，0°C，1気圧）		331	—	—	0
水（蒸留，23～27°C）		1500	—	—	1.0
氷		3220	1630	0.338	0.917
コンクリート		3100	1960	0.167	2.3
鉄		5950	3240	0.289	7.86

*沼和土の場合

4.3　変形係数

杭基礎設計に必要な変形係数 E を求めることを主目的とし、主に杭頭付近の火山灰層で孔内水平載荷試験を実施した。試験結果を図に示したが、変形係数 E は概ね $E=5\sim20MN/m^2$ が得られている。N 値と変形係数 E は一般に $E\fallingdotseq700N$ の相関があるとされているが、当該地では孔内水平載荷試験による変形係数は図-9 に示すとおり $E=(1,000\sim1,300)\cdot N$ といった相関関係が得られ、一般的なN値からの推定値と比較して 1.4～1.9 倍の値が得られている。

4.4　動的特性

動的試験は液状化判定に必要な動的せん断応力比 R を直接求めるための繰り返し非排水三軸試験（以下、"液状化試験"と称する）、及び地震応答解析に必要な動的変形特性を求めるための繰り返し動的変形試験（以下、"動的変形試験"と称する）を実施した。なお、室内試験に供した試料はトリプルサンプリングによって採取した不撹乱試料を使用した。

(1)液状化強度

地下水位以下、深度 20mまでに分布する火山灰層の代表的な試料を使用して液状化試験を実施した。液状化試験から得られた液状化強度 RL_{20} は $RL_{20}=0.395\sim0.460$ が得られた。また、液状化試験から得られた液状化強度 $Rl_{20\text{-}L}$ と N 値をもとに道路橋示方書が示す方法によって推定した $Rl_{20\text{-}N}$ の相関を図-10 に示した。その結果、室内試験値は N 値に比較して平均 0.2 程度上回る値が得られた。

表-2　PS 検層測定結果一覧表

孔名	深度 (m)	弾性波速度 Vp(m/s)	弾性波速度 Vs(m/s)	動的ポアソン比 ν_d	
B-3	0.0～2.0	260	150	0.251	
	2.0～3.0	510	150	0.453	
	3.0～7.0	510	230	0.372	
	7.0～17.0	1290	280	0.475	火山灰層
	17.0～32.0	1560	340	0.475	火山灰層
	32.0～40.0	1560	300	0.481	火山灰層
	40.0～45.0	1750	410	0.471	
B-7	0.0～3.0	490	300	0.200	
	3.0～7.0	740	350	0.356	
	7.0～18.0	1360	350	0.465	火山灰層
	18.0～42.0	1640	390	0.470	火山灰層
	42.0～48.0	1800	480	0.462	

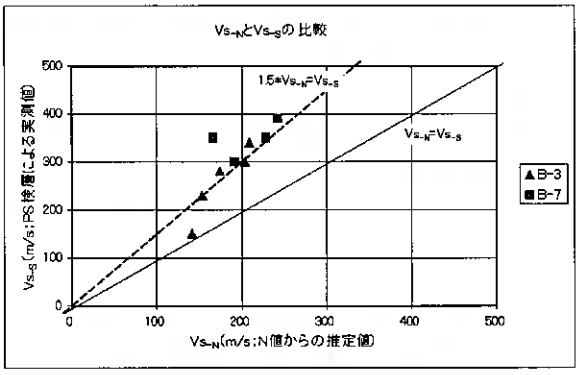


図-8　Vs の PS 検層による実測値と N 値からの推定値との相関

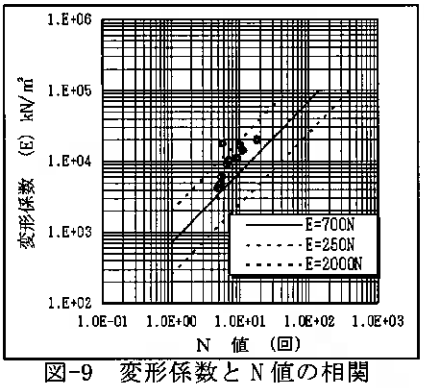


図-9　変形係数と N 値の相関

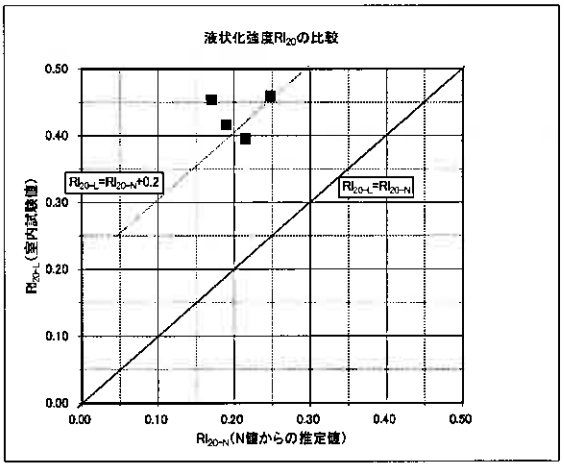


図-10　液状化強度の室内試験値と N 値からの推定値の相関

(2)動的変形特性

動的変形試験によって得られた火山灰地盤の初期剛性率 G_0 は以下のとおりである。また、本試験によって得られた変形特性曲線は地震応答解析に使用した。

$G_0 = 130 \sim 240 MN/m^2$

4.5　力学特性のまとめ

今回、原位置試験や室内試験によって得られたせん断弾性波速度、変形係数、液状化強度はいずれも慣用的にN値から推定される値よりも明らかに大きな値が得られた。このようにN値からの推定値と比較して大きな値が得られた理由として、火山灰地盤ではN値はその粒子破砕性に起因して、過小評価され易いことが反映されたものと考えられる。

5．耐震設計に関わる検討結果

5.1　地盤種別の判定

地盤種別の判定はせん断弾性波速度 Vs をもとに次式によって行う。(道路指示方書・耐震設計編)

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^{n} \frac{H_i}{V_{si}}$$

ここに、

T_G ：地盤の特性値(s)

H_i ：i 番目の地層の厚さ(m)

V_{si} ：i 番目の地層の平均せん断弾性波速度(m/s)

i ：当該地盤が地表面から耐震設計上の基盤面まで n 層に区分されるときの地表面から i 番目の地層の番号

地盤種別：Ⅰ種 TG<0.2、Ⅱ種 0.2≦TG<0.6、Ⅲ種 0.6≦TG

ここで、火山灰は動的貫入時に生じる粒子破砕性によりN値を過小評価する可能性があるとされているため、せん断弾性波速度 Vs は Ps 検層による実測値で評価した。なお、PS 検層実施孔では実測したせん断弾性波速度 Vs をもとに判定し、それ以外の調査孔では図-8 に示す今回得られたPs検層による実測値とN値からの推定値との相関関係($Vs_{-S}=1.5\times Vs_{-N}$)をもとに Vs を求め、地盤の特性値 T_G を算定し判定した。なお、耐震上の基盤面は N≧50 を有する洪積段丘堆積物層(Tr)とした。

表-4　地盤種別判定結果一覧

検討箇所		N値による慣用的な判定[2]		実測値に基づく詳細判定[3]		備　考
孔番	構造物	TG(s)	地盤種別[1]	TG(s)	地盤種別[1]	
B-1	A-1	0.42	Ⅱ種	0.28	Ⅱ種	
B-2	P-2	0.68	Ⅲ種	0.45	Ⅱ種	
B-3	P-3	0.85	Ⅲ種	0.56	Ⅱ種	PS検層実施
B-4	P-4	0.74	Ⅲ種	0.49	Ⅱ種	
B-5	P-5	0.78	Ⅲ種	0.52	Ⅱ種	
B-6	P-6	0.76	Ⅲ種	0.51	Ⅱ種	
B-7	P-7	0.78	Ⅲ種	0.46	Ⅱ種	PS検層実施
B-8	P-8	0.81	Ⅲ種	0.54	Ⅱ種	
B-9	P-9	0.83	Ⅲ種	0.55	Ⅱ種	

1)地盤種別：Ⅰ種 TG<0.2、Ⅱ種 0.2≦TG<0.6、Ⅲ種 0.6≦TG

2)N値による慣用的な判定

N値換算によって推定したせん断弾性波速度Vsをもとに TGを算定。

3)実測値に基づく詳細判定

・B-3,7孔；PS検層によって実測したせん断弾性波速度Vsをもとに TGを算定。

・その他の孔；B-3,7で得られた実測値によるVsとN値から推定したVsの関係を求め、その関係をもとにN値から他孔のVsを設定し、TGを算定。

以上の方法で判定した結果を表-4 にまとめて示したが、その結果、全ての地盤でⅡ種地盤と判定された。なお、参考までに慣用的な N 値から Vs を推定して地盤種別の判定を行った結果を表-4 に併せて示したが、基盤までの深度が浅い A-1 箇所を除き、全てⅢ種地盤と判定された。

5.2　液状化の判定

液状化の判定は従来のN値に基づく判定法では前述のように液状化強度を過小評価する懸念があるため、室内液状化試験やＰＳ検層結果をもとに道路橋示方書･同解説耐震設計編による詳細な液状化判定法に準じて実施した。すなわち、動的せん断応力比Ｒは液状化試験結果に基づいて設定し、また、地震時せん断応力比ＬはＰＳ検層や動的変形試験結果をもとに全応力法による地震応答解析を実施して設定した。検討のフローは図-11 に示したとおりである。詳細な検討手順、内容等については本報告では割愛するが、検討結果を表-5 に示した。このように全ての地点でタイプⅠ、Ⅱともに液状化は生じない結果を得た。なお、表-5 には参考として慣用的なN値による液状化判定結果を併せて示したが、慣用法では全ての箇所で液状化が生じる結果となった。

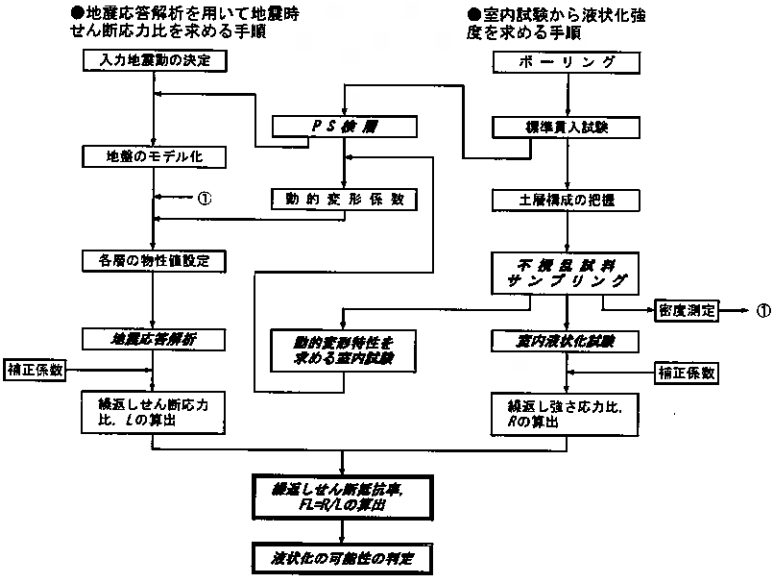


図-11　詳細な液状化判定方法のフロー

表-5　液状化判定結果一覧（タイプⅠ、Ⅱ）

（タイプⅠ）

孔番	項目	慣用法					詳細法				
		Ds	Dvs_3	Dv_{2-U}	Dv_{2-L}	Dvs_2	Ds	Dvs_3	Dv_{2-U}	Dv_{2-L}	Dvs_2
B-1	FL値			0.71	0.81	0.84			1.62	1.63	1.63
(A1)	低減係数			2/3	1	1			—	—	—
B-2	FL値			0.68	0.82				1.65	1.75	
(P2)	低減係数			1	1				—	—	
B-3	FL値	0.88	0.67	0.62	0.73		2.12	2.14	2.14	1.34	
(P3)	低減係数	2/3	1	2/3	1		—	—	—	—	
B-4	FL値		0.81	0.68	0.82			1.51	1.58	1.73	
(P4)	低減係数		2/3	1	1			—	—	—	
B-5	FL値			0.74					1.61		
(P5)	低減係数			1					—		
B-6	FL値		0.83	0.80	0.76			1.82	1.73	1.86	
(P6)	低減係数		1	1	1			—	—	—	
B-7	FL値		0.93	0.88	0.89			1.59	1.58	1.86	
(P7)	低減係数		2/3	1	1			—	—	—	
B-8	FL値			0.65	0.78				1.31	1.44	
(P8)	低減係数			2/3	1				—	—	
B-9	FL値			0.74	0.75				1.44	1.44	
(A2)	低減係数			2/3～1	1				—	—	

全ての土層が液状化する。Dv_{2-U}以浅の土質定数を2/3に低減する必要がある。 ⇨ 全ての土層が液状化しない。

（タイプⅡ）

孔番	項目	慣用法					詳細法				
		Ds	Dvs_3	Dv_{2-U}	Dv_{2-L}	Dvs_2	Ds	Dvs_3	Dv_{2-U}	Dv_{2-L}	Dvs_2
B-1	FL値			0.48	0.63	0.66			1.25	1.33	1.34
(A1)	低減係数			1/3	2/3	2/3			—	—	—
B-2	FL値			0.44	0.60				1.22	1.39	
(P2)	低減係数			2/3	2/3				—	—	
B-3	FL値	0.61	0.43	0.40	0.50		1.71	1.64	1.48	1.38	
(P3)	低減係数	2/3	2/3	2/3	2/3		—	—	—	—	
B-4	FL値		0.38	0.45	0.60			1.11	1.20	1.39	
(P4)	低減係数		2/3	2/3	2/3			—	—	—	
B-5	FL値			0.53					1.28		
(P5)	低減係数			2/3					—		
B-6	FL値		0.59	0.58	0.53			1.42	1.38	1.32	
(P6)	低減係数		2/3	2/3	2/3			—	—	—	
B-7	FL値		0.71	0.46	0.71			1.41	1.28	1.37	
(P7)	低減係数		1	2/3	1			—	—	—	
B-8	FL値			0.48	0.64				1.09	1.22	
(P8)	低減係数			1/3～2/3	2/3				—	—	
B-9	FL値			0.57	0.59				1.20	1.21	
(A2)	低減係数			1/3～2/3	2/3				—	—	

全ての土層が液状化する。全ての土層の土質定数を1/3～2/3に低減する必要がある。 ⇨ 全ての土層が液状化しない。

※着色区分凡例　1/3<FL≦2/3　2/3<FL≦1　1<FL

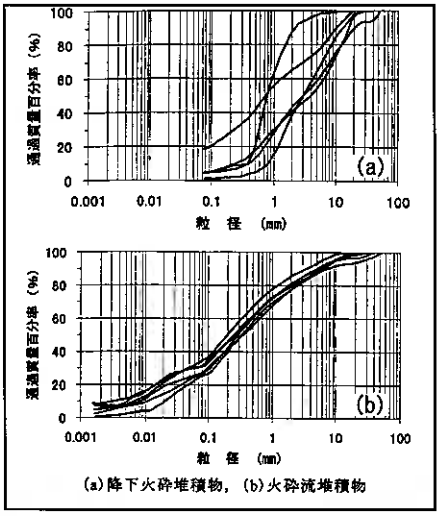
5.3　火山灰層の周面摩擦力について

現在、北海道開発局では多くの載荷試験の結果から、火山灰地盤は降下火砕堆積物か火砕流堆積物かによって打ち込み杭、及び場所打ち杭の周面摩擦力を以下のように低減することが検討されている。

・　降下火砕堆積物　⇒　低減無し。

・　火砕流堆積物　⇒　25%（場所打ち杭）、または30%（打ち込み杭）低減する。

当個所の火山灰はその分布状況、粒度特性、火山灰層中の混入物等を勘案して、火砕流堆積物が主体であると判断し、予定している場所打ち杭の周面摩擦力を25%低減することとした。



(a)降下火砕堆積物，(b)火砕流堆積物

図-12　降下火砕火山灰と火砕流堆積物の代表的な粒径加積曲線[5)]

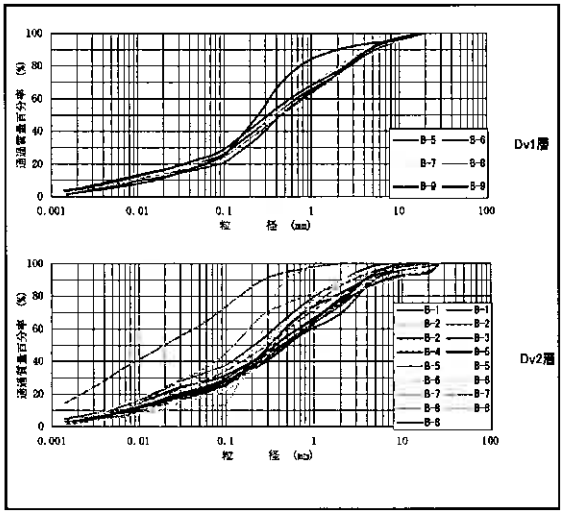


図-13　当箇所の代表的な火山灰の粒径加積曲線（火山灰 Dv1・Dv2）

⇒当箇所の火山灰の粒度分布は火砕流堆積物に類似する。

6．まとめ

今回、原位置試験や室内試験によって得られたせん断弾性波速度、変形係数、液状化強度はいずれも慣用的にN値から推定される値よりも明らかに大きな値が得られた。その結果、当該地盤は予備設計時にはⅢ種地盤で液状化すると評価されていたが、今回はⅡ種地盤で液状化しないと再評価され、その結果、計画橋梁は免震橋としての成立が可能となる結果を得た。このように原位置試験や室内試験によって得られた物性値がN値から推定した物性値と比較して大きな値が得られた要因として、以下の事項が考えられる。

・　標準貫入試験時の打撃貫入時に火山灰に粒子破砕が生じ、N値が過小評価されたと考えられること。

・　一般にN値からの推定値は実測値よりも安全側に設定される傾向があること。

ここでは特に火山灰の粒子破砕性が大きく影響しているものと推察される。以上のように火山灰地盤ではN値から物性値を推定すると過小評価する懸念があることが伺える。

7．おわりに

火山灰地盤ではN値によって物性値を推定すると過小評価する可能性があることから、必要に応じて原位置試験や室内試験によって物性値を評価することが適切であること、また、その結果、コスト縮減にも結びつくと考えられる。ただし、今回の結果はあくまでも当該火山灰に対して得られたものであり、今回の結果を他に転用できる可能性については今後のデータ収集、分析が必要と考える。今後、他の火山灰地盤についても物性値を実測するような詳細調査を提案、実施するとともに他の実施事例による物性値を収集、分析し、火山灰地盤の特性やN値から推定することの適否、及びその妥当な推定式等について検討して行きたい。最後に今回の業務の実施に当たり、関係各位に多大なる御協力を頂いたことに深く感謝の意を表します。

＜参考文献＞

1) 日本道路協会：道路橋示方書･同解説　V耐震設計編　H14.3
2) 地盤工学会：土質試験の方法と解説　第1回改訂版
3) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説
4) 冨澤幸一・三浦清一：火山灰地盤における杭基礎の支持力特性に関する検討　土木学会論文集 C,Vol.63 No.1,p125-139(2007)
5) 地盤工学会北海道支部、北海道火山灰土の性質と利用に関する研究会：実務者のための火山灰土
6) 貞方昇：函館の後期更新世段丘区分とその時代についての再検討 1995
7) 1/5万地質図幅、函館・五稜郭・大沼公園･東海
8) 小池・町田：日本の段丘アトラス　2001 東京大学出版会
9) 日本の地質1、北海道地方：日本の地質「北海道」編集委員会編　共立出版
10) 土質工学会：土質工学用語辞典　H2.6

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

雪堆積場としての火山灰地盤の工学的性質評価

宮浦興業株式会社　正会員　○宮浦　征宏
上山試錐工業株式会社　正会員　中田　隆文
株式会社四国ボーリング工業　正会員　木村　充宏
北海道大学大学院工学研究科　国際会員　横浜　勝司

1. はじめに

積雪寒冷地帯に位置する北海道では，冬期間の雪対策は極めて重要な建設事業の一つである．特に，札幌のような都市圏での冬期間の生活空間の確保には，除雪事業は不可避であるとともに雪堆積場の確保が必要となる．一般に雪堆積場の建設では，排水工，沈砂工の設置が実施されるので，自然斜面の切土・掘削によって地盤の堆積構造が乱されることで，強度や透水性が変化することも考えられる．

著者らは，火山灰地盤特有の間隙構造および透水性を利用することで，切土・掘削等を少なくすることを目的とした自然透水型の雪堆積場の建設を検討してきた[1),2)]．その結果，一連の火山灰地盤に関する研究成果[3),4),5)]および透水試験結果[1),2),3),6)]から，火山灰地盤は間隙量が大きく，透水性が高いことが示されており，自然透水型の雪堆積場としての適用性の高さが示されてきている．一方で，①火山灰地盤内の透水性の定量化，②凍結融解による火山灰土の粒子破砕特性，③融雪水の地盤内の通水方向等が明確にされる必要があることも指摘されている．

本研究では，計画箇所の詳細な透水性を示すために，一連の透水試験を実施した．さらに，対象とする火山灰地盤の粒子破砕特性を示すために，不撹乱試料による排水三軸圧縮試験を実施し，増加応力および凍結融解による粒子破砕挙動を調べた．これらの試験結果から，自然透水型の雪堆積場としての適用可能性を検討している．

2. 対象とした火山灰地盤と物理的性質

本研究で対象とした火山灰地盤は，**図-1** に示すように札幌市南区駒岡に広がる自然斜面である（北緯 42° 57' 19"，東経 141° 21' 51"）．その平均勾配は，概ね 1:5.0～10.0 である．当該地域には野幌層上部に堆積する札幌市東南部台地に広く分布する豊平浮石火山層[7),8)]がある．また，これまでの物理特性のデータ[3)]と比較すると，その噴出起源は支笏火山噴出物であると考えられる．そこで当該地区の火山灰土を駒岡火山灰土[1),2)]と称している．

図に示すように，計画地域の斜面下方には精進川が流れており，火山灰土の粒子破砕により生じた微細な土粒子が河川内に流入すること等が懸念されている．従って，当該地域の透水性および粒子破砕特性が明確にされることが望まれている．

図-2には，スウェーデン式サウンディング試験（JIS A 1221）[9)]の結果と各深度の物理的性質[10)]，現場密度（JGS 1611）[9)]および現場透水試験[11)]および温度計設置箇所を示した．また**図-3**には，各深度の粒径加積曲線および GL-0.25～-2.0m までの乱した試料の粒径加積曲線も示している．

図-2 に示すように，スウェーデン式サウンディング試験の結果では，表層 GL-0.25m までは，腐植土混じり火山灰土であり，その地点までの平均 W_{sw} は 0.45kN である．また GL-0.25～-2.0m までの範囲は，駒岡火山灰土の存在が確認されており，その区間の平均 N_{sw} は 91 回/m である．このことから N 値に換算[9)]すると N ≒7 回程度の地盤と推定される．

計画地域の地盤の物理的性質は次のとおりである．土粒子の密度 ρ_s は 2.48～2.56g/cm^3 の範囲にある．現場乾燥密度は ρ_d = 0.785～0.957g/cm^3 を示し下層に向かい高くなる傾向が見られる．また，間隙比 e は 2.251～1.598 と火山灰地盤の値としては小さい．ただし，飽和度 Sr は，GL-1.0m の地点で低くなっている．これは，自然含水比 w_n の影響によるものと判断している．現場透水試験で実施した透水係数 k もまた深度が深くなると低くなる傾向にある．**図-3** に示した各深度および再

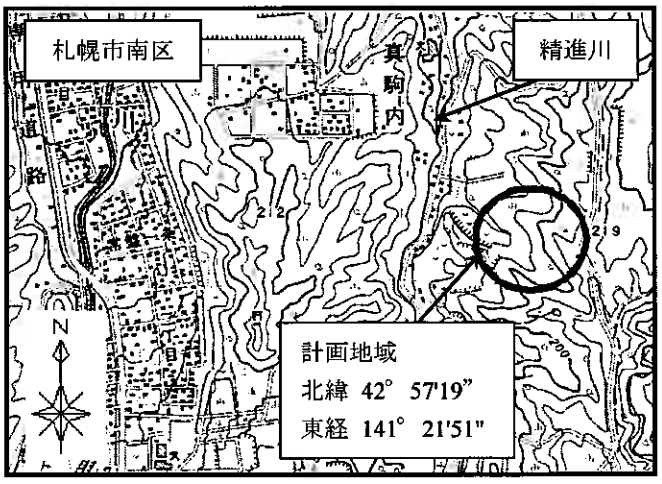


図-1　雪堆積場の計画箇所

Evaluation of engineering properties of volcanic grounds for snow dumping site：
Masahiro Miyaura (Miyaura Kogyo), Takafumi Nakata (Ueyamashisui Kogyo), Mitsuhiro Kimura (Shikoku Boring Kogyo) and Shoji Yokohama (Hokkaido University)

構成試料の粒径加積曲線から，50%粒径 D_{50} は 0.32～0.38mm，細粒分含有率 Fc は 25～27%程度を示していることがわかる．したがって，計画地域の地盤の粒度組成は，概ね均一な状態と判断される．

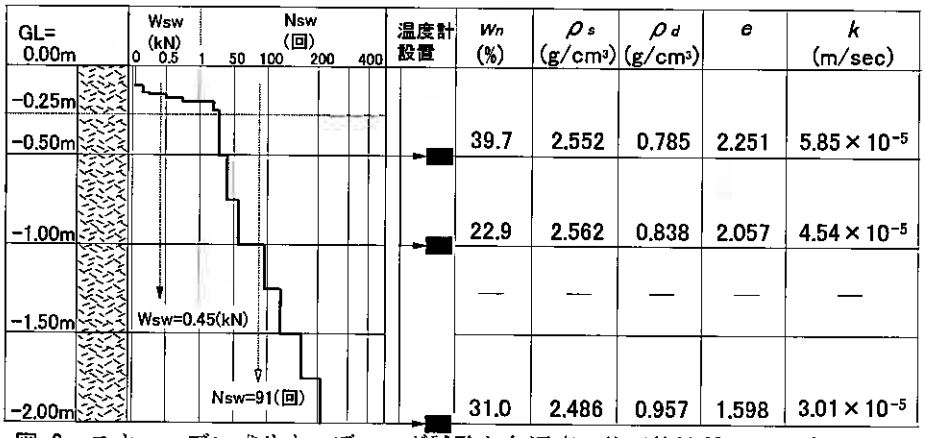


図-2　スウェーデン式サウンディング試験と各深度の物理的性質および透水係数

3. 実施した室内試験および地盤温度の観測

本研究で実施した試験は，主として透水性および粒子破砕特性を把握するための室内試験を実施している．透水性に対する室内試験は，ロータリー式三重管サンプラー[9]により採取した不撹乱試料に対して室内透水試験(JIS A 1218)[10]を実施している．さらに GL-0.25～2.0m 区間で採取した不撹乱試料を用いて再構成試料による室内透水試験も実施している．なお本試験では，供試体は空中落下法(AP 法)により作製されている．

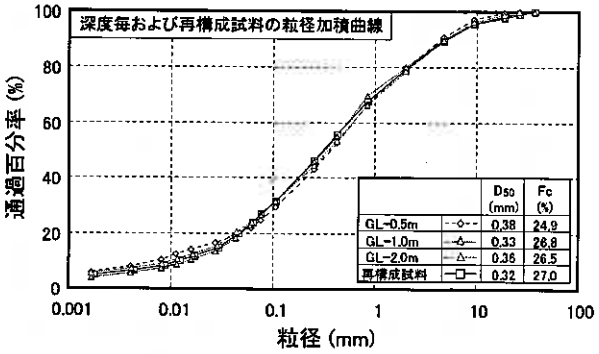


図-3　粒径加積曲線

地盤温度の観測は，スウェーデン式サウンディング試験時に形成された単孔を利用して，GL-0.5m，-1.0m および-2.0m 地点に温度計(T&D 製無線通信対応 小型防水データロガー RTR-5X シリーズ)を設置している．なお，観測間隔は1時間毎として平成20年11月11日より観測を実施している．

駒岡火山灰土の粒子破砕特性を調べるために，排水三軸圧縮試験(CD-Test : JGS 0525)および凍結融解試験[12]を実施している．CD-Test は，ロータリー式三重管サンプラーにより採取した不撹乱試料を用いている．なお，供試体の直径は75mm，高さは150mm で，初期拘束圧 σ_c' は49，98，196kPa とした．

さらに，繰り返し凍結融解試験を行い，粒子破砕特性に及ぼす凍結融解履歴の影響を調べた．図-4には供試体に与えた凍結融解履歴を示しており，本試験では，1～3回の凍上融解履歴を与えた試験を実施している．用いた試料は，粒径0.475mm 以下に試料調整した再構成試料で，その目標密度は 0.80g/cm³としている．

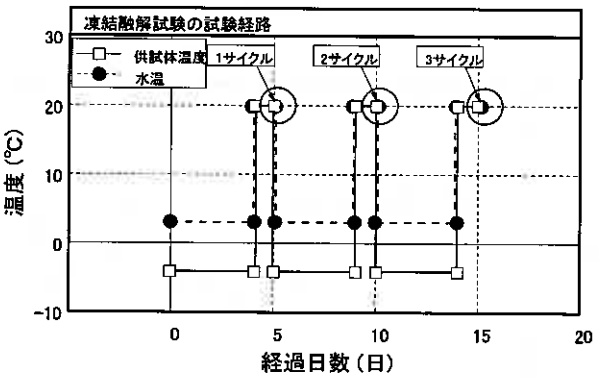


図-4　凍上試験の融解履歴

4. 考察

4.1 火山灰土の透水性の評価

図-5は現場透水試験による深度と透水係数 k の関係を示している．図中には，これまで実施した GL-0.35m における試験結果[1),2)]も併記されている．GL-0.35m のデータは，計画地域(図-1参照)における5地点で実施したデータである．図-5によると現場透水係数は，概ね10^{-4}～10^{-5}(m/sec)の範囲に位置し，砂および礫程度の透水性を示す[10]ことから，極めて透水性の高い地盤であることが示されている．さらにその透水係数は，深度方向に小さくなっていることも見られる．

図-6には，間隙比 e と現場透水係数 k の関係を示している．図より e が大きくなると k も大きくなる傾向にある．また，現場透水係数は，堆積構造などの原位置地盤の状態を正確に考慮している結果であると考えられる．

そこで本研究では，原位置地盤の状態が透水性に及ぼす影響を調べるために，GL-0.25～2.0m において掘削した試料に対して，密度を変化させた室内透水試験を実施した．図-7には，乾燥密度 ρ_d と透水係数 k の関係を示している．この結果より，両者の関係は，$k=10\times\rho_d^{-0.537}$という指数関係にあることがわかる．さらに室内透水試験の結果は，原場透水係数の1/10程度であることも見られる．この事実は，火山灰地盤の原位置の透水係数を評価するためには，e または ρ_d だけでなく，原位置状態の効果(堆積構造など)を表現するための別の指標が必要になることを示唆している．

次に，火山灰地盤の透水係数を合理的に調べるために，現場試験および室内試験から得られた透水係数と細粒分含有率 Fc との関係を調べる．これまでの研究から，火山灰地盤の k は細粒分含有率 Fc と一義的な関係にあることが示され

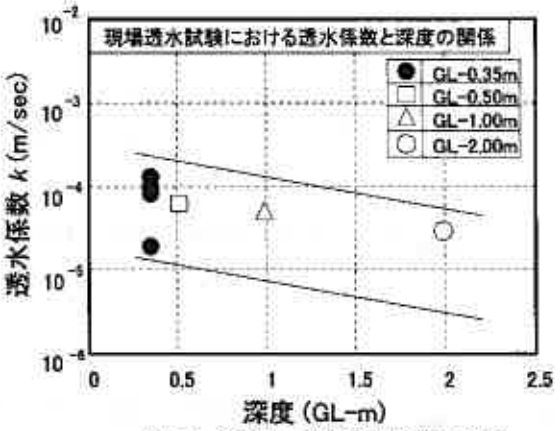


図-5　深度と現場透水係数の関係

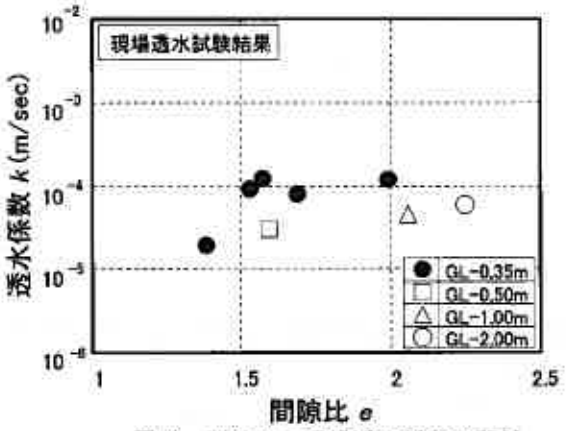


図-6　間隙比と現場透水係数の関係

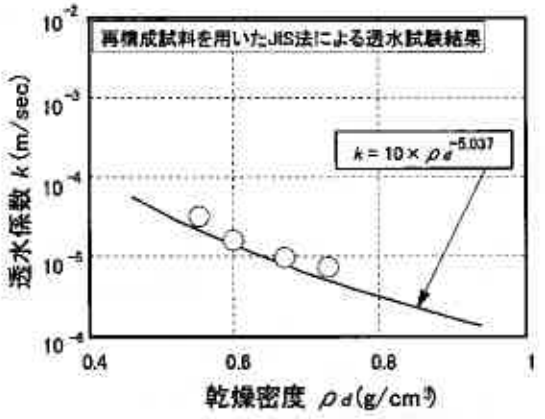


図-7　乾燥密度と透水係数の関係

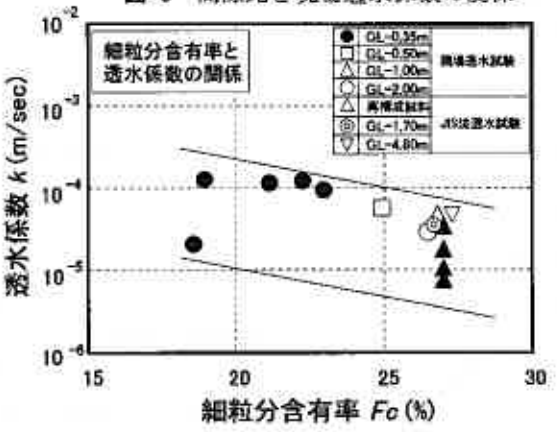


図-8　細粒分含有率と透水係数の関係

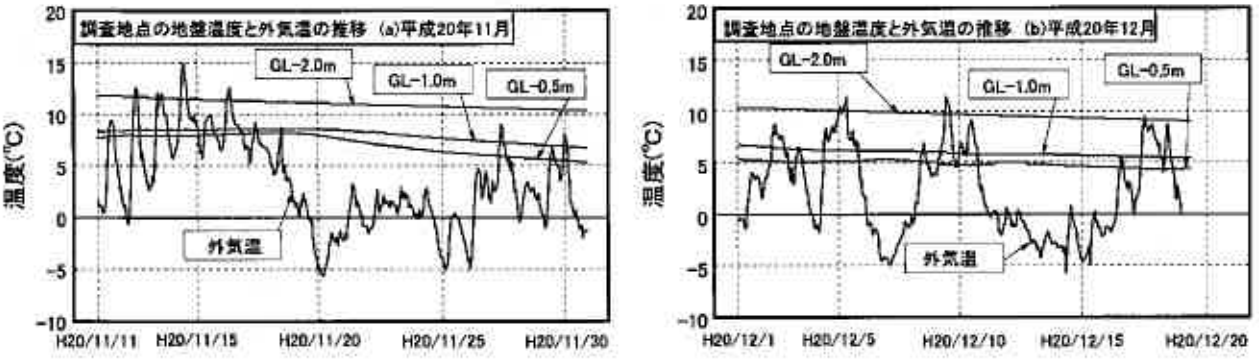


図-9　対象地域の地盤温度の推移　(a) 平成 20 年 11 月　(b) 平成 20 年 12 月

ている．図-8には，Fc と現場透水試験による k と再構成試料および不撹乱試料を用いて JIS 法により求めた k の関係であり，両者の関係は，Fc の増加により k は小さくなる傾向を示している．また，試験法の違いによらずに k と Fc の関係が一義的に示される様相も見られている．したがって，原位置状態に依存する火山灰地盤の現場透水係数 k は Fc を知ることで容易に推定できることが示された．

4.2 粒子破砕性の評価

これまで火山灰地盤の粒子破砕の要因は，①粒子集合体の初期構造，②粒子自体の破砕強度（粒子の硬さ），③試験状態で変わる有効応力や変形の大きさに起因する[3),13)]とされてきた．また近年の研究[5)]では，凍結融解の影響による粒子破砕の発生も報告されている．本研究では，排水三軸圧縮試験を実施することで応力増加による細粒分の増加挙動を示すとともに，繰り返し凍結融解試験による粒子破砕の影響を調べている．また，凍結融解試験を実施するにあたり，雪堆積場の計画地域における地盤温度を調べることとした．

4.2.1　対象地域の温度観測

図-9には，対象地盤の GL-0.5m，-1.0m，-2.0m 地点の地盤温度の推移を示している．観測は平成20年11月11日の開始から現在も観測中である．本論文では，図-9(a)に平成20年11月，図-9(b)には平成20年12月の結果を示している．図には，気象庁から発表されている札幌市南区の気温データも外気温として示している．

現在までの地盤温度は，凍結に至ると思われる氷点下（0℃以下）は示していない．図から，地盤表層部が外気温の影響

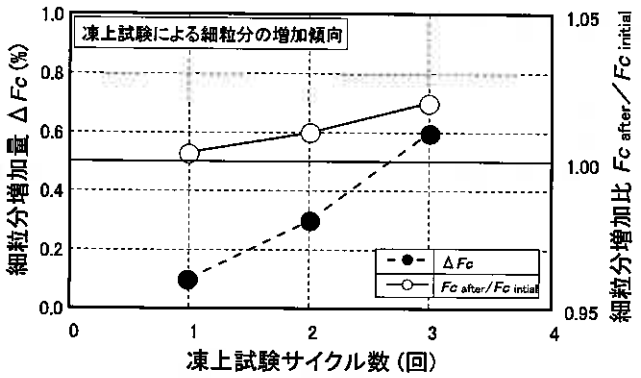


図-10 凍結融解サイクルと粒子破砕の関係

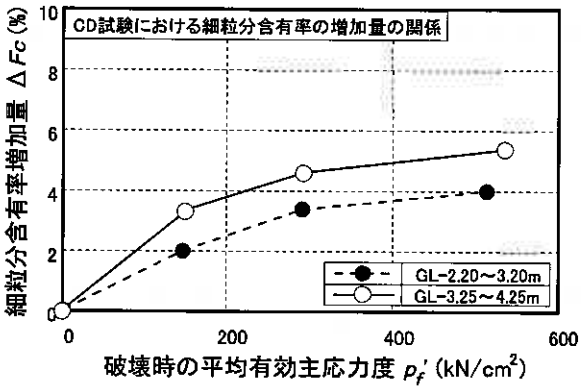


図-11 平均有効主応力と細粒分含有率増加量の関係

を受けているようである．地盤温度の傾向は，GL-0.5m 地点では9℃～4℃，GL-1.0m 地点では10℃～5℃，GL-2.0m 地点では13℃～9℃と外気温の下降とともに地盤温度も低下している．今回の報告においては最小温度を示している地点は，GL-0.5m 地点で4℃程度である．火山灰地盤内の透水性の長期的な変化挙動を明確にするためにも，今後とも観測を継続し，地盤温度の推移を把握することが重要と考えている．

4.2.2 凍結融解による粒子破砕性

凍結融解における粒子破砕特性を把握するために，各繰り返し試験後に粒度試験を実施して細粒分含有率増加量Δ*Fc*の評価を実施している．

図-10には，繰り返し回数とΔ*Fc*および試験前後の細粒分増加比(*Fc after／Fc initial*)の関係を示した．図から繰り返し回数を増やせばΔ*Fc* は増加するが，繰り返し回数3回においてもその増加量Δ*Fc* は0.6%，増加比は1.025程度と小さい．したがって，駒岡火山灰土では凍結融解のみで発生する粒子破砕量は極めて小さいものと判断できる．

4.2.3 応力増加による粒子破砕性

図-11には，排水三軸圧縮試験における破壊時の有効主応力 p_f と粒子破砕増加量Δ*Fc* の関係を示した．不撹乱試料の採取深度は GL-2.5m，GL-3.5m 地点である．両者の関係より，p_fが大きくなるとΔ*Fc* は増加する傾向にあることがわかる．また，細粒分の増加量は実施した応力範囲内では6%程度を示し，凍結融解による影響と比較すると有効応力の増加による粒子破砕特性は高い．

5. まとめ

①現場透水試験結果から火山灰地盤の透水係数は，深度方向に小さくなるものの概ね 10^{-4}～10^{-5}m/sec オーダーであり，砂・礫程度の透水性を有している．なお，得られた透水係数は原位置状態および細粒分含有率の影響を受けており，これらの影響度を明確にすることが重要である．②駒岡火山灰土の粒子破砕特性は，応力増加による粒子破砕は生じる．一方，凍結融解による粒子破砕は極めて小さいものである．③本研究では観測を含めて進行しているが，これまでのデータから，駒岡火山灰は透水性が高く凍結融解に強いと思われる．このことから，計画地域は自然透水型の雪堆積場には適している地盤と推察される．

【謝辞】本論文におけるデータの解析・評価に関しては，北海道大学大学院工学研究科 三浦清一 教授から多大な御指導，貴重な御助言を頂きました．末筆ながら，記して感謝の意を表します．

【参考文献】

1) 宮浦征宏，中田隆文，横浜勝司：北海道火山灰地盤の透水係数評価とその工学的利用，第 43 回地盤工学研究発表会講演概要集，pp.1067-1068，2008.，2) 中田隆文，宮浦征宏，三浦清一：雪寒冷地における火山灰土の間隙構造の透水性能を考慮した工学的利用，全地連「技術 e-フォーラム 2008」高知，CD-Rom，2008.，3) 北海道火山灰土の性質と利用に関する研究委員会：実務者のための火山灰土，地盤工学会北海道支部，2004.，4) 中田隆文，三浦清一：火山灰質粗粒土の粒子破砕による間隙構造の変化と定量化に関する研究，土木学会論文集 C，Vol.63, No.1，pp.224-236，2007.，5) 山木正彦，三浦清一：凍結融解履歴条件の相違による破砕性火山灰土のせん断剛性率の変化，第 43 回地盤工学研究発表会講演概要集，pp.433-434，2008.，6) 横浜勝司，高橋寛子，三浦清一：粗粒火山灰土の飽和透水係数に関する粒径の影響，第 43 回地盤工学研究発表会講演概要集，pp.1071-1072，2008.，7) 町田洋，新井房夫：新編 火山灰アトラス，東京大学出版会，pp.6-188，2003.，8) 北海道地下資源調査所：5 万分の 1 地質図幅説明書『札幌』，pp.21-23，1956.，9) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp.571-578，2004.，10) 地盤工学会：土質試験の方法と解説－第一回改訂版－，2000.，11) (財) 全国建設研修センター：多目的ダムの建設 設計 I 編，pp.372-373，1987.，12) 日本道路協会：道路土工 排水工指針，pp.238-243，1987.，13) 八木一善，三浦清一：破砕性火山灰地盤の力学特性の評価，土木学会論文集，No.757/Ⅲ-66，pp.221-234，2004.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

ジオテキスタイルフィルターの垂直方向透水性能に関する検討

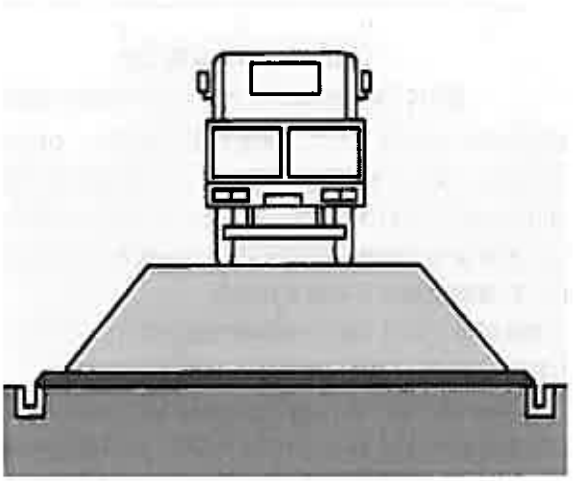
室蘭工業大学大学院　○学生会員　神　智子
室蘭工業大学工学部　正会員　木幡行宏
三井化学産資株式会社　正会員　弘中淳市・平井貴雄

1．研究背景と目的

近年，種々の土木工事のうち，地盤に関する補強改良工事やトンネル工事にジオテキスタイルが広く用いられるようになってきた．

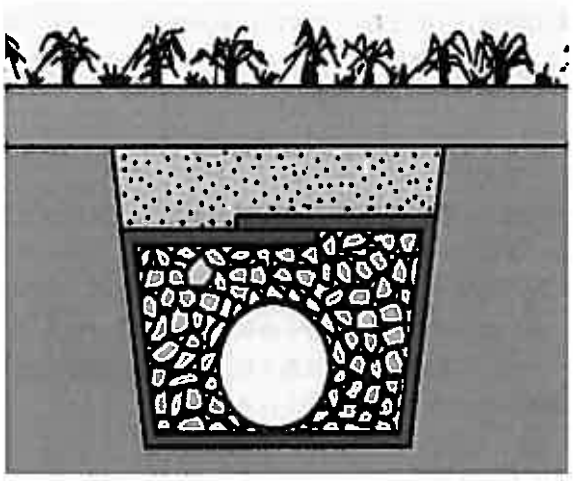
ジオテキスタイルを機能により分類すると，①性状の異なる土層を分離させ，土粒子の相互混入を防止する『分離材』，②土中水の移動による土粒子の流出を抑制し，水のみを通過させる『ろ過材』，③盛土や地盤内の余剰水を集水し，排水させる『排水材』，④引張り及び摩擦特性により土構造物の強度を向上させる『補強材』，⑤構造物の部位，遮水シートの損傷を防ぐ『保護材』の５つの機能に分類され，様々な建設現場において用いられている．

上記の５つの機能のうち，①～③に関する既往の研究として，図－１に示すように，ジオテキスタイルを，盛土内の浸透水や盛土基礎の軟弱な粘性土層からの圧密排水を流下させて盛土外に流出させる，面内（水平）方向排水材として使用した場合における，通水性能の検討がよく行われている．そこで，主に問題とされるのが①土粒子の浸入・捕捉に伴うジオテキスタイルの目詰まり，②盛土荷重によって作用する拘束圧，などの要因による通水性能の低下である[1)~4)]．



図－１　盛土・軟弱地盤の排水

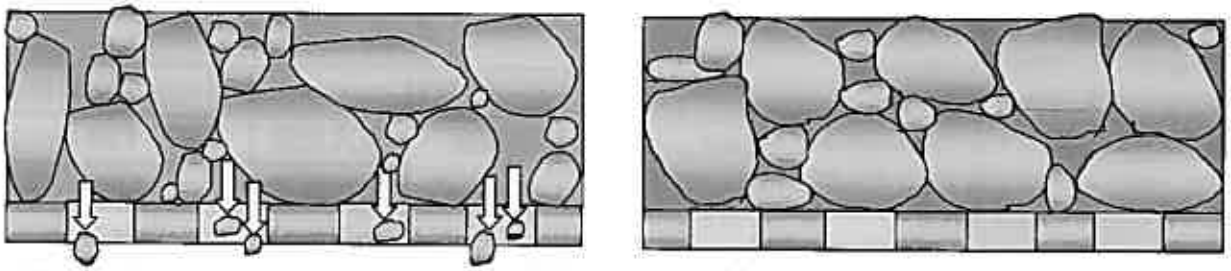
一方，図－２に示すように，排水層への土砂の浸入を防止するため，暗渠排水溝の周囲に，垂直方向の『ろ過・分離材』としてジオテキスタイルを敷設した場合に，ジオテキスタイルの面内方向通水性能と垂直方向透水性能は相互に関連することが知られており[5)]，面内方向と同様に垂直方向の透水においてもジオテキスタイルに目詰まりが発生し，透水性能や分離機能が低下することが予想される．



図－２　グラウンド暗渠排水溝周囲の排水・分離

上記の透水性能の低下の原因の一つである目詰まりの現象は２つの要因が挙げられる[6)]．すなわち，図－３（a）に示す，ジオテキスタイルの繊維構造内に土粒子が浸入する場合と，図－３（b）に示す，ジオテキスタイルの直上部に土粒子の細粒分が貯留されて発生する場合である．前者は，未解明の部分が多いものの，本来のジオテキスタイルの性質に大きく依存する現象であろう．また，ジオテキスタイルをろ過・分離材として使用する上で，ジオテキスタイルの通水性能を長期的に維持するために，目詰まり現象のメカニズムを解明し，適切な対処方法を提示する必要がある．そこで，本研究では，使用するジオテキスタイルの種類や地盤条件による透水係数の変化に着目して，原地盤を想定した地盤材料，動水勾配に対して，目詰まり現象が生じにくい適切なジオテキスタイルの種類（厚さ・性質など）を検討することを目的とした．本実験では定水位透水試験を行い，ジオテキスタイルの垂直方向透水性能及び目詰まり特性を実験的に把握し，経過時間に対する透水量（透水係数），単位体積目詰まり量[7,8)]，動水勾配に着目し検討する．

Investigation on the vertical direction permeability of geotextile filters: Tomoko Jin (Graduate Student, Muroran Institute of Technology) , Yukihiro Kohata (Muroran Institute of Technology) , Junichi Hironaka and Takao Hirai (Mitsui Chemicals Industrial Products Ltd.)



(a) 土粒子がジオテキスタイル内に浸入する場合　　(b) 土粒子がジオテキスタイルの直上部に貯留する場合

図－3　目詰まり要因の概念図

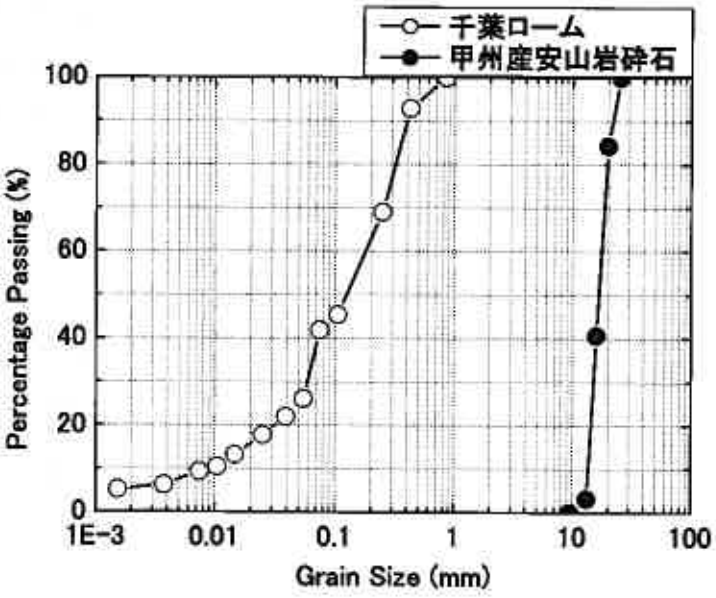
2．試料及びジオテキスタイルフィルター

2．1　試料

本研究に使用した試料は，原位置から採取した千葉ローム及び市販の甲州産安山岩砕石であり，各々の粒径加積曲線を図－4に，これらの物理的性質を表－1及び表－2に示す．

2．2　ジオテキスタイルフィルター

本実験で使用したジオテキスタイル（不織布）は，ポリプロピレン樹脂を原料とし，スパンボンド法により製造された連続長繊維不織布であり，物性値を表－3 (a)，(b)に示す．内部の空隙率が大きいため，高い透水性を持っている．本実験では，GTXS-30, GTXS-40, GTXN-27, GTXN-37, GTXN-50Eの5種類のジオテキスタイルを使用した．GTXSはスパンボンド法，GTXNはニードルパンチ法によるジオテキスタイルを示している．ここで，スパンボンド法とは，ノズルから溶出したエンドレスの長繊維で，ウェブを形成，熱ロールで統合する方法であり，水分を吸収せず，汚れにくいという特徴がある．それに対して，ニードルパンチ法とは，特殊針がウェブを高速往復，針の微妙な突起で，繊維同士を絡ませて統合する方法であり，短繊維からなり，頑丈という特徴がある．また，30，40，27，37，50の数字は目付に基づいたものである。さらに，数字のみの試料はポリプロピレン製，Eはポリエチレン製を示している．



図—4　粒径加積曲線

表—1　試料の物理的性質

試料		千葉ローム
土粒子密度: ρ_s (g/cm^3)		2.59
液性限界: w_L (%)		158.1
塑性限界: w_P (%)		112.61
塑性指数: I_P		45.49
最適含水比: w_{opt} (%)		54.4
最大乾燥密度: ρ_{dmax} (g/cm^3)		1.08
Gradation	D_{50} (mm)	0.12
	U_c	19.73
細粒分 (%)〔≪75 μm〕		41.88

3．試験装置および試験方法

3．1　試験装置

本研究で用いた試験装置は，図－5に示した定水位透水試験装置であり，上部モールド（内径 150 mm，高さ 150 mm），下部モールド（内径 150 mm，高さ 100 mm）から成る．以下に供試体作製方法と試験方法を示す．

3．2　供試体作製方法

試験装置の上部モールドに甲州産安山岩砕石（以下，礫と呼ぶ）層を，下部モールドに試料土層を作製し，その間にジオテキスタイルを挟めた．

(1) 下部モールドの試料土層の作製方法

定水位透水試験装置の底盤のポーラスメタル上に濾紙を載せる．濾紙は水で濡らし，ポーラスメタルの間隙は水で満たして，空気を追い出す．次に，締固め試験(B-a 法)に則って，2.5 kg のランマーを用い，1 層の締固め回数を 55 回として 3 層の締固めを行った．なお，供試体作製にあたっては，最適含水比 w_{opt} = 54.4 %，最大乾燥密度を ρ_{dmax} = 1.08 g/cm^3

とすることを目標に，締固めを行った．

(2) 上部モールドの礫層の作製方法

下部モールドの試料土層を作製後，下部モールド上に外径 175 mm にカットしたジオテキスタイルを置き，その上に上部モールドを設置する．その際，上部・下部モールドとジオテキスタイルはOリングガイドで固定して漏水を防止する．なお，ジオテキスタイルに通水の偏りが無いように，あらかじめジオテキスタイルを水浸し(24 hr 以上)，湿潤状態で使用した．ジオテキスタイル設置後，礫が密になるように，供試体作製条件である ρ_d = 1.487 g/cm^3 を目標としてハンマーで上部モールドに振動を与えながら礫を充填させた．

3．3　試験方法

定水位透水試験は，脱気水を透水試験装置の下端から給水し供試体に通水させ，上端から排水する方法で行った．

(1) 動水勾配

現場で想定される動水勾配の値は i =0.1～1.0 であるが，試験に要する時間を短縮するため，過去の研究で用いられてきた i=4 と，より現場で想定される値に近く，かつ使用する試料が透水性の低いロームであることを考慮して，i=1 の 2 種類の動水勾配を設定した．これまでの著者らの研究では，土質種類とジオテキスタイルの種類による目詰まり特性の比較・検討を目的としていることから，その全体的傾向に動水勾配の影響は少ないと考えて実験を行っていたが，本研究では，試験結果に及ぼす動水勾配の影響を明確にするため，2 種類の動水勾配を設定し，試験を行った．流量は，試験開始後に，それぞれ所定の経過時間ごとに計測した．

(2) 目詰まり量

定水位透水試験終了後，試験装置からジオテキスタイルを取り出し，水を張った容器の中で片面３回ずつ軽く濯ぎ，表面に付いた砂や土を取り除く．ジオテキスタイルを自然乾燥させた後，ジオテキスタイルの質量を計測し，『目詰まり量』を求める．

過去の研究では，『目詰まり量』を以下のように定義していた[7]．

『目詰まり量』＝『試験後のジオテキスタイルの質量』－『試験前のジオテキスタイルの質量』・・(1)

しかし，試験の際に，水漏れ防止のため使用するグリースがジオテキスタイルに付着するものもあり，質量に影響することから，本研究では，グリースが付着しているジオテキスタイルの『目詰まり量』を以下のように定義した．

『目詰まり量』＝『試験後のジオテキスタイルの質量』－『試験前のジオテキスタイルの質量』－『試験後取り除いたグリースの質量』・・(2)

表―２　試料の物理的性質

試料		甲州産安山岩砕石
乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	最大密度	1.54
	最小密度	1.083
Gradation	D_{50} (mm)	16.7
	U_c	1.32
細粒分 (%)〔≪75 μm〕		0
本実験での供試体密度 ρ_d (g/cm^3)		1.487

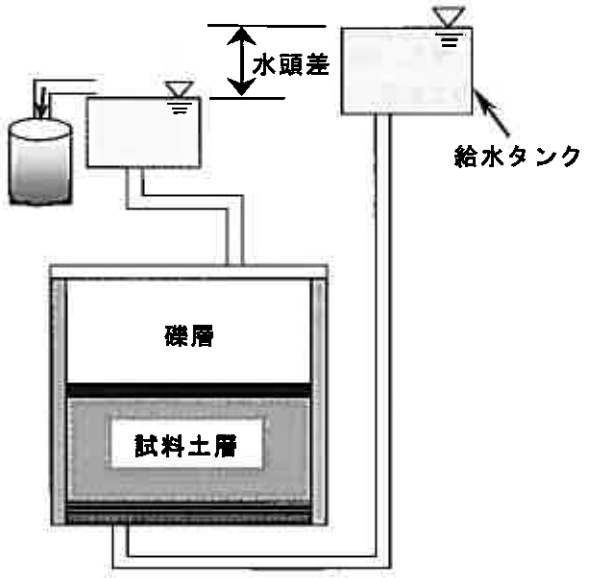
表―３　ジオテキスタイルの物性値

(a) スパンボンド供試体

ジオテキスタイルの種類	スパンボンド供試体	
	GTXS-30	GTXS-40
目付 (g/m^2)	300	400
厚さ (mm)	3	4
垂直方向の透水係数(cm/sec)	1×10^{-1}	1×10^{-1}
見かけの開孔径 (mm)	0.22	0.19

(b) ニードルパンチ供試体

ジオテキスタイルの種類	ニードルパンチ供試体		
	GTXN-27	GTXN-37	GTXN-50E
目付 (g/m^2)	270	370	500
厚さ (mm)	3	4	10
垂直方向の透水係数(cm/sec)	2×10^{-1}	2×10^{-1}	1×10^{-1}



図－５　定水位透水試験装置

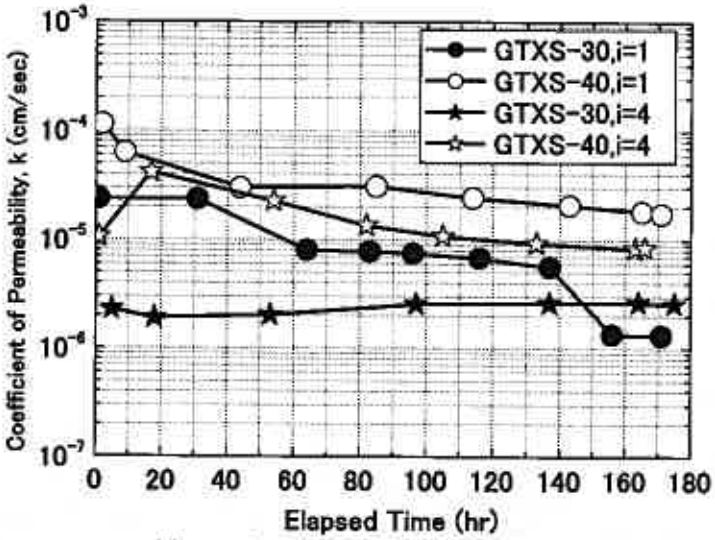
4．試験結果と考察

4．1　定水位透水試験

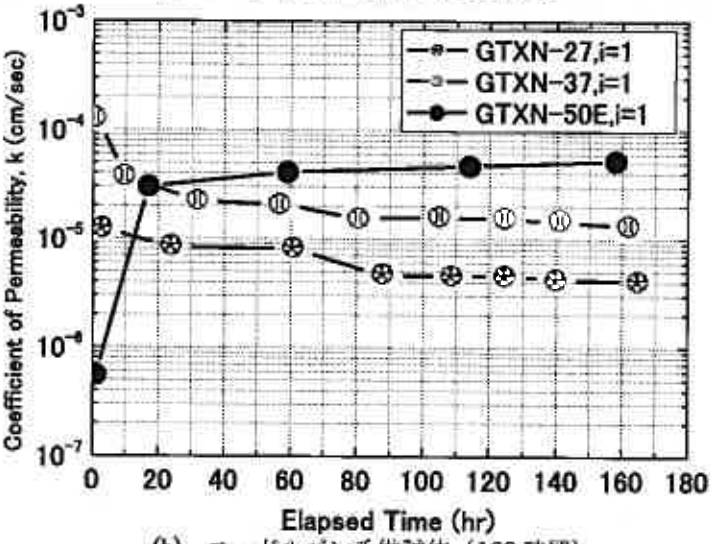
定水位透水試験から得られた透水係数と経過時間の関係を，図－6 (a)～(c)に示す．図－6 (a)はスパンボンド法によるジオテキスタイルを使用し，i=1 と i=4 の場合の透水係数を示しており，図－6 (b)はニードルパンチ法によるジオテキスタイルを使用し，i=1 の場合の透水係数を示している．経過時間はそれぞれ 168 時間である．また，図－6 (c)はスパンボンド法によるジオテキスタイルを使用し，i=1 の場合の透水係数を示しており，経過時間は 720 時間である．

図－6 (a)において，i=1 と i=4 の場合を比較すると，i=1 の場合は減少傾向を示している．一方，i=4 の場合は，GTXS-40 が 110 時間まで減少傾向を示しているが，その後はほぼ一定傾向を示しており，GTXS-30 は試験開始から終了まで，ほぼ一定傾向を示している．これは，動水勾配が小さい場合(i=1)には，土粒子がジオテキスタイル内に貯留するのに対して，大きな動水勾配(i=4)では，浸透圧によりジオテキスタイル内を通過したためと考えられる．また，GTXS-30 と GTXS-40 を比較すると GTXS-40 の方が高い透水係数を示している．図－6 (b)において，GTXN-27，GTXN-37 は減少傾向を，GTXN-50E は増加傾向を示している．また，GTXN-50E，GTXN-37，GTXN-27 の順に，高い透水係数を示している．図－6 (c)において，GTXS-30，GTXS-40 ともに，減少傾向を示している．また，GTXS-40 の方が高い透水係数を示している．

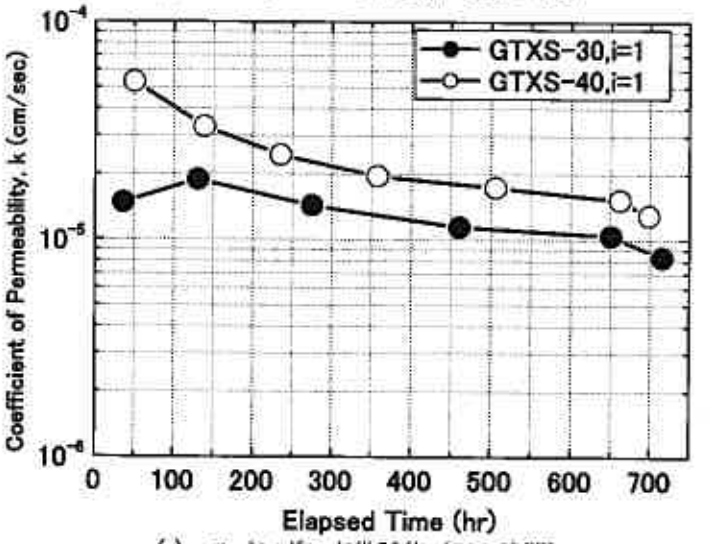
以上より，厚いジオテキスタイルの方が高い透水係数を示していることがわかる．これは，薄いジオテキスタイルでは，繊維に土粒子が捕捉され，厚いジオテキスタイルでは，開孔径が小さいことから，ジオテキスタイルに土粒子が入り込まず，水のみが多く通過したためであると推察される．また，GTXN-50E のみ増加傾向を示したのは，土粒子の移動による状態変化や残留する気泡による影響，さらには，試験中に土供試体内に水みちが生じたことなどに起因すると考えられる．一般に，細粒土層から流出した土粒子がジオテキスタイル内に流入して捕捉されることで透水係数は低下すると考えられており，結果的に，これらのメカニズムが重なって透水係数の減少傾向が見られたと考えられる．



(a)　スパンボンド供試体（168 時間）



(b)　ニードルパンチ供試体（168 時間）



(c)　スパンボンド供試体（720 時間）

図－6　透水係数と経過時間の関係

4．2　目詰まり量

図－6 (a)～(c)より，試験結果に目詰まり現象が影響していると判断した．そこで，試験後のジオテキスタイルを取り出した後，乾燥させたジオテキスタイルを計測して目詰まり量を算出し，著者らが提案する単位体積目詰まり量によって考察する[7,8]．単位体積目詰まり量とは，ジオテキスタイルの圧縮量がわずかであると仮定して無視することにより，ジオテキスタイルの製品仕様に示される厚さを用いて目詰まり量をジオテキスタイルの体積で割って求めたものである．

表－4　目詰まり量及び単位体積目詰まり量

(a)　スパンボンド供試体（168 時間）

動水勾配	i=1		i=4	
ジオテキスタイル	GTXS-30	GTXS-40	GTXS-30	GTXS-40
目詰まり量 (g)	2.35	2.28	1.36	1.50
単位体積目詰まり量 (g/cm^3)	3.26×10^{-4}	2.37×10^{-4}	1.89×10^{-4}	1.56×10^{-4}

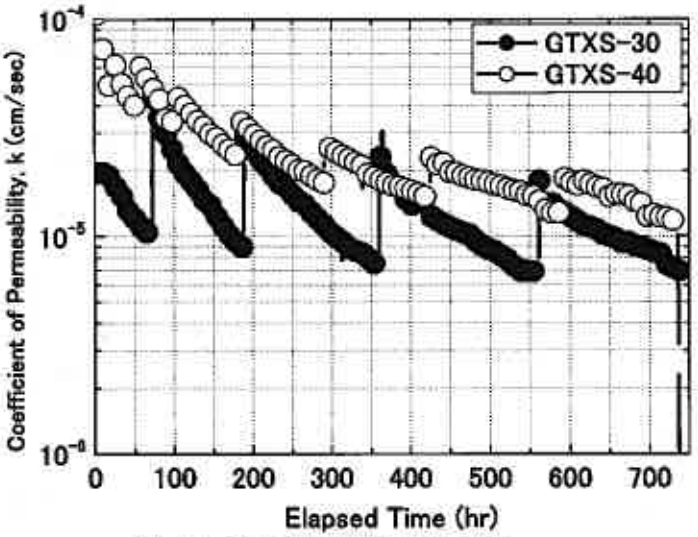
(b)　ニードルパンチ供試体（168 時間）

動水勾配	i=1		
ジオテキスタイル	GTXN-27	GTXN-37	GTXN-50E
目詰まり量 (g)	3.93	1.51	0.64
単位体積目詰まり量 (g/cm^3)	5.45×10^{-4}	1.51×10^{-4}	0.266×10^{-4}

(c)　スパンボンド供試体（720 時間）

i=1	
GTXS-30	GTXS-40
2.06	2.00
2.86×10^{-4}	2.08×10^{-4}

各ジオテキスタイルの目詰まり量及び単位体積目詰まり量を表－4 (a)～(c)に示す．表－4 (a)は，スパンボンド法によるジオテキスタイルを使用し，i=1 と i=4 の場合の目詰まり量及び単位体積目詰まり量を示しており，表－4 (b)は，ニードルパンチ法によるジオテキスタイルを使用し，i=1 の場合の目詰まり量及び単位体積目詰まり量を示している．経過時間はそれぞれ 168 時間である．また，表－4 (c)は，スパンボンド法によるジオテキスタイルを使用し，i=1 の場合の目詰まり量及び単位体積目詰まり量を示しており，経過時間は 720 時間である．



図－7　透水係数と経過時間の関係
スパンボンド供試体（720 時間）

表－4 (a)において，i=1 と i=4 の場合を比較すると，i=4 よりも i=1 の方が単位体積目詰まり量が大きいことがわかる．このことから，動水勾配が大きい場合には浸透圧により，土粒子がジオテキスタイル内に貯留せず，通過したと考えられる．また，i=1 と i=4 のどちらの場合においても，GTXS-40 よりも GTXS-30 の方が単位体積目詰まり量が大きい値を示している．表－4 (b)においては，GTXN-27，GTXN-37，GTXN-50E の順に，単位体積目詰まり量が大きい．表－4 (c) においても，GTXS-40 よりも GTXS-30 の方が単位体積目詰まり量が大きい．これらより，すべてのジオテキスタイルにおいて，厚さが薄い方が，単位体積目詰まり量が大きいということがわかる．すなわち，薄いジオテキスタイルでは，繊維に土粒子が捕捉され，目詰まり現象が生じているのに対して，厚いジオテキスタイルでは，開孔径が小さいため，ジオテキスタイルに土粒子が入り込まず，水のみが多く通過したと推察される．また，i=1 において，経過時間 168 時間と 720 時間を比較すると，720 時間よりも 168 時間の方が，単位体積目詰まり量が多いが，これは，図－6 (a)，(c)における 168 時間付近の透水係数を比較すると，図－6 (a)に示すジオテキスタイルの透水係数の値が図－6 (c)に示すジオテキスタイルの透水係数の値より小さいことから，試験中に発生した目詰まり量が異なっていたことに起因すると考えられる．

透水係数と目詰まり量の関係を照らし合わせると，すべての供試体において，低い透水係数を示した薄いジオテキスタイルが，単位体積目詰まり量が大きいということがわかる．一般に，ジオテキスタイルの目詰まりは，ある程度の土粒子がジオテキスタイルを通過することで土粒子がジオテキスタイル内に捕捉され発生する．本試験では，GTXS-30 及び GTXN-27 は，土粒子がジオテキスタイル内に捕捉され，目詰まりが発生し，低い透水係数を示したのだと推察される．また，GTXS-40 及び GTXN-37 は，GTXS-30 及び GTXN-27 ほどではないが，目詰まり現象は起きていると考えられる．GTXN-50E に関しては，透水係数が増加傾向を示し，目詰まり量も少ないことから，この地盤材料に適していると考えられるが，GTXN-50E のみ材質が違うことや，厚さが他のジオテキスタイルよりも非常に厚いことなど，他のジオテキスタイルに比べると物性値が異なることを考慮する必要があると思われる．

4．3　動水勾配

図－7は，図－6(c)のデータを詳細にプロットしたものである．i=1において長期の試験を行った場合，給水タンクへの給水による動水勾配の変化により，透水係数に及ぼす影響が顕著に現れた．給水タンクが満水になった場合には，透水係数は大きく，給水タンクの水が減少するにつれて，透水係数も小さくなる．過去の研究で用いられてきたi=4では，動水勾配の値が大きいために，給水による水頭差変化が動水勾配に及ぼす影響が少なく，給水による透水係数の変化がほとんど生じなかった．また，短期の試験を行った場合，給水タンクへの給水の回数が少ないため，透水係数の変化が生じにくかった．このことから，i=1以下となる小さい動水勾配で試験を行う場合には，給水時に生じる水頭差変化が，極力，生じないような試験装置の工夫が必要である．

5．まとめ

本研究では，試料土層と礫層の間に種々のジオテキスタイルを挟めて一連の定水位透水試験を行った．経過時間に対する透水量から算出される透水係数の変化，目詰まり現象，動水勾配に着目して，ジオテキスタイルの透水性能を検討した結果，以下の知見が得られた．

1）本研究では，動水勾配i=1の場合は，GTXN-50Eを除き，透水係数が減少する傾向が見られた．

2）本研究では，厚さが薄いジオテキスタイルが低い透水係数を示し，単位体積目詰まり量が大きくなる傾向が見られた．

3）本研究において，千葉ロームに対して目詰まりが生じにくいジオテキスタイルは，単位体積目詰まり量が最も小さいGTXN-50Eであると考えられる．

4）i=1において長期の試験を行った場合，給水タンクへの給水による動水勾配の変化が顕著に見られたことから，小さい動水勾配で試験を行う場合には，給水時に生じる水頭差変化が，極力，生じないような試験装置の工夫が必要である．

謝辞

本研究において，供試体作製・実験及びデータ整理に，室蘭工業大学4年松本郁也君，三浦恵君の協力を得た．ここに記して謝意を表す．

参考文献

1) 宮田喜壽，木暮敬二，谷澤芳郎，落合英俊：目詰まり不織布の通水性能に関する実験的考察，土木学会論文集，No, 596／Ⅲ-43，pp. 123-130，1988.6.

2) 林英雄，森麟：盛土中に敷設するジオテキスタイル排水材の目詰まりによる透水性低下の予測に関する研究，土木学会論文集，No，510／Ⅳ-26，pp. 57-67，1995.3.

3) 林英雄，森麟：地山から流出する土粒子による不織布排水材の目詰まり量と排水性に関する実験的研究，第28回土質工学研究発表会，pp. 2437-2440，1993.6.

4) 山田貴史，伊藤秀行，片岡昌裕，浅田貢：不織布の面内方向透水性能の低減に関する実験，第32回地盤工学研究発表会，pp. 2027-2028，1997.7.

5) 巻内勝彦，峯岸邦夫，塩野真康，増田貴之：ジオドレーンシート・盛土複合体における水理特性，国際ジオシンセティックス学会日本支部，ジオシンセティックス論文集，第17巻，pp. 173-176，2002.12.

6) 西形達郎，岩崎高明，須長誠，新井克彦：「ジオテキスタイルの水理特性試験方法」について，ジオテキスタイル試験方法に関するシンポジウム発表論文集，pp. 9-16，1994.6.

7) 木幡行宏，田中雅史，佐藤織絵：ジオテキスタイルフィルターの目詰まりによる透水性低下に関する実験的研究，第40回地盤工学研究発表会，pp. 1949-1950，2005.

8) 木幡行宏，佐藤織絵，島谷文卓，弘中淳市，平井貴雄：種々の土質を用いた透水試験によるジオテキスタイルフィルターの目詰まり特性，国際ジオシンセティックス学会日本支部，ジオシンセティックス論文集，第21巻，pp. 327-332，2006.12.

9) J.P.Giroud: Granular Filters and Geotextile Filter,Proc.of Geofilters'96

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

礫質土のサンプリング事例（第2報）

基礎地盤コンサルタンツ株式会社　正会員　○小海　尚文
同　　上　　正会員　　斉藤　和夫

1. はじめに

建設工事のコスト縮減が叫ばれている中，構造物の設計は性能設計の時代になりつつあり，礫質土においても高品質なサンプリングによる乱れの少ない試料を用いた物性値の把握が望まれる。従来，礫質土のサンプリングは困難とされており，特殊なケースにおいて凍結サンプリングが実施されてきたが，仮設が大がかりになるなど，膨大な費用と時間がかかる問題点があった。平成19年度技術報告会での報告では，特殊なポリマー剤を使用した「GPサンプラー」を使用して，従来の地質調査の流れの中で礫質土サンプリングを実施した事例を報告した。今回の報告はその第2報であり，サンプリングした礫質土の力学試験結果を報告する。

2. 対象土

図-1にサンプリング実施箇所の柱状図(別孔)を示す。サンプリングを実施したのは，深度6m～9m間のシルト混じり砂礫である。この礫質土のマトリクスは細粒の火山灰土で，礫の径は2～40mmが主体であり，所々径100mm程度の礫が点在する。N値は本孔(サンプリング実施)で10～45，別孔で38～50以上とばらつきがみられた。

3. サンプリングと供試体作成

今回使用したサンプラーはGPサンプラー(Gel Push sampler)である。このサンプラーは，従来の常温サンプリングでは高品質試料の採取が困難であった「未固結砂礫」「礫混じり砂」等を得意とし，凍結工法の適用外である「粘性土混じり砂礫地盤」「逸水性崖錐や火砕流」「不飽和地盤」等でも力学試験用試料のサンプリングの実績がある。

図-2にGPサンプリングの概念図を示す。あらかじめ1重管のコアバレル内にポリマー溶液を充填し，高速回転させながら1時間に1m程度の速度で試料を採取する。コアバレル内のポリマー溶液は先端ビットの冷却とスライムの排除を行い，試料の回収時には保護材としての役割も果たす。

採取後，試料の表面に残ったポリマー溶液を，水を含ませたスポンジで丁寧に拭き取る。

図-3にGPサンプラーによって採取されたサンプリング試料を示す。いずれもマトリクスの流失はみられず，礫は大径/小径ともカットされ，試料は乱れの少ない状態で採取されている。なお，サンプリング径は100mmである。

室内試験の供試体は，専用の大径の丸ノコで，サンプリング時と同様のポリマー溶液を用いて所定の長さにカットし，端面整形のみで作成した。図-4に力学試験前の供試体を示す。試料内部へのポリマー溶液の侵入は認められなかった。

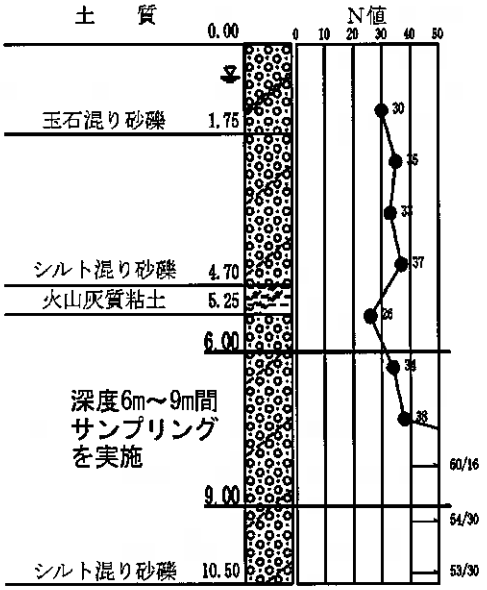


図-1 サンプリング実施箇所の柱状図(別孔)

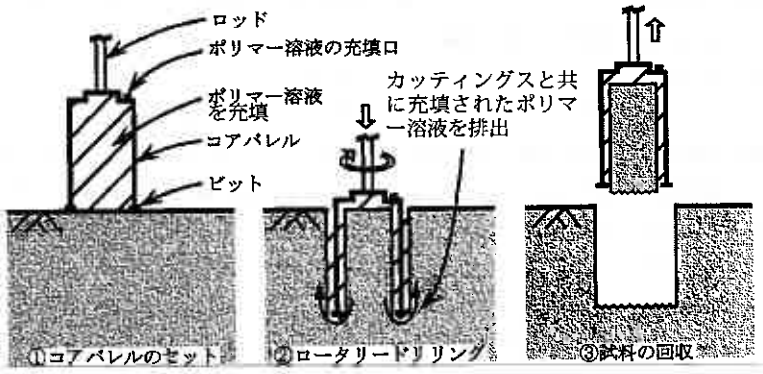


図-2 ＧＰサンプリングの概念図 1)に加筆

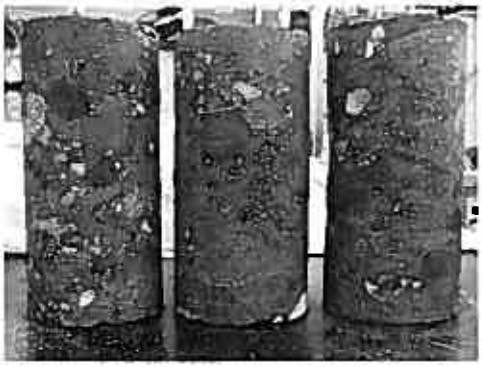


図-4 試験前供試体

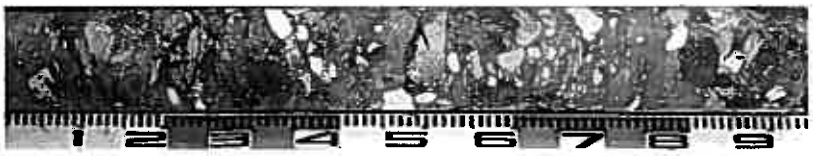


図-3 サンプリング試料 (本孔　深度6m～7m)

A sampling case of gravel soil(Part 2)

KOKAI Naofumi,SAITO Kazuo(Kiso-jiban Consultants Co.,Ltd.)

4. 土質試験結果

図-5に対象土の粒度試験結果を示す。土質分類は「粘性土混じり砂質礫(GS-Cs)」であり，細粒分は5%程度であった。この結果から，力学試験は三軸CD試験とした。

現地の有効土被り圧は90kN/m²程度であるが，側圧の設定は200,400,800kN/m²とした。せん断速度は0.5%/minとした。なお，供試体の飽和過程では，供試体内からのポリマー溶剤の排出は確認されなかった。

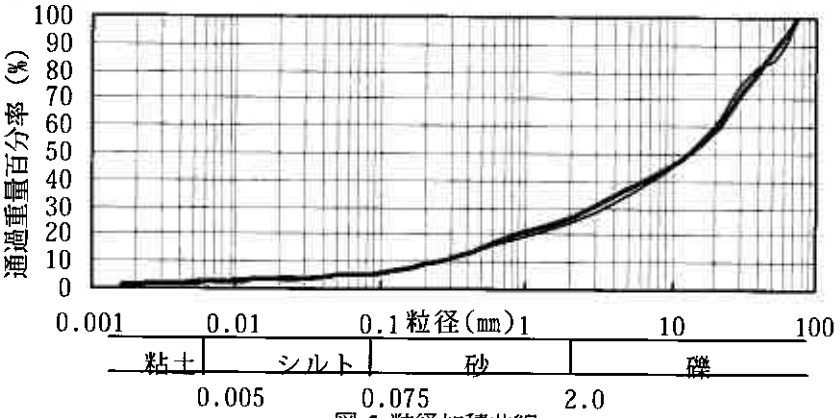


図-5 粒径加積曲線

図-6に三軸CD試験結果から得られたσ-τ関係を示す。内部摩擦角ϕは，三軸CD試験結果と道路橋示方書式によるN値からの換算値のいずれも32～39°となり，同程度のばらつきの間に含まれる結果となった。また，道路橋示方書による換算式では考慮されない粘着力cが計測された。

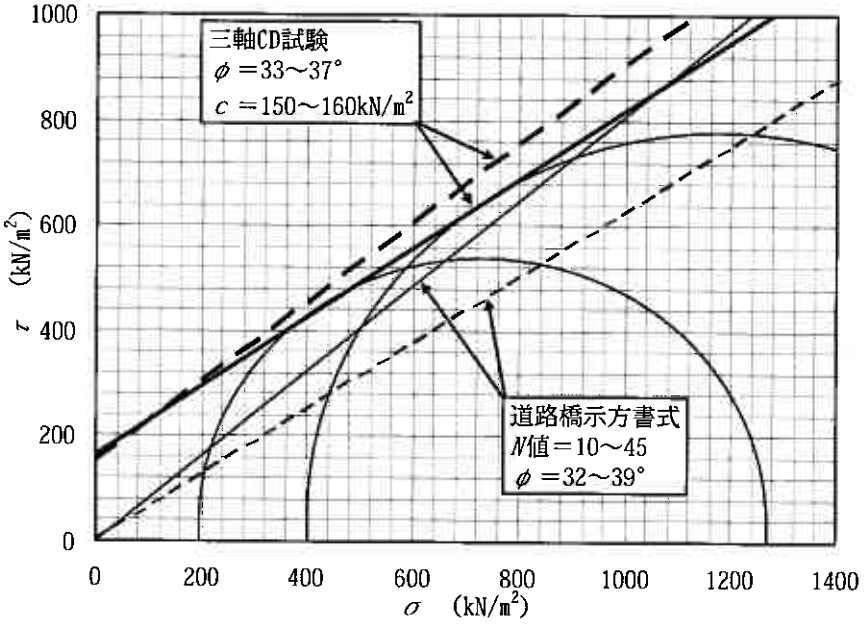


図-6 σ-τ関係

通常，礫質土の設計定数では粘着力cを無視して内部摩擦角ϕのみが用いられている。この理由は，礫質土のマトリックス部分については粘着力cを無視した方が地盤工学的な感覚にも合致すること，設計上安全側になること，粘着力cを考慮することの妥当性がみつからないこと，などが考えられる。しかし，これまでに行われてきた凍結サンプリングによる三軸試験結果[3]や原位置せん断摩擦試験(SB-IFT)結果[4]をみると，礫質土地盤でも粘着力cが確認された例は多い。性能設計に移行しつつある現在，設計定数に粘着力cを反映することで，経済的に有利な設計となる可能性がある。

ただし，今回の試料では礫の混入率が70%を越えており，礫どうしのかみ合わせによる効果（ロッキング）が発生し，これが粘着力cとして計測された可能性がある。また，礫質土内には不規則に比較的大きな間隙があるものと想定されるが，そのような部分は供試体として使用できないため，結果的にマトリクスがある部分のみの試験を行っていることになる。以上から，計測された粘着力cを設計定数として用いるか否かは，十分な検討が必要となる。

なお，三軸圧縮試験では礫の最大礫径が供試体径の20%とされている。今回の場合，供試体径が100mmなので，許容礫径は20mmとなる。今回，供試体に含まれる礫は10～30mm程度となるよう留意したが，それ以上の礫も含まれている可能性が高く，サンプリング径の選択には注意が必要となる。

5. まとめ

(1)GPサンプラーによる礫質土のサンプリングを行った。

(2)三軸CD試験の結果，内部摩擦角ϕは，道路橋示方書による換算値に近い値になった。

(3)道路橋示方書による換算式では考慮されない粘着力cを評価することで，経済的に有利な設計となる可能性がある。ただし，結果の利用法については，十分な検討が必要となる。

(参考文献)

1)谷 和夫・金子 進：水溶性ポリマーの濃厚溶液を利用した乱さない試料のサンプリング方法,土と基礎,Vol.54,No.4,pp.19～21,2006.

2)酒井 運雄・金子 進・湯川 浩則：高品質砂礫試料の採取(GPサンプリング),基礎工,Vol.53,No.9,pp.44～47,2006.

3)(社)地盤工学会：N値とc,ϕの活用法,pp.171～172,2003.

4)豊岡 義則・酒井 運雄・林 三男：SD-FPTの礫質地盤への適用性試験,第37回地盤工学研究発表会,pp121～122,2002.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

CPT データに基づく地盤の統計解析

北海道大学大学院　学生会員 ○岡　尚志
北海道大学大学院　国際会員　田中洋行

1. はじめに

近年、信頼性設計の導入が土木の分野で進められており、地盤工学の分野もその例外ではない。しかしながら、信頼性設計の概念は、品質が管理されたコンクリートや鋼といった人工材料を対象とした分野で確立されたために、この概念を地盤工学の分野に直接適用させると多くの問題が生じる。地盤は自然によって造られたものであり、地盤特性を把握するには堆積環境等の要因を十分に考慮する必要がある。例えば、鋼などの人工材料と地盤のバラツキは大きく異なる。さらに地盤の場合には、試料の乱れに代表されるように試験者によって測定値が大きく異なる。とりわけ、原位置調査の代表である標準貫入試験(SPT)では、試験者によって孔底の状態、あるいは落下方法が異なるので N 値が大きく異なる。

近年、電気式静的コーン貫入試験(CPT)の普及が進んでいる。この試験は SPT をはじめとする他の試験と比較して、①ボーリング孔を必要とせず、また試験自体も簡単なので、試験者による計測誤差が少ない、②測点数を多くすることができるので深さ方向の地盤の変化を的確に把握することができる、等のメリットがある。そこで本研究では、海外を含む 11 か所の地点で行われた CPT によるデータを用いて、地盤のバラツキについて統計解析を行った。また、SPT による N 値及び一軸圧縮試験(UCT)による一軸圧縮強さ q_u を用いて地盤のバラツキの統計解析を行ない、CPT の結果と比較した。

2. 調査地点及び試験方法

2.1 調査地点

本研究では、海外を含む 11 か所の調査地点から得られたデータを用いて統計解析を行った。調査地点の概要とその位置を表 1、図 1 に示す。

表に示す八郎潟から尼崎までの地盤は正規圧密粘土から構成されている。鹿児島から苫小牧の地盤は、粒状体から構成されている。鹿児島、中標津、苫小牧は火山灰から構成されている。鹿児島の地盤は、河川による再度堆積された二次堆積物の火山灰、一方、中標津と苫小牧では、噴火した火山灰が直接堆積されたものである。淀川と検見川は河川敷にあり、砂地盤から構成されている。東扇島と敦賀の地盤は、それぞれ砂と砕石で埋め立てられた地盤である。なお、調査地点の詳細については文献 1)、2)、3)、4)、5) を参照されたい。

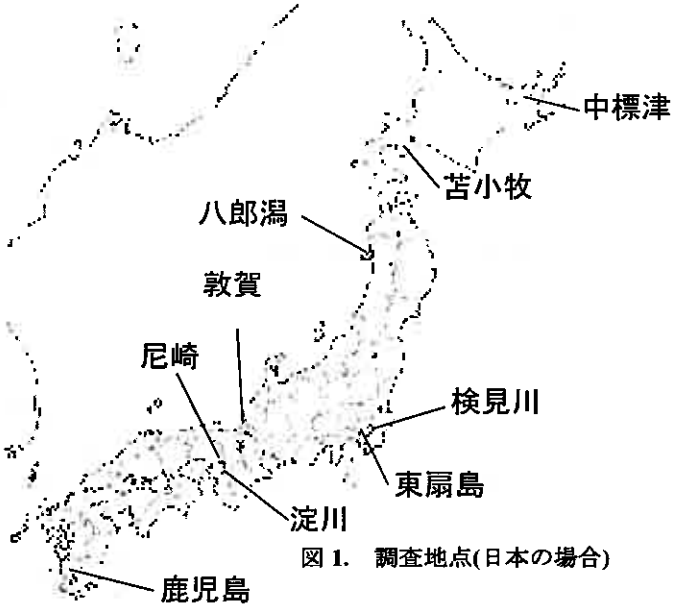


図 1.　調査地点(日本の場合)

表 1.　解析結果と調査地点の詳細

調査地点	土質		深さ (m)	a (MPa/m)	b (MPa/m)	β_1	β_2	σ (MPa)
八郎潟	粘土	粘土	10～37	−0.08	0.03	0.0067	2.89	0.02
釜山	粘土	砂層を考慮	5～23	0.044	0.022	1.8	10.82	0.028
		砂層を考慮しない	5～23	0.041	0.022	0.000062	2.63	0.024
シンガポール		粘土	18～30	0.33	0.037	0.00033	2.73	0.024
尼崎1		粘土	11～19	−0.32	0.091	0.052	3.32	0.04
尼崎2		粘土	11～19	−0.3	0.088	0.066	2.59	0.043
鹿児島		火山灰	5～30	9.23	−0.0096	0.0986	3.87	1.35
淀川		砂	5～20	12.1	0.15	0.061	2.93	3.74
中標津		火山灰	4～10	−8.61	2.18	0.78	1.98	4.61
検見川		砂	6～20	−8.4	1.41	0.33	3.1	1.94
東扇島		盛土（砂）	5～20	4.4	−0.092	2.16	5.18	1.92
敦賀		盛土（砕石）	4～16	3.2	0.3	0.0064	3.26	2.54
苫小牧		火山灰	13～20	7.48	−0.0037	1.23	4.05	0.85

Soil statistical analysis using data from CPT: Takashi Oka(Graduate Student, Hokkaido University) Hiroyuki Tanaka(Graduate School of Engineering, Hokkaido University)

2.2 CPT

本調査で用いた CPT は、地盤工学会が定めた電気式静的コーン貫入試験方法(JGS 1435-1995)に従い、コーンの先端角度 60°、断面積 10cm^2、間隙水圧を測定するフィルターはコーンの背後にある。また、コーンの有効断面積比 α は 0.75、先端抵抗の容量は 20MPa、また間隙水圧の容量は 1MPa である。コーン貫入速度は約 1m/min で行った。

3. CPT を用いた場合の解析

3.1 回帰分析

CPT から得られる先端抵抗 q_t は粘性土地盤の場合には、(1)式によって表わすことができる。

$$q_t = N_{kt} S_u + \sigma_{vo} \qquad (1)$$

ここに、N_{kt}:コーン係数、S_u:非排水せん断強度、σ_{vo}:全応力である。
土の単位体積重量γ_t はほぼ一定と考えられるので、σ_{vo} は深さ方向に直線的に増加する。また、正規圧密地盤であれば、S_u も圧密圧力が深さ方向に増大するので、σ_{vo} と同様に増加する。したがって、q_t は深さ方向に線形的に増加すると考えられる。一方、砂地盤に対してはコーン貫入が排水状態で行われているので、q_t はσ_{vo} の 0.5 乗に影響されると報告されている。しかしながら、本研究では解析を簡単にするために、砂地盤においても q_t は深さ方向に直線的に増加するものと考え、式(2)の回帰直線で表せられると考えた。

$$q_t = a + b \cdot z \qquad (2)$$

ここで、a、b は最小二乗法によって求め直線近似した切片と傾きを示している。

図 2 に釜山における回帰直線と実測値との比較を示す。ここでの調査地点では、対象とした深さは 5m から 23m とした。図 3 にシラス火山灰で覆われている鹿児島での回帰直線と実測値との比較を示す。a、b の具体的な値は表 1 に示している。表から分かるように、調査地点の地盤が粘土の場合には、b の値が地域によってそれほど変わりがないが、尼崎では b の値が他の地域と比べると大きい。一方、調査地点の地盤が粒状の場合には、b の値が地域によって大きく異なっており、負の値になっている地点もある。

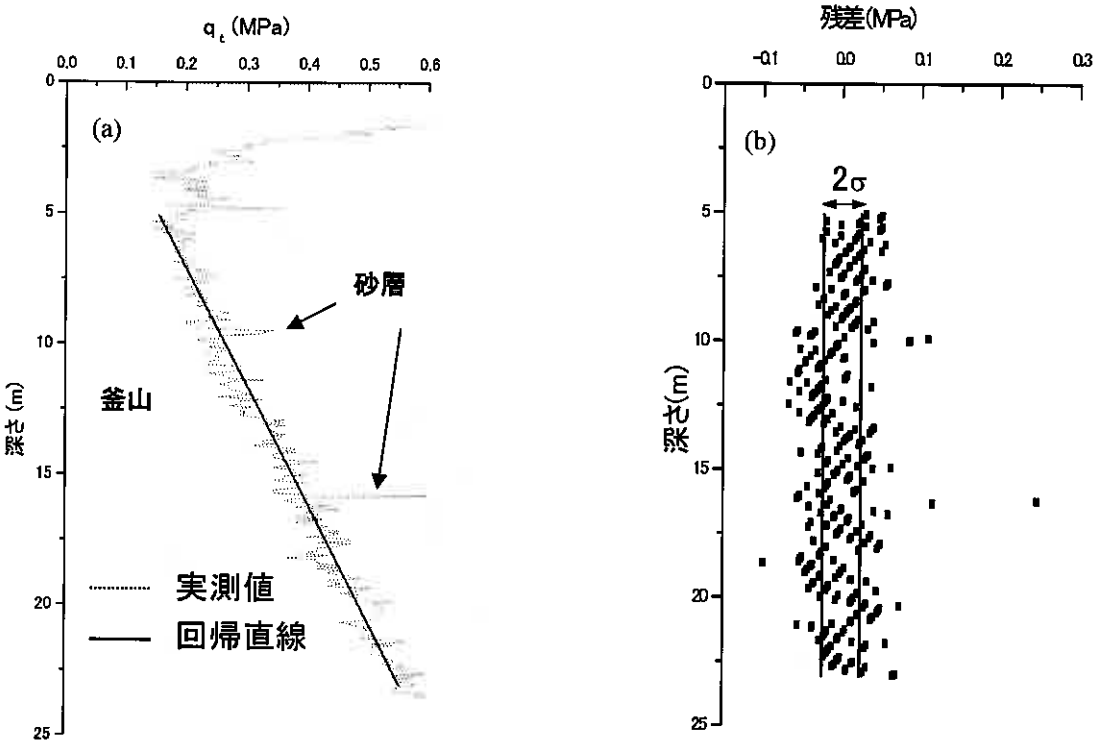


図 2. (a) 釜山(CPT)での計測値と直線近似　(b) 釜山(CPT)での直線近似に対する残差

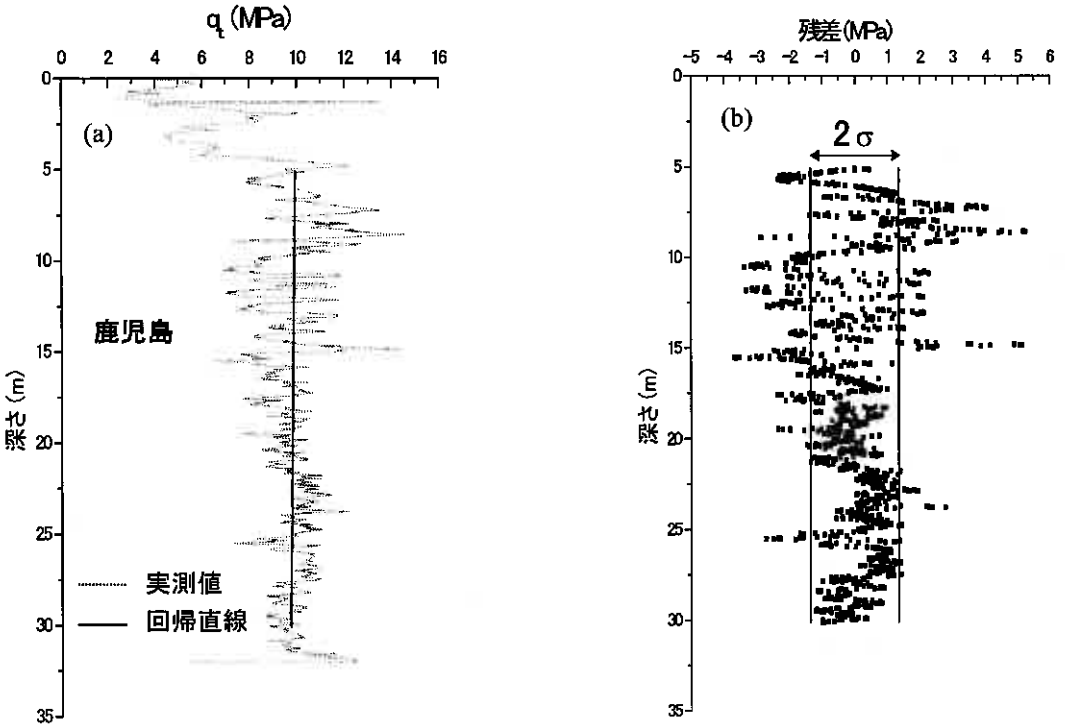


図 3. (a) 鹿児島(CPT)での計測値と直線近似　　(b) 鹿児島(CPT)での直線近似に対する残差

3.2 残差

実測された q_t は 3.1 で述べた回帰直線[$t(z_1 \ldots z_2)$](トレンド)とその残差[$\xi(z_1 \ldots z_2)$]から構成される。((3)式参照)

$$q_t = q_t(t) + q_t(\xi) \qquad (3)$$

図 2(b)、3(b)に釜山、鹿児島における残差の深度分布をそれぞれ示す。残差は釜山、鹿児島においても深度方向に対して増加せず、深さ方向に一定に分布しているように思われる。

残差の標準偏差σを表 1 に示す。粘土地盤に対するσは粒状地盤のそれよりも小さく、その割合は1/100にもなる。深さ方向に対して残差のσがどのくらいばらついているかを検討するために、深さ 1m ごとに残差のσを算出し、その結果を図 4 に示す。どの地域の粘土地盤では、σは深さ方向に対してほぼ一定である。ただし、釜山の場合には、図2(a)に示すように、深度 10m と 16m に砂層があり、q_t が急激的に大きくなっている。したがって、砂層を考慮した場合とそうでない場合とでは、図 4 に示すようにσは大きく異なる。

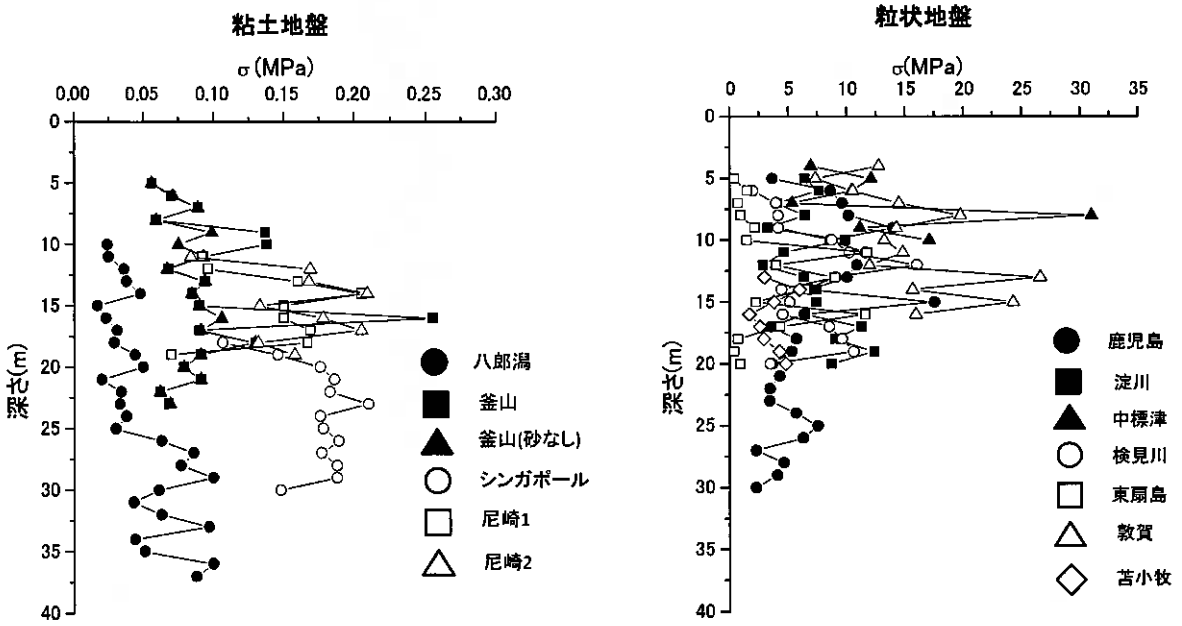


図 4. 深さ 1m ごとの標準偏差の深度分布

次に、残差がどのような確率分布に従うかをPearson Chart(Baecher & Christain[6])を用いて検討した。図5にPearson Chartを示すが、横軸、縦軸は(4)式で定義されるβ_1、β_2をプロットしている。

$$\beta_1 = c_{sk}^2$$
$$\beta_2 = c_{ku} + 3 \qquad (4)$$

ここで、C_{sk}とC_{ku}は歪度、尖度を表すもので、ありそれぞれ以下のように定義することができる。

$$c_{sk} = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^{n} \left[\frac{\varphi_i - m_\varphi}{s_\varphi} \right]^3 \qquad (5)$$

$$c_{ku} = \left\{ \frac{n(n+1)}{(n-1)(n-2)(n-3)} \sum_{i=1}^{n} \left[\frac{\varphi_i - m_\varphi}{s_\varphi} \right]^4 \right\} - \frac{3(n-1)^2}{(n-2)(n-3)} \qquad (6)$$

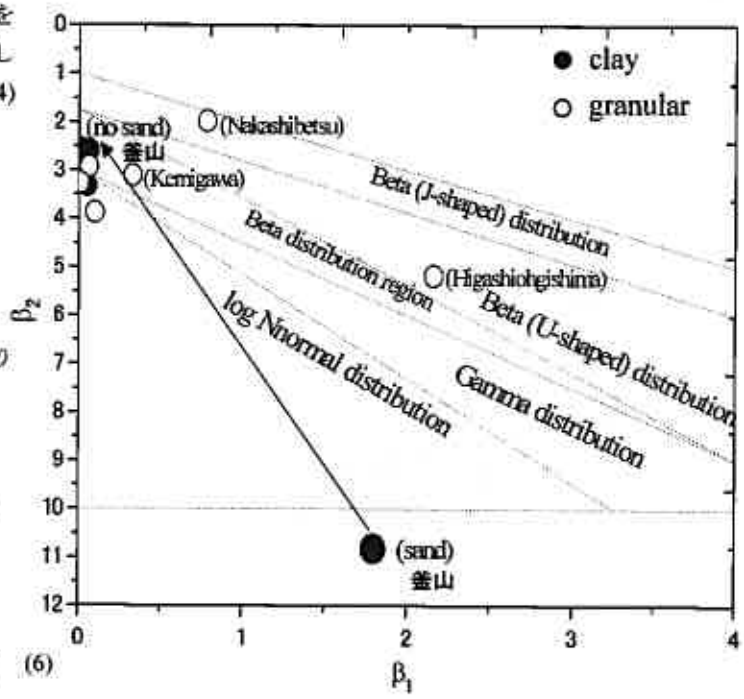


図5. 残差に対するPearson Chart (CPT)

ここで、n：データ数、 φ_i：該当する残差、m_φ：残差に対する平均値、 s_φ：残差に対する標準偏差をそれぞれ表している。

調査地盤のβ_1、β_2の値を表1に示す。粘土地盤のβ_1は、釜山を除いて粒状地盤に比べると小さいことが分かる。しかしながら、釜山のβ_1、β_2の値は極端に大きくなっている。これはすでに述べたように、深さ10m及び16mの砂層に原因がある。砂層の q_t を除いて解析した場合とそうでない場合とのβ_1を比較してみると、表1に示すようにβ_1は1.8から0.000062と大きく変わることが分かる。しかしながら、残差のσは0.028MPaから0.024MPaとわずかしか変化していない。砂層の影響による残差のヒストグラムを図6 (a)、(b)にそれぞれ示す。ヒストグラムの形状はほぼ同じ形を表すものの、(b)では砂層に対応する80KPa以上の残差がいくつか存在している。これがβ_1、β_2を極端に大きくしている要因である。

図5に各地域で得られたβ_1、β_2をプロットしてみる。粘土地盤と多くの粒状地盤では、β_1の値がほぼ0に近いので、残差が対数正規分布に従うことが分かる。また、釜山では砂層を乗り除くと、残差が対数正規分布に従う。一部の粒状地盤(検見川、東扇島、中標津)では残差がベータ分布に従うことが分かる。

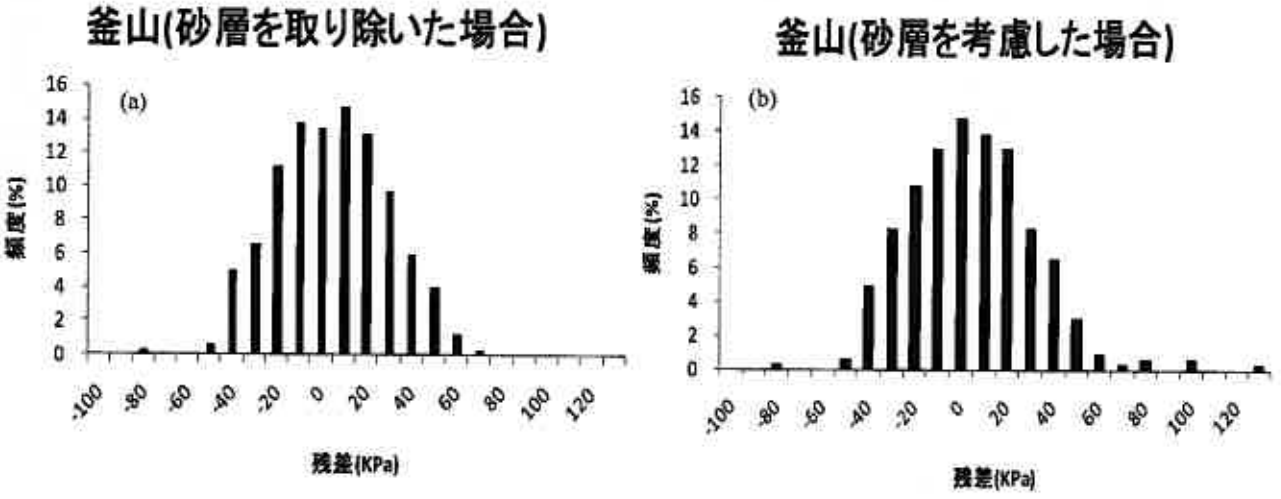


図6. 釜山での残差に対するヒストグラム

4. SPT 及び UCT を用いた場合の解析

わが国では CPT の普及が進んでいるものの、SPT が粒状地盤に対して、UCT が粘土地盤に対する一般的な調査方法である。ここでは、CPT による同様な統計解析を SPT 及び UCT のデータに対して行なう。例として、釜山での UCT による q_u とその回帰直線を図 7 に、鹿児島での SPT による N 値と回帰直線を図 8 にそれぞれ示す。また、解析結果を表 2 に示す。

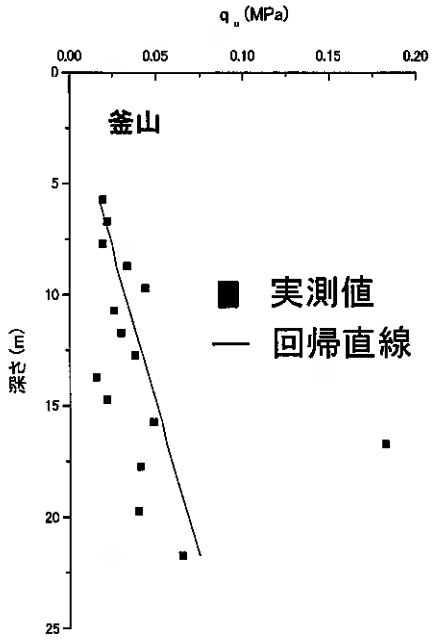


図 7. 釜山(UCT)での計測値と直線近似

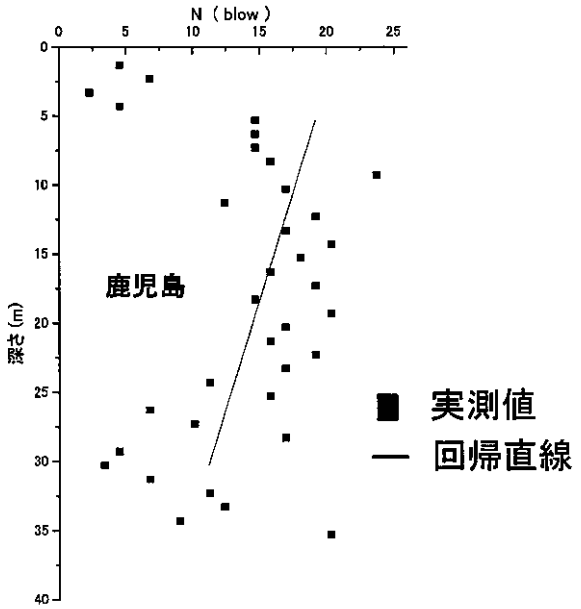


図 8. 鹿児島(SPT)での計測値と直線近似

表 2. SPT 及び UCT 解析結果

調査地点	土質	試験方法	サンプル数	a (MPa/m)	b (MPa/m)	β_1	β_2	σ (MPa)
八郎潟	粘土	UCT	28	0.012	0.00072	1.02	4.83	0.0047
釜山	粘土	UCT	15	0.028	0.0029	9.67	14.04	0.029
シンガポール	粘土	UCT	7	−0.016	0.0032	0.46	1.41	0.0019

調査地点	土質	試験方法	サンプル数	a	b	β_1	β_2	σ
鹿児島	火山灰	SPT	35	21.46	−0.28	0.091	1.95	3.64
淀川	砂	SPT	20	21.16	0.17	0.18	4.74	5.55
中標津	火山灰	SPT	10	−11.11	2.96	0.003	3.08	3.59
検見川	砂	SPT	22	−21.04	3.21	1.54	4.76	4.64
東扇島	盛土 (砂)	SPT	13	−1.18	0.75	0.47	3.07	4.19
敦賀	盛土 (砕石)	SPT	24	3.09	0.66	0.19	2.67	4.78
苫小牧	火山灰	SPT	26	9.65	−0.024	1.21	3.75	1.98

回帰直線の傾き b の CPT と SPT の比較を図 9 に示す。図から CPT と SPT の相関関係が良いことが分かる。すなわち、CPT の回帰直線の b が大きな地点では SPT の b も大きな傾向にある。また、残差に対するσの CPT と SPT の比較を図 10 に示す。図から CPT のσが大きな場合には SPT も同様の傾向を示すことが分かる。つまり、残差に対するバラツキは SPT の計測誤差ではなく、地盤のそのもののバラツキに起因していることを示している。Pearson Chart から算出したβ_1、β_2を図 11(a)、(b)にそれぞれ示す。β_1では散らばりが大きいものの、β_2では弱い相関がみられることが分かる。

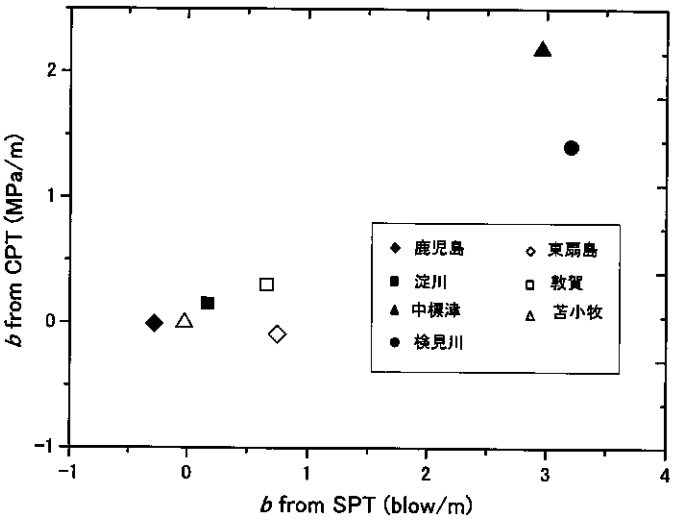


図 9.　*b* に対する相関

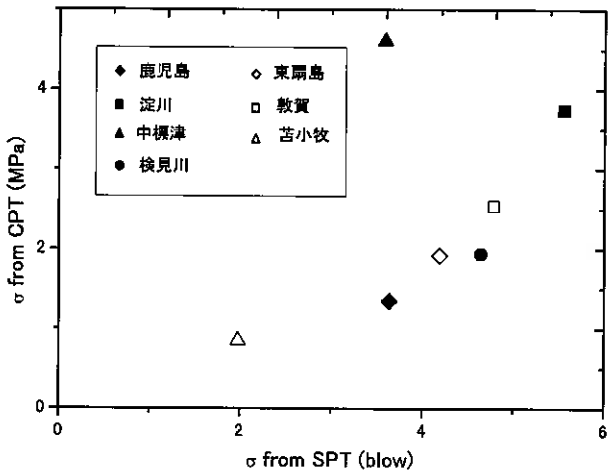


図 10.　σに対する相関

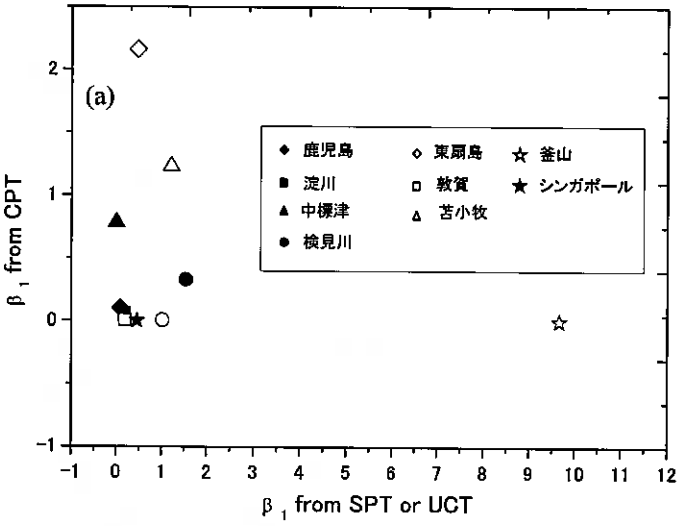
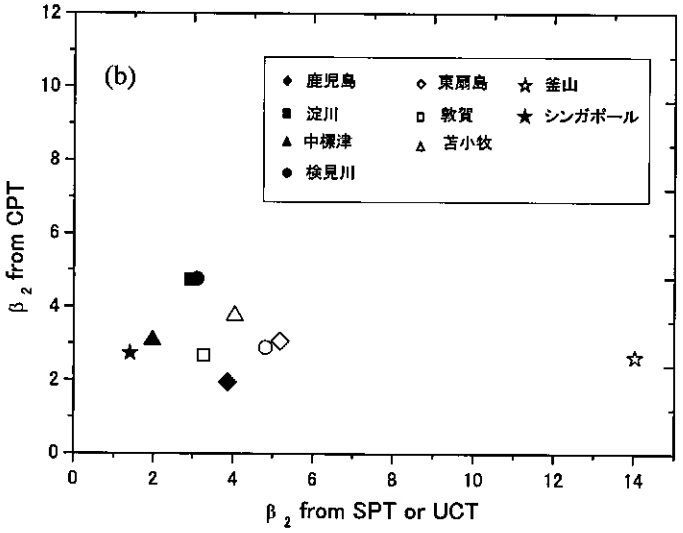


図 11.　(a) β_1 に対する相関



(b) β_2 に対する相関

5.　結論

CPT から得られる先端抵抗を深さ方向への回帰直線とこの直線に対する誤差とに分けて、統計解析を行った。本研究で得られた知見は以下の通りである。

1) 残差に対する粘性土のσは粒状体のそれより小さく、その割合は 1/100 にもなる。

2) CPT によるデータを用いて回帰分析による回帰直線を算出し、実測値との残差は粘土地盤と多くの粒状地盤では正規分布に従うものの、一部の地域の粒状地盤(検見川、東扇島、中標津)ではガンマ分布に従うことが分かった。

3) CPT と SPT から算出したσには高い相関性がある。

【参考文献】

1)Mimura, M. 2003. Characteristics of some Japanese natural sands-data from undisturbed frozen samples, *Characteristation and Engineering Properties of Natural Soils–Tan et al.(eds)*, (2): 1149-1168.

2)Tanaka, H. 2006. Goetechnical properties of Hachirogata Clay. *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils,* Vol. 3:1831-1854.

3)田中洋行,三島理,田中政典:粒刑の大きな粒状体から成る地盤に対する CPT と DMT の適用性,土木学会論文集,No.638/-49,273-283,1999.

4)Tanaka, H., Mishima, O., Tanaka, M., Park, S. Z, Jeong, G. H. & Locat, J. 2001a. Characterization of Yangsan clay, Pusan, Korea, *Soils and Foundations*, Vol. 41(2) : 89-104.

5)Tanaka, H., Locat, J., Shibuya, S., Tan, T. S. & Shiwakoti, R. D. 2001b. Characterization of Singapore, Bangkok and Ariake clays, *Canadian Geotechnical Journal,* 38: 378-400.

6)Baecher, B. & Christain, T. 2003. Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. England: Wiely

7)西田浩太,田中洋行,林宏親,深沢健,中村明教,三田地利之,小原隆志:江別市美原の原位置試験及び室内試験結果,地盤工学会北海道支部報告集,第 47 号,2007.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

札幌市拓北の原位置及び室内試験から得られた強度特性

北海道大学大学院　学○松山　雄介
北海道大学大学院　国　田中　洋行
北海道大学大学院　学　小原　隆志
東亜建設工業　正　平林　弘
興亜開発　国　富田　龍三

1. はじめに

夕張川河川敷 [1]，江別市美原地区 [2]での地盤調査に引き続き，筆者らは札幌市の拓北地区にて地盤調査を行った．今回の地点を含めて調査を行った3地点は同一の石狩川水系であり，汽水域であったことがわかっている．サイトは図-1に示すように，美原地区からさらに西側にあり，古石狩湾の時代には外洋に近かったため海水の影響を受け，美原，夕張川とは堆積環境が異なっていると考えられる．この堆積環境の違いが強度特性にどのように影響するのか大変興味深い．また，今回のサイトは施設建設に伴って敷設された表層埋土による荷重が作用したため，粘性土地盤は圧密途上であった．このような未圧密地盤の強度を正確に把握することは地盤工学的に重要であると考えられる．そこで，本文は，夕張川，美原とは異なる堆積環境下にある拓北の粘性土地盤がどのような強度特性を有するのかを明らかにするとともに，原位置および室内試験を用いた未圧密地盤における強度の評価方法について述べる．

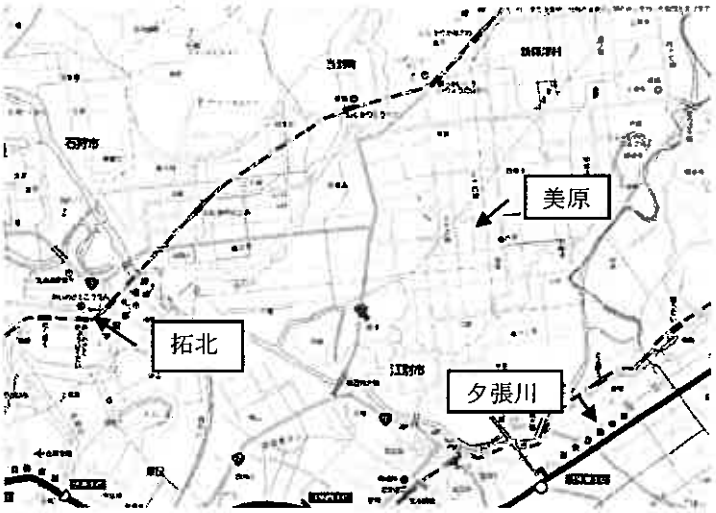


図-1　調査地点

2. 調査地点の土層構成

図-2に拓北の土質柱状図を示す．この地点は表層から3mまで埋土がなされ，その下に泥炭，砂層と続き本調査の対象となった粘土層は深度9.5mの地点から約20m堆積している．札幌市から提供されたデータによれば，埋土は昭和48年に完了した．また，地下水位は地表面から3.1mにある．

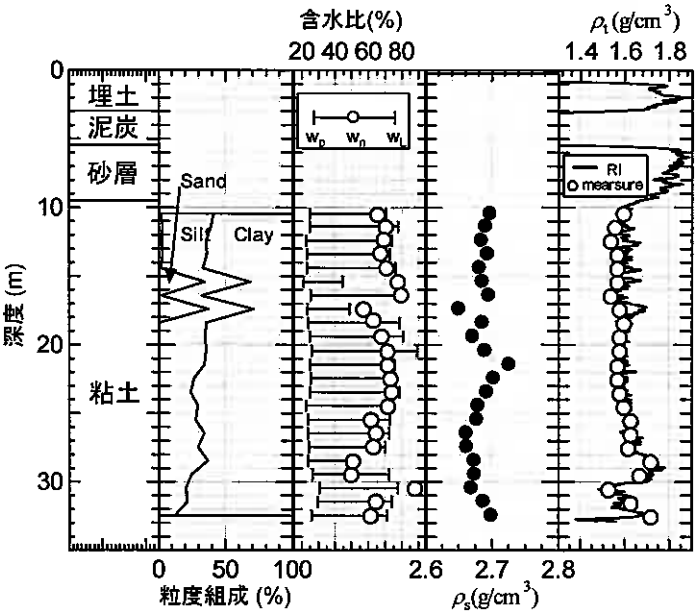


図-2　拓北の土質柱状図

3 試験方法

表-1は本研究で実施した試験の一覧である．本研究で用いたベーンはボーリング孔を必要としない貫入式のタイプである．この貫入式のベーン装置は，ベーンロッドに生じる摩擦を小さくするために，外管とベーンロッドからなり，両者の間にはベアリングを設けている．地表から粘土層まで先行掘削を行い，表層10m地点から1m間隔で原位置ベーンせん断試験を行った．本試験で用いたRI-コーン貫入試験は通常の電気式静的コーン貫入試験（CPT）で計測できる貫入抵抗（q_t），間隙水圧（u），周面摩擦（f_s）に加えて，湿潤密度（ρ_t）

Characterization of Takuhoku clay by in situ and laboratory testing.
Matsuyama, Y., Tanaka, H., Obara, T. (Hokkaido University), Hirabayashi, H. (Toa Corporation), Tomita, R. (Koa Kaihatsu co.,LTD.)

表-1　実施した試験と試験条件

	試験	得られるパラメータ	試験条件
原位置試験	ベーンせん断試験（FVT）	s_u（FVT）	回転速度0.1°/min, ベーン直径40mm, 高さ80mm
	RI-コーン貫入試験（RI-CPT）	γ, q_t-σ_{v0}, 間隙水圧・消散	貫入速度1cm/sec
室内試験	物理試験	LL, PL, w_n, ρ_t, ρ_s, 粒度組成	——
	定率ひずみ圧密試験（CRS試験）	p'_y	供試体直径60mm, 初期高さ20mm, ひずみ速度0.02%/min, 背圧100kPa
	一軸圧縮試験	$q_u/2$	供試体直径35mm, 初期高さ80mm, せん断速度1%/min
	三軸圧縮・伸張試験	K_0, s_u/p, s_{uc}, s_{ue}	供試体直径35mm, 初期高さ80mm, せん断速度1%/min, 背圧200kPa

及び含水比（w）を測定することができる．

また，固定ピストン式シンウォールサンプラーによって採取された試料を用いて室内試験を実施した．三軸圧縮・伸張試験は正規圧密（NC）と，拘束圧を原位置の応力（再圧縮法）で圧密した二種類実施した．NC 状態では CRS 試験より得られた圧密降伏応力（p'_y）の 3 倍の値を鉛直応力として，側方にひずみが生じない K_0 圧密試験を行った．再圧縮法の三軸試験は試料を原位置の拘束圧で再圧密するので，サンプリングによる乱れの影響を小さくできる．しかし，本調査を実施した地盤は後に述べるように未圧密地盤であるので，有効拘束圧が定まらない．このため鉛直応力を設定する際に p'_y を超えて圧密してしまう恐れがあり，せん断強度を過大に評価することが考えられる．そこで，CRS 試験から得られた p'_y の 0.8 倍を鉛直応力として再圧密し，供試体を過圧密状態にすることでせん断強度の誤差を小さくした．また，K_0 値を試験結果の 0.55 として 12 時間圧密を行った後，非排水せん断試験を行った．

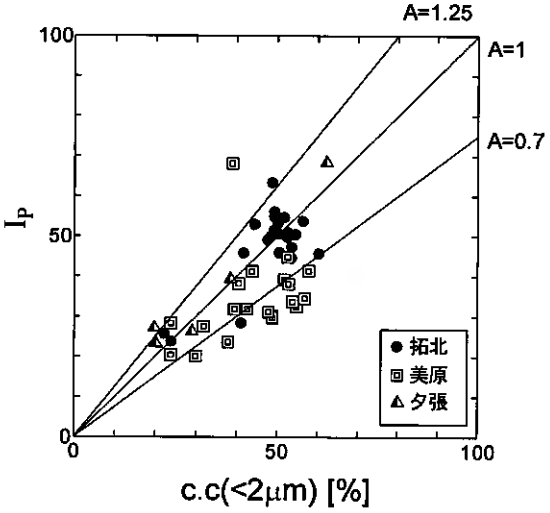


図-3　活性度の比較

4. 試験結果と考察

4.1 物理特性

物理試験の結果を図-2 に示す．湿潤密度（ρ_t）については原位置での RI-CPT から得られた値を実線で，採取された試料の質量と寸法のから求められた値を図中の○で示す．塑性指数（I_p）は 24～63，土粒子密度（ρ_s）は 2.65～2.72g/cm^3 と日本の粘性土の平均的な値である．含水比（w）は深度 17m，28mの地点で変化し，粘土層を三層に区分することができる．

図-3 は塑性指数（I_p）と 2μm 以下の粘土含有率の関係である．この傾きは活性度 A と呼ばれ，我が国の海成粘土の場合では，1 より大きくなる傾向がある．この図から，拓北は先に行った美原や夕張の粘土に比べて活性度が多少大きくなっていることがわかる．この原因として，拓北は美原よりも外海に近い地域にあり，海水の影響を強く受けたために，このような傾向が得られたと思われる．

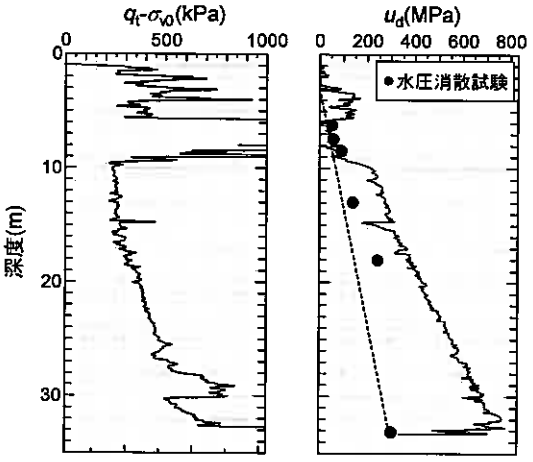


図-4　RI-CPT 結果

4.2 原位置試験結果

4.2.1 RI-CPT

RI-CPT の結果を図-4 に示す．RI-CPT 試験の途中に行った消散試験の結果も併記する．破線は地下水位より算出した静水圧分布を示している．深度 6～9mでは砂層であることから貫入抵抗（q_t）が大きく，また，間隙水圧（u_d）が静水圧よりも小さくなっている．深度 15m 付近では砂質層が挟存しているため，q_tが大きく，u_d が減少している．消散試験の結果をみると，粘土層の上部，下部では消散後の間隙水圧の値は静水圧とほぼ等しいのに対して，粘土層中心部では間隙水圧は静水圧より大きいのがわかる．後でも触れるが，これは，埋土による圧密が完了していない未圧密地盤であることを示している．

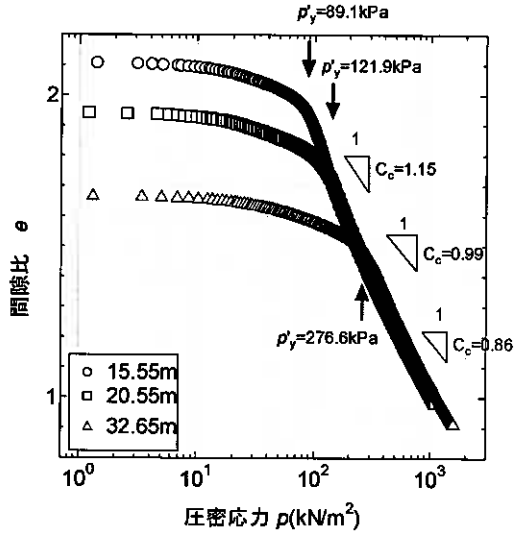


図-5　CRS 試験から得られた e-log$p$ 関係

4.3 室内試験結果

4.3.1 CRS 試験

粘土層の上層，中層，下層における代表的な CRS 試験から得られた e-log$p$ 曲線を図-5 に示す．この図より圧密降伏応力（p'_y）を求め，再圧縮法での三軸試験の圧密応力（σ'_a）を決定した．

4.3.2 一軸圧縮試験

各層における代表的な一軸圧縮試験の結果を示す．図-6 は応力ひずみ曲線であり，縦軸には軸応力を一軸圧縮強さ（q_u）で正規化したものを用いている．これを見ると強度のピークがはっきりと表れており，破壊時のせん断ひずみはどの深度においても，おおよそ 3%程度であり，サンプリングによる試料の乱れはほとんどないものと考えられる．

4.3.3 三軸圧縮・伸張試験

図-7 に三軸圧縮試験，図-8 に三軸伸張試験の結果を示す．縦軸は有効軸差応力（q'）を 2 で除した値を圧密応力（σ'_a）で正規化したものを用いている．この図に NC 状態の結果も併記した．再圧縮法による圧縮強度（s_{uc}）と伸張強度（s_{ue}）の平均値（s_{uMEAN}）を三軸試験の非排水せん断強度（s_u）とした．また，これらの値を用いて以下に示す結果の検討を行った．

5. 結果の検討

5.1 コーン係数（N_{kt}）の算出

一般にコーン貫入試験の q_t から次式により非排水せん断強度（s_u）が推定される．

$$s_u=(q_t-\sigma_{vo})/N_{kt} \qquad (1)$$

この s_u を各せん断試験のせん断強度として本試験の RI-CPT の N_{kt} を算出した．図-9 は美原と拓北の RI-CPT から得られた q_t-σ_{vo} と各せん断試験の s_u の関係である．この直線の傾きが N_{kt} である．深度 28m 以深は均質な粘土層でとは考えにくいため，この深度で実施した拓北の試験結果は N_{kt} の評価には用いていない．（図の実線で囲まれた値）N_{kt} は美原が 12.3，拓北は 10.7 と大きく異なる．美原と拓北のように堆積環境が異なる粘性地盤では N_{kt} は異なる値になると考えられる．

5.2 有効土被り圧（σ'_{vo}）の算出

先に述べたように圧密途中であるため，原位置の有効土被り圧（σ'_{vo}）を容易に求めることはできない．図-10 は三軸試験，CRS 試験，RI-CPT の試験結果から算出された σ'_{vo} を比較している．なお，CRS 試験の結果は e-log$p$ 関係より求められた p'_y を図に直接プロットしている．再圧縮法の三軸試験から（2）式を用いて σ'_{vo} を求めた．

$$s_u=(s_u/p)_{nc}\sigma'_{vo} \qquad (2)$$

ここに，s_u は再圧縮法での三軸圧縮・伸張試験から求められたせん断強度の平均値（s_{uMEAN}），$(s_u/p)_{nc}$ は NC 状態での

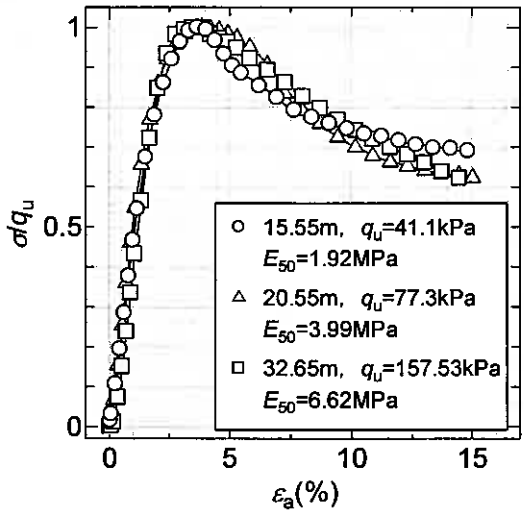


図-6 一軸圧縮試験から得られた応力~ひずみ曲線

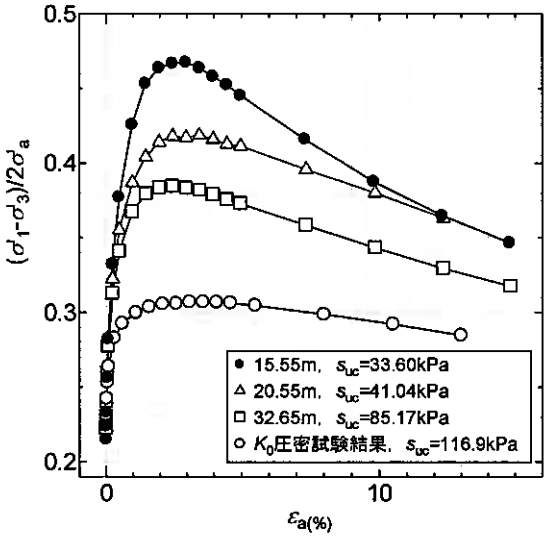


図-7 三軸圧縮試験から得られた応力~ひずみ曲線

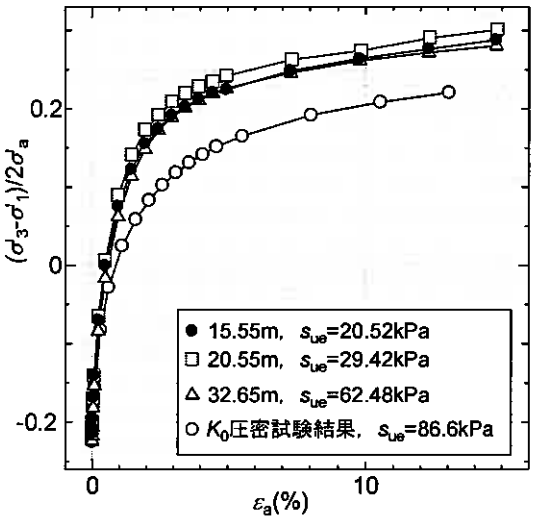


図-8 三軸伸張試験から得られた応力~ひずみ曲線

三軸圧縮・伸張試験から求めた強度増加率の平均値である．本実験より$(s_u/p)_{nc}$を求めると 0.27 となる．また，RI-CPT からは，コーン係数 N_{kt}を 10.7 として（2）式の s_uを計算し，NC 状態での三軸試験から得られた$(s_u/p)_{nc}$=0.27 の値を用いてσ'_{vo}を計算した．

図-10 に示すように，再圧縮法での三軸試験や RI-CPT 試験から得られたσ'_{vo}は，CRS 試験の p'_yとほぼ一致している．これから，未圧密地盤のσ'_{vo}は，RI-CPT の貫入抵抗（q_t），コーン係数（N_{kt}），NC 状態の s_u/p の値から推定できる．

5.3 非排水せん断強度の比較

図-11 は深度方向の RI-CPT，ベーン試験，一軸圧縮試験，三軸圧縮・伸張試験から得られた非排水せん断強度の比較である．この場合にも RI-CPT のコーン係数 N_{kt}は 10.7 としている．これら図を見るといずれの非排水せん断強度もほぼ同じである．これは未圧密地盤においても再圧縮法の三軸試験強度は適切に評価できることを示している．

6. まとめ

札幌市郊外の拓北における粘性土地盤を対象として，種々の原位置および室内試験を実施した．これらの試験から得られた主な結論は以下の通りである．

1）活性度 A は美原のそれと比較して大きい傾向にある．

2）この地盤は，埋土による圧密が未だ完了していないことがわかった．圧密降伏応力を，定率圧密試験，三軸圧縮・伸張試験，RI-CPT から求め比較した．その結果，ほぼ一致した．

3）未圧密地盤に対しても再圧縮法での三軸試験は有用であり，強度増加率を適切に評価することができる．

4）堆積環境によって RI-CPT のコーン係数 N_{kt}の値は異なる．

[参考文献]

1）田中洋行，林宏親，深沢健，中村明教，西田浩太，吉村貢，小泉和広，中島睦：夕張川河川敷の地盤調査結果．地盤工学会北海道支部技術報告集，第 46 号，pp.239-246，2006.

2）西田浩太，田中洋行，林宏親，深沢健，中村明教，三田地利之，小原隆志：江別市美原の原位置試験および室内試験結果．地盤工学会北海道支部技術報告集，第 47 号，pp.145-150，2007.

3）小原隆志，田中洋行，松山雄介，平林弘，小泉和広：サイスミックコーンを用いた粘性土地盤の原位置 G の測定．地盤工学会北海道支部技術報告集，第 48 号，2008.（投稿中）

4）由良桂一，池田晃一：2 章　北海道の土質　1.北海道の土質概要，土と基礎，Vol.37，No.9，pp.16-19.

5）地盤工学用語辞典，p.66，2006.

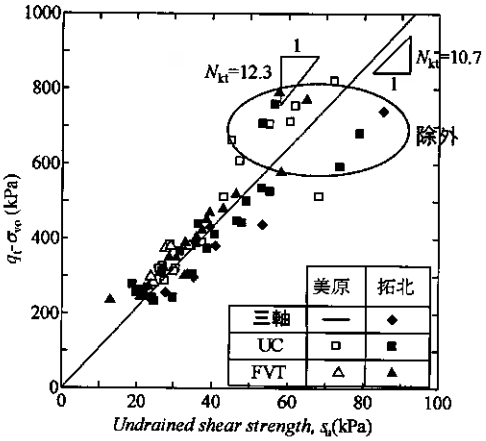


図-9　コーン係数の算出

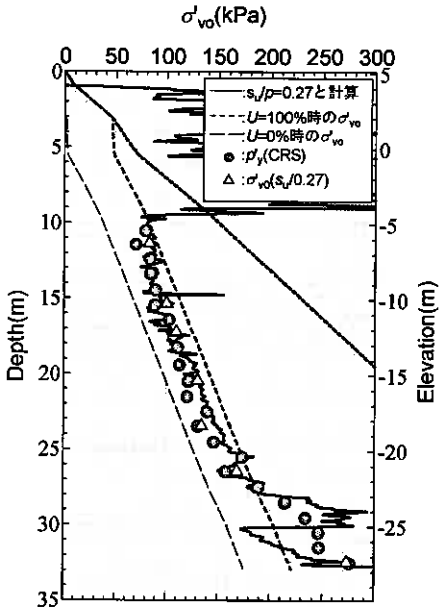


図-10　各試験の圧密降伏応力の比較

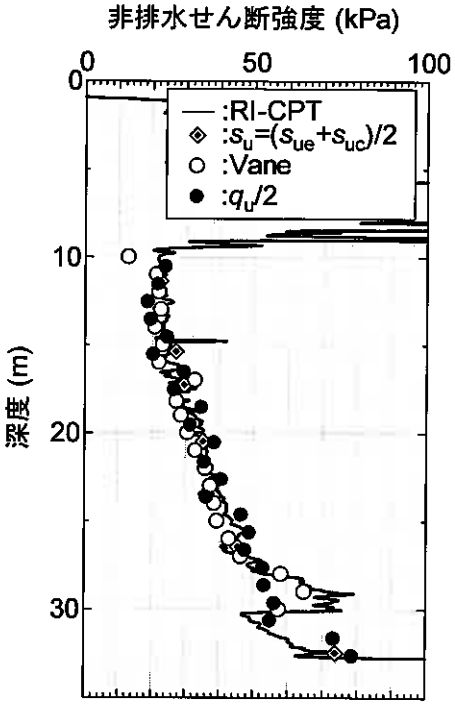


図-11　各試験の非排水せん断強度の比較

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

サイスミックコーンを用いた粘性土地盤の原位置 G の測定

北海道大学大学院　学生会員○小原　隆志
北海道大学大学院　国際会員　田中　洋行
北海道大学大学院　学生会員　松山　雄介
東亜建設工業　正会員　平林　弘
ダイヤコンサルタント　正会員　小泉　和広

1. はじめに

筆者らは，札幌市拓北に堆積する軟弱粘性土地盤の原位置のせん断弾性係数(G_f)を測定するため，サイスミックコーン貫入試験の適用を試みた．サイスミックコーンは，地盤中を伝播するS波をコーン先端に取り付けられた速度計によって計測することにより，せん断波速度(V_s)を求め，原位置の微小ひずみレベル下の G_f を算出する試験である．当該地盤においては，本試験と並行して，3成分コーン貫入試験(CPT)や原位置ベーン試験からなる原位置試験および室内試験を実施し，地盤の強度特性を明らかにしている（詳細な報告は文献1）を参照されたい）．北海道ではサイスミックコーンの実施例が極めて少ないため，本試験結果は泥炭層を含む地盤で実施した数少ない適用例となることを付け加えておく．本文では，まずサイスミックコーン貫入試験の概要を紹介した上で，V_s の解析方法について述べ，試験より得られた原位置の G_f と深度の関係についてまとめた．さらに，サンプリングした試料に対して室内変形試験を実施し，原位置と室内で測定された G の関係について議論する．

2. サイスミックコーン貫入試験の概要

本研究で使用したサイスミックコーン貫入試験の測定システム構成図を図-1に示す．ロッド先端に取り付けられたコーンプローブには，ジオフォンと呼ばれる速度センサーがそれぞれ1m離れた上下の2箇所に内蔵されており，地表面から伝播するS波を受信し電圧変化の時刻歴データとしてコンピュータへ送信する．起振方法は，地表面に置いた角材(長辺150cm，短辺20cm，高さ15cm程度)の端面をハンマーで地表面に対して平行に打撃する，板たたき法とした．角材には荷重を載荷し，地表面にしっかりと密着させた．ハンマーにはトリガースイッチを装着し，打撃時の衝撃が発生した瞬間から波形計測を開始した．一度に人力で叩くエネルギーは小さいため，数回～10数回測定を繰り返し（スタッキング），波形データを重ね合わせたものを解析に用いた．測定を繰り返すことで，波形を増幅するのみならず，ランダムに発生するノイズを打ち消し合う効果も期待できる．さらに試験者が違っても，打撃毎に同一の位相，周波数帯域を有する波形データが観測されることから，サイスミックコーンの再現性は非常に高いと考えられる．なお，S波測定時には貫入装置の駆動による振動がボーリングロッドに伝わらないように，すべての運転を停止した．

通常，調査地盤が貫入能力を超えるような硬い表層を含んでいる場合，試験前の削孔が必要となる．一方，サイスミックコーンでは，たとえ孔壁周辺が他の貫入試験によって乱されていたとしても，計測するS波は地表面から地盤中まで長い距離を伝播してくるため，その影響はS波の到達時間にほとんど関係しない．したがって，サイスミックコーンはCPTと異なり，試験実施に処女孔を必要とせず，他のCPTあるいはベーン試験等が行われた同一の孔で試験が可能となる．削孔に費やす時間とコストを省くことができるため，他の貫入試験の試験孔をそのまま利用できることは作業上の最大の利点である．さらに，同一孔を利用した場合，他の試験とまったく同様な地盤条件となるため，試験結果を比較する際には有利となる．

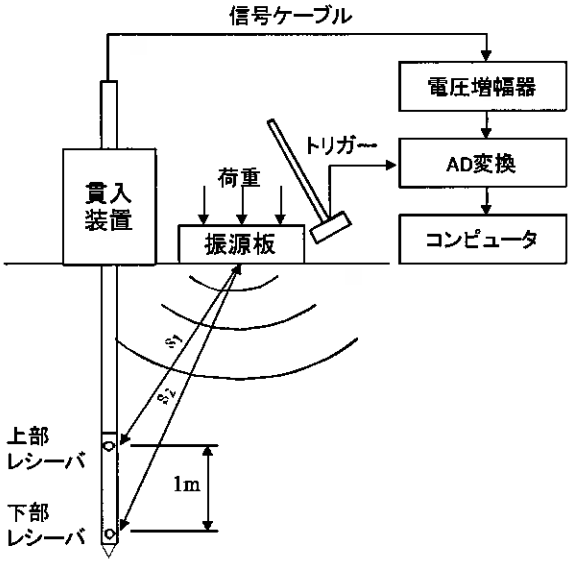


図-1　サイスミックコーン貫入試験の構成図

3. S波速度の算出

サイスミックコーンでは大きく分けて次の2つの方法により V_s を算出できる[2]．

Measurement of in-situ shear modulus of soft clay deposits using seismic cone penetration test
Takashi OBARA, Hiroyuki TANAKA, Yusuke MATSUYAMA (Hokkaido University) Hiroshi HIRABAYASHI (Toa corporation) Kazuhiro KOIZUMI (Dia consultant)

a)方法 A（準区間速度）

深度が異なる 2 点での S 波の到達時間の差と深度間隔を用いて区間速度を計算する．**図-2** のように波形の立ち上がりを S 波の到達時間として横軸に，深度を縦軸にしてプロットした走時曲線の勾配，つまり 2 つの測定深度間のグラフ上での傾きが V_s である．しかし，この方法を用いた場合，振源に取り付けたトリガースイッチのタイミングや，振源板の接地状態のわずかな違いによる到達時間のずれが，V_s の誤差として計算される．

b)方法 B（区間速度）

同一波動で得られた上下 2 つのレシーバーによる到達時間を用いて計算した．**図-3** はコーンの先端深度が 12m の試験結果で，上下のレシーバーの波形データを比較したものである．図に示すように，打撃方向を変えると，正反対の位相の波形が観測されており，S 波と P 波の判別が可能となっている．また，試験者が違っても，打撃毎に同一の位相，周波数帯域を有する波形データが観測されることから，サイスミックコーンの再現性は非常に高いと考えられる．上下のレシーバーには 1m の間隔があるため時間的な遅れを伴って S 波が到達していることが分かる．2 箇所のレシーバーは同一波動を観測しているため，2 波形の時間的な差はこの区間の地盤の S 波速度と伝播距離にだけ依存しているものと考えてよい．それ故，この時間差を利用することで，方法 A で述べた誤差の影響は完全にキャンセルされる．本文で示す試験結果はすべてこの方法を用いた．

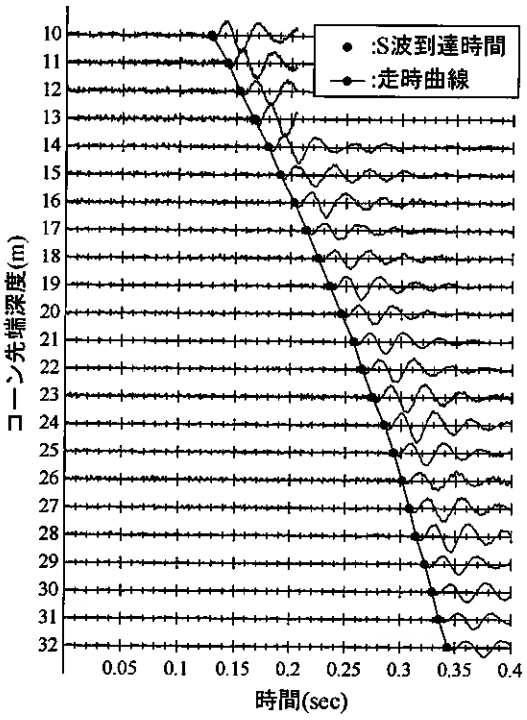


図-2 波形データの深度方向の変化

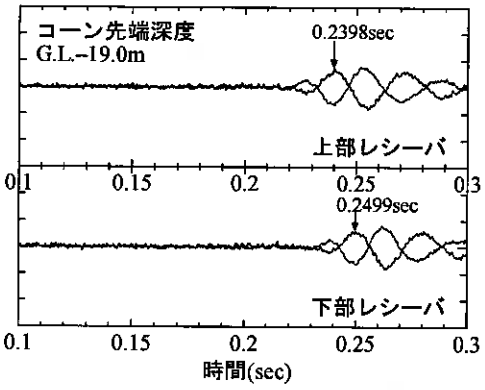


図-3 上下レシーバーの受信波形の例

4. G_f の評価

図-4 に試験結果と RI コーンより得られた地盤の密度データを示す．S 波測定は表層の埋土から 1m 毎に実施し，原位置の G_f は次式より算出した．

$$G_f = \rho_t \cdot V_s^2 \qquad (1)$$

ここで，　ρ_t：密度(g/cm^3)，V_s：せん断弾性波速度(m/s)

また，田中ら[3]による粘性土地盤の G_f と CPT の先端抵抗(q_t-σ_{vo})に関する次の経験式で求めた $G_{f(CPT)}$ および $V_{s(CPT)}$ を図中に示した．

$$G_{f(CPT)} = 50(q_t - \sigma_{vo}) \qquad (2)$$

$$V_{s(CPT)} = (50/\rho_t (q_t - \sigma_{vo}))^{1/2} \qquad (3)$$

試験結果より，実測した V_s は地層境界で明瞭に変化していることが分かる．これまでに測定例が少ない泥炭層においては，V_s は 30~60m/s，G_f は 1~3MPa の範囲にあった．泥炭のような高含水比の地盤が表層にある場合，板たたきによる起振方法では S 波の減衰が顕著なためエネルギーが伝わらず下層までの計測が困難である．しかし，本試験で深度 32m 程度まで波形の計測ができたのは，表層に硬い埋土が存在し，板たたきの衝撃を S 波として下層へうまく伝えられたためだと考えられる．サイスミックコーンで測定した V_s および G_f と田中らの経験式で計算された $V_{s(CPT)}$ および $G_{f(CPT)}$ を粘性土層に限定して比較してみると，深度 26m の層境界付近で異なる値を示している以外はよく一致している．この経験式

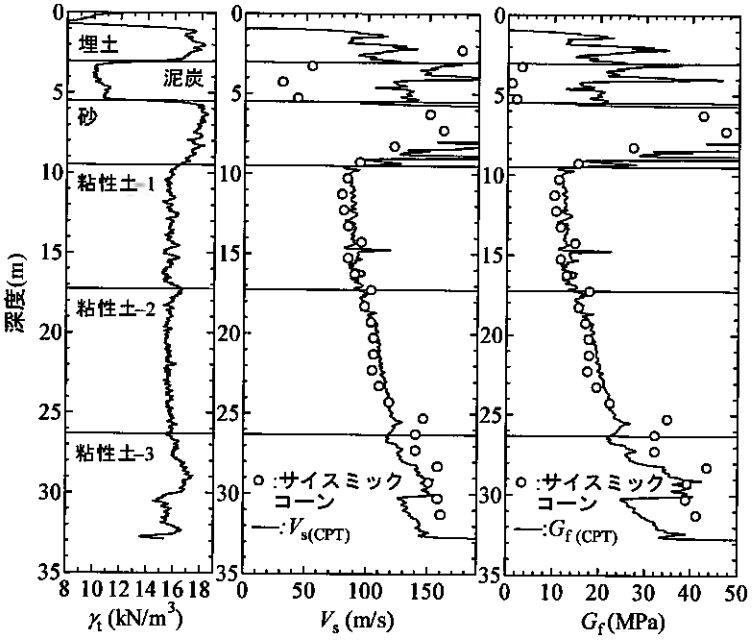


図-4 サイスミックコーン貫入試験結果

は複数のサイトでその適用性が確認されており，本試験結果においても G_f と CPT の先端抵抗との間に強い相関が認められた．つまり，CPT の先端抵抗は非排水せん断強度 s_u だけでなく，G_f にも影響されているということを意味し，G_f と s_u の関連性，あるいはコーン係数についてさらに検討する必要があると考えられる．

ところで，弾性体材料のせん断弾性係数 G とヤング率 E は式(4)に示す関係にある．土が非排水条件下にあるならば，ポアソン比 ν は 0.5 に等しいので，式(5)に示す関係となる．

$$E=2(1+\nu)G \quad (4)$$

$$E=3G \quad (5)$$

実務において，最も利用されている変形係数は一軸圧縮試験の結果から求められる E_{50} である．これは，一軸非排水状態で数%のひずみを与えたときのヤング率で，サンプリングや地中応力解放に伴う試料の乱れの影響を受けた値である．一方，サイスミックコーンから得られた G_f のせん断ひずみレベルは 10^{-5}~10^{-6} 程度[4]である．地盤材料が線形弾性体ではなくひずみレベルに依存した変形係数を有する材料であること，原位置では乱れや応力解放による影響が無いことを考慮すれば，$3G_f > E_{50}$ となるのは当然である．図-5 は本試験結果に加えて，世界各地のサイトで $3G_f$ と E_{50} の比較をしたものである．同じサイトでは E_{50} と $3G_f$ の間に強い相関があるが，この関係はサイトによって大きく異なる．例えば，拓北，Pusan，Singapore では E_{50} は $3G_f$ に対して 10 数分の 1 であるのに対して，山下公園，Louiseville では数分の 1 と，サイトによって 1 オーダーも違う値を示している．したがって，地盤掘削や構造物の荷重による地盤変位の予測に E_{50} を適用する際には，ひずみレベルを考慮するだけでなく，サイトによる変形特性の違いを認識することが重要である．

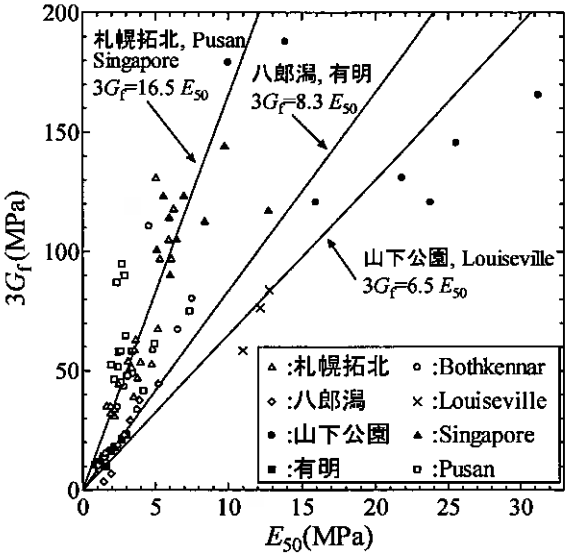


図-5　$3G_f$ と E_{50} の相違

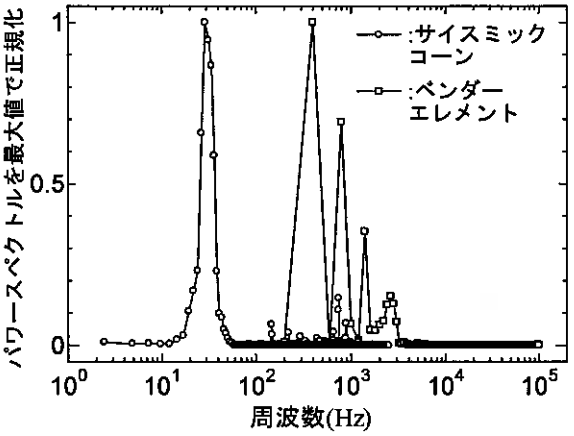


図-6　サイスミックコーンとベンダーエレメントの受信電圧変化パワースペクトル図

5. G の室内試験による測定

採取された試料を用いてベンダーエレメント試験から G_{labo} を求め，G_f との相互関係について検討した．ベンダーエレメント試験はサイスミックコーンと同じレベルの微小なひずみ下の G を測定しているため，非線形性を考慮する必要はないと考えられる．しかし，これら 2 つの試験では明らかに異なる周波数域の受信波形が得られる．図-6 は両試験で得られた受信電圧変化の時刻歴データを離散化フーリエ変換した周波数解析結果を示したものである．サイスミックコーンでは 30~40Hz の周波数域が卓越しているのに対し，ベンダーエレメントでは 300~400Hz と，その違いは約 10 倍であることが分かる．一見，両試験は全く事を異にする測定方法のように見受けられるが，伝播距離を考慮すれば，サイスミックコーンは 1m 離れたレシーバー間で計測している一方で，ベンダーエレメントは高さ 10cm の試料で試験を行っており，その違いは約 10 分の 1 である．両試験の伝播距離に対する周波数は等しいため，同一の波長を測定しているといえる．つまり，S 波到達時間を判定する際の波形読み取り時の精度あるいは誤差は，両試験で同程度であると考えられる．

試料を原位置の有効応力で再圧密（再圧縮法）するため，トップキャップとペデスタルにベンダーエレメントを付けた三軸試験機を用いて，拘束圧を載荷前（無拘束状態）と載荷後（再圧縮）で G_{labo} を測定した．再圧縮法を実施した試料の試験結果を表-1 に示す．鉛直応力は原位置の有効土被り圧とし，側方応力は予め別の試料で K_0 圧密試験を実施した結果から正規圧密時の K_0 を決定し，異方圧密とした．表には試料の品質を評価するための乱れの指標として，原位置応力まで再圧密したときの間隙比の変化を初期間隙比で除した $\Delta e/e_0$ および体積ひずみ ε_v を記した．深度 11.35m と 20.45m の試料は，標準のシンウォールサンプラーを改造したサンプラーで採取しており，チューブの肉厚が 10mm と断面積比が非常に大きいことに加えて，先端に刃先がないため，試料は非常に大きい乱れを受けていると考えられる．実際に，肉厚サンプラーより採取した試料の $\Delta e/e_0$ や ε_v は標準サンプラーのそれより明らかに大きく，Lunne,他[5]の品質分類では，標準サンプラーの試料が Good から Excellent なのに対し，肉厚サンプラーでは Poor に分類されている．

表-1　再圧縮法の試験結果

採取深度(m)	サンプラー	p'_y(kPa)	サクション(kPa)	$\Delta e/e_0$	ε_v(%)	品質判定	K_0	G_f(MPa)	G_{labo}(MPa)
11.35	肉厚刃先なし	70.6	3.6	0.112	7.4	Poor	0.55	10.3	12.4
13.50	シンウォール	84.6	17.3	0.051	3.3	Good		11.7	12.1
20.45	肉厚刃先なし	121.9	14.3	0.108	7.0	Poor		17.8	18.0
21.45	シンウォール	120.7	40.0	0.033	2.1	Excellent		18.0	17.3

図-7 は G_{labo} と G_f を比較したものである．再圧縮法を適用したのは 4 深度のみで，それ以外の無拘束状態で測定した G_{labo} は，すべて標準サンプラーで採取した試料のものである．無拘束状態の G_{labo}/G_f は標準サンプラーだと 0.4~0.8 程度で，品質が Poor だとその比は 0.1 程度と非常に小さい．これは試料のサクションの違いによるもので，有効応力に依存する G は試料の残留有効応力にも影響されていることがわかる．しかしながら，再圧縮法により求めた G_{labo} と G_f を比較すると，いずれの深度でも $0.96< G_{labo}/G_f <1.2$ の範囲にあり，試料が応力解放によって G（無拘束状態で測定）が低下しても，原位置の有効応力を載荷することによって G_{labo} は G_f と同等の値まで回復することがわかる．特に，試料が乱されていて，再圧縮による体積変化が顕著な場合でも G_{labo} と G_f に差異はほとんどないことから，G_{labo} は間隙比には依存せず，有効応力のみに支配されていると考えられる．さらに，図-8 に示すように，圧密中の G_{labo}/G_f は，過剰間隙水圧が消散した 6 時間付近（全応力載荷後，2 時間程度）で一定値に収束していることから，G_{labo} に与える再圧縮による時間効果の影響は小さいといえる．以上の結果から，原位置の G_f を推定するにあたり，ベンダーエレメントを用いた再圧縮法は非常に有効であり，きわめて乱された試料を用いた場合でもその適用性を確認することができた．

これまでに多くの研究者が G_{labo}/G_f についての検討を行っている．異方圧密した粘性土の場合は，G_{labo}/G_f は 0.6~0.8 程度[6]であるとの報告が多く，原位置と室内の不一致は試料の乱れによる体積変化の影響とされている．しかし，本研究ではそれとは異なる結果になったため，試料の乱れや間隙比の影響について，より詳細な検討が必要であると思われる．

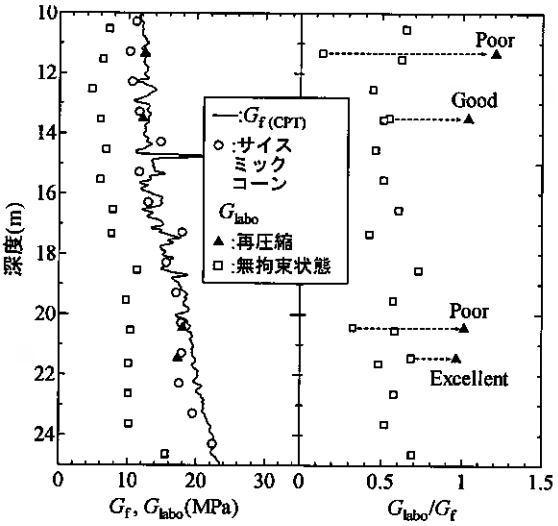


図-7　原位置測定と室内測定の比較

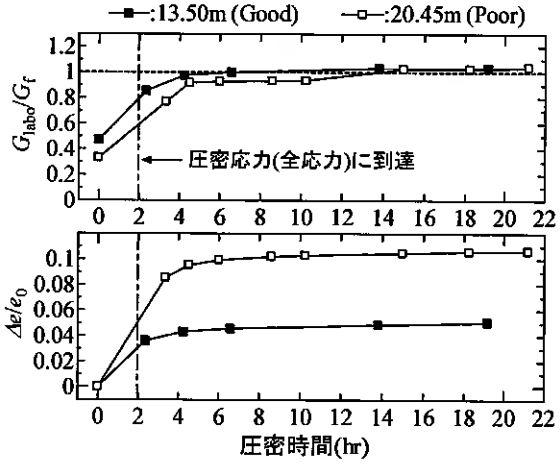


図-8　再圧縮法での G_{labo} と $\Delta e/e_0$ の変化

6. まとめ

サイスミックコーンによって泥炭層を含む地盤の G_f を測定した．粘性土層では，G_f と CPT から得られた先端抵抗の間に相関が認められたことから，先端抵抗は s_u だけではなく G_f にも影響される値であるといえる．

微小なひずみ下で測定される $3G_f$ と一軸圧縮試験で得られる E_{50} を比較すると，E_{50} は $3G_f$ に対して数～10 数分の 1 小さい．さらに両者はサイトによって固有の関係を示す．

試料を原位置の有効応力で再圧密する再圧縮法を適用し，ベンダーエレメントを用いて測定した G_{labo} と G_f を比較すると，$0.96< G_{labo}/G_f <1.2$ の範囲にあった．特に，きわめて乱された試料を用いた場合でも再圧縮法は有効であった．

参考文献 1) 松山雄介，田中洋行，小原隆志，平林弘，富田龍三：札幌市拓北の原位置及び室内試験から得られた強度特性，地盤工学会北海道支部技術報告集，第49号，2007.（投稿中）　2) 西田薫，高村透，中島雅之，田中洋行，田中政典：サイスミックコーン試験の適用例と測定データの振幅特性に関する考察，土木学会論文集，No.631，III-48，pp.329-338，1999.　3) 田中洋行，田中政典，井口弘，西田薫，韓光：サイスミックコーンで計測された軟弱粘性土のせん断剛性率，「地盤および土構造物の動的問題における地盤材料の変形特性ー試験法・調査方法および結果の適用ー」に関する発表論文集，土質工学会，pp.235-240，1994.　4) 西田薫，高村透，澁谷啓：サイスミックコーン試験の方法と調査例，土と基礎，Vol.47，No.9，pp.34-36，2009.
5) Lunne, T., Berre, T. and Strandvic, S.: Sample disturbance effect in soft low plastic Norwegian clay, *Symposium on Recent developments in Soil and Pavement Mechanics*, Rio de Janeiro, pp.81-102, 1997.　6) Shibuya, S., Mitachi, T., Yamashita, S., Tanaka, H.: Recent Japanese practice for investigating elastic stiffness of ground, *Proc. Advance in site Investigation Practice*. ICE London, March (in press)

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

十勝川下流地区における防災施設盛土の静的耐震性能照査

株式会社開発工営社　国際会員　○西村　右敏
北海道開発局帯広開発建設部　林田　寿文
北海道開発局帯広開発建設部　大西　公彦
株式会社開発工営社　松井　真一
株式会社開発工営社　正 会 員　初山　雅敏

1．はじめに

河川事業で設置される河川防災ステーションや水防拠点などの防災施設は、水防活動や河川管理施設の被災時復旧活動を、設備・資材・情報面から支える重要な河川管理施設である（図-1.1）。

河川管理施設では、供用期間中に発生する確率が高い「レベル1地震動」の揺れに対する耐震設計・点検・補強などが実施されてきたが、土構造物である一般の河川堤防では、地震と洪水が同時に発生する可能性は少ないこと、また、土堤が被害を受けても復旧が容易であることから、津波の影響が考えられる場所や海抜 0m 地帯などを除いて、地震に対する検討は一般に実施されなかった。

しかし、近年、地震・津波・台風などの自然災害が国内外で多発する状況にあり、「安全・安心な社会の確立に向けた質の高いインフラの整備」が強く求められ、平成19年3月に「河川構造物の耐震性能照査指針(案)」[1),2)] が示されたのを契機に、河川構造物においても、現在から将来にわたって考えられる最大級の強さを持つ「レベル2地震動」に対する耐震性能照査の実施が進められてきている。

本報告では、十勝川下流に位置する大津地区防災施設（図-1.2）の設計で実施したレベル 2 地震動に対する耐震照査および対策工に関する検討結果について報告する。

2．河川構造物の耐震設計

2.1 耐震性能の照査

「河川構造物の耐震性能照査指針（案）」では、耐震性能の照査に用いる地震動として、レベル1地震動およびレベル2地震動の2種類の地震動を考慮している。堤防以外の河川構造物については、2種類の耐震性能の照査に用いる地震動に対してそれぞれ異なる耐震性能を確保することとしている。しかし、堤防に対しては、レベル1地震動とレベル2地震動の2種類の地震動に対して、堤防に異なる耐震性能を付与することは、合理性が認められないこと、また、レベル1地震動とレベル2地震動を受けた場合の堤防の変形、沈下等の損傷状況は異なるものの、修復性には顕著な差異が認められないことにより、原則として、厳しい結果を与えるレベル2地震動のみを考慮すればよいとされている[2)]。

なお、堤防の耐震性能とは、地震後においても「耐震性能の照査において考慮する外水位」に対して、堤内側（河川外へ）の越流を防止する機能を保持する性能である。

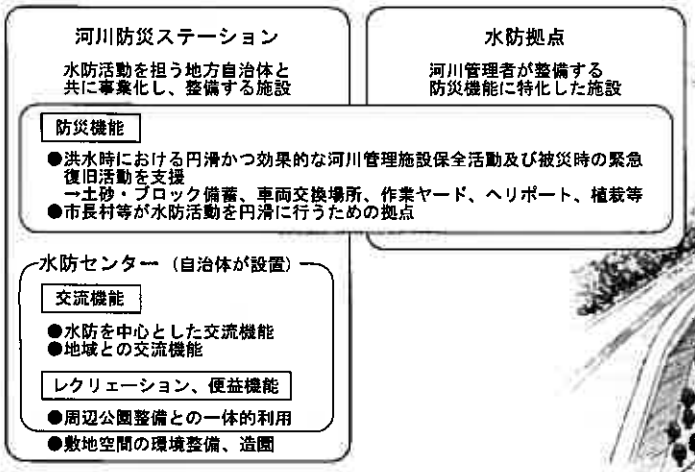


図-1.1 河川防災ステーションと水防拠点の位置づけ

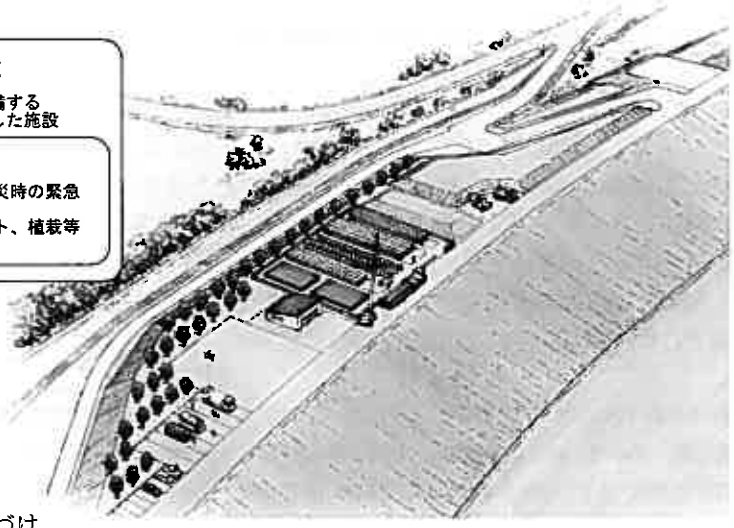


図-1.2 大津地区防災施設（水防拠点）パース

The verification of seismic performance for disaster prevention facilities at lower part of Tokachi River : NISHIMURA Migitoshi (Kaihatsu Koei. Co., Ltd), HAYASHIDA Kazufumi, OONISHI Kimihiko(Hokkaido Regional Development Obihiro development and construction department), MATSUI Shinichi, HSTSUYAMA Masatoshi(Kaihatsu Koei Co., Ltd)

2.2 目標とする耐震性能の設定

太平洋側に面する十勝沿岸では、これまでも多くの震災を受けており、当該検討箇所である中川郡豊頃町は、「日本海溝・千島海溝周辺海溝型地震にかかる地震防災対策の推進に関する特別措置法(H16.4)」における「防災対策推進地域」に指定され、具体的な津波防災対策として、「迅速・的確な津波避難体制の整備」が推進事項として示されている[3]。

本施設の設計にあたっては、防災施設の耐震性能として、次の事項を満足することを照査事項とした。

① 地震による地盤変形後の堤防天端高さは、「耐震性能照査要領(案) 堤防編」に準拠して、平常時の最高水位もしくは津波遡上高を下回らないこと。

② 地震による地盤変形後の水防施設盛土は、直後の防災(災害復旧)活動に支障を生じないように、作業ヤードとしての平坦性を確保すること。

①については、防災施設全域を対象とした。

②については、「高規格堤防盛土設計マニュアル」で示されている耐震性能の考え方を参考に、被災を受けても容易に復旧が可能であるよう、沈下量が 50cm 程度以下となることを目標とした。なお対策工の範囲は図-2.1 に示す必要最低限の範囲に設定し、施工コストを縮減した。

3. 河川堤防の耐震性能の照査方法

従来の堤防の耐震設計及び耐震点検では、円弧すべり法により地震時安全率を算出し、地震時安全率と堤防の沈下量との経験的な関係から、堤防の沈下量を評価していた[4),5)]。

しかし、近年、地震による液状化に伴う土構造物の変形を直接算定する種々の方法が提案され、実務にも供されるようになってきた背景を踏まえて、「河川構造物の耐震性能照査指針(案)」では、静的照査法を用いて耐震性能の照査を行う方法が示された[1),2)]。

3.1 耐震性能の解析手法

耐震性能照査には、種々の解析手法が存在するが、堤防などの土構造物に対して用いられる主な解析手法は表-3.1 のように大別される。

従来用いられてきた「円弧すべり法」による耐震点検評価手法は、基礎地盤の液状化によるせん断強さの低下や地震時慣性力の作用を取り込んでいるが、得られる結果は安全率であり、堤防の被害程度を直接に予想するものではない。

これを補完するために、過去の被災事例検証に基づく安全率と堤防の沈下量との関係から、安全率を沈下量に読み換える方法がとられている。この方法は、簡便で実務的にも取り扱いやすいが、予測精度は必ずしも十分ではないことが指摘されている[6)]。

これに対して、液状化を主因とする地震後の残留変形量を評価できる解析手法は、種々のものが提案、研究されており、地震による変形量を直接得ることができることから、耐震性能が定量的かつ合理的に評価できるものである。

この内、静的手法は、動的手法に比べて簡便であり、調査・試験および解析コストの面で優位である。「河川構造物の耐震性能照査指針(案)」[2)] では、静的に算定する方法として「有限要素法による静的自重変形解析手法」と「流体力学に基づく永久変形解析手法」が示されている。

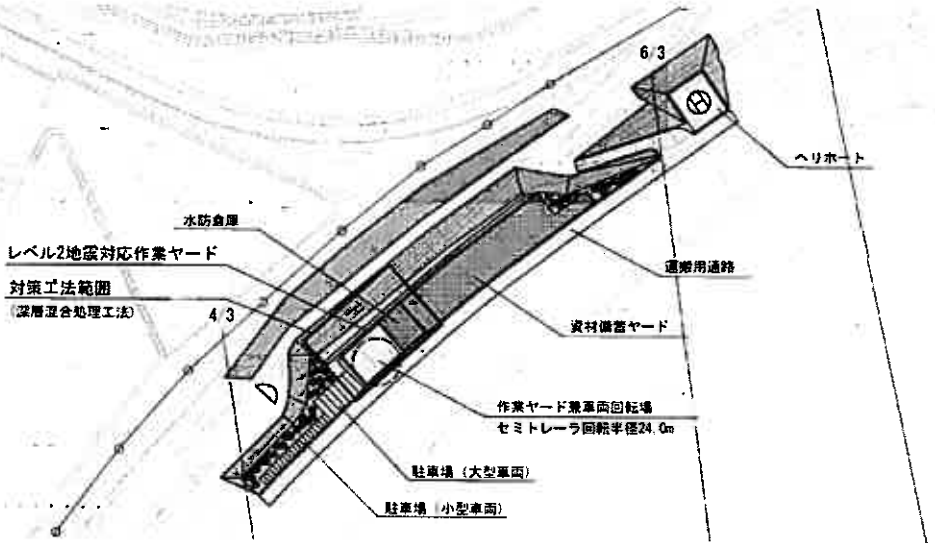


図-2.1 レベル 2 地震動に対応する対策工範囲平面図

本検討で照査に用いた解析手法は、解析精度が比較的よく、対策工の評価が考慮可能であることから、有限要素法による自重変形解析手法（ALID/WIN Ver.4.0　2 次元 FEM 液状化流動解析：(株)地盤ソフト工房）を使用した。

なお、各解析手法の詳細については、文献 6) を参照されたい。

3.2 照査の流れ

大津地区防災施設における耐震設計検討フローを図-3.1 に示すとともに、目標耐震性能を表-3.2 に示す。

解析検討は、大きく次のように区分される。

- 地盤調査・解析による解析断面のモデル化
- 堤体の耐震性能照査
- 対策工の検討（強化設計）
- 対策後の耐震性能照査

表-3.1　解析手法の分類と特徴（代表的な手法）　文献 6)　p.3-5 を参考に作成

手　法	解　析　概　念			プログラム(手法)名
有限要素法（ＦＥＭ）	動的解析	全応力解析		
		有効応力解析	連成解析	ＬＩＣＡ
			非連成解析	ＦＬＩＰ
	静的解析（自重変形解析）			ＡＬＩＤ
最小エネルギー理論	(流体力学に基づく永久変形解析法)			東畑モデル
極限平衡法	(経験的な関係をもとに安全率から沈下量を推定)			円弧すべり法(Δu)

動的解析　動的応答解析法により地震時の変形を時刻歴に従って追跡していく方法
静的解析　時刻歴を用いずに解析上の仮定を設けて地盤の物性を設定する簡便に取り扱う方法（液状化抵抗率 FL から地盤剛性低下率を算定し、自重解析により変形量を算出）
全応力解析　動的応答解析後に、過剰間隙水圧の発生による有効応力の減少で地盤を軟化し、自重解析等を用いて残留変形を算出
有効応力解析　動的応答解析と過剰間隙水圧による有効応力の減少を時間領域で逐次同時に行い残留変形を算出
連成解析　釣り合い式と連続式を連成させて 2 相系の支配方程式を解く　　非連成解析　釣り合い式と連続式を時間領域で交互に解く

表-3.2　大津地区防災施設における目標耐震性能

地震タイプ	耐　震　性　能	
	築　堤	水 防 施 設
レベル 1	対象地点の天端高が外水位(津波遡上)高を下回らない。 現況築堤天端高 EL=7.94～8.05m 外水位(津波)高 H =5.58～5.66m ∴許容沈下量<2.36m	地震によって防災施設としての健全性を損なわない性能
レベル 2-1		地震による損傷が水防作業ヤードとして致命的とならない性能 作業ヤードを確保（崩壊的な破壊に至らない）
レベル 2-2		

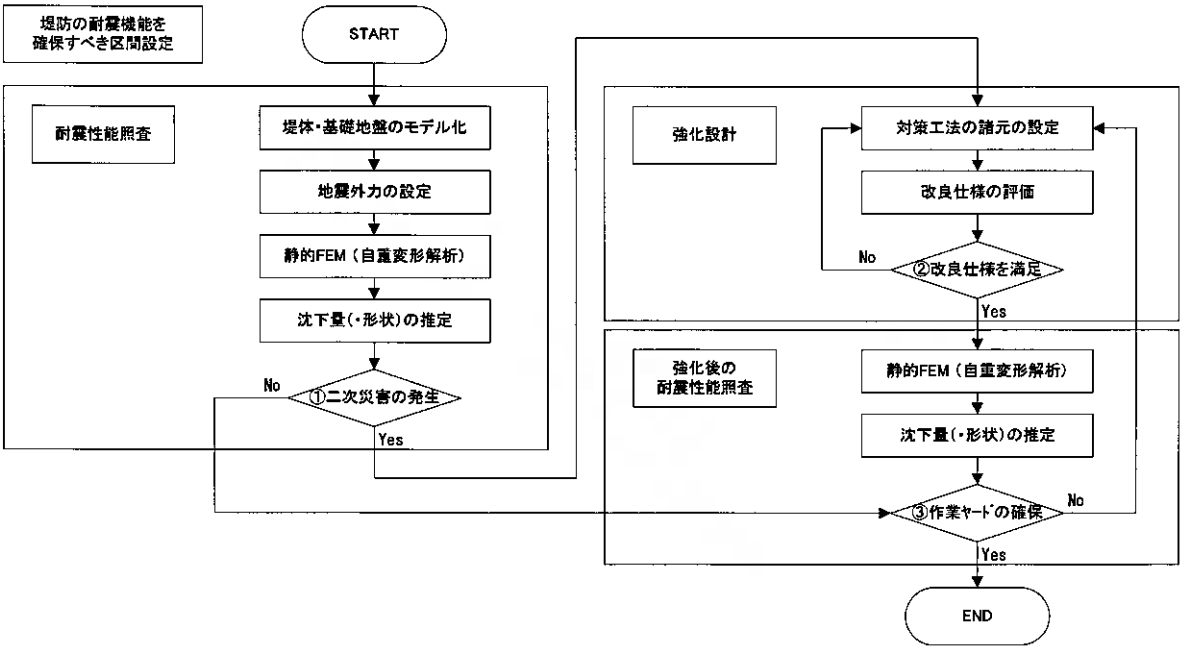


図-3.1　大津地区防災施設における耐震設計検討フロー

4．地盤調査

4.1　平成 15 年十勝沖地震における被災履歴[7)]

平成 15 年十勝沖地震では、十勝川下流域において、堤防の縦断亀裂・のり面すべり・沈下等の被害が発生している。

この内、十勝川河口から 3.5km 付近右岸の大津築堤では、延長 650m にわたってすべり崩落による被災（写真-4.1）と、さらに上流側の延長 350m で縦断亀裂が発生している。この時、築堤法尻では、液状化による噴砂跡が確認されている。

大津築堤は、旧河道に位置しており、旧堤に対して堤外側へ拡幅・嵩上げが行われて現在の築堤断面が構築されてきた履歴を有しており、この旧堤が液状化したことが被災原因であると動的変形解析によって予想されていた。

4.2　築堤および高水敷の工事履歴

図-4.1 は、十勝川下流域の浚渫及び掘削工事の履歴を示したものである。

大津築堤の堤外側のり尻付近は浚渫排泥池跡が多数あり、基礎地盤を構成する土質は、浚渫された礫質土であるものと推定された。

また、築堤を構成する土質は、周辺から採取利用した砂質土が主体であると想定された。

4.3　土質試験

土質試験項目は、粘性土地盤の圧密沈下対象層では圧密沈下解析に用いる定数設定のための圧密試験を実施した。液状化対象層に対しては、液状化変形予測手法の内、静的 FEM 解析と円弧すべり解析の 2 種類の解析検討に用いる定数設定のための試験を実施した。

写真-4.1　平成 15 年十勝沖地震における大津築堤取付道路の被災状況（河口から 3.5km 付近）　池田河川事務所資料

図-4.1　十勝川下流域　浚渫及び掘削工事空撮平面図（昭和 63 年～平成 18 年）　池田河川事務所資料

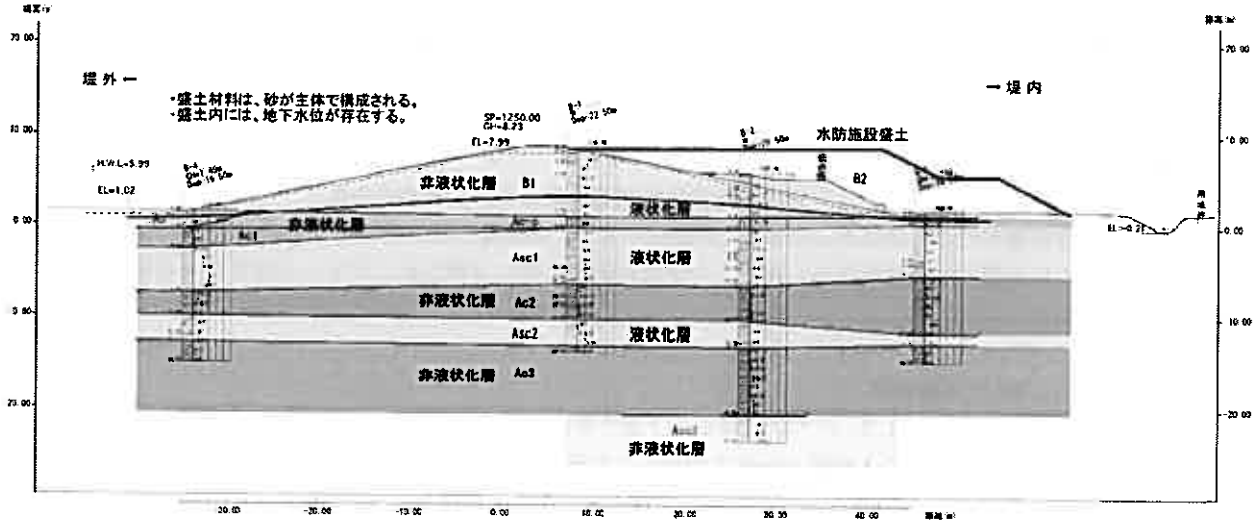


図-4.2　大津地区の土層構成

4.4 砂質土層の液状化判定

沖積層の砂質土層で以下の３つの条件すべてに該当する場合には、液状化の判定を行わなければならない[1),8)]。

1) 地下水位が現時盤面から 10m 以内にあり、かつ、現時盤面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層

2) 細粒分含有率 Fc が 35%以下の土層、又は、Fc が 35%を超えても塑性指数 Ip が 15 以下の土層

3) 平均粒径 D50 が 10mm 以下で、かつ、10%粒径 D10 が 1mm 以下である土層

土質試験結果からは、液状化の可能性がある土層として B，Asc1，Asc2 が該当した。

代表的な土質の粒径加積曲線を図-4.3 に示す。同曲線は、現況築堤材料（B)、砂とシルトの互層（Asc1）で主体をなす層、Asc1 層でシルトの卓越した薄層（Asc1※)、シルト層（Ac2）の採取試料によるものである。

Asc1 は、液状化層として最も厚く、地震後の変形・沈下量が最も卓越すると推定されるが、現況築堤下では、特に不均一であることが確認されている。このような不均一土層における細粒分含有率 Fc の設定は、解析上重要であると考えられる(細粒分を小さく設定すると変形が過大評価される可能性があるため)。

また、既設盛土 B1 が砂であるとともに、盛土内に地下水位が存在することから、地下水位以深の盛土についても液状化対象層とした。設定土質定数の一覧表を表-4.1 に示す。

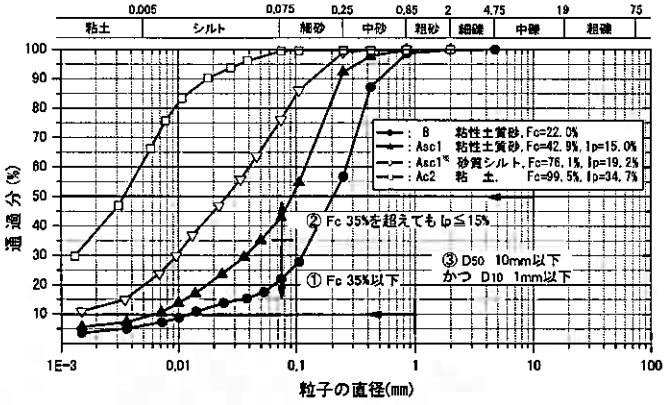


図-4.3 粒度分布と液状化判定条件

表-4.1 解析に用いた土質定数一覧表

土層	含水比 wn(%)	設計N値 N値	単位体積重量 γ (kN/m³)	細粒分含有率 Fc(%)	常時 粘着力 c(kN/m²)	常時 せん断抵抗角 φ(°)	常時 せん断弾性係数 G(kN/m2)	常時 ポアソン比 ν	常時 透水係数 kx ky (m/d)	地震時,地震後 液状化強度比 RL	地震時,地震後 液状化安全率 FL※1	地震時,地震後 低下剛性 G1	地震時,地震後 相対密度 Dr(%)
B1	23	6	19.0	22	60	32	6316	0.33	0.864	0.19	0.78 0.47 0.40	安田・稲垣式※2 G/40※3	38
B2	—	—	18.5	22	35	22	6316	0.33	0.864	—	—	G/40	—
Ac-o	80	6	15.0	—	60	0	6316	0.33	0.00864	—	—	G/10	—
Asc1	39	7	17.0	43	0	32	7368	0.33	0.864	0.22	0.78 0.47 0.44	安田・稲垣式	37
Ac2	64	3	16.0	—	80	0	3158	0.33	0.00864	—	—	G/10	—
Asc2	43	6	17.0	43	0	30	6316	0.33	0.864	0.19	0.66 0.40 0.34	安田・稲垣式	31
Ac3	—	4	16.0	—	80	0	4211	0.33	0.00864	—	—	—	—
Asc3	—	13	18.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

※1 上からレベル 1、レベル 2-1 およびレベル 2-2 に対応する値　※2 地下水位以深に適用　※3 地下水位以浅に適用　As と Ac1 はモデル化で除外した

5．耐震性能の照査

耐震性能照査は、施設荷重(水防倉庫)を考慮した自重変形解析とともに、従来の円弧すべり法(レベル 1 地震動)を実施している。自重変形解析では、表-5.1 に示す全ての地震タイプで計算を行い、各ケースの変形の比較を行った。

なお、十勝川河口に位置する大津地区は、耐震上の地盤種別はⅢ種に分類され、プレート境界型大規模地震が想定されている地域である。

5.1 円弧すべり(Δｕ法)による検討

ここでは、従来の円弧すべりによる(レベル 1)推定沈下量を参考に示す。

過去の地震による堤防の沈下量の上限値と円弧すべりによる安全率の関係から設定された堤防の高さに対する沈下量の比を表-5.2 に示す。間隙水圧（Δu）を考慮した安全率は、表-5.3 に示されるように 0.6 を下回っており、これより推定される沈下量は、堤防高×0.75 を上限値（表-5.2）として示される。

従来法による沈下量は、堤防高を 8m とすると、6m 程度を上限に生じることとなる。

表-5.1　地震タイプと水平震度

地震タイプ	地震動強度の区分		水平震度（標準値）		
			Ⅰ種	Ⅱ種	Ⅲ種
レベル1	河川構造物の共用期間中に発生する確率が高い地震動		0.16	0.20	0.24
レベル2-1	対象地点において現在から将来にわたって考えられる最大級の強さをもつ地震動	プレート境界型大規模地震	0.30	0.35	0.40
レベル2-2		内陸直下型地震	0.80	0.70	0.60

表-5.2　堤防天端の沈下量(上限値)と地震時安全率の関係 [4),5)]

地震時安全率　F_{sd}		沈下量（上限値）
慣性力を考慮 $F_{sd}(k_h)$	過剰間隙水圧を考慮 $F_{sd}(\Delta u)$	
$1.0<F_{sd}$		0
$0.8<F_{sd}\leq 1.0$		(堤防高)×0.25
$F_{sd}(k_h)\leq 0.8$	$0.6<F_{sd}(\Delta u)\leq 0.8$	(堤防高)×0.50
――	$F_{sd}(\Delta u)\leq 0.6$	(堤防高)×0.75

表-5.3　安全率と堤防天端沈下量(上限値)

条　件	安全率		地震による推定沈下量 (m)
	水防施設盛土	水防施設盛土＋施設荷重(50kN/m²)	
常　時	2.37	2.06	―
地震時 (kh=0.24)	1.16	1.05	0
地震時 (Δu法)	0.57	0.59	6.0

5.2　静的有限要素法（自重変形解析）による検討

図-5.1 は、解析モデル(土層構成と要素)とともに、変形解析結果例として変形メッシュ図を示したものである。

天端沈下量は、レベル 2-1 で 1.9m 程度、レベル 2-2 で 1.7m 程度の解析結果を得た。

当該地盤条件および堤体規模では、従来法は沈下量を極めて過大に評価するものと考えられ、自重変形解析による照査は地震動による変形をより適切に評価しうる手法と考えられる。

なお耐震性能照査(外水位に対して)は、ここで算出した地震時沈下量と圧密沈下計算による常時圧密沈下量を合算して、築堤天端高が津波遡上高を上回っていることを確認し、照査事項を満足している。

また、照査の対象外であるが、この天端高は計画高水位(HWL)よりも上に位置することから、レベル 2 の後でも設定洪水に対して必要最低限の堤防機能を保持するものである。

一方、地震後における最低限の防災活動を可能とする作業ヤードの確保に対しては、天端で 1.7～1.9m の沈下が生じた場合には、既往地震の被災履歴 [7)] からもヤード機能の確保は困難であると判断される。

このため、作業ヤードとしての施設機能のための対策について検討を実施した。

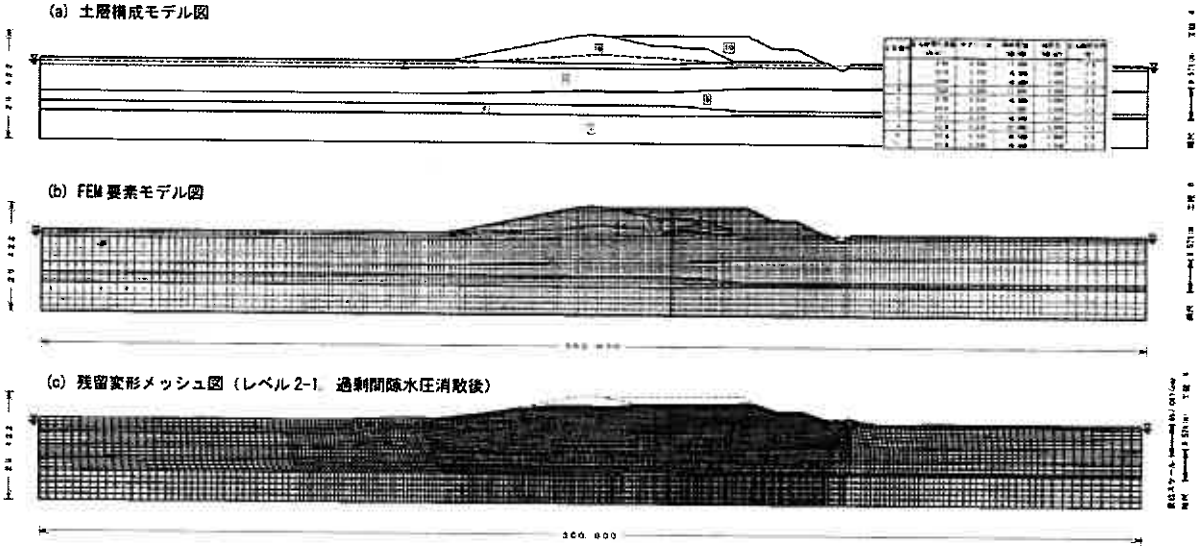


図-5.1　土層構成モデルと変位メッシュ図

6．対策工法の検討

防災施設盛土の耐震性能は、レベル 1 地震動に対しては有害な塑性変形が残らないことを、レベル 2 地震動に対しては地震による損傷をできるだけ小さく抑え早急に復旧できることを目標としている。

レベル 2 地震後においても防災作業ヤードとして必要な面積の平場が確保できることを目的とし、築堤横断方向で許容される沈下量は、ヤードの平坦性の確保を考えて 50～30cm 程度(相対沈下量が 20cm 以下)を目安とした。

6.1 液状化対策工の選定

代表的な液状化対策工には、表-6.1 に示す工法が挙げられる [9]。これらの対策工において、当該地盤状況および対策規模等を考慮して、レベル 2 地震動に対する適用性や問題点を次に挙げる。

① 締固め工法：サンドコンパクションパイル（SCP）工法は、液状化対象層に細粒分が多く含まれるため（Fc≒43%）、十分な効果が期待できない可能性がある。

（適用性の高い地盤は、一般に細粒分含有率が Fc≦20%程度とされている。[9), 10)]）

② ドレーン工法：グラベルドレーン工法は、地震時に間隙水を排水するために、排水に伴う沈下が発生する。また、当該地区の液状化対象層には細粒分を含むことと、排水距離が長いため、間隙水圧の速やかな消散が困難である。

③ 押え盛土・置換工法：押え盛土および置換工法は、堤体規模が大きく、液状化対象層厚が厚いため適用困難と考えられる。

④ 固結工法：深層混合処理工法は、柱列改良における改良体間の土質の評価方法が確立されていないため、この点を解消するためには、改良率を上げる必要がある。

改良率が 78.5～100%の全面改良は、改良体全体が外力に抵抗するため、全体的にも内部的にも安定性が高い。

格子状改良は、格子内の土の体積変化が抑制されるため、液状化を抑止する原理上の利点がある。また、格子状改良の改良率は 50～60%程度となる。

⑤ 鋼材を用いた工法：自立矢板工法は、盛土規模・形状が大きく、液状化層厚が厚いため、抑止効果が期待できない。

以上から、大津地区水防施設盛土に対しては、固結工法（深層混合処理工法）が確実な改良効果を得るものと考えられた。

なお、平成 15 年地震の復旧に際して採用された SCP の液状化対策としての適用性については、当該対象土質の細粒分含有率 Fc が高いため、パイル打設に伴う地盤のN値（密度）増大効果が低減される試算結果から不適と判断された。

表-6.1 液状化対策工法一覧表 [9]

工　法	改良仕様の設定	主な工法名
振動締固め工法 静的締固め工法	所要の液状化抵抗率を 満足するように設定	・サンドコンパクションパイル工法 ・コンパクショングラウチング工法
ドレーン工法	所要の過剰間隙水圧比を 満足するように設定	グラベルドレーン工法 プラスチックドレーン工法
押え盛土工法 置換工法	過剰間隙水圧比考慮した 円弧すべり計算で設定	・押え盛土工法 ・置換工法
固結工法	円弧すべりによる照査と 改良体の外的および内的安定で照査	深層混合処理工法 中層混合処理工法
鋼材を用いた工法	円弧すべりによる照査と 構造体の外的および内的安定で照査	自立（鋼管）矢板工法

6.2 対策工規模の設定

対策工検討に際しての諸条件を示すとともに、試算によって改良規模の設定を行う。

改良地盤は、以下のように設定した。

改良率：a_p ＝50%　　，改良体の設計基準強度：q_{uck}＝500kN/m^2

複合地盤強さ：c ＝125kN/m^2　，変形係数：E_{50} ＝180×125＝22,500kN/m^2

試算は、レベル 2-1 地震動で図-6.1(a), (b)に示すケースで行った。

図-6.1(a)は、直下型で改良幅を次の 3 パターンに設定したものである。

改良幅 20m：現況築堤ののり先付近までの改良（現況築堤を開削しない）

改良幅 40m：現況築堤天端を確保する開削を伴う改良（現況築堤を 20m 程度開削する）。

改良幅 100m：現況築堤全ての開削を伴う改良。

図-6.1(b)は、両脇型で改良幅 20m の現況築堤開削を伴わないケースである。

試算結果の一例として図-6.2 に変位メッシュ図を示すとともに、以下に各ケースを要約する。

改良幅 L=20m では、水防施設盛土のり面での変形を抑えることができるが、現況築堤自体が液状化するため、施設全体に大きな変形を伴う傾向にある。

L=40m では、現況築堤の開削部が非液状化土質の盛土材料で置き換えられる効果も見込まれるが、水防施設盛土のり肩から 20m 程度の平坦部が確保できる。

L=100m では、現況築堤から水防施設盛土全体が平坦で、かつ沈下量も L=40m に比べ著しく小さい結果が得られた。ただし、盛土直下全てを改良することは変形抑止に対して最も効果的であるが、現況築堤を全て開削撤去しなければならないため堤外側に築堤の代替機能を持つ締切工を必要とするとともに、開削、改良、盛土工において、多大な時間とコストを要する。

なお、両脇型の解析値は、直下型の L=20m 改良と比較しても沈下量がほとんど低減しない結果を得た。

これは、当該築堤の断面が大きい(勾配 5 割、5 割の丘陵堤)ことと、現況築堤自体が液状化によって堤外側方へはらみだす変形を生じることによるものである。

以上から、直下型の L=40m が合理的な選択であると考えられる。

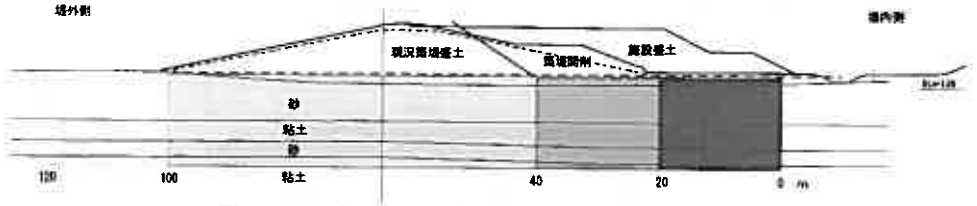


図-6.1(a)　直下型の試算ケース（改良幅を延長）

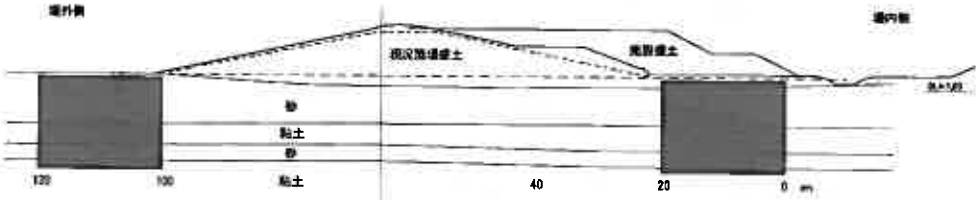


図-6. 1 (b)　両脇型の試算ケース

(a)　直下型（改良幅 40m）

(b)　両脇型（改良幅 20m）

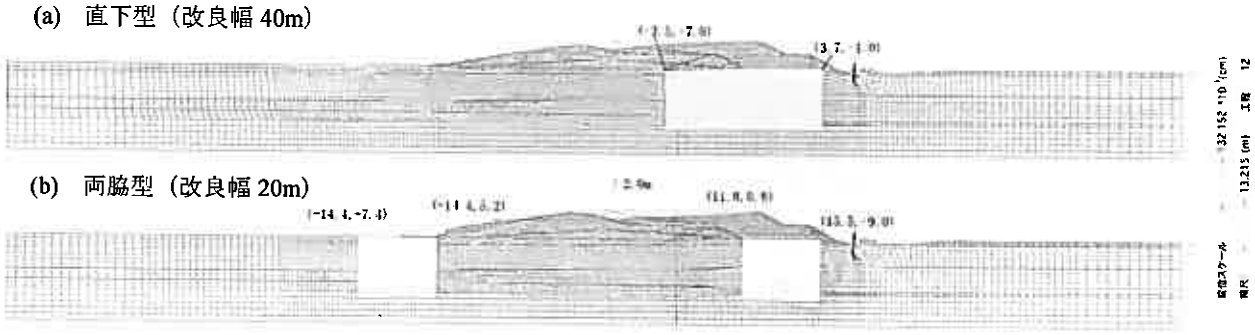


図-6.2　改良型の異なる試算における変位メッシュ例

7．対策工による耐震性の照査

ここでは、試算結果に基づき設定した、水防施設盛土のり尻から改良幅 40m の固結工法における耐震性能照査結果について示す。

7.1　大津築堤における対策工の効果

図-7.1 は、検討断面の概略図を示したものである。対策工の施工手順は、既設築堤開削後に、液状化対策工(固結工法)を行い、既設築堤開削部と防災施設盛土部の盛土を良質材(非液状化材)で行うこととした。

図-7.2 は、レベル 2-1(および参考にレベル 1)における変位メッシュ図を示したものである。

大津築堤は、築堤規模が大きいことから、直下の液状化層厚の影響を大きく受けるとともに、地震動による盛土自体の塑性軟化に伴う変位の総量が大きくなるものと考えられる。

液状化対策なし（同図(a), (b)）では、液状化によって築堤に著しい沈下が発生している。

特にレベル 2-1 では、液状化に伴う側方流動が顕著に現れており、堤内側では崩壊的なすべり破壊が生じるものと想定される。

液状化対策あり（同図(c), (d)）では、レベル 2-1 において、堤外側は無対策と同様に側方流動が生じ、現況築堤天端に沈下が生じているが、対策工直上の法面の安定性は保たれている。

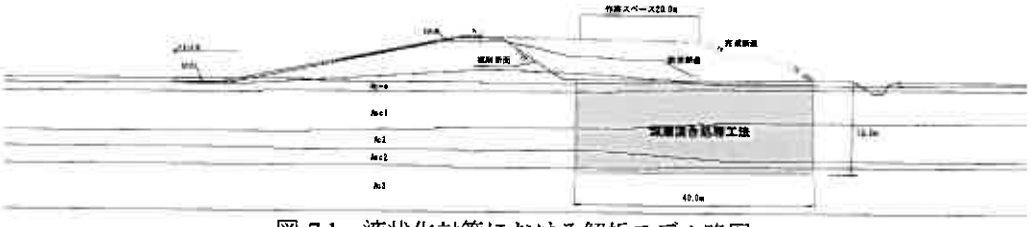


図-7.1　液状化対策における解析モデル略図

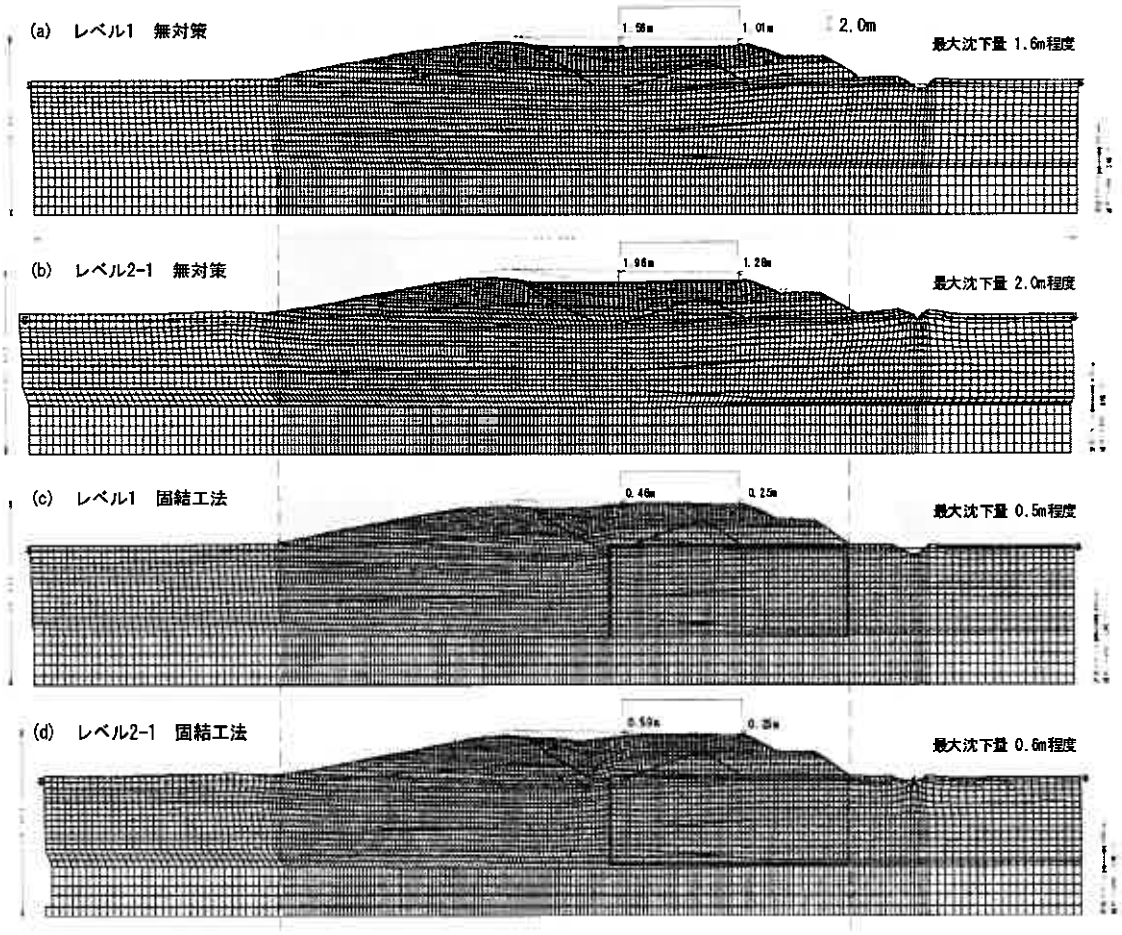


図-7.2 液状化対策の有無における解析結果（変位メッシュ図）

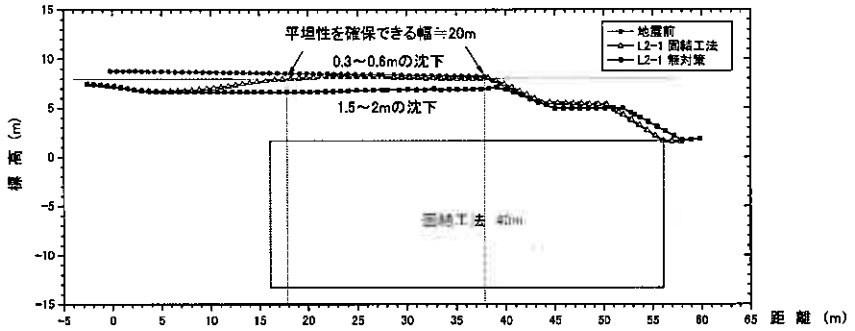


図-7.3 液状化対策工法による変位低減効果

7.2 水防作業ヤードにおける耐震性能

図-7.3 は、レベル 2-1 地震動における盛土の変形状況を対策工の有無でプロットしたものである。

無対策の場合は、天端に 1.5～2.0m の沈下が生じ、法先の移動も顕著に現れており、堤内側への崩壊的な破壊を生じるものと想定される。

これに対して液状化対策を実施した場合は、天端の沈下が 0.3～0.6m であり、無対策と比較し 1/4～1/5 の沈下量に低減され、約 20m 幅の平坦性が確保可能と考えられる。

なお、解析では盛土材料を安全側の評価をしているが、実際の工事における盛土の材料管理および施工管理は、非常に重要な要素であると考える。

以上から、レベル 2 地震動における水防施設盛土は、無対策では崩壊に至るが、液状化対策によって作業ヤードの確保が可能となる結果を得た。

最後に解析結果出力の例として図-7.4 を示す。

(a)変位メッシュ図は、モデルと同スケールにおける要素変形を示し、(b)変位ベクトル図は、接点変位の大きさと向きを示している。

(c)主応力図は、液状化変形に伴い発生する最大応力とそれに直交する最小応力の向きと大きさを示したもので、(d)要素安全率コンター図は、改良地盤強さと改良地盤が受ける作用応力の比をコンターで示したものである。
改良体自体の安定(内的安定)の照査は、液状化対策工設計・施工マニュアル(案)[9]に準じて行っているが、静的有限要素法では、液状化に伴う地盤内応力・変形挙動とともに、対策工に作用する応力を定量的に把握することが可能であることから、今後はこれらを利用した内的安定照査・検討方法の確立が望まれる。

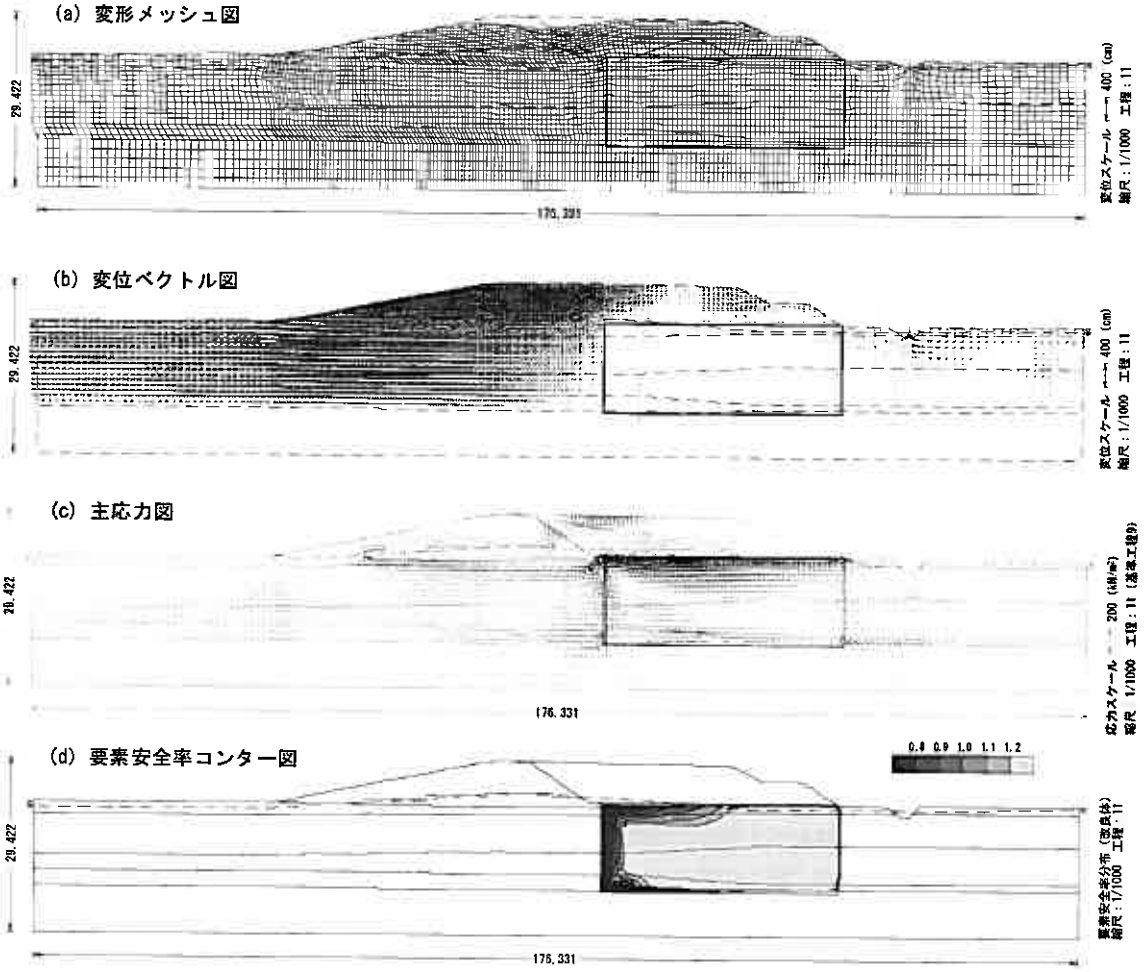


図-7.4　液状化対策工法の解析出力例

8．おわりに

本報告は、大津地区防災施設設計業務に関する調査・検討結果をとりまとめたものである。

大津地区防災施設工事は、平成20，21年の2ヵ年施工で実施が予定されており、洪水・地震・津波災害の緊急避難・復旧支援施設として「地域防災力」の向上に寄与することが期待されている。

業務の遂行にあたっては、関係各位には多大なるご協力を頂いた。特に(独)土木研究所寒地土木研究所 林 宏親主任研究員には、液状化対策工法およびレベル2地震動照査についての助言を、また(有)地盤工房 稲 直美氏には、自重変形解析手法に関する助言を頂いた。ここに記して深く感謝の意を表します。

参考文献

1)　河川構造物の耐震性能照査指針（案）同解説-Ⅰ．共通編-：国土交通省河川局治水課，平成19年3月．
2)　河川構造物の耐震性能照査指針（案）同解説-Ⅱ．堤防編-：国土交通省河川局治水課，平成19年3月．
3)　日本海溝・千島海溝周辺海溝型地震対策大綱：中央防災会議（内閣府），平成18年2月．
4)　河川堤防設計指針：国土交通省河川局治水課，平成14年7月．
5)　河川堤防の構造検討の手引き：財団法人国土技術研究センター，平成14年7月．
6)　河川堤防の地震時変形量の解析手法：財団法人国土技術研究センター，JICE資料第102001号，平成14年2月．
7)　平成15年（2003）十勝沖地震河川災害復旧記録誌，北海道開発局帯広開発建設部，平成19年11月．
8)　道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編：社団法人日本道路協会，平成14年3月．
9)　液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）：建設省，共同研究報告書第186号，平成11年6月．
10)　現場技術者のための土と基礎シリーズ20液状化対策の調査・設計から施工まで：社団法人地盤工学会，平成9年6月．

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

泥炭地盤上盛土の地震時沈下量に関する簡易評価法

土木研究所 寒地土木研究所 国際会員 ○林 宏親
同上 国際会員 西本 聡
同上 正会員 橋本 聖

1．まえがき

北海道に広く分布する泥炭地盤は、高有機質で特異な工学的性質を有する極めて軟弱な地盤である。北海道において発生したいくつかの大規模地震によって、泥炭地盤上に築造された道路盛土ならびに河川堤防に大きな被害が発生している。しかし、その沈下量の評価手法などが明確になっていないのが現状である。特に、泥炭地盤上には既に相当数の道路盛土や河川堤防が築造・管理されていることを念頭に置くと、これら既設盛土の地震時沈下量を簡易に算出することによって、危険区間を概略に抽出する評価法の確立が重要といえる。

そこで本研究では、泥炭地盤において特徴的に見られる、沈下して地下水位以下に埋没した盛土底部の液状化現象を対象に、円弧すべり安全率および液状化抵抗率と地震時沈下量の関係について検討した。本文では、検討結果に基づき簡易評価法を提案するとともに、過去の地震被害事例と比較することでその妥当性について述べる。

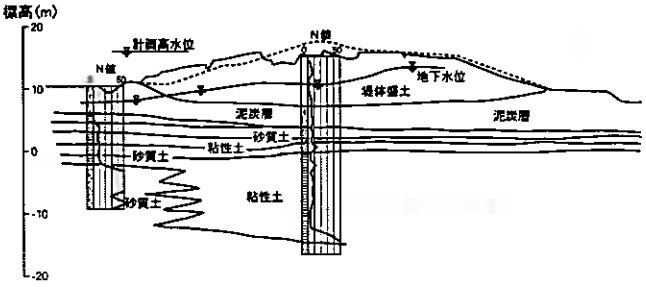
2．泥炭地盤上の盛土の地震被害とそのメカニズム

2.1 実際の被害事例

1993年釧路沖地震によって、十勝川統内地区築堤に著しい変状が生じた（図－1、写真－1）[1]。天端および堤外側のり面上部が約2～3.5m沈下し、築堤法線方向の大きな開口亀裂がみられた。これ程の大きな変状は、泥炭層における地震動の増幅だけでは説明できないと考えられる。

ここでの特徴は、基礎地盤表層が泥炭であるにもかかわらず、天端付近に液状化の痕跡を示す噴砂が確認されたことである。当研究所の調査[1]および佐々木[2]は、盛土底部の飽和領域が液状化したと推測している。つまり、泥炭は極めて大きな圧縮性があり、沈下量も大きい。加えて、地下水位が地表面付近にあることが多い。結果として、盛土底部は泥炭層の中にめり込み、地下水位以下に飽和した状態で存在しており、この部分が液状化したとしている。なお、被災後の地盤調査によって、地下水位以下に盛土材料が存在したことが確認されている。液状化によるものだとすれば、このように大きな変状が説明できるであろう。

また、同様な被災は、1994年北海道東方沖地震の道路盛土においても報告されている[3]。ここでも、円弧すべりのような破壊形態ではなく、盛土全体が押し潰されたように変状する典型的な泥炭地盤上の盛土被害を呈している。泥炭地盤上の盛土が被害を受けやすいことは、古くから指摘があったこと[例えば4]ではあるが、そのメカニズムとして盛土底部の液状化が可能性として認識されたのは、1993年釧路沖地震が契機と思われる。



図－1 1993年釧路沖地震における十勝川統内築堤(KP32.7)の被災断面[文献1)を基に一部修正]

写真－1 1993年釧路沖地震における十勝川統内築堤の被災状況

Simplified Estimation Method for Settlement of Embankment Caused by Earthquake in Peaty Ground: Hirochika HAYASHI (Civil Engineering Research Institute for Cold Region), Satoshi NISHIMOTO (ditto) and Hijiri HASHIMOTO (ditto)

2.2 遠心力模型実験によるメカニズムの検討と簡易評価法の必要性

著者ら[5]は、前述した盛土底部の液状化の可能性を確認する目的で、泥炭地盤上の盛土に関する動的遠心模型実験を実施している。その結果、泥炭地盤上の盛土で特徴的に見られた被災変状モードを再現している。これは、液状化対象となる層が盛土直下に限られるため、液状化による基礎地盤の大きな側方流動が伴わないことから、一般的な液状化による被害とは異なる盛土全体が押し潰されたような変状モードとなったと考えられる。さらに、この変状の主な要因は、沈下によって泥炭層にめり込んだ盛土底部における過剰間隙水圧の発生とそれによる盛土法尻付近の泥濘化であることを明らかにしている。

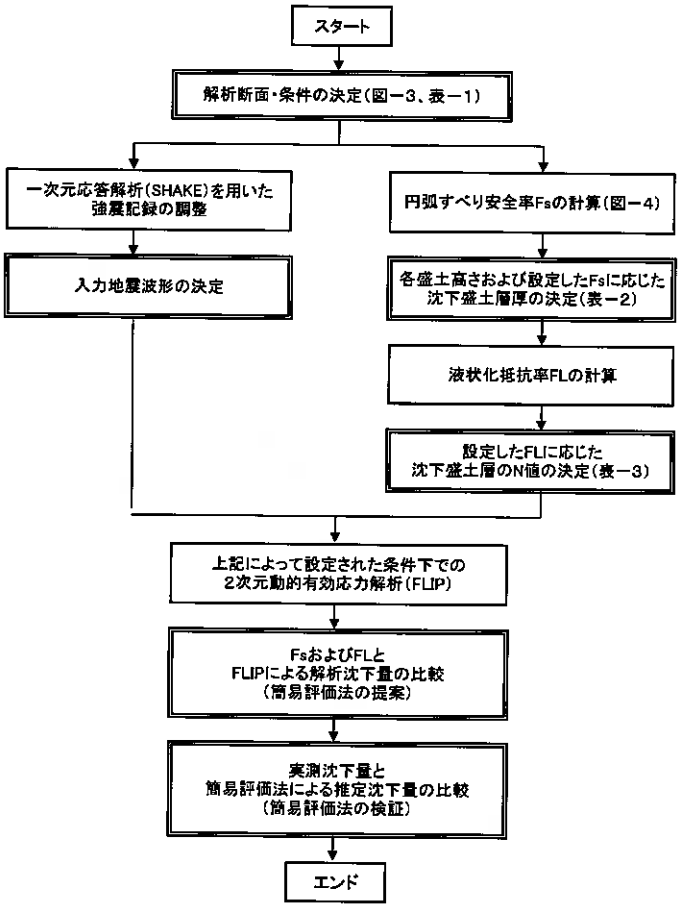
次の課題として、このような泥炭地盤特有の現象を対象とした地震時沈下量の評価法の確立が挙げられる。特に、既設の道路盛土や河川堤防を評価対象に考えると、相当に長い延長を効率よく評価する簡易な方法が、1次スクリーニングとして有効である。簡易な沈下評価法には、地震時に発生する過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり計算（いわゆるΔu法）から得られるすべり安全率と盛土の沈下率（沈下量/盛土高）の関係を用いて計算する方法がある[6]。本方法は簡便なことから実用的ではあるが、沈下量を過大に評価する傾向がある。土屋・峯田[7]は、液状化抵抗率を用いて簡易に沈下量を計算する方法を提案している。土屋・峯田の方法は、Δu法から沈下量を計算する方法と比べ予測精度が高いことが確認されており[7]、実務において有用な方法である。

しかし、Δu法から沈下量を計算する方法および土屋・峯田の方法のいずれも、自然地盤の液状化層を対象としたものであり、前述した盛土底部の液状化による沈下量に対して、妥当な値を与えるとは限らない。そこで、本検討では、泥炭地盤において特徴的に見られる沈下して地下水位以下に埋没した盛土底部（以下、沈下盛土層とする）の液状化現象を対象に、円弧すべり安全率および液状化抵抗率と地震時沈下量の関係について検討する。

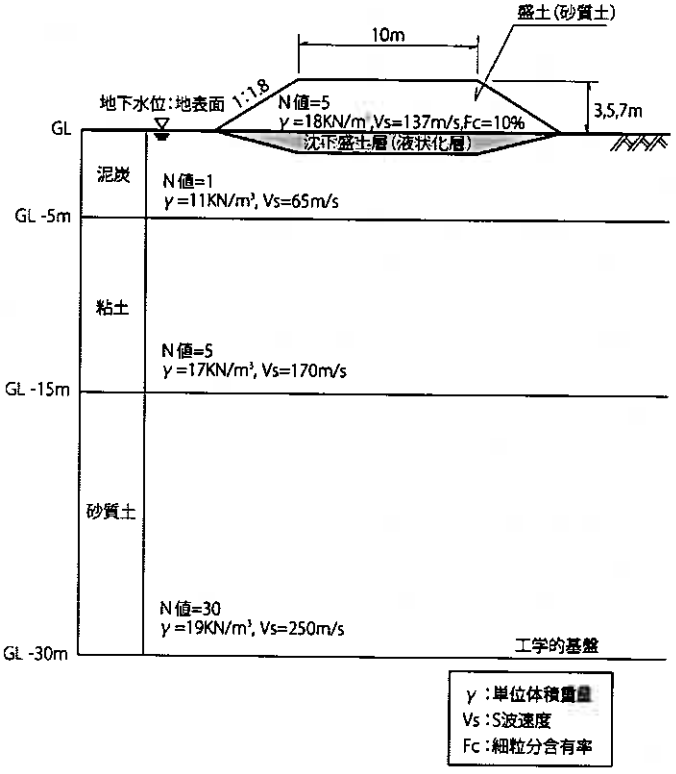
3．解析方法

3.1 解析の流れ

解析の流れを図－2に示す。まず一般的な泥炭性軟弱地盤を想定し、図－3のようなモデル解析断面を設定した。盛土の天端幅（10m）と法勾配（1:1.8）を一定値とし、盛土高を3m, 5m, 7mの3ケースとした。地下水位は盛土内を含めて地表面



図－2　本検討における解析の流れ



図－3　モデル断面

表－1　解析ケース

盛土高(m)	盛土天端幅(m)	法勾配	設定した円弧すべり安全率Fs※1	設定した液状化抵抗率FL※2	入力地震波	解析ケース数
3	10	1:18	3ケース(0.2, 0.5, 0.8)	3ケース (0.4, 0.6, 1.0)	1ケース(八戸港)	9ケース
5				5ケース (0.3, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0)	2ケース (八戸港・神戸港)	30ケース
7				3ケース (0.4, 0.6, 1.0)	1ケース(八戸港)	9ケース

※1：沈下した盛土底部の厚さを変えることによって設定した(図－4および表－2参照)

※2：盛土のN値を変化させることで動的せん断応力比を変数として設定した(図－5を参照)

と仮定した。

次に、表－1に示す入力地震動2ケースならびに円弧すべり安全率Fs（Fs=0.2, 0.5, 0.8の3ケース）と液状化抵抗率FL（FL=0.4, 0.6, 1.0の3ケースないしは0.3, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0の5ケース）となるような沈下盛土層の厚さとN値を決定した。さらに、以上の条件において、運輸省港湾技術研究所（当時）によって開発された「液状化による構造物被害予測プログラム（FLIP）」を用いて二次元動的有効応力FEM解析を実施し、解析から得られた盛土の沈下量とFsおよびFLの関係などを検討した。土屋・峯田[7]は、1993年北海道南西沖地震によって自然地盤が液状化した盛土被害箇所を対象にFLIPによる解析を実施しており、解析沈下量が実測値を概ね再現したとしている。

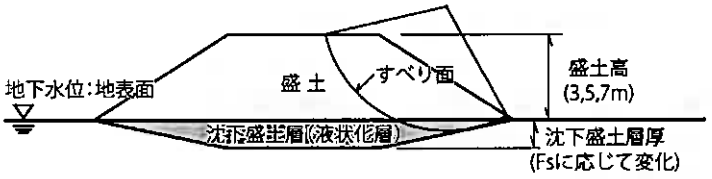
3.2 沈下盛土層の厚さとN値の決定

沈下盛土層のせん断強度が液状化することによってゼロになると仮定し、図－4に示すような条件で沈下盛土層の厚さを変化させた円弧すべり計算を行い、条件設定したFs（表－1）を満足する沈下盛土層厚を盛土高ごとに求めた（表－2）。

続いて、道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）[8]のFL算定法に従い1993年釧路沖地震において釧路川近傍にて計測された地表面最大加速度320galに相当する水平震度Kh=0.327を用いて、条件設定したFLを満足するN値を逆算し、FLIPによる解析に用いる土質パラメータの決定根拠とした（表－3）。

3.3 FLIP解析に用いる土質パラメータの決定

FLIP解析に用いたせん断弾性係数G_{ma}(kN/m^2)、体積弾性係数K_{ma}(kN/m^2)は、式(1)および式(2)によって求めた。また、これらの値を規定する基準拘束圧力σ_{ma}'は、式(3)で与えた。それ以外の土質パラメータ（内部摩擦角、減衰定数、変相角および各液状化パラメータ）は、図－3および表－3のN値、細粒分含有率など



※沈下盛土層は液状化によってせん断強度がゼロになると仮定

図－4　円弧すべり計算の概念図

表－2　条件設定したFsを満足する沈下盛土層厚

設定したFs	設定Fsを得るために必要な沈下盛土層厚(m)		
	盛土高3mの場合	盛土高5mの場合	盛土高7mの場合
0.2	2.1	3.5	4.9
0.5	1.0	1.6	2.2
0.8	0.5	0.9	1.2

表－3　条件設定したFLを満足する沈下盛土層厚のN値

設定したFs	設定したFL	設定FLを得るために必要な盛土のN値			
		八戸港地震波			神戸港地震波
		盛土高3m	盛土高5m	盛土高7m	盛土高5m
0.2	0.3	—	1.4	—	1.3
	0.4	2.3	2.4	2.5	1.9
	0.6	5.1	5.4	5.6	3.4
	0.8	—	9.4	—	5.0
	1.0	11.0	11.7	12.4	6.7
0.5	0.3	—	1.1	—	1.1
	0.4	1.9	1.9	2.0	1.6
	0.6	4.2	4.3	4.4	2.8
	0.8	—	7.7	—	4.2
	1.0	9.9	10.2	10.5	5.6
0.8	0.3	—	1.0	—	1.0
	0.4	1.7	1.8	1.8	1.5
	0.6	3.9	3.9	4.0	2.6
	0.8	—	7.0	—	3.9
	1.0	9.4	9.6	9.8	5.2

から森田ら[9]の提案している簡易設定法によって仮定した。解析に用いた土質パラメータは、表－4および表－5の通りである。

$$G_{ma} = \rho V_s^2 \qquad (1)$$

$$K_{ma} = (2/3)((1+\nu)/(1-2\nu))G_{ma} \qquad (2)$$

$$\sigma_{ma}' = \sigma'(1+K_0)/2 \qquad (3)$$

ここで、ρは湿潤単位体積重量(kN/m^3)、V_sはS波速度(m/s: 粘土の $V_s = 80\,N^{1/3}$、砂質土の $V_s = 80\,N^{1/3}$)、νはポアソン比（ν＝0.33を仮定）、σ'は有効土被り圧(kN/m^2)、K_0は静止土圧係数（K_0＝0.5を仮定）である。

3.4 入力地震動の決定

解析で得られる沈下量は、入力する地震波の周波数特性や継続時間などの影響を受ける。本検討では、プレート型地震として1968年十勝沖地震の八戸港強震記録と、直下型地震として1995年兵庫県南部地震の神戸港強震記録を次に示す手順で調整した地震波形をFLIP解析に用いる入力地震動とした。

①地表面にて観測された強震記録を一次元地震応答解析（SHAKE）によって強震記録観測箇所の耐震設計上の基盤面に引き戻して、当該箇所の基盤面での地震波形を求める。

②①で求めた波形を図－3の基盤面（粘性土層下端）に入力した一次元地震応答解析（SHAKE）を行い、地表面の最大加速度が1993年釧路沖地震において釧路川近傍にて計測された地表面最大加速度320galと同じになるように加速度振幅を調整する。

なお、加速度振幅調整の結果、基盤面での最大加速度は八戸港地震波で210gal、神戸港地震波で144galであった。

表－4　解析に用いたパラメータ（泥炭層、粘土層、砂質土層、盛土）

土層名				泥炭層	粘土層	砂質土層	盛土
層厚		h	m	5	10	15	3/5/7
湿潤密度		ρ_t	t/m^3	1.1	1.7	1.9	1.8
間隙率		n	－	0.45	0.45	0.45	0.45
動的変形特性	S波速度	Vs	m/s	65	170	250	137
	せん断弾性係数	G_{ma}	kN/m^2	4.65E+03	4.91E+04	1.19E+05	3.38E+04
	体積弾性係数	K_{ma}	kN/m^2	1.21E+04	1.28E+05	3.10E+05	8.81E+04
	基準拘束圧力	σ_{ma}'	kN/m^2	89/78/74	116/106/102	193/183/179	34.0
	ポアソン比	ν	－	0.33	0.33	0.33	0.33
	拘束圧依存係数	m	－	0.5	0.5	0.5	0.5
	内部摩擦角	φf	度	0	0	35	沈下盛土層と同じ
	粘着力	c	kN/m^2	20	30	0	0
	減衰上限数	hmax	－	0.24	0.24	0.24	0.24

表－5　解析に用いたパラメータ（沈下盛土層）

地震波形				八戸港																神戸港																				
Fs				0.2					0.5					0.8						0.2					0.5					0.8								
FL				0.3	0.4	0.6	0.8	1.0	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0
層厚		h	m	2.1/3.5/4.9*					1.0/1.6/2.2*					0.5/1.2/0.8*					3.5					1.6					0.9									
湿潤密度		ρ_t	t/m^3	1.8					1.8					1.8					1.8					1.8					1.8									
間隙率		n	－	0.45					0.45					0.45					0.45					0.45					0.45									
動的変形特性	S波速度	Vs	m/s	137					137					137					137					137					137									
	せん断弾性係数	G_{ma}	kN/m^2	3.38E+04					3.38E+04					3.38E+04					3.38E+04					3.38E+04					3.38E+04									
	体積弾性係数	K_{ma}	kN/m^2	8.81E+04					8.81E+04					8.81E+04					8.81E+04					8.81E+04					8.81E+04									
	基準拘束圧力	σ_{ma}'	kN/m^2	78					72					70					78					72					70									
	ポアソン比	ν	－	0.33					0.33					0.33					0.33					0.33					0.33									
	拘束圧依存係数	m	－	0.5					0.5					0.5					0.5					0.5					0.5									
	内部摩擦角	φf	度	38	37	38	39	40	38	37	38	39	39	38	37	38	39	39	38	38	38	38	39	38	38	38	38	38	38	38	37	38	38					
	減衰上限数	hmax	－	0.24					0.24					0.24					0.24					0.24					0.24									
液状化パラメータ		W1		3.57	3.86	4.69	5.80	6.42	3.54	3.78	4.45	5.40	6.12	3.53	3.75	4.37	5.24	6.00	3.55	3.73	4.14	4.58	5.05	3.53	3.69	4.04	4.42	4.82	3.52	3.67	4.00	4.36	4.74					
		S1		0.005					0.005					0.005					0.005					0.005					0.005									
		P1		0.5					0.5					0.5					0.5					0.5					0.5									
		P2		1.11	1.09	1.03	0.96	0.92	1.11	1.09	1.05	0.99	0.94	1.11	1.09	1.05	1.00	0.95	1.11	1.09	1.07	1.04	1.01	1.11	1.10	1.08	1.05	1.02	1.11	1.10	1.08	1.05	1.03					
		C1		0.82	1.02	1.59	2.35	2.78	0.60	0.96	1.42	2.08	2.57	0.79	0.94	1.37	1.97	2.49	0.80	0.93	1.21	1.51	1.83	0.79	0.90	1.14	1.40	1.68	0.79	0.89	1.11	1.36	1.62					

*層厚欄の数値は、盛土高H=3, 5, 7mの順

4．解析結果と考察

4.1 すべり安全率および液状化抵抗率と沈下率の関係

地震波ごとに整理したすべり安全率 Fs と沈下率の関係を図－5に示す。八戸波（プレート型を想定）を用いた場合、Fs の大きさと沈下率に明瞭な関係は認められない。特に、FL が 0.8 と 1.0 のケースにおいては、Fs に関係なく沈下率が 0.07～0.1 程度となっている。一方、神戸波（直下型を想定）の場合、FL が 0.3～0.6 の範囲に限って、Fs の減少に伴う沈下率の増加が、わずかながらに認められるものの、FL が 0.8 以上のケースでは、八戸波の場合と同様に Fs に関係なく沈下率がほぼ一定の値であった。

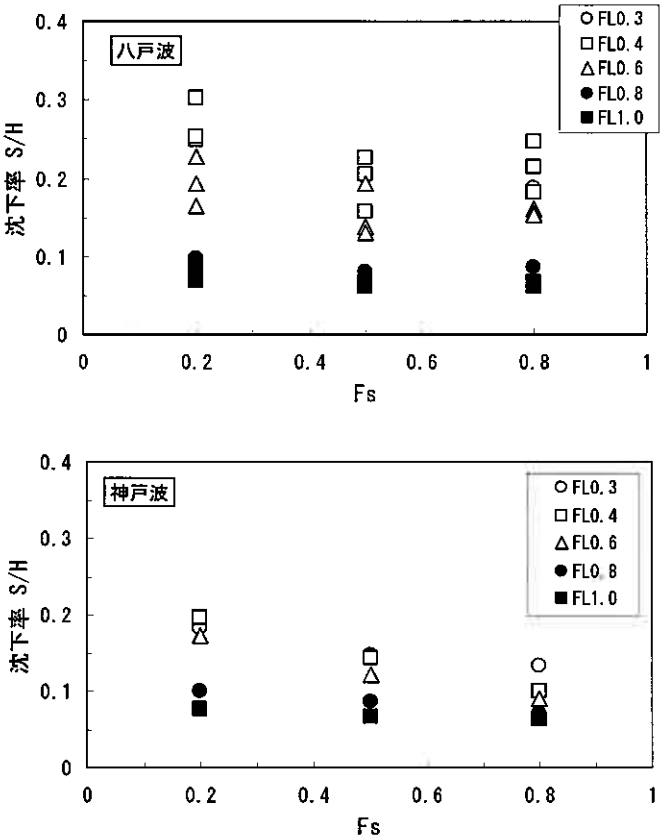
地震波ごとに整理した液状化抵抗率 FL と沈下率の関係を図－6に示す。図中の実線ならびに点線は、近似関係を表している。八戸波（プレート型を想定）については、FL の減少とともに沈下率が大きな値となっている。その傾向は、FL が 0.4～0.8 の範囲で著しく、FL が 0.4 以下ではほぼ見られない。また、同じ FL であれば、Fs の大きい方が小さい沈下率であり、その差は FL が小さい範囲の方が顕著であった。神戸波（直下型を想定）においても、FL の減少に従い沈下率が大きくなる傾向にあるが、八戸波と比べるとその変化は小さい。また、同じ FL であれば、Fs の大きい方が小さい沈下率となる傾向は、FL が 1.0 を除いてここでも認められる。

以上のことから、Fs と比べて FL の方が、沈下率に対する影響が強いことがわかる。したがって、図－6の関係を用いることで簡易的に地震時沈下量を推定できると考えられる。八戸波（プレート型を想定）と神戸波（直下型を想定）を比較すると、八戸波の沈下率が大きくなっている。これは、主要地震動の継続時間や周波数の影響によるものと思われる。

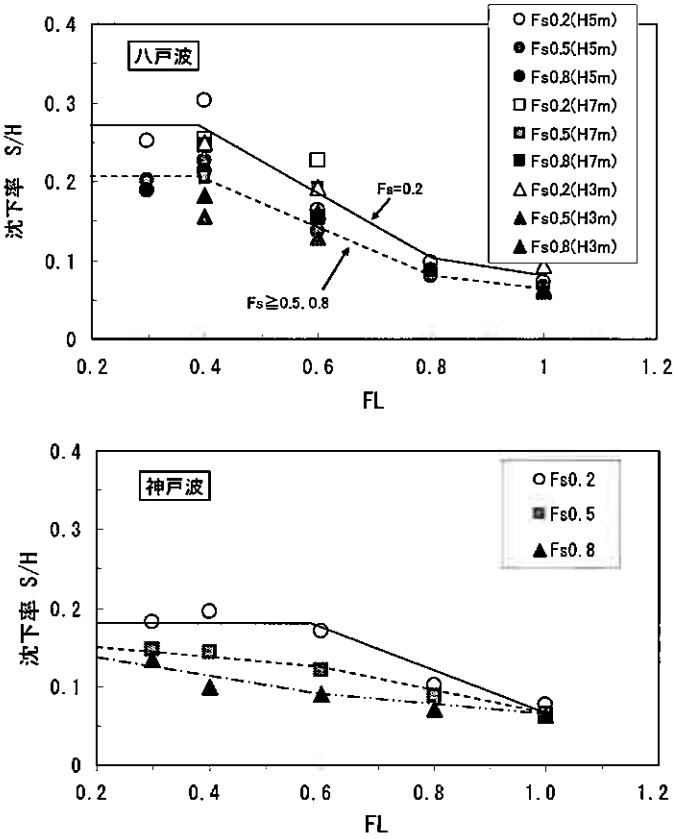
4.2 実測沈下量との比較

ここでは、図－6を用いて推定した地震時沈下量と実測沈下量を比較することで、沈下量の簡易的な評価手法としての妥当性を検証する。1993 年釧路沖地震における釧路川堤防および 2003 年十勝沖地震での釧路川堤防と牛首別川堤防において、沈下盛土層の FL と Fs ならびに実測沈下量が明らかとなっている 7 断面のデータを用いた。どちらの地震ともプレート型に分類されることから、図－6の八戸波のケースの FL と沈下率の近似関係（Fs=0.2）から沈下量を推定した。

検討データの一覧を表－6に、推定沈下量と実測沈下量の関係を図－7に示す。沈下量の小さい範囲においては推定値が実測値より大きく、沈下量の大きい範囲ではその逆の傾向はあるが、2003 年十勝沖地震の牛首別川のデータを除いて、推定値と実測値がほぼ一致した。したがって、泥炭地盤において沈下して地下水位以下に埋没した盛土底部の液状化現象による盛土の



図－5　すべり安全率 Fs と沈下率 S/H の関係



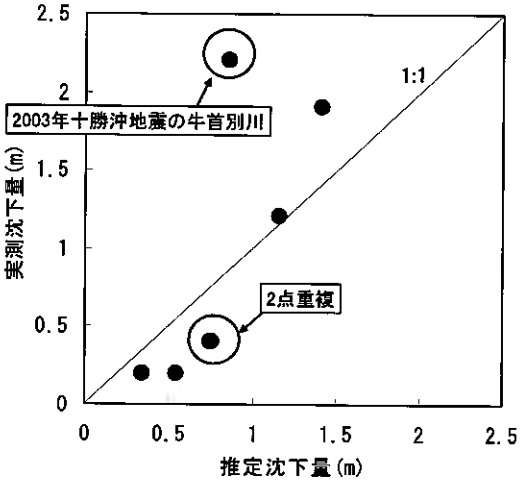
図－6　液状化抵抗率 FL と沈下率 S/H の関係

表－6　現場のデータと検討結果

地震名	河川名	KP	盛土高H (m)	実測沈下量S (m)	実測沈下率 S/H	すべり安全率 Fs	液状化抵抗率 FL	予測S/H	予測S(m)
1993年釧路沖地震	釧路川	左岸7,400	3.9	0.2	0.05	0.23	0.71	0.14	0.5
		左岸,9250	6.4	1.9	0.30	0.41	0.27	0.22	1.4
		右岸11,650	5.5	1.2	0.22	0.48	0.19	0.21	1.2
		右岸15,302	1.5	0.2	0.13	0.38	0.4	0.23	0.3
2003年十勝沖地震	十勝川	左岸13,000	4.5	0.4	0.09	0.47	0.54	0.17	0.8
		左岸19,200	4.2	0.4	0.10	0.13	0.64	0.18	0.8
	牛首別川	左岸4,000	3.9	2.2	0.56	0.41	0.41	0.22	0.9

沈下を沈下盛土層の FL と沈下率の関係を用いて推定する本手法は、その簡便性から考えても有効な手法といえる。

なお、2003 年十勝沖地震の牛首別川については、実測沈下率が 0.5 を超える大きな破壊を呈した箇所であり、本手法の適用範囲を超えたものと考えられる。



図－7　推定沈下量と実測沈下量の関係

5．まとめと今後の課題

本検討では、泥炭地盤において特徴的に見られる沈下して地下水位以下に埋没した盛土底部の液状化現象を対象に、円弧すべり安全率および液状化抵抗率と地震時沈下量の関係について検討した。その結果を要約すると以下の通りである。

① 一般的な泥炭性軟弱地盤を想定したモデル解析地盤に対して、FLIP を用いた二次元動的有効応力 FEM 解析および FL と Fs の算出を行った結果、Fs の大きさと FEM 解析から得られた沈下率に明瞭な関係は認められなかった。

② 一方、FL の減少とともに FEM 解析から得られた沈下率が大きな値となり、両者には相関関係が認められた。また、同じ FL であれば Fs の大きい方が小さい沈下率であった。

③ 実測沈下率が 0.5 を超える大きな破壊を呈した事例を除いて、推定沈下量と実測値がほぼ一致した。したがって、沈下盛土層の FL と沈下率の関係を用いて推定する本手法は、その簡便性から考えても有効な手法といえる。

【参考文献】

1) 北海道開発局開発土木研究所：1993 年釧路沖地震被害調査報告、開発土木研究所報告第 100 号、pp.13-32、1993.
2) 佐々木康：堤防の地震災害と災害軽減工学、JICE REPORT Vol.9、p.89、2006.
3) 地盤工学会：1994 年北海道東方沖地震災害調査報告書、pp.100-105、1998.
4) 北海道開発局土木試験所：1968 年十勝沖地震被害調査報告、土木試験所報告第 49 号、pp.9-24、1968.
5) 林　宏親、西本　聡、橋本　聖：泥炭地盤における盛土の耐震性に関する検討、寒地土木研究所月報第 657 号、pp.15-23、2008.
6) 松尾　修：河川堤防における耐震設計：土と基礎、No.47、No.6、pp.9-12、1999.
7) 土屋智穂、峯田一彦：土構造物の地震時変形量の簡易評価法、地盤工学会北海道支部技術報告集第 45 号、pp.153-156、2005.
8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編）、PP.121-125、2002.
9) 森田年一、井合　進、Hanlong Liu、一井康二、佐藤幸博：液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法、港湾技研資料、No.869、1997.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

Self Boring Pressuremeter による液状化対策効果の検証事例

基礎地盤コンサルタンツ(株)　正会員　○亀山　明子
(独)港湾空港技術研究所　国際会員　菅野　高弘
(独)港湾空港技術研究所　国際会員　中澤　博志

1.はじめに

液状化対策工の効果検証には様々な方法があるが，本報で報告するのは，Self Boring Pressuremeter（以下，SBP）による効果検証事例である．液状化対策工のうち密度増大工法は，改良後の地盤の水平土圧係数 K_0 を上昇させることが一般に言われており，改良効果検証手段として，K_0 値を測定することが有効である．本報では，静的圧入締固め工法(以下，CPG 工法)による地盤改良体に対し，地盤改良後，非地盤改良域を強制的に液状化させる制御発破によって，既往の調査事例にはない液状化被害後の改良効果の確認を目的として，SBP による孔内水平載荷試験を実施し，その結果について報告するものである．

2.調査条件

調査地は，液状化対策工法の改良効果確認を目的として石狩湾新港西地区で実施した発破による液状化実験場である．調査地における代表的な地層想定断面図を図-1 に示す．実験場内の地盤構成は，石狩湾の浚渫砂である N 値 1～8 の埋土層(Fs)が，地表面より分布し，それ以深は N 値 3～12 の砂質土層(As1)，N 値 8～20 の砂質土層(As2)が分布している．また，地下水位はボーリング調査時の孔内水位より， GL-2.0～2.5m の範囲にあることが確認された．

地盤改良対象とした Fs 層と As1 層の粒度試験結果を図-2 に示すが，ほぼ全ての試料が港湾基準[1]の「特に液状化の可能性あり」の範囲に分布していることがわかる．

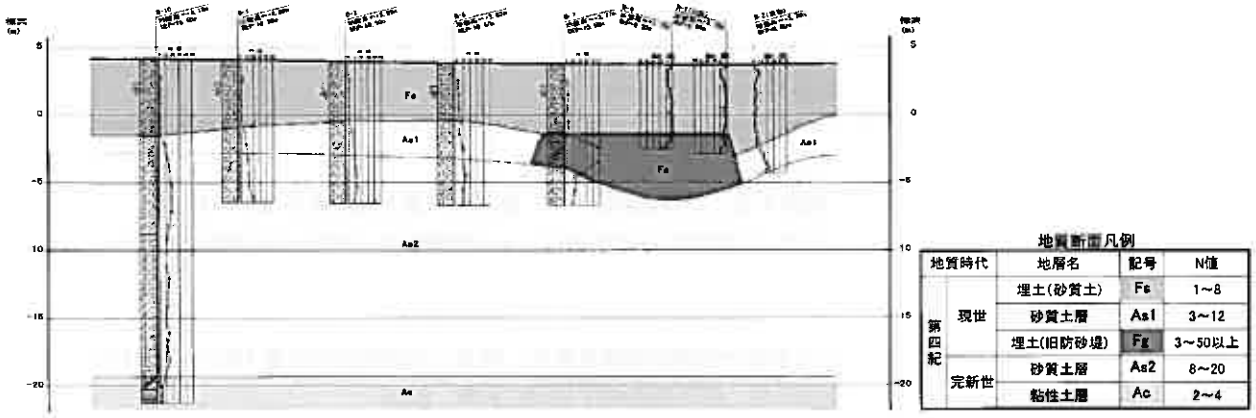
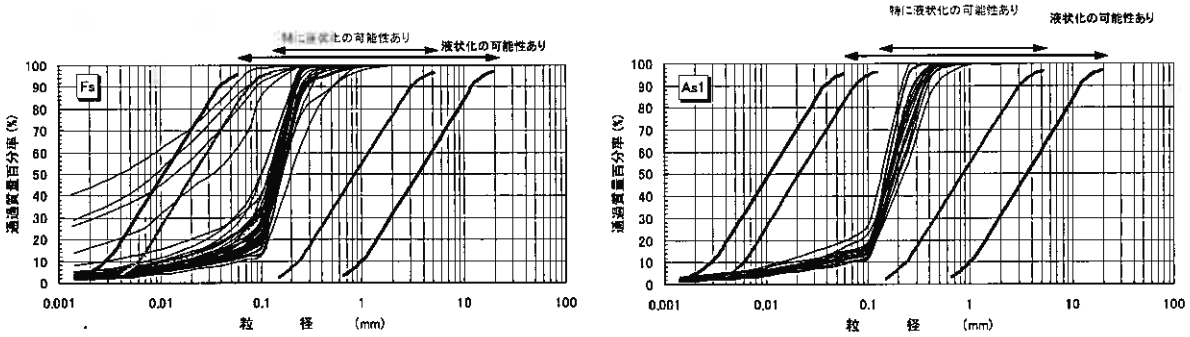


図-1　地層想定断面図



(a)　Fs 層　　(b)　As1 層

図-2　粒径加積曲線図

Case study on estimation of countermeasure for liquefaction by Self Boring Pressuremeter, Akiko KAMEYAMA(Kiso-Jiban Consultants), Takahiro SUGANO and Hiroshi NAKAZAWA(Port and Airport Research Institute)

3.地盤改良および効果確認

3.1 CPG 工法による地盤改良 [2)]

今回，液状化対策効果検証の対象とした CPG 工法は，注入材を地盤に圧入して地盤を圧縮強化する締固め工法であり，「静的締固め工法」と呼ばれている．一般に土木工事で用いられる注入工法は薬液注入工法が代表的であるが，この工法は，一定時間が経過すると急激に固結(ゲル化)する薬液を地盤中に浸透または脈状に注入するものであり，地盤の間隙を薬液で固めることによって地盤強化や止水の効果を発揮する．一方，CPG 工法は，図-3 に示す様に，きわめて流動性の低いモルタルを振動や衝撃を全く加えずに地盤中に圧入して固結体を造成し，この固結体による締固め効果で周辺地盤を圧縮強化する工法である．したがって，薬液注入工法は「固化」を原理とした地盤改良工法であるのに対し，CPG 工法はモルタルによる「密度増大」を改良の原理とする点で異なる工法である．

(a) 注入前　　(b) 注入後

図-3 CPG の改良概要 [2)]

なお，CPG 工法の改良率は式(1)で示され，本実験における CPG 工法の改良仕様は，図-4 に示すように，アスファルト舗装直下に注入孔間の配置間隔 2.0m，改良率 5%で施工された [3)]．

$$a_s = \left(e_0 - e_1\right) \Big/ \left(1 + e_0\right) \qquad (1)$$

ここに，a_s は改良率(%)，e_0 は原地盤の間隙比，及び e_1 は改良後地盤の間隙比を示す．また，制御発破による実験条件として，地下水位である GL-2.5m から GL-10.0m を液状化層として設定したため，CPG 工法による改良下端についても GL-10.0m として施工した．

3.2 SBP による液状化対策効果確認方法

SBP は「孔内水平載荷試験装置」のひとつである．従来，数多く使用されてきた Pre-Boring Pressuremeter(PBP)は，試験区間を事前にコアチューブで削孔し，載荷測定管(ゾンデ)を挿入するものであるが，コアチューブを測定管に置き換える際には必然的に「応力解放」が生じる．一方，SBP は測定管の先端に掘削ビットをとりつけることで，自己掘削が可能となっており，試験区間の削孔から測定まで試験深度における応力解放がない．したがって，SBP は従来の PBP に

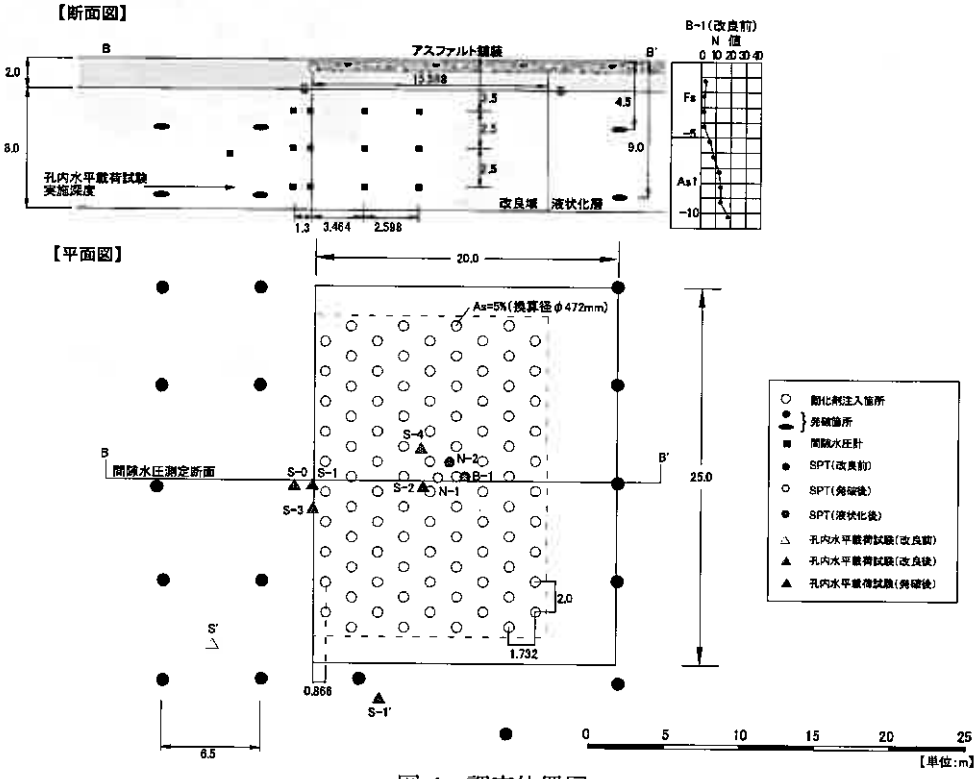


図-4 調査位置図

比べて地盤の乱れを最小限に抑えて試験を実施することができ，より精度の高い地盤情報を得ることが可能であるとともに，特に密度増大を原理とする地盤改良体を対象とする場合には，有効な調査手法であると言える．

SBP による調査状況は，写真 1～2 に示すとおりである．今回使用した試験装置は，通常のボーリングマシンを用いロッドの先端に測定管を連結して用いるもので，測定管でロータリー掘削しながら測定管を所定の深度まで圧入して試験を行う．試験機構としては，ゾンデ内部中央にセル圧力計と内径を測る変位計を設置しており，空気圧によって制御すること，また，ゾンデ表面中央に間隙水圧計を設置していることから，調査位置の間隙水圧を測定し水平有効応力σ_h'(kPa)を求めることができることが特徴である．

なお，本実験における調査箇所は，CPG 固結体間における図-4 に示す箇所であり，改良体の上端から GL-7.0m において改良中央部，改良端部，および未改良域で実施した．また，調査時期は，改良前，改良後(発破前)，発破 10 日後とした．

写真-1　SBP 測定管

写真-2　調査状況

3.3　制御発破による液状化発生状況の確認

地盤の液状化挙動を観察するため，未改良域において制御発破を実施し，強制的に液状化を発生させた．実験時の発破孔間隔，装薬深度，装薬箇所数（段数），1 段当りの装薬量などの発破仕様は，過去の実績[4] を参考に設定した．CPG 改良体周辺の装薬箇所は図-4 に示されているが，本実験では，液状化層を GL-10m としたため，基本的な装薬パターンとして，GL-4.5m, GL-9.0m の上下方向 2 段，水平方向 6.5m 間隔として，上段の爆薬は 2kg, 下段は 4kg のエマルション系含水爆薬を秒時差 200ms で段発発破した．

発破直後間もなく，写真-3に示す様にアスファルト舗装周辺では，未改良部脇の地下埋設管マンホール周辺に激しい噴砂が生じ，かつ明瞭な舗装の変状の様子が目視により確認できた．

図-5に示す未改良域における過剰間隙水圧Δu (kPa)は，発破直後に初期有効土被り圧σ_v'(kPa) 相当まで急増し，液状化に至る様子がわかる．また，発生したΔuの消散過程に関しては，未改良地盤で一時間後に$\Delta u/\sigma_v$'が概ね0.5，一日後には完全に消散する結果を示しており，実験後にSBPを実施した時期では，間隙水圧は完全に元の状態になっていたことがわかる．

写真-3　発破後の液状化の状況
（北海道開発局ヘリより撮影）

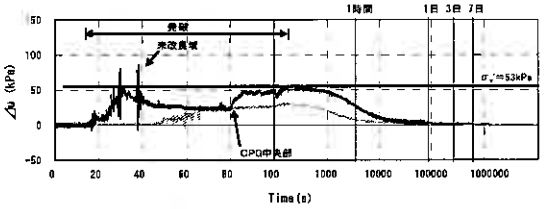


図-5　過剰間隙水圧の経時変化

4.調査結果

SBP によって測定した改良後の K_0 値(= σ_h'/σ_v')を図-6 に示す．未改良域の K_0 値は 0.36 を示しているが，改良後においては，改良中央部，改良端部および改良端部から 1.3m 離れた未改良域においても 0.9～1.0 まで増加しており，CPG 工の施工により水平土圧の増加が確認された．

発破前後の K_0 値を図-7 に示す．発破後の周辺地盤が液状化履歴を受けた状態においては，改良中央部で 0.82，改良端部で 0.63 と低下が認められた．このとき，未改良域の K_0 値は発破前とほぼ変わりなかった．未改良域の K_0 値と比較すると，発破後においても，改良中央，改良端部ともに CPG の改良効果が持続していると判断できる．

一方，水準測量の結果から求めた未改良域および CPG 改良部上のアスファルト舗装の沈下量分布を図-8 に示す．改良体中央部においては，10mm 程度の沈下量を示しており，目立った変状は見られなかった．しかし，未改良域や，改良体端部においては，沈下が顕著であり，発破後の K_0 値の低下と同様の傾向がみられる．

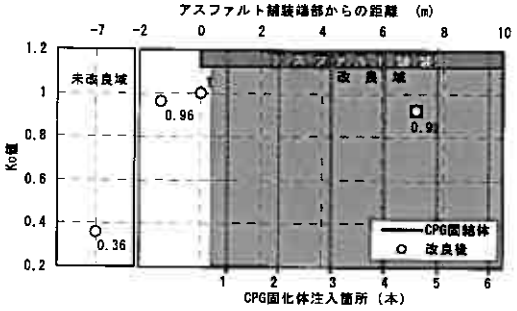


図-6　改良による K_0 の変化

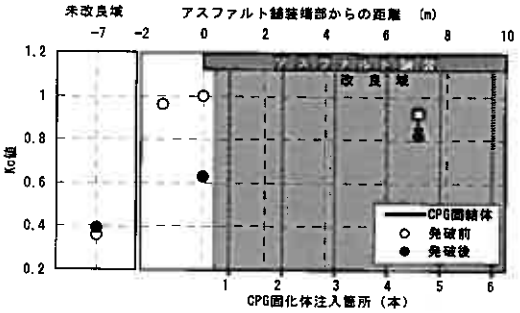


図-7　発破による K_0 の変化

改良前の N 値および細粒分含有率 Fc の深度分布から a_s=5%と設定した設計 N 値と，改良前，改良後，発破後に別途実施した標準貫入試験結果[3] を図-9 に示す．

改良前後の N 値を比較すると，GL-4.0～5.0m に関しては，改良による N 値の増分が小さいが，全体的には設計以上の改良効果が得られている．また，発破後では，N 値の低下傾向が見られるが，設計 N 値を満たしていることから，周辺の液状化後も改良効果が持続していると判断できる．

以上より，今回測定した K_0 値は被災(沈下)程度や N 値と同様に，改良効果に対応した値を示しているといえる．

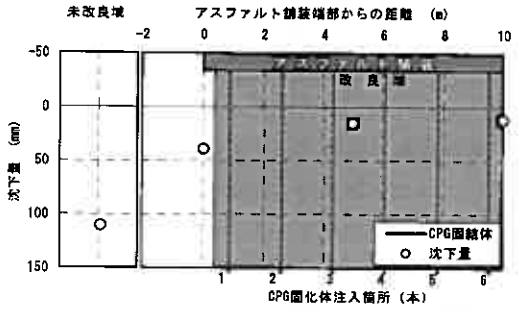


図-8　発破による地盤の沈下量

5.まとめ

SBP によって計測された K_0 値は被害(沈下)程度や N 値と同様に，改良効果に対応した値を示しているといえることから，CPG 工法における改良効果の検証方法として適していることが示された．

また，同様の密度増大工法においても，現場における K_0 値の計測は，工法の「原理」に適した改良効果の検証方法であるといえる．

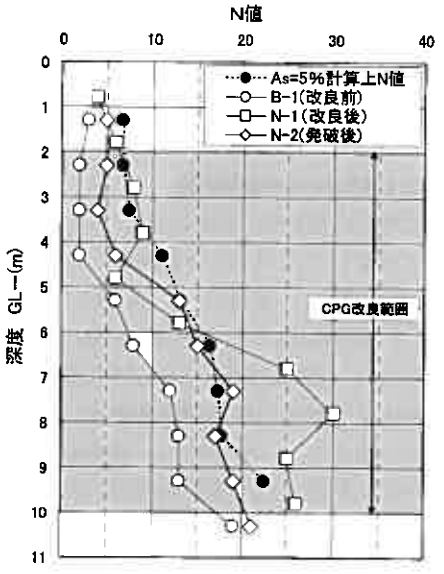


図-9　N 値の深度分布

【謝辞】

本報告は，平成19年10月に石狩湾新港で実施された実物大の空港施設を用いた液状化実験の成果の一部を取りまとめたものである．実験の実施にあたり，国土交通省北海道開発局および石狩湾新港管理組合の多大な協力を得た．また，成果の取りまとめについては，静的圧入締固め（CPG）工法研究会の皆様に貴重なご意見をいただいた．関係者各位に謝意を表します．

【参考文献】

1) (社)日本港湾協会：港湾施設の技術上の基準・同解説（上巻）平成 19 年 7 月　国土交通省港湾局監修，第 6 章　地盤の液状化，pp.383-389, 2007.
2) (財)沿岸技術研究センター：液状化対策としての静的圧入締固め工法技術マニュアル-コンパクショングラウチング工法-　第 3 章　設計，pp.23-80, 2007.
3) 原田良信，小西武，森河由紀弘，藤井照久，菅野高弘，中澤博志：人工液状化実験における静的圧入締固め工法による液状化対策，第 8 回地盤改良シンポジウム論文集，pp.139-144, 2008.
4) 菅野高弘，小濱英司，三藤正明，塩崎禎郎：発破を用いた港湾・臨海部都市機能の耐震性向上に関する十勝港における実物大実験，日本地震工学シンポジウム論文集 11 巻，pp.901-906, 2002.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

予圧密方法の相違が粘性土の弾性係数に及ぼす影響

北見工業大学大学院　学生員　○名波　敬太
北見工業大学工学部　正会員　山下　聡
北見工業大学大学院　学生員　片岡　沙都紀
北見工業大学大学院　学生員　小川　美穂
北見工業大学工学部　正会員　鈴木　輝之

1. はじめに

地盤材料は堆積構造や応力状態の異方性によって、鉛直方向と水平方向に伝播・振動するせん断波速度から求めたせん断剛性率 G_{vh} , G_{hv} と、水平方向に伝播・振動するせん断波速度から求めたせん断剛性率 G_{hh} が異なることが指摘されている。ここで、第 1, 2 添え字は、せん断波の伝播方向および振動方向を表す。

粘性土の弾性係数の異方性については近年さまざまな研究がされているが [1) 2)]、自然堆積粘性土の異方性は堆積年代（時間）、応力状態、塩分濃度、土粒子の物理的性質、構成鉱物（形状）など様々な要因によってその程度が異なると考えられるため、粘性土の弾性係数の異方性を増減させる因子については、未知な部分が数多く明確な結論は得られていない。

一方、室内試験で粘性土の力学特性を調べる場合、不撹乱試料や再構成試料（予圧密試料や練返し試料）などが用いられている。再構成試料は自然地盤と同じ堆積状態の試料を作製することは出来ないが、粘性土の基本的な力学特性を把握するために多用されている。ここで、再構成試料を作製する際には予圧密が一般に多用されており、試料を予圧密する際の条件として、①予圧密前の試料の含水比は、均質な供試体を作製する目的でスラリー（高含水比）状態にするために液性限界の 2 倍程度の値を一般的に用いられている。②予圧密圧力に関しては、各種地盤材料や試験の目的に応じて幅広く設定されており、一般的に 150~200kPa 程度とする場合が多い。しかし、予圧密方法の相違（予圧密前の含水比や予圧密圧力）が再構成試料の試験結果に及ぼす影響については明らかになっていない部分がある。

そこで本研究は、市販されている NSF 粘土と藤ノ森粘土を用いて、異なる予圧密方法で作製した再構成試料に対して、ベンダーエレメントを設置した三軸圧縮試験装置を用いてせん断波速度の測定と圧密非排水圧縮試験を行い、予圧密方法の相違が粘性土の弾性係数に及ぼす影響について調べた。さらに、バイカル湖湖底から採取した自然堆積粘性土とその再構成試料に対して上記と同様な試験を行い、粘性土の弾性係数の異方性について調べた。

2. 試料および試料の物理的性質

本研究で用いた試料は、市販されている NSF 粘土と藤ノ森粘土およびロシアのバイカル湖湖底から採取した試料 [3)]（以下 Baikal 粘土）を用いた。Baikal 粘土は、水深約 800~900m で、直線距離にして約 700m 離れた 2 箇所の湖底から不撹乱試料（Baikal 粘土①および Baikal 粘土②）を採取した。図-1 に各試料の粒径加積曲線を、表-1 に物理的性質を示した。図-1 より、NSF 粘土と Baikal 粘土①,②は約 7 割が粘土分で、粒度分布に明確な相違は見られなかった。藤ノ森粘土は約 3 割が粘土分で約 7 割をシルト分が占めている。また、X 線回折から得られた各試料の構成鉱物を表-2 に示した。NSF 粘土は石英とパイロフィライトを主成分とし、次いでイライト、カオリン鉱物、スメクタイトとなっている。石英の結晶系は六方晶系で形状は六角柱状を示し、パイロフィライトの結晶系は単斜晶系で形状は不定形板状を示すことが多い。藤ノ森粘土は石英と斜長石およびイライトを主成分とし、次いでスメクタイト、クロライトとなっている。イライトの結晶系は単斜結晶で形状は不定形板状または薄片状を示すことがある。Baikal 粘土①,②は石英とイライトを主成分としており、次いでクロライト、斜長石、スメクタイトとなっている。また、Baikal 粘土①,②で構成鉱物の相違はほとんど認められなかった。さらに、NSF 粘土の粉末試料に対して電子顕微鏡による観察を行い、粘土粒子を撮影したものが写真-1 である。写真に示したように、NSF 粘土粒子は薄板状をしているのが分かる。

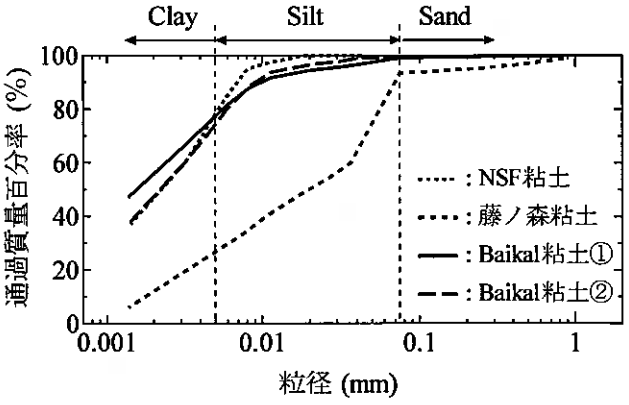


図-1 各試料の粒径加積曲線

Effect of pre-consolidation method on elastic modulus of clay.

Keita Nanami , Satoshi Yamashita , Satsuki Kataoka , Miho Ogawa , and Teruyuki Suzuki (Kitami Institute of Technology)

表-1 各試料の物理的性質

試料名	採取深度 (cm)	土被り圧 (kPa)	土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)	液性限界 w_L (%)	塑性指数 I_P
NSF粘土	—	—	2.758	63.6	33.2
藤ノ森粘土	—	—	2.764	50.8	19.5
Baikal粘土①	371	23	2.815	68.2	36.3
Baikal粘土②	381	22	2.756	77.3	45.1

写真-1 NSF 粘土粒子

表-2 各試料の主な構成鉱物

試料名	主な構成鉱物
NSF粘土	石英、パイロフィライト、イライト、カオリン鉱物、スメクタイトなど
藤ノ森粘土	石英、斜長石、イライト、スメクタイト、クロライトなど
Baikal粘土①	石英、イライト、クロライト、斜長石、スメクタイトなど
Baikal粘土②	石英、イライト、クロライト、斜長石、スメクタイトなど

3. 予圧密方法および試験方法

NSF 粘土および藤ノ森粘土は、予圧密時の初期含水比（w_0/w_L）と予圧密圧力（p_{pre}）の異なる供試体を作製した。予圧密方法は、試料の初期含水比（w_0/w_L）を液性限界の約 1.5~3.5 倍になるよう蒸留水を加えてスラリー状にし、攪拌容器内で真空に近い状態で約 24 時間攪拌した。その後、予圧密容器内に試料を移し、予圧密圧力（p_{pre}）100~300kPa で約 7 日間予圧密を行なった。Baikal 粘土の再構成試料は、三軸試験で不撹乱試料成形時に得られた削りくずを液性限界の約 2.0 倍程度になるよう蒸留水を加えてスラリー状にして練り返し、予圧密容器内に試料を移して約 24 時間の脱気を行なった後予圧密を行っている。なお、Baikal 粘土の予圧密にはベンダーエレメント付き予圧密容器を用いた。ベンダーエレメントはキャップとペデスタルに埋め込まれており、各予圧密段階（σ_v=20,40,80,150kPa：それぞれ 3t 法の圧密打ち切り時間を十分に越える時間まで圧密）でせん断波速度 V_{vh} の測定を行い、最終予圧密圧力（p_{pre}）150kPa で再構成試料を作製した。表-3 に各供試体の予圧密条件を示した。Baikal 粘土の再構成試料には不撹乱試料と区別するため供試体名の語尾に(R)を付けている。

再構成試料および不撹乱試料は、直径 50mm 高さ 100mm に供試体を成形して、ベンダーエレメントを設置した三軸圧縮試験装置を用いて、せん断波速度の測定と圧密非排水圧縮試験を行った。せん断波速度の測定は、供試体設置後に各有効拘束圧（σ'_c=49,98,196,392kPa）で等方圧密し、各応力段階で 3 対のベンダーエレメントを用いて 3 方向のせん断波速度（V_{vh}，V_{hv}，V_{hh}）の測定を行なった。得られたせん断波速度からせん断剛性率（G_{vh}，G_{hv}，G_{hh}）を算出し、粘性土の弾性係数の異方性について調べた。さらに、最終圧密段階 σ'_c=392kPa（正規圧密領域）において、非排水での単調載荷試験を行った。

表-3 各供試体の予圧密条件

試料名	予圧密条件		
	供試体名 w_0/w_L - p_{pre}	初期含水比 w_0/w_L	予圧密圧力 p_{pre}
NSF粘土	1.6-150	1.6	150
	2.0-150	2.0	150
	2.6-150	2.6	150
	3.0-150	3.0	150
	3.6-150	3.6	150
	2.0-100	2.0	100
	2.0-200	2.0	200
	2.0-300	2.0	300
藤ノ森粘土	1.5-150	1.5	150
	2.0-150	2.0	150
	2.5-150	2.5	150
	2.0-100	2.0	100
	2.0-200	2.0	200
	2.0-300	2.0	300
Baikal粘土	Baikal粘土①(R)	2.0	150
	Baikal粘土②(R)	2.0	150

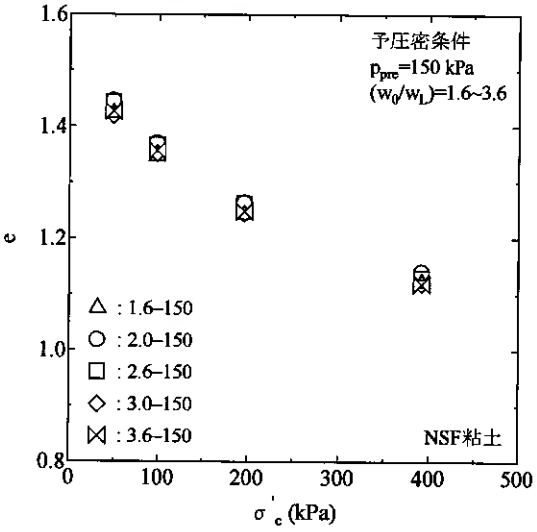


図-2 初期含水比（w_0/w_L）が異なる供試体の有効拘束圧 σ'_c と間隙比 e の関係（NSF 粘土）

4. 試験結果

4.1 初期含水比（w_0/w_L）の相違

初期含水比（w_0/w_L）の相違が試験結果に及ぼす影響を調べるために、初期含水比（w_0/w_L）を 1.5~3.6 倍に調節して、予圧密圧力 p_{pre}=150kPa で作製した供試体（NSF 粘土と藤ノ森粘土）の試験結果を以下に示す。

(1) NSF 粘土

図-2 は予圧密時の初期含水比（w_0/w_L）の異なる NSF 粘土供試体に対して行なった三軸試験での各有効拘束圧 σ'_c と間

隙比 e との関係を示したものである。図より、間隙比は予圧密圧力（p_{pre}）が一定ならば、初期含水比（w_0/w_L）の相違によらず各拘束圧においてほぼ同じ値であることが分かる。

次に、初期含水比（w_0/w_L）がせん断剛性率に与える影響を調べるために、図-3 に各有効拘束圧 σ'_c における初期含水比（w_0/w_L）とせん断剛性率 G_{vh} , G_{hv} , G_{hh} の関係を示した。図より、せん断剛性率 G_{vh} , G_{hv} は、全ての供試体において初期含水比（w_0/w_L）による相違はほとんど認められずほぼ同じ値を示している。一方、せん断剛性率 G_{hh} は、初期含水比（w_0/w_L）が 2.6 倍までは初期含水比（w_0/w_L）の増加に伴い高くなっているのが分かる。しかし、初期含水比（w_0/w_L）が 2.6 倍を越えるとせん断剛性率 G_{hh} に変化は見られない。図-4 にせん断剛性率 $G_{vh(hv)}$ と G_{hh} の関係を示した。ここで、せん断剛性率 G_{vh} , G_{hv} は等方応力状態ならば等しいと考えられるため [4]、せん断剛性率 G_{vh} , G_{hv} を平均した値 $G_{vh(hv)}$ を用いた。図より、どの供試体も $G_{hh} > G_{vh(hv)}$ の関係を示し、せん断剛性率の異方性を有しているのが分かる。これは、NSF 粘土は粘土分含有率が高く、写真-1 で示したように粘土粒子は薄板状の扁平な形状をしているため異方性が生じたと考えられる。しかし、図-4 (a)に示した初期含水比（w_0/w_L）が 1.6~2.6 倍の供試体は初期含水比（w_0/w_L）の増加に伴いせん断剛性率比 $G_{hh} / G_{vh(hv)}$ も高くなっているのに対し、(b)に示した初期含水比（w_0/w_L）が 2.6~3.6 倍の供試体は初期含水比（w_0/w_L）の相違によるせん断剛性率比 $G_{hh} / G_{vh(hv)}$ の変化は見られない。このように初期含水比（w_0/w_L）の相違によってせん断剛性率の異方性が変化する原因として、予圧密時の試料がより液状なほど（w_0/w_L の比率が高いほど）予圧密時の圧密量が大きいため、粘土粒子が配向しやすく、構造異方性が顕著に現れたものだと考えられる。そこで、図-5 に初期含水比（w_0/w_L）と予圧密時の圧密ひずみ ε （ε =予圧密時の最終圧密量／予圧密前の初期供試体高さ）およびせん断剛性率比 $G_{hh} / G_{vh(hv)}$ との関係を示した。図より、初期含水比（w_0/w_L）が高いと圧密ひずみも増加しており、それに伴いせん断剛性率比 $G_{hh} / G_{vh(hv)}$ も高くなっているのが分かる。このことから、予圧密前の初期含水比（w_0/w_L）は、構造異方性を発達させる大きな要因であることが言える。しかし、初期含水比（w_0/w_L）が 2.6 倍を越えると異方性は増加していないことから、予圧密圧力（p_{pre}）が一定ならば初期含水比（w_0/w_L）の増加に伴う構造異方性の発達には限界があると考えられる。

図-6 に有効拘束圧 σ'_c=392kPa（正規圧密領域）で行なった非排水単調載荷試験で得られた有効応力経路を示した。図より、せん断の進行に伴う過剰間隙水圧の発生量は初期含水比（w_0/w_L）によって異なることが分かる。しかし、図中の最大軸差応力 q_{max} を結んだ限界状態線を見ると、限界状態線の傾きは初期含水比（w_0/w_L）による相違は認められずほぼ等しいことが分かる。

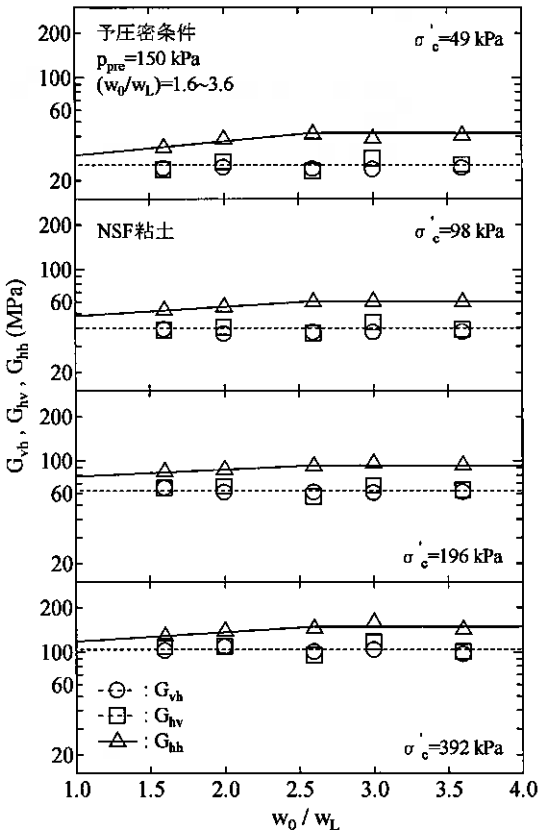


図-3 各有効拘束圧 σ'_c における初期含水比（w_0/w_L）とせん断剛性率 G_{vh} , G_{hv} , G_{hh} の関係（NSF 粘土）

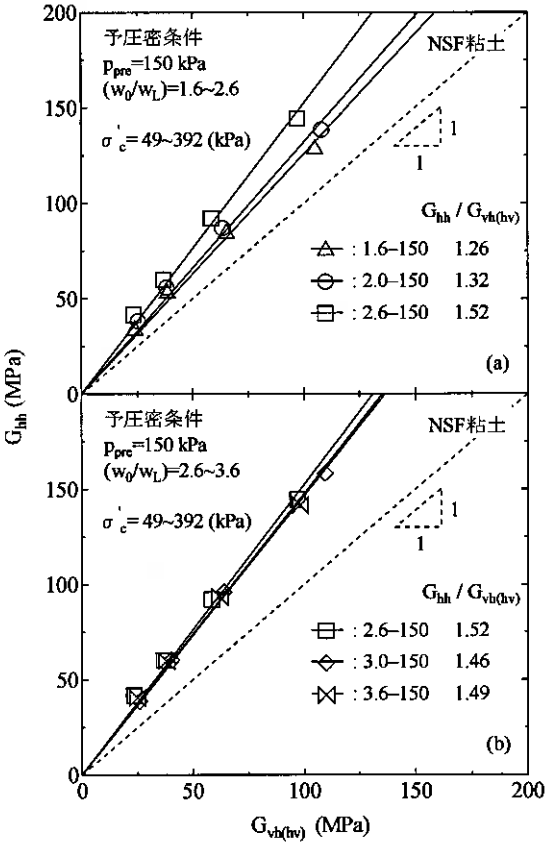


図-4 せん断剛性率比 $G_{hh} / G_{vh(hv)}$（NSF 粘土）
(a) 初期含水比（w_0/w_L）1.6~2.6 倍
(b) 初期含水比（w_0/w_L）2.6~3.6 倍

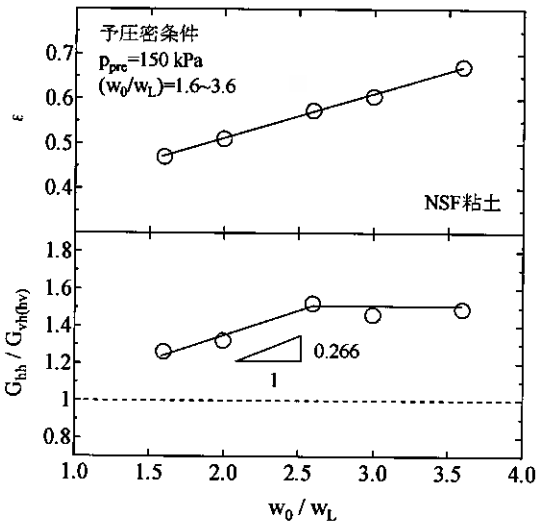


図-5 初期含水比（w_0/w_L）に対する圧密ひずみ ε とせん断剛性率比 G_{hh} / $G_{vh(hv)}$ の変化（NSF 粘土）

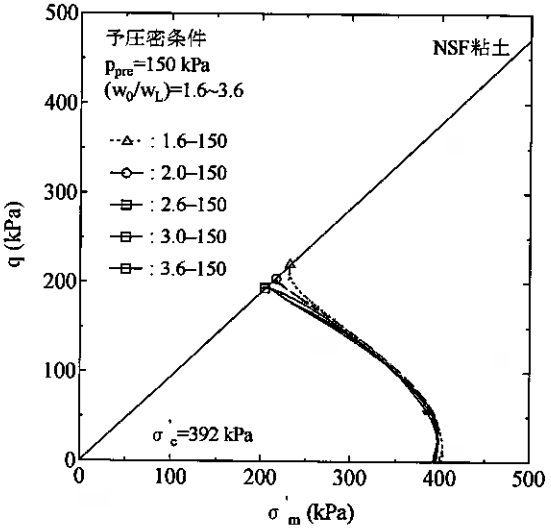


図-6 初期含水比（w_0/w_L）が異なる供試体の有効応力経路（NSF 粘土）

(2) 藤ノ森粘土

図-7 は予圧密時の初期含水比（w_0/w_L）の異なる藤ノ森粘土供試体に対して行なった三軸試験での各有効拘束圧 σ'_c と間隙比 e との関係を示したものである。図より、初期含水比（w_0/w_L）1.5，2.0 倍の供試体は間隙比の相違はあまり認められないが、初期含水比（w_0/w_L）2.5 倍の供試体は他に比べて間隙比が大きい。そこで、表-4 に予圧密後の試料の上部,中部,下部における含水比を示した。表より、初期含水比（w_0/w_L）2.5 倍の試料は、上中下で含水比に大きな相違があることが分かる。以上より、藤ノ森粘土は NSF 粘土に比べて粒径が粗く粒径分布が広いため、初期含水比（w_0/w_L）が高いほど分級作用の影響を受けて間隙比に相違が生じたと考えられる。

次に、初期含水比（w_0/w_L）がせん断剛性率に与える影響を調べるために、図-8 に各有効拘束圧 σ'_c における初期含水比（w_0/w_L）とせん断剛性率 G_{vh}，G_{hv}，G_{hh} の関係を、図-9 にせん断剛性率 $G_{vh(hv)}$ と G_{hh} の関係を示した。両図より、せん断剛性率 G_{vh}，G_{hv}，G_{hh} とせん断剛性率比 G_{hh} / $G_{vh(hv)}$ は、初期含水比（w_0/w_L）による相違がほとんど認められず、せん断剛性率の異方性もほとんど無いことが分かる。これは、藤ノ森粘土は NSF 粘土よりも粘土分含有率が低いため、構造異方性が顕著に現れなかったと考えられる。また、図-10 に初期含水比（w_0/w_L）と圧密ひずみ ε およびせん断剛性率比 G_{hh} / $G_{vh(hv)}$ との関係を示した。図より、初期含水比（w_0/w_L）の増加に伴い圧密ひずみも増加しているが、どの供試体もせん断剛性率の異方性はほとんど無く、異方性の増加も僅かである。

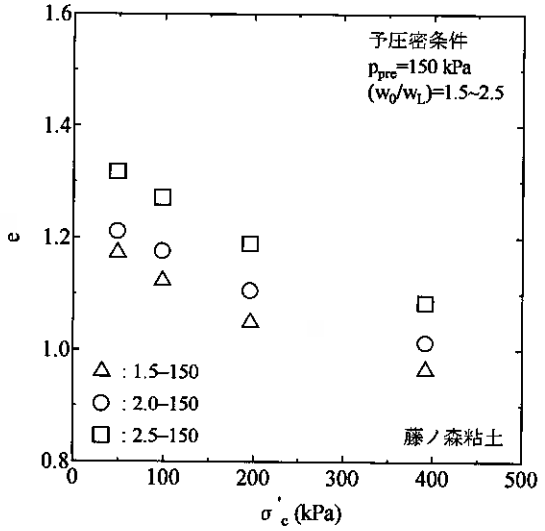


図-7 初期含水比（w_0/w_L）が異なる供試体の有効拘束圧 σ'_c と間隙比 e の関係（藤ノ森粘土）

表-4 予圧密後の試料の含水比分布（藤ノ森粘土）

含水比の切り出し箇所		予圧密後の試料		
		1.5-150	2.0-150	2.5-150
含水比 (%)	上部	40.9	42.3	48.5
	中部	41.2	41.4	44.8
	下部	41.0	41.7	42.0

以上の結果から、NSF 粘土のように粘土分含有率が高いと構造異方性の発達に大きな影響を及ぼし、初期含水比（w_0/w_L）による構造異方性の変化も顕著であるが、逆に藤ノ森粘土のように粘土分含有率が低いと構造異方性はほとんど生じず、初期含水比（w_0/w_L）による構造異方性の変化も僅かであると考えられる。

図-11 に有効拘束圧 σ'_c=392kPa（正規圧密領域）で行なった非排水単調載荷試験で得られた有効応力経路を示した。図より、初期含水比（w_0/w_L）が 1.5，2.0 倍の供試体は有効応力経路に相違はほとんど認められないが、初期含水比（w_0/w_L）2.5 倍の供試体は過剰間隙水圧の発生量が他よりも高い。これは、初期含水比（w_0/w_L）2.5 倍の供試体は他よりも間隙比が高いためだと考えられる。しかし、NSF 粘土と同様に最大軸差応力 q_{max} を結んだ限界状態線の傾きは初期含水比（w_0/w_L）による相違は認められずほぼ等しいことが分かる。

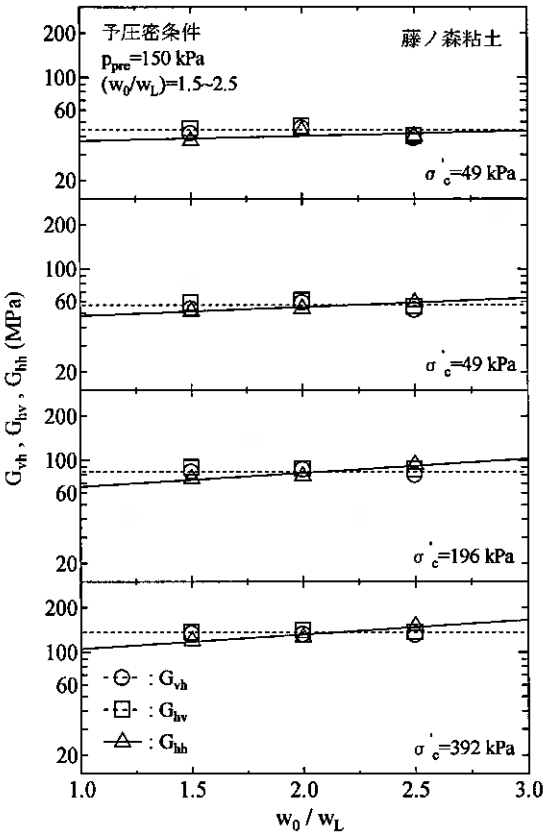


図-8 各有効拘束圧 σ'_c における初期含水比（w_0/w_L）とせん断剛性率 G_{vh} , G_{hv} , G_{hh} の関係（藤ノ森粘土）

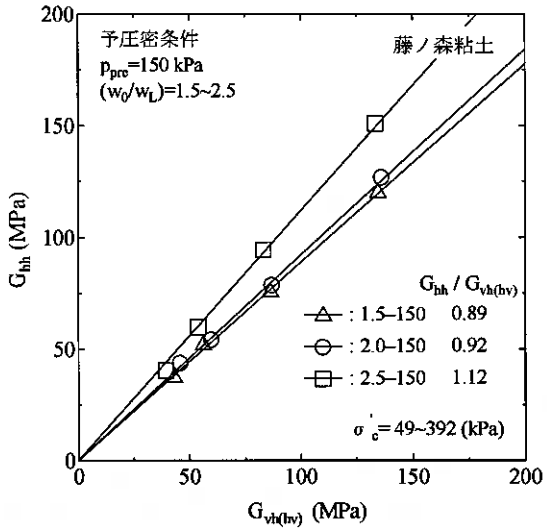


図-9 せん断剛性率比 G_{hh} / $G_{vh(hv)}$（藤ノ森粘土）

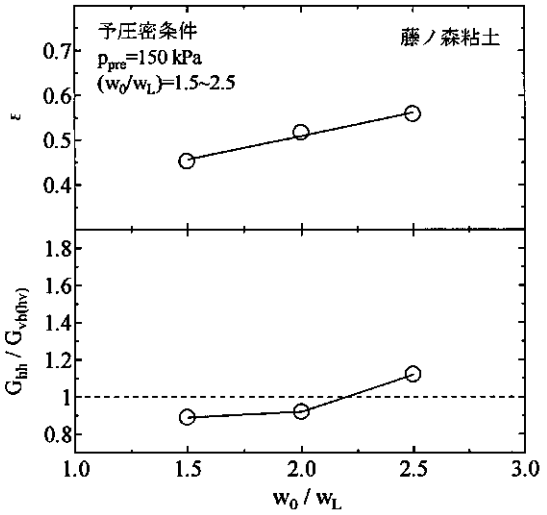


図-10 初期含水比（w_0/w_L）に対する圧密ひずみ ε とせん断剛性率比 G_{hh} / $G_{vh(hv)}$ の変化（藤ノ森粘土）

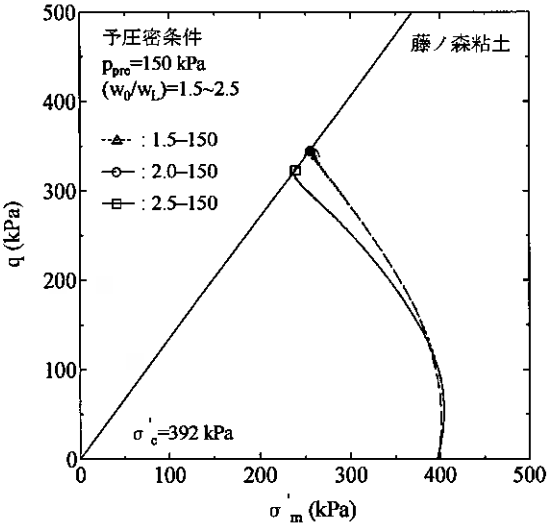


図-11 初期含水比（w_0/w_L）が異なる供試体の有効応力経路（藤ノ森粘土）

4.2 予圧密圧力（p_{pre}）の相違

予圧密圧力（p_{pre}）の相違が試験結果に及ぼす影響を調べるために、初期含水比（w_0/w_L）を 2.0 倍で一定にして、予圧密圧力 p_{pre}=100~300kPa で作製した供試体（NSF 粘土と藤ノ森粘土）の試験結果を以下に示す。

(1) NSF 粘土

図-12 は予圧密圧力（p_{pre}）の異なる NSF 粘土供試体に対して行なった三軸試験での各有効拘束圧 σ'_c と間隙比 e との関係を示したものである。図より、予圧密圧力（p_{pre}）が高いと間隙比は低く、拘束圧の増加に伴い間隙比は予圧密圧力（p_{pre}）による差が無くなっていくのが分かる。

次に、予圧密圧力（p_{pre}）がせん断剛性率に与える影響を調べるために、図-13 に各有効拘束圧 σ'_c における予圧密圧力（p_{pre}）とせん断剛性率 G_{vh} , G_{hv} , G_{hh} の関係を示した。図より、せん断剛性率 G_{vh} , G_{hv} は拘束圧 σ'_c=49,98kPa において予

圧密圧力（p_{pre}）の増加に伴い僅かに増加している程度で、予圧密圧力（p_{pre}）による相違はほとんどない。しかし、せん断剛性率 G_{hh} はすべての拘束圧で予圧密圧力（p_{pre}）の増加に伴い大きく増加しているのが分かる。せん断剛性率 G_{hh} の増加は、予圧密圧力（p_{pre}）の増加に伴う一次元圧密の進行により、粘土粒子の配向性が強まり構造異方性が発達したためだと考えられる[4)]。また、図-14 にせん断剛性率 $G_{vh(hv)}$ と G_{hh} の関係を示した。図より、せん断剛性率比 G_{hh} / $G_{vh(hv)}$ は予圧密圧力（p_{pre}）の増加に伴い高くなっているのが分かる。以上のことから、予圧密圧力（p_{pre}）の増加に伴い粘土粒子の配向性が強まり、構造異方性が発達するとせん断剛性率 G_{hh} に大きな影響を与えるが、せん断剛性率 G_{vh} , G_{hv} にはほとんど影響を与えないと考えられる。

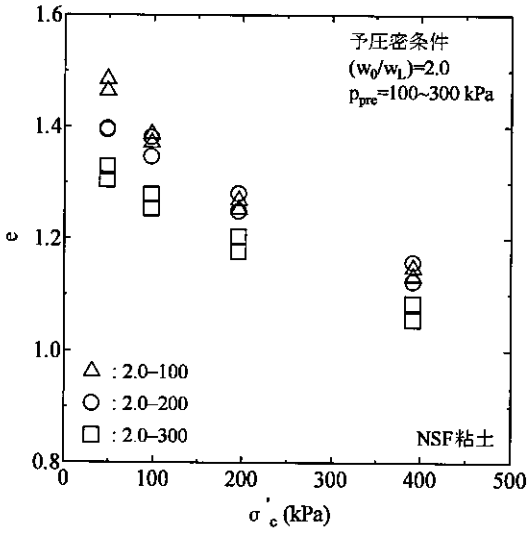


図-12 予圧密圧力（p_{pre}）が異なる供試体の有効拘束圧 σ'_c と間隙比 e の関係（NSF 粘土）

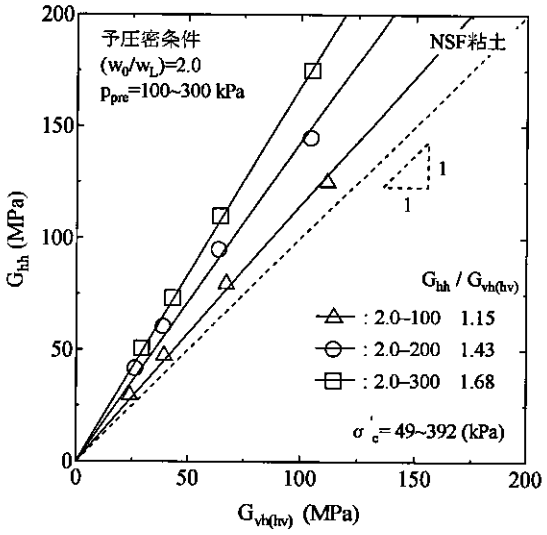


図-14 せん断剛性率比 G_{hh} / $G_{vh(hv)}$（NSF 粘土）

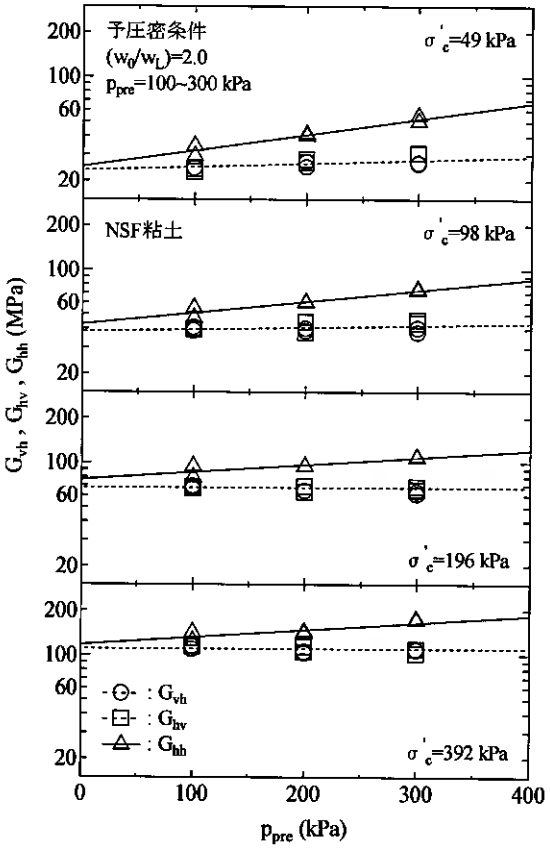


図-13 各有効拘束圧 σ'_c における予圧密圧力（p_{pre}）とせん断剛性率 G_{vh} , G_{hv} , G_{hh} の関係（NSF 粘土）

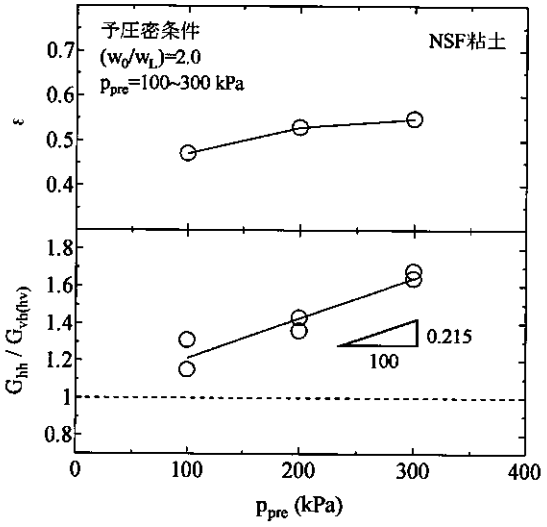


図-15 予圧密圧力（p_{pre}）に対する圧密ひずみ ε とせん断剛性率比 G_{hh} / $G_{vh(hv)}$ の変化（NSF 粘土）

図-15 に予圧密圧力（p_{pre}）と圧密ひずみ ε およびせん断剛性率比 G_{hh} / $G_{vh(hv)}$ との関係を示した。図より、圧密ひずみと予圧密圧力（p_{pre}）は比例関係ではないが右上がりになっており、せん断剛性率比 G_{hh} / $G_{vh(hv)}$ は予圧密圧力（p_{pre}）の増加に伴い高くなっていることが分かる。このことから、予圧密時の初期含水比（w_0/w_L）と同様に予圧密圧力（p_{pre}）も構造異方性を発達させる大きな要因であることが言える。

図-16 に有効拘束圧 σ'_c=392kPa（正規圧密領域）で行なった非排水単調載荷試験で得られた有効応力経路を示した。有効応力経路は、予圧密圧力（p_{pre}）が低いと、せん断の進行に伴い過剰間隙水圧の発生量は高くなっている。これは、予圧密圧力（p_{pre}）によって間隙比が異なるためだと考えられる。また、最大軸差応力 q_{max} を結んだ限界状態線の傾きは予圧密圧力（p_{pre}）による相違は認められずほぼ等しいことが分かる。

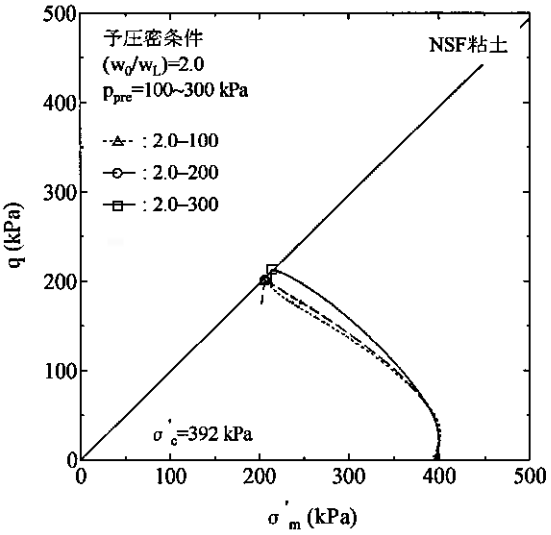


図-16 予圧密圧力（p_{pre}）が異なる供試体の有効応力経路（NSF 粘土）

(2) 藤ノ森粘土

図-17 は予圧密圧力（p_{pre}）の異なる藤ノ森粘土供試体に対して行なった三軸試験での各有効拘束圧 σ'_c と間隙比 e との関係を示したものである。図より、間隙比は NSF 粘土と同様に予圧密圧力（p_{pre}）が高いと間隙比は低く、拘束圧の増加に伴い間隙比は予圧密圧力（p_{pre}）による差が無くなっていくのが分かる。

次に、予圧密圧力（p_{pre}）がせん断剛性率に与える影響を調べるために、図-18 に各有効拘束圧 σ'_c における予圧密圧力（p_{pre}）とせん断剛性率 G_{vh} , G_{hv} , G_{hh} の関係を示した。図より、せん断剛性率 G_{vh} , G_{hv} , G_{hh} ともに予圧密圧力（p_{pre}）の増加に伴い高くなっており、G_{vh} , G_{hv} , G_{hh} で相違がほとんど認められないのが分かる。そのため、図-19 に示したせん断剛性率 $G_{vh(hv)}$ と G_{hh} の関係は、せん断剛性率比 G_{hh} / $G_{vh(hv)}$ ≒1.0 になっており異方性は認められない。このことから、藤ノ森粘土のように粘土分含有率が低いと予圧密圧力（p_{pre}）の増加に伴う構造異方性の発達はほとんど無いと考えられる。また、図-18 でせん断剛性率 G_{vh} , G_{hv} , G_{hh} ともに予圧密圧力（p_{pre}）の増加に伴い高くなっているのは、予圧密圧力（p_{pre}）の増加に伴う構造異方性の発達と間隙比の影響だと考えられる。しかし、図-19 で示したように、藤ノ森粘土は構造異方性の影響がほとんど無かったことから、せん断剛性率の変化は間隙比による影響が大きいと考えられる。さらに、拘束圧の増加に伴いせん断剛性率 G の傾きが低下しているのは、間隙比が拘束圧の増加に伴い予圧密圧力（p_{pre}）による差が無くなっていくためだと考えられる。

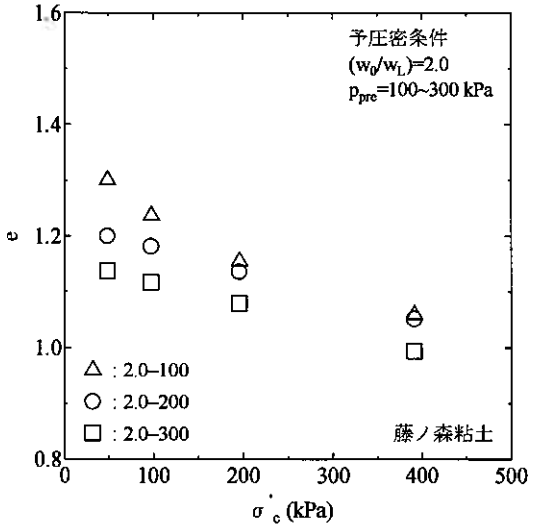


図-17 予圧密圧力（p_{pre}）が異なる供試体の有効拘束圧 σ'_c と間隙比 e の関係（藤ノ森粘土）

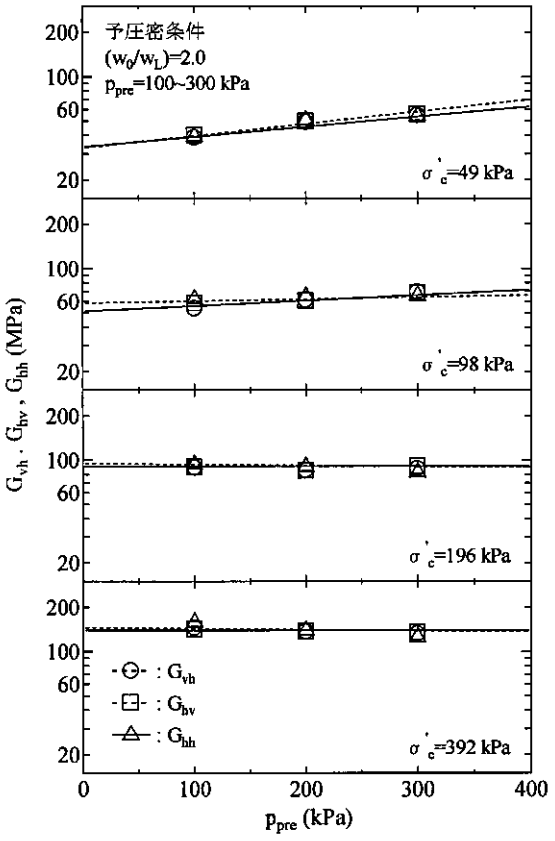


図-18 各有効拘束圧 σ'_c における予圧密圧力（p_{pre}）とせん断剛性率 G_{vh} , G_{hv} , G_{hh} の関係（藤ノ森粘土）

図-20 に予圧密圧力（p_{pre}）と圧密ひずみ ε およびせん断剛性率比 G_{hh} / $G_{vh(hv)}$との関係を示した。図より、予圧密圧力（p_{pre}）の増加に伴い圧密ひずみは増加しているが、せん断剛性率比 G_{hh} / $G_{vh(hv)}$ は予圧密圧力（p_{pre}）の相違によらず異方性はほとんど認められない。以上のことから、圧密ひずみが増加しても構造異方性が発達することはなく、構造異方性の発達は粘土分含有率の影響が大きいと考えられる。

図-21 に有効拘束圧 σ'_c=392kPa（正規圧密領域）で行なった非排水単調載荷試験で得られた有効応力経路を示した。有効応力経路は、予圧密圧力（p_{pre}）が低いと、せん断の進行に伴い過剰間隙水圧の発生量は高くなっているが、最大軸差応力 q_{max} を結んだ限界状態線の傾きは予圧密圧力（p_{pre}）による相違は認められずほぼ等しいことが分かる。これらは、先ほどの NSF 粘土と同様の結果であると言える。

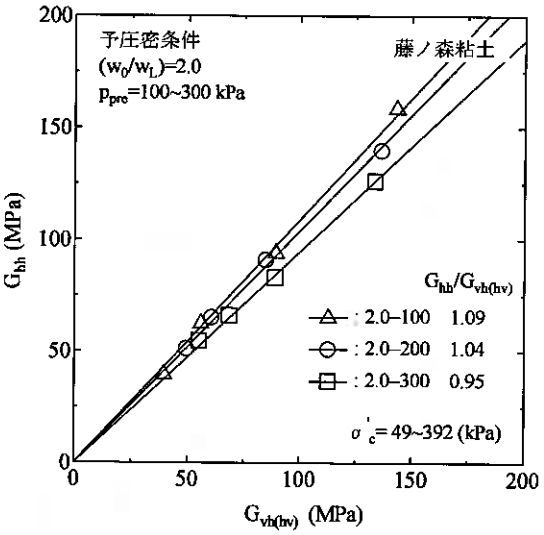


図-19 せん断剛性率比 G_{hh} / $G_{vh(hv)}$（藤ノ森粘土）

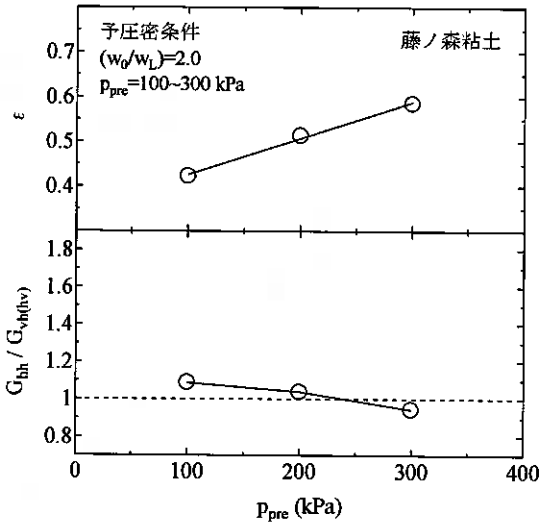


図-20 予圧密圧力（p_{pre}）に対する圧密ひずみ ε とせん断剛性率比 G_{hh} / $G_{vh(hv)}$ の変化（藤ノ森粘土）

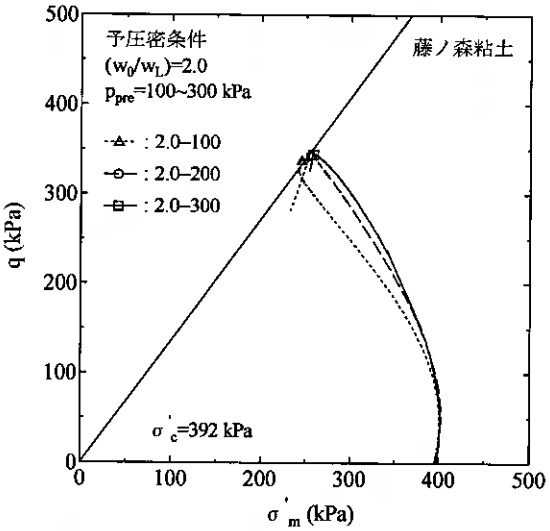


図-21 予圧密圧力（p_{pre}）が異なる供試体の有効応力経路（藤ノ森粘土）

4.3 自然堆積粘性土における弾性係数の異方性

図-22 は予圧密における Baikal 粘土再構成試料の各予圧密段階（σ_v=20,40,80,150kPa）で得られたせん断波速度 V_{vh} を示したものである。なお、同じ予圧密条件で行なった NSF 粘土の結果も合わせて示している。図は各予圧密圧力 σ_v における間隙比 e とせん断剛性率 G_{vh} の関係を示している。図より、Baikal 粘土と NSF 粘土ではせん断剛性率 G_{vh} に大きな相違が見られる。しかし、Baikal 粘土①,②を比較すると間隙比とせん断剛性率 G_{vh} ともに相違はあまり認められず、予圧密段階において Baikal 粘土①,②に大きな相違はないと言える。

次に、三軸試験における Baikal 粘土の不撹乱・再構成試料のせん断剛性率の相違と異方性を調べるために、図-23 に三軸試験で得られた各有効拘束圧 σ'_c における間隙比 e とせん断剛性率 G_{vh} , G_{hv} , G_{hh} の関係を、図-24 にせん断剛性率 $G_{vh(hv)}$と G_{hh} の関係を示した。図-23 より、間隙比は不撹乱・再構成試料ともに Baikal 粘土①,②で相違はあまり認めらない。また、再構成試料は原地盤の土被り圧に対して約 6 倍の圧力を与えて予圧密しているため間隙比は不撹乱試料よりも低くなっているのが分かる。次に、せん断剛性率 G_{vh} , G_{hv} , G_{hh} の関係を見ると、せん断剛性率は不撹乱試料よりも再構成試料ほうが大きく、せん断剛性率 G_{vh} , G_{hv} よりもせん断剛性率 G_{hh} のほうが大きく増加している。これは、間隙比の相違によるものと、Baikal 粘土の粘土分含有率を考慮すると、先に述べたように予圧密容器内での一次元圧密の進行により構造異方性が発達したため、せん断剛性率 G_{vh} , G_{hv} よりもせん断剛性率 G_{hh} に大きく影響したと考えられる。また、図-28 にせん断剛性率比 G_{hh} / $G_{vh(hv)}$ の関係を示した。図より、せん断剛性率比 G_{hh} / $G_{vh(hv)}$ は再構成試料の方が大きく、不撹乱・再構成試料ともに Baikal 粘土①よりも②のほうが若干大きいことが分かる。

そこで、Baikal 粘土①,②を液性指数 I_L（I_L= (w_n-w_p) / I_P , w_n : 供試体成形時の含水比）で正規化し、図-25 に液性指数 I_L とせん断剛性率比 G_{hh} / $G_{vh(hv)}$ との関係を NSF 粘土の結果と合わせて示した。図より、不撹乱・再構成試料ともに液

性指数が低いとせん断剛性率比 G_{hh} / $G_{vh(hv)}$ が高いことが分かる。液性指数は試料の相対的な硬軟の度合いを示す量であるため、液性指数が低いほど（試料が硬く締まっているほど）せん断剛性率比 G_{hh} / $G_{vh(hv)}$ は高くなると考えられる。また、Baikal 粘土と NSF 粘土では粘土分含有率の相違はほとんど無いが、Baikal 粘土(R)の G_{hh} / $G_{vh(hv)}$ は NSF 粘土よりもやや下方に位置している。これは、Baikal 粘土と NSF 粘土の構成鉱物の相違などが影響していると考えられる。

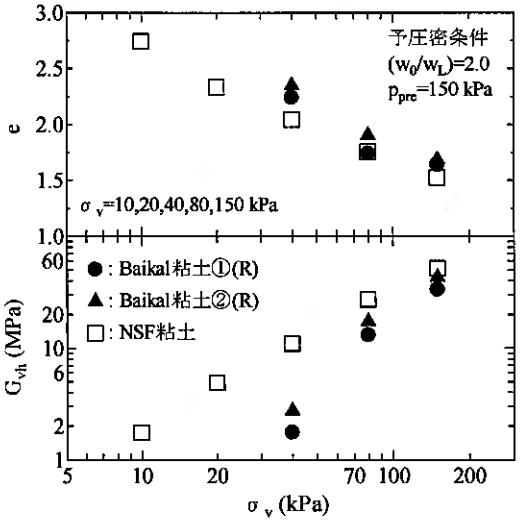


図-22 各予圧密圧力 σ'_v に対する間隙比 e とせん断剛性率 G_{vh} の変化

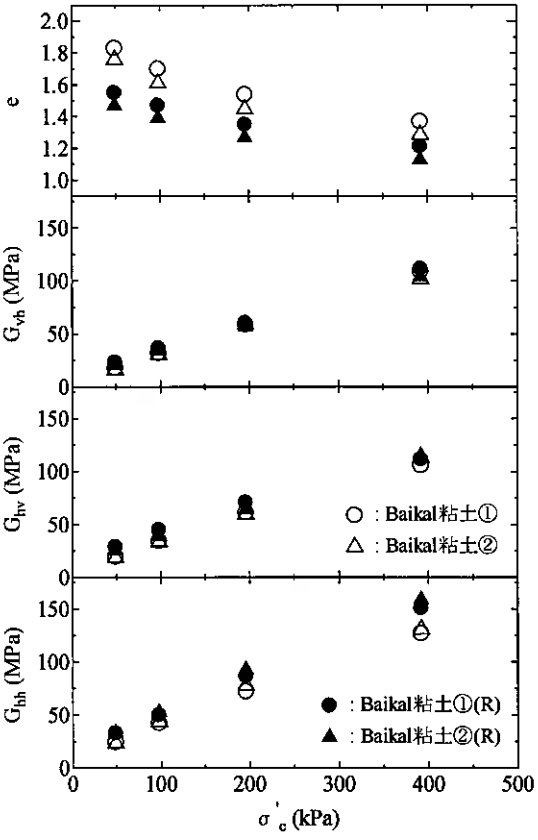


図-23 各有効拘束圧 σ'_c における間隙比 e とせん断剛性率 G_{vh} , G_{hv} , G_{hh} の関係

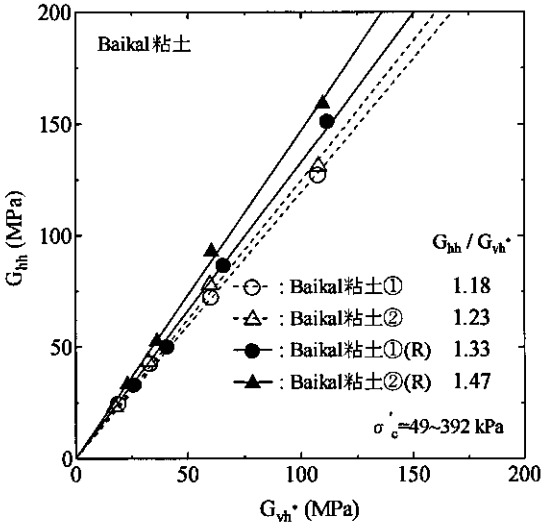


図-24 せん断剛性率比 G_{hh} / $G_{vh(hv)}$

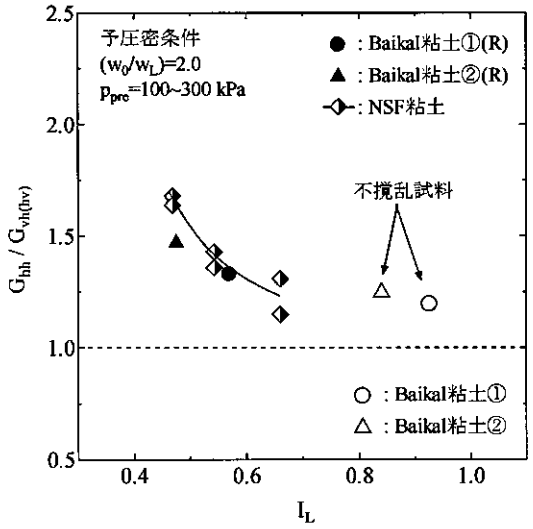


図-25 液性指数 I_L とせん断剛性率比 G_{hh} / $G_{vh(hv)}$ の関係

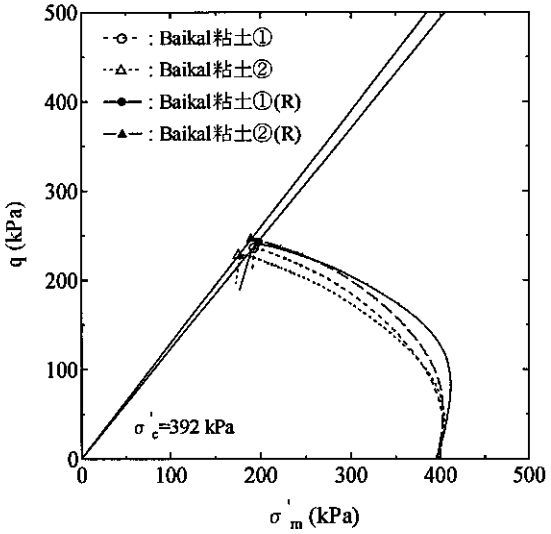


図-26 Baikal 粘土①,②の不撹乱試料および再構成試料の有効応力経路

図-26 に有効拘束圧 σ'_c=392kPa（正規圧密領域）で行なった非排水単調載荷試験で得られた有効応力経路を示す。図より、Baikal 粘土①,②ともに間隙比が高い不撹乱試料のほうが過剰間隙水圧の発生量は高い。これは、4.2 で示した NSF 粘土と藤ノ森粘土と同様の結果である。また、再構成試料の有効応力経路が右側に膨らんでいるのは、予圧密により作製した再構成試料が不撹乱試料よりも飽和度が低いことが原因となっているかもしれない。しかし、最大軸差応力 q_{max} を結んだ限界状態線の傾きは、Baikal 粘土①,②ともに不撹乱・再構成試料の相違はほとんど認められずほぼ等しいことが分かる。

5. 結論

本研究は予圧密方法（初期含水比（w_0/w_L）と予圧密圧力（p_{pre}））の相違が試験結果に及ぼす影響を調べるために、NSF 粘土と藤ノ森粘土を用いて一連の試験を行った。さらに、粘性土の弾性係数の異方性について調べるために、自然堆積粘性土とその再構成試料に対して一連の試験を行った結果、以下の知見が得られた。

1) 粘土分含有率は構造異方性を発現させる要因で、粘土分含有率が高いと異方性は大きく、逆に粘土分含有率が低いと異方性は小さくなると考えられる。

2) 初期含水比（w_0/w_L）は予圧密後の構造異方性の大小を決定する要因で、せん断剛性率 G_{hh} のみに影響する。しかし、粘土分含有率が低いと初期含水比（w_0/w_L）によるせん断剛性率 G_{hh} への影響は僅かである。

3) 初期含水比（w_0/w_L）の増加に伴う構造異方性の発達には限界があり、今回試験に用いた NSF 粘土では w_0/w_L=2.5 倍付近で異方性に限界が見られた。

4) 予圧密圧力（p_{pre}）の増加（一次元圧密の進行）によって粘土粒子の配向性が強まり構造異方性は発達する。また、せん断剛性率 G_{vh} , G_{hv} よりもせん断剛性率 G_{hh} に大きく影響する。しかし、粘土分含有率が低いと構造異方性は発現せず、せん断剛性率 G の変化は間隙比による影響が大きい。

5) 粘土分含有率が同程度の粘土試料でも液性指数によってせん断剛性率の異方性が異なることから、構造異方性の程度は構成鉱物によっても異なると考えられる。

6) 最大軸差応力 q_{max} を結んだ限界状態線は、正規圧密領域において予圧密方法（初期含水比（w_0/w_L）と予圧密圧力（p_{pre}））や不撹乱試料とその再構成試料の相違によらずほぼ等しい。

【参考文献】

1) 堀智仁、山下聡、山口岳志、鈴木輝之 ：堆積構造の異方性が砂質土および粘性土の擬似弾性係数に及ぼす影響，土木学会論文集 C, Vol.62 No.1, pp.97-109, 2006.3.

2) 川口貴之、山下聡、澁谷啓、高木康輔 ：自然堆積粘土における弾性係数の異方性に関する考察，第 42 回地盤工学会研究発表会発表講演集, pp.307-308, 2007.

3) 片岡沙都紀，山下聡，南尚嗣，西尾伸也，安部透，横山幸也，兵動正幸，Grachev, M：バイカル湖表層型メタンハイドレート賦存堆積土の地盤工学的性質，地盤工学ジャーナル, Vol.2, No.2, pp.95-105, 2007.2.

4) 山下聡、喜多川俊介、堀智仁、鈴木輝之 ：堆積構造と応力の異方性が砂質土の初期せん断剛性に及ぼす影響，土木学会論文集, Vol.694 No.57, pp.319-329, 2001.12.

5) 川口孝之，山下聡，三田地利之，澁谷啓，川村龍平 ：BE 付予圧密容器を用いた弾性係数の異方性の評価，第 41 回地盤工学会研究発表会発表講演集, pp.265-266, 2006.7.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

気泡混合処理土のせん断弾性係数に関する基礎的研究

函館高専専攻科　学生員　○蒲生夏希
函館高専環境都市工学科　国際会員　川口貴之
港湾空港技術研究所　国際会員　田中政典

1．はじめに

近年，土圧軽減や沈下抑制を目的として気泡混合処理土を用いた施工事例が増えており，このような港湾・空港における軽量性・安全性・リサイクル性などの付加価値を有した新地盤材料はスーパージオマテリアル（ＳＧＭ）と呼ばれている[1]．一方，気泡混合処理土などの改良土を用いた地盤では，原位置における連続的かつ速やかな強度発現の評価・判定や長期間経過した後の追跡調査の手段の一つとして，弾性波速度探査が実施されることがある．

しかし，SGMを用いたある裏込め工事における 10 年後の追跡調査で採取されたコアサンプリング試料では，乱れの少ない試料を得る目的でコアパック内蔵の二重管サンプラーが用いられたにも関わらず，多くの亀裂が存在することが確認された[2]．近接した場所でのブロックサンプリング試料には主だった亀裂が確認されなったことから，サンプリング当時はコアサンプリング時に割れたものと考えられていたが[2]，亀裂の中には周辺が変色し，亀裂が生じてから長期間が経過したと考えられるものもあった．また，後日孔内をボアホールカメラで観察した際に，孔壁にも多くの亀裂があることが確認された．

そこで本研究では，せん断弾性波速度探査を用いた気泡混合処理土の施工管理・品質評価における基礎資料を提供することを目的として，気泡混合処理土内の亀裂がせん断弾性波速度にどのような影響を与えるのかを調べるために，室内において気泡混合処理土供試体を作成し，ベンダーエレメント（以下 BE）試験によって一軸圧縮試験前後におけるせん断弾性波速度の変化を観察した．また，所定の角度に人工的な亀裂を入れた供試体を作成し，これらの供試体内を伝播するせん断弾性波速度を亀裂の無いものと比較した．

2．試験方法・条件

図１はSGM供試体の作成手順を示すフローチャートである．原泥（原料土）には東京国際（羽田）空港再拡張事業の工区内で採取された浚渫土（土粒子密度ρ_s＝2.59g/cm^3，液性限界w_L＝123%．塑性指数IP＝78），練混水には函館で採取した海水を使用し，調整土の含水比は液性限界の約 2.5 倍（約 307%）とした．また，軽量材（気泡）は動物性加水分解タンパク質を 20 倍に希釈後，事前発泡方式（プレフォーム式）にて発泡した気泡を使用した．固化材には高炉セメントB種を使用し，添加率は 50kg/m^{3}と 100kg/m^{3}の２パターンで作成した．なお，設定（目標）密度はどちらも 1.1g/cm^{3}とした．作成したSGMは内径 5cm，深さ 10cmのプラスチック製モールド内に充填して上面をラップで密封した後，所定の材齢になるまで養生した．なお，練り混ぜや養生は 23℃で温度管理された実験室内で行った．

試験前後に BE 試験によるせん断弾性波速度測定を伴う一軸圧縮試験に使用した供試体は，所定の材齢まで養生した SGM をモールドから取り外したものである．図２は人工的な亀裂を有する供試体の作成方法を示したものであり，使用した供試体はあらかじめプラスチック製のスペーサーを設置した２つ１組のモールド内に充填された SGM をモールドから取り外してから組み合わせたものである．一方，図３は人工的に作成した亀裂の定義を示したものであり，水平を 0°，鉛直を 90° とし，0, 30, 45, 60, 90° の５種類と 0° の亀裂を複数（２つと４つ）有した計７種類の供試体を作成した．

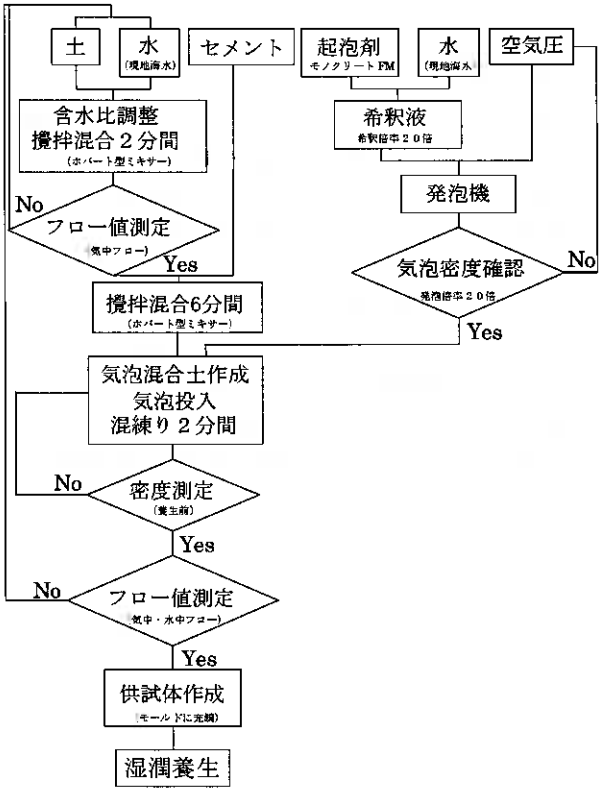


図１　SGM 供試体作成のフローチャート

A Study on the Elastic Shear Modulus of Air-form Treated Lightweight Soil
GAMOU, Natsuki, KAWAGUCHI Takayuki (Hakodate National College of Technology) and TANAKA, Masanori (Port and Airport Research Institute)

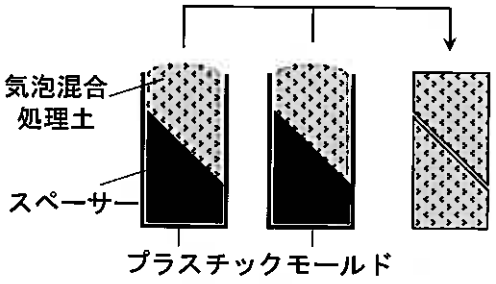


図２　人工的な亀裂を有する
SGM 供試体の作成方法

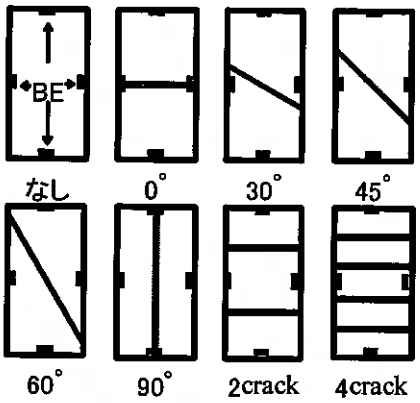


図３　亀裂の定義（SGM 供試体）

３．試験結果・考察

３．１　SGM 供試体の一軸圧縮試験

表１は所定の材齢において試験前後にBE試験によるせん断弾性波速度測定を伴う一軸圧縮試験を行った計２８本の主な試験結果をまとめたものであり，本文ではこれらの試験群をZシリーズと呼ぶこととする．また，固化材の添加率が 50kg/m^{3}の供試体をグループA，100kg/m^{3}の供試体をグループBと区別している．供試体の含水比wはグループAが 205～231%，グループBが 164～186%，間隙比eはグループAが 6.3～7.0，グループBが 5.1～5.7 の範囲にある．また，ρ_tは共に 1.06～1.13g/cm^{3}の範囲にあり，これらの値に関してはそれぞれ比較的均質な供試体だと判断できる．

表中のG_{vh}^{before}とG_{hh}^{before}は一軸圧縮試験の実施直前に測定したG_{vh}とG_{hh}，G_{vh}^{after}とG_{hh}^{after}は一軸圧縮試験の実施直後に測定したG_{vh}とG_{hh}であり，G_{vh}の算出に必要な伝播距離はBE先端間の距離とし，初期高さとモーターの回転量より計算された供試体長，G_{hh}については試験前後における小型アクリル円柱端部間の距離から求めた．また，伝播時間はnear-field-effectや初動の向きを考慮し，送・受信開始時の時間差とした[3)]．

表１　試験結果のまとめ（Z シリーズ）

試験名	グループ	材齢 (day)	w (%)	ρ_t (g/cm^3)	e	q_u (kPa)	G_{vh}^{before} (MPa)	G_{hh}^{before} (MPa)	G_{vh}^{after} (MPa)	G_{hh}^{after} (MPa)
Z-3-1	A	3	211.2	1.09	6.37	20	2.5	3.3	2.1	2.7
Z-3-2	A	3	218.1	1.11	6.43	21	2.7	3.5	2.2	3.4
Z-3-3	B	3	185.6	1.12	5.61	280	63.2	68.7	63.0	20.4
Z-5-1	A	5	212.7	1.06	6.61	41	6.1	7.7	6.0	4.2
Z-5-2	A	5	213.3	1.09	6.42	47	6.7	8.3	5.9	4.1
Z-5-3	A	5	230.1	1.09	6.83	24	3.6	-	3.6	-
Z-5-4	A	5	229.2	1.07	6.95	48	7.9	-	6.9	4.9
Z-7-1	A	7	215.8	1.09	6.50	55	8.1	10.5	7.3	5.9
Z-7-2	A	7	216.2	1.06	6.71	60	7.9	10.1	7.5	6.8
Z-7-3	A	7	230.3	1.09	6.85	29	5.7	6.4	4.9	4.0
Z-7-4	A	7	228.4	1.08	6.86	58	9.9	10.7	8.5	2.4
Z-7-5	B	7	184.1	1.11	5.64	347	79.6	92.4	78.2	74.0
Z-10-1	A	10	216.3	1.08	6.56	61	7.8	8.8	6.7	6.0
Z-10-2	A	10	217.6	1.08	6.58	57	7.9	8.9	6.3	7.0
Z-14-1	A	14	216.3	1.08	6.59	71	10.3	10.2	8.7	7.1
Z-14-2	A	14	213.3	1.08	6.48	67	9.3	11.1	8.1	6.1
Z-14-3	A	14	213.9	1.08	6.52	96	12.9	15.8	10.4	6.9
Z-14-4	A	14	224.9	1.10	6.67	67	9.8	12.8	7.4	6.5
Z-14-5	A	14	225.3	1.09	6.73	82	13.5	16.6	12.3	8.8
Z-14-6	B	14	164.5	1.11	5.18	563	99.4	130.4	86.0	57.8
Z-21-1	A	21	205.2	1.06	6.45	102	13.9	16.1	11.3	8.2
Z-21-2	A	21	205.1	1.08	6.31	108	14.7	16.2	12.6	8.4
Z-28-1	A	28	216.3	1.07	6.62	95	12.3	14.0	9.7	8.6
Z-28-2	A	28	217.5	1.08	6.62	128	16.9	18.6	16.1	8.3
Z-28-3	A	28	216.4	1.07	6.63	96	-	-	-	-
Z-28-4	A	28	224.1	1.09	6.71	88	14.5	17.3	13.9	3.5
Z-28-5	A	28	224.6	1.09	6.70	123	19.4	21.7	15.6	2.9
Z-28-6	B	28	175.0	1.13	5.27	541	122.0	134.1	115.2	58.5

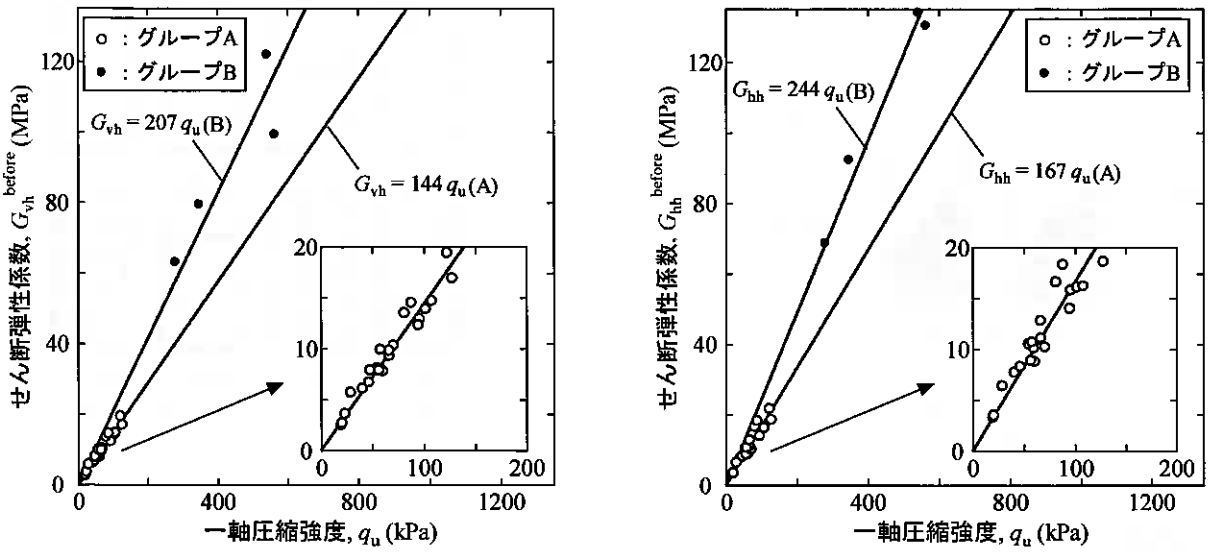


図４　SGM のせん断弾性係数と一軸圧縮強度の関係

図４は一軸圧縮試験直前に測定されたG_{vh}^{before}，G_{hh}^{before}とq_uを比較したものである．グループAについてはそれぞれ比例関係にあることが分かる．過去に実施された豊浦砂のセメント改良土においても一軸圧縮強度と微小ひずみ域のヤング率には比例関係があることが報告されており[4]，このような相関はセメント系の改良土に共通の特性だと考えられる．しかし，その傾きはセメント改良砂質土に比べてかなり小さく[4]，SGMは含有する気泡の影響などによって，セメント改良砂質土と比べて強度に対して剛性の小さな地盤材料であると考えられる．一方，セメント量を２倍にしたグループBについては，グループAに比べて若干傾きが大きくなっていることが分かる．これは，セメント量を増加させた際，強度に比べて剛性の方が増加することを意味していると考えられる．

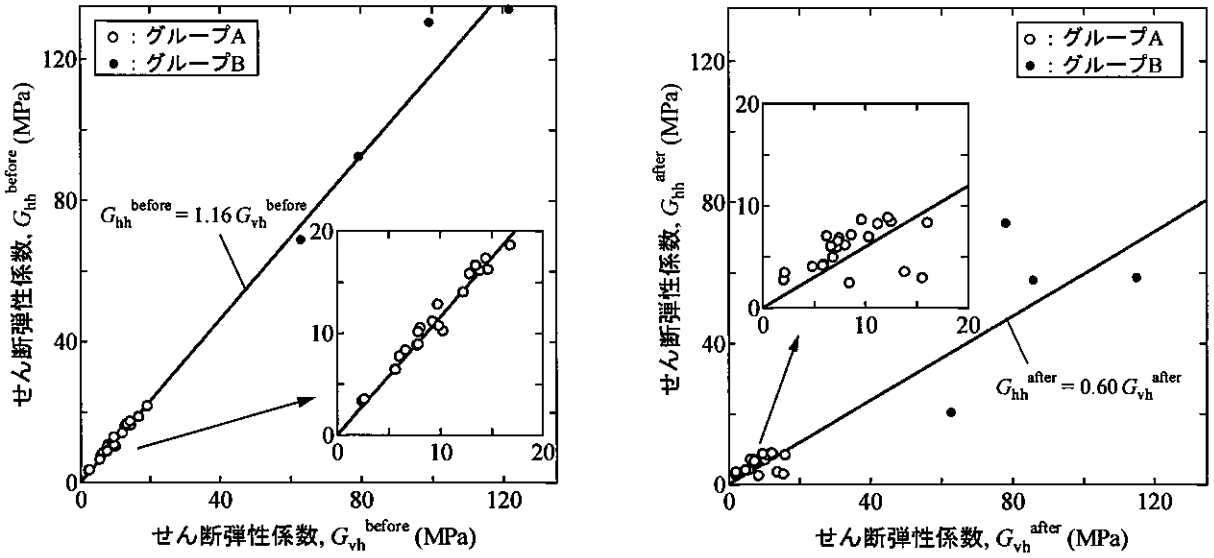


図５　一軸圧縮試験前後におけるG_{vh}～G_{hh}関係の比較

図５は一軸圧縮試験前後におけるG_{vh}とG_{hh}の関係を比較したものである．G_{hh}^{before}はG_{vh}^{before}に比べてわずかに大きいが，セメント量の違いに関わらず，ほぼ同じ傾きを有しており，剛性の観点から言えばかなり等方的な材料であることが伺える．走査型電子顕微鏡（SEM）による観察において，SGM内の気泡の形状・大きさ・配置はともに比較的均質であることが示されており[2]，本結果はこの観察結果と符合する．一方，G_{hh}^{after}はG_{vh}^{after}に比べて小さくなっており，一軸圧縮試験によってG_{vh}よりもG_{hh}の方が大きく低下していることが伺える．

図６は一軸圧縮試験前後におけるG_{vh}，G_{hh}の変化を示したものである．G_{vh}は一軸圧縮試験によって２割以下の低下しか見られないが，G_{hh}はばらつきが大きく，最大で８割以上低下していることが分かる．また，グループAについては，一般に材齢が大きくG_{hh}の値が大きいものほど低下する傾向にあることが伺える．

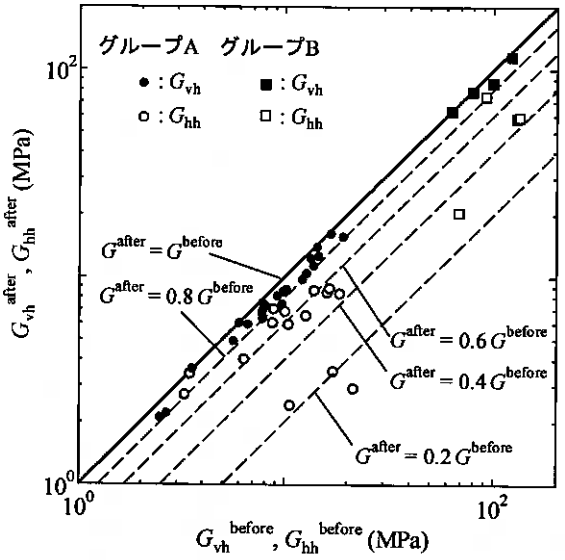


図６　一軸圧縮試験前後におけるG_{vh}，G_{hh}の変化

写真１は材齢３日と２８日のSGM供試体における一軸圧縮試験後の様子を比較したものである（グループA）．材齢３日の供試体は斜め（60°程度）にせん断面の入った粘性土的なせん断破壊（延性破壊）であるが，２８日の供試体は鉛直方向の亀裂が数多く入ることで破壊に至っていることが確認できる（脆性破壊）．弾性波は物体中の硬質な部分を伝播するため，亀裂があるとその分遠回りすることになり，弾性波速度が小さくなると考えられる[5]．すなわち，鉛直方向に大きな亀裂が生じた場合，水平方向に伝播する弾性波は確実に亀裂を横切らなければならないため，G_{vh}に比べてG_{hh}の方が大きく低下する確率が高くなると予想される．よって，材齢が大きくなるほどこのような弾性波の進行（伝播）を妨げる亀裂や構造の損傷が数多く発生した状態で破壊に至ったと考えれば，**図６**に示した試験結果と符合する．

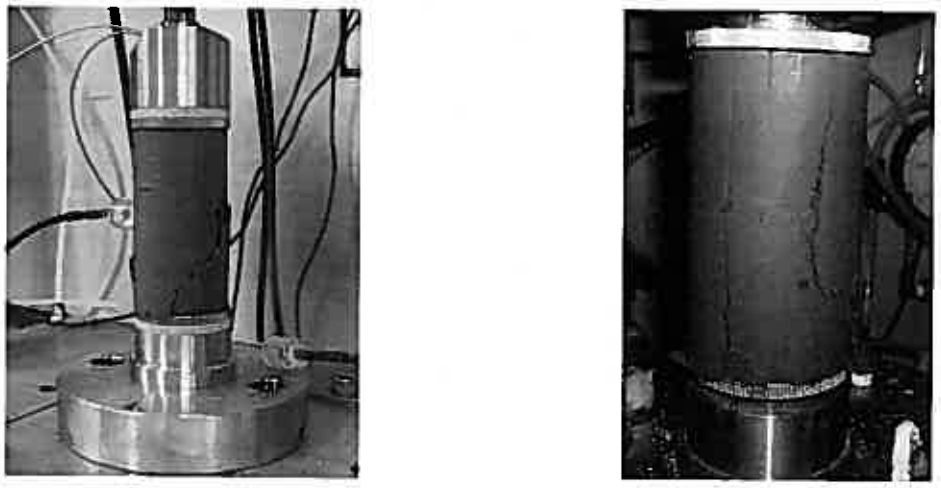


写真１　一軸圧縮試験後の SGM 供試体
（左：材齢３日，右：材齢２８日）

３．２　人工的な亀裂を有する SGM 供試体のせん断弾性係数

表２は人工的な亀裂を有するSGM供試体（作成方法は**図１**参照）のせん断弾性係数G_{vh}^{crack}，G_{hh}^{crack}を測定した計 24 本の主な試験結果をまとめたものであり，本文ではこれらの試験群をKシリーズと呼ぶこととする．供試体に作成した亀裂は**図３**に示した７種類である．なお，複数の亀裂を有する供試体は所定の高さ（3.3cm，2cm）で作成した供試体を重ね合わせることによって作成した．供試体の含水比wはグループAが 203～229%，グループBが 170～176%，間隙比eはグループAが 6.2～7.0，グループBが 5.6～6.4 の範囲にある．また，ρ_tは 0.96～1.10g/cm^{3}の範囲で，いずれも**表１**に示したZシリーズとおおよそ同範囲内にある．

図７は材齢２８日における亀裂の角度によるG_{vh}^{crack}，G_{hh}^{crack}の違いを比較したものである．図中には同じ材齢の亀裂の無い供試体（Zシリーズ）で得られたG_{vh}^{before}，G_{hh}^{before}（実線）とG_{vh}^{after}，G_{hh}^{after}（点線）も示しており，グループAに関しては，Kシリーズ・Zシリーズ共に同条件で作成した供試体で得られた平均値を使用している．なお，すべての図においてG_{vh}^{before}，G_{hh}^{before}は縦軸最大値の８割の位置になるように縦軸の範囲を設定しており，G_{vh}^{before}，G_{hh}^{before}（実線）に対してG_{vh}^{crack}，G_{hh}^{crack}（白丸）がどの程度低下しているのかを比較しやすいようにしている．

亀裂の角度によるG_{vh}^{crack}，G_{hh}^{crack}を比較すると，グループA，B共に特定の角度で大きく低下するといった際立った傾向は見られない．また，両グループともに，G_{vh}^{crack}とG_{hh}^{crack}は，G_{vh}^{before}，G_{hh}^{before}に比べてそれぞれ同程度低下しており，G_{hh}^{crack}はG_{hh}^{before}と比べてG_{hh}^{after}ほどは低下していないことが分かる．これは図中に示した供試体内を伝播するせん断弾性係波は多くても一つの亀裂しか横断しないことに起因していると考えられる．更に，G_{vh}^{before}，G_{hh}^{before}に対するG_{vh}^{crack}，G_{hh}^{crack}の低下はグループBの方が大きいことが分かる．これはグループBの方が硬質であるために，亀裂面の密着性が低いことによると推測される．

表２　試験結果のまとめ（Kシリーズ）

試験名	グループ	材齢 (day)	w (%)	ρ_t (g/cm^3)	e	亀裂の角度	亀裂の数	G_{vh}^{crack} (MPa)	G_{hh}^{crack} (MPa)
K-0-1	A	28	208.6	1.08	6.40	0°	1	16.1	17.5
K-0-2	A	28	221.9	0.97	7.63	0°	1	15.4	14.8
K-0-3	A	28	223.3	1.07	6.81	0°	1	17.6	21.1
K-0-4	B	28	175.2	0.98	6.26	0°	1	90.4	105.9
K-30-1	A	28	204.6	1.07	6.37	30°	1	12.3	13.3
K-30-2	A	28	225.3	1.10	6.63	30°	1	18.6	18.8
K-30-3	A	28	226.1	1.07	6.89	30°	1	19.2	21.2
K-30-4	B	28	173.2	0.96	6.40	30°	1	81.2	121.2
K-45-1	A	28	207.6	1.05	6.57	45°	1	10.3	13.8
K-45-2	A	28	227.4	1.10	6.73	45°	1	16.4	18.9
K-45-3	A	28	226.4	1.07	6.87	45°	1	19.0	20.6
K-45-4	B	28	174.1	0.97	6.31	45°	1	91.4	131.8
K-60-1	A	28	203.6	1.01	6.82	60°	1	15.3	17.0
K-60-2	A	28	223.6	1.09	6.66	60°	1	18.4	17.4
K-60-3	A	28	224.8	1.09	6.74	60°	1	18.5	21.6
K-60-4	B	28	170.9	1.06	5.61	60°	1	97.6	122.3
K-90-1	A	28	205.8	1.09	6.26	90°	1	16.0	16.6
K-90-2	A	28	228.9	1.09	6.81	90°	1	14.7	13.2
K-90-3	A	28	226.2	1.06	6.93	90°	1	19.1	21.3
K-90-4	B	28	171.1	1.05	5.69	90°	1	100.2	101.6
K-0-2crack	A	28	227.2	1.08	6.81	0°	2	12.1	13.6
K-0-4crack	A	28	226.2	1.08	6.81	0°	4	10.1	15.9
K-0-2crack	B	28	170.8	1.09	5.42	0°	2	48.1	112.9
K-0-4crack	B	28	169.9	1.02	5.82	0°	4	37.9	118.9

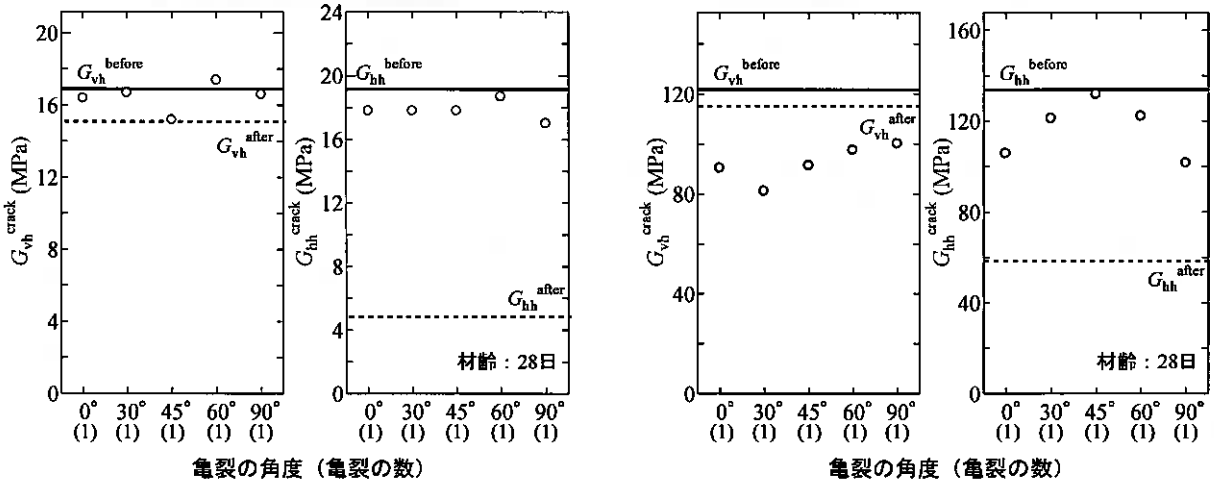


図７　亀裂の種類によるG_{vh}^{crack}，G_{hh}^{crack}の違い（左：グループA，右：グループB）

図８は材齢２８日の供試体を用いた亀裂の数によるG_{vh}，G_{hh}の違いを比較したものである．図中にはG_{vh}^{before}，G_{hh}^{before}（実線，亀裂０に等しい）とG_{vh}^{after}，G_{hh}^{after}（点線）も示している．また，先に示した図と同様にG_{vh}^{before}，G_{hh}^{before}は縦軸最大値の８割の位置になるように縦軸の範囲を設定している．G_{vh}^{crack}は亀裂の数が増加するにつれて明らかに減少する傾向にあり，せん断弾性波の伝播を妨げるような亀裂の数がGを低下させるとする先の結果を裏付けている．しかし，伝播を妨げる亀裂を有していないと考えられるG_{hh}^{crack}についてもG_{hh}^{before}に比べて幾分低下していることが分かる．これについては不明であるが，亀裂面周辺は剛性が低下していると考えられ，これが比較的近くにあることによって，多少影響を受けている可能性もあると考えられる．

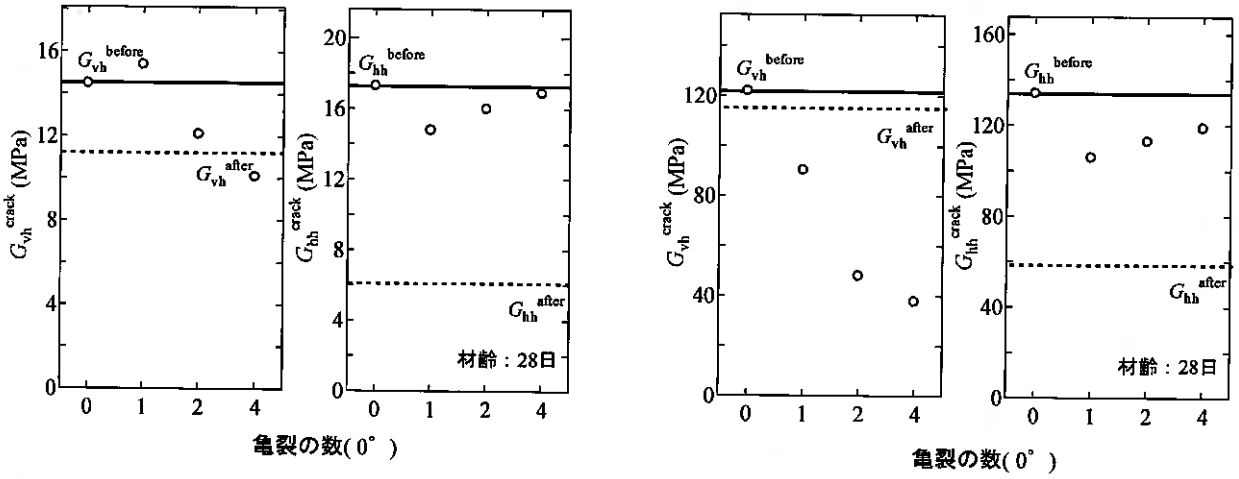


図８　亀裂の数によるG_{vh}^{crack}，G_{hh}^{crack}の違い（左：グループA，右：グループB）

４．まとめ

本文に示したSGM供試体を用いた試験により，SGMのせん断弾性係数とこれに及ぼす亀裂の影響に関して幾つかの知見を得た．

・SGM供試体のせん断弾性係数と一軸圧縮強度はほぼ比例関係にある．ただし，その傾きはセメント改良砂質土に比べてかなり小さく，SGMは含有する気泡の影響などによって，セメント改良砂質土と比べて強度に対して剛性の小さな地盤材料であると考えられる．また，セメント量を増やすことによってその傾きは変化し，強度に比べて剛性が増加することが分かった．

・セメント量の違いによらず，伝播・振動方向ともに水平のせん断弾性波速度より得られるG_{hh}は水平方向に振動しながら鉛直方向に伝播するせん断弾性波速度より得られるG_{vh}に比べてわずかに大きいものの，剛性の観点から言えばかなり等方的な材料であることが分かった．また，これは走査型電子顕微鏡（SEM）による観察結果とも符合する．

・人工的な数種類の亀裂を有するSGM供試体を用いた試験結果より，亀裂の角度がGの低下に与える影響は小さいことが確認された．

・一軸圧縮試験によるG_{hh}の低下はG_{vh}に比べてかなり大きく，一軸圧縮試験後の供試体には材齢が大きいほど水平方向に伝播する弾性波を妨げるような亀裂が多く生じていること，人工的な亀裂を有するSGM供試体において水平方向の亀裂の数が多いほどG_{vh}が大きく低下したことから，せん断弾性波の伝播を妨げるような亀裂の数がGの低下に大きな影響を及ぼすと考えられる．

参考文献

1) 沿岸開発技術研究センター：軽量混合処理土工方技術マニュアル，1999.
2) 渡部要一，三枝弘幸，植田智幸，土田孝，御手洗義夫，新舎博：沿岸域工事に用いた気泡混合処理土の長期安定性，土木学会論文集C，Vol.63，No.1，pp.237-248，2007.
3) 川口貴之，三田地利之，澁谷啓，佐野佶房：室内ベンダーエレメント試験によるせん断弾性係数 G の評価，土木学会論文集，No.694，III-57，pp.195-207，2001.
4) 澁谷啓，三田地利之，小澤裕：セメント混合砂の変形・強度特性における時硬性および拘束圧履歴依存性，土木学会論文集，No.687/III-56，pp.249-257，2001.
5) Tanaka, Y., Kudo, K. Nishi, K. and Okamoto, T.: Shear modulus and damping ratio of gravelly soils measured by several methods, *Pre-failure Deformation of Geomaterials*, IS-Hokkaido, Vol. 1, pp. 47-53, 1994.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

各種せん断試験との比較による室内ベーンせん断試験の評価

北海道大学大学院　学生会員○伊藤　亮平
北海道大学大学院　国際会員　福田　文彦
北海道大学大学院　国際会員　田中　洋行

1. 概要

粘土地盤の非排水せん断強度は試験方法や試料の品質等の様々な要素に影響されるが，我が国では一軸圧縮試験による強度が実務において採用されている．これに対し，海外では原位置ベーン試験による強度が広く用いられている．2006年に北海道江別市美原地区の地盤について原位置試験及び室内試験を実施した所，均質な粘土地盤においては一面せん断試験及び，一軸圧縮試験に対して原位置ベーン強度はやや小さく，一面せん断試験に対しては80～90%程度の強度を発揮している（図-1）．本研究室の小原[1]の研究では，美原地区の異なる地点の粘土地盤においても，原位置ベーン強度は一面せん断強度に対し平均約85%の値を示しており，この事からも非常に有効な試験といえる．

このように，近年の地盤調査においては原位置ベーン試験が行われるケースが多いのに対し，室内ベーン試験は地盤工学会で基準化されておらず主要な試験とは言えないのが現状である．しかしながら，室内ベーン試験にはサンプリングチューブ内での試験が可能である事や，短時間で行える試験である等の様々な利点があり，軟弱地盤のように室内試験での供試体の成型が困難である地盤に対しては，非常に適した試験である．

本研究では，定体積一面せん断試験，一軸圧縮試験及び室内ベーンせん断試験を実施し，それぞれの非排水せん断強度（s_u）を比較し，室内ベーン強度及び試験法の妥当性を評価する事を目的とする．なお，同品質の試料について試験を行う為，再構成試料を用いた．

2. 試料

笠岡粘土(ρ_s=2.67g/cm^3 , w_L = 62% , w_P.= 30%)を，内径220，160，80（mm）の3種類の予圧密セル（以下，それぞれ大型セル，中型セル，小型セル）内で所定の予圧密圧力（σ_0 = 75 , 150kPa）で21日間圧密を行い再構成試料を作製した．

中型セルの側面には開閉式孔（内径16mm）があり，開閉式孔にベーンを挿入する事で（図-2），堆積面に垂直にベーンを挿入する通常のせん断（以下，V-せん断）に加え，堆積面に対し平行に挿入したベーンを回転させる試験（以下，H-せん断）が可能である．

なお，σ_0 = 75kPaで予圧密した際に，予圧密終了時の含水比（w_0）が約44%の試料と約50%の試料との2種類の異なる試料が作製された．後者では予圧密セルの摩擦により，十分な圧力が加わらなかったと考え，前者（w_0 = 44%）をσ_0 = 75kPa①試料，後者（w_0 = 50%）をσ_0 = 75kPa②試料とし区別する．

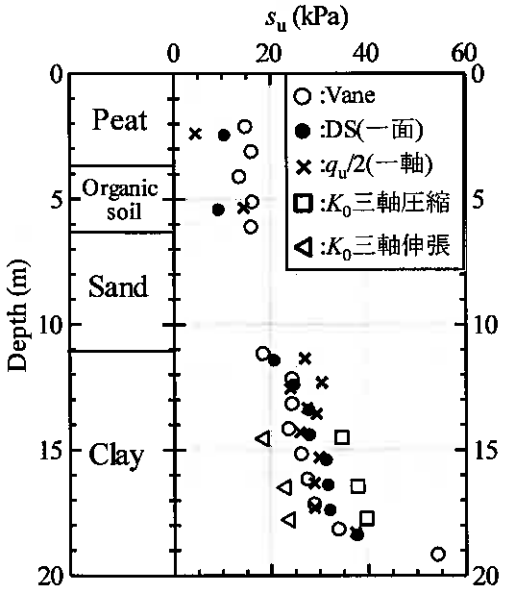


図-1　非排水せん断強度の比較（江別市美原）

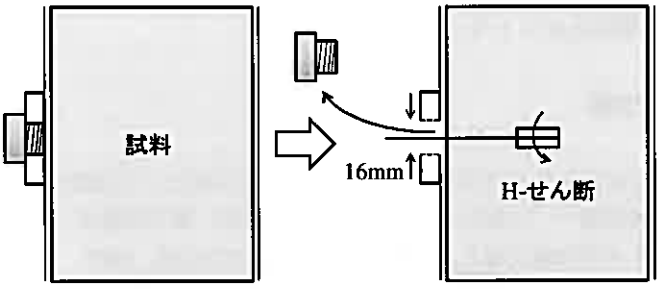


図-2　中型セル（右：H-せん断方法）

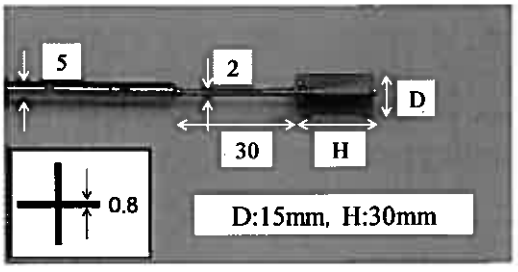


図-3　ベーン寸法

Evaluation of Laboratory Vane Shear test compared with un drained Shear Tests
ITO Ryohei , FUKUDA Fumihiko , TANAKA Hiroyuki (HOKKAIDO UNIVERSITY)

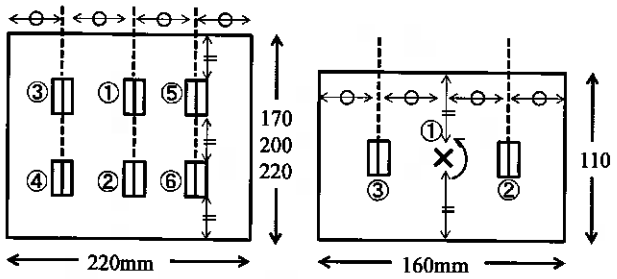


図-4　ベーン試験実施地点（左：大型セル，右：中型セル）

$$S_{uLVT} = \frac{6(M - M_f)}{7\pi D^3} \quad \begin{bmatrix} s_{uLVT}: & \text{室内ベーン強度(kPa)} \\ M: & \text{測定最大トルク(N)} \\ M_f: & \text{試験機のトルク(N)} \end{bmatrix}$$

式(1)　ベーン強度算定式

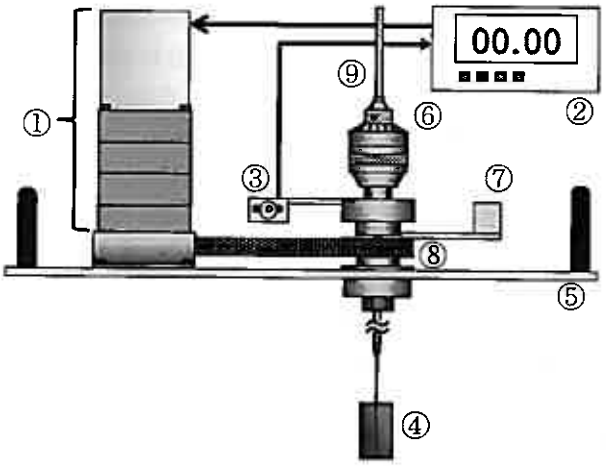


図-5　室内ベーン試験機

3. 試験

3.1 室内ベーンせん断試験

幅（D）15mm，長さ（H）30mm のベーンブレード（図-3）を予圧密終了時のセルに直接貫入し，5分間放置後に回転速度6°/minでせん断試験を行った．通常，粘性土に対する試験では回転角度30°以前にせん断抵抗の最大値が現れる事が多いが[2]，本研究では最大値が明瞭に表れるまで試験を行い，最大で 720°までとした．また，同一セル内で複数の試験を行った場合の各試験での強度の変化を調べる為，大型セルでは 6 点，中型セルでは 3 点で試験を行った（図-4）．なお，中型セルの①では H-せん断，②③では V-せん断を行った．

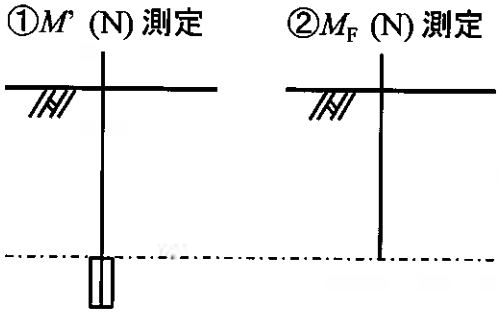


図-6　ベーン試験手順

室内ベーン試験機（図-5）

試料の所定の深度にベーンを貫入した後ベーンロッド（⑨）と小型ロードセル（③）を固定し，モーター（①）を回転させることで，アーム（⑦）を回転速度 6°/min で回転させ，アームが小型ロードセルを押す事でベーンが回転を始める．ここで，ベーンに加わるトルクを測定する．本研究における小型ロードセルの測定範囲は 0～20N で，約 80kPa までの測定が可能である．

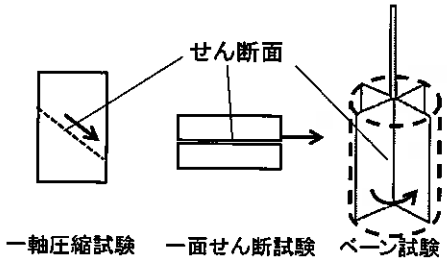


図-7　各試験のせん断方向の比較

強度の算出方法

ベーン強度は式（1）より算定するが，ベーン回転時に測定するトルク（M'）には，貫入するロッドの抵抗も含まれている為，強度を過大評価してしまう．ロッドの抵抗を補正する為，ベーンせん断時に M'を測定した後に同地点にベーンブレードを外し，ロッドのみを貫入し回転させた時のトルク（M_F）を測定し，$M'-M_F$ をベーンブレードに加わるトルク（M）とする（図-6）．なお，本試験機においては試験機の摩擦はないものとする．

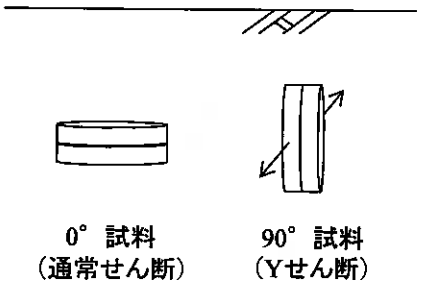


図-8　一面せん断試験の供試体作製

3.2 定体積一面せん断試験

ベーン試験はベーンブレードの回転面でせん断する直接せん断試験であるが，通常の一面せん断試験とベーン試験では試料の堆積面に対するせん断方向が異なる（図-7）．そこで，本研究では通常の一面せん断試験（以下，一面 0°せん断）の他に試料を垂直に切り出した 90°試料（図-8）に対して図の紙面の直角方向（Y 方向）にせん断する試験（以下，一面 Y せん断）を行った．図-9

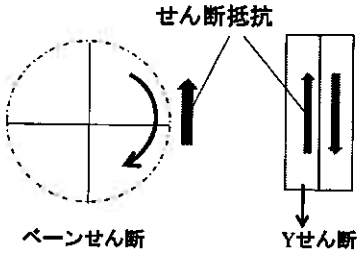


図-9　ベーン試験と一面 Y せん断のせん断方向

はベーン試験と一面Yせん断試験を真上から見た図である．ベーン試験が回転面上の接線方向にせん断される試験と考え，一面Yせん断と同等のせん断方向だと推定する．

試験は直径60mm，高さ20mmの供試体を3t法に従い所定の圧密応力で圧密したのち，せん断速度0.2mm/min，最終水平変位7mmまで定体積せん断を行う．ベーン挿入時の試料は図-10のような応力状態にあり K_0=0.5と想定し，一面0°せん断では圧密応力（σ_c）を予圧密圧力（σ_0）とし，一面Yせん断ではσ_c=0.5σ_0とする．この一面Yせん断がベーン試験時と近い応力状態を再現していると推定する．

また，大阪市立大学の大島ら[3]によると定体積一面せん断試験における一面0°せん断強度（s_{uDS0}）と一面Yせん断強度（s_{uDSY}）との関係は試料の物性値等により異なるが，笠岡粘土と物性値が近い粘土においては，s_{uDS0} = 1.2 s_{uDSY} 程度の関係が得られている．また，美原地区の粘土地盤では原位置ベーン強度（s_{uFVT}）と一面0°せん断強度（s_{uDS0}）とに s_{uFVT} = 0.85 s_{uDS0} という関係が見られたので，同一の試料に対する室内ベーン強度（s_{uLVT}）と原位置ベーン強度が等しいものとし，笠岡粘土でも s_{uDS0} = 1.2 s_{uDSY} の関係が成り立てば，s_{uFVT} = 0.85 s_{uDS0} = 0.85×1.2 s_{uDSY} = 1.02 s_{DSY} となり，室内ベーン強度と一面Yせん断強度はほぼ等しくなると推定できる．

3.3 一軸圧縮試験

直径35mm，高さ70mmの供試体に対して，軸ひずみ速度1%/minで，最終軸ひずみ15%までせん断を行った．

4. 試験結果

4.1 室内ベーンせん断試験

σ_0= 150kPa試料では，33kPa～43kPa（7試験）のせん断強度を発揮し，σ_0 = 75kPa①試料では，20～23kPa（3試験）のせん断強度を発揮した．なお大型セルでの試験においては図-4の③の試験の時点で試料に大きなクラック見られ，④以降の試験では強度が大きく減少した．この原因として乱れの影響が大きいと考え試験結果は省略した．（図-11）

また，回転角度30°までにせん断応力（τ）の最大値が表れた試験に対し，30°以降に最大値が現れた試験では小さな強度が得られ，中型セル（D=160mm）の①，③及び，小型セル（D=80mm）においてはベーンを2回転（720°）させてもピークが明瞭に現れなかった（図-12）．

4.2 一面せん断試験

σ_0= 150kPa試料での定体積せん断試験結果（図-13）から，ϕ' = 24.22°，s_u / p = 0.313が得られた．また，一面0°せん断強度と一面Yせん断の比率は s_{DS0} = 1.13 s_{DSY} であった．

5. 各試験結果の比較

5.1 ベーン強度と一面0°せん断強度の比較（図-14）

本文4.1で述べたような，乱れ等の原因により小さな強度が得られた試験結果を省くと，ベーン試験では一面0°せん試験に対して80%～90%（平均：85）の強度を発揮した．これは本文1．で述べた美原地区の粘土地盤での原位置ベーン試験と一面せん断試験の関係と類似しており，室内ベーンせん断強度は再構成試料のような均質な粘土においては他試験と比較する上で信頼できる試験であるといえる．

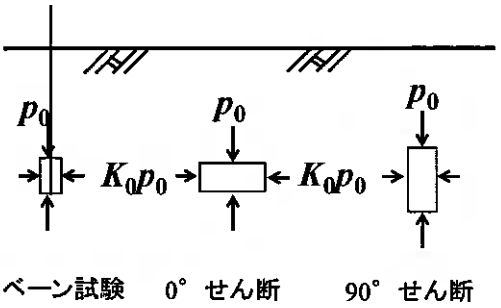


図-10 各試験のせん断開始前の応力状態

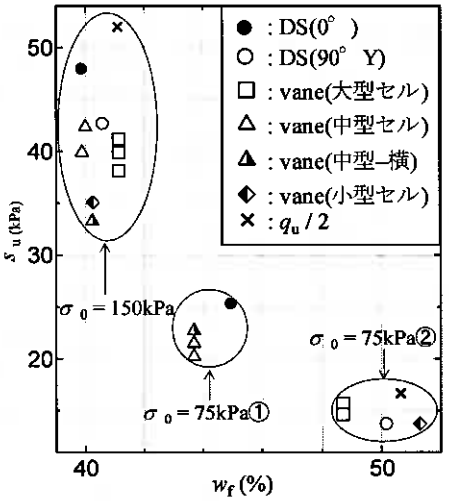


図-11 各試験の非排水せん断強度

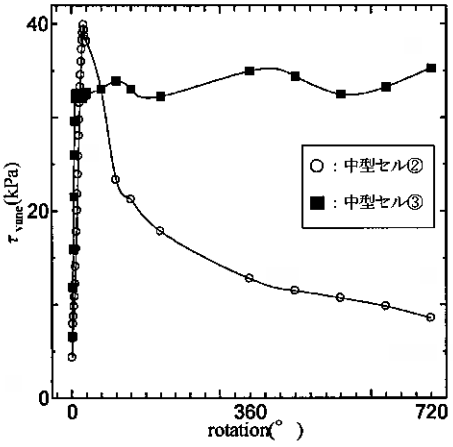


図-12 ベーン試験結果比較（σ_0 = 150kPa試料）

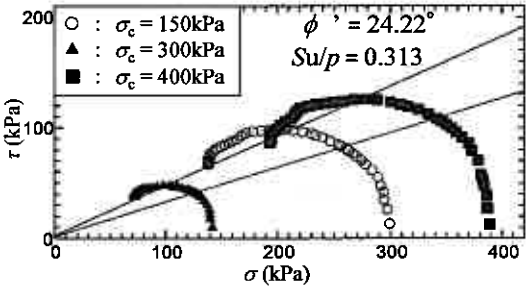


図-13 定体積一面せん断試験結果

5.2 ベーン強度と一面 Y せん断強度の比較（図-15）

ベーン試験では一面 Y せん断試験に対して，90%～110%(平均：100%)の強度となり，一面 Y せん断試験とベーンせん断試験では，s_u はほぼ等しい事が分かる．この結果から一面 Y せん断試験と室内ベーンせん断試験は，非常に近い試験条件下で行われている試験であり，均質な粘土ではほぼ等しい s_u 発揮すると考えられる．

5.3 せん断速度の評価

ベーンせん断のせん断速度を回転面の円周上でのせん断変位(mm)に置き換えると，6(°/min) = 6πD/360 = 0.785 (mm/min) となる．せん断方向は異なるが一面せん断試験 (0.2mm/min)，一軸圧縮試験 (0.7mm/min) に対して大きな差はなく，せん断速度の差異による強度の影響は考慮する必要はないと考える．

5.4 ベーン試験法に関する考察

同一の試料に対して複数の試験を行った場合，2 点目以降の試験において強度が低下する事があった為，同一試料に対して複数の試験を行うべきではない．また，大型セル（直径 220mm）及び中型セル（同 160mm）では安定した結果が得られたが，小型セル（同 80mm，高さ 160mm)）では小さな強度が得られている為，本研究の寸法（15×30）のベーンを用いて適正な強度を求めるには，少なくともベーンブレードの直径の 10 倍程度の直径の試料が必要である．また，ベーン先端の貫入深度が最も浅い 60mm の試験において安定した結果が得られている事から，ベーン先端の貫入深度はベーン高さの 2 倍程度あれば十分であり，高さ 90mm 以上の試料であれば，適切な試験が行えると考える．

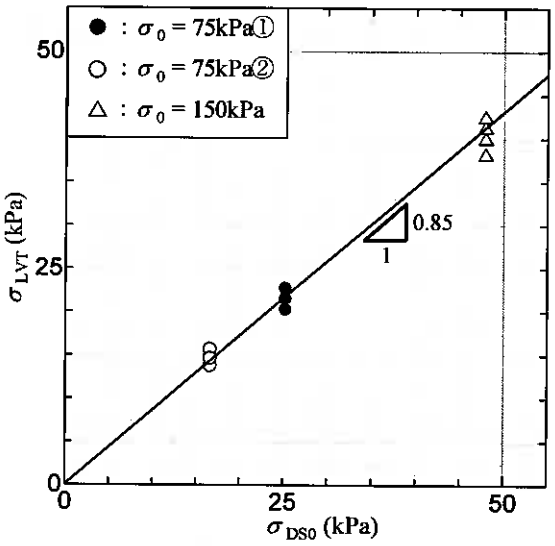


図-14　ベーン強度と一面 0°せん断強度の比較

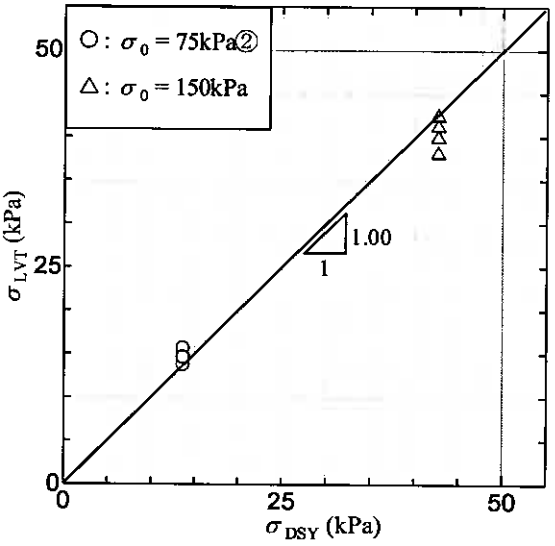


図-15　ベーン強度と一面 Y せん断強度の比較

6. 結論

・笠岡再構成粘土において室内ベーン強度は一面 0°せん断強度に対し，平均約 85%程度の強度を発揮し，原位置ベーン試験と同様の傾向が見られた．この事から均質な粘土では室内ベーン試験は信頼できる試験だと考える．

・鉛直方向に切り出した試料（90°試料）に対する一面 Y せん断強度とベーンせん断強度はほぼ等しい値であった．この結果から一面 Y せん断とベーンせん断は非常に近い試験条件下で行われている試験であると考えられる．

・室内ベーン試験により非排水せん断強度を測定するには，幅（D)，長さ（H）のベーンブレードに対し直径 10D，高さ 3H 以上の大きさの試料の中心にベーンを貫入し試験を行うべきである．

7. 参考文献

1)小原ら：原位置調査を用いた盛り度荷重による粘性土地盤の強度評価（その 3：室内試験)，第 43 回地盤工学研究発表会，2008

2)地盤工学会：室内ベーンせん断試験，土質試験の方法と解説，第 8 章，pp.713-714，2000

3)大島昭彦ら：一面せん断試験による粘土の非排水強度異方性，直接せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集，pp.211-218，1995

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

有限植生保護法面の凍結融解過程における挙動

シー・エス・プランニング　正会員　○上野　邦行
北見工業大学大学院　学生員　松田　航
北見工業大学工学部　正会員　鈴木　輝之
北見工業大学工学部　正会員　山下　聡

1. はじめに

北海道をはじめとする寒冷地域では、冬季間の凍結に伴う凍上現象と、その後の融解沈下によって地盤変形の生じる環境が作られている。これらの諸現象は、年単位で繰り返され、道路法面、斜面の崩壊の発生に関わる直接因子または誘因と認識されている。[1)]

実際の法面崩壊に関わる直接原因は様々であるが、凍結したり凍上の発生した法面では、気温上昇に伴う融解過程で、崩壊の引き金となる微小変位は確実に発生し、場合によっては大型のクラック発生や、表層崩壊の発生に至ることもある。

よって、寒冷地域における凍結・融解過程の法面挙動は、法面崩壊に繋がる基本的な要素として捉えることができる。しかも、実際の法面の凍結・融解挙動を実測している事例はほとんど見られない。そこで本実験では、実際の法面の凍結・融解挙動を、有限な植生保護法面を用いて直接観測を行った。[2),3)] 2005年11月から2008年5月までの3シーズンの凍結・融解の一連の動態観測結果から、法面の挙動を把握し、法面崩壊に導かれる要因について知見を得るものとする。

2. 凍結・融解過程の法面挙動モデル

法面で地盤が凍結し凍上が発生すると、図-1に示したように法面に対して垂直方向に地表面が押し上げられ、凍結期間中は、地中部に形成されるアイスレンズの厚さ分の凍上量が生じる。その後、融解時には、重力方向に下がる現象に移行する。この時、凍上前の位置には戻ることはなく、法面の下方に移動量が発生する。[4)] これが、法面に凍上が発生し、融解に至る過程での力の方向を示す基本モデルの考え方である。

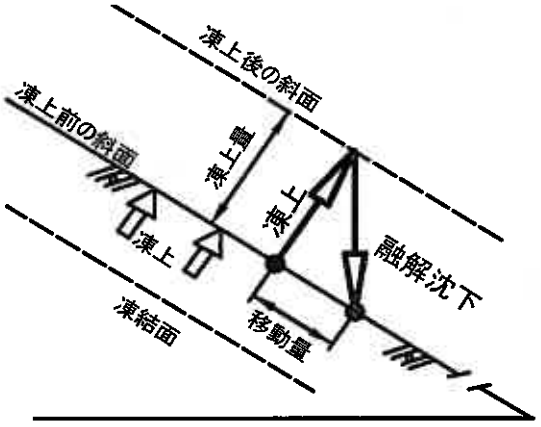


図-1　凍結・融解過程における法面挙動の基本モデル

この挙動において、変位発生を支配するのは凍上量であることは明らかであり、凍上量が大きくなれば、移動量も大きく発生することを示す。

また、この現象は毎年繰り返し発生するため、凍結し、凍上発生する地盤は、絶えず地表面移動が生じる環境にあることが判る。

移動量の程度によっては、融解時に崩壊することになる場合もあるが、凍上量が少なく、その移動量が微小であっても、法面表層部の密度や強度の低下を招くため、雨水浸食の素因になる。

よって、この挙動の基本モデルは、法面表層部の物性値、強度特性の弱体化を促す原因を表すモデルでもある。

3. 実験の概要

3.1 施設概要

実験法面は、北見工業大学の敷地内に位置する北向き法面に設定した。図-2に実験法面の仕様・観測ターゲット・設

Behavior in freeze-thaw process of a finite grass protection slope.
Kuniyuki Ueno（C S planning co.,ltd），Wataru Matsuda，Teruyuki Suzuki，Satoshi Yamashita（Kitami Institute of Technology）

置状況について示す。

法面は、植生によって表面保護している。ここでは、植生工の施工方法の違いで、a）張芝区間、b）種吹付区間を設定した。

法面の諸元（B 法面）
①法 面 長：L=3.8m～4.5m
②法面奥行：B_0=4.85/区間（計 9.70m）
③法面勾配：n=1：1.2（θ≒40°）

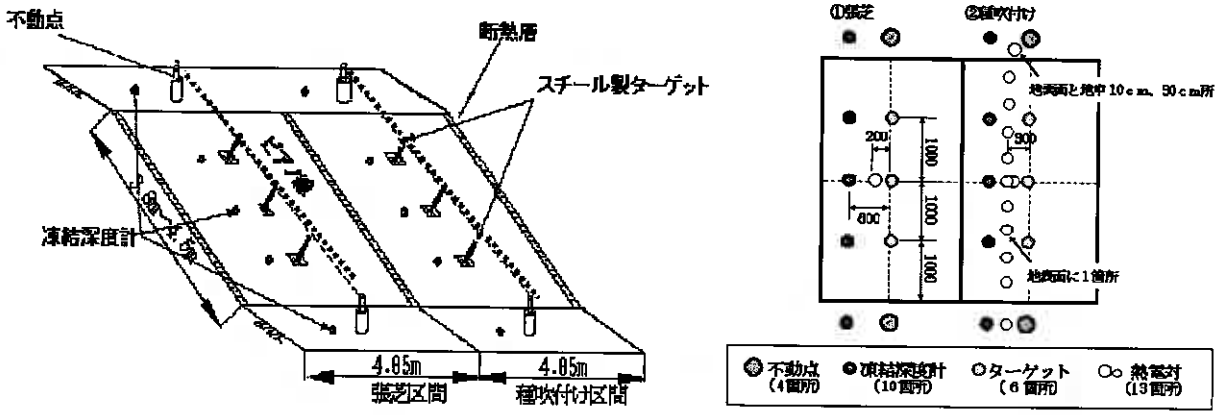


図-2　実験法面の概要

張芝区間は、法面整形後にロール芝を敷設したものである。種吹付区間は、種、肥料、ファイバー、侵食防止材を混合し、スラリー状にしたものを吹付施工した区間である。この法面は、一様に連続する法面であるため、隣接する試験区間の干渉影響を縁切る目的で、厚さ t=10cm の発泡ポリスチレン断熱材を境界に設置した。法面を構成する地山の土質は、凍上性の火山灰質土である。

動態観測については、法面中に上部・中部・下部に設置したスチール製のターゲット（図-3）の動きの計測の他、熱電対温度センサーによる地表面温度、地中温度（深さ 30cm）の自動計測を行った。

さらにこの動態観測と並行して、平坦地の地盤凍結深、凍上量及び外気温の計測も行っている。（地盤条件は法面の地山と同一の土材料で置き換えた造成地盤である。）[5)]

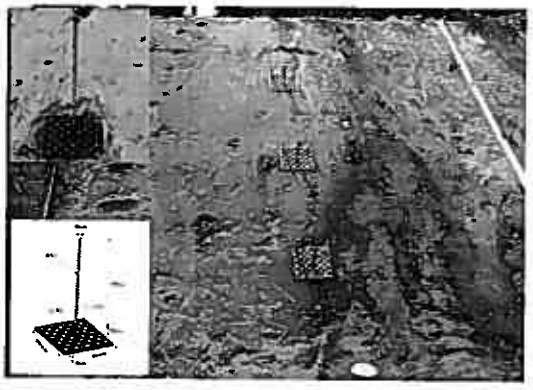


図-3　ターゲットの設置状況

3.2　平坦地盤の凍結指数・凍結深さ

地盤の自然凍結は、冬季間の気象条件と密接に関係している

2005 年～2007 年の 2 シーズンの凍結指数と凍結深さについて、同一時間軸上で表したグラフを図-4 に示す。

この 2 シーズンの凍結指数は、FI=(693, 674)（℃・days）を示し、寒さの程度は大凡同程度であったことを示している。

一方、この 2 シーズンの平坦地盤の凍結深は df=(69.4, 52.6)(cm)であった。凍結指数が同程度であるにも関わらず、凍結深には約 17cm の差が生じている。（2006 年シーズン凍結深さの約 32%にあたる。）このことは、凍結進入時期が早い時期で、凍結初期の温度勾配が大きい場合に、同程度の凍結指数を示しても、深く凍結が入ることを示している。

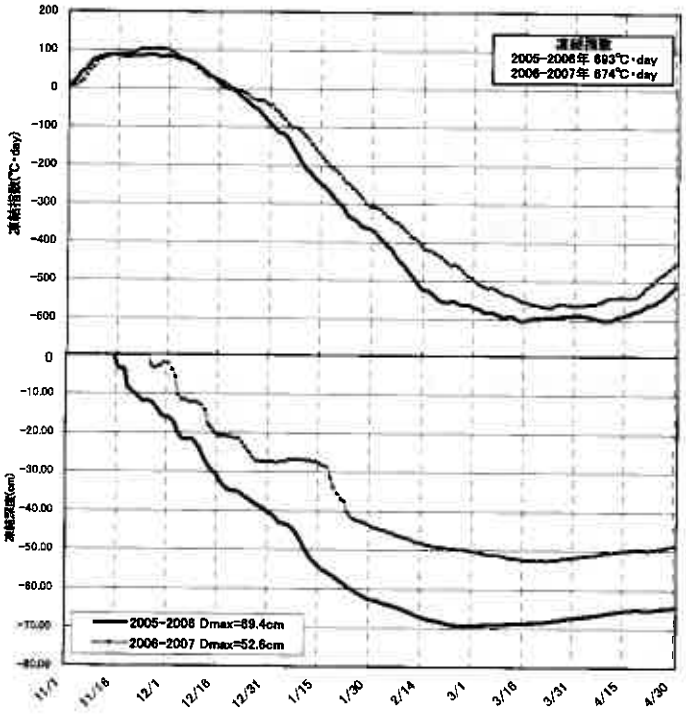


図-4　2005 年～2007 年凍結指数（FI）

4. 観測結果

4.1 法面の地表面温度

法面の地表面温度が法面中の位置によって変化している場合、地盤凍結の進入に何らかの影響を与えることが考えられる。そこで、b）種吹付区間にて、法肩から法尻までの間において、50cm 間隔に温度センサーを 9 点設置して地表面温度を計測した。また、各温度センサー毎の計測値は、温度積算値で表すことで、法面中の位置によって温度分布がどのように変化しているかを捉えるものとした。

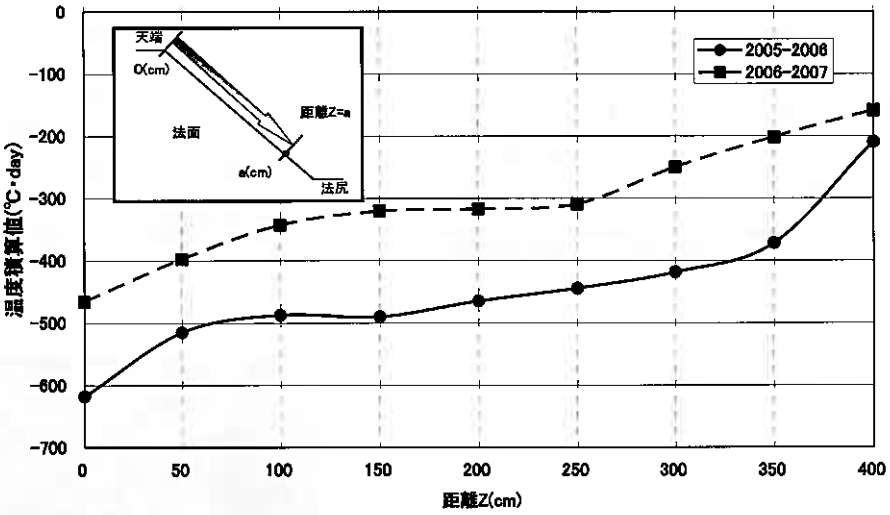


図-5　法面地表面温度分布

図-5 では、法肩から法尻に向かって、地表面温度が高く表れていることが 2 シーズン共通している。2005～2006 年の計測結果では、法肩が-618℃・days であるのに対して、法尻では-209℃・days であり、約 1/3 の値となっている。2006～2007 年では、法肩が-508℃・days に対し、法尻が-145℃・days を示し、これも約 1/3 となっている。また、法肩直下（50cm）から法尻直上（350cm）間については、シーズン毎に違いは見られるが、法尻方向に向かって緩やかに温度上昇を示す傾向が判る。特に、2005～2006 年については、法肩と法尻での変化が極端に大きく表れているのが特徴である。この原因は特定できていないが、法肩と法面・法尻とは異なる形状条件にあることが要因として挙げられる。凸型地形を示す法肩は、背後の平坦地からの熱的影響の受け方が他部位と異なることが考えられる。一方、法面及び法尻については、法肩とは逆に凹型形状にあたり、法肩とは明らかに異なる環境にある。しかし、実験法面の規模でこれほどの差が生じる詳細については、今後の検討が必要と考える。また、2006 年シーズンと 2007 年シーズンでの温度積算値が大きく異なる点については、地表面下の変化によるものと推測している。初シーズンは、植生密度が貧弱であったこと、2 年目には植生密度が向上したことが要因として挙げられる。

4.2 法面の凍結深さ

法面の凍結深さについては、法肩平坦部から法尻平坦部にかけて設置した 5 箇所のメチレンブルー凍結深度計の計測によって求めた。

地表面温度計測の結果から、法肩から法尻方向に向かって温度が高くなる傾向があることが確認された。地表面温度は、地盤への凍結進入を左右する要素と考えられることから、地表面温度と凍結深さの関係が明らかにできることになる。

図-6、図-7 は、a）張芝区間、b）種吹付区間の植生工法の異なる法面の凍結深さを示している。

計測結果によると、植生工法の違いに関わらず、法肩部の凍結深さが大きく、法尻に向かって徐々に凍結深さが小さくなる傾向は見てとれる。このことは、地表面温度分布と合致する結果と言える。そのため、凍結面が法面と平行に存在していないことを示している。そして、この傾向は凍結期間中保持されていることも凍結面の推移から判る。法尻平坦部については、法面内に比べて微小であるが、凍結深さが大きく発生している。この点については、傾斜面と平坦面の形状の違いが影響していると考えられる。

一方、植生工法による違いについては、最大凍結深さで比較してみる。

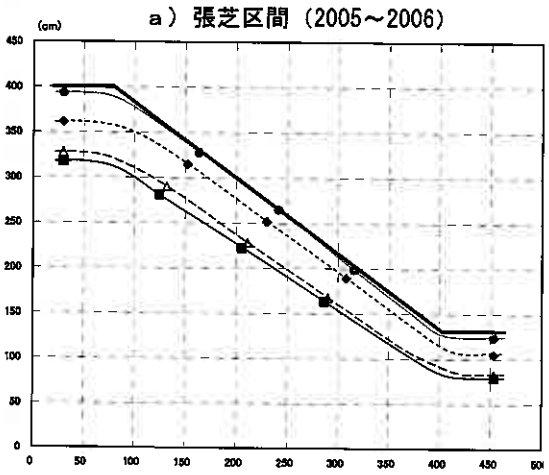


図-6　a)張芝区間凍結深断面図

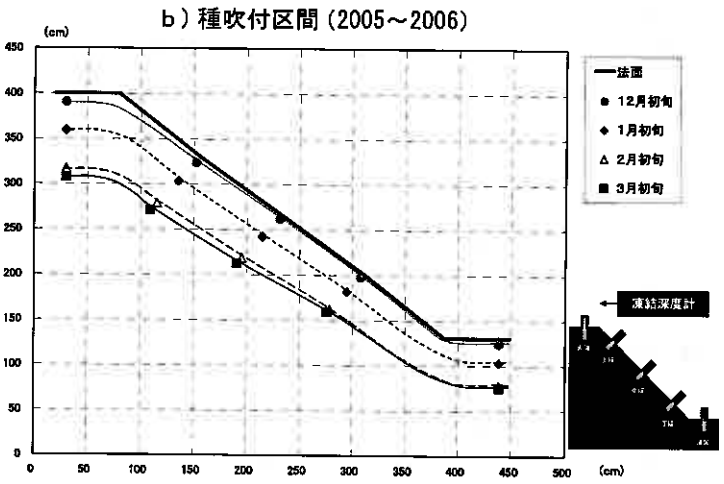


図-7　b)種吹付区間凍結深断面図

表-1　法面の最大凍結深さ

植生工法	シーズン	法肩(天端)	上段	中段	下段	法尻平坦部
a）張芝区間	2006	83.0	63.1	56.8	51.3	53.0
	2007	82.2	62.6	54.8	48.1	45.9
b）種吹付区間	2006	92.6	75.8	68.3	55.2	57.5
	2007	85.5	64.3	57.6	49.1	46.0

（単位：cm）

表-1からは、a）張芝区間が、b）種吹付区間より凍結深さが小さくなることが確認された。

この差の発生原因については、地盤の含水比の違いや、植生密度が代表的要因として挙げられる。特に実験法面造成後、初シーズンの計測結果に差が大きく現れていることを考慮すると、植生密度が原因していると考えるのが的確である。地表面付近の植生密度、根の込み具合や根の伸長深さが、凍結進入に影響する要素として捉えている。

4.3　法面移動量

法面の断面方向に設定した3個のターゲットを用いて、法面上部、中部、下部の移動量計測を行った。

計測結果は、各シーズン毎の最大移動量を年次移動量とし、年次が増える毎に累積した移動量として示している。また、累積変化を確認するために3シーズン（2006、2007、2008）の計測結果で表している。(図-8)

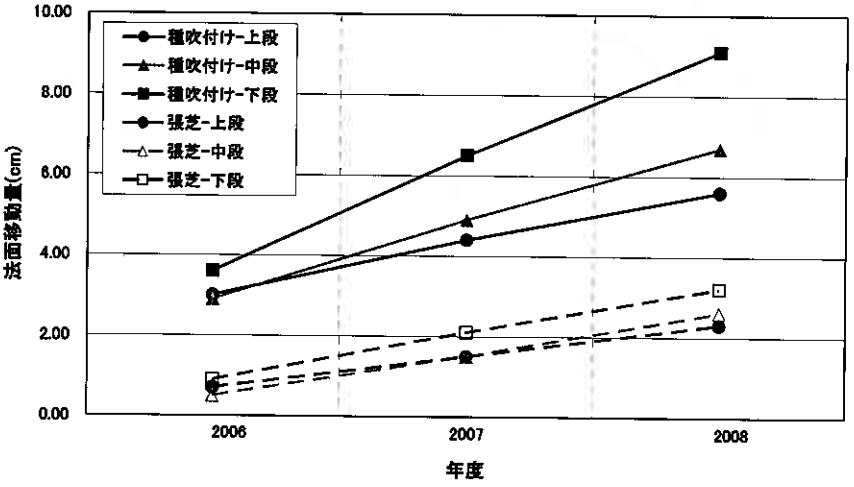


図-8　法面累積移動量（2006～2008年）

図-8からは、植生工法の違いが移動量に表れていることが判る。a）張芝区間については、初シーズンの移動量が0.6

～1.3cm で、その後 1 シーズン毎に 1cm 程度の増加を示す。一方、b）種吹付区間では、初シーズンの段階で 3.1～4.1cm の移動量が発生し、その後 1 シーズン毎に 1.3～4.4cm の範囲での移動量増加を示す。よって、3 シーズン経過後には、b）種吹付区間が a）張芝区間の 2～3 倍の移動量発生が確認された。また、各ターゲット毎の累積傾向については、微小な変化ではあるが、経年累積増加量が減少する方向にあると言える。そして、法面の下位の方が、移動量が大きく表れることも確認できた。この点は、凍上量が下位で大きく表れていることが関係している。その他、連続した法面の断面方向に対して、融解後に下位に力が増加しやすい法面規模であることも、移動量の増加に関係していると考える。

また、植生工法の違いは明確であり、法面造成直後の初シーズンの植生密度や根の活着が、法面移動に影響を与えていることが示唆された。

4.4 凍上量と移動量の関係

凍上発生によって押し上げられた法面は、その後の融解に伴って重力方向に沈下する。この 1 シーズンの動きを計測地点毎の凍上量と移動量の関係として図-9 に示す。

結果は、基本モデルで想定した力の方向とは異なる結果が得られた。実験法面は、勾配が n=1：1.2（θ≒39.8°）である。基本モデルでの凍上量と移動量の関係から、凍上量と移動量の比は 1：0.833 となる。これに対して、計測結果から求められる凍上量と移動量の比は 1：0.2845 となった。このような結果が得られたのは、次の 2 点が原因として考えられる。

①融解沈下の過程で、植生の根が移動量を抑制し、元の位置に戻ろうとする抵抗が働いた。

②凍上の押上げ方向が、法面に対して垂直方向ではなく、凍結面に対して垂直に近い方向で押上げられたことにより、法面上部に移動した結果、融解時は重力方向に沈下することで、結果、法面下方への移動量が抑制された。

そして、現時点では、①、②が、相互的に作用した結果と考えている。

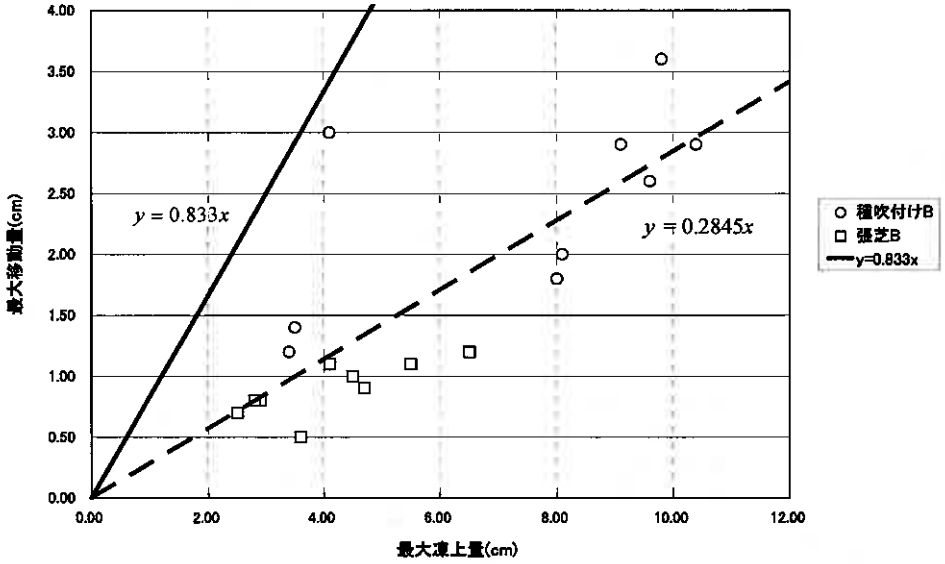


図-9　最大凍上量－最大移動量相関図

5. まとめ

実験・計測結果から、有限植生保護法面の凍結・融解過程における法面表層の挙動が実測でき、地表面温度環境が捉えられた。以下に、得られた知見を示す。

1) 法面の地表面温度分布は、場所・位置によって温度積算値に差が生じていることが確認できた。地表面温度に影響している要因は今後の検討としたい。
2) 法面の凍結深さは、法面と平行でないことが確認できた。法肩で深く、法尻に向かって徐々に凍結深さが浅

くなる傾向を示し、植生工法の違いによる傾向の変化はない。ただし、植生の密度、地盤の含水比は凍結深の絶対量に影響している。

3) 法面移動量は、法面造成後の植生状況が大きく影響していることが示唆され、1 シーズン目の植生状態が移動量の程度に関係することが明らかとなった。経年変化では、移動量の累積増加量は、年々減少することが確認できた。

4) 凍上量と移動量の関係では、凍結面に対して押し上げられる凍上が、法面の上側方向に発生し、融解時の沈下によって生ずる下方への移動量を小さくすることに繋がったと言える。よって、挙動のメカニズムは基本モデルに合致していることは検証された。さらに、植生の根の抵抗力も、融解移動を抑制する要因に加えられる。この点については今後の検討課題としたい。

最後に、本実験に際して協力していただいた、北見工業大学大学院卒業生の楊明宇君に感謝の意を表します。

参考文献

1) 土質工学会：土質基礎工学ライブラリー（23）土の凍結ーその理論と実際ー(第一回改定版)，1994.

2) 楊明宇，芮大虎，上野邦行，鈴木輝之、山下聡：芝生保護法面の凍結融解過程における挙動と凍上被害対策 第 47 回地盤工学会北海道支部技術報告集 pp205-210，2006.

3) 上野邦行，芮大虎，鈴木輝之，山下聡：芝生保護法面の凍結・融解過程における挙動観測(2) 第 43 回地盤工学研究発表会 pp989-990，2008.

4) 堀井徹，松岡憲知，松倉公憲：フロストクリープによる斜面物質移動に関する実験，筑波大学水理実験センター報告，No11,pp.21-27，1987.

5) 櫻田尚志，鈴木輝之，山下聡，平田広昭：同一地盤における長期凍結凍上観測，第 38 回地盤工学研究発表会，pp.335-336，2003.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

グラウンドアンカーに作用する凍上力の算定方法

北海学園大学工学部　国際会員　○小野　　丘

1．はじめに

グラウンドアンカー工法は，不安定切土法面の永久安定工法として国内で多く用いられるようになってきている．しかしながら，寒冷地においては地盤の凍上性が原因であると推測される緊張力の増加現象が見られる場合があり，深刻な問題となっている[1), 2), 3), 6)]．一方，地盤の凍上がもたらす凍上力をアンカーの設計荷重として見込む手順は，グラウンドアンカーの設計法には見あたらず[4)]，この点に関しては考慮されていないのが現状である．この分野の既往の研究としては，金田ら[2)]が，室内実験と現場計測の結果から，室内実験で計測される凍上力の10%程度の凍上力を見込むことを提案している．しかし，さまざまな条件を考慮するとグラウンドアンカーに作用する凍上力を直接室内試験で求めておくことには労力を要するものと思われる．また，山本ら[3)]は，グラウンドアンカー頭部に工夫をすることにより，凍上に伴う緊張力増加を抑制する方法を示しており，その際のアンカー緊張力の算定には，地盤の凍上変位と荷重およびアンカーの緊張力と変位の関係を用いている．本報告では，寒冷地において凍上性地盤に対して施工されたグラウンドアンカーに想定すべき凍上力を，グラウンドアンカーの諸元と地盤工学会基準の「凍上量予測のための土の凍上試験方法」[5)]を実施することから算定できる方法を示し，その妥当性を検討するものである．

2．グラウンドアンカーの凍上被害事例

寒冷地に施工されたグラウンドアンカーが，地盤の凍上現象によると推定される原因で被害を受けた事例がある．奈良[1)]によると，施工後数年経過したグラウンドアンカー数十本が，地すべり等の過剰な外力の作用が認められないにもかかわらず破断して飛び出した事例が示されている．事後の調査では，凍結深さが約1m，最大凍上量37mm，一本あたり約403 kNの最大荷重増分が計測されたことが分った．調査状況から判断すると，この荷重増分は地盤の凍上に起因する凍上力に相当すると考えても良いと推論される．そして，この場合のアンカー破断の原因は，応力腐食による遅れ破壊と凍上力との複合であったと結論付けている．また，現在活動中の地盤工学会北海道支部「法面の凍上対策に関する研究委員会」で報告された事例では，設計荷重330kNのグラウンドアンカーに対して，1月中旬位から荷重が増加して，2月末から3月上旬にかけて設計荷重の1.2倍以上の計測値が得られた例があることが報告されている．さらに，グラウンドアンカーに類似した例として，ロックボルトが凍上で被害を受けたと考えられる事例が報告されている[6)]．

3．グラウンドアンカーに作用する凍上力の算定方法

グラウンドアンカーに作用する凍上力を算定するために，以下の仮定を設ける．

1）グラウンドアンカーに作用する凍上力とは，凍上している地盤が支圧板を持ち上げる力と定義する．
2）不飽和地盤での凍上量は，「高志の式」[7)]による凍上率を低減することで求められるとする．
3）初期緊張力および発生した凍上力は，支圧板および凍土層を介して地盤に弾性的に伝わるものとする．
4）凍上変位の算定における拘束応力は，地中の凍土と未凍土の境界に作用する地盤内応力とする．
5）地盤の凍結線は，地表面から等間隔に一定の凍結速度で段階的に進むものとする．

3．1　凍上力の算定手順

以上の仮定の下に，グラウンドアンカーに作用する凍上力の算定手順を以下に示す．3．2に各手順の内容を説明した．図1には，この計算手順の説明図を示す．

① 初期緊張力と支圧板による地表面載荷重（以下の式における $i=1$ の場合），または，地盤の土被りと弾性解による地盤内応力（拘束応力，$i \geqq 2$ の場合）を求める．

② 凍結深が新たに z_i (mm)進んだとして，その凍土層厚に対応する凍上率 ξ_i (%)を以下の式から求める．

$$\xi_i = \left(\xi_0 + \frac{100C}{\sigma_i} \right) \times \beta \qquad (1)$$

ここに，

ξ_i：進んだ凍結深 z_i (mm)に対する凍上量 Δh_i (mm)の比×100 (%)

A method to estimate frost heave force affected to ground anchor,
Takashi Ono, Hokkai-Gakuen University

σ_i :拘束応力 (kN/m^2)

ξ_0, C :地盤の固有定数 (それぞれ%, kN/m^2)

β :不飽和地盤に対する低減係数（$0 < \beta \leq 1$）

③ 凍上率ξ_i (%)の値から，進んだ凍結深z_i (mm)に対する凍上量Δh_i (mm)を求める．

$$\Delta h_i = \frac{\xi_i}{100} \times z_i \qquad (2)$$

④ 得られた凍上量Δh_i (mm)を，グラウンドアンカー引張り部材の自由長の伸び$\Delta \ell_i$ (mm)とする．

$$\Delta \ell_i = \Delta h_i \qquad (3)$$

⑤ 自由長の伸び$\Delta \ell_i$ (mm)により発生するグラウンドアンカーの付加力を凍上力ΔF_i (kN)とする．

$$\Delta F_i = \frac{\Delta \ell_i \times 10^{-3}}{\ell_f} A_s E_s \qquad (4)$$

ここに，

ℓ_f :グラウンドアンカーの引張り部材の自由長 (m)

A_s :引張り部材の総断面積 (mm^2)

E_s :引張り部材の弾性係数 (kN/mm^2)

⑥ 得られた凍上力ΔF_iと初期緊張力の和を新たな地表面載荷重として，次の凍結深さにおける凍土と未凍土の境界面の地盤内応力を弾性解より求めて，手順①からの計算を繰り返し，得られた凍上力ΔF_iを順次加算してゆく．

⑦ 凍結深が所定の深さになるまで②～⑥を繰り返す．

３．２　凍上力算定手順の説明

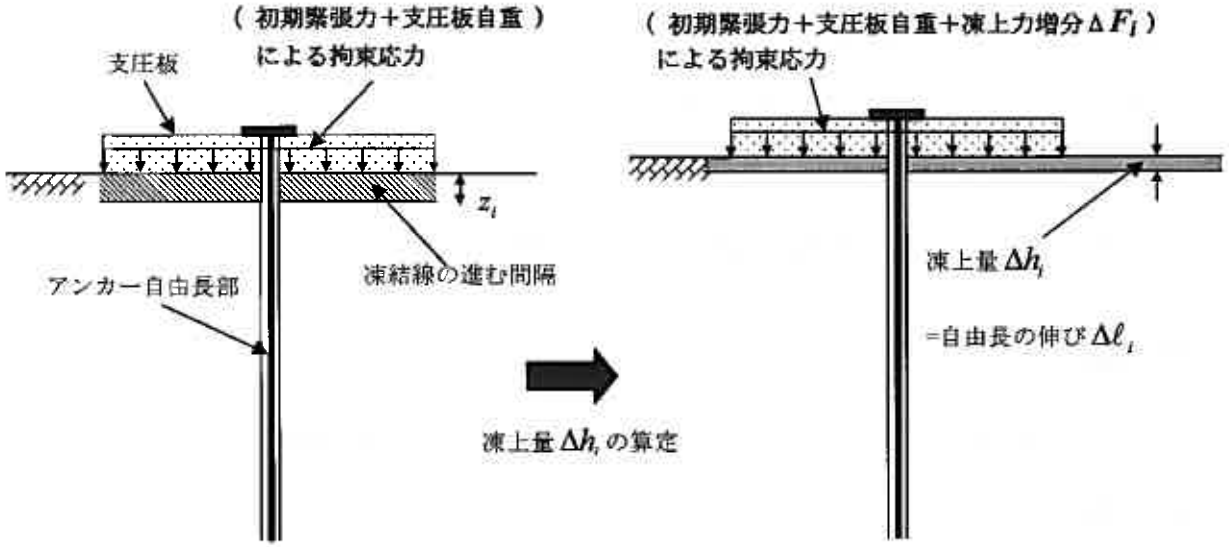
① 凍結深が地表面からz_iの場合（$i=1$の場合）は，初期緊張力を支圧板の接地面積で除した値と支圧板の自重が地表面に載荷されるとする．一方，凍結面が地中の場合（$i \geqq 2$ の場合）は，拘束応力は初期緊張力と凍上力および支圧板自重の和による地盤内応力と土被り圧の和とする．

② 式（１）の括弧内の式は，凍結速度が一定の場合の凍結膨張率ξ (%)と載荷（拘束）応力σ (kN/m^2)の関係を与える高志の式[5]である．この式は飽和地盤の実験式であり，これまで国内の凍結工法における凍上量を精密に予測してきている信頼性のある関係式である．式中のξ_0とCの値は土固有の定数である．これらの値は文献[8]等から仮定することも可能であるが，採取試料を用いた地盤工学会基準の「凍上量予測のための土の凍上試験方法」[5]を実施することで得られる値である．

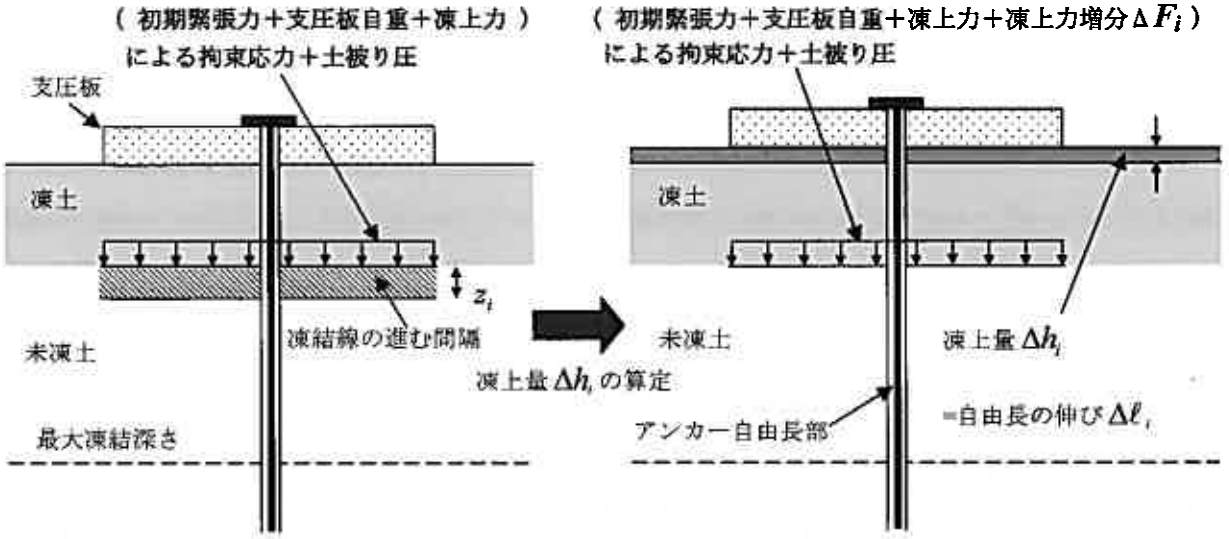
高志の式は比較的大きな拘束応力下の飽和地盤を前提としているので，自然の冷気による凍結深程度の地表面近傍の不飽和地盤の場合は，必ずしも式（１）が成り立つとは言い切れない．しかし，不飽和地盤の凍上特性は現時点ではほとんど未解明であるので，この手順では単純化して低減係数βで不飽和土の凍上量を低減することにした．この低減係数の値に関しては参照できる実験値は今のところ充分にはないが，本報告では$\beta=0.5$として以下の計算を進める．

③ １回ごとに段階的に進むとする凍結線の間隔z_iの値は，後述するように10mm程度までは凍上力の計算結果へは影響を与えないようである．

④ 地盤が凍上変位を起こすことで，支圧板を介してグラウンドアンカーの自由長部分を引っ張ると考える．この場合，テンドンはシースで被われており地盤と直接接触していないので，凍土との凍着を考える必要はない．



i=1 の場合（拘束応力を地表面に作用させる第１回目の場合）



i ≧2 の場合（拘束応力を凍土と未凍土の境界の地盤内応力とする２回目以降の場合）

図１　凍上力の算定手順の説明図

⑤　凍上変位による支圧板の変位は引張り部材で抵抗するので，それを凍上力とするという考え方である．ただし，支圧板の変位速度依存性などは考慮していないので，凍上力が大きめの値となる可能性がある．

⑥，⑦　予想最大凍結深まで凍結線を段階的に単純に進める繰り返し計算による力の加算から最終的な凍上力を求めるものである．現実には凍結速度は一定ではなく，また，連続的に進むので，凍上力の発生は複雑な経緯を示すものと考えられるが，ここの手順は工学的近似としての手法である．凍上変位を計算する拘束応力は凍土と未凍土の境界面の地盤内応力とした．ただし，凍土層および未凍土層そのものの圧縮変形やクリープは考慮しておらず，この点から考えると計算される凍上力は大きめの値を与える．

4．計算値と実測値との比較および評価

4．1　実測値との比較

奈良[1]が報告した，地盤の凍上が原因と推測されるグラウンドアンカーの被害事例を比較の対象として，本報告で示した凍上力の算定方法に従って計算した結果と比べてみる．表1は，被害を受けたグラウンドアンカーの諸元および事後の計測結果と本報告の方法による計算結果を比較したものである．文献で報告されていないデータ，または，明確でないものは推定もしくは設定した．また，ξ_0とCの値は文献[7]（凍上性のあるシルト）を参考に決定した．

計算結果では，凍上量が32 mm，凍上力が538 kNとなり，実測値はそれぞれ37 mm，403 kNであった．凍上量と凍上力の実測値は多数あるアンカーの実測値の中の最大値であり，かつ，計算に用いた設計アンカー力は135 kN／本～211 kN／本の中央値としたので，実測値が特定のアンカー一本に対応しているわけではない．したがって，必ずしも実測値と計算値とを対等に比較できるわけではないが，少なくとも凍上量の計算結果は実測値の最大値と概ね同等の値を示した．構造物に作用する凍上力は，微小な変位の減少で大きく低下する性質があること，計算時に未詳の物性値を仮定したこと，不飽和地盤であること，計算手法は大きめの値が算定されること，さらには，アンカーが破断している事実から，実際に作用した荷重は403 kNより大きかったと推論されることなどを考えると，実測値と計算値の差には合理性があるといえる．

表1　実測値と計算結果の比較（*は推定もしくは設定した値）

	文献[1]の値 および計測値	計算に用いた値 および計算結果
アンカー直径	23 mm	同左
弾性係数（PC鋼棒）	—	200* kN/mm^2
自由長	5.00 m	同左
設計アンカー力	173 kN/本（中央値）	同左
受圧面積	—	2.00* m^2
地盤の単位体積重量	—	15.7* kN/m^3
最大凍結深	1.0 m	同左
β	—	0.5
ξ_0	—	0.55* %
C	—	9.148* kN/m^2
zi	—	10 mm
凍上量	37 mm（最大値）	32 mm
凍上力	403 kN（最大値）	538 kN

4．2　凍結間隔ziの適正値

図2は，凍結線の段階的進行の刻み幅であるziとグラウンドアンカーに作用する凍上力の計算値との関係を調べた結果である．計算の対象とした引張り材はϕ12.7のPC鋼より線，クロスタイプ支圧板である．計算に用いた値は表2にまとめて示した．図2の結果より，刻み幅ziは10mm程度までは結果に影響を及ぼさないが，10mmを超えると凍上力が大きく計算されることが分る．したがって，凍結線の進行刻み幅ziは10mm程度で良いものと判断される．

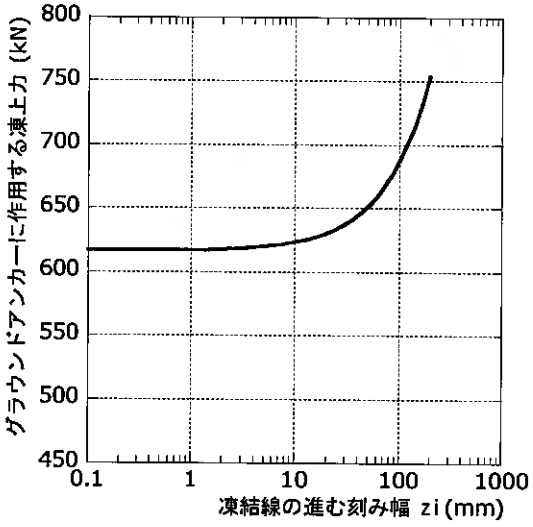


図2　凍結線の段階的進行の刻み幅の検討

表2　検討計算に用いた値

	計算に用いた値
引張り部材	PC鋼より線
直径	ϕ12.7 mm
本数	12本
弾性係数	200 kN/mm^2
自由長	8.00 m
設計アンカー力	392.4 kN
受圧面積	1.23 m^2
支圧板自重	164 kg
地盤の単位体積重量	15.7 kN/m^3
最大凍結深	1.0 m
β	0.5
ξ_0	0.55 %
C	9.15 kN/m^2
zi	10 mm

4．3　凍上力の値に対する定数 ξ_0，C の依存性

図3および図4は，式（1）中の ξ_0 と C の凍上力の計算値への依存性を調べた結果である．計算条件は表2と同じである．図3の結果より，パラメータ ξ_0 は凍上力の計算結果に及ぼす影響が比較的小さいことがわかる．一方，凍上力の計算結果はパラメータ C への依存性が強いことが図4より分る．式（1）中の定数は，文献等から設定することも可能であるが，結果への影響度合いを考えると，採取試料を用いた室内凍上試験を行って慎重に決定するのが，経済的・最終的に最も良い方法であると思われる．

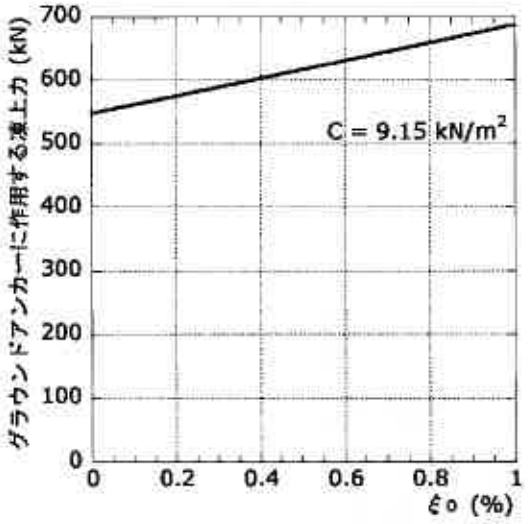


図3　凍上力に対する定数 ξ_0 の依存性

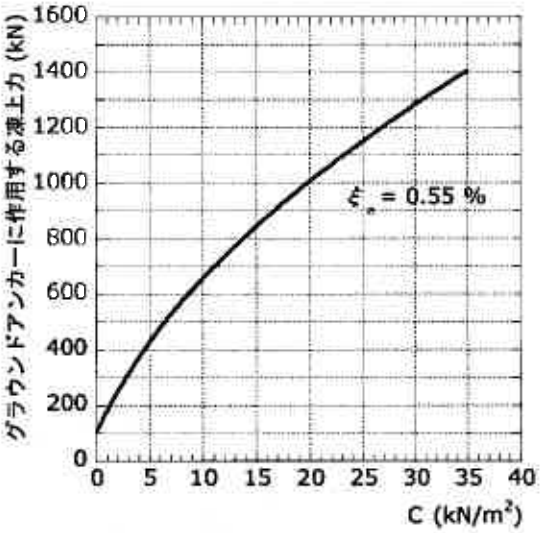


図4　凍上力に対する定数 C の依存性

4．4　引張り部材の自由長 ℓ_f と凍上量，凍上力

グラウンドアンカーに作用する凍上量および凍上力は，引張り部材の自由長に依存することは明らかである．前述と同様に，表2の計算条件でアンカーの自由長と凍上量，凍上力の関係を調べた結果が図5および図6である．図5より，自由長が長くなると凍上量が大きくなるが，自由長が6倍になっても，この計算条件では凍上量は10mm以内の差でしかないことが分る．一方，図6より，自由長が6倍になると，凍上力は 1/4 程度に小さくなることが分る．地盤の凍上性に起因する凍上力は，凍上変位との関連が単純ではなく，凍上変位の微小の変動が凍上力に大きく影響することが計算でも現れていることが理解できる．このような現象は，これまでの関連する既往の研究[9] などからも知られており，グラウンドアンカーに作用する凍上力を算定する上で知っておくべき重要な性質の一つである．

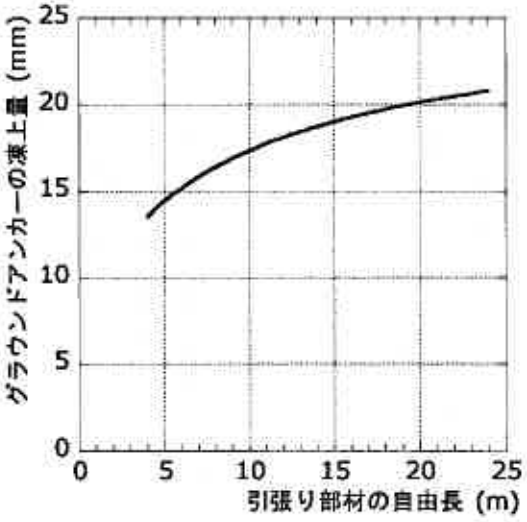


図5　引張り部材の自由長と凍上量の関係

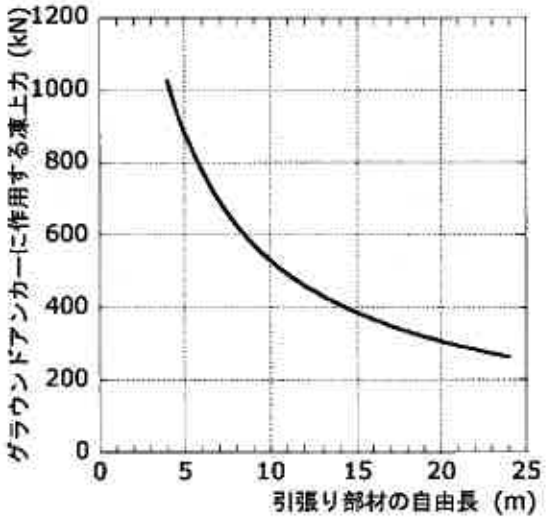


図6　引張り部材の自由長と凍上力の関係

5．まとめおよび残されている課題

以上の内容をまとめると以下のようになる．

1）凍結線を段階的に刻んで進める方法による簡単な繰返し計算で凍上量と凍上力を逐次加算してゆくことにより，グラウンドアンカーに作用する凍上力を求める方法を示すことができた．

2）地盤の凍上により発生した凍上力によると推定されるグラウンドアンカーが破断した実測例を比較対象にして，本報告で示した方法による凍上量および凍上力の値と比べたところ，この算定方法には合理性があることが分った．

3）凍上量および凍上力を求める上での凍結線の段階的な刻み幅は，10mm 程度が適当であることが分った．

4）式（1）中のパラメータ ξ_0 は凍上力の計算結果に及ぼす影響が比較的小さいが，パラメータ C は凍上力の計算結果への依存性が強いことが分った．したがって，グラウンドアンカーに作用する凍上力の算定に当たっては，地盤工学会基準の「凍上量予測のための土の凍上試験方法」を実施して，定数を慎重に設定するのが良い．

5）グラウンドアンカーの引張り部材の自由長が長くなると凍上量が大きくなるが，その影響は小さい．しかし，自由長が 6 倍になると，計算上，凍上力は 1/4 程度小さくなることが分った．

本報告で示したグラウンドアンカーに作用する凍上力を算定する手法に，今後残されている課題としては以下のような点がある．

1）凍上量や凍上力の実測データとの比較例が非常に少ないので，増やしてゆく必要がある．

2）低減係数 β を合理的に設定するための情報がまだないので，今後の研究課題となる．

3）本方法で得られた凍上力を設計荷重に組み入れる場合に，どの程度の安全率を見込むべきか否かの検討がまだ残されている．

本報告で示したグラウンドアンカーに作用する凍上力の算定方法が少しでも実務に役立つことを期待している．

謝辞

本報告をまとめるにあたり株式会社精研　伊豆田久雄氏の貴重な助言を得た．また，計算を行うにあたっては本学大学院生千葉和広君の協力を得た．ここに記して謝意を表する．

参考文献

1）奈良義明：主として凍上作用によって破断したグラウンドアンカーの事例について，グラウンドアンカー設計・施工例に関するシンポジウム発表論文集，地盤工学会グラウンドアンカー設計・施工基準改正委員会，pp.35-38，1998

2）金田尚・西川純一・多田秀一：土の凍上試験と凍上を考慮したグラウンドアンカーの設計，開発土木研究所月報，No.541，pp.24-31，1998

3）山本彰・鳥井原誠：グラウンドアンカーの凍上対策に関する研究，土木学会論文集，No.764/III-67，pp.37-51，2004

4）地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説，JGS4101-2000，改訂版，2000

5）地盤工学会：凍上量予測のための土の凍上試験，新規制定地盤工学会基準・同解説Ⅶ（2003 年版），JGS0171-2003，2003

6）平田文・秋元康男・山崎裕幸：寒冷地における凍結・凍上による斜面の問題事例，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 47 号，pp.211-212，2007

7）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

8）丁戒公利・後藤茂・赤川敏：一定拘束応力下における飽和土の凍上特性，清水建設研究所報，第 33 号，pp.27-36，1980

9）金田尚・西川純一・多田秀一：アンカーの凍上力に関する室内実験，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 37 号，pp.147-150，1997

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

補強土壁工法の断熱材による凍上対策

株式会社 ドーコン ○正会員 林 啓二
北見工業大学 正会員 鈴木 輝之
岡三リビック株式会社 正会員 安達 謙二

1 はじめに

寒冷地における道路構造物の凍上対策は，現状では置換工法によるものが主流となっている。しかし，現場条件や施工性および経済性などを勘案した場合，断熱工法の方がより有利となることが多い。しかし，これを用いた合理的検討手法は確立されていないのが現状である。断熱材による凍上対策を検討する上で解決しなければならないこととして，①「構造物周辺の凍結面形状の推定方法を確立すること」，②「各地の凍結指数に対応した適正な規模の対策を設定すること」の二つの課題がある。道路構造物のボックスカルバートにおける断熱材を用いた凍上対策手法について二次元FEM熱伝導解析プログラム『TEMP/W』を用いて進めており，これらの課題のうち①については，北見工業大学の大型低温室での模型盛土試験結果を二次元FEM熱伝導解析で検証し，凍結面（0°C線）および土中温度分布状態を再現できることを確認した[1),2)]。また，②については，国道40号稚内市更喜苫内におけるボックスカルバートの冬期現場計測データ[3),4),5)]を基にした二次元FEM熱伝導解析により，現地凍結指数に対応した断熱材の対策検討手法と，実現場におけるボックスカルバート断熱工法の凍上対策設計手法について報告した[6)]。

本文は，旭川門別自動車道（白滝丸瀬布道路）P=68,330の白滝大橋A-1橋台左側に設置された高さ8.0mのアンカー補強土壁（厚さ1.0m壁背面砂利置換）による冬期土中温度計測結果（H14-H15）[7)]を基に，同手法を用いた二次元FEM熱伝導解析による検証と，断熱材による補強土壁工法の凍上対策手法について報告するものである。

2 補強土壁の現場計測の概要

補強土壁背面の土中温度センサーは，図1の温度センサー配置図および図2の計器配置側面図に示すように，水平方向に壁天端面から2.36m地点と地表面から2.60m地点の2箇所，垂直方向は壁前面から4.0m背後に1箇所の計3箇所で実施した。これらの擁壁背面に使用されている盛土材と裏込材（φ0-80mm級切込砂利）の土質試験結果を表1に示した。

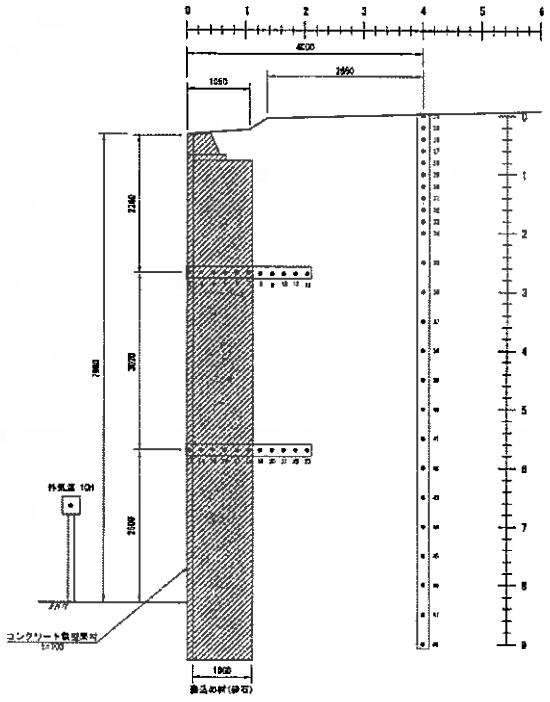


図1 温度センサー配置図

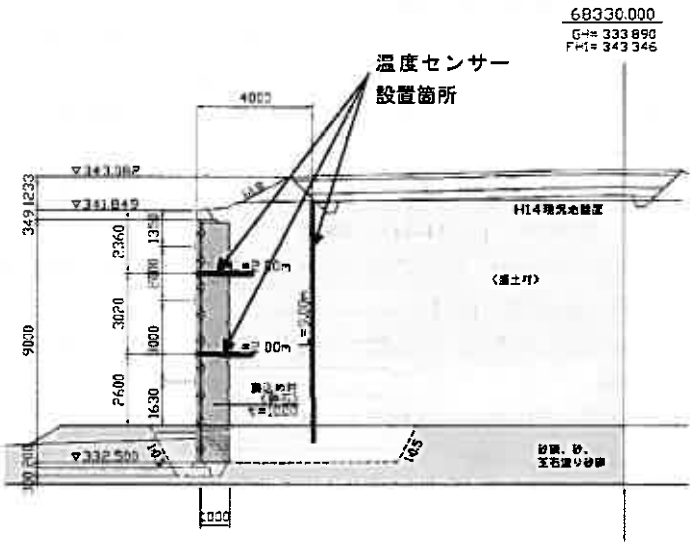


図2 計器配置側面図

Study on the measure for frost heaving to the reinforced soil wall of the two-dimensional FEM heat conduction analysis.
Keiji Hayashi (Docon Co.,Ltd.), Teruyuki Suzuki (Kitami Institute of Technology),
Kenji Adachi (Okasan Livic Co.,Ltd.)

表 1　擁壁背面土の土質試験結果

試料名	土質名	採取箇所	統一土質分類		土粒子の密度試験	含水比試験	粒度分布							コンシステンシー特性			締固め試験						トラフィカビリティー	液上試験（道路土工排水工指針）		骨材のふるい分け試験 骨材の洗い試験
			分類名	分類記号	ρs	Wn	石分 75以上 mm	礫分 75～2 mm	砂分 2～0.075 mm	シルト分 0.075～0.005 mm	粘土分 0.005未満 mm	均等係数 Uc	曲率係数 Uc'	液性限界 W_L	塑性限界 W_P	塑性指数 I_P (W_L-W_P)	試験方法	最大乾燥密度 $\rho dmax$	最適含水比 Wopt	自然含水比状態Wnの時 乾燥密度 ρdwn	締固め度 Dc	単位体積重量 γt $\rho dwn(1+Wn/100)$	自然含水比状態の場合のコーン貫入抵抗値 qc	液上率 ξ	液上様式	洗い試験 75μmを通過する量の4.75mmを通過する量に対する百分率
					(g/cm³)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)			(%)	(%)			(g/cm³)	(%)	(g/cm³)	(%)	(kN/m³)	(kN/m²)	(%)		(%)
盛土材	火山灰土	道路盛土天端	火山灰質礫質砂	SVG	2.717	18.68	-	37.2	38.6	16.8	7.4	169.72	1.34	41.20	27.93	13.27	A-a*1)	1.715	13.20	1.710	99.7	20.3	1907	13.17 25.17 13.92 平均17.42	粒状状液結	-
裏込材	φ0～80mm砕石込砂利（白尾産）	大同産業株式会社仮置場	-	-	2.724	7.05	-	-	-	-	-	-	-	NP	NP	-	E-a*2)	2.150	6.60	2.100	97.7	22.5	貫入不可	14.25 10.50 11.00 平均11.92	コンクリート状液結	8.83

*1) 締固め試験方法A-a：乾燥法，繰返し，φ10cm，2.5kg/ハンマー
*2) 締固め試験方法E-a：乾燥法，繰返し，φ15cm，4.5kg/ハンマー

寒さの指標となっている観測時（H14-H15）の凍結指数は，F=950.1°C·days（凍結期間 t=130days）が得られ，非常に強い寒気の条件での計測結果であった。このときの凍結線の推移は，温度センサーによる各計測結果により図 3 に示す凍結線（0°C）の推移が得られた。ここでは，このデータを二次元 FEM 熱伝導解析による凍結線（0°C）の推移と比較し検証する。

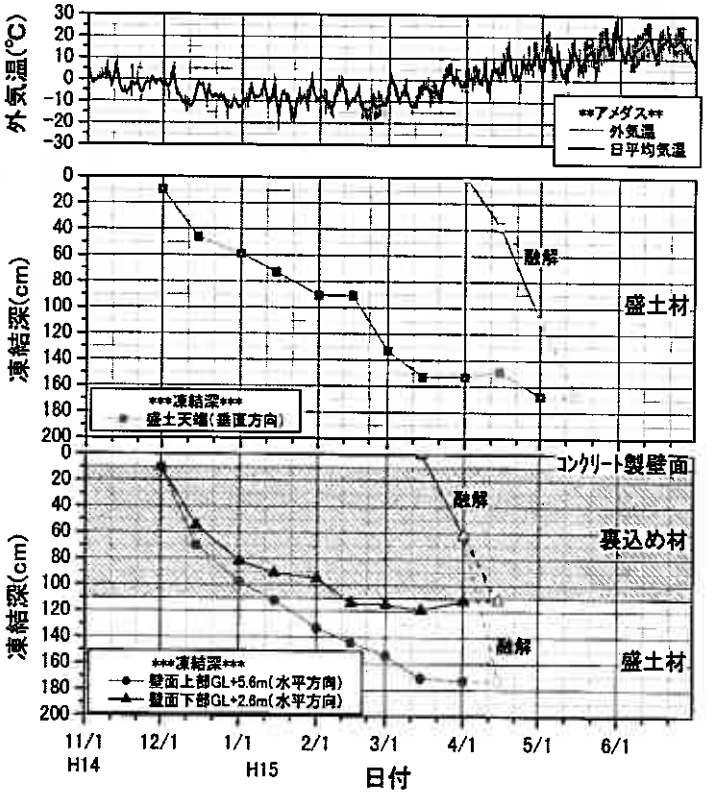


図 3　各ポイントの凍結線の推移

3　二次元 FEM 熱伝導解析による検証

3.1　熱流束方程式

二次元 FEM 熱伝導解析プログラム『TEMP/W』で用いられている熱流束方程式を(1)式に示す。

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(kx\frac{\partial T}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(ky\frac{\partial T}{\partial y}\right)+Q=\left(c+Lw\frac{\partial Wu}{\partial T}\right)\frac{\partial T}{\partial t} \quad (1)$$

ここに，T：温度，kx：x 方向の熱伝導率，
ky：y 方向の熱伝導率，
Q：適用した境界熱流束，
c：体積熱容量（材料特性）
L：水の潜熱，w：体積含水率，
Wu：未凍結の体積含水率($0 \leqq Wu \leqq 1$)，t：時間

3.2　各材料の熱物性値

二次元 FEM 熱伝導解析に必要な土質材料の熱物性値は，熱伝導率 λ（凍土・未凍土），体積熱容量 C（凍土・未凍土），凍結潜熱 L および体積含水率 Vw である。本解析においては，盛土部（火山灰質礫質砂），地盤部（砂礫）および壁部コンクリートにおけるそれぞれの熱物性値が必要となる。また，前述した水から氷（氷から水）の変化に伴う潜熱は，$L=3.35\times10^5 kJ/m^3$ で定義されている。これら諸定数の算定方法について以下に説明する。

(1)凍結および未凍結の熱伝導率 λ

一般的に水分を有する土は未凍土から凍土に変化した場合，その熱伝導率は変化する。土によって凍結温度は異なるが，本解析プログラムでは代表的な土質を決め，その土質に合致する一般的な値を入力するようになっているため，それを採用して未凍土と凍土の場合について熱伝導率を変化させて定義した。また，熱伝導率の推定式は，多くの研究者[8),9),10),11)]により提案されているが，最も一般に用いられている推定式として，乾燥密度 ρ_d と含水比 w から推定する Kersten[12)]の実験式がある。この式は砂質土と粘性土に分けて熱伝導率を推定することになっているが，それには±25%程度の誤差があるともいわれており，これに対して石英含有量および不凍水量を考慮した Johansen[13)]の式が最も実測値に近いとされている。ここでは，解析をより簡素化するために，前者の Kersten による実験式を用いた。

このKerstenの実験式の土質分類法は，

・砂質土　　：粒径0.05mmより細かい粒子が50%未満の土，

・シルトおよび粘土質土：粒径0.05mmより細かい粒子が50%以上の土，

となっている。また，この実験式は，道路土工排水工指針[14]でも用いられており，道路の置換厚を決めている理論最大凍結深さの算出に，この式を用いた乾燥密度 ρ_d と含水比 w より凍土と未凍土の熱伝導率を求め，その平均値が用いられている[15),16)]。

次の(2)式～(5)式にKerstenの熱伝導率 λ の実験式を示す。

単位：J/sec･m･°C (=W/m･K)

【砂質土の未凍土】

$$\lambda u = \left[\left(0.7 \cdot \log_{10} w + 0.4\right) \times 10^{\left(0.6242\rho_d - 3.4628\right)}\right] \times 418.6 \qquad (2)$$

【砂質土の凍土】

$$\lambda f = \left[0.011 \times 10^{\left(1.336\rho_d - 3.4628\right)} + 0.026w \times 10^{\left(0.9114\rho_d - 3.4628\right)}\right] \times 418.6 \qquad (3)$$

【シルト・粘土質土の未凍土】

$$\lambda u = \left[\left(0.9 \cdot \log_{10} w - 0.2\right) \times 10^{\left(0.6242\rho_d - 3.4628\right)}\right] \times 418.6 \qquad (4)$$

【シルト・粘土質土の凍土】

$$\lambda f = \left[0.01 \times 10^{\left(1.320\rho_d - 3.4628\right)} + 0.025w \times 10^{\left(0.8739\rho_d - 3.4628\right)}\right] \times 418.6 \qquad (5)$$

(2)凍結および未凍結の体積熱容量 C

通常の土中に存在する岩石や鉱物の比熱は，温度の降下に伴って小さくなり，0°C付近では0.16～0.17で，多くの場合0.17とした方が実際に近いことがわかっている[17]。ここでは，未凍土および凍土の熱容量を乾燥密度 ρ_d と含水比 w の関係にした伊福部による算定式[18]を採用した。(6)式，(7)式に未凍土と凍土のそれぞれの式を示す。

単位：J/m³･K

【未凍土に対して】

$$Cu = \rho_d \left(0.17 + \frac{w}{100}\right) \times 4.186 \times 10^6 \qquad (6)$$

【凍土に対して】

$$Cf = \rho_d \left(0.17 + \frac{0.5w}{100}\right) \times 4.186 \times 10^6 \qquad (7)$$

(3)体積含水率 Vw

体積含水率 Vw は，乾燥密度 ρ_d と含水比 w から(8)式によって求められる[19]。未凍土から凍土に変化する場合，土の種類と低下温度によって体積含水率は異なることになるが，本解析においては，(1)で前述したように，代表的土質における値を用いて簡素化した。(8)式に土の未凍結時体積含水率 Vw の算定式を示す。

$$Vw = \rho_d \cdot w \qquad (8)$$

(4)凍結潜熱 L

1grの水が凍結して氷になるとき，334.8kJ/kg（79.6 cal/gr）の熱を放出するので，土中水が0°Cですべて凍結すると仮定すると，土の凍結潜熱は(9)式で示される[20]。この式は，土中水が凍結または融解するときの土の単位体積当たりの熱エネルギーの変化を表しているものである。

単位：　:J/m³

$$L = 3.35 \cdot w \cdot \rho_d \qquad (9)$$

(5)壁部コンクリートの物性値

コンクリートの熱物性値（熱伝導率，熱容量，凍結潜熱）は，地盤工学会発行の「土質基礎工学ライブラリー23，土の凍結－その理論と実際－」[21]に示されている舗装構成材料の熱的定数より，セメントコンクリートの値を採用した。

(6)各材料の熱物性値

二次元 FEM 熱伝導解析に用いた各材料の熱物性値を表 2 にとりまとめた。

この表で盛土部，地盤部および壁背面の置換材（φ0-80mm 級切込砂利）の乾燥密度(ρ_d)は，土質試験結果の湿潤密度(ρ_t)と含水比(w)から求め，それぞれの熱物性値を決定した。

表 2　各材料の熱的定数

材料名	分類	凍土 or 未凍土	湿潤密度 ρt (g/cm³)	含水比 w (%)	乾燥密度 $\rho d = \rho t/(1+w/100)$ (g/cm³)	熱伝導率[注1] 【Kersten】 λ (W/m·K) (J/sec·m·°C)	凍結潜熱 L≒3.35w·ρt (J/m³)	体積熱容量[注1] 【伊福部】 C (J/m³·K)	体積含水率 Wv = ρd·w (%)
盛土部（火山灰質礫質砂）	砂質土	未凍土	1.800	14.70	1.569	1.675	77.3E+06	2.082E+06	23.1
		凍土				1.683		1.600E+06	
裏込部（φ0-60mm級）	砂質土	未凍土	2.000	7.05	1.868	2.101	44.1E+06	1.881E+06	13.2
		凍土				1.830		1.805E+06	
地盤部（砂礫）	砂質土	未凍土	2.100	15.00	1.826	2.434	91.8E+06	2.446E+06	27.4
		凍土				3.033		1.873E+06	
擁壁部	コンクリート					0.938	000.0E+00	2.009E+06	0.0
断熱材	EPS					0.034	000.0E+00	4.520E+04	0.0

注1）Kerstenの実験式

・シルト・粘土【未凍結土】$\lambda u=\{(0.9\log_{10} w-0.2)\times 10^{(0.8242\rho d-3.4628)}\}\times 418.6$ [W/m·K]

【凍結土】$\lambda f=\{0.01\times 10^{(1.320\rho d-3.4628)}+0.025w\times 10^{(0.8735\rho d-3.4628)}\}\times 418.6$ [W/m·K]

・砂質土　【未凍結土】$\lambda u=\{(0.7\log10 w+0.4)\times 10^{(0.8242\rho d-3.4628)}\}\times 418.6$ [W/m·K]

【凍結土】$\lambda f=\{0.011\times 10^{(1.336\rho d-3.4628)}+0.026w\times 10^{(0.9114\rho d-3.4628)}\}\times 418.6$ [W/m·K]

注2）伊福部宗夫

【未凍結土】$Cu=4.186\times 10^{6}\cdot\rho d\cdot(0.17+w/100)$ [J/m³·K]

【凍結土】$Cf=4.186\times 10^{6}\cdot\rho d\cdot(0.17+0.5w/100)$ [J/m³·K]

3.3　二次元 FEM 熱伝導解析による検証

(1)温度境界条件

図 4，図 5 に二次元 FEM 熱伝導解析によるモデル断面を示す。これらのモデル断面の境界部に見られる「●」のポイントが温度境界となっており，ここでは，温度境界を盛土天端面，擁壁前面，地表面と地盤底面としている。解析はボックスカルバート[6]に準じ，全ての温度境界を+14°C に設定しで定常解析したものを初期状態とし，その結果に，盛土天端面，擁壁前面，地表面の温度境界に-5°C を設定して非定常解析を行った。このとき，「-5(°C)×t(days)」をもって凍結指数 F(°C·days)としている。つまり，凍結指数 F=500°C·days であれば t=100 日経過時の解析結果となる。

(2)現況を再現した解析モデル断面

図 4 に現場で施工された補強土壁の解析モデル断面を示す。このときの温度境界は上記の条件としている。これに対して，図 5 に現地の除雪の状況を再現し積雪を考慮したモデル断面を示す。このときの非定常解析時の温度境界は雪の断熱効果により寒気の進入が抑制されるので積雪下の範囲の温度は±0°C に設定して解析した。

これら二つのモデル断面における熱伝導解析結果と現地の計測結果の凍結面(0°C)を比較した結果を次に記す。

(3)現況モデル断面の二次元 FEM 熱伝導解析結果と評価

図 6，図 7 に，それぞれ積雪の無い場合と積雪の有る場合の解析による凍結面(0°C)の推移を凍結指数(F=100,200･･･,1200°C·days)ごとに示した。これらより，盛土天端面からと壁面からの寒気が干渉し合い，壁面上部の凍結面(0°C)が壁面下部より深く進行していることがわかる。これは，現場計測結果による土中温度分布にも現れており，壁面に作用する土中温度分布形状を比較的良好に再現できている。

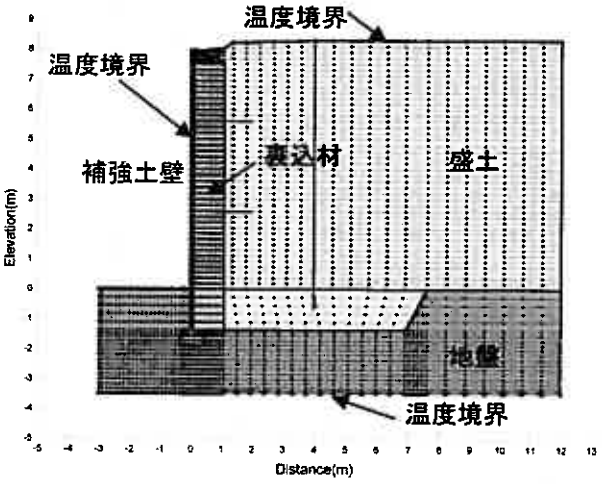


図 4　解析モデル断面

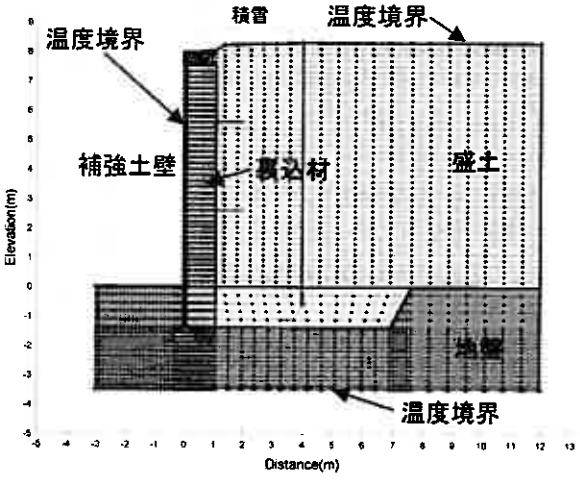


図 5　解析モデル断面（積雪有り）

これら図 6，図 7 の凍結面(0°C)形状の相違点としては，積雪の影響により盛土天端面と壁面からの凍結面(0°C)が摺り付く部分の曲率が小さくなっていることにある。これにより，壁背面において積雪が有る場合の方が，壁面上部の凍結面(0°C)の進行を抑制している状態となっている。これに対し，壁面下部では積雪による凍結面(0°C)の進行への影響はほとんどないことがわかる。

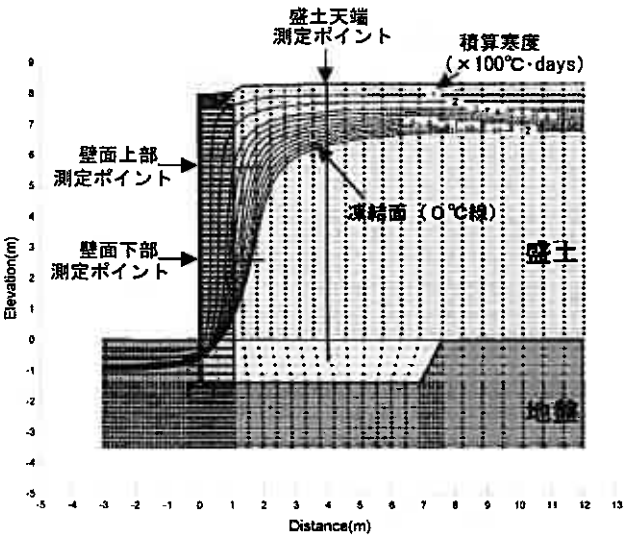


図 6　解析による凍結面（0℃）の推移

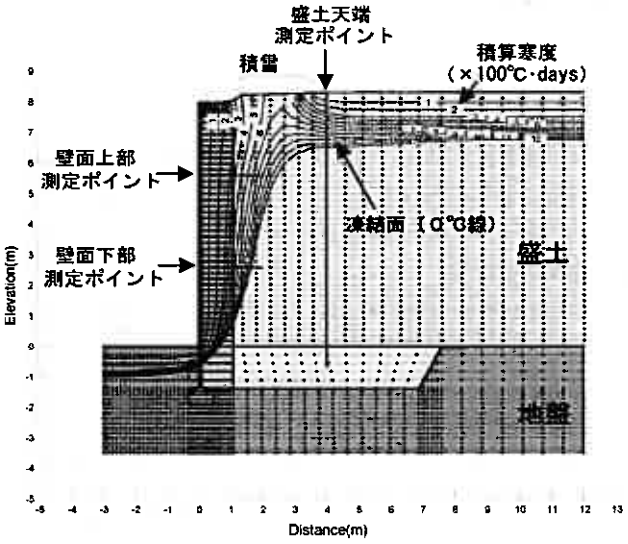


図 7　解析による凍結面（0℃）の推移（積雪有り）

これらの傾向について，図 9，図 10 に示した凍結指数 F=300,600,900,1200°C·days のときの土中温度分布を見ても確認することができ，F=600°C·days までは盛土天端面と壁面からの凍結面(0°C)が分離していることが確認できる。

これら解析と現場の凍結面(0°C)の推移を定量的に評価するために，盛土天端部（壁面前面から 4m 地点）と壁面部（上部：壁上面から 2.36m 地点，下部：地面から 2.60m 地点）の 3 点のける経時段階（積算寒度）ごとの凍結面(0°C)の推移を図 8 の(a)盛土天端部と(b)壁面部に示した。

(a)盛土天端部の結果，積雪を考慮していない場合については，凍結面(0°C)が約 20cm 程度深く推移しているのに対し，現場状況を再現した積雪を考慮した場合の凍結面(0°C)の推移は，現場計測結果に概ね合致するものとなった。一方，(b)壁面部の結果は，壁面の上下部ともに積算寒度が F=500°C·days を越える頃から解析の方が凍結面(0°C)の進行が深くなる傾向になっている。この差は，現場における季節的な寒気の緩みにより凍結面(0°C)の進行が緩慢になるためと考えられ，解析においては一定の寒気の強さでの凍結面(0°C)の進行になっていることより発生するものと考えられる。ただし，この壁面部も積雪を考慮した場合の解析結果の方が比較的現場の結果と整合がとれていると見てとれる。

これより，この二次元 FEM 熱伝導解析は，現場における凍結面(0°C)を再現することが可能であると判断する。しかし，次に進める断熱材による凍上対策の検討では，最悪条件を想定して積雪による断熱効果の影響は考慮しない検討とする。

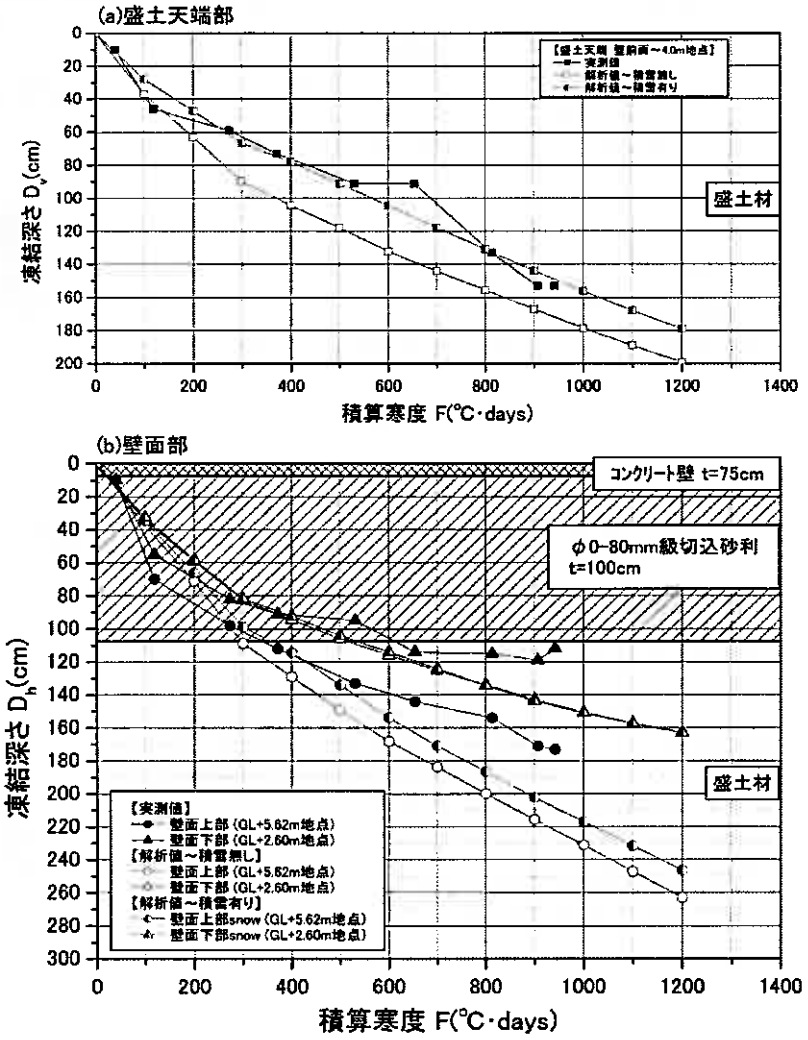


図 8　現場計測と解析結果の積算寒度と凍結面(0°C)

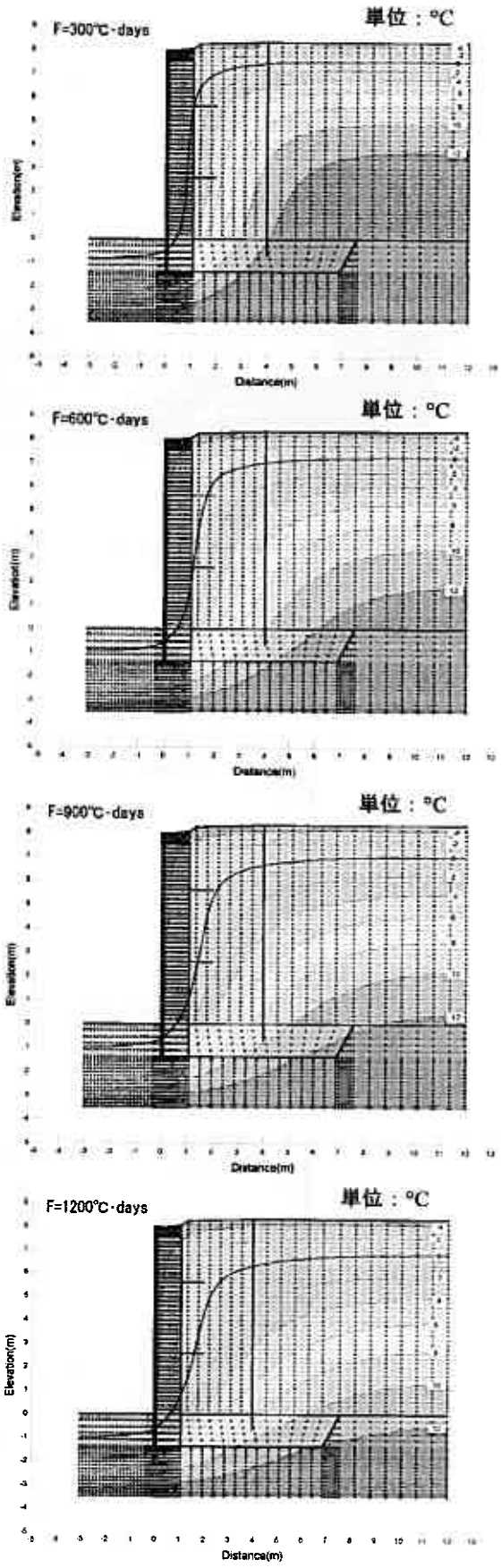


図 9　各積算寒度のときの
土中温度分布

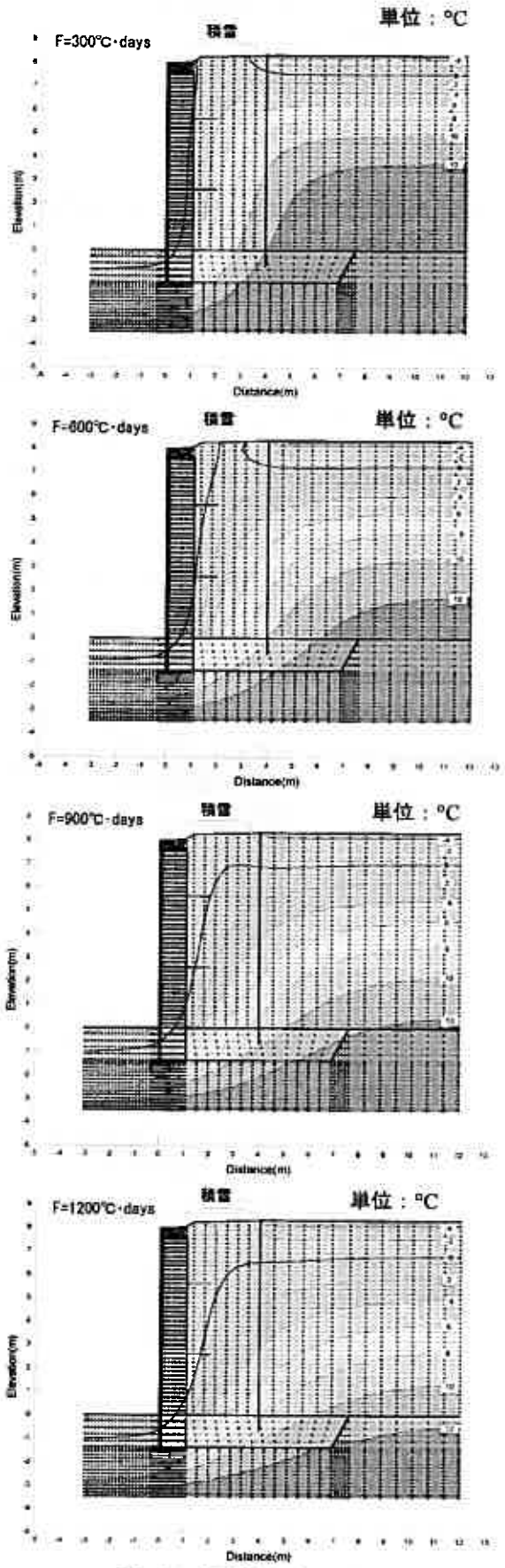


図 10　各積算寒度のときの
土中温度分布（積雪有り）

4　断熱材による凍上対策工の設計

4.1　断熱材を設置した解析モデル断面

図 11 に断熱材を設置した解析モデル断面を示す。断熱材は発泡式ポリスチレン(EPS)とし，壁面の背面に設置する形状としている。その他の諸条件は前出の方法と同様である。

4.2　断熱材を設置したときの二次元 FEM 熱伝導解析結果

図 12 に断熱材の厚さを t=0,25,75,125mm に変えた時の各凍結指数(F=100,200･･･,1200°C･days)ごとの凍結面(0°C)の形状を示した。これらより，断熱材を厚くするに伴い，壁面下部から徐々に凍結面(0°C)が壁面背面の断熱材を通過できない位置が上昇することがわかる。つまり，任意の凍結指数において，ある断熱材の厚さがあれば，壁背面への凍結の進入を抑止できることになる。

断熱材による凍上対策の設計では，この結果を用い，凍結指数および壁高に応じた断熱材の厚さを設置する対策断面となる。

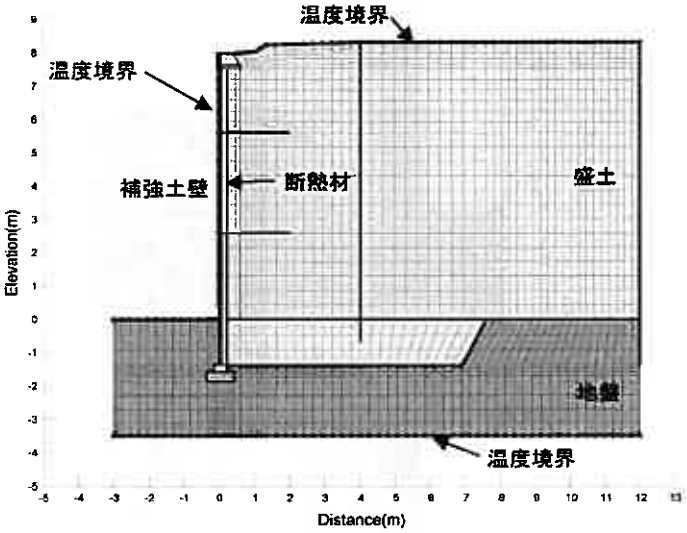


図 11　解析モデル断面（断熱材有り）

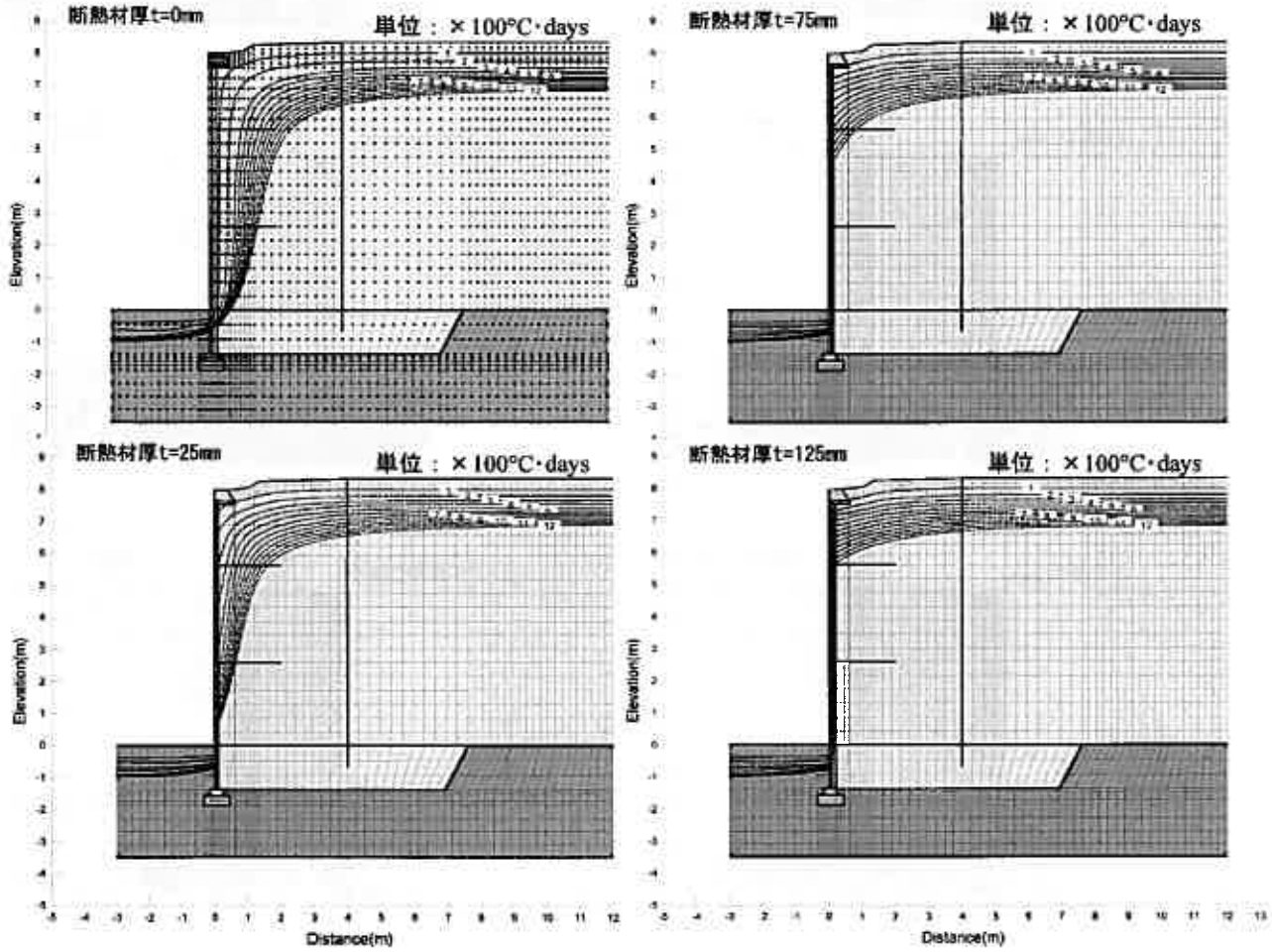


図 12　解析による凍結面(0°C)の推移（断熱材設置）

5　断熱材による凍上対策設計

5.1　設計手法

当該現場計測地点における諸条件における補強土壁に断熱材による凍上対策を採用する場合の設計手法を詳述する。

図 13 に図 12 の結果(断熱材の厚さは 25mm 間隔で 125mm まで計算している)を用いた積算寒度（=凍結指数）F=100～1200°C·days までの各厚さの断熱材を凍結面(0°C)が通過する壁高を示した。これより，例えば F=900°C·days の条件であれば，断熱材厚 t=50mm で壁高 h=4.1m まで凍結面(0°C)を抑止でき，それより高い壁高に対しては t=100m で h=5.8m 程度まで適用できることになる。これを凍結指数別に整理することで，凍結面(0°C)を通過しない断熱材の厚さに適応する壁高が凍結指数ごとに整理できることになる。

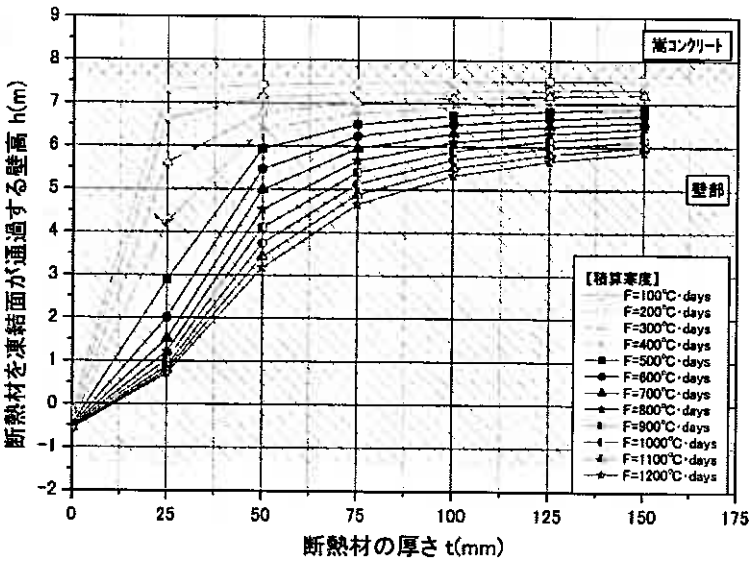


図 13　各断熱材厚において凍結面（0°C）が通過

5.2　現場土質条件での壁高 8.0m の場合の断熱材の設計

図 13 を積算寒度（=凍結指数）別にして，各断熱材の厚さに応じた壁高を求めたものが図 14(F=100,200,･･･,1200°C·days の計算結果の抜粋)である。この断熱材の変化点については，各断熱材の厚さに適応した壁高を細かく区切ると実際の設置が煩雑になることより同一厚さの最低壁高を 2.0m 以上とした。この図 14 から得られた結果をとりまとめたものが表 3 の断熱材による凍上対策選定表である。これより，以下に示す Type-1～Type-5 の凍結指数 F(°C·days)の範囲に応じた断熱材厚 t(mm)と壁高 h(m)が得られた。ただし，最上部の壁面の凍上対策には，盛土天端部からの寒気の進入による上方向への凍上作用の影響があるので，従来通りの非凍上性の材料による置換を併用する。

Type-1：100≦F≦200°C·days →　h=6.0m まで t=25mm，6.0<h≦8.0 まで t=50mm
Type-2：200<F≦400°C·days →　h=4.0m まで t=25mm，4.0<h≦6.0 まで t=50mm，6.0<h≦8.0 まで t=75mm
Type-3：400<F≦600°C·days →　h=5.0m まで t=50mm，5.0<h≦8.0 まで t=100mm
Type-4：600<F≦800°C·days →　h=4.0m まで t=50mm，4.0<h≦8.0 まで t=100mm
Type-5：800<F≦1200°C·days→　h=3.0m まで t=50mm，3.0<h≦5.0 まで t=100mm，5.0<h≦8.0 まで t=125mm

表 3　断熱材による凍上対策選定表

盛土材料の特性			補強土壁	積算寒度 F(°C·days)											
				100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
単位体積重量	含水比	乾燥密度	地表面からの壁高	断熱材厚	断熱材厚	断熱材厚	断熱材厚	断熱材厚	断熱材厚	断熱材厚	断熱材厚	断熱材厚	断熱材厚	断熱材厚	断熱材厚
γt	w	ρd	h	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t
(kN/m³)	(%)	(g/cm³)	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
18.0	14.7	1.569	1.0	25	25	25	50	50	50	50	50	50	50	50	50
			2.0	25	25	25	50	50	50	50	50	50	50	50	50
			3.0	25	25	25	50	50	50	50	50	50	50	50	50
			4.0	25	25	25	50	50	50	50	100	100	100	100	100
			5.0	25	50	50	50	50	100	100	100	100	100	100	100
			6.0	25	50	50	100	100	100	100	125	125	125	125	125
			7.0	50	75	75	100	100	100	100	125	125	125	125	125
			8.0	50	75	75	100	100	100	100	125	125	125	125	125

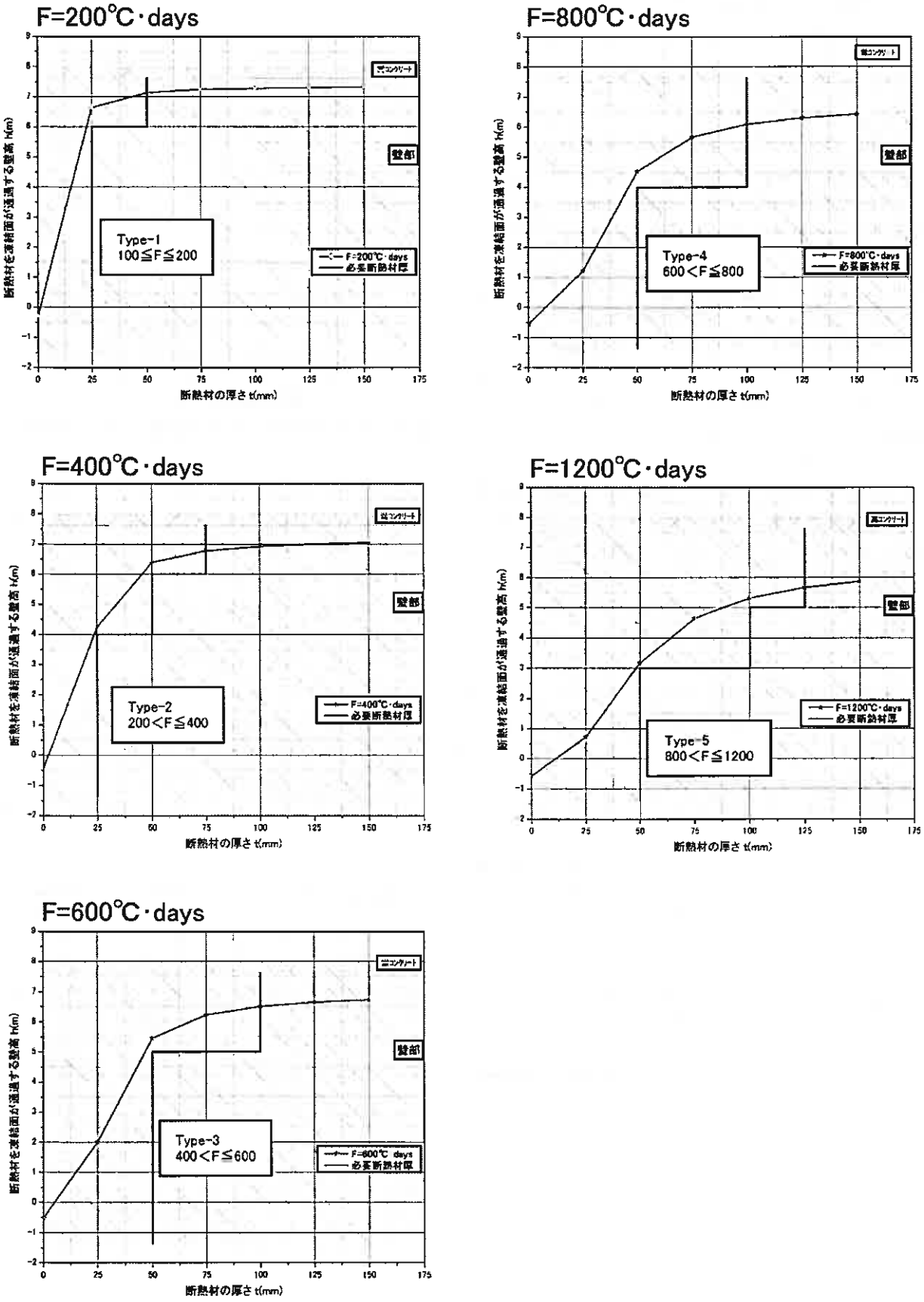


図 14　各積算寒度において必要な断熱材の厚さ

6　まとめ

断熱材によるボックスカルバートの凍上対策設計手法を補強土壁工法に適用した場合の検討結果をまとめると以下のようになる。

1) 補強土壁においてもボックスカルバートの解析と同様に，凍結前の初期温度に相当する定常解析での境界温度を+14℃で計算し，その状態から境界温度を-5°C に設定して非定常解析を行うことで，実現場における凍結面(0°C)を再現することが可能である。また，この境界温度-5°C に経過時間（days）を乗じることで，現場における冬期間の積算寒度とし，任意の積算寒度における凍結面の形状を再現することができる。

2) 解析に用いる材料の熱伝導率(λ)は，Kersten の式，体積熱容量(C)は伊福部の式，体積含水比(Vw)および凍結潜熱(L)については，それぞれ $Vw=\rho_d \cdot w$，$L=3.35w \cdot \rho_d$により算出でき，これら解析に必要な全ての熱物性値は乾燥密度(ρ_d)と含水比(w)の関数として決めることができる。

3) 無対策の補強土壁の場合，積算寒度（=凍結指数）によりその勾配は異なるが，壁背面の凍結面(0°C)は，盛土天端面からの寒気と壁面からとの寒気の干渉により，壁下部よりも上部の方が凍結面(0°C)は深く入り込むためくさび形の形状を呈する。したがって，凍上対策に必要な断熱材の厚さは壁下面で薄く，上面方向に行くほど厚さを増す配置になる。

4) 最上部の壁面の凍上対策には，盛土天端部からの寒気の進入による上方向への凍上作用の影響があるので，従来通りの非凍上性の材料による置換を併用する。

7　あとがき

二次元 FEM 熱伝導解析による計算手法を用いることで，任意の構造物，凍結指数および土質へ適用できるものとなりそうである。今後は，様々な構造物に適用し，断熱材による凍上対策が汎用化されるように努力するつもりである。

―― 参 考 文 献 ――

1) 林啓二，豊田邦男，鈴木輝之，萬隆：寒冷地における C-Box 凍上対策と FEM による二次元熱解析，第 46 回地盤工学会北海道支部年次技術報告会,pp.303-308,2006.2.
2) 林啓二，豊田邦男，鈴木輝之，萬隆：C-Box 模型の背面土中温度と二次元 FEM 熱伝導解析，第 41 回地盤工学研究発表会講演集,pp.1129-1130,2006.7.
3) 林啓二，本間公康，櫻庭満，鈴木輝之：函渠工部の道路凍上測定，第 31 回地盤工学会研究発表会，pp.1333-1334，1996.8.
4) 林啓二,本間公康,櫻庭満,鈴木輝之:ボックスカルバートの道路凍上現象(2),地盤工学会北海道支部技術報告集第 37 号,pp.155-162,1997.2.
5) 小林修司，林啓二，本間公康，櫻庭満，鈴木輝之：ボックスカルバートの道路凍上現象(3)，地盤工学会北海道支部技術報告集第 40 号，pp.27-36，2000.2.
6) 林啓二，豊田邦男，鈴木輝之，萬隆：二次元 FEM 熱伝導解析の道路構造物への適用，第 48 回地盤工学会北海道支部年次技術報告会,pp.277-282,2008.2.
7) 林啓二，林実雄，鈴木輝之，小林修司：冬期現場計測による擁壁背面の土中温度分布，第 44 回地盤工学会北海道支部年次技術報告会,pp.293-300,2008.2.
8) Sawada,S. and Ohno,T.:Laboratory studies on Thermal Conductivity of clay,silt and sand in frozen and unfrozen states,Fourth International Symposium on Ground Freezing,pp.53-58,1985.
9) Penner,E.,Johnston,G.H. and Goodrich,L.E.:Thermal conductivity laboratory studies of some Mackenzie Highway soils,Canadian Geotechnical Journal,Vol.12,Number3,pp.271-288,1975.
10) 姚義久：舗装道路の凍結深さの予測に関する基礎的研究，東北大学博士論文,1989.3.
11) 松本順一朗，大久保俊治：土の伝熱特性に関する実験的研究，土木学会論文集，No.257,pp.43-50.1977.
12) M.S.Kersten : Thermal properties of Soils,University of Minesota,Institute of Technology , Engineering Experiment Station,Bulletin,No.28,1949.
13) Faruoki,O.T. : Evaluation of methods for calculating soil thermal conductivity,US Army Corps of Engineers,CRREL REPORT 82-8,1982.
14) 日本道路協会：道路土工排水工指針，資料－11 多層系地盤の凍結深さの計算，pp.244-250,1987.9.
15) 熊谷茂樹，有田政博：マイクロコンピュータによる凍結深さ推定プログラム，土木試験所月報,No.380,pp.25-30,1985.1.
16) 楊照宇，畢春蕾，鈴木輝之，澤田正剛，山下聡：凍結期における地盤の水分挙動と熱伝導率の測定，日本雪氷学会誌雪氷 66 巻 5 号，pp.591-597，2004.9.
17) M.S.Kersten : Thermal properties of Soils,Special Reports No.2.H.R.B.,1952.
18) 伊福部宗夫：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，土木試験所報告,第 26 号,p.19,1962.3.
19) 宇野裕教，鈴木輝之，澤田正剛，安達謙二：寒冷地における多数アンカー式擁壁の凍上対策，土木学会論文集，No.701/Ⅲ-58,pp.243-252.2002.3.
20) 土質工学会：土質基礎工学ライブラリー23，土の凍結－その制御と応用－，p.50,1982.12.
21) 土質工学会：土質基礎工学ライブラリー23，土の凍結－その理論と実際－，p.188「表-4.2 舗装構成材料の熱的定数」,1994.6.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

屋外土槽を用いた置換工法による凍上抑制効果

土木研究所　寒地土木研究所　正会員　○佐藤　厚子
土木研究所　寒地土木研究所　正会員　西本　聡
国土交通省　北海道開発局　網走開発建設部　泉澤　大樹
北見工業大学　正会員　鈴木　輝之

1. はじめに

寒冷地である北海道では、道路切土のり面が凍上および凍結融解により被災する例が多い。凍上対策は、凍上要因である土質、水、温度[1)]のいずれかを排除すればよい。北海道では、凍上により被災した切土のり面の復旧対策として、特殊ふとんかごによりのり面を覆う方法が施工される場合が多い。特殊ふとんかごには、透水性の高い礫材を詰めるので、春先の融雪水やのり面への湧水を排水できる機能があること、のり面の凍上性材料を非凍上性材料に置換できることから、凍上3要因のうちの水、土質の2つを排除でき、凍上を抑制する効果がある。さらに、凍上および凍結融解によるのり面の上下の変動に追随する構造になっているので、凍上および凍結融解の作用を受けても大きくのり面が被災することがないとされている。しかし、これまでふとんかご施工に関する妥当性および適切な施工厚さに関して検討した例はない。そこで、非凍上製材材料により置換した地盤をもつ屋外試験土槽により、凍上および凍結融解を受けることによる地盤の凍上量、凍結深さ、凍上力などを確認した。本報告は、これらの試験結果をまとめたものである。

2. 実験方法

寒地土木研究所苫小牧施工試験フィールドにおいて、表-1に示す土質材を用いて凍上実験を行った。凍上性材料は、火山灰土であり、非凍上性材料は砂利である。図-1に示す幅5m、奥行き5m、深さ2.3mの土槽、No.1、No.2、No.3を用いて冬期間の地盤の変状を確認した。この土槽に、No.1は火山灰のみを、No.2は上部0.25mを砂利、その下の1.55mを火山灰で、No.3は上部0.50mを砂利、その下の1.30mを火山灰で施工した。また、砂利の凍結深さを計測するために土槽の角1.3m×1.3m、深さ1.8mを砂利層で置き換えた。なお、この1.3m×1.3mの砂利層と他の火山灰、砂利層との間に温度の移動がないように10cmの断熱材(発泡スチロール)で周囲を区切った。なお、火山

表-1　実験に用いた材料の基本物性値

試料名		火山灰土	砂利
土粒子密度 ρs(t/m^3)		2.476	2.739
自然含水比wn(%)		52.85	11.01
粒度特性	2mm以上 (%)	19.9	38.8
	75μm～2mm(%)	49.7	52.3
	75μm以下(%)	30.4	8.9
液性限界w_L(%)		N.P.	N.P.
塑性限界w_P(%)		N.P.	N.P.
地盤材料の分類記号		SVG	SG-CS

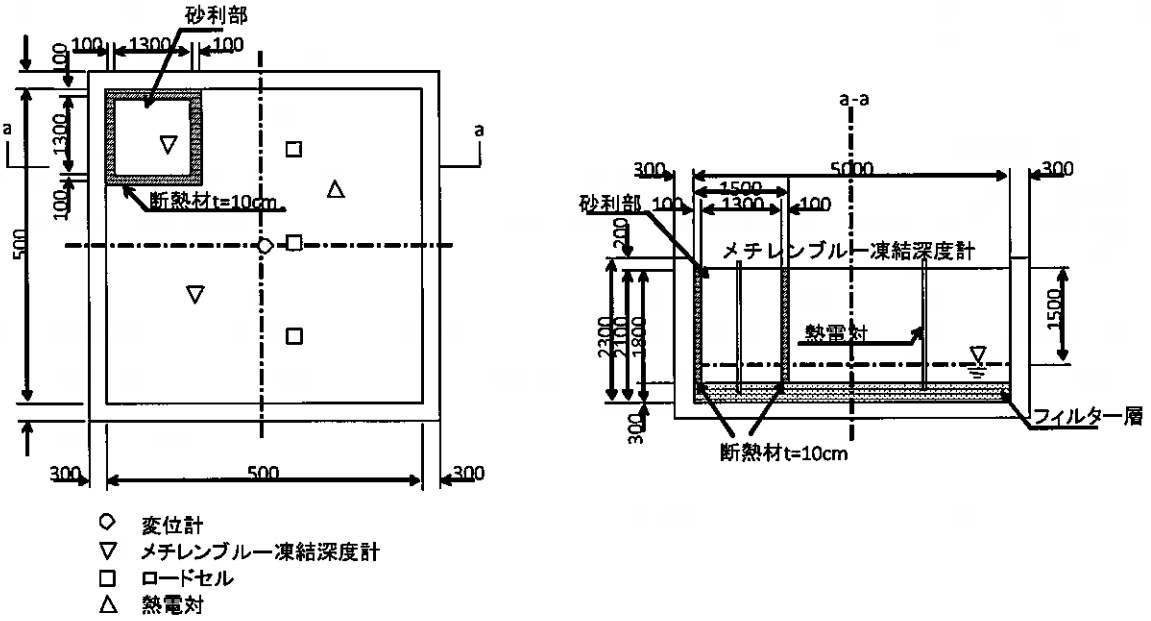


図-1　実験土槽

Frost heave controlling effect by substitution method that uses outdoor experiments
Atsuko Sato, Satoshi Nishimoto(Civil Engineering Research Institute for Cold Region), Taiki Izumisawa(ABASHIRI Development and Construction Department), Twruyuki Suzuki(Kitami Institute of Technology)

表-2　屋外実験測定項目と測定間隔(1土槽当たり)

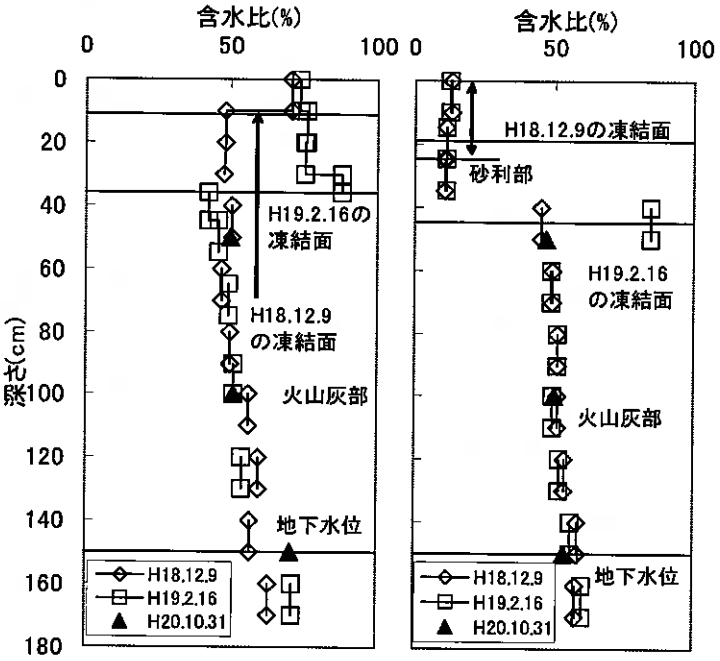
測定項目	測定機器	測定方法	測定間隔	測定箇所		測定数	測定No.
				火山灰部	砂利部		
凍上量	変位計	自動	1時間	○		3	H
凍結深さ	メチレンブルー凍結深度計	人力	3日(1年目) 14日(2年目)	○	○	1	M
凍上力	ロードセル	自動	1時間	○		1	D
土中温度	熱電対	自動	1時間	○		39	T
含水比	ボーリング採取	人力	-	○		2	-

灰層の締固めは1層当たり厚さ30cm、砂利層の締固めは厚さ20cmとした。これらの土槽について、表面の変位量、凍結深さ、外気温、土中温度、および土中含水比を表-2に示す方法で測定した。なお、自然地盤を再現して地下水位を地盤の高さから-1.5mとした。

3．試験結果

3．1　土槽の含水比変化

実験開始1年目の凍結期に2回、2年目10月に、土槽の含水比を測定した。土槽No.1(a)と土槽No.2(b)について、土槽表面からの深さに対する含水比の分布状況を図-2に示す。いずれも火山灰部の未凍結部分では、地下水位よりも下の部分で含水比が高く、これよりも浅くなるにしたがい含水比は低くなっている。しかし、凍結下部分では、含水比の分布状況が変化する。



(a) 土槽No.1　　(b) 土槽No.2

図-2　土槽の含水比分布

土槽No.1は、H18.12.9で、凍結面より上の凍土部で含水比が高く、これより深い箇所である未凍結部では含水比は低くなっている。H19.2.16では、H18.12.9よりも凍結面が深くなった分だけ含水比の高い部分が厚くなっている。この現象は、凍上性の地盤が凍結する場合は、未凍土側から移動してくる水分によって凍結面付近でアイスレンズが形成され、それより下の未凍土部の水分は減少し，非常に低い含水比となる[2)]との報告と一致していた。H20.10.31では、凍結期の未凍結部分とほぼ同じ含水比分布を示している。土槽No.2の火山灰部では、凍結面より上で含水比が高くこれより深い未凍結部で含水比が低くなり、土槽No.1と同じ傾向であった。砂利部では、凍結にかかわらず一定の含水比であり、凍結による水分の移動はなかった。

3．2　土槽の凍結深さ

砂利により置換したときの置換厚とボーリングによる目視、メチレンブルー凍結深度計、熱電対により凍結深さを測定し、図-3に示す。ボーリングによる目視では、アイスレンズが発生した深さを示している。置換厚を大きくすると凍結深さは大きくなる。置換厚が50cmのとき、置換しない場合よりもH18.12.9で約17cm、H19.2.16では、約21cm凍結深さが大きくなった。ボーリングコアのアイスレンズおよびメチレンブルー凍結深度計による凍結深さは、熱電対により求めた凍結深さよりも深い位置まで発生している。この傾向は気温が低いH19.2.16の方が大きい。

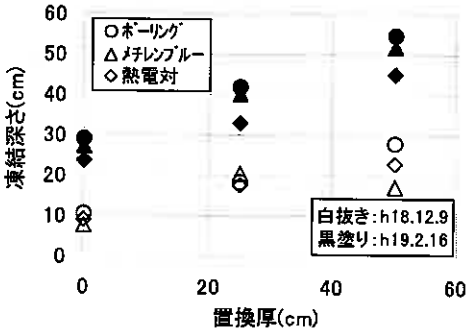


図-3　置換厚と凍結深さ

次に、各土槽についてメチレンブルー凍結深度計で測定した凍結深さと熱電対により求めた凍結深さを図-4および図-5に示す。凍土が消失した時期を熱電対で測定したので、図-4にあわせて示す。いずれの方法で測定した場合も、気温がマイナスになる頃から凍結深さは大きくなり、気温がプラスになる少し前頃から凍結深さは小さくなってい

る。砂利による置換厚さが大きくなるほど凍結深さは大きくなっているが、凍結深さがピーク値を示す時期は置換厚さに関係なくほぼ同じである。すべてを砂利とした部分は、メチレンブルー凍結深度計のみで計測したが、1年目では置換厚さを 50cm とした場合よりも凍結深さはやや小さく、2 年目では置換厚さを 50cm とした場合とほぼ同じであった。メチレンブルー凍結深度計で測定した場合は、凍結深さがピーク値を示した後は時間の経過とともに緩やかに小さくなっている。測定日と凍結深さの関係は、どちらの方法で測定した場合も凍土が消失する前まではほぼ同じであった。図-3 では、メチレンブルー凍結深度計と熱電対により測定した凍結深さには若干の違いがあるが、全体の傾向としては同じであり、凍結深さがピーク値を示す頃まではメチレンブルー凍結深度計により、凍結深さを測定できる。

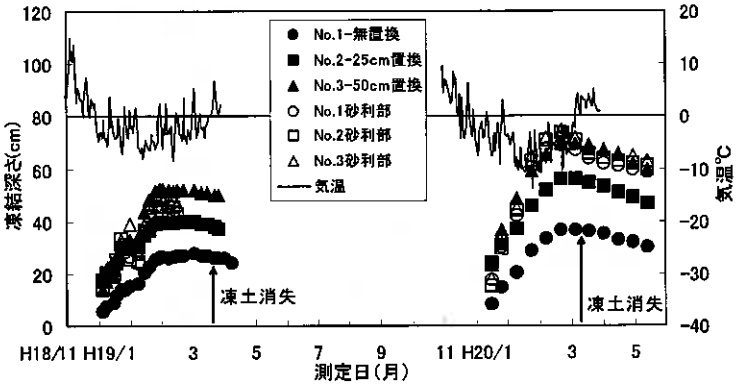


図-4　メチレンブルー凍結深度計で測定した土槽の凍結深さ

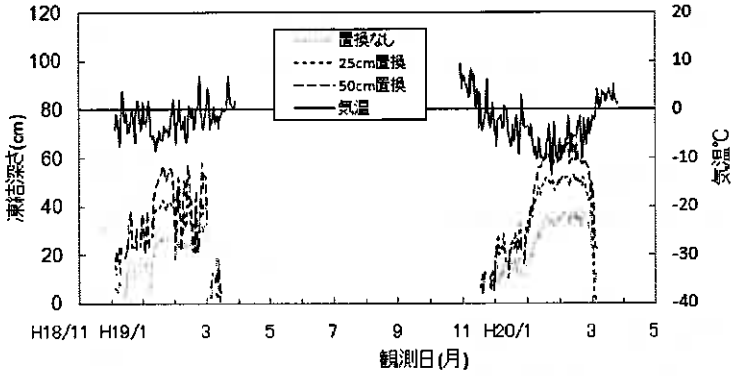


図-5　熱電対により測定した土槽の凍結深さ

凍上による被害を抑制するために、凍上性材料を非凍上性材料で置き換える。このときに用いられる予想凍結深さを Aldrich による修正 Berggren の式[3]により推定し、実際の凍結深さと比較し表-3 に示す。火山灰は粗粒土であるが、自然含水比が高くこれまでの現場実験で凍上が確認されていたことから[4]、細粒土としても熱伝導率を求め凍結深さを計算した。凍結指数は、実験を行った 2 年のうち 1 年目は比較的低く、2 年目は例年並みであった。凍結期間は 1 年目 2 年目ともに 110 日程度であった。

実験に用いた火山灰土は、0.05mm 以下の粒子が 50%未満の土質であり、粗粒土として熱伝導率を計算するが、細粒土として計算した方が凍結深さは小さくなり、実際の凍結深さに近くなることから、このような土質では、粒度特性では粗粒土であっても細粒土として計算する方が実際に近い値となることがあるといえる。全体的に実測値に対して計算値はやや大きめの値を示していた。表-3 より、火山灰(凍上性材料)の計算および実測の凍結深さ分を、砂利(非凍上性材料)で置換すると火山灰部分の凍結深さは低減されるものの、砂利層を含めた凍結深さは元の凍結深さよりも大きくなる。

表-3　計算値と実測値の凍結深さの比較

土槽 No.	材料	計算凍結深さ(cm) 火山灰を粗粒土として計算		火山灰を細粒土として計算		熱電対による実測凍結深さ(cm)		凍結指数(℃・days)		凍結期間(日)	
		1年目	2年目	1年目	2年目	1年目	2年目	1年目	2年目	1年目	2年目
1	火山灰	59	64	53	58	32	38.5	397.8	527.6	112	110
2	砂利部 25cm	66	73	64	71	45.5	55				
3	砂利部 50cm	93	99	86	96	58	66				
1～3	砂利	123	149	123	149	51.6	74.5				

砂利のみメチレンブルー凍結深度計

3．3　凍上量

各土槽の凍上量の変化を図-6 に示す。1 年目、2 年目ともに、気温がマイナスになるとともに凍上量は大きくなり、2 月下旬から 3 月上旬にかけてピークとなり、その後気温がプラスになる頃から凍結した地盤が沈下しはじめ、4 月上旬に 25cm 置換、50cm 置換が、4 月下旬に置換なしが沈下を終了した。置換なし、25cm 置換、50cm 置換の順に凍上量は小さくなっている。図-5 と比較すると凍結深さがピークとなる時期と凍上量がピークとなる時期が異なっており、櫻田らの検討結果[5]と同じであった。

1 年目では、置換なしと 25cm 置換で、ほぼ元の地盤高さに戻ったが、50cm 置換では元の地盤高さよりも約 1cm 低い

高さまで沈下した。50cm 置換では砂利の厚さが大きく重いため、他の箇所より大きな沈下量となったものと思われる。2 年目はこの沈下した地盤を 0 として凍上量を測定した。2 年目は 1 年目よりも凍結指数が大きく各土槽の凍上量も大きくなった。

3．4　凍上力

凍上力は、地表面に配置した直径 10cm の凍上板に作用する力を測定した。各土槽の凍上力を図-7 に示す。1 年目、2 年目ともに凍上力は気温がマイナスを示してから、約 1 か月半後以降から現れ始め凍結深さがピークになるころに最大値を示している。その後凍土が消失した時に凍上力は 0 となった。凍結指数が大きい 2 年目の方が大きな凍上力を示した。凍上力は置換なし、50cm 置換、25cm 置換の順に大きくなり、砂利で置換することにより、大きな凍上力となった。

砂利が凍結することにより板状になりこの板を通して、小さな凍上板に荷重が集中すると考えられる。土層構成が同じ条件では凍結厚さが大きいほど凍上力が大きくなるが、本実験では砂利、火山灰の厚さが異なっており、凍上力は置換なし、50cm 置換、25cm 置換の順に大きくなった。

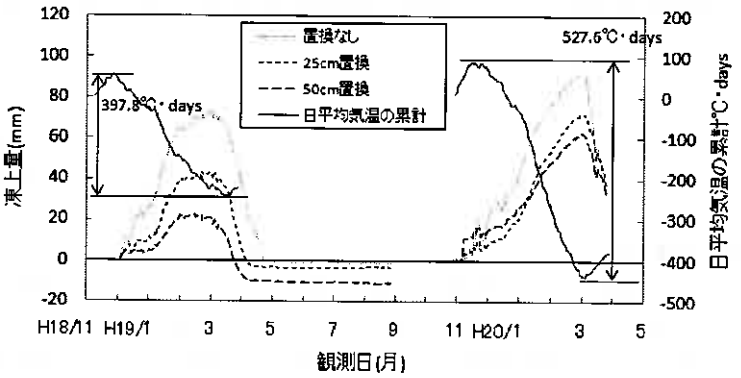


図-6　土槽の凍上量の変化

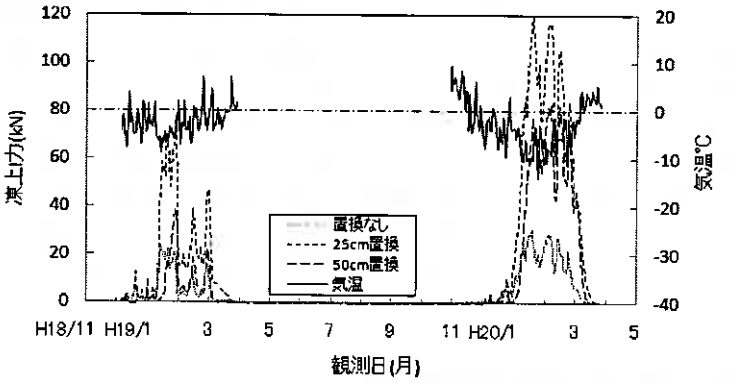


図-7　土槽の凍上力の変化

4．まとめ

これまでの屋外凍上実験により次のことが分かった。

① 粗粒火山灰であっても凍上性材料である場合がある。

② 非凍上性材料による置換厚さを大きくすると凍上性材料部分の凍結深さは小さくなるが、層全体の凍結深さは大きくなる。

③ 修正 Berggren の式による計算値は実測値よりもやや大きめの値を示す。また、凍上性の火山灰に修正 Berggren の式を適用する場合、細粒土として熱伝導率を算出する方が実測値に近くなる場合がある。

④ 非凍上性材料に置換した場合、置換厚さが大きいと置換材料の重量が大きくなり、融解後の沈下量が大きくなる可能性がある。

⑤ 非凍上性材料で置換することにより、大きな凍上力が発生する場合がある。

5．おわりに

今回の実験により、砂利で置換することにより、凍上量の抑制および、凍上力抑制の可能性を見いだすことができた。しかし、置換することにより、凍結深さが大きくなることも分かった。現在現場に設置した特殊ふとんかごの下の温度および、凍上・凍結融解による変形の有無を測定しており、本実験結果で得られた知見をもとに実現場での特殊ふとんかごの効果について明らかにしたいと考える。

参考文献

1) 地盤工学会：土の凍結―その理論と実際―，1994.6.20

2) 木下誠一，鈴木義男，堀口薫，福田正己，井上正則，武田一夫：苫小牧における凍上観測（昭和 51 年～52 年冬期）：初期地下水位の影響，低温科學. 物理篇，Vol.35,pp.307-319，1977

3) 日本道路協会：道路土工　排水工指針、1987

4) 泉澤大樹、西本聡：屋外試験土槽における凍上試験の考察、第４１回地盤工学研究発表会、2006.7.

5) 櫻田尚志、鈴木輝之、山下 聡、平田広昭：同一地盤における長期凍結凍上観測、第 38 回地盤工学研究発表会、2003.7.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

凍結・融解履歴を受ける不飽和火山灰質土斜面の降雨時力学挙動

室蘭工業大学工学部　国際会員　川村　志麻
室蘭工業大学大学院　○学生会員　中野　博貴
北海道大学大学院工学研究科　国際会員　三浦　清一
北海道大学大学院工学研究科　国際会員　石川　達也

1．まえがき

近年，北海道では，1999 年 4 月の融雪期に起こった道央自動車道黒松内地区の大規模な切土のり面崩壊や 2003 年台風 10 号による斜面崩壊・表層すべりなどの斜面災害が多発している．

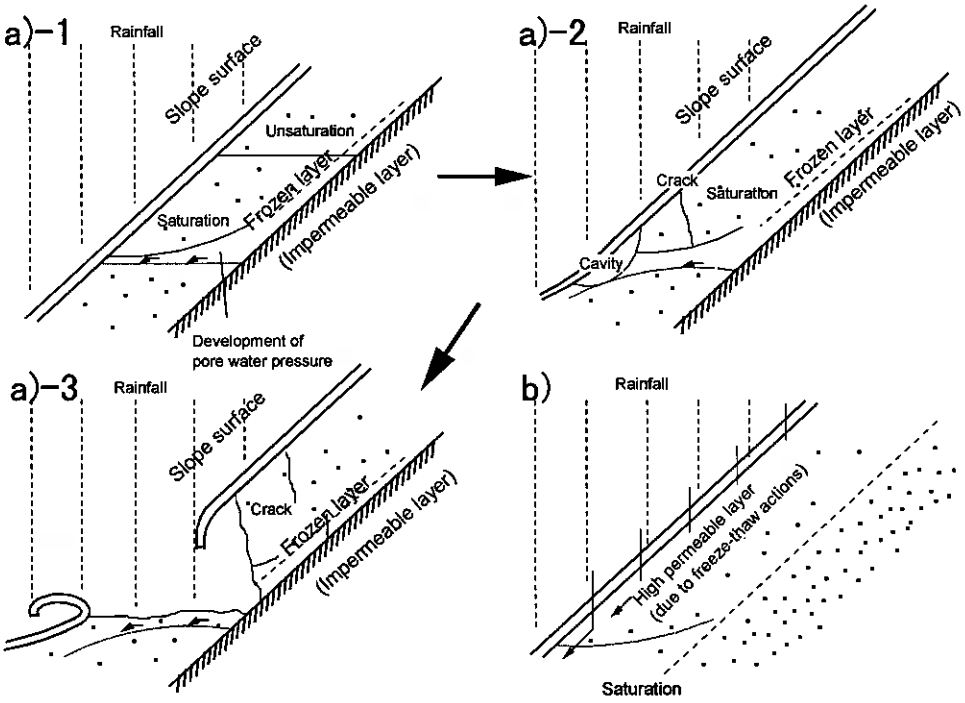
北海道は国内の他地域に比べ，降雨履歴が少ないため，本州地域で見られる豪雨や積雪寒冷地特有の融雪期における多量の融雪水や凍結・融解作用に起因する構成地盤の力学的劣化の影響などによって斜面災害が生じやすい自然環境にあると言われている[1]．特に，誘発される斜面表層崩壊の多くは，春季では，凍結層が不透水層として作用することによって誘発されること，また夏季では，凍結層が融解することに起因する斜面内の構造劣化によって誘発されることが指摘されており[2]（図－1 参照），それゆえ，凍結・融解作用による斜面の力学挙動の影響を定量的に評価した総合的な検討が必要である．

過去の研究では，はじめに降雨時の斜面崩壊に及ぼす諸要因の影響を定量化し，力学的見地から表層崩壊の誘因を議論した．次いで，春季，夏季に起こる斜面崩壊現象の基礎資料を収集するために，一連の凍結・融解履歴を与えた模型実験を実施し，その履歴の有無が降雨時の斜面力学挙動に及ぼす影響を明らかにしている．

本研究では，はじめに初期含水比の違いによる斜面表層崩壊に及ぼす影響を議論している．次いで，過去の研究と同様に，一連の凍結・融解履歴を与えた模型実験を実施し，初期含水比の違いと凍結・融解履歴が降雨時の斜面力学挙動に及ぼす影響を調べている．

2．試験装置と模型斜面作製方法

本研究で用いた試験装置の全体図を図－2 に示す．模型土槽の内寸法は幅 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，人工降雨に伴う斜面の変形挙動が観察できるようになっている．なお，本研究ではグリース塗布などによる土槽側面の摩擦除去は行っていない．



Failure modes ; a) in spring season , b) in summer season

図－1　火山灰質土斜面（切土）における春季および夏季の表層崩壊モード[2]

Failure mechanism of unsaturated volcanic slope due to rainfall and freeze-thaw action: Shima Kawamura (Muroran Institute of Technology), Hirotaka Nakano (Graduate student, Muroran Institute of Technology), Seiichi Miura (Hokkaido University) and Tatsuya Ishikawa (Hokkaido University)

本研究で用いた試料は，火山性粗粒土に分類される支笏カルデラを噴出源（支笏第一テフラ（Spfa－1））とする柏原火山灰土（ρ_s=2.34 g/cm³，ρ_{dmax}=0.553 g/cm³，ρ_{dmin}=0.352 g/cm³，$\rho_{d\ in\text{-}situ}$=0.53g/cm³，D_{50}=1.25mm，U_c=3.1，F_c=1.3%）である．なお，柏原火山灰土の物理・力学特性は既往の研究[3]に詳しい．

本研究では，所定の含水比に調節した試料を，目標密度（ρ_d=0.48 g/cm³，密度の範囲 5.0%以内）になるように調整している．以下に斜面作製手順を示す．

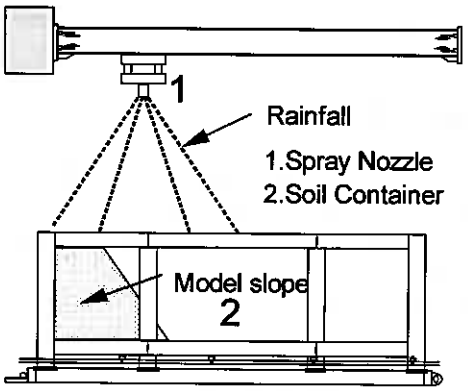
【斜面作製方法】

① 初期含水比w_0＝70%の場合では，土粒子を 1 週間水浸させ，あらかじめ土粒子内を飽和状態に近い状態にさせる．

② 初期含水比w_0＝20，40，60%の場合では，試料全体の含水比が一定になるように噴霧器で散水しながら，粒子破砕が起こらないように混合する．

③ 所定の模型斜面になるようにアルミサッシを設置し，試料を空中より落下させて堆積させる．その後，粒子破砕が起こらないように，ローラーで 1 層あたり（w_0＝70%の場合は層厚 10cm，w_0＝20，40，60%の場合は層厚 23cm）1 回の締固めを行う．

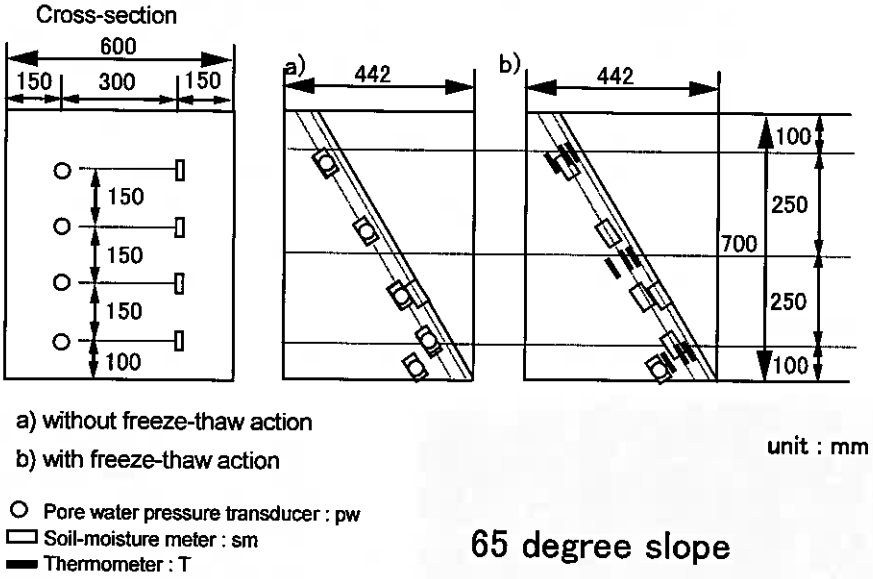
④ 所定の高さまで試料を堆積させ，その後，アルミサッシの上に鋭利な鉄板を滑らせながら，余分な試料を取り除く．



図－2　試験装置

凍結・融解履歴を与えた場合では，上記と同様の方法で斜面を作製した後，その表面を斜面と同形状の鉄板で覆い，その上にドライアイスを設置し，8 時間強制的に凍結させている．融解履歴は，基本的に室温 20℃で融解させている．融解速度を変えた場合では，9 時間で室温 30℃，40 時間で室温 10℃に設定し融解させている．

模型斜面形状と計測機器の設置位置を図－3 に示す．本研究では，斜面崩壊機構を把握するためのパラメータとして，間隙水圧，飽和度，Particle Image Velocimetry（PIV）[4] 解析によって算出される斜面内のせん断ひずみを用いている．斜面内の温度は熱電対センサーによって測定されている．間隙水圧および飽和度は，間隙水圧計（pw1



図－3　模型斜面の形状と計器配置図

表－1　試験ケース

	case1	case2	case3	case4	case5	case6	case7	case8	case9	case10
Sample	Kashiwabara volcanic soil									
Slope condition	Without freeze-thaw action				With freeze-thaw action					
Initial water content(%)	70	60	40	20	70	60	40	20	55	55
Thaw time(hr.)	12								9	40
Rainfall intesity(mm/h)	100									
Angle of inclination(°)	65									

～pw6）と誘電率型の土壌水分計（sm1～sm6）によって計測されている．なお，本試験の範囲では間隙水圧計に有意な変化が認められなかったこと[5]から，以下の考察では飽和度と変形挙動について議論する．

3．試験ケースと試験方法

実施した降雨実験は，①：初期含水比を変化させたケース（Case1～Case4），②：①の条件下で凍結・融解履歴を与えたケース（Case5～Case10）である（表－1 参照）．初期含水比を変化させたケース（Case1～Case4）では，4 種類の初期含水比（20，40，60，70%）の違いによる力学挙動の変化を調べている．次いで，凍結・融解履歴を与えたケース（Case5～Case10）では，融解速度（融解時間：9 時間，40 時間）による力学挙動の変化を調べている．行った試験手順を以下に示す．

a)G.L.+2.4 m に設置したプレーノズルの種類，位置，水圧を変化させて，所定の降雨強度（100 mm/h）になるように調節する．

b)模型斜面作製後，図－2 に示すスプレーノズルから水を噴霧すると同時に，土壌水分，間隙水圧の測定を開始する．凍結・融解履歴を与えるケースでは，凍結開始と同時に土壌水分計および熱電対センサーにより斜面内の温度の測定を開始している．融解後，降雨試験を行う際にはスプレーノズルから水を噴霧すると同時に，間隙水圧の測定を開始している．

c)水の噴霧を開始してから明瞭な斜面変状が現れるまで，または 1 時間の降雨履歴を与えるまで，実験を続けている．

過去の研究[5), 6), 7)]では，崩壊直前に飽和度がピークを示し，その時のせん断ひずみは降雨強度と斜面形状にかかわらず，4～6%発生することが明らかにされている．それゆえ，本研究ではPIV解析により求めた斜面内のせん断ひずみが 4～6%になった時点を最終的に斜面崩壊と定義している[5), 8)]．また，降雨によって浸透した水は，底部に設置した排水ポンプで強制的に排水し，その水量を測定している．

4．結果と考察

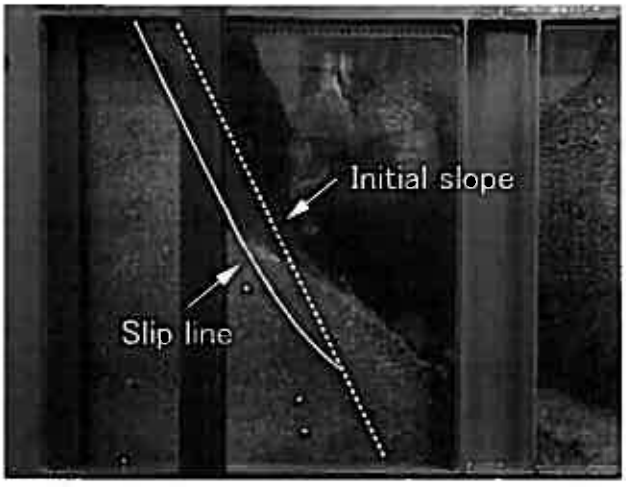
4-1．斜面表層崩壊に及ぼす初期含水比の違いによる影響

はじめに，斜面の初期含水比を 4 種類変化させたケース（Case1～Case4）における斜面表層崩壊の特徴について述べる．

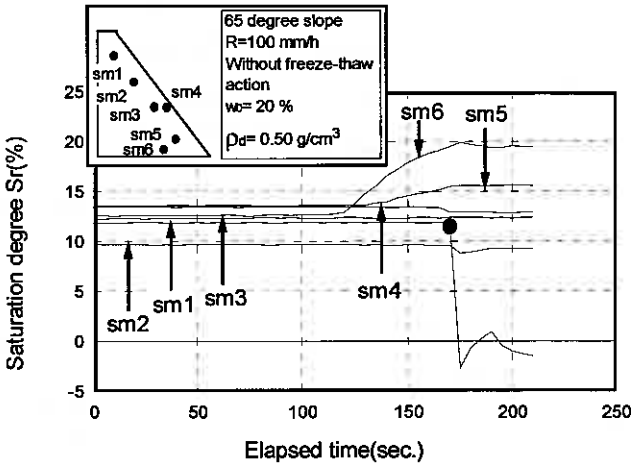
図－4 に，初期含水比w_0＝20%の火山灰土の代表的な崩壊後の斜面形状を示す．試験条件は，斜面角 65°，降雨強度 100mm/hである．図より，斜面は明瞭なすべり線を示しながら，表層崩壊していることが明らかである．このときの斜面内の飽和度挙動を図－5 に示す．これに着目すると，天端部近傍に設置しているsm1 では，崩壊にともない，急激に減少している（図中●印）．一連の研究では，表層部の飽和度sm4 が，すべり線発生位置よりも深部に設置した飽和度（例えば，sm2 とsm3）よりもやや大きく発達する傾向にあった[5)]が，本研究においては，初期含水比の低下にともないすべり線が浅く，sm1 付近ですべり線が発生していた．そのため，本論文では，天端部近傍に設置しているsm1 を中心に検討する．

次いで，不飽和斜面の力学挙動を評価するために，飽和度の初期値のばらつきを調べてみた．同図より，初期含水比 20%の場合では飽和度の若干のばらつきはあるものの，初期飽和度Sr_0の変動は 5%以内であった．本研究では，Sr_0＝5%以内ではその差が試験結果に影響がないと判断されたことから，その他の初期含水比においても，この範囲内の結果について検討している．

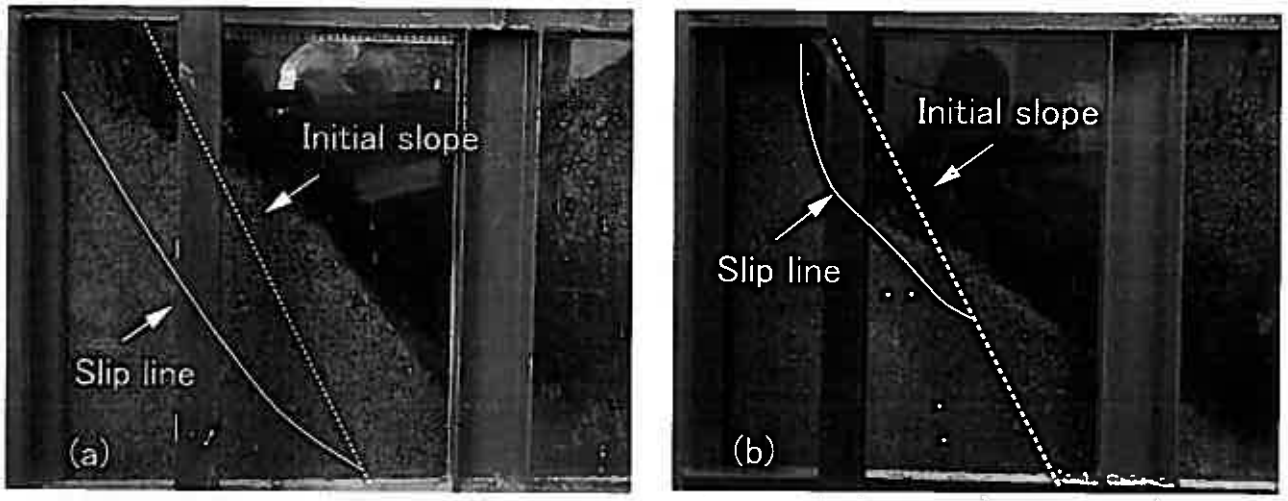
図－6 に，初期含水比の違い（w_0＝70%，w_0＝40%）による崩壊後の斜面形状の変化を示す．試験条件は，斜面角 65°，降雨強度 100mm/hである．写真から明らかなように，初期含水比が低いほど，すべり線は斜面表層付近で発生している．このことは，斜面の本来保持している水分量と保水特性ならびに降雨による自重増加との相互関係



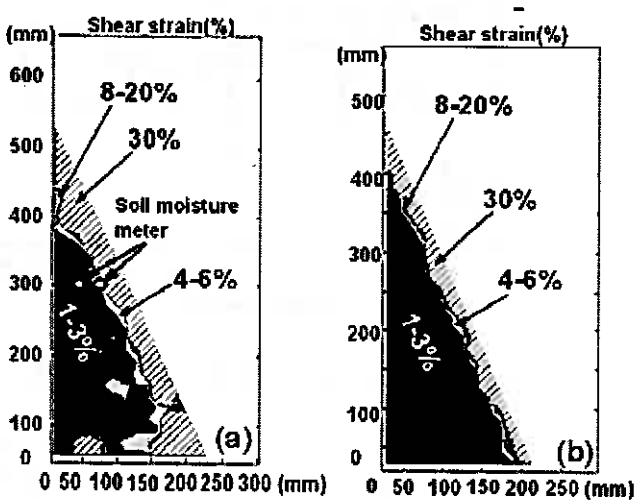
図－4　火山灰質土斜面における代表的な表層すべり形状
（斜面角 65°，降雨強度 100mm/h，初期含水比 20%）



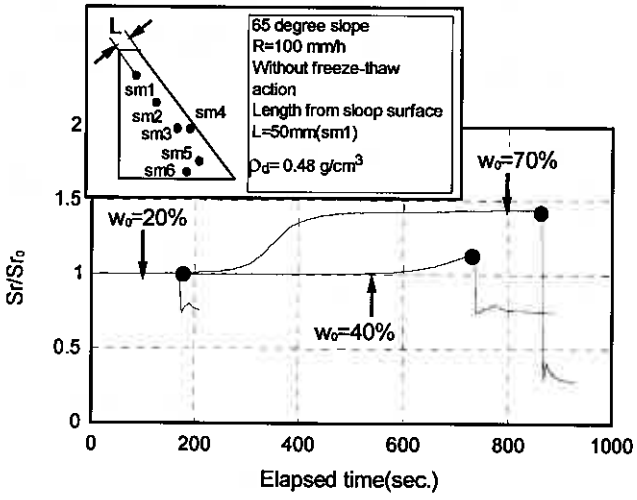
図－5　代表的な飽和度挙動



図－6　初期含水比の違いによる崩壊後の斜面形状（凍結・融解履歴無）
(a) w_0＝70%，(b) w_0＝40%



図－7　飽和度ピーク時の斜面内せん断ひずみ分布
(a) w_0＝70%，(b) w_0＝40%



図－8　初期含水比の違いによる飽和度挙動の変化

が斜面表層崩壊に密接に関連していることを示唆している．

次に，初期含水比の違い（w_0＝70%，w_0＝20%）による変形挙動の相違を明らかにするために，PIV解析によって算出された飽和度ピーク時のせん断ひずみ分布を示す（図－7 参照）．飽和度ピーク時の斜面内せん断ひずみ 30%について着目してみると，初期含水比が高いほど，深部までせん断ひずみが広く分布していることがわかる．図－6と同様に，斜面における初期含水比の違いは表層崩壊に影響を及ぼしているようである．

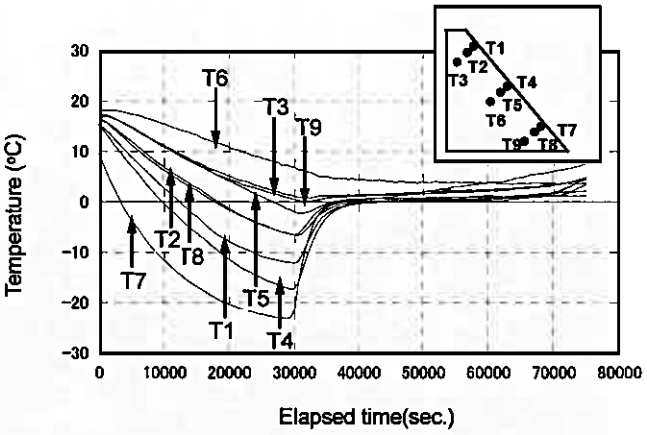
次に，初期含水比w_0＝70%，40%，20%における飽和度の経時変化を示す（図－8 参照）．斜面天端部付近sm1 の飽和度を試験開始時の初期値 Sr_0 で正規化して示している．図より，すべり線近傍のsm1 の飽和度挙動は，初期含水比が高いほど，その上昇率が高いことがわかる．また，崩壊に至るまでの時間は初期含水比が低い方が早くなるようである（図中●印）．このことは，初期含水比が低い場合では降雨による斜面内の浸透速度が遅く，かつその浸透水が間隙内に保持（保水）されやすいため，降雨による自重増加が顕著に影響したことを示したものであろう．

以上のことから，初期含水比の違いが，降雨による浸透特性ならびに斜面内の保水性の変化に影響を与え，斜面表層崩壊の力学挙動に影響を及ぼしていることが明らかにされた．

4-2．凍結・融解履歴を与えた斜面表層崩壊に及ぼす初期含水比の違いによる影響

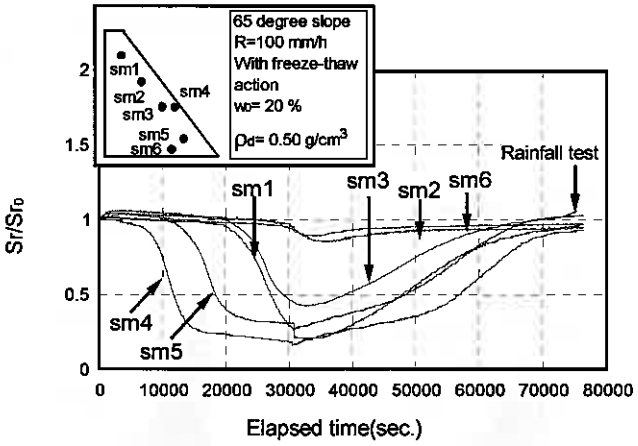
北海道のような積雪寒冷地では，冬季間の気温低下によって地盤の凍結や凍上現象が起こり，春季の気温上昇で地盤が融解するといった凍結・融解現象が繰返し起こっている．一連の研究[5]では，初期含水比w_0＝70%の斜面に凍結・融解履歴を与えた崩壊モードを明らかにした．ここでは，異なる初期含水比を有する斜面に凍結・融解履歴を与えた崩壊モードの変化を検討する（Case5～Case10）．

図－9 に，初期含水比w_0＝20%の凍結・融解過程における斜面内の温度変化を示す．試験条件は，斜面傾斜角65°，ドライアイスで8時間を凍結させた後，20℃の室温で融解させたケースである．なお，融解時の室温も計測している．図より，凍結開始から8時間（28800秒）後に，斜面表層から50mmの深さ（T2，T5，T8）まで0℃以下に達し，凍結していることがわかる．目視ではおおよそ80mmの凍結層が確認されている．図は省略するが，w_0＝20%以外の他の初期含水比でもほぼ同様な厚さの凍結層が確認されている．また，融解開始から4時間（凍結・融解過程で43200秒）後に温度センサーの値は，0℃以上になっている．予備実験では温度計の値が0℃以上になっても，センサー周辺には凍結層が存在していたことから，凍結層が完全に融解するその8時間後，すなわち融解開始から12時間後に降雨試験を行った．



図－9　凍結・融解過程における斜面内の温度変化

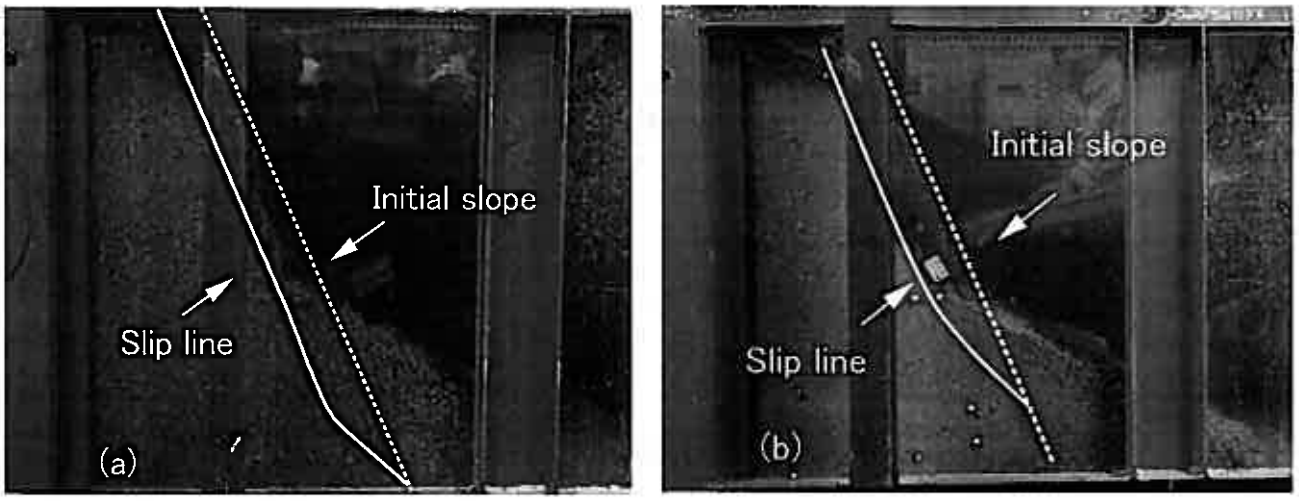
図－10は，このときの凍結・融解過程における飽和度挙動を示す．凍結過程において，凍結層付近の飽和度は減少している．この飽和度の減少は，間隙中の自由水が凍結することによる誘電率の低下が影響を及ぼしていると推測される[9]．なお，他の初期含水比の凍結・融解試験においても同様の結果が得られている．



図－10　凍結・融解過程における飽和度挙動

次に，凍結・融解履歴を与えた場合の初期含水比の違い（w_0＝70%，w_0＝40%）による崩壊後の斜面形状の変化を図－11に示す．図から明らかなように，凍結・融解履歴を与えた場合では，初期含水比の違いによる変形挙動の相違は基本的に認められない．そこで，両ケースの飽和度ピーク時の斜面内せん断ひずみ分布を示す（図－12）．両図ともに，ほぼ同様な分布でせん断ひずみが発生していることがわかる．一方，凍結・融解履歴の有無（図－6，図－11）による崩壊後の斜面形状の変化を比較すると，初期含水比が高い（図－6(a)と図－11（a)参照）ほど，凍結・融解履歴の影響は大きく，含水比が低くなればその影響は小さくなっている（図－6(b)と図－11(b)参照）．これらの事実は，基本的に凍結深がほぼ同じであれば，凍結深さからすべり線の発生位置を推定できることを示唆している．なお，既往の研究では，このすべり線の発生位置では凍結・融解履歴によって凍結部と非凍結部の境界部において，密度の変化とクラックが生じていることを確認している[6]．

図－13は凍結・融解履歴を与えたw_0＝70，40%の降雨時の飽和度挙動を示したものである．図より，それらの挙動は凍結・融解履歴を与えない場合（Case1～Case4）と同様に，初期含水比が低いほど，崩壊に至るまでの時間は早くなるようである（図中●印）．このことからも，初期含水比の違いと凍結・融解履歴による斜面内構造変化は



図－11　初期含水比の違いによる崩壊後の斜面形状（凍結・融解履歴有）
(a) w_0＝70%，(b) w_0＝40%

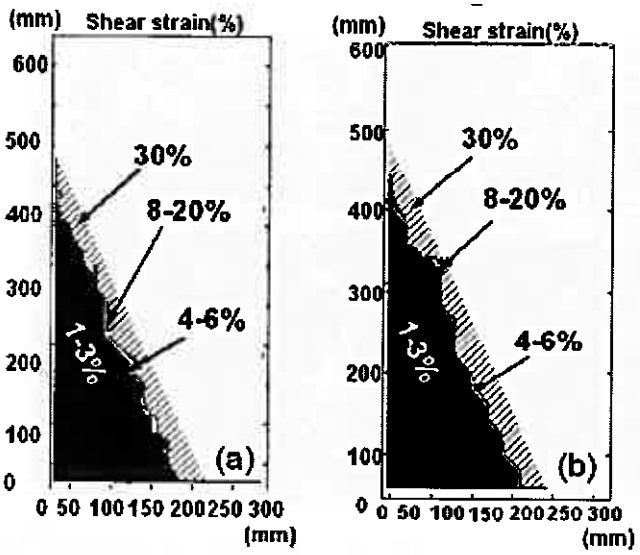
斜面表層崩壊の時間に影響を及ぼしていることを示したものであろう．

次に，初期含水比w_0＝55%の斜面における融解時の温度勾配が斜面崩壊のメカニズムに及ぼす影響について述べる．ここでは，室温を30℃に保ち9時間かけて融解させた後，降雨試験を行ったケースと，室温を10℃に保ち40時間かけて融解させた後，降雨試験を行ったケースを比較する．この試験条件の場合では，1次崩壊後，2次崩壊に進展するケースが生じたことから，ここでは両者について議論することにする．

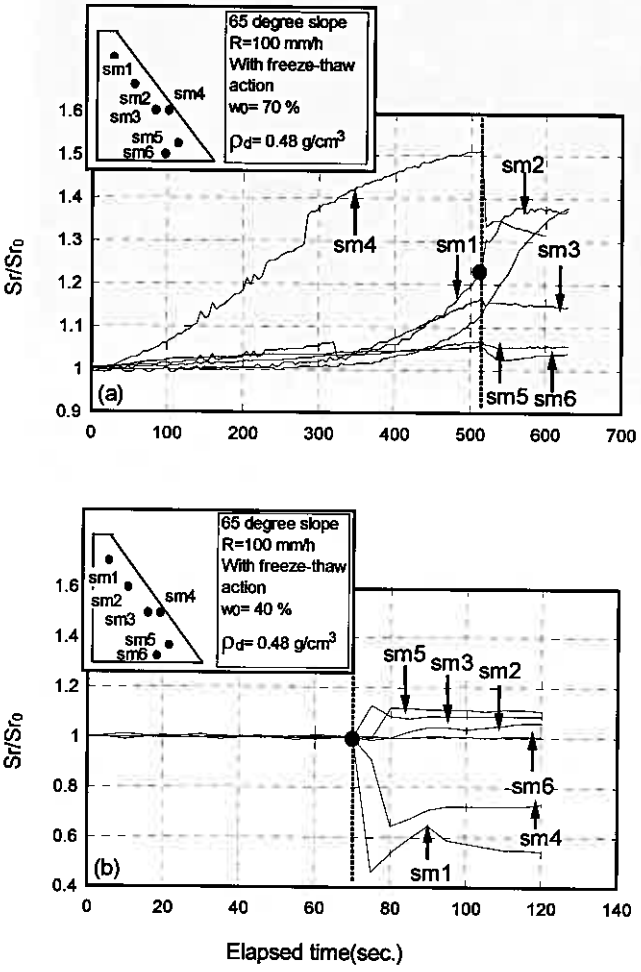
図－14は9，40時間かけて融解させた場合の崩壊後の斜面形状の変化を示す．図より，はじめに1次崩壊に至った後，2次崩壊に至っていることがわかる．9時間で融解させた場合では，1次崩壊は，2次崩壊を含めた最終すべり線と基本的に同様であるのに対して，40時間で融解させた場合では，斜面上部で小規模な1次崩壊が発生した後，2次崩壊に至っている．これは，融解時間を短くした場合（9時間）では，凍結層の融解した水分が斜面表層部分に保持されたままの状態になり，自重効果によって，1次崩壊と2次崩壊の違いはあまり現れなかったと推測される．一方，融解時間が長い場合（40時間）では，凍結層の融解した水分が自重効果によって斜面下方へ移動したため，上部の含水比低下に起因する崩壊と凍結・融解履歴の構造的な劣化に起因する崩壊が1次，2次崩壊の違いを引き起こしたものと考えられる．特に，40時間融解させた場合の1次崩壊は，図－6(b)で示した初期含水比w_0＝40%の凍結・融解履歴与えていない場合とほぼ類似の挙動を示していた．

加えて，2次崩壊時の最終的なすべり線は両ケースともにほぼ同位置に発生していたことは非常に興味深い．このことは，最終的な斜面崩壊のすべり線の発生位置は融解時の温度勾配の影響は小さく，凍結・融解過程における斜面凍結部の骨格構造の変化のみに依存していることを示唆したものであろう．また，過去の研究[6]では，初期含水比w_0＝70%の斜面における融解時の温度勾配の違い（9，40時間）のケースを行っているが（図－15参照），それによると最終すべり線の位置に違いが現れないことが示されている．このことからも，最終すべり線は，初期含水比によらず，融解時の温度勾配の影響は小さいことを示唆している．

以上のことから，凍結・融解履歴を受けた斜面では，斜面表層崩壊に及ぼす融解時の温度勾配の影響は，表面部分の含水比の低下によって1次崩壊を誘発する可能性はあるものの，基本的に小さいことが明らかにされた．



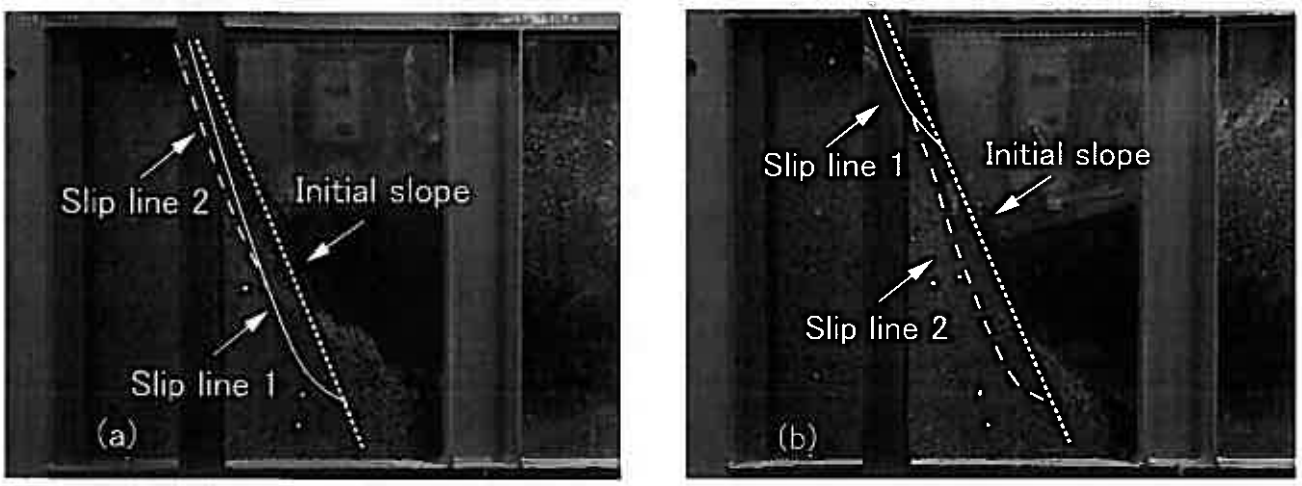
図－12　初期含水比の変化による飽和度ピーク時の斜面内せん断ひずみ分布（凍結・融解有）
(a) w_0＝70%，(b) w_0＝40%



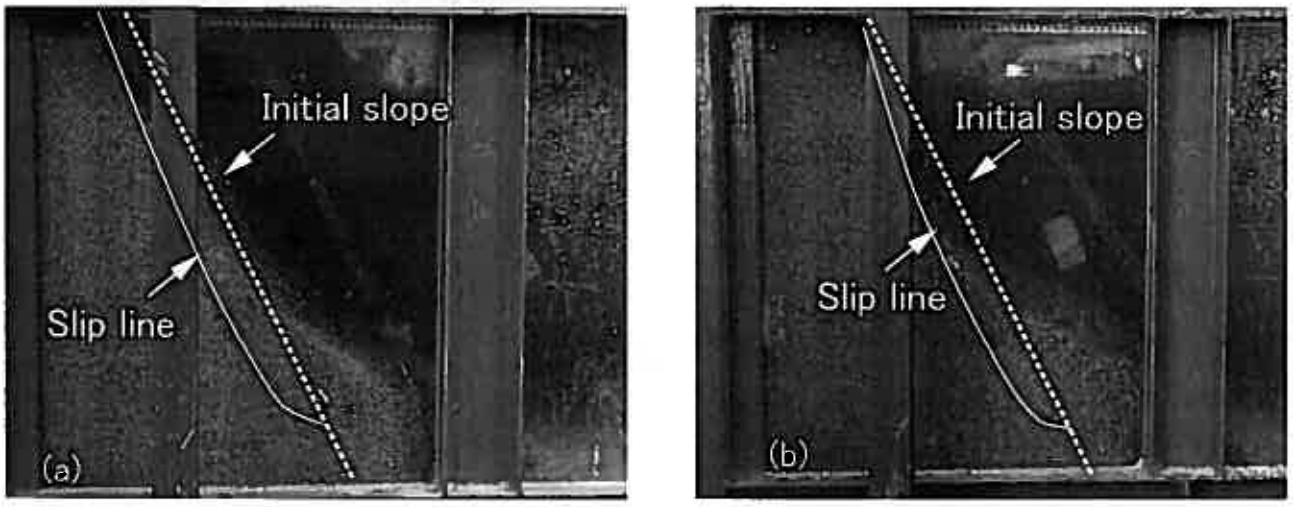
図－13　凍結・融解履歴を与えた降雨時の飽和度挙動
(a) w_0＝70%，(b) w_0＝40%

4-3．斜面表層崩壊と保水量の関係

上述のように，斜面内に本来保持されている初期水量と崩壊時の斜面全体に保持される水量（全保水量）の関係



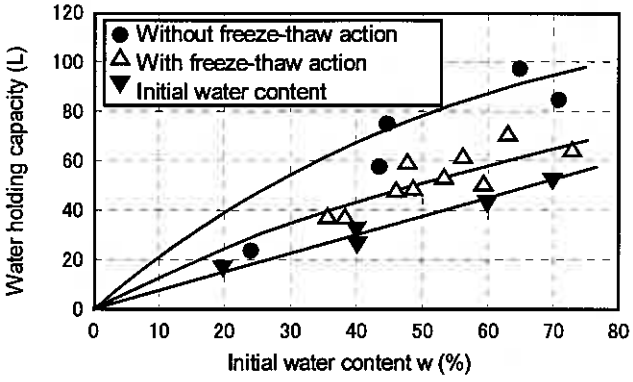
図－14　初期含水比w_0＝55%の崩壊後の斜面形状（凍結・融解履歴有）
(a) 融解時間 9 時間，(b) 融解時間 40 時間



図－15　初期含水比w_0＝70%の崩壊後の斜面形状（凍結・融解履歴有）
(a) 融解時間 9 時間，(b) 融解時間 40 時間

は斜面崩壊を推定する上で重要であることから，ここでは降雨によって増加した斜面内保水量を簡易的に測定し，その値から崩壊現象を検討した．なお，保水量は崩壊までの総降雨量と土槽底部に設置した排水ポンプからの排水量の差として算出している．

図－16 は崩壊時の斜面全体に保持されている水量と初期含水比の関係を凍結・融解履歴の有無に分けて示す．なお，斜面内に本来保持されている初期水量も併せてプロットしている．図より，初期含水比が大きくなるにつれて，斜面内の全保水量が増加することがわかる．しかしながら，降雨による初期状態からの増加量は，w_0＝40%程度を境にほぼ一定になっている．このことは，斜面が保持できる水量をあらかじめ把握できれば，その斜面崩壊およびその範囲を推定可能であることを示唆したものであろう．また，凍結・融解履歴の有無によって，斜面内の保水性が変化していることがわかる．特に，高含水比における履歴有無の影響はかなり大きい．一方，低い場合では履歴の有無による保水量の変化はあまり認められない．このことは，凍結・融解履歴を与えることによって骨格構造の変化が生じていることを示しており，積雪寒冷地における凍結・融解履歴の影響評価は極めて重要であることを示唆している．



図－16　崩壊時の斜面全体に保持されている水量と初期含水比の関係

以上のことから，斜面内保水量と凍結融解履歴の影響

の定量的な評価は，斜面崩壊予測に重要な手掛かりを与えるものといえる．

5．結論

柏原火山灰質土試料を用いた一連の模型実験より，本研究の範囲内では次のような結果を得た．

(1) 初期含水比の違いは，降雨による浸透特性ならびに斜面内の保水性に影響を及ぼし，斜面表層崩壊パターンの変化をもたらす．

(2) 凍結・融解履歴を受けた斜面では，表層崩壊に及ぼす融解時の温度勾配の影響は初期含水比の変化および斜面上部の含水比の低下によって一次崩壊を誘発する可能性があるものの，基本的に小さい．

(3) 凍結融解履歴を与えた場合では，初期含水比の低下によってその影響は小さくなる．それゆえ，現斜面の水分特性を把握できれば，斜面崩壊に対する凍結融解履歴の影響を定量的に把握可能である．

謝辞：本研究を進めるにあたり，実験及びデータ整理に室蘭工業大学４年生　奥田健太君の協力を得た．末筆ながら記して謝意の意を表します．

参考文献

(1) 鈴木輝之，根岸正充：北海道の道路工事における凍害―特に斜面，トンネル，側溝について，土と基礎，Vol.37，No.9，pp.65-70，1989.

(2) 実務者のための火山灰土，北海道火山灰土の性質と利用に関する研究委員会，地盤工学会北海道支部，pp.65-75，2004.

(3) 三浦清一，八木一善，川村志麻：北海道火山性粗粒土の静的および動的力学挙動と粒子破砕，土木学会論文集，No.547/Ⅲ-36，pp.159-170，1996.

(4) D. G. White，W. A. Take and Bolton, M. D.: Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry, Geotechnique, Vol.53, No.7, pp.619-631，2003.

(5) S. Kawamura, S. Miura, T. Ishikawa and H. Ino : Failure mechanism of volcanic slope due to rainfall and freeze-thaw action, Proc., International Symposium on Prediction and Simulation Methods for Geohazard Mitigation，IS-Kyoto, 2009. (in press).

(6) 川村志麻，木幡行宏，川合正浩，井野寿人，菅原久紀：降雨による火山灰質土斜面の崩壊機構に及ぼす諸要因の影響，第 41 回地盤工学研究発表会講演集，pp.2181-2182，2006.

(7) 川合正浩，川村志麻，木幡行宏：降雨による斜面崩壊機構の解明とその影響因子に関する模型実験，地盤工学会北海道支部技術報告書，第 46 巻，pp.141-148，2006.

(8) S. Kawamura, Y. Kohata and H. Ino : Rainfall-induced slope failure of volcanic coarse-grained soil in Hokkaido, Proc., 13th Asian Regional Conference, Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp.931- 934, 2007.

(9) 山中勤，開發一朗：寒冷乾燥地域における土壌水分の TDR 測定：温度依存性と凍結・融解の影響，電子モノグラフ，No. 1，筑波大学陸域環境研究センター，pp.1-7，2003

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

不飽和土に対応した繰返し三軸試験装置の開発

神戸大学大学院　○学生員　川尻峻三
神戸大学工学部　学生員　境　芳樹
函館高専環境都市工学科　国際会員　川口貴之
神戸大学大学院　国際会員　澁谷　啓

1．はじめに

近年，記録的な豪雨によって不飽和状態にある補強盛土内の飽和度が上昇し，盛土全体の強度・剛性が低下することで崩壊に至る事例が報告されている[1]．また，1995年に発生した兵庫県南部地震や2004年に発生した新潟県中越地震では地震前後の降雨によって高含水比状態にある土構造物に数多くの被害が生じており，これらは地震および降雨の複合災害であるとする報告もある[2),3)]．これらのことから，不飽和状態にある土構造物における降雨および地震時の崩壊メカニズムを解明することは急務だと考えられる．

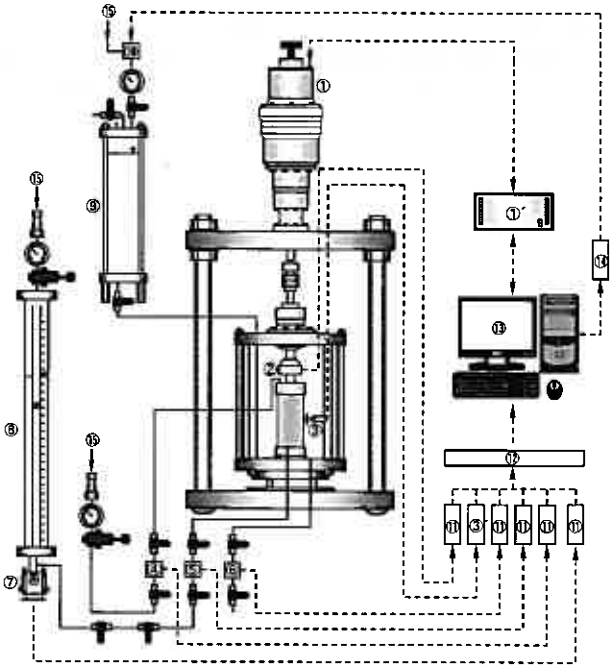
一方，通常は不飽和状態にある盛土の破壊・変形挙動の予測には，要素試験によって広範囲なひずみ領域での単調・繰返し載荷時の変形強度特性に及ぼすサクション，密度，拘束圧などの影響を評価する必要があるが，不飽和土の微小ひずみ領域における変形特性に関する研究例は極めて少ないのが現状である．

そこで本研究では，まず始めに不飽和土の水分状態・サクションが微小ひずみ領域での弾性係数などに与える影響を明らかにすることを目的として，不飽和土の試験に対応可能な繰返し三軸試験装置を開発した．本文では，開発した試験装置の主な特長と豊浦砂を用いて実施した飽和・不飽和供試体の繰返し試験より得られた排水条件下での鉛直方向のヤング率E_vとベンダーエレメント試験（以下，BE試験）より得られたせん断弾性係数Gの拘束圧依存性およびサクションの影響について議論している．

2．不飽和土に対応した三軸試験装置

2．1　試験装置の特長

図1は本研究で開発した試験システムの概要である．供試体サイズは，礫材等も含んだ不飽和状態にある盛土材料を対象としているため，直径10cm，高さ20cmとした．載荷装置には高精度デジタルサーボモーターが取り付けられている．このモーターには所定の載荷速度を得るために，減速機が取り付けられており，ボールスプラインネジを用いるこ



① ダイレクトドライブモータ
①′ ドライブユニット
② 鉛直荷重用ロードセル
③ 非接触型変位計
③′ 非接触型変位計用アンプ
④ 間隙空気圧用圧力変換機
⑤ 間隙水圧用圧力変換機
⑥ セル圧用圧力変換機
⑦ 排水量測定用差圧計
⑧ 二重管ビューレット
⑨ セル圧用小型セル
⑩ 電空変換機
⑪ ロードセルおよび圧力変換機用アンプ
⑫ A/Dボード
⑬ パソコン
⑭ D/Aボード
⑮ 元圧もしくは負圧

図1　試験システム概要図

Development of cyclic triaxial test apparatus for unsaturated soils	KAWAJIRI, Shunzo SAKAI, Yoshiki KAWAGUCHI, Takayuki SHIBUYA, Satoru	Kobe university Kobe university Hakodate National College of Technology Kobe university

とで，モーターの回転運動をスムーズな軸方向の上下運動に転換している．また，モーターの回転数，減速比，ボールネジのリード長から計算された変位はトップキャップの変位と一致することを確認している．一般に，不飽和土の試験は長時間を要するため，ラテックス製のメンブレンを用いると，セル水中に溶け込んだ空気がメンブレンを透過し，排水量を正確に測定できなくなる場合がある．そこで本試験システムでは，空気の進入に対する耐久時間を確保するために，三軸セルに接続された小型セルを介してセル圧を供給することとした[4]．ペデスタルには2つのタイプがあり，1つはセラミックディスク（*A.E.V.* = 300kPa）が埋め込まれているタイプ，もう1つは不飽和土における試験時間の短縮を図るために注目され始めている微細多孔質膜が貼り付け可能なポーラストーンがある．どちらのタイプもセラミックディスクおよびポーラスストーンの経路とは別にポーラスメタルの経路があるため，この経路を用いることで供試体への通水を迅速にできる．また，供試体内の間隙空気圧u_aと間隙水圧u_wを独立に制御することが可能であり，任意のサクション（$s = u_a - u_w$）を供試体に与えることができる．

不飽和土の場合，（供試体の体積変化）≠（排水量）となるため，供試体全体の体積変化を測定する目的で二重セル型の三軸試験装置が多用されている．しかし，二重セルを用いる場合，精度の良い測定を行うためには内セルの飽和化などの熟練した技術や水の表面張力による影響，微差圧変換機の選定など，多くの問題を抱えている．そこで，本試験システムでは非接触型変位計を用いて，供試体の側方変位を直接測定し，その結果を用いて体積変化の算出を試みている．

図2は具体的な測定システムを示したものである．平滑なステンレス製ターゲットに対して鉛直に針を取り付け，これをメンブレンを通過して供試体に差し込むことによってターゲットと変位計測定面の平行性を確保している．また，ゴム片をターゲットと供試体との間に挿入することにより，メンブレン内に進入する針の長さを常に一定にし，メンブレンとゴム片を瞬間接着剤にて接着させることで止水の役割を果たしている．測定箇所は供試体高さのほぼ中央とし，直径方向に対極な2箇所で側方変形を測定している．一方で，後述するように繰返し載荷時の軸ひずみε_aは2つの非接触変位計を用いて，供試体の端面を除いた中央部分の局所ひずみを計測した（図6参照）．本試験システムはA/Dボートのチャンネル数の制限から非接触型変位計を最大で3つしか使用することができない．そこで供試体の側方変位は供試体中央部の変位を1つの非接触変位計を用いて計測し，その結果から体積変化を算定した．飽和供試体を用いて測定方法の正確性を検証したところ，圧密時の排水量からの体積変化と1つの非接触変位計を用いて測定した側方変位より算出した体積変化に大きな差は無いことを確認している．

2．2　供試体および試験条件

試験に用いた試料は豊浦砂（$\rho_d = 2.635\mathrm{g/cm^3}$，$e_{max} = 0.968$，$e_{min} = 0.628$）であり，直径10cm，高さ21cmの供試体を単一ノズル空中落下法によって作製し，落下高さを変えることによって目標とした相対密度$D_r = 50\%$とした．なお，供試体の飽和化は脱気水を二日間通水させ，拘束圧σ_c = 125kPa，背圧u_b =100kPaの状態でB値が0.96以上であることを確認した後に試験を実施した．不飽和供試体を用いた試験では，通水後B値が 0.96 以上であることを確認し，拘束圧σ_c = 125kPa，間隙空気圧u_a = 間隙水圧u_w = 100kPaを与えた．その後，u_w を変化させることで任意のサクション（s = 10kPa, 3kPa）を与えた．

本試験システムでは，載荷キャップに送信用BE，ペデスタルに受信用BEが装着されている．これにより，送信用BEにより生じたせん断弾性波は鉛直方向に進行し，土粒子の振動方向は水平方向であるため，本試験で得られるせん断弾性係数はG_{vh}に相当する．また，繰返し載荷試験から得られる偏差応力q ~ ε_a関係の傾きは鉛直方向のヤング率E_vに相当し，飽和供試体における排水条件下でのヤング率は$(E_v)_d^{sat}$とする．一方，不飽和供試体における排気・排水条件下でのヤング率は$(E_v)_d^{unsat}$とする．また，BE試験により得られた飽和供試体のせん断弾性係数はG_{vh}^{sat}，不飽和供試体のせん断弾性係数はG_{vh}^{unsat}とする．図3は供試体に与えた応力履歴を示したものであり，σ'_v ($\sigma'_{v,net}$) = 50, 100, 200, 400kPa，応力

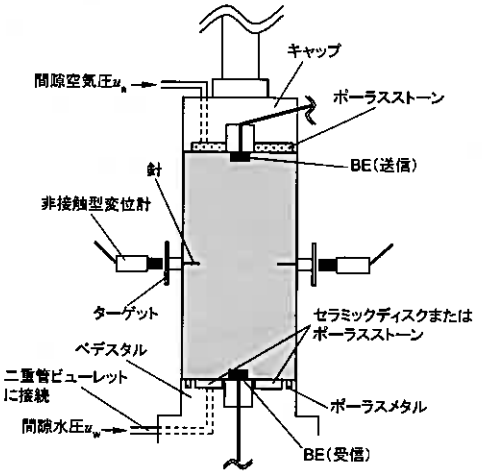


図2　側方変位測定システム

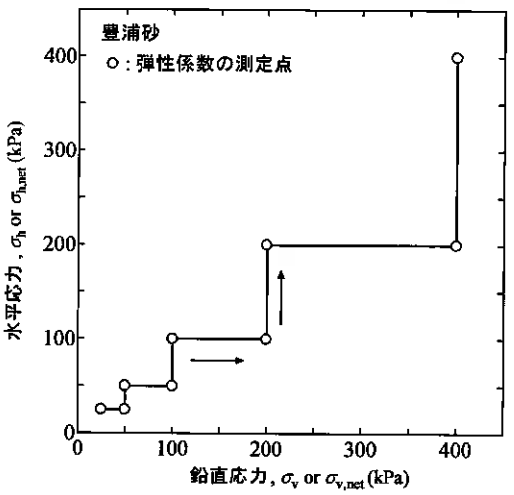


図3　応力経路

比$K=0.5$の各段階で 飽和供試体では$(E_v)_d^{sat}$およびG_{vh}^{sat}，不飽和供試体では$(E_v)_d^{unsat}$およびG_{vh}^{unsat}を測定した後，σ'_v一定条件の下で一旦等方応力状態（$K=1.0$）にし，その応力点でも各弾性係数を測定した．弾性係数を測定する各応力段階では，飽和供試体についてはその応力状態を約 10 分間保った後，まずBE試験を実施した．次に排水条件下で載荷速度$d\varepsilon_a/dt=0.02\%/min$，繰返し回数$N_{cyc}=2$の繰返し載荷を行った．不飽和供試体については排水量が十分に落ち着いたことを確認した後にBE試験を行い，$d\varepsilon_a/dt=0.02\%/min$，繰返し回数$N_{cyc}=2$として排気・排水条件下での繰返し載荷を実施した．また，飽和・不飽和供試体に関わらず繰返し載荷時における片振幅軸ひずみ$(\varepsilon_a)_{SA}$は 0.005%とした．また，不飽和土に関しては基底応力（$\sigma'_{v,net}=\sigma'_v-u_a$，$\sigma'_{h,net}=\sigma'_h-u_a$，$\sigma_{c,net}=\sigma_c-u_a$，$p_{net}=p'-u_a$）を用いて試験結果を整理している．

2．3　微細多孔質膜の適用

不飽和土の試験におけるサクションの制御・計測には，セラミックディスクを用いるのが一般的である．しかし，セラミックディスクの透水性が低いために長時間を要するのが現状である．そこで，西村ら[5]は微細多孔質膜を用いた保水性試験や一面せん断試験などの試験結果を基に微細多孔質膜を用いた加圧膜法の有効性について報告している．また，渡邊ら[6]は不飽和土の液状化強度特性の把握に，所ら[7]は不飽和透水試験に，伊藤ら[8]は三軸試験にそれぞれ加圧膜法の適用を試みており，セラミックディスクと比較して微細多孔質膜を用いることで試験時間を大幅に短縮できるとの共通の結論を得ている．そこで本研究では，まず微細多孔質膜を用いた保水性試験を行い，用いた微細多孔質膜の性能についての検証を行った．

保水性試験は図 1 中の三軸セルを用いて行った．図 4 に示すようにペデスタルに直径 10cm，高さ 9.5cmのアクリル製の容器を設置し，所定の相対密度となるように単一ノズル空中落下法で豊浦砂（$\rho_d=2.635g/cm^3$, $e_{max}=0.968$, $e_{min}=0.628$）を容器内に投入した．その後，十分に時間をかけて脱気水を浸透させた．このときのu_aはσ_c（セル圧内の空気圧）に相当する．その後，$u_a=u_w=30kPa$を与え，u_aを一定としてu_wを制御することで所定のサクションを与えた．供試体の高さ変化は供試体上端の中央部付近にターゲットを設置し，非接触型変位計によって計測した．なお，体積変化は供試体の直径は一定として計算した．本研究で使用した微細多孔質膜の材質は親水性ポリエーテルスルホンで，直径 90mm，孔径 0.2μm，膜圧 145μm，空気侵入値（以下，*A.E.V.*）＝350kPaのものを用いた．また，微細多孔質膜はゴム系シリコンを用いてポーラスストーンが装着されているペデスタルに貼り付けた．

図 5 は保水性試験から得られた水分特性曲線である．得られた水分特性曲線については供試体の *A.E.V.* がこれまでの研究成果（例えば文献 9)）と比較してやや低いものの，水分特性曲線の全体的な傾向に大きな差異は無いと判断した．また，セラミックディスクを用いれば試験終了までに 3 週間 ～1 ヶ月程度の期間を必要とするのに対し，微細多孔質膜を用いた本試験では約 1~2 日程度で試験が終了するため，試験時間の大幅な短縮が可能となった．

2．4　局所ひずみの測定

図 6 は本試験システムで採用した局所軸ひずみの測定システムである．供試体端部とトップキャップやペデスタルとの接触摩擦やベディングエラーの影響を考慮して，供試体側面に供試体中央部から同程度の位置となるようにターゲットを設置し，それらの変位を非接触型変位計で計測することによって局所ひずみ$(\varepsilon_a)_{local}$を測定した．モーターの回転量から計算した軸ひずみ$(\varepsilon_a)_{motor}$を用いた際に得られたヤング率はこれまでの研究成果よりかなり小さい値となったが，$(\varepsilon_a)_{local}$を用いた場合のヤング率はこれまでの研究成果と同程度であった．よって，本文におけるヤング率は繰返し載荷時の$q\sim(\varepsilon_a)_{local}$関係を用いて算出している．

3．　試験結果および考察

一般に，各種地盤材料のGは間隙比eと有効応力p'をそれぞれ独立変数（パラメーター）とした関数の積からなる関係式で表現されることが多い[10]．川尻ら[11]は鉛直応力σ_vを一定とした圧密容器内でサクションsを増加させた際のGの変化を測定し，K=0.5 と仮定して算出した$p_{net}(=2/3\sigma_{v,net})$とサクション$s$を応力パラメーターとして用いることで，比較的広範囲な地盤材料の飽和・不飽和状態におけるGを統一的に表現できる可能性を示している．そこで本試験結果においても

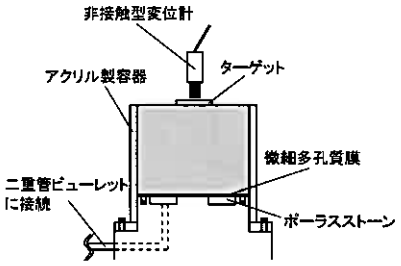


図 4　水分特性試験システム

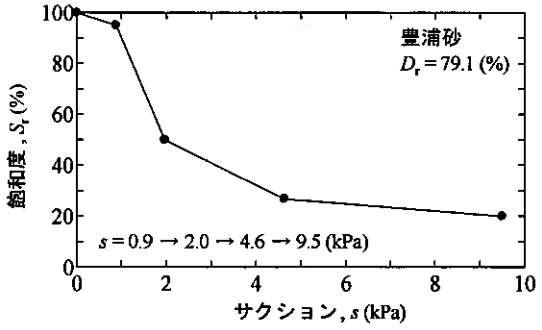


図 5　豊浦砂の水分特性曲線

不飽和土のGを表現するための応力パラメーターにはBishop式などに代表される不飽和土の各種有効応力式からも明らかなように，少なからずサクションが考慮されるべきだと考え，不飽和土の試験結果については$p_{net}+s$あるいは$\sigma_{v,net}+s$を用いて試験結果を整理した．

図 7 は飽和供試体については平均有効応力p'，不飽和供試体については$p_{net}+s$に対するG_{vh}^{sat}，G_{vh}^{unsat}の変化を比較したものである．図中より，不飽和供試体のG_{vh}^{unsat}は応力パラメーターとして$p_{net}+s$を用いることで，飽和供試体におけるG_{vh}^{sat} ~ p'関係とほぼ統一的に表現できることが分かる．また，これは先述した応力状態が不明確な圧密容器内で得られた推論がほぼ正しいことを裏付けていると思われる．

一方，図 8 は飽和供試体については鉛直有効応力σ'_v，不飽和供試体については$\sigma_{v,net}+s$に対する$(E_v)_d^{sat}$，$(E_v)_d^{unsat}$の変化を比較したものである．一般に，乾燥あるいは飽和状態にある砂質土における鉛直方向のヤング率は鉛直有効応力のみの関数として表現できることが知られている[12]．図中より，不飽和供試体の$(E_v)_d^{unsat}$は応力パラメーターとして$\sigma_{v,net}+s$を用いることで，飽和供試体における$(E_v)_d^{sat}$ ~ σ'_v関係とほぼ統一的に表現できることがわかる．以上のことは，不飽和土における基底応力とサクションの和（$p_{net}+s$，$\sigma_{v,net}+s$など）が乾燥・飽和土の弾性係数を支配する有効応力パラメーターと等価に扱うことができる可能性を示唆していると考えられる．しかし，土質による違いやどの程度のサクションまで適用できるかといったことや，排水・排気条件では載荷速度の影響などの不明な点も多いため，今後更に検討していきたいと考えている．

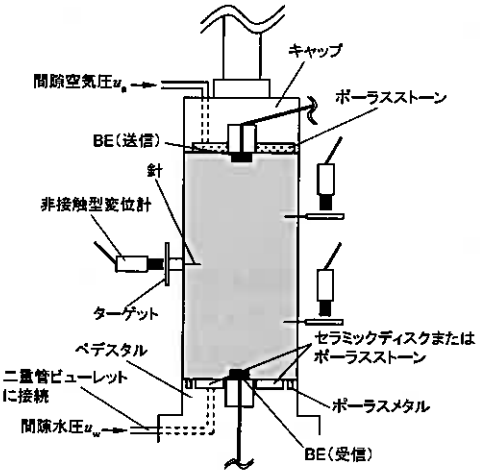


図 6　局所軸ひずみ測定システム

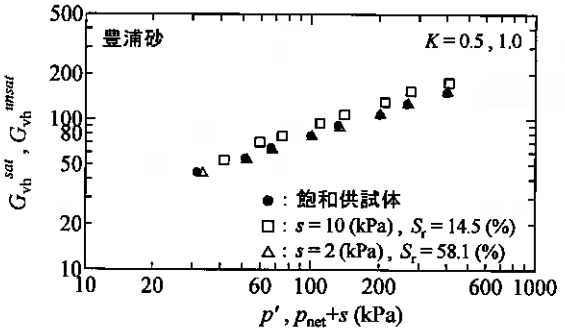


図 7　G_{vh}^{sat} , G_{vh}^{unsat} ~ p', $p_{net}+s$関係

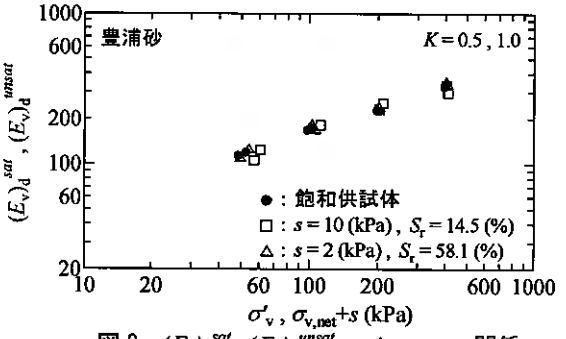


図 8　$(E_v)_d^{sat}$, $(E_v)_d^{unsat}$ ~ σ'_v, $\sigma_{v,net}+s$関係

4．まとめ

本研究で得られた知見を以下にまとめる．

- 不飽和土に対応した繰返し三軸試験装置を開発したことにより，サクションを制御した条件下での不飽和土のヤング率とせん断弾性係数の測定に成功した．
- 不飽和状態における豊浦砂のG_{vh}^{unsat}は応力パラメーターとして$p_{net}+s$を用いることで，本研究で与えたサクションの範囲内では飽和供試体におけるG_{vh}^{sat} ~ p'関係とほぼ統一的に表現できることが確認された．
- 不飽和状態における豊浦砂の$(E_v)_d^{unsat}$は応力パラメーターとして$\sigma_{v,net}+s$を用いることで，本研究で与えたサクションの範囲内では飽和供試体における$(E_v)_d^{sat}$ ~ σ'_v関係とほぼ統一的に表現できることが確認され，不飽和土における基底応力とサクションの和が乾燥・飽和の弾性係数を支配する有効応力パラメーターと等価に扱うことができる可能性が示唆された．

参考文献

1) Shibuya, S., Kawaguchi, T., Chae, J. : Failure of Reinforced Earth as Attacked by Typhoon No.23 in 2004, *Soils and Foundations*, Vol.47, No.1, pp.153-160, 2007.
2) 沖村孝，二木幹夫，岡本敦，南部光弘：兵庫県南部地震による宅地地盤被害と各種要因との関係分析，土木学会論文集，No.623/IV-43, pp.259-270, 1999.
3) 佐々恭二，福岡浩，汪発武，王功輝二：2004 年新潟県中越地震による斜面災害，京都大学防災研究所年報，第 48 号，pp.1-20，2005.
4) Oda, Y. and Mitachi, T. : Stress relaxation characteristics of saturated clays, *Soils and Foundations*, Vol.28, No.4, pp.69-80, 1988.
5) 西村友良，古関潤一：セルロース膜を用いた非塑性シルトの水分特性，土木学会第62回年次学術講演会，pp.265-266, 2007.
6) 渡邊裕介，佐藤剛司，古関潤一，西村友良：飽和・不飽和稲城砂の繰返し三軸試験，生産研究，Vol. 60，No. 4，2008.
7) 所哲也，石川達也，三浦清一：多孔質膜を用いた不飽和透水試験機の試作，平成 20 年度不飽和土研究会 研究発表論文集，pp.37-40，2008.
8) 伊藤康平，石川達也，三浦清一：不飽和土試験におけるバーサポアメンブレンの利用方法の検討，平成 20 年度不飽和土研究会 研究発表論文集，pp.41-44，2008.
8) 阿部廣史：不飽和土の力学特性の評価手法に関する実験的研究，東京大学学位論文，1994.
10) Hardin, B.O. and Richart, F. E. Jr. : Elastic wave velocities in granular soils, *Journal of SMF Div.*, ASCE, Vol.89, No.SM1, pp.33-65, 1963.
11) 川尻峻三，加藤正司，川口貴之，澁谷啓：ベンダーエレメントによる不飽和土のせん断弾性係数 G の測定と評価，応用力学論文集，Vol.11，pp.435-442，2008.
12) Hoque, E. and Tatsuoka, F . : Anisotropy in elastic deformation of granular materials, Soils and Foundations, Vol.38, No.1, pp.163-179, 1998.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

微細多孔質膜を用いた不飽和土三軸圧縮試験に関する研究

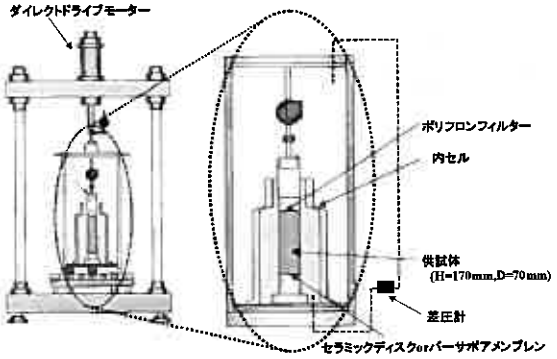
北海道大学大学院　○伊藤　康平
北海道大学大学院　石川　達也
北海道大学大学院　三浦　清一

1. はじめに

一般的に，不飽和土の間隙水圧などの制御・測定には，ペデスタル部分にセラミックディスクが用いられている．しかしながら，セラミックディスクは透水性が極めて低いため，かなり多くの試験時間を費やさなければならない．西村ら[1)2)]は，セラミックディスクの代わりに微細多孔質膜の一種であるセルロース膜を用い，土の保水性試験などを行い，加圧膜法の有用性を示しているが，未だ加圧膜法の試験報告は少ないのが現状である．そこで本研究では，加圧膜法を用いた不飽和土三軸圧縮試験方法を確立することを目的とする．また，セルロース膜ではせん断中に膜が破れる恐れがあるため，20Mpa 以上の引っ張り強度を持ち，微細多孔質膜の一種であるバーサポアメンブレンを使用した．このため，本研究では，セラミックディスクとバーサポアメンブレンを用いて豊浦砂の保水性試験，不飽和土三軸圧縮試験を実施し，水分保持特性曲線，排水時間，強度・ダイレイタンシー特性などについて両者の試験結果を比較し，加圧膜法を用いた不飽和土三軸試験方法の適用性・有用性について検討する．

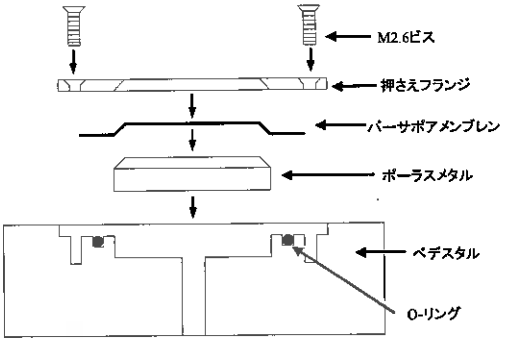
2. 試験装置

本研究で使用した試験機はダイレクトドライブモーターによるひずみ制御式の不飽和三軸試験機である(図－1)．供試体の体積変化は内セルにより測定している．間隙水圧・間隙空気圧は独立に制御することが可能で，間隙水圧は排水量測定用の二重管ビュレットを通じ，ペデスタルに埋め込まれたセラミックディスクまたはバーサポアメンブレンを介して供給している．また，間隙空気圧は撥水性のポリフロンフィルターが取り付けられたキャップを介して供給している．供試体のサイズは，高さ 170mm，直径 70mm である．



図－1　不飽和三軸試験機

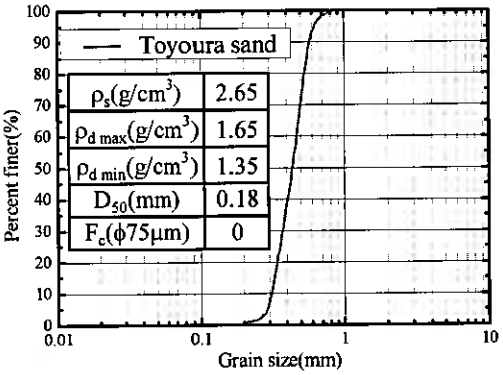
本研究で使用したバーサポアメンブレンの膜材質は不織布サポート付親水性アクリル共重合体であり，直径 47mm，膜厚 94μm，孔径 0.8μm，AEV(空気侵入値)=50kPa のものを使用した．セラミックディスクは直径 63mm，板厚 4mm，AEV=100kPa のものを使用した．本研究用に改良されたペデスタルの断面図を図－2 に示す．バーサポアメンブレンは脱気水の入った容器の中に浸水後，三軸セル内に入れ，－90kPa 程にした状態で約 1 時間放置し，飽和させた．この際，ポーラスメタルも同様に飽和させた．次に，脱気水でフラッシングを行いながらポーラスメタル，バーサポアメンブレン，押さえフランジの順にペデスタルに取り付け，ビスで固定した．



図－2　ペデスタル断面図図

3. 試験方法

豊浦砂の粒径加積曲線と物性値を図－3 に示す．本研究で行った保水性試験ならびに不飽和土三軸圧縮試験の手順は次の通りである．供試体は基底応力 σ'_{net}=49kPa で，相対密度が 85%になるように落下高さを調整し，AP 法で作製した．次に，供試体下部から通水後，拘束圧 σ_c=220kPa，間隙空気圧 u_a・間隙水圧 u_w=200kPa を負荷した．その後，所定の基底応力 σ'_{net}=49kPa($\sigma'_{net}=\sigma_c-u_a$)のもとで等方圧密し，保水性試験では，間隙空気圧一定の条件の下，間隙水圧を低下させることで段階的にサクションを与えた．



図－3　豊浦砂の粒径加積曲線と物性値

また，三軸圧縮試験では，サクション載荷後，排水が止まったことを確認し，排気排水条件でサクション s=2.5kPa,3.5kPa ($s=u_a-u_w$)を一定に制御し三軸圧縮試験を行った．載荷時のひずみ速度は 0.5%/min である．

Study on unsaturated trixial compression test using versapore membrane : Kohei ITO,Tatsuya ISHIKAWA,Seiichi MIURA (Hokkaido university)

また，結果の整理について，本研究では，不飽和土の有効応力の定義として以下に示される Bishop の有効応力式(1)を用いた．

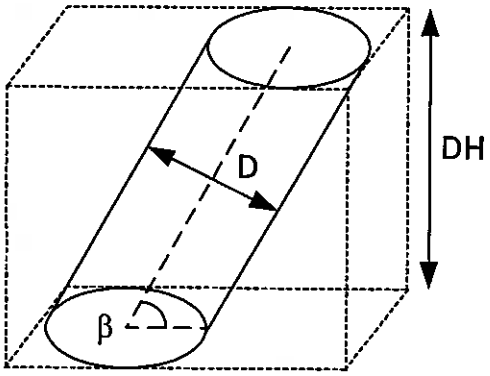
$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \qquad \cdots (1)$$

さらに，パラメータχの決定については，軽部らが提案する以下の式(2)[3]と，北村らが提案する以下の式(3)[4]の二通りの方法を用いた．北村モデルは，土塊の微小要素を図－4 に示すような間隙モデルにモデル化し，いくらかの力学的及び確率論的考察を加えることにより求めている．

$$\chi = \frac{S_r - S_{r0}}{100 - S_{r0}} \qquad S_{r0}：残留飽和度 \qquad \cdots (2)$$

$$\chi = \frac{\int_0^d \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \pi D \cdot \frac{DH}{\sin\beta} \cdot P_d(D) \cdot P_c(\beta) d\beta dD}{\int_0^{d_{AEV}} \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \pi D \cdot \frac{DH}{\sin\beta} \cdot P_d(D) \cdot P_c(\beta) d\beta dD}$$

d：間隙水を保持する円管の最大管径
d_{AEV}：AEV における間隙水を保持する円管の最大管径
D：管径　　DH：素体積高さ　　・・・(3)
β：円管の傾き
$P_d(D)$：管径 D の確率密度関数
$P_c(\beta)$：円管の傾き β の確率密度関数

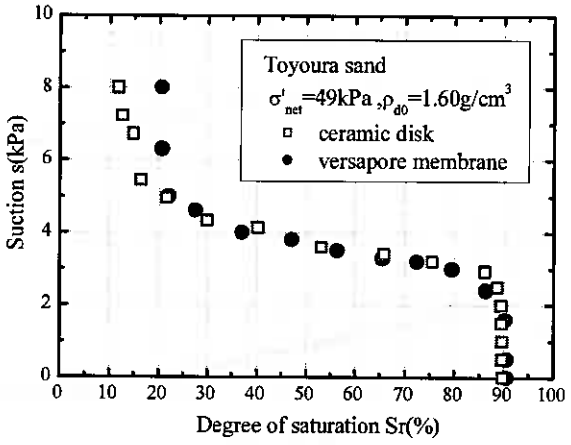


図－4　北村モデルによる間隙モデル

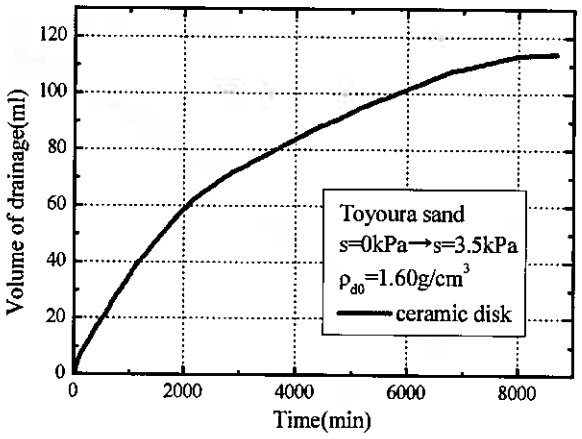
4. 試験結果

保水性試験の結果を図－5 に示す．バーサポアメンブレンはセラミックディスクと比較して，残留飽和度に違いが見られ，セラミックディスクでは S_{r0}=10%，バーサポアメンブレンでは S_{r0}=20%となった．試験時間はセラミックディスクの場合，約一ヶ月を要したのに対し，バーサポアメンブレンでは約二日間で終了した．

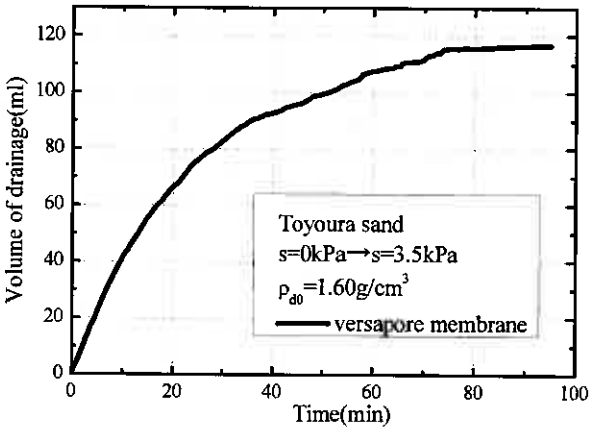
図－6，図－7 には，s=0kPa から s=3.5kPa を負荷した時の排水量と排水時間の関係を，図－6，図－7 には，体積ひずみ変化率と排水時間の関係を示す．セラミックディスクとバーサポアメンブレンでは排水が止まるまでの時間に約 100 倍の差が出た．なお，本研究では，セラミックディスクでは体積ひずみ変化率が 1.0×10^{-6}%/min 以下の状態が 5 時間以上経過した時，バーサポアメンブレンでは体積ひずみ変化率が 1.0×10^{-4}%/min の状態が 5 分以上経過した時，排水が止まったとみなした．



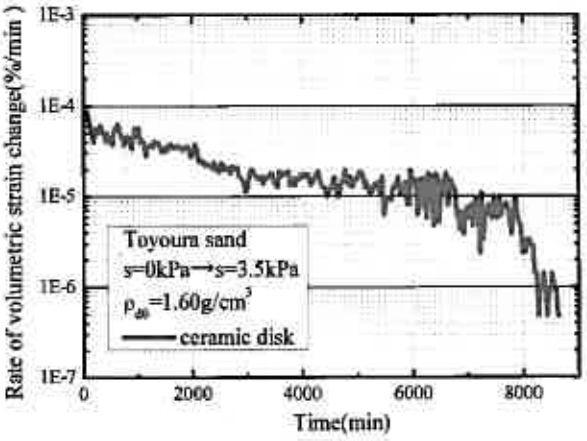
図－5　水分保持特性曲線



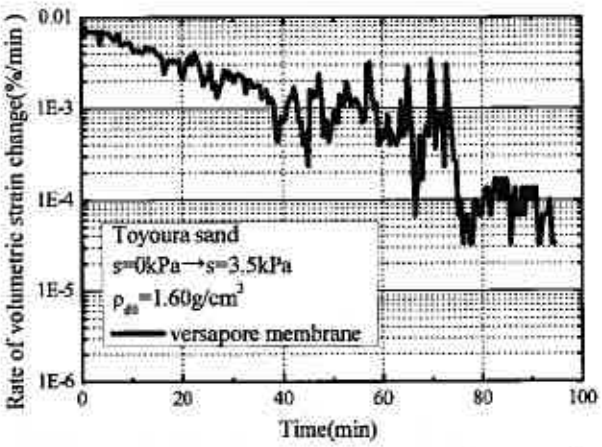
図－6　排水量と時間（セラミックディスク）



図－7　排水量と時間（バーサポアメンブレン）



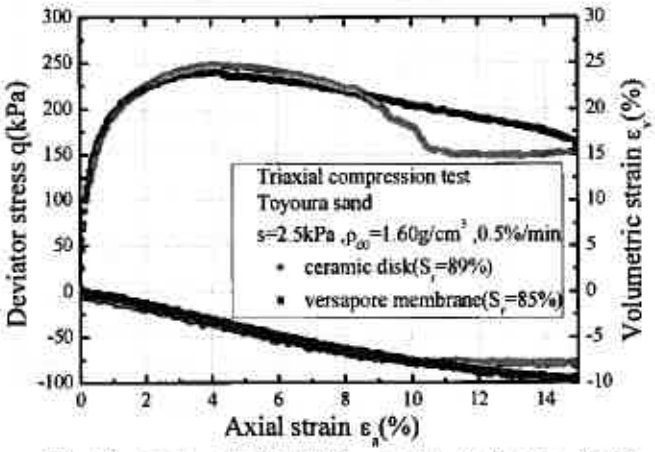
図－8　体積ひずみ変化率と時間（セラミックディスク）



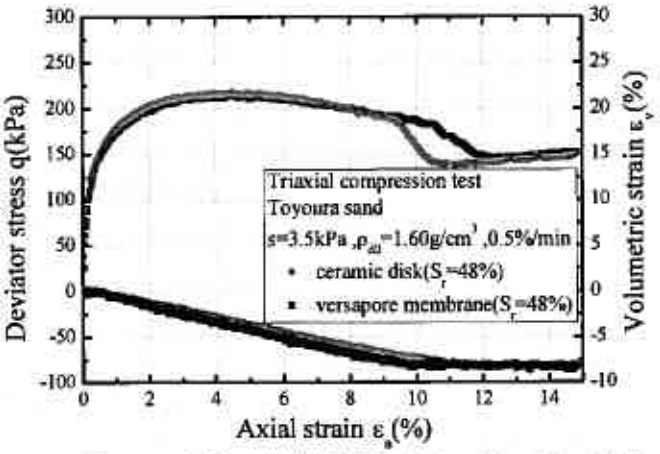
図－9　体積ひずみ変化率と時間（バーサポアメンブレン）

三軸圧縮試験による応力－ひずみ関係とダイレイタンシー特性を図－10，図－11 に示す．s=2.5kPa では，バーサポアメンブレンの場合，せん断帯が明確に現れなかったため残留状態に達していない様に見えるが，ピーク強度に大きな違いは見られなかった．s=3.5kPa では，ピーク強度，残留強度ともにセラミックディスクとバーサポアメンブレンの試験結果に違いは見られなかった．ダイレイタンシー特性については，s=2.5kPa で軸ひずみ 10%以降に違いが見られるのはバーサポアメンブレンの場合にせん断帯が明確に現れなかったためであると考えられるが，それ以外に大きな違いは見られなかった．なお，凡例中の飽和度の値はせん断試験を行う直前の値である．

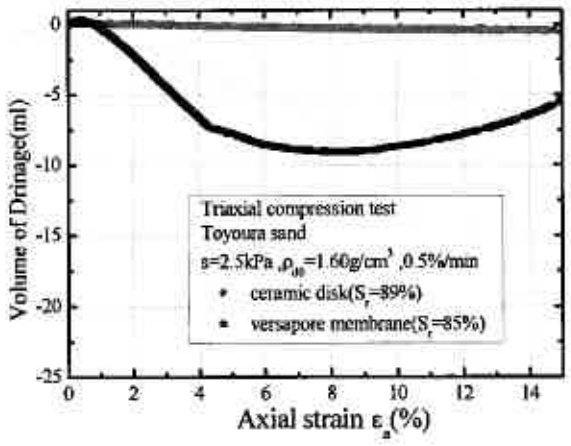
図－12，図－13 には，せん断中の排水量の変化を示す．s=2.5kPa の場合，セラミックディスクでは微量吸水したが，バーサポアメンブレンでは，吸水後，排水する挙動を示した．s=3.5kPa の場合，セラミックディスクでは微量排水したのに対し，バーサポアメンブレンでは約 20ml 排水する結果となり，吸排水の仕方に大きな違いが見られた．これは，バーサポアメンブレンの水を通しやすい性質や，膜の薄さが関係していると考えられる．



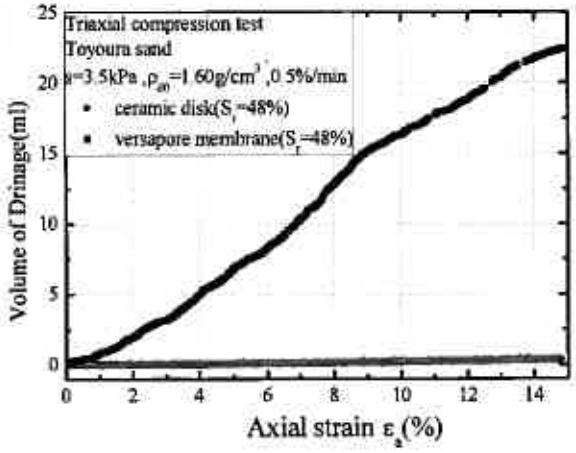
図－10　応力－ひずみ関係・ダイレイタンシー特性（s=2.5kPa）



図－11　応力－ひずみ関係・ダイレイタンシー特性（s=3.5kPa）



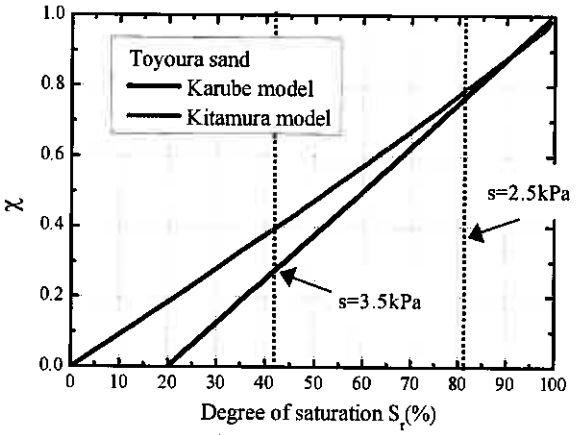
図－12　せん断中の排水量の変化（s=2.5kPa）



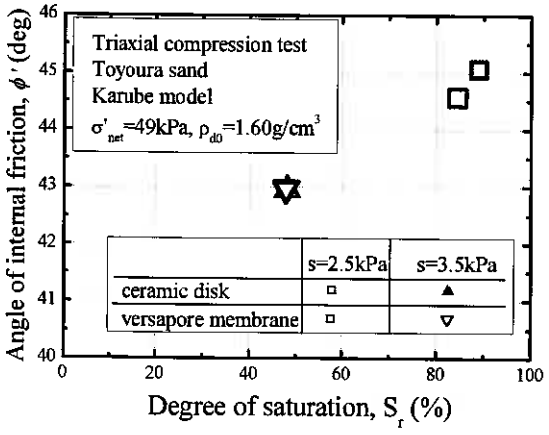
図－13　せん断中の排水量の変化（s=3.5kPa）

図－14 には，軽部モデルと北村モデルによって求めたχと飽和度の関係を示す．せん断中，ピーク強度に達した時の飽和度は， s=2.5kPa の時, S_r =82%であり，この時のχにほとんど違いは見られない．しかし, s=3.5kPa の時, S_r =42%であり，この時のχには若干違いが見られる．

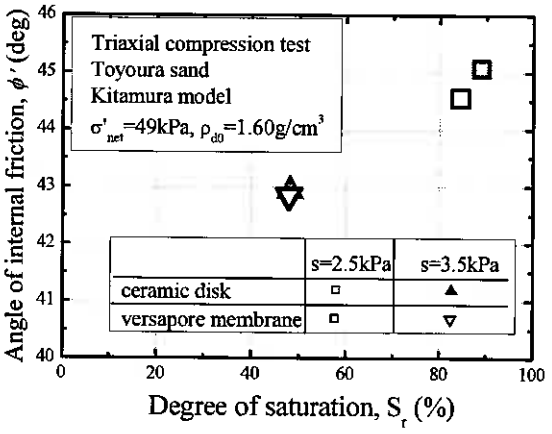
図－15，図－16 には，各モデルのχを用いて算出した，ピーク強度に達した時点での内部摩擦角と飽和度の関係をモデル別に示す．セラミックディスクとバーサポアメンブレンでは，s=2.5kPa,3.5kPa ともに内部摩擦角に大きな違いは見られなかった．これは，どちらのモデルを用いても同様の傾向を示した．また，異なるモデルでもほぼ同じ内部摩擦角の値を示した．



図－14　モデル別χと飽和度の関係



図－15　内部摩擦角と飽和度の関係（軽部モデル）



図－16　内部摩擦角と飽和度の関係（北村モデル）

5. まとめ

(1)保水性試験では，バーサポアメンブレンの方がセラミックディスクよりも残留飽和度が 10%程高い値を示したが，それ以外は同様な水分保持曲線となった．また，バーサポアメンブレンを用いることで，大幅に試験時間を短縮することができた．

(2)三軸圧縮試験では，バーサポアメンブレンとセラミックディスクで，載荷中の吸排水量に大きな違いが見られたが，それが強度やダイレイタンシー特性に及ぼす影響は小さかった．

(3)軽部モデルと北村モデルにより求めた，異なるχによる内部摩擦角の違いは無視し得るものであった．

以上の結果より，バーサポアメンブレンとセラミックディスクを用いた豊浦砂の試験結果では水分保持特性，強度特性，ダイレイタンシー特性についてはほぼ一致する傾向が得られた．しかし，せん断中の排水に違いが見られるところがあるため，今後も異なる試料を使用するなど，さらなる検討を行っていく予定である．

謝辞

本研究を進めるにあたり，鹿児島大学・北村先生には多くの助言をいただき，大変お世話になりました．ここに深く謝意を表します．

参考文献

1)渡辺裕介・西村友良・古関潤一：稲城砂の保水性試験におけるセルロース膜とセラミックディスクの比較，土木学会第 62 回年次学術講演会，pp.195-196, 2007.

2)西村友良・古関潤一：セルロース膜を用いた非塑性シルトの水分保持曲線，土木学会第 62 回年次学術講演会，pp.197-198, 2007.

3)軽部大蔵・加藤正司・浜田耕一・本田道識：不飽和土の間隙水の状態と土塊の力学的挙動の関係について，土木学会論文集，No.535/Ⅲ-34，pp.83-92，1996.3.

4)宮元裕二・荒木功平・酒匂一成・阿部廣史・北村良介：不飽和度の粒子間力とサクションと有効応力の関係，応用力学論文集，Vol.10，pp497-504，2007.8

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

加圧膜法による砂質土の不飽和透水係数の測定

北海道大学大学院 学生員○ 所　哲也
北海道大学大学院 正会員　石川　達也
北海道大学大学院 正会員　三浦　清一

1．はじめに

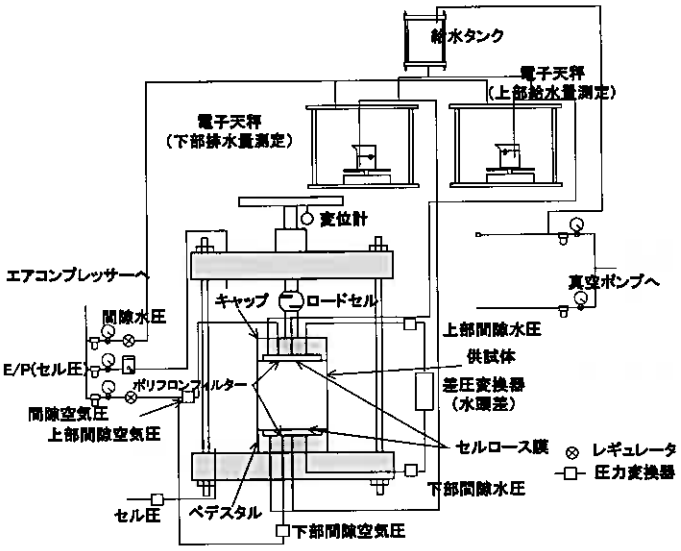
北海道では融雪期に斜面崩壊が数多く発生するが，これは，斜面表層の凍土の融解や集中豪雨などにより斜面表層が高含水状態となり，斜面崩壊を誘発することによると考えられている．したがって，融雪期における斜面崩壊のメカニズムを解明するためには，斜面を構成している地盤の強度・変形特性だけではなく，斜面の浸透現象を定量的に評価する必要があり，飽和－不飽和土を対象とした飽和－不飽和浸透解析を行う必要がある．その際，不飽和浸透特性をパラメータとして入力する必要がある．しかし，不飽和透水試験は，これまで種々の試験法が提案されているにもかかわらず，試験法は未だ基準化されていない．その理由としては，試験装置が複雑で且つ試験に要する時間が非常に長いことに起因して，実験実施例が少ないことがあげられる．一般に不飽和土の各種試験が長時間に及ぶのは，現在，不飽和土の室内試験において主流となっている加圧板法でサクション制御に用いられているセラミックディスクの透水性の低さが原因である．試験時間短縮の試みとして，西村ら[1),2)]は，セラミックディスクの代わりにセルロース膜を用い，土の保水性試験，不飽和土の一面せん断試験を行い，セルロース膜を用いた加圧膜法の有用性を示しているが，依然として加圧膜法の試験報告は少ないのが現状である．そこで筆者らは，従来の不飽和透水試験機を改良しセルロース膜を用いた加圧膜法不飽和透水試験機を開発した．本文では，豊浦砂を用いて実施した排水過程における不飽和透水試験結果を報告する．

2．試験装置

不飽和透水試験法は，これまで数多くの試験法が提案されているが，定常流れのもとで不飽和透水係数を測定する定常法と非定常流れのもとで測定する非定常法に大別される．

わが国においては，岩田[3)]がRichards[4)]によって開発された定常法不飽和透水試験機を用いて以後，Richards型の試験機が広く普及した．Richards型試験機は，正の間隙空気圧・間隙水圧を用いて供試体にサクションを負荷した上で，一定の水頭差を与え透水試験を行うものである．Richards型の試験機は，これまでに国内外の多くの研究者によって改良がなされてきた．阿部[5)]は試験時の供試体内部の間隙水圧，空気圧をキャップ・ペデスタル部で独立して計測できる試験機を開発している．この試験機は，従来の不飽和透水試験機の欠点であったテンシオメータ挿入による試料の乱れを改善するとともに，直接供試体内部の間隙水圧を測定することにより，セラミックディスクでの損失水頭を気にすることなく，精度良く透水係数を得ることができるという利点を有している．しかし，定常法特有の試験時間が長いという欠点は，残されたままであった．

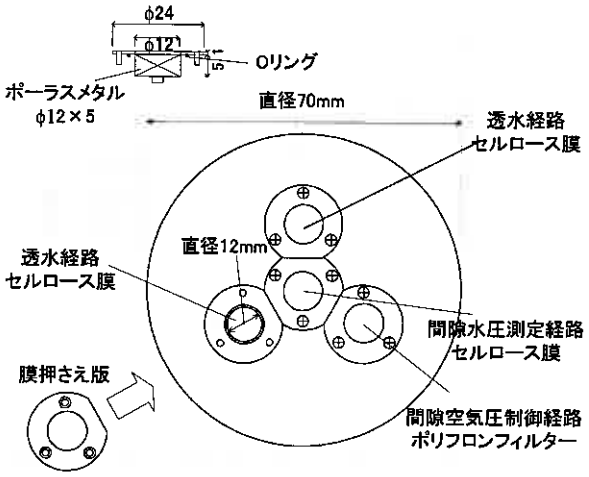
本研究では，阿部の試験機をセラミックディスクを用いた加圧板法から，セルロース膜を用いる加圧膜法に改良することで，短期間で精度良く不飽和透水係数を得ることができる試験機を開発した．試験機の概略を**図－1**に示す．試験機は，供試体設置用の加圧セル，加圧セル内に設置された流量測定用の電子天秤（感度 1mg），圧力変換器・差圧変換器・温度計などの計測器，セル圧制御用の電空変換器，間隙水圧および間隙空気圧制御用の精密レギュレーターと試験機制御・データ計測用のパソコンで構成されている．本試験機は，Richards型の試験機を改良したものであり，定常法の定水位不飽和透水試験，保水性試験を同時に実施することができる．**図－2**にキャップ・ペデ



図－1　不飽和透水試験機

Measurement of permeability coefficient of unsaturated sand using pressure membrane method:
Tetsuya TOKORO, Tatsuya ISHIKAWA and Seiichi MIURA (Graduate School of Engnieering, Hokkaido university)

スタルの概略を示す．給排水経路および間隙水圧測定経路には，水を通し空気を通さないセラミックディスクの代わりに，本研究では，主に水溶液のろ過や微生物試験に利用されているセルロース膜（材質：セルロース混合エステル）を用いることとした．また，間隙空気圧制御経路には，四フッ化エチレン樹脂を原料とし，大気中の粒子状物質の濃度測定などに利用されている疎水性のポリフロンフィルターを用いた．使用するフィルターの物性値を**表－1**に示す．なお，給排水経路に用いたセルロース膜の飽和透水係数は6.1×10^{-7}(m/s)である．



図－2　キャップ・ペデスタル図

表－1　膜の物性値

	用途	AEV (kPa)	孔径 (μm)	膜厚 (μm)
セルロース膜	給排水経路用	110	0.8	110
	間隙水圧測定用	2110	0.025	105
ポリフロンフィルター	間隙空気圧測定用	3.9		500

3．試験方法

阿部[5]は，セラミックディスクを用いた加圧板法により，豊浦砂の水分特性曲線・不飽和透水係数を求めている．本報告では，阿部の試験結果との比較を行うため，試料として豊浦砂を用いた．供試体の設置・作製手順を以下に示す．まず，セルロース膜を脱気水に浸し，さらにセル内で−90kPaの負圧を与えて飽和させた．その後，飽和させたセルロース膜を，空気が封入されないように管路のフラッシングを行いながら，キャップ・ペデスタルに取り付けた．次に，供試体は，圧密後の間隙比eが0.7(相対密度D_r=75%)となるように落下高さを調節しAP法により作製した．三軸セル内に供試体を設置後，通水後の供試体飽和度がほぼ一定（通水後の供試体飽和度S_rが約85%）になるまで通水を行った．通水終了後，拘束圧σ_c=99kPa，間隙水圧u_w=50kPa・間隙空気圧u_a=50kPaを負荷し，基底応力σ'_{net}=49kPaで等方圧密を行った．なお，本試験の供試体寸法は，直径70mm，高さ30mmの円柱形であり，土の透水試験方法（JGS 0311-2000）とは若干異なるものの，阿部の供試体寸法（直径50mm，高さ20mm）とは似通っている．

不飽和透水試験の試験手順を以下に示す．圧密終了後，基底応力σ'_{net}=49kPa一定の下で，供試体上下面に与える水頭差が1cm程度となるように管路の損失水頭を考慮して上下天秤に10cm程度の水頭差を与え，供試体下面から給水し上面から排水する透水試験を行った．ただし，本試験機では，マリオット管を用いることで，透水試験中常時，付与する水頭差を一定に保つことができる．なお，電子天秤上のビーカー水面に油を浮かせ，ビーカーからの水分蒸発を防いでいる．試験は，電子天秤の計測値である，供試体下面への吸水量ΔQ_1と供試体上面からの排水量ΔQ_2が(1)式のように等しくなった時，定常状態に達したと判断した．ただし，吸水量ΔQ_1と排水量ΔQ_2の正負については，吸水流量，排水流量をそれぞれ正値とした．なお，一連の試験は室温で実施した．

$$\Delta Q_1 = \Delta Q_2 = q \qquad (1)$$

不飽和透水係数k_wは，流量qとキャップ・ペデスタル間に設置した差圧変換器で計測される供試体の損失水頭Δhを用いて(2)式により算出した．なお，本報告では，間隙空気圧の計測を行っていないため，間隙空気圧については制御値を実験結果の整理に用いている．また，断面積として用いる値の選択については，4.2節で検討する．

$$k_w = qL/(A\cdot\Delta h\cdot 60\cdot 10^2) \qquad (2)$$

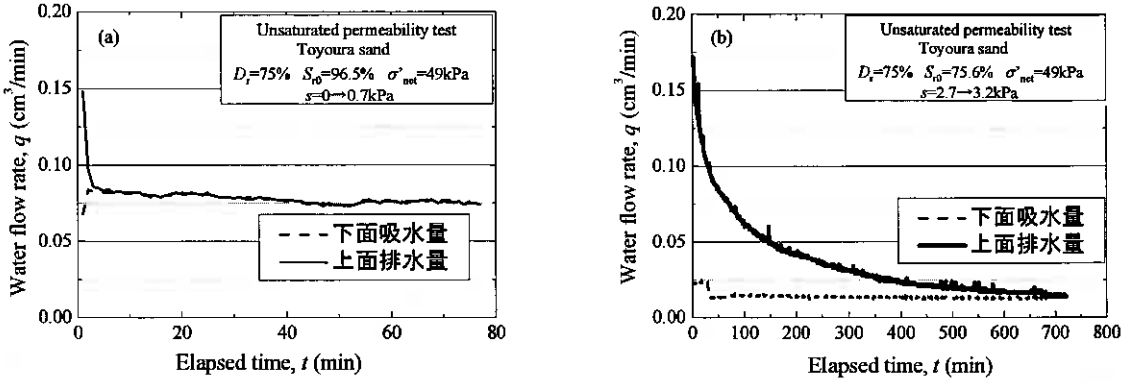
ここに，k_w：透水係数(m/s)，q：流量(cm^3/min)，L：供試体高さ(cm)，A：断面積(cm^2)，Δh：供試体での損失水頭(cm)

以上の試験手順を，基底応力σ'_{net}=49kPa一定となるように拘束圧σ_c，間隙空気圧u_aを徐々に上げ，段階的にサクション$s(=u_a-u_w)$を変えながら，飽和度の異なる供試体に対して繰返し行い，排水過程における不飽和透水係数を求めた．また，供試体の吸水量・排水量は電子天秤により計測されるため，これらより各サクション段階での供試体含水量を計算し，水分特性曲線を求めた．

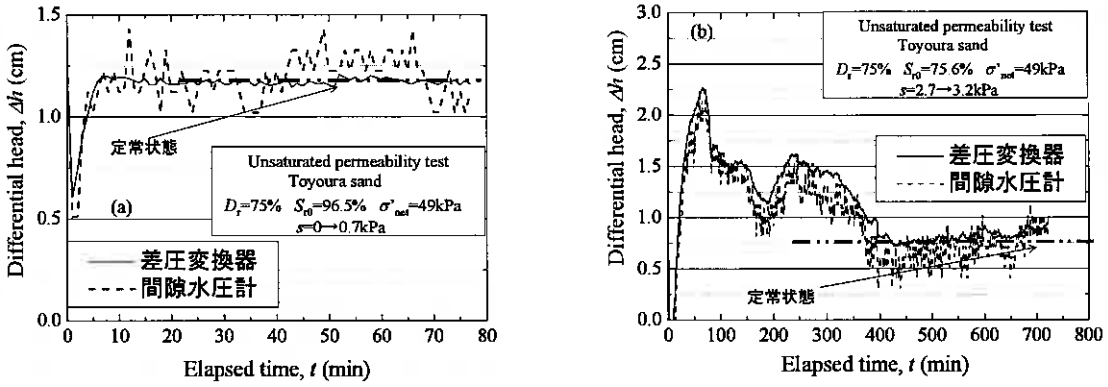
4．試験結果

4．1　測定値の時刻歴変化

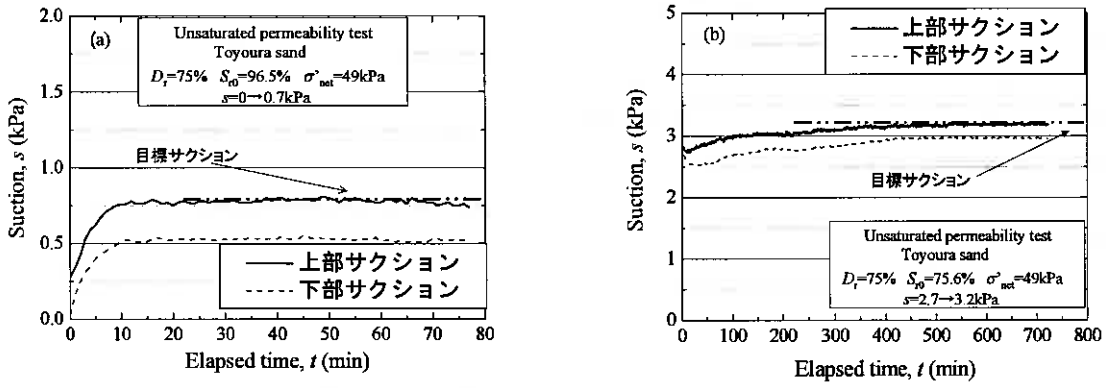
サクションをs=0からs=0.7kPa，およびs=2.7kPaからs=3.2kPaに上げた場合の流量，供試体上下面の差圧，サクションと試験時間の関係をそれぞれ**図－3**，**4**，**5**に示す．ここで，**図－4**に示す差圧は，差圧変換器と制御の目安に使用している圧力変換器により計測したものである．また，**図－5**に示すサクションsは，供試体上下面での間隙空気圧（制御値）と間隙水圧u_w（計測値）から求めたマトリックサクションである．



図－3　流量－時間関係



図－4　供試体上下面間隙水圧差－時間関係

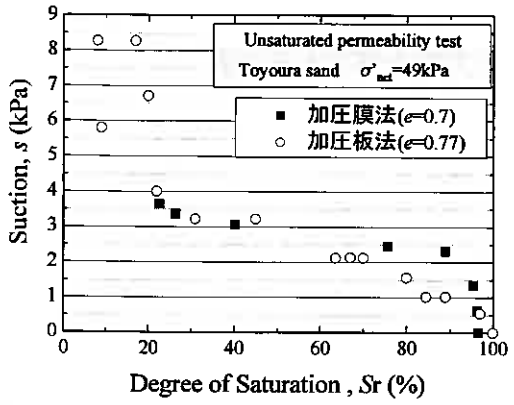


図－5　サクション－時間関係

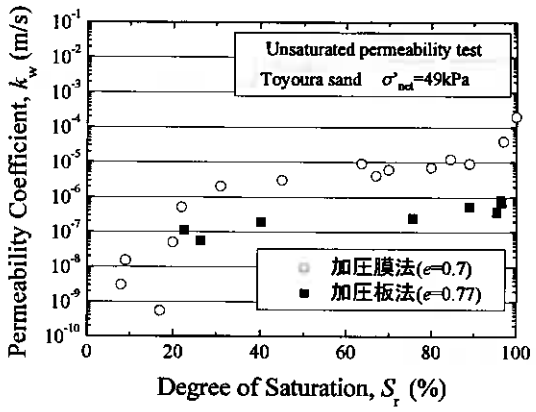
図－3 (a) を見ると，サクション負荷による排水量が少ない場合は，短い時間で定常状態に達している．一方，サクションを s=2.7kPa から s=3.2kPa に上げた場合は，供試体上面からサクション負荷による排水が生じ，時間の経過とともに供試体上面の排水量は供試体下面の吸水量に漸近していき，やがて両者が等しくなり定常状態に至っている（**図－3 (b)**）．供試体上下面の差圧は，排水が生じているときは不安定な挙動を示しているが，サクションによる排水が収束に向かうにしたがって一定値に漸近している（**図－4 (b)**）．また，**図－5**から供試体上面のサクションは，排水が進むにつれて目標値と一致する傾向にある．なお，供試体上下面のサクションの値に差が生じているのは，主に透水に伴う供試体上下面の水頭差によるものであると考えられる．

4．2　加圧膜法と加圧板法の比較

まず，既往の試験結果（加圧板法）との比較により本試験結果（加圧膜法）の妥当性について検討する．**図－6**に両試験方法から得られた豊浦砂の水分特性曲線を示す．加圧膜法と加圧板法の水分特性曲線は，供試体の空気侵入値（AEV=2.3kPa）以下のサクションで傾向が若干異なっているものの，全体的には概ね一致している．なお，供試体の空気侵入値に対応する飽和度は約 90%であった．不飽和透水係数 k_w と飽和度 S_r の関係を**図－7**に示す．この図では，サクション s=0 の状態から，段階的にサクションを増加させて行った結果を示している．また，図中の S_r は供試体の平均飽和度である．加圧膜法によって得られた不飽和透水係数 k_w は，加圧板法の試験結果と比較して 1 オーダー（10^{-1}(m/s)）ほど小さい値となった．本試験機では，給排水経路の断面積が供試体断面積の 3%と一般的な不飽和透水試験機と比較して小さいため，供試体断面積を用いて不飽和透水係数 k_w を算出した場合，不飽和透水係数が過小評価される可能性が

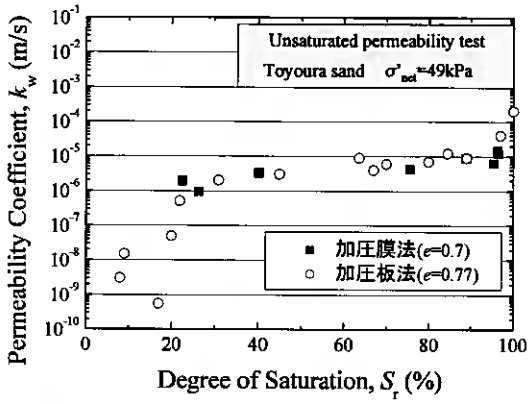


図－６　水分特性曲線



図－７　不飽和透水係数（供試体断面積を用いて算出）

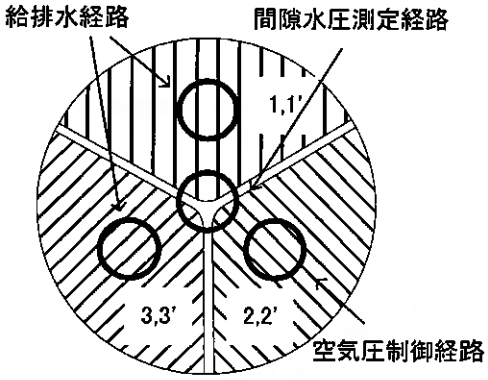
ある．そこで，膜の断面積を用いて不飽和透水係数 k_w を算出し，**図－８**に示す．図から，膜の断面積を用いて算出された不飽和透水係数 k_w は，既往の試験結果とよく一致していることがわかる．そこで，次に，加圧膜法を用いた場合の試験時間の短縮効果について検討する．加圧板法による不飽和透水試験では，サクションを s=0 から s=0.98kPa に上げた場合，定常状態に達するまでに 6000 分程度の時間を要している [5]．一方，本試験機では，サクションを s=0 から s=0.7kP に上げた場合，約 30 分で定常状態に達している．したがって，給排水経路にセルロース膜を用いた場合，加圧板法に比べて試験時間を大幅に短縮することが可能である．



図－８　不飽和透水係数（膜断面積を用いて算出）

４．３　供試体内部の含水状態

本試験機では，給排水経路が供試体断面積と比較して小さく，さらに間隙空気圧制御経路が軸対称となっていないため供試体内部で含水状態が一様でない可能性がある．また，**図－５**に示すように供試体上下で僅かにサクションに差がみられることから，供試体上下で含水量にばらつきがあることが懸念される．そこで，試験終了後に**図－９**に示すように供試体上下各 3 箇所で含水比を測定した．**表－２**にその結果を示す．表から供試体上下では，含水比に 1%程度の差が見られたが，円周方向には差は認められなかった．供試体上下で含水比に差が生じるのは，供試体下面から上面へと透水を行っていることが影響していると考えられることから，供試体内部の含水状態は概ね一様であると言える．



図－９　試料採取位置

表－２　供試体内部の含水比分布

	採取位置	含水比(%)
供試体上部	1	5.6
	2	5.5
	3	5.4
供試体下部	1'	6.5
	2'	6.3
	3'	6.2

５．まとめ

本研究では，セルロース膜を用いた不飽和透水試験機を製作し，その性能確認試験を行い，以下の結論を得た．

- 給排水経路にセラミックディスク（加圧板法）の代わりにセルロース膜（加圧膜法）を用いることで，試験時間を 1/200 程度に短縮できることを示した．
- 加圧膜法と加圧板法で，水分特性曲線は同様の傾向を示した．また，加圧膜法による不飽和透水係数 k_w は，膜の断面積を用いて k_w を算出した場合，既往の試験結果（加圧板法）とほぼ一致した．

〈参考文献〉

1) 西村友良，古関潤一：セルロース膜を用いた非塑性シルトの水分保持曲線，土木学会第 62 回年次学術講演会，pp.197-198, 2007.　2) 西村友良，古関潤一：不飽和一面せん断試験へのセルロース膜利用の試み，第 42 回地盤工学会研究発表会 pp.747-745, 2007. 3) 岩田進午：不飽和透水係数の測定について，日本土壌肥料学雑誌，第 42 巻，第 11 号，pp.441-442,1971. 4) L.A.Richards : Influence of Capillary conductivity and depth of wetting on moisture retention in soil, Transactions, American geophysical union, Vol.33, pp531-540 , 1952.　5) 阿部廣史：不飽和土の力学特性の評価手法に関する実験的研究，東京大学学位論文，1994.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

繰返し荷重場にある構造異方性砂地盤の支持力解析とその評価法の提案

㈱不動テトラ　正会員　瀧本　聖吾
室蘭工業大学大学院　○学生会員　岩田雄太郎
室蘭工業大学工学部　国際会員　川村　志麻
北海道大学大学院工学研究科　国際会員　三浦　清一
北海道大学大学院工学研究科　国際会員　横浜　勝司

1．まえがき

近年，生活空間の拡大によって厳しい環境条件下での設計が要求されるようになってきた．特に，海洋構造物の被災事例が数多く報告されており[1),2)]，この種の問題解決は重要である．地盤の支持力の問題では，外力の作用方向や堆積構造異方性の影響等の要因が複雑に絡み合うために，様々な視点から構造物－地盤系の安定性を議論する必要がある．

本研究では，このような環境下にある支持力評価法を確立するために，極限解析法の一つである上界法[例えば 3),4),5)]を適用し，繰返し荷重場にある異方性砂地盤の支持力解を検討する．この解法は支持地盤の破壊メカニズムを把握し，土の構成式，変位の適合条件及び，変位の境界条件を満足することで成り立ち，比較的正解値に近い値が得られることが確認されている．さらに，破壊メカニズムは実験的観察に基づく場合が多く，かなり複雑な幾何学条件や荷重条件でも比較的合理的に設定できる．一方，可容応力場を見出す下界法ではさまざまな応力場を仮定し解を求めなければならないが，荷重条件が複雑になるとその適用が難しくなる．

既往の研究[6)]では，上界法を用いて構造異方性砂地盤の単調中心載荷場における支持力評価式を提案し，その有用性について検討している．この構造異方性の重要性は，多くの研究者[例えば 7),8)]が要素試験ならびに支持力試験結果から指摘しており，支持力を評価する上で極めて重要であることを明らかにしている．既往の研究結果より，塑性くさびの形状及び破壊メカニズムを仮定した本解析法は，支持力式に異方性の影響を考慮することが可能であることが示されている．

本研究では，はじめに異方性を考慮した単調偏心載荷場の支持力式を提案している．次いで，波浪のような繰返し偏心載荷条件下の支持力式への拡張を試みている．過去の模型試験[9)]より，繰返し荷重を受け構造物がロッキング沈下する場合では，構造物の卓越沈下方向は構造異方性を評価することによって推定可能であることが明らかになっていることから，構造物の最終的な沈下・変形パターンに基づいた支持力解析を行った．

2．上界法を用いた支持力解析

ここでは，本研究で提案した異方性砂地盤に対する単調中心載荷場の支持力解析法を説明する．小田ら[7)]は，異方性によって砂地盤の内部摩擦角ϕが 4°から 8°変化することを要素試験によって示し，さらに支持力実験ならびにKötter方程式を用いた剛塑性理論解析の結果より，それは支持力に無視し難い影響を及ぼすことを明らかにしている．なお，地盤の堆積角β（堆積面と鉛直方向とのなす角）が 0°と 90°の地盤を対象にした解析では左右対称の特性線を考えているが，βが 0°と 90°以外の地盤では特性線は非対称になり，支持力を算出する上では構造物底部の圧力分布に何らかの仮定が必要であることも指摘している．過去に実施された単調中心載荷試験[10)]においても上述の結果と同様のことが確認されている（**写真-1**(a)，(b)参照）．本研究では，これらの破壊形状を満足するような可容速度場を**図-1** のように仮定している．**図-2** ではくさびの頂点の軌跡を実線で示している．図のように，本研究では異方性の影響を主働くさびの底角ψ_1とψ_2を変化させること[6)]で考慮している．塑性過渡領域については対数螺旋を用い，受働くさびの底角については$\varepsilon=\xi=\pi/4-\phi/2$で解析を行っている．速度成分$V$は，Δabcにおいて$V_1$，Δbcdにおいて$V_2$とする．また，異方性を表す尺度として，最大主応力方向αと堆積面βとのなす角ψ（$=|\beta-\alpha|$，ただし $0<\psi<90°$）を考察に用いている（**図-3** 参照）．なお，本論文では塑性流れの適合性として関連流れ則（$\upsilon=\phi$）を仮定している．以下に，右塑性域の解法を示す．

外力のなす仕事率D_{ext}は，鉛直荷重成分pとサーチャージ成分qと地盤の自重wによる成分からなり，以下のように表現される．

$$D_{ext} = D_{ext}^{\ w} + D_{ext}^{\ p,q} \qquad (1)$$

それぞれの仕事率を求めると，鉛直荷重成分pとサーチャージ成分qの外力仕事率$D_{ext}^{\ p,q}$は

$$D_{ext}^{\ p,q} = p\frac{\sin\rho}{\psi_1} r_0 V_1 \sin(\psi_1-\phi) - q\frac{\sin\omega\cos\varepsilon}{\sin\xi} r_0 V_1 \exp(2\theta\tan\phi) \qquad (2)$$

Anisotropy in mechanical behavior of sand ground bearing structure subjected to wave loading and its evaluation: Shogo TAKIMOTO (Fudo-Tetra Co. Ltd), Yutaro IWATA (Graduate student, Muroran Institute of Technology), Shima KAWAMURA (Muroran Institute of Technology), Seiichi MIURA (Hokkaido University) and Shoji YOKOHAMA (Hokkaido University)

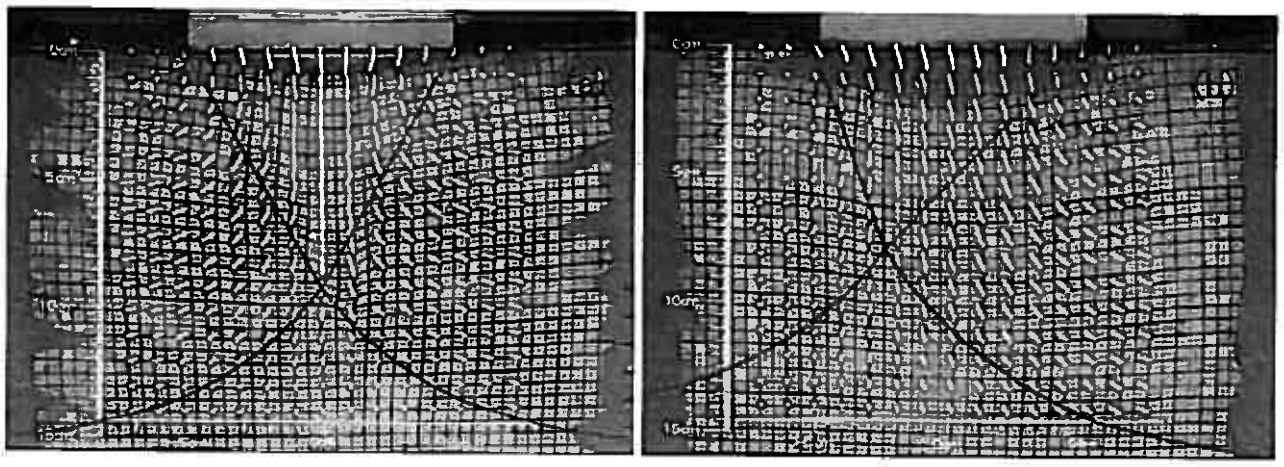


写真-1　地盤内の変形状況：(a) β=90°，(b) β=45°

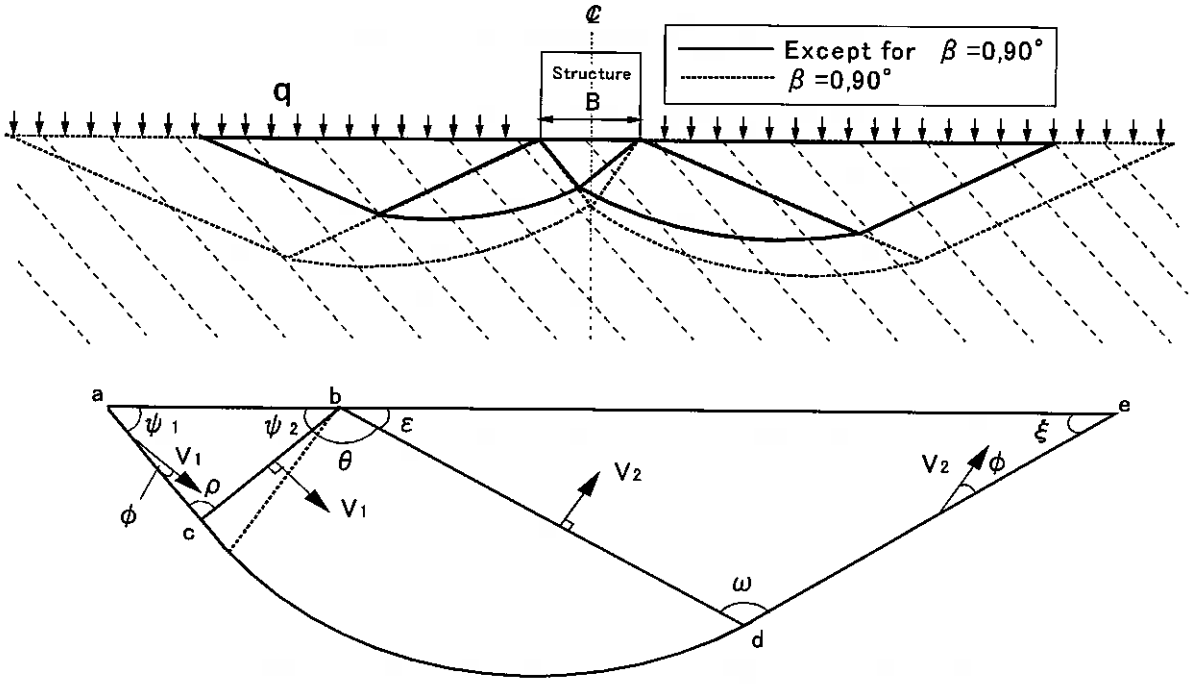


図-1　本研究で用いた可容速度場

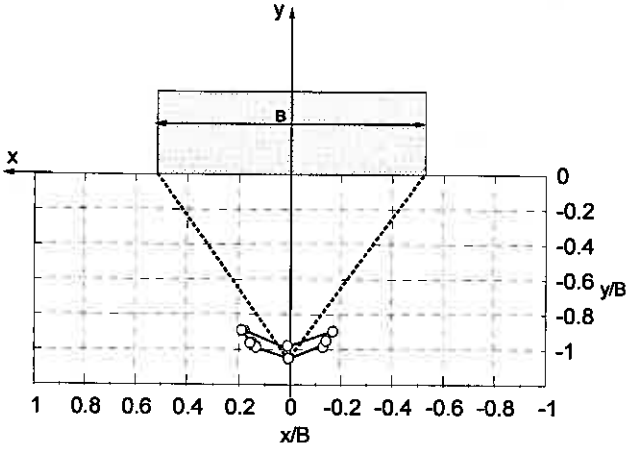


図-2　くさびの頂点の軌跡

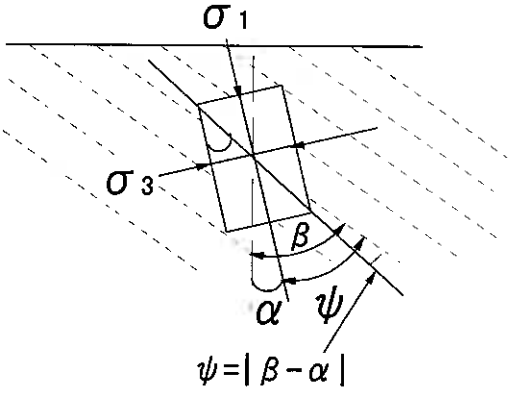


図-3　堆積角と最大主応力方向とのなす角

となる．一方，自重による外力仕事率$D_{ext}{}^{w}$は各三角形の面積に単位体積重量γ_tとその速度成分Vを掛けることによって求めることができるので，

$$D_{ext}(\Delta abc)^{w} = \Delta abc\gamma_t V_1 \sin(\psi_1-\phi) = \frac{1}{2}\gamma_t r_0{}^2 \frac{\sin\psi_2 \sin\rho}{\sin\psi_1} V_1 \sin(\psi_1-\phi) \qquad (3)$$

$$D_{ext}(\Delta bde)^{w} = -\Delta bde\gamma_t V_2 \cos\varepsilon = -\frac{1}{2}\gamma_t r_0{}^2 \frac{\sin\omega \sin\varepsilon \cos\varepsilon}{\sin\xi} V_1 \exp(3\theta\tan\phi) \qquad (4)$$

$$D_{ext}(\Delta bcd)^{w} = \frac{1}{2}\gamma_t r_0{}^2 V_1 \frac{\exp(3\theta\tan\phi)\{\sin(\psi_2+\theta)+3\tan\phi\cos(\psi_2+\theta)\}-\sin\psi_2-3\tan\phi\cos\psi_2}{9\tan^2\phi+1} \qquad (5)$$

となる．自重による全外力仕事率は式(3)から式(5)までを合計して，

$$D_{ext}{}^{w} = D_{ext}(\Delta abc)^{w} + D_{ext}(\Delta bde)^{w} + D_{ext}(\Delta bcd)^{w} \qquad (6)$$

と表される．

次に内部消散D_{int}について求める．それぞれの三角形における内部消散を求めると，

$$D_{int}(\Delta abc) = cr_0 \frac{\sin\psi_2}{\sin\psi_1} V_1 \cos\phi \qquad (7)$$

$$D_{int}(\Delta bde) = cr_0 \frac{\sin\varepsilon}{\sin\xi} V_1 \exp(2\theta\tan\phi)\cos\phi \qquad (8)$$

$$D_{int}(\Delta bcd) = \frac{1}{2} c\cot\phi r_0 V_1 \{\exp(2\theta\tan\phi)-1\} \qquad (9)$$

となり，全内部消散は式(7)から式(9)までを合計して

$$D_{int} = D_{int}(\Delta abc) + D_{int}(\Delta bde) + D_{int}(\Delta bcd) \qquad (10)$$

となる．仮想仕事の定理では外部仕事と内部仕事が等しい．よって，支持力σ_{vu}を下式にように表現すると，

$$\sigma_{vu} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma_t BN_\gamma \qquad (11)$$

支持力係数は以下のように整理される．

$$Nc = \cos\phi\left\{\frac{\sin\psi_2}{\sin\psi_1} + \frac{1}{2\sin\phi}\{\exp(2\theta\tan\phi)-1\} + \frac{\sin\varepsilon}{\sin\xi}\exp(2\theta\tan\phi)\right\} / \frac{\sin\rho}{\sin\psi_1}\sin(\psi_1-\phi) \qquad (12)$$

$$Nq = \frac{\sin\omega\cos\varepsilon}{\sin\xi}\exp(2\theta\tan\phi) / \frac{\sin\rho}{\sin\psi_1}\sin(\psi_1-\phi) \qquad (13)$$

$$N\gamma = \frac{\sin\psi_1}{\sin\rho}\left[\begin{array}{l}\dfrac{\sin\omega\sin\varepsilon\cos\varepsilon}{\sin\xi}\exp(3\theta\tan\phi) - \dfrac{\sin\psi_2\sin\rho\sin(\psi_1-\phi)}{\sin\psi_1} \\ -\dfrac{\exp(3\theta\tan\phi)\{\sin(\psi_2+\theta)+3\tan\phi\cos(\psi_2+\theta)\}-\sin\psi_2-3\tan\phi\cos\psi_2}{9\tan^2\phi+1}\end{array}\right] / \frac{\sin\rho}{\sin\psi_1}\sin(\psi_1-\phi) \qquad (14)$$

同様に左側の塑性域について解を求め，両者を整理すれば，支持力を求めることができる．本研究の場合，豊浦砂を用いていること(c=0)，及びサーチャージは作用させていないこと(q=0)から，左右の塑性域を考慮した場合のN_γは以下のようになる．

$$N\gamma = \left\langle \begin{array}{l} \dfrac{\sin\psi_2}{\sin\rho}\left[\begin{array}{l}\dfrac{\sin\omega\sin\varepsilon\cos\varepsilon}{\sin\xi}\exp(3\theta\tan\phi) - \dfrac{\sin\psi_1\sin\rho\sin(\psi_2-\phi)}{\sin\psi_2} \\ -\dfrac{\exp(3\theta\tan\phi)\{\sin(\psi_1+\theta)+3\tan\phi\cos(\psi_1+\theta)\}-\sin\psi_1-3\tan\phi\cos\psi_1}{9\tan^2\phi+1}\end{array}\right] \\ +\dfrac{\sin\psi_1}{\sin\rho}\left[\begin{array}{l}\dfrac{\sin\omega\sin\varepsilon\cos\varepsilon}{\sin\xi}\exp(3\theta\tan\phi) - \dfrac{\sin\psi_2\sin\rho\sin(\psi_1-\phi)}{\sin\psi_1} \\ -\dfrac{\exp(3\theta\tan\phi)\{\sin(\psi_2+\theta)+3\tan\phi\cos(\psi_2+\theta)\}-\sin\psi_2-3\tan\phi\cos\psi_2}{9\tan^2\phi+1}\end{array}\right] \end{array} \right\rangle \Bigg/ \left\{ \begin{array}{l} \dfrac{\sin\rho}{\sin\psi_2}\sin(\psi_2-\phi) \\ +\dfrac{\sin\rho}{\sin\psi_1}\sin(\psi_1-\phi) \end{array} \right\} \qquad (15)$$

最終的に，支持力σ_{vu}は

$$\sigma_{vu} = \frac{1}{2}\gamma_t BN_\gamma \qquad (16)$$

となる．なお，以下の議論では，構造物の幅Bは0.1mとし，豊浦砂のDr=80%より得られたρ_d=1.573g/cm^3 [10]を用いて以下の検討を行った．

3. 解析結果と考察

3-1. 単調中心載荷条件下の支持力評価

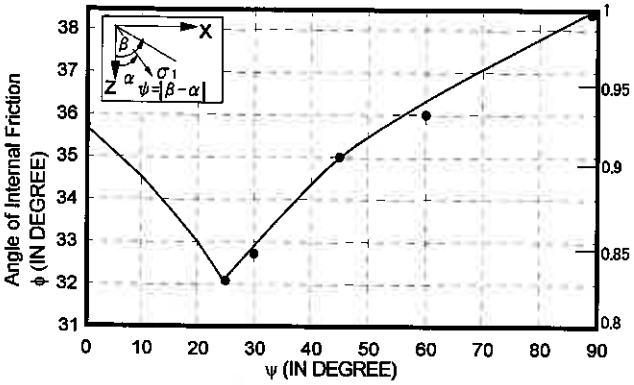


図-4 支持力評価式で推定された内部摩擦角 ϕ

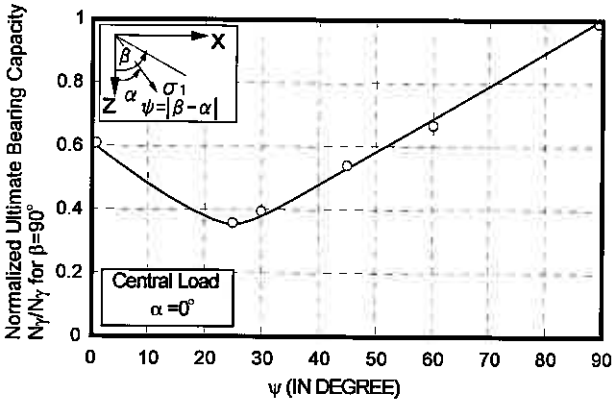


図-5 支持力変化率と ψ の関係

上述の(16)式で得られた支持力値から推定した内部摩擦角 ϕ と ψ の関係を図-4 に示す．結果より，24°付近において ϕ の最小値が得られていることがわかる．これは，小田ら[7]が平面ひずみ試験で求めた本試験で言う ψ=24°において最小値を示した事実と同様である．また，異方性による内部摩擦角 ϕ の変化は，本研究の場合，最大値と最小値の差が約 6.4° と示されたことから，本解析手法は妥当であると言える．

さらに，算定された支持力係数 N_γ を β=90°で正規化した値と ψ の関係を図-5 に示す．図より，内部摩擦角の変化と同様，ψ の減少にともなって N_γ は減少し，その後増加していることがわかる．その減少割合をみると，4 割程度まで低下していることが明らかである．このことから，従来から指摘されているように，異方性の支持力に与える影響は大であると言える．

次に，対象となる支持地盤を等方性地盤と仮定した支持力解の比較を行う．松岡ら[11]は従来等方性地盤に対して適用されてきた空間滑動面(SMP : Spatial Mobilized Plane)に基づく破壊基準を，異方性地盤にも適用できるように異方性パラメータαを導入している．なお，このαは三軸圧縮強度及び三軸伸張強度（破壊時の主応力比）の比を表したものであり，本研究においてもこのパラメータを用いて等方性地盤の支持力値を ϕ から算出している．なお，その比αは 1.085 となる[11]．その結果を N_γ-ψ の関係で示す（図-6 参照）．図より，等方性地盤として評価をすると，ψ が 60°以下では異方性地盤と比較して過大評価になることがわかる．また，その差は最大で約 2 倍程度となり，等方的な地盤として評価すれば，支持力値は極めて危険側になることが明らかである．

以上のことから，等方性地盤と仮定した支持力は堆積角によっては危険側になる場合があり，支持力評価する上では，異方性の影響を考慮することが重要であることが示された．

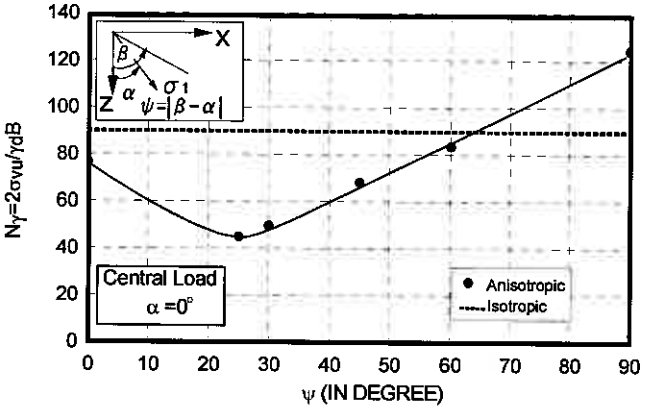


図-6 等方性地盤と異方性地盤の支持力係数 N_γ の比較

3-2. 偏心荷重条件下の支持力評価

次に，単調偏心載荷条件下における異方性砂地盤の支持力式を検討した．

偏心荷重場の支持力評価では，構造物底部下の地盤の応力状態（分布）が重要になることから，はじめにMeyerhofの有効幅($B'=B-2e$)[12]で算出した支持力値と地盤を弾性体と仮定し構造物下の接地圧力分布[13]から算出した支持力値

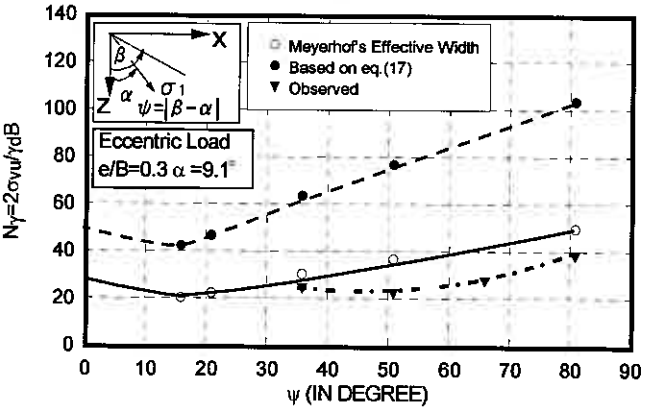


図-7 式(17)に基づいた支持力係数 N_γ とMeyerhofの有効幅による支持力係数 N_γ との比較

の比較を行った．

地盤を弾性体と仮定した場合，次のような有効幅の式が得られる．

$$B' = \left(\frac{1}{12\left(e/B\right)} + \frac{1}{2} \right) B \qquad (17)$$

ここで，引張応力は考慮せず，圧縮応力は一様な三角形分布として算出している．この結果とMeyerhofの有効幅を用いた支持力を図-7 に示す．図は支持力係数N_γとψの関係により整理している．一例として，e/B=0.3 時の結果を示す．ここで，偏心距離eは模型構造物の中心から載荷点までの距離と定義され，左側を正としている．なお，比較のために過去の単調偏心載荷試験結果[10]で得られた値もプロットしている．図より，式(17)に基づいて算出した支持力値はMeyerhofのものよりかなり高く，Meyerhofの支持力の方が実測値にかなり近いことがわかる．よって，本研究においても，Meyerhof の有効幅の概念に基づいて，以下議論を進めることにする．

次に，偏心載荷条件での堆積構造異方性の影響について検討を行った．前述のように，中心載荷場では，くさびの底角は異方性によって変化することから，偏心載荷場においても同様に変化すると仮定している．なお，塑性くさびの座標（x,y）は，以下のように表わされる．

$$x = \left(B' - \frac{B}{2} \right) - B' \times \frac{\sin \psi_1}{\sin \rho} \times \cos \psi_2 \qquad (18)$$

$$y = B' \times \frac{\sin \psi_1}{\sin \rho} \times \sin \psi_2 \qquad (19)$$

図-8 に偏心載荷場によるくさび頂点の軌跡を実線で示す．図より，偏心度が大きくなると正の方向にくさびが推移し，くさび頂点の軌跡が小さくなっていることがわかる．このようなくさびの軌跡を考慮することによって，偏心荷重場においても異方性による支持力の変化が評価可能となる．

各偏心度の支持力変化率とψの関係を図-9 に示す．偏心載荷条件では，最大主応力方向αが変化することから，ここでは地盤を等方弾性体と仮定し，弾性解よりαを算出している．例えば，e/B=0.3 の場合ではα=9.1°となる[9]．図-9 (b) より，左塑性域を考慮した支持力解（Left side）と両塑性域の支持力解(Both sides)がψ=45°以降で実験値を下回っていることがわかる．一方，右塑性域を考慮した支持力解(Right side)は実験値よりやや大きな値を示しており，実験値を良く説明している．これは，偏心荷重場では中心載荷場と破壊モードが異なり，構造物にモーメントが生じることによって右側塑性域の貢献度が高くなったものと推測される．一方，偏心度の違いによる比較では，例えば図-9 (a) では両塑性域を考慮した支持力解の値は実測値より高く，図-9 (c) ではすべての解析値が過小評価されている．

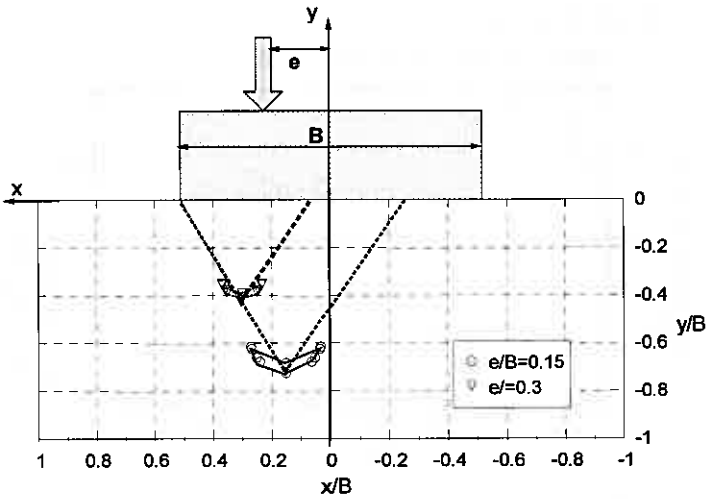
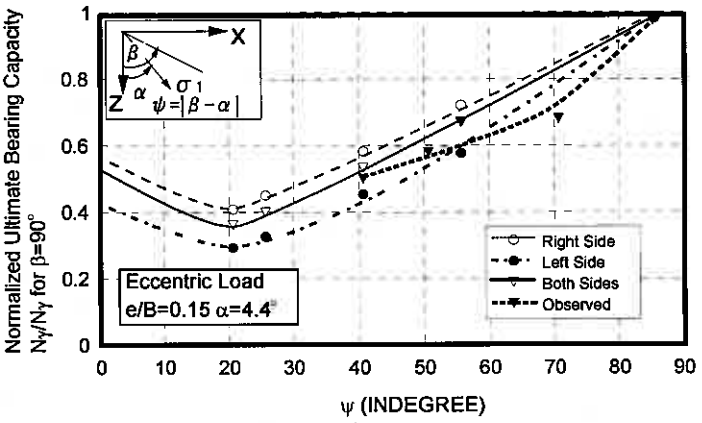
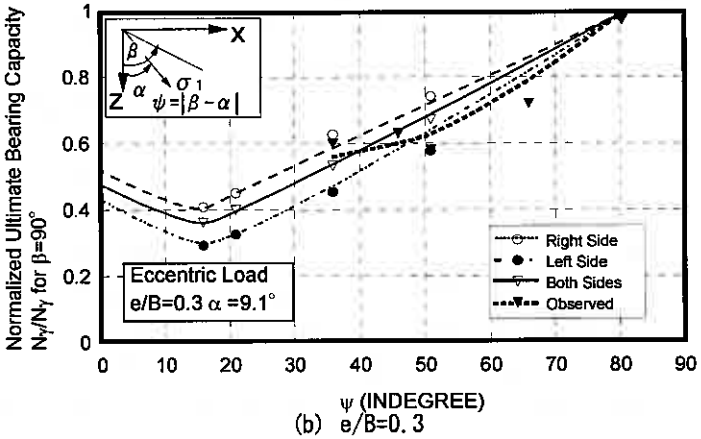


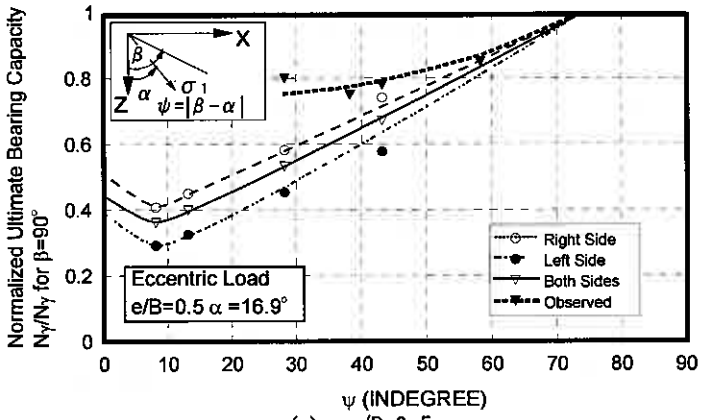
図-8　偏心載荷条件下のくさびの頂点の軌跡



(a)　e/B=0. 15

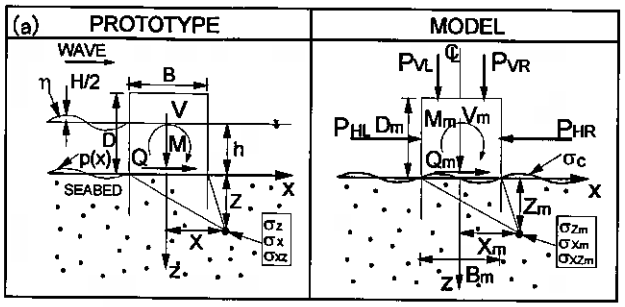


(b)　e/B=0. 3



(c)　e/B=0. 5

図-9　各偏心度の支持力変化率について



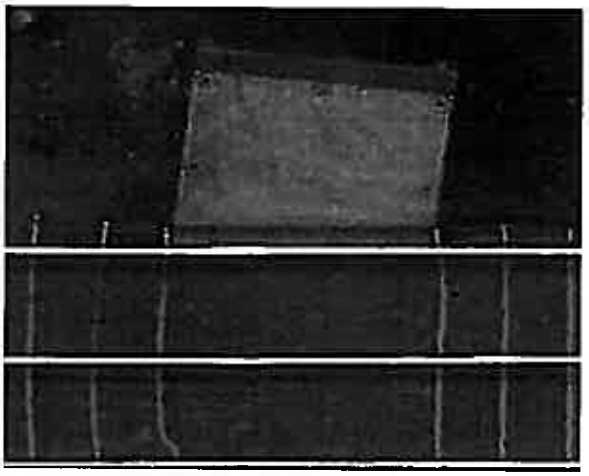


写真-2　破壊時の構造物-地盤系の変形状態

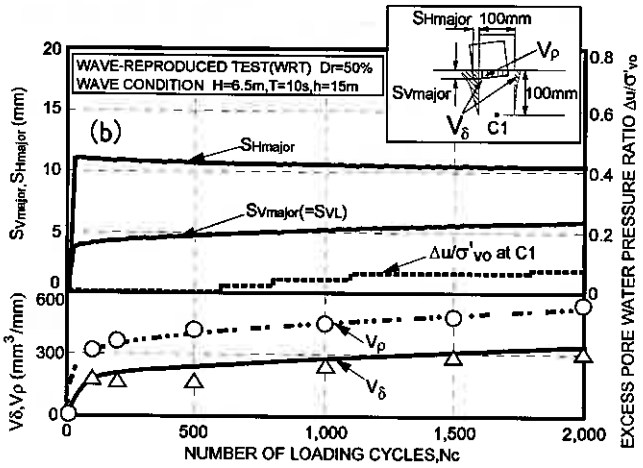


図-10　WRT 試験の説明（a 図）と構造物・地盤系の変形ー間隙水圧挙動(b 図)

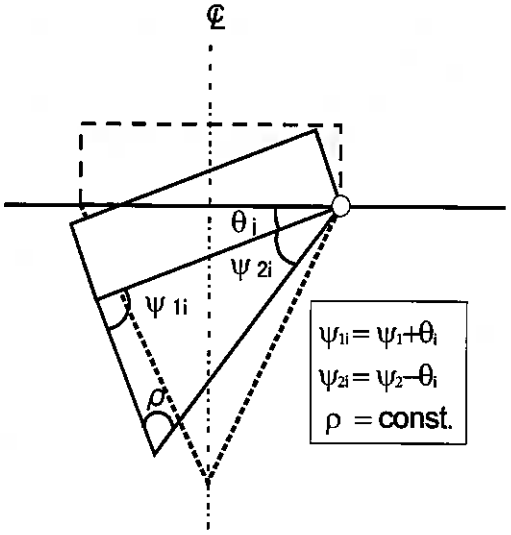


図-11　構造物傾斜時の幾何学的関係

以上のことから，偏心度が高くなるほど支持力の評価が困難になるが，偏心度が小さい場合では提案式から算出される支持力値は，比較的妥当な値になることが示された．

3-3.　波浪のような繰返し荷重場の支持力評価

波浪場にある構造物ー地盤系の被災事例では，ケーソンが滑動し，傾斜ー沈下することによって地盤が破壊したケースが多く存在する[14]．このことは一連の模型試験においても確認されている．

図-10(a)と(b)は，過去に行われた波浪荷重を再現した模型試験（WRT）の方法とその結果[9]を示したものである．この模型実験では要素の応力状態を一致させて実験を行っている（図-10(a)参照）．なお，詳細は川村ら[9]に詳しい．

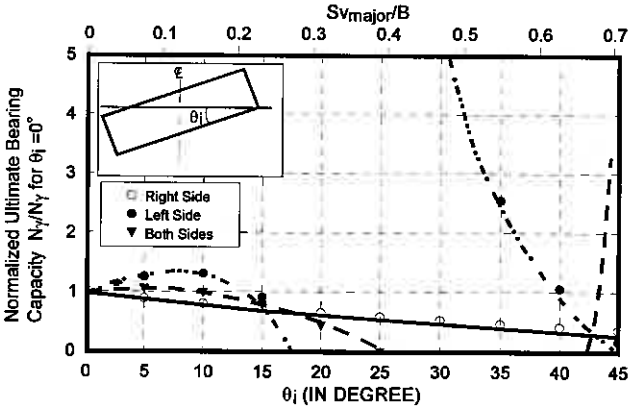


図-12　種々の構造物傾斜時の支持力変化率

WRTでは，波浪を受ける構造物支持地盤の変形メカニズムが検討されている．(b)図では，水深h=15m，波高H=6.5m，周期 10sec，Dr=50%の条件における発生間隙水圧Δuと構造物の卓越沈下量S_{Vmajor}，水平移動量S_{Hmajor}ならびに地盤内土量（V_ρ：沈下土量，V_δ：側方流動土量）[9]の関係がプロットされている．ここで，$\Delta u/\sigma'_{vo}$は構造物直下100mm地点（C1）の発生間隙水圧Δuを初期有効鉛直応力σ'_{vo}により正規化して示している．波力は右側から載荷されており，左向き（左側）を正としている．図より，構造物が波力を受けて左側（港内側）方向へ滑動していることがわかる．また，卓越沈下量S_{Vmajor}（S_{VL}-S_{VR}>0）は波力の作用によって生じるモーメントの影響を受け，左側（港内側）に卓越している．また，地盤内土量（V_ρ：沈下土量,V_δ：側方流動土量）と間隙水圧の挙動では，滑動量がほぼ定常になっ

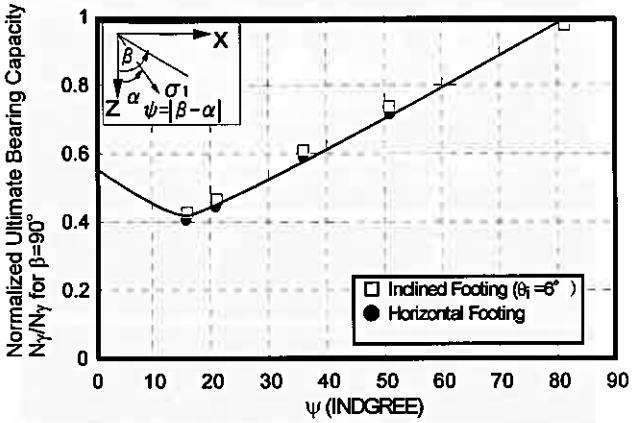


図-13　S_{vmajor}/B=0.1 の場合の堆積構造異方性の影響（支持力変化率）

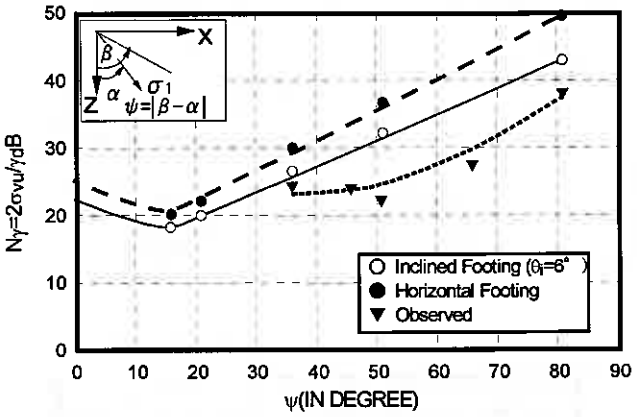


図-14　S_{vmajor}/B=0.1 の場合の堆積構造異方性の影響（支持力係数）

ているにも関わらず，側方流動土量が増加しており，載荷の進行にともなう急激な水圧の上昇は認められず，徐々に側方流動変形が進行していく，いわゆる進行性破壊のパターンを呈していることがわかる．このように，構造物の滑動後，地盤は進行性破壊を示すようであり，またその変形方向は波浪の載荷方向（履歴）の影響を強く受けることが明らかにされている．なお，構造物がロッキング沈下する他の外力条件下においても支持地盤の変形は同様な挙動を示す．（**写真-2** 参照）．

このような事実から，ここでは，繰返し荷重を受けてロッキング沈下・傾斜する場合における支持力評価手法の検討を試みた．なお，一連の研究では，繰返し荷重場と単調載荷場の破壊時の強度－変形特性に変化は現れなかったこと[10]から，静的問題に置き換えて議論することにする．

図-11 は構造物が傾斜した時の幾何学的な関係を示したものである．基礎の右下端を中心点とし，傾斜角θ_iが増えることでくさび底角のψ_1は大きくなり，ψ_2は小さくなると仮定している．**図-12** は正規化支持力係数と構造物が傾斜したときの角度及びその際の構造物の沈下量との関係を表している．なお，対象としている地盤はβ=90°である．図より，左塑性域を考慮した支持力は 19°付近，両塑性域を考慮した支持力は 25°付近から負の値を示していることがわかる．一方，右塑性域を考慮した支持力は減少傾向にあり，上述の偏心載荷場の事実を支持する結果となっている．

右側塑性域に基づいた結果を**図-13** と**図-14** に示す．それぞれ正規化支持力係数とψの関係，N_γ-ψの関係を示したものである．**図-14** には模型実験結果ならびに傾斜を考慮しない場合の結果も併記している．なお，単調載荷場ではS_{Vmajor}/B=0.1 程度において極限支持力を示すことから，**図-12** のS_{Vmajor}/B=0.1（傾斜角θ_i=6°）の値を用いている．図より，異方性による支持力の変化傾向は傾斜角を考慮しない場合と同様であるが，支持力係数N_γは傾斜角（不同沈下）を考慮しない場合に比べて 10%程度低くなり，実測値に近くなることがわかる．

以上のことから，破壊パターンを考慮することによって，波浪のような繰返し荷重場の支持力特性を基本的に評価可能であることが示された．

4．結論

一連の模型実験結果ならびに解析結果から以下の知見を得た．

1)等方性地盤と仮定した支持力は危険側になる場合がある．支持力を適切に評価する上では，異方性の影響を考慮することが重要である．

2)偏心載荷条件においても，単調中心載荷条件下と同手法で異方性の影響を考慮すれば，合理的に支持力を評価できる．

3)波浪のような繰返し荷重場にある支持力評価式を検討した結果，模型実験や実フィールドで見られる破壊形態を考慮することによって，より適切に支持力評価が可能になる．

謝辞：本研究を進めるにあたり，解析及びデータ整理に室蘭工業大学生 4 年　阿部和弘君の協力を得た．末筆ながら記して感謝の意を表します．

参考文献

1)　宮井真一郎，大平勝司，塩見雅樹：被災防波堤集覧，港湾技研資料，No.765，pp.248.

2)　Sekiguchi H, Ohmaki S, : Overturning of Caissons by Storm Waves, Soils and Foundations, Vol. 32, No.3, pp.144-155, 1992.

3) 小林俊一：剛塑性解析法と設計：土と基礎, Vol.54, No.582, pp.43-44, 2006.
4) 右城猛：上界法による支持力計算法，http://www.daiichi-c.co.jp/authors/ushiro/dobokukoza/UBM1.pdf
5) 土の強さと地盤の破壊入門：地盤工学会：pp.273-330, 1987.
6) 瀧本聖吾，川村志麻，三浦清一，横浜勝司，中野博貴：波浪場にある異方性砂地盤の力学挙動とその解析：地盤工学会北海道支部技術報告集，第 48 号，pp.303-312，2008.
7) 小田匡寛，小石川功：砂地盤の強度異方性とその土質工学的意義，土木学会論文報告集，第 275 号，pp.111-120, 1978.
8) 木村猛，斎藤邦夫，日下部治，司代明：砂地盤の支持力ならびに変形性状に対する異方性の影響について，土木学会論文報告集，第 319 号，pp.111-120, 1982.
9) 川村志麻，三浦清一，横浜勝司 :「堆積構造異方性が繰返し荷重下にある支持地盤の変形特性に及ぼす影響」土木学会論文集C, Vol.63, No.1, pp.81-92, 2007.
10) 川村志麻，三浦清一：種々の載荷条件下にある構造異方性砂地盤の支持力ー側方変形挙動，土木学会論文集，No.736/Ⅲ-63，pp.115-128,2003.
11) 松岡元，中井照夫，石崎仁：空間滑動面に基づいた異方性土の応力・ひずみ関係，土木学会論文集，第 304 号，pp.105-111，1980.
12) Meyerhof, G. G. : The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. In Proc.of 3rd Int. conf. Soil Mech. Found. Eng., Zurich, Vol.1, pp.440-445, 1953.
13) 支持力入門：土質工学会：pp.87-88，1990.
14) 川村志麻，三浦清一，横浜勝司：消波構造物・地盤系の破壊とその評価に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 44 巻，pp.936-940，1997.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

原位置せん断摩擦試験による直接基礎設計定数の推定

土木研究所　寒地土木研究所　国際会員　○福島　宏文
国際会員　西本　聡
国際会員　冨澤　幸一

1．はじめに

従来の設計基準・要領では，材料・計算手法・構造などのいわゆる仕様が細かく規定された，仕様規定型の基準であった．そのため，新技術・新工法の採用や技術開発に対しては厳しい傾向にあり，条件によっては不経済な設計になる場合もあった．また，このことが国際的な競争に対して障害となることが指摘されていた．

これに対し，道路橋示方書（以下，道示とする）をはじめとする設計基準・要領で適用がすすんでいる性能規定型基準は，構造物に要求される性能を規定する基準である．要求される性能を満足することが説明できれば，新技術や新工法が採用可能であるため，コストや工期の縮減が期待でき，これに関する技術開発の促進が見込まれる．また，ISO 等の国際基準との整合も計られることになった．

性能規定型設計の導入は，より適正な設計条件設定を要求する傾向にあり，とりわけ，構造物設計の与条件を得るための地質調査については，設計手法に即した調査が求められることになる．直接基礎構造物の設計においては，信頼性の高い原位置における各種試験の重要度が高くなっているものと考える．

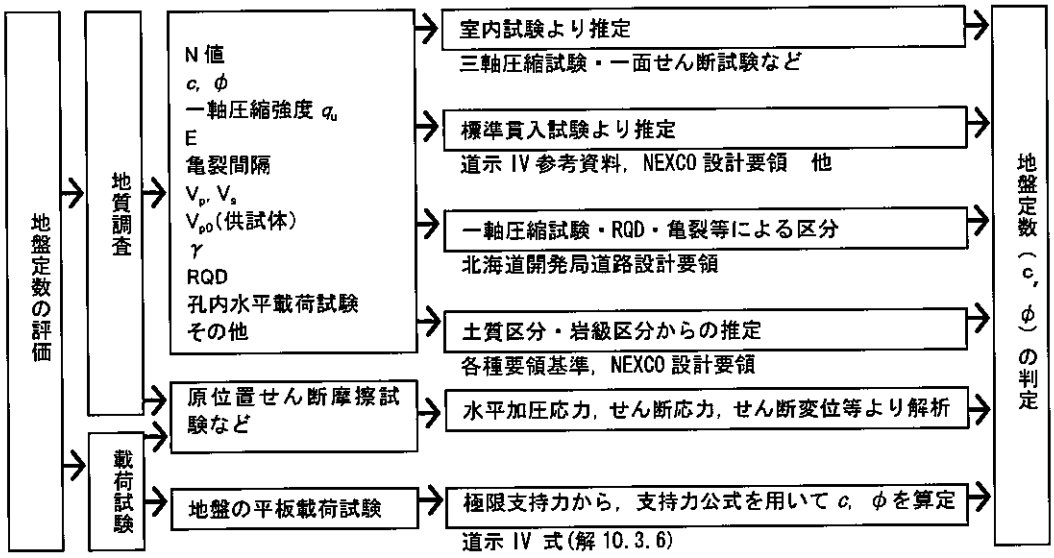
本報では，新しい原位置試験方法である原位置せん断摩擦試験(SBIFT) [1]により推定した地盤定数について，他の推定手法との比較検討を行った．

2．直接基礎支持地盤の地盤定数推定法

2－1　一般的な地盤定数推定法

図－1に，直接基礎の支持地盤における一般的な地盤定数の推定手法を示す．

地盤定数の推定法は，各機関の要領基準等によって種々の方法が示されているが，実務的には安全側で評価される傾向にある N 値や一軸圧縮強度等から間接的に推定する手法により設計されているのが現状である [2]．信頼性の高い平板載荷試験等の原位置試験による推定方法は設計時に採用されることはほとんど無いと考えられる．



図－1　地盤定数推定法

北海道開発局の道路事業における直接基礎の橋梁構造物の設計例では，岩盤については，一軸圧縮強度及び RQD による方法（北海道開発局道路設計要領 [3]）と換算 N 値から推定する方法（NEXCO 設計要領 [4]）により，地盤定数の推定がなされている実態にある [2]．

Parameter estimation of spread foundation using SBIFT.
Hirofumi FUKUSHIMA, Satoshi NISHIMOTO and Kouichi TOMISAWA
Civil Engineering Research Institute for Cold Region, PWRI

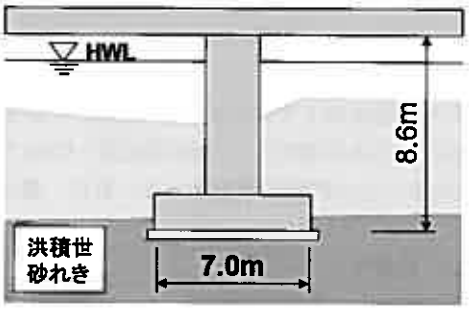
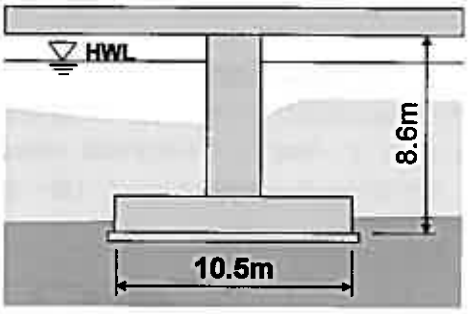
砂れきのせん断抵抗角ϕは，道示で提案されている砂のϕをN値から推定する参考式[5]を用いている．また，砂れきの粘着力cについては推定が困難なことから，設計上$c=0$とする事例が多く報告されている．

性能規定型設計の推進に伴い，地盤定数の推定精度が建設コストに直結する傾向にあると考えられ，より信頼性の高い地盤定数の判定が求められている．そのため，平板載荷試験等の原位置試験による地盤定数の調査法の重要度が増すものと考える．

2－2　砂れき地盤における設計計算例

従前はH8道示の記載[6]を根拠に，固結した洪積世の砂れきについてはc = 50 kN/m2程度の粘着力を有しているとして設計を行っていた．H14道示では，理論的な妥当性や実験等による検証に基づいた設計が求められていることから，粘着力の設定には必要に応じて平板載荷試験等による推定を求める記述[7]となった．しかしながら，平板載荷試験は確認試験の位置づけで実施されることがほとんどであり，砂れきの粘着力cの推定は一般に困難であるため，粘着力を無視する設計例が見受けられる．

表－1　砂れき地盤における設計計算例

		
粘着力(kN/m²)	c = 50（H8道示相当）	c = 0（H14道示相当）
せん断抵抗角(°)	ϕ = 33	ϕ = 33
底版幅(m)	B=7.0	B=10.5

表－1に，砂れきの粘着力cの評価が異なった場合の，直接基礎構造物の設計計算例を示す．

この事例では，粘着力を0として設計した場合，底版幅が1.5倍にもなる結果となった．安易に粘着力を無視することは，現場条件を反映しているとは言い難く，性能規定で求めている妥当性のある一定の検証に基づいた設計とはなっていない．コスト縮減の観点からも，地盤条件を適性に評価する試験調査の実施が重要である．

3．原位置せん断摩擦試験

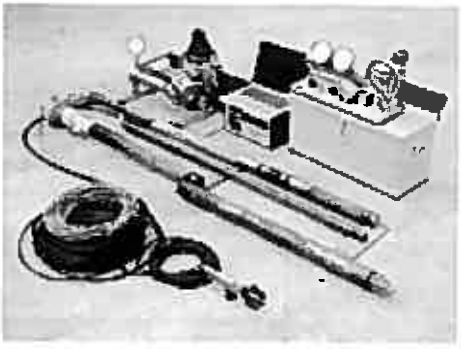
2．で述べた通り，直接基礎の性能規定型設計に対応した，より信頼性の高い事前調査方法が求められている．その一例として原位置せん断摩擦試験[1]を実施し，平板載荷試験結果との比較を行った．

3－1　原位置せん断摩擦試験の概要

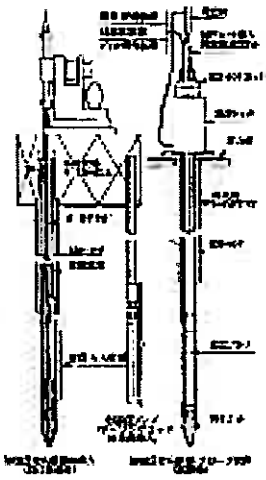
原位置せん断摩擦試験(以下，SBIFT: Self Boring typed In-situ Friction Test.)はボーリング孔での原位置試験で，地盤の粘着力c，せん断抵抗角ϕ，変形係数Eを測定できる試験である．試験機の概要を図－2に示す．試験機構は従来からの孔内水平載荷試験と直接型せん断試験を組み合わせたものである．水平加圧応力，せん断応力，せん断変位等の計測記録から解析を行い，各地盤定数を推定する（図－3）．

写真－2は測定機材をセットした状況である．機材設置場所を確保するために足場を必要とする以外に，特別な作業スペースは不要である．

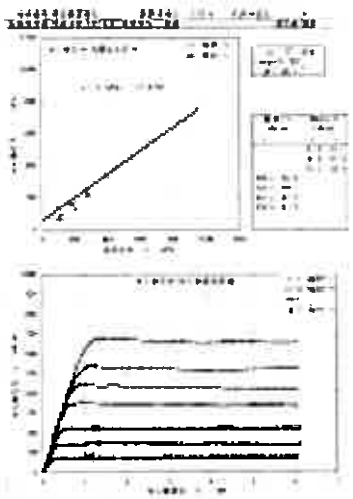
適用可能な土質は，中硬岩，玉石を除く多くの地盤条件が対象である．特に，不攪乱試料の採取が困難な砂れき，強風化軟岩，破砕帯，崩積土などで試験可能な点が特徴として挙げられる．



写真－1　試験装置



図－２　試験装置概要図



図－３　SBIFT データシート

写真－２　測定機器設置状況

３－２　原位置試験の実施

各種地盤定数推定法の設計条件への適用性を判断する基礎資料とするため，直接基礎の支持地盤（砂岩，泥岩，砂れき）において，SBIFT，平板載荷試験（600mm 載荷板による水平載荷），三軸試験($\overline{CU}$・CD)により地盤定数の推定を行い，設計条件との比較検討を行った（表－２）．地盤条件ごとの試験結果を図－４～６に、表－３～５に示す．

表－２　比較ケース一覧

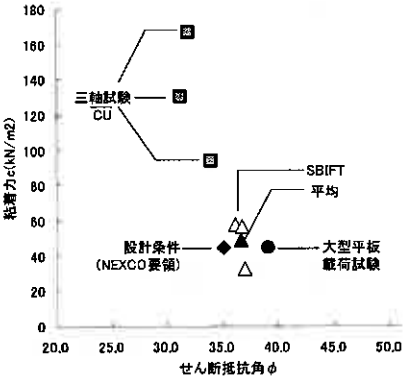
	地盤種別	SBIFT	平板載荷試験	室内試験
(1)	軟岩(砂岩)	○	○	三軸 $\overline{CU}$
(2)	軟岩(泥岩)	○	○	三軸 $\overline{CU}$
(3)	砂れき	○	－	三軸 CD

(1) 軟岩（砂岩）における試験結果

SBIFT により推定された地盤定数は，設計条件（換算 N 値による推定法）にほぼ近似し，過大でない範囲でそれを上回るものであった．また，平板載荷試験による推定値ともおおむね合致した結果となった．

一方，三軸試験（$\overline{CU}$）の結果は，他と異なる傾向を示した．これは，室内試験と原位置の条件（飽和条件，排水条件等）の差異が一因と考えられる．

当該地盤においては，SBIFT の結果は他の推定結果とも比較的良好な相関性を示し，設計定数の推定方法の一つとして適用可能であることが示された．



図－４　地盤定数の比較（砂岩）

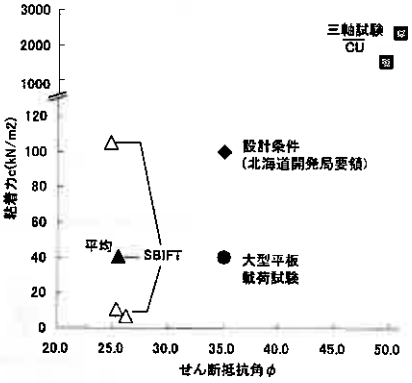
表－３　推定結果一覧　軟岩（砂岩）

		粘着力 c (kN/m^2)	せん断抵抗角 ϕ(°)
設計条件（NEXCO 要領，換算 N 値による推定式）		45.0	35.0
大型平板載荷試験(600mm 板)による推定		45.0	39.0
原位置せん断摩擦試験	深度 2m	58.0	36.1
	深度 4m	33.0	36.9
	深度 6m	57.0	36.7
	平均	49.3	36.6
三軸試験($\overline{CU}$)	試料 1	93.7	33.9
	試料 2	130.5	31.1
	試料 3	167.0	31.8

(2) 軟岩（泥岩）における試験結果

SBIFT により推定された地盤定数は，三軸試験（$\overline{CU}$）・平板載荷試験・設計条件のいずれとも異なる傾向を示した．これは，当該地盤の強度が試験の適用範囲を超えていたため，孔壁に接触する加圧せん断部が地盤と一体化しなかったことが原因と考えられる．SBIFT を設計に用いる場合，試験の適用範囲について注意する必要がある．

平板載荷試験結果は，設計条件を下回った．これは地盤掘削後から試験実施までに乾湿繰り返しにより風化したことが一因である．SBIFT は，ボーリング孔を利用することから，応力解放やスレーキングの影響を受けにくい．そのため，施工条件との関係を十分把握する必要があると考える．



図－5　地盤定数の比較（泥岩）

表－4　推定結果一覧　軟岩（泥岩）

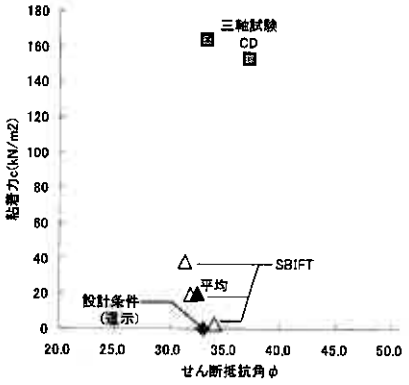
		粘着力 c (kN/m^2)	せん断抵抗角 ϕ(°)
設計条件（北海道開発局道路設計要領，一軸強度と RQD による推定方法）		100	35.0
大型平板載荷試験(600mm 板)による推定		40	35.0
原位置せん断摩擦試験	深度 6.0m	6.7	26.2
	深度 7.5m	104.8	24.8
	深度 9.0m	10.3	25.3
	平均	40.6	25.4
三軸試験($\overline{CU}$)	試料 1	2,386.0	50.8
	試料 2	1,542.0	49.5

(3) 砂れきにおける試験結果

砂れきの粘着力を設定することは困難なことから，設計条件では$c=0$としていたが，SBIFTでは平均で$c=20.2$ kN/m^{2}と，ある程度の粘着力を有する結果となった．

また，不攪乱資料を採取し[6] 三軸試験(CD)を実施したところ，$c=150$ kN/m^{2}以上とSBIFTと異なる傾向が見られた．これは，供試体の採取位置は必ずしも弱点部分を含むわけではないことや，礫どうしのかみ合わせの効果から，強度が高めに測定されたものと考えられる．

SBIFTの影響範囲は供試体より十分大きく，試験によるせん断面は地盤の弱点部分に発生すると考えられ，設計条件の推定値としては妥当と考えられる．



図－6　地盤定数の比較（砂れき）

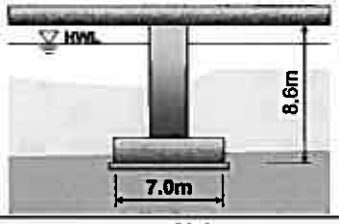
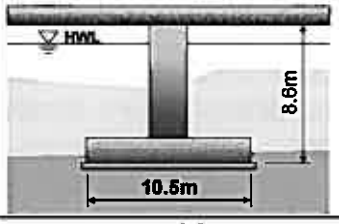
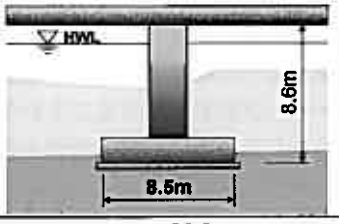
表－5　推定結果一覧　砂れき

		粘着力 c (kN/m^2)	せん断抵抗角 ϕ(°)
設計条件（φ：道示参考式）		0	33
大型平板載荷試験(600mm 板)による推定		40	35
原位置せん断摩擦試験	深度 7.5m	19.6	31.8
	深度 9.0m	2.8	34.1
	深度 10.5m	38.2	31.3
	平均	20.2	32.4
三軸試験(CD)	試料 1	163.7	33.2
	試料 2	152.7	37.0

３－３　SBIFTによる粘着力評価の建設コストへの影響

(3)の砂れきにおけるSBIFTの試験結果を元に，構造計算を実施し，建設コスト比較の試算を行った．表－６に結果を示す．

表－６　粘着力の評価の違いによる設計計算例

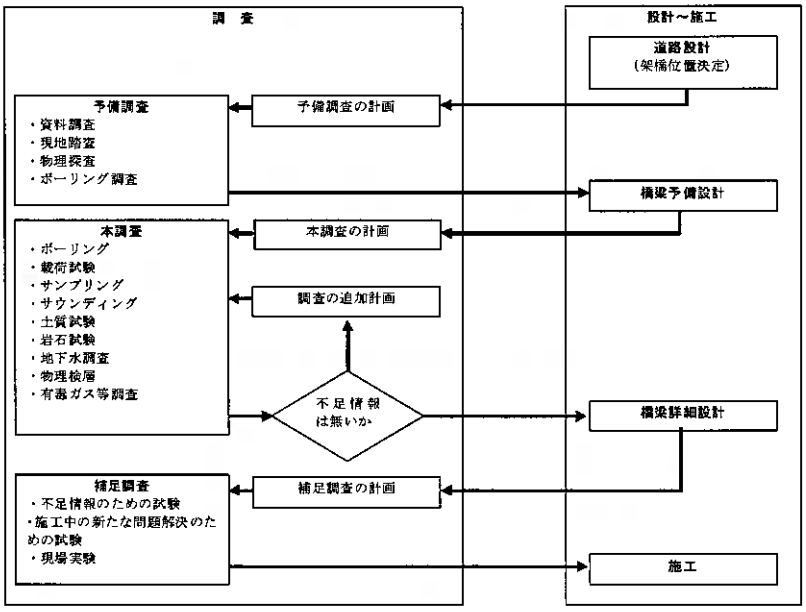
	H8道示相当	H14道示相当	SBIFT実施
			
粘着力 (kN/m^2)	$c = 50.0$	$c = 0.0$	$c = 20.2$
せん断抵抗角 (°)	$\phi = 33.0$	$\phi = 33.0$	$\phi = 32.4$
底版幅 (m)	B = 7.0	B = 10.5	B = 8.5
コンクリート体積 (m^3)	－	376.0	316.3
掘削土量 (m^3)	－	1,200	1,020
直接工事費 (千円) (比率)	－	34,790 (1.00)	30,980 (0.89)

SBIFTの実施により，ある程度の粘着力を評価することが可能となり，橋脚底版幅の寸法が低減された．これに伴い，土工量及びコンクリート体積が約15%低減し，直接工事費で11%の縮減となる試算結果となった．このコスト縮減の程度は，SBIFTの調査費用を考慮しても十分なものである．また，当該橋梁は，2径間の比較的規模の小さい橋梁であり，高規格幹線道路等の橋脚工が複数あるような連続橋であれば，さらにコスト縮減効果が得られるものと考えられる．

４．直接基礎構造物における調査設計フローの提案

３－３の設計例で示したとおり，直接基礎構造物の設計時には，地盤定数の設定に十分な配慮が必要であり，設計前に地盤定数の総合的な判断が可能となる十分な地質調査が必要になる．その方法の一つとして，原位置試験の実施による，より信頼性の高い地盤定数の推定が，重要なものとして位置付けられると考える．

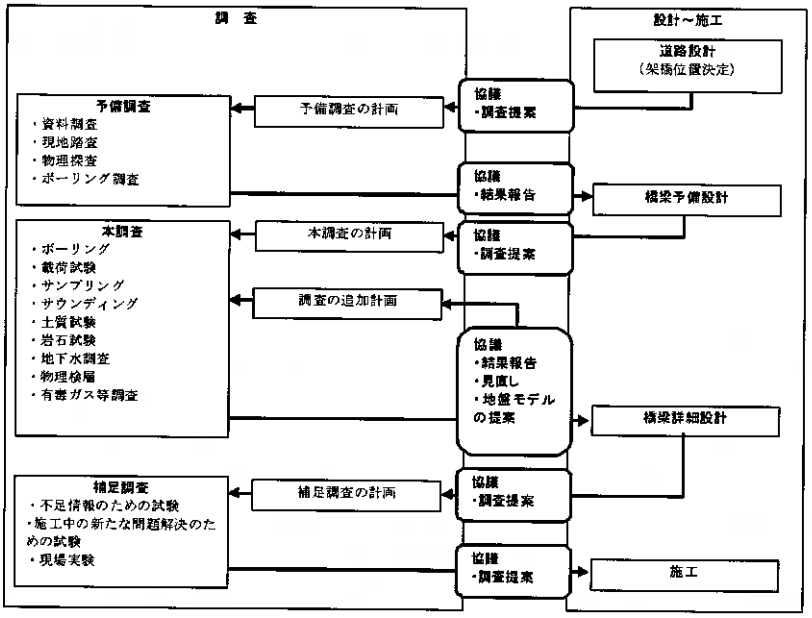
現行の橋梁設計と地盤調査の関係は図－７で示される．



図－７　調査フロー（杭基礎設計便覧[8]）

性能規定設計への移行による設計手法の厳格化の動向を踏まえれば，地質調査においても単純な仕様で規定するべきではなく，地盤調査者と構造設計者は一体となって構造物設計を行う必要がある．しかしながら現行の橋梁設計の流れは，両者の作業プロセスが分断されており，必ずしも意思疎通が十分はかられるフローとはなっていない．

このことが地盤定数等の設計定数の決定に際して，安全側に条件設定する傾向を強くしているものと考える．



図－８　調査者と設計者の協議フロー

地盤調査者と構造設計者は，互いの専門知識・専門技術を共有し，構造物設計を行うことが望ましいと考える．そのためには，調査計画の提案，調査結果の報告，調査の見直し，地盤モデルの提案等の各段階において両者が協議を行い，現場条件を適性に評価した設計条件を設定する事が重要であると考える（図－８）．

５．まとめ

本報では，性能規定型設計への移行に伴い，より信頼性の高い地盤定数推定法として期待される原位置試験について整理した．また，直接基礎支持地盤の地盤定数推定方法の検討のため，原位置せん断摩擦試験（SBIFT）および大型平板載荷試験を実施し結果の比較整理を行った．その結果，以下の知見を得た．

1) 直接基礎の設計時には地盤定数の設定に十分な配慮が必要であり，そのためには，設計前に地盤定数の総合的な判断が可能となる十分な地質調査が必要になる．
2) 地盤定数の決定根拠は，N 値等からによる間接的な推定法によることが多いため，信頼性の高い推定法が求められており，平板載荷試験等の原位置試験による方法の重要度が増している．
3) 直接基礎構造物の支持力照査では，粘着力 c の推定精度が支持力計算に大きく影響するため，c の設定には注意が必要である．
4) 軟岩（泥岩）地盤において，SBIFT および大型平板載荷試験を実施し検討を行ったところ，当該地盤においては設計条件とも比較的よく近似し，SBIFT が設計定数の推定方法の一つとして適用可能性があることが示された．
5) SBIFT の実施に際しては，適用範囲や施工条件との関係を十分把握する必要がある．
6) 測定が困難な砂れきの粘着力を SBIFT により算定し，コストに関する評価を行った．地盤の適正評価によりコスト縮減の実現可能性がある．
7) 直接基礎構造物の調査設計フローを提案した．

【参考文献】

1) 前田良刀，岩本直樹，松川耕治，田上裕：原位置せん断摩擦試験(SBIFT)の紹介，基礎工，Vol.34, No.9, pp.76–78, 2006.9.
2) 福島宏文，西本聡，冨澤幸一：大型平板載荷試験による直接基礎の寸法効果および極限支持力の評価，地盤工学会北海道支部技術報告集第 47 号, pp.15–24, 2007.2.
3) 北海道開発局：道路設計要領 第３集 橋梁, pp.3-B-1 – 3-B-12, 2007.4.
4) 日本道路公団：設計要領　第二集　橋梁建設編, pp.4-6 – 4-12 , 1998.7.
5) 日本道路協会：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説, pp.564–566, 2002.3.
6) 日本道路協会：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説, p.236, 1996.12.
7) 日本道路協会：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説, p.131, 2002.3.
8) 日本道路協会：杭基礎設計便覧, p.46, 2007.1.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

パイルドラフト基礎構造の鉛直支持機構に関する実験検討

土木研究所寒地土木研究所　○国際会員　冨澤幸一
同　上　国際会員　西本　聡
北海道大学大学院工学研究科　国際会員　三浦清一

1. はじめに

構造物基礎は支持形態の違いから，浅い基礎で代表される直接基礎と深い基礎である杭基礎に概ね大別されるが，その中間にパイルドラフト基礎がある[1]．つまり，パイルドラフトは直接基礎（ラフト）と杭（パイル）を組み合わせた基礎形式で，ラフトの地盤反力とパイルの周面摩擦力・先端支持力で上部工を支持する基礎形式である(図-1)．既に，建築構造物ではラフトのみで不足する支持力をパイルで補う基礎形式として，実務で採用されている[1]．今後は，土木構造物の分野でも建設コストの有効活用として，パイルドラフト基礎の設計施工法を確立させる必要がある．例えば，比較的大きな変形を許容する擁壁やカルバートなどの簡易構造物への適用は十分に可能と考えられる[2]．

ただし，ラフトとパイルでは各々の支持力形態や設計理論が大きく異なることから，パイルドラフト基礎の設計法を成立させるためには変形性能すなわち長期の沈下量や偏心・傾斜を含めた鉛直荷重に対する支持機構の解明が課題となる[3),4),5)]．そのため，パイルドラフト基礎の鉛直支持機構に関する基礎資料を得る目的で，ラフト基礎に対するパイルの有無およびパイル配列に注目した遠心力模型実験を実施した．

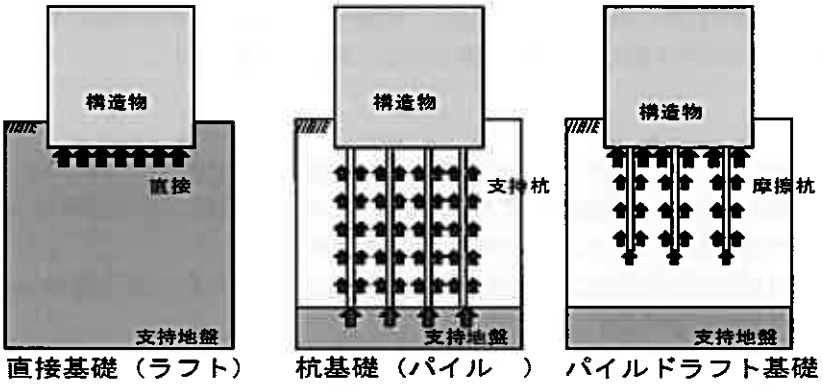


図-1　基礎形式（直接基礎・杭・パイルドラフト）

2. 遠心力実験モデル

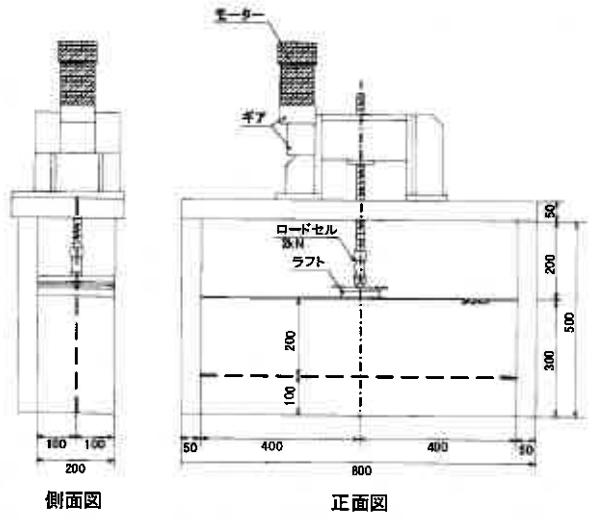
遠心力模型実験は，50G 場での静的鉛直載荷試験すなわち押込み試験とした．本試験の基礎モデルは，図-2 および写真-1 に示すように，ラフトのみの直接基礎（ケース 1)・2 列パイルとラフトを組み合わせたパイルドラフト基礎（ケース 2)・パイルを片側 1 列に配置しラフトを併用したもの（ケース 3）の 3 ケースとした．パイルは片側 1 列 9 本である．

実験に用いた模型パイルは，径 D=10mm，長さ L=200mm のスチールパイプを用い，ラフトの地盤反力が発揮させるように摩擦杭基礎として設置した．この模型パイルは実物換算で杭径 50cm・杭長 10.0m の鋼管杭を想定している．模型地盤材料には珪砂特粉 8 号を用い，落下法で密度 ρ_d=1.32g/m^2 が一定となるよう地盤造成した．鉛直載荷試験時のラフトの効果を確認するため，各ケースでラフト底面の幅方向に 5 個の土圧計を設置した．土圧計は直径 6mm，厚さ 0.6mm の小型圧力センサーである．パイルの支持力は設置したひずみゲージ値から換算し求めた．

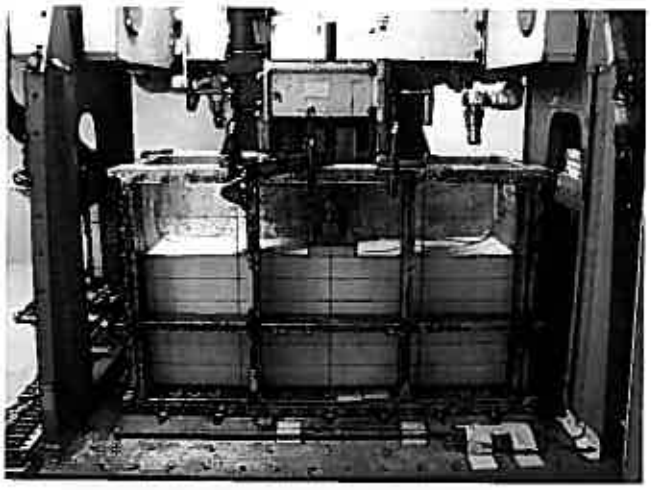
試験ではラフト中央を上部から載荷するが，載荷速度を種々変化させた予備試験を事前に実施し，鉛直挙動に対して載荷速度の影響が最も少ないと考えられた 0.5mm/min の載荷速度で本試験を実施した．

本遠心力模型実験では，載荷過程におけるラフト底面の地盤反力分布形状と沈下量の関係および特にケース 2・ケース 3 でのパイルとラフトと荷重分担比を整理し，パイルドラフト基礎の実挙動の検証さらに今後の土木分野における実用化に向けた合理的形式を検討した[6),7)]．

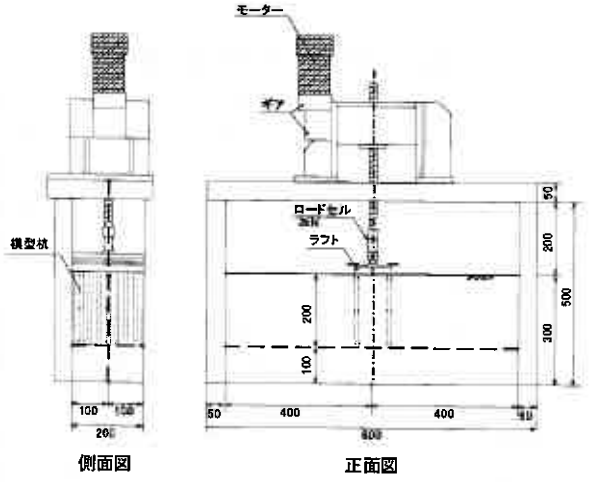
Experimental Study on the Vertical Bearing Mechanism of Piled Raft Foundations
Kouichi TOMISAWA (Civil Engineering Research Institute for Cold Region, PWRI)
Satoshi NISHIMOTO (Civil Engineering Research Institute for Cold Region, PWRI)
Seiichi MIURA (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)



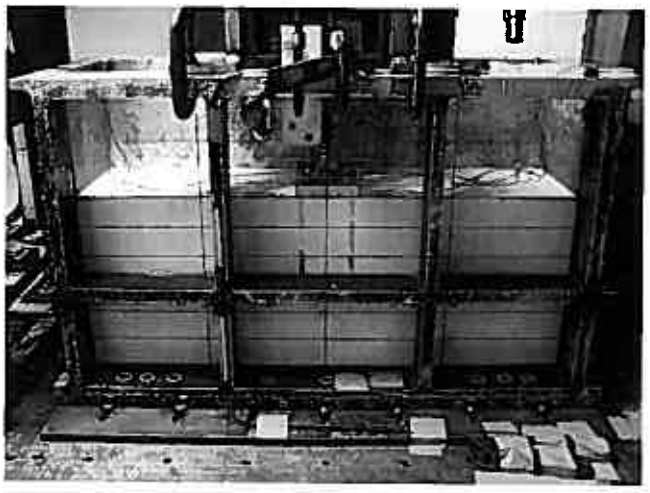
ケース 1　(a) ラフト基礎モデル



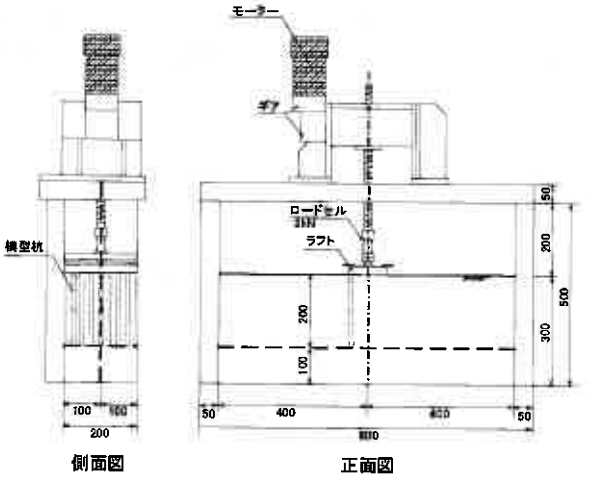
(a) ラフト基礎セットアップ



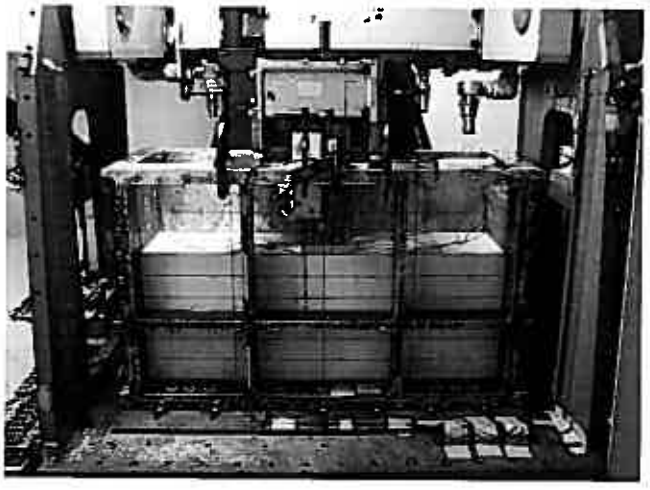
ケース 2　(b) パイルドラフト 2 列パイルモデル



(b) パイルドラフト 2 列パイルセットアップ



ケース 3　(c) パイルドラフト 1 列パイルモデル



(c) パイルドラフト 1 列パイルセットアップ

図-2　遠心力模型試験モデル

写真-1　遠心力模型試験セットアップ状況

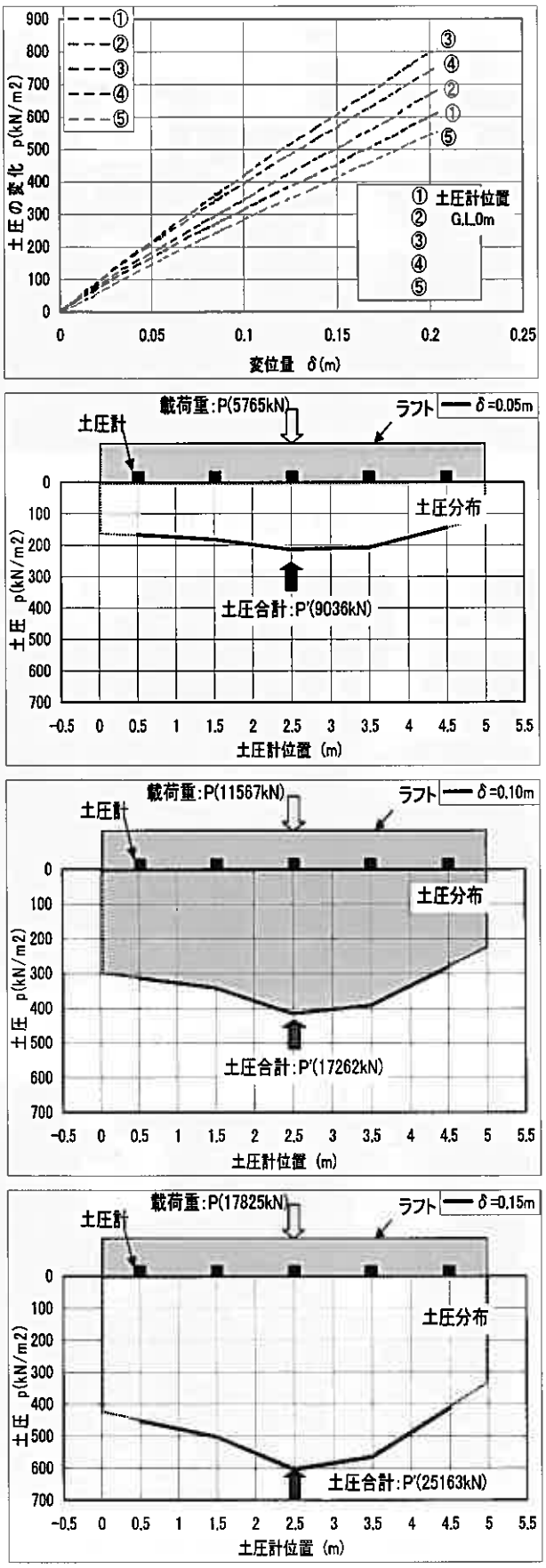


図-3 ケース１　載荷重～ラフト地盤反力

３.試験成果

３．１　ラフト基礎

遠心力模型実験の実施により，ケース１試験で得られたラフト基礎における載荷重と地盤反力の関係を図-3に示した．

図によれば，ラフトの沈下量つまり鉛直変位δに対して各土圧①・②・③・④・⑤は直線的な増加傾向を示している．各載荷重段階の土圧合計値も鉛直変位δに概ね比例している．このため，本試験の荷重レベルでは線形内の挙動と判断される．

ただし，土圧分布は平面の位置により発現にバラツキを示した．土圧の発現は中央部が大きく，端部にいくほど低下している．この傾向は載荷重が大きくなり変位量が進行するに従い顕著となる．これは，載荷重の増加に伴い伝搬する地盤内応力の分布に起因するものと考えられる[8]．また，変位量の増加に伴いすべり線の傾向が現れ，端部では反力が小さくなったためと想定される[9]．

３．２　２列パイルのパイルドラフト基礎

ケース２試験で得られた載荷重とラフト鉛直変位δの関係を図-4に示す．図によれば，初期の荷重に対してラフトの鉛直変位δは小さいが，δ=0.2～0.25を境に増加傾向を示す．これは載荷重の増加に伴い，支持形態がパイルから序々にラフトに移行していくためと推察される．

ケース２試験のラフト鉛直変位δはケース１の約半分程度であり，パイルの効果が十分に発揮されていることが分かる．

図-5に，遠心力模型実験よりケース２試験で得られた載荷重と２列パイルおよびラフトの反力の関係を示した．パイルとラフトの荷重分担比に注目すれば，パイルの受け持ち分が大きく概ね6:1(パイル２列分の反力合計：ラフト土圧合計)の関係にある．この傾向に鉛直変位の違い（δ=0.20m，δ=0.35m）で大きな差異は認められない．

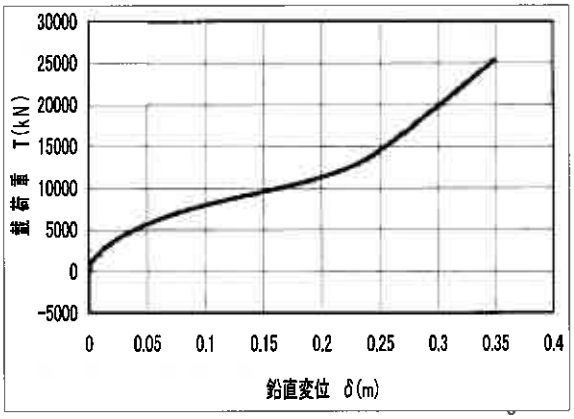


図-4 ケース２　載荷重～変位量δ
(２列パイルのパイルドラフト基礎)

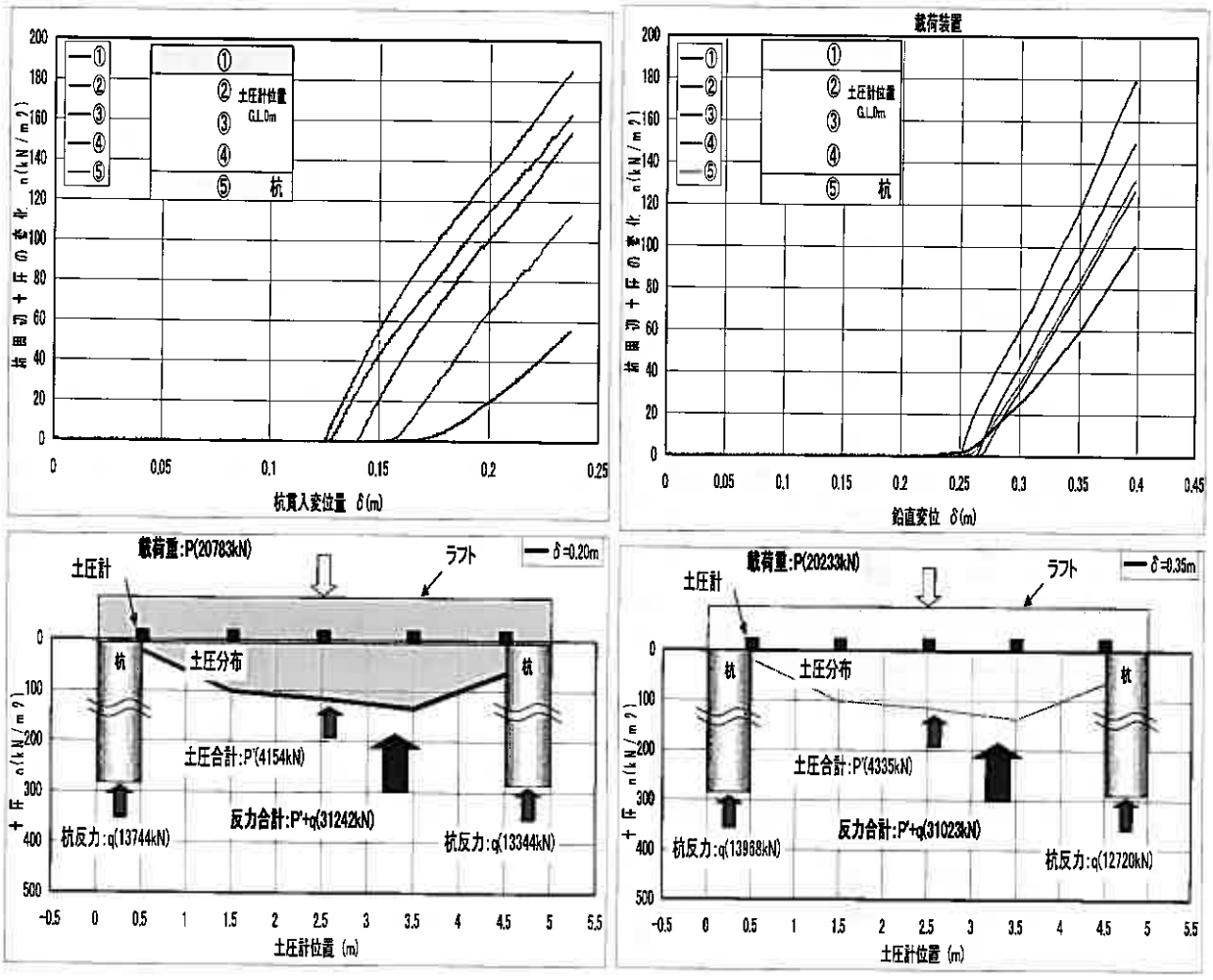


図-5　ケース 2　載荷重～2 列パイルとラフト地盤反力

また，ラフトの土圧分布を見ると，ケース 1 と同様に，中央部が大きく端部にいくほど低下している．特にパイル付近では非常に小さな地盤反力の発現であることが分かる．

ケース 2 はパイルを摩擦杭[10]とした通常の杭基礎形式であるが，基礎の支持はパイルのみではなくラフトの地盤反力との合力で成立していると考えられる．つまりこの試験成果は，許容鉛直変位量の設定に応じては，土木分野におけるパイルドラフト基礎の実用化の可能性を示しているといえる．

3．3　片側 1 列パイルのパイルドラフト基礎

片側 1 列のみにパイルを配置したケース 3 試験で得られた載荷重とラフト鉛直変位 δ の関係を図-6 に示す．図によれば，ラフト鉛直変位 δ はパイルを2列配置したケース 2 と差異はなく，片側 1 列のみのパイルでも同等の支持力を発揮していることが分かる．また，初期の荷重に対してラフトは沈下せず，載荷重の増加と伴に沈下が発生しその後に直線的な増加傾向を示している．これは，初期荷重に対してはパイルの支持力により沈下は生じないが，その後の載荷重の増加でラフトに地盤反力が発現し，鉛直変位が発生するためと考えられる．つまり，比較的大きな鉛直変位に対してはパイルドラフト基礎の支持機構として，パイルとラ

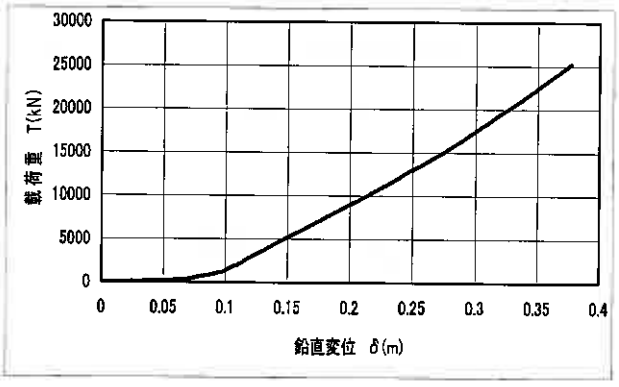


図-6 ケース 3　載荷重～変位量 δ
（片側 1 列パイルのパイルドラフト基礎）

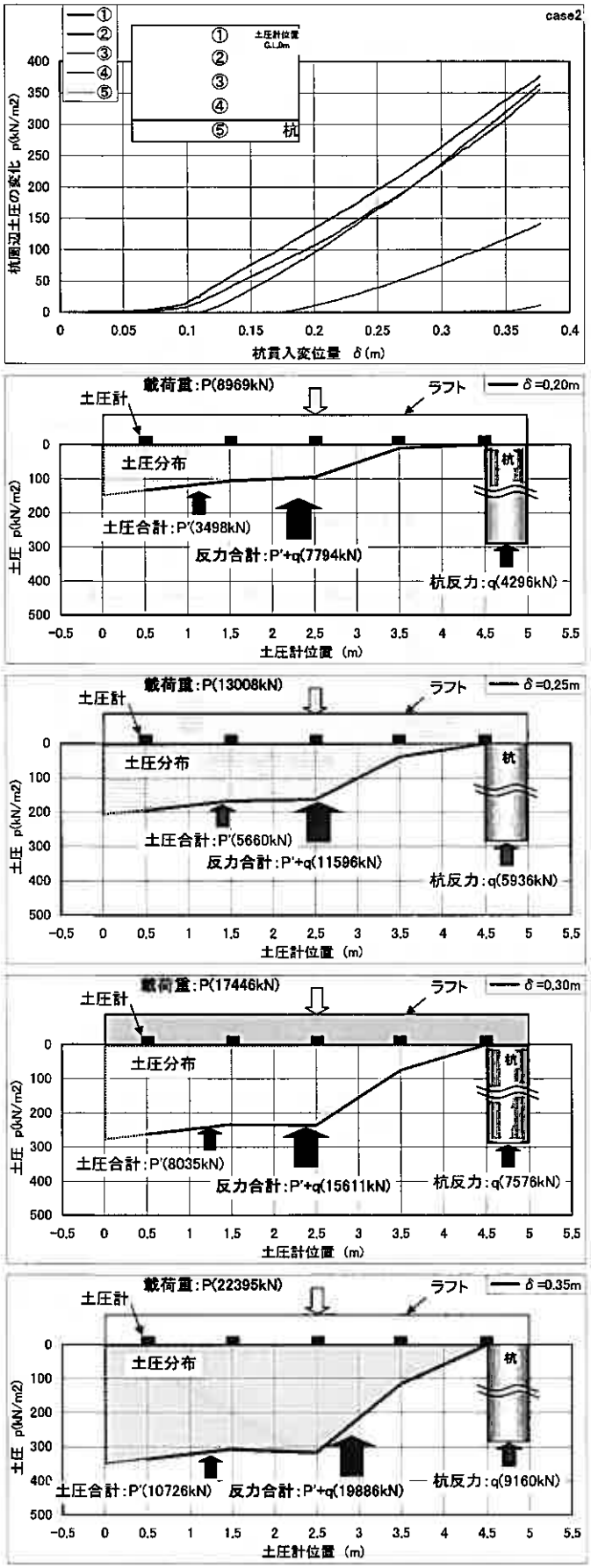


図-7　ケース3　載荷重～1列パイルとラフト地盤反力

フトが一体となり抵抗していることが想定される

図-7に，遠心力模型実験よりケース3試験で得られた載荷重と片側1列パイルおよびラフトの反力の関係を示した．パイルとラフトの荷重分担はケース2とは異なり，ラフトの受け持ち分が比較的大きいことがわかる．この傾向は載荷重の増加とともに比例的に顕著となる．つまり，鉛直変位δ=0.20m ではラフトの土圧合力よりパイル反力が大きいが，鉛直変位の進行とともにそのバランスが変化し，δ=0.35m ではそれが逆転し若干ながらラフトの受け持ち合力が大きくなっている．

また，ラフトの土圧分布①・②・③・④・⑤を見ると，パイルが無い側の土圧①が中央部③と同程度の大きく発現していることが分かる．これは片側のパイル反力と均衡を保つためと考えられるが，若干の偏心が生じている．なお，パイル箇所の土圧についてはケース2と同様にほとんど発現していない．

この結果，載荷重に対するラフトの鉛直変位がパイルを2列配置した場合と片側1列のみの場合で大きな違いが無く同等の支持力を発揮されているといえる．このことは，偏心・傾斜や許容変位量の設定法に留意する必要はあるものの，基礎形式に自由度を持たせたパイルドラフト基礎の可能性を示唆しているものと考える．

5．まとめ

一連の遠心力模型実験より，パイルドラフト基礎の支持形態すなわちパイルの有無およびパイル配列の違いによる鉛直支持機構に関し，以下の知見が得られた．

1) ラフト基礎の土圧合力は鉛直変位δに比例的の増加傾向を示した．ただし，土圧分布は一応ではなく，中央部が大きく端部にいくほど低下した．この地盤内応力などの支持力理論に起因するものと考えられた．

2) 通常の杭基礎形式と考えられる2列パイルを配置したパイルドラフト基礎では，鉛直変位δの増加に伴い，パイルとラフトが一体となり抵抗する支持機構となる．本試験ではパイルの受け持ち分が大きく，荷重分担比は概ね6:1（2列パイル：ラフト）程度であった．

3) 片側1列のみにパイルを配置したパイルドラフト基礎では，2列杭と同等の支持力を発揮した．この際，パイルが無い側のラフトの土圧が載荷重の増加に従い大きく発現し，パイルとラフトの荷重分担は同程度となった．ただし，若干の偏心・傾斜を示した．

4) パイルドラフト基礎は許容変位量の設定法などに留意点はあるものが，今後は，変形を許容する擁壁やカルバートなどの簡易構造物への適用は可能と考えられた．

6．おわりに

遠心力模型実験の本検討により，パイルドラフト基礎の変形性能に応じた支持機構およびパイルとラフトの支持形態が概ね明らかとなり，実用化に向けた有用な成果が得られた．また，パイル配列に関し合理的基礎形式の方向性についても考察された．

今後はこれらの基礎的な試験成果を踏まえ，地盤構成の違いによる支持機構や地震時挙動[11]を解明するとともに，遠心力模型実験および数値解析[12]でさらに検証を進めていく考えである．また，パイルドラフト基礎の土木分野における実設計法[13]のための支持力理論を精査する考えでる．

参考文献

1). 建築学会：建築基礎構造設計指針, pp.327-348, 2001.

2). 日本道路協会：道路土工 擁壁工指針, pp.54-131, 1999.

3). 山田 英司, 高稲 敏浩, 水野 和憲, 大野 雅幸, 野田 利弘：パイルド・ラフト基礎が設置された地盤の水～土連成弾塑性変形解析, 土木学会論文集Ⅲ No.659, pp.113-128, 2000.

4). 木村亮, 長谷川雅：模型急速載荷試験による群杭およびパイルド・ラフトの鉛直支持力特性の検討, 土木学会論文集Ⅲ No.778, pp.29-39, 2004.

5). 渡辺啓介, 中井正一, 石田理永, 加藤寛之, 真野英之：有限要素法によるパイルドラフト基礎の荷重分担特性の検討, 第 39 回地盤工学研究発表会発表講演集 No.735, pp.1467-1468, 2004.

6). 冨澤幸一, 青地知也, 三浦清一：パイルドラフト併用基礎の支持機構の解析（その 1－設計手法・解析条件）, 第 42 回地盤工学研究発表会講演集, No.647, pp.1293-1294, 2007.

7). 青地知也, 冨澤幸一, 三浦清一：パイルドラフト併用基礎の支持機構の解析（その 2－三次元静的 FEM 解析）, 第 42 回地盤工学研究発表会講演集, No.648, pp.1295-1296, 2007.

8). 地盤工学会：地盤調査の方法と解説, pp493-556, 2004.

9). 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, pp.266-294, 2002.

10). 日本道路協会：杭基礎施工便覧, pp.71-218, 2007.

11). 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震構造編, pp.108-217, 2002.

12). Kitiyodom Pastsakorn, 松本樹典, 泉 周作：上部構造物－パイルド・ラフト基礎一体解析プログラムの開発, 第 42 回地盤工学研究発表会講演集, No.655, pp.1309-1310, 2007.

13). 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, pp.348-433, 2002.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

大口径深礎杭の周面抵抗力に関する解析的評価

寒地土木研究所 ○正会員 角田富士夫
国際会員 西本 聡
国際会員 冨澤 幸一
国際会員 福島 宏文

1．はじめに

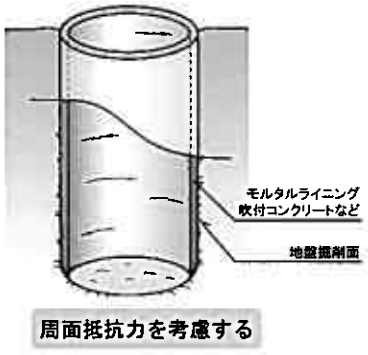
深礎杭は，オールケーシング掘削機等の大型施工機械の使用が困難な山地部斜面上で採用される基礎形式であり，掘削時に孔壁を土留めする方法として従来からライナープレートが用いられてきた．近年，深礎杭の大口径化に伴い技術開発が進められ，岩盤部に吹付けコンクリートを用いる新しい土留め施工が可能となった．従来工法ではライナープレートと地山との間にグラウト材が充填されるものの，施工の不確実性から斜面上の深礎杭設計に周面抵抗力を考慮することができなかった．しかし，新工法では杭体と地山の密着が期待でき，周面抵抗力を考慮できる．これにより合理的な設計となり杭の縮小と建設コスト縮減を図ることが可能となる．北海道開発局では新工法の深礎杭設計を全国的な設計手法の改訂の動向を踏まえ，平成13年に道路橋設計施工要領[1]（現：道路設計要領[2]）に採用した[3]．これにより新工法による深礎杭の設計・施工が進められ，寒地土木研究所では新技術の普及と性能規定型設計の観点から，吹付けコンクリートとロックボルトを併用した工法を北海道開発局で初めて採用した旭川紋別自動車道上川上越道路上滝橋深礎杭において，下部工及び上部工の死荷重の増加に伴う杭体応力の変化に関する長期計測[4]を行った．本報では，吹付けコンクリート土留め工法を採用した深礎杭において実施した，計測工と有限要素法解析を基にした周面抵抗力の評価[5]について報告する．

2．周面抵抗力の確認

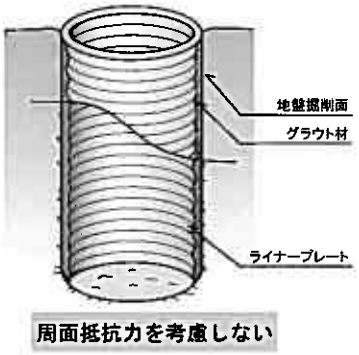
通常の杭において周面抵抗力を確認するには，杭の鉛直載荷試験[6]を実施することにより可能となるが，杭が大口径となる深礎杭では反力装置に限界があるため現実的ではない．そこで，実施工によって杭の頭部に作用する死荷重を載荷重とみなすことにより，大きな鉛直荷重を発生させ周面抵抗力を確認する手法を用いた．周面抵抗力の評価は，設計計算によって求められる周面抵抗力度と計測によって求められる周面抵抗力度を比較することにより行った．

2－1 杭周面のせん断抵抗と設計周面抵抗力度

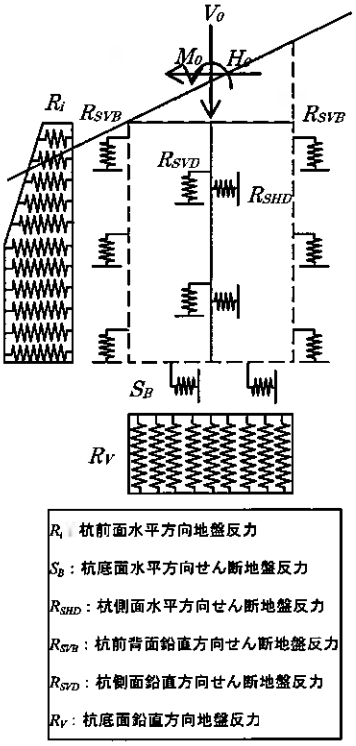
吹付けコンクリートを用いる新土留め工法とライナープレートを用いる従来土留め工法の概略図を**図－1**，**図－2**に示す．新土留め工法は従来の土留め工法で考慮していなかった周面抵抗力を設計で考慮できる．従って，新土留め工法を採用する深礎杭を設計する際には，鉛直荷重に対しては従来の杭底面の鉛直地盤反力のみの支持力に杭周面の鉛直せん断地盤反力を加えることができる．さらに地震時水平方向慣性力に対しては杭水平方向せん断地盤反力を考慮できることからも合理的な基礎設計となり，杭の縮小とコスト縮減が可能となる．これらの地盤反力は，ケーソン設計法[7]に準じバネとして算定される．深礎杭体に作用する地盤抵抗要素を**図－3**に示す．このうち，杭周面の鉛直せん断地盤反力は，R_{SVB}とR_{SVD}である．



図－1 深礎杭新工法概略図



図－2 深礎杭従来工法概略図



図－3 地盤抵抗要素

Experimental Evaluation Concerned with Shaft Resistance of Large Diameter Caisson Type Pile
Fujio TSUNODA, Satoshi NISHIMOTO, Kouichi TOMISAWA and Hirofumi FUKUSHIMA
Civil Engineering Research Institute for Cold Region

R_{SVB}とR_{SVD}は，水平方向地盤反力係数を地盤定数から求め，補正係数を乗じて鉛直せん断地盤反力係数を設定し，さらに鉛直変位を乗じて算定される．それぞれは以下の手順[2]で算定される．

斜面傾斜および隣接杭の影響を考慮した水平方向地盤反力係数$k_{H\theta\mu}$は式（1）より求める．

$$\left.\begin{aligned} k_{H\theta\mu} &= \alpha_\theta \mu\, k_H \\ k_H &= \alpha_k \alpha_{k\delta} k_{H0} \left(B_H/0.3\right)^{-\frac{3}{4}} \end{aligned}\right\} \quad \cdots (1)$$

$k_{H\theta\mu}$：斜面傾斜および隣接杭の影響を考慮した水平方向地盤反力係数(kN/m³)
α_θ：斜面傾斜に関する補正係数
μ：隣接杭の影響に関する補正係数
k_H：水平方向地盤反力係数の基本値(kN/m³)
$k_{H0}=1/0.3\alpha E_0$：直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向の地盤反力係数(kN/m³)
E_0：地盤の変形係数(kN/m²)
α：E_0の求め方に対応する係数
$B_H=\sqrt{D/\beta}\,(l<\beta\ell)$，$\sqrt{A_H}\,(l\geq\beta\ell)$：基礎の換算載荷幅(m)
D：杭径(m)
$\beta=\sqrt[4]{k_h D/4EI}$：深礎杭の特性値(m⁻¹)（常に周面摩擦を考慮しない値）
k_h：水平方向地盤反力係数(kN/m³)
EI：杭の曲げ剛性(kN·m²)
A_H：荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積（$=D\ell$，ℓ：杭長）
α_k：水平方向地盤反力係数の補正係数
$\alpha_{k\delta}$：常時・暴風時・地震時（震度法）の地盤反力・変位・断面照査の設計で用いる水平地盤反力係数の補正係数

また，杭前背面と側面の鉛直せん断地盤反力係数 k_{SVB}，k_{SVD} および杭前背面と側面の鉛直せん断地盤バネ定数 K_{SVB}，K_{SVD}は式（2），（3）より求める．

$$k_{SVB} = 0.3k_{H\theta\mu},\quad k_{SVD} = 0.3k_{H\theta\mu} \quad \cdots (2)$$

$$K_{SVB} = 2k_{SVB}D_e\Delta L,\quad K_{SVD} = 2k_{SVD}D_e\Delta L \quad \cdots (3)$$

k_{SVB}，k_{SVD}：杭前背面と側面の鉛直せん断地盤反力係数（kN/m³）　K_{SVB}，K_{SVD}：杭前背面と側面の鉛直せん断地盤バネ定数（kN/m）
D_e：杭の有効載荷幅（m）で，一般にD_e=0.8×D（D：基礎径）　ΔL：バネ間隔長さ（m）

よって，杭前背面と側面の鉛直せん断地盤反力 R_{SVB}，R_{SVD}は式（4）により求められる．

$$R_{SVB} = K_{SVB}\delta_{Vi},\quad R_{SVD} = K_{SVD}\delta_{Vi} \quad \cdots (4)$$

R_{SVB}，R_{SVD}：杭前背面と側面の鉛直せん断地盤反力（kN）　δ_{Vi}：杭軸位置での各深度における鉛直変位（m）

深礎杭の設計軸力 P_dは，R_{SVB}，R_{SVD}を含む周辺地盤の抵抗要素および杭体を弾性体としてモデル化し，地盤バネに支持された梁モデルに，杭頭への実施工荷重を作用させて算出する．求められた P_d から，地盤工学会基準である杭の鉛直載荷試験方法・同解説[6]の杭の押込み試験を準用し，設計周面抵抗力度 τ_dが求められる．

２－２　計測による周面抵抗力度の算定

実測データに基づく周面抵抗力度の算定においては，下部工の施工荷重を載荷重とした時の杭体内の応力を長期計測し，評価を行った．計測値から杭の鉛直載荷試験方法・同解説[6]の杭の押込み試験を準用し，実測軸力 P_m と実測周面抵抗力度 τ_m の算定を行った．

３．計測工の概要

計測対象構造物は，北海道開発局で初めて新土留め工法を採用した旭川紋別自動車道上滝橋（5径間連続2主鈑桁橋+3径間連続3主鈑桁橋）の橋脚の内，P2橋脚である．杭の形状を**表－１**に示す．

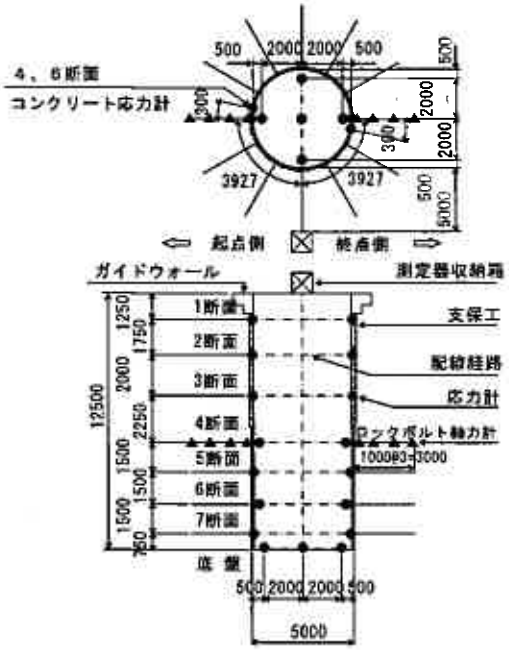
表－１　計測杭の形状

計測杭	杭径(m)	杭長(m)	土留め形式
上滝橋 P2	5.0	12.5	吹付けコンクリート(ロックボルトを併用)

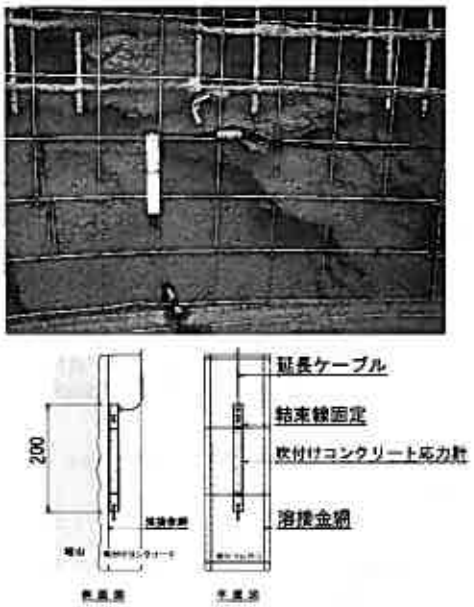
計測機器は，コンクリート応力計を吹付けコンクリート内部と底面に設置した．位置は，橋軸方向に2列とし，深度方向にはいずれも2mピッチを基本とした．吹付けコンクリート打設後より1時間毎にデータロガーにより長期自動計測をした．計測機器設置位置図を**図－４**に示し，コンクリート応力計を**図－５**に示す．

４．計測による周面抵抗力度の評価

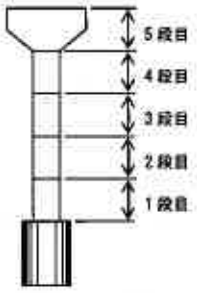
杭頭への載荷重を，**図－６**に示すような打設ロットとした．完成形となる下部工躯体と上部工の合計死荷重は約13,500kNであるが，その内下部工躯体の死荷重は約45%となる5,856kNの荷重を5段階に分けて杭頭に載荷させたと見なすものである．下部工躯体構築直前を0とし杭頭部への載荷重の増加によって変化した応力より，各段における P_m を求め，区間ごとの τ_m を整理した．その結果，設計値と実測値はそれぞれ**図－７**，**図－８**のようになった．なお，基礎施工完了から下部工躯体施工開始まで7～8ヵ月隔たりがあったため，コンクリート打設後の杭体内部の温度は十分



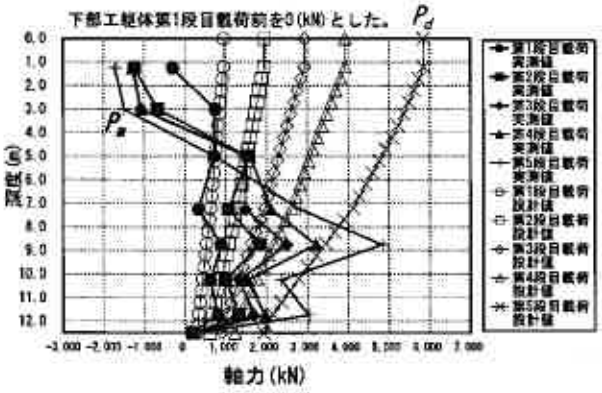
図－4　計測機器設置位置図(上滝橋 P2)



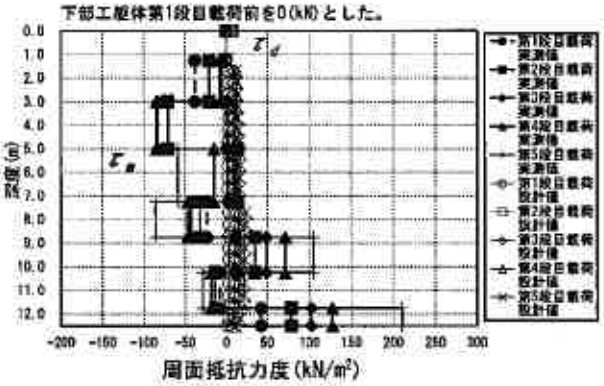
図－5　コンクリート応力計



図－6　打設ロット



図－7　軸力の変化

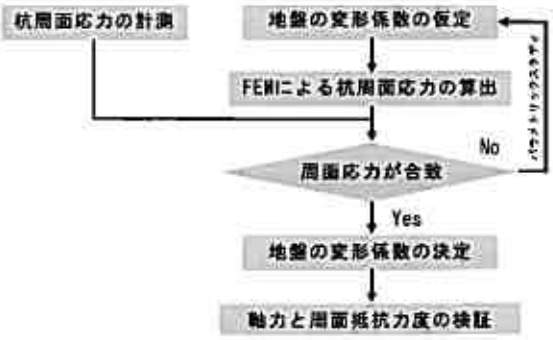


図－8　区間ごとの周面抵抗力度の変化

下がっており，温度応力の除去は行っていない．図－7の軸力値については，特に杭頭部で実測値 P_m と設計値 P_d に差違が顕著になる傾向がある．これは一つ目に，実際の杭体応力は杭径方向に変化することが考えられるが，計測箇所が杭周面に限られていることと，設計計算においても杭径方向の応力分布を考慮しないことから，差違が生じたものと考える．また二つ目に，設計計算上は支持力を分担しないガイドウォール(図－4)が地盤と一体となって不動となり，その下の吹付けコンクリートは引っ張られていると考える．図－8に示す区間ごとの τ_m については，P_m の傾きから得られるが，図－7の差違が反映されるため実測値 τ_m と設計値 τ_d に大きな差違がある．

5．解析による周面抵抗力度の評価

各荷重段階で計測された P_m は P_d と異なる傾向を示した．杭中心軸に線形梁要素を置く通常の杭設計で得られる軸力 P_d に対し，P_m は，大口径であることによって中心の応力と中心より離れた箇所の応力が異なり，単純ではないことが考えられる．そこで，詳細な内部応力を調べるため有限要素法（FEM）により解析を行った．その際，杭周面で計測した応力分布より地盤の変形係数を推定した．解析の流れを図－9に示す．



図－9　解析のフロー図

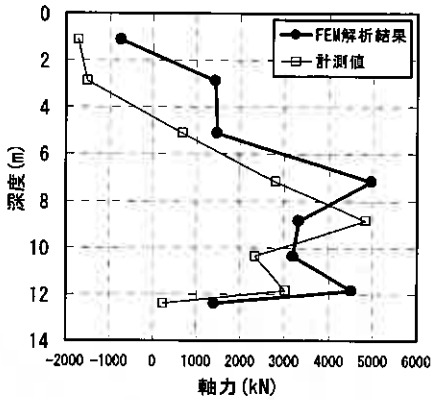
5－1　FEM解析モデルと応力分布

FEM解析モデルは，水平方向に深礎直径の5倍，鉛直方向に深礎長さの5倍とし，節点数を約4,000とした軸対象条件で解析を行った．モデル図を図－10に示す．深礎杭の内部応力を再現するため，下部工躯体第5段目載荷後において，杭周面の応力計位

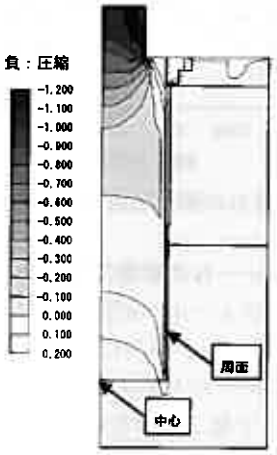
置の FEM 解析軸力が計測軸力に近似するように(図－11)，原地盤の計測データを基にパラメトリックスタディによって変形係数を決定した．FEM解析で用いた入力物性値を表－２に示す．

図－12に下部工躯体第5段目載荷後の FEM 解析による鉛直方向応力分布図を示す．値は第5段目載荷時の杭頭応力を 1.0 として正規化した．杭頭部で中心と周面の応力に差違がある．また，載荷重の応力が周面まで伝わっていない状況が見られる．これらが図－７の杭頭部の差違に反映されていることがわかった．

図－10　有限要素モデル



図－11　杭周面部での軸力解析結果と計測値の比較
（下部工躯体第５段目載荷後）



図－12　鉛直方向応力分布図

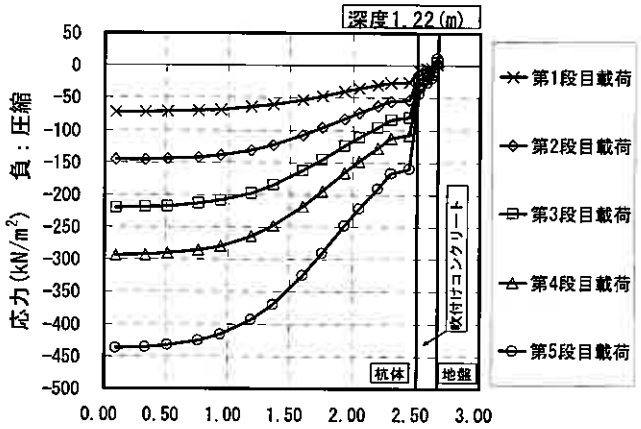
表－２　物性値一覧

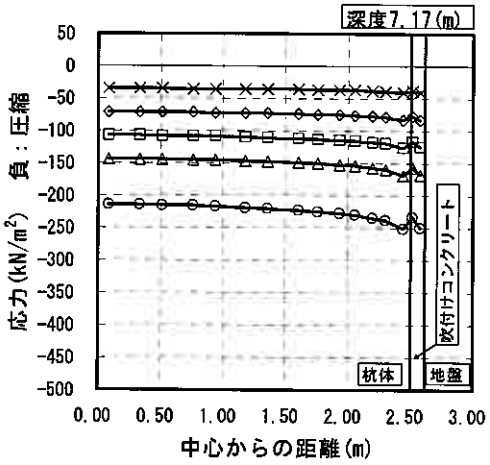
	材料名	変形係数(kN/m²)	ポアソン比
上滝橋P2	地盤1(表土)	6,000	0.450
	地盤2(強風化粘板岩)	160,000	0.400
	地盤3(風化粘板岩)	711,000	0.400
	コンクリート	25,000,000	0.167
	吹付けコンクリート	7,333,333	0.167
	ガイドウォール	22,000,000	0.167

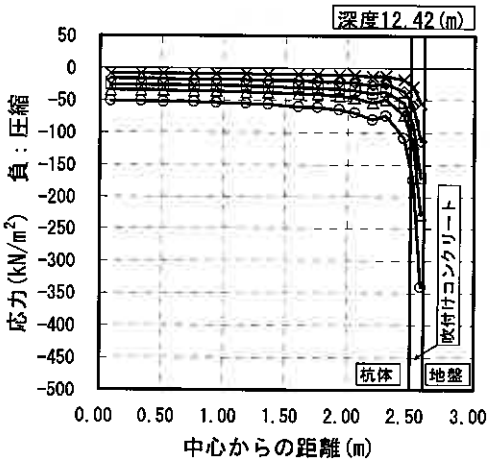
５－２　内部応力分布を考慮した周面抵抗力度

図－13に下部工躯体第1～5段目載荷後のFEM解析による計測器を設けた断面における応力分布図を示す．杭頭部と中間部と杭先端部の 3 断面を示した．深度 1.22m では，下部工の集中荷重の影響を受け杭径方向全面に渡り大きく応力が変化しているが，吹付けコンクリート内部では変化が少ない．一方深度 12.42m では，杭体内の変化に比べ吹付けコンクリート内部で大きく変化している．これは，杭軸よりも杭周面に応力が集中していることが考えられる．深度 7.17m では，応力の変化が少ない．

通常行われる鉛直載荷試験では断面全体を梁モデルとして軸力を計算するが，大口径深礎杭の場合には FEM



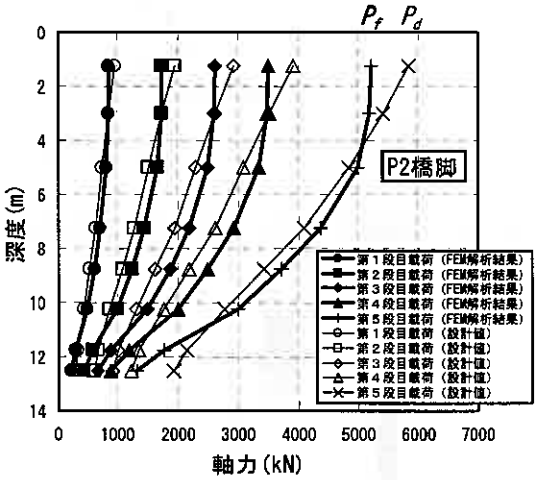




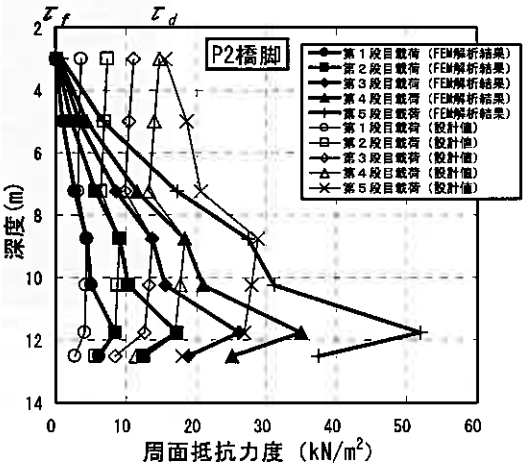
図－13　FEM解析による深度別断面応力分布図

解析の結果から半径方向で大きく応力が変化することから，杭の軸力の算出に際しては応力分布を考慮した．解析で求めた応力を基に各載荷過程における軸力 P_f と周面抵抗力度 τ_f を計算した結果を図－14，図－15 に示す．

杭頭部では τ_f が τ_d よりも小さくなっている．杭先端部では τ_f が τ_d より大きくなり，同じ部分で P_f が P_d よりも小さくなっている．このことから，杭先端部においては設計値を上回る周面抵抗力が発現し，先端支持力が設計値よりも小さく作用していると推定できる．杭中間部では，τ_f と τ_d は一致した．



図－14　軸力の解析結果と設計値の比較

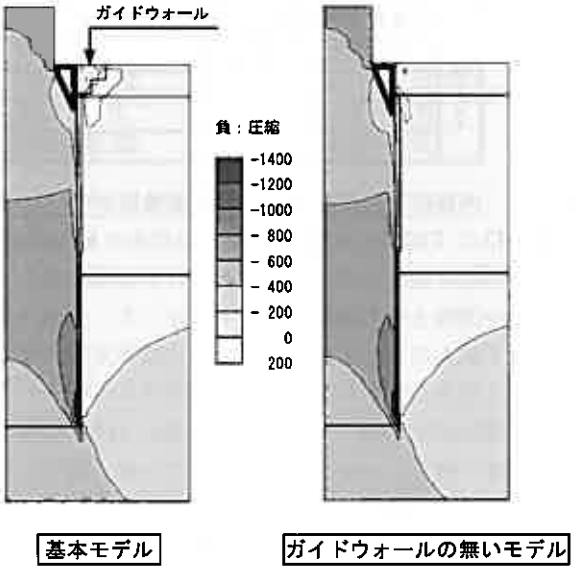


図－15　周面抵抗力度の解析結果と設計値の比較

5－3　ガイドウォールの影響の検証

杭頭部のガイドウォールの影響を調べるため，条件を変えた FEM モデルで比較した．条件は，施工実態に則したガイドウォールのある基本モデルとガイドウォールの無いモデルである．杭頭部への荷重は下部工躯体荷重とした．図－16 にそれぞれの鉛直方向応力分布図を示す．

ガイドウォールの無いモデルでは，基本モデルと同様に杭頭部周面に楔形状に応力の伝わらない箇所が発生している．これは，下部工躯体のサイズが杭径よりも小さいことにより生じたものである．このことから，図－15 の杭頭部付近に見られた周面抵抗力の不発現は，ガイドウォールによる影響ではないことがわかった．また，杭が大口径であると杭最頭部には周面抵抗力が発現していないと考えられる．



図－16　モデルを変えた FEM 解析結果
（鉛直方向応力分布図）

6．杭周面の鉛直せん断地盤反力係数の評価

深礎杭を設計する際に，杭体は地盤バネに支持された梁としてモデル化される．この地盤バネを評価するために実測により求めた τ_f と鉛直変位から，杭周面の鉛直せん断地盤反力係数 k_f を求め，それを下部工躯体各載荷段階における設計 k_{SVB}（２－１の式（3），（4））と比較した．このバネ値の推移を把握することによって周面抵抗力を評価するものである．

6－1　杭周面の鉛直せん断地盤反力度の上限値

設計計算において土留め構造に吹付けコンクリートを用いる場合には，杭周面の鉛直せん断地盤反力に上限値を定めた[2] バイリニア型地盤抵抗モデルとしている．上限値 f_u は式（5）より求められる．

$f_u = f/m$

①砂質土及び岩盤　$f = \min[5N,\ (c+p_0\tan\phi)] \leqq 200$

②粘性土　$f = (c+p_0\tan\phi) \leqq 150$　・・・(5)

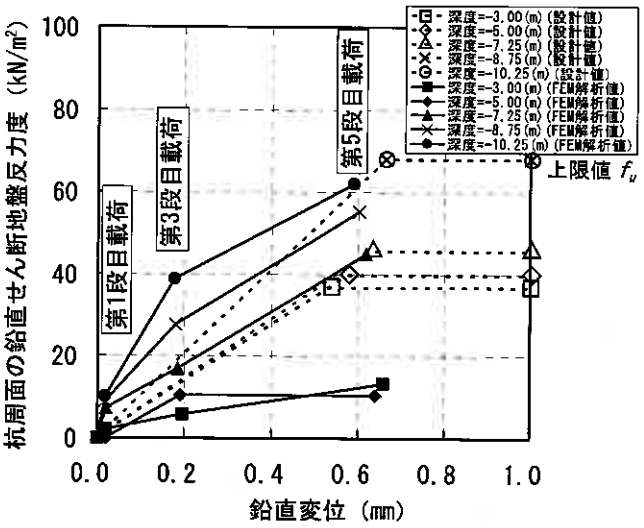
f_u：杭周面のせん断地盤反力度の上限値(kN/m²)　f：杭周面の最大せん断抵抗力度(kN/m²)　N：標準貫入試験の N 値　c：土の粘着力(kN/m²)

p_0：壁面に作用する静止土圧強度(kN/m²)　ϕ：土のせん断抵抗角(度)　m：上限値決定のための補正係数

6－2　杭周面の鉛直せん断地盤反力係数

k_fは，各深度において下部工躯体1段目，3段目，5段目の載荷時で算出した．算出には，各載荷段階毎に計測値と既に行ったFEM解析値を比較しながら，吹付けコンクリートの剛性を変化させ，最も計測値に近い時の吹付けコンクリートの剛性を採用し，解析を実施した．

下部工躯体1段目，3段目，5段目毎の変位－杭周面の鉛直せん断地盤反力度の関係を図－17に示す．深度が5.0mよりも深い箇所では，上限値f_uに近づいている．深度が深くなるに従い，鉛直変位が小さくなる傾向がある．深度が7.25，8.75，10.25における傾きk_f（実線）は，5段目までの載荷までは傾きk_{SVB}（点線）に近似し弾性変形していると考えられる．杭中間部では，設計法で設定された地盤バネを実測により確認できた．このことからも，周面抵抗力が発現していることが言える．



図－17　杭周面の鉛直せん断地盤反力係数の比較

7．まとめ

本報では，吹付けコンクリート土留め工法を採用した深礎杭において，計測工と有限要素法解析を基に周面抵抗力を評価した結果，以下の知見が得られた．

(1) 大口径深礎杭の実施工現場において，下部工施工に伴う死荷重増加と杭周面応力の関係を長期計測することにより，深礎杭の支持力機構を確認した．

(2) 大口径深礎杭の設計計算モデルでは断面内応力を一様であるとして軸力を求めるが，計測結果とFEM解析により断面内の詳細な応力分布を把握し，設計モデルと実応力との差違を明確にした．

(3) FEM解析により杭体内の詳細な応力を求め周面抵抗力を評価した結果，杭頭部ではガイドウォールが周面抵抗力に影響していないことがわかり、杭中間部以深では周面抵抗力は設計値に概ね近似し，周面抵抗力の発現を確認した．

(4) 杭周面の鉛直方向せん断地盤反力係数を求めた結果，杭中間部では，設計法で用いるバイリニア型地盤抵抗モデルに近似したことから，設計法の妥当性を確認した．

8．今後の展開

上滝橋P2において，上部工架設完了まで計測を継続し，各載荷段階における軸力と鉛直せん断地盤反力係数を求めることにより周面抵抗力を評価する．さらにより多くの計測データより支持力機構を検証し，深礎杭の設計実務における留意点としてとりまとめる．

参考文献

1) 北海道開発局：道路橋設計施工要領第4章，pp.1-61，2001.2

2) 北海道開発局：道路設計要領第3集第4章，pp.1-62，2008.4

3) 福島宏文，冨澤幸一，三田村浩：深礎杭の土留工法選定について―北海道開発局道路橋設計施工要領選定フロー案の検討―，北海道開発土木研究所月報　No.592，pp.44-48，2002.9

4) 大越健司，掛田浩司，福島宏文：吹付コンクリート土留工を用いた新工法による深礎杭の設計施工法―上滝橋（L橋）下部工事における報告―，第48回北海道開発局技術研究発表会，2005.2

5) 角田富士夫，西本聡，冨澤幸一，福島宏文：吹付けコンクリート土留め工による深礎杭の周面抵抗力の評価，第48回地盤工学会北海道支部年次技術報告会，pp.349-356，2008.2

6) 地盤工学会：杭の鉛直載荷試験方法・同解説第2編杭の押込み試験，pp.18-59，2002.5

7) 日本道路協会：道路橋示方書I共通編・IV下部構造編・同解説，pp.295-347，2002.3

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

遠心模型実験装置を用いた斜面崩壊に対する杭の抑止効果

北海道大学大学院　学生会員　○高瀬　匡人
北海道大学大学院　国際会員　田中　洋行
北海道大学工学部　足利　翔
北海道大学大学院　学生会員　金子　広明

1. 研究背景と目的

我が国では，地滑りによる斜面災害が毎年多数発生しており，土木構造物に多大な被害をもたらしている．そのため地域住民の生活基盤に大きな影響をもたらすだけではなく，人的被害を伴う重大事故も生じている．このため，地滑り防止対策は重要な課題であり，様々な対策が行われている．一般に地滑りの対策工法は，抑制工と抑止工に大別される．前者の抑制工とは，地滑りを起こす地盤の地形，地下水の状態などの自然条件を変化させることによって，地滑りの滑動力と抵抗力のバランスを改善し，地滑りを停止または緩和させる工法である．後者の抑止工とは，構造物による抵抗力を利用して地滑りの一部または全体を停止させる工法である．抑制工には，地下水や地表水の排水工，排土工などが挙げられ，抑止工には杭工やシャフト工，アンカー工などが挙げられる．これらの工法については，杭を拘束する地盤は破壊せず，杭が許容応力を超えるという条件で設計外力が決定されている[1]が，地盤の破壊条件を考慮した設計方法など未だ不明な点も多い．

そこで，本研究では，縮小模型でも，自重などの影響を実物同様に再現できる遠心模型実験装置を用いて，杭で補強された斜面の挙動を調べる．

2. 試験方法

2-1. 模型地盤

試料には笠岡粘土（ρ_s=2.67g/cm^3，w_L=58%，w_p=32%)を用いた．初期含水比を 80%，最終圧密応力 50kPa の下で地盤を圧密し，斜面の傾斜角を 60°，斜面高さ H_m=12cm の斜面地盤を作成した．また，杭の先端を固定させるために土槽下層部に豊浦砂を敷いた．なお，斜面地盤の形成において，遠心場の影響を考慮して斜面の中心が模型の中心となるようにした．

2-2. 杭材と補強方法

杭材として，Table-1 に示すような 3 種類の材料を用いた．直径 d=5mm と 9.8mm の二種類の模型杭は埋設時の試料の乱れを防ぐため中空のものを用い，d=1.8mm は中実のものを用いた．

斜面の補強方法として，斜面の中心に杭を埋設し，杭の下端は砂層に固定した．また，杭の上端を固定しない場合と固定する場合について試験を行った．なお，模型の連続性を考慮して，Fig.1 のように，杭材 4 本を埋設する場合には，杭の間隔を D=50mm とし，模型の両端は間隔半分の 25mm になるようにした．また，8 本の場合は杭の間隔を D=25mm，模型の両端は 12.5mm とした．

2-3. 試験手順

圧密終了後，斜面地盤を形成する際に切り出した部分を用いて一軸圧縮試験を行った．遠心模型実験では，段階的に加速度を上げて，滑り面が確認できたところで実験を終了する．この時の加速度を破壊遠心加速度 n_f(G)とする．なお，実験条件を Table-2 に示す．

Table-1　杭材の特性値

直径d(mm)	内径(mm)	EI(kN*m^2)
1.8	0	0.000036
5	4	0.001268
9.8	8.6	0.036851

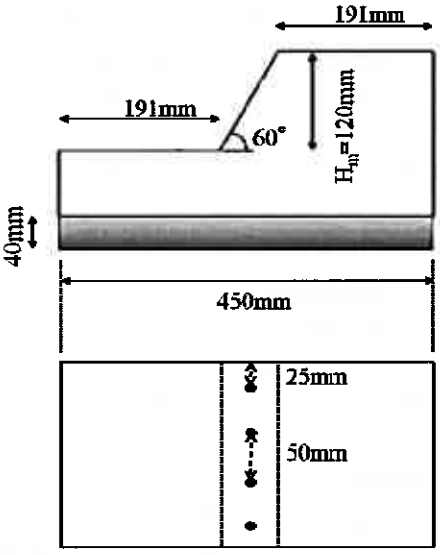


Fig.1　模型の寸法
(杭が 4 本の場合)

Table-2　実験条件

実験No.	杭の直径 d(mm)	杭間隔 D(mm)	d/D	上端固定
1				
2	1.8	50	0.036	なし
3	1.8	25	0.072	なし
4	5	50	0.1	なし
5	9.8	50	0.196	あり

Stability of slope reinforced by piles by Centrifuge Model Test
Masato TAKASE, Hiroyuki TANAKA and Hiroaki KANEKO (graduate school of engineering. HOKKAIDO University)
Sho ASHIKAGA (faculty of engineering, HOKKAIDO University)

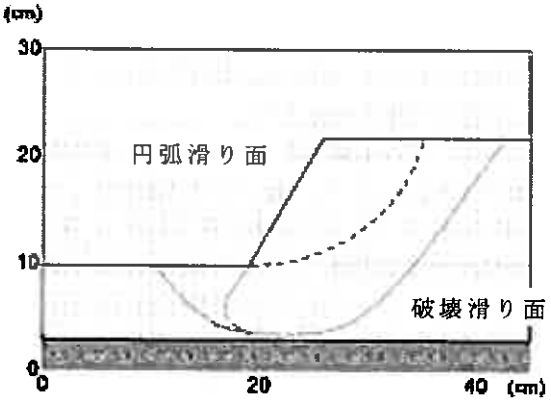
3. 実験結果

3-1 破壊状況

補強を行わなかった斜面の崩壊の様子を実線で Fig.2 に示す．

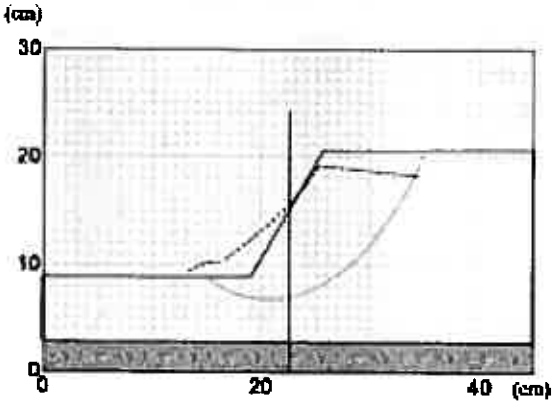
Tailor の図表で示されるように，理論上，この模型斜面は点線で示される円弧滑りの形状で破壊を示す．しかしながら，このような円弧滑りは起こらず，図に示すような底部破壊を起こし，斜面崩壊の規模が大きくなった．この原因として，せん断強度の不均一や，模型地盤と側壁との間の摩擦が考えられる．地盤と側壁との間にはグリースを塗布して摩擦の低減に努めたが，完全には摩擦を除去することはできない．また，地滑りが生じるまでの間の遠心力を増大した過程で自重圧密が起こり，供試体の強度が増した可能性も考えられる．事実，後で述べるように，斜面が破壊した加速度（n_f(G)）は，Tailor の図表による値より大きい（Table3 参照）．

補強した場合の斜面の崩壊の様子を Fig.3 に示す．補強をした場合，上端の固定の有無に関わらず，杭間隔に対する杭の直径 d/D が大きくなるほど，斜面崩壊時に移動を起こす規模が大きくなった．これは，斜面崩壊への対策を行うと，斜面崩壊の規模が大きくなることを意味しており，周辺への二次災害をも考慮した適切な安全率を確保する設計が必要であることを示唆している．

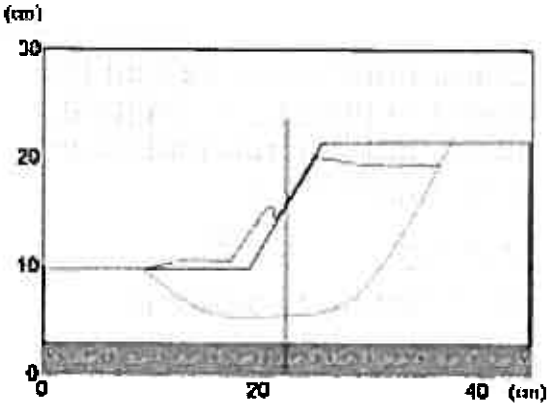


実験 No.1　補強なし

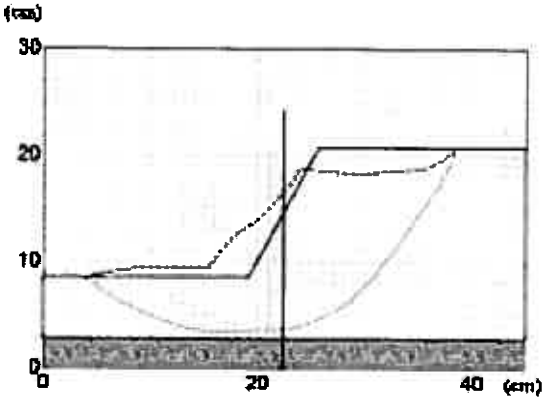
Fig.2　円弧滑り面と斜面の崩壊図



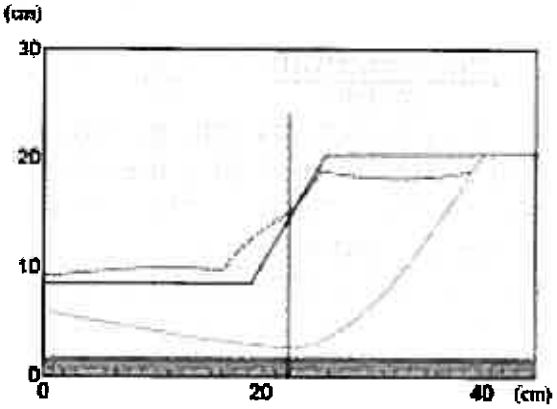
実験 No.2　d=1.8mm D=50mm
d/D=0.036 上端固定なし



実験 No.3　d=1.8mm D=25mm
d/D=0.072 上端固定なし



実験 No.4　d=5mm D=50mm
d/D=0.1 上端固定なし



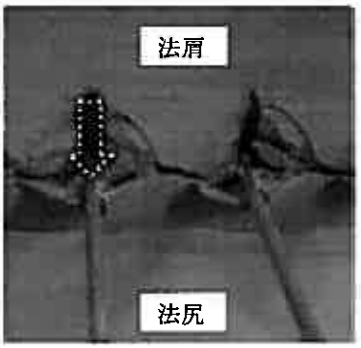
実験 No.5　d=9.8mm D=50mm
d/D=0.176 上端固定

Fig.3　補強斜面の崩壊図と滑り面の様子

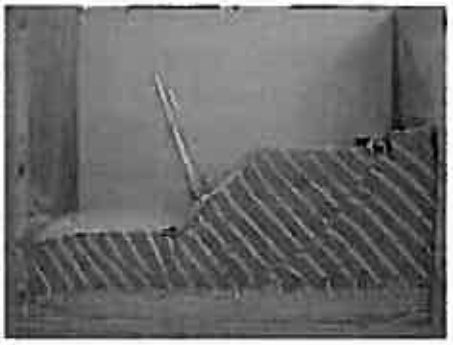
Fig.4 に実験 No.4 の斜面崩壊後の様子を示す．杭の先端を固定していないので，斜面崩壊とともに杭が傾いているのが確認できる．この杭の傾きは滑り面がはっきりと確認できる前から起こった．すなわち，すべり面の表れとともに杭が徐々に傾き，その後はっきりとした滑り面が確認されると同時に杭の傾きも停止した．実験 No.2，3 においても，同様の現象が確認された．

一方，杭の上端を固定した場合(No.5)で観測された崩壊後の法面の様子を Fig.5 に示す．Fig. 4 の上端を固定しない場合と大きく違うのは，杭の周りにできた空洞の位置である．上端を固定しない場合には，空洞は斜面の上流側，すなわち法肩に生じたのに対し，杭の上端を固定すると下流側，すなわち法尻側に空洞が生じる．この違いは，杭の上端を固定しない場合には，斜面の崩壊とともに杭が傾いたのに対し，上端を固定した場合には，杭が動かないので土が杭間の間をすり抜けるようにして斜面が崩壊したことを示している．

各実験において滑り面を検討する際には，実験 No.1 の結果を考慮すると，実際よりも斜面の崩壊規模が大きくなる場合や，崩壊の様子が異なる可能性があるので注意が必要となる．



(a)破壊後の法面



(b)破壊時の斜面

Fig.4　No.4 の斜面崩壊後の様子

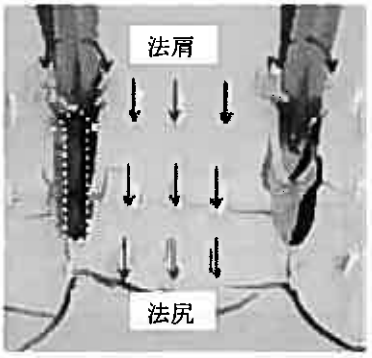


Fig.5　No.5 の破壊後の法面の様子

3.2　杭の抑止効果の検討

Table-3 に各実験におけるそれぞれの実験ケースにおける破壊加速度(G)を示す．

すでに述べたように，全ての実験で圧密圧力を 50kPa で地盤を作成したが，予圧密の載荷板と土層との摩擦等の影響で，実験ケースごとに一軸圧縮強度(q_u)が異なった．この影響を考慮するために，一軸圧縮試験より得た非排水せん断強度（c_u）から無補強斜面における破壊加速度 n_p(G)を求める．具体的には，Taylor の図より求めた安定係数 N_s から，次の 2 式を用いて n_p(G)を計算した．

$$H_C = N_s \frac{c_u}{\gamma_t} \qquad n_p = \frac{H_c}{H_p}$$

各実験ケースにおける n_p(G)を Table3 に示す．

補強後の模型斜面の破壊加速度 n_s(G)は以下のように求めた．Fig.7 に示すように，分割法によって補強前の円弧滑り面を仮定し（Fig.2 に示す点線），次式を用いて計算を行った．

$$F_s = \frac{\text{滑りに抵抗する力のモーメント}}{\text{滑りを起こそうとする力のモーメント}}$$

$$= \frac{\text{せん断抵抗力によるモーメント+杭の抵抗力によるモーメント}}{\text{重量 W が滑りを起こそうとする力のモーメント}}$$

$$= \frac{\sum c_u \cdot l \cdot R + \alpha \cdot c_u \cdot h \cdot {}^{d}/_{D} \cdot R'}{\sum W \cdot \sin\theta \cdot R} \qquad \cdots(1)$$

ここに，l は底面の長さ，W は重量，R は円弧の半径で θ は Fig.6 の角度である．また，h はすべり面から地表面までの杭の長さ，R'は滑り中心から杭の 2/h までの長さ，d は杭の直径，D は杭の間隔である．α は後で述べる杭の抵抗係数である．

滑りに対する抵抗は(1)式の分子に示すように，地盤の c_u に起因する抵抗と，杭による抵抗を考えている．杭の抵抗力は，長さ h の杭に等分布荷重 $\alpha \times c_u \times d/D$ が作用していると考えた．上式の F_s が 1 になる時の破壊加速度を n_s(G)が実験で求められた n_f(G)に一致するように α を求めた．

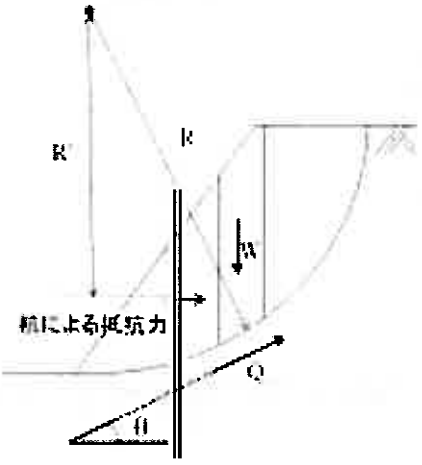


Fig.6　分割法のモデル

Table-3　実験結果

実験No.	杭の直径 d(mm)	杭間隔 D(mm)	d/D	上端固定	無補強斜面 n_p(G)	補強斜面 n_s(G)	抵抗力発揮係数 α	実験値 n_f(G)
1					40.92			43
2	1.8	50	0.036	なし	35.52	39.07	12	39
3	1.8	25	0.072	なし	47.92	54.17	8	54
4	5	50	0.1	なし	48.11	53.59	5	53
5	9.8	50	0.196	あり	55.39	65.06	10	65

実験結果とそれぞれの破壊加速度を Table-3 に示す．すでに述べたように，補強を行わなかった実験 No.1 の崩壊の様子は理論とは異なったが，破壊加速度は表に示すように計算値（n_p(G)）と実験値（n_f(G)）は近い値となった．杭の上端を固定しない実験 No.2,3,4 では，α の値は杭の剛性に関係なく，d/D が大きくなるにつれて小さくなっている．杭の上端を固定した実験 No.5 については，上端を固定しない場合と比べて，実験値 n_f(G)は，無補強時の破壊加速度 n_p(G)より十分に大きくなった．また，杭の抵抗力についても α=10 と十分に発揮していることがわかる．このことから，杭の上端を固定すると杭の抵抗力は十分発揮することができ，補強対策として有効となると考えられる．

4.　まとめと今後の課題

遠心力載荷装置を用いて，杭による斜面崩壊の防止効果について検討を行った．この実験から，杭間隔 D と杭の直径 d の比 d/D が小さくなると，すなわち対策工が大規模になると，滑りに対する安全率は多少改善されるが，一旦滑りが起きると，無体策と比べて，その規模は大きくなり，周辺に与える影響は大きくなる．

分割法によって，滑りに対する杭の効果を検討した．その結果，杭の抵抗係数 α は実験ケースによって大きく異なることがわかった．今回の分割法では，滑り面は杭の補強によって変化しないと仮定しており，これは実験結果と大きく異なる．また，対策を必要とする現場では，実際に滑りがすでに生じている場合が多く，このすべり面に対して杭の効果を検討する必要があり，今後，分割法の計算方法の改善を図る必要がある．また，α が何によって大きく影響されかについては，残念ながら明らかにすることができなかった．今後，実験ケースを増やし，破壊の様子をビデオなどを用いて詳細に調べる必要がある．

参考文献地すべり

1)　日本地すべり学会:鋼管杭設計要領，斜面防災対策技術協会，p13，2008.

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

粘土の硬化則と降伏規準に関する理論的・実験的検討

北海道大学大学院○学生会員 荒濱安弘
北海道大学大学院 国際会員 福田文彦
北海道大学大学院 国際会員 田中洋行
北海道大学工学部 外舘伸啓

1. はじめに

構成式は各種材料の応力－ひずみ関係を数式で表現したものである．粘土の構成式としては状態境界面を基礎とする Cam clay models が最も基礎的なものとして挙げられるが，等方過圧密履歴がある，または異方性を示す粘土の降伏挙動を説明することが困難であることが様々な研究から明らかになっている．そこで北海道大学の福田らは三軸試験及び中空ねじり試験を行い，上記のような粘土の降伏挙動をうまく表現できる新たな硬化則と硬化パラメーターを実験的に明らかにした[1]．しかし，弾塑性理論に基づいて構成式を誘導するためには，硬化則とともに降伏規準が必要である．このような背景から本研究では，新たに発見した硬化パラメーターの物理的な意味の考察を行い，そこから導かれる降伏規準が粘土の実際の挙動と整合しているか否かの実験的検討を行う．

表-1 実験条件

実験No.	TC/TE	圧密応力(図-1. A点)	等方載荷応力(図-1. B点)	O.C.R	初期含水比	最終含水比
O.C.R1.00-TC	TC	300	-	1.00	47.8	37.1
O.C.R1.25-TC			375	1.25	48.5	37.2
O.C.R1.50-TC			450	1.50	48.1	36.7
O.C.R1.75-TC			525	1.75	47.6	36.7
O.C.R2.00-TC			600	2.00	48.2	36.3
O.C.R1.00-TE	TE	300	-	1.00	46.5	36.8
O.C.R1.25-TE			375	1.25	48.0	36.8
O.C.R1.50-TE			450	1.50	47.6	37.2
O.C.R1.75-TE			525	1.75	47.5	36.4
O.C.R2.00-TE			600	2.00	47.9	36.8

2. 等方過圧密再構成粘土の排水三軸圧縮・伸張試験

等方過圧密粘土の硬化特性を調べるために以下のような条件のもとで三軸圧縮試験と三軸伸張試験を行った．

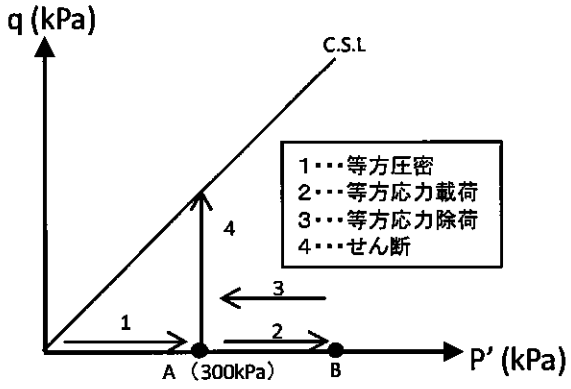
2. 1 三軸試験装置・実験試料

軸力をベロフラムシリンダーにより載荷する応力制御型の三軸試験装置を用いた．装置はコンピューターによって制御されており予め規定した任意の応力経路に沿って載荷できる．供試体の寸法は直径 50mm，高さ 120mm である．試験機のトップキャップおよびペデスタルの中央部分には直径 15mm のポーラスストーンが埋め込まれている．トップキャップおよびペデスタルの供試体に接する面にはシリコングリースを塗布したドーナツ型のテフロンシートとメンブレンを設置し，供試体内の応力とひずみの分布の一様性を向上させている．実験中は軸力，セル圧，バックプレッシャー，軸変位および排水量を測定し，これらから軸応力(σ_a')，側方応力(σ_r')，軸ひずみ(ε_a)および側方ひずみ(ε_r)を算出した．

実験で使用する試料は市販の NSF-clay を予圧密応力 150kPa で 10 日間予圧密して作成したものであり，予圧密ブロックから鉛直方向に切り出したサンプルを三軸圧縮試験，三軸伸張試験の供試体とした．

2. 2 実験内容

表－1 は実験条件をまとめたものであり，図－1 は，この実験における応力経路図である．実験 No.の O.C.R.は過圧密比(Over Consolidation Ratio)を指しており，TC は三軸圧縮試験，TE は三軸伸張試験を意味している．この実験は，等方過圧密粘土の硬化特性を調べるため 4 つの応力載荷過程で構成されている．第 1 過程は，等方圧密過程である．この過程の開始点の応力状態は等方 40kPa であり，1 分間に 1kPa の割合で等方圧密応力 300kPa まで増加させ，粘土の等方圧密を行う．等方圧密は 3t 法にもとづいて終了させる．第 2 過程は等方応力載荷過程である．この過程では，排水条件のもと，等方過圧密状態を再現するため，主応力差 q を 0kPa に保ったまま目的の過圧密比になるように等方応力を載荷する．今回は過圧密比を 1.25，1.50，1.75，2.00 の 4 パターンの条件で試験を行った．第 3 過程は等方応力除荷過程である．この過程



図－1 応力経路図

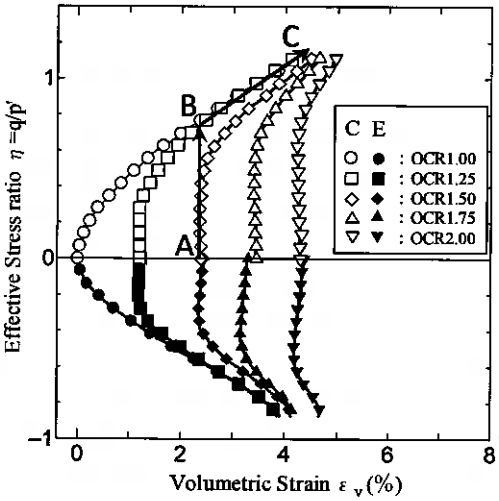
Theoretical and experimental investigations into the hardening rule and yield criterion of clay
Y. ARAHAMA, F. FUKUDA, H. TANAKA and N. TODATE (Hokkaido University)

では，排水条件の下で第2過程で載荷した等方応力を載荷の時と同じ経路と速度で等方応力300kPaまで除荷を行う．第4過程はせん断過程である．この過程は，平均有効主応力p'を300kPaの一定値に保ったまま，三軸圧縮試験では軸ひずみが20%以上になるまで，三軸伸張試験では供試体が破壊するまで排水条件の下でせん断を行う[1]．正規圧密条件の場合(O.C.R=1.00)は，第2過程と第3過程を実施せず，第4過程に入る． なお，すべての実験において供試体に200kPaのバックプレッシャーを載荷している．

2．3　実験結果

(1)　体積ひずみ挙動

実験から得られたせん断過程の体積ひずみ挙動を図－2に示す．ひずみの基準は等方圧密過程の終了点(図－1，点A)であり，せん断過程開始点の体積ひずみは等方載荷履歴によって生じた非可逆ひずみである．仮に粘土の硬化挙動が体積ひずみを硬化パラメーターとする等方硬化則に従うとすれば，実験結果は図－2のABCに示すように，等方過圧密粘土の体積ひずみ曲線は，正規圧密粘土の体積ひずみ曲線の内側では高い剛性を示し(区間AB)，到達後は正規圧密粘土の体積ひずみ曲線と一致するはずである(区間BC)．しかし，実際の等方過圧密粘土の体積ひずみ曲線は明確な降伏点を認めることができるものの，正規圧密粘土の体積ひずみ曲線に対して等方過圧密粘土の降伏後の挙動が一致しないことが明らかである．



図－2　体積ひずみ挙動

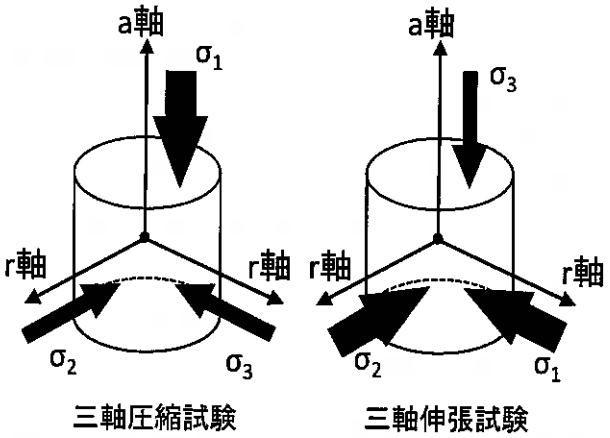
(2)　新たな硬化パラメーター　< $\tilde{\varepsilon}_1+\tilde{\varepsilon}_2$ >

等方過圧密粘土の硬化挙動が体積ひずみを硬化パラメーターとする等方硬化則に従ってないことから，新たな硬化パラメーターを探すべく，ひずみに関係する様々なパラメーターの挙動について調べた．その結果，粘土がσ_1軸方向の直ひずみ($\tilde{\varepsilon}_1$)とσ_2軸方向の直ひずみ($\tilde{\varepsilon}_2$)の和$\tilde{\varepsilon}_1+\tilde{\varepsilon}_2$を硬化パラメーターとする等方硬化則に従っていることを見出した[1]．$\tilde{\varepsilon}_1+\tilde{\varepsilon}_2$は三軸圧縮試験の時と三軸伸張試験の時で異なっている．図－3は，三軸圧縮試験と三軸伸張試験における，供試体の座標軸と主応力軸を表したものである．三軸圧縮試験の場合，図－3に示すように供試体の垂直軸(a軸)と最大主応力軸(σ_1'軸)が一致しており，半径軸(r軸)と中間主応力軸(σ_2'軸)が一致していることから，次式のように表される．

$$\tilde{\varepsilon}_1+\tilde{\varepsilon}_2=\varepsilon_a+\varepsilon_r \qquad (1)$$

一方，三軸伸張試験では供試体の最大主応力軸(σ_1'軸)と中間主応力軸(σ_2'軸)がともに，半径軸(r軸)に一致する事から次式のように表される．

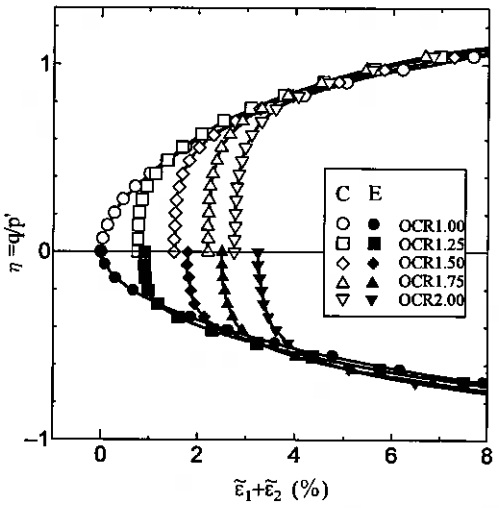
$$\tilde{\varepsilon}_1+\tilde{\varepsilon}_2=\varepsilon_r+\varepsilon_r \qquad (2)$$



図－3　供試体の座標軸と応力軸

(3)　等方過圧密粘土の($\tilde{\varepsilon}_1+\tilde{\varepsilon}_2$)挙動

実験から得られた等方過圧密粘土の$q\sim(\tilde{\varepsilon}_1+\tilde{\varepsilon}_2)$関係を図－4に示す．ひずみの基準は等方圧密過程の終了点であり，せん断過程開始点の$\tilde{\varepsilon}_1+\tilde{\varepsilon}_2$は等方載荷履歴によって生じた非可逆ひずみである．図－4より，過圧密粘土の$\tilde{\varepsilon}_1+\tilde{\varepsilon}_2$曲線は正規圧密粘土の$\tilde{\varepsilon}_1+\tilde{\varepsilon}_2$曲線に到達するまで高い剛性を示し，降伏後は過圧密粘土と正規圧密粘土は良好な一致を示していることが分かる．すなわち，等方過圧密粘土の硬化挙動は$\tilde{\varepsilon}_1+\tilde{\varepsilon}_2$を硬化パラメーターとする等方硬化則に従っている．



図－4　$\tilde{\varepsilon}_1+\tilde{\varepsilon}_2$挙動

3．$\tilde{\varepsilon}_1+\tilde{\varepsilon}_2$の物理的意味と降伏規準

3．1　$\tilde{\varepsilon}_1+\tilde{\varepsilon}_2$の物理的意味

$\tilde{\varepsilon}_1+\tilde{\varepsilon}_2$の物理的な意味の考察を行った結果，$\tilde{\varepsilon}_1+\tilde{\varepsilon}_2$が最大せん断応力面の摩擦係数と関連する可能性を持つパラメーターであることが分かった．図－5は共役な2つの最大せん断応力面上の応力状態とひずみ状態を表したものである．図－5の$\tilde{x}_1$軸と$\tilde{x}_3$軸は供役な2つの最大せん断応力面の法線軸であり，$\tilde{x}_2$軸は$\tilde{x}_1$軸と$\tilde{x}_3$軸に直交する軸である．また，$\tilde{x}_2$軸はσ_2軸と同一である．そして，$\tilde{\varepsilon}_{11}$と$\tilde{\varepsilon}_{33}$は$\tilde{x}_1$軸と$\tilde{x}_3$軸にそれぞれ対

応する直ひずみであり，$\widehat{\varepsilon_{22}}$は$\widehat{x_2}$軸に対応する直ひずみであり，$\widehat{\varepsilon_{13}}=\widehat{\varepsilon_{31}}$は$\widehat{x_1}$軸と$\widehat{x_3}$軸に対応するせん断ひずみである．これらのひずみパラメーターを用いて$\tilde{\varepsilon_1}$，$\tilde{\varepsilon_2}$を表すと次式のようになる．

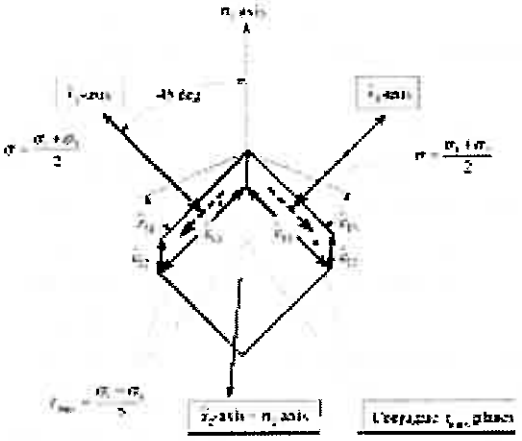
$$\tilde{\varepsilon_1}=\frac{\widehat{\varepsilon_{11}}+\widehat{\varepsilon_{33}}}{2}+\widehat{\varepsilon_{13}} \qquad (3)$$

$$\tilde{\varepsilon_2}=\widehat{\varepsilon_{22}} \qquad (4)$$

従って，$\tilde{\varepsilon_1}+\tilde{\varepsilon_2}$は上式を用いて表現すると，次式のようになる．

$$\tilde{\varepsilon_1}+\tilde{\varepsilon_2}=\frac{\widehat{\varepsilon_{11}}+\widehat{\varepsilon_{33}}}{2}+\widehat{\varepsilon_{13}}+\widehat{\varepsilon_{22}} \quad =\frac{1}{2}[\{(\widehat{\varepsilon_{11}}+\widehat{\varepsilon_{22}})+\widehat{\varepsilon_{13}}\}+\{(\widehat{\varepsilon_{33}}+\widehat{\varepsilon_{22}})+\widehat{\varepsilon_{13}}\}] \qquad (5)$$

ここで右辺の$(\widehat{\varepsilon_{11}}+\widehat{\varepsilon_{22}})$は$\widehat{x_3}$軸を法線とする面の面積のひずみであり，$(\widehat{\varepsilon_{33}}+\widehat{\varepsilon_{22}})$は$\widehat{x_1}$軸を法線とする面の面積のひずみであるため，$(\widehat{\varepsilon_{33}}+\widehat{\varepsilon_{22}}$と$\widehat{\varepsilon_{11}}+\widehat{\varepsilon_{22}}$は共にそれぞれの面の摩擦係数と関連するパラメーターであると考えられる．また，せん断ひずみ$\widehat{\varepsilon_{13}}$と$\widehat{\varepsilon_{31}}$は，$\widehat{x_1}$面と$\widehat{x_3}$面の土粒子の配向の変化と関連するパラメーターであり，これらもそれぞれの面の摩擦係数と関連するパラメーターであると考えられる．したがって，硬化パラメーター$\tilde{\varepsilon_1}+\tilde{\varepsilon_2}$は共役な2つの最大せん断応力面の平均摩擦係数に関連していると考えられる．



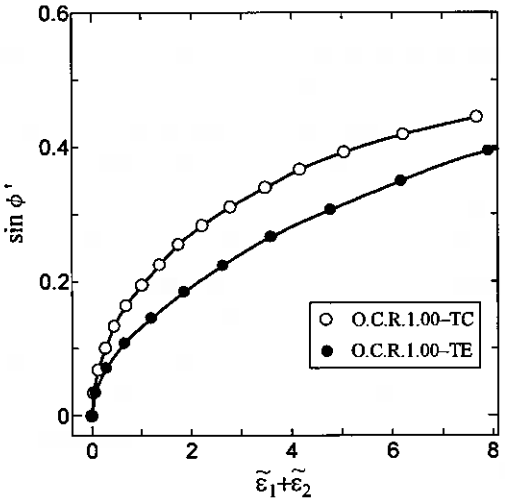
図－5　最大せん断応力面

3．2　硬化パラメーター$\tilde{\varepsilon_1}+\tilde{\varepsilon_2}$から想定される降伏規準

図－5 に示す通り，最大せん断応力面に生じている直応力σは$(\sigma'_1+\sigma'_3)/2$，せん断応力τ_{max}は$(\sigma'_1-\sigma'_3)/2$である．一方，$\tilde{\varepsilon_1}+\tilde{\varepsilon_2}$は共役せん断応力面の平均摩擦係数と関連している可能性を持つパラメーターであるため，粘土が$\tilde{\varepsilon_1}+\tilde{\varepsilon_2}$を硬化パラメーターとする等方硬化則に従っているとすれば，その降伏規準は Mohr-Coulomb の降伏規準であると仮定することができる．以上の事から$\tilde{\varepsilon_1}+\tilde{\varepsilon_2}$を硬化パラメーターとする材料の降伏関数は最大せん断応力面上の応力比を用いて，次式で表すことができると考えられる．

$$\tilde{\varepsilon_1}+\tilde{\varepsilon_2}=f\left(\frac{\sigma'_1-\sigma'_3}{\sigma'_1+\sigma'_3}\right)=f(\sin\phi') \qquad (6)$$

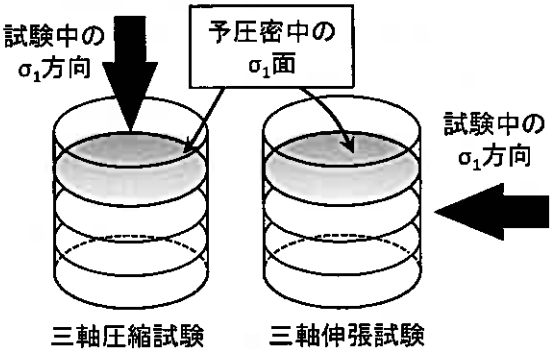
ここで上述のような仮定が成立し，(6)式で降伏関数が表すことができるとすれば，$\sin\phi$と$\tilde{\varepsilon_1}+\tilde{\varepsilon_2}$を座標軸とする平面上において，三軸圧縮試験と三軸伸張試験の正規圧密曲線は中間主応力状態の相違があるにもかかわらず，常に同じ曲線になるだろうと考えられる．



図－6　$\sin\phi'$ ~$(\tilde{\varepsilon_1}+\tilde{\varepsilon_2})$関係

3．3　等方正規圧密粘土の三軸圧縮試験と三軸伸張試験の $\sin\phi'$ ~$(\tilde{\varepsilon_1}+\tilde{\varepsilon_2})$関係

図－6 は等方正規圧密粘土の三軸圧縮試験と三軸伸張試験のせん断過程における $\sin\phi'$ ~$(\tilde{\varepsilon_1}+\tilde{\varepsilon_2})$関係である．これより，前項に述べたように三軸圧縮試験による曲線と三軸伸張試験による曲線が一致していない事が分かる．この原因として，K_0予圧密によって生じる試料の固有異方性が考えられる．図－7 は予圧密中の最大主応力(σ_1')面と三軸試験中の最大主応力(σ_1')方向を表したものである．この図に示してあるように，三軸圧縮試験と三軸伸張試験とでは予圧密中の(σ_1')面と三軸試験中の(σ_1')面の相対的な関係が異なっている．この条件の違いが，三軸圧縮試験と三軸伸張試験の$\sin\phi'$ ~$(\tilde{\varepsilon_1}+\tilde{\varepsilon_2})$曲線の不一致の原因ではないかと考え，次項に記した実験を行った．



図－7　予圧密中の最大主応力σ_1'面と三軸試験中の最大主応力σ_1'方向

4．切り出し角を変えた粘土試料の三軸圧縮試験と三軸伸張試験

4．1　実験方法

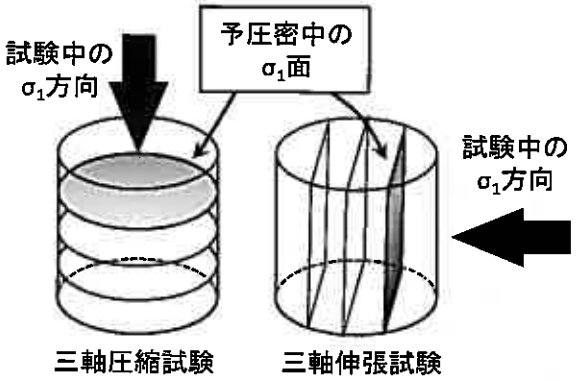
3．3 で述べたように予圧密解体の際に鉛直方向に切り出した試料を用いて三軸圧縮試験と三軸伸張試験を行った場合，試料の持つ固有異方性により，$\sin\phi'$ ~$(\tilde{\varepsilon_1}+\tilde{\varepsilon_2})$関係が一致していない可能性がある．そこで，予圧密中に生じた異方性の影響を除いた上で，三軸圧縮試験と三軸伸張試験の$\sin\phi'$ ~$\tilde{\varepsilon_1}+\tilde{\varepsilon_2}$関係で粘土の

降伏挙動を検討するため，図－8のように予圧密ブロックに対して鉛直切り出した供試体を用いて三軸圧縮試験を行い，水平方向に切り出した供試体を用いて三軸伸張試験を行った．表－2は実験条件をまとめたものである．実験No.のCAは切り出し角(Cutting Angle)を指しており，TCは三軸圧縮試験，TEは三軸伸張試験を意味している．

4. 2 実験内容・試料

この実験は，等方正規圧密粘土の実験であるため，表－2のCA00TCとCA90TEの実験内容や応力経路は基本的に表－1のO.C.R.1.00-TCとO.C.R.1.00-TEと同様である．

当初は，2章の実験条件に合わせて，NSF-clayの予圧密応力を150kPaとして実験用の試料を作る予定であった．しかし，この実験に使用したNSF-clayは新たに購入したもの(ρ_s：2.76 g/cm^3, LL：53 %)であり，この条件で予圧密を行うと，トリミングを行うのが困難なほど非常に軟らかい試料になった．また，この試料を用いて三軸圧縮試験を行うと，2章の試料と比べて各種変形特性が異なることが分かった．そこで，予圧密を200kPaで10日間行うこととし，等方圧密過程の圧密応力と排水せん断過程の平均有効主応力(p')を共に予圧密応力の2倍の400kPaに設定した．なお，2章の実験でも等方圧密過程の圧密応力とせん断過程の平均有効主応力(p')は予圧密応力の2倍であり，等方圧密過程の圧密応力で正規化した2章の実験O.C.R.1.00-TCと本章の実験CA00TCの変形，強度特性に大きな違いは認められない．



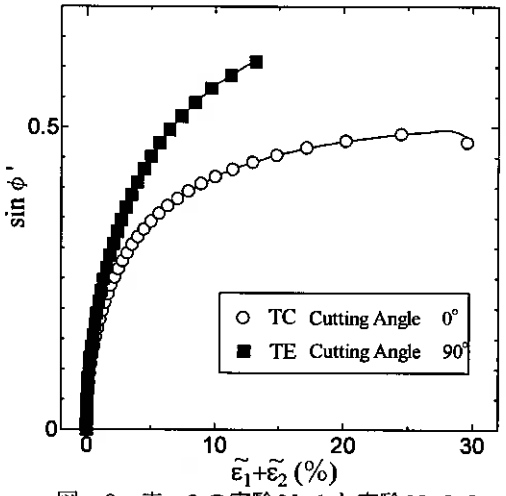
図－8 切り出し角を変えた粘土試料の三軸圧縮試験と三軸伸張試験

表—2 実験条件

実験No.	切り出し角	TC/TE	OCR	初期含水比	最終含水比	ϕ_d(°)
CA00TC	0	TC	1	44.20	37.05	29.70
CA90TE	90	TE	1	44.77	36.22	38.72

4. 3 実験結果と考察

図－9は表－2のCA00TCとCA00TEの$\sin\phi'$ ~($\tilde{\varepsilon}_1+\tilde{\varepsilon}_2$)関係を表したものである．この図から明らかなように，当初の推定に反し，両三軸試験の関係は一致していない．この実験結果は$\tilde{\varepsilon}_1+\tilde{\varepsilon}_2$を硬化パラメーターとする等方硬化則に従う材料の降伏規準がMohr-Coulombの降伏規準であるという推定を否定するものであるようにも見える．しかし，表－2にまとめた通り三軸圧縮試験の内部摩擦角(ϕ_d')と三軸伸張試験の内部摩擦角(ϕ_d')が大幅に異なっていることから，実験自体に何らかの問題がある可能性も否定できない．今後はさらに理論的考察を進めると共に，実験の問題点の洗い出しを行い，粘土の降伏規準がMohr-Coulombの降伏規準に従っているのか否かの決着を図る所存である．



図－9 表－2の実験No.1と実験No.2の$\sin\phi'$ ~($\tilde{\varepsilon}_1+\tilde{\varepsilon}_2$)関係

5. まとめ

本研究についてまとめると，以下の通りになる．

① 等方過圧密粘土の硬化挙動は，$\tilde{\varepsilon}_1+\tilde{\varepsilon}_2$を硬化パラメーターとする等方硬化則に従っていると考えられる．

② 理論的考察から$\tilde{\varepsilon}_1+\tilde{\varepsilon}_2$を硬化パラメーターとする等方硬化則に従う材料の降伏規準がMohr-Coulombの降伏規準である可能性があることを示した．

③ 等方正規圧密粘土の三軸圧縮試験と三軸伸張試験の実験結果と上記②は矛盾している．今後は②の理論的考察に何らかの問題があるのか，または実験に問題があるのか追及していく所存である．

【参考文献】

1) Fukuda et al. :Anisotropic and isotropic yielding behavior of clay .,Proc. 12 Pan. Am. Conf. SMGE, 2003

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

積雪寒冷地の斜面被害とその要因の特性表示

北海道大学大学院　学生会員　○小池　正樹
北海道大学大学院　国際会員　横濱　勝司
北海道大学大学院　国際会員　三浦　清一
北海道大学大学院　学生会員　今泉　浩明

1．はじめに

北海道には火山性の砕屑岩や破砕性火山灰地盤など多種多様の斜面が多く存在している．このような斜面では，凍結融解作用などに起因する構成地盤材料の力学的経年劣化や，近年多発している異常気象により，比較的緩い勾配の斜面でも崩壊等の事象が発生している．特に，近年の平均気温の上昇に伴う融雪期の地盤内における急激な間隙水圧の変化は，斜面崩壊を急増させている一因であると考えられている．このような状況下での斜面崩壊は複数の要因が相互に関連して発生するものである．しかし，適切な道路通行管理を実施し安定した交通状況を維持するためには，斜面崩壊の要因を明らかにし，道路管理へ活用するための手法を提案することが必須となる．

本研究では，斜面崩壊の発生事例と観測されている気象データに基づいた分析を行い，斜面崩壊発生時の気象状況について検討を進めた．具体的には，積雪量の変化と降雨の関係を示し，斜面崩壊の有無との関連について検討している．

2．融雪期に発生した斜面崩壊事例および気象観測結果

まず，道内で見られた斜面崩壊の事例を示す．B 地点では，平成 18 年 4 月 20 日 23：30 頃に斜面表層すべりが発生した．斜面は道路沿いの西南西向きである．**図－1** は斜面崩壊時の崩壊土砂堆積状況が示された図である．これは，災害発生後の斜面点検時に作成されたスケッチに基づいている．これによると，のり高 15m，崩壊前の勾配 1:1.5 であった斜面上部において，2m 程度の崩壊深さで斜面が崩壊し，道路まで崩壊土砂が堆積していた状況を読取ることができる．なお，崩壊土砂は延長 10m に渡り路面上に堆積しており，崩壊土量は 40m^3 であったとされている．

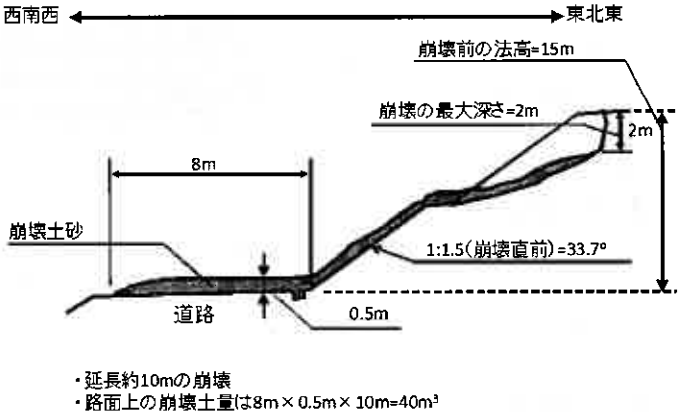


図-1　斜面崩壊時の崩壊土砂堆積状況（B 地点）

図－2 は，崩壊箇所近傍で実施されたボーリング結果に基づいて推測された斜面地盤の断面図を示している．この図では，対策工実施後の断面形状および斜面勾配が示されている．これより，崩壊箇所の地盤は火山灰質粘性土層と砂礫層との互層であることが分かる．さらに，斜面上部箇所ですべりが発生していることから（**図-1** 参照），上位火山灰質粘性土層および上位砂礫層の内部にすべり線が発生していたことも予想される．

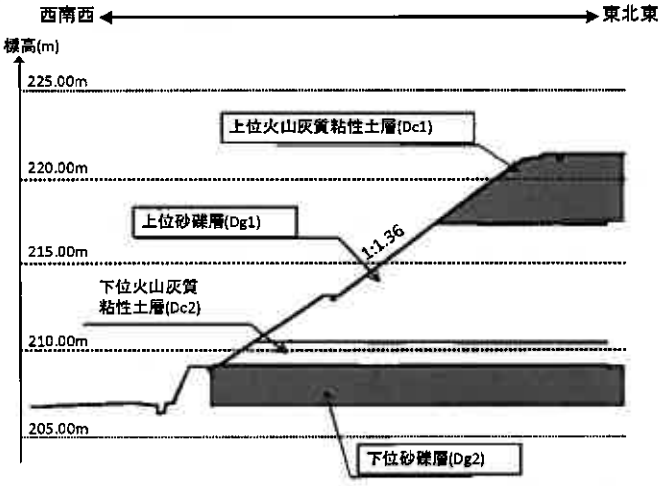


図-2　崩壊箇所近傍での斜面地盤の断面図（B 地点）

次に，斜面崩壊時点での気象状況を調べるために，**図－3**，**図－4**，**図-5** は，B 地点から一番近い箇所で観測された斜面崩壊の発生前後の 1 時間毎の気温，時間雨量，現在積雪の変化を示している．なお，この場所は S 地点から 17km 離れている．

これより，斜面崩壊が発生した 4 月 20 日 23 時 30 分あたりでは，気温変化の挙動が前日までとは異なることが分かる。特に，崩壊発生日では前日までの夜間の気温低下が見られておらず，斜面崩壊発生前日の正午の 0.3℃から午後 10 時の 6.4℃まで上昇していることが見られる．このような気温変動のパターンの違いは，降雨量や積雪量にも影

Characterization of factors on slope failure on snowy-cold region, Masaki Koike, Shoji Yokohama, Seiichi Miura and Hiroaki Imaizumi (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)

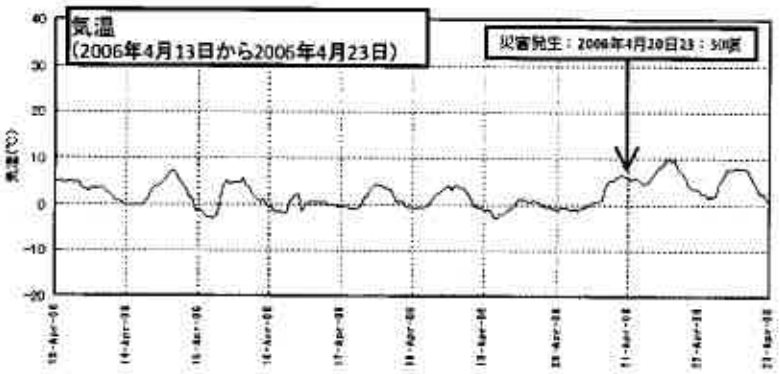
響を与えるような気象状況が見られる前触れと考えられる．さらに，時間雨量および積雪量の変化に関して検討する．図−4 および図−5 より，気温上昇が見られた 4 月 20 日正午から深夜にかけて，時間雨量が増加していること，および積雪量が急減していることが見られる．このように，斜面崩壊が生じる直前までに雨量および融雪量の急激な変化が見られたことから，斜面地盤内の飽和度または間隙水圧の急激な増加が見られ，斜面内の有効応力が低下し斜面崩壊が発生したと推察される．

次に，平成 18 年 5 月 28 日 18 時 40 分頃に斜面崩壊が生じた S 地点での崩壊事例を示す．道路沿いの斜面表層が崩壊し，崩壊土砂が道路まで達した被害をもたらした．図−6 は，崩壊時の崩壊土砂堆積状況を記述したスケッチを示す．この箇所では延長 25m に渡って崩壊土砂が堆積していて，路面上には約 125m^3 の土砂が堆積していた．なお，S 地点周辺では過去に斜面崩壊して堆積した崖錐堆積物の上に火山灰が堆積しており表層の火山灰層が崩壊したこと，4 万年前に形成された地形で，もともと崩壊しやすかったことも指摘されている．

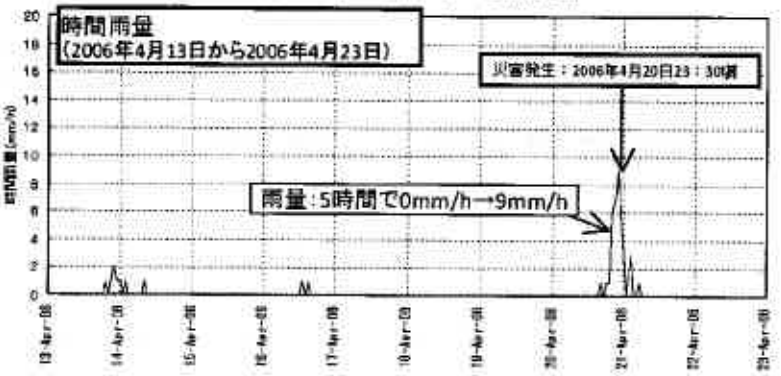
崩壊発生箇所の斜面の詳細情報が得られなかったため崩壊した斜面の情報を明示できないが，崩壊箇所から 5.8km 離れた箇所においては，斜面下部で 35〜40°，斜面上部では 60〜65° の勾配を有する斜面であることが分かった．つまり，S 地点も含めてこの地域では，斜面の勾配は全体的に急であることが伺える．

S 地点での斜面崩壊発生時の気象状況を調べるために，図−7，図−8 および図−9 は，それぞれ崩壊箇所から直線距離で 5km 離れた地点で計測された気温，時間雨量，現在積雪の変化を示している。各データは 1 時間毎の平均値で得られており，崩壊発生時点を含めた 1 か月間のデータが示されている．

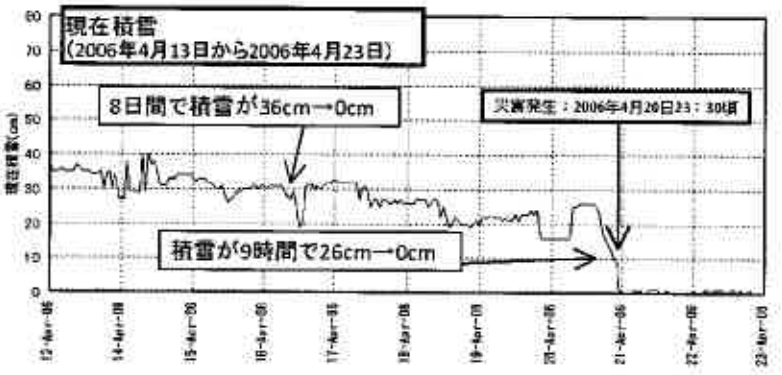
図−7 より，斜面崩壊が見られていない日では昼間の気温上昇と夜間の気温低下の規則的な変化が見られている．しかし，斜面崩壊発生日では，昼間の気温上昇が顕著ではなく気温変動パターンが異なっていることが見られた．これは B 地点における斜面崩壊発生時の気温変動（図−3 参照）と同様に，斜面災害発生時での気象状況の急激な変化を示す一つの情報であると考えられる．次に，図−8 により雨量の変化を調べるため．図より 5 月 28 日午前 8 時で 2mm/h，5 月 28 日午後 5 時で 19mm/h に達する降雨が観測された．なお，5 月 29 日午前 5 時において 0mm/h の観測記録を得るまでの 21 時間で合計 216mm の降雨があったことになる．このような降雨により斜面内の間隙水圧



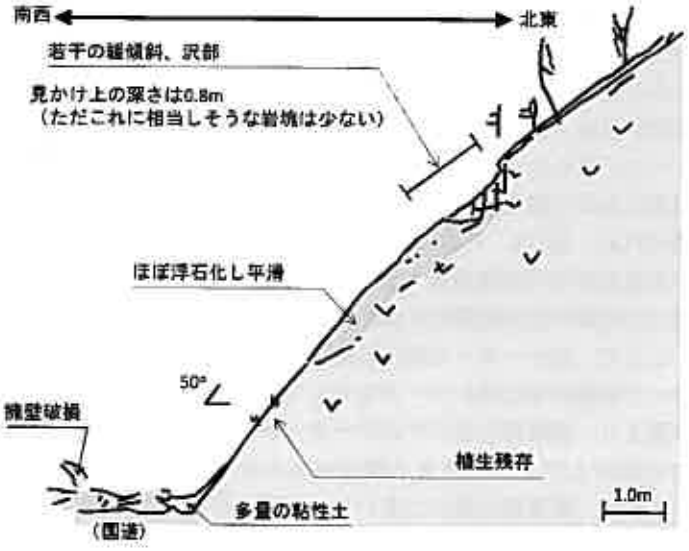
図−3　斜面崩壊発生時の気温（B 地点付近）



図−4　斜面崩壊発生時の時間雨量（B 地点付近）



図−5　斜面崩壊発生時の現在積雪（B 地点付近）



図−6　斜面崩壊時の崩壊土砂堆積状況（S 地点）

や地下水位が急激に増加したことも想定される．また，このような急激な降雨と昼間の気温上昇が抑えられたことも関係があると思われる．

さらに，図−9 は現在積雪の経時変化を示している．この観測記録によると，5 月 28 日に最大で 2cm の積雪が記録されており，これは翌日の 5 月 29 日には 0cm となっている．崩壊箇所の斜面上に積雪が存在したかは不明であるが，他日に比べて 5 月 28 日での雨量および積雪の記録が高い．このことから，S 地点では積雪の一部が斜面内に浸透した上に降雨が見られたために，斜面内の間隙水圧が急激に上昇し，斜面が崩壊したと考えられる．

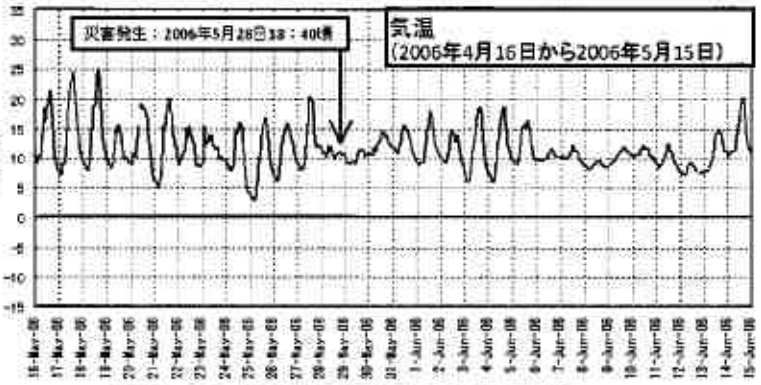
3．斜面崩壊発生時の積雪量および降雨量の関係

前節までに示したように，道内各地では融雪期における斜面崩壊が多く発生していることが知られている．このような融雪期における斜面崩壊は，斜面勾配や地盤の材料特性にも大きく依存する．一方，斜面上の積雪の地盤内への浸透挙動や，降雨の地盤内への浸透挙動，地盤内の有効応力の低下を引き起こすことも考えられる．

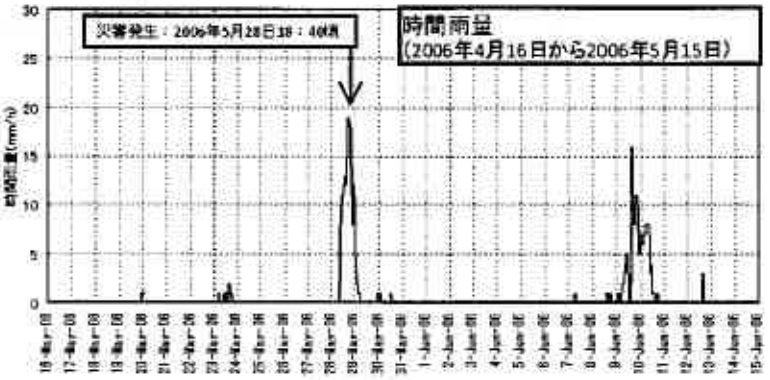
融雪期における道路管理を合理化に行うためには，斜面崩壊時および非発生時の気象観測結果を調べ，その特性を示すことが有効である．本研究では，積雪量の変化と降雨量との関係に着目しそれらの関係を検討する．

図−10 は，気象観測結果を用いる際の積雪量および降雨量の定義を示している．まず，斜面崩壊が発見された時刻を基準として考える．雨量については，基準時刻の直前の時間雨量および累積雨量の最大値を採用している．一方，現在積雪については，基準時刻より前の 6 時間または 12 時間における現在積雪の変化量を算出し，ここでの検討に用いている．なお，斜面崩壊非発生時での雨量および積雪の各量は，斜面崩壊発生箇所付近での気象観測地点と同地点での，斜面崩壊が見られなかった年の融雪期（3 月から 5 月）に見られた時間雨量および累計雨量のピーク値と，降雨量のピークが見られた時刻から 6 時間または 12 時間以前における積雪量の変化量を用いた．

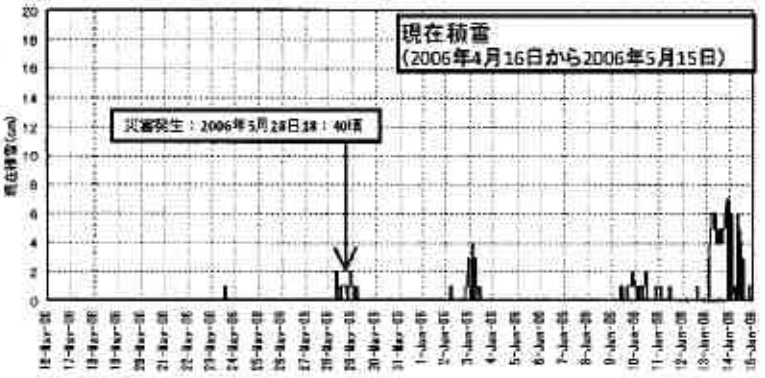
図−11 (a)，(b) は，それぞれ，斜面崩壊発生および非発生時での時間雨量と 6 時間の現在積雪変化量，12 時間の現在積雪変化量の関係を示している．ここで，白マーカーで斜面崩壊発生，灰色マーカーで崩壊非発生時のデータを示している．両方の図より，崩壊発生を示す白マーカーが，グラフの右側および上側に集まる傾向が見られている．これは，積雪量の減少が多いときに降雨が発生すると，斜面の諸条件の違いによらず，斜面崩壊が起こりやすいことを示しているといえる．



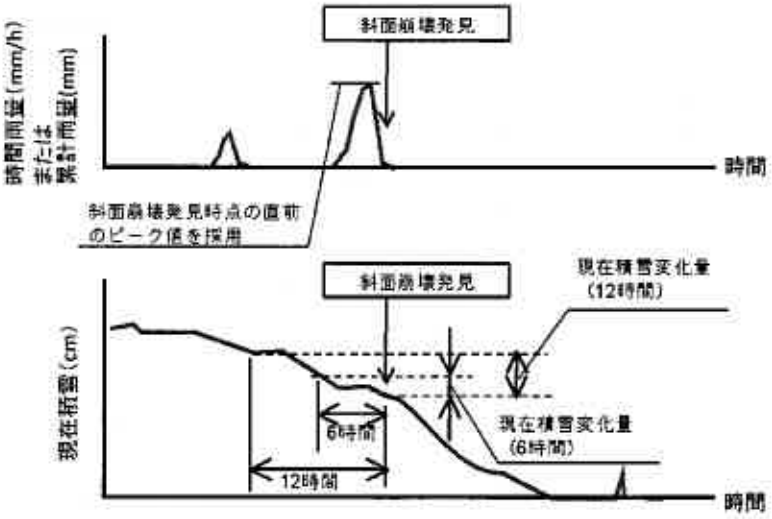
図−7　斜面崩壊発生時の気温（S 地点付近）



図−8　斜面崩壊発生時の時間雨量（S 地点付近）



図−9　斜面崩壊発生時の現在積雪（S 地点付近）



図−10　降雨および積雪量の定義（斜面崩壊発生時）

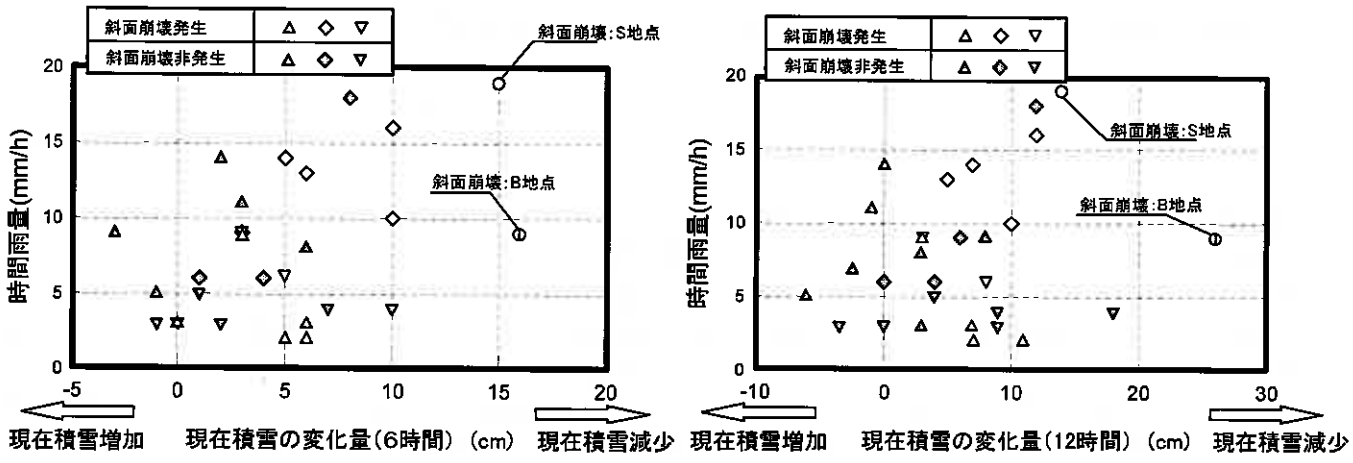


図-11　時間雨量と現在積雪変化量との関係，(a)6 時間の現在積雪変化量，(b)12 時間の現在積雪変化量

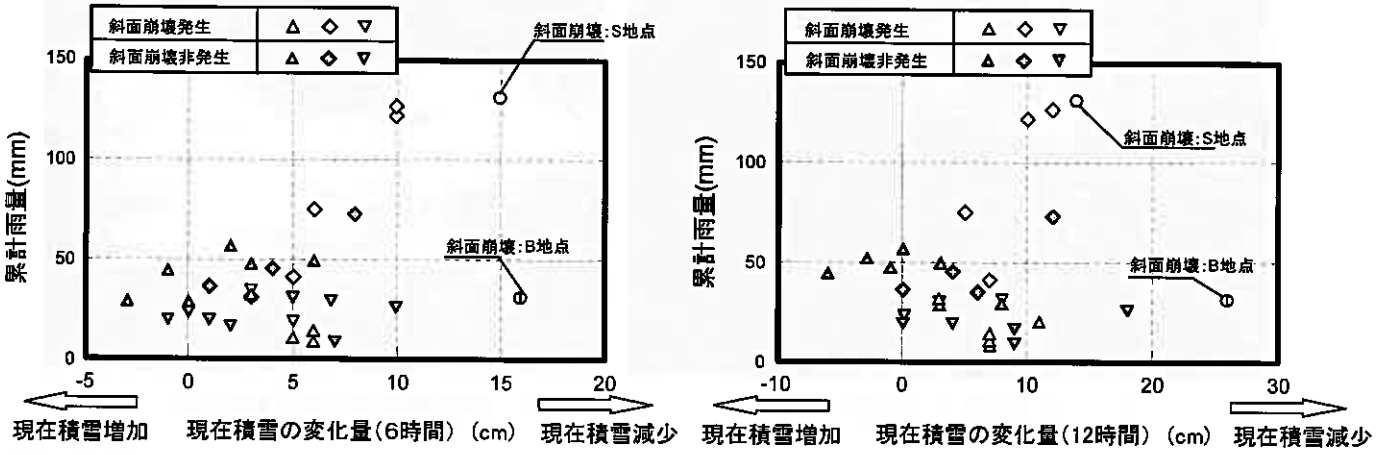


図-12　累積時間雨量と現在積雪変化量との関係，(a)6 時間の現在積雪変化量，(b)12 時間の現在積雪変化量

次に，累計雨量と現在積雪の変化量との関係を検討する．図-12(a)，(b)は，それぞれ，斜面崩壊発生および非発生時での累計雨量と 6 時間および 12 時間の現在積雪変化量の関係を示している．ここで，図-11 と同様に白マーカーで斜面崩壊発生，灰色マーカーで崩壊非発生時のデータを示している．これらの図より，崩壊発生を示す白マーカーはグラフの右側および上側に集まる傾向にあることは図-11 と同様に見られる．さらに，これらの図のように，累計雨量と現在積雪の変化量との関係においては，時間雨量を用いた図-11 のグラフよりも，斜面崩壊と非崩壊のデータの境界値が見極めやすい傾向にあると伺える．具体的には，図-12(a)では累計雨量 40mm かつ現在積雪変化量（6 時間）が 3cm から 5cm の範囲の点で，図-12(b)では累計雨量 40mm かつ現在積雪変化量（12 時間）が 5cm から 7cm の範囲の点が，斜面崩壊発生と非崩壊を区別する気象条件となる可能性を有することが伺える．斜面崩壊を誘発する要因としては，構成地盤の種類，斜面の勾配等の条件もある．また今回の検討に用いたデータも限定されているため，さらなる詳細な検討が必要であることは明白であるが，斜面崩壊発生時の積雪量の変化と降雨量との関係は，融雪期における北海道内の斜面災害発生の予測のための有効な基礎資料となると考えられる．

4．まとめ

本研究では，北海道内で融雪期に発生した斜面崩壊の事例と気象観測結果に基づいて，融雪期における斜面崩壊要因の特性を検討した．その結果，以下のことが明らかにされた．

（1）規模の違いはあるが，北海道内においては融雪期における斜面崩壊の発生が見られる．

（2）融雪期において斜面が崩壊する際には，積雪量減少と降雨の両方が見られる気象状況が見られる傾向にある．

（3）斜面崩壊が発生した時の気象観測結果から，降雨量と積雪変化量との関係は斜面崩壊発生のタイミングを知る手がかりの 1 つになることが示された．

地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 49 号
平成21年1月 於 北見市

被災時支援道路のウィークポイント調査

北見工業大学大学院　学生会員　○中井　綾乃
北見工業大学工学部　国際会員　　伊藤　陽司

1．はじめに

地震や大雨洪水などによって広域が被災した場合，近隣市町からの迅速な救助・復旧支援が二次的な災害を防ぐ上で不可欠である。しかし，支援のための道路が地震によって破壊されたり，洪水によって冠水したりすると支援はもとより避難にも重大な影響を及ぼす。このような事例は2004年新潟県中越地震，2007年能登半島地震や2008年岩手・宮城内陸地震などでクローズアップし，北見地域では発達した低気圧による2006年10月の大雨時に北見ー常呂間で発生している（図-1，図-2)。また，北見市常呂町は常呂川河口・オホーツク海海岸に位置していることもあって2006年8月台風10号・停滞前線大雨洪水，2006年10月低気圧大雨洪水，2006年11月千島列島地震津波警報発令，そして2007年1月千島列島地震津波警報発令の際と，短期間に4回もの避難勧告・避難指示が出されている。さらに，町の大部分が常呂川河口の軟弱な地盤上に広がっていることから，地震時には大きな被害が発生することも予想される。

図-1　市道常呂10号の冠水した様子

図-2　道道308号谷埋め盛土が崩壊した様子

このような地域性を踏まえ，常呂町が被災した場合に重要な支援道路として位置づけられ，北見ー常呂間を最短で結ぶ道道308号日吉端野線ー道道7号北見常呂線(路線長33.475km)を対象に道路構造，常呂川や他の中小河川との関係および斜面の性状と斜面対策状況を把握し，このルートでの地震時や大雨時のウィークポイントを明らかにすることを目的として調査を行った。

2．北見ー常呂間の主要ルート

図-3は，北見市中心部から常呂町へ到る主要ルートを示している。対象ルートは常呂川左岸側を，約21.35km区間が山間部を，約12.13km区間が低地を通っている。このルートの他に，佐呂間町経由のルート（国道333号-道道103号-国道238号)，網走市経由のルート（道道104号-国道238号)，美幌町・網走市経由のルート（国道39号-国道238号）がある。佐呂間町経由のルートは遠回り，海岸沿いを通る，2006年10月の大雨時に道路崩壊が多発した（現時点では道路・河道の改良工事が進展して改善されている)，網走市経由のルートは山間部の地すべり地帯や海岸沿いを通る，美幌町・網走市経由のルートは網走湖湖岸で冠水し易いなどのウィークポントがある。もちろん，対象ルートも山間部では急傾斜の斜面の脚部を，そして常呂川河口部では軟弱地盤上を通っていることからいくつかのウィークポイントは予想されるが，他のルートよりも距離が短く，北見市中心部からの被災支援にとって確保しなければならない緊急輸送ルートである。

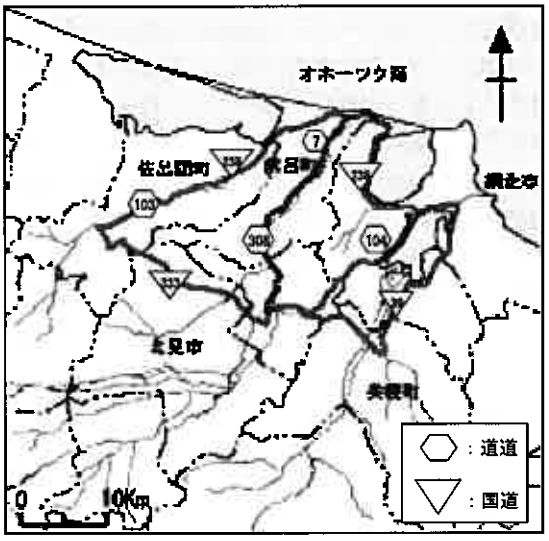


図-3　北見ー常呂間の主要ルート

Weak point investigation of the support road in the disaster.

Ayano NAKAI (Graduate student, Kitami Institute of Technology) and Yoji ITO (Kitami Institute of Technology)

2．調査方法

図-4 は調査の流れを示しており，大まかには既存資料を基にした災害事例の調査，対象ルートの地形図および空中写真の判読，対象ルート約 33.5km の踏査，道路構造，河川および斜面状況に関する調査結果の整理，そして地理情報システムの重ね合わせ機能を用いたウィークポイントの抽出および評価である。

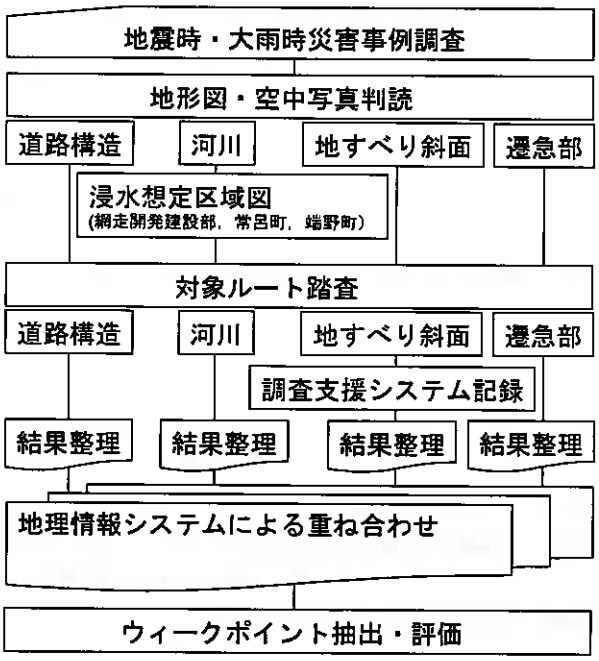


図-4　調査の流れ

2.1　災害事例調査

地震時の災害事例として 1993 年釧路沖地震，1994 年北海道東方沖地震および 2003 年十勝沖地震の際に，道東・オホーツク地域では，どのような地形条件の箇所で道路や斜面が崩壊したか[1)～3)]を整理した。合わせて，2004 年新潟県中越地震，2007 年能登半島地震および 2008 年岩手・宮城内陸地震による道路や斜面の崩壊事例[例えば4)～6)]も参照した。大雨洪水時の災害事例については 2006 年 10 月大雨による北見地域での被災状況[7)]を整理するとともに，最近の日高地方での大雨災害事例[8), 9)]を参照した。

2.2　地形図・空中写真判読

縮尺 25,000 分の 1 地形図の判読および縮尺約 20,000 分の 1 空中写真の立体視判読によって，後に詳述するが，道路については切土斜面や盛土地盤といった道路構造，常呂川や沢との関係，橋梁の位置などを，道路沿いの斜面については地すべり地形の存在と形態や遷急部を把握した。また，河川については国土交通省北海道開発局網走開発建設部，常呂町および端野町によって公表されている常呂川下流域での浸水想定区域図[10)～12)]を参照した。

2.3　対象ルート踏査

地形図･空中写真判読によって把握した道路構造や道路と河川との関係については 2008 年 9 月に対象ルート約 33.5km を踏査して確認した。また，地すべり斜面や斜面対策の現況については 2007 年 10 月に車載型調査支援システム[13)]を用いて調査・記録した斜面データを活用した。

2.4　地理情報システムによる重ね合わせ

地形図・空中写真判読，ルート踏査などによって得られた道路構造，河川および斜面状況に係わるデータをそれぞれ縮尺 25,000 分の 1 地形図に地図情報として整理した後，地理情報システムの重ね合わせ機能を用いて対象ルートでの地震時や大雨洪水時にウィークポイントとなる箇所・区間の抽出・評価を行った。

3．調査の項目と結果

3.1　道路構造

道路の横断形に着目し，まず，道路の山側および河川側の法面の状況を空中写真判読し，切土法面が認められるものを A-1：片切土＋斜面盛土，A-2：片切土＋平坦地盛土，B-1：片切土＋地山，B-2 ：片切土＋平坦地，B-3：面切土の 5 タイプに，盛土が認められるものを C-1：両側盛土（両側斜面），C-2：両側盛土（片側斜面＋片側平坦地），C-3：両側盛土（両側平坦地），D-1：片側平坦地＋片側斜面盛土，D-2：片側平坦地＋片側平坦地盛土，D-3：片側緩斜面＋片側斜面盛土の 6 タイプに，そして E：平坦地の道路を加えて道路構造を 12 タイプに区分した（図-5）。次いで，対象ルートを詳細に空中写真判読しながらタイプを識別し，縮尺 25,000 の 1 地形図に表した。

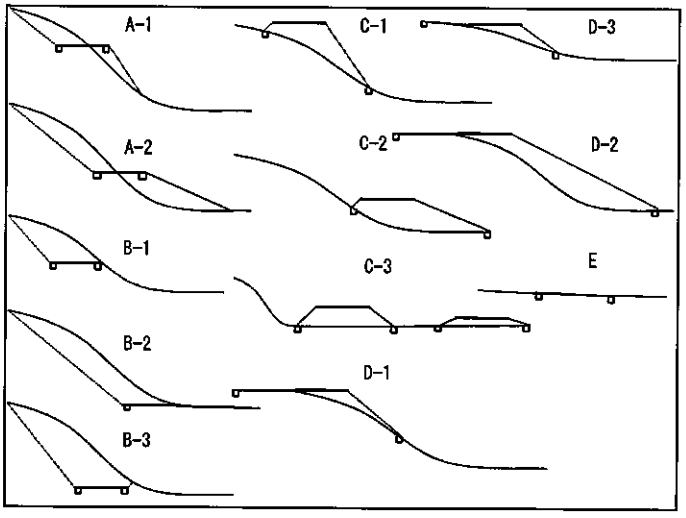


図-5　道路横断形の区分

図-6 は道路横断形の区分毎に区間距離を集計し，対象ルートの道路構造の特徴を示したものである。A グループは片切片盛，B グループは切土，C グループは両側盛土，そして D グループは片盛土としてまとめている。対象ルートでは両側盛土の道路が約 17.41km（52%）を占め，次いで片切土や両切土の道路が約 6.7km（20%）となっている。これまでの地震時での道路被災の多く

が切土斜面の崩壊，盛土地盤の崩壊，軟弱地盤の液状化・流動に起因しており，対象ルートでは A および B グループ約 10.71km（ルートの 32%），C グループ約 17.41km（ルートの 52%）や 6 つの橋梁の取り付け部や道路と直交する 23 箇所の沢の埋立部がウィークポントとなり得る。また，大雨時の道路崩壊の点からは 2006 年 10 月大雨時の被災事例から後述する地すべり斜面のほか，道路と直交する 23 箇所の沢の埋立部がウィークポントとなり得る。

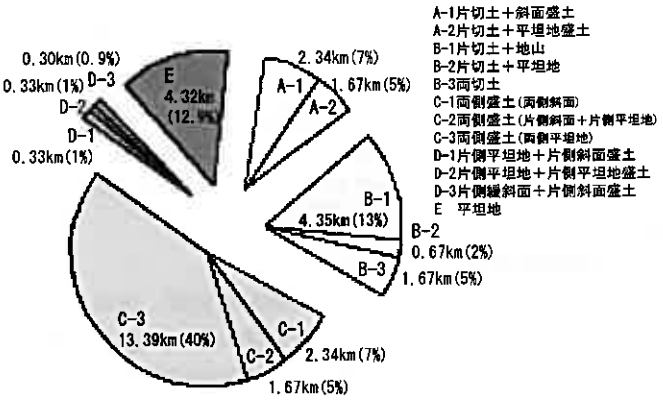


図-6　道路横断形の割合

3.2　河川

常呂川下流域での浸水想定区域図[10)~12)]では，対象ルートのうち山間部を通る区間については北見側から端野町の一区，忠志，仁頃川合流部やポン隈川合流部，常呂町日吉の隈川合流部，東亜川合流部などで，山間部を抜けて低地部を通る区間については道路周囲の宅地・農地も含め，広範囲での浸水が想定されている。これらの区間は 1992 年 9 月の台風 17 号大雨，1998 年 9 月の台風 5 号大雨，2001 年 9 月の台風 15 号大雨，2003 年 8 月の台風 10 号や 2006 年 10 月の低気圧大雨では中小河川の増水によって宅地・農地も含め浸水害に見舞われている。

浸水想定区域図は常呂川流域の 2 日間総雨量 189.7mm を想定して示されているが，前述の大雨洪水害は北見アメダスで，連続降雨量でおおよそ 100mm を観測した降雨状況で発生している。また，網走支庁管内の土砂災害発生の降雨の目安は 20mm/h 以上または連続雨量 100mm 以上となっている。これらのことから常呂川流域の北見中山(置戸)，境野，北見，留辺蘂，仁頃山および常呂に設置されているアメダスによって 1976 年以降観測された降雨状況を最大 1 時間降水量と連続雨量に着目して解析を行った。

図-7 は北見アメダスで 20mm/h 以上あるいは連続雨量 100mm 以上の降雨の各年での発生回数を表したもので，そのような大雨がなかった年もあるが，最近の 30 年間の傾向として増加傾向にあることがうかがえる。他のアメダスでの観測値でも同様の傾向がみられ，気象庁が分析している異常多雨・異常少雨や大雨発生回数の長期変化傾向[14)]が常呂川流域でもうかがえる。

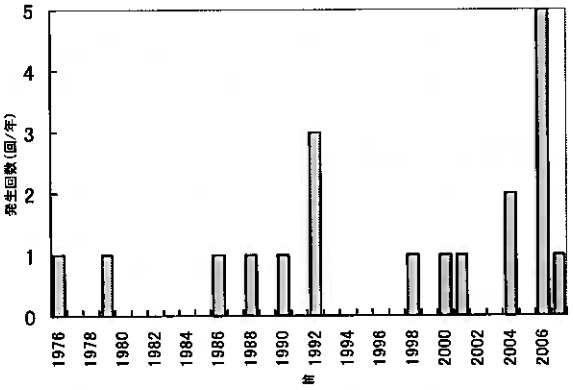


図-7　20mm/h 以上あるいは連続雨量 100mm 以上の降雨の発生回数（北見アメダス）

3.3　地すべり斜面

地すべり斜面は過去に地塊が変動した痕跡を残す斜面であり，そのような斜面の多くは現在では安定を保っていると判断されるが，地震，大雨，長雨や急速な融雪などによってそれまで安定を保っていた移動地塊が再び変動し，被災する事例は多い。また，急傾斜の滑落崖が新たに崩落したり，地すべり斜面そのものではなく，その隣接・後背斜面が新たに変動することもある。

対象ルートでも多くの地すべり斜面が存在することが知られている[15)]が，改めて空中写真判読によって対象ルートに沿う常呂川左岸側斜面での地すべり斜面の存在と特徴を把握するともに，調査支援システムを用いた現地調査によって斜面情報を蓄積した。

空中写真判読は図-8 の模式図に示すように滑落崖の形状，移動地塊内の微地形や残存状態を指標とした区分（地すべり（狭義）型として岩盤スランプ型，岩屑スランプ型，岩屑スライド型，岩盤スラブスライドおよび岩盤ブロックスライド，崩壊型として岩盤崩落型と岩屑崩落型，流動型として岩・岩屑なだれ型とアースフロー型）[16)]に基づき行った。

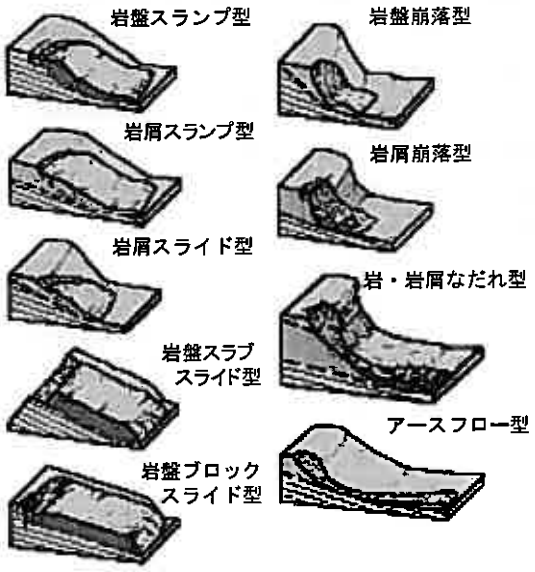


図-8　地すべり斜面の型区分

対象ルートでは岩盤スランプ型 30 箇所，岩屑スランプ型 12 箇所，岩盤ブロックスライド型 13 箇所，岩盤崩落型 1 箇所，岩・岩屑なだれ型 4 箇所およびアースフロー型 24 箇所の計 84 箇所の地すべり斜面が判読でき，縮尺 25,000 分の 1 地形図に滑落崖・移動

地塊の範囲を型別に区分して表示した。これら地すべり斜面のうち，移動地塊の末端が対象ルートの道路に直に面するものが64箇所で，路線長では6,450mである。

これまでの地震時および大雨時の斜面災害事例を参考にすると，地震時には地すべり（狭義）型の斜面で急傾斜をなして残存する移動地塊の一部あるいは全体の再滑動，崩壊型や岩・岩屑なだれ型の斜面の頭部に形成されている急傾斜・大比高の滑落崖やその後輩斜面の，そして地すべり斜面に隣接する変動履歴のない側方斜面の新たな変動を想定する必要がある。また，大雨時にはいずれの型も残存する移動地塊の一部あるいは全体の再滑動，滑落崖の後背斜面や地すべり斜面の側方隣接斜面の新たな変動を想定する必要がある。

3.4 遷急部（遷急線以下の急斜面）

斜面上方からみて，緩傾斜の斜面から急傾斜の斜面に移り変わる地点を遷急点，平面的に連続する肩部を遷急線と言い表す（図-9）。遷急線は浸食前線とも呼ばれ，これまでの地震時や大雨時でも遷急線沿いを頭部として遷急線以下の急斜面が岩盤崩落型，岩屑崩落型あるいは岩・岩屑なだれ型で崩壊する事例が多いことから，対象ルートに沿う常呂川左岸側斜面についても空中写真判読によって抽出した。

対象ルートでは，遷急部は主にジュラ～白亜系仁頃層群の硬質岩（チャートや比較的新鮮な緑色岩類）からなる斜面や岩盤ブロックスライド型の地すべり斜面の移動地塊の末端に見られる。遷急部に沿う道路の路線長は4,750mである。

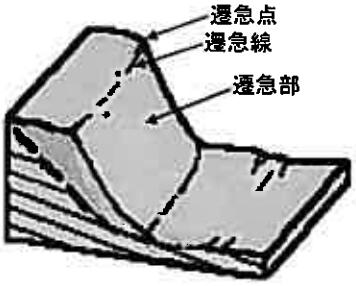


図-9 遷急部の模式図

4．ウィークポイントの抽出・評価

対象ルートを図-10 に示すように6地区に分割して，前述した地震時および大雨洪水時にウィークポイントなり得る箇所を整理し，縮尺25,000分の1地形図に表した。

図-11 は対象ルートの南端の地区にあたる端野地区での地震時のウィークポイントを示したもので，道路構造では両側盛土，片切片盛土や構造物取付け部盛土などを，地すべり斜面，そして明瞭な遷急線を持つ斜面を地理情報システムの重ね合わせ機能を用いて表示している。図-12は端野地区での大雨時のウィークポイントを示したもので地すべり斜面，明瞭な遷急線を持つ斜面，浸水想定区域および過去4回の浸水実績（1992年9月，1998年8月・9月および2001年9月の浸水）を表している。

日吉Ⅰ，日吉Ⅱ，常呂Ⅰ～Ⅲについても同様の作業を行い，対象ルート内でウィークポイントがとくに集中している区間を抽出したものが図-13 である。区間1では岩盤スライド型やフロー型の地すべり斜面や遷急部が多く，また，常呂川が大きく蛇行して道路に迫っており，浸水実績もある。区間2は両側盛土の道路で，道路が遷急部に近接している。また，常呂川に合流する東亜川の河口で浸水想定区域にもあたり，浸水実績もある。区間3では片側切土＋片側平坦地盛土の道路が続き，曲流する常呂川とも近接している。区間4では岩盤スランプ型の地すべり斜面が連続し，切土斜面には亀裂の発達した岩盤が露出している。区間5では地形的に開析されているが，移動地塊が複数のブロックに分化した岩盤ブロックスライド型の地すべり斜面がみられ，浸水実績もある。山間部を抜けて低地を通る区間6については現在，地盤性状の解析中ではあるが，深部まで粘土層やN値2～9の砂層からなり，地下水位も地表面下2～3mの非常に軟弱な地盤の上にあることが分かっており，地盤液状化への対策が必要な区間である。

現在，これら6区間のうち区間1，2および4の3つの区間で道路・斜面に係わる工事が行なわれており，区間1では道路の線形改良・かさ上げと切土斜面対策が，区間2および4では斜面からルートを遠ざける線形改良が実施されている。

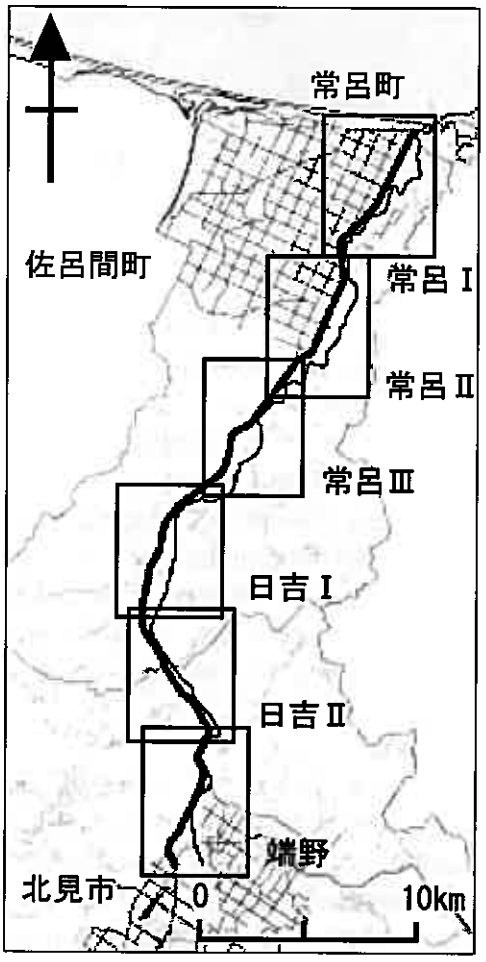


図-10 対象ルートでのウィークポイント情報整理の地区設定.
地区毎に図-11，図-12に示す情報図を作成している.

5．まとめ

北見市常呂町が被災した場合に北見市中心部からの支援道路として最短で，重要な役割を担う道道308号日吉端野線一道道7号北見常呂線の道路構造，常呂川や中小河川との関係，斜面の性状や斜面対策の進捗状況からみた地震時や大

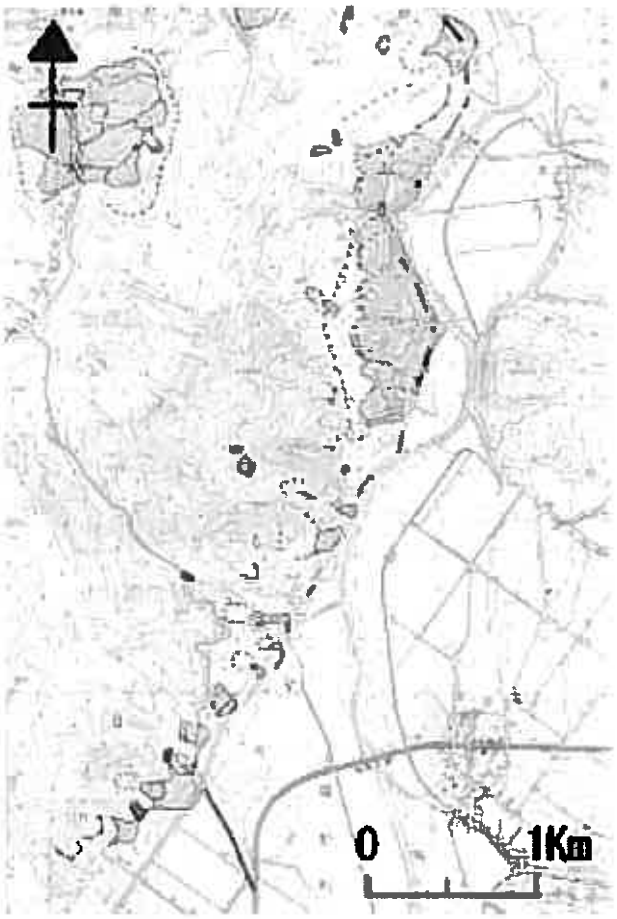


図-11　端野地区の地震時ウィークポイント情報図

図-12　端野地区の大雨時ウィークポント情報図

雨時のウィークポイントを概略的ではあるが把握し，情報図として示した。ウィークポイントが集中する区間のうち，すでに道路の線形改良や法面対策に着手されていて，まもなく大幅に改善されるであろう区間もあるが，未着手で早急な対応が望まれる地点・区間も少なくない。

今後は地点・区間を絞って，とくに未対策の斜面や軟弱であることが予想される中小河川河口部の地盤とその上を通る道路に注目した調査を継続し，より具体的な問題点や必要な対応を示していく予定ではあるが，このルートの現状での脆弱性を地域住民も含めた共有の情報とし，日常的な監視，異常現象の通報，早期避難，被災に備えた資機材の備蓄などソフト対応を重視した地域の仕組みづくりが緊急であることを強調しておきたい。

参考文献

1) 北海道立地下資源調査所：1993 年釧路沖地震による地盤現象と災害，地下資源調査所調査研究報告 No. 23，105p.，1994.

2) 北海道立地下資源調査所：1994 年北海道東方沖地震による地盤災害，地下資源調査所調査研究報告 No. 25，106p.，1996.

3) 2003 年十勝沖地震地盤災害調査委員会：2003 年十勝沖地震地盤災害調査報告書，地盤工学会，131p.，2004.

4) 国土交通省国土地理院：新潟県中越地震関連 HP，http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/NIGATA.GISIN/

5) 国土交通省国土地理院：平成 19 年（2007 年）能登半島地震関連 HP，http://gsi.go.jp/BOUSAI/isikawa-index.html

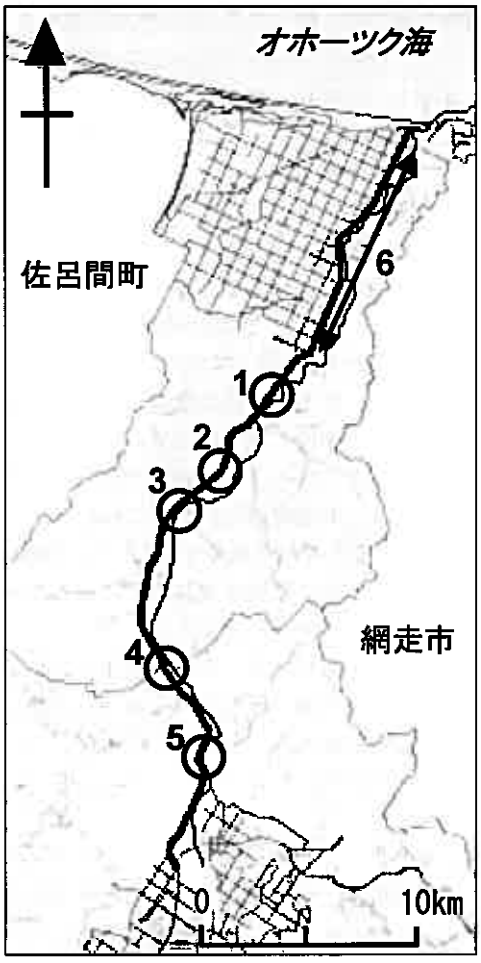


図-13　ウィークポイント集中区間

6)国土交通省国土地理院：平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震関連 HP，http://www.gsi.go.jp/johosystem/johosystem40087.html
7)伊藤陽司・小野祐也・伊深憲利・垣野泰斗：2006 年 10 月大雨による北見市仁頃ー端野地域での地盤災害，平成 19 年度(社)日本地すべり学会北海道支部・北海道地すべり学会研究発表会予稿集，pp.61-64，2007.
8)石丸　聡・田近　淳・大津　直・高見雅三：日高地方における 2003 年台風 10 号による豪雨災害，地質研究所報告，No.75，pp.61-70，2004.
9)石丸　聡・川上源太郎・田近　淳：2006 年 8 月の豪雨による胆振・日高地方の斜面崩壊，地質研究所報告，No.78，pp.201-212，2007.
10)国土交通省北海道開発局網走開発建設部：常呂川水系常呂川浸水想定区域図，http://ab.hkd.mlit.go.jp/shinsui/tokoro_M.html
11)常呂町：常呂町（常呂川）洪水危険地図，2003.
12)端野町：常呂川洪水避難地図，わが家の防災，pp.4-5，2004.
13)伊藤陽司・豊田　守：携帯型 GPS を用いた被災調査支援システム，平成 18 年度(社)日本地すべり学会北海道支部・北海道地すべり学会研究発表会予稿集，pp.39-42，2006.
14)気象庁：気候変動監視レポート 2007，http://www.data.kishou.go.jp/climate/cpdinfo/monitor/index.html
15)山岸宏光 編：北海道の地すべり地形ー分布図とその解説ー，地すべり学会北海道支部監修，北海道大学図書刊行会，392p.，1993.
16)伊藤陽司：地塊運動と地形変遷，地すべり地塊とその変遷過程に関する研究報告書，日本地すべり学会地すべり地塊とその変遷過程研究委員会，pp.13-18，2001.

平成１９年度地盤工学会北海道支部賞選考経過報告

選考委員

委員長	三浦　清一	北海道大学大学院工学研究科教授
委　員	神谷　光彦	北海道工業大学工学部教授
〃	坂本　　容	北海道電力(株)土木部長
〃	武田　　覚	(株)ドーコン 環境事業本部執行役員
〃	西川　純一	(独)土木研究所寒地土木研究所研究調整監
〃	吉野　伸一	北海道旅客鉄道(株)鉄道事業本部顧問

選考経過

(1) 地盤工学会北海道支部賞

平成２０年２月２９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、次の２編を授賞論文として選考した。

論 文 名　覆土による重金属汚染対策に関する現場実験（その２）
著　　者　田本　修一　(独)土木研究所寒地土木研究所

論 文 名　複雑な形状を呈する堤体基礎地盤掘削への情報化施工システムの採用
～京極発電所上部調整池工事～
著　　者　村木　俊介　鹿島建設(株)

(2) 地盤工学会北海道支部賞(学生部門)

平成２０年２月２９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、次の３氏の発表について、北海道支部賞(学生部門)を授与することとした。

氏　　名　山木　正彦　北海道大学大学院工学研究科
発表論文　粒状体の動的変形特性に及ぼす凍結融解履歴の影響

氏　　名　井野　寿人　室蘭工業大学大学院工学研究科
発表論文　凍結・融解履歴を有する火山灰質土斜面の降雨時力学挙動とその評価

氏　　名　西田　浩太　北海道大学大学院工学研究科
発表論文　せん断弾性波速度および残留有効応力による試料の品質評価（第３報）

論文名　覆土による重金属汚染対策に関する現場実験（その２）
著　者　田本修一　伊東佳彦　岡崎健治　五十嵐敏文
受賞者　田本修一

選考理由

重金属、揮発性有機化合物等による土壌汚染が顕在化してきたことを背景として、平成15年2月に人為的活動による土壌汚染を対象に「土壌汚染対策法」が施行された。また、これを受けて平成15年7月に自然的原因の重金属による土壌汚染も対象とした「建設工事で遭遇する地盤汚染対応マニュアル（暫定版）」が発刊された。しかし、後者は基本的に前者に準拠しており、より実態に即した評価、対策手法の確立が急務となっている。一方、北海道における海成の堆積岩や熱水変質の影響を受けた火山岩等一般的に見られる地質においても、環境基準を超過して有害重金属が溶出したり、酸性水が流出したりする事例が確認されている。これらは、適切な処理を施して汚染の拡散を防止する必要があり、道路建設事業における処理方法としてシート等による遮水対策などが主体となって行われているが、工事費増嵩の一因となっている。

本研究は、合理的・経済的な重金属汚染対策工法の構築を目的として、砒素が溶出する岩石を用いた覆土による重金属汚染対策工法に関する実験的な検討を行ったものである。試験の内容は、覆土材料を重金属移行抑止層として敷土に用いた場合、その有効性を評価するための吸着試験、逐次溶出試験であって、これらの結果をもとに敷土底部より漏洩する砒素の溶出・拡散評価を行っている。その結果、覆土材料に使用した床掘土及び購入土は、砒素の吸着能を有し、砒素の固液相関濃度をヘンリー式で仮定することにより表現が可能となった。そして、細粒分を含む現地発生土を用いることにより、砒素漏洩濃度の低減が可能であったことから、現地発生土の吸着効果を利用した処理対策が有効であることを明らかにした。

以上のように、本論文は実汚染土を用いて覆土を施した盛土内環境を明らかにするとともに、現地発生土の砒素吸着効果を利用した汚染土の対策工法の有効性を示し、地盤環境工学上重要な知見を提供していることから、地盤工学の発展に寄与するところが大きい。

よって、著者は地盤工学会北海道支部賞を授与される資格があるものと認める。

論文名　　複雑な形状を呈する堤体基礎地盤掘削への情報化施工システムの採用
～京極発電所上部調整池工事～

著　者　　村木俊介　田中則和　赤澤林太郎
受賞者　　村木俊介

選考理由

近年の情報化技術の進歩には目覚しいものがある。建設産業においても、情報化技術を活用した合理的な生産システムの導入・普及促進を図る取組みが産官学の連携のもと行われているが、他産業に比較して遅れている状況にあると言われている。２１世紀を迎え、少子高齢化に伴う建設作業員の不足、高齢化や熟練工の減少など多くの問題を抱える現状において、施工の効率性・安全性・品質の向上・省力化・環境保全という観点から、情報化技術により施工の合理化を図ることがなお一層求められている。このような状況の中、土工事におけるＧＰＳと建設機械を組合せて掘削や敷均し・転圧作業をシステム化し、管理する情報化技術についても、徐々に施工実績が積み重ねられ、改善・改良が進められている現状にある。

本報文は、大規模で複雑な形状の堤体基礎地盤掘削に、三次元ＣＡＤとＧＰＳを適切に組合せ、調査・設計から施工管理までを一元的に行うＩＴ土工管理システムを採用して施工を行った結果について報告したものである。当工事は、北海道でも有数の豪雪地帯での土工事であり、施工期間が６～１０月の５ヶ月間に限定される厳しい施工条件下での施工となっていた。また、基礎地盤確認・検査に基づく形状変更に対するスピーディーな対応や、浸食を受けやすい風化岩の露出時間短縮という品質的にクリアすべき課題があった。このような種々の課題を解決すべく、ＩＴ土工管理システムを採用し、掘削手順と方法を工夫することにより、効率的な掘削と品質の確保を実現している。

以上のように、本情報化施工システムは、従来の方法では多大な労力と時間を要する大規模掘削作業をより短時間で効率良く、かつ所定の精度内で施工することが出来ることを実証した。また、三次元ＣＡＤを有効に活用することにより、設計から施工・施工管理までの一連の作業を効率よく実施する方法を示している。

以上のように本工法は、情報化技術の土工事への積極的な活用により施工の合理化を促すのみならず、施工の高精度化・効率化・省力化を進展させ、土構造物の品質向上、施工の安全性向上、更には環境への負荷低減を可能とするものであり、地盤工学の発展に寄与するところが大きい。

よって、著者は地盤工学会北海道支部賞を授与される資格があるものと認める。

定価　¥3,000

技術報告集　第49号

発行・編集　地盤工学会北海道支部
〒060－0061
札幌市中央区南1条西2丁目南一条Kビル8階
事務局　TEL 251－7038・261－7742

印　刷　㈱　マ　ル　ミ

本書刊行に際して広告掲載協賛者ご芳名録

目　　次