

技術報告集

第 32 号

平成十一年三月

刊
法人 土質工学会北海道支部

技術報告書目次

① 深層混合処理工法における強度特性に……開発局室蘭開建 について 北海道開発コンサルタント㈱	太田政一・阿部康明 …… 1 ○菅野 誠 加藤敦彦
② 深層混合処理工法による周辺地盤変形……開発局開発土木研究所 防止	○林 宏親・能登繁幸 …… 7 谷村昌史・小田島大
③ 地盤改良工法に関する最近の動向……不動建設㈱東京本社 不動建設㈱北海道支店	安藤 裕・河本憲二 …… 13 日下部史明 ○山口博久
④ 速度検層によるセメント系地盤改良工……開発局室蘭開建 法の評価について(その3) — P S地震探査、地下レーダ探査を 北海道開発コンサルタント㈱ 用いた地盤改良範囲の強度評価 —	岡部博道 …… 21 ○阿部康明・佐藤浩治 本間公康
⑤ 地盤改良における変位低減対策事例……北海道開発コンサルタント㈱ — 高圧噴射攪拌工法施工時における 小野田ケミコ㈱札幌支店 変位観測および低減対策について —	本間公康 …… 27 ○黒沼卓夫・立石光一
⑥ 軟弱珪藻土地盤の工学的特性および下……網走市水道部 水道布設工事例 北海道開発コンサルタント㈱	高橋重之・吉田憲弘 …… 33 ○田中信幸 下島恒二
⑦ 泥炭地盤における沈下時間解析法の比……北海道土質試験協同組合 較例	恒川 晃 …… 41
⑧ 欠 番 特別講演「火山灰の分類および地盤改……応用地質㈱ 良時の問題」 特別講演「軟弱地盤対策工の実施例」……開発局室蘭開建	若松幹男 …… 47 真田英夫 …… 51
⑨ 土の凍上試験方法の改良について……道 工 大 深川農業高等学校 道 工 大	○神谷光彦 …… 57 多田哲司 川端伸一郎
⑩ 地盤の自然凍上と地下水位条件に……北 見 工 大 る実験的研究(2) 北 見 工 大 院	鈴木輝之・沢田正剛 …… 61 ○林 啓二
⑪ 慣性力を受ける斜面構造の安定性状に……苫小牧高専 についての模型実験 室 蘭 工 大	○澤田知之 …… 69 松岡健一 能町純雄
⑫ 橋梁基礎工事に伴う仮設締め切り内に……北大工学部 おける浸透力による地盤の破壊 北海道開発局 — 事例とその解析 — 北大工学部 北大大学院	三浦均也 …… 73 ○今福 守 高治一彦 古川美典
⑬ 石狩湾新港における液状化特性……開発局小樽開建 基礎地盤コンサルタンツ㈱	窪内 篤・岸 哲也 …… 83 斉藤和夫 ○作田一之
⑭ 広範なひずみレベルにおける砂の動的……北大工学部 変形・強度特性	○山下 聡・土岐祥介 …… 89

⑮	等方応力変化が粘土供試体中の間隙水……函館高専	○佐野信房・岩淵祐一	99
⑯	火山灰粗粒土の三軸伸張強度特性と粒子破碎の影響について	○磯崎真一・新田登	107
⑰	軟岩用繰返し一面せん断試験機の試作と実験結果	北大工学部 佐野彰・三田地利之 渋谷啓 ○大森壮一郎・中根理	113
⑱	不織布の一面せん断による摩擦特性と土中変形挙動の予測	北大工学部 三田地利之 ○山本陽一・小山田和	121
⑲	土質ボーリング資料のクラスター分析と地盤区分	室蘭工大 朝日秀定	129
⑳	自重を考慮した境界要素法による半無限体の弾性変形(第2報)	苫小牧高専 小野丘 北大工学部 三田地利之	133
㉑	弾塑性モデルによる軟弱地盤のFEM解析事例	苫小牧高専 池浦勲・澤田知之 日本工営(株) 下倉宏 北大工学部 三田地利之 (株)熊谷組 梅木宏也 開発局開発土木研究所 林宏親	139
㉒	釧路地域の地震環境と表層地盤の地震応答特性	基礎地盤コンサルタンツ(株) 稲直美 開発局開発土木研究所 加治屋安彦	149
㉓	大断面トンネル掘削における計測および挙動解析 ——高見発電所励磁室——	北海道電力(株) 池野英昭 ○真鍋明義 北電興業(株) 鹿内賢司・佐藤宏幸	157
㉔	多層地盤中に円形に配置された鋼管矢板構造の応力解析	メイセイエンジニアリング(株) 小針憲司 室蘭工大 岸徳光・松岡健一 日大 能町純雄	167
㉕	北海道美幌町活汲峠地すべり地での地すべり崩土	北見工大 伊藤陽司	175
㉖	遠心力模型実験による地すべり抑止杭の挙動について	開発局開発土木研究所 女池高啓・黒川國夫 日本工営(株)技術研究所 伊藤民夫	181
㉗	原位置試験による杭の周面摩擦力の推定法について	開発局土木研究所 玉田隆志・能登繁幸 日下部祐基・松田泰明	185
㉘	シンウォールサンプリングにおける採取方法の違いが強度に与える影響	北海道土質コンサルタント(株) 川奈野博和・松本和正 ○浅利正明	191
㉙	泥炭地盤における鋼矢板の横方向地盤反力係数について	応用地質(株) 新藤和男	197
	土質工学懇話会要旨		203
	平成2年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告		209

深層混合処理工法における強度特性について

北海道開発局室蘭開発建設部 正員 太田 政一
 同 上 正員 阿部 康明
 同 上 正員 ○菅野 誠
 北海道開発コンサルタント株式会社 正員 加藤 敦彦

まえがき

深層混合処理工法の機械攪拌工法は、固化材の混合方式として、①粉体、②スラリーの2方式があり、数多く施工されているが、2方式の品質、強度特性の差異については十分な検討が行われていない。このため、平成2年～3年にわたり高規格幹線道路日高自動車道路の苫小牧市柏原地区SP4800～5100間の地盤改良工事において、両方式の試験施工を実施し、品質、強度特性についての比較考察と設計法の検討を行ったので報告する。

1. 試験地の地盤条件

本地域は、苫小牧市の東部に位置し、地表より支笏火山灰で構成された火山灰台地から侵食運搬されて2次堆積した火山灰が緩く堆積しており、それ以下は軟弱な泥炭、粘土が堆積する地域である。地層構成は、図-1に示すように地表より約1.5mは緩い火山灰が堆積し、その下位に黒褐色の泥炭層が深度約3.5mまで堆積し、深度約10.5mまで暗灰色の粘土層となっている。泥炭は、含水比が $w_n=94\sim 644\%$ 、コーン指数 $q_c=3.2\text{kgf/cm}^2$ を示している。粘土は、含水比が $w_n=64\sim 103\%$ 、コーン指数 $q_c=2.2\text{kgf/cm}^2$ を示している。

このため、深層混合処理工法を計画し、すべり破壊および側方流動防止を図ることとした。

表-1 軟弱地盤の土性

	泥 炭	粘 土
比 重 G_s	1.548 ~ 2.532	2.631
含 水 比 w_n %	94 ~ 644	64 ~ 103
液性限界 L_L %	—	51
塑性限界 p_t %	—	26
塑性指数 I_p %	—	25
一軸圧縮強さ q_u kgf/cm^2	—	0.34
圧密降伏応力 p_c kgf/cm^2	0.28 ~ 0.47	0.66
圧縮指数 C_c	2.8 ~ 7.2	0.7
初期間隙比 e_0	5.4 ~ 10.6	1.6
強熱減量 L_{18}	45 ~ 81	—
オランダ式貫入試験 q_c kgf/cm^2	3.2	2.2

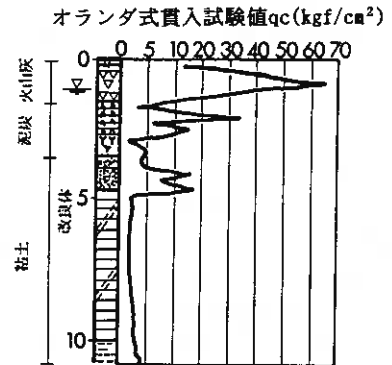


図-1 試験箇所柱状図

2. 室内試験

① 試料土および改良材

室内配合試験に用いる試料土は、改良計画現場内より、ボーリングにより採取したものを用いた。3種類の改良材での比較試験の上、高有機質土用セメント系改良材を使用した。

② 供試体の作成

室内配合試験に用いる供試体の作成方法は、土質工学会基準「安定処理土の締固めしない供試体の作成方法 (JSF T 821-1990) に準じて行った。

The Characters on the Strength of Stabilized Piles by Deep Mixing Methods ; Masakazu OHTA (Hokkaido Development Bureau), Yasuaki ABE (Hokkaido Development Bureau), Makoto KANNO (Hokkaido Development Bureau), Atsuhiko KATOH (Hokkaido Engineering Consultants)

③ 改良効果の判定

改良効果の判定には、「土の一軸圧縮試験方法 (JIS A 1216-1990)により、材令7日および28日の供試体各3個の一軸圧縮試験を実施した。

④ 試験結果

室内配合試験の一軸圧縮試験結果を図-2に示す。

3. 改良効果の評価

試験パイルは、それぞれの方式で泥炭、粘性土について3種類の配合で試験パイルを打設した。スラリー方式は水セメント比W/C=1.0とした。

地盤改良施工後、材令7日の試験改良柱体の連続的な強度を評価するために、トリプルチューブサンプラーを用いて、ボーリングによるオールコアサンプリングを実施した。試料採取のためのボーリング位置は、改良柱体の中心から外縁部までの距離の半分の位置、すなわち $1/4 D=25\text{cm}$ の任意の位置とした。

供試体はオールコアサンプリングした供試体を脱型後、20cm毎に1本の割合で供試体をトリミング作業の上、一軸圧縮試験の供試体に供した。

3-1 供試体の改良状況

① RQD値による評価

通常、改良効果の判定は、0.5m~1.0m毎に1試料の一軸圧縮試験を行って、判定が行われる。この場合、従来より、サンプリングされたコアがクラックおよび未改良部等を部分的に混在する試料については、0.5m~1.0m間でサンプリングした試料部の中から、固化された部分のみトリミングした上、一軸圧縮試験を行ってきた。

しかし、この改良効果の評価方法は、未改良等による低強度部分の評価は含まれていないため、強度管理法として危険性の高いものである。

このため、改良柱体の改良状況を定量的に評価する目的で、岩盤評価で利用されているRQD (Rock Quality Designation) 値を用いることとした。改良柱体を軟岩質の固化体とみなし、個々の改良柱体の連続した強度分布を把握するため、サンプリングしたオールコアに混入する未処理部の頻度を測り、改良柱体試料のRQD値を調べた。

表-2は、今回の試験改良柱体のRQD値である。供試体作成不能試料部については、この部分をRQD値の算定から削除し、その部分の一軸圧縮強さはゼロとした。これは未改良土の混入あるいはボーリング・サンプリング時のクラックの発生等またスライムの混入等その原因が明確に判定できないため、安全側の取扱いを考慮した。

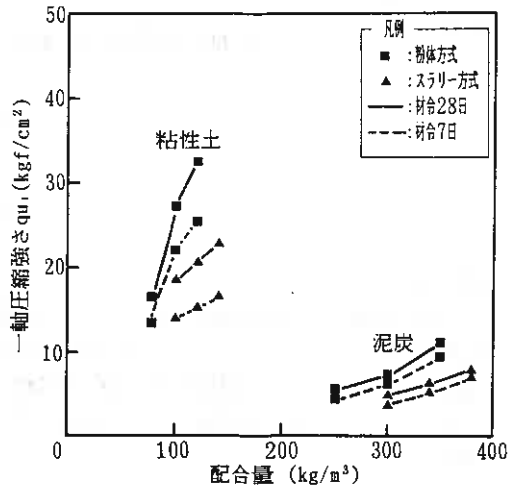


図-2 配合量と一軸圧縮強さ

表-2 固化材配合量とRQD値

土質	粉体方式		スラリー方式	
	配合量 (kgf/m³)	RQD値 (%)	配合量 (kgf/m³)	RQD値 (%)
泥炭	250	15.1	300	100
	300	54.5	340	100
	350	96.9	380	100
粘性土	80	30.4	100	100
	100	28.9	120	100
	120	82.8	140	100

$$\text{RQD値} = \frac{20\text{cm以上のコアの累計長さ}}{\text{オールコアサンプルの長さ(100cm)}} \times 100(\%)$$

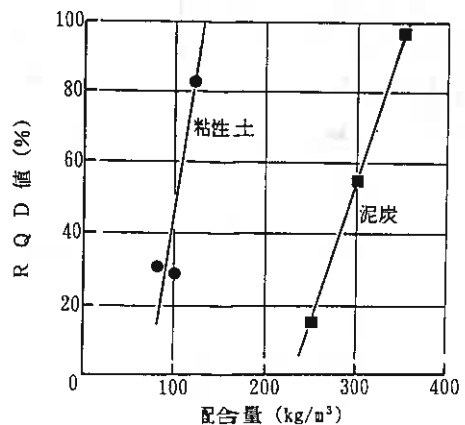


図-3 固化材配合量とRQD値 (粉体)

スラリー方式の改良柱体のコアのRQDは100%であり、良好な攪拌混合の改良状況を呈している。

これに比べて、粉体方式は、図-3に示すように、固化材配合量によってRQD値が大きく異なり、配合量の低いものほど混合改良状況は悪く、低いRQD値を示し、固化したコアの形状を確保している試料は1/2~1/3程度しか認められなかった。最高配合量の改良柱体のRQD値は80~95%程度と安定した品質のものとなっている。RQD値は80%前後確保できるような固化材配合量を決定することが望ましいと思われる。

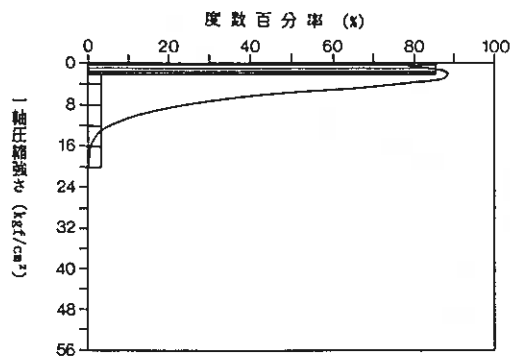


図-4 粉体方式による改良体の一軸圧縮強さの分布
(泥炭 配合250kg/m³)

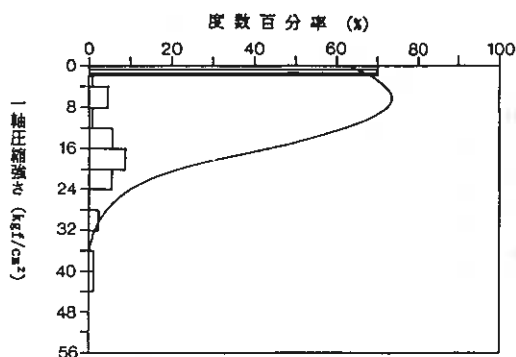


図-7 粉体方式による改良体の一軸圧縮強さの分布
(粘性土 配合80kg/m³)

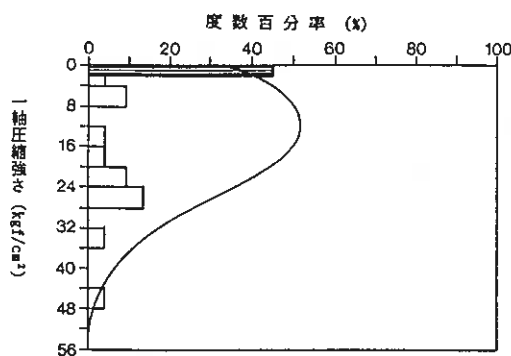


図-5 粉体方式による改良体の一軸圧縮強さの分布
(泥炭 配合300kg/m³)

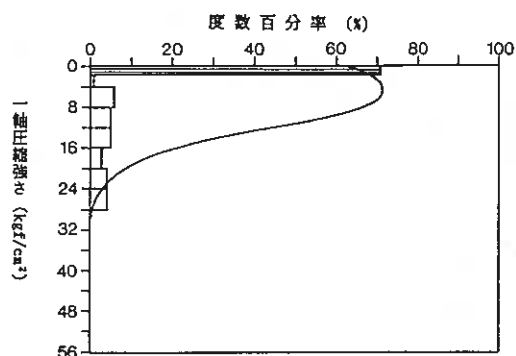


図-8 粉体方式による改良体の一軸圧縮強さの分布
(粘性土 配合100kg/m³)

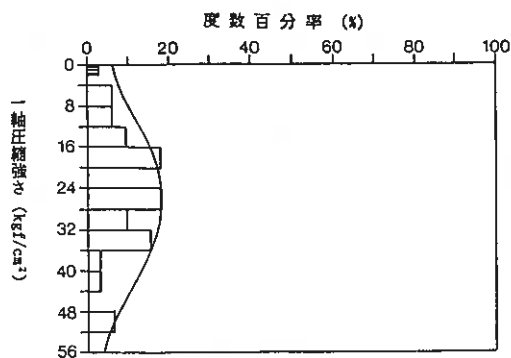


図-6 粉体方式による改良体の一軸圧縮強さの分布
(泥炭 配合350kg/m³)

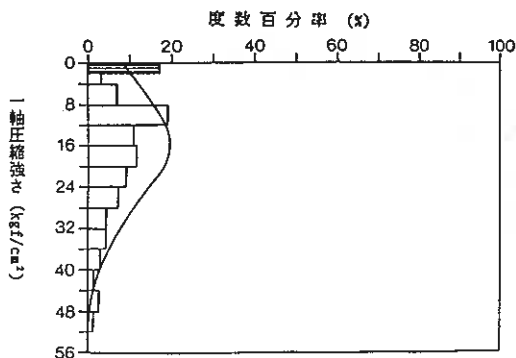


図-9 粉体方式による改良体の一軸圧縮強さの分布
(粘性土 配合120kg/m³)

② ヒストグラムによる評価

改良柱体の強度分布は、粉体方式については図-4から図-9に、スラリー方式については図-10から図-15に、ヒストグラムとその分布を統計処理して求めた理論正規確率分布曲線を示す。

これらを比較すると、粉体方式の強度分布はハッチ部で示した未改良若しくは強度不足の箇所($q_{u7} < 1.7 \text{ kgf/cm}^2$)が極めて多いため、マイナス領域へ引っ張られる形の正規分布曲線が描かれている。低配合量のケ

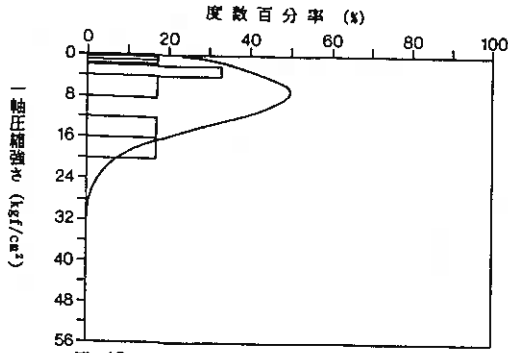


図-10 スラリー方式による改良体の一軸圧縮強さの分布
(泥炭 配合300kg/m³)

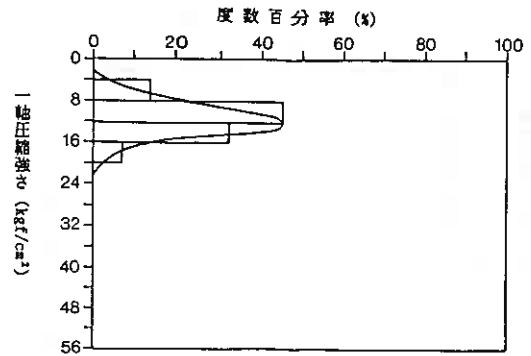


図-13 スラリー方式による改良体の一軸圧縮強さの分布
(粘性土 配合100kg/m³)

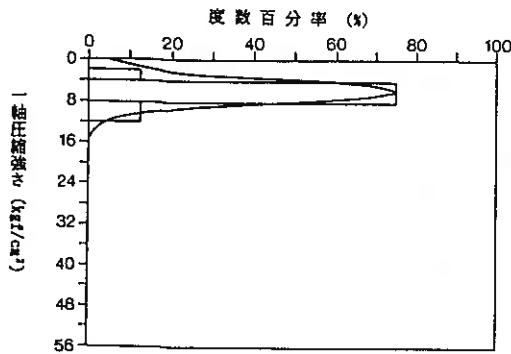


図-11 スラリー方式による改良体の一軸圧縮強さの分布
(泥炭 配合340kg/m³)

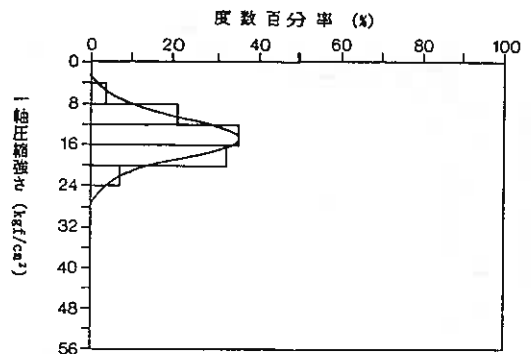


図-14 スラリー方式による改良体の一軸圧縮強さの分布
(粘性土 配合120kg/m³)

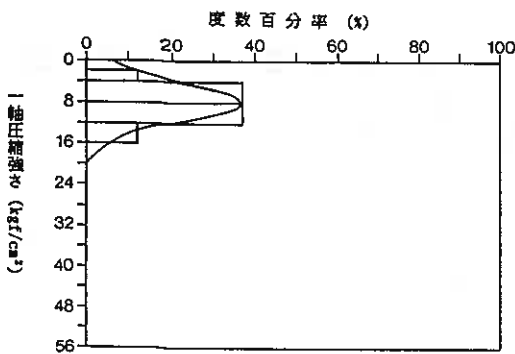


図-12 スラリー方式による改良体の一軸圧縮強さの分布
(泥炭 配合380kg/m³)

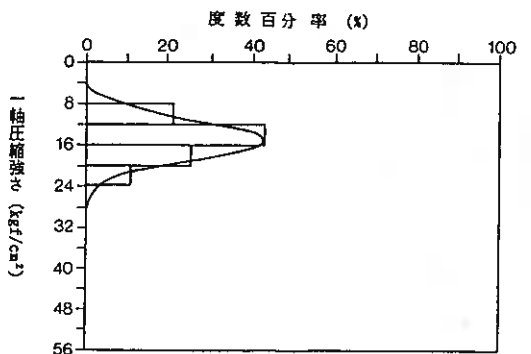


図-15 スラリー方式による改良体の一軸圧縮強さの分布
(粘性土 配合140kg/m³)

ースではヒストグラムが正規確率分布を形成しているとは言い難く、最高配合量のケースでのみ正規確率分布に仮定できる強度分布を示している。

スラリー方式の強度分布は、未改良若しくは強度不足のコアがないため、正規確率分布曲線とヒストグラムが良い一致をみている。また、粉体方式に比べてばらつきの幅が狭い。

以上より、粉体方式では最高配合量のケースについてのみ、またスラリー方式では全配合量のケースについて、正規確率分布を仮定した施工管理手法が適用できるが、粉体方式の低配合量のケースでは、統計的に適用すべきでないと考える。

3-2 室内配合試験結果と現場試験結果との比較

① 改良強さの材令による伸び

改良強さの材令による伸びは、表-3と表-4に示す室内試験結果より、粉体方式およびスラリー方式共に次の関係式で近似できる。

$$qu_{28}/qu_7 \approx 1.2$$

ここで、 qu_{28} ≒ 改良土の材令28日の一軸圧縮強さ

qu_7 ≒ 改良土の材令7日の一軸圧縮強さ

これより、設計強さ $qu_{28} = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ を満足する材令7日の現場管理強さは

$$qu_7 \geq 1.7 \text{ kgf/cm}^2 (= 2.0 \text{ kgf/cm}^2 \div 1.2)$$

② 室内結果と現場結果の比較

配合量と改良柱体の現場一軸圧縮強さ（材令7日）との関係を図-16と図-17に示し、改良目標強さとして $qu_7 = 1.7 \text{ kgf/cm}^2$ の線を併記している。図中に●と■の印で、粘性土改良部と泥炭改良部の試験結果の平均値を示し、併せて〔平均値 ± 1/2 × 標準偏差〕の領域と〔平均値 ± 標準偏差〕の領域をそれぞれハッチで示している。粉体方式は、スラリー方式に比べて、強度品質のばらつきの幅が広く、低配合領域では〔平均値 ± 1/2 × 標準偏差〕がマイナスとなるため、「 $qu - 1/2\sigma$ 法による品質管理法（北海道開発局：深層混合処理工法施工マニュアル）」が適用できない配合量領域が存在する。

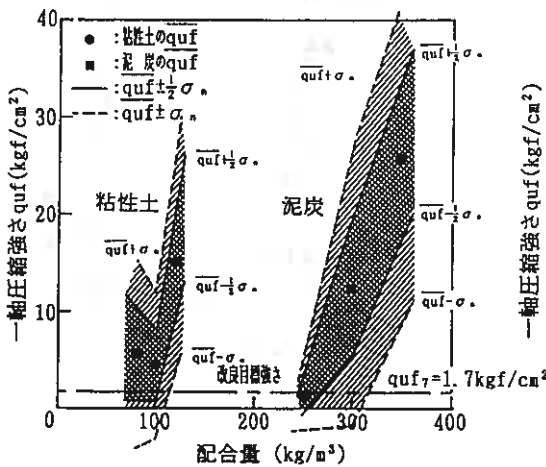


図-16 配合量と現場一軸圧縮強さ(粉体)

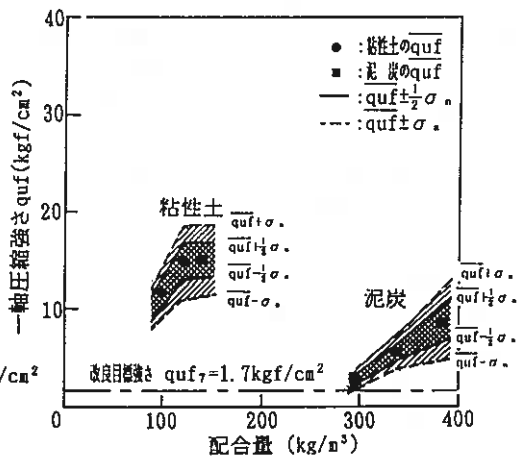


図-17 配合量と現場一軸圧縮強さ(スラリー)

表-3と表-4に示すように、粉体方式は同じ配合量では、スラリー方式に比べて、改良体の強度の平均値は大きいですが、標準偏差も大きく、強度の変動が著しい。スラリー方式の変動係数は、泥炭で $Cv = 33.3 \sim 45.1\%$ と粘性土で $Cv = 23.5 \sim 25.4\%$ と比較的小幅な動きで変動を示している。それに対して、粉体方式の変動係数は、泥炭では $Cv = 65.2 \sim 258\%$ 、粘性土で $Cv = 77.3 \sim 173\%$ と大きく、配合量が増えるに従い、

表-3 配合量と室内・現場強さ (粉体方式)

土質	配合量 (kgf/m ³)	室内一軸圧縮強さ			現場一軸圧縮強さ(材令7日)					
		材令7日	材令28日	材令による伸び q ₀₁₂₈ /q ₀₁₇	平均値	標準偏差	変動係数	q ₀₁₇ ^{-1/2} σ _n (kgf/cm ²)	(q ₀₁₇ ^{-1/2} σ _n)/q ₀₁₇	
		q ₀₁₇ (kgf/cm ²)	q ₀₁₂₈ (kgf/cm ²)		q ₀₁₇ (kgf/cm ²)	σ _n (kgf/cm ²)	C _v (%)			
泥炭	250	4.4	5.4	1.23	1.50	3.88	258	—	—	
	300	6.1	7.2	1.18	12.53	14.43	115	—	—	
	350	9.4	11.0	1.17	25.79	16.82	65.2	17.38	1.85	
粘性土	80	13.4	16.4	1.22	5.56	9.58	172	—	—	
	100	22.0	27.2	1.24	4.37	7.57	173	—	—	
	120	25.3	32.3	1.28	15.00	11.60	77.3	9.20	0.364	

表-4 配合量と室内・現場強さ (スラリー方式)

土質	配合量 (kgf/m ³)	室内一軸圧縮強さ			現場一軸圧縮強さ(材令7日)					
		材令7日	材令28日	材令による伸び q ₀₁₂₈ /q ₀₁₇	平均値	標準偏差	変動係数	q ₀₁₇ ^{-1/2} σ _n (kgf/cm ²)	(q ₀₁₇ ^{-1/2} σ _n)/q ₀₁₇	
		q ₀₁₇ (kgf/cm ²)	q ₀₁₂₈ (kgf/cm ²)		q ₀₁₇ (kgf/cm ²)	σ _n (kgf/cm ²)	C _v (%)			
泥炭	300	3.8	4.8	1.26	3.01	1.13	37.5	2.45	0.64	
	340	5.4	6.3	1.17	5.61	1.87	33.3	4.68	0.87	
	380	7.1	7.8	1.10	8.13	3.67	45.1	6.30	0.89	
粘性土	100	13.9	18.5	1.33	11.73	2.76	23.5	10.35	0.74	
	120	15.2	20.6	1.36	14.71	3.73	25.4	12.85	0.85	
	140	16.5	22.8	1.38	14.85	3.59	24.2	13.06	0.79	

変動係数が大幅に小さくなっていき、混合性が著しく改善されていく傾向を示している。しかし、図-18に示すように、配合量の増減によって変動係数は大きく変化し、その変化割合は配合量10kgf 当り ΔC_v ≈ 20~50と大きく、本試験の配合量領域内では、表-3に示すように室内配合試験と現場改良との相似性は低い。

スラリー方式については、表-4に示すように、粉体方式に比べ強度は40%程度低いが標準偏差、変動係数も小さく、均一な改良体が得られている。室内配合試験と現場改良柱体の平均強さは、相似性があり、強度比も0.64~0.89と粉体方式に比べて安定している。

4. あとがき

改良柱体内の攪拌混合性および改良固化体の連続性を定量的に評価を行うことを考慮した施工管理方法として、RQD値による評価方法と未改良部分等の低強度を加味した統計処理による正規確率分布管理方法により検討を行ったが「平均値-1/2×標準偏差」を代表値とする品質管理法は、改良土の強度が正規分布すると仮定した管理基準であり優れた方法であるが、サンプリング試料1mに1~2本の試験供試体から強度評価するため、未固結部を考慮しないと正確な評価はできない。この統計手法による管理基準を採る以上、改良柱体内の強度分布が正規確率分布になるかどうか照査する必要がある。

現実問題としては、限られた試料数のデータから効果判定する場合には、変動係数が100%を越えるものなどは、強度ムラが大きいと所定の均一攪拌混合ができていないものとし、均一性向上のため固化材配合量の増加等の処置が必要と考える。

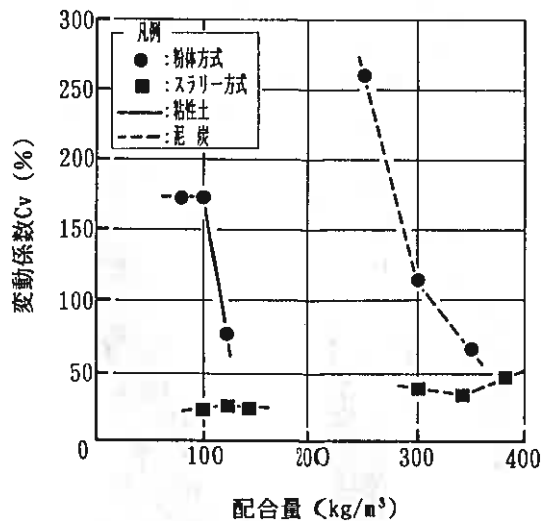


図-18 配合量と変動係数の関係

深層混合処理工法による周辺地盤変形防止

北海道開発局開発土木研究所 ○正員 林 宏親
正員 能登 繁幸
正員 谷村 昌史
小田島 大

1. まえがき

泥炭性軟弱地盤上に土構造物を築造する場合、沈下および盛土の安定性に対する検討が必要不可欠である。また、それらに対する解析は、実用上問題のない精度の手法が既に確立している。

しかしながら、土地利用の高密度化に伴い、新たな問題が生じてきている。地盤の側方流動がそれである。側方流動は、軟弱地盤の塑性変形に起因するもので、圧密沈下が鉛直方向に限られた変形であるのに対し、周辺地盤に水平変位、隆起などを生じさせるものである。近年の土木工事は、周辺環境の厳しいものが多く、地盤の側方流動が近接した道路、鉄道、構造物、家屋、地下埋設物などに影響を与える場合も少なくない。

側方流動を抑止する工法としては、深層混合処理工法の部分改良が有効な工法のひとつに挙げられる。ところが、その設計に関しては、不確定要素が多いことから現場ごとに対応しており、統一された適切な設計法がないのが現状である。このため、改良地盤ならびに周辺地盤の実スケールでの変形挙動を把握するために現場での動態観測結果の蓄積が望まれるところである。

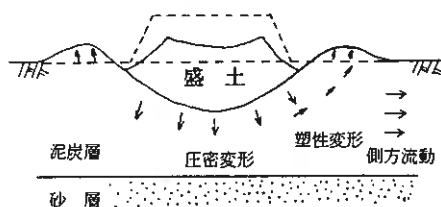


図-1 盛土による軟弱地盤の変形

本論文は、泥炭性軟弱地盤において施工された深層混合処理工法による部分改良事例から、その側方流動抑止効果について報告するとともに、改良地盤の挙動について考察を行っている。さらに、深層混合処理工法の施工に伴って発生した周辺地盤の変形測定結果を示し、施工上の留意点について述べるものである。

2. 施工事例

深層混合処理工法を盛土法面下にだけ部分的に施工し、周辺地盤の変形などを動態観測しながら盛土を築造した 2 現場について以下述べる。

2-1 現場 A

本現場では、表-1 に示す物性を持つ泥炭と粘性土から構成される軟弱地盤上に載荷重工法を用いて盛土が施工された。ただし、盛土施工中に周辺地盤が大きく変形することが予想されたため、家屋が近接する区間に限って深層混合処理工法を壁状（接円改良，改良率 83%）に施工して側方流動の遮断を図った。工事断面を図-2 に示す。改良規模については、側方流動が

表-1 土質試験結果

	泥炭 A _p	粘性土 A _c
自然含水比 W _n (%)	456	69
土粒子の密度 ρ _s (g/cm ³)	1.88	2.61
液性限界 W _L (%)	-	76
塑性限界 W _p (%)	-	27
コーン支持力 q _c (kgf/cm ²)	2.0	4.0
圧縮指数 C _c	4.7	0.7
日本統一分類	Pt	CH

Prevention from Lateral Flow by Deep Mixing Method

Hirochika HAYASHI, Shigeyuki NOTO, Masashi TANIMURA, Hiroshi ODAJIMA
(Civil Engineering Research Institute Hokkaido Development Bureau)

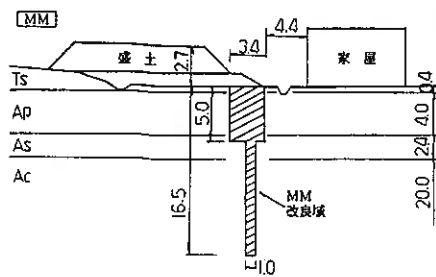


図-2 (a) 工事断面 (MM工区)

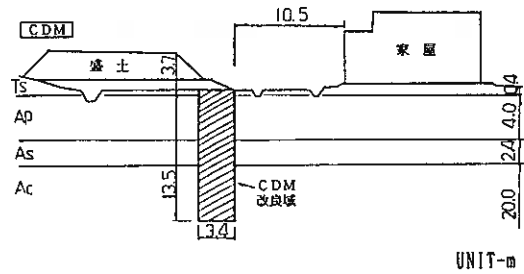


図-2 (b) 工事断面 (CDM工区)

発生しないとされているすべり安全率 $F_s \geq 1.5$ を満足するように定めた。現場設計強度は 2.0 kgf/cm^2 である。図-2 からわかるように、家屋が非常に近接している箇所では小型の施工機械を使用するMM工法で施工され、もう一方は、CDM工法で施工された。

周辺地盤の変形は、地中変位計ならびに変位杭にて測定した。

図-3 は、地盤改良後と盛土施工後の地表面変位を表わしている。また、改良工区と比べ極端に緩速な施工なので単純には比較できないが、無処理工区の地表面変位も併記した。図からMM、CDM工区とも地盤改良時に周辺地盤の大きな変形が生じたものの、盛土施工時にはほとんど変形が生じていないことがわかる。無処理工区と比較すると、最終的な変位量に大きな差はないが、盛土施工中に限ってみると深層混合処理工法の周辺地盤変形防止効果は大いに認められる。なお、懸念された家屋の不同沈下は、概ね管理値内に収まっており、有害な変形は生じなかった。

MM工区の周辺地盤の変形は、法尻から最も近い点で著しく大きくなっており、それより離れた点では急激に減衰している。これは、側溝によって変位が低減されたものと考えられる。CDM工区の挙動を見ると、地盤改良時の変位がMM工区に比べ大きくなっているが、これは、一日当りの施工量がMM工区に比べ多いことが主な要因の一つである。盛土施工中には若干の引き込み沈下が生じている。また、側溝による変位の低減はここでも認められる。

図-4 は、周辺地盤の地中変位を示している。地中変位は、両者ともおもに泥炭層で生じており、深度が深くなるにつれて減少している。このような変位形状は、本現場のように泥炭層が上層にある地盤構成では一般的な挙動といえる。側溝は、地表面付近の変位を吸収するので、地盤変形の低減対策としては、このような地盤においてのみ有効に作用すると言える。

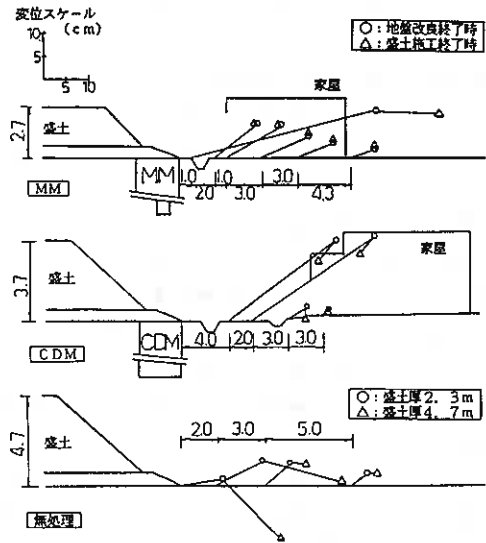


図-3 周辺地盤の地表面変位

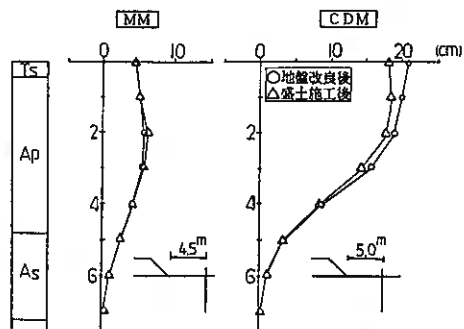


図-4 周辺地盤の地中変位

2-2 現場B

本現場は、二次堆積火山灰の下に泥炭、粘性土と続く泥炭性軟弱地盤であり、比較的高盛土であることから何らかの対策工が必要となった。土質試験結果を表-2に表わす。現場条件としては、隣接している一般国道に対して側方流動による影響を考慮しなければならないが、供用日数までに時間があることから盛土の沈下は容認できた。そこで、盛土面下の地盤をDJM工法で部分改良し、すべり破壊および側方流動を防ぎながら盛土を施工する方法が採用された。工事断面は、図-5に示した通りである。

DJM改良形式は、改良率50%の杭式改良で、現場設計強度は 2.0 kgf/cm^2 である。改良規模は、側方流動による変形の懸念が持たれたのが比較的条件の厳しくない道路盛土であったことから、改良幅はすべり安全率 $F_s \geq 1.2$ を満足するものとして決定している。

動態観測は、周辺地盤の変形を変位杭で、盛土の沈下を沈下板にて測定するとともに、DJM改良地盤の挙動を把握する目的で図-6の様にガイドパイプを合計4本設置し、地中変位計を用いて変位の測定を行った。さらに、柱体と未改良部の上に沈下板を設け沈下の測定も行った。

図-7, 8は、盛土厚2, 4, 6, 8, 9.1m(最終盛土厚)および盛土後40日における法肩側の柱体ならびに未改良部の横断方向地中変位を示している。図より、柱体、未改良地盤とも盛土厚の増加につれてほぼ同じ変位量、変位分布で経時変化したことがわかる。深度方向への変位は、両者とも $GL-4 \text{ m}$ で最大値をとる三角形となっており、盛土終了時における変位の最大値は、柱体が 14.3 cm 、未改良部が 16.2 cm であった。

図-9, 10は、法尻側の柱体と未改良部の横断方向地中変位を示している。法尻側においても柱体、未改良部に変位が生じており、盛土厚の増加に伴い変位量が大きくなっている。ただし、深度方向への変位は、法肩側とは若干異なり、台形に近い三角形になっている。盛土終了時の変位最大

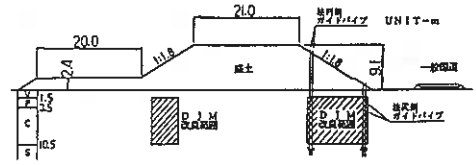


図-5 工事断面

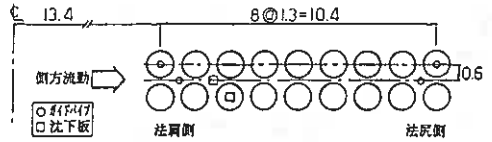


図-6 測定詳細

表-2 土質試験結果

	火山灰V	泥炭P	粘土C	砂質土S
自然含水比 W_n (%)	—	45.1	6.4	7.0
土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)	—	2.13	2.63	2.72
強熱減量 L (%)	—	64.7	—	—
コン支持力 q_c (kgf/cm^2)	—	3.2	2.2	—
■標準貫入試験結果 N値	10	—	—	9

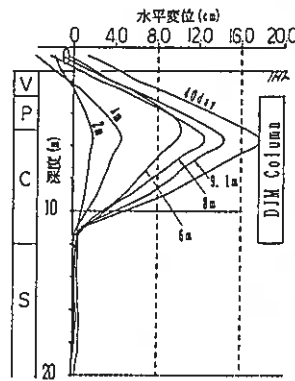


図-7 法肩側柱体変位

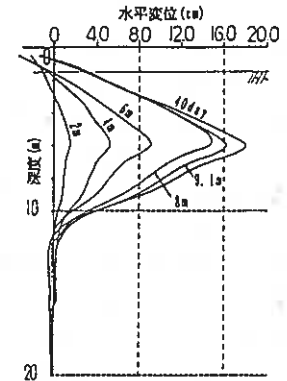


図-8 法肩側未改良部変位

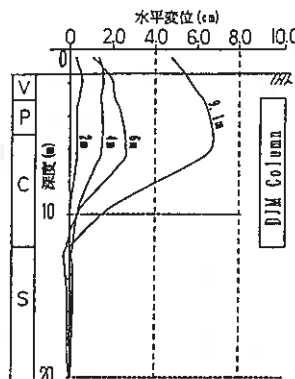


図-9 法尻側柱体変位

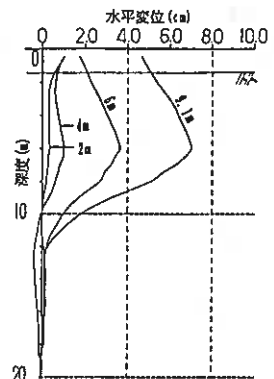


図-10 法尻側未改良部変位

値は柱体が6.8cm、未改良部が7.0cmであった。これは、法肩側のほぼ半分の値である。

図-1.1は、柱体と未改良部の沈下量経時変化を示している。盛土厚2.7mまでは柱体、未改良地盤とも一体となって沈下している。それ以降になると沈下量に差が認められる。しかしながら、盛土そのものに悪影響はないことから、この程度の差であれば柱体、未改良部とも一体となった挙動といえる。

図-1.2は、比較的大きな変位が発生した法尻から2.0mまでの周辺地盤変形の推移を示している。周辺地盤には、盛土の施工に伴って、外側への若干の水平変位とともに下がりによる沈下が生じている。法尻から離れるにしたがって変位量は漸減し、法尻からの距離が2.0mを越えると2.0cm以下の変位量となっている。経時変化に着目すると、盛土厚6mを境にして変位が急に増加していることがわかる。

図-1.3は、盛土厚4、9.1m（最終盛土厚）、盛土後100日の沈下横断面図である。DJM改良域では、沈下が抑制されており、DJM改良域と盛土法肩との沈下量の差は、盛土施工終了時で約20cmにも及んでいる。しかしながら、高盛土であるため盛土体にクラックの発生は認められなかった。ただし、他の測点で沈下量の差が50cmに達している箇所では法肩付近にクラックが生じている。

本現場と現場Aとは、現場条件が異なるので一概に比較することはできないが、すべり安全率 $F_s \geq 1.2$ 程度の地盤改良を行っても若干の周辺地盤変形が生じ、現場A ($F_s \geq 1.5$) のような周辺地盤変形防止効果を得ることはできない。ただし、地盤改良に要求される周辺地盤変形防止効果は周辺環境の程度によって異なるので、設計に際しては、その見極めが重要となる。

3. 考察

現場Bにおいては、周辺地盤変形の測定のほかに、改良地盤の挙動を詳細に調査しているため、以下それに関する考察を述べる。

盛土厚と地盤改良域各測点における地中変位の最大値との関係を図-1.4に示す。法肩側、法尻側とも柱体と未改良部の変位量は、ほぼ等しい経時変化となっている。これは、柱体と未改良部が一体となって側方流動に抵抗していることを示している。さらに、図-1.1に示したように両者の沈下量にも有意な差は見られないので、鉛直方向にも一体となった挙動である。また、法肩側に比べ法尻側の変位量が明らかに小さくなっていることから、改良地盤は剛体ではなく、側方流動をクッション的に受けとめていることがわかる。以上のことから、現場BでのDJM改良地盤は、いわゆる複合地盤としての挙動を示したといえる。

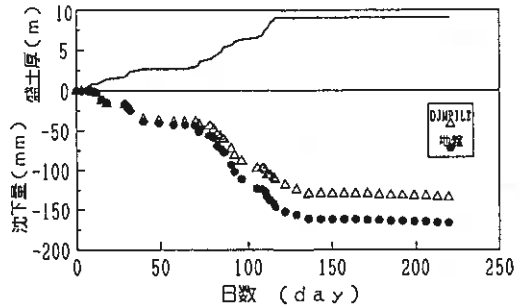


図-1.1 柱体と未改良部の沈下

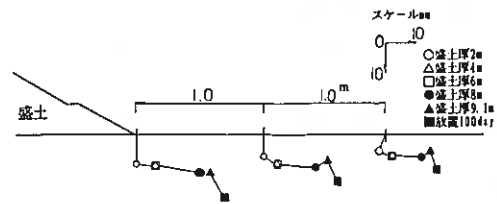


図-1.2 変位杭測定結果

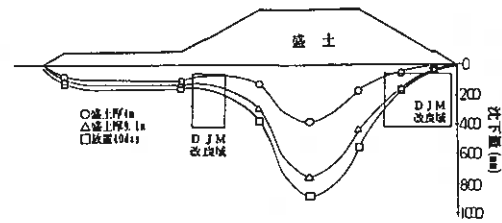


図-1.3 沈下横断面図

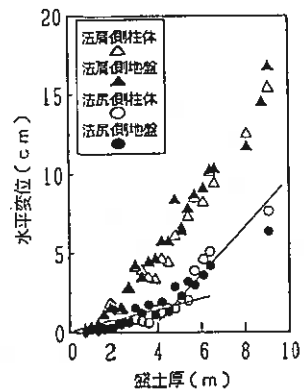


図-1.4 盛土厚と地中変位

図-15は、各盛土厚における法尻側柱体の曲げ応力の深度方向への分布を表わしている。柱体の曲げ応力は、受働側の軟弱層を横方向地盤反力係数 K_h を有したバネとみなして、弾性床上の梁として算定した。許容圧縮応力は、柱体の一軸圧縮強さ q_u とし、許容引張応力は、寺師らの報告⁹⁾に基づき q_u の0.15倍とした。その他の計算条件は文献4)に準拠した。

図より、柱体の曲げ応力は、盛土厚4mまでは許容応力内に収まっているものの、盛土厚6mからは部分的ではあるが許容応力を上回っていることがわかる。そこで、図-14の法尻側柱体変形ならびに図-12の周辺地盤変形の推移に着目すると、図中の直線で表わされるように柱体の曲げ応力が許容応力を越えた盛土厚6m付近を境にして変位が増大していることがわかる。

4. 施工上の留意点

深層混合処理工法は、施工に伴う周辺地盤に対する影響が相対的に少ない工法であるとされているが、現場Aの例でも明らかのようにその変位量は決して小さい値ではない。特に、周辺地盤の変形防止のために施工される場合は、当然のことながら変形に対する現場条件も厳しく、施工上の問題点となっている。そこで、何等かの対策を講じて施工に伴う周辺地盤の変位を抑制しなければならない。

図-16は、深層混合処理工法の施工に伴う周辺地盤の水平変位を整理したものである。図中に示したように X/L は、改良域からの距離 X を改良深さ L で除したものである。水平変位は、1日当りの量であり、改良率の異なる各現場の変位量を同一に扱うために次式で改良率50%を基準に正規化している。

$$\text{正規化した変位量} = (\text{実測変位量}) \times (0.5 / \text{改良率})$$

図から、 X/L が2.5以上では2cm以上の変位が生じておらず、 X/L が0.5以下では変位が著しく発生しているのがわかる。また、 X/L が0.5以上では、ほとんどの場合が2cm以下の変位量になっているが、部分的に変位量の大きいものも見受けられる。なお、鉛直変位量は、水平変位量より若干小さい値を示した。

図-17は、図-18において比較的に水平変位が大きく発生している現場B(CDM)での X/L と日変位量の関係である。変位量約2cmを境にして傾向が分かれている。2cm以上の水平変位が発生しているのは、1日当たり12本以上打設し、 X/L が2.5以下の場合に限られている。さらに、5cm以上の変位が発生しているのは、1日当たり30本以上打設し、 X/L が2以下の場合である。

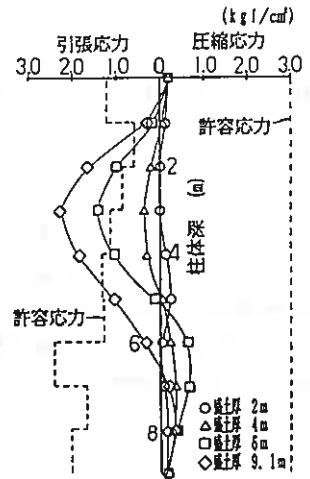


図-15 法尻側柱体の曲げ応力

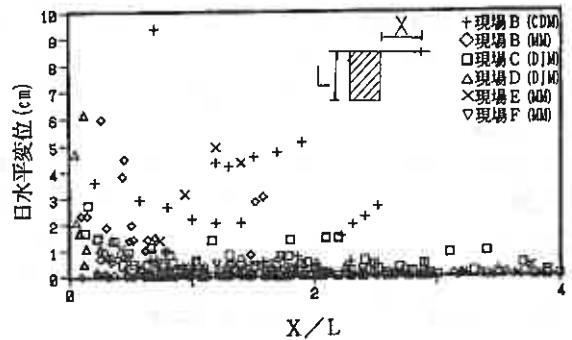


図-16 X/L と日水平変位

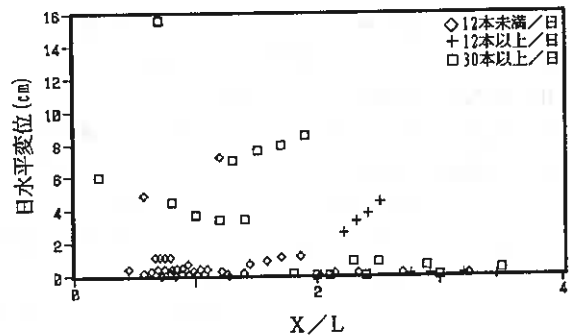


図-17 現場B(CDM)の X/L と日水平変位

以上のことより、 X/L がおおよそ2.5以下の範囲では、1日の打設量が増えるに従い変位量が大きくなり、 X/L が2.5を超える範囲では、1日の打設量と変位量には有意な関係は認められない。したがって、打設位置からの距離が改良長の2.5倍未満の範囲内においては、1日の打設量をコントロールすることによって変位量を抑制できるものと考えられる。

図-18は、セメント投入量を280と500kg/m³とに変化させたときの施工中における周辺地盤地中変位である。セメント投入量と変位量はほぼ比例関係にあることがわかる。したがって、周辺環境が特に厳しい現場では、普通セメントで改良可能であっても改良材にセメント系固化材を使用し、投入量の低減を図り、施工中の変位を抑制する方策も考えられる。

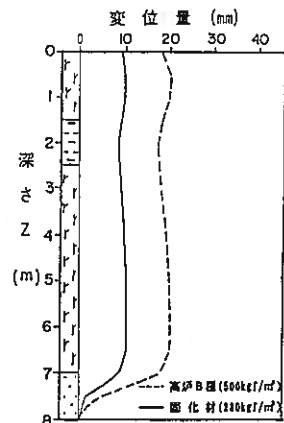


図-18 投入量と地盤変位

4. 要約

1. 深層混合処理工法の部分改良は、側方流動による周辺地盤変形の防止に有効な方法である。ただし、すべり安全率 $F_s \geq 1.2$ 程度の改良規模だと若干の変形が発生する。 $F_s \geq 1.5$ 程度の改良規模にすると変形防止効果は相当期待できる。
2. 変形の大きい泥炭層が上層にあるような現場では、側溝の変位吸収効果が認められる。
3. 改良率50%の杭式改良の場合、改良地盤は複合地盤の挙動を示し、改良柱体と未改良部が一体となって側方流動に抵抗している。
4. 図-13に示した通り、地盤改良域と盛土法肩部との不同沈下は著しく、盛土体にクラックが発生することもある。
5. 改良柱体を弾性床上の梁とみなして応力算定した結果、柱体に生じる曲げ応力が許容応力を越えると地盤変位が増大している。これは、側方荷重を受ける深層混合処理地盤の水平変位量の検討には柱体を弾性床上の梁とした計算方法が有効であることを示唆している。
6. 深層混合処理工法の施工中には、図-16に示すような周辺地盤変形が発生する。施工時の周辺地盤変形を低減するには、1日当りの施工量の抑制、セメント系固化材の使用が有効な方法である。

参考文献

- 1) 泥炭性軟弱地盤対策指針, 1988
- 2) 森本練一他; 泥炭性軟弱地盤における変形遮断工法の施工例, 第17回日本道路会議論文集, 1987
- 3) 桜田昌之他; 泥炭性軟弱地盤における現道拡幅工事について, 第32回開発局技研論文集, 1988
- 4) 林 宏親他; 側方荷重を受けるDJMパイルの現場挙動, 第45回土木学会年講論文集, 1990
- 5) 林 宏親他; 側方荷重を受けるDJM改良地盤の現場挙動, 第46回土木学会年講論文集, 1991
- 6) 林 宏親他; 深層混合処理工法の施工に伴う周辺地盤の変形, 第18回日本道路会議論文集, 1989
- 7) 林 宏親他; 北海道泥炭のセメント安定処理について, 高有機質土に関するシンポジウム論文集, 1989
- 8) 寺師昌明他; セメント系安定処理土の基本的物性に関する研究(第2報), 港湾技術研究所報告第19巻第1号, 1980
- 9) 水野恭男他; 深層混合処理工法の施工に伴う周辺地盤変位とその対策, 第3回施工体験発表会論文集, 1986

地盤改良工法に関する最近の動向

不動建設(株)東京本社 正員 安藤 裕
 不動建設(株)東京本社 正員 河本 憲二
 不動建設(株)北海道支店 正員 日下部 史明
 不動建設(株)北海道支店 ○正員 山口 博久

§ 1 はじめに

昭和 37 年に、網走の呼人湖畔道路改良工事においてサンドコンパクションパイル工法 (SCP 工法) を施工して以来、当社は、北海道の地盤改良工事に 30 年の実績がある。この 30 年間に、北海道特有の泥炭や火山灰などの軟弱地盤を克服すべく、数々の工法を各種の工事で試み、地盤改良工法の確立を図ってきた。その結果、現在では SCP 工法に代表される砂杭系工法と深層混合処理工法 (粘性土攪拌固結工法; CMC 工法、噴射攪拌工法; DJM 工法) に代表される固結系工法が道内でよく使われる地盤改良工法となった。本報告では、この 2 工法を中心として地盤改良工法の施工の現況と最近の話題について述べる。

§ 2 地盤改良工法の現況

現在、バブルがはじけ冬の時代へと逆戻りの気配があるものの、東京一極集中などに代表されるいわゆる大都市圏の経済集中傾向は地盤改良の分野でも著しく、この 2~3 年間に関西新空港、東京湾横断道路、羽田沖合展開、臨海副都心構想など地盤改良が関連している大型のプロジェクトが計画、実施され、地盤改良分野の状況も従来に比べると大きく変化している。まずその特徴として、主なプロジェクトが海上もしくは海辺に集中していることから、大深度の軟弱地盤を大規模に改良しなければならないこと、また、その上に建設される構造物はより大型化、より精密化し、地盤改良もそれに応じてより高いレベルの施工精度を要求されるようになってきていることなどがあげられる。さらに、人工島や海辺の埋立地は若齢地盤であるため、対象構造物の種類や規模などに応じて多様な改良が要求され、特に地震時の液状化対策は必須条件となるなど、地盤改良もその多様なニーズに対応すべく技術開発が進められている。

図-1 には、最近 10 年間の砂杭系工法 (SCP 工法など) と固結系工法 (CMC 工法など) の当社の施工実績 (陸上施工分) を示した。これより、昭和 62~63 年から両工法の施工量とも増

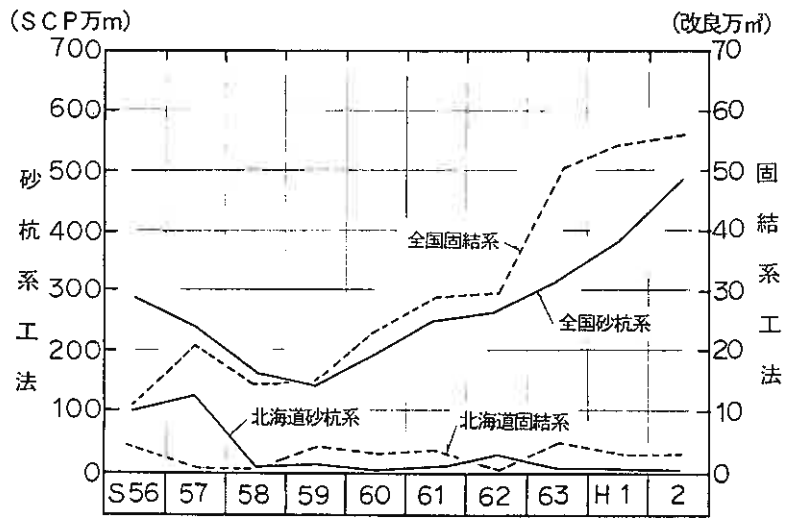
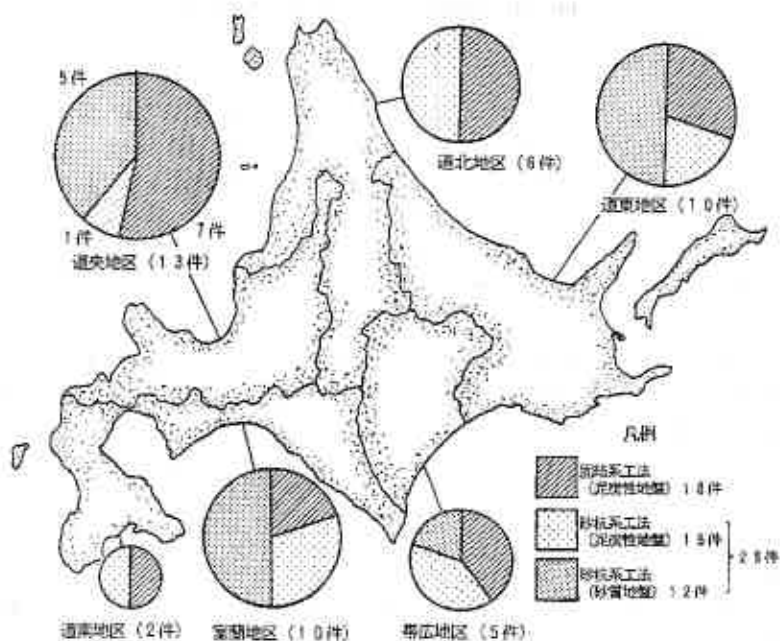


図-1 最近10年間の年間施工量の推移

Present State of Soil Improvement Method
Yutaka ANDOU, Kenji KAWAMOTO, Fumiaki KUSAKABE, Hirohisa YAMAGUCHI (Fudo Construction Co. LTD)

加していることがわかる。砂杭系工法の増加した理由として、日本海中部地震（S58.5）や千葉県東方沖地震（S62.12）などを経験して地震時の液状化対策の重要性が再認識された結果、液状化対策としてSCP工法が幅広く適用されるようになったこと、大深度の軟弱地盤に埋め立てられた地盤では圧密沈下対策が必要とされることから、長尺（長さ40～45m）のサンドドレーン工法の適用が多くなったことなどがあげられる。また、固結系工法の場合は、低騒音、低振動で周辺地盤への影響が少ない



図一 最近5年間の地盤改良工事施工件数 (全46件)

ことから、市街地や既設構造物の近傍での施工に適していること、短期間に大きな強度を得ることができるため側方流動対策や縁切りなどの変形対策に有用であること、大規模掘削への適用など幅広い使われ方がされるようになったことなどがあげられる。

同図には、北海道での施工実績を示しているが、昭和58～57年にかけては、苫小牧石油備蓄タンク基礎関係でSCPの施工量が全国実績の40%にも及ぶ時期があったものの、ここ2～3年の全国的な施工量の増加傾向は見られず、最近では全国実績の5%程度の施工量となっている。このことも最近の大都市圏への経済集中傾向を物語るものの一つである。

また、最近5年間（S61年度～H2年度）の北海道内の陸上施工件数を図一に示す。北海道内で地盤改良の対象になる軟弱地盤は、函館港を除けば、ほとんどが内陸に分布する。そして、スベリ破壊や沈下、変形対策などを必要とする泥炭性地盤（粘性土地盤を含む）と、液状化対策などを必要とする砂質地盤（火山灰地盤や埋立地盤）に分けることができる。全道的な適用工法の種類については、砂杭系工法が46件中28件と固結系工法の18件を上回っている。泥炭性地盤を改良する場合に限定すれば、固結系工法が34件中18件と砂杭系工法の16件よりやや多い。さらに施工件数の最も多い道央地区の泥炭性地盤に着目すると砂杭系工法が1件に対し、固結系工法は7件であり、固結系工法が主流となっている。これは、市街地の工事などのため振動や変位などに制約のある場合には、固結系工法が砂杭系工法より優位であることによると考えられる。砂質地盤関係では、平成元年4月に港湾関係の設計指針が改定されたことに伴い、釧路港、十勝港、石狩湾新港などで砂杭系工法による液状化対策工事が実施されている。また、我が国で初めての道路盛土における本格的な液状化対策を、苫小牧地区で実施している¹⁾。

このような状況のなかで、地盤改良工法のかかえる課題は、品質管理の高レベル化、大規模、大深度施工への対応、既設構造物への近接施工への適用、環境問題への配慮など数多くあり、いずれも重要なテーマであり、今後とも真剣に取り組んでいきたいと考えている。

§ 3 最近の話題

3-1 近接施工への適用

地盤改良工法の課題の一つに周辺地盤に及ぼす影響がある。これについてはソフト、ハード両面にわたり対応されているが、ここでは、振動や変位を極力小さくするように工夫した小径SCP工法の適用事例と既設構造物が施工域にごく近接している場合の固結系工法による施工事例を示す。

(1) 小径SCP工法（ミニコンポーザー工法）の適用事例

従来のSCP工法では、施工時の振動や変位のため市街地や近接構造物などがある場合には他工法が採用されることがある。しかし、砂質系地盤の改良ではSCP工法と同様の締固め効果が必要な場合も少なくなく、周辺地盤への影響の少ない締固め工法の開発が望まれた。このような背景より、図-3に示すように高周波型パイプロ使用の小径SCP工法が開発された²⁾。従来のSCP工法と同様に、パイロハンマーでケーシングパイプを地中に貫入した後、パイプの引き抜き時にパイプを通して砂などを供給してパイロハンマーによる振動あるいは衝撃荷重を加えながら締固め、砂杭を造成する工法である。①ケーシングの小径化、②高周波パイロハンマー、③ウォータージェットによる貫入補助により、地盤変位、振動、騒音の低減を図り近接施工を可能としている。施工仕様として、高周波パイロ(25Hz, 25tf)・ケーシング径200mmを用い、砂杭径350mm、パイル間隔1.1m、打設深度10mの改良仕様を適用した現場での振動レベル、騒音レベル、水平変位を図-4に示す。従来のSCP工法と比べると振動、変位はかなり小さくなっていることがわかる。施工実績から、およその適用の目安としては、①振動の規制値75dBとすると、およそ10~20mまで、また地盤変位だけが問題となる場合には、およそ3mまで近接が可能であり、②適用地盤はN値15以下の砂地盤、

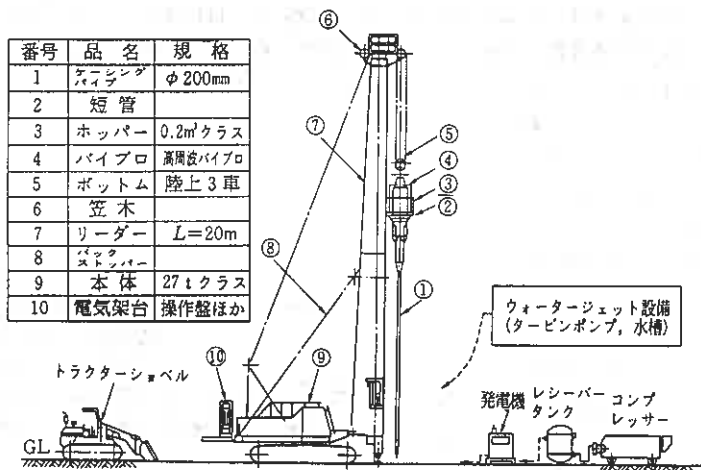


図-3 ミニコンポーザー工法の施工機

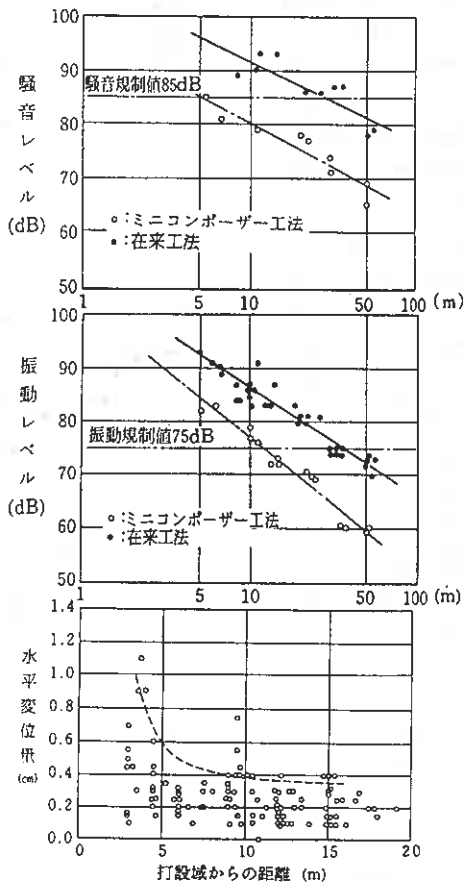


図-4 ミニコンポーザー工法の影響

③施工限界深さは、およそ20mである。設計手法は従来のSCP工法と同じであるが、実績が少ないことから、改良仕様は現場試験などにより最終的に確認することが望ましい。施工実績としては、道路公団徳島(S83~H1)、鹿児島タンク(H3)、建設省鳥取(H3)などがある。

(2) 固結系工法による近接施工例

高盛土のスベリ破壊と沈下低減を目的として既設のカルバートボックスの周囲に固結系工法(改良率:50%)を適用した。図-5に示すように、既設カルバートの前後2mの範囲は、CMC施工機の自重による影響が懸念されたため、施工機自重の小さい高圧噴射式工法を適用した。既設カルバートの両端に2箇所地中変位計を設置して地盤改良に伴う変位を測定した結果を図-6に示す。主にカルバートが軸方向に伸びる方向の変位があり、その伸び量は、高圧噴射式工法で10cm、CMC工法で2.5cmであった。カルバートの調査では、ほぼ、均等に設けられていた3箇所の目的がそれぞれ6cm程度ずつ計17cm開いていることが確認された。カルバートに軸方向に伸びる変位が

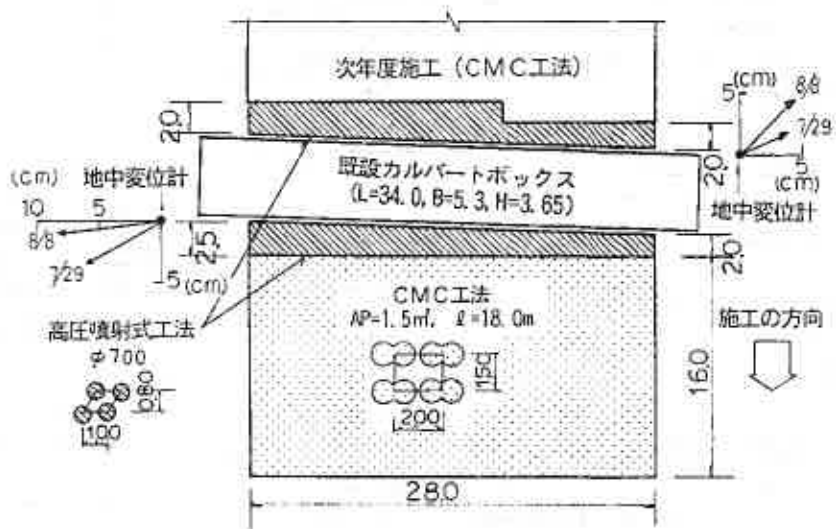


図-5 地盤改良平面図

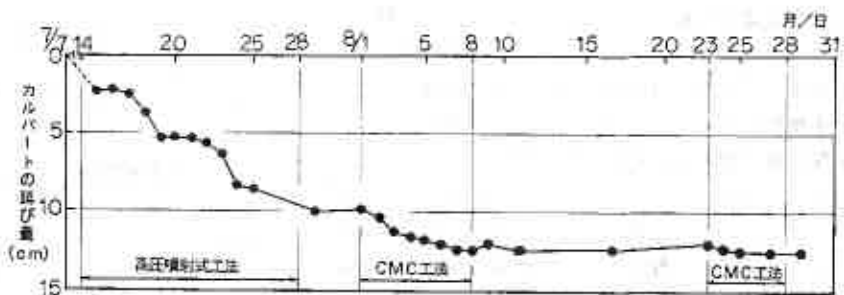


図-6 カルバートの伸び量(地中変位測定結果)

発生したことは予想外のことで、施工順序、施工方法などによるものと考えられるが極めて異例なことである。この事例から地盤改良施工時の変位については事前に充分考慮されていても、実施工に当たっては常にその動態をチェックする管理体制が不可欠であるとの教訓を得た。

このように、地盤改良施工時の周辺地盤の変位対策については、工法の適用を考えたり工法を組合せるなどいろいろな工夫がなされ、変位コントロールはかなり出来ると考えられるが、比較的変位の少ないと言われている固結系工法の施工においてさえ、その施工に伴う変位の方向やその大きさについては予測と異なることもあり、この点に充分留意し、きめ細かな施工管理が不可欠であると言える。

3-2 施工機のロボット化（遠隔操作SCP工法）

建設機械のロボット化は、作業環境の改善、危険作業の排除、施工の効率化などを主な目的として関係方面で進められているが、地盤改良施工機にもロボット化の要望は多い。SCP施工機の大型化に伴う振動や騒音の増大による作業環境の悪化に対する対策として遠隔操作施工機が開発されている³⁾。陸上における地盤改良施工は、施工機本体にオペレーターが乗車して施工するのが一般的である。バイプロ等の振動機を使用する作業では、施工機に振動遮断の対策を行っても完全にその影響を消し去ることは出来ず、オペレーターの負担を軽減することはなかなか難しい。しかし、一方では施工機の大型化が望まれ、例えば関西新空港の空港島での工事では、硬質地盤のため大型バイプロを用いることになり、益々作業環境は悪化する一方である。このようなことから、オペレーターが離れた位置から施工機を操縦し、地盤改良を行うシステムを開発、実用化した。これにより、作業環境の改善が図れ、施工能率の従来と変わらない程度は確保でき、またオペレーターの高齢化へも対応できるものと考えられる。施工実績としては、岡山県（H1）、大阪府（H1）、鹿児島タンク（H2）、関西新空港空港島（H2）がある。

3-3 品質管理システム

地盤改良において品質管理は、最も重要であり、特に固結系工法の品質管理システムの確立を望む声は大きい。CMC工法を含むセメント系深層混合処理工法（CDM工法）の施工では新施工管理システムを導入し、実用化している⁴⁾。このシステムは、処理杭造成中にその施工状況をリアルタイムに把握し品質・出来形の管理基準を外れた場合には即時に警報を発し修正作業を促し、造成完了時には判定を行うことを中心としたものであり、図-7に示すような構成である。①施工中の各深度における品質管理項目である、昇降速度、スラリー吐出量、軸回転数の3項目についての品質管理基準を設け、その基準値を満足しているかの判断を1mごとに行う。任意の深度で基準値を満足しない判定が得られた場合には、その時点でオペレーターに警報を発し施工の修正を促す。②打設パイル1本ごとの打設データをデジタルで記録し、それをパソコンで処理し省力化をはかる。③日々の出来高集計表も②のデータから作表できる。このシステムにより、1m毎ときめ細かな施工管理が可能になり、施工結果の判定・評価が容易になるなど従来と比べるとかなり改善する事ができた。施工実績としては、道内でも道東地区（H2～H3）、道北地区（H3）に適用実績がある。

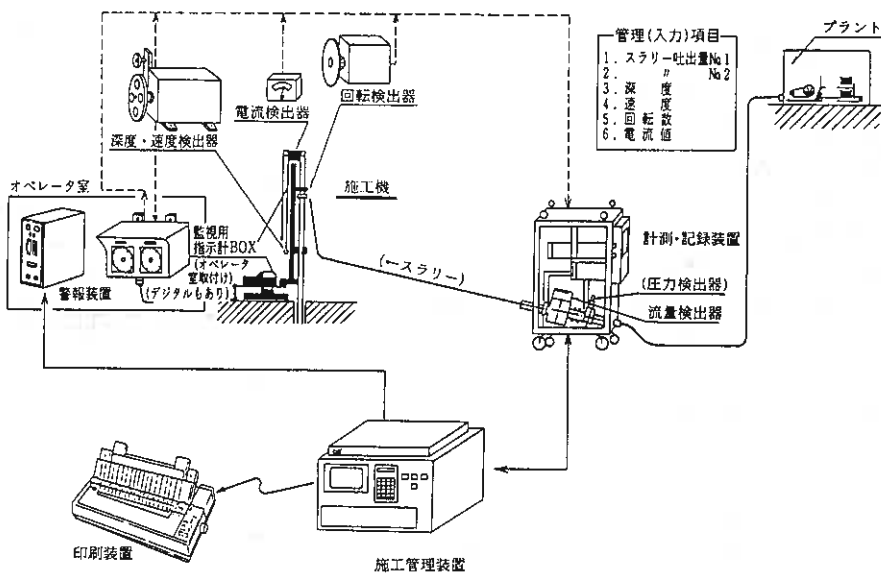


図-7 新施工管理システムの概要（CDM工法）

3-4 固結系工法と他工法との組合せ

固結系工法では、経済性の点から、改良率を出来るだけ下げたいとの要望がおおきい。改良率を下げるとパイル部と未改良のパイル間に不同沈下を生じたり、発生する曲げ引張り応力に対してパイルの抵抗力が小さいという問題もある。この対策として、固結系工法と表層処理工法との併用する事例がある。パイルを改良域全体に粗に配慮し、盛土等の上載荷重を、パイルで支持することによって、盛土全体の沈下量を抑えるとともにパイル間に生じるめり込みについては、表層処理工法による固化版または、ジオテキスタイルによって防止するものである。パイルの上部に固化版を設置した実施例（埼玉県、S60）を図-8に示す。改良対象地盤は有機質地盤（含水比：700%）で、低盛土道路の沈下阻止を目的としてDJM工法（改良率：

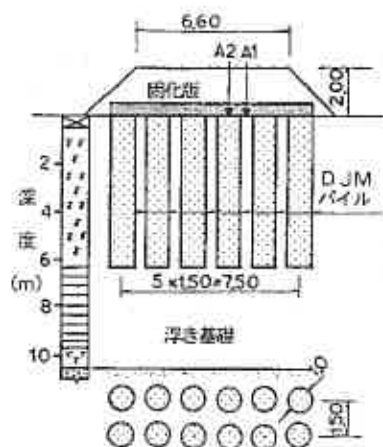


図-8 地盤改良断面図（埼玉県、S60）

35%)を適用した。パイル上部には、不同沈下の防止を目的とする固化版(50cm)をスタビライザーにて施工した。パイルは、改良部と未改良部の不同沈下をある程度吸収出来るように、浮き基礎となっている。パイル間沈下計(A1)とパイル部沈下計(A2)の沈下測定結果を図-9に示す。A1、A2の沈下は、盛土の放置とともに収束している。盛土施工中、A1の沈下がA2より大きい。盛土施工終了後、A1とA2の差に変化がなく、3ヵ月後、A1の4.3cmの沈下に対してA2は、2.6cmであり、パイル間の沈下がパイル部より大きいものの、その差は、1.7cmに過ぎない。現在のところ、道路の不陸などの変状は発生していない。

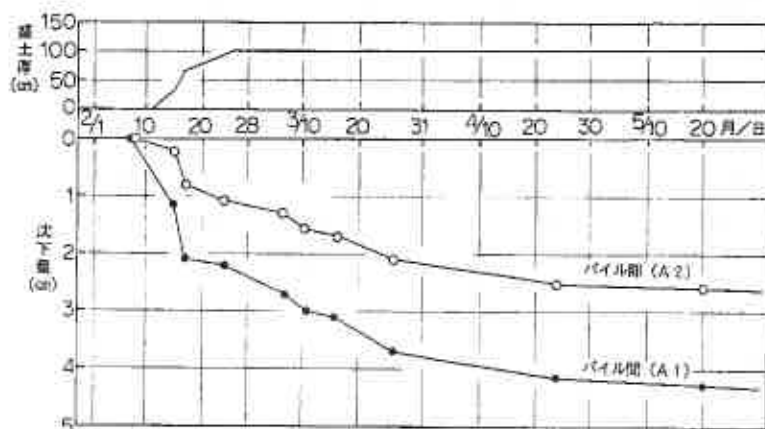


図-9 沈下量測定結果

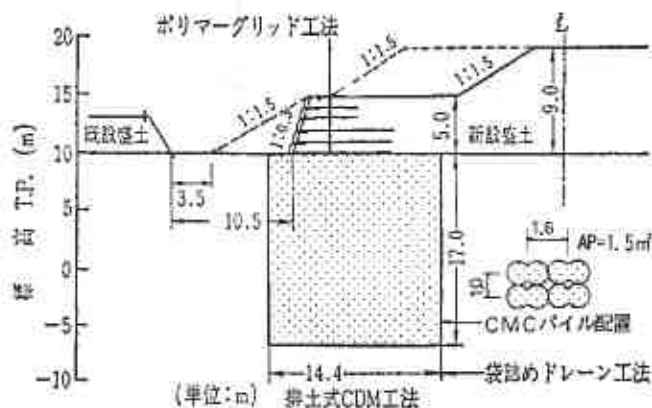


図-10 地盤改良断面図（茨城県、S63）

また、パイル上部にジオテキスタイルを同様な目的で施工した実績が、埼玉県与野（S60）、建設省山形（S61～62）⁵⁾、秋田県（S63～H2）にある。

固結系工法による接円式の改良地盤は、小規模な擁壁の基礎や補強土の基礎に適用することができる。軌道の通る既設盛土構造物に近接した道路盛土のスベリ破壊と引込み沈下対策として、接円式のCMC工法（改良率；83%）とこれを基礎とする急勾配法面の補強土工法を併用して適用した事例（茨城県、S63）を図-10に示す。計画道路盛土の施工が既設盛土上の軌道に与える影響が問題となり、その変位が10mm以下になるよう対策をおこなった。既設盛土と計画道路盛土の距離を離すために、補強土工法により計画盛土の法勾配（1：1.5）を急勾配（1：0.3）にした。盛土施工に伴う変位を防止するため偏荷重に対する抵抗力のある接円式にてCMC工法を適用した。さらに、CMC施工時の周辺地盤の変位を低減するため図-11の排土式施工法とした⁴⁾。CMC施工中、盛土施工中継続して、変位観測を行ったが、既設盛土上での有為な変位は無かった。排土式CMC工法については、道内でも、道央地区（S60）、道南地区（S60～62）に隣接家屋への影響対策としての適用した実績がある。

3-5 固結系工法の新たな適用分野

固結系工法の新たな適用分野として、建設省土木研究所を中心に、液状化対策を目的とする“耐震固化工法”が研究・開発されている⁴⁾。耐震固化工法の改良原理は、地盤を深層混合処理工法で格子状に改良することで、地震時の砂地盤のせん断変形を抑制し、過剰間隙水圧の発生を防止すること、およびその結果として構造物を保護し、大変形を防止することである。既設構造物を対象とする場合の用途例を図-12に示す。この場合の設計の考え方は、対象構造物の近傍地盤に固化体を形成し地震によって周辺地盤が液状化しても、構造物の浮き上がり、沈下、側方流動を抑制して、構造物の機能を保持しようとするものである。

3-6 気泡混合軽量盛土工法

広く軟弱地盤対策に応用できるものとして、軽量盛土工法の開発が進められている。盛土材に気泡とセメントを混入して、流動性と自硬性を持つ軽量盛土をつくる工法がある⁷⁾。

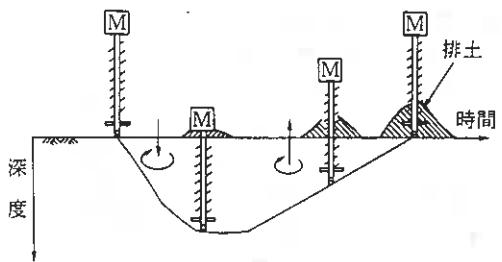


図-11 排土式施工の模式図（CMC工法）

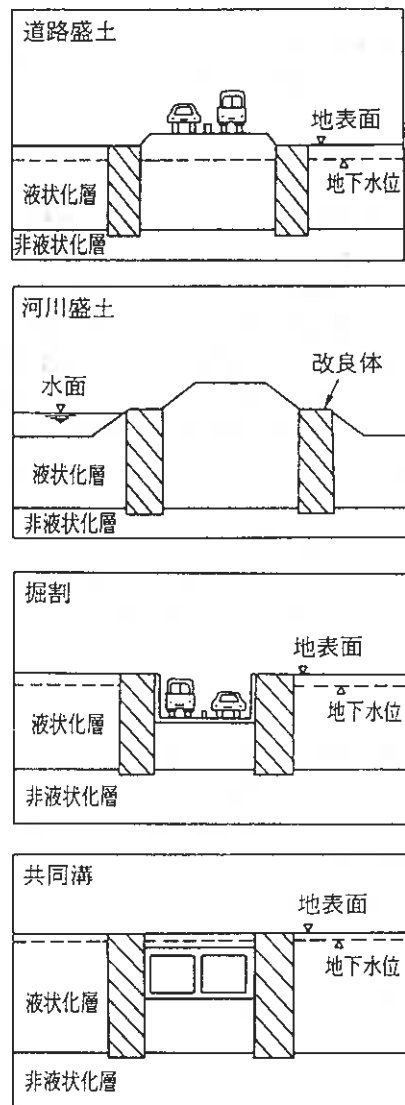


図-12 耐震固化工法の用途例

本工法は、EPS工法では、施工に限界のある狭い場所や水中でも施工できる利点を持つ。現在は、沈下などによって生じた建築物基礎下空洞の充填に使用されているが、擁壁の裏込めや地中埋設管の埋戻し材などとして多くの分野での適用が期待できる。埋込地の建築基礎下の空洞に適用した事例（東京都、H2）を図-13に示す⁷⁾。北海道においても火山灰と土砂を用いた基礎的な試験に取り組んでいる。

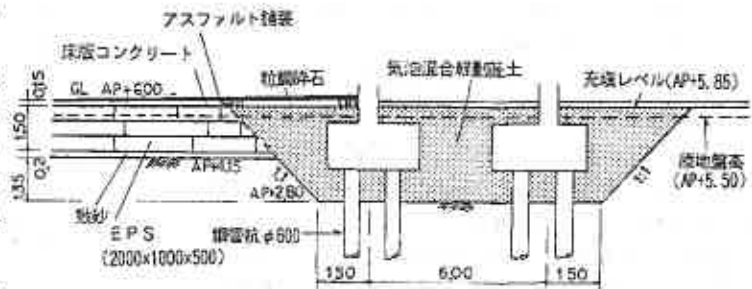


図-13 気泡混合軽量盛土施工断面図（東京都、H2）

§ 4. おわりに

今後の地盤改良工法には、品質の信頼性、大規模、大深度施工、市街地へ適用、大型構造物への適用、環境問題への配慮、労働者の高齢化への配慮などと課題は多い。品質の信頼性や施工管理の面などは地盤改良の最も重要な部分であり、過去の経験をふまえ最先端の技術を以て対応していかなければならない。また近接施工も重要なテーマであり、小型施工機の開発等のハード面も含めて技術開発を進めねばならない。最近、ジオテキスタイル、発砲スチロール、気泡材料のような新しい素材が開発されているが、材料特性ばかりでなく、工法の適用性など土木構造物としての適切な使用法について、施工業者の観点からも考えていきたい。さらに、大型構造物への適用や大深度軟弱地盤への対応として、深層混合処理工法の改良深さが4.0m以上の大深度陸上施工や、SCP工法の改良深さ5.0m以上の施工機の開発も必要と思われる。さらに、深層混合処理工法の山留め、構造物設計への利用についても考えていく必要がある。

施工業者の観点から、地盤改良工法の現況を最近の話題について述べた。観念の偏り、判断のあやまち等も多々あるものと思われる。御批判いただければ幸いです。地盤改良工法の様々なニーズに対応すべく、今後とも、工法や施工法の開発、改良に取り組んでいきたいと考えている。

参考文献

- 1) 進藤、真田、太田、菅野；日高自動車道における地盤改良工事；土と基礎；1991. 10
- 2) 河本、酒井；近接施工を可能としたサンドコンパクションパイル工法；基礎工；1992. 1
- 3) 藤原、三好；砂杭施工の自動抑制システム；建設機械；1990. 10
- 4) 末松、坪井、酒井；深層混合・噴射攪拌処理工法；基礎工；1991. 6
- 5) 奥田、磯田、塚本；ジオテキスタイルを併用した深層混合処理工法の現地挙動観測；第43回土木学会年次学術講演会；1988. 10
- 6) 深見、小園町、納田、赤石；近接施工における深層混合処理杭と補強土併用工法の施工例；土と基礎；1991. 10
- 7) 深田、高橋、吉原；軽量ソイルセメントによる空洞充填工法；新材料・新工法の適用に関するシンポジウム；1990. 10

速度検層によるセメント系地盤改良工法の評価について(その3)

— P S地震探査, 地下レーダ探査を用いた地盤改良範囲の強度評価 —

室蘭開発建設部 苫小牧道路事務所 岡部 博道
 室蘭開発建設部 苫小牧道路事務所 正会員 ○阿部 康明
 室蘭開発建設部 苫小牧道路事務所 佐藤 浩治
 北海道開発コンサルタント株式会社 正会員 本間 公康

まえがき

これまで筆者らは, セメント系地盤改良工法を実施した場合の改良体の出来形の確認方法として室内試験による一軸圧縮強度で評価するのは, 未改良部分やクラック部分の適切な評価が困難であることから, 現行の強度の評価方法に問題があることを指摘した。この問題点を解消する方法として第1報では準岩盤圧縮強度推定法を用いた速度検層法による改良体強度の推定式を提案し, 改良体全体強度を把握できることを示し, また, 第2報では, 改良体供試体の室内試験における一軸圧縮強度とS波速度の関係を求めておき, これと現場での速度検層からS波速度を求めることにより改良体全体の平均強度の把握が可能であることを示した。

今回はこれまでの考えを一步進めて地盤改良範囲全体の平均強度の推定を第2報で示したS波速度と一軸圧縮強度の関係から推定が可能であることを利用して, P S地震探査法および地下レーダ探査法を用いて試みたので報告する。

1. 工事概要

今回の調査データは高規格幹線道路日高自動車道の柏原および静川工区で実施した地盤改良工事のものである。

工事名: 日高自動車道苫小牧市柏原改良その4工事
 日高自動車道苫小牧市静川改良その1工事
 日高自動車道苫小牧市静川改良その2工事
 工事箇所: 図-1に示す。

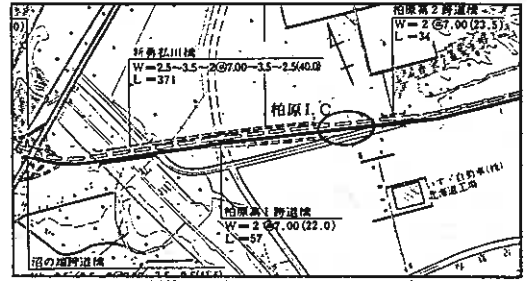


図-1 工事箇所

2. 地盤の土性

地盤の土質工学的諸値を表-1に示す。土層構成は地表から樽前火山灰(層厚1.5~1.8m), 泥炭(1.5~2.0m)および粘土(3.5~7.0m), 砂(層厚5m以上)の順で堆積する。素地地盤の土層図を図-2, 3に示す。

表-1 軟弱地盤の土性

	泥炭	粘土
比重 Gs	1.548-2.532	2.631
含水比 Wn %	94-644	64
液性限界 LL %	—	51
塑性限界 PL %	—	26
塑性指数 IP %	—	25
一軸圧縮強さ qu kgf/cm ²	—	0.34
圧密降伏応力 Pc kgf/cm ²	0.28-0.47	0.66
圧縮指数 Cc	2.8-7.2	0.7
初期間隙比 eo	5.4-10.6	1.6
強熱減量 Lig	45-81	—
ワンプ貫入試験 qc kgf/cm ²	3.2	2.2

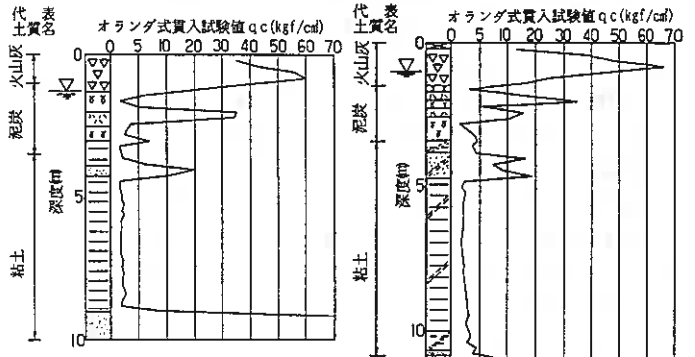


図-2 土層図(噴射攪拌工法採用箇所) 図-3 土層図(機械攪拌工法採用箇所)

An Evaluation on Strength of Cement Mixed Soils by Velocity Logging(part.3); Michihiro Okabe, Yasuaki Abe, Koji Sato(Hokkaido Development Bureau), Hiroyasu Honma(Hokkaido Engineering Consultants Co.,LTD)

3. 地盤改良工法の標準施工断面と施工諸元

当地で実施した地盤改良工法は、その目的から噴射攪拌方式と機械攪拌方式（粉体、ミルク）の両者を採用し、それぞれの施工諸元を表-2に、標準施工断面を図-4に示す。

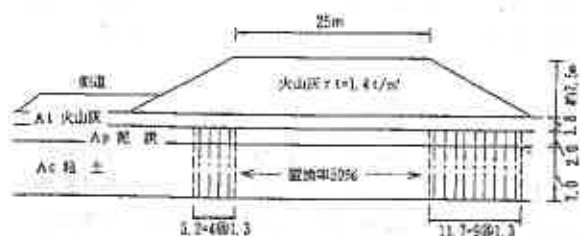


図-4 標準施工断面図

4. PS地震探査法の適用

地盤改良範囲全体のS波速度を求めるためPS地震探査を行った。今回行った方法は図-5に示すように素地部(A-A')、改良体部に一定間隔（今回1m毎）で直線状に多数（今回24）の受振器（地震計）を地表に設置し、測線の適当な地点に設けた起振点からの波動を同時観測する。

S波の発生は「板たたき法」により反転打撃を行いS波記録の初動到達時刻の読み取りの信頼性を高めた。

測定により得られた記録からP波、S波それぞれについて起振点、受振点毎に走時（起振時→受振時の所要時間）を高精度（1/1,000～1/10,000秒の分解能）で読み取る。読み取った走時を各起振点毎に距離に対してプロットした走時曲線（図-6）を作成し、これについて次のように速度分布の解析を行う。

図-6に簡単な水平2層構造の例を示すが、起振点に近い受振器には、まず表層を通った直接波が先に到達し、ついで下層上面で屈折した波が到達する。しかし、受振器が起振点よりある距離（臨界距離 x_0 ）以上になると、速度の遅い表層を伝わる直接波よりも、一旦下層の速度の速い層を屈折伝播してきた屈折波の方が先に到達することになる。したがって、この場合の走時曲線は図-6のように臨界距離 x_0 の点で折れ曲がり、表層の速度 V_1 は T_1 の勾配から、下層の速度 V_2 は T_2 の部分の走時曲線の勾配として求められる。この場合の表層の厚さ Z は次式で求まる。

$$Z = \frac{x_0}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} \quad (\text{振源法による層厚算定式})$$

	噴射攪拌方式 (ミルク)	機械攪拌方式		
		(粉体)	(LAPC)	(ミルク)
改良体				
火山灰	1.5 (空打)	1.5 (空打)	2.0 (空打)	1.5 (空打)
泥炭	2.5	3.0	2.0	2.0
粘土	5.5	2.0	5.0	7.0
固化材				
火山灰	高圧目録	-	-	-
泥炭	ヤシロ201	ヤシロ201	ヤシロ201	ヤシロ201
粘土	高圧目録	ヤシロ201	ヤシロ201	ヤシロ201
単位重量 kg/m^3	(原)	(原)	(原)	(原)
火山灰				
泥炭	300 (1.1)	300	340 (1.1)	300 (1.1)
粘土	100 (1.5)	80	100 (1.1)	100 (1.1)
単位強度 kgf/cm^2	2.0	1.0	2.0	2.0
層厚 m 、 $号$	50	50	50	50

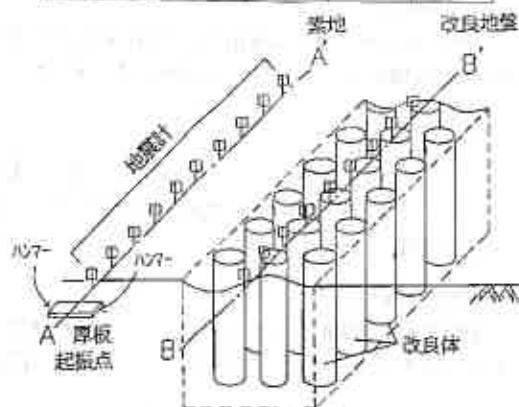


図-5 PS地震探査模式図

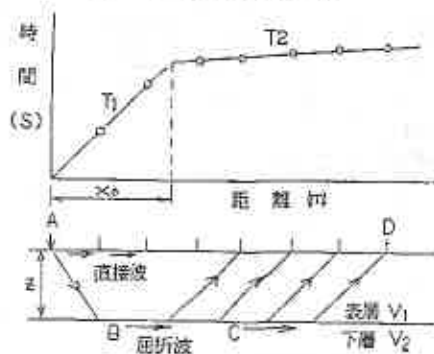


図-6 屈折波の伝播と速度曲線

このときの前提条件は $V_2 > V_1$ である。また、地表や速度境界に起伏がある場合には 萩原の表層除去法（通称はぎとり法）およびその振源法（ここでは省略）を適用して解析する。今回ははぎとり法を適用している。

5. P S地震探査法の測定結果

P S地震探査を表-2に示した地盤改良箇所それぞれ実施し、代表走時曲線を図-7に示す。

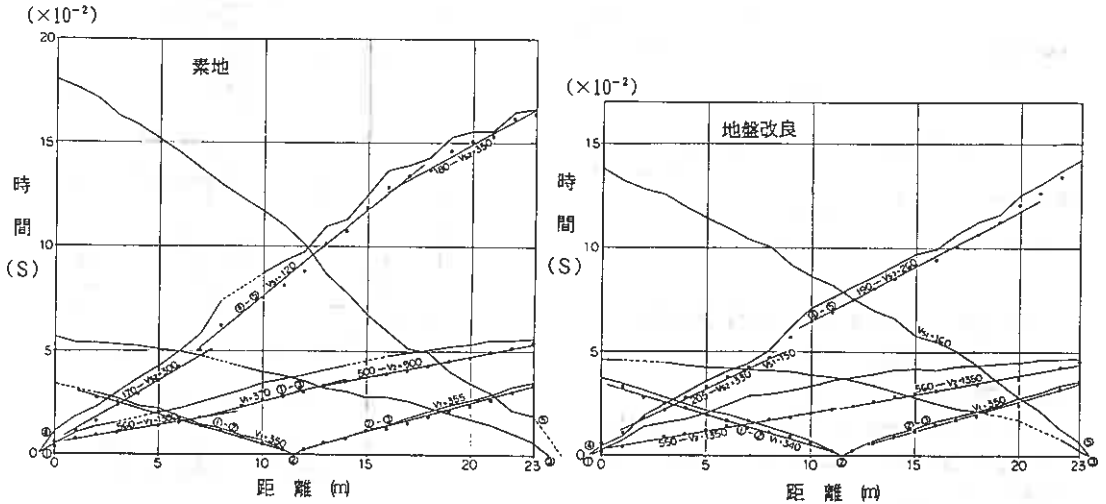


図-7 P S地震探査による走時曲線の例（機械攪拌方式—ミルクC）

P S地震探査による各地点の測定結果を図-8に示す。

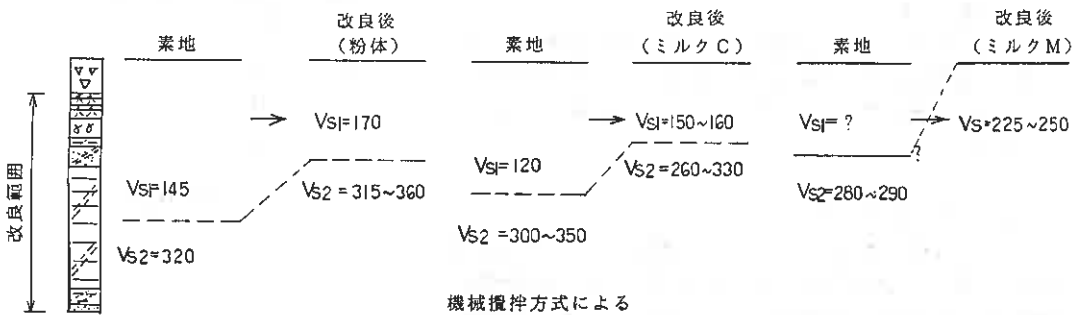


図-8 (1) P S地震探査による測定結果

これより、次のことを読み取ることができる。

- ① 素地と改良範囲のS波速度は改良範囲が相対的に速くなっていることから、改良効果を評価できる。
- ② 改良区間は明らかにS波速度が浅いある範囲まで速くなっており、この範囲まで改良効果が認められる。

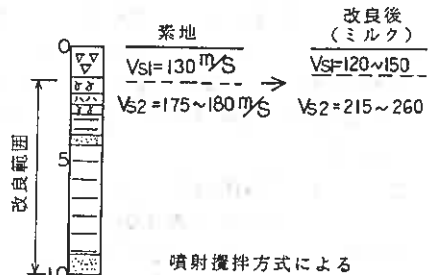


図-8 (2) P S地震探査による測定結果

表-3 S波速度より求めた改良範囲の一軸圧縮強さ

施工方法	工法	深度 (m)	S波速度 (m/s)	一軸圧縮強さ (kgf/cm ²)
機械攪拌方式	粉体	0 ~ 4.3	170	0.56
		4.3m以深	315~360	1.94~2.54
	ミルクC	0 ~ 3.5	150~160	0.43~0.49
		3.5m以深	260~330	1.32~2.13
ミルクM	地表下	225~250	0.98~1.22	
	噴射攪拌方式	0 ~ 1.1	120~150	0.28~0.43
1.1m以深		215~260	0.90~1.32	

③ 改良箇所のS波速度から、改良範囲の平均強度を前回の第2報に示したS波速度と一軸圧縮強度の関係から求めると表-3のようになる。

ここで、設計強度 $q_u = 2 \text{ kgf/cm}^2$ とした複合地盤強度を求めると次のようになり、ほぼ設計値を満足しているといえる。

$$C = C_0 \cdot a_s + (1 - a_s) \tau_p \text{ より}$$

$$\text{泥炭層 } C = 1.6 \times 0.5 + (1 - 0.5) \times 10 = 5.8 \text{ tf/m}^2$$

$$\text{粘土層 } C = 1.1 \times 0.5 + (1 - 0.5) \times 10 = 5.55 \text{ tf/m}^2$$

④ 実際の改良範囲とS波速度による改良効果が認められる範囲は噴射攪拌方式では明瞭に一致しているが、機械攪拌方式ではほぼ一致しているものの精度的には不確定要素が多いといえる。

6. 地下レーダ探査の適用

P S地震探査では上述したように改良範囲をある程度の精度で読みとることはできるが、さらにより高い精度で改良範囲を把握するため地下レーダ探査を行った。地下レーダ探査は電磁波を利用した浅層地下探査で、概要は次のようである。

図-10に示すように地表に設置した送信アンテナから地中に向けて電磁波を放射し、地中からの反射波を受振アンテナでとらえ、この反射記録から改良体の位置および深度を求めることができる。この時の反射波到達時間 t は次式で示される。

$$t = 2D / V$$

ただし、 D ; 反射物体までの深度

V ; 媒体中の電磁波伝播速度

この反射波到達時間を測定し、 V を知ることで D を求めることができる。媒体が水や氷の場合には電磁波伝播速度が既知で

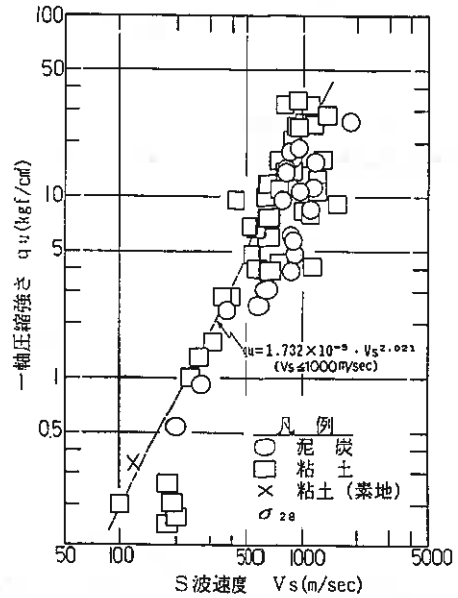


図-9 機械攪拌方式による一軸圧縮強さとS波速度の関係

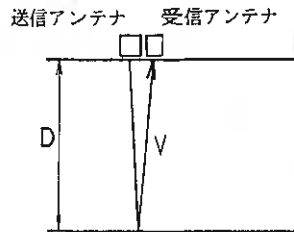


図-10 地下レーダ探査模式図

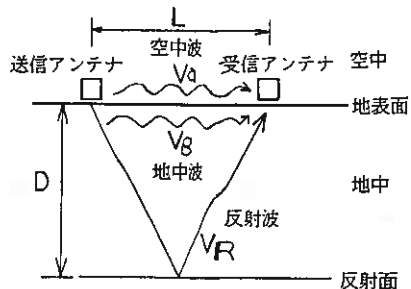


図-11 WARR測定模式図

あることから反射面深度を求めることができる。

しかし、地盤のように電気的特性が複雑な場合には、地中を通過する電磁波の伝播速度も変化する。すなわち、土質の違いによって電磁波速度は異なる。このため、一般にはワイドアングル屈折反射測定（WARR）を行い反射面までの平均伝播速度を求め、反射面の深度を求めている。

この方法で図-11に示すように、送信・受信アンテナを並べ、受信アンテナを移動させて、反射波到達時間断面図（図-12）を求める。

この時の空中波、地中波および反射波の到達時間 t は次式で与えられる。

$$\text{空中波 } t_A = X / C$$

$$\text{地中波 } t_G = X / V_G$$

$$\text{反射波 } t_R = (X^2 + 4D^2)^{1/2} / V_R$$

ここに、 X ；送受信アンテナ間の距離

C ；空中での速度

$$(3 \times 10^8 \text{ km/s} = 30 \text{ cm/ns})$$

このように、WARR測定を行うことで地盤の伝播速度を求めることができる。

7. 地下レーダ探査測定結果

地下レーダ探査を当地のような円柱状の改良体を実施した場合、期待される反射記録は図-13のように予想できる。

図-14、15に機械攪拌方式（粉体）箇所での測定結果を示す。

これより、以下のことがいえる。

- ① 反射波到達時間約35ns付近に図-13に示した放物線状の反射記録が測定区間全般にほぼ確認できる（図-14）。
- ② WARR測定（省略）より得た伝播速度（ $\approx 8 \text{ cm/ns}$ ）を用いて改良体の深度を図-15に示しているが、計画よりもやや浅く、改良体の深度が示されている。これは、施工機械により改良材が巻き上げられ、改良範囲が浅くなったものと推定できる。

8. まとめ

今回実施したPS地震探査、地下レーダ探査の成果についてまとめると以下ようになる。

【PS地震探査】

- ① 素地と改良範囲のS波速度の相違はある程度測定可能であることが明らかとなった。
- ② 実際の改良範囲と今回の試験による改良効果が認められる範囲はほぼ一致しているが、精度的には不確定要素が多い。

この原因の一つには土層が均一ではなく、中間層に砂層や火山灰層が堆積し、これによる屈折が影響しているものと考えられる。

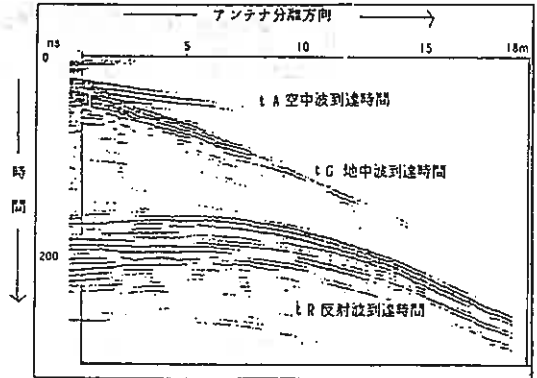


図-12 反射波到達時間断面図

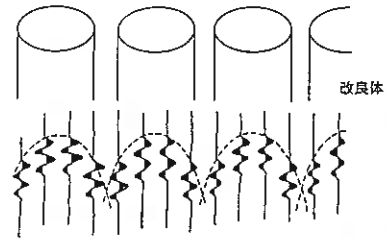
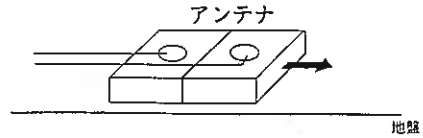


図-13 期待される反射記録模式図

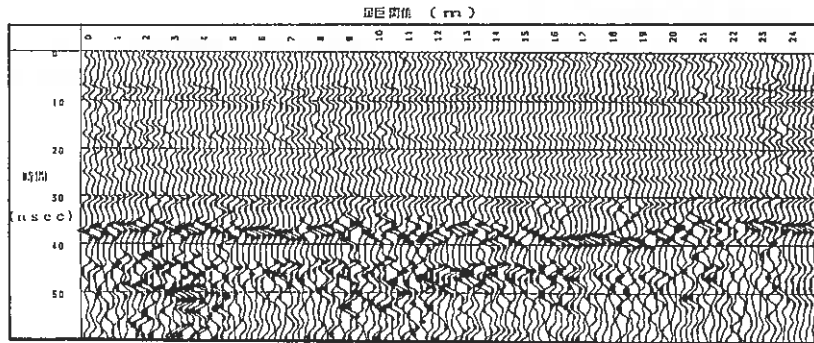


図-14 地下レーダ探査波形記録

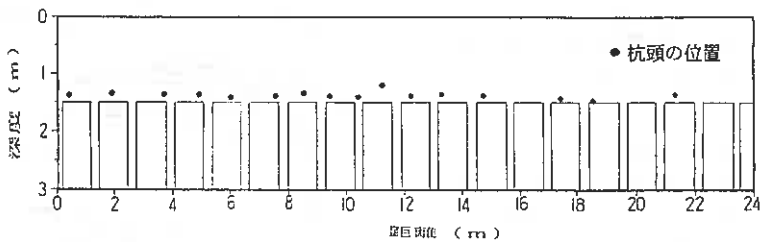


図-15 測定した探頭と計画改良体位置図

【地下レーダ探査】

- ① 改良体上面（探頭）の深度をほぼ正確に測定することが可能といえる。
- ② 改良体の位置についてもほぼとらえることが可能といえる。

あ と が き

今回、P S地震探査法と地下レーダ探査法を利用して改良範囲の把握および改良範囲全体の平均強度の推定を試みたが、P S地震探査法では実際の改良範囲と明らかに相違する点や、改良されているにもかかわらず素地速度と大差ないS波速度が観測されるなど、当初考えていたより明確な相関性が得られなかったが、地下レーダ探査法を用いれば、より高い精度で改良範囲を明らかにすることができることが判明した。

今回の試みからP S地震探査法は有力な強度推定法の一つとなりうる可能性があると考えている。今後は測線の延長を工夫したり、測定時期の考慮および均一な土層での測定、ボーリング孔のP S検層との比較等を実施し、データを積み重ねて行く必要があると考える。

最後に、本報文を執筆するにあたり現場施工ならびに調査試験に当たられた関係者に多大な御協力をいただきました。ここに謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 本間、藤野他 1990.2 ; 速度検層による深層混合処理工法の強度評価法, 土質工学会北海道支部技術報告集第30号 P197~200
- 2) 本間、阿部他 1991.2 ; 速度検層による深層混合パイルの強度評価について (第2報), 土質工学会北海道支部技術報告集第31号 P 7~12
- 3) 図解物理探査 ; 物理探査学会
- 4) 泥炭性軟弱地盤対策工指針 昭和63年10月

地盤改良における変位低減対策事例

— 高圧噴射攪拌工法施工時における変位観測および低減対策について —

北海道開発コンサルタント株式会社 正員 本間 公康
 小野田ケミコ株式会社 正員 ○黒沼 卓夫
 正員 立石 光一

1. まえがき

埋設管が敷設された軟弱地盤上に盛土を構築する場合、盛土の増加荷重により圧密沈下が発生し、それに伴う埋設管の沈下が懸念される。この埋設管の沈下を防止するため管部周囲を門型に改良し防護する対策工が採られた。地盤改良工法として高圧噴射攪拌工法（ミニマックス工法）が計画されたが、特に既設埋設管に近接した施工であるため、施工時の変位に留意する必要がある。

そのため、地盤改良の施工に当たり、その影響を最小限に抑えるために排泥排出装置を用いた強制排土方式による変位対策を実施した。

本報告は、地盤改良施工時の埋設管の変位測定とその効果を評価するとともに、管部沈下対策工の効果についてまとめたものである。

2. 地質概要

当該地盤は、地表面から樽前火山灰 1.5m、泥炭 2.5m、および粘土層 6.5～7.5mの層厚を成し、全体として約 10.5mの軟弱層を構成している。その軟弱層の土性値と土層図を表-1」と図-1」に示す。

表-1 軟弱地盤の土性

	泥 炭	粘 土
比 重 Gs	1.548～2.532	2.631
含 水 比 Wn %	94～644	64
液 性 限 界 W _L %	—	51
塑 性 限 界 W _P %	—	26
塑 性 指 数 I _p %	—	25
一軸圧縮強さ q _u kgf/cm ²	—	0.34
圧密降伏応力 P _c kgf/cm ²	0.28～0.47	0.66
圧 縮 指 数 C _c	2.8～7.2	0.7
初 期 間 隙 比 e _o	5.4～10.6	1.6
オランダ貫入試験 qc kgf/cm ²	3.2	2.2
強 熱 減 量 Lig	45～81	—
p H	5.5	—

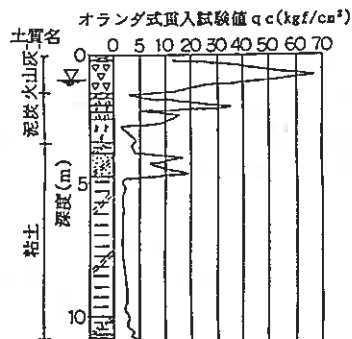


図-1 土層図

3. 工事概要

高規格幹線道路日高自動車道路建設工事は盛土高さ約 5m、道路幅23.5mの自動車専用道路の築造工事である。当該工事箇所は、この道路盛土に対して工業用水管（管径1100mm、ダクタイル鋳鉄管3種）がほぼ直角に横断している場所である。工事箇所を図-2に示す。

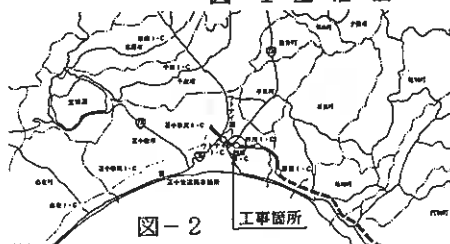


図-2

The Displacement caused by Execution of High Pressure Injection Method(MM Method) and Its Protection. ; Hiroyasu HONMA, (HOKKAIDO ENGINEERING CONSULTANTS CO., LTD), Takuo KURONUMA, Kouichi TATEISHI, (ONODA CHEMICO CO., LTD)

当該工事においては、既設工業用水管の沈下防止と防護を目的として、用水管部を門型に改良する地盤改良工が対策工として計画され、工法として、スラリー噴射方式の高圧噴射攪拌工法を採用した。その工事数量を表-2、施工図を図-3に示した。

表-2 高圧噴射工法工事数量表

項目	工事仕様	
改良径	$\phi=700\text{mm}$	
改良強度	一軸圧縮強度 $qu \geq 2.0\text{kgf/cm}^2$	
材料混入量	火山灰・粘性土	213 kg/m^3
	泥炭	340 kg/m^3
	管頂部	管側面部
打設本数	428本	646本
打設長	2.0m	10.5m
改良長	1.5m	10.0m
改良層	火山灰	1.0m
	泥炭	0.5m
	粘性土	6.5m
打設延長	856.0m	6783.0m
改良延長	642.0m	6460.0m

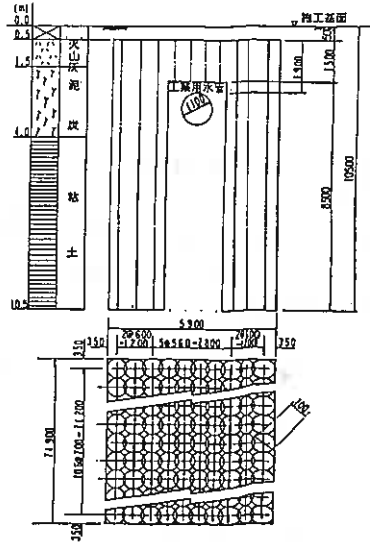


図-3 施工図

4. 施工時の工業用水管の変位予測とその対策

4-1. 通常施工時の工業用水管の変位予測

高圧噴射攪拌工法によって発生する工業用水管の変位を定量的に推定することは極めて困難であり、予測方法が確立されていないのが現状である。このため当現場における高圧噴射攪拌工法施工時に発生する変位の予測は図-4²⁾に示す過去に計測されたデータを用いて行った。この図は、改良域から測点までの水平距離 X と改良長 L_c の比(X/L_c)と鉛直変位量 δv の関係をまとめたものである。

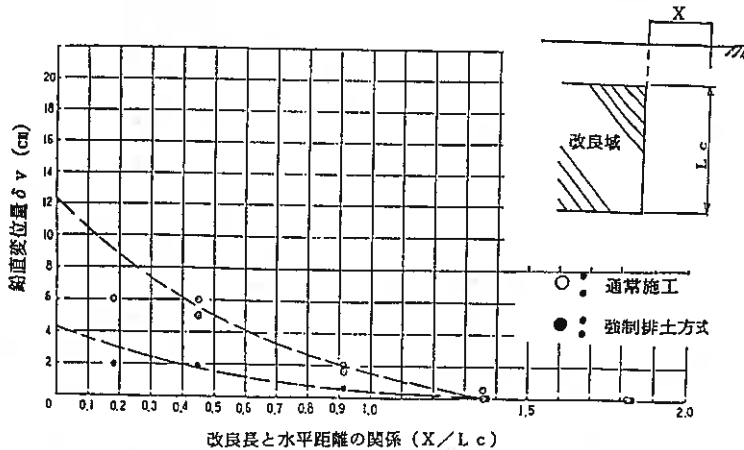


図-4²⁾ 高圧噴射工法の打設距離と鉛直変位の関係

当現場では、打設位置と最も近接する工業用水管までの距離が約1.4mであり、改良長が $L_c = 10.0\text{m}$ であるため、この値を用いて、 X/L_c は、

$$X/L_c = 1.4/10.0 = 0.14$$

となる。図-4²⁾より鉛直変位量 δv を推定すれば、100mmの鉛直変位が予測され、工業用水管の許容変位量(46mm)を大きく上回るために、変位防止対策を計画した。

4-2. 施工による変位防止対策

高圧噴射攪拌工法を施工する際に発生する変位の主な要因としては、固化材スラリーを地盤中に噴射する際のボリューム増加の影響が大きく関係する。

変位を低減する方法としては、施工時に噴射したボリュームと同等の土を強制排土する方式が有効と考えらる。このため、排土効果が得られやすい円盤状スクリー(写真1)を考案し、試験施工を通じその効果を事前に確認した。ここで強制排土方式の原理作用については、円盤状スクリーによってロッド引き上げ改良時に攪乱層部の泥状土を押し上げるものである。以下にその施工手順について示す。



写真1

- ①削孔時に水を用いて円盤状スクリーを高速回転させ、水と土を積極的に攪乱し泥状化させる。攪乱部分は高含水比の泥状土となることで地山と『縁切り』状態となる。
- ②所定深度からスラリーを高圧噴射しながらステップ注入し、円盤状スクリー上昇させることにより泥状土を持ち上げる。
- ③さらに注入液体内圧により押し出しやすくなり、攪拌混合土は中心部へ移動、吸収される。排泥排出を確認しながら慎重に施工する。

図-4²⁾より強制排土方式による変位量は通常施工時の約1/4に低減されているため、当現場では $\delta v = 35\text{mm}$ と予測される。

さらに、変位低減対策として打設順序を用水管から遠ざかる方向に施工すると共に、用水管の偏土圧による変形を防止するため施工位置を分散させた分散施工を実施した。

5. 変位計測

5-1. 計測方法

高圧噴射攪拌工法施工による用水管の変位を計測するために用水管の接続部に図-5に示す測定杭を設置した。測定箇所は図-6に示すように3カ所で行い、鉛直変位をレベル計にて測量しながら計測した。

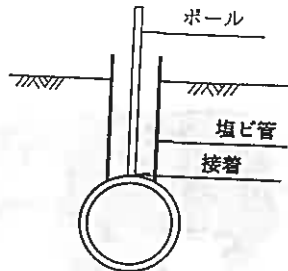


図-5 測定杭設置図

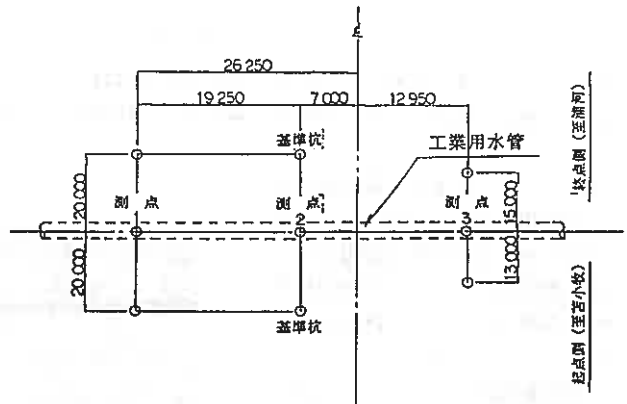


図-6 測定杭位置図

尚、これまでの施工実績より固化材スラリー注入によるボリューム増の影響は、土被りが薄い場合（当現場では、土被り0.5mで施工）、水平方向の変位は極めて小さく鉛直方向に変位が大きく生じている。このため、今回は鉛直方向の変位量を重視して計測した。

5-2. 変位量測定結果

図-7に測点No. 1, 2, 3における累積鉛直変位量を測定日（=施工日）毎に表した。累積鉛直変位量は、最大で13mmの沈下となり、施工終了時には2~3mmの変位にとどまっている。

図-8は、図-4²⁾で示した変位予測図に今回計測されたデータをプロットしたもので、当初予測した変位量の約1/3となり、変位防止対策が有効に作用したと思われる。

尚、下向きの変位発生の原因としては、

- i). 排土量の過多（変動）
および地盤のゆるみ
- ii). 排土量による用水管
への荷重増加

などが考えられるが、いずれも変位発生を許容変位量以下に抑えることができた。

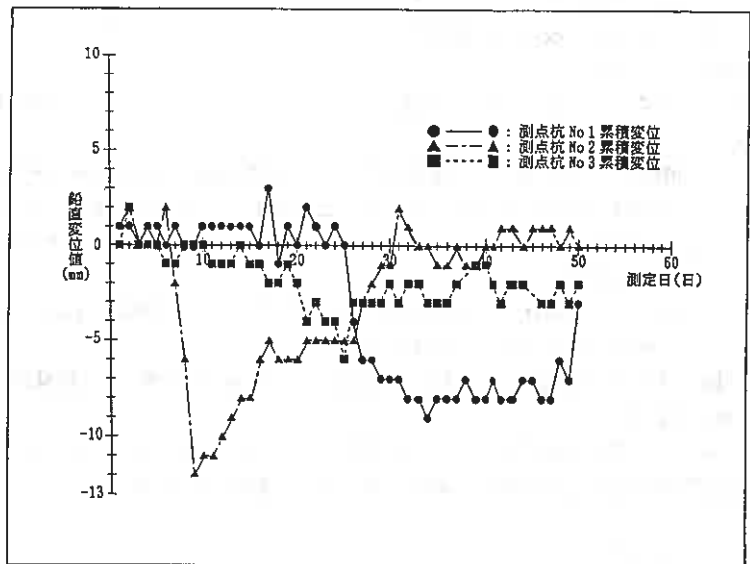


図-7 累積鉛直変位量と測定日の関係

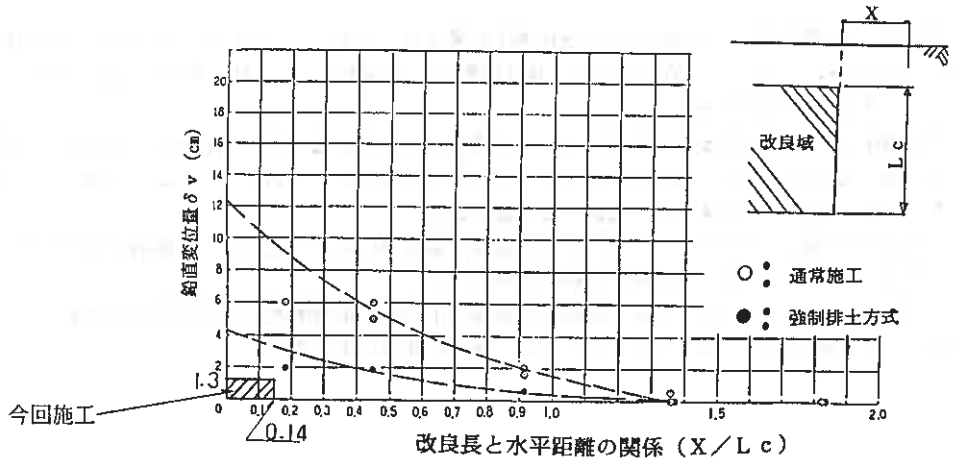


図-8 高圧噴射工法の打設距離と鉛直変位の関係

6. 沈下対策工としての改良効果

図-9は、計画盛土による未処理時地盤の圧密沈下量の計算値と、地盤改良後の用水管上部の地表面沈下量を示したものである。沈下の測定は、盛土を築造する際に用水管部の地表面に沈下板を設置し、盛土を築造しながら沈下量を計測した。計測の結果、未処理地盤の圧密沈下量約65cmに対して、地盤改良後の盛土構築時の沈下量は約13mmであり、門型による地盤改良は所期の所定の目的を十分達成した。

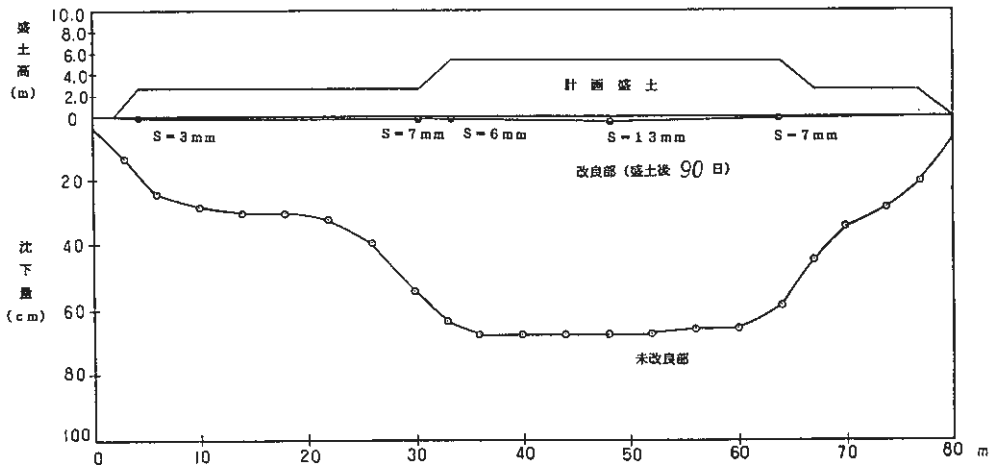


図-9 未改良部と改良部の沈下分布図

7. あとがき

近年、構造物や管渠の周辺を地盤改良する近接施工が多くなっており、これに伴う施工時の変位の発生が問題となる場合が多い。これまでに変位対策は、種々提案され実施されているが、完全に有効である施工法が確立されていないのが現状である。

今回、当現場における強制排土方式の施工を行い、施工による変位量を当初の予測値より小さく（累計で約10mm程度）抑えることができ、有効な施工法の一つに成りえると考えられる。ただし、強制排土方式であるために排泥の処理法および作業効率を考慮する必要がある。

また、管部沈下対策工の効果については、盛土構築後100日経過した時点で、管部地表面沈下は、最大13mmにとどまり、所期の目的を十分達成する結果であった。

最後に、本報告をまとめるにあたり、室蘭開発建設部苫小牧道路事務所と北海道開発コンサルタント（株）の関係各位より、貴重な資料を頂きました。ここに、厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1). 本間公康, 岡部博道, 阿部康明, 佐藤浩治; 速度検層による深層混合パイルの強度評価について (第2報), 土質学会北海道支部技術報告集, 第31号, pp7~12, 1991
- 2). 小野田ケミコ株式会社; 地盤改良施工に伴う変位とその対策, 1989

軟弱珪藻土地盤の工学的特性および下水道布設工事例

網走市 高橋 重之
 網走市 吉田 憲弘
 北海道開発コンサルタント(株) 正会員 田中 信幸
 長岡技術科学大学 下島 恒二

1. まえがき

公共下水道工事が進められている網走市車止内地区(図-1)では、最大40mに達する軟弱な沖積層が堆積している。

当地区の地盤で特徴的なことは、泥炭の他に圧縮性の高い珪藻土質粘土が厚く堆積していることであり、現在も地盤沈下が進行している。

したがって、下水道工事に際しては、不等沈下防止や周辺地盤への影響を考慮して沈埋工法を採用した。

本報文は、当該地盤の工学的特性を述べるとともに、当地区の地盤沈下および地下水位の観測結果をとりまとめたものである。

また、沈埋工法による下水道布設工事に際して、周辺地盤への影響を計測しており、この工法の概要並びに計測結果についてあわせて紹介する。



図-1 位置図

2. 地質概要

車止内地区は、周辺を天都山などの山地に囲まれた沢部で、標高3~7mの低地帯となっている。この低地帯は、網走川河口に発達した三角州によって湾口を閉ざされたおぼれ谷沖積平野である。

地質は周辺山地を形成する新第三紀中新世の車止内層の砂岩、泥岩を基盤岩として、その上部に沖積層が厚く堆積している。沖積層は図-2の土層模式断面図に示すように、砂、泥炭、粘性土の各層などからなる

が、粘性土は珪藻土質粘土を主体として堆積し、泥炭地盤と同様の圧縮性に富んだ軟弱地盤を形成している。また、図-3の土層横断面図(下水道施工箇所)に示すように、沢の中央では沖積層厚が40mにも達しており、珪藻土質粘土層は層厚13mで、強度はN値が自沈。コーン抵抗値 q_c =自沈~3 kgf/cm²程度である。

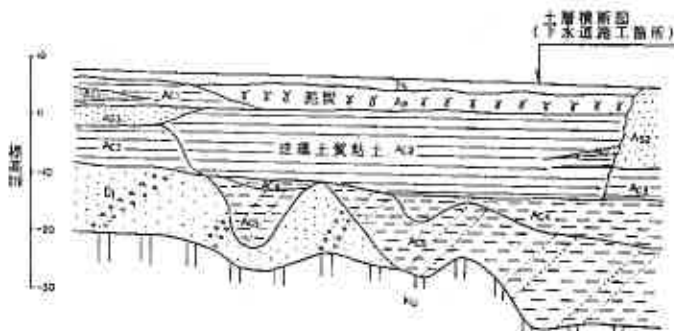


図-2 土層模式縦断面図

Engineering property of diatomaceous soft ground and a sewerage work at the ground ; Shigeyuki Takahashi, Norihiro Yoshida (Abashiri City), Nobuyuki Tanaka (Hokkaido Engineering Consultants Co., Ltd), Koji Shitajima (Nagaoka University of Technology)

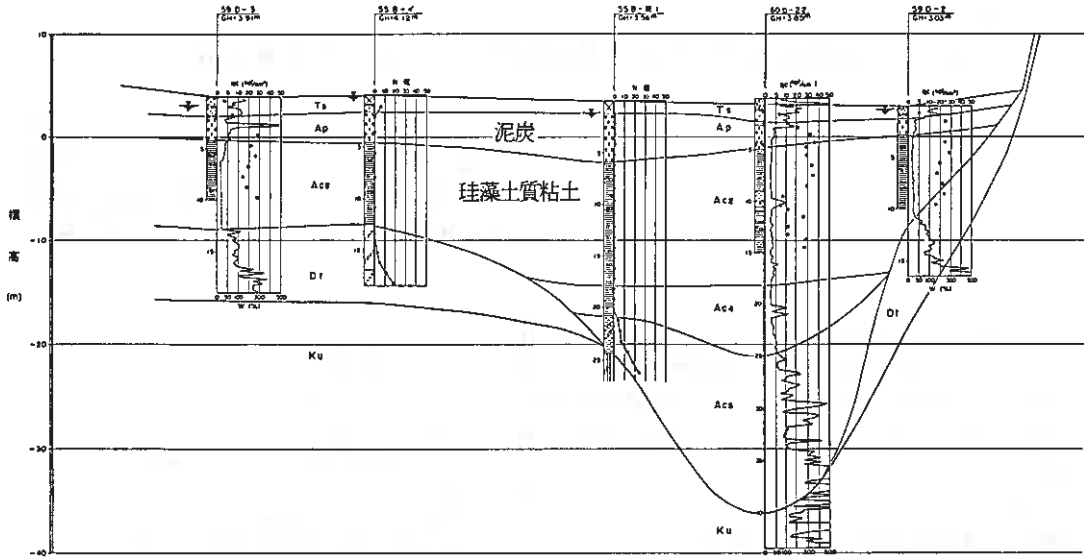


図-3 土層横断図(下水道施工箇所)

3. 珪藻土質粘土の工学的特性

当地区に分布する各土層の試験結果から得られた値をまとめて表-1に示す。また、試験結果より、泥炭と珪藻土質粘土に対して、各種の関係を求めて図-4~8に示す。

表-1 各土層の土質試験結果一覧表

時代	層名	土質名	分布深度 m	層厚 m	N値 (叩)	qc値 (kgf/cm ²)	含水比 W (%)	比重 G _s	単位体積重量 (γ)/nD	液性指数 L _i (%)	一軸圧縮強度 Q _u (kgf/cm ²)	初期水分比 e ₀	圧縮時沈力 P _c (kgf/cm ²)	圧縮指数 C _c	
第四紀	沖積世	Ts	火山灰砂、礫粘土(或土)	0~5.0	0.2~5.0	1~6	3~40	20~120	—	1.48~1.55	—	—	—	—	
		Ap	泥炭	1.0~6.5	0.2~4.6	0~1	2~6	100~500	1.69~2.37	1.00~1.29	12~66	0.2~0.45	4~9	0.2~0.5	1.9~5.2
		Ac ₁	粘土、シルト	1.0~5.0	1.5~4.1	2	2.5~6	40~140	2.53~2.55	1.35~1.59	8~11	0.15~0.35	2~3	0.4~0.6	0.8~1.1
		As ₁	砂、シルト質砂	3.4~5.0	0.5~2.0	—	5~30	60~80	—	—	—	—	—	—	—
		Ac ₂	珪藻土質粘土	3~18.0	2.0~13.0	自沈~1	自沈~5	100~350	2.24~2.56	1.10~1.56	7~26	0.15~0.4	2~8	0.4~0.5	1.4~4.2
		As ₂	砂、砂礫	0.2~13.0	10.3以上	1~19	50以上	—	—	—	—	—	—	—	—
		As ₃	砂、砂礫	5.8~8.3	1.1~3.5	—	4~45	—	—	—	—	—	—	—	—
		Ac ₃	粘土、シルト質粘土	7.0~17.0	2.0~9.6	—	3~6	50~130	2.44~2.58	1.33~1.52	11~14	0.7~0.9	2~3	1.2~1.5	0.6~1.3
		Ac ₄	シルト、砂質シルト	15.0~24.0	1.0~9.0	自沈~0	自沈~5	40~80	2.63	1.72~1.75	4	0.2~0.4	1	1.6	0.3
		Ac ₅	砂、礫、シルト	16.0~41.0	2.0~17.3	2~13	5~50以上	—	—	1.50~1.73	5	0.3~0.7	1~2	1.3~1.6	0.4~0.6
新第三紀	中新世	Dt	砂、礫、粘性土	0~32.0	1.0~10.0	3~26	4~60以上	20~60	—	—	—	—	—	—	
		Ku	泥岩	14.0~42.0	9.6以上	12~50以上	—	—	—	—	—	—	—	—	

これらから、泥炭や一般的な粘性土と比較した場合の珪藻土質粘土の工学的特性としては次のようなことがいえる。

- ・ 珪藻土質粘土の自然含水比は 100~350%程度と非常に高く、泥炭に近い値を示している。
- ・ 含水比と比重の関係を図-4 に示すが、珪藻土質粘土の比重は一般的な粘土と比べると小さな値を示している。なお、当地区の泥炭は粘土分を含有し分解が進んでいるため、一般的な値に比べてやや大きい。
- ・ 強熱減量試験結果によると、珪藻土質粘土は L_i が 20% を越えるものがあり、一般的な粘土の値より大きいといえる。また、同様の自然含水比を示す泥炭とは含有するものに相違があることが明らかである。
- ・ 沖積層の軟弱粘性土は深さ方向に強度が増加するのが一般的であるが、珪藻土質粘土ではこの傾向がみられない。
- ・ オランダ式貫入試験値と一軸圧縮強度の関係を図-6 に示している。これによると、珪藻土質粘土についての粘着力 C と q_c 値の間には泥炭と同様に $C=1/20 \cdot q_c$ の関係が成立すると判断できる。
- ・ 珪藻土質粘土は、一般的な粘性土よりも非常に大きな初期間げき比 $e_0 = 2 \sim 8$ を示し、泥炭に近い沈下特性を示すことが予想される。
- ・ 図-7 には、自然含水比と圧縮指数の関係を示しているが、含水比の変化に対する圧縮指数の変化は珪藻土質粘土の方が泥炭に比べて大きく、また、その値も同じ含水比では大きい。

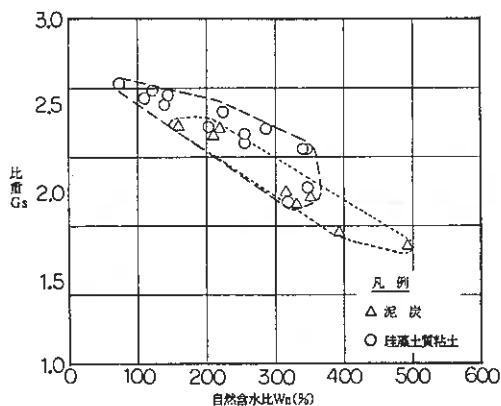


図-4 自然含水比と比重の関係

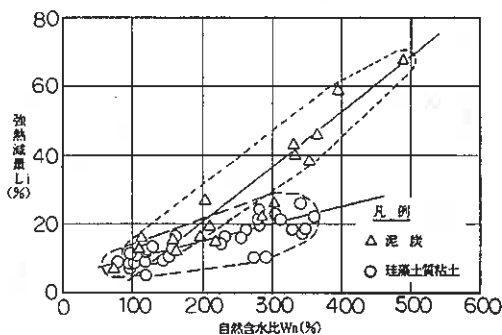


図-5 自然含水比と強熱減量の関係

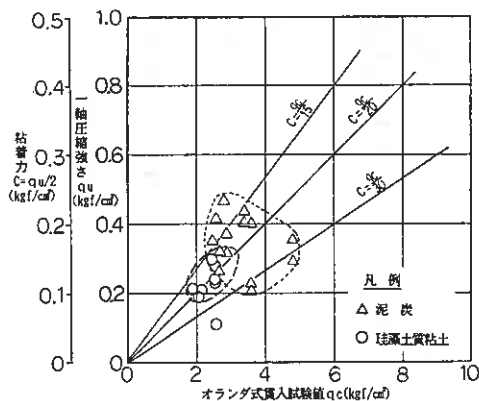


図-6 オランダ式貫入試験値と一軸圧縮強度の関係

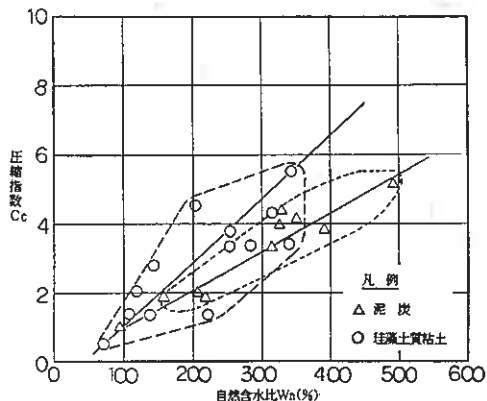


図-7 自然含水比と圧縮指数の関係

4. 地下水位および地盤沈下観測結果

車止内地区では下水道工事に先立って昭和59, 60年に地下水位観測孔や沈下計を設置し、地下水位および地盤沈下観測を実施した。観測計器および数量は次のとおりであり、沈下観測地点を図-8に示す。

- ① 地下水位観測孔 ~ 30カ所
- ② 地表面沈下計 ~ 7カ所
- ③ 層別沈下計 ~ 3カ所

(1) 地下水位観測結果

地下水位は、車止内地区全域で観測しており、沈下観測を実施している地点の水位観測結果を図-9に示す。

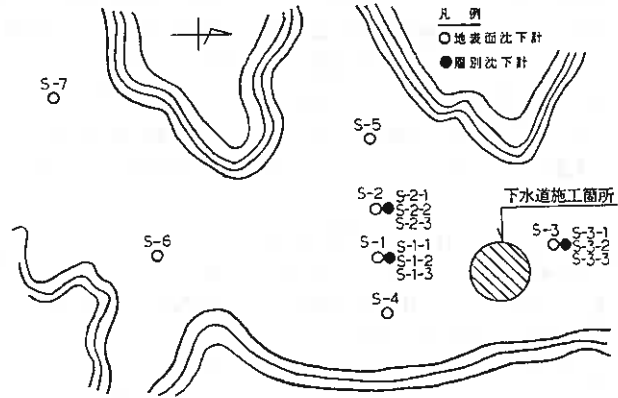


図-8 沈下観測地点

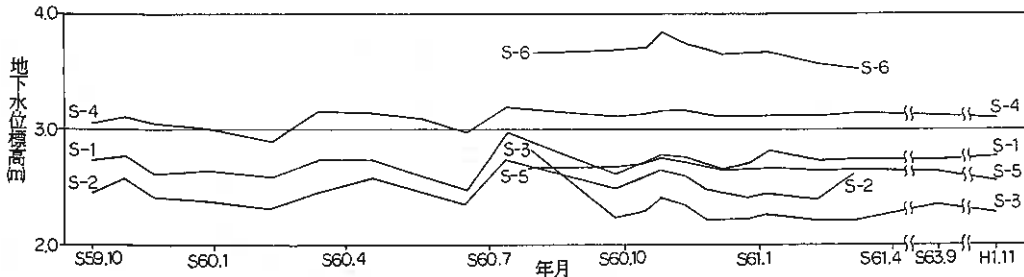


図-9 地下水位観測結果

地下水位観測結果から次のことがいえる。

- ・ 地下水位は地表から0.5~1.0 mに位置し、地盤等高線と地下水位等高線はほぼ一致する。
- ・ 地下水位の季節変動は約50cm程度である。
- ・ 昭和59年度から平成元年度までの観測結果では、地下水位の低下傾向はみられない。

(2) 地盤沈下観測結果

沈下観測は上記の各地点について、地盤沈下の有無およびその程度、また沈下がどの土層で発生しているかを把握する目的で実施した。

沈下計の設置状況は図-10の模式図に示すとおりであり、層別沈下計によって泥炭層(Ap)、珪藻土質粘土層(Ac₂)および粘土層(Ac₄+Ac₅)の各沈下量を測定することが可能である。

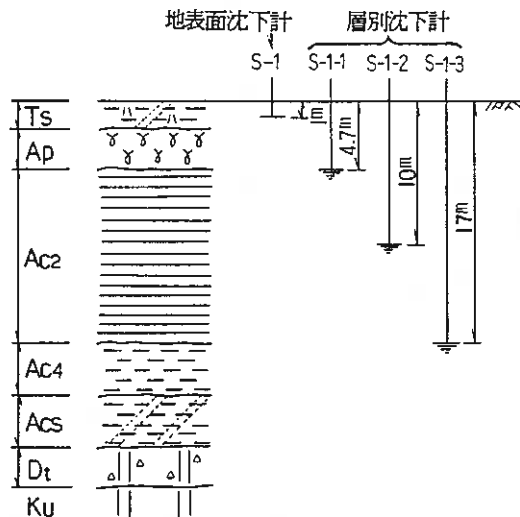


図-10 沈下計設置模式図(S-1地点)

観測期間は、昭和60年から平成元年までの約4年間（1510日）であるが、S-2地点は観測途中で破損したため160日間となっている。

地表面沈下観測結果は表-2および図-11に示すとおりである。また、S-1とS-3地点の層別沈下観測結果を図-12、13に示すとともに、各土層の1年間当りの沈下量をまとめて表-3に示す。

これらの観測結果から、本地区の地盤沈下状況をまとめ、次に記す。

- ・ 沈下観測の結果、本地区全域において地盤沈下の進行が確認され、その量は約4年間で3～14cmに達する。
- ・ 沈下量は沖積層の厚い下流側の沢中央部(S-1～3)で大きく1年間当たり3～5cm程度である。また、沢の上流部および端部(S-4～7)では1～2cm程度となっている。
- ・ 層別沈下計による観測の結果、沈下の大部分は珪藻土質粘土層(Ac₂)で発生していることが明らかになった。

表-2 地表面沈下観測結果

観測地点	沈下量 (cm)	観測期間 (日)	1年間当りの沈下量 (cm)
S-1	14.1	1510	3.4
S-2	2.3	160	5.2
S-3	13.9	1510	3.4
S-4	3.0	1510	0.7
S-5	9.3	1510	2.3
S-6	6.5	1510	1.6
S-7	3.4	1510	0.8

表-3 各土層の1年間当りの沈下量 (cm)

観測地点	泥炭 A _p	珪藻土質粘土 Ac ₂	粘土 Ac ₄ +Ac ₅
S-1	0.4	3.0	0.0
S-2	0.9	2.7	1.6
S-3	0.3	2.5	0.6

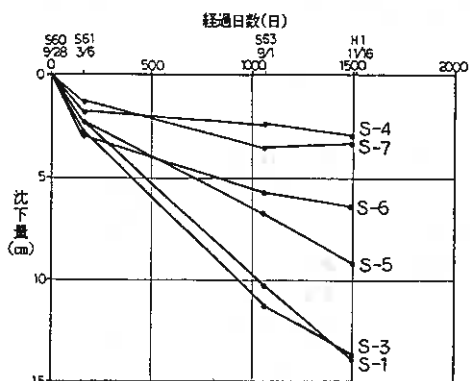


図-11 地表面沈下観測結果

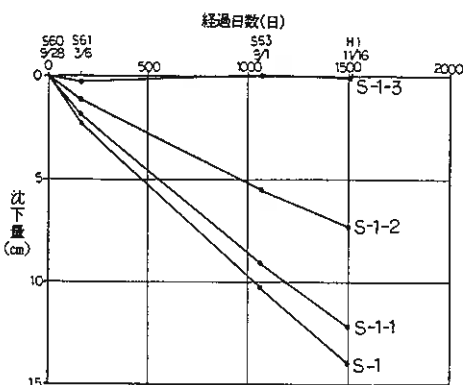


図-12 層別沈下観測結果(S-1地点)

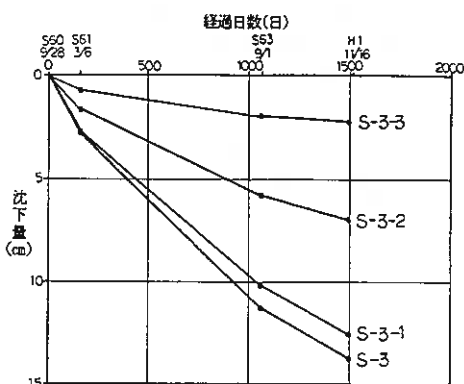


図-13 層別沈下観測結果(S-3地点)

(3) 今後の沈下について

上記のように、当地区では下水道工事着手前から地盤沈下が進行しているが、沈下観測期間中において、沈下を生じさせるような地下水位低下は生じていないことを確認できた。したがって、沈下の要因としては観測開始以前に実施された盛土や河川改修による影響が挙げられる。

当地区におけるこれらの要因を具体的に示すと以下ようになる。

- ① 昭和20年代沼地の埋立て工事（盛土荷重）
- ② 昭和40年代前半車止内川改修工事（地下水位低下）
- ③ 昭和50年代前半車止内川改修工事（地下水位低下）
- ④ 住民の住宅建設に伴う盛土（盛土荷重）
- ⑤ 周辺地盤の整備（地下水位低下および盛土荷重）

当地区の地盤沈下は上記①～⑤の荷重が複合して、原地盤に作用していることにより生じているものと考えられる。

今後の沈下については、S-1およびS-3地点の観測結果から、双曲線法によって推定した。観測点数が少ないため精度よく把握することは難しいが、今後発生する沈下量は20～80cm程度と予想した。また、実際に下水道等の排水施設が整備されれば、長期的には地下水位低下を生じる可能性が高いことから、これによる沈下も加わることになる。

したがって、下水道施設の建設に対しては、これらの沈下に対処した工法を採用する必要がある。

5. 下水道布設工事例（沈埋工法）

当地区は先に述べてきたように、軟弱層が厚く堆積することから、下水道布設工事に伴う周辺地盤への影響が懸念される。

また、現在も地盤沈下が進行しており、工事による地下水位低下や不等沈下の発生も考えられることから、当地区では沈埋工法を採用した。

以下に工法の概要を紹介するとともに、周辺地盤の計測結果を述べる。

(1) 工事概要

網走市車止内地区における公共下水道工事で、路面下2.5～3.0mの範囲に汚水管（φ200mm 塩ビ管）を布設する工事である。

工法は沈埋工法であり、ベントナイト安定液を供給しながら、幅0.55mで掘削を行い、下水道管渠を築造するものである。

掘削対象土は盛土（火山灰、砂質土）および泥炭である。

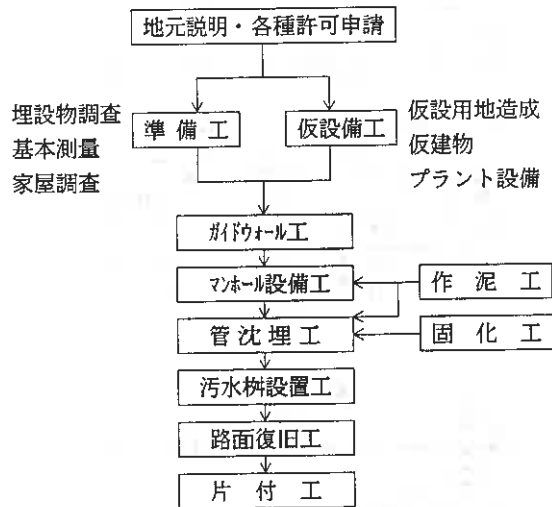


図-14 全体工事フローチャート

(2) 沈埋工法の特徴

この工法はスペシャルスラリー（自硬性安定液）またはベントナイト安定液を壁面安定液としてトレンチを掘削し、地上で一定の長さにあらかじめ連結した管もしくは単体の管をトレンチの中に沈め、所定の位置に吊金具で固定し、スラリーを固化することによって管の敷設を終了するものである。

図-14に全体工事フローチャートを示すとともに、以下に本工法の特徴を記す。

- ① シートパイル等の止工を必要としないため、それに伴う騒音・震動等の環境公害が発生せず、周辺地盤に与える悪影響もない。
- ② 地下水位が高い所でも、ウェルポイント工法等で水を汲み上げる必要がないので、地盤沈下や付近の井戸がかわれる心配がない。
- ③ 作業員がトレンチ内へ入ることがなく、掘削幅を最小限にとどめることができ、労働災害に対する安全性が非常に高い。
- ④ 人孔部及び管路部ともに極めて止水性の高いスラリーで全体が包み込まれるので、不明水の流入の心配はほとんどなく、水密性の高い管路ができる。
- ⑤ 固化スラリーは、地山と同等以上の強度および1.2～1.25の比重に調整することができ、開削工法等における埋戻し工がないため施工後の不等沈下の恐れが少ない。
- ⑥ 掘削中は、土圧・水圧に対して、安定液圧によりバランスを保っているため、ヒービング・ボイリング等の心配はなく、付近構造物、道路等に悪影響を及ぼすことが少ない。

なお、本工法採用に当たって留意する点としては、次に示す事項が挙げられる。

- ① 地下埋設物（管路部の横断）の一時撤去や移設、その為の試掘・調査
- ② プラント用地の確保
- ③ 泥水掘削土・ガイドウォールの解体ガラの処分地確保
- ④ 冬場の配管凍結対策

(3) 計測計画

計測は、施工延長約200m間にNo.1～5の5測線を設けて、周辺地盤への影響を計測した。観測計器は、変位測定杭（5測線）および傾斜計、層別沈下計、地下水位観測孔（2カ所）である。観測計器の設置状況は図-15に示すとおりであり、計測頻度は1回/日を原則とした。

また、工事前後に周辺の家屋に対して家屋調査を実施するとともに、施工期間中に震動調査も行った。

(4) 計測結果

① 鉛直変位

鉛直変位は、変位測定杭および層別沈下計とともに工事期間中、有意な沈下や隆起は測定されなかった。

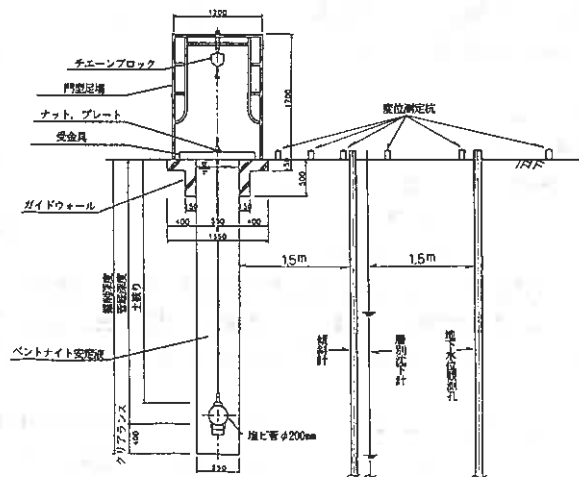


図-15 施工断面および計器配置図

② 水平変位

図-16に傾斜計による地中水平変位を示している。地中水平変位は2ヵ所とも地表が最大となり、掘削、管沈埋の過程で5～6mm程度開削側へ変位している。そして、固化後は逆に2mm程度地山側へ変位している。

次に変位測定杭による水平変位測定結果を図-17に示す。水平変位は、開削面に最も近傍の杭で、掘削、管沈埋の過程で開削側へ8mm程度計測された。そして、傾斜計の場合と同様に固化後5mm程度地山側へ変位している。これは掘削時に若干地山が緩み、その後、管沈埋から固化の過程を通じてやや元に戻るものと考えられる。

なお、ガイドウォールの設置および撤去時にも若干の変位が観測された。

③ 地下水位

地下水位は、図-18に示すように工事期間中、工事による影響と判断されるような変化は観測されていない。

④ 家屋調査

事前と事後の調査で、家屋全体の形状やひび割れに変化は無く、下水道工事による周辺家屋への影響は無かったものと判断される。

以上のように、計測の結果、開削面近傍で微小な水平変位が生じた以外は周辺地盤への影響はほとんど観測されず、工事は予定通り完了した。

6. あとがき

北海道には泥炭をはじめとする軟弱地盤が各地に分布し、都市近郊ではこれらの地盤上に住宅地が形成されることもめずらしくはない。今回紹介した

網走市車止内地区は、道内でも有数の軟弱地盤であり、当地区のような市街地において下水道工事を実施するためには、周辺地盤への影響を十分考慮した対策や施工を行うことが必要である。

今回採用した沈埋工法は、当地区のような地盤では従来の開削工法に比べて有効な工法であると判断できる。

また、当地区に厚く堆積する珪藻土質粘土は、泥炭と同様の性状を示し、現在も沈下が進行していることから、今後も下水道施工ヵ所を含めて沈下や地下水位観測を継続し、本工法の有効性を確認するとともに、当該地盤の沈下特性の把握に努めたい。

参考文献

- 1) 泥炭性軟弱地盤対策工指針～社団法人 北海道開発技術センター
- 2) 土質試験法～土質工学会

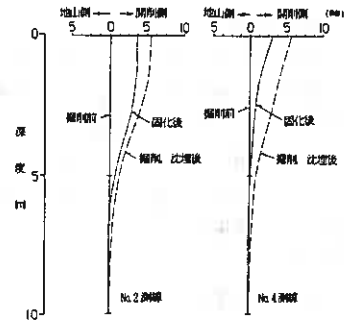


図-16 傾斜計観測結果

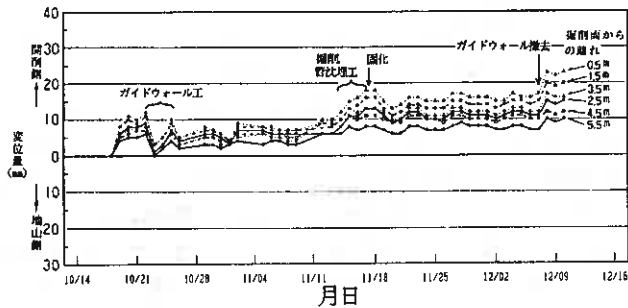


図-17 水平変位測定結果 (変位測定杭 No.1 測線)

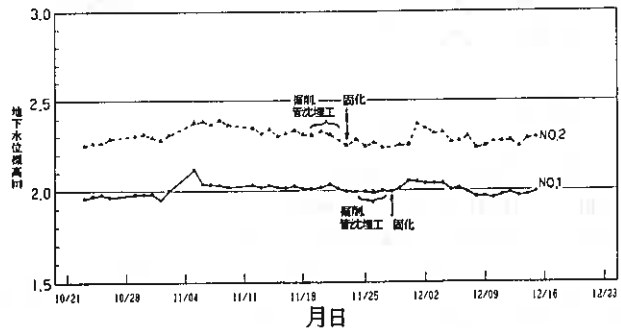


図-18 地下水位観測結果

泥炭地盤における沈下時間解析法の比較例

北海道土質試験協同組合 恒川 晃

1. まえがき

泥炭地盤の沈下の特徴は、周知のように即時性および二次圧密性の挙動にある。これらは一次圧密理論の適用を越えた現象であることから、いわゆる双曲線式などをはじめとする実験式や理論式の修正などによって時間経過予測の実務的対応が行なわれてきた。これらの適用性や普遍性を高めるには、実測値との対比によるパラメータの力学的性質や相関性の検討が重要と考えられるが、未だ十分とはいえない現状にある。この報文では、江別市角山における試験盛土の沈下観測データとこれまで提案されている各沈下解析法による予測値を対比し、適合性などについて検討を加えた。

2. 沈下時間予測手法の現状

現在提示されている予測手法としては、いわゆる双曲線式や片対数型式で代表されるような比較的初期の実測データから将来の推移を予測しようとする方法と、然るべき力学モデルから導かれた理論解を現地条件に拡大して予測する方法に大別できる。最近、能登が提案した方法¹⁾は一次圧密に相当する部分を \sqrt{t} 双曲線で、二次圧密部分を片対数型式で表示するものであり、前者に区分される方法と判断される。

表1は、泥炭地盤を対象に提示されている沈下時間予測式の主要なものを上述の区分に従ってまとめたものである。各予測式の誘導については、それぞれの資料を参照していただきたい。なお、この表では触れていないが、

Terzaghiの一次圧密論を適用する際に、圧密係数(C_v)を応力レベルによって沈下の実態に適合させるよう選定する手法、あるいは、初期の含水比(W_0)と応力レベル(p)により実験式から C_v や e を求める手法²⁾なども提示されている。これらは、Terzaghi理論に包含して考察することとしたい。

理論式の重ね合せ法は、1978年頃にE. WahlsやL. Zeevaartの文献を参考として、泥炭の即時沈下の大きさに着目した佐田³⁾によって提示された手法である。即時沈下(S_i)が一次圧密(S_{c1})の進行に包含されていく点、二次圧密性沈下(S_{c2})は一次圧密と並行して沈下初期から発生するとした点などに特徴がある。いずれにしても、即時性、一次圧密性及び二次圧密性沈下に対してそれぞれの圧縮係数(m_{ea} , m_{ep} , m_t)を、JIS A 1217の圧密データから分離する必要がある、データの整理に若干の工夫と改良を要する。



図1 試験箇所案内図

表 1 沈下時間予測式概要表

	予測式名称	予測式の基本型	パラメータおよび記号等の意味
理論式	Terzaghiの 一次圧密論	$St = \bar{\epsilon}_f \cdot H \cdot U$	$\bar{\epsilon}_f = \frac{e_i + e_0}{1 + e_0}$ $U = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 \cdot Tv)$ $= m_v \cdot \Delta p$ $= \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left(\frac{p_0 + \Delta P}{p_0} \right)$, $M = \frac{(2m+1)\pi}{2}$, $Tv = \frac{C_v}{d^2} \cdot t$
	重ね合わせ法	$St = Si + Sc_1 + Sc_2$ $Si = \bar{\epsilon}_i \cdot H \cdot (1 - U) \cdot \xi$ $Sc_1 = \bar{\epsilon}_{c_1} \cdot H \cdot U$ $Sc_2 = \bar{\epsilon}_{c_2} \cdot H \cdot F(Tv, \beta)$	$\bar{\epsilon}_i = m_{s,i} \cdot p$, $\bar{\epsilon}_{c_1} = m_{s,p} \cdot p$, $\bar{\epsilon}_{c_2} = m_{s,t} \cdot p$ $F(Tv, \beta) = \log \left(1 + \frac{4.62}{\beta} Tv \right)$, $\beta = \frac{m_t}{m_{s,p}}$ $Si, m_{s,i}$: 即時性沈下とこれに対する体積圧縮係数 $Sc_1, m_{s,p}$: 一次圧密性沈下とこれに対する体積圧縮係数 $Sc_2, m_{s,t}$: 二次圧密性沈下とこれに対する体積圧縮係数 $\xi = \frac{(1-\nu) \{ 1 - \nu (1 + \frac{p_x}{p_z}) \}}{(1-2\nu)}$: 即時沈下補正值 ν : ポアソン比, p_x/p_z : 地盤内の水平及び鉛直応力比
実験式	\sqrt{t} 双曲線法 (A)	$t < t_{sr}$ $St = \frac{\sqrt{t} \cdot H}{a_{1r} + b_{1r} \sqrt{t}}$ $t > t_{sr}$ $St = S_{0s} + C_{0r} \cdot H \cdot \log \left(\frac{t}{t_{sr}} \right)$ $S_{0s} = \frac{\sqrt{t_{sr}} \cdot H}{a_{1r} + b_{1r} \sqrt{t_{sr}}}$	二次圧密始点 (t_{sr}) $t_{sr} = \frac{C_{1s}}{5692} \exp(C_{1s} \cdot W_0) p^{C_{1s} \cdot W_0} \cdot H^{1.5}$ (day) W_0 : 初期含水比, p : 増加応力, H : 層厚 $\langle p \leq 0.2 \text{ kgf/cm}^2 \rangle$ $\langle p > 0.2 \text{ kgf/cm}^2 \rangle$ $a_{1r} = \phi (C_1 - C_2, H, p, W_0)$ $a_{1r} = \phi (C_7 - C_9, H, p, W_0)$ $b_{1r} = \phi (C_4 - C_6, p, W_0)$ $b_{1r} = \phi (C_{10} - C_{12}, p, W_0)$ 二次圧密係数 (C_{0r}) $C_{0r} = 2(C_{16} + C_{17} \log p)$
	\sqrt{t} 双曲線法 (B)	$t < t_{sr}$ $St = \frac{\epsilon_r \cdot H}{1 + C_{pr}(t)^{-\alpha}}$ $t > t_{sr}$ $St = \{0.9 \epsilon_r + C_{sr} \log \left(\frac{t}{t_{sr}} \right)\} \cdot H$	二次圧密始点 (t_{sr}) $t_{sr} = (9 \cdot C_{pr})^{-1/\alpha}$, $C_{pr} = \phi(\delta, H, p, W_0, \epsilon_r)$ $\epsilon_r = \phi(p, W_0)$ $\delta = 0.82 + 0.23 \log p - 2.5 \times 10^{-4} W_0$ 二次圧密係数 (C_{sr}) $C_{sr} = 2.6 \cdot a_c \cdot \exp(b_c (\log p - \log m)^2)$ $a_c = -0.03 + 0.021 \log W_0$ $b_c = -0.5$ $m = \frac{1}{0.3 + 0.003 W_0}$

図2に重ね合わせ法を概念を示したが、要は片対数上の実測沈下曲線が三要素の沈下による合成曲線との前提のもとづき、折点(t_0)と以後の直線部分に着目して係数比(α, β)及び mt を求めることができる。

この手法で得られたパラメータを用いて圧密試験の沈下時間を逆解析した結果では、極めて良好な一致を見ている。⁹⁾ なお、即時沈下補正值 (ξ) は圧密供試体と現地との側方拘束条件を考慮したもので、 p_x/p_z と ν に左右される。通常の例では、 $\nu = 0.3 \sim 0.45$, $p_x/p_z < 0.5$ であるから、 $\xi > 1.0$ となる。

\sqrt{t} 双曲線法は、詳しくは \sqrt{t} 双曲線プラス対数型式と呼べるものであろう。何故なら、一次圧密の終了時(t_{sf})で予測式の型式が変わるからである。すなわち、一次圧密領域を \sqrt{t} 双曲線で表示し、二次圧密領域を対数型式で表示することとしている。 \sqrt{t} 双曲線法(A)は、圧密試験データから予測式に含まれるパラメータ ($a_{11}, b_{11}, Cof, t_{sf}$) を求めるもので、初期含水比(W_0)や応力及びヒズミレベルを考慮するとともに、17個の係数 ($C_1 \sim C_{17}$) を決定しなければならない。

同法(B)は、 $\delta=0.5$ に相当する \sqrt{t} 双曲線をあらゆる泥炭に適用できないために導かれた予測式で、 W_0 を主体に応力レベルやヒズミレベルを加味して、各パラメーター ($Cpf \cdot \delta \cdot Csf \cdot t_{sf}$) が決定される。(A)法に較べてパラメータ決定が容易であり、実務的観点においても優れているが、圧密試験の沈下時間データの活用がなされない点が惜しまれる。

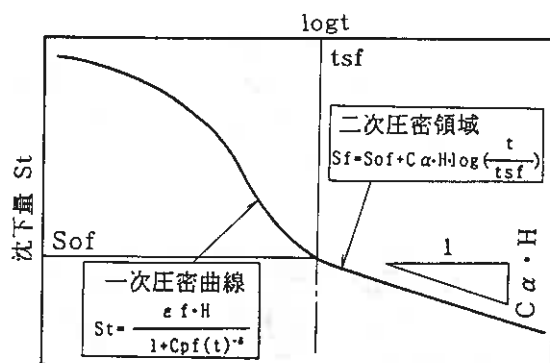


図3 \sqrt{t} 双曲線法概念図

$$A = \frac{1.51}{W_0^{1.14}} + 0.20$$

$$B = \frac{-1.12}{(W_0 - 0.12)^{0.88}} - 4.06$$

$$\log k = A \frac{e_0 + e}{2} + B$$

これは、沈下時間を予測する直接的な提案ではないが、含水比に着目した新しい手法と考えられるので検討の対象とした。

3. 地盤条件と圧密特性

試験箇所は、図1に示した江別市角山地内の厚別川右岸部である。付近一帯は、対雁原野と呼称される泥炭地で図4のように地表より5m付近まで高含水の泥炭層があり、その下位には砂層を介して軟弱なシルトと粘土層が深部まで続いている。盛土は、敷巾10m、高さ2m、延長30mを施工し地表部に沈下板を設置し、沈下時間を実測した。

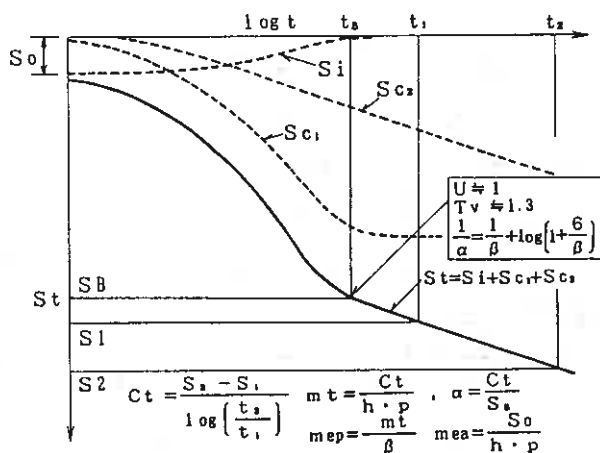


図2 重ね合せ法概念図

また、一般に指摘されている即時性沈下が式に組み込まれていないこともあり、沈下初動の予測に実態との乖離が生ずることも懸念される。

及川²⁾は、主として経済的観点から、より簡便な方法で圧密特性 ($e \sim \log p, \log Cv \sim \log \bar{p}$) を予測する方法として、自然含水比(W_0)をパラメータにすることを提案している。

$$e = m \cdot W_0^n$$

$$m = 2.47 \{1 - 1/\exp(2.91/p)\}^{0.39}$$

$$n = 0.85 \{1 - 1/\exp(1.85/p)\}^{0.45}$$

$$\log Cv = \log k + \log \frac{(1 + e_0)}{(e_0 - e)} + \log (p - p_0) + 3$$

$$\log k = A \frac{e_0 + e}{2} + B$$

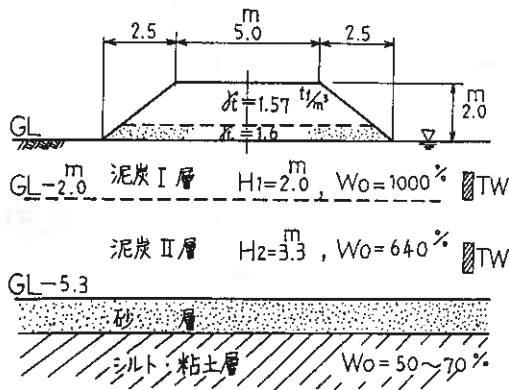


図4 試験盛土断面図 (延長30m)

これらの常数が実務上支障のない精度で予測できれば、高い施工精度を要求されない地方道や仮設道路などの沈下予測に費用と時間を節約できることは間違いない。問題は、泥炭の沈下時間予測の段階に至って、一般に用いられている Terzaghi 一次圧密論では限界があり、泥炭の沈下特性をよく表示できる手法との連携が望まれる。

重ね合せ法によるパラメータ (mea, mep, mt) は図6のとおりである。mea はピーク値を示すことなく、 p の増加に対してほぼ直線的な低減を示している。mep, mt は、ともにピーク値を示した後 p に対して直線的な低減が認められる。このデータでは、 $\beta = mt/mep$ は 0.37~1.01 の範囲であるが、 p が 0.1 kgf/cm² を過ぎると 0.37~0.62 の範囲 (平均値 0.45) となってパラツキが少なくなる傾向が認められる。

沈下対象層としては、GL-5.3mまでの泥炭層を考え8点のシンウォールサンプリングによる乱さない試料の圧密試験を実施した。圧密特性を検討した結果、GL-2.0mを境に二分されることが判明したので、それぞれ泥炭I層及びII層に区分することとした。

図5は、圧密試験データ (e, C_v) と W_0 をパラメータとする及川提案式の値とを対比したものである。 $e \sim \log p, \log C_v \sim \log p$ ともに、提案値は実測データによく追従しており、泥炭の不均質性やデータのバラツキを考えると充分実用に耐え得る予測式といえよう。提案者は、この方法を適用するに当たって、 W_0 を十分検討することの重要性を強調し、圧密試験の個数の削減などに役立つことを述べている。確かに W_0 から

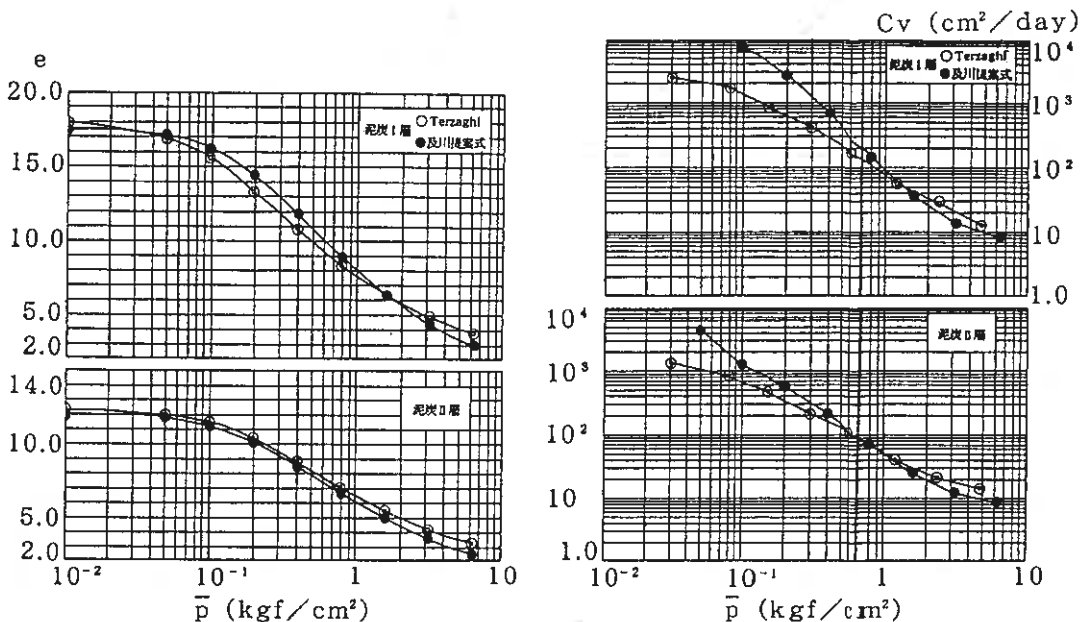


図5 圧密試験データ (e, C_v) と及川提案式の比較図

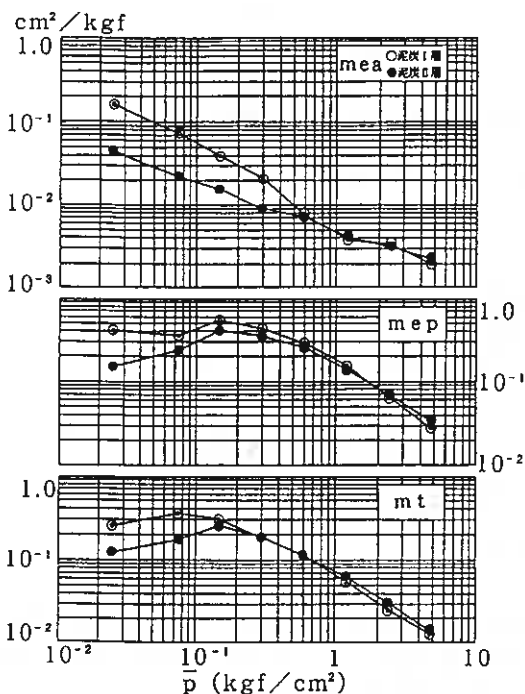


図6 重ね合せ法によるパラメータ (mea,mep,mt)

\sqrt{t} 双曲線法 (A) における $C_1 \sim C_{17}$ の値は、圧密試験のデータからパソコンにより以下ようになる。

泥炭 I 層	$C_1 = 2.86E0$	$C_{16} = 1.37E0$
	$C_2 = 1.09E-3$	$C_{17} = 3.00E-2$
	$C_3 = -1.84E-1$	$C_{12} = 1.83E-1$
	$C_4 = 6.08E-1$	$C_{13} = 3.75E2$
	$C_5 = 6.28E-4$	$C_{14} = 1.05E-4$
	$C_6 = -1.86E-1$	$C_{15} = -2.24E-4$
	$C_7 = 9.26E0$	$C_{16} = 1.52E-2$
泥炭 II 層	$C_8 = 8.64E-2$	$C_{17} = -2.58E-3$
	$C_9 = -9.51E-1$	
	$C_{10} = 1.43E0$	
	$C_{11} = 3.55E-2$	
	$C_{12} = 1.85E-1$	
	$C_{13} = 4.40E2$	
	$C_{14} = 9.00E-5$	
	$C_{15} = -3.55E-5$	
	$C_{16} = 1.68E-2$	
	$C_{17} = -8.44E-4$	
	$C_2 = -1.93E0$	

以上の各データによって、表1に示した予測式による沈下時間の解析が可能となる。

4. 沈下時間の予測と実測値の対比

各予測式に用いるパラメータを表2に一括した。これから得られる予測曲線と実測値を対比すると、図7のとおりである。図の表示は沈下時間(日数) t の対数に対して沈下量を示した。この表示で各予測式から求めた沈下-時間曲線を実測値と比較すると

- 1) Terzaghiの圧密理論曲線は、当然ではあるが実測の挙動と相違する。
- 2) 重ね合せ法の曲線は、実測の挙動に近似した傾向を示し、 $t=180$ 日で一次圧密性沈下が終了し、二次圧密性沈下のみが進行する。
- 3) \sqrt{t} 双曲線法(A)の曲線は、

表2 沈下時間予測に用いたパラメータ

基本条件	泥炭 I 層 $H_1=200\text{cm}$ $\gamma t=1.0\text{tf/m}^3$ $p=0.313\text{kgf/cm}^2$		泥炭 II 層 $H_2=330$ $\gamma t=1.01$ $p=0.257$		及川提案式による圧密常数値	
	予測法	terzaghi 一次圧密論	重ね合せ法	\sqrt{t} 双曲線(A)		\sqrt{t} 双曲線(B)
沈下対象層	泥炭 I 層	$e_s=17.89$	$mea=0.039\text{cm}^2/\text{kgf}$	$af1=28.09$	$\delta f=0.454$	$e_s=17.49$ $e_i=12.77$ $Cv=3963\text{cm}^2/\text{day}$
		$e_i=11.76$	$mep=0.545$	$bf1=1.76$	$\epsilon f=0.351$	
		$Cv=840\text{cm}^2/\text{day}$	$mt=0.290$	$tsf=268\text{days}$	$Csf=0.078$	
	泥炭 II 層	$\beta=0.53$	$Cof=0.0329$	$Cpt=6.05$	$Cv=3963\text{cm}^2/\text{day}$	
		$\xi=1.36$		$tsf=6670\text{days}$		
		$(\nu=0.45)$				
沈下対象層	泥炭 II 層	$e_s=12.34$	$mea=0.017\text{cm}^2/\text{kgf}$	$af1=53.35$	$\delta f=0.524$	$e_s=11.97$ $e_i=9.54$ $Cv=912\text{cm}^2/\text{day}$
		$e_i=9.81$	$mep=0.386$	$bf1=1.85$	$\epsilon f=0.204$	
		$Cv=540\text{cm}^2/\text{day}$	$mt=0.240$	$tsf=510\text{days}$	$Csf=0.066$	
	泥炭 I 層	$\beta=0.62$	$Cof=0.0325$	$Cpt=7.38$	$Cv=912\text{cm}^2/\text{day}$	
		$\xi=2.45$		$tsf=2987\text{days}$		
		$(\nu=0.45)$				

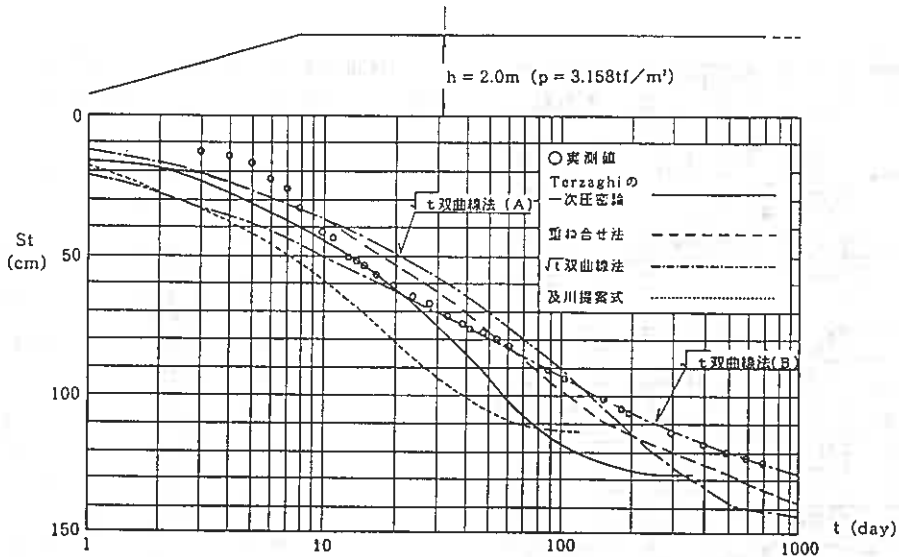


図7 予測値と実測値の対比

$t = 510$ 日で一次圧密性沈下が終了する。この一次圧密沈下量は他の提案式よりも多く発生し、実測の挙動に相違する。これに対して同(B)法は、実測の挙動に一致した傾向を示すが一次圧密終了点は $t=3000$ 日以降である。4)実測の沈下曲線は、初動に着目すると $\log t$ に対して直線状に進行し、 $t=200$ 日付近で勾配($\Delta St / \Delta \log t$)がわずかに変化しはじめる。これは、一次圧密と二次圧密が複合しながら推移していることを伺わせる。

5. まとめ

泥炭地盤に建設される道路や構造物周辺では、長期間の沈下挙動の評価が不可欠である。ここで検討した沈下時間の予測法について次のことが指摘される。1) Terzaghiの一次圧密論では、沈下時間を適切に予測できない。当然、二次圧密性沈下の考慮が重要である。2)実測値に追従する手法は、「重ね合せ法」と「 \sqrt{t} 双曲線法(B)」である。3)一次圧密終了時間は各手法で異なるが、実測値から読取れる時間に近似するのは「重ね合せ法」である。4)二次圧密性沈下の推移は、これまでに指摘されているように $\log t$ の関数で表示され得る。

道路の維持・補修に関わるのは沈下初動より、むしろ二次圧密性沈下の挙動であるから、圧密試験データの整理に当たっては、これらに配慮することが必須である。

参考資料

- 1)能登 繁幸：泥炭地盤における土構造物の設計に関する研究(1988年8月 開発土木研究所報告No. 89号)、修正された泥炭性軟弱地盤の沈下予測式(1990年7月 開発土木研究所月報No. 446号)
- 2)及川 洋：自然含水比をパラメータにした軟弱土の $e-\log p$ 曲線及び $\log C_v-\log p$ 曲線の予測方法(1989年12月 土木学会論文集 第412号Ⅲ-12)
- 3)佐田 ほか：圧密試験の整理法と沈下解析に対する考察(1977年2月 土質工学会北海道支部技術報告資料第17号)

火山灰の分類および地盤改良時の問題

応用地質株式会社 正員 若松幹男

昨年は、雲仙・普賢岳、フィリピン・ピナツポ火山などの噴火が続いて発生し、火山灰、火砕流などといった地質学用語が茶の間でも耳にすることが多かったと思う。また、日頃の生活でも火山灰という言葉は何気なくごく頻繁に用いられている。しかし、我々、土質工学にたずさわる者は、この身近と思われる火山灰を特殊土として扱っている。

では、なぜ、火山灰を特殊土として扱っているのだろうか。それは、火山灰が次のような性質を持っているためと思われる。

- その 1. 一般の土（粘土、砂）に比べ、密度や比重が小さく、水に流されやすい。
- その 2. 粒子が薄片状で砕けやすい。
- その 3. 乱さない火山灰の支持力は同一 N 値の土よりも大きい、乱すと小さくなる。
- その 4. 凍結融解の影響を受けやすい。
- その 5. 産状、性質が地域性に富み、未風化火山灰がある。

火山灰は、その言葉の示すとおり、火山の爆発に伴って噴出した堆積物であり、噴出時におけるガス、水蒸気の影響で粒子が多孔質になったり、粒子内に微小な空隙が生じたりしているが、それだけではなく、火山噴出物は図-2 に示すように、火口から空中に噴き上げられた後に、地上に降り積る降下火砕物と火口から斜面を流出する火砕流堆積物とがあり、この噴出堆積条件によって、異なった性質を示すものである。

北海道における降下火砕物と火砕流堆積物の分布を
図-1 に示す。

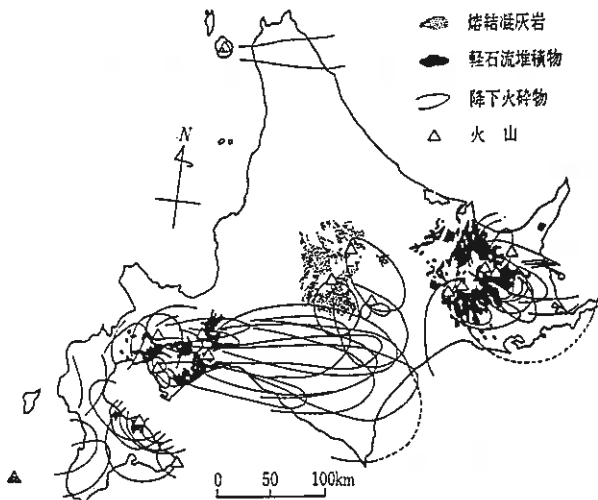


図-1 北海道の火砕流堆積物・降下火砕物分布図

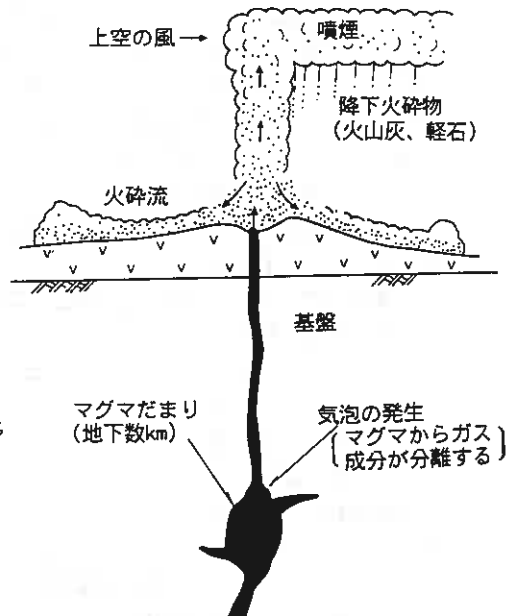


図-2 火山の活動

Classification of Volcanic Ashes and Problems Encountered during Soil Improvement Works; MIKIO WAKAMATSU (Oyo Corporation)

降下火砕物は、偏西風の影響で火口の東側に広く分布する傾向があり、同一の火山から降灰が幾度も繰り返されるが、厚さは単層で1mをこえることはまれである。また、粒度は粒径がととのっている。これに対し、火砕流堆積物は、分布が噴出源周辺に限られているが、厚さは10数～数10mに達している。これらは、旧谷地形などの凹地を埋めて堆積し、上面が平坦面をなすいわゆる火山灰台地を形成している。粒径は細～粗粒分が混合する配合の良いもので構成され、噴出時に高熱をもって流出するため、熔結しているのが特徴的である。熔結の程度は、強、弱、非熔結に分けられるが、強熔結部は熔結凝灰岩と称され、弱～非熔結部が一般に火山灰として扱われている。

なお、昨年6月15日に大爆発を起こしたピナツポ火山は、噴煙が上空3万5000mにまで達し、火砕流堆積物は100km³を越え、深い所では標高差200mの沢を埋めつくしたと報告されている。

以上のように、火山灰の性質は噴出の形態によって異なるが、さらに、これが風化によって粘土化し、火山灰質粘性土や風化軽石などが生成され、新たな性質を示す。また、古い時代の火山灰が長年月の間に固結した堆積岩を凝灰岩と称すが、これが、風化などによって固結がゆるみ、火山灰または火山灰質粘性土状を示すものがある。その他、以上の堆積物が表流水で流され、2次堆積したのも火山灰として扱われることがある。このように様々な火山灰があるが、土質工学上、または、土工上、火山灰として扱われている土を整理してみると、以下のように分類できる。表-1～3に、北海道における降下火砕物、火砕流堆積物、火山灰質粘性土の性質を示す。

●土質工学上で火山灰として扱われている土の分類

①降下火砕物

未風化：降下火山灰、降下軽石、降下スコリア

空中運搬時に淘汰され、粒径がととのっている。

一般に未固結で、さらさらしているが、固結している場合もある。

風化：火山灰質粘性土（ローム）、風化軽石

②火砕流堆積物（弱～非熔結部、 $N < 30 \sim 40$ ）

未風化：火山灰流、軽石流、スコリア流

乱流状態で地表を流出するために淘汰が悪く、大小の粒子が配合よく混じっている。

強熔結部は熔結凝灰岩として扱われる。

風化：火山灰質粘性土（ローム）

③凝灰岩を母材とする火山灰（主に第三紀凝灰岩）

成因：風化、熱水変質

本来的に固結度が弱く火山灰として扱われるものもある。

見かけ：火山灰状、火山灰質粘性土状

熱水変質を受けたものは、ほとんど火山灰質粘性土状を呈する。

熱水変質の例としては、小樽を中心として分布する凝灰岩があげられる。

④2次堆積物（上記の①、②、③の2次堆積物）

成因：風成 ---- 砂丘状、為層の発達

水成 ---- 河川氾濫原堆積物、湖沼堆積物、泥流堆積物

崩落 ---- 崖錐堆積物

見かけ：礫（軽石）状、砂状、シルト状、粘土状

火山灰起源であるか否かの判断が困難な場合があり、通常、比重の小さなものが火山灰として扱われている。

⑤人工的堆積物

成 因：盛土、埋土等

粒子や組織の破碎、熔結力の解除などによって、自然地盤の性質と大巾に異なった性質を示す。火山灰質粘性土および火砕流堆積物にこの傾向が強い。

●地盤改良の問題

①降下火砕物（火山灰、軽石）

$N = 3 \sim 8$ 、 $q_u = 20 \sim 50 \text{kgf/cm}^2$ 程度の降下火砕物が多いようである。孔内水平載荷によれば、 5tf/m^2 以上の許容支持力が期待できそうであり、また、一般の粘性土と異なり、圧縮沈下量も小さいと予想されるので、通常の盛土などでは地盤改良を必要としないであろう。

地盤改良を要する場合、降下火砕物は 1m 以内の薄いものが何層も重なり、各層の粒径、性質が異なることに注意する必要がある。特に、これらには、透水性が低く、高含水の火山灰質粘性土、有機質火山灰や粗粒であっても粘土化した多孔質高含水の軽石を挟むことが多い。このような場所では、一般に均質な改良効果が期待し難いため、掘削して、改良材を添加しつつ各層を混合の上、埋戻すなどの対策が必要となる。

②火砕流堆積物

非熔結部であっても、実際には熔結の影響を受けており、 10tf/m^2 程度の許容支持力が期待でき、通常の盛土ではほとんど改良が不要と考えられる。

③火山灰質粘性土

N 値は $3 \sim 5$ であるが、自然状態では表-3にみられるように、圧密降伏応力が非常に大きく、安定した土である。しかし、乱すと強度が大巾に低下する性質があるので、乱さないようにすることが重要である。

④2次堆積物

表流水によって侵食された2次堆積性の火山灰は、粒子が円磨され、細粒化されていることが多く、比重も一般に小さい。しかも、地下水面に堆積している場合が多いため、地震時に液状化する危険性が強い、従って、このような2次堆積物については、液状化対策が必要である。

<参考文献>

- 1) 北海道火山灰命名委員会編：北海道の火山灰 pp.1~2, 1982.
- 2) 土質工学編：日本の特殊土, pp.21~83, 1974.
- 3) 土質工学会北海道支部編：北海道の土質・基礎の設計・施工に関する諸問題, pp.49~94, 1989.
- 4) 若松幹男：支筋流下火山灰の2, 3の性質, 土質工学会北海道支部技術報告集, Vol.14, pp.27~32, 1974
- 5) 若松幹男・池田晃一, ニッ川健二：支筋流下火山灰の2, 3の性質(その2), 土質工学会北海道支部報告州, Vol.16, pp.147~154, 1976
- 6) 中嶋将博・山田光雄・千葉幸治・間宮 清：火山灰のり面の凍結・凍上・融解に伴う挙動について, 土質工学会北海道支部技術報告集, Vol.26, pp.176~183, 1986.
- 7) 若松幹男・近藤 務：北海道の火山灰質土, 土の基礎, Vol.37, pp.24~29, 1989.

表-1 降下火砕物の性質

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

*1) 非乾燥非繰返し, 10cm モールド, 3層25回

*2) 密度条件 ρ_{dmax} の85%

表-2 火砕流堆積物の性質
(支笏軽石流堆積物)

(自然状態, $N < 20 \sim 30$)

比 重		2.30~2.45
含水比 w	地下水面上(%)	20~40
	地下水而下(%)	30~65
	湿潤密度 ρ_i (t/m ³)	1.40~1.55
乾燥密度 ρ_d (t/m ³)		1.05~1.25
間隙比 e		0.9~1.3
透水係数 k (cm/s)		$1 \sim 6 \times 10^{-4}$
三軸圧縮	せん断抵抗角 ϕ_{CD}	36°
	見かけ粘着力 c_{CD} (kgf/cm ²)	0.6

ただし、三軸圧縮試験は $N=9 \sim 11$ の試料による。

表-3 火山灰質粘性土の性質

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

軟弱地盤対策工の実施例

道路建設における処理工法の実施例と課題

北海道開発局 室蘭開発建設部 真田英夫

まえがき

道路は帯状に長い構造物であり、多種多様な地盤上に建設されるため、路線長の何割かが軟弱地盤地帯に当たることが多い。対象となる土質も、泥炭、粘性土、ゆるい砂、火山灰等多種類のため、一つの路線においても数種類の処理工法を組み合わせるの一般的である。しかし、北海道の軟弱地盤処理工法が、泥炭という特殊土との対決であり、多くの処理工法で検討、施工できるまでに、ほぼ30年の時間と試行を重ねられてきた。

本報告は、昭和40年代より現在までの主な軟弱地盤対策工実施例を紹介するものであり、処理工法の変遷と試行の過程が一つでも明らかに出来れば幸いである。

1. 低盛土における実施例

1-1 生石灰パイル工法

生石灰パイル工法は、札幌新道建設工事において、軟弱粘性土地盤処理に採用された工法である。

この工法は、生石灰を土中に打設し、生石灰の化学反応による吸水、膨張を利用して地盤改良を行うものであり、次のような利点を持っている。

- ・ 圧密時間が急速である。
- ・ 上載荷重を必要としないで圧密が出来る。

本施工に先立ち、その効果を確認するため、新川工区において試験工事を実施した(図-1)。

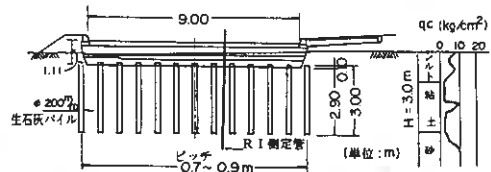


図-1 施工定規図

a 圧密時間の速効性

試験パイルは、 ϕ 200mmケーシングを用いて、打設ピッチ 0.7×0.7 m, 改良率=6.4%, 打設ピッチ 0.9×0.9 m, 改良率=3.9%の2種類で打設を行い、処理土の中間点においてR I 測定器により、含水比及び密度の変化を測定した(図-2, 3)。

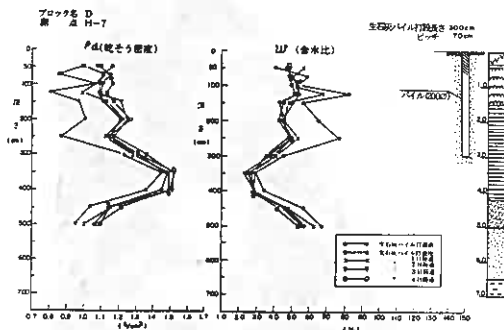


図-2 乾燥密度, 含水比の垂直分布図 H-7

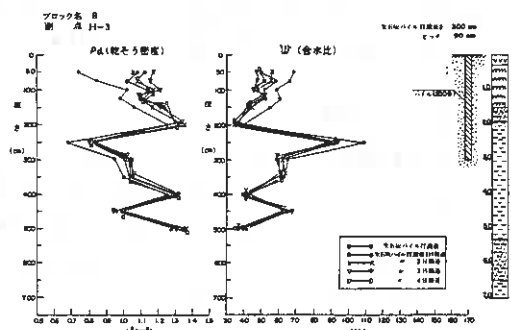


図-3 乾燥密度, 含水比の垂直分布図 H-3

理論含水比低下はそれぞれ、 $\Delta w=11.1\%$ 、 7.2% であり、処理土の平均含水比はほぼ理論どおりの低下を示し、4日程度で圧密を終了した。また、吸水、消化終了後路床部でのパイル膨張率を測定した結果、パイル径は28~30cmで、理論値と同様の体積膨張率を示しており、処理土の q_u 、CBRもほぼ2倍に増加した(写真-1)。



写真-1 パイル膨張率の測定

b 長期安定性

処理地盤の長期にわたる密度増加、含水比減少の持続性を1年9ヵ月間測定し、図-4に示すような結果を得た。測定値は深さ毎の平均値で、初期値を1として示しているが、処理効果は安定していると思われる。

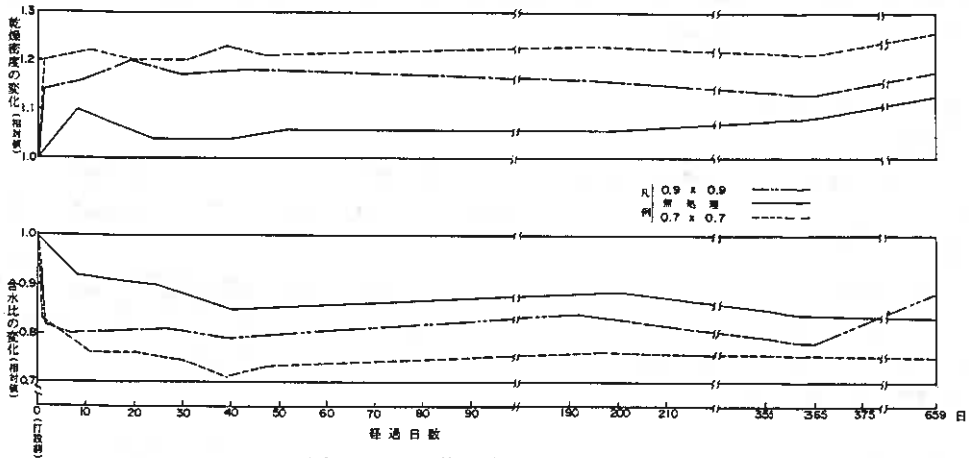


図-4 平均経時変化 $\rho d, w$

また、昭和63年に試験パイルを掘削し、20年材令の試験を行った(写真-2)。その結果、生石灰パイルの q_u は 6 kg/cm^2 で、打設時より2~4倍上昇しており、生石灰パイルは安定した形状を保っていることが確認された。



写真-2 20年材令のパイル

c 本施工の実施

本施工は土質性状により、 $\phi 200\text{mm}$ 、打設長3.00~5.00m、打設ピッチ0.7~0.9mで約200,000本の打設を行った。特に路床支持力の均一化を図るため、小口径、多本数打設として不等沈下を防止した。しかし、泥炭のように高含水比の土質には吸水、膨張効果が小さく、本工法の適用は $W \leq 300\%$ の軟弱土に対して効果的である。

1-2 パイルスラブ工法

札幌新道の北郷地区は、 $w = 500 \sim 1000\%$ の泥炭層が5～6mの厚さで堆積するとともに、市街地であるため、既存の家屋の沈下、傾斜が著しかった。

このため、在来工法を組み合わせ、4工法の試験工事を実施した。写真-3はパイルキャップ工法の試験工事であるが、キャップ空間より路盤材が沈下し舗装面も大きな変状を示した。その他の工法も、沈下、変形が大きく、安定した処理効果が得られなかったため、本工程の1,200mの区間は、橋梁形式のパイルスラブ工法による処理工法とした。



写真-3 パイルキャップ工法の変状

a パイルスラブの構造

枕梁式パイルスラブの構造を図-5に示す。枕梁の基礎は $\phi = 500 \text{ mm}$ 、 $l = 10.00 \text{ m}$ 、火山灰層 ($N \geq 50$) を支持層として、オーガーによる中掘式として打設した。スラブは $l = 4 @ 5.0 \text{ m} = 20 \text{ m}$ 連続版を基本長とし、コンクリート床版打設時に泥炭層の支持力がないため、 $t = 11 \text{ cm}$ のPC床版を布設し、コンクリート床版との合成床版とした(写真-4)。

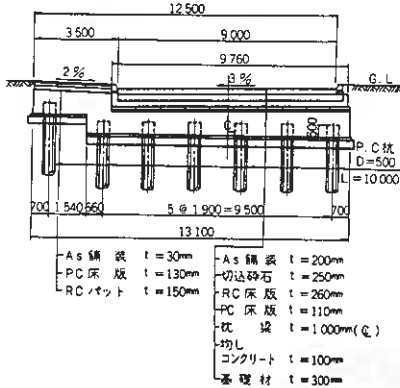


図-5 パイルスラブの断面



写真-4 PC床版

上下水、ガス等のライフラインは歩道部に埋設し、歩道部は取外し可能なPC版単純梁構造とした。車道部を橋梁形式とした場合、本構造では20m毎に伸縮目地を設けなければならないが、車輛走行時の振動、騒音が、周辺住居に影響を与えるため、床版上に20cmの路盤工を施工し、ノンジョイント方式とした。

b 施工

北郷工区におけるパイルスラブ工法は車道部で約 29,000㎡、歩道部で 2,300㎡の施工を行った。現在車道部はクラックも発生せず良好な状態であるが、北郷地区全体は0.5～1.0mの地盤沈下が生じており、（特に下水道の整備が進むと、地下水の排水が促進される。）道路とのアクセスが悪くなると共に（写真-5）パイルスラブ下も0.5～1.0m程度沈下し、空間を生じている。

今後、維持面の対策が重要な課題となると思われる。



写真-5 家屋の沈下

2. 高盛土による実施例

2-1 併用法

日高自動車道の柏原工区の地盤は泥炭、粘土の軟弱層で形成されており、計画盛高 $H=7.50\text{m}$ に対する沈下量 $S=1.00\text{m}$ 、 $F_s=0.8$ と安定上問題となることから、法肩～法尻部に深層混合処理工法による対策工を行い、盛土方法は緩速盛土工法を行う併用法により施工を行った。

（許容沈下量 30cm/3ヵ年、 $F_s=1.2$ ）（図-6）

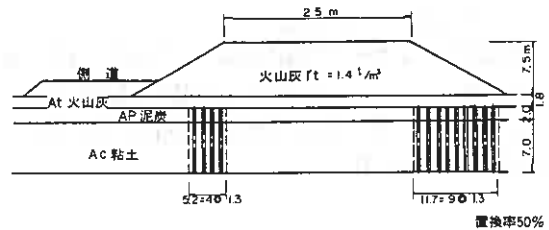


図-6 深層混合処理工法標準断面図

a 沈下の形態

盛高と沈下の経時変化を図-7に示す。ここで計画盛土終了後の緩速盛土部分の沈下は $t=200$ 日で85%の沈下を終了しているが、この時パイルの沈下は $S=10\text{cm}$ で、ほとんど沈下は阻止されている。

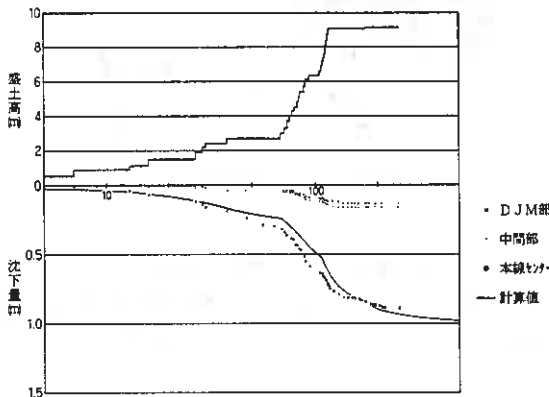


図-7 沈下の経時変化



写真-6 処理部との境界に発生したクラック

盛土終了時より 200日後に改良部と未改良部の境界部分の盛土にクラックが発生した（写真－6）。クラックはほぼ盛土全長に渡り、盛土中心部の沈下により引っ張りこまれて発生したものである。

横断面上において基礎地盤の支持力が異なると、この様な不等沈下が生じ易い事は現道拡幅等の地盤処理においても問題となっているが、緩速盛土の施工時間を長期に取り、充分な時間をかけても、2次圧密、工期等に関係し不等沈下を防止する事は出来ない。今後、許容沈下量だけでなく許容不等沈下量も検討する事が必要であると思われる。

2-2 液状化対策

日高自動車道のウトナイ工区は、現在 15~20m前後まで、N値10回以下の緩い 2次堆積火山灰及び砂が堆積している（図-8）。

1968年の十勝沖地震、1982年の浦河沖地震では、当地区及び太平洋沿岸一帯で液状化の発生が確認されていることから、当地区の、火山灰及び砂の不攪乱試料を採取し、繰返し非排水三軸試験を実施し検討を行った。

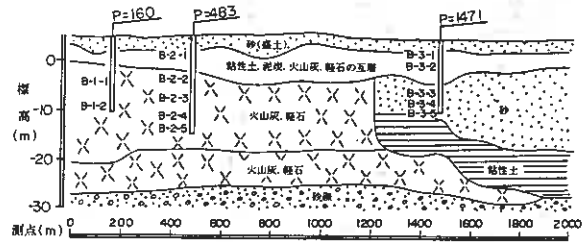


図-8 模式土層縦断図

本線盛土下、側道盛土下、素地部分の間げき水圧を(1)式により求めた（図-9）。

$$Ue/\sigma'v = F_L^{-7} (F_L \geq 1) \quad Ue/\sigma'v = 1 (F_L < 1) \quad \dots\dots (1)$$

この結果、間げき水圧を考慮した盛土の F_s は

火山灰地盤 $F_s = 0.82 \sim 0.95 < 1.2$

砂地盤 $F_s = 0.74 \sim 0.80 < 1.2$

となり、対策工が必要と判断した。

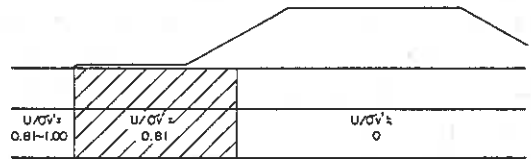


図-9 地震動による間げき水圧の発生状態

a 対策工

対策工は必要改良深度などから、①矢板工法、②SCP工法、③碎石ドレーン工法、④深層混合処理工法について検討したが、液状化対策工としての施工実績、工事費、ウトナイ湖の水位への影響等、周辺の施工環境を考慮して、SCP工法が適当と判断した。また、本線下では水圧がほとんど発生しないこと、用地的な条件から、改良部分は側道下とした。本工事に先立ち試験工事によりφ700のSCPを1.4m、1.6m、2.0mピッチで打設し、改良効果の調査を行った。

b 2次堆積火山灰の試験結果

2次堆積火山灰の改良前の平均N値=6, $F_L = 1.03$ は, SCP打設ピッチ 2.0×2.0 mで, 平均N値=9, $F_L = 1.17$ と改良されており(図-10), 発生する間げき水圧比も0.33と減少し $F_s = 1.2$ を満足する。この結果, 火山灰地盤での施工は打設ピッチ2 mとして施工している(図-11)。

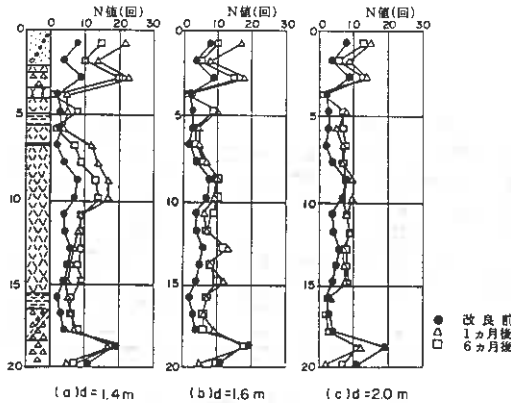


図-10 改良前後のN値の比較 (P=160)

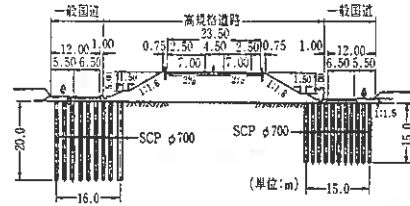


図-11 サンドコンパクションパイル工法標準断面図

c 観測システム

液状化対策工として, 様々の工法が多くの地点で用いられるようになってきているが, 実際の地震時における効果はほとんど確認されていない。そこで今回地震時に発生するせん断応力と過剰間げき水圧を測定するために地震計, 間げき水圧計を設置した(写真-7)。装置は2.5 gal以上の地震を感知することにより, 自動的に作動して作動10秒前からのデータを記録するようになっており, 現地に電源がないため, 太陽電池によって作動している。



写真-7 液状化観測システム

あとがき

道路建設における, 代表的な軟弱地盤処理工法を紹介してきたが, 社会の急速な発展と共に, 新しいニーズが限りなく広がり, それに伴い, 処理工法も多様化, 細分化されつつある。また, 未解決な問題も, 調査, 解析, 施工共々, 多大にあり, まだ多くの時間と研究が必要であることを痛感している。

最後に報告した処理工法の全てに, 開発土木研究所 能登室長, 北海道開発コンサルタント地質部 故, 由良部長の指導を受けて施工したものばかりである。深く感謝すると共に, 故, 由良部長のご冥福をお祈り申し上げる。

土の凍上試験方法の改良について

北海道工業大学 正会員 ○神谷 光彦
深川農業高等学校 正会員 多田 哲司
北海道工業大学 正会員 川端 伸一郎

1. はじめに

北海道のような積雪寒冷地の土構造物の設計においては、土の凍上性の判定は、土質材料の適否を判断するうえで重要な要因の一つである。土の凍上性はその物理的性質に加えて、凍上試験により判定される。

土の凍上特性は試験供試体の作成方法、温度条件、荷重条件、試験時間、供試体寸法などの試験条件に支配される。土の凍上試験の標準化された試験は定められていないが、現状では、日本道路公団の試験方法¹⁾や道路土工-排水工指針で示される方法²⁾がよく用いられる。

前者は凍結融解後の CBR を求めることのできるなどの利点があるが試験法は煩雑である。また、後者は簡便ではあるが種々の問題点が指摘されている³⁾。

そのため、道路土工-排水工指針の改良法が種々検討されている⁴⁾。本報告においても、より合理的な凍上試験法を確立するため試験条件の異なる凍上試験を行い比較検討したものである。

2. 試験方法と試料

凍上試験は図-1, 2 に示す 2 つの方法で行った。

図-1 は北海道開発局開発土木研究所が現行の道路土工-排水工指針に代わる方法として提案しているものである(以下、開土研法と称す)。この方法は供試体を長くする、吸水法をガーゼからスポンジに変えるなどして道路土工-排水工指針の問題点を解消し、供試体の取扱いを容易にしようとしたものである。

試験はつぎの 3 つのケースについて行った。

- 1) 提案された開土研法 (A-1)
- 2) 開土研法で底蓋を開放した方法 (A-2)
- 3) 開土研法で供試体を直接断熱する方法 (A-3)

図-2 は著者らの提案する方法であり(改良法)、基本的には開土研の装置をそのまま利用することを原則とし、供試体寸法や断熱の方法などを変えることにより改良しようとするものである。そのため、設定温度や上載荷重は開土研法と同一である。

開土研法では供試体モールドはモールド架台(外円筒)内に納められ、断熱はモールド架台の外外部でなされる。そのため、供試体とモールド架台と間に隙間が

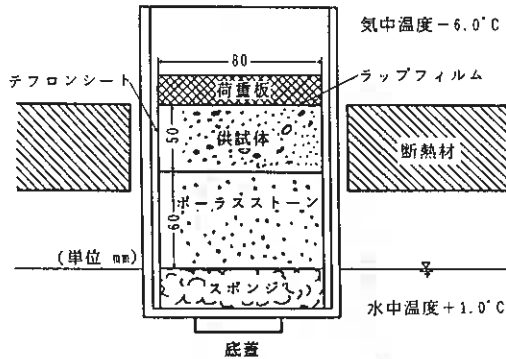


図-1 開土研型の凍上試験装置

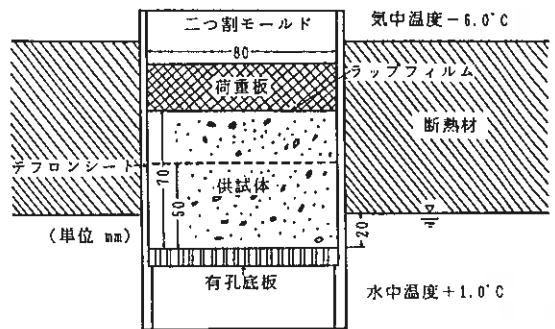


図-2 改良型の凍上試験装置

Improvement for Frost Heaving Test Methods ;

Mitsuhiro KAMIYA (Hokkaido Institute of Technology), Tetuzi TADA (Fukagawa Agricultural High School), Shinichiro KAWABATA (Hokkaido Institute of Technology)

生ずる。

改良法ではこの隙間をなくするため供試体モールドを直接断熱するようにした。供試体はモールド内では作製できないため二つ割モールドとした。また、モールドの内側にテフロンシートを貼ることにより、側面摩擦を軽減させた。

供試体長さは5 cm, 7 cmの2種について試験した。供試体は2 cmを浸水させ、下端では常に未凍結であるようにした。また、凍上に伴う水の補給は、下端の有孔盤から自由に供給できるものとした。

用いた試料は土粒子の密度 2.62g/cm^3 , シルト分以下含有量 66%, 日本統一土質分類法でMLとなる土である。供試体はA-a法の締固め試験で得られた最適含水比(27.0%), 最大乾燥密度(1.475g/cm^3)になるように静的に締固めて作成した。

3. 試験結果とその考察

開土研法の3つのケースの時間～凍上量の関係を図-3に、供試体上下端面の温度の経時変化を図-4に示す。また、試料は異なるが、この試験法の典型的な供試体の状況を写真-1に示す。

開土研法であるA-1についてみると、時間～凍上量の関係はおおよそ24時間で一定となり、その後の凍上量には変化がみられなくなる。供試体上端温度は、試験開始初期に過冷却状態が現れた後、定常状態となるが空冷方式によるため設定温度とはなっていない。また、下端温度は試験開始後おおよそ10時間で0℃に達し50時間以降では氷点下を示している。

また、写真-1の凍上試験後の状況をみると、供試体下端とポーラストーンの境界で多量のアイスレンズが発生し、供試体内部でのアイスレンズはみられない。

これらのことより、開土研法による問題点として、つぎのことが考えられる。

供試体モールドとモールド架台(外円筒)との間に隙間があるため、冷気が直接供試体下端に回り、土は上下端より冷却されることになる。そのため、試験初期段階で凍結進行速度が早くなり、供試体下端の温度が比較的早い時期に0℃以下となる。そして、供試体下端での凍結が始まるため、凍結部分への間隙水の補給が困難となり、凍上がほぼ停止する。

さらに、ポーラストーン自体が凍結するため凍上に

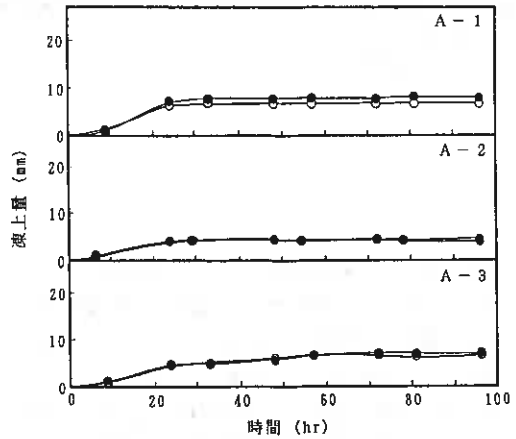


図-3 開土研型凍上試験の時間～凍上量の関係

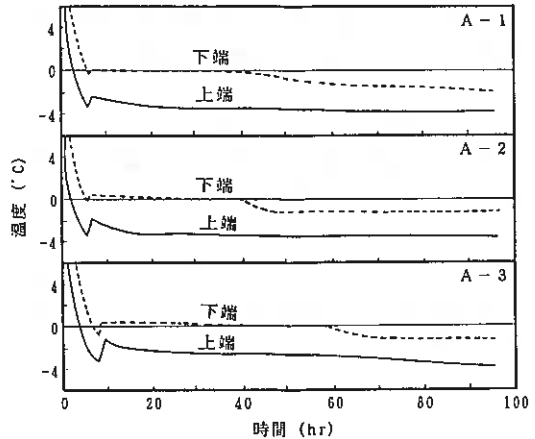


図-4 開土研型凍上試験の供試体上下端面の温度の経時変化

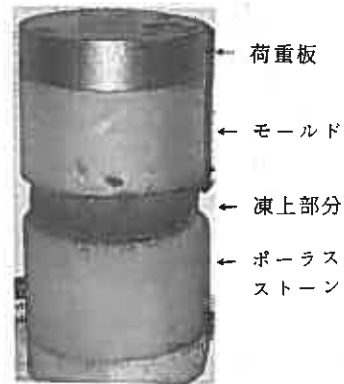


写真-1 凍上試験後の供試体の状況 (開土研法)

必要な水の補給が停止してしまい、凍上が終了する。

そのため、供試体下端とポーラスストーン境界が凍上の発生領域となり、試料とポーラスストーン境界条件が、この試験方法における土の凍上特性に大きな影響を及ぼすものとなる。

A-2の方法は底蓋を開放した試験である。A-1法での結果よりポーラス石の凍結が試験結果に最も大きな影響を与えられとされる。そのため、モールド架台内の水温が低下するのを防ぐため底蓋を開けたものである。

時間～凍上量の関係は開土研法と類似しているが最終凍上量は少なくなっている。これは、底蓋を開けることにより水槽内の水と、モールド架台内の補給水が連続し、凍結面へ流れる熱量が大きくなったためである。しかし、供試体下端での温度の経時変化をみると、試験開始からおよそ20時間頃まで0℃以上であったが、40時間を過ぎる頃から氷点以下となり、ポーラス石の凍結がみられた。

つぎに、A-3法はモールドとモールド架台の隙間から冷気が進入するのを防ぐために、モールドを直接断熱したものである。

最終凍上量は開土研法とほぼ同じであるが、凍上は試験開始後60時間程度まで継続している。また、供試体の温度は上端では開土研法と同様に、いったん過冷却状態となり定常状態へと移行するが、その温度は開土研法に比べ終始高いものとなっている。下端温度の経時変化は上端温度と同じく、いったん過冷却状態となるが、その後0℃の温度が試験開始後60時間程度まで継続している。

そのため、モールドを直接断熱し、モールド側面からの冷気の進入を防ぐことが、ポーラス石の凍結を遅らせることとなるが、ポーラス石の凍結を防止するにはいたらなかった。また、凍上を連続して生じさせることが確認できた。しかし、試験後の観察では、この場合も開土研法と同様に供試体下端とポーラス石の境界で多くのアイスレンズが発生していた。

これらのことから、開土研法のようにポーラス石を介した水の補給法では、時間の違いはあるがいずれの方法でも最終的にはポーラス石が凍結するようになる。さらに、凍上のほとんどが土試料とポーラス石の境界で発生するアイスレンズによる

ため、土試料そのものの凍上特性を正確に把握するのは困難であると思われる。

そこで、著者らはアイスレンズを供試体の内部で発生させるように、供試体の下部を水浸させるように改良した。また、不攪乱土などにも適用できるようにモールドを二つ割りとした。また、側面よりの冷気の進入を防ぐようモールドを直接断熱するようにした。実験は供試体長5cmと7cmについて行ない、水浸部分はいずれも2cmである。

この改良法による時間～凍上量の関係を図-5に、典型的な試験例(試料は写真-1と同じ)を写真-2に示す。

開土研法と比較すると、側面からの冷気の進入を防ぎ、供試体下端を浸水して給水を行ったことにより、水分が連続的に凍結面に供給されるため、凍上量の増加傾向が試験終了まで続いている。また、凍上量も開土研法より大きくなっている。さらに、写真-2のように、アイスレンズが供試体の凍結・未凍結部の境界で発達しているのを見ることが出来る。

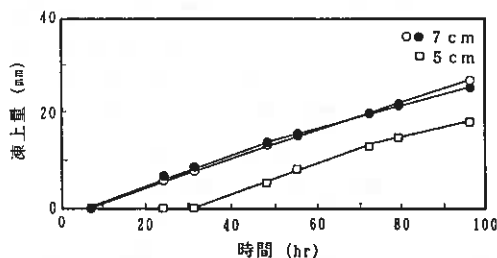


図-5 改良型凍上試験の時間～凍上量の関係



写真-2 凍上試験後の供試体の状況 (改良法)

また、供試体長で比較すると、凍上が開始するまでの経過時間は7 cmで約7時間であるのに対し、5 cmの供試体では、およそ24時間と長くなっている。

これは、補給水面の位置の違いにより、供試体内温度勾配に差が生じたためである。すなわち、供試体長5 cmの場合では、未凍上側から凍結面に流れる熱量が多くなり、そのために凍上開始が7 cmの試験より遅れたものである。

試験終了時の凍上量は供試体長が長いほうが多いものになっているが、凍上開始後の時間～凍上量の関係はともに類似しており、初期のタイムラグによるものである。また、凍結面の発生位置は、供試体長5 cm、7 cmの場合もほぼ同じであった。

これは、供試体下端を2 cm浸水したため凍結面への水分補給条件、すなわち巨視的な水輸送過程・凍結潜熱と未凍結領域から凍結領域への熱移動条件の差が試験期間中に現れなかったためと推測される。

つぎに、供試体長の違いが凍上開始時間に大きな影響を与え、結果として凍上量にも差が生じた。そこで、急冷法⁶⁾により強制的に過冷却状態を破り、凍上開始時間を合わせる試験を行った。そのときの時間～凍上量の関係を図-6に、供試体内の温度分布の経時変化を図-7に示す。供試体内の温度は供試体頂部より1 cmごとにモールドの側面で測定したものである。

凍上量と時間の関係は、凍上開始から50時間までは供試体長の違いによる差異はみられないが、その後は供試体5 cmの凍上速度が小さくなり、最終凍上量は供試体長7 cmの約8割となった。

供試体内温度分布は、供試体長により大きな差がみられた。供試体長7 cmでは試験開始後およそ7時間および24時間の2回に潜熱の発生による大きな温度上昇がみられた。また、供試体長5 cmでも同時刻に供試体

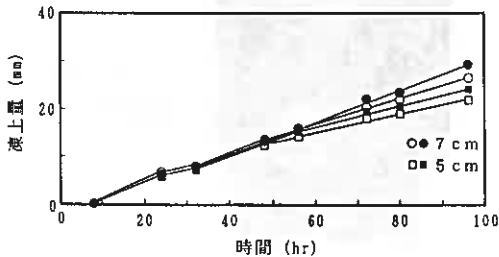


図-6 改良型凍上試験（急冷法）の時間～凍上量の関係

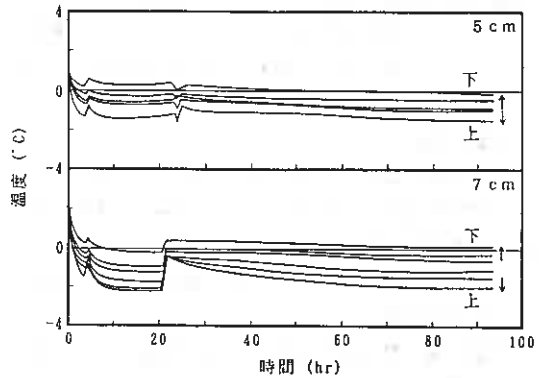


図-7 改良型凍上試験（急冷法）の供試体の温度分布の経時変化

内温度の上昇がみられたものの7 cmに比べると顕著ではない。供試体上端の温度は供試体長が長い7 cmの方が低くなっている。

また、供試体下端から1 cmの位置での温度は供試体長7 cmでは過冷却状態となった後、プラスへ転じ試験終了まで続いているのに対し、5 cmでは試験開始からおよそ50時間頃まではプラスであったが、その後0°Cとなっている。しかし、試験後の観察では、アイスレンズの発生位置はほぼ同じで、供試体長の違いによる外見的な差は確認できなかった。

以上のことから、供試体長の違いにより未凍結領域から凍結領域への熱移動条件も異なるが、凍上量についての顕著な差はみられなかった。

それゆえ、凍上試験の供試体を部分水浸することにより、従来の試験法での問題点を、解決することができるであろう。

参考文献

- 1) 日本道路協会(1987)：「道路土工-排水工指針」, pp. 238～243
- 2) 日本道路公団(1985)：「日本道路公団試験方法」, pp. 1-111～1-128
- 3) 常松哲(1987)：「現行の凍上試験の問題点について」, 土木学会第42回年次講演会概要集, pp. 672～673
- 4) 水島達郎他(1991)：「室内凍上試験の改良について」, 第26回土質工学研究発表会講演集, pp. 1095～1096
- 5) 木下誠一(1982)：「凍土の物理学」, 森北出版, pp. 189～190

地盤の自然凍上と地下水位条件 に関する実験的研究 (2)

北見工業大学 正員 鈴木輝之
北見工業大学 正員 沢田正剛
北見工業大学大学院 ○学生員 林 啓二

1. まえがき

寒冷地においては、地盤の凍上による構造物の様々な被害が報告され、その対策に関する多くの調査・研究の成果が土質工学会によってまとめられている。¹⁾しかし、自然凍上による凍結土圧の問題を取り扱った研究は現在のところ非常に少なく、凍結土圧を十分考慮した構造物の設計がなされているとはいえないというのが現状である。本研究は昭和63年度から継続実験しているもので、屋外実験土槽を用いて、一定の地下水位に設定したときの凍上特性及びその凍上を拘束したときに発生する凍上力についての基本的性質を明らかにする。地盤の凍上量については、昨年度(平成元年度)と同様に地表面の凍上量と層別(5cm毎)凍上量を測定し、地下水位によってその凍上量に大きく差が生じること及びその差のほとんどが凍結初期の表層部で現れることを確認し、その要因について解明している。一方、凍上力については、木下²⁾の実験と同様の方法で地表面上に置かれた円形荷重板に加わる凍上力を測定し、昨年度においては、地下水位0.5mで最大 36.2kgf/cm²の凍上力が計測された。今年度(平成 2年度)は、地下水位0.5mで 46.5kgf/cm²、1.0mで 54.5kgf/cm²の凍上力が発生した。このとき凍上力は地表面の凍上量よりも、寒気の現れかたや凍土の厚さ(凍結深さ)などの影響を受けることがわかってきた。

2. 実験

2.1 実験土槽

北見工業大学構内凍土実験室横の昨年度まで使用した 2つの実験土槽^{3) 4)}のうち、東側B土槽(以下、土槽とよぶ)を使用して本実験を行った。

図-1に示すように、既設土槽(内寸法 3.2×3.2×1.8 m)を仕切って 2槽式の土槽としている。この土槽の両側にアンカーロッドを固定するためのコンクリート板を所定の台座の上に設置し、ナットで緊結している。凍土実験室内の水位調節槽^{3) 4)}と連結されている水位調節用の有孔塩ビ管(φ50mm)は、土槽底部に配置している。水位調節が円滑に行われるように、フィルター材として細粒分を洗い流した砂利を40cmの厚さで敷均し、その上に透水性遮断シートを敷いている。また、水位観測用として土槽内コーナーに砂利層から塩ビ管を立ち上げている。凍上性土は、巻出し厚20cm程度で締固めながらそれぞれ所定のレベルにしている。地下水位は、それぞれ地表面から常に0.5mと1.0mになるように設定されている。また、土槽側壁および間仕切り壁部からの寒気の侵入を防ぐため、それらの壁の両面に押出し式ポリスチレンホームを設置し断熱している。実験土槽部は、日中完全に日影となるようにし、さらに常に除雪を行い地表面が外気にさらされるようにした。表-1に、土槽に詰めた土の土性を示す。

2.2 測定項目と方法

(1) 気温: 土槽近くに置かれた百葉箱の中に温度センサーをいれて 1時間毎に自動計測した。温度センサーには、T(旧名C-C)熱伝対を使

比 重		Gs	2.66
粒 度	砂	分	41 %
	シルト	分	36 %
	粘土	分	21 %
締固め特性	最適含水比		34.0 %
	最大乾燥密度		1.30 tf/m ³
※凍上特性	凍上率		82.4%
	凍結様式		霜降状凍結

※道路土工研水工指針による

表-1 土槽に詰めた土の土性

Effect of Groundwater Level on Natural Frost Heaving Characteristic.(2); Teruyuki SUZUKI (Kitami Institute of Technology), Seigo SAWADA (Kitami Institute of Technology), Keiji HAYASHI (Grad.Stu. Kitami Institute of Technology)

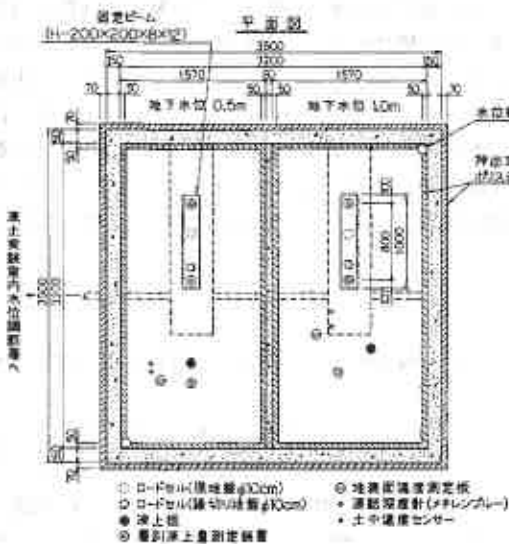
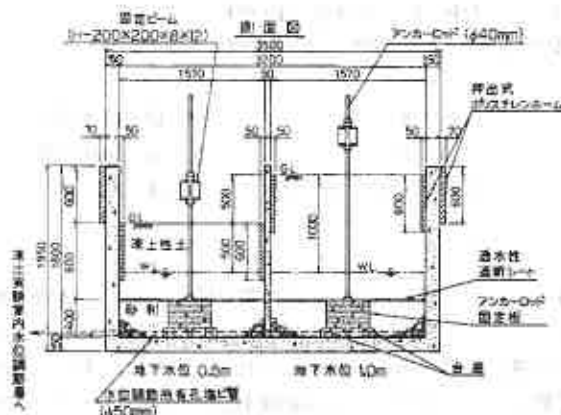


図-1 実験土槽設置状況

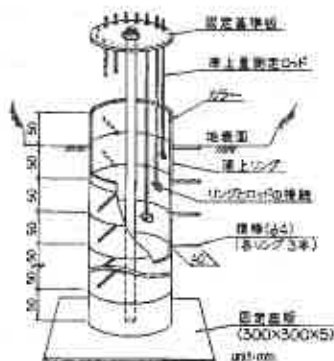


図-2 層別凍上土測定装置

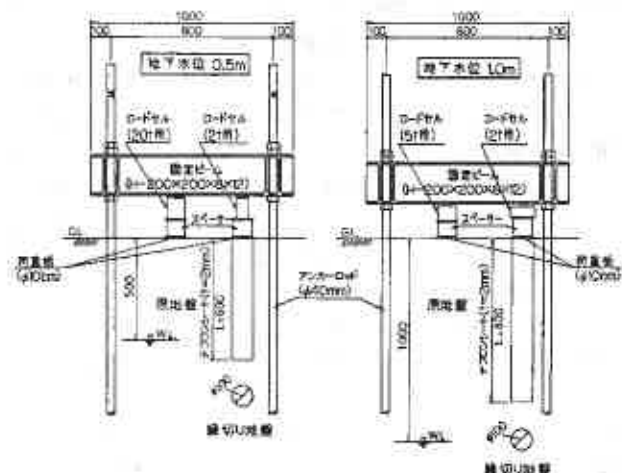


図-3 凍上力測定状況

用している。

(2) 凍結深さ：メチレンブルー凍結深度計を用いた。

(3) 凍上量：地表面上に凍上板 (φ10cm) を設置し、その持ち上がり量から地表面の凍上量を測定した。また、図-2の層別凍上土測定装置により、深さ方向の凍上量の分布を測定した。この装置は、各凍上リングの高さが5cmであるから、未凍結時の地盤厚にして5cm毎の凍上量を直接測定できるものである。以下、これで求められる各層毎の凍上量 (率) を層別凍上量 (率) と呼ぶ。

(4) 凍上力：図-3に示す状況で、地表面上に置かれた直径10cmの荷重板の持ち上りを拘束したときに、それに加わる凍上力を測定した。図-3で緑切り地盤とは、円筒状のテフロンシートを地盤中に設置して、荷重板の下の地盤とその周辺地盤との縁を切って、荷重板断面直下で発生した凍上力だけを測定しようとしたものである。一方、原地盤とは土槽中に土を詰めたまゝの状態の地表面に荷重板を置いたものである。

3. 結果及び考察

3.1 気温と凍結指数

図-4に実験シーズン (平成2年度) における日平均気温とその累計を示す。日平均気温がマイナスになり、本格的な低温になり始めたのが12月11日以降で12月下旬～1月上旬、1月下旬、2月下旬に日平均気温 -10℃前後の比較的強い寒気が

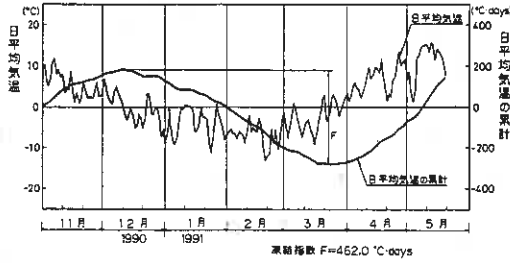


図-4 日平均気温とその累計

現れ、2月21日に最低気温 -22.6°C を記録している。全体的にみると、例年のような1月下旬～2月中旬にかけての日平均気温 -20°C 前後の極寒期はなく、比較的緩い寒気が続いている。今シーズンの凍結指数は $462^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ であった。これに対し、北見市の最大凍結指数は $1100^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ (1968～1978)⁵⁾ であり、過去5年間の当実験地における凍結指数の平均は $786^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ ⁶⁾ であるから、今シーズンはかなりの暖冬といえる。

3.2 地表面凍上量と凍結深さ

図-5は、地下水位0.5mと1.0mのそれぞれの場合について、シーズン中の地表面の凍上量と凍結深さの推移を表している。両条件下とも地表面は、11月中旬の最低気温がマイナスになり始める頃から凍上と融解沈下を繰り返すが、平均気温が連続的にマイナスになり始めると継続的な凍結及び凍上が始まっていることがわかる。地表面の凍上量は、地下水位0.5mのほうが1.0mより3倍程大きくなっていることがわかるが、その違いのほとんどは1月上旬までの凍結の初期において現れている。これは、凍結が急速に入ろうとする初期の段階で水分補給条件の差が現れたものと思われる。一般に水分の補給が十分になされ、大きな凍上が発生するときには、凍結深さは小さくなる。このことは図-5において、地下水位1.0mの地盤が0.5mのほうより最大凍結深さで16cmも大きくなっていることにも現れている。

3.3 層別凍上量

地下水位条件だけが異なる2つの実験土槽に埋設した層別凍上量測定装置(図-2)の各凍上リングの持ち上がり量の推移をそのままプロットしたものを図-6に示す。また、同図には図-5に示す凍結深さの推移と層別凍上量測定装置の設置状況も併記している。

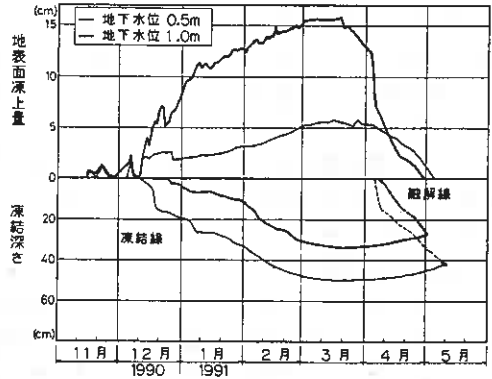


図-5 地表面凍上量と凍結深さ

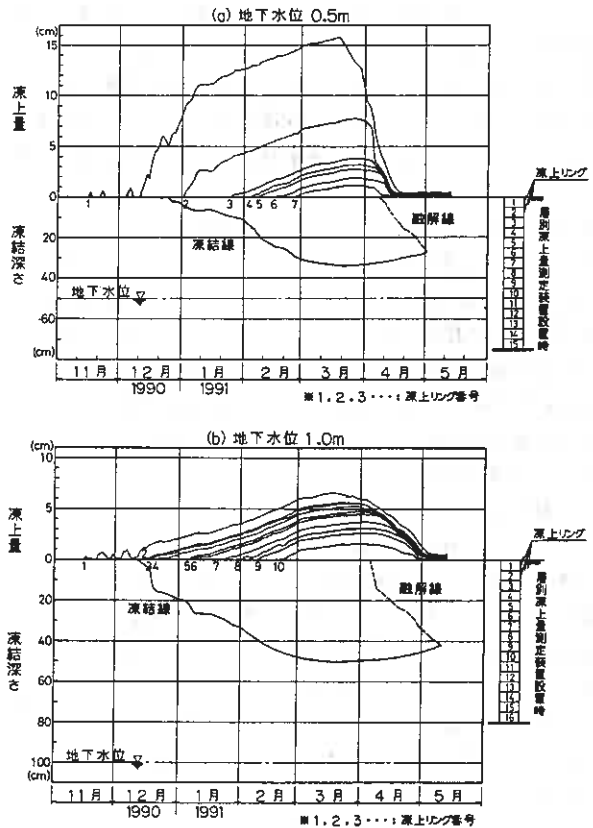


図-6 各凍上リングの持ち上がり量と凍結深さ

ここで凍上リングの番号は、地表面から順に1,2,3,・・・とし、地下水位0.5m、1.0mの土槽それぞれに15個、16個の凍上リングを積み重ねている。また、リングNO.1は、昨年度一時的な暖気の影響でリングと周辺地盤との凍着が不十分となり、リングが落下してしまうという不備があったため、今年度は地表面とリングNO.1の横棒(図-2)の間に帯状鋼板をいれてそれを防いだ。その結果、リングNO.1の動きは正確に地表面凍上量を表すようになっている。図-7の層別凍上量は、任意のリングとその1個下のリングとの持ち上がり量との差から凍結前に5cmの厚さを持つ各層毎の凍上量を算出しプロットしている。図-6をみると、リングNO.1の継続的な凍上の開始はどちらも12月11日以降で、これは前述した地表面の凍上と合致している。また、リングNO.2以降においては、凍結線がリング上端に達したときと、各リングが持ち上がり始めるときとがほぼ一致していることがわかる。これは、各凍上リングの動きが、それが位置している層の凍上発生に対応していることを示している。このことについては、昨年度においても同様の結果が得られている。4) 図-7をみると、各層(5cm)毎の地盤の凍上量の推移が一見できる。地下水位0.5m、1.0mの両ケースともリングNO.1(0~5cm)においては、その層の凍結終了後も一時的な地表面の融解や凍土からの水分の蒸発により、凍上量は増減を繰り返している。リングNO.2(5~10cm)から下の各リングの凍上量は、前述したように、凍結面が一つのリング上端に到達すると同時に増加し始め、そのリングを通過するとほぼ一定の値でおちつき、その下のリングが持ち上がりはじめる、という過程を経ていることがわかる。そこで発生する凍上量は、凍結面が通過するときの熱的バランス状態に支配される。このことは両地下水位条件下において、最深部の凍上量が、長時間に渡って凍結線が停滞するため比較的大きくでていることからもうかがうことができる。また、凍結面と凍上の発生する面とはほぼ一致している。このことは、上載荷重のほとんどかからない本実験の場合は、凍結線上部に存在する Frozen fringe の厚さが非常に小さいこと⁷⁾を裏付けている。

3.4 層別凍上率、凍結速度及び凍上速度

図-7で各層の凍上量が一定になったときの値を層厚5cmで割れば層別凍上率(%)となり、各曲線の初期値の立ち上がり部分の傾きは凍上速度(mm/day)となる。また、図-5から凍結面が各層を通過するのに要した日数を求めて凍結速度(mm/day)が計算できる。このようにして求めた各層の凍上率、凍上速度及び凍結速度を表したものを図-8に示す。この図の縦軸は、凍結前の地盤の深さを表し、()内は凍結面が各深さに到達した日付を表している。図-8をみると、地盤の凍上量に対する地下水位の影響は、表層部(0~10cm)

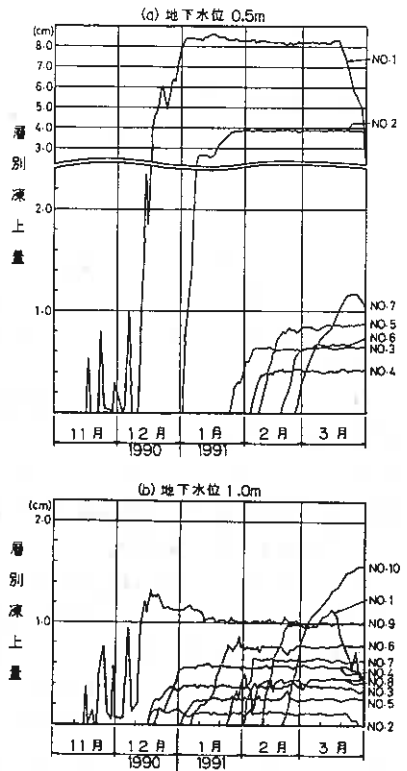


図-7 層別凍上量

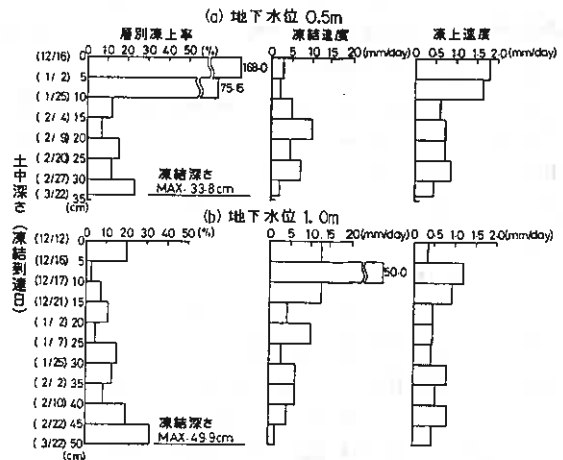


図-8 層別凍上率・凍結速度・凍上速度

の凍上量においてそのほとんどが現れていることがわかる。また、深さ10cm以下になると最深部を除いて各層とも凍上率20%（凍上量10mm）以下となっている（最深部については、3.3で前述している）。ここで、凍上率と凍結速度の関係について考えてみる。図-9は図-8から得られた両者の関係を示している。図中の点線は昨年度得られた結果を示している。これをみると、表層部を除いて凍上率は凍上速度の増加とともに漸減し、凍結速度が10mm/day前後を越えるとほぼ一定値になる傾向がみられる。⁴⁾この結果は、高志ら⁸⁾が室内実験によって求めた結果と類似している。凍上率と凍結速度の関係は、吸水条件によって大きく異なることがわかっているが、表層部を除くと地下水位0.5mと1.0mの差にかかわりなく、それらの関係は1本の曲線に表されることがわかる。つまり、凍結初期の値を除けば、凍土の厚さや凍結状態による熱電動率⁹⁾の違いがあるにもかかわらず、凍結線付近での凍結速度と凍上率の関係には大きな差がみられなかったということになる。これについて筆者らは一つの要因として、地盤を構成する土の毛管上昇高とその高さに達するまでの時間などが凍結線付近での吸水条件に関与しているのではないかと考え、今後検討していくつもりである。

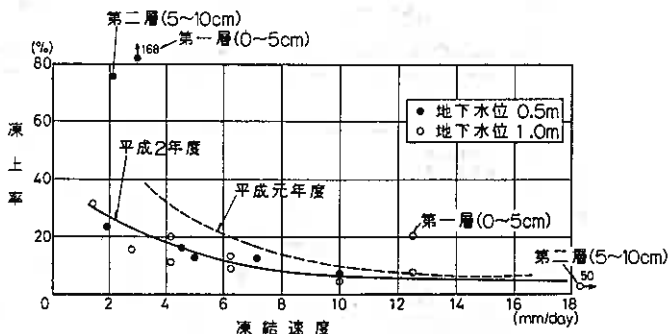


図-9 凍結速度と凍上率の関係

3.5 凍上力

地下水位0.5m、1.0mともに $\phi 10\text{cm}$ ($A=78.54\text{cm}^2$)の荷重板に作用する原地盤と縁切り ($\phi 10\text{cm}$) 地盤とのそれぞれの凍上力について測定している。図-10に凍上力測定の模式図を示す。原地盤は粘弾性的な性質を持つ一枚の凍土の盤として持ち上がろうとするのに対し、その一部を荷重(F)で押しえ込むことになるので、荷重板にはその周辺で発生する凍上力も伝わることになる。つまり、荷重板への応力集中が発生することになる。²⁾これに対して、縁切り地盤は周辺地盤からの応力伝達をテフロンシートを用いることでカットすることができるため、荷重板断面直下で発生する凍上力だけが作用することになる。

図-11は、2種類の地下水位条件下での各々の凍上力の推移を表している。これらの図の縦軸は左右それぞれ $\phi 10\text{cm}$ の荷重板に作用する全凍上力(kgf)と単位面積当たりの凍上力に換算した値(kgf/cm²)を目盛りにとっている。さらに、これらの結果を表-2にまとめている。この表の地下水位10.0mの項は、隣接する実験地での測定結果であり、その土の性質を表-3に示している。

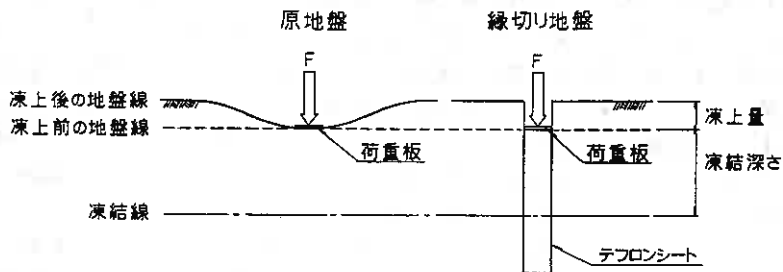


図-10 凍上力測定の模式図

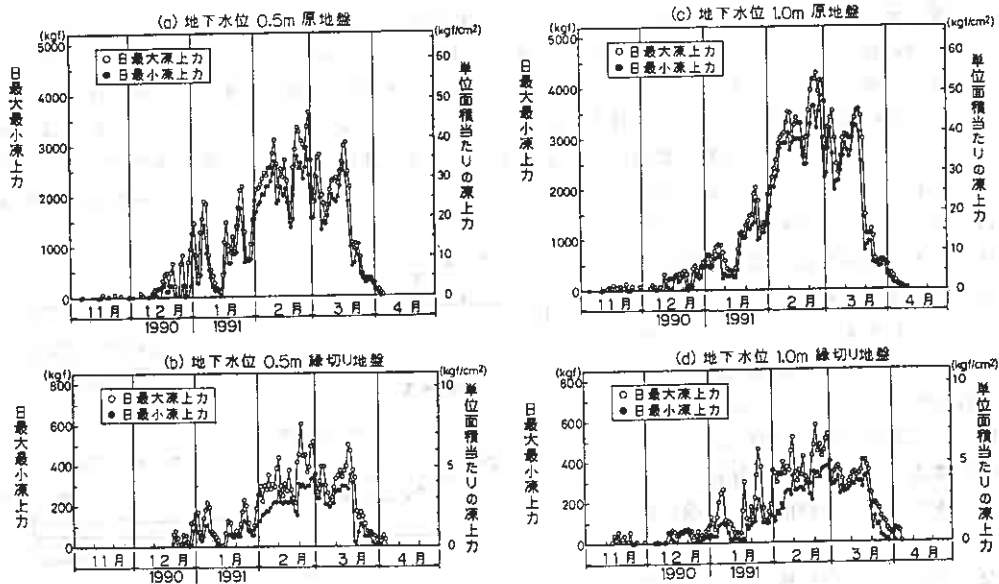


図-11 荷重板(φ10cm)に作用する日最大最小凍上力

地下水位	地盤形式	最大凍上力 (kgf)	単位面積当たりの 凍上力(kgf/cm ²)	最大凍上力発生時		
				日付	凍結深さ(cm)	凍上量(cm)
0.5 m	原地盤	3,650	46.5	2月27日	30.1	15.1
	縁切り	600	7.6	2月21日	28.2	14.6
1.0 m	原地盤	4,277	54.5	2月24日	46.3	4.8
	縁切り	575	7.3	2月21日	45.5	4.5
10.0 m	原地盤	4,830	61.5	2月21日	49.4	6.7
	縁切り	1,191	15.2	2月21日	49.4	6.7

※凍上力は、全てφ10cmの荷重板に作用するものである。

表-2 地下水位条件の異なる地盤の最大凍上力

図-11及び表-2において地下水位0.5m、1.0m及び10.0mの各場合で最大の凍上力が発生した時期と、地盤の凍上量や凍結深さが最大となる時期(図-5で3月中旬~下旬)とは一致していない。¹⁰⁾ 図-10に示す状況を想定すると、荷重板に加わる凍上力の大きさは、1)凍結面における凍上の発生、2)凍土の厚さ、すなわち凍結深さ、3)凍土のクリープによる応力緩和等に支配される。この内、1)の凍上力の発生は、凍結面での水分条件及び温度勾配と関係する。このように、一口に凍上力の発生といってもその大きさに影響する因子は極めて複雑である。

今、テフロンシートによる縁切りが十分に行われていると仮定すると、原地盤の凍上力から縁切り地盤での凍上力を差し引いた値は、荷重板下での断面以外の周辺地盤から集中してきた凍上力ということになる。表-2によれば、この値は凍結深さ、すなわち凍土の厚さがほぼ等しい地下水位1.0mと10.0mで各々3,702kgf、3,639kgfとほぼ等しく、凍結深さの小さい地下水位0.5mの場合の3,050kgfより大きくなっている。

比	重	Gs	2.58
粒 度	砂	分	52 %
	シルト	分	27 %
	粘土	分	21 %
締固め特性	最適含水比		26.1 %
	最大乾燥密度		1.38 t/m ³
※凍上特性	凍上率		42 %
	凍結様式		雷降伏凍結

※道路土工排水工指針による

表-3 隣接する実験地の土性

このように、地表面の一部の持ち上がりを拘束したときにそこに集中してくる凍上力の大きさは、凍結深さと強く関係していることがわかる。以上の検討は凍結がある程度深く入ってからのことであるが、ここで凍結初期の段階にも注目してみることにする。一般に、凍上が盛んに発生しているときにその凍上を拘束すると大きな凍上力が生じる。前述の図-5に示すように、12月末頃までの凍結初期には、地下水位が0.5mのときと1.0mのときとでは凍上量に大きな差がある。しかし、図-11からわかるように、この時期の凍上力にはそれほど差もなく、更にその値も余り大きくなっていない。このように、凍結初期の表層部での大きな凍上量の発生が、必ずしも大きな凍上力に結びついていない、ということに関しては今後検討していきたい。

4. まとめ

屋外実験土槽内の均一な地盤において、地下水位を0.5mと1.0mに設定したときの凍上量と凍上力について述べてきたが、主たる結果の概要は以下の通りである。

- (1) 設定した地下水位条件ではどちらも開式凍上状態になると思われるが、それらの地表面の凍上量には大きな違いが現れた。これは、主に、凍結初期における地盤の表層部（0～10cm）での凍上量の違いであり、凍結深さがそれ以上進行したところでの凍上量には大きな差はみられない。また、凍結最深部における凍上量は、熱的バランスがとれたことによって比較的大きな値が得られた。
- (2) 表層部と凍結最深部を除けば、5cmの層厚毎の凍上率は20%以下となっている。また表層部を除く各層の凍上率と凍上速度の関係は、地下水位の差にかかわらず1本の曲線で表され、凍上率は凍上速度が大きくなると減少する傾向がある。
- (3) 凍上力の最大となる時期は、凍上量や凍結深さが最大となる時期とは一致しない。凍上力の大きさは凍結深さがもちろん影響するが、そのほかにも凍土のクリープなど複雑な因子に支配される。
- (4) 特に原地盤では非常に大きな凍上力が発生するが、その大部分は周辺地盤から凍土を介して集中してくる力であり、その力の大きさは凍土の厚さ、すなわち凍結深さと強く関係するようである。
- (5) 凍結初期における表層部では、特に地下水位0.5mの場合に大きな凍上が発生するが、それを拘束したときの凍上力はそれほど大きくならない。

5. あとがき

本実験は、昭和63年度からの継続実験であり、今回は特に地下水位0.5mと1.0mの違いによる凍上力についてのデータから周辺地盤の応力集中について述べた。今後は、その応力集中の範囲と荷重板形状の関係について明らかにすることによって、構造物に適用できるようにしたいと考えている。

最後に、この論文をまとめるにあたって、実験及びデータ整理に協力して頂いた北見工業大学土木工学科技官の尾中孝美氏及び平成2年本学卒業生の今津基洋君・佐々木泰典君・信太禎之君、同じく平成3年卒業生の塗師雅治君・高橋正明君に対し、ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土質工学会編：土の凍結 - その制御と応用 -，土質基礎工学ライブラリー-23，1989。
- 2) 木下誠一・大野武敏・小黒 貢：凍上力II 現場の測定結果について，低温科学物理篇 第24輯，P285～297，1966。
- 3) 鈴木輝之・沢田正剛・末岡伯従：地盤の自然凍上と地下水条件に関する実験的研究，土質工学会北海道支部技術報告集 第30号，P15～18，1990。
- 4) 鈴木輝之・沢田正剛・尾中孝美：地盤の凍上特性に関する屋外実験，土木学会論文集 NO.430/III-15，P107～114，1991。

- 5) 日本道路協会：資表9-2 各地の10年間最大凍結指数，道路土工－排水工指針，P233，1987.
- 6) 上野邦行・鈴木輝之・林 啓二：U－トラフの凍上被害対策に関する実験的研究，土質工学会北海道支部技術報告集 第31号，P197～204，1991.
- 7) 木下誠一：凍土の物理学，森北出版，P108，1982.
- 8) 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，P1～17，1974.
- 9) 沢田正剛：凍土の熱伝導率（凍上災害の予測に関する基礎的研究），文部省自然災害特別研究報告，P21～32，
- 10) 鈴木輝之・沢田正剛・林 啓二：テーパーの付いた小型コンクリート杭の凍着凍上に関する実験的研究，第 7回 寒地シンポジウム，P500～504，1991.

慣性力を受ける斜面構造の安定性状に ついての模型実験

苫小牧工業高等専門学校 正員○澤田 知之
室蘭工業大学 正員 松岡 健一
日本大学生産工学部 正員 能町 純雄

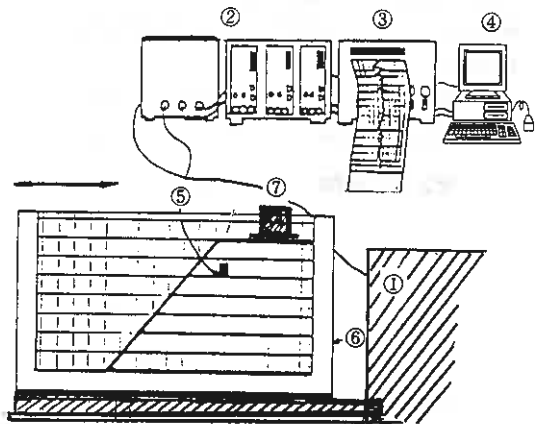
1. まえがき

自然斜面や造成地に見られる人工斜面及びマウンド基礎など、斜面構造は多くの土木基礎構造としていたる所に見受けられるが、地震時等大きな慣性力を受けるとその安定性は大きく低減され、その限界地震加速度を越える地動が入力されるとすべり崩壊等を起こすこととなる。この際、1回の地震パルスで完全な崩壊を起こすのではなく、その1回ずつに生ずるいくらかのすべり変位の累積がある大きさに達して崩壊するということがニューマークにより論ぜられている。¹⁾ ニューマークは地震時等慣性力を受ける斜面構造の安定では、従来の最小安全率で評するよりも斜面の累積すべり変位量で評するべきであるとしたのである。筆者等は、この点に注目してこの種の構造における理論解析と模型実験の結果やそれらの比較検討を発表してきたが、^{2) 3) 6)} 今回は従来の小型起震機のモーター回転運動による正弦波のみの模型実験と異なり、加震力1tonまでの振動台を用いて多種の波動を入力することが可能となり、PC制御によるその応答解析も含めた模型実験結果例を報告するものである。

2. 実験概要

実験装置は右図に示すようであり、IMV動電型振動台(CVL-1000-5)上のアクリル箱(400mm×400mm×800mm)にシルト混じりの赤土(1.2mmふるい通過土)を表乾状態にしたものでモデル斜面を形成し、予備実験により、単位体積重量(γ)、粘着力(C)及び内部摩擦角(ϕ)を決定した。

モデル斜面を作製するにあたり、崩壊形式又はすべりによるズレを明瞭にするため、数cm間隔の石灰によるラインで数層に区切って構成した(写真-1)。使用する石灰は、この供試体の性質に影響を与えないようにアクリル板付近の最小限に抑えた(重量比0.025%以下)。地動としては理論値との比較のためほぼ正弦波と考えられる水平加速度を与え、これを斜面供試体内に埋め込んだものとアクリル箱に取り付けたものの2個の加速度変換器(pick-up VP-4112)により動ひずみ測定器を通して、制御用パーソナル



- ① 振動台(IMV CVL-1000-5)
- ② 動ひずみ測定器(DPM-6BA)
- ③ プリンター(EPSON VP-1500)
- ④ パーソナルコンピュータ(PC-9801RX)
- ⑤ 加速度pick up(VP-4112)
- ⑥ アクリル箱(400mm×400mm×800mm)
- ⑦ 載荷重

実験装置概要

Model Test of a Slope Stability Induced Inertia Force ; Tomoyuki SAWADA (Tomakomai National College of Technology), Kenichi G. MATSUOKA (Muroran Institute of Technology), Sumio G. NOMACHI (Nihon University)

コンピューター（PC-9801RX）に取り込み、加速度記録から斜面の耐え得る限界加速度と地動に相当する加速度を知り、FFT（Canopus DSS98-SV）による応答周波数特性を知る。同時にビデオカメラを設置して撮影を行い、これを再生したテレビ画面の中の移動量から実際の斜面高と画面の斜面高の相似比により実際の移動量を求めた。また、静止画像処理装置による再生画面のコマ送り時間（1/30秒間隔）とその間のすべり移動量からすべり速度を求めることとした。

理論との比較としては、ニューマークの力積変位理論より任意の時刻におけるすべり角度（ θ ）は、 t_i と t_{i+1} の時間間隔におけるすべり角加速度（ $\ddot{\theta}_{i+1}$ 、 $\ddot{\theta}_i$ ）とすべり角速度（ $\dot{\theta}_i$ ）を基本として次式のように示される。

$$\theta_{i+1} = \theta_i + \dot{\theta}_i (t_{i+1} - t_i) + \frac{(\ddot{\theta}_i + \ddot{\theta}_{i+1}) (t_{i+1} - t_i)^2}{6} \quad (4)$$

3. 実験結果および考察

写真-1に振動台上に設置したモデル斜面の全体図を示している。また、入力波最大0.46G(3Hz)での実験例のモデル斜面内に埋め込まれた加速度pick-upからの記録を図-2に示す。モデル斜面は崩壊直前までほぼ3Hzの正弦入力波に応じた動きをしており、斜面の限界加速度係数は図-1のキャリブレーションを基に $K_c=0.35$ と求められた。

その際のFFTによる応答周波数特性を図-3に示す。一部3Hzの波が卓越しているが、これは崩壊直前までの



写真-1 振動台上の実験供試体

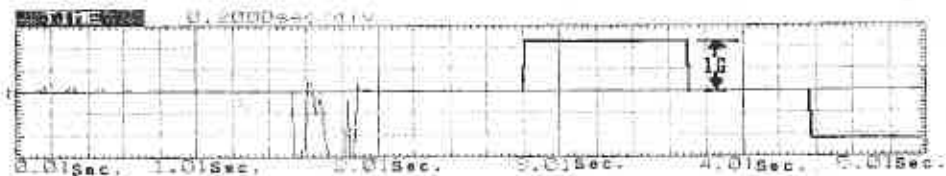


図-1 キャリブレーション

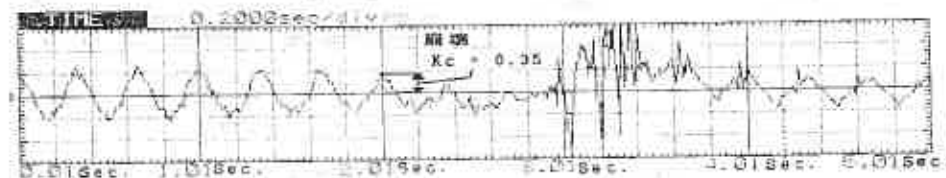


図-2 応答波形

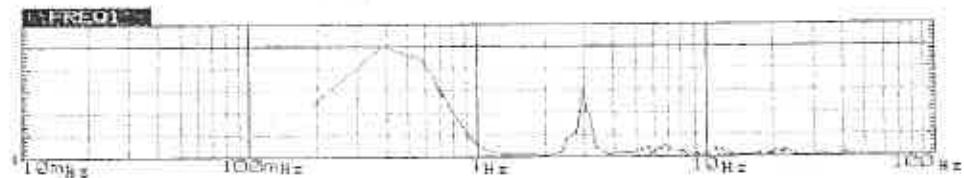


図-3 FFT解析

モデル斜面の動きと見られ、崩壊時は 0.4Hz前後のものが支配的であると言えよう。

表には、同様のモデル斜面におけるすべり変位とすべり速度の実験結果と理論計算のすべり変位の比較を示したものである。本例における供試体の物性値と構成寸法は、粘着力： $C=0.055\text{Kg}/\text{cm}^2$ 、土粒子の密度： $\rho_s=0.00264\text{Kg}/\text{cm}^3$ 、内部摩擦角： $\phi=36^\circ$ 、斜面高さ： $h=30\text{cm}$ 、斜面角： $\beta=60^\circ$ 、載荷重： $P=6\text{Kg}$ 、余裕幅： $b=6\text{cm}$ である。表中の実験値での値はすべり面の各々5cm毎の白線で区切られた各層地点でのすべり量がほぼ剛体すべり移動と見られたので（写真-2の①～⑥）明瞭に判読できる斜面載荷面上から4層目までのすべり量の平均で示しており、すべり速度も同様に示してある。

この実験例においてはモデル斜面の限界加速度は0.204Gと求められており、入力加速度が最大0.42Gの正弦波と見なすことができることや0.3秒後と0.7秒後（表中*印）の2度の大きなすべり移動があり、1.3秒後での累積変位をもってすべり崩壊が修了していることがわかる。すべり変位の累積は、斜面内の各々の位置、時間で多少のばらつきがあるが13~14cm程度となっており、大体均一な値を示した。（写真-2の①～⑥）ただし、これが理論解析の仮定におけるすべり崩壊土塊が剛体回転すべり運動を呈していると見なすことができるかどうかまで言及するには、実験数およびデータとその工学的情報量が不足していると言わざるを得ない。ただ崩壊形式は、非円、非平面となっており、対数螺旋形と見なし得ると考えられる。また、崩壊の起点は載荷重直前から始まっており、著者等が発表した載荷重分担の $x=-a$ の場合⁴⁾を示している。

以上のことより、理論と実験は妥当な一致を見ていると考えられ、慣性力を受ける斜面構造のすべり挙動を簡便に示し得ることができたと考えられる。また、その他の結果、考察については当日発表予定である。今後は、実際の地震記録波を再生し、それによる崩壊挙動について検討を進めたい。

尚、本稿作製にあたっては苫小牧工業高等専門学校土木工学科柳谷豊技官の多大な御協力を得ていることをここに記して深く感謝の意を表する次第である。

① 崩壊直後

② 3/30秒後

③ 10/30秒後

④ 15/30秒後

⑤ 21/30秒後

⑥ 39/30秒後

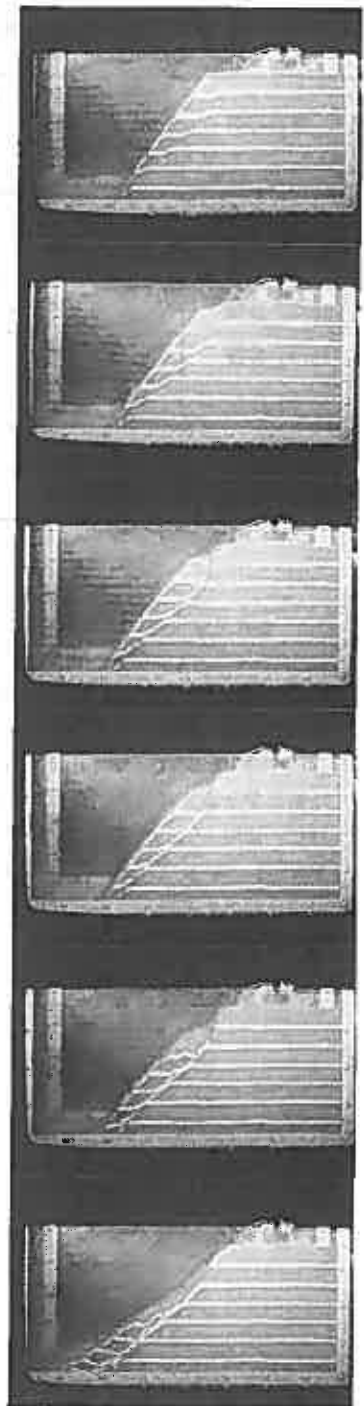


写真-2 すべり挙動例

表：実験と理論の比較

経過時間 (単位：Sec)	実 験 値		理 論 値
	すべり変位 cm	すべり速度 cm/s.	累積すべり変位 cm
崩壊開始直後	1.2		0.000
3/30 秒後	4.1	29.4 *	0.004
10/30 秒後	6.9 *	11.8	0.480
15/30 秒後	7.6	20.0 *	3.305
21/30 秒後	12.5 *	11.8	3.305
30/30 秒後	12.9	1.3	10.468
39/30 秒後	13.2	0.7	13.541

参考文献

- 1) Newmark, N.M. :Effect of Earthquakes on Dams and Embankment, Geoteck, Vol.15, No.2, PP.137-160, 1965.
- 2) CHEN・澤田 : Earthquake-Induced Slope Failure in Nonhomogeneous, Anisotropic Soils, 土質工学会論文報告集, Vol.23, No.2, June, PP.125-139, 1983.
- 3) 澤田・能町・CHEN : 斜面の安定問題における地震時すべり変位について, 土木学会論文集, 第358号, III-3, PP.113-118, 1985.
- 4) 澤田・能町 : 地震などの慣性力を受ける斜面構造における載荷重分担について, 土木学会北海道支部論文報告集, 第45号, PP.95-98, 1989.
- 5) 澤田・能町・木田 : 地震時を考慮した斜面のすべり変位とすべり速度に関する模型実験, 土木学会第45回年次学術講演会公報概要集, III-319, 1990.

橋梁基礎工事に伴う仮設締め切り内における浸透力による地盤の破壊
— 事例とその解析 —

北海道大学工学部 正会員 三浦 均也
開発局札幌開建 正会員 ○今福 守
北海道大学工学部 学生員 高治 一彦
北海道大学大学院 学生員 古川 美典

1. まえがき

本研究を始める端緒となったのは、本報告の第 2 著者が担当した第一新川橋下部工において、基礎工事のために仮設した鋼矢板による締め切り内で大規模なボイリングが発生したという事例である¹⁾。橋梁基礎の仮締め切りの設計はほとんどの場合「道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物指針」²⁾に基づいて行われ、砂質地盤の場合にはボイリングについての安全性を検討することになっている。第一新川橋の場合には指針に基づいてボイリングの可能性を検討して安全率 $F_s=1.5$ 以上として設計していたにも関わらず、ボイリングが発生したことは看過できない重要な問題と考えられた。ボイリングが発生した原因を明らかにするため、考え得る種々の要因について検討するとともに、浸透力をより正確に算定するために有限要素法による三次元浸透流解析を行ってみた。解析を行った結果は当初の予想と大きく異なっていた、指針で想定しているものよりもかなり大きな浸透力が実際には作用しており、ボイリングに対する安全率が 1 を下回っていた可能性が高いことが分かった。

設定した種々の条件について解析を行い、浸透力およびボイリングに対する安全率の比較を行った結果、矢板の根入れ深さに加えて仮締め切りの平面的な形状、掘削面の広さ、不透水層の位置、透水係数の異方性などによって浸透力は大きく変化することが分かり、仮締め切りの形状や寸法によっては指針に示されている簡易な算定法では十分に安全でないことを明らかにすることができた。道内を中心に収集した 16 例の橋梁基礎の仮締め切り工についてケーススタディーを行ったところ、これまでにボイリングによる事故が報告されていないケースでもかなり危険な状態で施工されていた事例が多くあることも明らかになった。

本研究では、まず第一新川橋の事故例を紹介するとともに、その解析結果を示すことによって浸透力を過小に算定してしまったことがボイリングが生じた第一の原因であったことを説明する。次に、パラメトリックスタディーやケーススタディーの結果から、浸透力を算定する際に考慮しなければならない条件およびボイリングを防止するための方策について提案を行っている。

近年、道内でも交通施設の高規格化が進められ、幅員の広い橋梁への架け替えや既存の橋梁に平行して橋梁を新設して複線化するケースが多い。この場合にはすでに共用されている基礎に隣接して施工することも多く、ボイリングによって周辺の地盤が破壊されれば、より深刻な問題となる。したがって、仮設構造物とはいえども仮締め切りの設計に際しては合理的な方法によって浸透力を算定した上で設計を行い、地盤の損傷を未然に防止することが今後益々重要になるであろう。

仮締め切り内の地盤が浸透力によって被害を受ける時に見られる破壊形態には、ボイリングの他にもパイピングや盤ぶくれ、軟弱な粘性土の場合にはヒーピングなどがある^{3,4)}。しかし、それらについては別の機会を見つけて研究を進めることとし、均質な砂質地盤上の矢板を用いた仮締め切りにおけるボイリングのみを対象として本研究を進めている。

2. 第一新川橋基礎工において発生したボイリングによる地盤の破壊事例

事故発生後の対策工を含めた詳細は今福ら¹⁾が報告しているので参照して頂きたいが、ここではボイリング発生前後の様子を中心に紹介する。第一新川橋は 一般国道 337 号線 (道央新道) の橋長 118.2m の 3 径間連続鋼板桁

Seepage Force Induced Ground Failure in Cofferdam for Bridge Footing Construction;
Kinya MIURA (Faculty of Engin., Hokkaido University), Mamoru IMAFUKU (Sapporo Construction Branch,
Hokkaido Development Bureau), Kazuhiko TAKAJI (Undergraduate Student, Hokkaido University),
Minori FURUKAWA (Graduate Student, Hokkaido University)

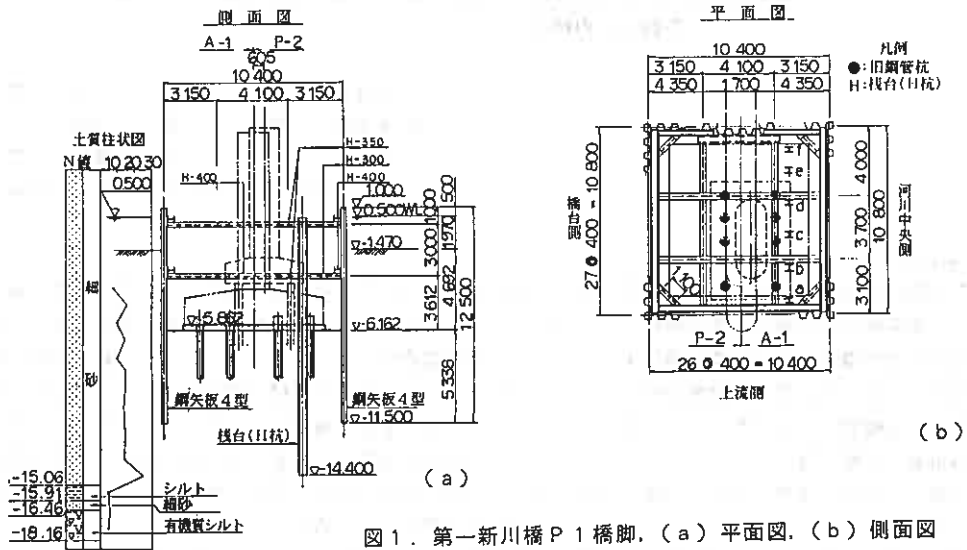


図1. 第一新川橋P1橋脚, (a) 平面図, (b) 側面図

橋で、すでに完成共用している下流側2車線に平行して、旧橋を取り壊して建設するものである。施工中にボイリングが発生したのは図1(a, b)に示すP1橋脚で、1990年7月のことである。その後、P1では薬液による地盤改良を行い工事を続行し、P2では矢板根入れ長の増大、鋼管杭の水中打設などの対策を行って施工し、現在はすでに竣工して共用している。

2.1. ボイリングの発生状況 鋼矢板仮締め切り完成後、ドライ状態で旧橋の解体、旧基礎杭切断、床付け面までの掘削を終了した。その後、杭打ち栈台の杭(H鋼)をバイプロハンマーで打設し、杭6本打設完了時(夕方)には図1(a)に示すa, c2本の杭周辺から若干の湧水と微量ではあるが、砂の堆積があった。翌朝、変化は無かったものの栈台杭打設後18時間を経過した午前11時頃にc杭周辺から約1mの径で水が噴き出し、5分程度で外水位と同水位まで仮締め切り内部が水没した。同時期に仮締め切り外側河床以深から埋木が飛び出し、仮締め切り内には鋼矢板先端を土砂とともに通過流入した魚が数匹泳いでいた。

2.2. 仮締め切りおよび内部の様子 仮締め切りの損傷は下流河川中央側のコーナー部がもっとも激しく、そこでは鋼矢板が5cmほど沈下し、近くの栈台杭が手でも動く程地盤は緩んでいた。

仮締め切り内部の状況を調べるために揚水を行ったが、ボイリングの再発も心配されたので、仮締め切り内外の現象に十分注意を払いながら時間をかけて揚水した。内部の様子は次のようであった。

- 1) 床付け面は噴出土が一様に70~80cm堆積し、腹起こしや切りばりにも噴出土が残っていた。
- 2) 噴出土砂堆積のため床付け面での噴出箇所を確認することは出来なかった。また、噴出土が押さえ効果を発揮していたために、この時点での過剰な湧水は見られず、ボイリングの再発も無かった。
- 3) 鋼矢板、腹起こし、切りばりには全体的に異常無いと判断されたものの、ジャンクションからの漏水が多発していた。
- 4) 床付け面の攪乱状況は、バイプロハンマーでH杭を吊り下げて、その自重で貫入する量を数箇所測定することで探査した。測定結果は図2に示すようで、ボイリング発生以前は30~50cmであった床付け面以下の貫入量は70cm~2mにも及んでいた。
- 5) 仮締め切り外側の地盤変状は測量によって調べ、その結果を図2に詳しく示している。河川中央側の特に下流よりでは、土砂の仮締め切り内部への流入によって河床面から最大2m程度陥没していた。一方、上流側および橋台側では大きな変化は見られなかった。

ボイリングによる地盤の密度および強度変化を調べるために、標準貫入試験を数箇所で行っているが本報告で

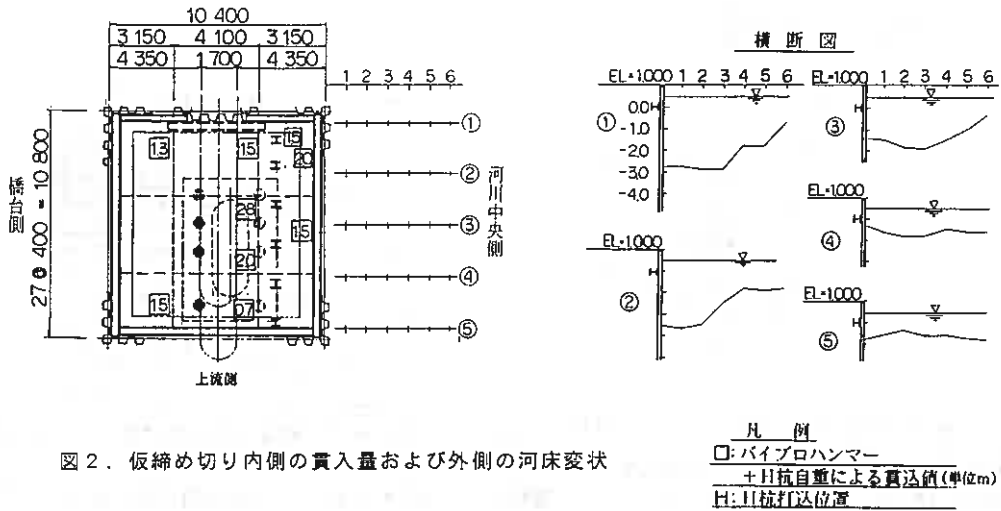


図2. 仮締め切り内側の貫入量および外側の河床変状

は説明を省略する。

2.3. 破壊形式について 上述のように、前日に湧水が見られたH杭a, c とは別の箇所を中心にして広い範囲で地盤が損傷しているようである。井戸跡や杭周辺のような地盤の欠陥から過剰な湧水が見られる鉛直方向のパイピングとボイリングとの区別が難しい場合があり、また、筆者らが知る限りではボイリングの前兆現象としてパイピングが観察されることも多いようである。しかし、例えパイピングが見られても所定の浸透力が地盤全体に作用していなければボイリングへと進展せず、第一新川橋の例のように仮設構造物や地盤が大きな規模で被害を受けることは無いであろうと考えている。

一方、被圧水により盤ぶくれが生じた例が北海道内でもいくつか報告されている（例えば蹴場ら⁵⁾）。予め被圧水の存在が明らかな場合には、対策を講じたり、適切な基礎形式を選択することによって被害を防ぐことが可能である。ところが、河川中に建設する基礎の場合などでは建設地点を直接調査することが難しいことなどから地質調査が不十分となりがちで、被圧水を見のがしたことが原因で事故に至っているケースが幾つか知られている。一方、第一新川橋では事故前後の地質調査でも被圧水は確認されていないことから、仮締め切り外側から内側に向かっての浸透流によってボイリング型の破壊が生じたかと判断できる。

2.4. ボイリングに対する安全性の評価方法 ボイリングに対する安全率の算定方法は、変形解析や極限すべり法を取り入れた方法を除けば、大きく分けて2通りである。第一のものはTerzaghi and Peck⁶⁾ により提案されている方法で、土塊に作用する浸透力と自重の釣合によって算定するものである。第2のものはTaylor⁷⁾ によって示された動水勾配と限界動水勾配の比較によって算定するものである。

2.4.1. 浸透力によって算定する方法 矢板近傍の所定の土塊の水中重量 W' とその下端に作用する浸透力 F の比によって安全率を定義するもので、この安全率を $F_s(pf)$ と表記すると、次式で計算されることになる（図3参照）。

$$F_s(pf) = W' / F = d_i \cdot \bar{\gamma}' / \bar{h} \cdot \gamma_w \quad (1)$$

ここで $W' = V \cdot \bar{\gamma}'$, $F = A \cdot \bar{h} \cdot \gamma_w$

V ; 土塊の体積

A ; 土塊の水平断面積 (= V / d_i)

$\bar{\gamma}'$; 土塊の平均水中単位体積重量

γ_w ; 水の単位体積重量

\bar{h} ; 土塊底面上 (矢板下端を通る水平面上) の平均ポテンシャル

対象とする土塊は矢板の下端を通る水平面と矢板から $d_i/2$ だけ内側の鉛直面で囲まれる領域を選ぶのが普通である。ここで、ポテンシャル値 h をできるだけ正確に求めることが精度に関わってくる。2次元平面問題であれば手作業によってフローネットを描いて求めることが可能であるが、本研究では数値解析法（有限要素法）によ

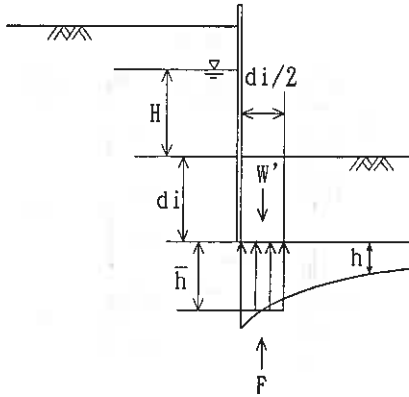


図3. 浸透流によるボイルングの検討

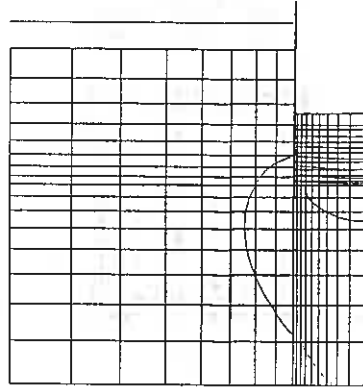


図4. 第一新川橋P1橋脚におけるポテンシャル分布

って種々の条件におけるポテンシャル分布を求めている。

仮締め切りを設計する際に拠り所となっている「道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」では、ポテンシャル分布を求める作業を省略し、その平均値を簡単に次式で与え安全率 $F_s(s)$ を1.5以上をしているわけである。

$$\bar{h} = H/2, \quad F_s(s) = 2 \cdot d_i \cdot \bar{\gamma}' / H \cdot \gamma_w \quad (2)$$

H ; 仮締め切り内外の水位差

2.4.2. 限界動水勾配によって算定する方法 この方法は限界動水勾配 i_c と動水勾配 i の比によって局所的な安全率を定義するものである。通常 i_c は土の水中単位体積重量と水の単位体積重量の単純な比 $\bar{\gamma}' / \gamma_w$ によって与えられるものとし、動水勾配は解析結果から算定できる。この安全率を $F_s(hg)$ と表記すると、次式で計算される。

$$F_s(hg) = i_c / i = \bar{\gamma}' / \gamma_w \cdot i \quad (3)$$

2.5. ボイルングの発生原因 第一新川橋の仮締め切りの形状は図1(a, b)に示すようであり、設計時に設定した $\bar{\gamma}' = 1.0 \text{ tf/m}^3$ を用いて安全率を計算してみる。数値解析手法の詳細は次節で説明するが、3次元有限要素解析による結果を矢板を含む鉛直断面のメッシュ図に等ポテンシャル線を加えて図4に示している。得られた安全率は $[F_s(s) = 1.603, F_s(pf) = 1.181, F_s(hg) = 1.240]$ となった。

指針の方法では安全率 $F_s(s)$ が1.5以上確保されているが、解析結果では1.2程度でしかないことが分かる。すなわち、指針で採用している(2)式は十分ではないということである。

詳しい事情は次節のパラメトリックスタディーで明確になるが、地質構成や土質には不確かな要素があるので、この1.2という安全率はかなり楽観的な値と考えなければならない。すなわち、a)地盤の透水係数は通常異方的で水平方向で大きいこと、b)火山灰に起因する土質の多い北海道内では水中単位体積重量の小さな土質が多く、計算で用いた $\bar{\gamma}' = 1.0 \text{ tf/m}^3$ という値が過大ではなかったかと考えられること、c)不透水層と見なしているシルト層が河川中央側ではさらに深くなっている可能性があることなどを考慮すると実際には安全率が1.0を下回っていた可能性が高いと考えられる。

以上のような検討によって得た安全率が1.0よりも小さいからといって必ずしもボイルングが発生する訳ではなく、第一新川橋の場合には次のような条件が重なってボイルングに至ったと考えるべきであろう。

1)地盤は $D_{50} = 0.12 \sim 0.16 \text{ mm}$ 、 $U_c = 2.0$ 程度、細粒分が20%程度と比較的均質な砂からなっており¹⁾、粘着力が余り期待できない振動に弱い土質であったこと。

2)仮締め切り内で既設杭の撤去、栈台杭の打設などを行ったために、振動によって地盤のアーチ作用による耐力が失われ、また、矢板と地盤との摩擦も解放されてしまったこと。

第一新川橋のケースは設計段階で想定していたよりも実際には大きな浸透力が作用しており、ボイルングが発

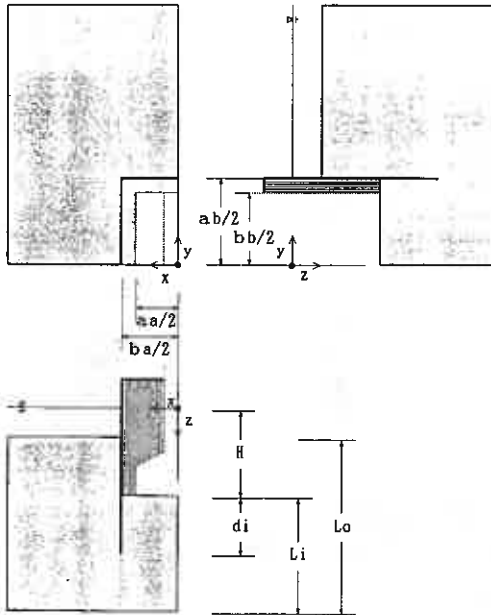


図5. 仮締め切りの3次元モデル化および諸寸法

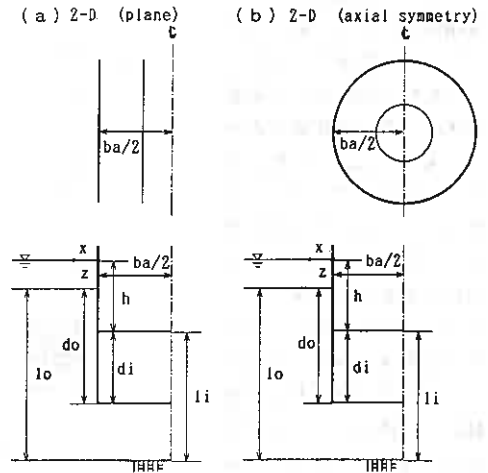


図6. 仮締め切りの2次元モデル化,

(a) 平面条件, (b) 軸対称条件

生ずる条件は掘削が終了した時点ですでに満たされていた。それに加えて、粘着力の期待できない土質、施工時の振動などの要因が引き金となってポイリングが発生したと説明できる。

3. パラメトリックスタディーによる浸透力に影響を与える要因の検討

浸透力の分布に影響を与える因子を調べるために、設定した種々の条件について有限要素法による浸透流解析を行い、浸透力と安全率の比較を行っている。西垣ら⁸⁾は類似の観点からパラメトリックスタディーを行っているが、ここではさらに範囲を広げて包括的な比較検討を行っている。

3.1. 仮締め切りのモデル化と安全率の算定方法 仮締め切りの3次元形状は図5に示す様にモデル化している。種々の寸法は図示のようであり、掘削面の平面形状は長方形で近似し(寸法は $ba \cdot bb$)、河床面と不透水層は共に水平で、河床面および床付け面から測った矢板の根入れ長はそれぞれ d_o , d_i としている。また、フーチングが設置されている条件での解析も考慮している。

解析条件は現実に即した3次元条件(3-D)と計算量が少なくパラメトリックスタディーに適している2次元条件(平面条件; 2-D Plane, 軸対称条件; 2-D Axial Symmetry)の3つを設定している。2次元条件でのモデル化は図6(a, b)に示すようで、仮締め切りの平面形状を帯状(平面条件)あるいは円形(軸対象条件)で近似している。各解析条件において安全率を算定するために力の釣合を考えた領域および動水勾配を求めた点は図7(a, b, c)に示すようである。

解析に用いた手法は通常用いられている有限要素法なので、特に記述するべきことは無いが、3次元と2次元に対応するメッシュ作成プログラムおよび解析プログラムは著者らが開発し、16bitパソコンと大型計算機上で使用している。

3.2. 解析条件と解析結果および考察 ここでは、浸透力に及ぼす解析条件の相違および仮締め切りの幾何学的形状の影響を調べるために、表1に示す種々の条件を設定した。解析結果に基づいて計算した安全率($F_s(p_f)$, $F_s(h_g)$)と土塊下面における平均ポテンシャルと水頭差の比(\bar{h}/H)は指針により算定した値と共に表中に示している。解析結果の典型例を図8(a, b, c, d)に示している。

3.2.1. 解析条件の相違による影響 Case1-3は解析手法による違いを示すために、表1上部に示す基本条

件に合った仮締め切りを3種類の解析条件で解析している。解析手法による差、すなわち仮締め切りの平面形状による差は非常に大きい。図8(a)と図8(b)を比較すると分かるように、Case1の方がCase2よりも仮締め切り内部での等ポテンシャル線の密集度が大きいことから分かるように、2次元平面条件(Case2)に比べて3次元(Case1)と2次元軸対称条件(Case3)は安全率がかなり低くなっている。

図9(a, b, c)は平面で見た地下水の流れを模式的に示しているが、平面形状が帯状の場合よりも正方形や円形の方が周囲の地下水を集めるので、浸透力が大きくなり安全率は低下すると理解できる。橋梁基礎の様に仮締め切りの平面形状が正方形に近い場合に限らず、解析を平面条件ではなく3次元条件あるいは軸対象条件で解析する必要があることが分かる。表に示した以外にも多くの条件で解析を行ったが、正方形の場合には内接する円形の場合とほぼ同等な安全率が得られた。正方形の場合には隅各部に浸透力が集中する傾向があるため、面積が等しい円形と比較すると円形の方が安全率が高くなってしまいうのである。指針による方法では仮締め切りの形状を考慮していないので安全率が一律に1.5となっている。基本条件の場合では、3次元解析でより正確に浸透力

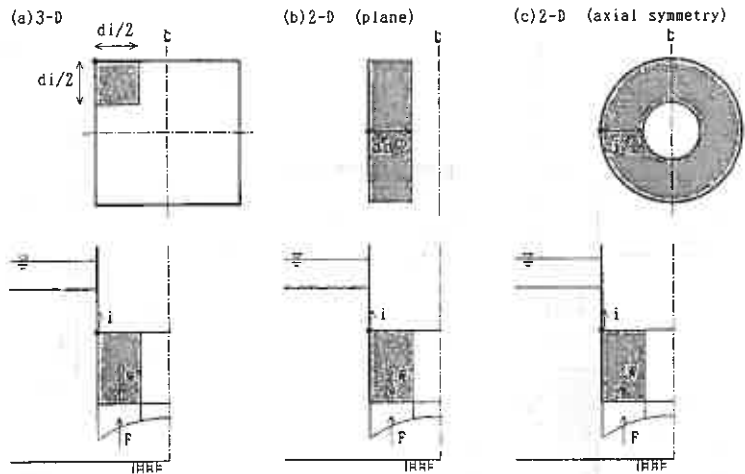


図7. ボイリングに対する安全率の算定方法

(a) 3次元条件, (b) 2次元平面条件, (c) 2次元軸対称条件

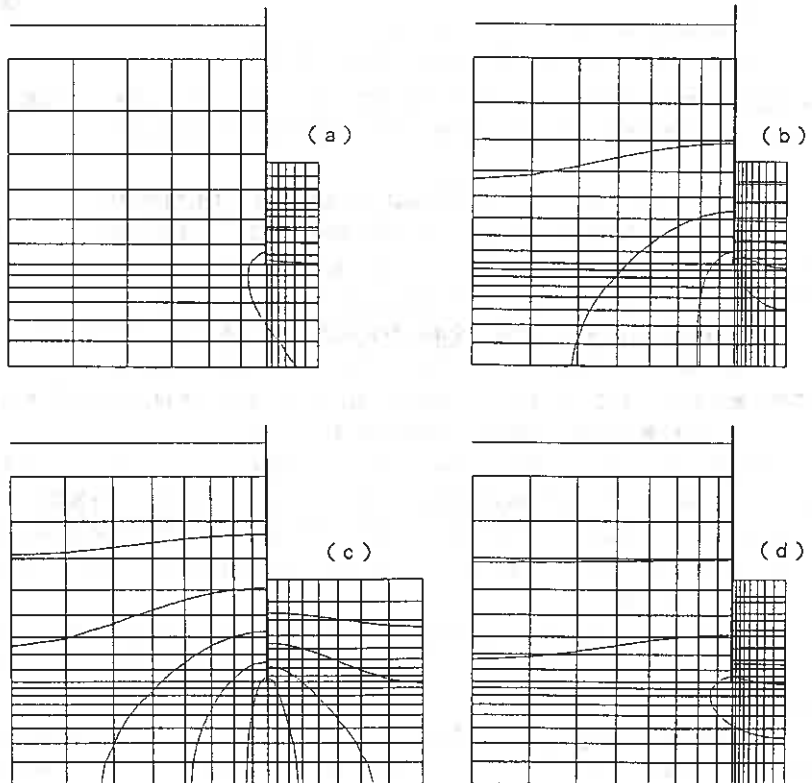


図8. 浸透流解析によって得られたポテンシャル分布の例。

(a) Case 1, (b) Case 2, (c) Case 5, (d) Case 8

表1. パラメトリックスタディーの解析条件および結果一覧

基本条件：
 (断面形状) : $b_a = b_b = 6\text{ m}$ (掘削幅), $d_i = 6\text{ m}, d_o = 12\text{ m}$ (矢板根入れ長), $H = 8\text{ m}$ (水頭差)
 $l_i = 12\text{ m}, l_o = 18\text{ m}$ (不透水層の深さ), $h_a = h_b = 1.5\text{ m}$ (締切外の広さ)
 (地質特性) : $k_u = k_v = 1.0 \times 10^{-9}$ (m/sec), $\gamma_w = 1.0$ (tf/m³), $\gamma' = 1.0$ (tf/m³)

No.	解析条件	安全率 $F_s, \bar{h}/H$			備考
		F	E	M	
		$F_s(pf)$	$F_s(hg)$	$F_s(s)$	
Case1	基本条件 (3-D)	0.995 (0.75)	0.996 (0.75)	1.50 (0.5)	
Case2	基本条件 (2-D-Pl.)	1.456 (0.52)	1.453 (0.52)	1.50 (0.5)	
Case3	基本条件 (2-D-Ax.)	0.986 (0.76)	0.985 (0.76)	1.50 (0.5)	
Case4	$d_i=12\text{m}, l_i=18\text{m}, H=2\text{m}$ (2-D-Pl.)	8.798 (0.68)	8.798 (0.68)	12.00 (0.5)	掘削無し
Case5	$b_a=18\text{m}, b_b=18\text{m}$ (2-D-Pl.)	2.280 (0.33)	2.486 (0.30)	1.50 (0.5)	掘削面が広い
Case6	$l_i=18\text{m}, l_o=24\text{m}$ (2-D-Pl.)	1.427 (0.53)	1.424 (0.53)	1.50 (0.5)	不透水層が深い
Case7	$d_i=10\text{m}, d_o=16\text{m}$ (2-D-Pl.)	2.213 (0.57)	2.213 (0.57)	2.50 (0.5)	矢板打ち込み深さが深い
Case8	$k_u=4k_v$ (2-D-Pl.)	1.232 (0.61)	1.232 (0.61)	1.50 (0.5)	透水係数が異方的
Case9	$a = a, b = 5\text{m}$ (3-D)	—	0.575 (0.97)	—	footingを有する場合
Case10	$a = a, b = 5\text{m}$ (2-D-Pl.)	—	0.701 (1.07)	—	footingを有する場合
Case11	$a = a, b = 5\text{m}$ (2-D-Ax.)	—	0.682 (1.10)	—	footingを有する場合

の算定を行うと安全率が

1.0を下回っていることは実に興味深い。3次元では \bar{h}/H が 0.75以上となっており、指針による 1/2 という値を用いて安全率を 1.5 とする簡易な方法では必ずしも安全でないということになる。第一新川橋の例でも分かるように、このことは極めて重要であり今後仮

締め切りの設計においては考慮しなければならない。

3.2.2. 矢板の根入れや掘削面の広さ等の影響 Case4-8 は仮締め切りの平面形状以外の要因の影響を調べるために、基本条件の一部のみを変化させた種々の条件について2次元平面条件で浸透流解析を行っており、Case2 との比較を行うことによって種々の影響因子について知ることが出来る。

例えばCase5とCase2の比較から、掘削面が広い (b_a が大きい) ほど安全率が高くなることが分かり、掘削面の広さは指針による算定方法では考慮されない因子であるが、実際には小規模な仮締め切りの方がむしろ大きな浸透力が作用するという一見して矛盾するかの様な傾向がある。しかし、小規模なもののほど地盤と矢板との摩擦や地盤のアーチ作用の影響が大きくなり、これらはポイリングを抑制する方向に働くので、寸法の小さな仮締め切りほど危険であるとは一概に言えない。ただし、2.節で述べたように仮締め切り内で杭の打設等の振動を伴う作業を行うことによって、土質によっては地盤が乱れてアーチ作用や摩擦が消失してしまう恐れがある。いず

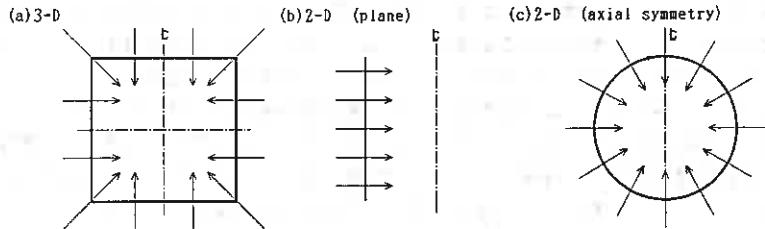


図9. 平面でみた浸透流.

(a) 3次元条件, (b) 2次元平面条件, (c) 2次元軸対称条件

れにしても、より合理的な設計を行うためにはこれらの因子について別途検討する必要がある。

Case6とCase2との比較から不透水層の位置の影響を知ることができるが、掘削面の広さに比べると影響はかなり小さい。不透水層が浅いほど安全率は若干高くなるが、矢板が不透水層に届いて浸透流が遮断されるというのでなければ、不透水層の深さは二次的な影響しか持っていないと言える。

基本条件では透水係数の等方性を仮定していたが、Case8では水平方向の透水係数を4倍として異方的な条件で解析している。このように透水係数が異方的になると掘削面が狭くなるのと同じ影響があるので、表に示すように安全率が低下するという結果が得られる。透水係数の異方性も指針の方法では考慮されていない。河床地盤の透水係数を精度良く求めること自体が難しいので異方性を適切に評価することは望めないが、自然地盤の透水係数は一般に異方的であることが知られているので、その影響を取り入れる必要がある。

3.2.3. フーチングの影響 Case9-11は基本条件に加えてフーチングがある場合について解析した結果である。浸透力の釣合による方法ではフーチングの自重がボイリングを押さえる方向に作用するので、フーチング本体の建設が始まればボイリングに対する危険は去ったと考えられがちである。ところが動水勾配による算定方法では、フーチングの存在によって床付け面付近での動水勾配が大きくなるので、安全率 $F_s(hg)$ は更に低下することになる。通常フーチングと矢板の間は間隔が十分に狭いので、摩擦やアーチ作用が効果的に作用するはずで、実際にどの程度危険であるかを評価することは難しい。しかし、次節で説明する事例の一つ（E橋梁）では、フーチングの建設が進んでから突然ボイリングが発生している。

4. 橋梁基礎仮締め切りについてのケーススタディー

道内を中心に収集した16例の橋梁基礎仮締め切り工についてケーススタディーを行っている（表2）。この中にはボイリングによる破壊が生じたと確認されている8例が含まれているが、その内の5例は種々の事情により公表できないので名称を伏せている。そのほかにも文献調査によって仮締め切りの破壊事例を数例見つけることができたが、それらは被圧水が原因と考えられたので本研究では取り上げていない。

残り10例は北海道内の主な橋梁下部工の設計資料から適当に抽出した例で、ボイリングによる被害を受けていないものである。設計では、土圧と矢板の剛性によって算出される矢板の必要根入れ長とボイリングに対する安全性の検討によって算出される必要根入れ長を比較し、長い方を採用することになっている。表中ではボイリングによる検討によって根入れ長を決定した事例に+印を付して区別している。

取り上げた事例すべてについて3次元有限要素解析を行い、得られたポテンシャル分布から安全率を算定している。地盤は均質な砂地盤とし、透水係数の等方性を仮定している。透水性に関するデータは得られなかったので、不透水層の位置は地質柱状図から土質名称を頼りに決定した。表には解析によって求めた安全率 $F_s(pf)$ 、 $F_s(hg)$ を示し、参考のために指針に基づいて算定した安全率 $F_s(s)$ も示している。地盤の水中単位体積重量の平均値 $\bar{\gamma}'$ は基本的には設計段階で用いている値を採用したが、不明な場合には $\bar{\gamma}'=1.0\text{tf/m}^3$ としている。

4.1. 個々の事例についての説明

【事例1.2.3】 第一新川橋については2.節で詳しく説明しているが、A,B橋梁の事情は極めて類似している。指針に基づいた設計では十分な安全率を確保していたにも関わらずボイリングが発生している。3次元解析による安全率はどのケースでも1.2以下でしかなく、透水性の異方性や $\bar{\gamma}'$ を過大に見積もっていた可能性を考えると、想定していた以上の浸透力によってバランスが崩れてボイリング型の破壊に至ったと考えられる。A橋梁では、地盤中に火山灰質の土砂が多くみられ、実際の $\bar{\gamma}'$ は設計で用いた 0.8tf/m^3 よりもさらに小さかった可能性がある。

【事例4.5.6】 この3つの事例では種々の理由により所定の根入れ長が確保できなかった為にボイリングが発生した事例である。特に興味深いE橋梁の場合には、地盤が硬かったので根入れが十分に確保できず、掘削、切りばり設置、支持杭打設はできる限り排水を行わず慎重に工事を進めた。その後、土嚢等によって抑えながら排水を行い、橋脚の床付け、フーチング部の施工が行われた。フーチング部の自重による抑え効果が期待できるので、ボイリングに対する危険が去ったと考えられたが、この段階でボイリングが発生した。このケースに限っては、フーチングを考慮した解析を行って床付け面での動水勾配から安全率を算定して表中に示している。比較

表2. ケーススタディーの結果一覧

番号	名称	路線名 (所在地名)	$\bar{\gamma}$ (tf/m ³)	安全率			備考 (設計・施工時の特記情報)
				FEM(3-D)		指針 Fs(s)	
				Fs(pf)	Fs(hg)		
1++ 2++ 3++ 4++ 5+ 6++	第一新川橋 A橋梁 B橋梁 C橋梁 D橋梁 E橋梁	一般国道337号 (小樽市)	1.0 0.8 0.9 (1.0) (1.0) (1.0)	1.181 1.134 1.085 0.873 1.623 0.536	1.240 1.180 1.113 1.008 1.727 0.584	1.603 1.594 1.543 1.200 2.151 0.687	参考文献9) 参照 根入れ不十分、原因は不明 転石により一部で根入れ不十分 鋼矢板の根入れ不十分 フーチング建設時、ボイリング発生
7 + 8 + 9 + 10 +	小野幌橋 野津幌川橋 新十津川橋 (P2) 同 (P3)	一般国道12号 (札幌市) 一般国道12号 (札幌市) 一般国道275号 (新十津川町) " "	0.9 0.6 0.9 0.9	1.074 1.092 1.082 1.117	1.100 1.117 1.094 1.150	1.559 1.586 1.576 1.565	
11 12	新江別大橋 (P3) 同 (P5)	一般国道12号 (江別市) " "	1.0 1.0	1.490 1.547	1.632 1.697	1.897 2.000	
13 14 15 16	新柏木橋 新成生橋 平和橋 運河橋	一般国道231号 (浜益村) 一般国道275号 (幌加内町) 一般国道275号 (幌加内町) 一般国道337号 (長沼町)	(1.0) (1.0) (1.0) 0.5	2.206 1.819 1.258 3.470	2.301 2.005 1.304 3.644	3.003 2.400 1.750 5.021	

* ボイリングを起こしたCase + ボイリングの計算によって根入れ長を決定したCase

から分かるように、フーチングを設置することによって安全率はさらに低下しており、ボイリングの危険性は依然として残っていたことが分かる。

[事例7, 8, 9, 10] この4つの事例は事例1, 2, 3と同様にボイリングに対する検討によって根入れ長を決定しているが、ボイリングは発生しなかった事例である。したがって、どのケースでも指針による安全率は1.5よりも僅かに大きめとなっているが、解析によって得られた安全率はボイリングが発生した事例1, 2, 3と同程度の約1.1まで低下している。 $\bar{\gamma}$ を少し控えめに設計しているようであるが、ボイリングが生じても不思議のない状態にあったと想像できる。施工状況についての詳しい情報が手元にないためにははっきりとは言えないが、施工方法によっては地盤と矢板との摩擦が解放されたり、地盤のアーチ作用が壊されたりしてボイリングが生じていたかも知れない。

[事例11, 12, 13, 14, 15, 16] これらもボイリングが生じなかった事例である。ただし、矢板の根入れ長は土圧と矢板の剛性によって決められていたため、指針による安全率は他の事例に比べてかなり大きめになっており、解析によって求めた安全率でも1.25以上が確保されている。ボイリングが発生した事例1, 2, 3とは一線を画している。

4.2. 解析結果の考察 解析結果全体を見渡して見ると、浸透力による安全率Fs(pf)が動水勾配による安全率Fs(hg)よりも低く、指針による安全率のFs(s)よりも10~30%低い値となっている。このケーススタディーでは透水係数の等方性を仮定しているが、3.節で説明したように仮に $kh=4kv$ として試算してみた結果ではさらに15%程度の安全率低下が見込まれる。Fs(s)とFs(pf)の比は種々の条件によって異なるので一律には言えないが、上記のことを総合すると、通常の橋梁基礎の場合、実際の安全率は指針によって求めた安全率よりも45%程度低くなっている可能性があると考えべきである。そうすると、指針によって安全率1.5を確保している場合でも、仮締め切り内にはボイリングを発生させるのに十分な浸透力が働くことがあるということになる。第一新川橋、A, B橋梁は正にこのケースであろう。

5. あとがき

ボイリングの発生状況が公表されている第一新川橋を代表的な例として紹介し、解析を行うなどしてボイリン

グ発生原因を調べてみた。パラメトリックスタディーとケーススタディーを行っていくつかの知見を得ることができた。重要なことは「道路土工―擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」に基づいて浸透力を評価して安全率が1.5以上を確保している場合でも、実際には想定している以上の浸透力が地盤に作用しており、ボイリングが生じる条件が満たされているケースが多くあることである。その内の数例においては実際にボイリングが発生している。

ボイリングの発生を未然に防ぐ必要があるが、本研究の成果として次の3点を指摘できよう。

1) [仮締め切り内の地盤に作用する浸透力をできる限り正確に算定する] 仮締め切りの平面形状、掘削面の寸法、透水係数の異方性・不透水層の位置等は指針では考慮されていないが、それらの影響は大きいので考慮する必要がある。数値解析等を適用することによって十分な精度で浸透力を求めることが可能であろう。

2) [施工中においては仮締め切り内外の水位差を極力小さくし、振動を避ける] 仮締め切り内において旧橋取り壊しや支持杭の打設など振動を伴う作業を行う場合には特に注意が必要で、仮締め切り内外の水位差を極力小さくするなどの配慮が必要である。特に砂分を多く含み粘着力が期待できない土質では、振動を受けると地盤と矢板との摩擦が解放されるなど地盤の耐力が低下し、ボイリングを引き起こす危険性がある。

3) [仮締め切り建設予定地点の地質を十分に調査する] ボイリングに対する危険性を評価する際には地盤の単位体積重量と透水性が重要であり、標準貫入試験のみによってそれらを精度良く求めることは困難であるが、十分に検討する必要がある。不透水層やその下に潜んでいる被圧水層の見落としが事故につながるケースも知られているので、地質調査は基礎建設予定地点毎に慎重に行うことが望ましい。

著者らは現在広範囲なパラメトリックスタディーを行っているところである。その目的は種々の因子を考慮して浸透力を算定できる図表を作成する、あるいは数式を導くことであり、合理的な設計方法を確立することを目指している。

本研究を行う上で、道内の主な橋梁基礎の設計資料収集には開発局札幌開発建設部の福田氏に便宜を計って戴きました。設計・施工法の実務については多くの方々からお話を伺い、貴重な情報を得ることができました。関係各位には記して感謝の意を表します。また、北海道大学工学部土岐祥介教授および北海道開発局札幌開発建設部新道建設事務所渋谷元氏には日頃よりご指導戴いており、本研究を進める上でも援助や励ましを戴きました。最後になりましたが記して感謝の意を表します。

[参 考 文 献]

- 1) 今福守、池田憲二、大友忠幸(1991)：橋梁基礎工の仮締め切り内安全施工に関する提案、第34回北海道開発局技術研究発表会、橋梁部門、pp.175-180.
- 2) (社)日本道路協会：道路土工―擁壁・カルバート・仮設構造物工指針、4-4-2締切の設計、pp.240-242.
- 3) 高野孝、大阪愷、清水信(1983)：ボイリングを起こしやすい地盤における土留め工の地下水対策例、基礎工、Vol.11, No.12, pp.61-67.
- 4) 高坂信章、三宅紀治、吉田洋二郎(1990)：地下水にかかわる掘削底面の破壊現象とその対策 ―ボイリング・盤ぶくれ・パイピングについて―、基礎工、Vol.18, No.8, pp.33-41.
- 5) 蹴場一男、村田克也、切石堯(1990)：重要構造物近接箇所の被圧水対策、第33回北海道開発局技術研究発表会、橋梁部門、pp.203-208.
- 6) Terzaghi, K. and Peck, P.B. (1967)：Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons, pp.170-173.
- 7) Taylor, D.W. (1948)：Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley and Sons, Inc. pp.132-133.
- 8) 西垣誠、梅田美彦、上山一彦(1989)：地盤掘削におけるボイリング、パイピング現象の2、3の考察、土と基礎、Vol.37, No.6, pp.69-74.
- 9) 鈴木音彦(1990)：地下水による基礎工のトラブルと対策、基礎工、Vol.18, No.8, pp.2-10.

石狩湾新港における液状化特性

北海道開発局小樽開発建設部 窪内 篤
岸 哲也
基礎地盤コンサルタンツ(株) 齊藤和夫
○作田一之

1. はじめに

石狩湾新港内の中央水路に面する-7.5m岸壁部は建設に向けて現地質調査が実施中であり、その中で当該地に分布する砂の液状化に対する検討が詳細に行われている。周辺の地形は地盤標高が+5~6mを有する石狩湾の海浜砂丘地帯であり、そこには均一な砂が厚く堆積しており、地震時の液状化が懸念される地盤となっている。検討対象となった-7.5m岸壁部は当初地盤面に対して最大約13mの掘削が予定されており、掘削後の地盤は過圧密状態になる。室内試験を基本とした過圧密砂の液状化特性は文献¹⁾に詳しく報告されているがここでは実際地盤の液状化の可能性を現行の予測手法²⁾に準じたN値と粒度試験結果による概略的な予測法³⁾の他に、実際に不攪乱試料を採取して過圧密状態を再現した液状化試験による詳細な予測も実施して、当該地に分布する砂の液状化の可能性について検討したものである。

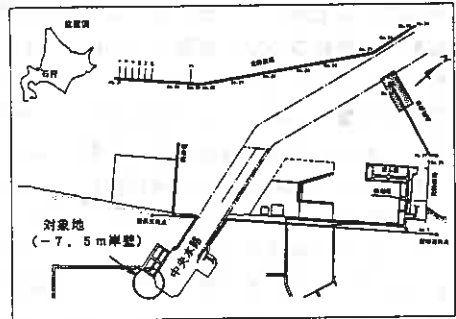


図-1 調査位置平面図

2. 検討対象地の地層構成³⁾

検討地は図-1に示した石狩湾新港中央水路に面した地区であり、地盤標高は+5~6mを有する石狩湾の海浜地帯である。検討地点はここに建設中の-7.5m岸壁部であり岸壁前面部は当初の地盤高に対して約13m程度の掘削が計画されている。当該地の地質は図-2の地質断面図に示したよおに海浜砂丘堆積物である均一な砂層(A s1層)が約20mの層厚をもって堆積しており、これらの砂はN値が10前後と緩い密度で堆積している。これらの状況から岸壁建設上の問題点として地震時における液状化が大きな問題点として提起された。

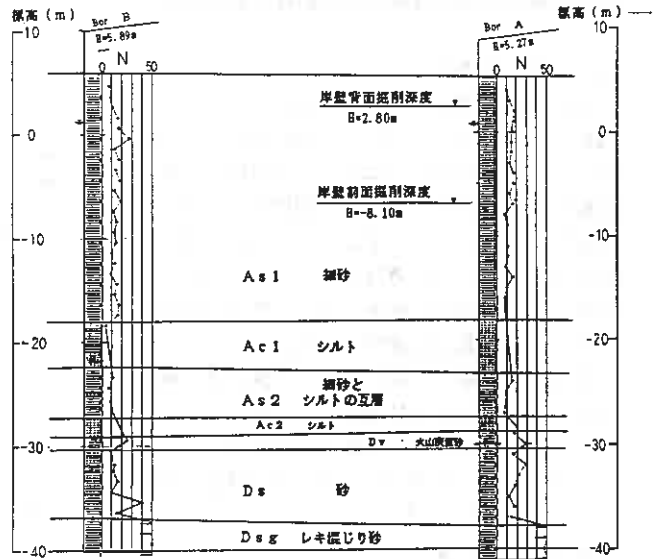


図-2 地質断面図

3. 液状化の検討法

液状化の検討法は各機関で種々の方法が提

Liquefaction behaviour at New port of Ishikari bay
Atusi Kubouti, Tetsuya Kishi (Hokkaido Development Bureau); Kazuo Saito, Kazuyuki Sakuta (Kiso-Jiban Consultants Co. Ltd)

案されている。これらに共通している点は、N値および粒度試験結果を前提としているため、その簡便さから、広く利用されている。しかし液状化を支配する主要因を材料の側にとって考えると、①土の種類、②粒度分布、③密度（締まり具合）、④応力履歴、等が考えられる。これらの検討法に共通的にいえる点は、上記の主要因のうち①～③については考慮されているが、④については考慮されていないのが現状といえよう。すなわち、これは拘束圧が変わっても土の液状化に対する応力比は変わらないという前提条件にたったものといえる。これらの問題点に対して実際にその地点の不攪乱試料を採取して振動三軸試験等の室内試験により検討を行う詳細な検討法が必要になってくる。特に、当該地のおよに現状の地盤高に対して大きな掘削が計画されている場合においては地盤は過圧密の状態になるためN値と粒度による概略検討では液状化に対して正確な予測が困難となる場合が予想される。ここでは港湾構造物に対する液状化検討法として文献²⁾による方法に準じて、N値および粒度試験による概略検討と振動三軸試験結果を前提とした詳細検討を行い当該地に分布する砂の液状化の可能性を検討した。

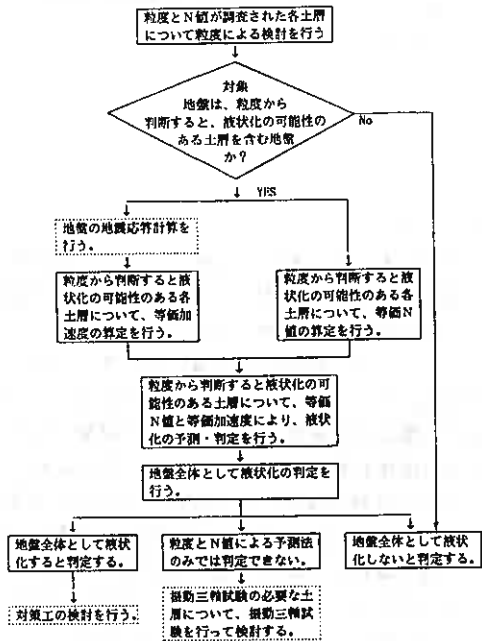


図-3 N値と粒度による予測判定手順

4. 液状化の検討方法²⁾

(1) N値と粒度による概略検討法

図-3にはN値と粒度による概略検討法のフローを示した。当方法は以下に説明する等価加速度と等価N値を求め、両者を液状化予測のために作成された予測・判定図にプロットして液状化の評価を行うものである。ここで前者は地震外力に対応するものであり、後者は液状化強度に対応するものである。

<粒度から判断した液状化の可能性>

粒度から判断した液状化の可能性とは土層の粒度分布が図-4に示す粒度分布に適合するものである。ここで同図に示された均等係数は $U_c = 3.5$ が境とされている。なお、図-4(a)には検討対象になったAs1層の粒度分布も示した。

<等価加速度の算定>

等価加速度 a_{eq} は(1)式で求められる。ここで(1)式左辺の τ_{max} は実際に次元応答解析を実施して求めるものであり、これによる τ_{max} から等価加速度という形で地震外力を求めるものである。当方

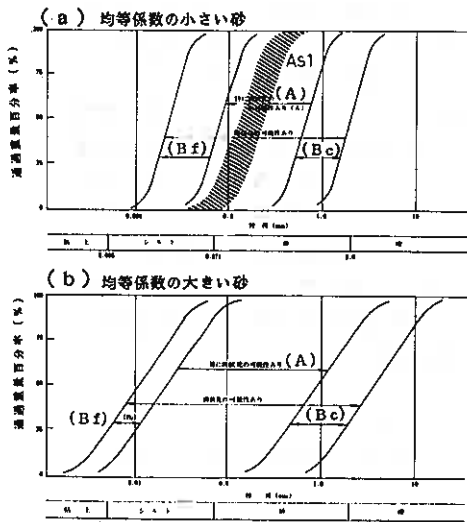


図-4 液状化の可能性のある粒度

法は概略検討法といえども地震外力を算定する場合に地震応答解析を実施することになっていることが特徴的な点といえる。

$$\alpha_{eq} = 0.7 \times \frac{\tau_{max}}{\sigma v'} \times g \quad \text{----- (1) 式}$$

ここに α_{eq} : 等価加速度 (g a l)
 τ_{max} : 最大せん断力 (kgf/cm²)
 $\sigma v'$: 有効上載圧 (kgf/cm²)
 g : 重力加速度 (980 gal)

<等価N値の算定>

一方地震外力に対する液状化強度を示す等価N値 (N) 0.66は (2) 式で求められる。一般にN値は土の締めり具合のほか有効上載圧に強く支配される。(N) 0.66は任意の有効上載圧の測定N値を有効上載圧が 0.66 kgf/cm² (標準的に地下水以下 0~6 m、平均 3 m 地点に対応) に対応したN値に換算する事により、適切に液状化の評価が行えるようにしたものである。

$$(N) 0.66 = \frac{N - 1.828(\sigma v' - 0.66)}{0.399(\sigma v' - 0.66) + 1} \quad \text{--- (2) 式}$$

ここに (N) 0.66 : 等価N値

N : N値

$\sigma v'$: 土層の有効上載圧 (kgf/cm²)

<等価加速度と等価N値による液状化の判定>

両者による液状化の判定は図-5に示すどの範囲にあるかでされる。図-5のI~IVに対応する液状化の予測・判定は表-1に示すよおになる。図-5のIIおよびIIIの境界線は液状化に対する限界N値を示したもので過去の液状化被害を前提に引かれたものである。なお、限界N値はその地点の細粒分含有率によって図-6に示す逓減係数が考慮されている。ここで各土層で求められた等価N値とそれに対応した限界N値からそれぞれに対応する等価加速度および等価限界加速度を求め、後者を前者で割ったものを等価加速度による安全率 F_s と定義するならば、これは一般に用いられる液状化安全率に対応するものとなる。

(2) 振動三軸試験による詳細検討法

図-7には振動三軸試験結果を前提とした詳細検討法のフローを示した。当方法の基本はN値と粒度による概略検討法

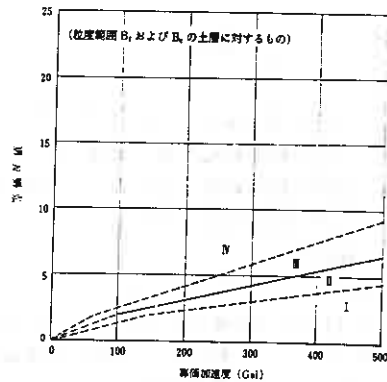
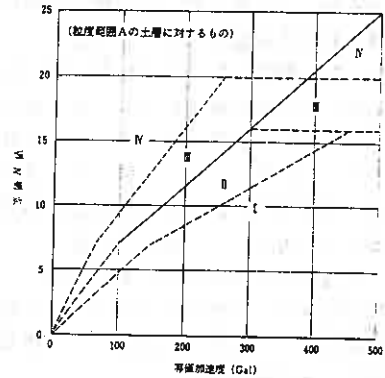


図-5 等価加速度と等価N値による液状化予測のための土層分類

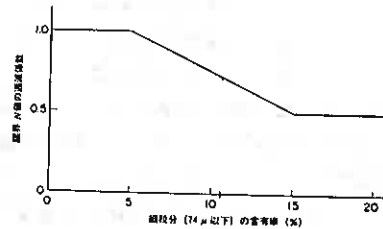


図-6 細粒分に応じた限界N値の逓減係数 (粒度範囲Aにのみ適用)

表-1 液状化予測・検討表

図-5に示す範囲	粒度とN値による液状化の予測	粒度とN値による液状化の判定
I	液状化する。	液状化すると判定する。
II	液状化する可能性が大きい。	液状化すると判定するか、振動三軸試験により判定するかを決定する。
III	液状化しない可能性が大きい。	液状化しないと判定するか、振動三軸試験により判定するかを決定する。
IV	液状化しない。	液状化しないと判定する。

と同様であるが、より直接的に①地震応答解析結果より原位置における繰返しせん断応力比(L)をもとめること、②不攪乱試料による振動三軸試験を行い原位置における繰返し強さ応力比(R)を求めることにより、①②から液状化安全率 $F_l (= R/L)$ を算定することである。ここで、同図に示された補正1、2は地震応答解析結果および振動三軸試験結果に対するものでありそれらを以下に示す。

<補正1>地震荷重の不規則性に対する補正
地震応答解析結果により地中の不規則なせん断応力から一様振幅の繰返しせん断応力比Lに換算するもので(3)式を適用する。

$$L = \frac{\tau_e}{\sigma'_{v'}} = \frac{\alpha \cdot \tau_{dmax}}{\sigma'_{v'}} \quad \dots\dots (3) \text{式}$$

ここにL：一様振幅な繰返しせん断応力比

τ_e ：一様振幅な繰返しせん断応力(kgf/cm²)

τ_{dmax} ：地盤の最大繰返しせん断応力(kgf/cm²)

$\sigma'_{v'}$ ：有効上載圧(kgf/cm²)

α ：補正係数(0.65)

<補正2>繰返し強さ応力比の補正

室内の振動三軸試験で求められた結果に対して原地盤の応力状態およびせん断応力の方向性による補正を行うもので(4)式を適用する。

$$R = \frac{0.9(1+2K_0)}{3} R_l \quad \dots\dots (4) \text{式}$$

ここに R：原位置における繰返し強さ応力比

R_l ：室内試験による繰返し強さ応力比

K_0 ：静止土圧係数

以上の補正を施して液状化安全率 F_l は(5)式で求めることになる。ここでRを求める場合には応答解析で求められた不規則な繰返しせん断応力波が、(3)式による一様振幅の繰返しせん断応力 τ_e に対して何波に相当するか、いわゆる等価波数(N_{eq})を累積損傷度の概念を用いて算出することになる。R(N_{eq})はこのN_{eq}に対応する回数の液状化強度であり、振動三軸試験結果に補正2を適用したR~N_l関係からもとめることになる。

$$F_l = \frac{R(N_{eq})}{L} \quad \dots\dots (5)$$

液状化の判定は F_l の値により以下のように判定することになる。

$F_l \geq 1.0$ の時液状化しないと判定する。

$F_l < 1.0$ の時液状化すると判定する。

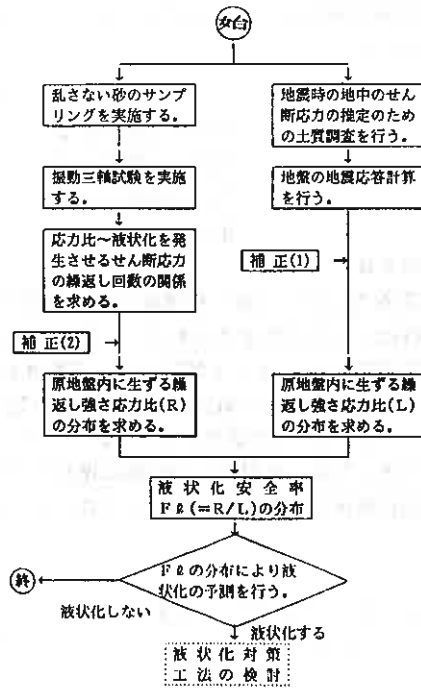


図-7 振動三軸による液状化の予測判定手順

5. 振動三軸試験結果

対象となったAs1層は前述の図-4(a)に粒度分布図を示したが平均粒径D50はD50=0.12~0.30mm、細粒含有率FcはFc=5~20%を示す。不攪乱試料はトリプルチューブサンプラーにより採取し、採取後現地において脱水、凍結した後運搬した。また、振動三軸試験の供試体寸法は径7cm、高さ16cmである。表-2には実施した深度および結果を示した。これらの結果より図-8には過圧密比OCRと液状化強度R_l(DA=5.0%, ML=20)の関係を示した。これよりOCRの増加に比例してR_lも増加傾向にあることが確認される。また、図-9にはOCRと液状化強度増加率R_s(過圧密の液状化強度/正規圧密の液状化強度)との関係を文献¹⁾と同様な整理方法で示した。この関係も同様にOCRの増加に比例してR_sが増加しており、文献¹⁾と同様の傾向がみられる。ここで注目される点はOCRが3.5以上となると正規圧密による液状化強度に対して約2倍の液状化強度となる点であり、岸壁前面部においてOCRが4以上になるような地点においては、かなり高い液状化抵抗力が期待できる。したがって、応力履歴を考えない現在の概略検討法によると結果は過小な安全率となる可能性があり、正確な予測が困難となる危険性がある。

表-2 液状化試験結果

試料番号	採取深度(m)	試験物表圧		平均粒径 D50(mm)	細粒含有率 Fc(%)	OCR	適用
		σ _v (kg/cm ²)	R _c				
A-1	8.95~9.92	0.8	0.345	0.28	2	1.5	岸壁背圧
A-2	13.30~14.20	1.3	0.577	0.15	10	1.3	岸壁背圧
A-3	17.30~18.11	1.7	0.420	0.14	13	1.2	岸壁背圧
A-4	21.30~22.28	2.0	0.417	0.13	15	1.2	岸壁背圧
B-1	13.90~14.87	1.6	0.830	0.14	17	4.2	岸壁前圧
B-2	17.90~18.85	0.5	0.850	0.14	10	3.7	岸壁前圧
B-3	21.90~22.87	0.8	0.695	0.16	7	3.2	岸壁前圧

液状化強度R_lはDA=5%, NI=20

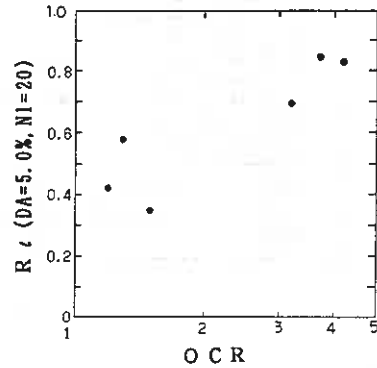


図-8 OCRと液状化強度の関係

6. 液状化検討結果の比較

ここではN値と粒度による概略検討法と振動三軸試験結果を前提とした詳細検討法についてそれぞれ求めた検討結果を比較した。ここで比較を明確にするためN値と粒度による概略検討法による結果は前述の等価加速度による安全率F_lαで整理することにする。図-10には検討対象地における液状化の検討結果を示した。これによれば両者の液状化安全率には大きな差異が確認される。すなわち、N値と粒度による判定では液状化安全率が低く液状化に対する危険性が過剰となる結果が得られた。この原因は過圧密応力履歴による液状化強度の増加がN値と粒度による概略検討法においては考慮されていないことが原因と言える。したがって、当現場のように掘削等の大きな応力解放を伴う場合の液状化予測は、現時点では応力履歴を再現した振動三軸試験を実施した詳細な検討法が必要となろう。

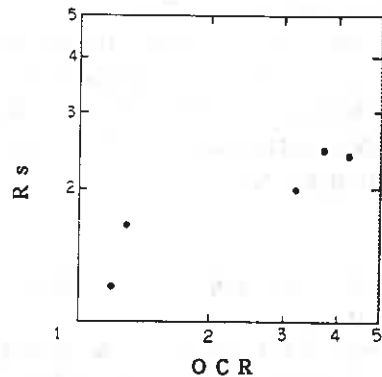


図-9 OCRと液状化強度増加率の関係

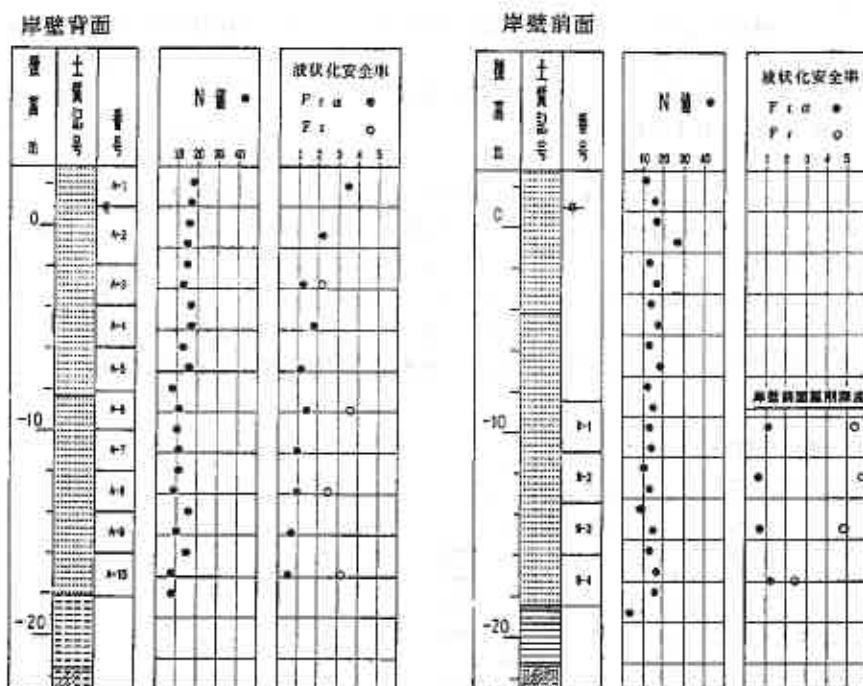


図-10 液状化安全率の比較

● N値と粒度による $F_{1, \alpha}$
○ 振動三軸による F_1

7. まとめ

地盤が大きな掘削等によって過圧密履歴を受けた場合の液状化の検討をN値と粒度による概略検討法と振動三軸試験結果を前提とした詳細検討法により実施した。この結果両者には大きな差異が生じる結果が得られた。この原因はN値と粒度による概略検討法においては過圧密応力履歴による液状化強度の増加が考慮されていないためであり、結果は液状化に対する安全率は過剰に低い結果が得られた。したがって、当現場のように掘削等の大きな応力解放を伴う場合の液状化予測を行う場合、現時点では応力履歴を再現した振動三軸試験を実施した詳細な検討法が必要となろう。最後に砂の振動三軸試験を実施していただいた北大工学部山下聡氏他に謝意を表します。

参考文献

- 1) 山下・土岐・三浦：不攪乱砂の液状化強度に及ぼす過圧密履歴の影響、土質工学会北海道支部技術報告集第30号、p55～64, 1990
- 2) 港湾の施設の技術上の基準・同解説：日本港湾協会、1989
- 3) 平成元年度石狩湾新港-7.5m岸壁外地質調査、北海道開発局小樽開発建設部、1989

1. まえがき

地盤や土構造物の地震時における振動特性や安定性を検討する上で、土の動的変形・強度特性を知る必要がある。その検討において、 10^{-6} 程度の微小ひずみレベルから 10^{-2} 程度のひずみレベルでの動的変形特性を調べ、地盤や土構造物の振動特性を求めるものと、 10^{-2} 以上のひずみレベルにおける動的強度特性、いわゆる液状化強度特性を求めるものに大別される。

前者の動的変形特性を室内試験から求める方法としては、共振法試験、超音波パルス試験、三軸試験、中空ねじり試験等が挙げられるが、それぞれの試験装置において問題がある。例えば、測定できるひずみの範囲は、超音波パルス試験が 10^{-6} 程度、共振法試験は 10^{-4} 程度以下である。また、三軸試験や中空ねじり試験は土の変形強度特性を求める試験であるため微小なひずみレベルでの変形特性の測定には困難があった。したがって、各種試験装置間の測定できるひずみの範囲が異なるため、試験結果の相互関係や結果に及ぼす各種要因を広範なひずみレベルで一貫して求められた研究は少ない。そこで本研究では、三軸試験および中空ねじり試験装置の高精度化を図り、 10^{-6} 程度の微小ひずみレベルから液状化に至るような大ひずみ領域までの砂の繰返し載荷による変形・強度特性を1つの試験装置から求め、その試験結果に及ぼす応力履歴、供試体作製法、試験方法等の影響を調べた。

2. 試験方法

2.1 試料および供試体作製法

試料は豊浦標準砂 ($G_s=2.645$, $D_{50}=0.18\text{mm}$, $U_c=1.50$, $F_c(\leq 75\mu\text{m})=0\%$) で、土質工学会基準による最大・最小間隙比は、それぞれ $e_{\max}=0.991$, $e_{\min}=0.623$ である。

供試体は、以下に示す2種類の方法で作製した。

(1) バイブレーション法 (VIB法) : 炉乾燥試料を、電動バイブレーションによってモールド側面から締め固めて作製する方法。

(2) 多重ふるい落下法 (MSP法) : 炉乾燥試料を7層のふるいを通して空中落下させ、モールド内に直接堆積させる方法。

供試体寸法は、三軸試験においては高さ $H=17\text{cm}$ 、直径 $D=7\text{cm}$ で、中空ねじりせん断試験においては高さ $H=20\text{cm}$ 、内径 $D_i=6\text{cm}$ 、外径 $D_o=10\text{cm}$ である。供試体の相対密度は全て $D_r=80\%$ ($e=0.689$) に統一した。

2.2 圧密方法

本研究では、圧密時の応力状態および圧密履歴が動的変形・強度特性に及ぼす影響を調べるために、種々の異方圧密履歴を供試体に与えている。

供試体作製後、拘束圧 $\sigma_c=0.3\text{kgf/cm}^2$ のもとで、 CO_2 を15分間、脱気水を供試体体積の2倍程度通して飽和させ、その後 2.0kgf/cm^2 のバックプレッシャー ($\sigma'_c=0.3\text{kgf/cm}^2$) を供給している。この状態 (図-1のA点) から、図-1に示す手順で種々の異方圧密履歴を与えた。すなわち、

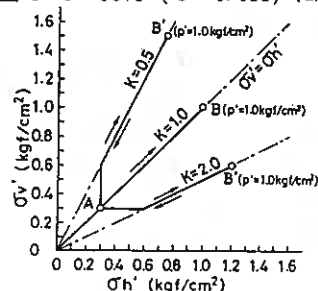


図-1

Cyclic Deformation-Strength Characteristics of Sand for a Wide Range of Strain Level ;

Satoshi YAMASHITA and Shosuke TOKI (Faculty of Eng., Hokkaido Univ.)

有効拘束圧 $\sigma'_{c'} = 0.3 \text{ kgf/cm}^2$ (B.P. = 2.0 kgf/cm^2) であるA点の等方状態から、所定の主応力比 $K (= \sigma'_{h'} / \sigma'_{v'})$ ($\sigma'_{h'}$: 側方向有効主応力、 $\sigma'_{v'}$: 軸方向有効主応力) を一定に保ちB'点 ($\sigma'_{c'} = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ (98kPa), $K = 0.5, 2.0$) まで異方圧密を行う。再び同じ経路をA点の等方状態まで戻した後、B点 ($\sigma'_{c'} = p' = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$, $K = 1.0$) で等方圧密を行うことによって異方圧密履歴を与えた。また、中空ねじり試験では、三軸試験と同様な試験に加えて、試験時の応力状態が試験結果に及ぼす影響を調べるために、異方圧密状態 ($K = 0.5, 2.0$ ($p' = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$) 図-1のB'点) でも試験を行っている。

2.3 液状化試験

用いた試験装置は空圧式の繰返し三軸試験装置および中空ねじり試験装置で、繰返し载荷は、振幅一定、载荷周波数 $f = 0.1 \text{ Hz}$ の正弦波で行った。試験結果は、繰返し非排水三軸試験では、繰返し応力比 $\sigma_d / 2\sigma'_{c'}$ と両振幅軸ひずみ $DA = 5\%$ に達するまでの载荷回数 N_c との関係で、中空ねじり試験では繰返し応力比 $\tau_{cy} / \sigma'_{m'}$ ($\tau_{cy} = 3T / 2\pi (r_o^3 - r_i^3)$) と両振幅せん断ひずみ $DA = 7.5\%$ ($\gamma = 2\theta (r_o^3 - r_i^3) / 3H (r_o^2 - r_i^2)$) に達するまでの载荷回数 N_c との関係で示している。

2.4 動的変形試験

試験装置は液状化試験と同じ試験装置を用い、変形量の測定精度を向上させるため、軸変位およびねじり試験におけるねじれ角を非接触型変位計を用いて測定し、出力電圧を直流増幅器で増幅する事により測定精度を向上させた。試験結果は、図-2に示すように等価せん断弾性係数 G および減衰定数 h によって整理した。なお三軸試験においてせん断弾性係数を求める際、側方ひずみを測定していないので、非排水条件でポアソン比 $\nu = 0.5$ と仮定して求めた。繰返し载荷の方法は、図-3に示すように1つの供試体で段階的に荷重を増幅させて動的変形定数を求める stage loading によって行った。三軸試験において、繰返し载荷は非排水状態で 0.1 Hz の正弦波を11サイクル与えた後、排水状態にし次の段階に荷重を大きくして行った (図-3の①)。中空ねじり試験においては、繰返し载荷は排水状態で行った (図-3の②)。比較のために三軸試験と同様に非排水状態でも試験を行っている。また、データのサンプリングは1サイクルあたり100点とし、AD変換したデータをパソコンで解析した。なお、データの平滑化は行っていない。

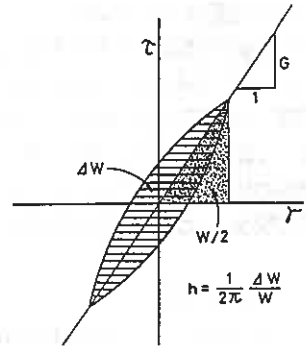


図-2

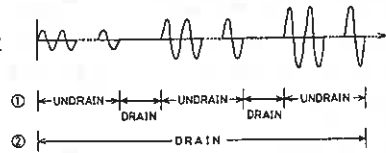


図-3

3. 試験結果

3.1 三軸試験と中空ねじり試験による比較

試験方法の相違によって、液状化強度は異なることを既報いで示したが、動的変形定数が試験方法の相違によって、どのように異なるかを三軸試験と中空ねじり試験によって調べた。また、三軸試験において、せん断弾性係数 G を求める際、ポアソン比 ν を 0.5 として非排水状態で試験を行ったが、排水条件が試験結果に及ぼす影響を調べるために、排水および非排水状態で中空ねじり試験を行い結果を比較した。

図-4 (a), (b), (c) は、VIB法で作製した供試体に対して、非排水状態 (図-3の①) で繰返し载荷を与えた三軸試験と中空ねじり試験および排水状態 (図-3の②) での中空ねじり試験によるせん断弾性係数 G および減衰定数 h とせん断ひずみ γ の関係を1サイクルから10サイクルまで示したものである。また、図-5 (a), (b), (c) は、それぞれの試験における10サイクル目 (ひずみレベルの大きいところでは1~10サイクル) の典型的な τ - γ 履歴曲線を異なるひずみレベルで示したものである。

図-4および5より、 10^{-6} ~ 10^{-5} 程度のひずみレベルでは、測定精度の誤差のためGおよびhに多少のパラッキはあるものの、ほぼ弾性的な挙動を示しているのに対し、ひずみレベルが大きくなるほど、履歴曲線のループが広がりGが低下しhが大きくなる大きなひずみ依存性を示している。

また、図-4には2サイクル目と10サイクル目で求めたGおよびhと γ の関係を示しているが、測定する載荷回数により試験結果が異なることが分かる。どの試験においても $\gamma=5 \times 10^{-5}$ 程度までは載荷回数による相違は認められないが、ひずみレベルが大きくなると、測定した載荷回数が大きくなるとGは増加しhは減少している。特にhの載荷回数による低下率が大きい。しかし、 $\gamma=3 \times 10^{-4}$ 以降では試験時の排水条件によって異なり、非排水状態で試験を行った三軸および中空ねじり試験では、載荷回数が増加すると逆にGが減少し、hは載荷回数の差がなくなっている。これは、非排水状態で試験を行った場合、ひずみレベルが大

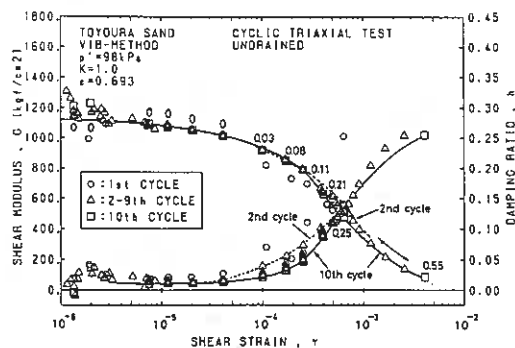
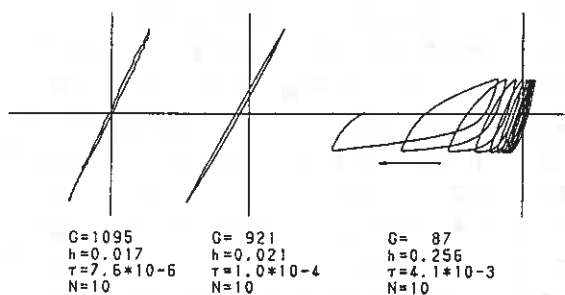


図-4 (a)



CYCLIC TRIAXIAL TEST (UNDRAINED) TOYOURA SAND
VIB-METHOD $p^*=98kPa$ $K=1.0$ $e=0.693$

図-5 (a)

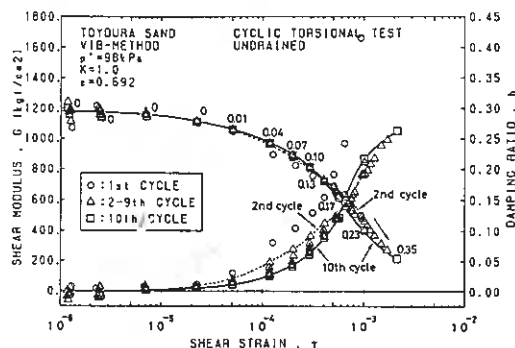
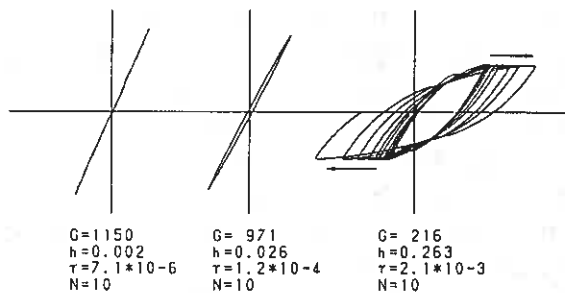


図-4 (b)



CYCLIC TORSIONAL TEST (UNDRAINED) TOYOURA SAND
VIB-METHOD $p^*=98kPa$ $K=1.0$ $e=0.692$

図-5 (b)

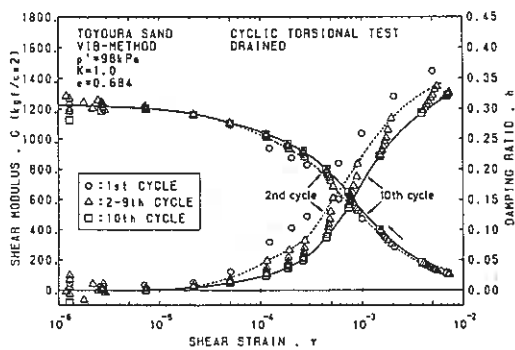
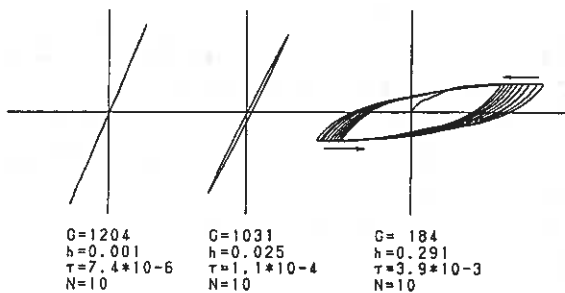


図-4 (c)



CYCLIC TORSIONAL TEST (DRAINED) TOYOURA SAND
VIB-METHOD $p^*=98kPa$ $K=1.0$ $e=0.684$

図-5 (c)

きくなると繰返し載荷により間隙水圧が発生し有効応力が低下するため、図-5 (a), (b)に示すように履歴曲線の形状が横に広がりGが低下するためである。特に、三軸試験においてはひずみレベルが大きくなって間隙水圧が発生すると、圧縮時と伸張時における履歴曲線の形状が異なり閉合しなくなる。図-4 (a), (b)中には10サイクル終了時に発生している間隙水圧比 ($\Delta u / \sigma'_{c'}$) も示しているが、 10^{-4} 程度から間隙水圧が発生していることが分かる。

それに対して排水条件で試験を行った場合には、ひずみレベルが大きくなると常に載荷回数によりGは増加し、hは減少している。これは図-5 (c)に示すように載荷回数の増加とともに供試体の硬化により履歴曲線が徐々に内側に入りGが増加するためである。このように排水条件の相違によって、特にひずみレベルが大きくなると、その差が現れ、非排水状態で試験を行うと繰返し載荷により有効応力が低下するためGおよびhを過小評価する。

安田ら²⁾は排水条件が動的変形定数に及ぼす影響を中空ねじりせん断試験によって行い、せん断弾性係数は排水条件の影響を受けないが、減衰定数は非排水状態で試験を行うと、 $\gamma > 10^{-3}$ で排水試験よりも低下することを示している。本研究でも減衰定数については同様なことが言えるが、せん断弾性係数もひずみレベルが大きくなると排水条件の影響を受けることが分かった。

次に三軸試験と中空ねじり試験による結果を比較する。図-6 (a), (b)は三軸試験 (非排水) と中空ねじり試験 (排水・非排水 (MSPは排水のみ)) による試験結果をVIB法とMSP法で作製した供試体について10サイクル目におけるGおよびhと γ の関係を示したものである。図より試験方法の相違によって差が認められ、Gはやや三軸試験による結果の方が小さくなっている。それに対し、hは $\gamma = 5 \times 10^{-5}$ 以下においては三軸試験による方がやや大きくなっている。これは龍岡ら³⁾が示すように三軸試験において供試体端面におけるベディングエラーのためGが低下しhが大きくなったと考えられる。しかし、Gはひずみレベルが大きくなって三軸試験の方が低くなっている。

図-7 (a), (b)はせん断弾性係数Gを $\gamma = 10^{-6}$ におけるGで正規化した値と γ との関係をMSPおよびVIB法で作製した供試体について示したものである。図に示すように、Gを正規化した場合でもひずみレベルが大きいところでは排水ねじり>非排水ねじり>非排水三軸の順

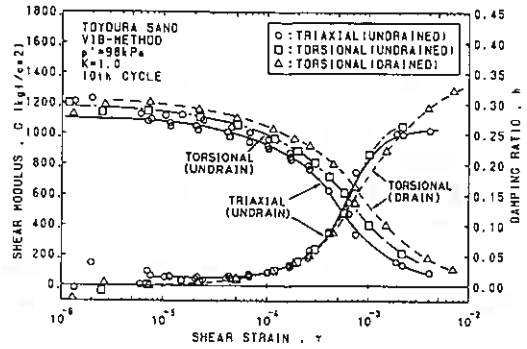


図-6 (a)

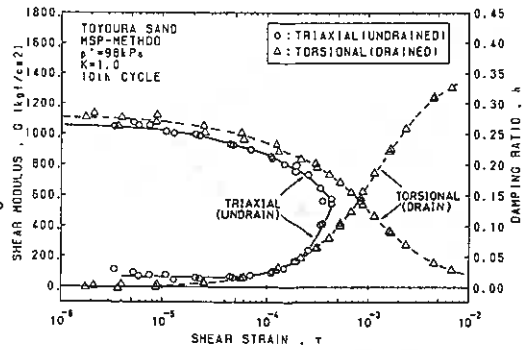


図-6 (b)

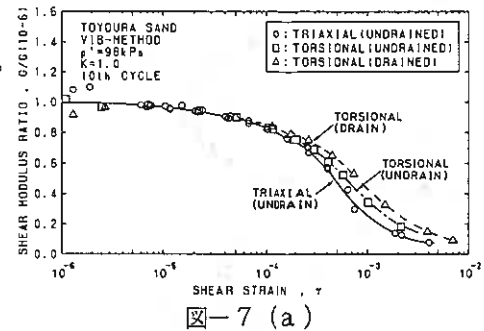


図-7 (a)

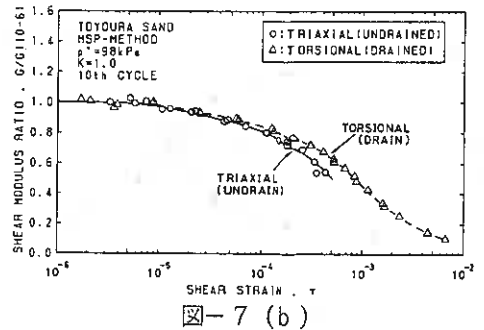


図-7 (b)

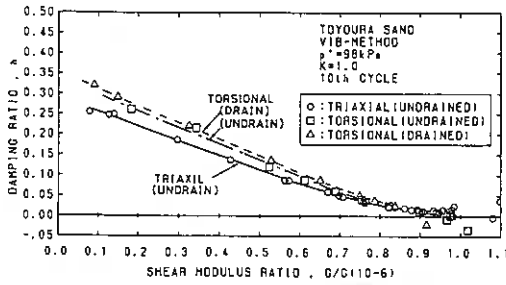


図-8 (a)

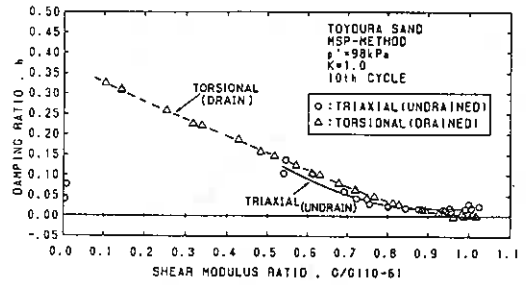


図-8 (b)

に正規化Gが低くなっている。さらに、図-8 (a), (b)に示す正規化Gとhの関係においても三軸とねじり試験の結果が異なる関係となっている。これは試験時の排水条件と試験方法の相違の影響によるものと思われる。すなわち、排水と非排水による中空ねじり試験の差は、測定する載荷回数における有効応力の相違によるものと考えられる。また、三軸試験が非排水状態での中空ねじり試験によるGよりも低くなるのは、図-5(c)に示したように三軸試験の場合ひずみレベルが大きくなると、伸張条件での剛性が圧縮条件よりも低下するため履歴曲線の形状が非対称になり閉合しなくなるためと考えられる。

榎並ら⁴⁾は側圧一定の三軸試験と軸圧と側圧を同時に変動する三軸試験を排気状態でを行い、その結果側圧一定の三軸試験では本研究と同様にひずみレベルが大きくなると著しい非対称な履歴曲線を示し、比較的対称な履歴曲線を示す軸圧と側圧を同時に変動する試験よりもGが低下するとともに、 $h \sim G/G_{max}$ 関係も図-8に示すように低くなることを示している。したがって、Gを正規化した場合でも三軸試験による結果が中空ねじり試験による結果と異なる要因は履歴曲線の非対称性に起因していると考えられる。

3. 2 供試体作製法の影響

液状化強度は、供試体作製法の相違によって大きく異なることが指摘されているが、動的変形定数に及ぼす供試体作製法の影響については、龍岡ら⁵⁾が数種類の供試体作製法を用いて中空ねじり試験を行い、バラツキはあるものの大きな影響を及ぼさないことを示した。

図-9 (a), (b)は、MSP法とVIB法で作製した供試体について、三軸試験と中空ねじり試験装置によって液状化試験を実施し、供試体作製法の影響を示したものである。図より供試体作製法によって差が認められ、MSPよりもVIB供試体の方が液状化強度が高くなっている。特にその差は三軸試験の方が顕著である。

それに対して図-10(a), (b)は、MSP法とVIB法で作製した供試体について、三軸試験と中空ねじり試験による動的変形定数を示したものである。図より供試体作製法によってやや差が認められ、特にひずみレベルが小さいところでVIBよりもMSP供試体の方がGがやや小さくなっている。しかしひずみレベルが大きくなるとその差は認められなくなっている。この傾向は三軸試験においても中空ねじり試験においても同様に認められる。一方、hに及ぼす供試体作製法の影響は三軸試験においてはひずみレベルが大きいところでややあるが、中空ねじり試験においては認められない。また、図-11(a), (b)に示すようにGを正規化した場合には、供試体作製法の影響は全く認められていない。このように、供試体作製法が液状化強度と動的変形定数に

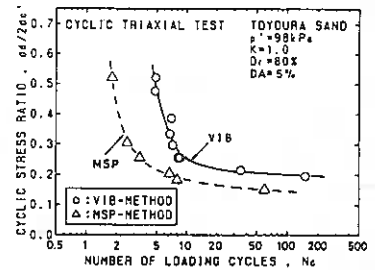


図-9 (a)

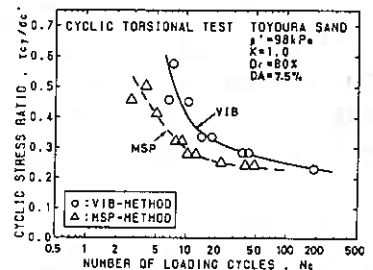


図-9 (b)

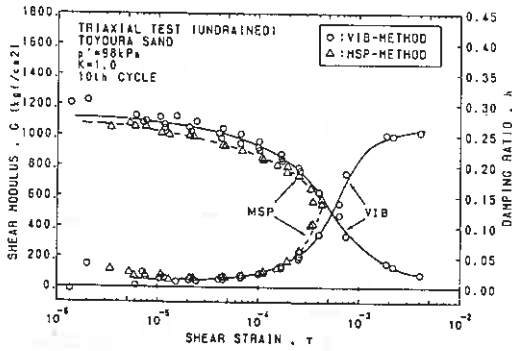


図-10 (a)

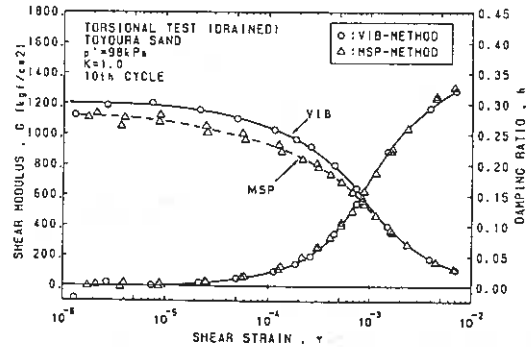


図-10 (b)

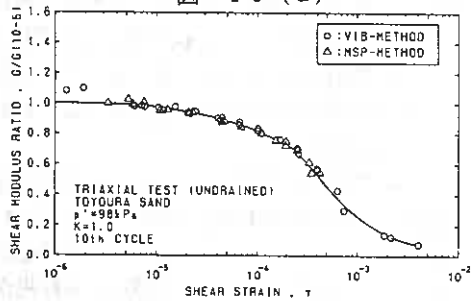


図-11 (a)

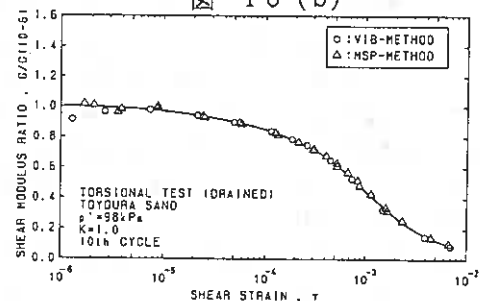


図-11 (b)

及ぼす影響は異なり、液状化強度は供試体作製法の影響を大きく受けるが、動的変形定数はあまり受けないようである。これは、液状化強度は主に供試体のダイレタンスー特性によって支配されるものであり、供試体作製方法の相違による構造特性の差によってダイレタンスー特性が大きく異なるため、液状化強度は大きな影響を受けたと考えられる。

3.3 圧密履歴の影響

著者ら⁶⁾は、MSP法で作製した供試体に対して種々の異方圧密履歴を与え、繰返し三軸試験による液状化に及ぼす応力履歴の影響を調べ、三軸伸張の履歴を受けると液状化強度が増加することを示した。そこで、本研究では供試体の作製法が異なる場合、異方圧密履歴が三軸試験および中空ねじり試験による液状化強度および動的変形定数に及ぼす影響について調べた。

図-12および図-13はMSPおよびVIB法で作製した供試体に $K=0.5$ 、 2.0 の異方圧密履歴を与えた場合の液状化強度の変化を三

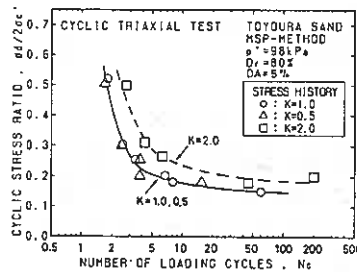


図-12 (a)

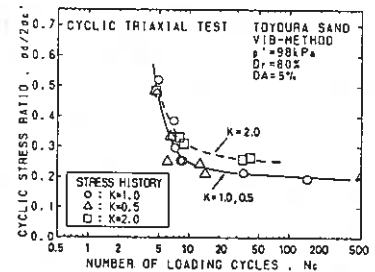


図-12 (b)

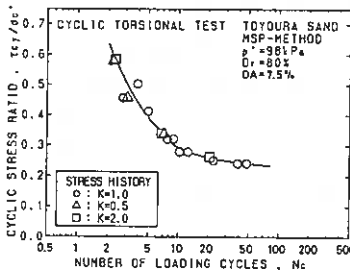


図-13 (a)

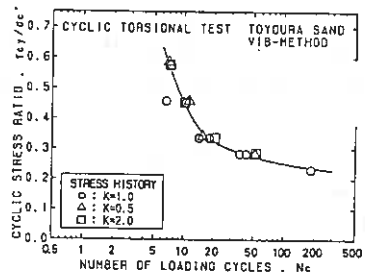


図-13 (b)

軸試験と中空ねじり試験について示したものである。図-12に示す三軸試験においてはMSPおよびVIB法で作製した供試体において、 $K=2.0$ の伸張履歴を与えた場合のみ液状化強度が増加しているが、図-13に示す中空ねじり試験においては、異方圧密履歴の影響を受けていない。三軸試験において異方圧密履歴の影響が現れるのは、繰返し三軸試験は圧縮条件よりも伸張条件下での強度特性に支配される試験であるため⁶⁾、伸張履歴を受けることによって三軸伸張条件下での強度が増加するため液状化強度が増加したと考えられるが、中空ねじり試験においては繰返し載荷時の主応力方向 ($\pm 45^\circ$) と異方圧密状態での主応力方向 (0° または 90°) が異なるため、異方圧密履歴の影響が顕著に現れなかったと考えられる。

一方、繰返し変形特性に及ぼす応力履歴の影響に関しては液状化強度に及ぼす影響とやや異なってくる。図-14(a), (b)と図-15(a), (b)はMSPおよびVIB法で作製した供試体に $K=0.5, 2.0$ の異方圧密履歴を与えた場合の動的変形定数の変化を三軸試験と中空ねじり試験について示したものである。

三軸試験においては、 $\gamma=2 \times 10^{-4}$ 以下のひずみレベルにおいて、 $K=2.0$ の異方圧密履歴を与えた場合や G が低くなっているが、それ以上のひずみレベルでは圧密履歴の影響は現れていない。また h はひずみレベルによらず応力履歴の影響を余り受けていない。一方、図-15に示す中空ねじり試験においては、MSPおよびVIB両供試体において異方圧密履歴の影響は、 G および h に現れていない。

このように、異方圧密履歴が液状化強度および繰返し変形特性に及ぼす影響は、三軸試験においては影響を受けるが、中空ねじり試験においては影響を受けないことが分かった。これは、異方圧密履歴を与えた際の主応力方向と繰返し載荷時の主応力方向が異なる場合は、応力履歴の影響を受けないと考えられる。

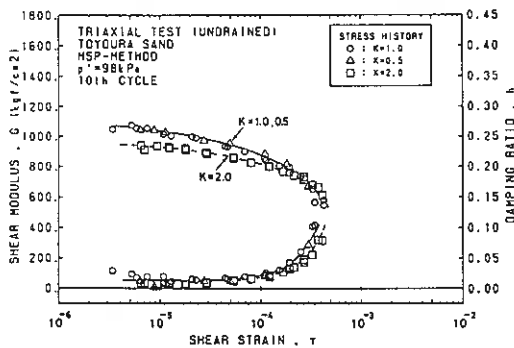


図-14 (a)

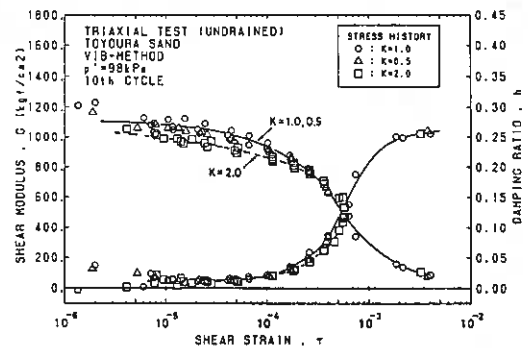


図-14 (b)

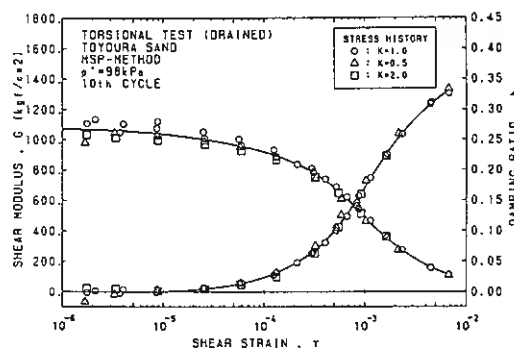


図-15 (a)

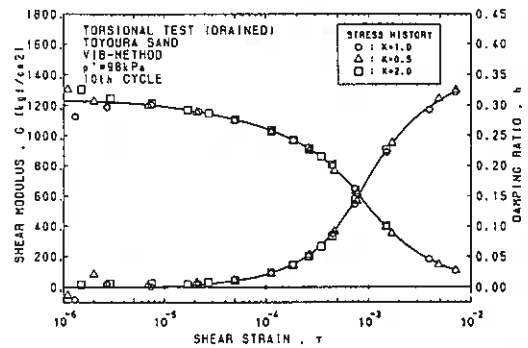


図-15 (b)

3.4 試験時の応力状態の影響

実際の地盤内においては、鉛直方向と水平方向の応力状態が異なる異方圧密状態にあるのに対して、繰返し三軸試験は等方圧密した供試体に対して行われる。したがって、繰返し三軸試験から得られた液状化強度や動的変形定数を用いて実際の地盤内の振動解析をする際、圧密条件の相違が試験結果に及ぼす影響を知る必要がある。

液状化強度に関して石原ら⁷⁾は、富士川砂を用いて種々の異方圧密条件のもとで中空ねじり試験を行った。その結果、異方圧密条件で行った繰返しせん断応力を平均主応力で正規化すると、等方圧密した供試体で行った液状化強度と等しくなることを示した。

また、動的変形定数に関して、龍岡ら⁸⁾は種々の応力状態で中空ねじり試験を行い、 $\sigma_h' > \sigma_v'$ の場合は同一の p' の値に対しても主応力比 K (σ_h' / σ_v') が大きくなるに従って G の値は低下するが、 $G / G_{max} \sim \gamma$ 関係は主応力比の値によらないと報告している。

そこで、試験時の応力状態が液状化強度および動的変形定数に及ぼす影響を調べるため、 $K=0.5, 2.0$ ($p'=98\text{kPa}$) の異方圧密状態で中空ねじり試験を行い $K=1.0$ の結果と比較した。

図-16(a), (b)は、VIBおよびMSP法で作製した供試体に対する液状化強度を示したものである。図より、供試体作製法によらず平均

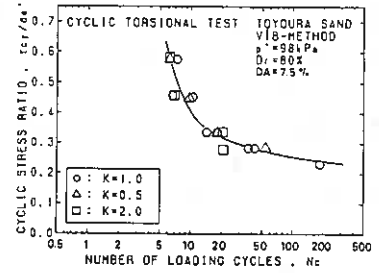


図-16 (a)

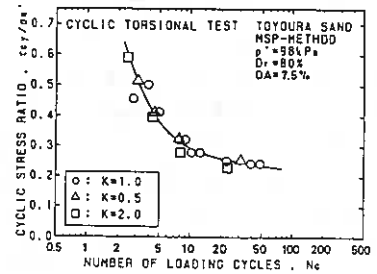


図-16 (b)

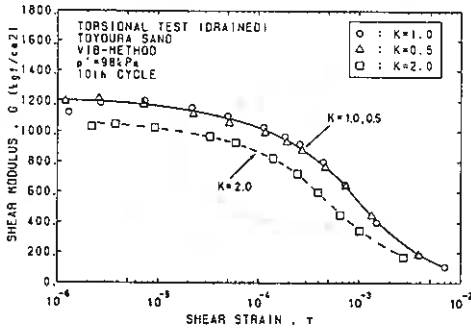


図-17 (a)

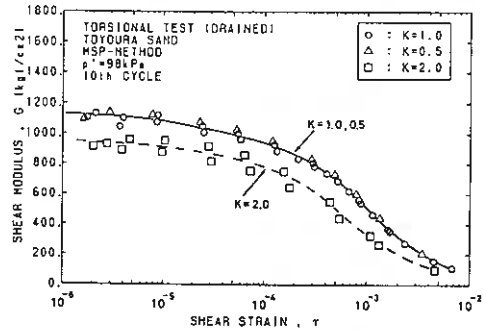


図-17 (b)

主応力で正規化した液状化強度に、 $K=0.5, 1.0, 2.0$ の圧密条件の相違による差は認められない。

それに対して、図-17(a), (b)に示した動的変形定数に関しては、試験時の応力状態によって変化し、 $K=2.0$ の場合のみどのひずみレベルにおいても G は低くなっている。図-18は龍岡らが中空ねじり試験によって種々の圧密応力比の下で試験を行い、 $K=1.0$ の場合のせん断弾性係数と異方圧密状態でのせん断弾性係数との関係を求めたものと本研究結果とを比較したものである。図より、どのひずみレベルにおいてもほぼ同様な関係となっている。また、龍岡らはせん断弾性係数を正規化した場合には圧密応力比の影響を受けないとも述べているが、図-19(a), (b)に示すように正規化した場合でも、ひずみレベルが大きいところで $K=2.0$ がやや低く

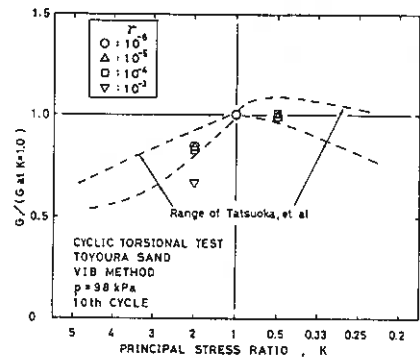


図-18

なっている。また、図-20(a), (b)に示した h と γ の関係においてもひずみレベルが大きくなると $K=2.0$ の場合のみ h が高くなっている。しかし、図-21(a), (b)に示す h と正規化した G との関係には顕著な差は認められない。したがって、原位置と試験時の応力状態を考慮した場合、 $\sigma'v \geq \sigma'h'$ の場合には等方圧密した供試体の試験結果から異方圧密状態の液状化強度および動的変形定数を推定出来ることが分かる。

最後に今回行った試験結果を龍岡がまとめた在来の研究結果⁹⁾と比較したものを、図-19(b), 20(b), 21(b)に示しているが、 $G/G_{max} \sim \gamma$, $h \sim \gamma$, $h \sim G/G_{max}$ 関係において、ほぼ在来の研究と良い対応を示している。

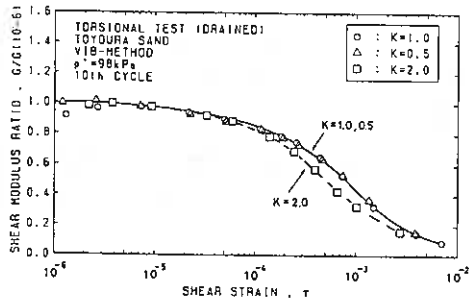


図-19 (a)

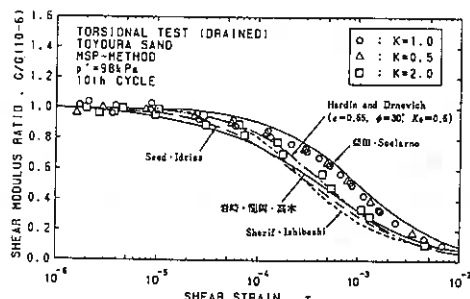


図-19 (b)

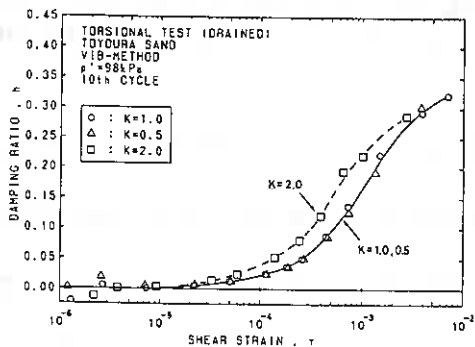


図-20 (a)

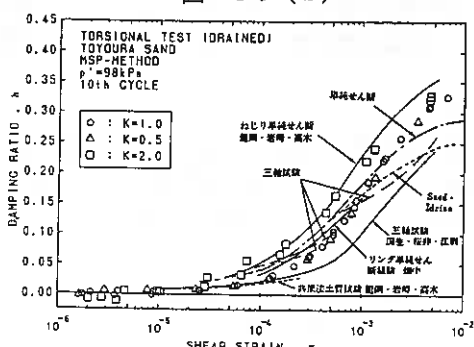


図-20 (b)

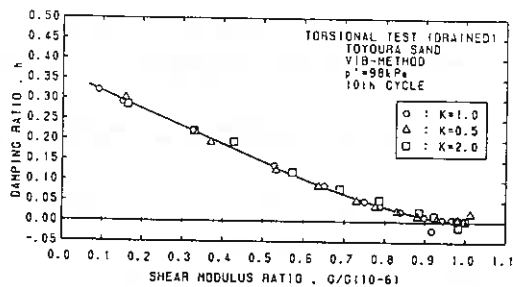


図-21 (a)

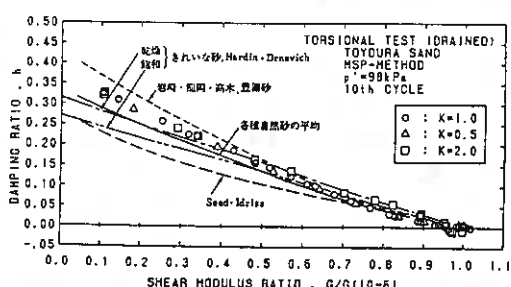


図-21 (b)

4. 結論

2種類の供試体作製法を用いて三軸試験と中空ねじり試験によって液状化強度および繰返し変形特性を調べた結果、以下のように結論が得られた。

- (1) 排水条件の相違によって、動的変形定数はやや異なりひずみレベルが大きくなると、非排水状態で求めた G および h は過小に評価される。これは、繰返し载荷に伴う間隙水圧の発生により有効応力が低下す

るためである。

- (2) 三軸試験と中空ねじり試験による動的変形定数を比較した結果、三軸試験によるGの方が低くなった。また、正規化したGにおいてもひずみレベルが大きいく所差が認められた。これは側圧一定の三軸試験を行った場合に履歴曲線が非対称になることに起因すると考えられる。
- (3) 供試体作製法が試験結果に及ぼす影響は、液状化強度には大きく影響を及ぼすが、動的変形定数には余り影響を及ぼさない。
- (4) 異方圧密履歴の影響は、三軸試験においては液状化強度においても動的変形定数においても伸張の履歴を受けると差が認められたが、中空ねじり試験では影響を受けなかった。これは、応力履歴を与えた際と繰返し載荷時の主応力方向の関係によるものと考えられる。
- (5) 試験時の圧密応力比が試験結果に及ぼす影響は、 $K=2.0$ の伸張応力状態で試験を行ったときのみ動的変形定数に差が認められた。特に、正規化したGおよび h と γ との関係においても、ひずみレベルが大きいく所では差はなくなる。

謝辞

本研究を実施するにあたり、実験およびデータ整理に北海道大学4年生 飯塚雅之君の協力を得た。また、本研究の一部は文部省科学研究費 奨励研究(A)の補助を受けたものである。記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 山下聡・土岐祥介(1991)：“繰返し三軸試験および中空ねじり試験による液状化強度に及ぼす構造異方性の影響,” 土質工学会北海道支部技術報告集, No. 31, pp. 101-110.
- 2) 安田進・山口勇(1983)：“繰返し載荷中の排水条件が減衰定数に与える影響,” 第18回土質工学研究発表会講演集, pp. 505-506.
- 3) 龍岡文夫・澁谷啓(1991)：“三軸試験と原位置試験法との関連(変形特性について),” 三軸試験方法に関するシンポジウム発表論文集, pp. 39-84.
- 4) 榎並昭・安達俊夫・渡辺直樹・山田雅一(1984)：“繰返し載荷を受ける砂の動的変形特性,” 第19回土質工学研究発表会講演集, pp. 571-572.
- 5) Tatsuoka, F., Iwasaki, T., Yoshida, S., Fukusima, S. and Sudo, H. (1979)：“Shear Modulus and Damping by Drained Tests on Clean Sand Specimens Reconstituted by Various Methods,” Soils and Foundations, Vol. 19, No. 1, pp. 39-54.
- 6) 山下聡・土岐祥介・三浦清一(1988)：“飽和砂の液状化特性に及ぼす異方圧密履歴の影響,” 土質工学会論文報告集, Vol. 28, No. 3, pp. 185-196.
- 7) Ishihara, K. and Takatsu, H. (1976)：“Effects of overconsolidation and K_0 condition on the liquefaction characteristics of sands,” Soils and Foundations, Vol. 19, No. 4, pp. 59-68.
- 8) Tatsuoka, F., Iwasaki, T., Fukusima, S. and Sudo, H. (1979)：“Stress Conditions and Stress Histories Affecting Shear Modulus and Damping of Sand under Cyclic Loading,” Soils and Foundations, Vol. 19, No. 2, pp. 29-43.
- 9) 足立紀尚・龍岡文夫(1981)：“新体系土工学18土の力学(Ⅲ)一圧密・せん断・動的解析一,” 技報堂出版

函館高専 正会員 ○ 佐野 侑房
同上 正会員 岩 淵 祐一

1 まえがき

間隙水圧の推定は、非排水条件下の挙動を有効応力解析法により検討する際の重要事項の一つである。筆者らはせん断変形を受ける時の間隙水圧の推定・算出を目標に研究を進めてきた。塑性間隙水圧(Δu_p)が軸ひずみ(e_a)と密接な関係を有することを示した¹⁾が、その後の実験データ中に相関性の不十分な事例も観測された。弾性成分 Δu_e を平均主応力の増分 $\Delta \sigma_m$ に等しいと仮定することが適切であるか否か、実験データを集めたカリ粘土の等方性が十分であるか否かを補足検討した²⁾。その結果側圧変化は間隙水圧に予期以上の影響を与えることが判明した。すなわち、側圧が上昇する場合、間隙水圧はほぼ同じ程度に上昇($B \approx 1.0$ のこと)する。しかし側圧が下降する場合、間隙水圧はやや低めの下降($B < 1.0$ のこと)を示す。特に一旦下降した後に上昇する場合のB値が低いとの特徴が見られた。圧密時よりも低い側圧に下降する場合のB値は著しく低かった。また間隙水圧の応答速度が遅く、20分程度では平衡値に到達しなかった。

本研究では (i) 等方応力(側圧)が変化するとき、間隙水圧が平衡するのにどの程度の時間が必要であるか、(ii) 等方応力変化による間隙水圧の発生割合(B値)はいくらか、(iii) 等方応力変化の方向(上昇、下降)はB値へどのような影響を与えるか、(iv) 背圧の大きさを変える時に同様の挙動が見られるかについて実験的に検討を加えた。

側圧変化がせん断特性に与える影響についてのデータも得られているが、ここでは前述の点に限定している。

2 試料と試験方法

試料は市販のカリ粘土を蒸留水で練り返し再圧密したものである。フォルクソン法による液性限界・塑性限界はそれぞれ83%、41%、塑性指数は42%、比重は2.67である。液性限界の2倍の含水比で練り返して鉛直応力85kPaの下で2週間一次元圧密する。供試体1本用に切り出し、ラップ紙を二重に巻いて保存する。これまでの1週間の予圧密の場合に、試料内の含水比分布が予測より不均一であったので圧密期間を2倍に伸ばしたのであるが、改善は見られなかった。

試験装置は標準的な軸対称三軸試験装置である。間隙水圧は供試体下端面において測定、等方圧密排水は側面に短冊状ろ紙を巻き半径方向のみに限定している。ろ紙は供試体側面面積の50%を覆うようにした。これまでろ紙面積率100%であったが、等方圧密後の供試体形状が不均一であることが多いので、50%に低下させてみることにした。

供試体を据え付け二次フラッキング後、20kPaの側圧の下10分間の予備排水を実施して、圧密前のB値測定をしながら側圧を所定の圧密応力まで段階的(5, 20, 50, 120, or 220kPa)に上昇させる。圧密中の背圧は100, 200kPaの2種類とした。圧密有効応力は200kPaの2種類とした。圧密は段階的に行なうものとして、背圧100kPaの場合140kPa(120分)、180kPa(150分)、235kPa(150分)、300kPa(300分)とした。括弧内は圧密時間である。背圧が200kPaの場合にはそれぞれ100kPa高い側圧となる。

Influence of round pressure change on pore water pressure parameter B in clayey specimens.

Yoshifusa SAND and Yuuichi IWABUCHI (HAKODATE National College of Technology)

圧密後の試験条件は図-1に示す6種類、ST、IA、IAB、SA、SB、SBAを設定した。STは圧密後直ちにせん断する標準型であり、その他は非排水条件下で側圧を変化させ、間隙水圧の変化状況を観測した後せん断するものである。側圧が変化することにより圧密終了時の有効応力と異なることがあっても、再び排水を許して間隙水圧を背圧に一致させる操作は取らない。

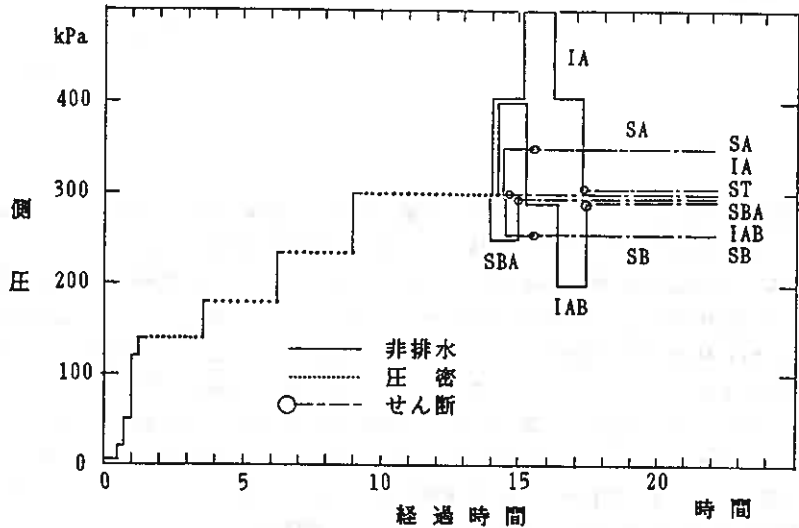


図-1 試験条件の模式図

IAは側圧を100kPa上昇(100↑)させ、更に100kPa上昇(200↑)、その後100kPa下降(100↓)、更に100kPa下降(0↓)させ、圧密時の側圧に戻してせん断する。括弧内のような標記を用いる。数値は圧密時の側圧からの差をkPa単位で、矢印は「↑」が上昇すること、「↓」が下降することを示している。

IABは 100kPa上昇(100↑)、100kPa下降(0↓)、更に 100kPa下降(-100↓)して圧密時より低くなり、100kPa上昇(0↑)して最初の側圧に戻ってせん断する。

SAは 50kPa上昇(50↑)してせん断、SBは 50kPa下降(-50↓)してせん断する。SBAは土質工学会が新しく決定した三軸試験基準においてB値測定法として提示されている方法³⁾に近いものである。

等方応力変化時は側圧変化させる時を基点として 60分間計測する。せん断速度は 10^{-2} mm/分である。

3 試験結果と考察

3.1 圧密時の挙動

まず第一に圧密過程について検討し、間隙水圧応答や透水性についての特性を把握する。一例として試験番号 91SBA-1の結果を図-2に示す。企画した圧密時間において第一と第三段階では圧密度が 95%以内に留まっているのに対して第二と最終段階(図-3に拡大して示す)は 95%を越えている。第三段階もほとんど 95% に近づいている。いずれの段階においても企画した圧密時間では全過剰間隙水圧の完全な消散は達成されていない。四つの圧密応力段階の進む毎に圧密速度がやや遅くなる傾向が出ている。

奥田⁴⁾は一次元圧密解析用の \sqrt{t} 法を準用した時、100%圧密に相当する時間 (t_{100})における過剰間隙水圧の消散割合は 95%であること、各応力段階が t_{100} 以上で、しかも最終圧密応力段階において $t_{100}+2hr$ とするならば強度試験結果に及ぼす載荷段階数の影響の無いことを報告している。この点から判断すると本研究の圧密打ち切り時間は少し早かったことになる。

小田⁵⁾は、三軸等方圧密の終了判定には間隙水圧より排水量を利用すること、 \sqrt{t} 法(t_{100})より 3t法

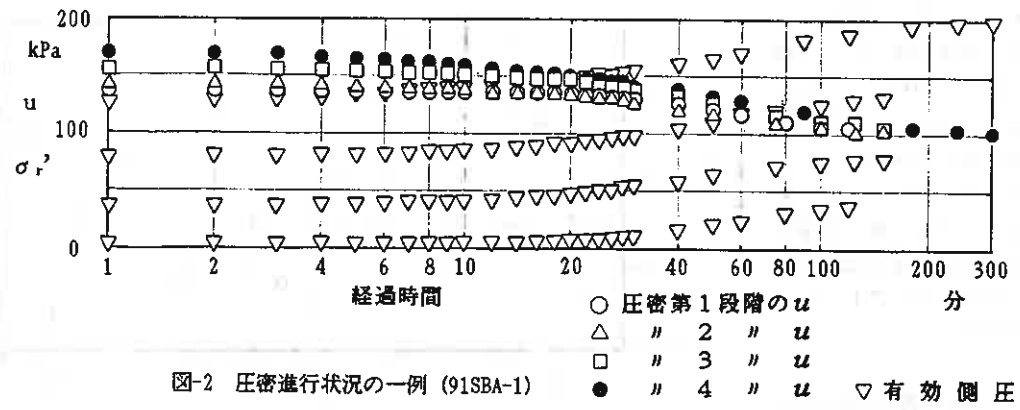


図-2 圧密進行状況の一例 (91SBA-1)

(t_e)⁶⁾の方が確実に過剰間隙水圧消散に達しており適当であると述べている。本研究の試験データにおける t_e と圧密時間 (t_c) の比は 0.5 程度である。他機関より提供された同一試料データ (多段階圧密) と本研究室で実施した単段階圧密 (ろ紙面積比 100%) のデータから 150 分で過剰間隙水圧が消散すること、 t_e は 300 分前後であると判断したのであるが、前述のようにやや不足であった。しかし本研究で使用されるデータは全て圧密時間が統一⁶⁾されており、この点からは好ましいと言える。

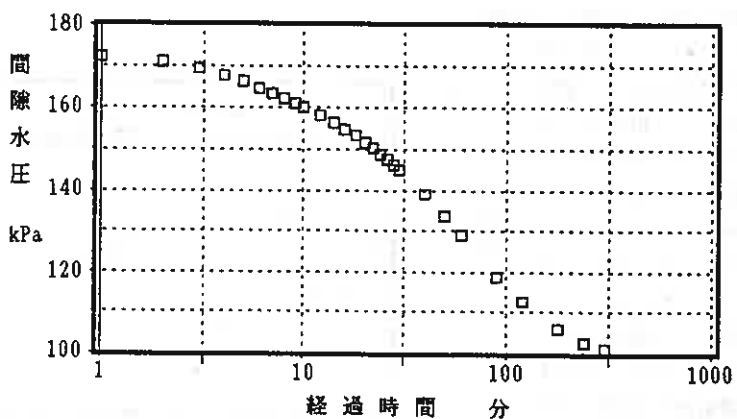


図-3 $u \sim \log t$ の拡大例 (91SBA-1の第四段階)

3.2 圧密前の間隙水圧応答

圧密前の供試体が側圧 σ_r の上昇に対してどのような間隙水圧応答を示しているかを検討する。二次フライングの後 20kPa の応力の下 10 分間の予備排水を行なう。供試体とろ紙およびガラス板間に余分に存在するかもしれない水を排出するものである。この後非排水条件の下側圧を段階的 (20 ↑ 50 ↑ 120 ↑ 140、20 ↑ 50 ↑ 120 ↑ 220 ↑ 240kPa) に上昇させている。

側圧を上昇して約 10 分後の間隙水圧について Skempton の間隙圧係数 B 値を求めて図-4 に示す。第一回目の値が低く、第二回目になると 0.95 を越える高い値を示すようになる。第三回目は側圧の増分が 20kPa とわずかであるが例外なく確実に応答している。背圧として 200kPa を利用する場合にはもう 1 回の計測があるが、全く同様の傾向を示している。圧密後の側圧変化の場合には 20 分を経ても平衡値に到達せず、しかも B

値が0.95以下の場合もある²⁾にもかかわらず、圧密前のB値が10分程度で既に0.95を越えていることが特徴である。

これらのことから圧密前には十分飽和した状態をつくり出しているとみなされる。供試体を切り出した時の密度の計算による飽和度 S_r は0.99～1.04 (平均0.99)であったことを付記する。

3.3 圧密中の間隙水圧応答

圧密各段階の圧密開始前は非排水条件下で側圧を所定の値に設定する。前の状態の最終値からの増分によってB値を求めると図-4が得られる。背圧が100kPaの場合の三例に0.90未満が記録されている(図中黒塗り)。これはいずれも指示の不徹底のため、側圧上昇後10分を経ず圧密排水を再開したケースであった。他に0.90～0.95の事例が4件ある。この中の1件(SA-1の第四段階)は夜間10時間強を経たにもかかわらず0.91であった。間隙水圧の応答に不安の残るデータである。

これに対して背圧が200kPaの場合には0.94が一例あるのみで他は全て0.95を越え1.0近くの値が得られている。カリソ粘土を使用している他の研究機関の試験条件に、背圧200kPa、300kPaとあるのも、このような現象が観察されているためかもしれない。

3.4 圧密後の間隙水圧応答

(イ) 平衡状態への到達時間

圧密が終了し非排水とした後の側圧変化に対する間隙水圧の応答を考察する。経過時間の基点は空気調圧弁を操作する直前である。最初の計測後直ちに空気調圧弁を手動により操作して所定の応力に合わせる。調

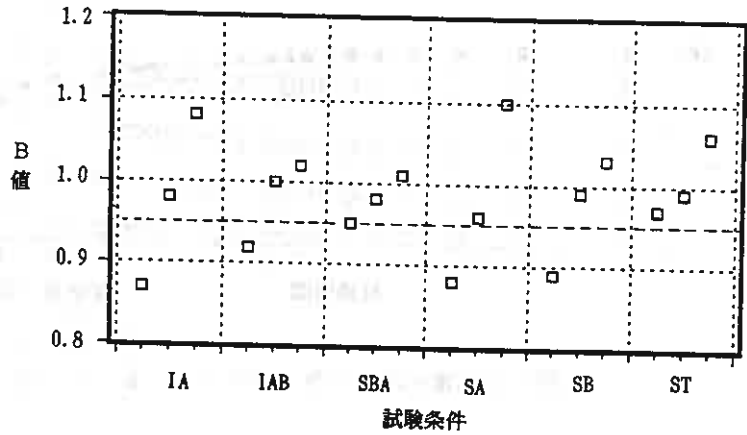


図-4 圧密前のB値 (背圧100kPa)

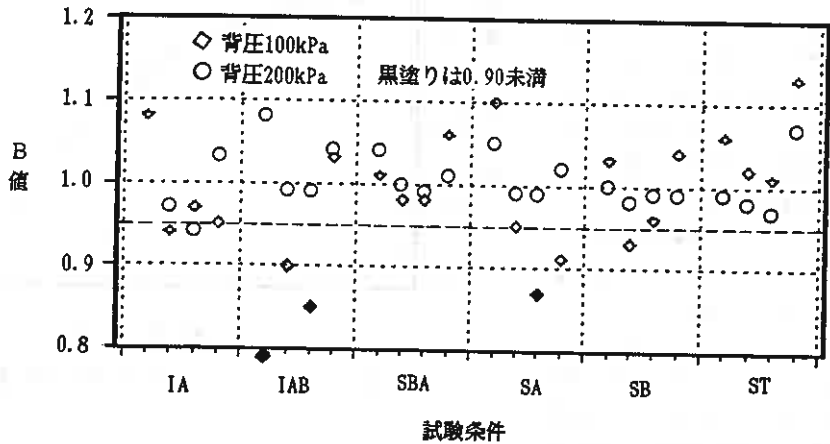


図-5 圧密段階におけるB値

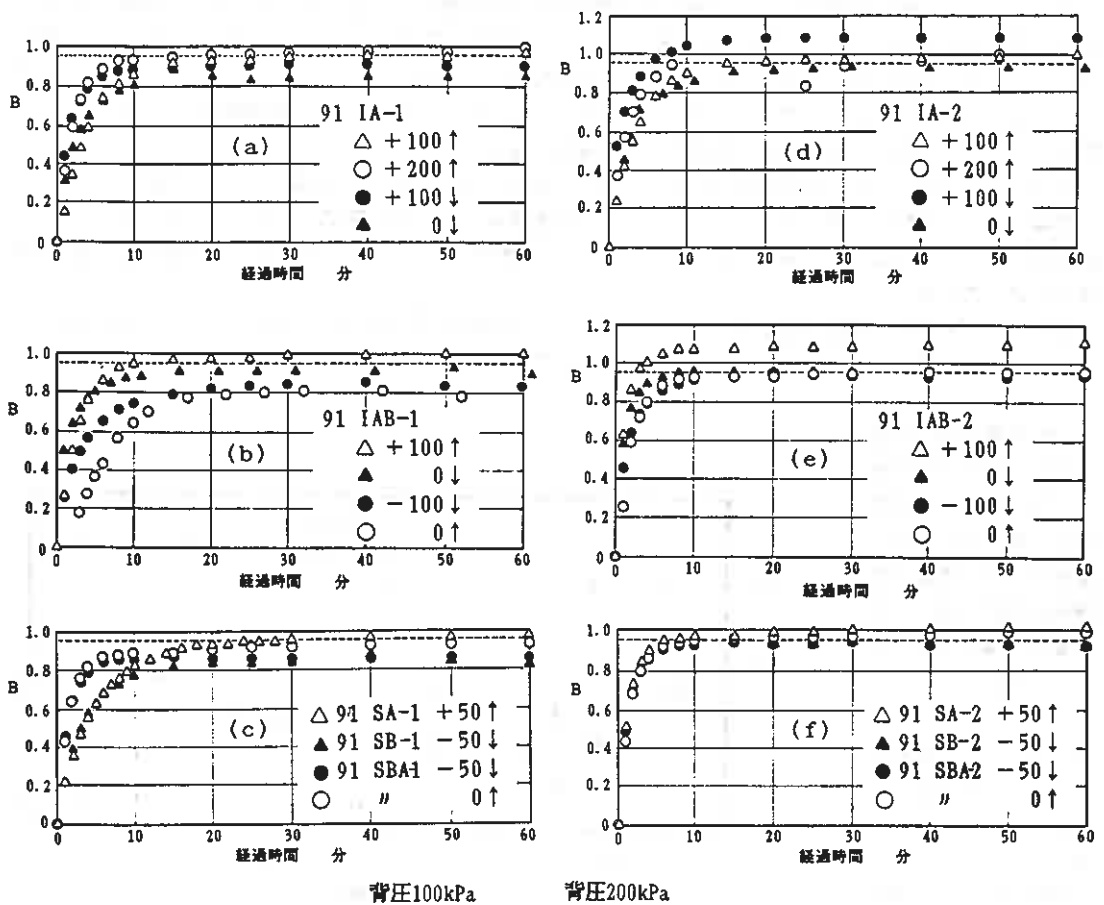


図-6 圧密終了後B値の時間的变化

整に要する時間は上昇の場合には15秒程度であるが、下降の場合にはそれより長く 20~30秒程度である。

図-6は経過時間に対するB値を示す。側圧が上昇する時は白抜き、下降する時は黒塗りで区別されている。当然のことながら、急速に立ち上がり、15分ないし20分程度で最終平衡値に漸近し、後わずかに上昇を続ける双曲線型である。側圧の変化に対して瞬時に反応することはできず、かなりの時間遅れを伴うことが観察される。

前の報告²⁾でも指摘したように、圧密時の側圧から 100kPa上昇(100↑)する時より、100kPa上昇から更に100kPaの上昇(200↑)時の方が早く平衡値に到達し、間隙水圧の絶対値の高い方が間隙水圧応答が良い(例えばIA-1、IA-2)。このことは背圧の違いに着目しても同様に現われている。全てのケースについて、背圧200kPa時の方が背圧100kPa時より急速に立ち上がり平衡値に近づいている。

上昇時と下降時の比較については、下降時の方が早く平衡値に到達していることが観察される(例えばIA-1やIAB-1)。しかし下降時の平衡後のB値が高いわけではなく、あくまでも平衡値に到達する時間についてであることに注意が必要である。

一度100kPa下降して元に復する(-100↓0↑、IAB-1とIAB-2)場合には最もゆるやかで遅い立ち上がりが見

られる。IAB-1の第三段階(図-6 bの●)では背圧分を全て消費してしまう大きさであり、間隙水圧がほとんど大気圧と同じ20kPaになっているところからの上昇が第四段階(図-6 bの○)である。IAB-2の第四段階(0↑ eの○)では背圧分の半分に近い120kPaの間隙水圧からの回復である。この時の立ち上がりはIA-1の100↑(aの△)のアウトより上位で200↑(aの○)のアウトにほぼ一致している。両間隙水圧は300と400kPaで異なっている。背圧の高い方が平衡値に速く到達すると言える。

SA-1(50↑ cの△)のケースは予期以上に応答が遅い。他方SBA-1(-50↓ cの●)のケースは同条件SB-1(-50↓ cの▲)のケースに比較して違いが大きい。いずれが一般的挙動であるのか確認できるまでに至っていない。背圧が200kPaの場合には、SA、SB、SBAはほとんど同一の挙動を示している。わずかに下降時の方が速く平衡値に到達している。

側圧が変化するとき、間隙水圧は遅速の差はあるものの30分程度で平衡値に到達しているが、B値は必ずしも0.95に到達しているわけではない。このことについては次節にて検討する。

(ロ) 平衡状態のB値

側圧を変化させた時の平衡状態における間隙圧係数B値を求め、側圧の上昇、下降、間隙水圧の絶対値による影響等を検討する。図-7にそれらのデータを示している。△は背圧100kPa、○は背圧200kPa、白抜きは上昇、黒塗りは下降の場合である。

背圧が100kPaの場合には、側圧上昇の時の平衡B値は一例(IAB-1の第四段階、0↑)を除

き、0.95以上の値が得られている。0.95未満であるのは側圧が圧密応力より100kPa下回り、間隙水圧が零に近づいた後の側圧上昇ケースである。前述のように立ち上がりも遅かったケースである。前回のデータ²⁾中にも、全く同様の傾向が見られていた。圧密応力より200kPa下回った後の100kPa上昇の場合では0.2から0.3位の更に低い平衡B値も観測されていた。

図-7中黒塗り点のように側圧下降の時の平衡B値はほぼ0.90以下と明らかに低い。前節で考察したように、側圧下降時のほうが上昇時よりもB値の立ち上がりは速いが、それが漸近する平衡値が低いのである。IA-1の第三段階と第四段階の比較に見られるように、平衡B値は下降することのみならず、近づく間隙水圧が大きいとB値が低くなり、間隙水圧の大きさにも強く依存していると考えられる。

背圧200kPaの場合についてみると、側圧上昇時の方が下降時よりも高い平衡B値を示す。全般的な傾向は背圧100kPa時の傾向に一致しているものの、下降時の平衡B値が0.90以上になっている点が異なる。こちらでは間隙水圧が100kPaを下回ることなく、間隙水中に気泡の生ずる心配はない。

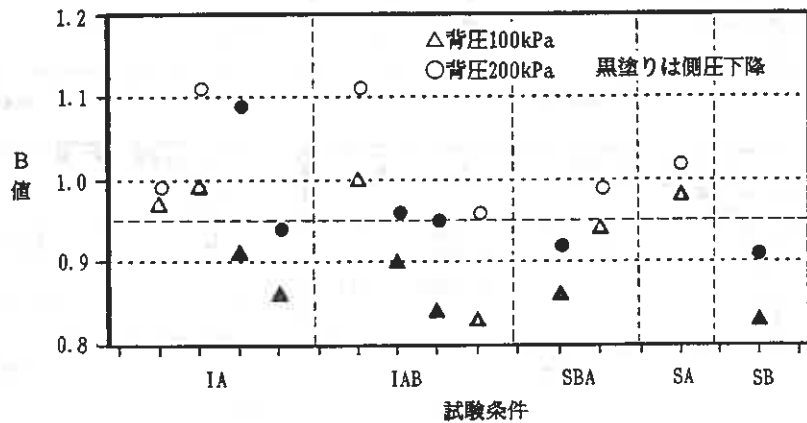


図-7 圧密終了後の平衡B値

(ハ)側圧が元に復した時の平均B値

土質試験の方法と解説⁹⁾では、側圧を背圧の1/2程度下降させた時の Δu と $\Delta \sigma_v$ から圧密後のB値を求め、その後元の側圧に復し、排水バルブを開け間隙水圧の変動を調整し、背圧に一致させることを推奨している。SBAとSB条件における平衡B値は0.83から0.92であり、飽和しているとは言い難い数値である。龍岡⁷⁾は、圧密後の等方非排水状態では体積クレープによる間隙水圧増分があり、側圧下降、側圧上昇それぞれにおけるB値の平均を用いることにより、体積クレープの影響を除去できると述べている。本試験の場合にあてはめると、背圧100kPaのSBA条件の場合 $B=0.90$ で不十分、背圧200kPaの場合は $B=0.96$ でまず十分である。

IAとIABについて 前述に準じて平均を求めてみると、やはり背圧100kPaの場合は0.93、0.89と不十分であり、200kPaの場合は1.03、1.00であり十分との結果が得られる。したがって、粘性土について背圧は100kPaでは不十分で200kPa程度が必要ということになる。

それぞれの試験条件における飽和度と平衡B値を一並に示すと図-8のとおりである。全ての試験において飽和度は満足のゆく値である。圧密前のB値からも完全飽和と認められる。しかし圧密後の非排水条件での側圧下降を受けるとB値の低下が現われる。しかし、背圧を200kPaにするならばB値の低下はかなり抑制されることが了解されよう。

4 結論

これまでに述べたことをまとめると次のようになる。

(イ)等方応力変化に対して間隙水圧は30分程度で平衡値に到達する。しかし必ずしもB値が0.95を越えたり1.0になるわけではない。

(ロ)側圧が上昇する場合の平衡B値は0.95を確保できる。側圧が一旦下降後の上昇では0.95未満である。

(ハ)側圧が下降する場合の平衡B値は0.90以下というように低い。

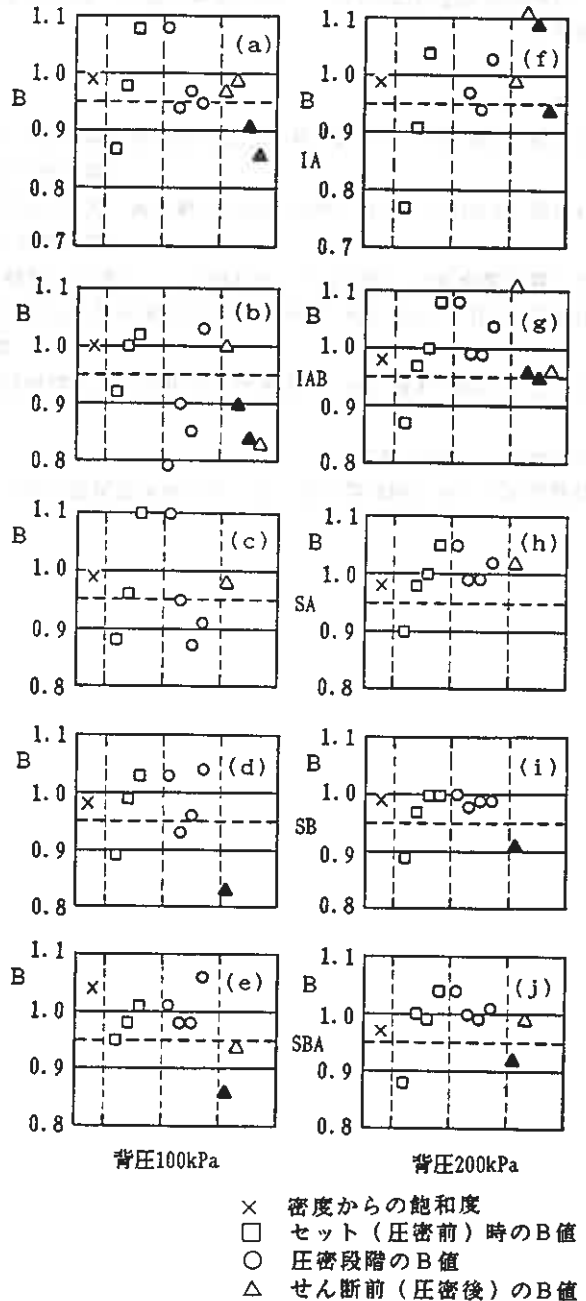


図-8 各過程におけるB値と飽和度

- × 密度からの飽和度
- セット（圧密前）時のB値
- 圧密段階のB値
- △ せん断前（圧密後）のB値

(ニ)背圧が 200kPaの場合にも同様の傾向であるが、下降時平衡B値は0.90を超える点が異なる。

(ホ)カリン粘土の場合、背圧100kPaは応力が増加し間隙水圧が単調増加する時には十分であるが、 σ_v 一定など過剰間隙水圧の増加の小さい場合あるいは負となる場合には不十分である。したがって背圧は200kPaが必要である。

<参考文献>

- 1) 佐野・岩淵 [Feb 1989]カリン粘土における塑性間隙水圧と鉛直軸ひずみの関係。
土質工学会北海道支部技術報告集, 第29号, pp119~124
- 2) 佐野・岩淵 [Feb 1991]等方応力変化が繰返再圧密粘土供試体の間隙水圧に与える影響。
土質工学会北海道支部技術報告集, 第31号, pp145~152
- 3) 土質工学会 [Mch 1990]土の圧密非排水(CU)三軸圧縮試験。土質試験の方法と解説, pp361~362
- 4) 奥田・小田・三田地 [Oct 1988]粘性土の圧密非排水試験に及ぼす圧密圧力の載荷段階数の影響。
第43回土木学会年次学術講演会, pp518~519
- 5) 小田・三田地・木藤 [Dec 1989]粘性土の非排水せん断挙動に及ぼす圧密時間の影響。
土木学会論文集, 第412号, pp117~126
- 6) 文献3, pp356~357
- 7) 龍岡文夫 [Apr 1984]第2回三軸圧縮試験実技講習会報告, 土と基礎, Vol.32 No.4, pp94~97

室蘭工業大学工学部 正会員 ○磯 崎 真 一
室蘭工業大学工学部 正会員 新 田 登

1. まえがき

近年、盛土材や路床・路盤材などの建設材料として利用される事の多い火山灰土の中には、すでに風化粘性化したものと、比較的歴史が新しい未風化の火山灰粗粒土がある。過去に筆者らは、北海道内の3地点で採取した火山灰粗粒土を試料とし、一連の三軸圧縮試験を実施してきた。これらの結果から、火山灰粗粒土は粒子が多孔質で脆弱であるために粒子破碎の問題を無視してその強度・変形特性を把握することは困難であること、また、その粒子破碎を定量化するための指標として細粒分の増加率 ΔF_c が有効であること等を示してきた^{1), 2)}。しかしながら、火山灰粗粒土の土質工学的特性については未だ不明な点も多いことから、さらに多くの系統的实验を進める必要があると考えられる。また、その結果から実際の地盤や構造物の解析を行う際の基本的な考え方が得られるものと思われる。このような観点から、今回は基本的な火山灰粗粒土の変形・強度特性を把握するために過去の三軸圧縮試験に加え、一連の三軸伸張試験を実施した。ここでは、拘束圧および応力経路の影響を含む一連の三軸伸張試験の結果を示すとともに、三軸圧縮試験の結果との比較を行った。さらに、三軸伸張試験での粒子破碎の影響についても検討を加えている。

2. 試料、供試体寸法および作製法

一連の試験に用いている北海道内の3種類の火山灰粗粒土試料の採取地点は茅渚郡森町字姫川(森火山灰土(MORI VOLCANIC SOIL))、沙流郡門別町富川(富川火山灰土(TOMIKAWA VOLCANIC SOIL))および苫小牧市柏原(柏原火山灰土(KASHIWABARA VOLCANIC SOIL))である。各々に、土被り厚約1~2mの切土面より採取したもので、その堆積層は各々駒ヶ岳、樽前山、支笏の降下生成物で形成されている。各々の物理的性質を表-1に示す。

Table-1

Sample Name	Mori	Tomikawa	Kashiwabara	
Specific Gravity	2.82	2.22	2.34	
Dry Density (g/cm^3)	Maximum	1.589	0.549	0.623
	Minimum	1.249	0.433	0.462
Gradation	D ₅₀ (mm)	0.64	1.10	1.25
	U _c	2.3	2.8	3.1
Finer Fraction ($\leq 75 \mu m$)	0.2 (%)	1.0 (%)	1.3 (%)	

三軸伸張試験での供試体寸法は、 $H/D=2.4$ の $\phi 70 \times 170$ mmの小型供試体である。なお、比較として示した三軸圧縮試験では $\phi 150 \times 360$ mmの中型供試体の試験結果も含まれている。

試験は全て乱した試料に対してそれを再構成することによって行われ、その作製方法は多重フルイ落下法(MSP法)³⁾を用いた。

3. 試験方法

火山灰粗粒土の試験方法は以下の通りである。供試体作製後 CO_2 、脱気水を通して飽和させ、その後196kPaのバックプレッシャーを供給している。この方法によりB値は0.95以上の値を得ている。引続き所定の有効拘束圧のもとで1時間以上等方圧密し、その後排水三軸伸張試験を側圧一定〔ひずみ制御： $\dot{\epsilon}_a = 0.25\%/min$ 〕、・平均有効主応力一定(応力制御)、・軸圧一定(応力制御)の3種の応力経路により行った。図-1に、その3種の応力経路を示す。また、表-2には今回行った試験ケースと、各供試体の密度を示す。

試験結果は次の応力-ひずみパラメータを用いて整理されている。

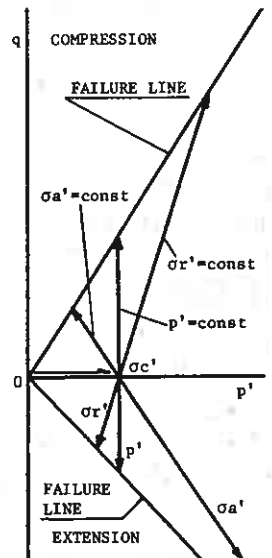


Fig.-1

Effect of Particle Breakage on Triaxial Extension Strength of Volcanic Coarse Soil ; Shinichi Isozaki , Noboru Nitta (Faculty of Engineering , Muroran Institute of Technology)

$$q = |\sigma_a' - \sigma_r'|, p' = (\sigma_a' + 2\sigma_r') / 3$$

$$\epsilon v = \epsilon a + 2\epsilon r$$

ただし、 σ_a' 、 σ_r' はそれぞれ軸方向、半径方向主応力、 ϵa 、 ϵr はそれぞれ軸方向、半径方向主ひずみで圧縮を正としている。

なお、メンブレン貫入に対する補正は行っていないが、メンブレン張力は補正した⁴⁾。

4. 試験結果と考察

4-1. 火山灰粗粒土の排水三軸伸張特性

ここでは、側圧一定条件で得られた森火山灰土、富川火山灰土と柏原火山灰土の排水三軸伸張試験結果を示す。試験は、有効拘束圧 $\sigma_c' = 49, 98, 196, 392\text{kPa}$ と4種類に変化させて行っている。

図-2(a)には、その中から $\sigma_c' = 49, 392\text{kPa}$ に対する応力-ひずみ関係を、最大・最小主応力比(σ_1'/σ_3')と最大および最小主ひずみ ϵ_1, ϵ_3 との関係として示してある。また、図-3(a)は、同じく三軸圧縮条件での結果を比較として示している。三軸圧縮・伸張条件の両者で有効拘束圧が大きくなるほど同じひずみレベルでの主応力比が小さくなり、せん断強度が低下していることが認められる。

しかしながら、三軸圧縮条件でその差が森火山灰土に比べ富川および柏原火山灰土で著しいのに対し、三軸伸張条件では森火山灰土において他の火山灰土よりも低い強度を示しているものの、拘束圧の増加にともなう強度低下の割合は、三軸圧縮条件のような差を示していない。また、破壊点(σ_1'/σ_3')が最大となる点)での軸ひずみは、三軸圧縮条件で有効拘束圧の増加とともに明らかに大きくなる傾向を示すのに対し、三軸伸張条件ではバラツキはあるものの破壊点での軸ひずみに顕著な差は認められない。また、側方向へのひずみに関しても、三軸圧縮条件では富川および柏原火山灰土が森火山灰土に比べ著しくひずみが生じにくくなっており、この傾向は有効拘束圧が大きくなるほど顕著となるのに対し、三軸伸張条件では各火山灰土によっても、また有効拘束圧の増加にともなっても特徴的な傾向は認めることができない。図-2(b), 3(b)は、各々三軸伸張、三軸圧縮条件での体積ひずみ ϵv と軸ひずみ ϵa の関係を森火山灰土、富川火山灰土と柏原火山灰土と同様に比較したものである。この図から、三軸圧縮条件では特に富川および柏原火山灰土でせん断

Table-2

Sample Name	Test No.	Stress Path	σ_c' (kPa)	γ_{do} (g/cm^3)	γ_{dc} (g/cm^3)	Drc (%)
Mori	1	$\sigma_r' = \text{const}$	49	1.378	1.380	44.4
	2		98	1.480	1.487	74.8
	3		196	1.365	1.381	44.7
	4		392	1.461	1.491	75.9
	5	$p' = \text{const}$	49	1.505	1.507	80.0
	6		98	1.485	1.491	75.9
	7		196	1.476	1.493	76.4
	8	$\sigma_a' = \text{const}$	49	1.449	1.451	65.1
	9		98	1.489	1.492	76.1
Tomikawa	10	$\sigma_r' = \text{const}$	49	0.545	0.550	100.7
	11		98	0.512	0.527	84.4
	12		196	0.492	0.526	83.7
	13		392	0.511	0.574	116.3
	14	$p' = \text{const}$	49	0.549	0.552	102.0
	15		98	0.569	0.588	124.8
	16		196	0.462	0.496	60.1
	17	$\sigma_a' = \text{const}$	49	0.533	0.540	93.8
	18		98	0.547	0.562	108.6
Kashiwabara	19	$\sigma_r' = \text{const}$	49	0.542	0.544	58.3
	20		98	0.575	0.595	86.5
	21		196	0.558	0.596	87.0
	22		392	0.555	0.621	99.1
	23	$p' = \text{const}$	49	0.483	0.485	18.3
	24		98	0.555	0.572	74.4
	25		196	0.501	0.531	50.3
	26	$\sigma_a' = \text{const}$	49	0.554	0.556	65.4
	27		98	0.532	0.544	58.3

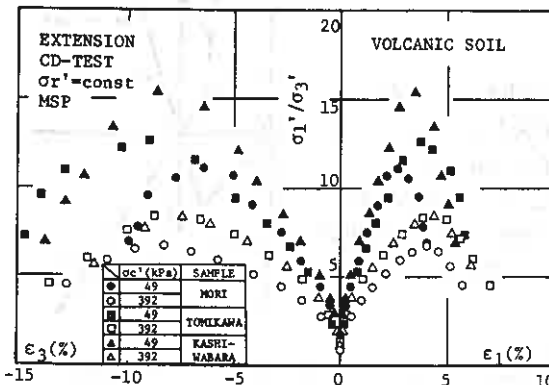


Fig.-2(a)

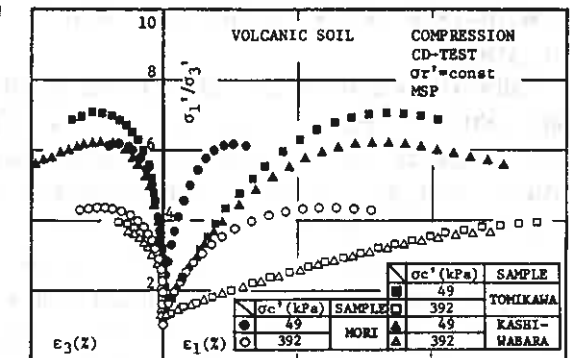


Fig.-3(a)

による体積収縮が顕著であり、有効拘束圧 $\sigma_c' = 392\text{kPa}$ においてはピークでは $\varepsilon_v = 20\%$ を超える値を示しており、両火山灰土の有効拘束圧の増大にともなうせん断強度の著しい低下がこのことから認められる。一方三軸伸張条件では、三軸圧縮条件ほどのせん断による顕著な体積収縮傾向は認められず、逆に $\sigma_c' = 49\text{kPa}$ ではせん断のかなり最初の段階から3種の火山灰土全てにおいて正

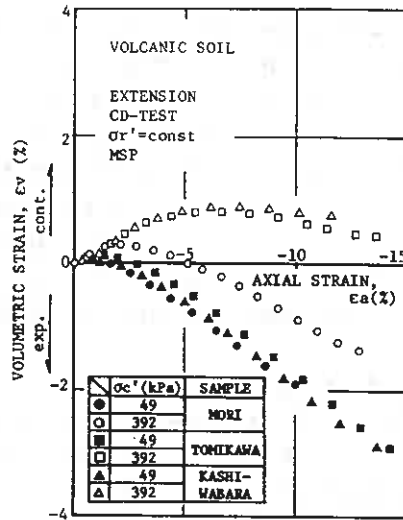


Fig. -2(b)

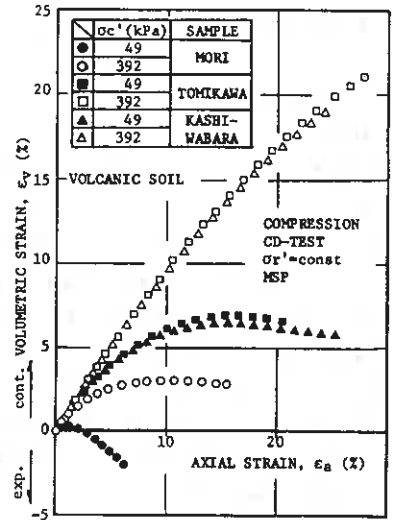


Fig. -3(b)

のダイレイタンス挙動を示している。また、富川火山灰土と柏原火山灰土はほぼ等しいダイレイタンス挙動を示し、せん断による体積収縮は両者において森火山灰土よりも著しいことが認められる。以上のような側圧一定試験での三軸圧縮および伸張条件での応力-ひずみ-ダイレイタンス挙動の差、特に三軸圧縮試験で森火山灰土と富川、柏原火山灰土との間で認められた差異が、三軸伸張試験で顕著でないのは、両試験による粒子破砕量の差に起因していると思われる。ここでは火山灰粗粒土の粒子破砕量を供試体作製後からせん断過程終了時までの細粒分 $F_c(\leq 74\mu\text{m})$ の増加量 ΔF_c として表し、有効拘束圧 σ_c' との関係を見た。それを図-4に示す。

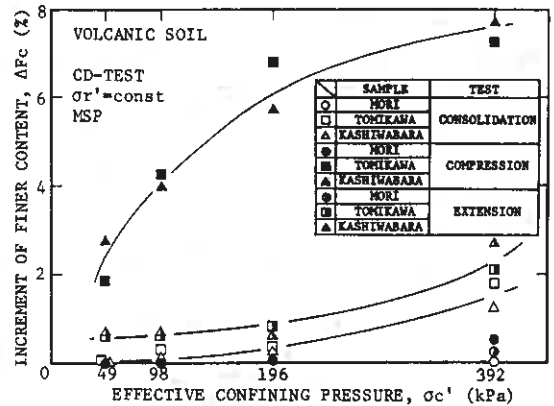


Fig. -4

図中白ヌキは、せん断前の等方圧密過程までの ΔF_c の値を示している。図に示されているとおり、森火山灰土においては三軸圧縮・伸張条件にかかわらず粒子破砕はほとんど生じていない。富川および柏原火山灰土においては三軸圧縮条件で有効拘束圧の増加とともに、 ΔF_c の値が飛躍的に増大し顕著な粒子破砕が生じていることがわかる。また、三軸伸張条件においては有効拘束圧の増加とともに、 ΔF_c の値が増加しているものの、等方圧密過程終了時の値と比べその差はわずかであり、せん断によってはほぼ粒子破砕は進行してないものと推察される。図-5は、同じく各火山灰土での破壊時のせん断抵抗角 $\phi_d (= \arcsin(\sigma_1' - \sigma_3') / (\sigma_1' + \sigma_3'))$ の値

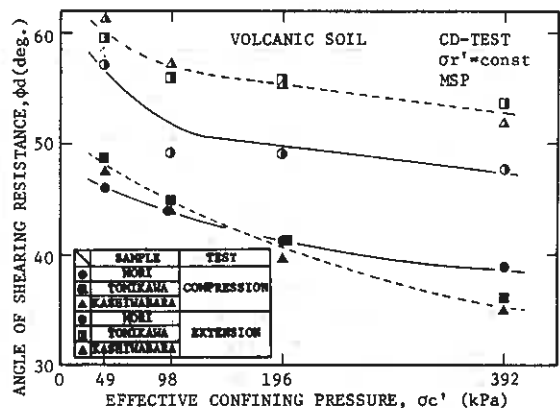


Fig. -5

と有効拘束圧 σ_c' との関係を比較したものである。図から示されているとおり、三軸圧縮・伸張条件のいかに関わらず破壊時のせん断抵抗角 ϕ_d の値は、有効拘束圧 σ_c' の増加にともなって減少している。ただし、 $\sigma_c' = 49\text{kPa}$ 程度の拘束圧下ではかなり高い内部摩擦角を示している。また、バラツキはあるが富川火山灰土と柏原火山灰土の $\phi_d - \sigma_c'$ の関係はほぼ等しいライン上にあるものと思われる。両条件を比較すると火山灰土試料を空中落下させて作製した供試体(MSP法)ではあるものの、豊浦砂とは反対に $\sigma_c' = 49 \sim 392\text{kPa}$ の間で ϕ_d の値は、三軸伸張条件で大きな値を示している。また、有効拘束圧の増加にともなう内部摩擦角の減少は、三軸圧縮条件で、粒子破砕量の小さい森火山灰土に比べせん断による粒子破砕の顕著な富川、柏原火山灰土で著しいが、三軸伸張条件では粒子破砕が3種の火山灰土で小さいために、その様な傾向は認められない。ただし、せん断による粒子破砕量の小さな三軸伸張条件ではあるが、内部摩擦角 ϕ_d は三軸圧縮条件同様高い拘束圧依存性を示している。

4-2. 火山灰粗粒土の三軸伸張特性に及ぼす応力経路の影響

図-6(a)7,(a),8(a)は各々森、富川、柏原各火山灰土の三軸伸張条件での応力-ひずみ関係を、主応力比(σ_1'/σ_3')と主ひずみ ϵ_1, ϵ_3 との関係として、平均有効主応力一定($p' = \text{const}$)、軸応力一定($\sigma_a' = \text{const}$)、側圧一定($\sigma_r' = \text{const}$)のせん断試験での応力経路で比較したものを示してある。図には等方圧密圧力 $\sigma_c' = 49, 196\text{kPa}$ について示してあるが、 $\sigma_c' = 196\text{kPa}$ の $\sigma_a' = \text{const}$ については、試験機的能力を超えるために、試験不可能であった。図-9(a)は、三軸圧縮条件での柏原火山灰土の結果を比較として示している。3種の火山灰土全てにおいて、等方圧密状態にある火山灰土の発揮する排水強度は、その後のせん断試験での応力経路によって著しく異なる。火山灰粗粒土のせん断強度は同じ等方圧密状態から出発して

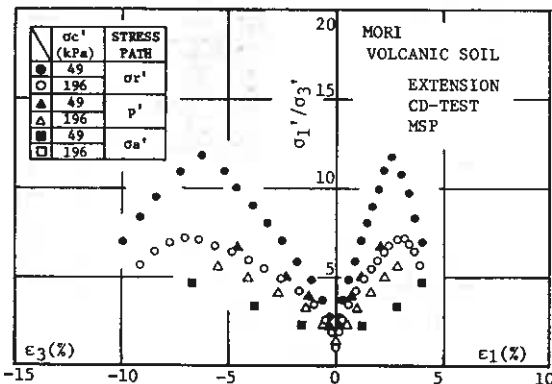


Fig. -6(a)

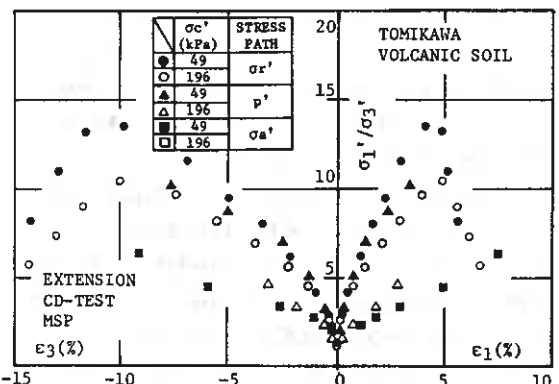


Fig. -7(a)

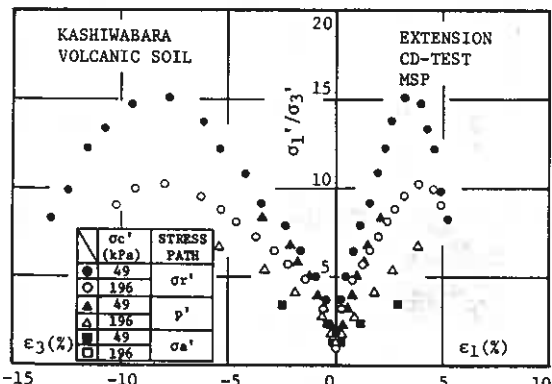


Fig. -8(a)

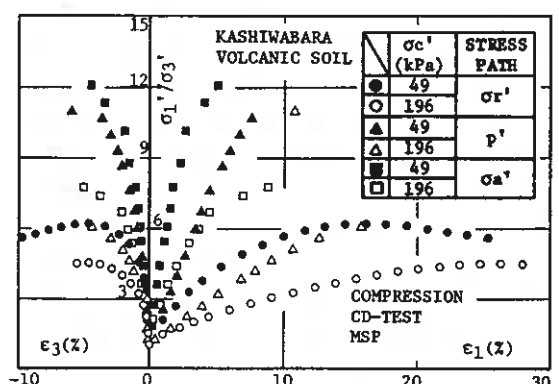


Fig. -9(a)

も三軸伸張条件では $\sigma_r' = \text{const}$, $p' = \text{const}$, $\sigma_a' = \text{const}$ の順に大きな値となるのに対し、三軸圧縮条件では全く逆の値となる。また、応力経路にかかわらず σ_c' が大きくなるほどせん断強度は低下する。図-6(b), 7(b), 8(b)は各々同じく三軸伸張条件での森、富川、柏原各火山灰土の ϵ_v と ϵ_a の関係を各応力経路で比較したものを、また図-9(b)には三軸圧縮条件での柏原火山灰土の ϵ_v と ϵ_a の関係を示してある。図から、三軸伸張条件では三軸圧縮条件とは反対にせん断による体積収縮が $\sigma_r' = \text{const}$, $p' = \text{const}$, $\sigma_a' = \text{const}$ の順に小さくなっている。また、各応力経路で比較すると、 σ_c' が大きくなるに従い収縮量も大きくなる。以上のような応力-ひずみ-ダイレイタンスー関係は、同じ

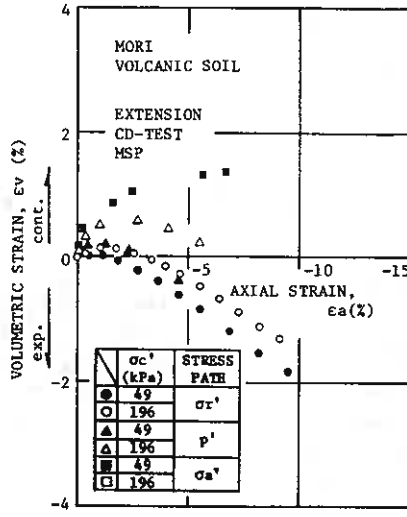


Fig. -6(b)

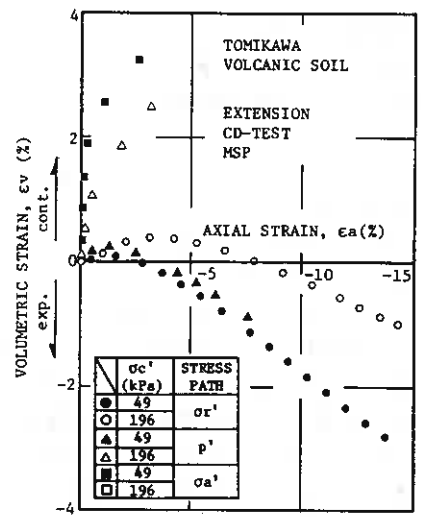


Fig. -7(b)

等方圧密状態から出発してもせん断強度はせん断中に p' が増加する経路（三軸圧縮では $\sigma_r' = \text{const}$, 三軸伸張では $\sigma_a' = \text{const}$ ）、 $p' = \text{const}$ 、せん断中に p' の減少して行く経路（三軸圧縮では $\sigma_a' = \text{const}$, 三軸伸張では $\sigma_r' = \text{const}$ ）の順に増加して行くことを示している。この様なせん断強度の低下を先に示した ϕ_d の値と比較してみる。図-10は三軸伸張条件での ϕ_d と破壊時の平均有効主応力 $p'f$ との関係を各火山灰土で比較して示してある。両者の関係にはかなりのバラツキがあり、各火山灰土で比較することは困難だが、全体に ϕ_d の値は $p'f$ の増加とともに減少していく傾向が認められる。この様にバラツキが大きいのは従来から言われているとおり、今回のような $H/D = 2.4$ で行われた三軸伸張試験ではすべり面が上・下端面と全く交差しない破壊モード、あるいはすべり面が上・下端面いずれかと交差する破壊モードが表れ、この破壊モードにより ϕ_d の値がかなり異なること⁵⁾が一因として考えられる。ただし、火山灰粗粒土の強度・変形特性はせん断時の p' に大きく依存し、せん断中の p' の増加とともに強度低下を招くことは認められる。なお、三軸圧縮試験では各火山灰土で ϕ_d の値は $p'f$ で整理すると応力経路に依存せずば一つの曲線上に乗ってくるこ

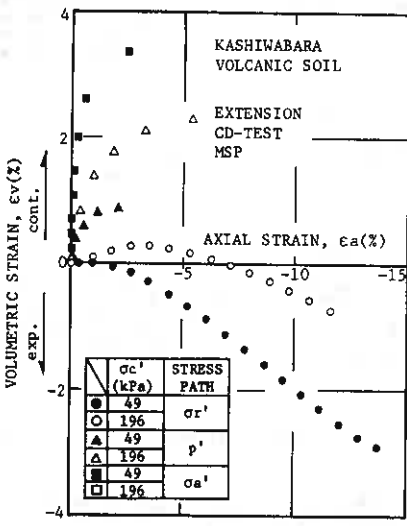


Fig. -8(b)

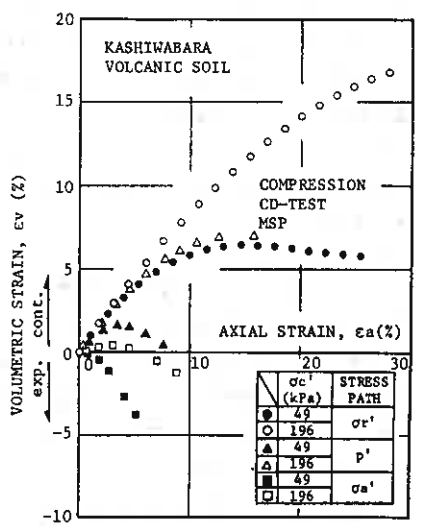


Fig. -9(b)

とが確かめられている²⁾。図-11は ΔF_c と $p'f$ との関係を各火山灰土で比較して示してある。図中実線で示したラインは三軸圧縮試験での富川・柏原火山灰土の ΔF_c と $p'f$ の関係を示したものである。森火山灰土については、この程度の応力レベルでは粒子破碎は生じていない。富川・柏原火山灰土においては $p'f$ の増加とともに ΔF_c の値が増加し粒子破碎量が大きくなっている。ただし、 ΔF_c の値は三軸圧縮試験で得られるものと比較して同じ $p'f$ でもおおよそ1/2程の大きさしかもたない。また、図-4に示してある等方圧密のみでの結果と比較すると、等方圧密圧力 $p'c$ ($\sigma'c$) = 196kPaで ΔF_c は約0.5%であり、三軸伸張試験後では図から $p'f=200$ kPaで ΔF_c 値は約2%前後であることから、三軸圧縮試験ほどではないものの三軸伸張試験においてもせん断によって粒子破碎が進行することを示している。このことは過去²⁾に示した通り、火山灰粗粒土の粒子破碎がせん断(q/p' の変化)と、それに伴う有効主応力 p' の変化(大きさ)に支配されることから、三軸伸張試験では三軸圧縮試験に比べ破壊時の有効主応力 p' の大きさが等しくとも、 q/p' の値が小さくなるために上述のような結果として表れたものと推察される。

5. まとめ

- 1)せん断中に有効主応力 p' の減少する側圧一定試験においては、せん断による粒子破碎量は少ないが、内部摩擦角 ϕ は三軸圧縮試験と同様高い拘束圧依存性を示す。
- 2)三軸圧縮・伸張条件に関わらず、等方圧密状態にある火山灰粗粒土の発揮しうる排水強度は、その後のせん断試験での応力経路によって異なり、せん断中に p' が増加する経路、 p' =一定、せん断中に p' の減少して行く経路の順に増加する。
- 3)三軸伸張試験においてもせん断によって粒子破碎は生ずるが、三軸圧縮試験と比べ $p'f$ の大きさが等しくとも、 q/p' の値が小さくなるために粒子破碎量は三軸伸張試験によるものよりも小さくなる。

最後に、本研究の実施に際し日頃から御指導いただいている本学 三浦清一助教授、実験およびデータ整理に協力を得た、川村志麻(室工大大学院)、堂坂智、吉田伸一(室工大4年)各君に謝意を表します。

参考文献

- 1)磯崎・新田・三浦:火山灰粗粒土の三軸供試体における粒子破碎について,三軸試験法に関するシンポジウム 発表論文集,pp.113-118,1991.
- 2)磯崎・新田:火山灰粗粒土の粒子破碎指標,第26回土質工学研究発表会,pp.689-692,1991.
- 3)磯崎・新田:火山灰土の三軸せん断挙動に関する実験的研究,第24回土質工学研究発表会,pp.551-552,1989.
- 4)磯崎・新田:粗粒土の三軸せん断挙動に対する供試体寸法と構造依存性に関する研究,土質学会北海道支部 技術報告集,Vol.27,pp.125-130,1987.
- 5)龍岡・アラヴァン・林・堀井:各種のせん断試験による砂の内部摩擦角,土と基礎,Vol.35, No.12,pp.55-60,1987.

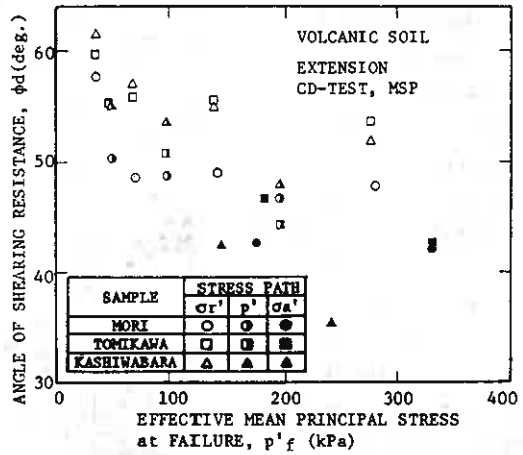


Fig.-10

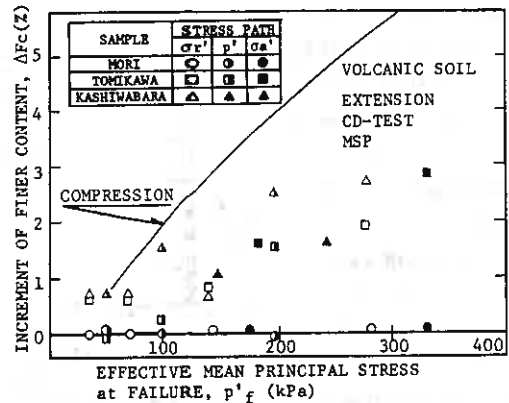


Fig.-11

北海道大学 学生員 佐野 彰
北海道大学 正員 三田地 利之
北海道大学 正員 澁谷 啓
北海道大学 ○学生員 大森 壮一郎
北海道大学 中根 理

1. はじめに

軟岩の強度特性としてSkempton¹⁾によって提唱されたピーク強度、完全軟化強度、残留強度の測定が地すべりの対策工を検討する際に特に重要となる。軟岩の残留強度を求める手段としては一般に下記の方法が考えられる。

- ①軟岩を砕いてスラリー化したものを圧密して三軸圧縮試験をする。
- ②プレカット供試体を用いて三軸圧縮試験をする。
- ③軟岩を砕いてスラリー化したものを圧密してリングせん断試験をする。
- ④繰返し一面せん断試験をする。

このうち、①と②の三軸圧縮試験による方法はいずれも残留強度に到達するほどの大変位を与えることが難しく、③のリングせん断試験による方法は不攪乱供試体を用いることが難しいなどの欠点を有している。④の繰返し一面せん断試験にも、せん断面での応力が不均一である、供試体側面とせん断箱間の周面摩擦の影響が大きい、などの欠点はあるものの、現在の試験方法の中で一本の供試体からピーク強度および残留強度の両方を一度に測定できるのは繰返し一面せん断試験機しかないのも事実である。これらのことを踏まえて、筆者らは繰返し一面せん断試験による研究^{2,3)}を進めてきたが、一面せん断試験機の持つ欠点をできるだけ解消すべく新しく軟岩用繰返し一面せん断試験機を開発した。

本論文は上述3強度中、ピーク強度および残留強度を求めべく新規開発した繰返し一面せん断試験機の性能とそれを用いて人工軟岩およびシルト岩について実験した結果を報告するものである。

2. 軟岩用繰返し一面せん断試験機の特徴

今回新たに製作した軟岩用繰返し一面せん断試験機は下部固定上部可動型で垂直応力は下方よりベロフラムシリンダーで載荷される。試験機の平面図および側面図、せん断箱を図1、図2に示す。この試験機の特徴を以下に示す。

- せん断速度 ・低速・高速モーター（図1①）の切り替えにより、広範囲（0.001～0.5mm/min）のせん断変位速度が設定可能である。
- せん断箱 ・ボールプッシュにより上せん断箱（図1②）がガイド（図1③）を挟んで移動するスライドユニット（図1④）を用いるので、せん断箱の上下の変位を殆ど許さない状態で、水平方向のみ可動である。
 - ・上下せん断箱間の隙間をギャップ・スペーサー（図2①）の交換により0.2mm間隔で0.1、0.3、0.5mmに調整することができ、上下のせん断箱間の金属摩擦の除去が可能である。
 - ・上下せん断箱の供試体周りに溝（図2②）をつけることにより、せん断中の供試体とせん

Direct Shear Apparatus Designed for Cyclic Shear Test on Soft Rock and Some Test Results;
AkiraSANO (Graduate Student, Hokkaido Univ.), Toshiyuki MITACHI, (Faculty of Engineering, Hokkaido Univ.), Satoru SHIBUYA (ditto), Soichiro OMORI (Graduate Student, Hokkaido Univ.) and Makoto NAKANE (Undergraduate student, ditto)

断箱間の摩擦を除去できる（せん断箱ユニットを取り替えることにより、溝無しにすることも可能）。

- ・ 供試体接触スペーサー（図2③）を入れることにより、供試体初期高さ2.5, 5.0, 7.5, 10.0cmの各供試体が試験可能である。
- ・ せん断箱ユニット（図2④）交換により、70mm径供試体の試験も可能である。
- ・ ボーリングコアをそのまま使用することが可能である。

- せん断変位
- 垂直応力

- ・ 任意の水平変位量と繰返し回数を設定し、多数回の自動繰返しせん断が可能である。
- ・ 垂直応力は下方载荷である。
- ・ 幅広い垂直応力（直径5cmの供試体で0.5~50Kgf/cm²）が設定可能である。
- ・ 供試体の上下に設置したロードセル（図1⑤、図2⑤）により、周面摩擦の影響を測定可能である。

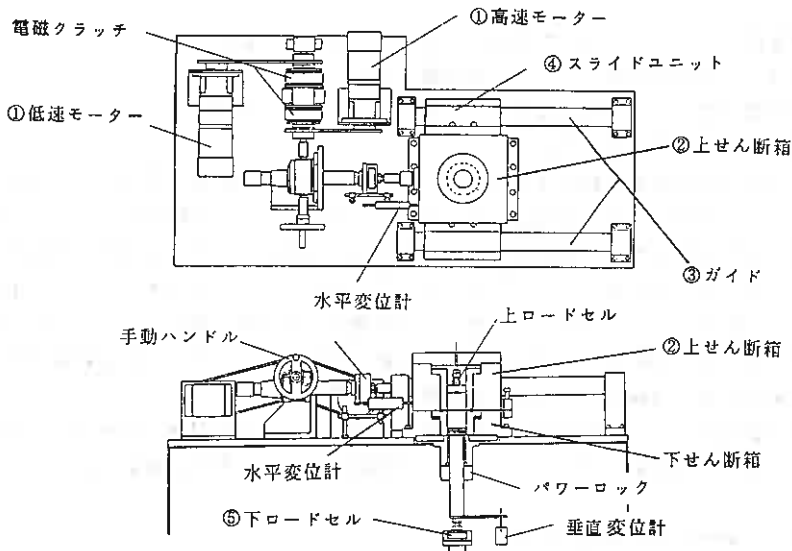


図1 繰返し一面せん断試験機平面図および側面図

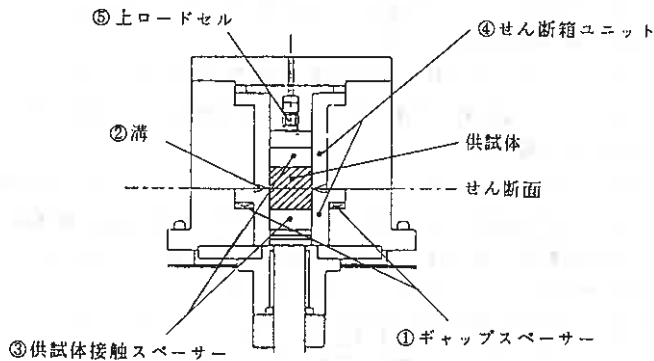


図2 せん断箱詳細図

なお、この試験機により得られる測定量は、せん断力S、せん断変位（水平変位）、上・下垂力N、N'、垂直変位の5つであり、これらのデータはD/A変換されてコンピュータのフロッピーディスクに記録される。

3. 供試体

実験に用いた供試体は、当別シルト岩（自然軟岩）および人工軟岩である。表1に当別シルト岩および人工軟岩の物性値を示す。

表1 人工軟岩および当別シルト岩の物性値

	密度ρ (g/cm ³)	コンシステンシー			一軸圧縮強度 qu(kgf/cm ²)
		LL(%)	PL(%)	IP	
人工軟岩	1.84	N, P			3
シルト岩	2.18	43	22	21	19

3.1 人工軟岩供試体

表2に人工軟岩作成のためのモルタルの配合を示す。この配合で作ったモルタルを円筒モールド中に三層においてバイブレーターを用いて気泡を抜きながら流入する。これを18°Cで一週間養生した後、モールドから抜き出し、端面整形をして供試体（直径5cm、高さ10cmの円柱供試体）とした。

表2 人工軟岩用モルタルの配合

材料	質量 (gf)	質量比 (%)	
試料砂：登田標準砂	900	63.8	セメント添加率 6.15% 水セメント比 6.25
安定材：高炉Bセメント	80	4.3	
混和材：カオリン	75	5.3	
調整水：水道水	375	26.6	

3.2 当別シルト岩供試体

当別ダム試掘横坑から採取した試料をコアボーリングマシンによってくり抜き、端面整形をして供試体（直径5cm、高さ2.5cmの円柱供試体）とした。

表3 人工軟岩および当別シルト岩の実験条件

4. 実験条件

実験は、表3に示す実験条件の下で行った。なお、表中の垂直応力とはせん断開始前の初期載荷垂直応力であり、せん断中は供試体とせん断箱間の周面摩擦により、せん断面においては随時変化する。

	せん断速度 (mm/min)	垂直応力 (kgf/cm ²)	せん断箱間の ギャップ (mm)	供試体高さ (cm)	せん断変位 (mm)	せん断箱 周辺の溝
人工軟岩	0.1	0.5 1.0 2.0 5.0 10.0	0.5	10.0	6.0	あり
シルト岩	0.01 & 0.5*	2.0	0.1 0.5	2.5		
		30.0	0.5			

5. 実験結果および考察

繰返し一面せん断試験機による実験から得られる繰返し1回に相当するデータ（せん断応力、水平変位）は、模式的に右図3のようになる。

- 図中、
- ① ピーク強度点
 - ② せん断方向反転点（正→逆）
 - ③ 水平変位が0になる点（正→負）
 - ④ せん断方向反転点（逆→正）
 - ⑤ 水平変位が0になる点（負→正）

である。これらの番号は、図5のようにグラフを累積水平変位で表示したときにせん断応力の作用モードを認識しやすくするために便宜上付けたものである。

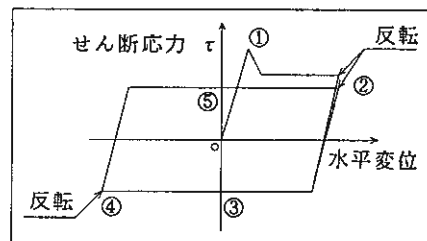


図3 繰返しせん断概念図

垂直応力σvおよびせん断応力τは、供試体側面とせん断箱の間の周面摩擦が均一に同じ方向に分布していると仮定して、次のように算定¹⁾した。

$$\sigma_v = \frac{aN' + bN}{(a+b)A} \quad \text{式 (1)}$$

σv：せん断面での補正垂直応力
a：せん断面より上の供試体長

b : せん断面より下の供試体長

N' : 下垂直荷重

N : 上垂直荷重

A : 供試体初期断面積

$$\tau = \frac{S}{A} \quad \text{式(2)}$$

S : せん断力

5.1 (水平変位-せん断応力) 関係

人工軟岩およびシルト岩の(水平変位-せん断応力)関係を図4(a), 図4(b)に示す。多数回の繰返しを行うため、初回・途中・最終回の各ループだけを取り出して描いている。人工軟岩では1周目, 3周目, 4周目, シルト岩では1周目, 15周目, 31周目である。

(注・図4(b)中, 上の図の○部分はせん断速度に対して測点時間間隔が長いためにサンプリングされていないためであり, 下の図の○部分は反転リミッターの誤調節による)

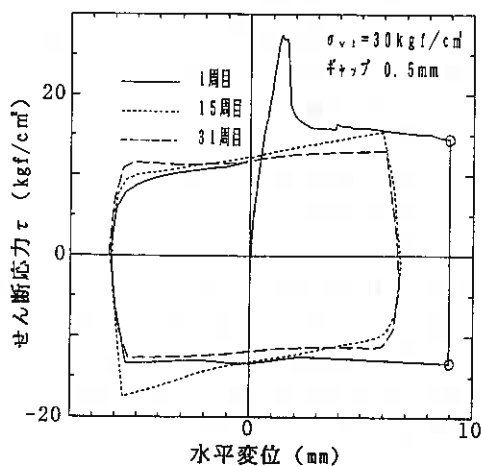
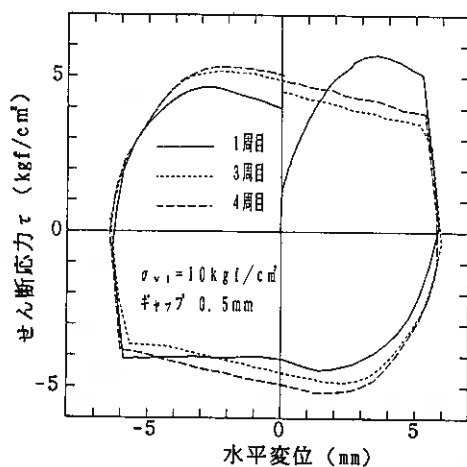
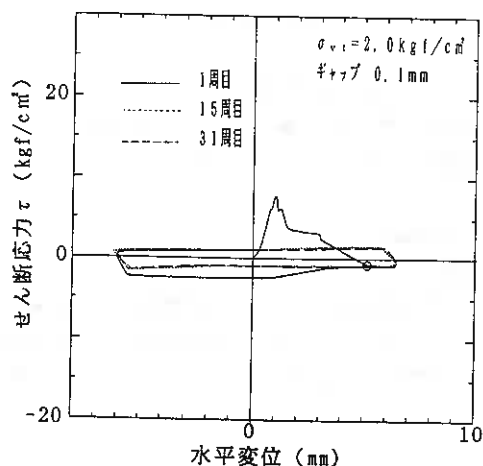
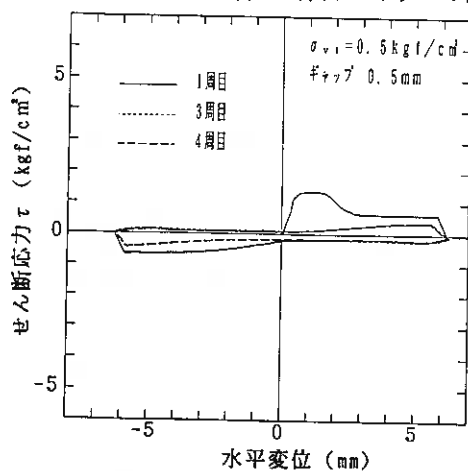


図4(a) 人工軟岩の水平変位-せん断応力

図4(b) シルト岩の水平変位-せん断応力

図から分かるように、大変位を与えることによってピーク強度と残留強度が同一の供試体から求められる。垂直応力 2kgf/cm^2 でのシルト岩の実験結果のように繰返し回数を重ねるごとにループが内側に入り込んでいくのが一般的であるが、今回の実験では人工軟岩では下垂直応力が 2kgf/cm^2 以上、シルト岩では 30kgf/cm^2 では逆にループは外側に膨らんでいき、残留強度が累積水平変位量の増加にともなって増加しているかに見える。これは、せん断面の削剥によって供試体の高さが減少し、周面摩擦が軽減されその結果せん断面での垂直応力が増加してゆくこと(図6(b), 図7(a))と供試体高さの減少によって常に新しい面がせん断面となることによるものと考えられる。

5.2 (累積水平変位-垂直変位) 関係

人工軟岩およびシルト岩の(累積水平変位-垂直変位)関係を図5に示す。図中①~⑤は図3に対応する。人工軟岩では垂直応力 1kgf/cm^2 以下の試験では垂直変位は膨張傾向であり、垂直応力 2kgf/cm^2 以上のものはせん断方向逆転時に急激に減少し、全体として階段状を呈しながら徐々に減少(圧縮)している。また、シルト岩では2種の垂直応力の結果しかないが、 2kgf/cm^2 では膨張傾向、 30kgf/cm^2 では圧縮傾向である。これは、ある垂直応力以上ではせん断方向反転時に、せん断に伴うダイレイタンスーよりも、連続的な削剥が卓越することによるものである。

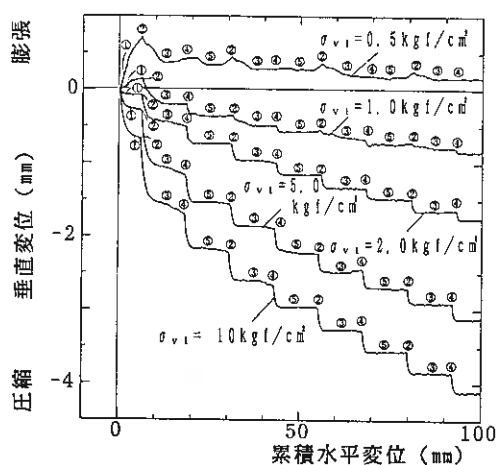


図5(a) 人工軟岩のダイレイタンスー

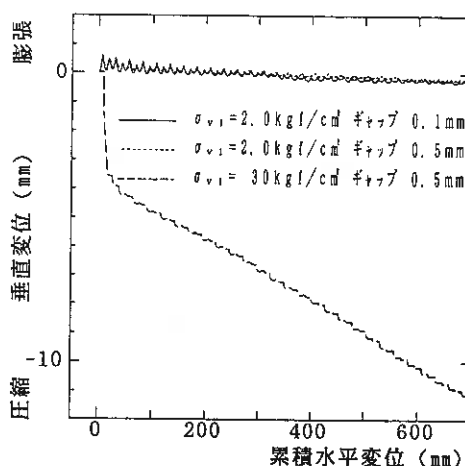


図5(b) シルト岩のダイレイタンスー

5.3 (累積水平変位-せん断応力, 上・下垂直応力, 補正垂直応力) 関係

人工軟岩および当別シルト岩の(累積水平変位-せん断応力, 上・下垂直応力)関係を図6に示す。また、式(1)により算定した人工軟岩の補正垂直応力を図7に示す。図中①~⑤は図3に対応する。

式(1)の a (せん断面より上の供試体長さ)、 b (せん断面より下の供試体長さ)の内、 a は移動を拘束されているためほとんど変化しないと思われるが、 b はせん断面の連続的な削剥によってかなり変化する。よって、 a は供試体初期高さの $1/2$ とし、 b は(供試体初期高さ-垂直変位)として計算した。

本試験機における垂直応力は下方载荷型であるから周面摩擦の影響により上垂直応力の方が下垂直応力より小さく測定される。下垂直応力 2.0kgf/cm^2 、ギャップ 0.5mm のシルト岩の繰返し初回部分でこの関係は逆転しているが、それ以外の部分や人工軟岩ではこの関係は絶えず上垂直応力が下垂直応力を下回っており、式(1)を用いる際の仮定は満足されているといつてよいと思われる。

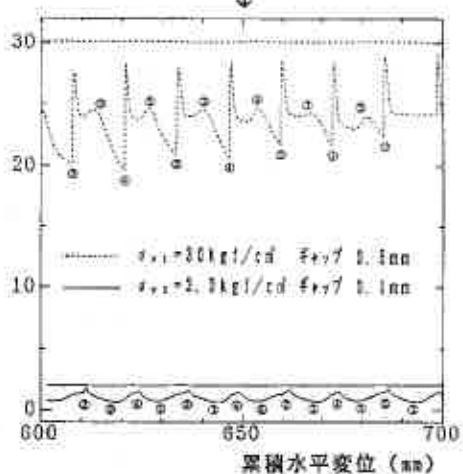
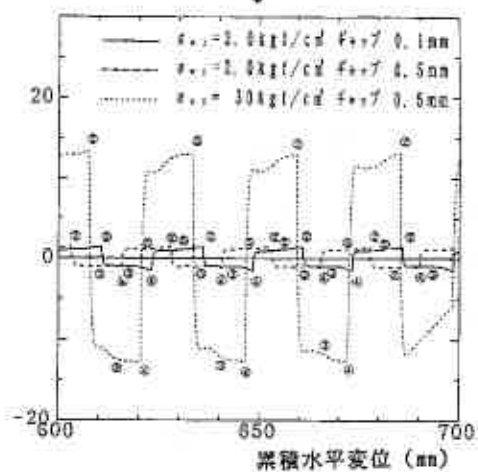
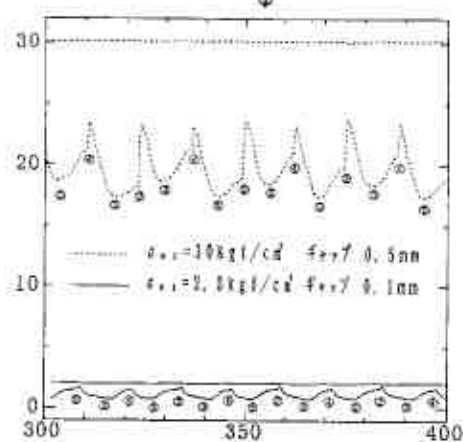
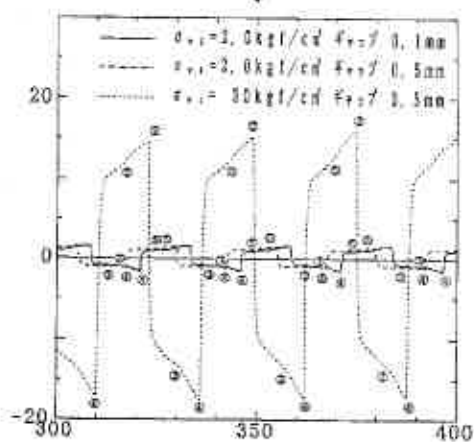
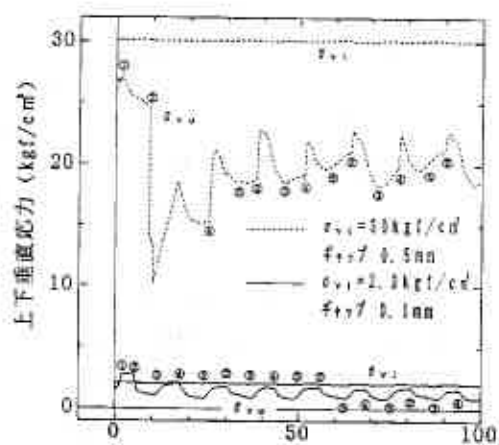
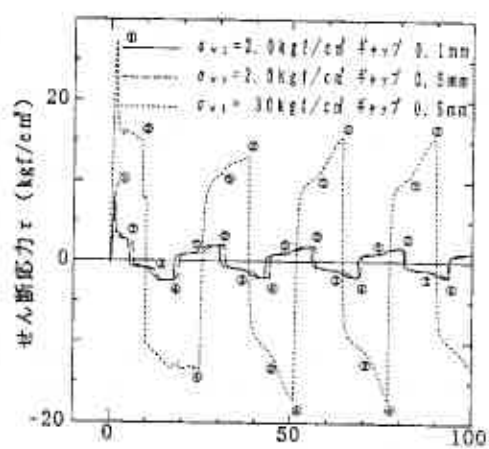


図6(a) シルト岩の累積水平変位-せん断応力

図8(b) シルト岩の累積水平変位-上・下垂直応力

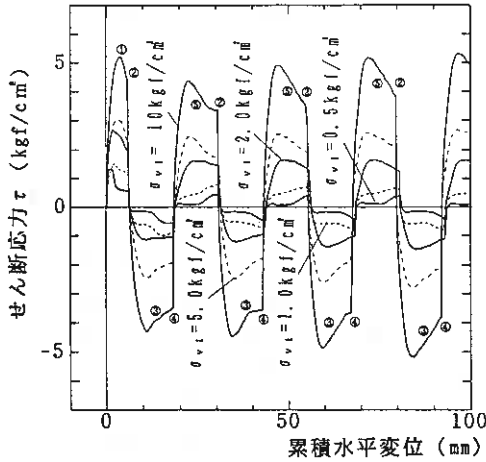


図6(c) 人工軟岩の累積変位-せん断応力

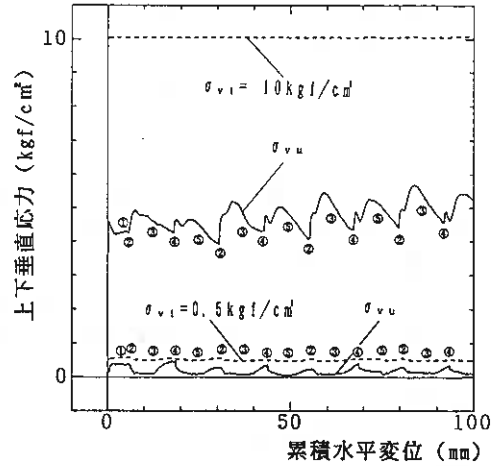


図6(d) 人工軟岩の累積変位-上下垂直応力

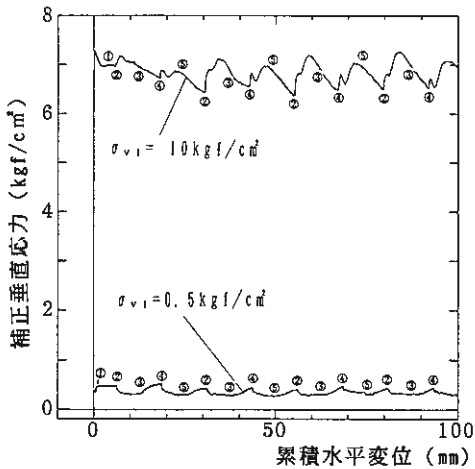


図7(a) 人工軟岩の累積変位-補正垂直応力

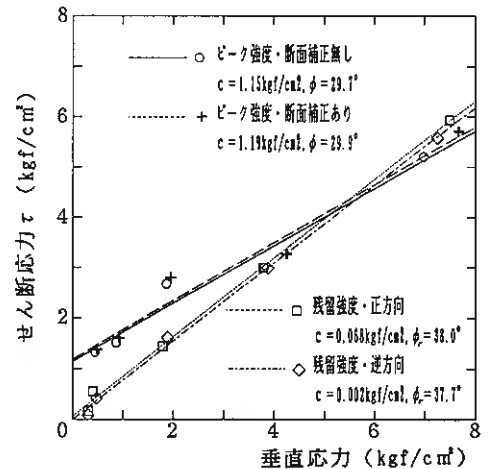


図8 人工軟岩の垂直応力-せん断応力

5.4 人工軟岩の ($\tau - \sigma_v$) 関係

補正垂直応力 σ_v を横軸に、ピークおよび残留せん断応力 τ_p , τ_r を縦軸にとると、強度包絡線が得られる。図4に示したように、多数回の繰返し後も水平変位-せん断応力関係はいびつな形をしており、また、せん断方向が正方向か逆方向かでも多少違いがあることから、どの点を以て残留強度とするかの判断に迷うところであるが、本論文では残留強度として最終回の繰返し時の原点での絶対値を採用し、正・逆方向それぞれについてプロットし最小自乗法による近似直線とともに図8に示した。断面補正に関しては、残留強度は原点で定義したので問題ない。しかしピーク強度についてはシルト岩では必ずみ軟化型であるが、人工軟岩では必ずみ硬化型のカーブとなるため、式(1)で供試体初期断面積だけでなく水平変位に伴う断面積変化を考慮したピーク強度および近似直線も示した。

残留強度に関する $\tau-\alpha$ 直線はほぼ原点を通っているのがわかる。垂直応力が 5.5kgf/cm^2 付近で残留強度がピーク強度を多少上回っているのは、垂直応力が大きくなるとひずみ硬化型の傾向が強くなることと、供試体の削割が多く供試体が短くなっていくためにせん断を繰り返す度に新しいせん断面でのせん断強度を測定することになり、供試体の高さ方向の強度の違いが現れているものと思われる。

6. まとめと今後の展望

今回試作した試験機によって、繰返し一面せん断試験の利点であるピーク強度と残留強度を一個の軟岩供試体から求めようとする試みは一応達せられた。特に残留強度に関してはせん断を繰返し大変位を与えることで精度のよい結果が得られると思われる。ただし、垂直応力が大きくなると、人工軟岩の例に見られるようにひずみ軟化的傾向を示すが、このような条件下ではせん断に伴う供試体の圧縮傾向と繰返しせん断によるせん断面の凹凸の連続的な削割とが相まって、供試体がせん断の繰返しと共に短くなり、常に新しい面をせん断するという状況にいたる。本来、一面せん断試験によって残留強度を求める目的は、ピーク強度と残留強度に大きな差があるような材料（および応力条件—図9(a)）に対して大変位を与えることであって、ピーク強度と残留強度に殆ど差がないような材料（および応力条件—図9(b)）を相手にする場合には、三軸圧縮試験で十分である。

従って今後の課題としては、 ϕ_c を求めるための実験条件としての垂直応力の範囲を、例えば一軸圧縮強度との対応で選定するなどの目安を見出すことである。

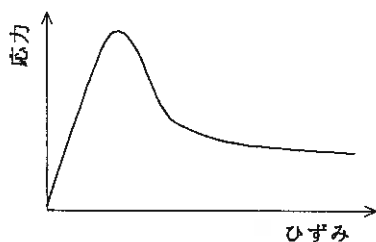


図9(a) ひずみ軟化型

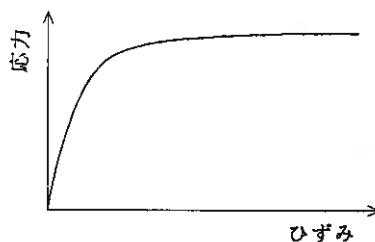


図9(b) ひずみ硬化型

7. あとがき

本研究にあたり、軟岩用一面せん断試験機の製作については、北海道開発コンサルタント（株）に多大なご協力を頂いた。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) A. W. Skempton: Long-Term Stability of Clay Slopes, Geotechnique VOL.14, No.2, pp75-102, 1964
- 2) 佐野 彰, 三田地 利之, 大森 壮一郎: 繰返し一面せん断試験による堆積軟岩のせん断特性, 平成三年度地すべり学会北海道支部研究発表会論文集, pp.15-21, 1991
- 3) 佐野 彰, 三田地 利之, 大森 壮一郎: 堆積軟岩のせん断強度特性, 土木学会第46回年次学術講演概要集, 3, pp.502-503, 1991
- 4) 古谷 保: 直接せん断試験における有効垂直応力の補正法と地すべり粘土のせん断強度測定, 農業土木試験所技報 C (造構) 第20号, pp17~44, 1980

北海道大学 正員 三田地 利之
北大大学院 ○学生員 山本 陽一
北海道大学 小山田 和

1. はじめに

土構造物を補強するために用いられるジオテキスタイルについて、その摩擦特性を調べるために一面せん断試験と引抜き試験が行われている。しかしそれぞれから得られる結果は同じであるとは言えない。その違いは、引抜き試験においてジオテキスタイルが土中で伸びていることに起因していると考えて、本研究は両試験から得られる結果を合理的に説明すべく、熱圧着タイプのスパンボンド不織布について、空中引張り試験、一面せん断試験、土槽引抜き試験を行いそれらについて総合的に考察したものである。

2. 実験

2.1 試料

実験に用いた不織布は、ポリプロピレン長繊維100%・熱圧着タイプのスパンボンド不織布で、厚みの異なる2種類(厚み0.56mmと0.47mm)を用いた。

一面せん断試験お

よび土槽引抜き試験に用いた土試料は、勇払産の砂で2mm以上の粒子をふるい分けした後、洗浄して細粒分を取り除いたもの($\rho_s=2.77\text{g/cm}^3$ 、 $D_{50}=0.29\text{mm}$ 、 $U_c=2.77$)である。

2.2 実験装置および方法

(1) 空中引張り試験

一対のつかみ(つかみ幅13cm)に、つかみ位置で切れないように両端をアルルダイトによって固めた不織布の広幅供試体(幅12cm*有効長さ約5cm)を挟み固定し(図-1)、1mm/minの一定速度で引張り試験を行った。

(2) 一面せん断試験

35cm*35cm*高さ7cmの下箱に、多重ふるい空中落下法により相対密度85%の砂供試体を作製する。41cm*35cmの上箱には、合板に接着した不織布を、せん断面に位置するよう入れる(図-2)。そして0.25、0.5、0.75、1.0kgf/cm²の鉛直応力のもと1.0mm/minの速度で定圧せん断を行った。

表-1 不織布A,Bの厚み

	厚み
不織布 A	0.56mm
不織布 B	0.47mm

不織布A,Bとも同じ材質・製法で厚みだけ異なる

表-2 勇払砂の物理的性質

土粒子の密度 ρ_s	2.77g/cm ³
50%粒径 D_{50}	0.29mm
均等係数 U_c	2.77
最大間隙比 e_{max}	0.93
最小間隙比 e_{min}	0.58

試験装置内で相対密度85%になるように調整

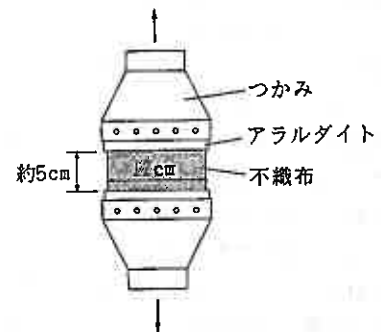


図-1 空中引張り試験

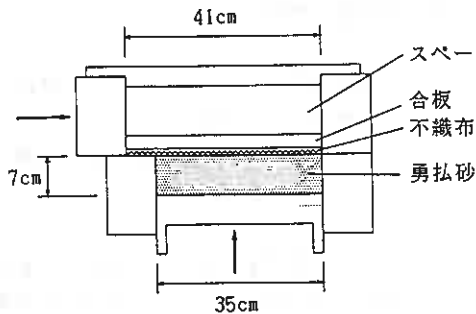


図-2 一面せん断試験

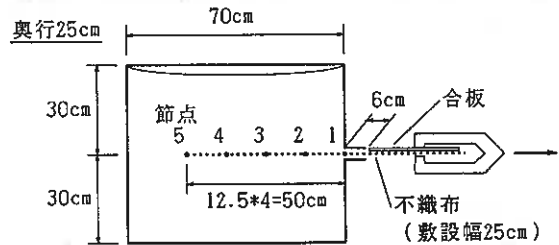


図-3 土槽引抜き試験

(3) 土槽引抜き試験

幅70cm*奥行25cm*高さ60cmの土槽に、多重ふるい空中落下法で相対密度85%に調製した砂試料を入れ、深さ中央に不織布(土中部分25cm*50cm)を敷設、0.1, 0.2, 0.3kgf/cm²の鉛直応力をプレッシャーバッグによって加え1.0mm/minの速度で引き抜いた。土槽壁面の摩擦を低減するため、各面にグリスを塗ったメンブレンを貼った。またチャックと引抜き口の間の空中部分を短くするため、その部分の不織布に剛な合板を貼り付けた。不織布の土中部分には12.5cm間隔で設けた節点の変位が測定できるように、先端をアルルダイトで不織布に固定したピアノ線がつけてあり、シンフレックスチューブを通して土槽外部に引き出されている。(図-3)

3. 実験結果

(1) 空中引張り試験

図-4の様な引張り強さ～ひずみ関係が、それぞれの不織布に関して得られた。最大引張り強さは、不織布Aでは12kgf/cm、不織布Bでは6.5kgf/cmとなった。また3%ひずみの点と原点を結ぶ直線の傾きは、不織布Aでは $S_{3\%}=97.5\text{kgf/cm}$ (S :スティフネス、EAに相当)、不織布B

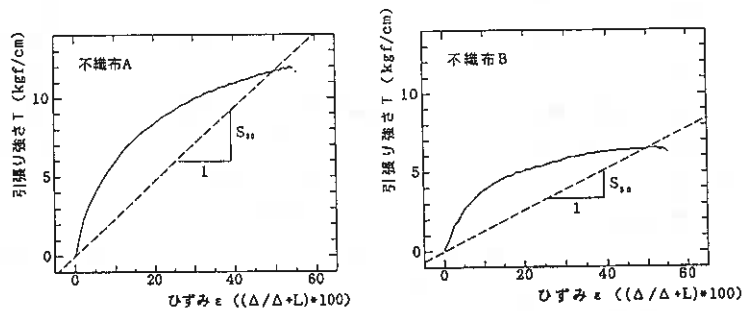


図-4 不織布の引張り強さ～ひずみ関係

では $S_{3\%}=57.3\text{kgf/cm}$ 、25%ひずみ、50%ひずみでは表-3に示すような値となった。

(2) 一面せん断試験

不織布Aについて、鉛直応力0.25, 0.5, 0.75, 1.0kgf/cm²の条件で行った。図-5はその摩擦抵抗力～水平変位関係である。水平変位が進んでも摩擦抵抗力はピークより値が下がることがなく、残留強度はピーク強度と同じである。そのピーク強度と鉛直応力の関係を図-6に示す。最小二乗法により引いた直線は原点を通り、砂と不織布の間に粘着成分cはないことになる。またその傾きは $\phi=28.1^\circ$ であった。

また不織布Bについては、鉛直応力0.5, 0.75kgf/cm²で行い $c=0$ 、 $\phi=29.8^\circ$ となった。

表-3 空中引張り試験の結果

	不織布 A	不織布 B
最大引張り強度 (kgf/cm)	12.0	6.5
3% ひずみでの $S_{3\%}$ (kgf/cm)	97.5	57.3
25%ひずみでの $S_{25\%}$ (kgf/cm)	36.6	21.6
50%ひずみでの $S_{50\%}$ (kgf/cm)	23.4	12.9

同じ材質・製法にもかかわらず不織布AとBで ϕ が違うのは、Bの方が薄いため繊維同士の絡み付きが少なく、摩擦により表面の繊維がはがれていることが観察されており、そのため表面摩擦が増したものと思われる。

(3) 土槽引抜き試験

不織布Aについてはプレッシャーバッグによる鉛直応力0.1, 0.3kgf/cm²で、不織布Bについては0.1, 0.2kgf/cm²で行った。但し砂の自重があるため、不織布直上の鉛直応力は0.05kgf/cm²が加わって、それぞれ0.15, 0.35, 0.15, 0.25kgf/cm²となる。そのうち不織布Aの0.35kgf/cm²と不織布Bの0.25kgf/cm²は、材料自体の強度に達して破断してしまった。また0.15kgf/cm²の二つとも、不織布の土中端(節点5)は大きく変化しておらず(0.5mmほどしか変化していない)引抜け状態に至っていないと思われる。

(表-4)

引抜き試験開始前に引抜き口にあった節点の変位(節点1)と、引抜き力の関係を図-7に示すが、引抜きを進めていくうちに不織布の幅が細くなっていく(図-8)ため、摩擦に関係している面積が減少することになる。

摩擦抵抗角としての ϕ を求めたい

が、引抜き力Fを有効面積で除して τ を求める際の分母にくるべき有効面積が把握できず、仮に特定できたとしても、ジオテキスタイル上の τ が一様になる(≒引抜け状態)まで引抜かない限り τ の分布は不均一なので、有効面積で割って平均化するのは危険であるため、 ϕ は求められない。

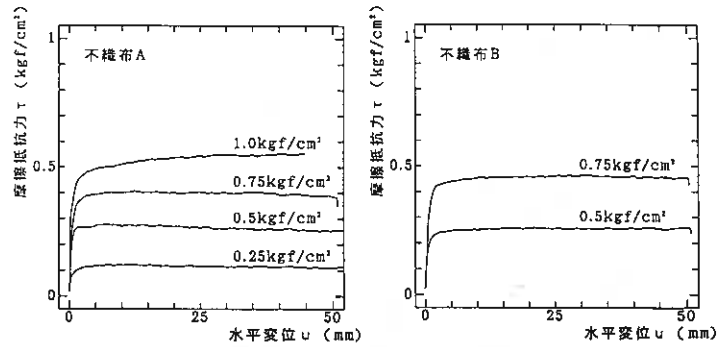


図-5 一面せん断試験による摩擦抵抗力～水平変位関係

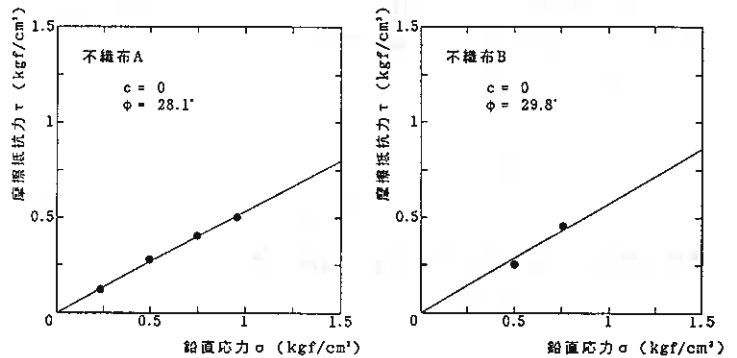


図-6 勇払砂と不織布の摩擦特性 $\tau = c + \sigma \tan \phi$

表-4 土槽引抜き試験の結果

	不織布 A	不織布 B
0.15kgf/cm ²	実験A①・・・引き抜け状態に至る前に終了	実験B①・・・引き抜け状態に至る前に終了
0.25kgf/cm ²	—	実験B②・・・6.6kgf/cmで破断
0.35kgf/cm ²	実験A③・・・9.5kgf/cmで破断	—

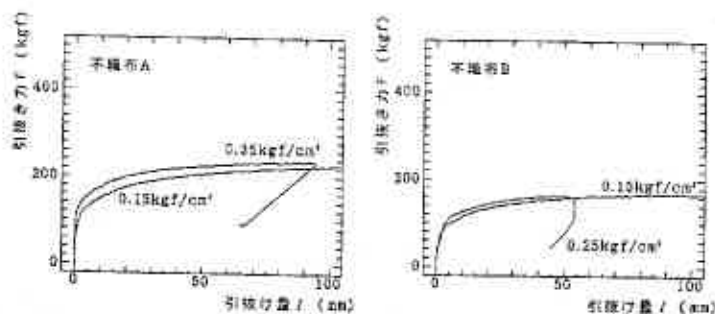


図-7 引抜き力～引抜き量関係

4. 考察

空中引張り試験によって得られたスティフネス S と、一面せん断試験によって得られた、モデル化された摩擦抵抗力～変位関係より引抜き特性を算定してみる。

一面せん断試験で得られた結果を図-9の様にモデル化すると長さ L のジオテキスタイルによる単位幅当りの引抜き抵抗力 F は

$$F(x) = T(x) - T(x-L)$$

$$T(x) = \begin{cases} 2k \frac{u_p}{a} e^{ax} & (x < 0) \\ 2k \frac{u_p}{a} + 2\tau_r x & (x \geq 0) \end{cases}$$

またその時の引抜き端の相対変位(引抜き量) l は

$$l(x) = \begin{cases} u_p e^{ax} & (x < 0) \\ \frac{\tau_r}{S} x^2 + a u_p x + u_p & (x \geq 0) \end{cases}$$

ただし

$$a = \sqrt{2k/S}$$

$$k = \tau_p / u_p$$

となる。

上記の二式において x を $-\infty < x < +\infty$ の範囲で適当に変化させると多数の (F, l) の組み合わせが出来る。それをグラフにすると引抜き抵抗力～引抜き量関係がわかる。(詳しくは本論文最後の付録を参照のこと)

これを今回の実験に適用する。空中引張り試験から50%ひずみ時の S_{50} を求める。なお S の値として S_{50} を採用したのは、実験で用いた不織布の引張り強さ～ひずみ曲線が、破断強度に近づくにつれ伸びが極めて卓越するためである。一面せん断試験の摩擦抵抗力～水平変位関係から u_p, τ_p, τ_r を求める(表-5)。どの様に近似されているかの例として、不織布Aの 0.5 kgf/cm^2 を図-10に挙げる。図-10において点線がモデル化された摩擦抵抗力～水平変位関係である。

これらより敷設長さ $L=50 \text{ cm}$ 、敷設幅 $B=25 \text{ cm}$ の不織布A, Bについてそれぞれ $\sigma=0.15, 0.35 \text{ kgf/cm}^2$ と $\sigma=0.15, 0.25 \text{ kgf/cm}^2$ で引抜き抵抗力～引抜き量関係を図-11に示すグラフにした。図-11の点線が計算値で、一点鎖線は不織布の破断強度である。

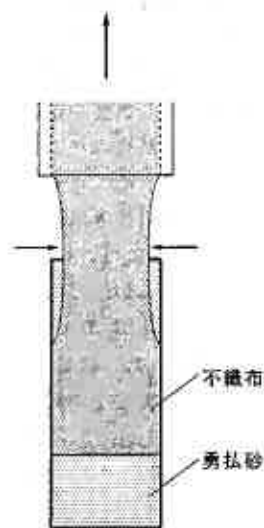


図-8

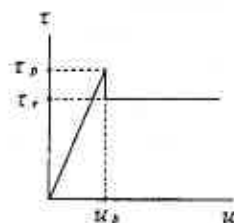


図-9

表-5 モデル化のための S_{60} , τ_p , u_p , τ_r

		不織布 A	不織布 B
スティフネス	S_{60} (kgf/cm)	23.4	12.9
ピーク強度	τ_p (kgf/cm ²)	$\sigma * \tan 28.1^\circ$	$\sigma * \tan 29.8^\circ$
その時の水平変位	u_p (cm)	0.2	0.2
残留強度	τ_r (kgf/cm ²)	$\sigma * \tan 28.1^\circ$	$\sigma * \tan 29.8^\circ$

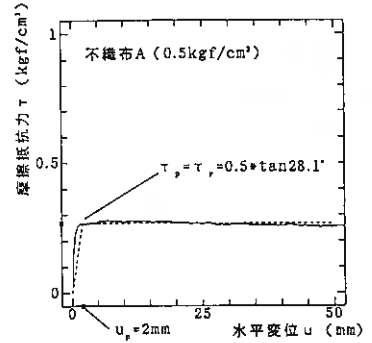


図-10 モデル化の例

計算結果によるとA①は引抜け、A③, B①, B②は材料強度に達して破断することになる。実際は、A①では最大引抜け抵抗力を越え破断強度に近づいている。これは敷設部分での摩擦の他に、引抜き口に砂が集中してそこで大きな力を発揮しているためと考えられる。またA③, B①, B②はいずれも破断強度の線に乗っており、A③, B②は破断、B①は限りなく破断に近づいていることがわかる。そして、全ての実験で破断強度に近づくとつれて伸びが卓越して、計算値より外れているが、不織布の空中引張り特性が破断強度に近づくと従い、伸びが卓越するということから見て予測できることである。

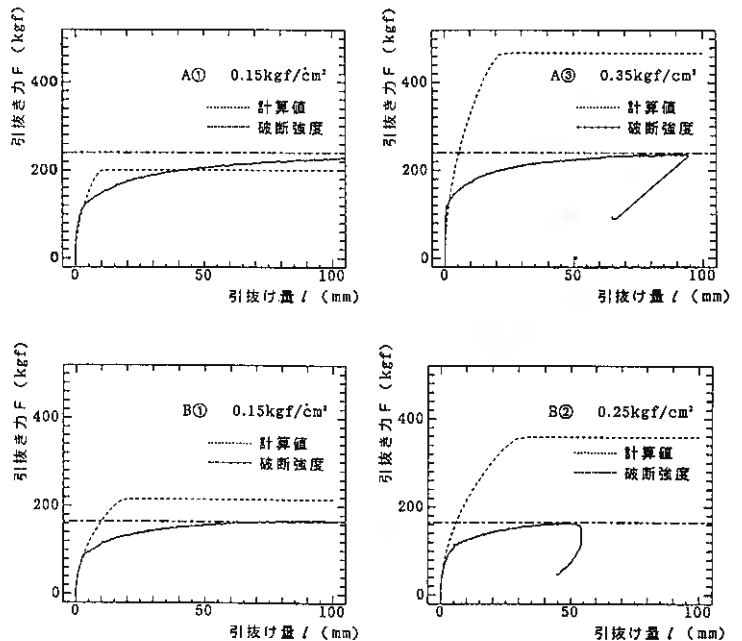


図-11 計算された引抜き力～引抜き量関係

5. まとめ

一面せん断試験は、その試験方法が簡単で、ジオテキスタイルと土との間の摩擦特性を調べる手段として信頼性・再現性の高い方法であるが、ジオテキスタイルが実際の土中で伸びていることを考慮し、実際の土中でのジオテキスタイルの引抜き特性を把握するためには伸びの理論の助けが必要である。

また、土槽引抜き試験は、その実験装置が大がかりで1回の実験に要する労力が大きい割にはジオテキスタイルと土との摩擦特性を調べる方法としては適当でない。なぜなら、土槽引抜き試験で ϕ を求めるためには、破断や非引抜き状態で終わってはならず、そのためには鉛直応力を下げるか敷設面積を減らすかすべきであるが、いずれも壁面摩擦や引抜き口の影響が相対的に大きくなる方向にあり、根本的な解決は難しい。

そこで、土槽引抜き試験は実際の現場を縮小した模型実験であると位置づけ、ジオテキスタイルと土の引抜き特性は、一面せん断試験によって得られる摩擦特性と伸びの理論によって決定した方がよいと思われる。

[参考文献]

- 1) 吉岡淳：「ジオテキスタイルの変形を考慮した安定解析に関する一考察 - 大型模型実験結果を用いた逆解析 -」第4回ジオテキスタイルシンポジウム、pp. 28~34 1989
- 2) 三田地利之、村木俊介、山本陽一：「土中におけるジオグリッドの摩擦特性について」第26回土質工学研究発表会、pp. 2107~2110 1991
- 3) 三田地利之、山本陽一、村木俊介：「伸び剛性を考慮したジオグリッドの引抜き特性の評価について」第6回ジオテキスタイルシンポジウム、pp. 94~99 1991

----- 付録 [文献3)より] -----

$-\infty < x < +\infty$ で
土中に敷設されている
ジオテキスタイル
を $+\infty$ の側から無限
大の力で引張ると、
土との相対変位 $u =$
 u_p となる点 x がどこ
かに存在する(図-A1
)。その点を便宜上
 $x=0$ とおく。

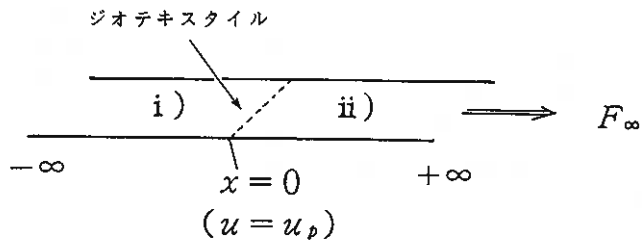


図-A1 土中に敷設されたジオテキスタイル

i) の領域 ($-\infty < x \leq 0$) では

$$\tau = k u \quad (k = \tau_p / u_p)$$

であるから

$$\frac{d^2 u}{d x^2} = \frac{2 k u}{S}$$

$a = \sqrt{2 k / S}$ とおいて、この微分方程式を解くと

$$u = C_1 e^{ax} + C_2 e^{-ax}$$

初期条件 ($x = -\infty$ で $u = 0$, $x = 0$ で $u = u_p$) より C_1, C_2 が求まり

$$u_x = u_p e^{ax} \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

$$\tau_x = k u_p e^{ax}$$

となる

また x ($-\infty < x \leq 0$) における張力 T_x は

$$T_x = \int_{-\infty}^x 2\tau_x dx = 2k \frac{u_p}{a} e^{ax} \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

である

ii) の領域 ($0 < x < +\infty$) では

$$\tau = \tau_r$$

であるから

$$\frac{d^2 u}{dx^2} = \frac{2\tau_r}{S}$$

この微分方程式を解くと

$$u = \frac{\tau_r}{S} x^2 + C_1 x + C_2$$

初期条件 ($x=0$ で $u=u_p$, $x=0$ で $\varepsilon (= du/dx) = a u_p$ ($\because \textcircled{1}$)) より

$$u_x = \frac{\tau_r}{S} x^2 + a u_p x + u_p \dots \dots \dots \textcircled{3}$$

$$\tau_x = \tau_r$$

となる

また x ($0 < x < +\infty$) における張力 T_x は

$$T_x = \int_{-\infty}^0 2\tau_x dx + \int_0^x 2\tau_r dx = 2k \frac{u_p}{a} + 2\tau_r x \dots \dots \dots \textcircled{4}$$

である

i), ii) より無限長ジオテキスタイルにおける相対変位分布、摩擦抵抗力分布、張力分布の概形はそれぞれ図-A2, 図-A3, 図-A4のようになる。

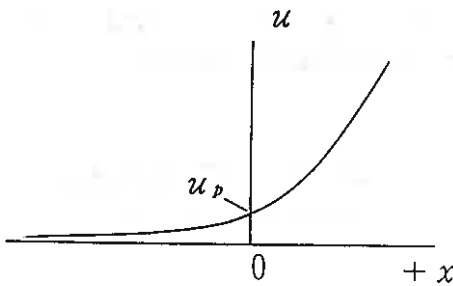


図-A2 相対変位分布

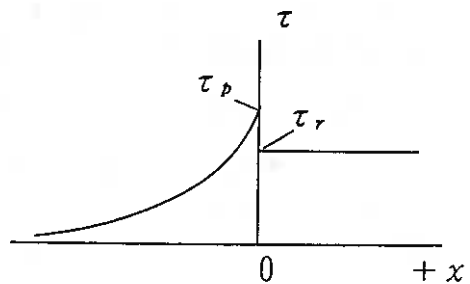


図-A3 摩擦抵抗力分布

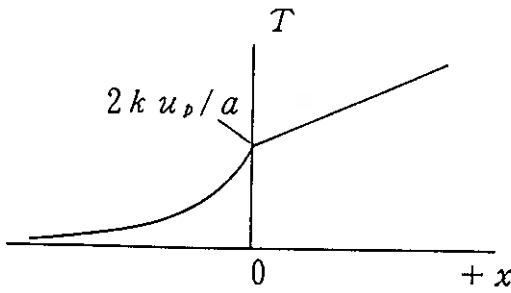


図-A4 張力分布

まとめると

$$T_x = \begin{cases} 2k \frac{u_p}{a} e^{ax} & (x < 0) \\ 2k \frac{u_p}{a} + 2\tau_r x & (x \geq 0) \end{cases}$$

$$u_x = \begin{cases} u_p e^{ax} & (x < 0) \\ \frac{\tau_r}{S} x^2 + a u_p x + u_p & (x \geq 0) \end{cases}$$

$$\tau_x = \begin{cases} k u_p e^{ax} & (x < 0) \\ \tau_r & (x \geq 0) \end{cases}$$

ここに

$$a = \sqrt{2k/S}$$

$$k = \tau_r / u_p$$

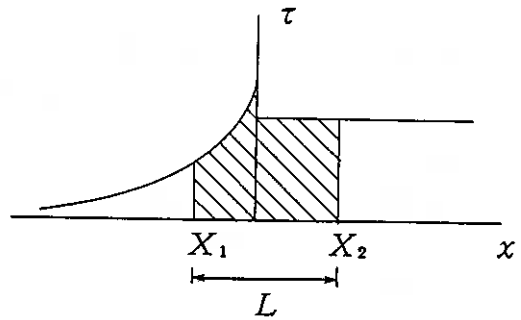


図-A5 長さLのジオテキスタイル

長さLのジオテキスタイルに働く τ は図-A5の X_1 から X_2 ($X_1 < X_2$)までである。この τ によって發揮されている引抜き抵抗力 F (単位幅当りの力(kgf/cm))は、図-A5の斜線部分の面積である。

$$F = \int_{X_1}^{X_2} 2\tau_x dx = \int_{-\infty}^{X_2} 2\tau_x dx - \int_{-\infty}^{X_2-L(=X_1)} 2\tau_x dx = T_{X_2} - T_{X_2-L}$$

ただし $\tau \sim x$ の分布が、 X_1 以下の部分のジオテキスタイルがないことによって変化しないと仮定。

つまり F は、 X_2 ($\rightarrow x$)すなわち引抜き端の関数であり、そのときの引抜き量(すなわち引抜き端の相対変位)は u_{X_2} 、そのときの末端変位は u_{X_1} である。

土質ボーリング資料の クラスター分析と地盤区分

室蘭工業大学 正員 朝日秀定

1. はじめに

これまで土質ボーリング資料に記載された土質区分を数量化し、この深度方向への数値変化を方形波直交関数系でスペクトル変換し、スペクトル強度の解釈をおこない、更に各ボーリング点でのスペクトルを等値線図化して平面的に表現し地質図との対比を行う方法を示してきた。^{1) 6)} この様に土質を数量化して処理を行うのは大量のボーリング資料に記載されている土質を一度に扱うための手法であり、さまざまな利用方法が考えられる。例えば

- 1) 単層の区分、統合、分類を数値の比較、演算により自動的に行う。
- 2) 補間法を利用して任意地点の土質の推定を行う。
- 3) 深度方向の土質変化を波と捉えて解釈を施す。

などである。

本報告では1)の手法の一つとして、各ボーリングを数量化した土質同士のクラスター分析でクラスターに分類する。次に各ボーリング数量化した土質柱状図のスペクトル強度の直流成分との関連でクラスターに番号を付け、この番号を2)の手法により等値線図化して地盤区分を行う。また各クラスターの代表ボーリングも示した。

2. 解析対象地域と地質概要⁷⁾

解析対象地域は既報と同様図-1に示した北海道室蘭市の東部地域である。この地域は地形と地質(図-2)が良く対応する。大まかにみておおよそ標高10m以下の有機質土ないし粗砂よりなる海岸平野部と、80から100m以上の火山性堆積よりなる丘陵部、およびこれらの崖錐部に分けられる。丘陵部は規則的な小沢が刻まれている。

用いたボーリング資料はこれらの地域で得られた資料の深度12m以上の資料である。代表ボーリング点を図-1、図-2中に●印で示す。またこの図中の番号は図-3に示す土質記録の番号と一致させてある。

3. 数量化数値とクラスター分析

土質を数量化するには、本報告でもこれまでの報告⁴⁾と同じく表-1に示す土質区分にまとめ数値を与えた。この数値組合せを用いたのは、数量化した土質の深度方向への変化を波と観てスペクトル変換しこのスペクトルの解釈を行った場合の解釈のし易さによる。

クラスター分析は各ボーリング間の数量化した土質の同一深度での距離の和をクラスター距離とした。具体的には、各ボーリング($i; 1, 2, 3 \cdots 142$)の地表から0.09375mごとに (国土地理院1/25000地形図「室蘭市東部」に加筆)
12mまで数量化土質をサンプリング($E_{ij}; j=1, 2, 3 \cdots 128$)し、

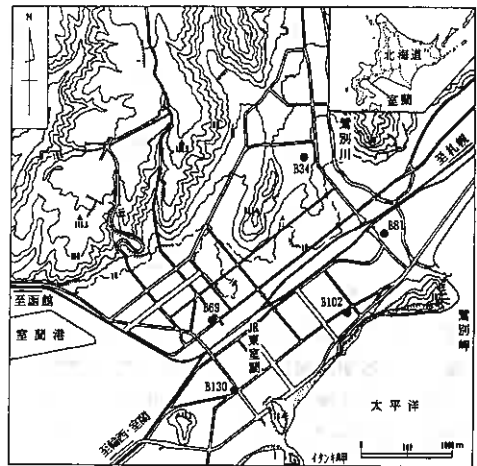


図-1 解析対象地域

Clustal Analysis of Soil Classification in Drilling -log and Ground Zoning ;
Hideyasu Asahi (Muroran Institute of Technology)



図-2 解析対象地域地質図⁷⁾

表-1 数量化土質区分⁵⁾

土質名	表土	腐植土	粘土	シルト	砂	礫	岩等	火山灰	凝灰質	凝灰岩
数値	10	20	30	40	50	60	120	80	90	100

自然距離により正規化しない最大距離法により分析を行った。すなわちボーリングiとlの距離 D_{il} は

$$D_{il} = \left(\sum_{j=1}^{128} (E_{ij} - E_{lj})^2 \right)^{1/2}$$

クラスターはクラスター間距離が急激に広がり始める併合の直前までに併合されたクラスターによった。またこれ以降に3本以下で併合されるボーリングは解析対象から排除した。この結果本報告の解析に利用したボーリング資料数は142点である。次にそれぞれのボーリング点の所属クラスターの番号をふり、この番号の平面分布を等値線図にて表現することで地盤区分を行おうとするものであるが、クラスター番号の与え方で描写される等値線図の形状はまるで相違する。そこでクラスター番号は以下のように決めた。各クラスターごとに深度0.09375mごとの平均土質を求め、次にこの平均ボーリング土質に最も距離的に近いボーリングをこのクラスターの代表ボーリング資料とした。次にこれら代表ボーリング毎に0.09375m刻みに12mまでの128個の数量化土質を合計する。次に地表から地下12mまでの値が0($E_{ij}=0$)の架空のボーリングを基準にとると、先の合計値はこの基準ボーリングとの距離と考えることができる。この距離の近い順にクラスター番号をふった。また距離の平均($D_{il}/128$)は直交関数系による変換の交差数0(=周波数0Hz)のスペクトル強度すなわち直流成分と等しい。なお等値線図化の補間計算は2元3次方程式による距離の重付最小二乗法である。重みは被推定地点と計算に利用したボーリング点の距離の2乗の逆数である。

4. 解析結果と解釈

ボーリング記録の土質区分をクラスター分析した結果5クラスターに分かれた。各クラスターに属するボーリング資料数はクラスター1には60点,2には11点,3には12点,4には33点,5には26点であった。

各ボーリングのクラスター番号を等値線図化して図-4に示す。またこれら各クラスターの代表ボーリングは図-3にクラスター番号と共に、更に図-5には図-3との比較のために直交関数系による交差数0でのスペクトル強度の等値線図を示した。

図-3に示す各クラスターでの代表ボーリングはその選び方から、土質の数量化値の大きな土質で構成される割合の多少を示す。このことは表-1の土質区分からみると、土質が表土から段々と火山性堆積物へと地表下12mまでに占める割合が多くなる順番に番号を付けたことになる。特にB102(クラスター1)とB34(クラスター5)の比較ではその差は歴然としている。またクラスターで区分された地域の地盤構成は概ね図-3に示す柱状図をもって代表して考えることができる。すなわちクラスター1,2の地域は水成の堆積物で構成され、クラスター3の地域は水性の堆積物と火山性の堆積物が半々、クラスター4,5の地域は火山性の堆積物が主要部分を占めるようになる。

この様な観点から図-2の地質図と図-4の等値線図を見比べると概ねクラスター番号1,2の地域は海岸平野部に、4,5の地域は丘陵部にみられ、地質図や地形

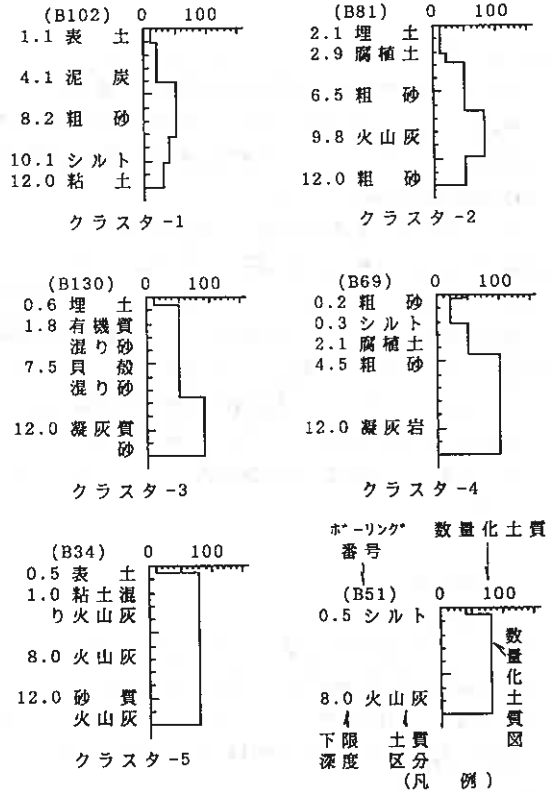


図-3 代表的ボーリングの数量化土質図

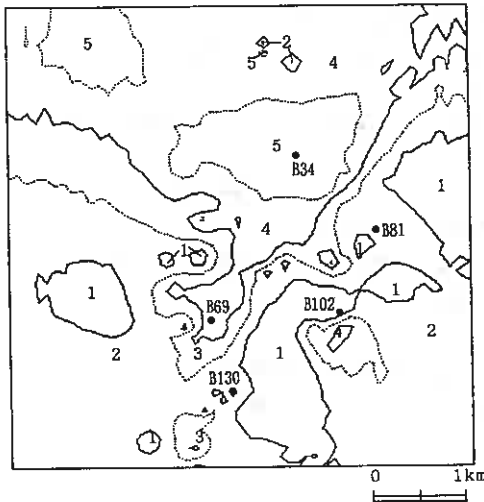


図-4 等クラスターによる地盤区分

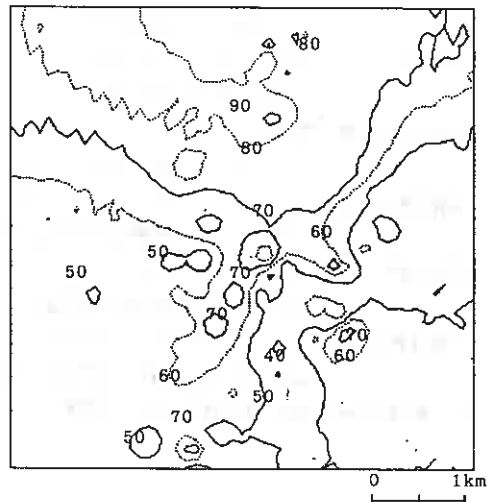


図-5 交差数0等スペクトル線図

図とよく対応している。またこれらに夾まれるようにして分布するクラスター3の地域は、この等値線図を描写するために用いた最小二乗近似計算により出現したものであり、この地域に解析対象となる深度12m以上のボーリング資料はB130の南西の先端部で鉄道の分岐付近の2点のみであった。

クラスターの等値線図と図-5の交差数0のスペクトル強度の等値線図を比較すると概ね同じ模様となり、特にクラスター4,5の地域は良く一致する。このことよりこの様なクラスター番号の振り方はある意味を持っている。すなわちクラスター番号は自然数でありその差は1ずつの等間隔であるが、交差数0のスペクトル強度によるクラスタ分析でのクラスター間距離がほぼ等間隔になることに対応している。図-6の各ボーリング点での交差数0のスペクトル強度とクラスター番号とはほぼ一次関数関係にあることがこのことを支持している。

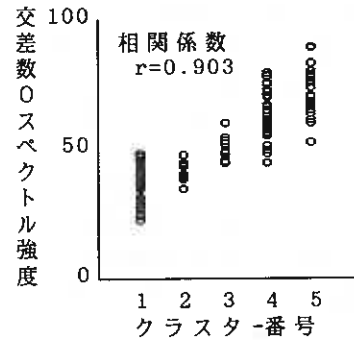


図-6 クラスター番号と交差数0のスペクトル強度の関係

5. おわりに

以上の結果から

- 1) ボーリング柱状図に記載された土質区分によるボーリングのクラスター分析結果をもって地盤区分を行うことは可能であり、地質図との対応も悪くない。
- 2) クラスターの代表ボーリングをもってこの地域の代表ボーリングとする方法を示すことができる。
- 3) 基準となる架空数量化土質柱状図は0の値をとるのがクラスター番号と交差数0のスペクトル強度との対応から見て具合がよい。

参考文献

- 1) 朝日秀定, 他: ボーリング柱状図のスペクトル化による地盤分類 - 土質名の数値化による交差数解析の試み -, 土質工学会北海道支部技術報告集29号, 平成元年2月
- 2) 朝日秀定, 他: ボーリング柱状図の数値記載土質名のスペクトル表示による地盤分類, 平成元年度情報地質研究会研究発表講演要旨, 平成元年6月
- 3) 朝日秀定, 他: 数値化ボーリング土質名のスペクトル解析による地盤区分 - スラント変換による場合 -, 土質工学会北海道支部技術報告集30号, 平成2年2月
- 4) 朝日秀定, 他: ボーリング柱状図の数値化記載土質名のスペクトル表示による地盤分類に関する研究, 第1回日本情報地質学会講演会講演予稿集, 平成2年6月
- 5) 朝日秀定: 数量化ボーリング土質名のスペクトル表示による地盤区分 - 使用数値について -, 土質工学会北海道支部技術報告集31号, 平成3年2月
- 6) 朝日秀定: ボーリング土質柱状図の数量化とその利用, 応用地質学会北海道支部平成3年度研究発表会講演要旨, 平成3年5月
- 7) 斉藤昌之, 他: 5萬分の1地質図幅「登別温泉」, 北海道地下資源調査所, 昭和28年

苦小牧高専 正員 ○小 野 丘
北大工学部 正員 三田地 利之
苦小牧高専 正員 池 浦 勳
苦小牧高専 正員 澤 田 知之

1、まえがき

筆者らは前報で、自重項を持った半無限弾性体の変形問題をすべて境界積分で扱うために Galerkin tensor を利用する方法を紹介した。¹⁾ 本報告では任意点での変位および応力を得るための定式化の結果を示し、半無限体にトンネルを掘削した場合の自重による変位および応力の計算結果を一例として報告するものである。

2、任意点(内点)の変位

対象となる問題の境界を除く領域内の任意の点(内点)の変位を与える式は以下のものである。²⁾

$$(1) \quad u_i = \int_{\Gamma} u_{ij}^* p_j d\Gamma - \int_{\Gamma} p_{ij}^* u_j d\Gamma - \int_{\Omega} u_{ij}^* b_j d\Omega + u_i^f$$

また、(1)式の右辺第 3 項の領域積分は、Galerkin tensor を利用して次式のように境界積分に変換できる。

$$(2) \quad \begin{aligned} B_i &= \int_{\Omega} u_{ij}^* b_j d\Omega \\ &= \frac{b_j}{2G} \int_{\Gamma} [2(1-\nu)G_{ij,k} - G_{ik,j}] n_k' d\Gamma \\ &= \int_{\Gamma} B_{ij} b_j d\Gamma \end{aligned}$$

(2)式の B_{ij} は前報では不十分であったので、ここで以下のように訂正する。

$$B_{11} = \frac{1}{2G} \{ [(1-2\nu) G_{11,1}] n_1' + [2(1-\nu) G_{11,2} - G_{12,1}] n_2' \}$$

$$B_{21} = \frac{1}{2G} \{ [(1-2\nu) G_{21,1}] n_1' + [2(1-\nu) G_{21,2} - G_{22,1}] n_2' \}$$

$$(3) \quad G_{11,1} = K_s \{ -r_1(1+2\ln r)/2 - A_1 R_1(1+2\ln R) - A_2 c r_2^2/R^2 \}$$

$$G_{11,2} = K_s \{ -r_2(1+2\ln r)/2 - A_1 r_2(1+2\ln R) + A_2 c(\theta + R_1 r_2/R^2) \}$$

$$G_{12,1} = K_s \{ A_3 c(\theta - \bar{x} r_2/R^2) + A_2 c^2 r_2/R^2 - A_4(2R_1 \theta - r_2) \}$$

$$G_{21,1} = K_s \{ A_5 c(\theta - \bar{x} r_2/R^2) - A_6 c^2 r_2/R^2 + A_4(2R_1 \theta - r_2) \}$$

$$G_{21,2} = K_s \{ A_5 c \bar{x} R_1/R^2 + A_6 c^2 R_1/R^2 + A_4(2r_2 \theta + R_1) \}$$

A Boundary Element Formulation for Elastic Deformation of Semi-Infinite Body with Gravitational Forces(2nd Report); Takashi ONO(Tomakomai National College of Technology), Toshiyuki MITACHI(Faculty of Engineering, Hokkaido Univ.), Isao IKEURA(Tomakomai National College of Technology) and Tomoyuki SAWADA(Tomakomai National College of Technology).

$$G_{22,1} = Ks \{ -r_1(1+2\nu nr)/2 + (A_7+1/2)R_1(1+2\nu nR) - A_6 cr_2^2/R^2 \}$$

$$Ks = \frac{1}{4\pi(1-\nu)}$$

$$A_4 = \frac{2(1-\nu)(1-2\nu)}{3-4\nu}$$

$$A_1 = \frac{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{2(3-4\nu)}$$

$$A_5 = \frac{3-4\nu}{1-2\nu}$$

$$A_2 = \frac{1}{2(1-\nu)}$$

$$A_6 = \frac{1}{1-2\nu}$$

$$A_3 = \frac{3-4\nu}{2(1-\nu)}$$

$$A_7 = -\frac{4(1-\nu)^2}{3-4\nu}$$

3、内点の応力

応力を与える一般式は、変位を用いた場合次式となる（総和規約をとる。以下同様）。

$$(4) \quad \sigma_{ij} = G(u_{i,j} + u_{j,i}) + \frac{2G\nu}{1-2\nu} u_{k,k} \delta_{ij}$$

内点の応力を求める式を得るには、(1)式の右辺各項をそれぞれ内点に関して偏微分する操作が必要であり、その結果を次式のように表現する。

$$(5) \quad \sigma_{ij} = \int_{\Gamma} D_{ijk}^* p_k d\Gamma - \int_{\Gamma} S_{ijk}^* u_k d\Gamma - \int_{\Gamma} K_{ijk} b_k d\Gamma + \sigma_{ij}^f$$

(4)式の右辺第1項と第2項はそれぞれ半無限体の基本解の性質から Kelvin解(K)と補足項(c)との和で表され以下のようになる。

$$D_{ijk}^* = D_{ijk}^K + D_{ijk}^C$$

$$D_{ijk}^K = \frac{1}{4\pi(1-\nu)} \frac{1}{r} \{ (1-2\nu)(r_{,j} \delta_{ki} + r_{,i} \delta_{jk} - r_{,k} \delta_{ij}) + 2 r_{,k} r_{,i} r_{,j} \}$$

$$(6) \quad D_{ijk}^C = G(u_{ik,j}^C + u_{jk,i}^C) + \frac{2G\nu}{1-2\nu} (u_{\ell k,\ell}^C \delta_{ij})$$

$$S_{ijk}^* = S_{ijk}^K + S_{ijk}^C$$

$$S_{ijk}^K = \frac{G}{2\pi(1-\nu)} \frac{1}{r^2} \{ 2 \frac{\partial r}{\partial n} [(1-2\nu) r_{,k} \delta_{ij} + \nu(r_{,j} \delta_{ik} + r_{,i} \delta_{jk}) - 4 r_{,i} r_{,j} r_{,k}]$$

$$+ 2\nu (n_i r_{,j} r_{,k} + n_j r_{,i} r_{,k})$$

$$+ (1-2\nu)(2 n_k r_{,i} r_{,j} + n_j \delta_{ik} + n_i \delta_{jk})$$

$$- (1-4\nu) n_k \delta_{ij} \}$$

$$S_{ijk}^C = G(\sigma_{kmi,j}^C + \sigma_{kmj,i}^C + \frac{2\nu}{1-2\nu} \sigma_{km\ell,\ell}^C \delta_{ij}) n_m$$

煩雑さを避けるため上式中の σ^{kmi} などは文献²⁾を参照されたい。

また第3項の K_{ijk} は次のようになる。

$$(7) \quad K_{ijk} = G(B_{ik,j} + B_{jk,i}) + \frac{2G\nu}{1-2\nu} B_{\ell k, \ell} \delta_{ij}$$

つまり、(3)式中の Galerkin tensor をもう一度偏微分することにより得られることがわかる。

第4項の自由項は Rankine 土圧そのものである。

$$(8) \quad \begin{aligned} \sigma_{11}^f &= b_1 x_1 \\ \sigma_{12}^f &= 0 \\ \sigma_{22}^f &= K_0 \sigma_{11}^f, \quad K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \end{aligned}$$

なおこれまでに出てきた基本解 u^*_{ij} を以下のように前報を訂正する。

$$(9) \quad \begin{aligned} u_{11}^* &= K_d \{ -(3-4\nu) \ln r + r_1^2/r^2 - 2(1-\nu)(5-4\nu) \\ &\quad - [8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)] \ln R \\ &\quad + [(3-4\nu)R_1^2 - 2c\bar{x}]/R^2 + 4c\bar{x}R_1^2/R^4 \} \\ u_{12}^* &= K_d \{ r_1 r_2 / r^2 + (3-4\nu) r_1 r_2 / R^2 + 4c\bar{x}R_1 r_2 / R^4 \\ &\quad - 4(1-\nu)(1-2\nu)\theta \} \\ u_{21}^* &= K_d \{ r_1 r_2 / r^2 + (3-4\nu) r_1 r_2 / R^2 - 4c\bar{x}R_1 r_2 / R^4 \\ &\quad + 4(1-\nu)(1-2\nu)\theta \} \\ u_{22}^* &= K_d \{ -(3-4\nu) \ln r + r_2^2/r^2 - 2(1-\nu)(5-4\nu) \\ &\quad - [8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)] \ln R \\ &\quad + [(3-4\nu)r_2^2 + 2c\bar{x}]/R^2 - 4c\bar{x}r_2^2/R^4 \} \\ K_d &= \frac{1}{8\pi(1-\nu)G} \end{aligned}$$

以上より、内点の応力は境界上の変位および表面力からのみ得られることがわかる。

4、計算結果の一例

ライニングのない円形トンネルを掘削した場合の計算結果を以下に示す。

図1は、トンネル表面(境界)とその周辺の変位を示した図であるが、鉛直変位についてはトンネル下端から中心軸上で3m下った点に関する相対変位で表してある。

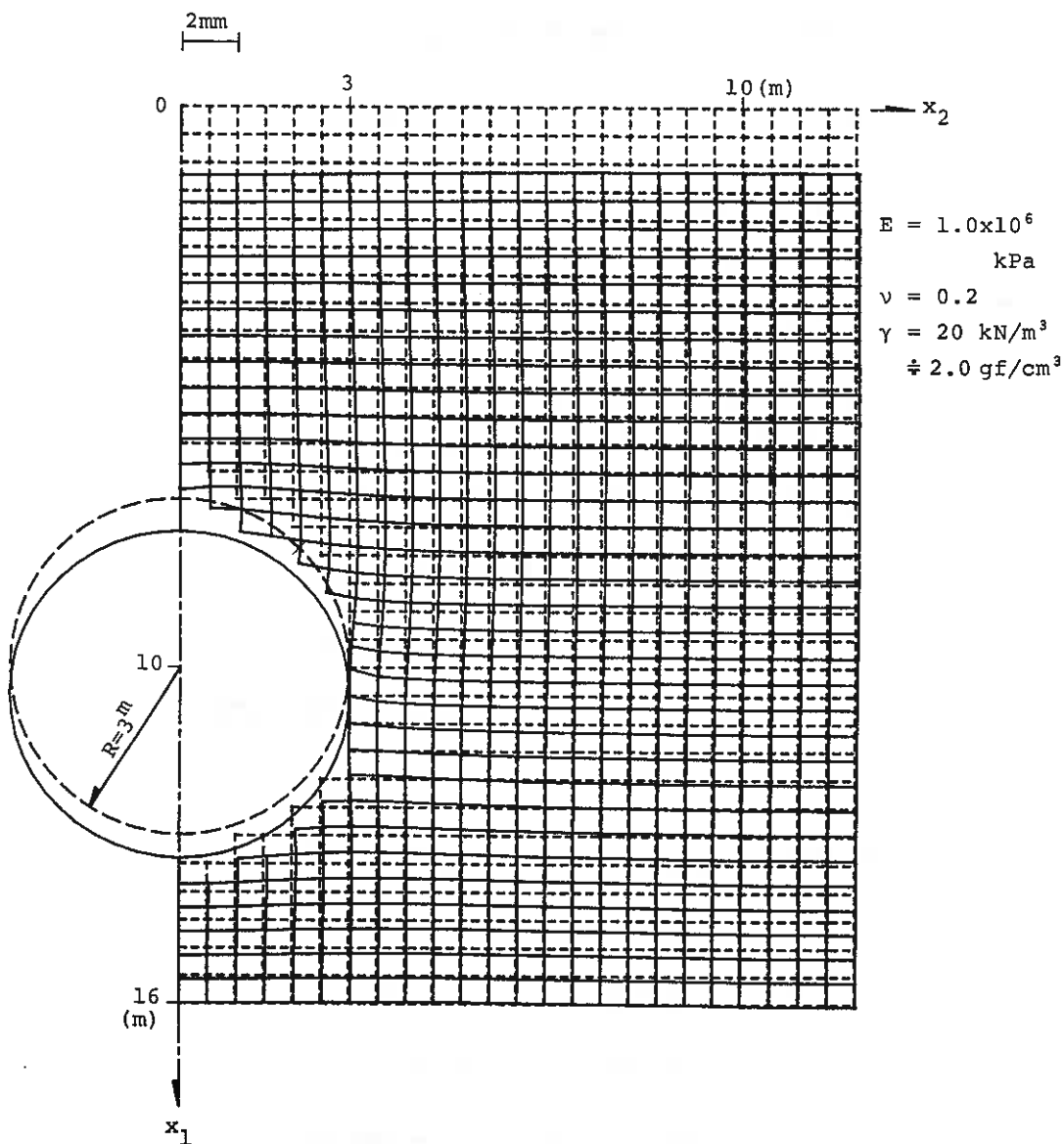


図1 ライニングのない円形トンネルの掘削による変位図

図2～図4には、それぞれ鉛直、水平、せん断の各応力分布を示した。

また境界変位と深さ10mでの応力を、FEM³⁾およびJiang⁴⁾による結果と比較したものを表1、表2に示した。なお、Jiangによる結果は自重を考慮しない境界要素法による値と自重のみを考慮した値との重ね合わせから得られたものである。また、各応力分布図中のトンネルの鉛直変位や表1における鉛直変位はトンネル下端(節点25)をゼロとした相対変位としてある。

図5には、節点番号と応力の正の向きを示す。

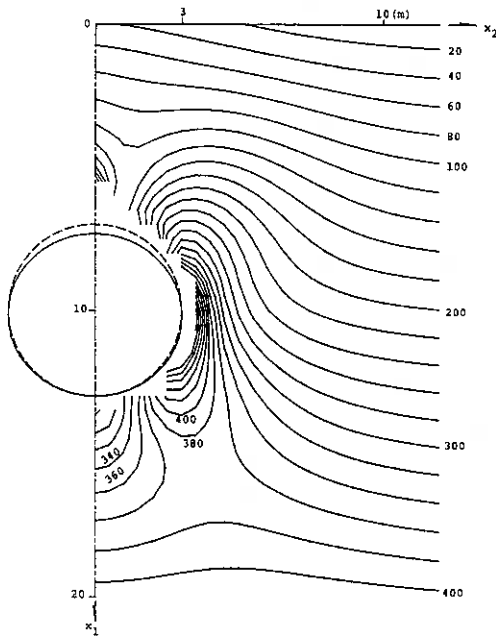


図2 鉛直応力分布図 (σ_{11} 、kPa)

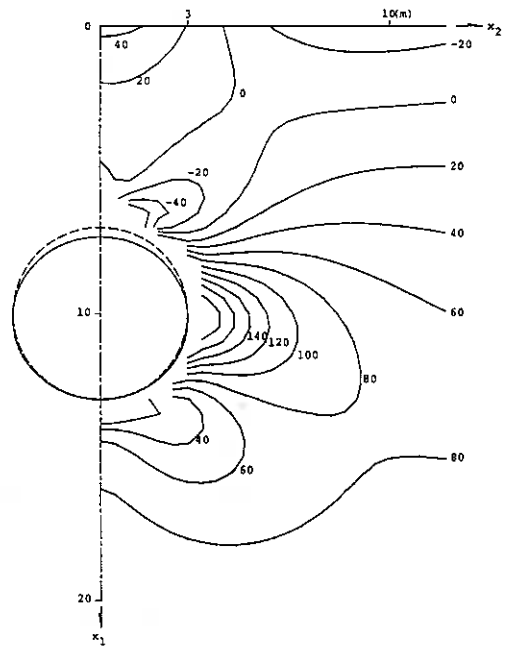


図3 水平応力分布図 (σ_{22} 、kPa)

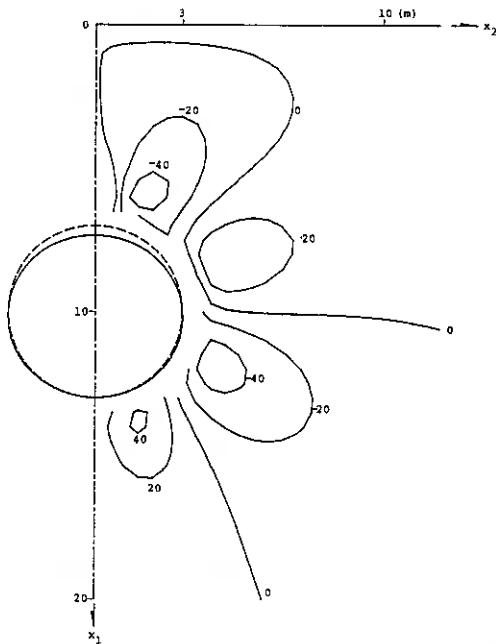


図4 せん断応力分布図 (σ_{12} 、kPa)

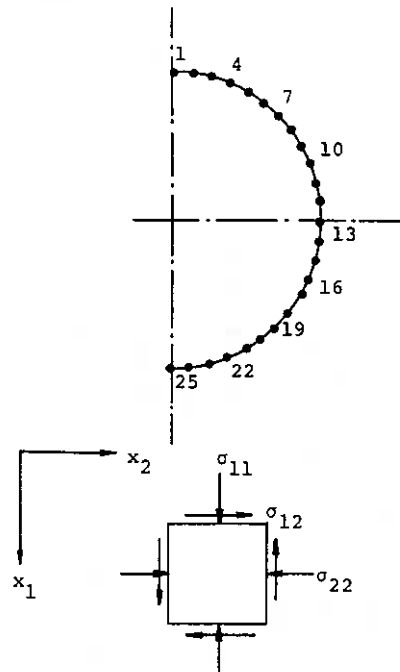


図5 節点番号および応力の正の向き

表1 計算結果の比較 (トンネルの変位、単位 x0.1mm)

節 点	相対鉛直変位 (u1 - u1(25))			水平変位 (u2)		
	BEM	Jiang ⁴⁾	FEM ³⁾	BEM	Jiang	FEM
1	33.00	33.15	17.97	0	0	0
3	32.56	-	17.71	0.471	-	0.333
5	31.22	-	16.94	0.917	-	0.645
7	29.05	29.15	15.70	1.286	1.55	0.919
9	26.11	-	14.07	1.555	-	1.138
11	22.51	-	12.11	1.714	-	1.286
13	18.41	18.48	9.906	1.757	2.15	1.347
15	14.05	-	7.573	1.685	-	1.310
17	9.743	-	5.266	1.504	-	1.173
19	5.843	5.87	3.170	1.227	1.53	0.950
21	2.721	-	1.482	0.871	-	0.664
23	0.699	-	0.382	0.461	-	0.340
25	0	0	0	0	0	0

表2 計算結果の比較 (深さ10mでの応力値、単位 x100 kPa)

位 置		BEM			Jiang			FEM※		
x1	x2	σ_{11}	σ_{22}	σ_{12}	σ_{11}	σ_{22}	σ_{12}	σ_{11}	σ_{22}	σ_{12}
10.0	3.3	6.41	1.81	-0.373	4.70	-	-	4.47	0.510	-0.499
	3.6	4.83	1.91	-0.181	4.06	-	-	3.85	0.690	-0.292
	3.9	3.99	1.85	-0.091	3.61	-	-	3.56	0.814	-0.108
	4.2	3.47	1.74	-0.042	3.29	-	-	3.37	0.836	-0.094
	4.5	3.12	1.61	-0.013	3.05	-	-	-	-	-
	4.8	2.88	1.48	0.001	2.87	-	-	2.91	0.874	-0.055
	5.1	2.72	1.38	0.010	2.73	-	-	2.79	0.867	-0.029
	5.4	2.59	1.28	0.014	2.62	-	-	-	-	-
	5.7	2.49	1.19	0.016	2.53	-	-	-	-	-
	6.0	2.42	1.12	0.016	2.46	-	-	2.40	0.799	-0.044
	7.0	2.25	0.930	0.013	2.29	-	-	-	-	-
	8.0	2.16	0.810	0.011	2.19	-	-	-	-	-
	9.0	2.10	0.729	0.010	2.12	-	-	-	-	-
10.5	2.04	0.651	0.011	2.06	-	-	2.11	0.664	0.004	
12.0	2.01	0.602	0.015	2.02	-	-	2.08	0.637	-0.001	

※最も近い積分点で代表した

<参考文献等>

- 1) 小野、三田地、池浦、澤田：自重を考慮した境界要素法による半無限体の弾性変形、土質工学会北海道支部技術報告集 第31号、pp.227-232,1991
- 2) Telles, J.C.F.:The Boundary Element Method Applied to Inelastic Problems, Springer-Verlag, 1983
- 3) 下倉 宏氏 (日本工営㈱札幌支店) による。
- 4) Jiang, Y.S.:Slope Analysis Using Boundary Elements, Springer-Verlag, 1989

弾塑性モデルによる軟弱地盤の F E M 解析事例

日本工営(株)	正会員	○下 倉	宏
北海道大学工学部	正会員	三田地	利之
(株)熊谷組	正会員	梅 木	宏 也
北海道開発局開発土木研究所	正会員	林	宏 毅

1. はじめに

北海道には泥炭を含む軟弱地盤が広く分布しているが、これらの地域の建設工事に於いてはその軟弱地盤特有の変形性から多くのトラブルとなっている事例が多い。そのため、施工に先だってそれらの問題を解決するために調査・解析を実施して、対策工の設計が行われている。

実務レベルの解析では一般に一次元圧密沈下解析と円弧すべりの安定解析が実施されている。しかし、軟弱地盤上に造られる構造物、例えば盛土に於いては、破壊には至らないが大きな沈下と変形が生じ、構造物の維持管理上問題となる場合や更にはその変形が周辺の他の構造物に影響を与える問題となる場合もある。そのため、これらの変形を事前に予測し、設計・施工に反映させていくことが望まれるが、前述の解析手法では限界があり、現状に即した変形が考慮できる解析手法の開発が望まれる。最近では有限要素法を用いた変形解析も行われ出しているが、多くの場合は弾性解析に留まっており、必ずしも軟弱地盤の変形挙動を有意な精度で予測できる段階になっているとは言い難い現状である。軟弱地盤の変形特性を扱えるような新しい解析モデルが種々発表されているが、それらの手法は未だ研究レベルにあり、実務レベルで利用するにはその理論及び入力定数の設定方法が普及していない現状であると思われる。

本報文では軟弱地盤の変形を対象とした解析手法として、弾塑性理論に基づいたカムクレイ (Cam-Clay) モデル¹⁾、修正カムクレイモデル及び $\ln f$ モデル²⁾ を用いた有限要素解析³⁾ がどの程度有効であるかを検証した解析事例を紹介したものである。尚、実務レベルでの本手法の普及を考慮して、その入力定数の設定方法及びその決定に必要な試験方法を具体的に紹介した。

2. 解析モデル

軟弱地盤の変形を問題とする場合、軟弱地盤特有の変形特性を誘因別に大分類すると、①せん断応力による変形、②過剰間隙水の消散に伴う圧密沈下による変形、③クリープによる変形が考えられる。本報文で取り扱うモデルは①及び②の挙動を弾塑性理論に基づいて展開したものである。

2.1 カムクレイ (Cam-Clay)

Roscoeら(1963)は外力による消散エネルギー dW_{EX} と内部消散エネルギー dW_{IN} に対して以下の仮定を行い、両者が釣り合うと考えた。

$$dW_{EX} = \sigma_{ij} d\epsilon_{ij}^p = p d v^p + q d \epsilon^p \quad (1)$$

$$dW_{IN} = M p d \epsilon^p \quad (2)$$

Some Case Studies on Deformation Behaviour of the Soft Ground by the Elasto-Plastic Finite Element Analysis ; Hiroshi SHimokura (Nippon Koei Co., Ltd.), Toshiyuki Mitachi (Faculty of Engineering, Hokkaido University), Hiroya Umeki (Kumagai Gumi Co., Ltd.), Hirochika Hayashi (Hokkaido Development Bureau)

$$\therefore \frac{d v^p}{d \varepsilon^p} = M - \eta \quad (3)$$

- ここで、 p : 平均有効主応力 $= (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$
 q : 軸差応力 $= \sigma_1 - \sigma_3$
 $d v^p$: 塑性体積ひずみ増分
 $d \varepsilon^p$: 塑性せん断ひずみ増分
 η : 応力比 $= q/p$
 M : 限界状態の応力比 (ギリシャ文字)

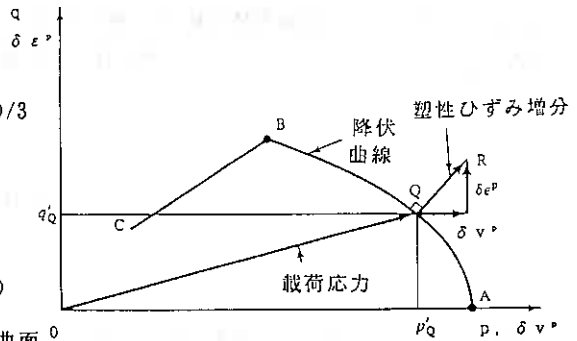


図-1 直交条件

弾塑性理論では、塑性ひずみ増分ベクトルが降伏曲面に対して直交するという次式で表される直交条件がある (図-1参照)。

$$\frac{d v^p}{d \varepsilon^p} = - \frac{d q}{d p} \quad (4)$$

式(4)を式(3)に代入して積分すると、以下の式で降伏曲面が定義される (図-2参照)。

$$\ln\left(\frac{p}{p_0}\right) + \frac{\eta}{M} = 0 \quad (5)$$

この降伏曲面を圧密試験結果、限界状態曲線等に当てはめると以下のように応力・ひずみ関係式が得られる。

$$d v = \frac{1}{1+e} \left(\frac{\lambda - \kappa}{M} d \eta + \lambda \frac{d p}{p} \right) \quad (6)$$

$$d \varepsilon = \frac{\lambda - \kappa}{1+e} \left(\frac{p d \eta + M d p}{M p (M - \eta)} \right) \quad (7)$$

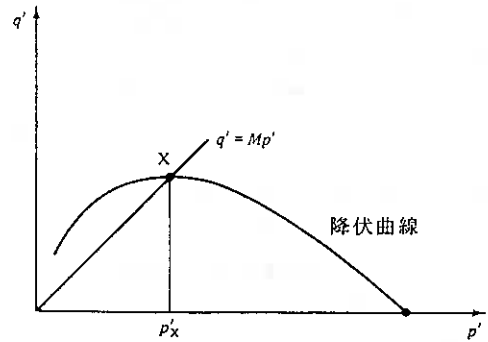


図-2 降伏曲面

上式でカムクレイモデルのパラメータは間隙比 e と圧縮指数 λ 、膨張指数 κ と限界状態の応力比 M の合計 4 個である。これらのパラメータは後述するように通常の圧密試験と三軸圧縮試験から決定できる。すなわち、従来から用いていた簡単な定数から土のせん断と圧密現象を統一的に解釈できる点でカムクレイモデルは画期的であり、その後に提案されている構成式の多くはカムクレイモデルを基礎としている。

2.2 修正カムクレイモデル

カムクレイモデルは、 η の大きい所では、 η の変化に伴って観測されるひずみ増分がよく一致するが、 η の小さい所では η の変化に対してひずみ増分を過大評価するほか、静止土圧係数も過大評価する傾向がある。

そこで、Burlandは消散ひずみエネルギー δW に対して以下の仮定を行い、

$$\delta W = p \sqrt{(\delta v^p)^2 + (M \delta \varepsilon^p)^2} \quad (8)$$

以下に示す式を誘導した。これが修正カムクレイの構成式である。

$$\frac{\delta \varepsilon^p}{\delta v^p} = \frac{2 \eta}{M^2 - \eta^2} \quad (9)$$

$$dv = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \left(\frac{2(\lambda - \kappa)\eta}{M^2 + \eta^2} d\eta + \lambda \frac{dp}{p} \right) \quad (10)$$

$$d\varepsilon = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} \left(\frac{2\eta d\eta}{M^2 + \eta^2} + \frac{dp}{p} \right) \quad (11)$$

2.3 ln f モデル

松尾らは泥炭独自の構成式を泥炭の正規圧密領域における体積比 (f^*)~平均有効応力(p)関係が $\ln f^* \sim \ln p$ で直線関係で近似できることに着目した弾塑性モデルを作成し、 $\ln f$ と称した。

構成式を作るに当たって、 $\ln f^* \sim \ln p$ 曲線群の直線性と平行性を仮定(図-3参照)するとともに、応力変化に伴う体積ひずみ v を平均有効応力 p による体積ひずみ v_e とダイレイタンシーに起因する体積ひずみ v_d に分け、次式のように仮定した。

$$v_e = \lambda \ln \frac{p}{p_0} = v_e^e + v_e^p = \kappa \ln \frac{p}{p_0} + (\lambda - \kappa) \ln \frac{p}{p_0} \quad (12)$$

$$v_d = a \eta^b \quad (13)$$

ここに、 p_0 : 初期平均有効応力

a, b : 定数

添字 e, p は弾性及び塑性成分を意味する

以上から、降伏関数 f (図-4参照)を次式で求め、

$$f = (\lambda - \kappa) \ln \frac{p}{p_0} + a \eta^b = 0 \quad (14)$$

関連流れ則からひずみ増分を次式で求めた。

$$d\varepsilon_{ij} = \Lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}}$$

ここに、

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{1}{3} \left\{ \frac{\lambda - \kappa}{p} - \frac{a b}{p} \left(\frac{q}{p} \right)^b \right\} \delta_{ij} + \frac{3}{2} \frac{a b}{q^2} \left(\frac{q}{p} \right)^b S_{ij}$$

$$\Lambda = \frac{\left\{ \lambda - \kappa - a b \left(\frac{q}{p} \right)^b \right\} dp + a b \left(\frac{q}{p} \right)^{b-1} dq}{\lambda - \kappa - a b \left(\frac{q}{p} \right)^b}$$

注：応力・ひずみは一般化した表記である。

3. 入力パラメータの設定方法

表-1に各解析モデルで必要とされる入力パラメータと適用対象を示す。

これらの入力パラメータの中で一般に知られているものは弾性係数、ポアソン比と透水係数と思われる。

ここでは、一般の試験方法から得た定数をどのように解析で用いるパラメータとするかを述べる。

実際にこれらのパラメータを決定するために必要となる試験法をランク別に表-2にまとめる。これらの試

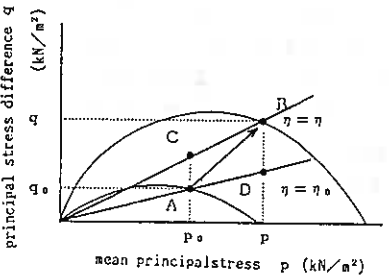
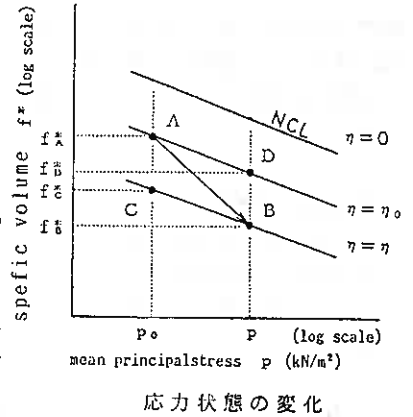


図-3 $\ln f^* \sim \ln p$ 曲線群の直線性

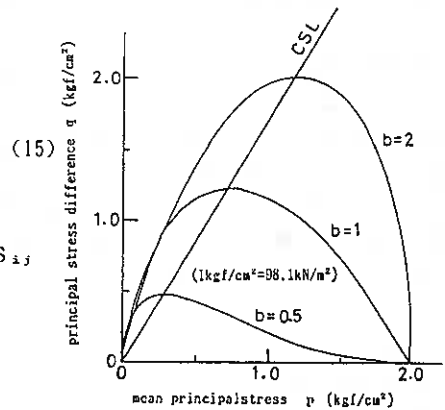


図-4 降伏関数

験を全て実施することが望ましいが、後述するように簡易な試験結果からでも解析に必要なパラメータを推定できる。

(1)密度と間隙比

試験値が無い場合は一般的な密度と間隙比を採用すれば良いが、図-5のように設定すればおおよそその値が得られる。

(2)弾性係数

弾性係数は一般には一軸圧縮試験で得られる変形係数 E_{s0} が通常使用されている。圧密試験が実施されていれば、土被り圧に対応する体積圧縮係数 m_v を求め、ポアソン比を適当に仮定することにより、次式で決定で求められる。

$$E = 3(1 - 2\nu) / m_v$$

適当な試験が実施されていない時は表-3から適当な値を設定すれば良い。

(3)ポアソン比

ポアソン比を求める通常の試験方法が無いため、表-4のように適当に設定すれば良い。粘性土の非排水解析の場合はポアソン比を0.49~0.498と大きくとると側方流動の傾向を良く近似できるが、せん断応力が小さくなり、変形しなくなるのでバランスを考えて設定したほうが良い。

(4) κ 、 λ

圧密試験結果の圧縮指数 C_c とリバウンド時の膨張指数 C_e から次式で求めることができる。

$$\kappa = C_e / 2.3, \quad \lambda = C_c / 2.3$$

試験値が無い時は、泥炭については図-6から C_c を読み取れば良い。粘性土については次式の推定式がある。

$$C_c = 0.00782 w_n^{1.07}$$

得られた C_c から λ を求め、 $\kappa = \lambda / 5$ として求めれば良い。

表-1 入力パラメータ及び適用対象

解析モデル	入力パラメータ	適用対象
弾性体	密度 ρ	砂、礫、岩盤、盛土 コンクリート、金属
	弾性係数 E_x, E_y	
	ポアソン比 ν	
	透水係数 k_x, k_y	
カムクレイ 修正カムクレイ	密度 ρ	粘性土、泥炭、(砂)
	初期間隙比 e_0	
	ポアソン比 ν'	
	圧縮指数 λ	
	膨張指数 κ	
	カムクレイパラメータ $\Gamma, M, p_{c'}$	
透水係数 k_x, k_y		
Inf	密度 ρ	泥炭
	初期間隙比 e_0	
	ポアソン比 ν'	
	圧縮指数 λ	
	膨張指数 κ	
	Infパラメータ $M, p_{c'}, a, b$	
透水係数 k_x, k_y		

表-2 必要とされる試験方法

ランク別	試験名	適用
1	土粒子の比重試験 含水量試験	仮定しても差僅か
2	密度試験	
3	圧密試験	泥炭は含水比からでも推定可
4	三軸圧縮試験(CU, CUor CD) 透水試験	オランダ式コーン貫入試験 標準貫入試験で参考値が得られる

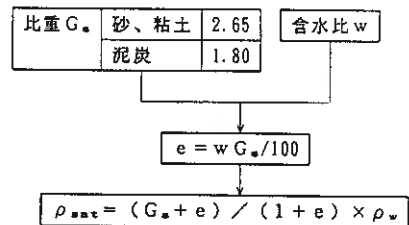


図-5 密度と間隙比の推定方法

表-4 一般的なポアソン比

ポアソン比 ν	泥炭	0.4~0.475
	粘性土	
	砂質土	0.3~0.4

(5) 透水係数

表-3 弾性係数の推定 E (kgf/cm²)⁴⁾

土質	硬軟	経験値	推定式	一軸試験	三軸試験	平板载荷	L L T
泥炭		1 ~ 5	$(0.5 \sim 1.5) q_c$				
粘性土	軟らかい	5 ~ 40	$210 c_u$ or $10.5 q_c$	E_{50}	$(180 \sim 210) c_u$ E_{50}	E_{30}	$2.5 E_L$
	普通	40 ~ 80		$105 q_u$			
砂質土	ゆるい	80 ~ 150	$(21 \sim 28) N$				
	硬い	100 ~ 200					
	しまった	500 ~ 800					
礫		1,000 ~ 2,000					

透水係数は圧密試験結果から、土被り圧に相当する値を選定すれば良い。横方向の透水係数は通常の試験方法では求められないので、表-6を参考に決定する。試験値が無い場合は表-5を参考として決定する。透水係数は圧密速度を支配することになる。

(6) その他のカムクレイパラメータ

その他のカムクレイパラメータは M 、 Γ と p_o' が必要となる。それを決定するためには三軸圧縮試験の ϕ' もしくは ϕ_{cu} (もしくは強度増加率 c_u/p) が必要とされる。試験値が無い場合は ϕ' もしくは c_u/p を仮定し図-7の流れで決定することができる。

(7) ln f パラメータ

ln f モデルに必要とされるパラメータはダイレイタンスのパラメータである a 、 b 以外はカムクレイモデルと同様圧密試験と三軸圧縮試験の結果から決定できる。

① a 、 b 本来は排水条件下の平均有効応力一定試験から決定される定数であるが、

C U 試験の破壊時の応力点 (p_x 、 q_x) から、次式で a 、 b が決定できる。

$$b = \frac{\lambda - \kappa}{\lambda \ln \frac{p_{c'}}{p_x'}} \quad , \quad a = \frac{\lambda - \kappa}{b M^b}$$

② M

本来は三軸圧縮試験の ϕ' から図-7の泥炭の場合のように決定すべきである。 c_u/p が既知ならば次式で決定できる。

$$M = \left(\frac{\lambda}{a} \ln \frac{M}{2 c_u/p} \right)^{1/b}$$

③ p_o'

$$p_o' = p_e \frac{a}{\lambda - \kappa} \left(\frac{q}{p} \right)^b$$

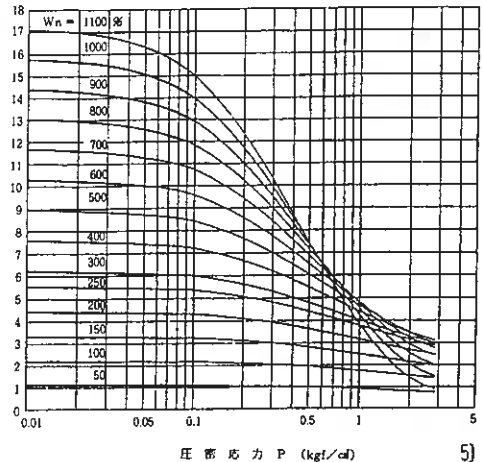


図-6 泥炭の自然含水比と $e \sim \log p$ の関係

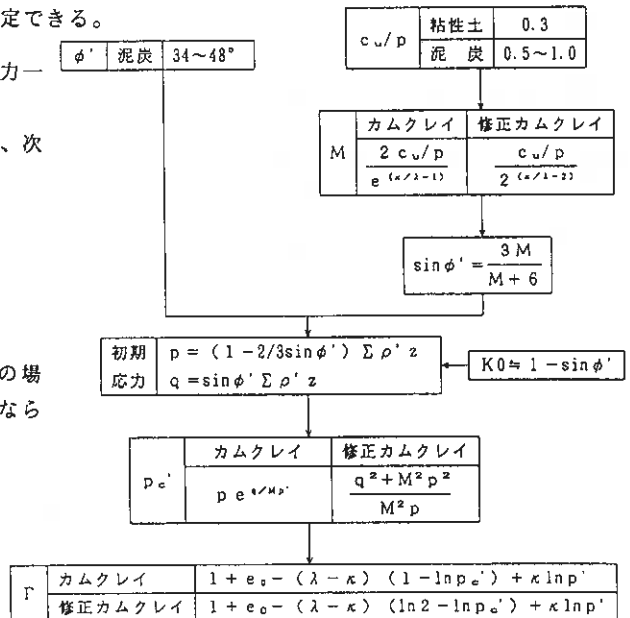


図-7 その他のカムクレイパラメータの決定方法

3. 解析事例

3.1 道路試験盛土の事例

中井が報告している事例を用いて、本解析に使用したプログラムの検証を行った。

解析対象は常磐自動車道神田地区で行われた試験盛土であり、その盛土及び地盤条件は図-8の通りである。解析に使用したパラメータは表-7の通りであるが、()は仮定したものであり、*印は文献データを咀嚼して設定したものである。前述の方法で算定したものは<>で示した。土層は中井と同様A₁層とA₂層の2層でモデル化した。砂層は弾性体でモデル化し、粘土層はカムクレイと修正カムクレイでモデル化した。盛土分布荷重とした。盛土は120日で盛立てられている。盛土の密度は1.73tf/m³である。

図-9には修正カムクレイで求めた330日後の変位図を示す。変位は2倍して描いてある。解析結果は実測よりも深度の深い地点で最大水平変位が得られている。図-10では盛土センターの沈下量の経時変化の比較を行うが、実測値と解析がほぼ同じ結果が得られている。

3.2 河川改の事例

本解析事例は図-11に示す河川堤防を改修する目的で堤内に盛土を行い、堤外で河川掘削を行ったものである。本解析では変状対策のための鋼矢板が打設す

表-5 一般的な透水係数

土質名	透水係数 k_v (cm/sec)
砂質土	$10^{-1} \sim 10^{-4}$
シルト	$10^{-4} \sim 10^{-6}$
粘性土	$10^{-6} \sim 10^{-8}$
泥炭	$10^{-4} \sim 10^{-5}$

表-6 透水係数の異方性

土質名	k_h/k_v
泥炭	3 ~ 6
その他	9

表-7 入力定数

	粘土		砂
	カムクレイ	修正カムクレイ	
密度 ρ_{sat} (tf/m ³)	1.48*	同左	1.92*
弾性係数 E (t/m ²)			
ポアソン比 ν	(0.45)	同左	(0.3)
初期間隙比 e_0	2.438*	同左	0.479*
圧縮指数 λ	0.448*	同左	
膨張指数 κ	<0.0448>	同左	
透水係数 k (m/day)	7×10^{-5}	同左	(0.864)
内部摩擦角 ϕ' (°)	34.5	同左	
M	<1.397>	同左	
ρ_s' (tf/m ²)	<13.41>	<9.96>	
Γ	<5.202>	<5.199>	

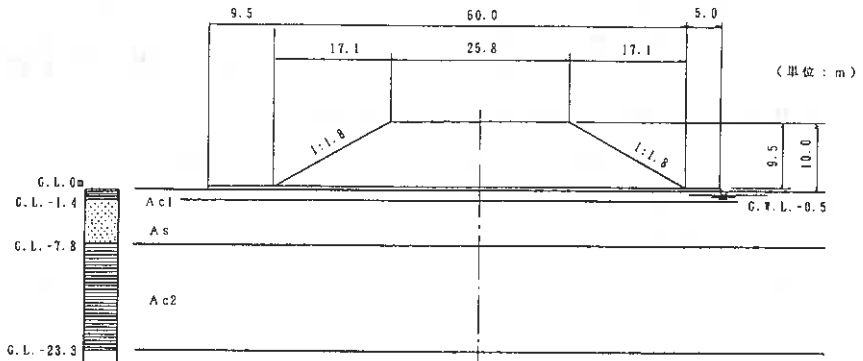


図-8 解析対象

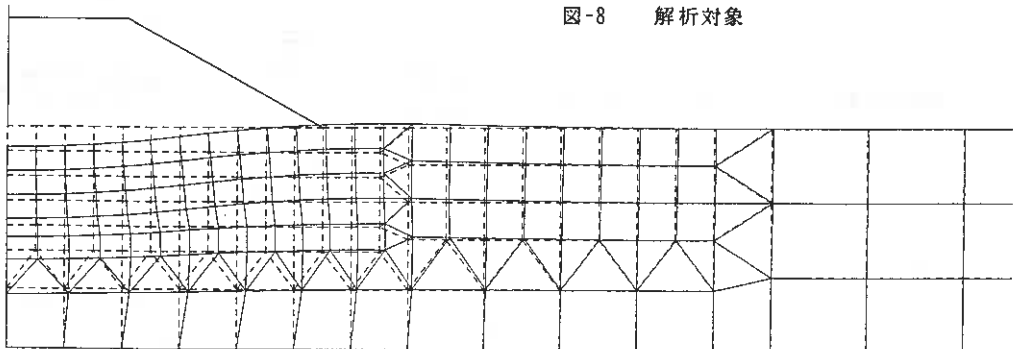


図-9 変位図 (修正カムクレイ、330日後)

るまでを解析している。本地点では物理試験、一軸圧縮試験とオランダ式コーン貫入試験だけが実施されている。

そこで、入力定数は比重と含水比より初期間隙比と飽和密度を推定し、透水係数、ポアソン比は仮定し、含水比より λ を推定し、強度増加率を仮定した。 κ は λ の1/5とした。なお、泥炭の静止土圧係数は $\nu/(1-\nu)$ とした。

使用した定数は表-8の通りである。なお、lnfに用いたパラ

メータ a, b は松尾の観別泥炭の値、 $a=0.06$ 、 $b=2.0$ を流用した。

図-12にはlnfによる変位図を示す。カムクレイ及び修正カムクレイの変位図もlnfの結果と差が無かった。観測変位では河川で隆起している現象があったが、解析ではこれを表現できていない。

表-9には観測データの変位と解析値を比較するが、

弾性モデルは変位が小さいが、他の弾塑性モデルは観測値を満足する結果となっている。

3.3 宅造盛土工事の事例
本解析は広域な地盤に盛土宅造されるものであり、極めて一次元圧密状態近い。図-13に解析断面を示す。

圧密試験と三軸圧縮試験が実施されているため、ポアソン比、泥炭のK₀値、泥炭のk_n以外の値は試験値から決定した。入力定数を表-10にまとめる。

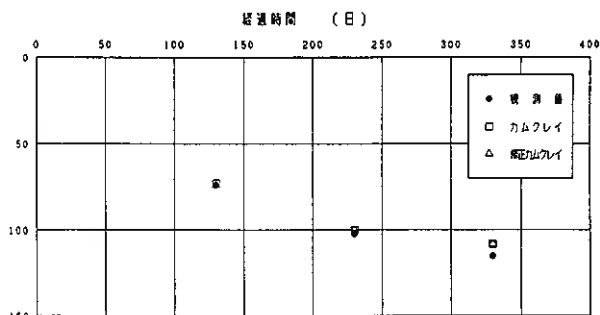


図-10 沈下量の比較

表-8 入力定数一覧表

	堤防 Bk	上層粘土 Ac1	泥炭 Ap	砂 As	下層粘土 Ac2	盛土 Bk
含水比 w(%)	40	70	300	25	45	40
初期間隙比 e ₀	1.43	2.25	5.67	0.66	1.57	1.43
飽和密度 ρ _{sat} (tf/m ³)	1.66	1.49	1.12	1.99	1.62	1.66
弾性係数 E(tf/m ²)			21,000			3,000
ポアソン比 ν	0.45	0.45	0.45	0.3	0.45	0.45
透水係数 k _v (m/day)	8.64×10 ⁻⁵	8.64×10 ⁻⁵	4.32×10 ⁻²	8.64×10 ⁻¹	8.64×10 ⁻⁵	8.64×10 ⁻³
k _n (m/day)			2.16×10 ⁻¹			
圧縮指数 λ	0.18	0.32	1.09		0.20	
膨張指数 κ	0.036	0.064	0.218		0.040	
c _u /p'	0.30	0.24	0.45		0.31	
M	カムクレイ	1.34	1.088	2.003	1.38	
	修正カムクレイ	1.04	0.836	1.567	1.08	
K ₀	カムクレイ	0.41	0.51	0.40	0.39	
	修正カムクレイ	0.53	0.61		0.52	
p _c '	カムクレイ	4.700	1.956	3.173	4.737	
	修正カムクレイ	3.690	1.520	2.710	3.678	
T	カムクレイ	2.95	3.90	9.48	3.15	
	修正カムクレイ	2.97	3.92	9.59	3.17	

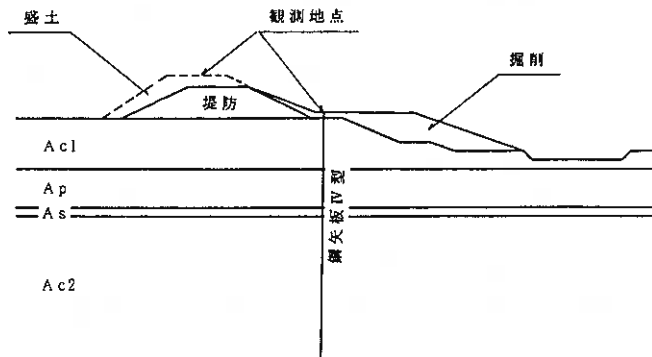


図-11 解析対象

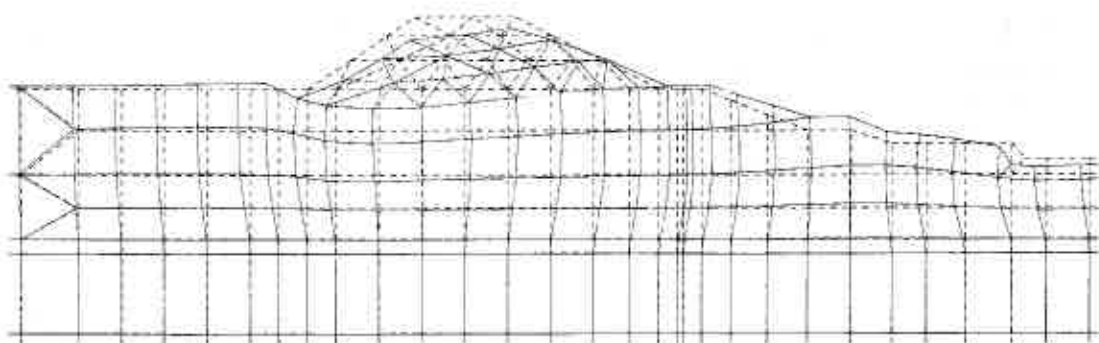


図-12 変位図 (ln f モデル、30日経過後)

図-14には330日後の変位図を示す。盛土中央部付近は一樣に沈下しているが、法面付近では中央部より沈下しており、せん断変形によっても沈下が生じていることが伺える。また、側方流動は法面付近でのみ生じている。

図-15には実測値と解析値の沈下量の比較を示すが、良好に一致しているのが分かる。

表-9 30日経過後の変形量比

	堤外小設 側方変位	天端 沈下量
弾性体	21	20
カムクレイ	51	91
修正カムクレイ	57	105
ln f	57	105

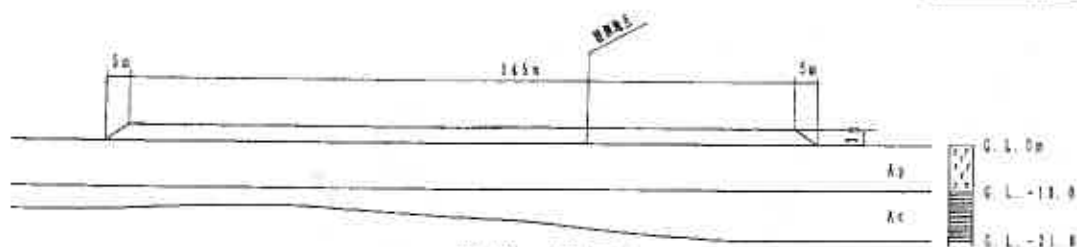


図-13 解析対象



図-14 変位図 (カムクレイモデル、330日経過後)

3.4 試験盛土の事例

本試験盛土は図-16に示すような地盤に試験盛土を行った事例である。盛土は9日で段階的に盛り立てられている。試験データは物理試験、一軸圧縮試験、圧密試験が実施されている。そこで、泥炭の ϕ' と粘性土 (A_u , A_v) の c_u/p とポアソン比を仮定して表-11~12のように入力定数を設定した。解析はカムクレイで実施した。

図-17には盛土直後の変位図を示すが、盛土周辺下



図-15 沈下量の比較

表-10 入力定数一覧表

	泥炭 Ap	粘土 Ac	
含水比 w(%)	500	75	
初期間隙比 e_0	10.0	2.5	
飽和密度 $\rho_{sat}(tf/m^3)$	1.08	1.45	
ポアソン比 ν	0.45	0.45	
透水係数 $k_v(m/day)$	4.32×10^{-2}	8.64×10^{-5}	
$k_h(m/day)$	2.16×10^{-1}		
圧縮指数 λ	1.43	0.304	
膨張指数 κ	0.287	0.0608	
c_u/p'	0.5	0.3	
K_0	0.4	0.5	
圧密係数 $c_v(m/day)$	0.02	0.03	
体積圧縮係数 $m_v(m^2/tf)$	300	80	
M	カムクレイ	2.236	1.335
	修正カムクレイ	1.74	1.04
p_c' tf/m ²	カムクレイ	1.787	1.516
	修正カムクレイ	5.226	4.530
Γ	カムクレイ	1.385	1.401
	修正カムクレイ	0.443	0.447

表-11 入力定数一覧表(1)

	泥炭 Ap	シルト Am	粘土 Ac
初期間隙比 e_0	14.62	1.41	2.115
飽和密度 $\rho_{sat}(tf/m^3)$	1.06	1.70	1.55
ポアソン比 ν	0.30	0.40	0.40
透水係数 $k_v(m/day)$	1.34×10^{-2}	6.61×10^{-4}	4.23×10^{-4}
$k_h(m/day)$	1.34×10^{-1}	3.31×10^{-2}	2.12×10^{-3}
圧縮指数 λ	3.10	0.21	0.44
膨張指数 κ	0.31	0.04	0.07
c_u/p'		0.3	0.3
内部摩擦角 $\phi'(^{\circ})$	48.0		
M	1.976	1.348	1.391
p_c' (tf/m ²)	0.66	3.00	11.00
Γ	11.33	2.44	3.75

表-12 入力定数(2)

	密度 tf/m ³	弾性係数 tf/m ²	ポアソン比	透水係数 m/day
盛土	1.57	1,500	0.3	
砂	1.61	300	0.3	8.64×10^{-2}

の泥炭層のみが大きく沈下しており、周辺を巻き込んだ沈下となっていない。下部の粘性土はほとんど沈下していない。

図-18には盛土センター、法肩、法尻で観測された沈下と解析結果を比較してある。解析結果のほうが圧密初期において早く進行しており、60日後の沈下量は解析値のほうがやや小さくなっているが、比較的良く沈下を予測していると考えられる。

図-19には法尻で観測された水平変位を解析結果と比較してあるが、観測値のほうが最大水平変位は大きくなっているが、変形の傾向はよく合っていると考えられる。

4. まとめ

比較的ラフな精度で入力定数の設定を行い解析を実施したが(土質試験データが含水比しか無い場合のような)、その割合に比べて全ての解析ケースで観測値と解析値の良好な一致が得られた。

カムクレイを原形にした弾塑性モデルであれば、その結果の差はあまり認められなかった。

非線形の応力・変形解析を行う場合は詳細な試験データに基づいた解析を実施しないと有意義な結果が得られないと考えられてきたが、今回の事例で必ずしも入力定数の設定が厳密でなくても良いのではないかという見通しが得られたと思われる。今後、解析事例を増やし、更なる検証を行いたいと考えている。

最後に、本報文のデータを提供して頂いた関係各位に深甚なる謝意を申し上げます。

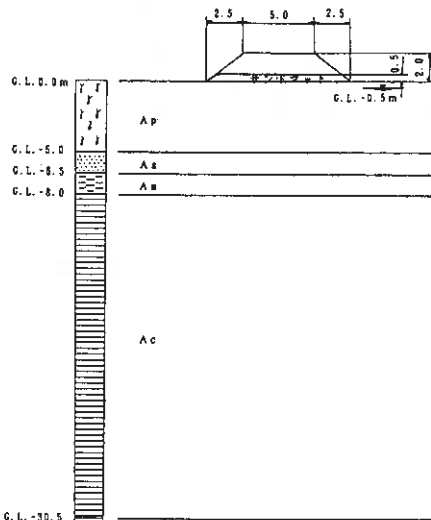


図-16 解析対象

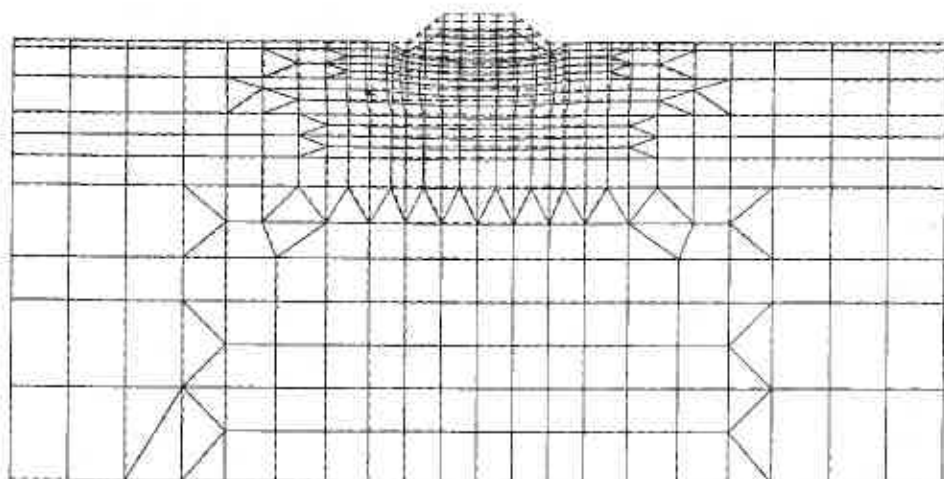


図-17 変位図 (カムクレイモデル、盛土直後)

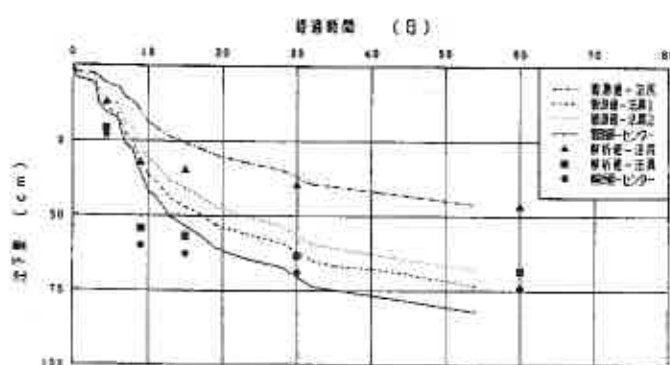


図-18 沈下量の比較

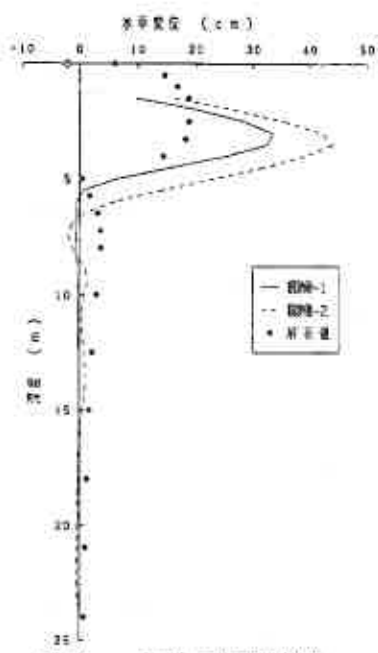


図-19 水平変位量の比較

参考文献

- 1) Schofield, A. N. and Wroth, C. P. : Critical State of Soil Mechanics, McGraw-Hill, London, 1968
- 2) 松尾啓、網干壽夫、吉岡洋、森盛武夫：泥炭の弾塑性モデルについて、土質工学会論文報告集、Vol. 30、No. 4、pp. 211~218、1990
- 3) Britto, A. M. and Gunn, W. J. : Critical state Soil Mechanics via Finite Elements, Ellis Horwood Ltd. & Sons, New York, 1987
- 4) 下水道協会：水道施設耐震設計指針他
- 5) 北海道開発技術センター：泥炭性軟弱地盤対策工指針、昭和63年10月
- 6) 中井照夫：地盤の応力・変形挙動と地盤材料の力学特性の関連性、土と基礎、Vol. 38、No. 7、1990

釧路地域の地震環境と表層地盤の地震応答特性

基礎地盤コンサルタンツ(株) ○正員 稲 直 美
北海道開発局開発土木研究所 正員 加治屋安彦

1.はじめに

わが国は有数の地震国で、なかでも、根室、釧路、十勝および日高地域など北海道の太平洋沿岸地域は、古くからいくつかの大地震にみまわれ多くの被害をこうむっている。最近では、1968年十勝沖地震や1982年浦河沖地震などが記憶に新しいところである。

道路の地震被害に着目すると、道路はネットワークとしてその本来の機能を発揮している施設であるため、それらの直接的被害は、地域の社会経済に大きな影響を与える。それらに関する今までの研究は、主として個々の構造物の直接的被害の程度またはその地域分布が中心的な課題であり、道路網としての耐震性を地域の地震環境や地盤状況まで反映させて検討した研究は少ないのが現状である。

本報告は、将来的に整備または改良が進む道路網の耐震性評価法を確立する研究の第1歩として、釧路地域を選定し、その地震環境を考慮して表層地盤の地震応答特性について検討したもので、道路構造物の被害予測の基礎となるものである。

なお、“釧路地域”として釧路市およびその周辺に限定し、2次メッシュコードの6444-31~34、41~44、51~54を含む約40×25kmの地域とする(図-1参照)。



図-1 “釧路地域”の範囲

(この図は、国土地理院発行の20万分の1地形図「釧路」を縮小し加筆したものである)

2. 釧路地域の地震環境

図-2は、札幌管区気象台の地震データベース(1926-1989)を利用し、北海道周辺におけるマグニチュード5以上の地震の震央分布を示したものである。釧路地域をはじめ北海道の太平洋沿岸地域が、地震の影響を大きく受ける地域であることがよくわかる。

また、図-3は、北海道全域を対象に、道路橋示方書¹⁾の距離減衰式(Ⅱ種地盤)を用いて上記地震による2次メッシュ中心の過去最大加速度を推定したものである。これをみると、釧路市周辺では350gal以上のかなり大きな値を示している。

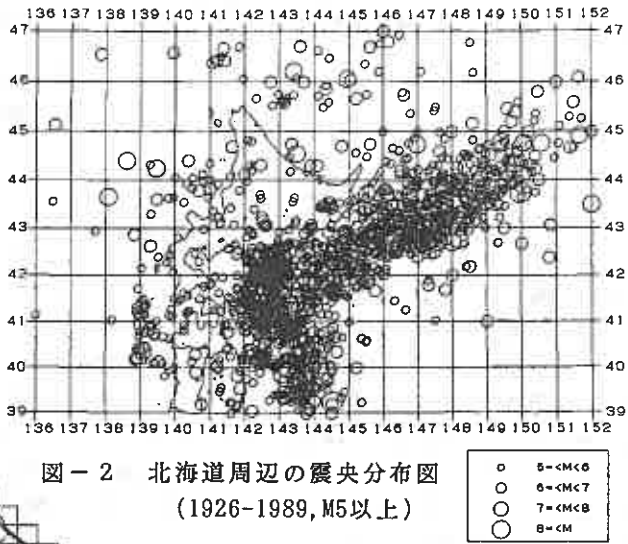


図-2 北海道周辺の震央分布図
(1926-1989, M5以上)

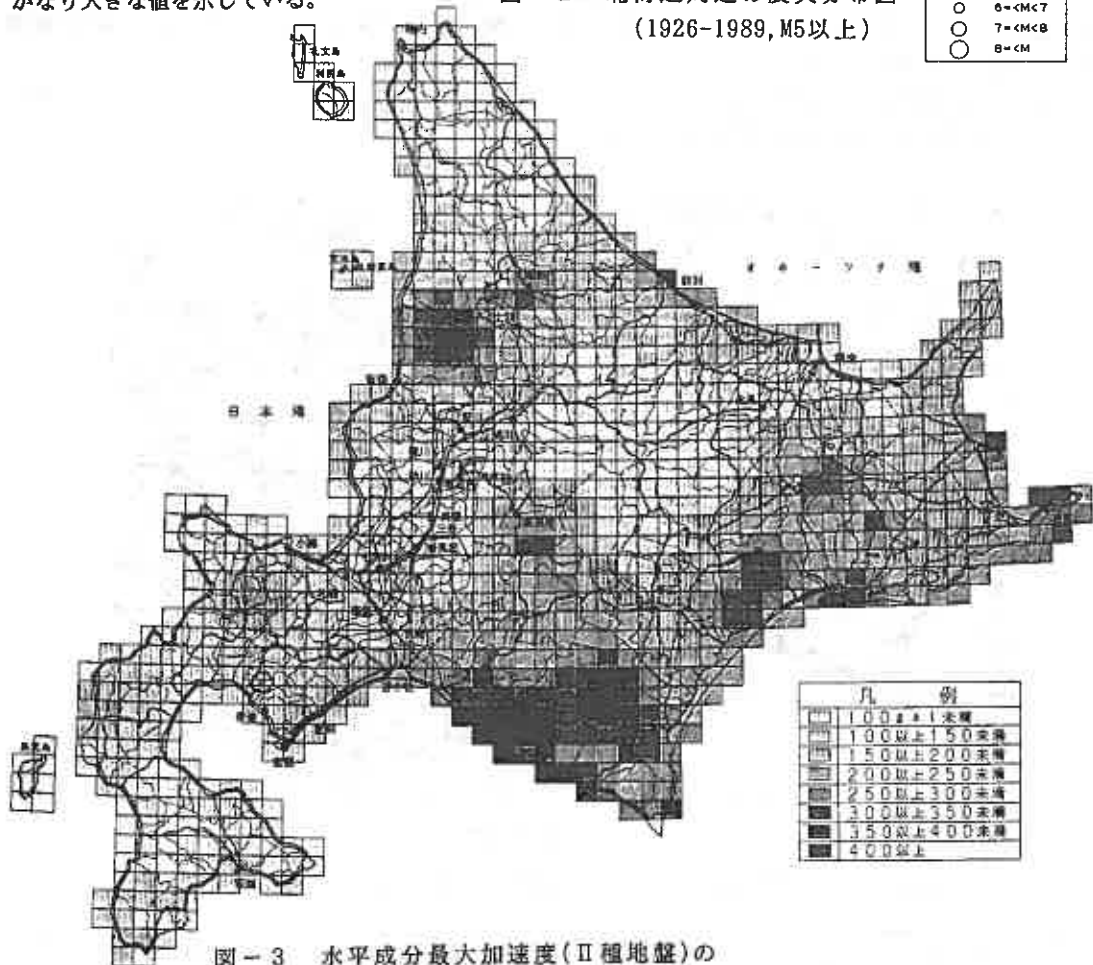


図-3 水平成分最大加速度(Ⅱ種地盤)の
推定過去(1926-1989)最大値メッシュ図

一方、地震動の強さを表す指標として気象庁震度階がある。図-4は、根室、釧路、十勝および日高地域の気象官署における各震度階以上の発生頻度を、勝又らの式²⁾に従って整理し、文献3)に示される全国各地の図に加筆したものである。この関係は、直線が上方に位置するほどある震度階以上の地震に見まわれる確率が高いことを意味するが、釧路・広尾・浦河は東京に匹敵するほどの厳しい地震環境にあることがわかる。例えば、これらの地域は、大きな被害が想定される震度階V以上の地震に、ほぼ1回/10年の割合でさらされていることになる。仮に、道路構造物の耐用年数を50年程度とすれば、その期間内に5回の大地震が起こり得ることになる。

以上のように、釧路地域は、地理的な位置また地震の受け皿としての環境からみても、わが国有数の地震多発地帯ということができよう。

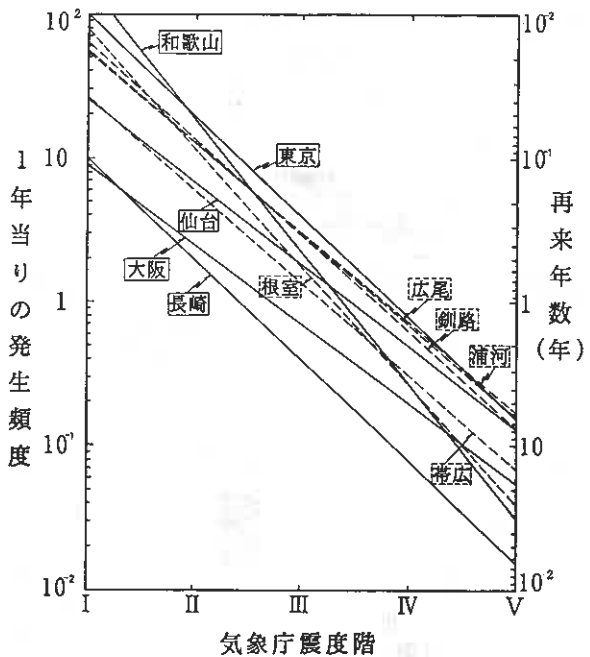


図-4 震度階と地震の発生頻度(文献3)の図に加筆)

3. 表層地盤の地震応答特性

3.1 地盤のモデル化

釧路地方は、複雑な海岸線をもって広く太平洋に面し、背後に広大な泥炭地、阿寒火山地帯を擁している。また、釧路地方の地質については、ここがわが国有数の釧路炭田の中心地であるため、古くから多くの研究が進められている。

文献4),5),6)によれば、今回研究の対象となる釧路地域の地形は比較的単調で、台地と低地からなっており、台地は2段の段丘面に区分される。低地は、釧路平原と呼ばれ広大な面積をもつ泥炭地(湿原部)を主体として、海岸沿いには砂丘地形が発達する。

通常、地盤の地震応答特性を検討するために地盤のモデル化を行うには、表層の土質・層厚および基盤深度が重要なパラメータとなる。そこで、上記文献を参考に、地形・泥炭層厚・基盤深度(沖積層下限)の区分図を作成し、これらに着目した地盤の分類を行ったのが図-5である。図によると、釧路地域の地盤は地形・泥炭層厚・基盤深度に応じた18種類に区分され、これらを概観すると、

- ・湿原部.....泥炭層厚3m以下、基盤深度20~40m
- ・砂丘部.....基盤深度20~40mおよび40~60m
- ・河川流域部...基盤深度は広範囲にわたる

が特徴的である。

これらをもとに、17種類の地盤モデル(台地部は一括)を作成し図-6に示した。なお、湿原部のモデル化では、文献7)で土構造物に被害を与えるか与えないかの境界値として示されている $T_p=0.7$ 秒(T_p :泥炭層部分のTG(地盤の特性値)相当値¹⁾)を参考にして泥炭層厚を3および5mとした。

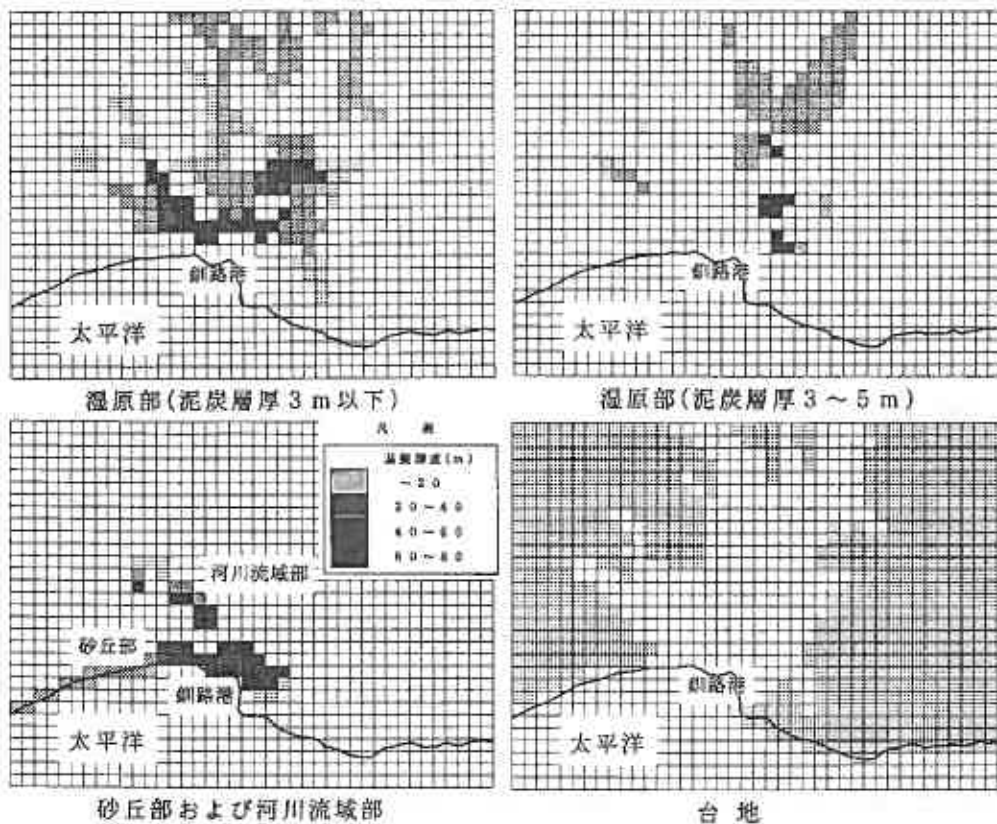


図-5 釧路地域における地盤の分類

3.2 物性値の設定

図-7は、湿原部の1モデル(泥炭層厚3m、基盤深度35m)について物性値の設定例を示したものである。釧路地域における代表土質に関して、現在まで動的関係の試験(動的変形試験、PS検層など)はあまり多くない。このため、密度 ρ_t は土質および文献5)に示されているN値に応じた値、S波速度 V_s および剛性率 G 、減衰定数 h のひずみ依存性曲線は、粘性土・砂質土(火山灰、礫質土も含む)に関しては文献8)、泥炭に関しては、能登らの研究^{9)、10)}をもとに推定したが、 V_s の設定は実測と良い対応を示していることを文献11)、12)で確認している。

なお、泥炭に関しては、動的物性値を推定するために含水比がパラメータとして必要であるが、著者の1人が作成した泥炭性軟弱地盤デー

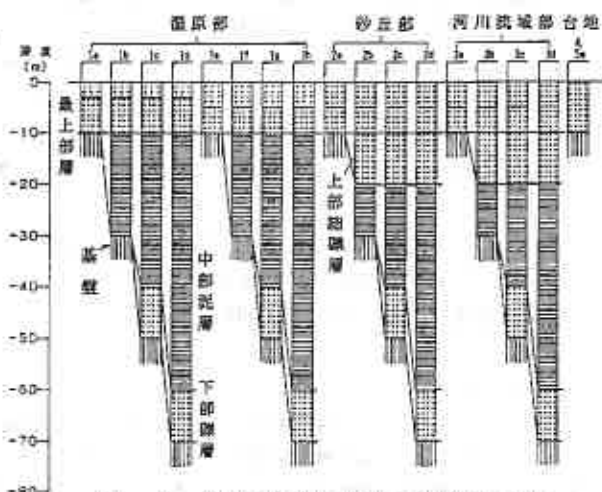


図-6 釧路地域における地盤モデル

深度 (m)	柱状図	土層名	層厚 (m)	単位体積重量 γ (tf/m ³)	S波速度 V_s (m/sec)	G/Go, h ~ γ 関係
0		泥炭	2.00	1.03	20	2
3.00		砂質土	7.00	1.75	180	3
10.00		粘性土	5.00	1.65	170	4
15.00		粘性土	5.00	1.70	190	5
20.00		粘性土	10.00	1.75	220	6
30.00		基盤	—	2.00	300	—

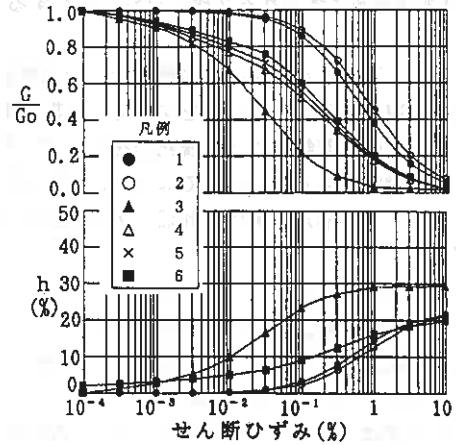


図-7 物性値の設定例(湿原部, 泥炭層厚3m, 基盤深度30m)

データベースのうちメッシュ6444に関するものに文献13,14)のデータを加え、それらの平均(データ数116)を設定値とした($W_n=520\%$, $\rho_t=1.03\text{g/cm}^3$)。

3.3 入力地震波の設定

現在、各種耐震設計にあたっては、特殊な構造物(原子力発電所、長大橋梁など)を除くと、既往強震記録の振幅だけを適宜調整して入力地震波とすることが多い。

しかし、著者らが今後目標とする道路網としての耐震性評価を行う上では、入力地震波が地域の地震環境および対象構造物を反映した振幅および周期特性を持つことが特に重要であり、ここでは、実地震波のもつ重みを残しながらも、解析対象地点の地域特性を考慮することが可能である、土研資料第2120号の方法¹⁵⁾に準じて行った。

この手法の詳細は文献に譲るが、構造物の耐震性のレベルをレベル1およびレベル2の2段階に分け、それぞれに対して設定した加速度応答スペクトル(L1およびL2)に合致するように、適切な実地震波を周波数領域で調整するものである。ここで、L1は構造物の耐用年数内に1~2回生ずることが期待される程度の地震力、L2はいわゆる巨大地震の地震力に相当するが、この研究では、巨大地震に対する地震被害を対象とするものとし、L2レベルの地震を想定する。

具体的な方法は以下のとおりである。

(1) 鋼路地域の2次メッシュについて、

- ・既往地震 → 札幌管区気象台の地震データベース(1926-1989)
- ・想定地震 → 北海道地域防災計画で想定している6個の地震¹⁶⁾
- ・被害地震a → 過去における北海道の被害地震(1611-1983)¹⁶⁾
- ・被害地震b → “(マグニチュードが津波マグニチュードで規定されているもの)¹⁶⁾

の各々の地震群に対して想定される加速度応答スペクトルの各固有周期毎の最大値(I種地盤の基盤)を土研式¹⁾をもとに計算する。

(2) 各々の2次メッシュについて、各地震群に対して求めた加速度応答スペクトルの固有周期毎の最大値を抽出する。これをもとに、短周期領域では加速度応答スペクトルSA=一定、長周期領域では速度応答スペクトルSv=一定として包絡し、そのメッシュのL2とする。

(3) 釧路地域に含まれる2次メッシュに対するL2群の上限を、設計L2スペクトルとする。

なお、道路橋示方書には地盤種別毎の標準加速度応答スペクトルが示されているが、上記L2は必ずしも標準加速度応答スペクトルをすべての周期で上回る必要はないものとした。これは、標準加速度応答スペクトルが全国で記録された強震記録をもとに、ある程度安全側の配慮をして設定されているため、これを更に上回る設定が必ずしも必要ではないと判断したためである。

次に、道路橋示方書によれば、入力地震波作成に利用する実地震波として次のような条件を満足する必要がある。

- (1) 振幅の調整量をできるだけ小さなものにするために、振幅調整しようとする記録のスペクトル特性が、もともと目標とする標準加速度応答スペクトルに近似した特性を有していること。
- (2) 耐震設計で想定している地震規模を考慮して、なるべくマグニチュードが大きく、震央距離が小さい地震により得られた記録であること。

ここでは、実地震波の候補として、1968年十勝沖地震(幌満橋で記録)および1978年宮城県沖地震(開北橋周辺地盤上で記録)の波形を選定し、各々の加速度応答スペクトルを計算し図-8に示した。併記した釧路地域の設計L2スペクトルとを比較すると、形状および絶対値ともに開北橋記録の近似度が良いことがわかる。

以上より、1978年宮城県沖地震(開北橋周辺地盤上で記録)の波形を釧路地域の設計L2スペクトルに適合するように調整したものを釧路地域の入力地震波とした。なお、これはいわゆる露頭基盤上での設計地震波を規定したものである。

3.4 表層地盤の増幅特性

3.1 で示した17の地盤モデルに対して、SHAKEによる1次元地震応答計算を行った。計算結果から、地表面の加速度、速度、変位の最大値と地盤の特性値の関係を図-9にまとめた。なお、地盤の特性値は地盤の剛性低下を考慮しない値である。これによると、

- (1) 地盤の特性値は、台地部で最も小さく(0.2秒程度)、湿原部(泥炭層厚5m、基盤深度70m)で最も大きく(2.0秒程度)になっている。道路橋示方書に従って、各モデルをI、IIおよびIII種地盤に分類すると、

I種地盤...台地部

II種地盤...砂丘部および河川流域部(基盤深度35m以下)

III種地盤...上記以外

となる。

- (2) 地表最大値と地盤の特性値の関係は、加速度、速度および変位で傾向が異なり、

加速度...弱い負の相関

速度...無相関または弱い正の相関

変位...弱い正の相関

となっている。

- (3) すべてにおいて、湿原部での応答値が他より大きい。泥炭層厚3mと5mのケースを比較すると、最大加速度では泥炭層厚3mのほうが大きい値を示しているものの、最大速度ではその差は小さくなり、最大変位では両者ほぼ同程度または泥炭層厚5mの方が大きくなるケースもみられる。

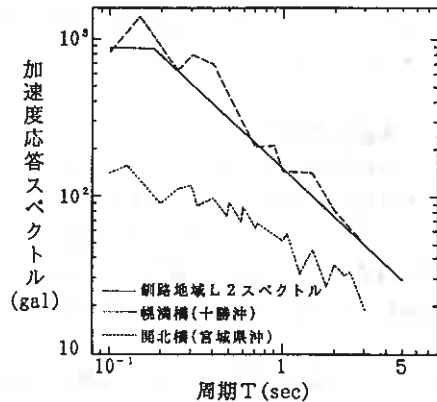


図-8 加速度応答スペクトルの比較

(4)地表における最大値は、地盤の特性値による差より、湿原、砂丘などの地形区分によるもののほうが大きく、

加速度...140~340 gal
 速度... 20~ 36 kine
 変位...3.8~7.6 cm

となっている。

以上のように、釧路地域について作成した17種類の地盤モデルについて、1次元地震応答解析を実施し、その結果を述べた。これらより、釧路地域における表層地盤の地震増幅特性の特徴のひとつとして、地表における加速度、速度および変位の最大値は湿原部で最も大きく、地盤の特性値による差より地形区分によるもののほうが大きいことわかった。

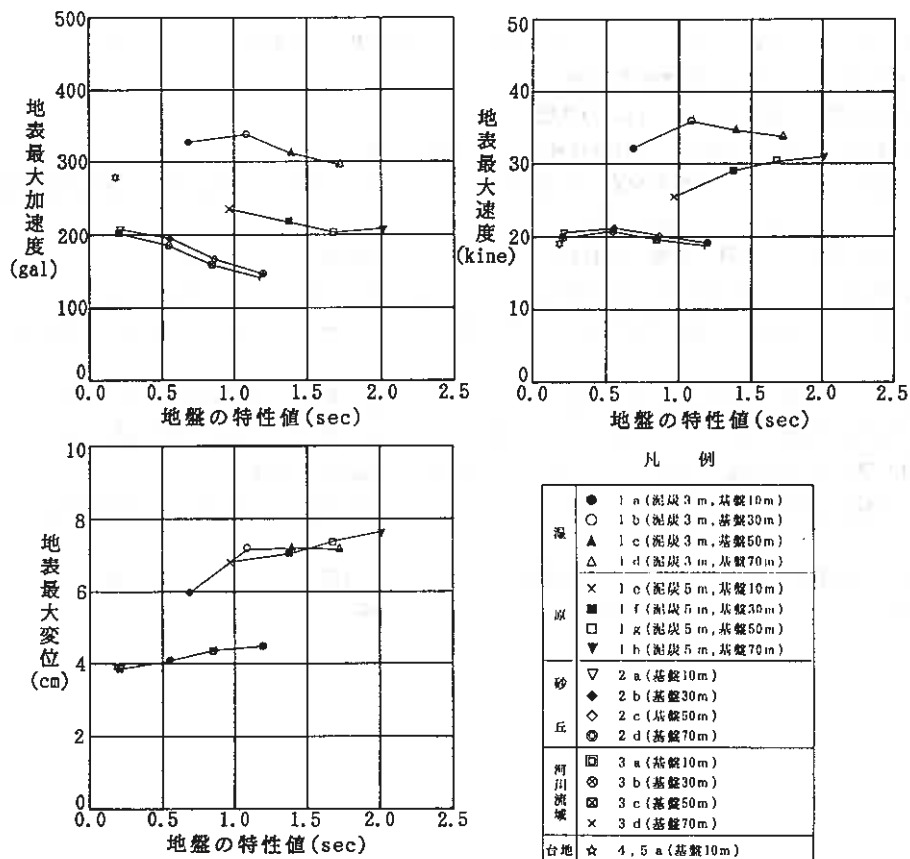


図-9 地表最大加速度、速度、変位と地盤の特性値の関係

4.おわりに

本報告は、過去の地震資料をもとに、釧路地域の地震環境に関する知見を整理し、それを反映させた入力地震波、および地盤状況を考慮したモデルを広域的に作成し、地盤の地震応答特性について検討したものである。

その結果、釧路地域は東京にも劣らない厳しい地震環境にあり、表層に泥炭をのせる湿原部は、他に比較

して加速度、速度および変位の地表最大値も大きいことを確認した(地表最大加速度で300gal以上)。

今後、これらの結果を更に吟味するとともに、日高、十勝地域などについても同様な検討を行う予定である。また、これらを利用して道路網の耐震性評価を行っていく上で、道路構造物の被害予測手法の確立などまだ解決しなければならない問題も多いが、北海道の特殊性なども考慮しつつ進めていくつもりである。

最後に、本研究を実施するにあたり、北海道周辺の有感地震ファイルを快くご提供下さった札幌管区気象台の関係各位に、この場を借りて厚くお礼申し上げます。

<参考・引用文献>

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、平成2年2月
- 2) 勝又 讓、徳永規一：震度4の範囲と地震の規模および震度と加速度の対応、験震時報、第38巻、第3、4号、1971
- 3) 土岐憲三：土木学会編 新体系土木工学11「構造物の耐震解析」、技報堂出版、1981年4月
- 4) 岡崎由夫：釧路の地質、釧路叢書第7巻、昭和41年4月
- 5) (社)北海道建築士会釧路支部：釧路の地盤、1982.10
- 6) 釧路湿原総合調査団：釧路湿原、釧路叢書 第18巻、昭和52年7月
- 7) 加治屋安彦：泥炭性軟弱地盤の地震応答特性について(その1)-泥炭性軟弱地盤と土構造物の地震被害-、開発土木研究所月報No.432、1989年5月
- 8) 建設省土木研究所：地盤の地震応答特性の数値解析法、土研資料1778号、昭和57年2月
- 9) 館登繁幸、熊谷守晃：泥炭の動的変形特性に関する実験的研究、土木試験所月報No.393、1986年2月
- 10) 館登繁幸、加治屋安彦：泥炭の動的変形特性に関する実験的研究(第2報)、土木試験所月報No.406、1987年3月
- 11) 北海道開発局開発土木研究所：昭和63年度 泥炭地盤の地震応答特性試験業務報告書、昭和63年9月
- 12) 北海道開発局開発土木研究所：昭和62年度 泥炭地盤の地震応答特性試験業務報告書、昭和62年9月
- 13) 北海道開発局釧路開発建設部：昭和55～57年度 釧路川耐震調査業務報告書
- 14) 北海道開発局釧路開発建設部：昭和59年度 一般国道44号釧路町釧網跨線橋地質調査業務報告書、昭和59年10月
- 15) 建設省土木研究所：動的解析用入力地震動の設定法、土研資料第2120号、昭和59年3月
- 16) 北海道：北海道における地震災害の地域特性に関する調査研究、昭和62年3月

大断面トンネル掘削における計測および挙動解析 — 高見発電所励磁室 —

北海道電力(株) 正員 池野 英昭
 同上 ○ 真鍋 明義
 北電興業(株) 正員 鹿内 賢司
 同上 正員 佐藤 宏幸

1. はじめに

高見発電所(混合揚水式・最大出力20万kW)は、北海道電力が北海道と共同して建設した高見ダムに付随して昭和53年10月に着工、昭和58年7月に1号機の運転を開始、2号機は平成5年4月の完成を目指し、平成3年2月に着工した。

今回施工した励磁室トンネル(図-1)は、2号機増設に伴う励磁装置を収納する長さ90mの設備である。本トンネルは、上部半断面先進式NATM工法を採用したが、掘削断面は150m²と一般国道トンネルの2倍を有する掘削事例のほとんどない大断面トンネルであり、また、発電所の至近距離に設置するため、周辺地山に変状を与えぬよう慎重な計測管理を行いながら施工した。

本報告では、掘削にあたって実施した計測および挙動解析について述べる。

2. 地質および工事概要

(1) 地質概要

当地点は日高山脈の西縁部に位置し、地質はジュラ紀～白亜紀に生成された日高累層群で、輝緑凝灰岩を主体に粘板岩、砂岩、チャートおよび石灰岩などの堆積岩類から構成されている。

励磁室トンネル(図-2)では、中央付近に走向傾斜がN30～45°W/36～70°NE、幅1.0～2.0mに粘土化したF-K断層が分布している。これを境界として、手前側が緑色輝緑凝灰岩、奥側が緑色・赤

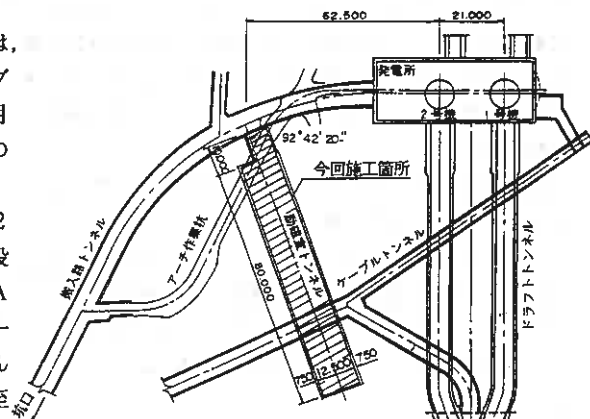


図-1 励磁室トンネル位置図

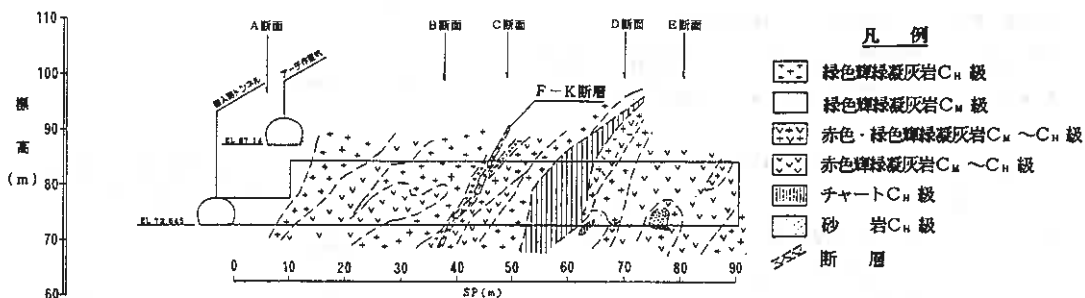


図-2 励磁室トンネル地質縦断面図

The Measurement and the Analysis of the Underground Behavior due to the Excavation of the Large Scale Section Tunnel —At the Excitation Chamber of TAKAMI Power Station —
 by Hideaki IKENO, Akiyosi MANABE, Kenji SIKANAI and Hiroyuki SATOH

色輝緑凝灰岩の互層を主体に砂岩，チャートが挟在している。層理面は切羽に対して $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ 流れ目となっており，一部脆弱部もあるが全般的には電中研分類でC_M級程度の地質となっている。

(2) 工事概要

励磁室トンネルの掘削方法は鋼製支保工併用のNATM工法とした。標準支保パターンは，鋼製支保工(H-200 ctcl.0m)，吹付コンクリート(t=30cm)，ロックボルト(D-25×4m ctcl.1.2m)とした(図-3)。掘進は，既設搬入路トンネルの側壁から同断面の連絡通路を全断面工法で掘削，その後同断面にて切上り，励磁室トンネル上半部を掘削，続いて下半部，インバート部の掘削を行った(図-4)。

既設構造物に対する発破振動および地山の変位を極力少なくするため上半はリングカット，下半は大背を先行させ掘削した。また，収容する励磁装置と付帯設備の耐久機能保持と諸設備の吊下げの必要性から，背面防水シート付(EVA t=1.0mm)巻厚45cmの鉄筋入り2次覆工を行った。

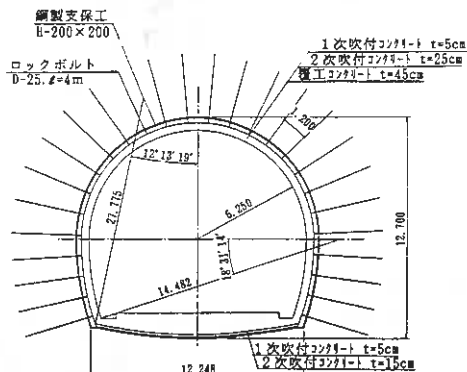


図-3 標準施工断面図

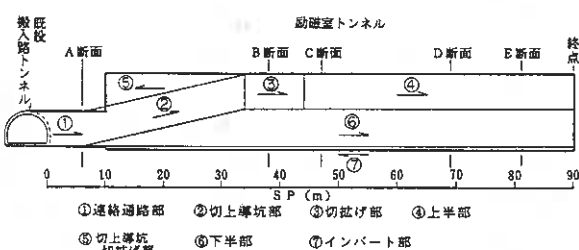


図-4 掘削工程図

3. 地山および支保工の挙動観測

(1) 計測概要

本計測の全体の流れ(図-5)は，トンネル周辺全体の挙動を迅速に把握すると共にFEM逆解析を行い，上半および下半掘削時の予測精度を上げ，設計・施工の妥当性を確認するものである。

計測は，目視による直接測定のア計測と自動計測による間接測定の本計測に分けて行った。計測位置は，図-2，4，6等に示すが，A計測ではA～E断面の5箇所，B計測ではC，D断面の2箇所である。

測定項目および数量は表-1，測定頻度はA計測については表-2，B計測は自動記録(1回/1時間～2日)により測定した。

B計測はスキャナ自動記録方式により現場にデータロガー，計測データをフロッピーユニットに収録，フロッピーディスクを現場事務所でパソコン(PC9801)によりデータの編集・解析を行った。

(2) 施工管理基準の設定

天端沈下および内空変位の管理基準は，既設地下発電所に近接していることを考慮し，その地山物性値(表-3)を参考にした上で，励磁室トンネルの地質調査結果

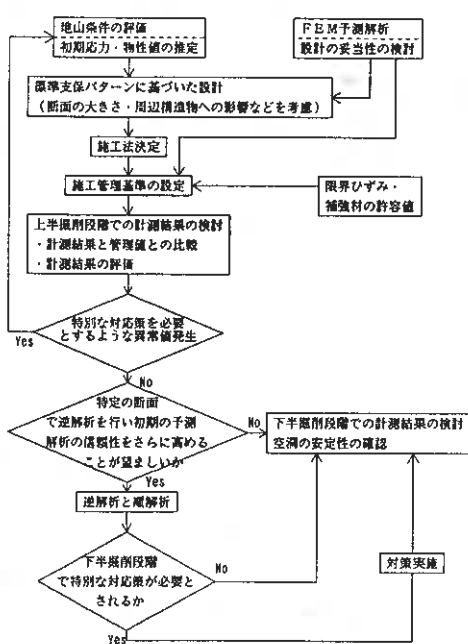


図-5 フロー図

表-1 測定項目および数量

計測断面	測定項目	計測箇所	使用機器	備考
A	坑内地質状況	1回/1通行毎に延長90m	所定の掘削用基に 投入、取付	切り取り、試験、インパ ートの長さおよびカラム の長さ、吹付コンクリート の厚さ、掘削変位等の状況
	既施工区間の状況	延長30m		
	天端沈下	6断面、5路線	レベル、標尺	
	内空変位	6断面、27路線	コンパニオン	
B	ロックボルト軸力	(4点+6点×2)×2断面=32点	ストレインゲージ	C、D断面 前方2本(5m)、天端1本(4m) 計3本
	岩盤地中変位	5点×3本×2断面+3点=33点	B J-50E	前方2本、天端1本、5点式 (1.0, 1.5, 2.0, 4.0, 7.0m) 計3本、3点式 (4.7, 24, 47.04, 46.54m)
	吹付コンクリート応力	2方向×3ヶ所×2断面=12点	コンクリート(圧 縮圧力)応力計	トンネル半径・放射方向
	支保工応力	3点×5ヶ所×2断面=30点	ストレインゲージ	1軸2点、2軸50° 1点/カ所

表-3 地下発電所のFEM予測解析物性値

項目	C _w	互層	C _L
変形係数 (kgf/cm ²)	75,000	75,000(岩盤) 40,000(鋼筋)	30,000
粘着力 (kgf/cm ²)	3.1	2.58	1.4
内部摩擦角 (°)	40	40	40
単位体積重量(t/m ³)	2.6	2.6	2.6

表-4 FEM予測解析物性値

変形係数 (kgf/cm ²)	30,000
粘着力 (kgf/cm ²)	10
内部摩擦角 (°)	40
単位体積重量(t/m ³)	2.6

に基づく地山分類の平均より1ランク下位のC_L級岩盤の変形係数30,000kgf/cm²(表-4)を採用し、FEM予測解析(付図-1, 2)を行い設定した。

地山の初期鉛直応力およびポアソン比は、既設地下発電所建設時のオーバーコアリグ試験により得られた地山3次元主応力をトンネル地点の応力に換算使用した。安全管理範囲と管理レベルとの関係(図-7)から変形に関する管理基準(表-6)を定めた。ここで、一般のトンネルおよび既設地下発電所建設時の先行および初期変位量が40%程度生じていることから解析値の60%(実測可能変位量)を管理レベルII, その1/2を管理レベルI, 2倍を管理レベルIIIとした。

参考までに桜井春輔¹⁾による岩盤の限界ひずみ理論に基づくトンネル掘削実績から求まる管理基準について検討した。これは、励磁室トンネルの平均一軸圧縮強度($\sigma_c = 300\text{kgf/cm}^2$)と限界ひずみの関係(図-8)から $\epsilon_I = 0.1\%$ (管理レベルI), $\epsilon_{II} = 0.35\%$ (管理レベルII), $\epsilon_{III} = 0.75\%$ (管理レベルIII)となるが、今回のような大断面トンネルの実績が少ないこと、上半、下半時の管理基準を設定できないことからFEM予測解析を採用した。なお、図-10, 11に今回

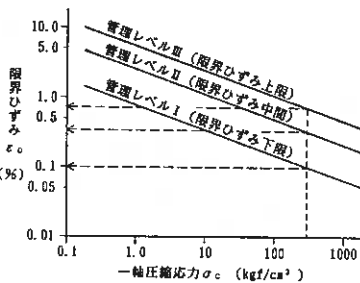


図-8 一軸圧縮応力度と限界ひずみ

表-2 A計測 測定頻度

頻度	測定位置と切羽の種類	変位速度	備考
2回/日	0~0.5D未満	10mm/日以上	
1回/日	0.5~2.0D未満	5~10mm/日	
1回/2日	2.0~5.0D未満	1~5mm/日	
1回/1週	5.0D以上	1mm/日以下	

D: 掘削幅

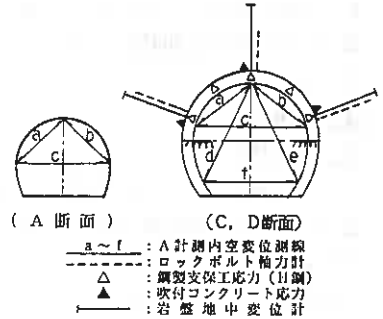


図-6 計測断面図

表-5 FEM予測解析結果

項目	FEM予測解析結果 (mm)	
	上半掘削段階	下半掘削段階
鉛直変位	19	19
水平変位	7	27

※水平変位は片側の変位

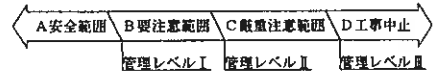


図-7 安全管理範囲と管理レベル

表-6 施工管理基準 (A計測)

計測断面	計測項目	管理基準値 (mm)		
		レベルI	レベルII	レベルIII
A	天端沈下	4	7	14
	内空変位	10(5.0)	19(9.5)	38(19.0)
B, C	天端 上半	6	11	22
	沈下 下半	6	11	22
D, E	内空 上半	4(2.0)	9(4.5)	18(9.0)
	変位 下半	16(8.0)	32(16.0)	64(32.0)

() は片側の変位

表-7 施工管理基準 (B計測)

計測断面	計測項目	管理基準値			備考	
		レベルI	レベルII	レベルIII		
C, D	ロックボルト軸力 (TD24) (t)	Na	0.8 Ny	Ny	Nf	
		10.7	14.6	18.3	31.2	
	H鋼応力度 (SS41) (kgf/cm ²)	曲げ 応力度	σa	0.8 σy	σy	
		1,400	1,900	2,400		
	剪断 応力度 (kgf/cm ²)	τa	0.8 τy	τy		
		800	1,100	1,400		
吹付コンクリート応力度 (kgf/cm ²)	σa	0.8 σck	σck			
60	140	180				
岩盤地中変位 (mm)		6	11	22		

Na = 許容軸力, Ny = 降伏軸力, Nf = 破断軸力

σa = 許容応力度 σck = 設計基準強度

のFEMによる設定値と桜井の方法の比較を示すが、ほぼ同等の管理値となっている。

ロックボルト軸力、H鋼応力度、吹付コンクリート応力度に対するB計測の管理基準(表-7)は、管理レベルⅢを降伏強度、管理レベルⅡを降伏強度の80%、管理レベルⅠを許容応力度とした。また、管理レベルに対する補強対策は、Ⅰで計測体制の強化、Ⅱで支保部材の増量検討、Ⅲで設計の抜本的見直しを検討することとした。

(3) 計測結果

a. A計測結果

切羽の地質(図-9)を電中研分類と対応させると、A~C断面はC_L~C_M級程度でやや脆弱、D~E断面はほぼC_M級程度の比較的堅硬な地質であった。

天端沈下および内空変位(図-10, 11)は、各断面における地質とほぼ密接に対応しており、天端沈下はA~C断面がレベルⅡ程度、D~E断面はレベルⅠ~Ⅱ程度となっている。また、内空変位はA断面がレベルⅠ~Ⅱ、B~C断面がレベルⅠの80%、D~E断面がレベルⅠの60%以下となっている。

天端沈下および内空変位(c測線)の経時変化(図-12, 13)のうち、天端沈下は、内空変位に比較し、下半掘削段階で速やかに収束している。また、内空変位は、地質が脆弱なほど収束が遅かった。

FEM解析結果より、上半掘削時にはアーチ部の応力解放が大きいため、天端沈下が内空変位より大きく、下半掘削時には側壁部の応力解放が支配的となるため内空変位が大きくなることが予測されたが、天端沈下は予測値に近く、内空変位は予測値の約1/2であり、支保部材の剛性が大きかったと考えられる(図-10, 11)。

b. B計測結果

ロックボルト軸力(図-16, 17)は、C断面では許容軸力程度、D断面は許容軸力の1/3程度となっており、C断面の軸力が大き

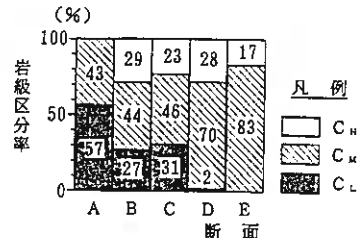


図-9 岩盤比較図

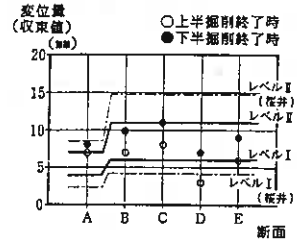


図-10 天端沈下比較図

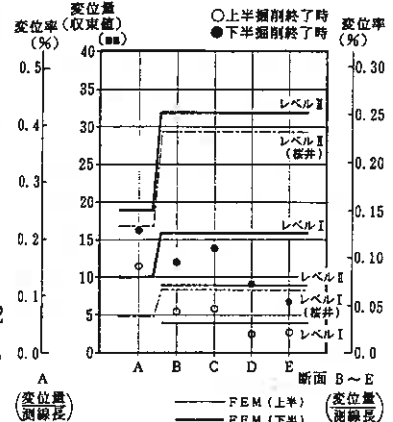


図-11 内空変位(c測線)比較図

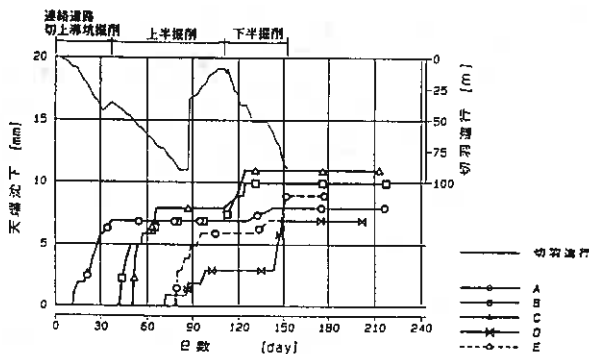


図-12 天端沈下経時変化図

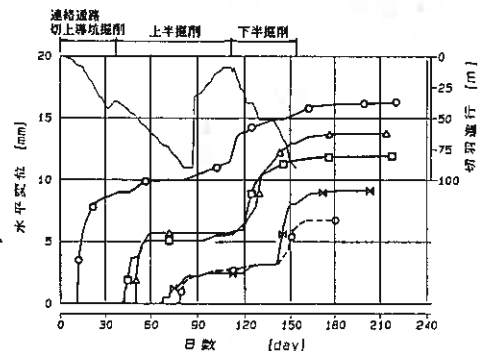


図-13 内空変位(c測線)経時変化図

めなのはF-K断層（破碎帯）および地質軟質部の関係で生じた結果と考えられる。

岩盤地中変位の变化点とロックボルト軸力の最大点が、ほぼ同じ箇所が生じていることから、緩み領域はC断面で2.5~3.0m、D断面で1.0~2.0m程度となっており、ロックボルト（ $l=4.0m$ ）は堅硬な基盤に定着しており妥当な設計長であったと判断される。なお、C断面がD断面に比較して緩み領域が大きかったのは地質不良による影響と考えられる。

支保工曲げ応力（図-18, 19）は、C、D断面共天端および坑口側で局部的に許容応力度を若干越えたが、総体的には許容応力度以内であった。また、C断面は支保工間隔0.9m、D断面1.0mを考慮すると、C断面（F-K断層）のH鋼支保部材は効果的に発揮していると判断される。支保工剪断応力（図-20, 21）はいずれの断面も天端で最大300kgf/cm²程度であり、許容応力度以内に収まっていた。

吹付コンクリート応力（図-22, 23）は、C、D断面共天端に最大40kgf/cm²程度の圧縮応力を生じたが、いずれも許容応力度以内であった。

AおよびB計測結果を管理基準と比較すると、一部許容値を越えるものもあるが総体的には許容値以内であり、設計の妥当性が確認されたものと判断される。

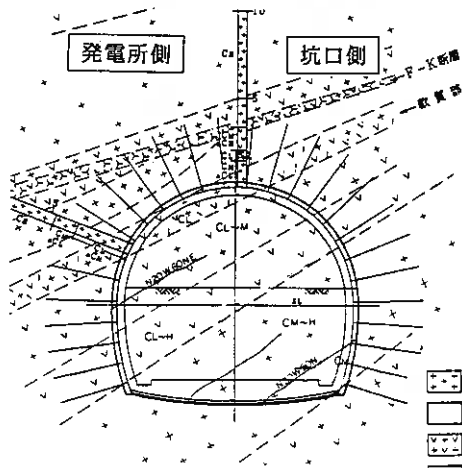


図-14 C断面 地質図

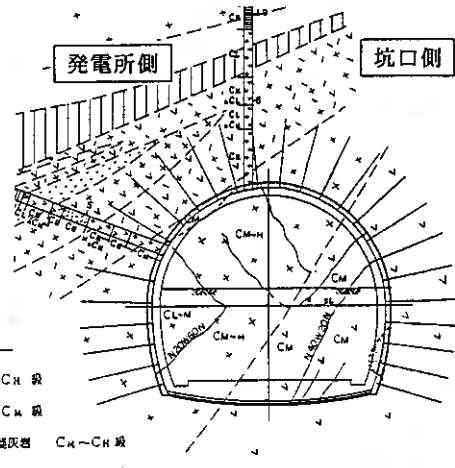


図-15 D断面 地質図

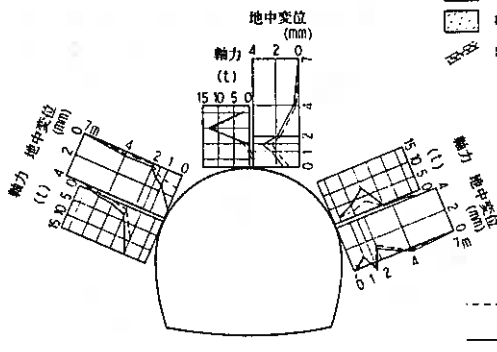


図-16 C断面 ロックボルト軸力・岩盤地中変位

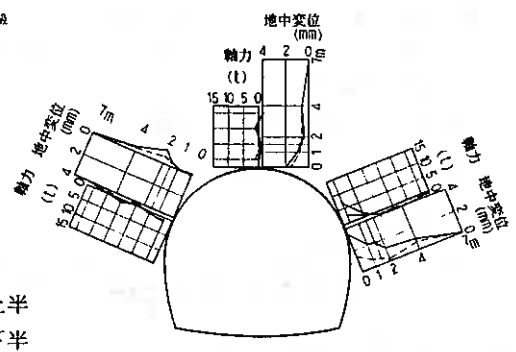


図-17 D断面 ロックボルト軸力・岩盤地中変位

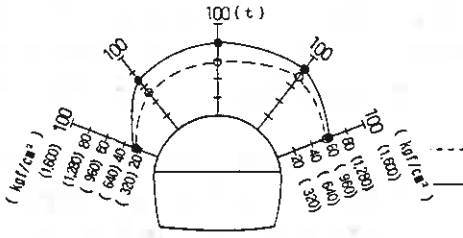


図-18 C断面 支保工軸力(曲げ応力)

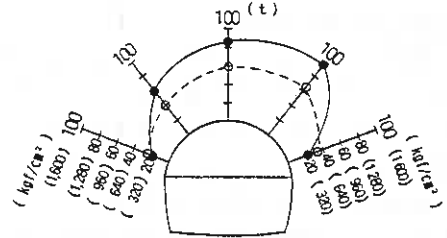


図-19 D断面 支保工軸力(曲げ応力)

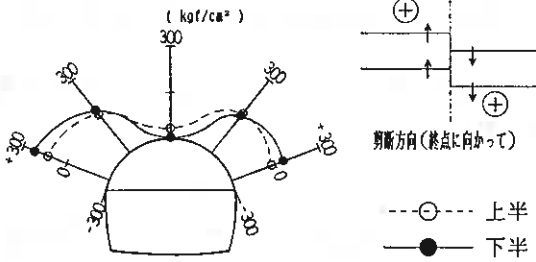


図-20 C断面 支保工剪断応力

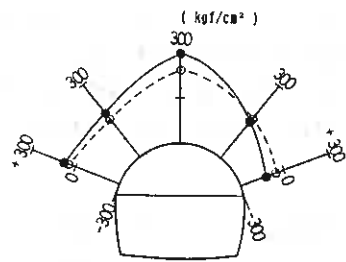


図-21 D断面 支保工剪断応力

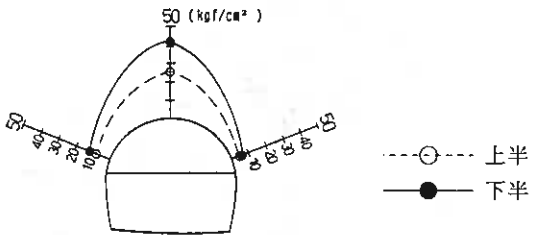


図-22 C断面 吹付コンクリート応力

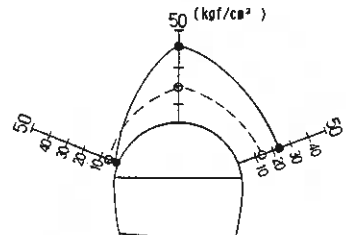


図-23 D断面 吹付コンクリート応力

4. 解析

(1) 荷重分担

支保部材の荷重分担のうち、円周方向の分担率は、奥行き1m当りの鋼製支保工と吹付コンクリートの軸力より、また、半径方向の分担率は、ここでは一つの試みとして円筒理論により支保工軸力を外圧に換算し(図-24)、ロックボルト、吹付コンクリート、鋼製支保工の荷重分担率(表-8)を算定した。さらに、ロックボルト、吹付コンクリート、鋼製支保工の剛性比($E_R A_R : E_C A_C : E_S A_S$)から求まる理論分担率との比較も行った。円周方向については、C、D断面共鋼製支保工と吹付コンクリートが一体となって荷重に抵抗し、支保として適切な効果を発揮している。

表-8 支保工応力分担率(実測値)と理論分担率(理論値)

項目	円周方向				半径方向			
	C断面		D断面		C断面		D断面	
	実測値	理論値	実測値	理論値	実測値	理論値	実測値	理論値
ロックボルト	—	—	—	—	35.4	52.5	11.4	51.3
吹付コンクリート	45.2	39.5	51.7	42.0	29.2	18.8	45.7	20.4
鋼製支保工	54.8	60.5	48.3	58.0	35.4	28.7	42.9	28.2

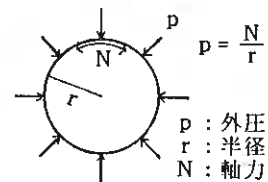


図-24 外圧換算模式図

(2) 上半掘削終了時の逆解析

上半掘削時の計測結果を用いて逆解析を行い、地山の初期応力および物性値を求め、これらを用いて上半・下半掘削終了時のFEM予測解析を行い、変位量・支保部材応力の計測値との比較および予測を行うと共に施工管理基準の妥当性の確認を行った。

逆解析手法は、桜井春輔¹⁾の直接逆解析法(DBAP)により行った。

計測変位はC、D断面の内空変位、天端沈下および岩盤地中変位を組合せ比較した結果、両断面共解析値と実測値の誤差が最小となる天端沈下と内空変位の組合せ(表-9)を用いている。

逆解析の結果(表-10)、A、C断面は1.3~1.5倍、D断面は約3倍の変形係数となっており、当初設計段階で設定したC₁級岩盤よりも良好な岩盤であることを示している。

(3) 逆解析結果に基づく上半掘削終了時の順解析

逆解析により求めた地山の変形係数を用い、上半掘削終了時のFEM解析(表-11)より変位量および支保部材の応力を求めた。

なお、支保部材の応力は、支保部材の設置される位置での岩盤ひずみを求め、部材の弾性係数を乗じて応力を算定する簡易手法とした。

ロックボルト最大軸力は解析値の1.6倍程度となっているがレベルII以下であり、支保材として効果的に作用しているものと判断される。

鋼製支保工の最大応力は解析値の7割程度で安定しており問題ない。全計測項目相互の関係が良くない面もあるが、A計測を重点的な管理指標に掲げたことを考えると、管理基準はほぼ妥当な値であり下半掘削時の管理値としても問題ないと判断される。

D断面では、いずれの計測項目も実測値と解析値は良い精度で一致しており、レベルI以下であった。

表-11 C、D断面の実測値と解析結果(上半掘削終了時)

計測項目	C断面		D断面		管理基準値		
	実測値	解析値	実測値	解析値	レベルI	レベルII	レベルIII
内空変位c測線 (mm)	6	5	3	3	4	9	18
天端沈下 (mm)	8	7	3	4	6	11	22
ロックボルト軸力 (t)	12.3	7.6	3.0	3.4	10.7	14.6	18.3
吹付コンクリート応力 (kgf/cm ²)	18	31	20	16	60	140	180
鋼製支保工応力 (kgf/cm ²)	1,069	1,605	1,031	1,105	1,400	1,900	2,400

(4) 下半掘削終了時のFEM予測解析

C、D断面の上半掘削時の逆解析結果による地山物性値を用い、下半掘削終了時のFEM予測解析値と、上半の実測値に上半・下半FEM予測解析値の比率を乗じて算定した実測推定値(表-12)を求めた。

推定値は実測値とほぼ一致しており、内空変位がレベルI以下、天端沈下がレベルII程度となっている。また、支保部材はC、D断面共レベルII以下であり、管理基準値はほぼ妥当であった。

表-9 解析誤差比較表 (単位: mm)

計測位置	実測値	ケース1	ケース2	ケース3
発電所側	7m-4m	0.50	0.67	0.52
	7m-2m	0.17	0.16	1.15
	7m-1m	1.50	2.42	1.65
	7m-0m	3.33	3.82	2.76
岩盤地中	7m-4m	-0.17	1.54	1.03
	7m-2m	2.83	3.06	2.01
	7m-1m	3.33	4.07	2.65
	7m-0m	2.83	5.37	3.42
天端変位	7m-4m	-0.17	0.66	0.08
	7m-2m	2.00	1.59	0.37
	7m-1m	1.17	2.40	0.72
	7m-0m	0.17	3.79	1.22
内空変位	A測線	-9.25	-9.09	-10.26
	B測線	-9.98	-9.91	-10.99
	C測線	-9.96	-7.40	-8.85
天端沈下	-13.33	-11.11	-12.10	
誤差:(解析値-計測値) ² /(平均×計測点数)		0.637	0.098	0.454

ケース1: 天端沈下、内空変位、岩盤地中変位を入力した場合

ケース2: 天端沈下、内空変位を入力した場合

ケース3: 岩盤地中変位のみを入力した場合

表-10 逆解析結果

項目	FEM予測解析時の推定値	A断面	C断面	D断面
変形係数 E (kgf/cm ²)	30,000	38,000	44,000	89,000

但し、A断面は全断面掘削

表-12 C, D断面の実測値と解析結果(下半掘削終了時)

計測項目	C断面			D断面			管理基準値		
	実測値	推定値	解析値	実測値	推定値	解析値	レベルⅠ	レベルⅡ	レベルⅢ
内空変位c測線 (mm)	14	23	19	9	8	8	16	32	64
天端沈下 (mm)	11	8	7	7	3	4	6	11	22
ロックボルト軸力 (t)	13.7	14.4	8.9	7.1	3.9	4.4	10.7	14.6	18.3
吹付コンクリート応力 (kgf/cm ²)	42	27	47	41	30	24	60	140	180
鋼製支保工応力 (kgf/cm ²)	1,593	1,589	2,385	1,521	1,442	1,546	1,400	1,900	2,400

5. おわりに

以上、高見発電所励磁室トンネル掘削工事で行った地山の挙動観測および解析について報告した。これらにより得られた結果と考察を要約すると以下の通りである。

- (1) 地山の变形係数は、管理基準を安全側に設定するためにC₁級岩盤の变形係数(30,000kgf/cm²)を採用したが、計測結果に基づく逆解析によると地質状況を反映して大きめの値となっている。
- (2) 天端沈下は、予測値とほぼ一致したが、内空変位は予測値の1/2であり、支保部材(ロックボルト・鋼製支保工・吹付コンクリート)の剛性が大きかったと考えられる。
- (3) 地山の挙動が弾性限界内であれば素掘状態での順解析結果は実測値と良い精度で一致しており、この種の解析は上記簡便法でも十分に設計に反映できると考えられる。

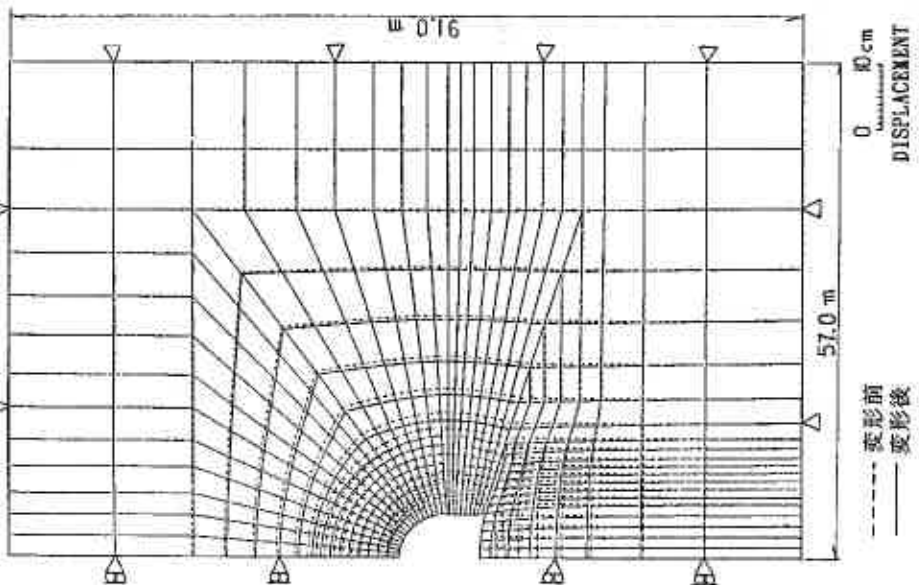
水力では道内最大規模の発電所本体に影響を与えることなく掘削を終了でき、所期の目的は十分に達成された。

最後に、計測管理の計画、実施にあたり、多大な御協力を得た電力中央研究所立地部地質研究室、地盤研究室、耐震研究室ならびに工事施工、調査にあられた前田建設工業(株)、佐藤工業(株)、(株)日さく、計測技販(株)の関係各位に深く感謝申し上げる次第である。

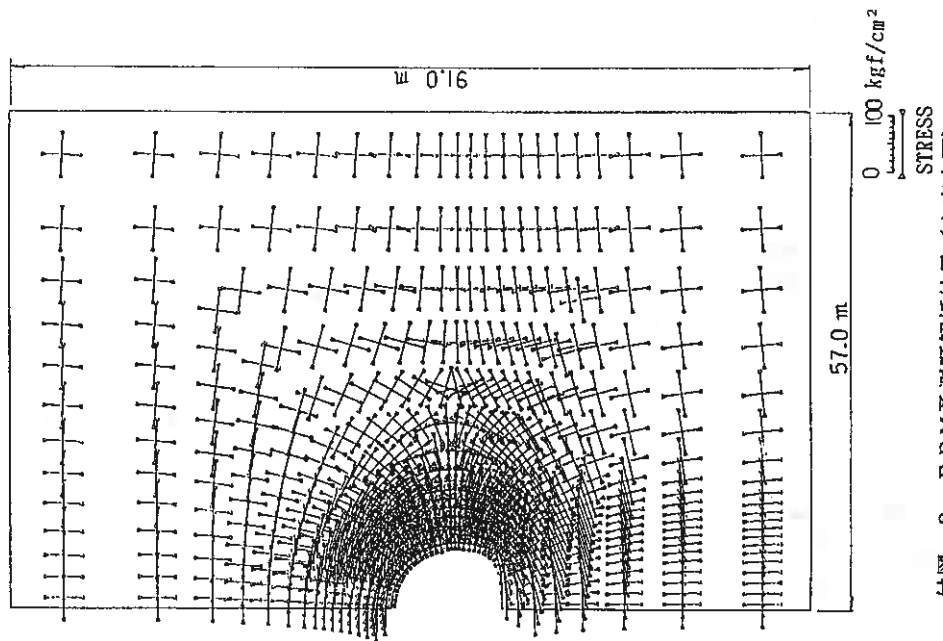
参考文献

- 1) 桜井、武内：トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法，土木学会論文報告集，第337号，1983
- 2) 酒井、南部、釜野：高見発電所の設計と施工について，No.174(社)電力土木技術協会，S56.9
- 3) (社)日本トンネル技術協会：NATMの計測指針に関する調査研究報告書，S58.3

(四角形4節点, 三角形3節点ソリッド要素)

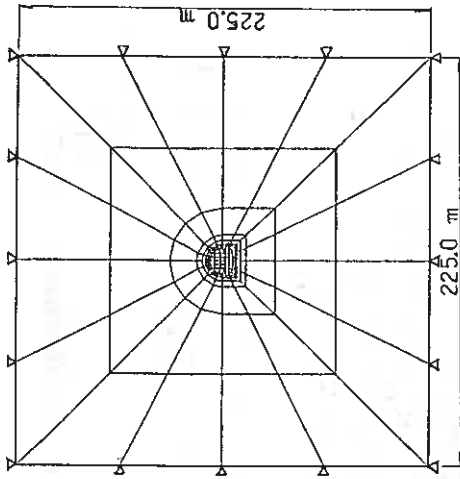


付図-1 FEM予測解析結果(変形図)



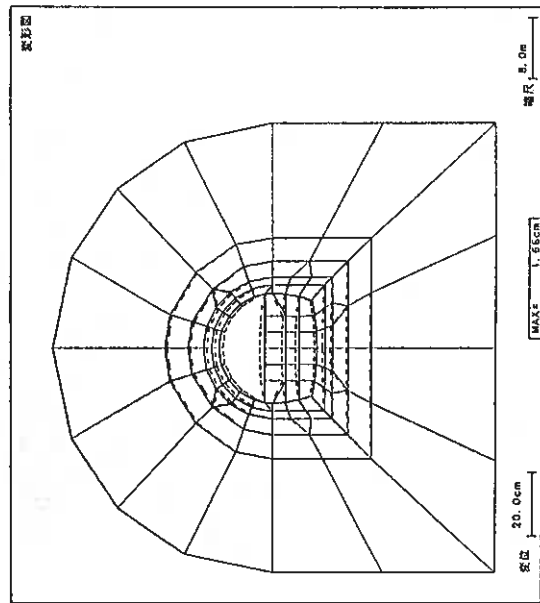
付図-2 FEM予測解析結果(主応力図)

付図-3 逆解析および順解析
FEMメッシュ分割図

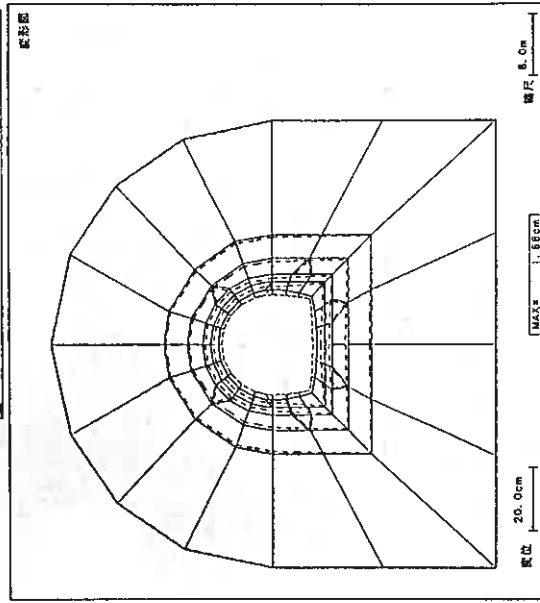


(四角形8節点, 三角形6節点
アイソパラメトリック要素)

— 変形前
- - 変形後



付図-4 逆解析結果に基づく上半掘削終了時のC断面
FEM順解析結果(変形図)



付図-5 下半掘削終了時のC断面FEM予測解析結果(変形図)

多層地盤中に円形に配置された鋼管矢板構造の応力解析

メイセイ・エンジニアリング 正員 小 針 憲 司
室蘭工業大学 正員 岸 徳 光
室蘭工業大学 正員 松 岡 健 一
日本大学 正員 能 町 純 雄

1. はじめに

鋼管矢板構造は、個々の鋼管矢板を継手により全体として円形または小判形状に連結閉合し、支保工や、鉄筋コンクリートフーチングにより頂部を剛結し一体化するものである。これらの鋼管矢板構造は、施工が容易であり、経済的であるなど施工上の有利さから、また外力に対する抵抗性が大きく、水密性とすることも可能なことから、橋梁の基礎など大きな鉛直・水平抵抗を要求される重要構造物の基礎や仮締切工など、施工中あるいは完成後水密性を要求される基礎などに数多く用いられている。

鋼管矢板構造は、構造が複雑であり立体骨組解析など厳密な解析は困難なことから、実務上は矢板の合成効率を考慮した全体的解析による方法で行われている。しかしながら、この方法では集中外力や部分的な分布荷重など局部的な力や地震力などの偏圧に対して十分に評価することは困難である。

そこで、著者らはこれまで個々の矢板を 1 節点 6 自由度を有するはり要素とし、継手の力の伝達を 3 方向の力学的バネで評価する計算法を報告してきたが、この方法は、地盤条件や構造条件が軸方向に変化する部分で分割し、各境界条件を満足させるように未知数を決定する手法であるため、多層地盤や構造が変化する場合には多少計算が煩雑となる嫌いがある。

本報告は、多層地盤中に円形に配置された鋼管矢板構造の解析を、軸方向に有限要素法、円周方向にフーリエ定変換を用いて定式化することにより、以上の欠点を改良し容易に解析できることを示したものである。

2. 基本微分方程式の誘導

図-1および2に示すように、鋼管矢板構造の座標を、構造の中心から半径方向をx、円周方向をy、軸方向をzとし、鋼管矢板の中心でのそれぞれの方向変位を u 、 v 、 w およびねじり角を θ とする。

鋼管矢板は、St.Venant のねじりまを考慮したはりとし、継手部は 3 方向に力学的バネを考え、矢板相互の力の伝達を行うものとする。

図-1のように r 番目の鋼管の中心の変位を u_r 、 v_r 、 θ_r 、 w_r とすれば、左右の継手部の変位 u_r^l 、 u_r^r 、 v_r^l 、 v_r^r 、 θ_r^l 、 θ_r^r 、 w_r^l 、 w_r^r は

$$\begin{aligned} u_r^l &= (u_r + a\theta_r) \cos\alpha - v_r \sin\alpha, & u_r^r &= (u_r - a\theta_r) \cos\alpha + v_r \sin\alpha \\ v_r^l &= (u_r + a\theta_r) \sin\alpha + v_r \cos\alpha, & v_r^r &= (-u_r + a\theta_r) \sin\alpha + v_r \cos\alpha \\ w_r^l &= w_r - a\dot{v}_r, & w_r^r &= w_r + a\dot{v}_r \end{aligned} \quad (1)$$

ただし、 $\dot{v} = df/dz$ で、 a は鋼管の中心から継手までの長さである。また、継手部の節点力は、継手の x 、 y 、 z

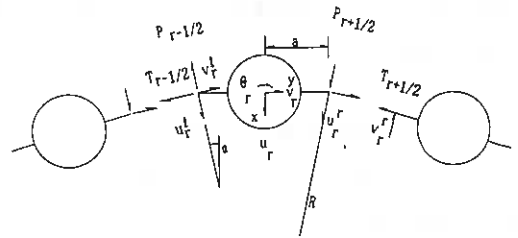


図-1 鋼管要素の節点変位および節点力

方向のバネ定数を K_n, K_t, K_s として次式のように表される。

$$P_{r+\frac{1}{2}} = K_n(u_{r+1}^i - u_r^i), \quad T_{r+\frac{1}{2}} = K_t(v_{r+1}^i - v_r^i), \quad S_{r+\frac{1}{2}} = K_s(w_{r+1}^i - w_r^i) \quad (2)$$

はり要素の力の釣合も図-1および2を参考にして

$$\dots \dots \dots \quad E u_r + K D u_r = q_u + \Delta P_{r-\frac{1}{2}} \cos \alpha + \nabla T_{r-\frac{1}{2}} \sin \alpha \quad (3)$$

$$\dots \dots \dots \quad E v_r + K' d v_r = q_v - \nabla P_{r-\frac{1}{2}} \sin \alpha + \Delta T_{r-\frac{1}{2}} \cos \alpha + a \nabla S_{r-\frac{1}{2}} \quad (4)$$

$$\dots \dots \dots \quad G J \theta_r = -q_\theta - \nabla P_{r-\frac{1}{2}} a \cos \alpha - \Delta T_{r-\frac{1}{2}} a \sin \alpha \quad (5)$$

$$\dots \dots \dots \quad E A w_r = -q_w - \Delta S_{r-\frac{1}{2}} \quad (6)$$

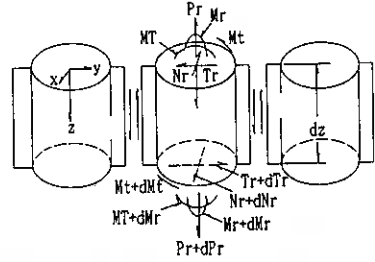


図-2 鋼管に作用する断面力

ここに、 K, K' は半径方向および接線方向の水平地盤反力係数、

$D = 2a$, d は鋼管の径、 q_u, q_v, q_θ, q_w はそれぞれ鋼管矢板に作用する構造全体としての半径方向力、接線方向力、半径方向曲げモーメントおよび軸方向力としての外力を示す。

また、式中の記号 Δ, ∇ は $\Delta f_r = f_{r+1} - f_r, \nabla f_r = f_{r+1} + f_r$ である。

3. 基本微分方程式のフーリエ定積分および有限要素法による解法

規則的に配置された鋼管矢板構造の解析は、式(3)～(6)の連立微分方程式に、円周方向にはフーリエ定積分変換、軸方向には有限要素法を適用して効果的に解析することができる。

まず、式(3)～(6)に式(1),(2)を代入し、鋼管が円形に配置され、対称変形($u_0 = u_n, v_0 = v_n, \theta_0 = \theta_n, w_0 = w_n$)を仮定して式(3),(6)を $\cos(i\pi r/n)$ 、式(4),(5)を $\sin(i\pi r/n)$ を核とするフーリエ定積分変換を行う。次に変換後の第*i*次における釣合方程式を、軸方向にガラキーン法により離散化する。

関数 $f_r (r=0,1,2,\dots,n-1,n)$ に対するフーリエ定積分変換は以下のように定義される。

$$\text{sin変換} \quad S_i[f_r] = \sum_{r=1}^{n-1} f_r \sin(i\pi r/n) \quad (7) \quad \text{cos変換} \quad C_i[f_r] = \sum_{r=1}^{n-1} f_r \cos(i\pi r/n) \quad (8)$$

上式の変換に対し、逆変換は以下のように定義される。

$$f_r = \frac{2}{n} \sum_{i=1}^{n-1} S_i[f_r] \sin(i\pi r/n) \quad (9) \quad f_r = \frac{2}{n} \sum_{i=0}^n R_i[f_r] \cos(i\pi r/n) \quad (10)$$

ここで

$$R_0[f_r] = 1/2\{C_0[f_r] + f_0/2 + f_n/2\}, \quad R_i[f_r] = \{C_i[f_r] + f_0/2 + (-1)^i f_n/2\}, \quad (11)$$

$$R_n[f_r] = 1/2\{C_n[f_r] + f_0/2 + (-1)^n f_n/2\}.$$

以下に差分 $\Delta^2 f_{r-1}, \nabla^2 f_{r-1}, \Delta f_r (= f_{r+1} - f_{r-1})$ の \sin および \cos 変換公式を示す。ただし、 $D_i = 2\{1 - \cos(i\pi/n)\}$ である。

$$S_i[\Delta^2 f_{r-1}] = -D_i S_i[f_r] + \sin(i\pi/n)\{f_0 - (-1)^i f_n\} \quad (12)$$

$$S_i[\nabla^2 f_{r-1}] = 2\{1 + \cos(i\pi/n)\} S_i[f_r] + \sin(i\pi/n)\{f_0 - (-1)^i f_n\} \quad (13)$$

$$S_i[\Delta f_r] = -2 \sin(i\pi/n)\{C_i[f_r] + 1/2 f_0 + (-1)^i/2 f_n\} \quad (14)$$

$$C_i[\Delta^2 f_{r-1}] = -D_i\{C_i[f_r] + 1/2 f_0 + (-1)^i/2 f_n\} + (-1)^i \Delta f_{n-1} - \Delta f_0 \quad (15)$$

$$C_i[\nabla^2 f_{r-1}] = -2\{1 + \cos(i\pi/n)\}\{C_i[f_r] + 1/2 f_0 + (-1)^i/2 f_n\} - (-1)^i \nabla f_{n-1} - \nabla f_0 \quad (16)$$

$$C_i[\Delta f_r] = 2 \sin(i\pi/n) S_i[f_r] + 2\{1 + \cos(i\pi/n)\}\{-1/2 f_0 + (-1)^i/2 f_n\} - (-1)^i \Delta f_{n-1} - \Delta f_0 \quad (17)$$

式(3)～(6)を定積分変換した式を以下に示す。

$$EI\ddot{U} + A_1U - A_2V + A_3\theta - q_u = 0 \quad (18)$$

$$EIV - B_1\ddot{V} + B_2V - A_2U + B_3\theta + B_4\dot{W} - q_v = 0 \quad (19)$$

$$GJ\ddot{\theta} - C_1\theta - B_3V - A_3U + q_\theta = 0 \quad (20)$$

$$EA\ddot{W} - D_1W + B_4V + q_w = 0 \quad (21)$$

ここに $A_1 = K_n D_i \cos^2 \alpha + K_t E_i \sin^2 \alpha + KD$, $A_2 = (K_n + K_t) \sin 2\alpha E_i$, $A_3 = (K_n \cos^2 \alpha - K_t \sin^2 \alpha) 2a E_i$,

$$B_1 = K_t E_i a^2, \quad B_2 = K_n E_i \sin^2 \alpha + K_t D_i \cos^2 \alpha + K' d, \quad B_3 = (K_t D_i - K_n E_i) a \sin \alpha \cos \alpha,$$

$$B_4 = 2a K_n E_i, \quad C_1 = (K_n E_i \cos^2 \alpha + K_t D_i \sin^2 \alpha) a^2, \quad D_1 = K_n D_i, \quad E_i = \sin(i\pi/n),$$

$$\ddot{U} = R_i[u_i], \quad U = R_i[u_i], \quad \ddot{V} = S_i[v_i], \quad \dot{V} = S_i[v_i], \quad V = S_i[v_i]$$

$$\ddot{\theta} = S_i[\theta_i], \quad \theta = S_i[\theta_i], \quad \ddot{W} = R_i[w_i], \quad \dot{W} = R_i[w_i], \quad W = R_i[w_i]$$

$$q_u = R_i[q_u], \quad q_v = S_i[q_v], \quad q_\theta = S_i[q_\theta], \quad q_w = R_i[q_w]$$

各要素座標は、図-3のように定め、各要素の定和分変換後の変位および外力を以下のように仮定する。

$$U = \phi_i U_i + \phi_j U_j + \xi_i L \dot{U}_i + \xi_j L \dot{U}_j \quad (22) \quad V = \psi_i V_i + \psi_j V_j + \xi_i L V_i + \xi_j L V_j \quad (23)$$

$$W = \psi_i W_i + \psi_j W_j \quad (24) \quad \theta = \psi_i \theta_i + \psi_j \theta_j \quad (25)$$

$$q_u = \psi_i q_{u_i} + \psi_j q_{u_j} \quad (26) \quad q_v = \psi_i q_{v_i} + \psi_j q_{v_j} \quad (27)$$

$$q_\theta = \psi_i q_{\theta_i} + \psi_j q_{\theta_j} \quad (28) \quad q_w = \psi_i q_{w_i} + \psi_j q_{w_j} \quad (29)$$

ただし、 ϕ, ξ, ψ は、形状関数で以下のとおりである。

$$\phi_i = 1 - 3\eta^2 + 2\eta^3, \quad \xi_i = \eta - 2\eta^2 + \eta^3, \quad \psi_i = 1 - \eta, \quad \phi_j = 3\eta^2 - 2\eta^3, \quad \xi_j = \eta^3 - \eta^2, \quad \psi_j = \eta, \quad \eta = \frac{z}{L}$$

また、 z は i 点からの距離、 L は要素長である。

式(22)~(29)の変位、外力の仮定に基づき、和分変換した式をガラキン法により離散化し、マトリックス表示すると

$$\{\bar{f}\} = [K]\{\bar{\delta}\} + [L]\{\bar{q}\} \quad (30)$$

これは、像関数で表した要素剛性マトリックスであり、

$\{\bar{f}\}$: 断面力列ベクトル, $[K]$: 要素剛性マトリックス, $\{\bar{\delta}\}$: 変位列ベクトル,

$[L]$: 荷重項マトリックス, $\{\bar{q}\}$: 荷重強度列ベクトル

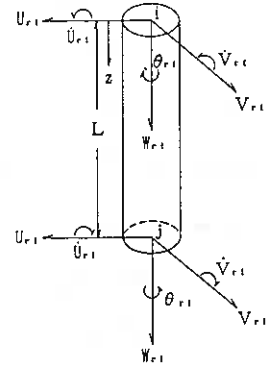
である。各ベクトルは

$$\{\bar{f}\} = \{Q_{u_i}, Q_{v_i}, M_{u_i}, M_{v_i}, T_i, N_i, Q_{u_j}, Q_{v_j}, M_{u_j}, M_{v_j}, T_j, N_j\}^T$$

$$\{\bar{\delta}\} = \{U_i, V_i, \dot{U}_i, \dot{V}_i, \theta_i, W_i, U_j, V_j, \dot{U}_j, \dot{V}_j, \theta_j, W_j\}^T \quad \{\bar{q}\} = \{q_{u_i}, q_{v_i}, q_{\theta_i}, q_{w_i}, q_{u_j}, q_{v_j}, q_{\theta_j}, q_{w_j}\}^T$$

次に要素剛性マトリックスの成分を示すと、

$$[K] = \begin{bmatrix} K_{1,1} & K_{1,2} & K_{1,3} & K_{1,4} & K_{1,5} & 0 & K_{1,7} & K_{1,8} & K_{1,9} & K_{1,10} & K_{1,11} & 0 \\ & K_{2,2} & K_{2,3} & K_{2,4} & K_{2,5} & K_{2,6} & K_{2,7} & K_{2,8} & K_{2,9} & K_{2,10} & K_{2,11} & K_{2,12} \\ & & K_{3,3} & K_{3,4} & K_{3,5} & 0 & K_{3,7} & K_{3,8} & K_{3,9} & K_{3,10} & K_{3,11} & 0 \\ & & & K_{4,4} & K_{4,5} & K_{4,6} & K_{4,7} & K_{4,8} & K_{4,9} & K_{4,10} & K_{4,11} & K_{4,12} \\ & & & & K_{5,5} & 0 & K_{5,7} & K_{5,8} & K_{5,9} & K_{5,10} & K_{5,11} & 0 \\ & & & & & K_{6,6} & 0 & K_{6,8} & 0 & K_{6,10} & 0 & K_{6,12} \\ & & & & & & K_{7,7} & K_{7,8} & K_{7,9} & K_{7,10} & K_{7,11} & 0 \\ & & & & & & & K_{8,8} & K_{8,9} & K_{8,10} & K_{8,11} & K_{8,12} \\ & & & & & & & & K_{9,9} & K_{9,10} & K_{9,11} & 0 \\ & & & & & & & & & K_{10,10} & K_{10,11} & K_{10,12} \\ & & & & & & & & & & K_{11,11} & 0 \\ & & & & & & & & & & & K_{12,12} \end{bmatrix}$$



$U_{r,i}$: 鋼管 r の i 点の半径方向変位
 $V_{r,i}$: 鋼管 r の i 点の接線方向変位
 $W_{r,i}$: 鋼管 r の i 点の軸直方向変位
 $\theta_{r,i}$: 鋼管 r の i 点の半径方向たわみ角
 $\dot{V}_{r,i}$: 鋼管 r の i 点の半径方向たわみ角

図-3 要素座標系

$$\begin{aligned}
K(1,1) &= \left(\frac{12EI}{L^3} + \frac{13}{35}A_1L \right) & K(2,2) &= \frac{12EI}{L^3} + \frac{6}{5L}B_1 + \frac{13}{35}B_2L & K(3,3) &= \frac{4EI}{L} + \frac{1}{105}A_1L^3 \\
K(1,2) &= -\frac{13}{35}A_2L & K(2,3) &= -\frac{11}{210}A_2L^2 & K(3,4) &= -\frac{1}{105}A_2L^3 \\
K(1,3) &= \frac{6EI}{L^2} + \frac{11}{210}A_1L^2 & K(2,4) &= \frac{6EI}{L^2} + \frac{1}{10}B_1 + \frac{11}{210}B_2L^2 & K(3,5) &= \frac{1}{20}A_3L^2 \\
K(1,4) &= -\frac{11}{210}A_2L^2 & K(2,5) &= \frac{7}{20}B_3L & K(3,7) &= -\frac{6EI}{L^2} + \frac{13}{420}A_1L^2 \\
K(1,5) &= \frac{7}{20}A_3L & K(2,6) &= K(2,12) = \frac{1}{2}B_4 & K(3,8) &= -\frac{13}{420}A_2L^2 \\
K(1,7) &= -\frac{12EI}{L^3} + \frac{9}{70}A_1L & K(2,7) &= -\frac{9}{70}A_2L & K(3,9) &= \frac{2EI}{L} - \frac{1}{140}A_1L^3 \\
K(1,8) &= -\frac{9}{70}A_2L & K(2,8) &= -\frac{12EI}{L^3} - \frac{6}{5L}B_1 + \frac{9}{70}B_2L & K(3,10) &= \frac{1}{140}A_2L^3 \\
K(1,9) &= \frac{6EI}{L^2} - \frac{13}{420}A_1L^2 & K(2,9) &= \frac{13}{35}A_2L^2 & K(3,11) &= \frac{1}{30}A_3L^2 \\
K(1,10) &= \frac{13}{420}A_2L^2 & K(2,10) &= \frac{6EI}{L^2} + \frac{1}{10}B_1 - \frac{13}{420}B_2L^2 & & \\
K(1,11) &= \frac{3}{20}A_3L & K(2,11) &= \frac{3}{20}B_3L & &
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
K(4,4) &= \frac{4EI}{L} + \frac{2}{15}B_1L + \frac{1}{105}B_2L^3 & K(5,5) &= \frac{1}{3}C_1L + \frac{GJ}{L} & K(6,6) &= \frac{1}{3}D_1L + \frac{EA}{L} \\
K(4,5) &= \frac{1}{20}B_3L^2 & K(5,7) &= \frac{3}{20}A_3L & K(6,8) &= -\frac{1}{2}B_4 \\
K(4,6) &= -K(4,12) = -\frac{1}{12}B_4L & K(5,8) &= \frac{3}{20}B_3L & K(6,10) &= \frac{1}{12}B_4L \\
K(4,7) &= -\frac{13}{420}A_2L^2 & K(5,9) &= -\frac{1}{30}A_3L^2 & K(6,12) &= \frac{1}{6}D_1L - \frac{EA}{L} \\
K(4,8) &= -\left(\frac{6EI}{L^2} + \frac{1}{10}B_1 - \frac{13}{420}B_2L^2 \right) & K(5,10) &= -\frac{1}{30}B_3L^2 & & \\
K(4,9) &= \frac{1}{140}A_2L^3 & K(5,11) &= \frac{1}{6}C_1L - \frac{GJ}{L} & & \\
K(4,10) &= \frac{2EI}{L} - \frac{1}{30}B_1L - \frac{1}{140}B_2L^3 & & & & \\
K(4,11) &= \frac{1}{30}B_3L^2 & & & &
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
K(7,7) &= -\left(\frac{12EI}{L^3} + \frac{13}{35}A_1L \right) & K(8,8) &= \frac{12EI}{L^2} + \frac{6}{5L}B_1 + \frac{13}{35}B_2L & K(9,9) &= \frac{4EI}{L} + \frac{1}{105}A_1L^3 \\
K(7,8) &= -\frac{13}{35}A_2L & K(8,9) &= \frac{11}{210}A_2L^2 & K(9,10) &= -\frac{1}{105}A_2L^3 \\
K(7,9) &= -\left(\frac{6EI}{L^2} + \frac{11}{210}A_1L^2 \right) & K(8,10) &= -\left(\frac{6EI}{L^2} + \frac{1}{10}B_1 + \frac{11}{210}B_2L^2 \right) & K(9,11) &= -\frac{1}{20}A_3L^2 \\
K(7,10) &= \frac{11}{210}A_2L^2 & K(8,11) &= \frac{7}{20}B_3L & & \\
K(7,11) &= \frac{7}{20}A_3L & K(8,12) &= -\frac{1}{2}B_4 & &
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
K(10,10) &= \frac{4EI}{L} + \frac{2}{15}B_1L + \frac{1}{105}B_2L^3 & K(11,11) &= \frac{1}{3}C_1L + \frac{GJ}{L} & K(12,12) &= \frac{1}{3}D_1L + \frac{EA}{L}
\end{aligned}$$

$$K(10,11) = -\frac{1}{20}B_3L^2$$

$$K(10,12) = -\frac{1}{12}B_4L$$

次に荷重項マトリックスの成分を示す。

$$[L] = \begin{pmatrix} -7L/20 & 0 & 0 & 0 & -3L/20 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -7L/20 & 0 & 0 & 0 & -3L/20 & 0 & 0 \\ -L^2/20 & 0 & 0 & 0 & -L^2/30 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -L^2/20 & 0 & 0 & 0 & -L^2/30 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -L/3 & 0 & 0 & 0 & -L/6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -L/3 & 0 & 0 & 0 & -L/6 \\ -3L/20 & 0 & 0 & 0 & -7L/20 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -3L/20 & 0 & 0 & 0 & -7L/20 & 0 & 0 \\ -L^2/30 & 0 & 0 & 0 & -L^2/20 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -L^2/30 & 0 & 0 & 0 & -L^2/20 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -L/6 & 0 & 0 & 0 & -L/3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -L/6 & 0 & 0 & 0 & -L/3 \end{pmatrix}$$

ここで、式(30)において荷重強度列ベクトルをかけたものを、分布荷重ベクトル $\{q'\}$ として扱うことにする。よって、式(30)は

$$\{\bar{f}\} = [K]\{\bar{\delta}\} + \{q'\} \quad (30)'$$

となる。

つぎに上で定式化された要素の像関数で表される剛性マトリックスを構造全体に重ね合わせるにより像関数で表された構造全体の剛性マトリックスが得られ、これを解くことにより変位 $\bar{\delta}$ が求まり、この値に逆変換を施すことにより各節点変位が求まる。

4. 数値解析例

ここでは、鋼管矢板井筒構造を取り上げて本解析理論により継手バネ定数を変化させ計算した例をしめすが、これに先立ち数値計算手法評価のため、著者ら⁵⁾により先に発表した軸方向に物性値を変化しない構造に適用して効果的である有限フーリエ変換法との比較により精度を検証する。

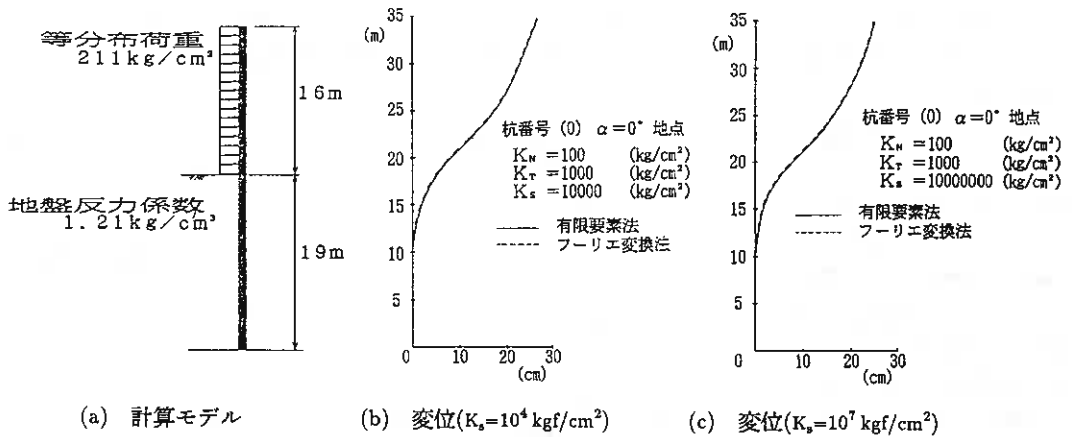
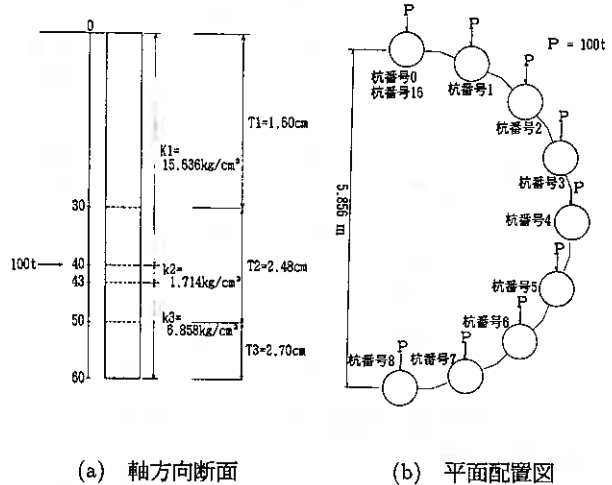


図-4 有限フーリエ変換法と有限要素法の比較

計算モデルは、図-4 に示すように鋼管本数16本、鋼管外径100cm、鋼管内径97.2cm、全長35mの鋼管で、地中19m、地上16m部分に等分布重 2.11kgf/cm^2 が作用し、鋼管の弾性係数 $2.1 \times 10^6\text{Kgf/cm}^2$ 、ポアソン比0.3、水平地盤反力係数 $k=1.21\text{kgf/cm}^3$ である。本解析での要素分割数は35である。両方法とも継手バネ定数は、Case-1 ($K_N=10^2\text{Kgf/cm}^2$, $K_T=10^3\text{Kgf/cm}^2$, $K_S=10^4\text{kgf/cm}^2$)、Case-2($K_N=10^2\text{Kgf/cm}^2$, $K_T=10^3\text{Kgf/cm}^2$, $K_S=10^7\text{kgf/cm}^2$)、の2ケースについて計算した。図-4(b),(c)に示す様に両方法は、非常に良く一致しており、本方法で十分解析出来ることが明らかとなった。

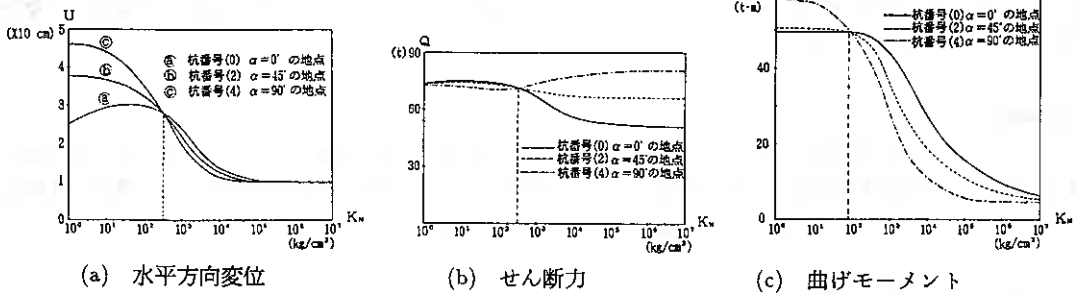
次に、各種の物性値が軸方向に変化する場合の例として、図-5に示すように、地層数は3層、鋼管肉厚は3段階に変化し、鋼管には上端から40mの位置に集中荷重が作用し、16本の鋼管からなる構造を解析した。軸方向の支持条件は下端固定、上端はたわみ角を制限し、水平方向変位は自由とした。

図-6には $K_S=K_T, K_N=K_S/10$ とし、継手剛性の効果を見るため、継手バネ定数を変化させた時の荷重作用位置の水平方向変位、せん断力、曲げモーメントを示した。また、図-7は $K_S=K_T=K_N$ とした時の水平方向変位とせん断力を示した。



(a) 軸方向断面 (b) 平面配置図

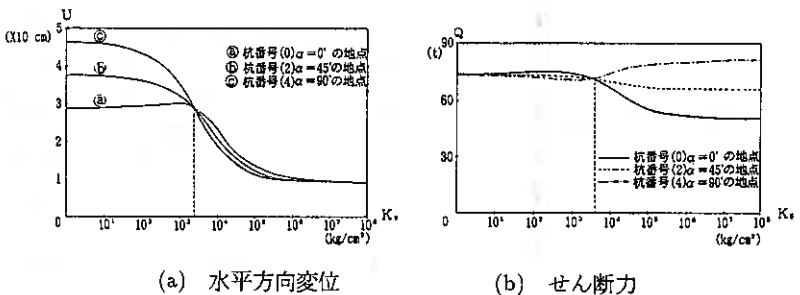
図-5 解析モデル



(a) 水平方向変位 (b) せん断力 (c) 曲げモーメント

図-6 荷重位置における変位、断面力と継ぎ手バネ定数の関係($K_S=K_T, K_S=10K_N$)

当然の事ながら、継手剛性が大きくなるに従い井筒構造が一体としての挙動を示す。図には、3本の鋼管矢板(a、b、c)の値が示されているが、水平変位は、継手のバネ定数が小さいとき、a(杭番号(0):外力が半径方向に作用している)の鋼管の変位が最も小さく、b(杭番号(2):外力が半径方向と45°)、c(杭番号(4):外力



(a) 水平方向変位 (b) せん断力

図-7 荷重位置における変位、せん断力と継ぎ手バネ定数の関係($K_S=K_T=K_N$)

が接線方向)の順に大きくなっている。これは、鋼管矢板の構造から、鋼管の半径方向と接線方向の地盤反力抵抗が異なり、地盤反力を受ける面が半径方向で大きいためである。継手バネ定数の増加とともに3つの値は近づき、図-6(a)では K_N が約 $3.0 \times 10^2 \text{ kgf/cm}^2$ 、図-7(a)では約 $2.2 \times 10^2 \text{ kgf/cm}^2$ でほぼ一致し、よりバネ定数が増加するとこの関係は逆転する。これは、この範囲の継手バネに対して本構造が全体として一種のシェルのように挙動するためaの鋼管の変位が大きくなるためと思われる。さらに、継手バネ定数が増加すると、図-6(a)では K_N が約 $2.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ で、図-7(a)では 10^7 kgf/cm^2 で全ての値が一致している。

せん断力は、継手バネ定数が小さいとき、すなわち図-6(b)では $K_N < 3.0 \times 10^2 \text{ kgf/cm}^2$ 、図-7(b)では $K_N < 2.2 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ では各鋼管のせん断力はほぼ一定である。これは、継手のバネ定数が小さいときは、各鋼管が単独のほりに近い状態で外力に抵抗するため、ほぼ等しくなると考えられる。継手バネ定数が大きくなると前述のように構造全体が一体となって作用するため、せん断力は、鋼管の位置により異なり、中心付近の鋼管番号(4)のせん断力は大きくなる。

曲げモーメントの変化は、図-6(c)にのみ示したが、傾向としては変位の場合に似ている。

図-8,9,10は継手バネ定数がCase-I($K_s=K_t=K_n=10 \text{ kg/cm}^2$) Case-II($K_s=K_t=K_n=10^4 \text{ kg/cm}^2$)

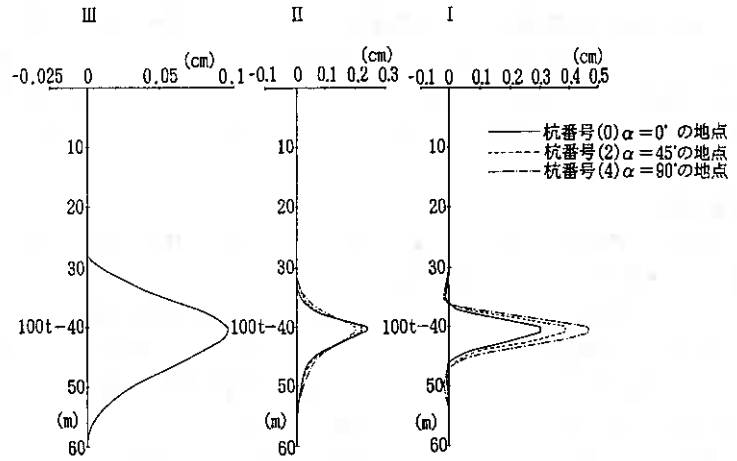


図-8 水平方向変位の軸方向分布

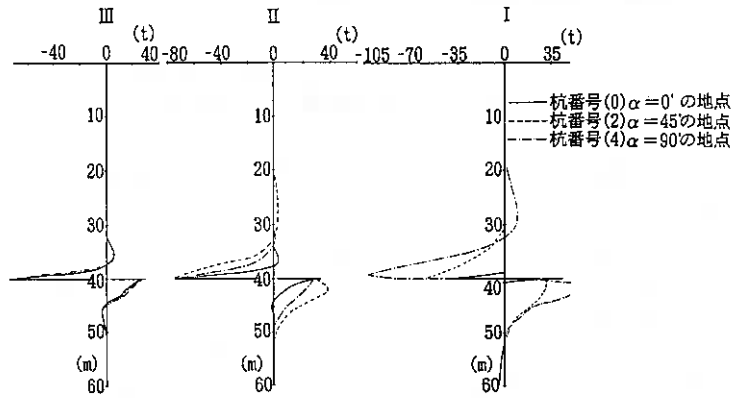


図-9 せん断力の軸方向分布

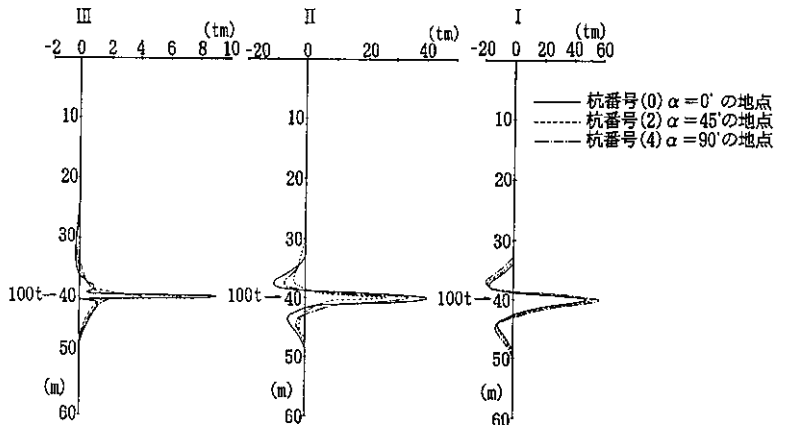


図-10 曲げモーメントの軸方向分布

Case-III (継手バネ定数が大きく井筒構造が一体として挙動する場合)に於ける変位、せん断力、曲げモーメントの分布を $\alpha = 0^\circ$, $\alpha = 45^\circ$, $\alpha = 90^\circ$ の位置に於ける鋼管について示した。継手のバネ定数が大きくなるに従い、変位、曲げモーメントはかなり減少し、また、個々の鋼管の変位、せん断力は均等化されている。軸方向分布では、集中荷重のため荷重作用位置で変位、断面力ともかなり集中していることが分かる。

5. まとめ

地盤条件や構造条件が軸方向に変化する鋼管矢板井筒型構造の解析を効果的に行う為、鋼管をはり要素とし、継手をバネ結合として力の伝達を行うとして円周方向にフーリエ定積分変換、軸方向に有限要素法を用いて定式化を行い、計算例を示した。これまでの著者らの計算結果も考慮し得られた結果を列挙すると、

1) 継手のバネ剛性の効果は大きく、バネ定数の増加とともに鋼管の変位や断面力がかなり減少する。
2) また、継ぎ手のバネ定数が大きい場合、個々の鋼管矢板の変位、曲げモーメントは各鋼管で均等化し、局所的な変形が抑制されるが、せん断力は鋼管の位置により異なる値をとる。

3) 継手のバネ定数が大きくないとき、鋼管の位置により、変位、曲げモーメントの値が異なる。

以上のことが明らかとなったが、個々の継手バネの効果などについてはより詳しい検討が必要である。また、今後更に振動、衝撃等の問題についても検討の予定である。

参考文献

- 1) 澤田知之：継手のバネ効果と井筒型基礎構造の水平抵抗について、土木学会北海道支部論文報告集、第36号、pp.45-50,1980.
- 2) 澤田知之,能町純雄：継手のヒンジ効果を考慮した井筒基礎構造の応力解析について、苫小牧高専紀要第15号、pp.75-94,1980.
- 3) S.G.Nomachi and K.G.Matsuoka :Applications of Finite Fourier Integration Transforms for Structural Mechanics, Proc. of 20th Japan National Congress for Applied Mechanics,pp.117-123,1970.
- 4) S.G.Nomachi:On the Method for Solving Three-Dimensional Stress Problems by Means of Finite Fourier Transforms,Mem. of Muroran Inst. of Tech.,Vol.3,No.1, pp.167-191,1958.
- 5) 澤田知之,二宮正明, 松岡健一, 能町純雄：フーリエ定積分変換を用いた鋼管矢板円筒形構造物の解析, 構造工学論文集, Vol.34A,pp.9-18,1988.

北海道美幌町活汲峠地すべり地での 地すべり崩土

北見工業大学 正会員 伊藤陽司

1. はじめに

最近発生する地すべりの多くは、旧期地すべり地で、斜面に残存する地すべり崩土の一部あるいは全体が自然のおよび人為的誘因によって再滑動した事例であり、土木建設工事の計画・設計・施工に際して対象地域での旧期地すべり地の位置、地すべり崩土の規模・存在状態・性質および地すべりの地形的・地質的特性を知ることは地すべり災害を未然に防止する上で重要である。

網走・美幌・北見・津別地域は、旧期地すべり地が集中して分布する地域であり^{1)・2)}、その集中分布域の中央部西縁に位置する活汲峠の周辺地域でも数多くの旧期地すべり地が、発達する地すべり微地形を指標に空中写真判読される。活汲峠地すべり地もその一つであるが、道道北見-美幌線のルート改良計画の際に調査対象地すべりとなり、ボーリング調査、弾性波探査および試料の土質試験などの地すべり調査が行われた³⁾。その際、ボーリングコアの観察・サンプリングの機会を得、コアサンプルなどの土質物理試験やX線回折を行うとともに地すべり地周辺地域の空中写真判読や地表踏査を行った。

この報告では、活汲峠地すべり地でのすべり面粘土を含む地すべり崩土の性状について検討した結果を述べる。

2. 活汲峠地すべり地

活汲峠地すべり地は北見市市街から南東約6.5Km、活汲峠の南側斜面に位置し、網走郡美幌町栗森川上流の左岸側斜面(北緯 $43^{\circ}45'12''$ 東経 $143^{\circ}56'52''$)にある(Fig. 1)。

地すべり地の基盤地質は、礫岩を主とし砂岩や頁岩の薄層を挟在する古第三系栗森層の下部礫岩層⁴⁾であり、基盤地質による分類では第三紀層地すべり⁵⁾に相当する。

活汲峠付近には北北東-南南西方向の軸を有する背斜および西北西-東南東方向の断層の発達⁴⁾が報告されている。

活汲峠の周辺地域では長さが300~600mの北東-南西方向および北西-南東方向のフォトリニアメントが多数判読され、活汲峠地すべり地を含め活汲峠の周辺地域に存在する旧期地すべり地の多くはこれらに近接して分布する。

活汲峠地すべり地は凹状緩斜面の地すべり地形⁶⁾を呈し、地すべり崩土は滑落崖斜面域にはあまり残存せず、むしろ斜面脚部にそのほとんどが堆積している(Fig. 2)。

主滑落崖の形状は開析されてやや不明瞭ではあるが、空中写真(HO-71-2X C9-15, C9-16, C10-16, C10-17)立体視によって平面形がコの字状、縦断形が直線状のやや急傾斜の斜面が、そしてこの急斜面の左側部、地すべり崩土頭部および下部に平面形が馬蹄形状~円弧状の比較的明瞭な二次滑落崖が判読される(Fig. 3)。

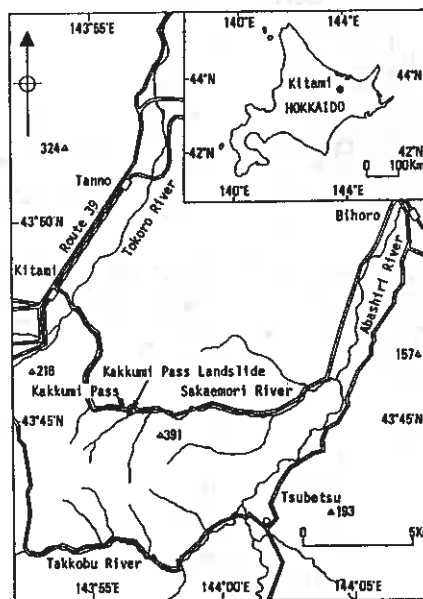


Fig. 1 Location map of the Kakkumi Pass landslide.

Landslide debris in the Kakkumi Pass landslide, Bihoro-town, Northeastern Hokkaido, Japan ;Yoji ITO(Kitami Institute of Technology)

地すべり崩土全体の平面形は上部で馬蹄形状を、そして下部で幅が広がり扇形状を呈する。地すべり崩土舌端部は原斜面脚部から約50m押し出され、舌端部を西から東へ流下する榮森川は屈曲・蛇行している（現在は河道改修されている）。地すべり崩土全体の規模は、移動方向の長さ約230 m・幅約75~140 mであり、そしてその平均斜面勾配は約10°である。地すべり崩土は大きく3つの移動ブロックに区分され、その移動方向はAブロックで南南東、Bブロックで南東、そしてCブロックで南南西である。地すべり崩土の主移動方向と基盤岩の層理面の走向・傾斜との関係は、地すべり地に近接する榮森層の露頭では小断層を伴うため定かではないが、広域的構造からは流れ盤型と推定される。地すべり地内には凹状地や小崖が発達し、地すべり崩土上部の凹状地は湿地となっている。

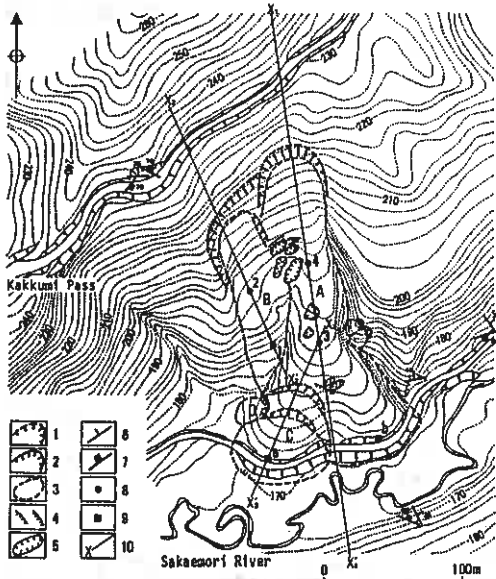


Fig. 3 Topography of the Kakkumi Pass landslide.

1: Ancient landslide scarp, 2: Recent landslide scarp, 3: Area of landslide debris, 4: Minor scarp, 5: Concavity, 6: Strike and Dip of Sakaemori formation, 7: Strike and Dip of fault, 8: Location of borehole, 9: Location of test pit, 10: Profile line.

3. 地すべり崩土の性質

地すべり地内で行われた4本のボーリングのコアは、いずれも地表面から層厚0.2~0.4

mの黒色腐植土、層厚約2.4~11.6 mの黄褐色~赤褐色を呈し、礫岩の礫に由来する最大径約50mmの輝緑岩・チャート・砂岩などの円礫~歪角礫を含む砂~粘土、厚さ1.3~4.5mの風化部を伴う基盤岩（礫岩、砂岩

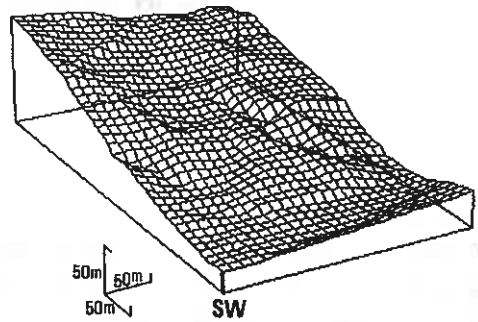


Fig. 2 Bird's-eye view of the Kakkumi Pass landslide.

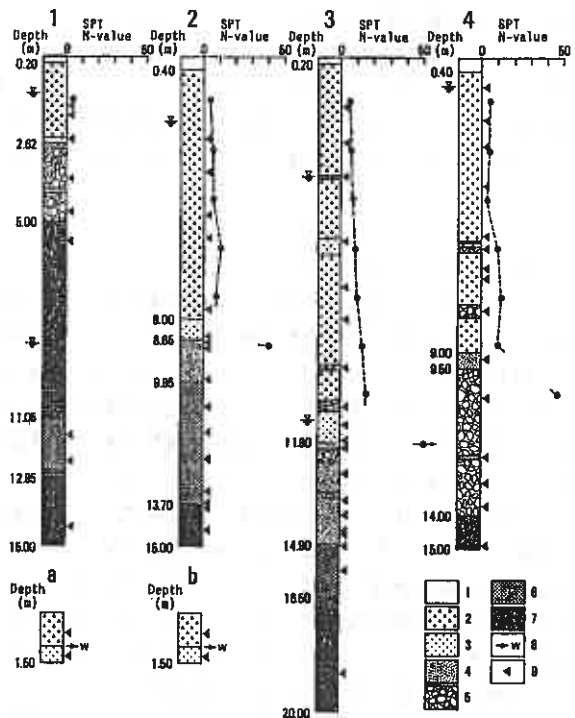


Fig. 4 Geologic columns for the boreholes and the test pits.

1: Humic soil, 2: Sand, silt and clay with gravel, 3: Sand, silt and clay, 4: Weathered sandstone and shale, 5: Weathered conglomerate, 6: Sandstone and shale, 7: Conglomerate, 8: Spring, 9: Location of sample. N-value of standard penetration test and data of groundwater level from Hokkaido Engineering Consultants Co., Ltd. (1980).

および頁岩)で構成される (Fig. 4)。

地すべり崩土の大部分は肉眼的には礫混じり砂〜礫混じり粘土であるが、部分的に風化礫岩を挟在していたり礫をほとんど含まない砂質〜粘土質層を挟在しており不均質である。1〜3号孔のコアでは風化基盤岩直上に層厚約10cm〜1mの褐色を呈し、礫をほとんど含まないシルト質〜粘土質層が存在し、この層の最下部がAおよびBブロック地すべりのすべり面粘土と推定される。地すべり崩土のN値は浅部で4〜10、深部で10〜15であり³⁾、全体的には緩い状態にあると言える。

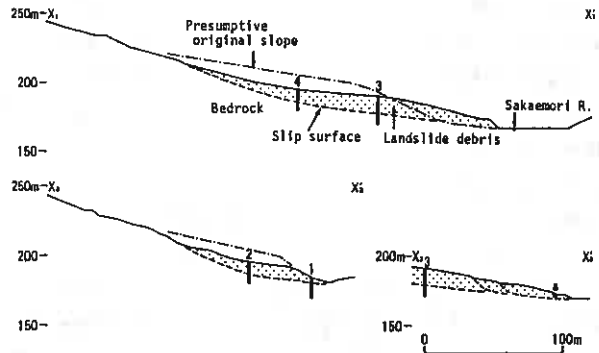


Fig. 5 Profiles of the Kakkumi Pass landslide.

基盤岩のコアのうち1号孔では風化岩が礫状をそして比較的新鮮なものが長さ10〜40cmの棒状を呈するが、2〜4号孔では新鮮なものでも礫状〜長さ10cm程度の棒状であり、地すべり地中央部では亀裂の多い基盤状態にあることが推定される。

地すべり崩土舌端部の林道法面では礫混じり土とともに礫岩や砂岩の風化岩塊が露出する。また、そこでのテストピットでは礫質層と礫を含まないシルト質層が観察され、両者の境界面からは融雪期や多量の降雨後に湧水がある。地すべり地内での湿地の存在、ボーリング孔での地下水位³⁾および地すべり崩土舌端部での湧水状況から地すべり崩土内の地下水位は高い状態にあると言える。

地すべり主断面では地すべり崩土の層厚は最大約12mであり、地すべり崩土の上部で薄く下部で厚層をなすものと推定される (Fig. 5)。すべり面の傾斜角は、地すべり崩土が厚層をなす範囲で約10°であり、地すべり地の平均斜面勾配とほぼ一致する。

活汲峠地すべり地では発達する地すべり微地形、地すべり崩土の性状、地形的および地質的条件から凸形尾根型斜面⁷⁾側部での流れ壁構造と断層破碎帯あるいは亀裂集合帯などの構造的弱線の存在を素因とする風化岩地すべり→地すべり崩土の再滑動 (Aブロック地すべり→Bブロック地すべり→Cブロック地すべり→Dブロックの最近の小規模地すべり) といった地すべり変遷が推定される。

Table 1 Mineral assemblage of the core samples.

Borehole No.1									Borehole No.2								
Depth of sample(m)	Qt	Pl	Ca	Do	Sd	Sm	Ch	Il	Depth of sample(m)	Qt	Pl	Ca	Do	Sd	Sm	Ch	Il
1.50	++	++				+	-	-	2.50	++	++				+++		-
1.80	++	+						-	3.50	++	++				++		-
2.55	+++	++				++		-	4.80	+++	+				++		-
3.70	++	++	+			+	+	-	5.50	+++	++				+++		-
4.70	++	++				-	+	-	7.70	+++	+				++		-
5.60	++	+	+			+	+	-	8.60	+++	++				++		-
11.60	+++	+	+			+	+	-	8.70	+++	++				+++	+	-
12.40	++		+++			-	-	-	8.90	++	+			+	+		-
14.40	++	+	++			+	+	-	9.90	+++	+	++			-		-
									10.70	+++	++		++	+			-
									11.50	+++	++				+		-
									12.30	+++	++				+		-
									13.30	+++	++				++		-
									13.70	++	+	+	++	++			-
									13.80	++	+	+	++	++			-
									14.50	++	+	+++	++		+		-
Borehole No.3									Borehole No.4								
Depth of sample(m)	Qt	Pl	Ca	Do	Sd	Sm	Ch	Il	Depth of sample(m)	Qt	Pl	Ca	Do	Sd	Sm	Ch	Il
1.50	+++	++				+	-	-	0.90	+++	+++				++		-
2.60	+++	+++				+++		-	1.90	+	+				+		-
3.60	+++	+				+		-	2.70	++	++				+		-
5.60	+++	+++				++	-	-	3.90	++	++				+		-
7.00	++	++				+		-	5.40	+++	++				+		-
8.00	++	++				+		-	5.80	++	++	+			+		-
9.50	++	++				++		-	6.40	++	++				++		-
10.70	++	++				++		-	6.70	++	++				++		-
11.25	+++	+				+		-	7.70	++	++				++	+	
11.75	+++					++		-	9.20	++	-	+++	+++		-		-
11.98	+++	+				+		-	10.40	++	++	++	++		-		-
12.75	+++	++				+		-	12.20	+++	+				-	+	-
13.55	++	++				+		-	13.00	++	++	+			-	++	-
14.00	+++	+++	+++			+		-	13.70	++	+	+			-	+++	-
14.60	+++	++	++			+		-	14.90	++	+	+			-	++	-
14.95	+++	++	++			+		-									
15.70	-	-	++			+	+	-									
18.80	++	++	++			+	+	-									

Abbreviations: Qt=quartz, Pl=plagioclase, Ca=calcite, Do=dolomite, Sd=siderite, Sm=smectite, Ch=chlorite, Il=illite, +++=large quantity, ++=small quantity.

4. 地すべり崩土の鉱物組合せ

コアサンプルのX線回折によって同定された鉱物は石英、斜長石、方解石、ドロマイト、菱鉄鉱、スメクタイト、緑泥石およびイライトである。

地すべり崩土は炭酸塩鉱物をほとんど含まず、また、基盤岩と比較して粘土鉱物、とくにスメクタ

イトをやや多く含む (Table 1)。地すべり崩土構成鉱物は礫岩、砂岩、頁岩およびこれら基盤岩中に発達する細脈を構成する鉱物や風化生成鉱物に由来するが、2および3号孔の浅部での斜長石-ス멕タイトの鉱物組合せの地すべり崩土は地すべり地の西側に分布する安山岩の風化残積土に由来する。

後述するコンシステンシー限界試験を行ったサンプルのいくつかについて、X線回折検量線法によってス멕タイト含有量を求めた。検量線作成のための標準試料は、ス멕タイトを多量に含む安山岩の風化残積土を粒径74 μ m以下に粉碎後、数回の水籤操作によって濃集したス멕タイトと天然産石英とをそれぞれ重量比1:9, 1:4, 3:7, 2:3および1:1で混合したものである。検量線はス멕タイトの回折線(15 \AA)のピーク面積をプランメーターで計測し、ピーク面積とス멕タイト含有量との関係から求めた。

地すべり崩土のス멕タイト含有量は18~30 wt.%の範囲であり、そのうちすべり面粘土は18~24 wt.%のス멕タイトを含有する (Table 2)。1号孔でのすべり面粘土のス멕タイト含有量は、より浅部の地すべり崩土のそれと比較してわずかに高い。しかし、2~4号孔のように地すべり崩土が厚層をなすとすべり面粘土のみがス멕タイトをより多く含有しているとは言えない。

5. 地すべり崩土の粒度組成

地すべり崩土は、粒度組成上、礫分をほとんど含まないシルト質なもの (粒径加積曲線A) から、礫分数%~10数%を含む砂質~シルト質なもの (粒径加積曲線B)、そして礫分数10%と礫分に富む砂質なもの (粒径加積曲線C) までである (Fig. 6)。

日本統一土質分類の三角座標で、地すべり崩土は礫質土 (GF)、砂質土 (SF) および細粒土 F に分類され (Fig. 7)、さらに礫質土はシルト質礫 (GM) に、砂質土は礫混じり粘土質砂 (SCg) に、そして細粒土は礫混じり粘質土 (CLg)、礫混じり粘土 (CHg) および粘土 (CH) に細分類される。

すべり面粘土の粒度組成は、粒度試験に必要な試料量が確保出来なかったため求められなかったが、すべり面粘土の直上層は、

Table 2 Smectite content of the landslide debris.

Sample		Smectite content(wt.%)
Borehole No.	Depth of sample(m)	
1	1.5-1.8	20.1
1	2.55(slip surface clay)	22.2
2	3.5-4.8	18.7
2	7.70	24.8
2	8.60(slip surface clay)	18.3
3	3.60	18.6
3	11.75(slip surface clay)	24.4
4	0.9-3.9	18.7
4	5.4-6.7	20.5
Test pit		
a	0.80	18.6
a	1.30	29.9

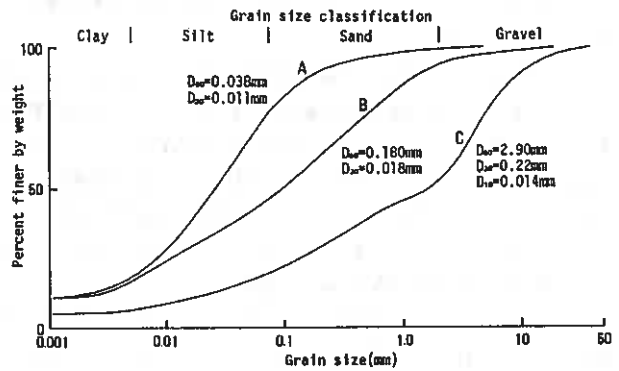


Fig. 6 Typical grain size accumulation curves of the landslide debris.

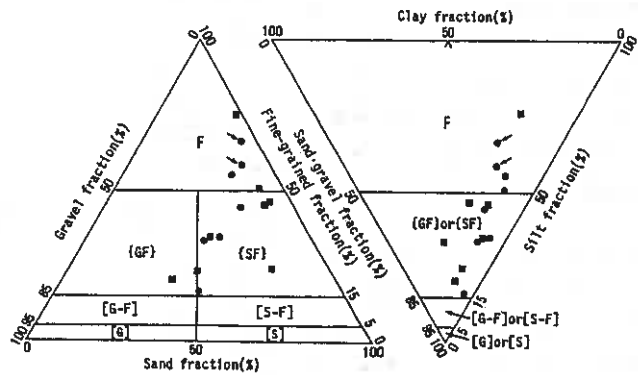


Fig. 7 Triangular soil classification chart of the landslide debris.

Solid square and circle indicates the data of this study and Hokkaido Engineering Consultants Co., Ltd. (1980), respectively. Arrow indicates the data of the upper part of slip surface clay.

5～6%の礫分を含み砂分約30%・シルト分約46%・粘土分約17%で構成される³⁾細粒土である。すべり面粘土の粒度特性(礫分が20%以下であること, 細粒分が50%以上でそのうち粘土分が10～30%であること, すべり面粘土とその直上の粘土との比較では粘土分についてすべり面粘土の方が5～15%多い)⁸⁾を考慮すると, 活浜地すべり地でのすべり面粘土はこの直上の細粒土よりももう少し粘土分が多いことが推定される。

6. 地すべり崩土のコンシステンシー限界

地すべり崩土のコンシステンシー限界は, 液性限界41.8～70.4%および塑性限界17.0～31.2% (塑性指数17.5～47.9) の範囲であるが, これらは垂直的に変化する (Fig. 8)。

地すべり崩土最深部のすべり面粘土では液性限界59.1～70.4%・塑性限界17.0～22.5% (塑性指数39.0～47.9), その直上部では液性限界63.6～65.5%・塑性限界21.3～24.1% (塑性指数41.4～42.3), そしてこれらよりも浅部の地すべり崩土では部分的にこれらに類似するものもあるが全体的には液性限界42～59%・塑性限界20～31% (塑性指数18～36) の範囲である。

また, 土砂状となった風化基盤岩のコンシステンシー限界は, 液性限界30.8～50.7%・塑性限界14.5～18.6% (塑性指数14.0～35.2) の範囲である。

全体的な傾向として, 地すべり崩土のコンシステンシー限界は風化基盤岩のそれと比較して高い。さらに, すべり面粘土やその直上部の液性限界は, これらよりも浅部の地すべり崩土と比較して高く, また, 塑性限界はやや低い。

地すべり崩土の自然含水比は塑性限界よりも数%～10数%高い状態にあり, コンシステンシー指数の範囲はおおよそ $0.7 \leq I_c \leq 1.0$ である。

塑性図上で, 地すべり崩土はほとんどがA線の上でA線に近接した領域にプロットされ, その分布傾向は $I_p = W_L - 24.2$ で近似される (Fig. 9)。

すべり面粘土およびその直上部は (CH) の, そしてこれらよりも浅部の地すべり崩土ではほとんどがB線に近接する (CH) 領域および (CL) 領域にプロットされる。

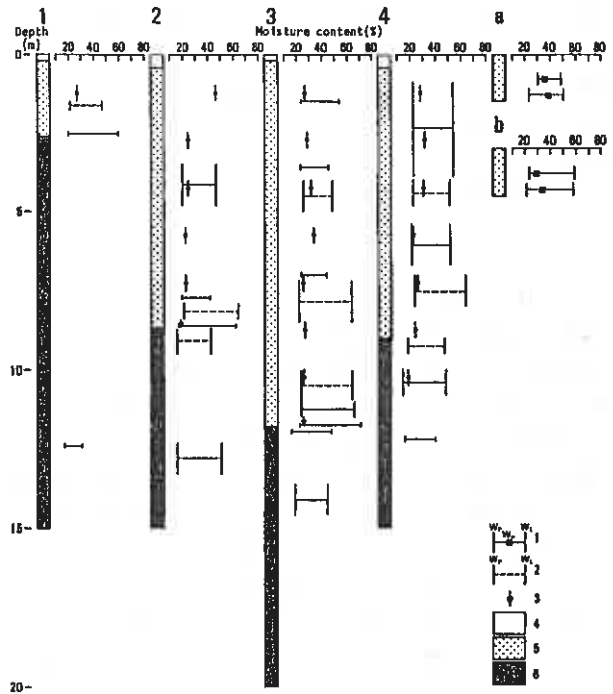


Fig. 8 Consistency limits of the landslide debris and weathered bedrock.

1: Liquid limit, plastic limit, natural water content and sampling range (this study), 2: Liquid limit, plastic limit and sampling range (From Hokkaido Engineering Consultants Co., Ltd., 1980), 3: Natural water content (From Hokkaido Engineering Consultants Co., Ltd., 1980), 4: Humic soil, 5: Landslide debris, 6: Bedrock.

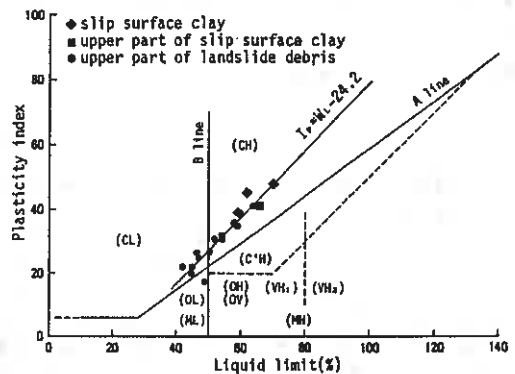


Fig. 9 Distribution of consistency limits of the landslide debris.

塑性図上で、すべり面粘土はおおむねA線の上あるいはその付近でA線にほぼ平行するゾーンに広く分布し、さらに中・古生層（結晶片岩を含む）地すべりのすべり面粘土は低塑性の（CL）領域に、そして第三紀層地すべりのすべり面粘土は中～高塑性の粘土でA線の上部に平行するゾーンに属することが報告されている⁹⁾。活汲峠地すべり地でのすべり面粘土は、比較すると第三紀層地すべりのすべり面粘土のなかではやや低塑性のものであると言える。先に示した地すべり崩土のスメクタイト含有量とコンシステンシー限界との明瞭な関係は得られなかった。

7. おわりに

旧期地すべり地での地すべり崩土の存在状態や性質は地すべり発生機構や地質条件などを反映し、また、再滑動時の地すべり形態に影響する因子の一つでもある。

活汲峠地すべり地での地すべり崩土の性状をまとめると次のようである。

- (1) 地すべり崩土全体の平面形は上部で馬蹄形状を、下部で扇形状を呈し、そして移動方向の長さ約230 m・最大幅約140 m・最大層厚約12mの規模を有する。地すべり崩土は滑落崖斜面域にはあまり残存せず、斜面脚部にその多くが堆積し、舌端部は原斜面脚部から約50m押し出している。
 - (2) 地すべり崩土は、全体的には礫岩の礫に由来する円礫～亜角礫を10数%～数10%含むシルト質礫～礫混じり粘土質砂であるが、風化岩塊や数%～10数%の礫分を含む粘質土～粘土層が混在し不均質である。
 - (3) 地すべり崩土最深部には層厚約10cm～1mの礫分をほとんど含まない細粒土（粘土（CH））層が存在し、この層の最下部、風化基盤岩直上部がすべり面粘土と推定される。
 - (4) 地すべり崩土を構成する粘土鉱物はスメクタイト、緑泥石およびイライトであり、基盤岩と比較してスメクタイトをより多く含有する。すべり面粘土のスメクタイト含有量は約18～24 wt.%である。
 - (5) 地すべり崩土のコンシステンシー限界は垂直的に変化し、すべり面粘土のコンシステンシー限界は、より浅部の地すべり崩土と比較して液性限界は高く、塑性限界はやや低い。
 - (6) 塑性図上で、すべり面粘土やその直上部は（CH）の、そしてこれらよりも浅部の地すべり崩土はより低塑性の（CH）および（CL）の領域にプロットされ、全体的な分布傾向は $I_p = W_L - 24.2$ で近似される。
- 今後も機会がある毎にこのような検討を行い、データを集積し、地すべりの地域特性を明らかにする上での一助としたい。

謝辞：この報告をまとめるにあたり、地表踏査および室内試験に協力をして下さった北見工業大学開発工学科平田広昭技官ならびに同学科卒業生工藤 寛・菅原基充・加藤哲也・宮崎俊行・黄田美根子・本間紀彦・若山義樹各氏に厚くお礼申し上げます。さらに、ボーリングコアおよび資料を提供して下さいました網走土木現業所の関係各位に感謝いたします。

参考文献

- 1) 伊藤陽司（1990）：北海道東部、網走・北見地域の地すべり地形分布。地すべり学会北海道支部研究発表論文集，9-12。
- 2) 伊藤陽司（1991）：北海道北東部の地すべり地形—とくに網走・北見地域および知床半島地域での特性—。地すべり学会北海道支部研究発表論文集，38-41。
- 3) 北海道開発コンサルタント株式会社（1980）：昭和55年度北見美幌線道路改良工事土質調査報告書，19p。
- 4) 石田正夫・沢村幸之助（1967）：地域地質研究報告5万分の1図幅，北見地域の地質。地質調査所，36p。
- 5) 藤原明敏（1970）：地すべり調査と解析。理工図書，222p。
- 6) 渡 正亮・小橋澄治（1987）：地すべり・斜面崩壊の予知と対策。山海堂，260p。
- 7) 鈴木隆介（1977）：地形断面図と斜面の形態的分類。測量，43-52。
- 8) 紀平潔秀（1990）：すべり面粘土の物理的・力学的特性。地すべり，27，1-8。
- 9) 中村浩之・白石吉信・清水清文（1980）：地すべり粘土のセン断強度試験結果を用いた斜面安定度の評価。土木技術資料，22，31-35。

遠心力模型実験による地すべり抑止杭の挙動について

開発局開発土木研究所 ○ 正会員 女池高啓
正会員 黒川國夫
日本工営機技術研究所 正会員 伊藤民夫

1. はじめに

地すべり抑止杭を設計する場合、地すべり面の深度、規模、地質等から設計している。また、抑え杭として設計する場合の荷重分布形態については、地すべり面の勾配によって決定する。しかし、種々の形態が提案されているものの定量的に明らかにした手法は、確立されていない。

そこで、遠心力载荷装置を用いた模型実験を行った。遠心力を用いた理由は、実際の地すべりスケールを再現した大きさの模型実験が不可能であるが、遠心力を用いると、小さい模型でも実際の地すべりスケールに近づけた模型を再現することが可能だからである。

実験の結果、すべり面の勾配が 10° の場合、モデル化した抑止杭に作用する荷重形態は、集中荷重となり現場の抑止杭と合致した挙動を示すことを確認した。

2. 実験の目的

一般に地すべり抑止杭に作用する荷重は、地すべり面の勾配の違いにより 2 種類に分けられる。ひとつは、地すべり面の勾配が緩い場合に集中荷重型を示し、ひとつは、地すべり面の勾配が急な場合に、分散荷重型を示すことが現場の経験から知られている¹⁾ (図-1)。

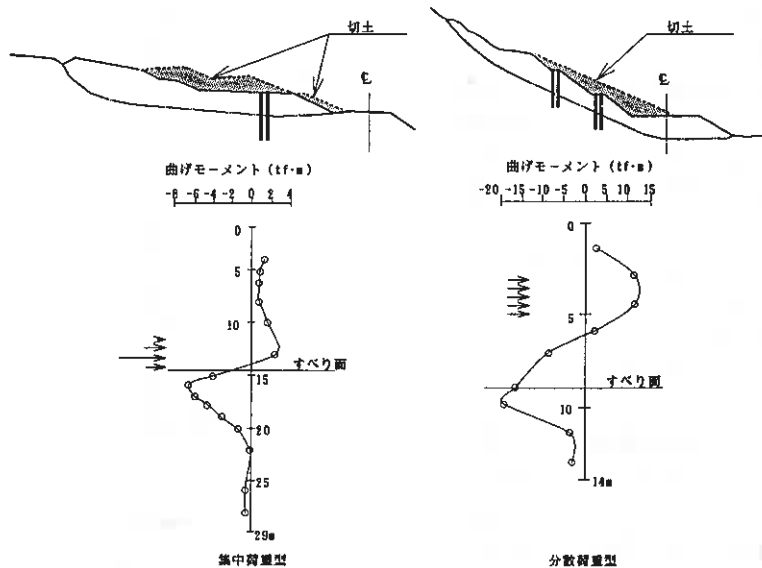


図-1 地すべり抑止杭に作用する曲げモーメント

Centrifuge model test of landslide prevention pile.;
Takahiro MEIKE, Kunio KUROKAWA. (Hokkaido Development Bureau)
Tamio ITO. (Nippon Koei Co.,Ltd)

しかし、抑止杭の荷重形態は、すべり面の勾配の違いでどのように変化するか明らかにされていない。このため今年度は、遠心力模型実験が、地すべり面の勾配の違いによる荷重形態を明らかにする手法として妥当であることを確認する。また、地すべり面の勾配が、 10° の時、実際の現場と同じ集中荷重型となることも確認する。

3. 実験方法

地すべりの模型を図-2に示す。この模型を図-3に示す遠心力载荷装置のアームの先に設置し、実験を行った。

1) 模型の縮尺

模型容器寸法および斜面勾配の制約から人工土塊の深さを10cmに決定した。この人工土塊に重力加速度の100倍に相当する遠心力を加えた。これによりこの人工土塊は、相似則²⁾から実物スケールで深度10mのすべり土塊に相当する。

2) すべり面

実験の単純化により、地すべり現場のような斜面内に弱層を設けすべりを再現する方法を採らず、剛性の高いアルミニウム製の基盤にすべり土塊を乗せ、強制的に基盤と、土塊の境界面ですべらせるようにした。

3) すべり土塊

実験に用いるすべり土塊の土質特性は、実際の地すべり土塊と近くなるようにした。また製作および再現が容易となるように、石膏、カオリン、標準砂の混合材料を用いて人工的に作製した。

今回の実験は、杭に作用する土圧を測定する目的であるから土塊の剛性に着目し、目標とする土塊の一軸圧縮強度 q_u は、 $1.0 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ および変形係数 E_{50} は、 $150 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ に設定した。

各材料の配合は、一軸圧縮試験結果を指標に目標強度を満足するようカオリン：標準砂：水：石膏=1：1：2.8：0.98とし、また実験までの養生時間を72時間に決定した。こうして作製した供試体の q_u は、 $0.96 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ 、 E_{50} は、 $191 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ であった。

4) 杭のモデル化

実物の鋼管杭 $\phi 600 \text{ mm}$ 程度を再現する想定だが、縮尺 $1/100$ とすると模型杭は、 $\phi 6 \text{ mm}$ となり、作製および計測が困難である。従って、最も優先される諸元である曲げ剛性が、実物と模型において相似則を

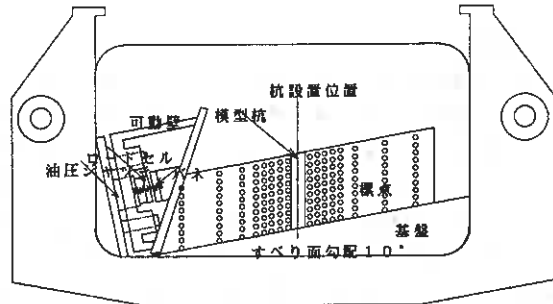


図-2 地すべり模型

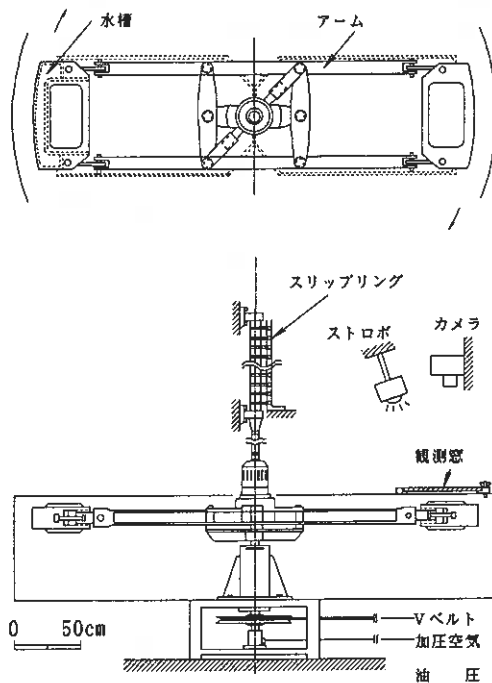


図-3 遠心力载荷装置

満足するように杭形状を決定した。また模型杭は、計測項目に応じて次の3種類とした。

①土圧測定杭

杭寸法は、 $20\text{mm} \times 20\text{mm} \times 110\text{mm}$ で基盤に固定支持し、杭頭は他の杭と連結した。杭内部の構成は、杭剛性を受け持つ杭本体部と土圧測定ロードセルの支柱部および受圧部からなり、ロードセル支柱部の上面、下面に張り付けたひずみゲージから受圧部に加わる法線力を測定する。受圧部は、 $20\text{mm} \times 20\text{mm}$ で、杭前面および背面にそれぞれ深度方向に5点設けた。この模型杭は、実物スケールで $\phi 600\text{mm}$ 、厚さ 13.6mm の鋼管杭に相当する。

②曲げモーメント測定杭

杭寸法は、 $20\text{mm} \times 20\text{mm} \times 110\text{mm}$ で基盤に固定支持し、杭頭は他の杭と連結した。杭内部には、ひずみゲージを直接張り付けた杭本体部がある。この杭本体部は、曲げ剛性の相似則を満足した土圧測定杭の杭本体部と等しい断面および材質を用いた。ひずみゲージは深度方向に前面、背面に5点設けた。また杭本体部の周囲は曲げ剛性に影響を与えず杭断面が $20\text{mm} \times 20\text{mm}$ となるようにカバーを設けた。

③ダミー杭

半断面型の杭とし、模型容器のガラス面を通して杭の深度方向の変位が追跡できるようにした。また、ひずみゲージは、添付しない。

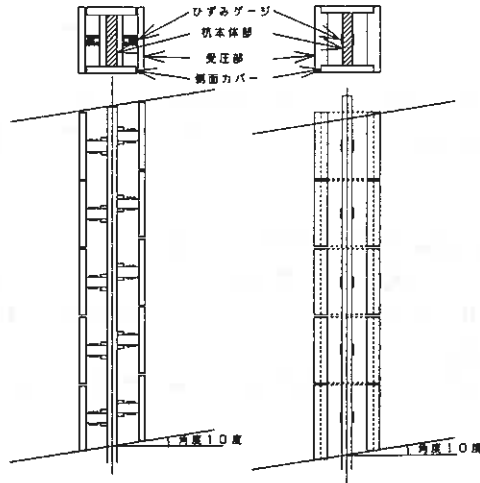


図-4 土圧測定杭 図-5 曲げモーメント測定杭

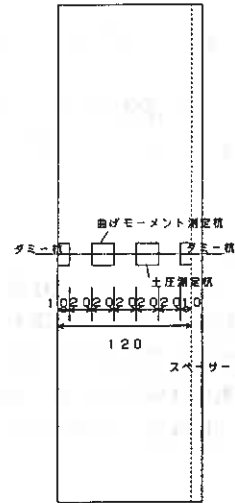


図-6 杭配置平面図

5) 可動壁

地すべり模型杭に遠心力を加えたとき加速度が 100g に達する以前にすべりが発生する可能性がある。そこで、すべりを制御するためにすべり面をテフロン加工にしたり、グリースを塗ったりしたが、 100g ですべりが発生する材料を探すことは、困難である。そこで地すべり土塊の前面に図-7のような可動壁を設置し遠心力が 100g の時可動させて地すべりの発生を制御した。

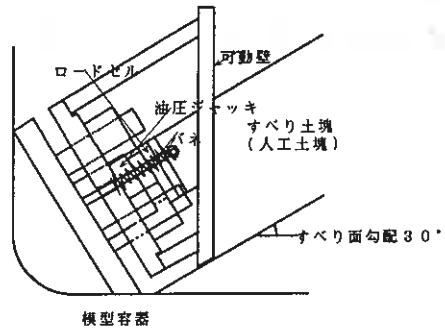


図-7 可動壁

4. 実験結果

遠心加速度が100gに達した後、可動壁を移動させた時の曲げモーメント測定杭および土圧測定杭の測定結果を図-8、図-9に示す。その結果、今回決定した実験条件の範囲において次のことが明らかとなった。

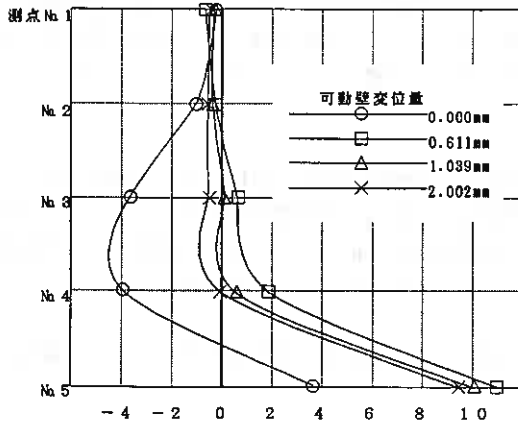


図-8 曲げモーメント分布 (kgf·cm)

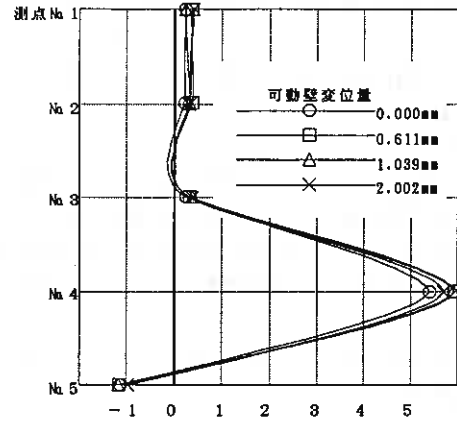


図-9 土圧分布 (kgf/cm²)

模型のすべり面勾配が 10° の緩い条件の場合、抑止杭に作用する荷重は、杭下部のすべり面付近に集中する集中荷重型である。これは、すべり面勾配が緩い現場における集中荷重型と一致した挙動である。

4. まとめ

今回の実験は、模型実験なので、多少実際の現場と異なる。例えば、不動層をアルミニウムで置き換え、すべり面を強制した点や、可動壁を用いてすべりを制御した点等である。しかし、すべり面の勾配が 10° の時の実験結果は、実際の現場と一致した荷重分布形態を示したことから、この実験方法は、すべり面の勾配によって異なる荷重形態を再現できると考えられる。

このため来年度以降は、すべり面の勾配や地すべり土塊の強度を変えて杭に作用する荷重分布と、すべり面の勾配との関係を、より明らかにする予定である。

参考文献

- 1) 黒川 國夫, 菅野 誠, (1990. 6) : 道路における地すべり抑止杭の挙動と設計法, 開発土木研究所月報
- 2) 高田 直俊, 日下部 治 (1987. 12) 遠心力模型実験 3原理, 土と基礎

原位置試験による杭の周面摩擦力の推定法について

北海道開発局開発土木研究所 正会員 ○玉田 隆 志
正会員 能登 繁 幸
正会員 日下部 祐 基
正会員 松田 泰 明

1. まえがき

杭基礎の鉛直支持力は、先端支持力と周面摩擦力の和で求められるが、周面摩擦力は推定法の信頼性等から過少評価されがちである。杭の載荷試験結果を見ても、ある長さ以上になると周面摩擦力が非常に大きくなり、設計荷重程度ではそのほとんどが周面摩擦力で支持されていることがわかっている。道路橋示方書による杭の最大周面摩擦力度の推定は、杭の施工法別、土質別に規定されており、砂質土では標準貫入試験のN値より、粘質土ではN値または粘着力Cより求めることとされている。しかし、このN値より求める方法はN値と載荷試験から得られた杭の周面摩擦力度との関係より示されたものであるが、ばらつきが大きくN値から杭の周面摩擦力度を推定する精度は高くない。

杭の支持力を推定する方法として最も精度の高い方法は、実杭による鉛直載荷試験といえるが、多大な費用と時間を要することから実施されるケースは少なく、実施されても試験杭や反力杭には本杭を用いて施工段階における支持力確認が目的となっており、その結果を設計に生かされることは極めて少ない。また、この結果を試験箇所から離れた位置で用いる場合、詳細な地盤調査や土質調査を併せて行わなければ利用できない等の問題もある。

本研究では、過少評価されがちな杭の周面摩擦力を、調査段階において簡易でかつ鉛直載荷試験と同程度の推定精度を持つ調査法により推定することを目的としている。ここでは、最近の土質調査法の中で注目されている三成分コーン貫入試験と周面摩擦力を測定するために開発されたフリクションメーター試験を、実際に鉛直載荷試験を行なった現場で実施し、その結果について比較検討したので報告する。

2. 試験内容

2-1. 三成分コーン貫入試験¹⁾

(1) 測定器および測定方法

図-1に三成分コーン貫入試験装置の先端部を示す。この先端部は、先端抵抗値(q_c)と局部周面摩擦力度(f_s)および貫入に伴い発生する過剰間隙水圧(U_d)を、同時にかつリアルタイムに計測できる電気式コーンである。

従来のオランダ式コーン貫入試験機が利用できることで経済的であることや、先端部で計測しているのでロッドの自重などの補正を必要としないことから、自沈するような軟弱地盤の場合にも有効な試験法といえる。また、三成分の他に地震波、温度、傾斜角等も計測することができ、多目的に利用することができる。

現在までに、本装置を用いた地層の土質分類や液状化の判定および圧密の予測等の検討がなされている。

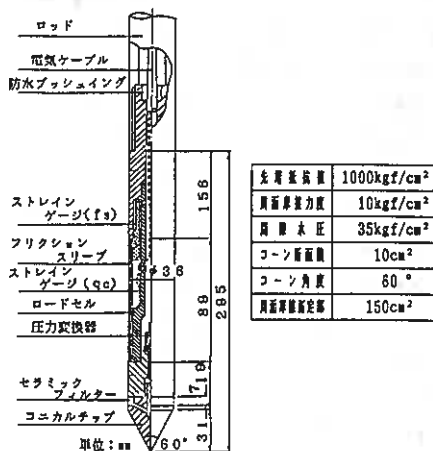


図-1 三成分コーン構造図と仕様

Evaluation of Skin Friction of a Pile from In Situ Test ;

Takashi TAMADA (Hokkaido Development Bureau), Shigeyuki NOTO, Yuki KUSAKABE, Yasuaki MATSUDA

測定は、10 t用のオランダ式コーン貫入試験機を用いて、貫入速度1cm/sとし、2.5cm 間隔でデータを収録した。また、N値が30以上の良く締まった地層が中間にある場合は、コーン貫入が不可能となるためボーリングにより削孔した後、試験を実施した。

(2) 測定結果の整理

測定データは、深度方向に先端抵抗値 (q_c) と局部周面摩擦力度 (f_s)、過剰間隙水圧 (U_d) および周面摩擦力度を先端抵抗値で除して求めた摩擦比 ($R_f = f_s/q_c \times 100$) の分布状況を図-2のように整理した。この図は、釧路市で実施した測定結果と三成分コーンによって土質判別した柱状図を示したものである。表層部より5~1.3mには、N値が30以上の礫質土が分布し、コーン貫入が不可能な区間で標準貫入試験のN値で代用した。

また、三成分コーンによる土質判別は、三成分コーンから得られる q_c 、 f_s 、 U_d の三成分すべてを用いて、統計的手法により判別されたもの²⁾であり、図-3に示したボーリングによる土質柱状図と比較すると多少の相違は見られるものの良く一致しており概略の推定に役立つものと考えられる。

なお、後述の結果および考察で用いる各土層の f_s の値は、各層ごとの測定値の平均値を用いた。

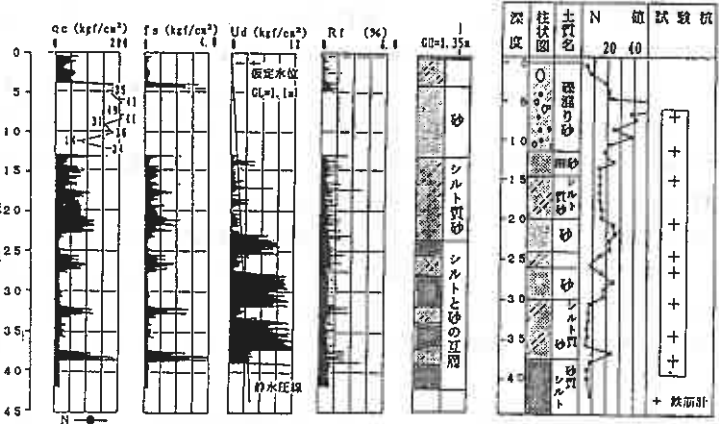


図-2 釧路市の測定結果と土質判別した柱状図

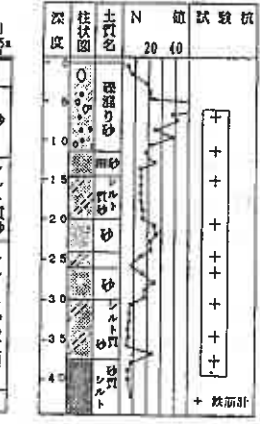


図-3 釧路市のボーリングによる土質柱状図

2-2. フリクションメーター試験 (FM試験)³⁾

(1) 測定器および測定方法

図-4にフリクションメーター試験装置とその設置状況を示す。この装置は、地中に設置される円筒部と、ロッドを介して地上部にセットされた載荷装置の2つの部分からなる。

試験は、ボーリング孔を利用して行うため、三成分コーン貫入試験に比べて時間を要するが、硬質な地盤においても測定できる特徴がある。

測定手順は、測定深度の30cm上までケーシング ($\phi 116\text{mm}$) 掘り、または孔壁崩壊の恐れがない場合は $\phi 110\text{mm}$ のコアチューブ掘りを行い、測定部を挿入するための先行掘りを、粘土やゆるい砂の場合は $\phi 76\text{mm}$ 、泥岩やN値50以上の砂の場合は $\phi 86\text{mm}$ のコアチューブ掘りを50~100cm程度行う。次に、ロッドに取り付けられた測定部を孔底にセットし、孔底の30cm下まで軟らかい地盤では静的に押し込み、硬質地盤では標準貫入試験用のハンマーを用いて叩き込むことにより挿入する。この方法は杭打設方法(打込み、押し込み)をある程度までシミュレートすることができる。

測定は、ケーシング頭部に取り付けたトルクリングにより測定部を回転させ、回転に要するトルクと回転角度を読み取る。ピーク強度が得られた後も測定を続行し、図-5に示すように残留強度が得られるまで行う。

(測定部の限界回転角度 = 63°)

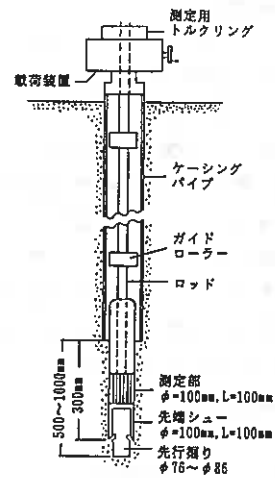


図-4 フリクションメーター設置状況

(2) 測定結果の整理

杭と地盤の間に発揮される周面摩擦力度 ($f_{,F}$) は、(1) 式のように地盤のせん断強度 (τ_i) に補正係数を乗じたもので表すことができる。

$$f_{,F} = \tau_i \times \mu_A \times \mu_B \times \mu_C \quad \text{----- (1)}$$

μ_A : 杭打設による地盤の乱れについての補正係数
 μ_B : 時間経過に伴う強度回復についての補正係数
 μ_C : 杭表面粗さの違いによる杭と地盤の摩擦抵抗の変化についての補正係数

ここで、FM試験において、測定部の打設による地盤の乱れや時間経過に伴う強度の回復が完全に回復されたと仮定した場合、この試験から得られるせん断強度 ($\tau_{i(FM)}$) は(2)式のように表すことができる。

$$\tau_{i(FM)} = \tau_i \times \mu_A \times \mu_B \quad \text{----- (2)}$$

杭と地盤の間に発揮される周面摩擦力度 ($f_{,F}$) が(1)式で求められることとすると、 $f_{,F}$ は $\tau_{i(FM)}$ に補正係数 μ_C を乗じた(3)式で表される。

$$f_{,F} = \tau_{i(FM)} \times \mu_C \quad \text{----- (3)}$$

FM試験より得られるせん断強度 $\tau_{i(FM)}$ から杭と地盤の間に発揮される周面摩擦力度 ($f_{,F}$) を求めるためには、実杭の表面粗度 R_{max} (=金属表面2.5mm区間の最大高低差として定義される値、図-6参照) とFMの測定部の R_{max} の違いによる摩擦係数の違い、すなわち μ_C を決定しなければならない。したがって、ここではボーリングコアより採取した試料を用いて粗さ補正のための試験が必要となる。図-7は、 μ_C を求めるための一面せん断試験機を示したものである。

採取した試料を粗さが異なる金属板上で一面せん断試験をすることにより、粗さの違いによる摩擦係数の変化を評価するもので、通常、 $R_{max} = 2, 15, 60, 430 \mu m$ の4種類の金属板を使用する。

この試験よりせん断強度 τ_i と R_{max} の関係は、図-8のように表示される。FM試験に用いる測定部の $R_{max(FM)}$ および実杭の $R_{max(杭)}$ に対応する τ_i を $\tau_{i(FM)}$ 及び $\tau_{i(杭)}$ とすると μ_C は次の式で表される。

$$\mu_C = \tau_{i(杭)} / \tau_{i(FM)} \quad \text{----- (4)}$$

杭と地盤の間に発揮される周面摩擦力度 ($f_{,F}$) は、この μ_C を用

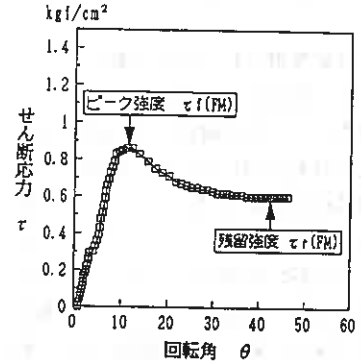


図-5 回転角～せん断応力曲線

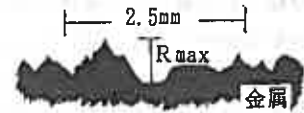


図-6 表面粗度 Rmax の定義

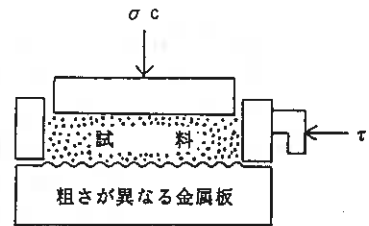


図-7 粗さ補正の一面せん断試験機

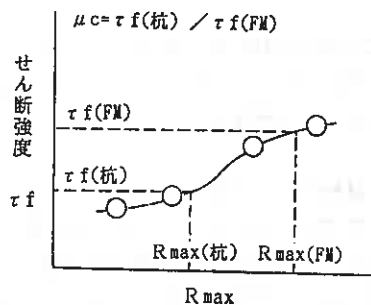


図-8 表面粗度 Rmax とせん断応力の関係

いて、(3)式から求める。

3. 対象現場の杭の載荷試験

3-1. 載荷試験の概要

対象とした現場は、摩擦杭3箇所と支持杭2箇所の計5箇所で杭種は鋼管杭と場所打ちコンクリート杭の2種類、杭径φ800~1200mm、杭長L=32~39mの長尺杭であり、いずれの杭においても極限支持力までは載荷していない。表-1に載荷杭および載荷試験の諸元を示す。

表-1 載荷杭および載荷試験の諸元

試験場所	長沼町	剣路市	厚真町	豊浜町	当別町
杭種	場所打ち杭 (摩擦杭)	場所打ち杭 (摩擦杭)	鋼管杭 (摩擦杭)	鋼管杭 (支持杭)	鋼管杭 (支持杭)
施工法	リバース工法	ベント工法	打込み工法	打込み工法	打込み工法
杭径(mm)	1000	1200	800	1219.2	1016.0
杭長(m)	37.12	32.0	39.0	36.0	34.0
試験最大荷重(tf)	1000	1000	400	1000	990
杭頭最大沈下量(mm)	21.41	7.66	23.30	52.91	51.77

3-2. 周面摩擦力度の推定

載荷試験より各層の周面摩擦力度の極限值を求める方法としては、杭に取り付けられたひずみ計の位置から地盤を層区分し、試験結果より得られた周面摩擦力度と各層の杭の変位量との関係を用いて求めた。また、算定法としてはワイブル分布曲線を用いた宇都の方法^{(4)・(5)・(6)}による次の3式の回帰係数を求め、最も相関性の良い式を用いて、道路橋示方書に従い杭頭沈下量が杭径の10%としたときの各層の杭の変位量における周面摩擦力度を極限周面摩擦力度とした。ここでは、主として(5)式が最も相関が良かったが、計算が収束しないものは(3)、(4)式を用いた。

$$f_s = f_{s,max} \{1 - \exp(-S_0/S_r)\} \quad \text{----- (3)}$$

$$f_s = f_{s,max} \{1 - \exp(-S_0/S_r)^m\} \quad \text{----- (4)}$$

$$f_s = f_{s,max} \{1 - \exp(-S_0/S_r)^m\} + C \quad \text{----- (5)}$$

ここに、
 f_s : 各層の周面摩擦力度 (tf/m²)
 $f_{s,max}$: 周面摩擦力度の極限值 (tf/m²)
 S_0 : 各層での杭の変位量 (mm)
 S_r : 基準変位量 (mm)
 m : 変位係数、 $m > 0$
 C : 係数

この方法では、未知数 $f_{s,max}$ 、 S_r 、 C を求めるために回帰計算を行うことから計算が複雑になるが、Van der veenの方法やlogP-logS曲線の方法等に比べて荷重や沈下量のスケールの取り方や個人差によるばらつきが少ない。

4. 試験結果と考察

ここでは、各試験で求めた周面摩擦力度を比較検討する。

(1) 鉛直載荷試験と道路橋示方書の比較

図-9に、5箇所の載荷試験による各層の極限周面摩擦力度(f_{s0})と道路橋示方書による設計値(f_{s0})の関係を杭種別、土質別に示す。全体的にばらつきは大きく、回帰直線によれば、載荷試験による f_{s0} に比べ道路橋示方書による f_{s0} は小さくなっており、杭の周面摩擦力が過少評価されていることがわかる。特に、 $f_{s0} \leq 5 \text{ tf/m}^2$ の範囲にその傾向が強く、軟弱な地盤での周面摩擦力が適切に評価されていない。

(2) 鉛直載荷試験と三成分コーン貫入試験の比較

図-10に、場所打ち杭の鉛直載荷試験による f_{sp} と三成分コーン貫入試験で得られた周面摩擦力度(f_{sm})の関係を示す。火山灰を除く砂質土において、周面摩擦力度が 10tf/m^2 以下では、 f_{sm} と f_{sp} は同じような値で対応しており、相関が見られる。

図-11は、鋼管杭の鉛直載荷試験による f_{sp} と三成分コーン貫入試験による f_{sm} の関係を示したものである。三成分コーンの f_{sm} は載荷試験の f_{sp} に対して礫混じり砂を除く砂質土では大きくなり、粘性土では小さくなる傾向があり土質による影響が見られる。

火山灰や礫混じり砂を除くと杭種別、土質別にそれぞれ傾向が分かれており、三成分コーン貫入試験から鉛直載荷試験による f_{sp} を推定する場合には、これらの値を補正するか各種別ごとの推定法を確立する必要がある。

(3) 鉛直載荷試験とフリクションメーター試験の比較

フリクションメーター試験は豊頃町と当別町の鋼管杭の箇所で行った。図-12に、載荷試験による f_{sp} とフリクションメーター試験により推定した(f_{sf})の関係を示す。結果は f_{sp} に対して f_{sf} は砂質土では大きく、粘性土では小さくなり、三成分コーン貫入試験の鋼管杭の f_{sm} と同じ傾向を示している。フリクションメーター試験では、杭種に対する粗さの補正を行うが、補正値の求め方に問題があるように思われる。なお、場所打ち杭箇所においては、現在調査中である。

(4) 三成分コーン貫入試験とフリクションメーター試験の比較

図-13に、三成分コーン貫入試験の f_{sm} とフリクションメーター試験の f_{sf} の関係を示した。 f_{sf} は f_{sm} に

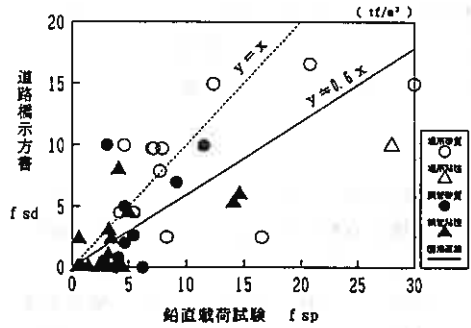


図-9 載荷試験結果と道路橋示方書による設計値の関係

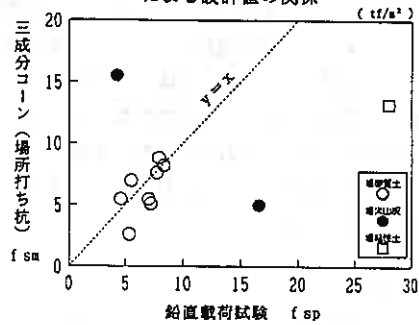


図-10 載荷試験結果と三成分コーンによる周面摩擦力度の関係(場所打ち杭)

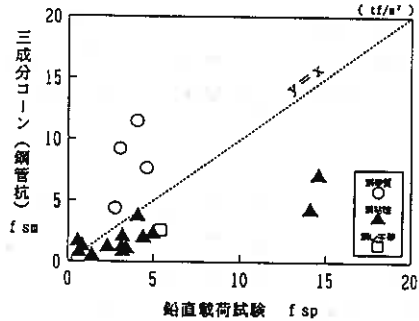


図-11 載荷試験結果と三成分コーンによる周面摩擦力度の関係(鋼管杭)

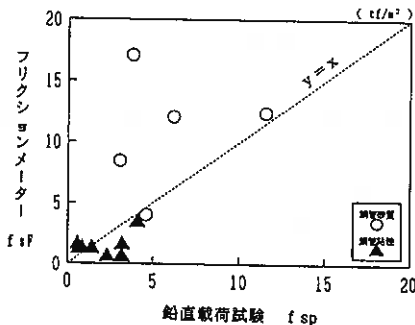


図-12 載荷試験結果とフリクションメーターによる周面摩擦力度の関係

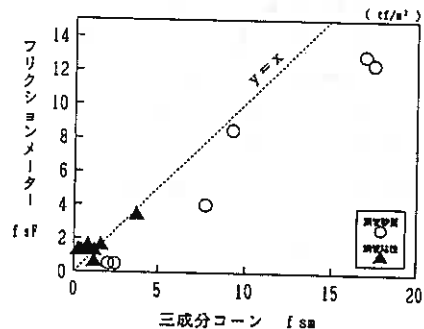


図-13 三成分コーンとフリクションメーターによる周面摩擦力度の関係

してやや小さな値を示している。回帰分析した結果、2つの原位置試験は、相関係数 $R=0.975$ で相関が見られる。したがって、今回の試験結果によれば、適切な推定方法が確立されれば、どちらの原位置試験を用いても、同程度の精度で周面摩擦力度を推定することが可能であると予想される。

6. まとめ

以上の結果をまとめると、次の通りである。

- 1) 道路橋示方書の方法により求めた周面摩擦力度 ($f_{.d}$) は、載荷試験より得られた周面摩擦力度 ($f_{.p}$) よりも小さな値を示すものが多く、周面摩擦力が過少評価されている。
- 2) 三成分コーン貫入試験による周面摩擦力度 ($f_{.m}$) は、載荷試験より得られた周面摩擦力度 ($f_{.p}$) に対して、杭種別、土質別にそれぞれ異なる傾向があることから、三成分コーン貫入試験から $f_{.p}$ を求める場合には、これらの値を補正するか各種別ごとの推定法を確立する必要がある。
- 3) フリクションメーター試験による周面摩擦力度 ($f_{.r}$) も、載荷試験より得られた周面摩擦力度 ($f_{.p}$) に対して、三成分コーン貫入試験と同様の傾向が見られ、フリクションメーター試験では結果の整理に用いる粗さ補正の方法について、検討を要すると考えられる。
- 4) 三成分コーン貫入試験による周面摩擦力度 ($f_{.m}$) とフリクションメーター試験による周面摩擦力度 ($f_{.r}$) の関係は相関が良いことから、両原位置試験とも同程度の精度で周面摩擦力度を推定することが可能であると予想される。

7. あとがき

今回は、中間報告であるので推定法を提案するに至らなかったが、それぞれの試験の特徴を生かして、二つの原位置試験を使い分けることにより、経済的に杭の周面摩擦力を推定できると考えている。今後測定データ数（特に三成分コーンでは粘性土地盤における場所打ち杭、フリクションメーターでは各種地盤における場所打ち杭のデータ）を増やし、載荷試験による周面摩擦力度との相関関係をさらに調査検討して、簡易な原位置試験による杭の周面摩擦力の推定法を確立したい。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路土工 土質調査指針、昭和61年11月
- 2) 土谷ほか3名：三成分コーン試験結果による土質判別の試み、土木学会第40回年次学術講演会、1985年
- 3) 深谷ほか3名：フリクションメーターによる杭周面摩擦力の評価、第2回港湾技術報告会、1985年
- 4) 宇都ほか3名：クイの載荷試験結果の一整理法、第13回土質工学会研究発表会、1978年
- 5) 宇都ほか2名：載荷試験から得られた荷重-変位曲線の非線形回帰計算について（その2）、土木学会第37回年次学術講演会、1982年
- 6) 宇都ほか2名：載荷試験から得られた荷重-変位曲線の非線形回帰計算について（その3）、土木学会第38回年次学術講演会、1983年
- 7) 玉田ほか2名：三成分コーン貫入試験による杭の周面摩擦力の推定法について、第34回北海道開発局技術研究発表会、1991年
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、平成2年2月
- 9) 上杉ほか2名：四成分コーンの原位置摩擦試験への応用、土と基礎Vol. 37, No. 7, Ser、1989年7月
- 10) 高柳ほか3名：多成分コーンによる軟弱地盤の土質判別、全地連「技術フォーラム91大阪編」、1991年

北海道土質コンサルタント(株) 正員 川奈野 博和
正員 松本 和正
○正員 浅利 正明

1. まえがき

現在一般普及している“固定ピストン式シンウォールサンプラー”による土の乱さない試料の採取方法は土質工学会で標準化されるに至っている。しかし、この採取方法もボーリングに付随した作業であるためにまだ多くの問題を残している。そのうちの一つにサンプリングのためのボーリング方法がある。

乱さない試料の採取に必要な孔を掘る為の条件を述べると、

- ・ボーリング孔の鉛直性と所要の孔径の保持
- ・孔底、孔壁を乱さず、孔低下地盤の状態と性質に変化を与えない
- ・孔底にスライムや崩壊土を残さない

が上げられるが、これに対して現状で行われているボーリングには次の2通りがある。

- ①ノンコアボーリング：ポンプによって泥水を循環させ、孔壁の保護と孔底の掘屑を除去しながら掘削する方法で、泥水には孔底土のリバウンドを抑える作用もある。
- ②コアボーリング：コアの採取を目的としたボーリングで、送水は行なわずに回転と推進力で掘進し最後に高速・高圧でコアを焼き付かせコアが脱落しないように引き上げる方法

筆者らは、以前より、コアボーリングは掘削と同時に孔底下の地盤も乱されているため、乱さない試料の採取には適さないと考えていた。そこで今回この2通りの採取方法によって、その違いが試料にどのような影響を与えるかを、一軸圧縮強さを指標として比較試験をした。ここにその結果をまとめ報告する。

2. 調査位置及び調査地盤

今回サンプリングを実施したのは、札幌市北区篠路町地内であり、札幌北部低地と呼ばれる沖積平野の石狩川左岸付近に位置している。当地の土質柱状図は図-2に示すとおりであり、最上部と中間に細砂層が分布する他は深さ約35mまで軟弱な粘土が続いていることが認められている。

ボーリングは図-1に示す配置で4か所行ない、図-2に示す深度より各地点で7~10本のシンウォール試料を採取した。

試料採取の対象は、深さ 5.0~15.0mの暗灰色を呈した粘土で、見かけは上部がややシルト質な他は全体に均質で塑性の高いものである。

図-1 試料採取配置図

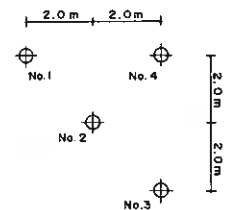
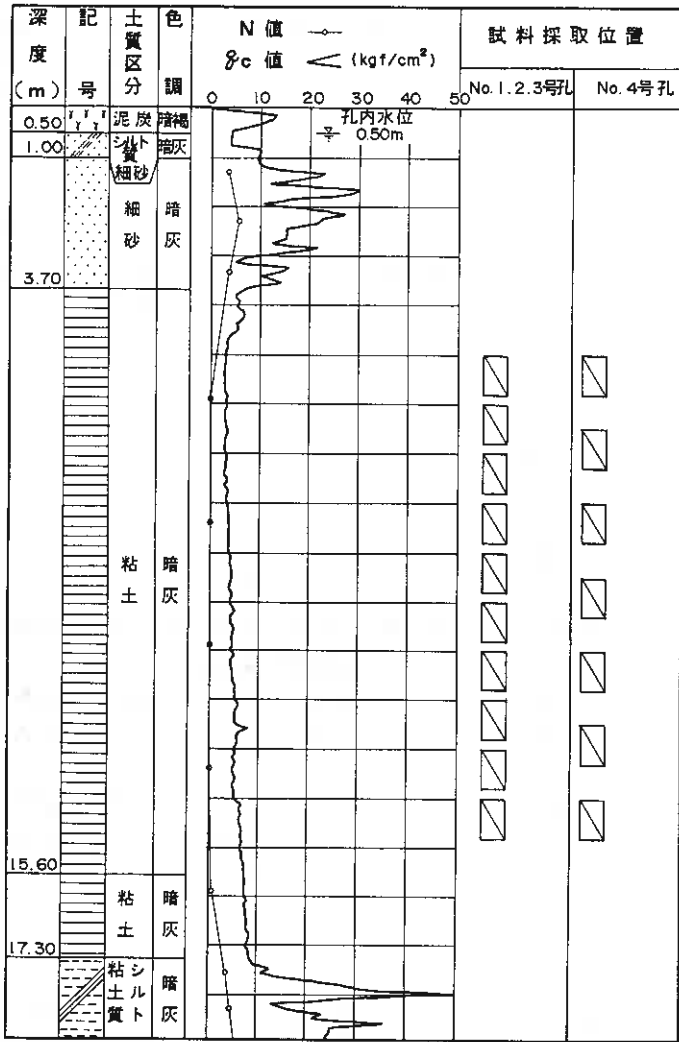
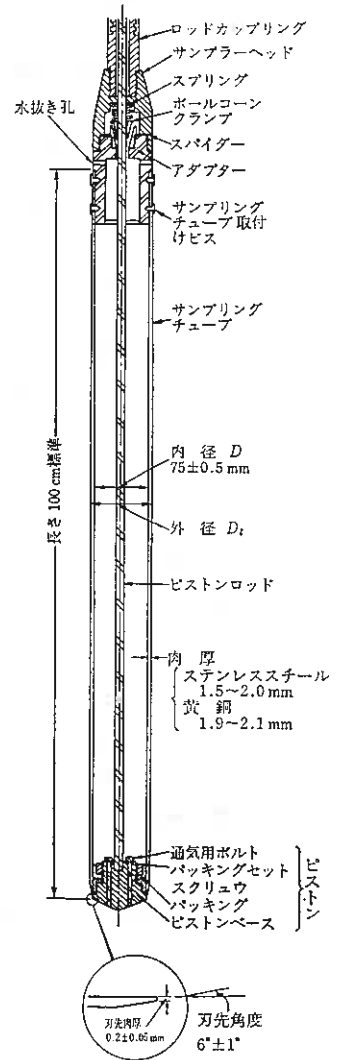


図 - 2 土質柱状図



3. 採取方法と試料に与えた条件

シンウォール試料の採取方法は、「固定ピストン式シンウォールサンブラーによる土の乱さない試料の採取法」(土質工学会基準, 1982年)に従っているが、適用に幅があるものは以下のとおりとした。



- サンプルングチューブの材質 黄銅
- サンプラーの押込み 1 ストローク 40cm を 2 回, 油圧押込み
- 試料のシール 2% の松ヤニを混入したパラフィンワックス
- 試料の押し出し 鉛直方向

- ・ボーリング孔は孔径86mm～150mmを標準とし、所定の深さまで鉛直に掘削する。
- ・掘削は泥水、ケーシングを用いてボーリング孔の安定を計る。
- ・泥水は、水：ベントナイト重量比＝4：1（比重1.06程度）を標準とする。
- ・送水圧はできるだけ低く抑え、所定深度まで掘削が終了した後泥水を循環させ、堀屑を除去する。
- ・ケーシングを用いる場合は、ケーシング下端とサンプリング開始位置に0.5m以上の離れを確保する。

以上の採取方法（ノンコアボーリング）を基本としたが、比較する試料には夫々次の条件を与えた。

- ①サンプリング開始位置までコアボーリングを行なった。
- ②トラックの荷台にシンウォール試料を直置きし、約6時間の走行を行なった。
なお、搬入されたシンウォールチューブに破損、変形等の異常は無かった。
- ③ピストン部のOリング（バックリング）の数を減らし、且つ傷を付けて気密性不良のものを用いた。
この状態は、Oリングの長期使用による摩耗や器具の不備によるものと同じ状態といえる。

この内、②、③の条件はシンウォールサンプリングにおいて起こり得る試料の乱れの原因を意味しており乱れの影響の程度を比較する為に行なったものである。

なお、上記条件で採取された試料のうち、気密性不良で採取した試料を除くと採取時の変形比は98～100%であったが、気密性不良のものは試料下端が脱落し、70～95%に落ちているものが多かった。

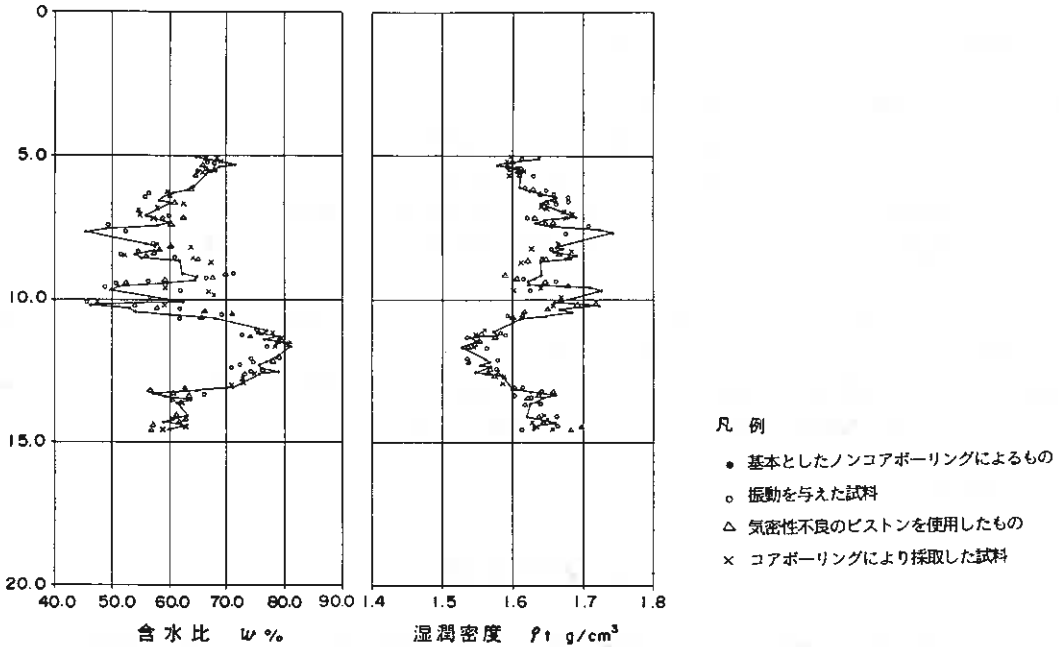
4. 物理的特性

表一 2 物理的特性

No	深 度 m	自然含水比 W _n %	湿潤密度 ρ _t g/cm ³	砂 分 含有率 %	液性限界 WL %	塑性限界 W _p %	塑性指数 I _p	日本統一 土質分類
1	5.00～5.80	65～70	1.60～1.65	3	50～65	30	20～35	(CH), (CH)
2	6.00～6.80	55～65	1.60～1.70	10	50～65	25～35	20～35	(CH), (CL)
3	7.00～7.80	45～60	1.65～1.75	5～35	50～60	25～30	25～30	(CH), (CL)
4	8.00～8.80	50～65	1.60～1.70	10～15	45～75	25～30	20～40	(CH), (CL)
5	9.00～9.80	50～70	1.60～1.75	5～30	55～75	30	25～45	(CH), (CH)
6	10.00～10.80	50～70	1.60～1.75	5～30	50～75	30	20～35	(CH), (CH)
7	11.00～11.80	75～80	1.55～1.60	1～2	65～85	35	30～50	(CH), (CH)
8	12.00～12.80	70～80	1.55～1.60	2	80～90	35～40	45～55	(CH), (CH)
9	13.00～13.80	60～65	1.60～1.65	5～10	50～70	25～35	25～35	(CH), (CH)
10	14.00～14.80	55～65	1.60～1.70	5～10	70	30	40	(CH)

表-2は、今回得られた全試料を深度毎にまとめたもので、この内深度と含水比、湿潤密度の分布を図示したものが図-3、4である。

図-3 深度-含水比 図-4 深度-湿潤密度



これらの関係より次のような特徴があげられる。

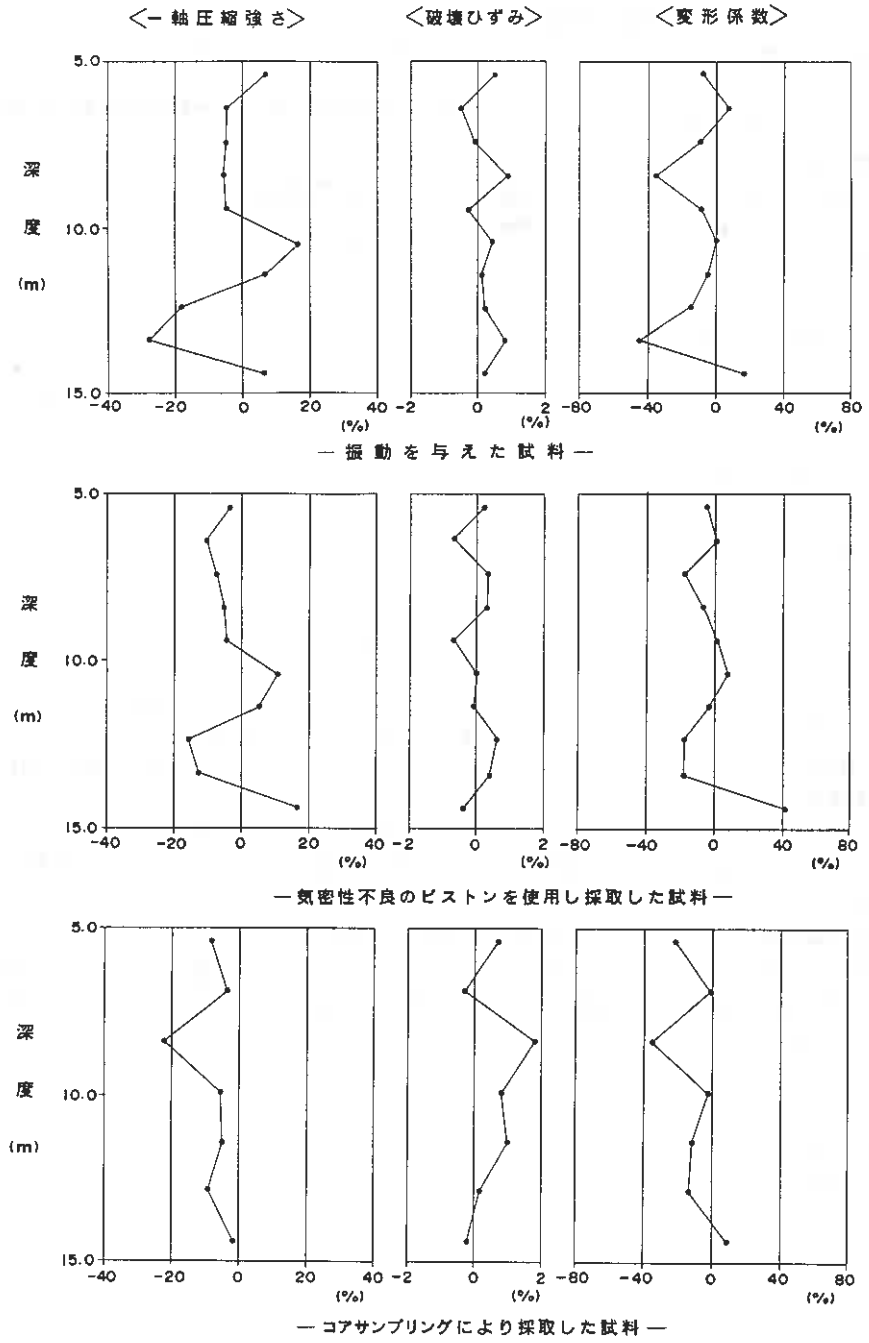
- ①自然含水比は、深度7.00～11.00mの範囲を除くと1本のシンウォール試料内で5～10%とバラツキは小さく、湿潤密度も0.05～0.10g/cm³程度の違いで比較的均一な状態となっている。また、各孔毎の同一深度の試料を対比してもほぼ同様な分布状態となっている。
- ②深度7.00～11.00mでは、自然含水比 $W_n \approx 45 \sim 70\%$ 、湿潤密度は $\rho_t \approx 1.60 \sim 1.75 \text{ g/cm}^3$ とバラツキが大きくでている。これは土層中に不規則に含まれる砂分のためであり、砂分含有率も5～30%と多い。
- ③コンテステンシー特性のうち、液性限界 $W_L\%$ と自然含水比 W_n の関係では、 $W_L \leq W_n$ であり、極めて不安定な状態にある。

図-5に一軸圧縮試験結果をまとめた。一般に試験で得られる一軸圧縮強さ $q_u \text{ kgf/cm}^2$ 、破壊ひずみ $\epsilon_r \%$ 、変形係数 $E_s \text{ okgf/cm}^2$ は、試料に乱れの影響があると q_u や E_s は乱れによって小さくなり、 ϵ_r は大きくなる傾向が顕著に現われることが知られている。^{1), 2)}

図-5は、基本としてノンコアボーリングによる採取方法で採取した試料の試験値を基準値として表わしたものであり、一軸圧縮強さと変形係数は基準値に対する試験値を比で表わしたものである。破壊ひずみは単純にその差を表わしている。なお、各深度毎の試験値は、平均値を用いている。

これより次のことが指摘できる。

図-5 試験結果の比較



- ① 一軸圧縮強さは、各条件において平均的に5～10%、大きいところでは15～25%の強度低下がみられる。
- ② 破壊ひずみは、コアサンプリングによるものが全体に大きくなっている傾向があるが、振動を与えたものと気密不良によるものにはあまり明確な傾向は見られない。
- ③ 変形係数は、各条件ともに平均的に10～20%、最大で40%強度小さくなっている。

図-6は、1本のシンウォール試料内で強度がどのように変化しているかを表わしたもので供試体のうち q_u が最大を示すものを100として比で表わしている。

これより、 q_u は試料の中心部で最大となり、端部に向かって小さくなっていることがわかる。また、コアボーリングにより採取したものは、試料の上部分で強度低下が他ものより大きく特に上部ではかなり小さくなっている。

5. 結論

コアボーリングとノンコアボーリングにより採取した試料を一軸圧縮強さを指標として評価

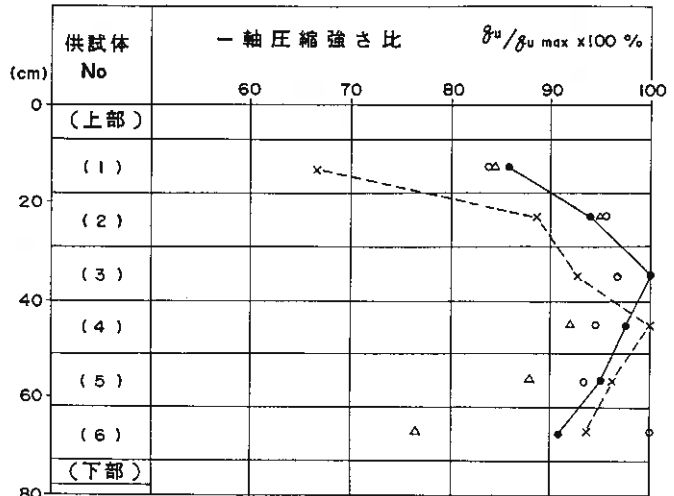
するとノンコアボーリングのものに対してコアボーリングを行って採取した試料では、 q_u 、 E_s の低下、 ϵ_s の増大という乱れが原因とみられる傾向が顕著に現われた。特にシンウォール試料の上半分での強度低下が著しかった。

以上のような結果から、コアボーリングは明らかに孔低下地盤を乱していると考えられるため、乱さない試料の採取を目的とするならば、ノンコアボーリングによってボーリング孔を削孔することが現状の調査技術では第1の条件であり、かつ、強度試験に用いる試料は、シンウォール試料のできるだけ中心部付近のものを採取することが最も望ましいと考える。

[参考文献]

- 1) 土質調査法；第2回改訂版，土質工学会編，1982.2
- 2) サンプリングマニュアル；第1回改訂版，土質工学会，1986.1

図-6 1本の試料における一軸圧縮強さ比の分布



- 基本としたノンコアボーリングによるもの
 - 振動を与えた試料
 - △ 気密性不良のピストンを使用したもの
 - × コアボーリングにより採取した試料
- ※) (1)～(6)は1本のシンウォール試料の中の6本の供試体を表わす。

泥炭地盤における 鋼矢板の横方向地盤反力係数について

応用地質株式会社 正員 新藤和男

1. まえがき

札幌の東側に広がる石狩低地帯は、泥炭を主体とする超軟弱地盤として知られているが、近年、この地域での土木工事がさかんになり、止水壁、土留め壁、河川護岸等への自立式鋼矢板の使用頻度が高くなってきた。しかし、このような地盤では、極めて地盤強度が小さいため、施工中や施工後に矢板の変形やすべり等の被害をもたらしている。

自立式鋼矢板の水平抵抗に関する計算式には、一般に横方向地盤反力係数（K 値）を用いており、この K 値が地盤の条件を与えるものとしている。現在、設計に用いる K 値のとり方はいくつかの方法が提案されているが、いずれを使うかによって得られる K 値にかなり差があり、また、どの方法も実際の水平載荷試験の結果と比較するとバラツキが多い。

今回、泥炭を主体とする軟弱地盤において鋼矢板の水平載荷試験を実施し、変形に見合った K 値や他の地盤物性値との関係を把握することができ、泥炭地盤の設計に用うるべき K 値のとり方について一つの見解を得ることができた。

2. 地盤状況

今回試験を行なった箇所は江別市～南幌町に広がる軟弱地盤の中で、泥炭と粘性土地盤の違いを把握できるように 3ヶ所の自然堆積地盤を選定した。なお、選定した 3ヶ所の地盤柱状図およびコーン支持力 q_c は図-1 のとおりであり、各地盤の深度 3 m 付近までの特徴は次のとおりである。

- ① A 地点----- $q_c = 2 \sim 3 \text{ kgf/cm}^2$ の泥炭が分布する地盤
- ② B 地点-----A 地点と同様のコーン支持力でほぼ粘性土だけが分布する地盤
- ③ C 地点-----粘性土のみが分布するがコーン支持力が A、B 地点の 2 倍 ($q_c \approx 5 \text{ kgf/cm}^2$) の地盤

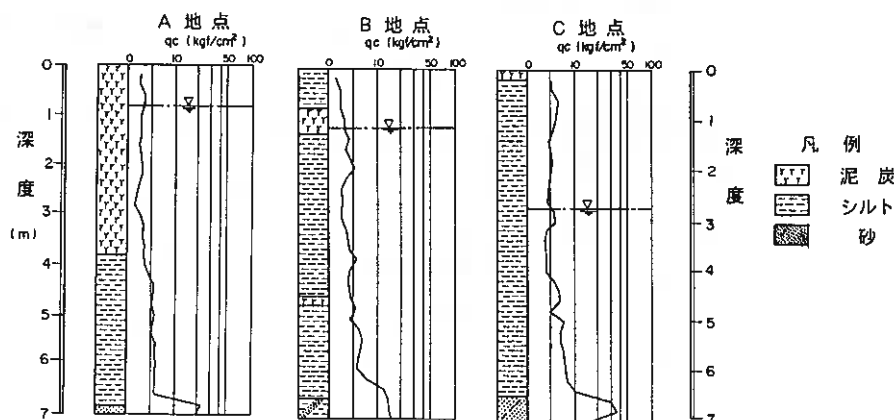


図-1 試験箇所の地盤状況

図-2は、各箇所で実施した地盤調査のうち、孔内水平載荷試験で得られた変形係数 E_m とコーン支持力 q_c の関係を示したものである。

泥炭性軟弱地盤対策工指針^{*)}によれば両者について

$$E_m = (0.5 \sim 1.5) q_c$$

の関係が示されており、当該地点の結果も、ほぼ、この範囲内に入っている。

3. 鋼矢板水平載荷試験方法

試験は各地点とも地表面の草根を排除した 10m×10m の試験ヤードの中央部に、図-3に示したように矢板を設置して試験を実施した。

使用した鋼矢板は軽鋼矢板（3A型：諸元を表-1に示す）で、長さ6.0mとし、3枚を1組（幅1m）として設置した。また、矢板には鉛直方向50cm間隔に歪ゲージを張り付け、載荷時に各部の歪を測定できるものとした。鋼矢板の打込みは、パイプロハンマー（40～60Kw）を用い、打込み後は、地盤に乱れが生じていると考えられたため、1週間の放置期間を置いて試験を行なった。反力装置は、H鋼（H250×250 長さ11.0m）を2本を反力杭として用い、腹起しにより荷重を受け止める構造とした。荷重は、10tfの油圧ジャッキを用い荷重ピッチ 0.6tf、荷重保持時間30分の荷重抑制方式により、加力点変位が7～10cmとなるまで載荷した。

なお、試験での測定項目および測定数量は表-2に示したとおりである。

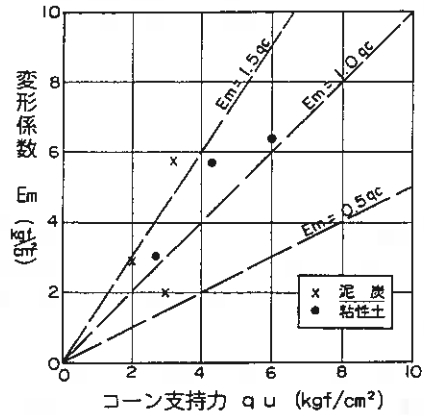


図-2 コーン支持力と変形係数の関係

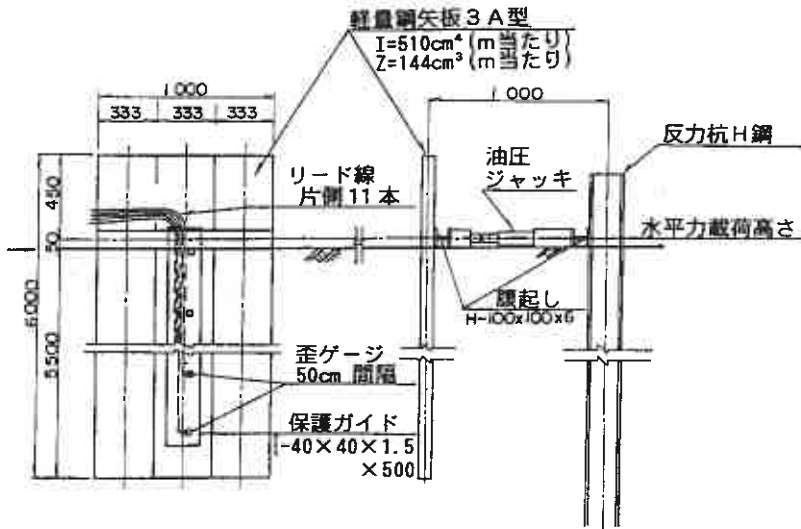


図-3 鋼矢板水平載荷試験装置の概略図

表-1 鋼矢板の諸元

種別形式	寸法 (mm)			壁幅 1 m につき			
	板厚	有効幅	高さ	断面積 (cm ²)	重量 (kg)	断面二次モーメント (cm ⁴)	断面係数 (cm ³)
軽量3A型	5	333	51	68.28	53.7	510	144

表-2 測定項目および測定数量

測定項目	測定点数	目的
歪	歪ゲージ 50cmピッチ (計22点)	曲げ歪の測定
加力点変位	変位計 2台	荷重点の変位測定
加力点+30cm上変位	変位計 2台	地上部の傾きを計る
水平力	油圧ジャッキ 1台	水平荷重の測定

4. 試験結果

①荷重と加力点変位

試験から得られた各地点の荷重と加力点変位の関係を図-4に示す。図-4によれば、粘性土地盤(B, C地点)では、両対数グラフにおいて、ほぼ直線的に変化するのに対し、泥炭地盤(A地点)では、凸状に変化し、水平荷重の増大に伴う加力点変位は粘性土地盤より大きくなる傾向にある。また、A, B地点に比べ地盤強度が2倍程度あるC地点の変位量は、同一荷重において1/2~1/3と小さな変位量を示している。

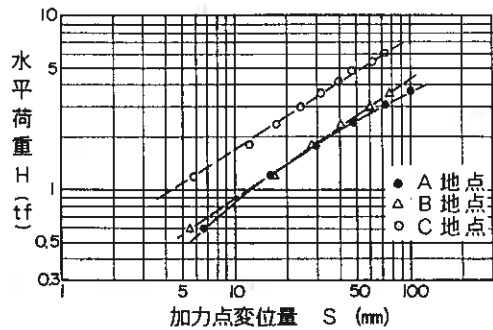


図-4 加力点変位量と水平荷重の関係

②地中部の曲げモーメント、変位、せん断力および地盤反力

鋼矢板に張り付けた歪ゲージのデータから、弾性梁の力学理論によって導かれる次式により、地中部の曲げモーメント、変位量、せん断力および地盤反力を算定した。

$$\begin{aligned}
 \text{変位量} & y = f(x) + c \\
 \text{傾斜角} & \theta = \frac{dy}{dx} \\
 \text{曲げモーメント} & M = \frac{d\theta}{dx} = -EI \frac{d^2 y}{dx^2} \\
 \text{せん断力} & S = \frac{dM}{dx} = -EI \frac{d^3 y}{dx^3} \\
 \text{地盤反力} & P = \frac{dS}{dx} = -EI \frac{d^4 y}{dx^4}
 \end{aligned}$$

各計算結果のうち、水平荷重 $P=3.0\text{tf}$ の場合の3地点の値を図-5に示した。図-5によれば、地中部の変位量は、A、B地点の値にはほとんど差が認められず、C地点の約3倍の変位量を示している。また、せん断力、地盤反力の分布は、若干の差が認められるものの、泥炭と粘性土の土質による差異は認められない。なお、第1不動点までの深さはいずれも深度 1.5~2.0mである。

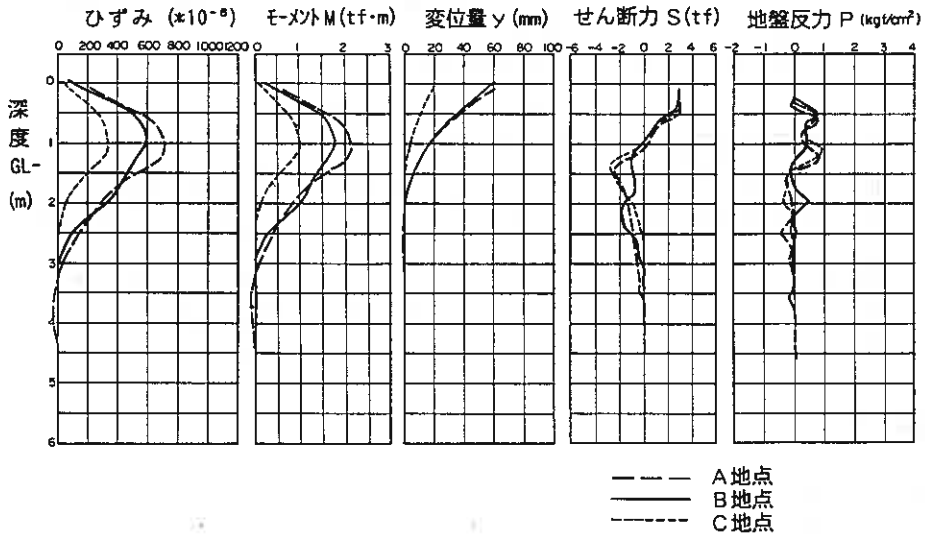


図-5 ひずみ、モーメント、変位量、せん断力、地盤反力の比較 (水平荷重 3.0tf)

③ 試験結果のまとめ

試験結果から得られた鋼矢板の変形特性は次のとおりである。

- I) 同一地盤強度の泥炭、粘性土の違いは、水平荷重に対する変位量の増加割合が若干増える他は、特に差異が認められない。(水平荷重 5 tf以下)
- II) 地盤強度が約2倍になると変形量は $1/2 \sim 1/3$ となる。
- III) 第1不動点までの深さは、地盤強度、地盤種別によらず、ほぼ等しい。

これらのことから、今回の地盤で水平荷重 5 tf以下の鋼矢板の変形を取り扱う場合は、泥炭地盤が粘性土地盤と同様の変形特性を示すと考えてよく、また、変形特性は地盤強度に大きく左右されることがうかがわれる。

5. 設計に用いる横方向地盤反力係数 (K値) について

図-4に示したように、荷重と変位量の関係は非線形であるのに対し、実際の設計では、その簡便さから線形弾性地盤反力法で考えたChangの式が利用されることが多い。

ここでは、Chang式を用いた道路橋示方書・同解説の手法に着目し、泥炭地盤におけるK値とその適用性について述べる。

図-6は、実測した値をChang式に代入して求めたK値と孔内水平載荷試験の変形係数 E_m を用いて、道路橋示方書・同解説の手法により算定したK値を変位量との関係で示したものである。

これによると、杭頭変位、曲げモーメント、杭頭傾斜角の各値から求めたK値は、比較的近似しているも

のもあるが、2～3倍の大きな差があるものもあり、この違いは線形弾性地盤と考えた式による結果と考える。

また、道路橋示方書の手法で求めた値は、新方式、旧方式とも実測値から求めたK値のバラツキの範囲内にある。今回対象とした地盤は、泥炭および同程度の地盤強度を持つ粘性土であり、安易にK値を設定すると施工後に変形等の被害を生じかねない。したがって、このような地盤で設計のためのK値を設定する場合は施工後の安全性を考え、最小のK値となるように設定することが望ましい。

図-6によれば、K値の最小値を与えるのは、頭部傾斜角または、曲げモーメントから計算したK値であるが、これとよく近似しているのは、道路橋示方書・旧方式であり、ここでは、これを用いて算定すれば、安全側に設計されるものと考えられる。

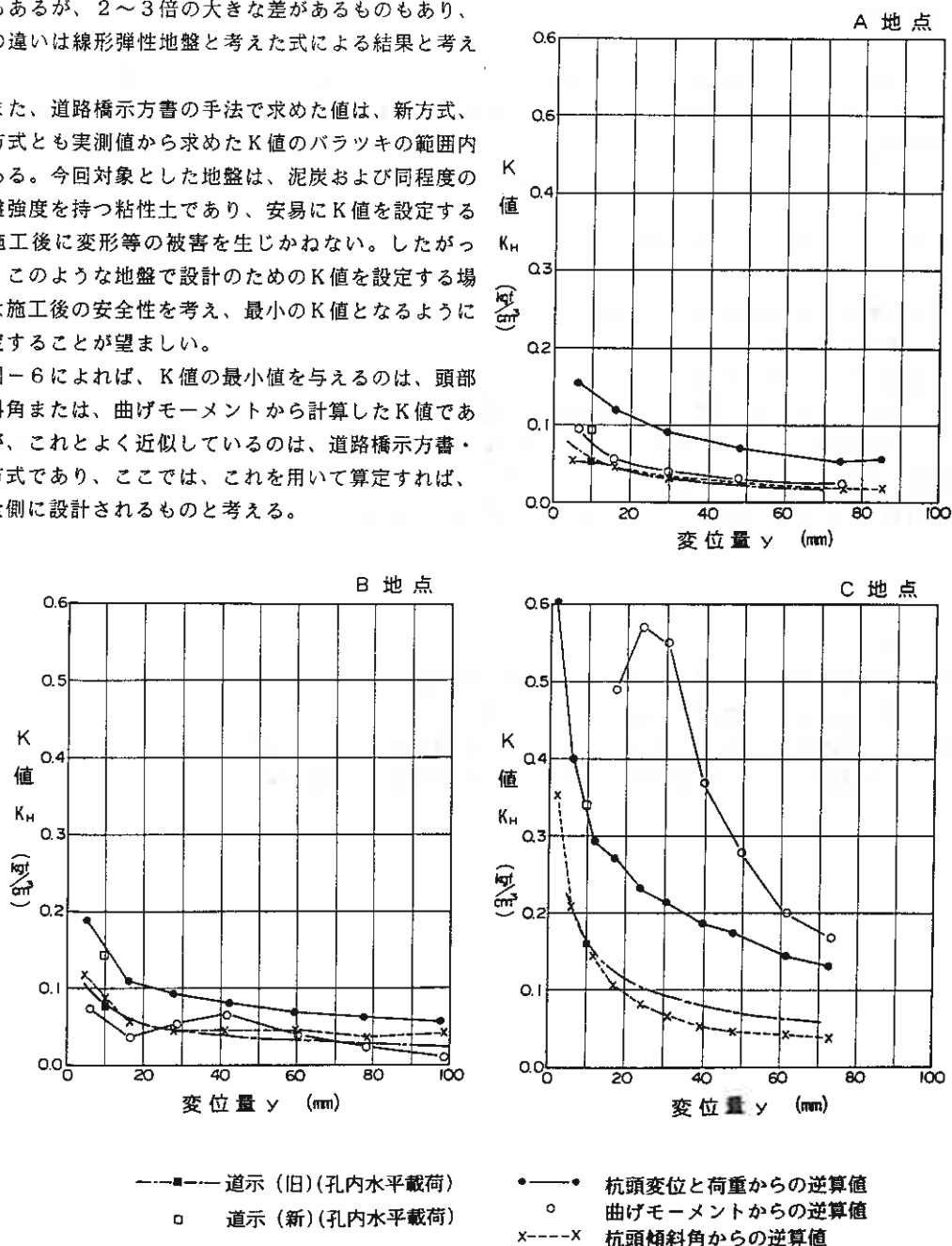


図-6 種々の方法で算定した変位置とK値の関係

6. あとがき

今回の地盤における試験結果では、泥炭地盤における自立式鋼矢板の挙動は、粘性土地盤とほぼ等しく、また、設計に用いる横方向地盤反力係数（K値）は、孔内水平載荷試験の変形係数を用いて、旧道路橋示方書・同解説の式から算定したものを使用するという結果が得られたが、今回実施した試験は、広大な泥炭地のわずか3か所で行った結果であり、また、鋼矢板の載荷幅は1mと実際の構造物とやや異なったところがある。

したがって、今後は次のような条件で鋼矢板の水平載荷試験を行い、設計K値との比較を行いたいと考えている。

- ①泥炭地盤の強度、状態が異なった場合
- ②鋼矢板が連続構造物となった場合
- ③鋼矢板の種類が異なった場合

また、K値を得るための孔内水平載荷試験は、超軟弱な地盤において正確なデータを得るのに熟練を要し、1回の試験を行うのに時間を要する等の欠点がある。前述したように、最近の研究では、孔内水平載荷試験の変形係数 E_m とコーン支持力 q_c の間に相関があることも言われている。今後、コーン支持力あるいは他の地盤常数と変形係数の関係を明らかにすれば、K値はより容易に推定できると思われる。

<参考文献>

- 1) (社)北海道開発技術センター：泥炭性軟弱地盤対策工指針
- 2) 石黒 健、白石基雄、海輪博之：鋼矢板工法（山海堂）
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）（昭和55年5月）
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）（平成2年2月）

土質工学懇話会要旨

1991年 2月 8日

於 札幌すみれホテル

土質工学会 北海道支部

懇話会担当幹事

第8回土質工学懇話会について

1. 概 要

第8回懇話会は、今年度の技術報告会テーマ「基礎」に合わせ、下記の要領で行われた。

話 題：構造物基礎
日 時：1991年2月8日
場 所：札幌すみれホテル
参 加 者：52名（内 話題提供者5名）

今回の懇話会は、1話題、発表・質問時間を合わせて40分とし、話題提供者から夫々20～30分程度のお話をしていただいた。5人の発表終了後は、全体について総合討論を行った。

2. 懇話会出席者

櫻田 充郎（土質工学会北海道支部幹事長） 札幌市
青 利治 竹中土木 阿部 俊夫 西松建設 安味 俊三 奥村組
荒谷 隆司 構研エンジニア 池浦 勲 苫小牧高専 池田 憲二 札幌開建
稲 直美 基礎地盤コンサル 井上 克彦 日特建設 上野 邦行 中神土木設計
遠藤 雅憲 戸田建設 大関 知孝 大成建設 川端伸一郎 北海道工業大
日下部祐基 開発土木研究所 工藤 康雅 北海道土質コンサル 坂元 伸樹 鹿島建設
紫竹 正樹 応用地質 清水 誠一 北海道開発コンサル 滝本 昭夫 飛島建設
竹田 敏彦 小野田ケミコ 立石 光一 小野田ケミコ 谷村 昌史 開発土木研究所
田村 雅春 構研エンジニア 丹野 次男 北海道開発局 永田 力 飛島建設
林 啓二 北見工大 平野 弘昭 東興建設 平松 勝二 飛島建設
藤田 友幸 北海道開発コンサル 別所三千夫 小野田ケミコ 本間 公康 北海道開発コンサル
槇 一洋 熊谷組 三浦 均也 北海道大 南野 克己 フジタ
峯田 一彦 北海道開発コンサル 元木 暉里 東興建設 盛田 泰州 飛島建設
山口 博久 不動建設 山根 行弘 小野田ケミコ 吉田 朋夫 道路公団
吉田 直人 北海道開発コンサル 萬 隆 札幌道路エンジニア 利藤 房男 応用地質
<担当幹事>
池田 晃一 北海道土質コンサル 柴田 登 飛島建設 鈴木 輝之 北見工大
村橋 敏孝 道路公団

3. 話題と質疑

1) 構造物基礎における地盤調査の問題点について

北海道土質コンサルタント株式会社 取締役主任技師 ニツ川 健二氏

地盤調査の問題点を考える上で、調査現場で得られた情報が、設計者に正しく伝わっているかどうか検証してみる必要があるとし、以下のような指摘がなされた。

コンピューターが普及する中で、調査データがモデル化・数値化される時に、必要な情報が解析されているかどうかを吟味する事が欠かせない。例えば標準貫入試験のN値の2～3の違いを問題にする設計法が

あるが（例：建築基礎構造設計指針、液状化の判定）、実際のN値の測定では次のような誤差が避けられない。

- ① 打撃方法による補正（落下エネルギーの管理方法）
- ② 礫補正やサンプラー閉塞による補正
- ③ 深度補正（打撃エネルギーロスの評価法）
- ④ 削孔技術による補正（スライムの沈積、孔壁・孔底の保護）

これらの誤差の評価の仕方によってN値の5～10は容易に変動してしまうし、すべての情報が設計者まで伝わる現状ではない。従って、設計法のみがシビアに数値化されることは必ずしもバランスのとれた発展とは言えないであろうと言及し、当面、調査に関連して重要と思われる課題として以下の点をあげている。

- ・調査と設計を結ぶデータ解析の業務が、コンサル業務の重要な要素として正しく評価されるべきである。
- ・現地調査の計画・指導・教育などの内容が、コンサル業務の中に確立される必要がある（現状をふまえた、ある程度のマニュアルを含む）。

Q：設計N値の取り扱いが設計者の判断で決めた方がよいとのことだが、実際にはどうか。

A：設計段階では基準などに従うため皆無と思われる。従って、調査データを扱うものがどれだけ必要な精度のN値を提供でき、かつ、データ解析者が十分整理・検討したかによる。また、N値が火山灰で得られたものか、砂礫で得られたものなのか等、土質によるN値の違いを認識しておく必要がある。

Q：砂礫地盤で設計に用いることの出来る調査法は。

A：砂礫地盤は支持力よりも変形が問題となることが多く、N値のみでは対応できないので平板載荷試験や孔内水平載荷試験等を行ったほうが良い。また、標準貫入試験よりも2倍位エネルギーの大きい大型の貫入試験も有効であろう。

A：大型建築物ではPS検層でのひずみレベルを用いての解析方法が多くなってきている。——会場から

Q：砂礫地盤での平板載荷試験で、許容される礫径は。

A：特に規定はないと思われるが、土質工学会「試験方法・同解説」では載荷板径の20%を越える場合には、別途考慮するよう述べられているので、これが目安となろう。

2) 札幌自動車道における壁基礎の設計・施工について

日本道路公団札幌建設局 札幌工事事務所 工事長 富樫 正彦氏

都市内高架橋の基礎形式は場所打ち杭を用いることが多いが、杭本体の施工やフーチング掘削のための矢板の施工による騒音・振動の問題や、掘削土の捨土場所の確保などの問題がある。これらの問題を解決する基礎形式として、連続地中壁工法を用いた一枚壁の基礎、すなわち「壁基礎」を、現在工事中の札幌自動車道において試験的に採用されていることから、その設計・施工の概要について紹介された。

この工法は近接施工が可能であることや、掘削、コンクリート量が少ないなどの特長を有するが、設計・施工に対する考えが確立していないため、委員会を設けて研究を行った。壁基礎は連壁基礎や杭基礎に較べて次のような特長を有する。

- ・構造上フーチングを設ける必要性がないため狭いスペースに基礎を設置でき、特種掘削が生じないと

ともに掘削量が減少する。

- ・地中壁相互の接続がないため、継手構造が不要で掘削時の孔壁防護が容易である。
- ・泥水処理設備、掘削設備の組立て解体などの仮設費が工費の中で大きな割合を占めるが、施工基数が多くなれば杭基礎に較べて経済的になる。
- ・工期が短く、騒音・振動が少ない。

Q：安定液の比重管理はどの程度か。

A：比重の範囲は、1.06 ~1.20の範囲としている。

Q：安定液の逸水量はどの程度か。

A：全体で2,000 m³作泥し、回収水は1,100 m³であったから、逸水量は 900 m³であった。

Q：壁基礎の周面摩擦力の考え方を知りたい。

A：周面摩擦力は考慮していない。

3) 土木工事と周辺住宅基礎の沈下に関して

北海道開発コンサルタント株式会社 建築都市部 参与 渡辺 幸雄氏

市街化された地域での各種土木工事は今後も続くと考えられるが、一方で、市民の権利意識の高まりと共に、物的または精神的損害に対する補償要求も強くなってきている。このような社会的状況から、軟弱地盤地域における各種土木工事によって生じた、地下水の低下や振動などにより、周辺住宅の基礎や壁にひび割れが生じ、紛争する例が多くなってきている。これらの紛争に対処するため、周辺住宅に対する工事前の現況調査と工事後の確認調査が実施される場合も多くなってきた。

話題提供者は多くの経験を元に、紛争の原因と内容、紛争への対処などについて紹介され、今後の建設工事のあり方についての問題点を指摘された。

Q：居住性に対する許容沈下量はどの程度か。

A：一般には1000分の 5程度以上の不等沈下で傾斜に気付き、1000分の20以上で建替えを行っていることが多い。

サンドコンパクションパイルの振動などは、そこに住む人の環境レベルによって認識が大きく異なり、一概には基準値を定められない。——— 会場から

河川工事におけるポンプアップが付近の井戸に影響を与えた例がある。しかし、水位観測を十分に行っていて影響を生じた形跡はなく、不思議に思って調べると、原因は付近で水道工事に伴うポンプアップが行われたためであった。——— 会場から

4) 東京湾連絡橋の基礎について

飛島建設株式会社東京支店 東京湾連絡橋作業所 滝 二郎氏

東京湾連絡橋は、都心方面と東京港埋立地の中心部を結ぶ自動車交通を円滑に処理することを目的とする臨海道路となるが、この建設工事に伴う橋脚工事で、53.6m × 36.2m と国内最大級の鋼管矢板井筒基礎工法

が採用されている。井筒は外周杭として $\phi=1,200\text{mm}$ 、 $l=41.7\text{m}$ の鋼管杭を200本使用し、これを海面下38.5mの土丹層に打込で建設され、橋脚は井筒内の掘削山留めの後に構築される。

鋼管矢板井筒基礎は、解析手法の選定、継手のせん断剛性、合成効率、地盤反力係数の取り方および仮設時の残留応力など、設計・施工上不明確な点も多く残されている。このため、これらを明らかにして次段階の施工にフィードバックする目的で実施した、種々の計測とその実施工への展開など、締切工の情報化施工を含む事例について報告された。

具体的には安全管理と予測管理のデーターを得ることと、仮締切り時における鋼管矢板の残留応力を把握することを目的に、鋼管の応力と変位、切梁軸力、側圧の計測を実施したが、その結果、-9.2mの海底面近くまで排水と山留めを進めた段階で、外力や地盤反力係数が設計時の想定と相違することが解り、床付け面下の地盤改良や、先行切梁として水中コンクリート打設などの対策を採用した。

Q：鋼管矢板の継手部の止水について。

A：継手をきれいに洗浄し、セメント量 600kg/m^3 の現場練りモルタルを注入した。

Q：コンクリートの打設工程について。

A： $300\text{m}^3/\text{h}$ のコンクリート車6台使用し、ほぼ2昼夜連続で打設した。プラントは3社で同時供給したが、特殊セメントのため同じ銘柄を指定し、特に問題は生じなかった。

Q：海底面下での水圧の設計法と、掘削に伴う改良地盤の強度の低減について。

A：海中については静水圧、海底面下では土圧+静水圧で良いと思う。また、クリープによる土の強度低下については、確立された方法はないであろうが、大雑把で良いから設計段階から見込んであったほうが施工者側は助かる。

Q：切梁仮設時のプレローディングの有無について。

A：上部の5段はしていないが、下部の2段はジャッキでプレロードした。この程度の掘削規模となると、注意深い施工を行っても若干緩むため、発注時にプレローディングを見込んでおいてほしい。

Q：計測器の取付けと測定について

A：いずれも事前に取付け、ひずみ計は自動計測で適時測定した。傾斜計はアルミ管にプロテクターを溶接して挿入し、計測は2時間程度要するため、当初は1週間に1回としていたが、色々な問題が生じたため、毎日または2日毎に行った。

5) 建築構造物の不同沈下に対する検討

室蘭工業大学 建設システム工学科 助教授 土屋 勉氏

構造物の基礎検討について、建築基礎の面から

- ・沈下検討の必要性
- ・建築基礎における土の設計法の問題点
- ・不等沈下対策の実施例

についての提言と紹介をされた。具体的には、沈下の検討を要するケースとして、地盤側および建物側個々の問題、沈下検討を行わないか、行っても上部構造を考慮しない現状の問題、および、沈下の種別（一様沈下、傾斜沈下、相対沈下）とその発生時期などについてなどであり、構造物の基礎に対しては、支持力と

沈下の両面から十分に検討する必要性を述べられた。また、現状は建物建設中の沈下を問題とするのか、完成に近い状況での沈下を問題とするのか等、目的を考慮した沈下検討はなされていないと指摘された。

Q：建築物建築中では相対沈下は大きいですが、完成後が少ないのは建物の剛性で阻止されるためか。

A：建物完成によって剛性が大きくなることも一つの要因であるが、大きな要因は完成によって荷重の再配分が行われ、端部の荷重が大きく、中心が小さくなるためである。従って、応力は平均化されて相対沈下は小さくなる。

これまでの沈下計算は等分布荷重で行っているから、中心での沈下量が大きく計算される。

Q：基礎幅が小さく、軟弱地盤が深い場所での沈下対象層の扱いは。

A：応力の分布範囲で決定されるが、軟弱層全層について対象とすれば良い。ただし、計算法と定数との兼合いが必要であり一概には決定できない。実際の検証例は少なく今後の課題であり、皆様からのデータを期待している。

以上第8回土質工学懇話会の概要を記述したが、担当筆者の独断で要旨をまとめたものであり、発言者の主旨とは異なった方向でまとめられた部分もあるかもしれないことを危惧しているが、この点についてご容赦願えれば幸いである。

平成2年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告

選考委員

委員長	土岐祥介	北海道大学工学部教授
委員	小山田博	北海道電力土木部長
〃	川瀬昌万	日本道路公団札幌建設局技術部長
〃	城戸欽也	北海道開発コンサルタント(株)常務取締役
〃	高橋陽一	北海道開発局開発土木研究所長
〃	古矢恒夫	道立寒地住宅都市研究所長

選考経過

平成3年2月25日支部事務局において、支部賞授与規定により審議した結果、つぎの1編を授賞論文として選考した。

論文名	せん断強度の応力依存性を考慮した直接基礎の極限支持力
著者	三浦均也, 上野勝利, 前田良刀
受賞者	三浦均也, 上野勝利

選考理由

長大橋の建設などともない、重要構造物を支持する基礎の寸法も増大の一途をたどっている。基礎の支持力算定に最も広く用いられている Terzaghi の支持力公式によると、帯基礎の極限支持力 q_u と基礎幅 B との関係は次の支持力公式で与えられる。

$$q_u = cN_c + 1/2 \cdot B\gamma N_\gamma$$

この式は粘着力 c が無視できる砂地盤の場合、 q_u は B に比例することを意味している。しかし、土質試験や原位置試験から求めた内部摩擦角を用いたり、载荷試験から逆算した N_γ を用いて得られる支持力は中小規模の基礎については妥当な極限支持力を与えるが、大規模な基礎の支持力をかなり過大に評価してしまうことが知られている。最近行われた精度の良い遠心力模型実験の結果にもはっきりと同様な傾向が見られており、現行の支持力公式に疑問が投げかけられていることは著者らが論文中に指摘している通りである。このような背景の下で、実務においては支持力公式で得られる極限支持力の 1/6 程度が慣用値として用いられており、はなはだ不経済な設計が行われている。

砂地盤の極限支持力に支持力公式が示す以上の基礎幅依存性が生じる原因としては、基礎幅の増大にともなう地盤中の拘束圧の増加による内部摩擦角の低下、すなわちせん断強度の拘束圧依存性が最も大きいといわれている。著者らは有限要素法を用いたパラメトリックスタディーを行うことによって、極限支持力が発揮されときの地盤中の拘束圧は、内部摩擦角の大小、粘着力の有無に依らず狭い範囲 ($aB\gamma \sim bB\gamma$) に分布しており、帯基礎の場合には ($a=2$, $b=10$)、円形基礎の場合には ($a=1$, $b=15$) となることを見いだしている。このことは、基礎

寸法に応じて注目すべき拘束圧の範囲が決まり、その範囲内で得られるせん断強度定数 (c, ϕ) を用いて極限支持力を算定すれば良いことを示している。この推定法を用いると、これまでに得られている大型原位置載荷試験や遠心力模型実験で得られた極限支持力の基礎寸法依存性を、適切に説明できることを著者らは論文中で確認している。

提案する極限支持力推定法を砂地盤に適用すると、砂地盤の極限支持力は以下の修正支持力公式で簡易に計算できることを示している。

$$q_u = 1/2 \cdot B\gamma N\gamma_0 (B/B_0)^{-\beta}$$

規準となる支持力係数 $N\gamma_0$ や基礎幅 B_0 は、著者らが作成した図表によって求めることができる。著者らはこれまでに行ってきた研究によって、非常に多く種類の砂の内部摩擦角と拘束圧との関係を調べている。これによると β は 0.2~0.3 となり、経験的に得られている傾向と符合することが示されている。

以上、著者らの行った研究によると、これまでは経験的にしか知られていなかった基礎寸法依存性を直接取り入れて地盤の極限支持力を推定することが可能となる。この手法を実際の基礎の設計に適用することは容易であり、これにより大型基礎の設計は合理的かつ経済的に行われると期待できる。

よって著者らは、土質工学会北海道支部賞を授与される資格あるものと認める。

本書刊行に際して広告掲載協賛者ご芳名録

目 次

(五十音別)

土木・建設（総合建設）

い	株式会社 生駒組	11
	岩田建設株式会社	11
お	株式会社 大林組札幌支店	1
か	鹿島建設株式会社	2
く	株式会社 草別組	3
こ	五洋建設株式会社札幌支店	4
し	島田建設株式会社	5
	清水建設株式会社	6
せ	世紀東急工業株式会社札幌支店	11
た	株式会社 田中組	12
と	戸田建設株式会社	7
な	株式会社 中山組	12
に	日本国土開発株式会社	12
ふ	不動建設株式会社	7
ほ	株式会社 北土開発	13
ま	株式会社 松本組	9
み	宮永建設株式会社	9

ボーリング・調査・測量・設計・施行・その他

お	応用地質株式会社札幌支社	1
き	北日本港湾コンサルタント株式会社	2
	株式会社 北日本ソイル研究所	3
こ	コニカビジネスマシン株式会社札幌支店	4
さ	札幌道路エンジニア株式会社	5
す	住鋏コンサルタント株式会社札幌支店	6
ほ	北海道開発コンサルタント株式会社	8
	北海道士質コンサルタント株式会社	8
ゆ	株式会社 ユニオンコンサルタント	10
わ	稚内建設協会	10

明日の地域を考える建設コンサルタント



応用地質株式会社

■設計

地域計画設計
土地造成設計
上下水道施設設計
ダム設計
道路設計
トンネル設計
海岸・海洋施設設計
河川・湖沼施設設計
防災施設設計
衛生環境施設設計

■調査

地表地質踏査
ボーリング
原位置試験
物理探査
現場計測
室内試験
環境調査
地震防災調査
歴史環境調査

■工事

■ソフトウェア

■計測機器

■新素材製品

札幌支社

〒003 札幌市白石区南郷通1丁目北9番20号

☎ (011) 863-6711

FAX (011) 864-5162

網走営業所 ☎ (0152) 4-3942

函館営業所 ☎ (0138) 65-9049

帯広営業所 ☎ (0155) 22-6734



OBAYASHI

株式会社 大林組

札幌支店

支店長 近間 利之

札幌支店 札幌市中央区北1条西3丁目3番地 札幌三和ビル内
TEL 011-241-1101

快適な環境を創造する

カ 鹿島

KAJIMA CORPORATION

取締役札幌支店長 神 部 壽 行

札幌支店 / 〒060 札幌市中央区北3条西3丁目1-4

TEL 011-231-5181(代)

21世紀に向けて、技術力でリードする

北日本港湾コンサルタント株式会社

取締役会長 栗 林 隆

代表取締役 林 昭 雄

003 札幌市白石区平和通2丁目北11番18号 北旺ビル内

TEL 代表 (011)863-9111

FAX (011)861-3400

より豊かな人間性と高度な技術力を目指して!

土木試験・調査の企画・計測・解析総合業務

地質調査業登録(2)第1079号・測量業登録第5-8374号



株式会社 **北日本ソイル研究所**

土質試験・各種骨材試験・施工管理試験・地質調査・測量設計
コンクリート・アスファルト試験・アルカリ反応試験・土壌分析

会 長 中 村 作太郎(室蘭工業大学名誉教授)

代表取締役 常 松 哲(農学博士)

顧 問 太 田 長四郎(技術士)

本 社 〒065 札幌市東区中沼町118番地497

☎(011)791-1651 FAX(011)791-5241

函館支店 〒041-12 亀田郡大野町字東前76-55

☎(0138)77-7131 FAX(0138)77-7126



株式会社 **草 別 組**

代表取締役 **草 別 義 昭**

本 店 札幌市中央区南3条西13丁目 草別組ビル ☎011-231-6756

本 社 岩内郡岩内町字東山12-12 ☎01536-2-1647

豊かな表現力で感性にダイレクト・コミュニケーション。
これからのオフィスフルカラーコピーマシン、
コニカ9028新登場。

Konica

DIGITAL
FULL COLOR

9028

新製品

高画質・高精度な
フルカラーコピーの追求。

フルカラーで毎分8.5枚(A4)
白黒で毎分20枚(A4)のスピードコピー。

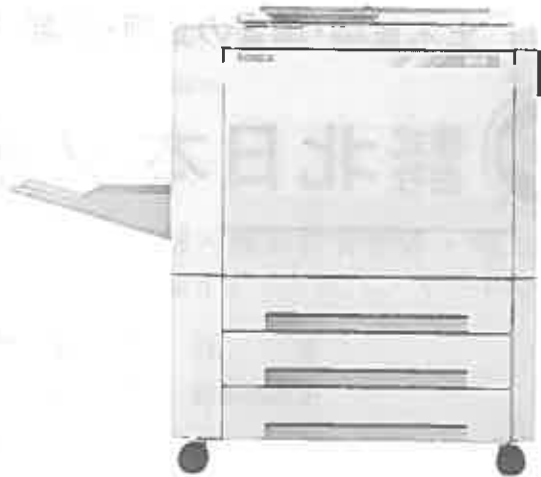
マーカー指定で、容易にカラー変換・
カラークリエーション。

マーカー指定で、マスク/トリム
反転など編集も自在。

50%~400%のワイドズーム
写真モード、タテ・ヨコ独立変倍機能搭載。

使いやすいフロントローディング方式 &
4ウェイ給紙。

集中操作パネルと
メッセージディスプレイで簡単操作。



〒003 札幌市白石区東札幌6条4丁目1番11号
コニカビジネスマシン株式会社
札幌支店

電話(011)824-7611(代表)
FAX(011)824-7615

 **五洋建設株式会社 札幌支店**

札幌支店長 **豊田 昭**

支店 札幌市中央区南1条西1丁目(第2有楽ビル) ☎(011)281-5411
本社 東京都文京区後楽2丁目2番8号 ☎(03)3816-7111

技術者を募ります!!

- ★職種／土木技術コンサルタント ★資格／工高卒以上20～25歳位・経験者優遇
- ★業務内容／高速道路にかかる
施工管理業務・点検
管理業務・調査設計業務 ★待遇／昇1賞2・交通全給・住宅、役職手当
支給 各種社保完備。
- ★勤務地／札幌・苫小牧・室蘭・長万部
函館・小樽・岩見沢・滝川
旭川・釧路・帯広・北見 ★応募／電話連絡の上、履歴持参。郵送も可
後日面接日通知
※入社日は相談に応じます。
※秘密厳守

●北海道の大動脈を支える“技術者集団”

札幌道路エンジニア株式会社

〒060 札幌市中央区北5条東6-2 札幌センタービル5F

担当／森本・石黒

☎(011)205-5210

総合建設業

特定建設業 大臣許可 第10945号



島田建設株式会社

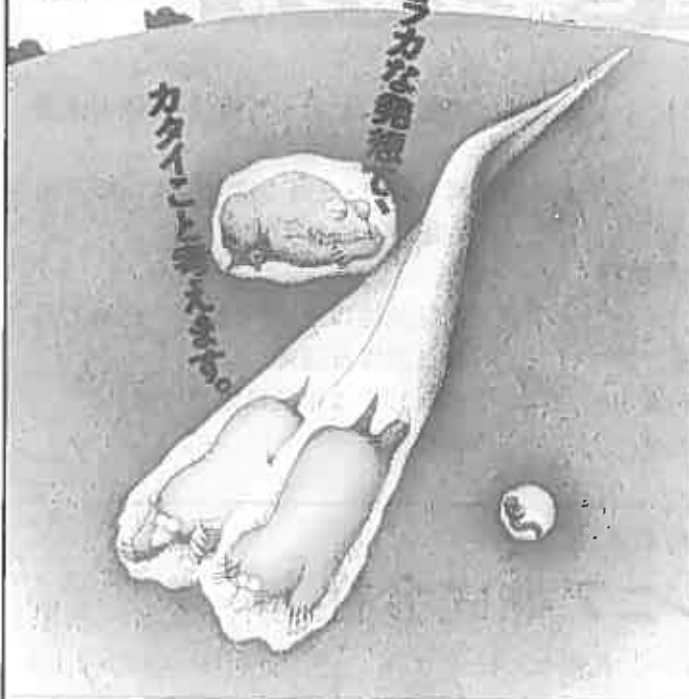
取締役会長 島田 希英
取締役社長 島田 光雄
取締役副社長 安藤 輝夫

本社 093 網走市南7条東1丁目5番地 電話(代)(0152)44-6234

札幌支店 060 札幌市中央区北2条西3丁目 正門館ビル 電話(代)(011)222-2711

福岡支店 815 福岡市南区大楠3丁目20-1 宮崎ビル 電話(代)(092)526-5320

営業所 釧路・函館



宇宙・海洋・地下…

限りない可能性を追求する
総合技術力のシミズです。



本社：東京都中央区京橋2-16-1 千104 ☎03(3535)4111
北海道支店：札幌市中央区北1条西2-1 千060 ☎011(214)3511

地質調査・物理探査・試錐・測量・土木設計監理

Sumicon **住鋳コンサルタント** 株式会社
札幌支店

専務取締役札幌支店長 小林 雄一

本社 160 東京都新宿区歌舞伎町2丁目16番9号(新宿TKビル)
電話 (03)3205-6031番

札幌支店 060 札幌市中央区北1条東8丁目(湯谷ビル)
電話 (011)221-3381番 F A X (011)221-3219番

新世紀へ、新分野へ、新技術で。

OA化、ニューメディアシステム、省エネルギー施設など…例えばひとつのビルを建設するにも、建築技術だけでなく、様々な分野の技術とさらにそれらを有機的に結びつけるシステム技術が必要です。いま、建設会社にもより総合的な技術力が求められる時代がやって来たのです。戸田建設は、そうした多様化、複雑化する社会的ニーズに応えるため、エンジニアリングコンストラクターとして、建築・土木技術だけでなく、これらに関連する様々な専門分野の技術開発に積極的に取り組んでいます。



戸田建設

本社 〒104 東京都中央区京橋1-7-1 ☎(03)3562-6111

札幌支店

〒060 札幌市中央区北3条東2-2 ☎(011)231-9211

— ところを育む環境づくりをめざして —



不動建設


取締役社長 式村 健

東京本社 / 東京都台東区台東1丁目2番1号 ☎(03)3831-9111

大阪本社 / 大阪市中央区平野町4丁目2番16号 ☎(06) 201-1121

北海道支店 / 札幌市中央区北三条西2丁目1番地 ☎(011)281-6771

総合建設コンサルタント

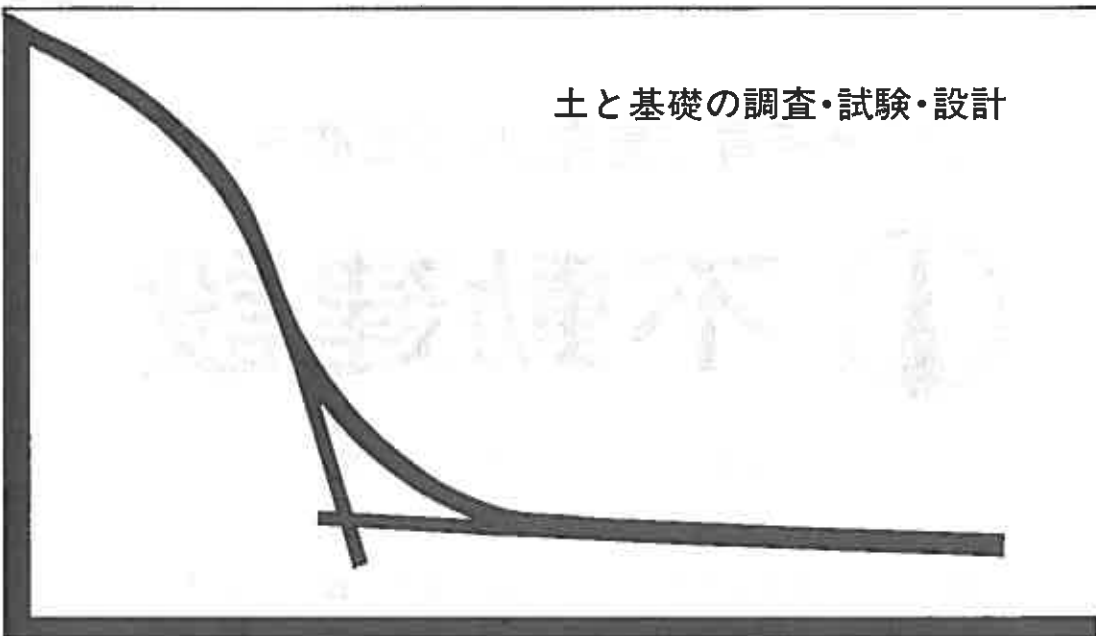
 北海道開発コンサルタント株式会社

代表取締役社長 佐藤 幸男

本社 札幌市中央区北4条西5丁目1番地 アスティ45ビル

〒060 ☎011-205-6221

土と基礎の調査・試験・設計



北海道土質コンサルタント株式会社

本社試験所／札幌市豊平区平岸1条2丁目 TEL(011)841-1466

新しい時代を創るために…新しい技術を求めて

— 今、未来へ — *MATSUMOTO-GUMI*



特定建設業

株式会社

松本組

取締役社長 松本 演之

本社 函館市吉川町4番30号 TEL (0138) 42-7131
札幌支店 札幌市北区北37条西4丁目(王陽ビル3F) TEL (011)757-2529
東京支店 東京都台東区6丁目7番16号(川久保ビル3F) TEL (03) 3834-6530

国土の開発に誠心誠意貢献する

特定建設業



宮永建設株式会社

取締役社長 宮永 龍美

《本社》石狩郡当別町字対雁通819番地
電話 (01332)3-2620番代

FAX (01332)3-2622番

《出張所》札幌市中央区北5条西6丁目道通ビル
電話 (011)222-3245番

FAX (011)222-6238番

UNICON

よりよい調査で
住みよい国土を目指す
総合地質コンサルタント

地質・土質・水・地熱温泉の調査と地入り
対策調査、環境アセスメント、土木設計

登録／建設コンサルタント・地質調査業・測量業
許可／さく井業・管工事業

株式会社 **ユニオンコンサルタント**

代表取締役 理学博士 齋藤昌之
技術士

〒001 札幌市北区麻生町7丁目3番12号U.C.BLD.
電話 (011) 746-8281 (代表)
FAX (011) 746-8284

郷土の開発と発展の担い手

稚内建設協会

稚内市末広4丁目4-2 ☎ (代) 33-5364・33-2571

会 長 中 田 豊 彦
副 会 長 佐々木 正 光
副 会 長 富 田 勉
常務理事 能 栄 清
事務局 長



株式会社 生 駒 組

取締役社長 生 駒 二 朗

〒070 本社 旭川市4条通3丁目右1号
TEL (0166) 22-1251 FAX 22-1254
〒060 支店 札幌市北区北7条西2丁目15番地(TMビル)
TEL・FAX (011) 746-2356



岩田建設株式会社

代表取締役会長 岩 田 基 義
代表取締役社長 眞 田 眞

本 社 札幌市中央区北1条東18丁目 TEL(011)221-2221
支店/営業所 東京・仙台／旭川・帯広・釧路・苫小牧・茅城



21世紀へ 豊かさを深める——とうきゅうグループ

世紀東急工業株式会社

札 幌 支 店

常務取締役支店長 高 田 和 夫

〒001 札幌市北区北10条西1丁目11番(ウラノビル)
TEL 746-5433 FAX 746-5447

優れた技術・誠意で築く

特定建設業



株式会社 田中組

代表取締役社長 倉橋力雄

本社 札幌市中央区北6条西17丁目 TEL 代表 611-3331
支店 旭川・東京・函館・釧路・帯広・苫小牧

**Favorite
and
Wondrous Earth.**

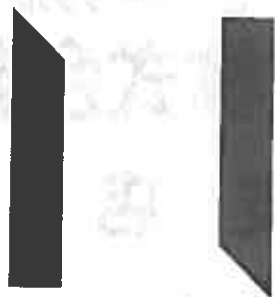
限りなくとおしいわたしたちの地球
A Clean, Sound, Safe, Healthy World for All

時代のクリエイティブ・スピリット……それは、心のゆたかな広がり。
人間の変ることのない創意とロマンは、
この大地に確かなモニュメントを残してきました。
時が流れ、世代が移っても、
人々の胸に感動を呼び起こすような創造性を育む空間として——
この緑と水の惑星・地球を

私達は、限りなくとおしいと想います。
21世紀を目前に中山組は、
この大地に調和したフォルムを
自然と、人と、時代との対話の中から求め続けているのです。



株式会社 中山組 〒065 札幌市東区北18条東1丁目13番地18
PHONE: (011)741-7111



KOKUDO

Ambience Creation

私たちは、もっと豊かな社会づくりに
貢献します。

日本国土開発株式会社

札幌支店長 川村 卓二
札幌市中央区北2条西4丁目2番地 〒060
TEL (011) 281-2041
本社/東京都港区赤坂4-9-9 〒107

国土に遺す価値を創る



株式会社 北土開発

代表取締役 古明地 宏 通

札幌市東区北8条東14丁目4番1号
TEL代表 (011) 711-3165