

# 軟弱地盤上の道路盛土に対する性能設計の試み

稲垣太浩<sup>1</sup>・三嶋信雄<sup>2</sup>・武部篤治<sup>3</sup>・藤山哲雄<sup>4</sup>・石黒健<sup>5</sup>・太田秀樹<sup>6</sup>

<sup>1</sup>正会員 日本道路公団試験研究所(〒194-8508 東京都町田市忠生 1-4-1)

<sup>2</sup>正会員 工博 川崎地質(株)事業推進本部(〒108-8337 東京都港区三田 2-11-15)

<sup>3</sup>正会員 工修 前田建設工業(株)技術研究所(〒179-8914 東京都練馬区旭町 1-39-16)

<sup>4, 5</sup>正会員 工博 前田建設工業(株)技術研究所(〒179-8914 東京都練馬区旭町 1-39-16)

<sup>6</sup>フェロー会員 工博 東京工業大学理工学研究科(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

道路盛土の設計は、近い将来性能設計に移行することが予想される。著者らはその準備として、弾粘塑性有効応力FEMを用いた道路盛土の長期変形挙動予測、対策工のパフォーマンスの事前評価、LCC試算等を含んだ最適設計を既報にて試みてきた。本論文では、道路盛土の基本的な要求性能である盛土立ち上がり時の安定性に対して、詳細かつ実務的な評価手法を新たに提示し、既往崩壊盛土の再現を試みることでその評価精度の検証を行った。さらに、ある実盛土をモデルとして、様々な対策工を想定した一連の試験解析を実施し、盛土立ち上がり時や地震時安定性を含む各種要求性能を満足し、かつLCCを最小とする最適工法の抽出過程を示すことで、軟弱地盤上の道路盛土に対する性能設計の具体像の提示を試みている。

**Key Words :** *highway-road, soft ground, elasto visco-plastic effective stress analysis stability of embankment during construction, performance design*

## 1. はじめに

軟弱地盤上の道路盛土の設計は現在、各機関の指針や設計要領に定める仕様規定に基づいて行われているが、近い将来、性能設計への移行が予定されている<sup>1)2)</sup>。性能設計では、道路盛土が施工中および供用開始後の長期間に渡って所定の要求性能(安全性、走行性、耐久性、環境適合性、経済性、維持管理の容易性等)を確保できれば、どのような設計法、施工法、施工管理法を採用してもかまわない。その代わりに、道路盛土が施工中から供用開始後の長期に渡って前述した各種の要求性能を満足することを、何らかの手法により事前に保証しておかなければならない。

性能設計への移行に向けての準備段階として、著者らは前報<sup>3)</sup>にて、有効応力に基づく弾粘塑性FEM解析手法を援用し、ある実道路盛土の供用開始後の長期残留沈下や周辺地盤の変状を再現したうえで、ライフサイクルコスト(LCC)を最小とするような軟弱地盤対策工法の選定、すなわち最適設計を試みた。この結果、有効応力FEM解析手法が性能設計の有力なツールのひとつとなりうるということが概ね明らかとなった。

一方、前報<sup>3)</sup>で行った検討には、以下に示す2つの課題が残されていた。

- ① 前報<sup>3)</sup>で対象とした軟弱地盤には表層部に砂層が厚く堆積し、盛土立ち上がり時の施工時(短期)安定性が全く問題とならない、いわば特殊なケースであった。軟弱地盤上の盛土築造に際しては、施工時の安定性確保が重要な要求性能となるが、そのための詳細かつ実務的な評価手法の提案、および検証は前報では未実施であった。
- ② 前報<sup>3)</sup>では、代表的な軟弱地盤対策工としてサンドドレーン工法と深層混合処理工法の2工法のみを取り上げ、最適設計を試みた。現実的には、押さえ盛土、緩速施工、軽量盛土、鋼材による側方流動抑止工、浅層混合処理工法や、これらの複合といった様々な対策工の形態を考える必要がある。本論文では、これら2つの課題について検討を加え、より現実的な性能設計を試行する。①の課題については、前報<sup>3)</sup>で取り扱わなかった「盛土の施工時(短期)安定性」に対し、有効応力解析手法を援用した詳細かつ実務的な照査方法を新たに提示する。軟弱地盤上の盛土の安定性照査には現在、円弧すべり法が一般的に用いられているが、この手法は盛土築造時の基礎地盤の応力変形挙動や対策工法の効果を詳

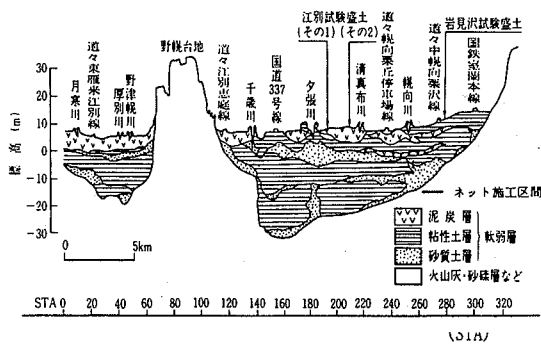


図-1 岩見沢・江別地区の地盤概要図<sup>7)</sup>

細に表現することは難しい。一方、浅岡ら<sup>4)</sup>、Tonogaito et al.<sup>5)</sup>などが提案する剛塑性極限支持力解析手法は基礎地盤の非排水支持力を直接求める有力な解析手法と考えられるが、実務における適用実績が未だ十分でないこと、また応力変形解析に加えて別途に安定照査用の解析を行わなければならないのは煩雑である。そこで本研究では、応力・変形と安定性照査を同一ツールで解析できる利点を考慮し、著者ら<sup>6)</sup>が過去に提案している「有効応力FEM解析結果を援用した軟弱基礎地盤の安定性評価手法」を採用する。本手法に残された課題は、その評価精度の検証である。今回、既往の試験崩壊盛土事例を対象とし、実務的な精度の検証、すなわち本手法による盛土崩壊の再現性の検証を試みる。

前報<sup>3)</sup>は、有効応力解析手法を援用した性能設計の可能性、成立性の概略確認を主目的とした。そのため、②で述べたように、様々なタイプの軟弱地盤対策工法を試解析の土俵に上げるには至らなかった。また、性能設計に必要な様々な要求性能（環境適合性、盛土施工時の安定性、地震時安定性、経済性など）の照査に関する検討も不十分であった。本論文では、この点についても工夫を加え、多種多様な対策工を想定して、より現実的な条件下での適用性確認と最適工法の抽出を試みることで、性能設計の具体像の提示を試みるものである。

## 2. 北海道縦貫道岩見沢・江別地区における盛土築造時および供用開始後の地盤変状

前報<sup>3)</sup>でモデルケースとした常磐自動車道神田地区は表層に砂層が厚く堆積し、盛土立ち上がり時の施工時安定性は全く問題とされなかった。今回対象とする北海道縦貫道岩見沢・江別地区の地盤概要を図-1に示す<sup>7)</sup>。本地点は表層まで軟弱粘性土層や

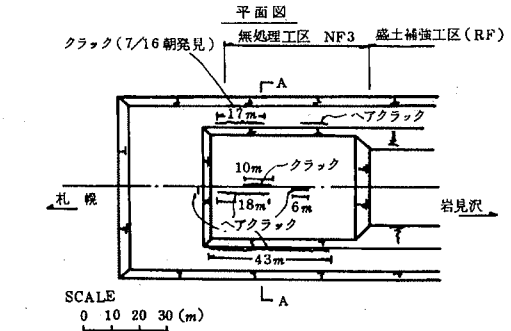


図-2(a) 江別試験盛土におけるクラック発生状況<sup>8)</sup>

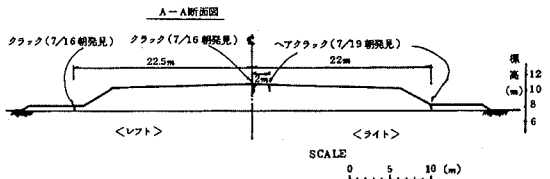


図-2(b) 岩見沢・江別試験盛土の実盛立工程

低強度の泥炭層が連続して存在し、本線施工に先立って行われた試験盛土では、盛土にクラックが発生するなど、一見、不安定な状況が観察された<sup>8)</sup>。図-2(a)は、一例として江別試験盛土におけるクラック発生状況<sup>8)</sup>を示している。試験盛土開始後、予定の盛土高さに至る前に図-2(a)のようなクラックが多数発見され、盛土～軟弱基礎地盤の不安定化が問題となった。このため、試験盛土では「3年盛土」と称される超緩速施工が行われ、軟弱基礎地盤の強度発現を待ちながら盛土が行われた。図-2(b)には、岩見沢・江別試験盛土の実施工工程の上に日本道路公団設計要領<sup>9)</sup>に示された緩速施工の基準盛立速度を併記した。江別試験盛土は全くの無対策であったが、岩見沢試験盛土では押し盛土工が施されている。実施工速度は、特に無対策であった江別試験盛土では設計要領に示された基準盛立速度よりもかなり遅い。本工事は、動態観察施工の本格導入のための試行的な試験盛土であり、また当時、盛土～軟弱基礎地盤の安定性を詳細に評価する手法が

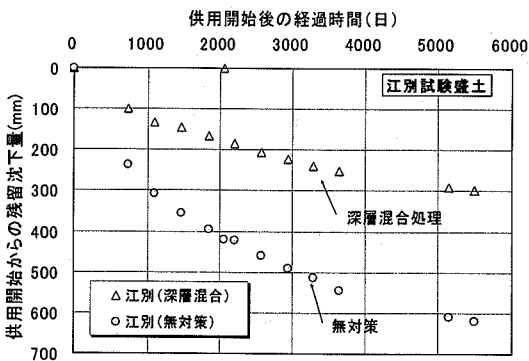
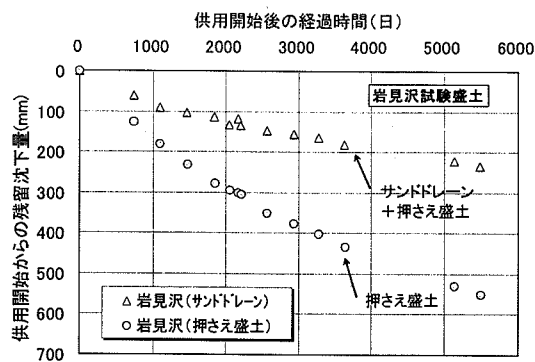


図-3 岩見沢・江別地区における供用後長期残留沈下の実測値

なかったために、これをどこまで早めることができるかも不明であったものと思われる。このため、北海道の長い冬季休止期間を利用した、図-2(b)のような、設計要領に示された値よりも遅い、安全側の施工速度が採用される結果となった。盛土施工時の軟弱基礎地盤の安定性を定量的に評価する手法が当時存在しておれば、盛土が崩壊しないぎりぎりの施工速度を採用することも可能であったかもしれない。図-3は、岩見沢・江別地区における供用後残留沈下の状況を表している。前報<sup>3)</sup>で取扱った神田地区ほどではないにせよ、道路供用開始後に長期間にわたって残留沈下が発生している。短期の施工時安定性の問題に加えて、実際には長期残留沈下の問題も発生し、これに対する供用後の維持補修も必要であったことが伺われる。また実測データを見る限り、供用後残留沈下に関してはサンドドレーン工法や深層混合処理工法などの対策工の効果は明白である。なお、サンドドレーンは直径0.4mの三角形配置2mピッチ、深層混合処理は50%の改良率(いずれも改良深さは約10m)が採用された。

軟弱地盤上に道路盛土を建造する際には、岩見沢

・江別地区のような盛土立上がり時の施工時安定性の問題と、神田地区<sup>3)</sup>のような供用後の長期残留沈下の問題が同時に生ずることが、むしろ普通と思われる。2つの問題を同時に解決する最適設計、最適な軟弱地盤対策工法はどのようなものなのか。以下では、このような観点から、軟弱地盤対策工の性能設計を試みる。

### 3. 軟弱地盤上の道路盛土の施工時安定性評価手法の提案と精度の検証

#### (1) 実試験盛土を対象とした有効応力FEM解析手法の再現性の確認

本論文では、軟弱地盤上の道路盛土の施工時安定性の評価手法として、慣用の円弧すべり法よりも詳細なモデル化、軟弱地盤の挙動予測、あるいは対策工のパフォーマンス評価等が可能で、かつ剛塑性極限支持力解析手法よりも簡易、実務的な方法として、前報<sup>3)</sup>で用いた有効応力解析手法を援用した評価方法<sup>6)</sup>を採用する。これにより、3章で述べる「施工時の短期安定性」と4章で述べる「供用後の長期残留沈下」の2つの問題を、同一のツールで評価することが可能となる。軟弱基礎地盤の施工時安定性評価法の提案に先立ち、このツールの計算精度、再現性を、前報<sup>3)</sup>と同様、実試験盛土の実測データとの比較照合により再度チェックしておく。

解析に用いた手法は、土の構成則として関口・太田モデル<sup>10)</sup>を取り込んだ有効応力解析手法である。岩見沢および江別試験盛土の解析モデルを図-4(a)(b)に示す。盛土横断方向の二次元平面ひずみモデルを作成し、図中に併記した変位・水理境界条件を課した。解析に必要な各種パラメータは、当該地盤の土質調査試験結果を基に客観的に設定し、実測されていないものについては、塑性指数 $I_p$ をもとにIizuka and Ohta<sup>11)</sup>の手法により推定した。泥炭層の強度定数 $M$ については、及川ら<sup>12)</sup>が示した泥炭の含水比～内部摩擦角関係をもとに自然含水比を用いて推定した。解析に用いたパラメータの一覧を表-1(a)(b)に示す(各種パラメータの決定根拠は表中に併記している)。なお、岩見沢および江別試験盛土では、通常盛土の他に押さえ盛土、サンドドレーン、深層混合などの各種対策工の試験盛土も実施されている。サンドドレーンについては、2mピッチで3次元配置されるドレーンと土の複合体を一樣な2次元の改良地盤として等価な透水係数を与えて表現した(等価透水係数の設定についての詳細は前

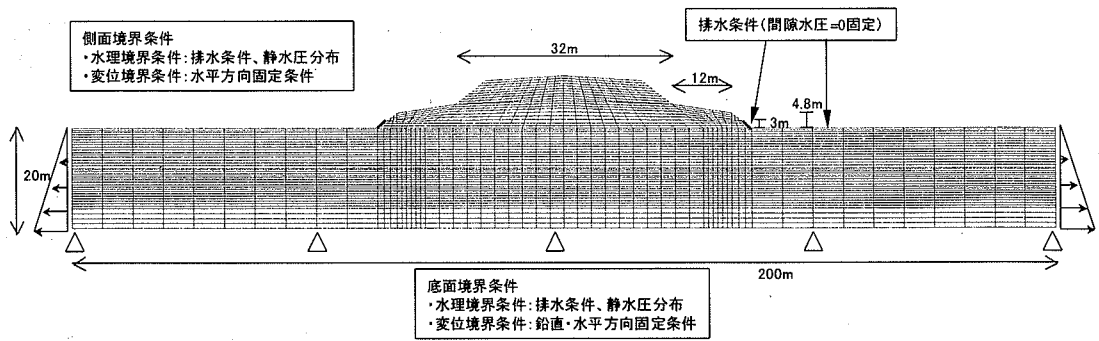


図-4(a) 岩見沢試験盛土解析モデル

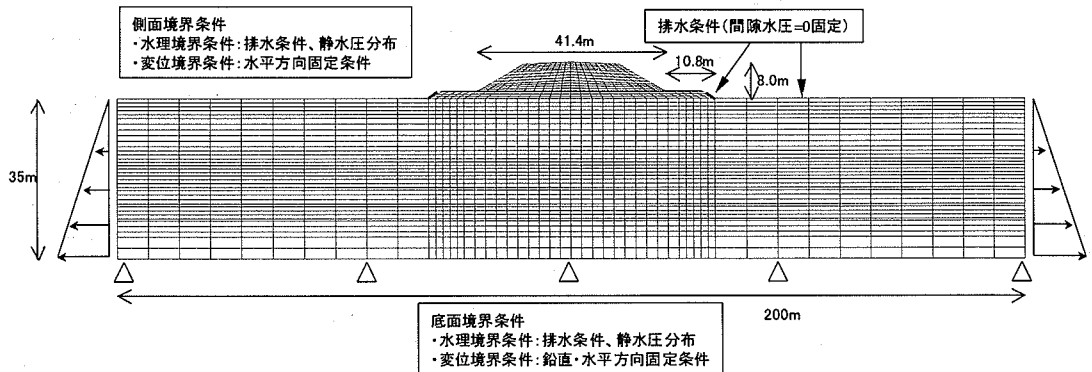


図-4(b) 江別試験盛土解析モデル

報<sup>3)</sup>を参照)。また深層混合については、改良部と非改良部の面積比率(改良率 50%)を考慮して各々の弾性係数を単純平均し、改良地盤を2次元の等価な一様線形弾性体としてモデル化した。ここに、改良体の弾性係数  $E$  は、杭体の設計一軸圧縮強度  $qu=100(\text{kN/m}^2)^{7)}$ 、および既往のセメント改良土の実績データによる  $qu \sim E$  の関係<sup>13)</sup>を参考に  $E=100qu$  として弾性係数  $E$  を求め、一方非改良部の弾性係数  $E$  は、地盤の変形が改良部の杭体によって受けもたれると仮定し  $E=0$  とした(すなわち非改良部の変形抵抗性は無視した)。以上のように、サンドドレーン改良部は透水係数の改善、深層混合改良部は変形抵抗性の改善によりその効果を表現している。

岩見沢・江別試験盛土における施工中の盛土実測沈下挙動(盛土中央位置での地表面沈下)を解析結果と比較した例が図-5(a)(b)である。数多く実施された試験盛土のうち、岩見沢地区の押え盛土工区、サンドドレーン工区および江別地区の無対策工区、深層混合処理工区の地表面位置での時間～沈下曲線を一例として示している。解析値と実測値は完全な一致を見ないまでも、沈下量の大きさや時系列変化など、実測挙動を概ね追跡できていることが分かる。

図-6(a)(b)には、同じく施工中の基礎地盤内間隙水圧の比較結果を示す。岩見沢、江別の各々で、無対策と対策時の両者を比較している。沈下量と同様、無対策時の間隙水圧挙動や対策工の効果などを概ね表現できている。施工時の基礎地盤の側方流動に関して解析値と実測値を比較した結果が、図-7(a)(b)である。図-7(a)は、盛土法尻位置に設置された変位杭の水平変位の推移を時系列で比較した結果、図-7(b)は江別試験盛土で実測された傾斜計による地中水平変位分布との比較例である。水平変位の時系列変化、地中水平変位分布のいずれも、実測傾向に類似した計算結果が得られていることが図より見て取れる。

以上で述べたように、試験盛土築造中の基礎地盤の応力・変形挙動に関しては、サンドドレーンや深層混合による地盤対策工を施したケースも含め、本論文で用いる弾粘塑性有効応力解析手法により実務上問題ない精度で実測挙動を再現できている。前報で示した神田地区<sup>3)</sup>、ならびに本論文の岩見沢・江別という性状の異なる3種類の軟弱基礎地盤に対する適用結果をもってツールの精度、再現性を確認できたものとみなし、基礎地盤の安定性評価への適用

表-1(a) 解析に用いたパラメーター一覧 (岩見沢試験盛土)

土質	深度 (m)	透水係数 (m/sec) k	ポアソン比 $\nu'$	単位体積 重量 (kN/m <sup>3</sup> ) $\gamma$	圧縮指数 $\lambda$	膨潤指数 $\kappa$	透水係数 変化率 <sup>※1</sup> $\omega$	先行時の 静止土圧 係数 $K_0$	初期の静 止土圧係 数 $K_1$	先行時の 間隙比 $e_0$	先行時の 鉛直応力 (kPa) $\sigma_{v0}$	初期の 鉛直応力 (kPa) $\sigma_{v1}$	過圧密比 OCR	限界 応力比 <sup>※2</sup> M	非可逆比 $\Lambda$	内部 摩擦角 (°) $\phi'$	弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> ) E	サドレーン等価 透水係数 $k_{eq}$ <sup>※3</sup> (m/sec)	
																		kcv	kch
粘土	0.00 0.70	$6.0 \times 10^{-9}$	0.347	14.4	0.309	0.099	3.10	0.53	1.66	1.165	20.0	1.6	12.5	1.19	0.680	29.8	-	$3.7 \times 10^{-7}$	$1.6 \times 10^{-8}$
	0.70 1.70	$6.0 \times 10^{-9}$	0.343	14.9	0.265	0.078	3.54	0.52	0.94	1.174	20.7	5.7	3.6	1.24	0.706	30.8		$3.7 \times 10^{-7}$	$1.6 \times 10^{-8}$
	1.70 2.70	$6.0 \times 10^{-9}$	0.337	15.6	0.212	0.056	4.26	0.51	0.67	1.047	20.1	11.2	1.8	1.29	0.734	31.9		$3.7 \times 10^{-7}$	$1.6 \times 10^{-8}$
泥炭	2.70 3.70	$2.1 \times 10^{-8}$	0.333	10.2	1.781	0.575	0.97	0.50	0.61	7.896	21.4	14.3	1.5	2.30	0.677	56.2	-	$3.8 \times 10^{-7}$	$5.5 \times 10^{-8}$
	3.70 4.80	$2.1 \times 10^{-8}$	0.333	10.2	1.781	0.611	0.97	0.50	0.61	7.883	22.1	14.7	1.5	2.30	0.657	56.2		$3.8 \times 10^{-7}$	$5.5 \times 10^{-8}$
	4.80 5.70	$2.1 \times 10^{-8}$	0.333	10.2	1.781	0.641	0.97	0.50	0.61	7.872	22.7	15.1	1.5	2.30	0.640	56.2		$3.8 \times 10^{-7}$	$5.5 \times 10^{-8}$
粘土	5.70 6.90	$6.0 \times 10^{-9}$	0.379	13.8	0.488	0.203	2.17	0.61	0.80	2.688	35.5	17.7	2.0	1.02	0.584	25.9	-	$3.7 \times 10^{-7}$	$1.6 \times 10^{-8}$
	6.90 8.00	$6.0 \times 10^{-9}$	0.359	15.1	0.257	0.092	4.15	0.56	0.75	1.316	46.1	23.0	2.0	1.12	0.642	28.2		$3.7 \times 10^{-7}$	$1.6 \times 10^{-8}$
	8.00 8.60	$1.7 \times 10^{-8}$	0.333	10.0	1.564	0.564	1.12	0.50	0.61	7.099	39.0	26.0	1.5	2.30	0.639	56.2		$3.8 \times 10^{-7}$	$4.5 \times 10^{-8}$
泥炭	8.60 9.50	$1.7 \times 10^{-8}$	0.333	10.0	1.564	0.572	1.12	0.50	0.61	7.097	39.2	26.2	1.5	2.30	0.634	56.2	-	$3.8 \times 10^{-7}$	$4.5 \times 10^{-8}$
	9.50 10.20	$6.0 \times 10^{-9}$	0.365	12.6	0.658	0.243	1.57	0.58	0.77	3.255	54.5	27.2	2.0	1.10	0.630	27.8		$3.7 \times 10^{-7}$	$1.6 \times 10^{-8}$
	10.20 11.30	$6.0 \times 10^{-9}$	0.36	13.3	0.567	0.210	1.81	0.56	0.75	3.062	60.3	30.1	2.0	1.10	0.630	27.8		$3.7 \times 10^{-7}$	$1.6 \times 10^{-8}$
シルト	11.30 12.10	$1.0 \times 10^{-8}$	0.344	17.5	0.156	0.047	5.38	0.52	0.72	0.856	70.2	35.1	2.0	1.22	0.697	30.5	-	$3.7 \times 10^{-7}$	$2.6 \times 10^{-8}$
	12.10 13.00	$1.0 \times 10^{-8}$	0.344	17.5	0.156	0.047	5.38	0.52	0.72	0.867	83.4	41.7	2.0	1.22	0.697	30.5		$3.7 \times 10^{-7}$	$2.6 \times 10^{-8}$
	13.00 14.00	$3.0 \times 10^{-9}$	0.344	17.5	0.156	0.047	5.38	0.52	0.72	0.866	98.0	49.0	2.0	1.22	0.697	30.5		$3.0 \times 10^{-8}$	$3.0 \times 10^{-9}$
粘土質砂	14.00 15.00	$3.0 \times 10^{-9}$	0.344	17.5	0.156	0.047	5.38	0.52	0.72	0.866	113.4	56.7	2.0	1.22	0.697	30.5	-	$3.0 \times 10^{-8}$	$3.0 \times 10^{-9}$
	15.00 16.00	$3.0 \times 10^{-9}$	0.344	17.5	0.156	0.047	5.38	0.52	0.72	0.854	128.9	64.4	2.0	1.22	0.697	30.5		$3.0 \times 10^{-8}$	$3.0 \times 10^{-9}$
	16.00 20.00	$1.0 \times 10^{-8}$	0.333	18.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		9800	$1.0 \times 10^{-7}$
物性決定根拠	圧密試験結果より	$\nu = K_0 / (1 + K_0)$	土質調査結果より	圧密試験結果より	Massarschの式より	Alpanの式より	圧密試験結果より	単位体積重量と深度より	$\sigma'_{v0} / \sigma'_{v1}$	$M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$	圧密試験結果より	Kennyの式より	等価透水係数を算定						

※1 ドレーン直径 $d_w=40\text{cm}$ , ドレーン $r_d=r_w=2.0\text{m}$ , 正三角形配置, 透水係数 $k_w=1.0 \times 10^{-7}\text{m/sec}$ として算出  
 ※2 泥炭層の限界応力比Mは含水比 $w$ と $\phi'$ の関係より<sup>12)</sup>  
 ※3 透水係数は間隙比により変化した,  $k = k' \exp\{w(e - e_0)\}$ と定義

表-1(b) 解析に用いたパラメーター一覧 (江別試験盛土)

土質	深度 (m)	透水係数 (m/sec) k	ポアソン比 $\nu'$	単位体積 重量 (kN/m <sup>3</sup> ) $\gamma$	圧縮指数 $\lambda$	膨潤指数 $\kappa$	透水係数 変化率 <sup>※1</sup> $\omega$	先行時の 静止土圧 係数 $K_0$	初期の静 止土圧係 数 $K_1$	先行時の 間隙比 $e_0$	先行時の 鉛直応力 (kPa) $\sigma_{v0}$	初期の 鉛直応力 (kPa) $\sigma_{v1}$	過圧密比 OCR	限界 応力比 <sup>※2</sup> M	非可逆比 $\Lambda$	内部 摩擦角 (°) $\phi'$	弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> ) E	コーン 指数 <sup>※3</sup>
泥炭混じり 粘土	4.30 6.78	$5.0 \times 10^{-9}$	0.42 (0.2 <sup>※1</sup> )	14.7	0.492	0.250	5.00	0.72	0.94	2.279	56.9	56.9	1.0	0.86	0.492	22.1	5000 <sup>※1</sup>	
泥炭混じり 粘土	6.78 8.02	$5.0 \times 10^{-9}$	0.35 (0.2 <sup>※1</sup> )	16.7	0.181	0.065	5.00	0.54	1.02	1.122	83.6	83.6	1.0	1.12	0.641	28.2	5000 <sup>※1</sup>	
シルト質砂	8.02 9.26	$3.0 \times 10^{-9}$	0.33 (0.2 <sup>※1</sup> )	17.6	-	-	-	0.50	0.50	-	-	103.7	-	-	-	-	960 (5000 <sup>※1</sup> )	
泥炭混じり 粘土	9.26 10.50	$5.0 \times 10^{-9}$	0.35 (0.2 <sup>※1</sup> )	14.7	0.181	0.065	5.00	0.54	0.77	0.893	122.5	122.5	1.0	1.12	0.641	28.2	5000 <sup>※1</sup>	
シルト質砂	10.50 13.10	$3.0 \times 10^{-9}$	0.33	14.9	-	-	-	0.50	0.50	-	-	149.0	-	-	-	-	1280	
粘性土	13.10 16.80	$5.0 \times 10^{-9}$	0.33	17.0	0.116	0.033	5.00	0.50	0.68	0.894	196.6	196.6	1.0	1.25	0.713	31.1	-	
細砂	16.80 17.60	$3.0 \times 10^{-9}$	0.33	18.6	-	-	-	0.50	0.50	-	-	233.1	-	-	-	-	1380	
粘性土	17.60 19.40	$5.0 \times 10^{-9}$	0.33	17.5	0.116	0.033	5.00	0.50	0.66	0.958	255.1	255.1	1.0	1.25	0.713	31.1	-	
細砂	19.40 20.00	$3.0 \times 10^{-9}$	0.33	18.6	-	-	-	0.50	0.50	-	-	275.2	-	-	-	-	1080	
粘性土	20.00 23.00	$5.0 \times 10^{-9}$	0.33	18.4	0.116	0.033	5.00	0.50	0.65	1.060	306.7	306.7	1.0	1.25	0.713	31.1	-	
細砂	23.00 23.60	$3.0 \times 10^{-9}$	0.33	17.2	-	-	-	0.50	0.50	-	-	337.6	-	-	-	-	860	
粘性土	23.60 26.20	$5.0 \times 10^{-9}$	0.33	18.3	0.123	0.037	5.00	0.50	0.59	1.094	365.0	365.0	1.0	1.23	0.703	30.7	-	
細砂	26.20 26.70	$3.0 \times 10^{-9}$	0.33	18.6	-	-	-	0.50	0.50	-	-	391.9	-	-	-	-	1080	
粘性土	26.70 30.20	$5.0 \times 10^{-9}$	0.33	18.3	0.116	0.033	5.00	0.50	0.49	1.063	426.7	426.7	1.0	1.25	0.713	31.1	-	
砂れき	30.20 35.00	$3.0 \times 10^{-9}$	0.33	17.6	-	-	-	0.50	0.50	-	-	486.9	-	-	-	-	1940	
物性決定根拠	圧密試験結果より	$\nu = K_0 / (1 + K_0)$	土質調査結果より	$w_n - C_c$ の関係から	$\kappa = \lambda / (1 - \Lambda)$ より	圧密試験結果より	Massarschの式より	Alpanの式より	$e_i, \lambda, OCR$ の関係より	OCR=1.0と仮定	単位体積重量と深度より	OCR=1.0と仮定	$M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$	Karubeの式より	Kennyの式より	コーン指数より		

※1 深層混合処理時の値,  $a_v=100$  (kN/m<sup>2</sup>), 改良率 $\alpha=50$  (%) ,  $E=100 \cdot \alpha \cdot q_p$ として算定  
 ※2 泥炭層のMは含水比 $w$ と $\phi'$ の関係より<sup>12)</sup>  
 ※3 透水係数は間隙比により変化した,  $k = k' \exp\{w(e - e_0)\}$ と定義

に議論を進める。

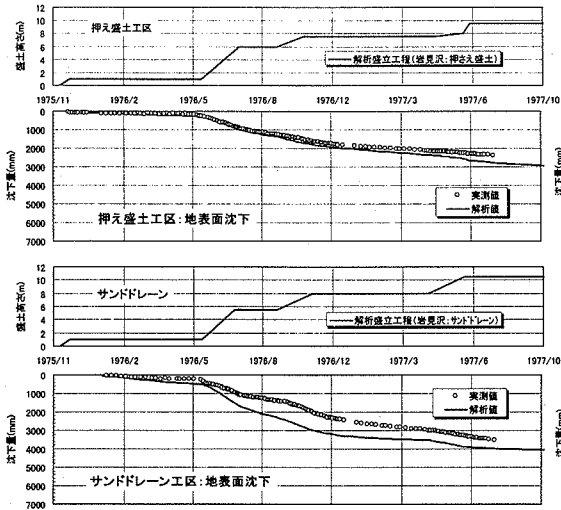


図-5(a) 岩見沢試験盛土における施工時盛土沈下挙動の比較例（押さえ盛土・サンドドレーン工区）

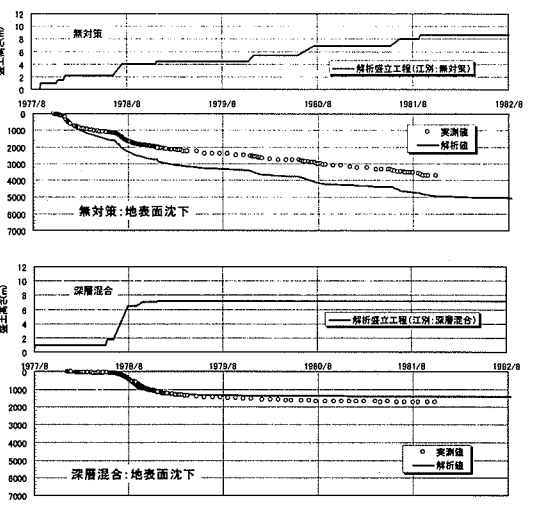


図-5(b) 江別試験盛土における施工時盛土沈下挙動の比較例（無対策・深層混合処理工区）

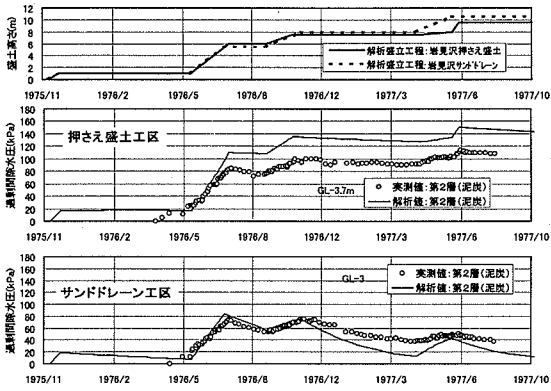


図-6(a) 岩見沢試験盛土における基礎地盤間隙水圧挙動の比較例

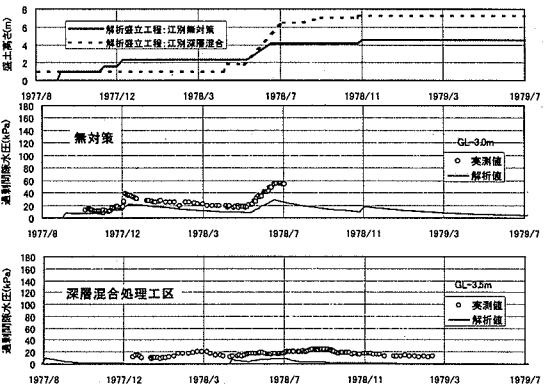


図-6(b) 江別試験盛土における基礎地盤間隙水圧挙動の比較例

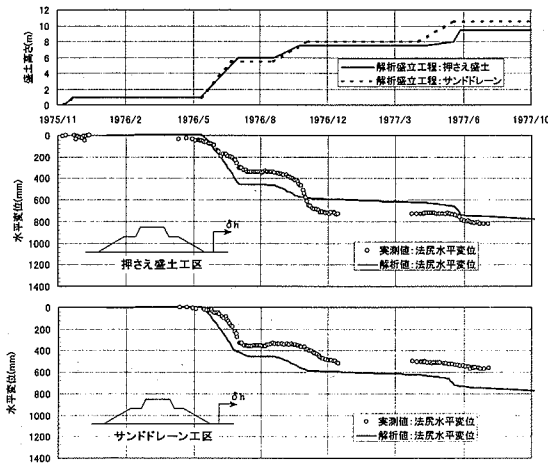


図-7(a) 岩見沢試験盛土における法尻位置の地表面水平変位の比較例

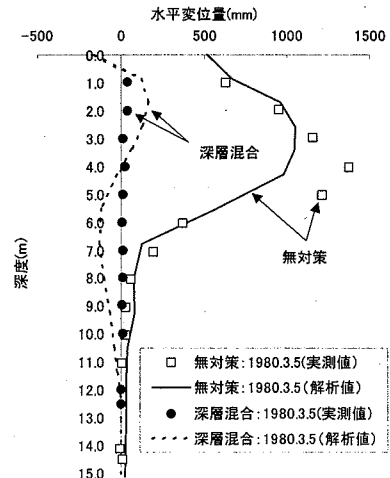


図-7(b) 江別試験盛土における地中水平変位の比較例

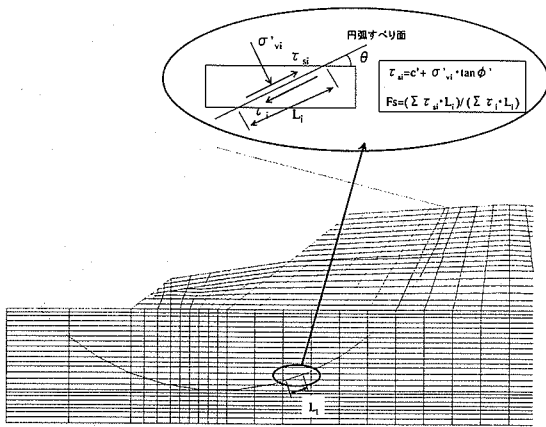


図-8 有効応力解析結果を用いた安定性評価法<sup>9)</sup>

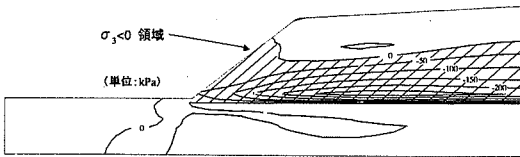


図-9 岩見沢試験盛土における盛立完了時の最小主応力コンター

## (2) 盛土～軟弱基礎地盤の施工時安定性評価手法と精度の検証

前報<sup>3)</sup>では、弾粘塑性有効応力解析手法を用いて盛土立ち上がり時の基礎地盤の局所安全率コンターを出力し、安定性の概略評価を行った。しかし、例えば基礎地盤全体が崩壊に至るか否か、どの時点で崩壊が生ずるのか、といった定量評価には至らなかった。本論文では、この点について新たな考え方を示す。

著者ら<sup>9)</sup>が提案した安定性評価手法の一試案を模式的に示したものが図-8である。FEM解析により、盛土築造中の基礎地盤内の有効応力状態を計算する。次に、基礎地盤を通る円弧すべり線を設定し、FEMモデルの中ですべり線を横切るすべての要素に関して、すべり線上に働く有効鉛直応力 $\sigma'_v$ とせん断応力 $\tau_v$ を求め、図中に併記した算式によりすべり安全率を算定する。盛土築造に伴う基礎地盤内での過剰間隙水圧の発生や消散、盛土形状に対応した地中有効応力増分や対策工の効果などを詳細に考慮した上で、すべり安全率を定量的に評価することが可能となる。なお、円弧すべり線については、FEMモデルの中ですべり線位置を種々に変えて最小安

全率を与える円弧を求めるべきだが、今回はプログラム未整備のため、慣用の円弧すべり計算を別途実施し、これから求まる円弧に固定して計算を行った。

2章で述べたように、岩見沢、江別の試験盛土では基礎地盤を含む全体的なすべり崩壊が生じた訳ではなかったものの、盛土表面にクラックが観察されている。図-9は、岩見沢試験盛土の盛土完成時における最小主応力コンターの解析結果を描いたものである。軟弱地盤上に盛土を築造すると、盛土体は基礎地盤の変形に追従して変形せざるをえない。このため、盛土体には斜線で示した広範囲な領域で引張り応力が発生することがわかる。このテンション領域が盛土体表面まで進展し、実現象に見られたクラックの発生を引き起こしたと予想される。現行の設計要領<sup>9)14)</sup>においても、慣用円弧滑り計算の中で盛土のテンションクラックを考慮したり、盛土の高さ方向すべてにクラックが生じた場合の計算を促すなど、盛土内のクラック発生を念頭においた計算方法が示されている。そこで、図-9に示した計算結果やこれら現行設計の考え方を考慮し、図-8に示したFEMに基づくすべり計算でも、盛土体を計算領域から外して盛土体のすべり抵抗をみないことで、安全側に基礎地盤内部のみで力の釣り合いを考慮することとした。ただし、本来は、地盤条件、盛土条件毎に異なる盛土のテンションクラック発生領域を考慮し、円弧すべり計算の領域を定めることが望ましいものと思われる。

岩見沢、江別試験盛土を対象として、盛土築造時の基礎地盤のすべり安全率を図-8の方法で求めた。その結果が図-10(a)(b)である。実情通りの超緩速施工では、施工中も盛土完成後も安全率は1を切ることはなく、最低でも1.2程度の値を保持している。岩見沢、江別試験盛土が崩壊することなく、無事築造を完了した事実と対応している。図-9、図-10の結果を見比べると、「盛土表面でのクラック発生」と「基礎地盤を含む盛土全体の崩壊」とは必ずしも一致せず、クラックの発生が即座に盛土崩壊を意味するとは限らないことが伺われる。

再び図-10を見ると、岩見沢試験盛土の「押さえ盛土」のケースでは無対策と大差のない安全率を与えているが、サンドドレーンを打設すると基礎地盤の安定性はかなり向上し、緩速施工の場合、安全率は2に近い十分な値を示すこととなる。ドレーン打設により基礎地盤内の有効応力が早期に増加したことによるものと考えられる。一方、この盛立中における途中の放置期間を仮に全て省略すると、盛土速度は設計要領<sup>9)</sup>に示される通常の規準施工速度に近い早

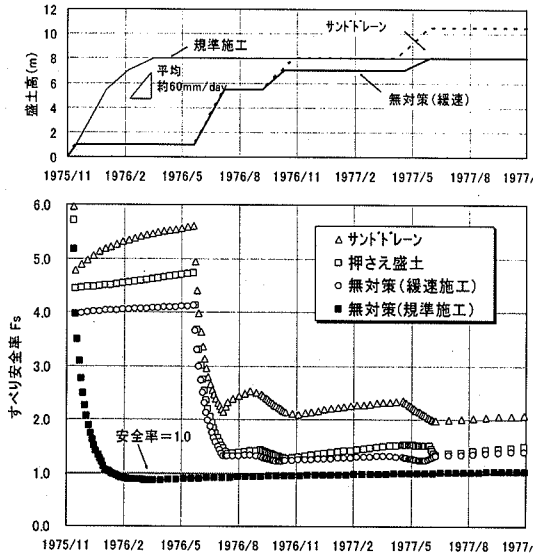


図-10(a) 岩見沢試験盛土の施工時安全率の解析結果

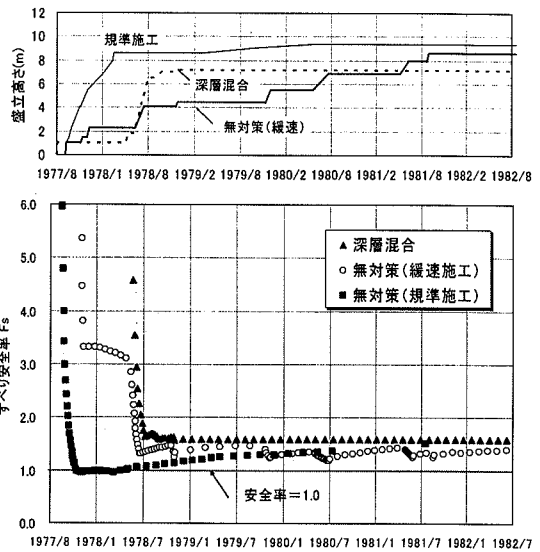


図-10(b) 江別試験盛土の施工時安全率の解析結果

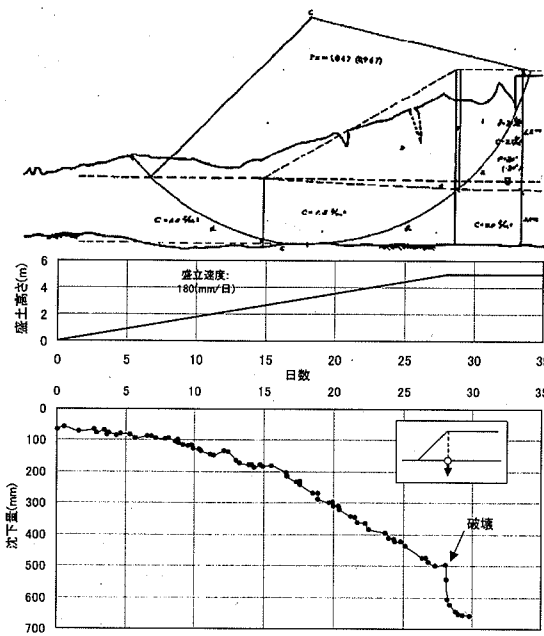


図-11(a) 袋井試験盛土の概要と沈下時系列<sup>15)</sup>

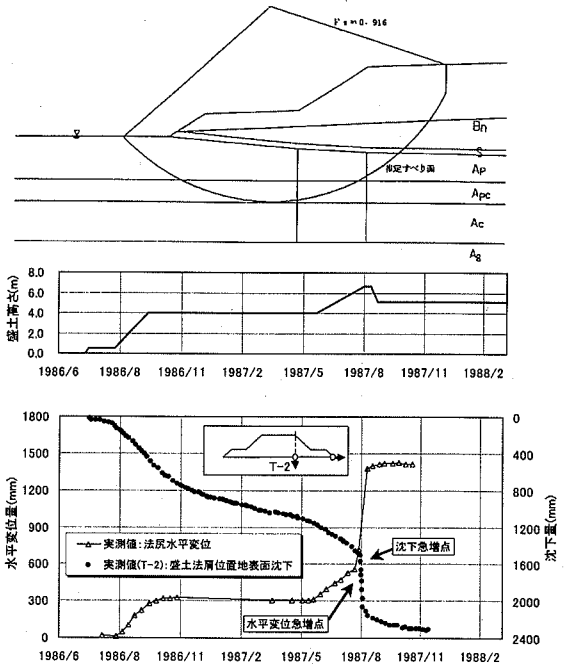


図-11(b) 横手試験盛土の概要と沈下・水平変位時系列<sup>16)</sup>

さ(平均約 6cm/日)になる。この解析結果を図-10(a)(b)では便宜的に「規準施工」として併記したが、この場合、岩見沢・江別とも安全率の試算結果は盛土築造早期に1を下回っている。岩見沢・江別試験盛土で緩速施工を採用したことが、盛土安定性確保の面からは、実は極めて妥当な対処であったことを物語る。

岩見沢、江別試験盛土では、緩速施工により盛土の完全崩壊を回避した。提案手法の妥当性及精度を検証するためには、このように安定な状態で盛れた事例ではなく、実際に完全崩壊の生じた事例を再現できるか否かの検討が必要と思われる。図-11(a)(b)には、その代表事例として、袋井<sup>15)</sup>・横手<sup>16)</sup>の2箇所の試験崩壊盛土事例を示す。試験盛土崩壊後の



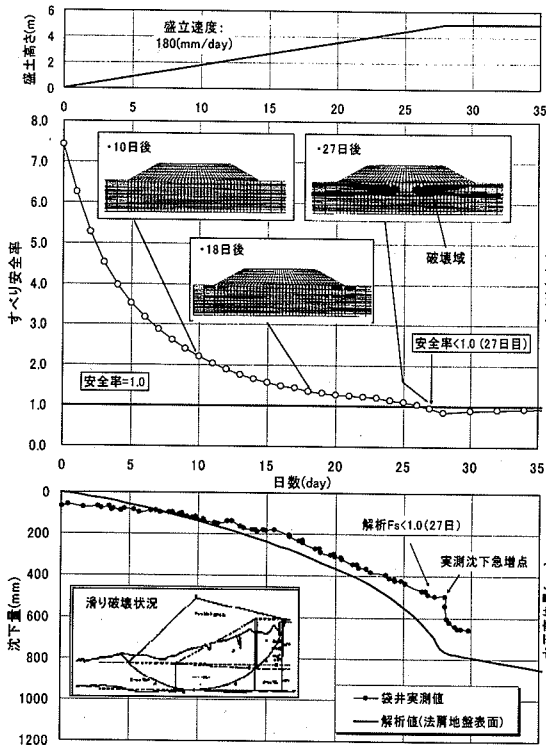


図-12(a) 袋井試験盛土の再現解析結果

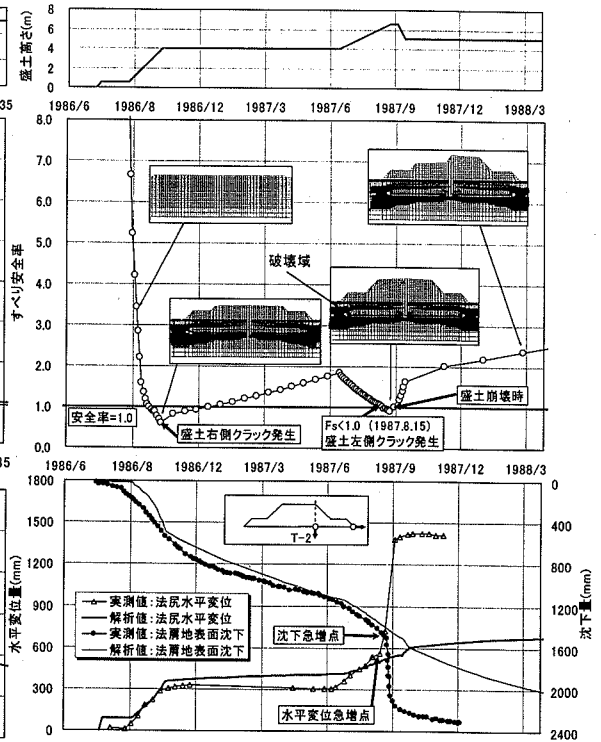


図-12(b) 横手試験盛土の再現解析結果

形状スケッチおよび盛土沈下・側方変位データ(崩壊発生以降は測定不能となっている)を图中に示した。盛土沈下(袋井・横手)や法尻の側方変位(横手)はある時点(图中の矢印)で急増し、盛土崩壊の発生時点を明確に捉えている。図-8 に示した手法により、この2つの試験崩壊盛土の安全率を追跡した。その結果が図-12(a)(b)である。いずれも古い事例であるため、解析に必要なパラメータは自然含水比や一軸圧縮強度をもとに推定したが、基礎地盤のパラメータ等は必ずしも明白ではなく、幾つかの仮定や推定を加えざるを得なかった。このため、解析結果は実情に完全に一致するものとはなっていないが、いずれの試験盛土も、崩壊が生じたと考えられる時点の付近ですべり安全率が1を下回り、盛土崩壊の発生時点を概ね再現することに成功していると思われる。横手試験盛土では、一次盛土終了時に堤体にクラックが発生し、盛土崩壊の予兆が見られた。そして二次盛土完成直前に完全崩壊が生じており、図-12(b)に示した解析結果は、このような2回にわたる盛土不安定化の発生を概ね再現できているものと思われる。盛土沈下や側方変位についても、安全率が1以下となった時点(图中に矢印で併記)の近くで基礎地盤内に破壊領域が急速に拡大し、沈下や側方変位が

急増している。この計算結果もまた、実測挙動によく対応しているが、崩壊発生以降の変形については当然、破壊状態を解析に取り入れることができない本解析では追跡できていない。

以上、本論文で提案した盛土の施工時安定性評価手法の妥当性、実務的な精度を、完全崩壊(袋井、横手)あるいは安定な状態で築造できた(岩見沢、江別)幾つかの試験盛土の再現解析により概ね確認することができた。本手法を性能設計の要求性能のひとつである「盛土の施工時(短期)安定性」照査のためのツールとして、次章で用いる。

#### 4. 軟弱地盤上の道路盛土の供用後長期残留沈下の再現と維持補修費用の予測

既報<sup>3)</sup>で行った神田地区の検討と同様、弾粘塑性有効応力解析により供用後の長期残留沈下量を予測し、これを用いて維持管理補修費の推定を試みた。

図-13(a)に、既報<sup>3)</sup>で述べた神田地区の長期残留沈下の再現結果を再掲する。同様にして、図-3に示した岩見沢および江別地区の供用後残留沈下に対して計算値と実測値を比較した結果が図-13(b)(c)

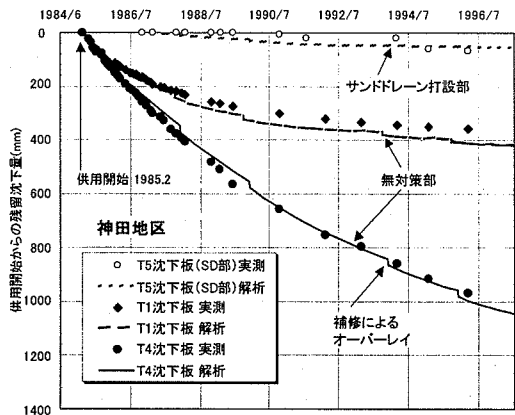


図-13(a) 供用後長期残留沈下に関する比較結果 (神田地区)<sup>3)</sup>

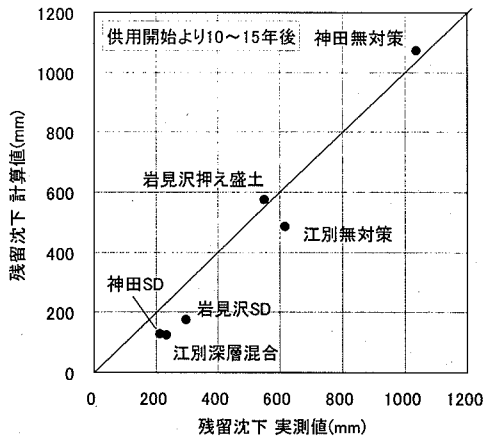


図-14 供用後残留沈下の実測値と計算値の比較

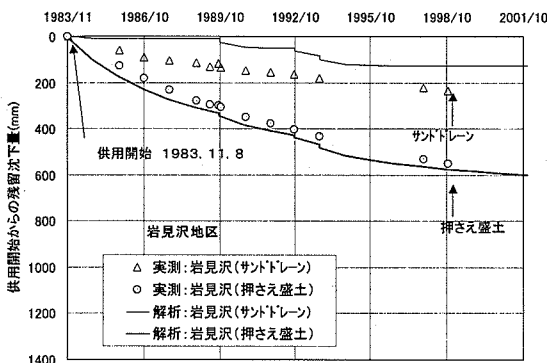


図-13(b) 供用後長期残留沈下に関する比較結果 (岩見沢地区)

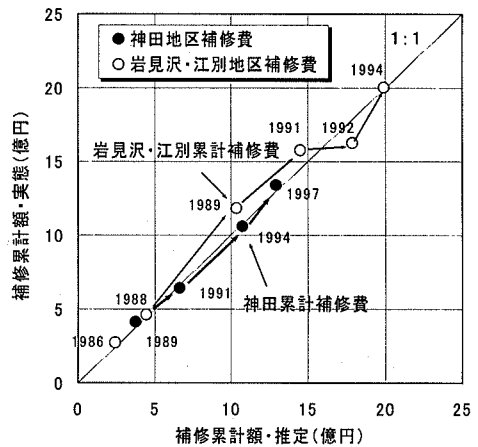


図-15 維持補修費用の予測値と実態の比較結果

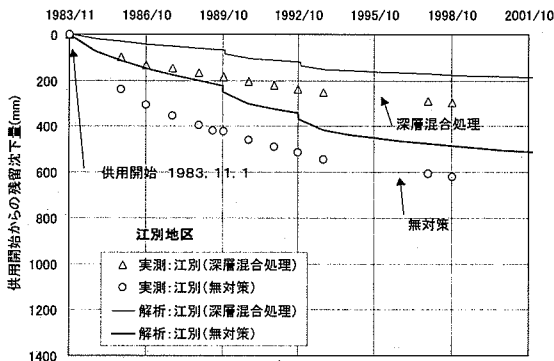


図-13(c) 供用後長期残留沈下に関する比較結果 (江別地区)

である。神田地区と同様、無対策および対策工実施箇所の両者に対して比較を行っている。3地点共に、FEM解析は供用後の長期残留沈下傾向を概ね再現できていることが図より分かる。軟弱地盤の特性、対策工の種類が各々異なる3地点の供用後残留沈下

について、実測値を横軸に、計算値を縦軸にとって両者の関係を求めた結果が図-14である。供用開始後20年間の残留沈下量を比較している。若干のばらつきはあるものの、プロットは概ね1:1ラインの付近に位置し、長期残留沈下量を実務的に十分な精度で再現できていることを示している。

岩見沢、江別地区について、この長期残留沈下の計算結果を用いて維持補修費用の算定を試みた。前報<sup>3)</sup>と同様の手法により、高橋ら<sup>18)</sup>によりまとめられた盛土中央残留沈下量～各種補修費関係、および神田地区の実態から作成された敷地境界残留沈下量～田畑補修工事費関係<sup>3)</sup>を用いて試算を行った。岩見沢、江別地区の供用後維持補修費を経年的に求め、実態と比較した結果が図-15である(図中には神田地区の比較結果<sup>3)</sup>を併記)。維持補修費の計算値は実情と概ね一致し、ライフサイクルコストの推定精度を、前報<sup>3)</sup>に引き続き再度確認することができた。

## 5. 性能設計への応用事例

以下では、性能設計の応用事例として、岩見沢地区の地盤条件、盛土条件を基本としたケーススタディを行い、性能設計の具体像を提示することを試みる。前報<sup>3)</sup>で提案した性能設計のための検討手法に、今回提案した盛土築造時の安定性評価手法を加え、工法原理の異なる10種類の対策工法を有効応力解析により再現し、各種要求性能の照査とLCCの試算を試みる。採用した対策工法を図-16にまとめる。これらを工法原理的に分類すると以下の4種類となる。

- ① 盛土系対策工法：無対策、押さえ盛土、緩速施工、軽量盛土工法
- ② 地盤系対策工法：サンドドレーン、深層混合、浅層混合処理工法
- ③ 鋼材系対策工法：鋼矢板+タイロッド工法、鋼管矢板+タイロッド工法
- ④ 複合系工法：深層混合処理（法先のせん断変形抑制）+サンドドレーン工法（圧密の促進）

試算に際しては、岩見沢地区の地盤条件、盛土条件を基本としたが、盛土速度については簡単のため、実情の盛土工程ではなく、設計指針<sup>9)</sup>に従い一律5cm/日とした。また、計算を簡単にするため、江別・岩見沢試験盛土解析で行ったようなアスファルトのオーバーレイによる荷重増は計算に考慮していない。その他、各対策工法の条件とモデル化の要点は以下の通りである。

- ・ 緩速施工；軟弱泥炭地盤上の緩速盛土の規定速度値(3cm/日)を採用した
- ・ 軽量盛土；一般的な気泡混合土の平均的な単位体積重量7.8(kN/m<sup>3</sup>)を盛土体に与えて表現した
- ・ サンドドレーン打設地盤；先に実測との整合性を確認した岩見沢試験盛土モデルの等価透水係数（表-1(a)参照）を物性条件として与えて表現した
- ・ 深層混合処理；陸上地盤の一般的な改良実績<sup>19)</sup>を参照し、改良体  $qu=500(\text{kN/m}^2)$ 、改良率 50% とし、 $E=100qu \times 50\%=25,000(\text{kN/m}^2)$  の様な線形弾性要素を付与して表現した
- ・ 浅層改良；改良深さ 2.7m とし、深層改良地盤と同じく線形弾性要素を当該要素に付与した。ただし改良率 100%として、 $E=50,000(\text{kN/m}^2)$  とした
- ・ ジオテキスタイル；トラス材としてモデル化し、一般的な市販製品のカatalog値を参照して

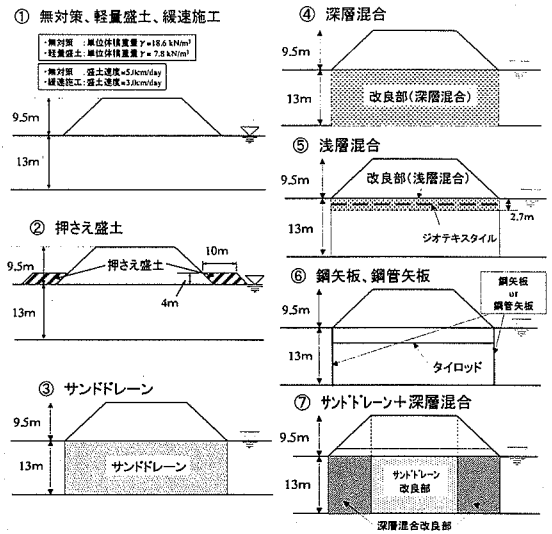


図-16 想定した各種対策工法の模式図

表-2 鋼材系対策工の物性条件

	弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> ) E	断面積 (m <sup>2</sup> ) A	断面二次 モーメント (m <sup>4</sup> ) I	備考
鋼矢板	$2.1 \times 10^7$	$1.91 \times 10^{-2}$	$1.68 \times 10^{-4} \times I^*$	鋼矢板ケース
タイロッド φ28mm@4.0m	$2.1 \times 10^7$	$1.54 \times 10^{-4}$	-	
鋼管	$2.1 \times 10^7$	$4.41 \times 10^{-2}$	$1.66 \times 10^{-3}$	鋼管矢板 ケース
タイロッド φ42mm@1.0m	$2.1 \times 10^7$	$1.39 \times 10^{-3}$	-	

※1 継手効率40%とした

$EA=2.30 \times 10^4 (\text{kN/m}^2)$  を付与した。また破断強度は 411(kN/m) である

- ・ 鋼材系の対策工法；鋼管・鋼矢板位置にビーム材、タイロッド位置にトラス材を配してモデル化し、各部材は一般的な仕様・規格を参照して表-2 のような物性を付与した。また、根入れ深さは 3m とした。なお、概略検討を前提として、鋼材と土の間にジョイント要素等を配することは行っていない

### (1) 走行性および維持管理の容易性の照査

想定した10種類の対策工法別に、供用後の長期残留沈下量(供用開始50年後までの盛土中央沈下量)を比較した結果が図-17(a)である。無対策の場合、後述するように盛土立ち上がり時の安定性を確保することができず、計算は盛土築造中に発散した。押さえ盛土工法も安全率は1を下回り、計算上、破壊領域の広範囲な拡大によりかなり大きな残留沈下

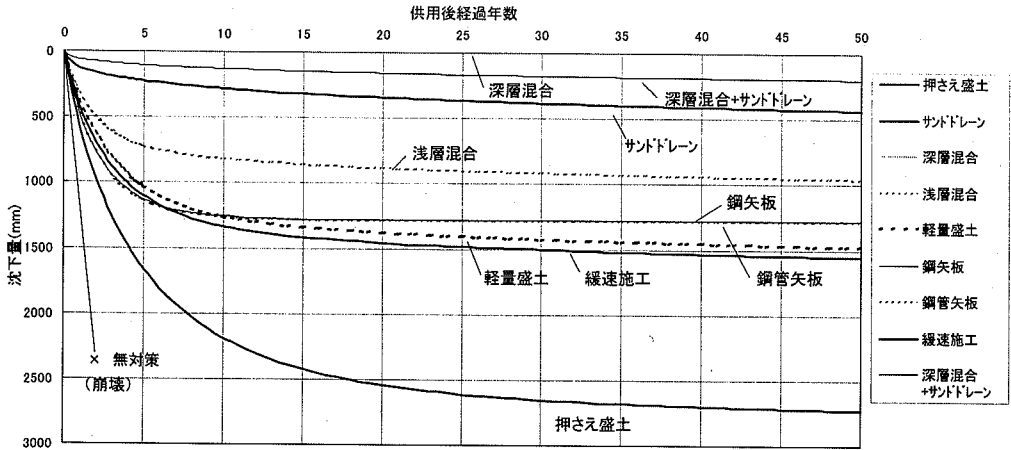


図-17(a) 各種対策工法の盛土残留沈下時系列の比較結果

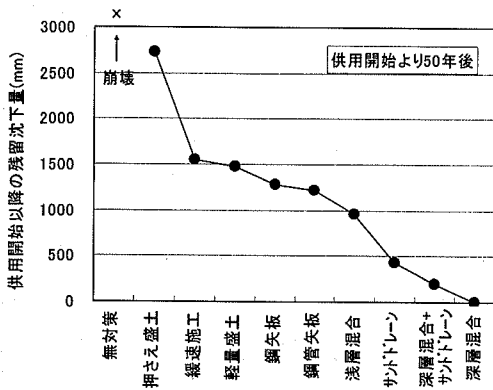


図-17(b) 各対策工法の盛土中央残留沈下量の比較結果

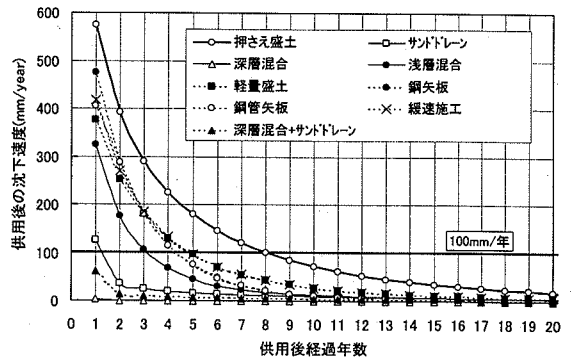


図-18 各種対策工法の供用後年間沈下速度の比較結果

が計算されている。計算値の精度は、破壊領域が基礎地盤全体に及んでいるため十分に保証されるものではない。その他の対策工法の序列は図中に示す通りであり、緩速施工では残留沈下量約 1500mm、一方深層混合処理工法ではほぼ 0mm（オーバーレイによる荷重増を考慮しない場合、計算上ほぼ 0mm となった）と幅が生じている。緩速施工では盛土中の部分排水の影響により、また鋼材系の工法ではタイロッドによる側方流動の抑止効果によって押さえ盛土よりも小さな残留沈下量となっている。④の複合系工法は、深層混合処理工法とサンドドレーン工法のちょうど中間的な傾向を示す。図-17(b)には、供用後残留沈下量の大きさの順に対策工法を並べてみた。緩速施工や軽量盛土などの盛土系対策工法、あるいは鋼材系の工法や浅層混合処理工法では、残留沈下量は押さえ盛土工法に比べてほぼ半減するものの、軟弱地盤そのものの物性を変える地盤系対策工法ほど大きく低減させることは難しい。本論文では前報<sup>3)</sup>

のような橋台やボックスカルバートを考慮した縦断方向解析は実施していないが、サンドドレーンや深層混合処理工法を採用しておけば残留沈下量の大幅な低減が期待でき、縦断線形も規定値以内に収まる可能性が高い。

図-18 は、維持管理の容易性を検討するために、年間沈下速度の推移を各工法別に比較して示したものである。例えば年間の沈下量が 100mm を越えると、段差や縦断勾配のオーバーレイがあまりに頻繁となり、維持管理上の問題が生ずる。緩速施工や鋼材系の工法、あるいは浅層混合処理工法等では、供用開始後数年間の残留沈下速度が大となり、維持管理の容易性を阻害する可能性がある。地盤系の対策工法は、早期に残留沈下速度を低減でき、維持管理の容易性の観点からも有利といえる。

## (2) 環境適合性の照査

環境適合性の照査事例として、敷地境界位置(法

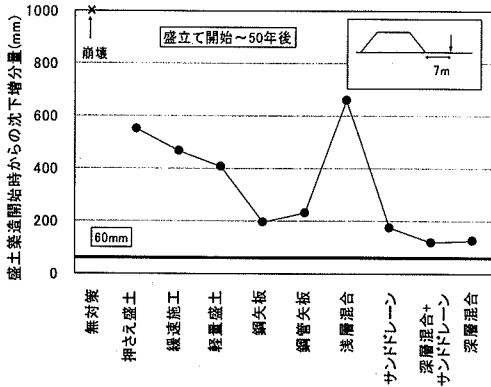


図-19(a) 敷地境界位置での沈下量の比較結果 (盛立中を含む)

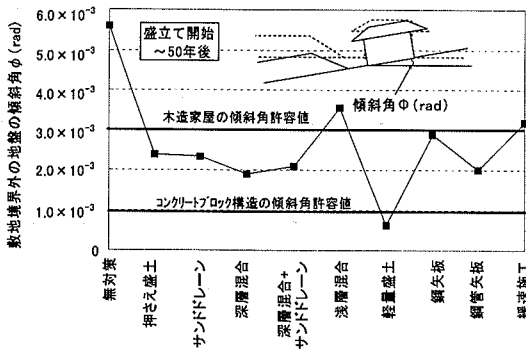


図-19(b) 盛土周辺の地表面傾斜量の比較結果

尻より 7m 離れと仮定)での連込み沈下量を各工法別に比較した結果が図-19(a)である。連込み沈下量については、近隣既存構造物への影響を意識し、供用後からの増分量ではなく盛立中からの絶対値で示している。盛土中央の残留沈下量と異なり、鋼材系の工法では地盤の側方流動に対する抵抗性が発揮されるため、周辺地盤の変状が小さく押さえられ、サンドドレーン工法や深層混合処理工法などの地盤系対策工法と同程度の値をとっていることが特徴的である。逆に浅層混合処理工法は、表層の固化盤に盛土荷重が一樣に分散され、局所的なせん断の生じやすい盛土端部にも荷重が伝達される結果、連込み沈下量がむしろ大となる結果を示している(後出図-23のメッシュ変位図参照)。対策工法と照査項目の組み合わせによっては、このように対策の実施が逆効果となる場合もあり得る。神田地区では、連込み沈下により周辺田畑が変状し、苗が水没する被害が生じた。これに対する客土等の対処が必要となる沈下量の目安<sup>3)</sup>として、図中に 60mm のラインを併記したが、いづれの対策工法もこの値を上回る残留沈下量

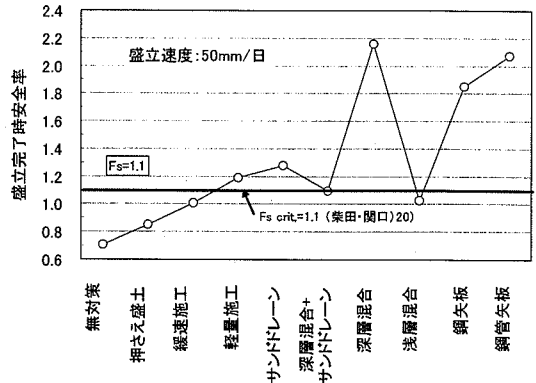


図-20 盛土立ち上がり時のすべり安全率の比較結果

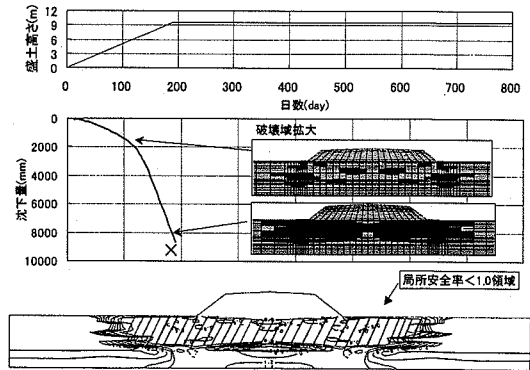


図-21 無対策地盤の沈下時系列と局所安全率カウンター

が算定されており、値に大小の違いはあるにせよ、長期的には田畑補修工事が必要となることを物語っている。図-19(b)は、解析結果に対して前報<sup>3)</sup>と同様の整理を行い、盛土周辺地盤の地表面傾斜角(盛土法尻から 5m 離れ地点より以遠、50m 間の平均傾斜角)を求めた結果である。図中には、前報<sup>3)</sup>と同じ傾斜角の基準値(木造家屋:  $3.0 \times 10^{-3}(\text{rad})$ 、コンクリートブロック構造:  $1.0 \times 10^{-3}(\text{rad})$ )を併記した。無対策の場合、この基準値を大きく上回る周辺地盤の傾斜が発生するのに対し、対策を施すことで概ね基準値以内に収まるが見取れる。

### (3) 盛土の施工時安定性の照査

3章で提案した評価手法を用いて、盛土立ち上がり時のすべり安全率を調べた結果が図-20 である。無対策および押さえ盛土の2ケースで盛土立ち上がり安全率が1を切り、緩速施工、浅層混合処理工法も十分な安定性を有するとはいえない。柴田・関口<sup>20)</sup>は既往の盛土崩壊事例から盛土崩壊が発生する安全率のしきい値として 1.1 を挙げている(進行性破壊も

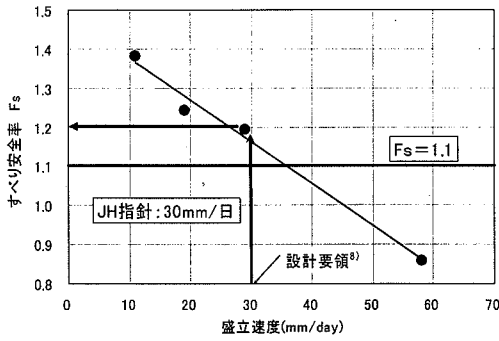


図-22 盛土速度とすべり安全率の関係

念頭においた実情安全率と考えられる)。これを正とするならば、無対策、押さえ盛土、緩速盛土、浅層混合処理の4工法は、今回の盛土速度では施工時安定性の観点から不採用となる。鋼材系の工法は、地盤の側方流動を抑止するため、すべり線上の起動せん断力(すべりを励起する方向のせん断力)が大きく減少し、安全率はかなり高いものとなっている。図-21には、一例として無対策の場合の盛土立上がり時における基礎地盤の局所安全率コンターと地表面沈下の計算結果を示した。図中に併記したように、盛土途中で基礎地盤内に破壊領域が一気に拡大し、沈下はこの時点で急増する(その後、計算は発散)。本計算で用いた標準盛立て速度 5cm/日では、無対策の場合、当該地盤では十分な安全率を確保することは難しい。では、どの程度の盛土速度であれば十分な安定性を確保できるのか。土～水連成効果を考慮した本手法では、このような載荷速度と地盤の排水性の組み合わせにより決まる盛土安定性を表現することができる。盛土速度と盛土立上がり安全率の関係を試算した結果が図-22である。より緩速な、3～4cm/日程度の盛土速度が現地で許容されるならば、無対策での施工も可能であったことがうかがわれる。この値は、道路公団設計指針<sup>9)</sup>に示された軟弱地盤における許容盛立て速度(3cm/日)に近く、半経験的に求められたこの値の妥当性を裏付けるものといえる。なお、図-22の試算結果は、岩見沢地区押さえ盛土工区のモデルを用い、図-10(a)中の「標準施工」の盛土工程を用いて、その盛立て速度を種々に変えたものであり、図-20とは解析モデル(基本的に押さえ盛土なし)と盛土工程が異なる。両者のすべり安全率の値が若干異なるのは、このような理由による。このように、有効応力解析を用いれば、与えられた地盤条件に対して盛土の施工時安定性を確保するための許容施工条件(例えば最速盛土速度)を計算により求め、動態観測を併用しながら、ぎり

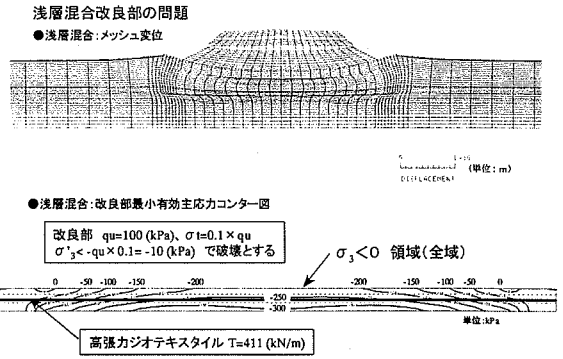


図-23 浅層混合処理盤の変形と発生応力

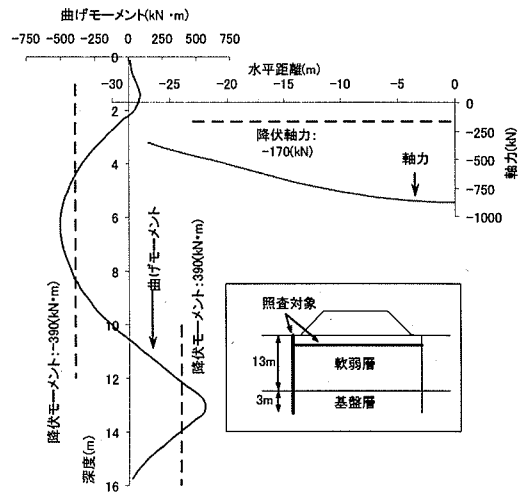


図-24 鋼矢板工法における発生応力の照査例

ぎりの速度で盛土を施工することも可能となろう。

浅層混合処理工法と鋼矢板工法の2工法については、基礎地盤の安定性の他に、対策工自体の構造的な安定性の問題が発生する。図-23は、浅層混合処理工法施工時の盛土立上がり時の地盤変状をメッシュ変位図により表したものである。浅層混合処理盤は軟弱基礎地盤の変形に追従して変形せざるを得ないため、図中に併記したように固化盤全体にわたって改良体の引張り強度を大きく上回る引張り応力が発生する。図-9で議論した盛土体と同様の現象が、改良盤にも生ずることになる。固化盤にクラックが発生することを勘案し、図-20に示したすべり安全率算定に際しては固化盤部分を計算対象領域から除外し、代わりに高強度のジオテキスタイル<sup>21)</sup>を引張り抵抗材として配した。算定された安全率には、このジオテキスタイルの引張り抵抗も加味したが、それでも安全率の値は十分とはいえず、この場合ジオ

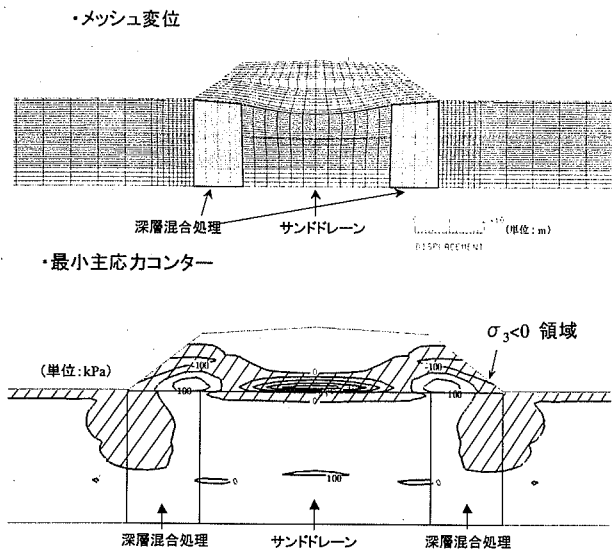


図-25 複合法のメッシュ変位と盛土最小主応力コンター

テキスタイルの破断が生ずる可能性もある。浅層混合処理工法による対処は、特に地盤変形が大となる超軟弱地盤の場合には構造的に成立しない可能性があるものと思われる。鋼矢板工法も同様に、地盤の側方流動に追従して鋼矢板に過大な応力が発生する。図-24 は、盛土立ち上がり時の矢板の曲げモーメントとタイロッド張力を示している。いづれも、想定した材料の降伏強度を超えた応力が発生し、実際にはこれらの部材に降伏破壊や破断<sup>19)</sup>が生ずるため、やはり対策工法として構造的に成立しないことになる。鋼管矢板工法であれば対処可となる。しかし後述するように、この場合初期コストはかなり大となる。図-25 には、深層混合とドレーンの複合法の場合のメッシュ変位図と、盛土体の最小主応力コンターを示す。2つの改良ゾーンの剛性や圧密度の違いによって、境界部で不同沈下が発生し(サンドドレーンの沈下が大)、盛土のり面や深層混合処理部の外側に引張り応力が発生し、盛土のり面に段差の発生、あるいは深層混合体に引張り破壊が生ずる可能性を示唆している<sup>22)</sup>。このように、想定した対策工法に対して部材の発生応力や構造的な安定性、盛土体への影響等を照査することも必要であり、工法選定に際して留意すべきと思われる。

#### (4) 盛土の地震時安定性の照査

前報<sup>3)</sup>で提案した手法により、各対策工法施工時の地震時残留沈下の試算を行った。地盤の動的物性については、モデル対象としている岩見沢地区の現地で供用開始 19 年後(平成 14 年 9 月)に行われた

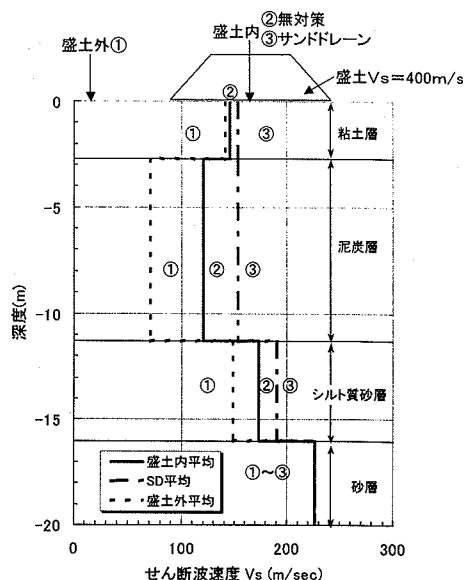


図-26 岩見沢地区における現地PS検層の結果

PS 検層結果(図-26 参照)を用いた。①は盛土外のデータであり、ここでは盛土直後の無対策地盤、すなわち軟弱地盤内の有効応力が非排水状態に近いためにほとんど増加しない場合に対応するものと想定する。②は盛土内データであり、盛土荷重を受けて供用後 20 年経過した後の圧密完了後の状態を表している。サンドドレーン工法の③では、基礎地盤の間隙水圧消散と砂杭の剛性により、②よりもさらに大きな S 波速度を示している。サンドドレーン打設地盤では、計算上、供用後 2 年後には間隙水圧消散は終了しているため、この時点で③の地盤物性を有しているものと考えた。また、深層混合地盤の動的物性については、軟弱地盤の深層混合処理土に対する既往の弾性波探査実測例  $V_s=600\text{m/s}$  を参照して与えた<sup>23)</sup>。地震時残留沈下は、履歴型 HD モデルを用いた時刻歴非線形解析<sup>24)</sup>を別途実施した後、その結果を用いて

- (1) 地震時の基礎地盤の剛性低下に伴う即時沈下
- (2) 地震中に粘性土層に発生した過剰間隙水圧の消散に伴う圧密沈下

の足し合わせとして求めた(前報<sup>3)</sup>と異なり砂層が存在しないため、「(3) 液状化に伴う沈下」はカウントしていない。入力地震動は前報<sup>3)</sup>と同じ兵庫県南部地震鷹取波を用い、ただし加速度振幅は振幅は岩見沢地区の工学的基盤における既往最大加速度値(340gal)に最大振幅を調整した上で、底面粘性境界に入力した。算定方法の詳細は前報<sup>3)</sup>を参照されたい。算定結果が図-27 である。図中には地震時の即

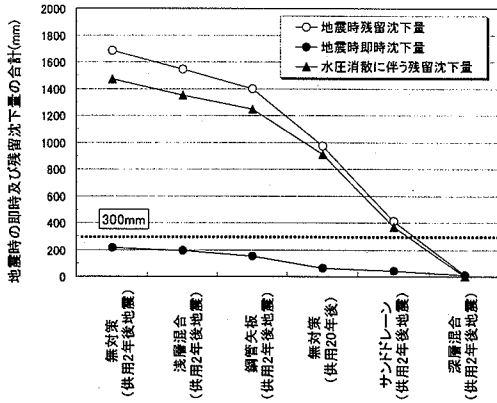


図-27 各種対策工法の地震後沈下量の比較

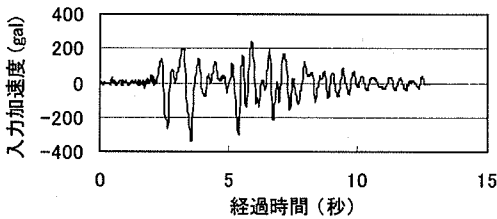


図-28(a) 解析に用いた入力地震動

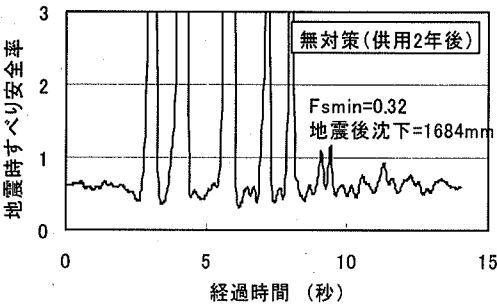


図-28(b) 無対策(盛立て完了直後)のケース

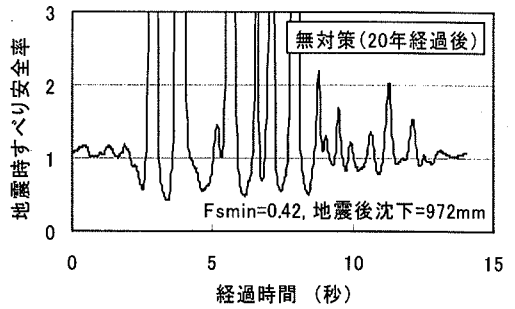


図-28(c) 無対策(20年経過後)のケース

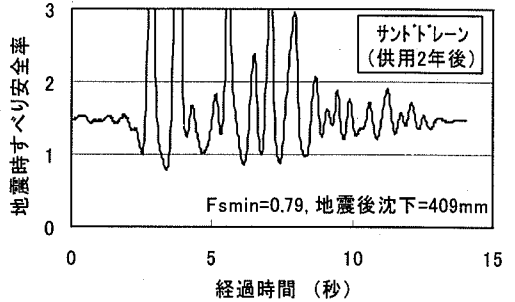


図-28(d) サンドドレーン(供用後2年後)のケース

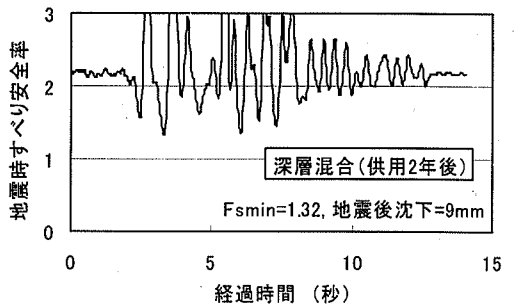


図-28(e) 深層混合(供用2年後)のケース

時沈下量、地震時に発生する過剰間隙水圧の消散に伴う残留沈下量、これらを足し合わせた合計値を併記した。いずれのケースも後者が大半を占め、圧縮性の高いピート層では地震後かなりの残留沈下が継続する可能性を示している。図中には地震時の即時許容沈下量を 300mm と仮定し<sup>3)</sup>、併記した。図より各ケースの即時沈下量はこの値を下回り、地震時の復旧に対しては大きな問題は生じないこと、その後の残留沈下のほうが問題になることが指摘される。供用2年後に地震が到来した場合(図-27の①、③の物性を使用)を想定すると、既報<sup>3)</sup>と同様、サンドドレーン工法や深層混合処理工法などの地盤系対策を施しておくこと地震時残留沈下は大きく低減する。浅層混合処理工法や鋼管矢板工法など軟弱地盤

自体を改良しない工法では、地震後残留沈下に対しても顕著な対策効果は見られない。無対策であっても過剰間隙水圧が消散する供用開始後20年(図-27の②の物性を使用)では残留沈下量は半減する。地震時沈下が供用後の経過年数によって大きく変化することが見て取れる。地盤系対策工法はこれを上回る耐震性を供用後2年で既に発揮している。大規模地震時の安定性に関しては、修復を前提とし、ある程度の損傷を許容する立場から地震時残留沈下の算定をもって要求性能の照査に代えている。一方、3章の図-8で盛土立上り時の安全率を計算するために提案した手法は、地震時のすべり安定性評価への展開も可能であり、例えば、ロックフィルダム地震時安定性評価<sup>17)</sup>のように別途動的応答解析を実施



して地震時の動的応力成分を計算し、これを静的な有効応力解析により求められた各要素の静的応力に足し併せて、地震時安全率を時系列で求める、といった照査方法も可能となる。このような検討を行ったのが図-28 である。時刻歴非線形動的解析結果からすべり線を横切るすべての要素の動的応力成分を取り出し、図-8 に示したすべり安全率算定式にこれを足し合わせて地震時安全率の時刻歴を計算した。図-28 (a) は用いた入力地震動の加速度波形を示す。図-28 (b) は、無対策地盤において盛立て完了直後に地震が到来した場合を想定したケース、図-28 (c) は、これを 20 年放置した後に地震が到来したケースである。図-28 (b) は盛立て当初から安全率 1 を下回っており、元々不安定な盛土であるため地震の到来は壊滅的な被害を想像させるが、図-28 (c) から経年効果による基礎地盤の強度増加、動的物性の改善 (図-26 参照) によって地震時安全率はかなり上昇することが伺える。地震時の変状はある程度限定されたものとなるように思われる。サンドドレーンや深層混合等の対策工法を施した場合、供用後間もなく地震が到来したとしても、図-28 (d) (e) に示すように地震時安全率はさらに上昇し、1 を下回ることはほとんどない。大規模地震動に対しても十分な耐震性を発揮していることが図より伺われる。このように、時刻歴安全率の評価によって対策工による地震時安定性の向上を相対的に判断することが可能である。しかし、地震時安全率がどの程度連続的に 1 を下回る時間が継続すれば盛土崩壊に至り、有意な変状が生じるのかなどは、実盛土挙動との検証が未確認のために現段階では定性的な判断にとどまらざるを得ない。瞬時安全率と図-27 に示した地震後沈下のどう結びつけるかを含め、地震時の安定性に対する定量的な判断基準を示すことが今後の課題と言える。

### (5) 経済性の照査と最適工法の絞り込み

既報<sup>3)</sup>に示した計算方法に従い、軟弱地盤上の道路盛土のライフサイクルコスト(LCC)の試算を行った。各対策工法別に初期建設費(用地費+盛土築造費+軟弱地盤対策費)、維持管理費(段差補修費+縦断方向補修費+田畑補修工事費)を算定<sup>18)</sup>し、これらを足し合わせてトータルコストを試算した結果が図-29 である。無対策や押え盛土工法など盛土立上がり時安全率が 1 を下回る工法、浅層混合処理や鋼矢板工法など部材の発生応力が許容値を超過してしまう(構造的に成立しない)工法、深層混合、軽量盛土、鋼管矢板工法など LCC が極端に高い工法を

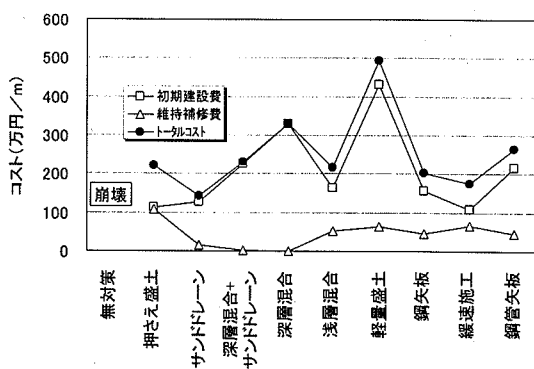


図-29 各種対策工法のLCC比較

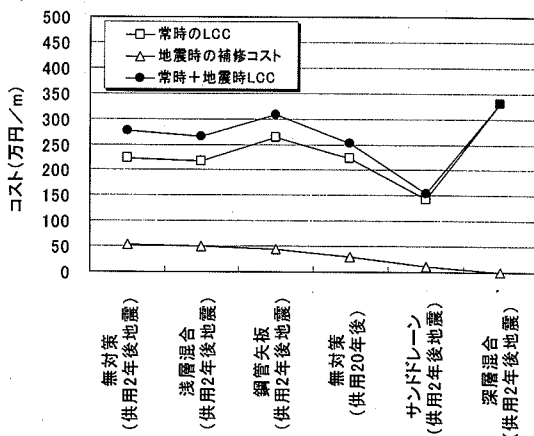


図-30 地震時補修を考慮したLCCの比較

除外すると、図より、サンドドレーン工法と緩速施工の2工法が経済性の面で有利となることが分かる。ただし、緩速施工は走行性、維持管理の容易性、盛土の施工時・地震時安定性、環境適合性等に問題を残していることは既に述べた通りである。さらに、図-27 で試算した地震時残留沈下量を基に、地震時補修費を考慮したライフサイクルコスト(図-27 の地震時沈下量相当の段差、縦断修正費用を高橋ら<sup>18)</sup>の関係式を援用して求め、図-29 に付加)を求めた結果が図-30 である。地震時補修費を考慮すると、LCCを最小とする対策工法はサンドドレーン工法であることが明白となる。なお、サンドドレーン工法に関しては、ここまで述べてきたように種々の要求水準をいづれも満足している。

最適工法としてサンドドレーン工法が絞り込まれた。ここまでは一般的な 2.0m ピッチを想定したが、解析上はサンドドレーンの中でもさらに最適な仕様、ドレーンピッチを求めることができる。図-31 (a) (b) にその結果を示す。図-31 (a) はドレーンピ

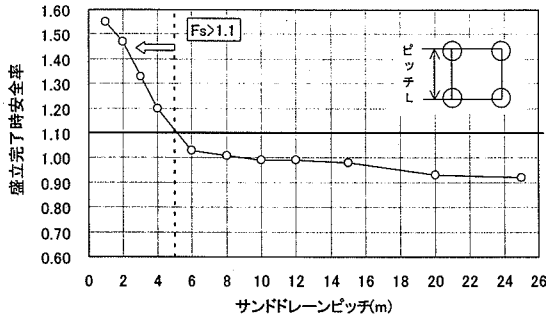


図-31(a) ドレーンピッチと盛土立ち上がり安全率の関係

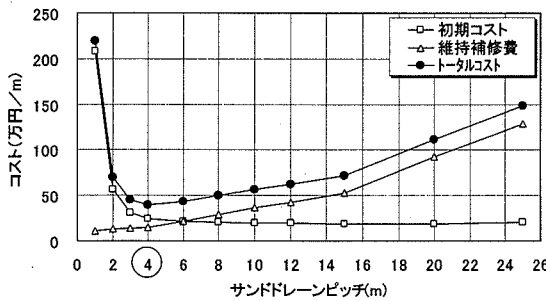


図-31(b) ドレーンピッチとLCCの関係

ピッチと盛土立ち上がり安全率の関係を求めた結果である。目標安全率を 1.1 とすると、ドレーンピッチは最低 5m 以内(四角形配置)とする必要がある。図-31(b)は、ドレーンピッチを変えた場合のLCCの変化を試算した結果である。既報<sup>3)</sup>と同様、ドレーンピッチを狭くすると維持補修費が低減するが、逆に初期投資は大となる。両者を足し合わせたLCCは施工ピッチ 4m 付近で最小となる。図-31(a)を見ると、この打設ピッチでは盛土立ち上がり時の安全率は 1.2 程度と、十分な値を確保できている。なおドレーン工法に関しては、近年、より安価な人工材ドレーン工法が登場している。今後は、これら最新のドレーン材を含めて当該地盤に対する最適なドレーン仕様を定めた上で、他の対策工と比較検討することが必要と思われる。

### (6) 盛土の施工時安定管理への適用

最適な軟弱地盤対策工法を選定した後、実施工を実施する。この際、施工時および供用開始までの放置期間中の地盤挙動をモニターし、施工時安定性の管理や応力変形解析の精度確認を行うことが重要と思われる。FEM解析による事前の予測精度は、必ずしも十分なものとは言えない。図-5～図-7 に示したような盛土施工中の基礎地盤の応力変形挙動や、

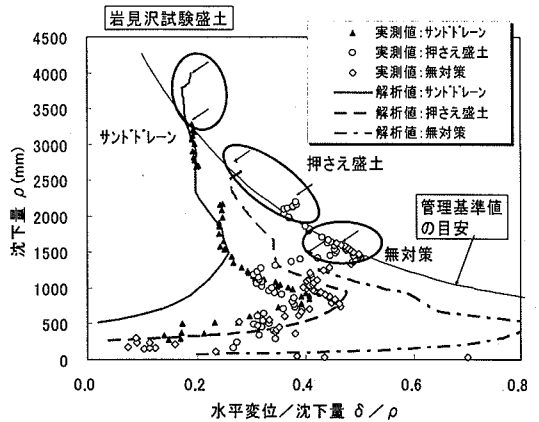


図-32(a) 安定管理図に関する解析値と実測値の比較例

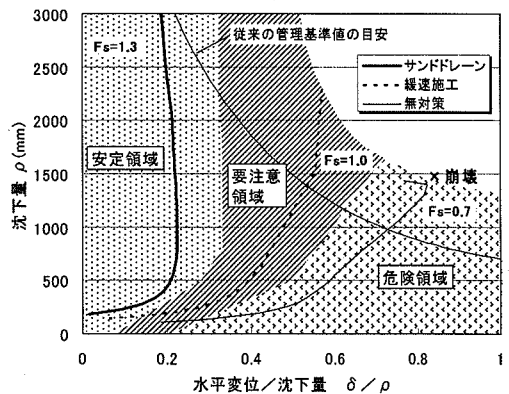


図-32(b) 解析結果を利用した安定管理図の一試案

盛土立ち上がりから供用開始までの放置期間中の残留沈下挙動に関して解析値と実測値を比較し、適宜解析モデルに修正を加えて予測精度を高めることが望ましい。各種の弾塑性パラメータは室内試験結果から客観的に定められるべきものであるが、基礎地盤の透水性については、室内での圧密・透水試験による値と現場の値とは必ずしも一致せず(砂シームの存在や粘性土の不均一性による)、実際の盛土施工時に初めて判明する基礎地盤全体のマスパーマビリティ<sup>25)</sup>を実測沈下速度や間隙水圧挙動から同定し、解析モデルに再度取り込むことが必要と思われる。

施工中の盛土の安定性については、従来、盛土の沈下量と法尻の水平変位量を用いた安定管理図が用いられてきた。図-32(a)は、日本道路公団施工管理要領規準集<sup>26)</sup>で用いられている松尾・川村管理図<sup>27)</sup>を、岩見沢地区の3つの試験盛土(無対策、押さえ盛土、サンドドレーン)の実測値を用いて描いた結果である。図中には、施工管理要領に示された「管理基準値の目安」を実線で併記した。対策工の有無や

違いにより管理図上のデータプロットの動きは異なり、図中に併記したそれぞれの解析結果（3章で示した実測再現解析）もまた、概ね同様の傾向を示しながら推移している。初期の動きには不整合が見られるが、最終的なプロットの位置は、図中に○で囲んだように3工法ごとによく対応しているように思われる。

FEM解析を事前に行うことの利点のひとつとして、解析結果からこのような安定管理図を事前に作成し、施工中の盛土の安定管理に利用できる点が挙げられる。図-32(b)には、図-20 に示した10種類の対策工のうち、盛土立ち上がり時のすべり安全率が異なる3つの盛土（無対策、緩速盛土、サンドドレーン）の解析結果を、それぞれ便宜的に「崩壊」、「不安定」、「安定」と表して安定管理図を作成した例を示している。これらの計算結果を用いると、図中に模式的に示したように危険領域、要注意領域、安定領域を定量的に定めることができる。本解析結果によると、沈下に対して水平変位の発現が大きいほど危険という結果となっており、沈下が卓越する領域まで含めて破壊基準線に達すると不安定とする松尾・川村管理図の解釈とは違った解釈になっている。強度増加率の大きい泥炭地盤などでは、盛土速度が遅いと沈下がだらだら生じ、松尾・川村管理図の破壊基準線に達しても破壊の兆候が見られないこともあり、松尾・川村管理図の適用に当たっては、プロットの軌跡が右上がりの傾向を示したとき不安定傾向、遠ざかれば安定、といった定性的な判断にとどめ、最終判断は他の安定管理図と合わせて施工管理を行う必要があるとされる<sup>28)</sup>。これに対し、FEM解析を用いた図-32(b)のような管理図を併用することによって、より定量的、客観的な盛土安定管理が行えると言えよう。一方、このような事前解析には、それなりのコストが必要となる。性能設計では本来、このような事前解析に要するコストと、これにより回避されるリスクを定量的に評価し、両者の最適化を図っていくことが重要であり、今後に残された課題といえる。

## 6. 結論

本論文で得られた結論を以下に列挙する。

- ① 弾粘塑性有効応力解析手法を用いた再現解析の結果から、泥炭と高含水比粘土で構成される軟弱地盤上の実道路盛土（岩見沢、江別地区）に対して、盛土築造時の基礎地盤の応力・変形挙

動を概ね再現可能であることを確認した。

- ② 本手法を援用し、盛土の施工時安定性を詳細に評価するための実務的な計算手法を提案した。袋井、横手の2つの実試験崩壊盛土事例に対する再現解析結果および岩見沢、江別試験盛土の実態との比較により、その妥当性を概ね確認した。
- ③ 弾粘塑性有効応力解析手法により、道路供用開始後の長期残留沈下挙動を概ね再現できること、これを用いて供用後の維持補修費用を予測可能であることを、既報<sup>9)</sup>に引き続き再確認した。
- ④ 工法原理の異なる10種類の軟弱地盤対策工を想定した試解析を実施し、各種要求性能の照査とLCCの算定を行った。対策工によっては、構造的な安定性、部材応力の照査、盛土体への影響検討等を併せ行い、最適工法の絞込みを試みた。これにより、有効応力解析手法を援用した性能設計の実施事例を具体的に示した。

謝辞：本研究を実施するにあたり、前田建設技術研究所研究員、福田和人、前田和亨氏の助力を得た。末筆ながら記して謝意を表したい。

## 参考文献

- 1) 本城勇介：基礎構造物の性能設計と耐震設計，地質と調査 小特集 新しい耐震設計法，pp.2~pp.8，第4号 2001.
- 2) 国土交通省：土木・建築にかかる設計の基本，国土交通省ホームページより，2002.
- 3) 竜田尚希，稲垣太浩，三嶋信雄，藤山哲雄，石黒健，太田秀樹：軟弱地盤上の道路盛土の供用後長期変形挙動予測と性能設計への応用，土木学会論文集，No.743/Ⅲ-64，pp.173-187，2003.
- 4) 浅岡 顕，小高猛司，松尾 稔：複合地盤の非排水支持力に関する研究，土木学会論文集，No.448 /Ⅲ-19，pp.63-71，1992.
- 5) Tonogaito, M., Kawaida, M., Betsui, T., Ishiguro, T., Takahashi, H., and Kumagai, K.: On the effect of settlement acceleration and the increase of foundation strength by vertical drain method in peat ground, *Proceedings of the international symposium on problematic soils*, IS-TOHOKU, pp.73-77, 1998.
- 6) 三嶋信雄，長尾和之，杵山 務，菅井正澄，石黒健：パーティカルドレーンを打設した盛土基礎地盤の安定性に関する解析的検討，第29回土質工学研究発表会，

- pp.1325-1326, 1994.
- 7) 日本道路公団札幌建設局 :道央自動車道(札幌～岩見沢) 軟弱地盤における調査・設計・施工に関する報告書, 1983.
  - 8) 宮下隆雄, 高橋朋和, 伊藤雅夫: 泥炭性軟弱地盤上の盛土の一施工事例, 第 18 回土質工学研究発表会, pp.877-880, 1983.
  - 9) 日本道路公団: 設計要領第一集, 土工編 第 5 章 軟弱地盤上の盛土, pp.5-1~5-100, 1998.
  - 10) Sekiguchi, H. and Ohta, H. : Induced anisotropy and time dependency in clays, *Proc. Specialty Session 9*, 9<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering., pp.229-237, 1977.
  - 11) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.
  - 12) 及川 洋, 沼倉明夫, 太田和善: 不攪乱泥炭の三軸圧縮試験結果に関する 2, 3 の考察, 土木学会東北支部技術研究発表会講演概要, pp.184~185, 1976.
  - 13) 木幡行宏, 前川晴義, 矢島寿一, 村本勝巳, 馬場崎亮一: セメント系安定処理土の強度・変形特性について, セメント系安定処理土に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.1-19, 1996.
  - 14) 日本道路協会: 道路土工, 軟弱地盤対策工指針, 3. 軟弱地盤の検討, 1986.
  - 15) 日本道路公団高速道路静岡建設局・日本道路公団試験所・不動建設: 東名高速道路袋井試験盛土工事報告書, 1967.
  - 16) 日本道路公団仙台建設局・横手地区軟弱地盤委員会: 東北横断自動車道横手地区軟弱地盤の検討報告書, 第 4 集 軟弱地盤対策工, 1987.
  - 17) 土質工学会編: フィルダムの調査・設計から施工まで, 3.9 動的応答解析による堤体の耐震性評価, 1983.
  - 18) 高橋朋和, 川井田実, 土谷和博, 新井新一: 高速道路における建設費と管理費を考慮した軟弱地盤対策の事後評価, 土木学会論文集, No.693 / VI-53, pp.47-59, 2001.
  - 19) (財) 土木研究センター: 陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル, pp.243-255, 1999.
  - 20) 柴田 徹, 関口秀雄: 盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測, 土木学会論文報告集, 第 301 号, pp.93-101, 1980.
  - 21) (財) 土研センター: ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル, 5. 軟弱地盤対策, 1993.
  - 22) 稲垣太浩, 三嶋信雄: 軟弱地盤対策工の設計・計算例, 9.2 事例から, 9.2.2 軟弱地盤の対策工, 土木施工 5 月号, pp.159, 2002.
  - 23) 吉田保夫, 沢田義博, 江刺靖行, 国生剛治, 西 好一: セメント系地盤改良の耐震効果に関する研究ー原位置調査・試験からみた改良効果ー, 電力中央研究所報告 380050, pp.10~17, 1981.
  - 24) 土木学会編: 新体系土木工学 18, 土の力学(III)-圧密・せん断・動的解析-, 3.4 土の動的変形特性のモデル化, 1981.
  - 25) 浅岡 顕, 金谷嘉久, 中野正樹: 粘性地盤の圧密変形と支持力に及ぼす透水係数の影響, 第 34 回土質工学シンポジウム発表論文集, pp.8390, 1989.
  - 26) 日本道路公団: 施工管理要領基準集 5. 軟弱地盤上の盛土の動態観測, 1990.
  - 27) 松尾 稔, 川村国夫: 盛土の情報化施工とその評価に関する研究, 土木学会論文報告集, 第 241 号, pp.81-91, 1975.
  - 28) 地盤工学会: 地盤調査法, pp.513-514, 1995.

(2003. 4. 28 受付)

## PERFORMANCE DESIGN OF ROAD EMBANKMENT ON SOFT GROUND

Motohiro INAGAKI, Nobuo MISHIMA, Atsuji TAKEBE  
Tetsuo FUJIYAMA, Takeshi ISHIGURO and Hideki OHTA

The performance-based design of road embankment on soft ground is scheduled to be introduced in the near future. In this paper, an applicability of an elasto visco-plastic soil/water coupled FEM to the performance-based road design is discussed. FEM analysis is carried out to simulate the long-term stress-deformation behaviour and the stability during construction of the actual road embankment on the soft ground. The analyzed and measured results agreed well and the maintenance cost estimated by the calculated residual settlement also agreed with the actual cost. Some case studies to select the optimum countermeasure for soft ground considering the road performance and minimum life-cycle-cost are carried out. One example of the performance-based design using FEM is shown through the case studies.