

土/水連成解析を用いた道路アセットマネジメント支援の試み

Trial of Road Asset Management Supported by Soil / water Coupled Finite Element Analysis

石垣 勉*・尾本 志展**・竹山 智英***・ピパットポンサー ティラポン****・飯塚 敦*****・太田 秀樹*****

Tsutomu ISHIGAKI, Shinobu OMOTO, Tomohide TAKEYAMA, Thirapong PIPATPONGSA,
Atsushi IIZUKA and Hideki OHTA

* NIPPO コーポレーション 技術研究所 研究第一グループ (〒140-0002 東京都品川区東品川 3-32-34)

** 工博 NIPPO コーポレーション 技術研究所 研究第一グループ (〒140-0002 東京都品川区東品川 3-32-34)

*** 工博 東京工業大学助教 理工学研究科 国際開発工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

**** 工博 東京工業大学 准教授 学術国際情報センター (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

***** 工博 神戸大学教授 都市安全研究センター (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1)

***** 工博 東京工業大学教授 理工学研究科 国際開発工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

Presented is the trial of road asset management supported by soil / water coupled finite element analysis. For the highway embankments on soft foundation, excessive long-term settlement and deformation are usually seen as a result of consolidation settlement. The authors consider that settlement and deformation of highway embankments are the indicators effectively applicable to predict deterioration of highway. The soil / water coupled finite element analyses are conducted in analyzing the 20 years old existing highway embankments and its predictability of settlement and deformation during and after construction is verified. Based on the results of the simulation, the performance modeling of highway is carried out and the predicted life-cycle cost is compared with cost actually needed in the past 20 years.

Key Words: soil-water coupled finite element analysis, embankment, road asset management

キーワード: 土/水連成解析, 道路盛土, 道路アセットマネジメント

1. はじめに

わが国では社会資本における既存ストックの老朽化が急速に進んでいる。それゆえ、既存ストックの効率的かつ効果的な運用・維持および更新が求められている¹⁾。また環境への配慮や利用者に提供するサービスレベルの向上といった新たな対応も求められている。

道路舗装の分野では、計画から更新に至る各段階における意思決定を個別に行うのではなく、一連のシステムとして捉える研究が 1970 年代より進められた。Haas・Hudson²⁾は舗装マネジメントシステム (PMS) を提案した³⁾。実際 PMS は各国の施策に導入され、社会資本施設マネジメントシステムへと発展した³⁾。さらに、「既存ストックを資産 (アセット) とみなし、工学的アプローチと経済学・経営学的アプローチを組み合わせることにより、説明責任を果たしつつ、中・長期的視点に基づいたストックの運用・維持および更新に関わる意思決定方法を提供」⁴⁾する道路アセットマネジメント (RAM) の導入が進められている。この RAM の導入により、将来における維持管理予算の事前見積りを可能とするとともに、ライフサイクルコスト (LCC) の低減または、少なくとも各年度の予算を平準化することが期待されている¹⁾。

筆者らは RAM の信頼性は主に劣化予測の信頼性により確保されると考えている。そして、その劣化予測手法には以下の三点が求められると考えられる。①施設に対する要求性能の満足の時系列的に照査することが可能であること。②LCC 算定の信頼性を確保する上で、一定の予測精度を有すること。③説明責任を確保するために劣化予測に何らかの具体的な根拠を有することである。

これまで施設の劣化予測手法は道路構造物の種類毎に個別に研究が進められてきた。例えば HDM-4⁵⁾における舗装劣化予測モデルなどがあげられる。しかし、ある施設の劣化は他施設の劣化に起因する場合がある。例えば、本研究で対象とする軟弱地盤上の道路盛土においては、道路が具備すべき走行性、快適性および安全性に関わる基本的要求性能は、道路盛土の長期沈下・変形に追従する舗装の変形により著しく低下する。仮に舗装構造自体は健全であったとしても、道路としての要求性能を満たさなければ、オーバーレイによる舗装補修が必要となる。つまり舗装の劣化予測と土構造物の劣化予測はそれぞれ個別に行うのではなく、道路構造物の種類の枠組みを越えた体系的な劣化予測手法の構築が求められる。

水田ら⁶⁾は「供用中の道路盛土における地盤調査と土/水連成解析による挙動解析により、過去の挙動再

現、現在の状態把握、そして将来の性能評価が可能となる」ことを示した。竜田ら⁷⁾および稲垣ら⁸⁾は軟弱地盤上の道路盛土に対して、設計・建設段階から「供用後の長期にわたる各種要求性能を土/水連成解析を援用することにより事前に保証する」性能設計法を提案している。赤木ら⁹⁾は地下構造物の資産価値評価法として、有限要素法より求めた耐用年数により評価することを提案し、想定した沈下未了の軟弱地盤内のシールドトンネルを対象にCam-clayモデルを構成則に用いた有限要素解析により、その適用性を検討した。

本論文ではこれらの研究背景を踏まえた上で、応用力学研究における一成果である土/水連成解析を用いたRAM支援方法を提案する。RAM支援方法の有用性を検証するため、以下の順に検討を行う。①実在する高速道路試験盛土を対象とした供用20年間の長期沈下・変形解析を行い、土/水連成解析による道路盛土の建設段階および供用期間の長期沈下・変形挙動の再現性を検証する。②実際に供用されている高速道路の一部区間において、道路盛土の沈下・変形シミュレーション結果と要求性能に関連付けられた評価単位を用いて、道路盛土の長期沈下・変形に起因する道路の劣化予測を行う。③道路の劣化予測に基づいたライフサイクルコスト (LCC) 算定を行い、実際の修繕履歴に基づいた算定したLCCと比較することで、その再現性と提案するRAM支援方法の有用性を検証する。

本論文は道路アセットマネジメントにおける劣化予測の基本ツールとして、土/水連成解析の適用性を検証するとともに、土/水連成解析を用いた道路アセットマネジメント支援方法を提案することを目的としたものである。

2. 土/水連成解析手法を用いた道路アセットマネジメント支援方法の提案

本論文で提案する土/水連成解析を用いたRAM支援方法を図-1に示す。図-1のフローに従い、その内容を概説する。軟弱地盤上の道路盛土の建設では事前に地盤調査が実施されるとともに、施工時には観測施工が行われる。これらの情報を設計図書および施工記録とともにデータベースに管理する。データベースをもとに建設段階の沈下・変形挙動を土/水連成解析を用いてシミュレーションする。これは観測施工後の事後解析 (Lambe¹⁰⁾の区分によるType C1予測に相当)、または観測施工と同時に実施する動態解析 (Lambe¹⁰⁾の区分によるType B1予測に相当)として行うものである。つまり解析に用いる構成則の選択、境界条件および地盤調査データから設定が困難なパラメータの設定などの解析上の不確定要因については、動態観測結果との比較を行うことで選択または改良することが可能である。このことは設計段階における地盤情報の不確実性に対して、動態観測結果と解析の両面から地盤状態把握の精度向上を意味していると考えられる。ここで、土/水連成解析による建設段階の事後解析または動態解析が実際の施工時における観測結果を良好にシミュレートできたとする。施工時の挙動をうまくシミュレートできたの

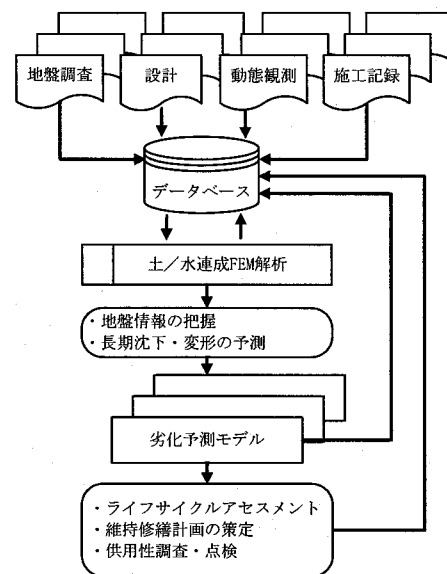


図-1 土/水連成解析を用いた道路アセットマネジメント (RAM) 支援方法

であるならば、この解析は将来における長期沈下・変形挙動も精度良く予測する可能性が高いと筆者らは考えている。そこでこの長期沈下・変形挙動の予測結果をもとに、劣化予測モデルを構築し、維持修繕計画の策定、ライフサイクルアセスメント (LCA) を行う。また一連の解析データ、劣化予測モデル、LCA 結果および供用後に実施される供用性調査結果をデータベースにフィードバックする。更新されたデータベースを有効活用して、例えば、現在の資産状態の推定、劣化予測モデルの精度向上による維持修繕計画の再策定、そして修繕・更新時の設計基本データ入手などを目的とした土/水連成解析による再解析を行うことも可能である。このような土/水連成解析を用いたRAM支援方法を確立することは、道路資産の運用、維持・修繕および更新の計画の際、力学的かつ工学的根拠に基づいた有用な意思決定材料を提供するものと考えられる。

3. 土/水連成解析による道路盛土の長期沈下・変形挙動の再現性

3.1 解析対象

道央自動車道 札幌IC～岩見沢IC間¹¹⁾は1978年に着工し、1983年11月に竣工・開通に至った総延長約32kmの高速道路である。本区間のうち約27kmは地盤表層部に自然含水比550～1200%の泥炭層が分布し、下位の軟弱沖積粘性土と合わせると厚さ20～30mの軟弱沖積層が分布する国内有数の超軟弱地盤地帯に位置している。道路盛土は平均盛土高さ6m、全土量は約780万m³である。軟弱地盤対策工には岩見沢地区および江別地区において実施された試験盛土の実績から、①緩速載荷工法、②プレロード工法、③押さえ盛土工法、④サンドドレーン工法、⑤情報化施工などが採用され、残留沈下対策としては①盛土幅員の余裕確保、②路面の上げ越し施工、③暫定舗装が実施されている。本検討では土/水連成解析による道路盛土の建設

段階および供用期間の長期沈下・変形挙動の再現性を検証するため、施工・調査記録¹²⁾と長期沈下追跡調査¹³⁾が報告されている江別試験盛土(TF-1)の無対策試験盛土(NF1)およびサンドドレーン対策試験盛土(SD)の隣接する2つの試験盛土を対象に長期沈下・変形解析を行い、実測値との比較を行う。図-2に江別試験盛土の横断面図、図-3(a),(b)に地盤調査結果を示す。

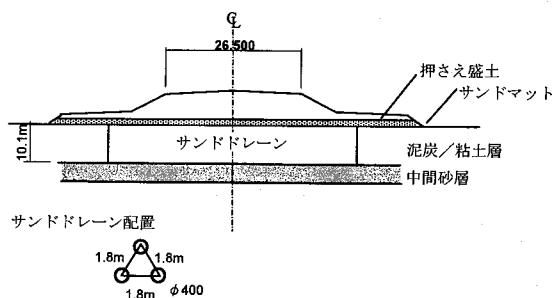
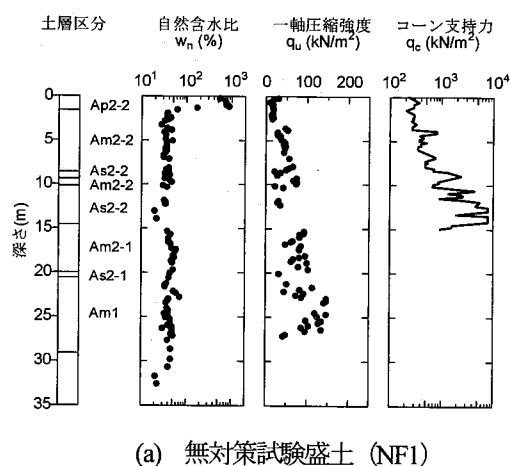
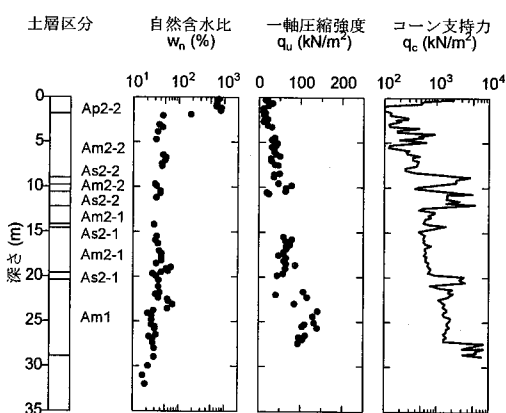


図-2 江別試験盛土(TF1-SD)横断面図¹⁰⁾



(a) 無対策試験盛土(NF1)



(b) サンドドレーン対策試験盛土(SD)

図-3 江別試験盛土(TF1)地盤調査結果

3.2 解析手法および解析条件

解析手法として、構成則に関口・太田による弾粘塑性モデル¹⁴⁾を組み込んだ土/水連成有限要素解析コードDACSAR¹⁵⁾¹⁶⁾¹⁷⁾¹⁸⁾を用いた。盛土形状は道路横断方向において左右対称とみなし、図-4に示す片側半分を解析領域

とする2次元有限要素モデルを用いた。解析では図中に示した変位境界条件および水理境界条件を課した。サンドマット要素および盛土要素は実際の盛立て工程に合わせて逐次追加できるよう分割した。解析には実際の施工履歴・盛立て工程を可能な限り詳細に反映した。調査結果では地下水面の季節変動があるが、解析では通年における平均地下水面高さ(NF1:GL-0.9m, SD:GL-0.6m)を設定した。また沈下にもなって発生する盛土に作用する浮力を考慮した。解析に用いる土の構成則は建設段階における数ケースの予備解析による検討をもとに選択した。予備解析の結果、粘土層は関口・太田による弾粘塑性モデル¹⁴⁾、泥炭層は関口・太田による弾塑性モデル¹⁴⁾を選択した。山口ら¹⁹⁾は、泥炭が「鉱物質の土粒子集合体から成る無機質土と比較して、きわめて二次圧密性に卓越した材料である」ことを示している。予備解析において泥炭層に弾粘塑性モデルを選択したケースの解析を行ったところ、盛土下部の泥炭層の要素が破壊し、計算を途中で継続することができなかった。そこで泥炭の二次圧密を考慮したモデル化は今後の課題とし、建設段階における圧縮量を概ね良好に再現する弾塑性モデルを選択することにした。

図-3(b)に示すSDのコーン貫入試験結果によれば、泥炭層の地表部はコーン支持力が大きな値を示している。筆者らはこれを表層クラストと推定し、線形弾性モデルを選択した。また中間砂層は線形弾性モデル、盛土材料およびサンドマット層は比較のため、①線形弾性モデルと②関口・太田による弾塑性モデルの2ケースを選択した。

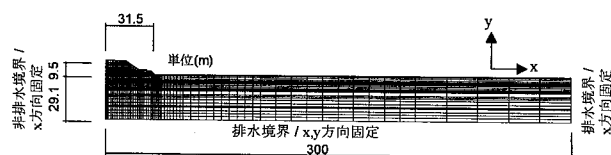


図-4 有限要素モデル(TF1-NF1)

3.3 構成パラメータの同定

提案するアセットマネジメント支援方法の有用性を検証するため、既存資料を活用する構成パラメータの同定方法を検討した。但し、この方法は地盤の現状把握を目的に新たに地盤調査を否定するものでない。水田ら⁹⁾が示すように、将来の性能評価を目的とした解析の精度向上の観点から、その結果の利用目的と経済性を考慮した上でこれらを実施することは望ましい。

道央自動車道札幌IC～岩見沢IC間の土質調査データ²⁰⁾より土質定数間の相関関係を算出した結果を表-1に示す。これは札幌IC～岩見沢IC間の軟弱地盤における平均的な傾向を示したものと見える。解析に用いた構成パラメータの同定は表-1の相関関係を用いて図-5(a)(b)に示す入力パラメータ決定チャートに従って同定した。粘土層は図-5(a)に示すIizuka・Ohta¹⁵⁾による塑性指数を用いた手法およびOhtaら²¹⁾による一軸圧縮強度を用いた手法より構成パラメータを同定した。構成則に選択した関口・太田による弾粘塑性モデル¹⁴⁾では、わが国で一般的に実施されてきたこれらの地盤調査結果をもとに、解析に必要な構成パラメ

ータを同定する方法¹⁵⁾²¹⁾を一連の研究で示している。本論文が提案するデータベースを積極的に活用するRAM支援方法においては、このような構成パラメータの同定根拠やその再現性なども、解析に用いる構成則の重要な選択基準となり得ると筆者らは考えている。泥炭層は塑性指数が得られなかったため、図-5(b)に示す林ら²²⁾²³⁾が示す強熱減量から有効内部摩擦角と静止土圧係数を推定する方法などを用いた同定方法を検討した。泥炭層の表層クラストについては Sanglerat²⁴⁾の方法を用いてコーン支持力から変

表-1 札幌～岩見沢間における土質定数の相関関係

	泥炭 (Ap2-2)	粘土 (Am1)
$w_n(\%) \cdot Lig(\%)$	$w_n = 10 Lig$	-
$w_s(\%) \cdot w_L(\%)$	-	$w_L = 0.978 w_s + 6.85$
$w_n(\%) \cdot e_i$	$e_i = w_n / 100 \times 1 / (0.00327 Lig + 0.356)$	$e_i = 2.65 w_n / 100$
$w_L(\%) \cdot I_p(\%)$	-	$I_p = 0.77(w_L - 17)$
$w_L(\%) \cdot C_c$	$C_c = 0.088 Lig$	$C_c = 0.014(w_L - 20)$
$C_c \cdot \bar{C}_s$	$\bar{C}_s = C_c / 10$	$\bar{C}_s = C_c / 10$
$OCR \cdot \sigma'_{vi} (kN/m^2)$	$OCR = 4.08 - 1.072 \ln(\sigma'_{vi})$	$OCR = 4.03 - 0.594 \ln(\sigma'_{vi})$

	粘土 (Am2-1)	粘土 (Am2-2)
$w_n(\%) \cdot Lig(\%)$	-	-
$w_s(\%) \cdot w_L(\%)$	$w_L = 0.826 w_s + 8.22$	$w_L = 0.711 w_s + 15.45$
$w_n(\%) \cdot e_i$	$e_i = 2.74 w_n / 100$	$e_i = 2.75 w_n / 100$
$w_L(\%) \cdot I_p(\%)$	$I_p = 0.80(w_L - 17)$	$I_p = 0.75(w_L - 15)$
$w_L(\%) \cdot C_c$	$C_c = 0.016(w_L - 20)$	$C_c = 0.015(w_L - 20)$
$C_c \cdot \bar{C}_s$	$\bar{C}_s = C_c / 10$	$\bar{C}_s = C_c / 10$
$OCR \cdot \sigma'_{vi} (kN/m^2)$	$OCR = 3.14 - 0.406 \ln(\sigma'_{vi})$	$OCR = 4.57 - 0.633 \ln(\sigma'_{vi})$

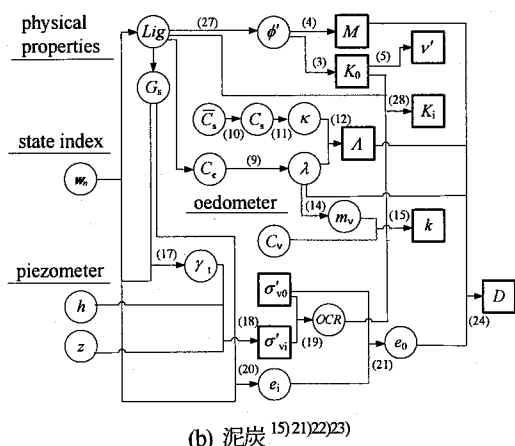
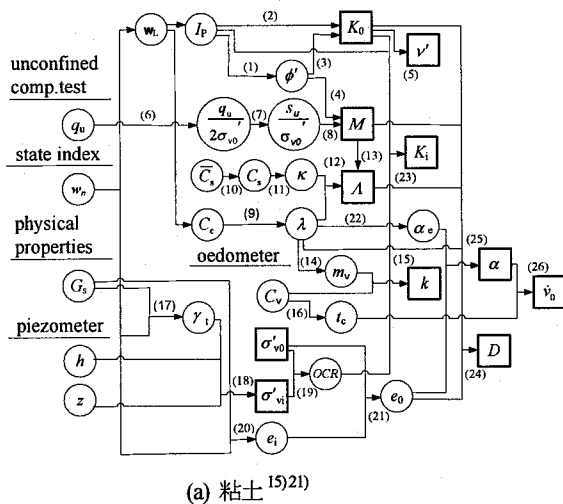


図-5 構成パラメータの同定方法¹⁵⁾²¹⁾²²⁾²³⁾

形係数を推定した。粘土層と泥炭層の圧密係数は土質調査結果²⁰⁾から得られた $\log C_c \cdot \log \sigma'_{v0}$ 関係より先行時の圧密係数を初期値に設定した。また間隙比の減少に伴う透水係数低下率は圧縮指数の値と仮定した²⁵⁾。粘土層の二次圧密係数は図-5中の式(25)に示す平均値を設定した。盛土材料およびサンドマット層は、パラメータ同定のための土質試験結果が殆ど得られなかったため、①線形弾性モデルには過去の解析実績を参考に弾性係数とポアソン比を仮定し、②弾塑性モデルには締固め土を過圧密土としてモデル化し高速道路盛土の解析を実施した稲垣ら²⁶⁾の構成パラメータの値をそのまま仮定し用いた。中間砂層は Lunne・Christophersen²⁷⁾の方法を用いてコーン支持力より変形係数を推定した。また透水係数は20%粒径を用いて Creagerの方法²⁸⁾により推定した。サンドドレーン部は三次元配置されたサンドドレーン部と原地盤により構成される改良範囲を一樣な二次元地盤と仮定し、等価な透水係数を与えることでモデル化した。Barronの水平方向放射流れと Terzaghiの鉛直方向一次元流れによる50%圧密時間が一致するように見かけの圧密係数を算出し、さらに処理地盤自体の乱れを考慮して原地盤の透水係数に対する倍率を設定した²⁶⁾。本検討では原地盤の約10倍と算出された。解析ではサンドドレーン打設時にサンドドレーン部の物性のうち透水係数と初期体積ひずみ速度を変化させ、他の

- (1) $\sin \phi' = 0.81 - 0.233 \log I_p$ Kenny (1959)
- (2) $K_0 = 0.44 + 0.42 \times 10^{-2} I_p$ Massarsch (1979)
- (3) $K_0 = 1 - \sin \phi'$ Jaky (1944)
- (4) $M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$
- (5) $v' = K_0 / (1 + K_0)$
- (6) $(q_u / 2 \sigma'_{v0})_{NC} = 1 / (OCR)^4 (q_u / 2 \sigma'_{v0})_{OC}$ Ohta (1988)
- (7) $(S_u / \sigma'_{v0})_{CKOUC} = \mu (q_u / 2 \sigma'_{v0})_{NC}$ Ohta (1988)
- (8) M determined using $(S_u / 2 \sigma'_{v0})_{CKOUC}$ Ohta (1988)
- (9) $\lambda = 0.434 C_c$
- (10) $\bar{C}_s / C_s = 1 - \log \beta / \log(OCR)$
 $\beta = (1 + 2 K_0) / (1 + 2 K_0)$
- (11) $\kappa = 0.434 C_s$
- (12) $A = 1 - \kappa / \lambda$
- (13) $A = M / 1.75$ Karube (1975)
- (14) $m_v = 3 \lambda / ((1 + e_0)(1 + 2 K_0) \sigma'_{v0})$
- (15) $k = m_v C_v \gamma_w$
- (16) $t_c = H^2 Tv(90\%) / C_v$ Sekiguchi (1977)
- (17) $\gamma_i = G_s \gamma_w (1 + w_n) / (1 + G_s w_n)$
- (18) $\sigma'_{vi} = \gamma_i z \cdot p_w$
- (19) $OCR = \sigma'_{v0} / \sigma'_{vi}$
- (20) $e_i = G_s w_n$
- (21) $e_0 = e_i - \lambda (1 - A) \ln(\bar{OCR})$
 $\bar{OCR} = OCR (1 + 2 K_0) / (1 + 2 K_0)$
- (22) $\alpha_e / \lambda = 0.05 \pm 0.02$ (for clay) Mesri&
 $\alpha_e / \lambda = 0.07 \pm 0.02$ (for peat) Godlewshi (1977)
- (23) $K_i = K_0 (OCR)^m$ Alpan (1967)
 $m = 0.54 \exp(-I_p / 122) + 0.45$ (for clay)
- (24) $D = \lambda A / (M(1 + e_0))$ Ohta (1971)
- (25) $\alpha = \alpha_e / (1 + e_0)$ Sekiguchi (1977)
- (26) $v_0 = \alpha / t_c$ Sekiguchi (1977)
- (27) $\phi' = 0.19 Lig + 32$ (for peat) Hayashi (2005)
- (28) $K_i = K_0 (OCR)^m$ Hayashi (2006)
 $m = 0.005 Lig + 0.45$ (for peat)

表-2 同定した構成パラメータ群の一例 (江別試験盛土 TF1-SD)

土層区分	構成則	m		D	Λ	M	ν	k/y _w	kN/m ²		kN/m ²		α	V ₀	λ	e ₀	λ _k	kN/m ³		
		深さ	厚さ						σ' _{v0}	K ₀	σ' _{vi}	K _i						γ _s	lame λ	lame μ
盛土材	線形弾性モデル						0.333	8.810E-03		9.90	1.000							19.80	14814	7429
遮水層	線形弾性モデル						0.333	2.643E-04		4.30	1.000							19.80	3667	1839
サンドマット層	線形弾性モデル						0.333	8.810E-03		9.07	1.000							18.14	7335	3679
泥炭層 (Ap2-2)	線形弾性モデル	0.0 ~ 0.6	0.6				0.220	1.638E-03		3.09	0.665				11.942	2.773	10.31	564	718	
	弾塑性モデル	0.6 ~ 0.9	0.3	0.095	0.845	1.887	0.220	6.567E-04	13.24	0.282	6.26	0.518		2.773	12.027	2.773	10.31			
		0.9 ~ 1.8	0.9	0.095	0.846	1.887	0.220	6.414E-04	13.55	0.282	6.57	0.508		2.773	12.034	2.773	10.31			
粘土層 (Am2-2)	弾粘塑性モデル	1.8 ~ 3.8	2.0	0.055	0.770	1.060	0.351	4.763E-05	41.20	0.540	14.27	1.394	0.0038	6.190E-06	0.162	1.149	0.162	17.28		
		3.8 ~ 5.8	2.0	0.055	0.778	1.070	0.351	2.129E-05	71.09	0.540	29.21	1.196	0.0038	4.774E-06	0.162	1.152	0.162	17.28		
		5.8 ~ 7.8	2.0	0.055	0.783	1.080	0.351	1.384E-05	95.91	0.540	44.15	1.081	0.0038	4.187E-06	0.162	1.153	0.162	17.28		
		7.8 ~ 9.0	1.2	0.055	0.786	1.080	0.351	1.074E-05	113.37	0.540	56.10	1.013	0.0038	3.841E-06	0.162	1.155	0.162	17.28		
砂層 (As2-2)	線形弾性モデル	9.0 ~ 9.8	0.8				0.333	2.467E-02		64.19							18.82	7488	3775	
粘土層 (Am2-2)	弾粘塑性モデル	9.8 ~ 10.6	0.8	0.050	0.789	1.140	0.348	8.261E-06	132.77	0.533	70.90	0.938	0.0036	2.784E-04	0.149	1.077	0.149	17.56		
砂層 (As2-2)	線形弾性モデル	10.6 ~ 12.2	1.6				0.333	2.467E-02		81.21							18.82	7488	3775	
粘土層 (Am2-1)	弾粘塑性モデル	12.2 ~ 14.2	2.0	0.050	0.804	1.110	0.342	4.173E-05	124.13	0.519	96.67	0.652	0.0034	8.298E-04	0.142	1.065	0.142	18.06		
砂層 (As2-1)	線形弾性モデル	14.2 ~ 14.6	0.4				0.333	2.467E-02		106.72							18.82	4993	2504	
粘土層 (Am2-1)	弾粘塑性モデル	14.6 ~ 15.6	1.0	0.065	0.806	0.940	0.346	3.172E-05	137.48	0.530	112.44	0.635	0.0038	2.824E-05	0.165	1.175	0.165	17.64		
		15.6 ~ 17.6	2.0	0.065	0.807	0.940	0.346	2.631E-05	146.84	0.530	124.19	0.616	0.0038	2.502E-05	0.165	1.175	0.165	17.64		
砂層 (As2-1)	線形弾性モデル	17.6 ~ 19.6	2.0	0.065	0.809	0.940	0.346	2.156E-05	158.62	0.530	139.86	0.594	0.0038	2.215E-05	0.165	1.176	0.165	17.64		
粘土層 (Am1)	弾粘塑性モデル	19.6 ~ 20.4	0.8				0.333	2.467E-02		151.30							18.82	7488	3775	
		20.4 ~ 20.9	0.5	0.065	0.813	1.130	0.355	1.864E-05	161.10	0.550	156.83	0.563	0.0045	6.860E-06	0.201	1.237	0.201	17.48		
		20.9 ~ 22.9	2.0	0.065	0.814	1.130	0.355	1.772E-05	165.08	0.550	166.41	0.546	0.0045	6.682E-06	0.201	1.238	0.201	17.48		
		22.9 ~ 24.9	2.0	0.066	0.900	1.220	0.355	1.476E-05	181.75	0.550	181.75	0.550	0.0045	6.126E-06	0.201	1.238	0.201	17.48		
		24.9 ~ 26.9	2.0	0.066	0.900	1.220	0.355	1.257E-05	197.09	0.550	197.09	0.550	0.0045	5.657E-06	0.201	1.238	0.201	17.48		
26.9 ~ 28.9	2.0	0.066	0.900	1.220	0.355	1.075E-05	212.43	0.550	212.43	0.550	0.0045	5.217E-06	0.201	1.238	0.201	17.48				

構成パラメータは原地盤の値をそのまま用いた。また試験盛土では圧密促進を目的にサンドマット内に地下排水工が設置されたが、解析では地下排水工の設置による排水性の向上²⁰⁾をサンドマットの透水係数の上昇に置き換えてその効果を表現した。同定した軟弱地盤の構成パラメータ群の一例を表-2に示す。

3.4 シミュレーション結果と実測値の比較

図-6(a)~(d)に無対策試験盛土(NF1)、図-7(a)~(d)にサンドドレーン対策試験盛土(SD)のシミュレーション結果と実測値の比較を示す。プロットは計算値で、実線が実測値である。計算値は盛土材・サンドマット材の構成則に①線形弾性モデルと②関口・太田による弾塑性モデルを用いたケースにおける計算値の比較を示した。(a)図に盛土本体の盛立て工程と建設段階における盛土中央の地表面沈下量の変化、(b)図に供用後の盛土中央の地表面沈下量の経年の変化、(c)図に建設段階における盛土中央における泥炭層、粘土層(Am2-2層)およびAm2-2層以下の層間圧縮量の変化、(d)図に建設段階における各層の過剰間隙水圧の変化を示す。

まず(a)図の下段に示す盛土中央の地表面沈下はNF1、SDとも計算値は実測値とよく合っている。線形弾性モデルと弾塑性モデルの比較では殆ど差異は見られないが、弾塑性モデルの方が若干大きな値となっている。(b)図に示す変化はNF1において沈下曲線のモードがやや異なり、供用後10年間の計算値は実測値より最大0.05m程度小さい値となっている。供用10年目以降は沈下量および沈下曲線のモードは実測値とほぼ一致している。SDにおいては、供用後20年間の沈下を高い精度で再現している。線形弾性モデルと弾塑性モデルの比較では殆ど差異は見られないが、建設段階と同様に弾塑性モデルの方が若干大きな値となっている。(a)図および(b)図より限定された条件ではあるが、土/水連成解析による建設段階の事後解析が、建設時における観測結果を良好にシミュレーションでできる場合、将来における長期沈下・変形挙動も精度良く予測する可能性が高いと考える筆者らの仮説の妥当性を裏付ける一例を示している。

次に(c)図および(d)図に示す各層の沈下挙動と間隙水圧

のシミュレーション結果と実測値の比較を行う。供用後の長期観測結果は得られなかったもので、建設段階についてのみ示した。(c)図の1段目に示す泥炭層(Ap2-2層)においてNF1、SDとも一次盛土終了時の圧縮量は実測値とほぼ一致している。二次盛土終了以降は0.1m程度大きく圧縮量を算出しているものの、初期の層厚1.6mに対して約6%の差異である。(c)図の2段目に示す粘土層(Am2-2層)においてはNF1、SDとも一次盛土終了時の圧縮量はNF1、SDとも0.2m程度ほど小さく算出しているものの、初期の層厚7mに対して約3%の差異となっている。また二次盛土終了以降は計算値と実測値はよく合っている。(c)図の3段目に示す下部層においてはNF1、SDとも計算値と実測値は概ねよく合っている。SDにおいて0.1m程度圧縮量を過大に算出しているものの、その差異は初期の層厚19.9mに対して約0.5%である。

建設段階における各層の間隙水圧の変化は、(d)図の1段目に示すサンドマット内の間隙水圧ではNF1、SDとも計算値と実測値はよく合っている。(d)図の2段目に示す泥炭層において、NF1、SDとも実測値では大きな間隙水圧の発生が見られるが、計算値では殆ど発生していない。水理境界条件の設定、透水係数または構成モデルの設定のいずれかに課題があると推察されるが、泥炭の二次圧密の考慮と同様に今後の課題としたい。(d)図の3段目に示す粘土層と砂層の計算値と実測値は過剰間隙水圧の発生と消散の過程は概ね再現しているが、計算値は実測値よりも高い値となっている。SDにおける粘土層での間隙水圧の実測値は改良範囲内の原地盤内のものである。計算値も参考に示したが、3.3に示したように三次元配置されたサンドドレーン部と原地盤により構成される改良範囲を一樣な二次元地盤と仮定し、等価な透水係数を与えるモデル化の方法から考えると、実測値と計算値の比較に特に意味がある訳ではない。また(c)図、(d)図とも線形弾性モデルと弾塑性モデルの比較では殆ど差異は見られない結果となっている。図-8(a)(b)に盛立て終了直後の地中水平変位の比較を示す。図-8(a)よりNF1において盛土材に線形弾性モデルを用いた場合と弾塑性モデルを用いた場合を比較すると、地中水平変位における変形モードは大きく異なっている。線形弾性モデルでは地表部において盛土中央方

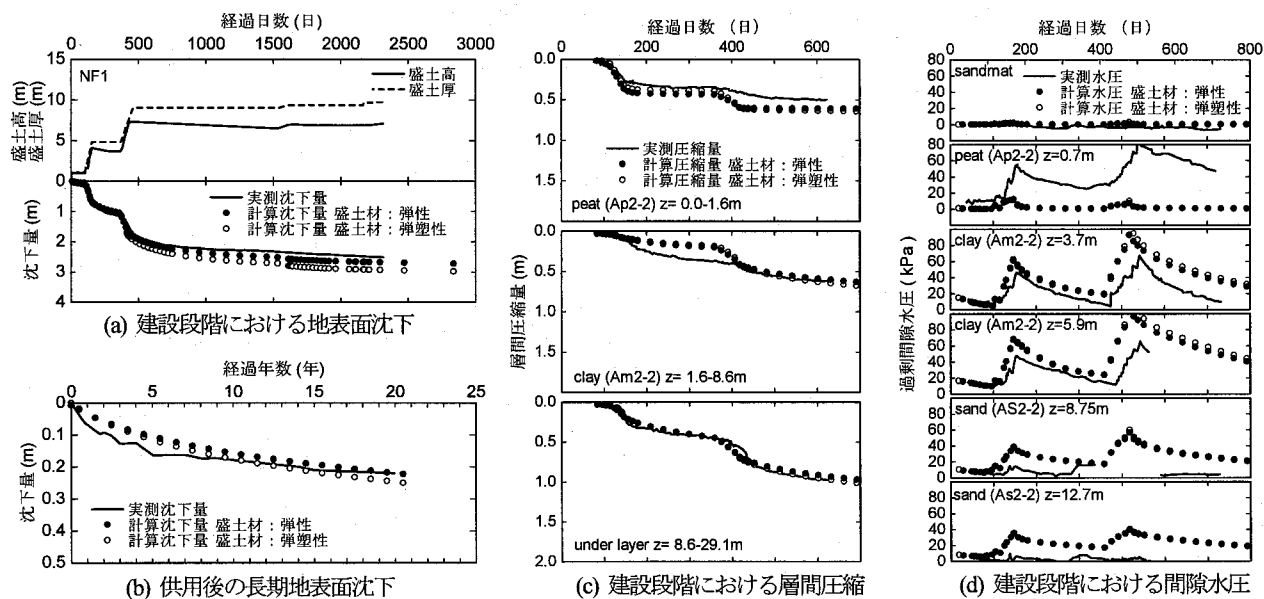


図-6 シミュレーション結果と実測値の比較 (江別試験盛土 TF1-NF1)

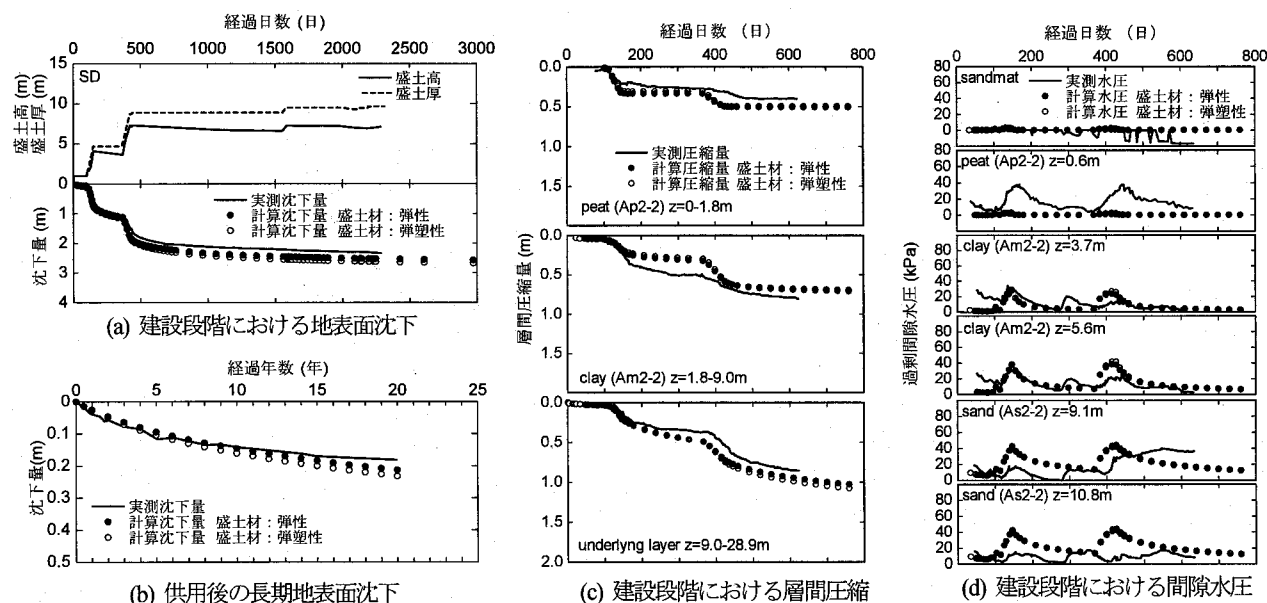


図-7 シミュレーション結果と実測値の比較 (江別試験盛土 TF1-SD)

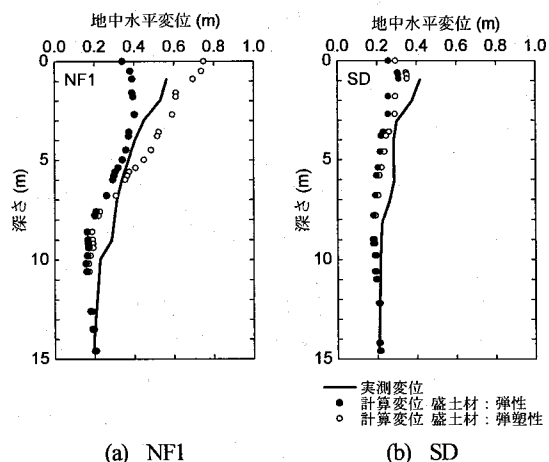


図-8 地中水平変位のシミュレーション結果と実測値の比較

向に引張りを受けたような変形モードであり、変位量の計算値は実測値と比較して約30%小さい値となっている。弾塑性モデルでは反対に地表面に近いほど盛土外側方向に変形が広がる実測値に近い変形モードとなっているが、変位量は約20%大きい値となっている。図-8(b)のSDにおける線形弾性モデルと弾塑性モデルの比較では、ともに地表面において盛土中央方向に引張りを受けたような同一の変形モードであり、実測値と比較して変位量は約20%小さい値となっている。このことは図-8(a)の示す傾向と異なっている。これは地表面クラストに線形弾性モデルを選択したことに起因していると考えられる。地中水平変位を精度よくシミュレートするためには、軟弱地盤層の構成則の選択、構成パラメータの同定および境界条件などの設定に加えて、盛土材・サンドマット材の適切なモデル化の検討も重要であると考えられる。以上で述べたように、土／

水連成解析を用いた建設段階の事後解析が、建設時における観測結果を良好にシミュレートできる場合、限定された条件ではあるが、将来における長期沈下・変形挙動も十分な精度をもって再現できると考えられる。

4. 実在する軟弱地盤上の高速道路におけるアセットマネジメント支援のケーススタディ

4.1 解析対象

解析区間は道央自動車道 江別東 IC 橋 (A2 側, STA 162+16) ~ 江別太 2 号橋 (A1 側, STA 172+41) 間の延長 1025m の区間である。本区間は江別試験盛土 (TF-1) の札幌側約 2km に位置している。軟弱地盤の構成は江別試験盛土とほぼ同じ構成であるが、泥炭層の厚さは平均 4.5m、全体の軟弱層厚も平均 35.5m と厚く分布している。また札幌 IC ~ 岩見沢 IC 間において盛土開始から供用 20 年間に於いて最も沈下が発生した区間であり、最大沈下量は盛土開始から約 5.4m、供用開始から約 0.9m となっている¹¹⁾。本区間については供用初期に実施された公団法³¹⁾などの沈下予測手法を用いた維持管理の計画・検討の成果が詳細に報告³¹⁾されている。本検討では代表断面として STA 162+40, 165+40, 169+00, 172+20 の 4 断面を選定し土/水連成解析を実施した。図-9 に本区間の標準横断面²⁰⁾、図-10 に解析断面の地盤調査結果¹³⁾、表-3 に解析断面の主要な盛土対策工の概要²⁰⁾を示す。

4.2 解析方法および構成パラメータの同定

本区間は前述の江別試験盛土 (TF1) と比較して、構成パラメータの同定に用いる既存資料や動態観測データは限定されている。そこで試験盛土のデータ・解析において選択した方法を活用するとともに、予備解析と建設段階の沈下観測データの比較により地盤状態の把握精度の向上を図った。解析には土/水連成有限要素解析コード DACSAR¹⁵⁾¹⁶⁾¹⁷⁾¹⁸⁾を用いた。本検討では図-4 と同様の片側半分を解析領域とする 2 次元有限要素モデルを用いた。竜田ら⁷⁾は高速道路盛土の解析において、道路縦断方向を断面とする 2 次元有限要素モデルを適用し、縦断方向の変形解析を実施している。また 3 次元有限要素モデルの適用により、道路縦横断方向の変形量を把握することができる。これらの適用は RAM 支援において更に有用な情報を与えると考えられるが、今後の検討課題としたい。解析に用いる土の構成則は 3.4 における長期沈下・変形挙動の再現解析結果と建設段階における数ケースの予備解析による確認をもとに選択した。その結果、粘土層に関口・太田によ

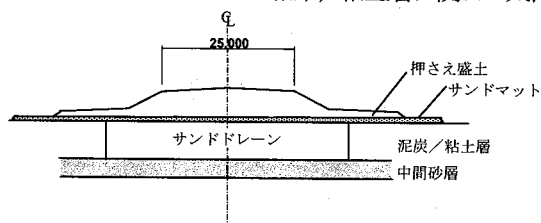


図-9 解析区間の標準横断面図¹⁸⁾

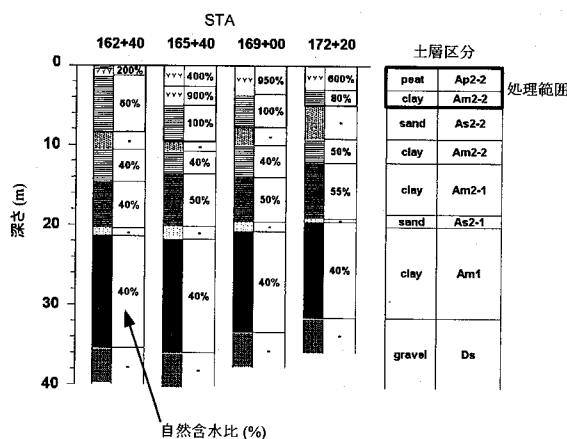


図-10 解析断面の地盤調査結果

表-3 解析断面の盛土対策工の概要

対策工種別	162+40	165+40	169+00	172+20
サンドドレーン工	△ 1.5m φ 400	—	△ 2.0m φ 400	△ 1.5m φ 400
サンドコンパクションパイル工	—	□ 1.4m φ 700	—	—
プレロード工	○	—	—	—

る弾粘塑性モデル¹⁴⁾、中間砂層は線形弾性モデル、泥炭層は関口・太田による弾塑性モデル¹⁴⁾を選択した。泥炭層の地表部は表層クラストの存在を推定し、線形弾性モデルを選択した。泥炭層の地表部に線形弾性モデルを選択した図-8(b)に示す結果より、盛土材料およびサンドマット層の構成則として線形弾性モデルと弾塑性モデルのどちらかを積極的に選択する理由は得られなかった。そこで、これらは今後の課題とし、過去の解析実績が豊富な線形弾性モデルを本検討では用いた。STA162+40 で実施されたプレロード工は盛土天端の接点に荷重を載荷・除荷するケースと荷重の除荷を行わないケースの 2 ケースを予備解析で比較した。荷重を載荷・除荷するケースでは除荷後約 0.2 から 0.3m のリバウンドが発生したが、実測では図-11 STA162+40 (b)図に示すように殆どリバウンドは発生していない。泥炭層の膨潤指数の設定などに課題があると推察されるが、ここでは今後の課題とし、概ね実測値の傾向をよく表現する荷重の除荷を行わないケースを用いた。解析に用いた構成パラメータの同定は表-1 の相関関係を用いて図-5(a)(b)に示す入力パラメータ決定チャートに従って同定した。粘土層は一軸圧縮強度のデータが得られなかったため、図-5(a)に示す塑性指数を用いた手法より構成パラメータを推定した。泥炭層については図-5(b)に示す方法を用いた。泥炭層の表層クラストについてはコーン貫入試験のデータが得られなかったため、江別試験盛土のデータよりコーン支持力を仮定し、Sanglerat²⁴⁾の方法を用いて変形係数を推定した。粘土層と泥炭層の圧密係数は土質調査結果から得られた $\log C_v - \log \sigma'_{v0}$ 関係から先行時の圧密係数として設定した。また間隙比の減少に伴う透水係数低下率は圧縮指数の値と仮定した。粘土層の二次圧密係数は

図-5 中の式(25)に示す値の平均値を設定した。盛土材料およびサンドマット層は江別試験盛土の解析において用いた弾性係数とポアソン比を仮定した。中間砂層は表層クラストと同様に江別試験盛土のデータよりコーン支持力を仮定し、Lunne・Christophersen²⁷⁾の方法を用いて変形係数を推定した。また透水係数は江別試験盛土(TF1)の土質調査より得られた20%粒径を用いて、Creagerの方法²⁸⁾により推定した。サンドドレーン部は試験盛土の解析で用いた方法とした。STA165+40で実施されたサンコンパクションパイル(SCP)工はSCP置換率から算出される低減係数を圧縮指数と膨潤指数に乘じる方法²⁹⁾³⁰⁾を用いた。

4.3 シミュレーション結果と実測値の比較

図-11に各解析断面のシミュレーション結果と実測値の比較を示す。プロットは計算値で、実線は実測値である。(a)図に盛土本体の盛立て工程と建設段階における盛土中央の地表面沈下量の変化、(b)図に供用後の盛土中央の地表面沈下量の経年変化を示す。(a)図の下段に示す盛土中央の地表面沈下は各断面とも計算値は実測値とよく合っている。(b)図に示す供用後の盛土中央の地表面沈下量の経年変化はSTA162+40の計算値は実測値とよく合っている。

STA165+40, STA169+00およびSTA172+20では沈下曲線のモードはよく合っているものの、計算値は実測値より小さい値となっている。供用20年目においてSTA165+40, STA169+00では実測値の約70%, STA172+20では実測値の約80%の沈下量となっている。江別試験盛土の泥炭層の厚さはNF1, SDではそれぞれ1.6m, 1.8mに対して、それぞれSTA162+40, STA165+40, STA169+00, STA172+20はそれぞれ1.2m, 5.0m, 3.6m, 3.0mとなっている。泥炭層が厚いほど計算値は実測値より小さい値となる傾向がうかがえる。この傾向は泥炭の二次圧密に起因していると考えられる。シミュレーションでは前述したように解析の便宜上、泥炭層に弾塑性モデルを選択したが、泥炭の二次圧密を考慮したモデル化は今後の課題としたい。構成パラメータの同定に用いる既存資料や動態観測データが限定されている条件で、試験盛土のデータ・解析において選択した方法を活用するとともに、予備解析と建設段階の沈下観測データとの比較により地盤状態の把握精度の向上を図った上で、土/水連成解析による長期沈下・変形解析を行った。再現精度は試験盛土の解析結果と比較してやや劣るものの、建設段階および供用後の長期沈下・変形挙動は概ね再現できたと考えられる。

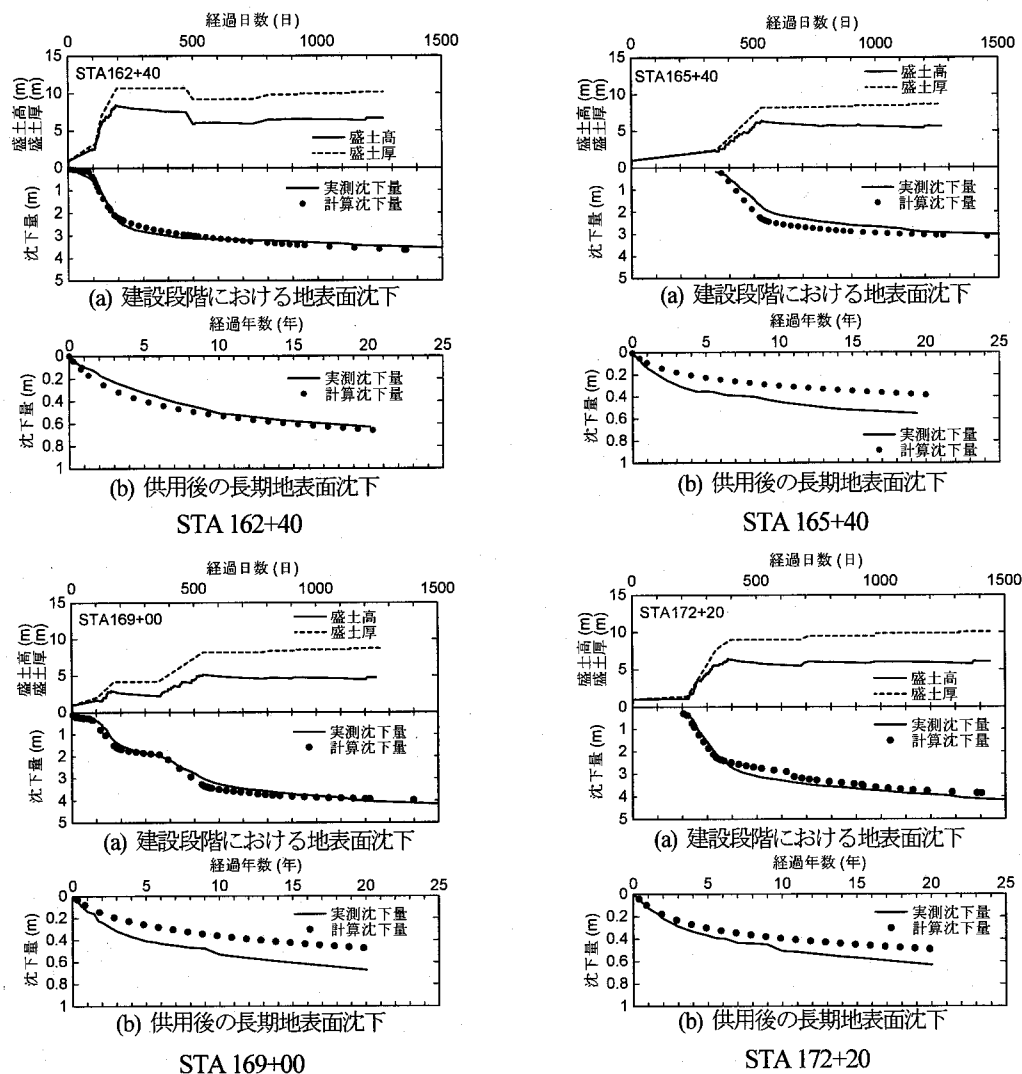


図-11 シミュレーション結果と実測値の比較 (道央自動車道 江別東IC橋～江別太2号橋間)

4.4 シミュレーション結果に基づいた劣化予測方法の検討

(1) 評価単位の設定

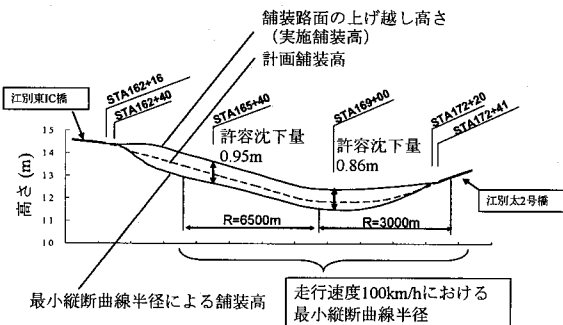
本検討では解析区間における道路盛土の長期沈下・変形に追従する舗装の変形に起因する道路の劣化曲線をシミュレーション結果に基づき作成し、過去 20 年間の実際の修繕履歴との比較を行う。劣化曲線の作成にあたっては、①道路の要求性能である走行性、快適性および安全性、②道路盛土の劣化に起因する舗装の劣化の関係を示す評価単位が必要となる。定量的な評価単位を検討するため、表一3 に示す指標の相互関係を用いる。

表一3 指標の相互関係

道路盛土の沈下・変形に関する指標	道路の性能に関連付けられた指標	道路性能指標
・沈下量 ・側方変位量	・縦断線形 ・段差量 ・横断勾配 ・平坦性 ・道路排水性	・時間損失 ・事故率 ・車両走行費用

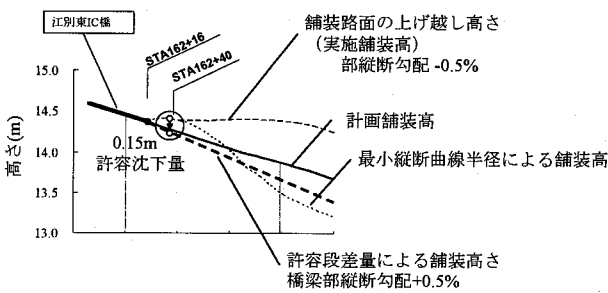
表の左側に道路盛土の沈下・変形に関する指標を示す。これらの指標は供用性調査による実測・点検で調べれば分かるが、土/水連成解析による定量的な予測も可能である。表の右側に道路の要求性能である走行性、快適性および安全性に関する道路性能指標を示す。この道路性能指標は HDM-4⁹⁾ などにおいて評価単位として導入されているものである。次に、この二者の関係を相互に関連付ける指標を表中央に示す。この道路の性能に関連付けられた指標を用いることにより、例えば、道路盛土の沈下は縦断線形を悪化させ、最終的に車両走行性の低下に伴う利用者の時間損失の要因となる、といった指標間の相互関係を定量的に結びつけることが可能となる。筆者らは、土構造物の劣化に起因する道路性能の低下と交通荷重の影響によるわだち掘れ、平坦性、ひび割れといった舗装自体の劣化に起因する道路性能の低下の双方を力学的なアプローチを用いて一体的に予測し、表一3 の右側に示す道路性能指標を用いた性能照査に基づく RAM 支援方法を確立することを今後の研究目的としている。本論文ではその第一段階として、土構造物の劣化に起因する道路性能の低下に着目し、表一3 中央に示す指標のうち、本検討の時点で実測値との比較が可能であった①沈下量と縦断線形、②沈下量と段差量の関係に限定して、劣化予測に用いる評価単位の検討を行った。図一12³¹⁾に沈下量と縦断線形の関係を示す。図中の縦軸は道路高さ、横軸は測点を示す。図中の破線は計画舗装高、上の実線は実施舗装高を示す。この区間では残留沈下対策として約 0.5m の路面の上げ越しが行われている。設計速度 100km/h における絶対最小縦断曲線半径³¹⁾は凹形曲線で 3000m、凸形曲線で 6500m としている。この絶対最小縦断曲線半径を道路のサービス水準の下限值とみなし、図中にその舗装高を示した。ここで江別東 IC 橋と江別太 2 号橋間の解析区間を約 3 等分した箇所の中央 2 箇所

に位置する STA165+40 と STA169+00 の断面を、沈下に伴う縦断線形の悪化の影響を照査する代表断面とみなした。これらの実施舗装高と絶対最小縦断曲線半径による舗装高の差は、それぞれ 0.95m、0.86m となる。本検討ではこの差を許容沈下量と定義し、劣化予測の評価単位とした。



図一12 沈下量と縦断線形の関係³¹⁾
(文献 31 を筆者らが修正・加筆)

次に江別東 IC 橋と江別太 2 号橋付近に位置する STA162+40 と STA172+20 の断面を、沈下に伴う橋台部・路面間の段差の影響を照査する代表断面とみなした。図一13³¹⁾に江別東 IC 橋付近 (STA162+40) における沈下量と橋台部・路面間の段差量の関係を一例として示す。図中の縦軸は道路高さ、横軸は測点を示す。図中の最上の破線は実施舗装高を示し、この区間では残留沈下対策として橋梁縦断勾配+0.5%の路面の上げ越しが行われている。図中の下の破線は図一12 の絶対最小縦断曲線半径による舗装高を示す。実線は計画舗装高、太破線は橋梁縦断勾配+0.5%の舗装高を示し、舗装高がこの勾配以上になった時点をサービス水準の下限值とみなし、段差修正の補修基準³¹⁾とした。STA162+40 における実施舗装高と橋梁縦断勾配+0.5%の舗装高の差は 0.15m となる。本検討ではこの差を許容段差量と定義し、劣化予測の評価単位とした。なお STA172+20 における許容段差量は 0.16m である。



図一13 沈下量と段差量の関係³¹⁾
(文献 31 を筆者らが修正・加筆)

図一14³¹⁾に江別東 IC 橋～江別太 2 号橋間におけるアスファルト舗装構造を示す。本区間では残留沈下対策として、供用後 4 年間は図左に示す暫定舗装断面とし、4 年間の舗装計画交通量予測からアスファルト舗装の必要等値換算厚 (TA) を 19cm に設定された。図中央は供用 4 年後の舗装の劣化の模式図である。4 年間に舗装路面は沈下すると

ともに、当時使用されていたスパイクタイヤによる磨耗わだち掘れが発生すると予想された³¹⁾。同地区においては磨耗わだち掘れのため4年間に1回の割合で舗装補修が行われていた³¹⁾。そこで供用4年間で暫定舗装とし、4年後に図右に示す完成舗装化（ $T_A=23\text{cm}$ ）と沈下縦断修正を同時に行う段階施工が計画された。本検討では許容沈下量・許容段差量と合わせて、この段階施工も劣化予測に考慮する。各解析断面における劣化予測の評価単位とサービス水準の下限値を整理したものを表-4に示す。

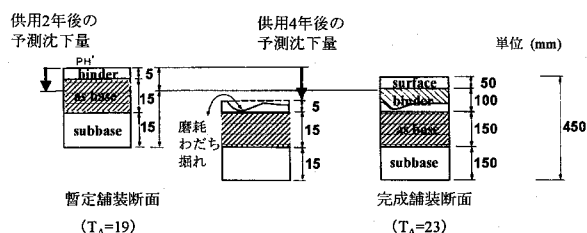


図-14 解析区間におけるアスファルト舗装構造³¹⁾
(文献31を筆者らが修正・加筆)

表-4 解析断面における評価単位とサービス水準

評価単位	サービス水準の下限値 (補修基準)			
	162+40	165+40	169+00	172+20
許容沈下量	—	0.95m	0.86m	—
許容段差量	0.15m	—	—	0.16m
完成舗装化	○	○	○	○

(2)劣化予測結果と実際の修繕履歴の比較

図-15に劣化予測結果の一例（STA162+40）を示す。図中の縦軸は舗装の評価単位に設定した許容段差量、横軸は供用後の経過年数を示す。図中の横破線は表-3に示す許容段差量のサービス水準の下限値で0.15mの位置を示している。図中の太実線の曲線は図-11のSTA162+40(b)に示した計算沈下曲線である。計算沈下量の推移を見てみると供用開始後、時間が経過するにつれて沈下は大きくなり、供用後約1年で許容段差量のサービス水準の下限値を超える（白丸のプロット位置）。この時点を目の補修の時期とみなした。つまりこの太実線の計算沈下曲線は道路盛土の長期沈下・変形に追従する舗装の変形に関する道路の劣化曲線を意味している。補修はアスファルトオーバーレイ（OL）とし、次回以降の補修サイクルを長くす

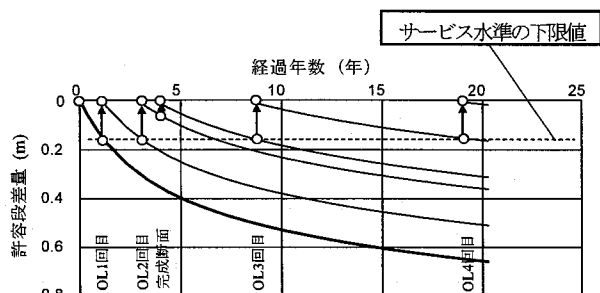


図-15 劣化予測結果の一例 (STA162+40)

るため、補修1回あたりのこの断面におけるOL厚さは0.15mとした。これは図-13に示した実施舗装高に補修後の舗装高を戻すことを意味している。本検討ではOLによる上載荷重増加（OL1回当たり約 0.35t/m^2 ）が沈下に及ぼす影響は考慮しなかった。よって図中の細実線で示す補修後の劣化曲線群は図中の太実線の劣化曲線を上方に平行移動したもので表せると仮定した。ただし稲垣ら⁷⁾によればOLの影響によりOL1回当たり約10mmから20mm程度の即時沈下が発生する計算結果を示している。本検討ではOLによる上載荷重増加の影響は今後の課題とし、その後の検討を進める。図中のプロットと劣化曲線と矢印を結んだ線はSTA162+40における道路盛土の長期沈下・変形に追従する舗装の変形による劣化の推移と補修による健全度の回復の時系列推移予測を示している。図-15よりOLによる補修時期は供用1年後、3年後、4年後、8年後そして19年後と予測される。ただし4年後の補修は図-14に示した完成舗装化を目的とした縦断修正によるものである。各解析断面における劣化予測結果と過去20年間の実際の修繕履歴³²⁾³³⁾との比較を整理したものを表-5に示す。なお表-5に示す実際の修繕履歴は道路盛土の沈下・変形に伴うOLによる縦断修正工と段差修正工のみを計上し、交通荷重の影響等による補修を目的に実施された表面処理・OL工は除外してある。

表-5 劣化予測結果と実際の修繕履歴³²⁾³³⁾との比較

STA	劣化予測結果		実際の修繕履歴	
	回数	補修時期 (年)	回数	補修時期 (年)
162+40	5	1,3,4,8,19	5	1,2,4,6,9
165+40	1	4 (完成舗装化)	1	6 (完成舗装化)
169+00	1	4 (完成舗装化)	1	6 (完成舗装化)
172+20	4	1,3,4,15	6	1,2,3,4,6,11

注1) 補修時期は供用開始(1983年11月)からの年数を示す。

注2) 修繕履歴は縦断修正工と段差修正工のみを計上した。

表-5より劣化予測結果と実際の修繕履歴は概ねよく合っている。STA165+40とSTA169+00では劣化予測結果、修繕履歴とも完成舗装化に伴う縦断修正工事が1回行われたのみで、許容沈下量を超えたことによる縦断修正は行われていない。本区間で実施された約0.5mの路面の上げ越しによる残留沈下対策が有効であったと考えられる。仮に路面の上げ越しが実施されなかったとすると、図-11(b)の供用後の長期沈下曲線より、供用20年間で2~3回の区間全線にわたる縦断修正工事が必要となったと推察され、当時の残留沈下対策における技術的判断の妥当性を劣化予測結果と実際の修繕履歴は裏付けている。STA172+20では劣化予測結果は実際の修繕履歴よりも補修回数を少なく算出している。このことは計算沈下量を実際よりも小さく見積もっていることによるものである。前述のとおり、泥炭の二次圧密のモデル化を適切に行うことにより、予測精度もさらに向上すると考えられる。

ここで交通荷重の影響による舗装自体の劣化に起因する道路性能の低下について参考に述べる。札幌IC~岩見

沢 IC 間の舗装路面の年間平均わだち掘れ増加量³⁴⁾は 1992 年(供用開始後 8 年)のスパイクタイヤ使用禁止前後において、約 2.5~3mm/年、約 1mm/年で推移していた。わだち掘れの維持修繕要否判断目標値を 25mm³⁵⁾と設定すると、本区間の供用 20 年間のわだち掘れの発生による舗装修繕の回数は 1 回と推測される。このことと表-5 に示す縦断修正工と段差修正工の実際の修繕履歴を比較すると、本区間の供用 20 年間における道路性能の低下は、主に軟弱地盤上の道路盛土の沈下・変形に起因するものが支配的であったと推察され、土構造物の劣化に起因する道路性能の低下を劣化予測に考慮することの必要性が窺える。

4.5 ライフサイクルコストの比較

解析区間における劣化予測結果に基づいたライフサイクルコスト(LCC)算定結果と実際の修繕履歴に基づいた LCC 算定結果の比較を行い、提案する支援方法の有用性を検証する。本検討では LCC の費用算定項目として表-5 で検討した縦断修正工と段差修正工に必要な OL 費用のみを計上する。表-6 に LCC 算定に仮定した補修内容と単位延長当りの施工コストを示す。補修を行う舗装幅員は上下線あわせて 20m とし、補修延長と単位延長あたりの施工コストについて既往の報告³¹⁾を参考に筆者らが仮定した。また段差修正工は修正回数が増えるに従い、補修延長が長くなることを考慮した。表-7 に解析区間における劣化予測結果に基づいた LCC 算定結果と実際の修繕履歴に基づいた LCC 算定結果の比較を示す。

表-6 LCC 算定に仮定した補修内容と施工コスト

工種		補修延長 (m)	施工コスト (千円/m)
縦断修正工	完成舗装化	1025	100
段差修正工	1 回目	16	150
"	2 回目	24	150
"	3 回目	32	150
"	4 回目	40	150
"	5 回目	48	150
"	6 回目	56	150

表-7 劣化予測結果と修繕履歴に基づいた LCC の比較

社会的 割引率	(a) 劣化予測結果 に基づいた LCC (千円)	(b) 実際の修繕履歴 に基づいた LCC (千円)	(a)/(b)
0%	140,900	158,900	88.7
3%	121,410	133,919	90.7
5%	110,838	120,023	92.3
7%	101,711	107,935	94.2
9%	93,736	97,380	96.3

LCC 算定には基準年次を供用開始時点とした現価法⁴⁾を用いた。LCC の解析期間は供用後 20 年間とした。イベントは表-5 のとおりとした。表-7 に示す社会的割引率とは現価法を用いた LCC 分析において維持修繕代替案の比較を行う際、将来の修繕費用が発生する各年次における

貨幣価値を揃えるために用いる割引率である⁴⁾。表-7 より劣化予測に基づいた LCC と実際の修繕履歴に基づいた LCC はよく合っている。社会的割引率を考慮しないケースで劣化予測に基づいた LCC と実際の修繕履歴に基づいた LCC の比は約 89%、金額差は 18,000 千円となり、最も LCC の予測誤差が大きくなっている。社会的割引率を考慮したケースでは、両者の比は 90%~96%となっており、この一連の算定結果から、限定された条件であるが、土/水連成解析による道路アセットマネジメント支援方法は十分な LCC 予測精度を有していると考えられる。ここで表-7 をいま一度よく見ると社会的割引率が高くなるほど、両者の LCC は非常に近い値に近づいていくことは明らかである。このことから算定時に設定される社会的割引率の高低により、RAM において実務上要求される劣化予測の精度は異なるのではないかと筆者らは考えている。つまり、従来の劣化予測手法と土/水連成解析を用いた劣化予測劣化予測手法のどちらを選択または組み合わせるかは、①対象となる道路資産の劣化予測に実務上要求される解析精度、②解析に費やすコスト・時間と得られる成果とのバランス、③土/水連成解析を用いる場合は構成則・構成パラメータの同定根拠やその再現性・モデリングなどの解析システム全体としての調和などをよく勘案したうえで適切に判断する必要があると考えられる。

5. まとめ

本論文で得られた結論を以下に示す。

- (1) 道路アセットマネジメントにおける劣化予測の基本ツールとして、土/水連成解析の適用性を確認した。隣接する 2 箇所の高速道路試験盛土を対象とした供用 20 年間の長期沈下・変形解析を行い、土/水連成解析による道路盛土の建設段階および供用期間の沈下・変形挙動の再現性を確認した。
- (2) 土/水連成解析を用いた道路アセットマネジメント支援方法を提案した。実在する軟弱地盤上の高速道路における①土/水連成解析、②評価単位の設定、③劣化予測、④LCC 算定といった一連のプロセスにわたるケーススタディを行い、実測データと比較した結果、限定された条件ではあるが、本支援方法の有用性を確認した。
- (3) 今後の課題として①泥炭の二次圧密のモデル化、②有限要素モデルの検討、③盛土材に用いる構成則の検討④道路盛土の沈下における OL 荷重の影響、⑤土構造物の劣化と交通荷重の影響に起因する道路性能の低下の双方を考慮した RAM 支援方法の検討があげられる。更なるケーススタディを行い、検討していきたい。

謝辞 本研究の実施にあたり、東日本高速道路株式会社北海道支社殿より御指導を賜るとともに、貴重なデータを御提供頂いたことを付記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 社団法人土木学会編：アセットマネジメント導入への

- 挑戦, 技報堂出版, 2005.
- 2) Haas, R. Hudson.W.R, and Zaniewski. J. : *Modern Pavement Management*, Krieger Publishing company Inc, 1999.
 - 3) 北海道土木技術会舗装研究委員会 : 最新舗装マネジメント, 北海道土木技術会舗装研究委員会, 2000.
 - 4) U.S. Department of Transportation : *Asset Management Primer*, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration Office of Asset Management, 1999.
 - 5) Odoki,J.B., Kerali.H. : *The Development and Management Series HDM-4 volume4 Analytical Frame Work and Model Descriptions*, PIARC, 2000.
 - 6) 水田富久, 稲垣太浩, 鍋谷雅司, 酒井運雄, 竹山智英, 太田秀樹 : 長期供用後の地盤調査と挙動解析による軟弱地盤上の道路盛土の性能評価, 第39回地盤工学研究発表会 講演集, pp.1327-1328, 2004.
 - 7) 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.
 - 8) 稲垣太浩, 三嶋信雄, 武部篤治, 藤山哲雄, 石黒健, 太田秀樹 : 軟弱地盤上の道路盛土に対する性能設計の試み, 土木学会論文集, No.771/III-68, pp.91-110, 2004.
 - 9) 赤木 寛一, 原 昌成, 小宮 一仁, 滝山 清美 : 有限要素法を用いた地下構造物の資産価値評価の試み, 土木学会第59回年次学術講演会, pp.551-552, 2004.
 - 10) Lambe, T.W.: Predictions in soil engineering, *Geotechnique* 23, No.2, pp.149-202, 1973.
 - 11) 日本道路公団北海道支社札幌技術事務所 : 道央自動車道札幌 IC～岩見沢 IC 間 軟弱地盤技術のあゆみー建設から供用後20年の総括ー, 日本道路公団北海道支社札幌技術事務所, 2005.
 - 12) 日本道路公団札幌建設局札幌工事事務所・不動建設株式会社・株式会社田中組共同企業体 : 道央自動車道江別試験盛土工事報告書, 1979.
 - 13) 日本道路公団北海道支社札幌技術事務所, 平成15年度道央自動車道(札幌～岩見沢) 軟弱地盤長期沈下追跡調査, 2005.
 - 14) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, *Constitutive Equation of Soils*, Proc. of 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Specialty Session 9, pp.305-315. 1977.
 - 15) Jizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis. *S&F*, Vol.27, No.3, pp.71-87. 1987.
 - 16) 竹山智英, 太田秀樹, 飯塚敦, ピパットポンサー・ティラボン, 大野進太郎 : 関口・太田モデルにおける特異点処理法, 第3回地盤工学会関東支部研究発表会 (Geo-Kanto 2006) 講演集, pp.313-317.2006.
 - 17) 竹山智英, 飯塚敦, 太田秀樹 : 一次近似関数を用いた水頭の空間的離散化, 第41回地盤工学研究発表会 講演集, pp.321-322.2006.
 - 18) 大野進太郎, 竹山智英, 飯塚敦, ピパットポンサー・ティラボン, 太田秀樹 : 関口・太田による弾粘塑性構成モデルにおける負荷判定の改良, 第42回地盤工学研究発表会 講演集, pp.261-262.2007.
 - 19) 山口晴幸, 松尾啓, 大平至徳, 木暮敬二 : 泥炭および泥炭地盤の土質工学的性質, 土木学会論文集, No.370/III-5, pp.271-280, 1986.
 - 20) 日本道路公団札幌建設局, 道央自動車道(札幌～岩見沢) 軟弱地盤における設計・施工および動態観測報告書, 1984.
 - 21) Ohta, H. Nishihara, A. and Morita, Y.: Undrained stability of K0-consolidated clays, *Proc.11th ICSMFE*, Vol.2, pp.613-616.1985.
 - 22) 林宏親, 三田地利之, 西本聡 : 泥炭地盤有限要素解析用のカムクレイパラメーター決定に関する検討, 第40回地盤工学研究発表会 講演集, pp.857-858.2005.
 - 23) 林宏親, 三田地利之, 田中洋行, 西本聡, 泥炭性軟弱地盤の静止土圧係数とその評価, 土木学会論文集 No.813/III-74, 179-190.2006.
 - 24) Sanglerat, G.: *The penetrometer and soil exploration*, Elsevier, Amsterdam .1972.
 - 25) Ohta,H. Kurihara,N. Kitamura,H. Itoh,M and Shirasawa,M: Settlement analysis of highway embankment on soft peat and clays, *Proc International Symposium on Geotechnical Aspects of Mass and Material Transportation*, pp.444-454,1984.
 - 26) 稲垣太浩, 飯塚敦, 竹山智英, 太田秀樹 : 盛土構造物の建設における軟弱地盤対策工の工学的評価, 第39回地盤工学研究発表会 講演集, pp.1325-1326.2004.
 - 27) Lunne, T. and Christophersen, H.P.: Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands, *Proc Offshore Technology Conference*, Richardson, Texas, Paper No.4464.1983.
 - 28) 土質工学会 : 土質基礎工学ライブラリー3 掘削のポイント, PP.180, 1967.
 - 29) 地盤工学会, 地盤工学・実務シリーズ11 地盤改良効果の予測と実際, pp.181.2000.
 - 30) 和泉大祐, 西田博文, 飯塚敦 : SCP 工法を伴う防波堤の長期的品質予測, 第40回地盤工学研究発表会 講演集, pp.1099-1100.2005.
 - 31) 財団法人高速道路調査センター, 道央自動車道(札幌～岩見沢) 軟弱地盤対策評価検討報告書(日本道路公団札幌建設局委託), 1990.
 - 32) 日本道路公団札幌建設局, 道央自動車道(札幌～岩見沢) 軟弱地盤対策検討評価報告書, 1996.
 - 33) 日本道路公団北海道支社, 平成14年度北海道支社管内舗装修繕計画検討報告書, 2003.
 - 34) 日本道路公団北海道支社, 平成15年度舗装技術資料報告書, pp.99.2004.
 - 35) 日本道路協会, 道路維持修繕要綱, pp.68.1978.

(2007年4月12日 受付)