

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

竜田 尚希¹・稲垣 太浩²・三嶋 信雄³・藤山 哲雄⁴・石黒 健⁵・太田 秀樹⁶

¹正会員 工修 前田工織株式会社 工法開発部* (〒919-0422 福井県坂井郡春江町沖布目)

*前田建設工業株式会社 技術研究所 外部研修員(H13.7~H14.6)

²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)

³正会員 工博 川崎地質株式会社 事業推進本部(〒108-8337 東京都港区三田2-11-15)

^{4,5}正会員 工博 前田建設工業株式会社 技術研究所(〒179-8914 東京都練馬区旭町1-39-16)

⁶フェロー会員 工博 東京工業大学理工学研究科国際開発工学(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

軟弱地盤上の道路盛土の設計は現在、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。性能設計では従来のような細かい仕様は規定されないため、設計・施工者の裁量が広がる。一方、提示された要求水準を満足することを、設計段階で保証しなければならない。このためには、軟弱地盤上の道路盛土供用後の長期的挙動を精度よく予測することが必要となる。本論文では、ある実道路盛土を対象として弾塑性有効応力FEM解析を実施し、供用後の長期変形挙動に関する解析値と実測値との整合性の検証を試みた。その後、幾つかの軟弱地盤対策工法を想定した試解析を実施して、道路盛土の各種要求性能を満足し、かつライフサイクルコストを最小とする最適な軟弱地盤対策工法の抽出を試みた。

Key Words : highway-road, soft ground, elasto-visco plastic coupled analysis, long-term deformation behavior, performance design, life cycle cost

1. はじめに

現在我が国では、建築、道路橋、港湾施設、鉄道構造物等多くの分野で設計基準の性能規定化が進んでいる¹⁾。しかし、軟弱地盤上の道路盛土の設計において、道路土工-軟弱地盤対策工指針²⁾や日本道路公団設計要領³⁾など各機関の指針では、設計要領に定める仕様規定に基づいて行われているのが現状である。近い将来、軟弱地盤上の道路盛土の設計においても建築等と同様に性能設計への移行が予定されている⁴⁾。

性能設計では、従来のような細かい仕様規定は示されず、例えば図-1⁵⁾のように、道路盛土が供用開始後の長期間にわたって安全で快適な走行性を確保できることを目的として、目的を満たすための要求性能(耐久性、環境適合性、経済性、維持管理の容易性等)を確保しなければならない。提示された要求性能(要求水準)を満足できるのであれば、どのような設計法、施工法、施工管理方法をとってもかまわない。ただし、道路盛土の要求性能が十分に確保されることを、設計段階であらかじめ何らかの照査方法により保証しておく必要がある。

一方、性能設計への移行時期が近づきながら、上記のような考え方に従った設計検討例が軟弱地盤上の道路盛土を対象として具体的に提示された事例は少なく、高橋ほか⁶⁾が北海道自動車道の軟弱地盤上の道路盛土工事に対してライフサイクルコストの試算を行った事例や、川井田ほか⁷⁾が橋台背面の軽量化の検討に際して性能設計に対応可能な解析的検討を試みた事例、西田ほか⁸⁾が盛土構造物の性能発注への対応を念頭において解析上の留意点や予測精度について検討を試みた事例があげられる程度である。

性能設計は本来、その目的、要求性能、要求水準、その具体的な照査方法を示す設計法である。しかしながら現在、照査方法は未だ未整備であり、当面は「ある仕様をクリアしていれば要求水準を満足するものとみなす」みなし規定が主となる。性能設計に移行するには、早々に未整備である照査方法を確立することが重要であり、これが本論文の目的である。

そこで本論文では、軟弱地盤上の道路盛土の長期的な性能(Performance)を予測、事前照査するための有力なツールとして弾塑性有効応力FEM解析手法を取り上げる。ラ

ライフサイクルコストの算出も含めて、どこまで性能設計に対応出来るのか、その実現性、成立性を、ある道路盛土の実例をモデルケースとして検討するものである。以下では、ある軟弱地盤上の道路盛土の長期的な応力、変形挙動を弾塑性有効応力FEM解析手法により再現し、実測値と解析値を比較してその精度を検証する。その後、各種の軟弱地盤対策工を想定した一連のケーススタディを実施し、この中から道路盛土の要求性能を満足し、かつライフサイクルコストを最小とするような最適工法の絞り込みを行う。このような新しい試みにより性能設計の将来像の一例を示し、その具体的なイメージや利点、課題等を明らかにしたい。

2. 常磐自動車道神田工区における供用後の長期的地盤変状と維持補修工事の状況

常磐自動車道神田工区の久慈川橋～日立南太田ICの間、約1.8kmの区間には、厚さが20cmにも及ぶ海成粘土で構成される軟弱地盤の上に、高さ約10cmの道路盛土が築造されている。図-2に、本地区の地層縦断面図を示す(軟弱粘性土の自然含水比、一軸圧縮強度の範囲を図中に併記)。この海成粘土(Ac層)は 10^{-7} cm/secオーダーの透水係数を有するため、盛土荷重が加わった後の軟弱基礎地盤の圧密沈下には、相当の時間を要するものと考えられた。

一方、高速道路の設計要領では、数多くの既往施工実績における経済性の観点から「沈下対策は十分な放置期間の確保等、時間効果の有効活用を図るものとし、残

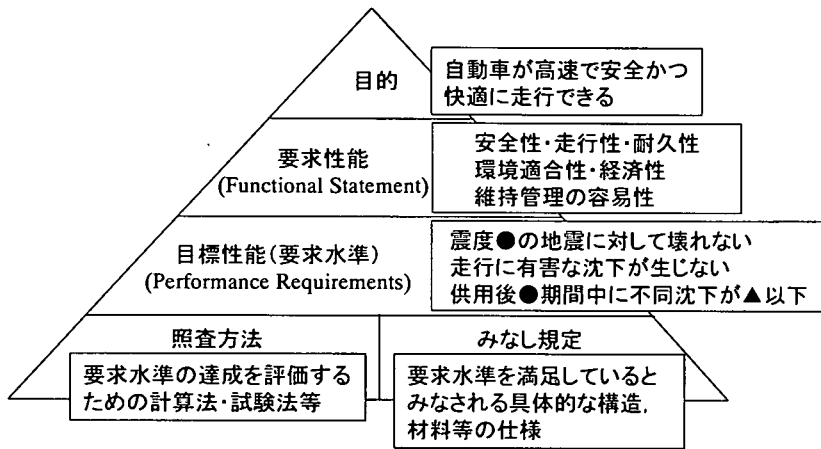


図-1 軟弱地盤上の道路盛土の性能設計の考え方(稲垣, 三嶋³⁾による)

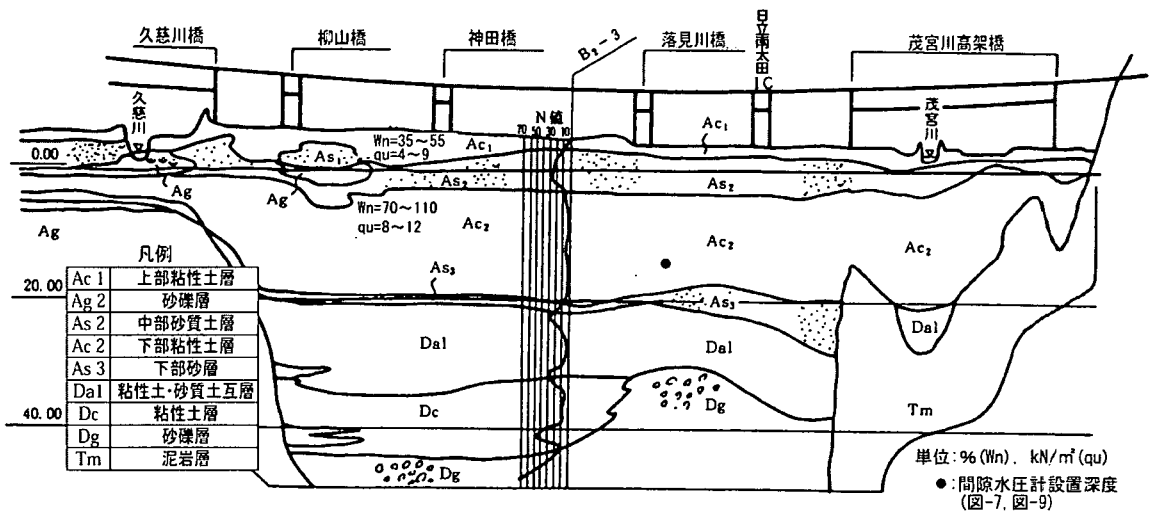


図-2 軟弱地盤箇所地盤概要

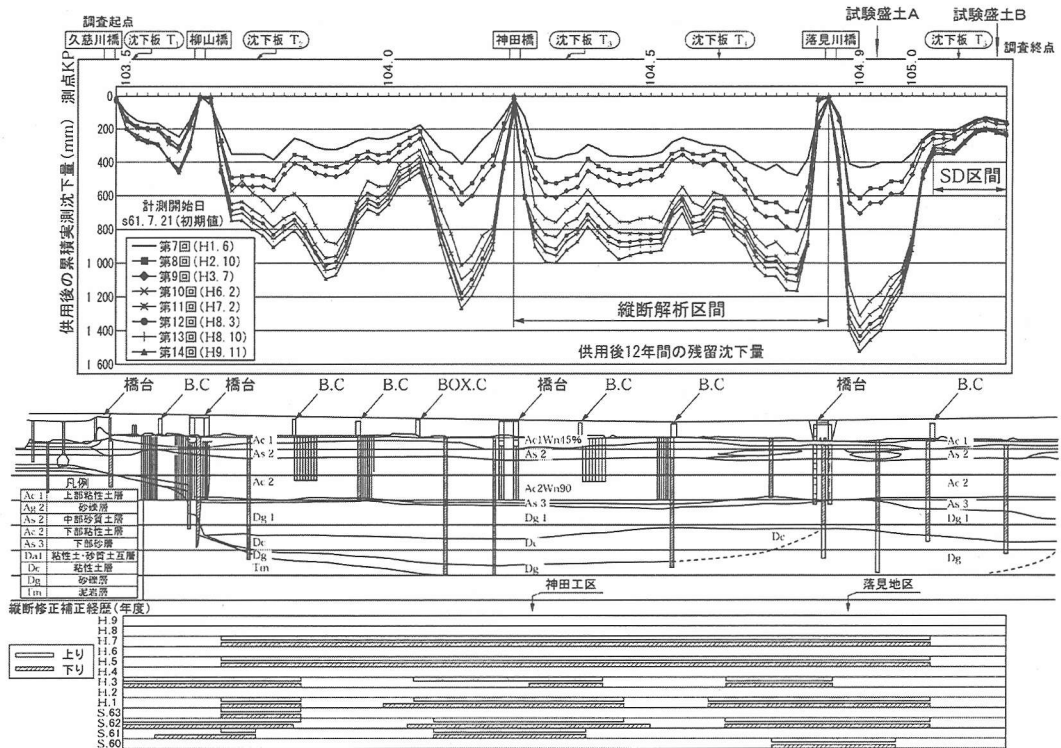


図-3 神田工区(久慈川橋～日立南太田IC)の長期的地盤沈下及び縦断修正経歴の状況

留沈下対策としての地盤処理工は原則として実施しないものとする。」ことを基本としており³⁾、その考え方は当時の神田工区の基本設計に際しても採用された。また、本地点には軟弱粘土層の上部に砂層があり、盛土のすべり破壊に対する安定性が問題とならなかったこともあり、一部の試験盛土区間を除いてサンドドレーンなどの圧密促進対策は施されず、道路の余裕幅員の確保やカルバートボックスの上げ越しなどの対策がとられた。

しかし、道路供用開始後、当初の想定をはるかに越える残留沈下が長期間にわたって発生した。この残留沈下量は道路公団の過去の沈下実績³⁾を大きく上回り、きわめて特殊な長期沈下事例となった。

久慈川橋～日立南太田IC間には4箇所の橋台と7つのボックスカルバートが設けられていたため、図-3に示すように、橋台部(杭基礎)での段差やカルバート部周辺での上載荷重の違いに起因する不同沈下が、縦断方向に顕著に発生した。これに対応するために、供用開始後のほぼ毎年、橋台部の段差修正や縦断勾配のすりつけ補修工事を行わざるを得なかった。図-3の下部には、その状況を併記している。神田工区の工事誌を紐解くと、本施工開始時に、工区内の落見地区において無対策およびサンドドレーン改良(φ400mm, 2.0mピッチの四角形配置: 以降□2.0m)の2つの試験盛土(A, B)が実施されている。両者の位置は図-3中に併記したが、試験盛土A(無対策部)と試験盛土B(サンドドレーン対策部)では供用

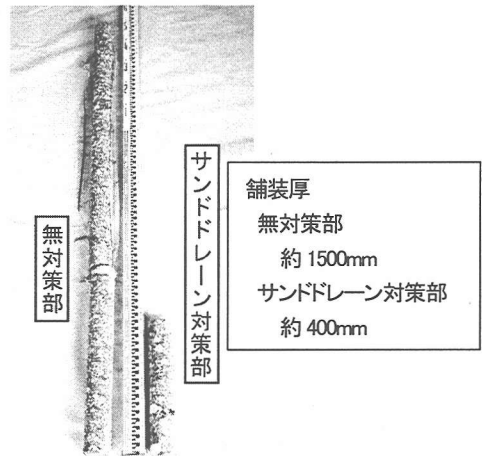


図-4 維持補修に伴うオーバーレイ累積量の比較

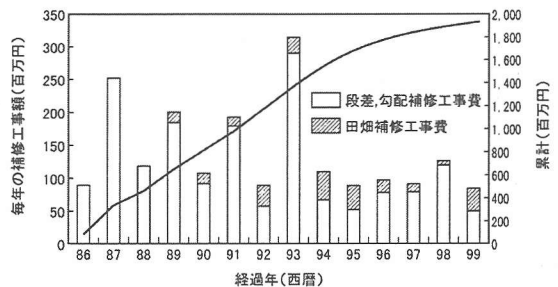


図-5 道路補修工事費の経年変化

後の残留沈下量が大きく異なり、サンドドレーンによる顕著な残留沈下低減効果を図より容易に読み取ることができる。

図-4は、2001年11月に無対策部とサンドドレーン打設部の両者で、舗装材を用いた補修（オーバーレイ）により積み重ねられたアスファルト層厚の違いをボーリング調査によって明らかにした結果を示している。両者の残留沈下量の違いに対応し、実施されたオーバーレイの量もまた、図のごとく顕著に異なっている。

神田工区では、前述した理由から、一部を除いてサンドドレーン工法による軟弱地盤対策は施されなかった。軟弱地盤対策の初期コストはサンドマットやプレロードなど、基本的な盛土対策に要するコストのみであったが、その後の長期間にわたる残留沈下の発生によって、橋台部の段差や縦断勾配の補修、そして、盛土周辺の田畑の連れ込み沈下に対する補修工事費（一部、周辺家屋の修繕費を含む）を、図-5のように毎年拠出せざるを得なかった。軟弱地盤対策の初期コストはわずかであっても、その後の維持管理に要したコストは道路延長1kmあたり約9億円と、膨大なものとなった。

もし、1983年の盛土築造当時に、現在の最新の設計手法や解析技術を駆使して供用開始以降の長期残留沈下や段差の発生、不同沈下による縦断方向の路面勾配変化、周辺の田畑への連れ込み沈下の影響等を精度よく予測することができたならば、何らかの軟弱地盤対策を施すことにより、道路の走行性や平坦性を長期にわたって確保し、ライフサイクルコストや将来の維持管理回数を最小とするような、そして周辺の田畑への影響を極力低減す

るような「最適設計」を試みることも可能であったかもしれない。

本論文では、建設当時の1983年に立戻り、図-1に示したような性能設計の考え方に基づいて、神田工区の道路盛土の設計を再度考え直してみたい。

3. 道路盛土の供用後長期変形挙動の再現

道路盛土の安定性や供用後の長期的な残留変形量、縦断方向の不同沈下形状（路面の凹凸）、あるいは周辺地盤の変状等を精度良く予測し、これを規定値以内に納めると共に、供用開始後の維持補修工事費を含めたライフサイクルコストを試算し、これを最小とするような「最適設計」を行う。道路盛土の性能設計の一つの形としてこのような方法が考えられる。これを実現するためには、道路盛土～軟弱基礎地盤～周辺地盤全体の応力や変形挙動を精度良く再現するためのツールが必要となる。その有力なツールとして、本論文では弾塑性有効応力FEM解析手法と動的非線形FEM解析手法（地震時安定性の照査用）を準備した。これらの性能設計への適用事例を示す前に、これらのツールが神田工区の道路盛土の長期残留沈下の実態をどの程度再現できるのかを検証してみた。

(1) 解析手法及び解析条件

土の構成モデルとして関口・太田モデル⁹⁾を取り込んだ弾塑性有効応力FEM解析手法（DAC SAR¹⁰⁾を用いた。

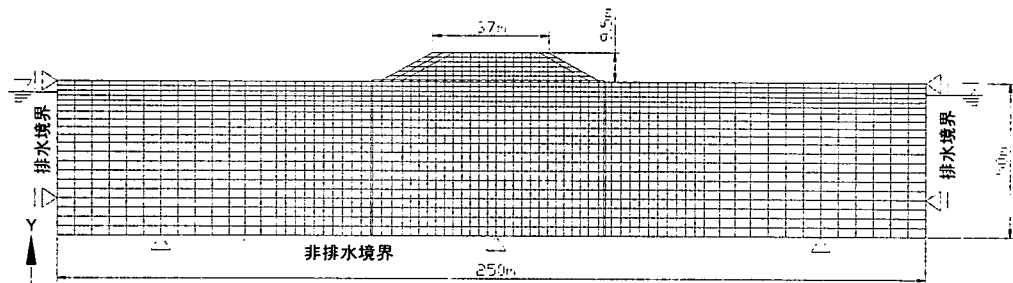


図-6(a) 解析に用いた基本メッシュ図（盛土横断モデル）

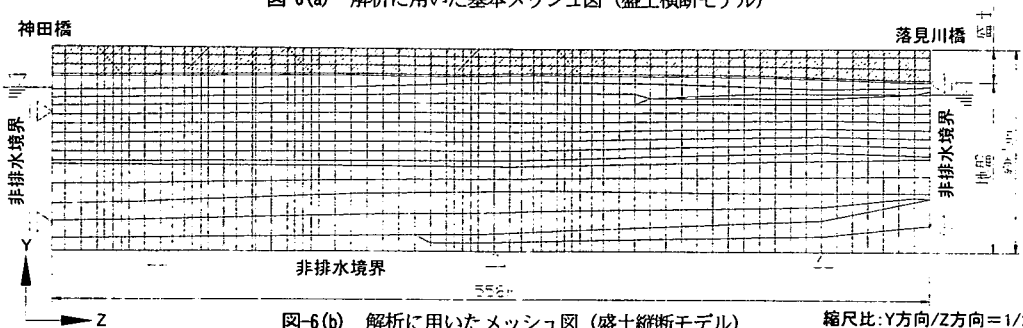


図-6(b) 解析に用いたメッシュ図（盛土縦断モデル）

縮尺比: Y方向/Z方向=1/2

表-1 パラメーター一覧

	盛土	サンドマット	Ac1層	As2-1層	As2-2層	Ac2-1層	Ac2-2層	Ac2-3層	As3層	Dal層		
GL	9.0m ~ 0.5m	0.5m ~ 0.0m	0.0m ~ -1.5m	-1.5m ~ -4.75m	-4.75m ~ -8.0m	-8.0m ~ -10.0m	-10.0m ~ -20.0m	-20.0m ~ -23.0m	-23.0m ~ -26.0m	-26.0m ~ -		
単位体積重量	γ	kN/m ³	17.30	17.30	17.19	19.00	19.00	15.60	14.78	16.52	15.45	17.66
塑性指数	PI	-	-	23.4	-	-	39.9	52.1	26.4	-	-	-
変形係数	E	kN/m ²	12900	12900	-	5430	2780	-	-	-	31440	70380
先行時の間隙比	e_0	-	-	1.010	-	-	1.772	2.299	1.478	-	-	-
圧縮指数	λ	-	-	0.138	-	-	0.397	0.596	0.348	-	-	-
膨潤指数	κ	-	-	0.045	-	-	0.165	0.273	0.121	-	-	-
圧密降伏応力	σ_{v0}	kN/m ²	-	-	553.3	-	-	130.0	138.3	199.5	-	-
初期の鉛直有効応力	σ_{v0}	kN/m ²	26.0	4.3	12.9	56.7	118.4	130.0	138.3	199.5	192.5	292.6
過圧密比	OCR	-	-	42.916	-	-	1.000	1.000	1.000	-	-	-
先行時の静止土圧係数	K_0	-	-	0.538	-	-	0.608	0.659	0.551	-	-	-
原位置静止土圧係数	K_1	-	-	0.500	0.500	2.876	0.500	0.500	0.608	0.659	0.551	0.500
ポアソン比	ν	-	-	0.3	0.3	-	0.4	0.4	-	-	0.35	0.35
有効ポアソン比	ν'	-	-	0.350	-	-	0.378	0.397	0.355	-	-	-
内部摩擦角	ϕ'	-	-	29.4	-	-	25.9	24.2	28.6	-	-	-
透水係数	k	m/day	8.64E+01	9.50E-01	1.65E-05	1.24E+01	3.94E-04	7.82E-05	6.33E-05	5.51E-05	4.67E-01	5.69E-05
透水係数の変化率	λ_s	-	-	-	7.69E-02	-	-	2.47E-01	3.07E-01	2.05E-01	-	-
二次圧縮指数	α	-	-	-	3.43E-03	-	-	7.16E-03	9.03E-03	7.01E-03	-	-
初期体積ひずみ速度	v_0	1/day	-	-	2.29E-05	-	-	4.77E-05	6.02E-05	4.68E-05	-	-

図-6(a)(b)に解析に用いたメッシュ図を示す。図-6(a)は盛土横断方向の、図-6(b)は神田橋～落見川橋間の盛土縦断方向のモデルである。試験盛土A, Bや各沈下板位置での横断解析は、すべて図-6(a)の盛土形状を変更したり、各地盤要素のパラメータを入れ替えることで対応した。図-6(a)はそれらの基本となるメッシュ図である。二次元平面ひずみモデルで原地盤をモデル化し、変位境界条件として側方鉛直ローラ、底面固定を、水理境界条件として図中に示すような静水圧条件、および地表面に排水境界を課した。盛土要素は、盛土工程に合わせて逐次追加できるよう、メッシュ分割に留意してある。

関口・太田モデルに用いる各種の弾塑性パラメータは、試験盛土地区の土質試験結果を利用し、自然含水比と間隙比・圧縮指数・塑性指数・比重・透水係数の関係から、各層毎に細かく設定した。表層のクラスト(乾燥等による固結層)直下の砂層は、飯塚¹⁰により報告されているプレシオメーター試験結果よりその剛性を決定した。その他、室内試験によって直接的に求められていないパラメータ、すなわち原位置静止土圧係数、二次圧縮指数、膨潤指数については、Iizuka and Ohtaの手法¹¹や軽部の式¹²を援用し、塑性指数 I_p 、自然含水比 w に基づいて補正する方法を適宜採用した。

サンドドレーン打設地盤については、解析で用いた二次元平面ひずみ条件と実際の三次元配置、放射状流れの違いを補正するために、サンドドレーン間の原地盤要素の透水係数を等価換算した。換算方法の評価は文献¹³を参照されたい。なお、サンドドレーン要素の物性は透水性の違いのみを考慮し、変形特性は周辺の原地盤と同一とした。解析に用いたパラメータの一覧を表-1に示す。

神田工区の基礎地盤は、表層部分にクラスト(硬い粘土層)や砂層が存在し、その物性が実測されていなかったため、同一地点の解析事例¹⁰に示された物性値を参照し暫定的に求めた。粘性土については、関口太田モデルに必要な各種パラメータを求めるための実験が行われており、

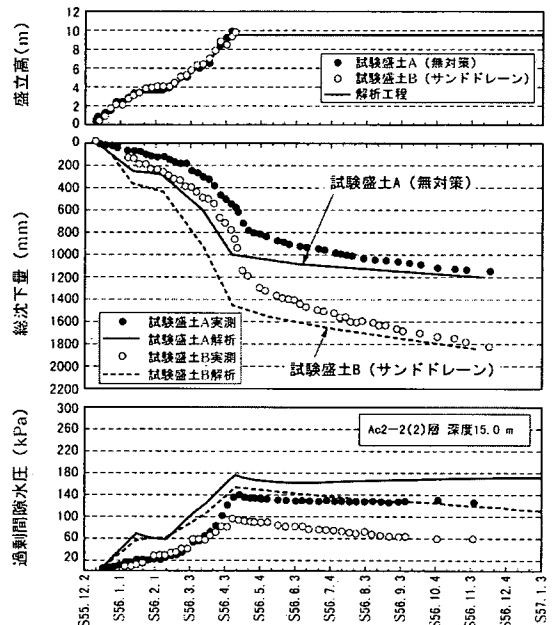


図-7 試験盛土時の短期地盤挙動に関する解析値と実測値の比較

上記のように客観的に物性値を定めた。また、海成粘土であるため、砂分の不均一な混入やサンドシームなどがなく、粘性土の透水性についても室内試験結果をそのまま用いることに大きな問題はないものと考えた。ただし表層のクラストや砂層については文献にプレシオメーターによる砂層の古い物性値が示されているのみで十分とはいえ文献の値を用いざるを得なかった。

解析の手順としてまず、図-6(a)に示すような横断方向解析により試験盛土A, Bの短期挙動、及び沈下板により求められた供用後残留沈下の再現を試みた。

次に、図-3に示した縦断方向の不同沈下を再現するために、縦断方向にモデル化したメッシュを図-6(b)のように別途作成し(図-3中の神田橋～落見川橋間をモデル化)、縦断

方向不同沈下の再現を試みた。もちろん、縦断解析にも二次元平面ひずみ条件が課されているため、横断で生じる側方移動などを適切に表現できず実状には合致しない。多数の横断解析を行うことが実務的に不可能であったための便宜的な対処である。このため、無処理2箇所、サンドドレーン1箇所の沈下板位置で横断解析を実施し、同一箇所での縦断解析と盛土中央部の沈下量を比較した。両者の比率は3箇所ではほぼ一定となりこの比率を縦断解析結果に掛け合わせることで補正を行った。

(2) 解析結果と実測データの比較および将来予測

図-7は、前出の2つの試験盛土A(無対策)、B(サンドドレーン打設)の施工時および施工後の短期の地盤挙動(沈下および粘性土層の過剰間隙水圧)について、実測値と解析値を比較したものである。表層部分のクラストと砂層の影響もあって、短期の沈下量は完全な一致を見るには至っていないが、粘性土層での過剰間隙水圧の発生と消散、盛土築造に伴う沈下発生量の違いなど、サ

ンドレーン打設に伴う地盤挙動の違いがうまく表現されている。

短期間の試験盛土が終了した後、久慈川橋～日立南太田IC間で沈下板による縦断方向の沈下計測が長期間にわたって続けられた。供用開始以降の長期残留沈下を3つの沈下板(図-3参照。ドレーン打設箇所も含む)の位置で比較した結果が図-8である。無対策部、ドレーン打設部を含めて、かなりの精度で供用開始以降の残留沈下傾向を再現できていることが分かる。図中の無対策(T4)の解析結果を見ると、供用開始以降にも時折沈下が増加している。これは、維持補修のためのオーバーレイによる荷重増分(舗装荷重の付加)をその都度解析で考慮していることによる。

この残留沈下はいつまで続くのか、図-9は、試験盛土A(無対策)地点の粘性土層中央部での過剰間隙水圧の解析値を、平成47年(供用開始後50年)までプロットした結果である。同一深度に設置された間隙水圧計の実測データについては、試験盛土中の短期間で過剰間隙水圧の

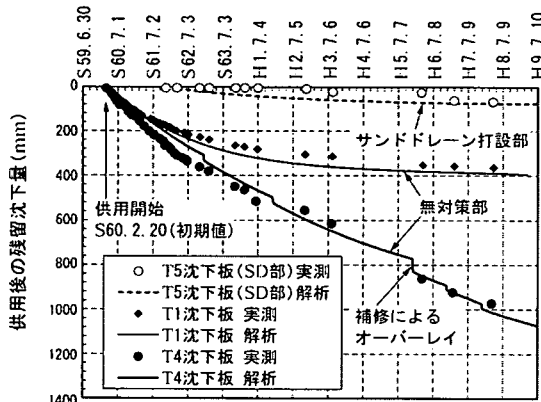


図-8 供用開始以降の長期残留沈下に関する解析値と実測値の比較

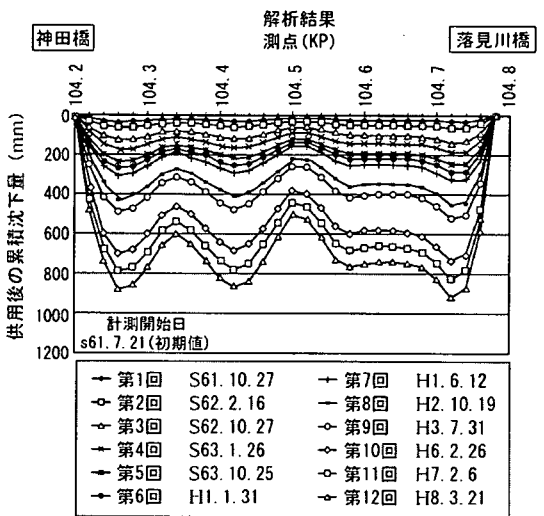
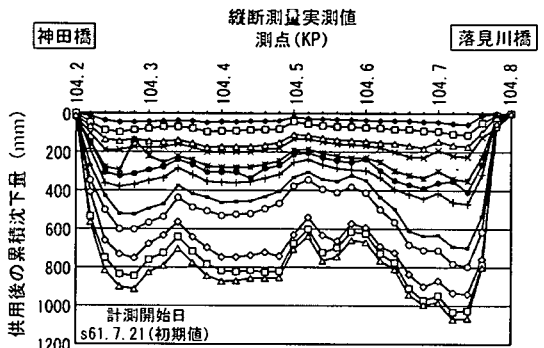


図-10 神田橋～落見川橋間の縦断方向沈下形状に関する解析値と実測値の比較

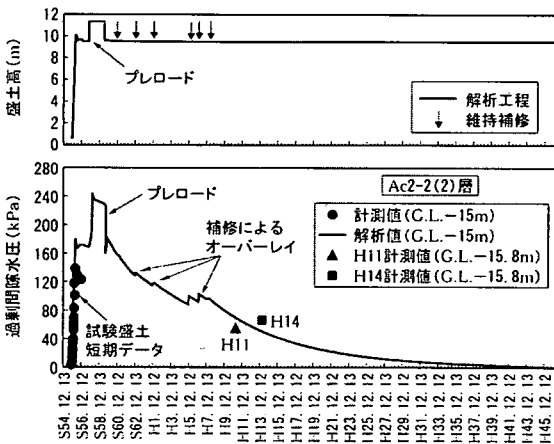


図-9 供用開始以降の過剰間隙水圧の長期消散傾向

推移を既に図-7で示したが、この後しばらくの間を置いて、平成11年と平成14年の2回、同じ間隙水圧計により過剰間隙水圧が実測された。このデータが図中に2点、併記されている。図-7の試験盛土中のデータは、図-9の時間軸では図の左側に全て寄ってしまっている。2つの実測データは解析結果に近い値を示しており、この図から、本地点の残留沈下は過剰間隙水圧が完全に消散する平成30年以降まで継続して発生することが予想される。

1.8kmの道路区間中に橋台が4つ、カルバートが7つ設けられている。なお、橋台は杭基礎により支持されておりボックスカルバートは直接基礎の形式をとっている。このため、道路縦断方向に図-3のような、基礎杭と周辺との間の不同沈下、あるいは、カルバートと盛土の載荷重の違いによる不同沈下が発生する。放置しておくとも車の走行性が損なわれるため、段差や縦断勾配に対する維持補修が必要となる。図-10は、神田橋～落見川橋間での縦断方向の残留沈下の様子を解析で再現したものであ

る。前述したように、盛土断面の横断方向解析を図-3に示した沈下板計測点の数だけ実施することは実務的には不可能に近い。図-10は、図-3に示されている縦断解析区間を図-6(b)のようにそのままモデル化し、二次元平面ひずみ条件で解いた結果である。当然、複数点の横断解析結果と比べると盛土天端沈下量に違いが生じるため、

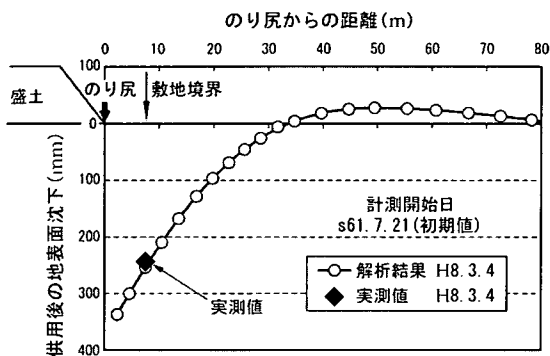


図-11 周辺地盤の連れ込み沈下に関する解析値と実測値の比較

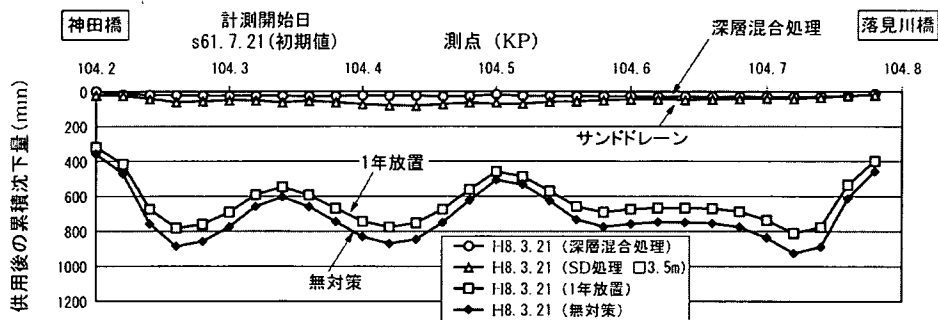


図-12 各種対策工法実施時の縦断方向沈下形状(路面形状)の比較

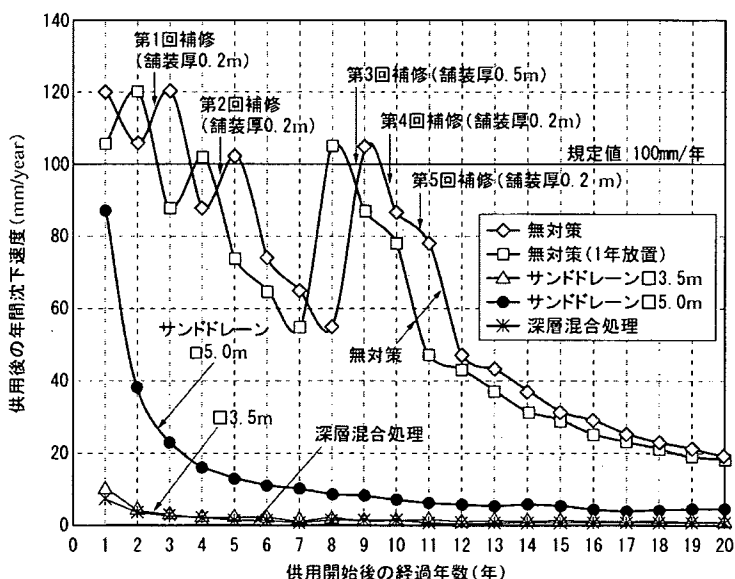


図-13 各種対策工法実施時の供用後の年間沈下速度の比較

前述したような方法で、両者の比率(概ね横断解析は縦断解析の1.5倍)を調べ、縦断解析結果を補正している。実測データと解析値を比較すると、両者の整合性は路面の縦断線形、その時間的な推移共に比較的良好と言える。

道路盛土を築造すると、敷地外へも地盤変状の影響が及ぶ。図-11は、盛土横断方向(T4沈下板位置)の解析を行って、供用開始以降の周辺地盤の連れ込み沈下量の分布を再現した結果である。実測値が敷地境界部の1点しかないのが惜しいところであるが、聞き取りによる周

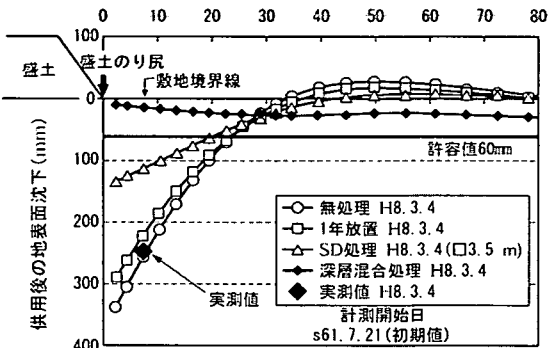


図-14 各種対策工法実施時の周辺連れ込み沈下量の比較

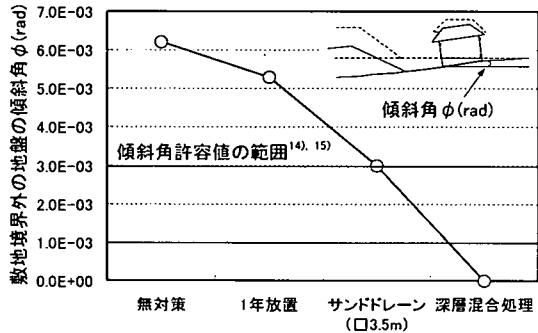


図-15 各種対策工法実施時の周辺地盤の傾斜角

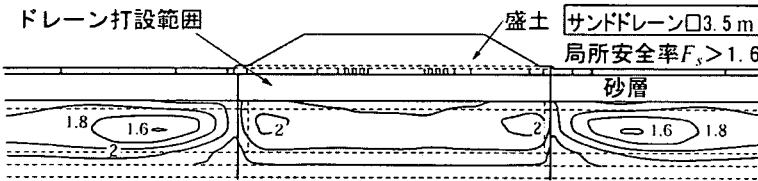


図-16 (a) 盛土立上り時の局所安全率コンター (サンドドレーン打設時)

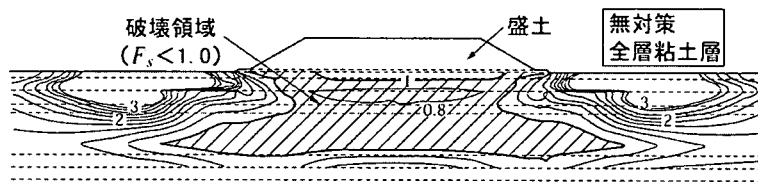


図-16 (b) 盛土立上り時の局所安全率コンター (全層粘性土層)

辺の沈下状況(敷地境界から20~30mの範囲まで沈下の影響が見られた)ともよく合致している。

4. 性能設計への応用事例

(1) 要求性能の照査

道路盛土下の軟弱地盤対策を、様々な工法で行った場合を想定して、再度FEM解析を実施した。ここでは、無対策(現状)、供用開始まで1年間放置、盛土下20mをサンドドレーン打設、同じく深層混合処理の4ケースを選定し、相互比較を試みた。供用開始まで1年間放置は、単に無対策の解析結果を1年ずらし、供用開始までの放置期間を1年間延長した。深層混合処理については、改良率(40%)に応じて地盤剛性を等価換算し、透水係数は原地盤と同一とした。

a) 走行性および維持管理の容易性の照査

走行性および維持管理の容易性に着目して4工法を比較してみる。図-12は神田橋~落見川橋間での縦断方向沈下分布を、図-13は図-8に示した供用開始後の残留沈下量の計算値を用いて、年間沈下速度の推移を比較した結果を示す。

当然のごとく、全層にわたって深層混合処理工法を施せば残留沈下は小さくなり、サンドドレーン打設、1年放置、無対策の順番で残留沈下量や不同沈下量が大となる。軟弱地盤対策を施さなければ、無対策や1年放置の場合のように走行に適した縦断線形の規定値を超え、車の走行性が著しく阻害される。このため、図-3に示すような縦断修正補修も必要となる。

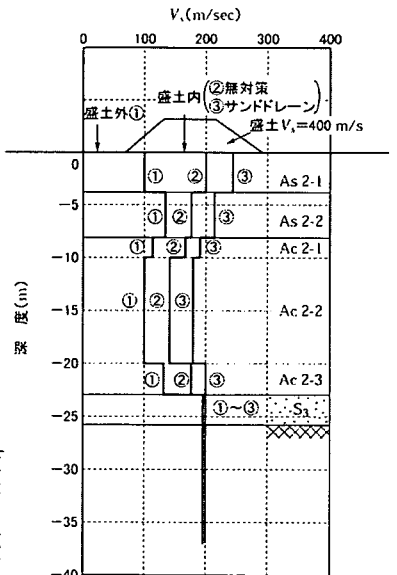


図-17 現地PS検層の結果²⁰⁾

残留沈下速度も、例えば年間の沈下量が100mmを越す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、維持管理の容易性を害することになる（不同沈下量20mmで段差修正を施すとすると、100mm/年では年間5回もの補修工事を行うことになり、交通量によっては道路運用上、走行性に問題を生ずることになる。ただし、このような年間沈下量の規定値は、当然路線や交通量によって異なる）。無対策の場合、この値を超える沈下速度が供用開始後の数年間にわたって連続して発生するのみならず、路面補修時のオーバーレイ荷重によってさらに沈下が増長され（図中に、補修時点を矢印で記載）、いわば「いたちごっこ」の様相を呈する。サンドドレーンのような対策を施しておけば、供用後の残留沈下速度も軽減され、補修回数も大きく低減する。

b) 環境適合性の照査

環境適合性の照査事例として、周辺地盤の連れ込み沈下量を比較した結果が図-14である。周辺の田畑の沈下量が60mmを越えると苗が水没し、客土等の対策が必要となると仮定し、許容値60mmのラインを暫定的に併記している。ここでは、供用開始時には施工時の周辺地盤の変形は、現況復旧されていると仮定し、供用開始日以降を初期値とした。

また図-15は、敷地境界線より5m離れた地点から外側約30m付近までの平均的な地盤の傾斜角を各工法別に比較した図である。地盤改良を行っておけば、供用開始以降の盛土の沈下に伴う敷地境界外の地盤の残留沈下や地表面の傾斜は小さくなり、当然田畑や家屋に対する補修工事費も低減することとなる。傾斜角については、文献^{14,15}中に記述された許容値の上下限範囲を参考のために図-15中に併記したが、無対策ではこれを大きく上回る地表面傾斜が生じてしまい、周辺構造物へ悪影響を及ぼすのに対し、地盤改良を施しておけば地表面傾斜は大きく低減し、許容値以内に収まることが、図より読み取れる。

ただし、実際には供用前の盛土施工時にも周辺に変状を及ぼす可能性があり、留意が必要である。なお、図-14からは深層混合処理のケースのみ周辺地盤の沈下形状がやや異なることが指摘される。これは、深層混合処理のケースでは改良部を弾性体としてモデル化しており、弾塑性体でモデル化した他のケースとは側方流動の影響が異なるためと思われる。ただし、他ケースにおいてもり尻からの離れ80m以遠では、同様な沈下が生じており、このような差異はのり尻近傍の領域に限定されたものである。

c) 盛土の常時安定性

盛土の常時安定性について既往の円弧すべり計算を行ってみると、神田工区の場合、無対策であっても盛土立ち上がり時の安全率は1.24となり、問題とはならない。

これは表層に存在する砂層の影響によるものである。

図-16(a)は、FEMにより求められたドレーン打設時の基礎地盤の局所安全率コンター（盛土立ち上がり時）を示す。モールクーロンの破壊基準における、各要素のせん断破壊に対する安全率をコンターで表現した図である。図-16(b)には、参考のために表層のクラストや砂層をすべて軟弱粘土に置き換えた場合の仮定の計算結果（わざと、不安定な条件を設定）を併記した。このような条件では、基礎地盤中に破壊領域が大きく広がり、盛土立ち上がり時に不安定化することが解析結果よりうかがわれる。

一方サンドドレーンを3.5mピッチで打設した場合（図-16(a)）、表層土の影響もあって、盛土立ち上がり時の、いわゆる常時安定性には何ら問題は生じない。このように、弾塑性有効応力FEM解析を行い、軟弱基礎地盤の要素局所安全率を照査することにより、盛土立ち上がり時の基礎地盤の安定性を概略チェックすることも可能である。

d) 盛土の地震時安定性

現行の設計要領³では道路盛土の地震時安定性に関する規定自体がなされていないが、性能設計においては「地震時安定性の確保」が要求性能となる場合も想定される。神田工区のモデルに対して、設計要領³に示されている一般的な土質定数を用いて慣性力を考慮した円弧滑り計算を行うと、L2クラスの大規模地震相当の静的震度0.25¹⁰に対して $F_s=0.91$ となり、所定の安全率の確保が難しい。

これに対し、土木学会第二次提言¹⁷に示されているように、土構造物の耐震性に関し、ある程度の損傷を許す立場をとり、かつ神田工区で得られた実際の動的物性値を用いて盛土の残留沈下量を試算してみる。盛土の残留変形量の簡易算定に用いられるニューマークの方法¹⁸は、元来、盛土内部に限定されたすべり線を用いて地震後の沈下量を計算することを前提としているため、基礎地盤を包含したモデルでの地震後残留沈下量の予測精度が不十分と思われる。そこで本論文では、地震中の盛土の水平変形や、軟弱基礎地盤の剛性低下、地盤内で発生するせん断ひずみの大きさ、そして、これらを用いて地震後の残留沈下量を試算する目的で、履歴型Hardin-Dmevichモデル¹⁹を用いた2次元全応力の動的非線形解析を実施した。

入力地震動については、兵庫県南部地震で得られた地震波形（鷹取地区）の最大加速度振幅値を、神田工区の工学的基盤で記録された既往最大値（230gal）で正規化して、底面粘性境界に入力した。側面には連結境界を配した。動的応答解析の結果、基盤～表土間の軟弱粘性土層における剛性低下や減衰の増大の影響により、地盤応答は地表面位置での最大加速度が200gal以下まで逆に低

減する結果となった。地盤の動的物性については、平成13年11月、神田工区の現地において、

- ① 無対策工区（盛土外＝盛土荷重による基礎地盤の強度増加なし）
- ② 無対策工区（盛土中央＝盛土荷重による基礎地盤の強度増加有り）
- ③ SD工区（φ400mm, □2.0m, 盛土中央）

の3地点でPS検層及び動的変形試験が実施された²⁰⁾。その結果が図-17である。盛土荷重による基礎地盤の強度増加やサンドドレーン打設の効果は、図に示すように地盤の動的物性値にも直接影響を及ぼしている。盛土の V_s が400m/secと比較的大きいのは、礫質土を重機転圧して造成されたこと、築造後相当の年数を経過していること

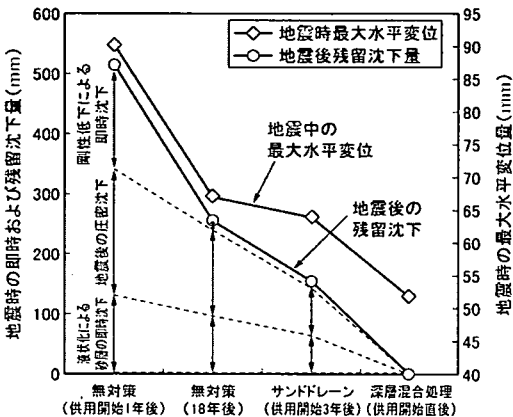


図-18 地震中および地震後残留変形量の比較

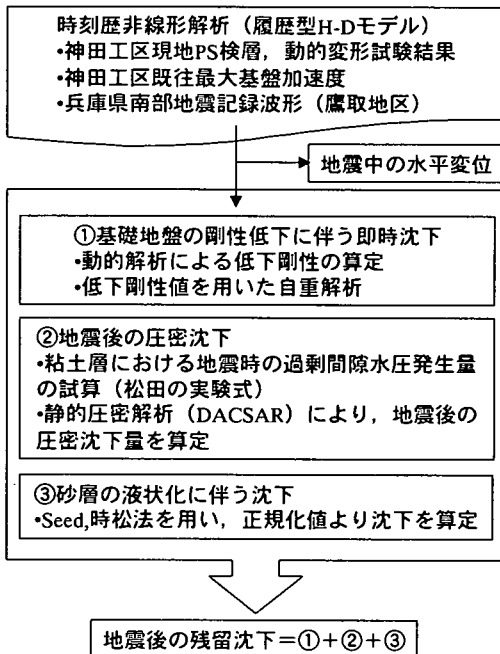


図-19 地震時及び地震後の残留沈下試算フロー

によるものと思われる。なお、盛土外でのPS検層データは、便宜的に無対策時の盛土立ち上がり直後（圧密度が0に近く、基礎地盤の強度増加がほとんど生じていない状態）の地盤剛性に相当するものと考え、以降、「無対策（盛土立ち上がり直後）」と称して使用する。

これらの実測データを動的物性値として用い、地震中の盛土の最大水平変位と地震後の盛土天端の残留沈下量を試算した結果が図-18である。前者は動的応答解析により直接求める事ができるが、後者については、図-19に示すように地震中の即時沈下（基礎地盤の剛性低下に伴う沈下）と、地震時の繰返しせん断によって新たに発生した過剰間隙水圧の消散に伴う圧密沈下、および砂層の液状化に伴う沈下の3者の足し合わせにより試算した^{16), 21), 22)}。計算では地震時変位の動的成分しか求まらず、便宜的に足しあわせを採用した。

即時沈下については、動的応答解析の結果から基礎地盤の地震中の剛性低下を図-20のように求め、基礎地盤に低下前後の地盤剛性値を別個に与えた2つの盛土自重解析を実施して、その差分量として求めた^{21), 22), 23)}。無対

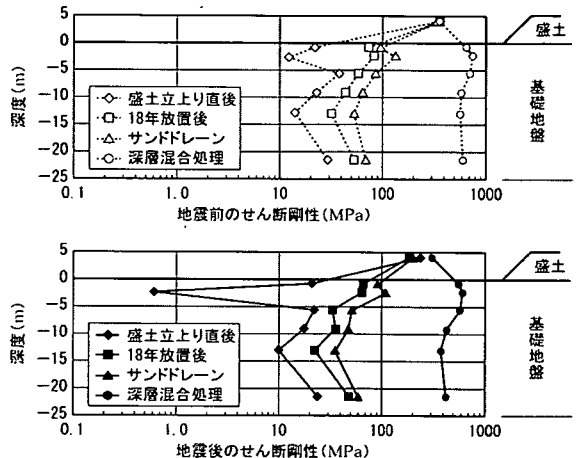


図-20 地震時の基礎地盤の低下剛性値

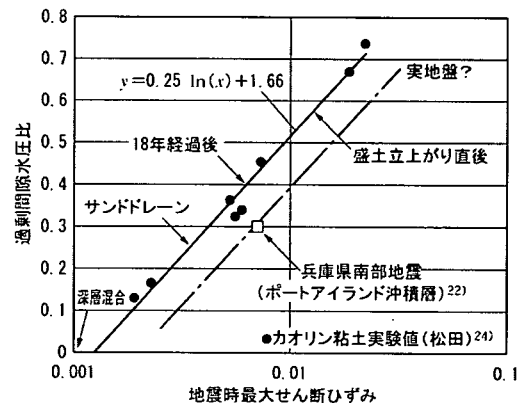


図-21 粘性土の地震時最大せん断ひずみと過剰間隙水圧比の関係（松田²⁴⁾より作図）

策（盛土立ち上がり直後）のケースでは、基礎地盤の表層付近でせん断ひずみが急増し、地盤剛性の極端な低下によって顕著な即時沈下が発生する結果となった。

地震時に軟弱粘性土層において付加的に発生する過剰間隙水圧の大きさについては、文献²⁰より図-21のような地震時最大せん断ひずみ～過剰間隙水圧比関係を別途作成し、動的応答解析で得られた各ケースの粘性土層の平均的なせん断ひずみ量を図中の算式に代入して暫定的に求めた。図中には兵庫県南部地震の実測値を併記したが、図中の●印はカオリン粘土に対する実験値であり、実状とは必ずしも一致しない可能性がある。そして、弾塑性有効応力FEM解析の結果を援用し、その消散分に相当する沈下発生量を別途求めた。図-8、図-9の長期挙動の再現解析結果を利用し、粘性土層の過剰間隙水圧比が、図-21中の算式を用いて設定した値まで消散した時点以降の盛土天端の沈下増分を、便宜的に地震後の圧密沈下に伴う沈下量とした。最終的な盛土の沈下量は、通常

の圧密沈下量に更にこの地震後の圧密沈下量を加えることで求めた。

また、地下水位以下の砂層では、一部地震時に液状化が発生する可能性があったため、Tokimatsu and Seed²⁰の手法を用いて地震時の砂層の即時沈下量を別途求め、加算した（PS検層と同時に実施された3成分コーン試験のデータをもとに各ケースの砂層の換算N値を推定して試算）。以上で述べた「基礎地盤の剛性低下に伴う即時沈下」、「地震後の圧密沈下」、「液状化による砂層の即時沈下」の計算方法は、いまだ実務への適用段階へは至っておらず、研究途上にある。例えば砂層に関しては剛性低下による即時沈下と液状化に伴う沈下量がダブルカウントとなっている可能性があるなど、課題も残されている。ここでは、ひとつの試みとして、試算事例を示したものである。

図-18中には、これら3種類の沈下成分の比率を併記した。図より、盛土立ち上がり後の長期的な放置（これによる基礎地盤の強度増加）、あるいはサンドドレーンや深層混合処理などの地盤改良を施すことにより、地震中の水平変位量および地震後の残留沈下量が、共に似た傾向で大きく低減されていることが分かる。例えば地震時の許容残留沈下量（要求性能）を300mmと仮定すると、地盤改良の実施は、長期残留沈下軽減という観点のみならず、盛土の地震時変形量が許容値以内に収まり、地震時安定性や地震時の維持管理の容易性といった要求性能を満足するためにも必須となる。

(2)最適設計の試み

a)ライフサイクルコストの試算

要求性能の中の「経済性」に着目し、ライフサイクルコストの試算に基づく最適設計を試みる。

軟弱地盤対策を行えば、確実に残留変形や不同沈下、これに起因する補修工事費を低減できる。しかし、逆に軟弱地盤対策のための初期コストが発生することになる。そこで、初期コストと維持管理コストを足し併せたライフサイクルコストを、神田工区の1.8km区間で求めてみた。前者（盛土築造費は共通と考え、地盤改良に要する初期コストのみを計上）は、各地盤改良工法の一般的な単価から算定できる。後者については、高橋ほか⁶により、図-22、図-23のような残留沈下量と段差補修費、あるいは縦断勾配補修工事費との関係が得られている（算式は図中に併記）。道路公団の複数地点の実盛土で得られた供用後の残留沈下量と、実際に投入された段差補修、縦断勾配修正費用の関係性を調査したものである。詳細は文献⁶を参照されたい。

図中の関係式を援用し、静的圧密連成解析で求めた供用開始以降の推定残留沈下量から維持管理コストを計算

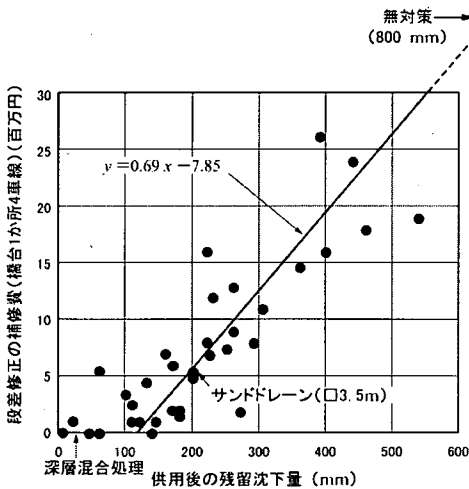


図-22 残留沈下量と段差補修費の関係
(高橋ほか⁶による)

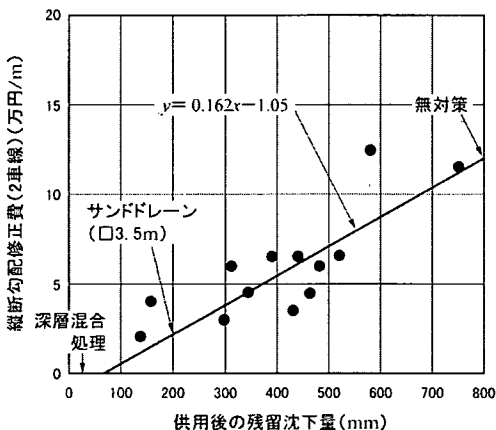


図-23 残留沈下量と縦断勾配補修費の関係
(高橋ほか⁶による)

してみた。図-24に、試算された補修工事費と実際の補修工事費を平成元年から平成9年までの累計値同士と比較した結果を示す。実補修工事費からは、段差、縦断勾配路面補修や、後述する田畑補修工事に無関係な部分を除外し、計算値には実情に合わせて別途現場経費を30%上乗せするなど、両者を同一条件で比較できるように、工夫を加えた。推定結果は道路供用開始後の維持管理に要する補修費の実態を良く再現できていることが分かる。

田畑補修工事費については、図-22、図-23のようなデータや提案式が準備されていなかったため、神田工区での実補修工事費と敷地境界部の残留沈下量（解析値）の関係を別途図-25のように求め、算定式を新たに作成して加算した。これらの算定式をそのまま利用し、前記4ケースのライフサイクルコストを試算した結果が図-26である。図では、供用開始より50年後（平成47年）までの残留沈下量をFEMにより計算し、これを図-22、図-23、図-25中の算式に代入して「供用開始後50年間のライフサイクルコスト」を試算した。図より、建設時にサンドドレーンを打設しておれば、神田工区のライフサイクルコスト（■印のプロット）を最小にできた可能性を指摘できる。

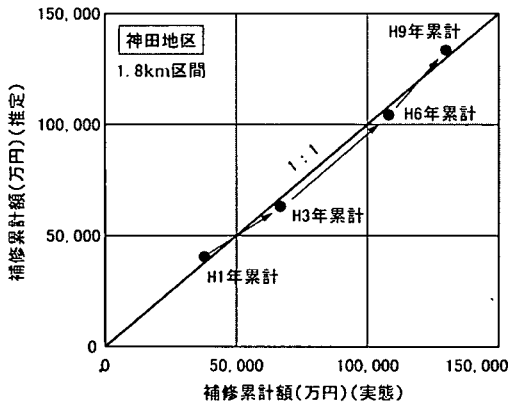


図-24 補修費の予測値と実態の比較結果

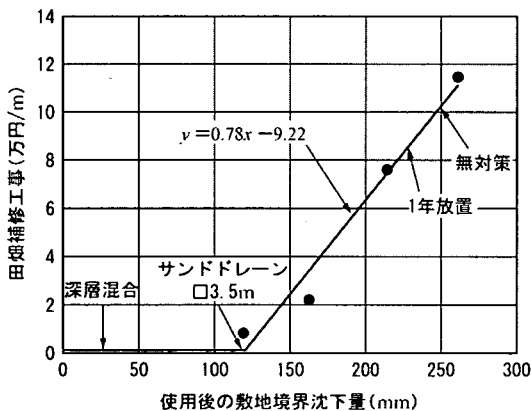


図-25 敷地境界位置での残留沈下量と田畑補修工事費の関係（神田工区）

b) 対策工の最適仕様の検討事例

図-26の横軸に□で囲って示したサンドドレーン工法は、実はその打設ピッチを3.5mとしている。これは、いい加減に決めた数字ではない。図-27にはドレーンピッチを様々に変えてライフサイクルコストを試算した結果を示している。ドレーンピッチを狭くするほど残留沈下量は小となり補修工事費は低減するが、同時に初期投資

	初期投資 (億円)	路面補修 (億円)	田面補修 (億円)	LCC (億円)
無対策	0.00	24.00	3.60	27.60
一年放置	1.08	22.30	3.20	26.58
サンドドレーン	3.05	6.84	0.21	10.10
深層混合	43.20	0.50	0.50	44.20

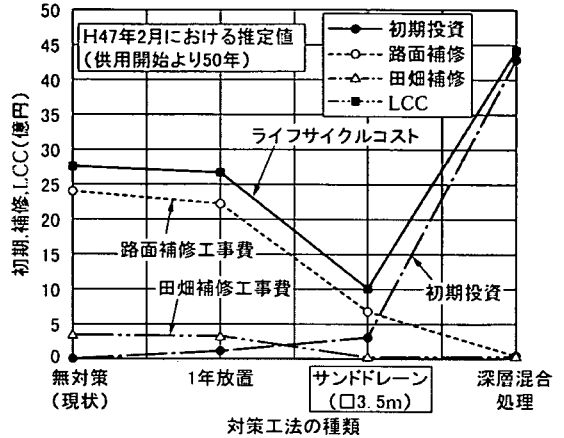


図-26 各種対策工法実施時のライフサイクルコストの比較

□ピッチ (m)	初期投資 (億円)	路面補修 (億円)	田畑補修 (億円)	LCC (億円)
1.20	27.00	2.60	0.00	29.60
2.00	9.72	2.90	0.00	12.62
3.50	3.05	6.84	0.21	10.10
5.00	1.57	9.67	1.36	12.60
10.50	0.34	16.60	2.98	19.92
15.00	0.00	18.00	3.60	21.60

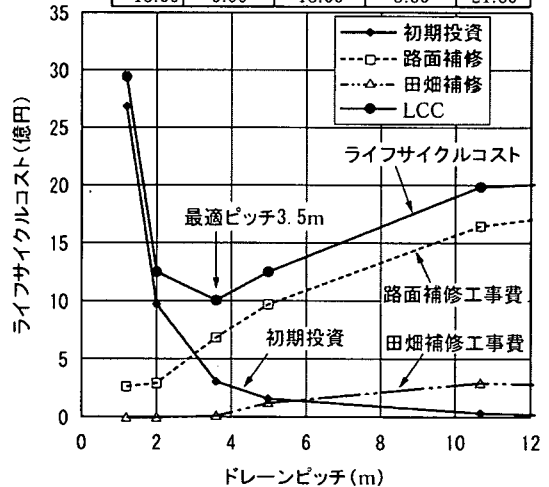


図-27 サンドドレーンの打設ピッチに関する最適設計事例

も大となる。サンドドレーン工法の打設ピッチ決定に際しても最適設計の考え方を導入するならば、3.5mというピッチがライフサイクルコストを最小とする最適値となる。

図-28には、横軸にサンドドレーン打設地盤の等価透水係数、縦軸に供用開始後の残留沈下量をとって両者を整理した結果を示す（ピッチ3.5mに相当する等価透水係数の位置を図中に矢印で併記）。サンドドレーンの残留沈下低減効果は、ある等価透水係数値の間（最適レンジ）で顕著に発揮され、その両側（完全排水もしくは非排水側）では効果は一定、もしくは効果なしとなる²⁰。3.5mというピッチは、実はこの最適レンジの立ち上がり点に相当し、「これ以上ピッチを狭くしても供用後の残留沈下がほとんど変わらない」しきい値に相当している。

ライフサイクルコストのみならず、この打設ピッチを採用しておけば、図-12に示すように路面勾配の平坦性（走行性）が確保され、図-13から、供用開始以降の維持補修もほとんど必要ないことが分かる。（維持管理の容易性）。図-14からは、周辺の田畑に対する変状の影響が無対策の場合の半分程度に低減され（環境適合性）、図-25より田畑補修工事費もかなり低減されることが見てとれる。図-26に示した経済性（ライフサイクルコスト）を含め、道路盛土の各種要求性能を満足する最適打設ピッチ（改良仕様）までも、FEMを用いて提案できることになる。ただし、この3.5mという打設ピッチは、サンドドレーン工法の既往施工実績の範囲(1.0m~3.0m)²⁰をはずれている。道路盛土の場合、サンドドレーン工法は従来、盛土立ち上がり時の安定性の確保を

目的として用いられてきた（短期問題）が、本検討ではあくまで、供用開始以降の長期残留沈下量の軽減を目的としている（長期問題）。既論文²⁰でも明らかなように、軟弱地盤対策の目的（短期問題か長期問題か）によって最適なドレーンピッチ（＝等価透水係数）は当然異なり、ここでは「供用開始以降の長期残留沈下問題へ対処するための最適なピッチ」として、この3.5mという値が試算されたものである。

c) 供用開始後の維持補修や大規模地震の発生を考慮した将来予測事例

図-29は、供用開始後の維持補修によるオーバーレイや大規模地震の発生等による沈下の増長を考慮して、供用開始以降50年間の残留沈下量を予測した結果を示す。無対策のケースにおいて供用1年後と長期放置後（平成14年現在）に大地震が到来した場合、あるいはサンドドレーン打設時や深層混合による地盤改良を施した直後に大地震が到来した場合の盛土天端沈下量を時系列で試算した結果を示している。ただしサンドドレーンのケースは、ドレーン効果により地盤内過剰間隙水圧が消散した時点（供用開始3年後）に地震が到来したと仮定した。

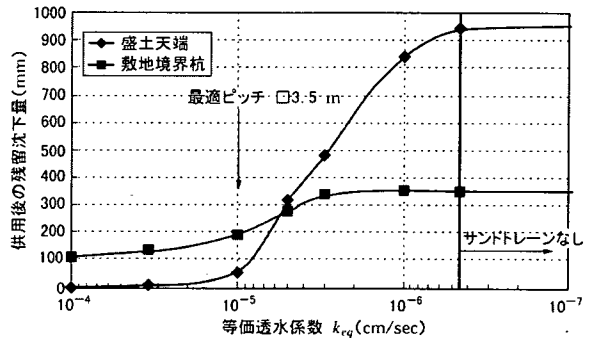


図-28 等価透水係数と供用後の残留沈下量の関係

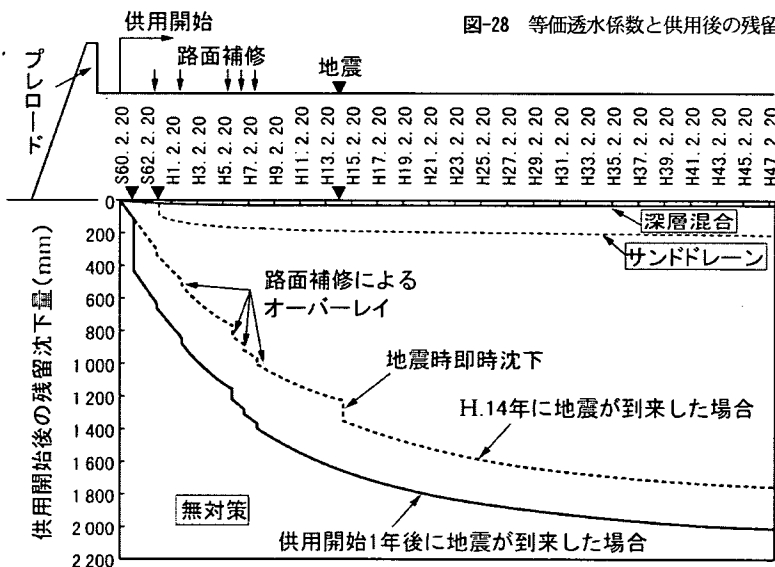


図-29 維持補修および大規模地震時沈下の発生を考慮した供用後50年間の沈下予測結果

入力加速度は神田工区の既往最大値を採用しているため、レベル2の大規模地震動を想定している。これが供用直後にくると、との仮定は非現実的かもしれないが、これを議論することが本論文の目的ではなく、大規模地震後の残留沈下までを想定した将来予測の一事例を示す。また、盛土築造により発生した過剰間隙水圧は、深層混合処理を行った場合で1年後、サンドドレーンでは、3年後に消散している。つまり、これ以降に到来時期をずらしても、地震時即時沈下量は計算上変化せず、沈下が発生する時期がずれるのみで計算結果に差はない。

盛土施工に伴う静的な長期残留沈下カーブ(図-8)の上に、維持補修時のオーバーレイ荷重による沈下、および「(1)d) 盛土の地震安定性」で述べた「剛性低下に伴う即時沈下+地震後の圧密沈下+液状化による砂層の即時沈下」を地震発生時点以降に加算したものである。無対策の場合、盛土放置期間を十分に(現在、供用開始後18年が経過)置かなければ基礎地盤の耐震性の向上は期待できず、盛土完成直後に大地震が到来すると、かなりの即時および残留的な変形が発生して道路機能が損なわれることになる。

また、このような地震後残留変形が発生すれば、その都度段差や縦断勾配の補修が必要となる(図中の「無対策」には、このような地震後の補修によるさらなる荷重増分は考慮されておらず、実際には残留沈下量はより大となる)。地盤改良を施しておけば、早期に地盤強度が向上するため、仮に供用開始後の早期(例えばサンドドレーンならば3年後、深層混合ならば供用直後)に大地震が到来したとしても、十分な耐震性が確保され、地震直後の沈下に対する維持補修工事も軽微なものとなる。地震後に残留する圧密沈下についても、無対策の場合は、長期にわたって地震後圧密沈下が継続するのに対し、サンドドレーンを打設しておけば、地震後沈下も早期に収束(地震後沈下に対する維持補修の回数もまた、低減)することがわかる。しかし、サンドドレーンの場合、過剰間隙水圧が消散する供用後3年以内に地震が到来すると、地震時沈下量は図より大きくなる可能性もある。

このような手法を用いれば、地盤改良の有無と大地震発生時期(あるいは発生確率)の組み合わせを勘案したうえで盛土の耐震性を議論することや、大地震の発生を考慮したライフサイクルコストの算定なども可能となる。常時の安定性、長期の残留変形に加え、大地震時の耐震性を含めた対策工の性能をライフサイクルコストも含めて評価できることになり、対策工の長期的なパフォーマンスに基づき、各種の要求性能を満足した中で最も経済的となる軟弱地盤対策工を選定する、本来の「総合評価(最適化)」が、これにより現実のものとなろう。

5. 結論

道路盛土の性能設計の将来像の一例として、静的、動的FEMを援用した道路盛土要求性能の照査と最適設計の一連の流れを、ある実道路盛土を対象としたケーススタディの中で示した。

ここで得られた知見を以下に示す。

- ① 弾塑性有効応力FEM解析手法を用いた再現解析の結果から、盛土横断方向の解析により、短期的・長期的変形挙動および、周辺地盤の連れ込み沈下の実挙動をある程度再現することができた。道路縦断方向解析においても、不同沈下の発生等ある程度の実態を再現でき、計算モデルの妥当性を概ね確認することができた。FEM解析手法が、複雑な地盤条件や施工条件を考慮した上で、周辺地盤の変状も含めて道路盛土の長期変形挙動を再現・予測するための有用なツールとなる可能性を示した。
- ② 性能設計への応用例として、ライフサイクルコストの算定や軟弱地盤対策工の詳細仕様の決定までを含めた最適設計の一例を示した。
- ③ 本論文で提案した大規模地震発生時の残留沈下の予測手法により、地盤改良の有無と大地震発生時期(あるいは発生確率)の組み合わせを勘案して盛土の耐震性を議論することや、大地震時の維持補修を考慮したライフサイクルコスト算定の可能性を示した。

本研究に残された課題を以下に列記する。

- ① 対策工に要するコストのみでなく、設計調査費や交通規制による渋滞などの走行性、乗り心地などの種々便益、得失、影響要素等を含め比較検討がなされるべきであり、今回の検討結果は、一つのアウトラインを示したに過ぎない。
- ② 性能設計では、設計者の裁量により、例えば今回のサンドドレーン工法(□3.5m)のような新しい提案により、合理的な設計や技術発展が図られると考えられる。一方、新規性の高い技術であっても、その全てが予測通りの結果をもたらさない可能性もある。予想通りの性能が得られなかったときに、適宜実測値をフィードバックして予測をやり直す手法の構築が必要と思われる。
- ③ 今回は一つのツールとして連成型FEMを用いたが、性能設計がこれに限定されるものでないことは言うまでもなく、一つの事例を示したに過ぎない。また、地震後の盛土の残留沈下の算定法の信頼性等、今後の研究に負うべき点も数多く残されている。今後、性能設計の事例を積み上げ、検証事例を増やすことで、その良否を判断していく必要がある。

謝辞：本論文で取り上げた神田工区の貴重なデータは、元道路公団水戸管理事務所の松岡晴男氏、倉内公静氏、阿部順一氏よりご提供頂きました。動的解析には前田建設技術研究所の福田和人氏にご協力を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

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.2-8, 2001年第4号。
- 2) 日本道路協会：道路土工，軟弱地盤対策工指針，昭和61年11月。
- 3) 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,平成10年5月。
- 4) 大下武志，青山憲明，橋本聖，森芳徳：道路盛土の性能規定化と品質管理・検査，土木技術資料，pp.26-31,43-5,2001。
- 5) 稲垣太浩，三嶋信雄：土木施工別冊，軟弱地盤対策工の設計・計算例 9章，pp.161-163,2002年5月号。
- 6) 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。
- 7) 川井田実，森井慶行，堀越研一，飯塚敦，太田秀樹：道路盛土の除去およびEPS置換に伴う軟弱地盤の挙動解析，土木学会論文集，No.645/III-50, pp.209-221,2000。
- 8) 西田行宏，竹山智英，鍋谷雅司：軟弱地盤上の盛土構造物の挙動解析，第37回地盤工学研究発表会，pp.1307-1310,2002。
- 9) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. Speciality Session 9, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp.229-237, 1977。
- 10) 飯塚敦：軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究，京都大学博士論文，1988。
- 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) 軽部大蔵：規格以外の三軸圧縮試験方法とその問題点，第20回土質工学シンポジウム論文集，pp.45-60,1975。
- 13) 三嶋信雄，長尾和之，福山雅典，石黒健，菅井正澄：基礎

- 地盤の透水性が盛土載荷時の沈下および安定性に及ぼす影響，第30回土質工学研究発表会，pp.1275-1278,1995。
- 14) 日本建築学会：建築基礎構造指針，5章 直接基礎，pp.150-154,2001。
 - 15) 北海道開発土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル，p.68,2002年3月。
 - 16) 藤井輝久，福田賢二郎，大中英揮，兵動正幸：変形を考慮した盛土の耐震設計法，土と基礎，No.50-1, pp.10-12,2002。
 - 17) 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する提言（第二次提言），1996。
 - 18) 財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，pp.321-324,1998年11月。
 - 19) 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。
 - 20) 稲垣太浩，福島勇治，大保直人，清田芳治，鈴木康嗣：盛土荷重による軟弱地盤の圧密沈下，第37回地盤工学研究発表会，pp.1313-1314,2002。
 - 21) 安原一哉，村上哲，豊田紀孝：土と基礎 講座：粘性土の動的性質，5.粘性土の動的性質（その3），No.47-1, pp.51-56,1999。
 - 22) 安原一哉，常田賢一，松尾修，那須誠，土と基礎 講座：粘性土の動的性質，3.粘性土の動的問題に関するケース・ヒストリーと現象のメカニズム，No.46-7, pp.57-62,1998。
 - 23) 安田進，吉田望，安達健司，櫻井裕一：液状化に伴う盛土の沈下に対するALIDの適用性，第37回地盤工学研究発表会，pp.1297-1298,2002。
 - 24) 松田博：粘性土の地震後沈下過程の推定，土木学会論文集，No.568/III-39, pp.41-48,1997。
 - 25) Tokimatsu, K. and Seed, H. B.: Evaluation of Settlements in Sands due to Earthquake Shaking, J. GE, ASCE, Vol.113, No.8, pp.861-878, 1987。
 - 26) Tonogaito, M., Kawaika, 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, IS TOHOKU, 1998。
 - 27) 社団法人日本電力建設業協会：電力土木における地盤改良工法と施工事例，2. 圧密排水工法，1988。

(2002.10.23 受付)

PREDICTION OF LONG-TERM DEFORMATION OF ROAD EMBANKMENT ON SOFT GROUND BY FEM AND ITS APPLICATION TO PERFORMANCE DESIGN

Naoki TATTA, Motohiro INAGAKI, Nobuo MISHIMA,
Tetsuo FUJIYAMA, Takeshi ISHIGURO and Hideki OHTA

The design of the road embankment on the soft ground is based on the specifications and regulations so far. But it is scheduled to change to the performance design in the near future. In this paper, soil/water coupled FEM analysis is done to predict the long-term deformation of road embankment on the soft ground, and compared with measured ones, and comparatively good agreement is obtained. Some case studies of performance design by FEM are carried out. The countermeasures to the soft ground are studied and the optimum method from the viewpoint of minimum life cycle cost is found.