

山留め情報化施工における予測解析の信頼性と設計変更のリスク評価

小林範之¹・斉藤悦郎²・畑野俊久³

¹正会員 農博 愛媛大学助手 農学部生物資源学科 元株式会社フジタ 技術研究所
(〒790-8566 松山市樽味3-5-7)

²フェロー会員 工博 株式会社フジタ 技術研究所 (〒243-0125 神奈川県厚木市小野2025-1)

³工修 株式会社フジタ 土木営業本部 (〒151-8570 東京都渋谷区千駄ヶ谷4-6-15)

山留め掘削工事における情報化施工管理は、地質などの自然条件や施工条件などの不明確な点から生じる事前予測の不確実性を補い、工事を安全に進めることを第一の目的として実施されることが多い。一方、施工中の計測データから得られる逆解析・予測解析次第では、工事を合理的に進めることができ、その判断材料としても大きな意義がある。こういった情報化施工において、逆解析および予測解析は非常に重要な役割を果たし、高い信頼性が求められる。

本論文は、計測データに基づいた予測解析結果の信頼性評価方法を提案し、実際の山留め掘削工事における予測解析結果の信頼性と設計変更におけるリスクを検討した。

Key Words : earth retaining wall, observational procedure, back analysis, reliability

1. はじめに

構造物をつくるためには、多くの作業手順を経なければならないが、それぞれの作業の中には様々な不確実性が存在する。特に、土構造物の場合には変化に富んだ自然を相手にするため、不確実な要因が多くなる。例えば、調査・試験の段階では、土が本来的に有する不均質さのための位置的なばらつきやサンプリング、試験装置および試験法といった技術的な問題からくるばらつきがみられる。また、設計の段階では、実際の地盤と解析モデルの間に地盤構成や境界条件の面で隔たりがある。さらに施工時には、さまざまな制約のために、計画通りの施工を実施することが容易でない場合がある。つまり、土構造物の設計・施工は、数々の不確実性のもとに実施されるのである。

このような不確実性に対応するために、信頼性設計や情報化施工が実施される。信頼性設計¹⁾は従来の安全率法に代わる設計法であり、設計に関する不確実性をより厳密に正確に反映させるための設計法である。一方、情報化施工²⁾は、設計に関する不確実性に直接的に対処するものであり、施工中の現場計

測から逆解析・予測解析を実施し、当初設計を工事の実状にあったものへ繰り返し修正するものである。

情報化施工は、新しい情報を得て、設計変更を繰返し、最適な施工を行うことに特徴がある。そのため、段階施工となる軟弱地盤の盛土工事³⁾、NATMによるトンネル工事⁴⁾や山留め掘削工事⁵⁾で研究が進められている。特に、山留め掘削工事の場合は、仮設工事であるため本体工事に比べ柔軟性があること、鋼材やコンクリートのフレームをもつ構造物であり、設計計算法や施工管理の指標が明瞭であることなどのため、適用実績⁶⁾が多い。

一般に情報化施工は、当初の不確実性を減少させ、施工を「安全」に行うことを第一の目的として実施されることが多い。一方、施工中の計測データから得られる逆解析・予測解析結果を積極的に利用すれば、工事をより「合理的」に進めることも可能となり、信頼性設計の観点からもその有効性¹⁾が認められるところである。

このような情報化施工において逆解析と予測解析に基づく設計変更は非常に重要な役割を果たし、その結果は将来の施工方策を決定する指標となるため、高い信頼性が求められる。逆解析・予測解析に対す

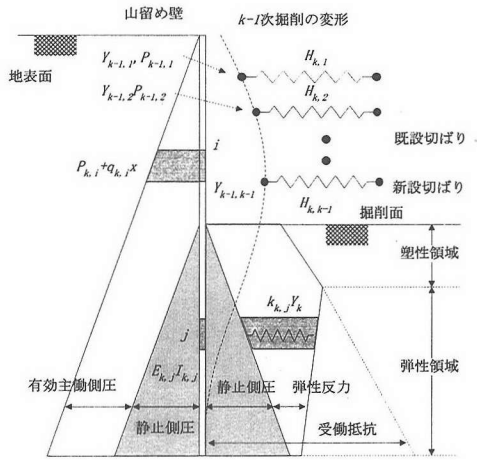


図-1 山留め架構の構造モデル

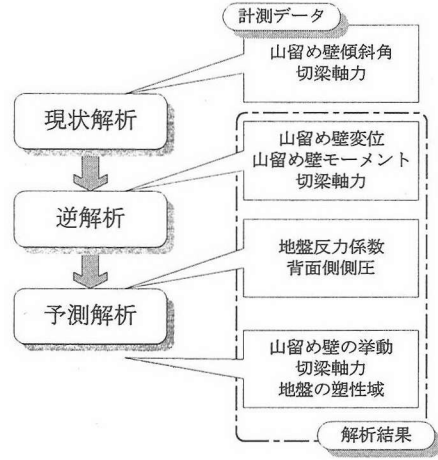


図-2 山留め情報化施工管理システム

る信頼性の評価は、人工的に作成した数値解析データを用いた場合、吉田ら⁷⁾によって詳細に検討されているが、実測データを用いた場合の評価は「あった、あわない」というレベルにとどまり、十分とはいえない。さらに、予測解析の結果に基づいて設計変更を行った場合でも、その予測解析の信頼性と設計変更の判断基準との関係が明確にされているものは少ない。

本論文は、計測データに基づいた予測解析結果の信頼性評価方法を提案し、実際の山留め掘削工事における予測解析結果の信頼性と設計変更におけるリスクを検討することを目的としている。現場で得られる計測データは、室内試験などに比べて、ばらつきが多い。このため、掘削が進行していない場合でも、逆解析を行う時期によってその解析結果は異なり、次段階以降の施工計画の指標となる予測解析結果が違ったものとなる。また、本論文では解析モデルとして弾塑性法を用いているが、モデル化について理想化、単純化されており、実際の挙動との間にも本質的な相違が生じる場合もある。情報化施工はこの予測解析結果に基づいて合理性の判断を行うことになるが、この予測値が持つ誤差をどのように考慮するかは重要な課題となる。ここでは、実際の計測データを用い、観測誤差とモデル化誤差の2つの面から予測解析の信頼性を評価する方法を提案する。さらに、評価した予測値の確率分布から実際に行った設計変更がどの程度のリスクを持っていたかを明らかにする。

本論文の構成は、以下のようである。2章では山留め情報化施工管理システムの概要、3章では予測解析結果の信頼性と破壊確率の考え方を示す。また、4章では実際の施工現場にシステムを導入し、予測

解析結果の信頼性を評価する。さらに、5章で予測解析結果に基づいて計画した設計変更案のリスク評価を行う。

2. 山留め情報化施工管理システム

山留め掘削工事において情報化施工管理を行う場合、情報提供を迅速に行うため、施工中の計測データの処理から最終工程までの挙動予測にいたる一連の流れをシステム化することが多い。

本論文で用いた山留め情報化施工管理システムは、大規模な山留め設計計算に用いられる弾塑性法⁸⁾(図-1)に基づいており、以下に示す3段階のステップ(図-2)からなる。

①現状解析

山留め壁体の傾斜角データからその変位および曲げモーメントを推定⁹⁾し、管理値と比較する。傾斜角データは3次のスプライン関数により近似され、関数の微積分により変位、曲げモーメントを推定する。ここでの山留め壁はRC連続壁であるため、 $M-\phi$ 曲線を用いて剛性低下を考慮している。

②逆解析

切ばり軸力と現状解析で推定した壁体変位、曲げモーメントを用いて背面側有効主働側圧¹⁰⁾(=主働側圧-掘削側静止側圧)と地盤反力係数を推定¹¹⁾する。逆解析手法には拡張カルマンフィルタ¹²⁾を用いた。

③予測解析

逆解析で推定した背面側有効主働側圧と地盤反力係数を弾塑性法の入力パラメータとし、最終工程までの山留め挙動を予測する。ここでも現状解析同様、 $M-\phi$ 曲線による山留め壁の剛性低下を考慮している。

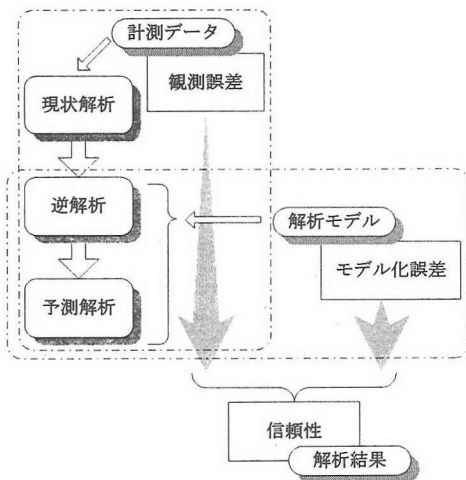


図-3 予測解析の信頼性

3. 予測解析結果の信頼性と破壊確率の考え方

情報化施工では、計測データに基づく予測解析結果を用いて設計変更が行われ、それ以降の施工が進められる。したがって、2.で示したシステムの信頼性は、予測解析結果の信頼性によって決定される。計測データに基づく予測解析の結果は、計測データがもつ誤差（観測誤差）とシステムで用いる解析モデルの誤差（モデル化誤差）により予測誤差が現れる（図-3）。ここではこの2つの誤差から予測解析の信頼性評価方法を提案する。また、予測解析の信頼性評価に基づき、情報化施工での設計変更案における破壊確率の求め方を示す。

(1) 観測誤差

弾塑性法を用いて山留め架構の設計を行う場合、掘削の進行がない限り、山留め架構に作用する外力は変化しないと仮定する。逆解析に用いる計測データも掘削の進行がない期間、すなわち各次の掘削終了時から切ばり架設までのある時刻に得られたデータを採用し、設計パラメータを推定することになる。実際にはこの期間の計測条件は同一ではなく、①地下水位の変動による山留め壁作用側圧の変化、②重機の移動などによる上載荷重の変化、③データ採取上の問題などのために計測データはばらつきをもつ。地下水位の変動が大きく、山留めの挙動も大きく変化するような場合には、その変動を設計計算に反映させる必要がある。しかし、地下水位の変動が小さい場合には、実際上設計計算に反映させることはなく、誤差として扱うことになる。②の要因に関しては、重機の移動を時間的に管理することは現実には不可能であり、このばらつきを取り除くことは出来

ない。また、センサーやデータ採取システムの選択に関しては十分な検討を行うが、重機などの移動がない深夜の計測データにもばらつきがあり、③の要因が存在することがある。したがって、施工中に得られる計測データは何らかの観測誤差を含み、どの時刻のデータを採用するかによって、山留め架構は見かけ上違った挙動を示すことになる。

一方、逆解析によって推定されるパラメータの信頼性は式(1)に示される推定誤差の共分散行列の形で評価される¹³⁾。式より明らかのように①観測データの信頼性、②事前情報の信頼性、③観測量と未知量の関係を表す観測行列（観測点配置）によって決まる。

$$P = (M^{-1} + H^T R^{-1} H)^{-1} \quad (1)$$

ここで、 P : 推定誤差の共分散行列、 M : 観測量の誤差行列、 H : 観測行列、 R : 事前情報の誤差。

しかし、実測値を用いて逆解析を行なう場合、その時々計測されるデータを山留め架構の真の挙動と考え、それにフィッティングするように設計パラメータの推定を行なう。つまり、観測誤差を出来る限り小さい値で推定することになる。また、事前情報に対しては、施工前に行う当初設計値を平均値とし、工学的判断からその信頼性を評価していることが多い。また、観測点の配置に関しては、壁体変位、曲げモーメントが全長に対して、切ばり軸力も全段数に対して与えることができるため、解析手法に弾塑性法を用いている場合には、観測点の最適な配置を考える必要はない。したがって、弾塑性法の出力である壁体変位量、曲げモーメントおよび切ばり軸力と真値と仮定した観測量とを適合させることにより、推定された未知パラメータ（背面側有効主働側圧と地盤反力係数）は、計測データとバランスのとれた最適な推定値となる。

これより本システムにおける逆解析結果は、計測データのばらつきにより直接的に大きな影響を受けることになり、結果的に予測解析にもばらつきが現れることになる。

本論文では、計測データのばらつき（観測誤差）による予測解析結果への影響を調べるために、山留め掘削工事現場における実測データを用いて統計的に検討するものである。すなわち、掘削が進行しない期間における計測頻度毎の計測データに対して、逆解析・予測解析までの一連の解析を行い、予測解析結果のばらつきを求める。

こうして求めた観測誤差に基づく予測解析値のばらつきは、正規分布を仮定すれば次式で表される。

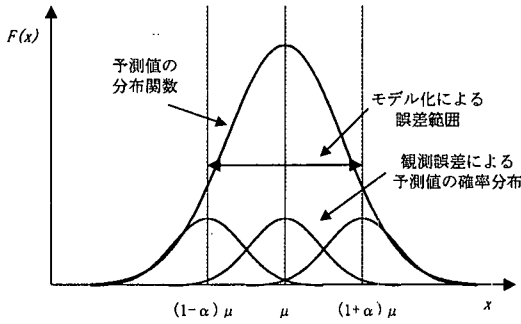


図-4 予測値の分布

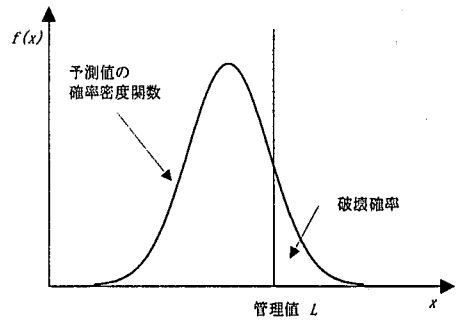


図-5 破壊確率

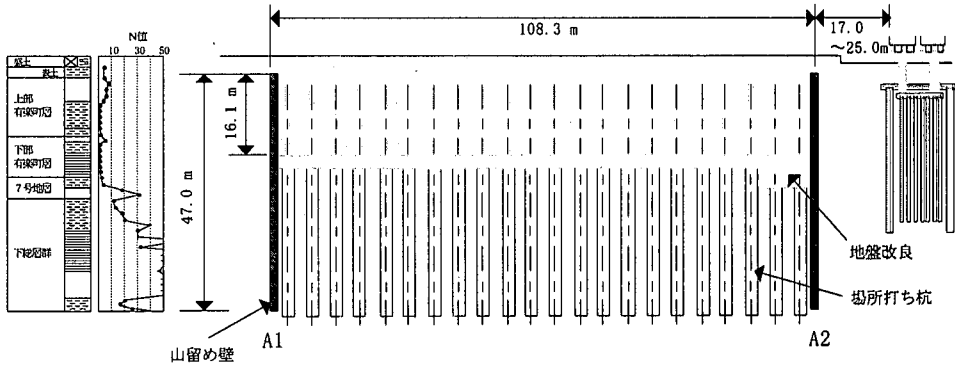


図-6 構造物断面図

$$f_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] \quad (2)$$

$-\infty < x < \infty$

ここで、 μ : 予測解析結果の平均値、 σ : 予測解析結果の標準偏差であり、掘削が進行しない期間における計測頻度毎の予測解析結果に対する統計量である。

(2) モデル化誤差

計測データに基づいて設計パラメータを見直し、次段階以降の挙動を予測する場合、当初設計値に比べて精度は大きく向上する。しかし、こうして求めた予測値も山留め挙動の真値と仮定した計測値と完全に一致することはなく、ある程度の誤差を生じる。この予測誤差の中には(1)で示した観測誤差によるものの他に、設計パラメータの誤差、解析法自体の誤差、あるいは施工の誤差などによるものが含まれる。施工のばらつきに対しては、実際の施工を忠実にモデル化することで対応することしかない。また、設計パラメータについては、逆解析により計測データに最適な推定値を求めているため、当初設計に比べてその分散は小さくなっていると考えられる。

以上より予測値の誤差は、観測誤差による予測値のばらつきと解析手法に関するモデル化誤差からな

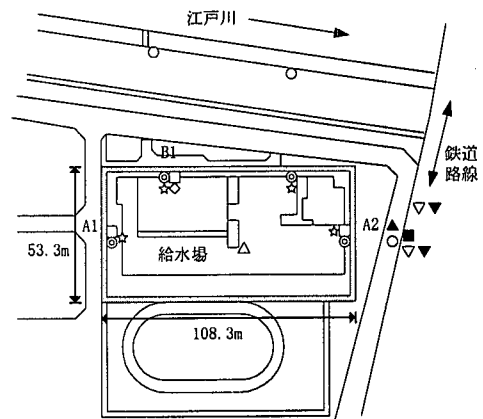


図-7 計測平面図

るものと仮定し、モデル化誤差を予測値の真値に対する偏差として検討する。

ここでは、予測値の代表値として、掘削が進行しない期間における計測頻度毎の予測解析結果の平均値をとった。また、その予測解析結果に対応する掘削時の計測データ(計測頻度毎に得られる)の平均値を真値と仮定した。

(3) 観測誤差とモデル化誤差による予測値の分布

観測誤差に基づく予測解析値のばらつきは、式(2)で表される。一方、3.(2)で示したように予測解析

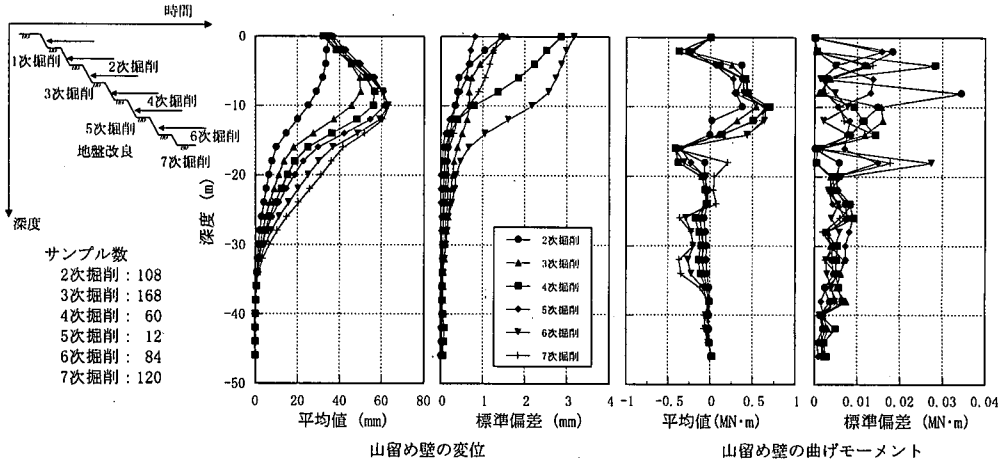


図-8 観測量のばらつき (山留め壁変位, 曲げモーメント)

値の平均値 μ は真値に対して誤差があり, その誤差を減少させるためには平均値 μ を移動させる必要がある. その移動量は, 最大で誤差 α 分であり, 範囲は $(1-\alpha)\mu \sim (1+\alpha)\mu$ となる. 図-4 にモデル化による誤差範囲と予測値の分布関数の考え方を示す. この間の分布関数は, それぞれの確率密度関数の和で示され, 式(3)となる.

$$F(x) = \int_a^b f_x(x) d\mu$$

$$= \int_a^b \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] d\mu \quad (3)$$

ここで, $a: (1-\alpha)\mu$, $b: (1+\alpha)\mu$.

式(3)の分布関数は, 予測解析の平均値 μ , 標準偏差 σ , および平均値の移動量 a, b に, 実測データより得られる統計量を代入し, 数値積分することにより求める.

(4) 設計変更とリスク評価

情報化施工における最大の役割は設計変更であり, その目的は計測データから得られた新しい情報によってより最適な設計に変更することである. しかし, 3. (3) で示したように計測データに基づく予測解析結果には誤差があり, 設計変更案にはある程度のリスクが存在することになる.

図-5 に破壊確率¹⁾の考え方を示す. ここでの「破壊」は計測時に設定される管理値をこえる状態とする. 管理値は確定的に与え, 予測解析結果のみが式(3)で示される分布をもつと仮定した. 式(3)を総頻度で除することにより予測解析結果の確率密度関数を求め, 管理値をこえる確率を破壊確率とした. これより, 破壊確率は式(4)で示される.

$$P_f' = P(L < x < \infty) \quad (4)$$

表-1 観測量のばらつき (切ばり軸力)

掘削次数	切ばり軸力 (MN/本)						
	1	2	3	4	5	6	
2	μ	0.72					
	σ	0.06					
	COV	0.08					
3	μ	0.63	0.52				
	σ	0.03	0.05				
	COV	0.05	0.09				
4	μ	0.53	0.59	1.01			
	σ	0.05	0.04	0.12			
	COV	0.09	0.07	0.12			
5	μ	0.46	0.53	0.93	1.12		
	σ	0.01	0.00	0.02	0.05		
	COV	0.02	0.00	0.02	0.05		
6	μ	0.41	0.47	0.88	1.19	0.77	
	σ	0.06	0.02	0.05	0.13	0.24	
	COV	0.14	0.04	0.06	0.11	0.31	
7	μ	0.46	0.47	0.93	1.20	1.04	0.98
	σ	0.09	0.03	0.07	0.06	0.06	0.09
	COV	0.20	0.05	0.07	0.05	0.06	0.09

μ : 平均値 σ : 標準偏差 COV: 変動係数

ここで, P_f' : 破壊確率, L : 管理値

4. 実測データによる予測解析結果の信頼性評価

(1) 適用現場の概要

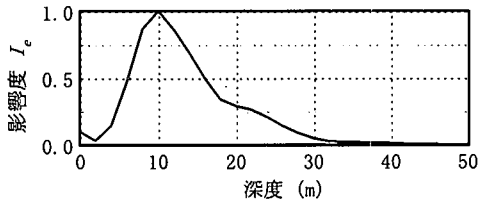
本工事は, 江戸川沿いに位置する給水場建設である. 図-6 に本現場での構造物断面図を示す. G.L. -25m までが沖積層で, 上部有楽町層, 下部有楽町層, 7号地層から構成され, N値2未満の軟弱なシルトとN値10未満の緩い砂質土の互層となっている. G.L. -25m 以深は洪積層の下総層群で, 上部はN値30程度, 下部はN値50以上の砂質土と粘性土の互層となっている.

掘削規模は, 長さ 108.3m, 幅 53.3m および深さ 16.1m であり, 軟弱な沖積層での掘削工事となるため, 山留め壁は RC 連続壁とした. 壁厚は, $t=800\text{mm}$ とするが, 近接する構造物などへの影響を最小限に

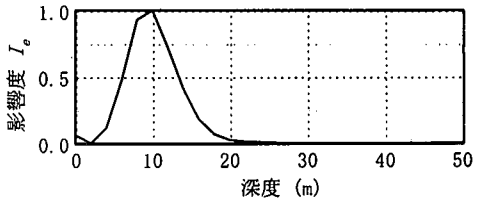
表-2 推定値の平均値，標準偏差および変動係数

掘削 次数		(a) 推定有効主働側圧 (MPa)									
		埋土		有楽町層		7号地層			下総層群		
2	層厚	3.90	0.60	3.50	4.90	5.20	7.00	6.20	10.00	3.30	2.40
	μ	0.14	0.03	0.31	0.35	0.23	0.28	0.10	0.10	0.04	0.14
	σ	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
	COV	0.03	0.00	0.02	0.02	0.03	0.03	0.01	0.01	0.00	0.01
3	層厚	3.90	3.10	1.00	4.90	5.20	7.00	6.20	10.00	3.30	2.40
	μ	0.10	0.27	0.10	0.49	0.38	0.42	0.29	0.32	0.09	0.19
	σ	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
	COV	0.02	0.01	0.01	0.02	0.03	0.03	0.01	0.01	0.00	0.00
4	層厚	3.90	4.10	1.50	3.40	5.20	7.00	6.20	10.00	3.30	2.40
	μ	0.08	0.31	0.11	0.36	0.58	0.56	0.39	0.49	0.19	0.22
	σ	0.00	0.02	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00	0.00
	COV	0.04	0.05	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.01
5	層厚	3.90	4.10	4.00	0.90	5.20	7.00	6.20	10.00	3.30	2.40
	μ	0.09	0.24	0.31	0.08	0.66	0.62	0.52	0.65	0.26	0.26
	σ	0.00	0.01	0.01	0.00	0.02	0.03	0.03	0.03	0.01	0.01
	COV	0.02	0.05	0.04	0.01	0.03	0.05	0.06	0.04	0.03	0.02
6	層厚	3.90	4.10	4.90	1.60	3.60	7.00	6.20	10.00	3.30	2.40
	μ	0.08	0.23	0.37	0.24	0.48	0.88	0.66	0.72	0.33	0.28
	σ	0.00	0.01	0.02	0.01	0.00	0.01	0.02	0.03	0.00	0.00
	COV	0.02	0.06	0.06	0.03	0.01	0.02	0.04	0.04	0.01	0.02

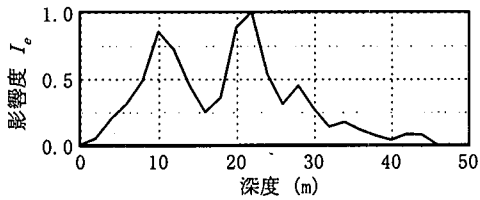
掘削 次数		(b) 推定地盤反力係数 (MPa/m)									
		有楽町層		7号地層			下総層群				
2	層厚	7.00	5.90	3.20	2.00	7.00	6.20	10.00	5.70		
	μ	4.64	0.99	5.34	19.14	1.60	16.98	35.75	39.70		
	σ	0.04	0.05	0.18	0.50	0.13	0.16	0.30	0.51		
	COV	0.01	0.05	0.03	0.03	0.08	0.01	0.01	0.01		
3	層厚	12.90	3.20	2.00	7.00	6.20	10.00	5.70			
	μ	2.03	1.30	14.87	4.79	12.66	36.75	46.18			
	σ	0.00	0.05	0.19	0.06	0.07	0.17	0.30			
	COV	0.00	0.04	0.01	0.01	0.01	0.00	0.01			
4	層厚	12.90	3.20	2.00	7.00	6.20	10.00	5.70			
	μ	2.05	1.27	15.59	3.89	13.52	37.58	51.24			
	σ	0.00	0.04	0.23	0.13	0.03	0.42	0.34			
	COV	0.00	0.03	0.01	0.03	0.00	0.01	0.01			
5	層厚	16.10	2.00	7.00	6.20	10.00	5.70				
	μ	2.01	13.15	3.67	16.43	46.65	53.12				
	σ	0.08	0.55	0.24	0.94	2.04	0.39				
	COV	0.04	0.04	0.06	0.06	0.04	0.01				
6	層厚	16.10	2.00	7.00	6.20	10.00	5.70				
	μ	3.65	11.85	3.76	15.12	46.02	55.48				
	σ	0.09	0.59	0.19	0.45	1.61	0.44				
	COV	0.03	0.05	0.05	0.03	0.03	0.01				



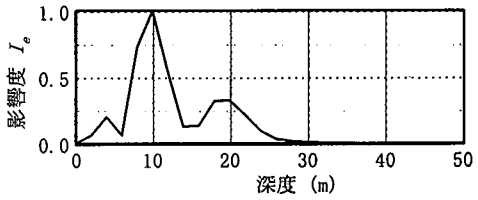
(a) 有効主働側圧の変動による壁体変位への影響



(c) 地盤反力係数の変動による壁体変位への影響



(b) 有効主働側圧の変動による壁体曲げモーメントへの影響



(d) 地盤反力係数の変動による壁体曲げモーメントへの影響

図-9 推定パラメータの変動による予測解析結果への影響 (2次掘削から3次掘削)

留めるため，河川側は $t=1200m$ ，鉄道 (A2) 側 $t=1500m$ とした。また，山留め壁の変位抑制のため底盤部で層厚 2.0m (鉄道側 10m は層厚 6.6m) の深層混合処理工法による地盤改良を行っている。

当地区は極めて軟弱な地盤における大規模掘削工事であることに加え，江戸川や鉄道路線などの重要構造物が近接していることから，計測に基づいた施工管理支援を実施することとなった。逆解析・予測解析に用いる計測データは，壁体に取り付けた埋設型傾斜計 (◎ : 4カ所×19台) より得られる傾斜角データと，切ばりに取り付けたいずみ計 (★) と温度計 (◇) より得られる温度補正された切ばり軸力データである。その他にも，日常管理を行う目的で，鉄筋計 (☆ : 1カ所×18台)，土圧計 (□ : 3カ所

×6台) および間隙水圧計 (□ : 3カ所×6台)，掘削側地盤にはリバウンド計 (△ : 1カ所×4台)，背面の地盤には埋設型傾斜計 (○)，層別沈下計 (▲) および水位計 (■) をおいた。さらに近接する鉄道路線には沈下検出器 (▽)，設置型傾斜計 (▼) を設置した (図-7)。計測頻度は，1回/時間とした。

山留め架構に関する管理値は，当初設計における解析値および本設構造物に対するクリアランス，周辺構造物への影響，許容応力度および終局強度を基準に決定した。ただし，背面地盤に重要構造物が存在する A2, B1 側の山留め壁は変形を中心に管理を行い，他に比べ壁が薄くなっている A1 側の山留め壁はモーメントを中心に管理を行った。本論文では

表-3 計測データに基づく予測解析のばらつき

(a) 壁体変位 (mm) および曲げモーメント (MN・m)													(b) 切ばり軸力 (MN/本)											
掘削 次数		3			4			5			6			7			掘削 次数		1	2	3	4	5	6
		μ	σ	COV	μ	σ	COV	μ	σ	COV	μ	σ	COV	μ	σ	COV								
2	δ	57.2	1.9	0.03	63.2	2.8	0.04	64.3	2.8	0.04	63.6	2.3	0.04	63.2	2.3	0.04	2	μ	0.72	2.70	1.04	0.70	2.24	0.89
	M(正)	0.57	0.01	0.02	0.58	0.00	0.01	0.63	0.01	0.02	0.63	0.01	0.02	0.53	0.04	0.08		σ	-	0.11	0.06	0.07	0.13	0.04
	M(負)	-0.49	0.04	0.07	-0.50	0.03	0.07	-0.51	0.04	0.07	-0.51	0.04	0.08	-0.40	0.04	0.09		COV	-	0.04	0.06	0.10	0.06	0.05
3	δ				62.2	1.0	0.02	65.5	1.2	0.02	67.4	1.3	0.02	67.1	1.3	0.02	3	μ	0.72	0.59	1.51	1.21	1.51	0.80
	M(正)				0.58	0.00	0.00	0.78	0.02	0.02	0.80	0.02	0.02	0.76	0.03	0.04		σ	-	-	0.02	0.03	0.06	0.04
	M(負)				-0.50	0.00	0.01	-0.50	0.00	0.01	-0.52	0.00	0.01	-0.52	0.01	0.01		COV	-	-	0.01	0.03	0.04	0.05
4	δ							62.5	0.7	0.01	64.1	0.5	0.01	63.8	0.5	0.01	4	μ	0.72	0.59	1.01	1.20	1.42	0.82
	M(正)							0.74	0.01	0.02	0.77	0.01	0.01	0.72	0.01	0.02		σ	-	-	-	0.03	0.03	0.01
	M(負)							-0.51	0.00	0.00	-0.51	0.00	0.01	-0.51	0.00	0.00		COV	-	-	-	0.02	0.02	0.01
5	δ										62.9	0.1	0.00	62.5	0.3	0.00	5	μ	0.72	0.59	1.01	1.20	1.33	0.83
	M(正)										0.60	0.09	0.15	0.63	0.10	0.19		σ	-	-	-	-	0.09	0.05
	M(負)										-0.40	0.10	0.26	-0.38	0.10	0.27		COV	-	-	-	-	0.06	0.06
6	δ													61.6	2.5	0.04	6	μ	0.72	0.59	1.01	1.20	1.04	0.90
	M(正)													0.54	0.05	0.10		σ	-	-	-	-	-	0.08
	M(負)													-0.40	0.04	0.11		COV	-	-	-	-	-	0.09

表-4 予測値の分布

項目	壁体変位	壁体曲げ モーメント	切ばり軸力
①計測データの変動係数	0.1	0.1	0.3
②観測誤差による予測値の変動係数	0.05	0.1	0.1
③モデル化誤差 (%)	次段階	10	10
	次段階以降	10	20
④観測誤差・モデル化誤差による 予測値の変動係数	次段階	0.076	0.115
	次段階以降	0.076	0.153

A1 側の山留め挙動のみを検討する。また、「破壊」を規定する管理値は山留め壁体の終局曲げモーメントである。

(2) 観測値のばらつき

山留め架構の挙動に関して直接得られる計測データは、山留め壁傾斜角および切ばり軸力であるが、施工管理には、2. ①現状解析で得られる壁体変位、曲げモーメントおよび切ばり軸力が用いられる。ここでは、壁体変位、曲げモーメントおよび切ばり軸力を観測量とし、そのばらつきを検討した。図-8に各次の掘削終了時からプレロード導入までの期間に得られる壁体変位および曲げモーメントの平均値と標準偏差を示す。壁体変位の標準偏差をみると、掘削面以浅で急激にばらつきが大きくなり、山留め壁天端で最大となることがわかる。また、標準偏差は平均値の大きさとは比例せず、4次掘削時および6次掘削時のデータのばらつきが特に大きく現れた。変動係数は最大で0.09程度である。曲げモーメントに関しても、掘削面以浅でばらつきが大きくなり、特に各ピーク点付近で最大となる。表-1に、切ばり軸力のばらつきを示した。壁体の変形や曲げモーメントに比べるとばらつきが大きく、変動係数の最大値は0.31であった。

(3) 逆解析結果

4. (1)で得られたデータを用いて、ばらつきのある観測量が推定パラメータにどの程度の影響を及ぼすかを検討した。

表-2に推定した有効主働側圧と地盤反力係数の平均値、標準偏差および変動係数を示した。(a)推定有効主働側圧のハッチ部分は、掘削以深である。有効主働側圧に関しては、掘削面以浅で推定値のばらつきが大きくなり、観測量のばらつきとの相関がみられる。特に、変位のばらつきが大きい4、6次掘削時の掘削面以浅での推定側圧のばらつきは大きく、変動係数は0.04~0.06程度になった。一方、地盤反力係数は曲げモーメントのピーク点にあたることでのばらつきが大きくなり、変動係数は0.05~0.08となった。特に、6次掘削時は全域にわたってばらつきが大きい。また、切ばり軸力と推定値のばらつきとの関係は明確ではなかった。推定される各設計パラメータは、互いに独立でなく、1つの値が変わればすべての出力（壁体変位、壁体曲げモーメント、切ばり軸力など）に影響をおよぼすが、全体的に見れば、観測量のばらつきの大きい位置における推定量は、大きなばらつきを持つことがわかる。

(4) 予測解析結果

4. (3)で得られた推定値を用いて、予測解析を行ない、その結果のばらつきについて検討を行なった。

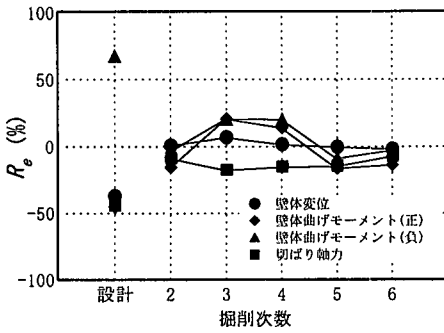


図-10 最終掘削時における計測値と予測値の推移

予測解析は、次段階の予測から最終掘削終了時までを計算する。

図-9に設計パラメータの変動による予測解析結果への影響を示す。図は、2次掘削終了時から3次掘削終了時を予測した場合について、式(5)で表される影響度を示したものである。ただし、影響度 I_e の値自体に物理的な意味はないので、最大値が1になるように調整している。

$$I_e = \left(\frac{\partial y}{\partial x} \cdot \frac{\partial y}{\partial x} \right) / N \quad (5)$$

ここで、 $x = \{E_p, K_b\}$, $y = \{\delta, M\}$, E_p : 有効主働側圧, K_b : 地盤反力係数, δ : 山留め壁変位, M : 山留め壁曲げモーメント

壁体変位および壁体曲げモーメントのピーク点で影響度 I_e は大きな値を示す。これは、設計パラメータの変動(ばらつき)が、予測解析結果の変位や曲げモーメントの最大値に大きな影響を与えることを示している。一方、観測施工や情報化施工を実施するうえで、管理値と比較するのは、変位や曲げモーメントの最大値である。したがって、ばらつきが最も大きな値で管理を行なうことになる。

表-3に予測解析結果を示す。表中には壁体変位および曲げモーメントの最大値の平均値、標準偏差、変動係数を示した、また、切ばり軸力に対しては最終掘削時までの最大値を示した。

最大変位のばらつきは、最大曲げモーメントのばらつきに比べて小さい。また、掘削面以浅に現れる正の最大曲げモーメントのばらつきは、掘削面以深に現れる負の最大曲げモーメントのばらつきより小さいことがわかる。山留め壁の施工管理は、変形あるいはモーメント(応力)を基準として行われるが、モーメントで管理する場合には、ばらつきに対して特に注意が必要になる。また、ある掘削時の逆解析結果から最終掘削時までを予測すると、掘削次数が進むにつれてばらつきが増加するが、その差は大きなものではない。切ばり軸力に関しても、変位に比

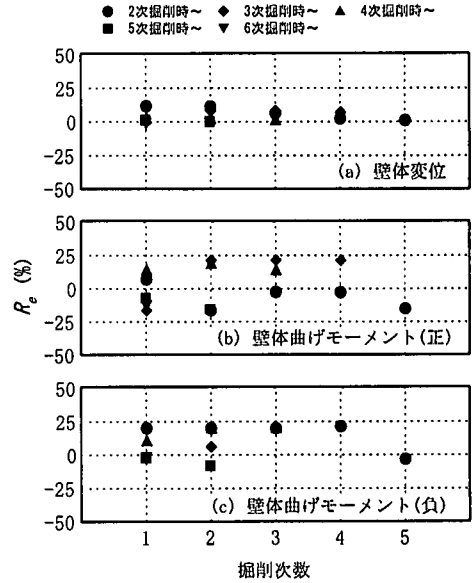


図-11 予測解析結果の精度の推移

べてばらつきが大きく、変動係数が最大で0.1程度になった。

4. (3)で推定値のばらつきを検討したが、6次掘削時は、掘削以浅の有効主働側圧および地盤反力係数のばらつきが大きく、7次掘削時における予測解析結果もばらつきが大きくなる。特に曲げモーメントの変動係数が0.11、切ばり軸力は0.09となった。

4. (1)より施工中の計測データは、傾斜角データから得られる壁体変位、および曲げモーメントで変動係数0.1程度のばらつき、切ばり軸力で0.3程度のばらつきがある(表-4①)。また、そのデータを用い、逆解析を介して得られる予測解析結果は、壁体変位の変動係数が0.05、曲げモーメントが0.1、切ばり軸力が0.1以内である(表-4②)。これより、計測データのばらつきは、「解析」を通してフィルタがかかり、ばらつきが小さくなることがわかる。特に切ばり軸力に関しては、この傾向が顕著になる。

(5) モデル化誤差

3. (2)で示したように予測解析結果の平均値と計測値の平均値との比較を行なうことにより、モデル化(予測解析手法)の誤差を評価する。比較する値は、山留め壁変位および曲げモーメントに関しては深度方向での最大値、切ばり軸力に関しては各段での最大値とする。

図-10は縦軸に各掘削段階からの最終掘削時の予測誤差と計測値との比 R_e 、横軸に予測を行なった掘削次数をとったものである。図中には当初設計値の精度も加えている。当初設計値と比較するといずれ

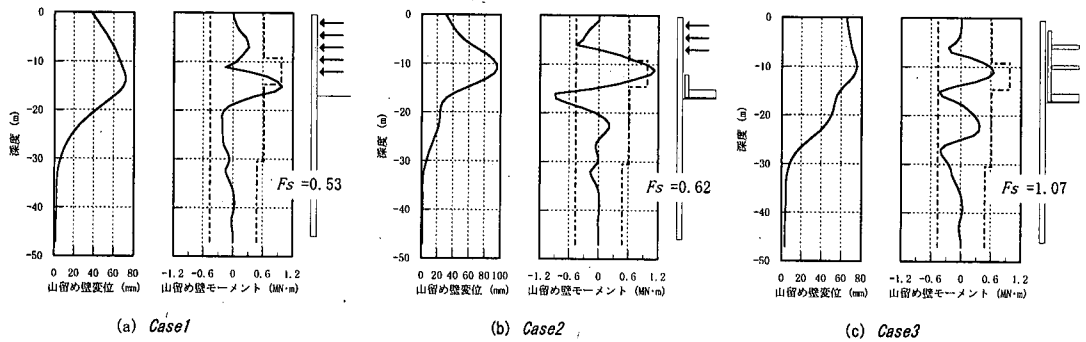


図-12 設計変更案と安全率

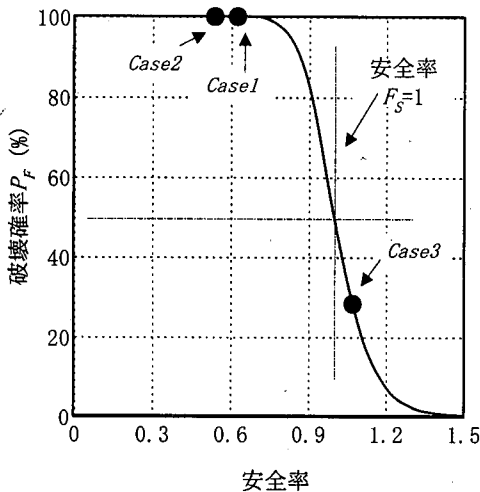


図-13 安全率と破壊確率の関係

も大きく精度が向上している。2次掘削時からの予測解析結果は、6次掘削時の結果と同程度の精度を示すが、全体的には、施工が進み、観測情報が増加するに従って予測精度が向上しているのがわかる。また、壁体変位の精度が最も良く、壁体曲げモーメントおよび切ばり軸力の精度は同程度で、10~20%程度の誤差を含んでいる。

図-11は、縦軸に予測解析誤差と計測結果の比 R_e 、横軸には予測解析を行なった時から何次先を予測しているかを示している。壁体変位の予測は、次段階の予測よりも最終床付け掘削時の予測の方が精度が良い。特に2次掘削時からの予測値は、その傾向が顕著に現れている。また、予測誤差は最大で10%程度である。壁体曲げモーメントは、2次掘削時の予測値を除けば、次段階の予測値が最も精度が良いが、現状に遠いほど予測精度が下がるというような傾向はない。予測誤差は、次段階の予測であれば、10%程度、最大で20%程度である。

ここで、計測値の平均値を実際の山留め架構の挙動(真値)と考えれば、真値からの誤差は次段階の

予測であれば、各項目とも10%、それ以降の予測であれば、壁体変位で10%、壁体曲げモーメントおよび切ばり軸力で20%の範囲にある(表-4③)。

式(3)の分布関数は、予測解析結果の平均値、標準偏差 σ 、および平均値の移動量 a, b に、表-4②、③の値を代入し、数値積分することにより求める。観測誤差とモデル化誤差を同時に考慮した予測値の確率密度関数は、式(3)を総頻度で除することにより求めるが、表-4④に示すような変動係数を持つ正規分布で近似できる。それぞれ観測誤差による予測値のばらつきより大きな値で評価された。

5. 設計変更とリスク評価

(1) 設計変更案と採否の検討

本工事における山留め挙動は、計測および解析結果から判断して、最終施工段階まで管理値からの余裕があることがわかった。そのため、掘削・切ばり架設・解体工事を通じて、経済性・施工性の上で最も効果のある計画変更案を考え、次に示す3パターンの方法を検討した¹⁴⁾。

Case1 6段目支保工の省略

Case2 4・5段目支保工の同時解体

Case3 1・2段目支保工の同時解体

検討の方法は、想定するケースの1ステップ前の施工時における計測データを用いて、逆解析・予測解析を行い、管理値に対する最小安全率 F_s を求める。その最小安全率 F_s が1.0以上であれば計変更案を採用し、1.0未満であれば不採用とした。

Case1については、6次掘削終了時の計測データから逆解析を行い、6段切ばりを入れない状態を解析した。図-12(a)に解析結果を示す。5段切ばり位置から最終床付け面までの変形が大きくなり、モーメントも管理値を越えることが予測されたため、計画をとりやめた。Case1の最小安全率 F_s は0.53であった。

Case2についても最終掘削終了時のデータを用いて逆解析を行い、4・5段切ばり同時解体の解析を行ったが、3段切ばり位置から底盤コンクリート打設位置にかけて変位が大きくなり、モーメントも管理値を越えることが予測されたため、Case1と同様に計画を変更しなかった(図-12(b))。Case2の最小安全率 F_s は0.62であった。

一方、Case3については、3段目支保工解体後の計測データを用いて1・2段目支保工の解体時の予測解析を行った。図-12(c)に解析結果を示す。モーメントとも管理値以内におさまったため、設計変更を行った。Case3の最小安全率 F_s は1.07であった。

(2) 設計変更案における破壊確率

(1)に示したCase1~Case3の設計変更案について、予測解析結果の信頼性からリスクの評価を行なった。

各Caseにおける曲げモーメントのピーク値に対して、破壊確率を求めた。Case1の場合、G.L.-15.0m付近で曲げモーメントが最大値となり、破壊確率は99.9%となった。Case2の場合、G.L.-11.0mおよび16.0m付近でピーク値をとり、破壊確率はそれぞれ88.7%、99.9%であった。実際に設計変更を行ない、施工を実施したCase3の場合は、G.L.-11.0m、G.L.-15.0m、G.L.-22.0m、G.L.-27.0m付近でピーク値をとるが、破壊確率の最大値はG.L.-15.0mの28.1%であった。

図-13に設計案の採否の基準として用いた安全率と破壊確率との関係を示した。Case1、Case2では、安全率は1.0未満、破壊確率も100%に近くなり、かなり危険な状態であることが明らかである。一方、Case3は、管理値 L と予測解析結果のみに着目すれば、山留め壁は安全であるようにみえる。しかし、予測値にばらつきを認めると、管理値 L を越える危険性が存在することになる。

6. 結論

本論文は、計測データに基づいた予測解析結果の信頼性評価方法を提案し、実際の山留め掘削工事における予測解析結果の信頼性と設計変更におけるリスクを評価した。結論は次のようにまとめることができる。

- ① 予測解析結果に確率分布を持たせることにより、情報化施工中の設計変更案に対してのリスク評価が可能となり、信頼性設計と結びつけることができる。
- ② 傾斜角データから得られる壁体変位、および曲

げモーメントは変動係数0.10程度のばらつき、切ばり軸力は、0.3程度のばらつきがある。

- ③ 逆解析を介して得られる予測解析結果は、壁体変位の変動係数が0.05程度、曲げモーメントが0.1程度、切ばり軸力が0.1となる。
- ④ 予測解析手法のモデル化誤差は、次段階の予測であれば最大10%程度であり、それ以降の予測であれば最大20%程度である。
- ⑤ 観測誤差およびモデル化誤差による予測解析結果の変動係数は、次段階で0.076~0.115で、それ以降の予測であれば、0.076~0.153である。
- ⑥ 設計変更を実施した事例の破壊確率 P_f は、28.1%であった。また、実施しなかった事例では、ほぼ100%の破壊確率であった。

謝辞：計測データの処理について、(有)マルテック 丸田春樹氏より貴重なご助言をいただきました。また本論文で用いた計測データは、千葉県水道局より提供いただきました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 松尾 稔：地盤工学 信頼性設計の理念と実際、技報堂、1984。
- 2) Terzaghi, K. and Peck, R. B. : Soil mechanics in engineering practice, John Wiley & Sons, 1948。
- 3) 例えば、村上 章、長谷川高士：逆解析結果による盛土基礎の安全管理、土木学会論文集, No. 424, pp. 235-242, 1990。
- 4) 例えば、桜井春輔、武内邦文：トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法、土木学会論文集, No. 337, pp. 137-145, 1983。
- 5) 例えば、富永真生、越後勇吉ほか：RCCシステムの開発について(第2報)、第12回土質工学研究発表会, pp. 1121-1124, 1977。
- 6) 例えば、矢萩秀一、辻 雅行、斉藤光勇：地下鉄駅開削工事における情報化施工による工程短縮、第7回トンネル工学研究発表会, pp. 411-416, 1997。
- 7) 吉田郁政、豊田耕一、星谷 勝：既知条件の不確定性を考慮した逆解析、土木学会論文集, No. 501, pp. 213-216, 1994。
- 8) 斉藤悦郎、古賀重利、鎌田正孝：拡張カルマンフィルタ支援による山留め工事の計測管理手法、土木学会論文集, 第391号/VI-8, pp. 115-124, 1988。
- 9) 中村兵次、中沢 章：掘削工事における山留め壁応力解析、土質工学会論文報告集, Vol. 12, No. 4, pp. 95-103, 1972。
- 10) 土木学会：トンネル標準示方書(開削編)・同解析、

- 1986.
- 11) 小林範之, 齊藤悦郎: 拡張カルマンフィルタによる地盤反力係数・山留め作用側圧の同時推定, 土木学会論文集, No. 561/III-38, pp. 119-127, 1997.
- 12) 片山 徹: 応用カルマンフィルタ, 朝倉書店, 1983.
- 13) 加藤寛一郎: 最適制御入門 レギュレータとカルマンフィルタ, 東京大学出版会, 1987.
- 14) 小林範之, 齊藤悦郎, 澤田慎吾, 高橋 豊, 成田恭治, 大政泰雄, 畑野俊久: 逆解析の山留め切ばり解体への適用, 地盤工学における逆解析の適用と施工管理に関するシンポジウム発表論文集, pp. 195-200, 1997.
- 15) 伊藤 学, 尾坂芳夫: 土木工学体系15 設計論, 彰国社, 1980.

(1998. 8. 5 受付)

RELIABILITY FOR THE PREDICTION BASED ON THE MEASUREMENT DATA OF THE EXCAVATION WORK AND RISK EVALUATION IN THE CHANGE OF DESIGN BY THE OBSERVATIONAL PROCEDURE

Noriyuki KOBAYASHI, Etsuro SAITO and Toshihisa HATANO

Observational Procedure of the excavation work is mainly used for safe management. The prediction based on measurement data during construction is more reliable than the prediction at the design stage before construction. If the values are utilized more effectively, we will be able to execute the construction works rationally. So, Estimation of the design parameters and prediction in the behavior of the structure play the important roles in the observational procedure, and are demanded high reliability.

In this paper, the relationship between the error of measurement data and prediction results and the error in modeling of prediction are specified. And the reliability of the prediction are estimated.