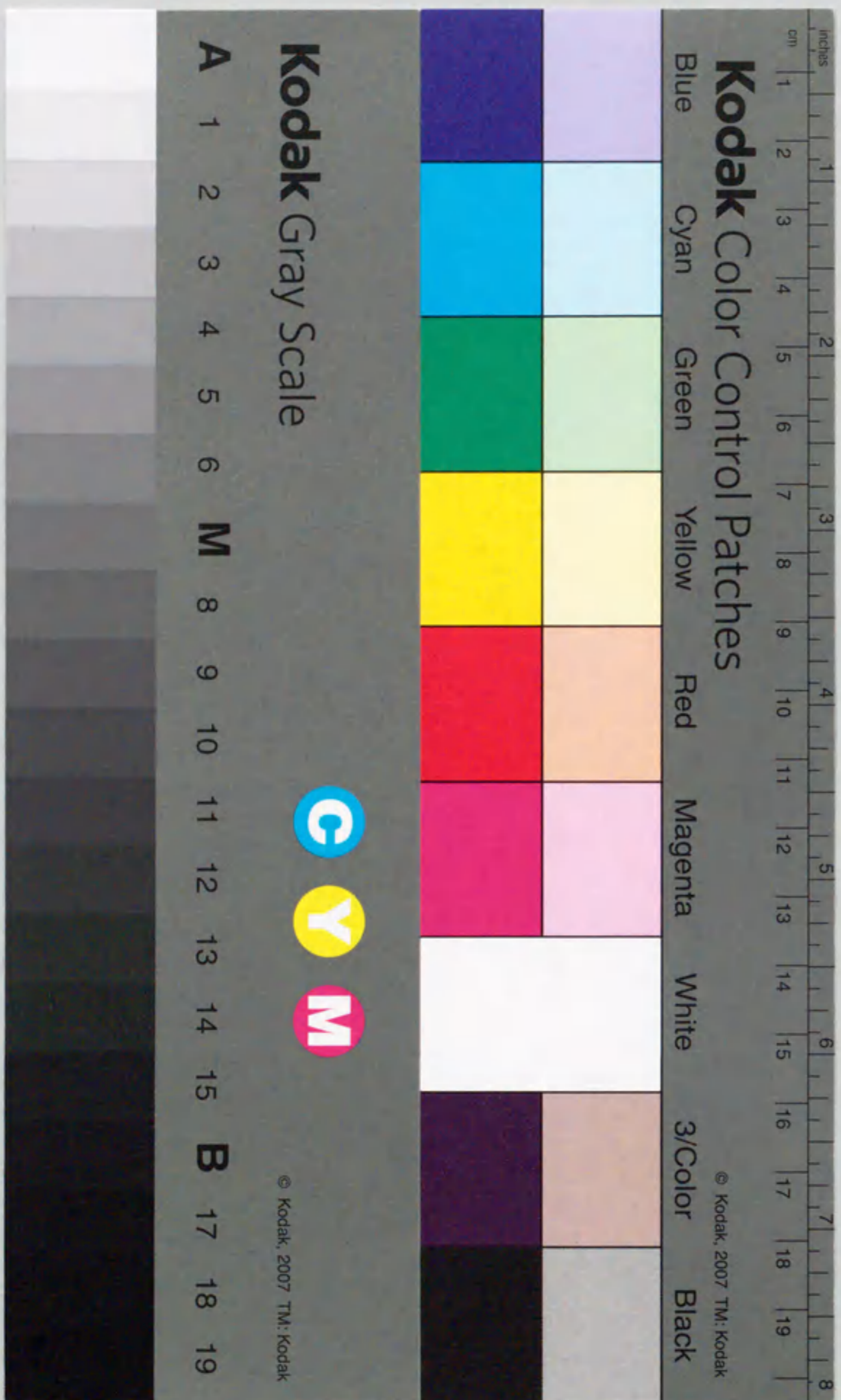


報告番号 乙第 4597 号

土構造物の沈下管理システム
とその適用法に関する研究

脇田 英治



①

土構造物の沈下管理システム とその適用法に関する研究

平成 6 年 1 月

脇田 英治

**RESEARCH ON THE SETTLEMENT CONTROL SYSTEM OF
EARTH STRUCTURES AND ITS APPLICATION METHOD**

by

Eiji Wakita

ABSTRACT

Earth structures and buildings constructed on soft ground must be completed and must be run to satisfy the design demands. For this purpose, it is necessary to control the settlement and to prevent the occurrence of defects. This research intends to establish a settlement control system for earth structures. Next three items were set up to accomplish this purpose, and the research was carried out concerning these items.

- (1) to establish the method by which we can set up the design values with probability and accuracy at the design before construction.
- (2) to establish the dynamic decision procedure concerning the settlement during the first half period of construction.
- (3) to establish the prediction method of the residual settlement during the second half period of construction.

The research process and the results are as follows.

Item (1) : Statistical features of the relation between the design values before construction, and the observed data after construction, were investigated by analyzing many actual cases. From the results, it became obvious that the ratios concerning the settlement value and settlement velocity both obey to a constant

logarithm normal distribution. The relation between the value that is set up before construction and after construction, was investigated by using Monte Carlo simulation, taking advantage of the relation mentioned above. It was examined how the design value and design conditions should be set up, so that the necessary settlement can be finished most economically during the determined construction period. The results of the simulation can be arranged into a discriminate chart. By using this discriminate chart, we can select the most appropriate settlement control method, and can judge whether the settlement can be finished within the construction period or not.

Item (2) : The accuracy of the design before construction, concerning the consolidation settlement, is rather low, so we can not expect sufficient results by only using this method. Therefore, the technique that is available to predict the future settlement, and feeds back the results to the original design, is necessary and important. The settlement model for the time series analysis and the system identification method were proposed. We can consider optional load changes by using this model, and can predict future settlement more accurately and more rapidly by using this method with the observed data during construction. The dynamic decision procedure was also proposed. We can accomplish construction economically and reliably by using the back-analyzed values from these identified results to the future design and future planning. This method is constituted with several equations for estimation. The values that correspond to pre-designed values can be back-analyzed by these equations with the observed data from the identified results. These kinds of equations are the equations to estimate the consolidation coefficient, the optimum embankment height, the additional embankment height and the degree of consolidation. These equations' accuracy were examined by using several cases of site observation and FEM analysis. From the results, it was confirmed that these equations are suitable.

Item (3) : The problem of the residual settlement that includes the secondary consolidation, is important in the second half of the construction period. In this period, generally speaking, the secondary consolidation begins, and increases for a long time. By using the proposed method, we can estimate when the secondary consolidation settlement begins and at what rate this settlement is increasing, in the observed settlement. The applicability of this proposed method was examined with several cases of site observations. From the result, it was confirmed that we can estimate the rate and change of the secondary consolidation accurately. Another important item in the second half of the construction period, is the prediction of the settlement after the extra-fill load is removed. This research also proposed the method that predicts the primary and the secondary consolidations after the extra-fill load is removed. The analyzed result by the proposed method with actual cases, corresponds to the existing research results concerning the relation between O.C.R. and the reducing rate of the secondary compression index. Therefore, we can consider that the proposed method is a convenient and effective method that can estimate the settlement after the extra-fill load is removed.

目 次

	(頁)
第1章 序 論	1
1.1 本研究の目的	1
1.1.1 研究の意図	1
1.1.2 問題の所在	1
1.1.3 本研究の取組み	3
1.2 既往の研究と本研究の位置付け	4
1.2.1 施工前設計値の定量的・確率的設定法の構築	4
1.2.2 沈下の正確な早期予測とフィードバック技術の構築	5
1.2.3 残留沈下の正確な予測技術の構築	7
1.3 本研究の構成	8
参考文献	10
第2章 沈下予測法の提案	11
2.1 概 説	11
2.2 沈下状態方程式	11
2.2.1 一次元圧密理論からの沈下状態方程式の誘導	11
2.2.2 Biot の圧密理論と沈下状態方程式の関係	12
2.2.3 離散系沈下状態方程式について	15
2.2.4 離散系から連続系へのパラメータ変換	16
2.2.5 沈下状態方程式の係数行列 A_d, B_d の性質の考察	18
2.3 沈下状態方程式のシステム同定法の特徴	20
2.4 最小二乗法によるシステム同定・沈下予測法	23

2.4.1 沈下状態方程式のシステム同定	23
2.4.2 施工途中における将来沈下の予測	24
2.5 適応観測器によるシステム同定・沈下予測法	25
2.5.1 適応観測器および6.5節との関係	25
2.5.2 沈下状態方程式の適応観測器によるシステム同定法	25
2.5.3 施工途中における将来沈下の予測	28
2.6 カルマンフィルタによるシステム同定・沈下予測法	35
2.6.1 沈下状態方程式のシステム同定	35
2.6.2 施工途中における将来沈下の予測	36
2.7 FEM による疑似観測データの作成	36
2.8 他の沈下予測法との精度比較	39
2.9 現場観測例への適用(その1)	41
2.9.1 地盤条件および工事概要	41
2.9.2 沈下状態方程式のパラメータ同定	44
2.9.3 同定モデルの最適次数の決定	46
2.9.4 施工途中における将来沈下の予測	47
2.9.5 離散系から連続系へのパラメータ変換	49
2.10 現場観測例への適用(その2)	52
2.11 結 論	56
付 録	58
参考文献	59
第3章 動学的設計法の提案	61
3.1 概 説	61
3.2 動学的設計法の方法	61
3.3 圧密係数の逆算法	62

3.3.1	連続系沈下状態方程式	62
3.3.2	圧密係数逆算の計算手順	63
3.3.3	次数 $k=2$ の場合の計算式	65
3.3.4	現場観測例への適用	66
3.4	最適盛土高推定式	67
3.4.1	最適盛土高	67
3.4.2	最適盛土高推定式の誘導	68
3.4.3	動学的設計法による設計手順	72
3.4.4	弾塑性圧密 FEM 解析による式の検証	75
3.4.5	現場観測例への適用	76
3.4.6	経済性に関する考察	79
3.5	追加盛土高推定式	80
3.5.1	追加盛土高推定式の誘導	80
3.5.2	弾塑性圧密 FEM 解析による式の検証	82
3.6	最終沈下量および圧密度の推定式	82
3.7	盛土の破壊と除荷時のリバウンドの考慮	83
3.7.1	盛土の破壊の考慮	83
3.7.2	余盛り撤去によるリバウンドの影響の考慮	83
3.8	結論	87
	付録	87
	参考文献	89
第4章 沈下管理法の適用性の判定法		91
4.1	概説	91
4.2	施工前設計と施工後の観測結果の関係	91
4.2.1	解析の対象とした現場施工例	92

4.2.2	圧密沈下に関する施工前設計法	97
4.2.3	観測データを用いた沈下量、圧密係数の逆算法	100
4.2.4	施工前と施工後結果の関係に関する解析結果	102
4.3	沈下管理法の大別	105
4.4	モンテカルロ・シミュレーション	108
4.5	沈下管理法判別図	109
4.6	沈下管理第1法と第2法の経済比較	111
4.7	沈下管理第3法における沈下予測法	113
4.7.1	予測誤差推定式	113
4.7.2	実務設計での利用法	115
4.7.3	適用例	116
4.8	沈下管理第3法の適用性	118
4.9	結論	119
	参考文献	121
第5章 二次圧密を含む残留沈下の予測(提案法1)		122
5.1	概説	122
5.2	二次圧密のメカニズムと本論文の立場	123
5.2.1	二次圧密の原因について	123
5.2.2	一次圧密中の二次圧密に関する2つの概念	124
5.2.3	一次圧密中の二次圧密に関する本論文の立場	126
5.3.4	一次圧密中の二次圧密に関する第5章と第6章の相違	129
5.3	二次圧密を考慮した時間-沈下関係式の誘導	130
5.3.1	浅岡法の基礎方程式の特性	130
5.3.2	時間-沈下関係式の誘導	132
5.3.3	提案式と浅岡法の基礎方程式の特性比較	135

5.4	パラメータの同定法と各モデル式の予測精度比較法の提案	137
5.4.1	パラメータの同定法	137
5.4.2	観測期間中におけるモデル式の予測精度推定法	140
5.5	現場観測例への適用と二次圧密に関する考察	143
5.5.1	地盤条件および工事概要	143
5.5.2	パラメータの同定	146
5.5.3	ベイズ法の適用	147
5.5.4	AIC法の適用	148
5.5.5	残留沈下量の予測	149
5.6	結論	151
	参考文献	153
第6章 二次圧密を含む残留沈下の予測 (提案法2)		155
6.1	概説	155
6.2	本章における二次圧密のとらえ方と立場	155
6.3	従来の二次圧密を考慮した沈下予測法の問題点	156
6.3.1	二次圧密の関数型	156
6.3.2	従来の二次圧密を考慮した予測法の問題点	160
6.4	二次圧密を考慮した沈下状態方程式の提案	163
6.4.1	沈下の状態方程式表現について	163
6.4.2	一次圧密沈下成分の状態方程式	164
6.4.3	二次圧密沈下成分の状態方程式	165
6.4.4	一次・二次圧密を考慮した沈下状態方程式	165
6.5	沈下状態方程式のシステム同定法と沈下予測法	167
6.5.1	適応観測器とカルマンフィルタ	167
6.5.2	Kreisselmeier型適応観測器	168

6.5.3	提案する適応観測器	170
6.6	解析法適用例	176
6.6.1	疑似観測データへの適用 (Case 1)	176
6.6.2	現場観測例への適用 (Case 2)	179
6.6.3	現場観測例への適用 (Case 3)	183
6.7	結論	187
	参考文献	188

第7章 二次圧密を考慮した沈下予測法の精度と適用範囲 189

7.1	概説	189
7.2	提案した2つの沈下予測法の概要	189
7.2.1	「提案法1」(第5章)の概要	189
7.2.2	「提案法2」(第6章)の概要	190
7.3	「提案法2」による除荷後の残留沈下の推定	191
7.3.1	除荷後の沈下およびリバウンドのメカニズム	191
7.3.2	除荷後の一次圧密の推定	192
7.3.3	除荷後の二次圧密の推定	193
7.4	除荷後の二次圧密推定法の適用性検討	194
7.4.1	村山の研究について	194
7.4.2	二次圧密指数の低減率に関する2つの仮説	195
7.4.3	過圧密比と二次圧縮指数低減率の関係	195
7.5	観測データを用いた2つの予測法の精度比較(その1)	200
7.5.1	「疑似観測データ」	200
7.5.2	各予測法による沈下予測	202
7.5.3	沈下予測結果の考察	202
7.6	観測データを用いた2つの予測法の精度比較(その2)	206

7.6.1 現場観測データ	206
7.6.2 各予測法による沈下予測とその結果の考察	207
7.7 予測精度と適用範囲の考察	210
7.7.1 合計沈下量の予測に関して	210
7.7.2 二次圧密の絶対値の推定に関して	211
7.7.3 二次圧密の区間増分の予測に関して	211
7.7.4 除荷後の沈下予測	212
7.7.5 予測精度と適用範囲のまとめ	212
7.8 結 論	213
参考文献	215
第 8 章 結論および将来の展望	216
8.1 結 論	216
8.2 将来の展望	222
謝 辞	223

第 1 章 序 論

1.1 本研究の目的

1.1.1 研究の意図

軟弱地盤上に土構造物や建物を築く場合、それらを予め設定された適正な工期と予算で完成させ、耐用年数の間、支障なく利用できる施設を提供することが技術者の役割であり、社会的使命である。ところが、土構造物や建物の将来沈下の施工の早い段階における正確な予測は施工前のみならず、施工中においても極めて難しく、沈下に関する障害やそれに起因する問題がしばしば発生しているのが現状である。本研究は軟弱地盤上に建設される土構造物を対象に、その沈下管理システムを確立し、設計や管理の信頼性と経済性を向上させることを意図するものである。

1.1.2 問題の所在

(1) 問題の背景

沈下も含めて地盤の挙動に対する調査・設計には次のような特殊性がある。すなわち、地盤の状態や挙動は多種多様であり、すべての場合について、厳密に対応する調査や試験を実施することは、通常、技術的にも経済的にも不可能に近く、一般的に不確実な情報の元での施工を余儀なくされる。また、実際の地盤の挙動のメカニズムはきわめて複雑であり、設計では工学的判断により、単純化した力学モデルに置き換えて、解析が行われる。このような不確実性の元での単純化により、地盤上に建設される構造物には常に障害の発生する可能性がある。このような地盤挙動に関する特殊性は、さまざまな問題の中でも、沈下問題の場合には特に顕著であり、それが問題を難しくしている。

(2) 問題の原因

軟弱地盤上に土構造物や建物を築く場合、設計どおり完成させ、機能させるためには、沈下を制御する必要がある。沈下管理のために現在用いられている技術は、過去の歴史

と経験に支えられた優れたものではあるが、前述したような地盤挙動の特殊性により今なお不十分な点も多く、それが沈下に関する好ましくない結果をもたらす原因となっていると考えられる(図-1.1)。

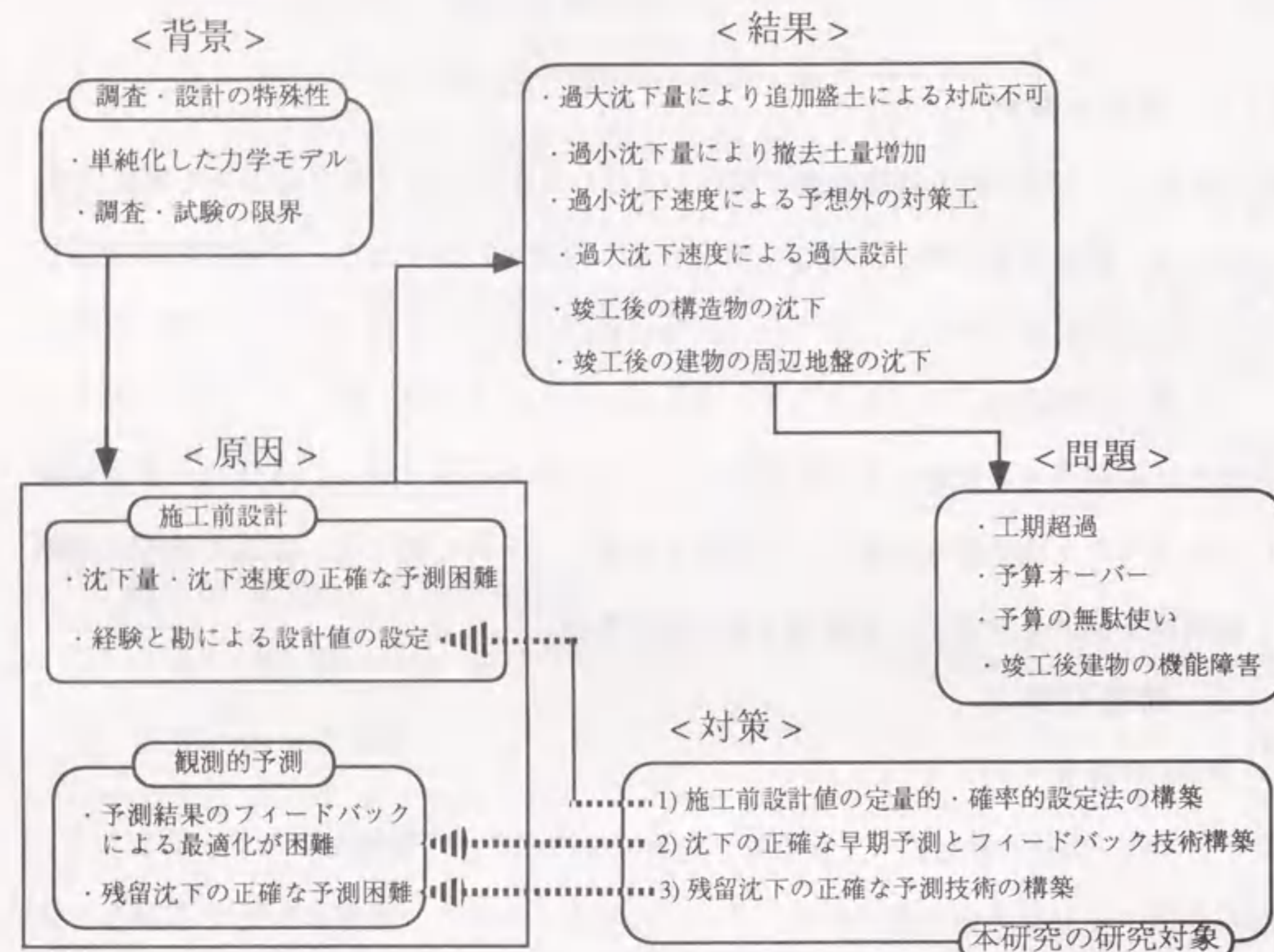


図-1.1 沈下に関する問題とその原因の因果関係

こうした現象の原因は図-1.1に示すように、施工前設計に関する要因と施工時の観測的予測に関する要因とに分けてとらえられる。そのうち、施工前設計に関する要因としては、次の2つを挙げることができる。

- ◎ 沈下量・沈下速度が正確に予測できない。
- ◎ 施工前設計における沈下に関する設計値(c_v , m_v など)の設定が経験と勘に頼って行われている。

また、施工時の観測的予測に関する要因としては、次の2つが考えられる。

- ◎ 工事の施工の信頼性・経済性向上に寄与するような、予測した結果の設計・施工計画へのフィードバックが施工の早い段階に正確には行えない。
- ◎ 竣工後の残留沈下が正確に予測できない。

(3) 沈下に関する好ましくない結果の発生

これらが次のような沈下に関する好ましくない結果を引き起こすと考えられる。

- ◎ 沈下量が当初の予想よりも大きく、追加盛土で対応できない。
- ◎ 沈下量が当初の予想よりも小さく、撤去盛土量が増える。
- ◎ 沈下速度が当初の予想よりも遅く、予定外の対策工が必要となる。
- ◎ 沈下速度が当初の予想よりも早く、結果的に沈下促進工が過大設計となる。
- ◎ 竣工後の構造物の残留沈下により破壊や亀裂を生じる。
- ◎ 杭基礎で支持された構造物のまわりの地盤が沈下し、地盤と構造物の間の段差や他の構造物との接続部に破損を生じる。

(4) プロジェクトおよび供用後の問題の発生

こうして、次のような問題が発生することになる。

- ◎ 予定の工期を超過する。
- ◎ 予算を超過する。
- ◎ 結果的に予算の無駄使いとなる。
- ◎ 竣工後の構造物の機能に障害がある。

1.1.3 本研究の取組み

そこで、前述した原因に対する対策の方針(図-1.1参照)として、次のような技術的課題が解決されなければならないと考えられる。

- 1) 施工前設計値の定量的・確率的設定法の確立(施工前設計対象)
- 2) 将来沈下の施工の早い段階における正確な予測とフィードバック技術の確立(施工前期対象)
- 3) 残留沈下の正確な予測技術の確立(施工後期対象)

本研究ではこれらの項目の達成を目的とする。

そこで、本研究では課題 1) に対して、第 4 章で施工前設計法を提案し、その達成を図る。そして、課題 2) と 3) に対しては、観測的予測を主体としたアプローチにより、その目的達成を図る。つまり、第 2 章、第 3 章で、施工前期を対象に課題 2) の達成を図り、第 5～7 章で、施工後期を対象に課題 3) を達成する方法を提案する。

1.2 既往の研究と本研究の位置付け

ここでは前述の研究課題 1), 2), 3) 毎に、既往の研究による現状の研究レベルとそれに対する本研究の目標について述べる。

1.2.1 目的 1: 施工前設計値の定量的・確率的設定法の構築

現 状 :

沈下に関する設計・施工の実務においては施工前に室内土質試験結果に基づいて、沈下に関する設計条件(工期, 将来計画地盤高)などや設計値(c_v , m などの土質係数)が設定される。沈下を工程どおりに管理するために重要なこれらの設定を、従来は経験と勘に頼って設計者や発注側の主任技術者が行うことが多い。

施工前の土質調査結果も、施工後の沈下観測結果も、ばらつきを示すのが通例である。これに対して、信頼性設計法を適用することができれば、最も望ましく、松尾・浅岡¹⁰⁾、奥村・土田¹¹⁾等により優れた研究がすでに行なわれている。しかし、残念ながら、沈下に関する力学の推定式や入力データの精度(たとえば、文献 11)の場合、一次元圧密方程式を用いており、土質係数の確率分布を入力データとして与える必要があるが、これらの精度)が良くないので、実務設計で広く利用できるまでには至っていない。また、土質試験を数多く実施することは、一般的に経済的理由により許されない。

このような状況の中で、限られたデータを利用して、経済的でしかもできるだけ信頼性の高い設計を行なう必要がある。沈下に関する設計条件や設計値の設定を簡便、かつ定量的・確率的に行なう方法が望まれている。

本研究の目標 :

過去の多くの工事例を解析し、施工前設計と施工後の沈下観測結果の関係に関する統計・確率的な性質を明らかにする。そして、その結果を用いて、一般的な施工条件を想定した沈下に関するモンテカルロ・シミュレーションにより、施工前の設定値と施工後の結果の信頼性の関係を明らかにする。そして、施工前設計においてどのような設計条件、設計値の設定を行えば、所定の工期以内に最も経済的に所定の沈下を終了させることができるかについて簡便で、かつ定量的・確率的な方法を示す。

1.2.2 目的 2: 施工の早い段階における将来沈下の正確な予測

とフィードバック技術の構築

現 状 :

圧密沈下に関する施工前設計は室内土質試験結果を用いて行われるが、その精度がかなり低いので、それのみでは充分満足な結果が期待できない。したがって、施工中の観測によって事前設計を修正しながら将来沈下を予測する観測法が併用されるのが一般的である。

観測された沈下データを用いて将来の沈下予測を行う方法として、現在までに提案されている方法の中で、双曲線法¹⁾、星埜法²⁾、浅岡法^{3), 4)}、門田法⁵⁾が著名である。それらのうち、双曲線法、星埜法などは簡便な点で優れているが、フィッティングする曲線式に対し、地盤工学的背景がないため常に高い精度が期待できる保証がない。その点、浅岡法、門田法は圧密理論に基づいて導かれたものであり、優れた方法である。

その後、浅岡法などで沈下予測を行う場合にカルマンフィルタを援用する沈下予測法が村上⁶⁾、星谷等⁷⁾により提案された。これらの方法は沈下モデルは従来からあるもので、システム同定法のみをカルマンフィルタに置き換えたものであり、本質的には浅岡法と変わるものではない。

従来、浅岡法により沈下予測を行う場合、沈下データを一度簡単な関数で内挿および平滑化して、等間隔のデータに直してから予測を行っていたが、このような平滑化段階を省略して直接観測データから予測する方法が浅岡・野津⁹⁾により提案されている。こ

の方法は従来よりも予測精度を向上させるものであり、その効果は大きいと考えられる。

なお、著者らとは別に、有限要素法による通常の圧密の順解析プログラムをそのまま用いて、沈下量～時間の観測値をよく説明する地盤物性値(ヤング率、時には弾塑性パラメータの一部)を探索・逆算する試みが行われている(たとえば、荒井ら⁸⁾など)。しかし、本論文の全般に渡って確かめるように、沈下量～時間の観測値、あるいは間隙感水圧～時間の観測値から技術者の引き出せる情報は、基本的には1ないし2個、圧密のごく初期でせいぜい3個の卓越する圧密固有値(とそれに対応するパワー、固有モードの積分値)だけである。この1ないし2個の圧密固有値だけならば、それを説明する地盤の形、境界条件、排水条件、透水係数、地盤物性値の組み合わせは無数通り存在し、固有値の観測からそれらを個別に逆算することは本来不可能である。また、観測されたパワーから、たとえば圧密の初期条件(初期過剰間隙水圧分布)を逆算することも、同様に本来不可能事である。棒の温度分布を見てその先の温度分布は熱方程式をあてはめ予測する事は出来ても、その温度分布に至った過去の初期温度分布など知り得ないのとこれは同じ(非可逆過程)である。そして、大事なことは、本論文で述べるように、未知なこれらの諸要素を個別に知ることはしなくても、将来の沈下～時間関係だけは正確に予測できることにある。そして、この沈下予測こそが求められているのである。

有限要素法による通常の圧密の順解析プログラムをそのまま用いて、沈下量～時間の観測値を説明する地盤物性値が逆算出来たとすると、それはその物性値以外の、地盤の形、境界条件、排水条件、初期水圧部分布、地盤の多様性、その他不均質性、透水係数など、これら全てが解析に先立って完全に分っていたと述べているに過ぎない。これらが全て分かっているような問題は地盤工学では逆解析とは呼ばない。一種の演習問題である。もし、本当は分かっているのに、理由無くそれらが分かっているとして、地盤物性値だけを未知数にとってその値を求めても、それは地盤に自白を強要したのと同じことで、その物性値に信頼を置くことは出来ない。地盤の逆解析の要諦は、地盤に自白を強いるのではなく、地盤に自ら語らせるところに無ければならない。本論文で逆解析の用語を使うことが少ないのは、上の事情による。

観測的施工法を成功させ、所定の工期と工費以内で障害のない構造物を完成させるためには、早期に沈下を正確に予測し、結果を施工計画へフィードバックさせる技術が必要である。最も早い予測は盛土施工期間中のものであり、この時期に沈下予測が可能であれば、盛土の施工計画を施工中に修正でき、工期・工費の面で大きなメリットがある。また、盛土を一度に施工せず、1段階目の盛土の施工後、所定の期間放置し、2段階目を施工する方式(段階式施工)が採用されることも多い。そのような場合、1段階目盛土の放置期間中の沈下観測データを用いて、2段階目以降の沈下予測ができるならば、同様にメリットがある。ところが、一般に従来法による場合、任意の荷重の変化を考慮した解析ができない(ただし、浅岡法⁴⁾の場合、漸増荷重は考慮できる)ので、盛土放置期間中の観測データのみを扱い、その荷重状態が継続した場合の予測しかできない。したがって、従来法による場合、一般的に盛土の放置期間のかなり後にならないと正確な予測ができず、そのことが信頼性・経済性の向上への寄与を困難にしている。

これに対して、施工前に試験盛土を行ない、本施工用の予測を行なう方法もあるが、さまざまな制約条件(たとえば、試験と実施工で施工条件・地盤条件が類似していることや、工期・規模にゆとりが必要)があり、この方法が最適となる場合は限られる。

本研究の目標:

任意の荷重変化を考慮できる沈下に関する基礎方程式と沈下観測データを用いて、従来法よりも正確で早い沈下予測が可能なシステム同定法・沈下予測法を提案する。さらに、その沈下予測結果より得られる逆推定値を設計・施工計画にフィードバックしながら施工を進める沈下に関する動学的設計法を提案する。

1.2.3 目的3: 残留沈下の正確な予測技術の構築

現状:

従来の予測法^{1)~7)}に共通して、予測値は実測値を過少評価する傾向のあることが数多く指摘されている。その原因は主に二次圧密の影響によるものではないかと考えられる。過去に提案された二次圧密を考慮した沈下予測法の主なものとしては、施工前に室内試験結果を用いて行なう予測法として、安原・安川¹²⁾の方法、施工中に観測データを

用いて行なう予測法として、星谷・斉藤¹³⁾の方法などがある。しかし、前者に代表されるような観測データによらない予測法は施工前予測法であるがゆえに、現実の挙動に比べ単純なモデル化、パラメータの設定の困難さの問題があり、高い沈下予測精度は期待できないと思われる。また、後者(二次圧密を考慮した観測法)については6.3で指摘・実証するが、二次圧密のメカニズムのモデル化に問題があると考えられる。また、従来、観測データにどの時期からどの程度の割合で二次圧密成分が含まれ、推移しており、今後、どのような推移するか、また、除荷後はどうなるかについて理論的に推定できるような予測法はなかったと思われる。したがって、従来法による沈下予測では、一次圧密がほぼ終息していても二次圧密の影響で、あたかも一次圧密が進行中であるかのように見えることもある。そのような沈下を一次圧密沈下として評価すると、二次圧密が実際には大きく、竣工後の残留沈下として問題になる場合も多い。また、その逆の場合には、実際には余盛土を撤去可能であるのに、判断が遅れることとなる。

本研究の目標：

沈下観測データに含まれる二次圧密成分がどの時期に始まり、どのように推移しているのかを定量的に推定できる方法を提案する。また、除荷後の残留沈下推定法についても明らかにする。これらにより、竣工後の残留沈下の予測や盛土の放置期間の終了時期を的確に判定可能なものとする。

1.3 本研究の構成

本論文は第1章から第8章で構成されている。第2章以降の構成を以下に示す。

第2章では沈下の状態を表わす力学モデルとして沈下状態方程式を提案する。そして、そのパラメータ同定法として、(a)最小二乗法による方法を示し、新たに、(b)適応観測器による方法、(c)カルマンフィルタによる方法を提案する。そして、弾塑性圧密FEM解析例、および現場観測例に沈下予測法として提案法と従来法を適用し、その適用性を検討する。

第3章では、沈下状態方程式による動学的設計法を提案する。この設計法は観測データを用いた沈下状態方程式のシステム同定結果より、事前設計値を逆推定するための推定式から構成されている。この推定式として、圧密係数、最適盛土高、追加盛土高、最終沈下量、圧密度の推定式を提案する。

第4章では、沈下に関する施工前設計において、定量的・確率的に設計条件や設計値の設定を行なう方法を提案する。すなわち、まず、施工前設計値と観測結果との関係について、確率的な関係を明らかにする。そして、その確率分布に基づくモンテカルロ・シミュレーションを行なって、その結果を一般的な実務設計に利用できる沈下管理法の判別図にまとめる。

以上、第2章～第4章では主に施工前～施工中期における沈下管理の問題を扱っている。それに対して、第5章～第7章では、施工中期～竣工後における沈下管理の問題を扱う。なお、この時期においては二次圧密を含む残留沈下の問題が重要である。それに対して、一次圧密中の二次圧密に関して2つの仮説(タイプA,タイプB)をたて、第5章でタイプAの仮説に基づいて(a)最尤法による沈下予測法、第6章でタイプBの仮説に基づいて(b)適応観測器による沈下予測法を提案する。

第5章では、タイプAの二次圧密を考慮できる沈下モデルを提案する。そして、沈下観測データを用いるそのパラメータの同定法として、最尤法に基づく方法を提案する。

第6章では、第2章～第4章で取り扱った沈下状態方程式をタイプBの二次圧密を考慮できるモデルに拡張し、適応観測器によりそのパラメータを同定する方法を提案する。

第7章では、第5章～第6章で提案した二次圧密を考慮できる2つの沈下予測法の予測精度と適用範囲、およびタイプA,タイプBどちらの仮説が正しいかについて検討する。また、盛土荷重の一部、あるいは全部を除荷した後の沈下挙動の予測も沈下管理上の重要な課題の一つである。そこで、これに関して、提案法による除荷後の残留沈下の推定法についてもこの章で考察する。

第8章では、本研究により明らかとなった結論についてまとめる。

参考文献 (第1章)

- 1) 宮川勇: 軟弱地盤と盛土, 土と基礎の設計法 (その3), 土質工学会, pp.178 - 181, 1963.
- 2) 星埜和: 最近における基礎の諸問題, 土木学会誌, Vol. 47, No. 7, pp.63 - 67, 1962.
- 3) A. Asaoka: Observational Procedure of Settlement Prediction, Soils and Foundations, Vol. 18, No.4, pp. 87 - 101, 1978.
- 4) A. Asaoka, M. Matsuo: An Inverse Problem Approach to Settlement Prediction, Soils and Foundations, Vol. 20, No.4, pp. 53 - 66, 1980.
- 5) H. Monden: A new time - fitting method for the settlement analysis of foundation on soft clays, Memoir Faculty of Engrg., Hiroshima Univ., 2 - 1, 21, pp. 21 - 29, 1963.
- 6) 村上章, 長谷川高志: Kalman フィルタを用いた圧密沈下量の観測的予測, 農業土木学会論文集, No.120, pp.61 - 67, 1985.
- 7) 星谷勝, 酒井邦登: 拡張カルマンフィルタを用いた圧密沈下予測について, 土木学会第41回年次学術講演会概要集, 第3部, pp. 863 - 854, 1986.
- 8) 荒井克彦, 大田英樹 他: 逆解析に基づく軟弱地盤の沈下および破壊予測, 土質工学シンポジウム発表論文集, vol. 31, pp. 33 - 38, 1986.
- 9) 浅岡顕, 野津光夫: 観測的方法による圧密沈下の線形予測, 土と基礎, 41 - 2 (421), pp.5 - 10, 1993.
- 10) 松尾稔, 浅岡顕: 沈下予測に関する統計的考察, 土木学会論文集, 第225号, pp. 63 - 74, 1974.
- 11) 奥村樹郎, 土田孝: 土質定数のばらつきを考慮した不同沈下の推定, 港湾技術研究所報告, 第20巻, 第3号, pp. 131 - 168, 1981.
- 12) 安原一哉, 安川郁夫: 単一荷重載荷圧密試験方法とその解釈と適用, 特殊圧密に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp. 101 - 108, 1988.
- 13) 星谷勝, 齊藤悦郎: 建設技術者のためのデータ解析と応用, 鹿島出版会, p. 129, 1991.

第2章 沈下予測法の提案^{21) ~ 26)}

2.1 概説

圧密沈下に関する施工前設計は予測精度が低い。したがって、施工中の観測データを用いた解析によって、施工前設計を修正しながら施工を進める観測法が併用されるのが一般的である。このような観測法を成功させ、所定の工期と工費以内で工事を完成させるためには、早期に沈下を正確に予測する技術が必要である。たとえば、盛土施工期間中(この期間は規模の大きな現場ほど長く、一年以上の場合もある)に沈下予測できれば、盛土の施工計画を施工中に修正でき、工期・工費の面で大きなメリットがある。また、盛土を一度に施工せず、1段階目の盛土の施工後、所定の期間放置し、2段階目を施工する方式(段階式施工)が採用されることも多い。そのような場合、1段階目盛土の放置期間中の沈下観測データを用いて、2段階目以降の沈下予測ができるならば、同様にメリットがある。ところが、一般に従来法による場合、荷重の変化を考慮した解析ができない(浅岡法¹⁾の場合、漸増荷重は考慮できる)ので、盛土放置期間中の観測データのみを扱い、その荷重状態が継続した場合の予測しかできない。それに対して、提案する沈下予測法は任意の荷重変化を考慮することができる点と、従来法よりも正確で早い予測が可能ない点に特徴がある。

2.2 沈下状態方程式^{22), 25), 26)}

2.2.1 一次元圧密理論からの沈下状態方程式の誘導

三笠の圧密方程式は次式と等価であることがAsaoka²⁾により示されている。

$$\rho + c_1 \dot{\rho} + c_2 \ddot{\rho} + \dots + c_n \rho^{(n)} + \dots = u(t) \quad (2.1)$$

ここに、 ρ は時刻 t における沈下量、 $u(t)$ は荷重項、 c_1, c_2, \dots は係数である。ま

た、記号の頭の「 \cdot 」(ドット)は時間に関する微分を表わす。式(2.1)の固有値がすべて実負なので、高次の項を無視しても誤差は小さく、したがって、次式で近似できることが浅岡³⁾により明らかにされている。

$$\rho + c_1 \dot{\rho} + c_2 \ddot{\rho} + \dots + c_n \rho^{(n)} = u(t) \quad (2.2)$$

ここで、状態変数ベクトル $\mathbf{x}_m(t)$ を次式で定義する。

$$\mathbf{x}_m(t) = [\rho(t) \quad \dot{\rho}(t) \quad \dots \quad \rho^{(n-1)}(t)]^T \quad (2.3)$$

これから、

$$\dot{\mathbf{x}}_m(t) = [\dot{\rho}(t) \quad \ddot{\rho}(t) \quad \dots \quad \rho^{(n)}(t)]^T \quad (2.4)$$

となる。したがって、式(2.2), (2.3), (2.4)をまとめて、ベクトル表示すると、次式が得られる。

$$\dot{\mathbf{x}}_m(t) = \mathbf{A}_m \mathbf{x}_m(t) + \mathbf{B}_m u(t) \quad (2.5)$$

ここに、 $\mathbf{A}_m, \mathbf{B}_m$ は係数行列であり、それぞれ次のような内容である。

$$\mathbf{A}_m = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & \dots & 0 & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \ddots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 1 \\ \frac{-1}{c_n} & \frac{-c_1}{c_n} & \dots & \dots & \dots & \frac{-c_{n-1}}{c_n} \\ \frac{1}{c_n} & \frac{c_1}{c_n} & \dots & \dots & \dots & \frac{c_{n-1}}{c_n} \end{bmatrix} \quad (2.6)$$

$$\mathbf{B}_m = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & \frac{1}{c_n} \end{bmatrix}^T \quad (2.7)$$

式(2.5)を沈下の状態方程式として、施工中の盛土の観測データを用いて、そのパラメータを同定し、沈下を予測する方法について以下で考察する。

2.2.2 Biot の圧密理論と沈下状態方程式の関係

本論に入る前に、式(2.5)の沈下状態方程式が一次元圧密理論ばかりでなく、三次元圧密理論とも基礎方程式の型は同一であることを示すために以下の考察を行う。

Biot の圧密理論に従うと、有限領域に関する圧密問題の基礎方程式は次式のように表

わされる⁴⁾。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K} & -\mathbf{G} \\ -\mathbf{G}^T & -\mathbf{S} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{x}} \\ \dot{\mathbf{p}}_w \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & -\mathbf{M} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{x} \\ \mathbf{p}_w \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{R}}_q \\ \mathbf{R}_p \end{bmatrix} \quad (2.8)$$

ここに、 \mathbf{p}_w は節点の間隙水圧、 \mathbf{x} は節点の変位を表わすベクトル、 \mathbf{K} は剛性行列、 \mathbf{M} は透水係数行列、 \mathbf{S} は土の間隙率と流体の体積弾性係数よりなる行列、 \mathbf{G} は水圧と変位の連成行列、 \mathbf{R}_q は粘性および圧密荷重、 \mathbf{R}_p は外部からの流入等に起因する体積変化量を表わすベクトルである。二次元問題の時、境界条件から値の定まる節点の変位および間隙水圧の数を i_x, i_p とすると、 \mathbf{x} は $(2n - i_x)$ 次元、 \mathbf{p}_w は $(2n - i_p)$ 次元ベクトルである。

式(2.8)は $\mathbf{X}_p = [\mathbf{x} \quad \mathbf{p}_w]^T$ というベクトルを想定するならば、すでに式(2.5)の形をしている。しかし、その場合には沈下量と共に間隙水圧が式の中に含まれているので、常に両者を連成させた挙動を考えなければならない。ここでは、土粒子骨格の変形を間隙水圧の変化と分離して、間隙水圧に無関係に、土粒子骨格の変形が単独で式(2.5)に従うことを以下で示す。

なお、式(2.8)について、行列 \mathbf{S} が $\mathbf{S} = 0$ の条件を満足する場合に、式(2.8)から次式が導かれることが Asaoka, Matsuo⁶⁾ により明らかにされている。

$$\mathbf{K} \mathbf{x} + \mathbf{G} \mathbf{M}^{-1} \mathbf{G}^T \dot{\mathbf{x}} = \alpha(t) \quad (2.9)$$

しかし、行列 \mathbf{S} は一般的にゼロではない。ここでは、 $\mathbf{S} = 0$ の場合に限らず $\mathbf{S} \neq 0$ の一般的な場合について、式(2.8)より式(2.5)の形の式が誘導できることを示す。

まず、式(2.8)を書き直すと、次のようになる。

$$\mathbf{K} \dot{\mathbf{x}} - \mathbf{G} \dot{\mathbf{p}}_w = \dot{\mathbf{R}}_q \quad (2.10)$$

$$-\mathbf{G}^T \dot{\mathbf{x}} - \mathbf{S} \dot{\mathbf{p}}_w - \mathbf{M} \mathbf{p}_w = \mathbf{R}_p \quad (2.11)$$

式(2.10)を $t_0 \sim t_1$ で積分すると、次式となる。

$$\mathbf{K} \mathbf{x} - \mathbf{G} \mathbf{p}_w = \mathbf{R}_q(t_1) - \mathbf{R}_q(t_0) \quad (2.12)$$

また、式(2.11)において、展開を単純にするために、外からの流入のない状態(一般的にはこの場合が多い)を想定すると、 $\mathbf{R}_p = 0$ であり、下式が導かれる。

$$\mathbf{p}_w = -\mathbf{M}^{-1} \mathbf{G}^T \dot{\mathbf{x}} - \mathbf{M}^{-1} \mathbf{S} \dot{\mathbf{p}}_w \quad (2.13)$$

そこで、式(2.13)を式(2.12)に代入して整理すると、

$$\mathbf{K} \mathbf{x} + \mathbf{G} \mathbf{M}^{-1} \mathbf{G}^T \dot{\mathbf{x}} + \mathbf{G} \mathbf{M}^{-1} \mathbf{S} \dot{\mathbf{p}}_w = \mathbf{R}_q(t_1) - \mathbf{R}_q(t_0) \quad (2.14)$$

一方、式(2.10)より、

$$\dot{\mathbf{p}}_w = \mathbf{G}^{-1} \mathbf{K} \dot{\mathbf{x}} - \mathbf{G}^{-1} \dot{\mathbf{R}}_q \quad (2.15)$$

となる。ここで、 \mathbf{G}^{-1} の右肩の「-」は一般逆行列を表わす(一般逆行列の説明を第2章の付録に示す)。つぎに、式(2.15)を式(2.14)に代入して、

$$\mathbf{K} \mathbf{x} + (\mathbf{G} \mathbf{M}^{-1} \mathbf{G}^T + \mathbf{G} \mathbf{M}^{-1} \mathbf{S} \mathbf{G}^{-1} \mathbf{K}) \dot{\mathbf{x}} = \mathbf{R}_q(t_1) - \mathbf{R}_q(t_0) + \mathbf{G} \mathbf{M}^{-1} \mathbf{S} \mathbf{G}^{-1} \dot{\mathbf{R}}_q \quad (2.16)$$

式(2.14)において、右辺は荷重項であり、これを時間の関数として、 \mathbf{x} , $\dot{\mathbf{x}}$ の各項の係数は時間に対して定数であるとする、圧密の基礎方程式の一般型は次の形であると考えることができる。

$$\dot{\mathbf{x}} = \mathbf{A} \mathbf{x} + \mathbf{B} \mathbf{u} \quad (2.17)$$

つまり、Biotの圧密理論の場合も基礎方程式の型は式(2.5)と同一である。

ただし、式(2.8)は領域内に含まれる全節点に関する関係式であるが、全節点の観測値を得ることはできないので、地表の1点について観測値が得られた時、その値が単独で式(2.17)に従うことを明らかにしておかなければならない。次にそれに関するAsaoka・Mathuo¹⁾の研究成果を示す。

節点数を n 、境界条件からすでに値のわかっている節点の変数の数を I_n とする。式(2.9)(式(2.16)も同様)は見かけ上 $(2n - I_n)$ 元の連立方程式である。この時、 $\mathbf{G} = \mathbf{K} + \mathbf{D} \mathbf{B}$ とおく(\mathbf{D} は微分を $\dot{\mathbf{x}} = \mathbf{D} \mathbf{x}$ と表す時のスカラー演算子である)と、式(2.9)(式(2.16)も同様)は $\mathbf{G} \mathbf{x} = \mathbf{u}$ と表すことができる。そして、 \mathbf{x} の任意要素 $x_i(t)$ (i は地表面の場所を表す)を支配する式は、クラメールの公式より、

$$|\mathbf{G}| x_i(t) = \begin{vmatrix} g_{1,1} & \cdots & u_1 & \cdots & g_{1,2n-I_n} \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ g_{2n-I_n,1} & \cdots & u_{2n-I_n} & \cdots & g_{2n-I_n,2n-I_n} \end{vmatrix} \quad (2.18)$$

である。式(2.18)は $(2n - I_n)$ 階の常微分方程式である。式(2.18)より測定点のみの変

位について単独で式(2.17)の形の式が存在することがわかる。以上がAsaoka・Mathuo¹⁾により明らかにされている。したがって、式(2.17)は係数 \mathbf{A} , \mathbf{B} を適切に決定することができれば、地表の観測点1点の変位についても構成することは可能である。つまり、このような条件を満足する係数 \mathbf{A} , \mathbf{B} の値は観測データを用いるシステム同定によって得ることができる。

2.2.3 離散系沈下状態方程式について

施工中の盛土の沈下観測データより、式(2.17)のパラメータを同定したいが、直接は無理なので、一旦、以下に示す式(2.17)と等価な離散系沈下状態方程式(式(2.17)と式(2.22)が等価)のパラメータを同定し、次にその離散系モデルから式(2.17)の連続系モデルへ変換する。そこで、まず離散系沈下状態方程式とそのパラメータの同定法について以下で考察する。

沈下量や盛土荷重は、本来、連続的に変化する量である。しかし、その観測を一定時間間隔 Δ で行うと、離散時間状態量が得られる。その時、 j 番目の沈下量の観測値 $Y(j)$ をそれより以前の $(j-1)$, $(j-2)$,番目の観測値を用いて、自己回帰移動平均モデル(auto-regressive moving average model; ARMAモデル)⁵⁾で表わすと次のようになる。

$$Y(j) = \sum_{i=1}^k \{a(i) Y(j-i) + b(i) u(j-i)\} + e(j) \quad (2.19)$$

ここに、 k は次数、 $Y(j-1)$, $Y(j-2)$は j 番目より以前の沈下観測値であり、 $u(j-1)$, $u(j-2)$は j 番目より以前の盛土荷重値である。また、 $e(j)$ は誤差項である。なお、現場の観測データが等間隔でない場合のデータ補間法については「2.9 現場観測例への適用の項」で後述する。

本論文では式(2.19)をベクトル表現することにより、式(2.17)の連続系状態方程式と等価な離散系状態方程式を誘導したい。そこで、新たに状態を表わすベクトル $\mathbf{X}(j)$ を次のように定義し、それを用いて式(2.19)を変形する。

$$\mathbf{X}(j) = [X_1(j) \quad X_2(j) \quad \cdots \quad X_k(j)]^T \quad (2.20)$$

$$\begin{aligned}
X_1(j) &= \sum_{i=1}^k \{a(i)Y(j-i) + b(i)u(j-i)\} \\
X_2(j) &= \sum_{i=2}^k \{a(i)Y(j-i+1) + b(i)u(j-i+1)\} \\
&\dots \dots \dots \\
X_m(j) &= \sum_{i=m}^k \{a(i)Y(j-i+m-1) + b(i)u(j-i+m-1)\} \quad (2.21)
\end{aligned}$$

ただし、 $m \leq k$ である。

そこで、これらを用いて、システムの状態を表わすと次のようになる⁷⁾。なお、統計的な取り扱いをここではしないので、式(2.19)の誤差項 $e(j)$ ははずす。

$$X(j) = A_d X(j-1) + B_d u(j-1) \quad (2.22)$$

$$Y(j) = C_d X(j) \quad (2.23)$$

ここに、 A_d, B_d, C_d は係数行列であり、それぞれ次のような内容である。

$$A_d = \begin{bmatrix} a(1) & 1 & 0 & 0 & \dots & \dots & 0 \\ a(2) & 0 & 1 & 0 & \dots & \dots & 0 \\ a(3) & 0 & 0 & 1 & & & \vdots \\ \vdots & \vdots & & \ddots & \ddots & & \vdots \\ \vdots & \vdots & & & \ddots & \ddots & 0 \\ \vdots & \vdots & & & & \ddots & 1 \\ a(k) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.24)$$

$$B_d = [b(1) \ b(2) \ \dots \ \dots \ b(k)]^T \quad (2.25)$$

$$C_d = [1 \ 0 \ 0 \ \dots \ \dots \ 0] \quad (2.26)$$

式(2.19)と式(2.22)～(2.26)が等価であることは、式(2.19)～式(2.21)を式(2.22)～(2.26)に代入してみれば明らかである。

2.2.4 離散系から連続系へのパラメータ変換

式(2.17)の連続系状態方程式は式(2.22)の離散系状態方程式と等価であり、そのパラメータの間には次の関係がある⁵⁾。

$$A_d = e^{A\Delta} \quad (2.27)$$

$$B_d = \left(\int_0^\Delta e^{A\tau} d\tau \right) B \quad (2.28)$$

そこで、盛土施工中の観測データを用いて、式(2.22)の離散系モデルのパラメータを同定し、これを連続系モデルのパラメータに変換すれば、式(2.17)のモデルを確定することができる。

解析や設計を離散系沈下モデルで最後まで行うことも考えられるが、設計・施工上の制約条件(工期, 将来計画地盤高, 最終沈下量などで構成される制約条件式で、たとえば3.4.2の式(3.21))を考慮し、同定結果による逆推定値を設計・施工計画にフィードバックするためには、連続系沈下モデルのほうが適していると思われる。ちなみに、本研究では微分方程式(連続系沈下状態方程式)と制約条件式を連立方程式として解き、最適盛土高さの推定に利用している。また、連続系沈下モデルのパラメータは圧密理論と関連づけることができるので、土質工学的特性の推定に利用できる。たとえば、三笠の圧密方程式から導かれた式(2.1)の係数 c_i と圧密係数 c_v の関係が明らかであるので、それらを同定した沈下モデルの係数と対比させることにより、 c_v の逆算に利用できる(3.3.2で後述)。

離散系モデルの係数行列 A_d, B_d よりなる行列 F_d と、連続系モデルの係数行列 A, B よりなる行列 F_c はそれぞれシュア(schur)分解により、次のように変形できる⁸⁾⁹⁾。

$$F_d = \begin{bmatrix} [A_d] & [B_d] \\ 0 & 1 \end{bmatrix} = Q Z_d Q^T \quad (2.29)$$

$$F_c = \begin{bmatrix} [A] & [B] \\ 0 & 0 \end{bmatrix} = Q Z_c Q^T \quad (2.30)$$

ここに、 Z_d は A_d の固有値 λ_i を対角上に持つ上三角行列(schur matrix)、 Z_c は A の固有値 $(\eta_i \Delta)$ を対角上に持つ上三角行列である。また、 Q はユニタリ行列(unitary matrix)である。ところで、 λ_i と $(\eta_i \Delta)$ の間には次の関係がある。

$$\lambda_i = \exp(\eta_i \Delta) \quad (2.31)$$

そこで、式(2.29)～(2.31)を用いて A_d, B_d より A, B を求めることができる。具体的な算出過程は後述の2.9.5で示す。以上のようにして明らかとなった沈下状態方程式や圧密方程式の関係を図に表わすと、図-2.1のようになる。

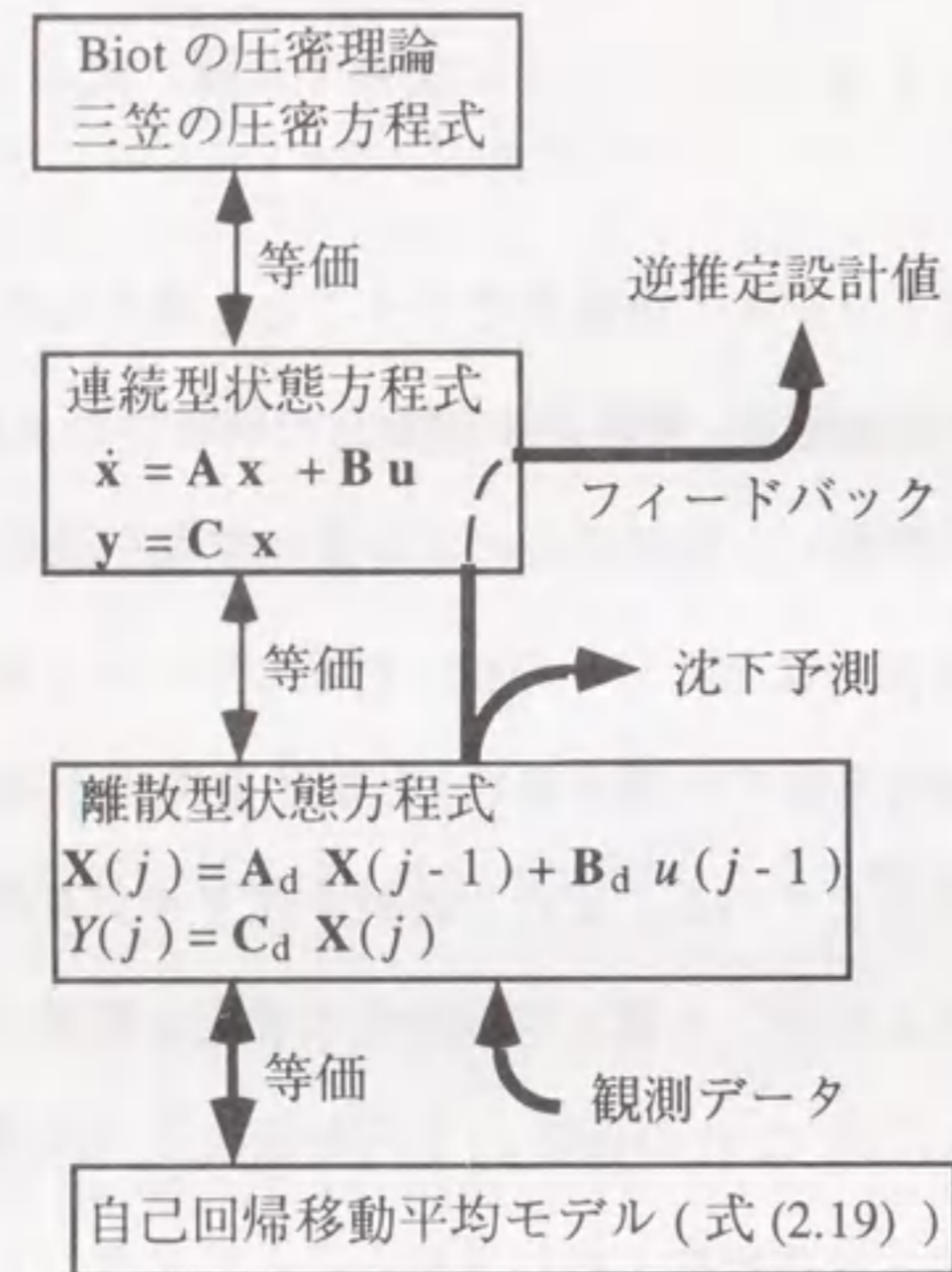


図-2.1 沈下状態方程式間の相関関係

2.2.5 沈下状態方程式の係数行列の性質の考察

式(2.22), (2.23)における A_d の固有値を λ とすると、次の関係が誘導できる。まず、次数 $k=2$ の場合について考えると、

$$A_d \mathbf{X}(j-1) = \begin{bmatrix} a_1 & 1 \\ a_2 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{bmatrix}_{j-1} = \lambda \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{bmatrix}_{j-1} \quad (2.32)$$

となる。これから、

$$\begin{vmatrix} a_1 - \lambda & 1 \\ a_2 & -\lambda \end{vmatrix} = 0 \quad (2.33)$$

となる。そこで、式(2.33)を展開して、

$$\lambda^2 - a_1 \lambda - a_2 = 0 \quad (2.34)$$

となる。同様に次数 $k=3$ の場合、

$$A_d \mathbf{X}(j-1) = \begin{bmatrix} a_1 & 1 & 0 \\ a_2 & 0 & 1 \\ a_3 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{bmatrix}_{j-1} = \lambda \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{bmatrix}_{j-1} \quad (2.35)$$

の関係がある。これから、

$$\begin{vmatrix} a_1 - \lambda & 1 & 0 \\ a_2 & -\lambda & 1 \\ a_3 & 0 & -\lambda \end{vmatrix} = 0 \quad (2.36)$$

となる。そこで、式(2.36)を展開して、

$$\lambda^3 - a_1 \lambda^2 - a_2 \lambda - a_3 = 0 \quad (2.37)$$

となる。したがって、一般的に次数 $k=n$ の場合、

$$\lambda^n - a_1 \lambda^{n-1} - a_2 \lambda^{n-2} - \dots - a_n = 0 \quad (2.38)$$

となる。この式はAsaoka, Matsuo⁶⁾により浅岡法の定式化の中で導かれた特性方程式と同じものである。

離散系と連続系の係数行列の固有値の間には前述したように式(2.31)の関係がある。そこで、式(2.31)の両辺の対数をとって次式が得られる。

$$\eta_i \Delta = \log \lambda_i \quad (2.39)$$

η_i は連続系の特性方程式の根であり、Asaoka, Matsuo⁶⁾により $\eta_i < 0$ なる関係が明らかにされている。また、 $\Delta > 0$ である。したがって、式(2.39)が成立するためには、 \log の中が正、かつ \log の中が1以下でなければならないので、したがって、 $0 < \lambda_i < 1$ でなければならない(このように離散系の特性方程式の固有値が $0 < \lambda_i < 1$ であることはAsaoka, Matsuo¹⁾によりすでに明らかにされている)。これは式(2.39)が成立し、離散系から連続系へパラメータの変換が可能であるための必要十分条件である。つまり、観測データを用いたパラメータ同定によって得られた離散系モデルのパラメータの固有値

値が $0 < \lambda_1 < 1$ を満足しない時、連続系への変換はできない。このような場合、観測データに大きな観測誤差等が含まれている可能性があり、沈下状態方程式の次数をより低く設定し直すことにより対処できる場合が多い。

固有値 λ を用いて、式 (2.22), (2.23) を表わすと次のようになる。

$$Y(j) = \lambda^n Y(j-n) + \sum_{i=1}^n b_i \lambda^{i-1} u(j-n) \quad (2.40)$$

この式からタイムステップ j よりも小さい観測データ (つまり、 j より過去のデータ) の項ほどその項にかかる λ の次数が大きくなるのがわかる。つまり、仮に λ を 0.3 とすると ($j-2$) の項は ($j-1$) の項の約 30% ($= 0.3^2/0.3$) の重みで考慮され、($j-3$) の項は ($j-1$) の項の約 10% ($= 0.3^3/0.3$)、($j-4$) の項は ($j-1$) の項の約 3% ($= 0.3^4/0.3$) というように、急速に過去のデータの影響が小さくなっていくことがわかる。このことから、式 (2.22), (2.23) を沈下予測に用いる場合、最初の数項を考慮するのみでも現象を十分近似できると考えられる。

2.3 沈下状態方程式のシステム同定法の特徴²³⁾

観測データを用いる沈下状態方程式のシステム同定法として、本論文では次の (a) の方法を示すと共に、新たに (b), (c) の方法を提案する。

- (a) オフライン最小二乗法によるシステム同定法⁵⁾
- (b) 適応観測器によるシステム同定法
- (c) カルマンフィルタによるシステム同定法

なお、ここでオフラインとは全期間の観測データを一度に用いて、システム同定を行なう方式を意味し、オンライン ((b), (c) の同定法はこの方式) とは観測データを一つづつ増加させながら同定を行なう方式を意味している。また、適応観測器とはシステムのパラメータが未知で、状態変数も測定できない場合に、システムの入出力信号を用いて、パラメータの同定と状態変数の推定を同時に行う方法である。

ほとんどの沈下予測法に共通して言えることであるが、沈下予測モデルとパラメータ同定法は別であり、いろいろな組み合わせが可能である。沈下予測モデルの1つである沈下状態方程式の場合も以上のようなシステム同定法が適用可能である。このうち、

「オフライン最小二乗法」はもっともポピュラーな古くから知られている同定法であり、その原理は観測値と推定値の平均二乗誤差が最小となるように、パラメータを推定するものである。この方法では全観測データを一度に同時に用いて、システム同定が行なわれる。それに対して、「適応観測器」と「カルマンフィルタ」の場合には、全観測データを一度に同時に用いることはなく、一つづつ観測値を増やすことにより、逐次的にシステム同定が行なわれるところに特徴がある。

「カルマンフィルタ」¹⁰⁾ はシステムの状態をマルコフ過程 (現状は1つ前の状態のみによって決定されるという概念) に従う状態方程式で仮定し、それにベイズの定理と最尤法を適用して、逐次推定のためのアルゴリズムを構成したものである。この理論はノイズ (noise) を伴うシステムの状態量をノイズを含む観測データから推定しようとするもので、システムの状態量の推定誤差分散 $\mathbf{P}(t)$ が $t \rightarrow \infty$ で $[\mathbf{P}(t) \rightarrow \text{一定値}]$ となるように、システムの状態量が推定される。未知パラメータもシステムの状態量の1つとして扱い、定式化を行えば、この方法でも沈下状態方程式の未知パラメータを推定することはできる。

通常の「カルマンフィルタ」の定式化では、システムの状態 (誤差分散) がガウス分布の定常確率過程に従うという仮定の上に成立しているため、ノイズの統計的性質 (平均および共分散) が既知であることが必要である。しかし、あらかじめ、ノイズの統計的性質を精度よく把握しておくことは、一般的に極めて困難である。また、現実のシステムとしての地盤の挙動の特性は、施工条件の変化などにより施工中に変動するものである。これらの変動が小さい間はパラメータやノイズの状態が単一の母集団の変動に従うと近似的に扱えるので、「カルマンフィルタ」による定式化が有効である。しかし、地盤の挙動特性の変動が大きい時、もはや、システムの状態は一定であると考えられるには無理がある。むしろ、パラメータなどは時間的に変化すると考えるべきであり、こ

れに対して「カルマンフィルタ」を適用することには自ら無理があると考えられる。

それに対して、「適応観測器」は状態変数の一部しか出力として観測できず、しかもシステムの挙動特性が不確かでそのパラメータが時々刻々と変化する場合に、入出力信号のみを用いてそのシステムの未知パラメータと状態変数を同時に推定する手法である。つまり、適応観測器の場合には、前述したシステムとしての地盤の挙動特性が、大きく変動する場合に、その特性変動に応じて、パラメータをオンライン的に変動させて、常にシステムとモデルの動特性に関する誤差が少なくなるように保持する構成となっている。これら「適応観測器」と「カルマンフィルタ」の特徴を比較すると表 2.1 のようになる。

表-2.1 パラメータの同定に関する特徴の相違

	カルマンフィルタ	適応観測器
1	確率的同定法である。観測値も確率変数の一つとして、予測値が真値に $t \rightarrow \infty$ で収束するよう推定される。	確定的同定法である。各時間ステップの観測値は確定値として扱われる。
2	パラメータの時間変化は式で与えるか、そうでなければ、時間的に定常でなければならない。	パラメータの時間的な変化を考慮できる。
3	パラメータの同定に関して収束が遅い(確率的な取り扱いのため)	パラメータの同定に関して収束が速い(確定的な取り扱いのため)

軟弱地盤上に盛土を行なう場合、地盤は弾塑性的挙動を示すと考えられる。つまり、沈下観測データにもその影響が現れるので、システムの動特性は常に一定ではなく、観測中に変化していくと考えるべきである。つまり、システムのパラメータは終始一定ではなく、地盤の弾塑性や三次元的な挙動などの影響により、変動していくと考えられる。したがって、このような特徴を有するデータに対するシステム同定法としては、以上で示した特徴から判断して、3つの同定法の中では「適応観測器」が適していると考え

られる。以上は、同定理論のしくみからの考察であるが、これについては、後述の 2.8 節で解析例を用いて実際に沈下予測を行ない、このことを確認する。また、沈下予測には早さ・正確さが要求されるので表-2.1の「適応観測器」の特徴3は好ましいと考えられる。

2.4 最小二乗法によるシステム同定・沈下予測法²¹⁾

2.4.1 沈下状態方程式のシステム同定

式(2.18)のパラメータの値は等間隔な時間ピッチの任意の N 組の観測データ $[Y(j), u(j)]$ に対して、最小二乗法を適用することにより決定することができる⁵⁾。

式(2.18)は次のような形に書き換えることができる。

$$Y(k+1) = b(1)u(k) + b(2)u(k-1) + \dots + b(k)u(1) + a(1)Y(k) + a(2)Y(k-1) + \dots + a(k)Y(1) + e(k+1)$$

$$Y(k+2) = b(1)u(k+1) + b(2)u(k) + \dots + b(k)u(2) + a(1)Y(k+1) + a(2)Y(k) + \dots + a(k)Y(2) + e(k+2)$$

$$Y(N) = b(1)u(N-1) + b(2)u(N-2) + \dots + b(k)u(N-k) + a(1)Y(N-1) + a(2)Y(N-2) + \dots + a(k)Y(N-k) + e(N)$$

ここで、 $Y(1) \sim Y(N)$ と $u(1) \sim u(N-1)$ が観測されており既知だとして、この式からパラメータ $a(1) \sim a(j), b(1) \sim b(j)$ を決定することを考える。この式をパラメータについて行列とベクトルによって表わすと、次式となる。

$$\begin{bmatrix} Y(k+1) \\ Y(k+2) \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ Y(N) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} u(k) & u(k-1) & \dots & u(1) & Y(k) & Y(k-1) & \dots & Y(1) \\ u(k+1) & u(k) & \dots & u(2) & Y(k+1) & Y(k) & \dots & Y(2) \\ \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots \\ \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots \\ \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots \\ \vdots & \vdots & & \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots \\ u(N-1) & u(N-2) & \dots & u(N-k) & Y(N-1) & Y(N-2) & \dots & Y(N-k) \end{bmatrix}$$

$$\times \begin{bmatrix} b(1) \\ b(2) \\ \vdots \\ b(k) \\ a(1) \\ a(2) \\ \vdots \\ a(k) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} e(k+1) \\ e(k+2) \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ e(N) \end{bmatrix}$$

この方程式は正規方程式 (normal equation) と呼ばれるものである。そこで、左辺のベクトルを y_N 、右辺の行列を ϕ_N 、右辺のパラメータのベクトルを a 、雑音ベクトルを e と書くことにすると、上式は、

$$y_N = \phi_N \cdot a + e \quad (2.41)$$

と書ける。 ϕ_N は $(N-k) \times 2k$ 行列であって、 $N=3k$ の時、正方形になるが、一般にはそれより大きい。以上の正規方程式の解 (最小二乗解) は次式で与えられる。

$$\hat{a}_N = (\phi_N^T \cdot \phi_N)^{-1} \phi_N^T \cdot y_N \quad (2.42)$$

式 (2.42) により求めたパラメータ $\{a(i), b(i), i=1, 2, \dots, k\}$ の値を式 (2.24) ~ (2.25) に代入することにより、係数行列 A_d, B_d を確定することができる。

2.4.2 施工途中における将来沈下の予測法

$(j-1)$ 番目までの観測データが得られている時、 j 番目以降の沈下予測は次のようにして行うことができる。まず、式 (2.22) に以上のようにして求めた係数行列 A_d, B_d の値と以下の値を代入する。

$u(j-1)$: $(j-1)$ 番目の盛土荷重値

$X(j-1)$: $(j-1)$ 番目の沈下状態量

以上により、 $\hat{x}(j)$ が得られるので、それを式 (2.22) に代入すると、 j 番目の沈下量予測値 $\hat{y}(j)$ が得られる。同様に、 j 番目のこれらの値を用いて、 $(j+1)$ 番目の予測値が得られる。このようにして、次々と将来の沈下量予測値を得ることができる。

2.5 適応観測器によるシステム同定・沈下予測法^{23), 25)}

2.5.1 適応観測器および 6.5 節との関係

適応観測器 (adaptive observer) はシステムのパラメータが未知で、状態変数も測定できない場合に、システムの入出力信号を用いて、パラメータの同定と状態変数の推定を同時に行う方法である。適応観測器は 1973 年に Carroll と Limdorff¹¹⁾ によって初めて提案された。その後、Kreisselmeier¹²⁾ によって導かれたタイプのもものが、本研究で扱う沈下状態方程式のシステム同定に最も適すると考えられる。Kreisselmeier 型適応観測器については 6.5.2 で後述する。なお、6.5.3 ではその Kreisselmeier 型適応観測器を基本として、二次圧密を考慮した沈下状態方程式のシステム同定法を定式化し、提案している。本節の適応観測器はその定式化の中で二次圧密項をゼロと置いたものに相当する。ここで、二次圧密項をゼロと置いたのは、本章の対象および目的が施工前期における早期沈下予測だからである。すなわち、この時期の二次圧密の影響は実用上無視することができ、その方が同定すべきパラメータの数が減少し、早期沈下予測上好ましいからである。

2.5.2 沈下状態方程式の適応観測器によるシステム同定法

沈下状態方程式は次数 $k=2$ の場合次式で表わすことができる。

$$\begin{bmatrix} X_j \\ X_{2j} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_1 & 1 \\ a_2 & 0 \end{bmatrix}_j \begin{bmatrix} X_j \\ X_{2j-1} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} b_1 \\ b_2 \end{bmatrix}_j [u]_{j-1} \quad (2.43)$$

$$Y(j) = C X(j) \quad (2.44)$$

$$C = [1 \ 0]$$

ここで、式 (2.43), (2.44) を変形することにより、沈下量推定値は次式で表わすことができる。

$$\hat{Y}(j) = a_1(j) \hat{Y}(j-1) + a_2(j) \hat{Y}(j-2) + b_1(j) u(j-1) + b_2(j) u(j-2) \quad (2.45)$$

次に、パラメータベクトルを次式で定義する。

$$\theta(j) = [a_1(j) \ a_2(j) \ b_1(j) \ b_2(j)]^T \quad (2.46)$$

また、状態変数フィルタを次式で定義する。

$$\zeta(j) = [\hat{Y}(j-1) \hat{Y}(j-2) u(j-1) u(j-2)]^T \quad (2.47)$$

そこで、式(2.46), (2.47)を用いて、式(2.45)を表わすと次式となる。

$$\hat{Y}(j) = \zeta^T(j) \hat{\theta}(j) \quad (2.48)$$

タイムステップ j における沈下量の同定誤差は次式で与えられる。

$$e(j) = \hat{Y}(j) - Y(j) \quad (2.49)$$

したがって、 $t \rightarrow \infty$ で $e(j) \rightarrow 0$ となるように、パラメータ θ を調整することにより、適応制御の目的が達成できる。このような場合、パラメータ調整則(パラメータの同定法)として、Landau¹³⁾により超安定理論を用いて導かれた次式を用いることができる。

$$\theta(j) = \theta(j-1) - \Gamma(j-1) \zeta(j) e(j) \quad (2.50)$$

$$\Gamma(j) = \frac{1}{\lambda_1} \left[\Gamma(j-1) - \frac{\lambda_2 \Gamma(j-1) \zeta(j) \zeta^T(j) \Gamma(j-1)}{\lambda_1 + \lambda_2 \zeta^T(j) \Gamma(j-1) \zeta(j)} \right] \quad (2.51)$$

ただし、 $0 < \lambda_1 \leq 1$, $0 \leq \lambda_2 < 2$, $\Gamma(0) > 0$ である。 $\lambda_1, \lambda_2, \Gamma(0)$ は任意の定数であるが、収束の速さに影響し、これらの値を $\lambda_1 = 0.90 \sim 0.99$, $\lambda_2 = 1.0$, $\Gamma(0) = sI$ (I は単位行列), $s = 10^2 \sim 10^3$ の範囲で選ぶのが適している。式(2.50), (2.51)のパラメータ調整則の実行に当たっては、 $e(j)$ の値が入力データとして必要である。ところが、タイムステップ j において、式(2.50)の計算を行なう場合、この値はまだ推定されていない。したがって、1ステップ前の $\hat{\theta}(j-1)$ より次ステップの $e(j)$ を推定して、その値を用いて式(2.50)の計算を行なう必要がある。このような場合の $e(j)$ の推定式として、次式が適している⁵⁾(この式は式(2.48), (2.50)を式(2.49)に代入して、変形することにより、容易に得られる)。

$$\hat{e}(j) = \frac{\hat{\theta}^T(j-1) \zeta(j) - Y(j)}{1 + \zeta^T(j) \Gamma(j-1) \zeta(j)} \quad (2.52)$$

そこで、式(2.52)により推定した $\hat{e}(j)$ を式(2.50)に代入することにより、次ステップのパラメータ $\hat{\theta}(j)$ を同定することができる。以上のアルゴリズムをブロック線図に

表わすと図-2.2のようになる。

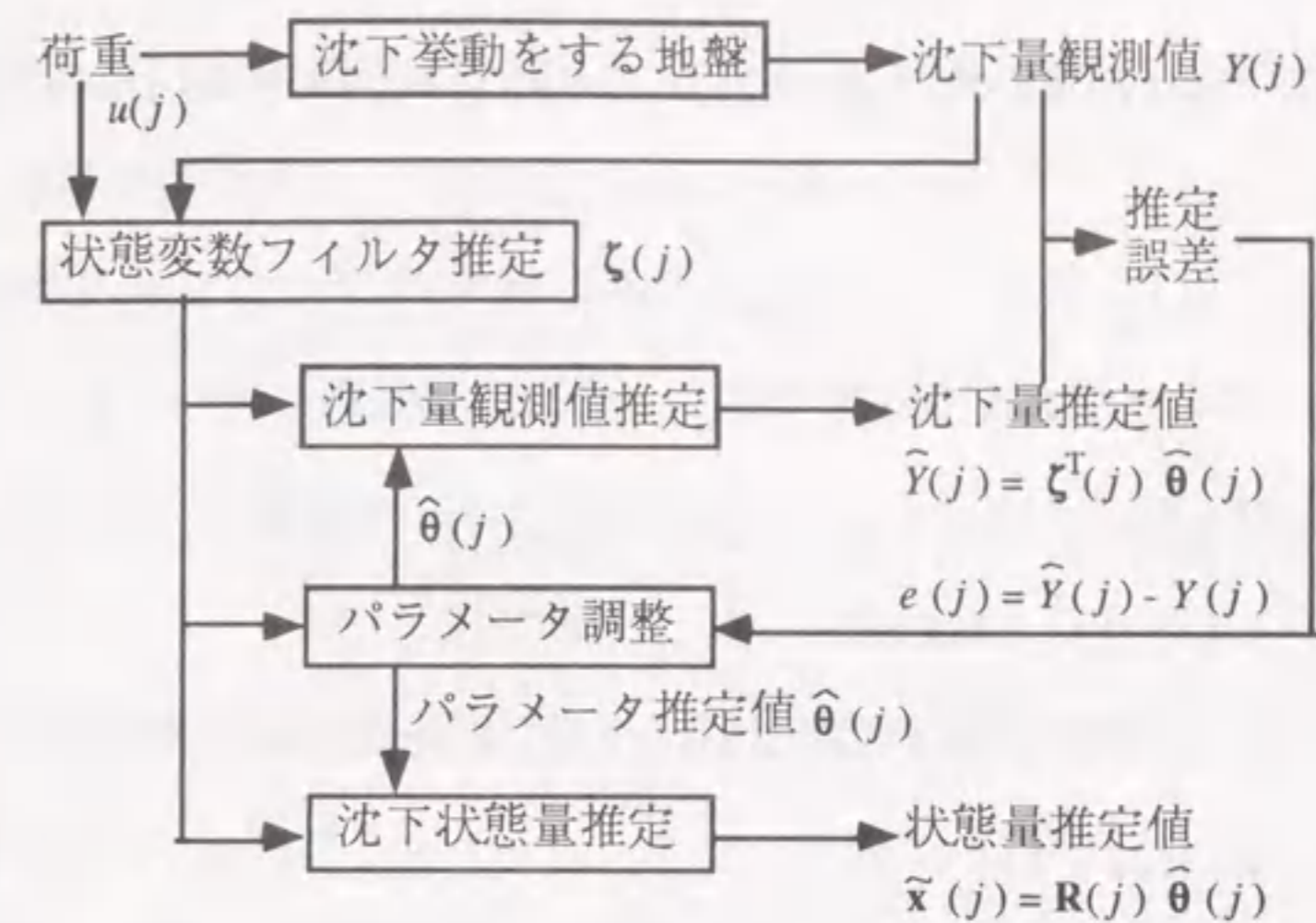


図-2.2 適応観測器ブロック線図

タイムステップ j におけるパラメータ同定値を得るための計算手順は次のとおりである。

計算手順

- 1) 観測値 $Y(j)$, $u(j)$ を与える。
- 2) 状態変数フィルタ $\zeta(j)$ を式(2.47)により計算する。
- 3) 同定誤差推定値 $\hat{e}(j)$ を式(2.52)により計算する。
- 4) パラメータ同定値 $\hat{\theta}(j)$ を式(2.50)により計算する。
- 5) 次ステップ用 $\Gamma(j)$ を式(2.51)により計算しておく。
- 6) 沈下量推定値 $\hat{Y}(j)$ を式(2.48)により計算する。

以上の計算を $j = 1$ から始めて、 $j = 2, 3, \dots, n$ と進めることにより、パラメータと沈下量の同定値を次々と得ることができる。

また、パラメータ同定と並行して、沈下量状態量も推定したい場合は上述の処理に次の処理を付け加えることにより、目的を達成することができる。すなわち、式(2.43)の

離散系沈下状態方程式を変形することにより、沈下状態量 $\tilde{x}(j)$ は次式で表わすことができる。

$$\tilde{x}_1(j) = a_1(j) \hat{Y}(j-1) + a_2(j) \hat{Y}(j-2) + b_1(j) u(j-1) + b_2(j) u(j-2) \quad (2.53)$$

$$\tilde{x}_2(j) = a_2(j) \hat{Y}(j-1) + b_2(j) u(j-1) \quad (2.54)$$

次に状態変数フィルタを次式で定義する。

$$\mathbf{R}(j) = \begin{bmatrix} \hat{Y}(j-1) & \hat{Y}(j-2) & u(j-1) & u(j-2) \\ 0 & \hat{Y}(j-1) & 0 & u(j-1) \end{bmatrix} \quad (2.55)$$

そこで、式 (2.46), (2.55) を用いて式 (2.53), (2.54) を表わすと次式となる。

$$\tilde{\mathbf{x}}(j) = \mathbf{R}(j) \hat{\boldsymbol{\theta}}(j) \quad (2.56)$$

したがって、パラメータ同定値 $\hat{\boldsymbol{\theta}}(j)$ を式 (2.56) に代入することにより沈下状態量推定値 $\tilde{\mathbf{x}}(j)$ を得ることができる。なお、以上は沈下状態方程式の次数 $k=2$ の場合について説明したが、 $k>2$ の場合についても同様である。

2.5.3 施工途中における将来沈下予測

(1) 圧密速度に関する現実と解析とのずれについて

パーチャルドレーン工法により改良された地盤の圧密沈下は厳密には排水が水平の1方向のみの脱水ではなく、鉛直方向にも放射方向にも起こるし、ドレーンの配置は三次元的であるので、厳密には三次元の問題として解析すべきである。しかし、実務設計においてはこのような問題に対して一次元圧密理論を適用して設計する 경우가非常に多く、また、そのような設計法による結果と実測例との比較も数多く行われ、一次元圧密理論の適用性が検討されている。(後述の4.2節などはその例)。そして、このような問題に対して、一次元圧密理論を適用する場合、三次元圧密理論とのずれは、沈下速度に関する土質係数に補正を加えることによって、現実の三次元的な圧密挙動を解析することが可能である。

この場合、土質係数にどのような補正を加えればよいかについては、現在のところ、まだ研究の余地の残されている課題である。しかし、ここで示したような観測データに

基づく沈下予測法の場合には、沈下量や沈下速度に関するパラメータはすべて観測データを用いてシステム同定により得られるので、三次元挙動を考慮した特別な補正は不要である。したがって、圧密速度に関する現実とのずれに関しては、提案法は一般的な圧密問題に広く適用可能であり、問題は少ないと考えられる。

(2) 沈下観測データに生じる非線形性について

2.2節で示した沈下状態方程式は線形理論に基づくものである。したがって、解析の対象である地盤挙動が非線形性を示す場合にはモデルと現実との間に誤差が生じることになる。

軟弱地盤上に建設される土構造物の沈下に関する非線形性の要因としては次のようなものが考えられる。

- (a) 一次元圧密理論に従う変形
- (b) 側方変位などの三次元的挙動
- (c) 二次圧密

これらのうち、(c)については施工後期以降の問題であり、これについては第5章以降で取り扱う。本章では主に、施工前期における非線形性の要因である(a), (b)について検討する。(a), (b)に関する非線形性を図で表わすと、図-2.3のようになる。

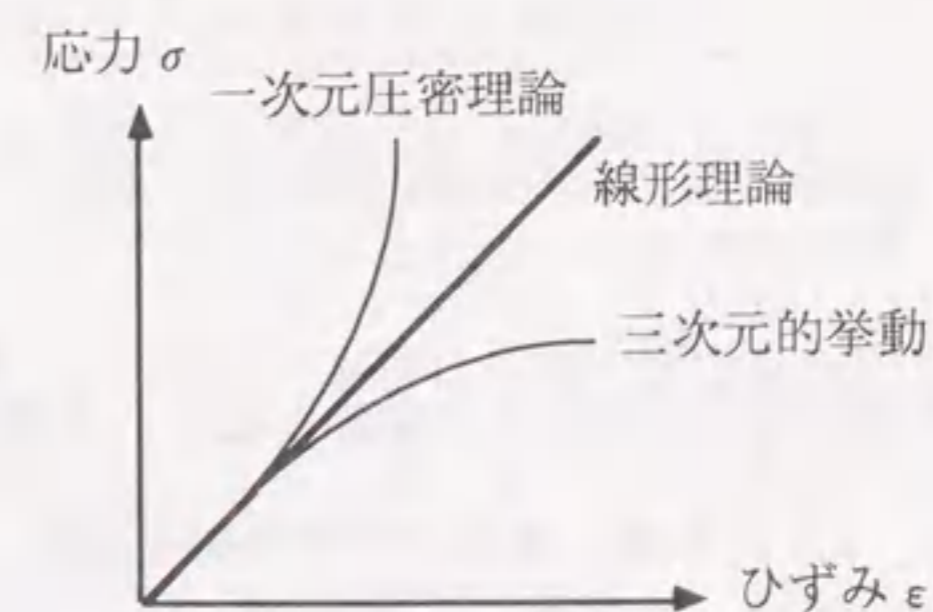


図 - 2.3 地盤の非線形変形の要因とその変形パターン

以上の非線形性の要因のうち、「(a) 一次元圧密理論に従う変形による非線形性」と

は次のようなものである。すなわち、次式は一次元圧密理論に従って圧密沈下を計算する場合の代表的な計算式を表わしている。

$$\rho_{fc} = \frac{C_c}{1+e_0} H_c \log \frac{p_1 + \Delta p}{p_1 - p_2} \quad (2.57)$$

ここに、 ρ_{fc} ：最終沈下量、 C_c ：圧縮指数、 e_0 ：初期間隙比、 H_c ：圧密層厚、 p_1 ：盛土載荷前の有効圧密圧力、 Δp ：盛土荷重による地中有効圧密圧力の増分、 p_2 ：未圧密荷重である。

一次元圧密理論に従う沈下はこの式から明らかなように、応力 $\Delta\sigma$ と沈下量 ρ_{fc} が線形な関係を示さず、図-2.3のような非線形なものとなる。

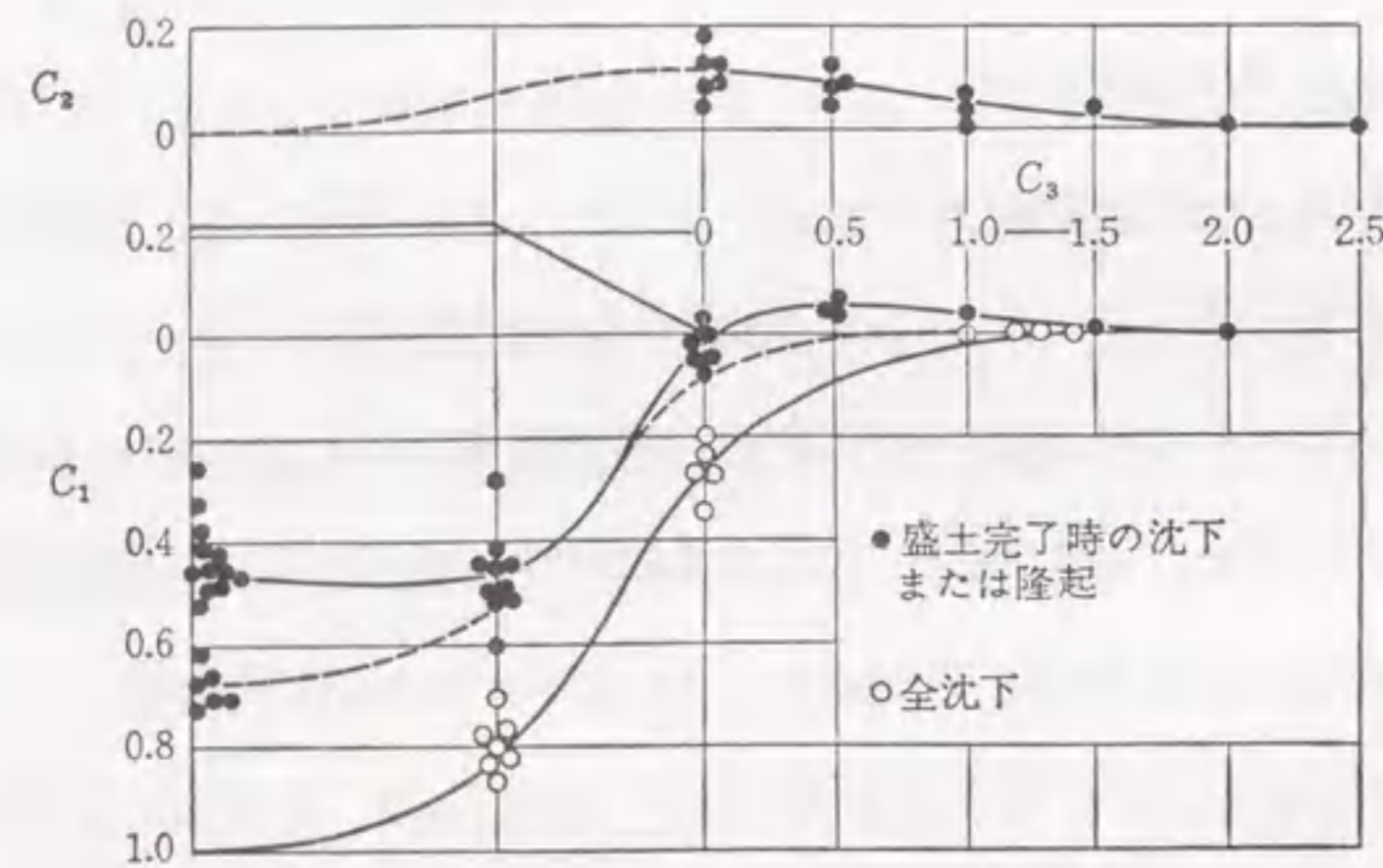


図-2.4 盛土の沈下形状と側方への影響 (道路土工指針⁴⁾)

また、非線形要因の「(b)側方変位などの三次元的挙動」による非線形性とは次のようなものである。すなわち、図-2.4は名神、東名その他の高速道路、および一般国道改良工事などで実際に観測された盛土の沈下形状、および側方への影響を表している⁴⁾。道路土工指針⁴⁾では図に示されているような係数 C_1 、 C_2 および C_3 の値を用いて、次のような値が推定できるとしている。

$$\text{各位置における沈下量} \quad S_d = C_1 \cdot S_0 \quad (2.58)$$

$$\text{側方地盤隆起量} \quad S_u = C_1 \cdot S_0 \quad (2.59)$$

$$\text{側方地盤水平変位量} \quad \delta_h = C_2 \cdot S_0 \quad (2.60)$$

$$\text{側方地盤に変位の及ぶ距離} \quad L_h = C_3 \cdot S_0 \quad (2.61)$$

ここに、 S_0 ：盛土中央における最終全沈下量、 H ：軟弱層厚である。

図-2.2は敷幅30～60m、立上りの期間50～200日で施工された道路盛土の例である。この図によると、盛土中央部で観測された沈下量を1.0とすると、そこから約10～20m離れた法肩部分では沈下量は0.8程度に減少し、その分、側方への水平変位が0.08程度生じていることがわかる。このように、盛土の沈下は法面に近い部分ほど側方変位の影響を大きく受ける。

土の応力-歪関係が非線形(弾塑性など)なので、側方変位と盛土荷重の関係は非線形な関係となる。つまり、荷重の載荷速度が急激な場合や降伏荷重に近い荷重が載荷された場合には側方変位は荷重強度に比例せず、それよりも大きな値となる。したがって、その影響を受ける沈下量の方も非線形性を示すことになる。

このように側方変位の影響を大きく受ける場合の沈下挙動は荷重～沈下量の関係の非線形性が強く、図-2.3の「三次元的挙動」のような挙動を示し、線形理論に基づく解析法が適合しにくい。

(3) 非線形性に対する線形理論の適用性

現実に施工される土構造物が完全な一次元状態であることはめったにないし、通常は地盤上に範囲を限定して施工されるので、三次元的影響も受ける。図-2.3でわかるように、(a)の要因と(b)の要因の影響は作用が逆であるので、両方の影響を受ける場合には、作用が緩和されるし、それらがうまく打ち消された場合には、図-2.3に線形理論として示されているような直線的変形挙動をし、線形理論が適合しやすくなる。

浅岡法も本章における提案法と同様、線形理論に基づく解析法であるが、その場合の非線形性については次のような検討がなされている。すなわち、浅岡法により沈下予測を行う場合に関して、浅岡・野津・三隅・上田³⁾は骨格剛性 K_p を次式で定義し、線形理論の適用範囲を検討している。図-2.5はその中で示されている図である。

$$K_p = \frac{q}{S_{fi}} \quad (2.62)$$

ここに、 q : 荷重, S_{fi} : 最終沈下量予測値である。

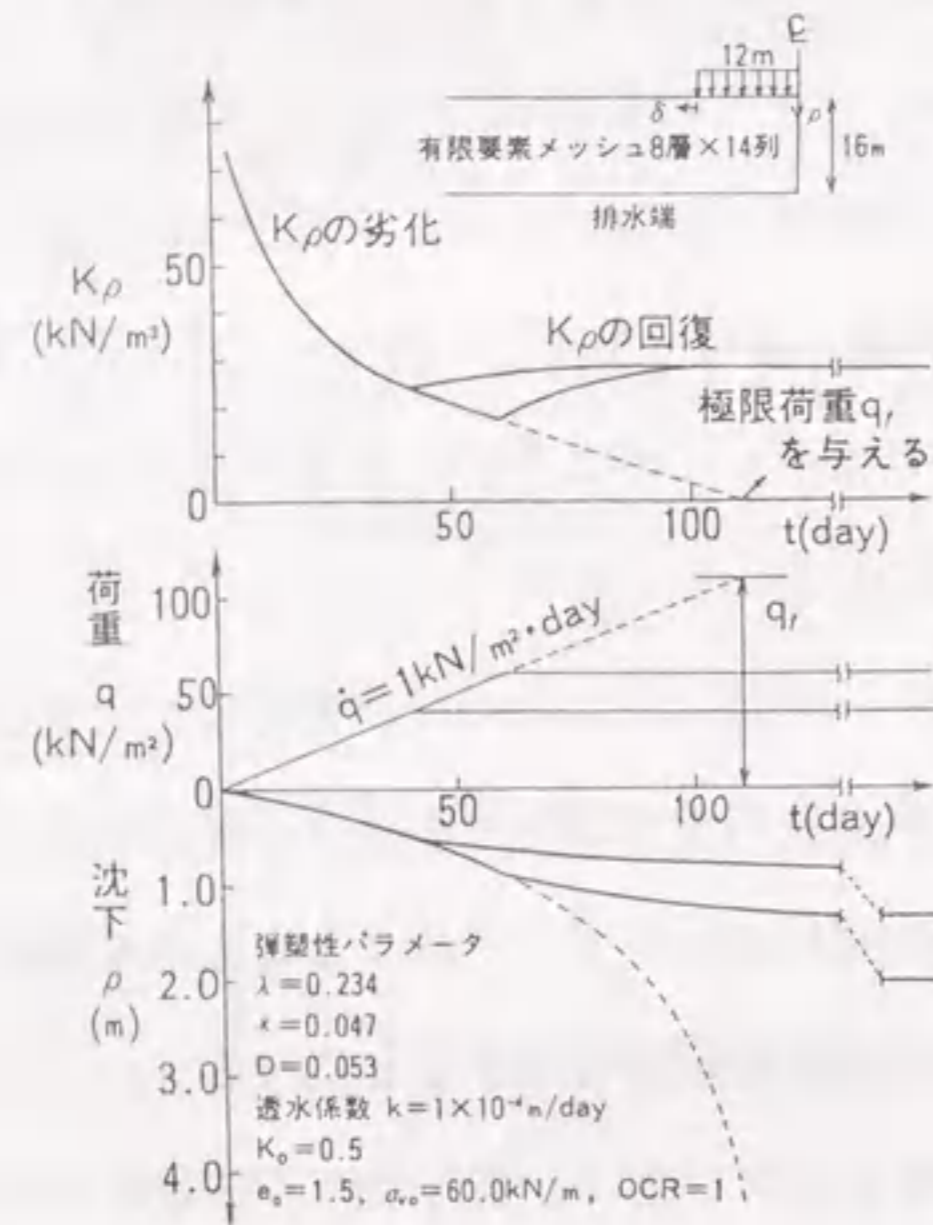


図-2.5 二次元弾塑性圧密 FEM 解析例における K_p の挙動 (浅岡他³⁾)

それによると、盛土施工中は荷重漸増時に局部荷重のために地盤のせん断変形が卓越し、剛性が低下するが、荷重一定時にはせん断による剛性の劣化と圧縮による剛性の上昇がバランスして、 K_p はほぼ一定となる。したがって、荷重一定時には線形弾性理論に基づく沈下予測が有効であることが明らかにされている。

(4) 提案する沈下予測法

本章における提案法は早期沈下予測を目標としており、そのためには、図-2.5の盛土荷重が一定になる以前の非線形性を持つ観測データも利用する必要がある。

2.5.2で述べた適応観測器によるシステム同定法により得られるパラメータの同定値はタイムステップ毎に得られるので、タイムステップ j の時点では j 個に近い数のパラ

メータ推定値が存在している。ところが、非線形性の影響により、パラメータ同定値は時間的に変化する。それらのパラメータのうち、どれを用いて将来の沈下予測を行なえばよいのか、その場合の判定規準として、次の2つの概念に基づくのが好ましいと考えられる。

- 1) 現時点より将来の予測をするのであるから過去のパラメータ同定値のうち、現在により近い値をより重視する。
- 2) 同定によって得られたモデルが観測データに対してどの程度、適合性の高いモデルであるかを量る尺度である「最大対数尤度」を用い、より適合性の高いパラメータ同定値を重視する。

以上の概念に基づく判定規準により、各パラメータ同定値に重み付けをして得られるパラメータの重み付き平均値によって、将来沈下を予測する方法について以下で述べる。

アルゴリズム

同定によって得られたパラメータに次の処理を適用することにより、前述の判定を達成することができる。

$$q(j) = \frac{\{\beta(j) - \alpha(j)\} q(j-1) + p(j) \alpha(j)}{\beta(j)} \quad (2.63)$$

$$\beta(j) = w_r \cdot \beta(j-1) + \alpha(j) \quad (2.64)$$

$$\alpha(j) = \{1 + L_{max} - L(j)\}^{-1} \quad (2.65)$$

$$p(0) = 0, q(0) = 0, j = 1, 2, 3, \dots$$

ここで、 $p(j)$ はタイムステップ j における処理前のパラメータ同定値であり、 $q(j)$ はこのプロセスによって得られるパラメータ採用値である。 $L(j)$ はタイムステップ j における最大対数尤度である。最大対数尤度は同定によって得られたモデルが観測データに対して真に適合性の高いモデルにどれだけ近いかを表わす尺度である¹⁵⁾。観測期間中の多くのパラメータ同定値の最大対数尤度は一様ではなく変化する。したがって、その中から真値に近いものを選び、将来沈下予測に用いるのが望ましい。式(2.65)の $L(j)$ およびその限界値 L_{max} は次式により与えられる(後述する 5.4.1の式(5.28))。

$$L(j) = -\frac{N}{2} \ln(2\pi V_o) - \frac{N}{2} \ln \left[\frac{2\pi}{N} [3NV_o + \sum_{i=is}^{if} \{Y(i) - \zeta^T(i) \cdot \hat{\theta}(j)\}^2] \right] - N \quad (2.66)$$

$$L_{max} = -\frac{N}{2} \ln(12\pi^2 V_o^2) \quad (2.67)$$

$$is = j - \frac{N+1}{2}, \quad if = j + \frac{N+1}{2}$$

ここで、 $Y(i)$ は沈下量観測値、 V_o は観測誤差の分散、 $\theta(j)$ はタイムステップ j における処理前のパラメータベクトル、 $\zeta(i)$ は状態変数フィルタである。そして、 $\zeta^T \cdot \hat{\theta}(j)$ は観測値 $Y(i)$ の推定値に相当する。 $L(j)$ はタイムステップ j の前後の N 個の観測値を用いて計算される (N は任意の数)。 $\alpha(j)$ の値は $L(j)$ の値に応じて $0 < \alpha(j) < 1$ の範囲で変化する。そして、その値が大きいほど、パラメータ同定値がその付近の N 個の観測値に関してより適合性が高いことを意味する。したがって、式 (2.63) ~ (2.67) のプロセスにより、対数尤度の値に応じて、より真値に近い値をより大きな割合で採用し、その逆に真値から遠い値を小さな割合の採用に留めることができる。

また、式 (2.64) の w_i は重みであり、 $0 \leq w_i \leq 1$ の範囲で設定する。 $w_i = 1$ の時、観測期間中のすべての値を一様の重みで評価したことになる。それに対して、 $w_i = 0$ の時、過去の値は全く無視して、現時点の値のみを採用したことになる。このように、 w_i の値に応じた重み付き平均値を得ることができる。

以上の処理により観測データに含まれる非線形性の影響は緩和され、施工途上において、早期に高い精度の沈下予測値を得ることができると考えられる。なお、実測データを用いた適用性の検討については 2.7 ~ 2.10 節で後述する。

施工中の現場における沈下予測の手順は次のとおりである。

- 1) 施工中の沈下観測データを用いて、適応観測器によりパラメータ同定値を得る (2.5.2 に計算手順を示した)。
- 2) 得られたパラメータに式 (2.63) のアルゴリズムを適用し、将来沈下予測の採用値を求める。

- 3) 式 (2.22), (2.23) にパラメータ採用値を代入し、次ステップの沈下量予測値を得る。さらに、この操作を繰り返すことにより、次々と将来の沈下量予測値を得ることができる。

2.6 カルマンフィルタによるシステム同定・沈下予測法

2.6.1 沈下状態方程式のシステム同定法

カルマンフィルタ¹⁰⁾ はシステムの状態をマルコフ過程 (現状は 1 つ前の状態のみによって決定されるという概念) に従う状態方程式で仮定し、それにベイズの定理と最尤法を適用して、逐次推定のためのアルゴリズムを構成したものである。前述した沈下状態方程式のパラメータを施工中の沈下観測データから同定する方法として、カルマンフィルタを用いるとその定式化は次のようになる。

次数 k の沈下状態方程式 (2.22) には $(2k)$ 個のパラメータが含まれている。そこで、それらのパラメータを成分として持つ状態量ベクトル $\theta(j)$ を次のように定義する。

$$\theta(j) = [a_1(j) \cdots a_k(j) \quad b_1(j) \cdots b_k(j)]^T \quad (2.68)$$

また、変換行列 $M_c(j)$ を次のように定義する。

$$M_c(j) = [\hat{Y}(j-1) \cdots \hat{Y}(j-k) \quad u(j-1) \cdots u(j-k)] \quad (2.69)$$

ここで、 $\hat{Y}(j-1), \dots, \hat{Y}(j-k)$ は沈下量推定値、 $u(j-1), \dots, u(j-k)$ は荷重観測値である。これらの定義により、式 (2.22), (2.23) の沈下状態方程式は次式で表わすことができる。

$$\hat{Y}(j) = M_c(j) \cdot \hat{\theta}(j) \quad (2.70)$$

そこで、これらを用いて、「拡張カルマンフィルタ¹⁶⁾」により沈下状態方程式のパラメータ同定法を定式化すると次のようになる。

平滑ゲイン

$$L_g(j) = P(j) M_c(j)^T [M_c(j) P(j) M_c(j)^T + V_o]^{-1} \quad (2.71)$$

平滑推定値

$$\hat{\theta}(j) = \hat{\theta}(j-1) + L_g(j) \{Y(j) - M_c(j) \hat{\theta}(j-1)\} \quad (2.72)$$

観測値推定値

$$\hat{Y}(j) = M_c(j) \cdot \hat{\theta}(j) \quad (2.73)$$

推定誤差共分散行列

$$P(j+1) = \{I - L_g(j) M_c(j)\} P(j) \{I - L_g(j) M_c(j)\}^T + L_g(j) \cdot V_o \cdot L_g(j)^T \quad (2.74)$$

ここで、 I は次数 $(2k)$ の単位行列、 V_o は観測誤差の分散である。

計算は時間ステップ $j=1$ から始めて、 $j=2, 3, \dots, n$ と進める。ステップ j における計算は式 (2.71) \rightarrow (2.72) \rightarrow (2.73) の順に行う。つまり、式 (2.71) でステップ $(j-1)$ のパラメータ値を与えることにより、式 (2.72) でステップ j のパラメータ値 $\hat{\theta}(j)$ 、式 (2.73) でステップ j の沈下量推定値 $\hat{Y}(j)$ を得ることができる。そして、さらに式 (2.74) より、次のステップ $(j+1)$ 用の共分散行列 $P(j+1)$ を計算し、ステップ j の計算を終了する。

以上のようにして、施工中の任意の時点において、それまでに得られている沈下観測データを用いて、沈下状態方程式のパラメータを同定することができる。

2.6.2 施工途中における将来沈下の予測法

j 番目までの観測データが得られている時、 $(j+1)$ 番目以降の沈下予測は次のようにして行なうことができる。まず、式 (2.69) より変換行列 $M_c(j)$ を計算する。次に、式 (2.70) より $M_c(j)$ と j 番目のパラメータ同定値 $\hat{\theta}(j)$ を用いて、沈下量予測値 $\hat{Y}(j+1)$ を計算する。同様に、 $(j+1)$ 番目の $\hat{Y}(j+1)$ 、 $u(j+1)$ (盛土荷重計画値) を用いて、 $(j+2)$ 番目の予測値が得られる。このようにして、次々と沈下量予測値を得ることができる。

2.7 FEM による疑似観測データの作成^{24), 25)}

現実の地盤は弾塑性圧密変形をされると考えられる。このような地盤の沈下問題に対す

る各沈下予測法の適用性を調べるために弾塑性圧密 FEM 解析を用いる。弾塑性圧密 FEM 解析の結果を現実の地盤の挙動に見立てて、各沈下予測法を適用する。ここで実際の沈下観測データを用いないのは以下の理由による。現場観測データを解析法の検証に使う場合には、次のような欠点がある。

- 1) 解析条件をコントロールできないので、必要な解析条件の場合のデータをすべて得ることができない。
- 2) 他の不確定な要因や除外したい要因の影響が含まれている場合が多いが、データの中からそれらを定量的に分離することは非常に困難である。

一方、解析法の検証の道具としての FEM 解析にも、次のような欠点がある。

- 1) 現実の地盤の挙動を完全にシミュレートできる手法ではない。

また、FEM 解析には、次のような長所もある。

- 1) 弾塑性圧密 FEM 解析は現実の沈下挙動をシミュレートする手法としては、現在、最も信頼性の高い解析法の 1 つであると思われる。
- 2) 施工前設計段階で FEM によって沈下を正確に予測することは困難である。なぜならば、その解析にあたって、多数のパラメータの値を現実の個々の地盤の挙動をうまくシミュレートするように設定することが困難だからである。ただし、ここでは、FEM を沈下予測の道具として使うのではなく、単にその結果のみをデータとして利用するだけである。
- 3) FEM も入力に対してそれに対する応答を出力として示す一つのシステムである。したがって、システム同定法の性能が真に優れているならば、FEM の挙動を正確に早く同定・予測できると思われる。つまり、システム同定法の性能テストに関しては、現実の地盤と遜色ないと考えられる。

以上の考察の結果、ここでは FEM の方が方法論の検証法として、現場観測データに優ると考えられるので、以下の解析で用いることにする。

弾塑性圧密 FEM 解析における土の構成式として、関口・太田モデル¹⁷⁾を用いる。圧密については Biot の三次元圧密理論式に従い、土-水系の連成解析⁴⁾を行う。解析は

二次元平面歪状態を仮定し、盛土の下部の地盤はパーティカル・ドレーンにより、地盤改良された状態を想定し、未改良部よりも透水係数を大きくした。解析モデルおよび、沈下観測点の位置を図-2.6に、解析に用いた弾塑性パラメータの例を表-2.2に示す。また、実務の施工では盛土荷重の増加する期間を現場の規模や地盤の軟弱さの程度により(10日～半年程度)の範囲で設定されることが多いが、ここでは一般的なケースとして荷重パターンを図-2.7のように設定する。

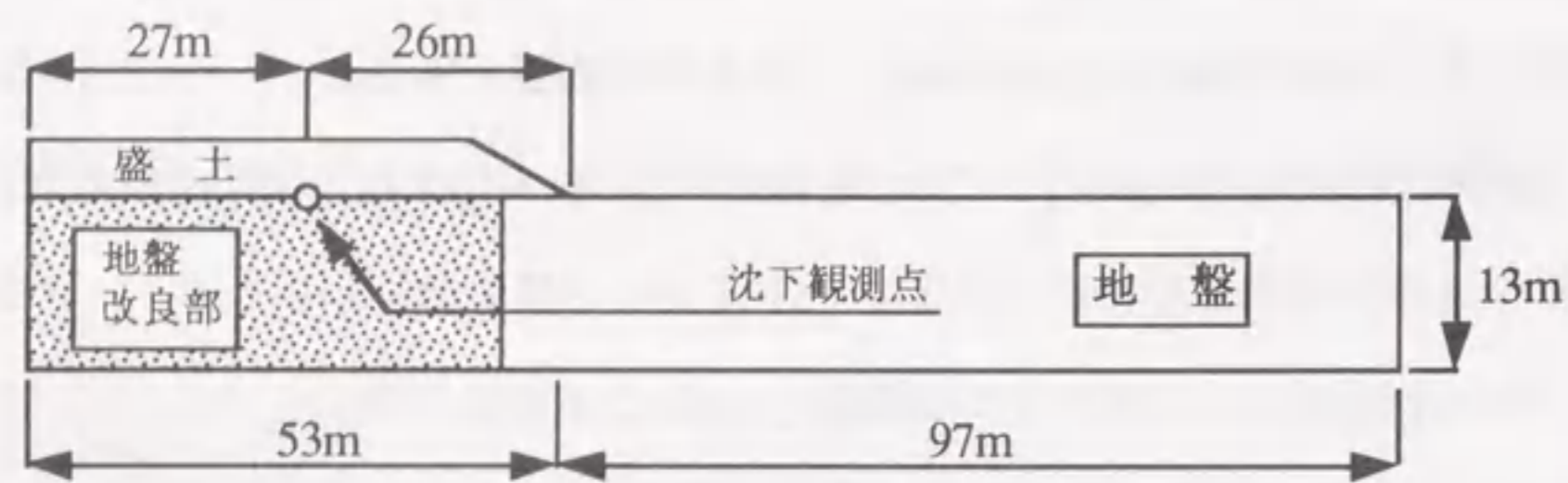


図-2.6 FEM解析モデル図

表-2.2 解析に用いた弾塑性パラメータの例

	土質 a	土質 b	土質 c
圧縮係数 λ	3.04×10^{-1}	4.34×10^{-1}	1.74×10^{-1}
限界応力比 M	1.2	1.2	1.2
タイルマン係数 D	2.63×10^{-2}	5.55×10^{-2}	1.67×10^{-2}
膨潤指数 κ	2.13×10^{-1}	2.13×10^{-1}	1.25×10^{-1}
初期間隙比 e_0	1.88	2.34	1.42
ポアソン比 ν	0.25	0.25	0.25
静止土圧係数 K_0	0.5	0.5	0.5
体積圧縮指数 C_c (参考)	0.7	1.0	0.4

註) 以上のパラメータは単位のないものばかりである。

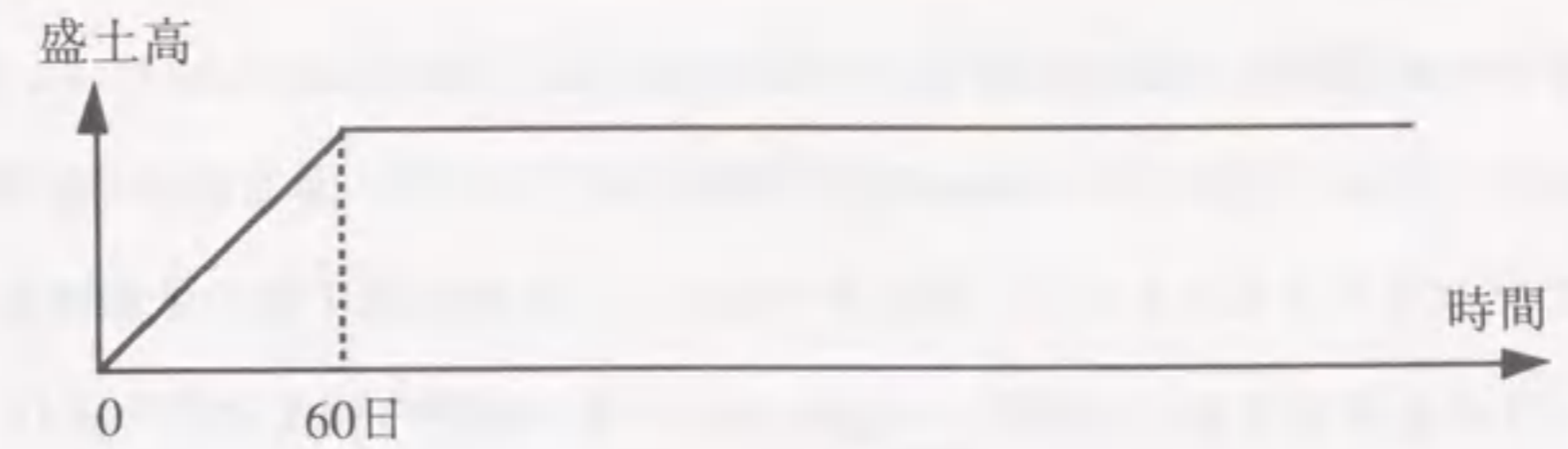


図-2.7 盛土荷重パターン

表-2.3 予測精度の比較に用いる沈下予測法

	予測モデル	パラメータ同定法
Case 1	沈下状態方程式	適応観測器
Case 2	沈下状態方程式	カルマンフィルタ
Case 3	浅岡モデル ¹⁾	最小二乗法
Case 4	双曲線モデル ¹⁷⁾	最小二乗法

2.8 他の沈下予測法との精度比較^{24), 25)}

2.3節で前述したように、沈下予測モデルとシステム同定法は別であり、いろいろな組み合わせが可能である。ここでは、それら組み合わせの中から、前述の沈下予測法の他に従来法も含めて、表-2.3に示す4つの沈下予測法を取り上げる(Case 1～2は本論文の提案法であり、Case 3～4は現在、最も実務設計で広く用いられていると思われる従来法である。この他の組み合わせも考えられるが、上述の下線部の主旨にはずれるので省略した)。そして、弾塑性圧密FEM解析によるデータを現場における観測データに見立てて、これら沈下予測法を適用し、将来沈下の予測精度および予測時期を調べる。ただし、FEM解析結果の時間～沈下曲線をそのまま観測データとするのではなく、それに、観測誤差の分散 $V_0 = 0.015 \text{ cm}^2$ の正規乱数を付加したデータを観測データとする。

弾塑性圧密FEM解析は、盛土高さを2.0～3.0m、土質を表-2.2のa, b, c、地盤改良部の透水係数を $0.9 \sim 1.5 \times 10^{-5}$ cm/secの間で変化させた10ケースを用いる。図-2.8は沈下予測の結果をまとめたもので、各沈下予測法による最終沈下量の予測精度(予測最終沈下量/真の最終沈下量)が実際の $\pm 10\%$ 以内となる時期の頻度分布を表わしている。その結果によると、適応観測器を用いると、最も早い時期の予測が可能で、双曲線法を用いると、最も予測が遅い。

予測精度に影響する主な要因は弾塑性パラメータ、透水係数などである。また、圧密度が高くなるほど予測精度は向上するが、盛土高さが変化する期間の長さが影響するので、圧密度だけでは論じられない。ちなみに、図-2.8の $t=120$ 日は圧密度 $U=66 \sim 88\%$ に相当する。

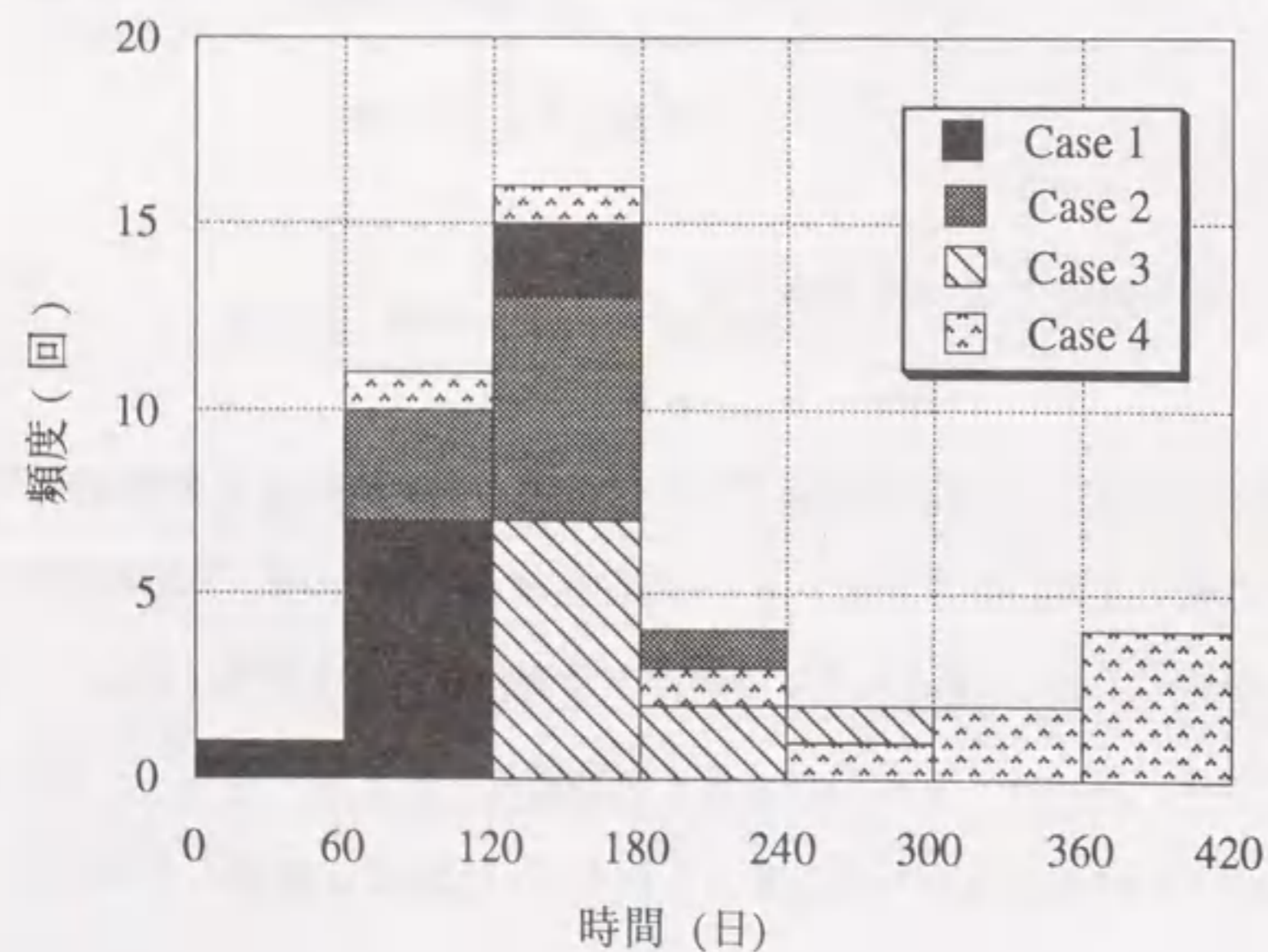


図-2.8 最終沈下量の予測精度が $\pm 10\%$ 以内となる予測時期の比較

図-2.9はこれらの内、表-2.2の土質a、盛土高さ2.3mの場合の最終沈下量の予測精度(予測最終沈下量/真の最終沈下量)の経時変化を表わしたものである。なお、図

-2.8, 2.9における適応観測器による解析では、式(2.64)の w_t の値は $w_t=0.8$ に、式(2.66), (2.67)の N の値は $N=9$ 、 V_0 の値は $V_0=0.015 \text{ cm}^2$ に設定した。

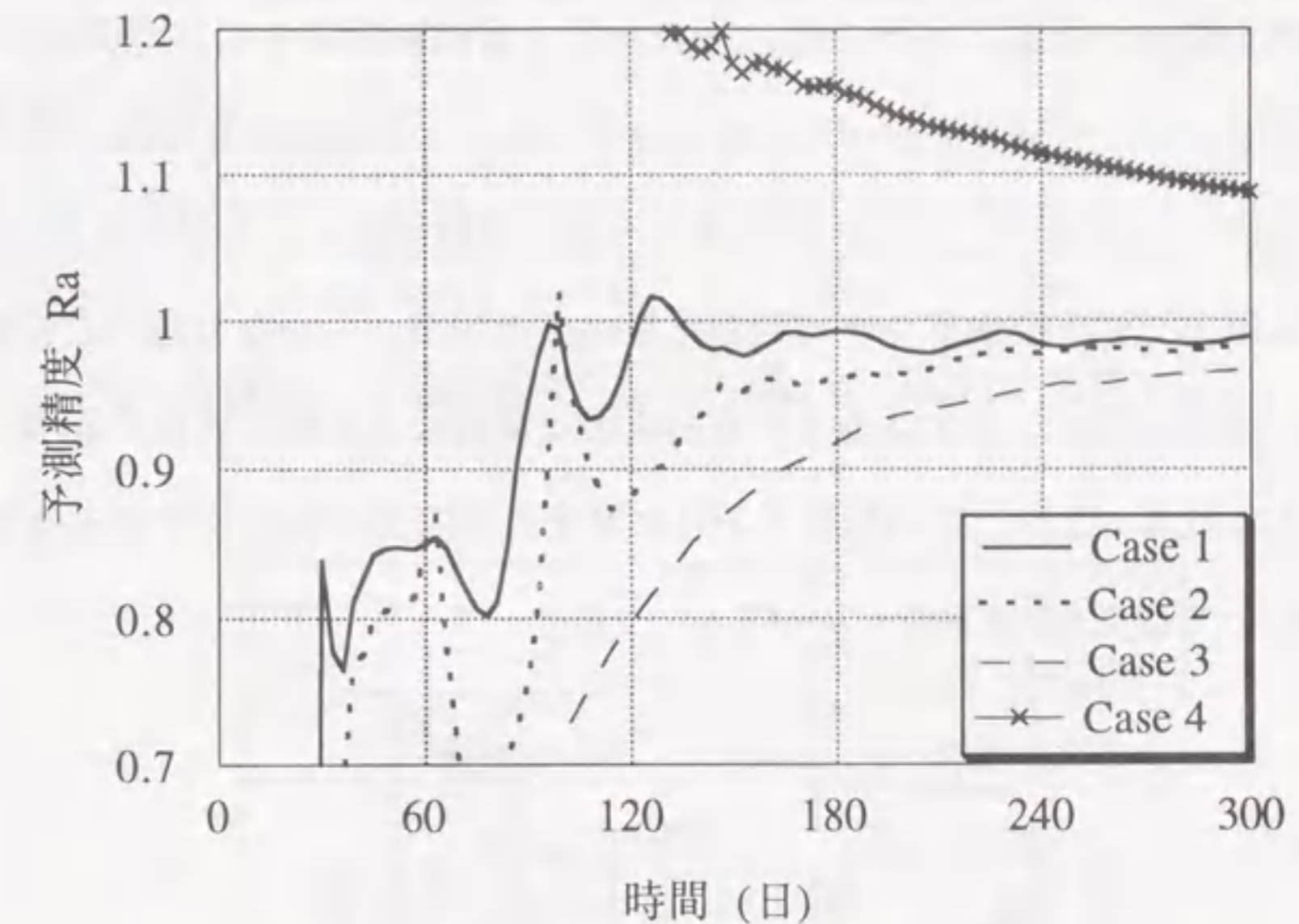


図-2.9 最終沈下量の予測精度の経時変化

2.9 現場観測例への適用(その1)^{22), 26)}

2.9.1 地盤条件および工事概要

現場観測例について、以上で提案した方法を適用し、その適用性について検討する。ここで、取り上げる観測例は2例あり、それらを以後、A現場、B現場と呼ぶことにする。

A現場は愛知県半田市衣浦埋立地の工場造成現場のものであり、当地区の地盤は正規圧密状態の飽和粘性土が成層状態をなすものである。図-2.10は沈下観測位置の地層構成の模式図、図-2.11は敷地内のボーリング位置の地質柱状図である。また、表-2.4は室内土質試験結果を示している。

B現場は千葉県佐倉市の大規模な宅地造成現場であり、当地区の地盤は洪積台地の侵食された谷部を沖積層が埋めて形成されたものである。

図-2.10は沈下観測位置の地層構成の模式図、図-2.12は敷地内のボーリング調査結果をまとめた土性図である。また、表-2.5は室内土質試験結果を示している。

なお、両現場ともに地盤が軟弱なため盛土施工に先立って地盤改良が施された。工事の主な仕様を表-2.4に示す。また、両現場とも盛土範囲が広く、地層も比較的水平であり、解析に用いた沈下観測データの観測位置は盛土端部からかなり離れた位置で行なわれたので、沈下観測データには含まれる局所的な载荷による側方変位の影響はかなり少ないと考えられる(なお、この影響とそれに対する本論文で提案している沈下予測法の適用性については2.5.3で検討している)。

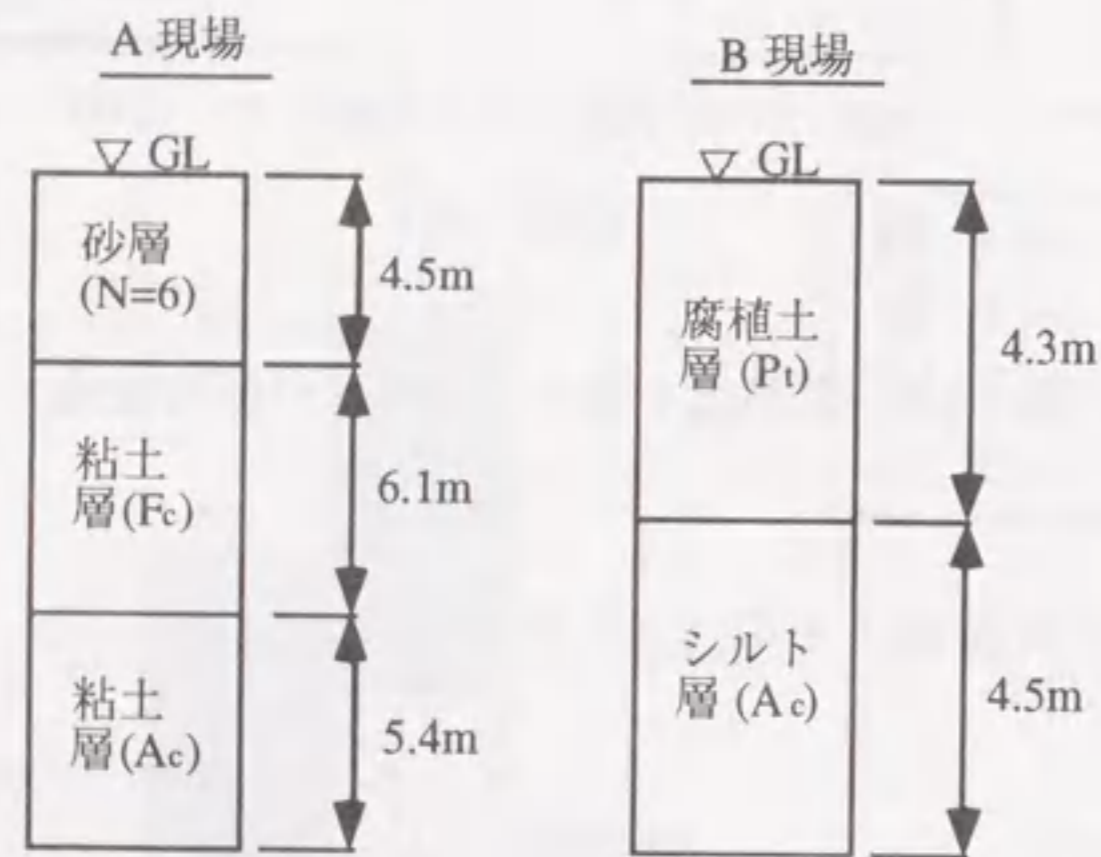


図-2.10 解析に用いた両現場の地層構成の模式図

表-2.4 工事の主な仕様

	A現場	B現場
地盤改良工法	袋詰めサンドドレーン	袋詰めサンドドレーン
砂杭径, ピッチ	φ120, □1.15m	φ120, □1.5m
サンドマット厚さ	t=80cm	t=60cm
盛土高, 工程	図-2.14, 2.15に示す	図-2.16, 2.17に示す

表-2.5 室内土質試験結果

	単位	A現場		B現場	
		中層 (Fc)	下層 (Ac)	上層 (Pt)	下層 (Ac)
自然含水比	%	79	73	320	72
一軸圧縮強さ	kN/m ²	31	57	32	55
体積圧縮係数	cm ² /kgf	9.7×10 ⁻²	7.9×10 ⁻²	3.6×10 ⁻¹	4.6×10 ⁻²
圧密係数	cm ² /day	100	170	340	150

註) 体積圧縮指数、圧密係数は対数平均値、その他は平均値である。

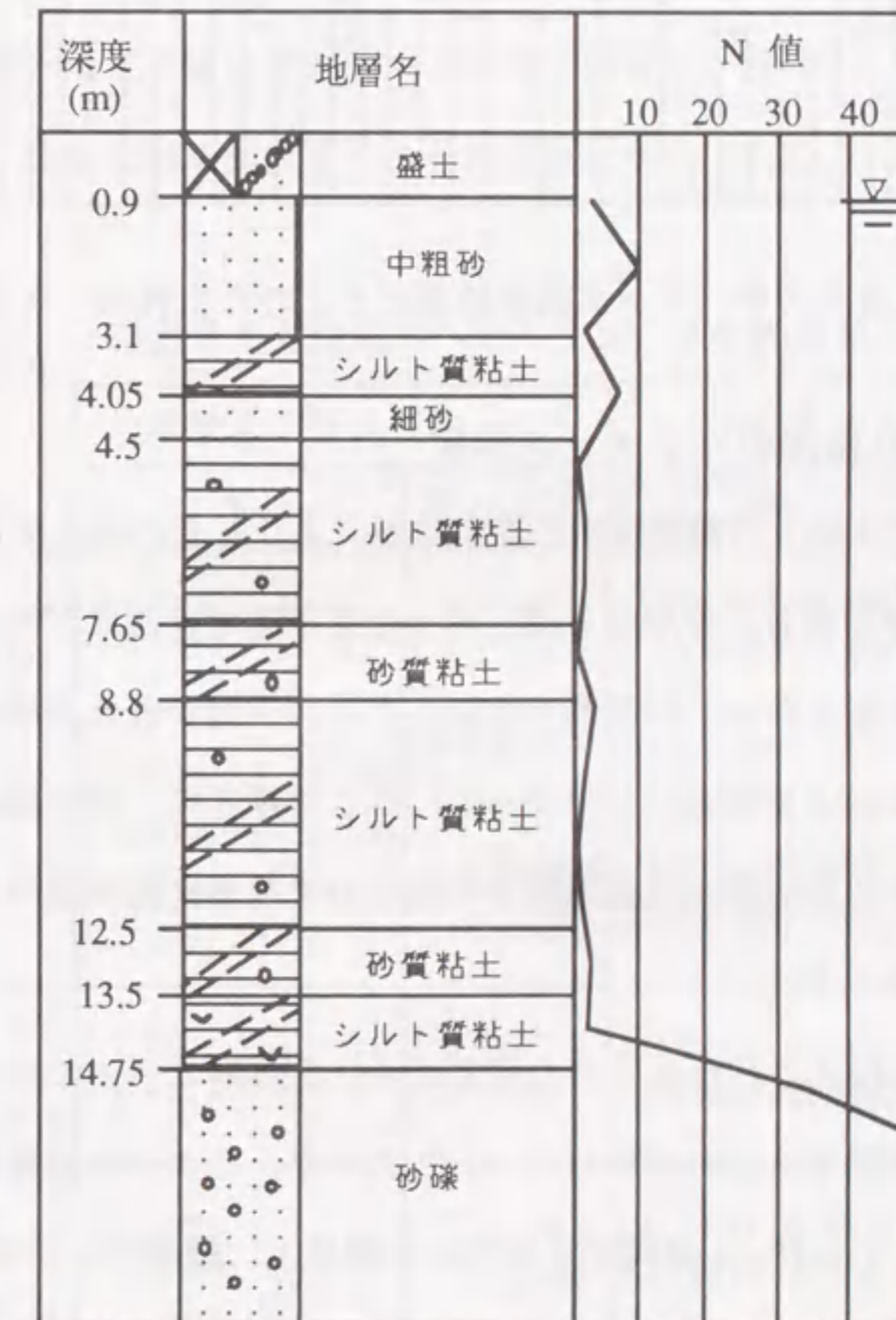


図-2.11 敷地内のボーリング位置における地質柱状図 (A現場)

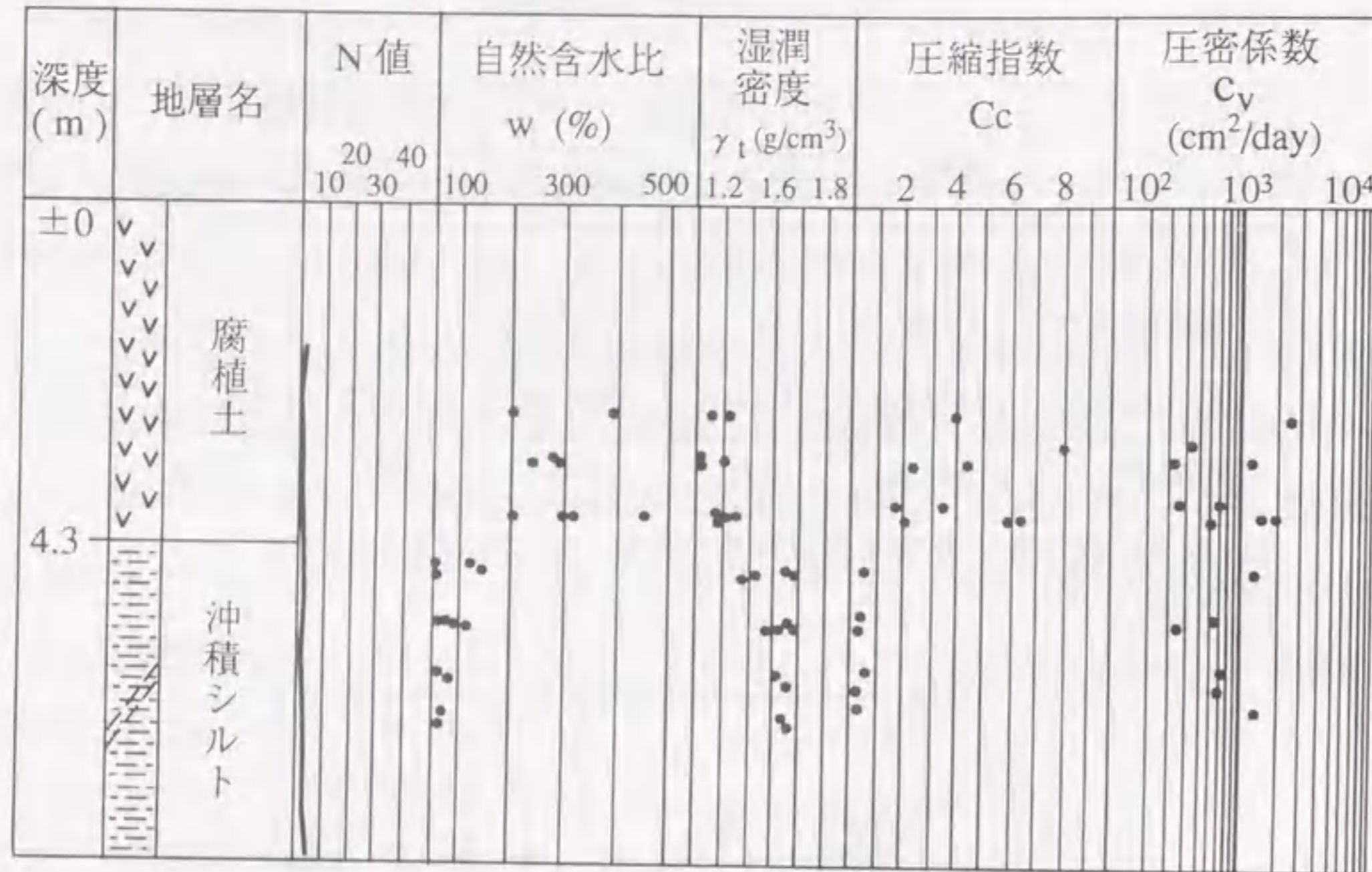


図-2.12 敷地内のボーリング調査結果をまとめた土性図 (B 現場)

2.9.2 沈下状態方程式のパラメータ同定

沈下予測においては沈下の初期段階の同定結果により、その後の沈下がどの程度まで予測できるかが重要である。なぜならば、早く沈下予測できるほど最適化のための追加盛土等の対策工が軽微となり、経済的である。また、予測が遅れた場合には対策工も無意味で手遅れになることもある。したがって、ここでは主に、盛土施工完了時点までの観測データによりその後の盛土放置期間中の沈下および最終沈下量の予測がどの程度可能であるかを中心に示す。

離散系沈下状態方程式のパラメータの同定に用いる観測データの測定時間間隔はモデルの性質上から等間隔でなければならない。ところが、ここでの適用現場の例では、週2回の観測を継続しており、1週間が7日である関係上、観測ピッチが3日と4日の交互の繰り返しとなっている。また、悪天候や休日の関係で観測日が多少ずれている部分もある。したがって、このようなデータに離散系沈下状態方程式を適用するため、何

等かの補間が必要である。

ここでは、解析上の観測時間間隔 Δ を 3.5 日として、その周期に当たる日に沈下量の観測データがない部分についてはラグランジェ (Lagrange) 補間法によりデータを補間した。この補間法は補間しようとする日の前後数点の値に対して高次多項式をあてはめ、その「間差」が最小となるよう補間に用いるデータ個数と補間多項式の次数を決め、補間値を求めるものである。ここでは富士通 FACOM 科学サブルーチンライブラリー-SSL2 を使用した。そして、補間後のデータに対して、適応観測器、および最小二乗法を適用して、式 (2.22), (2.23) のパラメータを同定した。パラメータの同定結果を表-2.6 に示す。なお、盛土高 (盛土厚さの意味) についてはラグランジェ補間法を適用していない。その理由は、盛土厚さは沈下量ほど変動するものではなく、解析上、データが不足している部分について、必要な値を補間することは容易だからである。

表-2.6 離散系から連続系へのパラメータ変換結果

現場		離散系パラメータ		連続系パラメータ	
		A_d	$B_d (*10^{-2})$	A	$B (*10^{-2})$
A	次数 $k=2$ 予測 $t=70$ 日	$\begin{bmatrix} 1.2348 & 1 \\ -0.3132 & 0 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 1.7919 \\ -0.0586 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0.1389 & 0.4937 \\ -0.1546 & -0.4706 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0.3754 \\ 0.1319 \end{bmatrix}$
	次数 $k=4$ 予測 $t=70$ 日	$\begin{bmatrix} 1.1155 & 1 & 0 & 0 \\ -0.5098 & 0 & 1 & 0 \\ 0.3275 & 0 & 0 & 1 \\ -0.0772 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 1.3393 \\ -0.6871 \\ 2.5844 \\ -0.2123 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0.1915 & 0.2669 & -0.2870 & 0.9528 \\ -0.3036 & -0.1062 & 0.5870 & -1.3498 \\ 0.1096 & -0.1675 & -0.2525 & 1.0728 \\ -0.0206 & 0.0222 & -0.0736 & -0.5646 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0.9187 \\ -0.9769 \\ 0.9615 \\ 0.0421 \end{bmatrix}$
B	Ac 層 次数 $k=2$ 予測 $t=185.5$ 日	$\begin{bmatrix} 1.5831 & 1 \\ -0.6117 & 0 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0.9767 \\ -0.6776 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0.2178 & 0.3638 \\ -0.2226 & -0.3582 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0.2965 \\ -0.2067 \end{bmatrix}$
	Pt 層 次数 $k=2$ 予測 $t=217$ 日	$\begin{bmatrix} 1.5923 & 1 \\ -0.6143 & 0 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 2.6174 \\ -2.2257 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0.2191 & 0.3636 \\ -0.2228 & -0.3583 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0.8724 \\ -0.7503 \end{bmatrix}$

2.9.3 同定モデルの最適次数の決定

実際の設計や工事への適用においてはいろいろな次数の離散系沈下状態方程式が考えられるが、それらの中から最適なものを一つ選択する必要がある。最適次数の決定には FPE¹⁸⁾ (final prediction error) が適用できる。FPE の定義は次のようである。

$$FPE(k) = \hat{s}_k^2 \left(1 + \frac{k+1}{N}\right) \left(1 - \frac{k+1}{N}\right)^{-1} \quad (2.75)$$

ここに、 N はデータ個数、 k はモデル次数、 \hat{s}_k^2 はモデルと観測値の誤差の二乗平均である。FPE と同様の考え方に AIC があるが、FPE は本質的には AIC と同じものであり、ガウス過程のモデルを想定する場合には、それらの間には近似的に次の等式が成立するとされている¹⁹⁾。

$$AIC = N \log_e FPE(k) + C_s \quad (2.76)$$

ここで扱う沈下状態方程式の場合、FPE の方が AIC よりも実用上、適用が簡便であるので、ここでは、FPE を用いた最適次数の検討結果を示す。

図-2.13 は A 現場の観測データを用いた沈下状態方程式の最小二乗法による同定値の FPE とモデルの次数 k との関係を示している。

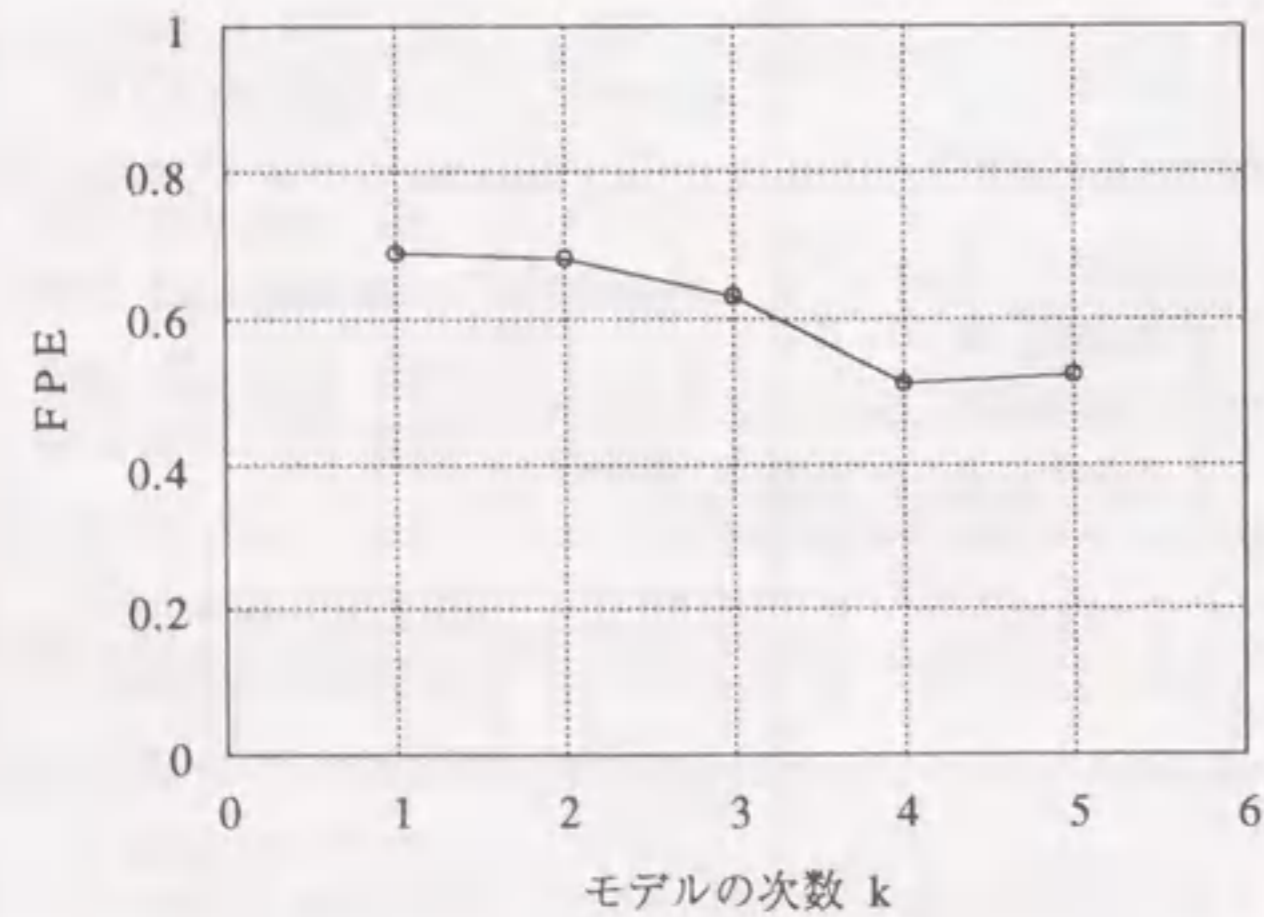


図-2.13 FPE とモデルの次数 k の関係 (A 現場)

この結果によると、最小二乗法の場合、次数 $k=4$ の場合に FPE が最も小さくなり、

この場合、最適次数は $k=4$ であると考えられる。ちなみに、図-2.14 は $k=2$ に、図-2.15 は $k=4$ に対応しており、これらの図においても最小二乗法によるパラメータ同定値の場合、 $k=4$ のほうが $k=2$ と比較して、適合度がよい様子が観察される。これらの図より視覚的には判断できるが、数値により定量的に判定する方法が FPE である。

一方、適応観測器によるパラメータ同定値の場合には、 $k=2$ でも $k=4$ でもほとんど予測値に変化はない。むしろ、 $k=4$ の方が精度が若干落ちている。一般的に、モデルの次数は精度に大きくは影響せず、実用的には $k=2$ 程度でも精度上は十分な場合が多いと考えられる。

2.9.4 施工途中における将来沈下の予測

施工途中における将来沈下の予測法については 2.4 ~ 2.6 節で前述した。図-2.14 ~ 2.17 はその方法により、施工途中の 1 時点において、それより以前の観測データを用いて、その後の盛土放置期間中の沈下をどの程度予測できるかを、その後の観測データと対比させて示している。沈下状態方程式のシステム同定法として、最小二乗法と適応観測器を用い、両法による予測結果を図に示している。

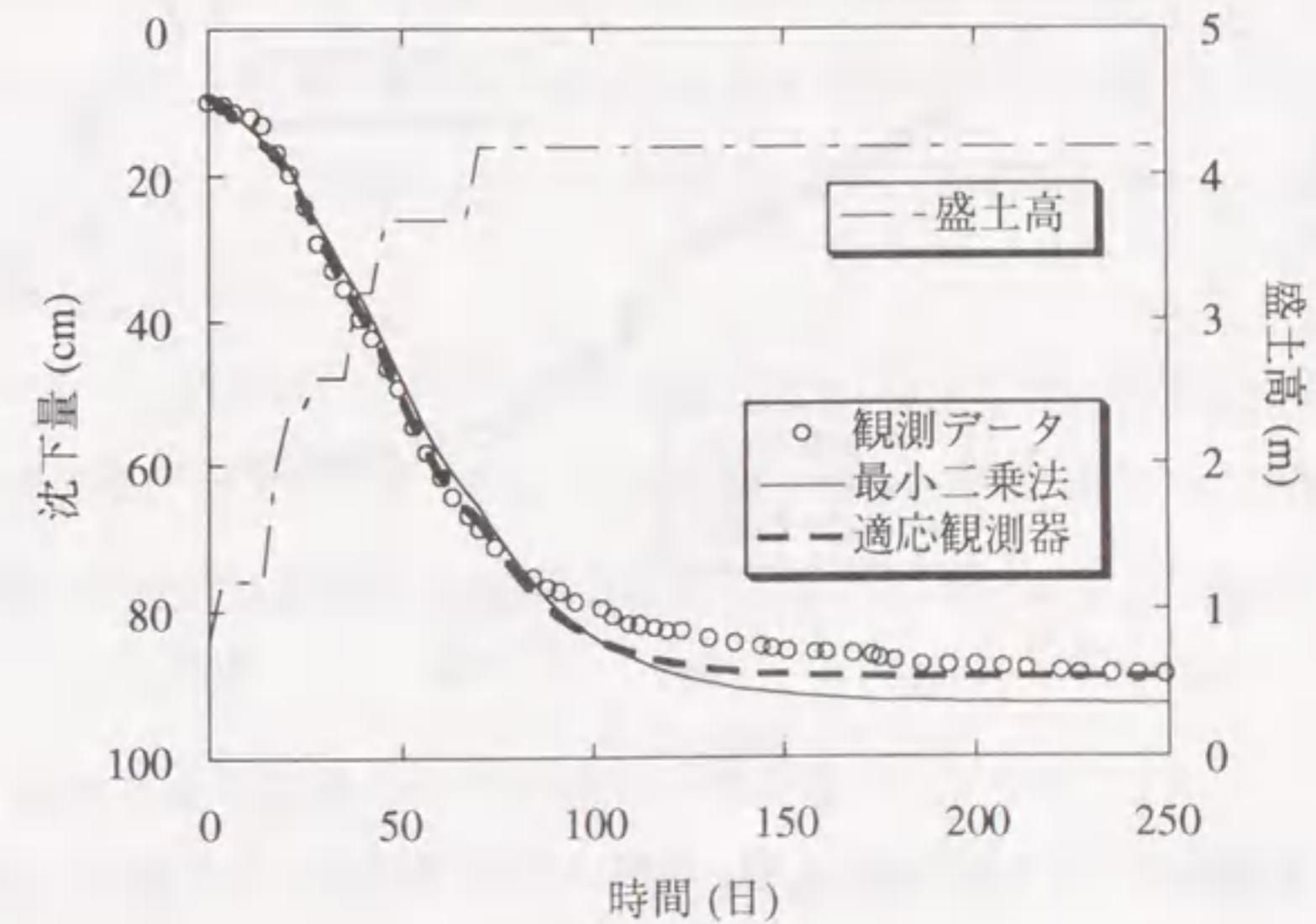


図-2.14 A 現場の沈下予測結果 ($k=2$, 時間 70 日までのデータを用いて予測)

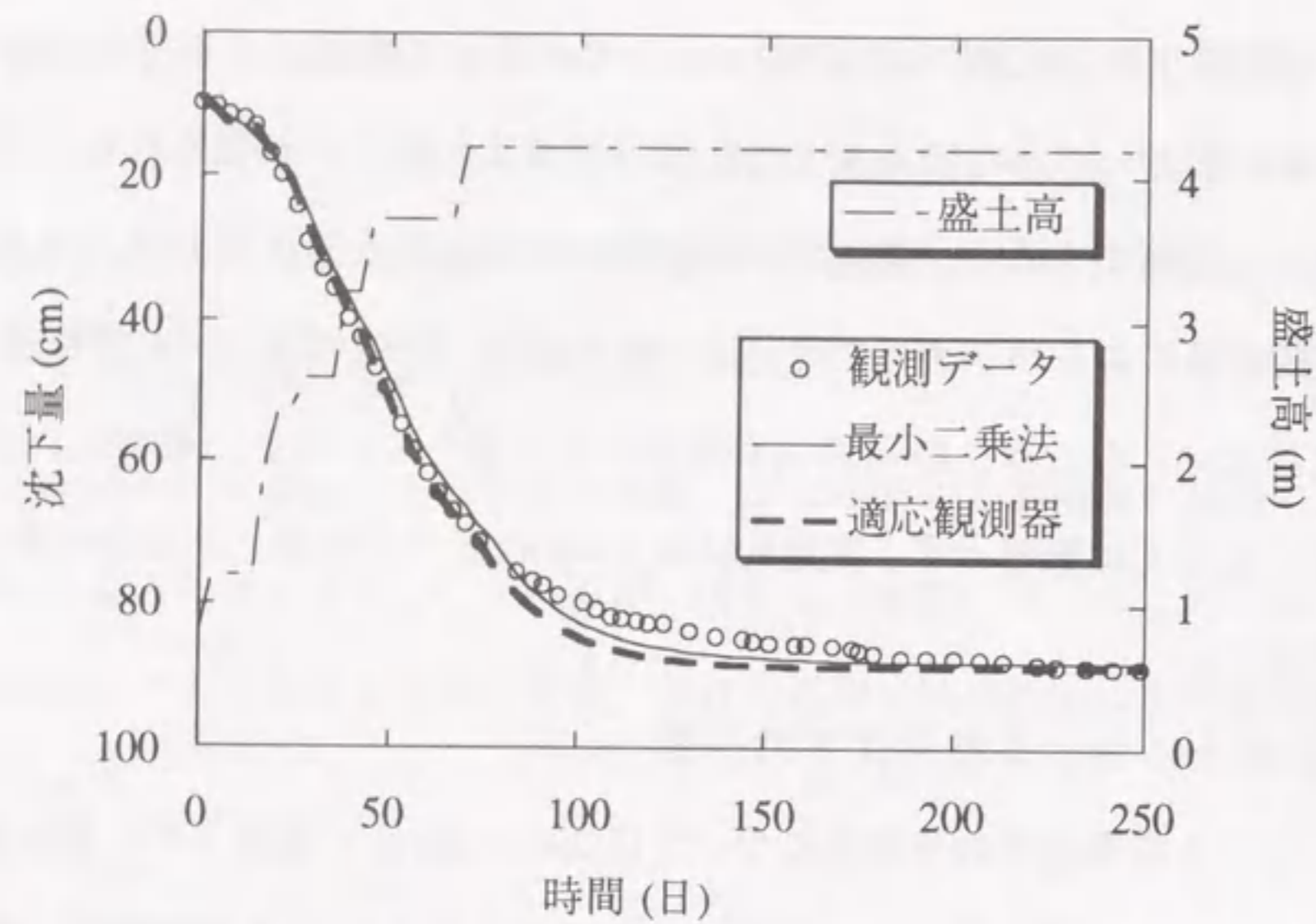


図-2.15 A現場の沈下予測結果 ($k=4$, 時間70日までのデータを用いて予測)

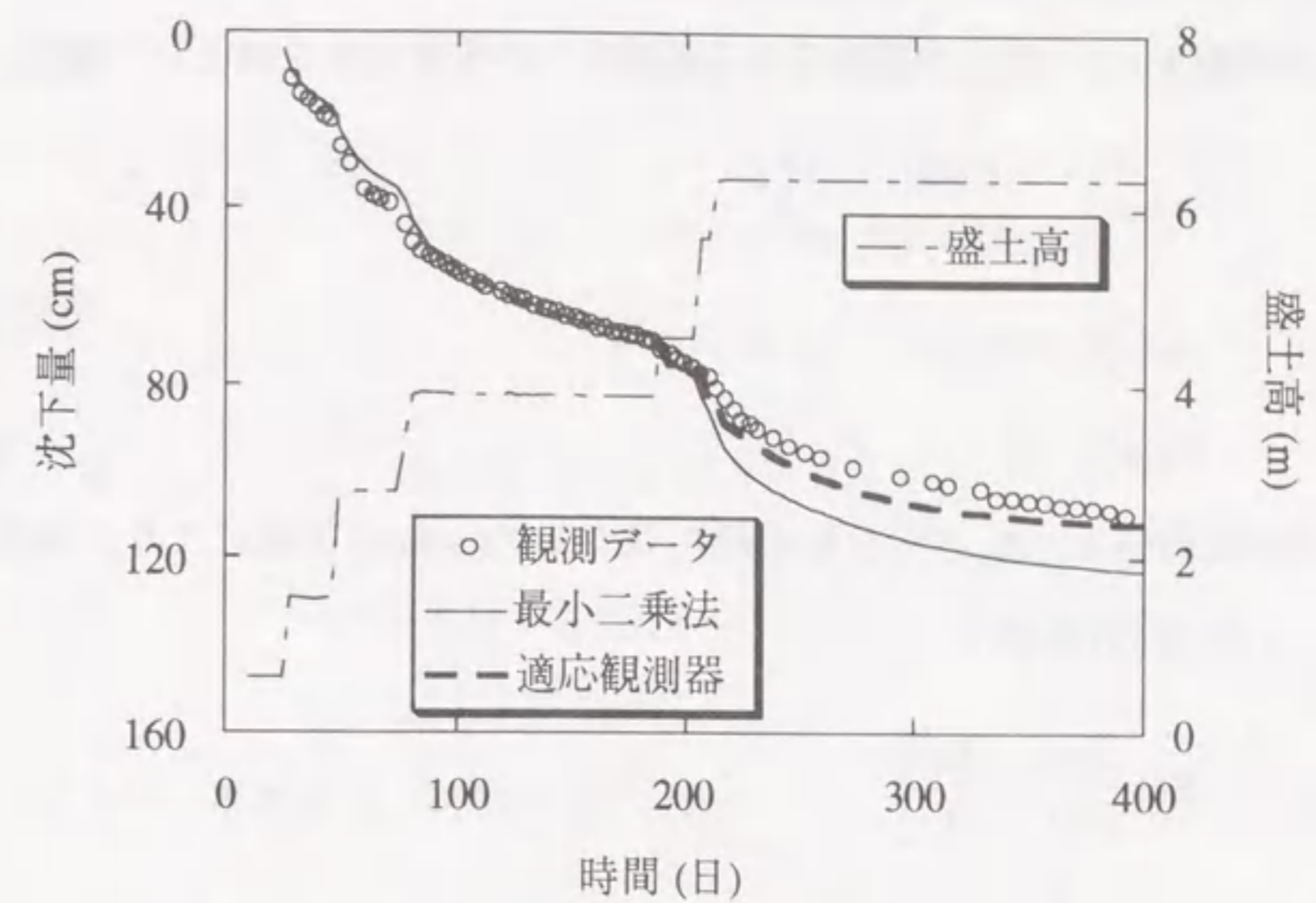


図-2.17 B現場の沈下予測結果 (P_1 層, 時間185.5日までのデータを用いて予測)

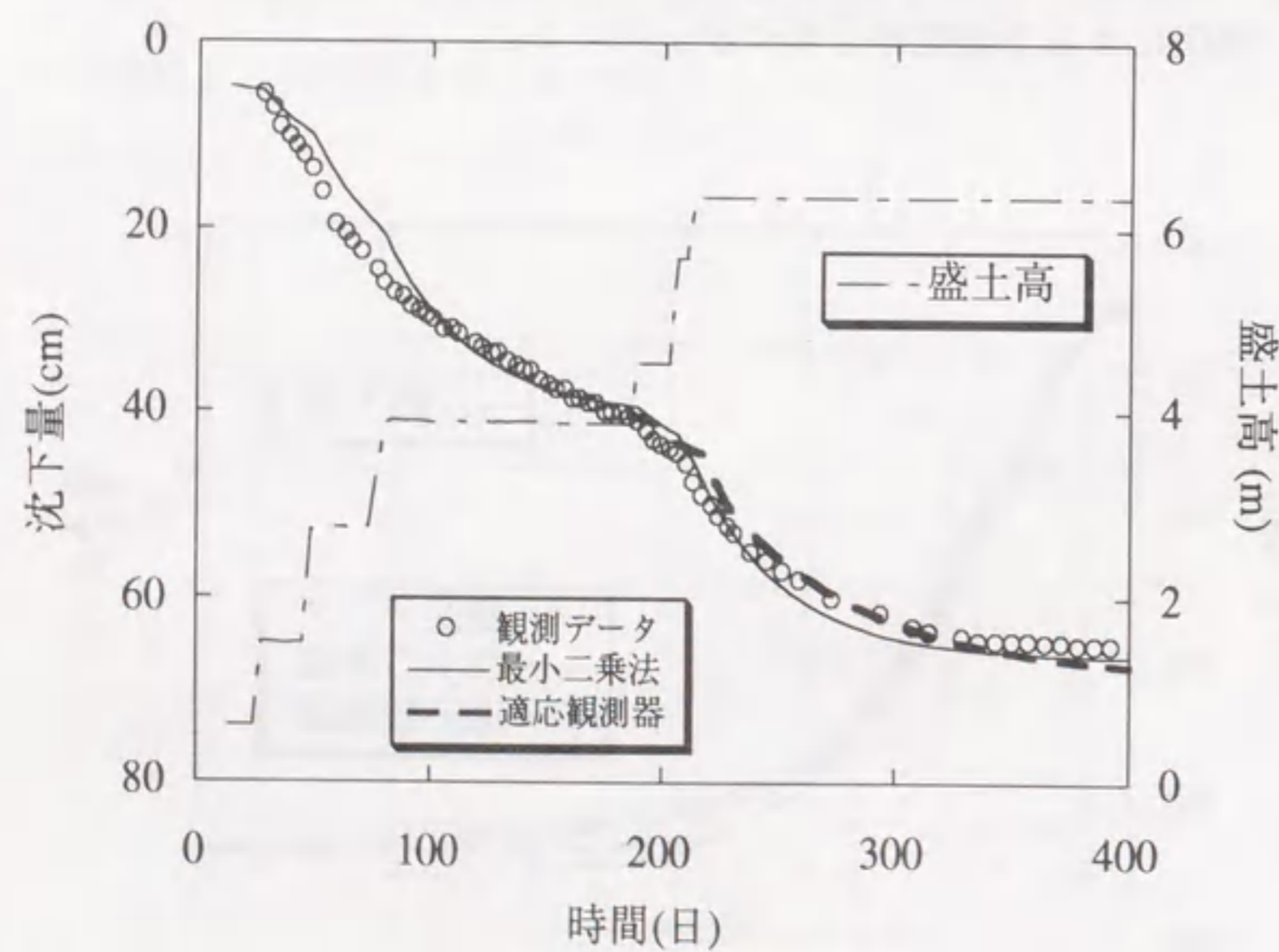


図-2.16 B現場の沈下予測結果 (A_1 層, 時間185.5日までのデータを用いて予測)

図-2.14, 図-2.15はA現場の $t=70$ 日までの観測データによる予測結果である。 $(k=2, k=4)$ のケース)また、図-2.16, 2.17はB現場の $t=185.5$ 日までの観測データによる予測結果である。B現場の場合は地層の上部が腐植土層、下部がシルト層であり、沈下観測が地表面沈下計と地下の層別沈下計により2層の沈下を分離して解析できるよう観測された。したがって、図-2.16にシルト層の沈下予測結果、図-2.17に腐植土層のそれを分離して示した。

以上のように、提案法によれば、盛土の施工段階においても、施工中の観測データを用いて、その後の沈下を予測できることが確認された。また、前述の2.3節の考察、および2.8節の解析結果と同様、適応観測器の方が最小二乗法よりも予測精度が高いことが確認できた。

2.9.5 離散系から連続系へのパラメータ変換

ここでは、離散系から連続系へのパラメータの変換法について、具体的に説明する。

[離散系→連続系] パラメータ変換過程の例

A 現場の次数 $k=2$ の場合の離散系から連続系への変換過程を例として示す。

$$\begin{aligned} \mathbf{A}_d &= \begin{bmatrix} 1.2348 & 1 \\ -3.132 \times 10^{-1} & 0 \end{bmatrix} \\ \mathbf{B}_d &= [1.7919 \times 10^{-2} \quad -5.86 \times 10^{-4}]^T \\ \mathbf{C}_d &= [1 \quad 0] \end{aligned} \quad (2.77)$$

離散系の係数行列 $\mathbf{A}_d, \mathbf{B}_d$ よりなる行列 \mathbf{F}_d はシュア (schur) 分解により、次のように変換される。(式 (2.29) 参照)

$$\begin{aligned} \mathbf{F}_d &= \begin{bmatrix} [\mathbf{A}_d] & [\mathbf{B}_d] \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} 1.2348 & 1 & 1.7919 \times 10^{-2} \\ -3.132 \times 10^{-1} & 0 & -5.86 \times 10^{-4} \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \\ &= \mathbf{Q} \mathbf{Z}_d \mathbf{Q}^T \end{aligned} \quad (2.78)$$

ここに、

$$\mathbf{Q} = \begin{bmatrix} 9.419 \times 10^{-1} & -3.359 \times 10^{-1} & 0 \\ -3.359 \times 10^{-1} & -9.419 \times 10^{-1} & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.79)$$

$$\mathbf{Z}_d = \begin{bmatrix} 8.781 \times 10^{-1} & -1.3132 & 1.7074 \times 10^{-2} \\ 0 & 3.567 \times 10^{-1} & 5.468 \times 10^{-3} \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.80)$$

\mathbf{Z}_d の対角項の $\lambda_1 = 0.8781, \lambda_2 = 0.3567$ はそれぞれ、 \mathbf{A}_d の固有値である。次に、 \mathbf{Z}_d より \mathbf{Z}_c を求める。(式 (2.31) 参照) 行列 \mathbf{Z}_c の各項を $Z_c(i, j)$ とすると、それらは次のように求まる。

$j=i$ の項

$$Z_c(i, j) = \log_e Z_d(i, j) / \Delta \quad (2.81)$$

$j=i+1$ の項

$$Z_c(i, j) = \frac{Z_d(i, j) \{ Z_c(j, j) - Z_c(i, i) \}}{\{ Z_d(j, j) - Z_d(i, i) \}} \quad (2.82)$$

$j>i+1$ の項

$$\begin{aligned} Z_c(i, j) &= \sum_{k=i+1}^{j-1} \{ Z_d(i, k) \cdot Z_c(k, j) - Z_d(k, j) \\ &\quad \cdot Z_c(i, k) \} + Z_d(i, j) \{ Z_c(j, j) - Z_c(i, i) \} \\ &\quad / \{ Z_d(j, j) - Z_d(i, i) \} \end{aligned} \quad (2.83)$$

このようにして、求まる \mathbf{Z}_c は次のとおり。

$$\mathbf{Z}_c = \begin{bmatrix} -3.714 \times 10^{-2} & -6.4829 \times 10^{-1} & 3.093 \times 10^{-3} \\ 0 & -2.9457 \times 10^{-1} & -2.503 \times 10^{-3} \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.84)$$

連続系の係数行列 \mathbf{A}, \mathbf{B} よりなる行列 \mathbf{F}_c は式 (2.30) で与えられるから、それを計算すると次のようになる。

$$\begin{aligned} \mathbf{F}_c &= \begin{bmatrix} [\mathbf{A}] & [\mathbf{B}] \\ 0 & 0 \end{bmatrix} = \mathbf{Q} \mathbf{Z}_c \mathbf{Q}^T \\ &= \begin{bmatrix} 1.389 \times 10^{-1} & 4.937 \times 10^{-1} & 3.754 \times 10^{-3} \\ -1.546 \times 10^{-1} & -4.706 \times 10^{-1} & 1.319 \times 10^{-3} \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (2.85)$$

つまり、

$$\begin{aligned} \mathbf{A} &= \begin{bmatrix} 0.1389 & 0.4937 \\ -0.1546 & -0.4706 \end{bmatrix} \\ \mathbf{B} &= [3.754 \times 10^{-3} \quad 1.319 \times 10^{-3}]^T \end{aligned} \quad (2.86)$$

2.9.2 の表 - 2.6 はこのようにして、得られた離散系から連続系へのパラメータの変換結果を示している。

2.10 現場観測例への適用 (その2)

香川県三豊郡詫間町の埋立工事における沈下観測データに沈下状態方程式の適応観測器、およびカルマンフィルタによるシステム同定法を適用して、沈下予測を行ない、その適用性を調べる。

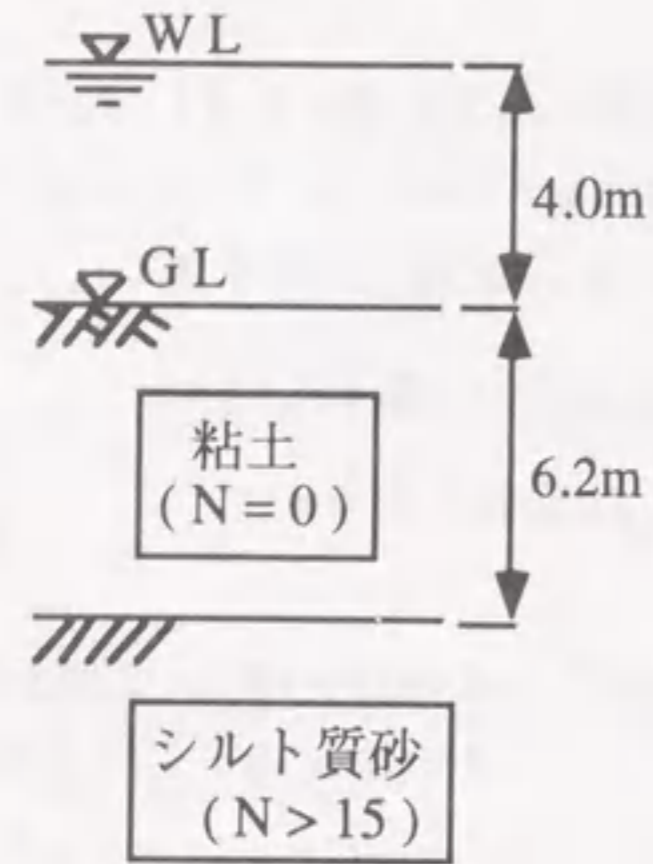


図-2.18 解析に用いた沈下観測位置の地層構成の模式図

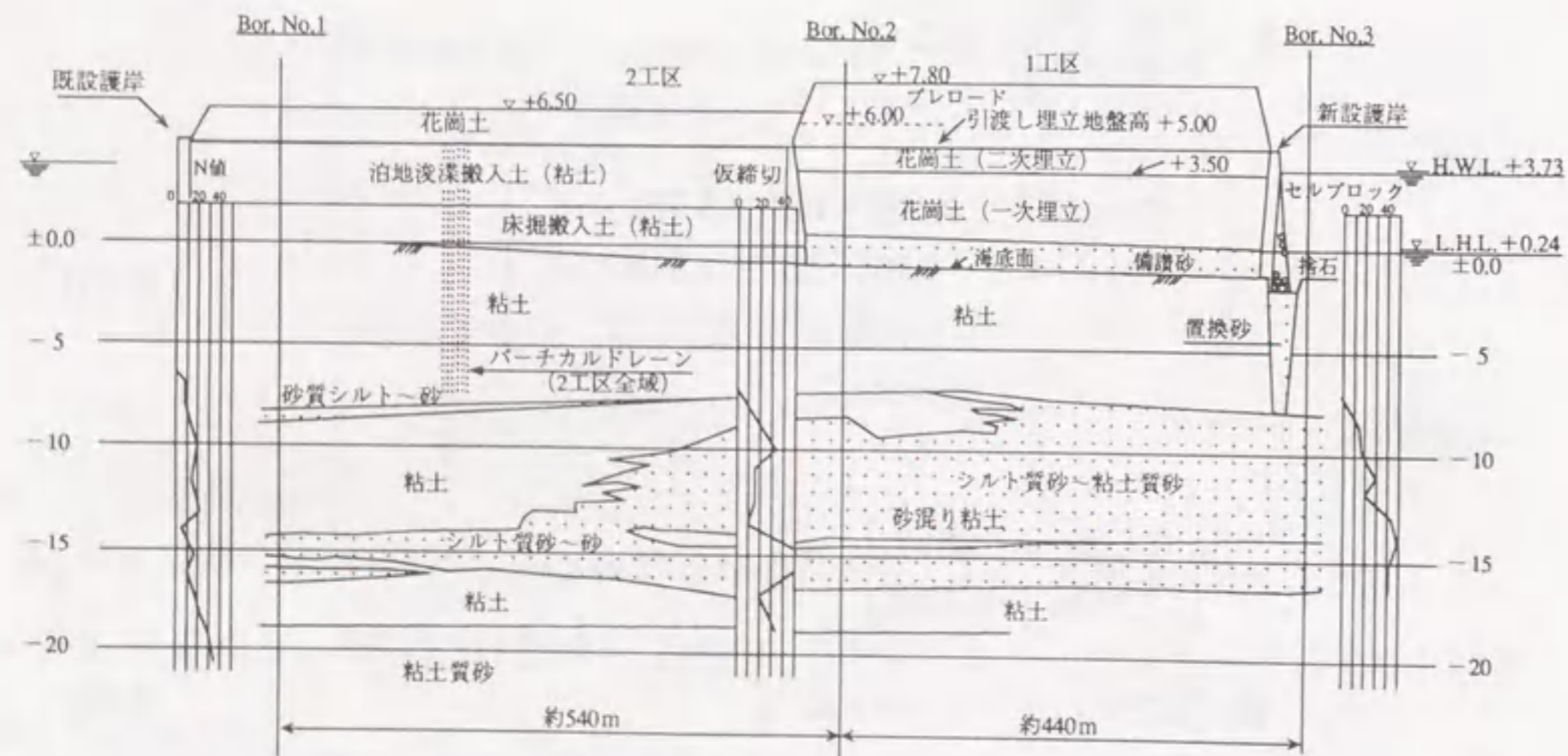


図-2.19 施工工区全体の地質断面図

当地区の地質は正規圧密状態の飽和粘性土がほぼ成層状態をなしている。図-2.18は解析に用いた沈下観測位置の地層構成の模式図、図-2.19は施工工区全体の地質断面図を表している。また、表-2.7に施工前設計で地質調査結果を基に設定された設計用土質係数の値を示している。

図-2.20は観測計器の配置図を示している。本解析に用いた沈下観測データは図-2.20におけるNo.1の位置であり、護岸から約45m離れた位置のものである。

表-2.7 室内土質試験結果に基づいて決定された設計採用値

項目	単位	施工前設計採用値
設計 q_u 値	kN/m^2	$q_u = 3.76z + 10$
設計 m_v 値	cm^2/kgf	$\log m_v = -1.19 \log p - 1.23$
設計 c_v 値	cm^2/day	43

註) z は深度 (m), p は圧密圧力 (MPa) である。

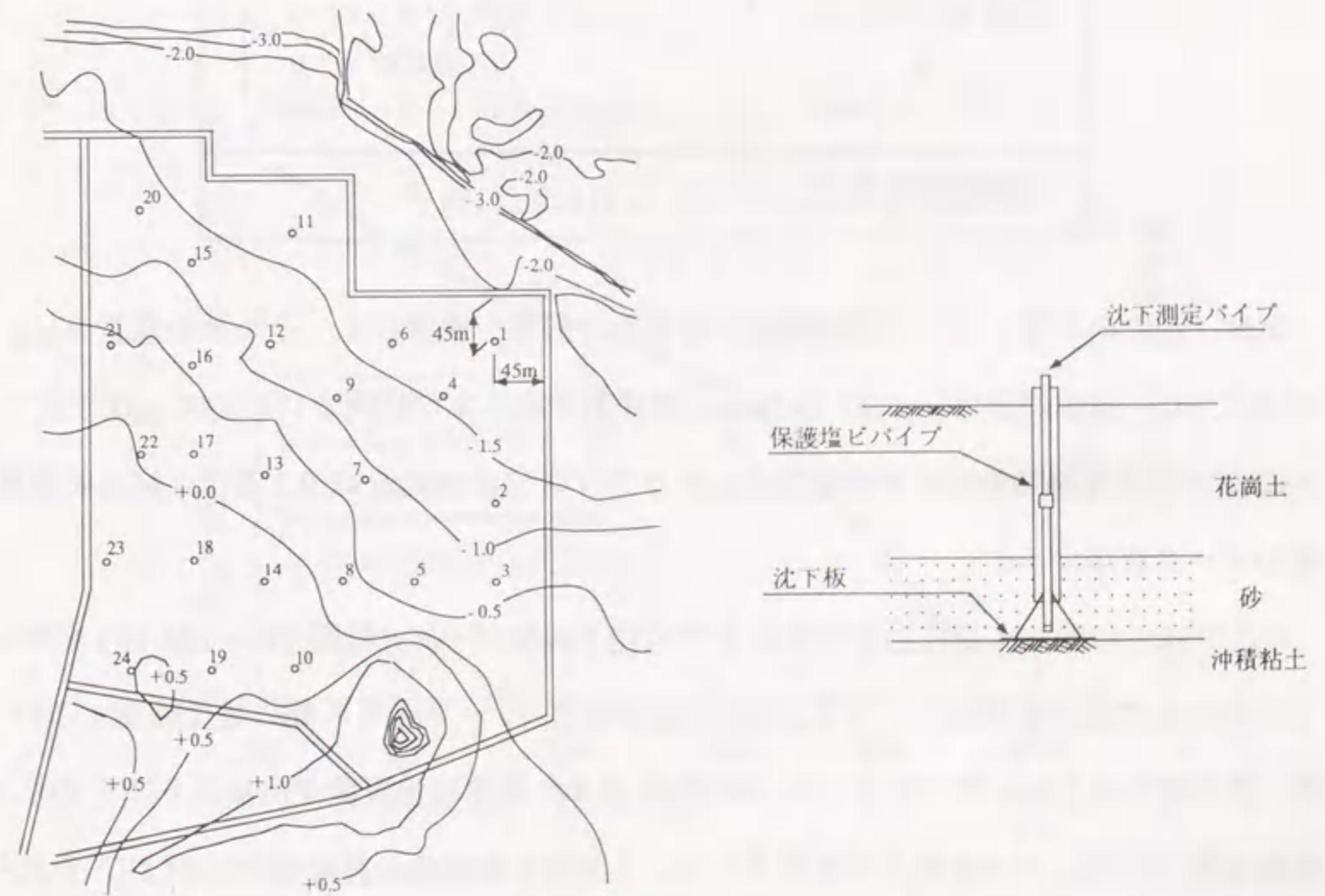


図-2.20 観測計器の設置平面図

本現場は埋立て範囲が広く、地層もほぼ水平であり、解析に用いた沈下観測データの観測位置は盛土端部からかなり離れた位置で行なわれたので、沈下観測データには含まれる局所的な荷重による側方変位の影響は比較的少ないと考えられる(なお、この影響とそれに対する本論文で提案している沈下予測法の適用性については2.5.3で検討している)。

2.3節で前述したようにカルマンフィルタは解析の前に解析条件を設定(仮定)する必要がある。本節でカルマンフィルタによる解析に用いた設定値を表-2.8に示す。

表-2.8 解析に用いた設定値

項目	設定値
モデルの次数	$k=2$
パラメータベクトル初期値	$\mathbf{z}(1)=[0 \ 0 \ 0 \ 0]^T$
誤差共分散行列 (cm^2)	$\mathbf{P}(1)=\begin{bmatrix} 0.1^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.1^2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.001^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.001^2 \end{bmatrix}$
観測誤差分散	$V_0 = 0.012 \ (\text{cm}^2)$

なお、盛土のうち、海面より下の部分は浮力の影響を考慮して、その水中重量を $\gamma'_i = 9.8 \text{ kN/m}^3$ 、空中部分は $\gamma_i = 17.7 \text{ kN/m}^3$ で評価する。また、同定において、沈下データについては等間隔のデータが必要なのでラグランジェ補間法(2.9.2参照)による補間後のデータを用いる。

ここでは、時間204日においてそれまでの沈下観測データ(時間79~204日)を用いて、その後の沈下を予測してみる。図-2.21は時間79~204日間の盛土荷重(この間、盛土高さは5.0mで一定である。時間79日より以前は地表面が海面より下にあり、観測回数が少ないので解析の対象外とした。)と沈下観測値の経時変化、およびそれらを用いて行った上述の方法によるシステム同定結果を示している。

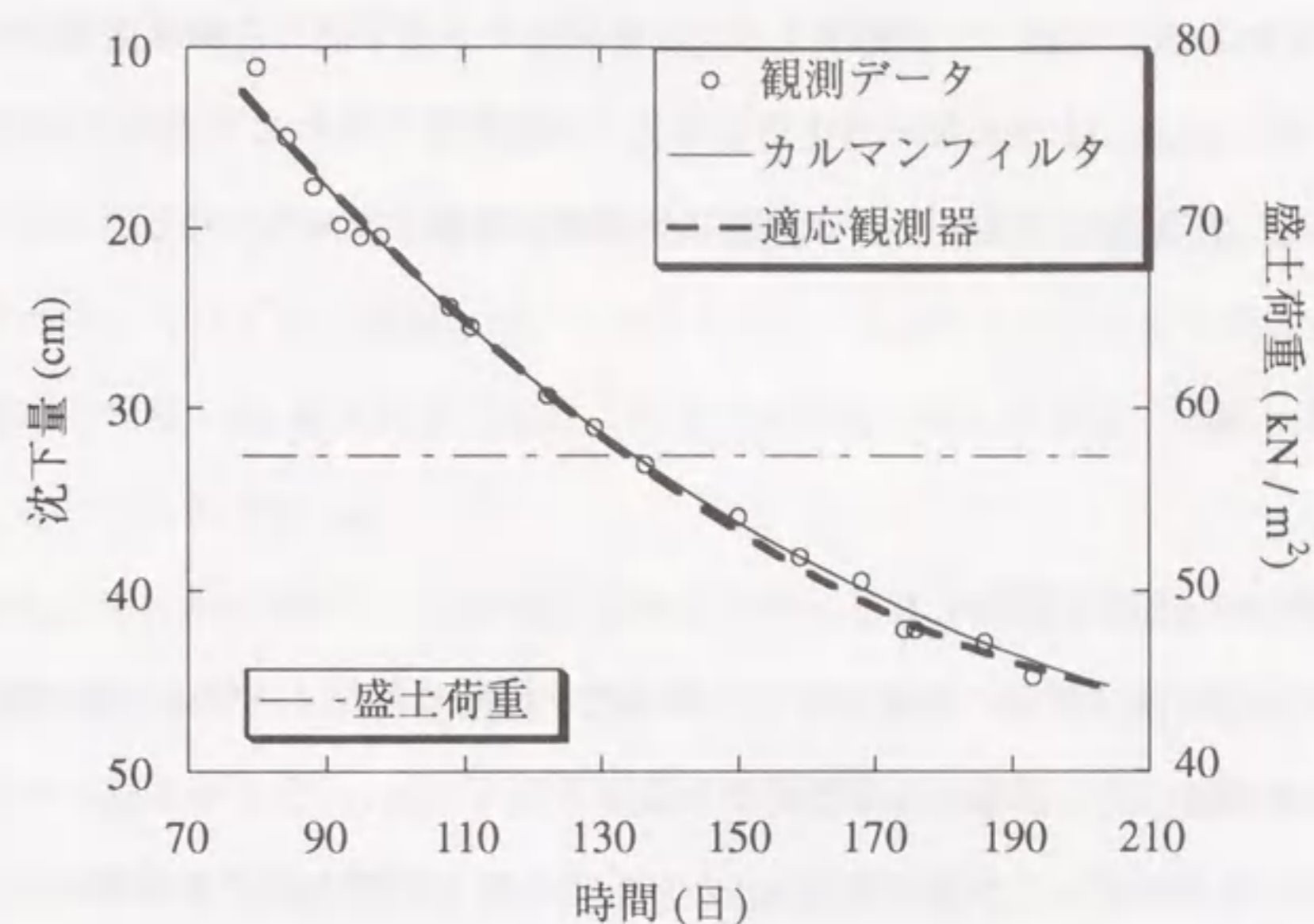


図-2.21 システム同定結果

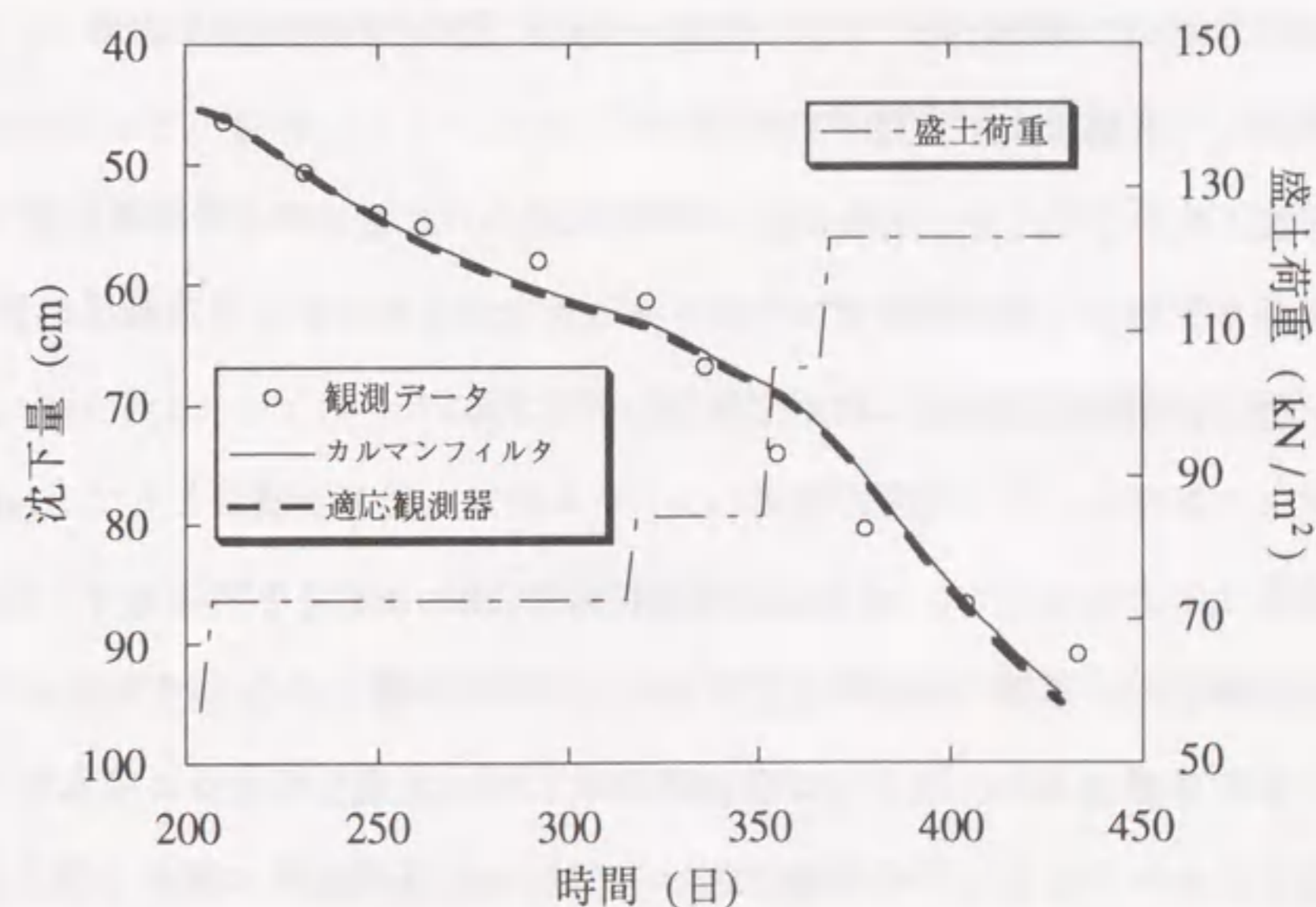


図-2.22 沈下予測結果

図-2.22は図-2.21における解析の結果得られたパラメータの値を用いて、時間204～433日(これ以後、余盛り土は撤去された)の間の沈下を予測した結果を表わしている。また、図-2.22にはその間の盛土荷重と沈下の観測値も合わせて表示されている。これによると、実測値と比較すると予測値はほぼ妥当な値となっている。

2.11 結 論

本章で得られた成果を要約すると、次のとおりである。

- 1) 本章における沈下予測の基礎方程式である沈下状態方程式(一次元圧密理論)から誘導することができる。
- 2) Biotの圧密理論式(三次元圧密理論)からもこの沈下状態方程式を誘導することができる。
- 3) 過去の観測データの線形和で構成される状態ベクトル X を定義することにより、連続系沈下状態方程式を離散系の沈下状態方程式で表すことが可能である。
- 4) 沈下状態方程式の係数行列の考察の結果、同式の最初の数項のみを考慮し、高次の項を無視しても現象を十分近似することができる。
- 5) 離散系沈下状態方程式から連続系沈下状態方程式へパラメータの変換が可能である。観測データを用いて離散系モデルのパラメータを同定し、それを連続系へ変換し、設計・施工計画の軌道修正に利用することができる。
- 6) 観測データを用いる沈下状態方程式のシステム同定・沈下予測法として、(a) 最小二乗法による方法を示し、(b) 適応観測器による方法、(c) カルマンフィルタによる方法を提案した。地盤の弾塑性や三次元的な挙動の影響により、パラメータが変動することを考慮すると、以上3つの予測法のうち(b)が適していると考えられる。
- 7) 施工途上における将来沈下の予測にあたっては、(a) 圧密速度に関する現実と解析とのずれ、(b) 沈下観測データに含まれる非線形性、などの影響を考慮する必要がある。提案法を適用する場合、このうち、(a)については問題がない。(b)について

は盛土施工中は非線形性が大きく、盛土高さ一定後しだいに線形化する傾向がある。提案法は線形理論に基づくので、非線形性の強い観測データに対してはそのままでは適合しにくい。

- 8) 沈下の早期予測のためには非線形性のある観測データも利用する必要があり、そのためのアルゴリズムを提案した。このアルゴリズムは(a) 過去よりも現在により近い値ほど重視、(b) 最大対数尤度による適合性の高い値ほど重視、と言う2つの概念に基づくものである。
- 9) 弾塑性圧密FEM解析による「疑似観測データ」と2つの現場観測データを用いて、施工中の現場における沈下予測への適用性を検討した。予測精度比較のために用いた沈下予測モデルは(a) 沈下状態方程式、(b) 浅岡モデル¹⁾、(c) 双曲線モデル¹⁷⁾であり、パラメータ同定法は(i) 最小二乗法、(ii) 適応観測器、(iii) カルマンフィルタである。そして、本論文の提案法、および実務設計で現在広く用いられているという観点から4つのケース[(a)+(ii)、(a)+(iii)、(b)+(i)、(c)+(i)]を選び、解析を行った。その結果、「沈下状態方程式」と「適応観測器」を組み合わせた方法が他の提案法、および従来法の中で、最も予測精度の高い解を早期に与える結果となり、非線形性などの影響によりパラメータの変動するような状況に対しては、この方法が有効であることが確認された。
- 10) 解析用のデータは等間隔でなければならないが、周期にあたる時間に観測データのない部分については「ラグランジェ補間法」によりデータ補間を行なうことができる。
- 11) 同定・予測を行なうための沈下状態方程式はいろいろな次数のものが考えられるが、最適次数はFPEを求めることにより判定することができる。実際の現場観測データを用いた最小二乗法による解析の結果によると、次数 $k=4$ の場合が最適となったが、実務への適用においてはその都度FPEを算定してチェックするのが好ましい。
- 12) 3つの現場観測例に対して提案法を適用し、適用性の検討を行なった。そのうち

の1つは盛土施工中の観測データのみを用いて、その後の沈下予測を行なうものである。また、別の1つは一段階目の盛土の観測データを用いて、二段階目以降の沈下予測を行なうものである。そして、他の1つは埋立地における一段階目の埋立て時の観測データを用いて、二段階目以降の沈下予測を行なうものである。予測結果と実測結果は比較的良好に適合し、提案法の有効性が確認された。

付録：一般逆行列について

式(2.15)では行列 G が正方行列でなく、したがって、逆行列が求められない。しかし、ムーア・ペンローズ (Moore - Penrose) の一般逆行列を求めることができるので、それを利用することができる。その定義は次のとおりである²⁰⁾。

$m \times n$ の行列 G に対して、次の関係を満足する $n \times m$ の行列 G^+ を G の一般逆行列という。

$$(G G^+)^T = G G^+$$

$$(G^+ G)^T = G^+ G$$

$$G G^+ G = G$$

$$G^+ G G^+ = G^+$$

一般逆行列は G に対して、一意的に定まる。

参考文献 (第2章)

- 1) A. Asaoka, M. Matsuo : An Inverse Problem Approach to The Prediction Multi- Dimensional Consolidation Behavior, Soils and Foundations, Vol. 24, No.1, pp. 49 - 62, 1984.
- 2) Asaoka, A. : Observational Procedure of Settlement Prediction, Soils and Foundations, Vol. 18, No.4, pp. 87 - 101, 1978.
- 3) 浅岡顕, 野津光夫, 三隅浩二, 上田一晴 : 弾塑性圧密の区分線形近似と変形係数の劣化過程, 第19回土質工学研究発表会講演集, Vol. 19, 2 - 2, pp. 881 - 882, 1984.
- 4) Zienkiewicz, O.C., G.N. Pande : Soils and Other Saturated Media under Transient Dynamic Condition, General Formulation and the Validity of Various Simplifying Assumptions, John Wiley and Sons Ltd., pp.1 - 16, 1982.
- 5) 嘉納秀明 : 現代制御工学, 日刊工業新聞社, pp.126 - 128, 1984.
- 6) A. Asaoka, M. Matsuo : Bayesian Approach to Inverse Problem in Consolidation and Its Application to Settlement Prediction, Proc. 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, pp.115 - 123, 1979.
- 7) 赤池弘次, 中川東一郎 : ダイナミックシステムの統計的解析と制御, サイエンス社, 1972.
- 8) Franklin, G.F., Powell, J.D. : Digital Control of Dynamic Systems, Addison-Wesley, 1980.
- 9) B.T. Smith, J.M. Boyle, J.J. Dongarra : Matrix Eigensystem Routines-EISPACK Guide, Lecture Notes in Computer Science, volume 6, second edition, Springer-Verlag, 1979.
- 10) Kalman, R.E. : A New Approach to Linear Filtering and Prediction Problems, Trans, ASME, Jour. Basic Eng., Vol. 83, pp. 35 - 45, 1960.
- 11) R.L. Carroll, D.P. Limdorff : An Adaptive Observer for Single Input, Single-output Linear System, IEEE Trans, AC - 18 - 5, pp. 428 - 435, 1973.
- 12) G, Kreisselmeier : Adaptive Observers with Exponential Rate of Convergence, IEEE, Trans, AC - 22 - 1, pp. 2 - 8, 1977.
- 13) I.D. Landau, R. Lozano : Unification of Discrete Time Model Reference Adaptive Control

Designs, Automatica, Vol.17, No.4, pp. 593 - 611, 1981.

- 14) 坂本慶行 他 : 情報量統計学, 共立出版, pp. 33 - 37.
- 15) 社団法人 日本道路協会 : 道路土工 - 軟弱地盤対策工指針 -, 昭和53年発行 第4版
- 16) 星谷勝, 齊藤悦郎 : 建設技術者のためのデータ解析と応用, 鹿島出版会, 1991.
- 17) Sekiguchi, H, Ohta, H : Induced Anisotropy and Time Dependency in Clays, Proc. Speciality Session 9, 9th. ICSMFE, pp.229 - 238, 1977.
- 18) Akaike, H. : Statistical measurement of frequency response function, Annuals of Institution of Statistic Mathematics, vol. 22, pp.203 - 217, 1970.
- 19) 赤池弘次 : 情報量規準 AIC とは何か, 数理科学 - 特集情報量規準 -, 153, 5/11, 1976.
- 20) 半谷裕彦, 川口健一 : 形態解析 - 一般逆行列とその応用 -, 培風館, 1991.
- 21) 宮川勇 : 軟弱地盤と盛土, 土と基礎の設計法 (その3), 土質工学会, 1963.
- 22) 脇田英治 : 観測データによる圧密沈下予測と設計へのフィードバック法, 土木学会論文集, No. 457 / III - 21, pp. 117 - 126, 1992.12
- 23) 脇田英治 : 適応観測器による圧密沈下予測, 土木学会論文集, No. 481 / III - 25, pp. 45 - 55, 1993.12.
- 24) 脇田英治, 松尾稔 : 沈下管理システムとその適用法に関する研究, 土木学会論文集, No. 487 / III - 26, 1994.3.
- 25) E. Wakita, M. Matuo : Dynamic Decision Procedure of Earth Structure on Soft Ground, Geotechnique, The Institution of Civil Engineers, U.K., XLIV, No.3, 1994. (掲載予定)
- 26) E. Wakita : Settlement Prediction Using Observed Data and Its Feedback to Design, Proceeding of the International Conference on Soft Soil Engineering, Guangzhou, China, pp. 92 - 97, 1993.11

第3章 動学的設計法の提案^{14), 15), 16)}

3.1 概説

前章では沈下予測法を提案したが、本章ではその予測結果を設計・施工計画にフィードバックしながら施工を進める動学的設計法について述べる。まず、観測データを用いた沈下状態方程式のシステム同定結果より、事前設計値を逆推定するための推定式として、圧密係数、最適盛土高（この用語の意味については3.4.1で後述する）、追加盛土高、圧密度の推定式を提案する。これら推定式の誘導根拠と利用法、手順などを示す。また、現場観測例を用いて本推定式の適用性を調べると共に、弾塑性圧密FEM解析を用いて、推定式の妥当性を検証する。また、本解析法への盛土の破壊とリバウンドの影響とその考慮法について述べる。

3.2 動学的設計法の概念¹⁵⁾

ここで、まず「事前」と「事後」の定義について述べておく。施工中の任意の時点において、「事前」とはその時点より1ステップ前の状態であり、「事後」とはその時点より1ステップ後の状態のことである。事前設計の出発点は施工前設計であり、この設計にしたがって施工が開始される。そして、施工中に現場観測を行ない、観測によって得られた情報を利用して、事前設計案を修正して事後設計案を決定することができる。この操作を繰り返すことによって、設計や施工を最適な方向へ導くことができる。以上のような設計の進め方は松尾¹⁾により動学的設計法と名付けられている。

沈下状態方程式による動学的設計法は図-3.1のようなフローで表わすことができる。すなわち、観測データを用いた沈下状態方程式のシステム同定結果を施工中に事前の設計・施工計画にフィードバックしながら施工を進めることにより、施工を最適な方向へ

導くことができる。本動学的設計法は沈下の力学モデルとしての沈下状態方程式とそのシステム同定法、および観測データ(出力)の解析結果から設計値(入力:圧密係数,最適盛土高,追加盛土高,圧密度)を逆推定するための推定式から構成されている。次に本研究で提案するこれら推定式について述べる。

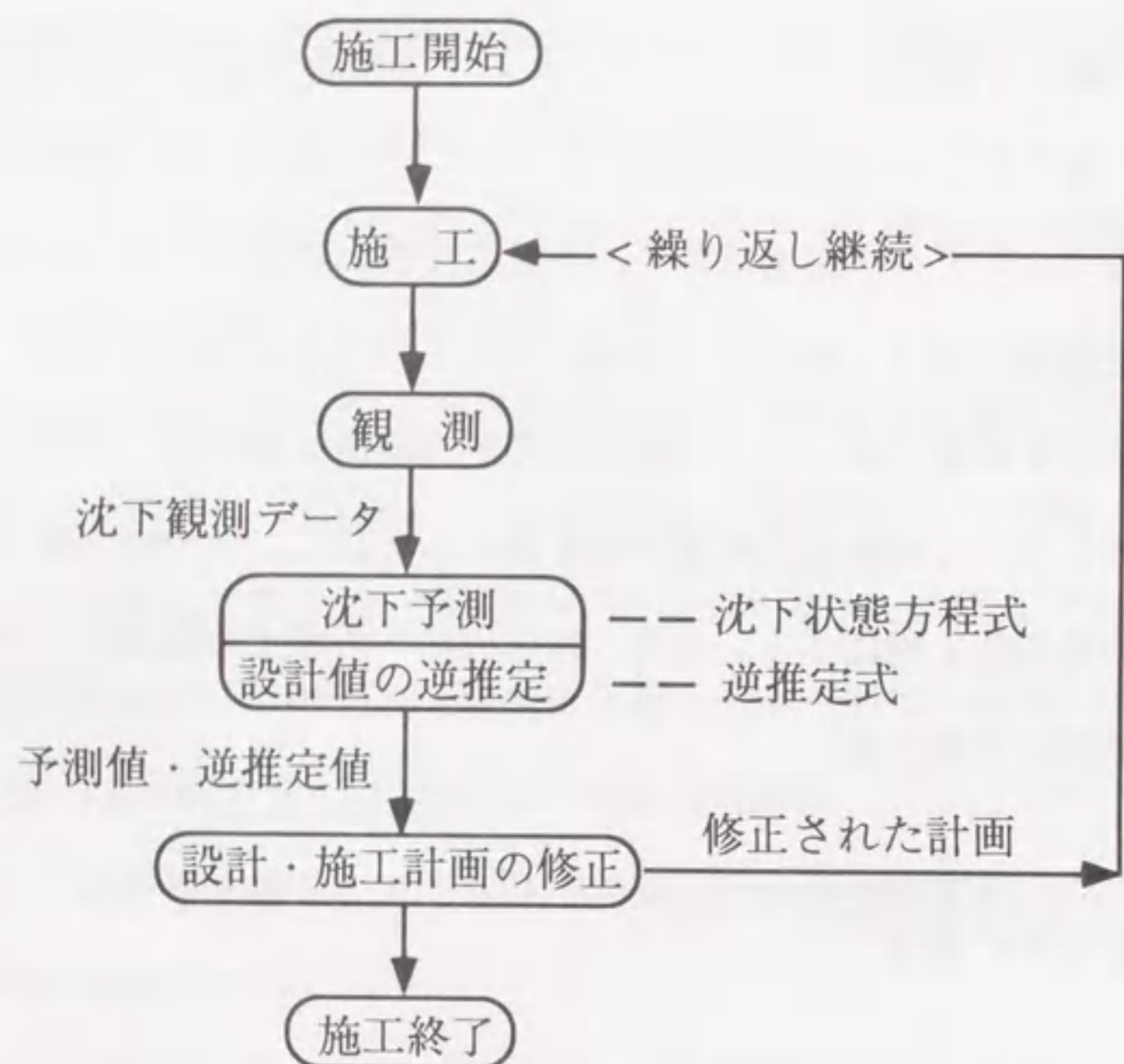


図-3.1 沈下に関する動学的設計法

3.3 圧密係数の逆算法^{15), 16)}

施工現場における沈下観測データを用いた沈下状態方程式のシステム同定結果より圧密係数を逆算する方法を示す。

3.3.1 連続系沈下状態方程式

離散系沈下状態方程式とその連続系沈下状態方程式への変換法については前述したが、連続系沈下状態方程式の式の詳細についてはまだ示していないので、次に示す。

$$\dot{\mathbf{x}} = \mathbf{A} \mathbf{x} + \mathbf{B} \mathbf{u} \quad (3.1)$$

$$\mathbf{y} = \mathbf{C} \mathbf{x} \quad (3.2)$$

$$\mathbf{x} = [x_1 \ x_2 \ \dots \ x_k]^T$$

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & \dots & a_{1k} \\ a_{21} & \dots & \dots & \dots \\ \vdots & & & \\ a_{k1} & \dots & \dots & a_{kk} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{B} = [b_1 \ b_2 \ \dots \ b_k]^T$$

$$\mathbf{C} = [1 \ 0 \ \dots \ 0]$$

ここで、 \mathbf{x} 、 \mathbf{y} 、 \mathbf{u} はそれぞれ沈下の状態量 (\mathbf{x} の内容については、離散系の場合について、2.2.3 で、詳述した。連続系の値はそれを [離散系 → 連続系] 変換したものである。)、沈下の観測値、盛土荷重を表わすベクトルである。沈下観測データを用いて離散系沈下状態方程式 (式 (2.22), (2.23)) のパラメータを同定し、それを連続系へ変換することにより式 (3.1), (3.2) のパラメータ \mathbf{A} , \mathbf{B} , \mathbf{C} の値を確定することができる。

式 (3.1), (3.2) の連続系沈下状態方程式は座標変換により、さらに、三笠の圧密方程式に変換できるので、それらの係数を対応させることにより、現場の沈下観測データを用いて圧密係数の逆算を行うことができる。次にその方法を示す。

3.3.2 圧密係数の逆算手順

1) 連続系沈下状態方程式の係数行列 \mathbf{A} の固有値に関する特性方程式より係数 $\alpha_0, \alpha_1, \dots$ の値を次のようにして求める。

$$\begin{vmatrix} a_{11} - \lambda & a_{12} & \dots & a_{1k} \\ a_{21} & a_{22} - \lambda & & \vdots \\ \vdots & & \ddots & \vdots \\ a_{k1} & \dots & \dots & a_{kk} - \lambda \end{vmatrix} = 0 \quad (3.3)$$

$a_{11}, a_{12}, \dots, a_{kk}$ の値はパラメータの同定により明らかとなっているので、式

(3.3) を $\lambda^k + \alpha_{k-1}\lambda^{k-1} + \dots + \alpha_1\lambda + \alpha_0 = 0$ の形に整理することにより、係数 $\alpha_0, \alpha_1, \dots$ を求めることができる。

2) 座標変換行列 \mathbf{H} を次式により計算する。

$$\mathbf{H} = [\mathbf{B} \quad \mathbf{AB} \quad \mathbf{A}^2\mathbf{B} \quad \dots \quad \mathbf{A}^{k-1}\mathbf{B}] \begin{bmatrix} \alpha_1 & \dots & \dots & \alpha_{k-1} & 1 \\ \alpha_2 & \alpha_3 & \dots & 1 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ \alpha_{k-1} & 1 & \dots & \dots & \vdots \\ 1 & 0 & \dots & \dots & 0 \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

3) 座標変換後の係数行列 $\mathbf{A}_h, \mathbf{B}_h, \mathbf{C}_h$ を計算する。

$$\mathbf{A}_h = \mathbf{H}^{-1} \mathbf{A} \mathbf{H}, \quad \mathbf{B}_h = \mathbf{H}^{-1} \mathbf{B}, \quad \mathbf{C}_h = \mathbf{C} \mathbf{H}$$

以上により、次の形の状態方程式が導かれる。

$$\dot{\mathbf{z}} = \mathbf{A}_h \mathbf{z} + \mathbf{B}_h \mathbf{u} \quad (3.5)$$

$$\mathbf{y} = \mathbf{C}_h \mathbf{z} \quad (3.6)$$

$$\mathbf{A}_h = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 1 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & \dots & 1 \\ -\alpha_0 & -\alpha_1 & \dots & \dots & -\alpha_{k-1} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{B}_h = [0 \quad 0 \quad \dots \quad 0 \quad 1]^T$$

$$\mathbf{C}_h = [\beta_0 \quad \beta_1 \quad \dots \quad \beta_{k-1}]^T$$

4) 式 (3.5), (3.6) を展開することにより、次の三笠の圧密方程式と等価な式¹⁾が得られる。

$$\rho + c_1 \dot{\rho} + c_2 \ddot{\rho} + \dots + c_k \rho^{(k)} + \dots = c_k u \quad (3.7)$$

ここに、 $c_j = \alpha_{k-j}$, ($j = 1, 2, \dots, k$) である。

5) 式 (3.7) の係数と圧密係数の間には次の関係のあることが Asaoka²⁾ により示されている。

$$c_j = \frac{1}{(2j)!} \left(\frac{D_e^2}{c_v} \right)^j \quad (\text{片面排水の場合}) \quad (3.8)$$

$$c_j = \frac{1}{(2j+1)!} \left(\frac{D_e^2}{c_v} \right)^j \quad (\text{両面排水の場合}) \quad (3.9)$$

ここに、 D_e は排水層の層厚である。そこで、4) で得られた c_1 の値を式 (3.8), (3.9)

に代入することにより、圧密係数 c_v を求めることができる。

式 (3.8), (3.9) は一次元圧密理論に基づくものである。現実の地盤挙動が三次元挙動であるにもかかわらず、一次元圧密理論式を用いたのは次の理由による。すなわち、ここでの目的は観測データを用いて得られる逆推定値を事前設計にフィードバックすることである。ところが、通常の実務設計は圧密係数を設定して、一次元圧密理論を適用して行なわれるので、その場合に相当する圧密係数を逆推定する必要があるからである。

3.3.3 次数 $k = 2$ の場合の計算式

この場合、以上の計算は単純になり、係数行列 \mathbf{A} を、

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

とすると、逆算 c_v は次式により求めることができる。

$$c_v = \frac{a_{12}a_{21} - a_{11}a_{22}}{2(a_{11} + a_{22})} D_e^2 \quad (\text{片面排水の場合}) \quad (3.11)$$

$$c_v = \frac{a_{12}a_{21} - a_{11}a_{22}}{6(a_{11} + a_{22})} D_e^2 \quad (\text{両面排水の場合}) \quad (3.12)$$

また、沈下促進工法として、バーチカル・ドレーン工法を用いる場合は、逆算 c_{vh} は次式により求めることができる。

$$c_{vh} = \frac{a_{12}a_{21} - a_{11}a_{22}}{2(a_{11} + a_{22})} d_e^2 \frac{T_h}{T_v} \quad (\text{片面排水の場合}) \quad (3.13)$$

$$c_{vh} = \frac{a_{12}a_{21} - a_{11}a_{22}}{6(a_{11} + a_{22})} d_e^2 \frac{T_h}{T_v} \quad (\text{両面排水の場合}) \quad (3.14)$$

ここに、 T_v は鉛直方向時間係数、 T_h は水平方向時間係数、 d_e はドレーンの有効円直径である。

3.3.4 現場観測例への適用

ここで取り上げる現場観測例はすでに、2.9で前述したA現場のものと同一である。A現場は愛知県半田市衣浦埋立地の工場造成地であり、地層構成、土質および工事の主な仕様はすでに、2.9.1で述べたのでここでは省略する。2.9では、現場の沈下観測データを用いて離散系沈下状態方程式のパラメータを同定し、それを連続系沈下状態方程式のパラメータに変換するところまで検討が終了している。ここでは、引き続いて、その結果を用いる圧密係数の逆算過程とその結果について検討する。適用例では、係数行列Aの値は観測データから次のように同定されている(2.9.2の表-2.6)。

$$A = \begin{bmatrix} 0.1389 & 0.4937 \\ -0.1546 & -0.4706 \end{bmatrix} \quad (3.15)$$

そこで、片面排水であるので、式(3.13)を用いて水平方向圧密係数 c_{vh} を逆算すると次のようになる。

$$c_{vh} = \frac{-0.494 \cdot 0.155 + 0.139 \cdot 0.471}{2(0.139 - 0.471)} \times 130^2 \frac{0.476}{0.848} = 156 \text{ (cm}^2/\text{day)} \quad (3.16)$$

一方、Asaoka, Matsuo, Kanatani³⁾により提案された方法に式(3.13)に示したドレーンを考慮した修正を加えて、水平方向圧密係数 c_{vh} を逆算すると次のようになる。

$$c_{vh} = \frac{-4 \ln(\lambda_1)}{\pi^2 \Delta} d_e^2 \frac{T_h}{T_v} = \frac{-4 \ln(0.878)}{\pi^2 \cdot 3.5} 130^2 \frac{0.476}{0.848} = 122 \text{ (cm}^2/\text{day)} \quad (3.17)$$

ここに、 λ_1 は沈下予測に浅岡法²⁾を適用する場合の基礎方程式の第一固有値、 Δ は観測データのピッチである。その他多くの観測例への適用の結果、本逆算法と浅岡法とは同オーダーの逆算結果が得られた。なお、事前の室内土質試験による圧密係数 c_v の対数平均値は $170 \text{ cm}^2/\text{day}$ (2.9.1の表-2.4)であり、式(3.16)、(3.17)と近い値を示している。

3.4 最適盛土高推定式^{14), 15), 16)}

3.4.1 最適盛土高

盛土の高さは原地盤の沈下によりしだいに低下するので、一定ではない。一定であるのは盛土の厚さであるが、一般的には盛土の厚さの意味で「盛土の高さ」という表現が使われることが多いので、ここでは以後、「盛土の厚さ」のことを「盛土の高さ」と呼ぶことにする。

また、沈下状態方程式(式(3.1))で u は盛土荷重に相当するが、盛土の単位体積重量が盛土内で一定であれば、盛土荷重のかわりに盛土高さを用いてもよい。したがって、ここでは、 u を盛土高さとする(u を盛土荷重で扱う時は係数行列Bの値が変わるだけなので考え方は同様である)。

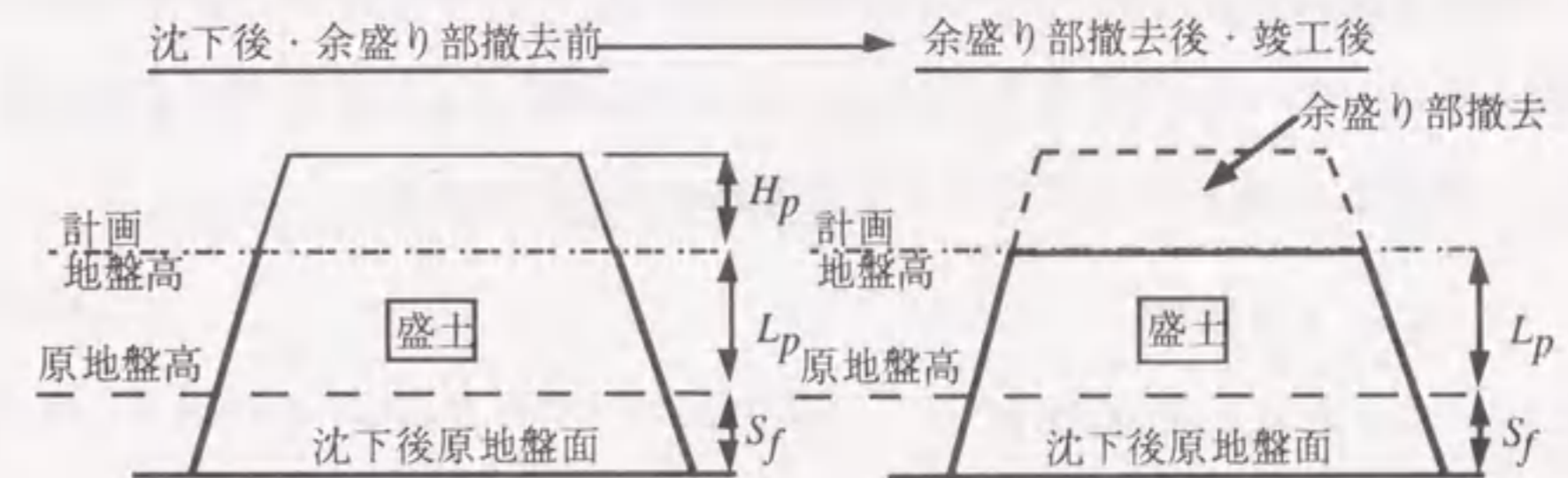


図-3.2 盛土工程および記号の説明

図-3.2に示すように、将来の「計画地盤高」が「原地盤高」よりも高く、また、盛土の所定の沈下を終了させなければならない期限が設定されているとする。そのような場合、初めに「計画地盤高」より高い盛土を行ない、任意の時間 t_r 放置した後、余盛り部を撤去する。このような場合、ちょうどその高さが「計画地盤高」となり、しかも、その後、圧密沈下を生じない(リバウンドの影響については3.7.2で後述する)時、最初に設定されたそのような盛土の高さを「最適盛土高」と呼ぶ。なお、ここで、「最適」という用語を使用するのは、この盛土高さの採用が経済的な最適性とも合致するもので

あるからである(詳細については3.4.6で後述)。また、「最適盛土高」とは施工中に沈下予測を行なう場合、その時点における情報を用いた解析の結果、最適と考えられる盛土高であり、施工がより進行して新しい情報(沈下観測データとそれを用いて得られるパラメータ同定値など)が得られれば、もはや最適ではなく(新しい情報による解析結果の方が最適)なるので修正が必要なものである。

ここでは、この最適盛土高の推定式を提案する。この式は沈下状態方程式のパラメータの関数となっている。したがって、観測データを用いて沈下状態方程式のパラメータが同定できれば、この式により最適盛土高の推定値を計算することができる。さらに、付随して、余盛り撤去時期、最終沈下量などの予測値も同時に得られる。

3.4.2 最適盛土高推定式の誘導

ここでは、最適盛土高の推定式の誘導根拠を示し、次に、その利用法について述べる。高さ H の盛土を行い、そのまま放置した時の最終圧密沈下量 S_f は式(3.1)の連続系沈下状態方程式において $t \gg 0$ を考え、 $\dot{\mathbf{x}} = \dot{\mathbf{x}}(\infty) = [0 \dots 0]^T$ 、 $\mathbf{u} = H$ とおくことにより得られる。これから \mathbf{x} および S_f は次のように求めることができる。

$$\mathbf{x} = -\mathbf{A}^{-1} \mathbf{B} H \quad (3.18)$$

$$S_f = \mathbf{C} \mathbf{x} = -\mathbf{C} \mathbf{A}^{-1} \mathbf{B} H \quad (3.19)$$

実際の工事において盛土を施工する場合、将来の「計画地盤高」まで盛土を行うとすると、その後の圧密沈下により地盤高が低下し、最終的には「計画地盤高」より低い盛土となってしまふ。したがって、最終的に「計画地盤高」を確保するためには当初は「計画地盤高」より高い盛土を行い、沈下後、最終的に「計画地盤高」となるよう盛土高さの目標値を設定する必要がある。この時の盛土高さ H および目標最終沈下量 S_f は次の連立方程式を解くことにより得られる。

$$S_f = -\mathbf{C} \mathbf{A}^{-1} \mathbf{B} H \quad (3.20)$$

$$H = L_p + S_f \quad (3.21)$$

ここで、 L_p は[計画地盤高 - 原地盤高]である。(図-3.2参照) そこで、これを H 、 S_f について解くと、次のようになる。

$$H = (1 + \mathbf{C} \mathbf{A}^{-1} \mathbf{B})^{-1} L_p \quad (3.22)$$

$$S_f = \{(1 + \mathbf{C} \mathbf{A}^{-1} \mathbf{B})^{-1} - 1\} L_p \quad (3.23)$$

また、その時の \mathbf{x} は式(3.18)、(3.19)、(3.20)より次のように求まる。

$$\mathbf{x} = -\mathbf{A}^{-1} \mathbf{B} (L_p - \mathbf{C} \mathbf{A}^{-1} \mathbf{B} H) \quad (3.24)$$

ところで、式(3.22)により得られる盛土高さ H の盛土を施工した場合に沈下がおさまらず、地盤高さが計画地盤高となるのは、無限の放置期間の後であり、実用的ではない。そこで、建設計画に基づく盛土の放置期間内に圧密沈下を終了させるためには当初は式(3.22)で決まる H より高い盛土を行い、所定の沈下後、余盛り部分を撤去し、施工後の残留沈下を防止する方法(余盛り工法)を採用するのが一般的である。(図-3.2参照) この時の余盛り高さ H_p を含む最適盛土高さ H^o は以下のようにして求めることができる。なお、ここで、一旦、盛土が最初、瞬時に施工され、その後、余盛り撤去まで一定の高さで維持される場合について考える。そして、そのあとで実際の段階的盛土施工に対する補正を加える。

まず、式(3.1)の状態方程式の解は次式である⁴⁾。

$$\mathbf{x} = e^{\mathbf{A}t} \mathbf{x}(t_0) + \int_{t_0}^t e^{\mathbf{A}(t-\tau)} \mathbf{B} \mathbf{u}(\tau) d\tau \quad (3.25)$$

ここで、 $t_0 = 0$ の時、 $\mathbf{x}(t_0) = 0$ である。そこで、式(3.25)を t で微分すると、 \mathbf{u} は定数なので次式を得る。

$$\dot{\mathbf{x}} = e^{\mathbf{A}t} \mathbf{B} \mathbf{u} \quad (3.26)$$

式(3.26)を式(3.1)に代入すると次のようになる。

$$e^{\mathbf{A}t} \mathbf{B} \mathbf{u} = \mathbf{A} \mathbf{x} + \mathbf{B} \mathbf{u} \quad (3.27)$$

式(3.27)を \mathbf{x} について解く。

$$\mathbf{x} = \mathbf{A}^{-1} (e^{\mathbf{A}t} \mathbf{B} - \mathbf{B}) \mathbf{u} \quad (3.28)$$

式(3.28)に式(3.19)の関係を考慮すると、

$$S_f = \mathbf{C} \mathbf{A}^{-1} (e^{\mathbf{A}t} \mathbf{B} - \mathbf{B}) \mathbf{u} \quad (3.29)$$

となる。式(3.29)で $t=t_r$, $u=H^0$ と置き、式(3.23)と式(3.29)を等しいと置き、変形すると、最適盛土高さ H^0 が次式により与えられる。

$$H^0 = \frac{\{(1+CA^{-1}B)^{-1}-1\}L_p}{CA^{-1}(e^{At_r}B-B)} \quad (3.30)$$

しかし、前述したように、式(3.30)は盛土が瞬時施工であるとして導いたものであるが、実際の工事では盛土高さは漸増し、やがて、一定値に達し、以後その高さで一定期間放置される。すなわち、図-3.3の点線で示すような軌跡をたどる。したがって、式(3.30)ではこの漸増する部分の沈下の時間的遅れが考慮されていないので、実際の工事に適用するためにはこの点を考慮して、式(3.30)を修正する必要がある。そこで、この修正について次に考察する。

実際の工事において、沈下観測データを設計へフィードバックしようとする場合、その時点を図-3.3の t_s とすると、その時の盛土高さ H_s 、沈下量 S_s は観測データより既知である。一方、瞬時载荷モデルの沈下量が S_s となる時の時間 t_s' (図-3.3参照)は次のように求まる。

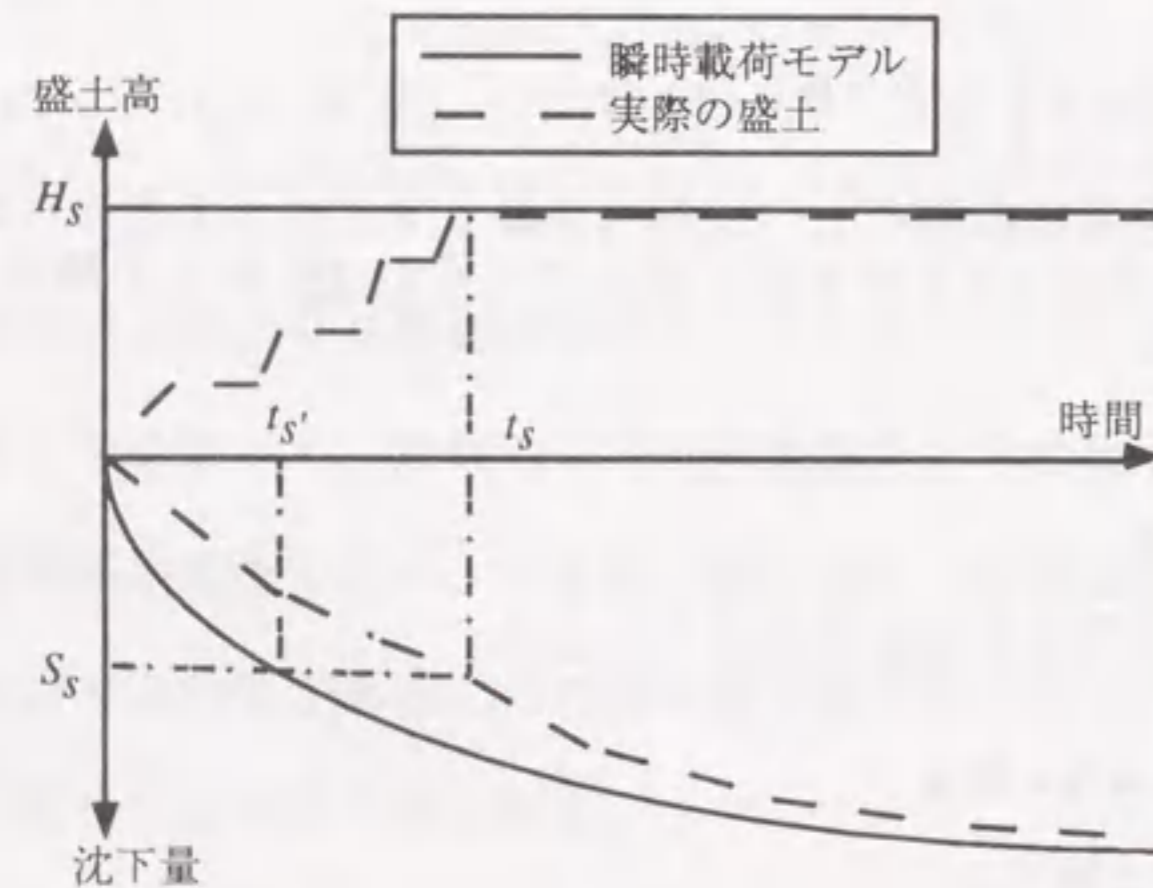


図-3.3 瞬時载荷モデルと実際の盛土との時間のずれ

まず、式(3.27)を x について解くと、

$$x = A^{-1}(e^{At}B - B)u \quad (3.31)$$

となる。それを式(3.2)に代入すると、

$$y = CA^{-1}(e^{At}B - B)u \quad (3.32)$$

となる。ここで、 $Y=S_s$, $t=t_s'$, $u=H_s$ と置くと、式(3.32)は次式となる。

$$S_s = CA^{-1}(e^{At_s'}B - B)H_s \quad (3.33)$$

上式を t_s' について解くことができればよい。ところが、式(3.33)で、 B および C は正則でないので、この式を t_s' について解くことはできない。式(3.33)を解く方法として、以下の3つの方法が考えられる。

[方法1: 作図法]

$(t-y)$ 平面上に $y=S_s$ の直線と $y=CA^{-1}(e^{At}B - B)H_s$ の曲線を描き、それらの交点として、 t_s' をグラフ上で求める。

[方法2: テーラー展開法]

$f(t)$ を次のように設定する。

$$f(t) = S_s - CA^{-1}(e^{At}B - B)H_s \quad (3.34)$$

$f(t_s')$ はテーラー展開により、次式で近似できる。

$$f(t_s') = f(t_s) + f'(t_s)(t_s' - t_s) + \frac{f''(t_s)}{2!}(t_s' - t_s)^2 + \dots \quad (3.35)$$

ところが、 $f(t_s')=0$ である。したがって、この方程式を $(t_s' - t_s)$ について、解けばよい。

[方法3: 簡便法]

t_s' を次式により推定する。

$$t_s' = \frac{t_s}{2} \quad (3.36)$$

以上のいずれかの方法により、 t_s' を求め、 t_s との時間の差 $(t_s' - t_s)$ 分の時間補正を考慮すると、式(3.30)は次のように書き改めることができる。

$$H^0 = \frac{\{(1+CA^{-1}B)^{-1}-1\}L_p}{CA^{-1}\{e^{A(t_r+t_s'-t_s)}B - B\}} \quad (3.37)$$

つまり、この高さ H^0 の盛土を行い、 t_r 時間まで放置した時、沈下量が S_f であり、その時点で余盛り高さ H_p 分を撤去すれば、その後の残留沈下は 0 となる。

S_f は式 (3.23) から求めることができ、撤去高さ (余盛り高さ) H_p は次式により求めることができる。

$$H_p = H^0 - L_p - S_f \quad (3.38)$$

3.4.3 動学的設計法による設計手順

実際の設計に適用する場合の手順を示すと以下のようになる。

- 1) 施工中の沈下観測データを用いて、離散系沈下状態方程式 (式 (2.22)) のパラメータを同定する。
- 2) 次に、それを連続系沈下状態方程式 (式 (3.1)) のパラメータに変換する。
- 3) 式 (3.23) より最終沈下量 S_f を求める。
- 4) 「作図法」, 「テーラー展開法」, 「簡便法」のうちのいずれかの方法により、瞬時載荷モデルと実際の段階施工との時間のずれ ($t_s' - t_s$) を計算する。

[作図法]

沈下観測データを設計へフィードバックしようとする時点の t_s とその時の盛土高さ H_s 、沈下量 S_s は既知なので、これを用いて、 $(t-y)$ 平面上に $y = S_s$ の直線と $y = \mathbf{C} \mathbf{A}^{-1} (\mathbf{e}^{\mathbf{A}t_s} \mathbf{B} - \mathbf{B}) H_s$ の曲線を描き、それらの交点として t_s' をグラフ上で求める。

[テーラー展開法]

- a) $a = f(t_s)$, $b = f'(t_s)$, $c = f''(t_s)/2$ を次式より求める。

$$\begin{aligned} f(t_s) &= S_s - \mathbf{C} \mathbf{A}^{-1} (\mathbf{e}^{\mathbf{A}t_s} \mathbf{B} - \mathbf{B}) H_s \\ f'(t_s) &= \mathbf{C} \mathbf{e}^{\mathbf{A}t_s} \mathbf{B} H_s \\ f''(t_s) &= \mathbf{C} \mathbf{A} \mathbf{e}^{\mathbf{A}t_s} \mathbf{B} H_s \end{aligned} \quad (3.39)$$

- b) 次の方程式を $\alpha (= t_s' - t_s)$ について解く。(テーラー展開を 2 次の項まで考慮した場合)

$$a + b\alpha + c\alpha^2 = 0 \quad (3.40)$$

ただし、 t_s と t_s' が離れすぎている場合は α の実根が求まらない。その場合は t_s を実根が求まる位置まで小さくしていく。

- c) さらに、精度を上げたい場合はテーラー展開をより高次の項まで考慮するか、求まった t_s' を式 (3.39) の t_s に置き換えて、a), b) の処理を再び行う。
- 5) 式 (3.37) より H^0 を求め、 t_r との関係を図に表し、その図から工期に合う撤去時期 t_r と盛土高さ H^0 を決定する。
- 6) 式 (3.38) より余盛り撤去高さ H_p を求める。

図 - 3.4 はこのようにして、式 (3.37) の t_r と H^0 の関係をプロットした一例 (後述の 3.4.5 現場適用例) である。このように、 t_r と H^0 の関係を図にプロットすることにより工期に合わせて任意に余盛り撤去時期 t_r を設定し、それを満足する最適盛土高さ H^0 や撤去高さ H_p を決定することができる。したがって、盛土の施工中に観測データを用いた同定を行ない、余盛り撤去時期 t_r を満足する最適盛土高さ H^0 を推定することにより、今後施工する盛土の最終高さを決定することができる。これにより、過不足の少ない経済的な施工を行なうことができる。

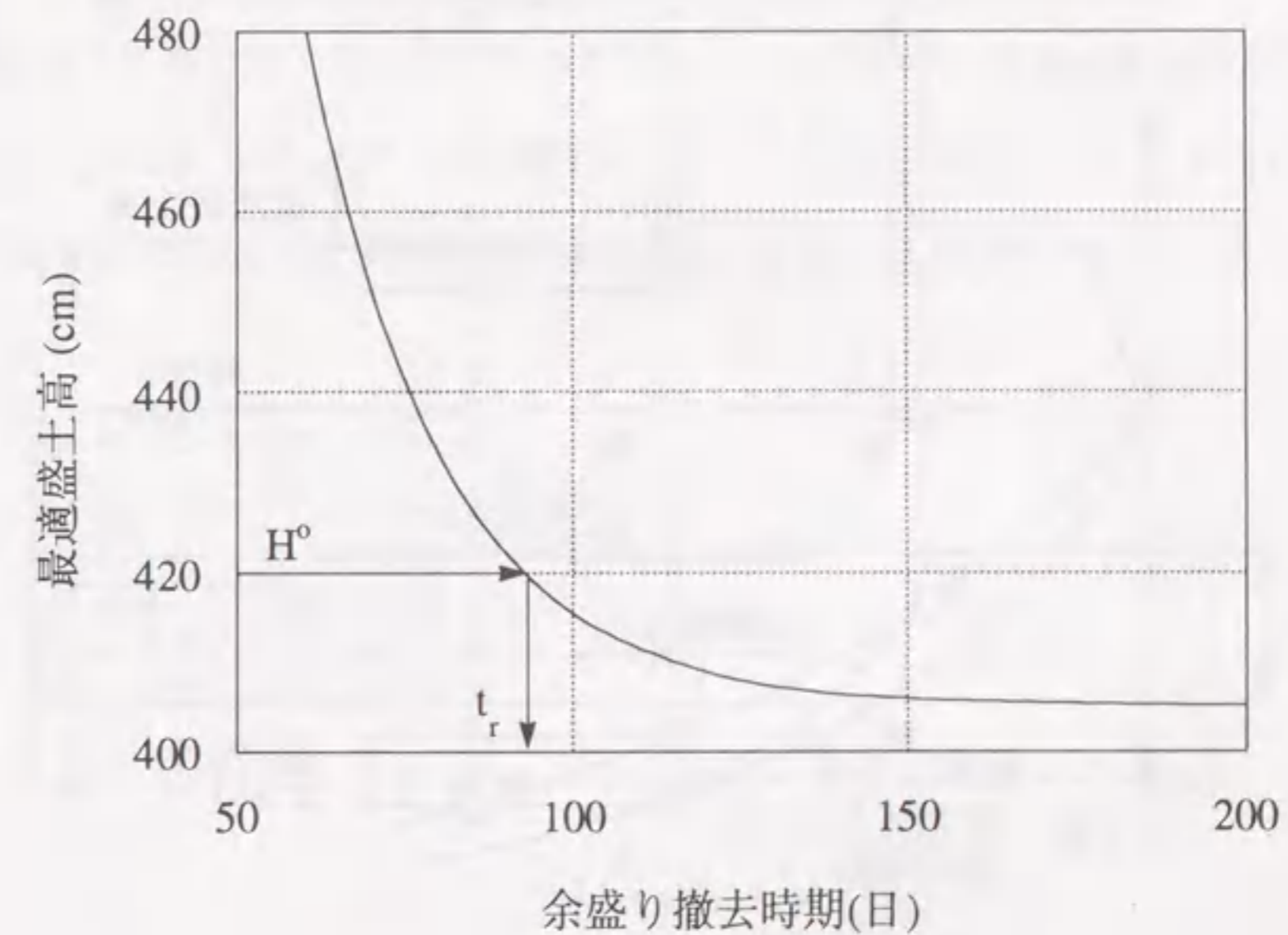


図 - 3.4 余盛り撤去時期と最適盛土高の関係 (A 現場)

また、盛土の施工がすでに終了した放置期間中に観測データを用いたパラメータ同定を行ない、その結果、その時の盛土高さが最適盛土高さを満足しないことが判明する場合もある。図-3.5はこのような場合における本推定式を用いた追加盛土の必要性の判定法を示している。施工中、時間 t_p において式(3.37)を用いて最適盛土高を求めることにより、図に実線で示すような時間-最適盛土高の関係を表わす曲線が得られる。この曲線より追加盛土を行うことなく、そのまま盛土を放置すれば、所定の沈下を終了するために、時間 t_a まで盛土を放置しなければならないことを判定することができる。ところが、工期上の余盛り撤去日は時間 t_r である。したがって、この時までには所定の沈下を終了させるためには、追加盛土を行い沈下を促進させる必要があることがわかる(この時の追加盛土高の推定式、および推定法については3.5節で扱う)。

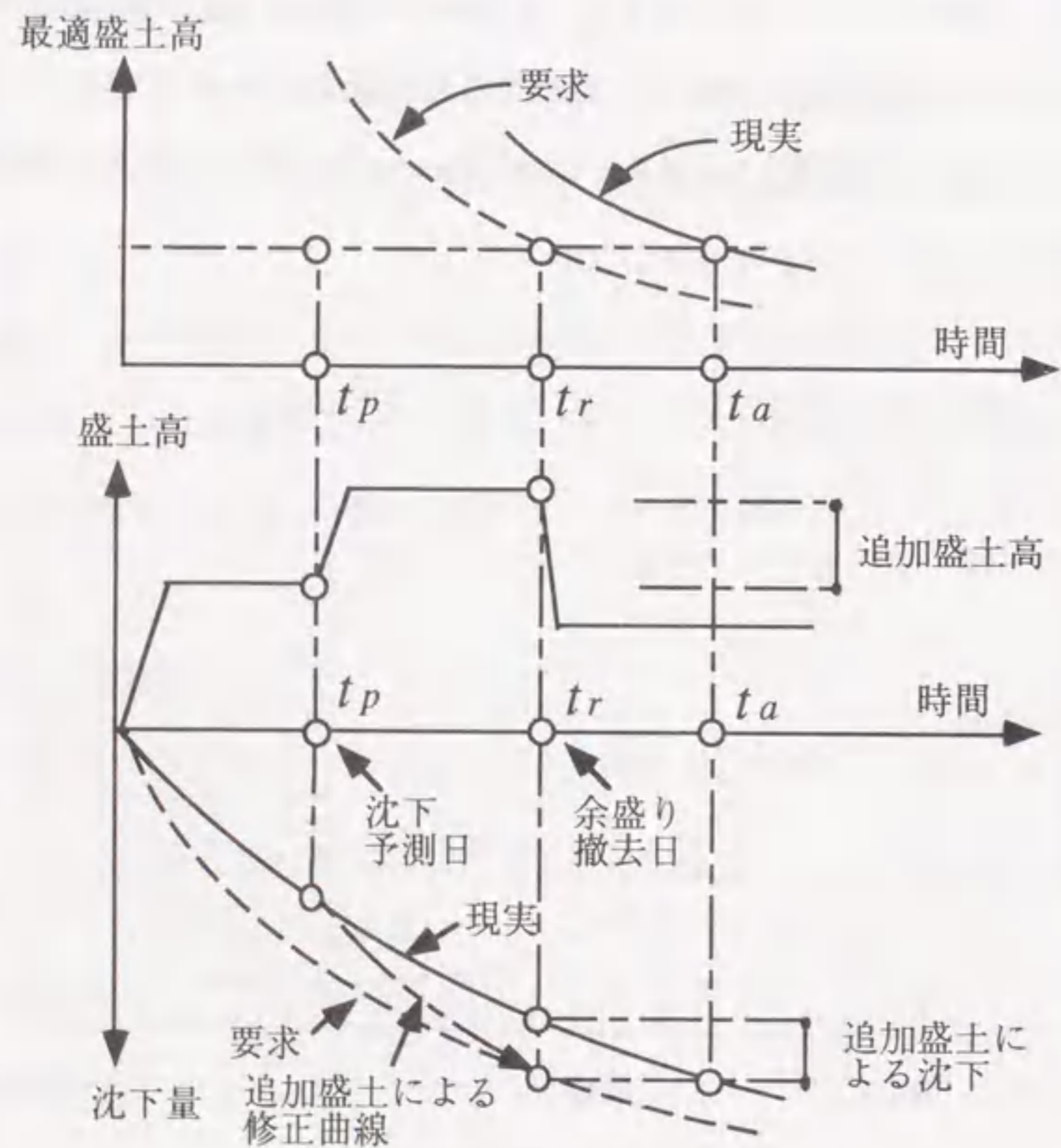


図-3.5 追加盛土の必要性の判定

また、以上は施工中における推定式の利用法であるが、施工前設計段階においても本推定式を利用することができる。すなわち、まず、施工前の設計段階において、FEMなどを用いて施工中の沈下と時間の関係を推定する。次に、その沈下予測曲線を用いて、沈下状態方程式のパラメータを同定する。そして、式(3.37)を用いて最適盛土高を求めることにより、図-3.4, 3.5に示すような時間-最適盛土高の関係を表わす曲線が得られる。この曲線より所定の沈下を終了するためには、どのような高さでいつまで盛土を放置すればよいのかを判定することができる。さらに、施工中の観測データを用いたパラメータの同定により、より精度の高い最適盛土高の推定が可能となるので、それに基づき計画の軌道修正を行うことができる。

3.4.4 弾塑性圧密FEM解析による式の検証

現実の地盤は弾塑性圧密変形をされると考えられる。このような地盤の沈下問題に対する各沈下予測法の適用性を調べるために弾塑性圧密FEM解析を用いる。弾塑性圧密FEM解析は現実の沈下挙動をシミュレートする手法としては、現在、最も信頼性の高い解析法の1つであると思われる。そこで、この方法による沈下解析結果を現実の沈下挙動に見立てて、それと式(3.37)の適合性を調べる。

解析条件は2.7節の図-2.6, 2.7, 表-2.2で示したものと同一であるが、概要を再度、記述すると次のとおりである。土の構成式として、関口・太田モデル⁵⁾を用いる。圧密についてはBiotの三次元圧密理論式に従い、土-水系の連成解析⁶⁾を行う。

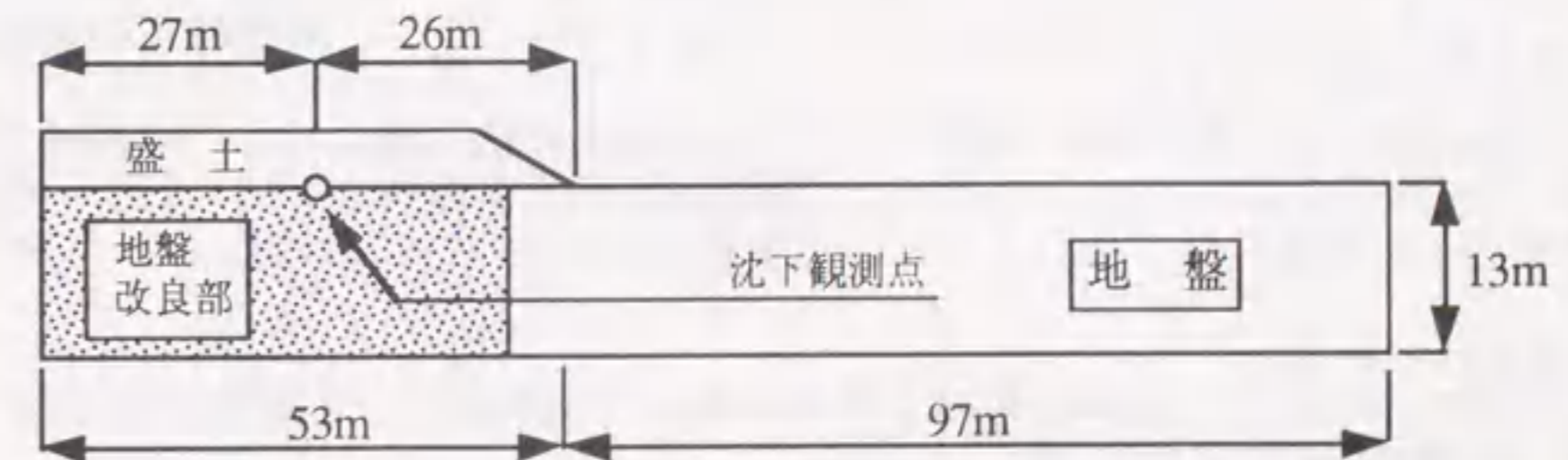


図-3.6 FEM解析モデル図

解析は二次元平面歪状態を仮定し、盛土の下部の地盤はバーチカルドレーンにより、地盤改良された状態を想定し、未改良部よりも透水係数を大きくした(改良部の値を未改良部の値の10倍とした)。解析モデルおよび、沈下観測点の位置を図-3.6に示す。

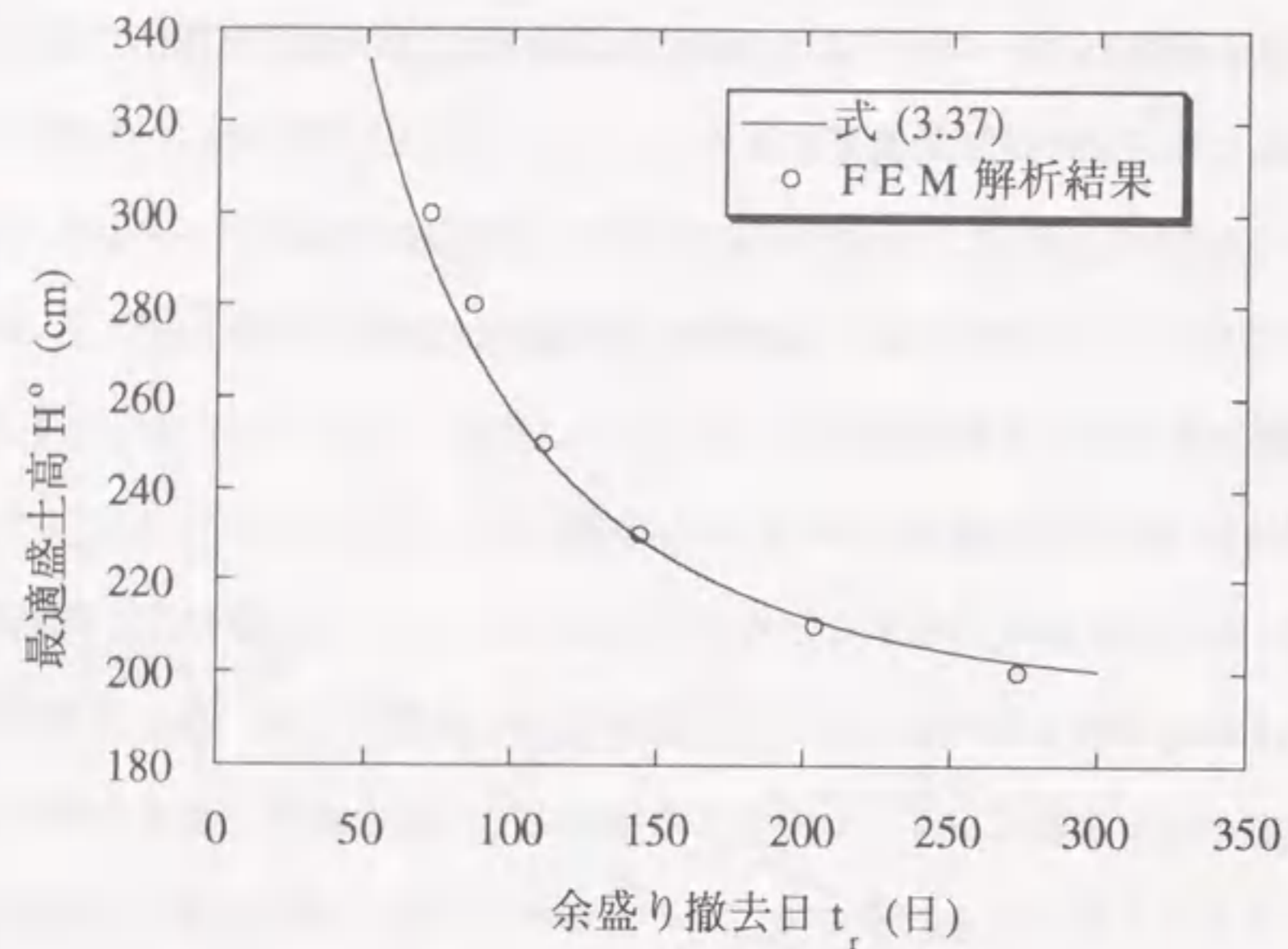


図-3.7 最適盛土高推定式のFEMによる検証

図-3.7中の曲線は盛土高さ $H=2.3$ mの場合のFEM解析による沈下曲線に式(3.37)を適用して推定された理論曲線である。一方、図中の○印はそれぞれ、高さ $H=2.0, 2.1, 2.3, 2.5, 2.8, 3.0$ mの場合の式(3.37)によらないFEM解析結果である。両者はよく適合しており、式(3.37)の理論的妥当性が推察される。なお、時間補正の値は補正の対象とする時期により若干異なるが、ここでは余盛土の撤去時に対して時間補正法(3.4.2で前述)を適用した。そのようにして求めた式(3.37)における t_s と t_s' の差は $t_s - t_s' = 24.2$ 日である。

3.4.5 現場観測例への適用

ここで取り上げる現場観測例はすでに、2.9節で前述したA現場のものと同じである。A現場は愛知県半田市衣浦埋立地内の工場造成地であり、地層構成、土質および工事の

主な仕様はすでに、2.9.1で述べたのでここでは省略する。2.9節では、現場の沈下観測データを用いて分散系沈下状態方程式のパラメータを同定し、それを連続系沈下状態方程式のパラメータに変換するところまで検討が終了している。

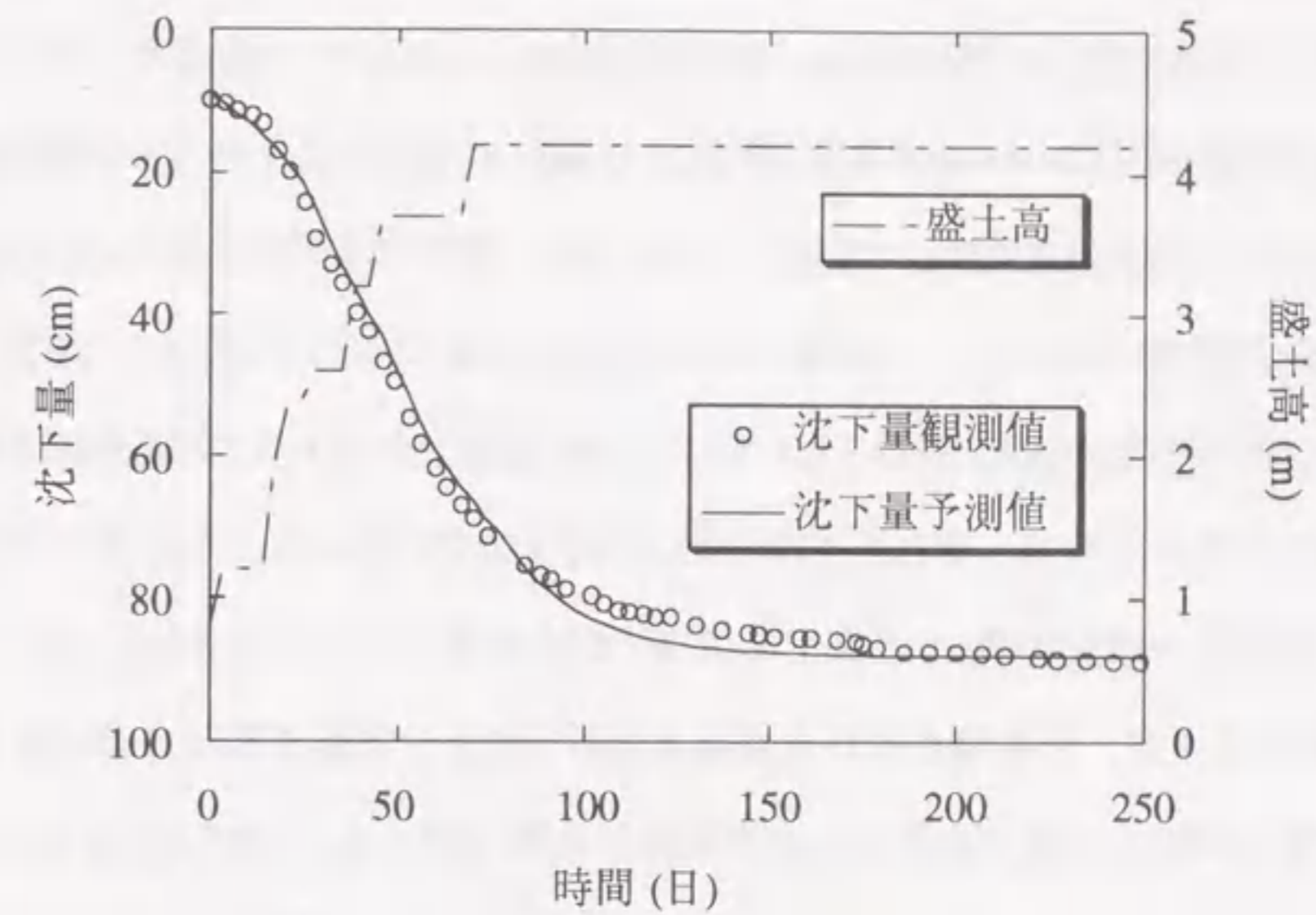


図-3.8 A現場沈下予測結果($t=70$ 日までのデータ利用)

ここでは、引き続き、その結果を設計へフィードバックする方法について説明する。

A現場を例にとり、提案法の設計へのフィードバックの具体例を示す。今、図-3.8は2.9節ですでに、説明したものであるが、A現場における沈下観測値および予測値と盛土の高さの推移を表わしている。図-3.8の盛土施工中の $t=70$ 日の時点でそれより以前のデータを用いて、それ以後の沈下を予測し、フィードバックを行う場合を想定する。なお、設計条件として、[計画地盤高-原地盤高]の値は $L_p = 320$ cmと与えられているとする。

- 1) 盛土施工中の観測データを用いて、分散系沈下状態方程式(式(2.22), (2.23))のパラメータを同定する。
- 2) 分散系沈下状態方程式(式(2.22))のパラメータを連続系沈下状態方程式(式(3.1))

)のパラメータに変換する。以上の結果は2.9.2の表-2.6に示されている。

3) 目標最終沈下量 S_f は式(3.23)より次のように推定される。

$$S_f = \{ (1 + C A^{-1} B)^{-1} - 1 \} L_p = 85.0 \text{ cm} \quad (3.41)$$

4) 今、 $t = 70$ 日(図-3.3の t_s に相当)の時点で沈下予測を行おうとしており、その時点の沈下量観測値 S_s は 68.8 cm、盛土高は $H_s = 419$ cm である。そこで、モデルと実際の時間のずれ ($t_s - t'_s$) を式(3.39), (3.40) に示した「テーラー展開法」により求めると、 $t_s - t'_s = 34.5$ 日となる。一方、同じ値を「簡便法」により求めると、 $t_s = t'_s = t_s/2 = 35$ 日であり、両結果に大きな差は生じていない。

5) 次に、これらの値を式(3.37)に代入すると、最適盛土高さ H^o と余盛り撤去時期 t_r との関係が求まるので、それをグラフに表わすと、図-3.9のようになり、この図から工期に合う撤去時期 t_r と盛土高さ H^o を決定することができる。

6) 図-3.9によると、その時点の盛土高さ 4.2 m で盛土を放置すると、 $t = 94$ 日の時点で余盛りが撤去可能であることがわかる。余盛り撤去高さは式(3.38)より、 $H_p = 15$ cm である。もし、それより以前に余盛りを撤去する必要があるれば、今後、どの高さまで盛土を続ければよいかは図-3.9より知ることができる。

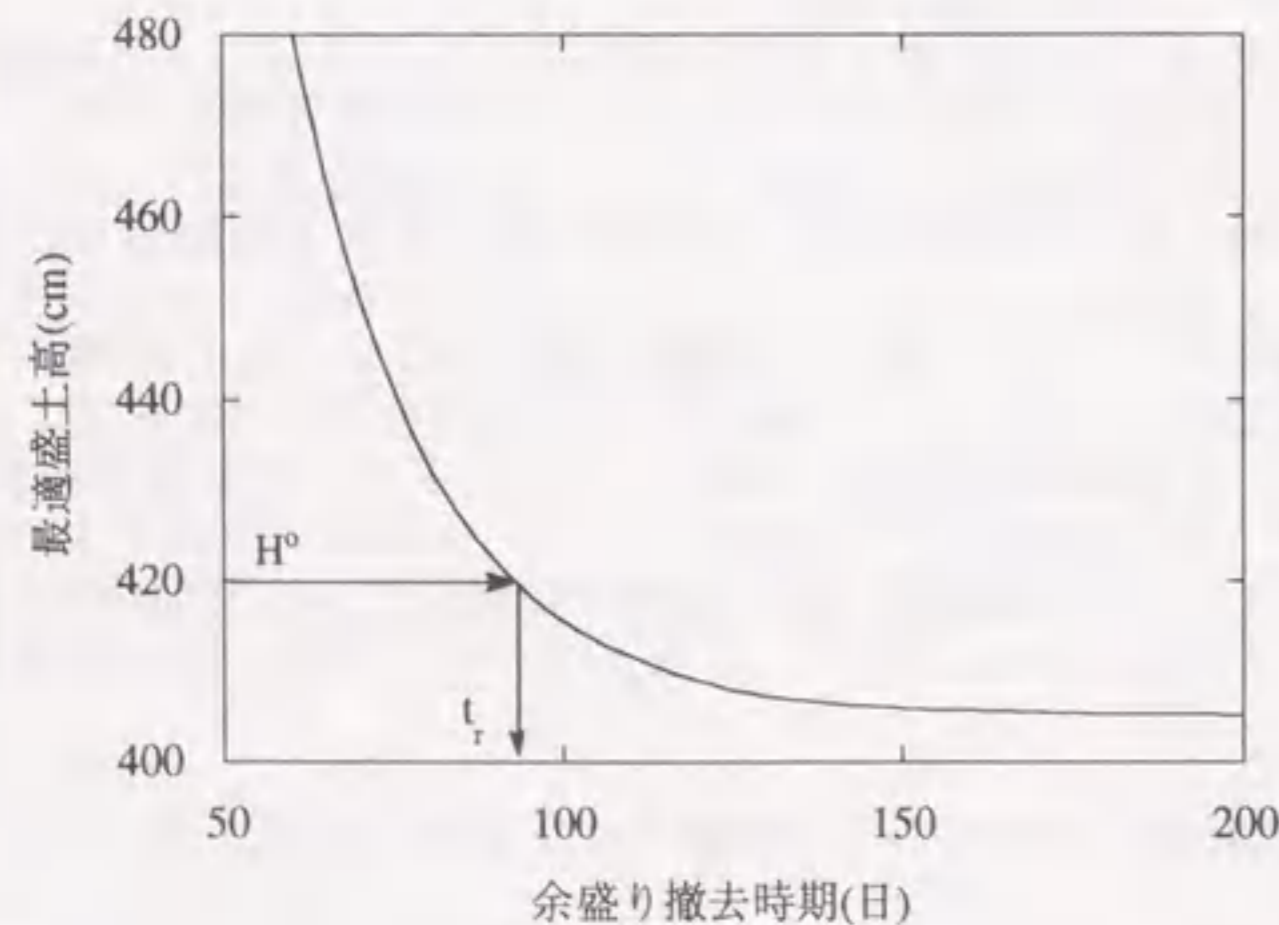


図-3.9 余盛り撤去時期と最適盛土高の関係 (A現場)

以上のように、盛土施工中、あるいは放置期間の初期の段階において、観測データを用いて沈下状態方程式のパラメータを同定し、その結果より設計値を逆推定し、それを事前設計へフィードバックすることができる。

3.4.6 経済性に関する考察

盛土の直接工事費は(1)材料費、(2)盛土施工費、(3)余盛撤去工費から構成される。このうち、(1)は(a)購入土を使用する場合と(b)転用土を使用する場合で単価が異なる。(1)-(a)の工費は材料費ではあるが、地権に関する費用の他に採土場所からの掘削・積み込み・運搬・積み降ろし手間から主に構成されており、そのような内訳計算の後、 m^3 あたりの単価を算出し、盛土工事費の積算の中では[施工土量 $\times m^3$ あたりの単価]として、工費が算定されるのが一般的である。

また、(3)は(i)撤去した土を現場内に捨てることのできる場合と(ii)場外の処分場へ有料で捨てる場合がある。また、特別規模の小さな現場を除けば一般的な規模の現場では土工事用の重機(ブルドーザー、バックホーなど)が常駐しているので、(2)と(3)とは施工土量にほぼ比例すると考えることができる。実際の工事における積算も[施工土量 \times 単価]で一般的に計算される。また、一般的に、当初施工される盛土も追加盛土も m^3 あたりの施工費は同じである。

数例の実施工例の工費内訳に基づいて、(1)-(a)の工費を1.0として、(1)~(3)の工費の比率を求めると次のようになる。

$$(1) : (2) : (3) = (0 \sim 1) : (0.20 \sim 0.26) : (0.64 \sim 1.36)$$

(b) (a) (a) (b) (i) (ii)

ここで、(1)や(2)と比べて、(3)が大きな比率を占めることに注目すべきである。つまり、余盛撤去費は工費に大きな比率を占めるので、当初の盛土や追加盛土の高さは必要以上には高くしないことがコスト低減につながる。

以上のような状況から、盛土の工事費を最小にするには、施工土量と施工手間を最小にする必要がある。前述した「最適盛土高」は当初の盛土の施工量、および追加盛土の施工量を最小にするものであり、工費もその時最小となる。また、次に述べる推定式に

よる「追加盛土高」も追加盛土の施工量を最小とするものである。このように、提案法は経済的にも最適な解を与えるものである。

3.5 追加盛土高推定式^{15), 16)}

3.5.1 追加盛土高推定式の誘導

施工中、図-3.10の t_p 点における観測データを用いた沈下予測の結果、そのままの盛土仕様では余盛り撤去期限 t_r 内に沈下を終了させることが不可能であることが明らかとなったとする(図-3.10では所定の沈下終了までの期限は t_r であるのに、現実には時間 t_a が必要となっている)。

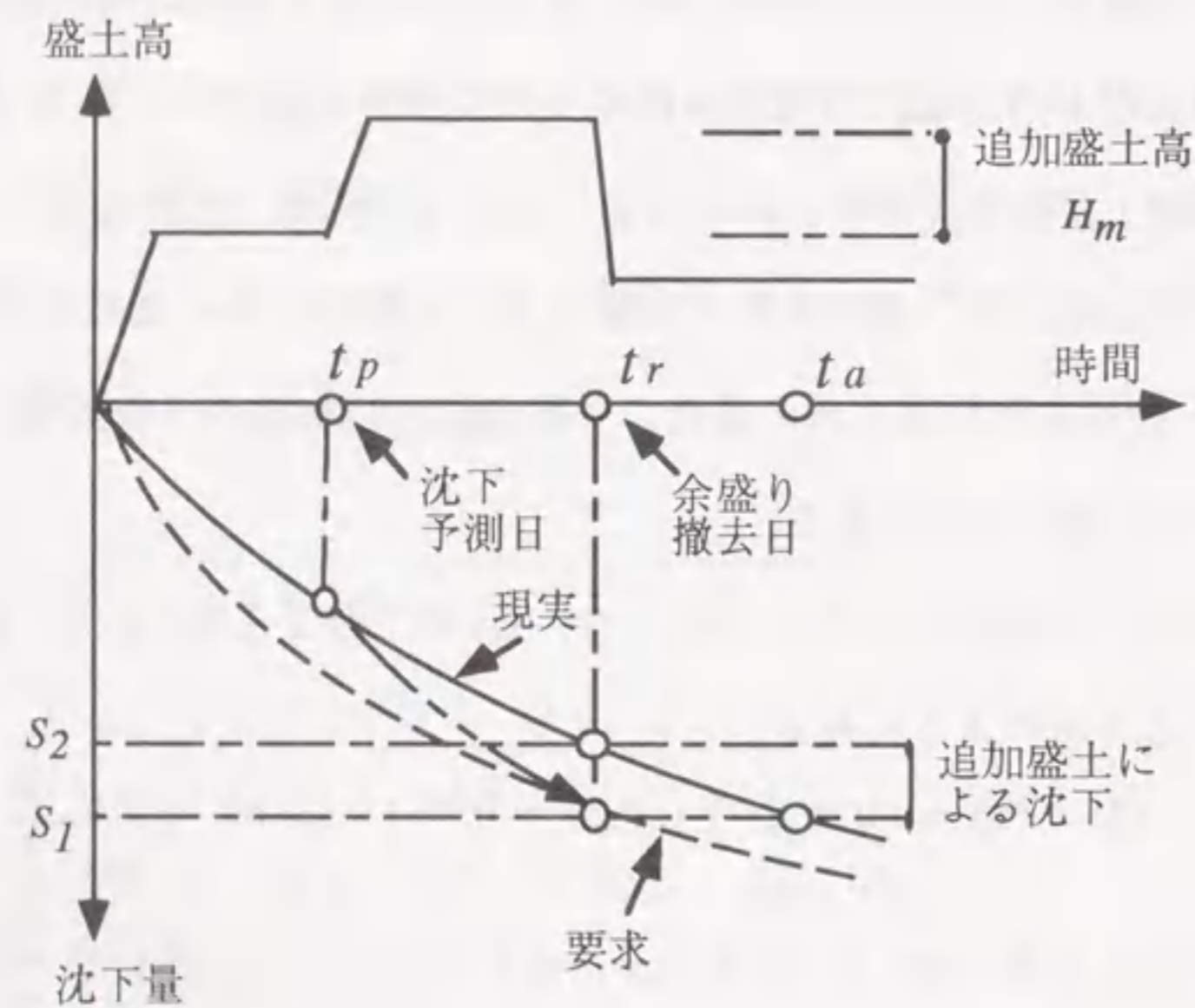


図 3.10 追加盛土高推定式の誘導

その場合、追加盛土を行い、沈下を許される期限内に終了させる必要がある。その時の追加盛土高の推定式を以下で誘導する。沈下量 S_1 は時間 t_r に余盛土を撤去した時、その高さがちょうど計画地盤高となり、その後圧密沈下を生じないという条件を満足す

る沈下量である。図-3.10において、沈下量 S_1 の値は前述の式(3.23)を用いて、次のように推定することができる。

$$S_1 = \{(1 + CA^{-1}B)^{-1} - 1\} L_p \quad (3.42)$$

その場合、追加盛土を行い、沈下を許される期限内に終了させる必要がある。その時の追加盛土高の推定式を以下で誘導する。沈下量 S_1 は時間 t_r に余盛土を撤去した時、その高さがちょうど計画地盤高となり、その後圧密沈下を生じないという条件を満足する沈下量である。図-3.10において、沈下量 S_1 の値は前述の式(3.23)を用いて、次のように推定することができる。

$$S_1 = \{(1 + CA^{-1}B)^{-1} - 1\} L_p \quad (3.43)$$

同様に、図-3.10において、 S_2 は施工中の沈下観測および予測の結果、明らかとなった時間 t_r の時点で現実に達成されると推定される沈下量である。この値は前述の式(3.29)を用いて、次のように推定することができる。

$$S_2 = CA^{-1}(e^{At_r}B - B)H_1 \quad (3.44)$$

ここで、時間 t_r' は時間 t_r に、盛土の段階的施工による時間のずれに対する補正を加えた値である。追加盛土を行わない場合、時間 t_r において、 $(S_1 - S_2)$ の沈下が不足する。したがって、追加盛土により時間 $t_a \sim t_r$ の間に $(S_1 - S_2)$ の沈下が余分に進むように追加盛土高 H_m を決定する必要がある。つまり、式(3.29)を用いて、この関係は次のように表わすことができる。

$$S_1 - S_2 = CA^{-1}\{e^{A(t_r-t_a)}B - B\}H_m \quad (3.45)$$

そこで、式(3.43)に式(3.41), (3.42)を代入して、それを H_m について解くと次式が得られる。

$$H_m = \frac{\{(1 + CA^{-1}B)^{-1} - 1\}L_p - CA^{-1}\{e^{At_r}B - B\}H_1}{CA^{-1}\{e^{A(t_r-t_p)}B - B\}} \quad (3.46)$$

ここに、 H_1 は予測時点における盛土高、 t_p は沈下予測時期であり、他の記号や時間補正法は式(3.37)と同一である。

3.5.2 弾塑性圧密 FEM 解析による式の検証

「最適盛土高推定式」の場合と同様、弾塑性圧密 FEM 解析を現実の沈下挙動に見立てて、それに対する式 (3.46) の適合性を調べる。

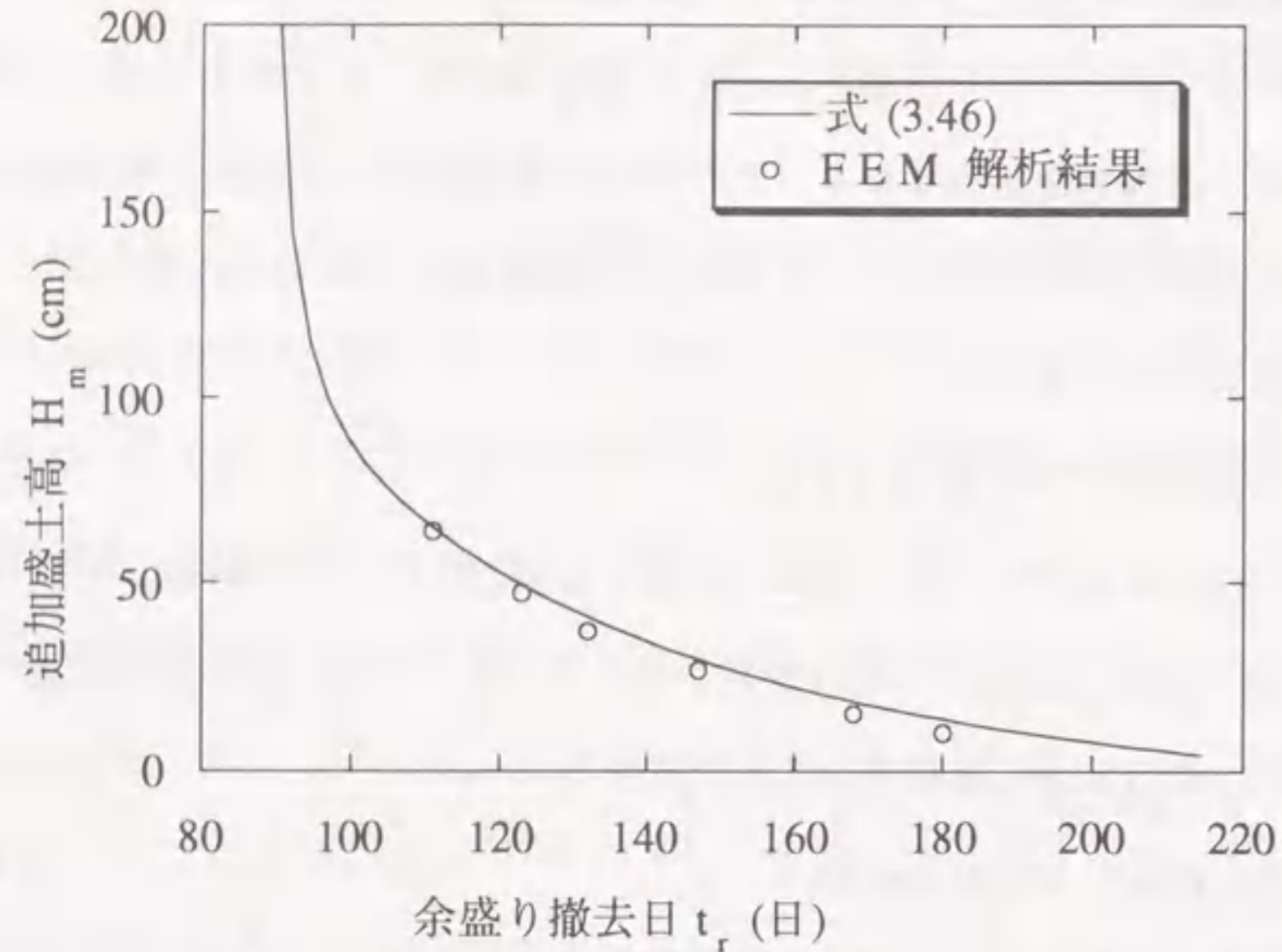


図 - 3.11 追加盛土高推定式の FEM による検証

図 - 3.11 中の曲線は盛土高さ $H = 2.3$ m の場合の FEM 解析による沈下曲線に式 (3.46) を適用して推定された理論曲線である。一方、図中の○印はそれぞれ、追加盛土高さ $H = 10, 15, 26.6, 37, 47.4, 63.8$ cm の場合の式 (3.46) によらない FEM 解析結果である。両者はよく適合しており、式 (3.46) の理論的妥当性が推察される。なお、時間補正值 ($t_r - t_r'$) の値は 3.4.4 と同一の 24.2 日、予測時期 t_p の値は $t_p = 87$ 日である。

3.6 最終沈下量および圧密度の推定式^{15), 16)}

次式により圧密沈下中の任意の時間 t_1 における圧密度を推定することができる。すなわち、圧密沈下中の任意の時間 t_1 における沈下量は式 (3.29) より、次式により推定する

ことができる。

$$S_i = C A^{-1} \{ e^{A t_1} B - B \} H \quad (3.47)$$

一方、盛土高さが一定値 H で継続した場合の最終沈下量は、式 (3.20) より、次式により推定することができる。

$$S_f = - C A^{-1} B H \quad (3.48)$$

したがって、圧密度は両者の比をとって次式で与えられる。

$$U = \frac{- C A^{-1} \{ e^{A t_1} B - B \}}{C A^{-1} B} \quad (3.49)$$

3.7 盛土の破壊と除荷時リバウンドの考慮¹³⁾

以上のような動学的設計法による解析の結果、「最適盛土高」、「追加盛土高」に関して、たとえば図 - 3.9 のようなグラフが得られるが、これらの図では盛土の破壊とリバウンドの影響が考慮されていない。そこで、以下でそれらの考慮法について述べる。

3.7.1 盛土の破壊の考慮

たとえば、図 - 3.9 において、 $t = 50$ 日付近の盛土高さを選択しようとした場合、この図を用いれば、それに対する余盛り撤去時期が得られるが、実際はそのケースは盛土破壊を生じる。したがって、図 - 3.9 のような検討と同時に、別途、盛土の安定解析、支持力の検討を行い、両者を共に満足する高さを採用すべきである。ただし、検討の結果として満足する高さが無い場合には設計条件が不相当であるので、工期や計画地盤高などを再検討する必要がある。

3.7.2 余盛り撤去によるリバウンドの影響の考慮

沈下促進工法として「余盛り工法」を採用する場合、所定の沈下が進行した段階で、盛土の一部が撤去される。その場合、撤去の時期が早く、しかも撤去量も少ない場合には除荷直後のわずかなリバウンドの後、引き続き大きな沈下が継続する。また、その逆に、十分に圧密が進んだ段階で撤去量も大きい場合にはリバウンドだけが生じてその後

の沈下がない。このように、除荷後、地盤がやがて沈下するか、リバウンドだけであるかを支配する要因は、地盤の圧密の境界条件や地盤物性だけでなく、除荷荷重、除荷時期(圧密度)、透水係数などが影響する。しかし、これら複数の要因を総合して、除荷後大きな残留沈下が生じるかどうかは、過剰間隙水圧の観測によって予測できる¹³⁾。

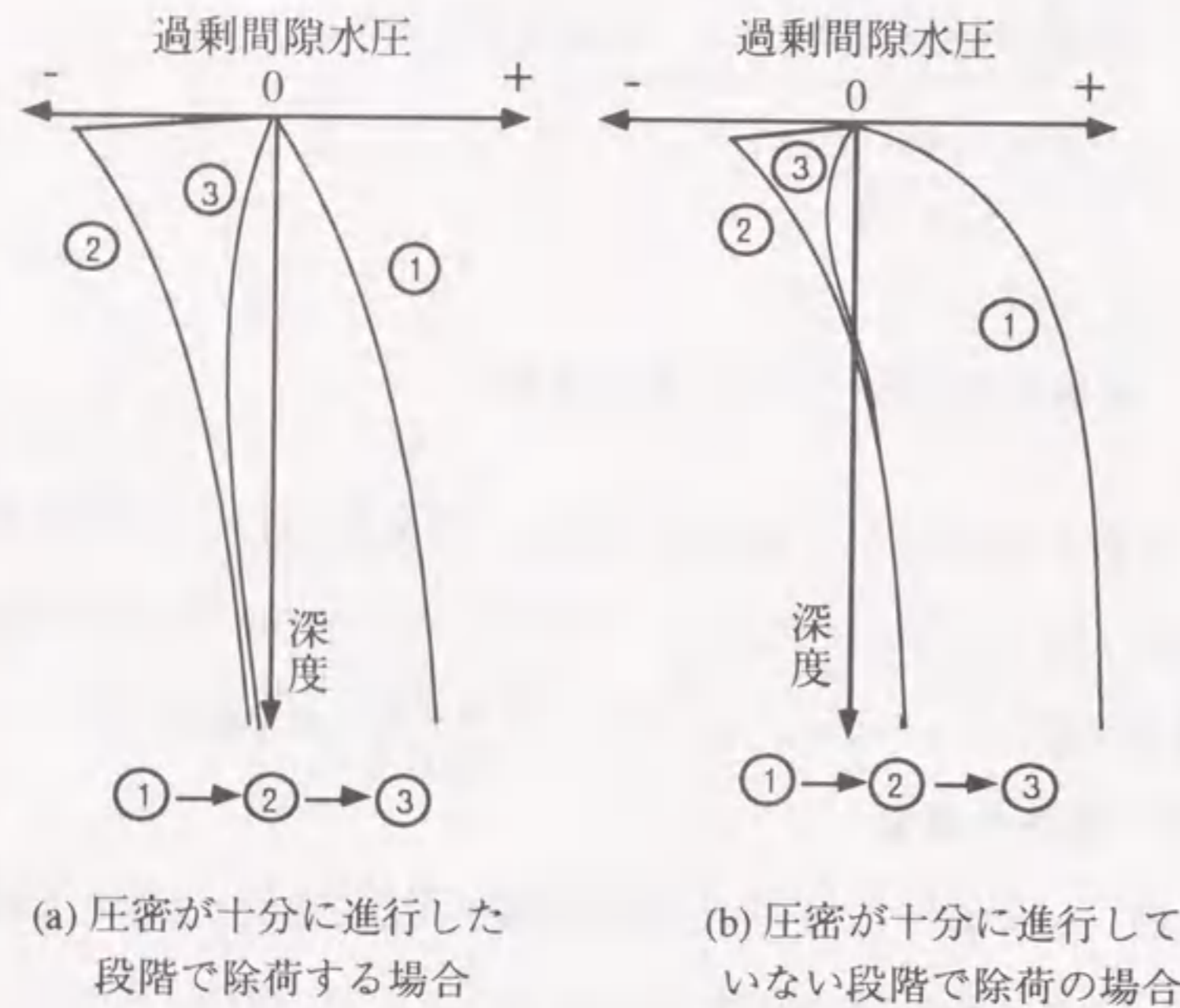


図-3.12 除荷前後の地層内の過剰間隙水圧の分布の推移

過剰間隙水圧によるリバウンドの発生機構は次のとおりである。上側に片面排水の地層を想定すると、圧密が十分に進行していない段階で除荷を行い、しかも除荷量も少ない場合には、図-3.12(b)に示すように、地盤内の中心付近の過剰間隙水圧は、依然として正の値で残るが、排水面に近い部分のそれは負の値になる。したがって、除荷直後のわずかなリバウンドのあと、引き続き大きな沈下が継続する。また、その逆に、十分圧密が進んだ段階で除荷を行い、除荷荷重も大きい場合には、図-3.12(a)に示すように、過剰間隙水圧が全体的に負となり、その後も正の過剰間隙水圧は発生しない。し

たがって、地盤はリバウンドだけを生じ、その後、圧密沈下を生じない。このように、除荷時の間隙水圧の状態によって、地盤は除荷後、膨張現象を起こす場合と、沈下現象を起こす場合があることが説明できる。

図-3.12に示す地層内の間隙水圧分布において、地層中央付近の過剰間隙水圧プラスの部分を除荷時に残存し、それによる沈下が間隙水圧マイナスの部分によるリバウンドの影響よりも大きい時、地層全体としては除荷後も沈下が継続する。したがって、除荷後の一次圧密による残留沈下を防止するためには、地層内の間隙水圧を観測し、この過剰間隙水圧プラスの部分の影響を除荷後、残留しないよう対処できればよい¹³⁾。これに関して、浅岡・中野・松尾¹³⁾により次のような方法が提案されている。すなわち、除荷直前の盛土直下地盤の層厚中央での過剰間隙水圧 u と限界撤去量 Δq (それ以上の荷重を撤去した場合には引く続き沈下が発生しない限界の荷重) との関係が図-3.13のような線形関係となり、それを式で表すと、

$$\Delta q \cong 0.9 u \quad (3.50)$$

となる。つまり、撤去直前に測定された地盤の過剰間隙水圧分布のその中央部分の90%を撤去することにより、残留沈下を防止することができることが明らかにされている。

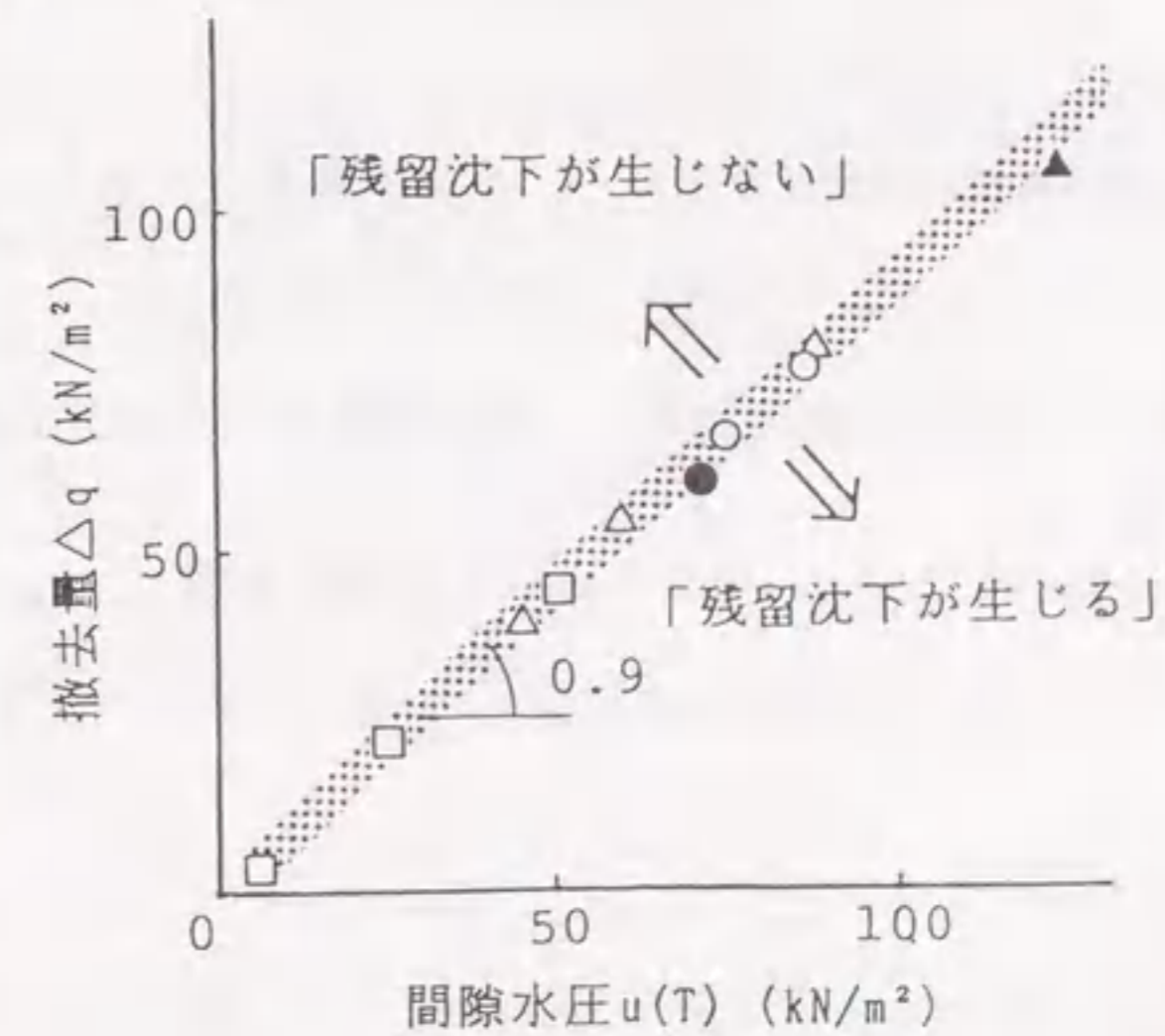


図-3.13 過剰間隙水圧 u と限界撤去量 Δq の関係 (浅岡¹³⁾)

3.3 ~ 3.6 節で前述した各種の推定式はマイナスの過剰間隙水圧の影響(つまり、リバウンド)を考慮していない。もしも、この影響が極めて大きいものならば提案したこれらの推定式は利用できないことになる。そこで、除荷時のリバウンドについて考察し、提案式の適用性を検討する。

除荷時のリバウンド現象には次の特徴がある。

- 1) リバウンド現象は一般的に長続きせず、過剰間隙水圧の負の部分の減少に伴って、して、リバウンドが緩和されるか、ふたたび沈下現象に転ずる。
- 2) リバウンド量の値は最大でも除荷時沈下量の3%程度であると推定される(既往の多くの研究例について著者の調査した結果: 3章付録表-3.1参照)。
- 3) リバウンドを生じる元となる負の間隙水圧は除荷時の圧密度が低いほど大きい(図-3.9でいえば、 $t=50$ 日に近いほど現象が顕著)。しかし、一般的に、設計の実務では主に経済上の理由(余盛り高が低いほど経済的である)から、除荷時の圧密度は高く設定される場合が多い。つまり、その場合には、負の間隙水圧が小さいので、リバウンドも小さい。
- 4) パーチカルドレーン工法が採用される場合、ドレーンの働きにより、地盤内の過剰間隙水圧分布は地層の上下方向には均等であり、図-3.12のような分布にはならない。
- 5) 本論文の目的は高い精度の予測ではなく、多少予測精度は落ちて、施工の極めて早い時期に予測を行い、フィードバックすることである。

以上のような理由から、本解析法の適用上、除荷時のリバウンドは誤差として無視してよいと思われる。

3.8 結 論

本章で得られた成果を要約すると、次のとおりである。

- 1) 沈下状態方程式のパラメータを圧密方程式のパラメータへ変換する方法を提案した。
この方法により、観測データを用いた沈下状態方程式のシステム同定結果より三笠の圧密方程式の圧密係数に相当する値を逆推定することができる。
- 2) 観測データを用いたシステム同定結果より最適盛土高の値を逆推定する方法を提案した。この方法により、施工中に所定の工期内に所定の沈下を終了させるための追加盛土の必要性を判定することができる。さらに、追加盛土の必要性が判定された場合、その必要追加盛土高の値を推定する式を提案した。
- 3) 施工中に観測データを用いたシステム同定結果を用いて、その時点の圧密度、および最終沈下量を推定する式を提案した。
- 4) 現場観測例と弾塑性圧密FEM解析を用いて以上の推定式の正当性を検証した結果、推定精度が高いことが確認された。
- 5) 盛土の破壊については別途、破壊に対する検討を行ない、その結果と本解析法との両方を満足する結果を採用すべきである。また、除荷時のリバウンドについては、本解析の適用上無視しても大きな誤差の生じないと考えられる。
- 6) 以上の提案式について経済性に関する検討の結果、提案式は経済的にも最適な解を与えるものであることが明らかとなった。

付録：除荷時のリバウンド率について

除荷時の沈下量に対する除荷に伴うリバウンド量(隆起量)の割合について調査した結果について述べる。リバウンド率 k_r を次式で定義する。

$$k_r = \frac{R_e}{S_e} \quad (3.50)$$

ここに、 R_e : リバウンド量、 S_e : 除荷時沈下量である。なお、 k_r の値は除荷時の圧密度や除荷荷重によって異なるので定数ではない。ここでの目的は現象として過去に観

察された k_r の値が除荷時の沈下量に対してどの程度の割合であるかを検討することである。表-3.1は既往の研究例について、 k_r の値を調査した結果である。表-3.1によると、リバウンド率 k_r の値は0.4～4.5%の範囲にあり、平均2.4%である。

表-3.1 既往の研究例におけるリバウンド率の値

文献	土の種類 (採取地域)	土の性質	リバウンド率 k_r
文献 7)	広島粘土 (広島)	$w_L = 100\%$ $w_p = 58\%$	0.4, 0.5, 2.7
文献 8)	粘土 (福岡)	$w_L = 103\%$ $w_p = 74\%$	2.6
文献 9)	沖積粘土 (東京湾)	$w = 50 \sim 110\%$ $w_L = 60 \sim 110\%$ $w_p = 30 \sim 50\%$	0.8
文献 10)	沖積粘土	$w = 65 \sim 106\%$ $C_c = 0.57 \sim 1.4$	1.6, 1.8, 1.0, 0.6, 1.5
文献 11)	泥炭 (北海道)	$w = 350 \sim 600\%$	4.0, 2.6, 5.3, 2.4, 3.2, 1.2, 4.5, 4.0, 4.5, 3.4
文献 12)	粘土	$w = 47\%$ $w_L = 56\%$ $w_p = 31\%$	1.5

参考文献 (第3章)

- 1) 松尾 稔: 地盤工学 - 信頼性設計の理念と実際 -, 技法堂出版, pp. 354 - 357, pp. 367 - 368, 1984.
- 2) A. Asaoka: Observational Procedure of Settlement Prediction, Soils and Foundations, Vol. 18, No.4, pp. 87 - 101, 1978.
- 3) A. Asaoka, M. Matsuo, Y. Kanatani: Settlement Prediction of Extensive Reclaimed Land, A Case Study, 4th International Conference on Structural Safety and Reliability, pp. 331 - 340, 1985.
- 4) 嘉納秀明: 現代制御工学, 日刊工業新聞社, p. 62, 1984.
- 5) Sekiguchi, H., Ohta, H.: Induced Anisotropy and Time Dependency in Clays, Proc. Speciality Session 9, 9th. ICSMFE, pp. 229 - 238, 1977.
- 6) Zienkiewicz, O.C., G.N. Pande: Soils and Other Saturated Media under Transient Dynamic Condition, General Formulation and the Validity of Various Simplifying Assumptions, John Wiley and Sons Ltd., pp.1 - 16, 1982.
- 7) 網干壽夫, 松田博: 分割型一次元圧密試験によるプレローディング工法の基礎実験, 第15回土質工学研究発表会, pp. 237 - 240, 1955.
- 8) 藤原東雄, 上俊二: プレロードを受けた粘土の繰返し圧密特性, 第23回土質工学研究発表会, pp. 305 - 306, 1963.
- 9) 清水建設(株): 13号地埋め立て地超軟弱地盤における東京湾岸道路新設工事について, 清水建設(株)発行誌「土木クォーターリー」, pp. 2 - 9, 1976.
- 10) 西田登, 永妻真治, 森山健吉, 今井五郎: カップリング法による一次元圧密沈下解析方法の適用例, 第26回土質工学研究発表会, pp. 329 - 332, 1991.
- 11) 井上源, 河合裕士, 由良桂一, 本間公康: 軟弱地盤における沈下観測結果の2・3の考察, 第21回土質工学研究発表会, pp. 1053 - 1054, 1961.
- 12) 塙信之, 林寛, 深沢栄造: 粘性土地盤の圧密荷重載荷除荷に伴う沈下予測, 第25回土質工学研究発表会, pp. 383 - 384, 1965.

- 13) 浅岡顕, 中野正樹, 松尾稔: 観測的方法による透水係数の推定を組込んだプレロード工の設計, 土木学会論文集, No. 469 / III - 23, pp. 45 - 54, 1993.6.
- 14) 脇田英治: 観測データによる圧密沈下予測と設計へのフィードバック法, 土木学会論文集, No. 457 / III - 21, pp. 117 - 126, 1992.12.
- 15) 脇田英治, 松尾稔: 沈下管理システムとその適用法に関する研究, 土木学会論文集, No. 487 / III - 26, 1994.3.
- 16) E. Wakita, M. Matuo: Dynamic Decision Procedure of Earth Structure on Soft Ground, Geotechnique, The Institution of Civil Engineers, U.K., XLIV, No.3, 1994. (掲載予定)

第4章 沈下管理法の適用性の判定法^{10), 11)}

4.1 概説

前章までで主に施工中の観測データを用いる沈下管理法について述べた。施工前設計の予測精度は良くないのであるが、この段階で設計・施工の主な仕様が決まってしまう、それらの中には施工中の予測により修正の無理なものもある。その意味において、施工前設計は重要である。

実務の設計施工において、沈下が施工前の設計どおり進行することはまれであり、沈下量・沈下速度に関してばらつきを示すのが通例である。その場合、どのような設計条件・設計値の設定を行えば、沈下が工期内におさまるのかについては、従来、定量的・確率的な検討法として確立されたものがない。本章では施工前設計におけるこれらの問題に対して、従来の方法と比べ、より合理的と考えられる方法を提案する。

本章では、沈下管理法の適用性を調べるためにモンテカルロ・シミュレーションを用いる。その際、施工前設計値と観測結果の比をランダムな確率変数として与える必要がある。そこで、まず最初に、その確率変数の分布について考察する。次に、従来法も含めて、沈下管理法を3つに大別し、それらについて説明する。そして、さまざまな設計条件のもとで、それらの沈下管理法を適用した場合を想定し、弾塑性圧密FEM解析を用いたモンテカルロ・シミュレーションを行なう。そして、シミュレーションの結果を一般的な実務設計に利用できる沈下管理法の判別図にまとめる。それと同時に、種々の設計条件のもとで、それら沈下管理法を適用した場合の経済性についても考察する。

4.2 施工前設計と施工後の観測結果の関係¹⁰⁾

後述する4.4節では沈下量と沈下速度に関する施工前と施工後の関係について、確率

分布を設定し、モンテカルロ・シミュレーションを行なう。ここではその設定の元となる沈下量と沈下速度に関する施工前と施工後の関係について考察する。

4.2.1 解析の対象とした現場施工例

施工前設計と施工後の観測結果の関係の解析に用いる現場施工例の概要を表-4.1に示す。ここで示すa~jのすべての施工例においては、地盤改良工法としてバーチカルドレーン工法が採用された。この工法は地盤内に砂杭を打設して、軟弱地盤の圧密沈下を促進するものである。表-4.1は各現場で採用された地盤改良の仕様、地層構成、各層の層厚、そのうちの圧密沈下を生じる軟弱層の層厚、および载荷盛土高の値などを示している。これらの現場施工例においては、いずれも盛土载荷前に自然堆積、あるいは人工的な埋立てに伴う自重圧密は終了している状態であった。また、これらは工場などの比較的大規模な造成地であり、盛土範囲が広く(一辺の長さが100~200m程度)、地層もほぼ水平であり、解析に用いた沈下観測データの観測位置は盛土端部からかなり離れた位置で行なわれたので、沈下観測データには含まれる局所的な载荷による側方変位の影響はかなり少ないと考えられる(なお、この影響とそれに対する本論文で提案している沈下予測法の適用性については2.5.3で検討している)。なお、表-4.1の地層構成の欄の地層名は、地表に近い部分から現われる地層を上から順に表示している。また、層厚は平均値である。

表-4.1 解析に用いた現場観測例の主な仕様

現場 記号	地盤改良仕様			地層構成 および 層厚 (m)	軟弱 層厚 (m)	载荷 盛土 高(m)	地域	特性	
	工法の 種類	杭径 (mm)	ピッチ (m)						
a	1	袋詰サンド ドレーン	φ120	□1.5	砂(6.3) 砂質シルト(2.2) シルト(9.5)	11.7	3.9	濃尾 平野	湾岸 部
b	1	袋詰サンド ドレーン	φ120	□1.5	砂(7.7) シルト(14.9)	14.9	3.7	濃尾 平野	湾岸 部
	2	袋詰サンド ドレーン	φ120	□1.5	シルト(22.5)	22.5	3.7	濃尾 平野	湾岸 部

現場 記号	地盤改良仕様			地層構成 および 層厚 (m)	軟弱 層厚 (m)	载荷 盛土 高(m)	地域	特性	
	工法の 種類	杭径 (mm)	ピッチ (m)						
c	1	袋詰サンド ドレーン	φ120	□1.5	砂質シルト(12.6) シルト(7.0)	19.6	3.8	濃尾 平野	湾岸 部
d	1	袋詰サンド ドレーン	φ120	□0.85	砂(3.6~6.9) シルト(4.8~5.6)	4.8~ 5.6	3.4~ 4.8	濃尾 平野	湾岸 部
	2	袋詰サンド ドレーン	φ120	□1.2	砂(4.4) シルト(4.6~5.7)	4.6~ 5.7	1.6	濃尾 平野	湾岸 部
e	1	袋詰サンド ドレーン	φ120	□1.5	PEAT(0~11.0) シルト(3.0~14.8)	6.1~ 23.8	2.5~ 6.0	秋田 平野	内陸 部
f	1	ボード系 ドレーン	φ52	□1.0 ~1.4	シルト(4.0~8.8)	4.0~ 8.8	2.2~ 5.4	伊勢 平野	内陸 部
g	1	サンド ドレーン	φ400	□1.8	砂(1.2) 粘土(18.8)	18.8	1.8	濃尾 平野	湾岸 部
h	1	袋詰サンド ドレーン	φ120	□1.5	シルト(3.2~4.5) シルト(2.3~4.5)	5.6~ 8.8	3.5~ 6.6	千葉 県	内陸 部
	2	袋詰サンド ドレーン	φ120	□1.3	シルト(3.9~4.6) シルト(2.9~3.9)	6.8~ 8.5	9.1	千葉 県	内陸 部
i	1	袋詰サンド ドレーン	φ120	□1.5	腐植土(7.4) シルト(13.6)	21	6.3	神奈 川県	湾岸 部
	2	袋詰サンド ドレーン	φ120	□1.5	腐植土(8.9) シルト(13.1)	22	5.0	神奈 川県	湾岸 部
j	1	袋詰サンド ドレーン	φ120	□1.15	粘土(5.6~6.7) 粘土(3.4~11.1)	10.1~ 15.4	3.4~ 4.5	濃尾 平野	湾岸 部
	2	袋詰サンド ドレーン	φ120	□1.15	砂(3.9~5.0) 粘土(5.6~6.8) 粘土(3.5~6.2)	9.6~ 12.4	3.9~ 4.4	濃尾 平野	湾岸 部

表-4.1の各現場におけるドレーンの配置はいずれも正方形配置(表-4.1で□で表示)である。なお、表-4.1の現場fのボード系ドレーンの直径が $\phi 52\text{ mm}$ と表示されている。これは換算径の推定式¹⁾により計算した値である。また、図-4.2, 4.3はそれぞれ表-4.1のb, gの各現場の地質柱状図である。

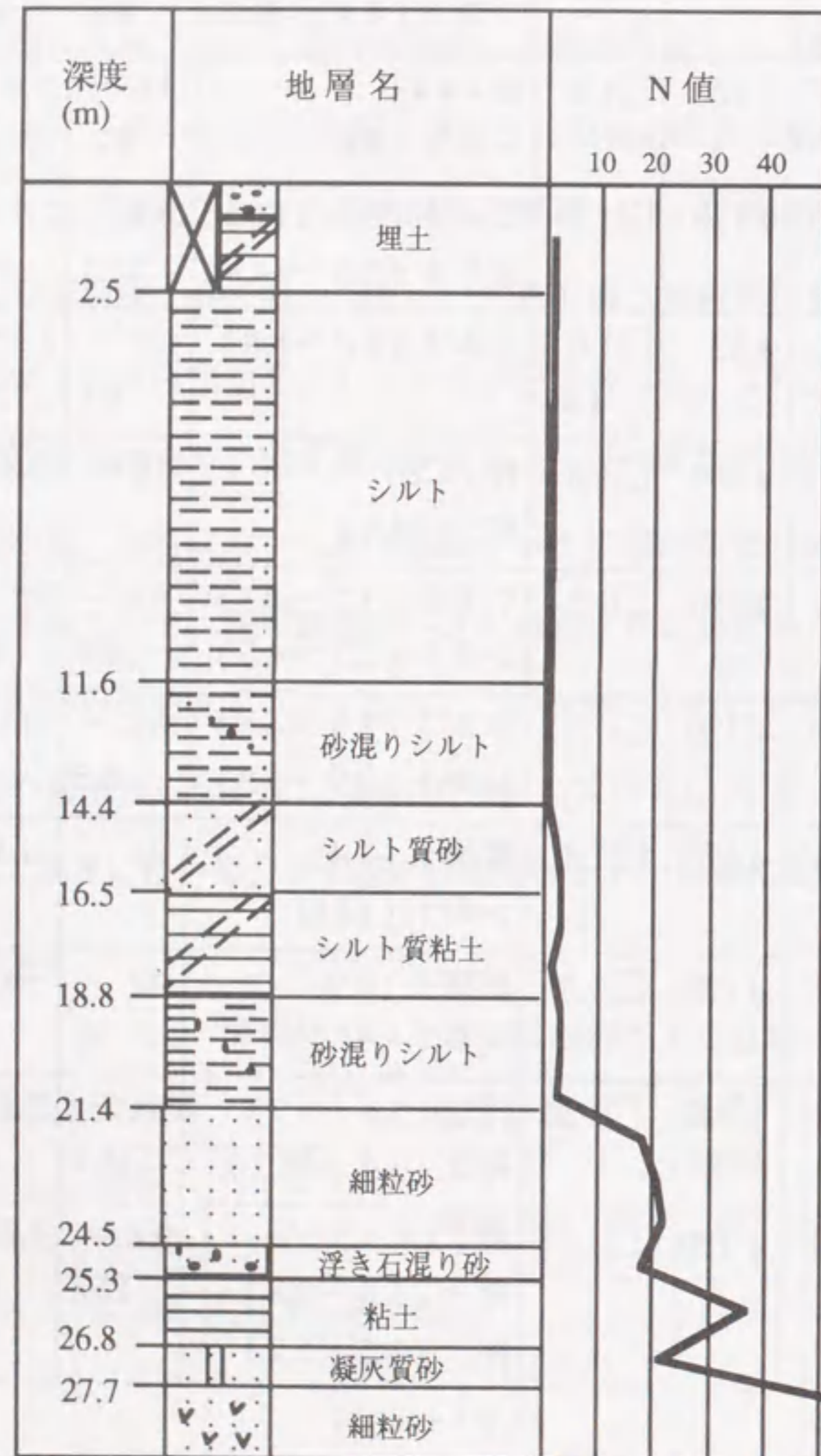


図-4.2 表-4.1のb現場の地質柱状図

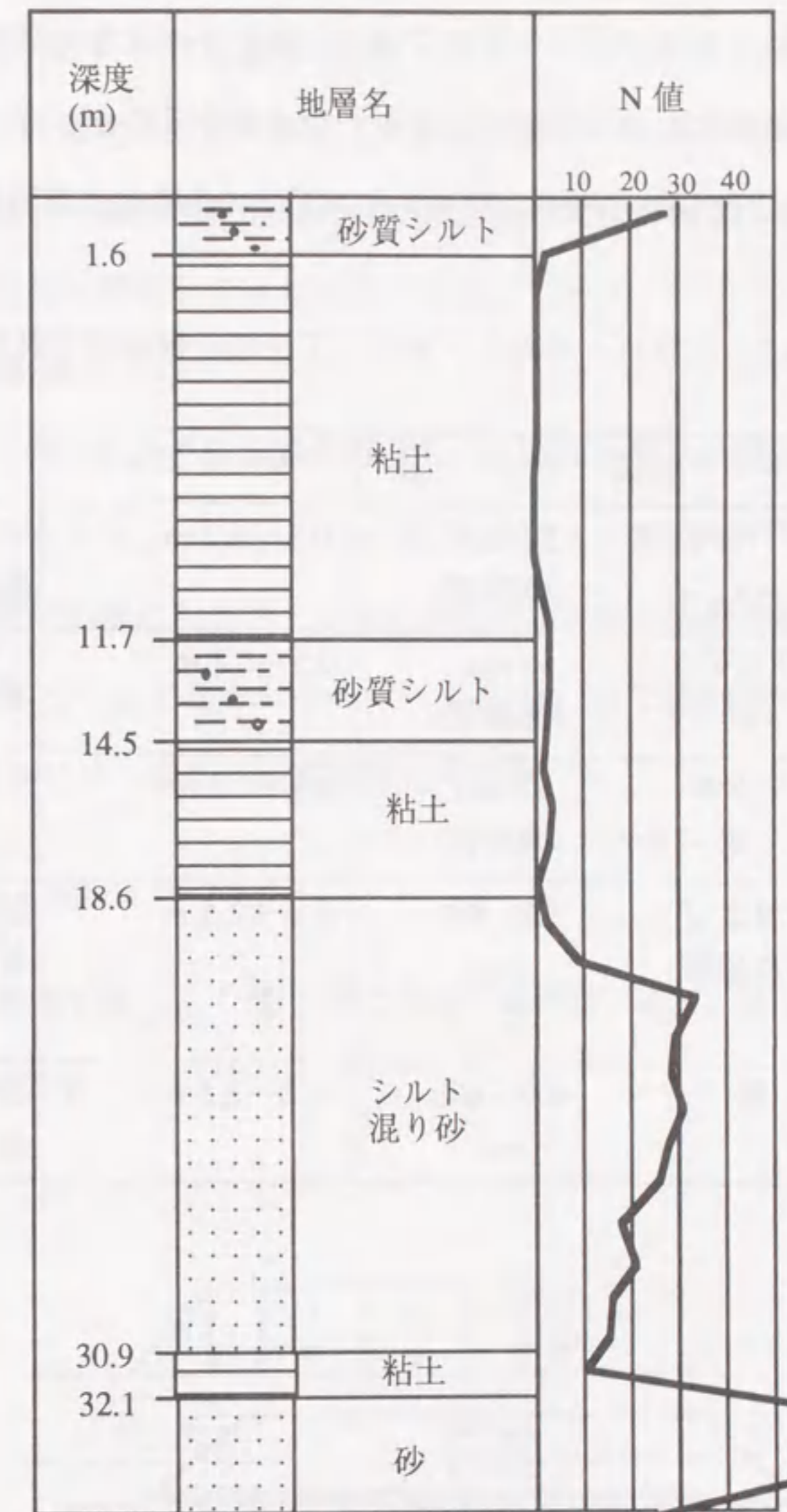


図-4.3 表-4.1のg現場の地質柱状図

これらの現場において採用されたドレーンパイルの種類は3種類に分類することができ、それぞれサンドドレーン、袋詰めサンドドレーン、ボード系ドレーン(ペーパードレーン工法と呼ばれることもある)である。これら各工法の相違点は次のとおりである。すなわち、地盤内の土の移動によって砂杭が切れるのを防ぐために、網をかぶせた砂杭

を使用するのが袋詰めサンドドレーン工法であり、網をかぶせない砂杭を用いるのがサンドドレーン工法、砂杭のかわりにボードドレーンを使用するのが、ボード系ドレーン工法である。表-4.2はこれらのバーチカルドレーン工法の仕様および特徴を示している。

表-4.2 主なバーチカルドレーン工法の仕様および特徴

工 法	ドレーン材質	ドレーン径	ドレーンピッチ	特 徴
ボード系 ドレーン	カードボード (ペーパー)	50 mm (換算径)	0.5~1.2 m	N<5の軟弱地盤用。 軟弱地盤の層厚に 不陸のある地盤に 適する。
	プラスチック ボード	50 mm (換算径)	0.5~1.2 m	
	ケミカル ボード	50 mm (換算径)	0.5~1.2 m	
袋詰め サンド ドレーン	砂および 合成繊維	120, 400 mm	0.6~2.5 m	超軟弱地盤でも砂 杭が切れにくい。
サンド ドレーン	砂	400~600 mm	1.2~3.5 m	海上施工も可能。 施工性が良い。

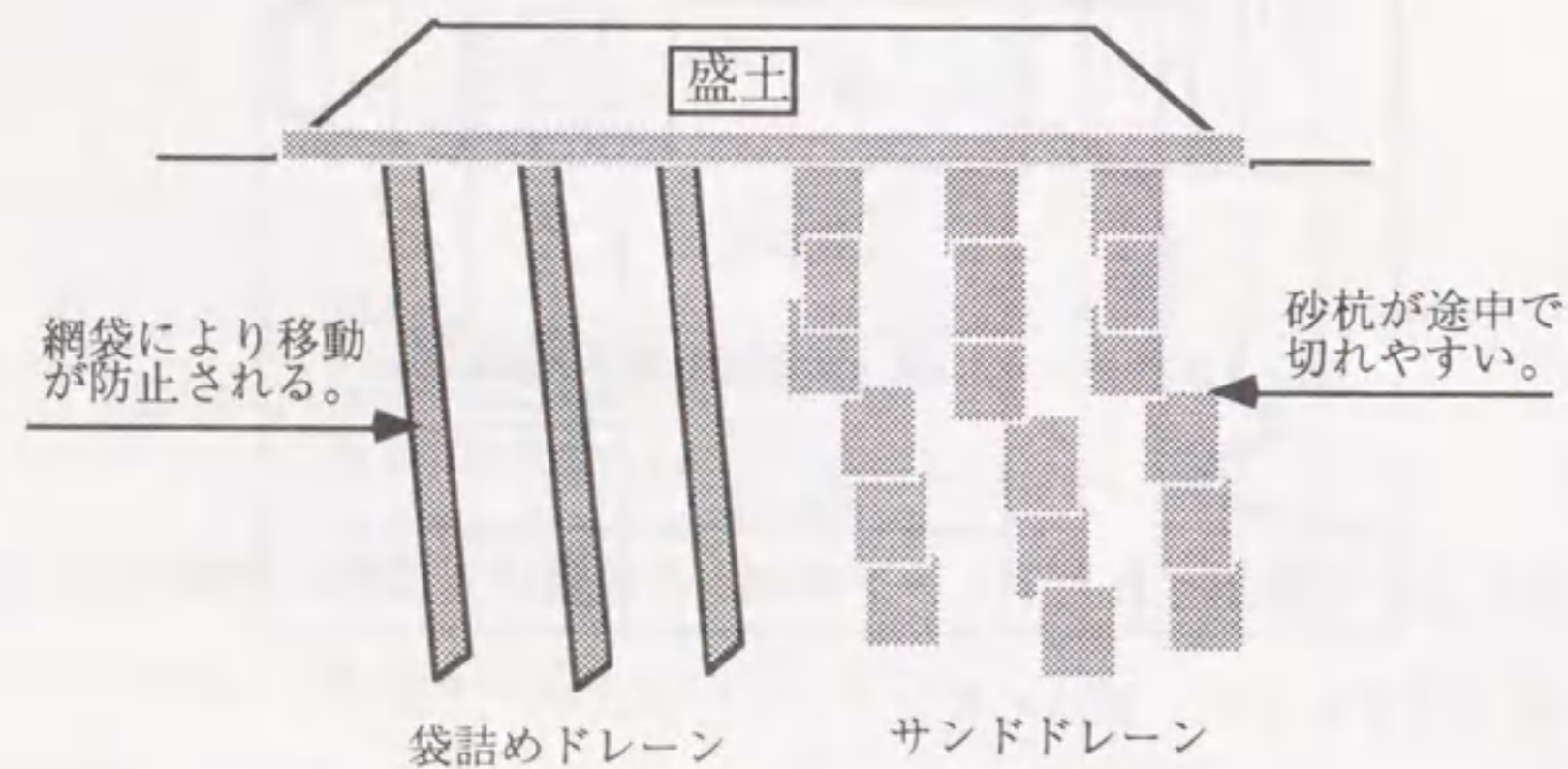


図-4.4 袋詰めサンドドレーンの特長

4.2.2 圧密沈下に関する施工前設計法

次に示す方法は、圧密沈下に関する施工前設計において、できるだけ設計者の勘や主観に頼らないで、統計・確率的に設計計算や設計値の設定を行なう方法として、著者が過去に多くの実施設計に採用してきた方法である。

(1) 沈下量の計算法

圧密試験結果より得られる土質係数を用いて、圧密沈下量を予測する計算手法として次の3つがある。すなわち、(a) m_v 法、(b) C_c 法、(c) $e \sim \log p$ 法である。これらのうち、土質係数の統計的処理の容易さ、および初期間隙比等の係数の設定の明確さという観点から、(a)が優れていると思われるので、ここでは(a)を用いている。

m_v 法を用いる場合には一般的に次式が用いられる。

$$S = \sum_{i=1}^n (m_{vi} \cdot \Delta p_i \cdot D_i) \quad (4.1)$$

ここに、 S ：圧密沈下量、 m_{vi} ：第*i*層の体積圧縮係数、 Δp_i ：第*i*層の平均増加地中応力、 D_i ：第*i*層の層厚である。

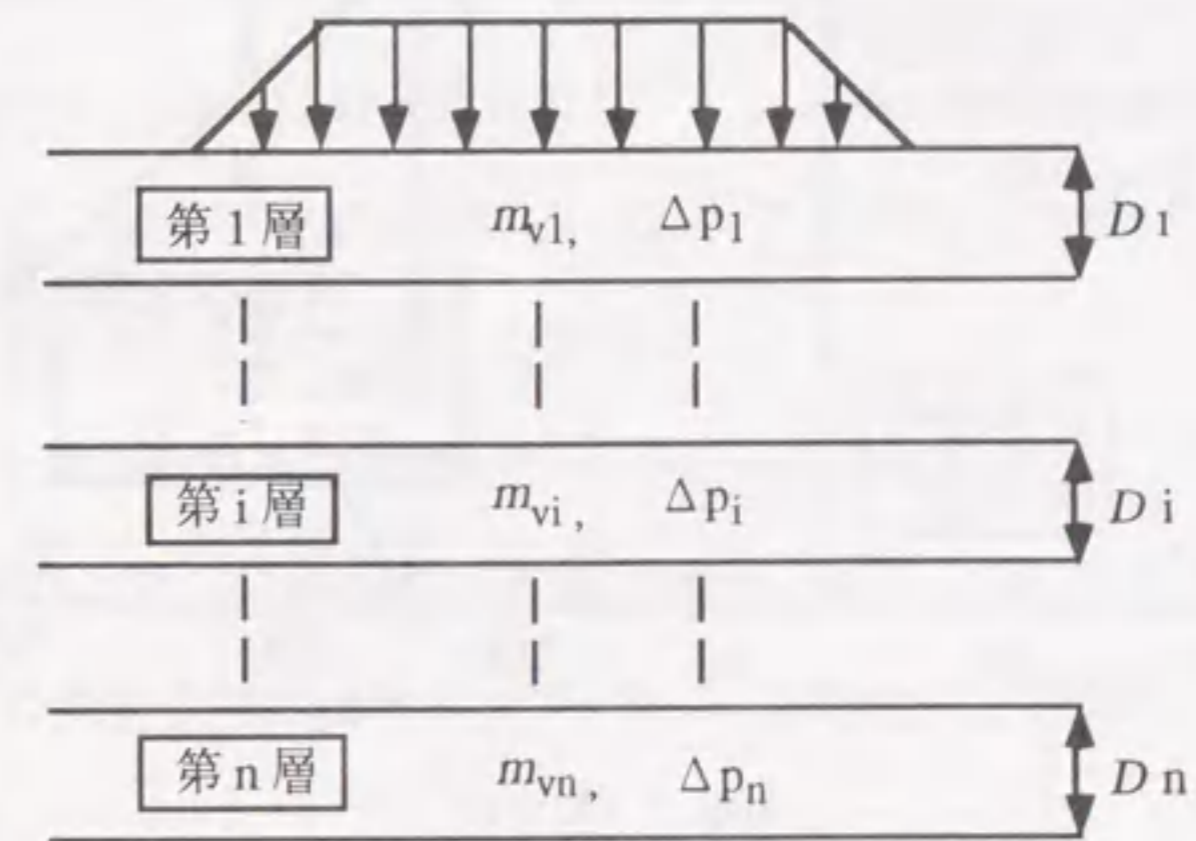


図-4.5 m_v 法による圧密沈下計算

従来、実務設計においては、多くの圧密試験結果をプロットしたデータの中から、半ば経験と勘により、 $p \sim m_v$ の設計曲線を設定し、沈下を計算することが多い。このような方法では個人差が大きいので、それを防ぐ方法として、次のような方法が適していると考えられる。すなわち、圧密試験の結果、得られた (p, m_v) の組み合わせのうち、圧密圧力 p が圧密降伏応力 p_c 以上のものを図-4.6のように縦軸に $\log m_v$ 、横軸に $\log p$ をとってプロットし、最小二乗法により直線近似する。その結果、得られる近似直線は次式のような形になる。

$$\log m_v = b \cdot \log p + a \quad (4.2)$$

ここに、 a および b は定数である。

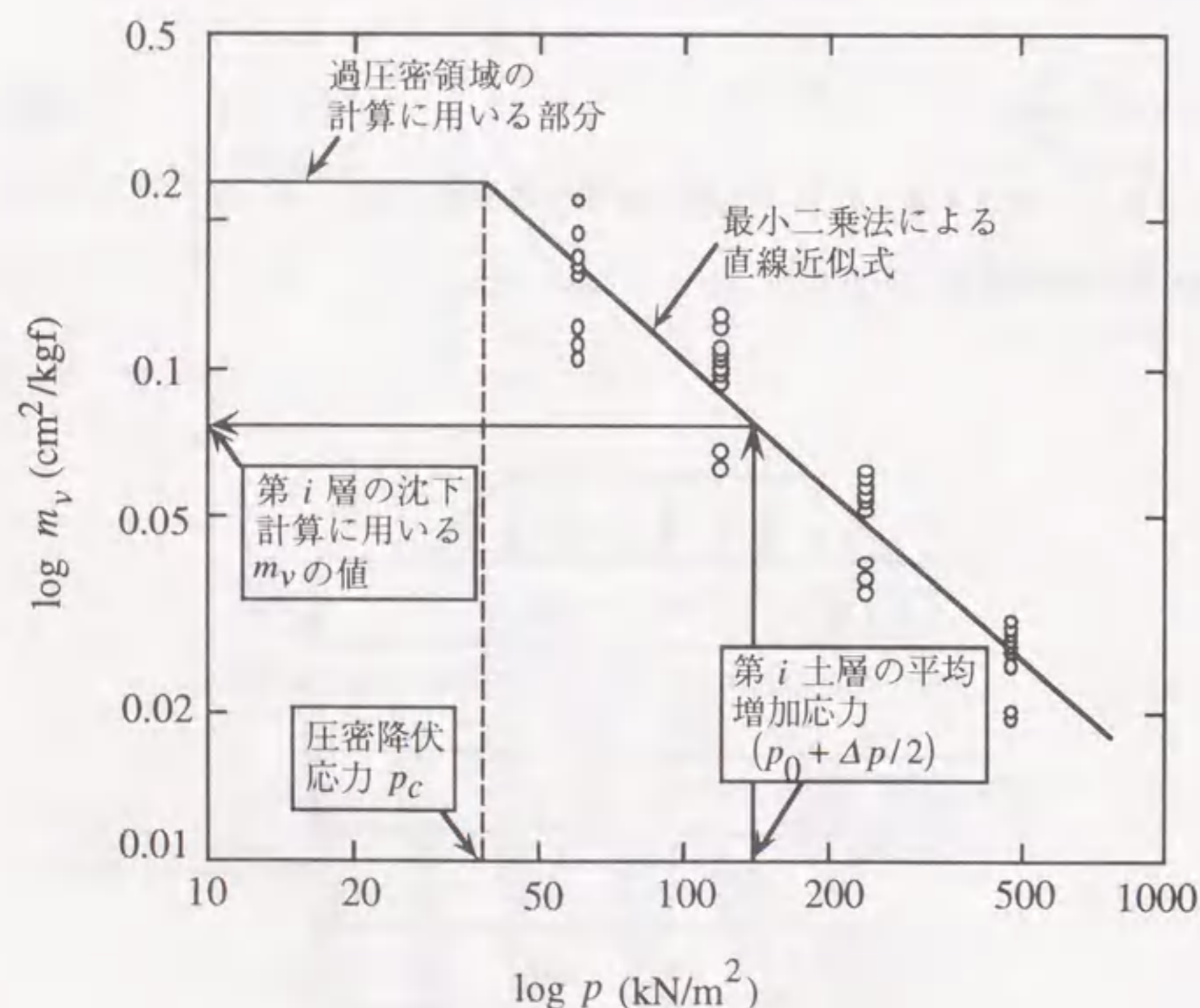


図-4.6 施工前設計に用いる m_v 値設定のための室内土質試験結果整理法
(表-4.1の現場b-1の実例)

沈下量の計算では対象地層を数層に分割し、各地層ごとに沈下量を計算し、それらを合計して、全沈下量を求める。各地層ごとの沈下計算では各地層の中央深さ位置の初期土被り圧を p_0 、盛土によって受ける増加応力を Δp とする。その地層の中央深さ位置の応力は盛土荷重により p_0 から $(p_0 + \Delta p)$ に変化すると考えられるので、図-4.6に示すようにその間の平均応力 $(p_0 + \Delta p/2)$ の値を式(4.2)に代入して得られる m_v の値を工学的近似として用いる。そして、その m_v の値を式(4.1)に代入して、その地層の圧密沈下量を求める。ただし、初期土被り圧 p_0 が圧密降伏応力 p_c 以下の地層に対しては、図-4.6に示すように、 m_v の値は応力の変化に対して一定と考え、 p_c に対応する m_v の値を用いる。また、ここで、各土層の中央深さ位置の土が盛土によって受ける増加応力 Δp は弾性理論に基づいて一般的には算定することができる。特に、応力状態が一次元応力状態に近い場合には、増加応力 Δp の値として盛土荷重の値を採用することができる。

(2) 沈下時間の計算法

堀内・川村²⁾の研究によると圧密係数 c_v は各圧密圧力ごとに対数正規分布の適合性がよい。そこで、室内土質試験結果から得られる c_v 値を次のように整理する。

図-4.7は室内試験結果で得られた圧密圧力 p と圧密係数 c_v の関係を示している。この図において、例えば、 $p = 118 \text{ kN/m}^2$ に対して、 $c_v = 71 \sim 473 \text{ cm}^2/\text{day}$ の範囲で9個のデータがあるが、その相乗平均値を求める(図-4.7の点C)。同様に各圧密圧力ごとに c_v の相乗平均値を求める(図-4.7の点A, B, E, F)。

そして、それらを結ぶ折れ線と地層の中央深さ位置の荷重前後の平均応力 $(p_0 + \Delta p/2)$ を表す直線との交点(図-4.7のD点)を施工前設計計算に用いる圧密係数の値とする。そして、圧密沈下に要する時間は次に示すバロン(Barron)の理論式により計算する。

$$t = \frac{d_e^2 \cdot T}{c_v} \quad (4.3)$$

ここに、 c_v : 圧密係数, d_e : 排水長, T : 時間係数, t : 圧密時間である。

また、地盤改良工法として、パーチカルドレーン工法を用いる場合には、式(4.3)の

また、地盤改良工法として、バーチカルドレーン工法を用いる場合には、式 (4.3) の d_e はドレーンの有効円直径であり、 T はドレーンの時間係数に関する高木³⁾ の図表を用いて求めることができる。

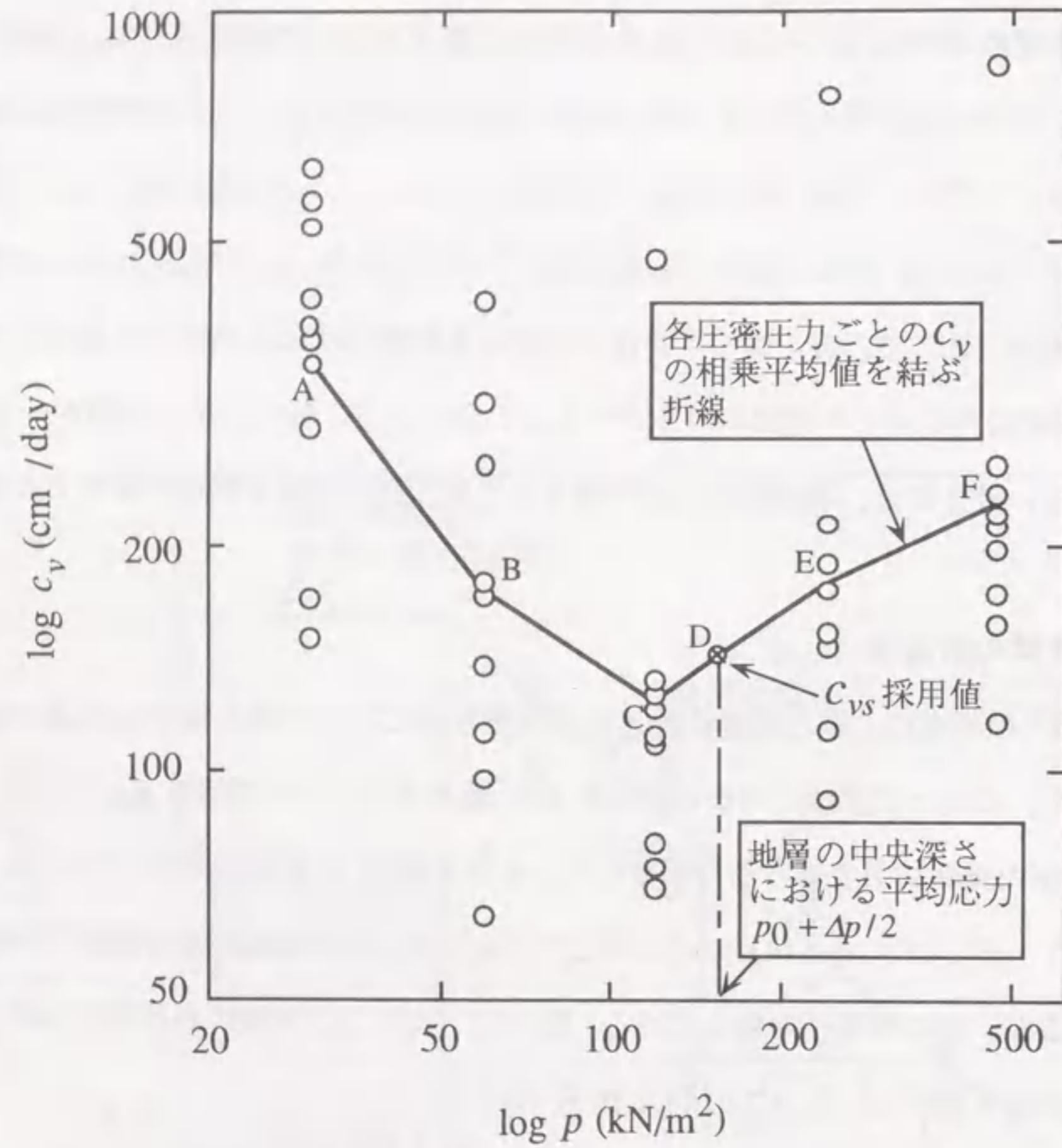


図 - 4.7 施工前設計に用いる c_v 値設定のための室内土質試験結果の整理法 (表 - 4.1 の現場 b-1 の事例)

4.2.3 観測データを用いた沈下量、圧密係数の逆算法

以上のような施工前設計法と、その結果として得られた沈下観測データとの適合性を

調べるため、4.2.1 に示した多くの現場観測例について、その沈下観測データを用いた沈下量、圧密係数の逆算を行なった。次にその方法について述べる。

(1) 最終沈下量の推定法

沈下観測データから最終沈下量を推定する方法として、すべてのデータに共通して、双曲線法が用いられた。双曲線法は従来、実務設計では最も一般的に用いられてきた方法だからである。現在、この推定を行うとすれば、第2章で提案した沈下予測法を用いる方がより好ましいと考えられる。しかし、表 - 4.1 は約10年間の施工例である。そして、その観測データの解析もその都度実施され、現在、再度すべてを再実施することは不可能である。また、取り扱う観測データの圧密度はすでに90%程度進行したものばかりであり、残りの10%程度を推定するわけであるから、手法による誤差はほとんど無視できる程度と考えられる。

盛土荷重の影響を除くため、解析では図 - 4.8 に示すような第1段目の盛土に限定して、盛土荷重が一定の期間中のデータのみを解析に使用した。ただし、沈下量の値としては盛土中の値も加え、盛土開始時点からの全沈下量として求めた。

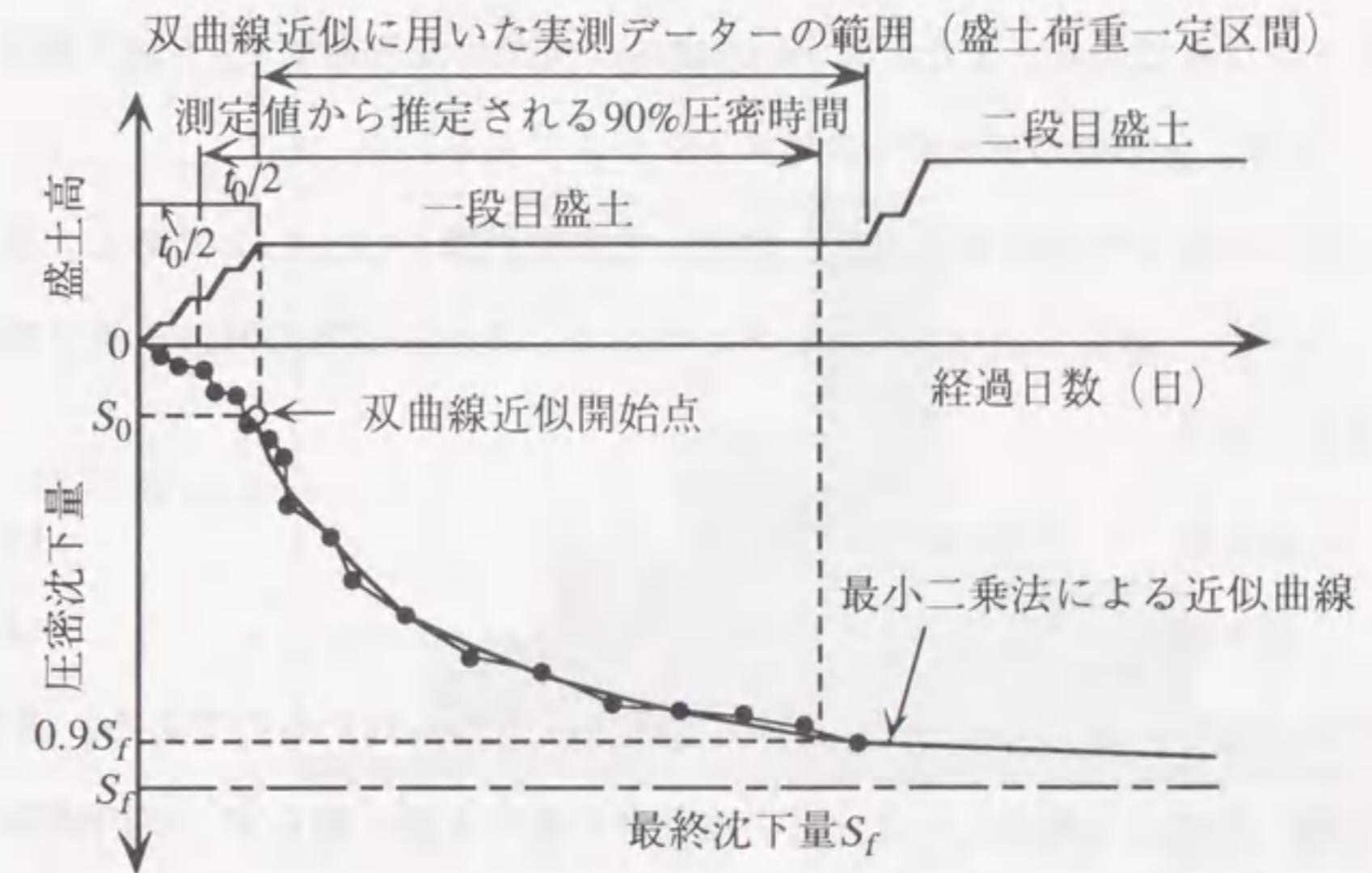


図 - 4.8 解析に用いた実測データの範囲と90% 圧密時間算定法

(2) 圧密係数の推定法

実測の沈下-時間曲線を逆解析して圧密係数 c_{vh} の値を推定する方法として双曲線法を用いた。ここで、双曲線法を用いたのは、沈下量の逆解析の場合と同じ理由である。バーチカドレーン工法が採用された場合の圧密係数の逆算に次に示すパロンの式を用いた。

$$c_{vh} = \frac{d_e^2 \cdot T}{t} \quad (4.4)$$

ここに、 c_{vh} : 水平方向圧密係数, d_e : ドレーンの有効円直径, T : 時間係数, t : 圧密時間である。

双曲線法で逆解析して得られた90%圧密に要する圧密時間 t の値を式(4.4)に代入することにより、圧密係数 c_{vh} の逆推定値が得られる。

4.2.4 施工前と施工後結果の関係に関する解析結果

表-4.1に示した現場施工例について、圧密沈下に関する施工前設計値と施工後観測値の比に着目して、データの整理を行った。図-4.9, 4.10はその結果を示している。このうち、図-4.9は $\log(\text{実測の沈下量 } S_{fr} / \text{施工前設計沈下量 } S_{fr})$ の値(全82個のデータ)のヒストグラムである。また、図-4.10は $\log(\text{実測の沈下速度 } c_{vf} / \text{施工前設計沈下速度 } c_{vr})$ の値(全65個のデータ)のヒストグラムである。

また、これらの値を対数正規確率紙に整理したものが図-4.11, 4.12である。図-4.11, 4.12においてデータは共にほぼ直線上に並んでおり、それらは次の対数正規分布に従っていると考えられる。

$$\text{沈下量} : (\mu, \sigma) = (0.0241, 0.1240) \quad (4.5)$$

$$\text{沈下速度} : (\mu, \sigma) = (0.0423, 0.3069) \quad (4.6)$$

これらの関係は多くの現場施工例に対する結果として得られたものである。また、その時の設計値の決め方も前述したように、設計者の勘や主観に頼らず、室内試験の結果を統計処理して行なっている。したがって、式(4.5), (4.6)の関係は一般的な施工前設計において適用できると考えられるので、以下の解析に用いる。

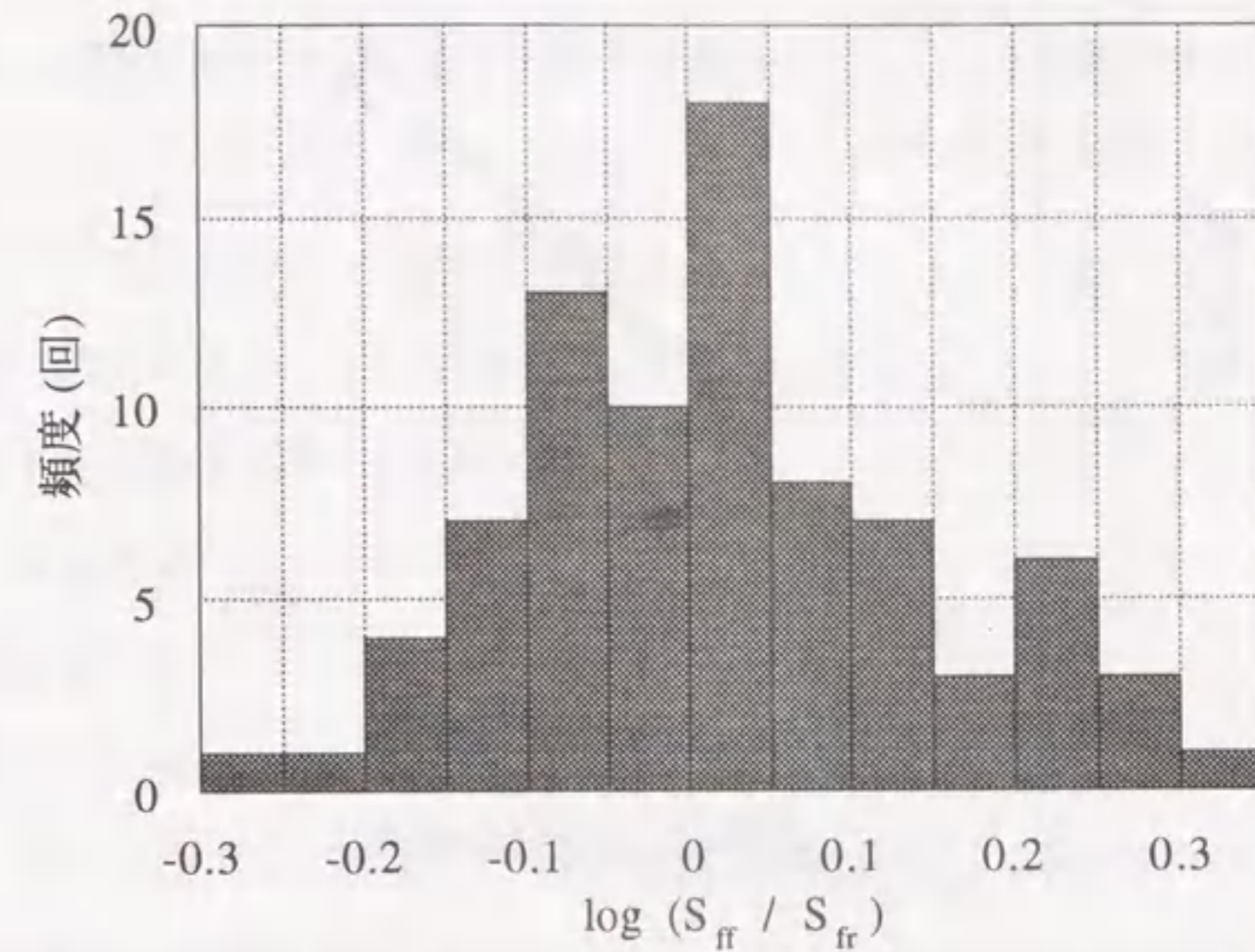


図-4.9 沈下量の比(実測/施工前設計)の分布

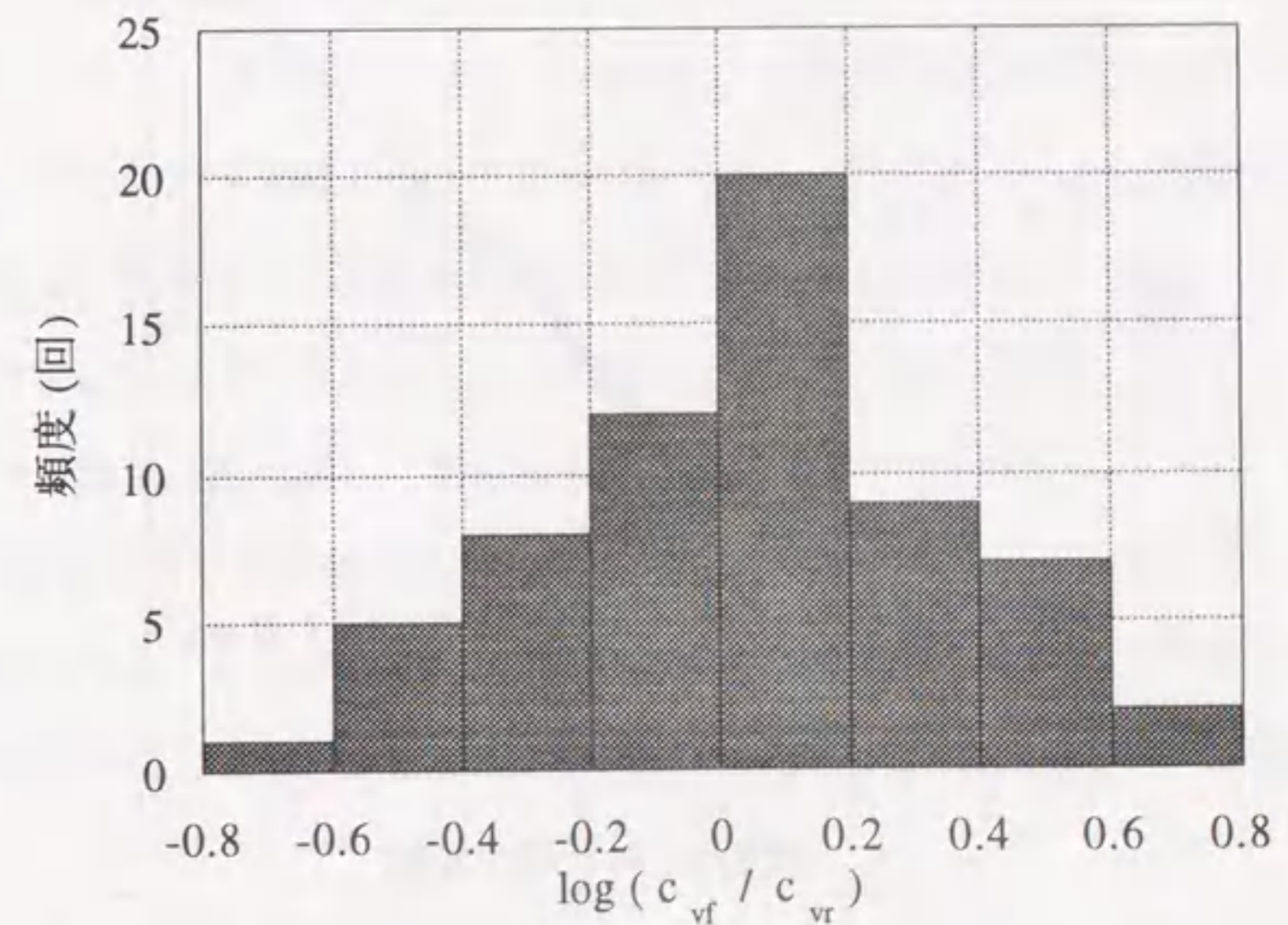


図-4.10 沈下速度の比(実測/施工前設計)の分布

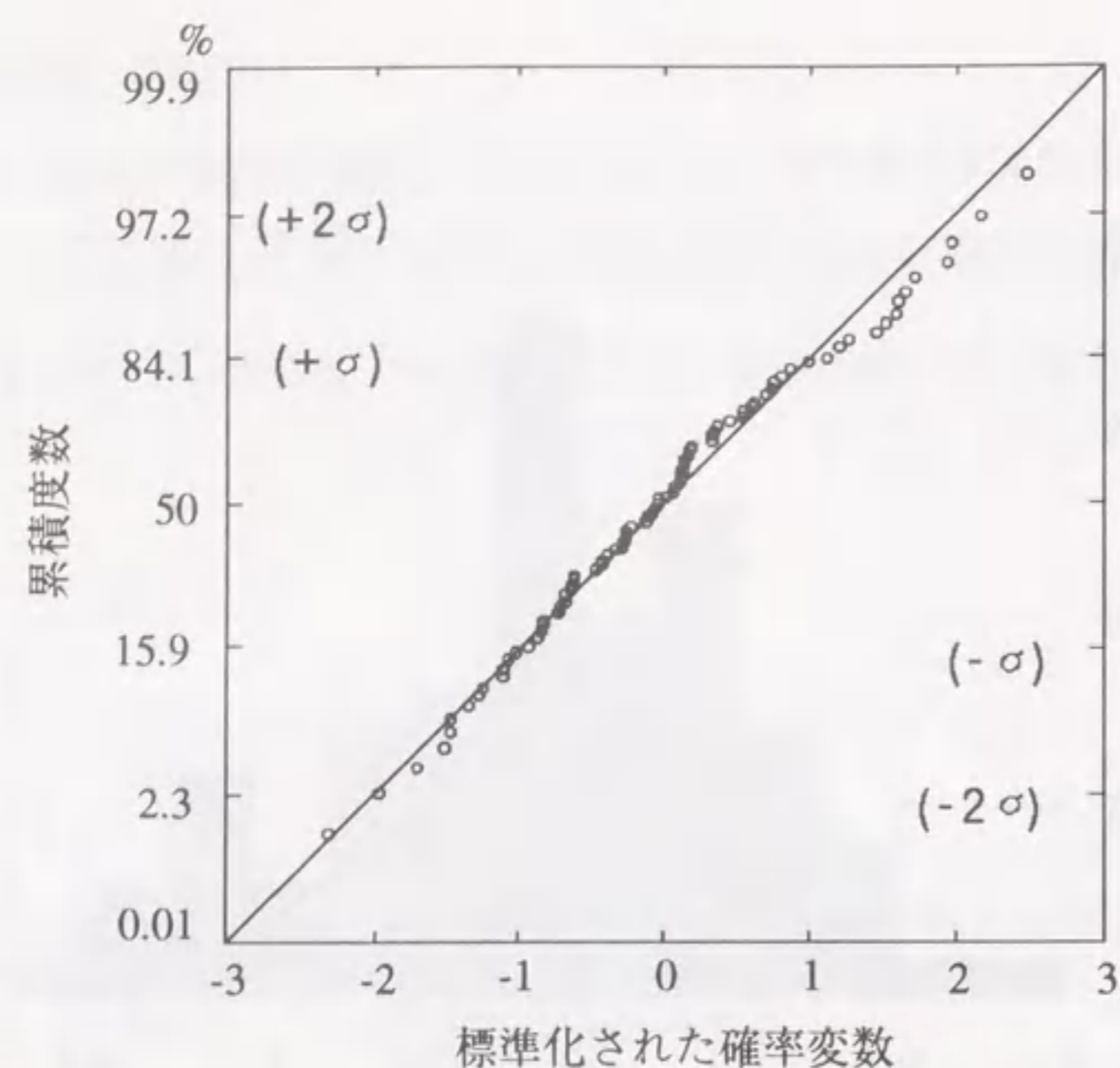


図 - 4.11 沈下量の比 $\log(S_{ff}/S_{fr})$ の分布 (対数正規確率紙)

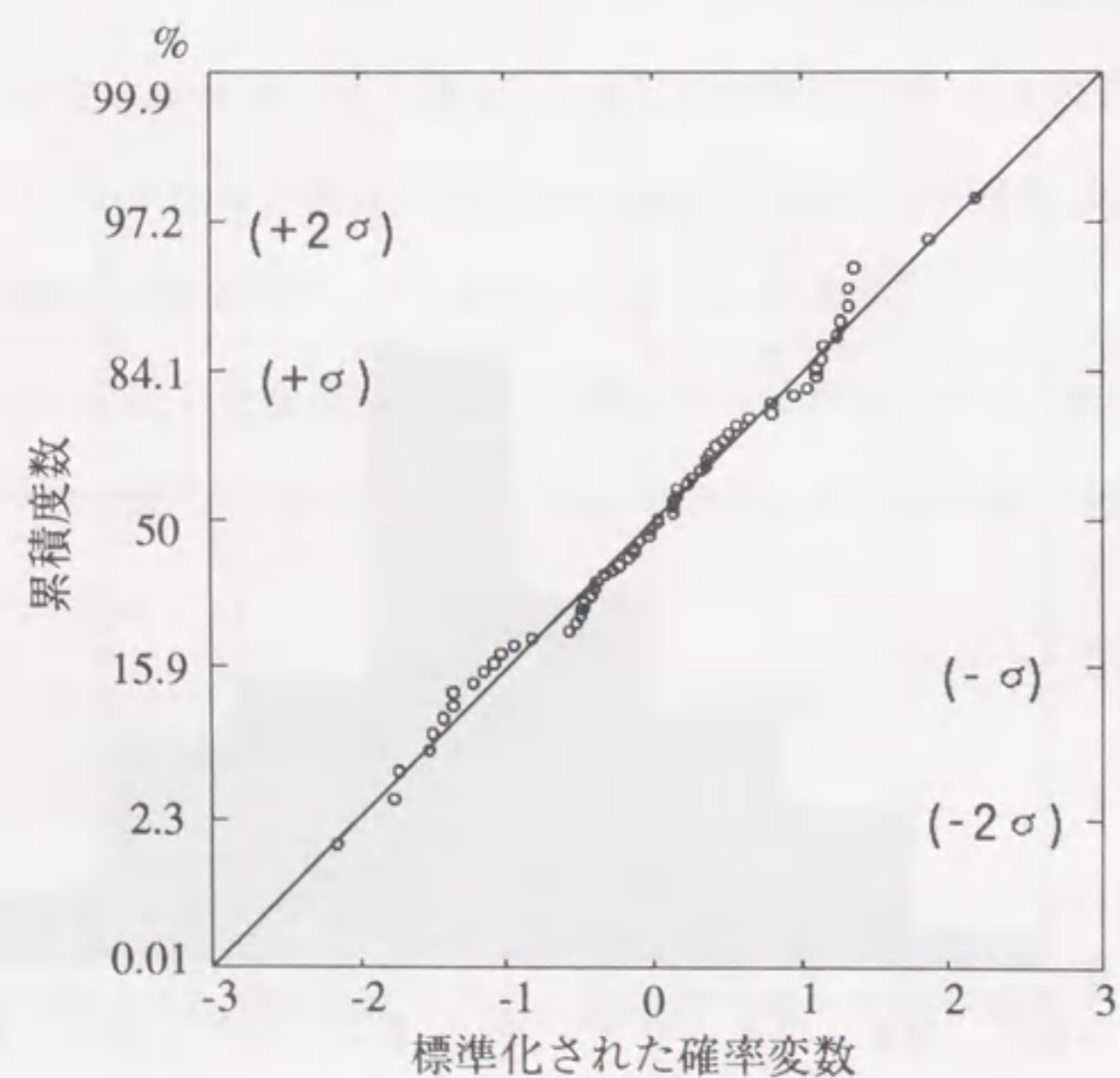


図 - 4.12 沈下速度の比 $\log(c_{vf}/c_{vr})$ の分布 (対数正規確率紙)

4.3 沈下管理法の大別¹¹⁾

軟弱地盤上に盛土を行う工事に関する沈下管理法をここでは次の3つのタイプに分類して扱う。

- (a) 沈下管理第1法 ----- 施工時対処型
- (b) 沈下管理第2法 ----- 施工前設計対処型
- (c) 沈下管理第3法 ----- 試験工区型

以下にその概要を述べる。

沈下管理第1法

施工前設計における沈下量、沈下速度に関する設計値の決定は室内試験の平均値を採用し、沈下に関する実際との相違に対しては施工中に観測データの解析により追加盛土を行い、工期内に沈下を終了させる。

沈下管理第2法

沈下速度のばらつきに関して平均値を採用して設計を行った場合、全くばらつきがなければ、図-4.13の目標沈下工期 t_n で余盛り土を撤去可能である。しかし、実際の工期を t_n に設定すると、ばらつきにより、追加盛土を行わない限り全体の半分のケースにおいて、工期内に沈下を終了させることができない。したがって、実務設計においては、これに関して余裕をみて設計値や設計条件を設定するのが通常である。この場合の設計を経験や勘に頼らず、合理的に行う方法として、次の方法が考えられる。つまり、施工前設計では沈下速度に関して式(4.6)の分布を考慮し、予測値が規格を満足する確率が95%となるように設計値を決定する(この確率の値は大きいほど確実性が増すが、反面、不経済となる。したがって、工学的実用上、この種の問題に対して示方書等では95%が示されていることが多い)。この管理法では設計 c_v 値は次式により決定される。

$$\log\left(\frac{c_{vd}}{c_{vr}}\right) = \mu - 1.65\sigma$$

$$= 0.0423 - 1.65 \times 0.307 = -0.464 \quad (4.7)$$

$$c_{vd} = 10^{-0.464} c_{vr} = 0.343 c_{vr} \quad (4.8)$$

ここに、 c_{vr} は室内試験平均値、 c_{vd} は設計採用値である。ただし、沈下量に関しては第1法と同様、室内試験の平均値を採用する。

したがって、第2法では第1法よりも小さい設計 c_v 値を採用することになるので、第2法の場合に第1法と同じ時期に所定の沈下を終了させるためには、第1法の場合よりも沈下を促進させる手段が余分に必要である。その余分の沈下促進のための手段としては地盤改良工法と余盛り工法が考えられ、そのどちらかを選択する必要がある。

しかし、施工途上に追加盛土が必要となる場合があり、施工前設計の段階で余盛り工法が採用されていると、盛土高さに余裕がなく、手の打ちようのない事態となる。したがって、余盛り工法は施工前設計段階にとるべき手段としては好ましくない。そこで、施工前設計で余分の沈下促進用の手段は地盤改良工法に限定される。つまり、沈下管理第1法を採用した場合と第2法を採用した場合の差は地盤改良の仕様の向上により、対処することとなる。

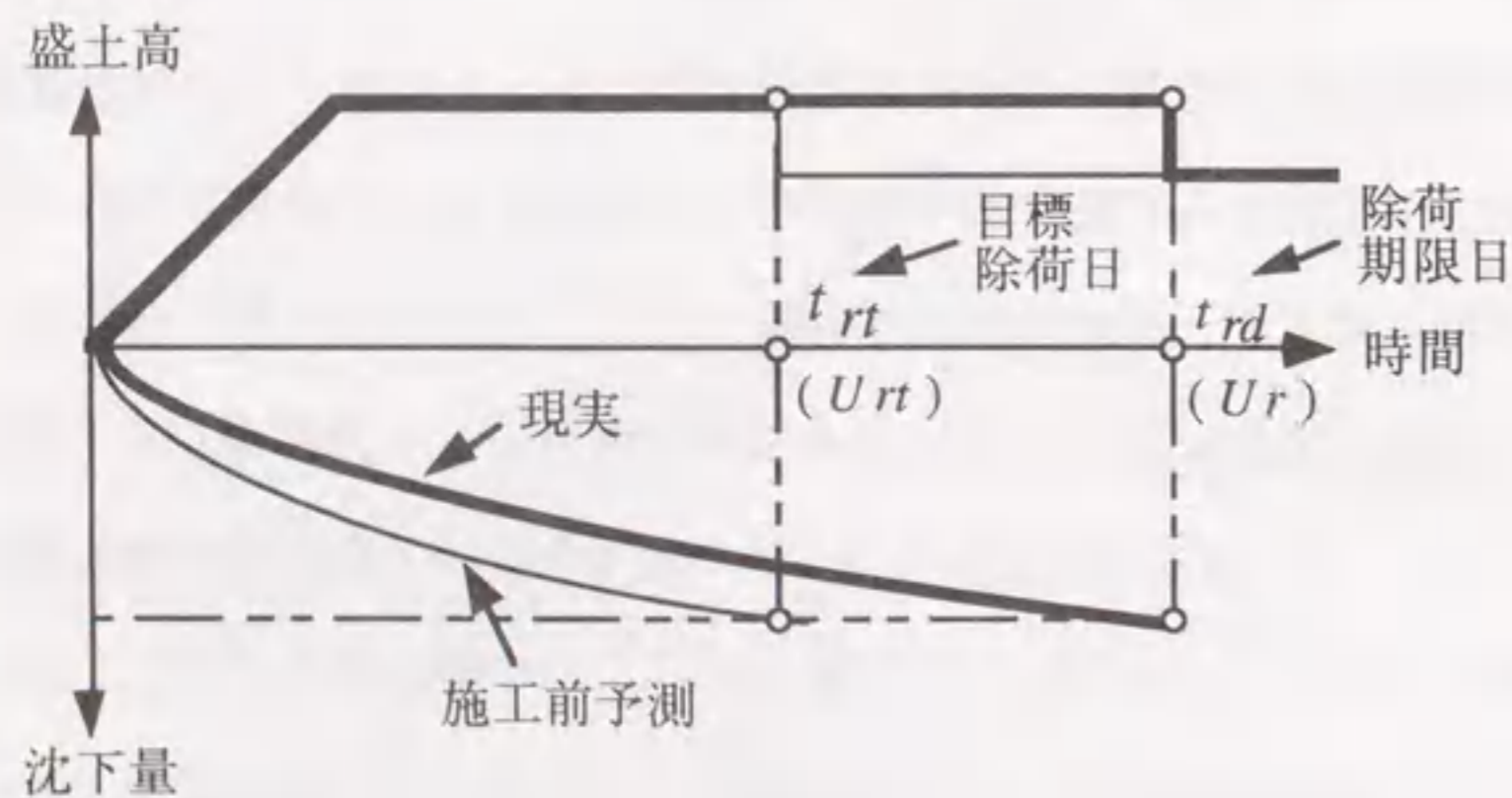


図-4.13 余盛り撤去日の設定

沈下管理第3法

施工場所をいくつかの工区に分け、順々に施工していく。図-4.14に示すように、先行の工区で得られた情報 (c_v , m_v などの土質係数の逆推定値) を、後行の工区における設計・施工に利用できるため、後行の工区の事前設計を高い精度で行うことができる。

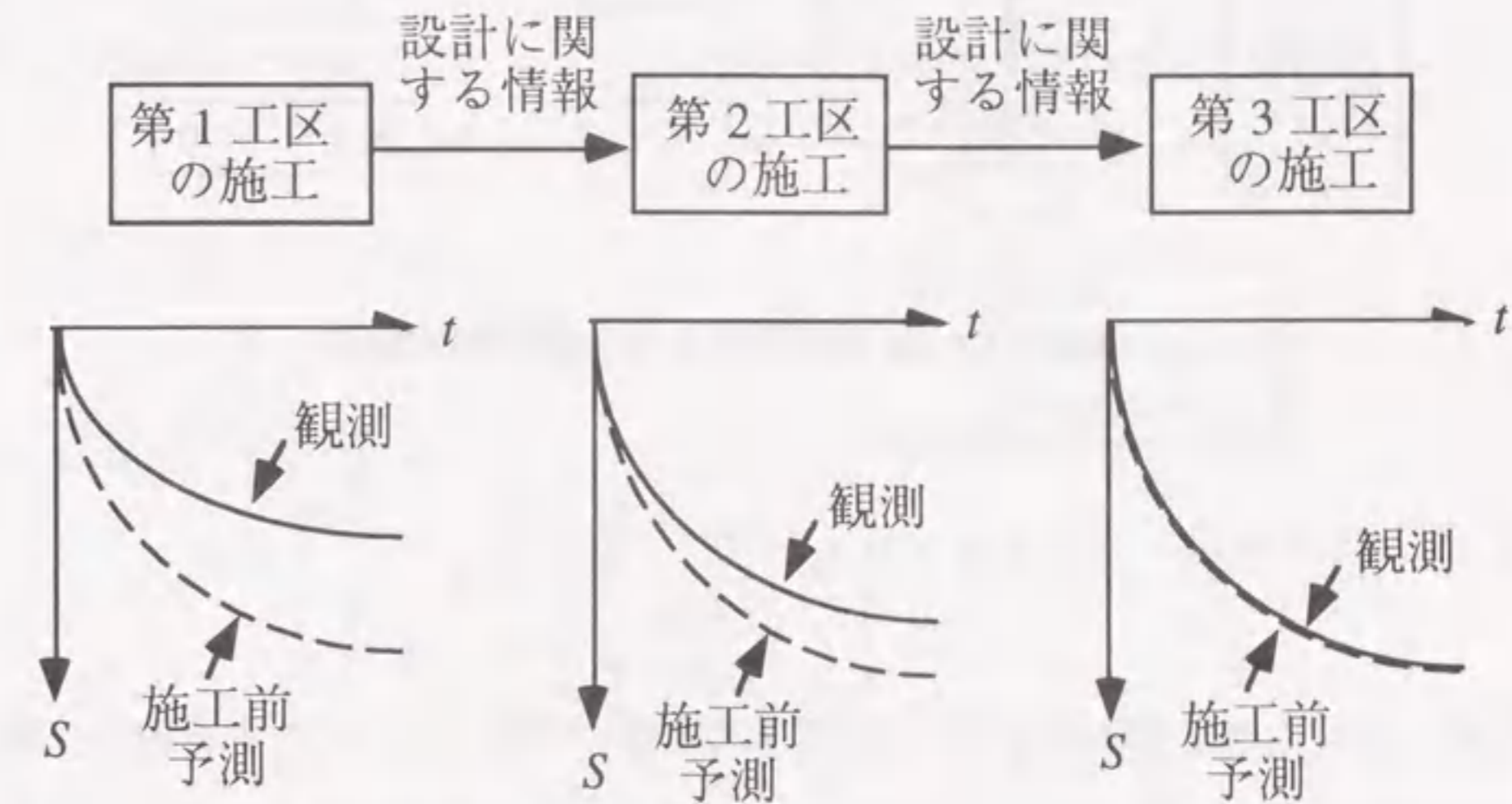


図-4.14 沈下管理第3法

根拠は4.8節で後述するが、沈下管理第3法は信頼性、経済性の面で第1,2法よりも優れている。この沈下管理法に関する適用性判定は図-4.15で示すことができる。

以上の第1～第3の沈下管理法で用いる沈下予測法は2.3節で述べたいずれの方法でもよい。予測法としては早く、正確な予測が可能なのが最も望ましいのであるが、どの予測法がよいかは現場の状況や土質により異なる場合もある。したがって、5.4.2で後述する「ベイズ法」、「AIC法」などの沈下精度予測法により、観測データを用いた検証により、その現場に最も適したものを施工中に選別するのが望ましいと考えられる。

ただし、沈下予測法の使命は最終沈下量の予測のみではなく、沈下速度や沈下時期、追加盛土高、最適盛土高の予測が正確にかつ簡便に行えるものが望ましい。その点では第2～3章で述べた沈下状態方程式および適応観測器による動学的設計法が優れている

と考えられる。

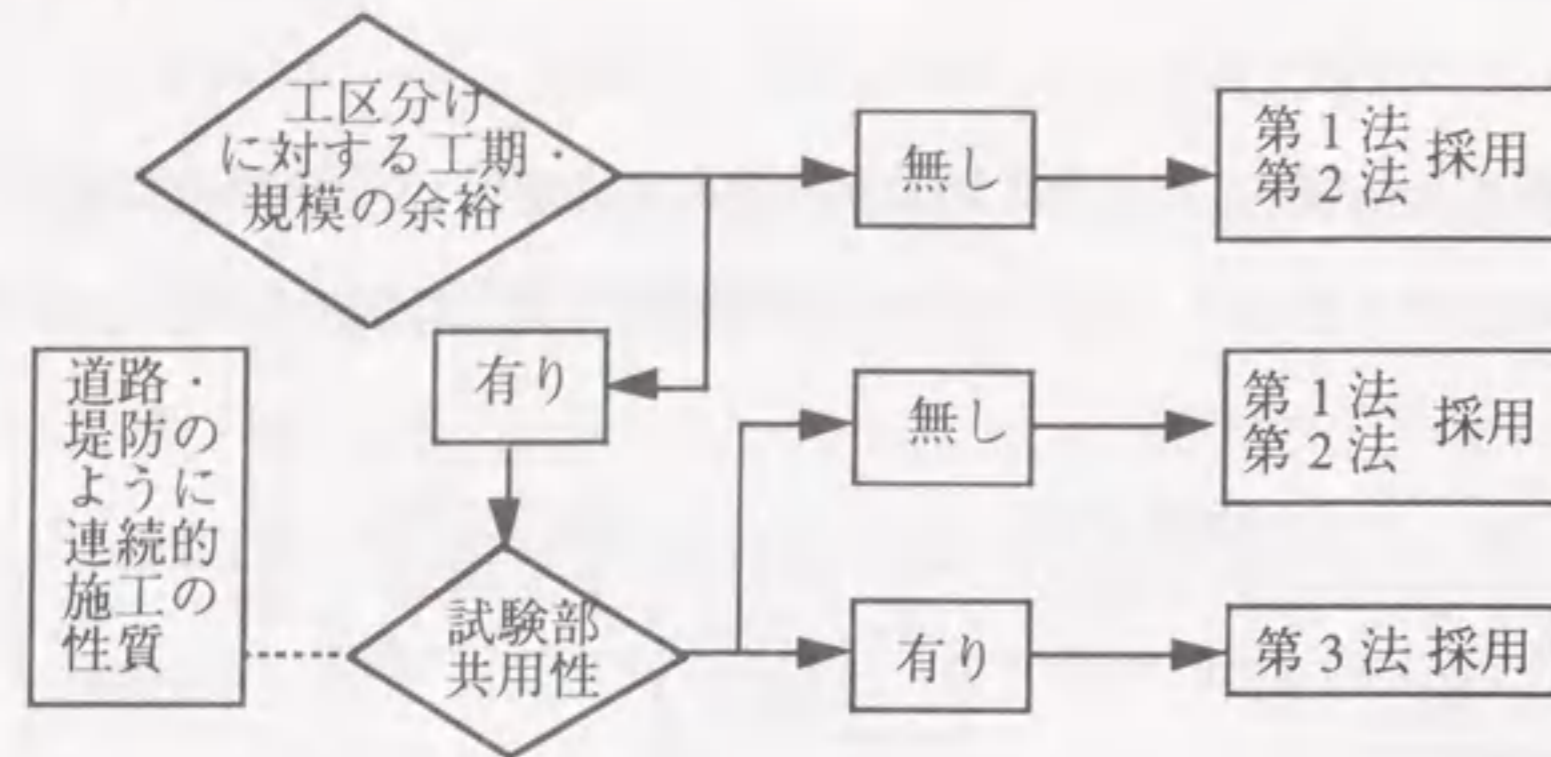


図-4.15 沈下管理第3法の適用性判定法

4.4 モンテカルロ・シミュレーション¹¹⁾

設計時に想定した土質係数などの値が現実の地盤のそれと全く一致する場合、施工前の沈下予測は実測結果と良く合うはずである。ところが、実際にはこのようなことはまれであり、設計値と実測からの逆算値は図-4.9～4.12のようなばらつきを示す。そこで、ここでは前述した弾塑性圧密FEM解析の結果によるデータをそのまま現実の観測データに見立てるのでなく、沈下量、沈下速度に関して式(4.5)、(4.6)の分布に従うばらつきを与え、ランダムな観測データを発生させる。そして、それらを用いて、沈下管理法の適用性について検討する。具体的には、沈下量・沈下速度に関するパラメータ、盛土荷重を変化させたFEM解析の個々のケースについてそれぞれ、沈下量、沈下速度が対数正規分布に従うモンテカルロ・シミュレーションを行う(200回づつ)。そして、前述の「追加盛土高推定式」を用いて、必要追加盛土高の確率的な出現率を調べ、各沈下管理法の適用範囲と経済性を解析する。

4.5 沈下管理法判別図¹¹⁾

図-4.13に示すように、目標沈下工期 t_n (圧密度 U_n)に対して、余盛土撤去期限 t_d (圧密度 U_r)を $t_d > t_n$ (すなわち、 $U_r > U_n$)となるよう設定する。ここで、多くの実務における設計例にならって、 t_n に相当する圧密度を $U_n = 80\%$ とする。そこで、図-4.16の判別図の横軸 U_r を $80 < U_r < 100(\%)$ の範囲で変化させる。

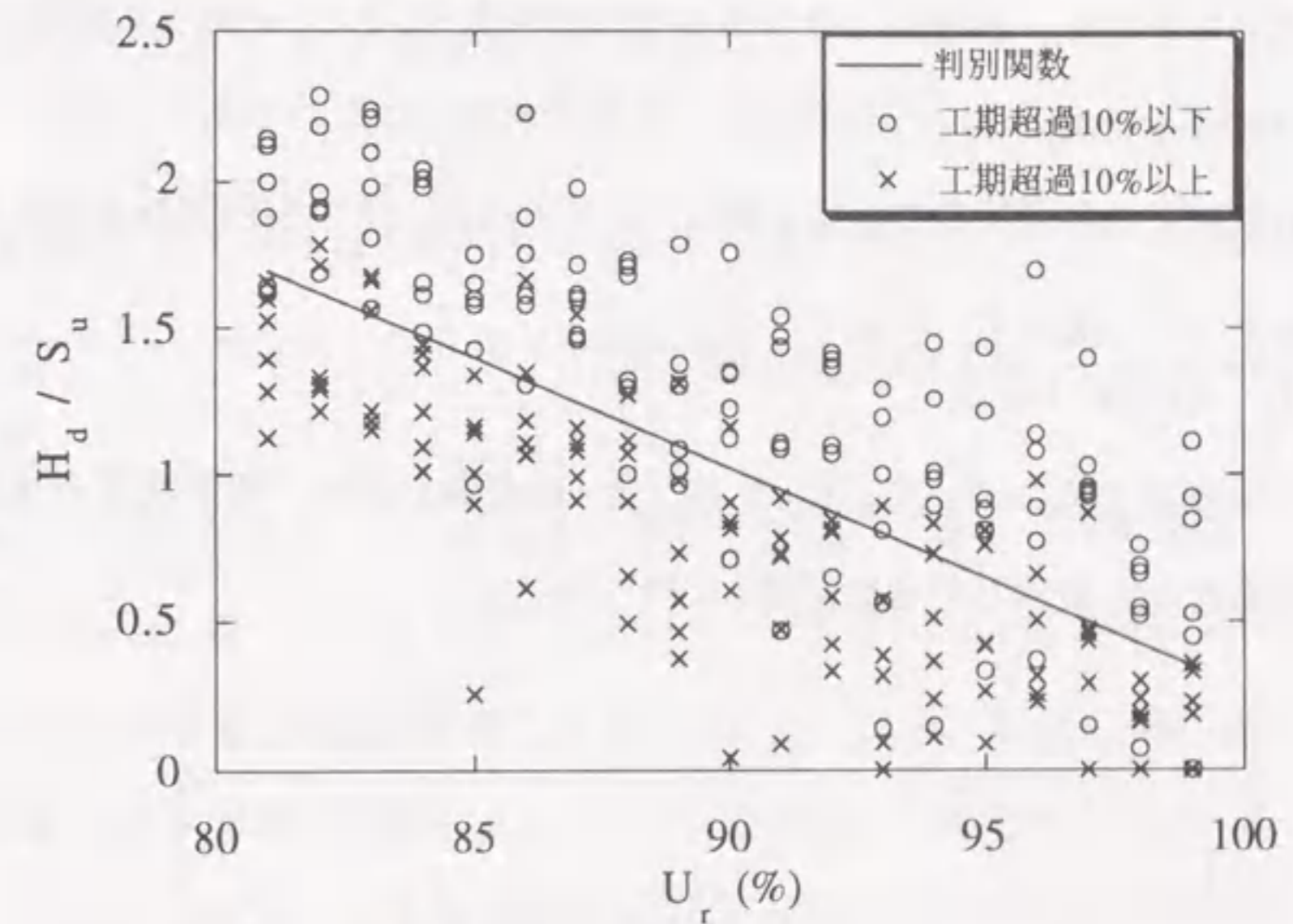


図-4.16 沈下管理第1法に関する判別分析

一方、軟弱地盤に盛土を行う場合、斜面安定上、盛土高さには限界がある。施工中、追加盛土が必要となった時、斜面安定上、盛土可能な高さを限界追加盛土高さ H_d とする。また、余盛時の盛土を仮に永久に放置した場合、予想される沈下量を S_u とする。そこで、図-4.16の判別図の縦軸を H_d / S_u にとる。

次に、圧密度 U_r と H_d / S_u の値を任意に設定し、その条件の元で、各ケース毎に200回のシミュレーションを行い、その結果について、前述の「追加盛土高推定式」により、必要追加盛土高を計算する。そして、200回のうち90%以上が条件を満足し、工期 t_d

(圧密度 U_r) 以内に予定の沈下を終了させることができるケースを○印、できないケースを×印で表示する。

図-4.16 は沈下管理第1法について、このようにして作成された。図中の曲線(この場合、たまたま直線となる)は判別分析により、得られた判別関数である。つまり、直線より上側は工期超過確率10%以下、下側は工期超過確率10%以上を表わしている。この図により、施工前設計段階において、設計値を図にプロットすることにより、工期超過の可能性を判定することができる。

図-4.16 は沈下を予測し、追加盛土を行う時期の圧密度 U_j を $U_j=70\%$ (実際にはこの程度のケースが多いと思われる) に設定した結果を整理したものである。次に U_j を変化させ、それに対する判別関数の変化を調べた。その結果、次の判別関数が得られた。

$$\frac{H_d}{S_u} = \frac{700 - 7.93 U_j}{11800 - 140 U_j} (99 - U_r) + 0.352 \quad (4.9)$$

同様に、沈下管理第2法について、 U_r と H_d/S_u の関係を調べ、判別関数を求め、第1法の判別関数も含めて表示したものが図-4.17である。

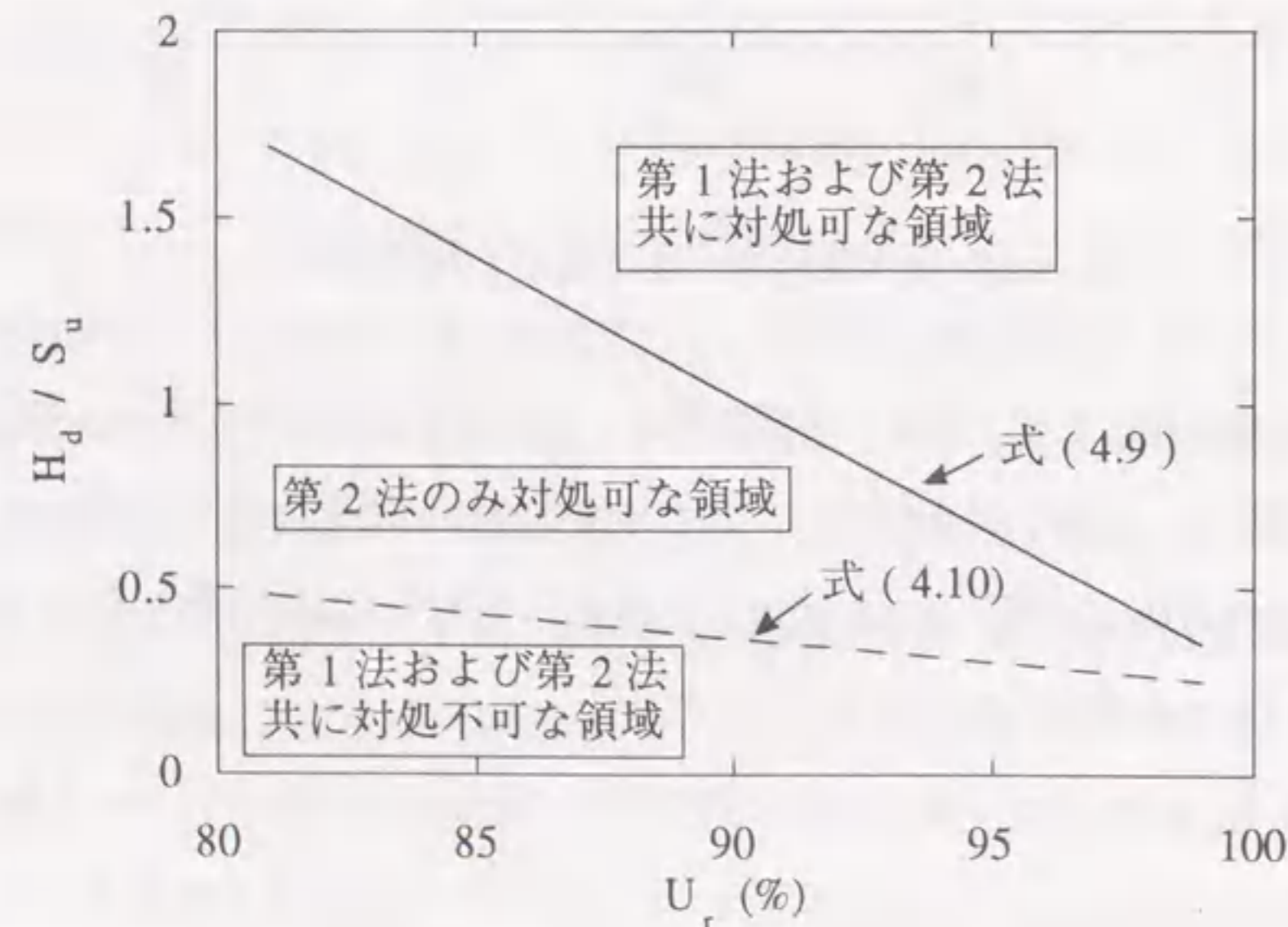


図-4.17 沈下管理法判別図

第2法の場合の判別関数は次式で与えられる。

$$\frac{H_d}{S_u} = -0.0128 U_r + 1.52 \quad (4.10)$$

第2法の場合は予測時期の影響はほとんど見受けられないので、式(4.10)ではそれを無視している。

施工前設計段階において設計値を図-4.17にプロットすることにより、工期超過の可能性を判定し、適する沈下管理法を選択することができる。

4.6 沈下管理第1法と第2法の経済比較¹¹⁾

沈下管理第1法と第2法の経済性を比較する場合それらの工事費の差額に関する費目はドレーン柱と追加盛土の直接工事費である。そこで、まずこれらの工費算定について述べる。

図-4.18 は設計条件として、所定の沈下終了までの工期 t_r と圧密係数 c_v の積 $t_r c_v$ の値が設定された時、それらを満足するバーチカルドレーンによる改良対象土 1m^3 あたりの直接工事費を工法別に比較したものである。なお、単価は文献4)による。ただし、図-4.18に示す各工法の圧密効果については現在、研究の途上であり、経済性のみで工法の優劣を判定できるものではない。ここでの目的は単に沈下管理第1法と第2法の経済比較であり、第1法の最も高価なケースと第2法の最も廉価なケースを比較し、それでも第1法の方が第2法よりも経済的であり、したがって、すべてのケースで経済的であることを証明することを試みている。

図-4.18の比較の結果、経済性に関してはボード系ドレーンが最も対効果コストが低い。一方、追加盛土の直接工事費は材料費、盛土施工費、余盛撤去工費から構成されている。ここで、材料費に関しては購入土を使用する場合最も高価であるが、転用土を使用する場合はゼロである。そこで、地盤改良工法としてボード系ドレーン工法、追加盛土材として購入土を使用する場合について経済比較を行う(すでに述べたが、この場合

に成立すれば、すべてのケースで成立することになる)。

設計条件として、 t_r, c_v の値が設定された時、それらを満足するように、沈下管理第1法と第2法で設計・施工を行うとする。なお、その場合の工費には次の特徴がある。すなわち、初期投資に関しては第2法の方が地盤改良に多くの工費を要する。しかし、沈下のばらつきにより、工期超過に対する対策工法として追加盛土が必要であり、施工中の投資は第1法の方が第2法よりも多い。

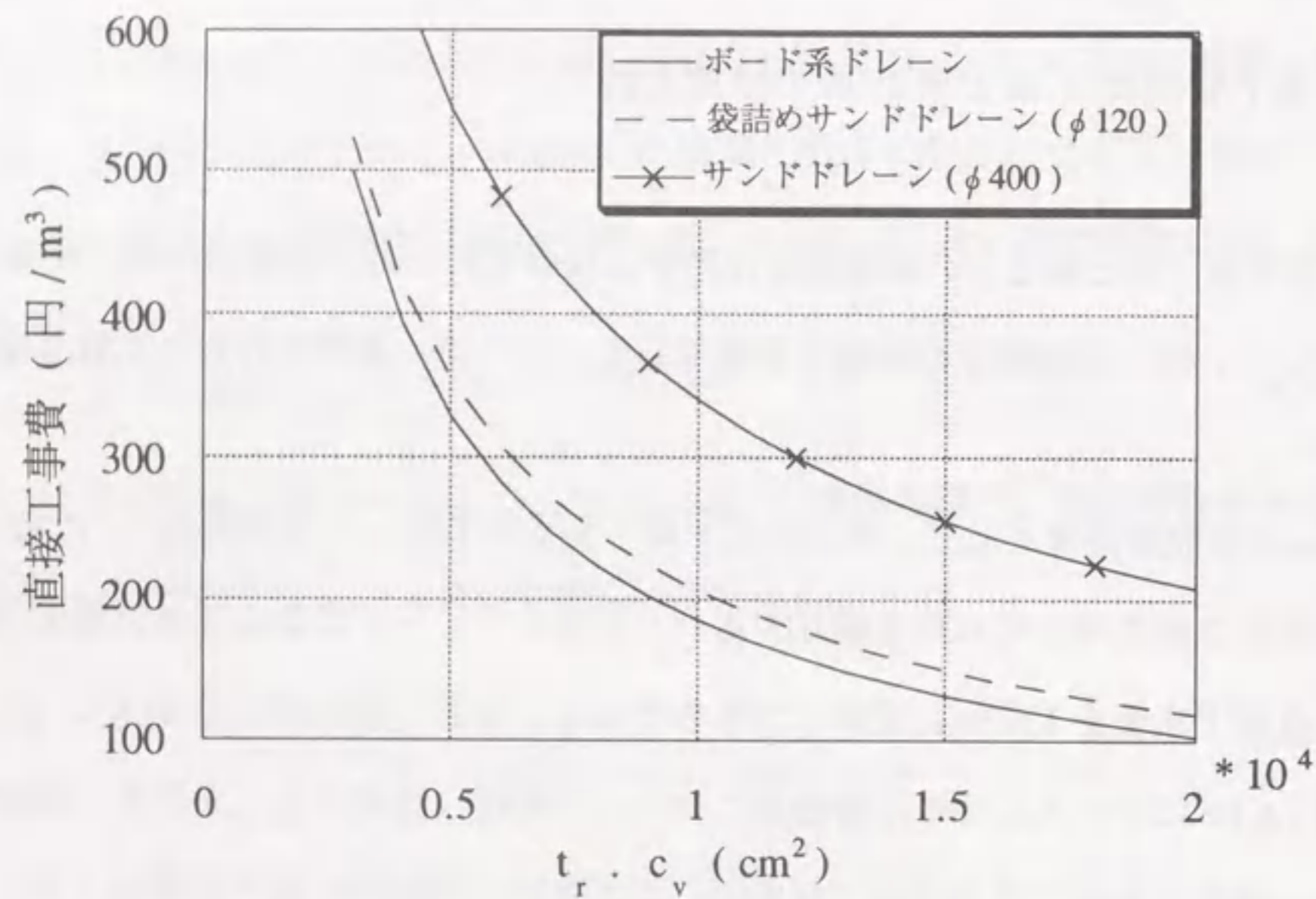


図-4.18 バーチカルドレーン工法の工費比較

図-4.19は施工面積 1m^2 あたりの[第2法による工費 - 第1法による工費]の値を t_r, c_v 毎にプロットしたものである。なお、この図の作成には図-4.16, 4.17の判別図作成に用いたものと同じモンテカルロ・シミュレーションの結果を用いた。この場合、すべてのケースは図-4.19の斜線部に入る。つまり、第1法の方が第2法よりもつねに経済的であることがわかる。しかし、図-4.17に示すように、適用範囲は第2法の方が第1法よりも広い。

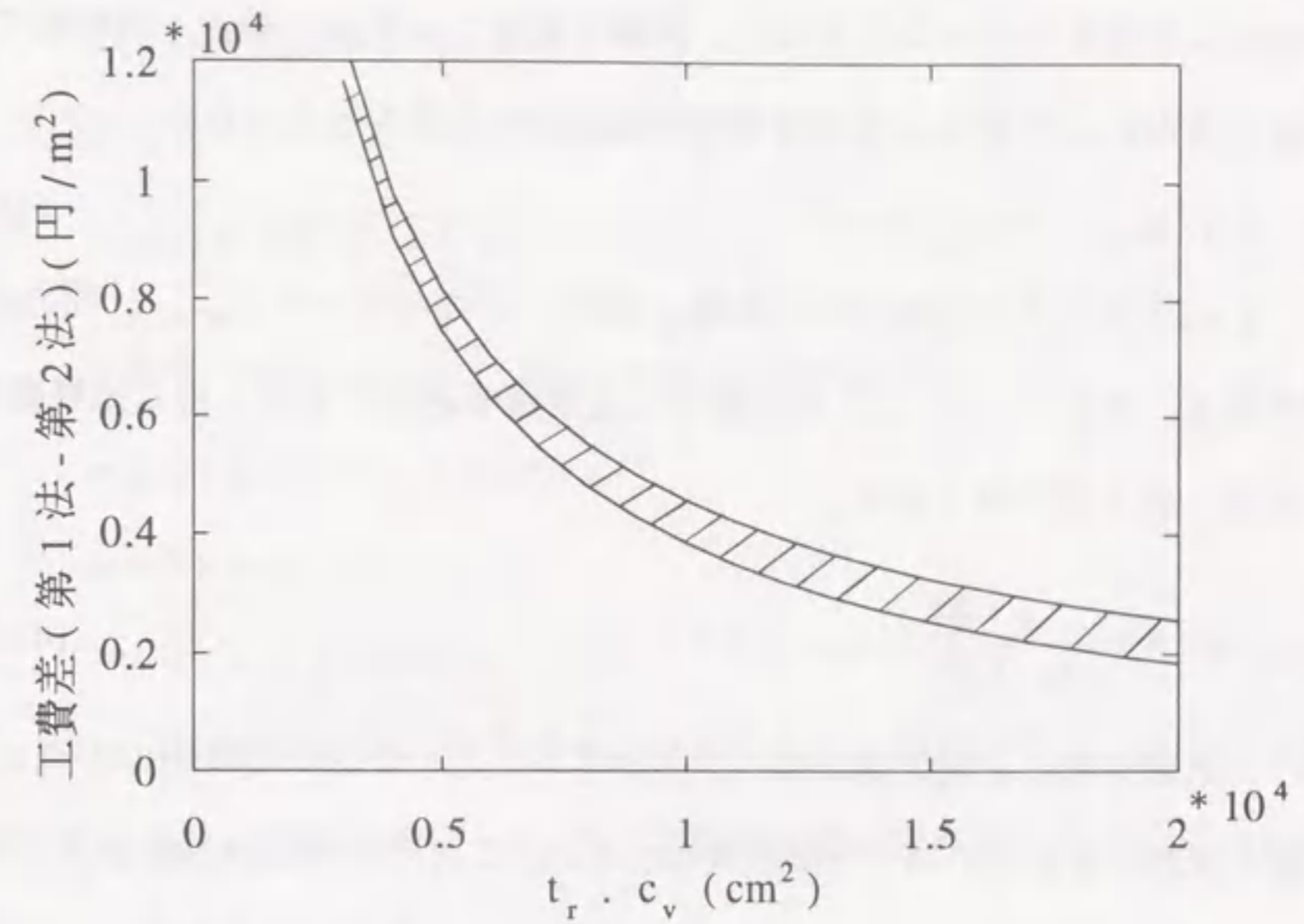


図-4.19 沈下管理第1法と第2法の工費差

4.7 沈下管理第3法における沈下予測法

沈下管理第3法により沈下管理を行なう場合、複数の試験工区の値(沈下量など)を用いて、本工区の値を推定する必要がある。ここではそのような場合の推定法を提案し、例として示す。

4.7.1 予測誤差推定式

試験位置と予測位置、それら2つの地点間の距離を L_0 とする。そして、予測誤差をそれら2点で得られた試験値間の差の平均二乗と定義し、 $\epsilon^2(L_0)$ で表わす。試験値としては沈下量、沈下速度などやそれに関する土質係数を対象とする。この時、試験位置と予測位置が同じであれば、同一の観測結果が得られるはずである。つまり、その時、予測誤差分散 $\epsilon^2(L_0)$ は0である。その反対に、巨視的には同一と見なし得る地層が水

平方向に連続している場合を想定しよう。この場合、試験位置と非常に離れた位置で施工するために予測を行なったとすると、試験を実施しなかった場合と同程度の予測精度しか期待できない。つまり、その場合の予測誤差は次式で与えられる。

$$\varepsilon^2(L_\alpha) = \phi(0) = \sigma^2 \quad (4.11)$$

ここに、 $\phi(k)$ は次式で定義される距離 L_k 離れた2点のデータ x_{i+k} , x_i 間の自己共分散関数である。そして、 μ , σ^2 は巨視的に定常確率過程と見なし得る地層群の試験データの平均、および分散である。

$$\phi(k) = \frac{1}{m-k} \sum_{i=1}^{m-k} \{(x_{i+k} - \mu) \cdot (x_i - \mu)\} \quad (4.12)$$

一般的に、試験位置と予測位置の間の予測誤差は上述した2つの状態の中間にあり、本施工位置が試験位置に近いほど予測誤差は小さい。この時の予測誤差推定式について、以下で考察する。

Winner⁵⁾により、現時点より L_α だけ未来の予測を行う場合、その予測誤差の最小値は次式で与えられることが示されている。

$$\varepsilon^2(L_\alpha) = \phi(0) - \int_0^\infty A(t) \cdot \phi(t+L_\alpha) dt \quad (4.13)$$

ここに、 $A(t)$ は次のウィナー・ホッフ (Winer-Hoph) の積分方程式を満足する予測係数である⁶⁾。

$$\int_0^\infty A(t') \cdot \phi(t-t') dt' = \phi(t+L_\alpha) \quad (4.14)$$

以上は時間的な離れに関する関係式であるが、ここでは、これを空間的な離れに置き換えて利用する。一方、自然地盤において、土質係数の自己相関係数は一般的に次式で近似できる⁷⁾。

$$\tau(L_\alpha) = \exp(-a \cdot L_\alpha) \quad (4.15)$$

ここに、 a_c は係数である。 $\tau(L_\alpha)$ と $\phi(L_\alpha)$ の間には次の関係がある。

$$\phi(L_\alpha) = \phi(0) \cdot \tau(L_\alpha) \quad (4.16)$$

したがって、式(4.15)の成立を仮定し、式(4.13)の予測係数 $A(t)$ を次のように設定

すると、式(4.14)を満足することがわかる。

$$A(t) = \delta(t) \exp(-a_c \cdot L_\alpha) \quad (4.17)$$

なお、ここで、 $\delta(t)$ はディラックのデルタ関数である。

$$\begin{aligned} \text{式(4.14)の左辺} &= \int_0^\infty \delta(t') \cdot \exp(-a_c L_\alpha) \cdot \phi(t-t') dt' \\ &= \phi(0) \cdot \exp(-a_c L_\alpha) \cdot \int_0^\infty \delta(t') \cdot \exp\{-a_c |t-t'|\} dt' \\ &= \phi(0) \cdot \exp(-a_c L_\alpha) \cdot \exp(-a_c t) \\ &= \phi(0) \cdot \exp\{-a_c (t+L_\alpha)\} \\ &= \phi(t+L_\alpha) = \text{式(4.14)の右辺} \end{aligned} \quad (4.18)$$

そこで、式(4.15), (4.16), (4.17)を式(4.13)に代入し、整理すると、サンプル群が定常確率過程である時、試験位置から L_α だけ本施工位置が離れている場合の予測誤差を表わす式として次式が得られる。

$$\varepsilon^2(L_\alpha) = \sigma^2 \{1 - \exp(2 a_c L_\alpha)\} \quad (4.19)$$

式(4.19)の係数 a_c の値は試験工区におけるデータ、あるいは付近の試験データを用いて推定することができる。

4.7.2 実務設計での利用法

式(4.19)を実務設計へ適用する方法として、以下で述べるクリギング (Kriging)⁸⁾を用いることができる。

クリギングはフランスやアメリカ合衆国など海外において主に鉱山工学の分野で約30年前から用いられてきた手法であり、日本に5~6年前に紹介された。この方法は既知の測定点の値を用いて、未知の測点の値を確率的に推定する方法である。この方法をここでの問題に応用して考えると次のようになる。

本施工位置 x_0 の推定値を $Z(x_0)$ 、試験工区内の観測点 x_i , ($i=1, 2, \dots, n$) における推定値を $Z(x_i)$ とすると、 $Z(x_0)$ および、推定誤差分散 $\sigma_c^2(L_\alpha)$ は次式で与えられる。

$$Z(x_0) = \sum_{i=1}^n \lambda_i \cdot Z(x_i) \quad (4.20)$$

$$\sigma_{\epsilon}^2(L_{\alpha}) = 2 \sum_{i=1}^n \lambda_i \cdot \gamma(L_{i0}) - \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \lambda_i \cdot \lambda_j \cdot \gamma(L_{ij}) \quad (4.21)$$

ここに、 L_{ij} は $x_i \sim x_j$ 間の距離、 λ_i は重みである。 $\gamma(L_{\alpha})$ はセミバリオグラム (semi-variogram) と呼ばれる量であり、 $\gamma(L_{\alpha})$ と $\epsilon^2(L_{\alpha})$ の間には次の関係がある。

$$\gamma(L_{\alpha}) = \frac{1}{2} \epsilon^2(L_{\alpha}) \quad (4.22)$$

重み λ_i に関しては、次の制約条件がある。

$$\sum_{i=1}^n \lambda_i = 1 \quad (4.23)$$

$\sigma_{\epsilon}^2(L_{\alpha})$ は式 (4.23) の条件のもとで式 (4.21) を最小化することによって得られる。これにはラグランジェの未定係数法を用いることができ、未定係数を μ_L とすると、式 (4.21) の極値は次式で与えられる。

$$\sigma_{\epsilon}^2(L_{\alpha}) = \sum_{i=1}^n \lambda_i \cdot \gamma(L_{i0}) + \mu_L \quad (4.24)$$

ここで、従来、セミバリオグラムの推定式は不明であり、式を仮定する必要がある、直線モデル、指数モデル、球状モデル、pure nugget モデルなどのモデル式が提案されている⁹⁾。

本節ではそのセミバリオグラムの理論的に導くことに成功している。その式が式 (4.19) である。そして、式 (4.19) を式 (4.22) に代入することにより、セミバリオグラムの推定値が得られる。

試験位置が複数存在する場合の本施工位置における推定値および予測誤差を式 (4.20)、(4.24) における $\gamma(L_{\alpha})$ として式 (4.22) の関係を利用して、式 (4.19) による $\epsilon^2(L_{\alpha})$ の値を用いることにより推定することができる。

4.7.3 適用例

簡単な例として、図-4.20 に示すように、試験工区の2地点 A, B の観測値 (沈下量) を用いて、本工区の地点 C の沈下量を予測する場合について例を示す。

A, B における観測値を $Z(x_A) = 70 \text{ cm}$, $Z(x_B) = 100 \text{ cm}$, その間の距離を $L_{AB} = 30 \text{ m}$ とする。線分 AB と BC は直交している。そこで、距離 L_{BC} の値を変化させて、それに

対する C 地点の予測値 $Z(x_0)$ の推移を調べたものが、図-4.21 である。また、それに伴う $\sigma_{\epsilon}^2(L_{\alpha})$ の推移を調べたものが、図-4.22 である。

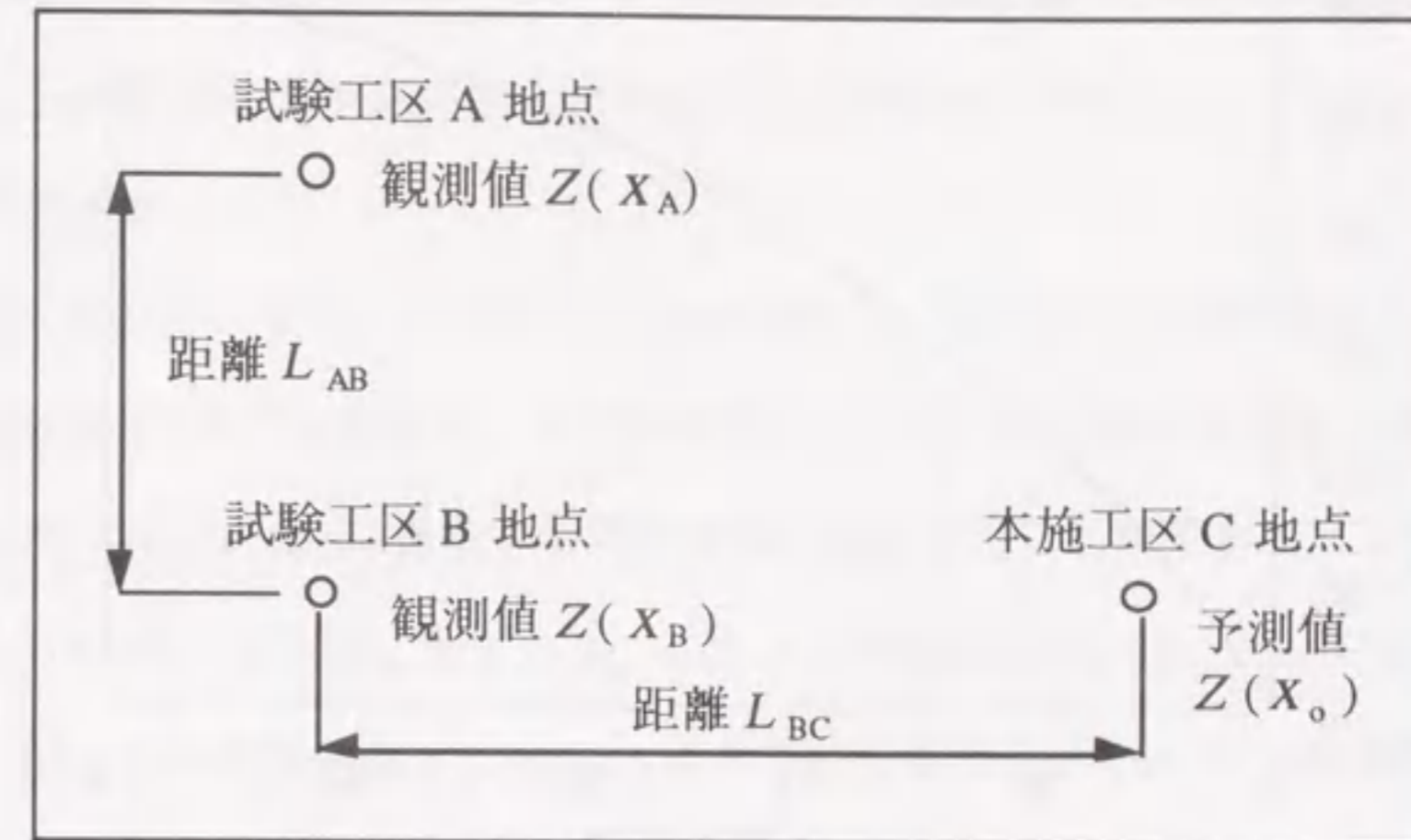


図-4.20 試験工区の観測値による本工区観測値の予測

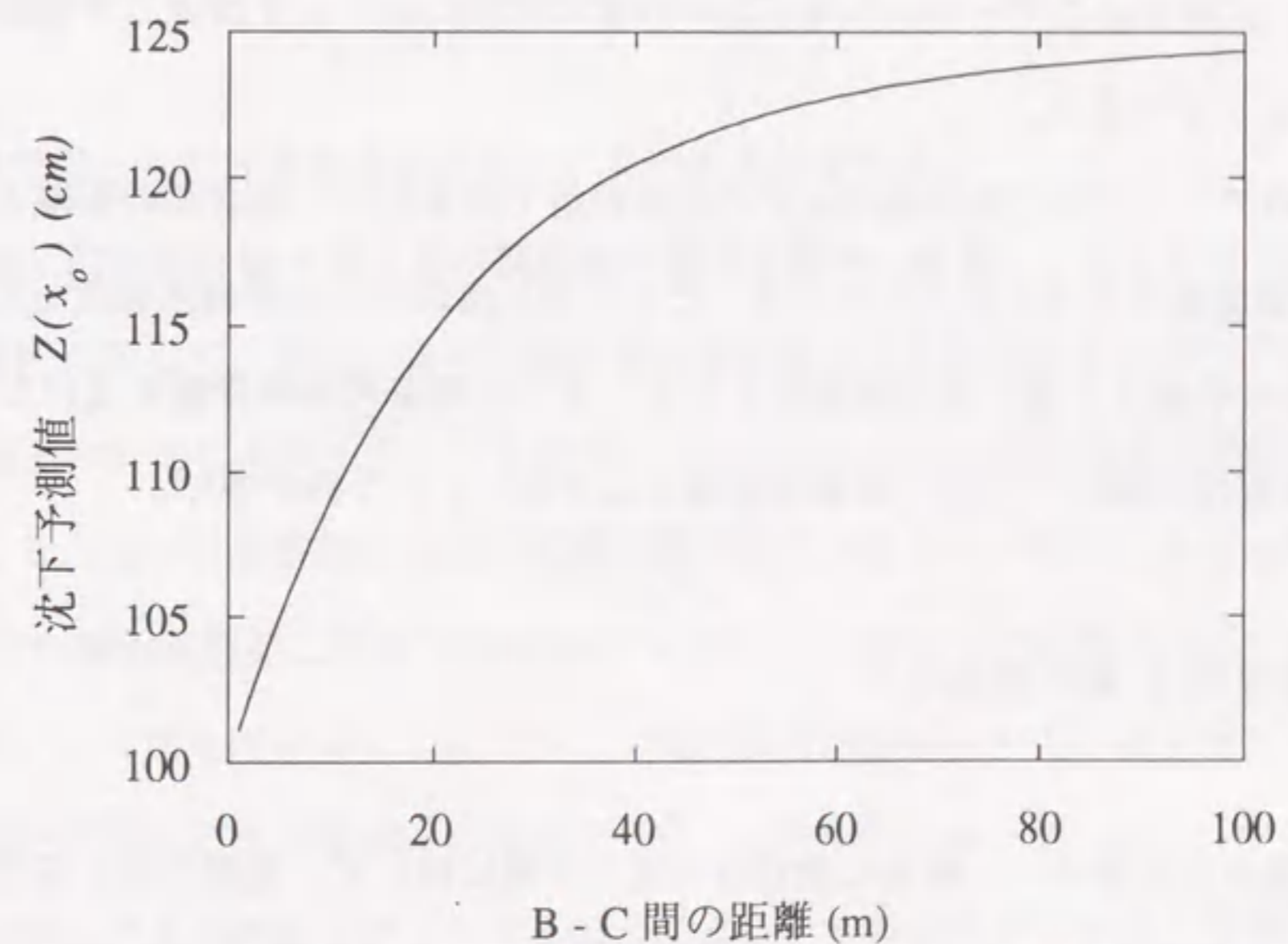


図-4.21 試験工区からの距離と本工区の予測値の関係

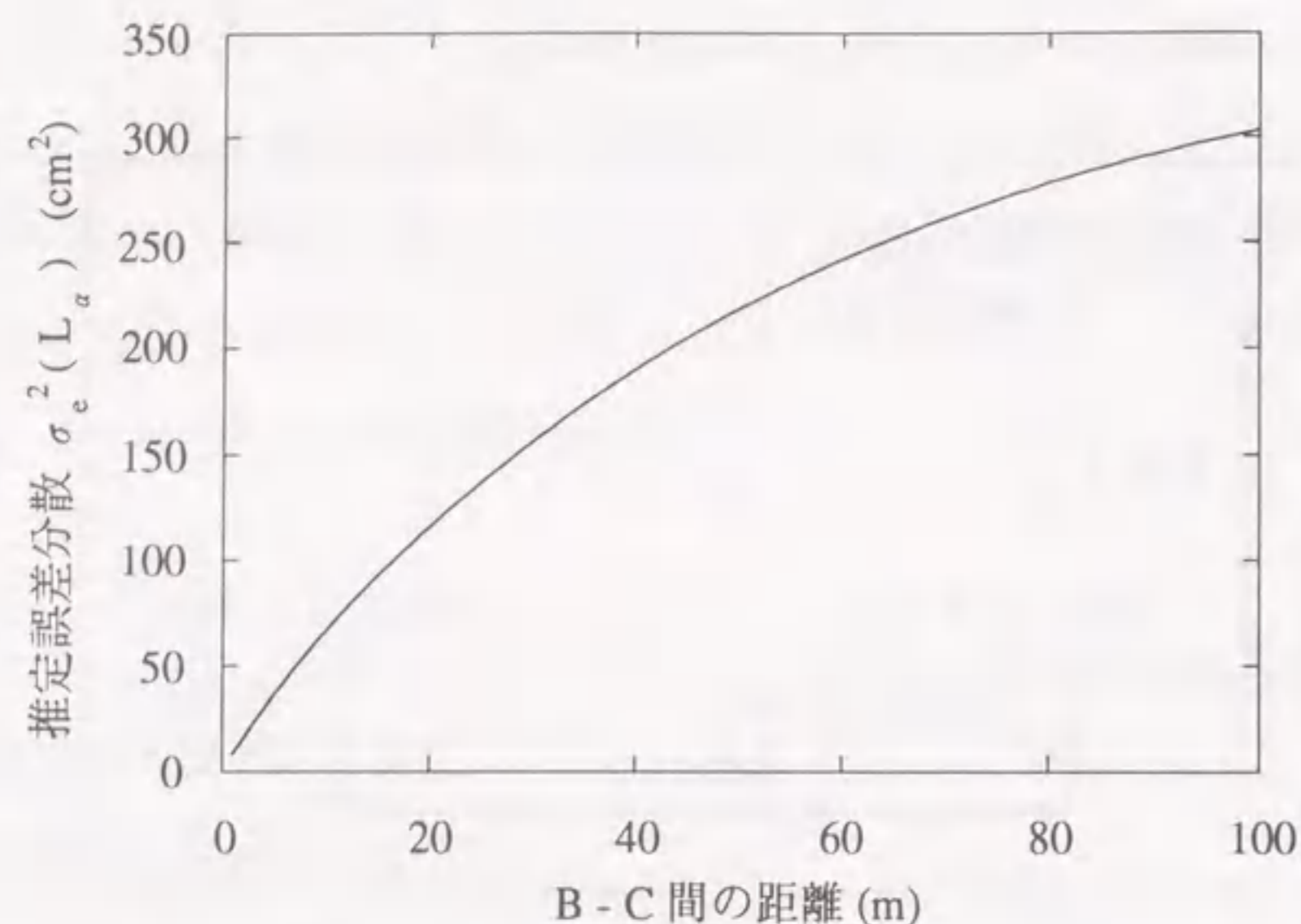


図-4.22 試験工区からの距離と本工区の推定誤差分散の関係

このように、試験工区のデータから本工区の任意の位置における予測値と予測誤差分散を推定することができる。

ただし、そのデータが本工区の施工にどの程度利用できるかは、両者間の距離と水平方向の自己相関係数に大きく依存している。たとえば、海成粘土の非排水強度 c_u は距離の離れが 1000 m 程度でも強い自己相関性を示す⁷⁾ が、山間部の地殻変動を受けた地層の場合は 10 m 程度の離れでも自己相関性がほとんどないという例が多い。

4.8 沈下管理第 3 法の適用性¹¹⁾

第 3 法が採用される場合、一般的に設計時の沈下予測に対して、実際の沈下特性のばらつきは第 1, 2 法の場合に比べて小さい。巨視的に同一と見なし得る地層が水平方向に連続している場合、定常確率過程に従うサンプル群 (平均 μ , 分散 σ) を想定すると、

試験位置から L_a だけ本施工位置が離れている場合の予測誤差は前述したように式 (4.19) で表わすことができると考えられる。

また、試験位置が複数存在し、しかも、本施工の予測位置とそれらの距離がそれぞれ異なる時の予測値とその推定誤差分散の推定は式 (4.19) を用いて、クリギングにより行うことができる。

そこで、この方法により、式 (4.5), (4.6) を用いて、試験工区の試験値が得られた場合の推定誤差分散 $\sigma_e^2(L_a)$ を求め、その値を用いて、4.5 節で述べた判別分析を行えば、図-4.17 の式 (4.9), (4.10) に相当する判別関数を推定することができる。 $\sigma_e^2(L_a) < \sigma^2$ の関係があるので、第 3 法に対する図-4.16 上の判別関数は、 L_a と a_c の値に依存するが、つねに第 1 法の判別関数 (式 (4.9)) より下に位置する。しかも、経済性は第 1 法とほとんど変わらないので、第 3 法が採用できるならば、採用した方が信頼性、経済性の面で優れている。

4.9 結 論

本章で得られた成果を要約すると、次のとおりである。

- 1) 施工前の設計値と施工後の観測値の関係を調べた結果、これらの比は沈下量、沈下速度に関して、共に一定の対数正規分布に従うことが明らかとなった。
- 2) 以上の分布に基づくモンテカルロ・シミュレーションの結果を判別図に整理したところ、沈下管理法毎に一定の判別関数の存在することが明らかとなった。
この判別関数の上側は工期超過 10% 以下、下側は工期超過 10% 以上の領域である。この図を用いることにより、一般の実務設計において、施工前に工期超過の可能性の判定と沈下管理法の選択を行なう (具体的には、図-4.17 にその工事の仕様が相当する位置をプロットすることにより、その工事がどの沈下管理法の適用領域に属するかを判定する。) ことができる。
- 3) 軟弱地盤上に土構造物を施工する場合の沈下管理法を 3 つに大別した。その大別し

た沈下管理法のうち、沈下管理第1法は沈下管理第2法よりもすべてのケースで経済的である。

- 4) 沈下管理第3法について適用性判定図を示したが、その判定図により採用が適切であるならば、第1法、第2法よりも経済性、信頼性の面で優れている。
- 5) 沈下管理第3法を採用する場合、複数の試験工区の結果を用いて、本工区の結果を予測する必要がある。ここでは、そのための予測誤差推定式とそれを用いたクリギングによる推定法を提案した。クリギングは既知の測定点の値を用いて未知の測点の値を確率的に推定する方法である。従来、クリギングでは予測誤差(セミバリオグラム)の推定式を仮定する必要があった。それに関して、本章ではその推定式を理論的に導く方法を提案した。

参考文献(第4章)

- 1) 網干寿夫, 河本勇, 稲葉晃己: ペーパードレーン工法について, 土と基礎, Vol. 13, No. 11, pp. 11 - 18, 1977.
- 2) 堀内孝英, 川村国夫: 信頼性設計のための土質の統計的性質, 土と基礎, Vol. 25, No. 6, pp. 3 - 10, 1965.
- 3) 高木俊介: サンドパイル排水工のためのグラフとその使用例, 土と基礎, Vol. 1, No.2, 1953.
- 4) 建設物価: (財)建設物価調査会, 月刊
- 5) N. Wiener: The Extrapolation, Interpolation and Smoothing of Stationary Time Series with Engineering Applications, John Wiley, 1949.
- 6) 大友詔雄 他: 情報の科学, 情報科学センター, pp. 114 - 125, 1989.
- 7) 松尾 稔: 地盤工学 - 信頼性設計の理念と実際 -, 技法堂出版, pp. 71 - 73, 1984.
- 8) T.M.Burgess et al.: Optimal Interpolation and Isarithmic Mapping of Soil Properties, Journal of Soil Science, pp. 505 - 524, 1980.
- 9) 大西有三, 田中誠, 大澤英昭: 不均質地盤内の地盤定数の推定に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No. 457 / III - 21, pp.51 - 58, 1992.
- 10) 脇田英治, 竹内敦雄, 相京博之: 軟弱地盤上の盛土による圧密沈下の事前予測と現場測定例, 土と基礎, Vol. 36 / No. 7, pp. 57 - 62, 1988.
- 11) 脇田英治・松尾稔: 沈下管理システムとその適用法に関する研究, 土木学会論文集, No. 487 / III - 26, 1994.